



INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTTGART

1994
MITTEILUNG 38

JIANLIN MA

UNTERSUCHUNGEN ZUR STANDSICHERHEIT
DER DURCH STÜTZSCHEIBEN STABILISIERTEN
BÖSCHUNGEN

the 1990s, the number of people in the UK who are aged 65 and over has increased from 10.5 million to 13.5 million (13.5% of the population).

There is a growing awareness of the need to address the needs of older people, and the Government has set out a strategy for the 21st century in the White Paper on *Ageing Better: The Government's Strategy for Older People* (Department of Health 1999).

The White Paper sets out a vision of older people who are able to live independently, and to participate fully in the life of their communities. It also sets out a number of key objectives for the Government:

- To ensure that older people are able to live independently, and to participate fully in the life of their communities.
- To ensure that older people are able to live in their own homes, and to receive the care and support they need to do so.
- To ensure that older people are able to live in good health, and to receive the care and support they need to do so.
- To ensure that older people are able to live in good financial circumstances, and to receive the care and support they need to do so.

The White Paper also sets out a number of key actions for the Government:

- To ensure that older people are able to live in their own homes, and to receive the care and support they need to do so.
- To ensure that older people are able to live in good health, and to receive the care and support they need to do so.
- To ensure that older people are able to live in good financial circumstances, and to receive the care and support they need to do so.
- To ensure that older people are able to live in good social circumstances, and to receive the care and support they need to do so.

The White Paper also sets out a number of key actions for the Government:

- To ensure that older people are able to live in their own homes, and to receive the care and support they need to do so.
- To ensure that older people are able to live in good health, and to receive the care and support they need to do so.
- To ensure that older people are able to live in good financial circumstances, and to receive the care and support they need to do so.
- To ensure that older people are able to live in good social circumstances, and to receive the care and support they need to do so.

The White Paper also sets out a number of key actions for the Government:

- To ensure that older people are able to live in their own homes, and to receive the care and support they need to do so.
- To ensure that older people are able to live in good health, and to receive the care and support they need to do so.
- To ensure that older people are able to live in good financial circumstances, and to receive the care and support they need to do so.
- To ensure that older people are able to live in good social circumstances, and to receive the care and support they need to do so.



UNTERSUCHUNGEN ZUR STANDSICHERHEIT DER DURCH STÜTZSCHEIBEN STABILISIERTEN BÖSCHUNGEN

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

vorgelegt von

Jianlin Ma

geboren in Leshan/China.

Hauptberichter : Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk

Mitberichter : Prof. Dr.-Ing. E. Luz

Tag der mündlichen Prüfung: 18. April 1994

Das Institut für Geotechnik ist eine Einrichtung der Universität Stuttgart

ISBN 3-921837-38-3

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

Herausgegeben 1994 im Eigenverlag des Institutes für Geotechnik

Vorwort des Herausgebers

Hänge, die zum Kriechen neigen, lassen sich auf verschiedene Weise in ihrer Bewegung bremsen. Erfahrungen, die der Unterzeichnete im Zusammenhang mit den Erdbaumaßnahmen für den Ausbau des Alaufstiegs der Autobahn Stuttgart-München machte, zeigten die große Wirtschaftlichkeit von Stützscheiben zur Sicherung von Einschnittböschungen im Vergleich zum Einsatz konstruktiver Rückhaltelemente. Diese Wirtschaftlichkeit läßt sich steigern, wenn man eine Bemessungsregel für den erforderlichen Abstand derartiger Stützscheiben zur Verfügung hat. Die vorliegende Dissertation entwickelt eine solche Regel unter Verwendung konventioneller Nachweisverfahren - allerdings unter Berücksichtigung des räumlichen Versagens-Zustandes.

Die Arbeit baut auf experimentellen Untersuchungen mittels der Großzentrifuge in Bochum auf, über die bereits 1992 bei der Baugrundtagung in Dresden berichtet wurde. Wie dort bereits betont, ist sie ein gutes Beispiel für eine erfolgreiche wissenschaftliche Kooperation von zwei Universitätsinstituten.

Der Bearbeiter hatte seine wissenschaftliche Ausbildung mit dem Abschluß als Master of Science an der Südwest-Jiaotong-Universität in China und kam im Mai 1989 als Stipendiat nach Stuttgart. Nach Durchführung der Modellversuche in Bochum entwickelte er sein eigenes Konzept für den Tragfähigkeitsnachweis der Böschungen mit und ohne Stützscheiben, wobei als Randbedingung berücksichtigt wurde, ob die Scheiben - wie das in der Praxis meist der Fall sein wird - auf einer tieferen Bodenschicht gleitsicher gegründet sind oder in der Böschung "schweben", wie das bei den Versuchen der Fall war.

Es wäre interessant, wenn an dem Problem weiter gearbeitet würde, um z.B. auch einen Verformungsnachweis (Grenzzustand 2) zur Verfügung zu haben.

Smolczyk

Vorwort des Autors

Das vorliegende Mitteilungsheft entstand als Dissertation während meines Aufenthalts als Stipendiat und wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.

Herrn Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk danke ich ganz herzlich für die wertvollen Anregungen und die hilfreichen Unterstützungen zu dieser Arbeit und für die Übernahme des Hauptberichts.

Ebenfalls gilt mein besonderer Dank Herrn Prof. Dr.-Ing. E. Luz für die Übernahme des Mitberichts.

Für die Unterstützung der Durchführung der Zentrifugen-Modellversuche danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. H. L. Jessberger herzlich.

Mein Dank richtet sich auch an alle Kolleginnen und Kollegen des Instituts für die Unterstützung, Diskussion und Förderung.

Meiner Frau Li Meng und meinem Sohn Licheng bin ich für ihre Geduld, ihr Verständnis und ihr Mittragen sehr dankbar.

Nicht zuletzt möchte ich der Hanns-Seidel-Stiftung und der Landesgraduiertenförderung für die zeitweise gebotene Förderung meinen Dank aussprechen.

J.L. Ma

Kurzfassung

Das Stützscheiben-Verfahren zur Stabilisierung oder Sanierung der Böschungen oder Hänge wird aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und des Landschaftsschutzes als eine technisch-wirtschaftliche und umweltverträgliche Lösung in der Praxis oft angewendet, besonders bei schwierigen Geländebedingungen, steilen Rutschungen oder aktiven Rutschgeländen.

Hierzu fehlt bisher aber ein Bemessungskonzept. Von besonderem Interesse ist dabei der Abstand der Stützscheiben, der bei gegebener Scherfestigkeit des gestützten Bodens und der Böschungsgeometrie notwendig ist, um die Böschungsbruchsicherheit auf das gewünschte Niveau zu bringen. In der Praxis ging man deswegen nur relativ unsystematisch von Erfahrungswerten aus.

Der rechnerische Nachweis der Böschung mit Stützscheiben ist ein räumliches Problem. Mit den in der Praxis herkömmlich verwendeten ebenen Verfahren können Standsicherheitswerte derartiger Böschungen unterschätzt werden, da die Stabilisierungswirkung der Stützscheiben nicht nur auf die durch sie an den Böschungskörper direkt abgegebenen zusätzlichen Stützkräfte zurückzuführen ist. Auch spielt dabei die durch sie verursachte räumliche Gestalt des potentiellen Bruchkörpers eine wichtige Rolle.

Mit dieser Arbeit werden die diese beiden wesentlichen Stabilisierungswirkungen möglichst erfassenden Nachweisverfahren der Standsicherheit einer Böschung mit Stützscheiben in relativ einfach anzuwendender Art für die Erdbaupraxis entwickelt, wobei von einem hier ebenfalls erarbeiteten allgemeinen, dreidimensionalen Berechnungsverfahren der Standsicherheit einer räumlichen Böschung ausgegangen wird.

Die Ergebnisse dieser Nachweisverfahren werden durch Zentrifugen-Modellversuche in guter Übereinstimmung bestätigt.

Summary

On the grounds of economics and landscape protection the retaining panels are often used for stabilizing or rehabilitating slopes as a technical, economical and environment compatible solution in practice, particularly in areas of difficult geographical properties, steep or active sliding slopes.

However, until now there is no design rule available to assess that distance of panels, which is necessary to obtain the desired level of safety by a given shear strength of soil and geometry of slope. In practice this was therefore done by relatively unsystematically provided experience.

A slope stabilized by inserted retaining panels is a spatial problem. By means of the plain methods conventionally applied in ground engineering practice an underestimated factor of safety of the slope is obtained, because the stabilizing effects of the retaining panels should not only be led back to the additional supporting forces of the retaining panels to the slope body. But also the spatial form of the potential failure surface in the slopes caused by inserted retaining panels plays an important role for the stabilizing effect.

In this work the numerical methods have been developed in a relatively simple manner, in which the above mentioned two important stabilizing effects of retaining panels are considered. These methods have been extended from a generally valid, comprehensive and three dimensional method of calculating the safety of spatial failure bodies.

The results of centrifuge-model-tests indicate that the failure mechanism of the slopes with inserted retaining panels as well as the bearing capacities obtained by these methods coincide well with those obtained by the experiments.

Inhaltsverzeichnis

Liste der Bezeichnungen	10
Liste der Bilder	12
Liste der Tabellen	18
1. Einführung	19
1.1 Aufgabenstellung	19
1.2 Umfang und Ziel der Untersuchung	21
2. Stand der Technik	23
2.1 Bisherige Anwendungen in der Erdbaupraxis	23
2.2 Nachweisverfahren für räumliche Böschungen	28
2.3 Nachweisverfahren für Böschungen mit Stützscheiben	34
3. Zentrifugen-Modellversuche	35
3.1 Überblick der Zentrifugen-Modelltechnik	35
3.2 Umfang und Ziel der Zentrifugen-Modellversuche	37
3.3 Versuchseinrichtungen	38
3.3.1 Geotechnische Zentrifuge	38
3.3.2 Versuchsbehälter	39
3.3.3 Messung und Beobachtung	40
3.4 Versuchsmaterial	40
3.5 Vorversuche SB1 und SB2	42

3.6	Hauptversuche SB3 - SB10	43
3.6.1	Versuchsplan	43
3.6.2	Versuchsvorbereitung	47
3.6.3	Versuchsdurchführung	48
4.	Darstellung der Versuchsergebnisse	51
4.1	Allgemeines	51
4.2	Verformungen der Modellböschungen	51
4.3	Entwicklungen der Setzungen und Porenwasserüberdrücke	57
4.4	Ergebnisse der Hauptversuche	64
4.5	Wichte, Wassergehalt und Scherfestigkeit des Bodens	66
4.6	Beobachtetes Modellverhalten	66
5.	Räumliches Gleichgewichtsverfahren für Berechnungen der Böschungsstandsicherheit	69
5.1	Allgemeines	69
5.2	Entwicklung des 3D-Verfahrens	70
5.2.1	Geometrie und Bruchmechanismus	70
5.2.2	Statik	72
5.3	Berechnungsprogramm	82
5.3.1	Strategien des Berechnungsprogramms	82
5.3.2	Behandlung der Elemente	83
5.3.3	Diskussion des Winkels α_Q	85
5.4	Eigenschaften des räumlichen Verfahrens	86
5.4.1	Kurzbeschreibung	86
5.4.2	Vergleich mit den Ergebnissen von H.OCHMANN (1988)	86
5.4.3	Flache Böschungen	88
5.4.4	Steile Böschungen	91
5.4.5	Böschungen mit Grundwasser	94
5.4.6	Abhängigkeit des Standsicherheitsbeiwertes von der Elementanzahl; Vergleich mit LESHCHINSKY (1988 und 1992)	97
5.4.7	F_{3D} als Funktion des Parameters $c/H\gamma \tan\varphi$	102
5.4.8	Berechnungszeit im PC	106
5.5	Kurzfassung des räumlichen Standsicherheitsnachweisverfahrens	109

6. Nachweisverfahren der Standsicherheit von Böschungen mit Stützscheiben	111
6.1 Allgemeines	111
6.2 Vorüberlegungen	111
6.3 Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben	115
6.3.1 2DS-Verfahren	115
6.3.2 3DS-Verfahren	116
6.3.3 3D-Verfahren	117
6.3.4 Berechnungsprogramme	117
6.3.5 Darstellung der Berechnungsergebnisse	120
6.3.6 Änderungen des Bruchkörpers mit dem Parameter $c/H\gamma\tan\varphi$	127
6.3.7 Diskussion der Berechnungszeit im PC	129
6.4 Böschungen mit "schwebenden" Stützscheiben	129
6.4.1 Kurzbeschreibung	129
6.4.2 Versagensmöglichkeiten der "schwebenden" Stützscheiben	129
6.4.3 Stabilitätsanalyse für die Versagensmöglichkeit 1	130
6.4.4 Stabilitätsanalyse für die Versagensmöglichkeit 2	133
6.4.5 Ergebnisse der Berechnung und Vergleich mit den Modellversuchen	135
7. Zusammenfassung und Ausblick	145
Literaturverzeichnis	149
Anhang	153

Liste der Bezeichnungen

Symbol	Dimension	Begriff
Zahlen		
<i>2D</i>	-	zweidimensional
<i>3D</i>	-	dreidimensional
Lateinische Buchstaben		
<i>A</i>	m ²	Fläche
<i>A_m</i>	cm	Abstand der Stützscheiben der Modellböschung
<i>a</i>	m	Halbachse des elliptischen Bruchkörpers
<i>B₁, B₂, B₃, B_S</i>	m	geometrische Abmessungen der Stützscheiben
<i>BX</i>	m	Breite der Seitenfläche des Elements in X-Richtung
<i>BY</i>	m	Breite der Seitenfläche des Elements in Y-Richtung
<i>b</i>	m	Halbachse des elliptischen Bruchkörpers
<i>c</i>	kN/m ²	Kohäsion des Bodens
<i>c_u</i>	kN/m ²	Kohäsion des undränierten Bodens
<i>DC</i>	kN	Tangentialkraft aus Kohäsion in unterer Fläche des Elements
<i>Dφ</i>	kN	Tangentialkraft infolge Reibung in unterer Fläche des Elements
<i>F</i>	-	Standsicherheit der Böschung
<i>FF</i>	-	Standsicherheit der Böschung aus Kraft-Gleichgewichtsbedingungen
<i>FM</i>	-	Standsicherheit der Böschung aus Momentenbedingung
<i>g</i>	m/s ²	Erdbeschleunigung
<i>H</i>	m	Höhe der Böschung
<i>H_m</i>	cm	Höhe der Modellböschung
<i>h</i>	m	Höhe der Seitenfläche des Elements
<i>K₀</i>	-	Erdruchdruckbeiwert
<i>max L</i>	m	halbe Kantenlänge des Bruchkörpers der Böschung (im Kapitel 5); halber Abstand der Stützscheiben (im Kapitel 6)

N'	kN	effektive Normalkraft an unterer Fläche des Elements
NX	-	Anzahl der Elementreihen in X -Richtung
NY	-	Anzahl der Elementspalten in Y -Richtung
NXZ'	kN	die in X - Z Ebene projizierte Komponente der Kraft N'
n	-	Anzahl des g -Niveaus (in Kap. 3 und 4); Anzahl der unterteilten Elemente (in Kap. 5 und 6)
PY	kN	horizontale Normalkraft in Y -Richtung auf der Seitenfläche des Elements
Q	kN	Ersatzkraft des Elements
RC	kN	Tangentialkraft aus Kohäsion in der Seitenfläche des Elements
$R\varphi$	kN	Tangentialkraft infolge Reibung in der Seitenfläche des Elements
r	m	Hebelarm der unteren Tangentialkraft $DX=DC+D\varphi$
rC	m	Hebelarm der seitlichen Tangentialkraft aus Kohäsion
$r\varphi$	m	Hebelarm der seitlichen Tangentialkraft infolge Reibung
SC	kN	Stützkraft der Stützscheiben aus Kohäsion in der Seitenfläche des Elements
$S\varphi$	kN	Stützkraft der Stützscheiben infolge Reibung in der Seitenfläche des Elements
U	kN	Kraft aus Porenwasserdruck an unterer Fläche des Elements
UXZ	kN	die in X - Z Ebene projizierte Komponente der Kraft U
W	kN	Eigengewicht
XI	kN	siehe Gl.(5-15)
$X2$	kN	siehe Gl.(5-16)
(x_c, z_c)	-	Mittelpunkt des Gleitkreises beim $2D$ -Verfahren; Mittelpunkte des elliptischen Gleitkörpers beim $3D$ -Verfahren

Griechische Buchstaben

αQ	°	Winkel zwischen Ersatzkraft Q und X -Richtung
αX	°	Neigungswinkel der unteren Tangentialfläche in X -Richtung
αY	°	Neigungswinkel der unteren Tangentialfläche in Y -Richtung
αC	°	Winkel der Tangentialkraft aus Kohäsion in X -Richtung
$\alpha\varphi$	°	Winkel der Tangentialkraft infolge Reibung in X -Richtung
β	°	Böschungsneigung
γ	kN/m ³	Wichte des Bodens

Nicht ausgeführte Bezeichnungen siehe die örtlichen Erläuterungen.

Liste der Bilder

Bild Nr.	Titel	Seite
2-1	Anordnung von Steinquersickern (KÉZDI 1970)	23
(a)	Querschnitt	
(b)	Draufsicht	
2-2	Stützscheiben zur Böschungsstabilisierung (SMOLTZYK 1987)	24
2-3	Aushub für Stützscheiben (HILMER 1991)	24
2-4	Vermischen des Bodens mit Zementsuspension (KRAUTER 1992)	25
2-5	Stützscheibenreihe 4 im Längsschnitt zur Hangstabilisierung Hartenberg/Mainz (GÄSSLER 1989)	25
2-6	Stützscheibenreihen und Entwässerungsrigolen (Grundriß) zur Hangstabilisierung Hartenberg/Mainz (GÄSSLER 1989)	26
2-7	Stützscheibenreihe 4 im Längsschnitt zur Rutschstabilisierung an der A4 bei Wartha (KRAUTER 1989)	26
2-8	Stützscheibenreihen im Grundriß zur Rutschstabilisierung an der A4 bei Wartha (KRAUTER 1992)	27
2-9	Beispiele aus der Praxis	28
(a)	Dammböschung in einem Tal	
(b)	Baugrube mit frei liegenden Wänden	
(c)	Böschung mit Stützscheiben	
(d)	Böschung mit Dübeln und Ankern	
2-10	Unterteilung des räumlichen Bruchkörpers (ANAGNOSTI 1969)	29
2-11	Verschiedene 3D-Bruchmodelle von Böschungen (BALIGH 1975)	30
2-12	Ergebnisse von BALIGH (1975)	31
2-13	Draufsicht des Bruchkörpers (CHEN 1983)	31
2-14	Ergebnisse von CHEN (1983)	32
2-15	Bruchkörper einer vertikalen Böschung (LESHCHINSKY 1988)	32
2-16	Draufsicht der Richtungen von Scherkräften (LESHCHINSKY 1988)	33
2-17	Stabilitätsuntersuchung einer Böschung mit Scheiben (KÉZDI 1970)	34
3-1	Geotechnische Zentrifuge der Ruhr-Universität Bochum	38
3-2	Versuchsbehälter für die Hauptversuche	39
3-3	Plexiglas-Scheibe	39
3-4	Weggeber	40
3-5	Porenwasserdruckgeber	40
3-6	Modellaufbau für SB1	42
3-7	Modellaufbau für SB2	42
3-8	Skizze des Modellaufbaus für Hauptversuche	43
3-9	Modellaufbau für SB3	45
3-10	Modellaufbau für SB4	45

3-11	Modellaufbau für SB5	46
3-12	Modellaufbau für SB6	46
3-13	Modellaufbau für SB7	46
3-14	Modellaufbau für SB8	46
3-15	Modellaufbau für SB9	47
3-16	Modellaufbau für SB10	47
4-1	Quersicht von SB3 vor dem Versuch	52
4-2	Quersicht von SB3 nach dem Versuch	52
4-3	Draufsicht von SB3 vor dem Versuch	52
4-4	Draufsicht von SB3 nach dem Versuch	52
4-5	Quersicht von SB4 vor dem Versuch	53
4-6	Quersicht von SB4 nach dem Versuch	53
4-7	Draufsicht von SB4 vor dem Versuch	53
4-8	Draufsicht von SB4 nach dem Versuch	53
4-9	Quersicht von SB5 vor dem Versuch	54
4-10	Quersicht von SB5 nach dem Versuch	54
4-11	Draufsicht von SB5 vor dem Versuch	54
4-12	Draufsicht von SB5 nach dem Versuch	54
4-13	Quersicht von SB6 vor dem Versuch	55
4-14	Quersicht von SB6 nach dem Versuch	55
4-15	Draufsicht von SB6 vor dem Versuch	55
4-16	Draufsicht von SB6 nach dem Versuch	55
4-17	Quersicht von SB10 vor dem Versuch	56
4-18	Quersicht von SB10 nach dem Versuch	56
4-19	Draufsicht von SB10 vor dem Versuch	56
4-20	Draufsicht von SB10 nach dem Versuch	56
4-21	P-Z-K der <i>PWDG</i> 1,2,3,4,5,6 von SB3	57
4-22	S-Z-K der <i>WG</i> 3,4,5,6,7,8 von SB4	58
4-23	S-Z-B der <i>WG</i> 1,2,3,4,5 von SB3	58
4-24	S-G-B der <i>WG</i> 1,2,3,4,5 von SB3	59
4-25	P-Z-B der <i>PWDG</i> 1,2,3,4,5,6 von SB3	59
4-26	P-Z-B der <i>PWDG</i> 1,2,5,6 von SB4	60
4-27	P-G-B der <i>PWDG</i> 1,2,5,6 von SB4	60
4-28	S-Z-B der <i>WG</i> 1,2,3,4,5 von SB4	61
4-29	P-Z-B der <i>PWDG</i> 1,2,3,4,5,6 von SB5	61
4-30	S-Z-B der <i>WG</i> 1,2,5,6 von SB5	62
4-31	P-Z-B der <i>PWDG</i> 1,3,5 von SB6	62
4-32	S-Z-B der <i>WG</i> 1,2,3,4,5 von SB6	63
4-33	P-Z-B der <i>PWDG</i> 3,4,5,6,7,8 von SB10	63
4-34	S-Z-B der <i>WG</i> 6,7,8,9,10 von SB10	64
4-35	Versuchsergebnisse in Abhängigkeit vom Verhältnis Scheibenabstand/Böschungshöhe	65
5-1	Skizze eines elliptischen Bruchkörpers in räumlicher Darstellung	71
5-2	Darstellung des Elements (i,j)	72
5-3	Skizze der Einzelheiten von Element (i,j)	75
5-4	Darstellung des Elements (i,j) nach den Vereinfachungen	77

	(a)	(b)	
	Perspektiv-Bild	Seitensicht	
5-5	Kraftecke für das Element (i,j)		78
5-6	Raster der Gleitachse (x_e, z_e) für Berechnungen		83
5-7	Behandlung der an der Grenze des elliptischen Bruchkörpers liegenden Elemente		84
5-8	Beispiel 1 zum Vergleich mit dem Fall $\max L/H \rightarrow \infty$		87
	(a) F_{3D} als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$		
	(b) F_{3D}/F_{KEM} als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$		
5-9	Beispiel 2 zum Vergleich bei flacher Böschung mit $\varphi \rightarrow 0$		89
	(a) F_{3D} als Funktion von $\max L/H$ bei vorgegebenem Zwangspunkt des Bruchkörpers		
	(b) F_{3D} und F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $\max L/H$		
5-10	Beispiel 3 zum Vergleich bei flacher Böschung mit $c \rightarrow 0$		90
	(a) F_{3D} als Funktion von $\max L/H$ bei vorgegebenem Zwangspunkt des Bruchkörpers		
	(b) F_{3D} und F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $\max L/H$		
5-11	Beispiel 4 zum Vergleich bei steiler Böschung mit $\varphi \rightarrow 0$		92
	(a) F_{3D} als Funktion von $\max L/H$ bei vorgegebenem Zwangspunkt des Bruchkörpers		
	(b) F_{3D} und F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $\max L/H$		
5-12	Beispiel 5 zum Vergleich bei steiler Böschung mit $\varphi \rightarrow 0$		93
	(a) F_{3D} als Funktion von $\max L/H$ bei vorgegebenem Zwangspunkt des Bruchkörpers		
	(b) F_{3D} und F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $\max L/H$		
5-13	Skizze der Böschung mit Grundwasser		94
5-14	Beispiel 6 zum Vergleich der Böschung mit Grundwasser		95
	(a) F_{3D} als Funktion von $\max L/H$		
	(b) F_{3D} und F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $\max L/H$		
5-15	Beispiel 7 zum Vergleich der Böschung ohne Grundwasser		96
	(a) F_{3D} als Funktion von $\max L/H$		
	(b) F_{3D} und F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $\max L/H$		
5-16	Standsicherheitswert als Funktion der Lamellenanzahl für homogenen, kohäsiven Boden (H.OCHMANN, 1988)		97
5-17	Skizze eines elliptischen Bruchkörpers nach Abb.5-1 in der Projektion		98
5-18	Beispiel 1 zum Vergleich mit LESHCHINSKY et al. (1992)		100
	(a) Grundriß der Elemententeilung		
	(b) Aufriß der Bruchfigur für verschiedene Abstände y/H		
5-19	Beispiel 1 zum Vergleich mit dem eigenen 3D-Verfahren		100
	(a) Grundriß der Elemententeilung		
	(b) Aufriß der Bruchfigur für verschiedene Abstände y/H		
5-20	(a) Beispiel 2 für den Einfluß der Elementanzahl beim 3D-Verfahren und Vergleich mit LESHCHINSKY et al. (1988)		101
5-20	(b) Beispiel 3 für den Einfluß der Elementanzahl beim 3D-Verfahren und Vergleich mit LESHCHINSKY et al. (1988)		101
5-21	Beispiel 1 zur Darstellung der Ergebnisse von verschiedenen		

	Parametern $c/H\gamma\tan\varphi$	103
(a)	F_{3D} als Funktion von $\max L/H$ und des Parameters $c/H\gamma\tan\varphi$	
(b)	F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $\max L/H$ und des Parameters $c/H\gamma\tan\varphi$	
5-22	Beispiel 2 zur Darstellung der Ergebnisse von verschiedenen Parametern $c/H\gamma\tan\varphi$	104
(a)	F_{3D} als Funktion von $\max L/H$ und des Parameters $c/H\gamma\tan\varphi$	
(b)	F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $\max L/H$ und des Parameters $c/H\gamma\tan\varphi$	
5-23	Beispiel 3 zur Darstellung der Ergebnisse von verschiedenen Parametern $c/H\gamma\tan\varphi$ für den Fall mit Grundwasser	105
(a)	F_{3D} als Funktion von $\max L/H$ und des Parameters $c/H\gamma\tan\varphi$	
(b)	F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $\max L/H$ und des Parameters $c/H\gamma\tan\varphi$	
5-24	Beispiel zur Untersuchung der Berechnungszeit	107
6-1	Skizze eines elliptischen Bruchkörpers einer Böschung mit Stützscheiben für das $3DS$ -Verfahren	112
6-2	Skizze eines Bruchkörpers aus einfach erweitertem Verfahren nach KREY/BISHOP für das $2DS$ -Verfahren	113
6-3	Skizze eines elliptischen Bruchkörpers einer Böschung mit der Randbedingung für das $3D$ -Verfahren	114
6-4	Ansatz der seitlichen Stützkräfte für das $2DS$ -Verfahren	116
6-5	Ansatz der seitlichen Stützkräfte von Stützscheiben für das $3DS$ -Verfahren	117
6-6	Beispiele zur Bestimmung des min. Wertes F_{3D} beim $3DS$ -Verfahren . . .	119
6-7	Beispiel 1 zu Ergebnissen der Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben	121
(a)	F von $2DS$ -, $3DS$ - und $3D$ -Verfahren als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$	
(b)	F/F_{KEM} von $2DS$ -, $3DS$ - und $3D$ -Verfahren als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$	
6-8	Beispiel 2 zu Ergebnissen der Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben	122
(a)	F von $2DS$ -, $3DS$ - und $3D$ -Verfahren als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$	
(b)	F/F_{KEM} von $2DS$ -, $3DS$ - und $3D$ -Verfahren als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$	
6-9	Beispiel 3 zu Ergebnissen der Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben	123
(a)	F von $2DS$ -, $3DS$ - und $3D$ -Verfahren als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$	
(b)	F/F_{KEM} von $2DS$ -, $3DS$ - und $3D$ -Verfahren als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$	
6-10	Beispiel 4 zu Ergebnissen der Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben	124
(a)	F von $2DS$ -, $3DS$ - und $3D$ -Verfahren als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$	
(b)	F/F_{2D} von $2DS$ -, $3DS$ - und $3D$ -Verfahren als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$	

6-11	Beispiel 5 zu Ergebnissen der Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben	125
(a)	F von 2DS-, 3DS- und 3D-Verfahren als Funktion des Verhältnisses $max L/H$	
(b)	F/F_{2D} von 2DS-, 3DS- und 3D-Verfahren als Funktion des Verhältnisses $max L/H$	
6-12	Beispiel 6 zu Ergebnissen der Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben	126
(a)	F von 2DS-, 3DS- und 3D-Verfahren als Funktion des Verhältnisses $max L/H$	
(b)	F/F_{2D} von 2DS-, 3DS- und 3D-Verfahren als Funktion des Verhältnisses $max L/H$	
6-13	Querschnitt der Bruchfigur bei kleinem Parameter $c/H\gamma\tan\varphi$	128
(a)	2DS-Verfahren (b) 3DS-Verfahren	
6-14	Querschnitt der Bruchfigur bei großem Parameter $c/H\gamma\tan\varphi$	128
(a)	2DS-Verfahren (b) 3DS-Verfahren	
6-15	Darstellung der zwei Versagensmöglichkeiten für Böschungen mit "schwebenden" Stützscheiben	130
6-16	Darstellung der Einzelheiten für die Versagensmöglichkeit 1	131
6-17	Aufriß der skizzierten Bruchfiguren des 2DS- und 3DS-Verfahrens	134
6-18	Berechnungs- und Versuchsergebnisse als Funktion von $max L/H$ ($\varphi=0^\circ$, $\beta=60^\circ$)	137
6-19	Berechnungs- und Versuchsergebnisse als Funktion von $max L/H$ ($\varphi=0^\circ$, $\beta=45^\circ$)	137
6-20	Berechnungs- und Versuchsergebnisse als Funktion von $max L/H$ ($\varphi=1^\circ$, $\beta=60^\circ$)	138
6-21	Berechnungs- und Versuchsergebnisse als Funktion von $max L/H$ ($\varphi=1^\circ$, $\beta=45^\circ$)	138
6-22	F_{3D}/F_{2D} in Bezug auf das Verhältnis $max L/H$ ($\beta=60^\circ$)	139
6-23	F_{3D}/F_{2D} in Bezug auf das Verhältnis $max L/H$ ($\beta=45^\circ$)	139
6-24	Vergleich des Bruchkörpers von der Berechnung mit dem Versuch SB10	143
(a)	Modellversuch SB10 nach dem Versuch ($\beta=60^\circ$) von oben	
(b)	Darstellung des gerechneten Bruchkörpers von SB10 von oben	
(c)	Modellversuch SB10 nach dem Versuch ($\beta=60^\circ$) von der Seite	
(b)	Darstellung des gerechneten Bruchkörpers von SB10 von der Seite	
6-25	Fotos vor und nach dem Ausgraben vom Modellversuch SB6	144
(a)	Modellversuch SB6 nach dem Versuch ($\beta=60^\circ$) vor dem Ausgraben	
(b)	Modellversuch SB6 nach dem Versuch ($\beta=60^\circ$) nach dem Ausgraben	

Liste der Tabellen

Tal. Nr.	Titel	Seite
3-1	Maßstabsfaktoren in der Zentrifugen-Modelltechnik	36
3-2	Bodenkennwerte des Kaolins	41
3-3	Bestandteile des Mikrobetons	41
3-4	Kennwerte des Mikrobetons	41
3-5	Belastungsstufen in der Versuchsdurchführung	49
4-1	Zusammenstellung der wichtigen Daten	65
5-1	Daten und Ergebnisse aus H.OCHMANN (1988)	86
5-2	Daten für Abb.5-14 und Abb.5-15	94
5-3	Schema des Beispiels zum Einfluß der Berechnungszeit	108
6-1	Eingabedaten für die in Abb.6-18 ~ 6-21 aufgetragenen Rechenergebnisse	136
6-2	Eingabedaten für die in Abb.6-22 und 6-23 aufgetragenen Rechenergebnisse	136

Kapitel 1

Einführung

1.1 Aufgabenstellung

Wenn die Tragfähigkeit und Standsicherheit von Böschungen erhöht oder rutschaktive Hänge stabilisiert werden sollen, kann dies in der Erdbaupraxis mit verschiedenen konstruktiven Baumaßnahmen erreicht werden wie z.B. Stützmauer, Stützwände, stützmauerartige Verbundkonstruktionen, Bodenvernagelungen und -verdübelungen, aufgelöste Stützkonstruktionen oder ihre Kombinationen.

In jüngster Zeit ist Umwelt- und Naturschutz ein wichtiges Thema geworden. Er ist für Bauingenieure selbstverständlich auch eine wichtige Aufgabe. In o.g. Fällen muß also aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und des Landschaftsschutzes oft ein Kompromiß zwischen der Forderung nach ausreichender Standsicherheit der Böschungen und der nach minimalem Landverbrauch gefunden werden, wobei der dort anstehende Boden als Baumaterial maximal benutzt und die Böschungsstandsicherheit durch konstruktive Zusatzmaßnahmen auf das gewünschte Niveau gebracht werden kann.

In den vergangenen Jahren wurden im Böschungskörper eingesetzte, in der Falllinie der Böschung verlaufende, streifenförmig angeordnete Stützscheiben aus Kies, Schotter, Einkornbeton oder Erdbeton bzw. Boden-Zement-Gemisch im Sinne einer solchen Zusatzmaßnahme häufig in der Praxis angewendet. Auch hangparallele Reihen von Großbohrpfählen oder Schottersäulen wurden als Alternative zu diesem Zweck vorgeschlagen.

Bei Planungen und Ausführungen dieses Stützscheibenverfahrens sind zahlreiche empirische Erfahrungen für Hang- und Böschungstabilisierungen erlangt worden, so daß dieses Verfahren als eine technisch-wirtschaftliche und umweltverträgliche Lösung ausdrücklich empfohlen werden kann.

Dabei sind die Fragen bisher aber offen, wie die erreichten Erfahrungen sowohl auf experimentellem wie auch auf theoretischem Weg nachgewiesen werden können um zu klären, wie ein Böschungskörper zwischen Stützscheiben versagt, wie sich ein Bruchkörper mit Stützscheiben von Anfang an bis zum Bruchzustand ausbildet, welche Rolle die Geometrie und Bodenart der Böschungen, der Zustand und die Geometrie der Stützscheiben usw. für das Verhalten solcher Böschungen spielen.

Von besonderem Interesse ist dabei der Abstand der Stützscheiben, der bei gegebener Scherfestigkeit des gestützten Bodens und Böschungsgeometrie notwendig ist, um die erforderliche Böschungsstandsicherheit zu erreichen.

Hierzu fehlt jedoch bisher eine allgemeingültige Bemessungsregel. In der Praxis ging man deswegen nur relativ unsystematisch von Erfahrungen aus. Allerdings ist dies für Grundbauingenieure für die optimale Planung und Bemessung eines solchen Bauwerkes mit erforderlicher Standsicherheit ungünstig und problematisch. Deshalb ist bis jetzt das Verfahren doch noch eher als empirische Methode einzustufen.

Für die durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen oder Hänge sind bisher keine Versagensfälle bekannt, und es gibt auch keine verwertbaren Ergebnisse aus experimentellen Versuchen, aus denen Rückschlüsse gezogen werden können. Ähnliche theoretische Behandlungen sind in der veröffentlichten Literatur kaum zu finden. Deswegen ist die vorgelegte Untersuchung aus experimenteller und theoretischer Sicht erforderlich.

Für experimentelle Untersuchungen könnten dazu Versuche sowohl großmaßstäblich als auch normal kleinmaßstäblich bzw. statisch im 1g-Schwerefeld durchgeführt werden. Großmaßstäbliche Versuche mußten wegen sehr hoher Kosten ausgeschlossen werden. Normale 1g-Schwerefeldmodellversuche schieden im Hinblick auf die Schwierigkeit der Simulation von Böschungen, in welchen das Bodeneigengewicht für die Ausbildung des bis zum Grenzzustand auftretenden Bruchkörpers eine überwiegende Rolle spielt, ebenfalls aus.

Dagegen liefert die Zentrifugen-Modelltechnik eine zweckmäßige und vorteilhafte Versuchsmöglichkeit. Mit Hilfe von Zentrifugen-Modellversuchen läßt sich der Bruchkörper im Böschungsmodell aus dem zentrifugal beschleunigten Bodeneigengewicht so gut ausbilden, daß eine möglichst realistische Abbildung des bei der Prototypböschung auftretenden Bruchkörpers ermöglicht werden kann. Deshalb wurde der Versuchsteil dieser Untersuchungen in der Bochumer Geotechnischen Großzentrifuge durchgeführt.

Die theoretische Ermittlung der Böschungsstandsicherheit mit Stützscheiben ist ein räumliches Problem, besonders wenn der Abstand der Stützscheiben bei gegebener Böschungsgeometrie,

z.B. Böschungshöhe, vergleichsweise klein ist. Mit den bis jetzt in der Praxis herkömmlich verwendeten zweidimensionalen Nachweisverfahren kann dies nicht effektiv behandelt werden. Auf eine systematische Untersuchung mittels dreidimensionaler Finite-Elemente-Methode (*FEM*) wurde aber wegen ihres großen Aufwandes verzichtet.

Es wurde beabsichtigt, ein umfassendes, räumliches, relativ einfaches Berechnungsverfahren aus dem Gleichgewichtsverfahren zu entwickeln, womit die Standsicherheit einer Böschung im räumlichen Fall ermittelt werden kann. Darauf aufbauend wurden Methoden für die Berechnung der Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen entwickelt. Außerdem kann mit diesem Verfahren eine Abschätzung der Standsicherheit einer Böschung, welche durch geometrische Randbedingungen oder konstruktive Zusatzmaßnahmen als räumliches Problem anzusehen ist, vorgenommen werden.

1.2 Umfang und Ziel der Untersuchung

In dem vom Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau geförderten Forschungsvorhaben wurden insgesamt 10 Zentrifugen-Modellversuche geplant.

Wegen der Begrenzung der Versuchsanzahl konnten nicht alle in Kapitel 1.1 genannten Probleme untersucht werden. So mußten sich die Versuche auf die Hauptfrage konzentrieren, wie das Verhältnis zwischen dem Abstand der Stützscheiben und der Böschungshöhe zur Erhöhung der Standsicherheit einer solchen Böschung beiträgt. Auch theoretisch konzentrierte sich die Untersuchung auf diese Frage.

Damit ergeben sich folgende Ziele:

- ein räumliches Berechnungsverfahren (*3D*) des Standsicherheitsnachweises von Böschungen zu entwickeln,
- ein geeignetes Berechnungsmodell von Böschungen mit Stützscheiben zu formulieren,
- dieses Berechnungsmodell durch Zentrifugen-Modellversuche zu bestätigen und damit
- ein Bemessungskonzept mit erforderlicher Standsicherheit von Böschungen mit Stützscheiben für die Erdbaupraxis aufzustellen.

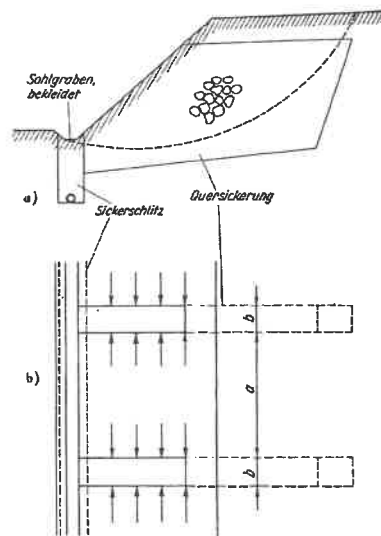
Kapitel 2

Stand der Technik

2.1 Bisherige Anwendungen in der Erdbaupraxis

Untersuchungen von Böschungen und ihre Stabilisierungen sind ein klassisches Thema der Bodenmechanik und des Grundbaus. Um Rutschungen an natürlichen oder künstlichen Hängen, Einschnitts- und Dammböschungen zu vermeiden, zu sanieren oder zu stabilisieren, wurden bisher viele verschiedene konstruktive Baumaßnahmen entwickelt und in der Erdbaupraxis angewendet.

Das im Böschungskörper eingesetzte, in der Falllinie der Böschung verlaufende, streifen- oder schlitzförmig angeordnete Quersickerungsverfahren ist eine davon. Wie in Abb.2-1 dargestellt, sind Quersickerungen in der Falllinie der Böschung langgeschlitzte Gräben, die mit durchlässigem, grobem Material gefüllt werden. Allerdings dienen sie vor allem zur Entwässerung. Sie begünstigen die Grundwasserströmung, führen das Wasser rasch ab und senken dann den Grundwasserspiegel schnell ab. Dadurch wird eine Rutschgefahr infolge des Grundwassers abgemindert. Außerdem wirken sie durch Reibung zwischen den umgebenden Erdmassen und den Seitenflächen der Steinquersickerungen als direkte Unterstützung auf die Stabilität der



(a) Querschnitt (b) Draufsicht
Abb.2-1: Anordnung von Steinquersickern
(KÉZDI 1970)

Böschung. Im Hinblick auf diese Stützwirkung könnten diese Steinquersickerungen auch als "Stützscheiben" angesehen werden.

Zur Böschungsstabilisierung werden in der Praxis oft Stützscheiben aus Kies, Schotter oder Einkornbeton verwendet (s. Abb.2-2), die entweder eine stützende Funktion haben oder als Entwässerung dienen und somit eine indirekte Stützwirkung bewirken.

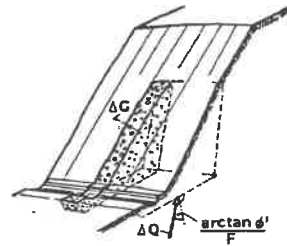


Abb.2-2: Stützscheiben zur Böschungsstabilisierung (SMOLTCZYK 1987)

Etwa seit 20 Jahren werden in der Fallinie der Böschung streifenförmig angeordnete Stützscheiben aus "Erdbeton", ein "in-situ"-bodenverfestigtes Boden-Zement-Gemisch, zur Böschungsstabilisierung und Rutschsanierung in der Praxis angewendet.

Ein wesentlicher Unterschied zwischen den Stützscheiben aus Erdbeton und aus o.g. groben Materialien besteht darin, daß erstere kaum wasserdurchlässig und letztere durchlässig sind. Außerdem ist die Festigkeit beim ersten Verfahren viel größer als die beim zweiten. Deswegen dienen Stützscheiben aus Erdbeton nur zur direkten Unterstützung der Stabilität der Böschungen oder Hänge.

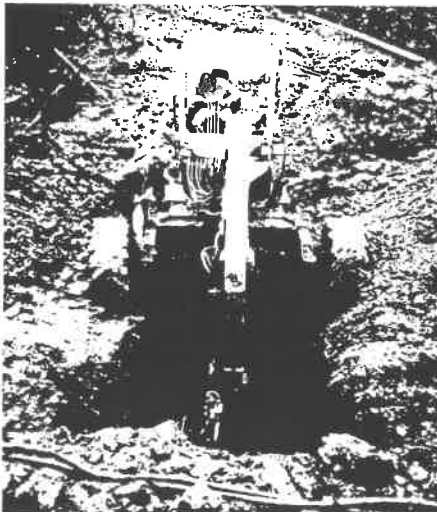


Abb.2-3: Aushub für Stützscheiben (HILMER 1991)

Bei diesem Verfahren werden in der Fallinie der Böschungen streifenförmig Schlitze in den anstehenden Deckschichten von gerutschten oder zu stabilisierenden Böschungen bis zum Erreichen eines standsicheren Untergrundes ausgehoben (s. Abb.2-3). Unmittelbar danach wird das ausgehobene Erdmaterial unter Zugabe von Zementsuspension im Schlitz intensiv durchgemischt und wieder eingefüllt (s. Abb.2-4).

Hierbei wird der ausgehobene oder abgerutschte Boden als Baumaterial wieder genutzt und die Böschungsstabilität durch die Stützscheiben erhöht (s. Abb.2-5, 2-6, 2-7 und 2-8), wobei ein möglichst großer Teil der abgerutschten Erdmassen

wieder auf die Hänge verteilt wird, damit die abzutransportierenden Erdmassen minimal sind oder keine Deponierung erforderlich ist.

Zur erforderlichen Entwässerung können Rigolen entlang bzw. zwischen den Stützscheiben eingebaut werden (s. Abb.2-6).



Abb.2-4: Vermischen des Bodens mit Zementsuspension (KRAUTER 1992)

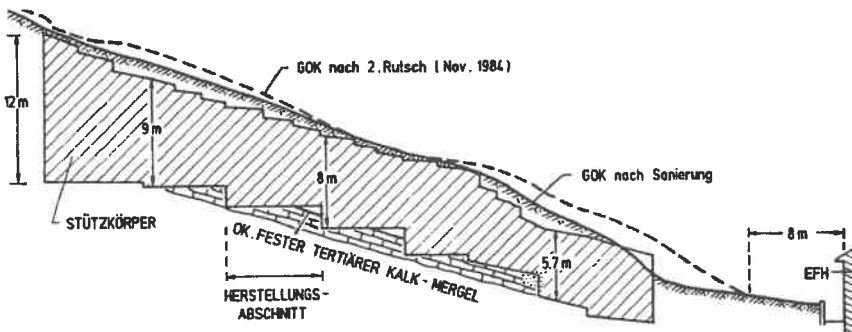


Abb.2-5: Stützscheibenreihe 4 im Längsschnitt zur Hangstabilisierung Hartenberg/Mainz (GÄSSLER 1989)

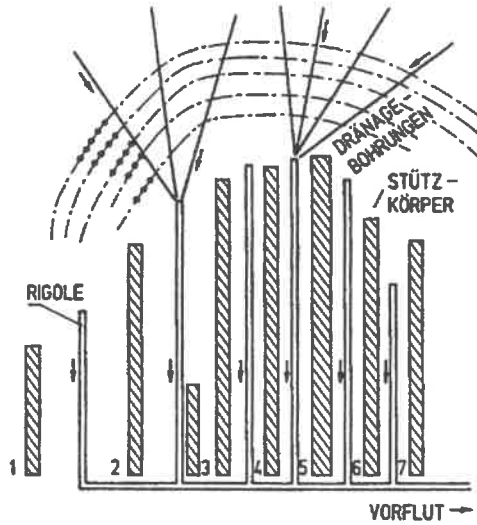


Abb.2-6: Stützscheibenreihen und Entwässerungsrigolen (Grundriß) zur Hangstabilisierung Hartenberg/Mainz (GÄSSLER 1989)

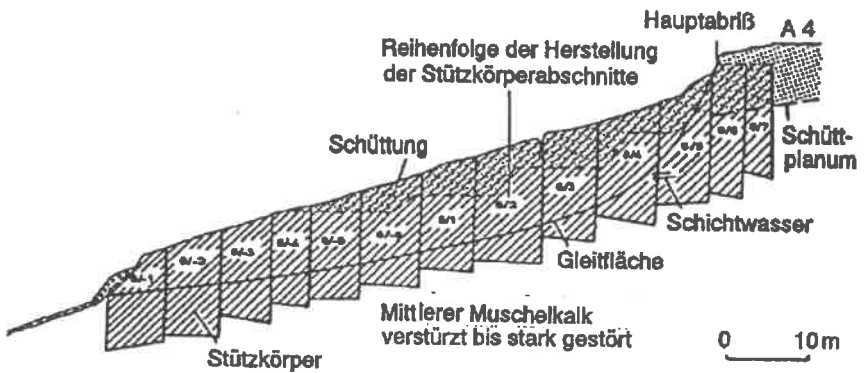


Abb.2-7: Stützscheibenreihe 4 im Längsschnitt zur Rutschstabilisierung an der A4 bei Wartha (KRAUTER 1992)

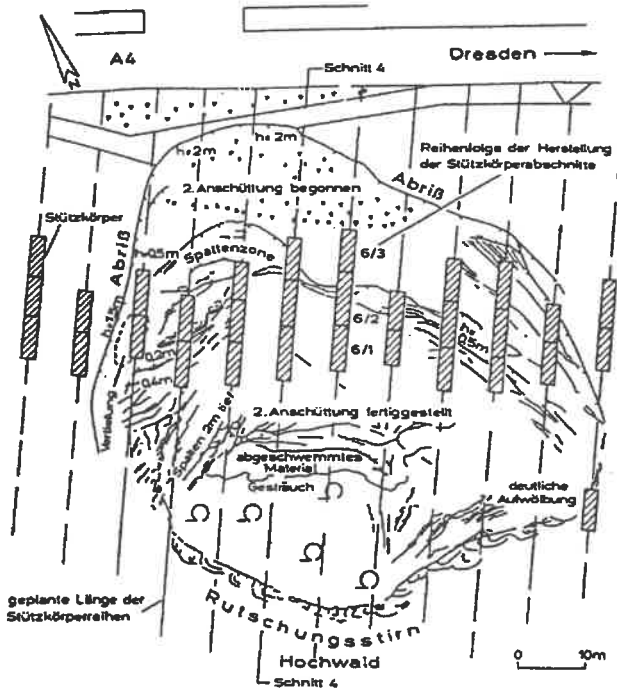


Abb.2-8: Stützscheibenreihen im Grundriß zur Rutschstabilisierung an der A4 bei Wartha (KRAUTER 1992)

Durch die bisher über 40 Hang- und Böschungsstabilisierungen mit Erdbeton-Stützscheiben sind zahlreiche Erfahrungen vorhanden. Nachfolgend werden einige wesentliche davon wiedergegeben (GÄSSLER 1989 und KRAUTER 1992):

- Das Verfahren kann in allen bindigen und sandig-kiesigen Böden und in der Felsverwitterungszone angewendet werden.
- Der optimale Einsatz ist bei einer Gleitflächentiefe bis 6 m u. GOK. Aber auch bei tiefer liegender Gleitfläche (ca. 10 m) ist die Methode noch anwendbar und wirtschaftlich.
- Bei schwierigen Geländebedingungen, steilen Rutschungen oder aktiven Rutschgeländen ist das Verfahren mit Schreitbagger besonders geeignet.
- Es sind kein Antransport von Bodenmaterial und kein Abfahren von Rutschmassen auf Deponien erforderlich.

Für das technisch-wirtschaftlich und umweltverträglich zweckmäßige Verfahren fehlt jedoch

bisher ein Bemessungskonzept, womit der erforderliche Abstand derartiger Stützscheiben in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit des gestützten Bodens und der Böschungsgeometrie bemessen werden kann. In der Praxis ging man deswegen nur relativ unsystematisch von Erfahrungen aus, wie z.B. von einer Faustregel mit:

$$\text{Abstand} = 2,5 \times \text{Stützscheibenbreite}$$

(KRAUTER 1992).

2.2 Nachweisverfahren für räumliche Böschungen

In der Natur und Erdbaupraxis kommen in den meisten Fällen räumlich gerutschte Böschungen oder Hänge vor. Auch kann eine herkömmlich als zweidimensional (2D) anzusehende Böschungsbruchform durch geometrische Randbedingungen (z.B. wie (a) und (b) in Abb.2-9) oder Einsatz von konstruktiven Baumaßnahmen (z.B. wie (c) und (d) in Abb.2-9) zur räumlichen werden. Im ersten Fall liefern beide Grenzflächen seitliche Stützkräfte an die

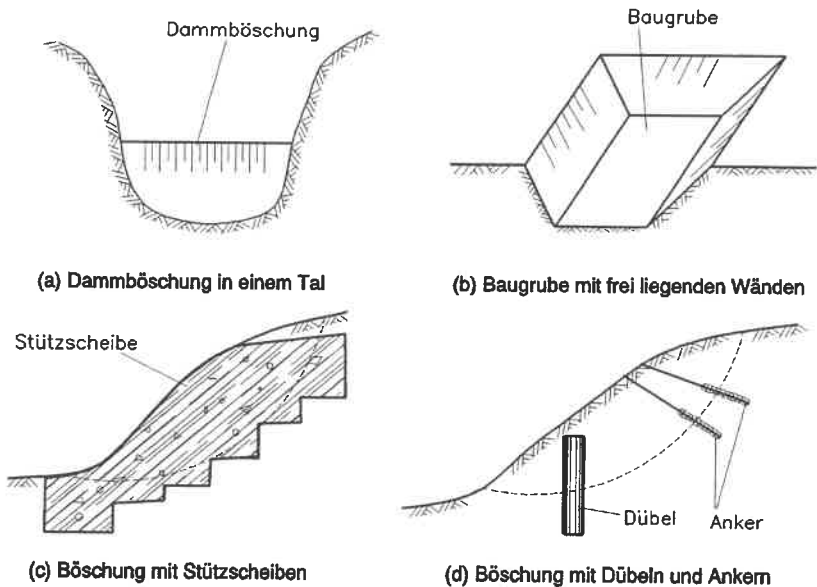


Abb.2-9: Beispiele aus der Praxis

Böschung und ändern die zweidimensionale Bruchform. Dadurch bildet sich dann ein räumlicher Bruchkörper in der Böschung. Im zweiten Fall stammt die Stabilisierungswirkung der eingesetzten konstruktiven Baumaßnahmen aus den durch sie an die Böschung abgegebenen zusätzlichen Stützkraften und den durch sie verursachten geometrischen Änderungen des potentiellen Bruchkörpers der Böschung.

