

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

Schriftenreihe  
Heft 12

**Bruchvorgänge in Folge  
der Isareintiefung südlich Münchens  
und die kritischen Höhen der Talhänge**

von  
Hans Jürgen Baumann

München 1988

---

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



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

Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich  
Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge

Hans Jürgen Baumann

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

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr. H. Blind

1. Prüfer: Univ.-Prof. Dr. R. Floss

2. Prüfer: Hon. Prof. Dr. H. Körner

Die Dissertation wurde am 20.01.1988 bei der Technischen  
Universität München eingereicht und durch die Fakultät für  
Bauingenieur- und Vermessungswesen am 12.07.1988 angenommen.

DISSERTATIONS- UND FOTODRUCK FRANK GmbH  
8000 München 2, Gabelsbergerstr. 15, Tel. 288663

## Vorwort

Im Isartal südlich von München werden seit 1970 Rutschmassen und ihre Umgebung mit Hilfe geodätischer, geologischer und bodenmechanischer Methoden beobachtet, aufgenommen und gedeutet. Diese Arbeiten sind Teil der vom Bayerischen Staatsministerium für Landesplanung und Umweltfragen geförderten und am Bayerischen Geologischen Landesamt durchgeführten Untersuchungen von Rutschungen in den Flußtäälern des Alpenvorlandes. Sie wurden zeitweise auch von der Deutschen Forschungsgemeinschaft im Rahmen des Schwerpunktprogrammes "Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgesteinen" unterstützt. Ziel dieser Forschungsarbeit war zunächst eine möglichst vollständige Beschreibung der Rutschvorgänge und der sie verursachenden Gegebenheiten, wobei das Verhalten der Rutschmassen bei und nach Neuanbrüchen im Mittelpunkt stand. Auf den dabei gewonnenen Erkenntnissen aufbauend entstand die vorliegende Arbeit als Dissertation. Sie befaßt sich mit der Entwicklung von Neuanbrüchen und der Standsicherheit bislang ungebrochener Hangpartien.

Bei den als Grundlage dienenden Untersuchungen, die Herr Professor Dr. Vidal als früherer Präsident des Bayerischen Geologischen Landesamtes ermöglichte und unterstützte, habe ich von vielen Seiten Hilfe erfahren:

Herr Dipl.-Ing. Hartel, Herr Dipl.-Ing. Kranzberger und ihre Mitarbeiter führten die bodenmechanischen Laborversuche sowie die Erkundungen und Messungen im Gelände mit großer Sorgfalt durch. Die Professoren der Fachhochschule München, Herr Dr.-Ing. Münzer und nach seinem frühen Tod Herr Dr.-Ing. Hillebrand übernahmen einen wesentlichen Teil der anspruchsvollen geodätischen Bewegungsmessungen. Herr Dipl.-Geol. Dr. Kröger, Herr Dipl.-Geol. Dr. Koschel und Herr Dipl.-Geol. Dr. Jerz beteiligten sich an den Gelände- und Bohrprofil-aufnahmen und gaben bei geologischen Fragestellungen wert-

volle Hinweise. Bei der Durchführung der FE-Berechnungen standen mir Herr Dipl.-Geol. Dr. Mielke und seine Mitarbeiter geduldig und verständnisvoll zur Seite.

Allen, die zum Gelingen dieser Arbeit beitrugen und nicht zuletzt Frau Koppelt, die sich der umfangreichen Schreibarbeiten annahm, sei vielmals gedankt.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Universitätsprofessor Dr.-Ing. Floss und seinen Mitarbeitern am Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München für die freundliche Aufnahme, für das mit wertvollen Anregungen verbundene Interesse an meiner Arbeit und deren bereitwillige Annahme als Dissertation. Herr Professor Dr.-Ing. Floss übernahm auch das Hauptreferat und ermöglichte die Veröffentlichung der Arbeit im Rahmen der Schriftenreihe des Lehrstuhles und Prüfamtes.

Seit meiner Tätigkeit am Bayerischen Geologischen Landesamt hat mich Herr Professor Dr.-Ing. Körner mit seinem Wissen und seiner Erfahrung in einer sehr menschlichen Weise begleitet und bei Bedarf auch geführt. Hierfür, für die kritischen und hilfreichen Hinweise bei der Abfassung meiner Arbeit und für die Übernahme des zweiten Referates danke ich ihm besonders herzlich.

Trotz der in vielfacher Weise erhaltenen Unterstützung hätte ich die vorliegende Arbeit ohne die Geduld und Opferbereitschaft meiner Familie nicht bewältigen können.

Hans Jürgen Baumann

I N H A L T	<u>Seite</u>
<u>1. Einführung</u>	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Zielsetzung	2
1.3 Vorgehensweise	3
<u>2. Bruchvorgang und Bruchmechanismus</u>	4
2.1 Einführung und Literaturbeispiele	4
2.2 Bruchvorgänge im Isartal	7
2.2.1 Bewegungsablauf der Neuanbrüche	7
2.2.2 Folgerungen für den Bruchkörperaufbau	8
2.2.3 Entstehung eines Neuanbruches	9
<u>3. Festigkeit des Tertiärs</u>	11
3.1 Einführung	11
3.1.1 Literaturbeispiele	11
3.1.2 MÜNchner Tertiär	15
3.1.3 Aufgabenstellung	17
3.2 Bewertung der Festigkeitsuntersuchungen	18
3.2.1 Grundlagen	18
3.2.2 Konsolidationszustand (NC-Linie)	22
3.2.3 Bruchzustand (NCF-Linie)	25
3.2.4 Fehlerquellen und Anwendungsgrenzen	30
3.2.5 Versuchsergebnisse und ihre Bewertung	32
3.2.6 Folgerungen	38
3.3 Scherfestigkeit bei natürlicher Gesteinsdichte	40
3.3.1 Zusätzliche Annahmen	41
3.3.2 Ableitung der Gleichungen	42
3.3.3 Anwendungsbeispiele	45
3.4 Einfluß von Trennflächen	47
3.4.1 Annahmen und Voraussetzungen	49
3.4.2 Vollraum mit Trennflächengefüge	51
3.4.2.1 Grundlagen	51
3.4.2.2 Ausgangsgleichungen	53
3.4.2.3 Auflösung des Gleichungssystems	55

	<u>Seite</u>
3.4.2.4 Mobilisierte Schubbeanspruchung	60
3.4.2.5 Berechnungsbeispiele	61
3.4.3 Kräfte in einer Schicht mit Trennflächengefüge	65
3.4.3.1 Grundlagen	65
3.4.3.2 Reaktionskräfte in Trenn- und Schnittflächen	66
3.4.3.3 Festigkeit einer Schicht mit Trennflächen	71
3.4.3.3.1 Vorgehen und Randbedingungen	72
3.4.3.3.2 Berechnungsgang	72
3.4.3.3.3 Berechnungsbeispiele	76
<u>4. Nachrechnung von Bruchvorgängen</u>	79
4.1 Vorbemerkungen und Annahmen	79
4.1.1 Beispiele aus der Literatur	79
4.1.2 Ziele eigener FE-Berechnungen	83
4.1.3 Verwendetes Rechenprogramm	85
4.1.4 Materialeigenschaften und Randbedingungen	87
4.2 Berechnungen	92
4.2.1 Versagen eines bisher ungebrochenen Talhanges	92
4.2.1.1 Eintiefung mit horizontaler Talsohle	92
4.2.1.1.1 Einfluß von Auftrieb und Vorbelastung auf das Bruchgeschehen	93
4.2.1.1.2 Auswirkung unterschiedlicher Verteilung von Tonmergel und Schotter bzw. Sand	96
4.2.1.1.3 Auswirkung verfestigter Schotterpartien	98
4.2.1.1.4 Auswirkung verminderter Steifigkeit des Tonmergels	100
4.2.1.1.5 Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse	102
4.2.1.2 Eintiefung mit geneigter Talsohle	104
4.2.1.2.1 Vergleichsrechnung für Schotter über Tonmergel	105
4.2.1.2.2 Einfluß von Schichten höherer Festigkeit in den Tonmergeln	106
4.2.1.2.3 Einfluß verfestigter Schotterpartien	108
4.2.1.2.4 Zusammenfassung und Folgerungen	109
4.2.2 Versagen eines bereits gebrochenen Talhanges	110
4.2.2.1 Vergleichsberechnung zu den Erosionsvorgängen in ungebrochenen Hängen	111
4.2.2.2 Versuch einer weiteren Annäherung an die Wirk- lichkeit	115

	<u>Seite</u>
4.2.2.2.1 Berechnung mit hochplastischen Tonmergeln	117
4.2.2.2.2 Berechnung mit Wechselfolge Tonmergel, Mergel, Sandmergel	121
4.2.2.3 Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse und Folgerungen	123
<u>5. Kritische Hanghöhe</u>	129
5.1 Ermittlung aus den Berechnungen	129
5.1.1 FE-Berechnungen	129
5.1.2 Berechnung einer weichen Schicht mit Trennflächen	130
5.1.3 Berechnung mit Starrkörpern	132
5.2 Ermittlung aus dem Bruchkörperaufbau	133
5.3 Bewertung der Ermittlungsmethoden	136
<u>6. Schlußbemerkungen</u>	139
<u>7. Literaturverzeichnis</u>	142
<u>8. Verzeichnis der Bilder</u>	148
<u>9. Bilder</u>	156



## 1. Einführung

### 1.1. Problemstellung

Im bayerischen Alpenvorland sind die tiefreichenden Tertiärsedimente gebietsweise von Moränen, Schottern und Seetonen des Quartärs bedeckt. Die vom nördlichen Alpenrand der Donau zustrebenden Gebirgsflüsse haben sich stellenweise tief in die Quartärablagerungen und auch in das darunter liegende Tertiär eingegraben. Dabei haben sich an übersteilten Talhängen immer wieder Abbrüche ereignet. Ausgedehnte Rutschmassen entlang der Flußläufe geben Zeugnis von diesen Vorgängen, die auch heute noch beobachtet werden, obwohl die Flußsohlen im allgemeinen durch flußbauliche Maßnahmen in ihrer Höhe weitgehend fixiert sind.

Bei Rutschereignissen überwiegen tiefreichende, grundbruchartige Vorgänge, die zunächst zu großscholligen Bruchkörpern führen und erst im weiteren Verlauf eine stärker zerlegte Rutschmasse bilden können. Die Ursache hierfür ist im Schichtenaufbau zu sehen. Während in den Deckschichten des Quartärs der Winkel der Gesamtscherfestigkeit auch in den Seetonen nur selten unter  $25^{\circ}$  abfällt, treten in den Wechselfolgen des Tertiärs immer wieder hochplastische und durch Trennflächen sowie Harnische geschwächte Tonmergel mit stark verminderten Scherfestigkeiten auf. Bei der Eintiefung der Täler sind deshalb steile Hangneigungen vorübergehend stabil. Mit fortschreitender Erosion und dabei abnehmender Seitenstützung der schwachen Tertiärpartien kommt es dann zu tiefgreifenden Brüchen.

Aber auch bei unterbundener Tiefenerosion können diese Bruchvorgänge in Gang gehalten werden, indem am Fuß des noch ungebrochenen Hanges lagernde Rutschmassen durch einen Neuanbruch in der Nachbarschaft so weit verschoben werden, bis auch hier eine kritische Höhe erreicht wird und ein Neuanbruch eintritt. Derartige Vorgänge werden im Isartal seit Herbst 1970 genauer verfolgt. Davon betroffen sind Verkehrswege und Rohrleitungen, die das Isartal queren, Wasserkraftanlagen und die dazugehörigen Kanalabschnitte sowie die Bebauung auf den Hochufeln. Diese Einrichtungen werden von wiederauflebenden Bewegungen in bereits vorhandenen Rutschmassen

und auch von unvermutet auftretenden Neuanbrüchen gefährdet. Letztere sind Gegenstand der nachfolgend beschriebenen Beobachtungen und Untersuchungen. Diese beschränken sich auf Talabschnitte, in welchen die weitgehend horizontale Schichtfolge des ungefalteten Tertiärs mit dicht gelagerten Sanden und Sandmergeln, festen und auch mineralisch verfestigten Mergeln sowie halbfesten und häufig durch Trennflächen zerlegten Tonmergeln von dicht gelagerten Schottern bedeckt werden. Letztere sind teilweise zu Nagelfluh verfestigt. Das Ergebnis der Untersuchungen ist aber auf ähnliche Situationen übertragbar, in welchen Schichten geringer Festigkeit und Steifigkeit von solchen höherer Festig- und Steifigkeit überlagert werden. Diese Bedingungen werden auch von homogenen, aber hoch vorbelasteten Böden erfüllt, wenn mit zunehmender Tiefe das Überkonsolidierungsverhältnis abnimmt.

### 1.2 Zielsetzung

Mit dieser Arbeit wird nach Beurteilungskriterien für die Vorhersage von Neuanbrüchen, insbesondere in Form einer kritischen Hanghöhe gesucht. Hierzu wird die beobachtete Bruchentwicklung beschrieben und diese zum Vergleich in Berechnungen nachvollzogen, um damit die Einflüsse verschiedener Gegebenheiten zu erfassen:

- des Schichtenaufbaus,
- der Festigkeits- und Verformungseigenschaften,
- der bei der Erosion entstehenden Talform,
- des Auftretens alter Bruchkörper am Hangfuß,
- der Tiefenlage der dazugehörenden Gleitflächen.

Ein besonderes Augenmerk gilt dabei der Ermittlung der maßgebenden Festigkeitsparameter des Tertiärs mit seinen stark streuenden Materialeigenschaften, sowie dem Einfluß des in den Tonmergeln festgestellten Trennflächengefüges.

### 1.3 Vorgehensweise

Ausgehend von Literaturbeispielen ähnlich gearteter Bruchvorgänge werden zunächst die Bewegungsabläufe von beobachteten Hangabbrüchen im Isartal beschrieben, die daraus sich ergebende Rutschkörper

perform und -gliederung mit den Ergebnissen der Geländeuntersuchungen verglichen sowie die Entwicklung eines Neuanbruches anhand gemessener Verformungen eines noch nicht gebrochenen Hangabschnittes dargestellt.

Anschließend wird versucht, die stark streuenden Ergebnisse von Festigkeitsuntersuchungen an den Tertiärmergeln den Einflüssen der Gesteinsdichte, des Gefüges und der mineralischen Verfestigung zuzuweisen. Weiterhin werden die Auswirkungen eines Trennflächengefüges in einer begrenzten Schicht auf die Hangformen und -höhen untersucht, sowie die dadurch entstehenden Unsicherheiten bei der Beurteilung von ungebrochenen Hängen aufgezeigt.

Die darauf folgenden Nachrechnungen von Neuanbrüchen an den infolge von Erosion entstehenden Talhängen werden in ihrem Aussagewert durch Unwägbarkeiten eingeschränkt, die im Wechsel der Materialeigenschaften, in der Lage und im Ausmaß von Schwächezonen sowie in den maßgebenden Schichtmächtigkeiten begründet sind. Sie lassen aber die Auswirkungen verschiedener Gegebenheiten auf die Bruchentwicklung erkennen.

Aufgrund der geschilderten Sachverhalte ergeben sich Unsicherheiten bei der Bestimmung kritischer Hanghöhen. Sie werden auch durch die Ergebnisse von Berechnungen bestätigt, die kinematisch mögliche Zonen- bzw. Linienbrüche voraussetzen und nur das Grenzgleichgewicht berücksichtigen. Als weitere Bestimmungsmethode wird die Ableitung kritischer Hanghöhen aus vorhandenen Bruchkörperformen und dem bekannten Bewegungsablauf eingeführt.

## 2. Bruchvorgang und Bruchmechanismus

### 2.1 Einführung und Literaturbeispiele

Die im Isartal südlich von München untersuchten grundbruchartigen Rutschungen sind typisch für einen mehrschichtigen Aufbau des Untergrundes, wobei in der Tiefe Partien geringer Festigkeit und Steifigkeit auftreten. Dieser Rutschungstyp zeichnet sich durch große intakt gebliebene Schollen aus, die nur eine Translationsbewegung erfahren. Er ist nicht auf die Schichtenfolge, Quartärschotter mit Nagelfluh über Tertiärmergeln wechselhafter Ausprägung beschränkt. Er tritt in allen Flußtäälern des Alpenvorlandes auf und ist auch in den Täälern des Schichtstufenlandes anzutreffen. Dort sind zum Beispiel der Ornatenton und der Opalinuston unter der Last von Malmkalk und Eisensandstein an vielen Stellen zu Bruch gegangen. Allerdings sind die Bruchkörperformen bereits weitgehend eingeebnet oder unter teilweise mächtigen jungen Talsedimenten verborgen. Auch in der Literatur finden sich Beschreibungen ähnlicher Bruchvorgänge.

In seinem Aufsatz "Blockrutschungen mit einem Grabenbruch" beschreibt RYBÁŘ (1974) eine Reihe von Rutschungen eines Typs, zu dem auch die im Isartal untersuchten Rutschungen gezählt werden können. Er charakterisiert sie in folgender Weise:

"An Naturhängen, in Einschnitten und auch in Anschüttungen entstehen in Locker- und Halbfestgesteinen bisweilen Blockrutschungen, bei denen sich die Bewegung nur entlang der ebenen Diskontinuitätsflächen geltend macht. Im Abrißgebiet bildet sich ein Graben, der mittlere Teil des Hanges bewegt sich als kompakter Block entlang einer waagrechten oder flach geneigten Gleitfläche, im Vorfeld des Hanges kommt es zu Aufwölbungen."

An Hand zahlreicher Beispiele aus böhmischen, bulgarischen und deutschen Braunkohlebecken sowie von den Küsten des Schwarzen Meeres und Alaskas weist RYBÁŘ die Bedeutung von Schichten oder Zonen am Hangfuß nach, die sich durch besondere Eigenschaften (z.B. geringe Scherfestigkeit und Steifigkeit, hohe Wasserempfindlichkeit) von den sie umgebenden Gesteinen unterscheiden. Dabei nimmt er folgende Gliederung vor:

- eine weiche Tonschicht wird von Gesteinen mit höherer Scherfestigkeit überlagert;
- eine sensitive Tonschicht wird von nichtsensitiven Tonen überlagert;
- am Hangfuß tritt zum Fließen neigender schluffiger Sand auf;
- das Gebirge ist durch schichtparallele Bruchflächen geschwächt, in welchen fast nur noch die Restscherfestigkeit maßgebend ist;
- die zum Versagen des Hanges führende schichtparallele Bewegung (evtl. entlang einer Zone mit sensitiven Tonen) wird durch ein Erdbeben hervorgerufen;
- an die Stelle der geschwächten Schichten und Zonen der bisherigen Beispiele tritt eine maßgebende elastische Schicht, in der Vorbelastungen hohe Horizontalspannungen hinterlassen haben, die infolge einer Talbildung oder eines künstlichen Einschnittes zu Entspannungsbewegungen führen und damit einen Bruch verursachen oder zumindest fördern.

Sehr eingehend befaßt sich RYBÁŘ mit Rutschungen im Braunkohlebecken Mariza-Iztok in Bulgarien, deren Mechanismus in Bild 2.1 schematisch dargestellt ist. Besonders beeindruckend ist das Ausmaß dieser Rutschungen mit Mächtigkeiten der Gleitkörper von etwa 80 m, Entfernungen zwischen dem Graben und der Rutschkörperstirn von 500 bis 1000 m sowie Verschiebungsbeträgen bis über 100 m. Zwischen den aus den Rutschvorgängen rückgerechneten und aus Versuchen sowie bisherigen Erfahrungen abgeleiteten Werten bestehen große Unterschiede. RYBÁŘ erklärt sie mit hohen horizontalen Restspannungen in der Braunkohle an der Basis des Rutschkörpers (Bild 2.1) sowie seismischen Aktivitäten und stellt fest, daß bei Rutschungen mit dem gleichen Mechanismus, aber ohne die erhöhten Horizontalspannungen der Abstand zwischen Graben und Hangfuß kleiner ist. Er versucht die Ursachen mit Hilfe eines Modells zu ergründen, wobei er die Horizontalspannungen in der Braunkohle und den Reibungswinkel in der darunter liegenden Gleitschicht verändert. Schließlich kommt er zu folgenden Ergebnissen, die etwas gekürzt wiedergegeben werden:

- die Entfernung des Grabens vom Hangfuß wächst mit der Horizontalspannung in der Braunkohle;
- auch mit abnehmender Reibung in der Gleitschicht wächst die Entfernung des Grabens vom Hangfuß;

- bei der Herstellung des Einschnittes bilden sich zunächst ein erster Graben und die Aufwölbung am Hangfuß, dazwischen entsteht bei weiterer Entlastung gewöhnlich ein zweiter Graben, dessen Lage nur von der Reibung in der Gleitschicht abhängt.

RYBÁŘ<sup>✓</sup> stellt fest, daß diese Ergebnisse der Modellversuche mit den Beobachtungen im Gelände weitgehend übereinstimmen.

MENCL (1977) berichtet über eine ähnliche Rutschung im Kohlentagebau Nordböhmens (Bild 2.2). Auch er hält erhöhte horizontale Restspannungen für die Rutschvorgänge mit verantwortlich.

In den folgenden Beispielen, die den Rutschungen im Isartal sehr ähnlich sind, wird der Bruchmechanismus durch die angegebenen Verschiebungsvektoren verdeutlicht. RYBÁŘ<sup>✓</sup> (1977) sowie TIKHVINSKI und SHESHENYA (1977) beschreiben Rutschungen, die unter dem Einfluß von See- bzw. Flußwasserspiegelschwankungen entstanden sind oder in Gang gehalten werden:

RYBÁŘ<sup>✓</sup> schildert die Entstehung einer Rutschung im Uferbereich eines neu angelegten Stausees, die beim erstmaligen Absenken des Seewasserspiegels entstand und in der Folgezeit bei großen und raschen Absenkungen immer wieder in Bewegung kam, während Wasserspiegelanstiege keine erkennbaren Auswirkungen zeigten. Wie beim Grundbruch bestimmt eine einsinkende Scholle (steile Verschiebungsvektoren) im Anrißbereich den Bruchmechanismus. Sie verdrängt den Erdkörper am Böschungsfuß und verschiebt ihn auf einer offensichtlich schon bestehenden, flach geneigten Gleitbahn seewärts (Bild 2.3). Diese liegt in einer Wechselfolge von Ton-, Schluff- und Sandsteinen des Perms. Der steile Anriß durchtrennt von oben nach unten: Basalte, Tuffe und Tuffite des Tertiärs; tonige Sandsteine der Kreide mit vereinzelt Ton- und Konglomeratlagen; Sandsteine des Perms.

In einer ähnlichen Schichtenvielfalt ist die von TIKHVINSKI und SHESHENYA beschriebene Rutschung am Wolgaufer in Saratov entstanden. Profilform und innerer Aufbau sind typisch für einen grundbruchartigen Mechanismus. Besonders deutlich sind der im Bereich der einsinkenden Scholle entstehende Graben sowie der talwärts anschließende und als kompakter Block verschobene Erdkörper

per zu erkennen. Die überwiegend horizontale Hauptbewegungsbahn hat sich in zwei verschiedenen Ebenen entwickelt: inmitten eines mächtigen Tonpaketes und an dessen Basis, an der Grenze zu einer dünnen Sandschicht. Darunter folgt ein weiteres Tonpaket, das von den Bruchvorgängen nicht betroffen ist (Bild 2.4).

Abschließend wird noch auf die Ähnlichkeit der bisher vorgestellten Rutschungen mit den Bruchvorgängen in sensitiven feinkörnigen Sedimenten wie "quick clay" hingewiesen. Auch in diesen treten sporn- bzw. keilförmige Bruchkörper auf (Bild 2.5), die auf überwiegend translatorische Bewegungen hinweisen (z.B. MITCHELL und MARKELL 1974, CARSON 1977, MITCHELL 1978).

## 2.2 Bruchvorgänge im Isartal

Seit 1970 werden im Isartal die Bewegungen von Rutschkörpern und die Verformungen noch ungebrochener Hangpartien durch Messungen erfaßt (BAUMANN 1987). In diesen Zeitraum fallen zwei Neuanbrüche von Hochuferabschnitten auf dem Gebiet der Rutschung Grünwald. Der Ablauf des ersten (1970) ist ab einem fortgeschrittenen Stadium (Bild 2.6), der des zweiten (1975) aber vom Beginn an durch geodätische Messungen belegt (Bild 2.7). Seither werden auch die einem Neuanbruch vorausgehenden Vorgänge beobachtet.

### 2.2.1 Bewegungsablauf der Neuanbrüche

In den Bildern 2.6 und 2.7 sind die Verschiebungswege der einzelnen Meßpunkte wie bei einem Hodographen von einem Punkt ausgehend in Richtung und Betrag aufgetragen. Sie weisen folgende Eigenschaften auf:

- Mit Ausnahme der dem Abriß am nächsten liegenden Meßpunkte zeigen die Verschiebungswege kaum Krümmungen.
- Die Wege der Meßpunkte auf den einsinkenden Schollen fallen steiler ein als die beobachteten und durch Sondierungen ermittelten Gleitflächen im Tertiär des Anrißbereiches.
- Mit fortschreitender Verschiebung werden die Verbindungslinien zeitgleicher Punkte (gestrichelte Linien in den Bildern 2.6 und 2.7) auf den Verschiebungswegen im Abrißbereich immer steiler und zwischen den einsinkenden und horizontal bewegten Schollen

immer flacher.

- In der Anfangsphase eines Neuanbruches fällt die ausgeprägte Horizontalkomponente des abrißnächsten Punktes bei gleichzeitig hohem Betrag der Gesamtverschiebung besonders auf.
- Die Meßpunkte in der sich ausdehnden Auflockerungs- und Zerrüttungszone zwischen einsinkender und horizontal bewegter Scholle fügen sich in die Verbindungslinie der Schollenverschiebungen ein.
- Mit dem Auftreten eines Neuanbruches hinter bereits vorhandenen alten Rutschmassen verschwinden meist die zuvor beobachteten Relativverschiebungen in der Gleitfläche zwischen alter und neuer Bruchscholle.

Zu diesem Verschiebungsbild paßt am besten ein unter der Last der Quartärschotter zu Bruch gehendes Tertiärpaket, wobei sich ein Zonenbruch entwickelt (BAUMANN 1987).

#### 2.2.2 Folgerungen für den Bruchkörperaufbau

Die beschriebene Kinematik führt zu Bruchkörperformen, die auch in den Literaturbeispielen vorkommen (Bilder 2.3 und 2.4). Infolge der zwei gut zu unterscheidenden Schichtenfolgen (Quartärschotter und Tertiärmergel) läßt sich der innere Aufbau der Bruchkörper auch mit Hilfe einfacher Mittel (z.B. Rammsondierungen) in Verbindung mit den gemessenen Verschiebungen verhältnismäßig zuverlässig bestimmen (Bilder 2.6 und 2.7). Gelegentlich sind noch mehrere hintereinander abgegangene Schollen deutlich voneinander zu unterscheiden (Bild 2.8), wenn auch deren Formen mit zunehmendem Abstand vom Abriß immer unklarer werden. Bezeichnend ist der Wechsel zwischen den nur verschobenen, aber in sich wenig gestörten spornförmigen Erdkörpern (überwiegend Tertiärmaterial) und den unter teilweiser Verdrehung zerlegten Rutschmassen (überwiegend Quartärmaterial). Während diese Abfolge aus dem Bruchgeschehen gut zu verstehen ist, bedürfen im Anrißbereich die für die einfallenden Verschiebungswege zu flachen Gleitflächen noch einer Erklärung. Es bleibt zu hoffen, daß mit Hilfe der in einem Profil eingebauten Drahttextensometer im Verlaufe des dort erwarteten Neuanbruches diese Frage geklärt werden kann (Bild 2.9).

### 2.2.3 Entstehung eines Neuanbruches

Die bisher geschilderten Bruchphasen umfassen die Vorgänge, die nach dem ersten gut erkennbaren Anriß auf dem Hochufer ablaufen. Es stellt sich aber die Frage nach den Anzeichen für einen Neuanbruch und den daraus ableitbaren Vorwarnungen. Zu diesem Zwecke sind in dem bereits genannten Profil, in dem ein Neuanbruch erwartet wird, neben den Drahtextensometern auch Stangenextensometer und Neigungsmeßeinrichtungen eingebaut. Außerdem werden geodätische Präzisionsmessungen durchgeführt. Folgende Ergebnisse sind von Bedeutung:

- Die neue Gleitfläche beginnt sich offensichtlich vom Hangfuß her zu entwickeln. In der Vertikalbohrung (B4 in Bild 2.9) wird sie bei den Neigungsmessungen in Höhe der bereits vorhandenen Gleitfläche sichtbar.
- Vertikalkomponenten sind bei den gemessenen Verschiebungen nur am Hangfuß, im Bereich der Bohransatzpunkte B2, B3, B4 festzustellen (Bild 2.9). Für den Zeitraum, der auch durch geodätische Präzisionsmessungen abgedeckt ist (30.04.1980 - 15.04.1986), ergibt sich eine Hebung von 2.6 mm. An der oberen Hangkante (Bohransatzpunkt B1) ist erst seit 1984 eine eindeutige Tendenz zu einer Setzungsbewegung zu beobachten, deren Gesamtbetrag seit 1977 jedoch noch unter 1 mm liegt (Bild 2.10: E31/1.3).
- Für den Vergleichszeitraum (30.04.1980 - 15.04.1986) ergibt sich folgende Verteilung von Horizontalverschiebungen:

Entlang der Horizontalbohrung B2 und damit entlang der Grenze zwischen Quartär und Tertiär nehmen sie von 10.4 mm am Hangfuß (0 m Teufe) über 6.6 mm (19 m Teufe) und 4.7 mm (32 m Teufe) auf 4.1 mm (40 m Teufe) ab. An der Hangkante des Hochufers beträgt die Horizontalverschiebung im gleichen Zeitraum dagegen nur 2.6 mm (Bild 2.9). Sie verschwinden offensichtlich erst in einer Entfernung von etwa 100 m von der Hochuferkante, womit auf weiträumige Entspannungsvorgänge hingewiesen wird.

Die Gesamtbeträge der gemessenen Längenänderungen und deren zeitliche Entwicklung sind für die wichtigsten der eingebauten Stangenextensometer in Bild 2.10 aufgetragen, wobei in den Bezeichnungen das Geländeprofil, die Aufschlußbohrung und die Nummer des Extensometers angegeben werden. E31/2.3 bedeutet demnach: Geländeprofil 31, Bohrung 2, Extensometer 3. Außerdem enthält diese Dar-

stellung in einem anderen Maßstab (dm statt mm) die Längenänderung des Drahtextensometers D31/5.5, der unmittelbar die Horizontalverschiebung der am Fuße des noch ungestörten Hanges liegenden Restscholle und damit die fortschreitende Fußentlastung anzeigt. Letztere wird durch die Bewegung benachbarter Schollen in Gang gehalten. Während die kleinen Bewegungsschwankungen der Stangenextensometer nur schlecht gedeutet werden können, werden diejenigen der Drahtextensometer in der Regel nachweisbar durch Einzelereignisse (z.B. Hochwasser) hervorgerufen. Aus den Aufzeichnungen lassen sich folgende Sachverhalte ableiten:

- Die Gleitgeschwindigkeit vorhandener Rutschkörper reagiert sehr empfindlich auf eingetretene Laständerungen, so daß sich ein unregelmäßiger Kurvenverlauf ergibt. Die Verformung des ungebrochenen Hanges zeigt dagegen ein träges Verhalten, das nur jahreszeitliche Schwankungen aufweist, die aber jeweils einen ähnlichen Verlauf nehmen.
- Der nachwirkende Neuanbruch des Jahres 1975 und die extremen Niederschläge und Hochwässer in den Jahren 1979 und 1981 haben zu großen Bruchkörperverschiebungen geführt; in der Folgezeit haben gleichmäßige mittlere Jahresverschiebungen stattgefunden. Die übers Jahr gemittelten Verformungen des ungebrochenen Hanges nehmen seit den genannten Ereignissen von 1979 und 1981 allmählich ab.
- Wenn auch die Verformungen als Hinweis auf einen bevorstehenden Neuanbruch gedeutet werden können, so gestattet deren Verlauf wegen der nicht vorhersehbaren Niederschlagsmengen und Hochwasserereignisse und damit der zu erwartenden Belastungsschwankungen dennoch nicht eine zeitliche Vorhersage des endgültigen Versagens.

### 3. Festigkeit des Tertiärs

#### 3.1 Einführung

In der Bodenmechanik sind in den letzten Jahrzehnten mit Erfolg große Anstrengungen unternommen worden, um das Verformungs- und Festigkeitsverhalten von Bodenarten durch Stoffgesetze zu erfassen und damit die Auswirkungen einfacher Belastungsvorgänge zufriedenstellend zu beschreiben. Ihre Anwendbarkeit findet jedoch angesichts der bei älteren Böden meist unbekanntem und oft sehr vielfältigen Spannungsgeschichte, die auch veränderlich feste Gesteine entstehen läßt, sowie einer naturbedingten Wechselhaftigkeit ihre Grenzen. Dies trifft vor allem dann zu, wenn infolge starker Schubbeanspruchungen Strukturen oder gar Trennflächen entstanden sind, die inhomogenes und anisotropes Verhalten bewirken, oder wenn mineralische Bindungen zusätzliche Versteifungen und Verfestigungen zur Folge haben. Man muß sich dann in der Regel auf die Beschreibung des augenblicklichen Zustandes eines Lockergesteins in der von der Natur gegebenen Ausprägung beschränken. In Stoffgesetzen formulierte Zusammenhänge können dabei hilfreich sein. Trotzdem ist es in Anbetracht weit streuender Materialeigenschaften in vielen Fällen schwierig, die maßgeblichen Werte für die benötigten Scherparameter festzulegen. Einige Beispiele aus der Literatur sollen diese Schwierigkeiten verdeutlichen.

##### 3.1.1 Literaturbeispiele

SMOLTCZYK, SALDEN und MAJCHRZYK (1985) beschreiben die "Scherfestigkeitsbestimmung von teilweise entfestigtem tonigen Gestein" aus dem Gips-Keuper SW-Deutschlands. Sie führten hierzu an Proben von 3.6 und 10.0 cm Durchmesser CD-Versuche im Triaxialgerät aus und verglichen die Ergebnisse mit den CU-Versuchen an Großbohrkernen von WICHTER (1980). Auf der Suche nach einer Gesetzmäßigkeit für die stark streuenden Festigkeitsparameter fanden die Autoren einen brauchbaren Zusammenhang mit der natürlichen Konsistenz ( $I_c$ ) der Proben, die zwischen 0.75 und 1.50 betrug (Bild 3.1). Gleichzeitig wurde ein deutlicher Zusammenhang zwischen der Konsistenz und dem natürlichen Wassergehalt bzw. der Trockenwichte ( $\gamma_d$ ) festgestellt. Angesichts des ebenfalls ermittelten hohen

Sättigungsgrades könnte sich unter diesen Umständen auch eine gute Korrelation zwischen der Konsistenz und der aus dem natürlichen Wassergehalt und der Kornwichte ( $\gamma_s$ ) bestimmten Porenzahl ergeben, die wiederum mit der Trockendichte gut korrelieren müßte. Die Autoren haben diese Annahme nicht bestätigt, sondern eine weniger klare Beziehung zwischen den Festigkeitsparametern und den Trockendichten beobachtet.

WICHTER und GUDEHUS (1982) berichten über die Ergebnisse von Triaxial- und Biaxialversuchen an kleinen Proben (5 cm Durchmesser) und Großproben (57 cm Durchmesser bzw. 40 cm Kantenlänge) aus dem Opalinuston. Die erhaltenen Spannungs-Verformungsbeziehungen und die Festigkeitsparameter weisen auch bei diesem hoch vorbelasteten Tongestein eine starke Streuung auf, die durch schichtungsbedingte Anisotropie und durch Trennflächen noch verstärkt wird (Bild 3.2). In ihren Schlußfolgerungen bemerken die Autoren: "Die Festigkeitsparameter sollten daher unter Berücksichtigung möglicher Bruchmechanismen für die verschiedenen Zonen denkbarer Gleitfugen verschieden angesetzt werden." Damit wird zum Ausdruck gebracht, daß für eine richtige Auswahl der maßgebenden Festigkeiten innerhalb der ermittelten Grenzwerte noch zusätzliche Informationen, wie etwa die Richtungen und Ausbildungen von Trennflächen, und nicht zuletzt eine gewisse Erfahrung erforderlich sind.

Im Zusammenhang mit Nachrechnungen von Bruchvorgängen in Einschnitten wurden von STANCULESCU, POPESCU, ATHANASIU und CHIRICA (1980) die in den Kambereichen der Dobrudschahochebene in Rumänien vorherrschenden roten Tone untersucht. Mit Fließgrenzen bis zu  $w_L = 1.10$  zeichnen sich diese Tone durch hochplastische Eigenschaften und eine ausgeprägte Neigung zum Quellen bei geringer Überlagerung und entsprechendem Wasserdargebot aus. In Anlehnung an TERZAGHI (1936) unterscheiden die Autoren zwischen weichen und steifen Tonen ohne Trennflächen sowie steifen Tonen mit Trennflächen. Die Ergebnisse von Triaxialversuchen (Bild 3.3) mit verschiedenen Spannungsspuren zeigen die starke Streuung der Festigkeiten dieser Tone. Dabei ist die Entfestigung durch Entlastung bei gleichzeitigem Wasserzutritt noch nicht enthalten. Im Schergerät untersuchte Proben ergaben nämlich bei Normalspannungen

von 100 bzw. 300 kN/m<sup>2</sup> nach vorheriger Sättigung mit anschließender Konsolidation um 50 % bzw. 25 % niedrigere Scherfestigkeiten als nach einer Konsolidation bei natürlichem Wassergehalt. Aus diesem Ergebnis läßt sich ein deutlicher Einfluß der Probenbehandlung und der damit veränderten Dichte auf die Festigkeit ablesen.

Die Spannungs-Verformungs-Beziehungen reduzieren sich dagegen auf einen sehr einfachen Zusammenhang. Werden die auf einen Anfangswert ( $E_i$ ) bezogenen E-Moduli (E) über den auf die Scherfestigkeit ( $q_f$ ) bezogenen Schubspannungen (q) aufgetragen, so ordnen sich die Punkte unabhängig von den jeweiligen Spannungswegen zu einer einzigen Kurve (Bild 3.4). Gleiches gilt für die entsprechenden Querdehnungszahlen ( $v$ ). Freilich löst diese einfache Abhängigkeit des E-Moduls von der Schubspannung nicht das Problem einer natürlichen Streuung der Ausgangswerte ( $E_i$ ).

Auf eine ähnliche Vielfalt an Festigkeits- und Verformungseigenschaften trifft THORNE (1984) bei seinen bodenmechanischen Untersuchungen für die Hafenanlagen von Newcastle und Botany Bay in New South Wales in Australien. In küstennahen Gewässern wurden im Quartär auf Sandsteinen der Trias überwiegend Sande und Tone abgelagert und anschließend aus dem Meer herausgehoben. Der dabei wegfallende Auftrieb führte zu einer Verdichtung der jungen Sedimente. Die überwiegend hochplastischen Tonschichten meist steifer, gelegentlich auch halbfester Konsistenz wechseln sich mit Sand und Torflagen ab. Die in den Tonen beobachteten Trennflächen teilt der Autor in drei Gruppen auf:

- bei der Sedimentation entstehende Trennflächen mit stumpfer oder spiegelnder Oberfläche, wechselnden Richtungen und ohne Anzeichen von Bewegungen
- aufgrund einer Abfolge von Quellen und Schrumpfen bei geringer oder fehlender Überdeckung entstehende Trennflächen unterschiedlichen Ausbildungsgrades, die auch ebene Flächen mit Striemung infolge von Bewegungen aufweisen
- bei Schubbeanspruchung infolge unterschiedlicher Setzungen unter einer wachsenden Auflast entstehende Trennflächen, die in allen Richtungen auftreten, häufig beständig durchhalten und infolge von Bewegungen gestriemt sind.

Auf Untersuchungen von SKEMPTON und PETLEY (1967) und MARSLAND (1971) zurückgreifend, werden den verschiedenen Trennflächen unterschiedliche Festigkeiten zugeordnet (Bild 3.5). Der Autor weist auch auf die Schwierigkeiten bei der Deutung von Triaxialversuchen an Ton mit Trennflächen hin. So können abhängig vom Spannungsniveau die Materialfestigkeit oder die Festigkeit in den Trennflächen maßgebend werden (Bild 3.6). Die Streuung der Ergebnisse von Festigkeitsuntersuchungen im Triaxial- und Rahmenschergerät (Bild 3.7) ist dabei nicht nur auf die unterschiedliche Anzahl, Ausbildung und Richtung der Trennflächen, sondern auch auf die verschiedentlich wirksamen mineralischen Bindungen zurückzuführen. Bei erdstatischen Berechnungen werden für eine verankerte Spundwand im Hafen von Newcastle die Restfestigkeit des Tons mit  $\varphi'_r = 13^\circ$  und  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$  angesetzt, während für die Grundbruch- und Standsicherheit einer Stützwand im Hafen von Botany Bay mit  $\varphi' = 15^\circ$ ,  $c' = 5 \text{ kN/m}^2$  (Ton mit Trennflächen) und  $\varphi' = 24^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$  (Ton ohne Trennflächen) Verwendung finden. Das Verformungsverhalten wird durch einen linear elastischen Materialansatz festgelegt. Bei Erreichen der Bruchgrenze setzt plastisches Fließen ein, das im Ton ohne Volumenänderung vor sich gehen soll.

Alle in den Literaturbeispielen beschriebenen Böden haben infolge ihrer Belastungsgeschichte mehr oder weniger die Eigenschaften veränderlich fester Gesteine angenommen. Die dabei noch vergrößerte Vielfalt der Materialeigenschaften äußert sich in der starken Streuung der Versuchsergebnisse. Dazu kommt noch die Beeinflussung der Materialeigenschaften durch die Entnahme der Proben und deren Behandlung im Labor.

Die Entnahme der Proben, insbesondere solcher aus großen Tiefen, ist immer mit Veränderungen verbunden, die sich nicht vermeiden lassen. Dazu gehören die Entspannung, die auch durch Porenwasserunterdruck nicht verhindert werden kann, und die daraus sich ergebende Volumenzunahme ohne eine spürbare Strukturänderung (KIRKPATRICK und KHAN 1984). Darüber hinaus sind bei der Entnahme der Sande und der von Harnischen durchsetzten Tone auch Strukturänderungen nicht zu umgehen, zumindest aber zu befürchten. Ein besonderes Problem stellen bei Aufschlußbohrungen die wegen ihrer hohen Dichte oder Konsistenz nicht mehr mit Sonderentnahmegeräten

gewinnbaren veränderlich festen Gesteine dar. Man muß oft froh sein, wenn man unter Anwendung schonender Bohrverfahren in ihrer Struktur einigermaßen ungestörte Probenstücke mit dem natürlichen Wassergehalt für die Laboruntersuchungen erhält.

Die Behandlung der Probe im Labor ist ein weiterer Faktor, der die Ergebnisse von Festigkeitsuntersuchungen beeinflusst. Einige wichtige Einflüsse werden nachfolgend genannt:

- STANULESCU u.a. haben in ihrem bereits vorgestellten Aufsatz auf den festigkeitsmindernden Einfluß der Wasseraufnahme durch die Probe hingewiesen. Das Sättigen von Proben im Triaxial-, Scher- und Kompressionsgerät unter zu geringen Spannungen ist demzufolge bei einer Auswertung zu berücksichtigen.
- In jüngster Zeit ist in zahlreichen Triaxialversuchen der Einfluß der Spannungswege auf das Verformungs- und Festigkeitsverhalten von Gesteinsproben nachgewiesen worden.
- Der Einbau der ungestörten Proben in die üblichen Kompressions- und Schergeräte ist immer mit Störungen verbunden, die im Ausstechvorgang oder in einem verbleibenden Ringraum begründet sind.

### 3.1.2 Münchner Tertiär

Die Grundlagen der Materialansätze für die erdstatischen Berechnungen zu den Bruchvorgängen im Isartal bilden die Ergebnisse von Triaxial- und Rahmenscherversuchen an gestörten und ungestörten Proben aus dem Tertiär. Sie werden von weiteren Hinweisen auf das Verformungsverhalten aus Bohrlochaufweitungsversuchen im Gelände und auf die Festigkeit aus Wassergehalts- und Dichtebestimmungen im Labor ergänzt. Diese Ergebnisse sind in Berichten über Untersuchungen von Rutschvorgängen in Flußtälern des Alpenvorlandes (1987) und zum Formänderungsverhalten tertiärer Mergel (1981) im Zusammenhang von ingenieurgeologischen Problemen im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgesteinen zusammengestellt und erläutert.

Von den Schottern liegen keine eigenen Untersuchungen der Festigkeits- und Verformungseigenschaften vor. Diese werden mit Hilfe der von OSTERMAYER (1976 und 1979) in Großtriaxial- und Großkompressionsgeräten durchgeführten Versuche an verschiedenen

Grob- und Feinkornmischungen abgeschätzt. Den entsprechenden Werten für die Nagelfluh liegen eigene Druckversuche mit unbehinderter Seitendehnung zugrunde.

Die an Hand von Literaturbeispielen aufgezählten material- und versuchsabhängigen Streuungen der bodenmechanischen Eigenschaften sind auch bei den veränderlich festen Tertiärmergeln und den dichten Tertiärsanden festzustellen. Dabei wird deutlich, daß sich unter diesen Sammelbegriffen eine Vielzahl von Ausprägungen des Tertiärs verbirgt. Die damit verbundenen Schwierigkeiten bei der Festlegung der maßgebenden Berechnungswerte werden noch einmal zusammengefaßt:

- Veränderliche Ton-, Sand- und Kalkanteile führen zu schichtig wechselnden Materialeigenschaften, die bei bestimmten Problemstellungen nicht zu statistischen Mittelwertbildungen berechtigen.
- Auch in einer Schicht können die maßgebenden Eigenschaften in weiten Grenzen zwischen einem homogenen Verdichtungszustand ohne Schwächezonen und einem durch Trennflächen (meist mit Harnissen) aufgelösten Verband schwanken.
- Schließlich werden die Materialeigenschaften durch Störungen bei der Probenahme und der Verarbeitung der Proben im Labor verfälscht oder infolge von nicht maßgebenden Beanspruchungen bei den Versuchen nur unzutreffend erfaßt.

Der im Tertiär zu beobachtende ständige Schichtwechsel wird an den sich rasch ändernden bodenmechanischen Eigenschaften sichtbar. Die Bilder 3.8.1-2 mit charakteristischen Bohr-Profilen und Ergebnissen von Labor- und Feldversuchen der Rutschungen Grünwald und Höllriegelskreuth aus dem bereits genannten Bericht (BAUMANN 1987) vermitteln davon einen Eindruck. Stark schwankende Anteile der Tonfraktion (bis über 50 %, davon 70 - 80 % Montmorillonit) und Fließgrenzen (bis über 80 %) sowie Trockendichten zwischen 1.6 und 2.4 t/m<sup>3</sup> belegen diesen Wechsel auch quantitativ.

Die Ergebnisse der Rahmenscher- und Triaxialversuche an aufbereiteten und ungestörten Proben sind nach den Winkeln der Gesamtscherfestigkeit als Bezugsgrößen geordnet. Der Winkel der Gesamtscherfestigkeit wird an aufbereiteten und etwa im Zustand der

Fließgrenze eingebauten Proben ermittelt, die vor dem Abscheren nur Normalbelastungen unterworfen werden.

Die Ergebnisse für einige ausgewählte Materialgruppen (geringer, mittlerer und hoher Winkel der Gesamtscherfestigkeit) sind in den Bildern 3.9.1-4 dargestellt. Daraus lassen sich für die Beurteilung der Scherfestigkeit eine Reihe wichtiger Fakten erkennen:

- Die für Böden etwa gleicher Gesamtscherfestigkeit im Kreisring-schergerät ermittelten Restreibungswinkel streuen stark.
- Auch die über die Gesamtscherfestigkeit gestörter Proben hinausgehende zusätzliche Festigkeit weist große Unterschiede auf.
- Die mit Hilfe von Mehrstufenversuchen an ungestörten Proben gewonnenen Bruchlinien verlaufen überwiegend parallel zur Gesamtscherfestigkeit gestörter Proben.
- Insbesondere bei Böden mit geringer Gesamtscherfestigkeit ( $\varphi_s \leq 22^\circ$ ) können offensichtlich strukturbedingte Materialschwächen ungestörter Proben zu einem Festigkeitsabfall gegenüber den Gesamtscherfestigkeiten gestörter Proben führen.

Die als Bezugsgröße benutzte Gesamtscherfestigkeit ist beim üblichen Ablauf der Rahmenscherversuche nur mit Einschränkungen als Materialkonstante zu betrachten. Nicht etwa weil in diesem Winkel Reibungs- und Kohäsionsanteile enthalten sind, sondern weil bei den verwendeten Normalspannungen (in der Regel  $\leq 600 \text{ kN/m}^2$ ) die vorausgesetzten normalkonsolidierten Ausgangszustände häufig nicht vorliegen. Das betrifft vor allem Bodenarten mit ausgeprägt plastischen Eigenschaften.

### 3.1.3 Aufgabenstellung

In einigen der beschriebenen Literaturbeispielen und auch im Münchner Tertiär herrscht eine Schichtenvielfalt, die sehr umfangreiche Untersuchungen erfordert, damit die gesamte Schwankungsbreite der Eigenschaften erfaßt wird. Schon der nächste Schritt, nämlich die Zuordnung der Versuchsergebnisse zu den verschiedenen Schichten ist meist mit Unsicherheiten behaftet und erfordert häufig abwägende Entscheidungen. Wegen der meist vorhandenen Übergangszonen ergibt sich allein daraus eine Streuung der Eigenschaften innerhalb der festgelegten Schichten. Auch die anderen Ursachen, wie das Gefüge und die örtlichen mineralischen Verfestigungen sowie Entfestigungen infolge der Probennahme und der Proben-

behandlung im Versuch sind bereits genannt.

Im Zusammenhang mit möglichen Störungen der Proben wurde der Einfluß unterschiedlicher Probendichten auf das Materialverhalten schon erwähnt. Er bleibt allerdings bei der Bewertung der vorgestellten Ergebnisse aus Festigkeits- und Verformungsversuchen am Münchner Tertiär und offensichtlich auch in den beschriebenen Literaturbeispielen unberücksichtigt. Somit könnte etwa die hohe Dichte einer Probe eine Strukturschwächung verschleiern oder das versuchsbedingte Quellen einer Probe eine in der Natur nicht vorhandene Schwäche vortäuschen. Um zukünftig derartige Fehlbeurteilungen zu vermeiden und vielleicht auch die Streuungen zu vermindern, soll versucht werden, bei den Ergebnissen der im Rahmen der Rutschungen im Isartal durchgeführten Festigkeits- und Verformungsuntersuchungen zumindest nachträglich den Einfluß von Dichte, Gefüge und mineralischen Verfestigungen voneinander zu trennen. HVORSLEV (1960) hat hierzu die Grundlagen geliefert.

Der ebenfalls anzunehmende Einfluß der Dichte auf das Verformungsverhalten der Proben wird nicht näher untersucht, da die Verformungseigenschaften des Bodens offensichtlich nicht die erwartete Bedeutung für die Böschungsstabilität haben, wie an Hand von FE-Berechnungen noch gezeigt wird.

Dagegen ist es unbedingt notwendig, den Einfluß von Trennflächen mit Harnischen auf die Festigkeit der Tonmergel näher zu untersuchen, da diese ohnehin das schwächste und deshalb für die Stabilität maßgebende Schichtglied in der Wechselfolge des Tertiärs darstellen.

### 3.2 Bewertung der Festigkeitsuntersuchungen

#### 3.2.1 Grundlagen

Schon vor fünfzig Jahren hat HVORSLEV einen Weg aufgezeigt, der es erlaubt, den Einfluß der Dichte eines bindigen Bodens auf dessen Festigkeit zu bestimmen und dabei Reibungs- und Kohäsionsanteil voneinander zu trennen. In einem späteren Aufsatz (1960) hat er diese Gedanken noch einmal zusammengefaßt. Nachfolgend wird auf diese Arbeit Bezug genommen. HVORSLEV hat eine äquivalente

Spannung ( $\sigma_e$ ) eingeführt. Mit ihr wird diejenige Spannung auf einer Linie der Normalkonsolidation (NC-Linie) im Druck-Porenzahl-diagramm ( $\sigma$ - $e$ -Diagramm) bezeichnet, die zur augenblicklichen Porenzahl einer Probe gehört und zwar unabhängig vom herrschenden Spannungszustand (HVORSLEV 1960, S. 195). Bei der Darstellung dieses Sachverhalts ist es üblich geworden, Diagramme mit logarithmisch aufgetragenen Spannungen ( $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm) zu verwenden. Darin kann eine NC-Linie in guter Näherung durch eine Gerade ersetzt werden. HVORSLEV stellt fest, daß auch jede im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm zur NC-Linie eines Kompressionsversuches parallele Gerade, die miteinander vergleichbare Zustände beschreibt, zur Bestimmung einer äquivalenten Spannung benutzt werden kann und daß eine normalkonsolidierte Probe beim Bruch näherungsweise eine Zusammendrückung erfährt, die eine von der Konsolidationsspannung unabhängige konstante Porenzahländerung  $\Delta e$  zur Folge hat. Die beim Bruchzustand einer normal konsolidierten Probe sich einstellende Druck-Porenzahllinie (NCF-Linie) verläuft somit etwa parallel zur NC-Linie (Bild 3.14). Damit können im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm die Neigung der NC-Linie, die den Kompressionsbeiwert  $C_c$  darstellt, und die Neigung der NCF-Linie, die in Anlehnung an den Kompressionsbeiwert  $C_{cf}$  genannt wird, näherungsweise gleichgesetzt werden ( $C_c \approx C_{cf}$ ). Mit Hilfe der NCF-Linie kann eine äquivalente Spannung ermittelt werden, die nachfolgend mit  $\sigma_{ef}$  bezeichnet wird. SCHOFFIELD und WROTH (1968) übertragen diese Zusammenhänge auf die kritischen Zustände und benutzen sie als brauchbare Näherung für das von ihnen entwickelte "Critical State Concept". Auf die Übereinstimmung dieser Näherung mit Versuchsergebnissen wird noch eingegangen.

HVORSLEV bestimmt die äquivalenten Spannungen aus den Bruchphasen mit der mobilisierten Spitzenfestigkeit: Werden die auf eine Scherfläche wirkenden effektiven Normalspannungen ( $\sigma_f$ ) und die dabei möglichen Schubspannungen ( $\tau_f$ ) durch die jeweiligen äquivalenten Spannungen im Bruchzustand ( $\sigma_{ef}$ ) geteilt und in einem Diagramm aufgetragen, so liegen diese Werte auch bei unterschiedlicher Proben-dichte etwa auf einer Geraden (Bilder 3.18.1-2 und 3.21.1-5). Damit kann eine der Grenzbedingung von COULOMB entsprechende Beziehung angegeben werden:

$$\tau_f / \sigma_{ef} = (\sigma_f / \sigma_{ef}) \cdot \tan \varphi_e + \kappa \quad (2.1)$$

wobei:

$$\sigma_{ef} = \sigma_{Of} \cdot \exp[(e_{Of} - e_f)/C_{cf}] \quad (2.2)$$

entsprechend Bild 3.14 aus dem folgenden Ausdruck erhalten wird:

$$e_f - e_{Of} = -C_{cf} \cdot \ln(\sigma_{ef}/\sigma_{Of}) \quad (2.2a)$$

In diesen Gleichungen bedeuten:

- $\tau_f$  die Schubspannung und
- $\sigma_f$  die dazu gehörende Normalspannung beim Bruch;
- $e_f$  die Porenzahl in der Bruchzone;
- $\sigma_{ef}$  die zur Porenzahl  $e_f$  gehörende äquivalente Spannung;
- $\sigma_{Of}$  eine bekannte Bezugsspannung und
- $e_{Of}$  die dazu gehörende Porenzahl, die einen Bezugspunkt auf der NCF-Linie bestimmen (die NCF-Linie ist der geometrische Ort von Bruchzuständen eines erstbelasteten bzw. normalkonsolidierten Bodens und erscheint im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm als Gerade);
- $C_{cf}$  die dem Kompressionsbeiwert entsprechende Neigung der NCF-Linie im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm;
- $\varphi_e$  ein dem Reibungswinkel entsprechender Winkel im  $\tau_f/\sigma_{ef} - \sigma_f/\sigma_{ef}$ -Diagramm, der nur Reibung enthält (nach DIN 18 137 der wahre Reibungswinkel);
- $\kappa$  der zum Reibungswinkel  $\varphi_e$  gehörende Kohäsionsbeiwert im  $\tau_f/\sigma_{ef} - \sigma_f/\sigma_{ef}$ -Diagramm.

Die Gleichung (2.1) kann auch in der Form

$$\tau_f = \sigma_f \cdot \tan \varphi_e + \sigma_{ef} \cdot \kappa \quad (2.1a)$$

geschrieben werden. Wird  $\sigma_{ef}$  gemäß Gleichung (2.2) ersetzt, so ergibt sich:

$$\tau_f = \sigma_f \cdot \tan \varphi_e + \sigma_{Of} \cdot \exp[(e_{Of} - e_f)/C_{cf}] \cdot \kappa \quad (2.3)$$

In dieser Gleichung kommt zum Ausdruck, daß die Scherfestigkeit  $\tau_f$  von den veränderlichen Größen  $\sigma_f$  (Normalspannung) und  $e_f$  (Poren-

zahl) abhängt. Die anderen Größen sind als materialabhängige Parameter zu betrachten, die als Ergebnis von Scherversuchen gesucht werden ( $\varphi_e$  und  $\kappa$ ) oder als Ausgangsgrößen zur Versuchsauswertung vorliegen müssen ( $C_{cf}$ ,  $\sigma_{Of}$  und  $e_{Of}$ ). Betrachtet man die aus den einzelnen Scherversuchen erhaltenen Werte ( $\tau_f$ ,  $\sigma_f$  und  $e_f$ ) als gegeben, so beeinflussen die Ausgangsparameter die Lage der Versuchswerte im gebräuchlichen und von HVORSLEV eingeführten  $\tau_f/\sigma_{ef}$  -  $\sigma_f/\sigma_{ef}$ -Diagramm in folgender Weise:

- Jede Änderung von  $C_{cf}$ ,  $\sigma_{Of}$  oder  $e_{Of}$  führt zur Verschiebung eines Versuchspunktes auf einer Geraden, die diesen mit dem Ursprung verbindet. Die Verschiebungsgröße hängt von der verursachten Änderung der äquivalenten Spannung ab.
- Änderungen, die eine Erhöhung der äquivalenten Spannung mit sich bringen, ergeben Verschiebungen auf den Ursprung zu. Umgekehrt bewirken abnehmende äquivalente Spannungen Verschiebungen der Versuchspunkte vom Ursprung weg.

Somit haben Änderungen der Ausgangskonstanten über die damit veränderten äquivalenten Spannungen verschiedene Auswirkungen auf die Verteilung der Versuchspunkte im HVORSLEV'schen-Diagramm:

- Ändert sich  $C_{cf}$  bei gleichbleibenden  $\sigma_{Of}$ - und  $e_{Of}$ -Werten, so dreht sich die Bruchgerade eines erstkonsolidierten Bodens im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm um den durch  $\sigma_{Of}$  und  $e_{Of}$  festgelegten Punkt. Abhängig von der Differenz zwischen der Bruchporenzahl ( $e_f$ ) und der Ausgangsporenzahl ( $e_{Of}$ ) sowie der Drehrichtung nehmen die äquivalenten Spannungen unterschiedlich stark zu bzw. ab. Die hieraus sich ergebenden Verschiebungen im HVORSLEV'schen Diagramm beeinflussen den Reibungswinkel  $\varphi_e$  und den Kohäsionsbeiwert  $\kappa$ .
- Wird der Bezugspunkt ( $\sigma_{Of}$ ,  $e_{Of}$ ) für die Bruchgerade des erstkonsolidierten Bodens bei gleichbleibender Neigung  $C_{cf}$  verschoben und verändert sich dadurch die Lage der Geraden, so bleibt der Reibungswinkel  $\varphi_e$  unverändert. Je nachdem, ob sich die äquivalenten Spannungen dadurch erhöhen oder erniedrigen, wandern die Versuchspunkte unter Wahrung der Ähnlichkeit ihrer Abstände auf den Ursprung zu oder driften von ihm weg. Damit wird nur der Kohäsionsbeiwert  $\kappa$  kleiner oder größer.

Liegen Scherfestigkeitswerte aus Rahmenscherversuchen an sedimentiertem und anschließend unter weitgehend monotoner Lastzunahme konsolidiertem Boden vor, so können in Gleichung (2.1a)  $\sigma_f$  und  $\sigma_{ef}$  gleichgesetzt werden.

Man erhält dann:

$$\tau_f / \sigma_{ef} = \tau_f / \sigma_f = \tan \varphi_e + \kappa \quad (2.4)$$

Der  $\tau_f / \sigma_f$ -Wert stellt für ein bestimmtes Seitendruckverhältnis während der Konsolidation (z.B. Ruhedruckbedingung) eine Materialkonstante [ $\tan \varphi_e + \kappa$ ] dar, die einen Reibungs- und Kohäsionsanteil enthält und somit der Gesamtscherfestigkeit  $\tan \varphi_s$  für streng normalkonsolidierten Boden entspricht. Die Gleichung (2.4) kann auch verwendet werden, wenn Spannung und Porenzahl eines Bodens einem Zustand nahe einer Normalkonsolidation entsprechen.

Die von HVORSLEV vorgeschlagene Auswertung von Scherversuchen gestattet es, mit den Ausdrücken  $\sigma_{ef} \cdot \kappa$  und  $\sigma_f \cdot \tan \varphi_e$  den Einfluß der Dichte und der herrschenden Normalspannung auf die Scherfestigkeit voneinander getrennt anzugeben (siehe Gl. 2.1a). Damit ist es aber auch möglich, den Einfluß anderer Faktoren, z.B. einer mineralischen Verfestigung oder einer Schwächung infolge von Trennflächen bei ungestörten Proben abzuschätzen, indem deren Scherfestigkeit mit den Scherfestigkeiten gestörter Proben verglichen wird, die im HVORSLEV'schen Diagramm auf einer Geraden liegen. Hierfür werden jedoch die äquivalenten Spannungen benötigt, die in vielen Fällen aus den Scherversuchen allein nicht ermittelt werden können.

### 3.2.2 Konsolidationszustand (NC-Linie)

Wird eine Bodenprobe einem Kompressionsversuch mit behinderter Seitendehnung (KD-Versuch) unterzogen, so nimmt die Versuchskurve im halblogarithmischen Spannungs-Porenzahl-Diagramm ( $\ln \sigma$ -e-Diagramm) zunächst einen gekrümmten Verlauf. Abhängig von der Ausgangsdichte und den plastischen Eigenschaften einer Probe wird die Normalkonsolidationslinie (NC-Linie), die im  $\ln \sigma$ -e-Diagramm durch eine Gerade angenähert werden kann, in vielen Fällen erst bei Spannungen erreicht, die weit über den bei Scherversuchen üblichen Normalspannungen liegen. Diesen Sachverhalt zeigen

die Kompressionskurven im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm von einigen Versuchen im KD-Gerät an aufbereiteten Proben mit Fließgrenzen ( $w_L$ ) zwischen 0.35 und 0.57. Der Einbauwassergehalt lag etwas unter der Fließgrenze (Bilder 3.10.1-3). Keine der dargestellten Versuchskurven erreicht einen geradlinigen Verlauf, der auf einen Zustand der Normalkonsolidation hinweist. Zur mathematischen Beschreibung von Kompressionskurven wird in der Regel eine dem Grundbautaschenbuch (1980) entnommene Gleichung verwendet, welche die Versuchskurven in folgender Weise annähert:

$$e_2 - e_1 = -C_c \cdot \ln[(\sigma_2 + \sigma_c)/(\sigma_1 + \sigma_c)] \quad (2.5)$$

Darin bedeuten

$\sigma_1$  und  $\sigma_2$  die Spannungen,

$e_1$  und  $e_2$  die dazugehörenden Porenzahlen von Punkten, die auf der Versuchskurve liegen. Mit denselben Porenzahlen ergeben sich auf der Erstkonsolidationslinie (NC-Linie) die Spannungen  $(\sigma_1 + \sigma_c)$  und  $(\sigma_2 + \sigma_c)$ .

$C_c$  ist der Kompressionsbeiwert, der im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm die Neigung der NC-Linie angibt.

$\sigma_c$  ist eine Spannungsdifferenz und entspricht dem Abstand zwischen der Versuchskurve und der NC-Linie in Richtung der Spannungsachse (Bild 3.10.1). Sie wird für eine monoton wachsende Belastung näherungsweise konstant angenommen.

Eine mit Hilfe der angegebenen Gleichung bestimmte Kompressionskurve für einen vorgegebenen Ausgangszustand und eine festliegende NC-Linie nähert sich dieser zunächst verhältnismäßig rasch, erreicht sie aber im Gegensatz zur Wirklichkeit erst im Unendlichen. Hieraus ergibt sich für die Ermittlung einer passenden NC-Linie zu einer vorliegenden Kompressionskurve eine mit zunehmender Spannung geringer werdende Unsicherheit.

Zwei weitere Beispiele ( $w_L = 0.34$  bzw. 0.42) sollen diese Zusammenhänge verdeutlichen. Sie zeigen einen Vergleich von Kompressionsversuchen an gestörten und ungestörten Proben (Bild 3.11.1-2). Die Versuche sind ebenfalls im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm dargestellt. Die Belastung erfolgte wie bei allen anderen KD-Versuchen in Stufen.

Die gestörten Proben (aufbereitet und mit einem etwas unter der Fließgrenze liegenden Wassergehalt eingebaut) wurden bis 1000 bzw. 2000 kN/m<sup>2</sup> belastet und anschließend wieder entlastet. In beiden Fällen können die Neigungen der NC-Linien von den Versuchskurven ohne Rechnung abgelesen werden. Auf die unsichere Lage der NC-Linien wird später noch eingegangen. Die ungestörten Proben wurden mit ihrem natürlichen Wassergehalt eingebaut und dann folgendem Versuchsablauf unterworfen:

- Belastung bis zur natürlichen Überlagerung zwischen 300 und 400 kN/m<sup>2</sup> bei natürlicher Feuchtigkeit unter einer luftdichten Folie
- Entlastung unter gleichen Bedingungen bis auf eine geringe Restspannung
- Wasserzugabe
- Belastung bis 2000 kN/m<sup>2</sup> unter Wasser
- Entlastung unter gleichen Bedingungen.

Mit dem Belastungszyklus bei natürlicher Feuchtigkeit sollen zunächst der ursprüngliche Konsolidationszustand im Untergrund und anschließend die Entspannung infolge der Probennahme nachgeahmt werden. Die Belastungsvorgänge unter Wasserzugabe sollen die natürlichen langsamen Be- und Entlastungen wiedergeben.

Die Lage der Versuchskurven im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm werden durch die über Anfangsdichten bestimmte Porenzahlen festgelegt. Infolge unkontrollierbarer Anfangssetzungen treten insbesondere bei den aufbereiteten Proben versuchsbedingte Fehler auf. Es sollte deshalb die Lage der Versuchskurve einer in dieser Hinsicht weniger empfindlichen ungestörten Probe als maßgebend angesehen und die ermittelte Normalkonsolidationskurve (NC-Linie) gegebenenfalls verschoben werden. Hierzu bietet sich wieder die bereits genannte Gleichung (2.5) an, in der die Neigung der NC-Linie bzw. der Kompressionsbeiwert  $C_c$  schon bekannt sind, so daß die Gleichung nur nach  $\sigma_c$  aufzulösen ist:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_2 - \sigma_1 \cdot \exp[(e_1 - e_2)/C_c]}{\exp[(e_1 - e_2)/C_c]} \quad (2.5a)$$

Hieraus erhält man die Spannungsdifferenz  $\sigma_c$  und damit den Abstand der NC-Linie von der Kompressionskurve der ungestörten Probe in

jedem Kurvenpunkt. In den Bildern 3.12.1-2 sind die auf diese Weise verbesserten Lagen der NC-Linien für die in den Bildern 3.11.1-2 dargestellten Versuche angegeben. Die dabei auftretende geringe und deshalb auch annehmbare Streuung des Abstandes  $\sigma_c$  hängt von den verwendeten Punkten auf der Versuchskurve ab.

Ausserdem sind die Kompressionskurven weiterer KD-Versuche aufgetragen, die mit ihrer abweichenden Lage im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm auf Streuungen der versuchstechnisch bestimmten Anfangsdichten  $e_a = e(\rho_d, \rho_s)$  hinweisen. Die ebenfalls eingetragenen, aber mit Hilfe der Anfangswassergehalte unter der Annahme einer Wassersättigung bestimmten Porenzahlen  $e_a = e(w_a, \rho_s)$  streuen weit weniger. Die hierfür verwendete Bestimmungsgleichung lautet:  $e = w \cdot \rho_s / \rho_w$ ; mit  $\rho_w = 1 \text{ t/m}^3$  erhält man:  $e = w \cdot \rho_s$ .

Der geschilderte Sachverhalt läßt es für gesättigte Böden ratsam erscheinen, die Porenzahlen aus den natürlichen Wassergehalten und den Korndichten zu ermitteln und auf die derzeitigen Überlagerungsspannungen (hier: 300 - 400  $\text{kN/m}^2$ ) zu beziehen. Die Kompressionskurven werden dann so verschoben, daß nach der Konsolidation unter der aufgebrachtten Überlagerungsspannung die aus dem natürlichen Wassergehalt ermittelte Porenzahl erreicht wird. Das Ergebnis dieses Vorgehens ist für dieselben Proben und Versuche in den Bildern 3.13.1-2 dargestellt. Die Kompressionskurven der ungestörten Proben und damit auch die Linien der Erstkonsolidation liegen in diesen Darstellungen deutlich dichter beisammen. Damit ist auch eine bessere Grundlage für die Einordnung und Bewertung von Scher- und Triaxialversuchen gegeben, deren Ergebnisse ebenfalls von den Porenzahlen der Proben abhängen. Mit Hilfe der auf diese Weise verbesserten Kompressionskurven und NC-Linien können die für Konsolidationszustände geltenden äquivalenten Spannungen zuverlässiger bestimmt werden. Dieses Verfahren muß jedoch erweitert werden, indem es auf die Bruchzustände übertragen wird.

### 3.2.3 Bruchzustand (NCF-Linie)

Zur Ermittlung der wahren Reibung  $\varphi_e$  und der dazu gehörenden Kohäsion  $\kappa$  werden die Scherspannung  $\tau_f$ , die Normalspannung  $\sigma_f$  und die auf Bruchzustände normalkonsolidierter Proben bezogene äqui-

valente Spannung  $\sigma_{ef}$  benötigt. Den hierzu durchgeführten Scher- und Triaxialversuchen können  $\tau_f$ ,  $\sigma_f$  und die beim Bruch herrschende Porenzahl  $e_f$  entnommen werden. Damit ist der Bruchzustand auch im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm als Punkt festgelegt. Es fehlt noch die NCF-Linie, mit der die Bruchzustände der normalkonsolidierten Proben dargestellt sind. Sie wird durch die Spannung  $\sigma_{Of}$  und die Porenzahl  $e_{Of}$  sowie die materialkonstante Neigung  $C_{cf}$  bestimmt. Das Wertepaar  $e_{Of}$  und  $\sigma_{Of}$  kann ebenfalls als Materialkonstante betrachtet werden, wenn es sich auf einen fest definierten Belastungsvorgang - z.B. Abscheren bis zur Spitzenfestigkeit nach einer monotonen Normalkonsolidation unter Ruhedruckbedingungen im Rahmenschergerät - bezieht.

Die Porenzahlen werden zweckmäßiger Weise aus den Wassergehalten und den Korndichten ermittelt, wenn eine Sättigung der Proben angenommen werden kann. Dies trifft für die durchgeführten Scher- und Triaxialversuche zu. Statt der Porenzahlen werden deshalb häufig auch die Wassergehalte als Kenngröße für die Dichte verwendet. Unabhängig von der Versuchsart erfordern die nach dem Versuchsende und nicht bei der maximalen Schubbeanspruchung bestimmten Wassergehalte in vielen Fällen eine Umrechnung der Porenzahlen. Auf die bei der Porenzahlermittlung möglichen Fehlerquellen wird noch eingegangen.

Die Materialparameter zur Beschreibung der NCF-Linie, die Neigung  $C_{cf}$  sowie das Wertepaar  $e_{Of}$  und  $\sigma_{Of}$ , sind aus mindestens zwei Scherversuchen auf sehr einfache Weise zu ermitteln, wenn dabei eindeutig normalkonsolidierte Proben vorliegen. Allerdings kann so wie das Verformungsverhalten auch das Scherverhalten bei Erstkonsolidation an ungestörten Proben nur unter sehr hohen Belastungen bestimmt werden. Das Münchner Tertiär benötigt hierfür Belastungen von mehr als  $3000 \text{ kN/m}^2$ . Da dies mit den vorhandenen Geräten nicht möglich ist, muß man sich bei der Ermittlung der NCF-Linie mit gestört eingebauten Proben behelfen. Aber selbst hierfür werden häufig Konsolidationsspannungen von mehr als  $1000 \text{ kN/m}^2$  benötigt, wofür die üblichen Scher- und Triaxialgeräte meist nicht ausgelegt sind. Ein Ausweg aus diesen Schwierigkeiten wurde bereits im Eingangskapitel (3.2.1 Grundlagen) angedeutet:

- Der  $C_{cf}$ -Wert kann aus Kompressionsversuchen entnommen werden, wenn das Abscheren normalkonsolidierter Proben mit einer konstanten Porenzahländerung verbunden ist ( $C_{cf} = C_c$ ). Im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm liegen dann die Konsolidationszustände (NC-Linie) und die hieraus hervorgegangenen Bruchzustände (NCF-Linie) parallel zueinander (Bild 3.14). HVORSLEV (1960) verwendet zwar diesen einfachen Zusammenhang, stellt aber zugleich fest, daß sich nicht alle bindigen Böden so verhalten. In der "CAM-CLAY"-Theorie wird ebenfalls von dieser Annahme ausgegangen (SCHOFFIELD, WROTH 1968). GUDEHUS u. KOLYMBAS (1985) stellen dagegen fest, daß der Auftrag der Porenzahlen nach der Konsolidation und beim Bruch über dem Logarithmus der Spannung durch Geraden angeglichen werden können, die nicht parallel sind. In der Theorie sind die NC- und NCF-Linie dann zueinander parallel, wenn für die Konsolidations- und Bruchzustände jeweils ein konstantes Verhältnis von Schub- zu Normalspannung bzw. von deviatorischer zu volumetrischer Spannung angenommen werden kann (SCHOFFIELD, WROTH 1968: S. 143ff). Zur Bestätigung führen SCHOFFIELD und WROTH Versuchsergebnisse von PARRY (1958, 1960) an, die dieser an aufbereiteten und normalkonsolidierten Proben (Bild 3.15, oben) bzw. überverdichteten Proben (Bild 3.15, unten) durchgeführt hat. Die NC-Linie ist dabei mit VCL (Virgin-Compression-Line) bezeichnet; CSL (Critical-State-Line) steht für den Bruchzustand, in dem die Scherzone ein volumenkonstantes Fließen ausführt.

Eigene Versuchsergebnisse an Mergeln aus dem Tertiär zeigen teilweise Übereinstimmung und teilweise Unterschiede bei den  $C_{cf}$ - und  $C_c$ -Werten. Es liegen allerdings noch zu wenig vergleichbare Daten vor, um bei der gegebenen, teilweise auch gerätebedingten Streuung der Versuchswerte hierzu eine zuverlässige Aussage machen zu können. Bei den weiteren Überlegungen wird jedoch davon ausgegangen, daß zumindest für normalkonsolidierte Proben die NC- und NCF-Linie zueinander parallel angenommen werden können. Für überverdichtete Proben wird allerdings abweichend vom Critical-State-Konzept (SCHOFFIELD, WROTH 1968) eine andere Neigung ( $C_{sf}$ ) der die Bruchzustände kennzeichnenden Geraden angenommen (Bild 3.16).

- Beim Einbau von gestörten und aufbereiteten Proben in das Rah-

menschengerät wird wie beim Kompressionsgerät in der Regel eine Anfangsdichte erzielt, deren Einfluß meist erst bei höheren Laststufen verschwindet. Die während der Konsolidationsvorgänge entstehende Kompressionskurve ist deshalb im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm ebenfalls gekrümmt und nähert sich langsam der bei einer reinen, auf eine Sedimentation folgenden Normalkonsolidation ergebenden Geraden, deren Neigung aus einem Kompressionsversuch bekannt sein soll. Der für einen Belastungsast konstant angenommene Abstand zwischen der Versuchskurve und der NC-Linie (Bild 3.16) kann folglich mit Hilfe der bereits vorgestellten Gleichung (2.5a) bestimmt werden:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_2 - \sigma_1 \cdot \exp[(e_1 - e_2)/C_c]}{\exp[(e_1 - e_2)/C_c]} \quad (2.5a)$$

Ein ähnliches Bild erhält man, wenn statt der Konsolidationspunkte ( $\sigma$ ,  $e$ ) die entsprechenden Bruchpunkte ( $\sigma_f$ ,  $e_f$ ) aufgetragen werden, wobei für Rahmenscherversuche die Normalspannungen  $\sigma$  und  $\sigma_f$  gleichgesetzt werden können.

In einem  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm (Bild 3.16) sind die Erstkonsolidations- und Bruchlinie sowie die Konsolidations- und Bruchpunkte einer typischen Folge von Rahmenscherversuchen eingetragen. Die Punkte 1 ( $\sigma_1$ ,  $e_1$ ) und 2 ( $\sigma_2$ ,  $e_2$ ) kennzeichnen im vorliegenden Fall einen von der Normalkonsolidation abweichenden Belastungsvorgang, die Punkte 2 ( $\sigma_2$ ,  $e_2$ ), 3 ( $\sigma_3$ ,  $e_3$ ) und 4 ( $\sigma_4$ ,  $e_4$ ) einen Entlastungsvorgang. Während für die Normalkonsolidation die Neigungen der Konsolidationslinie ( $C_c$ ) und der Bruchlinie ( $C_{cf}$ ) zueinander parallel angenommen werden können, weichen die entsprechenden Neigungen bei der tatsächlichen Belastung und vor allem bei der Entlastung ( $C_s$ ,  $C_{sf}$ ) deutlich davon ab. Die einem Konsolidationsversuch entnommene Spannungsdifferenz  $\sigma_c$  kann deshalb nicht auf den Bruchzustand übertragen und der Spannungsdifferenz  $\sigma_{cf}$  gleichgesetzt werden. Letztere ist jedoch rechnerisch zu ermitteln, wenn folgende Größen gegeben sind:

- Kompressionsbeiwert ( $C_c$ ) und Schwellbeiwert ( $C_s$ )
- dem Kompressions- und Schwellbeiwert entsprechende Beiwerte für die Bruchzustände ( $C_{cf} = C_c$  und  $C_{sf}$ )
- die Spannungsdifferenz ( $\sigma_c$ ) zwischen tatsächlicher Belastungs-

kurve und Erstbelastung beim Konsolidationsvorgang.

Gesucht wird die  $\sigma_c$  entsprechende, aber nicht mehr konstant anzunehmende Spannungsdifferenz für Bruchzustände ( $\sigma_{cf}$ ). Der Spannungspunkt ( $\sigma$ ,  $e$ ) kann hierzu auf einem Schwellast liegend angenommen werden, welcher die Erstkonsolidationslinie in dem Punkt schneidet, der die maximale Normalbelastung darstellt und als Bezugspunkt ( $\sigma_0$ ,  $e_0$ ) verwendet werden kann. Die Bestimmungsgleichungen für  $\sigma_0$  lauten (Bild 3.16):

$$e - e_0 = -C_s \cdot \ln[\sigma/\sigma_0]$$

$$e - e_0 = -C_c \cdot \ln[(\sigma + \sigma_c)/\sigma_0]$$

Einander gleichgesetzt ergibt sich hieraus nach einigen Umformungen:

$$\sigma_0 = (\sigma + \sigma_c)^{\frac{C_c/(C_c - C_s)}{C_c - C_s}} \cdot \sigma^{-\frac{C_s/(C_c - C_s)}{C_c - C_s}} \quad (2.6)$$

Die entsprechenden Beziehungen für die Bruchzustände lauten (Bild 3.16):

$$e_f - e_{Of} = -C_{sf} \cdot \ln[\sigma_f/\sigma_{Of}]$$

$$e_f - e_{Of} = -C_{cf} \cdot \ln[(\sigma_f + \sigma_{cf})/\sigma_{Of}]$$

Mit  $\sigma_{Of} = \sigma_0$ ,  $\sigma_f = \sigma$  und  $C_{cf} = C_c$  erhält man aus diesen Gleichungen nach einigen Umformungen:

$$\sigma_0 = (\sigma + \sigma_{cf})^{\frac{C_c/(C_c - C_{sf})}{C_c - C_{sf}}} \cdot \sigma^{-\frac{C_{sf}/(C_c - C_{cf})}{C_c - C_{cf}}} \quad (2.7)$$

Werden die Gleichungen (2.6) und (2.7) einander gleichgesetzt und nach  $\sigma_{cf}$  aufgelöst, ergibt sich:

$$\sigma_{cf} = (\sigma + \sigma_c)^{\frac{(C_c - C_{sf})/(C_c - C_s)}{C_c - C_s}} \cdot \sigma^{\frac{(C_{sf} - C_s)/(C_c - C_s)}{C_c - C_s}} \cdot \sigma^{-\sigma} \quad (2.8)$$

Mit Hilfe dieser Gleichung kann im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm bei bekanntem Abstand ( $\sigma_c$ ) eines Konsolidationszustandes ( $\sigma$ ,  $e$  - im Bild 3.16:  $\sigma_2$ ,  $e_2$ ) von der NC-Linie der entsprechende Abstand ( $\sigma_{cf}$ ) des da-

zu gehörenden Bruchzustandes ( $\sigma_f$ ,  $e_f$ ) von der NCF-Linie bestimmt werden (Bild 3.16:  $\sigma_{2f}$ ,  $e_{2f}$  und  $\sigma_{c2f}$ ). Damit läßt sich wiederum die Lage der NCF-Linie im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm festlegen und für jeden Bruchzustand die zur Auswertung erforderliche äquivalente Spannung ermitteln. Im Gegensatz zu  $\sigma_c$  ist  $\sigma_{cf}$  auch für eine monoton wachsende Belastung nicht konstant.

#### 3.2.4 Fehlerquellen und Anwendungsgrenzen

In der Entnahme von vergleichbaren Teilproben zur Wassergehaltsbestimmung in der Scherzone dürfte bei der Ermittlung der äquivalenten Spannungen die größte Unsicherheit liegen. Dies betrifft vor allem die Triaxialversuche, ist aber auch bei Versuchen in Schergeräten gegeben.

Zur Versuchsauswertung nach HVORSLEV wird eigentlich der Wassergehalt in der Scherzone benötigt. Da diese Zone aber in der Regel sehr dünn ist, kann kaum vermieden werden, daß ein Mischwassergehalt aus der Scherzone und deren unmittelbarer Umgebung erhalten wird. Bei SCHOFFIELD und WROTH (1968, S. 222ff) ist diese Problematik anschaulich dargestellt. Für die Scherzonen von Proben, die beim Bruch eine Hebung zeigen, wird somit in der Regel ein zu geringer Wassergehalt ermittelt. Man erhält dann eine zu kleine Porenzahl. Es wird also eine zu hohe Dichte vorgetäuscht. Dies bedeutet wiederum eine im Vergleich zur tatsächlichen Porenzahl zu große äquivalente Spannung  $\sigma_{ef}$ . Da das Produkt  $\kappa \cdot \sigma_{ef}$  für ein im Versuch bestimmtes Wertepaar  $\tau_f$  und  $\sigma_f$  nur einen Wert annehmen kann, erhält man in der Spannungsebene von HVORSLEV eine zu geringe Kohäsion  $\kappa$ . Die Versuchspunkte liegen somit unter der tatsächlichen Bruchgeraden. Für Proben, die sich beim Bruch setzen, ergeben sich umgekehrte Folgen. Die Auswirkungen dieses Fehlers halten sich allerdings in erträglichen Grenzen, wenn die Teilproben zur Wassergehaltsbestimmung bei allen Versuchen unter möglichst gleichen Bedingungen entnommen werden.

Der Forderung nach gleichen Entnahmebedingungen der Teilproben läßt sich bei Rahmenscherversuchen vergleichsweise gut nachkommen. Schwieriger wird dies bei den Triaxialversuchen; insbesondere dann, wenn sie mit Rahmenscherversuchen zu vergleichen sind. Für

diesen Vergleich stehen zwei Wege zur Verfügung:

- Mit Hilfe des für den Bruchzustand gemessenen Dilatationswinkels wird über die Ähnlichkeit von Spannungs- und Verformungskreis versucht, einen mittleren Gesamtspannungszustand im Rahmenschergerät näherungsweise zu bestimmen und damit den Vergleich mit den Triaxialversuch zu ermöglichen (ROSCOE 1970, FRANKE 1972).
- Einfacher ist es jedoch, auch im Triaxialversuch nur die für die eingemessenen Bruchebenen mit Hilfe des MOHRschen Spannungskreises errechneten Schub- und Normalspannungen zu berücksichtigen, die dann mit den Ergebnissen aus den Schergeräten verglichen werden.

Bei der Auswertung der Festigkeitsversuche wird der zweite und leichter einzusehende Weg beschritten (BAUMANN 1987). Dabei sind folgende Einschränkungen zu beachten:

- Die Spannungsermittlung in den Bruchflächen der Triaxialprobe wird durch die Endflächenreibung etwas verfälscht.
- Da nur die Schub- und Normalspannungen in der Bruchfläche zur Auswertung herangezogen werden, kann der Einfluß der hierzu senkrecht wirkenden Spannungskomponenten nur in dem Maße berücksichtigt werden, wie diese meßbare Dichteunterschiede zur Folge haben.
- Beim Vergleich zwischen Rahmenscher- und Triaxialversuchen werden auch unterschiedliche Spannungsentwicklungen vor dem Bruch nicht beachtet.
- Die in der Regel an den Gesamtproben der undrännierten Triaxialversuche ermittelten Wassergehalte geben die Konsolidationszustände vor dem Abscheren wieder. Die Vorgänge in der Scherzone sind nur grob durch die Porenwasserdruckmessungen zu erfassen.
- Bei den wenigen Triaxialversuchen, die keinen deutlichen Bruch erkennen lassen, werden die für den Winkel der Gesamtscherfestigkeit aus gestörten Rahmenscherversuchen erwarteten Bruchneigungen angenommen.

Die gewählte Art der Auswertung von Triaxialversuchen erlaubt es, die Scherfestigkeit in den beobachteten Scherflächen in guter Näherung anzugeben, wogegen die Dichte in der Scherzone nur grob erfaßbar bleibt. Entsprechend ungenau, aber für praktische Anwendungen meist ausreichend, können damit die Auswirkungen der in

der Natur und im Versuch durch unterschiedliche Belastungsvorgänge entstandenen Dichteunterschiede erfaßt werden. Unberücksichtigt bleiben dagegen der Einfluß der seitlichen Spannungen und des durch sie mitbestimmten anisotropen Verhaltens.

### 3.2.5 Versuchsergebnisse und ihre Bewertung

Mit Hilfe der oben genannten Gleichungen und unter Beachtung der beschriebenen Überlegungen stellt sich eine Auswertung der Festigkeitsversuche in folgenden Schritten dar (Bild 3.17):

- Ermittlung der NCF-Linie aus Scherversuchen an normalkonsolidierten Proben mit Hilfe der beim Bruch gemessenen Spannungen und Porenzahlen. Die Neigung ergibt sich aus der etwas umgeformten Gleichung (2.2a):

$$C_{cf} = (e_{1f} - e_{2f}) / \ln[\sigma_{2f} / \sigma_{1f}]$$

Mit einem der beiden Versuchswertepaare  $\sigma_{1f}$ ,  $e_{1f}$  oder  $\sigma_{2f}$ ,  $e_{2f}$  als Bezugspunkt  $\sigma_{Of}$ ,  $e_{Of}$  ergibt sich daraus die Geradengleichung im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm zu:

$$e_f = e_{Of} - C_{cf} \cdot \ln[\sigma_f / \sigma_{Of}]$$

Die Spannungen sind dabei zugleich äquivalente Spannungen.

In der Regel liegen jedoch keine Ergebnisse von normalkonsolidierten Scherversuchen vor, da in den gebräuchlichen Schergeräten sowohl dem Wassergehalt beim Probeneinbau als auch den Spannungen beim Abscheren nach oben Grenzen gesetzt sind. Es muß deshalb ein Umweg beschritten werden, der die Ermittlung folgender Größen umfaßt:

Die Neigung der NCF-Linie wird der Neigung der NC-Linie aus gestörten Kompressionsversuchen mit ausreichend hohen Belastungen gleichgesetzt:  $C_{cf} = C_c$ .

