

Diploma Thesis

Stability assessment of heavily single loaded rock edges

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur / Diplom-Ingenieurin
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

DIPLOMARBEIT

Die Beurteilung der Standsicherheit der Gründung hoher Einzellasten an Felskanten

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines / einer
Diplom-Ingenieurs/ Diplom-Ingenieurin
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Sebastian Pratscher

Matr.Nr.: 01225463

unter der Anleitung von
Univ. Prof.i.R. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Rainer Poisel**

Institut für Geotechnik
Forschungsbereich Ingenieurgeologie
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/220 A-1040 Wien

Wien, im Jänner 2020

Kurzfassung:

Die vorliegende Arbeit hatte zum Ziel, die Standsicherheit von Gründungen hoher Einzellasten an Kanten in wenig geklüftetem oder in stark zerlegtem Fels, bei dem ein durch die Trennflächen vorgegebener Versagensmechanismus, wie z.B. Gleiten eines Kluftkörpers auf einer Trennfläche, ausgeschlossen ist, gemäß den ÖNORMEN B 1997-1-2 und B 1997-1-5 zu untersuchen. Dabei sollten vor allem die räumlichen Verhältnisse bei Gründungen von Einzellasten in Form von dreidimensionalen Berechnungen berücksichtigt werden.

Die Berechnungen erfolgten mittels

- des analytischen Lamellenverfahrens von Bishop (1955) unter Verwendung des Rechenprogrammes „Fides Geostability“,
- der Zusammenhänge für die Translation eines Gleitkörpers („ebenes Gleiten“) im Festgestein auf einer Trennfläche (Näherungsverfahren) und
- des Rechenprogramms FLAC3D, das eine numerische Untersuchung von Kontinuen auf Basis der Methode der Finiten Differenzen ermöglicht.

Alle Untersuchungen wurden mittels des Bruchkriteriums von Mohr-Coulomb durchgeführt. Die Festigkeitsparameter Kohäsion und Reibungswinkel von eventuell vorhandenen Trennflächen wurden gegenüber jenen des ungeklüfteten Gesteins abgemindert.

Vergleiche der Ergebnisse von Berechnungen mittels der oben angeführten Verfahren haben Unterschiede der Ausnutzungsgrade bzw. Sicherheitsfaktoren bis über 50 % erbracht. Angesichts so großer Unterschiede der Berechnungsergebnisse stellt sich die Frage, ob in den einschlägigen Normen die Rechenverfahren zur Beurteilung der Standsicherheit von Gründungen auf Fels genauer geregelt werden sollten.

Abstract:

The objective of this thesis was the investigation of the stability assessment of heavily single loaded rock edges in isotropic and anisotropic rock, in which a failure mechanism, such as i.e. sliding of a jointed rock mass on a separating surface, is excluded, in accordance with ÖNORMEN B 1997-1-2 and B 1997-1-5. Particularly the spatial conditions of foundations, that are claimed from individual loads should be considered in form of three-dimensional calculations.

The calculations were made by using

- the analytical method by Bishop (1955) using the calculation program "Fides Geostability",
- the relationships for the translation of a sliding body ("level sliding") in the rock on a separating surface (approximation method) and
- the calculation program FLAC3D, which enables a numerical investigation of continues based on the method of finite differences.

All investigations were carried out by using the Mohr-Coulomb fraction criterion. The strength parameters of cohesion and angle of friction of any existing separating surfaces have been reduced compared to those of the isotropic rock.

Comparisons of the results of calculations using the above-mentioned methods have shown differences in the safety factor of up to more than 50%. Considering the large differences in the calculation results, the question arises whether the relevant standards should regulate the calculation methods for assessing the stability of foundations on rock more precisely.

Danksagung:

Als erstes möchte ich mich bei meinen Eltern, Martin und Susanne, bedanken die mich während meines Studiums und auch in der Zeit davor, bei meiner Ausbildung unterstützt haben und ohne die dieses Studium für mich nicht möglich gewesen wäre.

Ein besonderer Dank gilt ebenfalls dem Forschungsbereich für „Geotechnik“. Da ich einerseits große Unterstützung von Herrn Dr. Rainer Poisel beim Verfassen dieser Arbeit erhalten habe und andererseits für die zu Verfügungstellung der für diese Arbeit notwendigen Berechnungsprogramme (FLAC3D) seitens des Instituts.

Des Weiteren möchte ich mich bei meinen Studienkollegen, mit denen ich in den letzten Jahren viel Zeit auf und neben der Universität verbracht habe, bedanken.

Ein besonderer Dank gilt ebenfalls meiner Freundin Elisabeth und meinem Sohn Leo die mich auch in den intensiven Lernphasen ohne Beschwerden ertragen haben.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung	1
1.1 Methoden der Beurteilung der Standsicherheit von Gründungen	1
1.2 Vorgehensweise zur Ermittlung der Standsicherheit	5
1.3 Numerische Berechnungen von Fels	6
2 Grundlagen	8
2.1 Stoffmodelle	8
2.1.1 Elastischer Bereich	8
2.1.1.1 E-Modul	8
2.1.1.2 Poisson Zahl	9
2.1.2 Bruchbedingung	9
2.1.2.1 Mohr- Coulomb	9
2.1.2.2 Hoek-Brown Model	11
2.1.2.2.1. Disturbance Factor (D)	12
2.1.2.2.2. Geological Strenght Index-GSI	13
2.2 Gesteins- und Gebirgsparameter	16
2.2.1 Scherparameter (Reibungswinkel ϕ und Kohäsion C)	17
2.2.2 Trennflächen	17
2.2.3 Auswirkung der Orientierung von Trennflächen	19
2.3 Rechenmodelle	23
2.3.1 FIDES GeoStability	23
2.3.2 Vereinfachtes Rechenverfahren	25
2.3.3 FLAC3D	26
2.3.3.1 Erstellen eines geeigneten Modells	27
2.3.3.2 Abschätzung der Größe des Modells	28

6.1 Angaben zur Problemstellung	74
6.2 Berechnung mit Hilfe von FLAC	76
7 Zusammenfassung	80
8 Literaturverzeichnis.....	82
9 Internetlinks:.....	83
10 Normenverzeichnis:	83
11 Anhang	83
11.1 Abbildungsverzeichnis	83
11.2 Tabellenverzeichnis.....	88



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

1 Einleitung

1.1 Methoden der Beurteilung der Standsicherheit von Gründungen

Im Gegensatz zur Tragfähigkeit von Gründungen auf Lockergestein wurde die Tragfähigkeit von Gründungen auf Fels kaum untersucht. Goodman (1980) gab zulässige Sohldrücke unter Gründungen auf verschiedenen Gesteinen nach bestimmten Regelwerken und die Spannungsverteilung in einem homogenen, isotropen, anisotropen und geklüfteten Halbraum zufolge einer beliebig geneigten Einzellast an. Wittke (1984) zeigte Berechnungen von Spannungen und Verformungen im Untergrund von Staumauern unter Berücksichtigung von Sickerströmungen mittels der Finite Elemente Methode. Müller und Fecker (1992) stellten die Spannungen in Keilräumen und die konstruktive Ausbildung von Gründungen auf Fels (z.B. von Pfeilern) dar. Diesen Arbeiten ist gemeinsam, dass sie zwar zulässige Sohldrücke unter Gründungen auf verschiedenen Gesteinen nach bestimmten Regelwerken angeben, davon aber z.B. Gründungen nahe Kanten ausschließen. Es gab daher keine Beurteilungskriterien für die Standsicherheit von Gründungen nahe Felskanten. Wyllie (1999) stellte dieses Problem umfassend dar und zeigte Versagensmechanismen von Gründungen nahe Felskanten auf. Lederer (2011) analysierte den Mechanismus der Gesteinslösung mittels Meißelwerkzeugen des Schlagbohrverfahrens und die Ausbreitung von Rissen.

Die ÖNORM B 1997-1-2: 2019 10 15 „Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Flächengründungen - Berechnung der Tragfähigkeit und der Setzungen - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1“ umfasst den Nachweis der Tragfähigkeit für die Versagensmechanismen - mechanischer Grundbruch (GEO), - Gleiten (GEO) und - exzentrische Belastung (Kippen) sowie den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (Setzungen, Setzungsdifferenzen und Verdrehungen). Gründungen im Fels werden in dieser ÖNORM ausschließlich im normativen Anhang B behandelt. Bild 1 in diesem Anhang (siehe Abbildung 1) können charakteristische Werte des Sohldruckwiderstandes entnommen werden. Charakteristische Werte des Sohldruckwiderstandes sind jedoch immer durch einen Geotechnischen Sachverständigen mit einschlägiger Erfahrung festzulegen, wenn zumindest einer der folgenden Punkte zutrifft:

- Die Einstufung des Baugrundes als Fels ist unklar.
- Es liegen geologisch komplexe Verhältnisse vor.

- Der Fels ist stark zerlegt, gestört oder verwitterungsempfindlich.
- Der Baugrund besteht aus veränderlich festem Gestein.
- Die Felsoberfläche ist mehr als 20 % geneigt.
- Es liegen Situationen gemäß B.3 bis B.5 vor.
- Weisen Gesteine einen Gehalt an Kalk, Gips, Anhydrit, Salz oder quellfähigen Tonmineralen auf, ist mit Quell- bzw. Lösungserscheinungen zu rechnen.

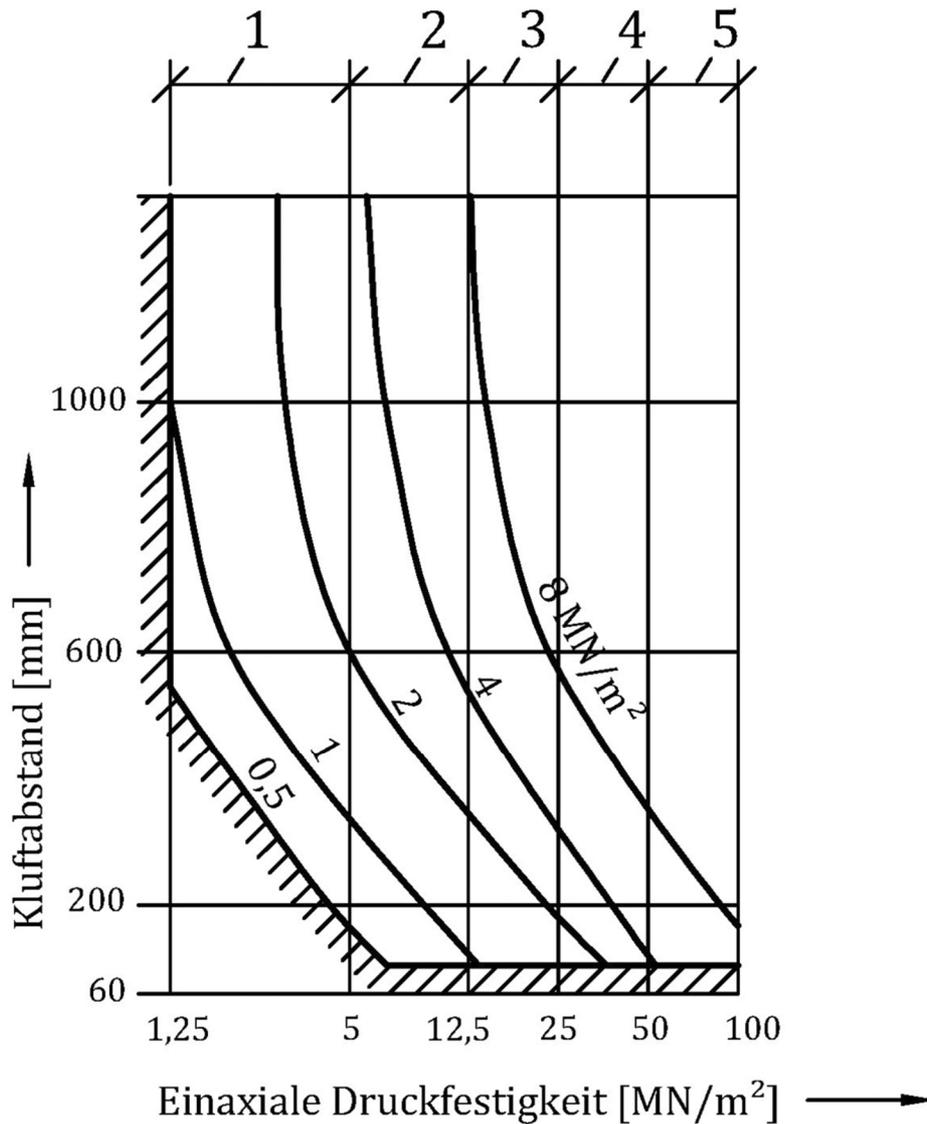
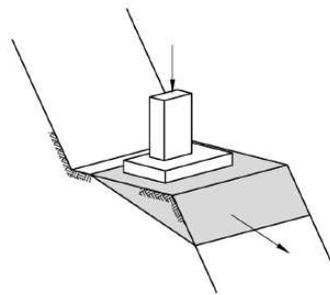
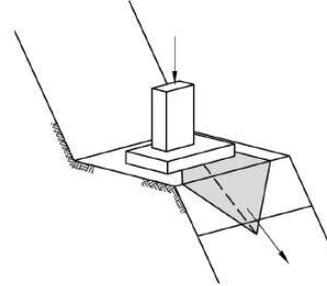


Abb.: 1: Charakteristische Werte zur Bemessung des Sohldrucks Auszug aus. ÖNORM B1997-1-2 **Bild B.1**

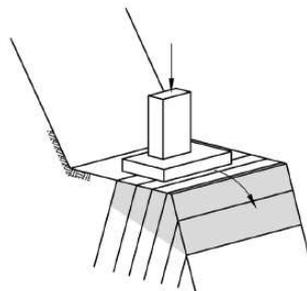
Abschnitt B.4:



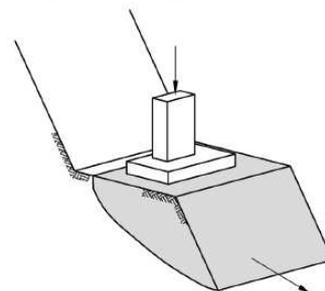
a) Gleiten auf einer ebenen Gleitfläche



b) Translation eines keilförmigen Gleitkörpers
(Gleiten auf zwei Ebenen)



c) Kippen von steil hangeinwärts fallenden Schichten



d) Annähernd kreisförmige Gleitfläche in stark zerlegtem Fels

Abbildung 3: Bild B.3 - Versagensmechanismen (Beispiele von Gründungen nahe Felskanten)
aus: ÖNORM B1997-1-2, Anhang B, **Bild B.3**

Abschnitt B.5:

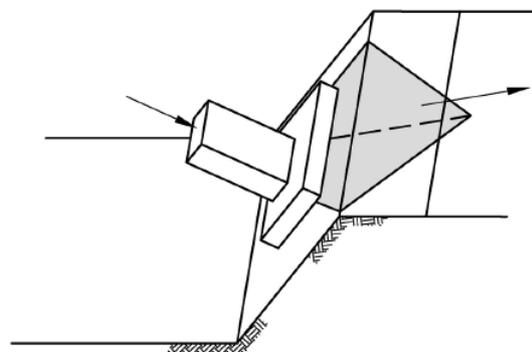


Abbildung 4: Beispiel einer Translation eines keilförmigen Gleitkörpers bei horizontaler Felsoberfläche [37])
aus: ÖNORM B1997-1-2, Anhang B, **Bild B.4**

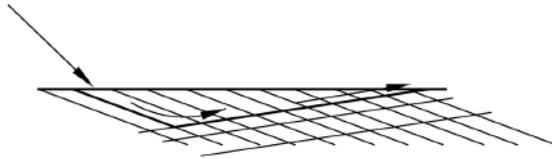


Abbildung 5: Rotation von Kluftkörpern
aus: ÖNORM B1997-1-2, Anhang B, Bild B.5

Gemäß ÖNORM B 1997-1-2: 2019 10 15 sind bei der Ermittlung des Sohldruckwiderstandes in den oben angeführten Situationen die Bestimmungen gemäß ÖNORM B 1997-1-5 sinngemäß anzuwenden.

Die vorliegende Arbeit hat daher zum Ziel, die Standsicherheit von Gründungen hoher Einzelasten an Kanten in wenig geklüftetem oder in stark zerlegtem Fels, bei dem ein durch die Trennflächen vorgegebener Versagensmechanismus, wie z.B. Gleiten eines Kluftkörpers auf einer Trennfläche, ausgeschlossen ist, (vgl. Abbildung.3) zu untersuchen. Dabei sollen vor allem die räumlichen Verhältnisse bei Gründungen von Einzellasten in Form von dreidimensionalen Berechnungen berücksichtigt werden.

1.2 Vorgehensweise zur Ermittlung der Standsicherheit

Die Vorgehensweise bei der Bemessung von Böschungen, Hängen und Geländesprüngen lt. Norm sieht (wie in Ö-Norm B1997-1-5 beschrieben) vor, dass der Nachweis gemäß dem Nachweisverfahren 3 geführt wird. Dabei regeln die 3 Nachweisverfahren, mit welchen Kombinationen von Gruppen von Teilsicherheitsbeiwerten nachgewiesen werden muss, dass das Versagen durch Bruch bzw. durch zu große Verformungen ausgeschlossen ist. Im Fall des Nachweisverfahrens 3 sieht diese Angabe so aus, dass die Teilsicherheitsbeiwerte gemäß den Tabellen 2.1-2.3 sowohl auf die Einwirkung als auch auf die Bodenkenngößen angewandt werden müssen. Falls der Untergrund dazu neigt ebene Gleitflächen auszubilden wird in der Norm dazu angehalten für die Bemessungssituationen BS1 und BS2 die Scherfestigkeitsparameter mit einem Modellfaktor von 1,15 zu erhöhen.

Bei den in der Norm betrachteten Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Standsicherheit von Böschungen, Hängen und Geländesprüngen reicht es nicht aus, nur eine Versagensfall zu

berücksichtigen. Es ist notwendig, verschiedenste Gleitflächen durch den Untergrund zu legen und damit die jeweiligen Standsicherheitsnachweise zu führen. Dabei muss zur Erfüllung des Nachweises für alle gewählten Fälle die Bedingung, dass der Bemessungswert der Beanspruchung kleiner sein muss als der Bemessungswert des Widerstands ($E_d < R_d$), eingehalten werden. Die maßgebende Gleitfläche wird dann durch den größten Quotienten von E_d / R_d (dem Ausnutzungsgrad μ) dargestellt. Besonders bei der Nachweisführung im Fels spielen die Orientierung der Trennflächen eine ausschlaggebende Rolle. Schon durch kleine Schwankungen dieser ist es möglich, dass sich ein anderer Versagensmechanismus ausbildet und dazu führt, dass sich die Standsicherheit sprunghaft verändert. Daher ist es unumgänglich, dass bei solchen Berechnungen eine Variation der Orientierungen der Trennflächen durchzuführen ist. In der Ö-Norm 1997-1-5 wird ein allgemein formuliertes Verfahren [F2.1] in dem das Integral der Scherfestigkeit größer oder gleich dem Integral der Schubspannung sein muss angegeben.

$$\int \tau_{R;d} dl \geq \int \tau_{E;d} dl$$

Da man aber nur in den seltensten Fällen eine Verteilung der Spannungen entlang einer allgemein gewählten Gleitfläche ohne Vereinfachungen abschätzen kann, werden in der Norm Näherungsannahmen zur Berechnung getroffen. In der Vorliegenden Arbeit werden Situationen, in denen viele Menschenleben gefährdet und/oder schwerwiegende wirtschaftliche Folgen (z.B. Staudämme, öffentliche Infrastrukturbauten hoher Bedeutung) (Schadensfolgeklasse CC3) sowie Situationen, die den üblichen Nutzungsbedingungen des Bauwerks entsprechen (Bemessungssituation BS1) betrachtet. Die Teilsicherheitsbeiwerte für diesen Fall sind $\gamma_\phi=1,30$ und $\gamma_c=1,30$.

1.3 Numerische Berechnungen von Fels

Die numerischen Berechnungen bekommen durch die Weiterentwicklung sowohl von der Hardware als auch von den verwendeten Programmen eine immer wichtigere Rolle in der Berechnung von grundbautechnischen Problemstellungen. Durch die richtige Wahl an Programm, Netzgeometrie bzw. Netzfeinheit und Fließregel ist es nicht nur möglich möglichst genaue Aussagen über die Standsicherheit zu geben, sondern es besteht auch die Möglichkeit, den in der Natur vorkommenden Versagensmechanismus auszubilden. Auf numerische Methoden wird in der Ö-Norm 1997-1-5 verwiesen. Hier heißt es, dass sowohl Finite Elemente Methoden als auch Finite Differenzen Methoden zur Anwendung kommen können. Bei der Ermittlung von Standsicherheiten dürfen sowohl Modelle in 2D als auch in 3D zur Anwendung

kommen. Der hier gewonnene globale Sicherheitsfaktor η_{num} (die Bezeichnung „num“ gibt an, dass der Faktor mittels eines numerischen Verfahrens ermittelt wurde) kann lt. [N-1] folgendermaßen definiert werden

$$\eta_{num} = \frac{\tan(\varphi_k)}{\tan(\varphi_{Bruch})} = \frac{c_k}{c_{Bruch}}$$

Dieser Sicherheitsfaktor wird durch gleichmäßige Verringerung des Reibungswinkels φ und der Kohäsion c ermittelt. Für die Beurteilung der Standsicherheit muss laut ÖNOEM B 1997-1-5 für den globalen Sicherheitsfaktor, der durch diese oben erwähnten Methoden ermittelt wird, folgende Bedingungen gelten.

$$\mu = \frac{\gamma_{\varphi'}}{\eta} = \frac{\gamma_{c'}}{\eta}$$

Außerdem wird in der Norm angeführt, dass bei Standsicherheitsberechnungen verschiedene Verschiebungsansätze bzw. verschiedene Netzaufteilungen verwendet werden sollen, um eine Ergebnisoptimierung zu gewährleisten. Dabei ist jenes Ergebnis als maßgebend anzusehen, das die niedrigste Gesamtsicherheit („quasi das unsicherste Ergebnis“) aufweist.

2 Grundlagen

2.1 Stoffmodelle

Die Grundlage einer jeden Berechnung mit Hilfe eines numerischen Programms ist das der Berechnung zugrundeliegende Stoffmodell. Diese Stoffmodelle sind mathematisch formulierte, auf Basis von Versuchen und Beobachtungen basierende Beziehungen, die das Verhalten zwischen Belastungen und Verformungen von den zu beschreibenden Stoffen bzw. Materialien widerspiegeln sollen [WITTKE 1984]. Für das Modellieren von Fels bzw. für die Ermittlung von Spannungen, Verformungen oder von Sicherheitsfaktoren eignen sich unter anderem das Mohr Coulomb-Modell (Kapitel 2.1.2.1) oder das Berechnungsmodell nach Hoek-Brown (Kapitel. 2.1.2.2). Beide Modelle besitzen gewisse Eigenheiten, auf die in dem jeweiligen Kapitel eingegangen wird.

2.1.1 Elastischer Bereich

2.1.1.1 E-Modul

Das Elastizitätsmodul oder Youngscher Modul eines Materials beschreibt die Spannungs-Dehnungsbeziehung. Dabei wird der E-Modul in der Felstechnik lt. *Felsmechanik und Tunnelbau TU Graz 2007* ermittelt in dem ein sich linear verhaltender Bereich aus der Entlastungsschleife betrachtet wird und anschließend das Verhältnis von Spannungsänderung zu der Verformungsänderung siehe betrachtet

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$$

Besonders wichtig wird das E-Modul bei den Verformungsberechnungen. Wobei hier beachtet werden sollte, dass es im Normalfall möglich ist, dass das E-Modul sich je nach betrachteter Richtung verändert. In Tabelle 1 sind typische Gesteinsparameter von isotropen ungeklüfteten Gesteinen gegeben.

Tab.1: Typische elastische Eigenschaften von isotropen ungeklüftetem Gestein [WYLLIE 1999 S.55]

Rock type	E-Modul [GPa]	Poisson-Zahl	Referenz
Andsite, Nevada	37,0	0,23	Brandon (1974)
Argillite, Alaska	68,0	0,22	Brandon (1974)
Basalt Brazil	61,0	0,19	Ruiz (1966)
Dolomite, USA	51,7	0,29	Haimson and Fairhurst (1970)
Gneiss, Brazil	79,9	0,24	Ruiz (1966)
Sandstone, Germany	29,9	0,31	Van der Vlis (1970)
Diabase, Michigan	68,9	0,25	Wurerker

2.1.1.2 Poisson Zahl

Die Poisson Zahl (ν) oder auch Querdehnungszahl ist ein einheitenloser Materialkennwert, der die Querkontraktion eines Materials definiert [1.4]. Die Poisson Zahl besitzt ein Spektrum von 0,00 bis 0,50. Mithilfe von diesem Wert ist es möglich aus der Vertikalspannung auf die Horizontalspannung zu schließen. [Wittke 1984]. Dabei entspricht eine Poisson Zahl von 0,00 einem Stoff, der keiner Querkontraktion unterliegt. Das bedeutet, dass keine horizontalen Spannungen aus einer vertikalen Belastung entstehen würden. Bei einer Poissonzahl von 0,50 wären die die horizontalen Spannungen gleich groß wie die vertikalen Spannungen

$$\sigma_{Horizontal} = \frac{\nu * \sigma_{Vertikal}}{1 - \nu}$$

2.1.2 Bruchbedingung

2.1.2.1 Mohr- Coulomb

Beim Mohr-Coulomb'schen Stoffmodell geht es im eigentlichen Sinne um ein Bruchkriterium. Dieses Grenzbedingung wird durch den Reibungswinkel „ φ “ und die Kohäsion „ c “ beschrieben. Die Beschreibung der Bruchlinie erfolgt durch folgende Formel und wird in Abbildung. 6 dargestellt.

$$\tau = c + \tan(\varphi)$$

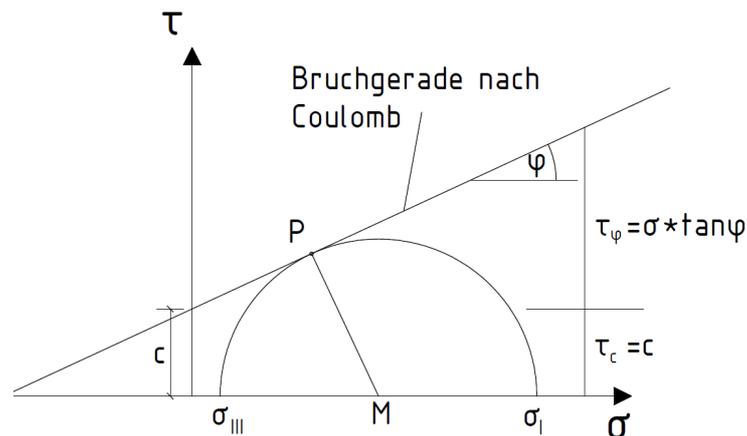


Abb.:6 Mohr-Coulomb'sches Bruchkriterium

Dabei übernimmt „ φ “ den Teil der Schubspannung der von der Normalspannung abhängig ist (dieser Anteil wächst mit zunehmender Normalspannung z.B. im Zuge von Auflasten oder hohen Überlagerungen) und „ c “ übernimmt den von der Schubspannung unabhängigen Teil der Scherspannung [ADAM 2019]. Mit diesem Kriterium wird das Versagen so definiert, dass genau dann, wenn der größte Mohrsche Spannungskreis (definiert durch die kleinste und die größte Hauptnormalspannung (HNS) σ_{III} und σ_I) die Bruchgerade in einem Punkt P berührt. In FLAC3D wird bei diesem Kriterium der Sicherheitsfaktor so berechnet, dass φ und c solange verkleinert (bzw. bei einem instabilen System vergrößert) werden, bis genau der Grenzpunkt, bei dem der größte Spannungskreis die Bruchlinie schneidet, erreicht wird. Der Faktor F , der bei diesem Vorgang ermittelt wird, entspricht genau dem Faktor of Safety, dem Globalen Sicherheitsfaktor. Eine zusätzliche Option beim Mohr Coulomb-Modell in FLAC3D ist die Berücksichtigung eines Zugversagens für einen Grenzwert σ_t

$$\phi_{Grenz} = \frac{\phi_{Vorh.}}{F}$$

$$c_{Grenz} = \frac{c_{Vorh.}}{F}$$

Wichtig hierbei ist, dass laut der Ö-Norm 1997-1-5 die Abminderung der Scherparameter mit dem gleichen Faktor berechnet werden soll, bzw. beim Vorhandensein von mehreren Bodenschichten sollte der Sicherheitsfaktor einheitlich reduziert werden. Denn nur dann ist es möglich einen einheitlichen Sicherheitsfaktor zu ermitteln. Der große Vorteil und auch der

Hauptgrund für die Verwendung dieses Stoffmodells in dieser Arbeit ist, dass das Mohr-Coulomb'sche Stoffmodell nur von zwei Parametern abhängig ist. Zusätzlich sind sowohl der Reibungswinkel als auch die Kohäsion, mittels Versuchen, in einem annehmbaren Bereich festzustellen. [ITASCA 2019]

2.1.2.2 Hoek-Brown Modell

Das Hoek-Brown Modell ist ein durch empirische Versuche entwickeltes Versagenskriterium und liefert ebenso wie das Mohr Coulombsche Modell eine Bruchgerade (siehe Abbildung.7). Im Gegensatz dazu besitzt das von Hoek und Brown vorgeschlagene Kriterium aber eine parabelförmige Bruchlinie. Zur Definition des Kriteriums werden [nach HOEK-BROWN 2002] die folgenden Formeln benötigt.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} * (m_b * \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s)^a$$

$$m_b = m_i + \exp * \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} * \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)$$

Wie in den oben ersichtlichen Formeln, ist das Hoek Brown-Kriterium sehr stark vom Geological Strength Index (auf den GSI wird im Kapitel 2.1.2.2.2 eingegangen) abhängig. Da sich drei der vier Eingangswerte (m_b , s , a) im direkten Zusammenhang damit befinden. Da, wie in Kapitel 2.1.2.2.2 beschrieben, der GSI eine rein visuelle Methode zum Einschätzen der Parameter ist, gibt es hier einen viel größeren Spielraum [HOEK 2006] an Interpretationsmöglichkeit und damit einen größeren Schwankungsbereich bei einer Sicherheitsberechnung. Daher und wegen den vielen Möglichkeiten, Ergebnisse mit nur minimalen Änderungen der Eingangsparameter deutlich zu verändern (positiv sowie negativ) wird in dieser Arbeit dem Modell von Mohr-Coulomb Vorzug gegeben.