Beim statischen Nachweis der o.g. Beispiele mit den in der Praxis üblicherweise verwendeten zweidimensionalen Verfahren könnte die Böschungsstandsicherheit unterschätzt werden (siehe auch DIN 4084). Bei einer einfachen Behandlung werden die zusätzlichen Stützkraften mit einer Abschätzung in einem zweidimensionalen Verfahren eingesetzt. Aber der Einfluß auf die Bruchform und die Standsicherheit lassen sich so nicht ermitteln. Hier ist ein räumliches Verfahren (3D) für die Erdbaupraxis erforderlich.

Die Untersuchung des räumlichen Böschungsverhaltens ist kaum älter als 30 Jahre.

ANAGNOSTI (1969) schlug ein 3D-Berechnungsmodell vor, bei dem ein potentieller Bruchkörper in mehrere lotrechte dünne Scheiben (s. Abb.2-10) unterteilt ist. Ein Beispiel dafür zeigt eine ca. 50% Erhöhung des Standsicherheitsbeiwerts bei diesem 3D-Verfahren im Vergleich zum 2D-Verfahren. Aber es ist darauf hinzuweisen, daß der Bruchkörper zu einfach angesetzt war, ohne die Suche nach dem minimalen Standsicherheitsbeiwert entstand und die ermittelte Standsicherheit nichts mit der möglichen Variation der Bruchkörpergeometrie zu tun hatte.

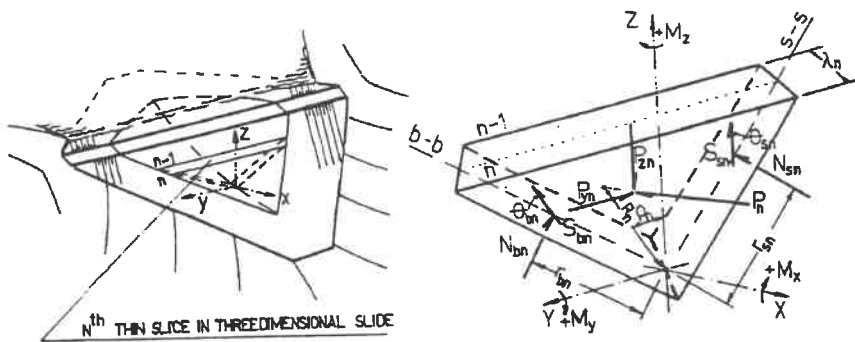


Abb.2-10: Unterteilung des räumlichen Bruchkörpers (ANAGNOSTI 1969)

BALIGH et al. (1975) empfahlen ein 3D-Verfahren, in dem ein räumlicher Bruchkörper der Böschung aus einem in der Mitte liegenden Zylinder mit den die beiden Endseiten des

Zylinders glatt anpassenden zwei kreiskegelförmigen oder elliptischen Seitenkörpern bestand (s. Abb.2-11). Für eine gegebene Böschungslänge wirkte sich das Verhältnis zwischen der Länge des Zylinderkörpers und der Seitenkörper auf die Standsicherheit der Böschung aus. Bei einem gewählten Verhältnis wurde der Bruchkörper mit minimaler Standsicherheit aufgesucht. Im Vergleich mit 2D-Verfahren sind 5 - 30% Erhöhungen der Standsicherheit bei diesem Verfahren gegeben. In Abb.2-12 sind die von dem Verhältnis abhängigen Ergebnisse dargestellt.

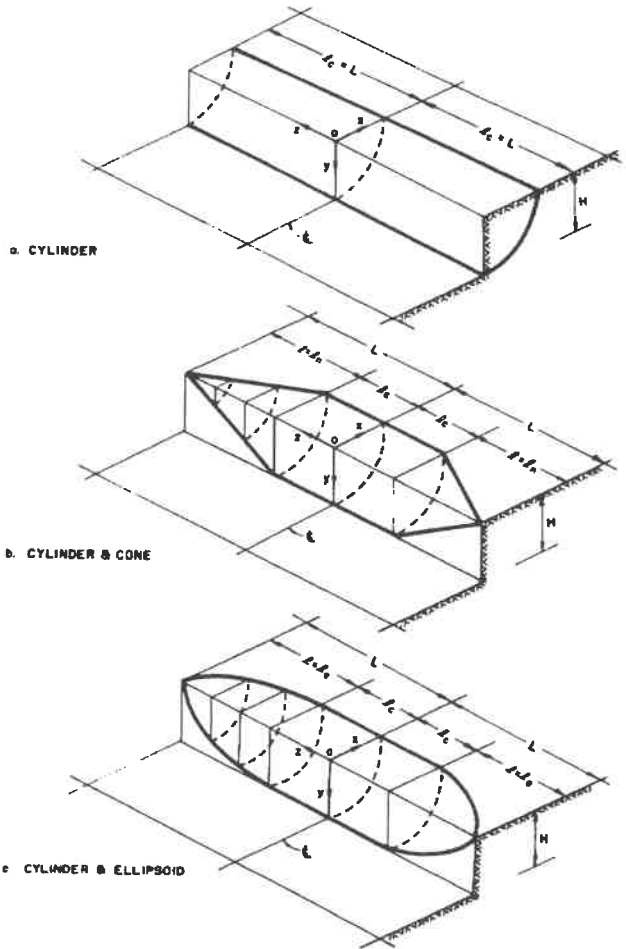


Abb.2-11: Verschiedene 3D-Bruchmodelle von Böschungen (BALIGH 1975)

Zwei wesentliche Fragen bleiben dabei offen:

1. Für eine gegebene gesamte Länge einer Böschung kann der Standsicherheitsbeiwert nicht eindeutig festgelegt werden, weil das Verhältnis zwischen der Länge des Zylinders und der Seitenkörper nicht festgelegt ist.
2. Jede Kurve hat einen Punkt, bei dem die Standsicherheit minimal ist. Das könnte bedeuten, daß sich die Standsicherheit steigern würde, falls sich die Böschungslänge vergrößern würde. Dies kann der Realität nicht entsprechen. Allgemein müßte die

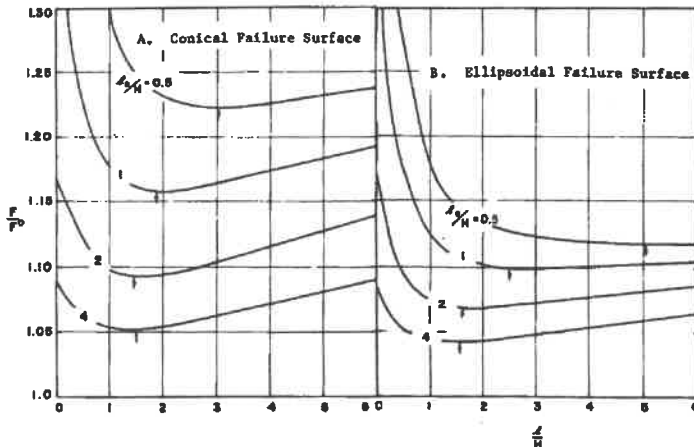


Abb.2-12: Ergebnisse von BALIGH (1975)

Standsicherheit mit zunehmender Böschungslänge abnehmen, weil die seitliche Stützwirkung mit der Zunahme der Böschungslänge abgemindert wird.

In einer Untersuchung von J. HOVLAND (1977) wurde ein gewählter Bruchkörper in mehrere lotrechte, rechteckige Elemente unterteilt. Unter Vernachlässigung aller zwischen den Elementen wirkenden Kräfte wurde eine einfache 3D-Methode entwickelt. Einige Beispiele zeigten, daß die Standsicherheitswerte bei diesem 3D-Modell um ca. 0,8 ~ 1,6 mal größer als die von dem zweidimensionalen Verfahren waren.

CHEN et al. (1983) haben ein 3D-Verfahren veröffentlicht, bei dem der Bruchmechanismus der Böschung aus einem in der Mitte liegenden Zylinder mit zwei an die beiden Seiten des Zylinders glatt anschließenden elliptischen Seitenkörpern bestand (s. Abb.2-13). Dieser Bruchkörper wurde dann in mehrere lotrechte, rechteckige Elemente unterteilt. Neben anderen Kräften sind die Einwirkungen zwischen den Elementen dabei auch berücksichtigt. Für ein gegebenes Verhältnis zwischen den Längen des Zylinders und des Seitenkörpers wurde

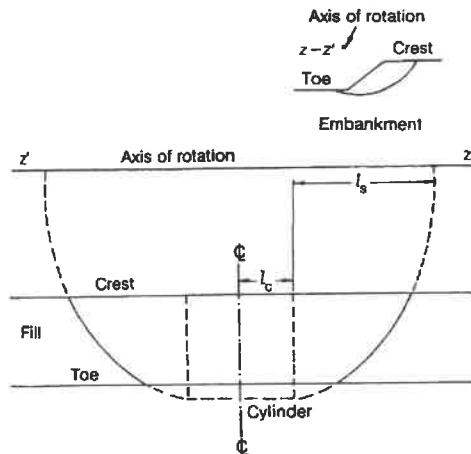


Abb.2-13: Draufsicht des Bruchkörpers (CHEN 1983)

der Bruchkörper mit minimaler Standsicherheit iterativ gesucht. Die dabei errechneten Standsicherheiten ($3D$) können ca. 25% höher als die von $2D$ sein. Abb.2-14 zeigt diese Ergebnisse.

Obwohl dieses Verfahren alle bis zu diesem Zeitpunkt angebotenen $3D$ -Methoden verbesserte, blieben noch einige Fragen offen:

1. Wie o.g. kann der Standsicherheitsbeiwert für eine gegebene Böschungslänge nicht eindeutig festgelegt werden, weil er von dem Verhältnis zwischen den Längen des Zylinders und der Seitenkörper abhängt.
2. Wie kann der Einfluß der Elementanzahl auf die Standsicherheit abgeschätzt werden?
3. Die Kreisbruchfigur des in der Mitte liegenden Zylinders hat dieselbe Bruchfigur wie die normale $2D$ -Böschung. Das bedeutet, daß das Vorhandensein der Seitenkörper diese Bruchfigur nicht beeinflusst.

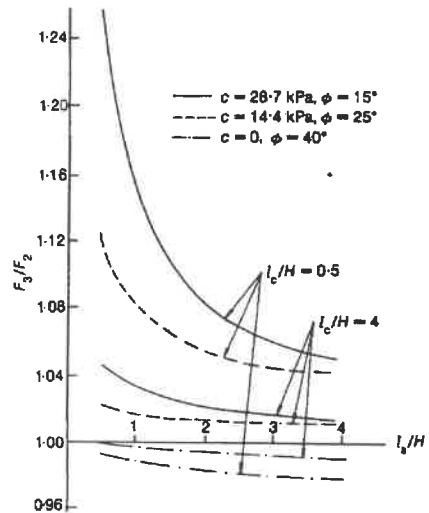


Abb.2-14: Ergebnisse von CHEN (1983)

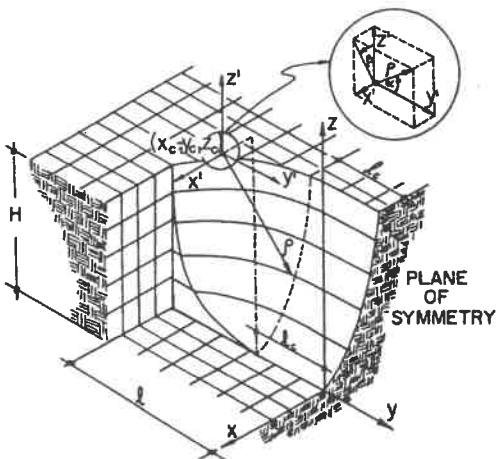


Abb.2-15: Bruchkörper einer vertikalen Böschung (LESHCHINSKY 1988)

Seit 1985 haben D. LESHCHINSKY et al. eine Reihe von $3D$ -Böschungsanalysen veröffentlicht (1985, 1986, 1988, 1990 und 1992). Für eine vertikale Böschung bestand ihr Bruchmechanismus aus einem in der Mitte liegenden, logarithmisch spiralförmigen Zylinderkörper mit zwei jedoch logarithmisch spiralförmigen Seitenkörpern (s. Abb.2-15). Abb.2-16 zeigt eine Draufsicht des Richtungsfelds von Scherkräften. Der Bruchkörper wurde in n rechteckige, senkrechte Elemente unterteilt. Schließlich sind die davon abgeleiteten n linearen und 3 nicht-

linearen Gleichungen zu lösen. Für eine gegebene Böschungslänge wurde das Verhältnis zwischen der Länge des Zylinders und der von der Log-Spiral-Seitenkörpern mit der Standsicherheit als Zielfunktion auch optimiert. Die Ergebnisse zeigten, daß die Standsicherheiten von diesem *3D*-Verfahren etwa 45% höher als die vom *2D*-Verfahren betragen können.

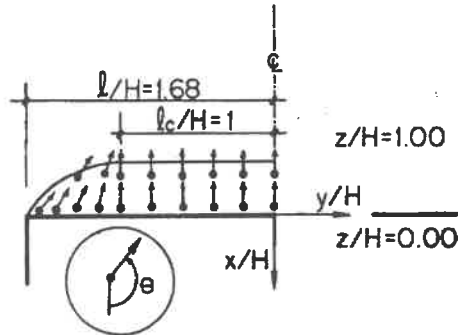


Abb.2-16: Draufsicht der Richtungen von Scherkräften (LESHCHINSKY 1988)

Hierzu ist zu bemerken, daß das Verfahren einen neuen Weg zur *3D*-

Stabilitätsanalyse von Böschungen eröffnet hat. Aber die mechanischen und mathematischen Behandlungen sind sehr kompliziert. So sind z.B. für jede Iteration n lineare und 3 nichtlineare Gleichungen aufzulösen, so daß ein großes Programm und längere Berechnungszeit zu erwarten wären.

Das Berechnungsverfahren von A. GENS et al. (1988) beschränkte sich nur auf den Boden mit totaler Scherfestigkeit c_u . Der Bruchmechanismus der Böschungen bestand auch aus einem Zylinder mit verschiedenen kurvenförmigen Seitenkörpern.

In XING's (1988) Untersuchung wurde ein elliptischer Bruchkörper gewählt. Dieser Bruchkörper ist dann in mehrere senkrechte, rechteckige Elemente unterteilt. Aber in seinen Untersuchungen gab es kaum eine Diskussion der Stabilitätsänderungen, die von Böschungslänge, Böschungshöhe usw. abhängen sollten.

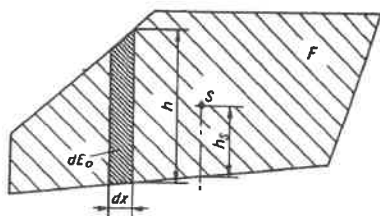
Mit Finite-Elemente-Methode (*FEM*) präsentierten R.P. SINGH et al. (1990) eine Analyse über einen in einem Tal gebauten Damm. Sie fanden, wenn das Verhältnis zwischen der Dammlänge und der Dammhöhe kleiner als 4,5 ist, sollte das *3D*-Verhalten des Damms wegen den Seitenstützungen im Tal berücksichtigt werden. Zuvor hatten G. LEFEBVRE et al. (1973) ähnliche Ergebnisse mit der *FEM* erhalten.

Verglichen mit den umfangreichen *2D*-Methoden der Böschungsstabilität und ihren Ergebnissen wurden die *3D*-Verfahren und ihre Ergebnisse bisher jedoch wenig behandelt. Die Bruchmechanismen bestanden hauptsächlich aus einem in der Mitte liegenden Zylinder mit den die beiden Endseiten des Zylinders glatt anzupassenden Seitenkörpern. Die Rechenprogramme ergaben entweder eine unbestimmte Standsicherheit oder waren viel zu kompliziert. Die bisherigen Diskussionen konzentrierten sich meistens auf flache Böschungen (Böschungs-

neigung: $\beta \leq 40^\circ$) oder eine vertikale Böschung. Bei einem kleinen Verhältnis zwischen der Böschungslänge und Böschungshöhe liefern die gängigen **2D**-Verfahren naturgemäß zu konservative Werte für die Standsicherheit der Böschung. In solchen Fällen sollte das räumliche Verhalten berücksichtigt werden.

2.3 Nachweisverfahren für Böschungen mit Stützscheiben

Bisher wurde das Nachweisverfahren für Böschungen mit Stützscheiben kaum untersucht.



$$dE_0 = \lambda_0 \frac{h^2}{2} dx$$

$$E_0 = \lambda_0 \gamma \int \frac{h^2}{2} dx \approx \lambda_0 \gamma F h_s$$

Abb.2-17: Stabilitätsuntersuchung einer Böschung mit Scheiben (KÉZDI 1970)

Die Fläche der Stützscheiben als stützende Fläche angenommen werden, falls die Fläche der Stützscheiben größer als die Bruchfläche der Böschung ist. Dies wird in der Praxis meist so der Fall sein.

Außerdem wurde die mögliche Änderung der Bruchfläche durch die Stützscheiben ganz vernachlässigt, was sich beträchtlich auf die Bruchsicherheit von Böschung auswirken kann.

Somit läßt sich sagen, daß ein Nachweisverfahren der Standsicherheit für Böschungen mit Stützscheiben bisher immer noch offen ist.

Ein einfaches Verfahren wurde von KÉZDI (1970) vorgeschlagen. Wie in Abb.2-17 gezeigt wird, wurden die Reibungskräfte (unter der Annahme: Scherwinkel $\varphi = 0$) auf der ganzen Fläche der Scheiben eingesetzt. Diese Widerstandskräfte wurden als zusätzliche Stützkkräfte in die Berechnung der Standsicherheit der Böschungen eingeführt.

Dieses Verfahren war zu sehr vereinfacht. Zumindest dürfte nur ein von der Bruchfläche der Böschung eingeschlossener Teil der ganzen

Kapitel 3

Zentrifugen-Modellversuche

3.1 Überblick der Zentrifugen-Modelltechnik

Um das Verhalten eines geotechnischen Prototyps zu ermitteln, ist ein kleinmaßstäblicher Modellversuch ein relativ günstiger und billiger Weg. Aber der normale Modellversuch im 1g-Schwerefeld hat wegen seiner verkleinerten Geometrie zwei unvermeidliche Nachteile. Erstens ist es vielfach erforderlich, zur Einhaltung der Modellgesetze den Boden des Modells durch ein anderes Medium zu ersetzen, um im strengen Sinne die Ergebnisse des Modellversuches unmittelbar auf das Prototypverhalten übertragen zu können. Zweitens ist die in der Regel durch eine Presse ins Modell eingeleitete Spannungsverteilung nicht mit der im Prototyp zu erwartenden äquivalent, da sich infolge des Bodeneigengewichtes aus der Überdeckung und durch die Verformungen des Ausbaus ein abweichender Spannungszustand und infolgedessen ein verfälschtes Verformungsverhalten einstellen.

Für bodenmechanische und grundbautechnische Aufgaben, bei denen das Bodeneigengewicht eine überwiegende Rolle spielt, ist die möglichst realistische Abbildung des beim Prototyp von dem Bodeneigengewicht verursachten Spannungszustandes und der Spannungsverteilung besonders wichtig.

Um o.g. Nachteile des normalen Modellversuchs im 1g-Schwerefeld zu überwinden, könnten das Medium und Randbedingungen des Modellversuchs mit Hilfe der Ähnlichkeitsanalyse theoretisch berücksichtigt werden, so daß an den Stellen, die geometrisch dem Prototyp entsprechen, die gleichen Spannungszustände und Spannungsverteilungen herrschen. Aber das ideale Medium ist kaum zu finden. Tatsächlich muß dazu oft ein Kompromiß zwischen der theoretischen Forderung und der in der Praxis zur Verfügung stehenden Möglichkeit eingegangen werden. Deshalb ist die Übertragbarkeit der Ergebnisse vom normalen Modellversuch auf den Prototyp nicht voll gewährleistet. Gegenüber dem im 1g-Schwerefeld

durchgeführten Modellversuch bietet die Zentrifugen-Modelltechnik einen entscheidenden Vorteil, da der Spannungszustand an jedem Punkt innerhalb des Modells im erhöhten Schwerfeld der Zentrifuge mit der geometrisch im Verhältnis zum Prototyp gleichen Stelle übereinstimmt. Und die Ergebnisse des Modellversuchs können auf den Prototyp direkt übertragen werden.

Wegen dieses Vorteils bietet sich die Zentrifugen-Modelltechnik als eine wirksame Modellversuchseinrichtung zur Lösung von Problemen des Grundbaus und der Bodenmechanik an.

In der Zentrifugen-Modelltechnik gilt der Maßstabsfaktor n für das im Vergleich mit der Erdbeschleunigung ($1g$) n -fache erhöhte $n \cdot g$ -Schwerfeld als Grundfaktor, da daraus die Maßstabsfaktoren anderer physikalischer Vorgänge mittels der Ähnlichkeitsanalyse abgeleitet oder repräsentiert werden können. In Tabelle 3-1 sind einige wichtige Faktoren als Beispiele aufgelistet. Die ausführlichen Hinweise dazu sind CRAIG et al. (1988) und JESSBERGER et al. (1988) zu entnehmen.

Kenngröße	Modell	Prototyp
Beschleunigung	ng	$1g$
lineare Abmessung	1	n
Fläche	1	n^2
Masse	1	n^3
Eigengewicht	n	1
Reibungswinkel	1	1
Kohäsion	1	1
Steifemodul	1	1
Schubmodul	1	1
Spannung	1	1
Dehnung	1	1
Konsolidationszeit*	1	n^2
Laminare Strömung	1	n

*: nach Terzaghi's Theorie

Tabelle 3-1: Maßstabsfaktoren in der Zentrifugen-Modelltechnik

3.2 Umfang und Ziel der Zentrifugen-Modellversuche

Insgesamt wurden 10 Versuche an der Zentrifuge der Ruhr-Universität Bochum geplant. Dabei gab es 2 Vorversuche, deren Ziel darin bestand, die Richtigkeit und Durchführbarkeit der Versuchsplanung für die nachfolgenden 8 Hauptversuche zu überprüfen.

Die beiden Vorversuche (SB1 und SB2) wurden hilfsweise in einem kleinen, zu Versuchsanfang bereits vorhandenen Versuchsbehälter mit einer Tonböschung aus dem für die Hauptversuche vorgesehenen Versuchsmaterial -"Kaolin"- durchgeführt. Mit den zufriedenstellenden Ergebnissen beider Vorversuche wurde die Versuchsplanung bestätigt. Danach wurden die 8 Hauptversuche (SB3 - SB10) aufgrund der in den Vorversuchen gewonnenen Informationen in einem neuen großen Versuchsbehälter ausgeführt.

Wegen der Begrenzung durch die festgelegte Versuchsanzahl konnten nicht alle der im Kapitel 1.1 genannten Probleme untersucht werden. So mußten sich die Versuche auf die Frage konzentrieren, wie das Verhältnis zwischen dem Abstand der Stützscheiben und der Böschungshöhe zur Erhöhung der Stabilisierung solcher Böschungen beiträgt. Auf die Untersuchungen anderer Einflußfaktoren, wie z.B. die Änderung der Böschungsgeometrie, die Form, das Material und der Zustand der Stützscheiben, der Boden und der Grundwasserzustand der Modellböschung usw., wurde dabei verzichtet.

Zum Vergleich wurden auch die Modellversuche ohne Stützscheiben durchgeführt.

Um möglichst viele Versuchsergebnisse zu gewinnen, wurden 5 von den 8 Hauptversuchen mit zwei Böschungen (45°- und 60°-"Damm-Typ") durchgeführt. Die übrigen 3 Hauptversuche mit nur einer Böschung (60°-Böschung) ließen den Einfluß der Modellgeometrie in demselben Versuchsbehälter erkennen.

Das Ziel der Zentrifugen-Modellversuche ist, die beim Grenzzustand zum Versagen erreichten g -Niveaus in Abhängigkeit von dem Verhältnis zwischen dem Abstand der Stützscheiben und der Böschungshöhe in der Zentrifuge zu gewinnen, um die Zuverlässigkeit des nachher entwickelten theoretischen Verfahrens zur Berechnung der Böschungsstandsicherheit mit Stützscheiben zu bestätigen.

3.3 Versuchseinrichtungen

3.3.1 Geotechnische Zentrifuge

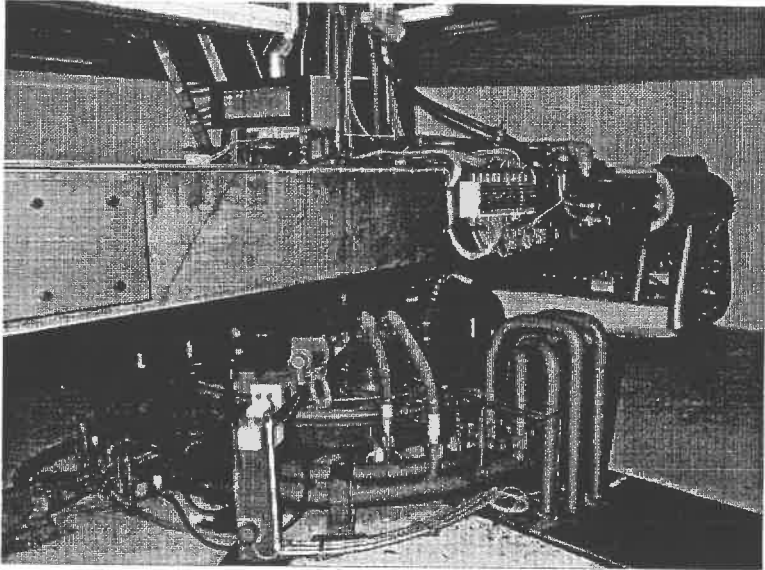


Abb.3-1: Geotechnische Zentrifuge der Ruhr-Universität Bochum

Die an der Ruhr-Universität Bochum eingerichtete große geotechnische Zentrifuge zeigt Abb.3-1. Ihre wesentlichen Eigenschaften sind folgende (JESSBERGER et al. 1988):

- maximale Radialbeschleunigung 250 g
- maximale Zulademasse des Modells 2 t
- Gesamtkapazität 250 g x 2 t = 500 g-t
- effektiver Radius 4,125 m
- Aufspanfläche für das Modell 1,25 m x 1,25 m
- maximale Modellhöhe 1,80 m
- Schleifringturm mit insgesamt 132 Schleifringen bzw. Drehdurchführungen. Neben der Übertragung elektrischer Signale besteht dadurch die Möglichkeit, Modellbereiche bis zu -196°C herunterzukühlen bzw. bis zu 200°C zu erhitzen, Druckluft einzuspeisen und Hydraulikkomponenten mit einem Druck bis zu 300 bar zu betreiben.

3.3.2 Versuchsbehälter

Für die zwei Vorversuche stand nur ein kleiner Modellbehälter zur Verfügung mit den Innenmaßen: Länge 90 cm, Breite 18 cm und Höhe 60,5 cm, da zu dieser Zeit der für das Forschungsvorhaben geplante Versuchsbehälter noch nicht hergestellt war. Eine Seitenwand dieses kleinen Behälters kann gegen eine Plexiglas-Scheibe ausgewechselt werden, wodurch das Modell während des laufenden Versuchs von Kamera und Video-Kamera beobachtet werden kann.

Die Hauptversuche wurden in einem neuen Versuchsbehälter mit den Innenabmessungen: Länge 85 cm, Breite 85 cm und Höhe 50 cm durchgeführt. Mit einem Aufsatzrahmen kann die Höhe des Behälters um weitere 30 cm erhöht werden. Dieser Behälter ist so konzipiert, daß die Kaolin-Wasser-Schlämme im Gesamtbehälter vorkonsolidiert werden kann. Eine Trenneinrichtung sorgt dafür, daß die auskonsolidierte Tonschicht anschließend in zwei gleiche Hälften geteilt werden kann, so daß eine Kaolinoberfläche je Modellbehälter von 85 cm x 85/2 cm zur Verfügung steht. Dabei gibt es auch eine durchsichtige Plexiglas-Scheibe. Abb.3-2 und 3-3 zeigen den Behälter und die Plexiglas-Scheibe.

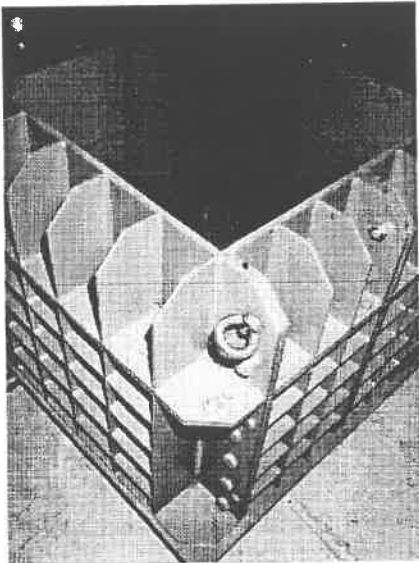


Abb.3-2: Versuchsbehälter für die Hauptversuche

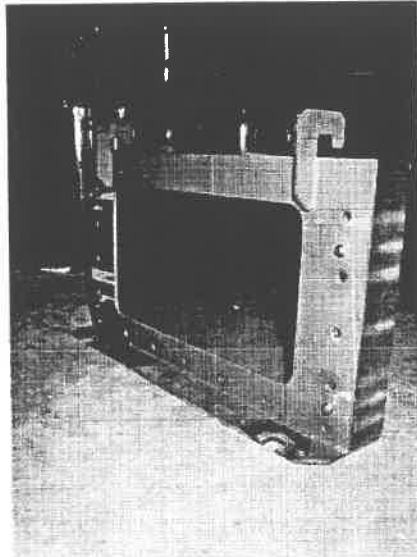


Abb.3-3: Plexiglas-Scheibe

3.3.3 Messung und Beobachtung

Die Messungen konzentrierten sich im wesentlichen auf das Versagens-g-Niveau der Modellböschung während des Ablaufs der Zentrifugenversuche. Die Weggeber (WG) sorgen dafür, die Verformungen des Modells aufzuzeichnen. Es standen einige Porenwasserdruckgeber (PWDG) zur Verfügung. Abb.3-4 und 3-5 zeigen die Weggeber und Porenwasserdruckgeber. Zur Beobachtung des laufenden Zentrifugen-Modellversuchs stand eine Video-Kamera bereit.

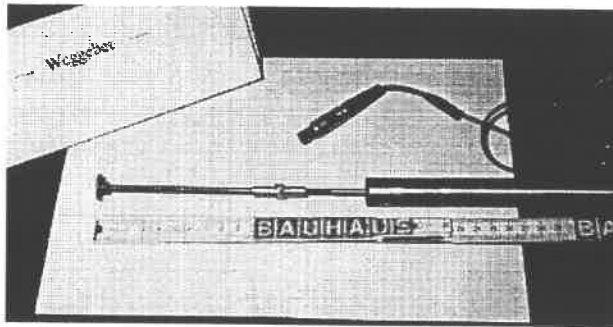


Abb.3-4: Weggeber

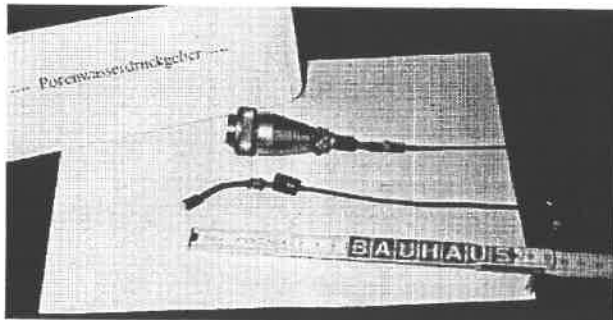


Abb.3-5: Porenwasserdruckgeber

3.4 Versuchsmaterial

Damit die Untersuchungen nicht nur einen praktischen Fall simulierten und überprüfen,

sondern einem verallgemeinerungsfähigen Verhalten der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen entsprechen, wurde ein künstlich aufbereitetes Material -"Kaolin"- (2096 C) als bindiger Boden für die Versuche ausgewählt. Tabelle 3-2 enthält die wichtigen bodenmechanischen Kennwerte dieses Kaolins. Weitere Informationen dazu ergeben sich in Kapitel 4.5 und im Anhang.

Kornwichte γ_s	27,2 kN/m ³
Ausrollgrenze w_p	28,1 %
Fließgrenze w_L	44,4 %
Plastizitätszahl I_p	16,3 %
Durchlässigkeitsbeiwert k	$6 \cdot 10^{-10}$ m/s

Tabelle 3-2: Bodenkennwerte des Kaolins

Die in der Modellböschung eingesetzten Stützscheiben wurden aus Mikrobeton hergestellt, der aus den in Tabelle 3-3 gegebenen Bestandteilen zusammengesetzt ist. Die Durchlässigkeit und Dichte der Stützscheiben aus o.g. Mikrobeton wurden nach dem Versuch experimentell bestimmt und sind in Tabelle 3-4 wiedergegeben.

Wasser	100 ml
PZ(Zement) 45F	224 g
Quarzsand (0,2-0,6 mm)	544 g
Mikrosilika Suspension	16 ml
Silikament FF	2 ml

Tabelle 3-3: Zutaten des Mikrobetons

Feuchtwichte γ	21,1 kN/m ³
Durchlässigkeitsbeiwert k	$3 \cdot 10^{-9}$ m/s

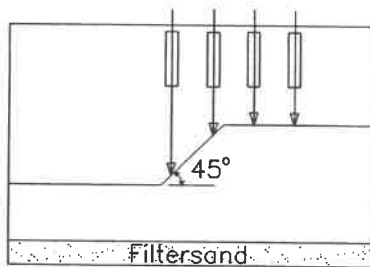
Tabelle 3-4: Kennwerte des Mikrobetons

3.5 Vorversuche SB1 und SB2

Aus der Überlegung, daß die Modellversuche das ungünstigste Verhalten der Böschung mit Stützscheiben ermitteln sollten, wurde für den Modellboden der undrännerte Zustand zugrundegelegt. Infolgedessen wurden die Scherparameter des Modellbodens für diesen Zustand angesetzt. Außerdem wurde ein homogener Böschungsboden mit "schwebend" eingesetzten Stützscheiben gewählt. Im Vergleich mit den in der Praxis verwendeten, mit einem standsicheren Untergrund festverbundenen Stützscheiben ist die o.g. Wahl ungünstiger. Deswegen liegen die Ergebnisse auf der sicheren Seite.

Bei der Planung zum o.g. Forschungsvorhaben war die Abschätzung der undrännerten Scherfestigkeit c_u des Versuchsmaterials -"Kaolin"- wichtig, da sich die Geometrie der Modellböschung dem vorhandenen, kleinen Versuchsbehälter anpassen mußte und die Modellböschung bei einem geschätzten g-Niveau in der Zentrifuge versagen sollte. Die Bestimmung der Geometrie der Modellböschung in diesem Fall hängt wesentlich von c_u ab.

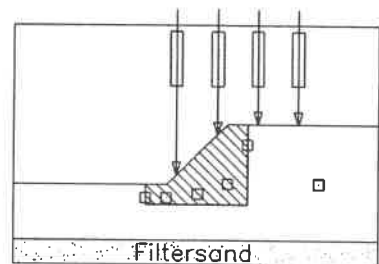
Die Scherfestigkeit des undrännerten Kaolins wurde zu $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Danach wurde die Geometrie der Modellböschung projiziert. Gleichzeitig wurden die Vorbereitung und Durchführung der Zentrifugen-Modellversuche geplant. Abb.3-6 und 3-7 zeigen den Modellaufbau für die Vorversuche SB1 und SB2.



○ — WG

10 cm

Abb.3-6: Modellaufbau für SB1



□ — PWDG

○ — WG

▨ — Stützscheibe

10 cm

Abb.3-7: Modellaufbau für SB2

Die Vorbereitung und Durchführung der Vorversuche SB1 und SB2 waren ähnlich wie die in den Hauptversuchen und werden in nachfolgenden Kapitel 3.6.2 und 3.6.3 ausführlich erläutert.

Die beiden Vorversuche wurden am 13.11.1989 und 06.12.1989 durchgeführt. Die recht guten Versuchsergebnisse bestätigten die Versuchsplanung.

3.6 Hauptversuche SB3 - SB10

3.6.1 Versuchsplan

Aufgrund der Vor Versuchsergebnisse und zur optimalen Ausnutzung des neuen Versuchsbehälters wurden 5 von den 8 Hauptversuchen auf zwei 45° - und 60° -Böschungseigungen als "Damm-Typ" ausgeführt. Dazu wurden die beiden Böschungen in einer Behälterhälfte mit Aufspannfläche $85 \text{ cm} \times 85/2 \text{ cm}$ wie ein Damm hergestellt und gleichzeitig in einem Modellversuch meßtechnisch und visuell beobachtet. Bei den weiteren 3 Hauptversuchen wurde nur eine 60° -Böschung herausgearbeitet, um den bei den 5 Damm-Typ-Versuchen denkbaren Einfluß der Dammform auf das Böschungsversagen zu kontrollieren.

Unter Berücksichtigung der verschiedenen Fälle in der Baupraxis wurde die Geometrie der Stützscheiben so festgelegt, daß die Stützscheiben mit 1 cm Dicke senkrecht in die Böschungsschulter, in Fallinie von der Böschungsschulter bis zum Böschungsfuß im Böschungskörper eingesetzt wurden. Abb.3-8 zeigt den allgemeinen Modellaufbau für die Hauptversuche.

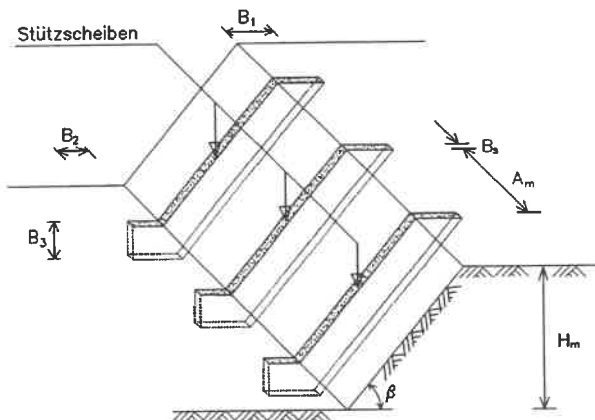


Abb.3-8: Skizze des Modellaufbaus für Hauptversuche

In Abb.3-8 sind:

- B_1, B_2, B_3 und B_s - geometrische Abmessungen der Stützscheiben,
- A_m - lichter Abstand der Stützscheiben,
- H_m - Höhe der Modellböschung und
- β - Neigung der Modellböschung.

Mit diesen Hauptversuchen sollten Erkenntnisse über den Einfluß des Verhältnisses zwischen dem lichten Stützscheibenabstand A_m und der Böschungshöhe H_m auf die Erhöhung der Böschungsstandsicherheit gewonnen werden. So wurde das Verhältnis - A_m/H_m - als der wesentliche Faktor bei der Planung dieser Hauptversuche berücksichtigt. Nach Berücksichtigung der durch die Behälterabmessungen gezogenen Grenzen wurde $A_m/H_m = 2.16, 0.96$ und 0.44 gewählt. Dabei wurde $A_m = 27, 12$ und 5.5 cm bei $H_m = 12.5$ cm festgelegt.

Ergänzend zu den Versuchen mit den Stützscheiben wurden auch Referenzversuche ohne Stützscheiben durchgeführt, um das Verhalten einer unbefestigten Böschung als Vergleich zu haben.

Die Messung der Verformung bzw. der Setzung der Oberfläche der Modellböschung ist die wichtigste Aufzeichnung in den Versuchen. Wegen der Beschränkung der Wegeberanzahl und ihrer Halterung in diesen Zentrifugen-Versuchen mußten die maximal zur Verfügung gestellten 11 Wegeber (*WG*) in einer Reihe entlang des Längsschnittes des Behälters in der Mitte zwischen den Stützscheiben angeordnet werden, um den größten Verformungsschnitt der Modellböschung aufzeichnen zu können.

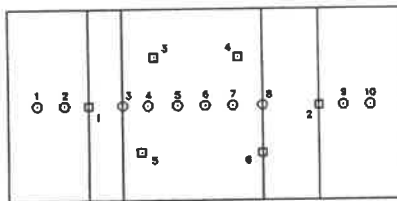
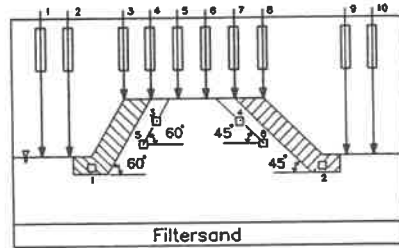
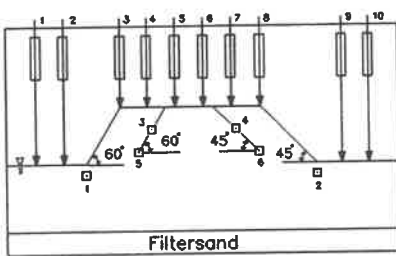
Die Porenwasserdruckgeber (*PWDG*) wurden möglichst in der Nähe der erwarteten Bruchfläche eingesetzt, um die eventuelle Änderung des Porenwasserüberdrucks beim Auftreten des Bruchkörpers in der Modellböschung beobachten zu können. Bei den Modellversuchen, die aus nur einer Böschung bestanden, wurden zwei *PWDG* in den von der Böschungsschulter relativ weiter entfernten Stellen positioniert, um einen Vergleich der Entwicklungen des Porenwasserüberdrucks mit den in der Nähe von der Bruchfläche liegenden *PWDG* zu gewinnen.

Im folgenden werden die Hauptversuche aufgelistet:

- SB3, Damm-Typ mit 45°- und 60°-Böschungen, ohne Stützscheiben
- SB4, Damm-Typ mit 45°- und 60°-Böschungen, mit Stützscheiben
 $A_m/H_m = 27 \text{ cm}/12,5 \text{ cm} = 2,16$
- SB5, Damm-Typ mit 45°- und 60°-Böschungen, mit Stützscheiben
 $A_m/H_m = 12 \text{ cm}/12,5 \text{ cm} = 0,96$

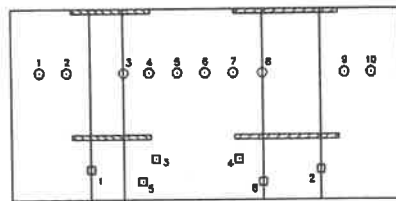
- SB6, Damm-Typ mit 45°- und 60°-Böschungen, mit Stützscheiben
 $A_m/H_m = 5,5 \text{ cm}/12,5 \text{ cm} = 0,44$
- SB7, Damm-Typ mit 45°- und 60°-Böschungen ohne Stützscheiben
 (eine Wiederholung vom SB3)
- SB8, eine 60°-Böschung, mit Stützscheiben
 $A_m/H_m = 12 \text{ cm}/12,5 \text{ cm} = 0,96$
- SB9, eine 60°-Böschung, mit Stützscheiben
 $A_m/H_m = 12 \text{ cm}/12,5 \text{ cm} = 0,96$, (eine Wiederholung vom SB8)
- SB10, eine 60°-Böschung, mit Stützscheiben
 $A_m/H_m = 27 \text{ cm}/12,5 \text{ cm} = 2,16$

In Abb.3-9 bis 3-16 sind die Modelle für die Versuche SB3, SB4, SB5, SB6, SB7, SB8, SB9 und SB10 skizziert.



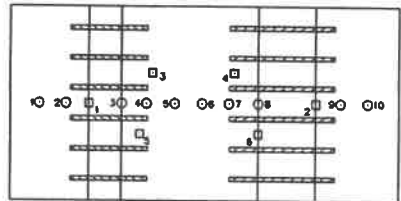
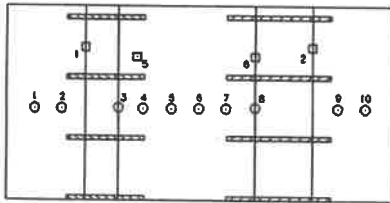
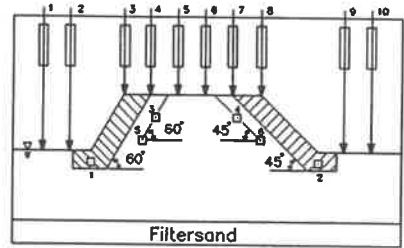
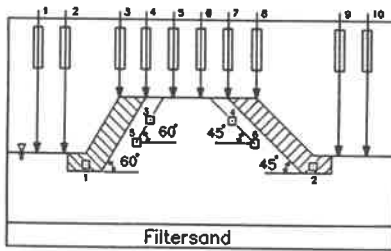
□ — PWGD
 ○ — WG
 10 cm

Abb.3-9: Modellaufbau für SB3



□ — PWGD
 ○ — WG
 ▨ — Stützscheibe
 10 cm

Abb.3-10: Modellaufbau für SB4

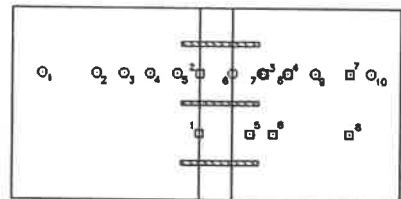
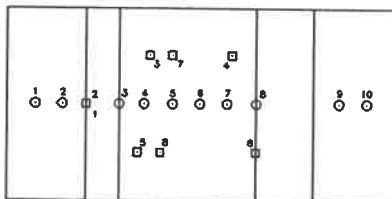
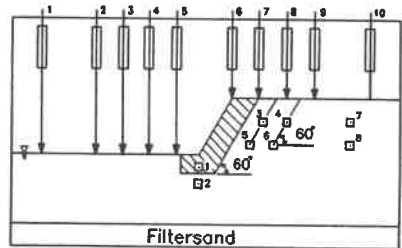
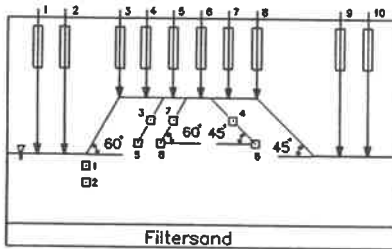


- — PWDG
- — WG
- ▨ — Stützscheibe

- — PWDG
- — WG
- ▨ — Stützscheibe

Abb.3-11: Modellaufbau für SB5

Abb.3-12: Modellaufbau für SB6

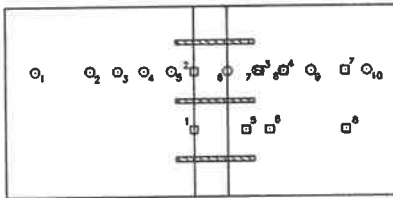
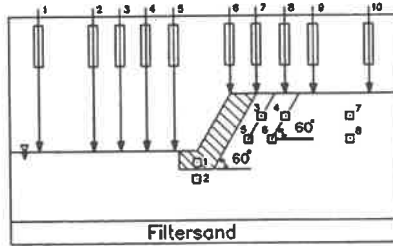
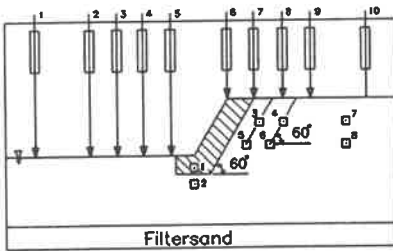


- — PWDG
- — WG

- — PWDG
- — WG
- ▨ — Stützscheibe

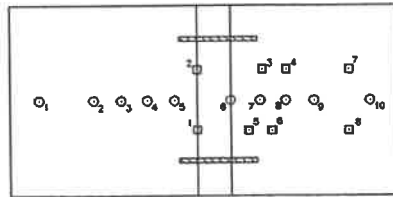
Abb.3-13: Modellaufbau für SB7

Abb.3-14: Modellaufbau für SB8



□ — PWDG
 ○ — WG
 ▨ — Stützscheibe

10 cm



□ — PWDG
 ○ — WG
 ▨ — Stützscheibe

10 cm

Abb.3-15: Modellaufbau für SB9

Abb.3-16: Modellaufbau für SB10

3.6.2 Versuchsvorbereitung

Die Herstellung der Versuchsmodelle enthielt folgende, kurz zusammengefaßte Schritte:

- Mit Hilfe eines Rührwerks wurde das trockene pulverförmige Kaolin als Schlämme mit etwa dem zweifachen Wassergehalt der Fließgrenze ($w = 80\%$) gut aufbereitet.
- Die Schlämme wurde in den Modellbehälter eingefüllt. Dabei wurden Filtersand und Vlies unterhalb und oberhalb der Schlämme eingebaut.
- Bei zweiseitiger Entwässerung ließ sich die Schlämme mit Hilfe einer hydraulischen Presse bis auf einen Wassergehalt von etwa $w = 36\%$ stufenweise vorkonsolidieren (max. Vorkonsolidierungsdruck = 676 kN/m^2). Die Vorkonsolidierungskurve ist im Anhang 1 dargestellt. Die Vorkonsolidierung dauerte eine gute Woche.
- Nach der Vorkonsolidierung wurde die Kaolinschicht mit der vor der Konsolidierung unten im Versuchsbehälter eingesetzten Trenneinrichtung in zwei gleiche Hälften geteilt. Dann wurde die Geometrie des Modells in Seitenlage des auskonsolidierten Kaolins mit mechanischen Hilfsmitteln herausgearbeitet.

- Falls die Modellböschung Stützscheiben enthalten sollte, wurden dann die Positionen der Stützscheiben auf der Böschungskontur festgelegt. Anschließend wurden die Schlitze ausgehoben.
- Unmittelbar danach wurde der aufgeschlämmt gemischte Mikrobeton in den Schlitz eingefüllt. Das Abbinden des Mikrobetons dauerte etwa 2 Tage.
- Auf den Modellquerschnitt und die Oberfläche wurde ein Rasterbild von 2 cm x 2 cm mit schwarzer Farbe gesprüht, damit die Verformungen der Modellböschung während des Zentrifugen-Versuches durch Video-Kamera deutlich beobachtet und der Bruchkörper nach dem Versuch klar erkannt werden können.
- Der Modellquerschnitt wurde mit Schmierfett (Silikonöl) bestrichen, um die Reibung zwischen dem Modellkörper und der Plexiglas-Scheibe zu verringern.
- Die elektrischen Meßwertaufnehmer (*WG* und *PWDG*) wurden an den vorgesehenen Stellen angeordnet.
- Die Porenwasserdruckgeber wurden wie folgt eingebaut:
 - (1) Löcher an vorgesehenen Stellen mit den festgelegten Längen in die Modellböschung einbohren
 - (2) Kaolin-Wasser-Schlämme ($w = 130 \%$) in die Löcher einbringen
 - (3) Porenwasserdruckgeber in die Löcher einführen
 - (4) Kaolin-Wasser-Schlämme nochmals in den Löchern auffüllen
- In dem Einschnittsbereich vor der Böschung wurde, von dem Modellkörper mit einem Vlies getrennt, Sand für die Versuchsphase der Nachkonsolidierung bis zur Höhe der Böschungsschulter aufgefüllt.
- Das gesamte Modell wurde genau gewogen. Dann wurden Balance-calculation und Gegengewicht für den Zentrifugen-Modellversuch bestimmt.
- Das fertige Modell wurde dann in die Zentrifuge eingesetzt.

Die ganze Vorbereitungszeit eines Versuchs betrug 3 bis 4 Wochen.