Die Lage der NC-Linie wird aus ungestörten Kompressionsversuchen oder Konsolidationszuständen von Scherversuchen mit Hilfe der Gleichung (2.5a) bestimmt:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_2 - \sigma_1 \cdot \exp[(e_1 - e_2) / C_c]}{\exp[(e_1 - e_2) / C_c]}$$

Mit einem Bezugspunkt  $\sigma_0$ ,  $e_0$  ergibt sich die Geradengleichung im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm:

$$e = e_0 - C_c \cdot \ln[\sigma/\sigma_0]$$

Die Lage der NCF-Linie ergibt sich aus der bekannten NC-Linie, der Neigung des Schwellastes aus dem Kompressionsversuch ( $C_s$ ) und der Neigung der Verbindungslinie von Bruchzuständen eines Schwellastes ( $C_{sf}$ ). Zunächst wird die Gleichung (2.8) benötigt:

$$\sigma_{cf} = (\sigma + \sigma_c) \cdot \frac{(C_c - C_{sf}) / (C_c - C_s)}{\sigma} \cdot \frac{(C_{sf} - C_s) / (C_c - C_s)}{-\sigma}$$

Mit einem Bezugspunkt  $\sigma_{Of}$ ,  $e_{Of}$  ergibt sich die Geradengleichung im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm:

$$e_f = e_{Of} - C_{cf} \cdot \ln[\sigma_f/\sigma_{Of}]$$

- Ermittlung der äquivalenten Spannungen für die Einzelversuche im Rahmenschergerät mit Hilfe der Gleichung (2.2):

$$\sigma_{ef} = \sigma_{Of} \cdot \exp[(e_{Of} - e_f)/C_{cf}]$$

Die durch die äquivalente Spannung  $\sigma_{ef}$  geteilten  $\tau_f$ - und  $\sigma_f$ -Werte aus Rahmenscher- und Triaxialversuchen werden im HVORSLEV-schen Diagramm aufgetragen (Bilder 3.18.1-2).

- Graphische Ermittlung der wahren Reibung  $\varphi_w = \varphi_e$  und des wahren Kohäsionsbeiwertes  $\kappa$  aus den Bildern 3.18.1-2. Für  $\sigma_f = \sigma_{ef}$  kann auch die Materialkonstante Gesamtscherfestigkeit  $\varphi_s$  aus der Beziehung

$$\tan \varphi_s = \tan \varphi_e + \kappa$$

gewonnen werden.

Die nach dem Schema von Bild 3.17 in die Bilder 3.13.1-2 eingetragenen Versuchsergebnisse werden in der beschriebenen Weise ausgewertet. Die Tabellen 3.1-2 enthalten die Zahlenwerte der dabei verwendeten Ausgangsgrößen und der erhaltenen Ergebnisse.

Tabelle 3.1: Versuchsauswertung nach HVORSLEV (Probe 30526)

Bodenart:  $U, t', s/$  Fließgrenze ( $w_L$ ): 0.342  
 Korndichte ( $\rho_s$ ):  $2.74 \text{ t/m}^3$  Ausrollgrenze ( $w_p$ ): 0.169

Kompressionsbeiwert ( $C_c$ ): 0.09 (aus KD-Versuch)  
 Schwellbeiwert ( $C_s$ ): 0.0105

Porenziffer ( $e_{Of}$ ): 0.463 (mit Hilfe von KD- und  
 äquiv. Spannung ( $\sigma_{Of}$ ):  $440 \text{ kN/m}^2$  Rahmenscher Versuch gewählt)

Versuch	$\sigma_f$	$\tau_f$	$w_f$	$e_f$	$\sigma_{ef}$	$\frac{\sigma_f}{\sigma_{ef}}$	$\frac{\tau_f}{\sigma_{ef}}$
	[ $\text{kN/m}^2$ ]		[1]	[1]	[ $\text{kN/m}^2$ ]	[1]	[1]

Rahmenscherversuche (gestört)

GS 2	403	276	0.169	0.463	440	0.916	0.627
GS 1	303	180	0.180	0.493	315	0.963	0.572
GS 4	103	77	0.197	0.540	188	0.549	0.410
GS 3	203	143	0.185	0.507	270	0.751	0.529

Triaxialversuche (gemessene Porenzahlen)

T.0	1015	707	-	0.422	694	1.462	1.018
T.1	782	468	-	0.455	481	1.625	0.973

Triaxialversuche (verminderte Porenzahlen)

T.0	1015	707	-	0.390	991	1.024	0.714
T.1	782	468	-	0.410	793	0.986	0.590

Schwellbeiwert für die Bruchzustände bei der  
 Entlastung ( $C_{sf}$ ): 0.056

Beiwerte aus dem  $\tau_f/\sigma_{ef} - \sigma_f/\sigma_{ef}$ -Diagramm (HVORSLEV)

Kohäsionsbeiwert ( $\kappa$ ): 0.08

Reibungswinkel ( $\varphi_e$ ):  $31.0^\circ$

Tabelle 3.2: Versuchsauswertung nach HVORSLEV (Probe 30525)

Bodenart: U, t', s Fließgrenze ( $w_L$ ): 0.421  
 Korndichte ( $\rho_s$ ): 2.74 t/m<sup>3</sup> Ausrollgrenze ( $w_p$ ): 0.172

Kompressionsbeiwert ( $C_c$ ): 0.12 (aus KD-Versuch)

Schwellbeiwert ( $C_s$ ): 0.0160

Porenziffer ( $e_{Of}$ ): 0.517 (mit Hilfe von KD- und  
 äquiv. Spannung ( $\sigma_{Of}$ ): 440 kN/m<sup>2</sup> Rahmenscherversuch ge-  
 wählt)

Versuch	$\sigma_f$	$\tau_f$	$w_f$	$e_f$	$\sigma_{ef}$	$\frac{\sigma_f}{\sigma_{ef}}$	$\frac{\tau_f}{\sigma_{ef}}$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[1]	[1]	[1]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[1]	[1]

Rahmenscherversuche (gestört)

GS 2	403	215	-	0.517	440	0.916	0.489
GS 1	303	143	-	0.560	307	0.985	0.465
GS 4	103	70	-	0.619	188	0.548	0.372
GS 3	203	123	-	0.574	274	0.742	0.450
GS 5	403	186	-	0.534	382	1.055	0.487
GS 6	303	140	-	0.568	288	1.053	0.487

Rahmenscherversuch (ungestört)

US	222	120	-	0.476	619	0.359	0.194
----	-----	-----	---	-------	-----	-------	-------

Triaxialversuch (gemessene Porenzahl)

T	463	263	-	0.466	673	0.688	0.391
---	-----	-----	---	-------	-----	-------	-------

Schwellbeiwert für die Bruchzustände bei der  
 Entlastung ( $C_{sf}$ ): 0.075

Beiwerte aus dem  $\tau_f/\sigma_{ef} - \sigma_f/\sigma_{ef}$ -Diagramm (HVORSLEV)

Kohäsionsbeiwert ( $\kappa$ ): 0.2

Reibungswinkel ( $\varphi_e$ ): 16.5°

Ausgangswerte sind:

- der Kompressionsbeiwert aus einem gestörten KD-Versuch ( $C_{cf} = C_c$ );
- die Bezugsspannung ( $\sigma_{Of}$ ) und Bezugsporenzahl ( $e_{Of}$ ), die wegen der geringen Spannungsdifferenz  $\sigma_c$  im KD-Versuch für die Erstbelastungsäste der gestörten Rahmenscherversuche geschätzt werden konnten;
- Normalspannungen ( $\sigma_f$ ), Schubspannungen ( $\tau_f$ ) und Wassergehalte ( $w_f$ ) bzw. Porenzahlen ( $e_f$ ) für Bruchzustände aus gestörten (GS 1-6) und ungestörten Scherversuchen (US) sowie Triaxialversuchen (T bzw. T.O-1).

Die Proben der Scherversuche GS 1-2 und 5-6 sind normalverdichtet, die der Versuche GS 3-4 überverdichtet. Die Spannungen  $\tau_f$  und  $\sigma_f$  aus den Triaxialversuchen wurden für die theoretisch zu erwartenden Bruchflächen ermittelt (Bilder 3.19.1-2), da bei diesen Versuchen keine Gleitflächen zu erkennen waren.

Folgende Ergebnisse wurden erhalten:

- die zu den Porenzahlen ( $e_f$ ) gehörenden äquivalenten Spannungen ( $\sigma_{ef}$ ) auf der mit Hilfe von  $e_{Of}$  und  $\sigma_{Of}$  festgelegten und mit  $C_c$  geneigten Bruchlinie erstkonsolidierter Proben,
- die durch die äquivalenten Spannungen geteilten Normal- und Schubspannungen beim Bruch,
- die durch die Bruchpunkte der Scherversuche GS 2 und GS 4 festgelegten Schwellbeiwerte  $C_{sf}$ ,
- die Reibungswinkel ( $\varphi_e$ ) und Kohäsionsbeiwerte ( $\kappa$ ) aus dem  $\tau_f/\sigma_e - \sigma_f/\sigma_e$ -Diagramm von HVORSLEV.

Analog zu den beiden Proben 30525 und 30526 werden noch weitere Scherversuche ausgewertet (Bilder 3.21.1-5). Da hierfür nur die Neigungen der Bruchlinien für erstbelastete Proben bekannt sind, können nur die ermittelten Reibungswinkel ( $\varphi_e$ ) als zutreffend angesehen werden.

In die  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramme der Bilder 3.13.1-2 sind zu den verbesserten Kompressionskurven von aufbereiteten und ungestörten Proben auch die Konsolidations- und Bruchzustände von Triaxialversuchen sowie gestörten und ungestörten Rahmenscherversuchen eingezeichnet. In beiden Fällen wird die Bruchlinie erstkonsolidierter Proben praktisch durch die Bruchpunkte der im Rahmenschergerät mit

300 und 400 kN/m<sup>2</sup> konsolidierten gestörten Proben festgelegt, da die Spannungsdifferenz  $\sigma_c$  bei diesen Spannungen auch in KD-Versuchen nahezu verschwindet. Die Bruchzustände sind außerdem in der gewohnten  $\tau_f - \sigma_f$ -Ebene und in der  $\tau_f/\sigma_{ef} - \sigma_f/\sigma_{ef}$ -Ebene von HVORSLEV dargestellt (Bilder 3.18.1-2).

Zunächst wird auf einige Besonderheiten der Ergebnisse hingewiesen:

- die vergleichsweise geringe Porenzahl der gestörten Proben im Rahmenschergerät nach der Konsolidation bei der Entlastung;
- die geringe Auflockerung der ungestörten Probe (US) im Vergleich zu den gestörten und überkonsolidierten Proben (GS4) beim Abscheren im Rahmenschergerät;
- die teilweise zu hohen Porenzahlen bei den Triaxialversuchen, wobei sogar die Bruchlinie erstkonsolidierter Proben überschritten wird (Probe 30526).

Zur Zeit werden Untersuchungen durchgeführt, die zur Klärung dieser Unstimmigkeiten beitragen sollen. Vorerst können nur Vermutungen angestellt werden. So dürften zum Beispiel die zu hohen Porenzahlen der Triaxialproben während der Konsolidationsphasen vorwiegend der Sättigung unter Druck (backpressure) zuzuschreiben sein.

Im Hinblick auf die rechnerische Bestimmung der Spannungsdifferenz  $\sigma_{cf}$  für den Bruchzustand und der natürlichen Festigkeit aus den HVORSLEVschen Beiwerten und der Dichte wurden Kompressionsbeiwerte ( $C_c$ ) sowie die Schwellbeiwerte für den Konsolidationszustand ( $C_s$ ) und den Bruchzustand ( $C_{sf}$ ) ermittelt. Die Ergebnisse können Bild 3.22 entnommen werden. In Abhängigkeit von der Fließgrenze sind aufgetragen:

- Kompressionsbeiwerte  $C_c$ , die über die Konsolidationskurven aus KD-Versuchen an aufbereiteten Proben durch folgendes Vorgehen gewonnen wurden:
  - a) Ablesen der Endneigung
  - b) Berechnung mit Hilfe der Gleichung (2.5a);
- den Kompressionsbeiwerten entsprechende und gleichgesetzte Beiwerte ( $C_{cf}$ ) für die Bruchzustände nach einer Erstbelastung aus Rahmenscherversuchen an aufbereiteten Proben, wobei nur die Ma-

ximalwerte mit den tatsächlichen  $C_{cf}$ - bzw.  $C_c$ -Werten vergleichbar sind;

- Schwellbeiwerte  $C_s$  von Entlastungskurven aus KD-Versuchen an gestört und ungestört eingebauten Proben;
- den Schwellbeiwerten entsprechende Beiwerte für Bruchzustände ( $C_{sf}$ ) aus den Entlastungsstäben von Rahmenscherversuchen an gestört eingebauten Proben;

Die Auftragungen lassen sich bis zur Fließgrenze zwischen  $w_L = 0.5$  und 0.6 einen brauchbaren Zusammenhang erkennen, der eine Abschätzung der  $C_c$ - bzw.  $C_{cf}$ -,  $C_s$ - und  $C_{sf}$ -Werte über die Fließgrenze erlaubt. Dieser Zusammenhang wurde auch für die in den Bildern 3.21.1-5 dargestellten Versuchsauswertungen benutzt.

### 3.2.6 Folgerungen

Trotz der bestehenden Kenntnislücke ergeben sich aus den Darstellungen eine Reihe von Sachverhalten, die für die weiteren Überlegungen von Bedeutung sind und deshalb erwähnt werden müssen:

- Die in den Bildern 3.16-17 angenommene starke Neigung des Entlastungsastes für die Bruchzustände bestätigt sich (Bilder 3.12.1-2).
- Wenn auch die erzielte Zuordnung der Triaxialversuche zu den übrigen Versuchen noch vorsichtig beurteilt werden muß, so können die unterschiedlichen Porenzahlen der Teilproben 30526 aus den Abläufen dieser Versuche gedeutet werden. Der Porenzahlunterschied im  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm (Bild 3.12.1) fällt mit Unterschieden in der Festigkeit (Bilder 3.18.1 und 3.19.1) zusammen, die mit verschiedenen Spannungswegen bei der Vorkonsolidation (Bilder 3.20.1-2) zu begründen sind. Offensichtlich führt ein Richtungswechsel der größeren Hauptspannung von der Vorkonsolidation ( $\sigma_3 > \sigma_1$ ) zum Abschervorgang ( $\sigma_1 > \sigma_3$ ) bei der Probe 30526.1 (Bild 3.20.2) zu einer Auflockerung und damit zu einer Schwächung.
- In den  $\tau_f$ - $\sigma_f$ -Diagrammen (Bilder 3.18.1-2) weichen die Festigkeiten der ungestörten Proben nur geringfügig von der Gesamtscherfestigkeit gestörter Proben ab. Allein bei der genannten Probe 30526.1 deutet sich eine Schwächung bereits in dieser Darstellung an.

- In den entsprechenden HVORSLEV'schen Spannungsebenen werden dagegen deutliche Abweichungen sichtbar. Die Schwächung der Triaxialprobe 30526.1 bestätigt sich. Der Versuchspunkt liegt auf einer Geraden mit der Neigung  $\tan \varphi_e$ , die parallel zur Bruchgeraden durch den Ursprung des Diagramms verläuft. Dies ändert sich auch nicht, wenn die Porenzahl soweit herabgesetzt wird, daß in Bild 3.13.1 die Bruchpunkte der Triaxialversuche auf der Bruchgeraden nach der Erstkonsolidation liegen. Bei Probe 30526.0 vermindert sich dabei die gegenüber der Gesamtscherfestigkeit beobachtete zusätzliche Festigkeit (Bild 3.18.1). Für die ungestörte Probe 30525 zeigt sich eine im  $\tau_f - \sigma_f$ -Diagramm nicht erkennbare Schwächung beim Rahmenscher Versuch. Sie kommt in einem stark verkleinerten Kohäsionsbeiwert  $\kappa$  zum Ausdruck (Bild 3.18.1) und ist wahrscheinlich einbaubedingt.

Ähnliche Aussagen können auch für Versuche an gestörten und ungestörten Proben im Rahmenschergerät gemacht werden, die in den Bildern 3.21.1-5 zusammengestellt sind. Weil die zur vollständigen Auswertung erforderlichen KD-Versuche fehlten, mußten die Kompressionsbeiwerte insbesondere für hochplastisches Material geschätzt werden. Die Lage der Bruchkurve im  $\ln \sigma$ - $\epsilon$ -Diagramm wurde mit Hilfe der Rahmenscherversuche an aufbereiteten und normalverdichteten Proben unter Verwendung der höchsten Laststufe festgelegt. Die dadurch vor allem bei hochplastischem Material in der Regel zu niedrigeren äquivalenten Spannungen führten zu überhöhten Kohäsionsbeiwerten  $\kappa$  im HVORSLEV'schen Diagramm. Der Reibungsbeiwert  $\tan \varphi_e$  und näherungsweise auch die Abweichungen der Festigkeit ungestörter Proben von der Gesamtscherfestigkeit aufbereiteter und normalkonsolidierter Proben können daraus entnommen werden.

Auf Grund der nach HVORSLEV durchgeführten Auswertung der Festigkeitsuntersuchungen im Rahmenschergerät und im Triaxialgerät können strukturbedingte Schwächen und mineralogisch bedingte Verfestigungen sicherer erfaßt werden. Dies wird gerade dadurch ermöglicht, daß sich Proben, deren Festigkeit nicht allein von Dichte und Spannung bestimmt wird, nicht in die Bruchgerade im HVORSLEV'schen Diagramm einfügen. Ein Umstand, der HVORSLEV und später auch die

englische Schule veranlaßte, diese Art von Proben bei ihren Betrachtungen zunächst einmal auszuschließen. Zur Beurteilung hoch vorbelasteter oder derzeit noch unter hohen Spannungen stehender Boden- und Gesteinspartien liefert jedoch auch deren abweichendes Verhalten wertvolle Informationen. Bei der Suche nach Berechnungswerten für das Münchner Tertiär erhält man auf diese Weise folgende Angaben:

- Die Festigkeitseigenschaften des als veränderlich fest einzustufenden Tertiärs im Münchner Raum können ausreichend genau mit Hilfe des HVORSLEV'schen Reibungs- und Kohäsionsbeiwertes sowie der Gesteinsdichte angegeben werden. Ein hierfür praktisch gangbarer Weg wird im folgenden Abschnitt aufgezeigt.
- Gelegentliche und meist lagenweise auftretende erhöhte Festigkeiten infolge mineralischer Bindungen (im HVORSLEV'schen Diagramm über der Bruchlinie) sind so begrenzt, daß sie in der Regel vernachlässigt werden müssen.
- Zu berücksichtigen sind dagegen vor allem in hochplastischen Tonen und Tonmergeln auftretende und offensichtlich strukturell bedingte Schwächezonen (im HVORSLEV'schen Diagramm unter der Bruchlinie). In diesen kann die Festigkeit auch ohne ausgeprägte Gleitflächen bis auf einen Wert absinken, der nur noch durch den HVORSLEV'schen Reibungsbeiwert  $\tan \varphi_e$  bestimmt ist.

Das gewählte Auswerteverfahren, das auch auf das Verformungsverhalten übertragen werden kann, sollte zunächst durch Reihenuntersuchungen in Form von Kompressions-, Triaxial-, Rahmenscher- und Kreisringscherversuchen an verschiedenen bindigen Gesteinen überprüft werden. Schwerpunkte sollten dabei die Erkundung von Zusammenhängen zwischen Kompressionsbeiwerten und den Festigkeitseigenschaften sowie von Fehlern bei der Wassergehaltsbestimmung im Rahmenscher- und Triaxialversuch sein.

### 3.3 Scherfestigkeit bei natürlicher Gesteinsdichte

In den vorangegangenen Abschnitten wurde die Bedeutung der HVORSLEV'schen Erkenntnisse auch für eine Beurteilung hoch vorbelasteter Böden dargestellt. Der Wert dieser Ansätze liegt vor allem darin, daß eindeutig bestimmbare Materialkonstanten verwendet werden und damit neben dem Einfluß der Spannung auf die Festigkeit auch derjeni-

ge der Dichte erfaßbar wird. Auf die Möglichkeit, die aus einer Geschichte der Konsolidationsspannungen sich ergebenden Festigkeiten zu bestimmen und Abweichungen infolge von zusätzlichen Verfestigungen oder strukturbedingten Schwächungen zu erkennen, wurde bereits hingewiesen.

Die unmittelbare Anwendung der HVORSLEV'schen Erkenntnisse kann allgemein gültige Stoffgesetze nicht ersetzen. Sie gestattet es aber, selbst bei schwer faßbaren veränderlich festen Gesteinen für naturnahe Spannungszustände brauchbare Festigkeitsbeziehungen anzugeben. Mit Hilfe verhältnismäßig einfacher Kompressions- und Rahmenscherversuche ist es möglich, die Festigkeiten für beliebige Be- und Entlastungsvorgänge unter Ruhedruckbedingungen abzuschätzen, wenn sonstige Einflüsse (z.B. mineralogische oder strukturelle Änderungen) vernachlässigt werden können. Ein möglicher Weg für derartige Näherungsberechnungen soll nun aufgezeigt werden.

### 3.3.1 Zusätzliche Annahmen

So wie mit Hilfe des Kompressionsbeiwertes ein Belastungsvorgang beschrieben werden kann, dient der Schwellbeiwert  $C_s$  der Beschreibung eines Entlastungsvorganges. Dabei wird auch die Gleichung (2.5) als Näherung verwendet und darin nur der Kompressionsbeiwert  $C_c$  durch den Schwellbeiwert  $C_s$  ersetzt. Die  $\sigma_c$ -Werte werden in der Regel negativ. In den nachfolgenden Überlegungen wird zur Vereinfachung  $\sigma_c = 0$  gesetzt. Es kann aber jederzeit die durch entsprechende Versuche belegte genauere Formulierung verwendet werden. Trägt man analog zum Entlastungsast im Kompressionsversuch für Scherversuche mit gleichen Konsolidationswegen die Normalspannungen  $\sigma_f$  und die Porenzahlen  $e_f$  in einem halblogarithmischen Spannungs-Porenzahl-Diagramm auf, so läßt sich daraus ebenfalls ein Schwellbeiwert für Bruchzustände bei einem Entlastungsast angeben. Dieser Wert wurde bereits analog zu  $C_s$  mit  $C_{sf}$  bezeichnet. Wegen der unterschiedlichen Porenzahländerungen bei Bruchvorgängen vorbelasteter Proben weicht  $C_{sf}$  von  $C_s$  deutlich ab, worauf bei der rechnerischen Ermittlung der Spannungsdifferenz  $\sigma_{cf}$  bereits hingewiesen wurde. Das dabei verwendete Denkmodell ist in ähnlicher Form auch zur Ermittlung einer natürlichen, nur von der Dichte bestimmten Festigkeit brauchbar.

Folgende Annahmen werden hierzu benötigt:

- die Kompressionsbeiwerte  $C_c$  und  $C_{cf}$  sind nahezu gleich groß;
- die Porenzahländerung  $\Delta e$  ist deshalb beim Bruch normalkonsolidierter Proben unabhängig von der Belastung;
- für die Schwellbeiwerte gilt  $C_{sf} > C_s$ ;
- die zu beurteilende ungestörte Probe ist unmittelbar vor und bei ihrer Entnahme keinen Spannungsunterschieden ausgesetzt, die über den Ruhedruckbedingungen liegen;
- die Probe ist unter den Spannungen, die im Untergrund herrschen, vollständig konsolidiert und dabei wassergesättigt;
- bei der Probennahme hat sich der Wassergehalt nicht geändert;
- die ermittelten Festigkeiten beziehen sich auf die entstehenden Scherflächen;
- während des Abschervorganges ändert sich die Normalspannung auf die Scherfläche nicht.

Bei einer Bewertung des Denkmodells ist zu berücksichtigen, daß es sich im Rahmen der genannten Annahmen um eine Näherung handelt, die eine brauchbare Abschätzung der Scherfestigkeiten unter Einbeziehung der Bodendichte liefert. Das Problem besteht vor allem darin, daß die von HVORSLEV aufgestellten Beziehungen sich auf Bruchzustände beziehen, während die an ungestörten Proben ermittelten Dichten meist einem Konsolidationszustand näher sind. Wenn die maximale Vorbelastung der Probe so hoch war, daß gegenwärtig Spannung und Dichte dem kritischen Zustand entsprechen, spielt der Unterschied von Konsolidation und Bruch keine Rolle.

### 3.3.2 Ableitung der Gleichungen

Zur Ermittlung der natürlichen Scherfestigkeit wird von der Gleichung (2.1a) ausgegangen:

$$\tau_f = \sigma_f \cdot \tan \varphi_e + \sigma_{ef} \cdot \kappa$$

Daneben werden noch der Kompressionsbeiwert  $C_{cf} = C_c$ , die Schwellbeiwerte  $C_s$  und  $C_{sf}$  sowie ein Bezugspunkt ( $\sigma_0$  und  $e_0$ ) auf der Normalkonsolidationslinie benötigt. Sie werden mit der Reibung  $\varphi_e$  und dem Kohäsionsbeiwert  $\kappa$  für die Erstkonsolidation aus Kompressions- und Scherversuchen an gestörten Proben gewonnen.

Es gilt nun, in Gleichung (2.1a) die äquivalente Spannung  $\sigma_{ef}$  für die zunächst unbekannte Porenzahl  $e_f$  zu bestimmen. Die zu  $e_f$  gehörende Normalspannung ist  $\sigma_f$ , die der Spannung aus der natürlichen Überlagerung ( $\sigma_n$ ) gleichgesetzt werden kann.  $e_n$  ist die zu diesem Konsolidationszustand gehörende Porenzahl.

Der Berechnungsweg läßt sich im halblogarithmischen Spannungs-Porenzahl-Diagramm in folgender Weise entwickeln (Bild 3.23):

Ausgehend vom Punkt A ( $\sigma_n, e_n$ ) auf einem Entlastungsast (Neigung =  $C_s$ ) wird dessen Schnittpunkt mit dem Erstbelastungsast (Neigung =  $C_c$ ) gesucht. Der Schnittpunkt B kann die ungefähre maximale geologische Vorbelastung  $\sigma_v$  angeben, wenn zwischenzeitlich keine Schubbeanspruchungen zu Auflockerungen geführt haben. Die Übereinstimmung des Schnittpunktes mit der maximalen Vorbelastung ist für die weiteren Berechnungsschritte nicht erforderlich. Von Bedeutung ist nur die Annahme, daß die den Konsolidationsästen entsprechenden Bruchlinien mit den Neigungen  $C_{cf}$  und  $C_{sf}$  sich bei derselben Spannung  $\sigma_v$  schneiden (D). Die Ausgangsgleichungen lauten:

- für Bruchvorgänge nach einer Erstkonsolidation (Bild 3.23: D-F)

$$e_{vf} - e_{of} = -C_{cf} \cdot \ln(\sigma_v / \sigma_o) \quad (3.1)$$

- für Bruchvorgänge nach einer Entlastung (Bild 3.23: D-E)

$$e_{vf} - e_f = -C_{sf} \cdot \ln(\sigma_v / \sigma_n) \quad (3.2)$$

- für die Konsolidation nach einer Erstbelastung (Bild 3.23: B-C)

$$e_v - e_o = -C_c \cdot \ln(\sigma_v / \sigma_o) \quad (3.3)$$

- für die Konsolidation nach einer Entlastung (Bild 3.23: B-A)

$$e_v - e_n = -C_s \cdot \ln(\sigma_v / \sigma_n) \quad (3.4)$$

Dazu wird noch eine Gleichung für die zur natürlichen Konsolidationsspannung  $\sigma_n$  gehörende äquivalente Bruchspannung  $\sigma_{ef}$  benötigt. Mit der noch unbekanntem Bruchporenzahl der ungestörten Probe unter ihrer natürlichen Überlagerung ( $e_f$ ) sowie den Bezugsgrößen auf der Bruchlinie normalkonsolidierter Proben ( $\sigma_o$  und  $e_{of}$ )

lautet diese Gleichung (Bild 3.23: F-G):

$$\sigma_{ef} = \sigma_0 \cdot \exp[(e_{Of} - e_f)/C_c] = \sigma_0 \cdot \exp[E] \quad (3.5)$$

Werden die beiden Gleichungen (3.3 und 3.4) nach  $e_v$  aufgelöst und einander gleichgesetzt, so erhält man:

$$e_0 - C_c \cdot \ln(\sigma_v/\sigma_0) = e_n - C_s \cdot \ln(\sigma_v/\sigma_n)$$

Nach  $\ln \sigma_v$  aufgelöst ergibt sich:

$$\ln \sigma_v = (e_0 - e_n)/(C_c - C_s) + C_c \cdot \ln \sigma_0 / (C_c - C_s) - C_s \cdot \ln \sigma_n / (C_c - C_s) \quad (3.6)$$

Mit Hilfe der Gleichungen (3.1 und 3.2) erhält man unter Verwendung von  $C_c = C_{cf}$

$$e_{Of} - C_c \cdot \ln(\sigma_v/\sigma_0) = e_f - C_{sf} \cdot \ln(\sigma_v/\sigma_n)$$

Ebenfalls nach  $\ln \sigma_v$  aufgelöst ergibt sich:

$$\ln \sigma_v = (e_{Of} - e_f)/(C_c - C_{sf}) + C_c \cdot \ln \sigma_0 / (C_c - C_{sf}) - C_{sf} \cdot \ln \sigma_n / (C_c - C_{sf}) \quad (3.7)$$

Nun können die beiden Gleichungen (3.6 und 3.7) einander gleichgesetzt werden, so daß die unbekannte rechnerische Vorbelastung  $\sigma_v$  verschwindet. Damit ist der in Gleichung (3.5) enthaltene Exponent  $[(e_{Of} - e_f)/C_c]$  zu bestimmen:

$$\begin{aligned} [(e_{Of} - e_f)/C_c] &= (C_c - C_{sf}) / (C_c - C_s) \cdot (e_0 - e_n) / C_c + \\ & (C_s - C_{sf}) / (C_c - C_s) \cdot \ln(\sigma_0/\sigma_n) \end{aligned} \quad (3.8)$$

In dem Ausdruck  $[(e_{Of} - e_f)/C_c]$  ist nur die für den Bruch zu erwartende Porenzahl  $e_f$  unbekannt. Wird der Exponent mit [E] bezeichnet, ergibt sich die Bruchporenzahl  $e_f$  zu:

$$e_f = e_{Of} - [E] \cdot C_c$$

Die Berechnung der Scherfestigkeit einer ungestörten Probe aus deren Porenzahl und den Ergebnissen von Kompressions- und Scherversuchen an gestört eingebauten Proben kann somit auf folgende

Weise erfolgen:

1. Bestimmung des Exponenten  $[(e_{Of} - e_f)/C_c]$  mit Hilfe der Gleichung (3.8)
2. Berechnung der äquivalenten Spannung  $\sigma_{ef}$  mit (3.5):

$$\sigma_{ef} = \sigma_0 \cdot \exp[(e_{Of} - e_f)/C_c]$$

3. Ermittlung der Scherfestigkeit unter Verwendung der Gleichung (2.1a), wobei  $\sigma_f$  durch  $\sigma_n$  ersetzt wird:

$$\tau_f = \sigma_n \cdot \tan \varphi_e + \sigma_{ef} \cdot \kappa$$

Dabei ist nur darauf zu achten, daß der Kohäsionsbeiwert  $\kappa$  mit Hilfe der Bruchlinie nach der Erstkonsolidation bestimmt wird, auf der auch der Punkt  $(\sigma_{Of}, e_{Of})$  liegt.

### 3.3.3 Anwendungsbeispiele

Die Anwendung der abgeleiteten Gleichungen soll an zwei Beispielen gezeigt werden:

Zunächst wird nochmals auf die in Bild 3.13.1 dargestellten Triaxialversuche der Probe 30626.0/.1 zurückgegriffen. Deren und die aus den Rahmenscherversuchen erhaltenen Konsolidations- und Bruchpunkte  $(\sigma, e)$  werden gemeinsam mit den Konsolidations- und Bruchlinien für Erstbelastung und Entlastung nochmals in ein  $\ln \sigma$ - $e$ -Diagramm übertragen (Bild 3.24).

Abschnitt 3.2.4 enthält den Hinweis, daß die eingetragenen Bruchpunkte aus den Triaxialversuchen wahrscheinlich Mischwerte darstellen, die näher bei den Konsolidationszuständen liegen. Unter dieser Annahme werden nun die Scherfestigkeiten und Porenzahlen für die Bruchzustände und die dazugehörigen Konsolidationszustände der beiden Versuche T.0 und T.1 errechnet und miteinander sowie mit den gemessenen Werten verglichen.

Ausgangswerte sind:

Kompressionsbeiwert ( $C_c$ ):	0.09
entsprechender Bruchbeiwert ( $C_{cf}$ ):	0.09
Schwellbeiwert ( $C_s$ ):	0.0105

entsprechender Bruchbeiwert ( $C_{sf}$ ):	0.056
Bezugsspannung ( $\sigma_0$ ):	300 kN/m <sup>2</sup>
Bezugsporenzahl ( $e_0$ ):	0.580
Porenzahländerung ( $\Delta e$ ):	0.086

In der Tabelle 3.3 sind Versuchs- und Rechenergebnisse einander gegenübergestellt.

Tabelle 3.3: Scherfestigkeit bei natürlicher Dichte

Versuch	Versuchsphase	$\sigma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Meßwerte		Rechenwerte	
			$\tau$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e$ [1]	$\tau$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e$ [1]
T.O	Bruch	1015	707	0.422	712	0.364
"	Konsolid.	802	0	0.424	570	0.377
T.1	Bruch	782	468	0.455	545	0.391
"	Konsolid.	793	0	0.455	552	0.390

Die errechneten Porenzahlen liegen deutlich unter den gemessenen und auch unter der für die Erstbelastung geltenden Bruchlinie. Die gemessenen und errechneten Porenzahlen dürften als mögliche Grenzwerte zu betrachten sein, so daß der im Rahmen der Auswertung angenommene Fall (Bruchpunkte auf der Erstbelastungsbruchlinie) zuzutreffen scheint.

In das  $\tau_f - \sigma_f$ -Diagramm eingetragen, liegen die errechneten Bruchpunkte erwartungsgemäß dicht über der Bruchlinie der Gesamtscherfestigkeit (Bild 3.18.1).

In einem weiteren Beispiel sollen die Scherfestigkeiten für Entlastungsäste nach verschiedenen Vorbelastungen für einen der Probe 30525 entsprechenden Boden ( $w_L = 0.42$ ,  $\varphi'_s = 25.5^\circ$ ) rechnerisch ermittelt werden. Bild 3.25 zeigt in einem  $\ln \sigma - e$ -Diagramm die maßgebenden Konsolidations- und Bruchlinien für die Erstbelastung und die nach verschiedenen Vorbelastungen erhaltenen Entlastungsäste. Für die geringste Vorbelastung ( $\sigma_v = 1800 \text{ kN/m}^2$ ) ist auch der berechnete Schwellast des Bruchzustandes eingetragen. Die errechneten Bruchlinien sind für die verschiedenen Entlastungsäste aus Bild 3.26 zu ersehen. Für eine Bodenpartie in etwa 50 m Tiefe un-

ter dem Isarhochufer im Bereich der Rutschung Grünwald dürfte die Vorbelastung etwa  $4000 \text{ kN/m}^2$  betragen. Die hierfür gewählte Bruchlinie ( $\varphi'_s = 26.5^\circ$ ,  $c' = 120 \text{ kN/m}^2$ ) ist ebenfalls eingezeichnet.

### 3.4 Einfluß von Trennflächen

Von besonderer Bedeutung für die Stabilität der Isarhänge ist das Auftreten von ausgeprägten plastischen Tonen mit engständigem Trennflächengefüge und Harnischen. Die ohnehin schon geringe Steifigkeit dieser Tone und Tonmergel kann sich infolge von Teilbeweglichkeit auf den vorgegebenen glatten Trennflächen noch beträchtlich vermindern, wenn bei abnehmendem Seitendruckverhältnis die Schubspannungen in den Trennflächen die Restscherfestigkeit überschreiten. Das Einfallen der Trennflächen ist wegen ihrer meist unregelmäßigen, buckligen Oberfläche an Bohrkernen nur grob zu bestimmen. Es entspricht jedoch im Mittel den in den Triaxialversuchen erhaltenen Scherflächenneigungen, die zwischen  $30^\circ$  und  $65^\circ$  um einen Mittelwert von  $48^\circ$  schwankten (BAUMANN 1987). Eine genauere, auch auf das Einfallen der untersuchten Hangabschnitte bezogene Orientierung der Trennflächen liegt nicht vor. Somit kann der Einfluß der Isareintiefung und damit des geologisch jüngsten Erorionsvorganges auf die Entwicklung der Harnische nicht angegeben werden.

Eine Untersuchung dieses Zusammenhanges dürfte sich als ergiebig erweisen, wie die Arbeit von FEESER (1986) zur Gefügeentwicklung und Spannungsgeschichte des Lauenburger Tons zeigt. Neben glazial-tektonisch bedingten Klüften beschreibt FEESER auch den "fissures" des London-Tons (SKEMPTON, SCHUSTER, PETLEY 1969) vergleichbare Trennflächen, die er Fissuren nennt. Er schließt vom "gleichartigen Auftreten der Fissuren in allen überkonsolidierten, schwach bis nicht verfestigten Gesteinen mit unterschiedlicher Genese und erdgeschichtlichem Alter" auf eine Schubbeanspruchung während einer gravitativen Entlastung als Ursache für die Entstehung dieser Trennflächen. Eine entsprechende Beschreibung von Trennflächen mit Harnischen, die teilweise unter ähnlichen Bedingungen entstanden sind, geben FOERSTER, MOLEK, REUTER (1985) für die feinkörnigen Begleithorizonte der Braunkohle im Lausitzer Revier.

Im untersuchten Abschnitt des Isartales bei Grünwald und Höllriegelskreuth beinhaltet die Belastungsgeschichte des Tertiärs etwa folgende Stationen:

- Sedimentation von Material unterschiedlicher Korngrößen bis zu einer Höhe von 150 - 200 m über der heutigen Tertiäroberfläche.
- Allmählicher Abtrag dieser Tertiärsedimente bis auf die derzeitige Höhe, wobei sich ein Relief mit geringen Höhenunterschieden einstellt.
- Ablagerung und Abtrag von Schottern im Wechsel während der Eiszeiten und im Anschluß daran. Möglicherweise sind dabei im betrachteten Abschnitt des Isartales auch zwischenzeitlich Talformen aufgetreten, welche die Tertiäroberfläche noch verändert haben. Seit der letzten großräumigen Veränderung der Schotter schwankt deren Mächtigkeit im Untersuchungsgebiet unter den Hochufern beiderseits der Isar zwischen 30 und 55 m.
- Eintiefung der Isar nach der letzten Eiszeit (seit ca. 12.000 Jahren) in die Münchner Schotterfluren und in die darunter verbliebenen Sande und Mergel des Tertiärs.

Da tektonische Beanspruchungen weitgehend ausgeschlossen werden können und auch eine Vereisung nicht sehr wahrscheinlich ist, sind Abweichungen der Hauptspannungsrichtungen von der Vertikalen bzw. Horizontalen und daraus entstandene Harnischbildungen ausschließlich auf Ungleichmäßigkeiten in der Schichtenfolge und der Oberflächenform zurückzuführen.

Die Scherfestigkeit des Bodens kann aber auch im Verlaufe von vollkommen gleichmäßigem Materialauf- bzw. -abtrag und bei horizontalen Schichtgrenzen erreicht werden. Unter diesen Bedingungen ist die Entstehung von Trennflächen mit Harnischen allerdings auf Ent- und Wiederbelastungsvorgänge mit einer gegenüber der Neubelastung verminderten Querdehnung zu begrenzen. Während der Neubelastung kann mit guter Näherung ein Erdruchdruckbeiwert von

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'$$

angenommen werden, der eine Annäherung der Spannungsspur an die Bruchlinie ausschließt. Wenn auch meines Wissens noch der Nachweis fehlt, daß infolge von Ent- und Wiederbelastungsvorgängen unter der  $K_0$ -Bedingung die Scherfestigkeit überschritten wird,

so zeigen Laborversuche an vorbelastetem Tertiärmaterial eine stark abgeminderte Querdehnung (Bild 3.27), unter der die Spannungsspur bei behinderter Seitendehnung der Probe an die Bruchlinie herangeführt wird. Bereits bei geringen Ungleichmäßigkeiten im Schichtenaufbau und an der Geländeoberfläche kann dies zu Scherbrüchen und damit zur Bildung von Trennflächen und Harnischen führen. Wie bei der Erstellung von Tagebaueinschnitten (FOERSTER, MOLEK, REUTER 1985) werden deshalb auch bei der Talbildung durch Erosion bereits bei einer begrenzten Entspannungsbewegung und verstärkt bei einer weiteren Abnahme der Seitenstützung alte Trennflächen- und Harnischbildungen erweitert und neue angelegt.

#### 3.4.1 Annahmen und Voraussetzungen

Um den Einfluß von Trennflächen auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten einer Tonschicht abschätzen zu können, werden einige Randbedingungen und die im Labor ermittelten Festigkeiten benötigt:

- Die von Trennflächen zerlegte Tonschicht erstreckt sich horizontal mit konstanter Mächtigkeit unter einer Böschung.
- Gegenüber den darüber und darunter auftretenden Bodenarten weist die Schicht eine deutlich geringere Steifigkeit auf, die durch den Verformungsmodul des Gesteins und das Trennflächengefüge verursacht ist.
- An der oberen und unteren Schichtgrenze verschwinden die Trennflächen.
- In den Trennflächen wird bei Bewegung die Restreibung voll mobilisiert.
- Die Verformung der durch die Trennflächen entstandenen Kluftkörper ist im Vergleich zu den Bewegungen in den Trennflächen gering und wird deshalb vernachlässigt.

Außerdem sind aus Laborversuchen folgende Festigkeitswerte bekannt:

- der Winkel der Gesamtscherfestigkeit gestörter Proben;
- der in gestörten Proben und in den Trennflächen ungestörter Proben wirksame Restreibungswinkel;
- die erhöhten Festigkeiten ungestörter Proben infolge von Kohäsion und mineralischer Bindung, die jedoch bei den folgenden Ableitungen nicht berücksichtigt werden.

In Bild 3.28 ist eine von Trennflächen geschwächte Tonmergelschicht schematisch dargestellt. Eine Belastung dieser Schicht, die in den Trennflächen eine Überschreitung der dort maßgebenden Restscherfestigkeit bewirkt, führt zu Verschiebungen auf diesen Flächen. Entsprechend den Verschiebungsvektoren im Hodographen für den Teilkörper in Bild 3.29 ergeben sich bei einer Zusammen-drückung der Schicht die im Ausschnitt von Bild 3.28 dargestellten Kluf tkörperverschiebungen. Sie sind auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem mit den Verschiebungskomponenten  $U_y = 0$  entlang der X-Achse und  $U_x = 0$  entlang der Y-Achse bezogen. Die Kluf tkörper sind in ihrer ursprünglichen Lage gestrichelt und nach ihrer Verschiebung mit durchgezogenen Linien dargestellt.

Wie bei den kinematischen Standsicherheitsnachweisen (GUDEHUS 1970, GOLDSCHIEDER und GUDEHUS 1974) können mit der durch das vorgegebene Gefüge bestimmten Bewegungsmöglichkeiten die Spannungsrichtungen in den Trennflächen und in horizontalen Schnittebenen eines für Berechnungen ausgewählten Teilkörpers (Bild 3.29) ermittelt bzw. abgeschätzt werden. In den Trennflächen 1, 2, 3 kann sich maximal die Restscherfestigkeit entwickeln. Innerhalb der von den Trennflächen herausgeschnittenen Kluf tkörper wird eine Scherfestigkeit angenommen, die zumindest die im Labor an gestörten Proben ermittelte Gesamtscherfestigkeit erreichen soll. Die obere und die untere Begrenzung des Teilkörperpaares in Bild 3.29 verlaufen quer durch die Kluf tkörper. Sie stellen nur gedachte Ebenen und zunächst keine Trennflächen dar. Mit diesen Vorgaben können die Richtungen und das Verhältnis der Hauptspannungen zueinander für zwei verschiedene Randbedingungen errechnet werden:

In einer unendlich mächtigen Schicht entsteht ein gleichförmiger Spannungs- und Verschiebungszustand. Er stellt sich auch in einer Schicht endlicher Mächtigkeit ein, wenn die Spannungen und Verschiebungen an der oberen und unteren Grenze den Zuständen im Innern der Schicht entsprechen. Für diesen Fall lassen sich die auf die Normalspannungen bezogenen Schubspannungen an den oberen und unteren Teilkörper- und damit auch Schichtgrenzen über MOHRsche Spannungskreise bestimmen.

Tatsächlich herrschen an einer in der Höhe begrenzten Schicht jedoch Randbedingungen, die von Veränderungen der Materialeigenschaften und von Verschiebungsdifferenzen beeinflusst werden. Eine infolge geringer Materialsteifigkeit und infolge eines Trennflächengefüges gegenüber der Umgebung weichere Schicht erleidet bei abnehmender Seitenstützung und gleichbleibender Auflast mit der Zusammendrückung auch horizontale Verschiebungen. Diese führen an den Grenzen zu steiferen Schichten zu erhöhten Schubbeanspruchungen. Es wird angenommen, daß die Basispartie der weichen Schicht bis an die Scherfestigkeit beansprucht wird und somit eine horizontale Bruchfuge entsteht (FOERSTER, MOLEK, REUTER 1985). An steiferen Deckschichten ohne seitliche Einspannung können sich derartige Schubbeanspruchungen meist nicht aufbauen. Berechnungen (z.B. DUNLOP und DUNCAN 1970, ZÁRUBA und MENCL 1982) und Beobachtungen von Bruchvorgängen (z.B. MENCL 1977, BAUMANN 1987) zeigen, daß infolge der horizontalen Bewegungsmöglichkeiten eher Zugspannungen und vertikale Risse in der Deckschicht entstehen.

### 3.4.2 Vollraum mit Trennflächengefüge

#### 3.4.2.1 Grundlagen

Ausgehend vom MOHRschen Spannungskreis und seiner mathematischen Formulierung soll nun versucht werden, den Einfluß des Trennflächengefüges auch quantitativ zu erfassen. Gesucht wird vor allem die in den horizontalen Schnittebenen mobilisierte Schubbeanspruchung, wobei nur diejenigen Spannungszustände zu berücksichtigen sind, die mit den gegebenen kinematischen Randbedingungen übereinstimmen. Bild 3.30 vermittelt die Beziehungen zwischen der physikalischen Ebene, die einen Gesteinskörper mit Trennflächen senkrecht zu diesen schneidet, und der Spannungsebene. In letzterer sind für vorgegebene Bruchgrenzen (Rest- und Gesamtscherfestigkeit) mit Hilfe des MOHRschen Spannungskreises zwei Fälle möglicher Grenzspannungszustände dargestellt:

- Der erste Spannungszustand wird durch die in den Trennflächen maximal mögliche Restscherfestigkeit begrenzt, so daß der Spannungskreis die mit  $\tan \varphi_x$  ansteigende Bruchgrenze nicht schneidet, sondern nur berührt (oberes Beispiel).

- Im unteren Beispiel schneidet der Spannungskreis die Gerade der Restscherfestigkeit und berührt die mit  $\tan \varphi$  ansteigende Materialbruchgrenze.

Beide Spannungszustände mobilisieren in den Trennflächen die Restscherfestigkeit. Die durch den Polpunkt ( $P_P$ ) gehenden Parallelen zu den Trennflächen 1 und 2 schneiden den Spannungskreis in Schnittpunkten mit den Geraden der Restscherfestigkeit. Durch den Polpunkt verlaufen außerdem die horizontale Bezugsebene (X-Ebene) und die Hauptspannungsebenen. Daraus kann auch die Verdrehung der Hauptspannungen gegenüber der Horizontalen bzw. der Vertikalen abgelesen werden. Unabhängig von absoluten Spannungswerten sollen mit Hilfe des MOHRschen Kreises folgende Größen bestimmt werden:

- der Verdrehungswinkel ( $\delta$ ) der Hauptspannungsebene (I) gegenüber der horizontalen Bezugsebene,
- der Winkel der mobilisierten Scherfestigkeit  $\varphi_m = \arcsin(q/p)$ ,
- das in der horizontalen X-Ebene mobilisierte Spannungsverhältnis  $\tau_x/\sigma_x = \tan \varphi_x$ .

Hierzu werden als bekannt vorausgesetzt:

- die Neigungen der Trennflächen 1 und 2 bzw. die daraus sich ergebenden Winkel  $\alpha$  und  $\beta$  sowie
- die Richtungen der in den Trennflächen mobilisierten Schubspannungen aus der kinematischen Vorgabe, die in der Trennfläche 1 eines Teilkörpers (Bild 3.29) eine linksdrehende und damit positive und in der Trennfläche 2 eine rechtsdrehende und damit negative Schubspannung bewirkt.

In den Berechnungen und den Bildern 3.29 - 35 werden folgende Bezeichnungen und vereinfachenden Annahmen verwendet:

Alle Neigungs- bzw. Einfallrichtungen der benötigten Ebenen und somit auch die dadurch gebildeten Winkel sowie die horizontale X-Achse sollen in einer vertikalen Ebene liegen.

Die Trennflächenneigungen werden mit

$\theta_1$  für die Trennflächen 1 und 3 sowie

$\theta_2$  für die Trennfläche 2 bezeichnet.

Die Winkel zwischen den verschiedenen Ebenen und Richtungen

werden linksdrehend  $> 0$  angenommen und lauten:

- $\alpha$  zwischen positiver X-Richtung und der Trennfläche 1 ( $\alpha = \theta_1$ );
- $\beta$  zwischen positiver X-Richtung und der Trennfläche 2 ( $\beta = \pi - \theta_2$ );
- $\delta$  zwischen der Ebene mit der größeren Hauptspannung (I) und der X-Achse;
- $\alpha'$  zwischen der Hauptspannungsebene (I) und der Trennfläche 1 ( $\alpha' = \alpha + \delta$ );
- $\beta'$  zwischen der Hauptspannungsebene (I) und der Trennfläche 2 ( $\beta' = \beta + \delta$ );

Als Scherfestigkeitswinkel werden

- $\varphi_r$  für die Restscherfestigkeit in den Trennflächen und
- $\varphi$  für die Materialfestigkeit verwendet.

Die mobilisierte Schubbeanspruchung wird in Form mobilisierter Scherwinkel,

- $\varphi_m$  für den MOHRschen Spannungskreis und
- $\varphi_x$  für horizontale X-Ebenen angegeben.

Als Normalspannungen wirken

- $\sigma_\alpha$  auf die Trennfläche 1,
- $\sigma_\beta$  auf die Trennfläche 2,
- $\sigma_x$  auf die X-Ebene,
- $\sigma_1$  auf die Hauptspannungsebene I und
- $\sigma_2$  auf die Hauptspannungsebene II.

Druckspannungen werden dabei  $> 0$  angenommen.

Entsprechend lauten die Schubspannungen

- $\tau_\alpha$  in der Trennfläche 1,
- $\tau_\beta$  in der Trennfläche 2 und
- $\tau_x$  in der X-Ebene. Linksdrehende Schubspannungen sind  $> 0$ .

Außerdem werden noch folgende zusammengesetzte Spannungen benötigt,

$p = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$  als volumetrische Spannung

$q = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$  als Deviatorspannung. Damit kann die mobilisierte Schubbeanspruchung  $\varphi_m = \arcsin(q/p)$  errechnet werden.

#### 3.4.2.2 Ausgangsgleichungen

Mögliche Grenzstände ergeben sich aus der Bedingung, daß in den Trennflächen die Restscherfestigkeit mobilisiert ist. Somit schneiden in der Spannungsebene die vom Polpunkt aus in Richtung der

Trennflächen aufgetragenen Strecken den Spannungskreis und die Geraden der Restscherfestigkeit in jeweils einem Punkt. Daraus lassen sich folgende Ausgangsgleichungen aufstellen:

$$\begin{aligned} \text{Trennfläche 1: } \sigma_{\alpha} &= p + q \cdot \cos(2\alpha + 2\delta) \\ \tau_{\alpha} &= q \cdot \sin(2\alpha + 2\delta) \end{aligned} \quad (4.1a)$$

$$\text{und } \tau_{\alpha} = \sigma_{\alpha} \cdot \tan \varphi_r$$

$$\begin{aligned} \text{Trennfläche 2: } \sigma_{\beta} &= p + q \cdot \cos(2\beta + 2\delta) \\ \tau_{\beta} &= q \cdot \sin(2\beta + 2\delta) \end{aligned} \quad (4.1b)$$

$$\text{und } \tau_{\beta} = -\sigma_{\beta} \cdot \tan \varphi_r$$

Das negative Vorzeichen in der letzten Gleichung für  $\tau_{\beta}$  ergibt sich aus  $\tau$  (Trennfläche 2) =  $\tau_{\beta} < 0$ . Die sechs Gleichungen 4.1a und 4.1b enthalten insgesamt 7 Unbekannte. Da für die Bestimmung der gesuchten Größen  $\delta$ ,  $\varphi_m$  und  $\varphi_x$  keine absoluten Spannungen errechnet werden müssen, können diese auf eine der Spannungen bezogen werden. Gewählt wird hierfür die Deviatorspannung  $q$ . Die Gleichungen nehmen dann folgende Formen an:

$$\begin{aligned} \text{Trennfläche 1: } \sigma_{\alpha}/q &= p/q + \cos(2\alpha + 2\delta) \\ \tau_{\alpha}/q &= \sin(2\alpha + 2\delta) \end{aligned} \quad (4.2a)$$

$$\text{und } \tau_{\alpha}/q = \sigma_{\alpha}/q \cdot \tan \varphi_r$$

$$\begin{aligned} \text{Trennfläche 2: } \sigma_{\beta}/q &= p/q + \cos(2\beta + 2\delta) \\ \tau_{\beta}/q &= \sin(2\beta + 2\delta) \end{aligned} \quad (4.2b)$$

$$\text{und } \tau_{\beta}/q = -\sigma_{\beta}/q \cdot \tan \varphi_r$$

Damit verbleiben noch 6 Unbekannte, so daß die Anzahl der Bestimmungsgleichungen ausreicht:  $\sigma_{\alpha}/q$ ,  $\tau_{\alpha}/q$ ,  $\sigma_{\beta}/q$ ,  $\tau_{\beta}/q$ ,  $p/q$  und  $\delta$ . Zunächst wird versucht, die Größen  $p/q$  und  $\delta$  zu bestimmen. Damit und mit Hilfe der vorgegebenen Trennflächenrichtungen  $\alpha$  und  $\beta$  sowie der Restreibung  $\varphi_r$  läßt sich der auf  $q$  bezogene Spannungskreis festlegen.

### 3.4.2.3 Auflösung des Gleichungssystems

Aus den Gleichungen 4.2a folgt:

$$\sigma_{\alpha}/q \cdot \tan \varphi_r = \sin(2\alpha + 2\delta) = [p/q + \cos(2\alpha + 2\delta)] \cdot \tan \varphi_r$$

und schließlich:

$$\sin(2\alpha + 2\delta)/\tan \varphi_r = p/q + \cos(2\alpha + 2\delta) \quad (4.3a)$$

Entsprechend ergibt sich aus 4.2b:

$$\sigma_{\beta}/q \cdot \tan \varphi_r = -\sin(2\beta + 2\delta) = [p/q + \cos(2\beta + 2\delta)] \cdot \tan \varphi_r$$

und schließlich:

$$-\sin(2\beta + 2\delta)/\tan \varphi_r = p/q + \cos(2\beta + 2\delta) \quad (4.3b)$$

Löst man 4.3a und 4.3b nach  $p/q$  auf und setzt die dabei entstehenden Ausdrücke gleich, erhält man eine Beziehung zwischen  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\delta$  und  $\varphi_r$ :

$$\begin{aligned} p/q &= \sin(2\alpha + 2\delta)/\tan \varphi_r - \cos(2\alpha + 2\delta) \\ &= -\sin(2\beta + 2\delta)/\tan \varphi_r - \cos(2\beta + 2\delta) \\ [\sin(2\alpha + 2\delta) + \sin(2\beta + 2\delta)]/\tan \varphi_r &= \cos(2\alpha + 2\delta) - \cos(2\beta + 2\delta) \end{aligned} \quad (4.4)$$

Es werden nun Bedingungen gesucht, unter welchen diese Gleichung erfüllt wird. Nach einer trigonometrischen Umformung:

$$2 \cdot \sin(\alpha + \beta + 2\delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)/\tan \varphi_r = -2 \cdot \sin(\alpha + \beta + 2\delta) \cdot \sin(\alpha - \beta)$$

ergibt sich:

$$\cos(\alpha - \beta)/\tan \varphi_r = -\sin(\alpha - \beta) \quad (4.5a)$$

$$\text{bzw. } \cot \varphi_r = -\tan(\alpha - \beta) \quad (4.5b)$$

Einige weitere Umformungen der Gleichung 4.5a führen zu folgenden Ausdrücken:

$$\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos \varphi_r = -\sin(\alpha - \beta) \cdot \sin \varphi_r$$

$$\begin{aligned} & [\cos(\alpha - \beta - \varphi_r) + \cos(\alpha - \beta + \varphi_r)]/2 = \\ & - [\cos(\alpha - \beta - \varphi_r) - \cos(\alpha - \beta + \varphi_r)]/2 \end{aligned}$$

und schließlich:  $\cos(\alpha - \beta - \varphi_r) = 0$

Diese Bedingung wird erfüllt, wenn  $\alpha - \beta - \varphi_r = n \cdot \pi/2$ .

Da  $\alpha < \beta$  sein muß, wird  $n = -1$  und somit  $\alpha - \beta - \varphi_r = -\pi/2$  maßgebend. Nach dem Öffnungswinkel zwischen den Trennflächen ( $\beta - \alpha$ ) aufgelöst, lautet die Lösung:

$$\beta - \alpha = \pi/2 - \varphi_r \quad (4.6)$$

Sie besagt, daß die Gleichung 4.4 unabhängig von der Drehung  $\delta$  der Hauptspannungsebenen erfüllt wird, wenn der Öffnungswinkel zwischen den Trennflächen ( $\beta - \alpha$ ) den Wert  $\pi/2 - \varphi_r$  annimmt. Weder die mobilisierte Scherbeanspruchung ( $\varphi_m = \arctan(q/p)$ ), noch die Verdrehung der Hauptspannungsrichtungen ( $\delta$ ) sind damit eindeutig bestimmbar. Erst wenn eine der beiden Größen festgelegt wird, kann die noch fehlende Größe ermittelt werden. In Bild 3.31 sind hierfür Beispiele in der Spannungsebene ( $\tau$ - $\sigma$ -Ebene) dargestellt:

- Werden gleichbleibende Trennflächenrichtungen (wegen der besseren Übersicht  $\theta_1 = \theta_2$ ), eine positive Schubspannung in der Trennfläche 1 ( $\tau_\alpha > 0$ ) und eine gleichbleibende mittlere Normalspannung ( $p = \text{const}$ ) vorgegeben, so sind Grenzzustände mit mobilisierten Schubbeanspruchungen zwischen  $\varphi_m = \varphi_r$  und  $\varphi_m = \varphi$  möglich (Bild 3.31, oben). Die Schubspannungen in den Trennflächen werden nur dann gleich groß ( $|\tau_\alpha| = |\tau_\beta|$ ), wenn der Spannungskreis die Gerade der Restscherfestigkeit berührt ( $\varphi_m = \varphi_r$ ). Dabei halbieren die Hauptspannungsebenen die Winkel zwischen den Trennflächen (symmetrische Lösung). Mit wachsender Schubbeanspruchung ( $\varphi_r \leq \varphi_m \leq \varphi$ ) schneidet der Spannungskreis jeweils die Gerade der Restscherfestigkeit und berührt schließlich auch die Gerade der Materialfestigkeit ( $\varphi_m = \varphi$ ). Die Hauptspannungsrichtungen weichen dabei deutlich von den Winkelhalbierenden zwischen den Trennflächen ab (unsymmetrische Lösung). Mit dem zugleich von der  $\sigma$ -Achse nach oben ( $|\tau_\alpha| < |\tau_\beta|$ ) bzw. nach unten ( $|\tau_\alpha| > |\tau_\beta|$ ) wandernden Polpunkt (Flächenpol) ändert sich auch die Verdrehung der Hauptspannungsrichtungen gegenüber der horizontalen x-Achse.

- Für einen Spannungskreis mit maximal möglicher Schubbeanspruchung ( $\varphi_m = \varphi$ ) sind in Bild 3.31 (unten) drei verschiedene Trennflächenlagen eingezeichnet. Für sie gelten ebenfalls  $\beta - \alpha = \pi/2 - \varphi_r$  sowie die Bedingungen  $\tau_\alpha > 0$  und  $|\tau_\alpha| > |\tau_\beta|$ . Mit den dabei auf dem Spannungskreis wandernden Polpunkt verändert sich der Verdrehungswinkel  $\delta$ , der somit bei gleichbleibender Schubbeanspruchung und gleichbleibenden Spannungen in den Trennflächen nur noch von deren Lage abhängt.

Es ist jedoch eine weitere Lösung der Gleichung 4.4 zu berücksichtigen. Man erhält sie mit der Annahme, daß beide Seiten zu Null werden. Hieraus ergeben sich folgende Beziehungen:

$$\sin(2\alpha + 2\delta) = -\sin(2\beta + 2\delta)$$

$$\text{und } \cos(2\alpha + 2\delta) = \cos(2\beta + 2\delta)$$

Die Lösung aus der Gleichung

$$\sin(2\alpha + 2\delta) = -\sin(2\beta + 2\delta) = \sin(2 \cdot n \cdot \pi - 2\beta - 2\delta)$$

$$\text{lautet für } n = 1: 2\alpha + 2\delta = 2 \cdot \pi - 2\beta - 2\delta$$

$$\text{bzw. } (\alpha + \delta) + (\beta + \delta) = \pi$$

(4.7a)

$$\text{oder } \alpha' + \beta' = \pi$$

Während die Gleichung 4.6 offensichtlich eine sehr spezielle Bedingung darstellt, beschreiben die Gleichungen 4.7a eine im allgemeinen wahrscheinlichere Lösung der Gleichung 4.4. Sie besagen, daß die Hauptspannungsebenen die Winkel zwischen den vorgegebenen Trennflächen immer halbieren (symmetrische Lösung:  $|\tau_\alpha| = |\tau_\beta|$ ). Nach dem Verdrehungswinkel  $\delta$  aufgelöst erhält man:

$$\delta = (\pi - \alpha - \beta)/2 = \pi/2 - (\alpha + \beta)/2 \quad (4.7b)$$

Mit Hilfe einer kleineren Erweiterung läßt sich hierfür auch schreiben:

$$\delta = \frac{\pi}{2} - \frac{\beta - \alpha}{2} - \alpha \quad (4.7b)$$

Die mit den Gleichungen 4.7a und b beschriebenen Lösungen gestatten eine eindeutige Bestimmung der Verdrehung der Hauptspannungsebenen, wenn die Trennflächen vorgegeben sind. Darüber hinaus macht die Gleichung 4.7b noch folgende Zusammenhänge deutlich:

- Bleibt der Öffnungswinkel  $(\beta - \alpha)$  zwischen den beiden Trennflächen konstant, dann hängt der Verdrehungswinkel nur noch von der Richtung einer Trennfläche ab. Die mobilisierbare Schubbeanspruchung ändert sich dabei nicht. Dieser Sachverhalt ist bereits in Bild 3.31 (unten) für einen unsymmetrischen Fall ( $|\tau_\alpha| \neq |\tau_\beta|$ ) und für  $\beta - \alpha = \pi/2 - \varphi_r$  sowie die maximal mögliche und konstante Schubbeanspruchung ( $\varphi_m = \varphi$ ) dargestellt.
- Wird dagegen eine der Trennflächenrichtungen festgehalten (in Gl. 4.7b:  $\alpha = \theta_1 = \text{const}$ ), so ändert sich der Verdrehungswinkel  $\delta$  abhängig vom Öffnungswinkel  $(\beta - \alpha)$ . Dabei ergeben sich auch für gleichbleibende Spannungen in den Trennflächen unterschiedliche mobilisierbare Schubbeanspruchungen, die zwischen  $\varphi_m = \varphi_r$  und  $\varphi_m = \varphi$  schwanken können (Bild 3.32 oben).
- Gleiche Hauptspannungsrichtungen und damit auch gleich große Verdrehungen gegenüber der x-Richtung ( $\delta = \text{const}$ ) können aus unterschiedlichen Kombinationen des Öffnungswinkels  $(\beta - \alpha)$  mit einer Trennflächenrichtung ( $\alpha$  oder  $\beta$ ) erhalten werden. Die dabei mobilisierbaren Schubbeanspruchungen schwanken ebenfalls zwischen  $\varphi_m = \varphi_r$  und  $\varphi_m = \varphi$ . Für einen Verdrehungswinkel  $\delta = 0$  und gleichbleibender Spannungen in den Trennflächen sind in Bild 3.32 (unten) mögliche Spannungskreise angegeben.

Die Aussagen der beschriebenen Lösungen sollen mit Hilfe einiger weiterer Ableitungen noch verdeutlicht werden. Hierzu wird von der Gleichung 4.3a ausgegangen. Setzt man in die Gleichung 4.3a für  $p/q$  den Ausdruck  $1/\sin \varphi_r$ , so nimmt diese folgende Form an:

$$1/\sin \varphi_r = \sin(2\alpha + 2\delta)/\tan \varphi_r - \cos(2\alpha + 2\delta)$$

Mit Hilfe einiger Umformungen erhält man:

$$1 = \sin(2\alpha + 2\delta) \cdot \cos \varphi_r - \cos(2\alpha + 2\delta) \cdot \sin \varphi_r$$

$$1 = \sin(2\alpha + 2\delta - \varphi_r)$$

Diese Gleichung wird mit  $2\alpha + 2\delta - \varphi_r = \pi/2$  erfüllt. Da außerdem  $\beta - \alpha = \pi/2 - \varphi_r$  und damit  $\varphi_r = \pi/2 + \alpha - \beta$  gilt, erhält man  $\delta = (\pi - \alpha - \beta)/2$  und damit die Bedingung 4.7b. Daraus ergibt sich folgender leicht einsehbarer Zusammenhang: Wird der mobilisierbaren Schubbeanspruchung  $q/p = \sin \varphi_m$  der untere Grenzwert  $\sin \varphi_r$  zugewiesen (der Spannungskreis berührt im  $\tau - \sigma$ -Diagramm die Geraden der Restscherfestigkeit), so ist nur die symmetrische Lösung möglich (die Hauptspannungsrichtungen halbieren die Winkel zwischen den Trennflächen).

Ersetzt man in Gleichung 4.3a den Ausdruck  $p/q$  durch  $1/\sin \varphi_m$ , so ergibt sich:

$$1/\sin \varphi_m = \sin(2\alpha + 2\delta)/\tan \varphi_r - \cos(2\alpha + 2\delta)$$

und mit einigen Umformungen:

$$\begin{aligned} \sin \varphi_r / \sin \varphi_m &= \sin(2\alpha + 2\delta) \cdot \cos \varphi_r - \cos(2\alpha + 2\delta) \cdot \sin \varphi_r \\ &= \sin(2\alpha + 2\delta - \varphi_r) \end{aligned}$$

und damit:

$$\sin \varphi_m = \sin \varphi_r / \sin(2\alpha + 2\delta - \varphi_r)$$

Diese Gleichung ist für alle Lösungen gültig. Sie gestattet die Berechnung der mobilisierbaren Schubbeanspruchung  $\varphi_m$ , wenn die Verdrehung der Hauptspannungsrichtungen  $\delta$  bekannt ist oder abgeschätzt werden kann. Der obere Grenzwert von  $\varphi_m$  ist erreicht, wenn der Spannungskreis die Gerade der Materialscherfestigkeit berührt ( $\varphi_m = \varphi$ ).

Umgekehrt kann von dieser Beziehung auch eine Gleichung für den Verdrehungswinkel  $\delta$  abgeleitet werden. Letztere wird benötigt, wenn bei unsymmetrischen Lösungen ( $\beta - \alpha = \pi/2 - \varphi_r$ ) die mobilisierbare Schubbeanspruchung abgeschätzt werden kann oder muß. Um  $\delta$  zu berechnen, werden folgende Umformungen vorgenommen:

$$\begin{aligned} \sin \varphi_r / \sin \varphi_m &= \sin(2\alpha - \varphi_r + 2\delta) \\ &= \sin(2\alpha - \varphi_r) \cdot \cos(2\delta) + \cos(2\alpha - \varphi_r) \cdot \sin(2\delta) \end{aligned}$$

und anschließend  $\cos 2\delta$  durch  $\sin 2\delta$  ersetzt.

$$\begin{aligned} \sin \varphi_r / \sin \varphi_m - \cos(2\alpha - \varphi_r) \cdot \sin(2\delta) &= \\ &= \sin(2\alpha - \varphi_r) \cdot \sqrt{1 - \sin^2(2\delta)} \end{aligned}$$

Werden beide Seiten quadriert und nach den Potenzen von  $\sin(2\delta)$  geordnet, erhält man die Gleichung:

$$\sin^2(2\delta) \cdot [A] + \sin(2\delta) \cdot [B] + [C] = 0$$

wobei  $[A] = \cos^2(2\alpha - \varphi_r) + \sin^2(2\alpha - \varphi_r) = 1$

$$[B] = -2 \cdot \sin(\varphi_r) / \sin \varphi_m \cdot \cos(2\alpha - \varphi_r)$$

und  $[C] = \sin^2(\varphi_r) / \sin^2(\varphi_m) - \sin^2(2\alpha - \varphi_r)$

Als Lösung dieser quadratischen Gleichung erhält man:

$$\begin{aligned} \sin(2\delta) &= \sin \varphi_r / \sin \varphi_m \cdot \cos(2\alpha - \varphi_r) \\ &\quad \pm \sqrt{1 - \sin^2 \varphi_r / \sin^2 \varphi_m} \cdot \sin(2\alpha - \varphi_r) \end{aligned} \quad (4.8)$$

Für  $\sin \varphi_m = \sin \varphi_r$  ergibt sich:

$$\sin(2\delta) = \cos(2\alpha - \varphi_r) = \sin(\pi/2 - 2\alpha + \varphi_r)$$

und damit  $2\delta = \pi/2 - 2\alpha + \varphi_r$ , die für den unteren Grenzwert bereits erhaltene Beziehung.

#### 3.4.2.4 Mobilisierte Schubbeanspruchung

Für die weiteren Betrachtungen wird vor allem die in der x-Ebene mobilisierte Schubbeanspruchung benötigt. Sie kann erst berechnet werden, wenn die mobilisierbare Schubbeanspruchung  $\varphi_m$  und der Verdrehungswinkel  $\delta$  der Hauptspannungsrichtungen bekannt sind.

Liegt die üblicherweise maßgebende symmetrische Lösung der Gleichung 4.4 vor, so kann der Winkel  $\delta$  mit Hilfe der Gleichung 4.7b:  $\delta = (\pi - \alpha - \beta)/2$  berechnet werden. Dieser wird in die Gleichung 4.3a eingesetzt, die nach  $p/q$  aufgelöst lautet:

$$p/q = \sin(2\alpha + 2\delta) / \tan \varphi_r - \cos(2\alpha + 2\delta)$$

oder mit  $2\delta = \pi - \alpha - \beta$ :

$$p/q = -\sin(\alpha - \beta) / \tan \varphi_r + \cos(\alpha - \beta) \quad (4.9b)$$

und schließlich:  $\sin \varphi_m = q/p$

Der Sonderfall der unsymmetrischen Lösung macht eine Abschätzung der mobilisierbaren Schubbeanspruchung  $\varphi_m$  oder des Verdrehungswinkels  $\delta$  erforderlich. Damit kann dann die noch fehlende Größe  $\delta$  (Gl. 4.8) oder  $\varphi_m$  (Gl. 4.9) errechnet werden. Meist dürfte es sinnvoll sein, für  $\varphi_m$  den oberen ( $\varphi_m = \varphi$ ) und den unteren Grenzwert ( $\varphi_m = \varphi_r$ ) einzusetzen und hierfür jeweils den Verdrehungswinkel  $\delta$  zu ermitteln.

Mit Hilfe der Größen  $\delta$  und  $\varphi_m$  bzw.  $q/p$  können die in den Ausgangsgleichungen 4.1 und 4.2 zusammengestellten Normal- und Schubbeanspruchungen in Trennflächen bestimmt werden; allerdings nur als auf die Deviatorspannung  $q$  bezogene Größen. Für die horizontale x-Ebene lauten die Bestimmungsgleichungen der Spannungen:

$$\sigma_x = p + q \cdot \cos(2\delta)$$

$$\text{und } \tau_x = q \cdot \sin(2\delta)$$

Werden diese Gleichungen auf  $q$  bezogen, erhalten sie die Form

$$\sigma_x/q = p/q + \cos(2\delta)$$

$$\text{und } \tau_x/q = \sin(2\delta)$$

Diese Ausdrücke reichen aus, um die in der X-Ebene mobilisierte Schubbeanspruchung zu ermitteln.

$$\tan \varphi_x = \tau_x / \sigma_x$$

$$\tan \varphi_x = \frac{\tau_x/q}{\sigma_x/q} = \frac{\sin(2\delta)}{p/q + \cos(2\delta)} \quad (4.10)$$

#### 3.4.2.5 Berechnungsbeispiele

Bei der Ableitung der Gleichungen zur Berechnung der Hauptspannungsrichtungen und der höchsten mobilisierten sowie in horizontalen Ebenen wirkenden Schubbeanspruchungen ist deutlich geworden, daß verschiedene Fälle unterschieden werden müssen. Sie sind in den Bildern 3.31 - 32 dargestellt:

- Wird die Bedingung  $\alpha + \beta + 2\delta = \pi$  erfüllt (Fall 1), so halbieren die Hauptspannungsrichtungen die Winkel zwischen den Trennflä-

chen. Die Schubspannungen in den Trennflächen sind dann gleich groß, aber entgegengesetzt gerichtet. Abhängig vom Öffnungswinkel  $(\beta - \alpha)$  treten Zustände auf, die in Anlehnung an die Grenzzustände des homogenen und isotropen Materials als aktiv und passiv bezeichnet werden können. Dabei kann der höchste mobilisierte Scherwinkel  $\varphi_m$  zwischen  $\varphi_r$  und  $\varphi$  liegen (Bild 3.32).

- Genügen die Trennflächenneigungen der Bedingungen  $\beta - \alpha = \pi/2 - \varphi_r$ , so ist neben Fall 1 ( $\alpha + \beta + 2\delta = \pi$ ), der sich dann auf den Grenzfall  $\varphi_m = \varphi_r$  beschränkt, auch ein Fall 2 ( $\alpha + \beta + 2\delta \neq \pi$ ) möglich. Dabei können bei gleichbleibendem Öffnungswinkel  $(\beta - \alpha)$  und nur abhängig von der Lage der Hauptspannungsrichtungen zwischen den Trennflächen alle Scherwinkel zwischen  $\varphi_r$  (untere Grenze) und  $\varphi$  (obere Grenze) mobilisiert werden (Bild 3.31).

In den Spalten 1 - 4 der Tabellen 3.4a,b sind für einen Teilkörper in einem von Trennflächen bestimmten, gleichförmigen Spannungs- und Verformungsfeld die beim Versagen maximal möglichen und in horizontalen Ebenen wirkenden Schubbeanspruchungen für verschiedene Trennflächenneigungen angegeben. Die in Spalte 1 aufgeführten Neigungen ( $\theta_1$ ) sollen den Trennflächen zugeordnet werden, die in Richtung der resultierenden Horizontalverschiebungen einfallen (Bild 3.28). Gegensinnig hierzu fallen die Trennflächen mit den Neigungen  $\theta_2$  ein (Spalte 2). Die Spalten 3 und 4 enthalten in Form der Reibungswinkel  $\varphi_m$  und  $\varphi_x$  die höchsten mobilisierten und die in horizontalen Ebenen wirkenden Schubbeanspruchungen. Dabei ist für die Trennflächenpaare, welche die Bedingung  $\beta - \alpha = \pi/2 - \varphi_r$  erfüllen, nur der Fall 2 ( $\alpha + \beta + 2\delta \neq \pi$ ) berücksichtigt. Für alle übrigen Trennflächenpaare trifft Fall 1 ( $\alpha + \beta + 2\delta = \pi$ ) zu. Die errechneten mobilisierten Scherwinkel  $\varphi_m$  und  $\varphi_x$  sind zunächst nach  $\theta_1$  und anschließend nach  $\theta_2$  geordnet angegeben. Für einige Trennflächenpaare sind die Ergebnisse als dimensionslose Spannungskreise dargestellt (Bild 3.33 - 3.35). Die hieraus sich ergebenden und für die weiteren Überlegungen wichtig erscheinenden Ergebnisse werden kurz zusammengefaßt:

- Die mobilisierten Scherwinkel schwanken bei durchaus realistischen Trennflächenkombinationen zwischen  $\varphi_r$  und  $\varphi_m$ , also in einem weiten Bereich.
- Die Materialfestigkeit kann praktisch nur dann mobilisiert wer-

den, wenn die Bedingung  $\beta - \alpha = \pi/2 - \varphi_r$  erfüllt ist; andernfalls sind hierzu sehr kleine Öffnungswinkel ( $\beta - \alpha$ ) erforderlich.

Tabelle 3.4a: Spannungszustand und Festigkeit einer Schicht mit Trennflächen

				Gesamthöhe der Böschung = 32.0 m					
				Höhe der Bruchzone = 15.0 m					
				Grenzzone 5 m		Grenzzone 3 m		Grenzzone 1 m	
$\varphi = 18^\circ$				$\varphi_g$ Bruch- tiefe	$\varphi_g$ Bruch- tiefe	$\varphi_g$ Bruch- tiefe	$\varphi_g$ Bruch- tiefe	$\varphi_g$ Bruch- tiefe	$\varphi_g$ Bruch- tiefe
$\varphi_r = 9^\circ$									
$\theta_1$	$\theta_2$	$\varphi_m$	$\varphi_x$	[°]	[m]	[°]	[m]	[°]	[m]
←----- [°] ----->									
65	90	16.2	5.4	15.4	40.0				
	80	13.0	2.7	15.2	45.7				
	70	11.1	0.8	15.0	50.2				
	60	10.0	-0.7	14.8	54.3				
	50	9.4	-2.1	14.6	58.1				
	40	9.0	-3.3	14.4	62.6				
	30	9.0	-4.6	14.1	68.7				
	34	18.0	6.6	15.5	43.6				
55	90	13.0	6.2	14.6	47.4	14.6	47.6		
	80	11.1	4.0	14.4	51.4	14.5	51.2	14.5	51.4
	70	10.0	2.2	14.2	54.8	14.3	54.3	14.3	54.0
	60	9.4	0.7	14.0	58.0	14.0	57.2		
	50	9.0	-0.7	13.7	61.3	13.7	60.3		
	40	9.0	-2.0	13.5	65.4	13.4	63.5		
	30	9.3	-3.4	13.1	71.2	13.0	69.3		
	44	18.0	10.9	14.6	48.7	14.6	47.5		

Tabelle 3.4b: Spannungszustand und Festigkeit einer Schicht mit Trennflächen

		Gesamthöhe der Böschung = 32.0 m							
		Höhe der Bruchzone = 15.0 m							
				Grenzzone 5 m		Grenzzone 3 m		Grenzzone 1 m	
$\theta_1$	$\theta_2$	$\varphi_m$	$\varphi_x$	$\varphi_g$	Bruch- tiefe	$\varphi_g$	Bruch- tiefe	$\varphi_g$	Bruch- tiefe
<----- [°] ----->				[°]	[m]	[°]	[m]	[°]	[m]
45	90	11.1	6.9	13.5	53.9	13.6	53.9		
	80	10.0	5.0	13.4	56.7	13.5	56.4	13.6	56.7
	70	9.4	3.4	13.3	59.3	13.3	58.7	13.4	58.5
	60	9.0	2.0	13.1	61.9	13.1	61.1		
	50	9.0	0.7	12.8	64.8	12.8	63.8		
	40	9.2	-0.7	12.5	68.6	12.5	67.1		
	30	9.9	-2.2	12.0	74.3	12.0	72.1		
	54	18.0	14.5	13.2	56.3	13.2	55.7		
35	90	10.0	7.4	12.2	60.4				
	80	9.4	5.9	12.1	62.4				
	70	9.0	4.6	12.0	64.4				
	60	9.0	3.3	11.8	66.4				
	50	9.3	2.1	11.6	69.0				
	40	9.9	0.7	11.3	72.6				
	30	10.9	-0.8	10.8	77.4				
	64	18.0	17.0	11.2	66.3				

- Ist die Materialfestigkeit voll mobilisiert, können neben den vorhandenen Trennflächen neue Bruchflächen entstehen (Bilder 3.33 - 3.35, unten).
- Die negativen Vorzeichen der horizontalen Schubbeanspruchungen  $\varphi_x$  besagen, daß in horizontalen Ebenen der Teilkörper Schubspannungen auftreten, die den resultierenden Horizontalverschiebungen entgegenwirken.

### 3.4.3 Die Kräfte in einer Schicht mit Trennflächengefüge

#### 3.4.3.1 Grundlagen

In der durch Trennflächen zerlegten Tonmergelschicht können gemäß Bild 3.29 Teilkörper herausgeschnitten, und die in den Trenn- und Schnittflächen wirkenden Kräfte mittels der üblichen felsmechanischen Berechnungsansätze unter Beachtung der kinematischen Vorgaben ermittelt werden. Neben den bereits eingeführten Trennflächenneigungen  $\theta_1$ ,  $\theta_2$  und  $\theta_3 = \theta_1$  müssen hierzu noch einige Größen bekannt sein oder angenommen werden:

Die Teilkörper sind jeweils von zwei Trennflächen und einer horizontalen Schnittfläche begrenzt. Ihre Geometrie wird durch die Trennflächenneigungen ( $\theta_1$ ,  $\theta_2$ ) sowie durch

B - Teilkörperbreite oder

H - Teilkörperhöhe

festgelegt, da beide Größen durch folgende Beziehung miteinander verbunden sind:

$$B = H \cdot \cot \theta_1 + \cot \theta_2$$

Außerdem werden für die Kräfteermittlung folgende Belastungsangaben benötigt:

$\gamma$  - die Wichte der Teilkörper,

$F_v$  - die auf die obere horizontale Begrenzungsebene wirkende Normalkraft und

$F_h$  - die dazu gehörende Horizontalkraft oder

$\varphi_0$  - der entsprechende mobilisierte Scherwinkel.

Auch die in den übrigen Trennflächen und in der horizontalen Schnitt Ebene an der Basis mobilisierten Scherwinkel müssen noch

vorgegeben werden. Sie erhalten folgende Bezeichnungen:

- $\varphi_1$  in den Trennflächen 1 und 3,
- $\varphi_2$  in der Trennfläche 2 und
- $\varphi_u$  in der Schnittebene an der Basis.

Mit Hilfe dieser Vorgaben können die noch unbekannten Schnittkräfte (siehe Bild 3.29), die Normalkräfte  $N$  und die Tangentialkräfte  $T$  bzw. Reibungskräfte  $R$  berechnet werden:

- $N_1, N_2, N_3$  - die Normalkräfte
- $T_1, T_2, T_3$  - die Tangentialkräfte bzw.
- $R_1, R_2, R_3$  - die Reibungskräfte in den Trennflächen 1, 2, 3 sowie
- $N, T, R$  - die entsprechenden Kräfte in der Schnittebene an der Basis.

Es kommen nur die Kräftegleichgewichte in horizontaler und vertikaler Richtung zum Ansatz. Momente werden nicht berücksichtigt. Schließlich werden noch Größen gesucht, welche die Scherfestigkeit der gesamten Schicht anzeigen:

- $\varphi_g$  - der über die Schichthöhe geltende Scherfestigkeitswinkel sowie
- $T_b$  - die für einen stabilen Hang erforderliche Bruchzonentiefe.

#### 3.4.3.2 Reaktionskräfte in den Trenn- und Schnittflächen

Die Summe der Horizontalkräfte am Teilkörperpaar in Bild 3.29 muß verschwinden. Diese Forderung führt zu folgender Gleichung:

$$T - F_h + N_3 \cdot \sin \theta_1 - T_3 \cdot \cos \theta_1 - N_1 \cdot \sin \theta_1 + T_1 \cdot \cos \theta_1 = 0$$

Da die Tangentialkräfte ausschließlich von einer mobilisierten Reibung abhängen sollen, können folgende Beziehungen verwendet werden:

$$T_1 = R_1 = N_1 \cdot \tan \varphi_1 \quad \text{und} \quad T_3 = R_3 = N_3 \cdot \tan \varphi_1$$

sowie  $T = R = N \cdot \tan \varphi_u$  und  $F_h = F_v \cdot \tan \varphi_0$

Die Gleichung für die Summe der Horizontalkräfte nimmt damit folgende Formen an:

$$N \cdot \tan \varphi_u - F_v \cdot \tan \varphi_o + N_3 \cdot \sin \theta_1 - N_3 \cdot \tan \varphi_1 \cdot \cos \theta_1 - \\ N_1 \cdot \sin \theta_1 + N_1 \cdot \tan \varphi_1 \cdot \cos \theta_1 = 0$$

$$N \cdot \tan \varphi_u - F_v \cdot \tan \varphi_o + N_3 \cdot \sin \theta_1 - \tan \varphi_1 \cdot \cos \theta_1 - \\ N_1 \cdot (\sin \theta_1 - \tan \varphi_1 \cdot \cos \theta_1) = 0$$

und schließlich:

$$N \cdot \tan \varphi_u - F_v \cdot \tan \varphi_o + \\ (N_3 - N_1) \cdot (\sin \theta_1 - \tan \varphi_1 \cdot \cos \theta_1) = 0 \quad (4.11)$$

Für die Summe der Vertikalkräfte gilt entsprechend:

$$F_v + B \cdot H \cdot \gamma - N + N_3 \cdot \cos \theta_1 + T_3 \cdot \sin \theta_1 - N_1 \cdot \cos \theta_1 - \\ T_1 \cdot \sin \theta_1 = 0$$

$$F_v + B \cdot H \cdot \gamma - N + N_3 \cdot \cos \theta_1 + \tan \varphi_1 \cdot \sin \theta_1 - \\ N_1 \cdot (\cos \theta_1 + \tan \varphi_1 \cdot \sin \theta_1) = 0$$

$$F_v + B \cdot H \cdot \gamma - N + (N_3 - N_1) \cdot (\cos \theta_1 + \tan \varphi_1 \cdot \sin \theta_1) = 0 \quad (4.12)$$

Mit den Gleichungen (4.12,13) lassen sich die Reaktionskraft N oder die Differenz der Reaktionskräfte N<sub>1</sub> und N<sub>3</sub> berechnen. Zur Vereinfachung werden hierzu die Ausdrücke

$$(\sin \theta_1 - \tan \varphi_1 \cdot \cos \theta_1) = [a_1] \quad \text{und}$$

$(\cos \theta_1 - \tan \varphi_1 \cdot \sin \theta_1) = [b_1]$  gesetzt. In ihrer vereinfachten Form lauten die Gleichungen (4.11,12):

$$N \cdot \tan \varphi_u - F_v \cdot \tan \varphi_o + (N_3 - N_1) \cdot [a_1] = 0 \quad (4.11a)$$

$$F_v + B \cdot H \cdot \gamma - N + (N_3 - N_1) \cdot [b_1] = 0 \quad (4.12a)$$

Nach  $(N_1 - N_3)$  aufgelöst und gleichgesetzt erhält man:

$$N_1 - N_3 = (N \cdot \tan \varphi_u - F_v \cdot \tan \varphi_o) / [a_1] \\ = (F_v + B \cdot H \cdot \gamma - N) / [b_1]$$

Hieraus ergibt sich die Reaktionskraft  $N$  zu:

$$N \cdot [a_1] + N \cdot \tan \varphi_u \cdot [b_1] = (F_v + B \cdot H \cdot \gamma) \cdot [a_1] + (F_v \cdot \tan \varphi_o) \cdot [b_1]$$

$$N = \frac{(F_v + B \cdot H \cdot \gamma) \cdot [a_1] + (F_v \cdot \tan \varphi_o) \cdot [b_1]}{[a_1] \cdot \tan \varphi_u \cdot [b_1]} \quad (4.13)$$

Entsprechend erhält man aus den Gleichungen (4.11a, 12a):

$$N \cdot \tan \varphi_u = F_v \cdot \tan \varphi_o + (N_1 - N_3) \cdot [a_1]$$

$$= (F_v + B \cdot H \cdot \gamma) \cdot \tan \varphi_u - (N_1 - N_3) \cdot \tan \varphi_u \cdot [b_1]$$

Die Differenz der Reaktionskräfte  $(N_1 - N_3)$  ergibt sich daraus zu:

$$(N_1 - N_3) \cdot ([a_1] + \tan \varphi_u \cdot [b_1]) = (F_v + B \cdot H \cdot \gamma) \cdot \tan \varphi_u - F_v \cdot \tan \varphi_o$$

$$N_1 - N_3 = \frac{(F_v + B \cdot H \cdot \gamma) \cdot \tan \varphi_u - F_v \cdot \tan \varphi_o}{[a_1] + \tan \varphi_u \cdot [b_1]} \quad (4.14)$$

Aus Gleichung (4.11a) ist zu ersehen, daß die Horizontalkomponente der Kraftdifferenz  $(N_1 - N_3)$  durch deren Multiplikation mit  $[a_1]$  ermittelt werden kann:

$$(N_1 - N_3) \cdot [a_1] = \frac{[(F_v + B \cdot H \cdot \gamma) \cdot \tan \varphi_u - F_v \cdot \tan \varphi_o] \cdot [a_1]}{[a_1] + \tan \varphi_u \cdot [b_1]} \quad (4.14a)$$

Zur Berechnung der Reaktionskräfte  $N_1$  und  $N_3$  muß auch die Reaktionskraft auf die Trennfläche 2 bekannt sein, die das betrachtete Teilkörperpaar trennt. Wird auch für die Trennfläche 2 die Tangentialkraft  $T_2$  durch den Ausdruck  $[N_2 \cdot \tan \varphi_2]$  ersetzt, so führen die Gleichgewichtsbedingungen zu folgenden Beziehungen:

Rechter Teilkörper (Spitze nach unten)

Summe der Horizontalkräfte:

$$N_1 \cdot (\sin \theta_1 - \tan \varphi_1 \cdot \cos \theta_1) - N_2 \cdot (\sin \theta_2 - \tan \varphi_2 \cdot \cos \theta_2) + F_v \cdot \tan \varphi_o = 0$$

Mit den bereits verwendeten Vereinfachungen:

$$(\sin \theta_1 - \tan \varphi_1 \cdot \cos \theta_1) = [a_1] \quad \text{und}$$

$$(\sin \theta_2 - \tan \varphi_2 \cdot \cos \theta_1) = [a_2] \quad \text{erhält man:}$$

$$N_1 \cdot [a_1] - N_2 \cdot [a_2] + F_v \cdot \tan \varphi_0 = 0 \quad (4.15)$$

Entsprechend ergibt sich für die Summe der Vertikalkräfte:

$$N_1 \cdot (\cos \theta_1 + \tan \varphi_1 \cdot \sin \theta_1) + N_2 \cdot (\cos \theta_2 + \tan \varphi_2 \cdot \sin \theta_2) - B \cdot H \cdot \gamma / 2 - F_v = 0$$

mit  $(\cos \theta_1 + \tan \varphi_1 \cdot \sin \theta_1) = [b_1]$  und

$(\cos \theta_2 + \tan \varphi_2 \cdot \sin \theta_2) = [b_2]$  schließlich:

$$N_1 \cdot [b_1] + N_2 \cdot [b_2] - B \cdot H \cdot \gamma / 2 - F_v = 0 \quad (4.16)$$

Nach  $N_2$  aufgelöst und gleichgesetzt erhält man die Reaktionskraft  $N_1$ :

$$\begin{aligned} N_2 &= (F_v \cdot \tan \varphi_0 + N_1 \cdot [a_1]) / [a_2] \\ &= (F_v + B \cdot H \cdot \gamma / 2 - N_1 \cdot [b_1]) / [b_2] \quad \text{und hieraus:} \\ N_1 \cdot [a_1] \cdot [b_2] + N_1 \cdot [b_1] \cdot [a_2] \\ &= (F_v + B \cdot H \cdot \gamma / 2) \cdot [a_2] - (F_v \cdot \tan \varphi_0) \cdot [b_2] \\ N_1 &= \frac{(F_v + B \cdot H \cdot \gamma / 2) \cdot [a_2] - (F_v \cdot \tan \varphi_0) \cdot [b_2]}{[a_1] \cdot [b_2] + [b_1] \cdot [a_2]} \end{aligned} \quad (4.17)$$

Linker Teilkörper (Spitze nach oben)

Summe der Horizontalkräfte:

$$N_2 \cdot (\sin \theta_2 - \tan \varphi_2 \cdot \cos \theta_2) - N_3 \cdot (\sin \theta_1 - \tan \varphi_1 \cdot \cos \theta_1) - N \cdot \tan \varphi_u = 0$$

$$\text{bzw. } N_2 \cdot [a_2] - N_3 \cdot [a_1] - N \cdot \tan \varphi_u = 0 \quad (4.18)$$

Summe der Vertikalkräfte:

$$N_2 \cdot (\cos \theta_2 + \tan \varphi_2 \cdot \sin \theta_2) + N_3 \cdot (\cos \theta_1 + \tan \varphi_1 \cdot \sin \theta_1) + B \cdot H \cdot \gamma / 2 - N = 0$$

$$\text{bzw. } N_2 \cdot [b_2] + N_3 \cdot [b_1] + B \cdot H \cdot \gamma / 2 - N = 0 \quad (4.19)$$

Die Gleichungen (4.18,19) ergeben nach  $N_2$  aufgelöst und gleichgesetzt:

$$\begin{aligned}
 N_2 &= (N_3 \cdot [a_1] + N \cdot \tan \varphi_u) / [a_2] \\
 &= (N - B \cdot H \cdot \gamma / 2 - N_3 \cdot [b_1]) / [b_2] \quad \text{und hieraus} \\
 N_3 \cdot [a_1] \cdot [b_2] + N_3 \cdot [b_1] \cdot [a_2] \\
 &= (N - B \cdot H \cdot \gamma / 2) \cdot [a_2] - (N \cdot \tan \varphi_u) \cdot [b_2] \\
 N_3 &= \frac{(N - B \cdot H \cdot \gamma / 2) \cdot [a_2] - (N \cdot \tan \varphi_u) \cdot [b_2]}{[a_1] \cdot [b_2] + [b_1] \cdot [a_2]} \quad (4.20)
 \end{aligned}$$

Die Reaktionskraft  $N_2$  kann mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen beider Teilkörper berechnet werden.