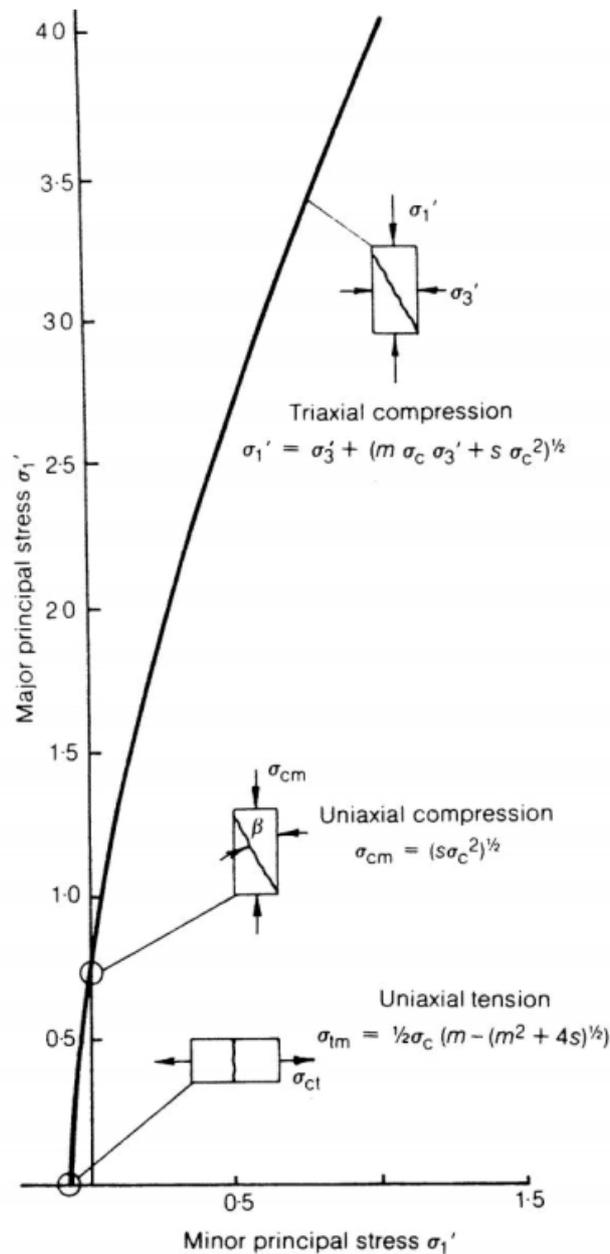


Abb.:7 Hoek Brown'sches Bruchkriterium (Hoek 1983)

2.1.2.2.1. Disturbance Factor (D)

D ist ein Faktor, der im Hoek-Brown Kriterium bereits bestehende Sprengschäden bzw. Störungen, die durch unvorsichtigen Abbruch des Gesteins in den Fels indiziert wurden. Dieser Wert wird in der Regel aus Tabellen bzw. durch Erfahrungswerte bestimmt und ist auch nur in der unmittelbaren Nähe zur betroffenen Felsoberkante anzusetzen. Der Wertebereich von D liegt zwischen 0 (keine Vorschädigung) und 1 (starke Schäden) [MARINOS and HOEK 2000]

2.1.2.2.2. Geological Strenght Index-GSI

Der GSI ist ein von HOEK 1994 entwickelter Wert um Festigkeitsparameter eines Gebirges abzuschätzen. Die Ermittlung des GSI ist eine rein visuelle Methode und beruht nicht auf physikalischen Messungen [ANAGNOSTOU und PIMENTEL 2012]. Dabei wird das zu bewertende Gebirge mit einem Chart verglichen. Siehe hierbei ist der Chart wie in Abbildung 8 ersichtlich in horizontaler Richtung nach der Rauigkeit bzw. den Verwitterungszustand der Diskontinuitäten unterteilt und in vertikaler Richtung wird die Gebirgsstruktur bewertet. Der GSI hat einen Wertebereich von 0 (very Poor) bis hin zu 100 (very good). Um den Einfluss des GSI auf die Sicherheit einer Felskante ersichtlich zu machen, wird wie in Tabelle 2 ein Spektrum an verschiedenen GSI-Werten angenommen und die dazugehörigen Parameter (mit den oben angeführten Formeln) errechnet. Dabei wurde der Hoek-Brown Parameter m_i mit 25 angenommen und die einaxiale Druckfestigkeit σ_{ci} mit 70 MN/m^2 (Der Einfluss auf die Gesteinsfestigkeit dieser hier als konstant angenommenen Parameter wurde in HOEK 1983 dargelegt). σ_3 wurde bei diesen Versuchen ebenfalls mit Null angenommen um eine einaxiale Belastung zu simulieren. Der Disturbance Faktor wurde in der ersten Versuchsreihe konstant mit Null also keiner Vorschädigung angenommen um dessen Einflussnahme auf die Ergebnisse auszuschließen. Anschließend wurde mit den oben angeführten Formeln die einzelnen Kombinationen errechnet und als Ergebnis in die Tabelle 2 eingetragen. In der dazugehörigen Abbildung 9 ist leicht zu erkennen, dass schon ein kleiner Abschätzungsfehler des GSI großen Einfluss auf die Bewertung der einaxialen Druckfestigkeit haben kann. In Zahlen gesprochen bedeutet das, dass eine Abweichung in der Schätzung des GSI von 60 auf 65 zu einer Verbesserung der einaxialen Druckfestigkeit von ca. 32% führt. Bei einem doppelt so großen Schätzungsfehler beträgt die Abweichung des Sicherheitsfaktors bereits 75%.

In einer 2.Versuchsreihe wurden nun nach dem gleichen Schema der Einfluss eines sich verändernden Disturbance Faktors ermittelt. Dabei wurde ein konstanter GSI von 80 angenommen. D variiert dabei zwischen 0 und 1,00. Die Ergebnisse werden in Abbildung 10 und in der Tabelle 3 dargestellt. Die einaxiale Druckfestigkeit sinkt mit Zunahme des Disturbance Faktors um rund 43%. Man sieht also in beiden Fällen (GSI und D), dass die beiden, durch visuelle Schätzung angenommenen, Werte die Ergebnisse sehr stark sowohl nach unten als auch nach oben hin beeinflussen können. *Man ist daher gut damit beraten die Ergebnisse aus diesen Rechenmodellen mit Vorsicht zu genießen und sollte nicht eine zu hohe Genauigkeit in diese*

Abschätzungen hineininterpretieren, da diese nicht existiert. Die Ergebnisse sollten auf alle Fälle, wenn möglich, mit Rückrechnungen aus z.B. in situ Versuchen verglichen werden. [Wyllie & Mah 2004]

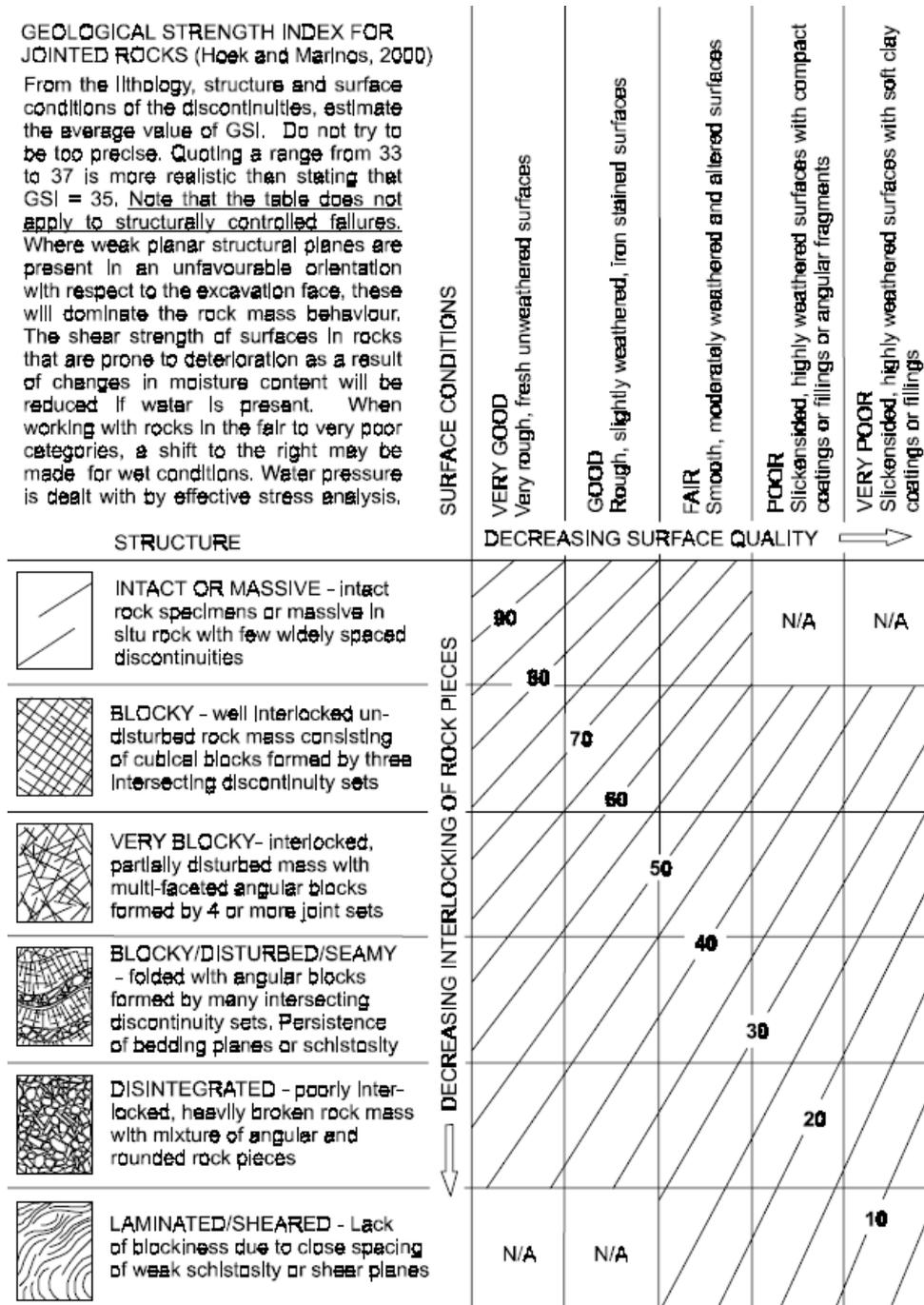


Abb.8 Geological Strength index for jointer Rock masses [Hoek-Brown 2002]

Tab 2: Zusammenhang des GSI und der einaxialen Druckfestigkeit bei $\sigma_{ci}=70 \text{ MN/m}^2$

GSI	60	65	70	75	80	85	90	95	100
mb	5,991	7,163	8,563	10,237	12,239	14,631	17,492	20,912	25,000
s	0,012	0,020	0,036	0,062	0,108	0,189	0,329	0,574	1,000
a	0,503	0,502	0,501	0,501	0,501	0,500	0,500	0,500	0,500
σ_1	7,491	9,938	13,162	17,411	23,013	30,403	40,154	53,020	70,00

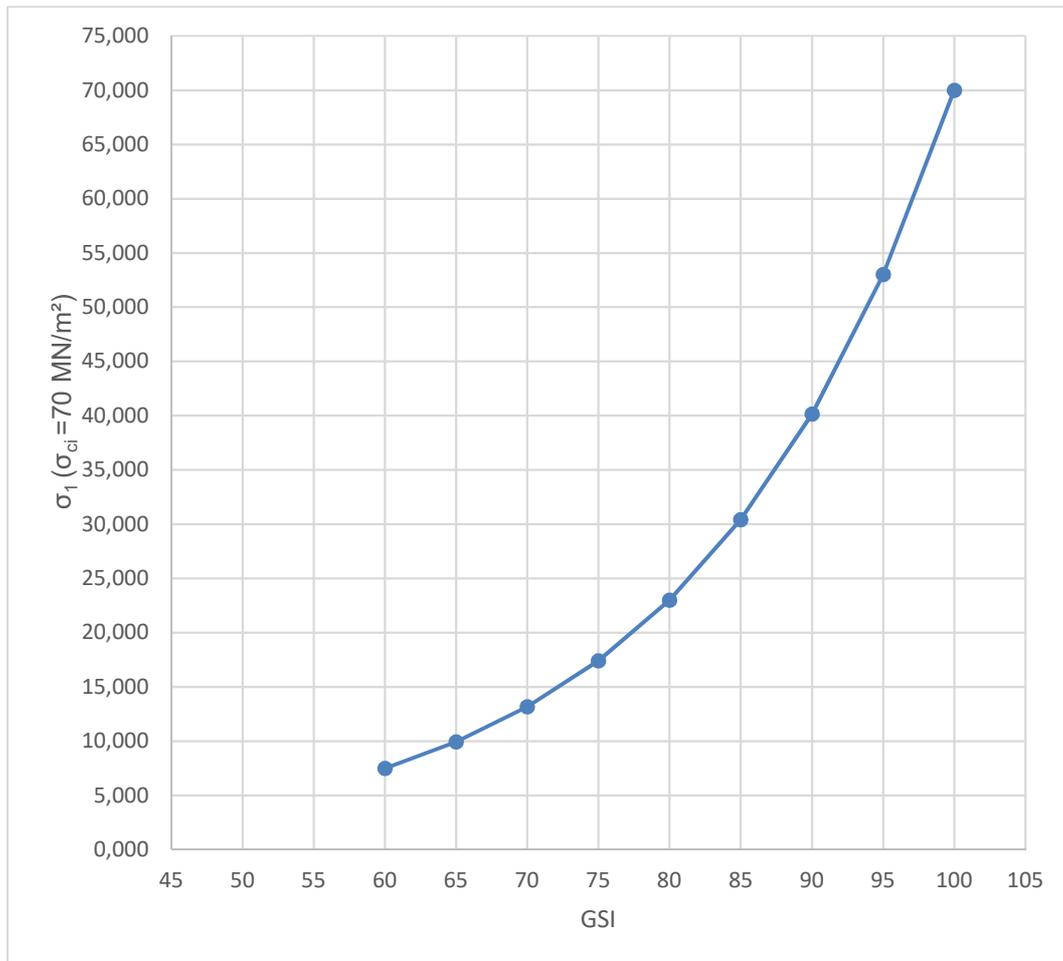


Abb.:9 Zusammenhang GSI und der einaxialen Druckfestigkeit bei $\sigma_{ci}=70 \text{ MN/m}^2$

Tab 3: Zusammenhang des Disturbance Faktors D und der einaxialen Druckfestigkeit bei konstantem GSI (GSI= 80)

D	0,000	0,200	0,400	0,600	0,800	1,000
mb	12,239	11,305	10,237	9,011	7,602	5,991
s	0,108	0,092	0,077	0,062	0,048	0,036
a	0,501	0,501	0,501	0,501	0,501	0,501
σ_1	23,013	21,255	19,393	17,426	15,357	13,195

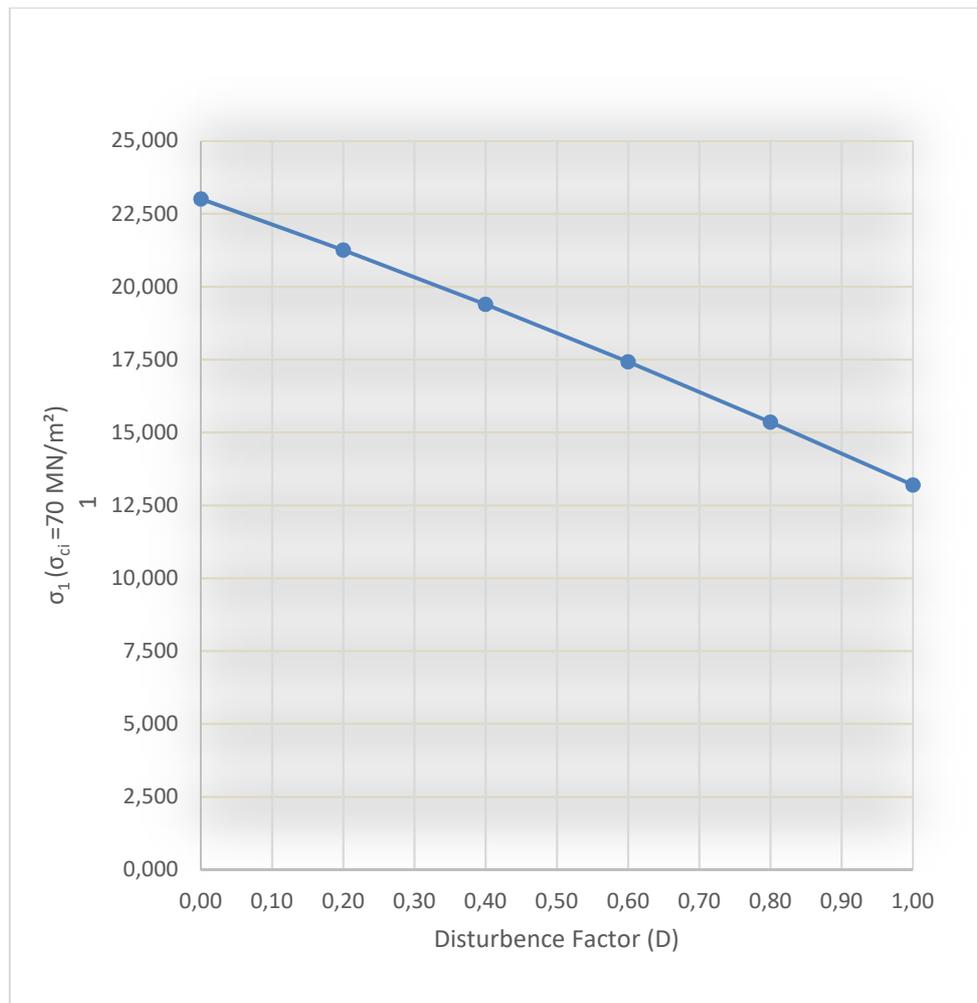


Abb.:10 Zusammenhang des Disturbance Faktors D und der einaxialen Druckfestigkeit bei konstantem GSI (GSI = 80)

2.2 Gesteins- und Gebirgsparameter

Die Eigenschaften des Gesteins bzw. des Gebirges und deren Bestimmung sind wohl die grundlegendsten Informationen, die benötigt werden um die Reaktionen des Untergrundes auf die Aufbringung einer Last beurteilen zu können. Dabei muss man hier zwischen den Eigenschaften des Gebirges bzw. des Gesteins und den Eigenschaften der Trennflächen unterscheiden.

Die Parameter sind essenzielle Materialkonstanten, die benötigt werden um einen Stoff zu beschreiben. Die wichtigsten Parameter sind der E-Modul, die Poisson-Zahl, der Winkel der inneren Reibung und die Kohäsion. Alle diese Parameter hängen direkt oder indirekt voneinander ab. Speziell bei der Ermittlung von Felseigenschaften sind nur großmaßstäbliche Versuche wirklich sinnvoll. Da nur so eine Gesamtheit bestehend aus den Eigenschaften der Klüftkörper und aus den Eigenschaften des Gesteins ermittelt werden kann. In jenen Fällen, wo es

nicht möglich ist in situ Versuche durchzuführen, ist es möglich im Labor mittels ein- oder dreiaxialen Druckversuchen die benötigten Gesteinsparameter zu bestimmen. [FECKER 2018] Diese Materialkonstanten dienen der Bestimmung der für die Nachweisführung relevanten Widerstandskräfte. Also jenen inneren Kräften die zur Abtragung äußerlich aufgebracht werden benötigt werden.

2.2.1 Scherparameter (Reibungswinkel φ und Kohäsion C)

Der Reibungswinkel bildet mit der Kohäsion die beiden Scherparameter. Diese beiden Materialkennwerte werden im Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb verwendet, um die Stabilität eines Modells bei gegebener Belastung zu bewerten. Der Winkel der inneren Reibung und die Kohäsion können z.B. aus einaxial- bzw. dreiaxial Versuchen ermittelt werden. Wie In Abbildung 11: unterscheiden sich die einaxiale Versuche vom dreiaxialen Versuch dadurch, dass die Hauptnormalspannung σ_{III} beim einaxialen Druckversuch Null ist. Dadurch sind die erreichbaren Grenzspannungen τ_f und σ_f niedriger als bei dem dreiaxial Versuch [ADAM 2019].

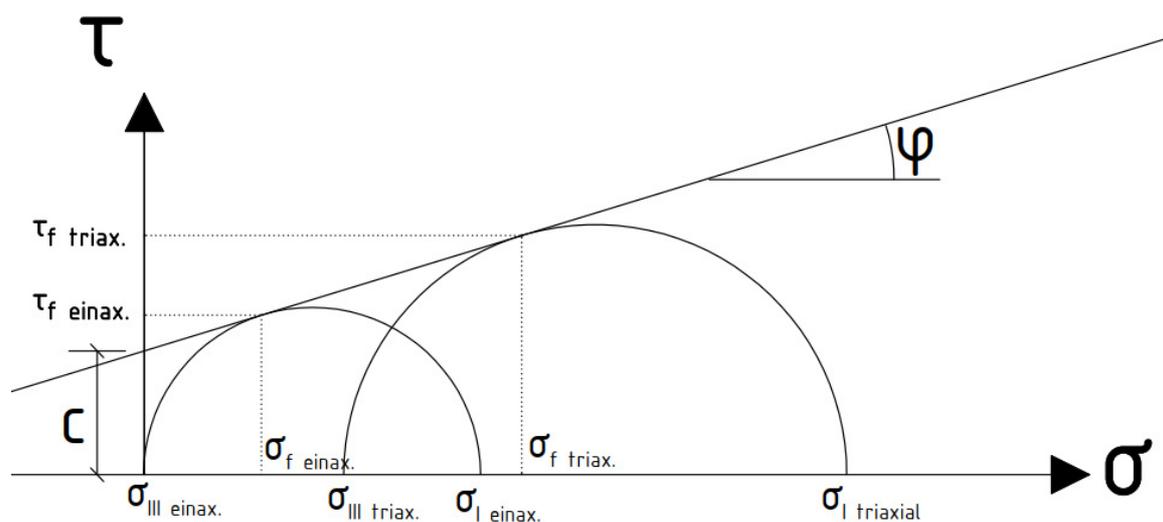


Abb. 11: Darstellung der Scherparameter bei einem einaxialen und dreiaxialen Spannungszustand mittels Spannungskreisen in der σ - τ Ebene

2.2.2 Trennflächen

Um vom Verhalten von einzelnen Gesteinsproben auf das Gebirgsverhalten schließen zu können ist es unumgänglich, Trennflächen mit einzubeziehen. Diese beeinflussen das Formänderungs- und das Festigkeitsverhalten erheblich. Trennflächen können sowohl von Mikrorissen,

Schichtungen, Schieferungen als auch Klüften gebildet werden und bewirken den sogenannten Maßstabeffekt. Der Einfluss der Probengröße auf die Druckfestigkeit wurde von BIENIAWSKI und VAN HEERDEN 1975 durch In-situ Versuchen untersucht. Wie Abbildung 12 zeigt, nimmt die einaxiale Druckfestigkeit im Labormaßstab auf etwa 10% im großen Maßstab ab. Dies wird durch die immer größer werdende Anzahl von im maßgebenden Bereich vorhandene Trennflächen bewirkt (Abbildung 13) Beim Erstellen eines Modells zur Berechnung des Bauwerkuntergrunds kommt es, wie Abbildung 13 zeigt, sehr stark auf den betrachteten Bereich an. Wird nur ein kleiner Ausschnitt (für bestimmte Details) begutachtet, kann der Fels nur als ein isotropen ungeklüftetes Kontinuum angesehen werden. Betrachtet man hingegen einen größeren Bereich, z.B. bei Hangrutschungen oder Böschungsstabilisierungsmaßnahmen, sollten auf jeden Fall die Trennflächen miteinbezogen werden. Dies kann entweder über eine diskrete Modellierung einer Diskontinuität geschehen oder über das Anwenden von „verschmierten“ Modellparametern.

Die Ermittlung von Trennflächen kann durch z.B. Sondierstollen, Schächte und Bohrungen erfolgen. Um die Trennflächen nach deren Eigenschaften einteilen zu können bieten sich eine Vielzahl an Parametern an. Hier eine kurze Aufzählung der wichtigsten.

- | | | |
|-----------------|---|-----------------|
| • Orientierung | → | Geologenkompass |
| • Abstand | → | Maßband |
| • Rauigkeit | → | Vergleichskarte |
| • Öffnungsweite | → | Lehre, Maßstab |
| • Füllung | → | visuell |

Die mechanischen Eigenschaften von Trennflächen können sowohl im Feld als auch im Labor getestet werden. Ein Versuch, der im Feld durchgeführt werden kann, ist der sogenannte Tilt-Test, bei dem die Neigung der Kontaktflächen von zwei aufeinanderliegenden Blöcken solange erhöht wird, bis der obenliegende Block abrutscht (Ermittlung des Reibungswinkels). Im Labor bieten sich bei der Untersuchung sowohl der Dreiaxialversuch (für die Ermittlung der Festigkeitseigenschaften am ungeklüfteten Kontinuum), als auch ein Scherversuch (nur für die Bestimmung der Trennflächeneigenschaften [WITTKE 1984]) an, um den Reibungswinkel bzw. die Kohäsion zu bestimmen. Unter der Annahme, dass die Kohäsion in der Kontaktfläche Null ist, ergibt sich, dass der Reibungswinkel in der Kontaktfläche gleich dem Neigungswinkel ist.