3.6.3 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung lief folgendermaßen ab:

- Mit dem oberen Belastungssand wurde das Böschungsmodell auf 100 g-Niveau stufenweise beschleunigt und etwa 2,5 Stunden nachkonsolidiert (Belastungsstufe und Belastungszeit siehe Tabelle 3-5).
- Dann wurde die Zentrifuge gestoppt. Der obere Belastungssand und das Vlies wurden

- schnell abgesaugt und geräumt.
- Anschließend wurde die Zentrifuge mit der Modellböschung in Schritten von den in Tabelle 3-5 angegebenen Belastungsstufen hochgefahren. Nach jeder Belastungsstufe wurde das Modellverhalten mittels Video-Kamera einige Minuten beobachtet. Dabei wurde der Modellquerschnitt auch fotografiert.
 - Während des Versuchs ließen sich die elektrischen Meßwerte der Oberflächen-Setzungen und der Porenwasserüberdrücke im Modellkörper regelmäßig ablesen. Nahe dem Bruchzustand wurden sie in engeren Intervallen aufgenommen.
 - Die Beschleunigungssteigerung setzte sich fort, bis die Modellböschung versagte.
 - Nach dem Stopp der Zentrifuge wurde das Modell ausgebaut. Dabei wurde die Form der Rutschung fotografiert und notiert.
 - Nach den Versuchen wurden Kaolinproben an verschiedenen Stellen sofort entnommen, um die Wassergehaltsverteilung nach dem Versuch zu ermitteln.

Der Grund für die Nachkonsolidierung war, zunächst das gesamte Modell im Beschleunigungsfeld der Zentrifuge mit linear über die Tiefe zunehmender Eigengewichtsspannung nachzukonsolidieren, um danach in einem relativ kurzzeitigen Bruchversuch die Scherfestigkeit bis zum Grenzbelastungszustand "undränert" zu haben, die während des Modellaufbaus auftretenden Störfaktoren möglichst zu verringern und die ungleichmäßige Ausdehnung der Kaolinschicht bei der Entlastung des Vorkonsolidierungsdrucks zu verhindern.

Phase	g-Niveau / Dauer			
	(m/s ²)	(min)		
Konsolidierung	25 / 30	50 / 30	75 / 30	100 / 60
Bruchversuch	25 / 15	50 / 15	75 / 15	100 / 15
	112,5 / 7,5	125 / 7,5	137,5 / 7,5	150 / 7,5
	162,5 / 7,5	175 / 7,5	187,5 / 7,5	200 / 7,5
	212,5 / 7,5	225 / 7,5	237,5 / 7,5	

Tabelle 3-5: Belastungsstufen in der Versuchsdurchführung

Kapitel 4

Versuchsergebnisse

4.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden die Versuchsergebnisse dargestellt, und zwar:

- Verformungen der Modellböschungen vor und nach den Versuchen (exemplarisch),
- Entwicklungen der Setzungen und Porenwasserüberdrücke während der Zentrifugen-Modellversuche (exemplarisch),
- Auswertung der Versuchsergebnisse,
- Verteilung des Wassergehalts nach den Versuchen,
- Bestimmung der Scherfestigkeit des Modellbodens nach den Versuchen und
- beobachtetes Verhalten der Modellböschungen und Diskussion der Ergebnisse.

4.2 Verformungen der Modellböschungen

Die nachstehend wiedergegebenen Fotos der Modellböschungen von SB3 (Damm-Typ-Böschung ohne Stützscheiben), SB4 (Damm-Typ-Böschung mit Stützscheiben bei $A_m/H_m = 2,16$), SB5 (Damm-Typ-Böschung mit Stützscheiben bei $A_m/H_m = 0,96$), SB6 (Damm-Typ-Böschung mit Stützscheiben bei $A_m/H_m = 0,44$) und SB10 (einzelne Böschung mit Stützscheiben bei $A_m/H_m = 0,96$) vor und nach dem Versuch zeigen die Verformungen der Bruchkörper in Abhängigkeit vom Verhältnis A_m/H_m . Man erkennt, wie sich beim Versagen der Böschungen die für c_u -Versuche typische kreisförmige Gleitfläche entwickelt.

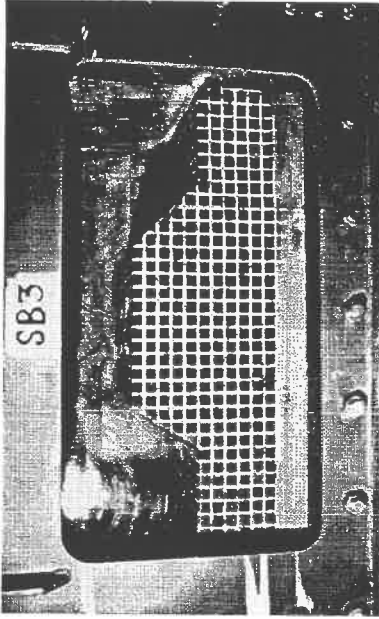


Abb.4-1: Quersicht von SB3 vor dem Versuch

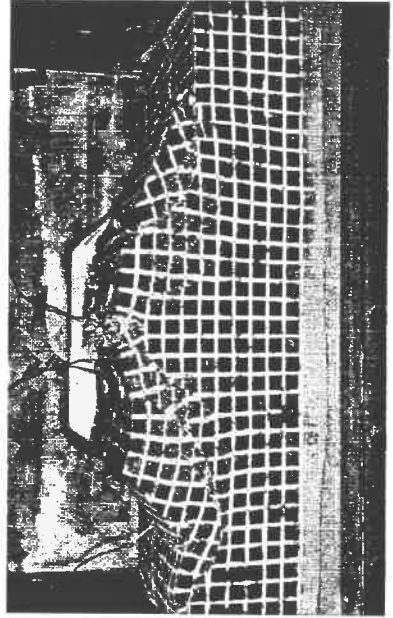


Abb.4-2: Quersicht von SB3 nach dem Versuch

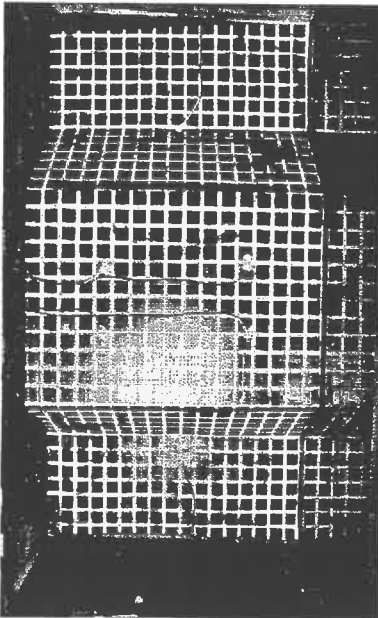


Abb.4-3: Draufsicht von SB3 vor dem Versuch

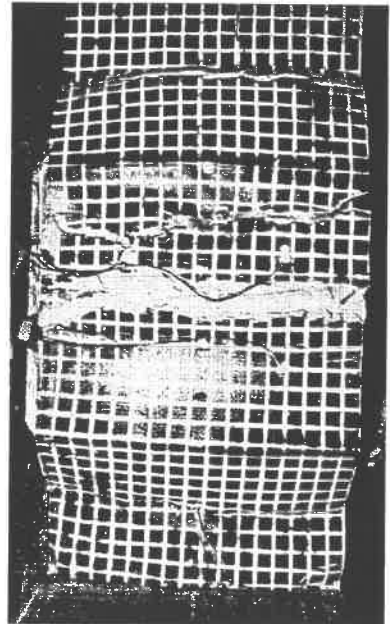


Abb.4-4: Draufsicht von SB3 nach dem Versuch

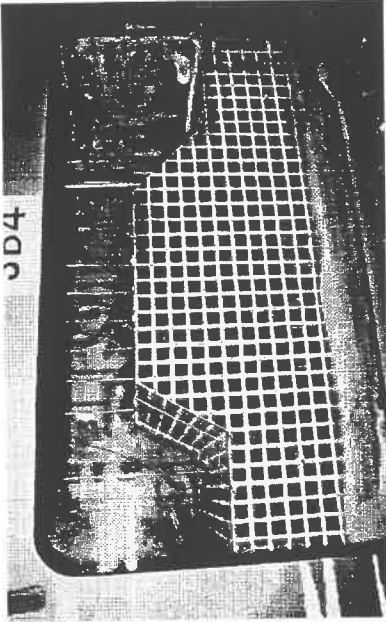


Abb.4-5: Quersicht von SB4 vor dem Versuch

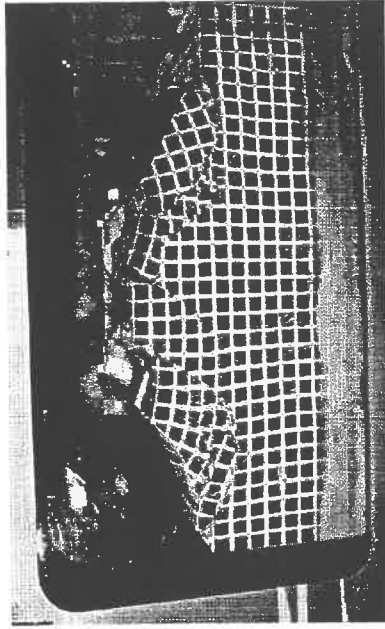


Abb.4-6: Quersicht von SB4 nach dem Versuch

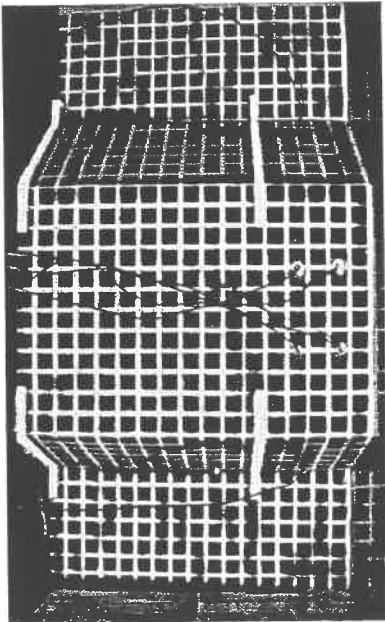


Abb.4-7: Draufsicht von SB4 vor dem Versuch

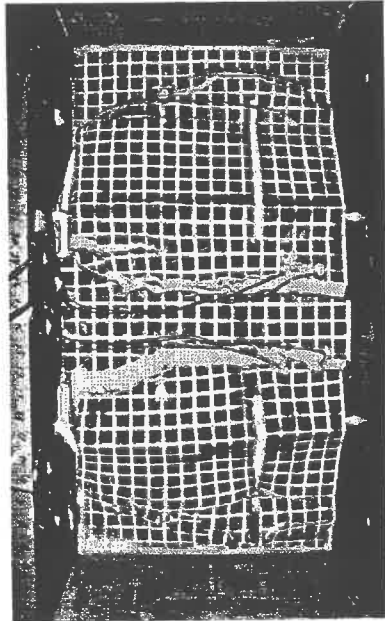


Abb.4-8: Draufsicht von SB4 nach dem Versuch

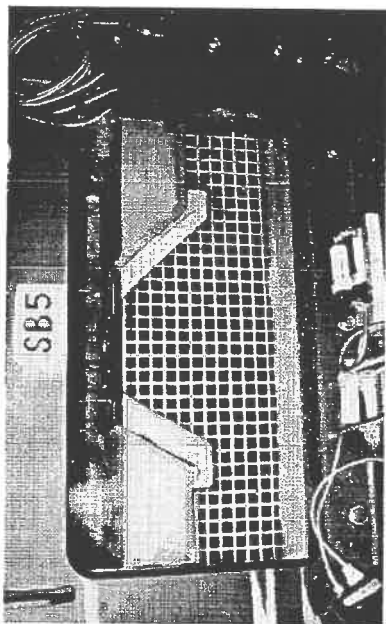


Abb. 4-9: Querschnitt von SB5 vor dem Versuch

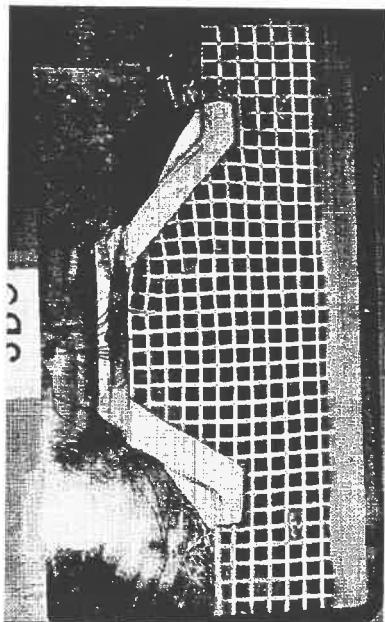


Abb. 4-10: Querschnitt von SB5 nach dem Versuch

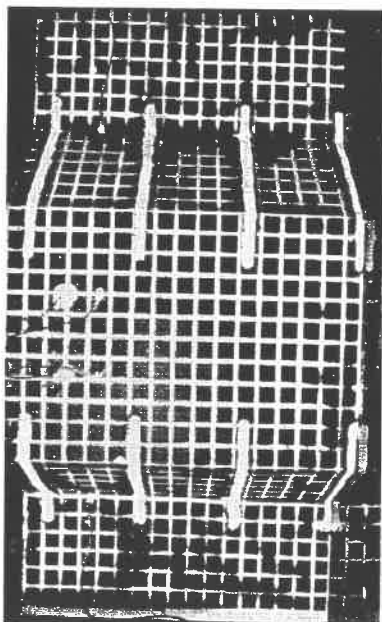


Abb. 4-11: Draufsicht von SB5 vor dem Versuch

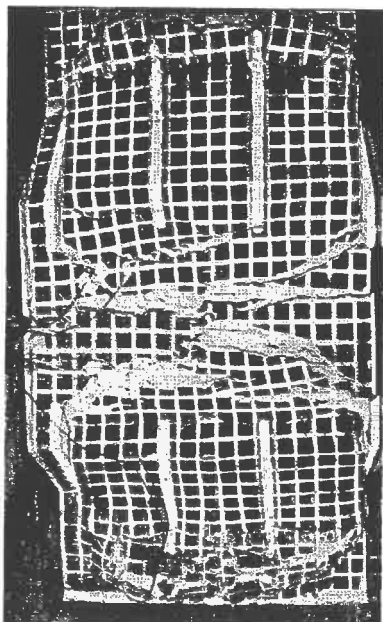


Abb. 4-12: Draufsicht von SB5 nach dem Versuch

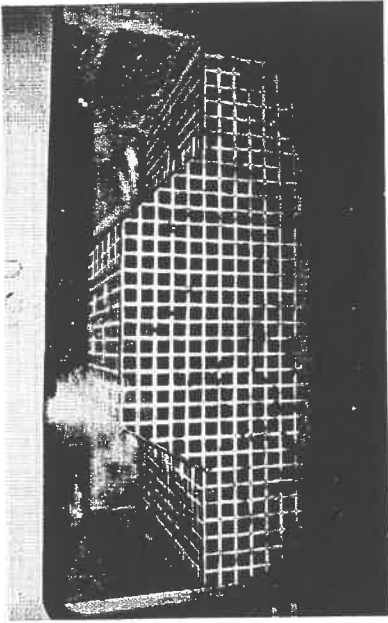


Abb.4-13: Quersicht von SB6 vor dem Versuch

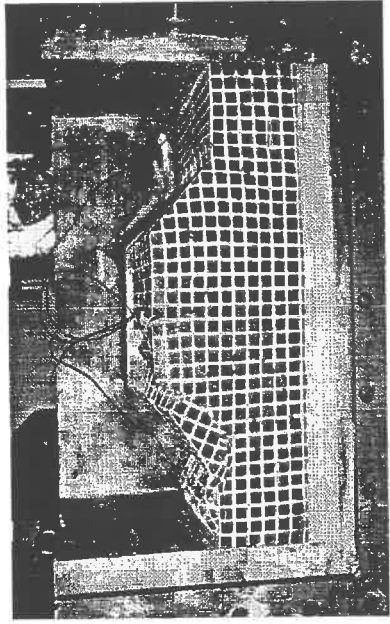


Abb.4-14: Quersicht von SB6 nach dem Versuch

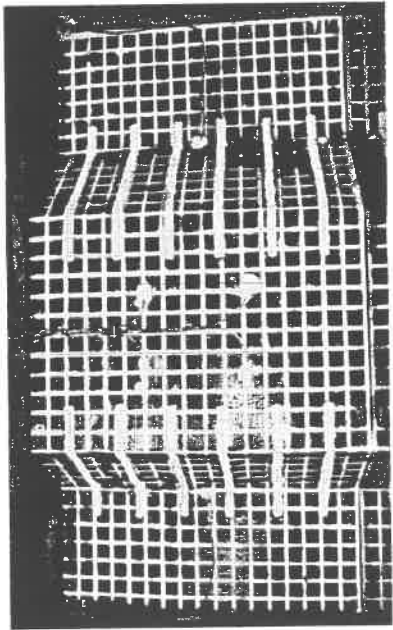


Abb.4-15: Draufsicht von SB6 vor dem Versuch

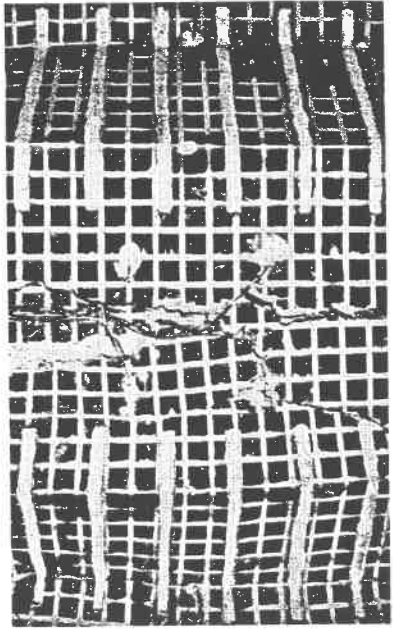


Abb.4-16: Draufsicht von SB6 nach dem Versuch

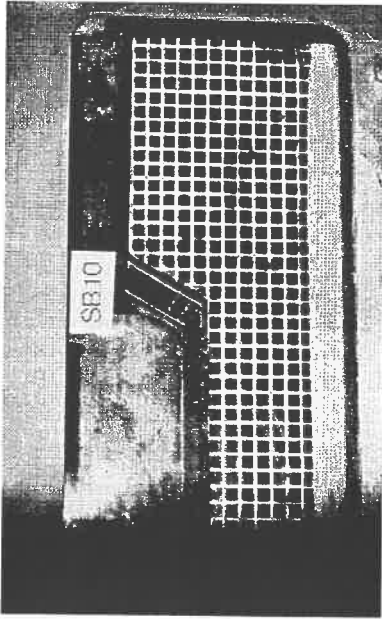


Abb.4-17: Quersicht von SB10 vor dem Versuch

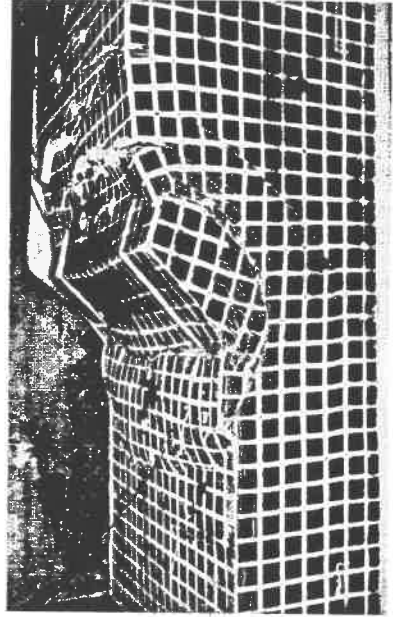


Abb.4-18: Quersicht von SB10 nach dem Versuch

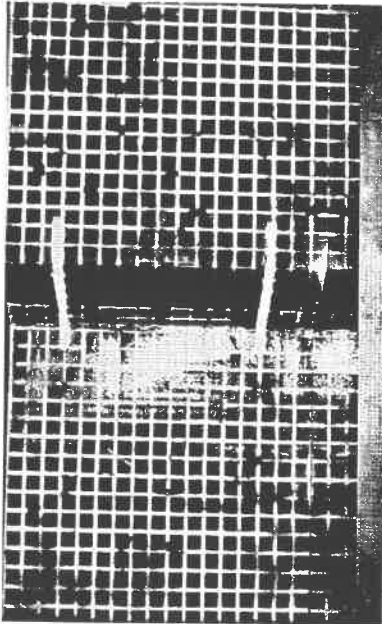


Abb.4-19: Draufsicht von SB10 vor dem Versuch

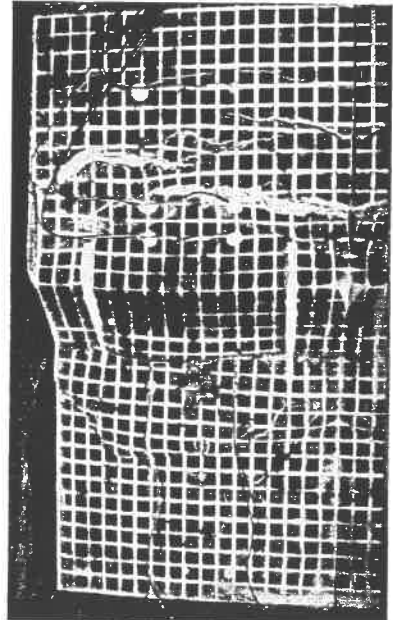


Abb.4-20: Draufsicht von SB10 nach dem Versuch

4.3 Entwicklungen der Setzungen und Porenwasserüberdrücke

Die Entwicklungen der Setzungen und Porenwasserüberdrücke während der Zentrifugen-Modellversuche in der Konsolidierungs- (Abb.4-21 und Abb.4-22) und Bruchversuchsphase (Abb.4-23 bis Abb.4-34) werden beispielhaft wiedergegeben. Die übrigen Versuche zeigten ähnliche Ganglinien der Ergebnisse. Wegen der Anordnung der Meßgeber von *WG* und *PWDG* wird auf 3.6.1 verwiesen. Die Diskussion der Ergebnisse folgt in 4.4 - 4.6.

Hier sind:

- P-Z-K - Entwicklung der Porenwasserüberdrücke in der Konsolidierungsphase,
- S-Z-K - Entwicklung der Setzungen in der Konsolidierungsphase,
- S-Z-B - Entwicklung der Setzungen in der Bruchphase,
- S-G-B - Entwicklung der Setzungen in Bezug auf das g-Niveau in der Bruchphase,
- P-Z-B - Entwicklung der Porenwasserüberdrücke in der Bruchphase und
- P-G-B - Entwicklung der Porenwasserüberdrücke in Bezug auf das g-Niveau in der Bruchphase.

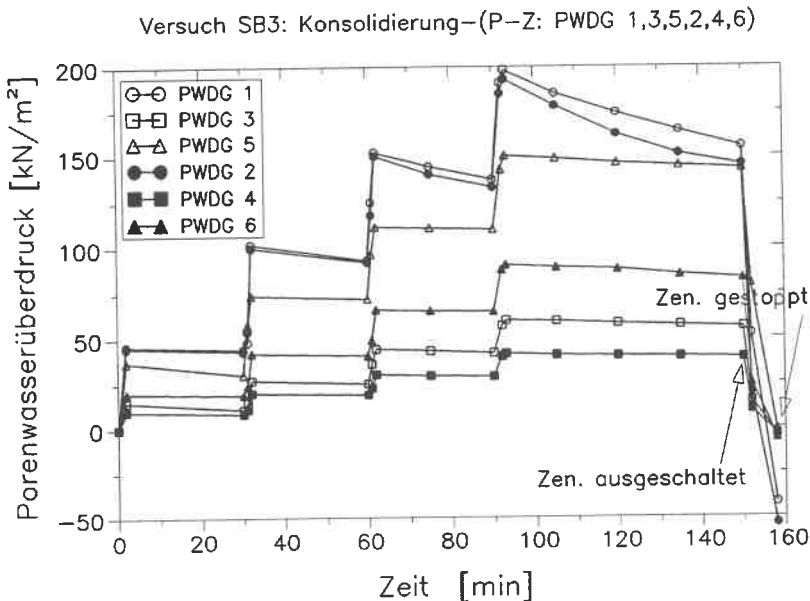


Abb.4-21: P-Z-K der PWDG 1,2,3,4,5,6 von SB3

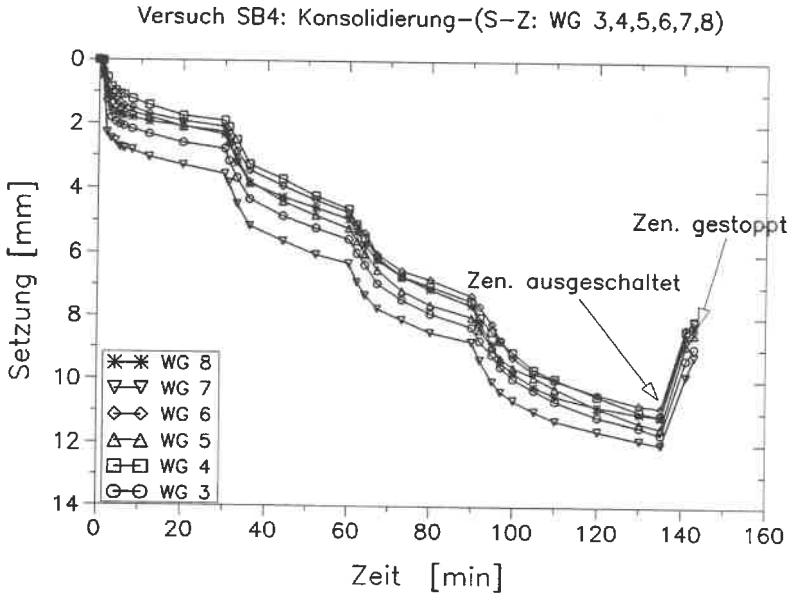


Abb.4-22: S-Z-K der WG 3,4,5,6,7,8 von SB4

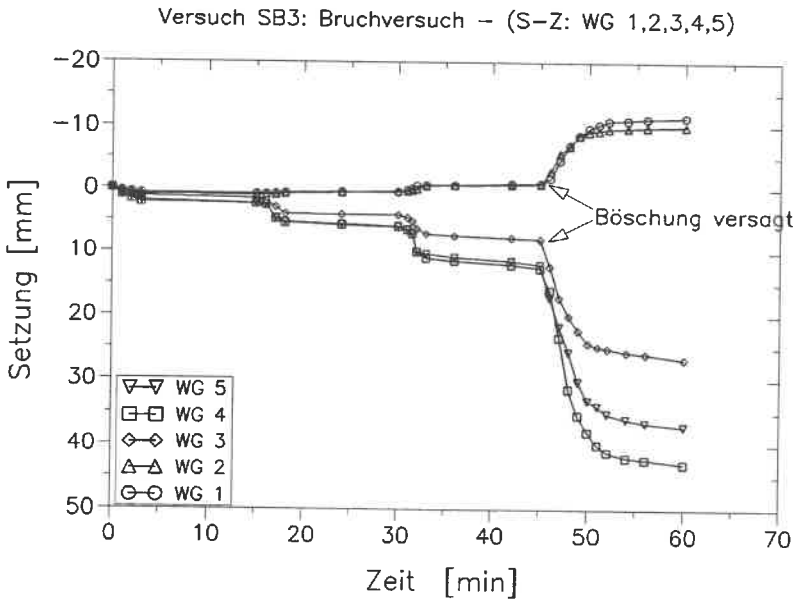


Abb.4-23: S-Z-B der WG 1,2,3,4,5 von SB3

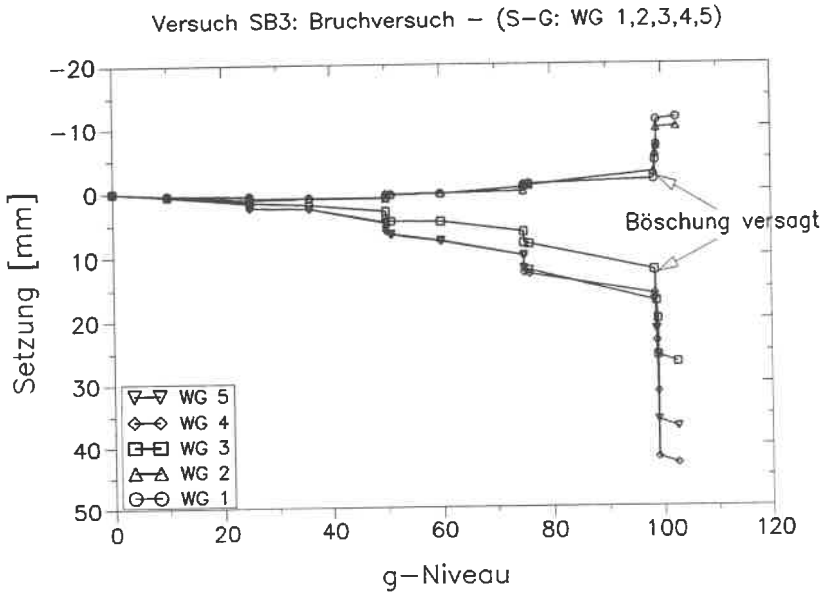


Abb.4-24: S-G-B der WG 1,2,3,4,5 von SB3

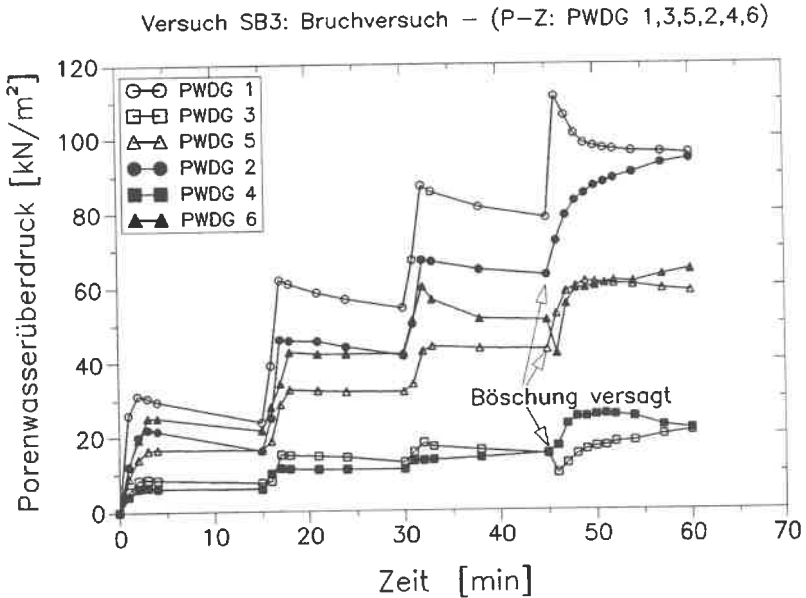


Abb.4-25: P-Z-B der PWDG 1,2,3,4,5,6 von SB3

Versuch SB4: Bruchversuch – (P-Z: PWDG 1,2,5,6)

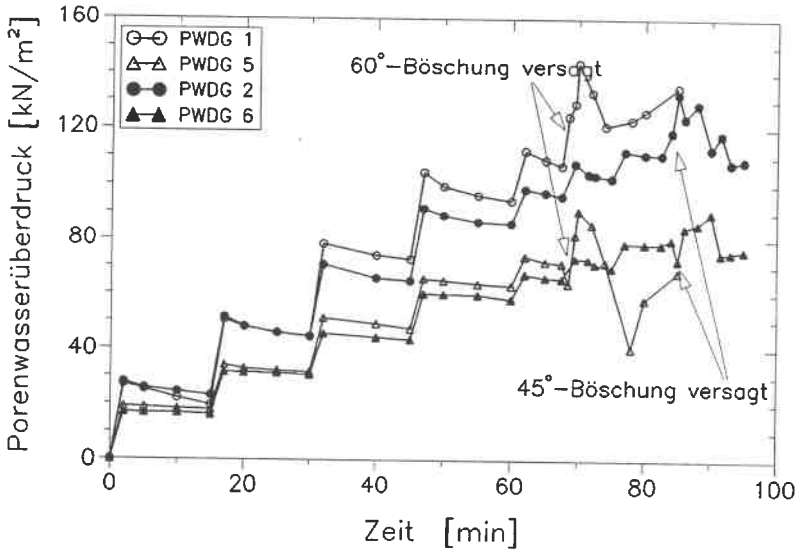


Abb.4-26: P-Z-B der PWDG 1,2,5,6 von SB4

Versuch SB4: Bruchversuch – (P-G: PWDG 1,2,5,6)

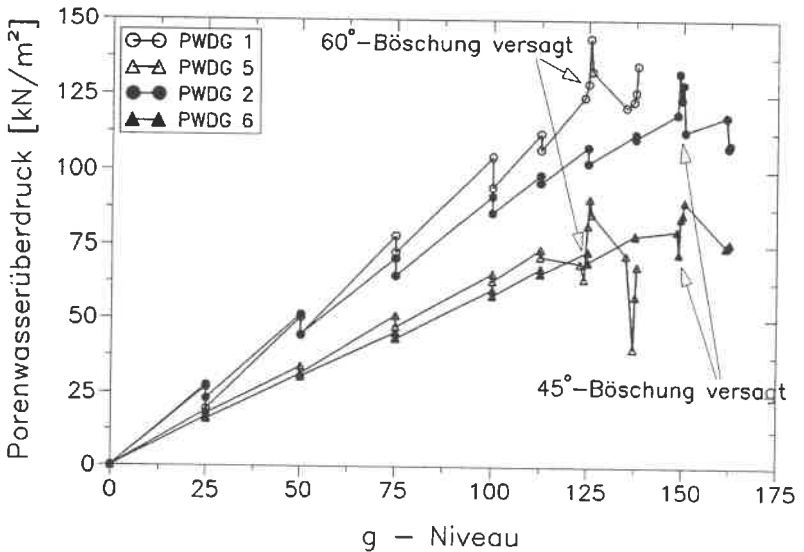


Abb.4-27: P-G-B der PWDG 1,2,5,6 von SB4

Versuch SB4: Bruchversuch – (S-Z: WG 1,2,3,4,5)

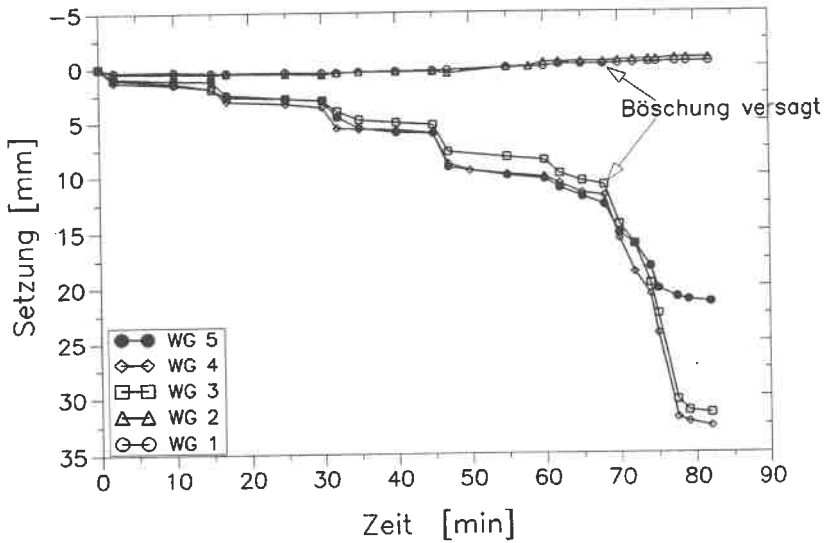


Abb.4-28: S-Z-B der WG 1,2,3,4,5 von SB4

Versuch SB5: Bruchversuch – (P-Z: PWDG 1,3,5,2,4,6)

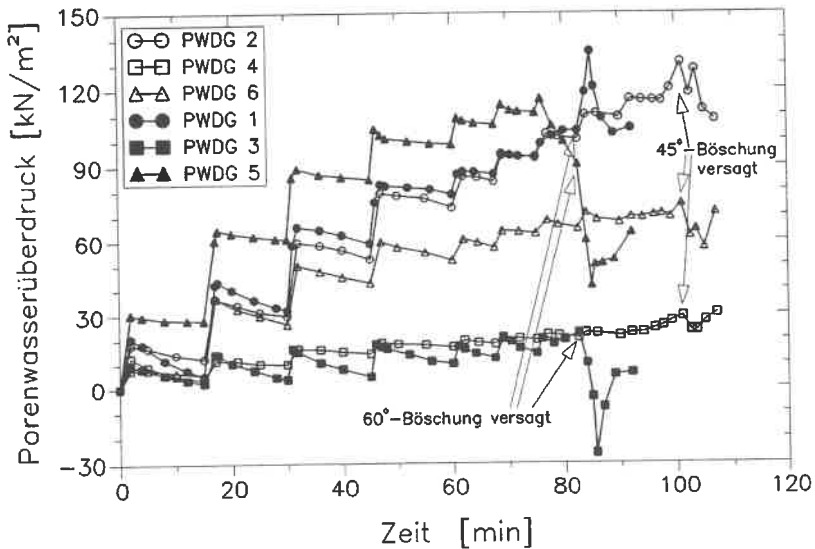


Abb.4-29: P-Z-B der PWDG 1,2,3,4,5,6 von SB5

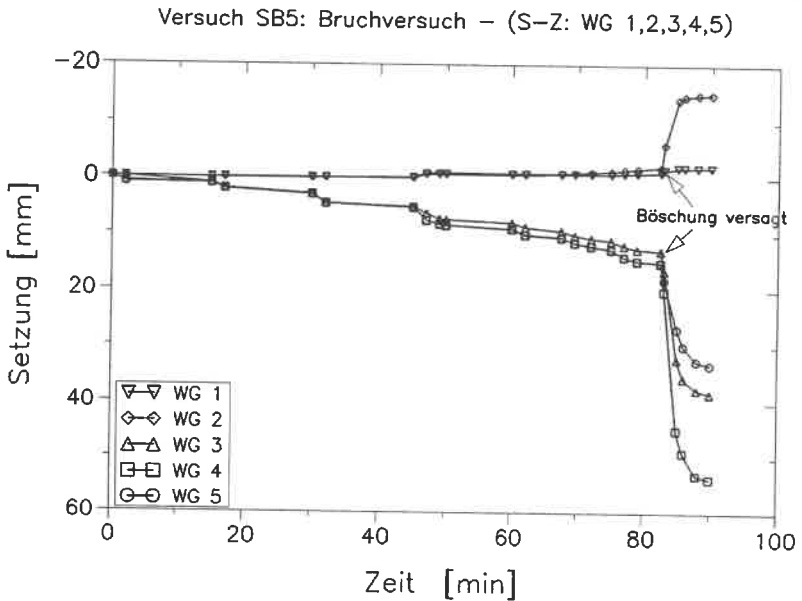


Abb.4-30: S-Z-B der WG 1,2,3,4,5 von SB5

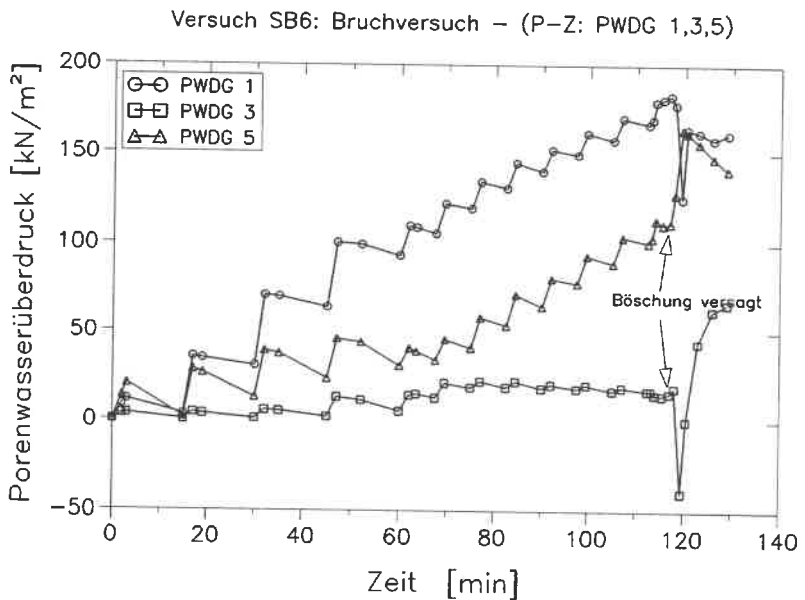


Abb.4-31: P-Z-B der PWDG 1,3,5 von SB6

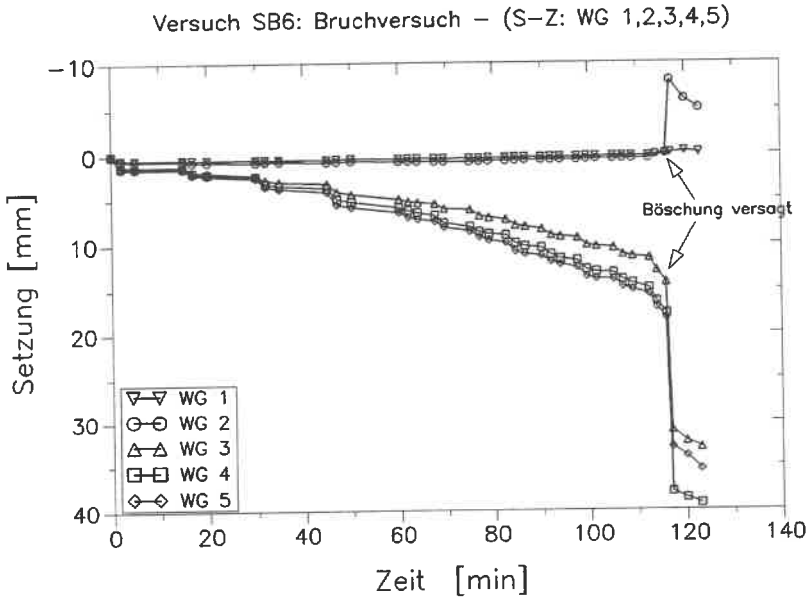


Abb.4-32: S-Z-B der WG 1,2,3,4,5 von SB6

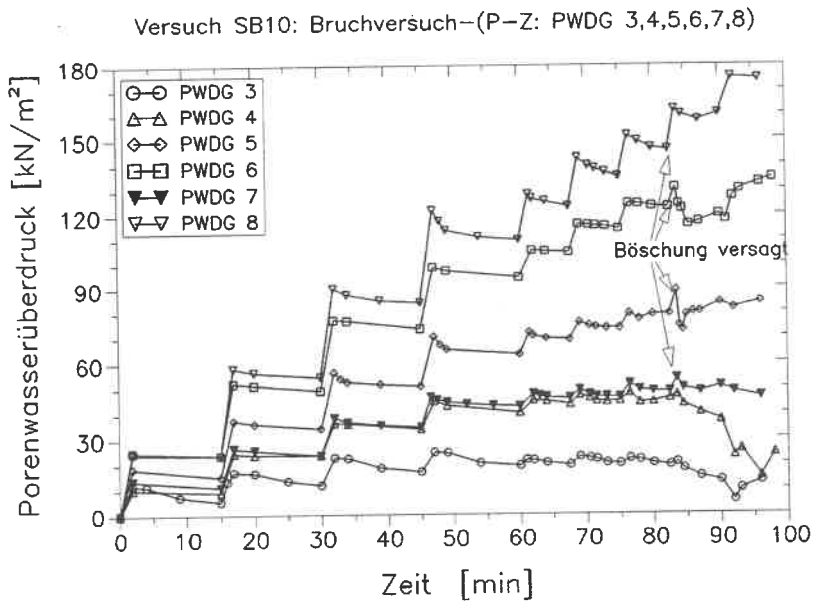


Abb.4-33: P-Z-B der PWDG 3,4,5,6,7,8 von SB10

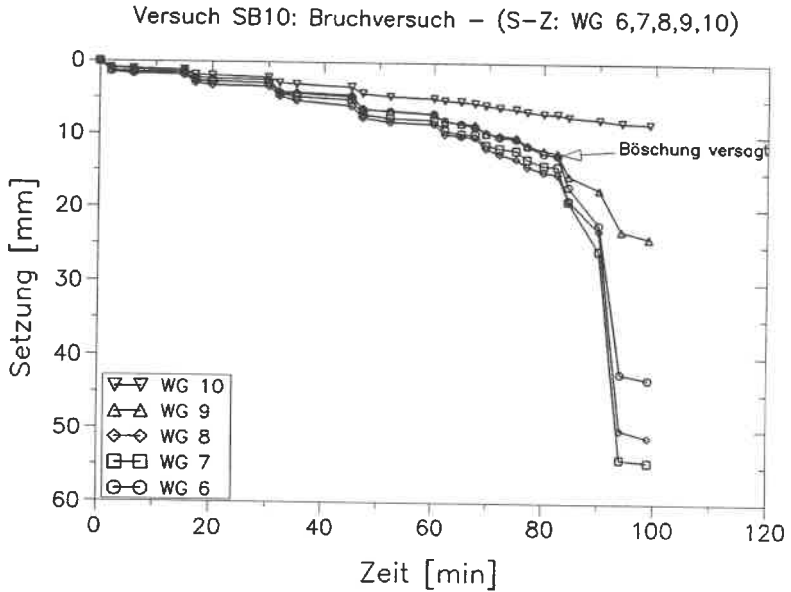
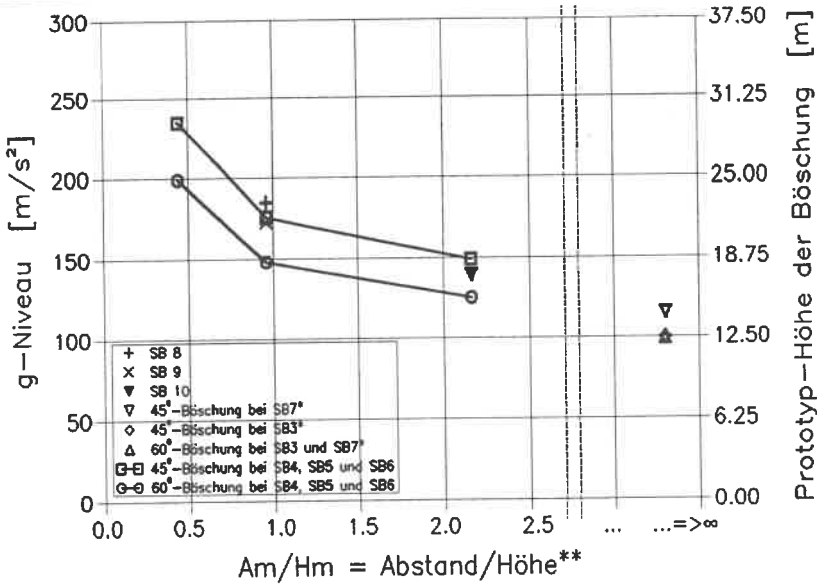


Abb.4-34: S-Z-B der WG 6,7,8,9,10 von SB10

4.4 Ergebnisse der Hauptversuche

Für die Auswertung der Versuche bietet sich das geometrische Verhältnis zwischen dem Abstand der Stützscheiben und der Böschungshöhe (A_m/H_m) der beiden Böschungstypen mit 45° und 60° an. Für $A_m \rightarrow \infty$ ergibt sich der Vergleichsfall der Böschungen ohne Stützscheiben. Für das gegebene Material und seine totale Scherfestigkeit, siehe Kapitel 4.5, stellt Abb.4-35 die Größen der möglichen Böschungshöhen im Grenzzustand des Versagens als Funktion des Stützscheiben-Abstandes im Vergleich zu den Böschungshöhen ohne Stützscheiben dar. Dabei zeigt sich übrigens, daß der Einfluß der Anordnung von Doppelböschungen auf die Ergebnisse nicht signifikant gewesen sein kann.

In Tabelle 4-1 sind die wichtigsten Daten der Hauptversuche zusammengestellt.



:: keine Stützscheiben bei SB3 und SB7 (Am/Hm=>∞) **: Abstand der Stützscheiben / Höhe der Modellböschung

Abb.4-35: Versuchsergebnisse in Abhängigkeit vom Verhältnis Scheibenabstand/Böschungshöhe

Versuch	w / I _c am Modell- aufbau	A _m /H _m bei H _m = 12,5 cm	Neigung		Dauer der Bruch- versuche (min)	Versagens g-Niveau (m/s ²)		Böschung versagt?		w / I _c nach den Versu- chen
			60°	45°		60°	45°	60°	45°	
SB3	36,4 (%) / 0,49	(*)	J	J	~100	99	100	vollständig	vollständig	36,0 (%) / 0,51
SB4		2,16	J	J	~140	125	149	vollständig	vollständig	
SB5		0,96	J	J	~110	148	175	vollständig	vollständig	
SB6		0,44	J	J	~160	199	235	vollständig	große Risse	
SB7		(*)	J	J	~90	99	115	vollständig	vollständig	
SB8		0,96	J	N	~125	185	/	große Risse	/	
SB9		0,96	J	N	~115	174	/	große Risse	/	
SB10		2,16	J	N	~100	139	/	vollständig	/	

*: ohne Stützscheiben

Tabelle 4-1: Zusammenstellung der wichtigsten Daten

4.5 Wichte, Wassergehalt und Scherfestigkeit des Bodens

Jeweils am Anfang des Modellaufbaus wurden die Feuchtwichte (γ) und der Wassergehalt (w) des Bodens mehrfach bestimmt. Die Ergebnisse zeigten, daß sich γ und w von 18,5 bis 18,7 kN/m³ bzw. von 35 bis 37 % ergaben, wobei die Konsistenzzahl (I_c) um 0,5 blieb.

Nach den Versuchen wurden der Wassergehalt und seine Verteilung unmittelbar systematisch ermittelt. Vor allem war zu prüfen, ob der Wassergehalt innerhalb und außerhalb des Bruchkörpers in der Modellböschung einen merklichen Unterschied zeigte. Außerdem wurde dabei auch untersucht, ob Änderungen des Wassergehalts infolge des Einsatzes von Stützscheiben im Boden unmittelbar an den Stützscheiben im Vergleich zu den Bereichen fern von Stützscheiben entstanden.

Die Ergebnisse der o.g. Wassergehaltsbestimmungen zeigten, daß es weder in den Bereichen innerhalb und außerhalb des Bruchkörpers noch in den Bereichen an den und fern von den Stützscheiben einen nennenswerten Unterschied gab. Die Abweichungen in den Wassergehalten waren kleiner als 2%. Nur die Wassergehalte in der Nähe der Ober- und Unterfläche des ganzen Modellkörpers waren relativ niedriger als die in den Mittelbereichen. Dies hing natürlich von der Dränierungsrandbedingung ab. Im Vergleich zum Wassergehalt des Modellaufbaus traten jedoch kaum Änderungen ($\Delta w \leq 1\%$) auf, wobei sich die Konsistenzzahl (I_c) ganz wenig veränderte (s. Tabelle 4-1).

Es kann festgestellt werden, daß der Ton der Modellböschung relativ weich (nach DIN 18 122), wassergesättigt und sehr schwach durchlässig (nach DIN 18 130) war. Dies ist wichtig für die Frage, ob die Versuche noch unter undrännierten Bedingungen zu bewerten seien. Wie vorher gesagt, wurden die Zentrifugen-Modellversuche mit schnellen Belastungsstufen ausgeführt, so daß der Porenwasserüberdruck im Modellkörper durch eine kurzzeitige Konsolidierung kaum abgemindert wurde. Wie die Porenwasserüberdruckverläufe in Abb.4-25, 4-26, 4-27, 4-29, 4-31 und 4-33 zeigen, ist der Dissipationseffekt nicht so stark, als daß bei der Scherfestigkeit des Bodens nicht von einem " c_u -Versuch" gesprochen werden könnte. Deswegen können die Versuche doch noch als "undränniert" angesehen werden.

Nach den Versuchen wurde die totale Scherfestigkeit des Bodens von Modellböschungen mit Hilfe der Flügelsonde ermittelt. Sie ergaben sich zu $c_u = 45 \pm 1$ kN/m² als Mittelwert.