Es wird der rechte Teilkörper verwendet. Hierzu werden die Gleichungen (4.15,16) nach  $N_1$  aufgelöst und einander gleichgesetzt:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= (N_2 \cdot [a_2] - F_v \tan \varphi_o) / [a_1] \\
 &= (F_v + B \cdot H \cdot \gamma / 2 - N_2 \cdot [b_2]) / [b_1] \\
 N_2 \cdot [a_2] \cdot [b_1] + N_2 \cdot [b_2] \cdot [a_1] \\
 &= (F_v + B \cdot H \cdot \gamma / 2) \cdot [a_1] + (F_v \cdot \tan \varphi_o) \cdot [b_1] \\
 N_2 &= \frac{(F_v + B \cdot H \cdot \gamma / 2) \cdot [a_1] + (F_v \cdot \tan \varphi_o) \cdot [b_1]}{[a_1] \cdot [b_2] + [b_1] \cdot [a_2]} \quad (4.21)
 \end{aligned}$$

Die angegebenen Gleichungen sind allgemein verwendbar.

Für ein gleichförmiges Spannungsfeld im mittleren Bereich der zerlegten Tonmergel, werden  $\varphi_o$  und  $\varphi_u$  einander gleichgesetzt und nach Abschnitt 3.4.2 bestimmt. Im oberen Randbereich wird nach Voraussetzung  $\varphi_o = 0$  gesetzt und  $\varphi_u$  nach 3.4.2 berechnet, im unteren Randbereich wird  $\varphi_o$  nach 3.4.2 berechnet und für  $\varphi_u$  die gewählte Materialfestigkeit angesetzt.

Für den Fall  $\varphi_o = \varphi_u$  heben sich nach Gleichung 4.14 die Kräfte in den Trennflächen 1 und 3 gegeneinander auf ( $N_1 = -N_3$  und  $T_1 = -T_3$ ), wenn das Eigengewicht der Teilkörper gegenüber der Belastung aus  $F_v$  und  $F_h$  vernachlässigt werden kann. Da dies gleiche Belastungen an den oberen Grenzen benachbarter Klufkkörperpaare voraussetzt, führen bereits geringe Belastungsunterschiede zu einem Versagen des Systems. Dessen Stabilität ergibt sich erst

aus den Randbereichen, in welchen nach Vorgabe eine Umlenkung der Kräfte stattfindet. Zur Annäherung an die Wirklichkeit muß deshalb ein begrenztes Schichtpaket mit den entsprechenden Randbereichen betrachtet werden.

#### 3.4.3.3 Festigkeit einer Schicht mit Trennflächen

Im Abschnitt 3.4.2.5 werden Berechnungsergebnisse vorgestellt, die für ein gleichförmiges, durch die Restfestigkeiten in den Trennflächen bestimmtes Spannungsfeld gelten. Für verschiedene Trennflächenneigungen liegen die mobilisierten Schubbeanspruchungen zwischen einer Restfestigkeit von  $\varphi_r = 9^\circ$  in den Trennflächen und der angesetzten Materialfestigkeit von  $\varphi_s = 18^\circ$ . Wird letztere erreicht, können neue Bruchflächen entstehen. Zum Beispiel ist für die Trennflächenneigungen von  $\theta_1 = 35^\circ$  und  $\theta_2 = 64^\circ$  die neu entstehende Bruchfläche nahezu horizontal; der in der horizontalen Schnittebene mobilisierte Scherwinkel beträgt  $\varphi_x = 17^\circ$  und erreicht damit fast die Materialfestigkeit (Tab. 3.4).

Es soll nun untersucht werden, wie sich die für verschiedene Trennflächenneigungen errechnete Vielfalt der mobilisierten Schubbeanspruchungen auf die Festigkeit des gesamten Tonmergelpakets, einschließlich seiner Randbereiche auswirkt. JUERGENSON hat sich schon 1936 mit einer ähnlichen Fragestellung, nämlich mit den Folgen einer Schüttung auf einer Tonschicht befaßt. Er beschränkt sich dabei auf einen homogenen und isotropen Ton. Sich auf HENCKY und PRANDTL (1924) stützend, gibt er für dreieckförmige Belastungen geschlossene Lösungen zur Berechnung der Plastifizierung des Tones an und berücksichtigt auch verschiedene Zugfestigkeiten der Schüttung (Bild 3.36). Im Falle der mit Trennflächen durchsetzten Tonmergelschichten unter den Isarhängen stellt sich dagegen zunächst die Frage nach den maßgebenden Festigkeiten der Tonmergelpakete. In diesen wirken verschiedene interne Scherfestigkeiten zusammen, so daß in Anlehnung an GUDEHUS (1978: S.17) hierfür auch die Bezeichnung "black-box"-Scherfestigkeit verwendet werden könnte.

#### 3.4.3.3.1 Vorgehen und Randbedingungen

Mit Hilfe einer Näherung wird nun versucht, den Einfluß der Trennflächenneigungen und der Randbereichsmächtigkeiten einer weichen Schicht auf die gerade noch stabilen Hang- oder Belastungsformen zu bestimmen. Hierbei wird folgendes Vorgehen gewählt:

- Die von Trennflächen durchzogene Tonmergelschicht gleichbleibender Mächtigkeit wird durch schichtgrenzenparallele Schnittebenen gleichmäßig unterteilt. Dadurch entsteht ein aus gleichmächtigen Teilschichten zusammengesetztes Schichtpaket. In den Schnittebenen kann die Materialfestigkeit angesetzt werden (Bild 3.37).
- Die als Belastung wirkende Deckschicht (Quartärschotter) wird in senkrechte Lamellen unterteilt. Zwischen den Lamellen wirken keine Kräfte, da aufgrund der geringen Steifigkeit der Tonmergel in den darüber lagernden Deckschichten geringer Zugfestigkeit senkrechte Risse entstehen. Somit wirken an der oberen Grenze der Bruchzone den Horizontalverschiebungen keine Schubspannungen entgegen (Bild 3.38).
- Die Breite der Lamellen entspricht der Breite eines Teilkörperpaares ( $B$  in Bild 3.29). Sie wird durch die Höhe der Teilschichten ( $H$ ) und die Neigung der Trennflächen ( $\theta_1, \theta_2$ ) festgelegt und errechnet sich aus der Gleichung  $B = H \cdot (\cot \theta_1 + \cot \theta_2)$ .
- Die Lamelleneinteilung wird in den Tonmergeln nur in der Form eingehalten, daß sich die obere Begrenzung eines Teilkörperpaares mit der Lamellenbreite deckt (Bild 3.37). Die untere Begrenzung schneidet dann in der Regel die linke Lamellengrenze. Die Belastung jedes Teilkörperpaares ergibt sich aus der jeweiligen Überlagerungshöhe (Deckschicht und Summe der darüber liegenden Teilschichten des Tonmergelpaketes).

#### 3.4.3.3.2 Berechnungsgang:

1. Für die inneren Lagen (Mittelzonen) der untersuchten Schicht werden unter Annahme eines gleichförmigen Spannungsfeldes folgende Größen berechnet:

- die Verdrehung ( $\delta$ ) zwischen der Hauptspannungsrichtung und der horizontalen Schnittebene mit Hilfe der Gleichungen 4.7 und 4.8 (Abschnitt 3.4.2.3);

- die mobilisierten Schubbeanspruchungen, Höchstwert ( $\varphi_m$ ) und Wert in der horizontalen Schnittebene ( $\varphi_x$ ) gemäß den Gleichungen 4.9a, b und 4.10 (Abschnitt 3.4.2.4).

2. Es folgt die Berechnung der Kräfte in den Begrenzungsflächen von Teilkörperpaaren in den festgelegten Teilschichten einer Lamelle über die Gleichungen 4.13, 17, 20 (Abschnitt 3.4.3.2). Dabei werden Schubbeanspruchungen angenommen (Bilder 3.37 - 38):

- obere Randschicht:  $\varphi = 0$  bzw.  $\varphi = \varphi_x$
- innere Schichten:  $\varphi = \varphi_x$
- untere Randschicht:  $\varphi = \varphi_x$  bzw.  $\varphi = \varphi_s$

Mit  $\varphi = \varphi_s$  soll an der Basis die Materialscherfestigkeit erreicht werden und ein neuer Bruch entstehen. An der oberen horizontalen Begrenzung eines jeden Teilkörperpaares wird die darüber vorhandene Überlagerung als Belastung angenommen.

3. Mit einer näherungsweise Berechnung der mobilisierten Schubbeanspruchung des gesamten, durch Trennflächen zerlegten Schichtpakets erhält man dessen Scherfestigkeit unter der gegebenen Beanspruchung, wobei ein Bruch an der Schichtbasis vorausgesetzt wird. Hierzu werden die Horizontalkomponenten der Kräfte auf die Trennflächen 1 und 3 getrennt aufsummiert ( $\Sigma K_{h1}, \Sigma K_{h3}$ ). Auf die Überlagerungsspannung in der Lamellensohle ( $F_v + \Sigma H \cdot B \cdot \gamma$ ) bezogen, ergibt ihre Differenz ( $\Sigma K_{h1} - \Sigma K_{h3}$ ) die Grenzneigung der Kraftresultierenden auf eine horizontale Schnittebene ( $\tan \varphi_g$ ). Der dazu gehörende Winkel wird näherungsweise als mobilisierter und auf eine horizontale Schnittebene bezogener Reibungswinkel ( $\varphi_g$ ) des gesamten Schichtpaketes angesehen. Die Schubspannungsdifferenzen zwischen den vertikalen Lamellenbegrenzungen werden dabei vernachlässigt.

4. Mit Hilfe einer weiteren Näherungsberechnung wird bei gegebener Belastung eines Teilkörperpaares ( $F_{v1}$ ) diejenige Belastung des talwärts benachbarten Teilkörperpaares ( $F_{v3}$ ) ermittelt, die erforderlich ist, um einen Bruch gerade zu verhindern. Für eine Teilschicht gilt wegen der gleichen Neigungen der Trennflächen 1 und 3 ( $\theta_1 = \theta_3$ ) sowie der gleichen darin wirksamen Restfestigkeiten ( $\varphi_1 = \varphi_3$ ) näherungsweise folgende Beziehung:

$$\frac{F_{v3} + (B \cdot H \cdot \gamma / 2)}{F_{v1} + (B \cdot H \cdot \gamma / 2)} = \frac{N_3}{N_1} \quad (4.22)$$

Man erhält sie mit Hilfe der Gleichung (4.17) zur Bestimmung von  $N_1$ .  $F_{v1}$  und  $F_{v3}$  sind dabei diejenigen Lasten auf benachbarte Teilkörperpaare, die für die Kräfte in den Trennflächen 1 und 3 verantwortlich sind (Bild 3.37).  $N_3$  ist die aus dem bergseitigen Teilkörperpaar errechnete Normalkraft in der Trennfläche 3 und zugleich im talseitigen Teilkörperpaar die Normalkraft in der Trennfläche 1 (Bild 3.29).  $N_3$  läßt sich somit ebenfalls durch die Gleichung 4.17 ausdrücken, wenn  $F_v$  zu  $F_{v3}$  wird. Für die Beziehung  $N_3/N_1$  erhält man dann:

$$\frac{N_3}{N_1} = \frac{F_{v3} \cdot ([a_2] - [b_2] \cdot \tan \varphi_0) + (B \cdot H \cdot \gamma / 2) \cdot [a_2]}{F_{v1} \cdot ([a_2] - [b_2] \cdot \tan \varphi_0) + (B \cdot H \cdot \gamma / 2) \cdot [a_2]}$$

oder:

$$\frac{N_3}{N_1} = \frac{F_{v3} \cdot (1 - \tan \varphi_0 \cdot [b_2]/[a_2]) + (B \cdot H \cdot \gamma / 2)}{F_{v1} \cdot (1 - \tan \varphi_0 \cdot [b_2]/[a_2]) + (B \cdot H \cdot \gamma / 2)} \quad (4.22a)$$

Für kleine mobilisierte Schubbeanspruchungen an der oberen Schnittenebene ergibt sich daraus die Näherungsgleichung (4.22). Statt der Normalkräfte  $N_1$ ,  $N_3$  können auch die daraus bestimmbaren Tangentialkräfte  $T_1$ ,  $T_3$  oder die Horizontalkomponenten  $K_{h1}$ ,  $K_{h3}$  verwendet werden (Bild 3.38):

$$\frac{N_3}{N_1} = \frac{N_3 \cdot \tan \varphi_1}{N_1 \cdot \tan \varphi_1} = \frac{T_3}{T_1}$$

$$\frac{N_3 \cdot (\sin \theta_1 - \tan \varphi_1 \cdot \cos \theta_1)}{N_1 \cdot (\sin \theta_1 - \tan \varphi_1 \cdot \cos \theta_1)} = \frac{K_{h3}}{K_{h1}}$$

Für die weiteren Berechnungsschritte werden noch folgende Abkürzungen eingeführt:

$$N_3/N_1 = M \quad \text{und} \quad 1 - \tan \varphi_0 \cdot [b_2]/[a_2] = [A]$$

Nach der erforderlichen Last auf das talseitige Teilkörperpaar ( $F_{v3}$ ) aufgelöst, ergibt sich hiermit aus Gleichung (4.22a):

$$F_{v3} = F_{v1} \cdot M + (B \cdot H \cdot \gamma / 2) \cdot (M - 1) / [A] \quad (4.23)$$

Dieser Ausdruck gibt die Belastung des obersten Teilkörperpaares an. Für die darunter folgenden erhöhen sich die Belastungen jeweils um das Gewicht einer weiteren Teilschicht. Benachbarte Teilkörperpaare in der  $i$ -ten Schicht von oben (mit  $i = 1$  bis  $n$ ) erfahren folgende Belastungen:

$$F_{v3}^{(i)} = F_{v3} + (i-1) \cdot (B \cdot H \cdot \gamma)$$

und  $F_{v1}^{(i)} = F_{v1} + (i-1) \cdot (B \cdot H \cdot \gamma)$

In Verbindung mit Gleichung (4.23) ergibt sich:

$$F_{v3} + (i-1) \cdot (B \cdot H \cdot \gamma) = [F_{v1} + (i-1) \cdot (B \cdot H \cdot \gamma)] \cdot M^{(i)} + (B \cdot H \cdot \gamma / 2) \cdot (M^{(i)} - 1) / [A]^{(i)}$$

und schließlich:

$$F_{v3} = F_{v1} \cdot M^{(i)} + B \cdot H \cdot \gamma \cdot (M^{(i)} - 1) \cdot [i - 1 + 1/2 \cdot [A]^{(i)}] \quad (4.24a)$$

Ist die Schubbeanspruchung in den horizontalen Schnittebenen sehr gering, so daß  $[A]$  zu 1 wird, vereinfacht sich die Gleichung (4.24a) zu:

$$F_{v3} = F_{v1} \cdot M^{(i)} + B \cdot H \cdot \gamma \cdot (M^{(i)} - 1) \cdot (i - 1/2) \quad (4.24)$$

Um einen Mittelwert zu erhalten, werden die  $F_{v3}$ -Werte aus allen Teilschichten aufsummiert und durch deren Anzahl geteilt. Aus Gleichung (4.24) wird dann:

$$F_{v3} = F_{v1} \cdot \frac{1}{2} \cdot \sum_{i=1}^n M^{(i)} + B \cdot H \cdot \gamma \cdot \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n (M^{(i)} - 1) \cdot (i - 1/2) \quad (4.25)$$

5. Mit Hilfe der errechneten Belastung ( $F_{v1}$ ) werden für das benachbarte Teilkörperpaar wiederum Kräfte berechnet, Summen gebildet sowie die mobilisierte Scherfestigkeit und das talseits erforderliche Lamellengewicht ermittelt. Dies wird solange fortgesetzt, bis die Belastung eines Teilkörperpaares negativ wird. Die aus den Lamellengewichten berechneten und aneinander gereihten Lamellenhöhen beschreiben die gerade noch stabile Hangform über den

zerscherten Tonmergeln, während die aufsummierten Lamellenbreiten die Tiefe der rechnerischen Bruchzone ergeben. Zieht man davon eine Lamellenbreite ab, erhält man die zur errechneten Hangform gehörende Hangtiefe, die den Horizontalabstand zwischen Böschungsfuß und oberer Hangkante angibt (Bild 3.37). Bruch- und Hangtiefe sind somit ein Maß für die Belastbarkeit des von Trennflächen zerlegten Schichtpakets. Abnehmende Schichtfestigkeiten ergeben zunehmende rechnerische Bruchzontiefen.

#### 3.4.3.3.3 Berechnungsbeispiele

Für einen 32 m hohen Hang über einer 15 m mächtigen Tonmergelschicht sind die Berechnungsergebnisse in Abhängigkeit der Trennflächenneigungen  $\theta_1 = 45 - 65^\circ$  und  $\theta_2 = 30 - 90^\circ$  in Tabelle 3.4 zusammengetragen. Neben den bereits beschriebenen mobilisierten Schubbeanspruchungen  $\varphi_m$  und  $\varphi_x$  (Spalten 3 und 4) sind für verschiedene Grenz- bzw. Randzonenmächtigkeiten, 5 m (Spalten 5 und 6), 3 m (Spalten 7 und 8) sowie 1 m (Spalten 9 und 10) jeweils der Winkel der mittleren mobilisierten Schubbeanspruchung im Schichtpaket ( $\varphi_g$ ) und die für eine gerade noch stabile Hangform sich ergebende Bruchzontiefe angegeben. In Bild 3.39 sind die aus den wahrscheinlichsten Trennflächenneigungen entstandenen Hangformen dargestellt. An Hand der aufgelisteten Rechenwerte und den gezeichneten Hangformen lassen sich eine Reihe von Zusammenhängen aufzeigen:

1. Während im homogenen Spannungsfeld der mittleren Zonen mobilisierte Scherwinkel zwischen  $9$  und  $18^\circ$  ( $\varphi_m$ ) auftreten, schwanken sie auf die gesamte Schicht bezogen nur zwischen  $10.7$  und  $15.5^\circ$  ( $\varphi_g$ ). In den horizontalen Schnittebenen des Mittelteils betragen die Grenzwerte dabei  $+17.0$  und  $-4.6^\circ$  ( $\varphi_x$ ). Ein positives Vorzeichen bedeutet eine hangauswärts gerichtete und ein negatives Vorzeichen eine hangeinwärts gerichtete Hauptspannung  $\sigma_1$ .

2. Die rechnerischen Bruchtiefen schwanken ebenfalls in weiten Grenzen. Für die 32 m mächtige Deckschicht und eine 15 m mächtige Bruchzone ergeben sich unabhängig von der Anzahl der Teilschichten und damit der Mächtigkeit der Randzonen Bruchtiefen zwischen 40 und 77 m.

3. Gleichbleibende Scherwinkel der gesamten Schicht ( $\varphi_g$ ) und gleiche Bruchtiefen bedeuten auch einen gleichmäßigen Schubkraftabbau in dem als Bruchzone angenommenen Schichtpaket. Die unterschiedlichen Randzonenmächtigkeiten haben darauf offensichtlich kaum einen Einfluß, sondern nur auf die Größe der aufsummierten Horizontalkraftkomponenten. Dagegen führen Berechnungen ohne eine Unterteilung der Bruchzone in Mittel- und Randbereiche zu anderen Ergebnissen (Bild 3.39).

4. Besonders deutlich ist der Einfluß der Trennflächenneigungen auf die Scherfestigkeit und die Tiefe der Bruchzone. Mit Ausnahme derjenigen Fälle, in welchen die Differenz  $\theta_2 - \theta_1$  genau  $\pi/2 - \varphi_x$  beträgt, wobei der mobilisierte Scherwinkel hoch und die Länge der Bruchzone klein werden können, sind folgende Abhängigkeiten erkennbar:

- Zunehmende Trennflächenneigungen lassen die Scherfestigkeit der gesamten Schicht anwachsen und die Tiefe der Bruchzone kleiner werden (Tab. 3.4a, b).
- Entgegengesetzte Auswirkungen hat eine Vergrößerung des Öffnungswinkels zwischen den beiden Trennflächenrichtungen:

$\theta_1$	$\theta_2$	$\varphi_x$	$\varphi_g$	Bruchtiefe
<----- [°] ----->				[m]
$180^\circ - \theta_1 - \theta_2 = 55^\circ$				
45	80	5.0	13.4	56.7
55	70	2.2	14.2	54.8
$180^\circ - \theta_1 - \theta_2 = 65^\circ$				
45	70	3.4	13.3	59.3
55	60	0.7	14.0	56.0
$180^\circ - \theta_1 - \theta_2 = 75^\circ$				
45	60	2.0	13.1	61.9
55	50	-0.7	13.8	61.3

5. Neben den Trennflächenneigungen hat die Mächtigkeit der angenommenen Bruchzone den größten Einfluß auf die Bruchzonenlänge. Für  $\theta_1 = 45^\circ$ ,  $\theta_2 = 70^\circ$  und einer Unterteilung der Bruchzone in 5 Teilschichten erhält man folgende Ergebnisse:

Mächtigkeit der

- Deckschicht	[m]:	32.0	32.0	42.0
- Bruchzone	[m]:	15.0	5.0	5.0
Bruchzontiefe	[m]:	58.7	32.0	35.3

Die mobilisierten Schubbeanspruchungen ( $\varphi_m$  und  $\varphi_x$ ) und der Scherwinkel der gesamten Schicht ( $\varphi_g$ ) ändern sich dabei nicht.

6. Werden die in der Natur beobachteten Gleitflächenneigungen auf die Trennflächen übertragen, so sind für  $\theta_1$  etwa  $45^\circ - 55^\circ$  und für  $\theta_2$  etwa  $70^\circ - 80^\circ$  anzusetzen. Hierbei ergeben sich folgende Schubbeanspruchungen, Scherwinkel und Bruchzontiefen:

$\theta_1$	$\theta_2$	$\varphi_m$	$\varphi_x$	$\varphi_g$	Bruchtiefe
←----- [°] ----->					[m]
45	70	9.4	3.4	13.3	58.8
45	80	10.0	5.0	13.5	56.6
55	70	10.0	2.2	14.3	54.4
55	80	11.1	4.0	14.5	51.3

#### 4. Nachrechnung von Bruchvorgängen

##### 4.1 Vorbemerkungen und Annahmen

###### 4.1.1 Beispiele aus der Literatur

Die bisherigen Berechnungsversuche von Neuanbrüchen der Rutschung Grünwald haben sich auf Gleichgewichtsbetrachtungen unter der Annahme von Grenzzuständen beschränkt (BAUMANN 1987). Die dabei getroffenen Annahmen, wie etwa der kräftefreie Anriß in der teilweise verfestigten Schotterdecke und die mobilisierten Kräfte zwischen den Lamellen (Lamellenmethode) bzw. in den Sekundärgleitflächen (Starrkörpermethode), sind jedoch nur teilweise durch Geländebeobachtungen gesichert. Es wird deshalb versucht, mit Hilfe von Berechnungen mit der Methode der Finiten Elemente (FE-Berechnungen) noch zusätzliche Hinweise auf den Bruchablauf und die dabei maßgebenden Randbedingungen zu erhalten.

Aus der inzwischen stark angewachsenen Literatur zu diesem Thema werden einige Arbeiten herausgegriffen, die ähnliche Fragestellungen mit Hilfe der FE-Methode behandeln und die vollzogene Entwicklung darstellen:

DUNLOP und DUNCAN haben bereits 1970 die Bruchentwicklung in Hängen untersucht, die als Folge eines Erosionsvorganges in einem homogenen Erdkörper entstehen. Sie haben dabei unter Verwendung eines bilinearelastischen Stoffansatzes unter ebenen Verformungsbedingungen folgende Fragen behandelt:

- Wie wirken sich verschiedene Ausgangsspannungen und die Verteilung der Materialfestigkeiten aus?
- Wie verhalten sich normal- und überkonsolidierte Tonschichten im Vergleich zueinander?
- Welchen Einfluß haben der Kompressionsmodul und die Querdehnungszahl?

Die für die weiteren Betrachtungen wichtigsten Ergebnisse werden kurz zusammengefaßt:

- Normalkonsolidierter Boden und die entsprechende Ruhedruckbedingung ( $K_0 < 1$ ) lassen eine Bruchzone mit Schwerpunkt unter der oberen Hangkante entstehen (Bild 4.1).

- Bei überkonsolidiertem Boden und hohen Horizontalspannungen ( $K_0 > 1$ ) liegt dieser Schwerpunkt unter dem Böschungsfuß (Bild 4.1).
- Eine mit der Tiefe zunehmende Festigkeit läßt die Plastifizierung in der Umgebung der Böschung und eine über die Tiefe einheitliche Festigkeit an der Schichtbasis beginnen (Bild 4.2).
- Aufgrund des bilinearen Ansatzes wird nach Erreichen eines Schubspannungsgrenzwertes der E-Modul stark herabgesetzt. Die weitere Entwicklung der Bruchzonen ist dabei nahezu unabhängig davon, ob der Kompressionsmodul oder die Querdehnungszahl konstant gehalten werden (Bild 4.3).

Im 4. Kapitel ihres Buches "Landslides and their Control" (1982, S. 54ff) behandeln ŽÁRUBA und MENCL die "Mechanik der Entwicklung von Böschungsbrüchen". Dabei gehen sie auch unter Verwendung der Methode der Finiten Elemente für den ebenen Verformungszustand den Fragen nach, in welchen Teilen des Hanges die Bruchvorgänge beginnen und in welchem Maße diese von der Schichtenfolge, deren mechanischen Eigenschaften sowie den Anfangsspannungen abhängen. Sie verwenden sowohl einen lokalen als auch einen gesamten Sicherheitsfaktor, der das Verhältnis der aufnehmbaren zur tatsächlichen mobilisierten Kräftesumme entlang einer wahrscheinlichen Gleitfläche angibt. Es wird davon ausgegangen, daß mit zunehmenden Unterschieden der lokalen Sicherheitsfaktoren entlang einer Gleitfläche die Gefahr eines progressiven Bruches wächst.

In Parameterstudien wird die Entstehung eines Einschnittes mit der Böschungsneigung 1 : 3 in einem homogenen Material ( $E = 51 \text{ MN/m}^2$ ,  $\varphi' = 18^\circ$ ,  $c' = 25 \text{ kN/m}^2$ ) in drei Stufen (10.0, 13.5 und 16.0 m Aushubtiefe) untersucht. Die Beanspruchung der Böschung wird durch Linien gleicher lokaler Sicherheitsfaktoren dargestellt (Bild 4.4). Einige der Ergebnisse werden kurz zusammengestellt:

- Bei einem Ausgangsspannungsverhältnis  $K_0 = 0.75$  wird bei der Aushubstufe 3 am Böschungsfuß der lokale Sicherheitsfaktor 1.0 erreicht. Werden die horizontalen Ausgangsspannungen erhöht, so daß  $K_0 = 1.0$  wird, vermindern sich die lokalen Sicherheitsfaktoren in den unteren Hangpartien und verschieben das Minimum vom Böschungsfuß nach unten ins Innere des Erdkörpers. Die beschriebenen Veränderungen verstärken sich, wenn der  $K_0$ -Wert über 1.0

ansteigt (Bilder 4.4 - 5).

- Wird statt der zunächst vorausgesetzten Isotropie eine Festigkeitsanisotropie angenommen, wobei in horizontalen Ebenen um 15 % verminderte Festigkeiten maßgebend sein sollen, so verkleinern sich die Größenunterschiede der Sicherheitsfaktoren entlang der wahrscheinlichen Gleitfläche. Damit verringert sich auch die Neigung zu einem progressiven Bruch (Bild 4.6).

In einer weiteren Berechnung wird ein natürlicher Hang mit einem komplexen geologischen Schichtenaufbau (weiche bis steife schluffige Tone und schluffige, tonige Kiese mittlerer Dichte) untersucht (Bild 4.7). Wegen der Kriechvorgänge in den Tonschichten werden die Horizontalspannungen in den darüberliegenden Kiesen abgebaut. Dabei vermindern sich die lokalen Sicherheitsfaktoren stellenweise auf den Wert 1.0, wogegen in den tieferen Tonen die höheren Sicherheitswerte erhalten bleiben.

Zu ähnlichen Ergebnissen kommen STEFANOFF, HAMAMDJIEV und CHRISTOV (1976) bei einer Stabilitätsberechnung mit Hilfe der FE-Methode für eine Einschnittsböschung in stark geschichtetem Material. Es werden ebene Verformungsbedingungen und linear elastische Stoffansätze verwendet. Dabei schwanken die E-Moduli in weiten Grenzen ( $5.6 - 6000 \text{ MN/m}^2$ ). Die Materialbeanspruchung wird wie bei ŽARUBA und MENCL lokal durch das Verhältnis der beim Bruch maximal möglichen zur tatsächlich mobilisierten Schubbeanspruchung zum Ausdruck gebracht. Daraus können Linien gleicher Materialbeanspruchung konstruiert werden, die ein Bild der lokalen Sicherheiten vermitteln (Bild 4.8). Wird die durch  $\phi'$  und  $c'$  festgelegte Bruchgrenze überschritten, so fällt der Sicherheitsfaktor unter 1.0 ab. Das Materialverhalten ändert sich dabei nicht.

Die Autoren haben die Auswirkung verschiedener Einschnittsneigungen auf die Entwicklung von Bruchzonen untersucht. Wie ŽARUBA und MENCL stellen auch sie fest, daß im Einflußbereich einer Böschung die Schichten mit der größten Steifigkeit und Festigkeit am stärksten beansprucht werden, wogegen die schwächste Schicht (ein pliozäner Ton) keine Brucherscheinungen zeigt. Diese Entwicklung wird als Zeichen eines progressiven Bruchvorganges gedeutet, der nach Ansicht der Autoren in hohem Maße von der Querdehnung abhängt.

In den bisher genannten Arbeiten sind die Bruchzonenentwicklungen bis zu einem Stadium untersucht, das zwar die Abschätzung eines endgültigen Bruches ermöglicht, aber hierfür meist einen großen Spielraum läßt (DUNLOP/DUNCAN und ZÄRUBA/MENCL) oder wegen der unberücksichtigten Materialplastifizierung sehr unsicher wird (STEFANOFF/HAMAMDJIEV/CHRISTOV). Unter Verwendung einer genaueren Beschreibung des Nachbruchverhaltens haben LO und LEE (1973 a, 1974) die Bruchentwicklung etwas weiter verfolgen können (Bild 4.9). Von ihnen werden eine Spitzen- und eine Restfestigkeit berücksichtigt, die nach MOHR-COULOMB durch einen Reibungs- und Kohäsionsbeiwert festgelegt sind. Das Verformungsverhalten wird mit linear elastischen Ansätzen beschrieben. Vor Erreichen der Spitzenfestigkeit ist ein E-Modul  $E_1$  maßgebend, der dann während eines stufenweisen Abfalls der Schubbeanspruchung auf die Restfestigkeit durch  $E_2$  ersetzt wird und anschließend einen Wert um Null annimmt (Bild 4.10). Als Maß für die Schubbeanspruchung wird das Verhältnis der mobilisierten Schubspannung zur Spitzenscherfestigkeit (vor dem Bruch) bzw. zur Restfestigkeit verwendet (nur wenn nach dem Bruch die Festigkeit plötzlich abfällt).

Die Berechnungen von LO und LEE für homogene Böschungen führen zu ähnlichen Ergebnissen, wie bei den schon beschriebenen Untersuchungen anderer Autoren:

- Für gleichbleibende Materialeigenschaften und Grundwassergegebenheiten wachsen die Bruchzonen mit der Böschungshöhe, der Böschungsneigung und den Horizontalspannungen.
- Die Bruchvorgänge beginnen meist am Böschungsfuß; mit zunehmenden Horizontalspannungen wandert der Schwerpunkt der Bruchzone vom Böschungsfuß in die Tiefe und unter die Talsohle hinein.

Wie zum Teil auch die anderen Autoren verwenden LO und LEE die Ergebnisse der FE-Berechnungen, um für gewählte Gleitflächen Sicherheitsbeiwerte anzugeben, indem sie die aufnehmbaren und die mobilisierten Kräfte aufsummieren und einander gegenüberstellen. Dabei berücksichtigen sie auch den Abbau der Spitzen- zur Restfestigkeit. Darüber hinaus beziehen sie die so ermittelten Sicherheitsfaktoren auf einen von SKEMPTON (1964) eingeführten "Residual Factor", der das Verhältnis von gebrochenem Abschnitt zur Gesamtlänge der Gleitfläche angibt. Mit dessen Hilfe berücksichtigen LO und LEE (1973 b)

auch den Einfluß der Zeit auf die Stabilität einer Böschung. Sie nehmen einen mit dem Logarithmus der Zeit linear verlaufenden Abbau der Spitzen- zur Restfestigkeit an, berechnen mit Hilfe der FE-Methode für verschiedene Zeiten mit den jeweils maßgebenden Festigkeiten die Entwicklung der Bruchzone, bestimmen damit für eine gewählte Gleitfläche den jeweils gültigen "Residual Factor" und schließlich mit einer geeigneten Gleichgewichtsberechnung für den Grenzzustand den Sicherheitsfaktor, der dann in Abhängigkeit von der Zeit angegeben werden kann.

Der Einfluß der Zeit auf das Bruchgeschehen in Böschungen wurde seither weiter verfolgt; zwei Arbeiten sollen hierfür nur als Beispiele genannt werden: NELSON und THOMPSON (1977) nehmen in ihrem Aufsatz "A Theory of Creep Failure in Overconsolidated Clay" ein Materialverhalten an, das bei konstanten Spannungen plastische Verformungen zeigt, in deren Verlauf die Festigkeit von einem Spitzenwert bis zur Restfestigkeit absinken kann. Einen anderen Weg gehen FÜRSTER UND GEORGI (1981). Sie geben eine Spannungs-Verformungs-Zeit-Beziehung an, die bis zum Eintreten des Bruches maßgebend ist. Anschließend fällt die Festigkeit plötzlich auf einen Restwert ab. Die Folgen dieser beiden Ansätze für die Bruchentwicklung werden sich vermutlich nicht allzusehr voneinander unterscheiden. LEE (1972) streicht die Ähnlichkeit der Wirkungen eines Festigkeitsabbaus nach dem Überschreiten eines Spitzenwertes und dem Kriechen unter gleichbleibenden Spannungen deutlich heraus. In beiden Fällen werden die Spannungen von den überbeanspruchten Zonen in die noch ungebrochenen und steiferen Partien umgelagert. Näher soll auf den Inhalt dieser Arbeiten nicht eingegangen werden, da bei den Untersuchungen der Isarhänge wegen der ständigen Lastschwankungen der Einfluß der Zeit auf die Festigkeits- und Verformungseigenschaften nur schwer zu berücksichtigen ist.

#### 4.1.2 Ziele eigener FE-Berechnungen

Die beschriebenen Berechnungsbeispiele aus der Literatur zeigen, daß FE-Berechnungen bei der Untersuchung von Bruchentwicklungen in Böschungen sehr hilfreich sein können, wenn auch damit Aussagen über den endgültigen Bruch nur bedingt möglich sind. Dies gilt in besonderem Maße für Böschungen in vielfach geschichtetem Ge-

stein mit entsprechend vielfältigen geomechanischen Eigenschaften. Mit den FE-Berechnungen zu den Bruchvorgängen im Isartal werden eine Reihe von Zielsetzungen und Erwartungen verbunden, die sich am besten in der Form von Fragen ausdrücken lassen. Sie werden im Hinblick auf die Bruchentwicklung, den endgültigen Bruch und die Beziehung zur Wirklichkeit gestellt:

- Welchen Einfluß haben verschiedene Schichtfolgen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften?
- Welche Bedeutung muß dabei dem Verformungsverhalten und den Festigkeitseigenschaften zugemessen werden?
- Wie wirken sich erhöhte Horizontalspannungen und der Auftrieb infolge von Grundwasser aus?
- Welchen Einfluß hat die infolge der Erosion entstehende Böschungsform?
- Welche Unterschiede bestehen zwischen einem Neuanbruch ohne und mit bereits vorausgegangenen Anbrüchen?
- Sind die rechnerisch entstehenden Bruchkörper auch in der Wirklichkeit zu beobachten?
- Erlauben die Berechnungsergebnisse Rückschlüsse auf kritische Böschungshöhen?

Um Antworten auf diese Fragen zu erhalten, wird versucht, den Erosionsvorgang der Isar mit Hilfe der FE-Methode rechnerisch zu verfolgen. Dabei werden folgende Situationen in Form von Parameterstudien näher betrachtet:

1. Versagen eines bisher ungebrochenen Talhanges bei verschiedenen Talbodenformen.

a) Ebener Talboden:

- Einfluß von Auftrieb und horizontalen Restspannungen auf ein Normalprofil mit einer Schotterdecke auf tonigem Untergrund;
- Auswirkung unterschiedlicher Verteilung von Tonmergeln und Schotter:

Schotter ohne Tonmergel,  
Schotter unterschiedlicher Mächtigkeit  
auf Tonmergel,  
Schotter auf einer Wechselfolge von Sand  
und Tonmergeln;

- Stabilisierende Einflüsse von Nagelfluh harter und mürber Ausprägung in den Schottern und von Verfestigungen in den Tonen.

b) Geneigter Talboden mit verschiedenen Schichtfolgen:

- Schotter über Tonmergel mit und ohne Vorbelastung,
- Schotter über einer Wechselfolge von Tonmergel und Sand bzw. von Tonmergel und Tonstein,
- Schotter mit Nagelfluh über Tonmergel.

2. Versagen einer bereits durch frühere Bruchvorgänge geprägten Hangpartie.

a) Vergleichsberechnungen zu bisher ungebrochenen Hangpartien, wobei folgende Einflüsse untersucht werden:

- unterschiedliche Bruchkörpermächtigkeiten,
- Verfestigungen in den Schottern und
- Verfestigungen in den Tonmergeln.

b) Versuch einer weitgehenden Annäherung an natürliche Gegebenheiten.

Mit diesen Berechnungen sollen vor allem Hinweise auf die Entwicklung der Bruchzonen sowie auf das Eintreten und das Ausmaß des endgültigen Bruches erhalten werden. Die dabei auftretenden Verschiebungen sind nur insoweit von Interesse, als sie durch ihre Verteilungen, Änderungen und Richtungen die Zone des Versagens andeuten und eingrenzen.

#### 4.1.3 Verwendetes Rechenprogramm

Der Erosionsvorgang verursacht in der Talsohle und unter den Hochufern Spannungsänderungen und Verformungen und erzeugt gegebenenfalls Bruchzonen. Mit Hilfe des Rechenprogrammes SET können diese Vorgänge schrittweise verfolgt werden. SET ist eine unter der Leitung von Professor Dr.-Ing. WERNER an der Technischen Universität München entwickelte Programmkette. Sie dient der statischen Berechnung von ebenen und räumlichen Problemen im konstruktiven Ingenieurbau und arbeitet überwiegend mit dem Verfahren der Finiten Elemente (AXHAUSEN, FINK, KATZ, RANK, STIEDA, v.VERSCHUER, WERNER 1980).

Der zu berechnende Erosionsvorgang wird als ebenes Verformungsproblem betrachtet, bei dem die Spannung senkrecht zur Ebene mitt-

lere Hauptspannung sein soll. Die Randknoten können nicht verdreht werden. Sie sind an der Basis nicht verschiebbar und an den Seiten in vertikaler Richtung frei beweglich. Von den verfügbaren nicht-linearen Materialansätzen wird in der Regel ein Fließgesetz nach MOHR-COULOMB verwendet, das nur noch durch die Angabe einer Zugfestigkeit  $\sigma_2$  ergänzt wird. Mit Erreichen einer Bruchgrenze wird die gleichfalls anzugebende Restfestigkeit maßgebend. Das Verformungsverhalten wird dann durch einen Dilatationsfaktor geregelt, der die Beziehung zwischen den Hauptverformungen ( $\epsilon_1, \epsilon_2$ ) festlegt. Treten zu große Zugspannungen auf, so entstehen Risse. Druckspannungen können auch noch von gerissenem Material aufgenommen werden. Vor dem Bruch wird linear elastisches Spannungs-Verformungsverhalten angenommen.

Es wird auch der Einfluß einer gleichmäßigen geologischen Vorbelastung untersucht, die etwa gleichgroße horizontale Hauptspannungen zur Folge hat. Für den dadurch entstehenden eher zentralsymmetrischen Spannungszustand eignet sich das Fließgesetz nach Drucker-Prager. Damit werden bei der Entlastung die Differenzen der Hauptspannungen begrenzt, deren Größenverhältnisse infolge einer veränderten Querdehnung vom ursprünglichen Ruhedruckverhältnis abweichen. Das Fließgesetz wird nur verwendet, um die nach einer Entlastung verbleibenden Horizontalspannungen abzuschätzen. Die dabei eingetretenen Verformungen sind für die weiteren Rechenschritte ohne Bedeutung.

Neben den beiden Fließgesetzen wird noch ein von SCHAD (1979) formuliertes nicht-linear-elastisches Materialgesetz verwendet. Im Rahmen der Berechnungen zur Talerosion dient es nur der Spannungsermittlung für die höchste geologische Vorbelastung, da hiermit eine weitere Querdehnungszahl eingeführt werden kann. Für einen einfachen Schichtenaufbau sind die Horizontalspannungen mit Hilfe eines der Querdehnung entsprechenden Ruhedruckbeiwertes mit geringerem Eingabeaufwand bestimmbar.

Die Berechnungsergebnisse werden in Listenform ausgedruckt und in Zeichnungen dargestellt. Die zuletzt genannte Möglichkeit wird für folgende Darstellungen benutzt:

- Vollständiger Erdkörper mit Elementennetz und den Elementen-, Gruppen-, und Materialnummern. Der vollständige Erdkörper ist ein begrenzter Halbraum mit horizontaler Oberfläche, der die Situation vor Beginn der Erosion darstellen soll.
- Restkörper mit Elementennetz und Kennzeichnung derjenigen Elemente, in welchen Zugspannungen herrschen bzw. die plastifiziert<sup>\*)</sup> oder gerissen sind. Der Restkörper ist der von der Erosion nicht erfaßte Teil des Erdkörpers; seine Form ändert sich mit jeder Erosionsstufe.
- Restkörper mit dem verformten Elementennetz und den Verschiebungsvektoren in den Knoten.
- Restkörper mit den Linien gleicher Verschiebungen und den Verschiebungsvektoren in den Knoten; die Zahl der Isolinien wird auf etwa 30 festgesetzt, damit deren Konzentration bei Beginn des endgültigen Bruches für alle Berechnungsfälle vergleichbar bleibt.
- Restkörper mit den Richtungen und Beträgen der Hauptspannungen.

Bei der Berechnung von Neuanbrüchen infolge des Absinkens bereits vorhandener Rutschmassen werden letztere nur in Umrissen und ohne Elementeneinteilung dargestellt.

#### 4.1.4 Materialeigenschaften und Randbedingungen

Von den im verwendeten Programmpaket zur Verfügung stehenden Stoffgesetzen gestattet nur eines (MOHR-COULOMB), den Festigkeitsabfall nach Eintritt des Bruches zu berücksichtigen. In der Rechnung vollzieht sich der Festigkeitsabfall in einem Sprung. Dieses Verhalten stimmt nur in wenigen Fällen mit der Wirklichkeit überein und kann deshalb im allgemeinen nur als grobe Näherung angesehen werden.

Ein ähnlich rascher Abbau der Festigkeit beschränkt sich auf Bruchvorgänge in der Nagelfluh und in den durch mineralische Bindungen verfestigten Mergeln. Aus der Vorbelastung allein läßt sich dagegen für die Mergel noch kein allgemein geltendes Spröbruchverhalten ableiten. Die Gründe hierfür sind in der auch heute noch hohen Überlagerung der Mergel während des Bruchvorganges und in den bereits angelegten Trennflächen der dabei entscheidenden hochplastischen Tonmergel zu sehen. Das Bruchverhalten der Schotter und der Mergel ist nur zum Teil durch eigene Versuche belegt. Es müssen

<sup>\*)</sup> In den Zeichnungen der älteren Fassung des FE-Programms (ohne Angabe der Randbedingungen) sind plastifizierte Zonen teilweise als gerissen eingestuft.

deshalb die Ergebnisse von Fremdversuchen herangezogen oder Abschätzungen vorgenommen werden:

- Die Festigkeit der Schotter wird mit Hilfe der Untersuchungsergebnisse von OSTERMAYER (1979) zur "Scherfestigkeit verdichteter Kies-Sand-Ton-Gemische" abgeschätzt. Für einen sandigen Kies mit 10 - 20 % Ton- und Schluffanteilen ergeben sich ungefähr die Scherparameter  $\varphi' = 37.5 - 40.5^\circ$  und  $c' = 20 - 30 \text{ kN/m}^2$ . Gewählt werden  $\varphi' = 38.5^\circ$  und  $c' = 20 \text{ kN/m}^2$ . Sie sollen für die Anfangs- und Restfestigkeit gleichermaßen gelten.
- Die Scherparameter für die Tonmergel werden mit  $\varphi' = 15^\circ$  und  $c' = 50 \text{ kN/m}^2$  angenommen. Sie entsprechen dem im Labor ermittelten Minimalwert des Winkels der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi_s = 18^\circ$  bei etwa 50 m Überlagerung. Es wird davon ausgegangen, daß die Spannungs-Verformungs-Kurve eine gestreckte Form ohne Spitze aufweist und der endgültige Bruch des Hanges eintritt, bevor die Restfestigkeit in den Tonmergeln maßgebend wird.
- Die Nagelfluh und die verfestigten Mergel besitzen ausgeprägte Festigkeitsspitzen, die durch eine erhöhte Kohäsion zum Ausdruck gebracht werden. Nach dem Bruch fällt die Kohäsion schlagartig auf den Normalwert ab.
- Als Zugfestigkeit werden vor dem Bruch Werte in Höhe der Kohäsion angenommen. Nach dem Bruch verschwindet die Zugfestigkeit vollständig.
- Im Rutschkörper herrschen Restfestigkeiten, wobei diese in den Schottern infolge sehr langer Scherwege und damit verbundener Korngrößenänderungen abgemindert werden.

In Tabelle 4.1 sind die Festigkeitsparameter für die verschiedenen Gesteinsarten zusammengestellt, die bei den Parameterstudien berücksichtigt werden:

Tabelle 4.1: Bruchbedingungen nach MOHR-COULOMB

Materialbezeichnung	Reibungs- winkel	Kohäsion vor/nach dem Bruch	Zugfestigkeit vor/nach dem Bruch
[Materialnummer]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]
<u>im ungebrochenen Hang</u>			
Schotter [1]	38.5	20/20	20/0
Nagelfluh [12] (mürr)	38.5	200/20	200/0
Nagelfluh [11] (hart)	38.5	1000/200	1000/0
Tonmergel [21] (mit Trennfl.)	15.0	50/50	50/0
Tonmergel [31] (verfestigt)	15.0	450/50	450/0
<u>im Rutschkörper</u>			
Schotter [2]	30.0	0/0	0/0
Tonmergel [22]	9.0	0/0	0/0

Unterhalb der Bruchgrenze wird das Spannungs-Verformungsverhalten durch einen linear elastischen Ansatz angenähert. Die verwendeten E-Moduli entstammen sehr unterschiedlichen Versuchen:

- Für die Mergel des Tertiärs wurden die Ergebnisse von Bohrloch-aufweitungsversuchen herangezogen. Sie geben das Kurzzeitverhalten der Mergel wieder und schwanken etwa zwischen 110 - 430 MN/m<sup>2</sup>. Für die verfestigten Mergel werden noch etwas höhere Werte angenommen.
- Ähnlich sind die Druckversuche mit unbehinderter Seitendehnung an Nagelfluhkernen im Labor einzustufen. Auch sie beschreiben das Verformungsverhalten bei einer raschen Belastungsfolge.
- Dagegen wurde der E-Modul für den Schotter mit Hilfe von Kompressionsversuchen abgeschätzt, die OSTERMAYER (1976) im Rahmen seiner Untersuchungen über "das Verhalten gemischtkörniger Böden im einachsigen Formänderungszustand" durchführte. Der dabei erhaltene Langzeitmodul wurde für die Berechnungen nur gering-

fugig erhöht und damit einer Kurzzeitbeanspruchung angepaßt.

Den Tertiärsanden werden dieselben Verformungseigenschaften zugewiesen.

Während die Schotter und Sande langfristig nur ein geringfügig anderes Verhalten aufweisen, zeigen die Langzeitmoduli für bindige Lockergesteine wesentlich geringere Werte. Bei den Parameterstudien wird dieser Einfluß mit einem stark reduzierten E-Modul für die Tonmergel untersucht. In der Tabelle 4.2 ist dieser Wert für den Tonmergel mit Trennflächen in Klammern angegeben.

Der nach dem Bruch für das Verformungsverhalten maßgebende Dilatationsfaktor erhält den Wert -1. Damit wird näherungsweise Volumenkonstanz ( $\epsilon_2 = -\epsilon_1$ ) angenommen. Diese Näherung ist eigentlich nur für die unter hohem Überlagerungsdruck versagenden und häufig durch Trennflächen zerlegten Tonmergel gestattet. Sie wird aber auch für die Schotter angenommen, da Vergleichsberechnungen nur einen geringen Einfluß der Dilatation auf den endgültigen Bruch zeigen und die Verformungen im Rahmen dieser Untersuchung nur eine nachgeordnete Bedeutung haben. Die geringen Auswirkungen einer starken Dilatation der Schotter ist verständlich, da infolge der Erosion bis unter die Grenze zu den Tertiärmergeln in den verbleibenden Schottern keine Verspannung auftreten kann.

Die Abmessungen des Rechenmodells sind so gewählt, daß die für den endgültigen Bruch maßgebenden plastifizierten Zonen innerhalb der vorgegebenen Grenzen bleiben. Dies ist nach BORST und VERMEER (1984) zulässig, wenn nur die plastische Lösung bei einem Bruch von Interesse ist. Die Autoren empfehlen auch FE-Berechnungen zur Bestimmung der Zonen starker Scherdeformationen, wie sie mit Hilfe des vorliegenden Programmes mit dem Ausdruck von Linien gleicher Verschiebungen möglich und auch vorgesehen sind.

Die Festhaltungen an den Rändern verhindern Verdrehungen und Verschiebungen an der Sohle sowie Verdrehungen und horizontale Verschiebungen an den seitlichen Begrenzungen des Modellkörpers.

Tabelle 4.2: Linear elastisches Verhalten unterhalb der Bruchgrenze

Materialbezeichnung	E-Modul	G-Modul	Quer- dehnung	Wichte über/unter Wasser
[Materialnummer]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[1]	[kN/m <sup>3</sup> ]
<u>im ungebrochenen Hang ohne Vorbelastung</u>				
Schotter [1]	300.0	118.1	0.27	23/14
Nagelfluh (mürb) [12]	900.0	354.3	0.27	24/15
Nagelfluh (hart) [11]	1500.0	590.6	0.27	25/16
Tonmergel (mit Trennfl.) [21]	150.0 (50.0)	52.4 (17.5)	0.43	22/12
Tonmergel (verfestigt) [31]	600.0	222.2	0.35	24/15
<u>im ungebrochenen Hang mit Vorbelastung</u>				
Schotter [1]	300.0	130.4	0.15	23/14
Nagelfluh (mürb) [12]	900.0	391.3	0.15	24/15
Nagelfluh (hart) [11]	1500.0	652.2	0.15	25/16
Tonmergel (mit Trennfl.) [21]	150.0	55.6	0.35	22/12
<u>im Rutschkörper</u>				
Schotter [2]	253.0	95.1	0.33	23/14
Tonmergel [22]	113.0	39.0	0.45	22/12

## 4.2 Berechnungen

### 4.2.1 Versagen eines bisher ungebrochenen Talhanges

Als bisher ungebrochener Hang wird im Isartal ein Hangabschnitt bezeichnet, dessen Form während der Eintiefung der Isar ausschließlich durch Erosion und oberflächliche Fließ- und Bruchvorgänge und nicht durch tiefgreifende Brüche geprägt ist. Neuanbrüche sind in derartigen Hängen im Untersuchungsgebiet kaum noch zu erwarten. Es existieren zwar Hangpartien, die im Verdacht stehen, nicht durch tiefgreifende Bruchvorgänge geformt zu sein, aber sie sind selten und räumlich sehr begrenzt. Dennoch ist es notwendig, auch echte Neuanbrüche zu untersuchen, da die heute vorgefundenen Höhenlagen der Hauptbewegungsbahnen sehr wahrscheinlich auch von der Talform beim ersten tiefgreifenden Neuanbruch bestimmt worden sind. Die Berechnungen beschränken sich zunächst jeweils auf einen aus zwei Schichten (Quartärschotter über Tertiärmergel) bestehenden Erdkörper. In weiteren Rechengängen erfolgt dann eine stärkere Untergliederung des Quartärs und Tertiärs. Die dabei in der kiesigen Deckschicht angenommene Hangform ist in den teilweise verfestigten Schottern stabil und im Isartal vorherrschend.

#### 4.2.1.1 Eintiefung mit horizontaler Talsohle

Die gewählte Hangform mit den charakteristischen bis etwa 10 m hohen Wänden in den zu Nagelfluh verfestigten Schotterlagen und einer mittleren Hangneigung von etwa  $42^{\circ}$  in den leicht gebundenen Schottern, die sich auch in den obersten Tonmergelpartien fortsetzt, sowie die ebene Talsohle erinnern an eine gemäßigte Prallhangsituation. Andernfalls könnte in den Tonmergeln, die sich bei Entspannung allmählich entfestigen, die vorgegebene Neigung nicht von Dauer sein. In den Bildern 4.11, 12 sind die für alle Berechnungen angenommenen Erosionsstufen 1-5 und die daraus entstehende Hangform am Beispiel eines nur aus Schotter ([1] = Materialnummer 1) bestehenden Erdkörpers angegeben. Als Vergleichsmaß für die Standfestigkeit der unterschiedlich aufgebauten Hangpartien bietet sich bei vorgegebener Talform die Höhe des gerade noch standfesten Hanges an. Sie errechnet sich aus der Höhendifferenz zwischen Hangoberkante und Talsohle und wird im weiteren Verlauf als kri-

tische Höhe des Hanges oder der Böschung bezeichnet.

#### 4.2.1.1.1 Einfluß von Auftrieb und Vorbelastung auf das Bruchgeschehen

In einer ersten Berechnungsfolge wird der Einfluß des Auftriebs auf die kritische Höhe des Hanges ermittelt. Für den beschriebenen homogenen Kieskörper ist ein Wasserstand in Höhe der Erosionsstufe 3 und ein daraus sich ergebender Auftrieb angenommen. Bei der Eintiefung der Isar dürfte der Grundwasserspiegel vor dem ersten tiefgreifenden Bruch nahe der Quartär-Tertiär-Grenze und damit etwa in Höhe der Talsohle bei Erosionsstufe 3 gestanden sein. Diese Annahme ist allerdings unsicher. Deshalb wird der Einfluß des Grundwassers durch eine Vergleichsrechnung untersucht. Dabei wird nur die Auftriebswirkung berücksichtigt. Ein Strömungsdruck wird in Anbetracht der ausgeprägten Horizontalschichtung mit ständig wechselnden Durchlässigkeiten und des damit kaum geneigten Grundwasserspiegels nicht angesetzt.

Es werden in einem aus zwei Schichten bestehenden Erdkörper (Schotter [1] über Tonmergel mit Trennflächen [2]) zwei Fälle miteinander verglichen:

- Wasserstand in Höhe der Schichtgrenze zwischen Schotter und Tonmergel bei 33 m unter Gelände
- kein Wasser (auch im Tonmergel wird die Wichte des erdfeuchten Bodens angesetzt).

Die wichtigsten Beobachtungen und Ergebnisse der rechnerisch nachvollzogenen Erosionsvorgänge werden in geraffter Form geschildert:

- Während der ersten Erosionsstufen (1,2) werden nur Teile des Schotters bis an die Bruchgrenze beansprucht (Bild 4.13). Sobald aber die Talsohle mit Erosionsstufe 3 den Tertiärmergel in 33.0 m Tiefe erreicht, entstehen auch in diesem die ersten Bruchzonen (Bild 4.14). Sie breiten sich während der folgenden Erosionsstufen 4 (38.5 m Tiefe) und 5 (44.0 m Tiefe) rasch aus (Bild 4.15). Die beiden Fälle - mit und ohne Wasser - unterscheiden sich dabei erst ab Erosionsstufe 3. Ohne den Einfluß des Auftriebes schreitet die Plastizierung in den Tonmergeln weniger rasch fort (Bild 4.16). Der endgültige Bruch ist in beiden Fällen aus dem Umfang der plastifizierten Zonen allein nicht erkenn-

bar.

- Die mit der Isareintiefung auftretenden Verschiebungen zeigen bei den Erosionsstufen 1 und 2 (Bild 4.17) auch Hebungen des Hochufers. Ab Erosionsstufe 3 treten Hebungen nur noch am Hangfuß und in der Talsohle auf (Bilder 4.18, 19), während sich das Hochufer zunächst bis weit hinter die obere Hangkante mehr oder weniger gleichmäßig leicht setzt (Erosionsstufe 3), um dann, sich vom Hinterland deutlich absetzend, schließlich abzusinken (Erosionsstufen 4 und 5). Der dabei einsetzende Bruch wird durch eine starke Zunahme der Verschiebungen zwischen den beiden letzten Erosionsstufen (4 und 5) angezeigt. Dies gilt für beide Lastfälle (mit und ohne Wasser) gleichermaßen, wenn auch bei der Erosionsstufe 5 die rechnerischen Verschiebungen des Falles ohne Wasser nur etwa ein Drittel derjenigen des Falles mit Wasser betragen.
- Ebenfalls sehr deutlich wird die Ähnlichkeit der beiden Lastfälle und damit der geringe Einfluß der Auftriebswirkung auf den Bruchbeginn, wenn man die Konzentration der Verschiebungen während der letzten beiden Laststufen betrachtet (Bilder 4.20, 21, 22). In beiden Fällen ist bei Erosionsstufe 4 diese Konzentration bereits deutlich zu erkennen, die dann bei der letzten Stufe (5) die Umrisse des schließlich zu erwartenden Bruchkörpers vorzeichnet. Demnach tritt der Bruch bei fehlendem Auftrieb im Tonmergel bei einer etwas größeren Erosionstiefe bzw. kritischen Böschungshöhe ein. Wesentlich deutlicher unterscheiden sich dagegen die Bruchkörpergröße und -form. Durch die Auftriebswirkung vergrößert sich der Bruchkörper und die Gleitfläche taucht tiefer in den Untergrund ein (Bilder 4.21, 22).

In einer weiteren Berechnung wird die Auswirkung der Vorbelastung auf die kritische Höhe eines Hanges geklärt. Für die im Untersuchungsgebiet geschätzte maximale Überlagerungshöhe von 100 - 200 m über der heutigen Tertiäroberfläche wird als effektive Vorbelastung ein Mittelwert von  $3000 \text{ kN/m}^2$  angesetzt. Die Konsolidation unter dieser Auflast soll eine Erstkonsolidation sein und deshalb bei Ruhedruckbedingungen erfolgen, die durch den Beiwert  $K_0 = 1 - \sin \varphi$  festgelegt sind und in der Berechnung mit Hilfe der entsprechenden Querdehnungszahl berücksichtigt werden. Während der dann auftre-

tenden, jeweils zu einer Belastungsfolge zusammengefaßten Ent- und Wiederbelastungen, wird mit reduzierten Querdehnungszahlen gerechnet. Mit der zunächst einsetzenden Entlastung nehmen die Vertikalspannungen und die horizontalen Reaktionsspannungen ab. Letztere aber so langsam, daß gegen Ende der Entlastung Teilbereiche des betrachteten Tertiärkörpers zumindest rechnerisch in den Bruchzustand übergehen (Bild 4.23, vollständige Entlastung). Wahrscheinlich wird die Spannungsspur entlang der Bruchlinie verlaufen und damit die Differenz der Hauptspannungen begrenzen. Die mit der Ablagerung der Schotter einsetzende Wiederbelastung vermindert die Schubspannungen, so daß bei Beginn der eigentlichen Talerosion keine bruchnahen Zustände mehr zu erkennen sind.

- Die noch verbliebenen erhöhten Horizontalspannungen haben während der nun folgenden Isareintiefung eine Entwicklung der plastifizierten Zonen zur Folge (Bilder 4.24, 25), die sich von der des unvorbelasteten Tertiärs deutlich unterscheidet (Bilder 4.14, 15). Während der ersten beiden Erosionsstufen tritt im Schotter nur an wenigen Stellen der Bruchzustand ein. Dies ändert sich schlagartig, sobald die Talsohle den Tertiärmergel erreicht (Erosionsstufe 3). Allerdings geht neben der nun rasch zunehmenden Plastifizierung des Schotters auch der Mergel unter der Talsohle in großem Umfang zu Bruch (Bilder 4.24, 25). Im nicht vorbelasteten Tertiärmergel liegt der Schwerpunkt der Plastifizierung unter dem Hang, im Falle der Vorbelastung ist er dagegen unter der Talsohle zu finden (DUNLOP, DUNCAN 1970).
- Trotz der unterschiedlichen Bruchzonenentwicklung findet der endgültige Böschungsbruch ebenfalls zwischen den Erosionsstufen 4 (38.5 m) und 5 (44.0 m) statt. Die Bilder mit den Linien gleicher Verschiebungen zeigen für diese Phasen sehr ähnliche Konzentrationen (Bilder 4.21, 26). Dieses Ergebnis weist auf einen geringen Einfluß der Vorbelastung (erhöhte Horizontalspannungen und verkleinerte Querdehnungszahlen) auf den Böschungsbruch hin. Die Entwicklung der plastifizierten Zonen, die Verschiebungen und ebenso die Richtungen und Beträge der Hauptspannungen unterscheiden sich dagegen sehr deutlich.

Die bisher erhaltenen und für das weitere Vorgehen wichtigen Ergebnisse werden kurz zusammengefaßt. Im wesentlichen sind es die geringen Einflüsse einiger erdstatischer Größen auf den endgültigen Bruch und damit auf die kritische Höhe eines Hanges:

- der Wasserstand im Erdkörper, wenn sich seine statische Wirkung ausschließlich auf den Auftrieb beschränkt;
- die Vorbelastung des Tertiärs infolge einer gegenüber heute wesentlich höheren Überlagerung;
- die Querdehnungszahl, die infolge der im natürlichen Erdkörper meist sehr vielfältigen Spannungsgeschichte nur grob angegeben werden kann.

Die vorgestellten Ergebnisse der Vorberechnungen ermöglichen bei den noch folgenden rechnerischen Untersuchungen eine Reihe von Vereinfachungen.

- Der Grundwasserspiegel wird bei den Berechnungen mit den Regelprofilen gleichbleibend in 33 m Tiefe angenommen und damit meistens an die Grenze Quartär-Tertiär gelegt.
- Eine Vorbelastung und die sich hieraus ergebenden erhöhten Horizontalspannungen werden nicht berücksichtigt.
- Die Querdehnung wird aus den für die Erstbelastung geltenden Ruhedruckbeiwerten ( $K_0 = 1 - \sin \varphi$ ) nach der Gleichung  $v = K_0 / (1 + K_0)$  errechnet.

#### 4.2.1.1.2 Auswirkung unterschiedlicher Verteilung von Tonmergel und Schotter bzw. Sand

In den folgenden Vergleichsberechnungen werden der Quartärschotter und der Tertiärsand mit denselben Materialeigenschaften [1] belegt. Für den Tonmergel gilt die Materialeigenschaft [21], die auch bisher Verwendung fand.

Das Verhalten eines homogenen Schotterkörpers [1] wurde bereits in der ersten Berechnung untersucht. Damit sollte nur die Standicherheit des gewählten Profils nachgewiesen werden. Ein Bruch der gesamten Böschung hat sich dabei bis zur Erosionsstufe 5 und damit bis zu einer Böschungshöhe von 44.0 m (= Höhendifferenz zwischen oberer Hangkante und Talsohle) nicht abgezeichnet, wenn auch hangnahe Partien die Bruchbedingungen bereits erfüllen (Bild 4.12).

In einer weiteren Berechnungsreihe wird für die Schichtenfolge Schotter [1] über Tonmergel [21] die Abhängigkeit der kritischen Hanghöhe von der Mächtigkeit des Schotters verfolgt. Bei konstant gehaltenem Wasserspiegel wird die Grenze zwischen Schotter und Mergel von 33.0 m Tiefe in zwei Schritten von jeweils 5.5 m bis 38.5 m und bis 44.0 m Tiefe abgesenkt. Ein Vergleich des bei verschiedenen Höhenlagen der Tertiäroberfläche mit Erosionsstufe 5 erreichten Umfangs der plastifizierten Partien zeigt dessen Abnahme mit absinkender Schotter-Mergel-Grenze (Bilder 4.15, 27). Die entsprechenden Darstellungen mit den Linien gleicher Verschiebungen lassen eine parallel verlaufende Abnahme der Konzentrationen erkennen (Bilder 4.21, 28). Daraus können etwa folgende kritische Böschungshöhen abgeschätzt werden:

- ca. 40 m für OK-Tertiär bei 33.0 m Tiefe
- ca. 44 m für OK-Tertiär bei 38.5 m Tiefe
- > 44 m für OK-Tertiär bei 44.0 m Tiefe.

Demnach erhöht sich mit der Mächtigkeit des Schotters auch die kritische Höhe des Hanges, wobei in den Berechnungsbeispielen die kritische Höhe größer als die Schottermächtigkeit ist, der Hang also erst bricht, wenn die Talsohle die Quartär-Tertiär-Grenze unterschreitet.

Von besonderem Interesse ist das Verhalten einer Tonmergel-Sand-Wechselfolge im Tertiär. Die Verformungs- und Festigkeitseigenschaften des Tertiärsandes und des Quartärschotters werden entsprechend der Vorgabe gleichgesetzt. Die Berechnung entspricht somit dem Fall: Schotter [1] über Tonmergel-Schotter-Wechselfolge [21] - [1]. Die oberste Schicht des Tertiärs soll von einer Tonmergellage gebildet werden.

- Der Vergleich mit dem Normalprofil (ungeschichtete Tonmergel) läßt bei der Entwicklung der plastifizierten Zonen folgende Unterschiede erkennen:

Die Plastifizierung setzt langsamer ein und entwickelt sich auch im weiteren Verlauf mit einer leichten Verzögerung. Bereits bevor die Talsohle die Tertiäroberfläche erreicht, zeigen sich die ersten Bruchzonen in den Tertiärsanden. In den Schottern und ebenso in den Tonmergeln des Tertiärs ist das Ausmaß der Plastifizierung deutlich geringer. Der Schwerpunkt der Plastifizierung

verändert seine Lage ab Erosionsstufe 2 nur noch geringfügig. Er ist von der Böschung unter das Hochufer hinein verschoben worden (Bild 4.29).

- Ein Bruch des gesamten Hanges läßt sich auch mit Hilfe der Linien gleicher Verschiebungen bis zur Erosionsstufe 5 (44.0 m Tiefe) noch nicht eindeutig erkennen. Es zeigen sich bei den Erosionsstufen 4 und 5 bereits deutliche Konzentrationszonen, die auf bruchnahe Zustände hinweisen (Bilder 4.30, 31). Ein endgültiges Versagen läßt sich daraus aber noch nicht ableiten, zumal sich auch die Form dieser Zonen noch stark ändert und die Verschiebungsbeträge noch sehr gering sind.

Das Berechnungsergebnis weist aber auf einen stabilisierenden Einfluß von ausreichend mächtigen Sandlagen in einem Tonmergel hin. Auf eine entsprechende Situation in der Natur übertragen, ist einschränkend zu fordern, daß die vorhandene Überlagerung ein Aufweichen der Tonmergel infolge der Wasserzufuhr in den Sanden verhindert. Es zeigt sich aber auch, daß man sich bei unmittelbar aufeinanderfolgenden, fortgeschrittenen Erosionsstufen unterschiedlichen Bruchzuständen annähert. Es werden dann jeweils nur geringe Anlässe benötigt, um bei der einen oder anderen Erosionsstufe einen Bruch mit ganz unterschiedlichen Formen und Ausmaßen zu erhalten.

Dies könnte mit eine Erklärung für die vorübergehende Existenz von unerwartet steilen und hohen Böschungen in einer derartigen Wechselfolge sein, die dann zu einem Bruchprofil mit einer tief ins Tertiär hineinreichenden Hauptbewegungsbahn führen.

#### 4.2.1.1.3 Auswirkung verfestigter Schotterpartien

In den bisherigen Beispielen wurden die Eigenschaften der am Aufbau der Böschungen beteiligten Schichten nicht geändert, sondern nur deren Verteilung. Mit der Berechnung der Wechselfolge Tonmergel-Sand ist aber zugleich der Einfluß der im Vergleich zu den zerscherten Tonmergeln festeren und damit offensichtlich wie eine Bewehrung wirkenden Sandlagen auf die kritische Böschungshöhe untersucht worden. Ähnlich wirken in den Schottern die durch Kalk verfestigten Nagelfluhbänke, deren Einfluß auf die Böschungsstabilität mit rein plastischen Berechnungsverfahren nicht zu erfassen

ist. In den folgenden Berechnungen werden deshalb die Auswirkungen einer 11 m mächtigen Nagelfluhbank auf das Bruchgeschehen untersucht.

Da die Festigkeit in der Nagelfluh stark schwankt und die Schwächezonen für den Bruchvorgang maßgebend sind, werden zunächst ausschließlich die Eigenschaften angesetzt, die in der Tabelle für eine mürbe Ausbildung der Nagelfluh [12] erscheinen: eine erhöhte Kohäsion, Zugfestigkeit und Steifigkeit vor Eintritt des Bruches. Bei der Berechnung der Talbildung in der Schichtenfolge Schotter [1] mit mürber Nagelfluh [12] über Tonmergel [21] werden folgende Beobachtungen gemacht:

- Der Umfang der plastifizierten Zonen entwickelt sich während der ersten Erosionsstufen etwas langsamer als beim Normalprofil. Kurz vor und beim endgültigen Bruch ist jedoch kaum noch ein Unterschied festzustellen (Bilder 4.15, 32).
- Der gegenüber dem Normalprofil leicht verzögerte Brucheintritt läßt sich nur aus der Darstellung der Linien gleicher Verschiebungen erkennen. Deren Konzentration ist bei Erosionsstufe 4 noch kaum entwickelt, kann aber bei der folgenden Stufe (5) von der des Normalprofils nicht mehr unterschieden werden (Bilder 4.21, 33). Auch die Umrisse der Zone, in der sich die Verschiebungen konzentrieren, gleichen einander. Nur die Verschiebungsbeträge sind deutlich kleiner.

Als Berechnungsergebnis erhält man gegenüber dem Normalprofil (Schotter über Tonmergel) eine leichte Bruchverzögerung, die sich quantitativ aber kaum in einer Vergrößerung der kritischen Hanghöhe ausdrücken läßt. Dieser geringe Unterschied ist verständlich, da die mürbe Nagelfluh bis zum endgültigen Bruch vollständig plastifiziert ist und sich dann gemäß der Vorgabe wie Kies verhält.

Der Wirklichkeit noch etwas näher kommt ein Modell, in dem die mürben Zonen der Nagelfluh auf einige Elemente in der Nagelfluhbank begrenzt werden. Die übrigen Elemente stellen harte Nagelfluh [11] dar mit erhöhten Werten der Anfangs- und Restkohäsion, Zugfestigkeit und Steifigkeit. Mit dieser Anordnung soll ein System nachgebildet werden, das aus Schotter [1] mit einer harten Nagelfluhbank [11] und mürben Schwächezonen [12] über Tonmergel [21] besteht.

- Die plastifizierte Zone wächst noch etwas langsamer, als mit einer durchgehend mürben Nagelfluhbank. Entsprechend geringer ist auch ihr Umfang. Dies gilt auch für die letzten beiden Erosionsstufen 4 und 5. Die harten Nagelfluhpartien gehen nur in unmittelbarer Böschungsnähe zu Bruch (Bild 4.34). In den Tonmergeln beginnt die Plastifizierung wie beim Normalprofil mit der Erosionsstufe 3, also mit der Talsohle in Höhe der Quartär-Tertiär-Grenze.
- Auch die berechneten Verschiebungen haben weiter abgenommen. Deren Konzentrationen nehmen allerdings eine Entwicklung, die sich in der Natur zu bestätigen scheint. Bereits bei Erosionsstufe 3 sind leichte Verschiebungskonzentrationen am Böschungsfuß und in der böschungsfürnsten Schwächezone der Nagelfluh zu erkennen (Bild 4.35). Bei der nächsten Stufe konzentrieren sich die Verschiebungen weiter am Hangfuß und machen sich auch in der mittleren Schwächezone bemerkbar. Bei der Erosionsstufe 5 schließlich verstärken sich die Verschiebungskonzentrationen am Hangfuß und in der hangfürnsten Schwächezone; in der mittleren Schwächezone tritt Beruhigung ein und dafür verstärken sich die Verschiebungen in der hangnächsten Schwächezone. Wenn in diesem Zustand (Stufe 5) auch noch kein endgültiger Bruch eingetreten ist, so zeichnet sich dieser jedoch bereits deutlich ab. Allerdings ist noch nicht zu erkennen, ob bei der Berechnung (ebener Verformungszustand) die hangnächste oder die hangfürnste Schwächezone maßgebend wird (Bild 4.36).

Die zwar geschwächte, aber doch überwiegend harte Nagelfluh führt erst unmittelbar nach Erosionsstufe 5 zum endgültigen Bruch, so daß eine kritische Böschungshöhe von etwa 45 m angenommen werden kann. Offensichtlich hat eine Verfestigung in den Schottern nur dann einen stabilisierenden Einfluß auf den Hang, wenn nach dem Erreichen der Bruchgrenze gegenüber den unverfestigten Schottern eine höhere Festigkeit vorhanden ist und auch überwiegt.

#### 4.2.1.1.4 Auswirkung verminderter Steifigkeit des Tonmergels

Abschließend soll noch der Einfluß einer verminderten Steifigkeit in den Tonmergeln auf die kritische Höhe des Hanges untersucht werden. Der Elastizitätsmodul wird bei gleichbleibender Querdeh-

nung von ursprünglich 150 auf  $50 \text{ MN/m}^2$  vermindert. Die Festigkeitseigenschaften bleiben dabei unverändert. Die Vergleichsrechnungen werden für die beiden Fälle Schotter über Tonmergel und Schotter über Wechselfolge Tonmergel-Sand bzw. -Schotter durchgeführt.

Zunächst sollen Schotter [1] über einem homogenen Tonmergelpaket [21] betrachtet werden.

- Im Vergleich zum Berechnungsbeispiel mit der normalen Mergelsteifigkeit werden die Schotter zunächst in einem höheren Ausmaß plastifiziert. Allerdings ist bei der Erosionsstufe 4, also unmittelbar vor dem Böschungsbruch, kaum noch ein Unterschied zwischen den plastifizierten Zonen in Form und Umfang festzustellen.
- Auch die Darstellungen der Linien gleicher Verschiebungen unterscheiden sich bei dieser Erosionsstufe nur geringfügig, wenn auch die Verschiebungsbeträge infolge der geringeren Steifigkeit wesentlich größer sind.

Für den Schichtenaufbau mit Schotter [1] über einer Wechselfolge von Tonmergel-Sand [21] - [1] erhält man mit verschiedenen Mergelsteifigkeiten ähnlich geringe Unterschiede.

- Gegenüber dem Beispiel mit normaler Mergelsteifigkeit bleibt bei weniger steifem Mergel der größere Umfang der plastifizierten Zonen während der gesamten Berechnungsfolge erhalten. Allerdings betrifft das nur den Schotter und die Sandlagen. Die Plastifizierung des Tonmergels unterscheidet sich nicht.
- Auch die Zonen der Verschiebungskonzentrationen sind einander sehr ähnlich. Wie bei normaler Mergelsteifigkeit zeigen die letzten beiden Erosionsstufen (4 und 5) Zustände kurz vor einem Bruch an (Bilder 4.37, 38).

Die vorgestellten Berechnungsergebnisse weisen auf eine untergeordnete Bedeutung der Steifigkeit auf die Böschungsstabilität hin. Trotz der Unterschiede bei der Entwicklung der Bruchzonen und in den Verschiebungsbeträgen, führen unterschiedliche Mergelsteifigkeiten zu gleichen kritischen Hanghöhen. Es bestätigt sich die vielfach beschriebene und leicht einsehbare Beobachtung, daß sich weiche Partien im Untergrund einer Belastung entziehen und somit steifere Partien höher belastet werden (ZÁRUBA, MENCL 1982 sowie STEFANOFF u.a. 1976). Die daraus sich ergebenden Spannungsumlagerungen haben aber offensichtlich kaum einen Einfluß auf den end-

gültigen Bruch.

#### 4.2.1.1.5 Zusammenfassung und Berechnungsergebnisse

Die wichtigsten Berechnungsergebnisse werden nachfolgend noch einmal zusammengefaßt. In einer Aufstellung der rechnerisch untersuchten Gegebenheiten sind die jeweils erhaltenen kritischen Böschungshöhen angegeben (Tab. 4.3). Letztere sind nicht exakt ermittelt, sondern wurden nur aufgrund der erhaltenen Konzentrationen von Linien gleicher Verschiebungen und der errechneten Verschiebungsbeträge abgeschätzt. Als Absolutwerte sind sie auf einige Meter genau einzustufen. Im Vergleich untereinander darf eine höhere Genauigkeit ( $\leq 1$  m) angenommen werden.

Für die infolge von Erosion entstehenden Hänge, die in ihrem Fußbereich und darunter eine Bodenart geringer Festigkeit und Steifigkeit (entfestigte Tonmergel) aufweisen, lassen sich mit Hilfe der Ergebnisse aus Tabelle 4.3 folgende Erkenntnisse gewinnen:

- Die kritische Höhe der Hänge wird durch die Steifigkeit und Querdehnung der am Aufbau beteiligten Schichten sowie durch die Vorbelastung der Tonmergel im Liegenden und durch eine Auftriebswirkung nur wenig beeinflusst.
- Zwischenlagen mit höherer Festigkeit in den Tonmergeln können, müssen aber nicht zu höheren stabilen Böschungen führen. Die dabei maßgebenden Zusammenhänge sind noch weitgehend ungeklärt. Sie könnten Gegenstand zukünftiger Untersuchungen sein.
- Verfestigungen in der mächtigen Schotterdecke (Nagelfluh) vergrößern die kritische Böschungshöhe nur dann, wenn die Festigkeit auch nach dem Bruch noch über der des Schotters liegt oder wenn durch vorgegebene Schwächezonen und damit festgelegte Bruchkörper Zwängungen auftreten.
- Mit zunehmender Mächtigkeit der Schotter vergrößert sich die kritische Höhe der Böschung.

Neben den nur auf die kritische Böschungshöhe bezogenen Folgerungen gibt es auch noch eine Reihe von Beobachtungen, die für das Verständnis der Bruchentwicklung in den Hängen sehr nützlich sind:

Tabelle 4.3: Berechnungsergebnisse für Neuanbrüche infolge von Erosion mit horizontaler Talsohle

Am Aufbau des Hanges beteiligte Schichten und besondere Randbedingungen (Kurzbezeichnung)	Bruch bei	
	Erosionsstufe	Böschungshöhe [m]
<u>Schotter</u> (RPO1H)	> 5	> 44
<u>Schotter über Tonmergel</u>		
Schottermächtigkeit = 33.0 m		
- ohne Vorbelastung mit Wasser (RPO1/2)	4 - 5	40 - 41
- ohne Vorbelastung ohne Wasser (RPO1F/2)	4 - 5	41 - 42
- mit Vorbelastung ohne Wasser (RPO1/5)	4 - 5	40 - 42
- mit geringer Tonsteifigkeit (RPO1/3)	4 - 5	39 - 40
Schottermächtigkeit = 38.5 m (RPO3/2)	5	44
Schottermächtigkeit = 44.0 m (RPO2/2)	> 5	> 44
<u>Schotter über Tonmergel-Sand-Wechselfolge</u>		
- mit normaler Tonsteifigkeit (RPO4/2)	> 4	> 40
- mit geringer Tonsteifigkeit (RPO4/3)	> 4	> 40
<u>Schotter mit verfestigten Partien über Tonmergel</u>		
- durchgehend mürbe Nagelfluh (RPO6/2)	4 - 5	41 - 42
- harte Nagelfluh, teilw. mürb (RPO5/2)	> 5	45

- Bevor eine Böschung endgültig zu Bruch geht, werden große Teile von ihr plastifiziert, wobei vor allem in den obersten Schotterlagen und in den Mürbzonen der Nagelfluh Rißbildungen zu beobachten sind. Das bedeutet aufgrund des angenommenen linear elastischen und plastischen Stoffverhaltens, daß in vielen Elementen der Bruchzustand rechnerisch erreicht ist. Es können aber auch im gleichen Sinne wirkende bruchnahe Zustände sein, die große Verformungen mit sich bringen. Diese umfangreichen Plastifizierungen sind offensichtlich notwendig, damit kinematisch mögliche Gleitflächen entstehen können. Partien, die nicht zu Bruch gehen (z.B. von gebrochenem Material umgebene harte Nagelfluhblöcke), behindern die Entwicklung von Gleitflächen und vergrößern damit die kritischen Böschungshöhen.

- Neben der durch die Erosion entstehenden Böschungsform und einem durch die Belastungsgeschichte hervorgerufenen Spannungszustand bestimmt die Verteilung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften die Reihenfolge bei der Entwicklung der plastischen Zonen. Eine gleiche Verteilung der Festigkeiten beim endgültigen Bruch führt trotz unterschiedlicher Entwicklungen der Bruchzonen offensichtlich zu gleichen kritischen Böschungshöhen. Dabei können Bruchkörper mit unterschiedlichen Abmessungen entstehen.
- Die Plastifizierungen beginnen meistens in den Partien mit hohen Steifigkeiten, die Spannungskonzentrationen hervorrufen, oder mit kleinen Querdehnungszahlen, die eine Spannungsspur schneller an die Bruchgerade heranführen. Für den endgültigen Bruch erscheint es aber unerheblich, in welchen Partien die Bruchbildung einsetzt. Entscheidend ist, daß diejenigen Zonen plastifiziert sind, die für die Entwicklung der Gleitflächen benötigt werden.
- Es werden auch Partien plastifiziert, die nur indirekt die spätere Bruchbildung beeinflussen, nämlich über die mit Erreichen des Bruchzustandes gegen Null gehenden Schubmoduli. Beispiele hierfür sind die Plastifizierung unter der Talsohle aufgrund einer hohen Vorbelastung und in den Sandlagen des Tertiärs unter dem Hochufer in einiger Entfernung des Hanges.

#### 4.2.1.2 Eintiefung mit geneigter Talsohle

Während die bisher betrachtete Talform eher eine Prallhangsituation wiedergeben sollte, ist bei den folgenden Berechnungsreihen an einen Fluß gedacht, der sich hin und her pendelnd ingräbt, wobei die Bewegungsmöglichkeiten immer stärker eingeschränkt werden; oder der sich inmitten eines breiten Tales mit Hängen aus Schottern und einer Sohle aus Mergeln einschneidet, wobei sich die ursprünglich horizontale Talsohle infolge von flächenhafter Erosion, Verwitterung sowie oberflächennahen Fließ- und Bruchvorgängen mit zunehmender Eintiefung immer stärker zum Fluß hin neigt. Auch an eine Kombination der geschilderten Vorgänge könnte man denken.

Bei der rechnerischen Nachahmung dieses Vorgangs wird zunächst wie bisher ein horizontaler Abtrag angenommen, wobei die bereits bekannten Hangformen entstehen. Erst wenn die quartären Schotter auf der gesamten Breite des Tales ausgeräumt sind, erfolgt die Eintiefung in Talmitte unter ständiger Zunahme der Neigung der Tertiär-

oberfläche mit der Grenze Quartär-Tertiär am Talrand als Drehpunkt, bis der Bruch der gesamten Böschung eintritt. Man erhält somit eine kritische Neigung im Tertiär unter der Last einer Quartärböschung mit einer gerade noch stabilen Form. Im Tertiär wird dabei der Einfachheit halber ein stufenförmiger Verlauf der freien Oberfläche angenommen (Bild 4.39).

#### 4.2.1.2.1 Vergleichsrechnung für Schotter über Tonmergel

Die Berechnungen werden wieder mit dem einfachsten Fall (Schotter über homogenem Tonmergel) begonnen, wobei in einem zweiten Rechenvorgang nochmals der Einfluß einer Vorbelastung untersucht wird.

Eine 33 m mächtige Schotterdecke [1] über homogenem Tonmergel [21] soll wiederum als Normalprofil gelten. Der Grundwasserstand bleibt in Höhe der Grenze Quartär-Tertiär.