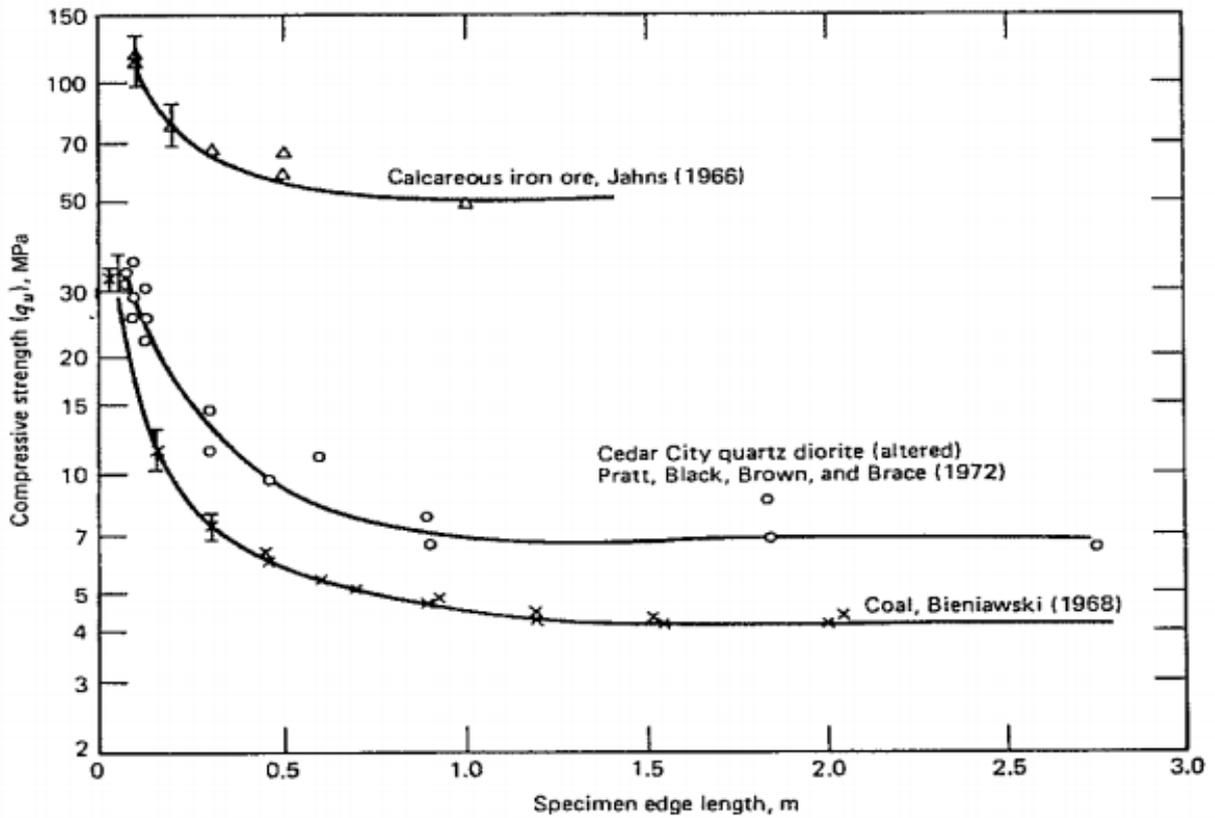


Abb. 12: Einfluss der Probengröße auf die Druckfestigkeit [Bieniawski, Z. T. and Van Heerden, W. L. 1975]

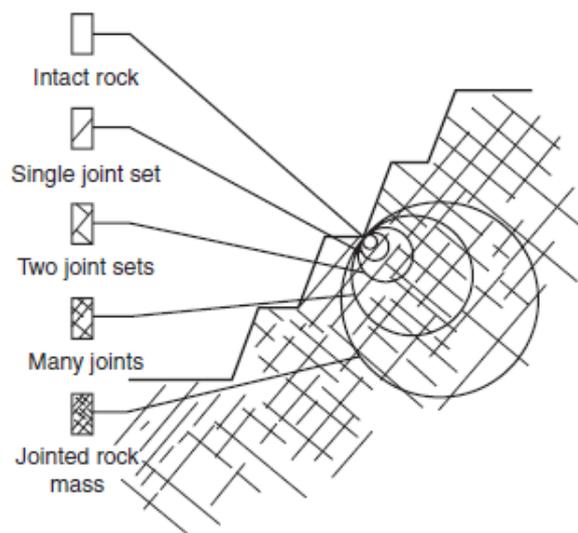


Abb. 13: Veränderung der Modelleigenschaften nur durch Änderung des zu betrachtenden Bereichs [HOEK E. 1983]

2.2.3 Auswirkung der Orientierung von Trennflächen

Um abschätzen zu können welchen Einfluss die Fallrichtung von Trennflächen haben kann wurde in Anlehnung an WITTKE (1984), der den Einfluss der Orientierung von Trennflächen

auf die Gebirgsdruckfestigkeit beschreibt, ein Model (siehe Abbildung 14) mit deutlich kleineren Abmessungen (1,00m x 1,00m x 2,00m) betrachtet. Dieses simple Model hat den großen Vorteil, dass man eine sehr feine Zonenaufteilung wählen kann und es so ermöglicht genaue Ergebnisse zu erzeugen. Die Versuchsrechnung soll wie ein einaxialer Druckversuch aufgebaut werden, daher wurden die Randbedingungen so gewählt, dass Bewegungsfreiheit des Bodens des Models in Z-Richtung fixiert ist. Die Belastung wird als auf das Model konstante vollflächig aufgebrauchte vertikale Flächenlast definiert. Um nun den Einfluss der Kluft Eigenschaften, der Winkel der Inneren Reibung und die Kohäsion, zu dokumentieren wurden vier Versuchsreihen (V1-V4) mit sich ändernden Fallrichtung (von 0° (waagrecht) bis zu 90° (senkrecht) in 5° Schritte bzw. bei Notwendigkeit vereinzelt kleinere Schritte) der Trennflächen gerechnet.

- V1: $\varphi_j=38^\circ$ $c_j= 15$ MPa
- V2: $\varphi_j=33^\circ$ $c_j= 15$ MPa
- V3: $\varphi_j=28^\circ$ $c_j= 15$ MPa
- V4: $\varphi_j=38^\circ$ $c_j= 10$ MPa

Die Gesteinsparameter wurden während des ganzen Versuchs nicht verändert ($\varphi_{\text{Gest.}}=48^\circ$ $c_{\text{Gest.}}= 35$ MPa). Der Dilatationswinkel wurde sowohl bei den Trennflächen, als auch beim Gestein auf 0° gesetzt (entspricht der in der Norm empfohlenen Vorgehensweise). Um die Darstellung der Ergebnisse sinnvoll zu gestalten wurde diese in einer Abbildung 15 nach dem Vorbild der Dissertation, Numerische Untersuchungen zum Bruch- und Verformungsverhalten von geklüfteten Gebirgsbereiche beim Tunnelbau [Wang 2001], aufgetragen. Dabei werden die Ergebnisse der numerischen Berechnung in Abhängigkeit des Winkels, in dem die Trennflächen einfallen, aufgetragen. Der untere Grenzpunkt

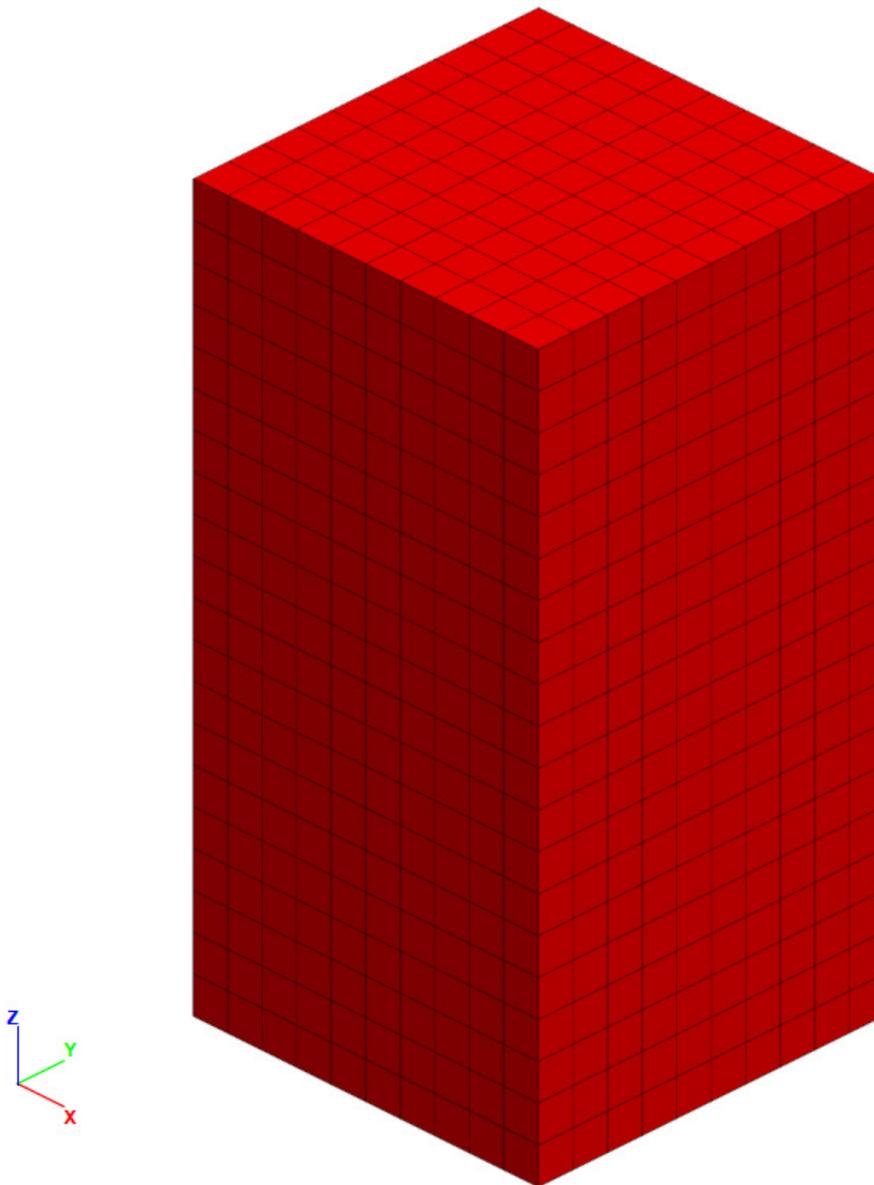


Abb. 14: Modell zur Berechnung der Auswirkung von Trennflächen auf die Standsicherheit mit den Abmessungen $X/Y/Z = 1\text{m}/1\text{m}/2\text{m}$ und der Zonenaufteilung von 10 Zonen pro Meter

Wurde von 0° , der obere Grenzpunkt von 90° ausgehend in die Abbildung 15 eingetragen. Als Ergebnis der Versuche wurde auch hier wieder der Sicherheitsfaktor. Dies lässt ebenfalls einen direkten Vergleich mit dem Verlauf der Festigkeitsentwicklung zu. Bei den Ergebnissen ist deutlich zu sehen, dass gerade sehr steil einfallende Trennflächen die Festigkeit des Felses maßgebend herabsetzen können. Im Bereich von 85° - 75° Fallrichtung nimmt Sicherheitsfaktor bei allen Proben um ca. 50% ab, teilweise auch mehr. Gut zu sehen ist außerdem, dass es bei jeder Versuchsreihe zwei sehr ausgeprägte Knicke in den Linien gibt. Hierbei handelt es sich um jene Übergangspunkte, bei denen das Versagen in der Trennfläche die gleiche Sicherheit

aufweist wie das Versagen des Gesteins. Das bedeutet, dass sich bei einem Übergang dieses Grenzwinkels der Versagensmechanismus verändert. Interessant ist hier, dass der untere Grenzwinkel sehr stark von dem Reibungswinkel der Kluft φ_j abhängt. In der Regel sieht man, dass bei sehr flach einfallenden Trennflächen die Gesteinsfestigkeit das ausschlaggebende Kriterium ist. Die Verringerung der Kohäsion (V4) hat eine allgemeine Verschlechterung der Festigkeit zur Folge. Ein Einfluss auf den unteren Grenzwinkel ist nicht zu erkennen, jedoch ist zu sehen, dass der obere Grenzwinkel sehr wohl von der Kohäsion beeinflusst wird und im Gegenzug zu allen anderen Versuchsreihen abnimmt. Was die Annahme nahelegt, dass der untere Grenzwinkel von dem Winkel der inneren Reibung φ_j und der obere Grenzwinkel von der Kohäsion der Kluft c_j abhängig ist.

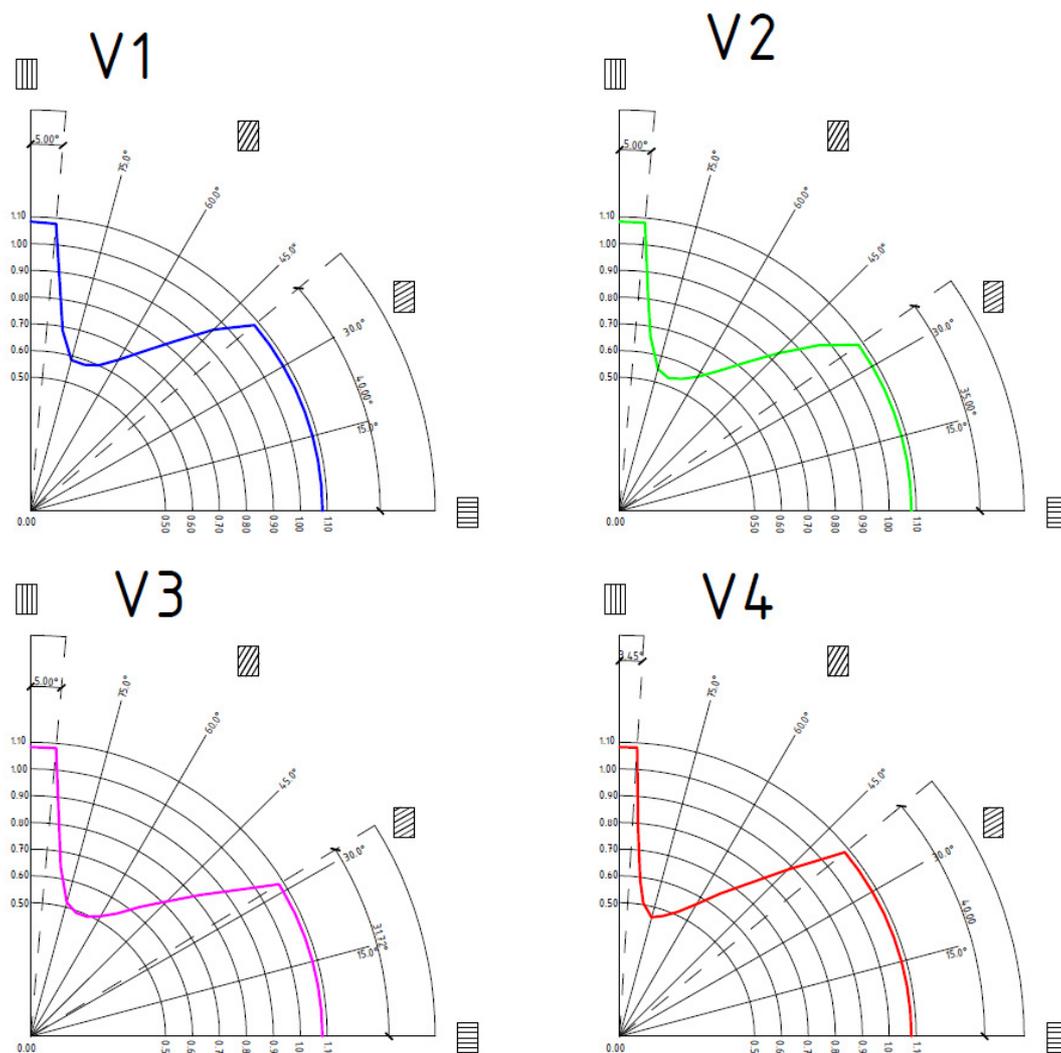


Abb. 15 Vergleich von vier Versuchsreihen mit unterschiedlichen Kluftigenschaften und variierendem Einfallswinkel

Die Beschreibung dieser numerisch ermittelten Kurven hätte auch analytisch durchgeführt werden können. Dabei beschreibt die erste der folgenden Formeln die einaxiale

Druckfestigkeit des Gesteins (konstant Verlaufende Bereich am Rande des Diagramms) und die zweite Formel die Festigkeit des Felses unter dem Einfluss der Trennflächen [nach WANG 2001]. Durch Gleichsetzen bzw. mithilfe von Iterativen Berechnungen dieser beiden Formeln kann man die beiden Winkel bestimmen, bei denen sich die beiden Kurven schneiden.

$$\sigma_c = 2c * \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\sigma_c = \frac{c_j}{\sin\alpha * \cos\alpha - \cos^2\alpha * \tan\phi_j}$$

mit:

σ_c = einaxiale Druckfestigkeit von Fels

c = Kohäsion des Gesteins

c_j = Kohäsion der Trennfläche

α = Fallwinkel der Trennflächen

ϕ = Reibungswinkel des Gesteins

ϕ_j = Reibungswinkel der Trennfläche

Bei allen vier Versuchsreihen liegt das Minimum der Belastbarkeit, bei einer Fallrichtung der Trennflächen, zwischen 60 und 75° zur Horizontalen. Darum wird anschließend im Kapitel 4.3.2 eine Fallrichtung von 70° angesetzt, um eine möglichst große Auswirkung auf die Standsicherheit zu erzielen.

2.3 Rechenmodelle

2.3.1 FIDES GeoStability

Als Alternative zur numerischen Berechnung stehen zahlreiche Programme zur Verfügung. Exemplarisch werden die Ergebnisse der an einer Scheibe mit Hilfe von FLAC3D ermittelten Standsicherheiten in dieser Arbeit mit den Ergebnissen des Programms FIDES GeoStability verglichen. Das Programm Fides GeoStability [I.7] ermöglicht zweidimensionale Berechnungen der Standsicherheit von Böschungen. Die Abbildung 16 zeigt die sich ausbildende Gleitfläche bei einer einen Meter breiten Gleichlast mit einem Abstand von 3,0m zur Felskante und bei einer der Gleichlast äquivalenten Einzellast mit einem Abstand von 3,5m zur Felskante (Abbildung 17). Die Grundlage zur Berechnung der Standsicherheit liefert das Lammelenverfahren nach Bishop (siehe ÖNORM B 1997-1-5). Um den maximalen und damit maßgebenden

Ausnutzungsgrad zu finden, verwendet Fides GeoStability einen iterativen Vorgang, bei dem die Position und Größe des Gleitkreises variiert wird. Fides GeoStability wendet das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium an, womit die Vergleichbarkeit der Ergebnisse mit den Ergebnissen anderer, in der vorliegenden Arbeit verwendeten Rechenverfahren gegeben ist. Das in Fides GeoStability verwendete Koordinatensystem ist ein X-Z Koordinatensystem, wobei X die horizontale und Z die vertikale Achse darstellt.

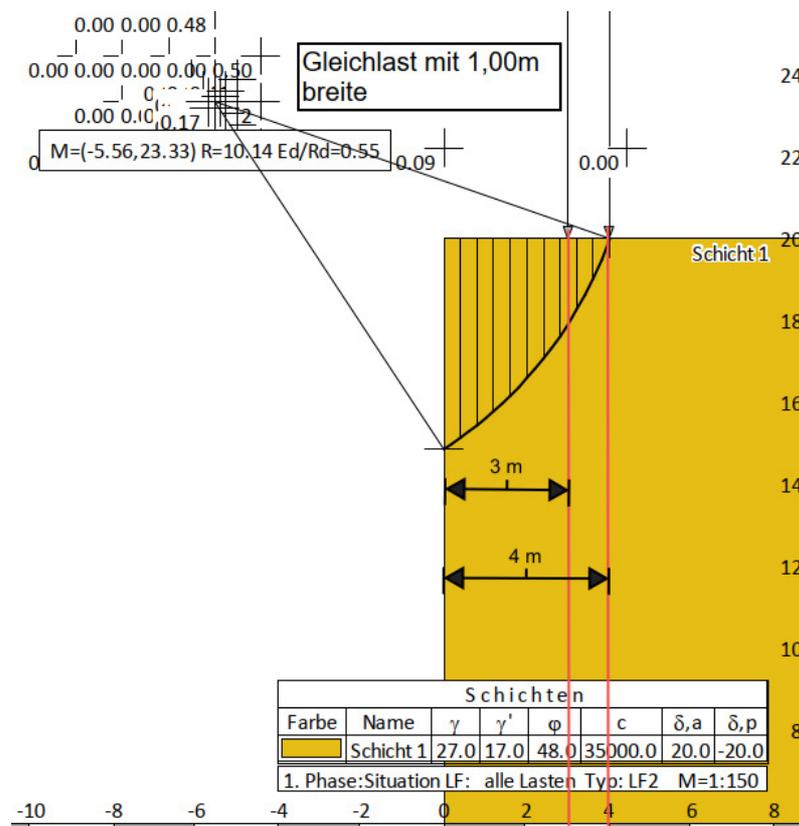


Abb. 16: Beispiel für die Ermittlung des maximalen Ausnutzungsgrades an einer isotropen Scheibe bei einer Gleichlast nach Bishop mittels Fides GeoStability

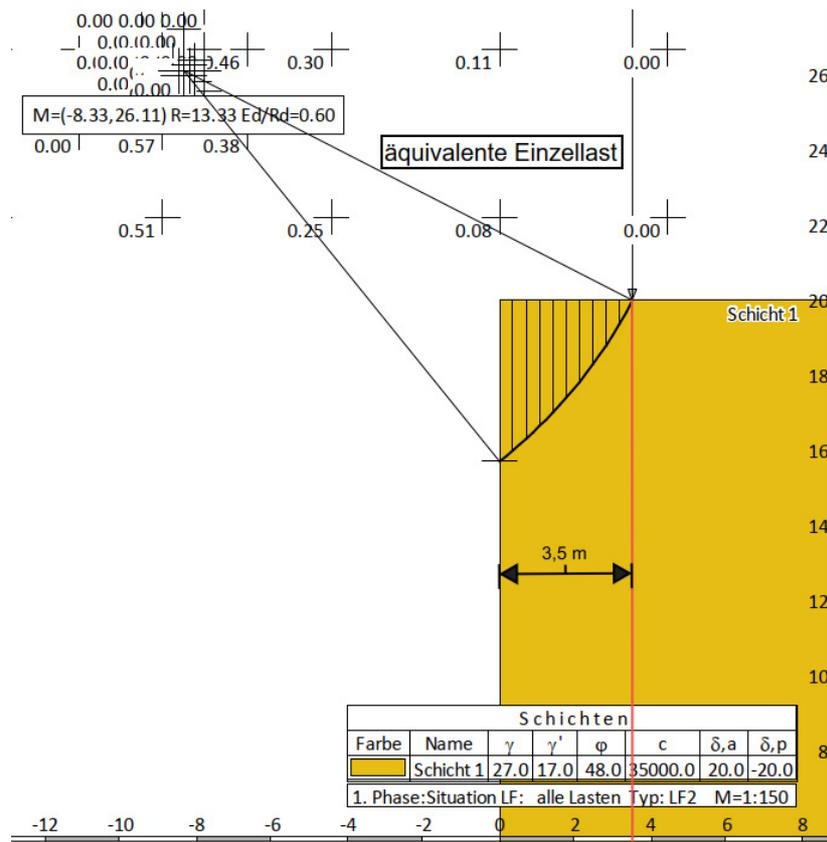


Abb. 17: Beispiel für die Ermittlung des maximalen Ausnutzungsgrades an einer isotropen Scheibe bei einer der Gleichlast äquivalenten Einzellast nach Bishop mittels Fides GeoStability

2.3.2 Vereinfachtes Rechenverfahren

Bei dem Näherungsverfahren handelt es sich um den Nachweis des Gleitens entlang einer ebenen Gleitfläche. Das Abgleiten eines Keils stellt einen in der Norm angeführten Versagensmechanismus dar. Daher wurde hier versucht, mit einer einfachen Berechnung eines Blocks auf einer schiefen Ebene realitätsnahe Ergebnisse zu erhalten (Abbildung 18). Die Berechnungen finden an einem zwei dimensional Modell statt. Der Sicherheitsfaktor wird mittels des Quotienten aus Widerstand durch die beanspruchenden Kräfte ermittelt:

Charakteristischer Wert der Beanspruchung E_k

$$E_k = \sin(\vartheta) * (P_d + G_d)$$

Mit:

- P_d = Belastung an der Felskante 160MPa – 260 MPa
- G_d = Eigenlast des angenommenen Felskeils
- $\vartheta = 45 + \varphi/2$ (ohne Trennflächen) bzw. Einfallswinkel der Trennflächen (mit Trennflächen)

Charakteristischer Wert der Widerstände R_k

$$R_k = F_c + F_{Reibung}$$

$$T_c = l * c_d$$

$$F_{Reibung} = \cos(\vartheta) * (P + G) * \tan(\varphi)$$

Mit:

- l = Länge der Gleitfläche => siehe Abbildung 18

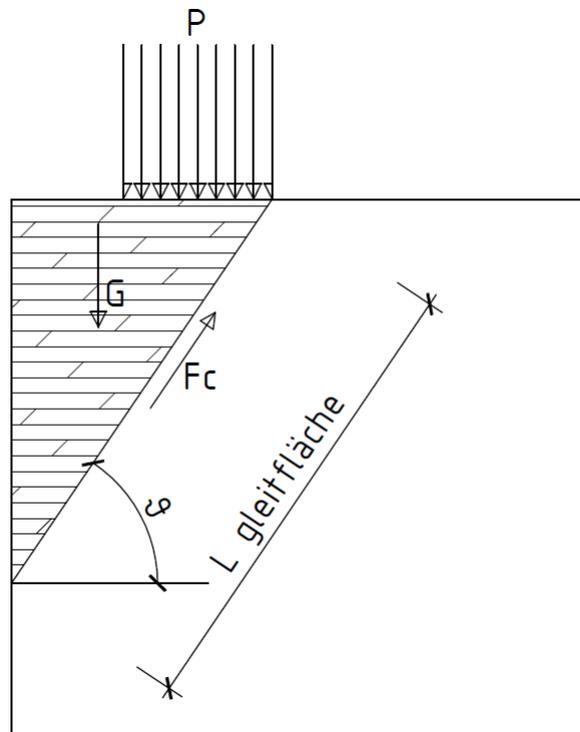


Abb. 18: Darstellung des Modells für das vereinfachte Rechenverfahren

2.3.3 FLAC3D

Das in dieser Arbeit hauptsächlich verwendete Programm FLAC3D stammt von der Firma „Itasca Consulting Group, Inc.“. Der Name FLAC steht dabei für Fast Lagrangian Analysis of Continua und das 3D ist die Bezeichnung für die Version in der dreidimensionalen Berechnungen durchgeführt werden (Für die in späterer Folge berechneten Vergleiche zwischen 3D (siehe Abbildung 19) und 2D Modelle wird daher auf eine ein Meter breite Scheibe zurückgegriffen)

können. Das Programm FLAC3D rechnet auf der Grundlage der Finite-Differenzen Methode, einem numerischen Verfahren zur Lösung von großen nichtlinearen Gleichungssystemen. Bei dieser Methode werden mittels Taylorentwicklung die zu lösenden Gleichungen im diskretisierten Gitter des Modells durch Differenzialgleichungen ersetzt [Preh, Mair, Zangerl, Eichhorn 2010]. Bei den Berechnungen in FLAC wird der Boden (Fels) als ein homogenes Kontinuum betrachtet. Die Berücksichtigung mechanischer Eigenschaften von Klüften sind in diesem Programm nur durch erheblichen Mehraufwand realisierbar. Das gilt sowohl beim Formulieren der Randbedingungen als auch in der vom Programm benötigten Rechenzeit [Smith, G.D. 1985]. Um trotzdem Klüfte zu berücksichtigen bietet FLAC allerdings Rechenmodelle, in denen die Klüfte als eine Art Anisotropie im Stoffmodell einwirken. Diese „verschmierten“ Modellparameter sind also als Ersatzkontinuum zu betrachten. [RABL-Hofbauer 2013]

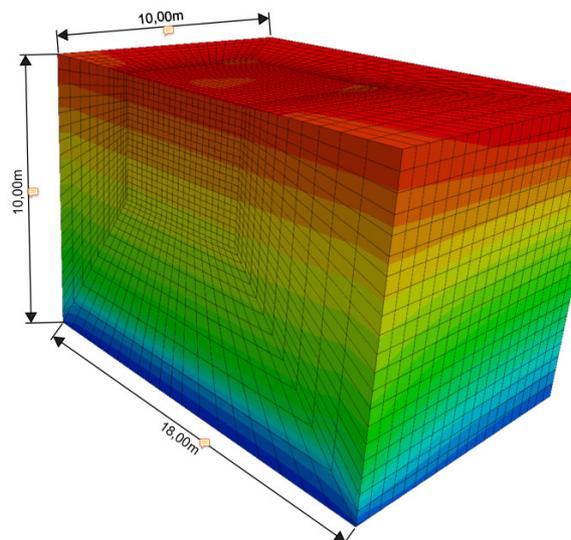


Abb. 19 Darstellung des für die Berechnung zugrunde gelegte Modell unter Eigenlast in FLAC3D

2.3.3.1 Erstellen eines geeigneten Modells

Um aussagekräftige Ergebnisse aus einem numerischen Modell zu bekommen gibt es mehrere grundlegende Regeln, die eingehalten werden müssen. Hierzu zählen unter anderem die Größe des Modells, die Feinheit der Zonen, die Lagerungsbedingungen sowie die der Rechnung zugrundeliegenden Stoffmodelle. Aus diesem Grund gibt es von der *Deutschen Gesellschaft für Geotechnik eine Empfehlung des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik* auf die auch genau so in der Ö-Norm B 1997-1-5:2017 im Kapitel 11.3.1 [N.1] verwiesen wird.

2.3.3.2 Abschätzung der Größe des Modells

Wie in der *Empfehlung des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik* beschrieben, gilt es für die numerische Berechnung mit einem Programm ein hinreichend großes Modell zu wählen, sodass die Ergebnisse durch die Größe nicht mehr beeinflusst werden. Darum wird in diesem Abschnitt die optimale Größe, für das in späterer Folge zur Berechnung herangezogene Modell, ermittelt. Für die Vergleichswerte der verschiedenen Modelle wird der Sicherheitsfaktor herangezogen. Das kann damit begründet werden, dass gerade der Sicherheitsfaktor sehr sensibel auf die Änderung von Eingangsparametern bzw. Randbedingungen reagiert. Das in FLAC verwendete kartesische Koordinatensystem ist wie folgt definiert, die horizontale X-Achse hat ihren 0-Punkt direkt an der Felskante und verläuft normal zu dieser. Die Y-Achse verläuft parallel zur Felskante und die Z-Achse verläuft vertikal.