4.6 Beobachtetes Modellverhalten

Das in den Hauptversuchen beobachtete Modellverhalten läßt sich zusammenfassend wie folgt

beschreiben:

- In der Konsolidierungsphase in der Zentrifuge betrug die gleichmäßige Setzung der Oberfläche des Modells etwa 1 cm ($\sim 10\%$ der Modellböschungshöhe, s. Abb.4-22). Etwa 30% davon gingen nach dem Halt der Zentrifuge zurück, die als "elastische Verformung" angesehen werden können.
- Mit zunehmender Eigengewichtsbelastung infolge der Beschleunigungssteigerung in der Zentrifuge traten zuerst einige lokale Störungen durch Ausbildung von Scherfugen im Bereich nahe dem Böschungsfuß ein.
- Bei weiteren Belastungsstufen trat ein ausgeprägter Verformungsbereich im Böschungsquerschnitt auf. Die Böschungsschulter setzte sich im vorderen Bereich; der Böschungsfuß hob sich erheblich. Dabei bildeten sich auch verschiedene, gleitkreisähnliche, begrenzte Scherfugen in unterschiedlichen Tiefenlagen zur Böschungsflanke aus.
- Im Bruchzustand bildete sich ein eigentlicher Gleitbereich aus, dessen gleitkreisähnliche Scherfuge aus der Verbindung der vorhandenen Scherfugen bestand. Diese maßgebende Scherfuge führte dann zu einer ausgeprägten Setzungs- und Hebungsstufe an der Böschungsschulter bzw. am Böschungsfuß.
- Meistens verlief die maßgebende Scherfläche tief unter dem Böschungsfuß (s. Abb.4-2, 4-6, 4-12, 4-14 und 4-18).
- Im allgemeinen kamen die Stützscheiben mit dem Gleitbereich zusammen in Bewegung (s. Abb.4-6, 4-8, 4-12, 4-14, 4-18 und 4-20). Auch eine kleine relative Verschiebung zwischen dem Bruchkörper und den Stützscheiben wurde ab und zu in den Versuchen beobachtet.
- Die Bruchkörper von Böschungen ohne Stützscheiben zeigten eine zweidimensionale Verformung (s. Abb.4-2 und 4-4). Aber wegen der Wirkung der Stützscheiben blieben sie nicht zweidimensional. Wie die Abb.4-8, 4-12, 4-18 und 4-20 zeigen, bildeten sich die Bruchkörper in den Bereichen hinter der Böschungsschulter und vor dem Böschungsfuß gewölbt und bogenförmig aus, obwohl die Stützscheiben zusammen mit dem Bruchkörper in Bewegung kamen.
- Die Konsolidierungsbilder zeigen, daß
 1. von einer "Konsolidierung" im üblichen Sinne keine Rede sein kann, denn der Porenwasserüberdruck nimmt nur im oberen Teil der Böschung etwas ab. Diese Phase diente also nur der Homogenisierung. Da aber Setzungen eintraten, muß es sich um volumenkonstante Verdrängungen des Kaolins gehandelt haben.
 2. sich die Maximalwerte von der Porenwasseränderung Δu auf den oberen Teil der Böschung konzentrieren.
- Als die Böschungen versagten, traten ungewöhnliche Änderungen der Porenwasserüberdrücke ein. Meistens nahmen die Porenwasserüberdrücke im Bereich unter dem Böschungsfuß sprunghaft zu (wie z.B. *PWDG* 1 und 2 in Abb.4-26 und 4-29), fielen im Bereich oberhalb des Böschungsfußes dagegen ab (z.B., s. *PWDG* 3 und 6 in Abb.4-25,

- PWDG* 5 und 6 in Abb.4-26, *PWDG* 3, 5, 4 und 6 in Abb.4-29).
- Die Anordnungen von Stützscheiben im undrännierten Material hatten offenbar keinen Einfluß auf den Wassergehalt und seine Verteilung in den Böschungen.
 - Die Gleitbereiche im Böschungsquerschnitt verkleinerten sich mit abnehmendem Verhältnis A_m/H_m - erheblich. Die Böschungen ohne Stützscheiben hatten also die größten Bruchbereiche im Böschungsquerschnitt (s. Abb.4-2, 4-6, 4-14 und 4-18).
 - Die Anordnungen von Doppelböschungen bei gewähltem Abstand der Böschungskronen und den Längen der Talflächen waren nur eben noch vertretbar. Aber im Vergleich zu den mit einseitiger Böschung ausgeführten Versuchen war der Einfluß auf die Ergebnisse nicht signifikant (s. Abb.4-35).
 - Für die unter 45° geneigte wie für die unter 60° geneigte Böschung ergaben sich ähnliche Abhängigkeiten für das beim Bruchzustand erreichte Beschleunigungsniveau von dem Verhältnis A_m/H_m -.
 - Eine signifikante Stabilisierung von Stützscheiben ergab sich erst bei Scheibenabständen von weniger als der doppelten Böschungshöhe; eine markante Verstärkung wurde bei Abständen von weniger als der Böschungshöhe erzielt.
 - Da die Stützscheiben in dem Böschungskörper "schwebend" angeordnet wurden, liegen die erzielten Ergebnisse für die unmittelbar Übertragung auf die praktische Anwendung auf der sicheren Seite, denn in der Praxis werden die Stützscheiben meist auf eine festere untere Bodenschicht gestellt.
 - Der Modellboden kann als homogener, wassergesättigter Boden angesehen werden.
 - Die theoretischen Nachrechnungen des Versuchs können unter Ansatz der totalen Scherfestigkeit c_u durchgeführt werden.

Kapitel 5

Räumliches Gleichgewichtsverfahren für Berechnungen der Böschungsstandsicherheit

5.1 Allgemeines

Für eine Böschung, die entweder durch geometrische Randbedingungen oder irgendwelche konstruktiven Baumaßnahmen befestigt ist, wie dies in Abb.2-9 beispielhaft gezeigt wurde, stammt die Stabilisierungswirkung aus den durch sie an die Böschung direkt abgegebenen zusätzlichen Stützkräften und den durch sie verursachten geometrischen Änderungen des potentiellen Bruchkörpers in der Böschung. Deswegen sollte ein verläßliches Standsicherheitsnachweisverfahren diese beiden wesentlichen Wirkungen möglichst erfassen. Diesem Zweck dient die in den nachfolgenden zwei Kapiteln dargestellte Untersuchung.

Sie umfaßt zwei Schritte. In diesem Kapitel wird ein allgemeines Verfahren für den Standsicherheitsnachweis einer räumlichen Böschung aufgestellt. Im folgenden werden dann die aus diesem Verfahren weiter entwickelten Methoden für die Berechnung der Standsicherheit einer mit Stützscheiben stabilisierten Böschung gezeigt.

Die in dieser numerischen Untersuchung eingehaltenen Prinzipien sollen hier kurz erläutert werden:

1. Die theoretische Grundlage ist die Gleichgewichtsbedingung.
2. Im Vergleich zu dem in der Praxis üblicherweise verwendeten *2D*-Verfahren sollten die zusätzlichen Unbekannten und Parameter des Bruchmechanismus und der Geometrie in beiden Verfahren möglichst wenige sein.
3. Das Verfahren sollte die *2D*-Verfahren, wie z.B. die Verfahren KREY /BISHOP nach **DIN 4084** und **KEM-2D** von P. GUSSMANN (1986, 1990), möglichst einschließen.
4. Die Programme der beiden Verfahren sollten auf dem PC laufen können.

Da das Gleichgewichtsverfahren eine in der Praxis übliche verwendete Methode ist, wurde es auch den nachfolgenden Verfahren zugrundegelegt. Im Hinblick auf die Anwendbarkeit in der Erdbaupraxis wurde es auf eine umfassende, relativ einfach zu akzeptierende Methode konzentriert. Aus der Überlegung, daß die Stützwirkung der Seitenkörper bei zunehmender Böschungslänge verschwinden muß, sollte die Standsicherheit des 3D-Verfahrens nach dem 2D-Verfahren tendieren, falls die Kantenlänge des Bruchkörpers der Böschung $\rightarrow \infty$ geht. Deswegen ergab sich das o.g. Prinzip 3. Das Prinzip 4 beruht der Tatsache, daß PC in der Praxis heutzutage gängig sind.

5.2 Entwicklung des 3D-Verfahrens

5.2.1 Geometrie und Bruchmechanismus

Als räumlicher Bruchkörper wurde ein in Gl.(5-1) beschriebenes Ellipsoid angenommen und wegen seiner Symmetrie nur halb davon in Abb.5-1 gezeichnet mit der maximalen Länge $max L$ des elliptischen Bruchkörpers in Y-Richtung:

$$\frac{(x-x_c)^2}{a^2} + \frac{(z-z_c)^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1 \quad (5-1)$$

Darin sind x , y und z : die Koordinaten des elliptischen Bruchkörpers,
 x_c , z_c : die Koordinaten der parallel zur Y-Achse verlaufenden Gleitachse des elliptischen Bruchkörpers,
 a und b : die Halbachsen des Ellipsoids.

Für die Darstellung eines räumlichen Bruchkörpers hat die Gl.(5-1) die folgenden Vorteile:

1. Im Vergleich zu 2D-Verfahren, wie z.B. dem Verfahren nach KREY/BISHOP, benötigt sie nur einen einzigen zusätzlichen geometrischen Parameter b , um einen räumlichen, aber symmetrischen Bruchkörper der Böschungen darzustellen.
2. Jeder Schnitt des Bruchkörpers parallel zur X-Z Ebene ist ein Kreis. Dadurch ist die mathematische Behandlung relativ leicht (ähnlich wie im ebenen Fall beim Gleitkreis-Verfahren).
3. Die maximale Länge des räumlichen Bruchkörpers $max L$ (s. Abb.5-1) ist abhängig von dem Parameter b . Mit $b \rightarrow \infty$ wird $max L$ auch $\rightarrow \infty$. Dann muß diese unendlich lange Böschung in ein 2D-Problem übergehen. Mathematisch geht also die Gl.(5-1) dann in eine zweidimensionale Kreisbruchform wie bei dem 2D-Verfahren von KREY/BISHOP über. Durch b kann die Länge des Bruchkörpers kontrolliert werden,

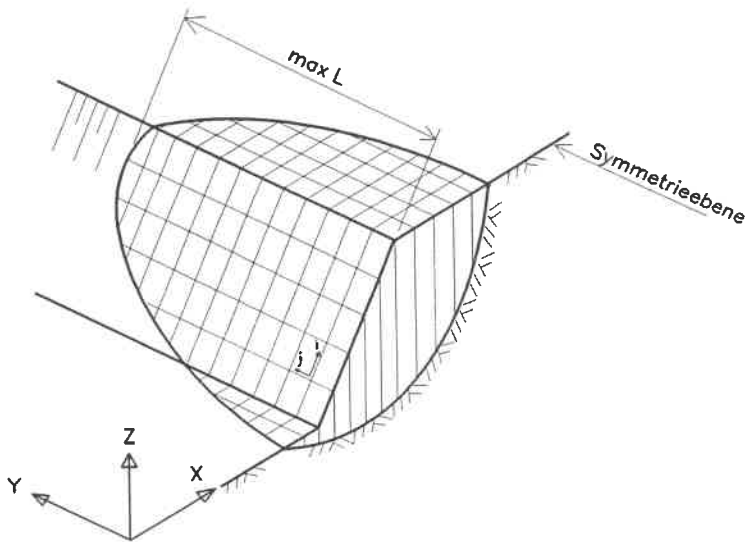


Abb.5-1: Skizze eines halben elliptischen Bruchkörpers in räumlicher Darstellung

wobei geometrische Randbedingungen oder konstruktive Baumaßnahmen zu berücksichtigen sind. Erst wenn die Gleitachse (x_c , z_c) des elliptischen Bruchkörpers gerade auf der Böschungskontur oder der Böschungsoberfläche liegt, gilt $b = \max L$.

4. Auch in der Praxis und den Modellversuchen wurden die ellipsenartigen Bruchkörper von Böschungen oft beobachtet.

Zunächst sind hier einige Annahmen zu treffen:

1. Der Böschungsboden ist homogen.
2. Der Bruchkörper ist symmetrisch (wie in Abb.5-1 gezeichnet).
3. Der Gleitbruch der Böschung kommt nur in der X-Z-Ebene vor, d.h. keine Bewegung in Y-Richtung.
4. Als Bruchbedingung des Bodens gilt das Coulombsche Stoffgesetz

$$\tau = (\sigma - u) \tan \varphi + c \quad (5-2)$$

mit Schubspannung τ , totaler Spannung σ , Porenwasserdruck u , Scherwinkel φ und Kohäsion c .

5.2.2 Statik

Für eine gegebene, parallel zur Y -Achse verlaufende Gleitachse (x_c, z_c) und Halbachsen a und b kann ein elliptischer, symmetrischer Bruchkörper einer Böschung festgelegt werden. Dann wird dieser Bruchkörper in n rechteckige, senkrechte Elemente unterteilt, wie es Abb.5-1 zeigt.

Abb.5-2 stellt ein isoliertes Element (i,j) dar. Außer dem Eigengewicht des Elements wirken in allen senkrecht seitlichen Ebenen und unterer gebogenen Fläche die normalen und tangentialen Kräfte.

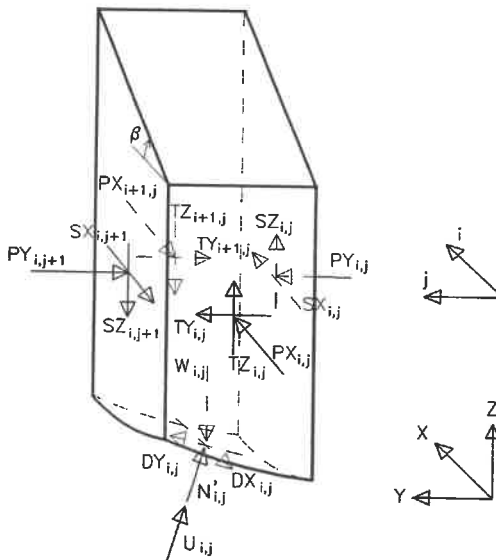


Abb.5-2: Darstellung des Elements (i,j)

$N'_{i,j}$ und $U_{i,j}$ die effektive Normalkraft und die Kraft aus dem Porenwasserdruck auf die untere gekrümmten Grenzzustandsfläche,

$W_{i,j}$ das Eigengewicht des Elements (i,j),

β die Neigung der Böschung.

Damit das Problem leichter zu lösen ist, sind folgende Vereinfachungen zu treffen:

Hier bedeuten:

$PX_{i,j}$, $PX_{i+1,j}$, $PY_{i,j}$ und $PY_{i+1,j}$ die auf den Seitenflächen wirkenden Normalkräfte in X- und Y-Richtung,

$SX_{i,j}$, $SX_{i+1,j}$, $SZ_{i,j}$ und $SZ_{i+1,j}$ die in beiden Seitenflächen parallel zur X-Z-Ebene wirkenden tangentialen Kräfte in X- und Z-Richtung,

$TY_{i,j}$, $TY_{i+1,j}$, $TZ_{i,j}$ und $TZ_{i+1,j}$ die in beiden Seitenflächen parallel zur Y-Z-Ebene wirkenden tangentialen Kräfte in Y- und Z-Richtung,

$DX_{i,j}$ und $DY_{i,j}$ die in der unteren gekrümmten Fläche wirkenden tangentialen Kräfte in X- und Y-Richtung,

1. Die untere gekrümmte Grenzzustandsfläche wird durch eine ihren Mittelpunkt tangierende Fläche ersetzt.
2. Wegen der nur in X-Z-Ebene auftretenden Gleitbewegung verschwinden die folgenden Kräfte:

$$TY_{ij} = TY_{i+1,j} = DY_{ij} = 0. \tag{5-3}$$

3. Die in zwei seitlichen Flächen parallel zur Y-Z-Ebene vorhandenen Normal- und Tangentialkräfte PX_{ij} , $PX_{i+1,j}$, TZ_{ij} und $TZ_{i+1,j}$ werden durch eine Ersatzkraft $Q_{i,j}$ mit einem Winkel $\alpha Q_{i,j}$ substituiert, wobei dieser Winkel $\alpha Q_{i,j}$ bei allen Elementen als Konstante αQ angenommen wird, d.h.

$$\alpha Q_{i,j} = \alpha Q. \tag{5-4}$$

4. Die beiden parallel zur Y-Achse wirkenden Normalkräfte PY_{ij} und $PY_{i,j+1}$ werden aus dem Erdruhedruck infolge Bodeneigengewicht abgeleitet:

$$PY_{ij} = \frac{1}{2} K_0 \gamma h_{ij}^2 BX_{ij} \tag{5-5a}$$

und $PY_{i,j+1} = \frac{1}{2} K_0 \gamma h_{i,j+1}^2 BX_{i,j+1}.$ (5-5b)

Darin sind K_0 : Erdruhedruckbeiwert = $1 - \sin \varphi'$,
 γ : örtliche Wichte des Bodens,
 $h_{ij}, h_{i,j+1}$: Höhen der beiden seitlichen Flächen des Elementes (i,j) parallel zur X-Z-Ebene (s. Abb.5-4),
 BX_{ij} und $BX_{i,j+1}$: Breiten der beiden seitlichen Flächen parallel zur Flächennormale der Y-Z-Eben des Elementes (i,j) (s. Abb.5-4).

Der Angriffspunkt der Normalkraft liegt für jede seitliche Fläche im unteren Drittelpunkt.

5. Die tangentialen Kräfte SX_{ij} , SZ_{ij} , $SX_{i,j+1}$ und $SZ_{i,j+1}$ bestehen aus den beiden Anteilen infolge Kohäsion c und Scherwinkel φ . Deshalb können SX_{ij} , SZ_{ij} , $SX_{i,j+1}$ und $SZ_{i,j+1}$ durch RC_{ij} , $RC_{i,j+1}$ infolge c und $R\phi_{ij}$, $R\phi_{i,j+1}$ infolge φ ersetzt werden wie folgt

$$\text{aus } \{SX_{ij}; SZ_{ij}\}: \left\{ \begin{array}{l} RC_{ij} = c_{ij} BX_{ij} h_{ij} \\ R\phi_{ij} = PY_{ij} \tan \varphi_{ij} \end{array} \right\} \tag{5-6a}$$

$$\text{aus } \{SX_{i,j+1}; SZ_{i,j+1}\}: \left\{ \begin{array}{l} RC_{i,j+1} = c_{i,j+1} BX_{i,j+1} h_{i,j+1} \\ R\phi_{i,j+1} = PY_{i,j+1} \tan \varphi_{i,j+1} \end{array} \right\} \tag{5-6b}$$

Darin sind c_{ij} und φ_{ij} die örtlich angesetzte Kohäsion und der Scherwinkel mit der Bedingung der örtlich mobilisierten Schubspannung:

$$\tau(c_{ij}; \varphi_{ij}) \leq \tau_{\max}(c; \varphi). \quad (5-6c)$$

Die Angriffspunkte liegen im Mittelpunkt der Fläche bei RC_{ij} und RC_{ij+1} , bzw. im unteren Drittelpunkt bei $R\varphi_{ij}$ und $R\varphi_{ij+1}$. Die Richtungen dieser Kräfte richten sich jeweils nach der Richtung senkrecht zur Gleitbewegungsrichtung des entsprechenden Angriffspunktes (s. Abb.5-4).

6. Die örtlich mobilisierte Schubspannung ist

$$\tau_{ij} = \sigma'_{ij} \tan \varphi_{ij} + c_{ij} \quad (5-7a)$$

bzw. die aufnehmbare Schubkraft

$$\vec{T}_{ij}(c_{ij}; \varphi_{ij}) = \vec{R}C_{ij} + \vec{R}\varphi_{ij} \leq \vec{T}(c; \varphi). \quad (5-7b)$$

Somit ist die örtlich mobilisierte Schubkraft

$$T_{ij} = k_{ij} \frac{T(c; \varphi)}{F_{ij}} \quad (5-7c)$$

- gestellt, wobei k_{ij} : der Faktor in Abhängigkeit von der betrachteten Ebene ($y = y_{ij}$, s. Abb.5-3),
 F_{ij} : der reziproke Mobilisierungsgrad der Schubkraft in diesem Bereich,
 $T(c; \varphi)$: Schubkraft aus vorhandenen Scherparametern des Bodens

sind.

Hier ist der Faktor k_{ij} eine Funktion des gewählten Bruchkörpers. Von der mechanischen Randbedingung des Bruchkörpers muß die Schubkraft, in der Symmetrieebene ($y = 0$, s. Abb.5-3) 0 sein (bzw. die Schubkraft = 0), weil dort keine relative Verschiebung zwischen den beiden symmetrischen Bruchkörpern eintreten darf. Dagegen sollte sie an der Grenze des Bruchkörpers mit dem max. mobilisierten Wert eingesetzt werden. Dazwischen wird angenommen, daß sie mit dem Abstand von der Symmetrieebene ($y = 0$) bis zur betrachteten Ebene ($y = y_{ij}$) linear eingefügt wird, also:

$$0 \leq k_{ij} = \frac{y_{ij}}{\max L_i} \leq 1 \quad (5-7d)$$

- Darin sind y_{ij} : der Abstand von der Symmetrieebene des Elements (i,j),
 $\max L_i$: der Abstand von der Symmetrieebene bis zur Grenze des Bruchkörpers der Elementreihe (i) (s. Abb.5-3).

Die Parameter der mobilisierten Schubspannung dabei sind

$$\left. \begin{aligned} c_{ij} &= \frac{c}{F_{ij}} \\ \tan \varphi_{ij} &= \frac{\tan \varphi}{F_{ij}} \end{aligned} \right\} \quad (5-7e).$$

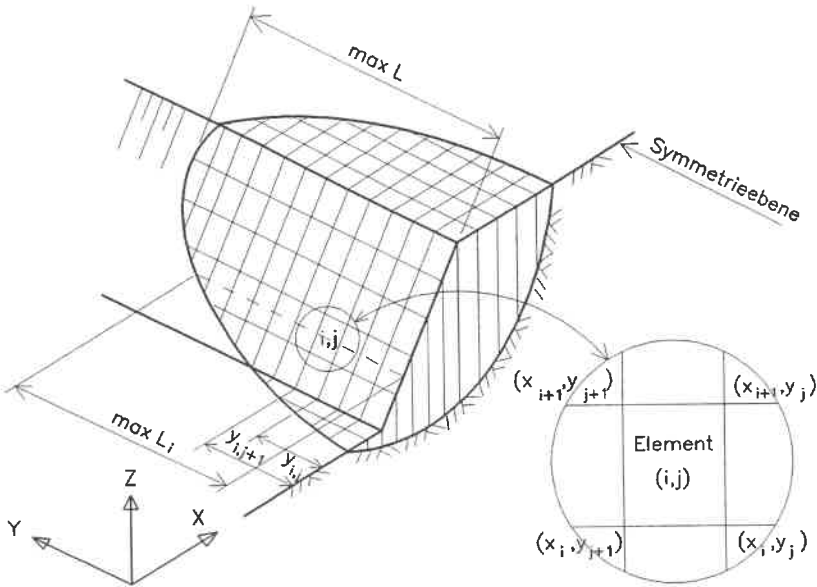


Abb.5-3: Skizze der Einzelheiten von Element (i,j)

7. Für alle Elemente wird wie beim üblichen Gleitkreisverfahren

$$F_{ij} = \text{const} = F \quad (5-8)$$

gesetzt.

8. Die untere Schubkraft DX_{ij} kann wegen $DY_{ij} = 0$ als D_{ij} bezeichnet werden. Sie besteht ebenfalls aus dem beiden Anteilen, bzw. aus Kohäsion und Reibung:

$$D_{ij} = DC_{ij} + D\varphi_{ij} \quad (5-9a)$$

mit

$$DC_{ij} = c_{ij} A_{ij} = \frac{c}{F} A_{ij} \quad (5-9b)$$

und

$$D\varphi_{ij} = NXZ'_{ij} \tan \varphi_{ij} = \frac{NXZ'_{ij}}{F} \tan \varphi. \quad (5-9c)$$

Hierbei sind A_{ij} : untere Tangentialfläche des Elements (i,j) ,
 NXZ'_{ij} : die in die X - Z -Ebene projizierte Komponente der Normalkraft N'_{ij} des Elements (i,j) . Dabei ist

$$\vec{N}'_{ij} = \vec{N}XZ'_{ij} + \vec{N}Y_{ij},$$

wobei aber wegen der fehlenden Bewegung in Y -Richtung die andere in Y -Richtung projizierte Komponente NY'_{ij} nicht in Erscheinung tritt.

9. Wegen der Symmetrie des elliptischen Bruchkörpers ist die Gleitgewichtsbedingung in Y -Richtung bereits erfüllt.

Damit lassen sich die Gl.(5-6a) und (5-6b) mit den Vereinfachungen folgendermaßen schreiben:

$$RC_{ij} = \frac{c}{F} BX_{ij} h_{ij} \frac{y_{ij}}{\max L_i}, \quad (5-10a)$$

$$R\varphi_{ij} = \frac{PY_{ij}}{F} \tan \varphi \frac{y_{ij}}{\max L_i}, \quad (5-10b)$$

$$RC_{ij+1} = \frac{c}{F} BX_{ij+1} h_{ij+1} \frac{y_{ij+1}}{\max L_i}, \quad (5-10c)$$

$$R\varphi_{ij+1} = \frac{PY_{ij+1}}{F} \tan \varphi \frac{y_{ij+1}}{\max L_i}. \quad (5-10d)$$

Dementsprechend wird das in Abb.5-2 dargestellte Element (i,j) in Abb.5-4 neu gezeichnet.

- Hierbei sind αQ : Winkel zwischen X-Richtung und Ersatzkraft $Q_{i,j}$,
 $\alpha X_{i,j}$, $\alpha Y_{i,j}$: Neigungswinkel der unteren Tangentialfläche in X- und Y-Richtung,
 $\alpha C_{i,j}$, $\alpha C_{i,j+1}$,
 $\alpha \varphi_{i,j}$ und $\alpha \varphi_{i,j+1}$: Winkel zur X-Richtung von tangentialen Kräften, $RC_{i,j}$, $RC_{i,j+1}$, $R\varphi_{i,j}$ und $R\varphi_{i,j+1}$: seitliche Kräfte,
 $r_{i,j}$, $rC_{i,j}$, $rC_{i,j+1}$,
 $r\varphi_{i,j}$ und $r\varphi_{i,j+1}$: die Hebelarme von unterer Schubkraft $DX_{i,j}$ und seitlichen Kräften $RC_{i,j}$, $RC_{i,j+1}$, $R\varphi_{i,j}$ und $R\varphi_{i,j+1}$,
 $NXZ'_{i,j}$ und $UXZ_{i,j}$: die in X-Z-Ebene projizierten Komponenten von effektiver Normalkraft $N'_{i,j}$ und der Kraft $U_{i,j}$ aus Porenwasserdruck,
 $BX_{i,j}$, $BX_{i,j+1}$
 und BY_j : die Breiten des Elements in X- und Y-Richtung.

In Abb.5-5 sind die Kraftecke aus Abb.5-4(b) für das Element (i,j) dargestellt.

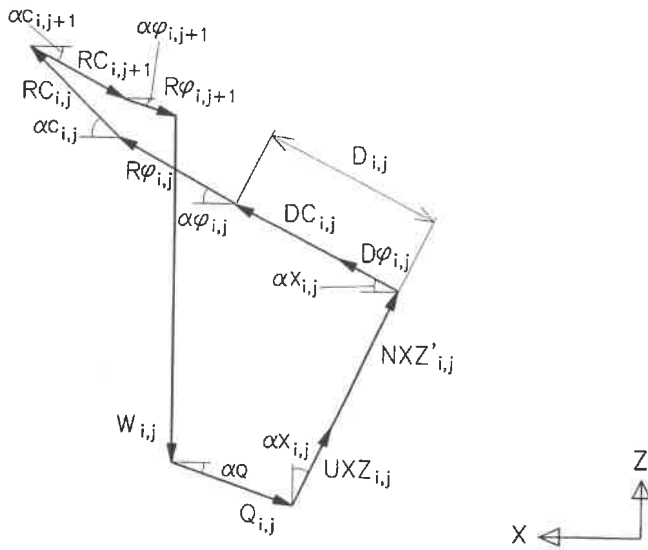


Abb.5-5: Kraftecke für das Element (i,j)

In der o.g. Darstellung ergeben sich die Unbekannten und die verfügbaren Gleichungen für den ganzen Bruchkörper mit n Elementen wie folgt:

Unbekannte			Gleichungen	
Normalkräfte	$N_{i,j}$... n	2 Gleichgewichtsbedingungen	... 2n
Ersatzkräfte	$Q_{i,j}$... n	Gesamtmomentenbedingung	... 1
Winkel	αQ	... 1	Summe der Ersatzkräfte	...
Standsicherheit	F	... 1	($\sum Q_{i,j} = 0$)	... 1
Summe			Summe	2n+2
		2n+2		

Die Anzahl der Unbekannten entspricht den zur Verfügung stehenden Gleichungen. Also ist das Problem eindeutig lösbar. Aus den Kraftecken, Abb.5-4 und Abb.5-5, erhält man die folgenden Gleichungen:

in tangentialer Richtung ($D_{i,j}$ - Richtung) :

$$D\varphi_{i,j} + DC_{i,j} + R\varphi_{i,j} \cos(\alpha\varphi_{i,j} - \alpha X_{i,j}) + RC_{i,j} \cos(\alpha C_{i,j} - \alpha X_{i,j}) - R\varphi_{i,j+1} \cos(\alpha\varphi_{i,j+1} - \alpha X_{i,j}) - RC_{i,j+1} \cos(\alpha C_{i,j+1} - \alpha X_{i,j}) - W_{i,j} \sin \alpha X_{i,j} - Q_{i,j} \cos(\alpha Q - \alpha X_{i,j}) = 0, \quad (5-11)$$

in der Richtung $N_{i,j}$:

$$NXZ'_{i,j} + UXZ_{i,j} + R\varphi_{i,j} \sin(\alpha\varphi_{i,j} - \alpha X_{i,j}) + RC_{i,j} \sin(\alpha C_{i,j} - \alpha X_{i,j}) - R\varphi_{i,j+1} \sin(\alpha\varphi_{i,j+1} - \alpha X_{i,j}) - RC_{i,j+1} \sin(\alpha C_{i,j+1} - \alpha X_{i,j}) - W_{i,j} \cos \alpha X_{i,j} - Q_{i,j} \sin(\alpha Q - \alpha X_{i,j}) = 0, \quad (5-12)$$

Mittels Gl.(5-4)-(5-10) können die Gln.(5-11) und (5-12) umgeschrieben werden wie folgt:

$$\frac{NXZ'_{i,j}}{F} \tan \varphi + \frac{c}{F} A_{i,j} + \frac{X1_{i,j}}{F} - W_{i,j} \sin \alpha X_{i,j} - Q_{i,j} \cos(\alpha Q - \alpha X_{i,j}) = 0 \quad (5-13)$$

und

$$NXZ'_{i,j} + UXZ_{i,j} + \frac{X2_{i,j}}{F} - W_{i,j} \cos \alpha X_{i,j} - Q_{i,j} \sin(\alpha Q - \alpha X_{i,j}) = 0 \quad (5-14)$$

mit

$$\begin{aligned}
 X1_{ij} = & [PY_{ij} \tan \varphi \cos(\alpha \varphi_{ij} - \alpha X_{ij}) + c BX_{ij} h_{ij} \cos(\alpha C_{ij} - \alpha X_{ij})] \frac{y_{ij}}{\max L_i} \\
 & - [PY_{i,j+1} \tan \varphi \cos(\alpha \varphi_{i,j+1} - \alpha X_{ij}) + c BX_{i,j+1} h_{i,j+1} \cos(\alpha C_{i,j+1} - \alpha X_{ij})] \frac{y_{i,j+1}}{\max L_i}
 \end{aligned} \quad (5-15)$$

und

$$\begin{aligned}
 X2_{ij} = & [PY_{ij} \tan \varphi \sin(\alpha \varphi_{ij} - \alpha X_{ij}) + c BX_{ij} h_{ij} \sin(\alpha C_{ij} - \alpha X_{ij})] \frac{y_{ij}}{\max L_i} \\
 & - [PY_{i,j+1} \tan \varphi \sin(\alpha \varphi_{i,j+1} - \alpha X_{ij}) + c BX_{i,j+1} h_{i,j+1} \sin(\alpha C_{i,j+1} - \alpha X_{ij})] \frac{y_{i,j+1}}{\max L_i} .
 \end{aligned} \quad (5-16)$$

NXZ'_{ij} läßt sich mittels Gl.(5-14) in (5-13) eliminieren, so daß sich ergibt:

$$Q_{ij} = \frac{(\tan \varphi \cos \alpha X_{ij} - F \sin \alpha X_{ij}) W_{ij} + c A_{ij} + X1_{ij} - UXZ_{ij} \tan \varphi - \frac{\tan \varphi}{F} X2_{ij}}{F \cos(\alpha Q - \alpha X_{ij}) - \tan \varphi \sin(\alpha Q - \alpha X_{ij})} . \quad (5-17)$$

Bei der Summation über alle Elemente müssen die inneren fiktiven Kräfte verschwinden, d.h.:

$$\sum Q_{ij} = 0 \quad (5-18)$$

bzw.:

$$\begin{aligned}
 \sum & \frac{W_{ij} \tan \varphi \cos \alpha X_{ij} + c A_{ij} + X1_{ij} - UXZ_{ij} \tan \varphi - \frac{X2_{ij} \tan \varphi}{F}}{F \cos(\alpha Q - \alpha X_{ij}) - \tan \varphi \sin(\alpha Q - \alpha X_{ij})} \\
 & - \sum \frac{F W_{ij} \sin \alpha X_{ij}}{F \cos(\alpha Q - \alpha X_{ij}) - \tan \varphi \sin(\alpha Q - \alpha X_{ij})} = 0 .
 \end{aligned} \quad (5-19)$$

Es ergibt sich eine implizite Gleichung für F . Weil diese Standsicherheit F nur die Kraft-Gleichgewichtsbedingungen erfüllt, wird dieser Wert als FF bezeichnet:

$$FF = F = \frac{\sum \frac{W_{ij} \cos \alpha X_{ij} \tan \varphi + c A_{ij} + X1_{ij} - UXZ_{ij} \tan \varphi - \frac{X2_{ij} \tan \varphi}{F}}{F \cos(\alpha Q - \alpha X_{ij}) - \tan \varphi \sin(\alpha Q - \alpha X_{ij})}}{\sum \frac{W_{ij} \sin \alpha X_{ij}}{F \cos(\alpha Q - \alpha X_{ij}) - \tan \varphi \sin(\alpha Q - \alpha X_{ij})}} . \quad (5-20)$$

Andererseits liefert die Momentengleichung für das Element (i,j) in Abb.5-4 die folgende Gleichung:

$$M_{i,j} = r_{i,j} (D_{i,j} - W_{i,j} \sin \alpha X_{i,j}) + RC_{i,j} rC_{i,j} + R\varphi_{i,j} r\varphi_{i,j} - RC_{i,j+1} rC_{i,j+1} - R\varphi_{i,j+1} r\varphi_{i,j+1} - Q_{i,j} rQ_{i,j}. \quad (5-21)$$

Bei der Summation über alle Elemente müssen die inneren Schnittkräfte verschwinden, d.h.

$$\sum RC_{i,j} \cdot rC_{i,j} - \sum RC_{i,j+1} \cdot rC_{i,j+1} + \sum R\varphi_{i,j} \cdot r\varphi_{i,j} - \sum R\varphi_{i,j+1} \cdot r\varphi_{i,j+1} = \sum Q_{i,j} \cdot rQ_{i,j} = 0. \quad (5-22)$$

Nach Einsetzen der Gl.(5-9) folgt mit Gl.(5-22):

$$\sum M_{i,j} = \sum r_{i,j} \left(\frac{NXZ'_{i,j}}{F} \tan \varphi + \frac{c}{F} A_{i,j} - W_{i,j} \sin \alpha X_{i,j} \right) = 0. \quad (5-23)$$

Durch Einsetzen von $NXZ'_{i,j}$ aus Gl.(5-13) kann die Gl.(5-23) umgeschrieben werden in

$$\sum r_{i,j} \left(Q_{i,j} \cos(\alpha Q - \alpha X_{i,j}) - \frac{X1_{i,j}}{F} \right) = 0. \quad (5-24)$$

Mittels Gl.(5-17) folgt weiter

$$\sum r_{i,j} \left[\frac{W_{i,j} \cos \alpha X_{i,j} \tan \varphi + c A_{i,j} + X1_{i,j} - UXZ_{i,j} \tan \varphi - \frac{X2_{i,j}}{F} \tan \varphi}{F \cos(\alpha Q - \alpha X_{i,j}) - \tan \varphi \sin(\alpha Q - \alpha X_{i,j})} \cos(\alpha Q - \alpha X_{i,j}) - \frac{F W_{i,j} \sin \alpha X_{i,j} \cos(\alpha Q - \alpha X_{i,j})}{F \cos(\alpha Q - \alpha X_{i,j}) - \tan \varphi \sin(\alpha Q - \alpha X_{i,j})} - \frac{X1_{i,j}}{F} \right] = 0. \quad (5-25)$$

Die Gl.(5-25) kann nach F aufgelöst werden. Da F hier nur aus der Momentenbedingung erhalten wurde, wird es als FM bezeichnet, und es ist somit

$$FM = F = \frac{\sum r_{i,j} \left[\frac{W_{i,j} \cos \alpha X_{i,j} \tan \varphi + c A_{i,j} + X1_{i,j} - UXZ_{i,j} \tan \varphi - \frac{X2_{i,j}}{F} \tan \varphi}{F \cos(\alpha Q - \alpha X_{i,j}) - \tan \varphi \sin(\alpha Q - \alpha X_{i,j})} \cos(\alpha Q - \alpha X_{i,j}) - \frac{X1_{i,j}}{F} \right]}{\sum r_{i,j} \frac{W_{i,j} \sin \alpha X_{i,j} \cos(\alpha Q - \alpha X_{i,j})}{F \cos(\alpha Q - \alpha X_{i,j}) - \tan \varphi \sin(\alpha Q - \alpha X_{i,j})}}. \quad (5-26)$$

Außer sonstigen Einflußfaktoren sind die Gl.(5-20) und (5-26) auch eine Funktion des Winkels α_Q der inneren Seitendruckkräfte. Die Forderung

$$FF = FM \quad (5-27)$$

d.h. die Erfüllung aller 3 Gleichgewichtsbedingungen, setzt einen nach der inneren Stützlinie variablen Winkel α_Q voraus (MORGENSTERN/PRICE, 1965). Siehe dazu die Diskussion in 5.3.3.

5.3 Berechnungsprogramm

5.3.1 Strategien des Berechnungsprogramms

Die Gln.(5-20), (5-26) und (5-27) sind die impliziten Formen der unbekanntens Standsicherheit F , die sich mit einer einfachen Iteration lösen läßt.

Für gegebene bodenmechanische Kennwerte, Geometrie der Böschung und die Halbachse b des elliptischen Bruchkörpers wurde die Berechnung mit verschiedenen Halbachsenwerten a bei verschiedenen Gleitachsen (x_c, z_c) im ganzen möglichen Bereich wiederholt, bis der Kleinstwert von F gefunden war.

Im Programm wurden die o.g. Berechnungsschritte bei verschiedenen Gleitachsen-Koordinaten (x_c, z_c) durchgeführt, wobei die Variation zweckmäßigerweise auf der Basis eines regelmäßigen Rasters im ganzen möglichen Bereich vorgenommen wurde, wie in Abb.5-6 beispielhaft dargestellt ist.

Dabei sind a : die in der Symmetrieebene vorhandene, in Gl.(5-1) definierte Halbachse des elliptischen Bruchkörpers,
 $r_{i,j}$: der in der Elementebene (i,j) eingetragene "Radius" (s. auch Abb.5-4),
 $min.r$: der in der Endebene bzw. in der Ebene parallel zur X-Z-Ebene mit $y = max L$ "Radius".

Verbal läßt sich das Konzept des Berechnungsprogramms wie folgt formulieren:

1. Einlesen der Eingabedaten der Geometrie der Böschung, der mechanischen Kennwerte des Bodens, des Untersuchungsbereichs von a , (x_c, z_c) und einer festgelegten Halbachse b ,

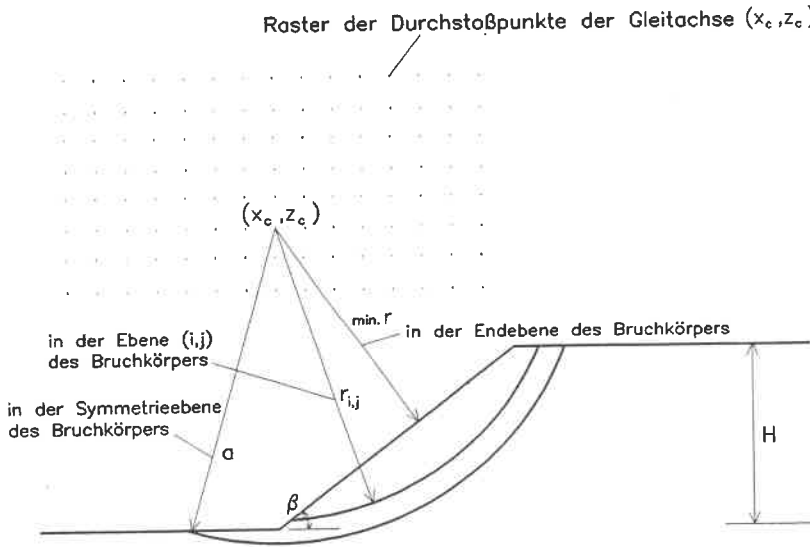


Abb.5-6: Raster der Gleitachse (x_c, z_c) für Berechnungen

2. Berechnung der *max L* und Unterteilung des elliptischen Bruchkörpers in *n* Elemente für jede Kombination von *a*, (x_c, z_c) und *b*,
3. Berechnung aller bekannten Kräfte und ihrer geometrischen Parameter,
4. iterative Lösung der Standsicherheit *FF* in Gl.(5-20) und *FM* in Gl.(5-26),
5. optimale Suche von αQ in Gl.(5-27) oder nach (5-28) in 5.3.3,
6. Wiederholung des o.g. Berechnungsvorgangs im ganzen Untersuchungsbereich,
7. Bestimmung des Kleinstwerts *F* bei allen Berechnungsergebnissen.

Das Flußdiagramm dazu befindet sich in Anhang 2.

Das Berechnungsprogramm war vom Autor in FORTRAN-Sprache geschrieben und lief auf einem normalen PC mit einem Arbeitsspeicher von maximal 580 kB und einer Festplatte von einigen MB.

5.3.2 Behandlung der Elemente

Bei der Wahl der Anzahl der Elemente wurde erst so gerechnet, daß die Anzahl der Elementreihen *NX* in X-Richtung nach der Empfehlung OCHMANN'S (1988) zu 20, und die

Spaltenanzahl NY in Y -Richtung zu 5 bis 96 gewählt wurden. Diese Anzahl der Spalten in Y -Richtung ist jeweils abhängig von der halben Kantenlänge des Bruchkörpers ($max L$). Eine ausführliche Diskussion zum Einfluß der Elementanzahl auf die Standsicherheit befindet sich in Kapitel 5.4.6.

Bei der Variation der Breite des Elements in Y -Richtung (BY_j) war diese meistens nicht größer als die Breite in X -Richtung ($BX_{i,j}$) (BY_j und $BX_{i,j}$ siehe Abb.5-4). Erst wenn die halbe Kantenlänge des Bruchkörpers größer als 96-fache Breite des Elements $BX_{i,j}$ war, war die Breite BY_j größer als $BX_{i,j}$. Damit ist die Kantenlänge des Bruchkörpers ($2 \times max L$) meistens größer als die ca. 6-fache Höhe der Böschung, die darum normalerweise als $2D$ -Böschung behandelt werden darf. Die äußerste Spalte in Y -Richtung wurde nochmal in 3 Spalten unterteilt, bzw. die Spaltenbreite in Y -Richtung bei den äußersten 3 Spalten betrug nur ein Drittel der Breite im Innern, weil dort die geometrische Änderung stärker als die innen war (s. Abb.5-7). Aus dem gleichen Grunde wurde die minimale Spaltenanzahl in Y -Richtung auf 5 begrenzt, wenn die $max L$ zur Böschungshöhe relativ klein war. Außer den an der Grenze des elliptischen Bruchkörpers liegenden Elementen waren die inneren Elemente meistens quadratisch.

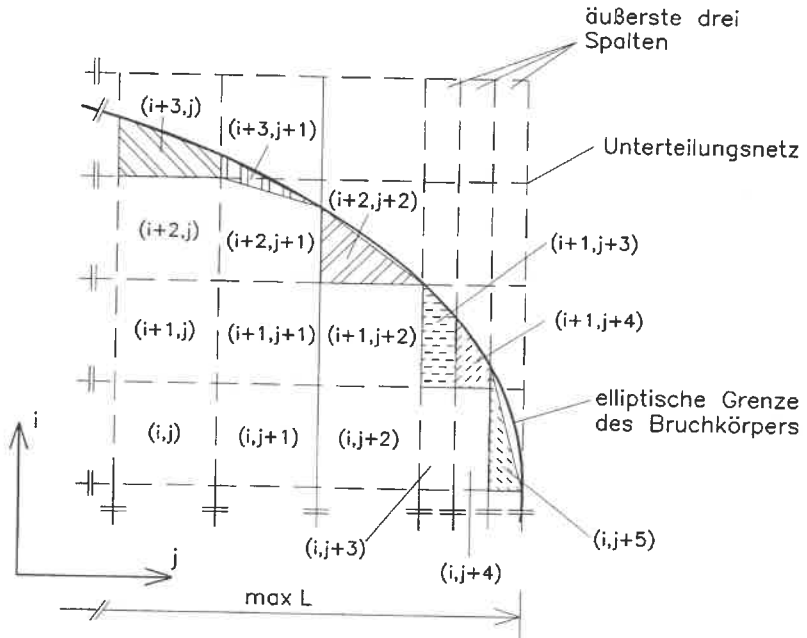


Abb.5-7: Behandlung der an der Grenze des elliptischen Bruchkörpers liegenden Elemente

Die an der Grenze des elliptischen Bruchkörpers liegenden Elemente wurden besonders behandelt. Die Skizze in Abb.5-7 zeigt dies beispielhaft. Es soll dabei bemerkt werden, daß diese Linearisierung der gekrümmten Grenze von Elementen genügend genau war, falls die Elemente ausreichend klein waren.

5.3.3 Diskussion des Winkels αQ

Der als konstant eingeführte Winkel αQ ist in Wirklichkeit sowohl ortsvariabel als auch eine Funktion der Geometrie der Böschung, der bodenmechanischen Kennwerte des Bodens und der Parameter des gewählten elliptischen Bruchkörpers. Die Variationsregel ist dabei kompliziert. Die Berechnungsergebnisse zeigten, daß es nicht immer gewährleistet war, daß bei allen Kombinationen ein Winkel αQ gefunden werden konnte derart, daß Gl.(5-27) erfüllt war. Die Ergebnisse zeigten die Tendenz, je steiler die Böschungsneigung (z.B. $\beta \geq 60^\circ$) war und je größer der Scherwinkel φ (z.B. $\varphi \geq 30^\circ$) war, desto größer war die Möglichkeit dafür, daß es keinen solchen Winkel gab. Bei diesen Kombinationen war meistens $FF(\alpha Q)$ im Bereich von $0 \leq \alpha Q \leq 90^\circ$ überall größer als $FM(\alpha Q)$.

In diesen Fällen wurde αQ so gewählt, daß die Differenz

$$\Delta = |FF(\alpha Q) - FM(\alpha Q)| \quad (5-28)$$

ein Minimum war. Danach wurde die ungünstigste Standsicherheit von

$$F = \min.(FF, FM) \quad (5-29)$$

als maßgebend ausgewählt. Die Ergebnisse zeigten, daß die Differenz Δ jedoch klein war (max. $\Delta = 1 - FM/FF \leq \text{ca. } 10\%$).

Der Fehler könnte vermieden werden, wenn man die Richtung der inneren Kräfte gemäß der Stützlinie mit einem variablen Winkel ansetzte, wie das MORGENSTERN/PRICE (1965) taten. Dazu müßten aber andere Annahmen oder Vereinfachungen zusätzlich getroffen werden, damit die Anzahl der Unbekannten und der zur Verfügung stehenden Gleichungen gleich ist, so daß alle Unbekannten eindeutig berechnet werden können. Aber dadurch würde die Lösung dieses Problems viel zu kompliziert und wüchse die Berechnungszeit im Computer dramatisch an. Dies ist für die Baupraxis nicht empfehlenswert.

5.4 Eigenschaften des räumlichen Verfahrens

5.4.1 Kurzbeschreibung

Für das o.g. Berechnungsverfahren der Böschungsstandsicherheit gibt es bis jetzt nur wenige zur Verfügung stehende Ergebnisse, mit denen die mit o.g. *3D*-Verfahren gerechneten Ergebnisse verglichen werden können. Nur einige davon werden in Kapitel 5.5 dargestellt. Allerdings, wenn der Parameter *b* bzw. *max L* groß genug ist, muß das *3D*-Verfahren nach dem *2D*-Verfahren tendieren. Da viele Ergebnisse von *KEM-2D* zur Verfügung stehen, wird vorerst deshalb ein Vergleich zwischen dem *3D*-Verfahren und der *KEM-2D* unternommen. Streng genommen ist dies nur ein notwendiger, aber nicht hinreichender Vergleich.

In nachfolgenden Vergleichen bedeuten:

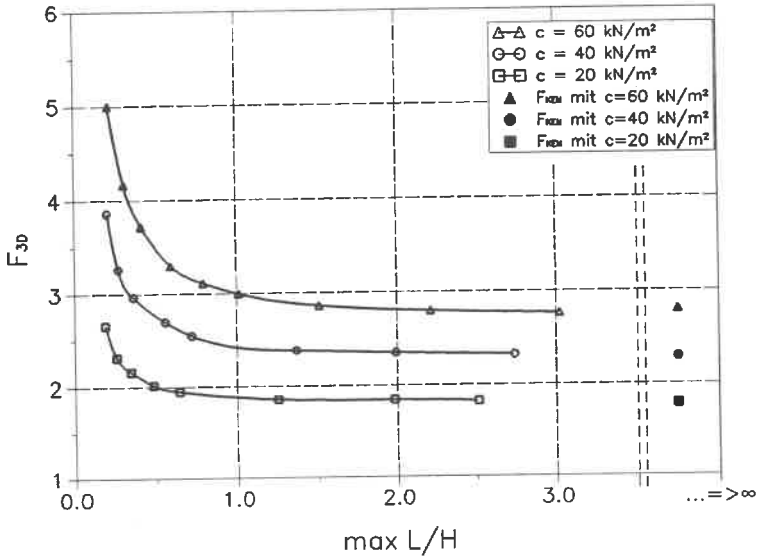
- F_{3D} : Standsicherheit nach dem *3D*-Verfahren,
- F_{KEM} : Standsicherheit nach *KEM*,
- F_{2D} : Standsicherheit nach KREY/BISHOP.