- Bis zur Erosionsstufe 3 entspricht die Talbildung den bereits berechneten Vorgängen mit horizontaler Talsohle. Dementsprechend ähnlich entwickeln sich die plastifizierten Zonen bis zu diesem Zustand. Allerdings zeigt die Bruchzone im Schotter eine größere Ausdehnung infolge des längeren Modellkörpers, der dadurch bedingten größeren horizontalen Bewegungsmöglichkeiten und der damit auch schneller mobilisierten Festigkeiten am bergseitigen Rand. Somit entsprechen sich nicht die plastifizierten, wohl aber die ungebrochenen Partien im Schotter in Form und Umfang (Bilder 4.14, 40). Im weiteren Verlauf, also bei der Eintiefung des Tales in den Tonmergeln entwickeln sich zwei deutlich voneinander getrennte Bruchzonen, die erst beim endgültigen Bruch der gesamten Böschung völlig zusammenwachsen: eine Bruchzone - wie bereits bei den ersten Berechnungen beobachtet - mit dem Schwerpunkt unter dem Hang und eine weitere entlang der immer steiler werdenden Tertiäroberfläche. Auch die Plastifizierung des Schotters nimmt weiter zu; aber selbst beim endgültigen Bruch kann unweit der oberen Hangkante immer noch eine kleine ungebrochene Partie beobachtet werden (Bilder 4.41, 42).
- Für die beiden letzten Erosionsstufen 7 und 8 werden nun die Linien gleicher Verschiebungen betrachtet. Die Konzentration dieser Linien im Bereich des zu erwartenden Bruchkörperumrisses deutet sich bei Erosionsstufe 7 an. Aber erst bei der folgenden

Stufe (8) zeichnet sich der Bruchkörper in Form und Umfang klar ab (Bild 4.43).

Der Vergleich mit dem Bruchzustand bei der Erosion mit horizontaler Talsohle macht folgende Unterschiede sichtbar:

- Der Bruchkörper ist wesentlich größer; er greift weit in das Hochufer und tief in den Untergrund hinein.
- Offensichtlich durch die Größe des Bruchkörpers bedingt, erleiden die hangnahen Bereiche nur noch geringe Verformungen.
- Bei etwa gleicher Neigung der bergseitigen Bruchkörpergrenze zeigt die Begrenzung zur Basis einen sehr flachen Verlauf.

Ergänzend soll noch der Einfluß einer Vorbelastung untersucht werden. Die dabei angenommene Belastungsgeschichte und Veränderung der Querdehnung sowie die verwendeten Materialansätze entsprechen den Vorgaben bei der Erosion mit horizontaler Talsohle. Entsprechend ähnlich fällt auch der Vergleich mit dem vorausgehenden Berechnungsbeispiel ohne Vorbelastung aus:

- Die Plastifizierung des Schotter beginnt sehr zögerlich. Mit der Erosionsstufe 3 (Talsohle = Quartär-Tertiär-Grenze) werden die Mergelpartien unter der Talsohle schlagartig plastifiziert. Im weiteren Verlauf wächst die Bruchzone unter dem Talbereich, wobei Plastifizierungen unter dem Fuß der steileren Schotterböschung vorübergehend wieder verschwinden. Bis zum endgültigen Bruch (Erosionsstufe 8) sind der Mergel bis unter das Hochufer hinein und der Schotter nahezu vollständig plastifiziert (Bild 4.44).
- Der sich mit der Konzentration der Linien gleicher Verschiebungen abzeichnende Bruchkörper gleicht weitgehend dem ohne Vorbelastung erhaltenen Bruchkörper (Bilder 4.43, 45).

Das Berechnungsergebnis bestätigt den für die Erosion mit horizontaler Talsohle erhaltenen geringen Einfluß einer geologischen Vorbelastung auf die gerade noch stabile Böschungsform.

#### 4.2.1.2.2 Einfluß von Schichten höherer Festigkeit in den Tonmergeln

In den nun folgenden Berechnungen werden zwei verschiedene Arten der Verfestigung berücksichtigt. Zunächst wird, wie bereits für die Erosion mit einer horizontalen Talsohle geschehen, eine Wech-

selfolge Tonmergel-Sand [21] - [1] betrachtet. Damit läßt sich der Einfluß einer lagenweise erhöhten Reibung belegen. Anschließend werden die Sandschichten durch einen verfestigten Tonmergel [31] ersetzt, der bei geringer Reibung eine wesentlich höhere Anfangskohäsion von  $450 \text{ kN/m}^2$  aufweist, die nach dem Bruch auf den bislang angenommenen Wert von  $50 \text{ kN/m}^2$  abfällt.

Die wichtigsten Berechnungsergebnisse werden in Kurzform zusammengestellt. Für einen Schichtenaufbau von Schotter [1] über einer Wechselfolge Tonmergel-Sand [21] - [1] ergibt sich:

- Die Plastifizierung der Schotter beginnt sehr langsam und bleibt immer hinter der Entwicklung bei "unbewehrtem" Tonmergel zurück. Dafür werden die Sandlagen im Tertiär unter dem Hochufer sehr frühzeitig bis zum Bruch hin beansprucht.

Mit der Eintiefung des Flusses in das Tertiär beginnt auch dessen Plastifizierung von der sich ständig ändernden Oberfläche her. Im Gegensatz zu den Tertiärpartien unter dem Hochufer, in welchen nur die Sande zu Bruch gehen, werden unter der Steilböschung Tonmergel und Sande gleichermaßen betroffen und entstehen im Talbereich die Bruchzonen fast ausschließlich in den Tonmergeln (Bild 4.46).

- Die Linien gleicher Verschiebungen zeigen bereits bei der Erosionsstufe 8 in der unteren Hälfte der abgestuften und im Mittel mit nahezu  $25^\circ$  geneigten Tertiärböschung örtliche Konzentrationen, die begrenzte oberflächennahe Brüche andeuten.

Die nächste und letzte Erosionsstufe 9 mit der zwar gleich geneigten, aber weiter zurückverlegten Tertiärböschung weist ebenfalls auf mehrere Möglichkeiten der Bruchkörperbildung hin, ohne daß ein endgültiger Bruch in Form und Ausmaß festgelegt wäre (Bild 4.47).

Die Berechnung bestätigt die auch bei der Erosion mit horizontaler Sohle festgestellte Unsicherheit bei der Vorhersage des tatsächlich eintretenden Bruches. Geringe Änderungen der Festigkeit und deren Verteilung sowie der Böschungsform können zu ganz verschiedenen Bruchbildern, Bruchkörpergrößen und Bruchtiefen führen. Im besprochenen Beispiel ist auch bei Erosionsstufe 9 noch kein endgültiger Bruch eingetreten, wenn auch bruchnahe Zustände vorliegen.

Ganz ähnliche Ergebnisse werden erhalten, wenn statt der Sande verfestigte Tonmergel [31] als lagenweise "Bewehrung" des Tertiärs angenommen werden. Die Gesamtschichtenfolge läßt sich dann mit der Kurzform Schotter [1] über Wechselfolge Tonmergel-verfestigter Tonmergel [21] - [31] beschreiben:

- Die Plastifizierungszonen im Schotter und im unverfestigten Tonmergel entwickeln sich mit leichter Verzögerung gegenüber der Wechselfolge Tonmergel-Sand. Im verfestigten Tonmergel werden Bruchzustände kaum erreicht (Bild 4.48).
- Die Darstellung der Verschiebungskonzentrationen weist zumindest bei der letzten Erosionsstufe (9) ebenfalls auf verschiedene Bruchmöglichkeiten an der oberen und unteren Grenze der Tertiärböschung hin (Bild 4.49).

Trotz des unterschiedlichen Umfangs der Plastifizierung bei Sand und verfestigtem Tonmergel als "Bewehrung" des Tertiärs, werden bei der rechnerischen Endstufe des Erosionsvorgangs etwa gleiche Zustände erreicht: zwei Bruchmöglichkeiten, die unmittelbar bevorzustehen scheinen. Über die endgültige Bruchausbildung entscheidet vermutlich die Höhenlage einer zunehmenden Versteilung in der Tertiärböschung.

#### 4.2.1.2.3 Einfluß verfestigter Schotterpartien

Abschließend wird noch der Einfluß einer mürben Nagelfluhbank [12] auf die kritische Talform untersucht. Wie bei der Erosion mit horizontaler Talsohle geht die angenommene Anfangskohäsion ( $200 \text{ kN/m}^2$ ) und auch die Anfangszugfestigkeit ( $200 \text{ kN/m}^2$ ) beim Bruch auf die Schotterwerte ( $20$  bzw.  $0 \text{ kN/m}^2$ ) zurück. Im Vergleich zur Entwicklung derselben Talform, jedoch ohne verfestigte Schotterlagen lassen sich folgende Besonderheiten feststellen:

- Die Entwicklung der plastifizierten Zonen in den Schottern werden zunächst infolge der Zugfestigkeit der Nagelfluh behindert. Bei der letzten Erosionsstufe ( $78 = 7$  und  $8$  sind zusammengefaßt) ist dagegen kaum noch ein Unterschied im Plastifizierungsgrad der Schotter zu erkennen. Die Plastifizierung der Tonmergel nimmt bei verfestigten und unverfestigten Schottern nahezu denselben Verlauf und dasselbe Ausmaß beim Bruch an (Bilder 42, 50).
- Die Konzentration der Verschiebungen legt am Ende der Erosionsstufe 8 noch nicht ganz so eindeutig die Form und den Umfang des

zu erwartenden Bruchkörpers fest. Der endgültige Bruch scheint jedoch ebenfalls unmittelbar bevorzustehen (Bilder 4.43, 51). Das Berechnungsergebnis zeigt wiederum den geringen stabilisierenden Einfluß von verfestigten Schotterpartien, wenn die zusätzliche Festigkeit beim Bruch verlorengeht.

#### 4.2.1.4 Zusammenfassung und Folgerungen

Die Berechnungen von Erosionsvorgängen mit einer geneigten Talsohle beschränken sich auf 4 verschiedene Schichtenfolgen und auf die Untersuchung des Vorbelastungseinflusses an einem Beispiel. Der Erosionsvorgang wird in neun Stufen aufgeteilt. Der endgültige Bruch tritt frühestens bei der vorletzten Stufe (8) ein. Diese und die Stufe 9 weisen unterhalb der steileren Quartärböschung im stufenförmig abfallenden Tertiär dieselbe mittlere Neigung auf (nicht ganz  $25^{\circ}$ ); sie unterscheiden sich nur dadurch, daß bei Erosionsstufe 8 das Tertiär an der Grenze zum Quartär mit einer Berme und bei Erosionsstufe 9 mit einer Stufe beginnt. Der endgültige Bruch tritt bei folgenden Erosionsstufen ein:

- für Schotter über Tonmergel, ohne und mit Vorbelastung im Verlaufe der Erosionsstufe 8;
- für Schotter mit mürber Nagelfluh über Tonmergel am Ende der Erosionsstufe 8;
- für Schotter über einer Wechselfolge von Tonmergel und Sand sowie Tonmergel und mildem Tonstein vermutlich unmittelbar nach Erosionsstufe 9.

Bei den zuletzt angesprochenen Beispielen mit starkem Schichtwechsel im Tertiär deuten sich vor dem endgültigen Bruch zwei geometrisch unterschiedliche Versagensmöglichkeiten ab: an der Grenze Quartär- Tertiär und an der tiefsten Stelle des Tales. Erstere hat sich erst während der letzten Erosionsstufe gebildet; letztere ist schon vorher erkennbar und entspricht der allgemeinen Tendenz zu tiefreichenden Gleitflächen, der augenfälligste und auch folgenreichste Unterschied zur Erosion mit horizontaler Sohle. Form und Umfang des tatsächlich eintretenden Bruches kann von kleinen Störungen oder Übersteilungen abhängen. Damit werden die bereits bei der Erosion mit horizontaler Talsohle gemachten Beobachtungen bestätigt. Das gilt auch für die übrigen Punkte der Zusammenfassung und Folgerung. Besonders deutlich sind die unterschiedlichen Ent-

wicklungen der Plastifizierungen bei Sand- bzw. Tonsteineinlagerungen in den Tonmergeln, die aber schließlich doch zu gleichen Bruchbildern führen.

#### 4.2.2 Versagen eines bereits gebrochenen Talhanges

Unter einem bereits gebrochenen Talhang wird ein Hangabschnitt verstanden, dessen Form zwar auch durch oberflächlichen Materialabtrag, vor allem aber durch tiefgreifende Bruchvorgänge entstanden ist. In der Regel sind am Fuß derartiger Hänge noch die Überreste vorausgegangener Anbrüche zu erkennen. Während Hangabschnitte ohne Spuren früherer Bruchvorgänge im Isartal sehr selten sind, bilden gebrochene Hänge die Regel. Neben dem Verhalten der Rutschmassen bei Belastungsänderungen ist die Standsicherheit der von den Bruchvorgängen noch nicht betroffenen Hangpartien von Bedeutung. Hierfür ist in erster Linie deren Stützung durch die alten Rutschmassen maßgebend. Analog zur Erosion mit horizontaler Talsohle ohne vorausgegangene Abbrüche wird die kritische Höhe des Hanges als Maß für seine Standsicherheit verwendet. Nur ist damit jetzt die Höhendifferenz zwischen Oberkante des ungebrochenen Hanges und der mittleren Höhe der Rutschmassen am Böschungsfuß gemeint.

In einer weiteren Berechnungsfolge sollen Bruchvorgänge untersucht werden, die dadurch entstehen, daß die Überreste vorausgegangener Brüche vor dem noch ungebrochenen Hang immer kleiner werden und die davon ausgehenden Stützkräfte abnehmen. Zunächst werden einige typische Schichtfolgen und Materialeigenschaften und ein Wasserstand angenommen, wie sie auch bei den Berechnungen ohne Berücksichtigung der Rutschmassen verwendet worden sind. In einer letzten Berechnungsreihe wird schließlich versucht, Wasserstand, Schichtenfolge und Materialeigenschaften den natürlichen Verhältnissen noch besser anzugleichen.

Die Anpassung der verschiedenen Bruchphasen an die Wirklichkeit ist nur teilweise gelungen. Dies betrifft vor allem die ersten beiden Erosionsstufen. Erst mit Stufe 3 werden die natürlichen Verhältnisse einigermaßen zuverlässig wiedergegeben. Man kann sie mit den derzeitigen Gegebenheiten in Profil 26 (BAUMANN 1987) der Rutschung Grünwald vergleichen (Bild 4.52, 53). Die darauf folgenden Zustände ergeben sich aus einem Bruchkörperabbau durch den

Fluß und durch die Schubwirkung benachbarter Neuanbrüche. Sie entsprechen weitgehend den tatsächlich auftretenden Formen der Bruchkörper.

Die gewählten Materialeigenschaften schwanken in weiten Grenzen. Die während der ersten beiden Erosionsstufen abgebauten obersten Bruchkörperpartien verhalten sich wie der ungebrochene Schotter [1]. Die Festigkeiten der darunter folgenden Rutschmassen werden den Restfestigkeiten gleichgesetzt: Materialnummer [2] für Schotter und [22] für Tonmergel (Tab. 41). Das Verformungsverhalten wird so gewählt, daß trotz der mit den Reibungsbeiwerten geänderten Querdehnungszahlen gebrochenes und ungebrochenes Material etwa dieselben Steifeziffern besitzen (Tab. 4.2). Damit sollen Brucherscheinungen bei der Berechnung des Halbraums als Ausgangssituation verhindert werden. In den Zeichnungen erscheinen die vorgelegerten Bruchkörper ohne Netzeinteilung.

#### 4.2.2.1 Vergleichsberechnungen zu den Erosionsvorgängen in ungebrochenen Hängen

Die Berechnungen werden wieder mit einer dem Normalprofil entsprechenden Schichtenfolge begonnen: Schotter [1] über Tonmergel [21]. Anschließend an das Normalprofil werden noch folgende Gegebenheiten untersucht:

- Schotter über Wechselfolge Tonmergel-Sand
- Schotter mit mürber Nagelfluh über Tonmergel
- Schotter über Tonmergel mit tiefliegender Gleitfläche.

In einer ersten Berechnung wird der Anbruch bei einer Schichtenfolge Schotter [1] über Tonmergel [21] mit flach liegender Gleitfläche nachvollzogen. Der Grundwasserspiegel liegt wieder in Höhe der Grenze Quartär-Tertiär. Die angenommene Gleitflächenlage entspricht etwa den geometrischen Gegebenheiten der Rutschung Grünwald. Wie bereits erwähnt, stimmen die ersten Erosionsstufen mit der Wirklichkeit nur grob überein. Deshalb wird die Entwicklung eines Anbruches als Folge einer absinkenden alten Bruchscholle erst ab Erosionsstufe 3 näher betrachtet:

- Vergleicht man die plastifizierten Zonen der Erosionsstufe 3 (Bild 4.53) mit denjenigen der entsprechenden Stufe (2) im bislang ungebrochenen Hang, so stellt man nahezu Übereinstimmung

fest. Es darf jedoch nicht vergessen werden, daß im Verlaufe des vorausgegangenen Bruches die jetzt noch nicht plastifizierten Schotterpartien bereits gebrochen waren und es immer noch sein müßten. Schon bei der nächsten Erosionsstufe (Bild 4.54) ist der Schotter jedoch voll plastifiziert, so daß diese Ungereimtheit ihre Bedeutung verliert. Gleichzeitig gehen auch die Tonmergelpartien unter der Hangkante und bergseits der alten Bruchscholle bis knapp unter das Niveau der bereits vorhandenen Gleitfläche zu Bruch. Während der letzten rechnerisch verfolgten Erosionsstufe (5) weitet sich die Bruchzone im Tonmergel unter der Hangkante noch weiter aus, wobei auch ihre Tiefe noch deutlich zunimmt (Bild 4.55). Dagegen deutet sich in den Schotterlagen an der Grenze zum Tertiär nahe dem äußeren Rand des Modellkörpers ein Abbau der Plastifizierung an.

- Die Linien gleicher Verschiebungen beginnen sich bei Erosionsstufe 4 im Bereich des späteren Bruchkörpers zu konzentrieren. Bei der letzten Stufe (5) werden die Bruchkörperumrisse deutlich sichtbar. Trotz der tiefer gehenden Plastifizierung mündet der Neuanbruch offensichtlich in die alte Gleitfläche ein (Bild 4.56). Als Berechnungsergebnis kann der endgültige Bruch zwischen den Stufen 4 und 5 angenommen werden. Diesen Stufen entsprechen die Böschungshöhen von 33.0 und 38.5 m. Im Vergleich zu einem ersten Anbruch infolge einer Erosion mit horizontaler Talsohle tritt ein Folgebruch bei einer um ca. 5 m geringeren Böschungshöhe auf.

Bei gleichen Eigenschaften und Tiefgang des vorgelagerten und immer kleiner werdenden Bruchkörpers wird nun die Entwicklung eines Anbruches in einem Erdkörper aus einem Schotter [1] über einer Wechselfolge Tonmergel-Sand [21] - [1] untersucht.

- Ähnlich wie bei der Erosion ohne vorausgegangene Brüche entwickeln sich die plastischen Zonen im Schotter sehr langsam. Dafür setzt mit Erosionsstufe 3 die Plastifizierung der Sandschichten ein, die diese schließlich bis weit unter die alte Gleitfläche hinunter erfaßt (Bild 4.57). Auch der Schotter geht bis zum endgültigen Bruch vollständig in den plastischen Zustand über. Entscheidend für das Versagen des Hanges scheint jedoch der Bruch der Tonmergelschichten unter der Steilböschung bergseits des vorhandenen Bruchkörpers zu sein.

- Die Bruchzone in den Tonmergellagen deckt sich weitgehend mit der Konzentration der Linien gleicher Verschiebungen, die bei Erosionsstufe 5 die Umrisse des entstehenden Bruchkörpers anzeigt (Bilder 4.57, 58). Bei der vorhergehenden Stufe 4 ist dieser Sachverhalt bereits schwach angedeutet.

Der endgültige Bruch tritt wie im ersten Berechnungsbeispiel zwischen den Erosionsstufen 4 und 5 auf, also ebenfalls bei Böschungshöhen zwischen 33.0 und 38.5 m auf. Damit bewirken, im Gegensatz zum Bruch in einer noch völlig intakten Böschung, die Zwischenlagen höherer Festigkeit in Tonmergeln keine Erhöhung der kritischen Böschungshöhe.

Schließlich wird noch der Einfluß einer durch Kalk verfestigten Schotterbank (Nagelfluh) auf die kritische Höhe des Hanges ermittelt. Die Schichtenfolge lautet: Schotter [1] mit mürber Nagelfluhbank [12] über Tonmergel [21]:

- Wie aufgrund vorausgegangener Berechnungen erwartet, nimmt die Plastifizierung des durch die Nagelfluhbank verstärkten Schotters sehr langsam zu. Sie erreicht auch nicht das Ausmaß im unverfestigten Schotter. Die Bruchentwicklung im Tonmergel wird davon nicht berührt. Sie verläuft wie bei der Schichtenfolge Schotter über Tonmergel (Bilder 5.55, 59). Überraschend ist der starke Rückgang der Plastifizierung nach dem endgültigen Bruch in den randnahen Schotter- und Nagelfluhpartien.
- Die Entwicklung, Lage und Größe der Konzentration von Linien gleicher Verschiebungen unterscheiden sich mit und ohne Nagelfluhbank kaum voneinander. Erst bei Erosionsstufe 5 ist eine klare Form des entstehenden Bruchkörpers zu erkennen (Bild 5.60). Damit tritt auch bei der Schichtenfolge Schotter mit Nagelfluh über Tonmergel der Bruch zwischen den Erosionsstufen 4 und 5 und zwischen den Böschungshöhen 33.0 und 38.5 m ein. Diese Übereinstimmung ist allerdings auch deshalb zu erwarten, weil bis zur Erosionsstufe 5 die maßgebenden Partien der mürben Nagelfluh voll plastifiziert werden und somit nach Vorgabe kein Unterschied zu den gebrochenen Schottern mehr besteht.

Die bisher den Berechnungen zugrunde gelegten Bruchkörper besitzen eine nicht allzu tief liegende Hauptbewegungsbahn. Da im Isartal

selbst bei Bruchkörpern unterschiedlichster Mächtigkeit etwa die gleichen kritischen Hanghöhen zu bestehen scheinen, wird das Beispiel mit der Schichtenfolge Schotter [1] über Tonmergel [21] unter der Annahme eines Bruchkörpers mit tiefliegender Gleitfläche wiederholt:

- Die Plastifizierung des Schotters verläuft wie bei einem Rutschkörper mit geringer Gleitflächentiefe, nur mit dem Unterschied, daß beim endgültigen Bruch noch kein Abbau der Plastifizierung in den Schotterpartien nahe der Berandung zu erkennen ist. Im Tonmergel setzt die Bruchbildung ebenfalls mit der Erosionsstufe 3 ein und schreitet dann wesentlich schneller voran, so daß am Ende eine umfangreichere und tiefer gehende Plastifizierungszone zu verzeichnen ist (Bilder 4.55, 61).
- Auch die Bilder der Linien gleicher Verschiebungen scheinen sich bei unterschiedlichen Gleitkörpermächtigkeiten nahezu gleichartig zu entwickeln. Dies trifft bei einer qualitativen Betrachtungsweise sicher zu. Der Unterschied liegt jedoch im Ausmaß des endgültigen Bruches. Die Konzentration der Verschiebungslinien weist auf größere Abmessungen des neuen Bruchkörpers hin, dessen Hauptbewegungsbahn ebenfalls in die bereits bestehende, jetzt aber tiefer liegende Gleitfläche einmündet (Bild 4.56, 62). Außerdem fallen die Hinweise auf die zu erwartende Bruchkörperform bei der vorletzten Erosionsstufe schon verhältnismäßig deutlich aus.

Den geschilderten Ergebnissen zufolge muß der endgültige Bruch auch für eine tiefliegende Gleitbahn zwischen den Erosionsstufen 4 und 5 und damit zwischen Hanghöhen von 33.0 und 38.5 m angesetzt werden. Allerdings dürfte angesichts des etwas fortgeschritteneren Bruchstadiums gegenüber dem Beispiel mit flach liegender Gleitfläche die kritische Höhe des Hanges um 1 - 2 m niedriger sein.

Bevor versucht wird, die Materialeigenschaften und Randbedingungen der Wirklichkeit noch etwas besser anzupassen, werden die bisherigen Berechnungsergebnisse mit bereits gebrochenen Böschungen kurz zusammengefaßt:

- Der endgültige Bruch tritt bei allen Berechnungen bei Böschungshöhen zwischen 33.0 und 38.5 m ein. Gegenüber einem bislang ungebrochenen Hang und einer Erosion mit horizontaler Talsohle

verringert sich die kritische Hanghöhe damit um etwa 5 m.

- Die Unterschiede zwischen den einzelnen Ergebnissen sind sehr gering. Die Beispiele mit unverfestigtem Schotter und Tonmergel, mit Schotter, der durch mürbe Nagelfluh verstärkt ist, sowie mit Tonmergel, der von leicht verfestigten Sandschichten durchzogen ist, ergeben praktisch die gleichen kritischen Hanghöhen. Die "Bewehrungen" wirken sich somit kaum aus. Nur der tiefer reichende Bruchkörper entsteht in Verbindung mit einer etwas geringeren stabilen Böschungshöhe.
- Die neu entstehenden Hauptbewegungsbahnen münden, unabhängig von der Schichtenfolge und von der Größe der vorgelagerten Bruchkörper, in die bestehenden Gleitflächen ein.

#### 4.2.2.2 Versuch einer weiteren Annäherung an die Wirklichkeit

Erst mit der Berücksichtigung der alten Bruchkörper können Vergleiche zwischen den Berechnungsergebnissen und den Beobachtungen in der Natur angestellt werden. Es erscheint zweckmäßig, dabei zwei Grenzfälle zu unterscheiden, die auch in der Wirklichkeit nebeneinander auftreten:

- Das Tertiär besteht nahezu ausschließlich aus hochplastischen Tonmergeln, die von Harnischflächen durchsetzt sind. Die gelegentlich zwischengeschalteten verhärteten oder sogar versteinten Lagen beeinflussen wegen ihrer geringen Mächtigkeit die Festigkeitseigenschaften des gesamten Schichtpaketes kaum und können deshalb vernachlässigt werden.
- Das Tertiär besteht aus einer Wechselfolge von festen Mergeln, dichten Sandmergeln und halbfesten Tonmergeln mit Trennflächen. Geringmächtige Mergelsteinlagen werden auch in dieser Schichtenfolge nicht berücksichtigt.

In Tabelle 4.4 sind die angesetzten Festigkeitseigenschaften für die verschiedenen Schichten des Tertiärs zusammengestellt. Die Sandmergel werden wie bisher den Schottern gleichgestellt, die festen Mergel erhalten ihre Kohäsion, die sie wie die Nagelfluh beim Bruch verlieren, nur aus der Vorbelastung und für die von Harnischen durchsetzten Tonmergel werden die möglichen Grenzwerte und ein Mittelwert der Festigkeit eingesetzt:

Tabelle 4.4: Bruchbedingungen im ungebrochenen Tertiär nach MOHR-COULOMB

Materialbezeichnung		Reibungs- winkel	Kohäsion vor/nach dem Bruch	Zugfestigkeit vor/nach dem Bruch
[Materialnummer]		$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Sandmergel (dicht)	[1]	38.5	20/20	20/ 0
Mergel (fest)	[31]	26.5	120/ 0	120/ 0
Tonmergel (mit Trennfl.)	[21]	18.0	0/ 0	0/ 0
	[21]	13.5	0/ 0	0/ 0
	[21]	9.0	0/ 0	0/ 0

Das Verformungsverhalten des Tertiärs wird von den Ergebnissen der Bohrlochaufweitungsversuche abgeleitet. Dabei werden für die zerscherten Tonmergel ein Minimalwert und für die dichten Sandmergel sowie die festen Mergel ein Mittelwert verwendet. Die Querdehnung wird mit Hilfe der bekannten Beziehung

$$v = (1 - \sin \varphi) / (2 - \sin \varphi)$$

unter Annahme einer Normalkonsolidation ermittelt, so daß bei der Berechnung des Ausgangszustandes noch keine Bruchzustände erzeugt werden (Tab. 4.5).

Die Eigenschaften der Quartärschotter mit unterschiedlich ausgebildeten Nagelfluhpartien werden von den Vorberechnungen übernommen (Tab. 4.1 und 4.2); ebenso die nachfolgend gleichbleibende Verteilung von Schotter sowie harter und mürber Nagelfluh.

Der gewählte Wasserstand (11.0 m unter Tertiäroberfläche) entspricht dem nur geringfügig schwankenden Grundwasserspiegel im ungebrochenen Hang und dem maximalen Hochwasser seit 1970 im Gelände-profil 31 der Rutschung Grünwald.

Tabelle 4.5: Linear elastisches Verhalten des ungebrochenen Tertiärs unterhalb der Bruchgrenze

Materialbezeichnung		E-Modul	G-Modul	Quer- dehnung	Wichte über/unter Wasser
[Materialnummer]		[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[1]	[kN/m <sup>3</sup> ]
Sandmergel (dicht)	[1]	300.0	118.1	0.27	22/12
Mergel (fest)	[31]	300.0	110.3	0.36	24/14
Tonmergel (mit Trennfl.)	[21]	100.0	35.5	0.41	22/12
	[21]	100.0	34.5	0.45	22/12
	[21]	100.0	34.5	0.45	22/12

#### 4.2.2.2.1 Berechnung mit hochplastischen Tonmergeln

Es ist zu berücksichtigen, daß die Festigkeit der hochplastischen Tonmergel vom Auftreten der Trennflächen mit Harnischen und deren Ausrichtung beeinflußt wird. Sie nähert sich einem oberen Grenzwert, der nach dem Abbau einer eventuell vorhandenen Kohäsion, dem Winkel der Gesamtscherfestigkeit ( $\varphi_s' = 18^\circ$ ) entspricht, wenn die neu entstehende Gleitfläche nur ungestörtes Material durchtrennt. Sind die Tonmergel bereits so stark zerlegt, so daß die entstehenden Scherflächen ausschließlich bestehenden Trennflächen mit Harnischen folgen, so wird ein unterer Grenzwert maßgebend, für den die Restfestigkeit ( $\varphi_r' = 9^\circ$ ) angesetzt werden kann. In der Natur wird sich ein Zwischenwert, als bestimmend herausbilden. Gewählt wird der Mittelwert  $\varphi_m' = 13.5^\circ$  (Tab. 4.4), der auch inmitten des Schwankungsbereiches eines Scherwinkels  $\varphi_g'$  liegt, der auf die gesamte Tonmergelschicht mit unterschiedlich geneigten Trennflächen bezogen ist und für horizontale Schnittebenen gilt.

Mit dem oberen Grenzwert  $\varphi' = 18^\circ$  liegt die Festigkeit bis zu einer Normalspannung von etwa  $880 \text{ kN/m}^2$  unter dem in der Vorberechnung verwendeten Ansatz mit  $\varphi' = 15^\circ$  und  $c' = 50 \text{ kN/m}^2$ . Dies entspricht einer Tiefe von nicht ganz 40 m im erdfeuchten Material und von et-

was über 60 m bei Auftriebswirkung. Für beide Festigkeiten werden FE-Berechnungen durchgeführt. Mit  $\varphi' = 15^\circ$  und  $c' = 50 \text{ kN/m}^2$  sind beim Absinken der alten Restscholle im noch ungebrochenen Hang folgende Vorgänge zu beobachten:

- Zunächst sind nur in den Schotterlagen unter der Nagelfluh und in den mürben Nagelfluhpartien Plastifizierungen festzustellen (Bild 4.63). Sie nehmen während der folgenden Erosionsstufen zu, erfassen bei Stufe 4 auch den Tonmergel, dehnen sich in diesen bei Stufe 5 etwa auf den späteren Bruchkörper aus und reichen bei Stufe 6 bis weit unter das Niveau der alten Gleitfläche. In der harten Nagelfluh treten dabei ausschließlich Zugspannungen auf. Die Mürbzonen und die in ihrer Verlängerung liegenden Schotterpartien zeigen Rißbildungen (Bilder 4.64, 65).
- Eine deutliche Konzentration der Linien gleicher Verschiebungen ist erst bei Erosionsstufe 5 zu beobachten. Sie beschränkt sich im Tonmergel auf den bei dieser Stufe plastifizierten Bereich und weitet sich auch bei Stufe 6 unter Zunahme der Konzentration nicht aus (Bilder 4.66, 67). Form und Lage der Verschiebungskonzentrationen lassen eine Entwicklung der neuen Gleitfläche in Verlängerung der bereits bestehenden erwarten. Unsicher ist dagegen der Verlauf des Neuanbruches in der Nagelfluh. Während bei Erosionsstufe 5 die mittlere der drei Schwächezonen zu brechen scheint, und die der Hangkante am nächsten liegende hierzu keinerlei Neigung zeigt, sind diese beiden Schwächezonen bei Stufe 6 gleichermaßen betroffen.

Aufgrund der beschriebenen Berechnungsergebnisse kann der Neuanbruch während der Erosionsstufe 6 (zwischen 38.5 und 44.0 m) angenommen werden. Der Verlauf des Neuanbruches im Schotter und in der Nagelfluh bleibt unklar, wogegen im Tonmergel der Anschluß an die bestehende Gleitfläche gesichert erscheint.

Eine Vergleichsrechnung mit der gleichen Schichtenfolge und den gleichen Festigkeitseigenschaften, aber einem einheitlichen E-Modul ( $300 \text{ MN/m}^2$ ) bestätigt den geringen Einfluß der Verformungseigenschaften auf die kritische Höhe des Hanges. Bei unterschiedlichen Verformungen, Verformungskonzentrationen und Entwicklungen der plastischen Zonen tritt der endgültige Bruch am Ende der Erosionsstufe 5 bzw. am Beginn der Stufe 6 und damit etwa bei einer

Hanghöhe von 38.5 m ein. Der Einfluß der Nagelfluh mit ihren Mürbzonen wird dabei offensichtlich etwas verwischt (Bild 4.68).

Wird die Festigkeit des Tonmergels nur durch einen Reibungswinkel ( $\varphi' = \varphi'_s = 18^\circ$ ) bestimmt, so verringert sich ihr Wert gegenüber den beiden vorausgegangenen Berechnungen mit  $\varphi' = 15^\circ$  und  $c' = 50 \text{ kN/m}^2$  fast im gesamten Hangbereich des Rechenmodells. Dementsprechend vergrößern sich die plastischen Zonen im Tonmergel (Bilder 4.65, 69). Noch deutlicher unterscheiden sich die Bilder mit den Linien gleicher Verschiebungen:

- Die ersten Anzeichen einer Konzentration der Verschiebungslinien sind bereits bei Erosionsstufe 4 am Hangfuß und in der mittleren Schwächezone der Nagelfluh zu beobachten.
- Bei Stufe 5 sind die Verschiebungskonzentrationen ebenfalls sehr deutlich und weisen in der Nagelfluh eine stark veränderte Verteilung auf. Statt der zweiten und dritten Schwächezone von der Hangkante aus gezählt, zeigen jetzt die erste und vor allem die dritte starke Konzentrationen, während diese in der zweiten (mittleren) wieder verschwunden sind (Bild 4.70).
- Bei Stufe 6 werden sich die Verschiebungskonzentrationen in der Nagelfluh wieder ähnlicher und verteilen sich auf alle drei Mürbzonen (Bilder 4.67, 71). Im Tonmergel erfassen sie dagegen deutlich größere Tiefen, wodurch sich noch eine beträchtliche Ausdehnung der Bruchzone anzeigt.

Der endgültige Bruch des Hanges mit einem Tonmergel ohne Kohäsion ( $\varphi' = 18^\circ$ ) ist ebenfalls zwischen den Erosionsstufen 5 und 6, aber doch etwas früher anzunehmen, als bei einer Tonmergelfestigkeit mit Kohäsion ( $c' = 50 \text{ kN/m}^2$ ) und Reibung ( $\varphi' = 15^\circ$ ). Die kritische Hanghöhe dürfte zwischen 38 und 40 m betragen.

Nähert sich die Festigkeit des Tonmergels dem unteren Grenzwert in Höhe der Restreibung  $\varphi'_r = 9^\circ$ , so setzen die Bruchvorgänge wesentlich früher ein:

- Bereits bei Erosionsstufe 3 zeigt sich eine umfangreiche Plastifizierungszone in den Tonmergelpartien unter dem Hochufer. Sie dehnt sich bei den Erosionsstufen 4 und 5 auch unter die Talsohle aus, so daß nahezu der gesamte Tertiärbereich des Modellkörpers betroffen ist (Bilder 4.72, 73). Während sich die Plastifizierung

der Nagelfluh bisher weitgehend auf deren Mürbzonen beschränkte, werden jetzt auch die harten Bereiche erfaßt; bei Stufe 4 vor allem zwischen der dritten Mürbzone und der Berandung, bei Stufe 5 dann nahezu die gesamte Nagelfluh.

- Auch die Verschiebungskonzentrationen deuten sich schon bei Erosionsstufe 3 in der hangfernten Mürbzone und am Hangfuß an. Sich stärker konzentrierend tauchen die Linien gleicher Verschiebungen am Ende der Stufe 4 dann großräumig tief unter den Hang hinein, wobei zunächst vor allem die beiden hinteren Mürbzonen erfaßt werden (Bild 4.74). Stufe 5 unterscheidet sich davon nur noch durch ein Verschwinden der Verschiebungskonzentrationen aus den Mürbzonen infolge der Bruchvorgänge in der harten Nagelfluh, so daß der Eindruck eines nahezu homogenen Schotters vermittelt wird (Bild 4.75).

Aufgrund der Bilder mit den Verschiebungskonzentrationen kann der endgültige Bruch etwa am Ende der Erosionsstufe 4 (Hanghöhe ca. 33 m) angenommen werden. Die Form des dadurch gekennzeichneten Bruchkörpers, der tief in den Untergrund hineingreift, ist sehr stabil und ändert sich zwischen den Stufen 4 und 5 kaum noch.

Eine mittlere Scherfestigkeit ( $\varphi' = 13.5^{\circ}$ ) zwischen der Gesamtscherfestigkeit gestörter Proben ( $\varphi' = 18^{\circ}$ ) und der Restfestigkeit ( $\varphi' = 9^{\circ}$ ) führt erwartungsgemäß auch zu mittleren kritischen Hanghöhen.

- Der Beginn einer Plastifizierung des Tonmergels ist bei Erosionsstufe 3 bereits deutlich zu erkennen, erfaßt bei Stufe 4 das Tertiär unter dem Hochufer bis in große Tiefen (Bild 4.76) und breitet sich bei Stufe 5 auch unter der Talsohle aus (Bild 4.77).
- Konzentrationen der Linien gleicher Verschiebungen beginnen sich bei Erosionsstufe 3 am Böschungsfuß unter der Nagelfluh abzuzeichnen, ohne aber für den späteren Bruch von Bedeutung zu sein. Bei Stufe 4 verteilen sie sich vor allem auf die Mürbzonen der Nagelfluh, wobei sie mit dem Abstand von der Hangkante zunehmen. Im Tertiär ist eine Konzentration der Verschiebungen nur schwach ausgebildet, aber am Böschungsfuß und in die alte Gleitfläche einmündend bereits zu erkennen (Bild 4.78). Bei Stufe 5 greifen die Verschiebungskonzentrationen dann tief ins Tertiär hinein, während ihre Verteilung im Quartär etwa erhalten bleibt und le-

diglich die Konzentration in der Mürbzzone 3 zugunsten der Mürbzzone 2 leicht abnimmt (Bild 4.79).

Der endgültige Bruch ist vermutlich zwischen Stufe 4 und 5 anzusetzen, also zwischen Hanghöhen von 33.0 und 38.5 m. Allerdings ist es schwer, die tatsächlich auftretende Bruchform abzuschätzen; weder die maßgebende Mürbzzone, noch die zu erwartende Bruchtiefe sind vorherzusagen.

#### 4.2.2.2 Berechnung mit Wechselfolge Tonmergel, Mergel, Sandmergel

Gegenüber den vorausgegangenen Berechnungen bleiben die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Quartärs (Schotter und Nagelfluhbank mit Schwächezonen) unverändert. Im Tertiär wird dagegen eine sich ständig wiederholende Sedimentationsfolge Sand-Schluff-Ton angenommen, so daß sich von oben nach unten Tonmergel [21], Mergel [31] und Sandmergel [1] abwechseln. Zunächst wird an der Grenze Quartär-Tertiär eine feste Mergelschicht [31] angenommen. In einer zweiten Berechnung folgt unter dem Quartär ein von Harnischen durchzogener halbfester Tonmergel. Damit die Gegebenheiten im tieferen Tertiär vergleichbar bleiben, erhält die 22 m mächtige Schicht an der Basis des Modellkörpers in beiden Fällen die Eigenschaften des zerscherten Tonmergels.

Mit einem festen Mergel als oberste Schicht des Tertiärs steht auch unmittelbar unter dem alten Bruchkörper eine feste Mergelschicht an. Die bestehende Gleitfläche liegt somit in Höhe der Grenze zwischen einem festen Mergel (unten) und einem zerscherten Tonmergel (oben). Gegenüber den bisherigen Berechnungen mit einem ausschließlich zerscherten Tonmergel im Tertiär ergeben sich wie bei den Regelprofilen deutlich veränderte Plastifizierungszonen und Konzentrationen von Linien gleicher Verschiebungen:

- Die Plastifizierung beginnt zögerlich; bei Erosionsstufe 3 sind nur die Schotterpartien am Hangfuß und die oberste Sandmergelschicht unter dem hangnahen Hochufer betroffen. Bei der nächsten Stufe (4) weiten sich die Plastifizierungszonen im Schotter aus und erfassen, wie auch bei den Regelprofilen beobachtet, sämtliche Sandmergelschichten unter dem Hochufer, wobei ihre Ausdehnung jedoch mit der Tiefe abnimmt (Bild 4.80). Stufe 5 führt

dann zu einer deutlichen Plastifizierung am Hangfuß, wobei alle Tertiärschichten bis in die Tiefe der alten Gleitfläche erfaßt werden (Bild 4.81). Auch die Mürbzonen der Nagelfluh beginnen zu brechen. Diese Tendenz setzt sich bei Stufe 6 fort (Bild 4.82).

- Die Linien gleicher Verschiebungen zeigen bei Erosionsstufe 4 noch keine Neigung zu einer Konzentration. Bei Stufe 5 häufen sie sich vor allem in der Tonmergelschicht am Hangfuß in Höhe der alten Gleitfläche sowie in der hangnächsten und hangfernsten Mürbzone der Nagelfluh und konzentrieren sich bei Stufe 6 noch deutlicher in diesen Bereichen (Bild 4.83).

Der endgültige Bruch ist etwa zwischen den Erosionsstufen 5 (ca. 38.5 m Hanghöhe) und 6 (ca. 44.0 m Hanghöhe), vermutlich zwischen 40 und 42 m anzusetzen. Gegenüber einem ausschließlich aus Tonmergeln bestehenden Tertiär ergibt sich somit für  $\varphi' = 13.5^\circ$  eine Erhöhung der kritischen Hanghöhe um etwa 5 m.

Wird die oberste Schicht des Tertiärs aus hochplastischen Tonmergeln gebildet, so liegt die alte Gleitfläche in Höhe der Grenze zwischen einem zerscherten Tonmergel (unten) und einer Sandmergelschicht (oben). Letztere tritt nur zweimal auf, da die Basisschicht wiederum aus einem Tonmergel bestehen soll. Die Entwicklung der plastischen Zonen und der Verschiebungskonzentrationen verläuft ähnlich wie bei der vorangegangenen Berechnung:

- Bei Erosionsstufe 3 ist die Ausdehnung der plastischen Zonen im Quartärschotter sowie in der obersten Tonmergellage und in der tieferen Sandmergelschicht schon etwas weiter fortgeschritten. Bei Stufe 4 setzt sich diese Tendenz fort. Auch beginnen in dieser Phase die Mürbzonen der Nagelfluh zu brechen (Bild 4.84). Letztere sind bei Stufe 5 gemeinsam mit den Hangfußpartien und den Tonmergeln unter der bestehenden Gleitfläche weitgehend plastifiziert (Bild 4.85). Stufe 6 zeigt gleichfalls gegenüber den vorangegangenen Berechnungen eine wesentlich umfangreichere Plastifizierung. Elemente im Tertiärbereich unter der hangnächsten Nagelfluhmürbzone sind allerdings wieder in den elastischen Zustand übergegangen (Bild 4.86). Dieser Vorgang ist nur schwer zu deuten, zumal in diesem Stadium auch instabile Rechenprozesse wahrscheinlicher werden.

- Die etwas geänderte Schichtenfolge führt auch zu einer früheren Konzentration der Linien gleicher Verschiebungen. Bereits die Erosionsstufe 4 weist die ersten Anzeichen in den hangnahen Partien der obersten Tonmergellage und in der hangfernsten Mürbzone der Nagelfluh auf. Bei Stufe 5 konzentrieren sich die Linien gleicher Verschiebungen in Hangnähe einschließlich der dort auftretenden Mürbzone in der Nagelfluh sowie der Tonmergellagen unmittelbar an der Grenze zum Quartär und unter der bestehenden Gleitfläche (Bild 4.87). Auch die Stufe 6 zeigt deutliche Unterschiede zur vorangegangenen Berechnung. Die Verschiebungskonzentrationen verteilen sich auf sämtliche Nagelfluhmürbzonen, wobei die mittlere bevorzugt wird, sowie auf den gesamten Hangfußbereich, wobei die Tonmergel unter der bestehenden Gleitfläche besonders betroffen sind (Bild 4.88).

Der endgültige Bruch ist zwischen den Erosionsstufen 5 und 6 (38.5 - 44.0 m Hanghöhe) zu erwarten. Er dürfte allerdings etwas früher eintreten als bei der vorangegangenen Berechnung und somit etwa mit dem Beginn der Erosionsstufe 6 zusammentreffen (38 - 40 m Hanghöhe). Die Unterschiede sind aber offensichtlich sehr gering. Auch die Form des zu erwartenden Bruchkörpers, vor allem die maßgebende Nagelfluhmürbzone, ist nur schwer anzugeben.

#### 4.2.2.3 Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse und Folgerungen

In den zuletzt durchgeführten Berechnungen wird die Ausbildung des Quartärs nicht mehr verändert. Der insgesamt 33 m mächtige Schotter ist über eine Höhe von 11 m zu Nagelfluh verfestigt. Letztere ist überwiegend hart, wird aber von einigen Mürbzonen in ihrer vollen Mächtigkeit durchtrennt. Auch die Materialeigenschaften des Quartärs bleiben gegenüber den Vorberechnungen unverändert. Das Tertiär nimmt dagegen verschiedene Ausprägungen an: zunächst als homogener Tonmergel mit unterschiedlichen Festigkeiten und dann als Wechselfolge von Tonmergel-Mergel-Sandmergel. Bezogen auf die kritische Hanghöhe lassen sich die Berechnungsergebnisse (einschließlich der Vergleichsberechnungen zu den ungebrochenen Regelprofilen) in folgender Weise zusammenfassen:

- Für die Berechnungsfälle mit nur aus Tonmergel bestehendem Tertiär zeigt sich ein deutlicher Zusammenhang zwischen dessen Festigkeit und der kritischen Hanghöhe. Festigkeiten zwischen  $\varphi' = 9^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$  und  $\varphi' = 15^\circ$ ,  $c' = 50 \text{ kN/m}^2$  führen unter einer Schotterdecke mit harten und mürben Nagelfluhpartien zu Hanghöhen zwischen 33 und 42 m.
- Im Vergleich zu einer gleichmäßig mürben Nagelfluhpartie oder einem kaum verfestigten Schotter vergrößert eine harte, aber durch Mürbzonen unterteilte Nagelfluhbank über einem mächtigen Tonmergelpaket die kritische Hanghöhe um 4 - 5 m. Tritt an die Stelle der homogenen Tonmergel eine Wechselfolge Tonmergel-Mergel-Sandmergel, so wächst die kritische Hanghöhe um weitere 4 - 5 m an.
- Der Einfluß der Verformungseigenschaften auf die kritische Hanghöhe ist dagegen wie bei einem bislang ungebrochenen Hang sehr gering. In einer Vergleichsrechnung mit einem auf niedrigerem Niveau vereinheitlichten Verformungsmodul ( $300 \text{ MN/m}^2$ ) vermindert sich die Höhe des gerade noch standfesten Hanges nur um 1 - 2 m. Offensichtlich behindern die dabei weicher gewordenen Nagelfluhpartien die Entstehung neuer Gleitflächen etwas weniger.

Alle Ergebnisse von Berechnungen, die den Anbruch als Folge des Absinkens alter Restschollen am Hangfuß nachvollziehen, sind in Tabelle 4.6 zusammengestellt.

Die errechneten kritischen Hanghöhen sind wie bei den Neuanbrüchen infolge von Erosion mit horizontaler Talsohle in ihrer absoluten Größe nur als grobe Näherung zu betrachten, für einen Vergleich untereinander aber ausreichend genau. Vor allem aber sind die Auswirkungen verschiedener Gegebenheiten auf das Bruchgeschehen und die dabei festzustellenden Veränderungen der kritischen Hanghöhen mit Hilfe der durchgeführten Berechnungen gut zu erfassen. Es lassen sich daraus auch Zusammenhänge ablesen, die offensichtlich allgemein gültig sind.

Tabelle 4.6: Berechnungsergebnisse von Anbrüchen an Hangpartien  
mit vorgelagerten alten Rutschschollen

Im Rechenprofil auftretende Schichten und besondere Randbedingungen (Kurzbezeichnung des Rechenprofils)		Bruch bei Erosions- stufe	Hang- höhe [m]
<u>Vergleichsberechnungen zu den Regelprofilen: Wasserstand in 33.0 m, Gleitfläche in 49.5 m Tiefe unter dem Hochufer</u>			
- Schotter über Tonmergel (RP21/2)		4 - 5	35 - 37
- Schotter über Wechselfolge Tonmergel - Sand (RP24/2)		4 - 5	35 - 37
- Schotter mit mürber Nagel- fluh über Tonmergel (RP26/2)		4 - 5	35 - 37
<u>Gleitfläche in 66.0 m Tiefe unter dem Hochufer</u>			
- Schotter über Tonmergel (RP27/2)		4 - 5	33 - 35
<u>Der Wirklichkeit stärker angenäherte Rechenprofile: Wasserstand in 44.0 m, Gleitfläche in 49.5 m Tiefe unter dem Hochufer</u>			
- Schotter mit harten und mürben Nagelfluhpartien über Tonmergel mit jeweils folgenden Eigenschaften			
- $\varphi' = 15.0^\circ$ , $c' = 50 \text{ kN/m}^2$ (GW1/2)		5 - 6	40 - 42
- Wie GW1/2 aber $E = 300 \text{ MN/m}^2$ (GW2/2)		5	38 - 39
- $\varphi' = 18.0^\circ$ , $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ (GW3/1)		5 - 6	39 - 41
- $\varphi' = 9.0^\circ$ , $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ (GW4/1)		4	33
- $\varphi' = 13.5^\circ$ , $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ (GW5/1)		4 - 5	35 - 37
- Schotter mit harten und mürben Nagelfluhpartien über Wechselfol- ge Tonmergel ( $\varphi' = 13.5^\circ$ ) - Mergel - Sandmergel:			
- Tertiär mit Mergel beginnend (GW6/1)		5 - 6	40 - 42
- Tertiär mit Tonmergel beginn. (GW7/1)		5 - 6	39 - 41

- Wie bei einem bisher noch ungebrochenen Hang müssen auch beim Versagen eines vormals gebrochenen Hanges mehr oder weniger große Zonen plastifiziert werden, die den neu entstehenden Bruchkörper vollständig umfassen. Die Form der plastischen Zonen muß dabei so beschaffen sein, daß der endgültige Bruch des Hanges darin kinematisch möglich wird. Noch nicht plastifizierte Bereiche im Bruchkörper beeinflussen dessen Bewegungsmöglichkeiten. Diese Bruchentwicklung setzt jedoch voraus, daß kein großräumiges Trennflächensystem besteht, in dem schon frühzeitig ein vorgezeichnetes Versagen stattfindet.

- In einigen Schichten müssen Trennflächen oder Schwächezonen berücksichtigt werden. Für die Beurteilung der Hangstabilität ergeben sich daraus Unwägbarkeiten, die auf verschiedene Weise zum Ausdruck kommen:

Für die Tonmergel wird der Einfluß darin auftretender Trennflächen unterschiedlicher Richtung und Ausbildung durch die Annahme von oberen und unteren Festigkeitsgrenzwerten abgeschätzt. Die dadurch bedingte Streuung der Scherfestigkeit ( $9^{\circ} \leq \varphi' \leq 18^{\circ}$ ) führt zu sehr unterschiedlichen kritischen Hanghöhen. Ein schließlich gewählter Zwischenwert ( $\varphi' = 13.5^{\circ}$ ) löst diese Unsicherheit nicht auf.

In der Nagelfluh werden Mürbzonen vorgegeben, an deren Stelle auch Trennflächen treten können. Ihre Lage und ihre Richtung wirken sich offensichtlich auf die kritische Hanghöhe und die Form der Bruchkörper aus. Dabei ist häufig nicht zu erkennen, welche der festgelegten Mürbzonen schließlich für den endgültigen Bruch maßgebend wird. In der Natur können dann geringfügige und meist nicht erfaßbare Festigkeitsunterschiede oder auch räumliche geometrische Randbedingungen entscheidend sein.

- Verfestigungen in den Schottern können wie bei bislang noch nicht gebrochenen Hängen unterschiedliche Auswirkungen auf die kritische Hanghöhe haben:

Nimmt man eine weitgehend homogene Nagelfluhbank an, deren Festigkeit unmittelbar nach dem Bruch auf die Schotterfestigkeit abfällt, so ändert sich die kritische Hanghöhe gegenüber einer reinen Schotterböschung nicht. Gibt man die späteren Bruchzonen in der Nagelfluh durch Mürbzonen vor, so beschränken sich die Bruchvorgänge in der Regel auf letztere. Damit können die Bewe-

gungsmöglichkeiten während der Bruchvorgänge eingeschränkt werden, so daß sich die kritische Hanghöhe vergrößert (um ca. 5 m im Berechnungsbeispiel).

- Auch die Verfestigungen im Tertiär können sehr unterschiedliche Einflüsse haben: Im Gegensatz zu noch ungebrochenen Hängen ergibt die Wechselfolge Tonmergel - Sand unter den homogenen Schottern gegenüber den reinen Tonmergeln in einem bereits früher gebrochenen Hang keine Vergrößerung der kritischen Hanghöhe. In Verbindung mit einer durch Mürbzonen geschwächten Nagelfluhbank führt die Wechselfolge Tonmergel - Mergel - Sandmergel dagegen zu einer deutlich (bis zu 5 m) größeren kritischen Hanghöhe. Dabei ist für das Bruchgeschehen auch die Abfolge der einzelnen Tertiärschichten von Bedeutung.
- Die Gleitflächen der neu entstehenden Bruchkörper münden häufig in die alten Gleitflächen ein. Diese Neigung nimmt ab, wenn Schichten geringer Festigkeit einen anderen Verlauf der neuen Gleitfläche festlegen oder wenn die maßgebende Festigkeit im bislang ungestörten Material sich der Restfestigkeit in der bereits vorhandenen Gleitfläche nähert.

Aus den vorgestellten Ergebnissen der FE-Berechnungen und den daraus abgeleiteten Zusammenhängen gewinnt man den Eindruck, daß häufig nur schwer faßbare Gegebenheiten des Untergrundes (z.B. Strukturen und örtliche Schwächezonen) für das Eintreten eines Hangbruches den Ausschlag geben. Dabei beschränken sich die rechnerischen Untersuchungen auf den vergleichsweise leicht überschaubaren ebenen Verformungszustand und auf einen stark vereinfachten Schichtenaufbau. Räumliche Verspannungen, in der Natur ständig auftretende Lastschwankungen, das Nachbruchverhalten im Zusammenhang mit progressiven Bruchvorgängen und der zeitliche Ablauf bleiben unberücksichtigt. Es stellt sich deshalb die Frage, inwieweit die Berechnungsergebnisse die natürlichen Bruchvorgänge wiedergeben. Mit dem Bewußtsein, daß die Natur in einem Berechnungsmodell nur sehr unvollkommen nachzubilden ist, wird nach einigen Vergleichsmöglichkeiten gesucht:

- Den rechnerischen Untersuchungen dienen Hang-Profile des Isartals mit kritischen Höhen zwischen 38 und 40 m als Vorbilder. Sie erreichen somit die für eine Wechselfolge im Tertiär mit

einer Tonmergelfestigkeit von  $\phi' = 13.5^\circ$  berechnete gerade noch stabile Hanghöhe zwischen 39 und 42 m nicht ganz. Dabei ist zu berücksichtigen, daß dieses dennoch zufriedenstellend erscheinende Berechnungsergebnis durch Veränderungen an den Mürbzonen der Nagelfluh (Beschaffenheit, Lage und Ausdehnung) oder durch die vielleicht erforderliche Einführung von Trennflächen in den festen Tertiärschichten leicht zu ändern ist.

- Auch die in der Natur auftretende Bruchform ist nur bedingt in den Berechnungen wieder zu erkennen. In den Darstellungen mit den Linien gleicher Verschiebungen sind Hinweise auf grundbruchartige Vorgänge mit der Ausbildung deutlicher hangeinwärtsfallender Sekundär Gleitflächen nur schwer zu entdecken. Dies mag auch daran liegen, daß mit der Berechnung nur die ersten Phasen des endgültigen Versagens erfaßt werden können. In der Nagelfluh entsteht ein vertikaler Anriß in der Berechnung nur dann, wenn eine entsprechend gerichtete Mürbzone vorliegt, während sonst eine mehr oder weniger geneigte Gleitfläche auftritt. Es ist nicht geklärt, ob sich die in der Natur zu beobachtenden vertikalen Anrisse nur unter ähnlichen Voraussetzungen bilden. Die in den Tertiärmergeln rechnerisch ermittelten Gleitflächenneigungen im Anrißbereich sind den in der Natur vorgefundenen sehr ähnlich. Sie widersprechen allerdings dem im weiteren Bruchverlauf auftretenden vertikalen Einsinken des Hochufers (BAUMANN 1987).
- Wie schon angedeutet, müssen die Verformungen der Böschungen unter der Maßgabe beurteilt werden, daß die durchgeführten FE-Berechnungen nur die Entstehung eines Bruches und nicht dessen weitere Entwicklung beschreiben können. Beim Bruchbeginn weisen die Verschiebungsvektoren des Hochuferbereiches auch in der Natur deutliche Horizontalkomponenten auf, die erst im weiteren Verlauf immer geringer werden oder ganz verschwinden. Während die Verschiebungsrichtungen somit ganz gut übereinstimmen, sind die Verschiebungsbeträge wegen der nur schwer erfaßbaren Verformungseigenschaften nicht miteinander zu vergleichen.

Die vorgenommenen Vergleiche führen deutlich vor Augen, daß trotz der wertvollen Informationen aus den Ergebnissen der FE-Berechnungen noch zahlreiche Lücken im Wissen um die Bruchvorgänge in den Isarhängen bestehen bleiben.

## 5. Kritische Hanghöhe

### 5.1 Ermittlung aus Berechnungen

Im folgenden Abschnitt bleibt die kritische Hanghöhe als Maß für einen gerade noch stabilen Hang auf Situationen mit vorgelagerten Rutschmassen aus früheren Bruchvorgängen beschränkt. In der Deckschicht wird ein Hangprofil angenommen, das sich im Verlaufe des Erosionsvorganges in der Natur als stabil herausgestellt hat. Seine Form entspricht der Festigkeitsverteilung in den Quartärschottern mit ihren Nagelfluhpartien. Für die darunter folgenden Tertiärmergel mit überwiegend oder teilweise geringeren Festigkeiten ist diese Hangneigung ab einer bestimmten Hanghöhe zu steil. Während die natürliche Hangform einschließlich der Reste älterer Bruchkörper leicht nachzubilden ist, können der innere Aufbau des Hanges und die Festigkeits- und Verformungseigenschaften der am Aufbau beteiligten Schichten der Wirklichkeit in der Regel nur grob angenähert werden. Hieraus ergeben sich im allgemeinen Unsicherheiten, wenn die Stabilität eines Hanges beurteilt werden soll. Die ausgeführten Berechnungen bringen dies zum Ausdruck.

#### 5.1.1 FE-Berechnungen

Der Wert dieser Berechnungen liegt vor allem darin, daß die Entwicklung einer Böschung oder eines Hanges auch bei stark wechselnden Schichten mit vielfältigen Eigenschaften bis hin zu einem Bruch vereinfacht darstellbar ist. Aber auch die unterschiedlichen Auswirkungen der Untergrundgegebenheiten auf die kritische Hanghöhe können damit aufgezeigt werden:

Einen überraschend geringen Einfluß besitzen die Verformungseigenschaften, die Vorbelastungen und die damit auftretenden erhöhten Horizontalspannungen. Werden sie verändert, so ist bei den untersuchten Hangsituationen kaum eine Auswirkung auf die gerade noch stabilen Böschungshöhen zu erkennen.

Dagegen ist der Einfluß der Festigkeiten im allgemeinen erwartungsgemäß groß. Allerdings muß zwischen verschiedenen Verteilungen der Festigkeiten und deren Entwicklung während des Bruches unterschied-

den werden. Da hierbei zahlreiche Möglichkeiten bestehen, bleiben die Untersuchungen auf die im Isartal wahrscheinlichsten Gegebenheiten beschränkt. Deren Auswirkungen auf die kritische Hanghöhe werden noch einmal kurz zusammengefaßt:

- Den größten Einfluß haben die Festigkeiten der schwachen Schichten im tieferen Untergrund (Tertiär).
- Festigkeiten, die im Bruchzustand rasch abgebaut werden (Kohäsion infolge mineralischer Bindungen), sind in den Deckschichten (Nagelfluh) nahezu ohne Einfluß. Dies gilt mit folgenden Einschränkungen:
  - a) die Festigkeit der Nagelfluh ist so hoch, daß keine Bruchzonen entstehen;
  - b) in der Nagelfluh treten Schwächezonen auf, die durch ihren Bruch weitere Spannungskonzentrationen in den Partien hoher Festigkeit verhindern, so daß unversehrte Nagelfluhblöcke erhalten bleiben, die den endgültigen Bruch stark verzögern können.
- Schichten- oder lagenweise Verfestigungen im tieferen Untergrund haben offensichtlich nur dann einen Einfluß auf die kritische Hanghöhe, wenn
  - a) neue Anbrüche in dieser Wechselfolge bis unter die bestehende Gleitfläche eindringen oder
  - b) durch Randbedingungen oder wechselnde Materialeigenschaften in den Deckschichten ganz bestimmte Gleitflächen erzwungen werden.

Eine rechnerische Bestimmung der kritischen Hanghöhe wird insbesondere dadurch erschwert, daß von den genannten Gegebenheiten gerade diejenigen den größten Einfluß haben, die sehr schwer zu ermitteln sind: die Festigkeit der von Trennflächen durchsetzten Tonmergel sowie die Lage, der Umfang und die Ausbildung der Schwächezonen in der Nagelfluh.

#### 5.1.2 Berechnung einer weichen Schicht mit Trennflächen

In Abschnitt 3.4 ist der Versuch beschrieben, den Einfluß von Trennflächenscharen in Tonmergeln auf deren Festigkeit mit Hilfe einer kinematischen Betrachtungsweise zu erfassen. Dabei wird eine von Trennflächen mit Harnischen vollständig in Klufkörper zer-

legte Tonmergelschicht einer ungleichmäßigen Belastung durch eine in ihrer Höhe abnehmenden Deckschicht unterzogen. Eine Gleichgewichtsbetrachtung unter Berücksichtigung der auf den Trennflächen möglichen Verschiebungen führt zu einer gerade noch stabilen Belastungs- bzw. Böschungsform (Bild 3.39). Die Zusammendrückung der Schicht ergibt sich ausschließlich aus den Verschiebungen auf den Trennflächen. Mit der Abnahme der Trennflächenabstände vergrößern sich die vertikalen Verschiebungskomponenten zur oberen Schichtgrenze hin; die Verschiebungsvektoren werden steiler und nähern sich den in der Natur beobachteten Verschiebungsrichtungen. Die horizontalen Verschiebungskomponenten verlangen Schubverformungen bzw. eine neue horizontale Gleitfläche an der Basis der zerscher- ten Tonmergel. In den Deckschichten werden horizontale Zugspannungen angenommen, die zu vertikalen Rissen führen. Um einen Vergleich mit den ebenfalls durchgeführten Starrkörperberechnungen zu ermöglichen, erhält die teilweise unter Auftrieb stehende Tonmergelschicht ein gemittelttes Raumgewicht aus den Partien unter und über dem Grundwasser.

Als Ergebnis erhält man leicht durchhängende Hangprofile, deren mittlere Neigung sowie bei konstanter Deckschichtmächtigkeit auch deren Länge oder Tiefe als Maß für die Belastbarkeit der Tonmergel verwendet werden können (Bild 3.39). Folgende Abhängigkeiten sind festzustellen:

- Die Belastbarkeit wird in hohem Maße von der Materialfestigkeit, der Festigkeit in den Trennflächen und deren Neigungen sowie von der Schichtmächtigkeit beeinflusst.
- Nahezu keinen Einfluß hat dagegen der Abstand zwischen den Trennflächen, es sei denn, er wird so groß, daß sich die Trennflächen nur noch an der oberen und unteren Schichtgrenze schneiden (keine Aufteilung in Teilschichten mehr).

Auch für diese Berechnungen einer stabilen Hangform gilt, daß besonders einflußreiche Gegebenheiten schwer zu ermitteln sind:

- die Neigungen der Trennflächen sind nur an orientiert entnommenen Bohrkernen zu bestimmen;
- die maßgebende Mächtigkeit der durch Trennflächen zerlegten Tonmergel wird durch verfestigte Zwischenlagen unbestimmt, da deren

Wirksamkeit infolge von zu geringer Höhe, von Schwächezonen und Zugrissen sehr unsicher sein kann.

Diese Unsicherheiten werden jedoch nicht nur durch begrenzte Aufschlußmöglichkeiten verursacht; wie bei der Deutung der FE-Berechnungen stellen sich auch noch Fragen grundsätzlicher Natur:

- In den Deckschichten vor allem nach dem Einfluß der Richtungen und der Verteilung von Trennflächen und Schwächezonen.
- Im tieferen Untergrund nach dem Einfluß von verfestigten Schichten, deren Mächtigkeiten, Schwächezonen und Trennflächen.

### 5.1.3 Berechnung mit Starrkörpern

Die bisher geschilderten Berechnungen zeigen auf, in welchem Maße die stabile Form und die kritische Höhe eines Hanges von verschiedenen Untergrundgegebenheiten abhängen. Letztere können durch Aufschlüsse sowie Versuche im Gelände und im Labor in vielen Fällen nicht ausreichend genau ermittelt werden. Da in der Regel erst ihr Zusammenwirken den Zustand eines Hanges bestimmt, lassen sich umgekehrt aus dessen Form und Höhe im Grenzzustand die dazu führenden Ursachen nicht einzeln in ihrer Größe angeben. Dieser Sachverhalt wird durch ein einfaches Beispiel einer Berechnung mit einem den natürlichen Vorgängen weitgehend angepaßten Starrkörpersystem verdeutlicht.

Für die in den Jahren 1970 und 1975 beobachteten Neuanbrüche der Rutschung Grünwald liegen die Ergebnisse von Rückrechnungen dieser Art vor. Dabei wurden kinematisch mögliche Starrkörper verwendet (z.B.: GOLDSCHIEDER u. GUDEHUS 1974). Der in den Deckschichten angesetzte vertikale Anriß ist in der Natur zu beobachten und kann auch den Ergebnissen der FE-Berechnungen entnommen werden. Die gewählten Gleitflächenneigungen im Tertiär haben sich ebenfalls bei Geländeuntersuchungen ergeben. Außerdem wird angenommen, daß die alten Rutschmassen den noch ungebrochenen Böschungsfuß mit aktivem Erddruck stützen (BAUMANN 1987).

In ähnlicher Weise wird nun für die Erosionsstufe 5 des bei der FE-Berechnung verwendeten Böschungsprofils mit vorgelagertem Bruchkörper eine Art Rückrechnung durchgeführt (Bild 5.1). Unter

Annahme eines maximal möglichen aktiven Erddruckes als Stützung des Böschungsfußes durch den weiter absackenden alten Bruchkörper wird zunächst in allen neu entstehenden Gleitflächen eine einheitliche Scherfestigkeit in Form eines Reibungswinkels  $\varphi'$  vorausgesetzt. Als Ergebnis erhält man für die hangauswärtsgeneigte Gleitfläche 1 ( $\varphi'_1$ ), die hangeinwärtsgeneigte Sekundärgleitfläche 2 ( $\varphi'_2$ ) und die daran anschließende horizontale Gleitfläche 3 ( $\varphi'_3$ ) den Wert  $\varphi' = \varphi'_{1,2,3} = 19.1^\circ$ . Die errechnete Reibung liegt inmitten der Grenzen, die sich bei der Rückrechnung der Neuanbrüche in den Profilen 29 und 30 der Rutschung Grünwald ergeben haben und etwa den Winkeln der Gesamtscherfestigkeit des Tonmergels entsprechen ( $\varphi' = 18 - 21^\circ$ ). Die gegenüber diesen Profilen etwas veränderte Hang- und Bruchkörperform aus der FE-Berechnung ist offenbar im Hinblick auf die mobilisierbare Scherfestigkeit ohne Bedeutung.

In den neu entstehenden Gleitflächen können aber auch ganz unterschiedliche Scherfestigkeiten maßgebend sein, ohne daß sich die kritische Hanghöhe dabei ändert. In Bild 5.1 sind die Ergebnisse einiger Vergleichsberechnungen zusammengestellt:

- Nimmt man in den beiden geneigten Gleitflächen (1 und 2) infolge von Harnischen die Restreibung ( $\varphi'_r = 9^\circ$ ) an, so wird in der horizontalen Gleitfläche (3) eine Scherfestigkeit von etwa  $\varphi' = 28^\circ$  benötigt.
- Ist die Restreibung ( $\varphi'_r = 9^\circ$ ) nur in einer der beiden geneigten Gleitflächen (1 oder 2) wirksam, muß die Scherfestigkeit in den übrigen Gleitflächen (1,3 oder 2,3) 21 bzw. 22 - 23 $^\circ$  betragen.
- Besonders stabilitätsmindernd wirkt sich eine geringe Reibung in der horizontalen Gleitfläche (3) aus. Sinkt sie dort auf die Restreibung ( $\varphi'_r = 9^\circ$ ) ab, kann nur eine Scherfestigkeit in den geneigten Gleitflächen von  $\varphi' > 34^\circ$  ein Versagen des Hanges verhindern.

## 5.2 Ermittlung aus dem Bruchkörperaufbau

Die an den Hängen des Isartals ablaufenden Bruchvorgänge sind wegen des wechselhaften Untergrundes rechnerisch nur schwer zu erfassen. Die Ursache hierfür ist vor allem in der Schwierigkeit zu

sehen, die maßgebenden Festigkeitseigenschaften und ihre Verteilung zuverlässig anzugeben. Dabei werden nur Zustände unmittelbar vor dem endgültigen Versagen eines Hanges zu quantitativen Aussagen verwendet. Die Bruchentwicklung, die auch progressive Bruchvorgänge beinhaltet, ist nur Gegenstand qualitativer Betrachtungen.

Aufgrund dieser Unsicherheit ist es notwendig, die verwendeten Berechnungsmodelle immer wieder an den natürlichen Vorgängen zu überprüfen. Die errechneten kritischen Hanghöhen müssen deshalb den in der Natur bei Neuanbrüchen beobachteten Hanghöhen gegenübergestellt werden. Eine Übereinstimmung von rechnerischer und natürlicher kritischer Hanghöhe ist allerdings noch kein Anzeichen dafür, daß Modell und Natur einander in jeder Hinsicht gleichen. Zum Beispiel kann die mit einer bestimmten Kombination von einer Schwächezonenverteilung in der Nagelfluh und einer mittleren Scherfestigkeit in den Tonmergeln erzielte Übereinstimmung auch mit einer anderen Kombination dieser Größen erreicht werden. Es ist deshalb nicht zulässig, die Scherfestigkeit der Tonmergel aufgrund eines derartigen Vergleiches festzulegen und auch bei Berechnungen mit anderen Verteilungen der Schwächezonen in der Nagelfluh einzusetzen. Diese Einschränkung gilt auch im Hinblick auf die Verwendung verschiedener Berechnungsverfahren. Trotz ihrer begrenzten Gültigkeit können jedoch mit Hilfe von Berechnungsmodellen, die der Natur einigermaßen entsprechen, die Einflüsse von Laständerungen gut erfaßt werden. Darin liegt ihr unverzichtbarer Nutzen.

Beobachtete Neuanbrüche sind als glückliche Zufälle zu betrachten, die es erlauben, die durchgeführten Berechnungen an die natürlichen Gegebenheiten anzupassen. In der Regel muß man mit vorhandenen Rutschkörpern als zunächst stumme Zeugen von Bruchvorgängen vorlieb nehmen. Ist dazu auch der Bruchmechanismus bekannt oder kann er mit Hilfe beobachteter Bruchkörperverschiebungen abgeschätzt werden, so erlaubt auch der Aufbau des Bruchkörpers Rückschlüsse auf die kritische Hanghöhe. Zur Erläuterung wird ein Bruchvorgang noch einmal kurz betrachtet (BAUMANN 1987):

Die alte Rutschscholle am Fuß des noch ungebrochenen Hanges sackt infolge benachbarter Bruchvorgänge immer weiter ab, wobei die

Fußbelastung des dahinter ansteigenden unebrochenen Hanges ständig abnimmt. Unterschreitet die Stützung des Hangfußes eine bestimmte Größe, so tritt der Neuanbruch ein. Mit diesem Ereignis verlagert sich der Hauptanteil der abtreibenden Kräfte der gesamten Rutschmassen in das neue Rutschzentrum. Die Verschiebungsdifferenzen zwischen altem Rutschkörper und Fuß des vormals stabilen Hanges verschwinden; beide gleiten auf der in den Hang hinein verlängerten Hauptbewegungsbahn mit gleicher Geschwindigkeit. Somit bleibt der beim Neuanbruch bestehende Höhenunterschied zwischen altem Bruchkörper und oberer Hangkante erhalten, wenn die Hauptbewegungsbahn horizontal ist, und das Hochufer ebenfalls keine Höhenunterschiede aufweist. Ist die Gleitbahn gleichmäßig geneigt, so ist der Höhenunterschied nur um die infolge der Neigung entstehende Vertikalkomponente der eingetretenen Verschiebung zu verändern.

In Bild 5.2 sind die kritischen Höhen für die beiden Neuanbrüche in den Profilen 29 und 30 der Rutschung Grünwald eingetragen. Sie betragen 39 und 38 m.

In Bild 5.3 sind weiter fortgeschrittene Rutschungsstadien dargestellt:

- Profil 26 der Rutschung Grünwald liegt in der Nähe Profil 29 und weist vermutlich sehr ähnliche Untergrundgegebenheiten auf (Bild 2.6). Der maßgebende Höhenunterschied zwischen der älteren flußseitigen Scholle und der Hangkante beträgt ebenfalls ca. 39 m. Inzwischen eingetretene zusätzliche Verschiebungen dieser Scholle haben den Höhenunterschied noch nicht verändert.
- Profil 1 der Rutschung Höllriegelskreuth auf der anderen Seite der Isar zeigt im Vergleich zu Profil 29 einen deutlichen Unterschied im Schichtenaufbau (Bilder 2.6 und 2.8); um 12 m mächtigere Schotter im Quartär und einen höheren Anteil von Tonmergeln im Tertiär. Auch die Gleitfläche liegt mit ca. 57 m unter dem Hochufer deutlich tiefer als im Profil 29 (ca. 49 m unter dem Hochufer). Der Höhenunterschied zwischen der maßgebenden mittleren Scholle und dem Hochufer beträgt trotzdem ca. 38 m.

Profil 31 der Rutschung Grünwald (Bild 5.4) weist derzeit zwischen der Restscholle des letzten Neuanbruches und dem Hochufer einen Höhenunterschied von 40 m auf, wobei mit den Profilen 29 und 30

die Hangform vor den Neuanbrüchen und die Schottermächtigkeit weitgehend übereinstimmen. Nur die Tonmergelanteile im Tertiär sind gegenüber Profil 29 etwas geringer. Die in Profil 31 gemessenen Verschiebungen zeigen bereits einen bevorstehenden Neuanbruch an.

Aus den beobachteten Höhenunterschieden läßt sich für die zerscher-ten Tonmergel und die im Isartal vorherrschende Form der ungebrochenen Hänge eine kritische Hanghöhe von 38 - 40 m ableiten. Dabei spielt der Anteil der Tonmergel und deren Verteilung innerhalb der vorgefundenen Grenzen, (Bilder 2.6 - 2.9) offensichtlich keine entscheidende Rolle. Den Ergebnissen der FE-Berechnungen (Tab. 4.6) zufolge trifft dieser Sachverhalt vor allem dann zu, wenn die Mürbzonen in der Nagelfluh so verbreitet oder die Trennflächen so zahlreich sind, daß die Bewegungsmöglichkeiten bei der Bruchentwicklung durch ungebrochene Nagelfluhpartien nicht behindert werden. Gegenüber den für Schotter mit harter und mürber Nagelfluh über einer Wechselfolge Tonmergel-Mergel-Sandmergel errechneten kritischen Hanghöhen (39 - 42 m) müssen demnach die in der Natur beobachteten kritischen Hanghöhen abfallen, wenn die übrigen Gegebenheiten übereinstimmen.

### 5.3 Bewertung der Ermittlungsmethoden

Der wechselhafte Schichtenaufbau des Untergrundes und die teilweise vorhandenen Trennflächen und Schwächezonen machen es nahezu unmöglich, die kritischen Höhen der Hänge im Isartal ausschließlich rechnerisch zu bestimmen. Die verwendeten Rechenmodelle stellen mehr oder weniger grobe Näherungen dar, mit deren Hilfe in der Regel nur eine begrenzte Anzahl der das Bruchgeschehen mitbestimmenden und teilweise nur ungenau erfaßbaren Faktoren verfolgt werden kann.

Die durchgeführte FE-Berechnung erlaubt dabei eine sehr vielfältige Gestaltung des Rechenmodells. Sie ist aber nicht geeignet, um Trennflächen darzustellen und deren Einflüsse auf die Bruchvorgänge zu erfassen. Zeichnet sich das endgültige Versagen eines Hanges ab, muß auch die FE-Berechnung abgebrochen werden. Neben einer vereinfachten Darstellung der Bruchentwicklung erhält man damit

aber auch wertvolle Hinweise, wenn Beobachtungen an Hängen in der Natur zu deuten (Rissebildungen, Richtungen und Verteilungen von Verschiebungen) und Annahmen für einfachere Berechnungsverfahren zu treffen sind (Gleitflächenformen, Hauptspannungsrichtungen, Entwicklung der Bruchbildungen). Die kritischen Hanghöhen können nur mittelbar aus der Konzentration der Linien gleicher Verschiebungen abgeschätzt werden.

Das verwendete Berechnungsmodell einer belasteten weichen Schicht ist dagegen geeignet, die Auswirkungen einer einzelnen von Trennflächen in zahlreiche Teilkörper zerlegte Schicht auf die gerade noch stabile Form eines sich darüber aufbauenden Hanges zu bestimmen. Dazu werden allerdings Angaben zur Zugfestigkeit bzw. zu den Hauptspannungsrichtungen in der Deckschicht benötigt. Sie können aus FE-Berechnungen oder Geländebeobachtungen gewonnen werden. Aus der Berechnung erhält man auch die erforderliche Seitenstützung der weichen Schicht am Hangfuß und aus der damit festgelegten Fußauflast die kritische Hanghöhe.

Die Berechnung mit kinematisch möglichen Starrkörpern ist nur dann sinnvoll, wenn das Modell den in der Natur tatsächlich auftretenden Bruchmechanismus zumindest ungefähr wiedergibt. Es ist deshalb auf die beobachteten Bruchkörperformen abzustimmen. Dabei können die Eigenschaften einzelner Schichtglieder und deren Anteile an der maßgebenden Festigkeit entlang der Gleitflächen nicht berücksichtigt werden. Die kritische Hanghöhe läßt sich ebenfalls aus der für die Stabilität des Hanges erforderlichen Fußbelastung ermitteln.

Allen genannten Berechnungsverfahren ist gemeinsam, daß mit unterschiedlichen Annahmen für mehrere Parameter gleiche kritische Hanghöhen erzielt werden können. Das bedeutet umgekehrt, daß einer bekannten kritischen Hanghöhe auch mehrere unbekannte Größen des Untergrundes gegenüberstehen können: z.B. die Lage von Schwäche-zonen in der Nagelfluh und die maßgebende Scherfestigkeit im zerscherten Tonmergel oder die Richtung der Trennflächen und der Einfluß von verfestigten Zwischenlagen im Tonmergel. Mit der Beobachtung eines Neuanbruches oder mit dessen Rekonstruktion aus dem

Aufbau der Rutschmassen am Hangfuß kann zwar die Frage nach der kritischen Hanghöhe im Isartal besser beantwortet werden als mit Berechnungen, Rückschlüsse auf die Größe einzelner Parameter bleiben aber mit den gewohnten Unsicherheiten behaftet. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, daß Vergleichsberechnungen zur Ermittlung der Auswirkungen von Laständerungen auf die Stabilität oder die kritische Höhe eines Hanges jeweils mit nur einem, aber möglichst wirklichkeitsnahen Modell durchgeführt werden, das zumindest an der natürlichen Hangform vor dem Bruch geeicht ist.

## 6. Schlußbemerkungen

Die Rutschvorgänge an den Hängen des Isartals südlich von München sind typisch für einen horizontal geschichteten Untergrund, in dem weiche bzw. durch Trennflächen geschwächte Schichten von solchen höherer Steifigkeit und Festigkeit überlagert werden. Bei der Suche nach Erklärungen für die beobachteten Hangabbrüche und nach Beurteilungskriterien für die Standfestigkeit noch ungebrochener Hangpartien stellen sich insbesondere wegen der Wechselhaftigkeit des Untergrundes zahlreiche Fragen. Die vorliegende Arbeit beschreibt den Versuch, einige dieser Fragen zu beantworten oder zumindest Lösungsansätze aufzuzeigen.

Einer kurzen Beschreibung von beobachteten Bruchentwicklungen und -abläufen sowie daraus sich ergebenden Bruchkörperformen folgen der Versuch, einige Ursachen für die stark streuenden Ergebnisse von Festigkeitsuntersuchungen an Tertiärmergeln genauer zu beleuchten, und ein Vorschlag, die dabei gewonnenen Erkenntnisse bei der Versuchsauswertung und der Festlegung der Rechenwerte anzuwenden (Kap. 3): Mit Hilfe der von HVORSLEV eingeführten äquivalenten Spannungen ist es möglich, die infolge der Vorbelastung durch Verdichtung entstandene Festigkeit sowie deren Zunahme durch mineralische Bindungen und deren Abnahme durch Strukturen anzugeben (Kap. 3.2). Das hierbei angewendete Verfahren liefert allerdings nur dann zuverlässige Ergebnisse, wenn die Wassergehalts- bzw. Porenzahlbestimmungen aus den Scherzonen der Proben miteinander vergleichbar sind. Im HVORSLEVschen Diagramm liegen alle Versuchspunkte von Proben ohne mineralische Verfestigung und ohne strukturelle Schwächung nahezu auf einer Geraden. Damit lassen sich die wahre Reibung ( $\varphi_e$ ) sowie die wahre Kohäsion ( $\kappa$ ) der ausschließlich durch Verdichtung verfestigten Proben bestimmen. Durch mineralische Bindungen zusätzlich verfestigte und durch Strukturen geschwächte Proben liegen über und unter dieser Geraden. Auf diese Weise sind eine Reihe von Rahmenscherversuchen ausgewertet worden. Um auch die Ergebnisse von Triaxialversuchen mitverwenden zu können, müßten die Porenzahlbestimmungen der beiden Versuchsarten miteinander vergleichbar sein, eine absolute Angabe der Porenzahl in der Scherzone gelingen oder eine Möglichkeit gefunden werden, von den Konsolidationszuständen auszugehen.

Der zuletzt genannte Weg wird in Form einer Näherung benutzt, um für Proben, deren Festigkeit ausschließlich von der Dichte und der gerade herrschenden Normalspannung abhängt, eine Bruchkurve im  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm festzulegen, wobei von der natürlichen Dichte ausgegangen wird (Kap. 3.3). Die hierfür benötigte Porenzahländerung zwischen Konsolidations- und Bruchzustand führt wieder auf die bereits genannte Schwierigkeit der Porenzahlbestimmung in der Bruchzone zurück. Bis hierfür eine zufriedenstellende Lösung gefunden ist, die neben der NC-Linie auch eine sichere Festlegung der NCF-Linie im  $e$ - $\ln \sigma$ -Diagramm gestattet, werden die groben, aus üblichen Rahmenscherversuchen entnommenen Porenzahländerungen verwendet.

Während die mineralisch verfestigten Lagen des Münchner Tertiärs im Hinblick auf die Rutschvorgänge zu vernachlässigen sind, weil ihre erhöhten Festigkeiten bei Zug- und Schubbeanspruchungen rasch abgebaut werden können, sind die durch bereits angelegte Trennflächen mit Harnischen hervorgerufenen Schwächungen unbedingt zu berücksichtigen. Mit dem Auftreten derartiger Trennflächen muß im Münchner Tertiär auch ohne frühere Rutschereignisse in allen Tonmergellagen gerechnet werden, deren Winkel der Gesamtscherfestigkeit unter  $\varphi_s' = 22^\circ$  absinkt. Es wird versucht, dem Einfluß der Trennflächen auf die Hangstabilität in einem einfachen Modell nachzugehen (Kap. 3.4), das im wesentlichen aus der von Trennflächen in regelmäßige Teilkörper zerlegten Schicht besteht. Damit werden zwei Ziele verfolgt: die Ermittlung der Belastbarkeit dieser Schicht durch eine ungleichmäßige Auflast und die Abschätzung einer mittleren, für die gesamte Schicht geltenden Scherfestigkeit, die auch bei den FE-Berechnungen verwendet werden kann. Während das erste Ziel in zufriedenstellender Weise erreicht worden ist, wird für das zweite noch eine brauchbare Lösung gesucht. Sie dürfte mit der Annahme eines bestimmten Fließverhaltens in den Trennflächen erreichbar sein.

Auch die Nachrechnung der Bruchvorgänge mit Hilfe der FE-Methode (Kap. 4) dient verschiedenen Zwecken: es wird der Einfluß verschiedener Gegebenheiten auf das Bruchgeschehen ermittelt und es wird versucht, die kritischen Höhen der noch ungebrochenen, aber gerade noch standfesten Hänge zu bestimmen. Laständerungen infol-

ge von Niederschlägen und Flußwasserspiegelschwankungen sowie der Einfluß von Strömungskräften bleiben unberücksichtigt. Die Berechnungen zeigen sehr eindrucksvoll die Entwicklung von Neuanbrüchen auf und erleichtern die Deutung der in der Natur beobachteten Vorgänge. Absolut gültige Werte für kritische Hanghöhen dürfen allerdings auch bei diesem Berechnungsverfahren ohne Vergleich mit den natürlichen Hängen nicht erwartet werden. Daneben sind noch rechnerische Untersuchungen grundsätzlicher Natur erforderlich, um den Einfluß von Trennflächen bei den FE-Berechnungen besser erfassen zu können.

Ein Vergleich von drei sehr unterschiedlichen Berechnungsverfahren (FE-Berechnung sowie Grenzgleichgewicht in schichtigem Zonenbruch bzw. kinematisch möglichem Starrkörpersystem) zeigt die Grenzen der rechnerischen Ermittlung von kritischen Hanghöhen oder stabilen Hangformen auf (Kap. 5). Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, die Berechnungsergebnisse auf die in der Natur sich einstellenden kritischen Hanghöhen abzustimmen. Diese können leicht aus den allerdings sehr selten möglichen Bruchbeobachtungen abgelesen werden oder sie sind aus der Form und dem Aufbau bereits vorhandener Bruchschollen zu rekonstruieren. Das zuletzt genannte Verfahren führt im Isartal in vielen Fällen zum Erfolg. Berechnungen werden dadurch allerdings nicht überflüssig. Sie ermöglichen es, die Einflüsse von Laständerungen zuverlässig abzuschätzen und helfen, das Bruchgeschehen besser zu deuten.