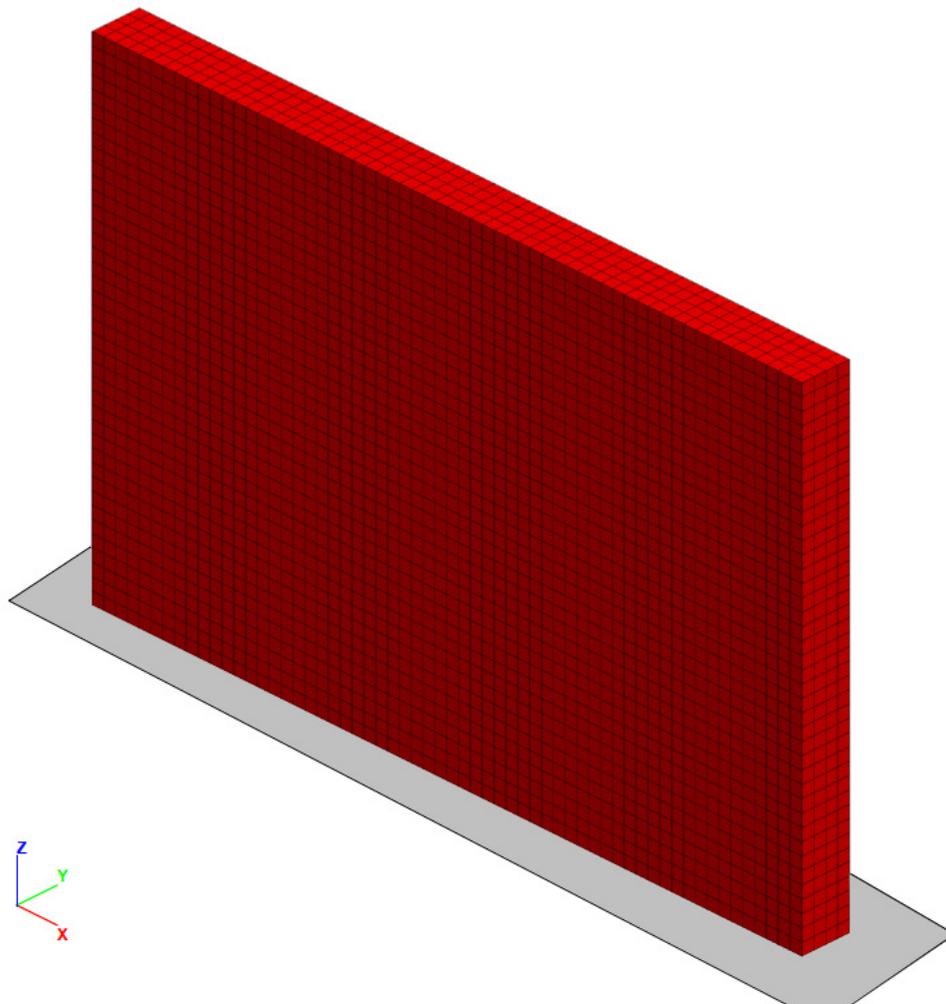


Abb. 20 Darstellung des für die Berechnung zugrunde gelegten Modells einer Scheibe (zweidimensionale Untersuchung)

Beim Start der Optimierung des Modells wird mit einem rechteckigen Körper gestartet. Dieser hat eine Breite von 1,00m, mit den Abmessungen von (X/Y/Z) 15m / 1m / 10m siehe Abbildung 20. Das am Anfang die Wahl auf eine Scheibe fällt hat mehrere Gründe. Erstens soll im Verlauf der Arbeit auch auf die Unterschiede zwischen 2D- und 3D-Modellierung eingegangen werden und zweitens soll die Auswirkung von verschiedenen Feinheitsgraden bzw. verschiedenen Netzaufteilungen [siehe Kapitel 2.3.3.3] bei der Wahl der Zonenaufteilung gezeigt werden und mit einem dafür gerechtfertigten Zeitaufwand ist das nur bei einer Scheibe möglich. Außerdem wurde mit einer Vergleichsrechnung überprüft ob die Annahme, dass man hier von einem 2D auf ein 3D Modell schließen kann. Die Ergebnisse haben diese Annahme bestätigt. Als Belastung wurde der Lastfall 3 genommen (die Belastung befindet sich somit 3,0m in X-Richtung von der Felskante entfernt), da hier die größte Beeinflussung des Modells stattfindet. Wie in Tabelle 4a ersichtlich verändert sich der Sicherheitsfaktor unterhalb von 10m Modelllänge und bleibt bei Längen darüber weitestgehend konstant. Daher wird die Modelllänge in x-Richtung mit 10m festgelegt. Für die Höhe wurde diese Iteration weggelassen da sich bei den ersten paar Versuchen bereits zeigte, dass der Sicherheitsfaktor mit zunehmender Höhe des Modells abnimmt und sich dabei keinen Grenzwert annähert. Außerdem kann die Höhe einer Felskante im eigentlichen Sinne bei realen Projekten eher als eine Eingangsgröße betrachtet werden. Die Höhe wurde nach verschiedenen Überlegungen auf $L_z = 10\text{m}$ angesetzt. Um nun von einer Scheibe auf ein 3D Modell zu kommen wurde anschließend, wie in Tabelle 4b zu sehen ist, die Länge von L_y durch mehrere Iterationsschritte ermittelt. Für die Ermittlung von L_y wurde allerdings das in Pkt. 3.3 ermittelte 3D Modell verwendet. Die endgültige Länge L_y wurde auf 18,0 m gelegt. In Tabelle 4b ist ersichtlich, dass hier ein gewisser Grenzwert des Sicherheitsfaktors mit 2,07 eintritt.

Tab 4a: Iteration von L_x mit dem Sicherheitsfaktor

$L_x[\text{m}]$	Sicherheitsfaktor
20,0	0,866
15,0	0,866
10,0	0,865
8,0	0,863
5,0	0,860

Tab 4b: Iteration von L_y mit dem Sicherheitsfaktor

$L_y[\text{m}]$	Sicherheitsfaktor
14,0	2,01
16,0	2,04
18,0	2,07
20,0	2,07
24,0	2,07

Auch wenn durch die Darstellung des endgültigen Modells bereits die Ergebnisse aus Kapitel 2.3.3.3 der Zonenaufteilung vorweggenommen werden, wird in Abbildung 21 das Modell für die späteren Untersuchungen abgebildet. In Y-Richtung wird die Belastung mittig in dem Bereich der feineren Netzaufteilung situiert.

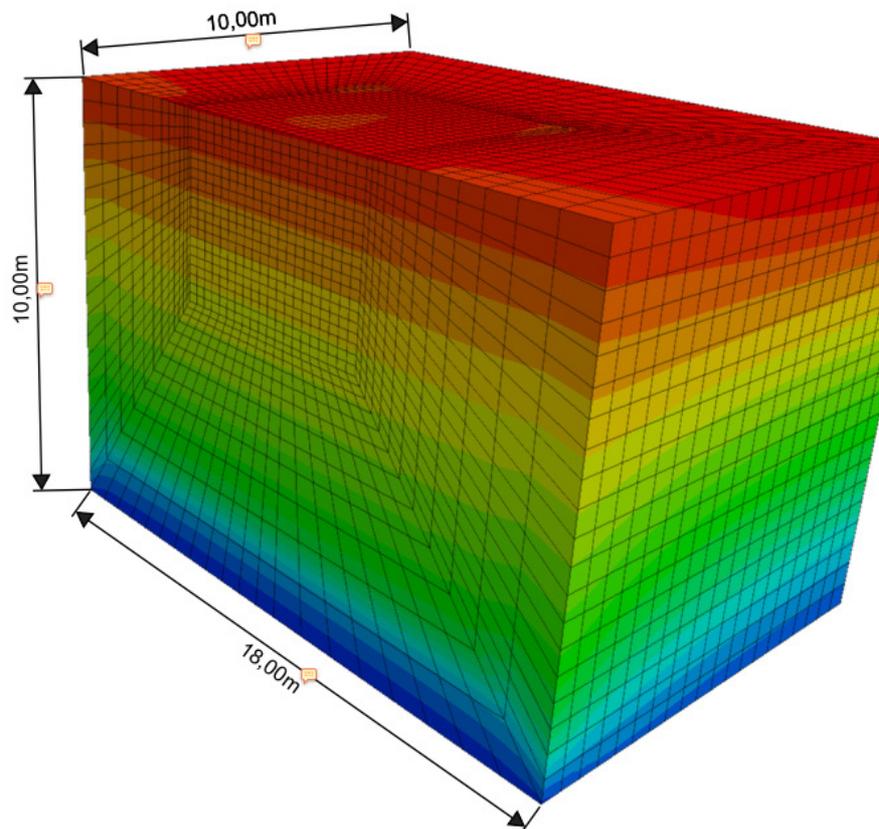


Abb. 21 Darstellung des Modells für die dreidimensionalen Untersuchungen

2.3.3.3 Aufteilung der Zonen des Modells

Auch die Aufteilung bzw. die Feinheit der Zonen, die zum Diskretisieren des Modells dienen, können nach der Ö-Norm B1997-1-5:20017 [N.1] bzw. nach dem Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik, einen essentiellen Einfluss auf das Ergebnis haben. In der Regel ist davon auszugehen, dass eine feinere Aufteilung der Zonen (vor allem an Punkten der Lasteinleitung) zu einem genaueren Ergebnis bzw. einer besseren Widerspiegelung der Realität führen. Das Modell daher in sehr feinen Zonen zu unterteilen führt jedoch zu einem überproportionalen Anstieg der Rechenzeit. Darum wird hier in Folge ein Vergleich zwischen 2 Modellen mit verschiedenen Feinheitsgraden betrachtet. In Modell 1, siehe Abbildung 22, wird das in Pkt. 2.3.3.2 ermittelte Modell (Scheibe mit 1,00m Breite) durch lauter würfelförmige Zonen, mit

konstanter Seitenlänge beschrieben. Die Feinheit der einzelnen Zonen variiert hier von einer Seitenlänge von 1,00m bis hin zu 0,10m. In Modell 2, siehe Abbildung 23, wird das Modell in 2 Bereiche gegliedert.

1. In den Bereich der Belastung, also der Bereich von der Felskante ($x=0,00\text{m}$) bis hinter das Ende der Last ($x=5,00\text{m}$). Dieser 5m tief reichende Bereich besteht, wie das Modell 1, aus Würfeln mit einer konstanten Größe.
2. Außerhalb dieses Bereiches besteht das Modell aus immer größer werdenden Parallelepipeden. Dabei wachsen die Parallelepipede vom Bereich 1 mit einem Faktor von 1,15 nach außen hin an.

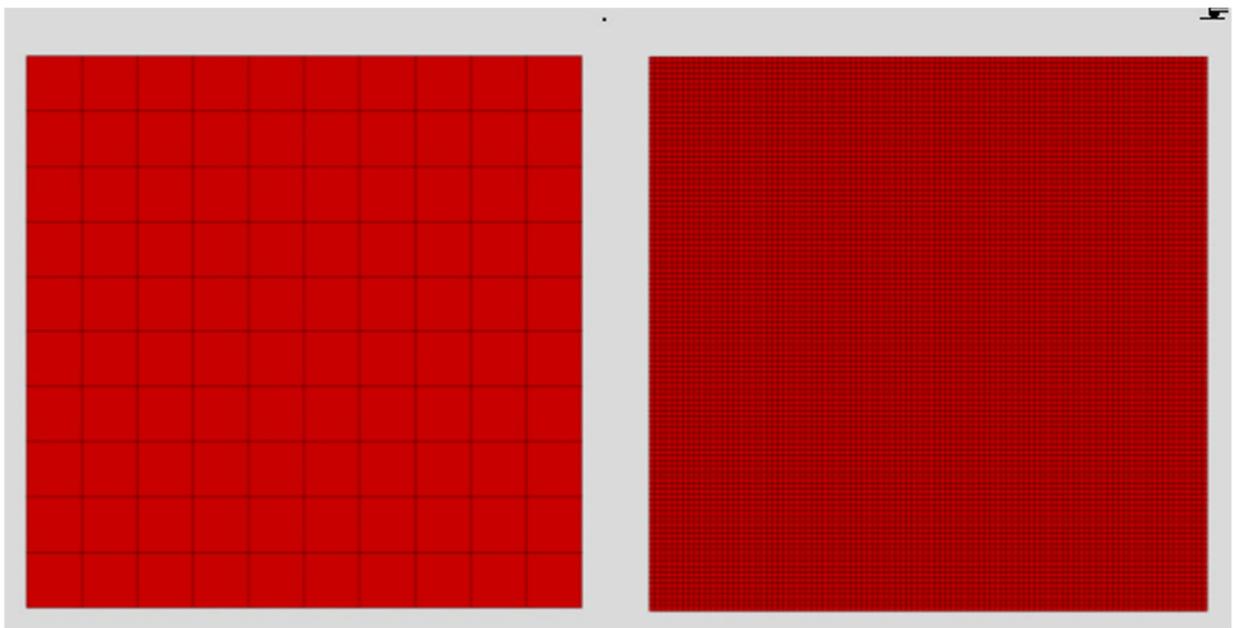


Abb. 22 Querschnitt des Modell 1: li. gröbste Zonenaufteilung, re. Feinste Zonenaufteilung

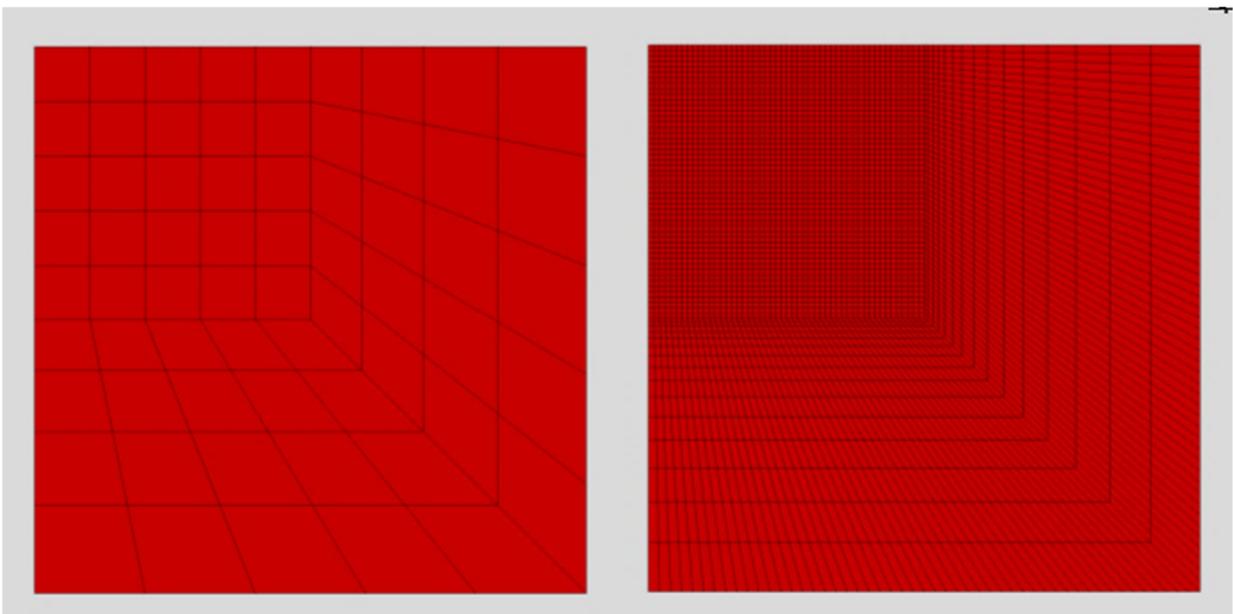


Abb. 23 Querschnitt des Modell 2: li. gröbste Zonenaufteilung, re. Feinste Zonenaufteilung

Dieses Modell wird in FLAC3D als „radial-tunnel“ bezeichnet und sollte die Rechenzeit verkürzen, da es in Summe deutlich weniger Zonen gibt. Um die beiden Modelle zu vergleichen wurde bei beiden der Sicherheitsfaktor mit verschiedenen Zonenfeinheiten bestimmt. In Abbildung 24 werden die Ergebnisse dieser Variation dargestellt. Zu sehen ist hier, dass die Ergebnisse mit zunehmender Zonenfeinheit absinken, sich aber in Richtung eines Grenzwertes bewegen. Dabei gibt die Ziffer auf der X-Achse die Zonen pro Laufmeter an (z.B. 10 = 10 Zonen/Laufmeter → Würfel mit 0,10m Seitenlänge). Auf der Y-Achse ist der Sicherheitsfaktor aufgetragen. Der Unterschied der beiden Modelle ist dabei marginal und so wird für die weiteren Berechnungen das zweite Modell genommen, da es zeitlich gesehen deutlich effizienter ist. Außerdem ist in Abbildung 24 zu sehen, dass sich der Sicherheitsfaktor im Lastfall 0, im Gegensatz zu Lastfall 3, deutlich früher einem konstanten Wert annähert und bei alleiniger Betrachtung eines direkt an der Felskante liegenden Objektes ein gröberes Netz zur Berechnung ausreichen würde.

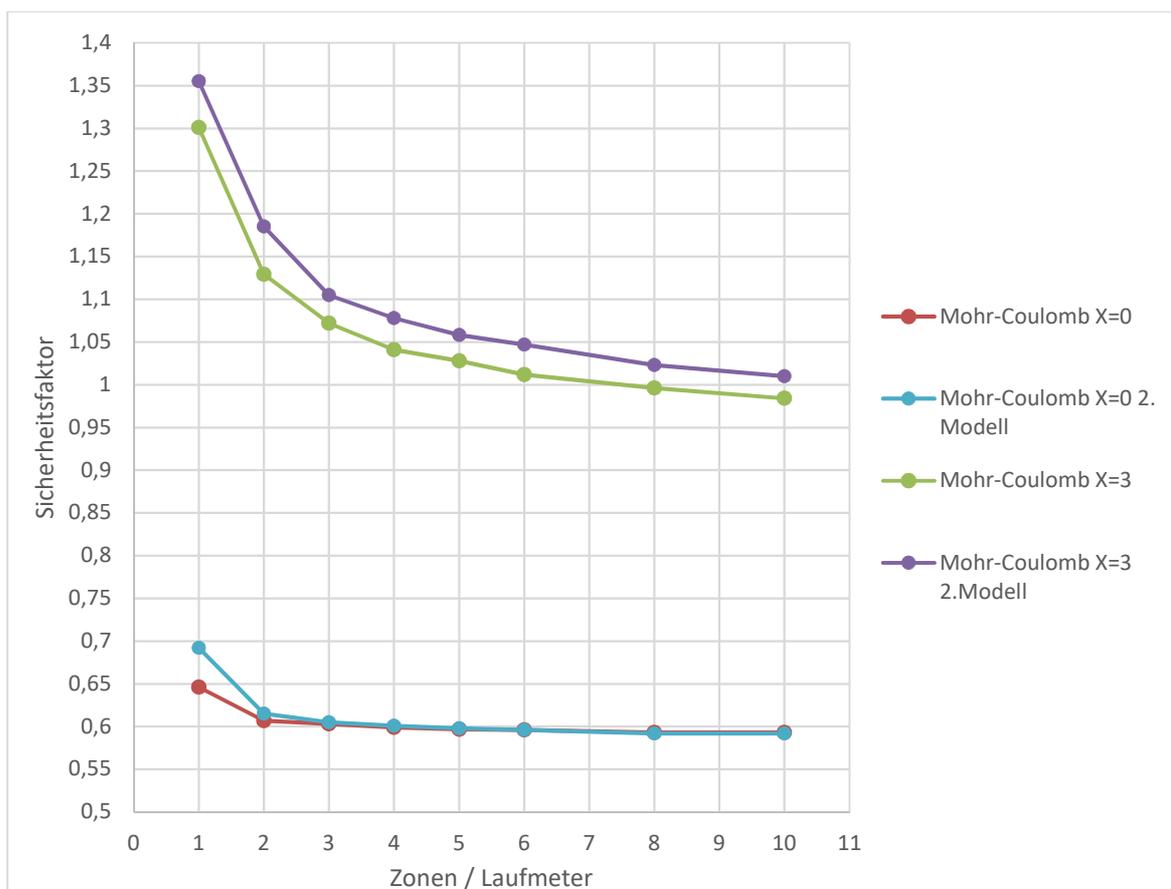


Abb. 24 Verlauf des Sicherheitsfaktors bei zunehmender Feinheit der Zonen von 2 Unterschiedlichen Modellen und zwei unterschiedlichen Lastfällen

Weiteres ist auch zu sehen, dass die Ergebnisse, ab etwa 4 Zonen pro Meter, bereits eine gute Näherung liefern. Als Ergebnis dieser ganzen Berechnungen wird für alle weiteren Berechnungen diese Zonenaufteilung weiterverwendet.

2.3.3.4 Laststellung

Die Lastfälle Lastfall 0 bis Lastfall 3 unterscheiden sich durch den Abstand der Belastung von der Felskante in X-Richtung Abbildung 25 (dabei entspricht Lastfall 0 einen Abstand von 0m in X-Richtung von der Felskante). Als Belastung selbst wird eine auf einen Quadratmeter gleichmäßig verteilte, in vertikale Richtung wirkende, Flächenlast aufgebracht.

Schnitt X-X

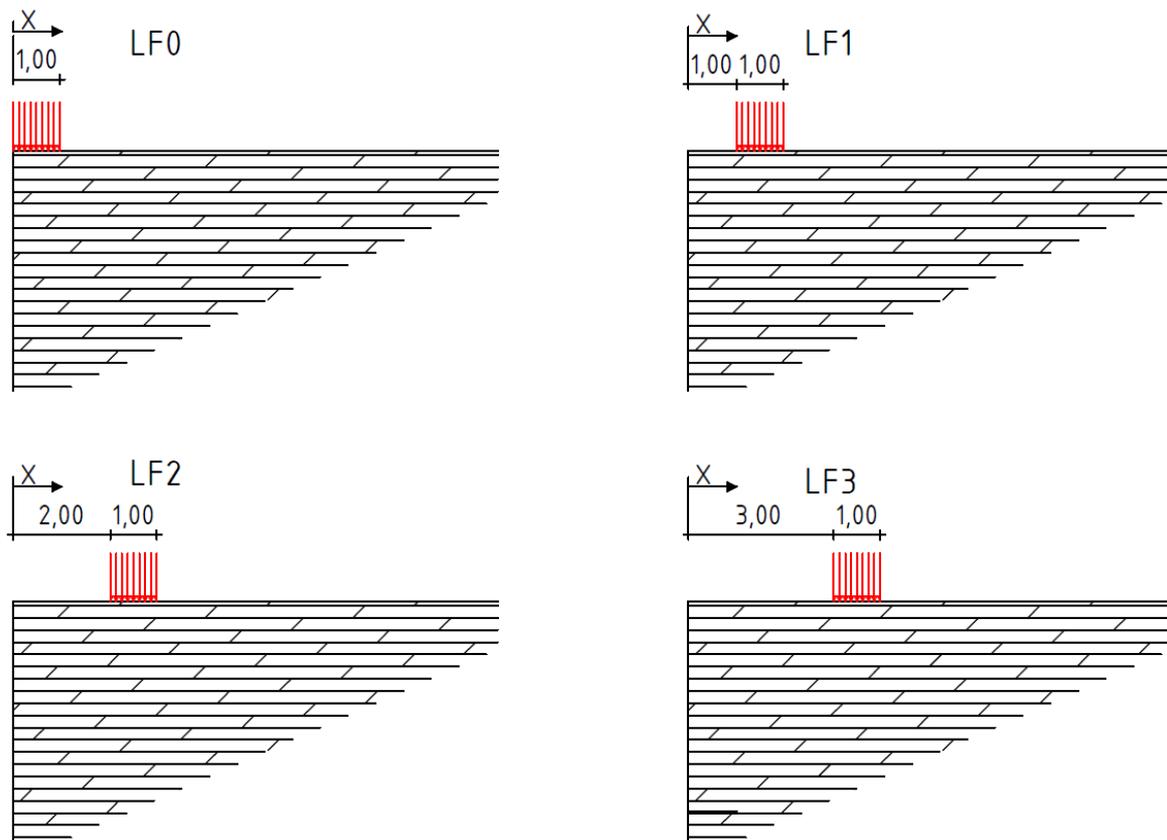


Abb. 25 Untersuchte Lastfälle mit X als Abstand normal zur Felskante

3 Feldversuche

Für eine bessere Interpretation der Mithilfe von FLAC3D ermittelten Ergebnisse bzw. um diese Ergebnisse einordnen und auch bewerten zu können, wurden im Rahmen dieser Arbeit auch Feldversuche durchgeführt. Außerdem soll mittels der in den Feldversuchen ermittelten Bruchbildern auch eine gewisse Plausibilität der Ergebnisse nachgewiesen werden.

3.1 Versuchsaufbau

Die Versuchsproben der Feldversuche stammen aus einem Steinbruch in der Nähe der burgenländischen Ortschaft Redlschlag, im Bezirk Oberwart. Bei den Proben handelt es sich um Serpentin. Diese metamorphen Gesteine gingen meist aus der Umwandlung von Peridotiten hervor und bestehen hauptsächlich aus Serpentinmineralien [I.5 und I.6]. Um eine kleinflächige Belastung zu simulieren wurde die „Belastung“ mithilfe eines Spitzmeißels und eines 5kg schweren Vorschlaghammers aufgebracht. Bei den ersten Versuchen wurden die Proben auf einem Holzbrett platziert, welches wiederum auf einem weichen Untergrund (Mutterboden) lag. Das führte in erster Linie zu Fehlversuchen, siehe Abbildung 26., da in den Probenkörpern dabei Zugspannungen induziert wurden und so vertikal verlaufende Risse auftraten. Nach dieser Erkenntnis wurde die Holzunterlage vollflächig auf einen betonierten Untergrund gelegt und neue Versuche durchgeführt. Der nun deutlich härtere Untergrund wirkte sich positiv auf die Versuche aus und wurde deshalb beibehalten.



Abb. 26: Versuchsaufbau für die Feldversuche

3.2 Versuch Ergebnisse

Für die Versuchsergebnisse wurden zwei charakteristische Proben, siehe Abbildung 27 und Abbildung 27a ausgewählt. Bei beiden Proben (so wie auch bei allen anderen getesteten Probestücken) führte die Belastung zum Ausbrechen eines muschelförmigen Bruchkörpers. Dieser wurde in beiden Abbildungen mittels der gelb eingezeichneten Linien gekennzeichnet. Bei dem Probestück in Abbildung 27 wurde versucht die Belastung möglichst nahe am Rand einzuleiten, um den in Kapitel 3.1 definierten LF0 (Last direkt an der Kante) zu simulieren. Darum ist in diesem Fall der Bruchkörper auch wesentlich flacher als jener in Abbildung 27a. In der zweiten Abbildung wurde hingegen versucht die Belastung etwas weiter entfernt von der Kante aufzubringen, um dem LF3 zu entsprechen. In dieser Abbildung bildet die Probe eine Art „doppelten“ muschelförmigen Bruchkörper. Einmal einen fast halbrunden, kleineren Teil an der Stelle, an der die Belastung eingeleitet wurde und einmal einen zweiten, deutlich

flacheren, aber dafür auch deutlich größeren Bruchkörper in Richtung des Ausbruchrandes. Versuche bei denen die Last noch weiter ins Innere des Gesteins gerückt wurden, führten immer zum Versagen. Welches durch vertikal verlaufende Risse, durch den kompletten Probekörper, verursacht wurden und stellen somit keine Relevanz für diese Arbeit dar. Für diese Versuchsanordnung müssten die verwendeten Probestücke größer sein.



Abb. 27a Bruchkörper bei Belastung nahe der Kante



Abb. 27b Bruchkörper bei Belastung in einiger Entfernung von der Felskante

4 Berechnungsergebnisse

Um die Standsicherheit bzw. das Verhalten von durch hohe Einzellasten, belasteten Felskanten beurteilen zu können, werden eine hohe Anzahl an Berechnung ausgewertet. Dabei werden mit allen Berechnungsmethoden (Fides GeoStability, Näherungsverfahren, FLAC3D (Scheibe), FLAC3D (3D-Modell)) die Standsicherheiten bzw. die Ausnutzungsgrade für dieselben Lastkombinationen ermittelt. Die Lastkombinationen setzen sich aus den vier Lastfällen aus Kapitel 2.3.3.4 und den 6 verschiedenen Belastungen (160, 180, 200, 220, 240, 260MPa) zusammen. Somit ergeben sich jeweils 24 verschiedene Kombinationen

4.1 Fides GeoStability

4.1.1 Einzellast

In Tabelle 5 werden die Ergebnisse (der Ausnutzungsgrad) aus der Berechnung mittels Fides unter der Annahme der Einleitung einer Einzellast dargestellt. Die dazugehörigen Abbildungen 28 bis 31 zeigen den Verlauf des kritischen Gleitkreises bei einer Belastung von 260 MPa. Die hier als Belastung verwendete Einzellast soll gleich der Resultierenden der Gleichlast im folgenden Kapitel sein. Sie wird daher immer in der Mitte der Gleichlasten angeordnet.