5.4.2 Vergleich mit den Ergebnissen von H.OCHMANN (1988)

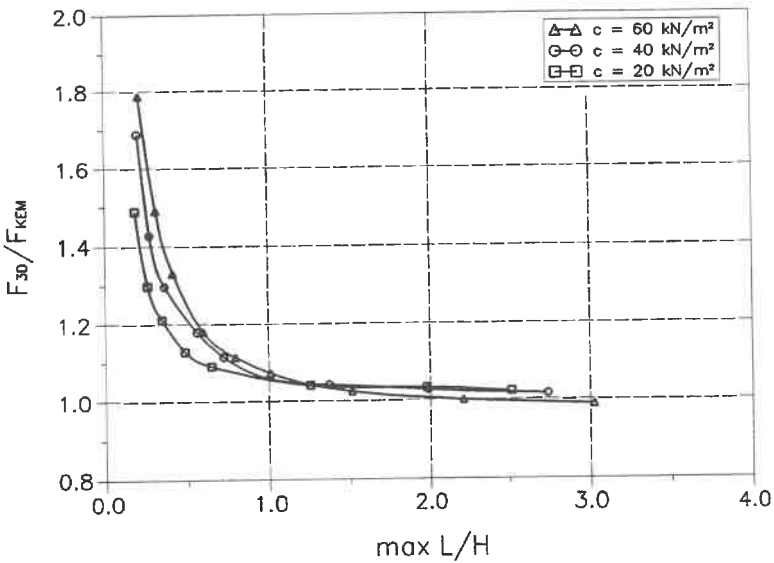
H.OCHMANN (1988) hat im Rahmen einer Standsicherheitsuntersuchung von Staudämmen mit der Methode der kinematischen Elemente (*KEM*) deren Böschungsbruchsicherheit berechnet. Tabelle 5-1 stellt seine Ergebnisse dar. Abb.5-8 zeigt die Vergleiche mit den eigenen Berechnungsergebnissen.

für alle Fälle	Kohäsion (kN/m ²)	F_{KEM}
$H = 20$ m $\beta = 26,6^\circ$ $\gamma = 20,09$ kN/m ³ $\varphi = 27,5^\circ$	20	1,788
	40	2,290
	60	2,800

Tabelle 5-1: Daten und Ergebnisse aus H.OCHMANN (1988)



(a) F_{3D} als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$



(b) F_{3D}/F_{KEM} als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$

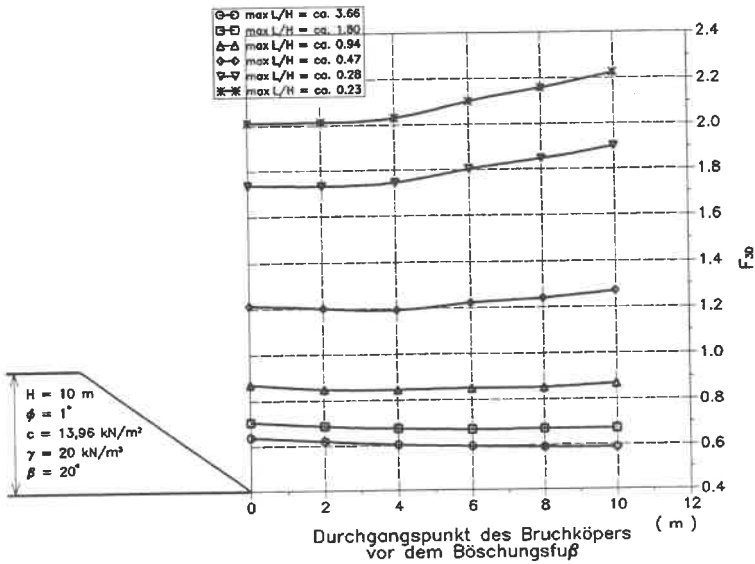
Abb.5-8: Beispiel 1 zum Vergleich mit dem Fall $\max L/H \rightarrow \infty$

5.4.3 Flache Böschungen

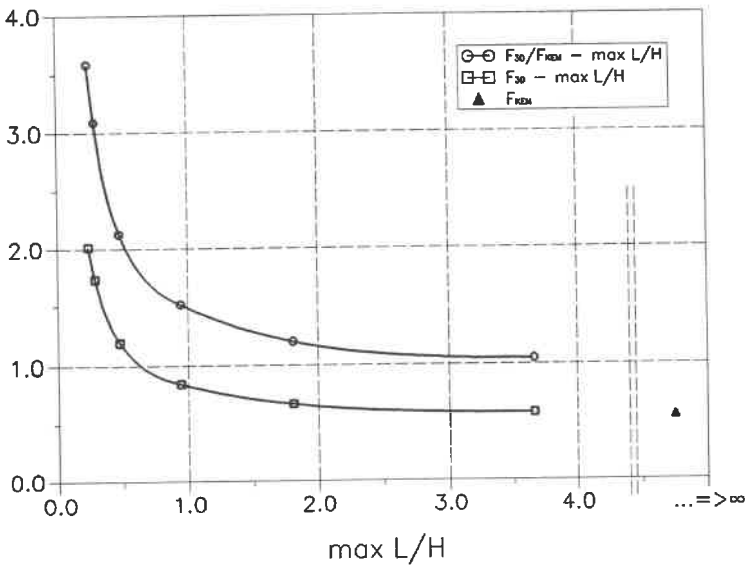
Für flache Böschungen mit $\varphi \rightarrow 0$ war die Berechnungszeit aufwendig, weil der die minimale Standsicherheit liefernde Bruchkörper meistens nicht im Fußpunkt der Böschung in der Symmetrieebene ($y = 0$) mündete, sondern davor. Deswegen mußte die Berechnung bei jeder gegebenen Gleitachse (x_c, z_c) durch verschiedene Punkte vor und im Fußpunkt der Böschung ausgeführt werden, um die niedrigste Standsicherheit zu finden. Auch das Verhältnis $\max L/H$ spielte dabei eine große Rolle. Wenn $\max L/H$ klein war, ging der Bruchkörper durch den Fußpunkt der Böschung.

Bei einem Boden mit $c \rightarrow 0$ blieb der Fußpunkt immer der ungünstigste Punkt mit der niedrigsten Standsicherheit F_{3D} .

Die Abb.5-9 und 5-10 zeigen zwei Beispiele dafür. Die zum Vergleich angegebenen Standsicherheiten F_{KEM} wurde von P.GUSSMANN et al. (1990) übernommen.

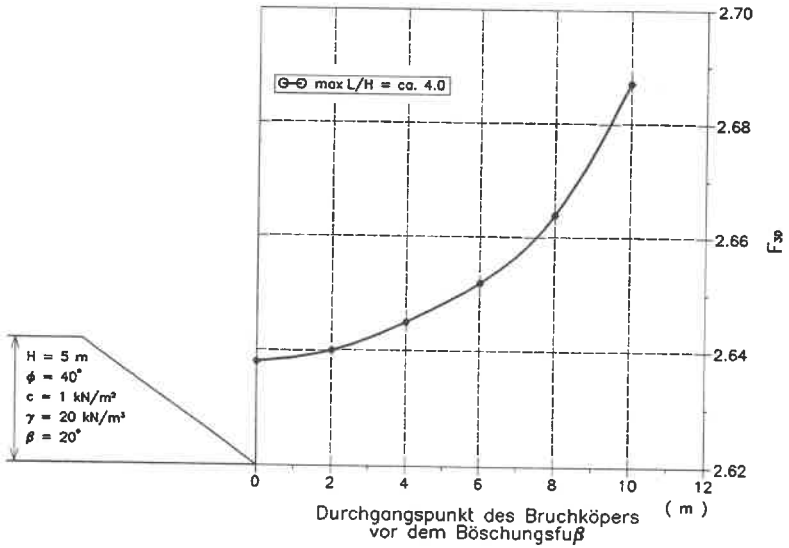
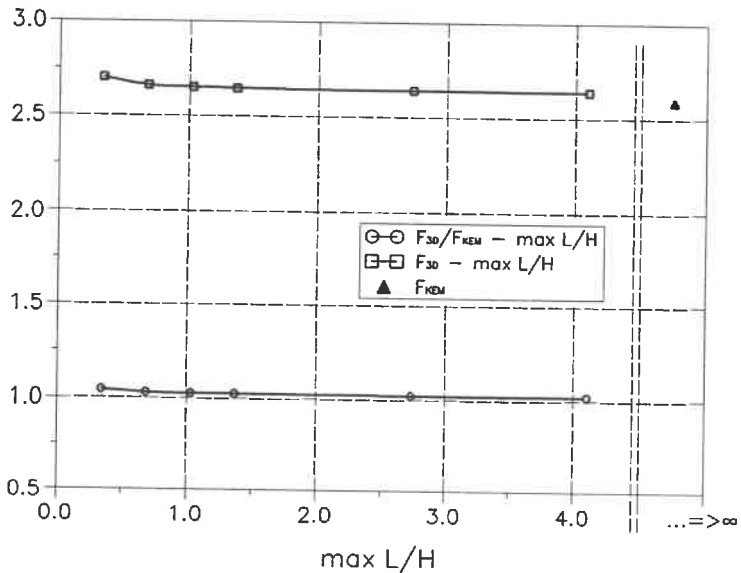


(a) F_{3D} als Funktion von $\max L/H$ bei vorgegebenem Zwangspunkt des Bruchkörpers



(b) F_{3D} und F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $\max L/H$

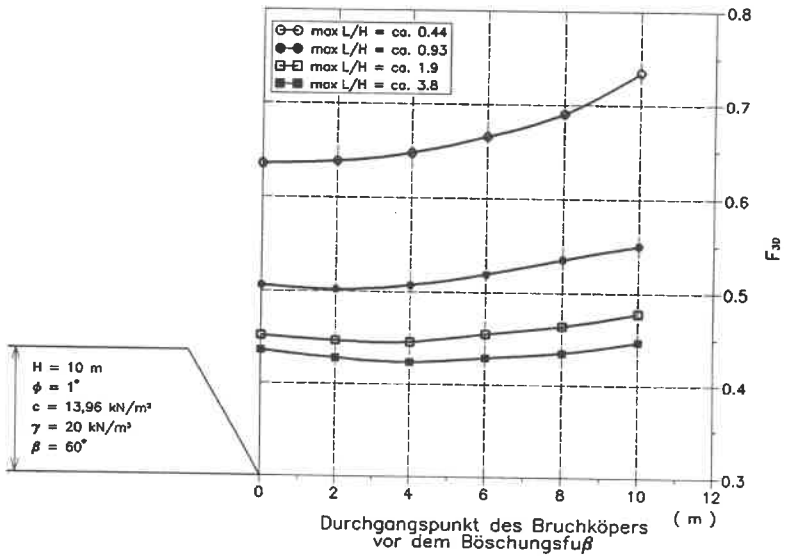
Abb.5-9: Beispiel 2 zum Vergleich bei flacher Böschung mit $\phi \rightarrow 0$

(a) F_{3D} als Funktion von $\max L/H$ bei vorgegebenem Zwangspunkt des Bruchkörpers(b) F_{3D} und F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $\max L/H$ Abb.5-10: Beispiel 3 zum Vergleich bei flacher Böschung mit $c \rightarrow 0$

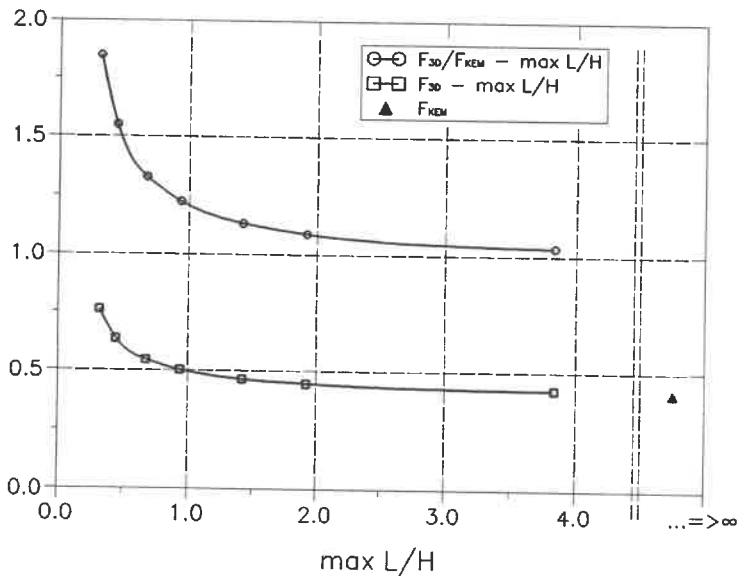
5.4.4 Steile Böschungen

Bei einer steilen Böschung, z.B. mit der Böschungsneigung $\beta = 60^\circ$, deren Festigkeit nur von c abhängt, während $\varphi \rightarrow 0$ anzusetzen ist, war der Fußpunkt der Böschung nicht unbedingt der ungünstigste Punkt. Abb.5-11 zeigt die Ergebnisse. Es ist zu erkennen, daß der Fußpunkt der Böschung der Zwangspunkt blieb, wenn das Verhältnis $\max L/H$ klein war. Wenn das Verhältnis $\max L/H$ relativ groß war, bewegte sich der Punkt weiter vor den Fußpunkt der Böschung. Aber der Unterschied im Sicherheitswert bei den Fällen "Fußpunkt" und "maßgebender Punkt bei $\max L/H \approx 3,8$ " war gering (s. Abb.5-11(a)). Sofern die Böschungsneigung auf $\beta = 70^\circ$ abstieg, blieb der Fußpunkt immer der Zwangspunkt der ungünstigsten Gleitfläche (siehe Abb.5-12).

Auch diese Standsicherheitswerte F_{KEM} wurden der Quelle P. GUSSMANN et al. (1990) entnommen.

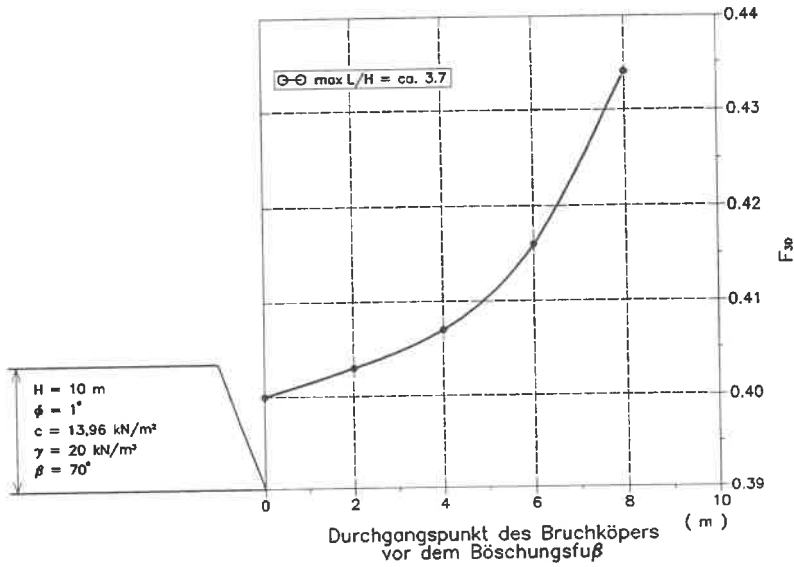


(a) F_{3D} als Funktion von $\max L/H$ bei vorgegebenem Zwangspunkt des Bruchkörpers

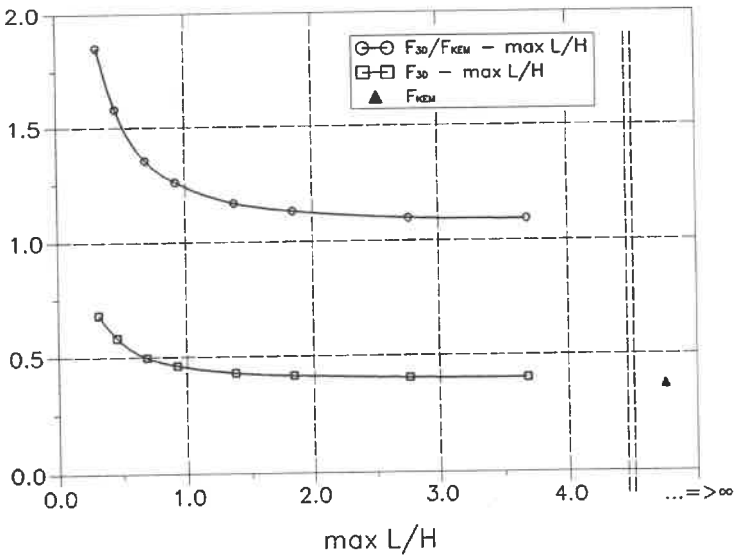


(b) F_{3D} und F_{3D}/F_{REM} als Funktion von $\max L/H$

Abb.5-11: Beispiel 4 zum Vergleich bei steiler Böschung mit $\varphi \rightarrow 0$



(a) F_{3D} als Funktion von $\max L/H$ bei vorgegebenem Zwangspunkt des Bruchkörpers



(b) F_{3D} und F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $\max L/H$

Abb.5-12: Beispiel 5 zum Vergleich bei steiler Böschung mit $\phi \rightarrow 0$

5.4.5 Böschungen mit Grundwasser

In dem 3D-Verfahren kann das Grundwasser durch verschiedene Wasserspiegelverläufe erfasst werden. Zum Vergleich mit den Ergebnissen von *KEM* wird hier der Grundwasserspiegel genau wie der in der *KEM*-Berechnung (P.GUSSMANN, 1990) angesetzt, d.h. ein waage-rechter Wasserspiegel bis zur halben Höhe der Böschung (s. Abb.5-13 mit H_w : Höhe des Grundwassers).

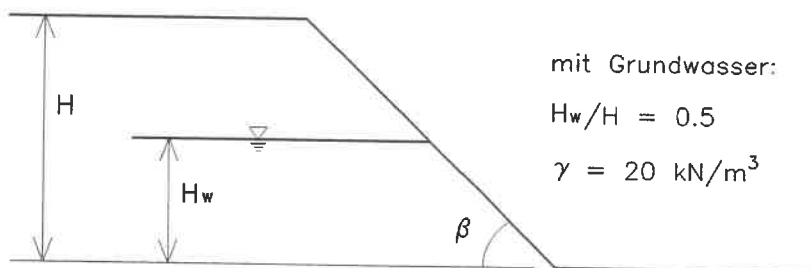


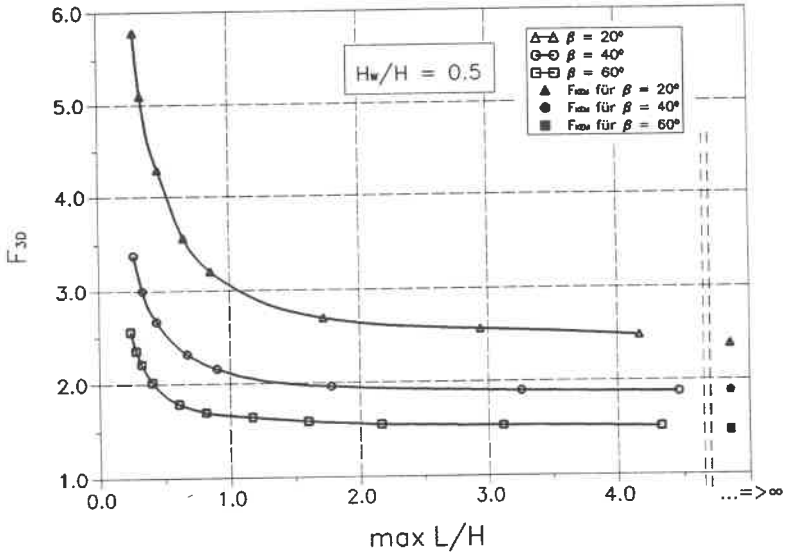
Abb.5-13: Skizze der Böschung mit Grundwasser

Abb.5-14 zeigt die Ergebnisse von F_{3D} bei Berücksichtigung des Grundwassers. Zum Vergleich sind auch die Ergebnisse von F_{3D} ohne Grundwasser in Abb.5-15 mit eingetragen. Die anderen zugehörigen Daten stehen in Tabelle 5-2:

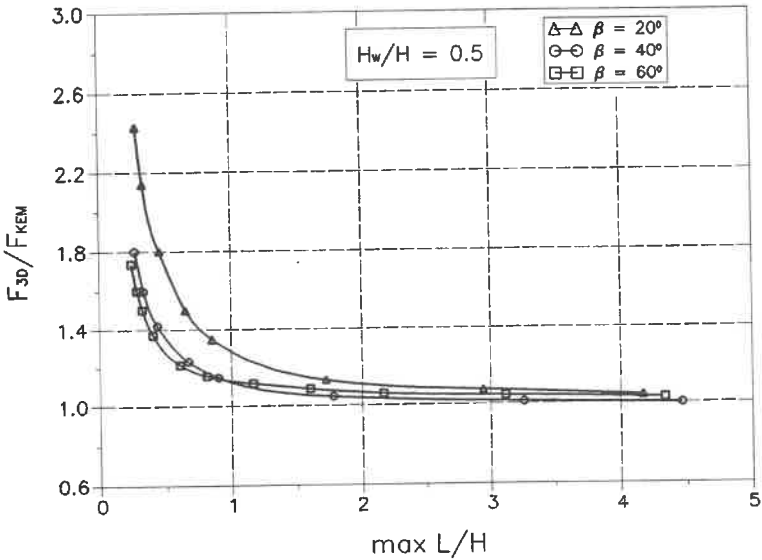
für alle Fälle	für Abb.5-14	für Abb.5-15
$c = 40 \text{ kN/m}^2$ $\varphi = 20^\circ$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $H = 10 \text{ m}$ $1/N = c/(H\gamma \cdot \tan\varphi)$ $= 0,5495$	$H_w = 5 \text{ m}$ $H_w/H = 0,5$	$H_w = 0$

Tabelle 5-2: Daten für Abb.5-14 und Abb.5-15

Die angegebenen Standsicherheitswerte F_{KEM} wurden wieder der Quelle P.GUSSMANN et al. (1990) entnommen.



(a) F_{3D} als Funktion von $max L/H$



(b) F_{3D} und F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $max L/H$

Abb.5-14: Beispiel 6 zum Vergleich der Böschung mit Grundwasser

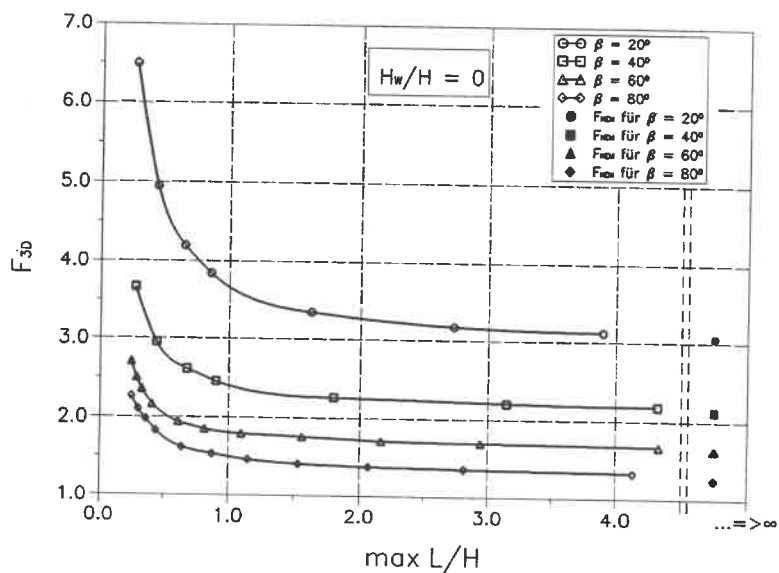
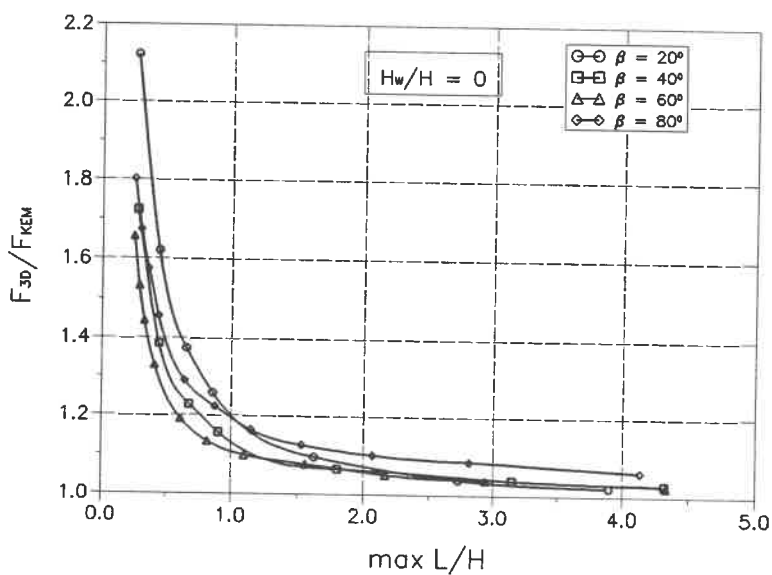
(a) F_{3D} als Funktion von $\max L/H$ (b) F_{3D} und F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $\max L/H$

Abb.5-15: Beispiel 7 zum Vergleich der Böschung ohne Grundwasser

5.4.6 Abhängigkeit des Standsicherheitsbeiwerts von der Elementanzahl; Vergleich mit Leshchinsky (1988 und 1992)

Im folgenden wird der Einfluß der Elementanzahl auf den Standsicherheitsbeiwert diskutiert. Gleichzeitig wird ein Vergleich zwischen dem o.g. 3D-Verfahren und der Methode von LESHCHINSKY et al. (1988 und 1992) angestellt.

Es ist bekannt, daß die Elementanzahl bei dem Nachweis der Standsicherheit einer Böschung mittels Lamellenverfahren eine Rolle spielt, wie in der Untersuchung von H.OCHMANN (1988) nachgewiesen wurde (s. Abb.5-16).

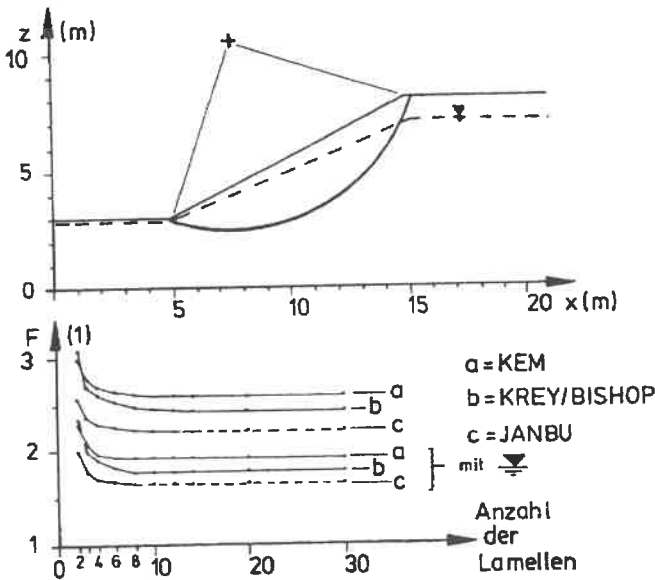


Abb.5-16: Standsicherheitswert als Funktion der Lamellenanzahl für homogenen, kohäsiven Boden (H.OCHMANN, 1988)

Es zeigt sich dort, daß die Abweichungen der Standsicherheitsbeiwerte nur im Bereich der Lamellenanzahl unter 10 von Bedeutung sind und zwar, je kleiner die Lamellenanzahl ist, desto höher ist der Standsicherheitsbeiwert. Aber außerhalb von 10 ist die Abweichung ohne Bedeutung. Allgemein gilt eine Bemessungsregel für die Lamellenanzahl nach DIN 4084 von:

Radius des Bruchkreises / 10 ≤ Lamellenbreite ≤ Radius des Bruchkreises / 5.

Das vom Autor entwickelte **3D**-Verfahren ist im weiteren Sinn auch ein räumliches Lamellenverfahren, in dem ein räumlich anzusehender Bruchkörper in mehrere Elemente unterteilt ist. Deswegen entsteht auch hier das Problem, wie viele Elemente nötig sind. Die Frage ist allerdings, ob sich dieselben oder ähnliche Ergebnisse wie in Abb.5-16 ergeben.

Wie in der Entwicklung des räumlichen Verfahrens (s. Abb.5-1) bereits erläutert wurde, wird ein in Abb.5-17 skizzierter, elliptischer Bruchkörper einer Böschung in mehrere rechteckige, senkrechte Elemente unterteilt. Darin sind:

NX - Anzahl der Elementreihen in X-Richtung in der Symmetrieebene und
 NY - Anzahl der Elementspalten in Y-Richtung.

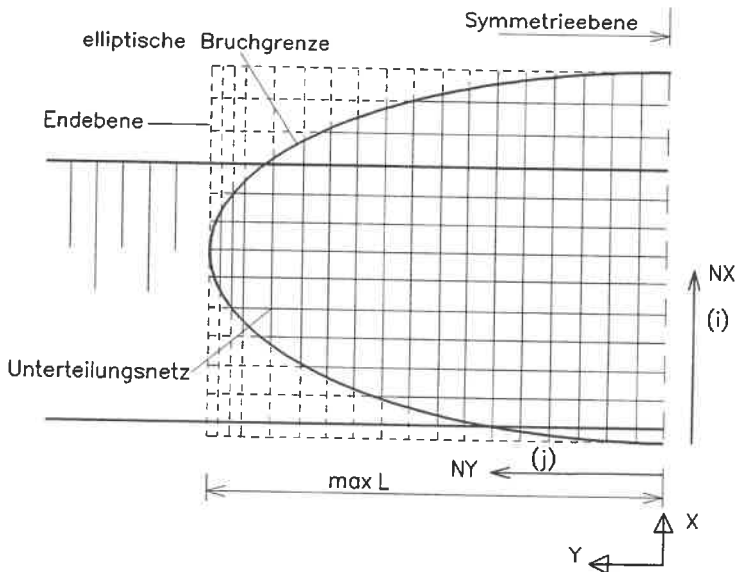


Abb.5-17: Skizze des elliptischen Bruchkörpers nach Abb.5-1 in der Projektion

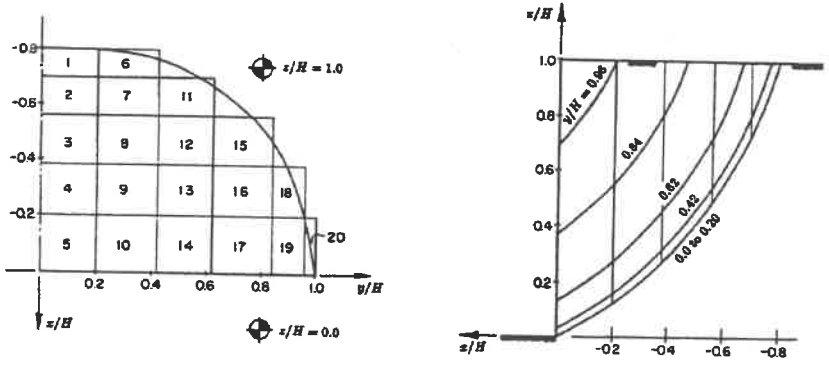
Bei den dazu durchgeführten Standsicherheitsuntersuchungen wurde die Anzahl der Elementreihen NX vorerst nach der Empfehlung (OCHMANN, 1988) zu 20 gewählt. Die Anzahl der Elementspalten NY wurden auf $5 ≤ NY ≤ 96$ begrenzt in Abhängigkeit von der halben Kantenlänge des elliptischen Bruchkörpers der Böschung. Die Elementform wurde so gewählt, daß außer den an der Grenze des Bruchkörpers liegenden Elementen die Elementbreite in X-

Richtung fast gleich der Elementlänge in Y-Richtung für alle inneren Elemente war (fast quadratische Elemente), wie in Abb.5-7 und 5-17 beispielhaft gezeigt wurden. Die untere gekrümmte elliptische Grenzfläche von jedem Element wurde durch eine in ihrem Mittelpunkt tangierende Fläche ersetzt.

Die Berechnungsergebnisse dieses Verfahrens zeigten nicht die Tendenz wie das o.g. 2D-Verfahren, daß Sicherheitsbeiwerte mit der Zunahme der Anzahl von Lamellen abnahmen. Hier erhöhten sie sich dagegen. Eine Begründung dafür könnte der Ersatz der unteren gekrümmten Grenzfläche durch eine ebene Tangentenfläche für jedes Element sein. Dann: je größer die Anzahl der Elementreihen NX war, desto größer war auch die Zahl der Elemente, desto kleiner war jedes Element und desto geringer war die Abweichung von der tatsächlichen Grenzfläche. Aber wenn NX groß ist, fordert das Berechnungsprogramm einen großen Arbeitsspeicher und mehr Berechnungszeit. Deswegen muß hier ein Kompromiß zwischen der Forderung nach ausreichender Genauigkeit der Standsicherheit der Böschung und der Kapazität des Computers gefunden werden.

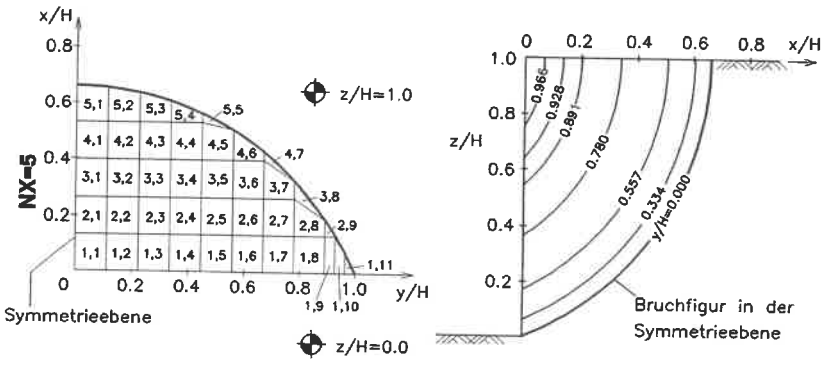
Wie in Kapitel 2.2 bereits angegeben, haben LESHCHINSKY et al (1985, 1988 und 1992) auch eine 3D-slope-stability-analysis Methode entwickelt. Für eine vertikale Böschung bestand ihr Bruchmechanismus aus einem in der Mitte liegenden, logarithmisch spiralförmigen Zylinderkörper, sowie daran an beiden Enden glatt anpassenden Log-Spiral-Seitenkörpern. Der ganze Bruchkörper wurde in n rechteckige, senkrechte Elemente unterteilt. Dann sind die daraus abgeleiteten n linearen und 3 nicht linearen Gleichungen zu lösen. Für eine gegebene, halbe Kantenlänge der Böschung wurde das Verhältnis zwischen den Längen des Zylinderkörpers und des Log-Spiral-Seitenkörpers optimiert. Dieser Berechnungsprozeß ließ sich im ganzen möglichen Bereich wiederholen, bis der kleinste Wert der Standsicherheit F gefunden war.

In Abb.5-18 und 5-19 werden beispielsweise die Elementnumerierungen bzw. Profile des Bruchkörpers für die Böschung mit der Standsicherheitszahl $c/(\gamma H)=0,261$, $\varphi=0^\circ$, $\beta=90^\circ$, $\max L/H=1,0$ und $NX = 5$ dieser beiden Verfahren gezeigt. Erstere gibt die Ergebnisse mit dem Standsicherheitsbeiwert $F_{3D}=1,31$ ($F_{2D}=1,01$) von LESHCHINSKY et al (1992). Die Abb.5-19 zeigt die entsprechenden Ergebnisse mit $F_{3D}=1,18$ nach dem vom Autor entwickelten 3D-Verfahren.



(a) Grundriß der Elemententeilung (b) Aufriß der Bruchfigur für verschiedene Abstände y/H

Abb.5-18: Beispiel 1 zum Vergleich mit LESHCHINSKY et al. (1992)



(a) Grundriß der Elemententeilung (b) Aufriß der Bruchfigur für verschiedene Abstände y/H

Abb.5-19: Beispiel 1 zum Vergleich mit dem eigenen 3D-Verfahren

Abb.5-20(a) und 5-20(b) zeigen den Einfluß der Elementanzahl auf die Standsicherheitswerte nach dem vom Autor entwickelten 3D-Verfahren. Ebenso werden die Ergebnisse von LESHCHINSKY et al. (1988) zum Vergleich mit aufgeführt.

In Abb.5-20(a) und 5-20(b) sind: $c/(\gamma H) = 0,261$, $c/(\gamma H \tan \varphi) = \infty$ ($\varphi = 0$), $\beta = 90^\circ$ bzw. $c/(\gamma H) = 0,261$, $c/(\gamma H \tan \varphi) = 0,500$ ($\varphi = 27,56^\circ$), $\beta = 90^\circ$.

Die darin angegebenen Standsicherheitsbeiwerte F_{2D} sind derselben Quelle entnommen.

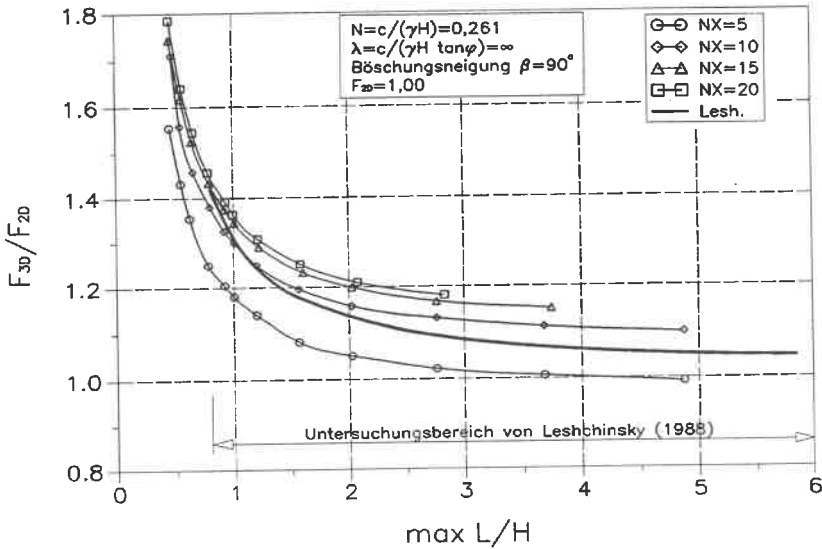


Abb.5-20 (a): Beispiel 2 für den Einfluß der Elementanzahl beim 3D-Verfahren des Autors und Vergleich mit LESHCHINSKY et al. (1988)

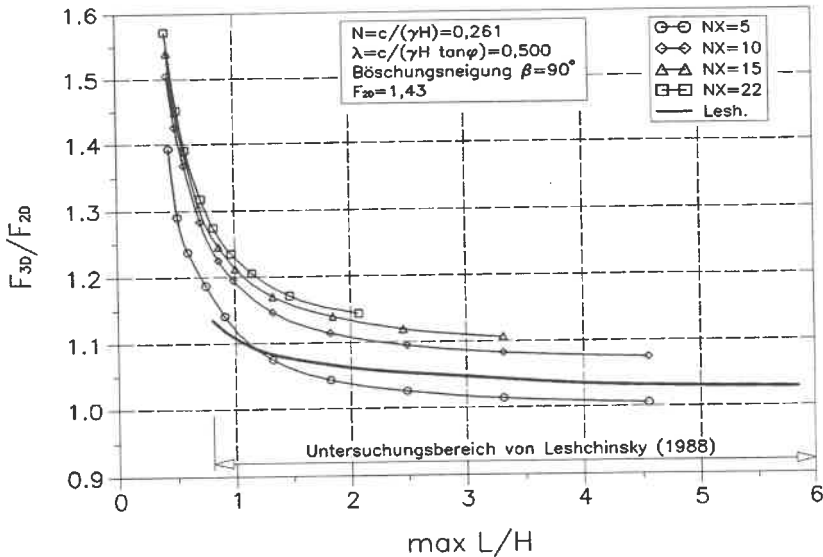


Abb.5-20 (b): Beispiel 3 für den Einfluß der Elementanzahl beim 3D-Verfahren des Autors und Vergleich mit LESHCHINSKY et al. (1988)

Es ist zu sehen, daß es keinen großen Unterschied der 3D-Standsicherheitsbeiwerte zwischen den beiden Verfahren im vergleichbaren Untersuchungsbereich gibt. Die Ergebnisse der Standsicherheitsbeiwerte von LESHCHINSKY et al. liegen meistens zwischen den Ergebnissen mit $NX = 5$ und 10 , die mit dem vom Autor vorgeschlagenen räumlichen Verfahren gerechnet sind. Aber die Abweichungen der Standsicherheitsbeiwerte bei diesen beiden Verfahren sind gering.

In Abb.5-19 und 5-20 kann man auch sehen, daß Standsicherheitsbeiwerte mit der Erhöhung von NX zunehmen. Die Standsicherheitsbeiwerte sind mit $NX = 22$ ca. 15% größer als die mit $NX = 5$. Bei NX größer als 10 werden die Unterschiede ganz gering. Zwar zeigte sich in der Berechnung, daß die Berechnung im PC mit $NX = 22$ ca. 10-mal soviel Zeit wie die mit $NX = 5$ verbrauchte. Deswegen scheint $NX \geq 20$ zu konservativ und nicht notwendig. Vielmehr wird eine Elementanzahl NX zwischen 10 und 15 als eine günstige Wahl empfohlen.

Die Berechnungszeit war dabei auch einer der Faktoren, die zur o.g. Empfehlung von $NX = 10 \sim 15$ führten. Zur Berechnungszeit siehe die Diskussion in Kapitel 5.4.8.

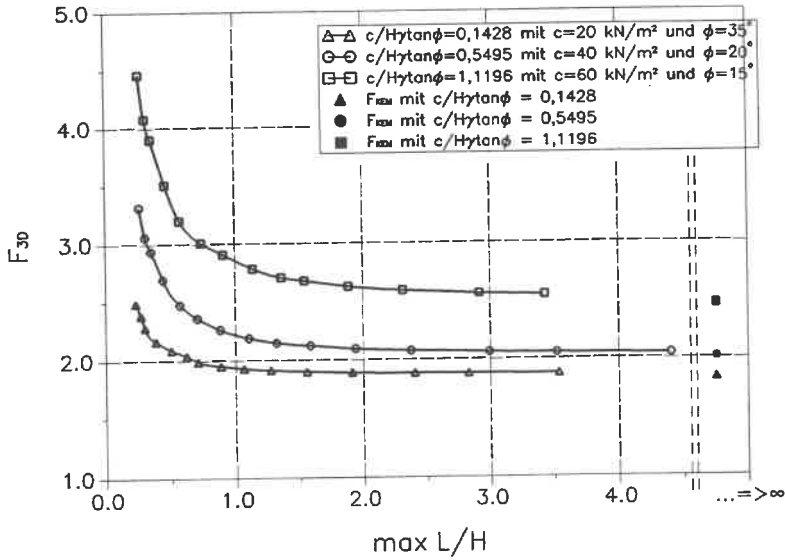
5.4.7 F_{3D} als Funktion des Parameters $c/H\gamma\tan\varphi$

Hier werden einige Beispiele zu den Änderungen von F_{3D} als Funktion des Parameters eines Bodens $c/H\gamma\tan\varphi$ gegeben.

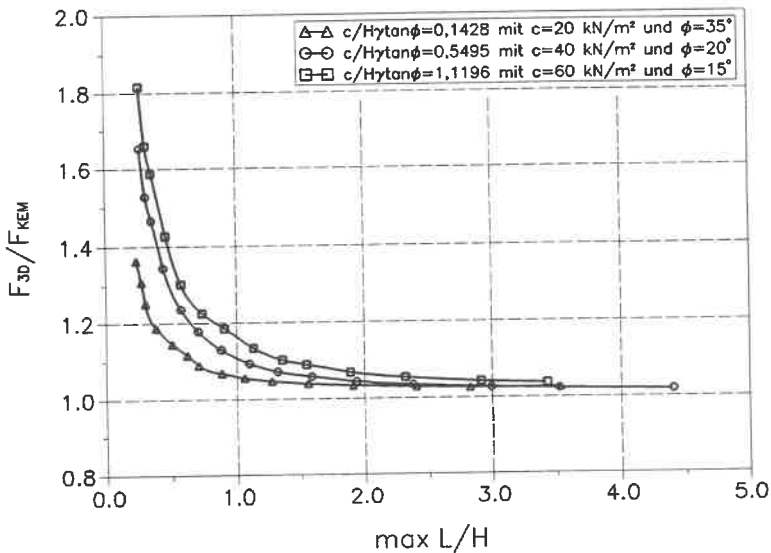
In den bisher gegebenen Beispielen ist das Verhältnis $F_{3D} \sim c/H\gamma\tan\varphi$ mehr oder weniger enthalten. Der Einfluß dieses Parameters soll jedoch noch direkt gezeigt werden. Einige Eingabedaten werden nachfolgend angegeben, andere werden aus den Abb.5-21, 5-22 (ohne Grundwasser) und 5-23 (mit dem gleichen wie in Kapitel 5.4.5 angesetzten Grundwasserstand) entsprechend beigefügt:

Bodenwichte γ	:	20 kN/m ³
Böschungneigung β	:	45°
Böschungshöhe H	:	10 m
Anzahl der Elementsreihen NX	:	15.

Als Vergleichswert für den ebenen Fall ist F_{KEM} für einen Boden mit dem Scherwinkel $\varphi = 0$ (P.GUSSMANN et al., (1990)) nicht berechenbar, da der Radius des maßgebenden "Gleitkreises" für $c = c_u = const$ über alle Grenzen wächst. Deswegen wird in Abb.5-22 ein Wert F_{2D} verwendet, der nach KREY/BISHOP berechnet wurde.

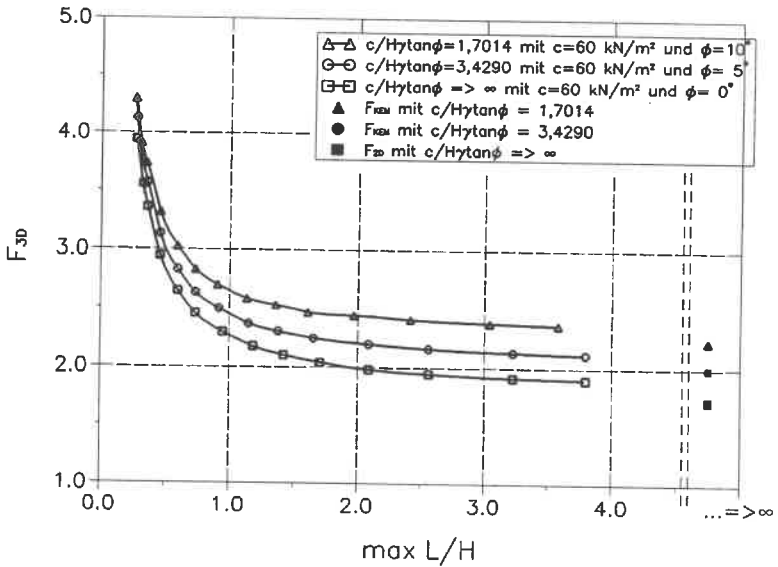
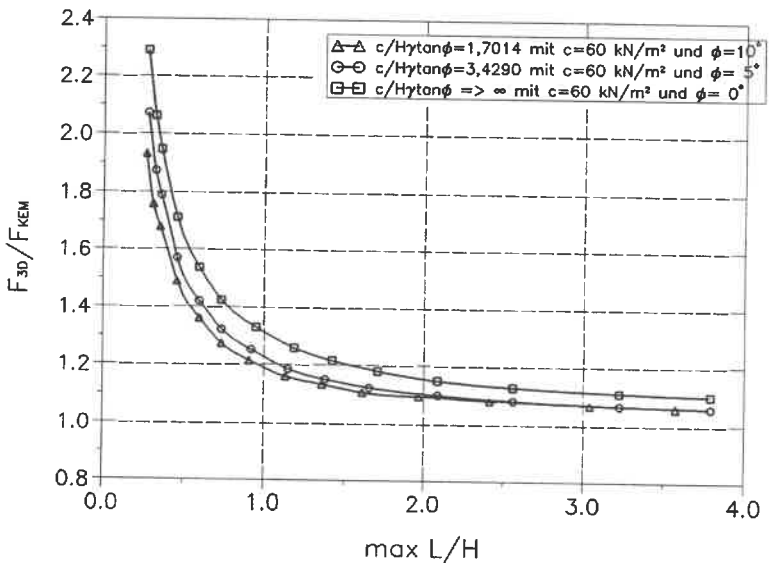


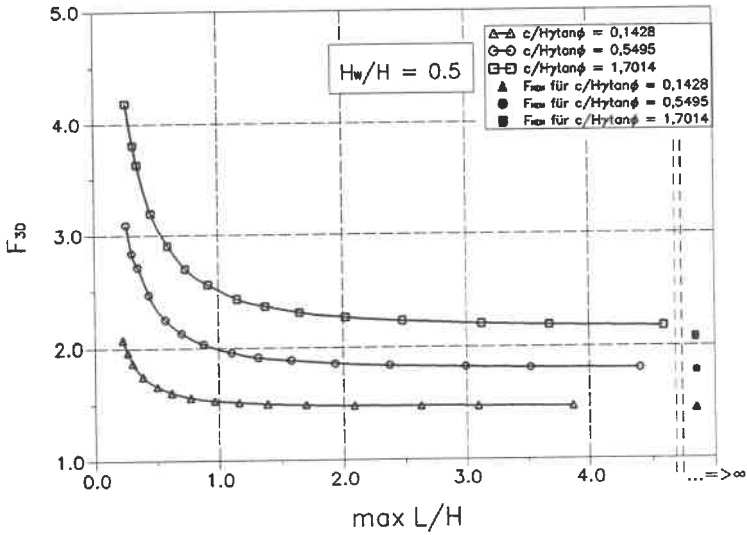
(a) F_{3D} als Funktion von $\max L/H$ und des Parameters $c/H\gamma\tan\phi$



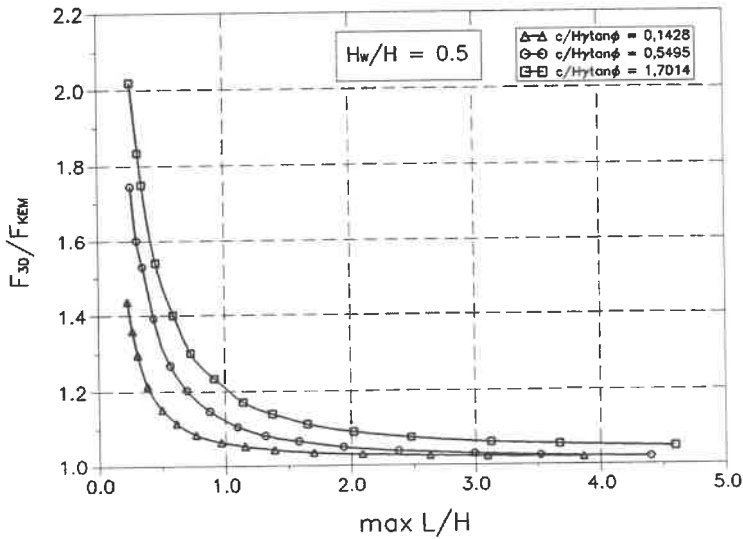
(b) F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $\max L/H$ und des Parameters $c/H\gamma\tan\phi$

Abb.5-21: Beispiel 1 zur Darstellung der Ergebnisse von verschiedenen Parametern $c/H\gamma\tan\phi$

(a) F_{3D} als Funktion von $\max L/H$ und des Parameters $c/Hytan\phi$ (b) F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $\max L/H$ und des Parameters $c/Hytan\phi$ Abb.5-22: Beispiel 2 zur Darstellung der Ergebnisse von verschiedenen Parametern $c/Hytan\phi$



(a) F_{3D} als Funktion von $\max L/H$ und des Parameters $c/H\gamma\tan\phi$



(b) F_{3D}/F_{KEM} als Funktion von $\max L/H$ und des Parameters $c/H\gamma\tan\phi$

Abb.5-23: Beispiel 3 zur Darstellung der Ergebnisse von verschiedenen Parametern $c/H\gamma\tan\phi$ für den Fall mit Grundwasser

An diesen Beispielen sieht man, daß außer dem Einfluß des Verhältnisses $\max L/H$ die Erhöhungen der Standsicherheitsbeiwerte von F_{3D}/F_{KEM} (oder F_{3D}/F_{2D}) wesentlich von der Zunahme der Kohäsion c und der Abnahme des Scherwinkels φ abhängen. Mit $\varphi = 0$ ist die Erhöhung am stärksten. In den Beispielen erreicht F_{3D}/F_{2D} bei $\max L/H = 0,5$ mit $c/H\gamma \tan\varphi \rightarrow \infty$ mehr als 1,6, aber mit $c/H\gamma \tan\varphi = 0,1428$ nur weniger als 1,2. Und wenn das Verhältnis $\max L/H$ verkleinert oder vergrößert wird, ist diese Abweichung stärker bzw. geringer. Dagegen tritt aber keine Erhöhung ein, wenn der Boden mit $c = 0$ kohäsionslos ist (siehe Abb.5-10 (b)).

Wenn Böschungen mit Grundwasser anstehen, sind die Steigerungen von F_{3D}/F_{KEM} innerhalb von $\max L/H < 0,5$ etwas höher als die ohne Grundwasser (siehe Abb.5-21(b), 5-22(b) und 5-23(b)).

5.4.8 Berechnungszeit im PC

Die Berechnungszeit ist in diesem Verfahren sehr unterschiedlich. Der hauptsächlichste Faktor ist hier die Eigenschaft des Computers. Der dem Autor zur Verfügung stehende Computer hatte die nachfolgenden technischen Daten:

Systemtyp	:	80386
Prozessortyp	:	80386
Co-Prozessortyp	:	80387.

Diskutiert wird hier die Berechnungszeit nur in Abhängigkeit von dem Verhältnis $\max L/H$ und der Elementanzahl. Die von der Böschungsgeometrie und den Bodeneigenschaften abhängigen Berechnungszeitsänderungen werden nur kurz angesprochen.

Abb.5-24 zeigt ein Beispiel für die untersuchte Böschungsgeometrie und den Rasterbereich von der Gleitachse (x_c, z_c). Die anderen Eingabedaten sind:

Kohäsion c	:	40 kN/m ²
Scherwinkel φ	:	20°
Bodenwichte γ	:	20 kN/m ³
Böschungshöhe H	:	10 m
Böschungsneigung β	:	45°.

Die Berechnungszeit für F_{KEM} wurde durch die Berechnungszeit für F_{2D} , die vom Autor nach KREY/BISHOP berechnet wurde, in diesem gegebenen Untersuchungsfall ersetzt. So war es

möglich, die Berechnungszeiten für alle F_{2D} und F_{3D} bei Einsatz desselben Computers zu beobachten.