7. Literaturverzeichnis

- AXHAUSEN K., FINK TH., KATZ C., RANK E., STIEDA J.,  
v.VERSCHUER TH., WERNER H. (1980): Die Programmkette  
SET: Berechnungen im konstruktiven Ingenieurbau.  
Benutzerhandbuch (Fassung 1986)
- BAUMANN H.J. (1981): Formänderungsverhalten tertiärer Mergel  
in Labor- und Bohrlöchversuchen. Berichte 3. Nat. Tag.  
Ing.-Geol. Ansbach 1981, S. 75-85
- BAUMANN H.J. (1987): Langzeitbeobachtungen und geotechnische  
Untersuchungen im Isartal südlich von München.  
Eingereicht zur Veröffentlichung im Geologischen Jahr-  
buch, herausgegeben von der Bundesanstalt für Geowis-  
senschaften und Rohstoffe und den Geologischen Landes-  
ämtern in der Bundesrepublik Deutschland
- DE BORST R., VERMEER P.A. (1984): Possibilities and limitations  
of finite elements for limit analysis. Géotechnique 34,  
No. 2, S. 199-210
- CARSON M.A. (1977): On the retrogression of landslides in sensi-  
tive muddy sediments. Canadian Geotechnical Journal 14,  
S. 582-602
- DUNLOP P., DUNCAN J.M. (1970): Development of failure around ex-  
cavated slopes. Journal of the Soil Mechanics and Foun-  
dations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM2, Proc. Paper  
7162, March, 1970, S. 471-493
- FEESER V. (1986): Geomechanisches Konzept zur Gefügeentwicklung  
und Spannungsgeschichte glazialtektonisch überprägter  
Tone. Dissertation, Fachbereich für Bauingenieur- und  
Vermessungswesen der Technischen Universität Carolo-  
Wilhelmina zu Braunschweig
- FOERSTER W., GEORGI P. (1981): Application of a Stress-Strain-  
Time Relation. Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mechanics  
and Found. Engng. Stockholm, Vol. 3, S. 405-408

- FOERSTER W., MOLEK H., REUTER F. (1985): Böschungsstabilität in überkonsolidierten Lockergesteinen. Bodenmechanik und Grundbau in der DDR, Sonderheft aus Anlaß des 50-jährigen Bestehens der Internationalen Gesellschaft für Bodenmechanik und Grundbau
- FRANKE E. (1972): Neuere Erkenntnisse über das Stoffverhalten in der Bodenmechanik. Die Bautechnik 49, Heft 4, S. 135-140
- GOLDSCHIEDER M., GUDEHUS G. (1974): Verbesserte Standsicherheitsnachweise. Vorträge Baugrundtagung Frankfurt, S. 99-127
- GUDEHUS G. (1970): Ein statisch und kinematisch korrekter Standsicherheitsnachweis für Böschungen. Vorträge Baugrundtagung Düsseldorf, S. 296-307
- GUDEHUS G. (1978): Engineering approximations for some stability problems in geomechanic. Advances in Analysis of Geotechnical Instabilities. University of Waterloo Press, SM Study No. 13, Paper 1
- GUDEHUS G., KOLYMBAS D. (1985): Constitutive relations - Some conclusions from a workshop. Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Engng. in San Francisco, Vol. 2, 1/A/22 S. 489-494
- HENCKY H., PRANDTL L. (1924): Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, Vol. 3, S. 291, 401
- HVORSLEV M.J. (1960): Physical components of the shear strength of saturated clays. American Society of Civil Engineers Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado, Boulder, Colorado, S. 169-273
- JUERGENSON L. (1936): On the Stability of foundations of embankments. Proc. 1th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Engng., Cambridge, Mass., Vol. 2, S. 194-200
- KIRKPATRICK W.M., KHAN A.J. (1984): The reaction of clays to sampling stress relief. Géotechnique 34, No. 1, S. 29-42

- LEE C.F. (1972): Analysis of progressive failure in clay slopes. Thesis, University Western Ontario, London, Canada
- LO K.Y., LEE C.F. (1973a): Stress analysis and slope stability in strain-softening materials. Géotechnique 23, No. 1, S. 1-11
- LO K.Y., LEE C.F. (1973b): Analysis progressive failure in clay slopes. Proc. 8th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Engng. in Moskau, Vol. 4.3, S. 314-315
- LO K.Y., LEE C.F. (1974): An Evaluation of the Stability of Natural Slopes in Plastic Champlain Clay. Canadian Geotechnical Journal, 11, S. 165-181
- MARSLAND A. (1971): The shear strength of fissured clays. Roscoe Memorial Symposium. Whitefriars Press: London, S. 59-68
- MENCL V. (1977): Modern Methods Used in the Study of Mass Movements. Symposium Landslides and other Mass Movement in Prag. Bulletin of the Int. Ass. of Engng. Geol., No. 16, S. 185-197
- MITCHELL R.J., MARKELL A.R. (1974): Flowsliding in sensitive soils. Canadian Geotechnical Journal 11, S. 11-31
- MITCHELL R.J. (1978): On the retrogression of landslides in sensitive muddy sediments: Discussion. Canadian Geotechnical Journal 15, S. 446-450
- NELSON J.D., THOMPSON E.G. (1977): A Theory of Creep Failure in Overconsolidated Clays. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT11, Proc. Paper 13342, S. 1281-1294
- OSTERMAYER H. (1976): Das Verhalten gemischtkörniger Böden im einachsigen Formänderungszustand. Dissertation, Mitteilungen aus dem Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau und Bodenmechanik der TU München.

- OSTERMAYER H. (1979): Scherfestigkeit verdichteter Kies-Sand-Ton-Gemische. Beitrag zur Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr. R. Jelinek. Geotechnik, Jahrg. 2, H. 2, S. 140-147
- PARRY R.H.G. (1958): Correspondence on "On the Yielding of Soils". Géotechnique 8, S. 184-186
- PARRY R.H.G. (1960): Triaxial Compression and Extension Tests on Remoulded Saturated Clay. Géotechnique 10, S. 166-180
- ROSCOE K.H. (1970): The Influence of Strains in Soil Mechanics. Tenth Rankine Lecture. Géotechnique 20, No. 2, S. 129-170
- RYBÁŘ J. (1974): Blockrutschungen mit einem Grabenbruch. Festschrift Leopold Müller-Salzburg zum 65. Geburtstag. Herausgeber: E. Pecker, H.-P. Götz, G. Sauer, G. Spaun Karlsruhe, S. 161-175
- RYBÁŘ J. (1977): Prediction of Slope Failures on Waterreservoir-banks. Symposium Landslides and other Mass Movements in Prag. Bulletin of the Int. Ass. of Engng. Geol., No. 16, S. 64-67
- SCHAD H. (1979): Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben. Mitteilungen des Baugrundinstitutes Stuttgart, Nr. 10
- SCHOFFIELD A., WROTH P. (1968): Critical State Soil Mechanics. McGraw-Hill, London
- SKEMPTON A.W. (1964): Long-term-stability of clay slopes. Géotechnique 14, No. 2, S. 77-101
- SKEMPTON A.W., PETLEY D.J. (1967): The strength along structural discontinuities in stiff clays. Proc. Geotech. Conf. Oslo 2, S. 29-46
- SKEMPTON A.W., SCHUSTER R.L., PETLEY D.J. (1969): Joints and fissures in the London clay at Wraysbury and Edgware. Géotechnique 19, No. 2, S. 205-217

- SMOLTCZYK U., SALDEN D., MAJCHRZYK K. (1985): Determination of the shear strength of partially decomposed mudstone. Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Engng. San Francisco, Vol. 2, 2/B/20, S. 1055-1059
- v.SOOS P. (1980): Eigenschaften von Boden und Fels; ihre Ermittlung im Labor. Grundbau-Taschenbuch, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin München Düsseldorf, S. 93ff
- STANCULESCU I., POPESCU M., ATHANASIU C., CHIRICA A. (1980): Stress - Strain and Strength Characteristics of Structured Clays from the Dobrogean Plateau Area. 6. Donau-Europäische Konferenz für Bodenmechanik und Grundbau in Varna, Bd. 2, Nr. 31, S. 307-322
- STEFANOFF G., HAMAMDJIEV K., CHRISTOV T. (1976): Stability Analysis of Multilayered Excavation Slope. 6. Europäische Konferenz für Bodenmechanik und Grundbau in Wien, Vol. 1.1, Nr. 16, S. 85-88
- TERZAGHI K. (1936): Stability of slopes in natural clay. Proc. 1th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Engng. Cambridge, Mass., Vol. 1, S. 161-165
- THORNE C.P. (1984): Strength assessment and stability analysis for fissured clays. Géotechnique 34, No. 3, S. 305-322
- TIKHOVINSKI I.O., SHESHENYA N.L. (1977): Geological Factors in Development of Block Slides in Plateau and Fold Mountain Regions (Illustrated by the Volga and Tyan-Shan Regions). Symposium Landslides and other Mass Movements in Prag. Bull. of the Int. Ass. of Engng. Geol., No. 16, S. 118-120
- WICHTER L. (1980): Festigkeitsuntersuchungen an Großbohrkernen von Keupermergeln und Anwendung auf eine Böschungsrutschung. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 84.

WICHTER L., GUDEHUS G. (1982): Ergebnisse von Biaxial- und Triaxialversuchen am Opalinuston. Geotechnik, Jahrg. 5, H. 2, S. 74-82

ZÁRUBA Q., MENCL V. (1982): Landslides and their control. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam Oxford New York

## 8. Verzeichnis der Bilder

(Die erste Ziffer der Bildnummer gibt das Kapitel an, dem das Bild zugeordnet ist.)

- Bild 2.1 Schema einer Rutschung, die durch Freiwerden einer horizontalen Einspannung infolge eines Einschnittes entsteht.
- Bild 2.2 Rutschung in einem Kohlentagebau in Nordböhmen.
- Bild 2.3 Rutschung im Uferbereich eines Stausees.
- Bild 2.4 Rutschung von 1968 an der Wolga bei Saratow.
- Bild 2.5 Bruchschollen einer Rutschung in sensitiven feinkörnigen Sedimenten.
- Bild 2.6 Profil 29 der Rutschung Grünwald.
- Bild 2.7 Profil 30 der Rutschung Grünwald.
- Bild 2.8 Profil 1 der Rutschung Höllriegelskreuth.
- Bild 2.9 Profil 31 der Rutschung Grünwald.
- Bild 2.10 Im Profil 31 mit Hilfe von Mehrfachextensometern gemessene Längenänderungen und ihre zeitliche Entwicklung.
- Bild 3.1 Scherfestigkeitsparameter für steife bis feste Mergel des Gipskeupers.
- Bild 3.2 Ergebnisse von Triaxial- und Biaxialversuchen an Klein- und Großproben aus dem Opalinuston.
- Bild 3.3 Typische Ergebnisse von Triaxialversuchen an Tonproben aus den Kambereichen der Dobrudschahochebene.
- Bild 3.4 E-Moduli und Querdehnungszahlen in Abhängigkeit von der Schubbeanspruchung.

- Bild 3.5 Die Scherfestigkeit des ungestörten und durch verschiedene Arten von Trennflächen gestörten Bodens.
- Bild 3.6 Die Auswirkungen verschiedener Trennflächenneigungen auf die Ergebnisse von Scherfestigkeitsuntersuchungen im Triaxialgerät.
- Bild 3.7 Zusammengefaßte Ergebnisse von Scherfestigkeitsuntersuchungen an Tonböden mit Trennflächen von Newcastle und Botany Bay in Australien.
- Bild 3.8.1 Schichtenprofil und Versuchsergebnisse aus Bohrung B 31/1 der Rutschung Grünwald.
- Bild 3.8.2 Schichtenprofil und Versuchsergebnisse aus Bohrung B 1 der Rutschung Höllriegelskreuth.
- Bilder 3.9.1-4 Ergebnisse von Scherfestigkeitsuntersuchungen an Tertiärproben aus dem Isartal.
- Bilder 3.10.1-3 Kompressionsversuche im KD-Gerät an aufbereiteten Proben.
- Bilder 3.11.1-2 Kompressionsversuche im KD-Gerät an einer aufbereiteten und einer ungestörten Probe.
- Bilder 3.12.1-2 Kompressionsversuche im KD-Gerät an ungestörten Proben.
- Bilder 3.13.1-2 Kompressionskurven und die dazugehörenden NC-Linien aus den Bildern 3.12.1-2.
- Bild 3.14 Erstkonsolidationszustände (NC-Linie) und daraus hergehende Bruchzustände (NCF-Linie).
- Bild 3.15 Bruchzustände in Scherfestigkeitsversuchen an aufbereitetem Londoner Ton.
- Bild 3.16 Konsolidations- und Bruchzustände bei Scherfestigkeitsuntersuchungen an aufbereiteten Proben im Rahmenschergerät.

- Bild 3.17 Die Ermittlung der NCF-Linie aus Kompressions- und Scherversuchen.
- Bilder 3.18.1-2 Ergebnisse von Rahmenscher- und Triaxialversuchen im  $\tau_f - \sigma_f'$ -Diagramm und im  $\tau_f / \sigma_{ef}' - \sigma_f' / \sigma_{ef}'$ -Diagramm.
- Bilder 3.19.1-2 Spannungsspuren der Abschervvorgänge von Mehrstufenversuchen im Triaxialgerät.
- Bilder 3.20.1-2 Spannungsspuren von Mehrstufenversuchen im Triaxialgerät mit unterschiedlicher Vorkonsolidation.
- Bilder 3.21.1-5 Ergebnisse von Rahmenscherversuchen an aufbereiteten und ungestörten Proben in dem von HVORSLEV eingeführten  $\tau_f / \sigma_{ef}' - \sigma_f' / \sigma_{ef}'$ -Diagramm.
- Bild 3.22 Kompressions- und Schwellbeiwerte für Konsolidations- und Bruchzustände.
- Bild 3.23 Ermittlung der Scherfestigkeit unter Berücksichtigung der natürlichen Dichte im Untergrund.
- Bild 3.24 Berechnung der Bruchporenzahlen für gemessene Konsolidations- und Bruchzustände bei Triaxialversuchen.
- Bild 3.25 Beispiele unterschiedlicher Vorbelastungen, deren Einfluß auf die Scherfestigkeit in Bild 3.26 dargestellt ist.
- Bild 3.26 Scherfestigkeitskurven für die in Bild 3.25 dargestellten Entlastungsäste nach unterschiedlichen Vorbelastungen.
- Bild 3.27 Vergleich der an ungestörten und in der Natur hoch vorbelasteten Tertiärproben ermittelten Querdehnungszahlen mit den für Erstbelastungen bestimmten Werten.
- Bild 3.28 Schematische Darstellung einer durch Trennflächen geschwächten Tonmergelschicht und der bei einer Zusammendrückung der Schicht auftretenden Klufftkörperverschiebungen.

- Bild 3.29 Kräfte an einem Teilkörper.
- Bild 3.30 Physikalische Ebene und Spannungsebenen eines von Trennflächen durchsetzten Raumes.
- Bilder 3.31 - 35 Spannungszustände für verschiedene Trennflächenneigungen und Öffnungswinkel zwischen den Trennflächen.
- Bild 3.36 Belastbarkeit einer weichen Tonschicht durch eine dreieckförmige Auflast.
- Bild 3.37 Berechnung einer gerade noch stabilen Hangform in einer Deckschicht hoher Festigkeit über einer von Trennflächen zerlegten Tonmergelschicht.
- Bild 3.38 Verformung einer Lamelle aus der Bruchzone von Bild 3.37 mit und ohne Reibung an der oberen Grenze der Bruchzone.
- Bild 3.39 Ergebnisse von Hangformberechnungen bei verschiedenen Trennflächenneigungen, Mächtigkeiten und Unterteilungen der Bruchzone.
- Bild 4.1 Einfluß von Ausgangsspannungen auf die Entwicklung von Bruchzonen.
- Bild 4.2 Einfluß unterschiedlicher Festigkeitsverteilungen auf die Entwicklung von Bruchzonen.
- Bild 4.3 Einfluß der Zusammendrückbarkeit auf die Entwicklung von Bruchzonen in normalkonsolidiertem Ton.
- Bild 4.4 Errechnete Sicherheitsfaktoren für (a) 10.0 m tiefe, (b) 13.5 m tiefe und (c) 16.0 m tiefe Einschnitte in steifem Ton ( $K_0 = 0.75$ ).
- Bild 4.5 Errechnete Sicherheitsfaktoren für die in Bild 4.4 (c) dargestellte Einschnittsböschung ( $K_0 = 1.0$ ).
- Bild 4.6 Linien gleicher Sicherheit (a), gleicher Setzungen (b) für die in Bild 4.4 (c) dargestellte Einschnittsböschung.

- Bild 4.7 Erdstatische Gegebenheiten im Profil 10/IV eines Hanges in Košice, in der Ostslowakei.
- Bild 4.8 Linien gleicher Sicherheiten für Böschungen in geschichtetem Untergrund mit unterschiedlichen Formen.
- Bild 4.9 Errechnete Bruchzonen in einem Hang bei St. Vallier, der Mai 1968 zu Bruch gegangen ist.
- Bild 4.10 Verformungs- und Festigkeitseigenschaften nach dem Bruch.
- Bild 4.11 Versagen eines bisher ungebrochenen Talhanges infolge von Erosion; Regelprofile für die Eintiefung mit horizontaler Talsohle.
- Bild 4.12 Eintiefung mit horizontaler Sohle in homogenem Schotter [1].
- Bilder 4.13 - 15 Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] über Tonmergel mit Trennflächen [21].
- Bild 4.16 Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] über Tonmergel mit Trennflächen [21]; ohne Grundwasser.
- Bilder 4.17 - 21 Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] über Tonmergel mit Trennflächen [21].
- Bild 4.22 Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] über Tonmergel mit Trennflächen [21]; ohne Grundwasser.
- Bild 4.23 Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] über vorbelastetem Tonmergel mit Trennflächen [21]; vollständig entlasteter Tonmergel vor der Schotterablagung.
- Bilder 4.24 - 26 Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] über vorbelastetem Tonmergel mit Trennflächen [21].
- Bilder 4.27 - 28 Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] über Tonmergel mit Trennflächen [21]; bei gleichbleibendem Grundwasserstand ist die Schichtgrenze um 11 m abgesenkt.

- Bilder 4.29 - 31 Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] über Tonmergel-Sand-Wechselfolge [21]-[1].
- Bilder 4.32 - 33 Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] mit mürber Nagelfluh [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21].
- Bilder 4.34 - 36 Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] mit harter Nagelfluh [11] und mürben Schwächezonen [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21].
- Bilder 4.37 - 38 Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] über Tonmergel-Sand-Wechselfolge [21]-[1] bei abgeminderter Tonmergelsteifigkeit.
- Bild 4.39 Versagen eines bisher ungebrochenen Talhanges infolge von Erosion; Regelprofile für die Eintiefung mit geneigter Talsohle.
- Bilder 4.40 - 43 Eintiefung mit geneigter Sohle in Schotter [1] über Tonmergel mit Trennflächen [21].
- Bilder 4.44 - 45 Eintiefung mit geneigter Sohle in Schotter [1] über vorbelastetem Tonmergel mit Trennflächen [21].
- Bilder 4.46 - 47 Eintiefung mit geneigter Sohle in Schotter [1] über Tonmergel-Sand-Wechselfolge [21]-[1].
- Bilder 4.48 - 49 Eintiefung mit geneigter Sohle in Schotter [1] über Tonmergel-Tonmergelstein-Wechselfolge [21]-[31].
- Bilder 4.50 - 51 Eintiefung mit geneigter Sohle in Schotter [1] mit mürber Nagelfluh [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21].
- Bild 4.52 Versagen eines bereits einmal gebrochenen Talhanges infolge absinkender alter Rutschschollen und damit verminderter Fußstützung; Regelprofile und Profile der Rutschung Grünwald.
- Bilder 4.53 - 56 Absinken einer Rutschscholle von Schotter [1] über Tonmergel mit Trennflächen [21].

- Bilder 4.57 - 58 Absinken einer Rutschscholle vor Schotter [1] über Tonmergel-Sand-Wechselfolge [21]-[1].
- Bilder 4.59 - 60 Absinken einer Rutschscholle vor Schotter [1] mit mürber Nagelfluh [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21].
- Bilder 4.61 - 62 Absinken einer Rutschscholle vor Schotter [1] über Tonmergel mit Trennflächen [21] bei tiefliegender Gleitfläche.
- Bilder 4.63 - 67 Rutschung Grünwald: Rutschscholle vor Schotter [11] und mürben Schwächezonen [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21,  $\varphi' = 15^\circ$ ,  $c' = 50 \text{ kN/m}^2$ ].
- Bild 4.68 Rutschung Grünwald: Rutschscholle vor Schotter [1] mit harter Nagelfluh [11] und mürben Schwächezonen [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21,  $\varphi' = 15^\circ$ ,  $c' = 50 \text{ kN/m}^2$ ]; einheitlicher E-Modul ( $300 \text{ kN/m}^2$ ).
- Bilder 4.69 - 71 Rutschung Grünwald: Rutschscholle vor Schotter [1] mit harter Nagelfluh [11] und mürben Schwächezonen [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21,  $\varphi' = 18^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ ].
- Bilder 4.72 - 75 Rutschung Grünwald: Rutschscholle vor Schotter [1] mit harter Nagelfluh [11] und mürben Schwächezonen [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21,  $\varphi' = 9^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ ].
- Bilder 4.76 - 79 Rutschung Grünwald: Rutschscholle vor Schotter [1] mit harter Nagelfluh [11] und mürben Schwächezonen [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21,  $\varphi' = 13.5^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ ].
- Bilder 4.80 - 83 Rutschung Grünwald: Rutschscholle vor Schotter [1] mit harter Nagelfluh [11] und mürben Schwächezonen [12] über Mergel [31], Sandmergel [1] und Tonmergel mit Trennflächen [21,  $\varphi' = 13.5^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ ].

Bilder 4.84 - 88 Rutschung Grünwald: Rutschscholle vor Schotter [1] mit harter Nagelfluh [11] und mürben Schwächezonen [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21,  $\varphi' = 13.5^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ ], Mergel [31] und Sandmergel [1].

Bild 5.1 Ergebnisse von Starrkörperberechnungen.

Bilder 5.2 - 4 Aus dem Bruchkörperaufbau ermittelte kritische Hanghöhen.

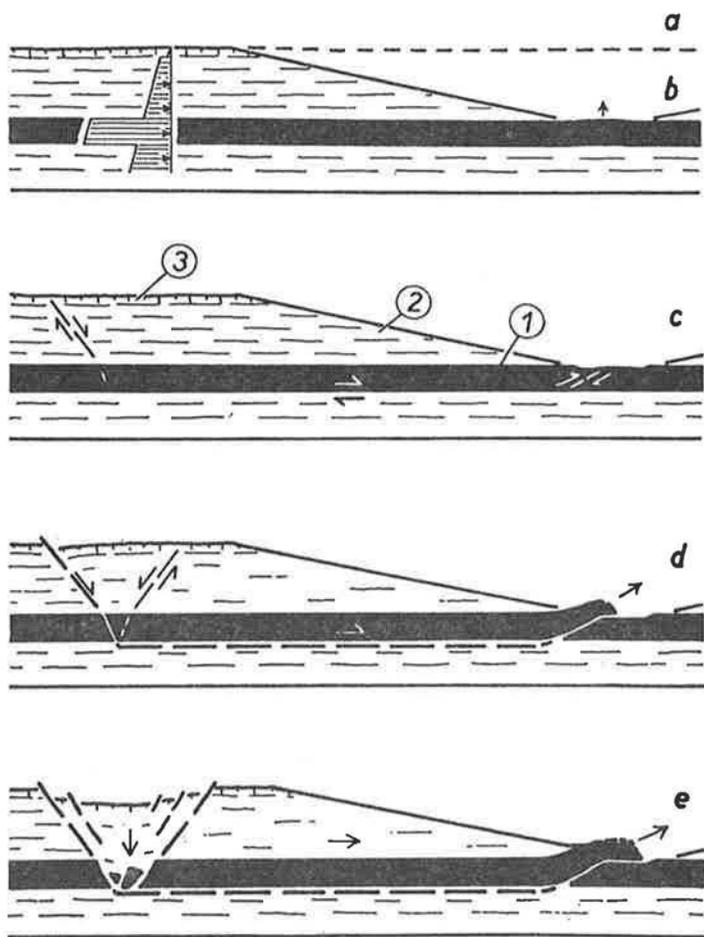
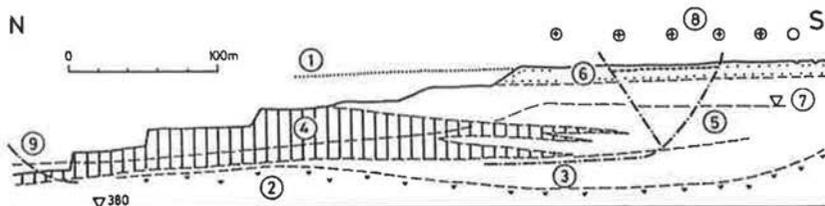
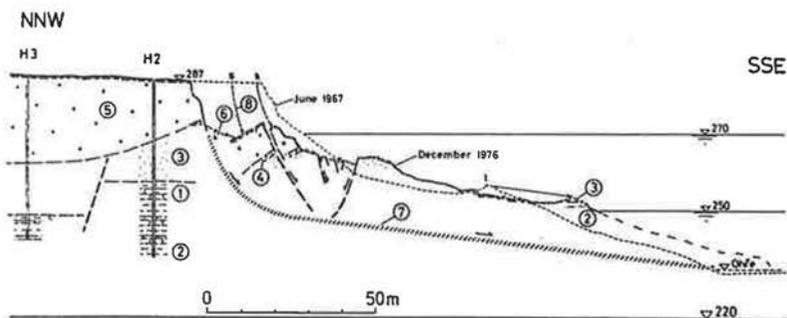


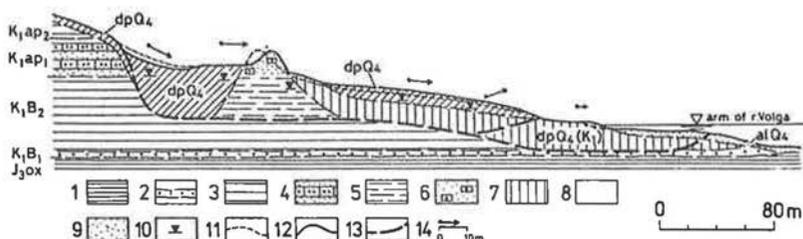
Bild 2.1 Schema einer Rutschung, die durch Freiwerden einer horizontalen Einspannung infolge eines Einschnittes entsteht: 1 - Braunkohle; 2 - Tone; 3 - Quartär. (aus RYBÁŘ 1974)



**Bild 2.2** Rutschung in einem Kohlentagebau in Nordböhmen: 1 - ursprüngliche Geländeoberfläche; 2 - stark kaolinisierter Paragneis; 3 - liegender Ton und Feinsand; 4 - Kohleflöz; 5 - hängender Sand und Ton; 6 - Quartär; 7 - teilweise abgesenkter Grundwasserspiegel; 8 - 1968 an der Geländeoberfläche gemessene Zugspannungen; 9 - 1971 aufgetretene Gleitfläche mit Horizontalverschiebungen von 56 cm bis 1977, stabilisiert durch eine Fußvorschüttung und Entwässerung (aus MENCL 1977).

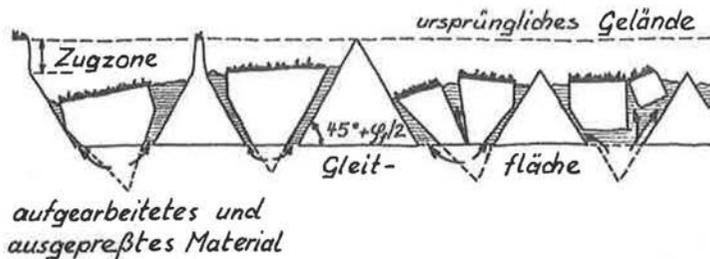


**Bild 2.3** Rutschung im Uferbereich eines Stausees. Perm: 1 - Sandsteine; 2 - Wechsel von Ton-, Schluff- und Sandsteinen. Kreide: 3 - kaolinische und tonige Sandsteine, gelegentlich Tone und Konglomerate; 4 - glaukonitische Sandsteine. Tertiär: 5 - Basalte, Tuffe und Tuffite. Quartär: 6 - Schutt; 7 - Scherzone; 8 - Verschiebungsvektoren der Punkte s, k und t. (aus RYBÁR 1977)

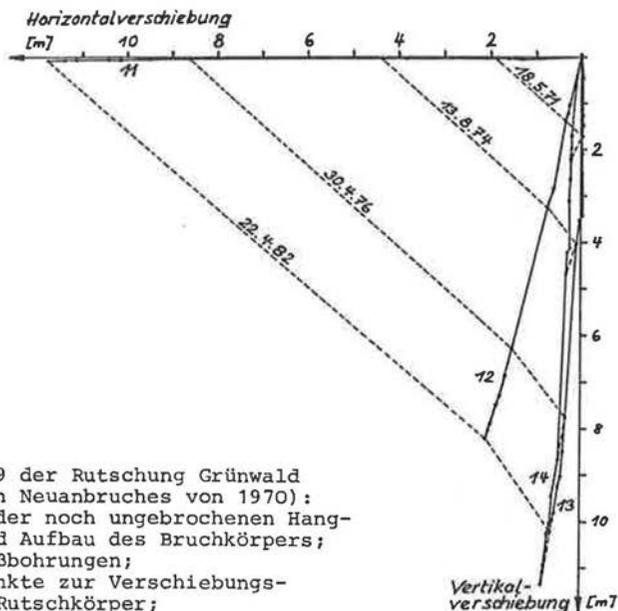
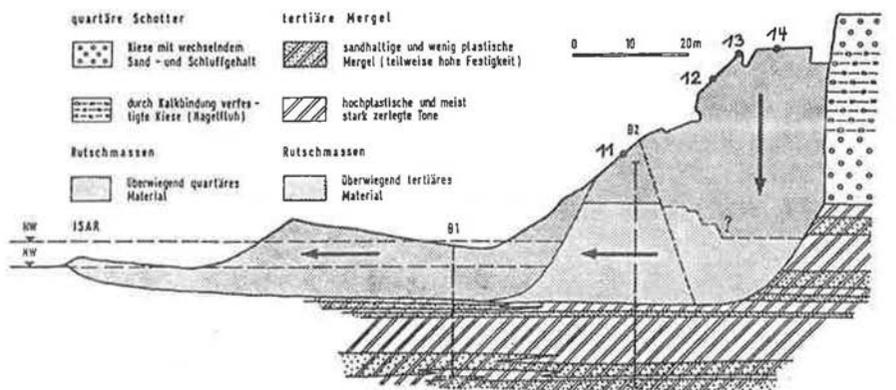


**Bild 2.4** Rutschung von 1968 an der Wolga bei Saratow in Formationen der unteren Kreide ( $K_{1B_{1,2}}$  und  $K_{1ap_{1,2}}$ ) und des Jura ( $J_{3ox}$ ): 1 - Ton ( $J_{3ox}$ ); 2 - Sand ( $K_{1B_1}$ ); 3 - Ton ( $K_{1B_1}$ ;  $K_{1ap_2}$ ); 4 - Sandsteine und Sande ( $K_{1ap_1}$ ); 5,6 - horizontal verschobener Ton ( $K_{1B_2}$ ) und Sandstein ( $K_{1ap_1}$ ); 7 - verlagerte Gesteinsblöcke der unteren Kreide ( $dpQ_4$ ); 8 - gerutschter und verformter Ton und Lehm ( $dpQ_4$ ); 9 - Sand des jüngsten Alluviums ( $alQ_4$ ); 10 - Grundwasserspiegel; 11,12 - Hangprofil vor (11) und nach (12) der Rutschung 1968; 13 - Rutschungsbasis; 14 - Verschiebungsvektoren und ihr Maßstab.

(aus TIKHVINSKI und SHESHENYA 1977)

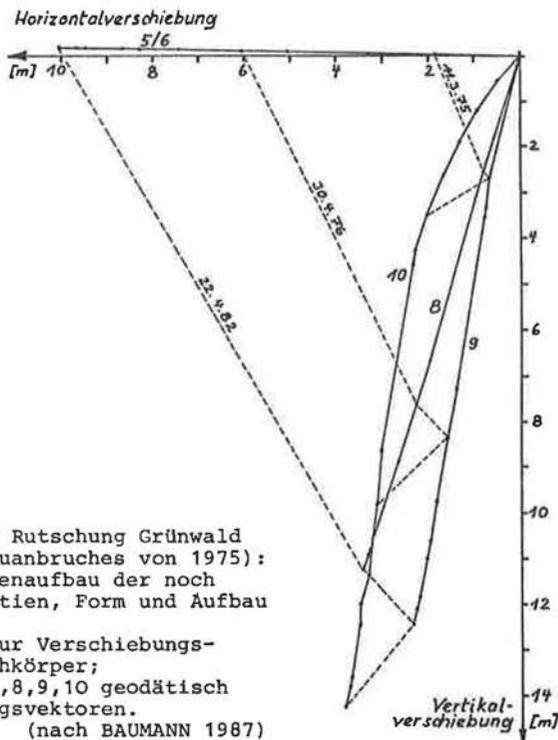
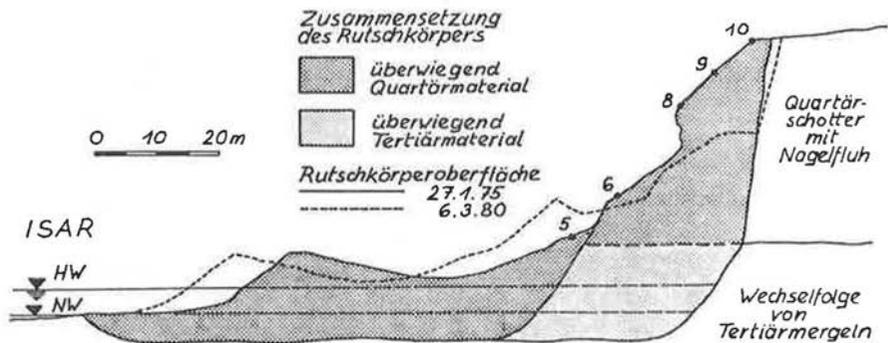


**Bild 2.5** Bruchschollen einer Rutschung in sensitiven feinkörnigen Sedimenten. (aus CARSON 1977)



**Bild 2.6** Profil 29 der Rutschung Grünwald  
(Zentrum des ersten Neuanbruches von 1970):  
- Schichtenaufbau der noch ungebrochenen Hangpartien, Form und Aufbau des Bruchkörpers;  
B1, B2 - Aufschlußbohrungen;  
11, 12, 13, 14 - Punkte zur Verschiebungsmessung auf dem Rutschkörper;  
- In den Meßpunkten 11, 12, 13, 14 geodätisch bestimmte Verschiebungsvektoren.

(nach BAUMANN 1987)



**Bild 2.7** Profil 30 der Rutschung Grünwald (Zentrum des zweiten Neuanbruches von 1975):  
 - vereinfachter Schichtenaufbau der noch ungebrochenen Hangpartien, Form und Aufbau des Bruchkörpers;  
 5,6,8,9,10 - Punkte zur Verschiebungsmessung auf dem Rutschkörper;  
 - In den Meßpunkten 5,6,8,9,10 geodätisch bestimmte Verschiebungsvektoren.  
 (nach BAUMANN 1987)

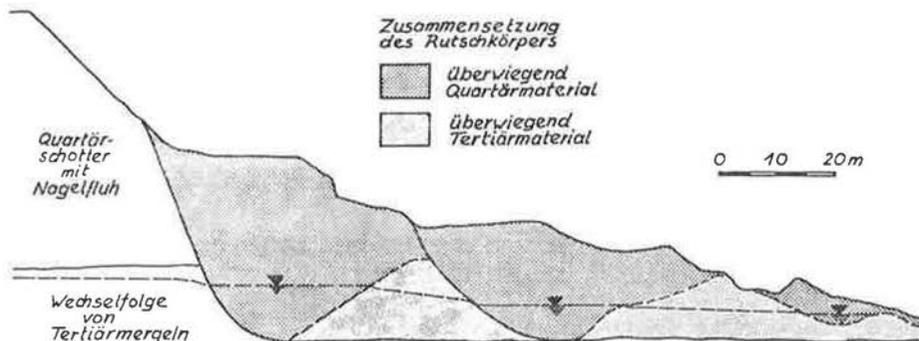


Bild 2.8 Profil 1 der Rutschung Höllriegelskreuth, vereinfachter Schichtenaufbau der noch ungebrochenen Hangpartien, Form und Aufbau des Bruchkörpers. (nach BAUMANN 1987)

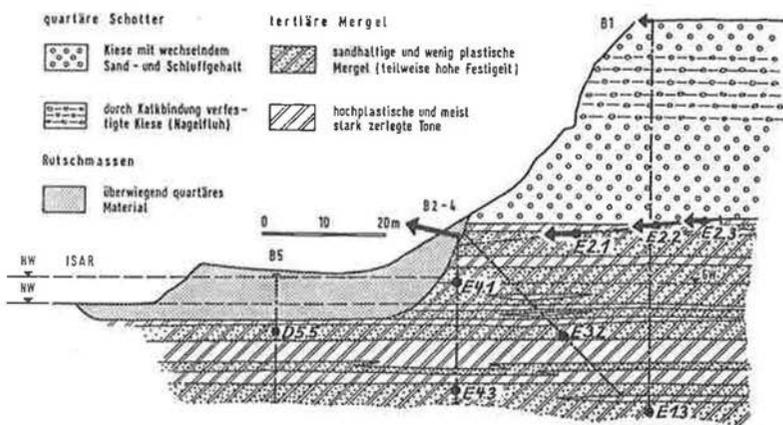


Bild 2.9 Profil 31 der Rutschung Grünwald mit kleiner Restschölle am Hangfuß (Neuanbruch wird erwartet): Schichtenaufbau der noch ungebrochenen Hangpartien sowie zwischen 1980 und 1986 gemessene Hangverformungen; B1-5 - Aufschlußbohrungen mit den Verankerungsstellen von Draht (D)- und Stangenextensometern (E). (nach BAUMANN 1987)

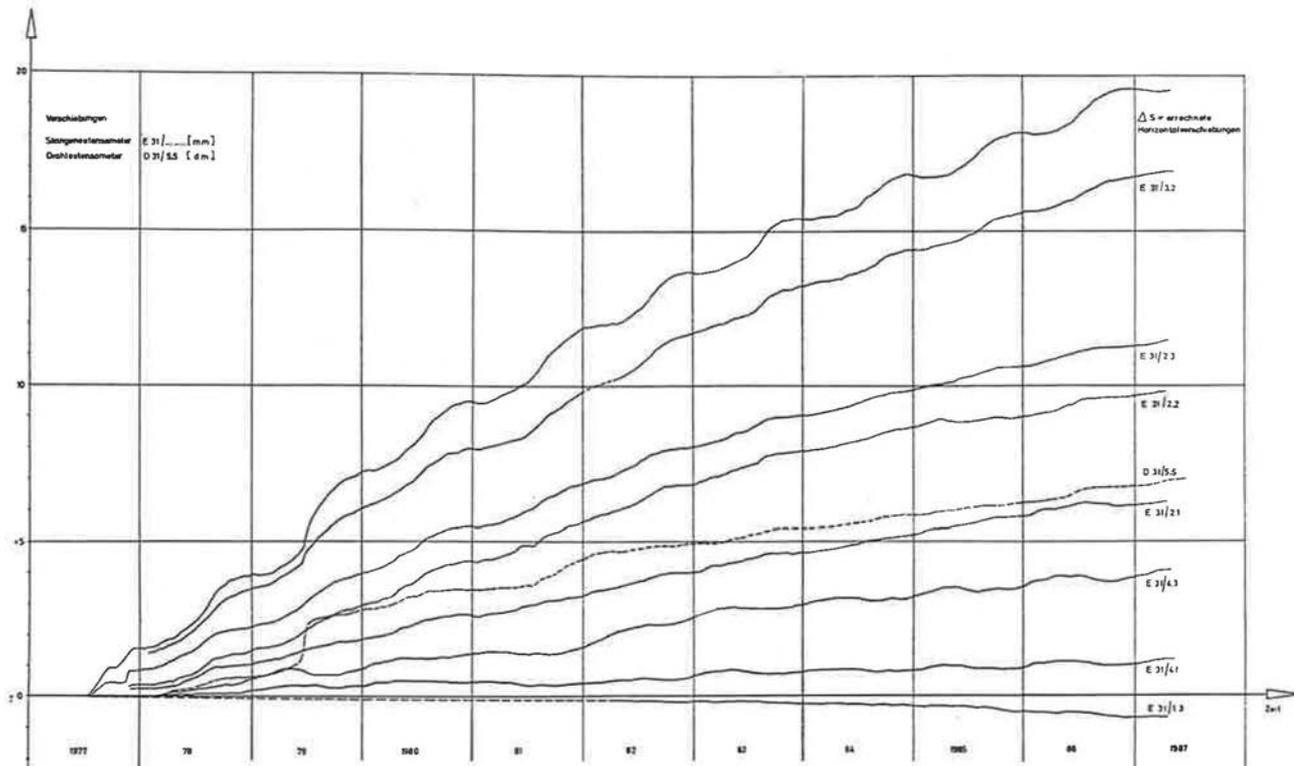


Bild 2.10 Im Profil 31 mit Hilfe von Mehrfachextensometern gemessene Längenänderungen und ihre zeitliche Entwicklung: E - Stangenextensometer; D - Drahtextensometer; weitere Angaben zur Kennzeichnung der Meßeinrichtungen: Geländeprofil / Bohrung. Extensometer (z.B. E 31/2.1 = Stangenextensometer im Profil 31 / Bohrung B2 . Extensometer 1);  $\Delta s$  - aus Extensometerablesungen errechnete Horizontalverschiebung am Geländefuß.

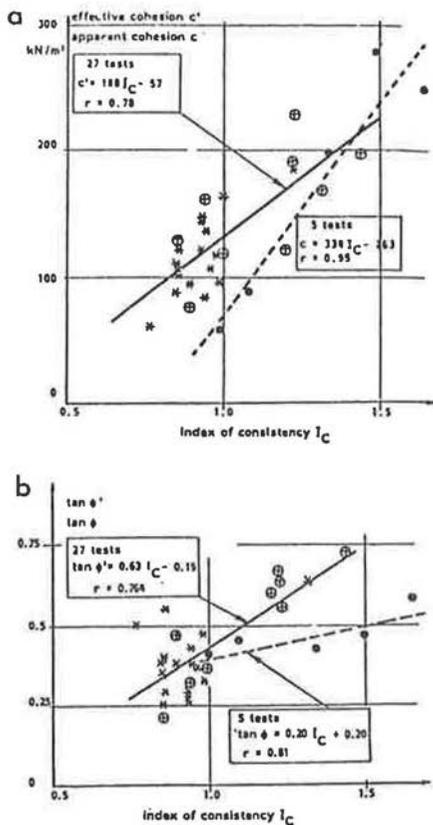
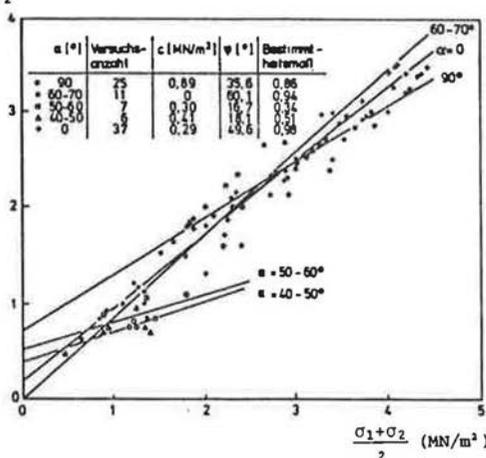


Bild 3.1 Scherfestigkeitsparameter für steife bis feste Mergel des Gipskeupers; (a) Kohäsion; (b) Reibung; durchgezogene Gerade - Durchschnittswerte der Autoren; gestrichelte Gerade - Wichters Ergebnisse in totalen Spannungen ausgedrückt; Probendurchmesser: \* = 3.6 cm, ⊕ = 10.0 cm, ● = 57 - 60 cm. (aus SMOLT CZYK, SALTEN, MAICHRZYK 1985)

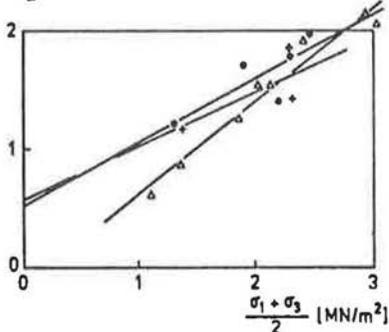
$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ (MN/m}^2\text{)}$$



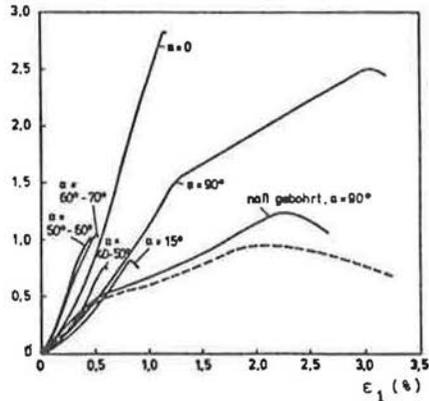
Bruchspannungen der Opalinustonproben mit d = 5 cm.

Gemittelte Arbeitslinien der Versuche an Triaxialproben: durchgezogen - d = 5 cm ; gestrichelt - d = 57 cm.

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ [MN/m}^2\text{]}$$



$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ (MN/m}^2\text{)}$$

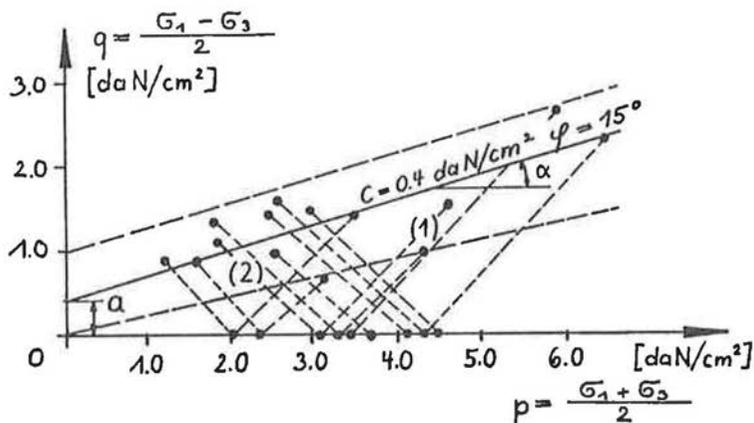


Schicht - normale	Versuchsanzahl	c [MN/m²]	ψ [°]	Bestimmtheitsmaß
• σ <sub>1</sub>	5	0,62	32,7	0,64
+ σ <sub>2</sub>	3	0,63	27,4	0,61
Δ σ <sub>3</sub>	8	(-0,29)	(52,2)	0,96

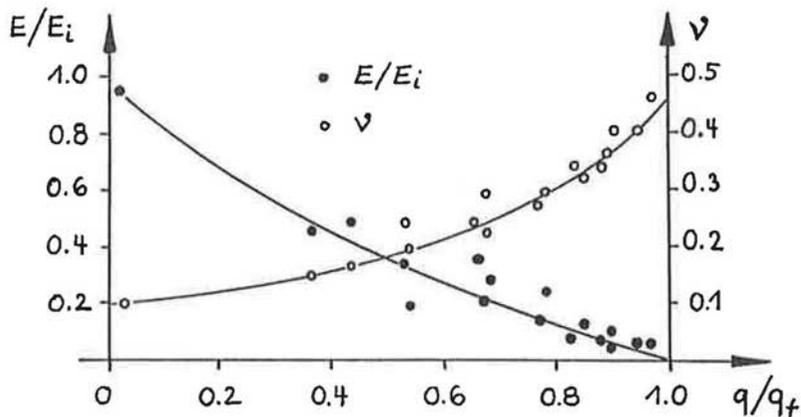
Ausgleichsgeraden für die Bruchzustände der Biaxialproben.

Bild 3.2 Ergebnisse von Triaxial- und Biaxialversuchen an Klein- und Großproben aus dem Opalinuston.

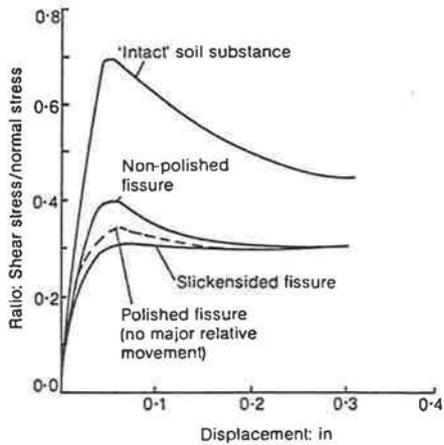
(aus WICHTER, GUDEHUS 1982)



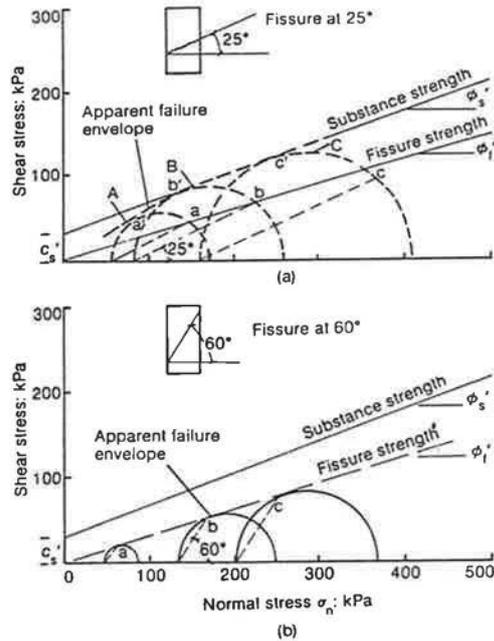
**Bild 3.3** Typische Ergebnisse von Triaxialversuchen an Tonproben aus den Kambereichen der Dobrudschahochebene. (aus STANCULESCU u.a. 1980)



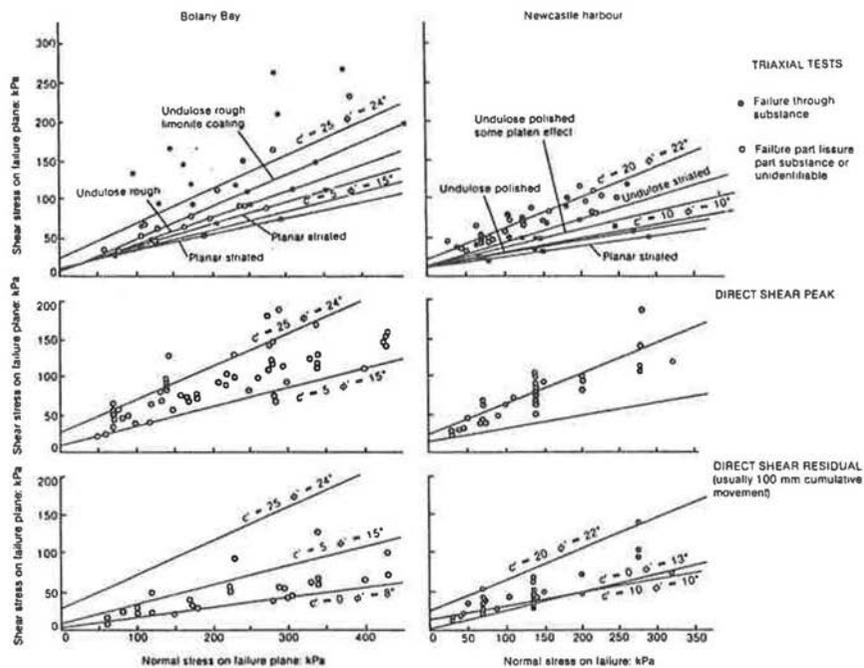
**Bild 3.4** E-Moduli und Querdehnungszahlen in Abhängigkeit von der Schubbeanspruchung. (aus STANCULESCU u.a. 1980)



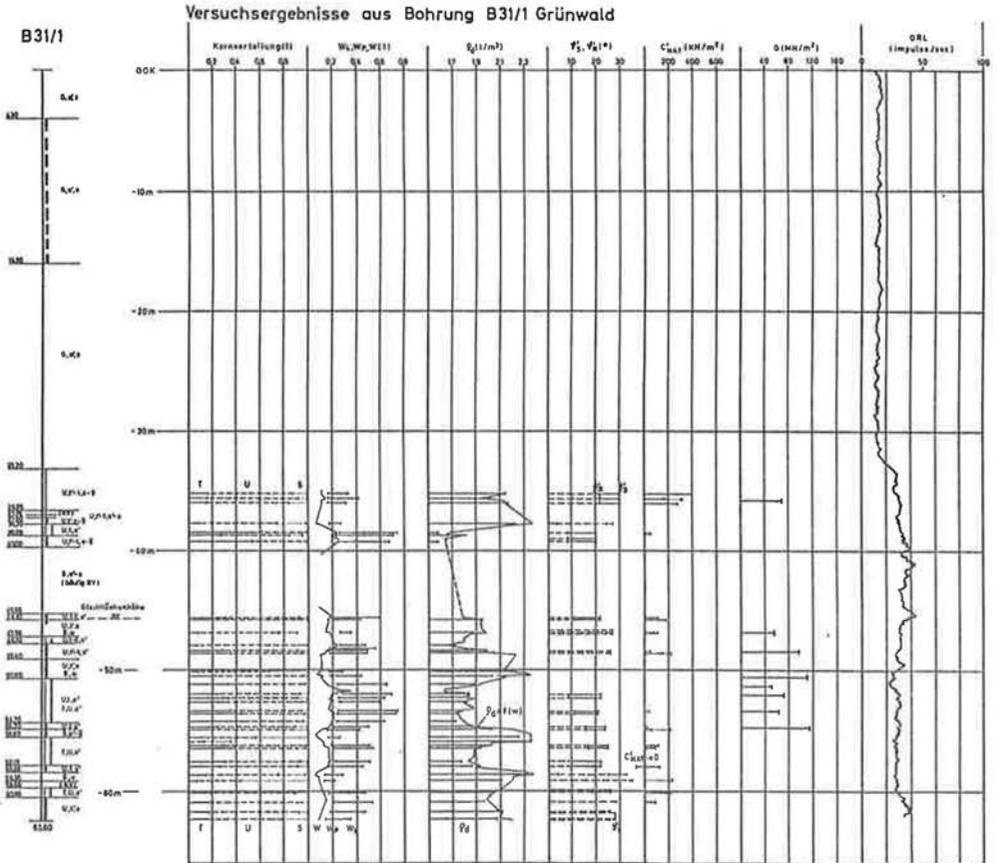
**Bild 3.5** Die Scherfestigkeit des ungestörten und durch verschiedene Arten von Trennflächen gestörten Bodens.  
(aus THORNE 1984)



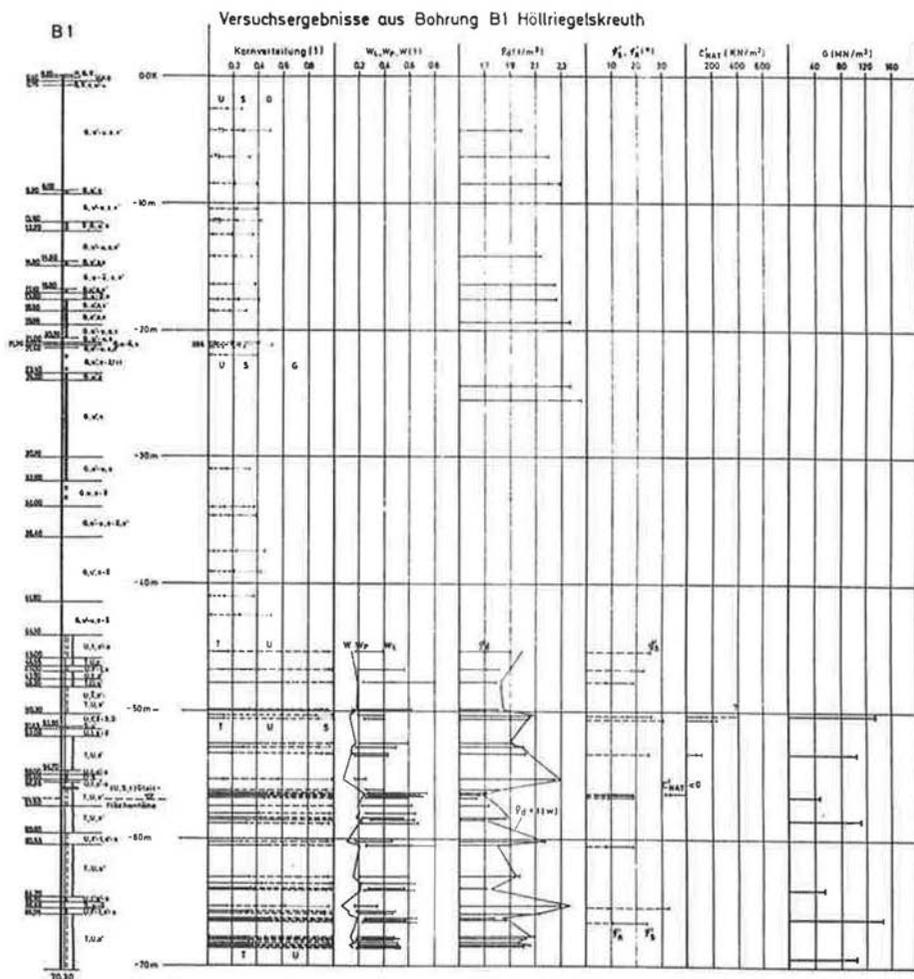
**Bild 3.6** Die Auswirkungen verschiedener Trennflächenneigungen auf die Ergebnisse von Scherfestigkeitsuntersuchungen im Triaxialgerät.  
(aus THORNE 1984)



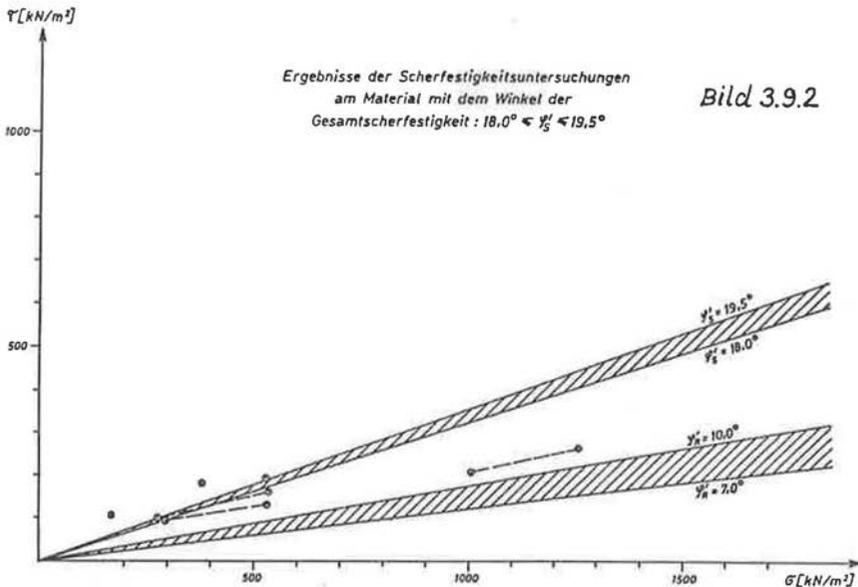
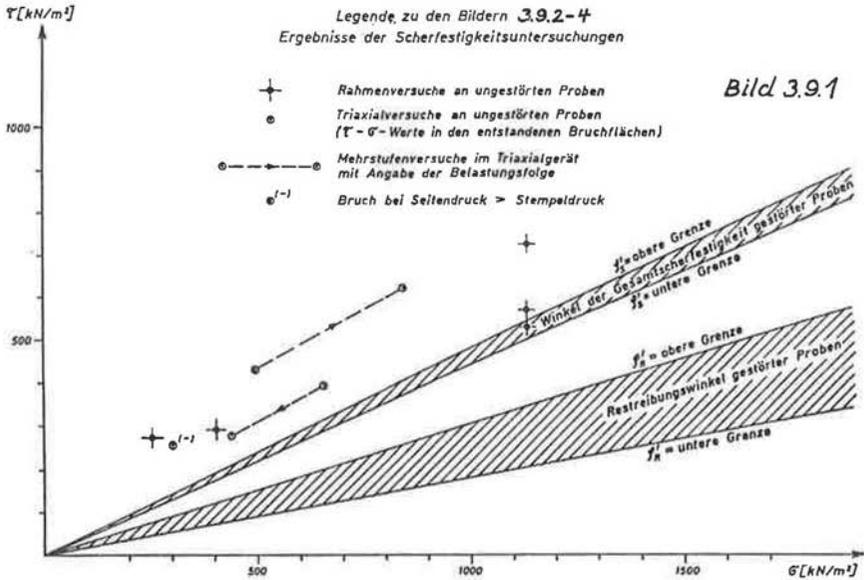
**Bild 3.7** Zusammengefaßte Ergebnisse von Scherfestigkeitsuntersuchungen an Tonböden mit Trennflächen von Newcastle und Botany Bay in Australien. (aus THORNE 1984)



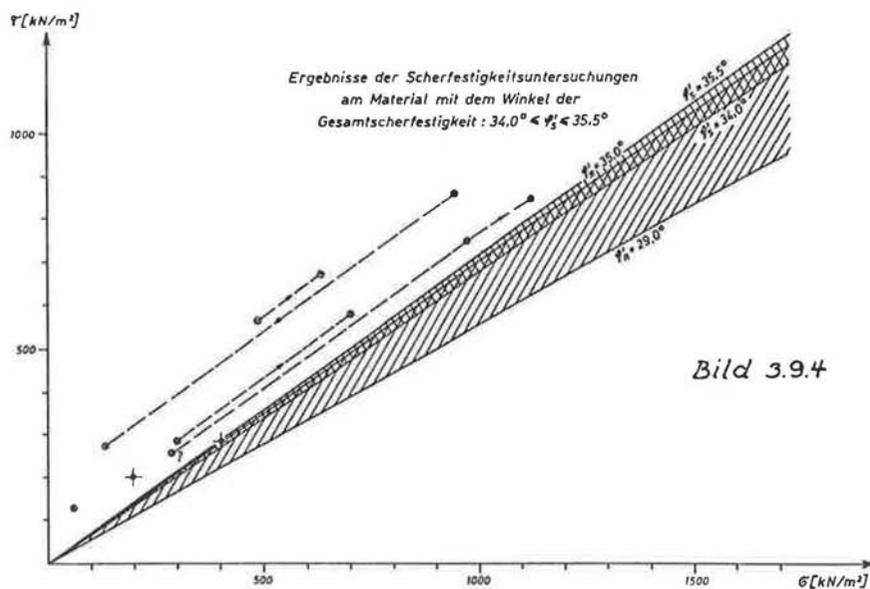
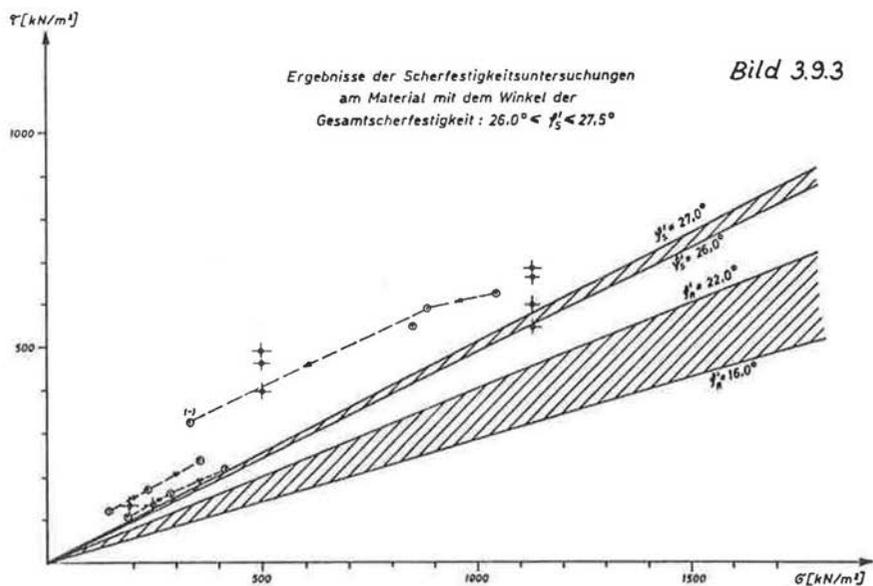
**Bild 3.8.1** Schichtenprofil und Versuchsergebnisse aus Bohrung B 31/1 der Rutschung Grünwald. (aus BAUMANN 1987)



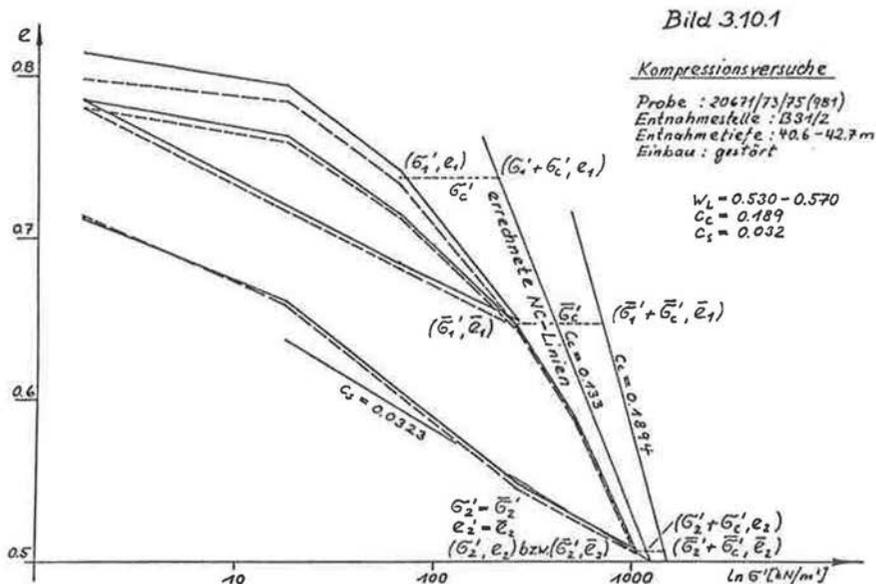
**Bild 3.8.2** Schichtenprofil und Versuchsergebnisse aus Bohrung B 1 der Rutschung Höllriegelskreuth. (aus BAUMANN 1987)



Bilder 3.9.1-2 Ergebnisse von Scherfestigkeitsuntersuchungen  
an Tertiärproben aus dem Isartal. (aus BAUMANN 1987)



Bilder 3.9.3-4 Ergebnisse von Scherfestigkeitsuntersuchungen  
an Tertiärproben aus dem Isartal. (aus BAUMANN 1987)



Bilder 3.10.1-3 Kompressionsversuche im KD-Gerät an aufbereiteten Proben: Versuchskurven sowie errechnete Kompressions- und Schwellbeiwerte; die Einbauwassergehalte liegen etwas unter den jeweiligen Fließgrenzen ( $w_L = 0.35 - 0.57$ ).

Bild 3.10.2

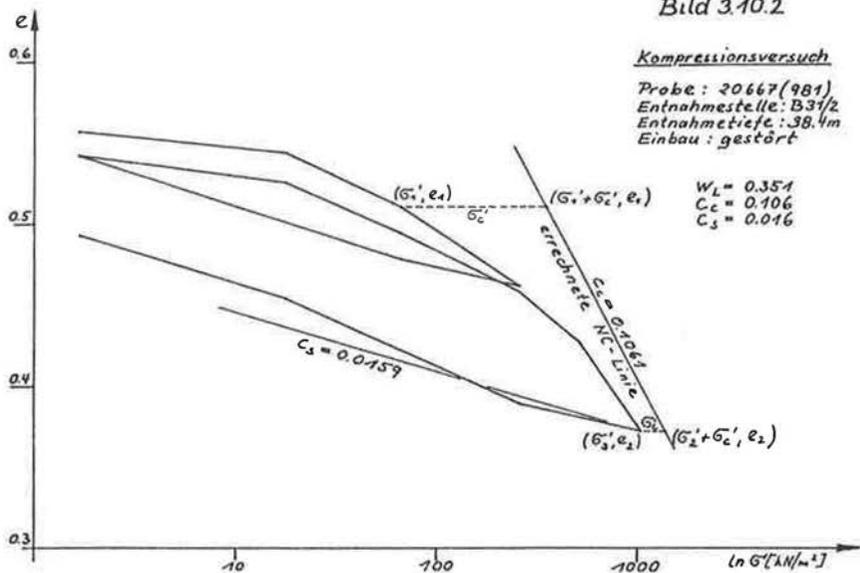


Bild 3.10.3

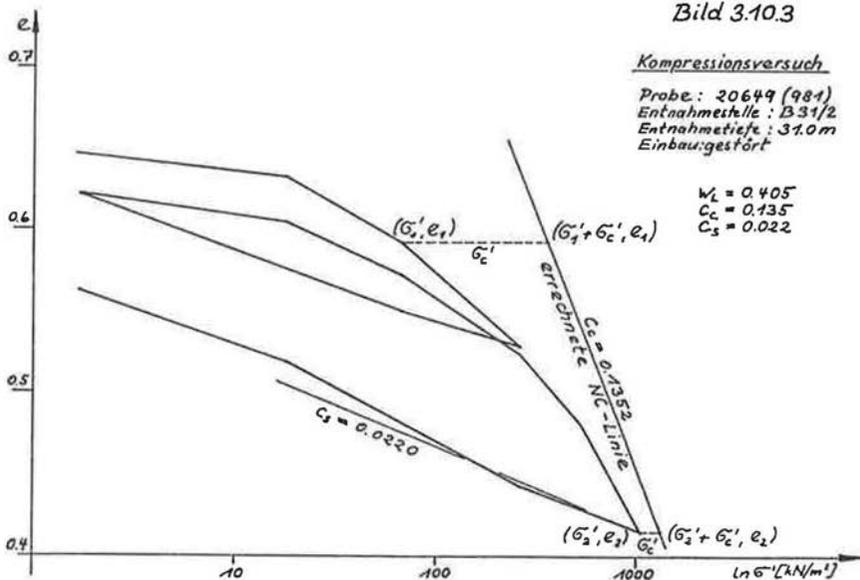


Bild 3.11.1

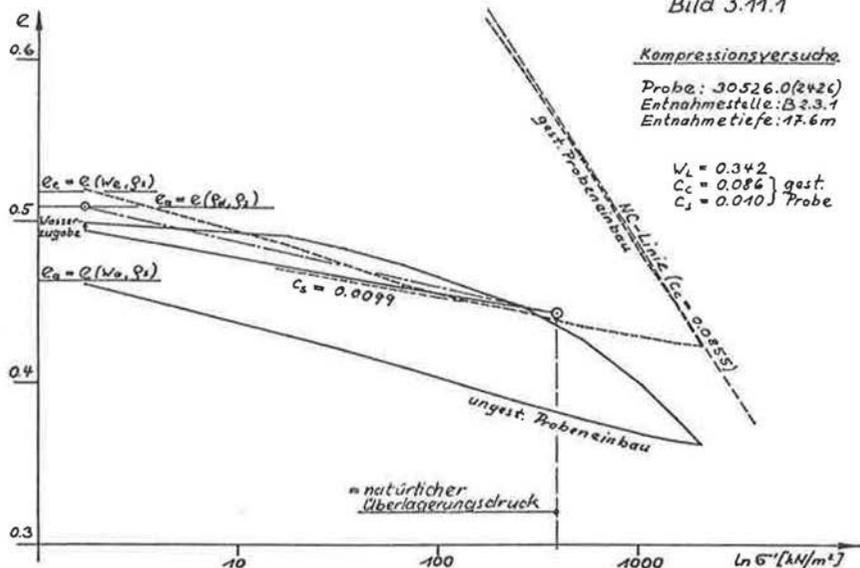
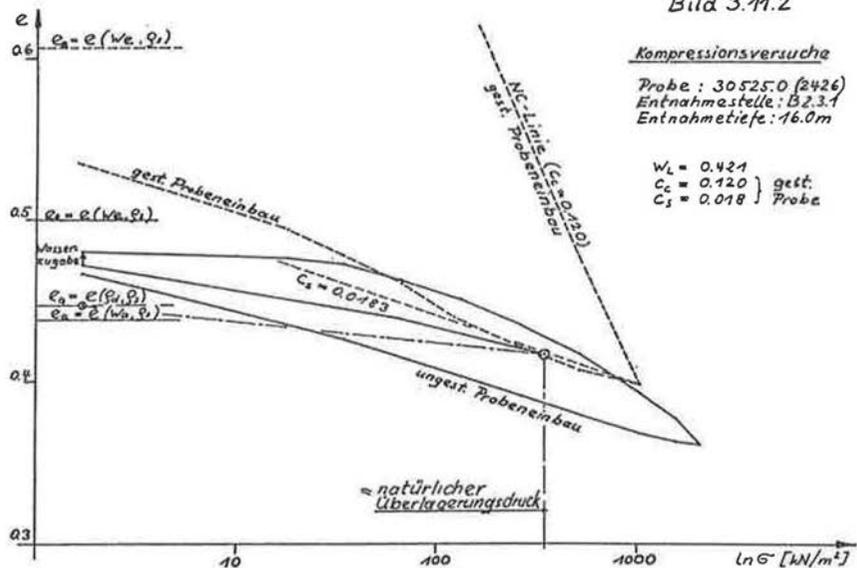


Bild 3.11.2



Bilder 3.11.1-2 Kompressionsversuche im KD-Gerät an einer aufbereiteten und einer ungestörten Probe ( $w_p = 0.34$ ): die Porenzahlen der Versuchskurven ergeben sich aus den Anfangsdichten  $e_a = e(\rho_s, \rho_d)$ , die Kompressionsbeiwerte (Neigungen der NC-Linien) unmittelbar aus den Erstbelastungskurven der aufbereiteten Proben;  $e_a = e(w_a, \rho_s)$  und  $e_e = e(w_e, \rho_s)$  sind die Anfangs- und Endporenzahlen aus den Einbau- und Ausbauwassergehalten der ungestörten Proben.

Bild 3.12.1

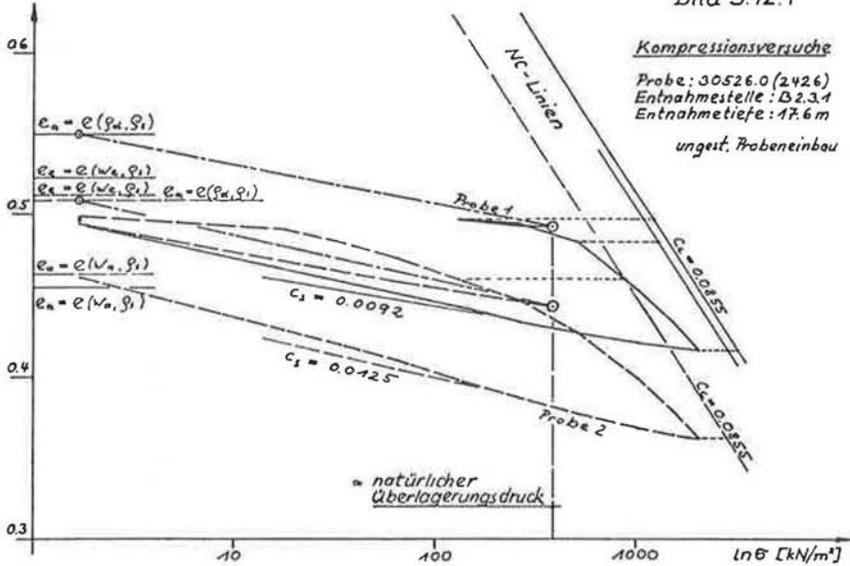
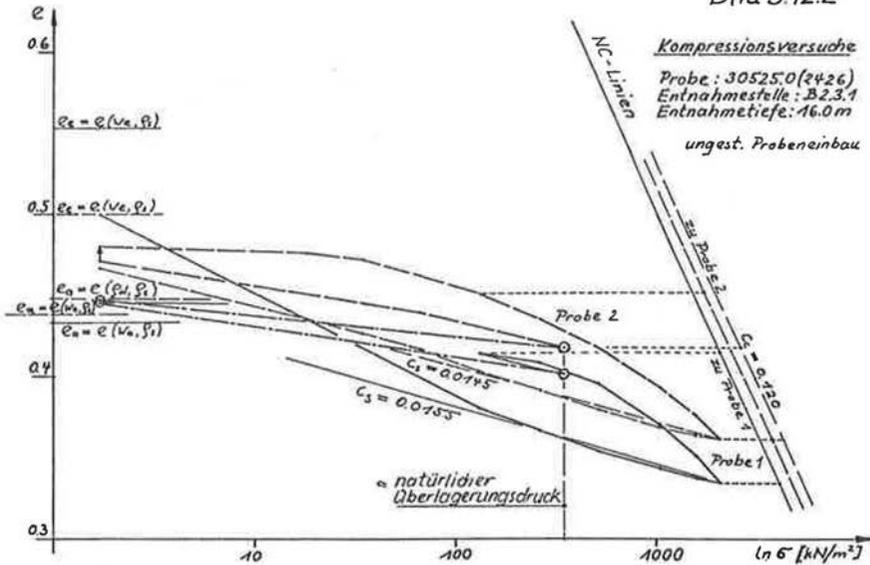


Bild 3.12.2



Bilder 3.12.1-2 Kompressionsversuche im KD-Gerät an ungestörten Proben: Versuchskurven mit den dazugehörigen NC-Linien (Neigung  $C_s$  aus den Bildern 3.11.1-2, Abstand  $\sigma_c$  mit Hilfe der Gleichung 2.5a errechnet); die Potenzzahlen der Versuchskurven ergeben sich aus den Anfangsdichten  $e_a = e(\rho_d, \rho_s)$ ;  $e_a = e(w_e, \rho_s)$  und  $e_e = e(w_e, \rho_s)$  sind die Anfangs- und Endpotenzzahlen aus den Einbau- und Ausbauwassergehalten der ungestörten Proben.

Bild 3.13.1

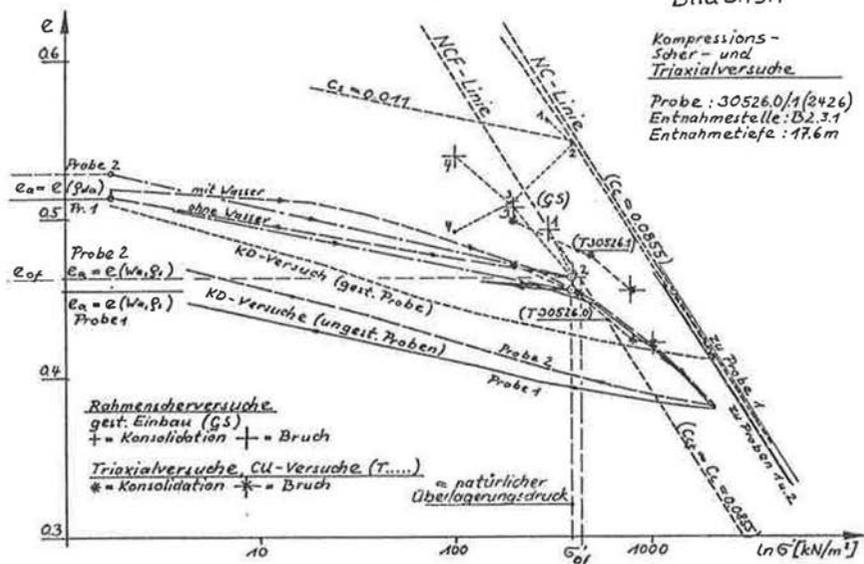
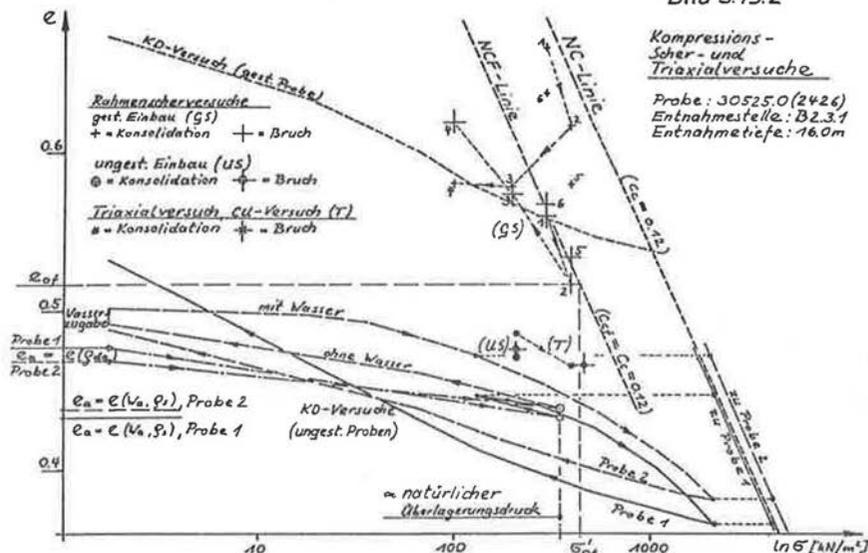


Bild 3.13.2



Bilder 3.13.1-2 Kompressionskurven und die dazugehörigen NC-Linien aus den Bildern 3.12.1-2 in der Weise verschoben, daß jeweils die Spannung und die Porenzahl des ersten Konsolidationszustandes in einem Versuch mit der geschätzten derzeitigen natürlichen Überlagerungsdruckspannung und der aus dem natürlichen Wassergehalt abgeleiteten Porenzahl  $e_a = e(w_a, \rho_s)$  übereinstimmen. Außerdem sind die zu den NC-Linien gehörenden NCF-Linien sowie die Konsolidations- und Bruchzustände von Rahmenscherversuchen an aufbereiteten (GS, 1-4 bzw. 1-6) und ungestörten Proben (US) sowie von Triaxialversuchen (T) eingetragen.

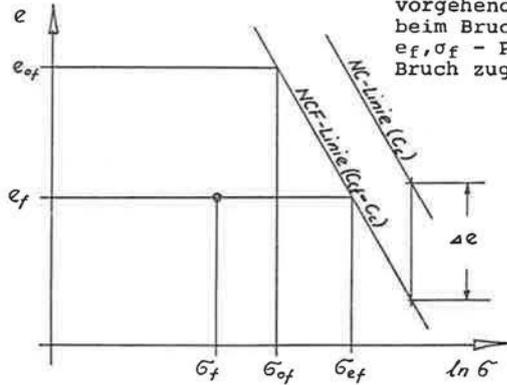


Bild 3.14 Erstkonsolidationszustände (NC-Linie) und daraus hervorgehende Bruchzustände (NCF-Linie):  $\Delta e$  - Porenzahländerung beim Bruchvorgang;  $e_{of}, \sigma_{of}$  - Bezugszustand auf der NCF-Linie;  $e_f, \sigma_f$  - Porenzahl, Spannung beim tatsächlichen Bruch;  $\sigma_{ef}$  - dem Bruch zugeordnete äquivalente Spannung.

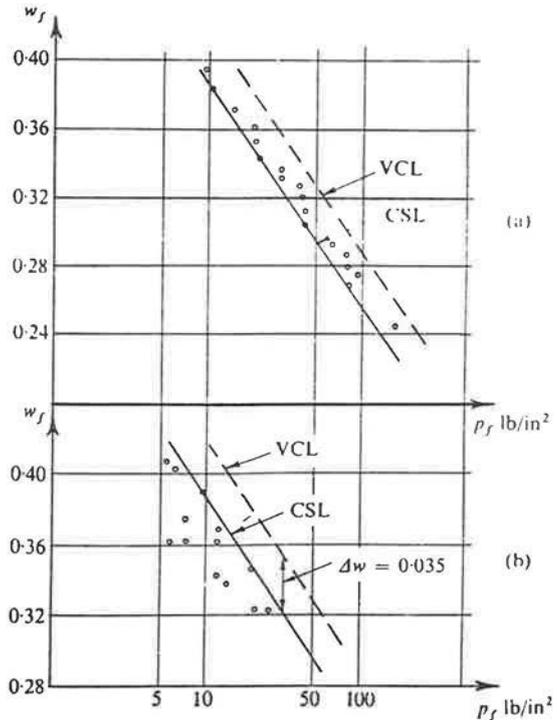


Bild 3.15 Bruchzustände in Scherfestigkeitsversuchen an aufbereitetem Londoner Ton: VCL - Virgin-Compression-Line (= NC-Linie); CSL - Critical-State-Line.

- a) Verhalten der Proben auf der nassen Seite der CS-Linie:
- dräniert, ohne Volumenänderung beim Bruch
  - dräniert, ständige Volumenabnahme beim Bruch
  - undräniert, ohne Porenwasserdruckänderung beim Bruch
  - undräniert, ständige Porenwasserdruckzunahme beim Bruch
- b) Verhalten der Proben auf der trockenen Seite der CS-Linie:
- dräniert, ständige Volumenzunahme beim Bruch
  - undräniert, ständige Porenwasserdruckabnahme beim Bruch

(aus SCHOFFIELD, WROTH 1968 nach PARRY 1960)

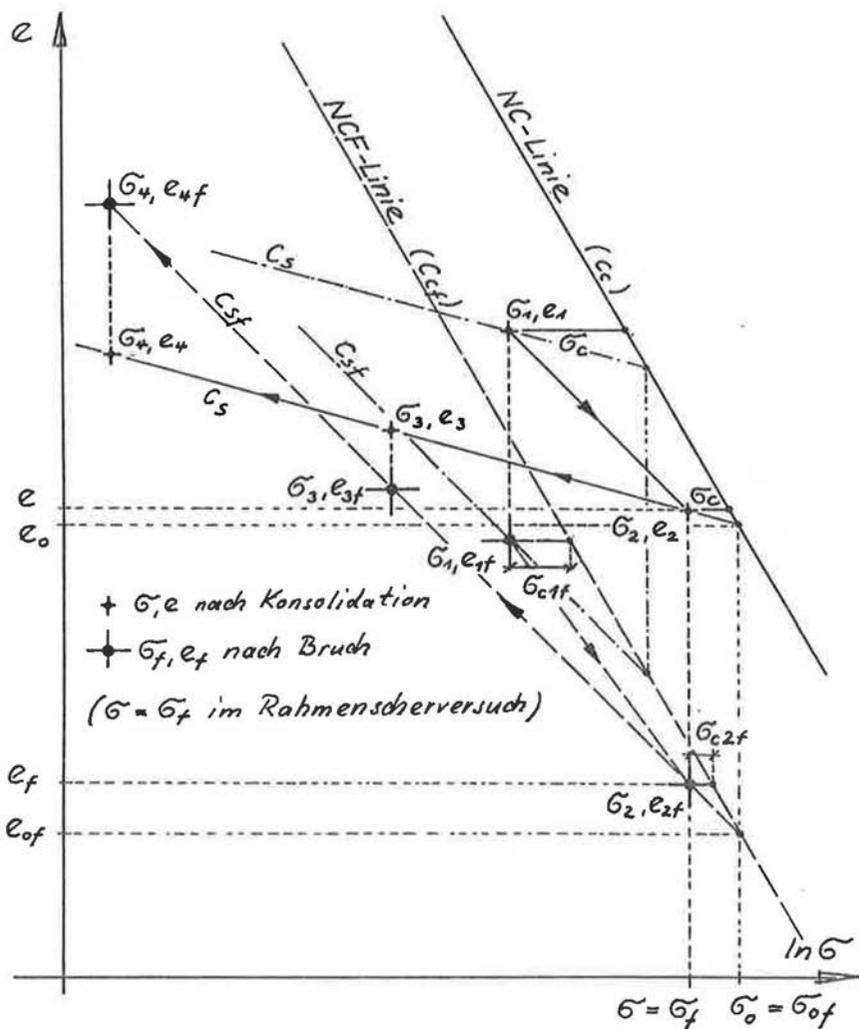


Bild 3.16 Konsolidations- und Bruchzustände bei Scherfestigkeitsuntersuchungen an aufbereiteten Proben im Rahmenschergerät:  $\sigma_1 - \sigma_4$ ,  $e_1 - e_4$  beschreiben die Konsolidationszustände und  $\sigma_{1f} (= \sigma_1) - \sigma_{4f} (= \sigma_4)$ ,  $e_{1f} - e_{4f}$  die entsprechenden Bruchzustände, wobei 1-2 die Belastung und 2-3-4 die Entlastung anzeigen;  $\sigma_c$  ( $\sigma_{cf}$ ) - Spannungsdifferenz zwischen einer Belastungskurve und der NC- (NCF-) Linie bei gleicher Porenzahl;  $C_c$  ( $C_{cf}$ ) - Neigung der NC- (NCF-) Linie;  $C_s$  ( $C_{sf}$ ) - Neigung der entsprechenden Entlastungs- bzw. Schwelllaste für Konsolidations- (Bruch-) zustände.