Tab:5 Ausnutzungsgrad einer isotropen Scheibe bei einer Einzellast mit variierender Belastung und variierendem Abstand der Belastung zu der Felskante

Last [MPa]	160	180	200	220	240	260
X=0,50m	1,19	1,29	1,27	1,36	1,43	1,51
X=1,50m	0,71	0,75	0,79	0,83	0,94	1,00
X=2,50m	0,55	0,59	0,63	0,68	0,71	0,75
X=3,50m	0,44	0,48	0,51	0,55	0,58	0,60

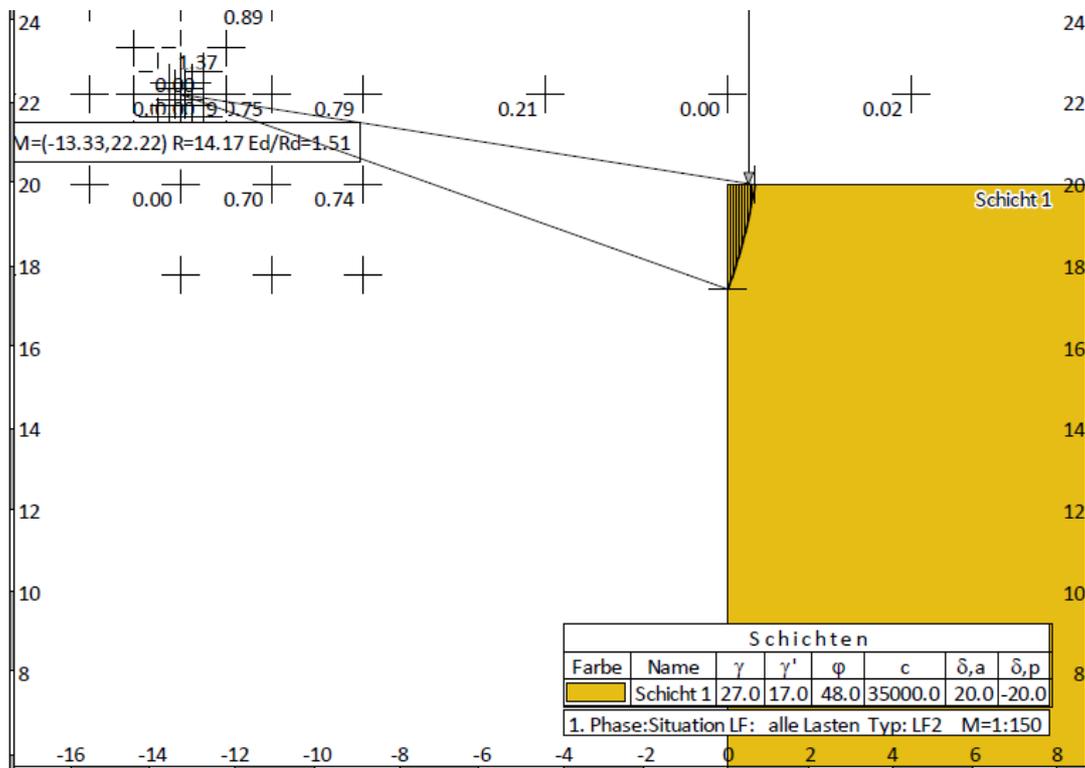


Abb. 28: Ausnutzungsgrad und kritischer Gleitkreis einer isotropen Scheibe bei einer Einzellast von 260 MPa mit einem Abstand von 0,50m von der Felskante

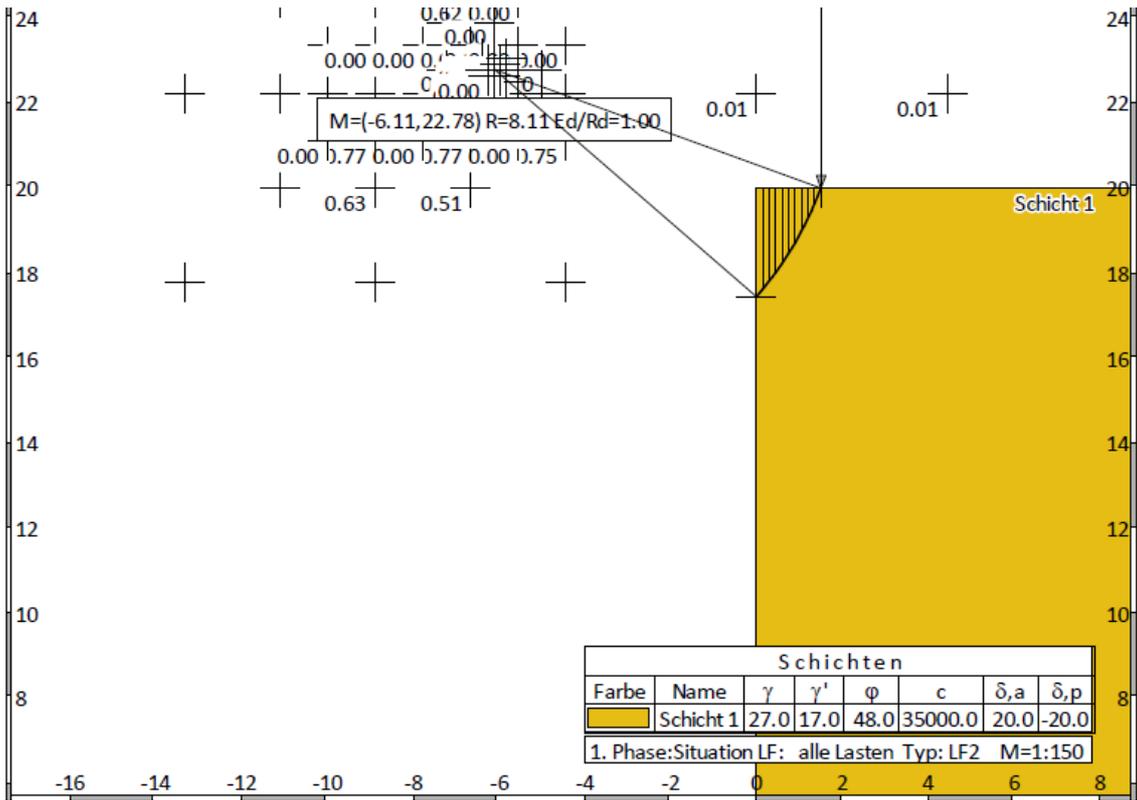


Abb. 29: Darstellung des Ausnutzungsgrades und des Gleitkreises einer isotropen Scheibe bei einer Einzellast von 260 MPa mit einem Abstand von 1,50m von der Felskante

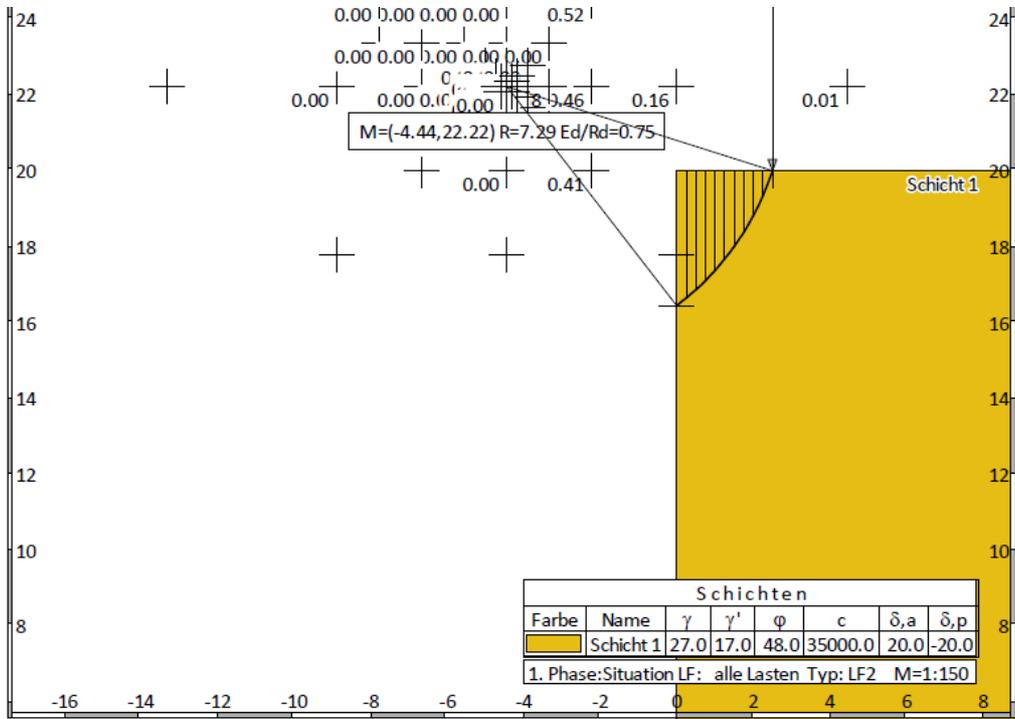


Abb. 30: Darstellung des Ausnutzungsgrades und des Gleitkreises einer isotropen Scheibe bei einer Einzellast von 260 MPa mit einem Abstand von 2,50m von der Felskante

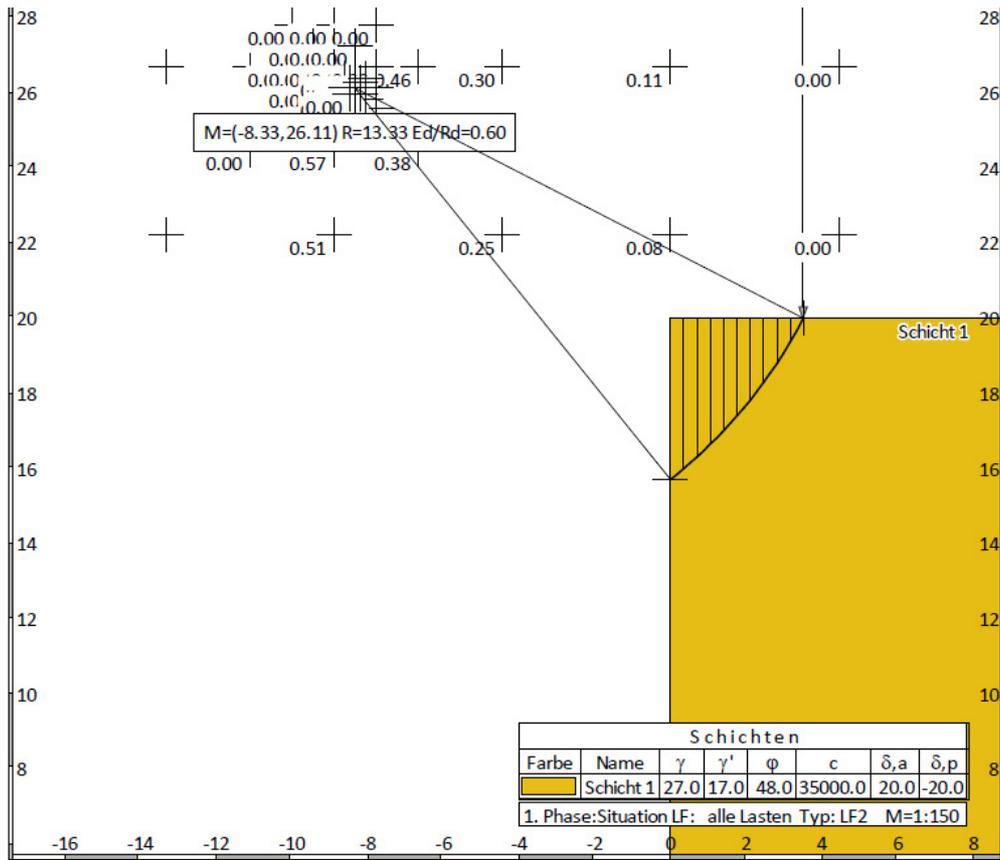


Abb. 31: Darstellung des Ausnutzungsgrades und des Gleitkreises einer isotropen Scheibe bei einer Einzellast von 260 MPa mit einem Abstand von 3,50m von der Felskante

4.1.2 Gleichlast

In Tabelle 6 werden die Ergebnisse aus der Berechnung mittels Fides unter der Annahme Einleitung einer ein Meter breiten Gleichlast dargestellt. Die dazugehörigen Abbildungen 32 bis 35 zeigen den Verlauf des kritischen Gleitkreises bei einer Belastung von 260 Mpa. Die Gleichlast leitet dabei die gleiche Last wie die im vorhergehenden Kapitel verwendete Einzellast in den Untergrund ein.

Tab.6: Ausnutzungsgrad einer isotropen Scheibe bei einer Gleichlast mit variierender Belastung und variierendem Abstand der Belastung zur Felskante

Last [Mpa]	160	180	200	220	240	260
X=0	0,93	0,99	1,05	1,11	1,16	1,21
X=1	0,61	0,65	0,69	0,73	0,78	0,82
X=2	0,47	0,51	0,54	0,57	0,62	0,65
X=3	0,4	0,43	0,47	0,5	0,53	0,55

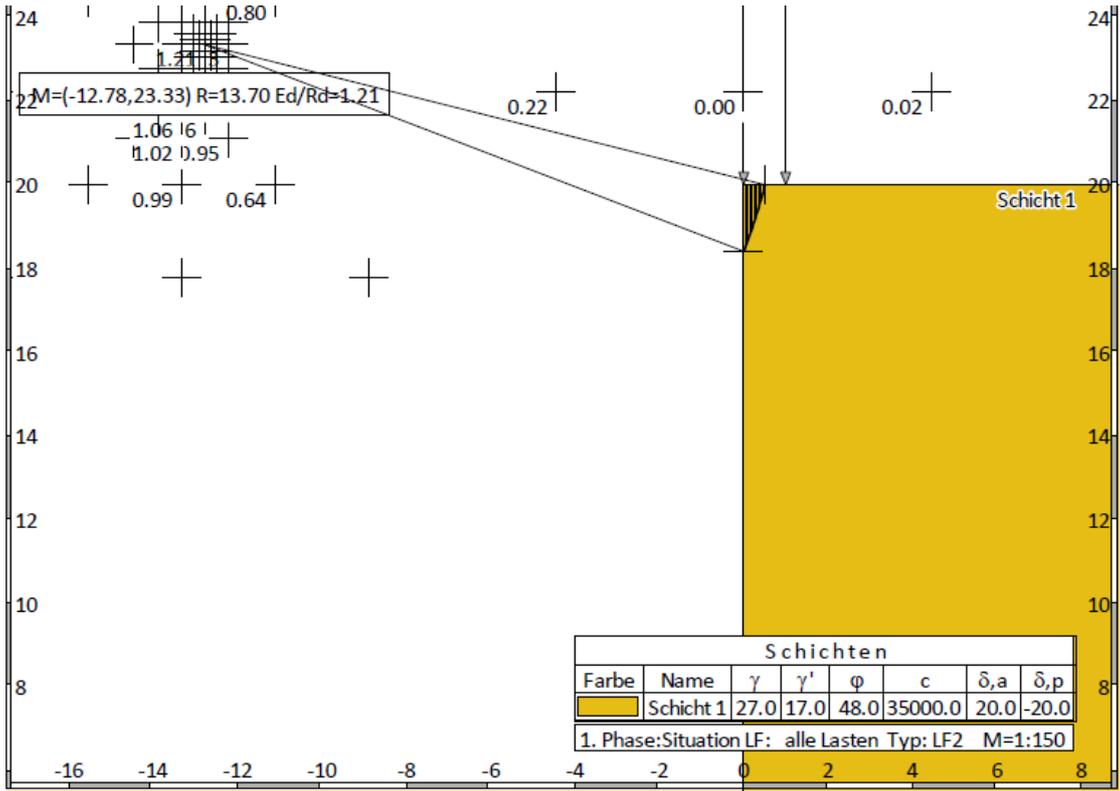


Abb. 32: Darstellung des Ausnutzungsgrades und des Gleitkreises einer isotropen Scheibe bei einer Gleichlast mit einer resultierenden von 260 MPa mit einem Abstand von 0,00 bis 1,00m von der Felskante

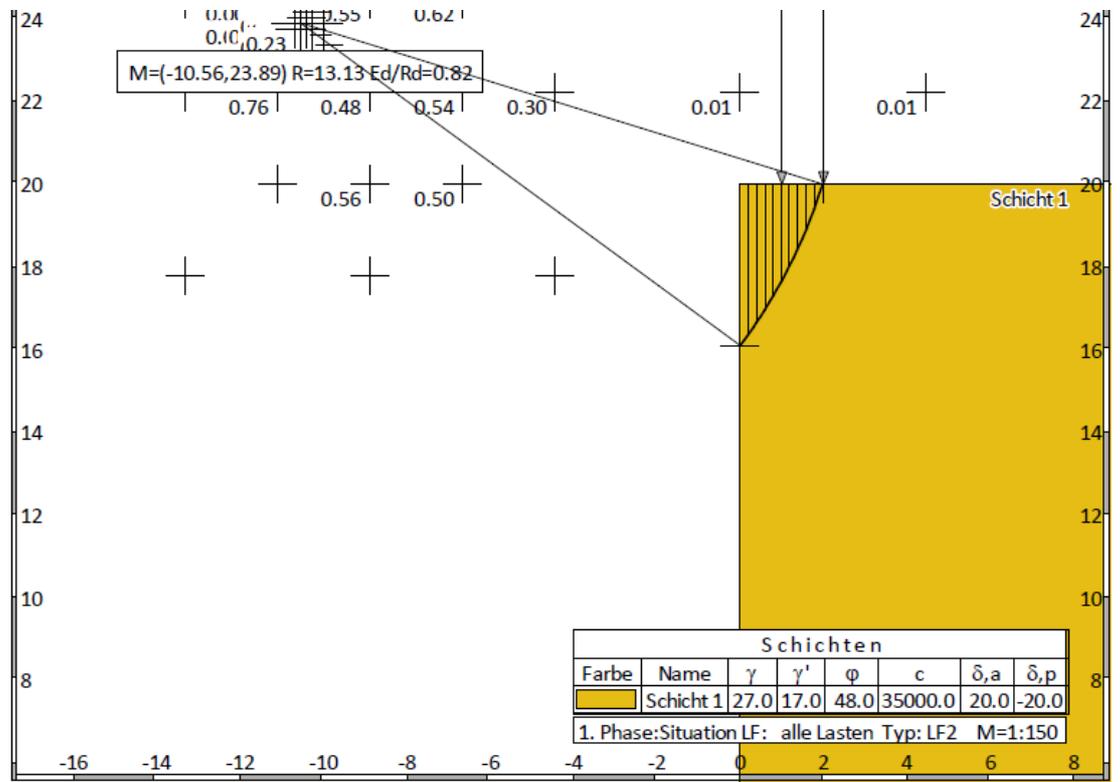


Abb. 33: Darstellung des Ausnutzungsgrades und des Gleitkreises einer isotropen Scheibe bei einer Gleichlast mit einer resultierenden von 260 MPa mit einem Abstand von 1,00 bis 2,00m von der Felskante

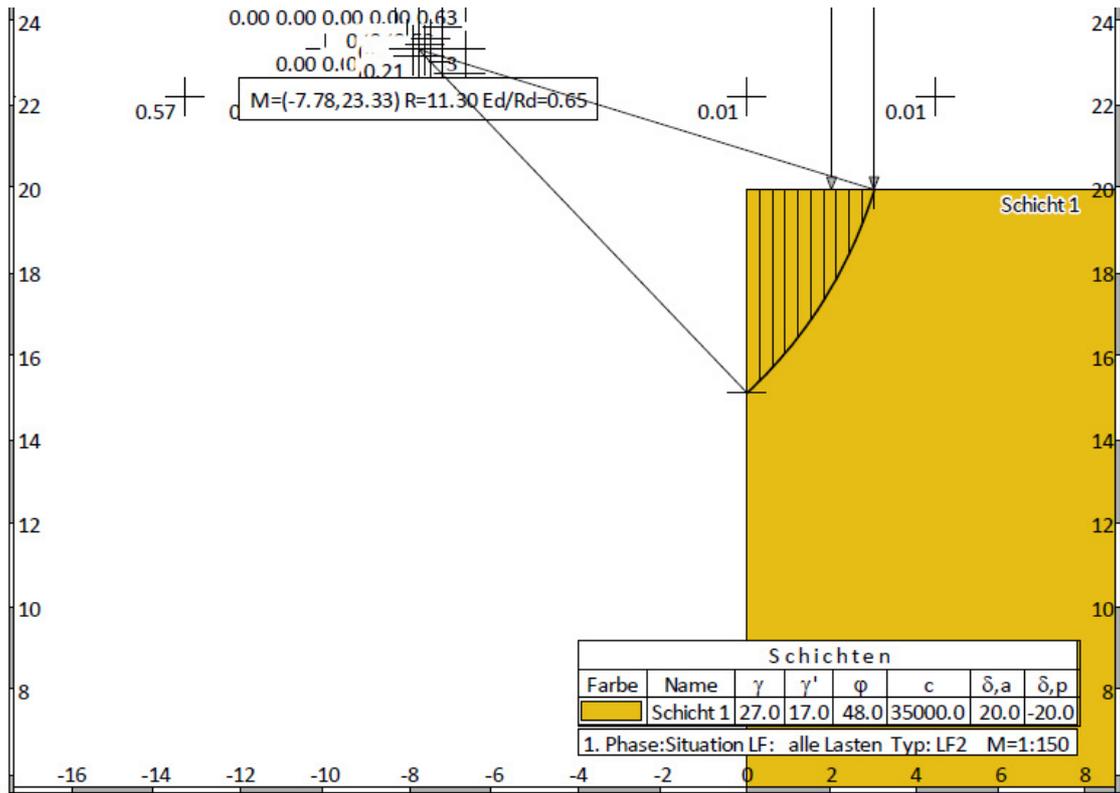


Abb. 34: Darstellung des Ausnutzungsgrades und des Gleitkreises einer isotropen Scheibe bei einer Gleichlast mit einer resultierenden von 260 MPa mit einem Abstand von 2,00 bis 3,00m von der Felskante

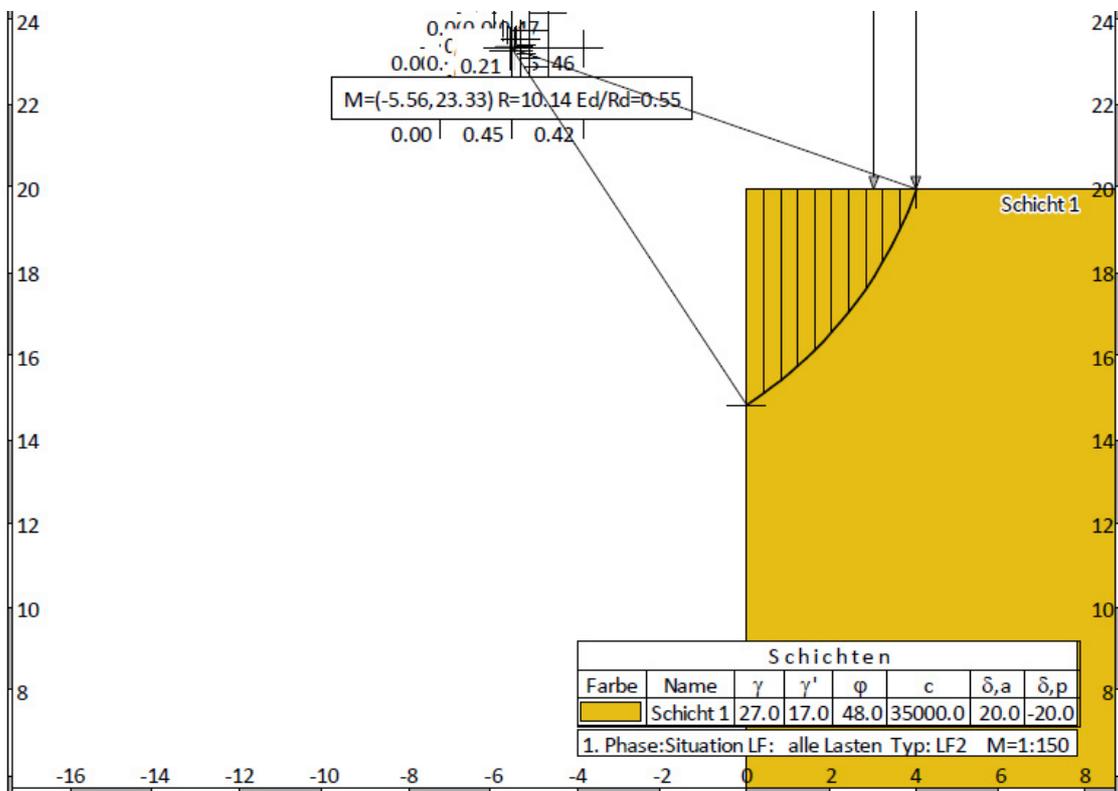


Abb. 35: Darstellung des Ausnutzungsgrades und des Gleitkreises einer isotropen Scheibe bei einer Gleichlast mit einer resultierenden von 260 MPa mit einem Abstand von 3,00 bis 4,00m von der Felskante

4.2 Näherungsverfahren

Mithilfe des Näherungsverfahrens wird das Abgleiten eines keilförmigen Kluftkörpers auf einer Trennfläche berechnet. Dieses Beispiel entspricht daher dem in Bild B.3 — „Versagensmechanismen“ aus dem Anhang B der ÖNORM B 1997-1-2 dargestellten Fall a) Gleiten auf einer ebenen Gleitfläche. Die Ergebnisse werden in Tabelle 7 entsprechend der verwendeten Belastung und deren Abstand zur Kante angegeben (vgl. Abbildung 36).

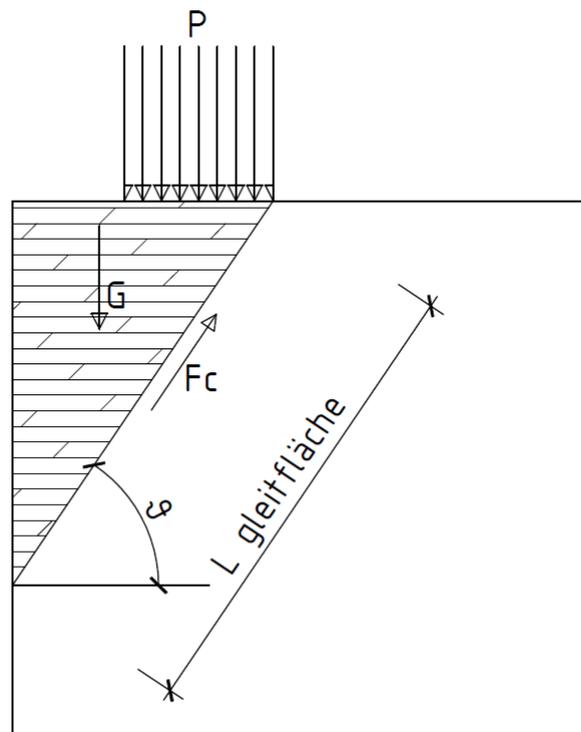


Abb. 36: Darstellung des Modells für das vereinfachte Rechenverfahren

Tab. 7: Mit dem Näherungsverfahren ermittelte Sicherheitsfaktoren von keilförmigen Kluftkörpern auf mit 70° einfallenden Trennflächen bei variierenden Gleichlasten mit variierendem Abstand zur Felskante

Last [Mpa]	160	180	200	220	240	260
X=0	0,50	0,47	0,45	0,43	0,41	0,4
X=1	0,79	0,73	0,68	0,64	0,61	0,58
X=2	1,08	0,99	0,91	0,85	0,80	0,76
X=3	1,37	1,25	1,15	1,06	1,00	0,94

4.3 FLAC3D

4.3.1 Scheibe

Darum wurde mit Hilfe von FLAC3D der Sicherheitsfaktor bei einem als Scheibe modellierten, einem Meter breiten Modell, bestimmt. Die Versuche wurden hier sowohl mit isotrop ungeklüftetem Fels als auch mit durch Trennflächen geschwächtem Fels, durchgeführt und in den Tabellen 8 und 9, entsprechend der verwendeten Belastung und deren Abstand zur Kante, eingetragen.

4.3.1.1 Isotroper, ungeklüfteter Fels

Die Ergebnisse aus den Berechnungen von isotropem, ungeklüftetem Fels werden in Tabelle 8 dargestellt. Die Abbildungen 37 bis 40 zeigen dabei die möglichen Versagensmechanismen, die durch die Schubverzerrungsgeschwindigkeiten mittels FLAC3D dargestellt werden.