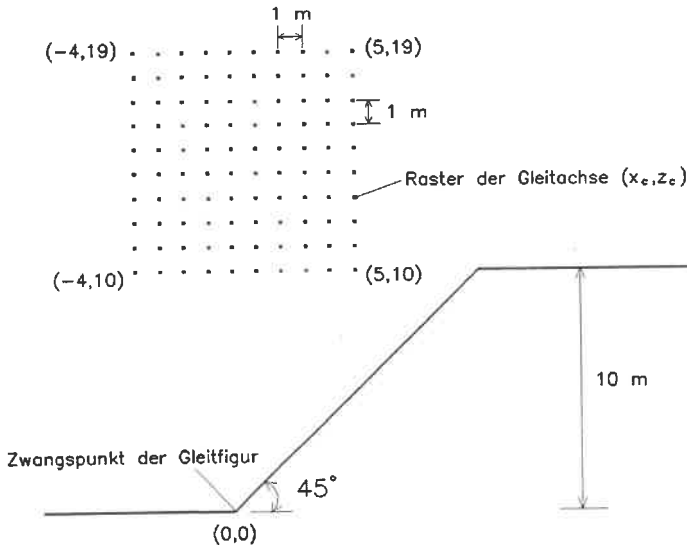


Abb.5-24: Beispiel zur Untersuchung der Berechnungszeit

In Tabelle 5-3 sind die Ergebnisse angegeben. Man sieht, daß die Berechnungszeit sehr unterschiedlich war. Wesentlich hing sie von der Anzahl der Elemente ab. Wenn die Anzahl der Elemente auf das 10-fache stieg, erhöhte sich die Berechnungszeit auf das 8 ~ 15-fache. Mit Rücksicht darauf ist die Wahl einer Anzahl der Elementreihen von 10 ~ 15 günstig. Die damit begerechneten Ergebnisse sind zuverlässig.

Ein anderer Einflußfaktor war hier die Dichte der Mittelpunkte der Gleitachse (x_c, z_c) und der Bereich des Rasters der Gleitachse. Je mehr Rasterpunkte zu untersuchen sind, desto mehr Berechnungszeit verbrauchen sie. Daher ist eine gute Eingabe der Dichte und des Bereichs des Rasters zeitsparsam. Auch spielte der Zwangspunkt der Gleitfigur eine wichtige Rolle. Sofern kein Zwangspunkt vorgegeben wird, bzw. die Gleitfigur in der Symmetrieebene durch verschiedene Punkte vor dem und durch den Fußpunkt der Böschung zugelassen werden, wie die vorher gegebenen Beispiele mit $c = c_u$, $\varphi = \varphi_u = \theta$ bei flachen Böschungen zeigten, wurde die Berechnung sehr zeitaufwendig.

für F_{2D}					
Anzahl der Lamellen		Berechnungszeit (s)		F_{KEM}	F_{2D}
20		3		2,005	1,908
für F_{3D} (a)					
Halbachse b (m)	$max L/H$	Anzahl der Elementreihen NX	Anzahl der Elemente	Berechnungszeit (s)	F_{3D}/F_{KEM}
10	0,81	5	22	140	0,967
	0,82	10	83	305	1,101
	0,88	15	153	665	1,130
	0,88	20	251	1140	1,138
für F_{3D} (b)					
Halbachse b (m)	$max L/H$	Anzahl der Elementreihen NX	Anzahl der Elemente	Berechnungszeit (s)	F_{3D}/F_{KEM}
3	0,26	15	66	165	1,653
10	0,82		153	665	1,130
50	4,40		659	2470	1,019

Tabelle 5-3: Schema des Beispiels zum Einfluß der Berechnungszeit

Die Berechnungszeit ändert sich bei anderen Böschungsgeometrien und Bodeneigenschaften nicht so sehr. Erst wenn $\Delta \alpha Q < 10^{-3}$ [grad] wird, waren die Berechnungszeiten für die Gl.(5-27) etwas länger als die in o.g. Beispielen.

5.5 Kurzfassung des räumlichen Standsicherheitsnachweisverfahrens

Die vorgenannten Ableitungen und Beispiele lassen sich wie folgt kurz zusammenfassen:

1. Es wurde ein räumliches Gleichgewichtsverfahren für Berechnungen der Böschungsstandsicherheit beim räumlichen Fall für die Erdbaupraxis entwickelt.
2. Obgleich das Verfahren relativ einfach ist, kann die Standsicherheit einer sowohl dreidimensional als auch zweidimensional anzusehenden Böschung mit diesem Verfahren gerechnet werden.
3. Allgemein gesprochen ist wegen der räumlichen Gestaltung eines Böschungsbruchkörpers die Standsicherheit F_{3D} größer als F_{2D} .
4. Für die dreidimensionale Stützwirkung spielt das Verhältnis $\max L/H$ eine wichtige Rolle. Diese Stützwirkung ist bei einem Verhältnis innerhalb von $\max L/H \leq \text{ca. } 1$ von Bedeutung. Im Bereich von $\max L/H \leq \text{ca. } 0,5$ sind die Erhöhungen von F_{3D} im Vergleich zu F_{2D} besonders ausgeprägt. Für $\max L/H \geq \text{ca. } 2$ ist diese Steigerung ohne Bedeutung.
5. Weiter ist die Steigerung von F_{3D}/F_{2D} wesentlich von der Zunahme der Kohäsion c und der Abnahme des Scherwinkels φ (oder mit der Zunahme des Parameters $c/H\gamma \tan\varphi$) erheblich verstärkt. Mit $\varphi = 0$ ist die Erhöhung von F_{3D}/F_{2D} am stärksten. Dagegen tritt aber keine Erhöhung ein, falls der Boden mit $c = 0$ anzusetzen ist.
6. Die Steigerung von F_{3D}/F_{2D} scheint wenig von der Böschungsneigung abzuhängen. Nur bei flachen Böschungen sind die Steigerungen von F_{3D}/F_{2D} ein wenig stärker als bei steilen Böschungen.
7. Bei den Böschungen mit Grundwasser sind die Steigerungen von F_{3D}/F_{2D} innerhalb von $\max L/H < 0,5$ etwas größer als ohne Grundwasser. Außerhalb davon ergeben sich kaum Unterschiede.
8. Der ungünstigste Punkt, durch den (in der Symmetrieebene des Bruchkörpers) die Bruchfläche den kleinsten Wert von F_{3D} liefert, ist auch abhängig von dem Parameter $c/H\gamma \tan\varphi$ und dem Verhältnis $\max L/H$. Bei großem Parameter, großem $\max L/H$ und Böschungsneigung $\beta \leq \text{ca. } 70^\circ$ wandert der Zwangspunkt vor den Fußpunkt der Böschung. Aber bei kleinem $\max L/H$ bleibt er im Fußpunkt. Dagegen liegt der Punkt immer im Fußpunkt, falls der Parameter $c/H\gamma \tan\varphi$ klein ist.
9. Der Winkel αQ ist eine Funktion der Kombination der Geometrien der Böschung und des Bruchkörpers, sowie der Scherparameter des Bodens. Bei einigen Kombinationen gibt es keinen Winkel αQ , mit dem sich die Gl.(5-27) erfüllen ließe.
10. Im Vergleich zu den 2D-Verfahren verbraucht das Verfahren mehr Berechnungszeit, was wesentlich von der Anzahl der Elemente abhängt.
11. Die Steigerung von F_{3D}/F_{2D} wächst mit der Zunahme der Anzahl der Elemente. Aber wenn die Anzahl der Elementreihen $NX \geq 10$ ist, sind solche Steigerungen gering. Im

Sinne eines guten Kompromisses zwischen der Genauigkeit der Standsicherheitsberechnung und dem Aufwand an Rechenzeit im PC ist die Anzahl der Elementreihen $NX = 10 \sim 15$ als günstige Wahl zu empfehlen.

Kapitel 6

Nachweisverfahren der Standsicherheit von Böschungen mit Stützscheiben

6.1 Allgemeines

Böschungen, die in der Natur aktiv rutschen oder deren Standsicherheit an der Grenze zum Versagen liegt, werden in der Baupraxis häufig durch eingesetzte Stützscheiben stabilisiert, wie in Kapitel 2 bereits geschildert.

Hier ist die wichtige Frage offen, wie diese bisher erfolgreich angewendete Baumaßnahme theoretisch behandelt werden kann. Von besonderem Interesse ist hier der Abstand der Stützscheiben, der bei gegebener Scherfestigkeit des dort anstehenden Bodens und Geometrie der gestützten Böschung notwendig ist, um die Böschungsbruchsicherheit auf das gewünschte Niveau zu bringen.

In der Praxis ging man bisher wegen fehlender Bemessungsregel relativ unsystematisch von Erfahrung oder einer "Faustregel" aus.

Um der Baupraxis eine solche Bemessungsregel für die Baupraxis anzubieten, wurden hier einige Berechnungsverfahren aus dem in Kapitel 5 dargestellten räumlichen Gleichgewichtsverfahren weiter entwickelt, mit denen der Abstand der Stützscheiben in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit des Bodens und der Böschungsgeometrie bemessen werden kann.

6.2 Vorüberlegungen

Allgemein ist eine durch eingesetzte Stützscheiben stabilisierte Böschung kein zweidimensionales, sondern ein dreidimensionales Problem. Die Stabilisierungswirkungen der

Stützscheiben bestehen hauptsächlich aus den durch sie an die Böschung direkt abgegebenen zusätzlichen Stützkraften und den durch sie räumlich verursachten geometrischen Änderungen des potentiellen Bruchkörpers der Böschung. Deswegen sollte ein gutes Standsicherheitsnachweisverfahren diese beiden wesentlichen Wirkungen möglichst erfassen, wobei ein räumliches Berechnungsmodell notwendig ist, in dem die zusätzlichen Stützkraften der Stützscheiben auch mit eingesetzt werden können.

Das in Kapitel 5 gezeigte räumliche Verfahren bietet dazu eine gute Möglichkeit. Das Rechenmodell wird so erweitert, daß ein elliptischer Bruchkörper der Böschungen angenommen wird und die Stützkraften von Stützscheiben dabei mit eingesetzt werden. Das Verfahren wird als *3DS*-Verfahren gekennzeichnet. Abb.6-1 zeigt ein Beispiel.

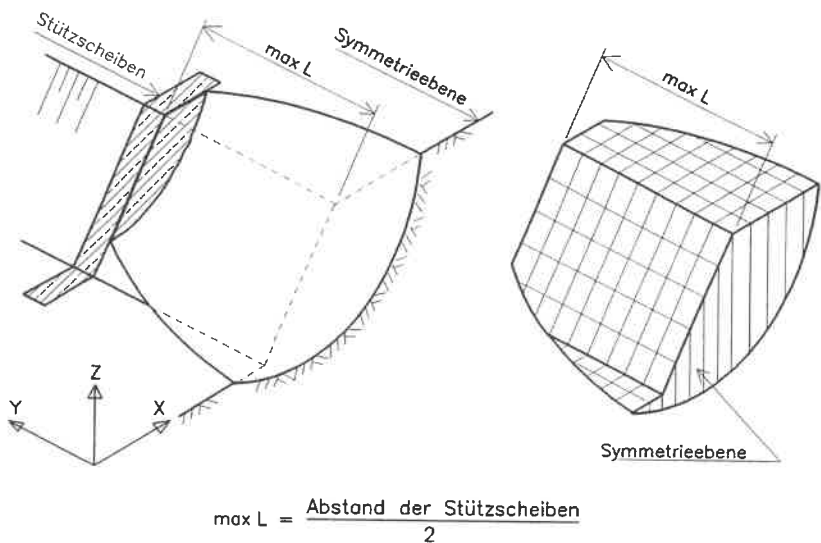


Abb.6-1: Skizze eines elliptischen Bruchkörpers einer Böschung mit Stützscheiben für das *3DS*-Verfahren

Zum Vergleich wurde hier ein einfach erweitertes Berechnungsverfahren nach KREY/BISHOP auch mit einbezogen (als *2DS*-Verfahren gekennzeichnet). In Abb.6-2 wird der Bruchkörper für dieses Verfahren skizziert.

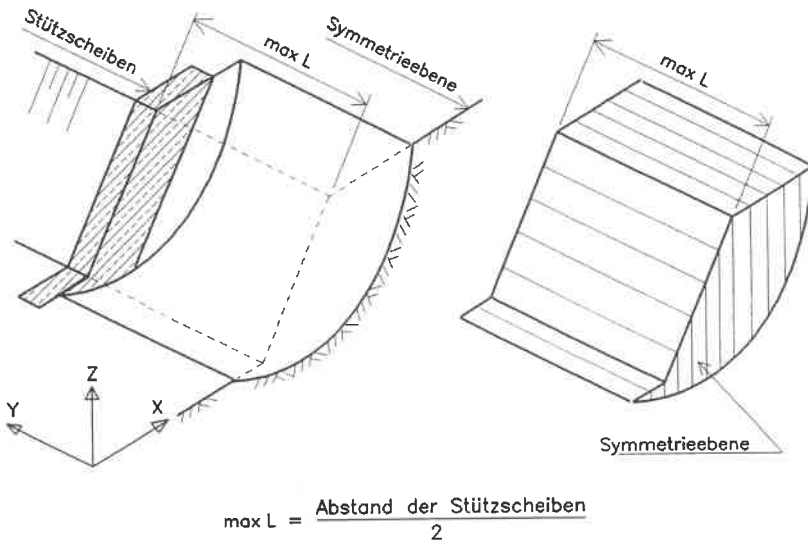


Abb.6-2: Skizze eines Bruchkörpers aus einfach erweitertem Verfahren nach KREY/BISHOP für das 2DS-Verfahren

Ein weiteres Verfahren besteht darin, daß das in Kapitel 5 dargestellte 3D-Verfahren (als 3D-Verfahren gekennzeichnet) mit der Randbedingung direkt angewendet wird, daß die Grenze des Bruchkörpers gerade die Stützscheiben erreicht (siehe Abb.6-3). Dann können die dort angegebenen Ergebnisse der Standsicherheit für diesen Zustand weiterhin genutzt werden.

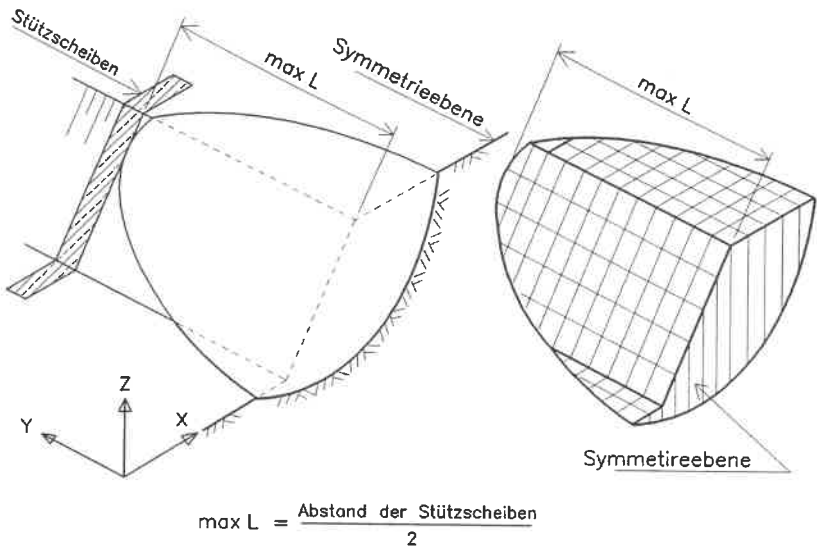


Abb.6-3: Skizze eines elliptischen Bruchkörpers einer Böschung mit der Randbedingung für das 3D-Verfahren

Stützscheiben ließen sich nach ihrem Verhalten in der Böschung als "stehende", da sie in der Praxis meist mit einem standsicheren Untergrund fest verbunden sind, oder "schwebende", wie das in den o.g. Zentrifugen-Modellversuchen der Fall war, unterscheiden. Im ersten Fall bleiben die Stützscheiben immer stabil, wenn die durch sie gestützte Böschung den Grenzzustand des Versagens erreicht. Infolgedessen steht die Stabilität der Stützscheiben bei der theoretischen Untersuchung nicht zur Diskussion. Dagegen soll die Stabilität der Stützscheiben im zweiten Fall mitberücksichtigt werden.

Im Vergleich zum gestützten Boden werden die Stützscheiben als starre, unverformbare Körper angenommen.

Die nachfolgende Diskussion erfolgt für Böschungen mit "stehenden" und "schwebenden" Stützscheiben durch o.g. drei Berechnungsverfahren (2DS, 3DS und 3D).

6.3 Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben

6.3.1 2DS-Verfahren

Das Verfahren ist eine direkte Erweiterung des Nachweises nach KREY/BISHOP, nur daß an die Stelle der Einheitsbreite in Y -Richtung (siehe Abb.6-2) hier der lichte Abstand zwischen den Stützscheiben tritt.

Eine Annahme ist hier getroffen, daß die Seitenfläche der Stützscheiben größer als die Fläche des Bruchkörpers der Böschung ist.

Das Verfahren kann als bekannt vorausgesetzt werden. Hier werden die seitlichen Stützkkräfte aus den Stützscheiben mit angesetzt. Für Lamelle i in Abb.6-4 werden die seitlichen Stützkkräfte aus Kohäsion c und Scherwinkel φ so eingefügt, daß sich die beiden Kräfte jeweils senkrecht zur Gleitrichtung des Angriffspunktes richten. Für die Kräfte aus c und φ liegen die Angriffspunkte im Schwerpunkt bzw. im unteren Drittelpunkt der Lamelle i . Wenn die Böschung versagt, wird der Bruchkörper aus den beiden stehenbleibenden Stützscheiben gepreßt. So wird die Scherfestigkeit des Bodens mit vollmobilisierten Werten eingesetzt wie:

$$SC_i = \frac{c}{F} A_i$$

und

$$S\varphi_i = \frac{1}{2} K_0 \gamma h_i^2 b_i \frac{\tan\left(\frac{2}{3}\varphi\right)}{F}. \quad (6-1)$$

Darin sind	SC_i	:	Stützkraft aus Kohäsion c der Lamelle i ,
	$S\varphi_i$:	Stützkraft aus Scherwinkel φ der Lamelle i ,
	A_i	:	Fläche der Lamelle i ,
	h_i	:	Höhe der Lamelle i ,
	b_i	:	Breite der Lamelle i .

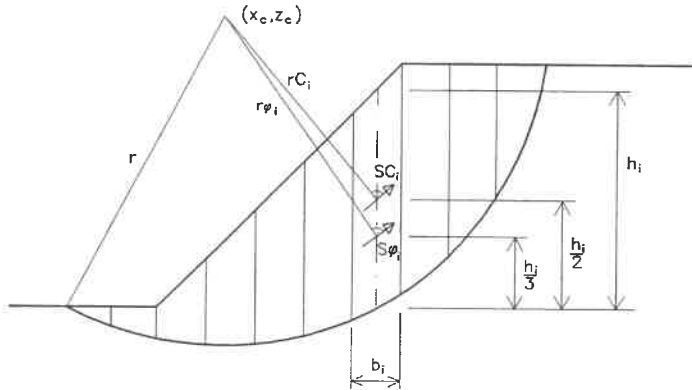


Abb.6-4: Ansatz der seitlichen Stützkräfte für das 2DS-Verfahren

Der Standsicherheitsbeiwert der Böschung mit Stützscheiben kann also nach Ansatz der seitlichen Stützkräfte umgeschrieben werden wie folgt:

$$F = \frac{\sum \frac{(G_i - b_i u_i) \tan \varphi + b_i c}{\cos \theta_i + \frac{1}{F} \sin \theta_i \tan \varphi} + \sum \frac{2(SC_i r C_i + S \varphi_i r \varphi_i)}{r 2 \max L}}{\sum G_i \sin \theta_i} \quad (6-2)$$

Der erste Teil der Gl.(6-2) ist die normale Formel nach KREY/BISHOP. Der zweite Teil ist der zusätzliche Stützbeitrag von Stützscheiben mit:

- | | | |
|---|---|------------------------------------|
| r | : | Radius des gewählten Bruchkreises, |
| $2 \max L$ | : | Abstand der Stützscheiben, |
| $SC_i, rC_i, S\varphi_i$ und $r\varphi_i$ | : | siehe in Abb.6-4. |

Außer den im Verfahren nach KREY/BISHOP eingefügten Vereinfachungen ist hier auch eine zusätzliche in Gl.(6-2) getroffen, daß die seitlichen Stützkräfte nur in die Momenten-Gleichgewichtsbedingung eingehen.

6.3.2 3DS-Verfahren

Das Verfahren ist eine weitere Anwendung vom in Kapitel 5 entwickelten 3D-Verfahren. Nur ist hier die Länge des räumlichen Bruchkörpers $\max L$ durch den halben Abstand der Stützscheiben begrenzt. Der Ansatz der seitlichen Stützkräfte erfolgt ähnlich wie beim 2DS-

Das Programm für das **2DS**-Verfahren läuft ähnlich ab wie das in Kapitel 5 angegebene Programm beim **2D**-Verfahren nach KREY/BISHOP. Für gegebene bodenmechanischen Kennwerte, Geometrie der Böschung, Abstand der Stützscheiben wird die Berechnung für verschiedene Mittelpunkte des Bruchkreises im Untersuchungsbereich wiederholt, bis der Kleinstwert von F_{2D} gefunden ist. Zum Vergleich wird der Wert F_{2D} ohne Stützscheiben mit angegeben, so daß die Erhöhung des Standsicherheitsbeiwerts F_{2D} durch die Stützscheiben direkt abgelesen werden kann.

Das Programm für das **3DS**-Verfahren ist komplizierter als das des **3D**-Verfahrens, da außer den in Kapitel 5.3 erläuterten Berechnungsvorgängen des **3D**-Verfahrens noch als zusätzlicher Schritt der kleinste Standsicherheitsbeiwert F_{3D} bei gegebenem Abstand der Stützscheiben gesucht werden muß.

Wie in Kapitel 5 dargestellt, ist der Wert F_{3D} von der Halbachse b anhängig, da die Länge $max L$ von b gesteuert wird. Mit der Zunahme von b nahm der Wert F_{3D} ab. Aber im **3DS**-Verfahren kann der elliptische Bruchkörper der Böschung von Stützscheiben teilweise abgeschnitten werden, falls die Halbachse b des elliptischen Bruchkörpers groß genug ist, so daß die Länge $max L$ die Stützscheiben erreicht (vergleichsweise siehe Abb.6-1 und 6-3). Mit der Zunahme von b wächst die abgeschnittene Fläche (siehe auch Abb.6-5). Infolgedessen können die seitlichen Stützkräfte auch anwachsen. Damit kann der Wert F_{3D} wegen der zunehmenden seitlichen Stützkräfte größer werden, obwohl die Halbachse b wächst.

Aus dieser Überlegung heraus wurde die Halbachse b so eingegeben ins Berechnungsprogramm, daß die davon errechnete Länge des Bruchkörpers $max L$ fast gleich oder ein wenig größer als der festgelegte halbe Abstand der Stützscheiben war. Dann wurde ein erster Wert F_{3D} errechnet. Mit langsam zunehmenden Werten von b wurden dann die verschiedenen Werte F_{3D} weiter gerechnet. Beim Vergleich von b und F_{3D} zeigte sich, daß anfangs F_{3D} kleiner abnahm, da die seitlichen Stützkräfte nicht genügend groß waren. Später wurde F_{3D} wieder größer, falls die seitlichen Stützkräfte mit der Zunahme von b groß genug geworden waren. Also ergab sich für das Verhältnis zwischen b und F_{3D} eine eindeutig konkave Kurve. Damit konnte der kleinste Standsicherheitsbeiwert F_{3D} bestimmt werden. Abb.6-6 zeigt einige Beispiele dafür.

Die o.g. Berechnungsprogramme sind vom Autor in FORTRAN-Sprache geschrieben und laufen im PC. Im Anhang sind die entsprechenden Flußdiagramme dafür angegeben.

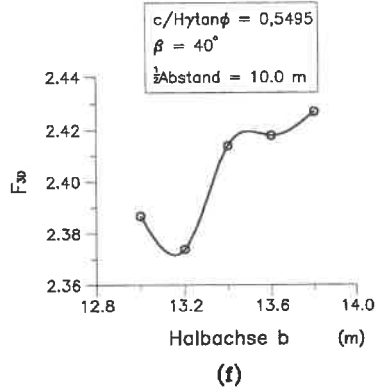
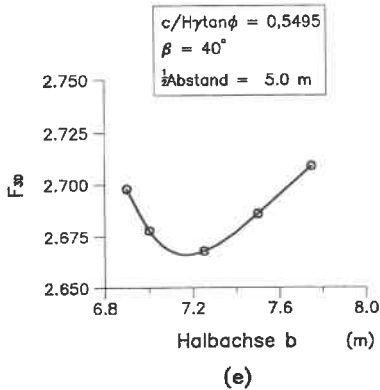
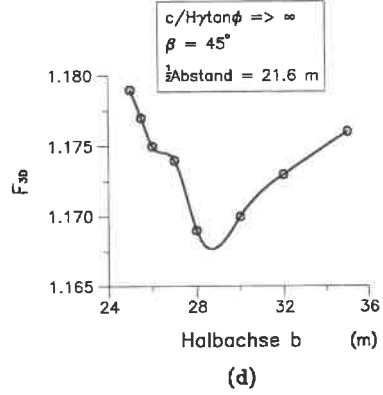
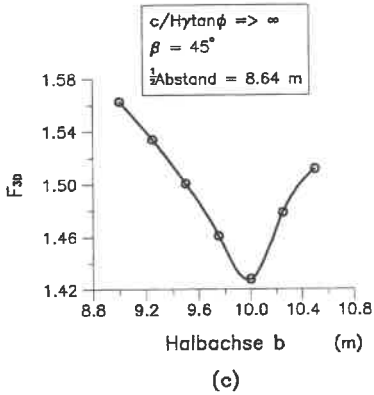
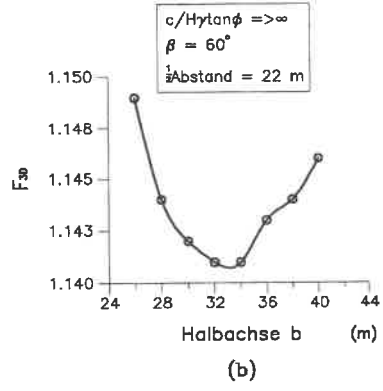
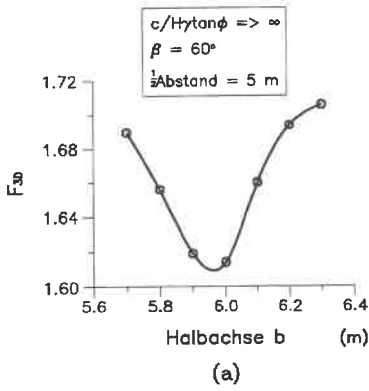


Abb.6-6: Beispiele zur Bestimmung des min. Wertes F_{3D} beim 3DS-Verfahren

6.3.5 Darstellung der Berechnungsergebnisse

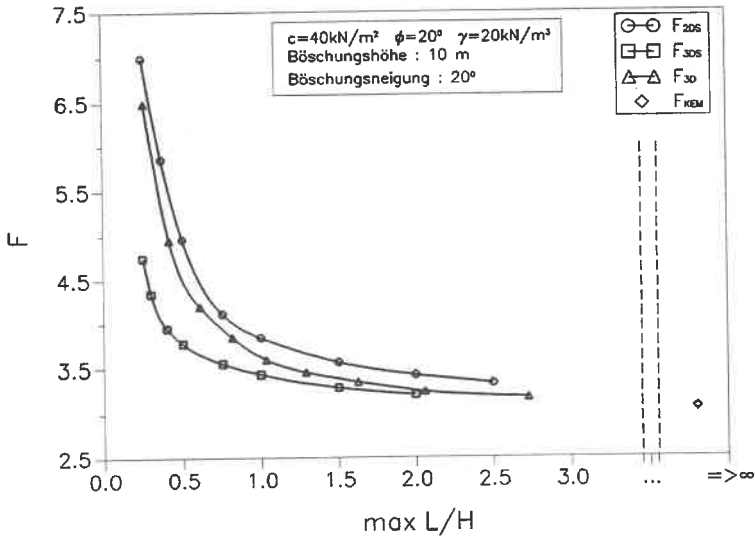
Hier werden folgende Abkürzungen verwendet:

- F_{2D} : Standsicherheit nach KREY/BISHOP (Böschung ohne Stützscheiben),
- F_{KEM} : Standsicherheit nach *KEM* (Böschung ohne Stützscheiben),
- F_{2DS} : Standsicherheit nach dem *2DS*-Verfahren,
- F_{3DS} : Standsicherheit nach dem *3DS*-Verfahren,
- F_{3D} : Standsicherheit nach dem *3D*-Verfahren.

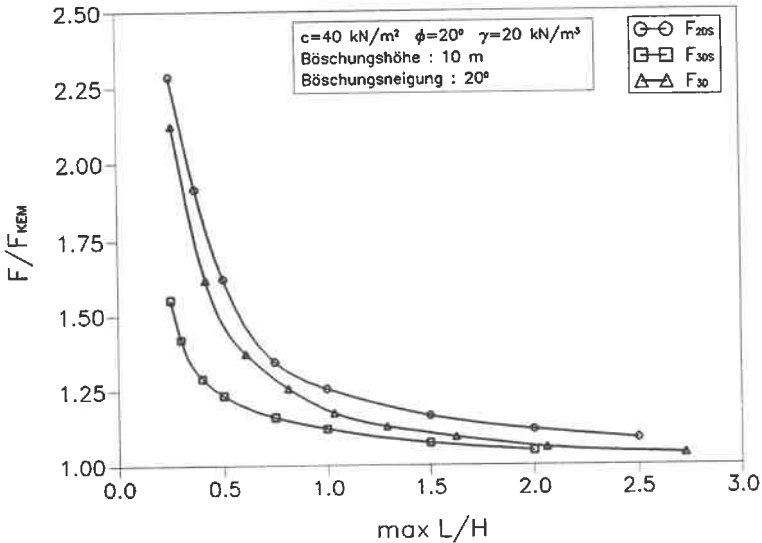
In den Abb.6-7 bis 6-9 werden die Ergebnisse für die Beispiele mit den Bodenkennwerten $c = 40 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 20^\circ$ und $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ (mit dem Parameter $c/H\gamma\tan\varphi = 0,55$) für eine Böschungshöhe $H = 10 \text{ m}$ und die Böschungsneigungen $\beta = 20^\circ$, 40° und 60° gezeigt.

In den Abb.6-10 bis 6-13 werden die Ergebnisse für die Bodenkennwerte $c = 45 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 1^\circ$ und $\gamma = 18,6 \text{ kN/m}^3$ (mit dem Parameter $c/H\gamma\tan\varphi = 12,89$) für eine Böschungshöhe $H = 10 \text{ m}$ und die Böschungsneigungen $\beta = 30^\circ$, 45° und 60° angegeben.

Die Beispiele wurden mit Rücksicht auf die Vergleichsmöglichkeiten mit den Werten F_{KEM} und F_{2D} von P.GUSSMANN et al. (1990) gewählt bzw. mit einem nach KREY/BISHOP geschriebenen Programm berechnet.

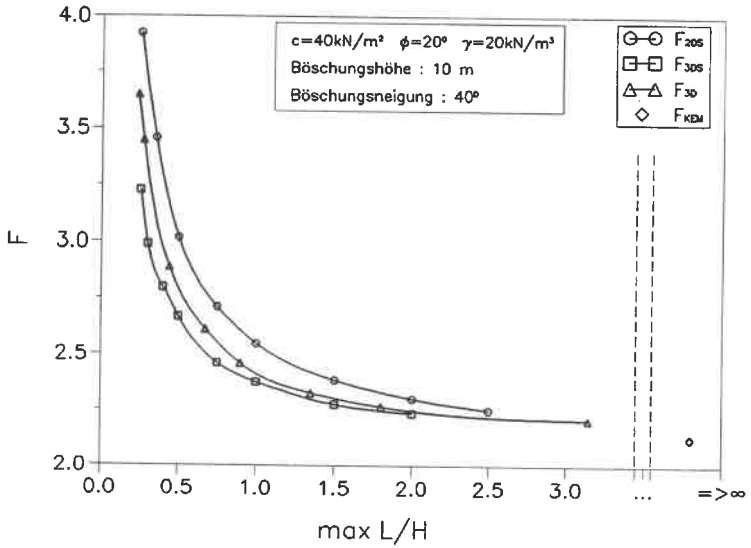


(a) F von 2DS-, 3DS- und 3D-Verfahren als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$

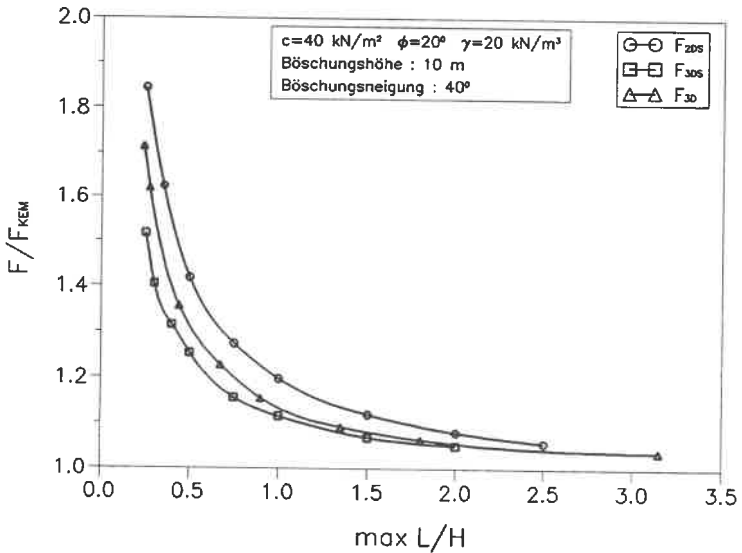


(b) F/F_{KEM} von 2DS-, 3DS- und 3D-Verfahren als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$

Abb.6-7: Beispiel 1 zu Ergebnissen der Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben

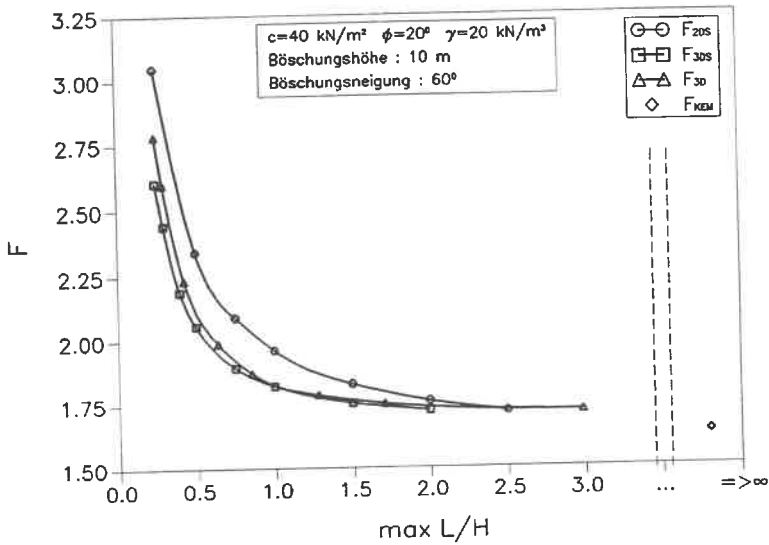


(a) F von 2DS-, 3DS- und 3D-Verfahren als Funktion des Verhältnisses $max L/H$

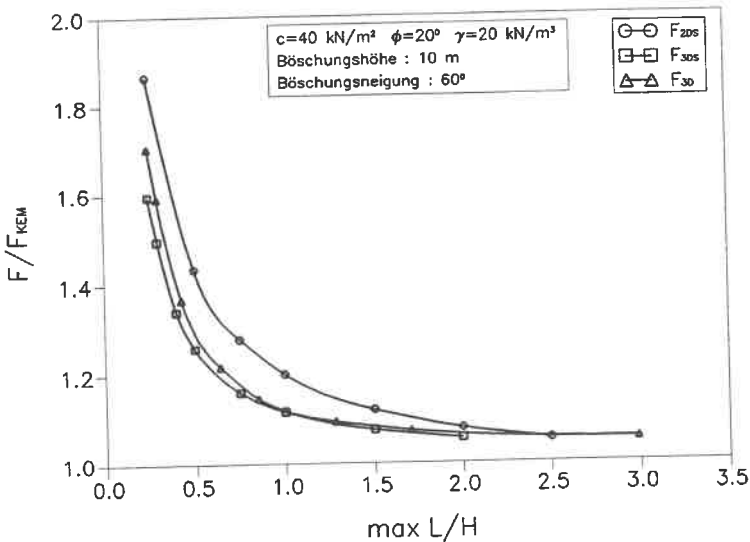


(b) F/F_{KEM} von 2DS-, 3DS- und 3D-Verfahren als Funktion des Verhältnisses $max L/H$

Abb.6-8: Beispiel 2 zu Ergebnissen der Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben

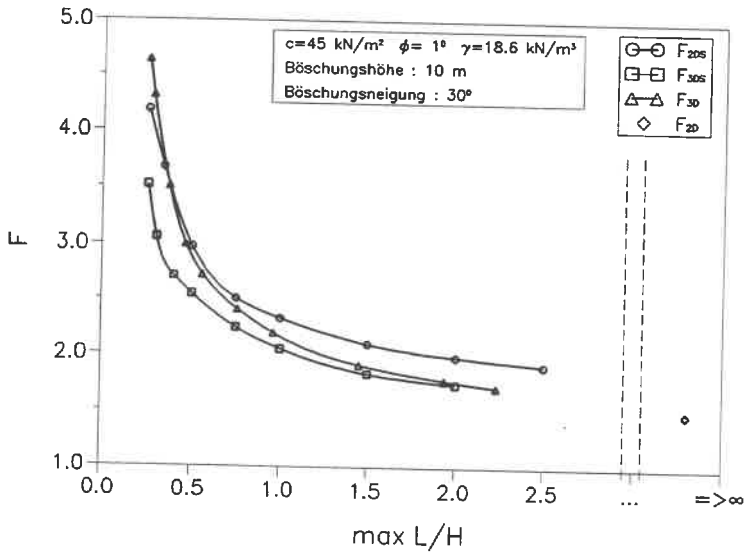


(a) F von 2DS-, 3DS- und 3D-Verfahren als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$

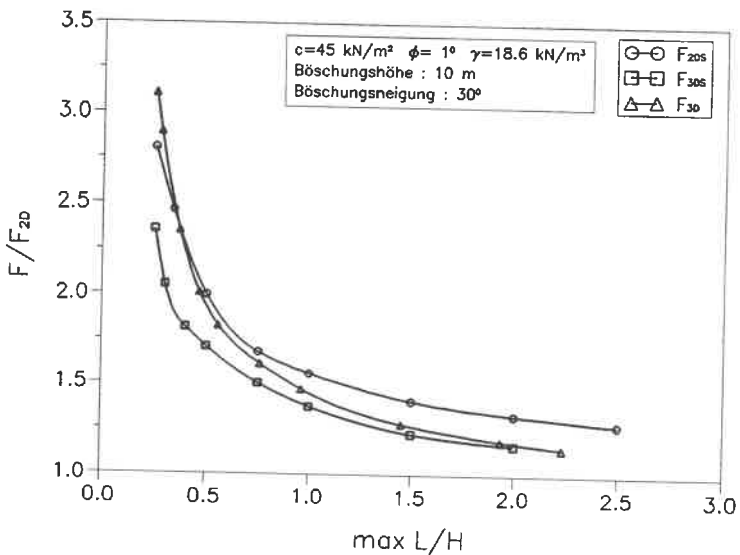


(b) F/F_{KEM} von 2DS-, 3DS- und 3D-Verfahren als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$

Abb.6-9: Beispiel 3 zu Ergebnissen der Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben

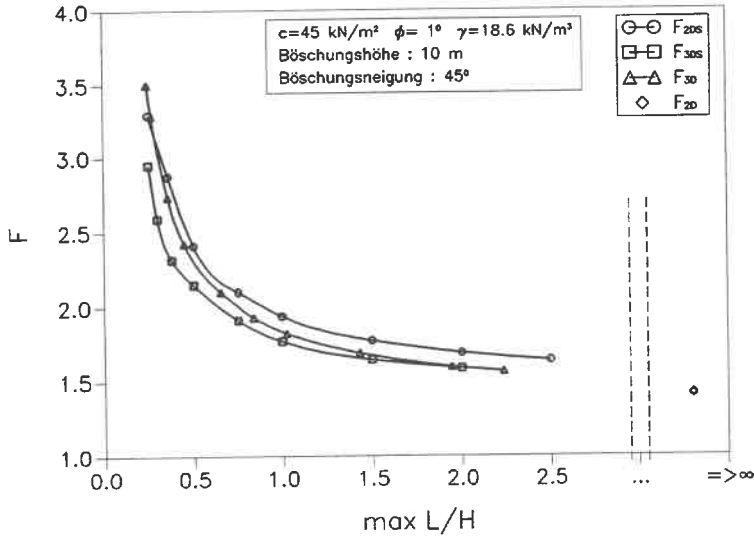


(a) F von 2DS-, 3DS- und 3D-Verfahren als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$

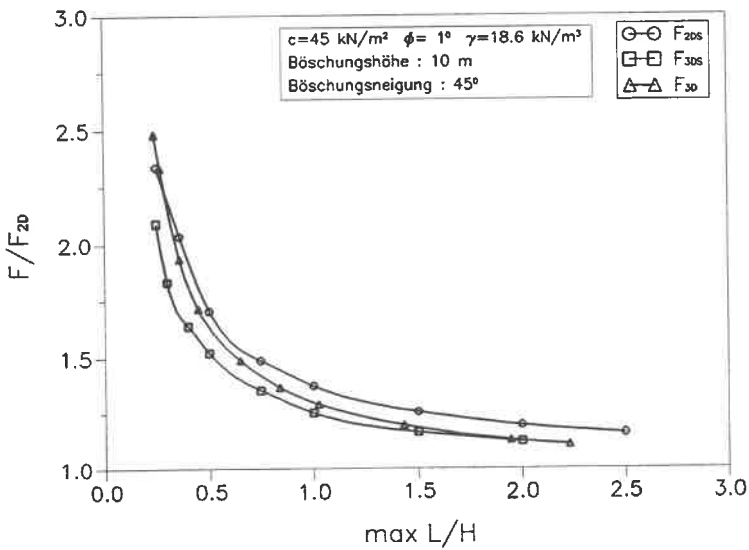


(b) F/F_{2D} von 2DS-, 3DS- und 3D-Verfahren als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$

Abb.6-10: Beispiel 4 zu Ergebnissen der Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben



(a) F von 2DS-, 3DS- und 3D-Verfahren als Funktion des Verhältnisses $max L/H$



(b) F/F_{2D} von 2DS-, 3DS- und 3D-Verfahren als Funktion des Verhältnisses $max L/H$

Abb.6-11: Beispiel 5 zu Ergebnissen der Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben

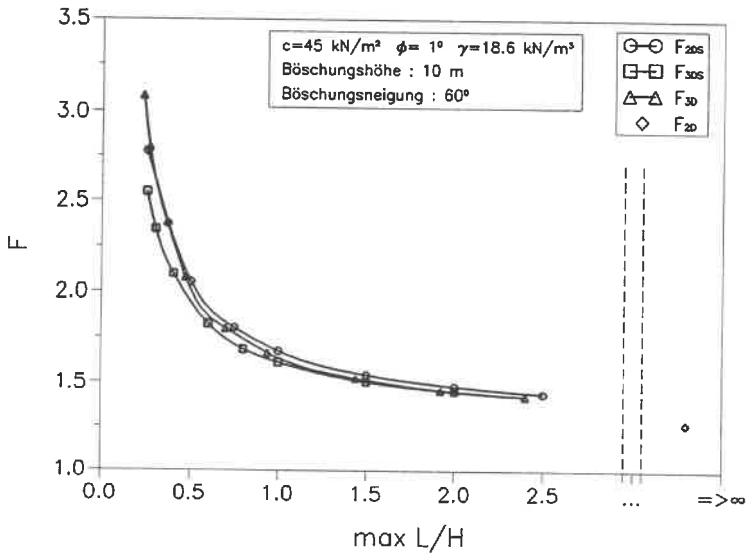
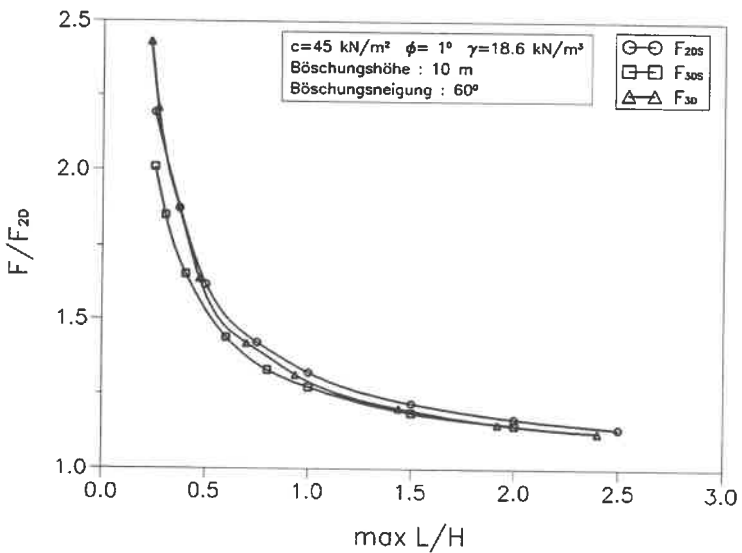
(a) F von 2DS-, 3DS- und 3D-Verfahren als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$ (b) F/F_{2D} von 2DS-, 3DS- und 3D-Verfahren als Funktion des Verhältnisses $\max L/H$

Abb.6-12: Beispiel 6 zu Ergebnissen der Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben

In den Diagrammen kann man sehen, daß die drei Verfahren (*2DS*, *3DS* und *3D*) die ähnliche Tendenz zeigten, daß die Standsicherheit mit Abnahme des Abstandes der Stützscheiben zunahm. Im Bereich $\max L/H \leq \text{ca. } 0,5$ verstärkte sich diese Tendenz besonders. An der anderen Seite tendierten alle Ergebnisse nach den Werten, die bei der Böschung ohne Stützscheiben mit den üblichen zweidimensionalen Verfahren (z.B. *KEM* oder *KREY/BISHOP*) berechnet werden, falls das Verhältnis $\max L/H \geq \text{ca. } 2$ ist. Diese Zunahmen hingen auch wesentlich von der Scherfestigkeit des Bodens ab, wie in Kapitel 5 bereits dargestellt wurde.

Das *3DS*-Verfahren lieferte die niedrigsten Standsicherheitswerte. Das *2DS*-Verfahren ergab meistens die größten Werte. Die Ergebnisse von *3D*-Verfahren lagen meistens zwischen den Ergebnissen von F_{3DS} und F_{2DS} .

Die Abweichungen der Standsicherheiten zwischen diesen Verfahren sind nicht groß und scheinen mit der zunehmenden Böschungsneigung leicht abzunehmen. Aber außer den flachen Böschungen (z.B. Böschungsneigung $\beta \leq 30^\circ$) sind die Abweichungen der Standsicherheitswerte zwischen *3DS*- und *3D*-Verfahren kleiner als ca. 20%. Insbesondere bei steilen Böschungen (z.B. Böschungsneigung $\beta \geq 60^\circ$) ergeben sich Abweichungen nur in der Dezimale und sind ohne Aussagewert, besonders beim Boden mit $\varphi \rightarrow 0$ (bzw. Parameter $c/H\gamma \tan\varphi \rightarrow \infty$). So könnte man in solchen Fällen die Standsicherheit der Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben mit den in Kapitel 5 gegebenen Ergebnissen F_{3D} abschätzen. Im Hinblick auf die Berechnungszeit beim *3DS*-Verfahren, über die eine kurze Diskussion in Kapitel 6.3.7 folgt, ist diese Abschätzung zu empfehlen.

6.3.6 Änderungen des Bruchkörpers mit dem Parameter $c/H\gamma \tan\varphi$

Die Geometrie des Bruchkörpers, der die kleinste Standsicherheit F_{3D} der Böschung mit Stützscheiben beim *3DS*-Verfahren liefert, ändert sich mit dem Parameter $c/H\gamma \tan\varphi$ erheblich, wie die Abb.6-13 und 6-14 beispielhaft zeigen.

Man sieht, daß bei kleinen Werten $c/H\gamma \tan\varphi$ nur ein kleiner Teil des räumlichen Bruchkörpers von der Stützscheibe abgeschnitten wird, wenn die minimale Standsicherheit der Böschung mit Stützscheiben erreicht ist. Aber bei großen Werten wird ein relativ großer Teil abgeschnitten. Im Vergleich zum *2DS*-Verfahren sind die Bruchfiguren des *3DS*-Verfahrens nur im Mittelteil nahe der Symmetrieebene ein wenig größer, im fernerer Teil des Bruchkörpers sind sie dagegen viel kleiner. Allerdings ist, wie beim *3D*-Verfahren bereits dargestellt wurde, die Bruchfigur des *3DS*-Verfahrens auch abhängig vom Verhältnis $\max L/H$. Bei kleinen Werten $\max L/H$ wird die Bruchfigur auch relativ klein. Das *2DS*-Verfahren zeigt auch ähnliche Änderungen.

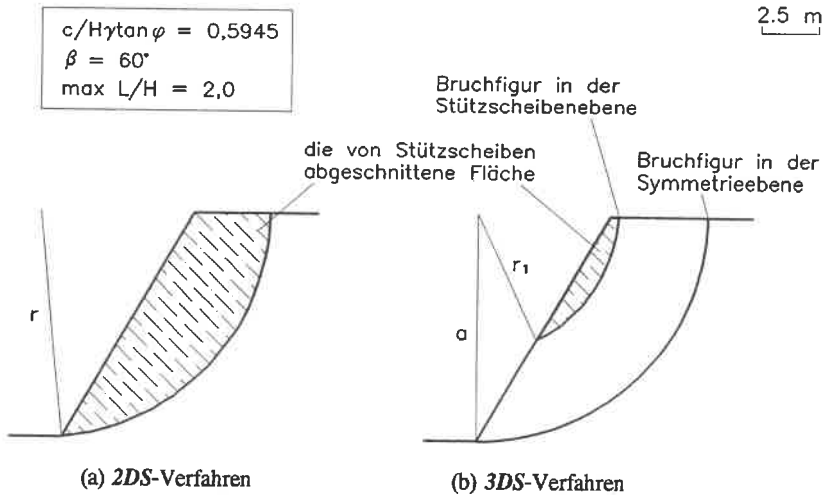


Abb.6-13: Querschnitt der Bruchfigur bei kleinem Parameter $c/H\gamma \tan \varphi$

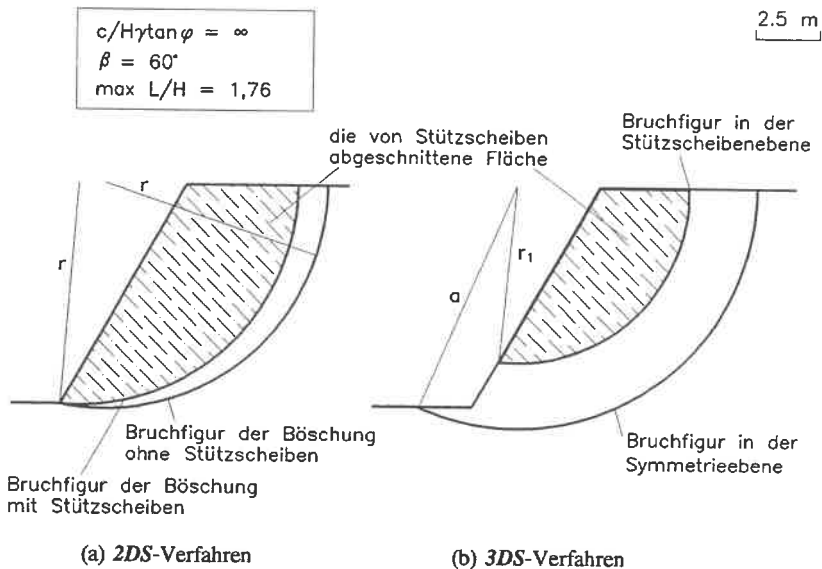


Abb.6-14: Querschnitt der Bruchfigur bei großem Parameter $c/H\gamma \tan \varphi$

6.3.7 Diskussion der Berechnungszeit im PC

Wie in Kapitel 5.4.8 bereits dargestellt wurde, sind die Berechnungszeiten für die o.g. Verfahren auch unterschiedlich. Für *2DS*-Verfahren ist die Berechnungszeit am kürzesten. Einige Sekunden reichen schon. Aber die Berechnungen beim *3DS*-Verfahren sind zeitaufwendig. Eine wichtige Begründung liegt darin, daß bei einem gegebenen Abstand der Stützscheiben einige Wiederholungen der Berechnungsschritte, die beim *3D*-Verfahren in Kapitel 5.3 bereits erwähnt wurden, erforderlich waren, damit der kleinste Standsicherheitsbeiwert gefunden wurde. Diese Wiederholungen kosten selbstverständlich Zeit. So benötigt man z.B., um eine von den in Abb.6-6 dargestellten Kurven $F_{3DS}(b)$ zu bekommen, einige Stunden beim PC. Hier sind deswegen die sorgfältig gewählten Eingabedaten für den Untersuchungsbereich der Gleitachse (x_c, z_c) und Halbachse des elliptischen Bruchkörpers b besonders zeitsparend, aber trotzdem kostet dies viel Berechnungszeit.