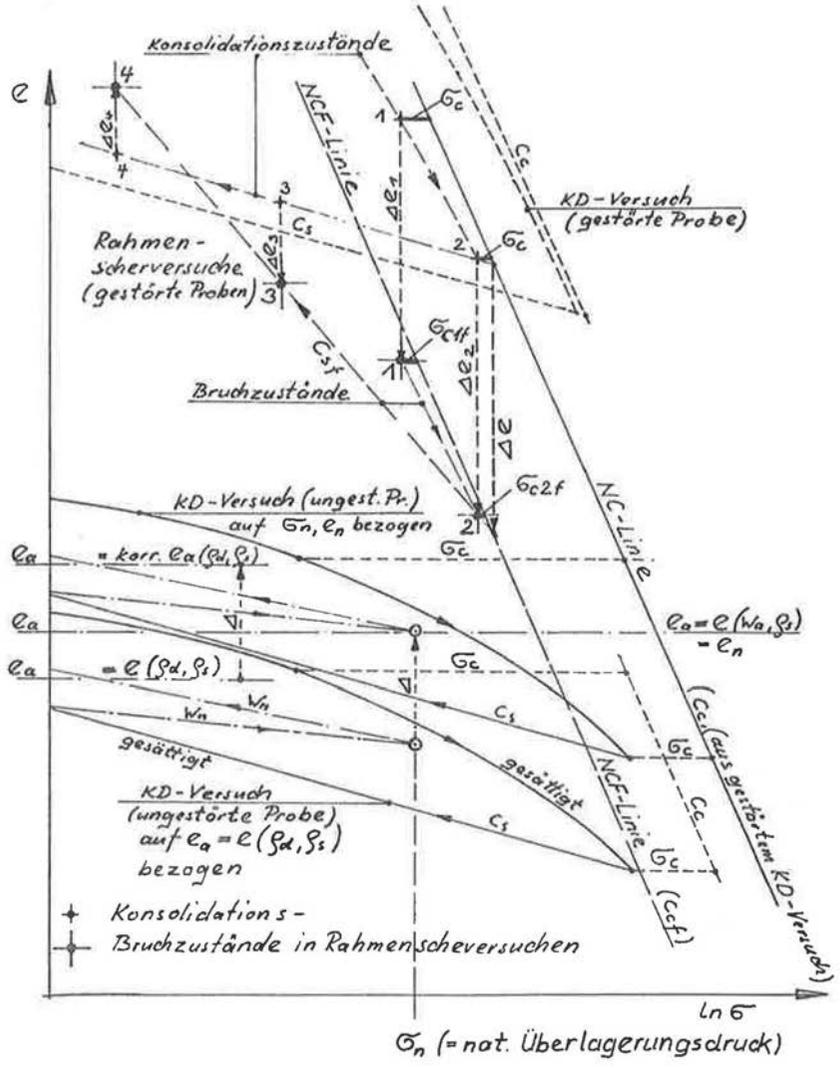
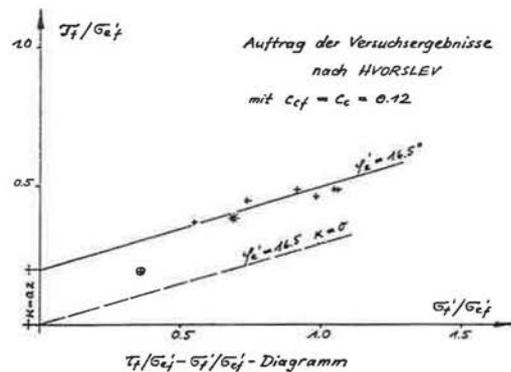
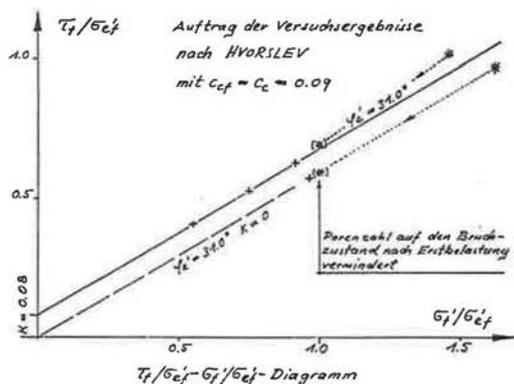
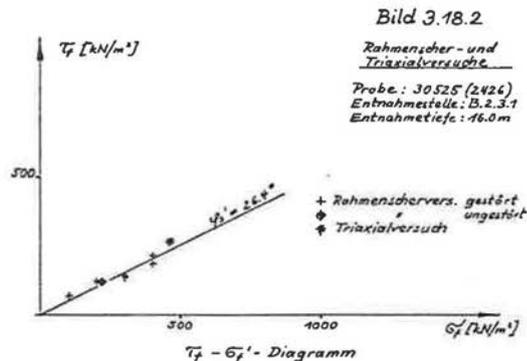
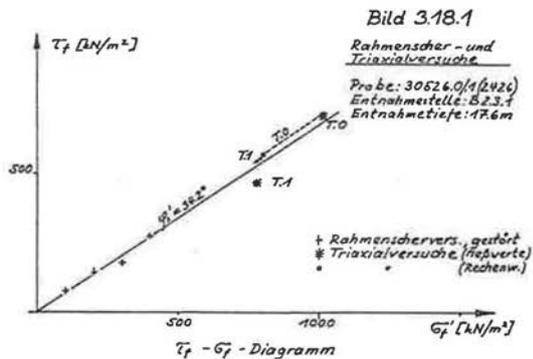


Bild 3.17 Die Ermittlung der NCF-Linie aus Kompressions- und Scherversuchen, wenn die Konsolidationszustände nicht auf der NC-Linie liegen; es werden folgende Größen benötigt:

- Lage der NC-Linie ( $\sigma_c$ ) aus dem  $C_c$ -Wert der Kompressionskurve einer ungestörten Probe, die auf  $\sigma_n$  und  $e_n$  bezogen und entsprechend verschoben wird (Korrektur  $\Delta$ );
- Lage der NCF-Linie ( $\sigma_{cf}$ ) mit der Neigung  $C_{cf} = C_c$  aus der Kompressions- und Bruchzustände ( $\sigma = \sigma_f$  in einem Rahmenscherversuch sowie den Schwellbeiwerten für Konsolidations- und Bruchzustände ( $C_s$  und  $C_{sf}$ )).



**Bilder 3.18.1-2** Ergebnisse von Rahmenscherscher- und Triaxialversuchen im  $\tau_F - \sigma_F'$ -Diagramm und im  $\tau_F / \sigma_{ef}' - \sigma_F' / \sigma_{ef}' - \text{Diagramm}$  (n. HVORSLEV)

Triaxialversuche

Probe 30526.0: vorkonsolidiert mit  $\sigma_1 > \sigma_3$ ,  $\epsilon_3 = 0$   
 Probe 30526.1: " " " "  $\sigma_1 < \sigma_3$ ,  $\epsilon_1 = 0$

Probe: 30526.0/1(2426)  
 Entnahmestelle: B.2.3.1  
 Entnahmetiefe: 176 cm

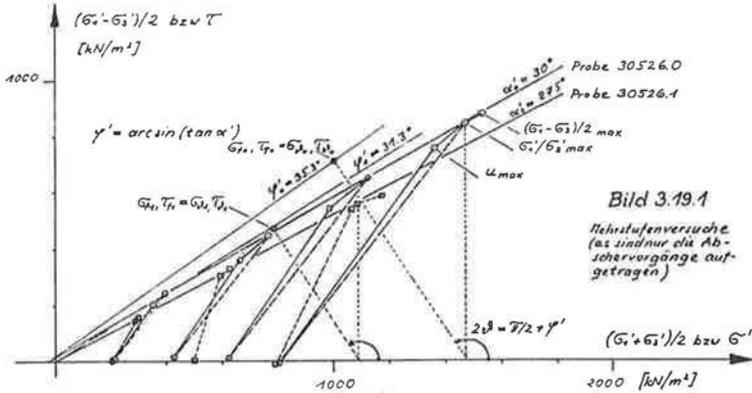


Bild 3.19.1

Mehrstuftenversuche  
 (es sind nur die Abschervorgänge aufgetragen)

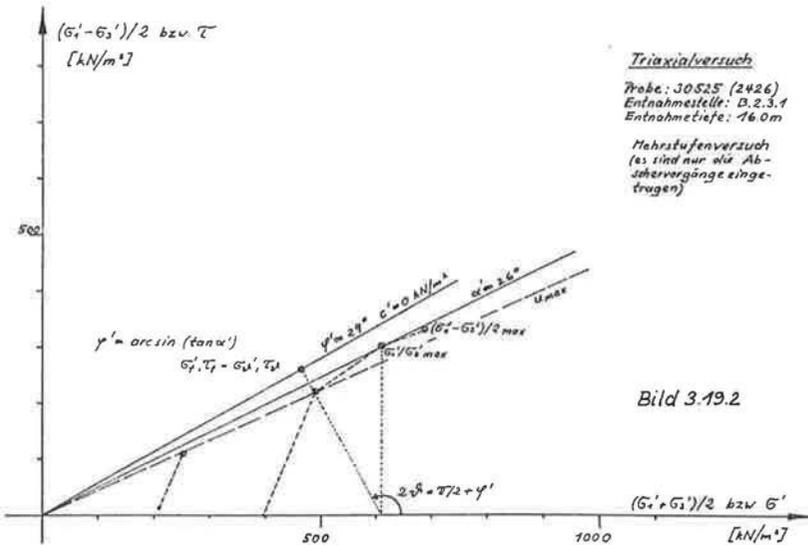


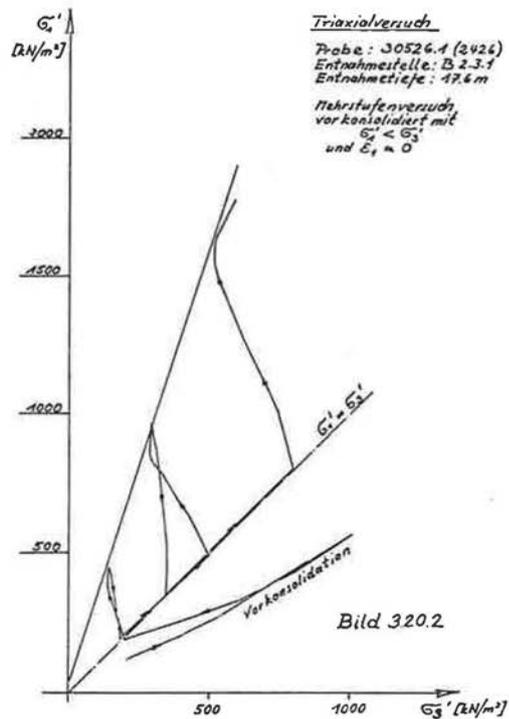
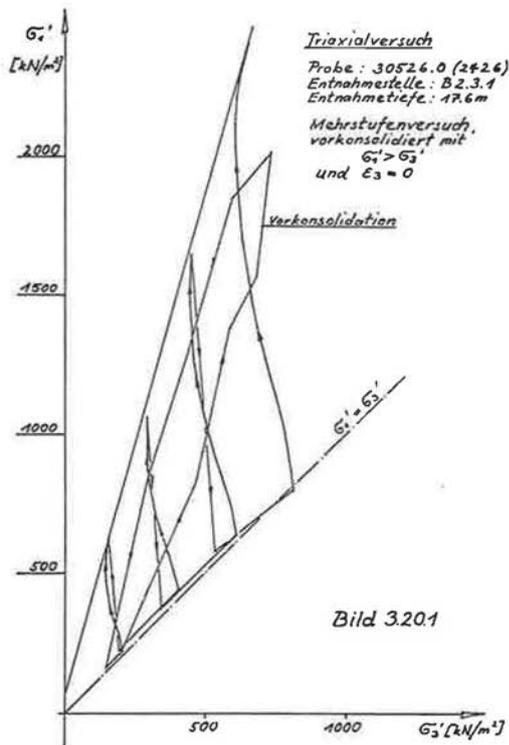
Bild 3.19.2

Triaxialversuch

Probe: 30525 (2426)  
 Entnahmestelle: B.2.3.1  
 Entnahmetiefe: 160 cm

Mehrstuftenversuch  
 (es sind nur die Abschervorgänge eingezeichnet)

Bilder 3.19.1-2 Spannungsspannungspuren der Abschervorgänge von Mehrstuftenversuchen im Triaxialgerät mit teilweise unterschiedlicher Vorkonsolidation im  $(\sigma_1 - \sigma_2)/2 - (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ -Diagramm und die beim Bruch in den mit  $\theta = 45^\circ + \varphi'/2$  geneigten Ebenen herrschenden Normal- und Schubspannungen  $\sigma_f' = \sigma_\theta'$  und  $\tau_f = \tau_\theta$ .



Bilder 3.20.1-2 Spannungspuren von Mehrstufenversuchen im Triaxialgerät mit unterschiedlicher Vorkonsolidation im  $\sigma_1'-\sigma_3'$ -Diagramm.

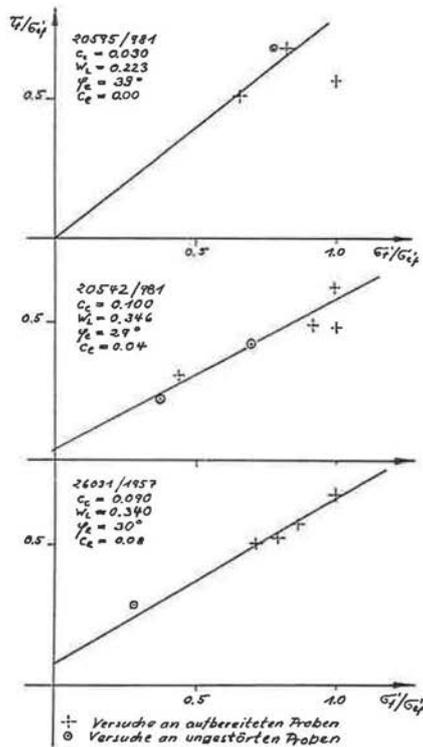


Bild 3.21.1:  $w_L = 0.3-0.4$

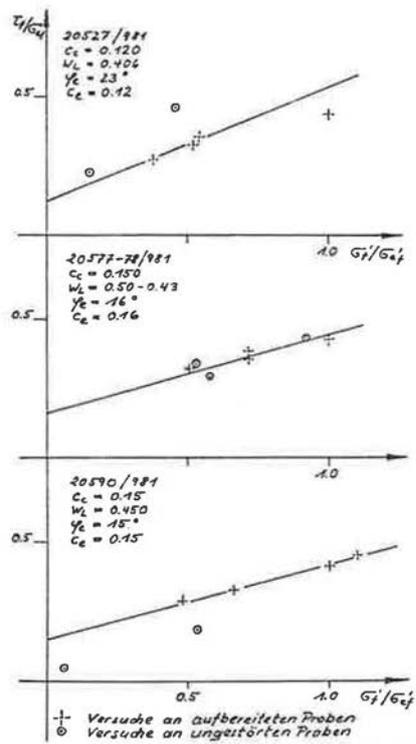


Bild 3.21.2:  $w_L = 0.4-0.5$

Bilder 3.21.1-2 Ergebnisse von Rahmenscherversuchen an aufbereiteten und ungestörten Proben in dem von HVORSLEV eingeführten  $\tau_f/\sigma_{ef}-\sigma_f/\sigma_{ef}$ -Diagramm.

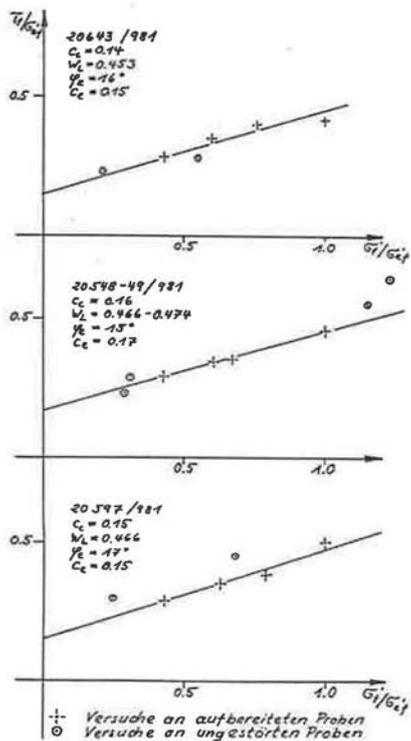


Bild 3.21.3:  $w_L = 0.4-0.6$

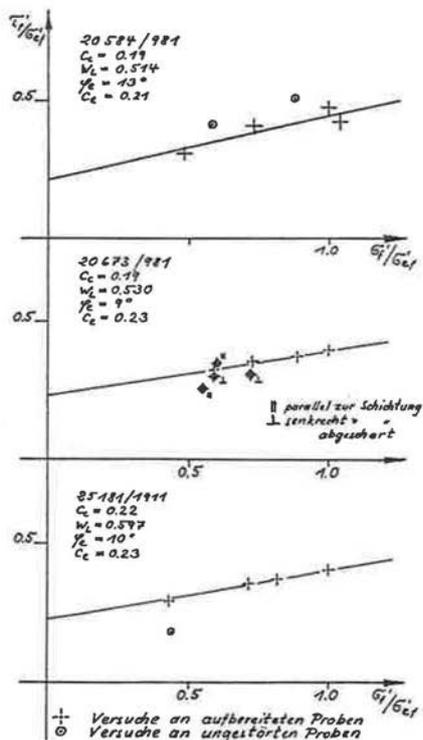


Bild 3.21.4:  $w_L = 0.5-0.6$

Bilder 3.21.3-4 Ergebnisse von Rahmenscherversuchen an aufbereiteten und ungestörten Proben in dem von HVORSLEV eingeführten  $\tau_f/\sigma_{ef}-\sigma_f/\sigma_{ef}$ -Diagramm.

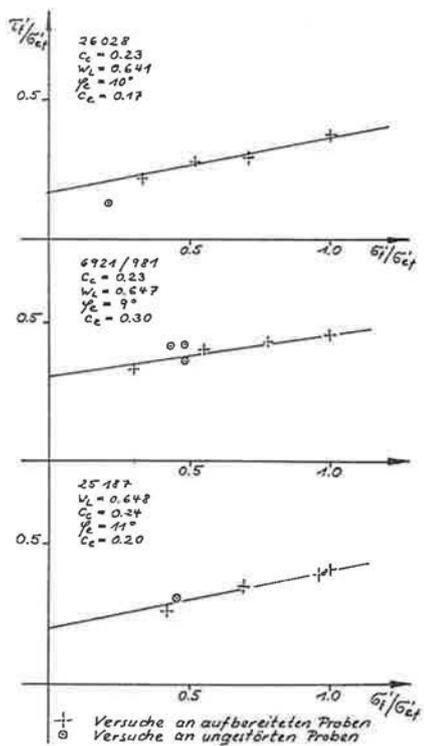


Bild 3.21.5:  $w_L > 0.6$

Bild 3.21.5 Ergebnisse von Rahmenscherversuchen an aufbereiteten und ungestörten Proben in dem von HVORSLEV eingeführten  $\tau_f/\sigma_{eff}-\sigma_f/\sigma_{eff}$ -Diagramm.

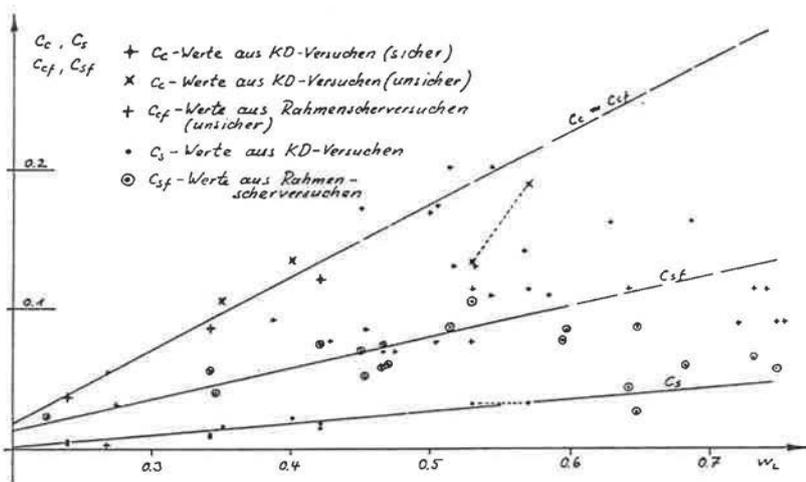
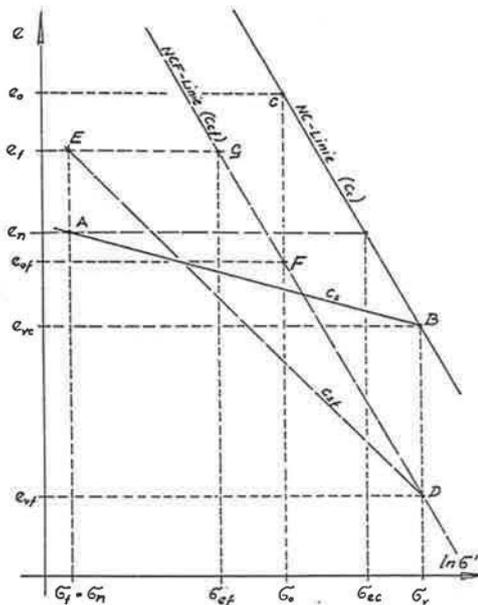
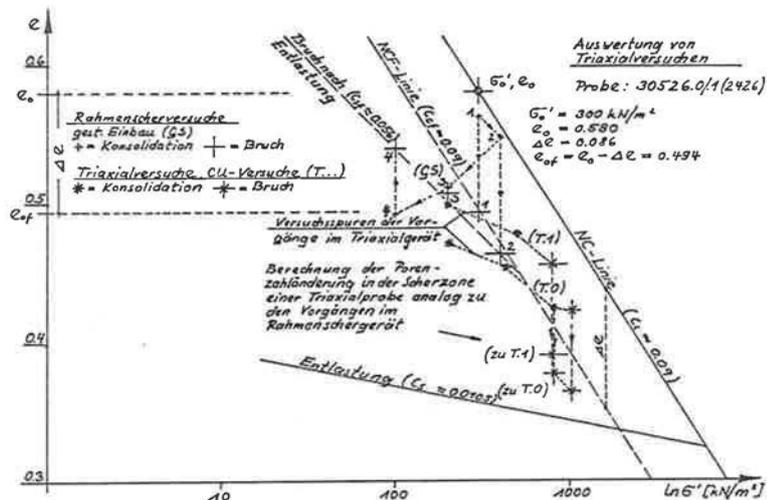


Bild 3.22 Kompressions- und Schwellbeiwerte für Konsolidations- und Bruchzustände ( $C_c$  und  $C_s$ ,  $C_{cf}$  und  $C_{sf}$ ) aus Kompressions- und Rahmenscherversuchen in Abhängigkeit von der Fließgrenze ( $w_L$ ).



**Bild 3.23** Ermittlung der Scherfestigkeit unter Berücksichtigung der natürlichen Dichte im Untergrund; neben den Kompressions- und Schwellbeiwerten werden folgende Größen verwendet:

- der natürliche Überlagerungsdruck ( $\sigma_n$ ) und die dazugehörigen Porenzahlen für den Konsolidations- und Bruchzustand ( $e_n$  und  $e_f$ ) sowie die den Porenzahlen entsprechenden äquivalenten Spannungen ( $\sigma_{ec}$  und  $\sigma_{ef}$ );
- eine angenommene natürliche Vorbelastung der Probe ( $\sigma_v$ ) mit den dazugehörigen Porenzahlen ( $e_{vc}$  und  $e_{vf}$ );
- eine angenommene Bezugsspannung ( $\sigma_0$ ), die damit auf der NC- und NCF-Linie festgelegten Porenzahlen ( $e_0$  und  $e_{of}$ ).



**Bild 3.24** Berechnung der Bruchporenzahlen für gemessene Konsolidations- und Bruchzustände bei Triaxialversuchen, wobei die in Rahmenscherversuchen beobachteten Porenzahländerungen zugrunde gelegt werden.

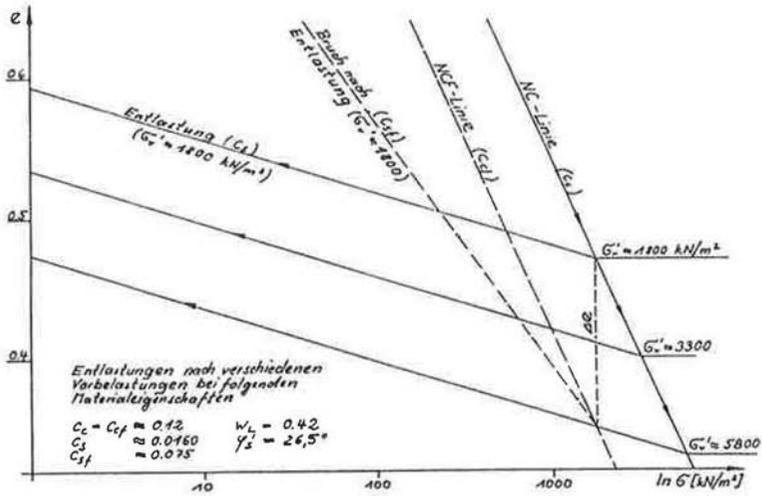


Bild 3.25 Beispiele unterschiedlicher Vorbelastungen, deren Einfluß auf die Scherfestigkeit in Bild 3.26 dargestellt ist.

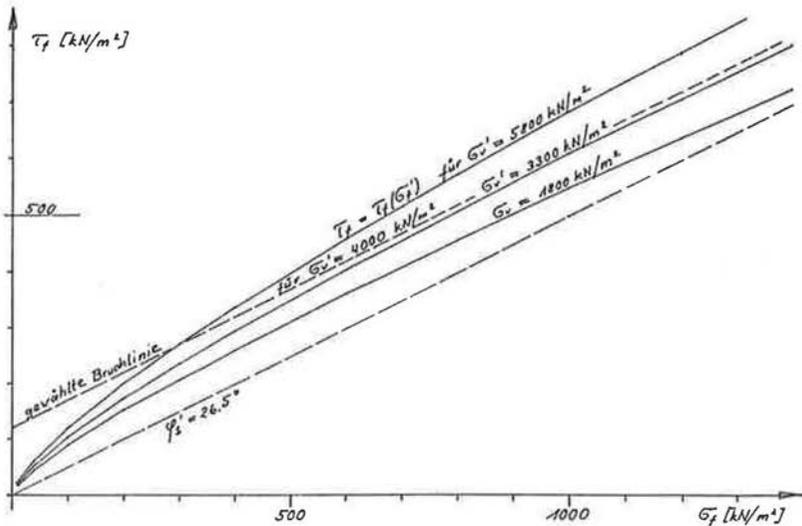
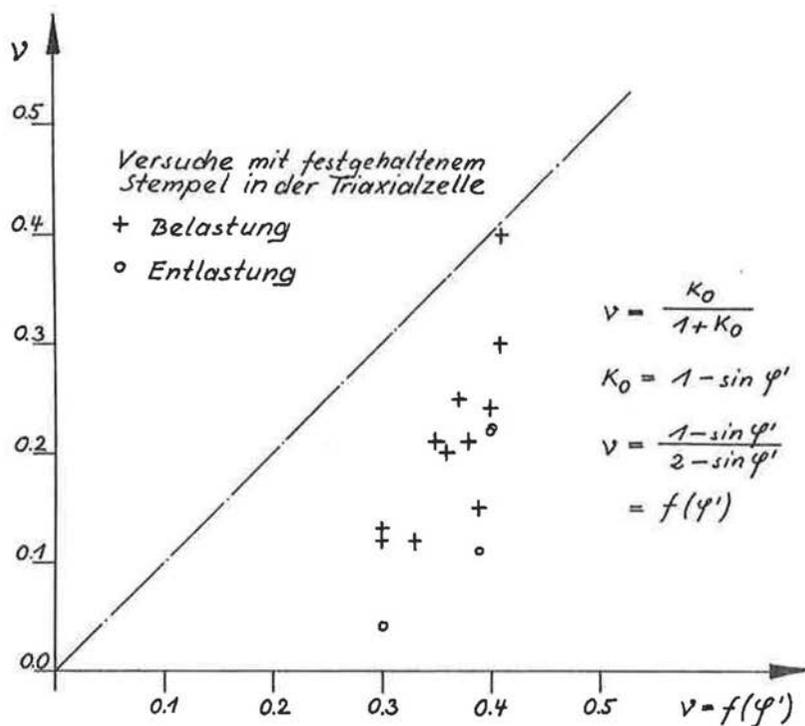
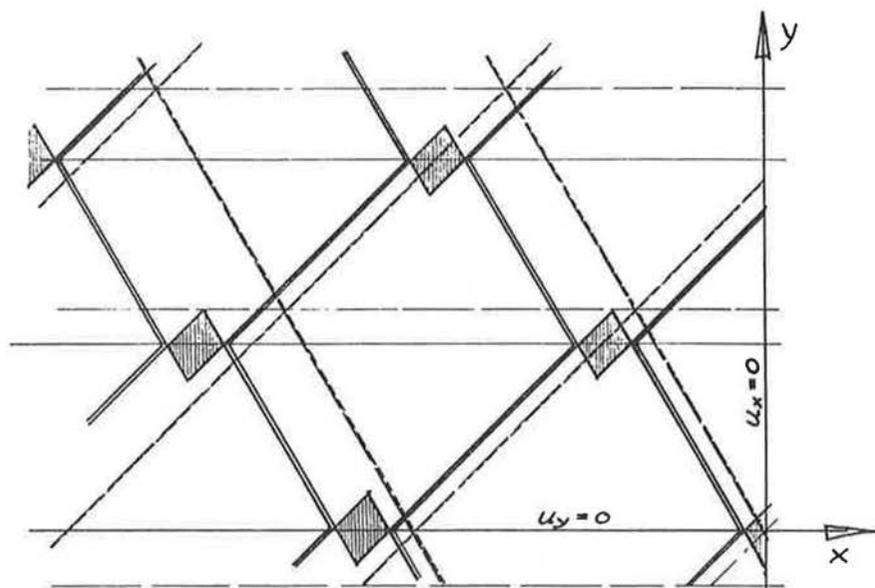


Bild 3.26 Scherfestigkeitskurven für die in Bild 3.25 dargestellten Entlastungsäste nach unterschiedlichen Vorbelastungen.



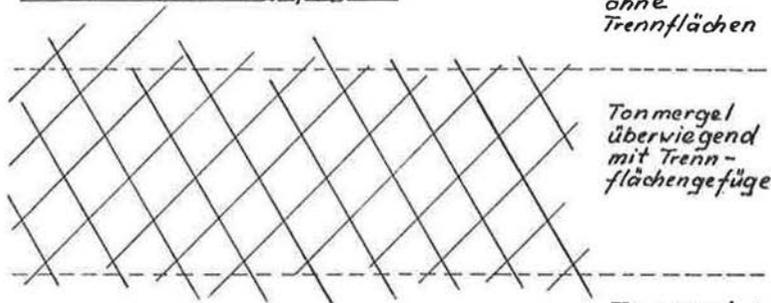
**Bild 3.27** Vergleich der an ungestörten und in der Natur hoch vorbelasteten Tertiärproben ermittelten Querdehnungszahlen ( $v$ ) mit den für Erstbelastungen näherungsweise mit Hilfe der Beziehungen  $v = K_0/(1+K_0)$  und  $K_0=1-\sin\varphi$  bestimmten Werten.



Ausschnitt mit Kluftkörperverschiebung bei einer Zusammendrückung der Schicht

Begrenzte Schicht  
mit Trennflächengefüge

Tonmergel  
ohne  
Trennflächen

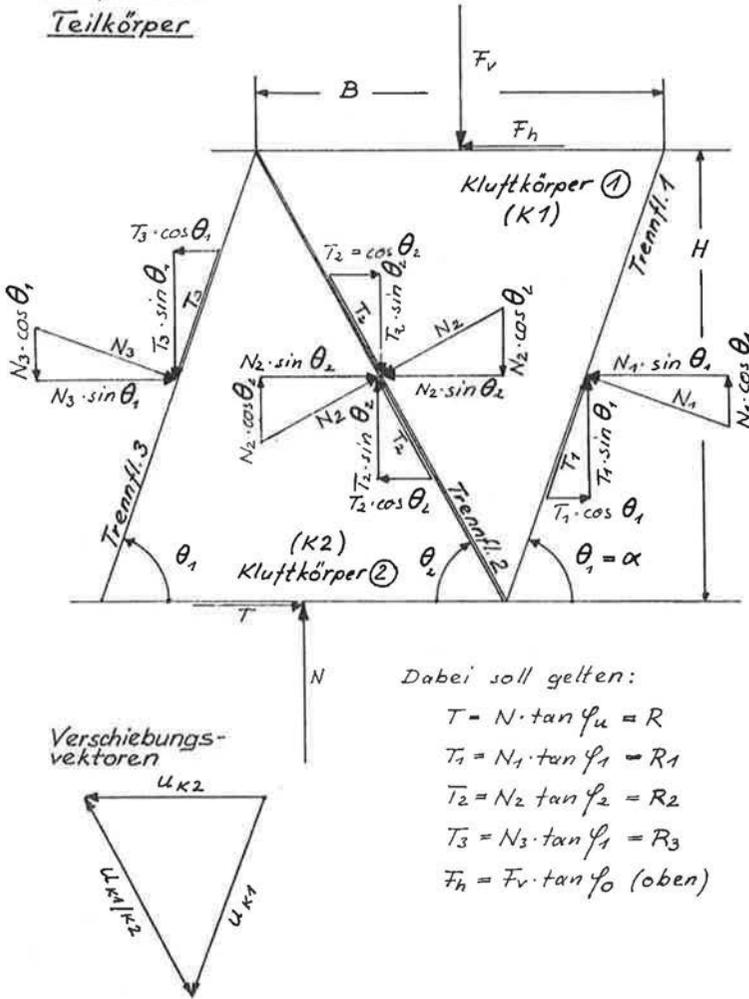


Tonmergel  
überwiegend  
mit Trenn-  
flächengefüge

Tonmergel ohne  
Trennflächen

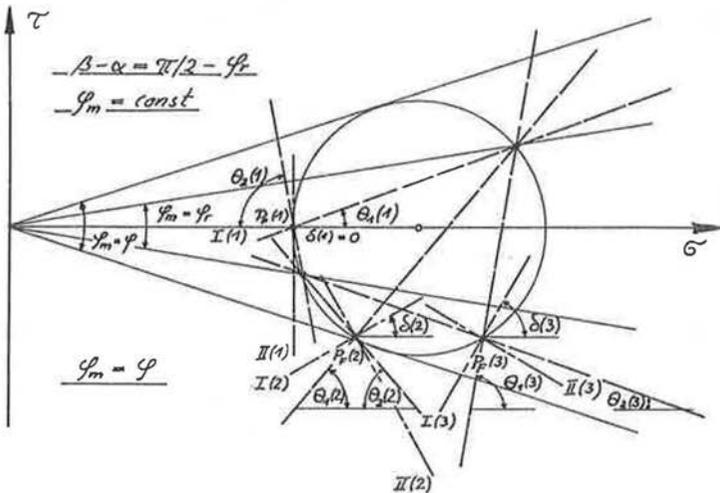
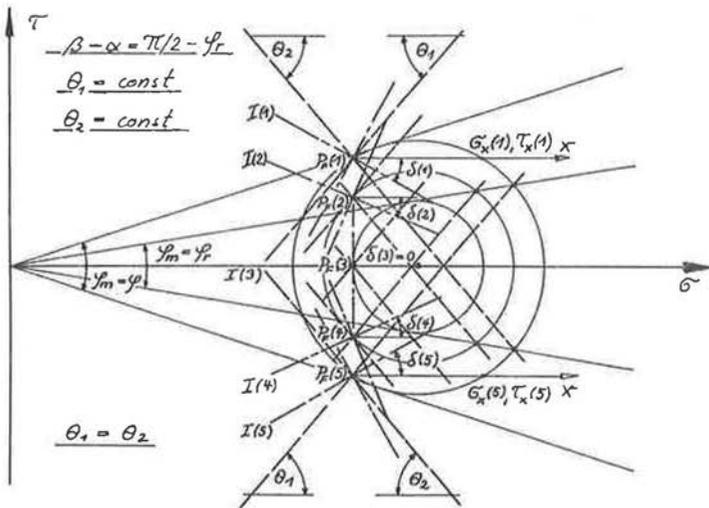
Bild 3.28 Schematische Darstellung einer durch Trennflächen geschwächten Tonmergelschicht (unten) und der bei einer Zusammendrückung der Schicht auftretenden Kluftkörperverschiebungen (oben):  $u_x, u_y$ -Verschiebungen in Richtung der X-, Y-Achse.

Kräfte am  
Teilkörper



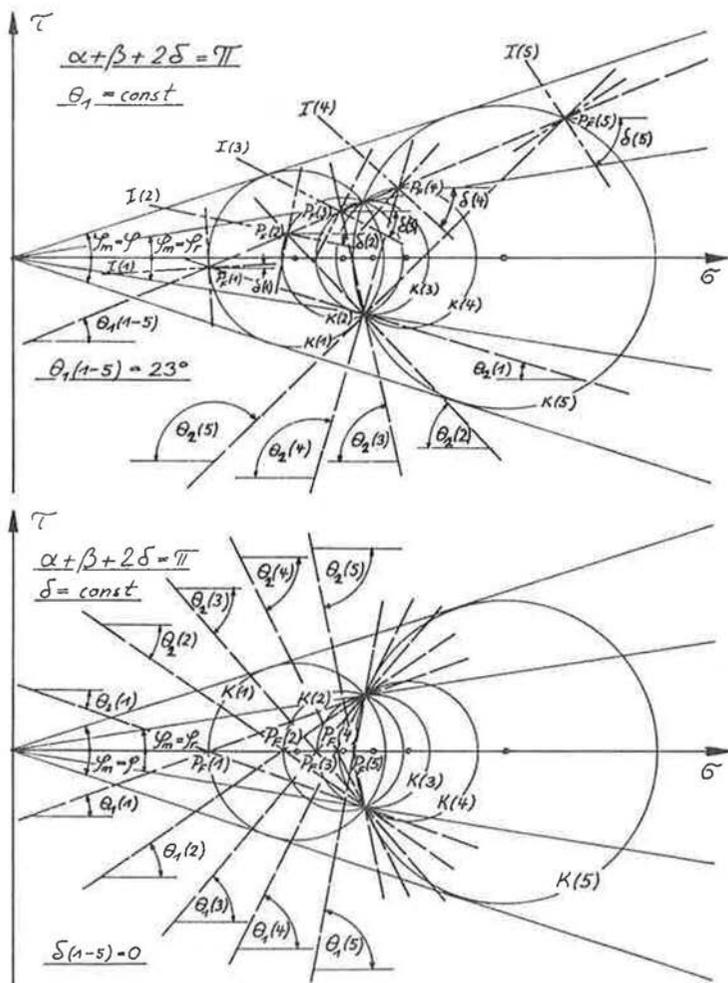
**Bild 3.29** Kräfte an einem Teilkörper, der sich aus der unteren Hälfte eines Kluftkörpers (K1) und der oberen Hälfte eines Kluftkörpers (K2) zusammensetzt:  $\theta_1, \theta_2$ -Neigungen der Trennflächen 1(3), 2;  $F_v, F_h$  ( $N, T$ ) - Belastung (Reaktionskraft) an der oberen (unteren) Begrenzung des Teilkörpers (die Begrenzungen sind Schnittebenen und keine Trennflächen);  $\varphi_1, \varphi_2$ -Scherfestigkeiten (Restreibung bei Harnischen) in den Trennflächen;  $\varphi_0, \varphi_u$  - in der oberen und unteren Schnittebene mobilisierte Scherwinkel.





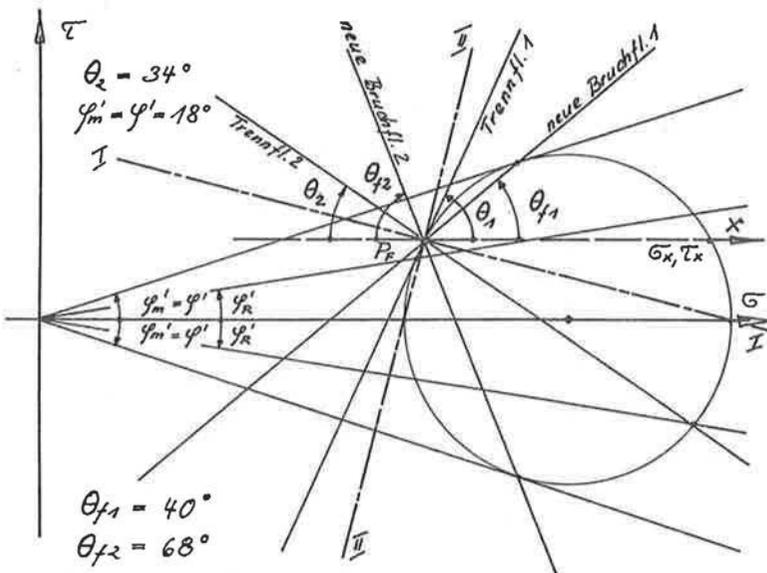
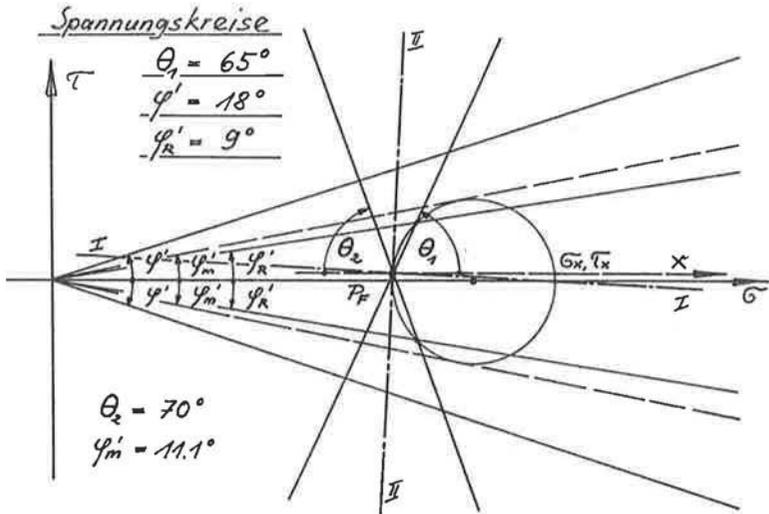
**Bild 3.31** Spannungszustände, die sich ergeben, wenn der Öffnungswinkel zwischen den Trennflächen ( $\beta - \alpha$ ) den Wert  $\pi/2 - \varphi_r$  annimmt:

- Bei gleichbleibenden Trennflächenrichtungen kann die mobilisierbare Schubbeanspruchung  $\varphi_m$  zwischen  $\varphi_r$  und  $\varphi$  schwanken, wobei sich auch die Hauptspannungsrichtungen und damit der Verdrehungswinkel  $\delta$  ändern (oben).
- Eine gleichbleibende mobilisierbare Schubbeanspruchung (z.B.:  $\varphi_m = \varphi$ ) ergibt in Abhängigkeit von verschiedenen Trennflächenrichtungen unterschiedliche Hauptspannungsrichtungen und damit auch Verdrehungswinkel  $\delta$  (unten).



**Bild 3.32** Spannungszustände, die sich ergeben, wenn die Bedingung  $\alpha + \beta + 2\delta = \pi$  erfüllt ist, der Öffnungswinkel ( $\beta - \alpha$ ) zwischen den Trennflächen aber einen beliebigen Wert annimmt; die Hauptspannungsrichtungen halbieren die Öffnungswinkel, so daß die Schubspannungen in den Trennflächen gleich groß werden; es können Scherwinkel zwischen der Anfangs- und der Restfestigkeit ( $\varphi$  bzw.  $\varphi_r$ ) mobilisiert werden:

- Wird eine der Trennflächenrichtungen festgehalten (z.B.:  $\theta_1 = \alpha = \text{const}$ ), so ändern sich die Hauptspannungsrichtungen und damit der Verdrehungswinkel  $\delta$  mit dem Öffnungswinkel ( $\beta - \alpha$ ) zwischen den Trennflächen (oben).
- Gleichbleibende Hauptspannungsrichtungen und damit Verdrehungswinkel  $\delta$  (z.B.:  $\delta = 0$ ) können in Verbindung mit verschiedenen Trennflächenrichtungen ( $\theta_1, \theta_2$ ) und Öffnungswinkeln ( $\beta - \alpha$ ) zwischen den Trennflächen auftreten (unten).



**Bild 3.33** Spannungszustände für die Neigungen  $\theta_1 = 65^\circ$ ,  $\theta_2 = 70^\circ$  ( $\beta - \alpha + 90^\circ - \varphi_x$ ) sowie  $\theta_2 = 35^\circ$  ( $\beta - \alpha = 90^\circ - \varphi_x$ ):  $\theta_{f1}, \theta_{f2}$ -Neigungen neu entstehender Bruchflächen.

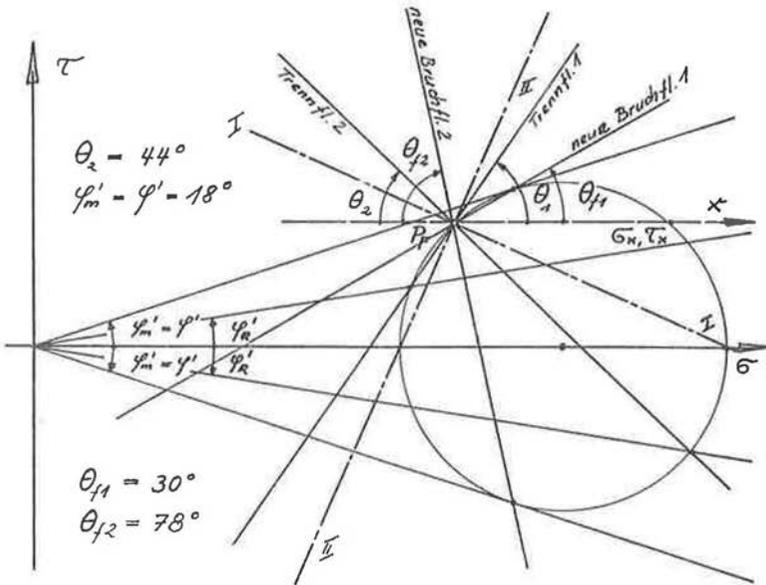
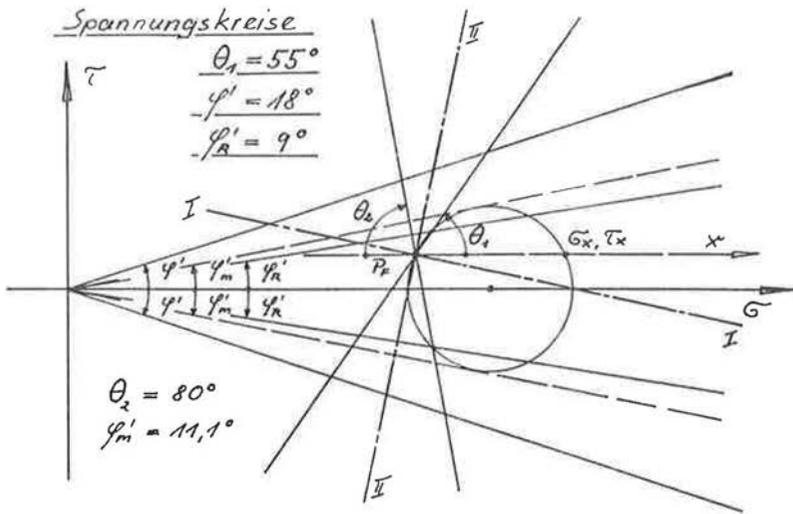


Bild 3.34 Spannungszustände für die Neigungen  $\theta_1 = 55^\circ$ ,  $\theta_2 = 80^\circ$  ( $\beta - \alpha \mp 90^\circ - \varphi_R$ ) sowie  $\theta_2 = 44^\circ$  ( $\beta - \alpha = 90^\circ - \varphi_R$ ):  $\theta_{f1}, \theta_{f2}$  - Neigungen neu entstehender Bruchflächen.

Spannungskreise

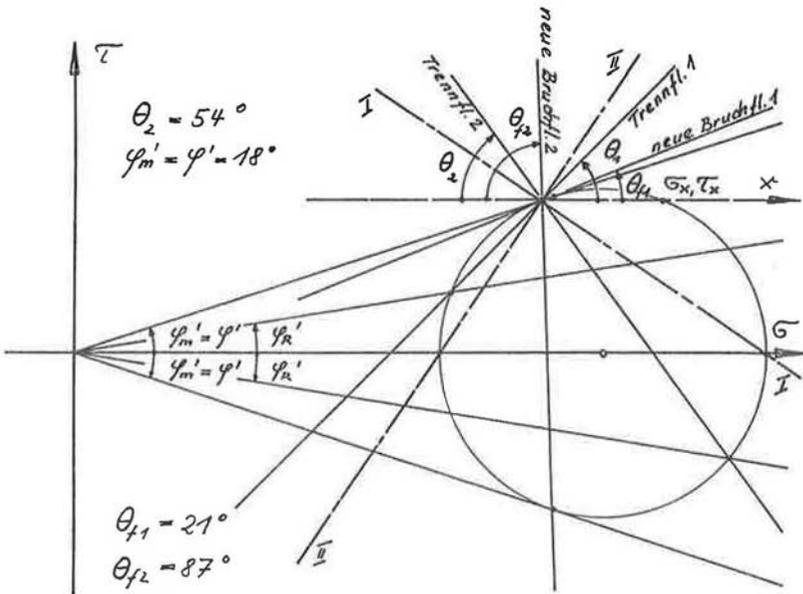
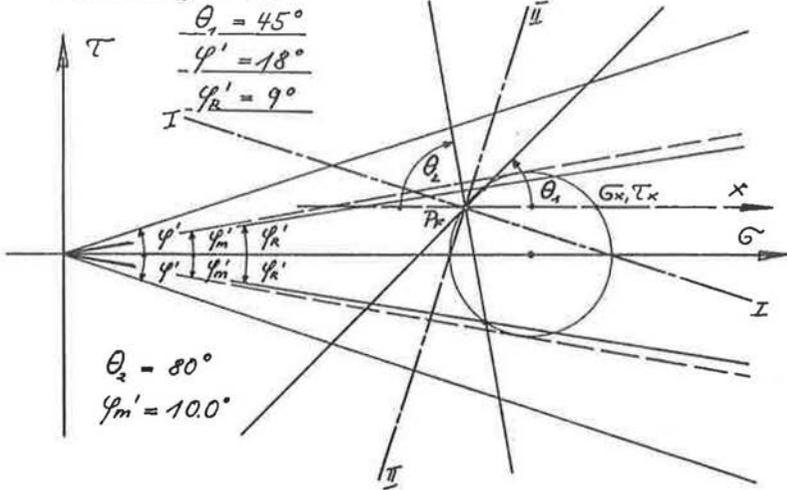


Bild 3.35 Spannungszustände für die Neigungen  $\theta_1 = 45^\circ$ ,  $\theta_2 = 80^\circ$  ( $\beta - \alpha \neq 90^\circ - \varphi_r$ ) sowie  $\theta_2 = 54^\circ$  ( $\beta - \alpha = 90^\circ - \varphi_r$ ):  $\theta_{f1}, \theta_{f2}$  - Neigungen neu entstehender Bruchflächen.

Bild 3.37 Berechnung einer gerade noch stabilen Hangform in einer Deckschicht hoher Festigkeit über einer von Trennflächen zerlegten Tonmergelschicht (= Bruchzone).

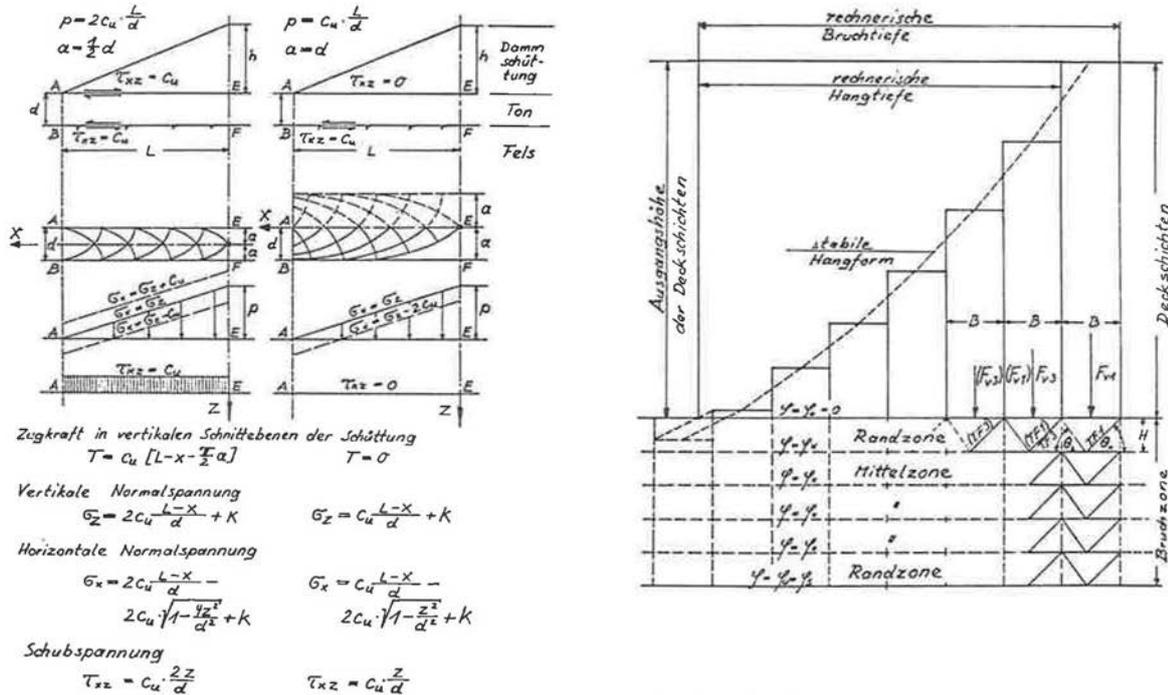


Bild 3.36 Belastbarkeit einer weichen Tonschicht durch eine dreieckförmige Auflast bei unterschiedlicher Scherfestigkeit an der Tonoberfläche und unterschiedlicher Zugfestigkeit im Belastungskörper. (aus JÜRGENSON 1936)



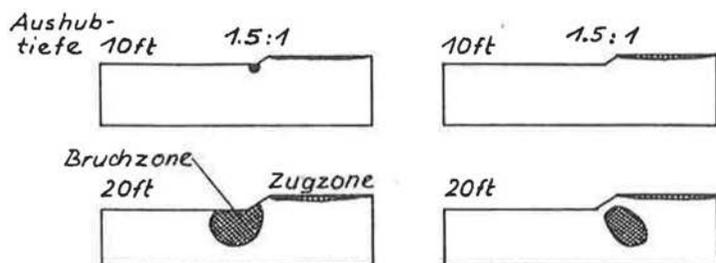


Bild 4.1 Einfluß von Ausgangsspannungen auf die Entwicklung von Bruchzonen; Festigkeitsverteilung entsprechend einer von der Tiefe abhängigen Normalkonsolidation mit den Ruhedruckbeiwerten  $K_0 = 1.25$  (links) und  $K_0 = 0.75$  (rechts).

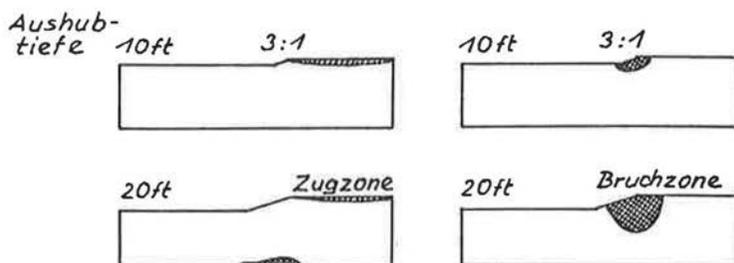


Bild 4.2 Einfluß unterschiedlicher Festigkeitsverteilungen auf die Entwicklung von Bruchzonen; gleichbleibende Scherfestigkeit (links) und mit der Tiefe linear zunehmende Scherfestigkeit (rechts), Ruhedruckbeiwert  $K_0 = 0.90$ .

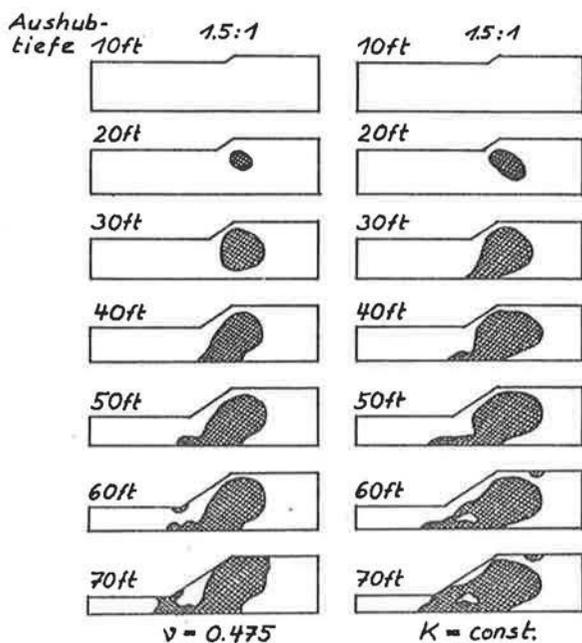
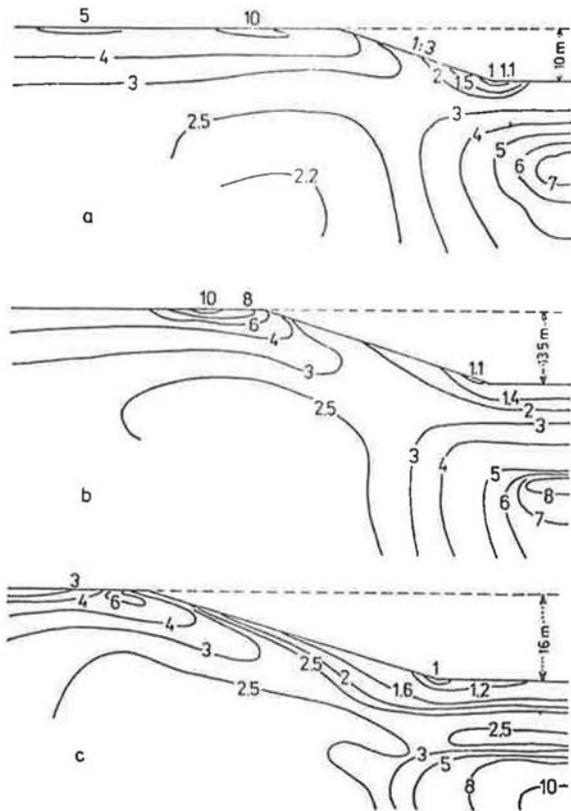
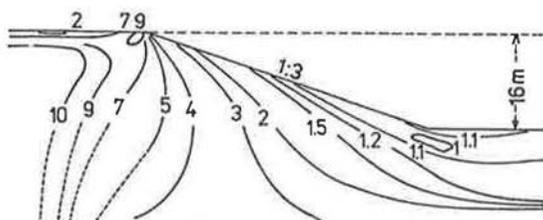


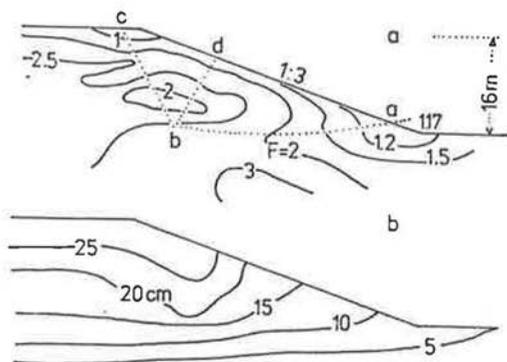
Bild 4.3 Einfluß der Zusammendrückbarkeit auf die Entwicklung von Bruchzonen in normalkonsolidiertem Ton mit einer Querdehnungszahl  $\nu = 0.475$  (links) und gleichbleibendem Kompressionsmodul (rechts).



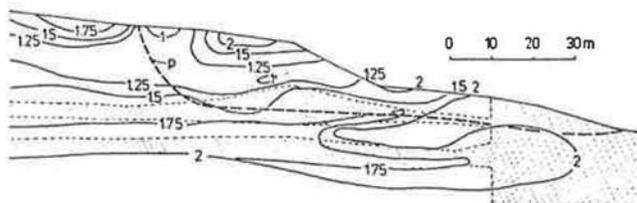
**Bild 4.4** Errechnete Sicherheitsfaktoren für (a) 10.0 m tiefe, (b) 13.5 m tiefe und (c) 16.0 m tiefe Einschnitte in steifem Ton. Horizontale Ausgangsspannungen entsprechend  $K_0 = 0,75$ . Die kleinen Sicherheitswerte in der Tiefe ergeben sich aus den geringen horizontalen Ausgangsspannungen.  
(aus ZARUBA, MENCL 1982 nach MEJZLIK, MENCL 1975)



**Bild 4.5** Errechnete Sicherheitsfaktoren für die in Bild 4.4 (c) dargestellte Einschnittsböschung mit einer horizontalen Ausgangsspannung entsprechend  $K_0 = 1.0$ . Gestrichelte Linien weisen auf störende Randeinflüsse bei der Berechnung hin.,  
(aus ZARUBA, MENCL 1982)



**Bild 4.6** Linien gleicher Sicherheit (a), gleicher Setzungen (b) für die in Bild 4.4 (c) dargestellte Einschnittsböschung, mit einem um 25 % verminderten Schubmodul in horizontalen Schichtflächen. Diese Anisotropie wurde mit Hilfe von drei horizontalen Lagen aus weicheren Elementen nachgebildet.  
(aus ZARUBA, MENCL 1982)



**Bild 4.7** Erdstatische Gegebenheiten im Profil 10/IV eines Hanges in Košice, in der Ostslowakei: gerasterte Flächen - weicher bis steifer schluffiger Ton; Flächen ohne Raster - schluffige und tonige Kiese mittlerer Lagerungsdichte; durchgezogene Linien - Linien gleicher Sicherheitsfaktoren; gestrichelte Linie - die von drei möglichen Gleitflächen diejenige mit der geringsten Sicherheit. (aus ZÁRUBA, MENCL 1982 nach MEJZLIK, MENCL 1975)

Table I

Layer	Type of soil	Soil characteristics					
		$\gamma$ Mp/m <sup>3</sup>	$\beta$ °	$\sigma$ kp/cm <sup>2</sup>	K kp/cm <sup>2</sup>	$\nu$ -	E kp/cm <sup>2</sup>
E	Collapsible loess	1.61	20	0.5	110	0.20	100
D	Noncollapsible loess	2.01	19	0.3	150	0.35	94
C	Eocene clays	2.06	13	0.4	130	0.47	56
B	Eocene sands	2.05	26	0.2	180	0.30	133
A	Limestones with cavities	2.12	30	19.0	72000	0.25	60000

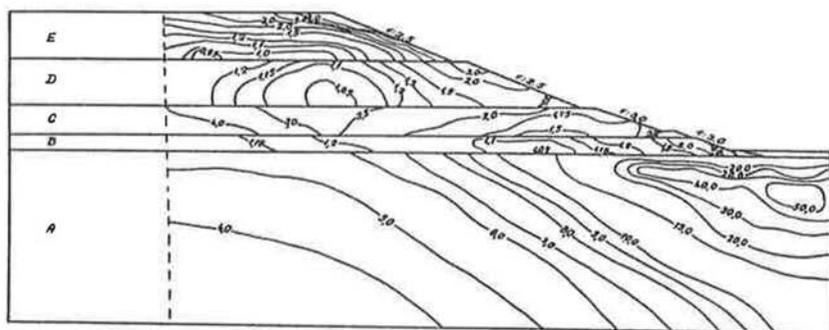


Fig. 1

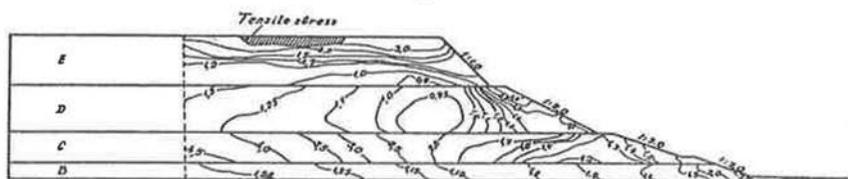


Fig. 2

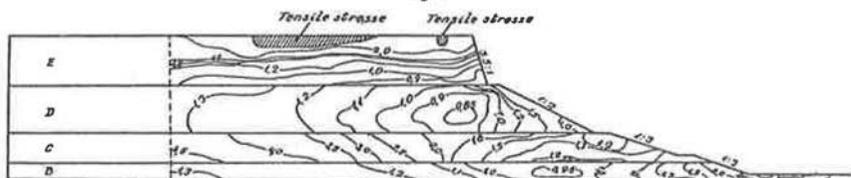


Fig. 3

Bild 4.8 Linien gleicher Sicherheiten für Böschungen in geschichtetem Untergrund mit unterschiedlichen Formen. Bruchzonen sind durch Sicherheiten  $< 1$  gekennzeichnet, die Materialeigenschaften ändern sich dabei nicht.

(aus STEFANOFF, HAMAMDJIEV und CHRISTOV 1976)

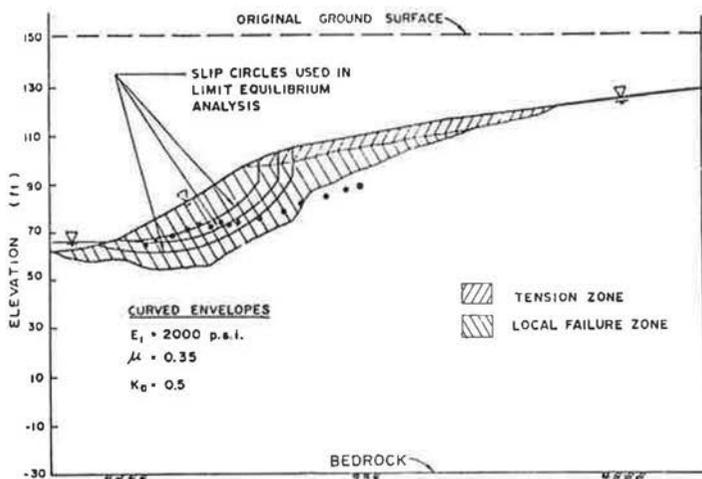


Bild 4.9 Errechnete Bruchzonen in einem Hang bei St. Vallier, der Mai 1968 zu Bruch gegangen ist. (aus LO, LEE 1974)

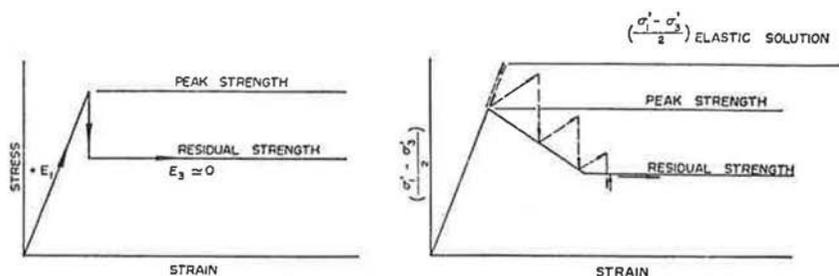
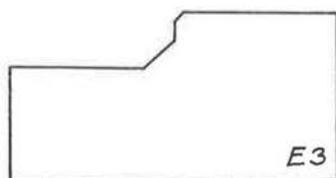
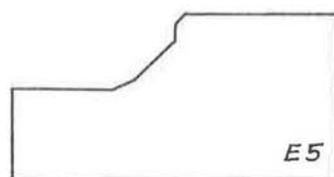
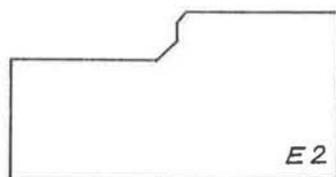
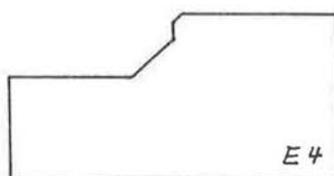
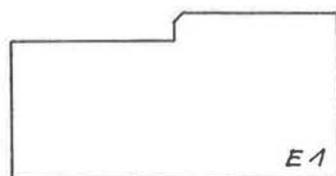
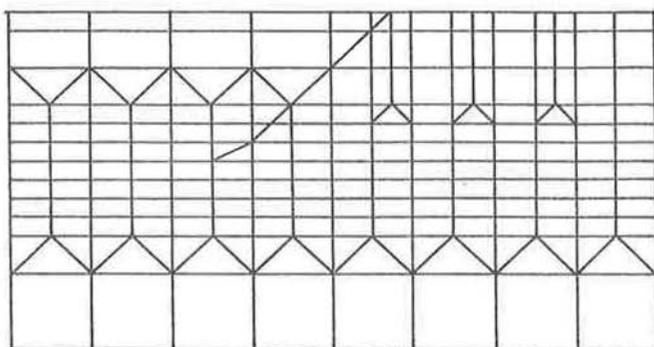
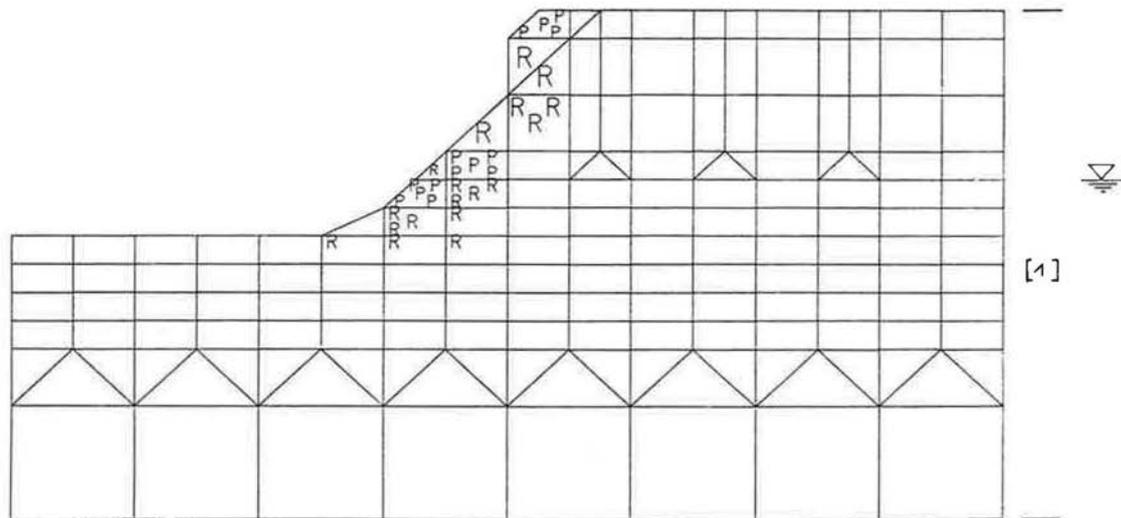


Bild 4.10 Verformungs- und Festigkeitseigenschaften nach dem Bruch: Vereinfachte Spannungs- Verformungsbeziehung von entfestigendem Material (links); Abbau zu groß werdender Schubspannungen zur Beschreibung von Materialverhalten nach dem Bruch (rechts). (aus LO, LEE 1973a)



**Bild 4.11** Versagen eines bisher ungebrochenen Talhanges infolge von Erosion; Regelprofile für die Eintiefung mit horizontaler Talsohle in fünf aufeinanderfolgenden Erosionsstufen.



**Bild 4.12 Eintiefung mit horizontalaler  
Sohle in homogenem Schotter [1].**

ISARTAL, REGELPROFIL 01H, MC2, N3  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB  30m

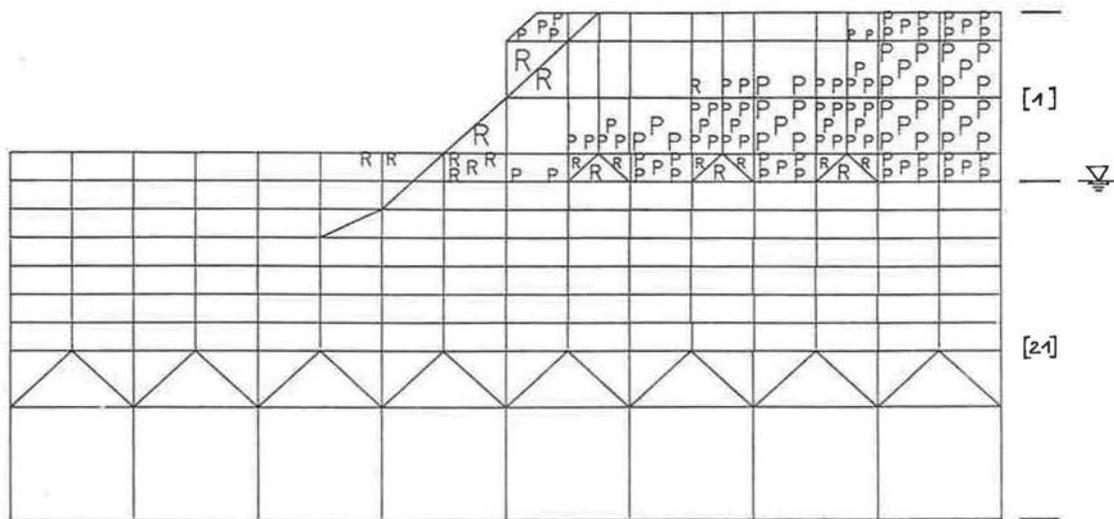
LASTFALL 6

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE





**Bild 4.13** Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] über Tonmergel mit Trennflächen [21]; Grundwasserstand in Höhe der Schichtgrenze.

ISARTAL, REGELPROFIL 01, MC2, N3  
EROSIONSSTUFE 2

MASSTAB  30m

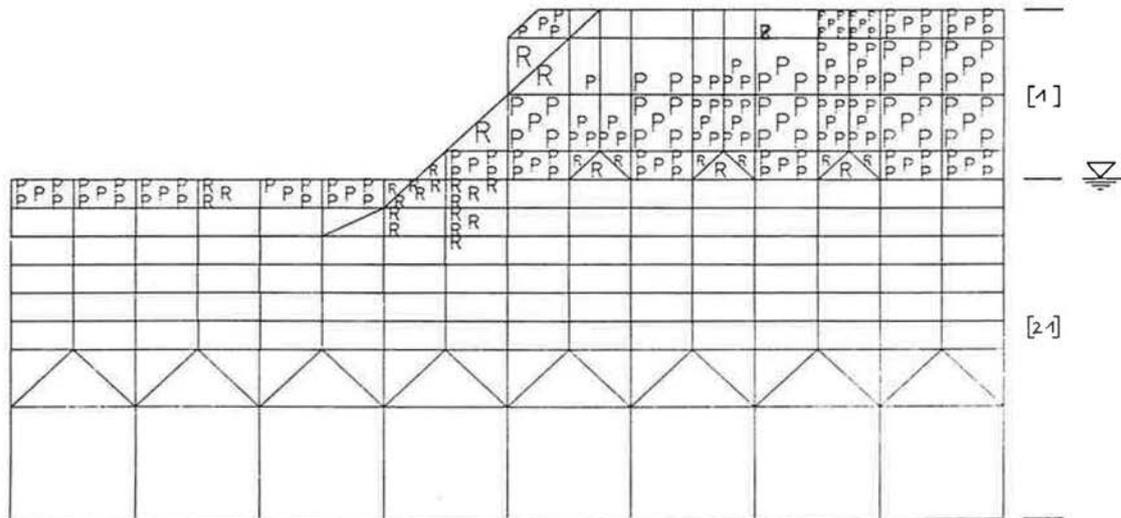
LASTFALL 3

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE





**Bild 4.14** (siehe Bild 4.13)

ISARTAL, REGELPROFIL 01, MC2, N3  
ERGSISNSTUFE 3

MASSTAB  30m

LASTFALL 4

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE



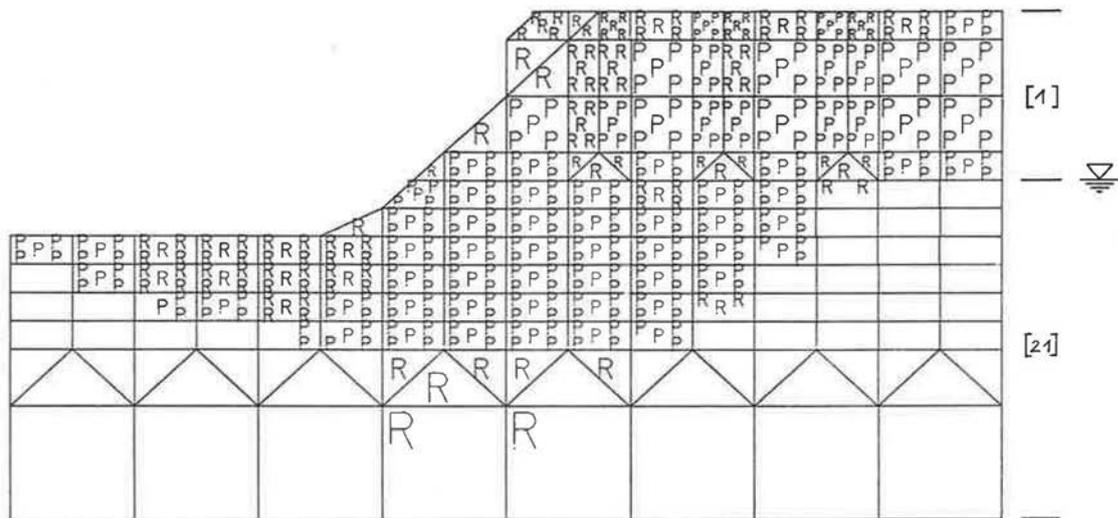


Bild 4.15 (siehe Bild 4.13)

ISARTAL, REGELPROFIL 0i, MC2, N3  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB  30m

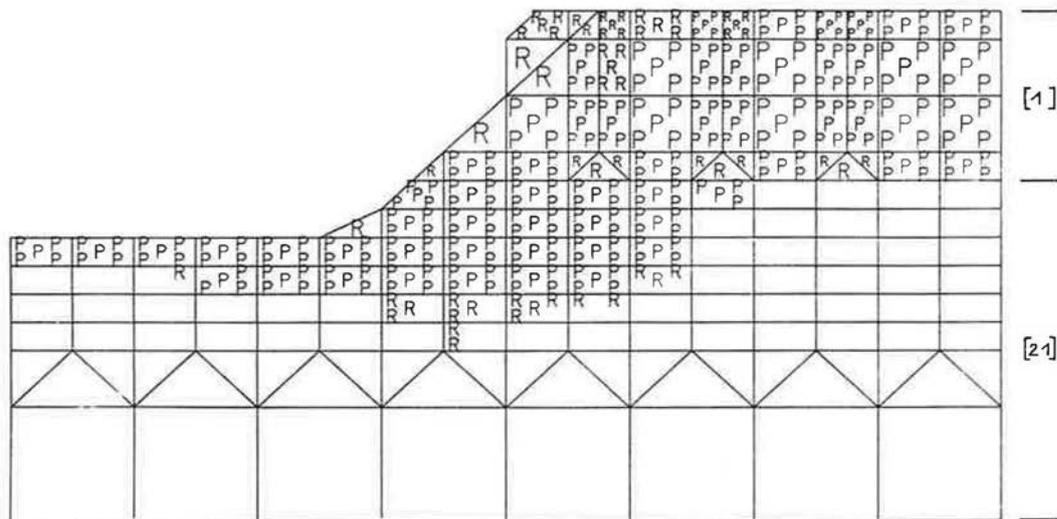
LASTFALL 6

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE





**Bild 4.16** Eintiefung mit horizontaler  
Sohle in Schotter [1] über Tonmergel mit  
Trennflächen [2]; ohne Grundwasser.

ISARTAL, REGELPROFIL 01F, MC2, N3  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB

30m

LASTFALL 6

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE



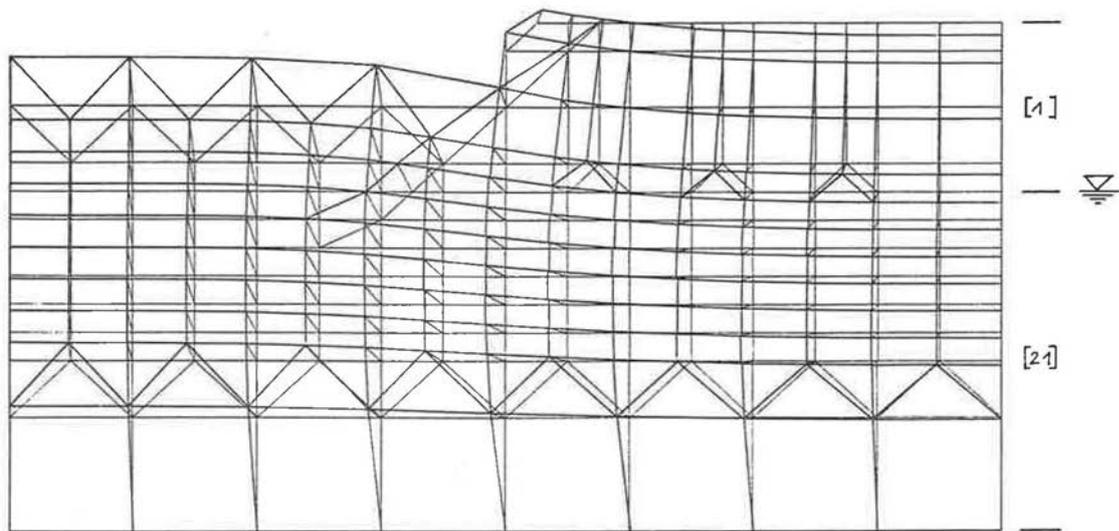


Bild 4.17 Eintiefung mit horizontaler  
Sohle in Schotter [1] über Tonmergel mit  
Trennflächen [21]; Grundwasserstand in  
Höhe der Schichtgrenze (siehe Bild 4.13).

ISARTAL, REGELPROFIL 0i, MC2, N3  
EROSIONSSTUFE 1

MASSTAB  30m

LASTFALL 2  
KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 300 mm



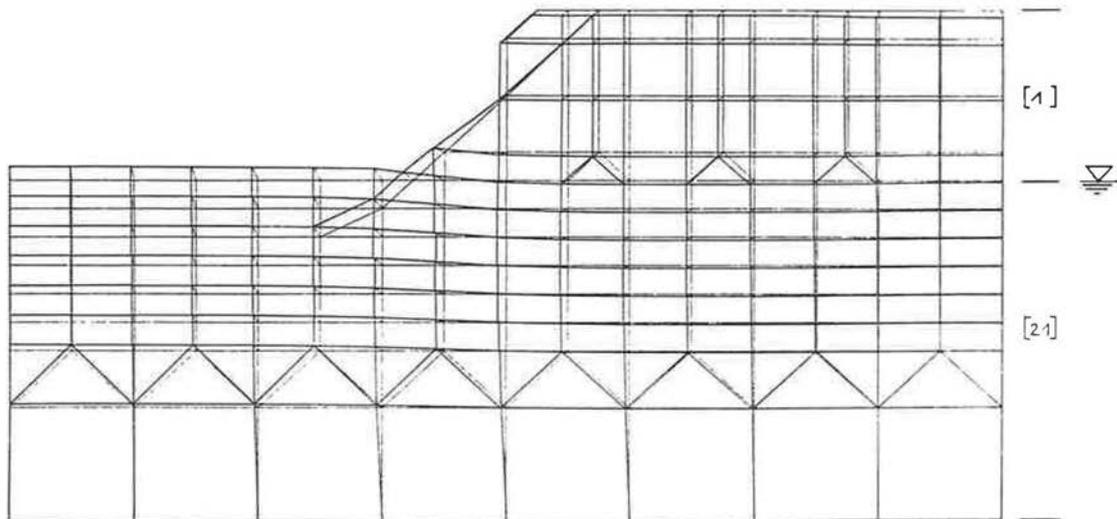


Bild 4.18 (siehe Bild 4.17 bzw. 4.13)

ISARTAL, REGELPROFIL 01, MC2, N3  
EROSIONSSTUFE 3

MASSTAB

30m

LASTFALL 4

KNOTENVERSCHIEBUNGEN

300mm



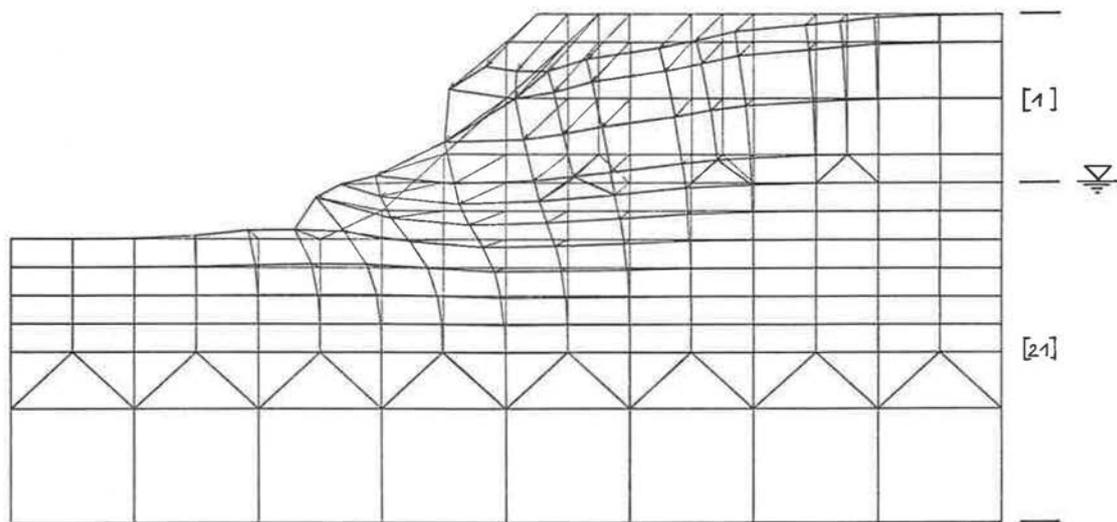


Bild 4.19 (siehe Bild 4.17 bzw. 4.13)

ISARTAL, REGELPROFIL 0i, MC2, N3  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB  30m

LASTFALL 6  
KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 3000 mm



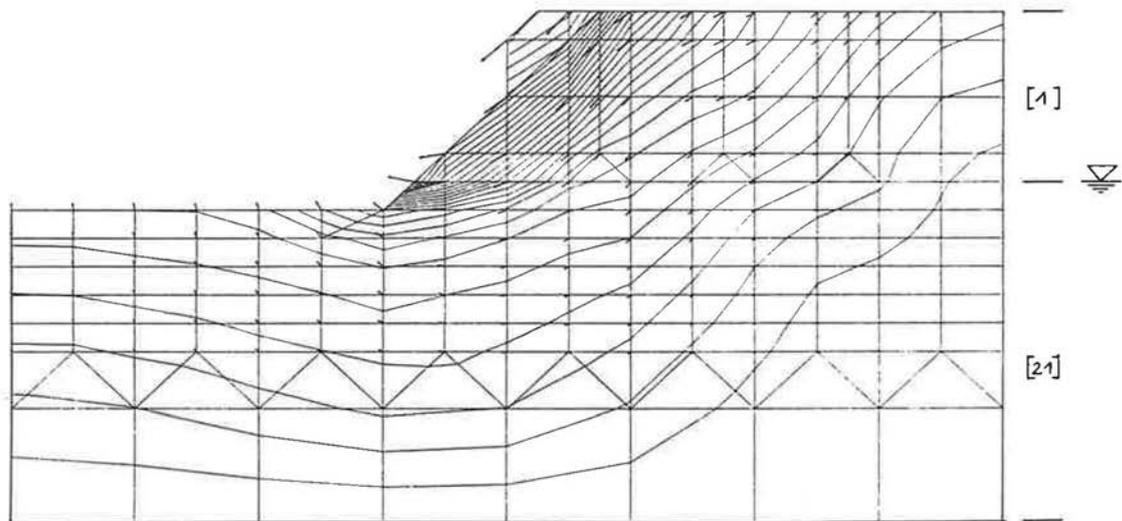


Bild 4.20 (siehe Bild 4.17 bzw. 4.13)

ISARTAL, REGELPROFIL 01, MC2, N3  
EROSIONSSTUFE 4

MASSTAB  30m

LASTFALL 5  
HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 300mm



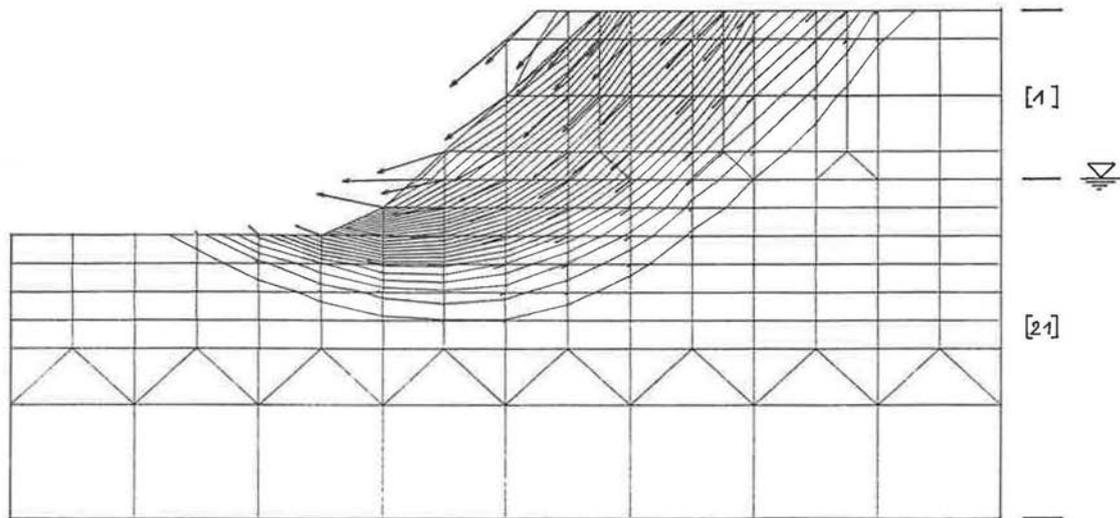


Bild 4.21 (siehe Bild 4.17 bzw. 4.13)

ISARTAL, REGELPROFIL 01, MC2, N3  
EROSIONSSTUF 5

MASSTAB  30m

LASTFALL 6  
HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 3000 mm



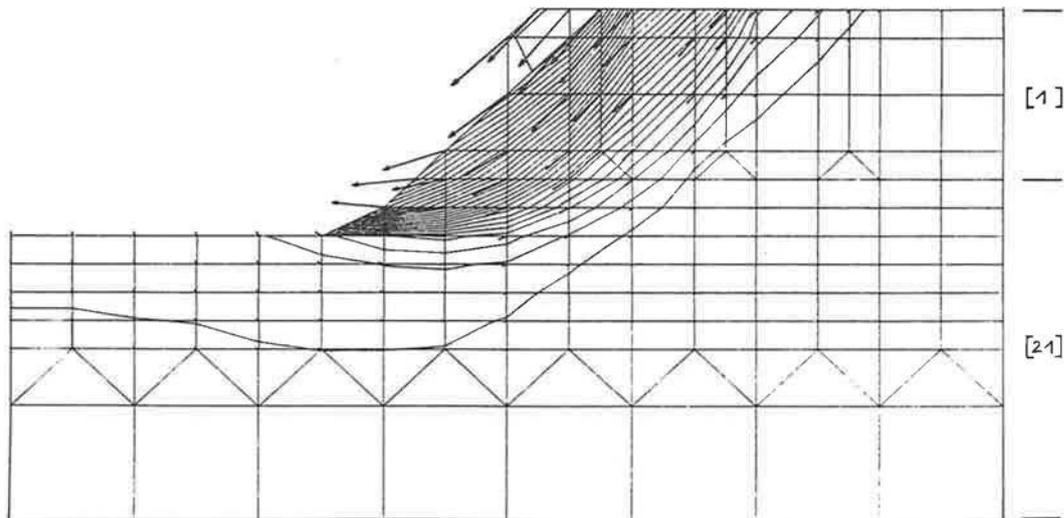


Bild 4.22 Eintiefung mit horizontaler  
Sohle in Schotter [1] über Tonmergel mit  
Trennflächen [21]; ohne Grundwasser  
(siehe Bild 4.16).