Tab. 8: Mittels FLAC3D ermittelte numerische Sicherheitsfaktoren an einer isotropen ungeklüftetem Scheibe

Last [Mpa]	160	180	200	220	240	260
X=0	1,08	1,011	0,953	0,897	0,856	0,818
X=1	1,613	1,5	1,393	1,315	1,24	1,182
X=2	1,926	1,798	1,658	1,548	1,463	1,393
X=3	2,19	2,023	1,897	1,766	1,656	1,581

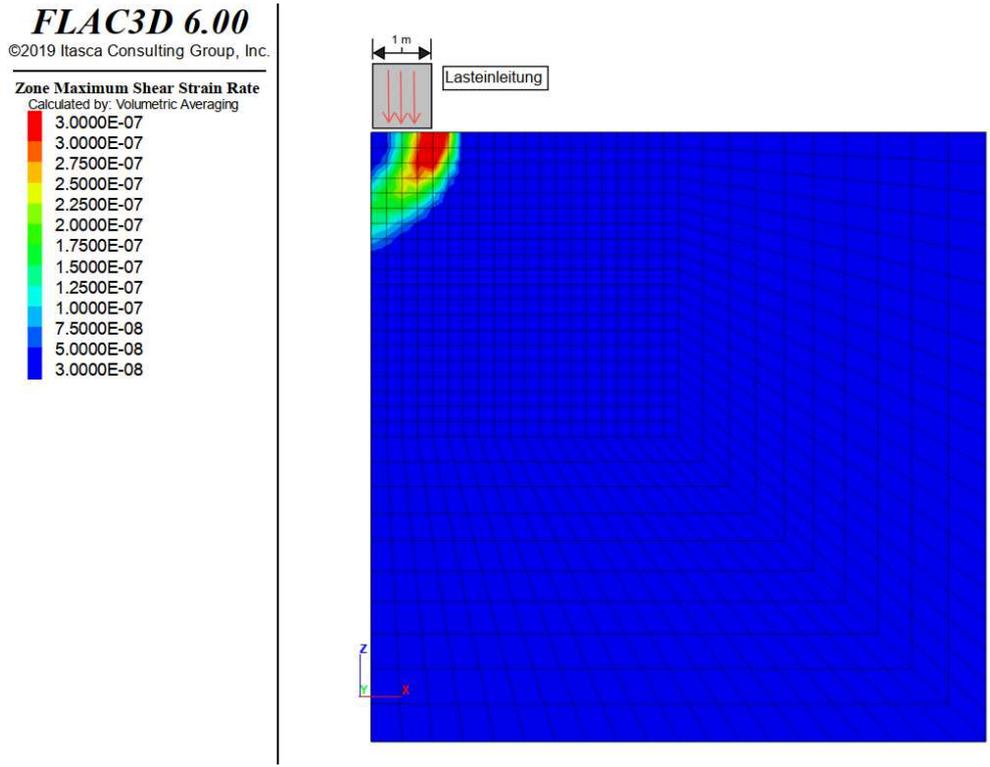


Abb. 37: Darstellung des Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei einer Belastung von 260MPa direkt an der Felskante(Lastfall 0 (X=0m))

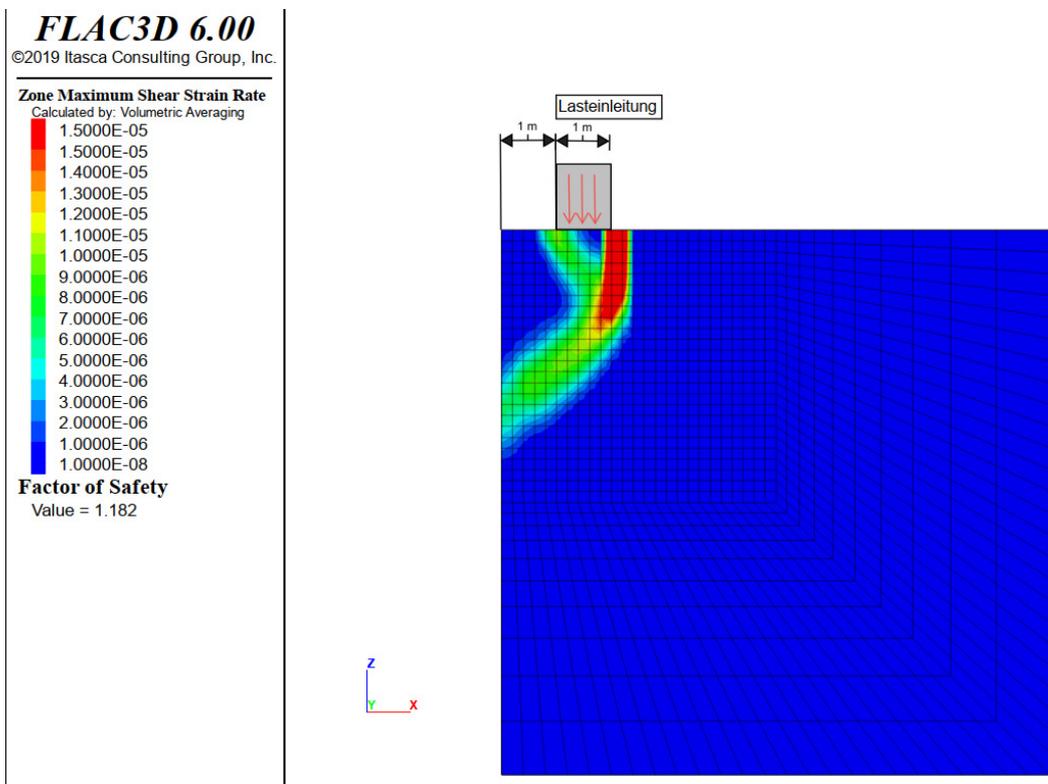


Abb. 38: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei einer Belastung von 260MPa und 1,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 1 (X=1m))

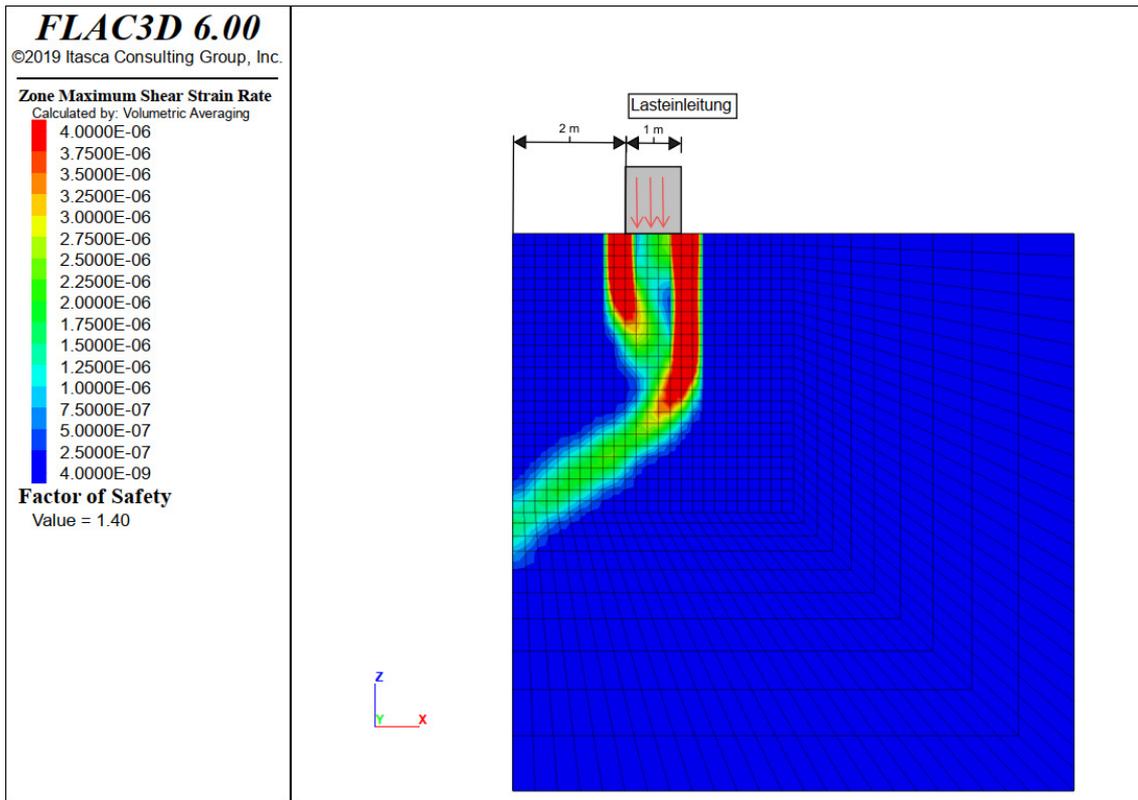


Abb. 39: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei einer Belastung von 260MPa und 2,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 2 (X=2m))

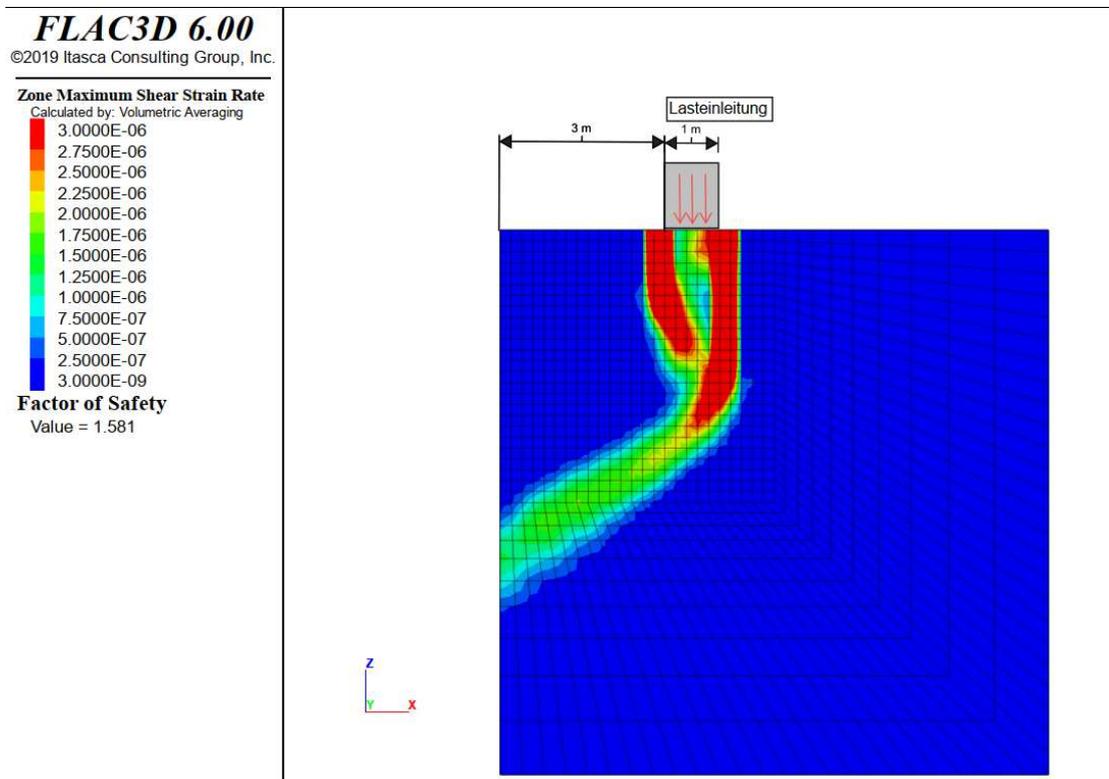


Abb. 40: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei einer Belastung von 260MPa und 3,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 3 (X=3m))

4.3.1.2 Fels mit Trennflächen

Die Ergebnisse aus den Berechnungen des Felses mit vorhandenen Trennflächen werden in Tabelle 9 dargestellt. Die Abbildungen 41-44 zeigen dabei die möglichen Versagensmechanismen, die durch die Schubverzerrungsgeschwindigkeiten mittels FLAC3D dargestellt werden.

Tab. 9: Mittels FLAC3D ermittelte numerische Sicherheitsfaktoren an einer anisotropen Scheibe

Last [MPa]	160	180	200	220	240	260
X=0	0,529	0,496	0,468	0,445	0,427	0,411
X=1	0,703	0,664	0,62	0,586	0,564	0,534
X=2	0,809	0,778	0,705	0,684	0,647	0,629
X=3	0,939	0,881	0,85	0,816	0,772	0,744

FLAC3D 6.00
©2019 Itasca Consulting Group, Inc.

Zone Maximum Shear Strain Rate
Calculated by: Volumetric Averaging

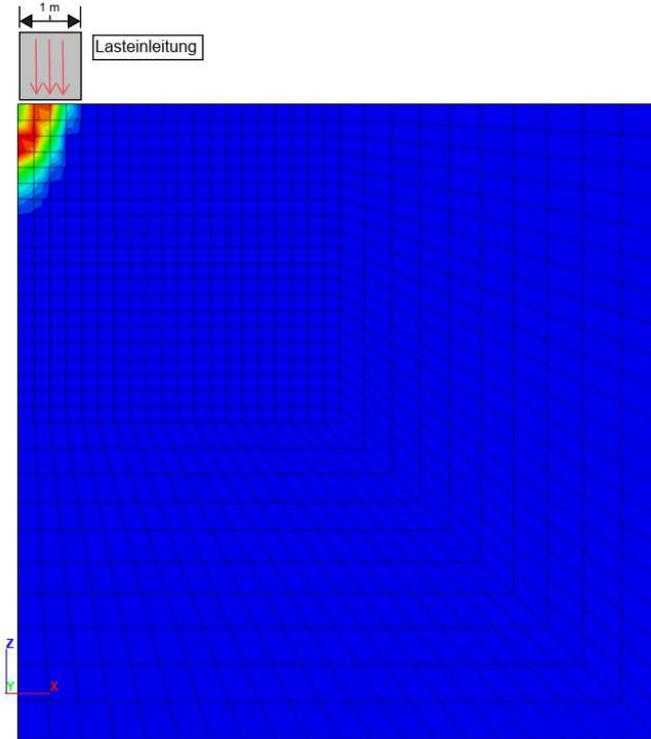
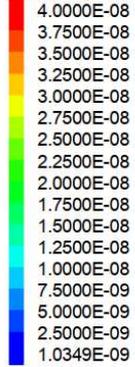


Abb. 41: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei einer Belastung von 260MPa direkt an der Felskante(Lastfall 0 (X=0m))

FLAC3D 6.00
©2019 Itasca Consulting Group, Inc.

Zone Maximum Shear Strain Rate
Calculated by: Volumetric Averaging

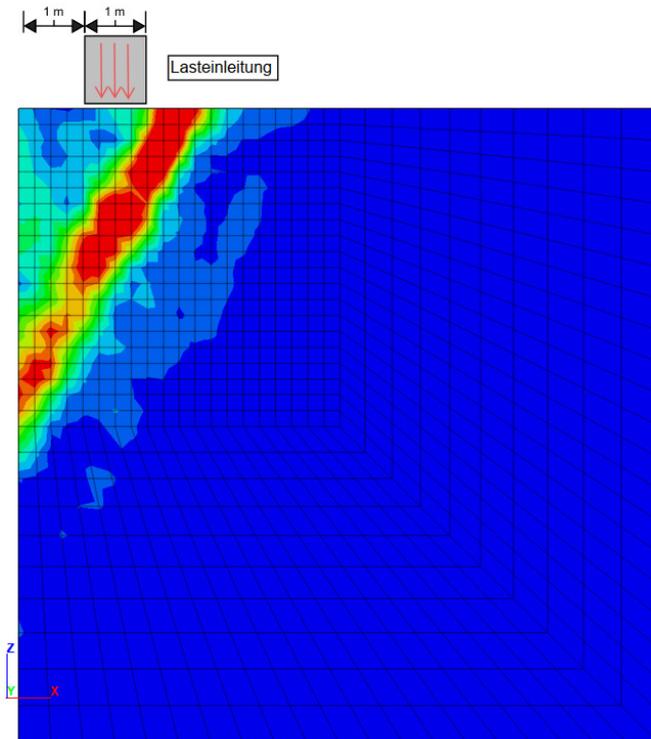
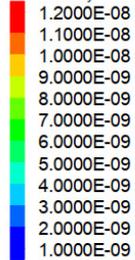


Abb. 42: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei einer Belastung von 260Mpa und 1,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 1 (X=1m))

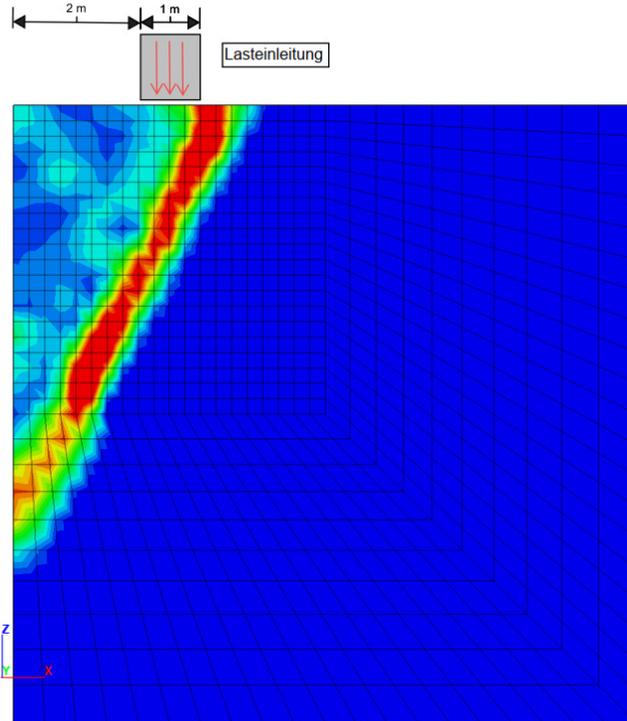
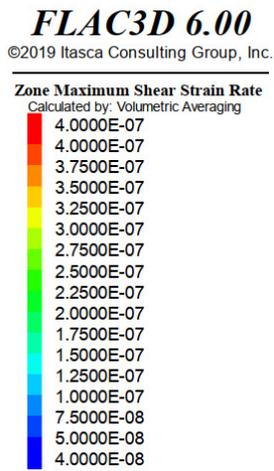


Abb. 43: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei einer Belastung von 260MPa und 2,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 2 (X=2m))

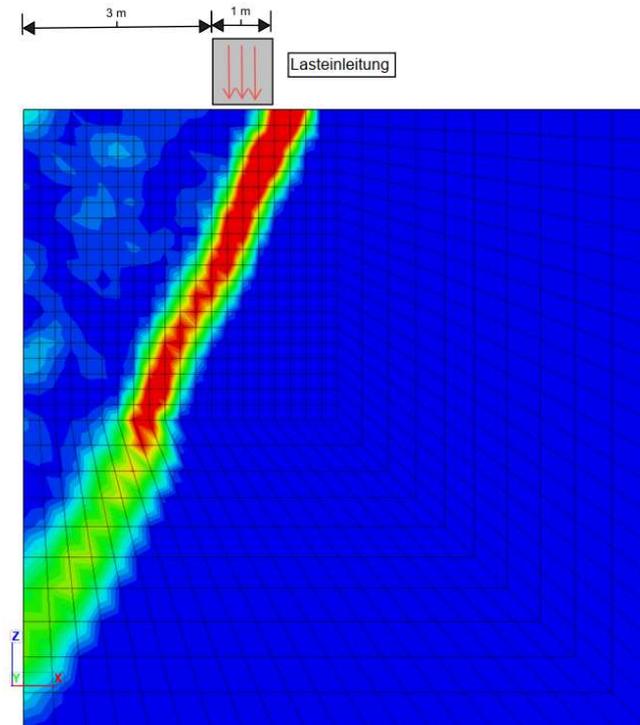
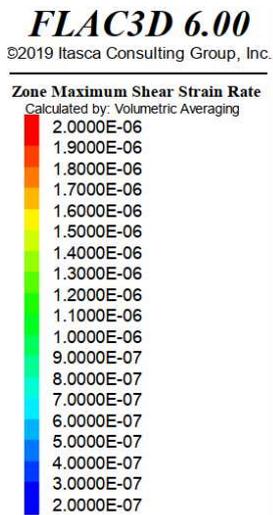


Abb. 44: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei einer Belastung von 260MPa und 3,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 3 (X=3m))

4.3.2 3D-Modell

4.3.2.1 Isotroper, ungeklüfteter Fels

Die Basis der Versuche stellt das in Kapitel 2.3.3 durch einen iterativen Vorgang ermittelte Modell (siehe Abbildung 21) dar. Dabei wird das Modell mit den in Tabelle 10 angegebenen Eigenschaften untersucht.

Tab. 10: Felseigenschaften bei der Berechnung in FLAC3D

E-Modul [GPa]	Poisson Zahlv [-]	Reibungswinkel [°]	Kohäsion [MPa]	Dilatation
60	0,23	48	35	0

Die Lastanordnung erfolgt gemäß den Lastfällen LF0 bis LF3 (siehe Abbildung 25). Die Belastung selbst variiert dabei von 160MPa bis 260MPa in 20MPa Schritten. Mit Hilfe des Rechenprogramms FLAC3D wurden für diese 24 verschiedenen Kombinationen, die jeweiligen Sicherheitsfaktoren, ermittelt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 11 dargestellt.

Tab. 11: Mittels FLAC3D ermittelte numerische Sicherheitsfaktoren an dem isotropen ungeklüftetem 3D-Modell

Last [MPa]	160	180	200	220	240	260
X=0	1,395	1,305	1,231	1,166	1,122	1,072
X=1	2,220	2,040	1,926	1,831	1,745	1,669
X=2	2,540	2,350	2,200	2,080	1,998	1,956
X=3	2,850	2,620	2,460	2,320	2,230	2,180

Zur Interpretation dieser Ergebnisse wurden die Sicherheitsfaktoren einmal bei konstanter Belastung und variierendem Abstand zur Felskante (siehe Abbildung 45) und einmal mit konstantem Abstand zur Felskante und mit variierender Belastung (siehe Abbildung 46) aufgetragen. Aus den beiden Diagrammen ist deutlich ersichtlich, dass sich gerade die Last direkt an der Felskante (0,00m Abstand) deutlich von den drei anderen Lastfällen unterscheidet. Zum einen ist in Abbildung 45 die Steigung zwischen LF0 und LF1 deutlich steiler als zwischen den anderen Lastfällen. Zum anderen ist der Abstand des LF0 in Abbildung 46 deutlich größer als die Abstände der anderen Lastfälle. Beide Indizien deuten darauf hin, dass sich ganz nahe an der Kante die Spannungen im Fels anders verhalten als Innen. Desweiteren ist deutlich zu sehen, dass mit zunehmendem Abstand zur Felskante die Wahrscheinlichkeit des Versagens deutlich abnimmt. Wie anzunehmen, erkennt man in Abbildung 46 auch, dass mit steigender

Belastung die Wahrscheinlichkeit des Versagens größer wird. Bei genauerer Betrachtung der beiden Diagramme ist auch zu erkennen, dass zwischen der Zunahme der Belastung und des Sicherheitsfaktors, nahe an der Kante, beinahe ein linearer Zusammenhang besteht. Bei größeren Abständen zur Kante hingegen stimmt dieser Zusammenhang nicht mehr. Hier beginnt die Kurve (im Bereich von 160-200MPa) deutlich steiler und wird zum Ende hin (240 -260Mpa) sehr flach. Der Anstieg des Sicherheitsfaktors nimmt mit zunehmendem Abstand von der Kante ab.

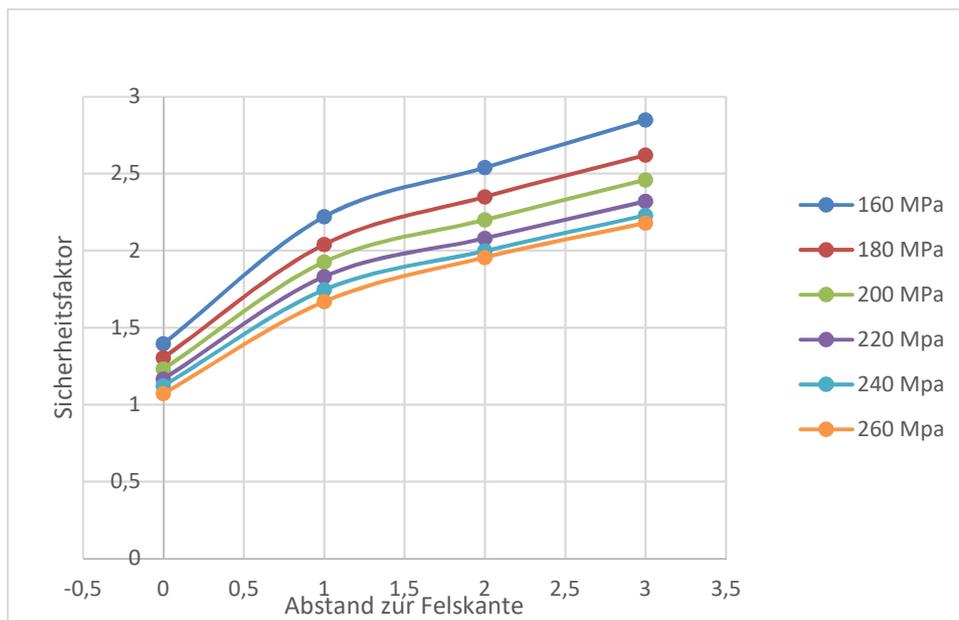


Abb. 45: Verlauf des Sicherheitsfaktors an dem isotropen ungeklüftetem 3D-Modell bei Zunahme des Abstandes zur Felskante

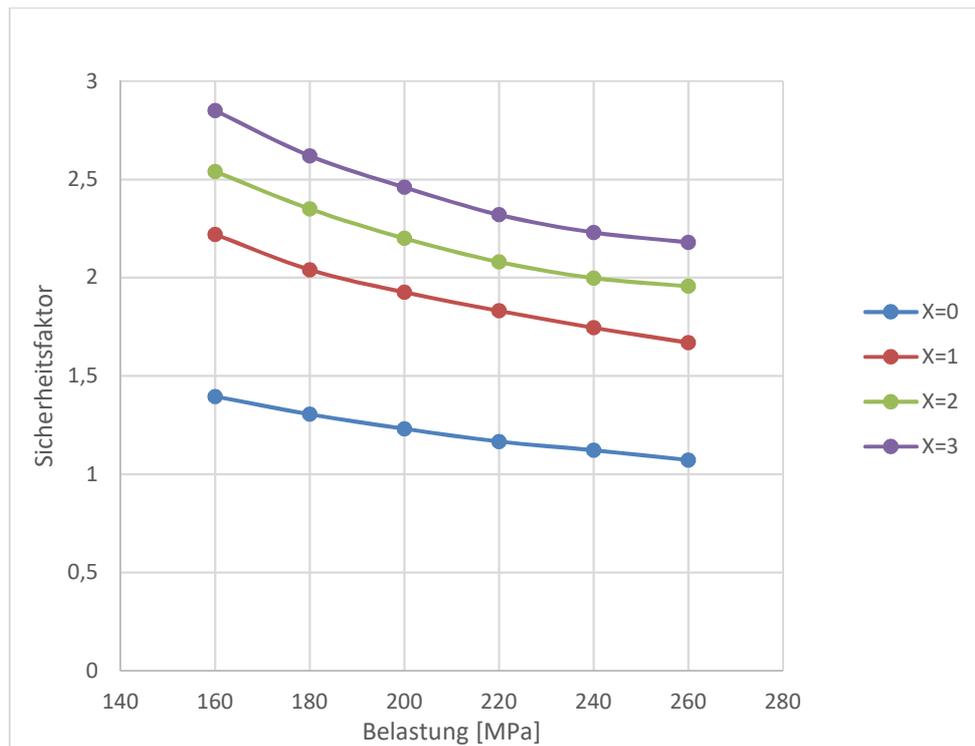


Abb. 46: Verlauf des Sicherheitsfaktors an dem isotropen ungeklüftetem 3D-Modell bei Zunahme der Belastung

4.3.2.1.1. Darstellung der Spannungsverläufe mit Hilfe der Mohrschen Spannungskreise

Um die unter Punkt. 4.3.2.1 ermittelten Daten besser interpretieren zu können, stellen die Mohrschen Spannungskreise ein geeignetes und effizientes Hilfsmittel dar. In Kapitel 4.3.2.1 wurden, wie bereits vorhin erwähnt, die Sicherheitsfaktoren von 24 verschiedenen Kombinationen von Belastungen und Abständen der Belastungen zu einer Felskante ermittelt. Damit man nun diese dimensionslosen Werten auf Spannungsebene vergleichen kann, wird die folgende Formel herangezogen.

$$F = \frac{\tan(\phi_{Vorh.})}{\tan(\phi_{Grenz})} = \frac{c_{Vorh.}}{c_{Grenz}}$$

$$\phi_{Grenz} = \arctan\left(\frac{\tan(\phi_{Vorh.})}{F}\right)$$

$$c_{Grenz} = \frac{c_{Vorh.}}{F}$$

Mit dieser Formel wird in FLAC3D der Sicherheitsfaktor bestimmt. Darum lassen sich durch Umformen der Formel die Formeln [F4.2 und F4.3] ermitteln. Mithilfe dieser können die genauen Grenzwerte der Scherparameter bestimmt werden, bei denen gerade das Versagen eintritt. Die Tabelle mit den φ_{Grenz} und c_{Grenz} befindet sich am Ende dieser Arbeit als Anhang. Mit Hilfe dieser beiden Grenzwerte können nun in AutoCad die Mohrschen-Spannungskreise, für alle 24 Fälle, gezeichnet werden. Dabei wird die Hauptnormalspannung σ_I (entspricht in etwa der vertikalen Belastung) auf der Normalspannungsachse aufgetragen. Anschließend kann man mit Hilfe der trigonometrischen Zusammenhänge und der Formel [F4.5] den Winkel ϑ errechnen und so eine Verbindungslinie zwischen σ_I und dem Berührungspunkt des Spannungskreises an der Bruchgeraden erstellen. Die Bruchgerade, die hier zur Hilfe genommen wird, ist jene bestehend aus den oben ermittelten Grenzwerten. Das bedeutet zur Konstruktion der verschiedenen Spannungskreise wird jedes Mal eine neue Bruchgerade gezeichnet.

$$\vartheta = 45 - \frac{\varphi}{2}$$

Vom Schnittpunkt, der unter dem Winkel ϑ verlaufenden Gerade und der Bruchgeraden, wird nun eine Normale auf die Bruchgerade gezeichnet. Diese schneidet nun die Normalspannungsachse genau im Mittelpunkt (M) des Spannungskreises. Um nun die, von Beginn an gesuchte, kleinste Hauptnormalspannung σ_{III} zu ermitteln, muss nur noch ein Halbkreis mit dem durch [F4.6] ermittelten Radius um den Mittelpunkt gezeichnet werden.

$$r = \sigma_I - M$$

In den beiden Abbildungen 47 und 48 sind auf diese Weise Mohrschen Spannungskreise mit konstanter Last und variierendem Abstand zur Felskante aufgetragen. So sieht man, dass bei einer konstanten Hauptnormalspannung σ_I , σ_{III} mit zunehmendem Abstand zur Kante größer wird. Im Fall Abbildung 49 steigt σ_{III} von 8,1% auf 36,3% von σ_I an und in Abbildung 50: von 6.2% auf 30.0%. Dies scheint darauf hinzudeuten, dass sich bei niedrigeren Lasten die Spannungen besser umlagern können. Um zu zeigen wie sich ein einaxialer Spannungszustand ($\sigma_{III} = 0$) verhalten würde, wurde dieser in beiden Diagrammen eingezeichnet (schwarzer Halbkreis). Wobei zum Vorschein kommt, dass dieser im zweiten Fall sogar zum Versagen führen würde. Daher kann man daraus schließen, dass bereits direkt an der Felskante die Lasten über eine dreiaxiale Spannungsverteilung abgetragen werden.