6.4 Böschungen mit "schwebenden" Stützscheiben

6.4.1 Kurzbeschreibung

Die Böschung mit "schwebenden" Stützscheiben gibt es in der Praxis in der Regel nicht. Aber bei den vorher dargestellten Zentrifugen-Modellversuchen wurden die Stützscheiben so eingebaut. Deswegen wird hier ein entsprechendes Berechnungsverfahren auch dafür vorgelegt.

Vor den weiteren Schritten sind einige Annahmen zu treffen:

1. Wie vorher ist die Stützscheibe gegenüber dem gestützten Boden als ein starrer Körper anzunehmen.
2. Die Stützscheiben und die durch sie gestützte Böschung haben dieselbe Gleitachse (x_c, z_c) , wenn sie gemeinsam versagen.

6.4.2 Versagensmöglichkeiten der "schwebenden" Stützscheiben

Für die im Boden "schwebenden" Stützscheiben werden zwei Versagensmöglichkeiten untersucht,

1. Wenn die "Einbindetiefe" (bzw. B_3 in Abb.3-8 und 6-16) der Stützscheiben groß genug ist, schneidet die in der Stützscheibenebene auftretende Bruchfigur die Stützscheiben (siehe Abb.6-15).

2. Wenn die Bruchfläche unter den Stützscheiben verläuft, bzw. die Stützscheiben von einer Bruchfigur eingeschlossen sind, werden die Stützscheiben nur als Teil der Böschung behandelt, d.h. ohne eine zusätzliche Stützkraft an die Böschung zu liefern. Abb.6-15 zeigt ein typisches Beispiel mit einer Bruchfigur gerade durch die beiden unteren Ecken der Stützscheibe.

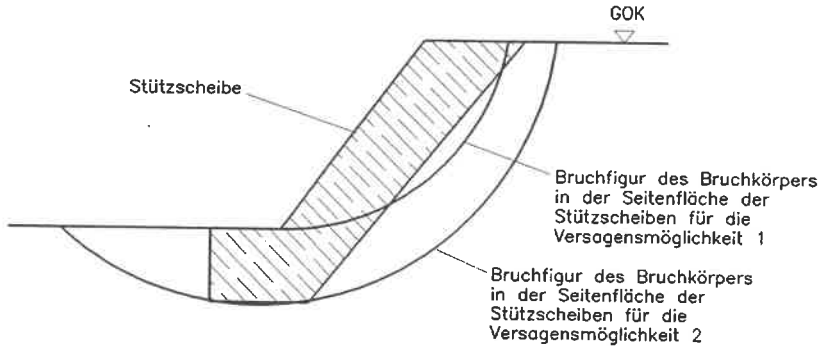


Abb.6-15: Darstellung der zwei Versagensmöglichkeiten für Böschungen mit "schwebenden" Stützscheiben

6.4.3 Stabilitätsanalyse für die Versagensmöglichkeit 1

Abb.6-16 zeigt den Versagensmechanismus für die Versagensmöglichkeit 1 der Böschungen mit Stützscheiben. Eine Frage ist hier der Ansatz der seitlichen Schub- und Rückhaltekräfte, die der Bruchkörper der Böschung an beiden Seitenflächen der Stützscheiben abgibt. Wie in Abb.6-15 dargestellt, werden die Seitenflächen der Stützscheiben von der Bruchfigur des Bruchkörpers der Böschung in zwei Zonen bzw. einen Verbundbereich und eine passive Zone geteilt. Diese beiden Zonen werden, ebenso wie der Bruchkörper der Böschung, lamellenweise unterteilt, wie es Abb.6-16 zeigt. Dann können die seitlichen Kräfte mit den Schubkräften bzw. den Rückhaltekräften in diesen beiden Zonen entsprechend eingesetzt werden. Die anderen Kräfte sind dabei gegeben wie in Abb.6-16.

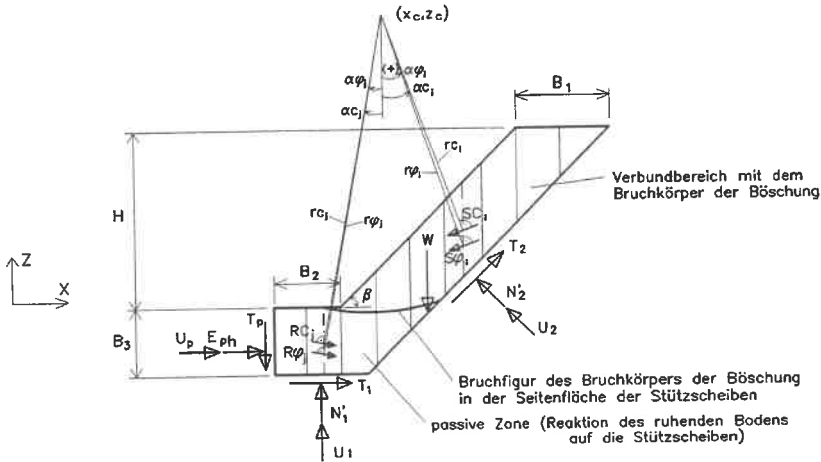


Abb.6-16: Darstellung der Einzelheiten für die Versagensmöglichkeit 1

- Hier sind
- W : Eigengewicht der Stützscheibe,
 - T, N' und U : Tangential-, Normalkraft und Wasserdruck, mit $T = cA + N' \tan \varphi$
 - A : Fläche,
 - E_{ph} : horizontaler Erdwiderstand (aufgenommen),
 - T_p : $= cA_p + E_{ph} \tan \delta$ mit $A_p = B_3 B_s$,
 - δ : $2/3 \varphi$,
 - B_s : Breite der Stützscheibe in Y-Richtung (siehe Abb.3-8),
 - $SC_i, S\varphi_i$: seitliche Schubkräfte von c und φ in dem Flächenanteil der Lamelle i ,
 - $RC_j, R\varphi_j$: seitliche Rückhaltekräfte von c und φ in dem Flächenanteil der Lamelle j ,
(die Berechnungen für $SC_i, S\varphi_i, RC_j$ und $R\varphi_j$ sind ähnlich wie in Gl.(6-1)),
 - $rC_i, r\varphi_i$: Hebelarme der Kräfte SC_i und $S\varphi_i$,
 - $rC_j, r\varphi_j$: Hebelarme der Kräfte RC_j und $R\varphi_j$,
 - B_1, B_2, B_3 ,
 - H und β : geometrische Abmessungen der Stützscheiben,
 - α : Winkel zwischen der entsprechenden Kraft und X-Richtung.

Die Angriffspunkte sind folgende:

im Schwerpunkt der getroffenen Fläche für W , N , SC_i und RC_j ,
im unteren Dreiteilpunkt für E_{ph} , $S\varphi_i$ und $R\varphi_j$.

Bei den Gleichgewichtsbedingungen gelten in Abb.6-16 die folgenden Beziehungen:

$$\begin{aligned} \Sigma F_z = & -2\Sigma \{SC_i \sin \alpha C_i + S\varphi_i \sin \alpha \varphi_i\} + 2\Sigma \{RC_j \sin \alpha C_j + R\varphi_j \sin \alpha \varphi_j\} \\ & -T_p + N_1' + U_1 - W + T_2 \sin \beta + (N_2' + U_2) \cos \beta = 0 \end{aligned} \quad (6-3)$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_x = & -2\Sigma \{SC_i \cos \alpha C_i + S\varphi_i \cos \alpha \varphi_i\} + 2\Sigma \{RC_j \cos \alpha C_j + R\varphi_j \cos \alpha \varphi_j\} \\ & + U_p + E_{ph} + T_1 + T_2 \cos \beta - (N_2' + U_2) \sin \beta = 0 \end{aligned} \quad (6-4)$$

$$M_S - \frac{M_R}{F_S} = 0 . \quad (6-5)$$

Darin sind:

$$M_S = 2\Sigma \{SC_i r C_i + S\varphi_i r \varphi_i\} + W r W + (N_2' + U_2) r_2 + (N_1' + U_1) r_1 \quad (6-6)$$

$$M_R = 2\Sigma \{RC_j r C_j + R\varphi_j r \varphi_j\} + T_p r_p + (E_{ph} + U_p) r E + T_1 r_1^* + T_2 r_2 \quad (6-7)$$

- mit r^* : Hebelarm der mit "*" gezeichneten Kraft,
 α^* : Winkel zwischen der mit "*" gezeichneten Kraft und X-Richtung,
 r_i^* : Hebelarm der Kraft T_i ,
 F_S : "Sicherheit" der Bodenreaktionen, womit diese Rückhaltekräfte nur so weit auftreten, wie es $\Sigma M = 0$ erfordert.

Hierin sind N_1' , N_2' und F_S unbekannt. Sie sind durch die Gln.(6-3), (6-4), und (6-5) eindeutig lösbar.

Im Programm wird folgendermaßen gerechnet: für eine gegebene Bodeneigenschaft und Geometrie der Böschung und Stützscheiben wurde zunächst die Standsicherheit F_{3DS} einer Böschung mit dem in Kapitel 6.3.2 beschriebenen 3DS-Verfahren bzw. einer Böschung mit "stehenden" Stützscheiben gerechnet. Dann wurde F_S für denselben Zustand aus Gln.(6-3), (6-4) und (6-5) ermittelt. Als maßgebende Standsicherheit wurde der kleinere dieser beiden Werte bzw. von F_S und F_{3DS} gewählt. Das bedeutet, falls $F_{3DS} < F_S$ ist, wird die Böschung zwischen den Stützscheiben vor Erreichen des kritischen Zustandes der Stützscheiben ausgepreßt. In solchen Fällen wurden die Stützscheiben als die in Kapitel 6.3 genannten, im

Boden der Böschung "stehenden" Stützscheiben angesehen, obwohl sie als im Boden "schwebend" angesetzt wurden. In den anderen Fällen versagen die Stützscheiben mit der Böschung gemeinsam, sofern $F_S \leq F_{3DS}$ ist.

Die Berechnungsprogramme sind wieder in FORTRAN geschrieben und laufen auf dem PC. Die Flußdiagramme befinden sich in Anhang 2.

6.4.4 Stabilitätsanalyse für die Versagensmöglichkeit 2

Bei dem 2. Versagensmechanismus der Stützscheiben verläuft eine Bruchfläche unter den Stützscheiben, wie es z.B. Abb.6-15 zeigt. Dann verlieren die Stützscheiben alle Stützwirkungen, weil sie nur als innere Kräfte erscheinen.

Für einen gewählten Abstand der Stützscheiben und gegebene Geometrie der Böschung und der Stützscheiben gibt es eine Bruchfläche, die gerade durch die unteren beiden Eckpunkte der Stützscheiben geht. Dann kann die entsprechende Standsicherheit mit den o.g. 2DS- oder 3DS-Verfahren berechnet werden.

Es sollte hier beachtet werden, daß in diesem Fall das 2DS-Verfahren in die übliche zweidimensionale Form (2D-Verfahren) zurückfällt, bzw. der zweite Teil von Gl.(6-2) verschwindet, da die Kräfte SC_i und $S\varphi_i$ in der Berechnung gleich 0 gesetzt werden müssen. Bei gegebenen B_2 und B_3 (B_2, B_3 siehe in Abb.6-16) ergibt sich nur ein Standsicherheitswert, egal wieviel Stützscheiben innerhalb des Bruchkörpers vorhanden sind (s. auch Abb.6-17). Das würde bedeuten, daß der Abstand der Stützscheiben für die Standsicherheit einer solchen Böschung keine Rolle spielt. Dies widerspricht aber den Versuchsergebnissen der Zentrifugen-Modellversuche. Die Versuche zeigten den Zuwachs der Standsicherheit mit der Abnahme des Abstandes der Stützscheiben, die dieselbe Geometrie haben. Außerdem sind die Rechenergebnisse grundsätzlich niedriger als die in den Modellversuchen gemessenen, besonders bei kleinem Verhältnis $max L/H$. Also läßt sich hieraus die wichtige Folgerung ziehen, daß der Einfluß, den die im Boden als "schwebend" eingesetzten Stützscheiben auf die Ausbildung der Gleitfläche haben, sich sowohl auf eine größere Tiefe als auch auf die räumliche Gestalt des Bruchkörpers beziehen müßten, falls die "Einbindetiefe" der Stützscheiben groß genug ist.

Im übrigen zeigten aber die Berechnungen, daß die Erhöhung der Standsicherheit F_{2D} beim 2D-Verfahren bei vergrößerten Tiefen der Gleitflächen, die längere Bruchfiguren und größere Widerstände hätten, gering sind, besonders beim Boden mit $\varphi \rightarrow 0$.

Wegen dieser beiden großen Fehler ist das *2DS*-Verfahren für die Berechnung der Böschung mit "schwebenden" Stützscheiben ungeeignet.

Der o.g. Fehler kann beim *3DS*-Verfahren vermieden werden, wenn die Halbachse b des elliptischen Bruchkörpers dabei richtig gewählt wird. Das ist das einzige, was beim hier dargestellten *3DS*-Verfahren für die Versagensmöglichkeit 2 und beim bisher entwickelten *3DS*-Verfahren für die im Kapitel 6.3 beschriebene Böschung mit "stehenden" Stützscheiben oder die Versagensmöglichkeit 1 nicht identisch ist.

Wie Abb.6-15 und 6-17 beispielhaft zeigen, verschwinden alle Stützkräfte der Stützscheiben an den Bruchkörper der Böschung, da die Stützscheiben von der Bruchfigur eingeschlossen werden. Beim *3DS*-Verfahren für die Böschung mit "stehenden" Stützscheiben oder die Versagensmöglichkeit 1 kann bei einem gegebenen $max L$ ($max L =$ halber Abstand der Stützscheiben) der kleinste Wert F_{3D} von einer Kurve $F_{3DS}(b)$ bestimmt werden, wobei der kritische Wert b auch festgestellt werden kann. Dagegen kann hier wegen fehlender Stützkräfte der Stützscheiben diese Kurve $F_{3DS}(b)$ nicht ermittelt werden, so daß der kritische Wert b offen bleibt. Daher muß hier der kritische Wert b für die Berechnung der durch "schwebende" Stützscheiben stabilisierten Böschung bei der Versagensmöglichkeit 2 gewählt werden.

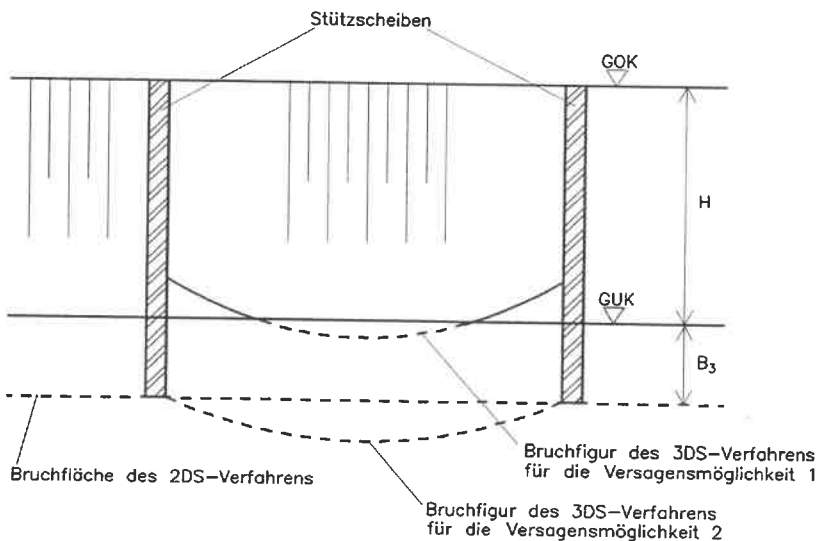


Abb.6-17: Aufriß der skizzierten Bruchfiguren des *2DS*- und *3DS*-Verfahrens

Sicher ist die Wahl von b eine Funktion der Geometrie der Böschung und der Stützscheiben, des Abstandes der Stützscheiben und der Eigenschaft des Bodens. In dieser Arbeit kann diese Wahl wegen der ungenügenden Zahl der zur Verfügung stehenden Ergebnisse leider nicht mehr weiter diskutiert werden. Die Auswahl der Halbachse b ging daher nur von den Ergebnissen der Zentrifugen-Modellversuche aus wie folgt:

$$b = 1,7 \cdot \max L \quad (6-8)$$

Im Vergleich zu den im Kapitel 6.3 angegebenen Ergebnissen, bei denen die kritischen Werte b zwischen $1,1 \sim 1,5$ mal $\max L$ beim Parameter $c/H\gamma \tan\varphi \rightarrow 0$ (s. auch Abb.6-6) liegen, ist diese Wahl dabei ohne große Abweichung. Für die Erdbaupraxis ist diese Festlegung ausreichend und vereinfacht den Nachweis.

6.4.5 Ergebnisse der Berechnung und Vergleich mit den Modellversuchen

Für Berechnungsverfahren der Böschungen mit "schwebenden" Stützscheiben gelten die folgenden Abkürzungen:

F_{2D}	:	Ergebnisse von KREY/BISHOP (Böschung ohne Stützscheiben),
$2DS2$:	Ergebnisse vom $2DS$ -Verfahren für die Versagensmöglichkeit 2,
$3DS1$:	Ergebnisse vom $3DS$ -Verfahren für die Versagensmöglichkeit 1,
$3DS2$:	Ergebnisse vom $3DS$ -Verfahren für die Versagensmöglichkeit 2,
$3D$:	Ergebnisse vom $3D$ -Verfahren,
ZM	:	Ergebnisse von Zentrifugen-Modellversuchen.

In Abb.6-17 ~ 6-20 werden die Ergebnisse der Berechnungsverfahren und Zentrifugen-Modellversuche für die Böschungsneigungen $\beta = 60^\circ$ bzw. 45° gezeigt. Um einen Vergleich mit den gemessenen Werten (g -Niveau) direkt zu erhalten, wurden alle Berechnungsergebnisse auf das g -Niveau beim Versagen der Böschungen bezogen und in den Abbildungen angegeben, wobei die Standsicherheit $F=1,00$ in die Berechnungen eingesetzt ist.

Die bodenmechanischen und geometrischen Werte der Böschung und Stützscheiben können den Kapiteln 3 und 4 entnommen werden. Zur Erleichterung des Lesers werden hier einige wichtige davon in Tabelle 6-1 wiedergegeben.

für Abb.6-17 und 6-18		für Abb.6-19 und 6-20	
c_u	45 kN/m ²	c	45 kN/m ²
φ_u	0	φ_u	1°
γ_{Boden}	18,6 kN/m ³	γ_{Boden}	18,6 kN/m ³
$\gamma_{Scheiben}$	21 kN/m ³	$\gamma_{Scheiben}$	21 kN/m ³
Standsicherheit für alle Verfahren	1,00	Standsicherheit für alle Verfahren	1,00

Tabelle 6-1: Eingabedaten für die in Abb.6-17 ~ 6-20 aufgetragenen Rechenergebnisse

Außerdem werden in Abb. 6-21 und 6-22 auch die Standsicherheitsbeiwerte in Bezug auf *max L/H* angegeben, die man rechnerisch erhält, wenn man die Zentrifugen-Modellversuche ohne Stützscheiben zugrundelegt und die aus diesen Versuchsergebnissen resultierenden Böschungshöhen *H* (s. Tab. 6-2) ab Festwerte einsetzt. Dadurch lassen sich die Erhöhungen der Standsicherheit in Abhängigkeit vom Verhältnis *max L/H* direkt zeigen.

für Abb.6-21		für Abb.6-22	
β	60°	β	45°
H	12,5 m	H	13,5 m
F_{2D}	1,00	F_{2D}	1,00

Tabelle 6-2: Eingabedaten für die in Abb.6-21 und 6-22 aufgetragenen Rechenergebnisse

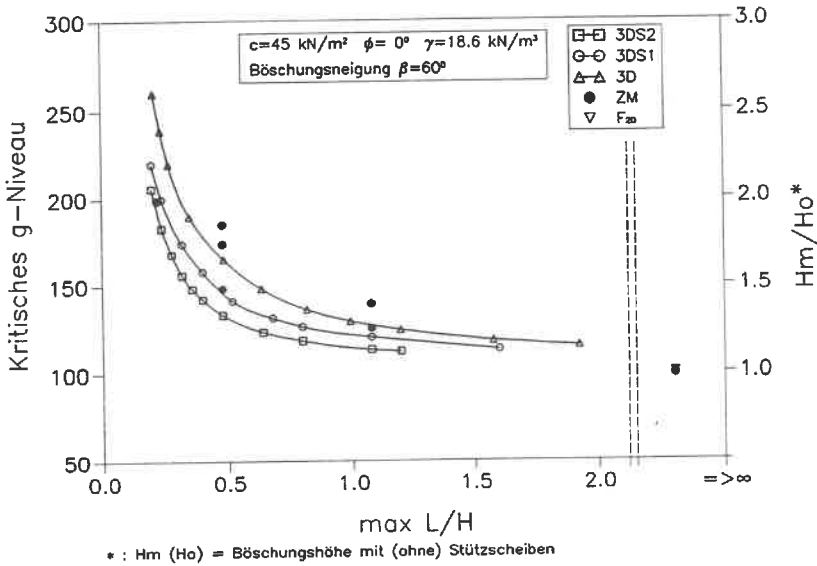


Abb.6-18: Berechnungs- und Versuchsergebnisse als Funktion von $\max L/H$ ($\varphi=0^\circ$, $\beta=60^\circ$)

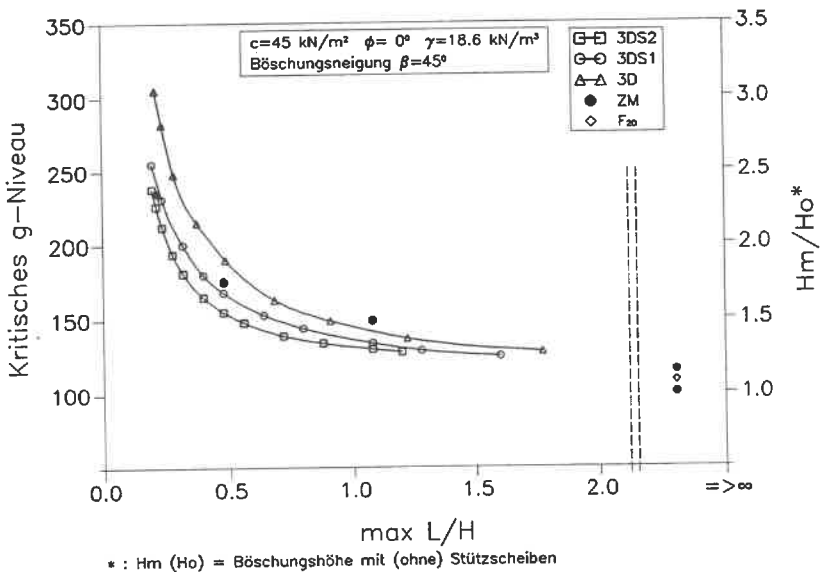
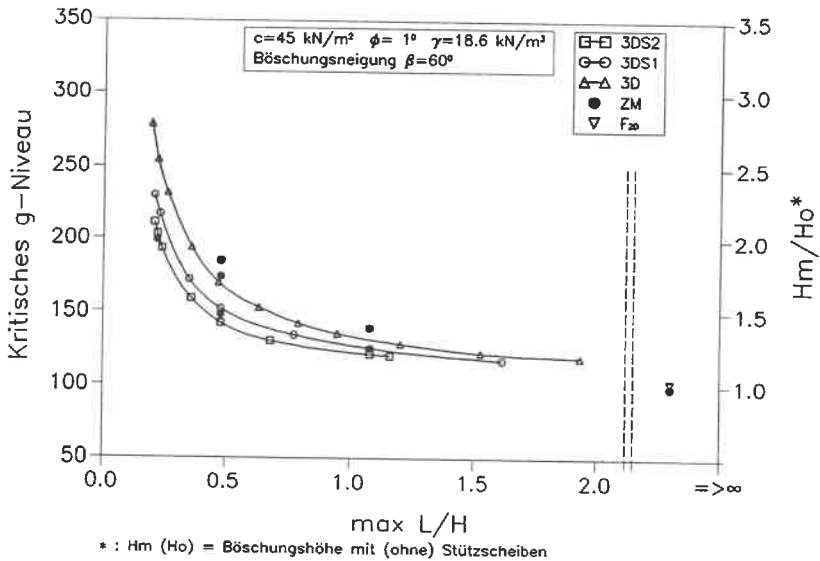
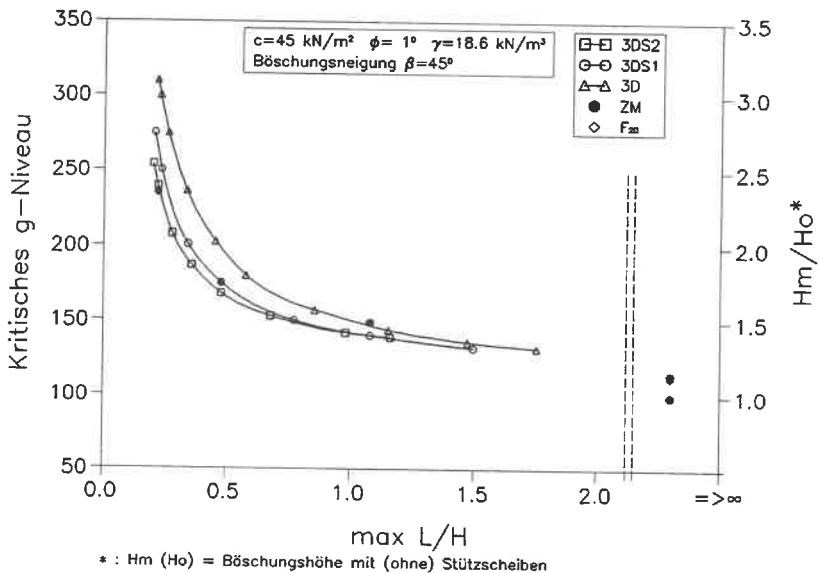


Abb.6-19: Berechnungs- und Versuchsergebnisse als Funktion von $\max L/H$ ($\varphi=0^\circ$, $\beta=45^\circ$)

Abb.6-20: Berechnungs- und Versuchsergebnisse als Funktion von $\max L/H$ ($\varphi=1^\circ$, $\beta=60^\circ$)Abb.6-21: Berechnungs- und Versuchsergebnisse als Funktion von $\max L/H$ ($\varphi=1^\circ$, $\beta=45^\circ$)

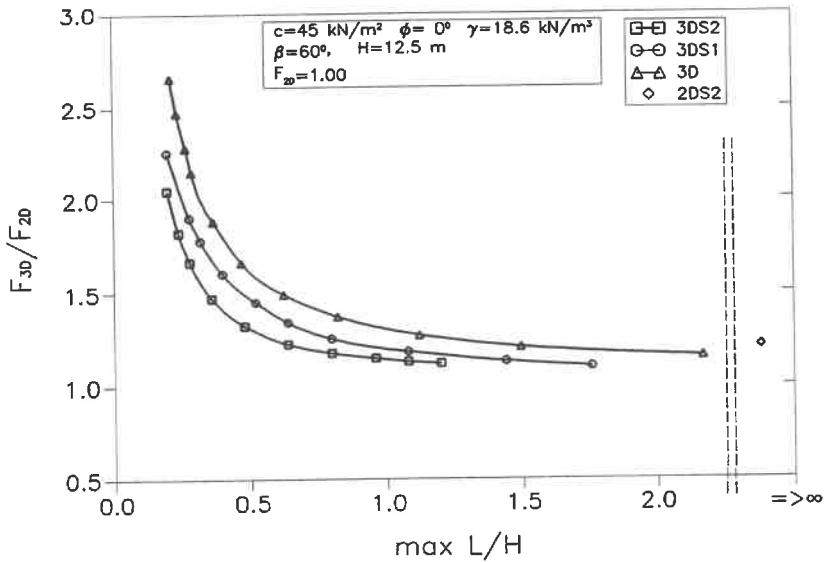


Abb.6-22: F_{3D}/F_{2D} in Bezug auf das Verhältnis $\max L/H$ ($\beta=60^\circ$)

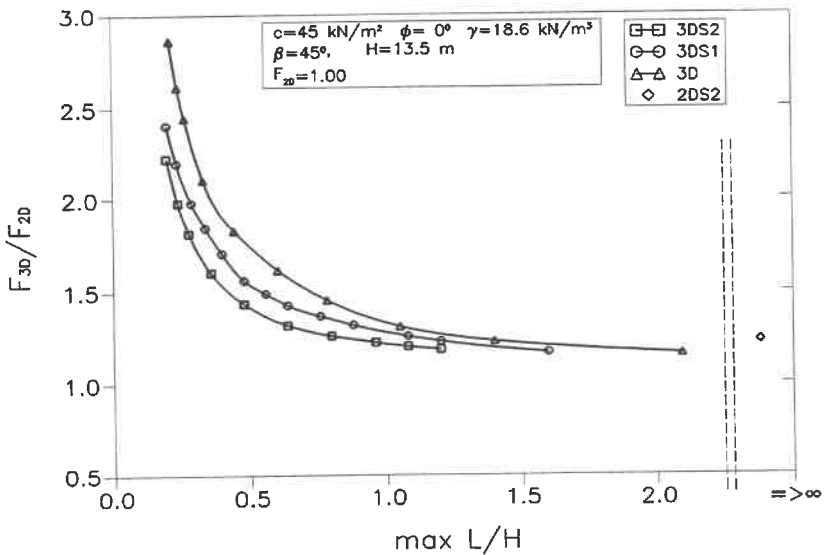


Abb.6-23: F_{3D}/F_{2D} in Bezug auf das Verhältnis $\max L/H$ ($\beta=45^\circ$)

Aus den in den Abb.6-18 – 6-21 dargestellten Vergleichen sieht man, daß die Berechnungsergebnisse mit den Zentrifugen-Modellversuchen gut übereinstimmen.

Das *3DS2*-Verfahren lieferte meistens die niedrigsten Standsicherheitswerte. Bei genaueren Vergleich sind die beim *3DS2*-Verfahren mit totalen Scherparametern c_u ($\varphi_u = 0$) gerechneten Ergebnisse nur ein wenig niedriger als die Versuchsergebnisse (siehe Abb.6-18 und 6-19). Verbesserte Ergebnisse ließen sich, siehe Abb.6-20 und 6-21, erzielen, wenn für den Boden ein von 0 etwas verschiedener Winkel $\varphi_u = 1^\circ$ eingesetzt wurde.

Mit dem *3DS1*-Verfahren wurden die Standsicherheitswerte F_{3DS1} und F_S berechnet. Die Berechnungen zeigten, daß die Ergebnisse der in Kapitel 6.4.3 definierten Standsicherheit F_S der Stützscheiben um ca. 50 – 100% größer als die zum Vergleich gestellten F_{3DS1} waren, bzw. die letzteren immer maßgebend waren. Daraus könnte man folgern, daß bei den dargestellten Bruchmechanismen, eingesetzten bodenmechanischen Parametern und Geometrien der Böschungen und Stützscheiben eine Böschung mit "schwebenden" Stützscheiben, deren "Einbindetiefe" ca. $\frac{1}{3}$ Höhe der Böschungshöhe hat, als eine mit "stehenden" Stützscheiben stabilisierte Böschung angesehen werden darf. Aber eine beim *3DS2*-Verfahren beschriebene Bruchgefahr kann auch dabei entstehen. Infolgedessen muß für die Bestimmung der maßgebenden Standsicherheit ein Vergleich zwischen F_{3DS1} und F_{3DS2} angestellt werden. Abb.6-22 – 6-23 zeigen, daß nur bei $\max L/H < \text{ca. } 1,0$ F_{3DS1} maximal 20% größer als F_{3DS2} ist.

Das *3D*-Verfahren gab dabei die größten Werte, doch sind die Abweichungen zwischen den *3DS2*-Verfahren und *3D*-Verfahren nicht größer als 30%. Wie in den vorherigen Kapiteln erläutert wurde, waren die Abweichungen mit dem Ansatz von $\varphi \rightarrow 0$ am größten, bzw. sie werden mit der Zunahme des Scherwinkels φ abgemindert. Dies zeigt auch eine genauere Vergleich der Abb. 6-18, 6-19 und 6-20, 6-21. Daher kann man die Standsicherheit einer Böschung mit "schwebenden" Stützscheiben auch mit dem *3D*-Verfahren abschätzen.

Die Abb.6-22 und 6-23 zeigen ähnliche Tendenzen, wobei die Erhöhungen der Standsicherheitswerte in Abhängigkeit vom Verhältnis $\max L/H$ dargestellt wurden. Wie bereits gesagt, wurden in diesen Berechnungen die in den Referenzversuchen (ohne Stützscheiben) der Zentrifugen-Modellversuchen erreichten Böschungshöhen eingesetzt, für die sich $F_{2D} = 1,0$ nach KREY /BISHOP ergab (F_{KEM} steht wegen $c/H\gamma \tan \varphi \rightarrow \infty$ nicht zur Verfügung).

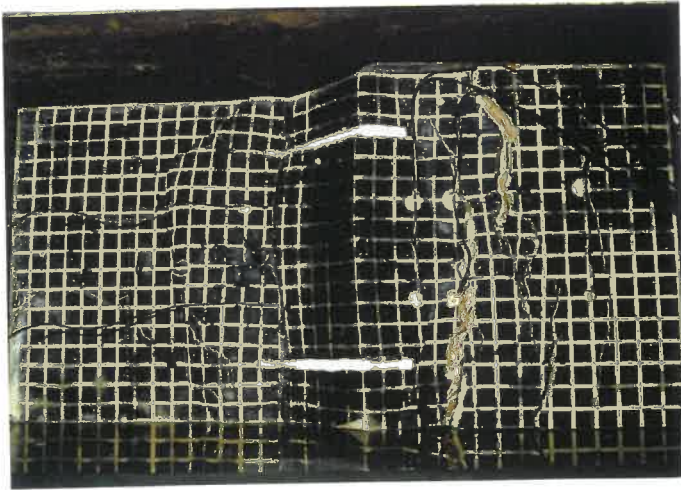
Zusammenfassend ergeben sich folgende Feststellungen:

1. Bei einem Verhältnis $\max L/H < \text{ca. } 1,0$ dürfte die Versagensmöglichkeit 2 vergleichsweise vorherrschen, bzw. die Standsicherheit F_{3DS2} maßgebend sein.

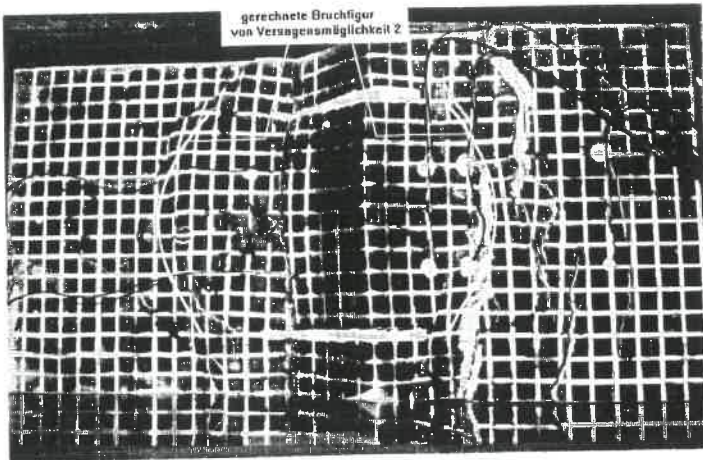
2. Wenn das Verhältnis $\max L/H \geq \text{ca. } 1,0$ ist, können die Versagensmöglichkeiten 1 und 2 eintreten, da die Standsicherheitswerte F_{3DS1} und F_{3DS2} nur geringe Unterschiede haben.
3. Die Standsicherheit F_{3DS1} kann für die Praxis von Bedeutung sein, da sie bei den mit "stehenden" Stützscheiben stabilisierten Böschungen wie beim Praxisfall ermittelt wurde. Also darf angenommen werden, daß im Vergleich zu dem Praxisfall, in dem die Stützscheiben mit einem standsicheren Untergrund fest verbunden sind, die Ergebnisse des Versuchs-Systems, in dem die Stützscheiben im Boden "schwebend" eingesetzt wurden, im Verhältnis $\max L/H < \text{ca. } 1,0$ um etwa 20% zu ungünstig sein werden und bei Werten $\max L/H \geq \text{ca. } 1,0$ die beiden Systeme keinen großen Unterschied haben.

Die Zentrifugen-Modellversuche bestätigten dies. In Abb.6-24 wird ein Vergleich zwischen dem mit dem 3DS2-Verfahren gerechneten und dem im Zentrifugen-Modellversuch SB10 beobachteten Bruchkörper der Böschung mit Stützscheiben für den Fall $\max L/H = 1,08$ dargestellt.

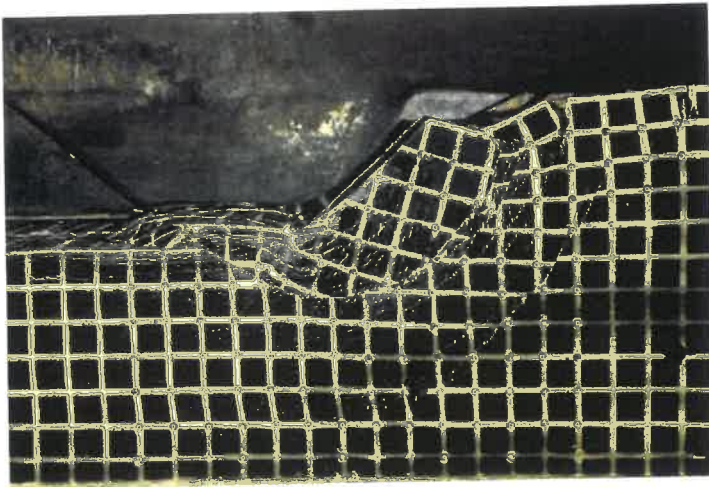
Abb.6-25 zeigt die Fotos vom Versuch SB6 ($\max L/H = 0,22$). Der Bruchkörper der Modellböschung ($\beta = 60^\circ$) wurde nach dem Versuch ausgegraben, damit die Scherfläche und die Stützscheibe direkt erkennbar wurden. Man sieht, daß die Haupt-Scherfläche tatsächlich um die beiden Eckpunkte der Stützscheiben verlief.



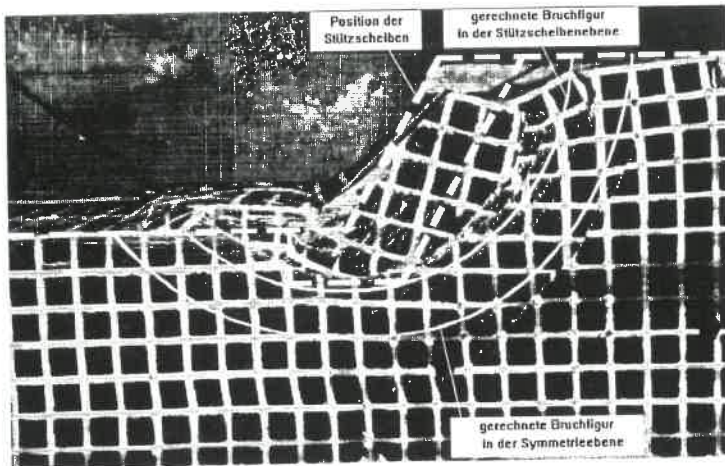
(a) Modellversuch SB10 nach dem Versuch ($\beta=60^\circ$) von oben



(b) Darstellung des gerechneten Bruchkörpers von SB10 von oben

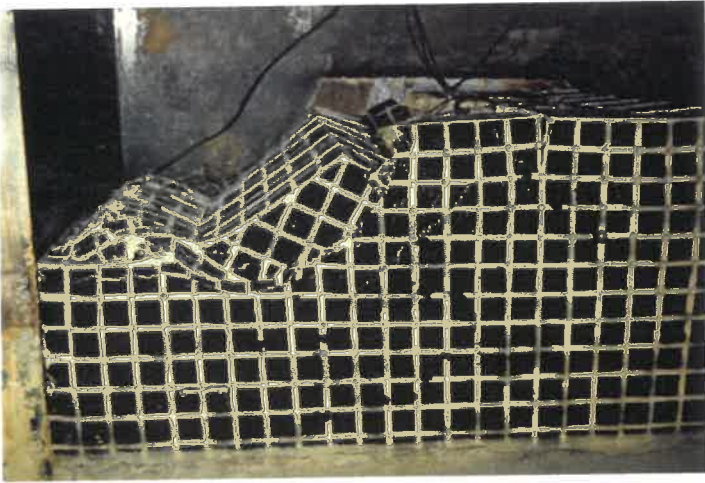


(c) Modellversuch SB10 nach dem Versuch ($\beta=60^\circ$) von der Seite



(d) Darstellung des gerechneten Bruchkörpers von SB10 von der Seite

Abb.6-24: Vergleich des Bruchkörpers von der Berechnung mit dem Versuch SB10



(a) Modellversuch SB6 nach dem Versuch ($\beta=60^\circ$) vor dem Ausgraben



(b) Modellversuch SB6 nach dem Versuch ($\beta=60^\circ$) nach dem Ausgraben

Abb.6-25: Fotos vor und nach dem Ausgraben vom Modellversuch SB6

Kapitel 7

Zusammenfassung und Ausblick

Das technisch-wirtschaftliche Verfahren **-Stützscheibenverfahren-** wird für die Böschungsstabilisierung und Rutschungssanierung im Sinne einer Zusatzmaßnahme zum Umwelt- und Naturschutz in der Erdbaupraxis häufig angewendet. Dabei ist bisher die Frage offen, wie die Stabilisierung bei der Planung einer solchen Baumaßnahme durch einen rechnerischen Nachweis konkretisiert werden kann. Daher ging man wegen der fehlenden Bemessungsregel nur relativ unsystematisch von Erfahrungswerten aus.

Nicht so einfach wie beim ersten Anschein ist es, eine Böschung mit Stützscheiben theoretisch zu behandeln. Die Problematik dieser Aufgabe läßt sich zumindest durch folgende zwei Gesichtspunkte begründen: erstens ist sie wegen des Einsatzes von Stützscheiben eine räumliche; zweitens hat sie vielfältige Einflußfaktoren. Für die Erdbaupraxis von besonderem Interesse ist dabei der Abstand der Stützscheiben, der bei gegebener Scherfestigkeit des Bodens und Böschungsgeometrie notwendig ist, um die Standsicherheit auf das erforderliche Niveau zu bringen. Die im Kapitel 2 referierten wenigen experimentellen und theoretischen Arbeiten zeigen deutlich diese Schwierigkeit.

Für eine allgemeine theoretische Behandlung bietet die Finite-Elemente-Methode eine Möglichkeit. Aber eine systematische Untersuchung mittels dreidimensionaler *FEM* wurde hier wegen ihres großen Aufwands ausgeschlossen.

Zudem wurde hier die Untersuchung hauptsächlich auf das Ermitteln der Standsicherheit einer durch eingesetzte Stützscheiben stabilisierten Böschung konzentriert. Somit wurde beabsichtigt, einige relativ einfache Berechnungsverfahren mit den üblichen Gleichgewichtsverfahren zu entwickeln. Die dabei entwickelten Berechnungsprogramme laufen auf einem normalen PC.

Allgemein gesprochen stammen die Stabilisierungswirkungen der Stützscheiben aus den durch

sie an die Böschung direkt abgegebenen zusätzlichen Stützkräften und den durch sie räumlich verursachten geometrischen Gestaltungen des potentiellen Bruchkörpers in der Böschung. Deswegen sollte ein gutes Berechnungsverfahren diese beiden wesentlichen Wirkungen möglichst erfassen, wozu ein räumliches Berechnungsmodell nötig ist, in dem auch die zusätzlichen Stützkräfte der Stützscheiben einbezogen werden können.

Die theoretische Ermittlung erfolgte in zwei Schritten:

1. Erstens wurde ein dreidimensionales Berechnungsverfahren für den Nachweis der Standsicherheit einer räumlich anzusehenden Böschung als ein allgemein gültiges und umfassendes Verfahren entwickelt. Für diesen räumlichen Fall ergibt ein ebenes Berechnungsverfahren z.B. nach KREY/BISHOP eine niedrigere als die tatsächlich vorhandene Standsicherheit. Trotz einiger analytischer und numerischer Methoden blieb dies bis jetzt doch noch eher offen.
2. Das entwickelte Berechnungsmodell wird für Böschungen mit Stützscheiben weiter so aufbereitet, daß ein wegen des Einsatzes der Stützscheiben räumlich gestalteter Bruchkörper angenommen wurde und an seiner von Stützscheiben abgeschnittenen Endseite die Stützkräfte der Stützscheiben auch eingesetzt werden. Die verschiedenen Berechnungsmodelle gelten für die im Böschungsboden "stehend" oder "schwebend" eingebauten Stützscheiben.

Für eine Böschung ist wegen der räumlichen Gestalt ihres Bruchkörpers die Standsicherheit F_{3D} größer als F_{2D} . Die Erhöhung der Standsicherheit ist hauptsächlich abhängig von dem geometrischen Verhältnis $\max L/H$ ($\max L$ - halbe Kantenlänge des Bruchkörpers der Böschung, H - Böschungshöhe) und dem bodenmechanischen Parameter $c/H\gamma \tan\varphi$. Im Bereich $\max L/H \leq \text{ca. } 1,0$ kann die Erhöhung von Bedeutung sein. Innerhalb von $\max L/H \leq \text{ca. } 0,5$ ist sie besonders ausgeprägt. Außerhalb $\max L/H \leq 2,0$ wird sie bedeutungslos. Weiter wächst die Standsicherheit mit der Zunahme von $c/H\gamma \tan\varphi$. Bei $c/H\gamma \tan\varphi \rightarrow \infty$ (bzw. $\varphi = 0$) wird sie am stärksten. Dagegen ist sie ohne Steigerung, falls $c/H\gamma \tan\varphi = 0$ (bzw. $c = 0$) ist.

Außerdem scheint die Steigerung F_{3D}/F_{2D} nur wenig von der Böschungsneigung abzuhängen. Nur bei flachen Böschungen ist sie ein wenig stärker als bei steilen Böschungen.

Ein anderer Einflußfaktor ist die Anzahl der Elemente des Bruchkörpers. Die Steigerung F_{3D}/F_{2D} und die Berechnungszeit im PC wachsen mit der Zunahme der Anzahl der Elemente. Als günstige Wahl dafür ist eine Anzahl $NX = 10 \sim 15$ zu empfehlen. Die Anzahl der Elementspalten NY hängt von der Kantenlänge des Bruchkörpers der Böschung ab.

Bei einigen Kombinationen der Geometrien der Böschung und des Bruchkörpers, so wie der Scherparameter des Bodens, sind nicht alle Gleichgewichtsbedingungen wegen des Winkels α_Q erfüllt. Aber diese nicht exakte Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen spielt dabei eine untergeordnete Rolle.

Bei Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben, wie sie in der Praxis meist mit einem standsicheren Untergrund fest verbunden sind, kann die Standsicherheit mit dem **2DS**-Verfahren oder dem **3DS**-Verfahren berechnet werden. Aber das letztere Verfahren liefert meistens eine kleine Standsicherheit. Es wird auch gezeigt, daß im Bereich $\max L/H \leq \text{ca. } 1,0$ die Stützwirkung der Stützscheiben aktiv wird. Die Erhöhung von F_{3D}/F_{2D} ist innerhalb des Verhältnisses $\max L/H \leq \text{ca. } 0,5$ besonders groß. Außerhalb $\max L/H \leq 2,0$ ist sie dagegen ohne Aussagewert. Doch wächst die Steigerung der Standsicherheit auch mit der Zunahme von $c/H \gamma \tan \varphi$, ähnlich wie vorher beschrieben. Außer bei flachen Böschungen sind die Standsicherheitsbeiwerte F_{3D} größer als F_{3DS} mit einer Abweichung von max. $1 - F_{3DS}/F_{3D} \leq \text{ca. } 20\%$. Somit kann F_{3DS} durch F_{3D} abgeschätzt werden.

Für die durch "schwebende" Stützscheiben stabilisierten Böschungen ist das **2DS**-Verfahren für den Standsicherheitsnachweis ungeeignet.

Bei räumlicher Behandlung gibt es dafür zwei Versagensmöglichkeiten:

- a). Der Bruchkörper wird zwischen den Stützscheiben ausgepreßt, sofern die Stützscheiben wegen ihrer unter dem Böschungsfuß eingesetzten genügend großen "Einbindetiefe" immer stabil bleiben. Oder die Böschung versagt mit den Stützscheiben gemeinsam, falls die Stabilität der Stützscheiben maßgebend ist.
- b). Eine Scherfläche verläuft unter den Stützscheiben.

Für die bei den Zentrifugen-Modellversuchen angesetzten bodenmechanischen und geometrischen Randbedingungen zeigen die Berechnungen, daß für $\max L/H \leq \text{ca. } 1,0$ die letztere Versagensmöglichkeit vorherrschend ist. Außerhalb davon können beide Versagensmöglichkeiten gelegentlich auftreten. Eine signifikante Erhöhung von F_{3D}/F_{2D} scheint sich bei $\max L/H \leq 1,0$ zu ergeben; eine deutliche Verstärkung bei $\max L/H \leq 0,5$. Außerhalb von $\max L/H \leq 1,0$ ist die Erhöhung gering. Im Vergleich mit dem Praxisfall, dessen Stützscheiben mit einem festeren Untergrund verbunden sind, ist bei $\max L/H \leq 1,0$ die Standsicherheit vom Versuchs-System (Böschung mit "schwebenden" Stützscheiben) ca. 20% niedriger. Außerhalb davon ergeben sich kaum Unterschiede.

Die Berechnungsergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Zentrifugen-Modellversuchen.

Eine offen bleibende Frage ist, wie die bei den Versuchen gemessenen Verformungen und Porenwasserüberdrücke quantitativ nachgerechnet werden können. Zum neuen Stand der Technik gehört auch ein solcher Nachweis der Verformungen. Dies kann mit Hilfe der *FEM* geleistet, muß jedoch weiteren Untersuchungen überlassen bleiben.

Literaturverzeichnis

- [1] ALMEIDA, M. S. S, DAVIES, M. C. R., and PARRY, R. H. G. (1985). "Centrifuge tests of embankments on strengthened and unstrengthened clay foundations." *Géotechnique*, 35(4), 425-441.
- [2] ANAGOSTI, P. (1969). "Three-dimensional stability of fill dams." *Proc. 7th Intl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, 2, 275-280.
- [3] BALIGH, M. M., and AZZOUZ, A. S. (1975). "End effects on stability of cohesive slopes." *J. Geotechnical Engrg. Div.*, ASCE, 101(11), 1105-1117.
- [4] BISHOP, A. W. (1955), "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes." *Géotechnique*, 5(1), 7-17.
- [5] BRANDL, H. (1992). "Konstruktive Hangsicherungen." *Grundbau-Taschenbuch*, (Herausgeber und Schriftleiter: SMOLTCZYK, U.), Ernst & Sohn, Berlin, 4 Auflage, Teil 3, 533-648.
- [6] BURRIDGE, P. B. (1987). "Soil mechanics laboratory failure of slopes." *PhD thesis*, Report Nr. SML 87-01, California Institute of Technology.
- [7] CHEN, R. H., and CHAMEAU, J. L. (1983). "Three-dimensional limit equilibrium analysis of slopes." *Géotechnique*, 33(1), 31-40.
- [8] CRAIG, W. H., JAMES, R. G., and SCHOFIELD, A. N. (1988). "Centrifuges in Soil Mechanics." A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield.
- [9] DENNHARDT, M., and FÖRSTER, W. (1985). "Problems of three-dimensional slope stability." *Proc. 11th Intl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, 2, 427-431.
- [10] DIN 4084. "Baugrund: Böschungs- und Geländebruchberechnungen." Ausgabe Juni 1990.
- [11] FELLENIUS, W. (1927). "Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion

- (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen." Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin.
- [12] GÄBLER, G., KRAUTER, E., und POLLOCZEK, J. (1989). "Praktisches Beispiel einer Hangstabilisierung mit Zement-Boden-Stützkörpern." *Geotechnik*, 1989(12), 202-210.
- [13] GENS, A., HUTCHINSON, J. N., and CAVOUNIDIS, S. (1988). "Three-dimensional analysis of slides in cohesive soils." *Géotechnique*, 38(1), 1-23.
- [14] GOODING, D. J., and SCHOFIELD, A. N. (1985). "A centrifugal model study of slope instability in Ottawa area Champlain Sea clay." *Can. Geotech. J.*, 22, 102-109.
- [15] GUBMANN, P., SCHANZ, T., SMOLTCZYK, U., und WILLAND, E. (1990). "Beiträge zur Anwendung der KEM -Erddruck, Grundbruch, Standsicherheit von Böschungen-." *Mitteilung 32*, Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- [16] HILMER, K. (1991). "Schäden im Gründungsbereich." Verlag für Architektur und technische Wissenschaften Berlin, Ernst und Sohn, Berlin.
- [17] HOVLAND, H. J. (1977). "Three-dimensional slope stability analysis method." *J. Geotechnical Engrg. Div.*, ASCE, 103(9), 971-986.
- [18] HUNGR, O. (1987). "An extension of Bishop's simplified method of slope stability analysis to three dimensions." *Géotechnique*, 37(1), 113-117.
- [19] HUNGR, O., SALGADO, F. M., and BYRNE, P. M. (1989). "Evaluation of a three-dimensional method of slope stability analysis." *Can. Geotech. J.*, 26(4), 679-686.
- [20] JESSBERGER, H. L. (1992). "Praxisbezogene Anwendung der Zentrifugen-Modelltechnik in Grundbau, Tunnel- und Schachtbau und Umwelttechnik." *Geotechnik*, Sonderausgabe, 1992, 21-35.
- [21] JESSBERGER, H. L., und GÜTLER, U. (1988). "Geotechnische Großzentrifuge Bochum - Modellversuche im erhöhten Schwerefeld." *Geotechnik*, 1988/2, 85-97.
- [22] KÉZDI, (1970). "Handbuch der Bodenmechanik." (Band II), Akadémiai Kiadó, Budapest, 1970.
- [23] KIMURA, T., KUSAKABE, O., and SAITOH, K. (1985). "Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge." *Géotechnique*, 35(1), 33-45.
- [24] KRAUTER, E., und KNOCH, N. (1992). "Stabilisierung von Böschungen mit streifenförmigen Stützkörpern." *Vorträge der Baugrundtagung*, Dresden, 1992, 393-405.
- [25] KREY, H. D. (1926). "Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes."

Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin.

- [26] LEFEBVRE, G., DUNCAN, J. M., and WILSON, E. L. (1973). "Three-dimensional finite element analyses of dams." *J. Soil Mech. and Foundations Div.*, ASCE, 99(7), 495-507.
- [27] LESHCHINSKY, D., BAKER, R., and SILVER, M. L. (1985). "Three-dimensional analysis of slope stability." *Int. J. Numer. and Anal. Methods in Geomech.*, 9(2), 199-223.
- [28] LESHCHINSKY, D., and MULLETT, T. L. (1988). "Design charts for vertical cuts." *J. Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(3), 337-344.
- [29] LESHCHINSKY, D., and HUANG, C. C. (1992). "Generalized three-dimensional slope-stability analysis." *J. Geotechnical Engineering*, ASCE, 118(11), 1748-1764.
- [30] LIANG, R. Y. K., and MITCHELL, J. K. (1988). "Centrifuge evaluation of numerical model for clay." *J. Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(3), 265-283.
- [31] MADEJ, J. S., and GAJEWSKI, K. (1988). "On the simplified solution of the three-dimensional slope stability analysis." *Proc. 5th Intl. Conf. 'Landslides'*, Switzerland, Rotterdam-Brookfield, A.A.Balkema, 1, 719-723.
- [32] MORGENSTERN, N. R., and PRICE, V. E. (1965). "The analysis of the stability of general slip surfaces." *Géotechnique*, 15(1), 79-93.
- [33] OCHMANN, H. (1988). "Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im stochastischen Sicherheitskonzept." *Mitteilung 29*, Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- [34] RESNICK, G. S., and ZNIDARČIĆ, D. (1989). "Centrifugal modeling of drains for slope stabilization." *J. Geotechnical Engineering*, ASCE, 116(11), 1607-1624.
- [35] SCHOFIELD, A. N. (1980). "Cambridge geotechnical centrifuge operations." *Géotechnique*, 30(3), 227-268.
- [36] SINGH, R. P., SINGH, B., and SAINI, S. S. (1990). "Three-dimensional analysis of embankment dams: effect of valley shape." *Indian Geotechn. J.*, 20, 77-100.
- [37] SMOLTczyk, U. (1987). "Bodenmechanik und Grundbau." *Studienunterlagen*, Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- [38] SMOLTczyk, U., and MA, J. (1991). "Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben - Hangstabilisierung durch Stützscheiben-." *Bericht an den Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau*, Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.

- [39] SMOLTczyk, U. (1992). "Sicherheit und Sicherung von Hängen und Böschungen." *Wechselwirkungen*, Jahrbuch 1991 der Universität Stuttgart.
- [40] SMOLTczyk, U., MA, J., and THAHER, M. (1992). "Untersuchung von Böschungs-Stützscheiben durch Zentrifugen-Modellversuche." *Vorträge der Baugrundtagung*, Dresden, 1992, 407-416.
- [41] THAHER, M. (1991). "Tragverhalten von Pfahl-Platten-Gründungen im bindigen Baugrund, Berechnungsmodelle und Zentrifugen-Modellversuche." *Serie Grundbau, Heft 15*, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Wasserwesen und Verkehrswesen, Ruhr-Universität Bochum.
- [42] THOMAZ, J. E., and LOVELL, C. W. (1988). "Three dimensional slope stability analysis with random generation of surfaces." *Proc. 5th Intl. Conf. 'Landslides'*, Switzerland, Rotterdam-Brookfield, A.A.Balkema, 1, 777-781.
- [43] WICHTER, L., KRAUTER, E., and MEINIGER, W. (1988). "Landslide stabilization using drainage wells, concrete dowels and anchored bore pile walls." *Proc. 5th Intl. Conf. 'Landslides'*, Switzerland, Rotterdam-Brookfield, A.A.Balkema, 2, 1023-1028.
- [44] ZHANG, X. (1988). "Three-dimensional stability analysis of concave slopes in plan view." *J. Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(6), 658-671.

Anhang

Im nachfolgenden befinden sich in Anhang 1 Bodenkennwerte, Kornverteilungs- und Vorkonsolidierungskurve des Versuchsbodens "Kaolin", in Anhang 2 Flußdiagramme der Berechnungsverfahren.

Anhang 1

Bei den zu diesem Forschungsvorhaben durchgeführten Zentrifugen-Modellversuchen wurde ein künstlich aufbereitetes Material -"Kaolin"-(2096 C) als bindiger Boden verwendet. Außer den in Tabelle 3-2 und gegebenen Daten erhält Tabelle A1-1 die anderen wichtigsten Bodenkennwerte (weitere siehe THAHER, 1991 und JESSBERGER, 1992).

Feuchtwichte γ	18,6 kN/m ³
Wassergehalt w	36 %
Konsistenzzahl I_c	0,51
Trockenwichte γ_d	13,7 kN/m ³
Porenanteil n	49 %
Sättigungszahl S_r	0,99
Porenzahl e	0,98
Schlämmkorn < 0,002 mm	60 %
Schlämmkorn < 0,06 mm	100 %

Tabelle A1-1: Bodenkennwerte des Versuchsmaterials-"Kaolin"

In Abb.A1-1 wird die Kornverteilungskurve des Kaolins dargestellt.

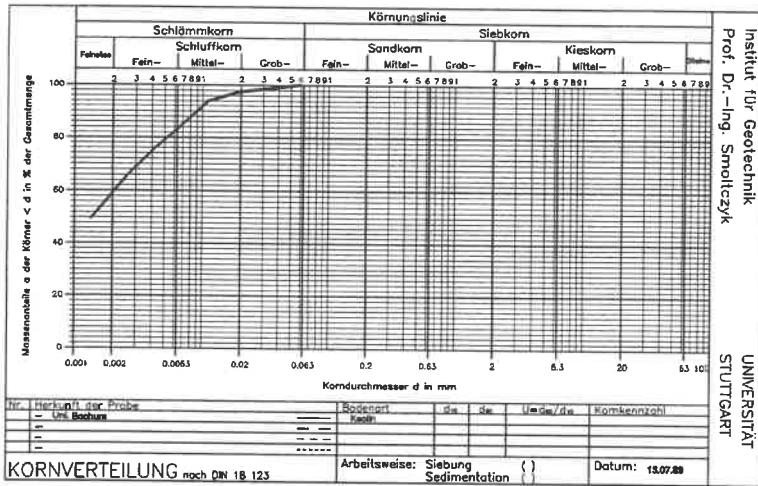


Abb.A1-1: Kornverteilungskurve des Kaolins

Wie in Kapitel 3.6 geschrieben, wurde der aufgeschlämmte Kaolin mit Hilfe einer hydraulischen Presse bei zweiseitiger Entwässerung stufenweise im Versuchsbehälter vorkonsolidiert. Die Belastungen erfolgten in vier Stufen, und zwar Stufe 1: $0 \rightarrow 50 \text{ kN/m}^2$, Stufe 2: $50 \rightarrow 100 \text{ kN/m}^2$, Stufe 3: $100 \rightarrow 300 \text{ kN/m}^2$ und Stufe 4: $300 \rightarrow 676 \text{ kN/m}^2$. Die letzte Stufe erreichte die max. Kapazität der hydraulischen Presse. Wegen der Beschränkung der Vorkonsolidierungszeit konnte nur der letzte Vorkonsolidierungsvorgang, der für das endgültige Verhalten des Versuchsbodens maßgebend war, zu Ende gebracht werden. Die ersten drei Stufen mußten also rechtzeitig abgebrochen werden, bevor dann die nächste Belastungsstufe eingesetzt wurde.

In Abb.A1-2 und A1-3 sind die Vorkonsolidierungskurven der letzteren zwei Belastungsstufen beim Versuch SB9/SB10 dargestellt. Man sieht, daß bei der Stufe 3 und 4 der Konsolidierungsgrad 80–90% bzw. 100% erreicht war.

Der nach Abb.A1-3 umgerechnete Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k bei der letzten Stufe beträgt $3,13 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$.

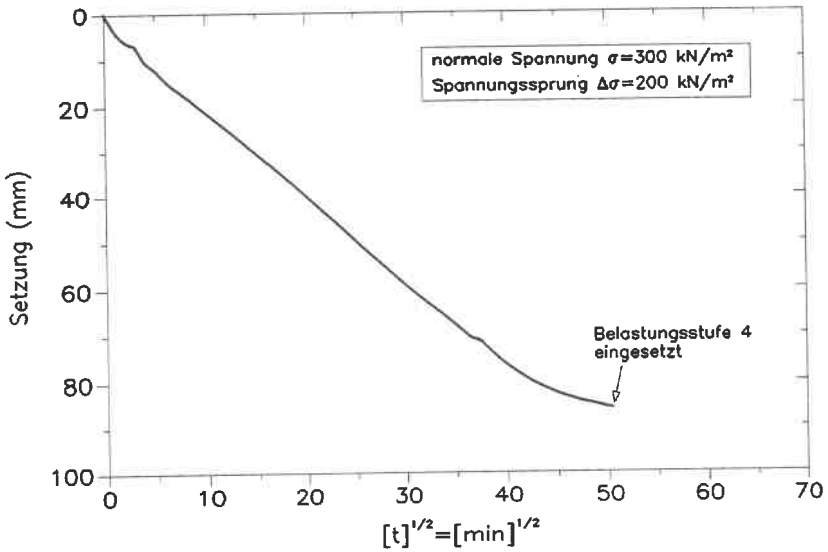


Abb.A1-2: Zeit-Setzungsverlauf der Belastungsstufe 3

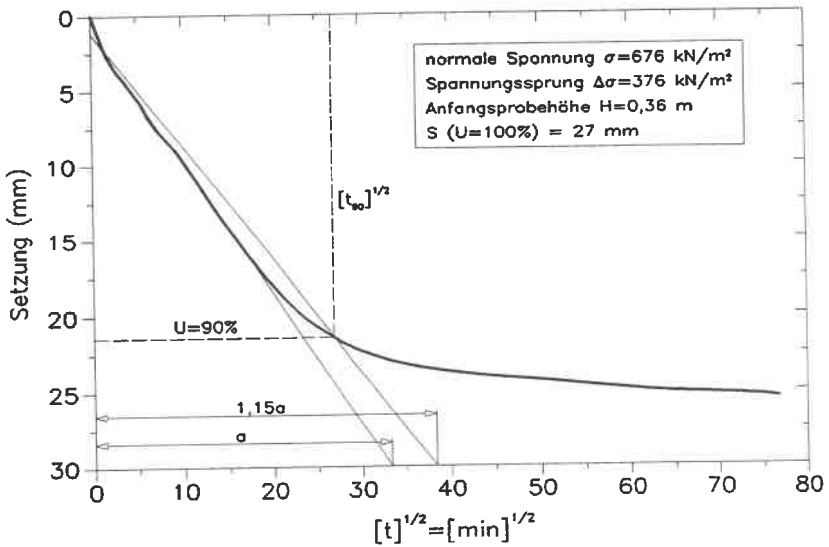


Abb.A1-3: Zeit-Setzungsverlauf der Belastungsstufe 4

Wie im Kapitel 3 und 4 gezeigt, war die Nachkonsolidierung in der Zentrifuge jedoch kurzzeitig und ungenügend. Der umgerechnete Konsolidierungsgrad, der unter der Belastung aus Bodeneigengewicht bei der max. erreichten 100-fachen Erdbeschleunigung eintrat, war nur ca. 0,15, wobei der max. Sohldruck des Modellbodens 520 kN/m^2 erreichte. Somit war der Boden bei diesem Spannungszustand überkonsolidiert. Bei weiter gestiegenen Erdbeschleunigungen wurde der untere Teil des Modellbodens normal Konsolidiert. Der Bereich, in dem der Bruch der Modellböschung eintrat, blieb immer überkonsolidiert. Aber wegen zu kürzerer Belastungszeit ist der Einfluß dieser Überkonsolidierung auf die Bodeneigenschaft gering.

Anhang 2

Hier werden die Flußdiagramme für das *3D*-Verfahren, die *3DS*-Verfahren der Böschungen mit "stehenden" und "schwebenden" Stützscheiben in Abb. A2-1, A2-2 bzw. A2-3 angegeben.

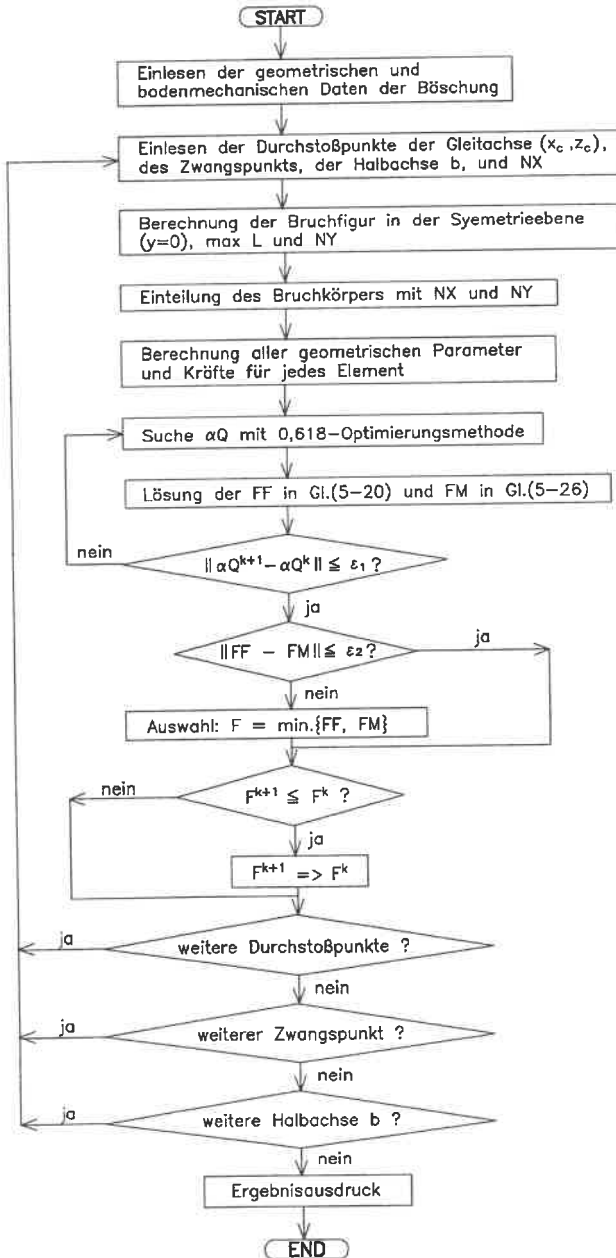


Abb.A2-1: Flußdiagramm des 3D-Verfahren

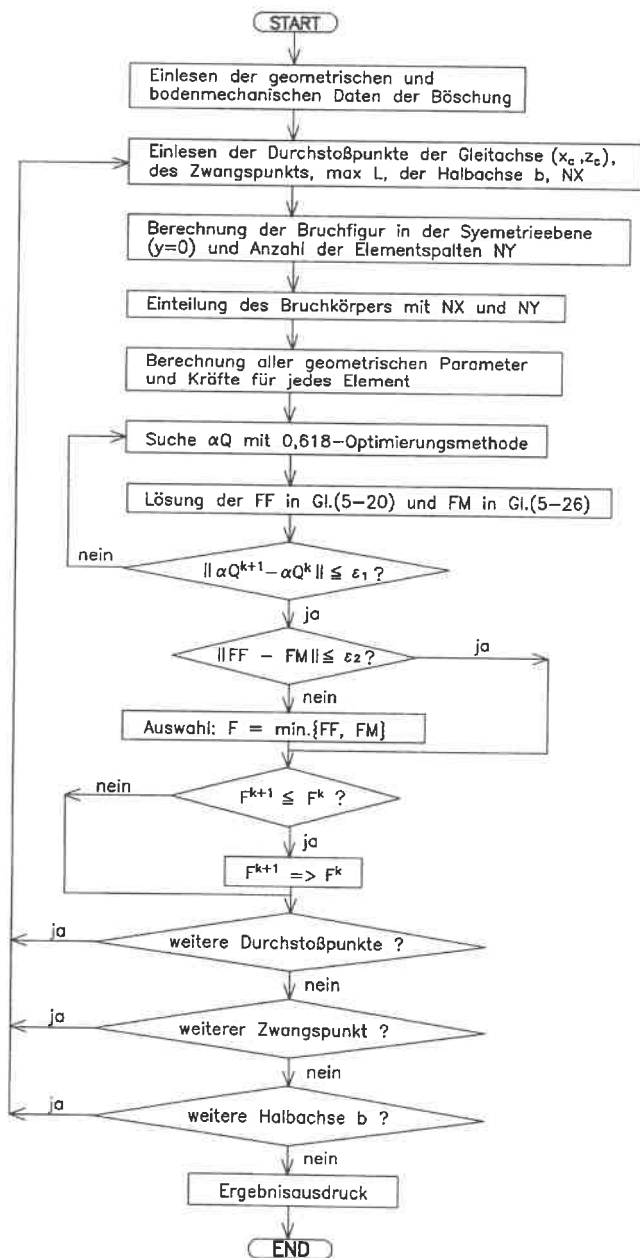


Abb.A2-2: Flußdiagramm des 3DS-Verfahrens der Böschungen mit "stehenden" Stützscheiben

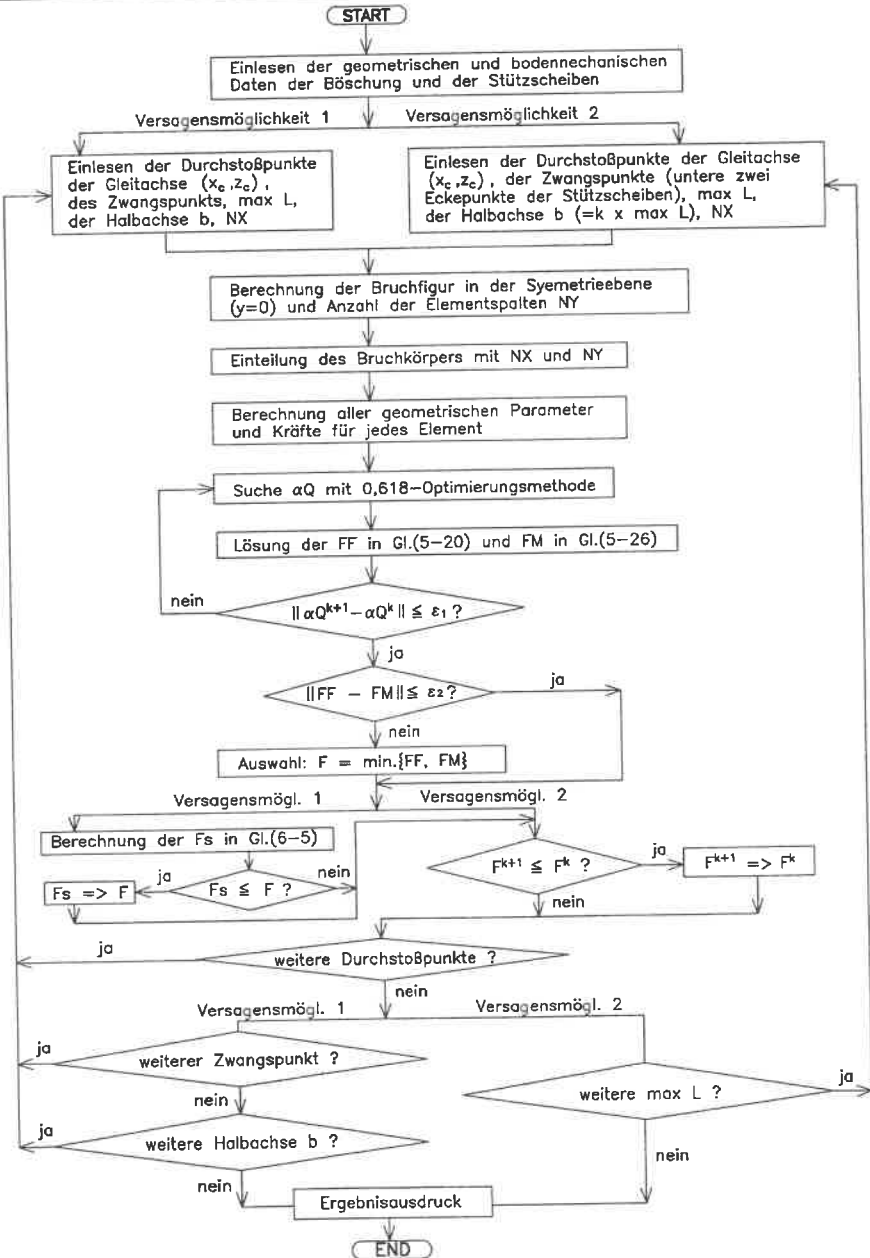


Abb.A2-3: Flußdiagramm des 3DS-Verfahrens der Böschungen mit "schwebenden" Stützscheiben

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. U. Smoltczyk

- | | | | | |
|-------|---|--------|--|-------------------|
| Nr. 1 | Thamm, B.R. | (1974) | Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones | DM 10,-- |
| Nr. 2 | Gußmann, P. | (1975) | Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch | DM 5,-- |
| Nr. 3 | Feeser, V. | (1975) | Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß | DM 10,-- |
| Nr. 4 | Du Thinh, K. | (1976) | Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation | vergriffen |
| Nr. 5 | Smoltczyk, U./
Pertschi, O./
Hilmer, K. | (1976) | Messungen an Schleusen in der UdSSR. Schleusennorm der UdSSR (SN 303-65) | vergriffen |
| Nr. 6 | Hilmer, K. | (1976) | Erddruck auf Schleusenkammerwände | DM 18,-- |
| Nr. 7 | Laumans, Q. | (1977) | Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens | DM 18,-- |
| Nr. 8 | Lächler, W. | (1977) | Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse | DM 15,-- |

- | | | | | |
|--------|--------------------------------|--------|--|----------|
| Nr. 9 | Spotka, H. | (1977) | Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand | DM 15,-- |
| Nr. 10 | Schad, H. | (1979) | Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben | DM 20,-- |
| Nr. 11 | Ulrich, G. | (1980) | Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden | |
| | Gußmann, P. | (1980) | Zum Modellgesetz der Konsolidation | DM 20,-- |
| Nr. 12 | Salden, D. | (1980) | Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten | DM 25,-- |
| Nr. 13 | Seeger, H. | (1980) | Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch | DM 25,-- |
| Nr. 14 | Schmidt, H.H. | (1981) | Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund | DM 25,-- |
| Nr. 15 | Smolczyk, U.
Schweikert, O. | (1981) | Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen | DM 12,-- |
| Nr. 16 | Malcharek, K.
Smolczyk, U. | (1981) | Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten | DM 15,-- |

Nr. 17	Gruhle, H.-D.	(1981)	Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes	DM 30,--
Nr. 18	Kobler, W.	(1982)	Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen	DM 25,--
Nr. 19	Lutz, W.	(1983)	Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten	DM 25,--
Nr. 20	Smolczyk, U.	(1983)	Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau"; überarbeitete Ausgabe (1990)	DM 40,--
Nr. 21	Schweikert, O.	(1984)	Der Einfluß des Böschungswinkels β auf die Berechnung des aktiven Erd-drucks	DM 20,--
Nr. 22	Vogt, N.	(1984)	Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand	vergriffen
Nr. 23	Buchmaier, R.	(1985)	Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten	DM 25,--
Nr. 24	Schad, H.	(1985)	Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben	
	Smolczyk, U./ Schad, H./ Zoller, P.		Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung	DM 35,--
Nr. 25	Gußmann, P.	(1985)	Die Methode der Kinematischen Elemente	DM 20,--

- | | | | | |
|--------|---|--------|---|----------|
| Nr. 26 | Steinmann, B. | (1985) | Zum Verhalten bindiger Böden bei
monotoner einaxialer Beanspruchung | DM 25,-- |
| Nr. 27 | Lee, S.D. | (1987) | Untersuchungen zur Standsicherheit
von Schlitzten im Sand neben Einzel-
fundamenten | DM 25,-- |
| Nr. 28 | Kolb, H. | (1988) | Ermittlung der Sohlreibung von
Gründungskörpern unter horizon-
talem kinematischen Zwang | DM 25,-- |
| Nr. 29 | Ochmann, H. | (1988) | Ebene Grenzzustände von Erd-
böschungen im stochastischen
Sicherheitskonzept | DM 25,-- |
| Nr. 30 | Breinlinger, F. | (1989) | Bodenmechanische Stoffgleichungen
bei großen Deformationen sowie Be-
und Entlastungsvorgängen | DM 30,-- |
| Nr. 31 | Smolczyk, U./
Breinlinger, F./
Schad, H./
Wittlinger, M. | (1989) | Beitrag zur Bemessung von Tunneln
in offener Bauweise | DM 25,-- |
| Nr. 32 | Gußmann, P./
Schanz, T./
Smolczyk, U./
Willand, E. | (1990) | Beiträge zur Anwendung der KEM
(Erddruck, Grundbruch, Stand-
sicherheit von Böschungen) | DM 30,-- |
| Nr. 33 | Gruhle, H.-D. | (1990) | Der räumliche Erdwiderstand vor
überwiegend horizontal belasteten
Ankerplatten | DM 30,-- |
| Nr. 34 | Henne, J. | (1994) | Zur Bewehrung von verformten
Bodenschichten durch Einsatz
zugfester Geokunststoffe | |

in Vorbereitung

- | | | | | |
|--------|----------------|--------|---|----------|
| Nr. 35 | Wittlinger, M. | (1994) | Ebene Verformungsuntersuchungen
zur Weckung des Erdwiderstandes
bindiger Böden | DM 30,-- |
| Nr. 36 | Schad, H. | (1992) | Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges
Materialverhalten in der Geotechnik -
Experimentelle Erfassung und numerische
Analyse | DM 30,-- |
| Nr. 37 | Belz, I. | (1992) | Zur Ermittlung dynamischer Bodenkenn-
werte in situ aus der Systemantwort des
Erregers | DM 30,-- |
| Nr. 38 | Ma, J. | (1994) | Untersuchungen zur Standsicherheit
der durch Stützscheiben stabilisierten
Böschungen | DM 30,-- |

Weitere Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und seiner Mitarbeiter

- [1] Smolczyk, U. (1971) Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau".
s.a. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik
Stuttgart (überarbeitete Ausgaben 1983, 1988)
- [2] Smolczyk, U. (1972) Über die kritische Höhe elastisch gebetteter
Türme.
Der Bauingenieur 47, S. 59-60.
- [3] Smolczyk, U. (1972) Bodenmechanik zwischen Naturwissenschaft
und Technik.
Der Bauingenieur 47, S. 73-80.
- [4] Smolczyk, U. (1972) Der Zugwiderstand von Pfählen.
Der Bauingenieur 47, S. 144-145.
- [5] Smolczyk, U. (1972) Keupermechanik.
Votr. Baugrundtagung, Stuttgart, S. 407-419.
- [6] Smolczyk, U./
Gußmann, P. (1972) Zum Stellenwert der theoretischen
Bodenmechanik.
Votr. Baugrundtagung, Stuttgart, S. 551-579.
- [7] Gußmann, P. (1973) Ausgleichsvorgänge eindimensionaler
Strömungen bei beliebiger Anfangsbedingung
unter besonderer Berücksichtigung der Kon-
solidation einseitig drainierter Tonschichten.
Die Bautechnik 50, S. 20-25.
- [8] Thamm, B.R. (1973) Die "Cam-Clay"-Theorie und das "Critical-
State"-Konzept.
Der Bauingenieur 48, S. 311-314.
- [9] Gußmann, P./
Spotka, H. (1973) Eindimensionale Konsolidation mehrschich-
tiger Tonböden.
Die Bautechnik 50, S. 265-272.
- [10] Thamm, B.R. (1973) Anwendung der Finite-Element-Methode zur
Berechnung von Spannungen in wassergesät-
tigten Böden.
Der Bauingenieur 48, S. 370-374.

- [11] Gußmann, P. (1974) Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 61-73.
- [12] 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.
- [13] Gußmann, P./Spotka, H. (1974) One-dimensional consolidation of multi-layered clays. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 91-102.
- [14] Gußmann, P./Thamm, B.R. (1974) Two-dimensional consolidation of triaxial test specimen. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 103-117.
- [15] Schad, H. (1974) Stresses in concrete caisson bells. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 118-121.
- [16] Smolczyk, U. (1974) Improved technique for foundations on slopes. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 122-129.
- [17] Smolczyk, 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.
- [18] Smolczyk, 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 11 bis 18 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.

- [19] Smolczyk, U. (1975) Die Anwendung der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis. CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe.

- [20] Gußmann, P./
Thamm, B.R. (1974) Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer
Versuchsproben.
Der Bauingenieur 49, S. 293-298.
- [21] Gußmann, P. (1974) Über den Einfluß unterschiedlicher Wasser-
druckansätze auf die Standsicherheit von
durchströmten Böschungen.
Der Bauingenieur 49, S. 298-301.
- [22] Smolczyk, U./
Gußmann, P./
Schulz, H. (1974) DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und
Berechnungsbeispiele.
20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln.
- [23] Laumans, Q. (1975) Die Anwendung der Methode finiter Elemente
auf Flächengründungen.
Technische Akademie Wuppertal, Heft 14.
- [24] Smolczyk, U. (1975) Graving Dock Foundation on Deep Fill.
Proc. 1st Baltic Conf. SMFE, Gdansk,
Vol. III, S. 213-222.
- [25] Smolczyk, U./
Du Thinh (1975) Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitte-
rungsböden.
Fortschritts-Berichte VDI-Z., Reihe 4, Nr. 25,
70 S.
- [26] Smolczyk, U. (1975) Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren.
in: Festschrift Lorenz, TU Berlin, S. 203-218.
- [27] Smolczyk, U. (1975) Wie kann man Baugruben verbilligen?
Der Architekt 2, S. 94-103.
- [28] Smolczyk, U. (1975) Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten
Tonstein.
Veröff. Inst. Felsmech. Bodenmech. Univer-
sität Karlsruhe 63, S. 21-50.
- [29] Smolczyk, U. (1976) Pfahlgründung eines Eisenbahndammes.
Proc. 6th Europ. Conf. SMFE, Wien,
Vol. 1.2, S. 561-566.
- [30] Smolczyk, U./
Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusenkamerwände.
Votr. Baugrundtagung, Nürnberg, S. 245-265.
- [31] Smolczyk, U. (1976) Bau eines Großdocks; Baugrundverbesserung
in tiefem Wasser.
Votr. Baugrundtagung, Nürnberg, S. 575-592.

- [32] Laumans, Q./
Schad, H. (1976) Calculation of Raft Foundations on Clayey Silts.
Proc. 2nd Int. Conf. Num. Meth. in Geomechanics, Blacksburg, Vol. 1, S. 475-488.
- [33] Smolczyk, U./
Hilmer, K./
Franke, E./
Schuppener, B. (1977) Earth Pressure Variations Due to Temperature Change.
Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, S. 225-233.
- [34] Smolczyk, U./
Seeger, H. (1977) Lateral Deformation Testing in Keuper Marl Boreholes.
Int. Symp. The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Vol. 1, S.443-447.
- [35] Smolczyk, U. (1978) Wagnis Baugrund.
Deutsche Architekten- u. Ingenieurzeitschrift 8/9, S. 12-16.
- [36] Schad, H. (1978) Die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze bei der numerischen Analyse von Grundbaufgaben.
Votr. Baugrundtagung, Berlin, S. 141-161.
- [37] Schulz, H./
Smolczyk, U. (1978) Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen.
Votr. Baugrundtagung, Berlin, S. 275-296.
- [38] Smolczyk, U. (1978) DFG-Schwerpunktprogramm Bodenmechanik.
Geotechnik 1, S. 29-42.
- [39] Gußmann, P. (1978) Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften.
Geotechnik 1, S. 68-74.
- [40] Hilmer, K./
Vogt, N. (1978) Der Einfluß der Temperatur auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden.
Geotechnik 1, S. 75-84.
- [41] 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.

- [42] Schmidt, H.H. (1978) Erprobung von Versiegelungen fein- und gemischtkörniger Böden auf bituminöser Basis unter Verwendung von Handelsprodukten. Forschungsbericht F.A. Nr. 5.034 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr.
- [43] Gußmann, P. (1979) Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus unterschiedlich drainierten Zeitsetzungsversuchen. Geotechnik 2, S. 148-154.
- [44] Smoltczyk, U. (1979) Bestimmung der Baugrundfestigkeit mit der Seitendrucksonde. Vortragsband zum Pfahlsymposium, München 1977, S. 77-80.
- [45] 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.
- [46] Smoltczyk, U. (1979) Zur Berechnung von Bodenreaktionskräften. Berichte Bundesvereinigung Prüflingenieur Baustatik, Arbeitstagung 4, S. 23-51.
- [47] Smoltczyk, U./ Vogt, N./ Hilmer, K. (1979) Lateral Earth Pressure Due to Surcharge. Proc. 7th ECSMF, Brighton, Vol. 2, S. 131-140.
- [48] Smoltczyk, U. (1979) Influence of foundation depth on raft analyses. Proc. 3rd Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, Vol. 4, S. 1503-1512.
- [49] Smoltczyk, U. (1979) Dammschüttung in Baggerseen beim Bau der Schnellbahnstrecke Mannheim-Stuttgart. 2. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, Fellbach, S. 113-119.
- [50] Smoltczyk, U./ Gartung, E. (1979) Geotechnical Properties of a Soft Keuper Sandstone. Proc. 4th Int. Congr. Rock Mechanics, Montreux, S. 639-644.
- [51] Smoltczyk, U./ Schmidt, H.H. (1979) Forschungsergebnisse von Erddruckuntersuchungen an Modellwänden. Tagung der Arbeitsgruppe Untergrund der Forschungsges. f. d. Straßenwesen, Koblenz.

- [52] Smolczyk, U. (1980) Internationale Vereinbarungen; Klassifizierung des Fachschrifttums und Symbole. Baugrundgutachten. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.1, 1.2, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [53] Gußmann, P./Schad, H. (1980) Numerische Verfahren in der Bodenmechanik. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.7, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [54] Smolczyk, U./Gußmann, P. (1980) Berechnung von Zeitsetzungen. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.10, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [55] Smolczyk, U. (1980) Untersuchung von Gründungsschäden unter Hinzuziehung von mineralogischen Untersuchungen. VDI-Seminar "Erkenntnisse aus Schäden im Tiefbau".
- [56] Smolczyk, U. (1980) Erfahrungen mit der Stuttgarter Seitendrucksonde. III. Int. Symp. DDR-Komitee Bodenmechanik Grundbau Dresden, S. 22-28.
- [57] Smolczyk, U. (1980) Beitrag zu den Thesen zu Problemen der lastbedingten Baugrundverformungen. III. Int. Symp. DDR-Komitee Bodenmechanik Grundbau Dresden, S. 58-61.
- [58] Buchmaier, R./Smolczyk, U./Schad, H. (1980) Einfluß einer Mudde-Linse auf die Verschiebungen einer hinterfüllten Uferwand. Proc. 6th Donaeurop. CSMFE, Varna, Vol. 1a, S. 65-74.
- [59] Malcharek, K. (1981) Unterwasser-Sprengverdichtung - Polnische Praxis. Geotechnik 3, S. 190-192.
- [60] Smolczyk, U./Malcharek, K. (1981) Lebendverbau von Steilböschungen. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 23, S. 396-400.
- [61] Smolczyk, U. (1981) Saving cities and old buildings. State-of-the-art Report, 10th ICSMFE, Stockholm, Vol. 4, S. 441-465.

- [62] Gußmann, P./ Lutz, W. (1981) Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser. Geotechnik 4, S. 70-81.
- [63] Kunz, B. (1981) Methodenbank im Grundbau (MIG). Schlußbericht S-SMO/103 des Instituts für Geotechnik Stuttgart, CAD-Projekt Kernforschungszentrum Karlsruhe.
- [64] Salden, D. (1981) Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten. Geotechnik 4, S. 137-144.
- [65] Melzer, K.-J./ Smolczyk, U. (1982) Dynamic penetration testing. State-of-the-art Report, Proc. 2nd ESOPT, Amsterdam, Vol. 1, S. 191-202.
- [66] Smolczyk, U./ Malcharek, K. (1982) Living Sheets on Steep Slopes. Proc. 2nd Int. Conf. Geotextiles, Las Vegas, Vol. 1, S. 253-257.
- [67] Steinmann, B. (1982) Consolidation testing of Opalinuston with different types of drainage. Proc. Int. Symp. Num. Models Geomechanics, Zürich, S. 280-285.
- [68] Smolczyk, U. (1982) Use of non-linear constitutive soil models in engineering practice. Some personal experiences. Proc. Int. Symp. Num. Models Geomechanics, Zürich, S. 535-548.
- [69] Vogt, N. (1982) Large scale model tests with partial mobilization of the passive earth pressure and cyclic movements of the wall. Proc. IUTAM Conf. Deformation Failure Granular Materials, Delft, S. 643-652.
- [70] Smolczyk, U. (1982) Verkantung von Brückenpfeilern infolge Baugrund-Elastizität. Proc. 10. Geotechn. Konferenz, Brünn, CSSR, S. 408-415.
- [71] Smolczyk, U./ Netzel, D. (1982) Flachgründungen. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.1, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.

- [72] Smolczyk, U. (1982) Unterfangungen und Unterfahrungen. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.3, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [73] Smolczyk, U./ Hilmer, K. (1982) Baugrundverbesserung. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.5, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [74] Schenck, W./ Smolczyk, U./ Lächler, W. (1982) Pfahlroste, Berechnung und Konstruktion. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.12, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [75] Schenck, W./ Smolczyk, U. (1982) Gründungen im offenen Wasser. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.17, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [76] Gußmann, P. (1982) Kinematical Elements for Soil and Rocks. Proc. 4th Conf. Num. Meth. Geomechanics, Edmonton, Canada, Vol. 1, S. 47-52.
- [77] Gußmann, P. (1982) Application of the Kinematical Element Method to Collapse Problems of Earth Structures. Proc. IUTAM Symp. Deformation and Failure of Granular Materials, Delft, S. 545-550.
- [78] Smolczyk, U. (1983) Deep Compaction. General Report: 8th ECSMFE, Helsinki, Vol. 3, S. 1105-1116.
- [79] Smolczyk, U. (1983) Axiale Pfahl-Probebelastung: Empfehlungen für die Durchführung. Geotechnik 6, S. 174-195.
- [80] Gußmann, P. (1983) Stabilität von suspensionsgestützten Schlitzten unter statischen Lasten. Proc. 7th Donaueurop. CSMFE, Kishinev, UdSSR, Vol. III, S. 55-60.
- [81] Smolczyk, U./ Malcharek, K. (1984) Naturgerechte Sicherung von Steilböschungen. Geotechnik 7, S. 117-129.
- [82] Smolczyk, U. (1984) Wie sicher müssen Altbauten sein? Geotechnik 7, S. 174-181.
- [83] Smolczyk, U. (1984) Zur Berechnung der rückverhängten Erdwand. Geotechnik 7, S. 214.

- [84] Smolczyk, U. (1984) Neues Verfahren zur Sicherung von Steilböschungen mit Hilfe von Geotextilien. Proc. 23. Int. Chemiefasertagung, Dornbirn, S. 551-569.
- [85] Gußmann, P./ Ochmann, H. (1985) Probabilistic Theory and Kinematical Element Method. Proc. 11th ICSMF, San Francisco, U.S.A., Vol. 2, S. 825-829.
- [86] Smolczyk, U./ Salden, D./ Majchrzyk, K. (1985) Determination of the Shear Strength of Partially Decomposed Mudstone. Proc. 11th ICSMF, San Francisco, U.S.A., Vol. 2, S. 1055-1059.
- [87] Smolczyk, U./ Malcharek, K. (1985) Slope protection by membrane structures. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 2, S. 323-336.
- [88] Smolczyk, U. (1985) Axial Pile Loading Test - Part 1: Static Loading. Geotechnical Testing Journal, Vol. 8, S. 79-90.
- [89] 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.
- [90] Smolczyk, U. (1985) Neue Erfahrungen mit der Seitendrucksonde. Geotechnik 8, S. 109-114.
- [91] Smolczyk, U. (1985) Vor 100 Jahren: Reynolds beschreibt die Dilatanz. Geotechnik 8, S. 208-209.
- [92] Gußmann, P. (1986) Kinematical Element Method for 3D-Problems in Geomechanics. Proc. ECONMIG 86, Stuttgart, Vol. 2.
- [93] Smolczyk, U./ Schad, H. (1986) Steigerung der Arbeitssicherheit und Umweltfreundlichkeit bei der Böschungssicherung. Die Bautechnik 63, S. 289-294.
- [94] Smolczyk, U. (1986) Zur Bewehrung des Bodens mit Geotextilien und Drahtgeweben. Proc. 14. Geotechn. Konferenz, Brünn, CSSR, S. 118-125.

- [95] Baumann, J./ Ochmann, H. (1986) Erdstatische Sicherheitsbewertung von Erd-dämmen an Speicherbecken. Vortr. Baugrundtagung, Nürnberg, S. 261-273.
- [96] Breinlinger, F. (1987) The finite element method as design aid for tunnels built in open cuts. Review 1st Young Geotechn. Engrs. Conf. YGEC '87, Copenhagen, Denmark, S. 1-9.
- [97] Gußmann, P. (1987) Kinematical Element Method in Soil Mechanics. Proc. NUMEG 87, Vysoke Tatry, CSSR, Vol. 1, S. 116-128.
- [98] Gußmann, P. (1987) Böschungsgleichgewicht im Lockergestein. Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 3.2, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [99] Smolczyk, U. (1987) Stützmauern. Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 3.7, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [100] Smolczyk, U. (1987) Underpinning, Part 54 in: Ground Engineers Reference Book. Butterworths, London.
- [101] Smolczyk, U. (1987) Zum Einfluß der Einbindetiefe auf den rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit von Einzelfundamenten. Geotechnik 10, S. 153-155.
- [102] Schad, H./ Breinlinger, F. (1988) Experiences with the analysis of geotechnical problems solved by the FEM using different equation solvers on several computers. Proc. 6th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Vol. 1, S. 183-187.
- [103] Gußmann, P. (1988) KEM in Geomechanics. Proc. 6th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Vol. 2, S. 823-828.
- [104] Smolczyk, U. Sadgorski, W. (1988) 10 Jahre 'Geotechnik'. Geotechnik 11, S. 124-132.
- [105] Smolczyk, U. (1988) Quo vadis, DIN 1054 ? Geotechnik 11, S. 215-221.

- [106] Gußmann, P. (1989) Praktische Berechnungen mit KEM. in: Berichte zum Schlußkolloquium des DFG-Schwerpunktprogramms "Nichtlineare Berechnungen im Konstruktiven Ingenieurbau". Springer-Verlag, S. 605-626.
- [107] Gußmann, P. (1989) Application of the KEM to different limit load problems. European Mechanics Colloquium/248: "Non Linear Soil-Structure Interaction". Grenoble, S. 86-89.
- [108] Henne, J. (1989) Versuchsgerät zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit von bindigen Böden. Geotechnik 12, S. 96-99.
- [109] Salden, D. (1989) Bestimmung der Scherfestigkeit künstlich verdichteter Schüttungen aus Ton- und Schluffsteinen. 7. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, Bensheim, S. 99-106.
- [110] Smolczyk, U./ Kolb, H. (1989) Analysis of ground friction mobilized by raft prestressing. Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1, S. 723-726.
- [111] Gußmann, P./ Schanz, T. (1989) KEM-Nachweise im Grundbau. Geotechnik 12, S. 127-133, sowie Mitteilungen des IGS, Heft 32, Teil 2.
- [112] Smolczyk, U. (1989) Einfluß des Bauverfahrens auf den Erkundungsumfang bei Tiefgründungen. Proc. 17. Geotechn. Konferenz, Brünn, CSSR, S. 8-13.
- [113] Gußmann, P. (1989) Vergleich von Böschungsbruch und Grundbruch unter Einbeziehung der KEM. Vortrag Ohde-Kolloquium, TU Dresden, S. 41-64.
- [114] Smolczyk, U./ Schad, H. (1990) Zur Diskussion der Teilsicherheitsbeiwerte für den Grundbruchnachweis. Geotechnik 13, S. 41-43.
- [115] Smolczyk, U. (1990) European Geotechnics in the Nineties. ISSMFE News, Vol. 17, No. 2, March 1990.

- [116] Smolczyk, U. (1990) Internationale Vereinbarungen; Baugrundgutachten. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.1, 1.2, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [117] Gußmann, P. (1990) Berechnung von Zeitsetzungen. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.9, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [118] Gußmann, P./Schad, H. (1990) Numerische Verfahren. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.11, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [119] Smolczyk, U. (1990) Die DGEG in den neunziger Jahren. Geotechnik 13, S. 121-122.
- [120] Breinlinger, F./Schad, H. (1990) Extension of an elastoplastic double hardening model to viscoplasticity within the frame of finite strains. Proc. 2nd Europ. Spec. Conf. on Num. Meth. in Geotechnical Engineering, Santander, S. 71-82.
- [121] Gußmann, P./Lee, S.D. (1990) 3D - Bearing capacity of pad foundations next to slurry trenches. Proc. 2nd Europ. Spec. Conf. on Num. Meth. in Geotechnical Engineering, Santander, S. 599-609.
- [122] Smolczyk, U. (1990) Geotechnics - Research and Reality Proc. 9. Donaueurop. Konferenz, Budapest, S. 31-37.
- [123] Henne, J. (1990) Kriterien zur bodenmechanischen Bewertung der Basisabdichtung von Mülldeponien auf kompressiblem Untergrund. Proc. 9. Donaueurop. Konferenz, Budapest, S. 489-494.
- [124] Smolczyk, U./Henne, J. (1990) Versuchsgerät zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit und Grenzdehnung von bindigen Böden. 3. Intern. KfK/TNO Kongress über Altlasten, Karlsruhe, Band II, S. 1383-1384.
- [125] Schad, H./Breinlinger, F. (1991) Numerical analysis of visco-elastoplastic soil behaviour considering large deformations. Proc. 10th ECSMFE, Florenz, Italien, Vol. 1, S. 255-260.

- [126] Smoltczyk, U./ Henne, J. (1991) Criteria for evaluating geotextile-reinforced clay liners supporting wastes on compressible foundations - Summary of an ongoing study. Proc. 10th ECSMFE, Florenz, Italien, Vol. 2, S. 563-567.
- [127] Smoltczyk, U./ Wittlinger, M. (1991) Passive earth pressure of cohesive soils (mobilisation): Summary of an ongoing study. Proc. 10th ECSMFE, Florenz, Italien, Vol. 2, S. 749-752.
- [128] Smoltczyk, U./ Hilmer, K. (1991) Baugrundverbesserung. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.1, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [129] Smoltczyk, U. (1991) Unterfangungen und Unterfahrungen. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.3, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [130] Smoltczyk, U. (1991) Probleme der Harmonisierung der europäischen Baugrundnormen. Ohde-Kolloquium Berlin, Vorträge, S. 1-13.
- [131] Smoltczyk, U./ Schad, H./ Willand, E. (1991) Borehole-jack investigations in frozen ground of high strength. Proc. 7th Int. Congress on Rock Mechanics, Aachen, S. 615-618.
- [132] Smoltczyk, U. (1991) Einsatzmöglichkeiten der FEM in der Grundbaupraxis. Finite Elemente, Anwendungen in der Baupraxis, S. 35-45, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [133] Smoltczyk, U. (1992) Sicherung und Sicherheit von Hängen und Böschungen. Wechselwirkungen: Jahrbuch 1991 der Universität Stuttgart.
- [134] Smoltczyk, U. (1992) Chances and Limits of FEM. Civil Engineering European Course, Computational Geotechnics, Delft.
- [135] Gußmann, P. (1992) Safety analysis and computation of safety factors. Civil Engineering European Course, Computational Geotechnics, Delft.
- [136] Gußmann, P./ Brinkgreve, R.B.J. (1992) Slope stability problems. Civil Engineering European Course, Computational Geotechnics, Delft.

- [137] Smolczyk, U./ Henne, J. (1992) Kriterien zur bodenmechanischen Bewertung der Basisabdichtung von Mülldeponien auf kompressiblem Untergrund. Abschlußbericht zu Projekt Wasser-Abfall-Boden, PD87.057, Kernforschungszentrum Karlsruhe, PWAB-Bericht 11, März 1992, 123 Seiten.
- [138] Stolle, D.F./ Schad, H. (1992) An update reference configuration formulation for large-deformation problems. Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 16, S. 295-306.
- [139] Smolczyk, U./ Netzel, D. (1992) Flachgründungen. Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 1, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [140] Lächler, W./ Mangold, K./ Schad, H. (1992) Deformation and seepage analysis in a waste deposit by FEM. 2nd Czechoslovak Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Prag.
- [141] Schad, H. (1992) Numerical analysis of multi-storey buildings founded on Frankfurt-Clay. Invited lecture for 2nd Czechoslovak Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Prag.
- [142] Smolczyk, U./ Ma, J./ Thaher, M. (1992) Untersuchung von Böschungs-Stützscheiben durch Zentrifugen-Modellversuche. Votr. Baugrundtagung, Dresden, S. 407-416.
- [143] Gußmann, P. (1992) Die Methode der Kinematischen Elemente und adaptive Optimierung. Bauingenieur 67, S. 409-417, Springer-Verlag.
- [144] Weber, K./ Gußmann, P. (1992) Vergleichende Untersuchungen zu Bruchzuständen in Böden nach den Verfahren der FEM und KEM. Bautechnik 69, Heft 11, S. 625-631, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin.
- [145] Smolczyk, U. (1993) A FEM Case Study With Elasto-Plastic Soil Behaviour. Proc. IV. Russian Conference "Non-Linear Soil Mechanics", St. Petersburg, Vol. 3, S. 3-6.
- [146] Brinkmann, C. (1993) Großmaßstäbliche Versuche zur Dichtigkeit von Übergangskonstruktionen im Dammbau unter Berücksichtigung von Verformungen. Votr. Ohde-Kolloquium, Dresden.

- [147] Smolczyk, U. (1993) Bautechnik und Umweltschutz.
Bautechnik 70, Heft 5, S. 251.
- [148] Rilling, B./ Smolczyk, U. (1994) Ultimate Bearing Capacity Tests of Shallow Foundations on Compacted Cohesive Soils. Proc. 13th ICSMFE, New Delhi, India, Vol. 2, S. 563-566.
- [149] Gußmann, P. (1994) Numerische Nachweisverfahren. Seminar "Nachweis der Grenzzustände in der Geotechnik", Technische Akademie Esslingen.
- [150] Smolczyk, U. (1994) Experten und/oder (?) Expersensysteme in der Geotechnik. Bautechnik 71, Heft 3, S. 133.