ISARTAL, REGELPROFIL 01F, MC2, N3  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB

30m

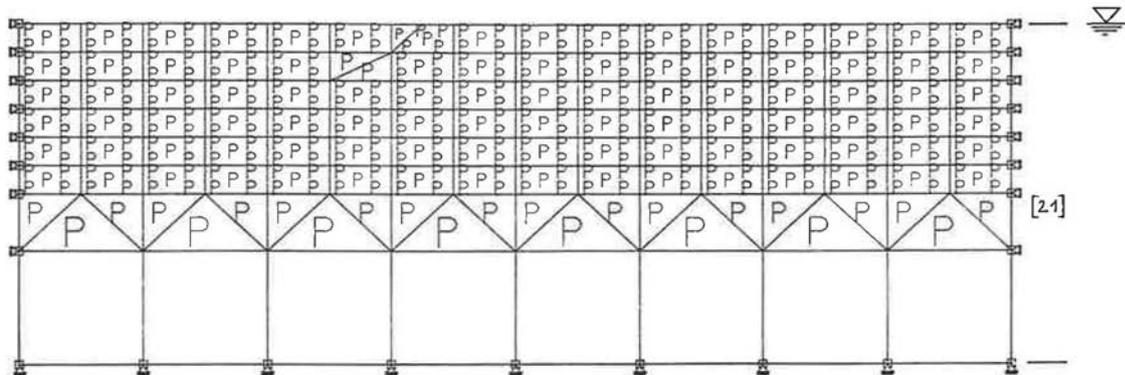
LASTFALL 6

HOEHNELINIEN: VERSCHIEBUNGEN

KNOTENVERSCHIEBUNGEN

1000mm





**Bild 4.23** Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] über vorbelastetem Tonmergel mit Trennflächen [21]; vollständig entlasteter Tonmergel vor der Schotterablagerung; Grundwasser in Höhe der Tonmergeloberfläche.

ISARTAL, REGELPROFIL 01, MCS, N3  
HALBRAUM (TON, ENTLASTUNG 3)

MASSTAB  30m

LASTFALL 4  
MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE  
MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE  
MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE



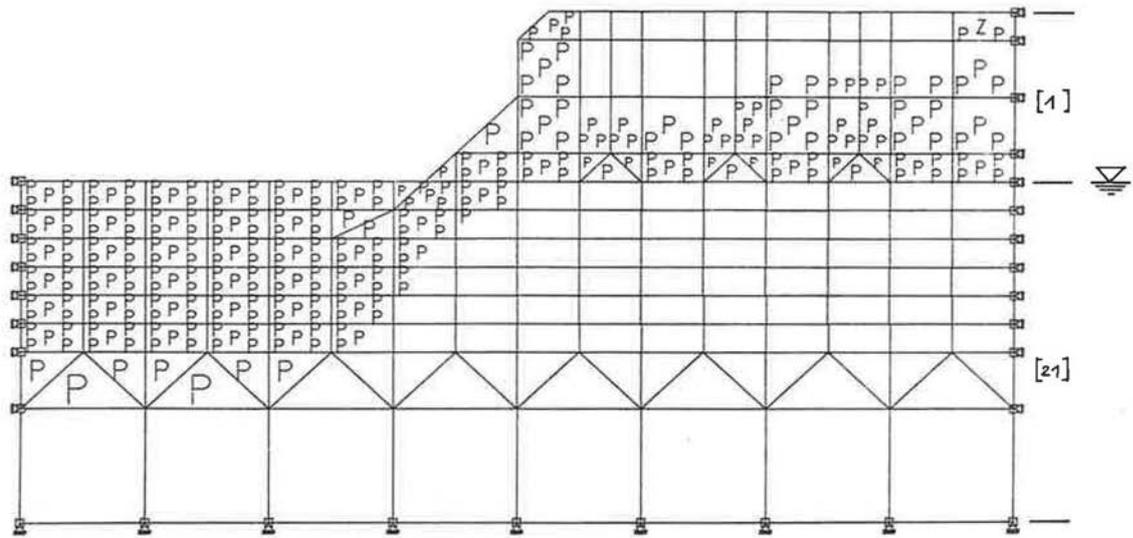


Bild 4.24 Eintiefung mit horizontaler  
 Sohle in Schotter [1] über vorbelastem  
 Tonmergel mit Trennflächen [21];  
 Grundwasser in Höhe der Schichtgrenze.

ISARTAL. REGELPROFIL 01. MC2. N3  
 EROSIONSSTUFE 3

MASSTAB  30m

LASTFALL 8  
 MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE  
 MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE  
 MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE



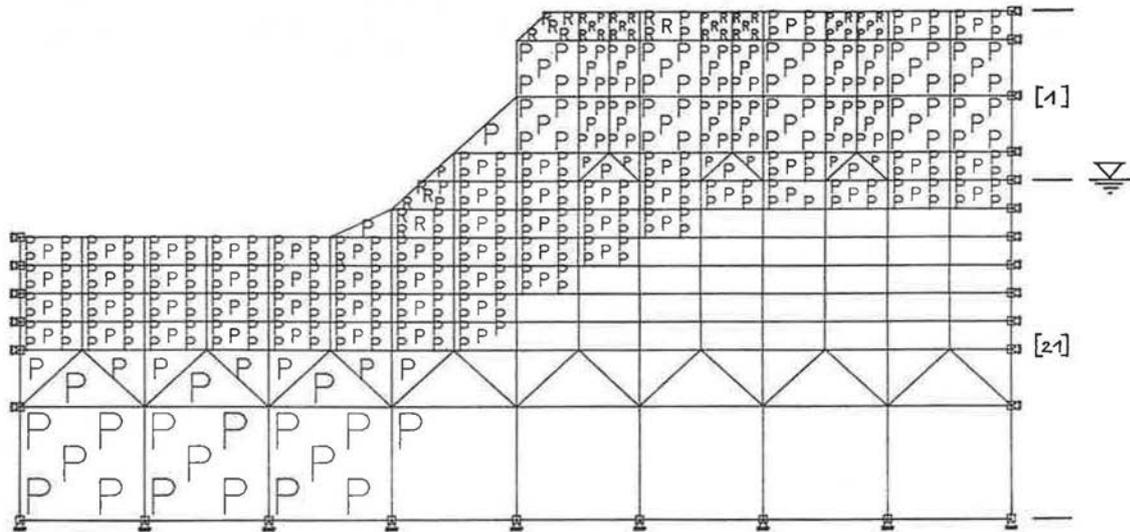


Bild 4.25 (siehe Bild 4.24)

ISARTAL. REGELPROFIL Oi, MC2. N3  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB

 30m



LASTFALL 10

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

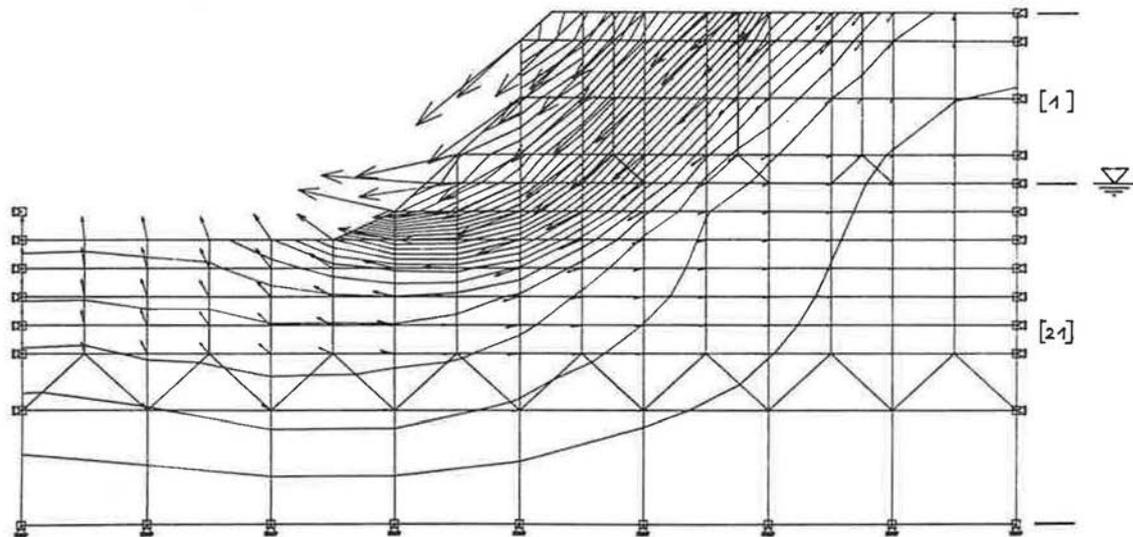


Bild 4.26 (siehe Bild 4.24)

ISARTAL, REGELPROFIL 01, MC2, N3  
EROSIONSSTUFE 5

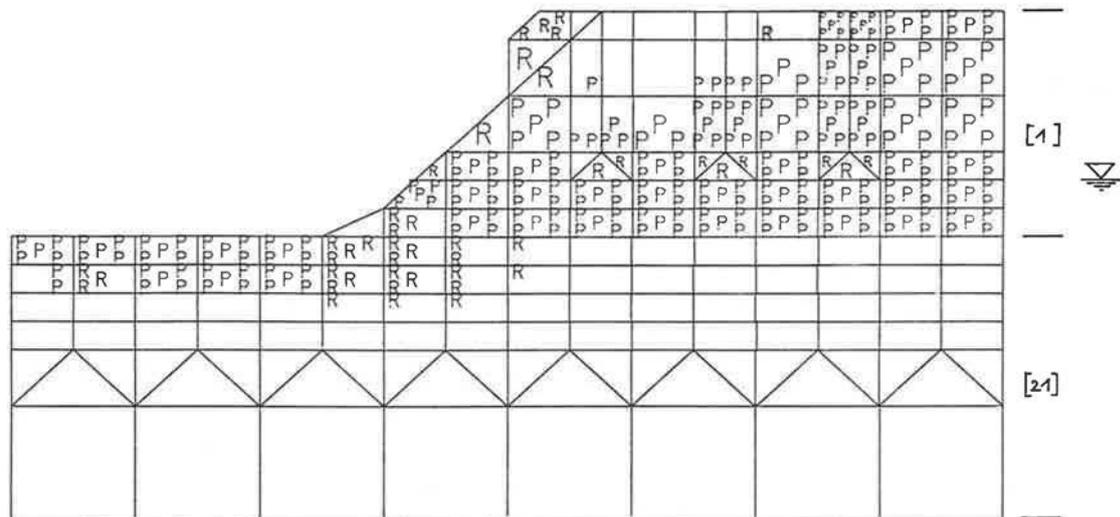
MASSTAB

 30m



LASTFALL 10  
HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 300 mm



**Bild 4.27** Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] über Tonmergel mit Trennflächen [21]; bei gleichbleibendem Grundwasserstand ist die Schichtgrenze um 11 m abgesenkt.

ISARTAL. REGELPROFIL 02, MC2, N3  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB  30m

LASTFALL 6

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE  
MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE  
MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE



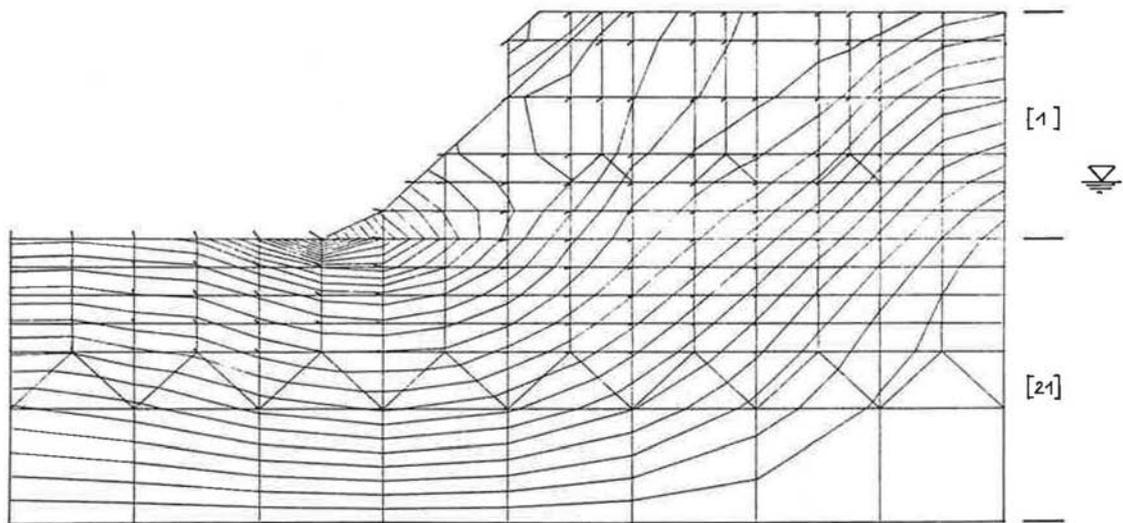


Bild 4.28 (siehe Bild 4.27)

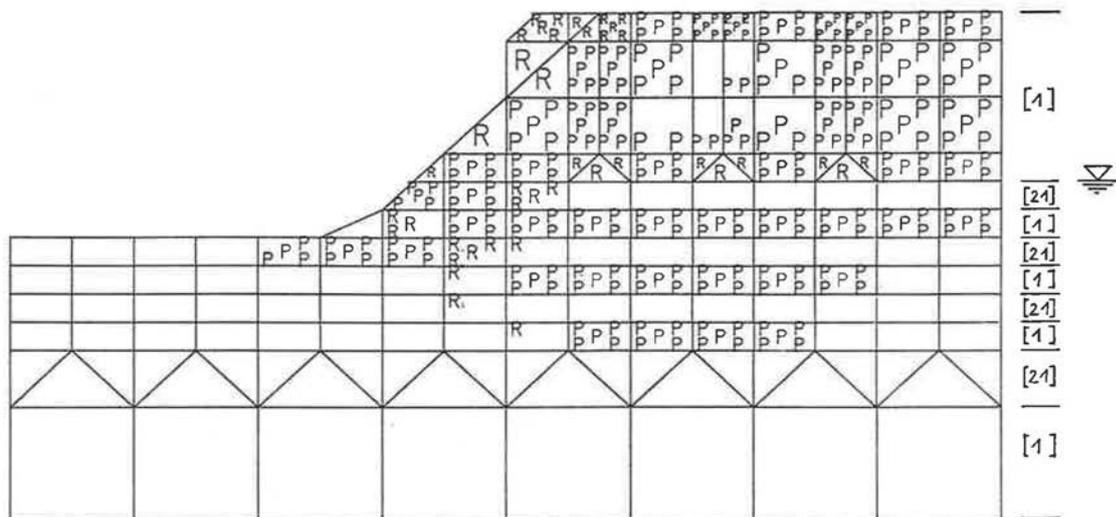
ISARTAL. REGELPROFIL 02. MC2. N3  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB  30m

LASTFALL 6  
HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 300mm





**Bild 4.29** Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] über Tonmergel-Sand-Wechselfolge [21]-[1]; Grundwasserstand in Höhe der obersten Tonmergelschicht.

ISARTAL, REGELPROFIL 04. MC2. N3  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB

 30m

LASTFALL 6

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE



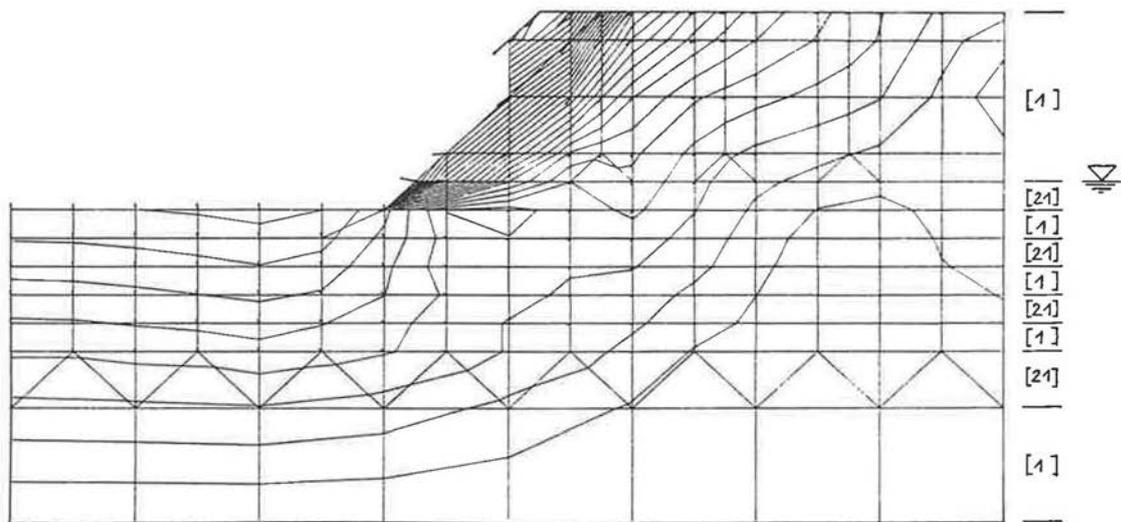


Bild 4.30 (siehe Bild 4.29)

ISARTAL, REGELPROFIL 04. MC2. N3  
EROSIONSSTUFE 4

MASSTAB  30 m

LASTFALL 5  
HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 300 mm



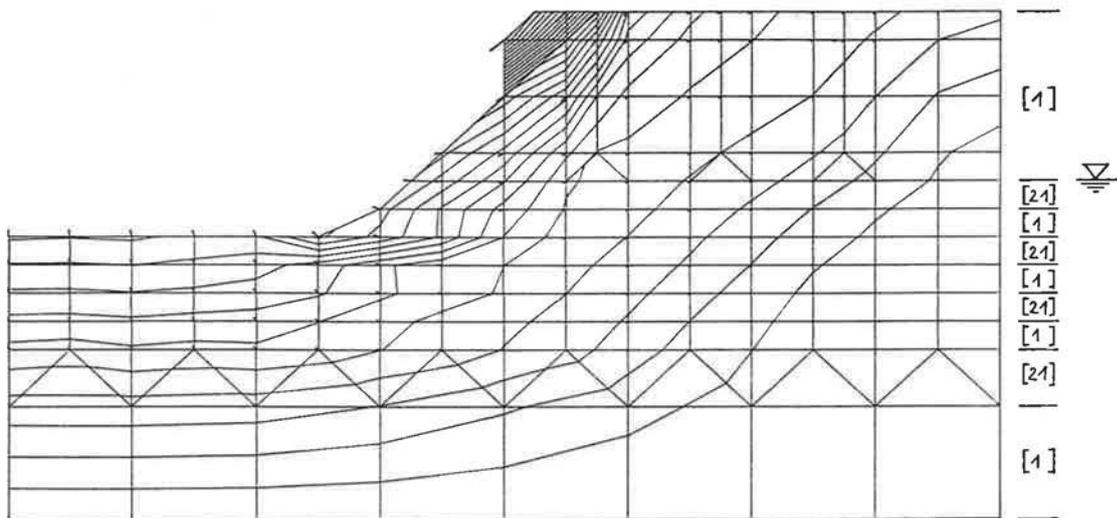


Bild 4.31 (siehe Bild 4.29)

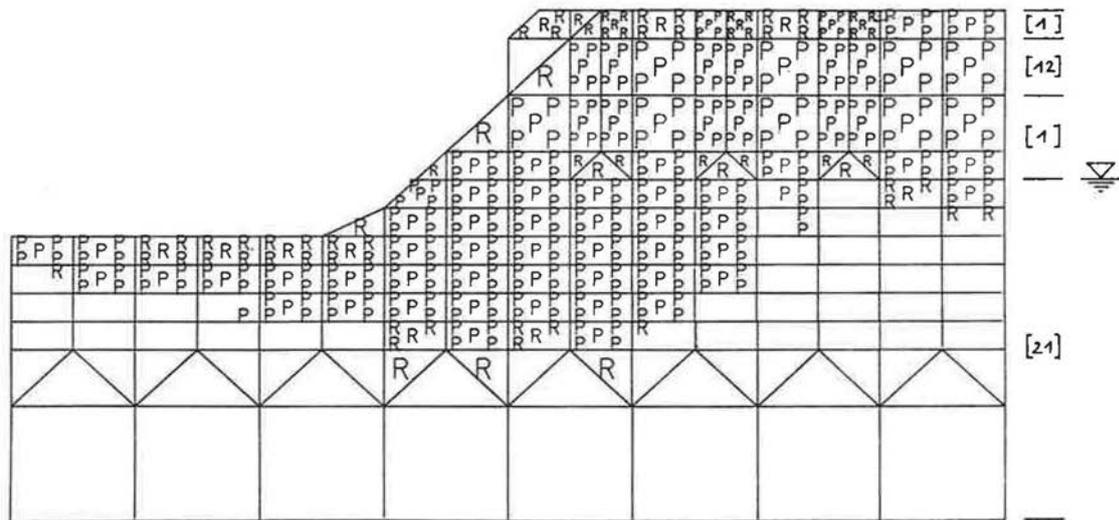
ISARTAL, REGELPROFIL 04, MC2, N3  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB  30m

LASTFALL 6  
HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 300mm





**Bild 4.32** Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] mit mürber Nagelfluh [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21]; Grundwasserstand in Höhe der Tonmergeloberfläche.

ISARTAL. REGELPROFIL 06, MC2, N3  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB

1:30m

LASTFALL 6

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE



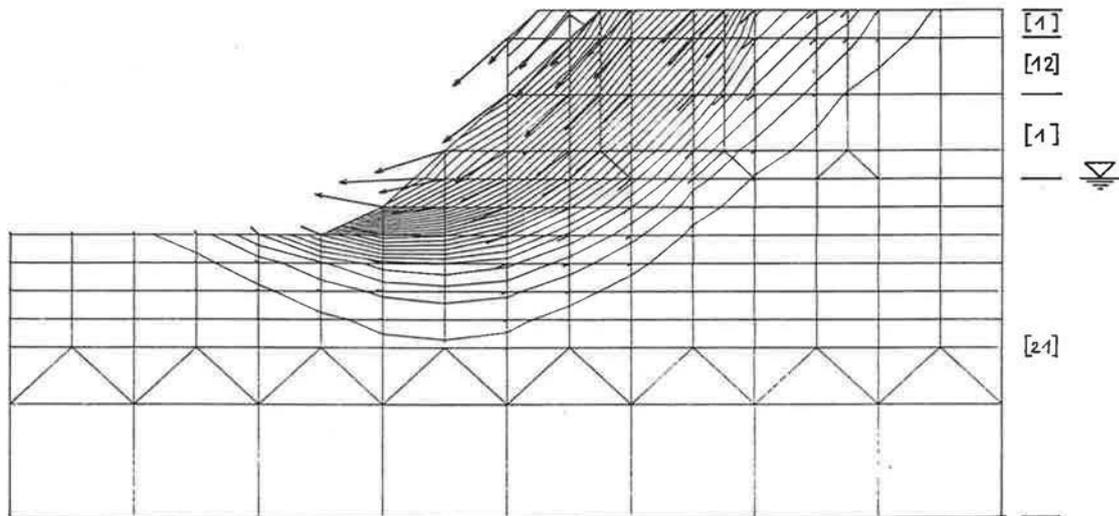


Bild 4.33 (siehe Bild 4.32)

ISARTAL, REGELPROFIL 06. MC2, N3  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB  30m

LASTFALL 6  
HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 1000 mm



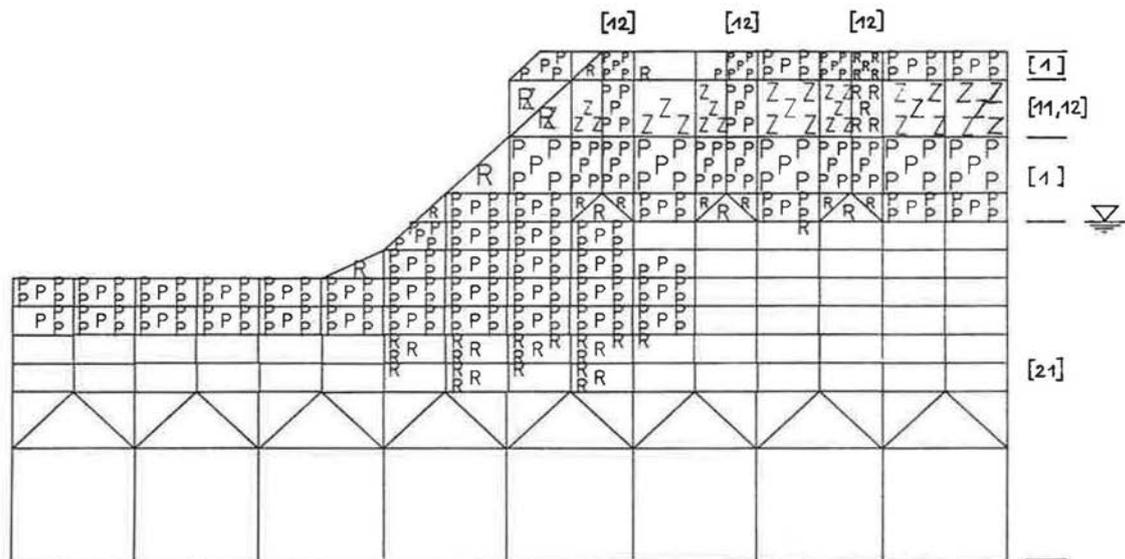


Bild 4.34 Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] mit harter Nagelfluh [11] und mürben Schwächezonen [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21]; Grundwasserstand in Höhe der Tonmergeloberfläche.

ISARTAL, REGELPROFIL 05. MC2, N3  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB  30m

LASTFALL 6

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE



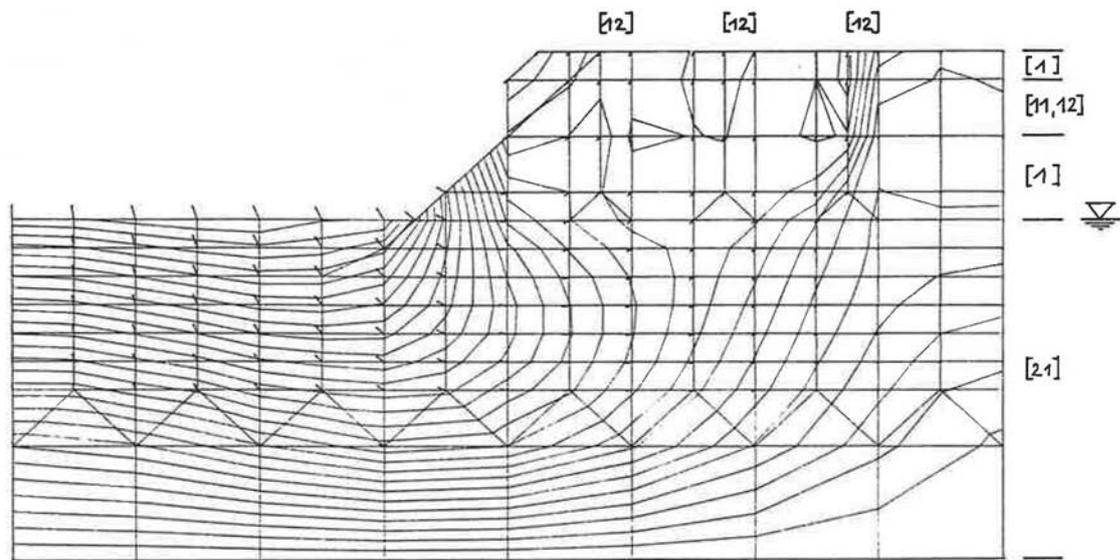


Bild 4.35 (siehe Bild 4.34)

ISARTAL. REGELPROFIL 05. MC2. N3  
 EROSIONSSSTUFE 3

MASSTAB  30m

LASTFALL 4  
 HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
 KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 300mm



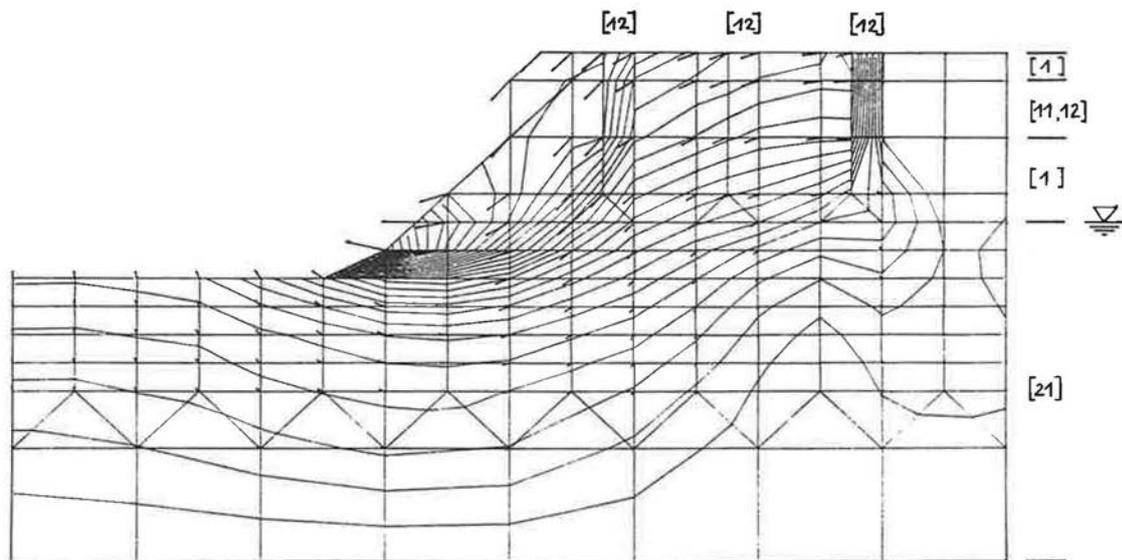


Bild 4.36 (siehe Bild 4.34)

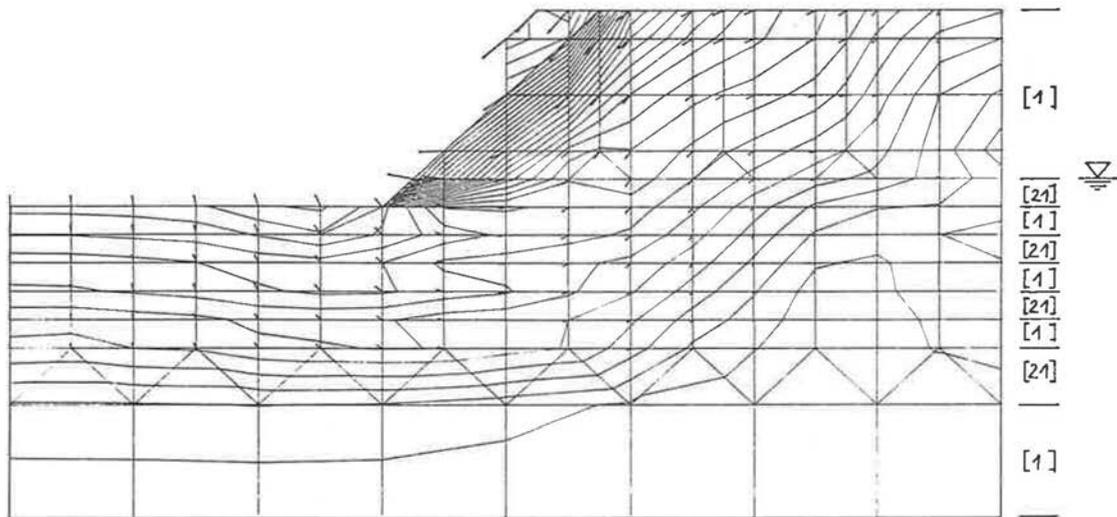
ISARTAL. REGELPROFIL 05. MC2. N3  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB  30m

LASTFALL 6  
HOEHEMLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 300mm





**Bild 4.37** Eintiefung mit horizontaler Sohle in Schotter [1] über Tonmergel-Sand-Wechselfolge [21]-[1] bei abgeminderter Tonmergelsteifigkeit; Grundwasserstand in Höhe der obersten Tonmergelschicht.

ISARTAL, REGELPROFIL 04, MC3, N3  
EROSIONSSTUFE 4

MASSTAB  30m

LASTFALL 5  
HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 300 mm



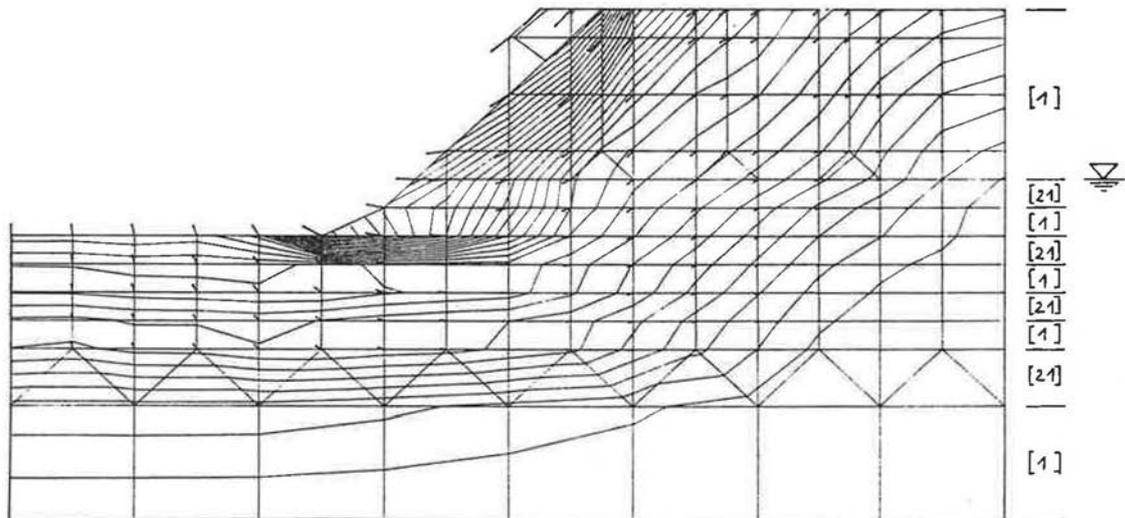


Bild 4.38 (siehe Bild 4.37)

ISARTAL, REGELPROFIL 04, MC3, N3  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB

1:30m

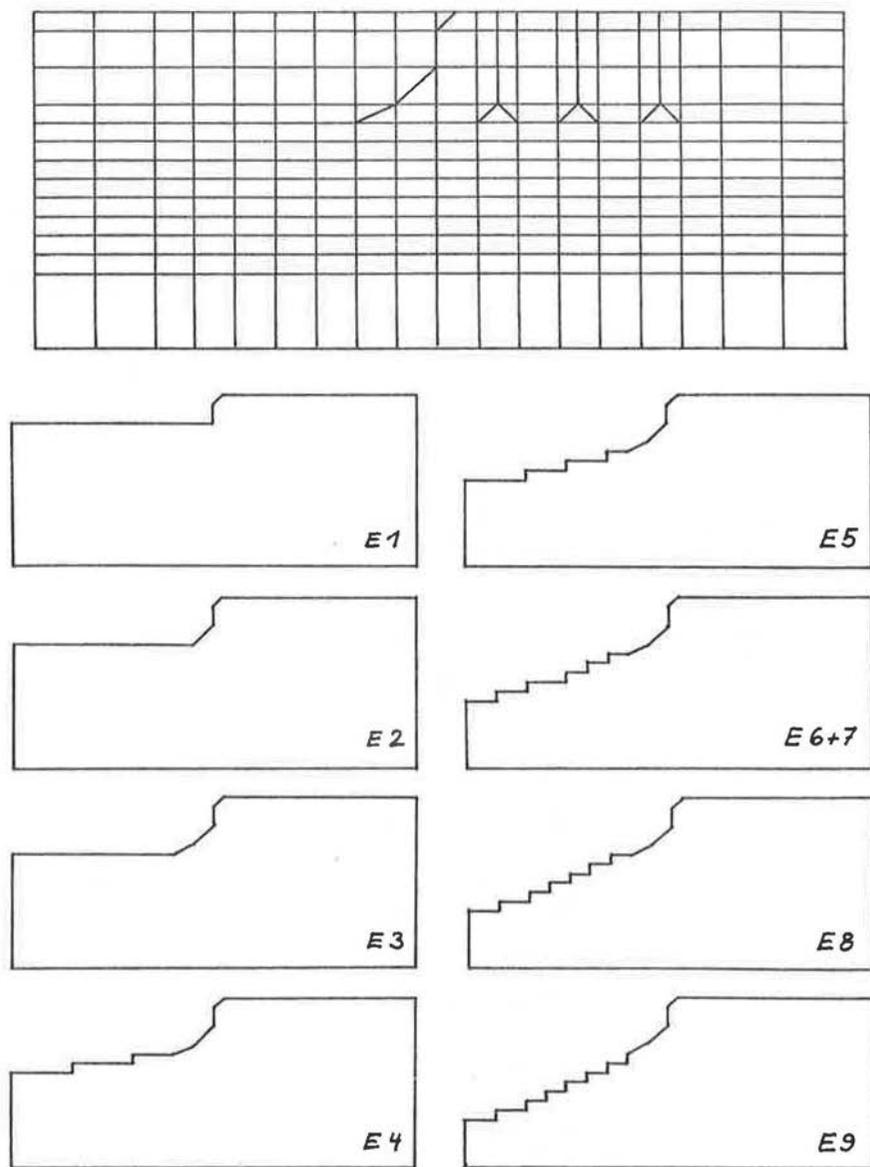
LASTFALL 6

HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN

KNOTENVERSCHIEBUNGEN

1:300 mm





**Bild 4.39** Versagen eines bisher ungebrochenen Talhanges infolge von Erosion; Regelprofile für die Eintiefung mit geneigter Talsohle; Umrisse des Halbraumes und neun aufeinanderfolgender Erosionsstufen.

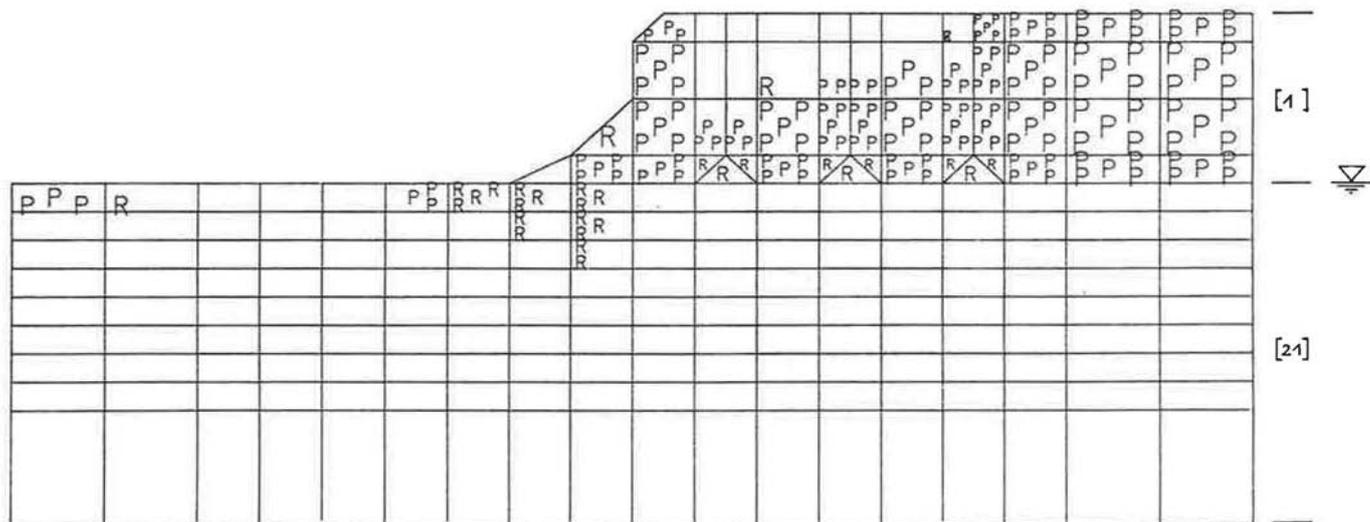


Bild 4.40 Eintiefung mit geneigter Sohle in Schotter [1] über Tonmergel mit Trennflächen [21]; Grundwasser in Höhe der Schichtgrenze.

ISARTAL, REGELPROFIL 11, MC2, N2  
EROSIONSSTUFE 3

MASSTAB

30m

LASTFALL 4

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE



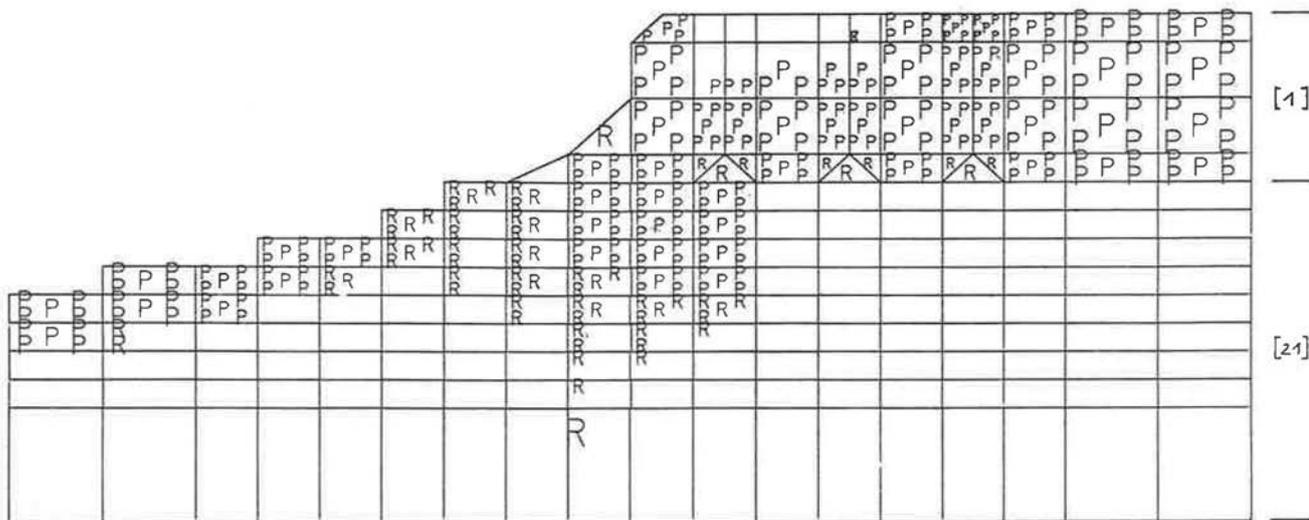


Bild 4.41 (siehe Bild 4.40)

ISARTAL, REGELPROFIL 11, MC2, N2  
EROSIONSSTUFE 6

MASSTAB

 30m

LASTFALL 7

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE



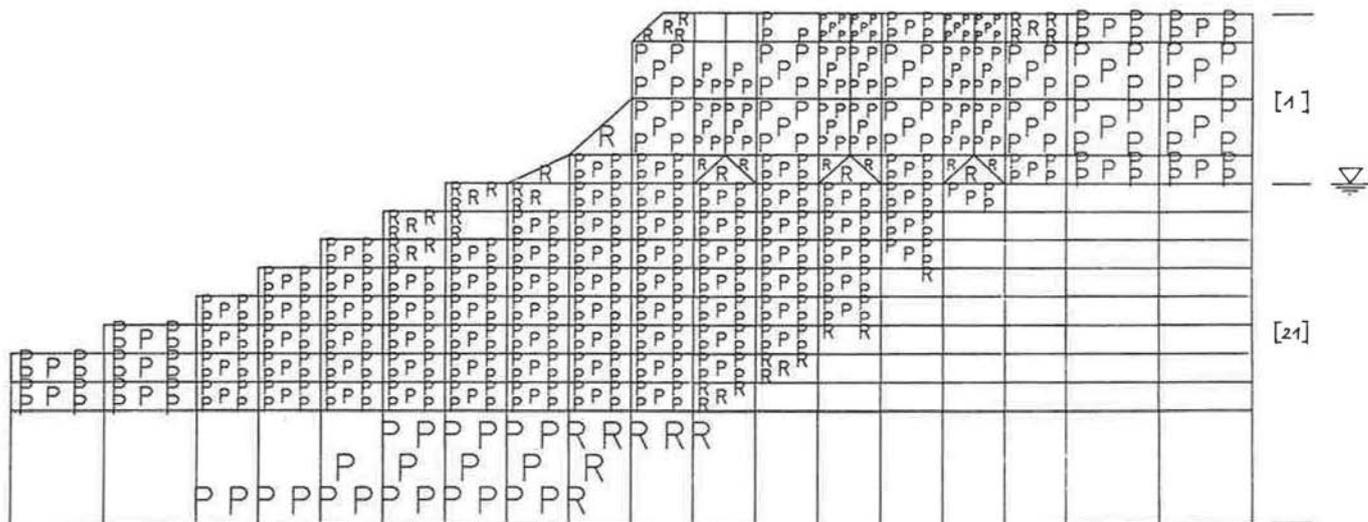


Bild 4.42 (siehe Bild 4.40)

ISARTAL, REGELPROFIL 11, MC2, N2  
EROSIONSSTUFE 6

MASSTAB  30m

LASTFALL 9

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

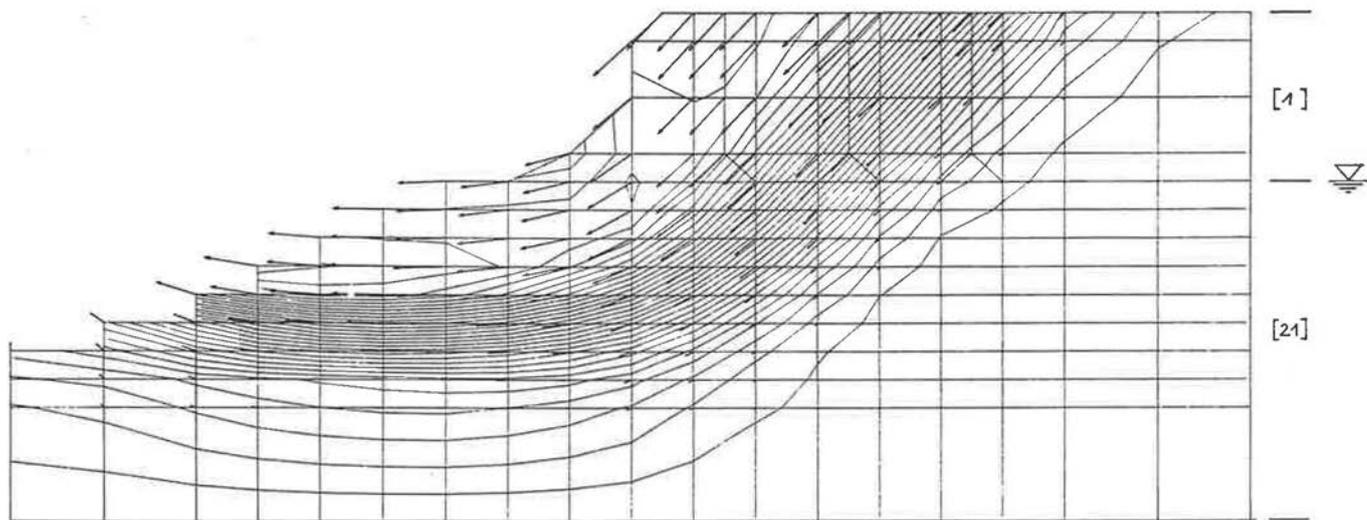


Bild 4.43 (siehe Bild 4.40)

ISARTAL, REGELPROFIL 11, MC2, N2  
EROSIONSSTUFE 6

MASSTAB

 30m

LASTFALL 9

HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN

KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 300 mm



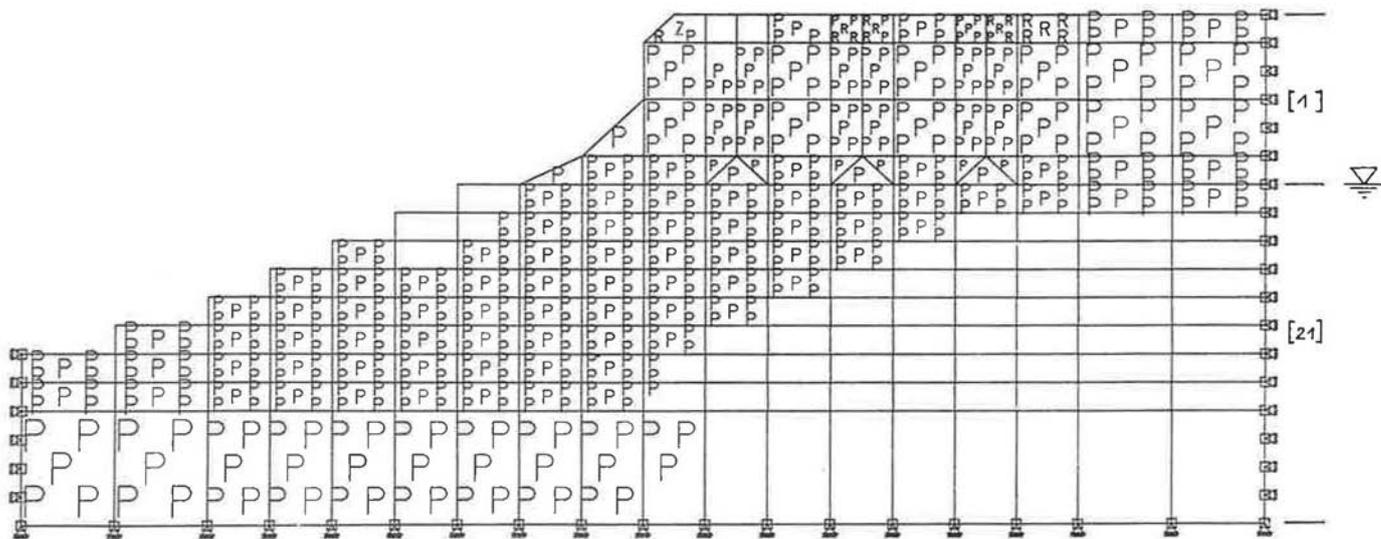


Bild 4.44 Eintiefung mit geneigter Sohle in Schotter [1] über vorbelastetem Tonmergel mit Trennflächen [21]; Grundwasser in Höhe der Schichtgrenze.

ISARTAL, REGELPROFIL 11. MC5. N2  
EROSIONSSTUFE 8

MASSTAB

 30m



LASTFALL 12

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

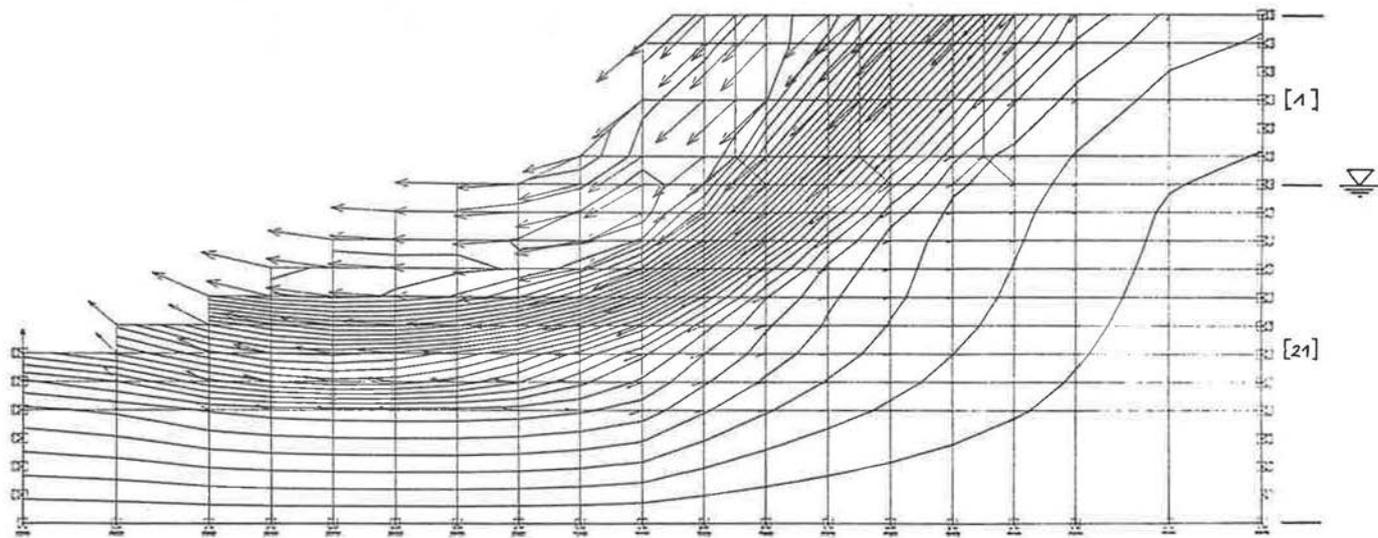


Bild 4.45 (siehe Bild 4.44)

ISARTAL, REGELPROFIL 11, MCS. N2  
 EROSIONSSSTUFE 8

MASSTAB

30m



LASTFALL 12  
 HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
 KNOTENVERSCHIBUNGEN

300 mm

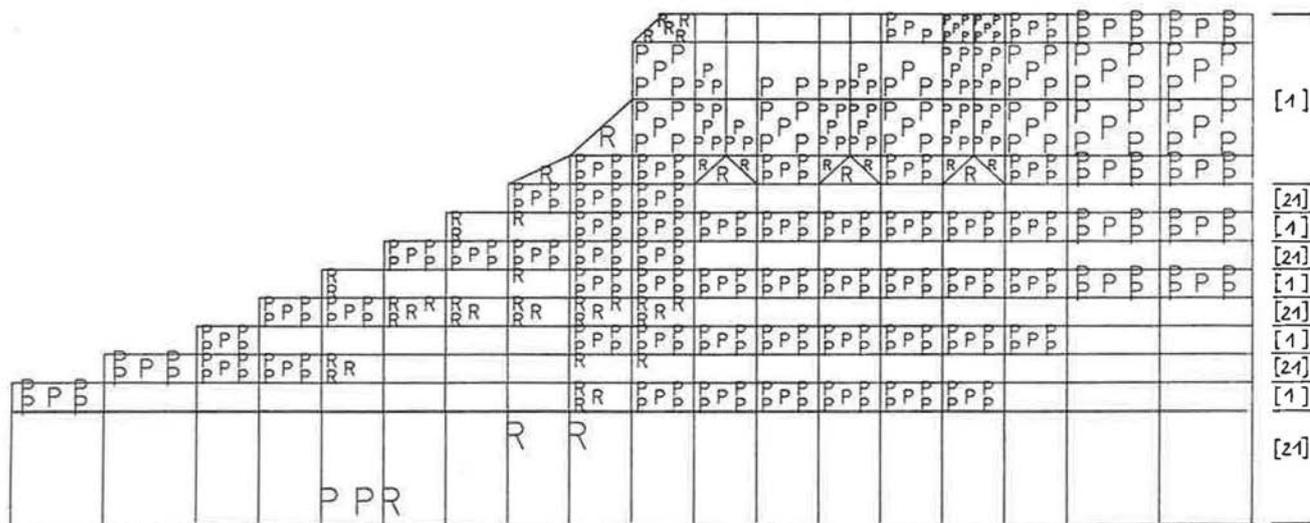


Bild 4.46 Eintiefung mit geneigter Sohle in Schotter [1] über Tonmergel-Sand-Wechselfolge [21]-[1]; Grundwasser in Höhe der obersten Tonmergelschicht.

ISARTAL, REGELPROFIL 14. MC2, N2  
EROSIONSSTUFE 9

MASSTAB

 30 m

LASTFALL 10

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE



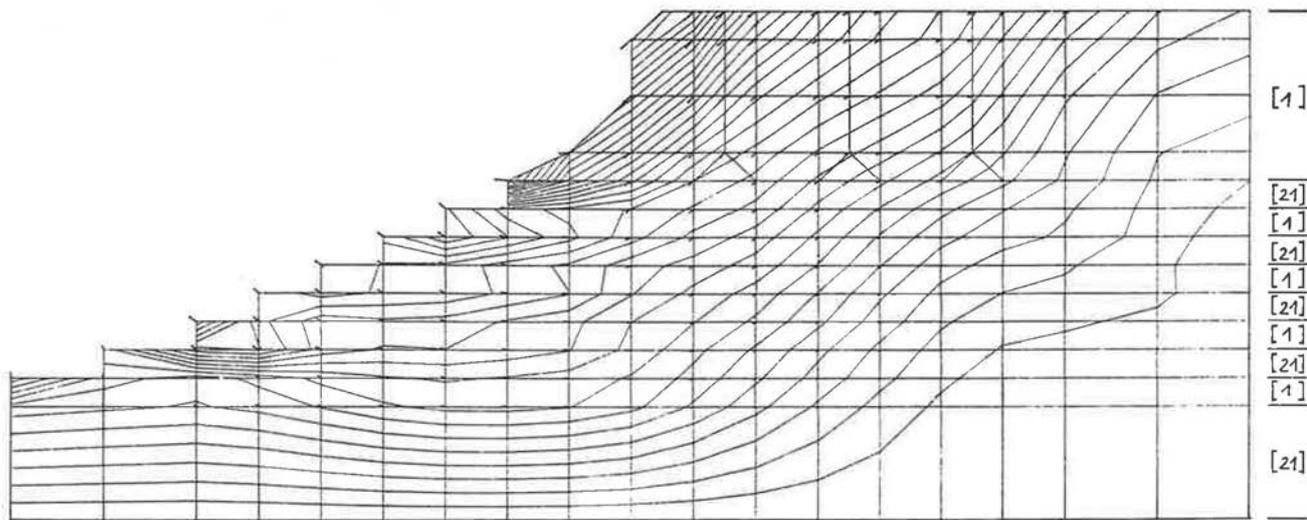


Bild 4.47 (siehe Bild 4.46)

ISARTAL, REGELPROFIL 14, MC2, N2  
EROSIONSSTUFE 9

MASSTAB  30m

LASTFALL 10

HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN

KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 300 mm



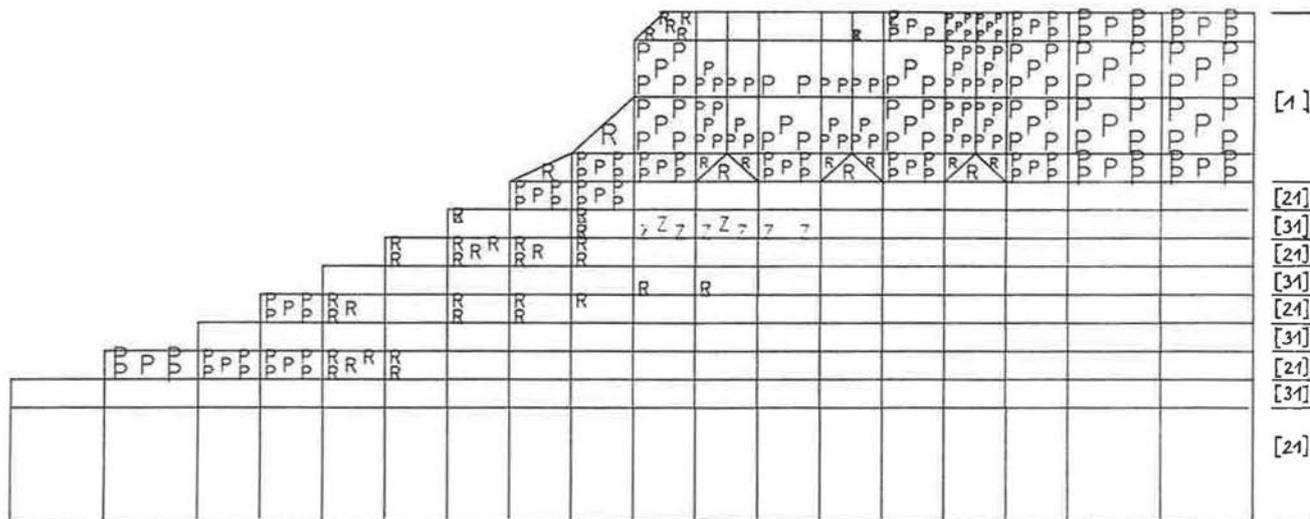


Bild 4.48 Eintiefung mit geneigter Sohle in Schotter [1] über Tonmergel-Tonmergelstein-Wechselfolge [21]-[31]; Grundwasser in Höhe der obersten Tonmergelschicht.

ISARTAL. REGELPROFIL 14. MC4. N2  
EROSIONSSTUFE 9

MASSTAB

130m

LASTFALL 8

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE



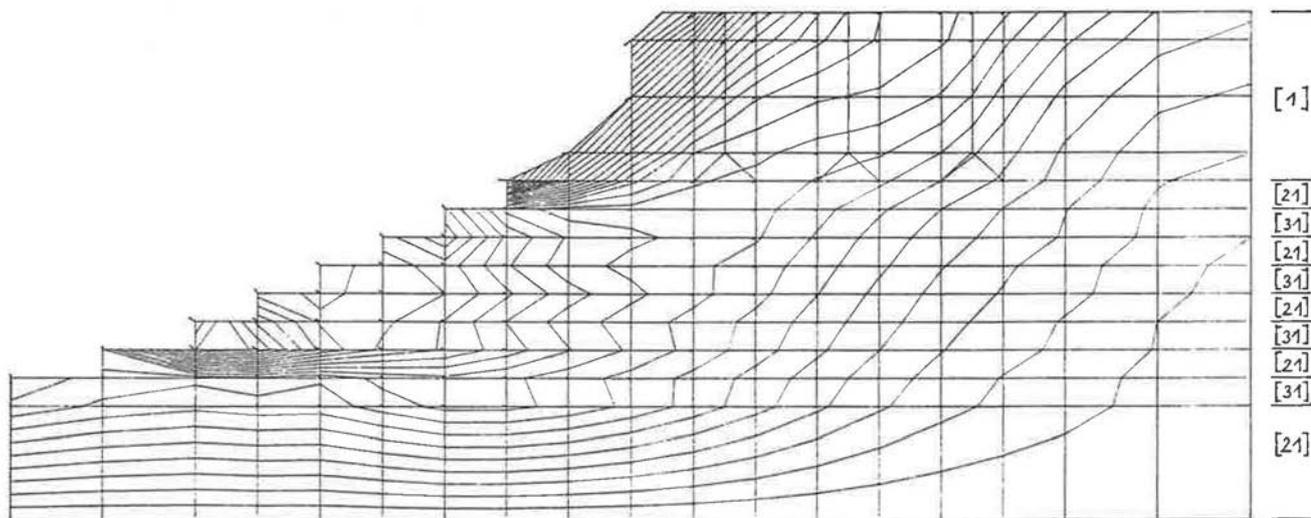


Bild 4.49 (siehe Bild 4.48)

ISARTAL, REGELPROFIL 14, MC4, N2  
EROSIONSSTUFE 9

MASSTAB  30m

LASTFALL 8  
HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 300mm



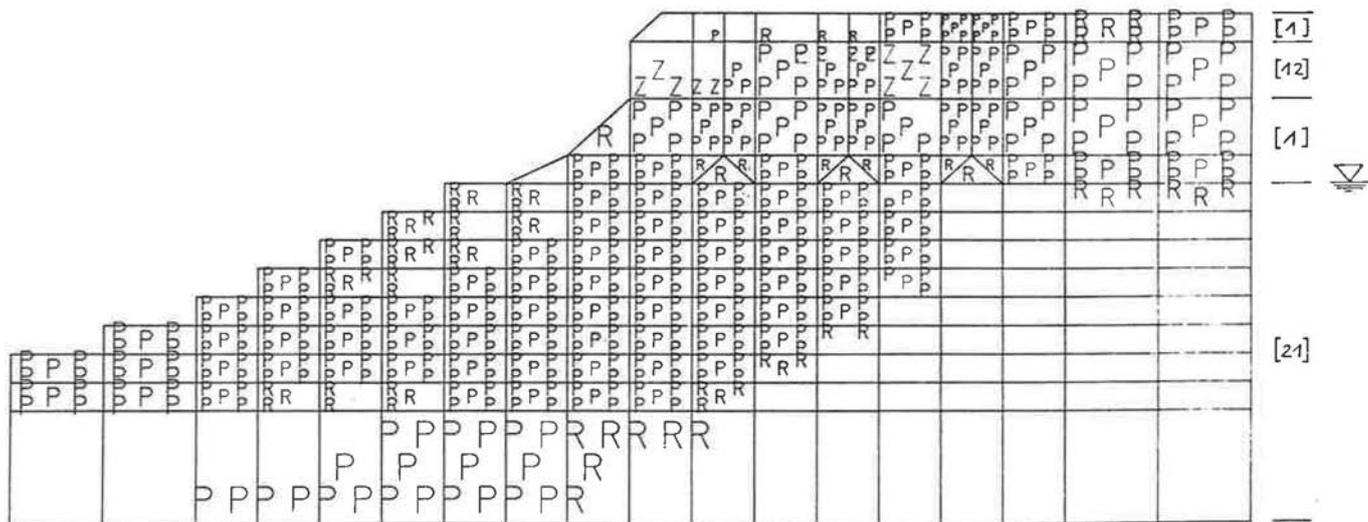


Bild 4.50 Eintiefung mit geneigter Sohle in Schotter [1] mit mürber Nagelfluh [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21]; Grundwasser in Höhe der Schichtgrenze.

ISARTAL, REGELPROFIL 16, MC2, N2  
EROSIONSSTUFE 78

MASSTAB  30m

LASTFALL 7

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

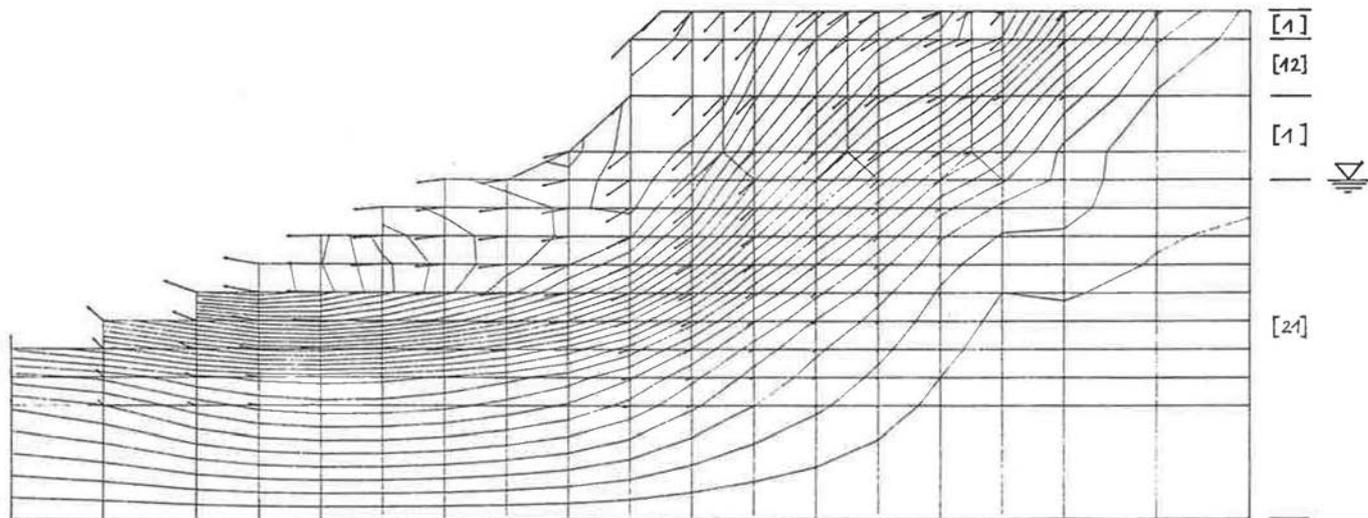


Bild 4.51 (siehe Bild 4.50)

ISARTAL, REGELPROFIL 16, MC2, N2  
EROSIONSSTUFE 78

MASSTAB  30m

LASTFALL 7  
HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 300mm



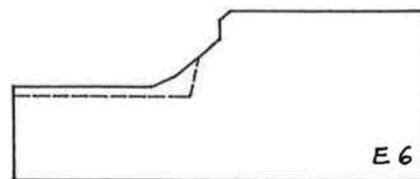
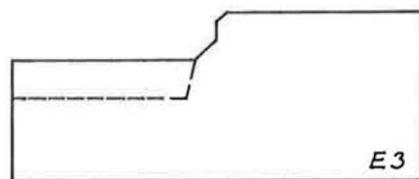
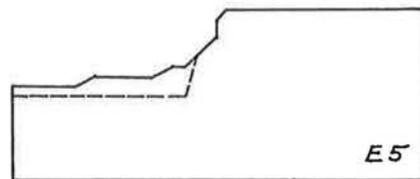
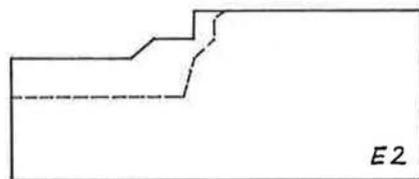
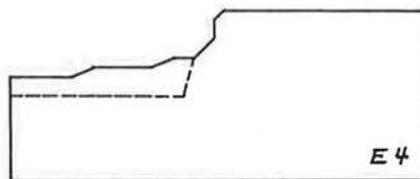
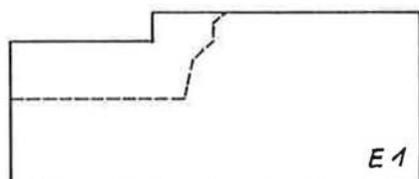
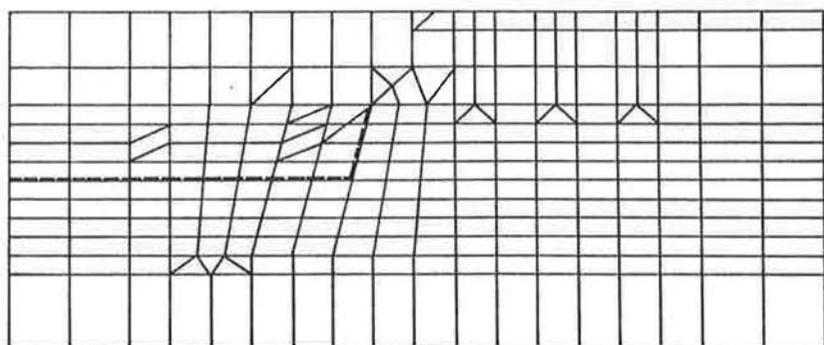
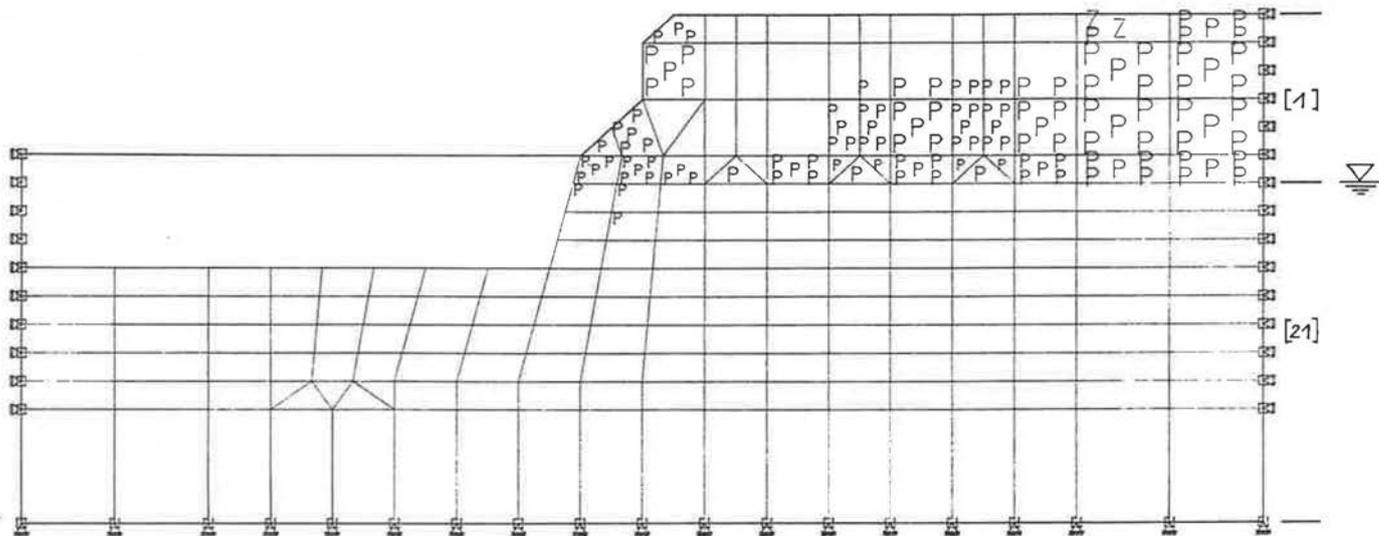


Bild 4.52 Versagen eines bereits einmal gebrochenen Talhanges infolge absinkender alter Rutschschollen und damit verminderter Fußstützung; Regelprofile und Profile der Rutschung Grünwald mit abnehmender Rutschkörpergröße für sechs Berechnungsstufen.



**Bild 4.53** Absinken einer Rutschscholle von Schotter [1] über Tonmergel mit Trennflächen [21]; Grundwasser in Höhe der Schichtgrenze.

ISARTAL, REGELPROFIL 21, MC2, N7  
EROSIONSSTUFE 3

MASSTAB

 30m



LASTFALL 4

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

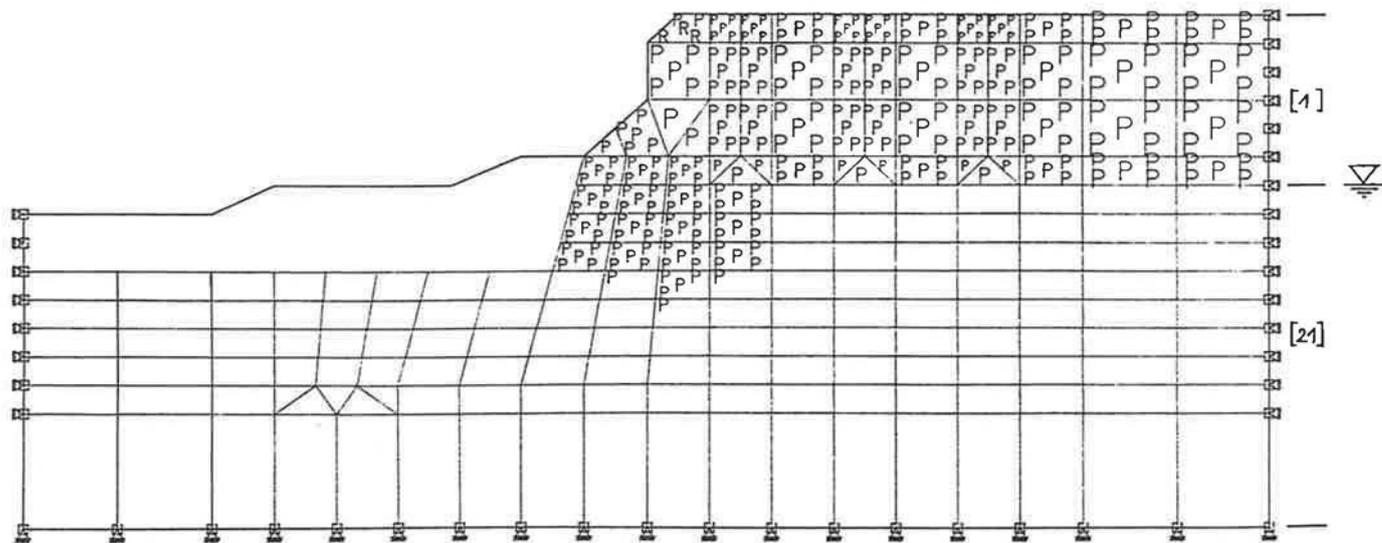


Bild 4.54 (siehe Bild 4.53)

ISARTAL, REGELPROFIL 21, MC2, N7  
 EROSIONSTUFE 4

MASSTAB

30m



LASTFALL 5

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

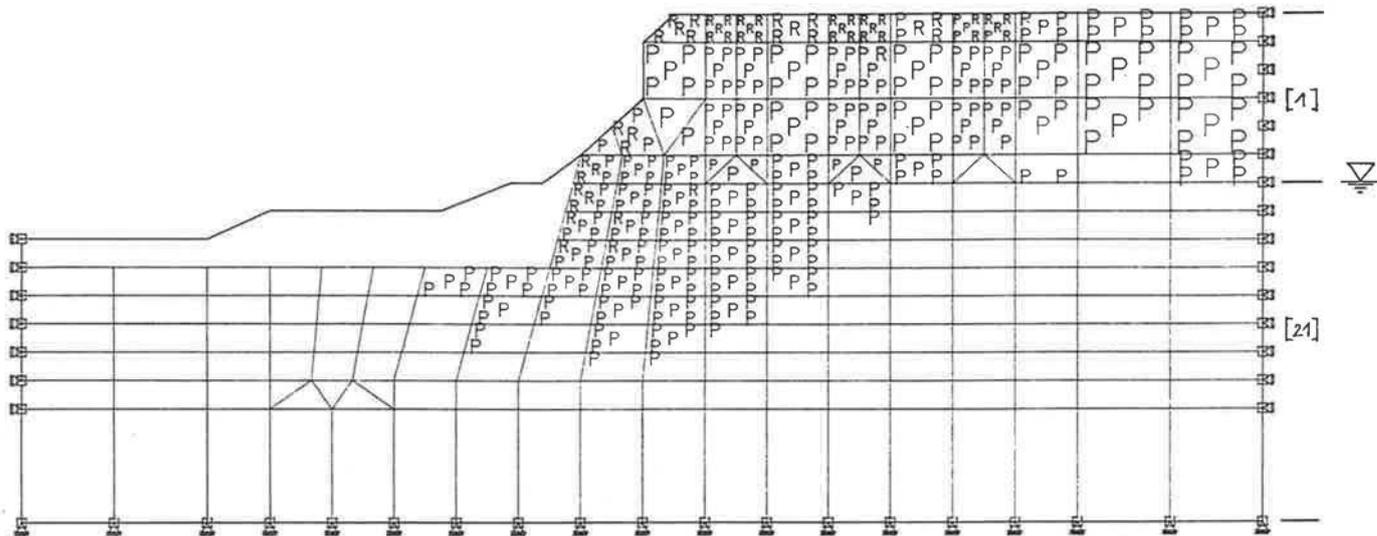


Bild 4.55 (siehe Bild 4.53)

ISARTAL, REGELPROFIL 21. MC2. N7  
 EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB



LASTFALL 6

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

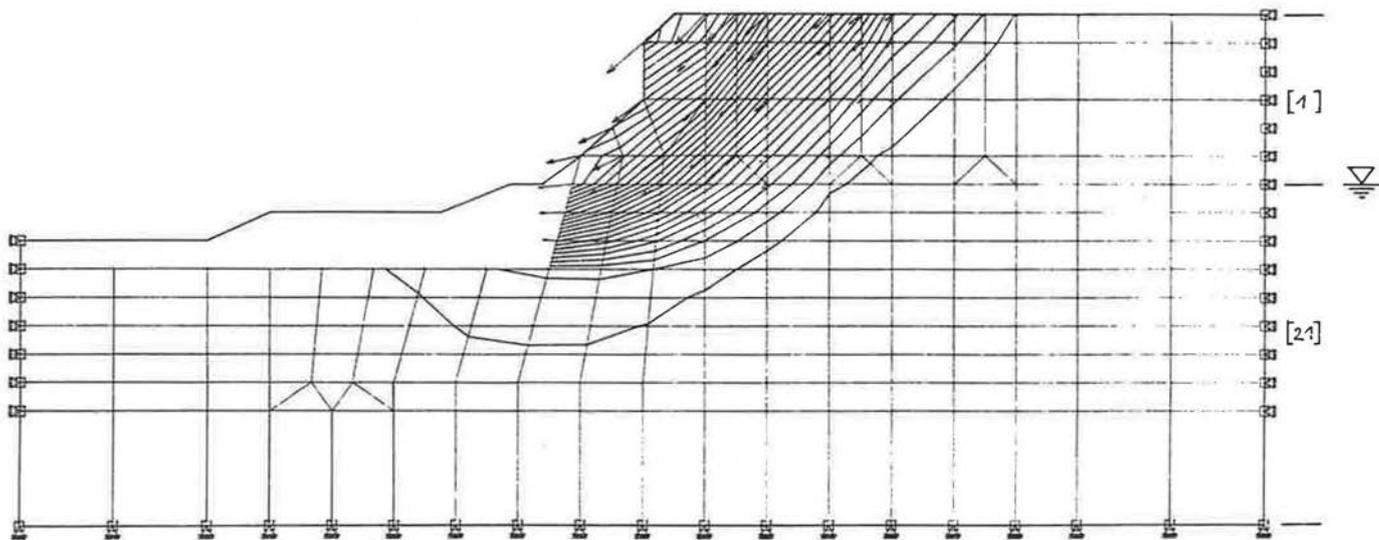


Bild 4.56 (siehe Bild 4.53)

ISARTAL, REGELPROFIL 21. MC2. N7  
 EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB  30m

LASTFALL 6  
 HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
 KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 1500 mm



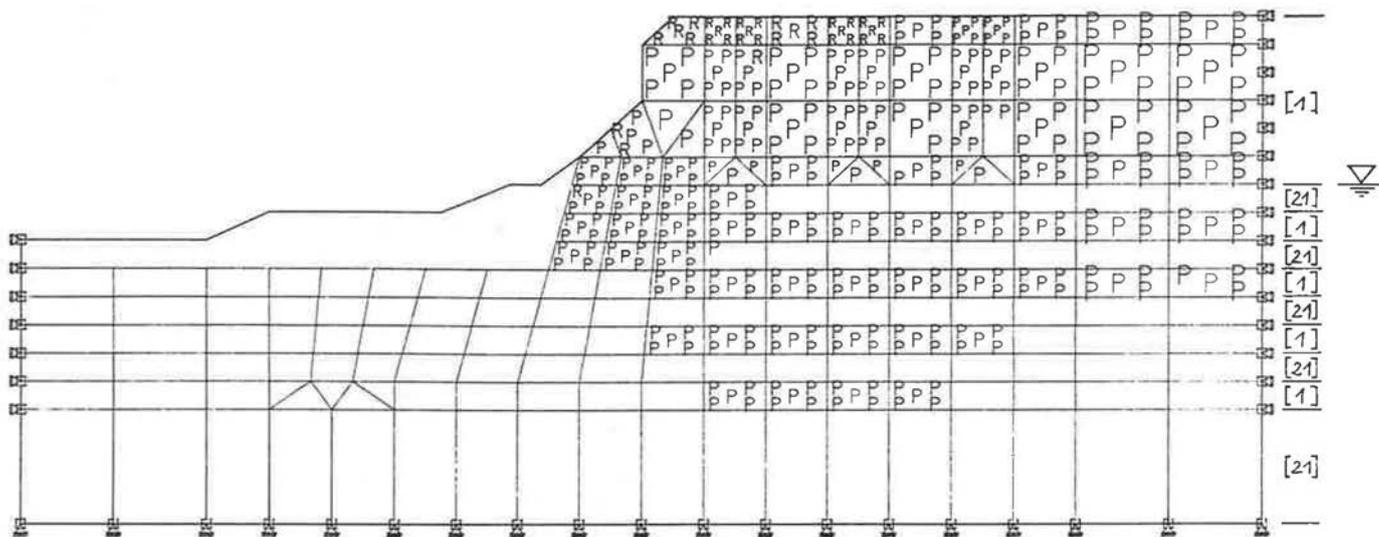


Bild 4.57 Absinken einer Rutschscholle vor Schotter [1] über Tonmergel-Sand-Wechselfolge [21]-[1]; Grundwasser in Höhe der obersten Tonmergelschicht.

ISARTAL. REGELPROFIL 24. MC2. N7  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB  30m

LASTFALL 6

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

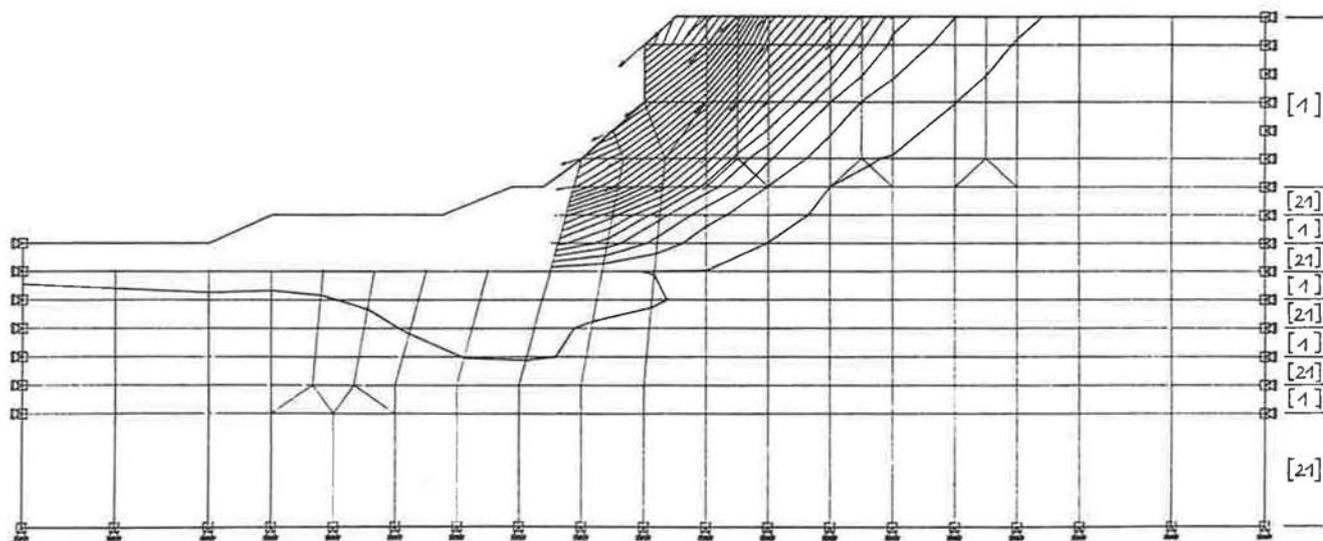


Bild 4.58 (siehe Bild 4.57)

ISARTAL. REGELPROFIL 24. MC2. N7  
 EROSIONSTUFE 5

MASSTAB  130m

LASTFALL 6  
 HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
 KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 1500 mm



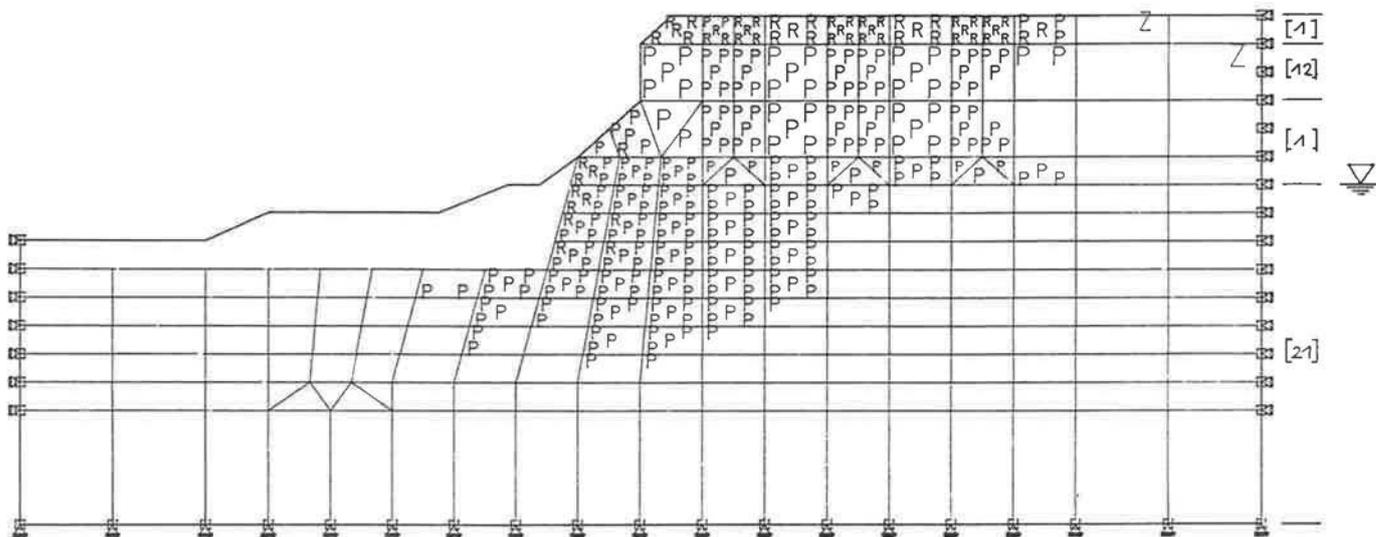


Bild 4.59 Absinken einer Rutschscholle vor Schotter [1] mit mürber Nagelfluh [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21]; Grundwasser in Höhe der Schichtgrenze.