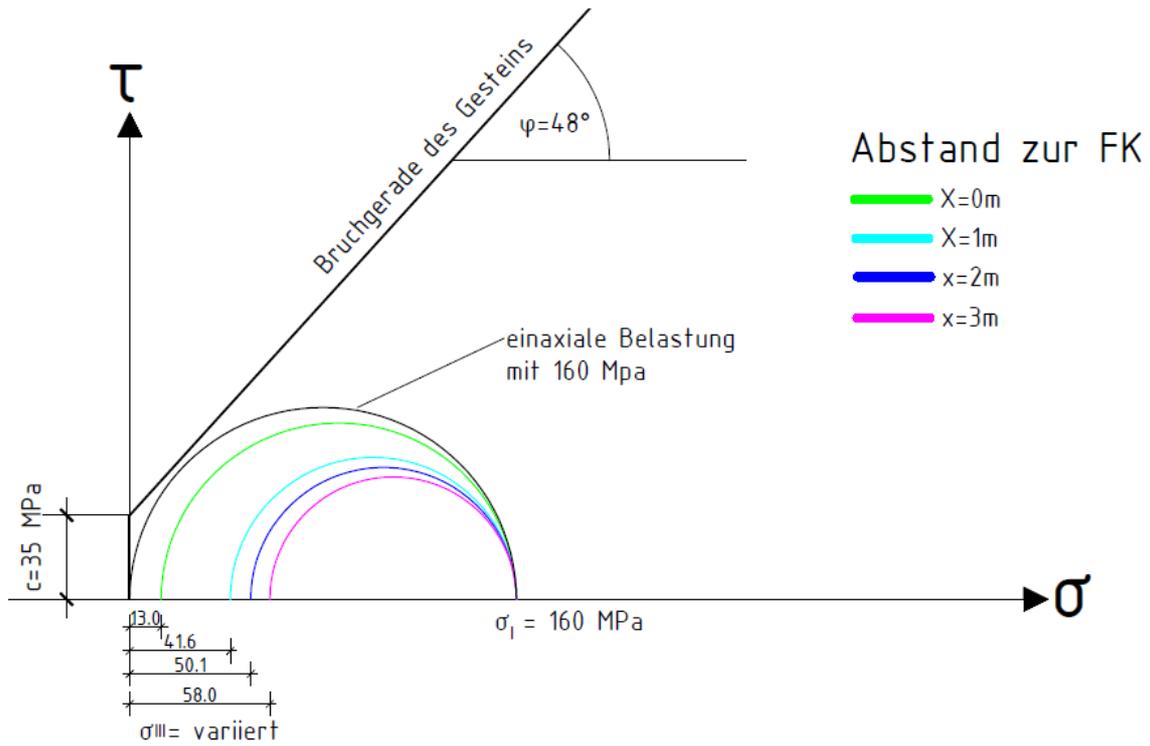


Abb. 47: Vergleich der Spannungskreise an dem isotropen ungeklüftetem 3D-Modell bei einem Lastniveau von 160MPa und zunehmendem Abstand zwischen Belastung und Felskante

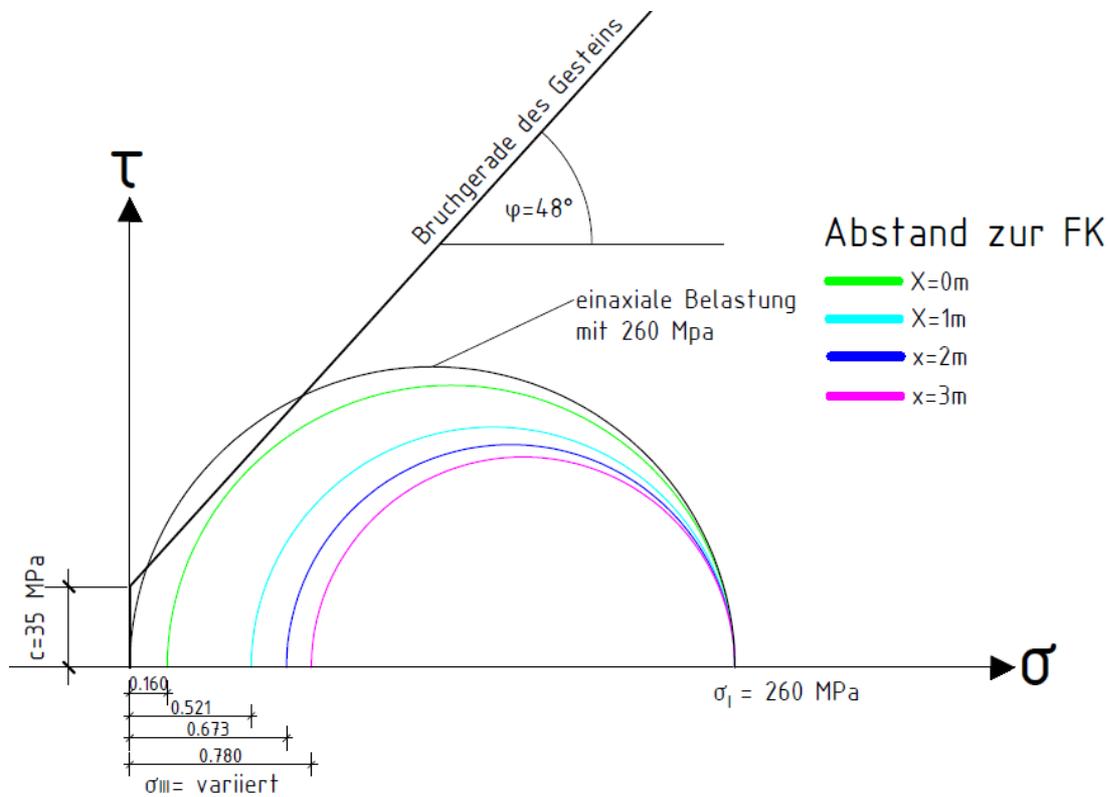


Abb. 48: Vergleich der Spannungskreise an dem isotropen ungeklüftetem 3D-Modell bei einem Lastniveau von 260MPa und zunehmendem Abstand zwischen Belastung und Felskante

In den beiden Abbildungen 49 und 50 werden die Mohrschen Spannungskreise verglichen, bei denen die größte Hauptnormalspannung ansteigt, der Abstand zu Kante aber gleichbleibt. Es werden wieder die beiden unterschiedlichsten Szenarien einander gegenübergestellt. Zum einen die Belastung direkt an der Kante (Abbildung 49) und zum anderen die Belastung mit 3.00m Abstand zur Felskante (Abbildung 50). Spannend ist hier zu sehen, dass die Spannung σ_{III} in Abbildung 49 trotz steigender Auflast, beinahe unverändert zu bleiben scheint.

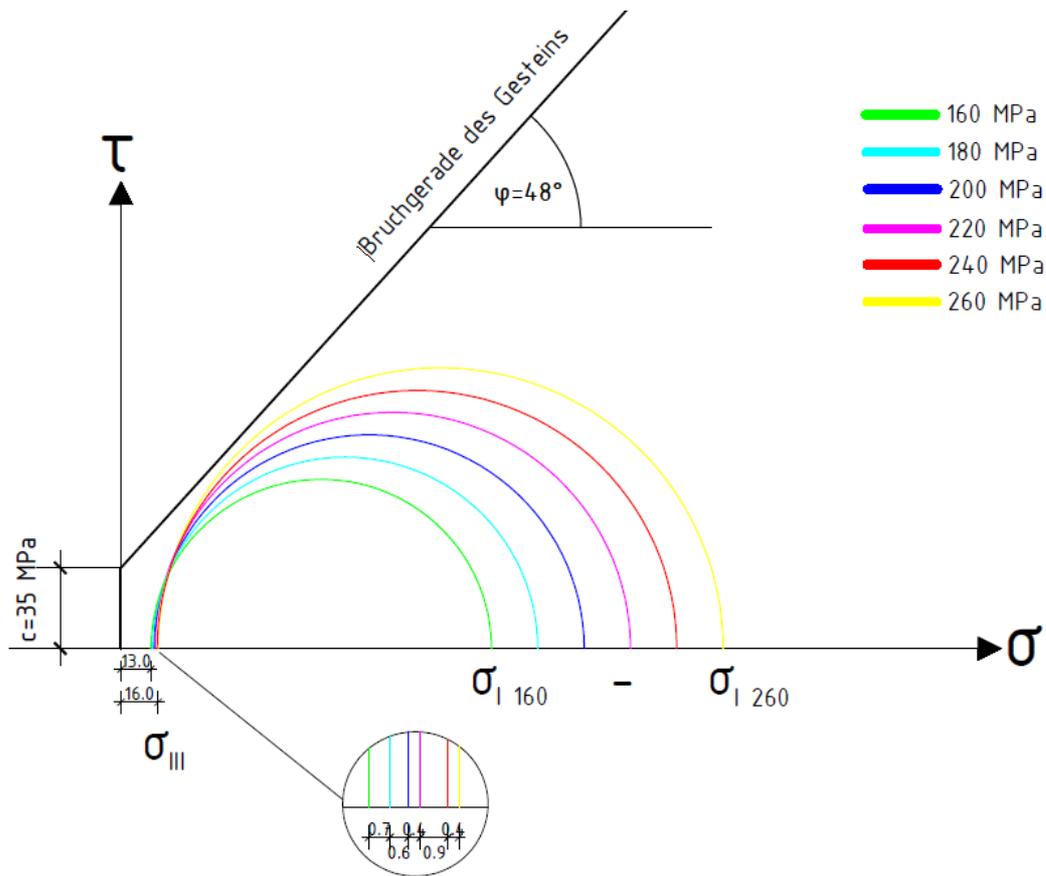


Abb. 49: Darstellung der Mohrschen-Spannungskreise an dem isotropen ungeklüftetem 3D-Modell mit 0.00m Abstand der Belastung zur Felskante und variierendem Lastniveau

Im Gegensatz dazu ändert sich σ_{III} in Abbildung 50 doch erheblich. In Zahlen ausgedrückt, variiert sich σ_{III} im ersten Fall bei einer Laständerung von 100MPa um 3% und im zweiten Fall sind es ganze 20%. Diese Ergebnisse lassen darauf schließen, dass bei der Belastung direkt an der Kante, bei einer Belastung von 160MPa, die maximale Spannung in Y-Richtung erreicht ist und diese daher nicht mehr größer werden kann. Wenn man diese Ergebnisse mit der Abbildung 49 vergleicht, sieht man auch hier, dass sich der Sicherheitsfaktor bei einer Belastung direkt an der Felskante deutlich weniger durch die Größe der Belastung beeinflussen lässt, als bei einer Belastung weiter von der Felskante entfernt.

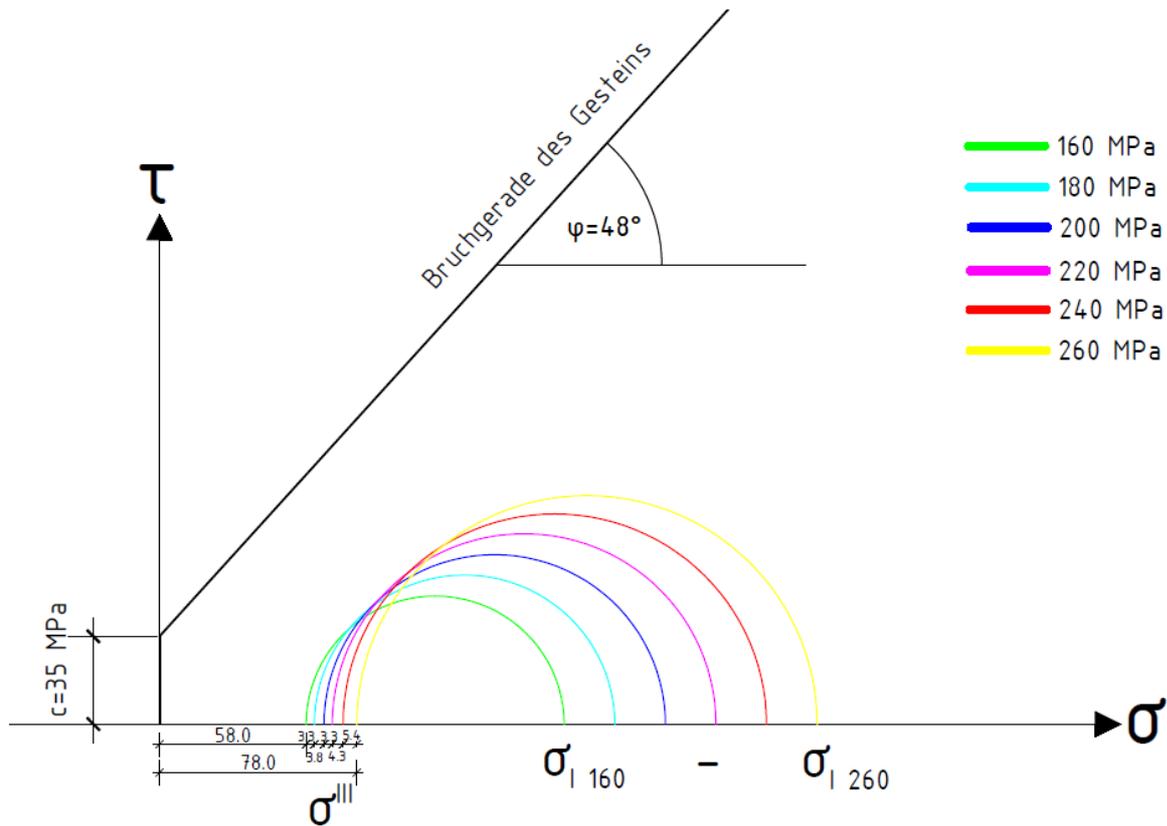


Abb. 50: Darstellung der Mohrschen-Spannungskreise an dem isotropen ungeklüftetem 3D-Modell mit 3.00m Abstand der Belastung zur Felskante und variierendem Lastniveau

4.3.2.1.2. Spannungsverläufe des Modells bei einer Last von 260MPa und variierender Lastanordnung

Zur Überprüfung der Erkenntnisse, die im vorherigen Kapitel mit Hilfe der Mohrschen-Spannungskreise gewonnen wurden, werden hier in den Abbildung 50 die Spannungsverläufe der wesentlichen im Gelände vorkommenden Spannungen dargestellt. Dabei stellen in diesem Kapitel die Spannung σ_{xx} die horizontalen Spannungen normal zur Felskante da, die Spannungen σ_{yy} stellen die horizontalen Spannungen parallel zur Felskante dar und σ_{zz} steht für die vertikalen Spannungen. Auf die Auswertung der minimalen Hauptnormalspannung (σ_{III}) wurde aufgrund der Tatsache verzichtet, dass diese über die Differenz der größten Hauptnormalspannung (σ_I) Minus 2 * der Schubspannung (τ_{max}) ist. Die minimale Hauptnormalspannung wurde, bei der Erstellung der den Abbildungen zugrundeliegenden vereinfachten Berechnung, aber trotzdem Stichprobenartig ausgewertet und auf deren Plausibilität überprüft. Wobei nur minimale Abweichungen, resultierend aus der Ungenauigkeit beim Ablesen der Werte aus dem

FLAC-Model, festgestellt werden konnten. Mit Hilfe der Spannungsverläufe bietet sich außerdem die Möglichkeit zu kontrollieren, dass während des ganzen Verlaufs nirgends Grenzspannungen überschritten werden. Eine dieser Grenzspannungen ist z.B. die einaxiale Druckfestigkeit, die sowohl von der Horizontalspannung normal auf die Kante als auch von der Horizontalspannung parallel zur Kante an keinem Punkt überschritten werden darf. Wäre das der Fall, müsste der zugehörige Lastfall zum Versagen des Untergrundes führen und darum ein Sicherheitsfaktor $< 1,00$ haben.

Des Weiteren sollen über die Spannungsverläufe auch genauere Aussagen getroffen werden. Zum Beispiel, wie die Lage der Belastung Sicherheit beeinflusst und wie sich die Spannungen abbauen.

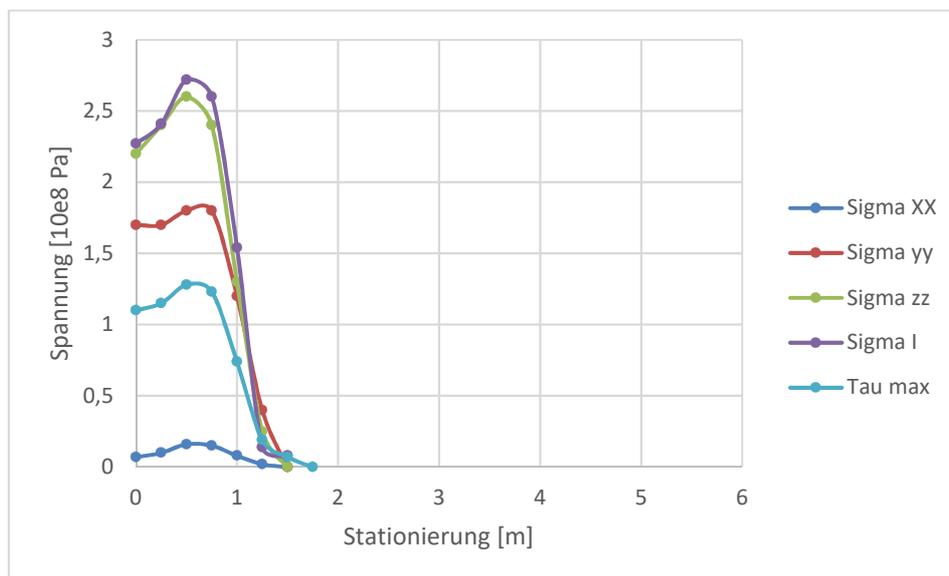


Abb. 51: Spannungsverläufe des isotropen ungeklüfteten 3D Modells durch den Lastfall 0 ($x=0\text{m}$)

Beim Vergleich der einzelnen Abbildungen fällt als erstes auf, dass die Belastungsverläufe mit steigendem Abstand der Belastung von der Felskante symmetrischer werden. Beginnend bei der Abbildung 51 bei der die Belastung direkt an der Felskante stationiert ist, bei der überhaupt keine Symmetrie vorhanden ist und endend bei der Abbildung 54 bei der die Belastung 3,00m von der Felskante entfernt ist und die vorhandenen Spannungen vollkommen symmetrisch verlaufen. In folgender Aufzählung werden alle Themen behandelt, die in allen vier Abbildungen vorkommen.

- Die Vertikalspannung und die größte Hauptnormalspannung σ_1 verlaufen beinahe identisch und besitzen auch einen ähnlich hohen Peak. Das kann nur daher kommen, dass beide Spannungen beinahe in die gleiche Richtung wirken. Dies bestätigt die Annahme im vorhergehenden Kapitel, bei den Mohrschen Spannungskreisen, wo es möglich ist die größte Hauptnormalspannung mit der Vertikalspannung gleichzusetzen.
- Die Spannungskomponente σ_{xx} ist in jedem Punkt kleiner als die Spannungskomponente σ_{yy} . Jedoch ist zu bemerken, dass sich die Spannungen σ_{xx} den Spannungen σ_{yy} mit zunehmendem Abstand der Belastung von der Felskante annähern. Somit kann daraus gefolgert werden, dass ab einem bestimmten Abstand der Belastung zur Felskante der Quotient der beiden Spannungskomponenten gegen 1.00 gehen muss. Der bei diesem Abstand ermittelte Sicherheitsfaktor stellt dann einen oberen Grenzwert dar.
- Gerade im Lastfall 0 ($X=0m$) ist zu erkennen, dass die Spannungskomponente σ_{xx} , im Gegensatz zu allen anderen Spannungskomponenten, beinahe bedeutungslos klein ist. Das scheint auch der Grund zu sein, weshalb der hier errechnete Sicherheitsfaktor mit 1,072 der kleinste, mit dieser Konfiguration errechneten, Sicherheitsbeiwerte ist.

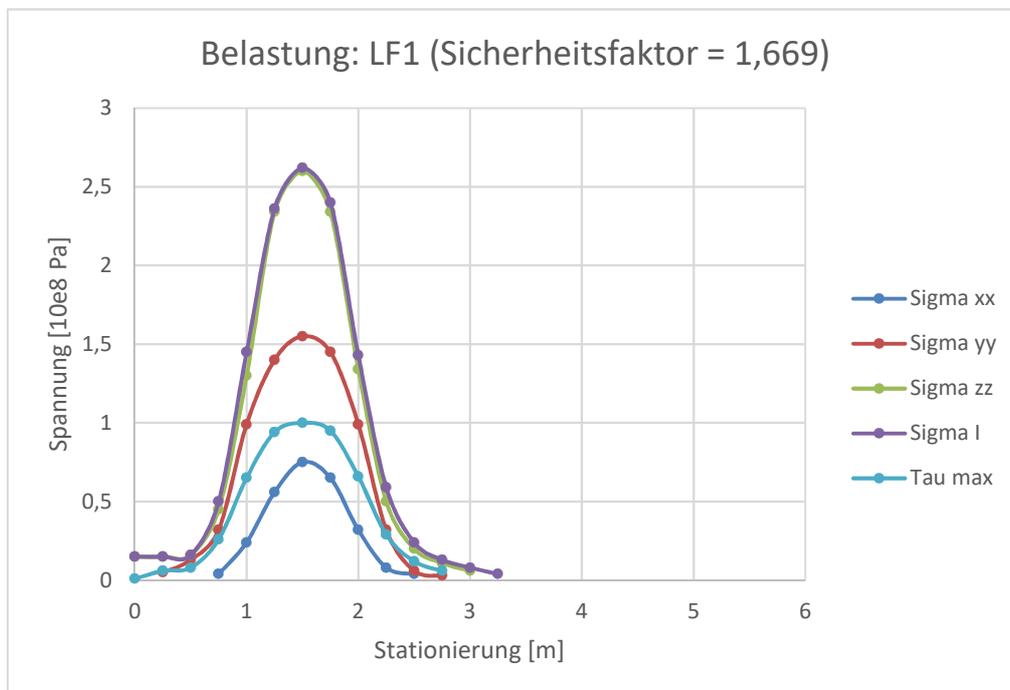


Abb. 52: Spannungsverläufe des isotropen ungeklüfteten 3D Modells durch den Lastfall 1 ($X=1m$)

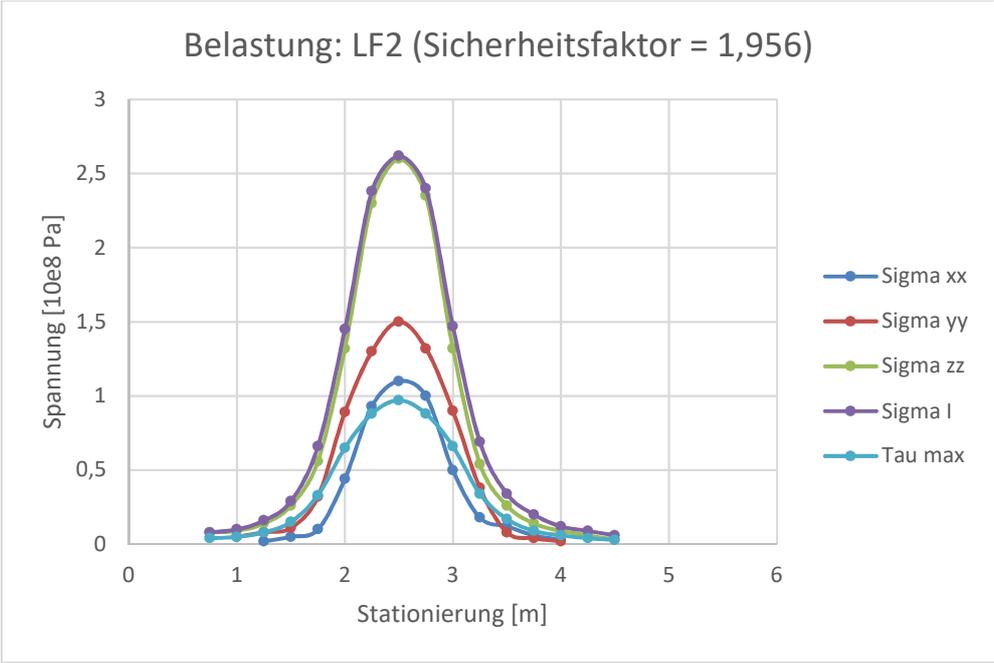


Abb. 53: Spannungsverläufe des isotropen ungeklüfteten 3D Modells durch den Lastfall 2 (x=2m)

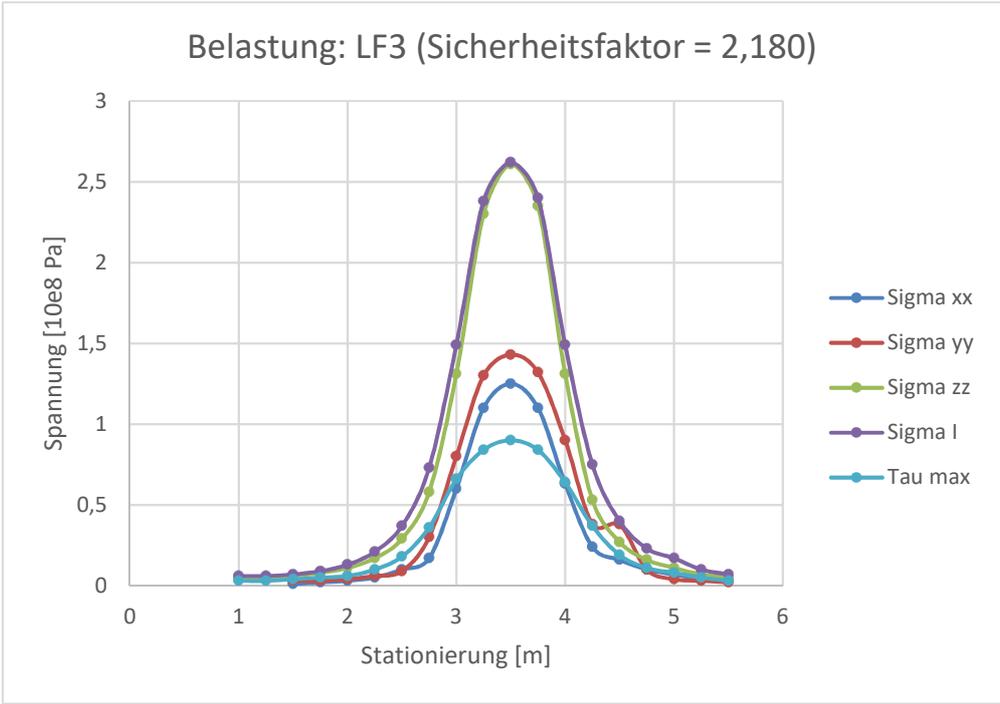


Abb. 54: Spannungsverläufe des isotropen, ungeklüftetem 3D Modells durch den Lastfall 3 (x=3m)

Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

4.3.2.1.3. Darstellung des Bruchkörpers bei isotropem, ungeklüftetem Fels

Bei der Darstellung der Bruchkörper wurden die beiden Lastfälle Lastfall (X=0) und Lastfall 3 (X=3) dargestellt, da hier der größte Unterschied zu sehen ist und diese beiden Lastfälle auch den Feldversuchen entsprechen. Beim Lastfall 0, dargestellt in den Abbildung 55, ist ein sich ausbildender, muschelförmiger Bruchkörper sehr gut zu erkennen. Dabei beginnt die Bruchfigur beinahe senkrecht genau hinter der Belastung. In der Abbildung 57 ist die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit dargestellt. Diese Ergebnisse spiegeln eindeutig die Ergebnisse aus den Feldversuchen im Kapitel 3 wider.