ISARTAL. REGELPROFIL 26. MC2, N7  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB

 30m



LASTFALL 6

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

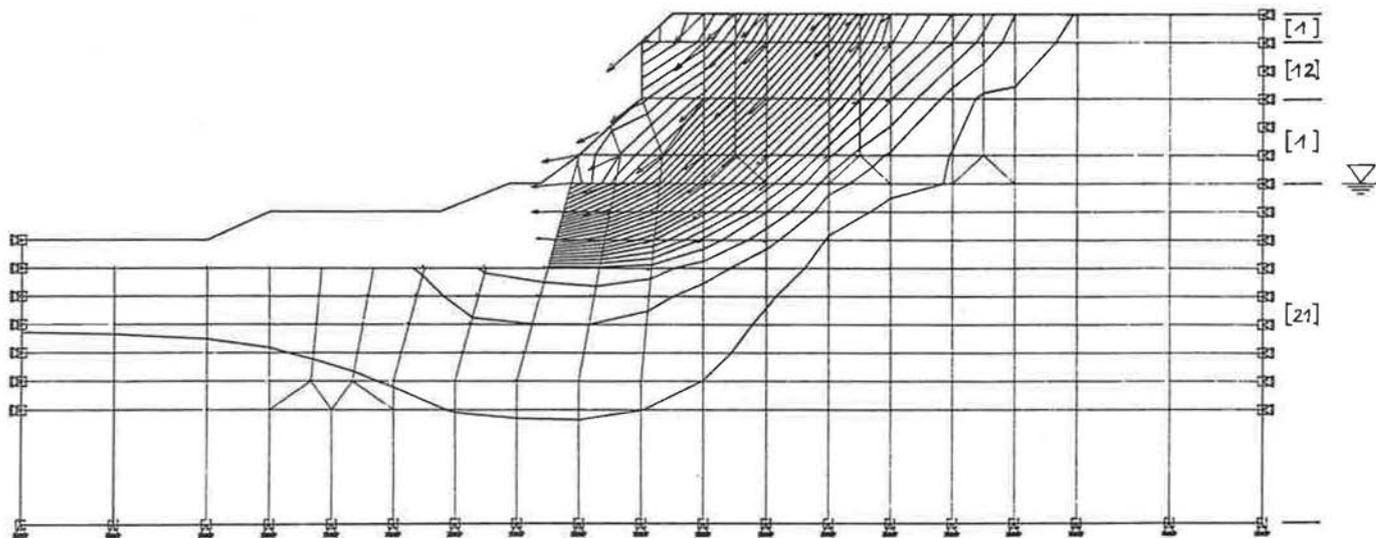


Bild 4.60 (siehe Bild 4.59).

ISARTAL, REGELPROFIL 26, MC2, N7  
 EROSIONSTUFE 5

MASSTAB

130m



LASTFALL 6

HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN

KNOTENVERSCHIEBUNGEN

750mm

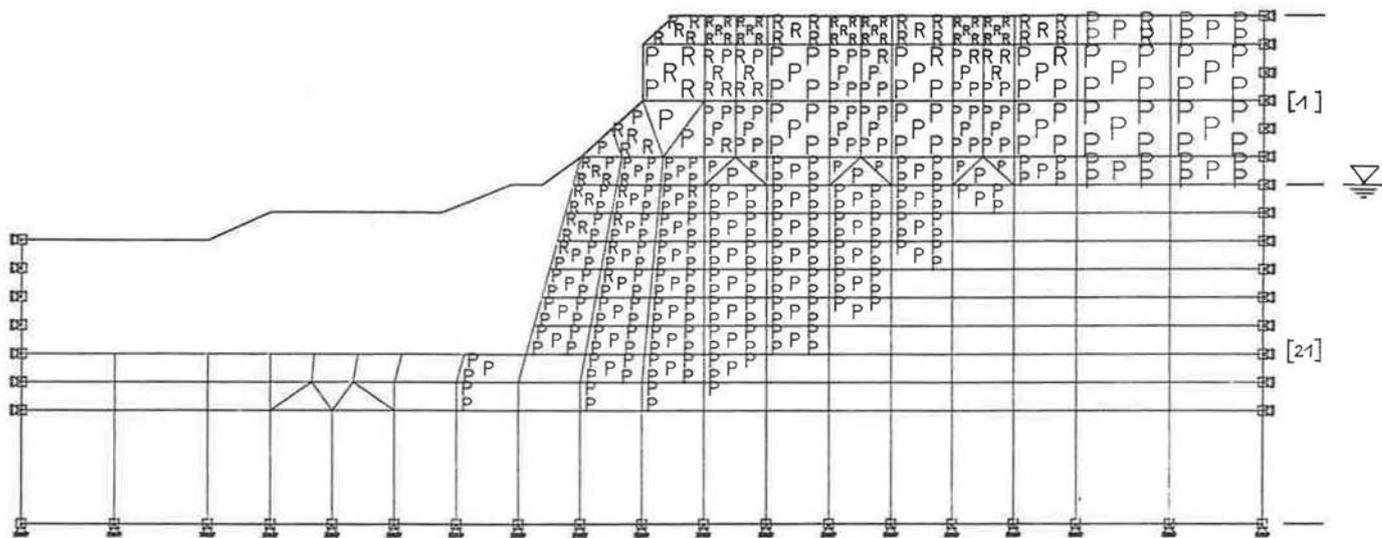


Bild 4.61 Absinken einer Rutschscholle vor Schotter [1] über Tonmergel mit Trennflächen [21] bei tiefliegender Gleitfläche; Grundwasser in Höhe der Schichtgrenze.

ISARTAL, REGELPROFIL 27. MC2. N7  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB

30m



LASTFALL 6

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

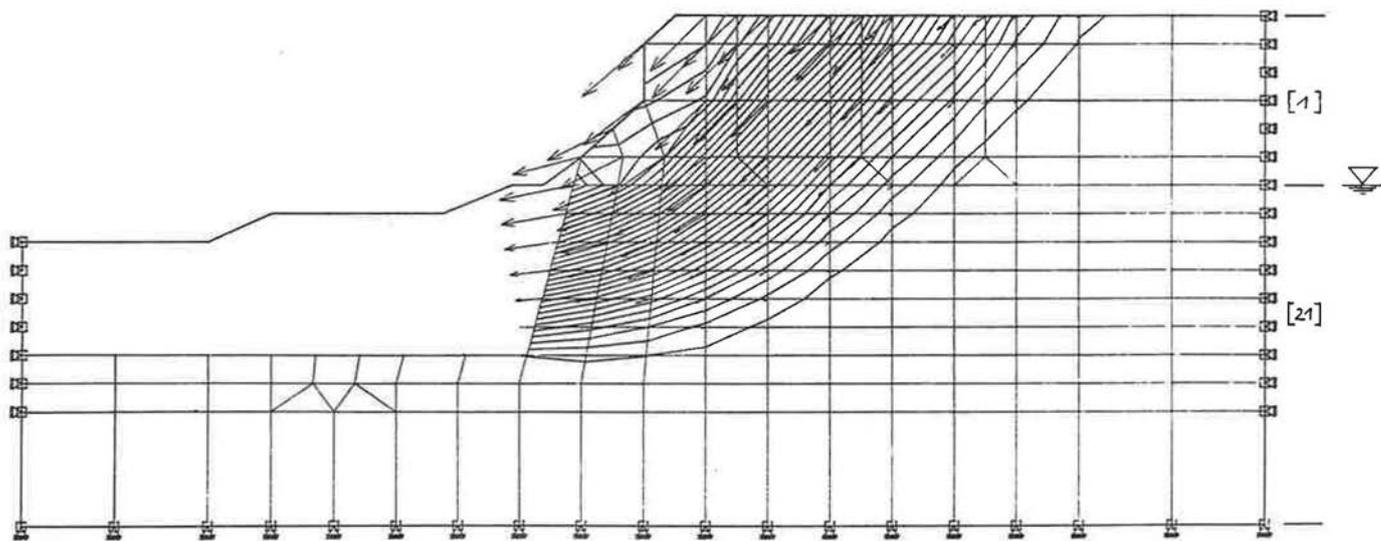


Bild 4.62 (siehe Bild 4.61)

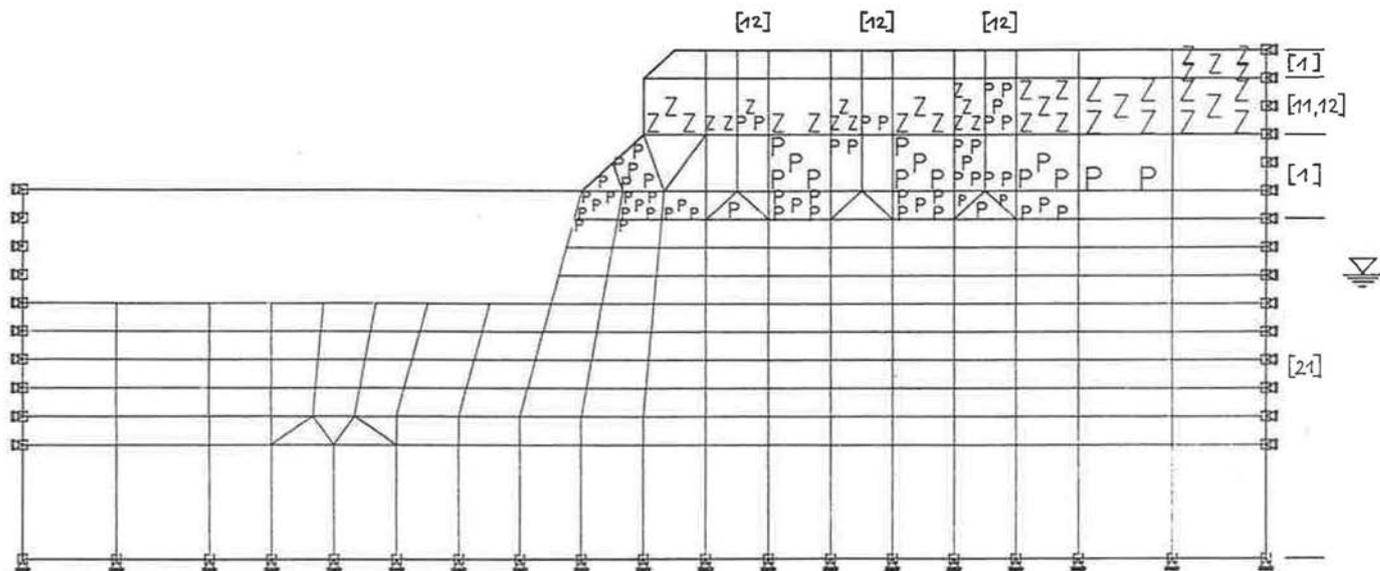
ISARTAL, REGELPROFIL 27. MC2. N7  
 EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB  30m



LASTFALL 6  
 HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
 KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 1500mm



**Bild 4.63** Rutschung Grünwald: Rutschscholle vor Schotter [1] mit harter Nagelfluh [11] und mürben Schwächezonen [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21] unter der Tonmergeloberfläche.

ISARTAL, GRUENWALD 1. MC2. N7  
EROSIONSSTUFE 3

MASSTAB

30m



LASTFALL 4

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

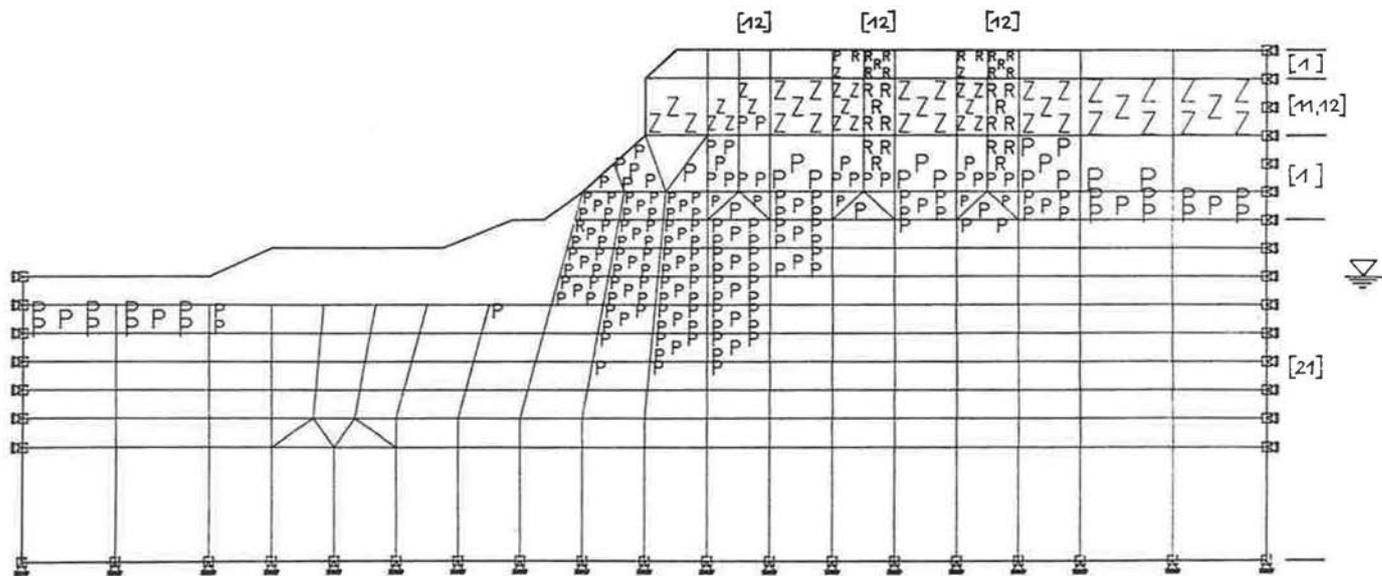


Bild 4.64 (siehe Bild 4.63)

ISARTAL, GRUENWALD 1, MC2, N7  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB

 30m



LASTFALL 6

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

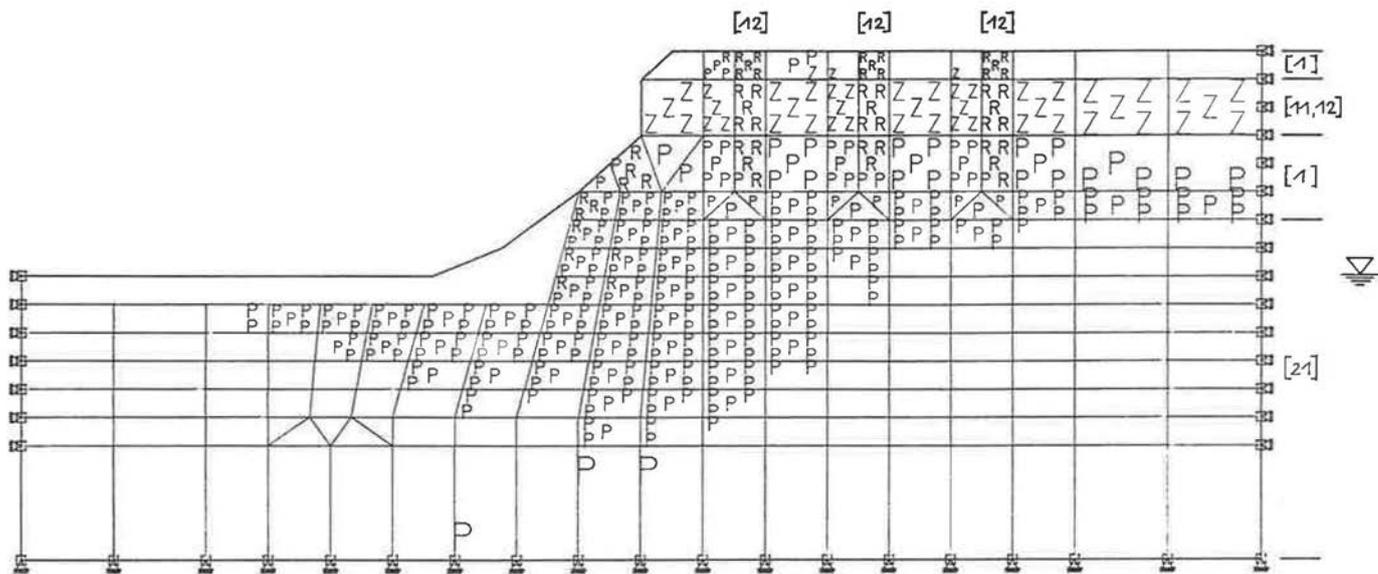


Bild 4.65 (siehe Bild 4.63)

ISARTAL, GRUENWALD 1. MC2. N7  
 EROSIONSTUFE 6

MASSTAB

30m



LASTFALL 7

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

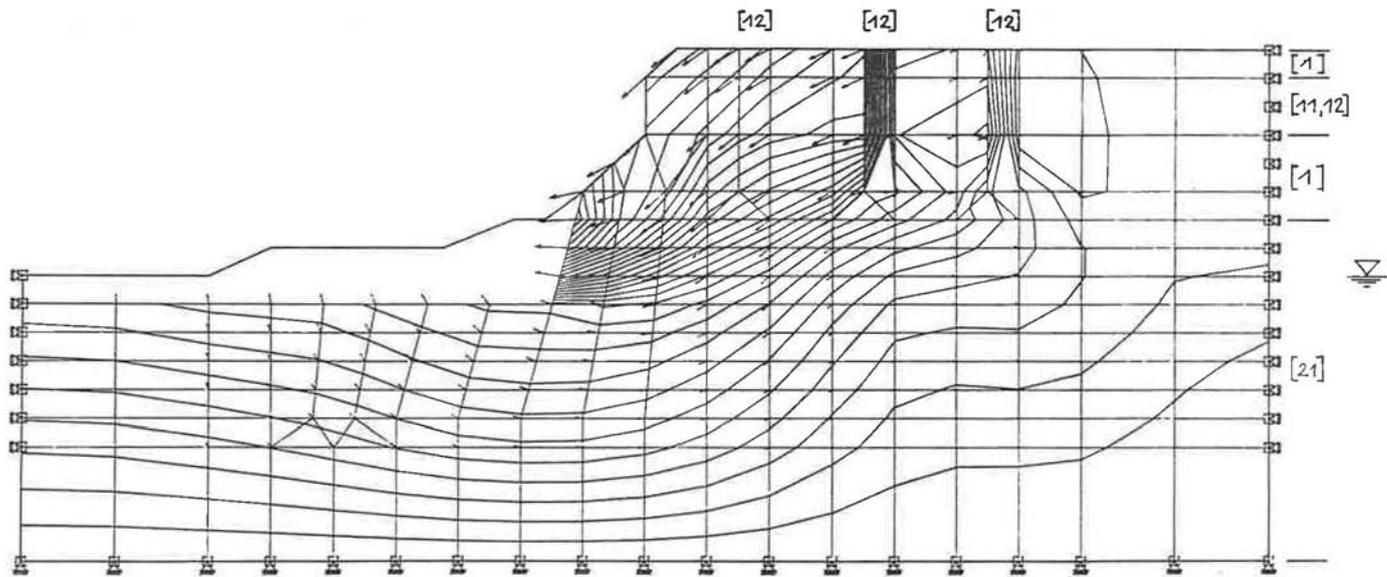


Bild 4.66 (siehe Bild 4.63)

ISARTAL, GRUENWALD 1, MC2, N7  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB

30m

LASTFALL 6

HOEHNELINIEN: VERSCHIEBUNGEN

KNOTENVERSCHIEBUNGEN

300 mm

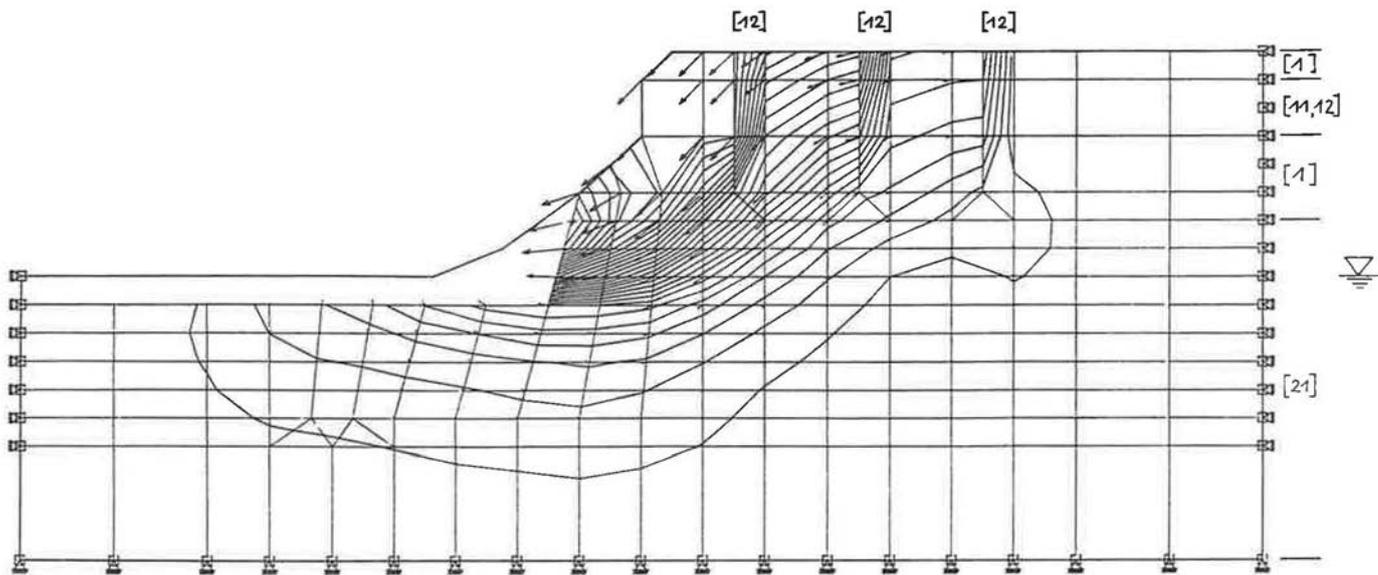


Bild 4.67 (siehe Bild 4.63)

ISARTAL, GRUENWALD 1, MC2, N7  
EROSIONSSTUFE 6

MASSTAB

 30m

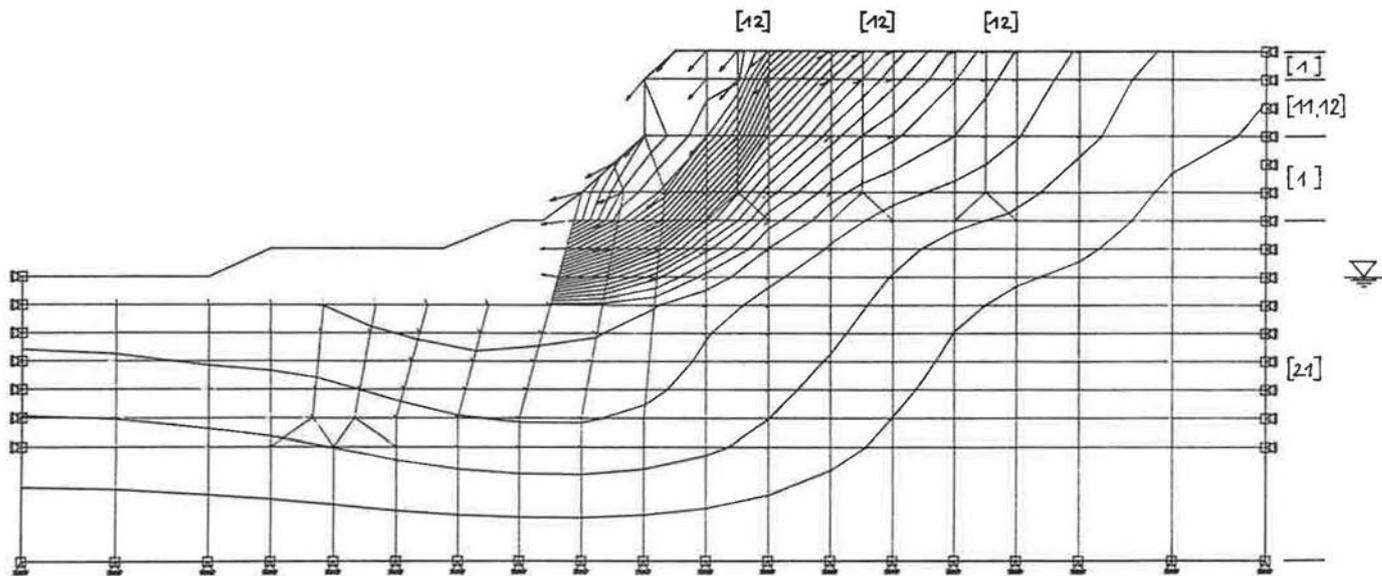


LASTFALL 7

HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN

KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 750mm



**Bild 4.68** Rutschung Grünwald: Rutschscholle vor Schotter [1] mit harter Nagelfluh [11] und mürben Schwächezonen [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21],  $\varphi' = 15^\circ$ ,  $c' = 50 \text{ kN/m}^2$ ; einheitlicher E-Modul ( $300 \text{ kN/m}^2$ ); Grundwasser 11 m unter der Tonmergeloberfläche.

ISARTAL, GRUENWALD 2. MC2. N7  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB

 30m



LASTFALL 6

HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN

KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 300mm

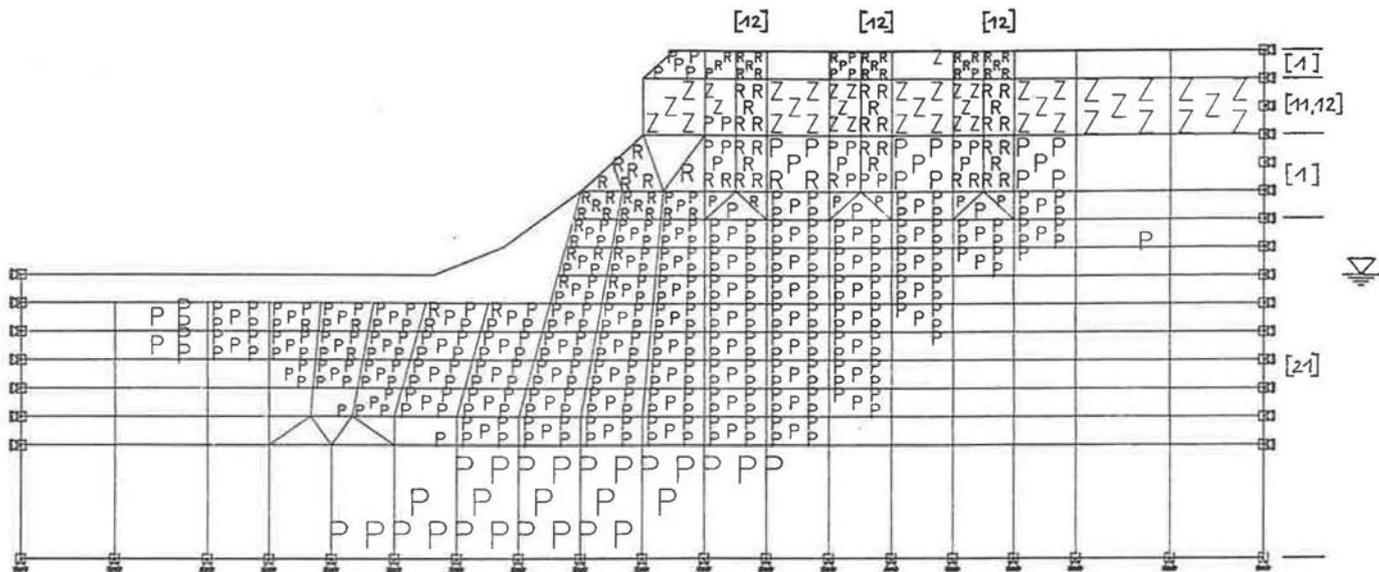


Bild 4.69 Rutschung Grünwald: Rutschscholle vor Schotter [1] mit harter Nagelfluh [11] und mürben Schwächezonen [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21],  $\varphi' = 18^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ ; Grundwasser 11 m unter der Tonmergeloberfläche.

ISARTAL, GRUENWALD 3. MC1. N7  
EROSIONSSTUFE 6

MASSTAB

30m

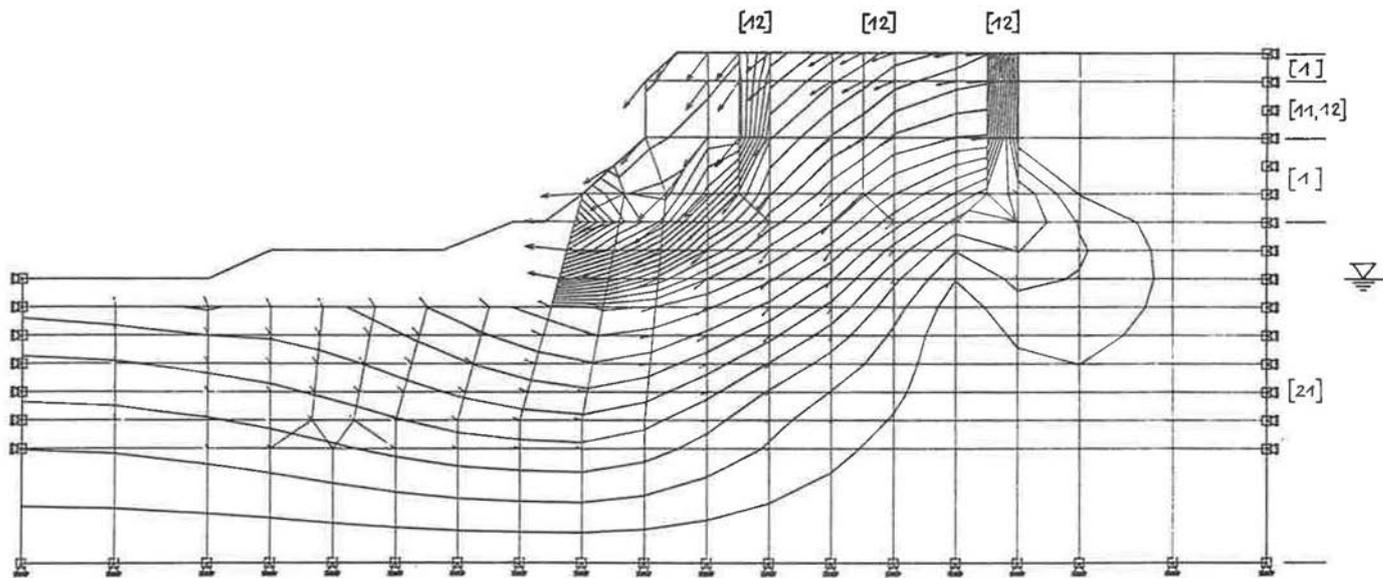


LASTFALL 7

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE



ISARTAL, GRUENWALD 3, MC1, N7  
 EROSIONSSTUFE 5

MASTAB  30m



LASTFALL 6  
 HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
 KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 600 mm

Bild 4.70 (siehe Bild 4.69)

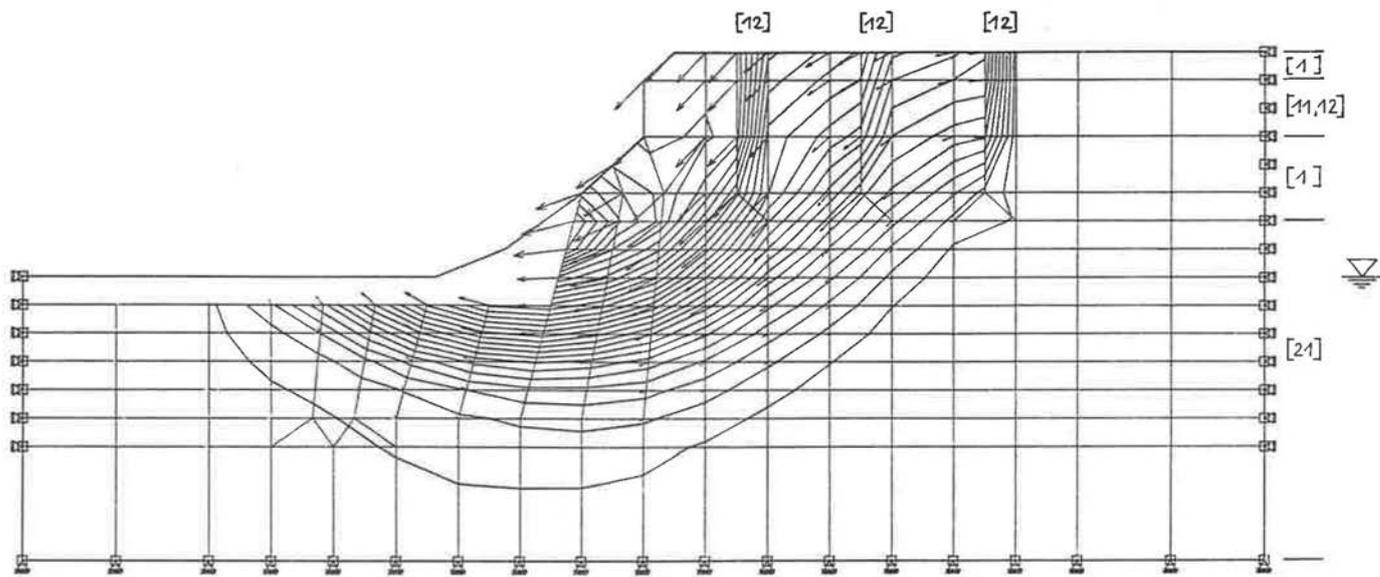


Bild 4.71 (siehe Bild 4.69)

ISARTAL, GRUENWALD 3, MCI, N7  
EROSIONSSTUFE 6

MASSTAB

30m



LASTFALL 7  
HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
KNOTENVERSCHIEBUNGEN

1500 mm

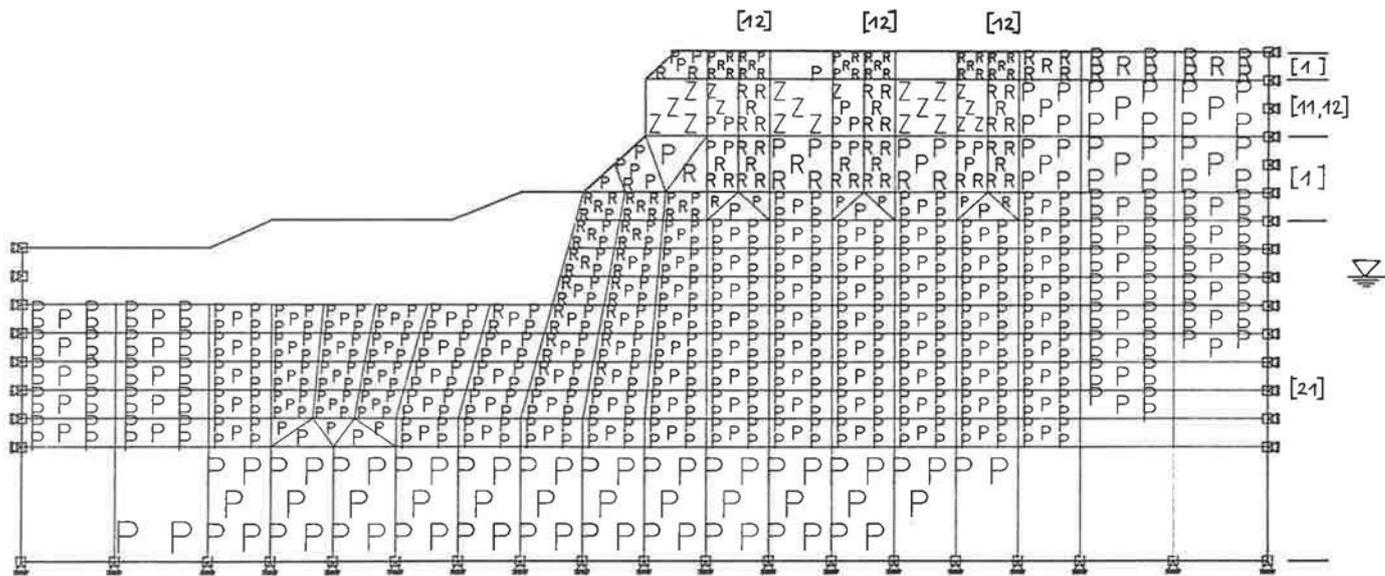


Bild 4.72 Rutschung Grünwald: Rutschscholle vor Schotter [1] mit harter Nagelfluh [11] und mürben Schwächezonen [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21,  $\varphi' = 9^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ ]; Grundwasser 11 m unter der Tonmergeloberfläche.

ISARTAL, GRUENWALD 4. MC1. N7  
EROSIONSSTUFE 4

MASSTAB

1:30 m



LASTFALL 5

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

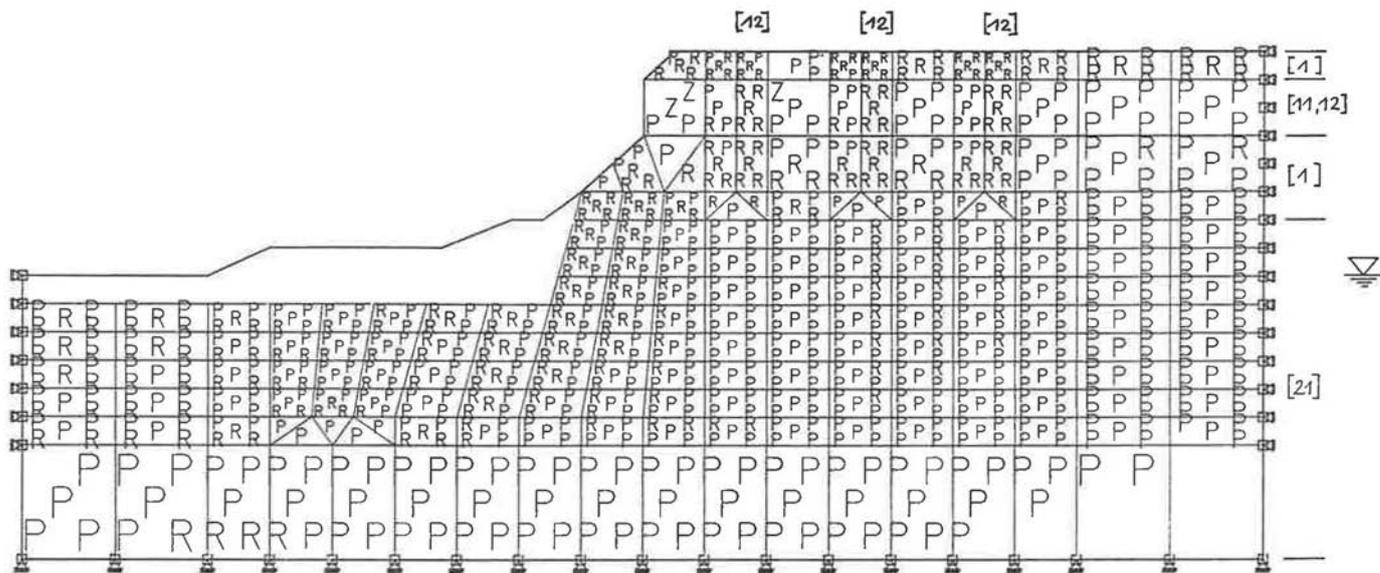


Bild 4.73 (siehe Bild 4.72)

ISARTAL, CRUENWALD 4. MC1. N7  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB

30 m



LASTFALL 6

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

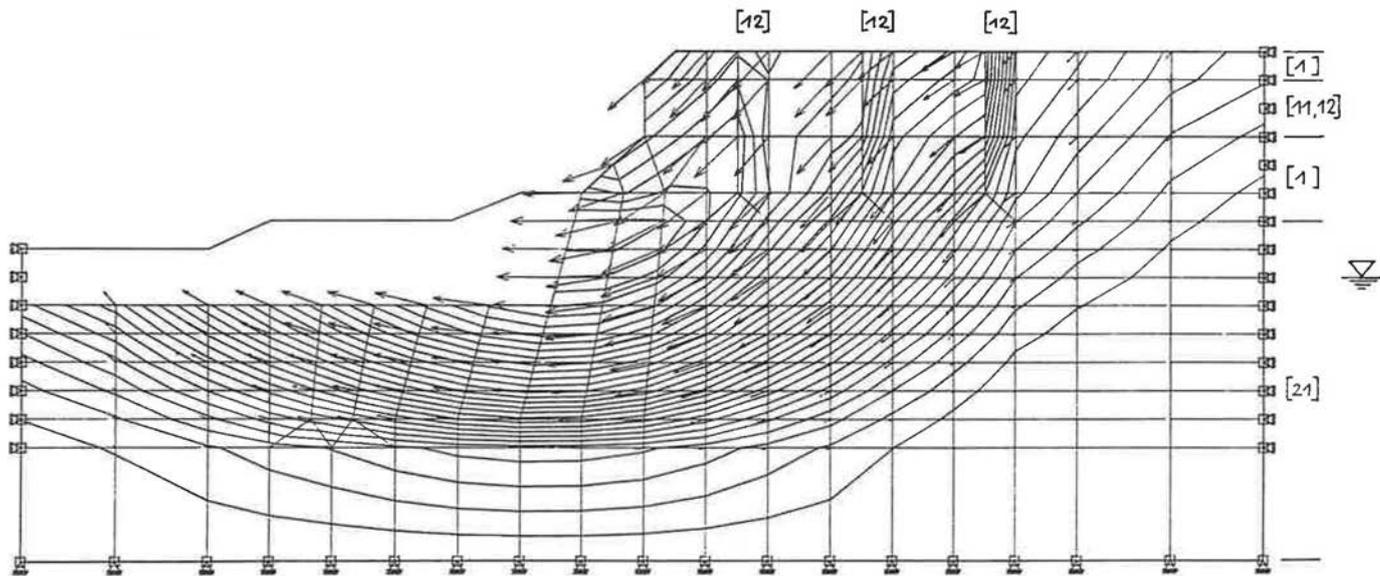


Bild 4.74 (siehe Bild 4.72)

ISARTAL, GRUENWALD 4, MC1, N7  
 EROSIONSTUFE 4

MASSTAB

30m



LASTFALL 5

HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN

KNOTENVERSCHIEBUNGEN

3000 mm

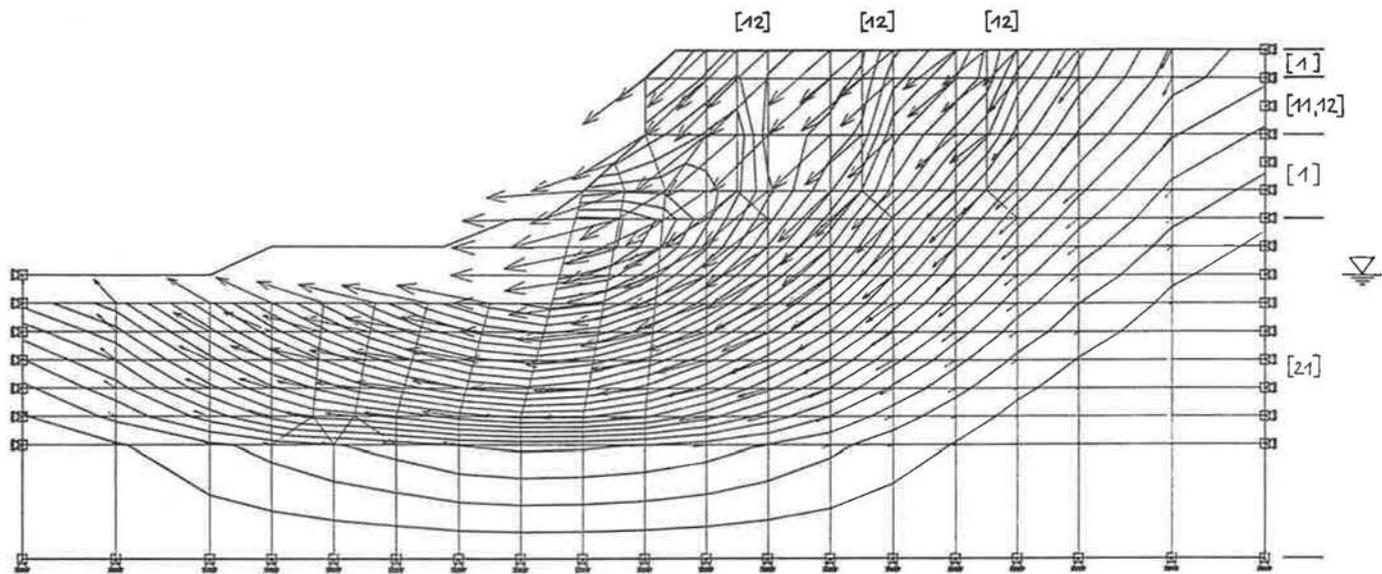


Bild 4.75 (siehe Bild 4.72)

ISARTAL. GRUENWALD 4. MC1. N7  
 EROSIONSTUFE 5

MASSTAB

30m



LASTFALL 6  
 HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
 KNOTENVERSCHIEBUNGEN

3000 mm

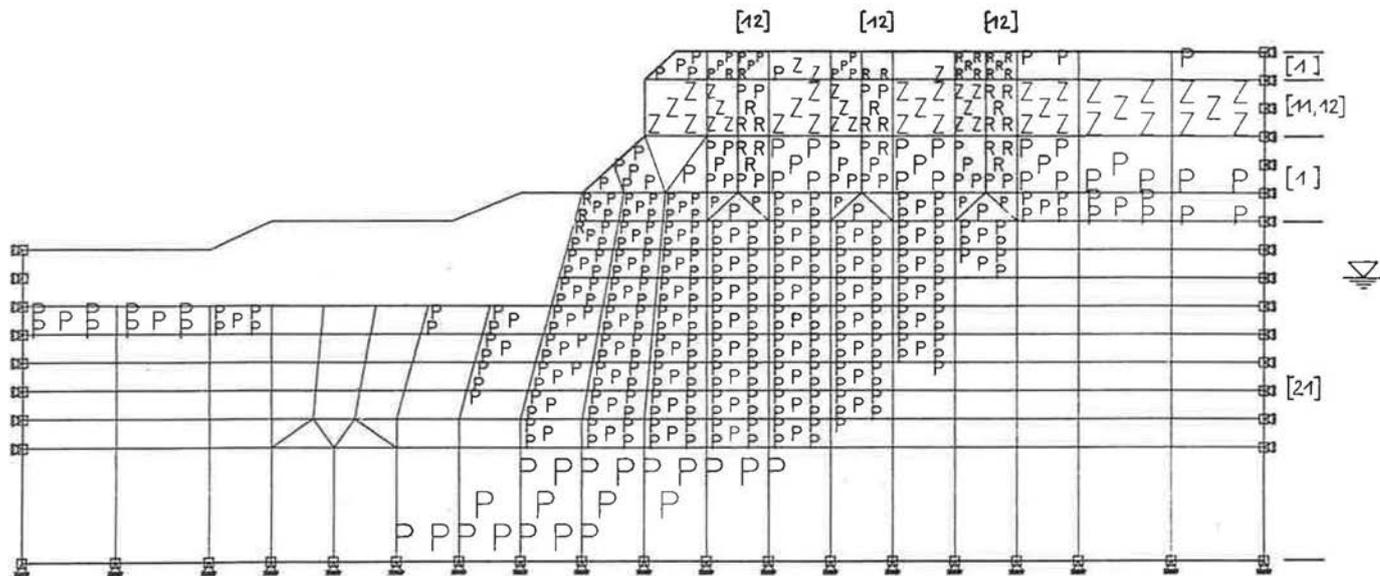


Bild 4.76 Rutschung Grünwald: Rutschscholle vor Schotter [1] mit harter Nagelfluh [11] und mürben Schwächezonen [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21],  $\varphi' = 13.5^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ ; Grundwasser 11 m unter der Tonmergeloberfläche.

ISARTAL, GRUENWALD 5. MC1, N7  
EROSIONSSTUFE 4

MASSTAB

130m

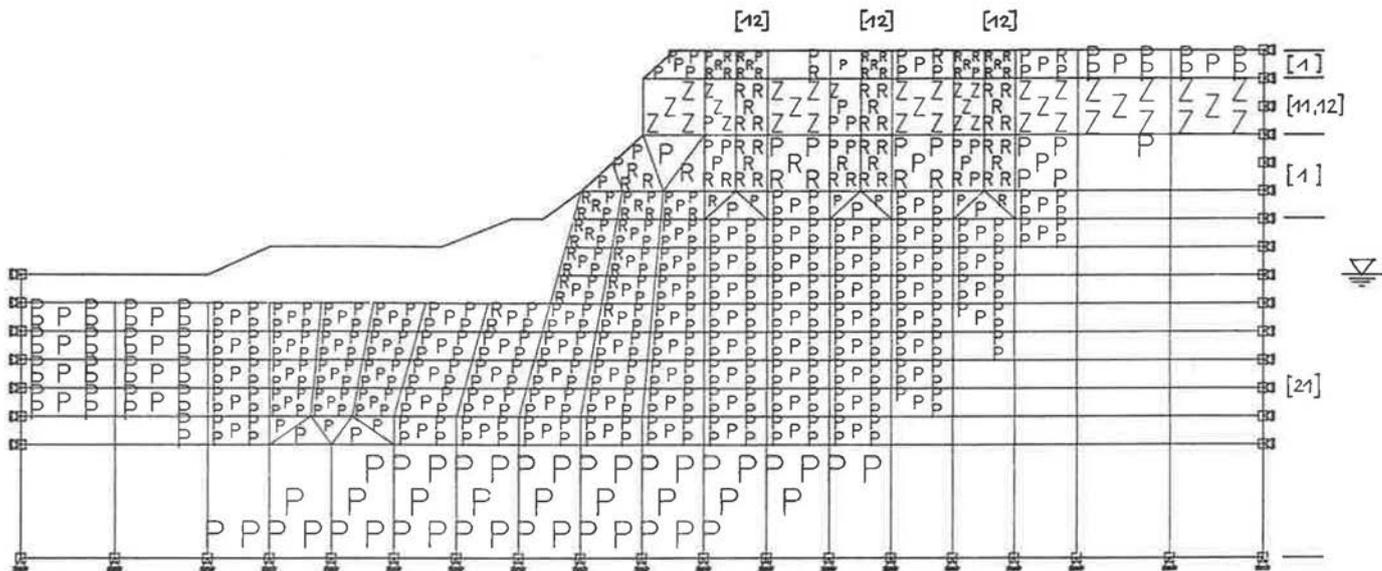


LASTFALL 5

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE



ISARTAL, GRUENWALD 5. MC1. N7  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB



LASTFALL 6

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

Bild 4.77 (siehe Bild 4.76)

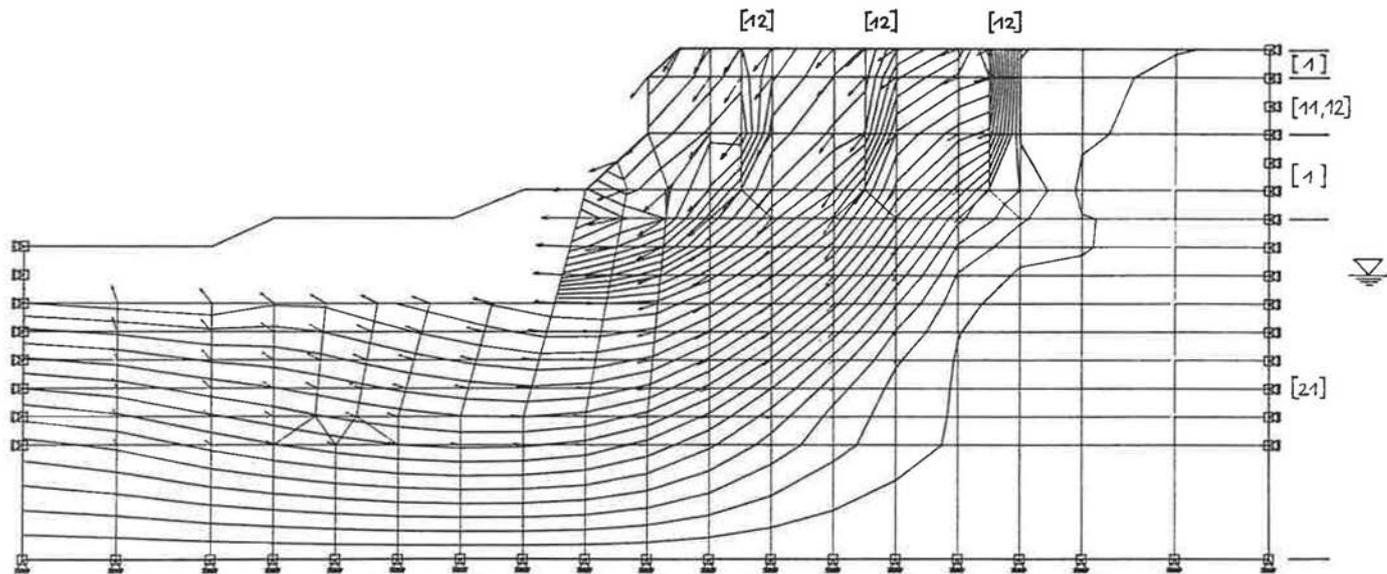


Bild 4.78 (siehe Bild 4.76)

ISARTAL, GRUENWALD 5, MC1, N7  
EROSIONSSTUFE 4

MASSTAB

30m



LASTFALL 5

HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN

KNOTENVERSCHIEBUNGEN

600 mm

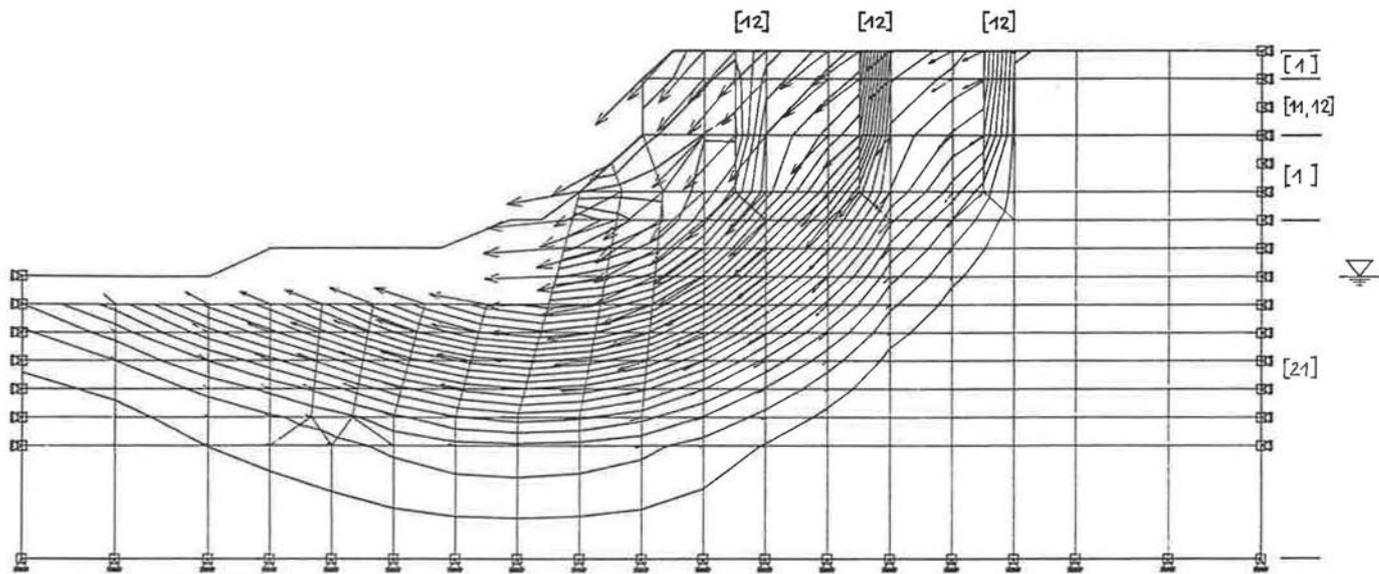


Bild 4.79 (siehe Bild 4.76)

ISARTAL, GRUENWALD 5, MC1, N7  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB

 30m



LASTFALL 6  
HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN  
KNOTENVERSCHIEBUNGEN

 1500 mm

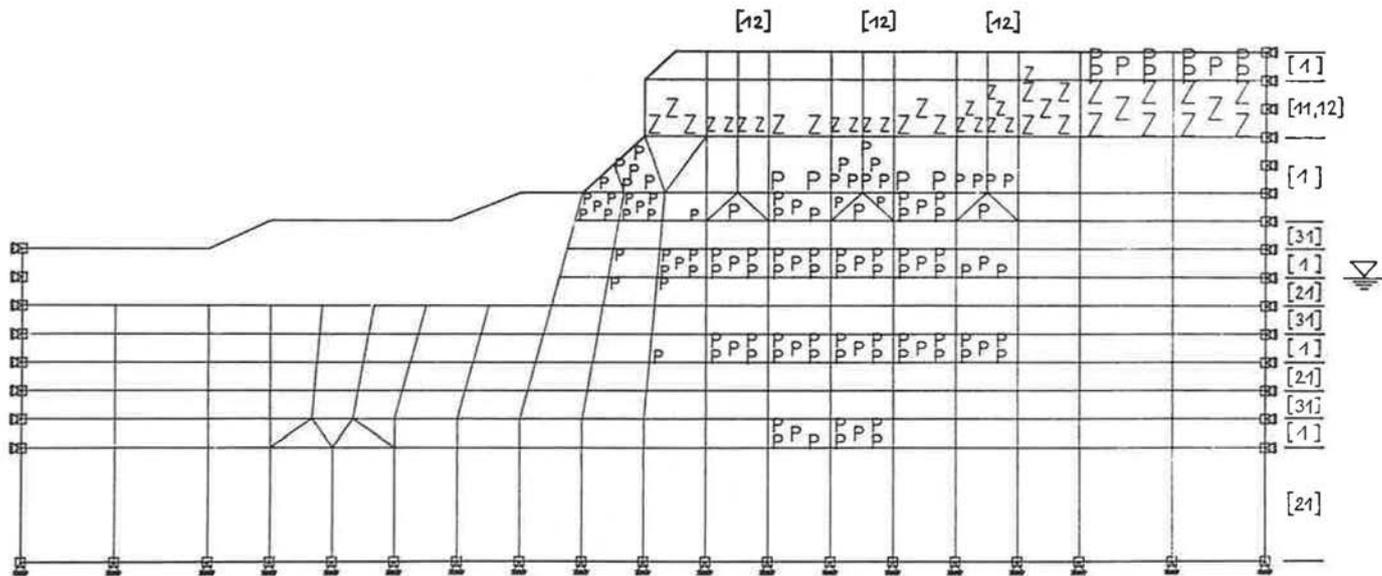


Bild 4.80 Rutschung Grünwald: Rutschscholle vor Schotter [1] mit harter Nagelfluh [11] und mürben Schwäche zonen [12] über Mergel [31], Sandmergel [1] und Tonmergel mit Trennflächen [21,  $\varphi' = 13.5^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ ]; Grundwasser 11 m unter der obersten Mergelschicht.

ISARTAL. GRUENWALD 6. MC1. N7  
EROSIONSSTUFE 4

MASSTAB  30m

LASTFALL 5

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

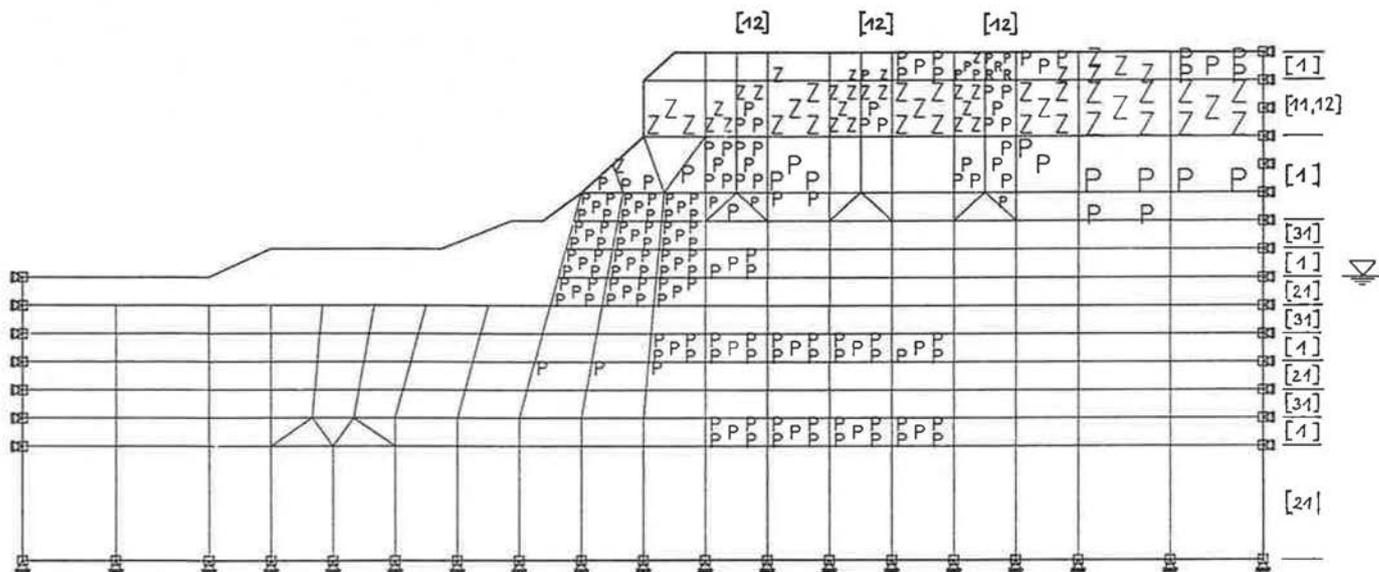


Bild 4.81 (siehe Bild 4.80)

ISARTAL, GRUENWALD 6. MC1, N7  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB

1:30m



LASTFALL 6

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

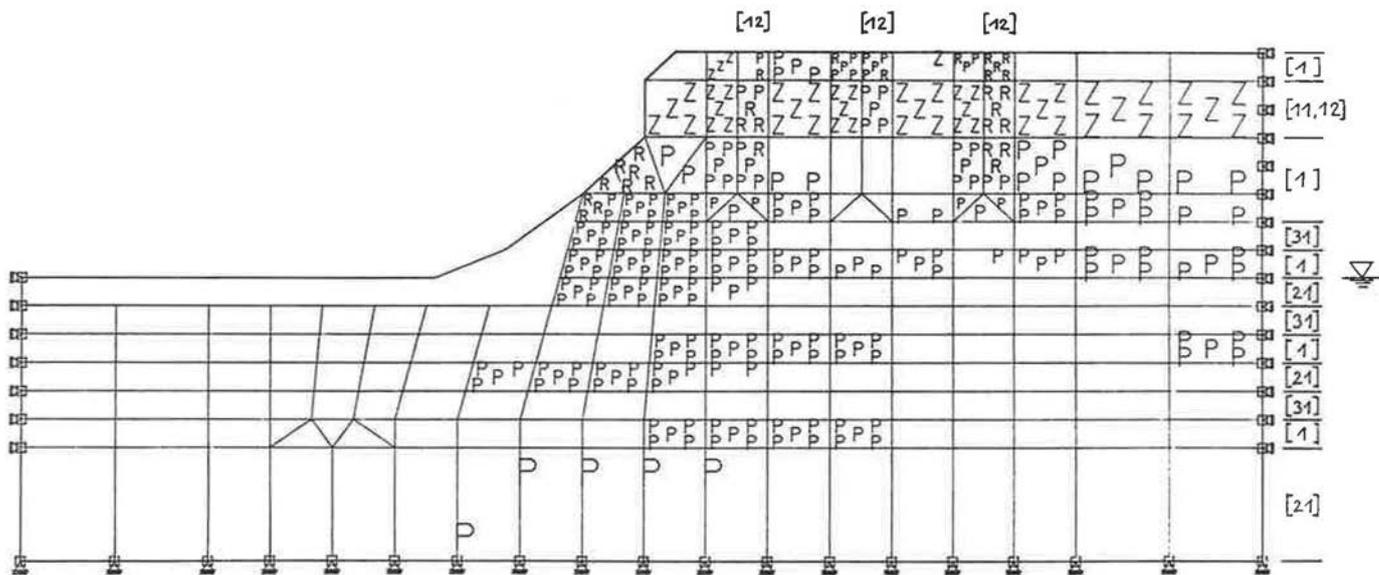


Bild 4.82 (siehe Bild 4.80)

ISARTAL, CRUENWALD 6. MCI, N7  
 EROSIONSTUFE 6

MASSTAB

30m

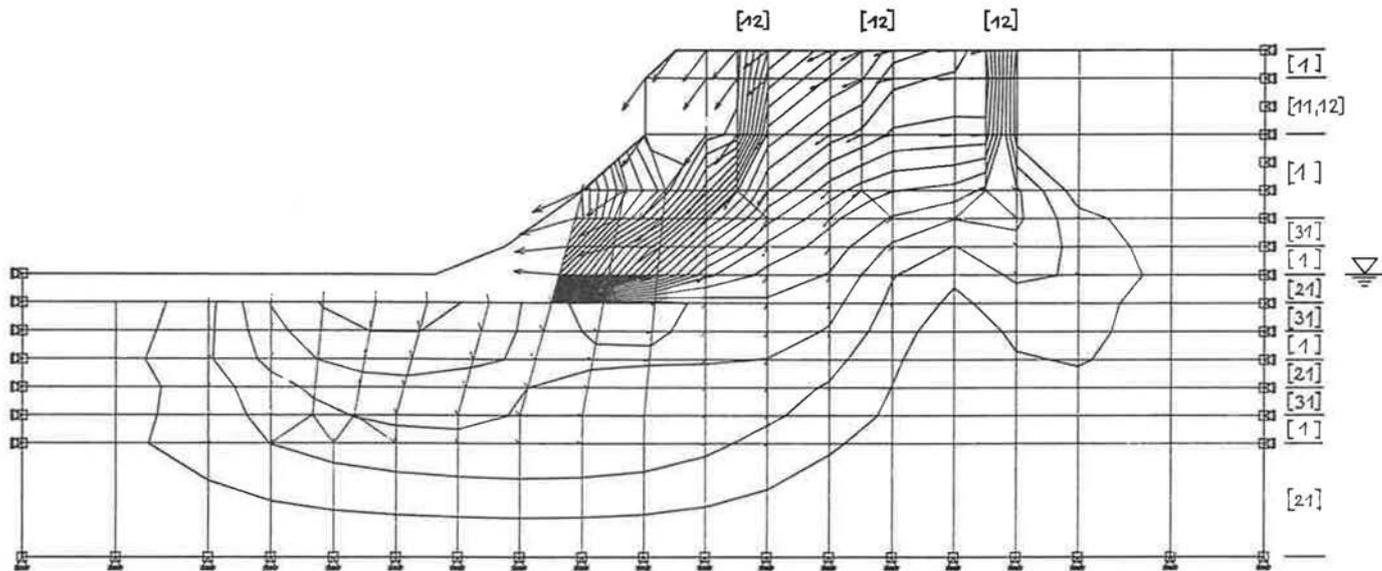


LASTFALL 7

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE



ISARTAL, GRUENWALD 6. MC1. N7  
 EROSIONSTUFE 6

MASSTAB

30m



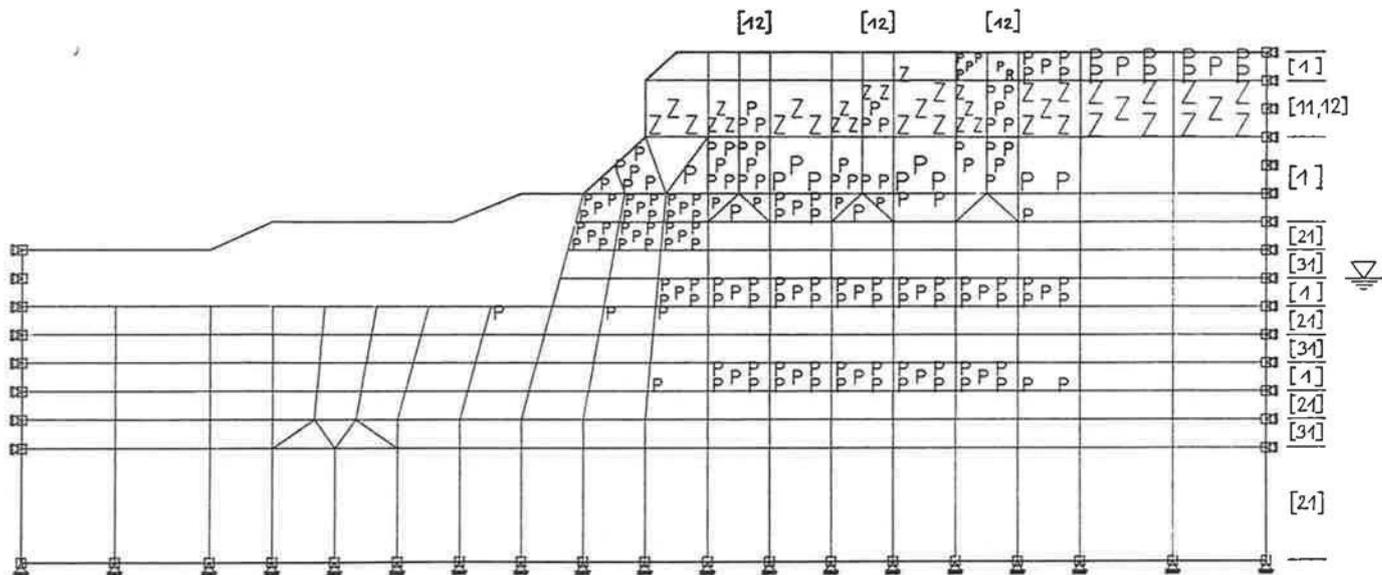
LASTFALL 7

HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN

KNOTENVERSCHIEBUNGEN

300mm

Bild 4.83 (siehe Bild 4.80)



**Bild 4.84** Rutschung Grünwald: Rutschscholle vor Schotter [1] mit harter Nagelfluh [11] und mürben Schwächezonen [12] über Tonmergel mit Trennflächen [21],  $\varphi' = 13.5^\circ$ ,  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ , Mergel [31] und Sandmergel [1]; Grundwasser 11 m unter der obersten Mergelschicht.

ISARTAL. GRUENWALD 7. MC1. N7  
EROSIONSSTUFE 4

MASSTAB

30m



LASTFALL 5

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

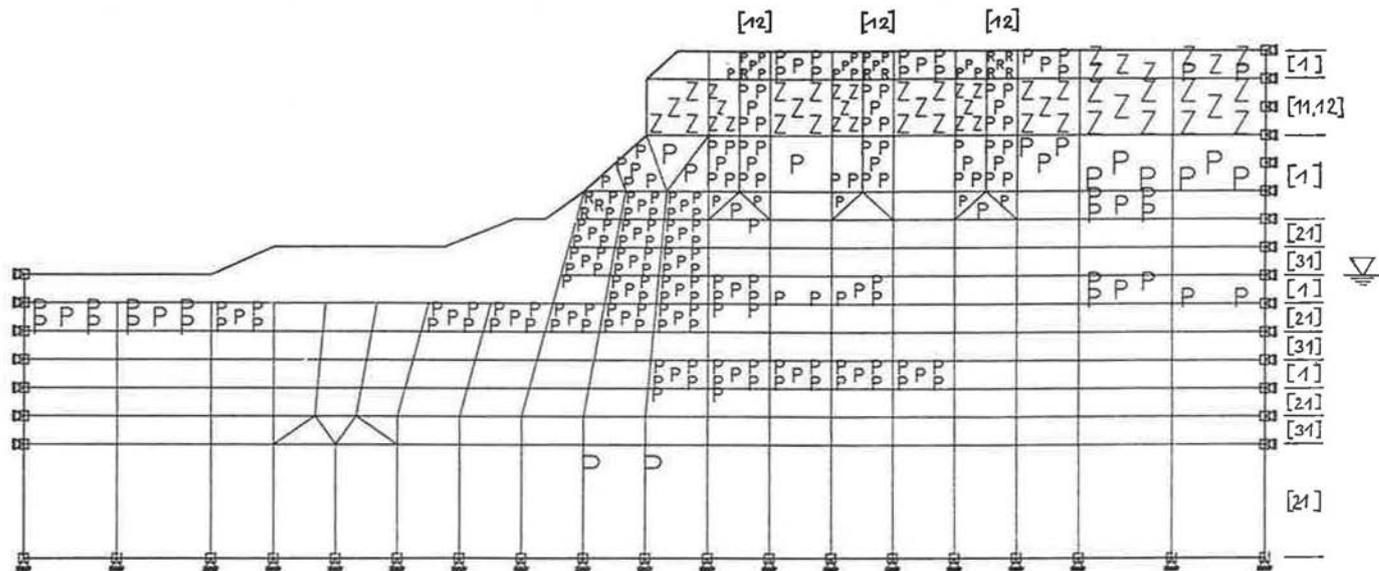


Bild 4.85 (siehe Bild 4.84)

ISARTAL, GRUENWALD 7. MC1. N7  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB

30m



LASTFALL 6

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

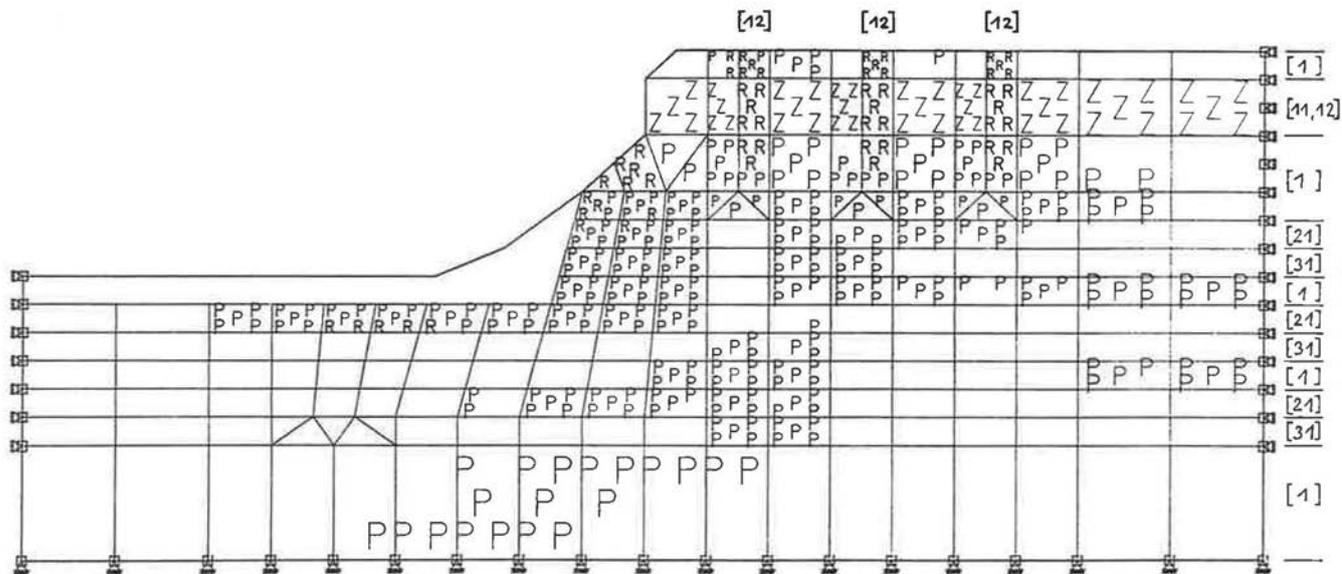


Bild 4.86 (siehe Bild 4.84)

ISARTAL, GRUENWALD 7, MC1, N7  
 EROSIONSTUFE 6

MASSTAB



LASTFALL 7

MARKIERUNGEN: R FUER RISS - BEREICHE

MARKIERUNGEN: P FUER PLAST. BEREICHE

MARKIERUNGEN: Z FUER ZUG - BEREICHE

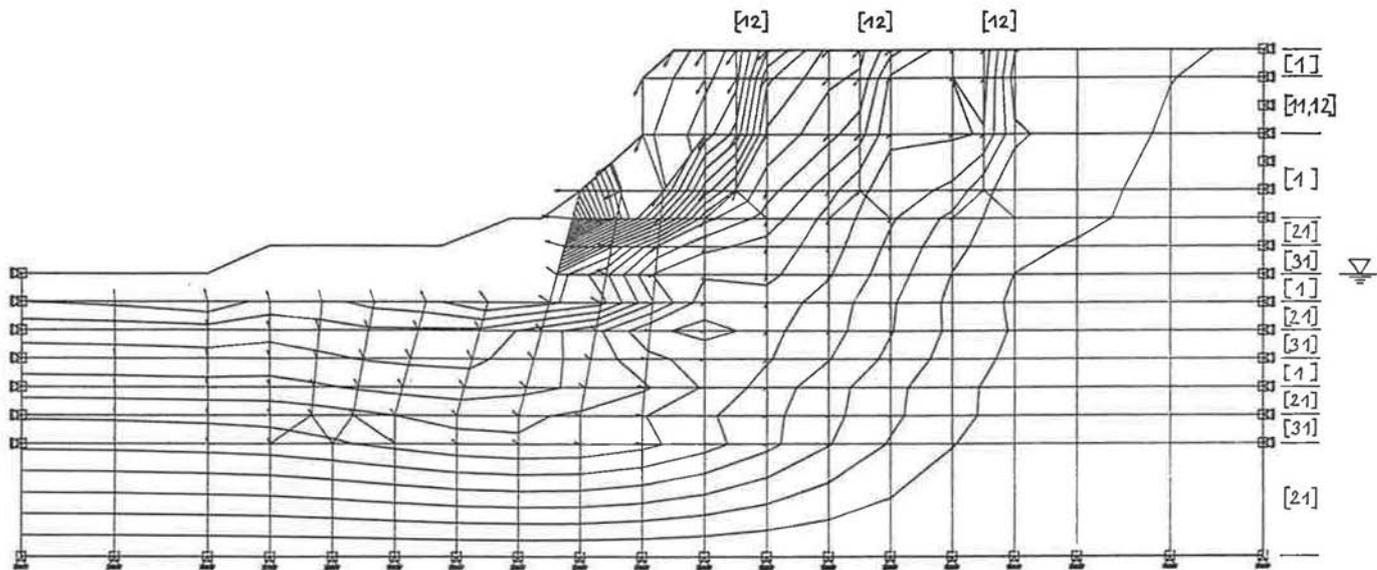


Bild 4.87 (siehe Bild 4.84)

ISARTAL. GRUENWALD 7. MC1. N7  
EROSIONSSTUFE 5

MASSTAB

1:30m

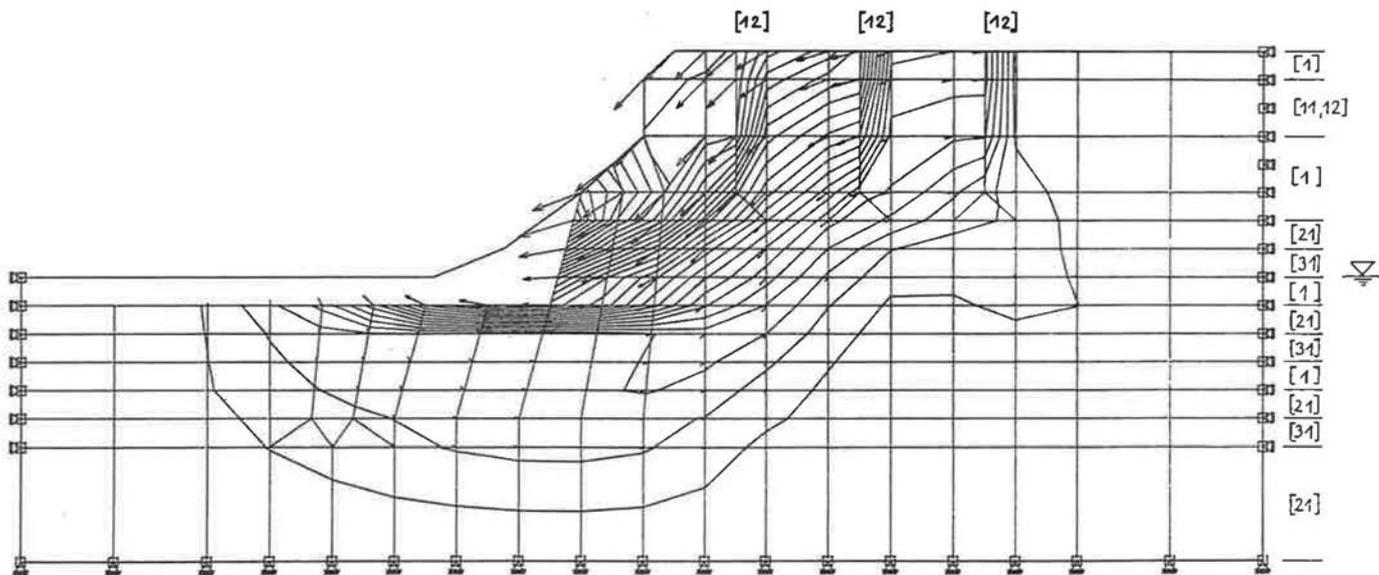


LASTFALL 6

HOEHENLINIEN: VERSCHIEBUNGEN

KNOTENVERSCHIEBUNGEN

1:300 mm



ISARTAL, GRUENWALD 7, MC1, N7  
 EROSIONSTUFE 6

MASSTAB

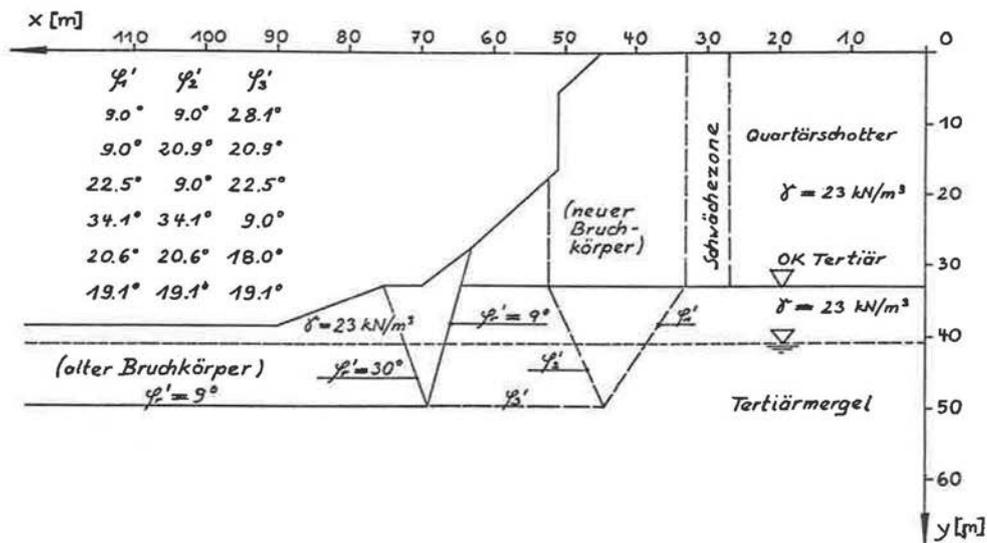
30m



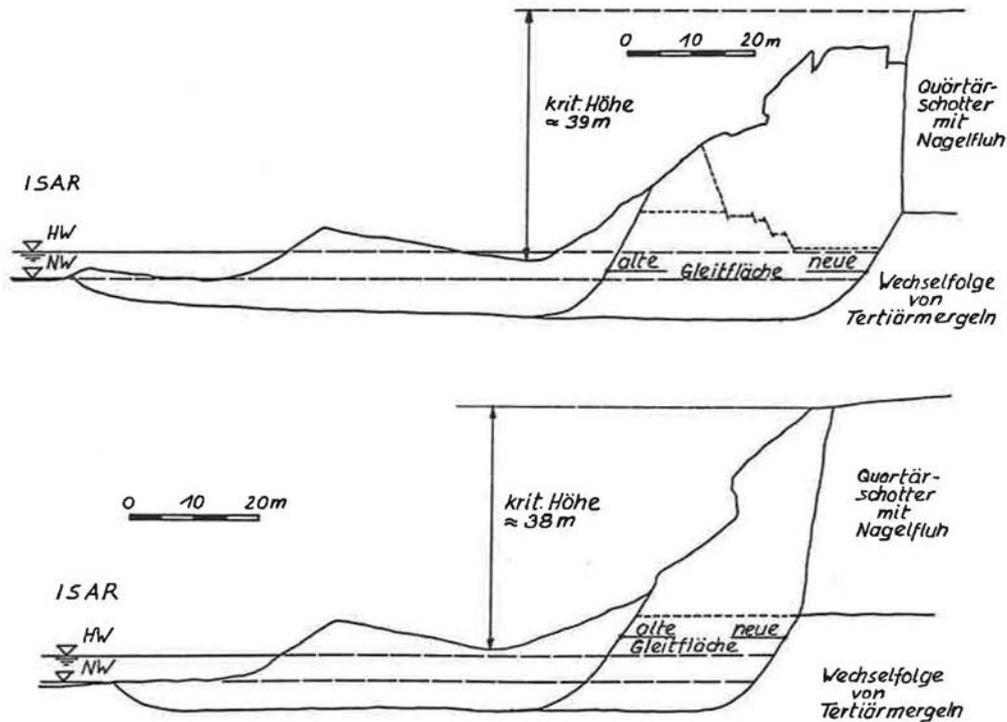
LASTFALL 7  
 HOEHENLINIEN • VERSCHIEBUNGEN  
 KNOTENVERSCHIEBUNGEN

600 mm

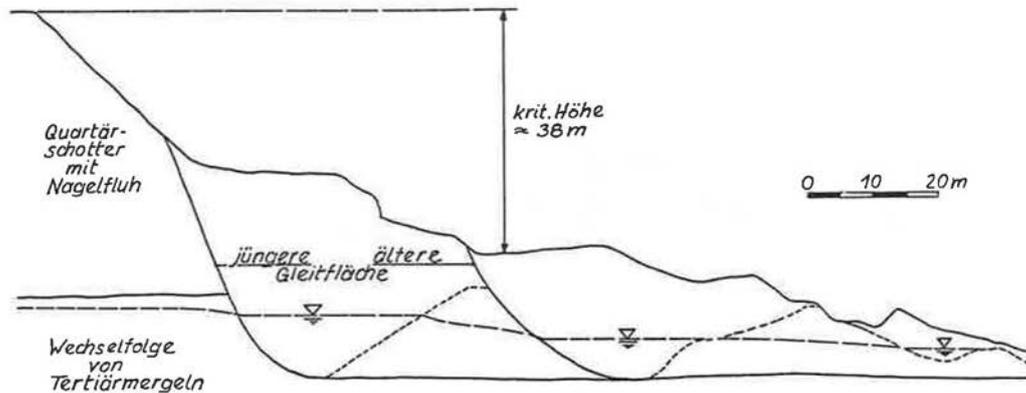
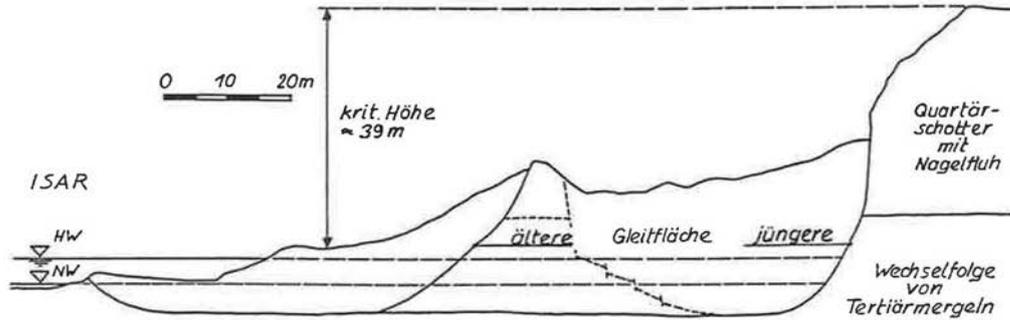
Bild 4.88 (siehe Bild 4.84)



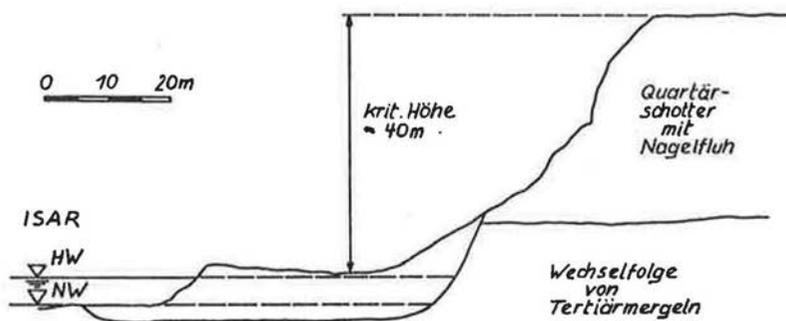
**Bild 5.1:** Ergebnisse von Starrkörperberechnungen für ein Böschungsprofil mit vorgelagertem Bruchkörper (Erosionsstufe 5) unter Annahme der Standsicherheit 1 und verschiedenen mobilisierten Scherwinkeln in den Gleitflächen.



**Bild 5.2:** Aus dem Bruchkörperaufbau ermittelte kritische Hanghöhen:  
Profile 29 (oben) und 30 (unten) der Rutschung Grünwald.



**Bild 5.3:** Aus dem Bruchkörperaufbau ermittelte kritische Hanghöhen: Profil 26 der Rutschung Grünwald (oben) und Profil 1 der Rutschung Höllriegelskreuth (unten).



**Bild 5.4:** Aus dem Bruchkörperaufbau ermittelte kritische Hanghöhen:  
Profil 31 der Rutschung Grünwald.



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

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

---

- |                 |  |
|-----------------|--|
| Heft 1<br>1982  | Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden<br>- vergriffen -                               |
| Heft 2<br>1983  | Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik                 |
| Heft 3<br>1984  | In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinnthalbrücke Schaippach |
| Heft 4<br>1985  | Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgel-injizierter Sande                            |
| Heft 5<br>1985  | Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle  |
| Heft 6<br>1986  | Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien   |
| Heft 7<br>1986  | Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse             |
| Heft 8<br>1986  | Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben  |
| Heft 9<br>1987  | Testing of bentonite suspensions   |
| Heft 10<br>1987 | Beiträge zur Felsmechanik  |
| Heft 11<br>1988 | Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden                          |
| Heft 12<br>1988 | Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge        |