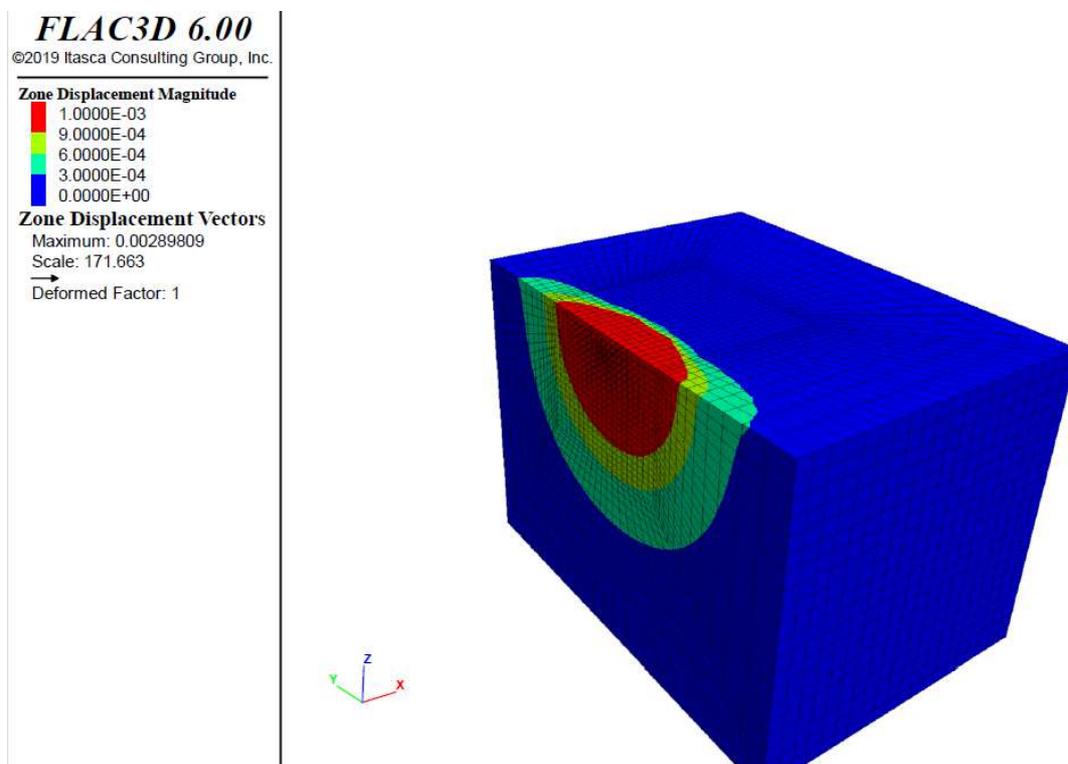


Abb. 55: Bruchkörper des 3D-Modells bei isotropem, ungeklüftetem Fels mit der Belastung direkt an der Felskante (Lastfall 0 X=0m)

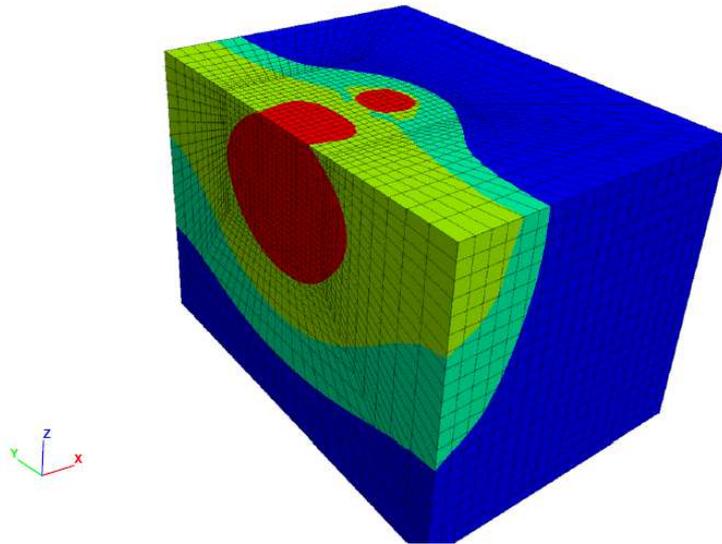


Abb. 56: Bruchkörper des 3D-Modells bei isotropen ungeklüftetem Fels mit einer Belastung mit 3,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 3 (X=3m))

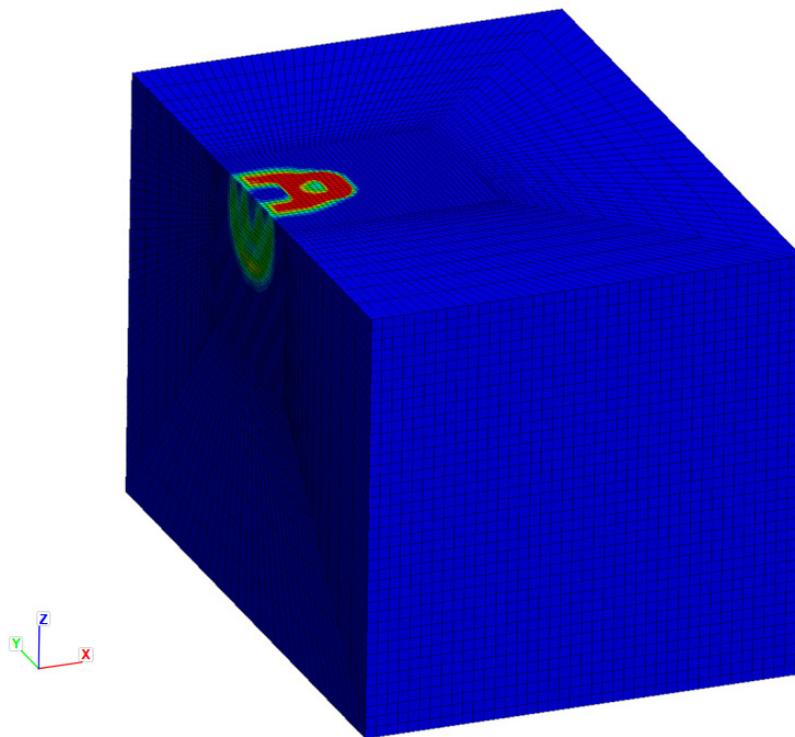
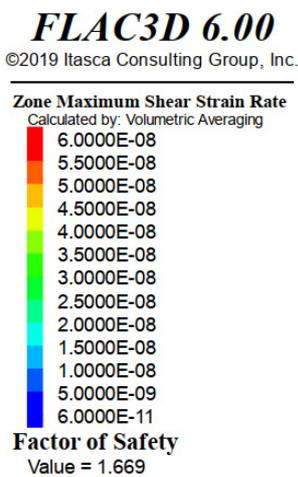


Abb. 57: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit für eine Belastung mit 1,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 1 (X=1m))

4.3.2.2 Belastung der Felskante bei mit 70° einfallendem Trennflächen

Bei dieser Versuchsreihe geht es in erster Linie um die Beurteilung, inwiefern das Vorhandensein von Trennflächen die Standsicherheit einer Felskante beeinflusst. Dafür wurde für die Trennflächen, wie unter Punkt 2.2.2 gezeigt, eine dem Gesamtsystem gegenüber möglichst negativ beeinflussender Orientierung gewählt. Die Gesteinsparameter wurden, wie in den vorherigen Versuchen lt. Tabelle 12, beibehalten. Für die Trennflächenparameter wurden die Eigenschaften wie in Tabelle 13 gewählt. Diese entsprechen den Eigenschaften des Versuchs 2 in Kapitel 2.2.2

Tab 12 Eigenschaften der Trennflächen für die Berechnung in FLAC3D

Fallwinkel [°]	Fallrichtung [gon]	Reibungswinkel [°]	Kohäsion [MPa]	Dilatation
70	100	33	15	0

Die Auswertung der Versuche erfolgt wieder, wie im vorhergehenden Kapitel, mittels des Vergleiches der in den verschiedenen Versuchen ermittelten Standsicherheit. Dabei wurden wieder genau dieselben Varianten, wie beim isotropen ungeklüftetem Fels, durchgerechnet und die in Tabelle. 13 angegebenen Ergebnisse ermittelt.

Tab. 13: Mittels FLAC3D ermittelte numerische Sicherheitsfaktoren an dem anisotropen 3D-Modell

Last [MPa]	160	180	200	220	240	260
X=0	0,705	0,658	0,612	0,586	0,553	0,529
X=1	1,379	1,215	1,121	0,953	0,952	0,872
X=2	1,723	1,569	1,473	1,369	1,363	1,209
X=3	2,01	1,844	1,73	1,715	1,566	1,527

Für eine erste Interpretation wurden die Ergebnisse wieder in Form eines Charts in Abbildung 58 dargestellt. Auffallend ist hier, dass der Knick der Kurven beim Abstand von einem Meter zur Felskante deutlich weniger ausgeprägt ist, als es bei den Versuchen mit isotropen ungeklüftetem Fels war. Ansonsten sehen die Verläufe der Sicherheitsfaktoren sehr ähnlich, wie diejenigen bei isotropen ungeklüftetem Fels aus.

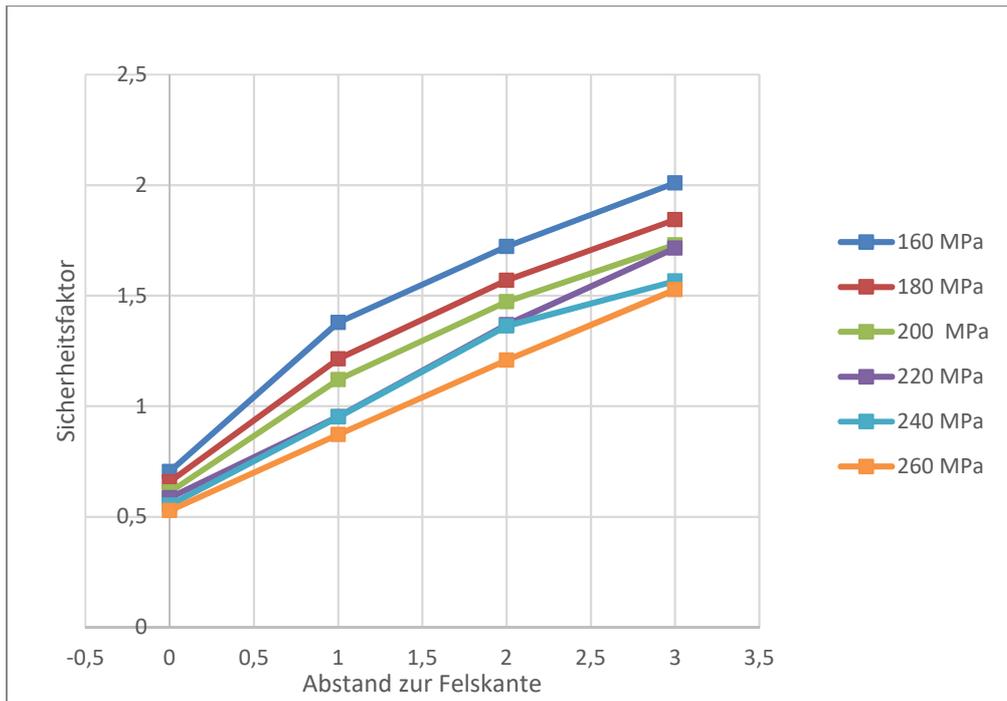


Abb. 58: Verlauf des Sicherheitsfaktors des anisotropen 3D-Modell bei Zunahme des Abstandes zwischen Belastung und Felskante

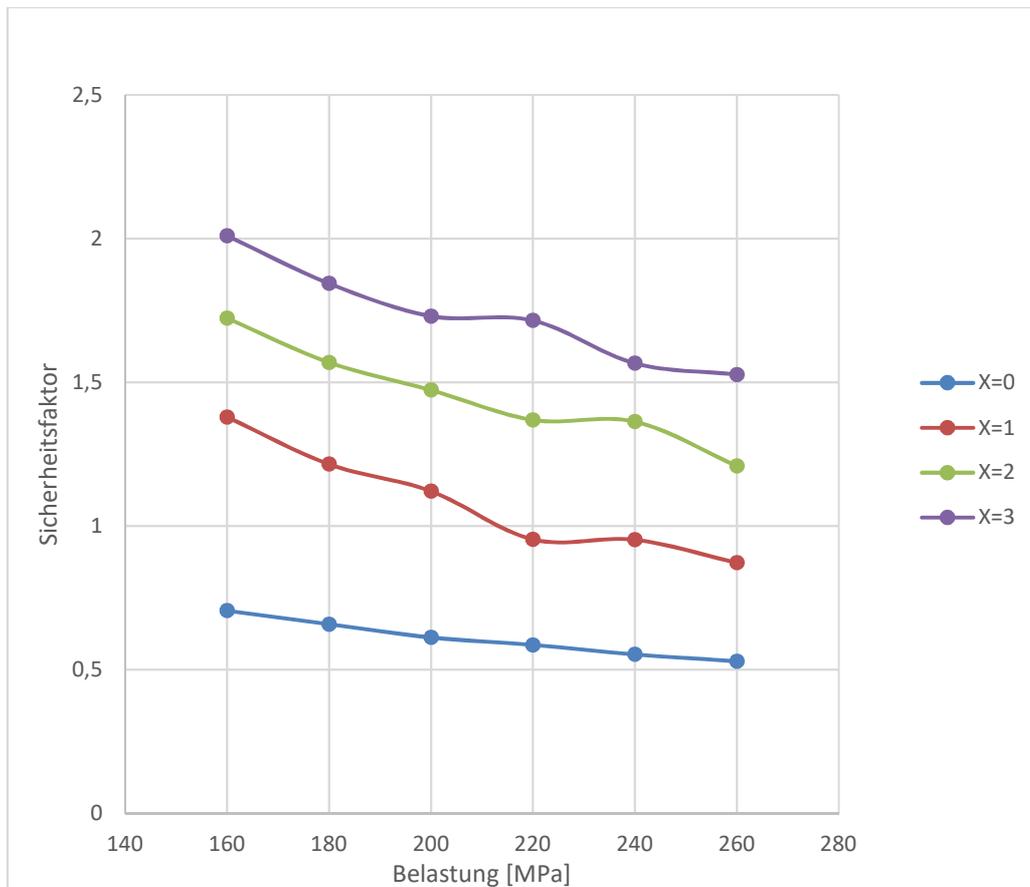


Abb. 59 Verlauf des Sicherheitsfaktors des anisotropen 3D-Modells bei zunehmender Belastung und konstantem Abstand zwischen Belastung und Felskante

Bei der Betrachtung einer zunehmenden Last, bei einer konstanten Entfernung zur Felskante, sticht bei jeder Kurve (bis auf $X=0$) eine Art konstant verlaufender Bereich ins Auge, der nicht wirklich erklärbar ist. Die Ergebnisse wurden darum durch erneutes Berechnen nochmals überprüft und bestätigt. Da die Trennflächen in allen Fällen eine Verschlechterung der Standsicherheit verursachen, wurde in Tabelle 14 ermittelt wie groß dieser Veränderung tatsächlich ist. Hierfür wurden der Quotient der Ergebnisse in Tabelle 13 und Tabelle 7 ermittelt. Dabei sieht man, dass die Abminderung der Standsicherheit deutlich von der Entfernung der Last von der Felskante abhängig ist. Dabei schwankt die Abnahme der Tragfähigkeit, bei einer Belastung direkt an der Felskante, um die Hälfte und bei einem Abstand von 3.00m von der Felskante um ungefähr ein Drittel. Wobei eine Abnahme von 50% ziemlich genau die Ergebnisse widerspiegelt, die für diese Trennflächeneigenschaften bei den einaxialen Versuchen in Kapitel 2.2.2 ermittelt wurden. Außerdem ist in Tabelle 14 ersichtlich, dass die Abnahme der Standsicherheit nicht von der Höhe der Belastung abhängig ist, sondern nur vom Abstand zur Felskante. Trotzdem kann man bei diesen Versuchen pauschal davon ausgehen, dass die Standsicherheit des Felses rein von den Parametern der Trennfläche bestimmt wird, falls diese in einem kritischen Winkel in das Gestein einfallen.

Tab. 14: Prozentuelle Abnahme zwischen den Sicherheitsfaktoren gemäß den numerischen Berechnungen eines isotropen 3D Modells und den numerischen Berechnungen eines anisotropen 3D Modells

Last [MPa]	160,00	180,00	200,00	220,00	240,00	260,00	Mittelwert der Veränderung [%]
X=0	49,46	49,58	50,28	49,74	50,71	50,65	50,07
X=1	37,88	40,44	41,80	47,95	45,44	47,75	43,54
X=2	32,17	33,23	33,05	34,18	31,78	38,19	33,77
X=3	29,47	29,62	29,67	26,08	29,78	29,95	29,10

4.3.2.2.1. Darstellung des Bruchkörpers bei Vorhandensein von Trennflächen im Fels

Die Bruchfiguren in dieser Konfiguration haben deutliche Ähnlichkeiten zu denen im vorhergehenden Kapitel. In der Abbildung 62 sieht man jedoch das bei einer Belastung direkt an der Felskante ein wesentlich kleinerer Bereich versagt. Besonders beim Lastfall 3 ($X=3$) (Abbildung 62) ist zusehen, wie die Belastung einen erheblich größeren Einflussbereich besitzt, als wenn keine Trennflächen vorhanden sind. In der Abbildung 63 sieht man zwei linear verlaufende Bereiche, in denen eine erhöhte Schubverzerrungsgeschwindigkeit vorhanden ist. Der linke,

etwas schwächer ausgeprägte Bereich geht von der linken Kante der Belastung aus und verläuft bis zur Felskante. Der rechte Bereich geht von der rechten Seite der Belastung aus und verläuft ebenfalls bis zur Felskante, jedoch wesentlich steiler. Am unteren Ende ist ein muschelförmiger Bereich mit einer erhöhten Schubverzerrungsgeschwindigkeit ersichtlich, dieser stellt höchstwahrscheinlich einen Ausbruchsbereich dar. Bei der Interpretation der beiden Abbildungen 62 und 63 könnte man auf den Versagensmechanismus Keilgleiten schließen. In Kapitel 4.2 wird mit Hilfe einer vereinfachten Berechnung versucht, diesen nachzuweisen.

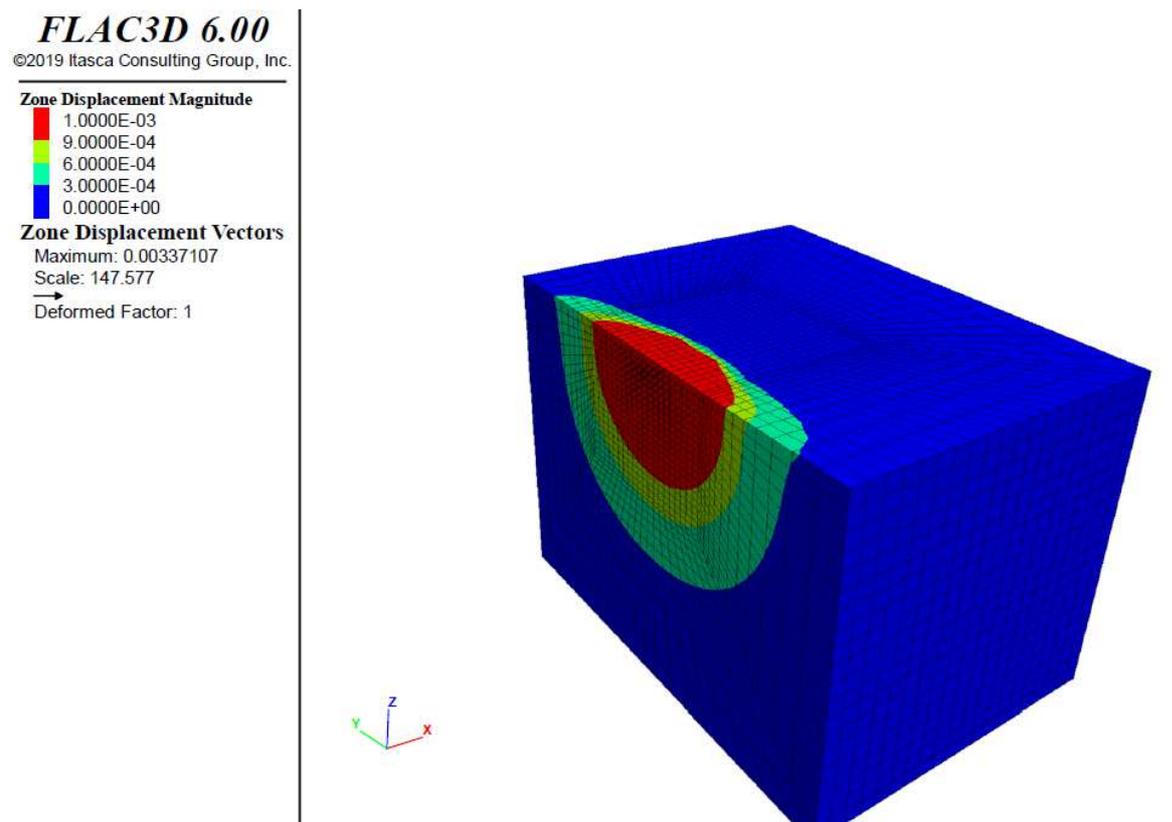


Abb. 60: Ansicht des Bruchkörpers des anisotropen 3D-Modells bei dem Lastfall 0 ($X=0m$)

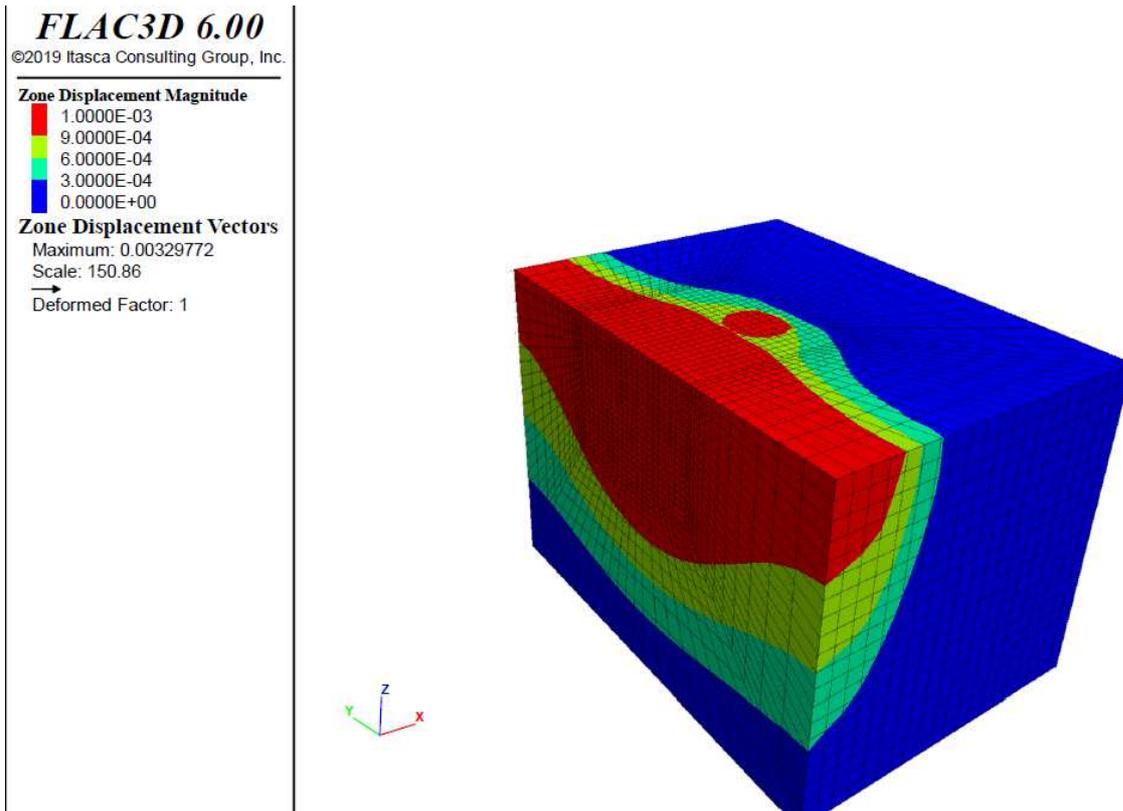


Abb. 61: Ansicht des Bruchkörpers des anisotropen 3D-Modells bei dem Lastfall 3 (X=3m)

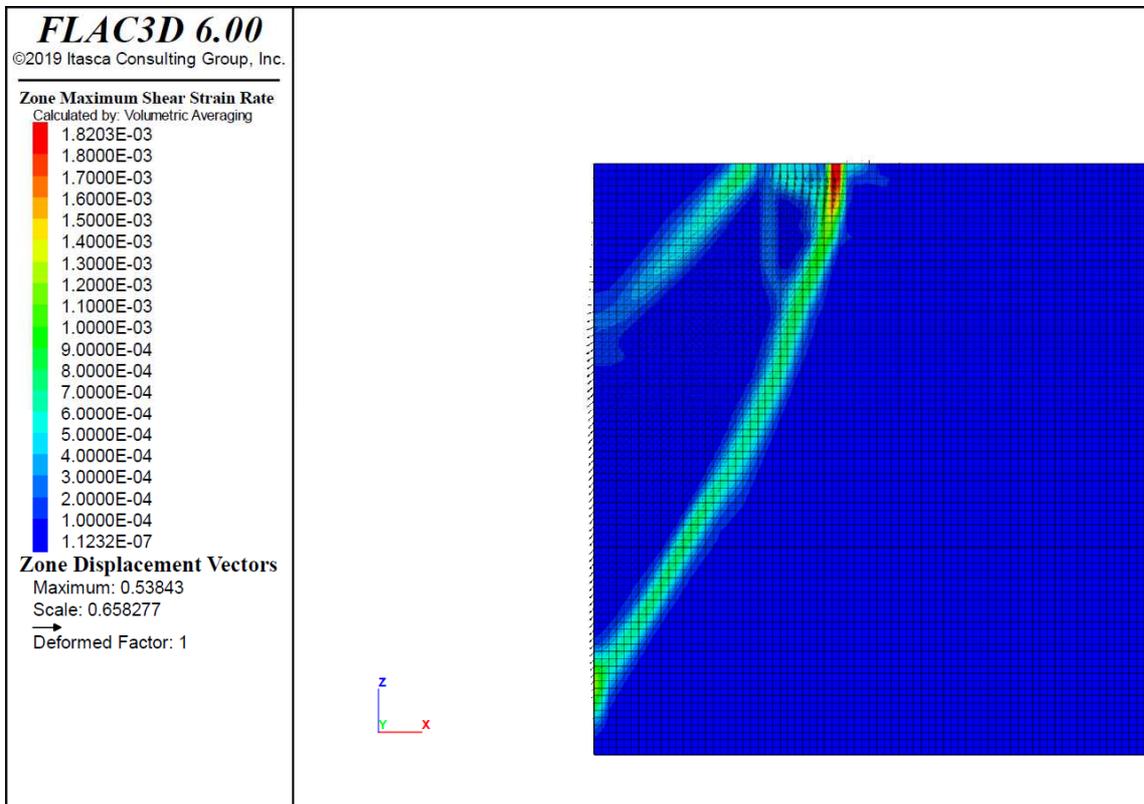


Abb. 62: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit für eine Belastung mit 3,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 3 (X=3m))

Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar. The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

4.3.2.3 Zwei nebeneinander wirkende Einzellasten

Da es bei der Gründung z.B. von Gebäuden oftmals dazu kommt, dass es notwendig ist, mehrere Einzellasten in geringer Entfernung in den Untergrund einzuleiten, wird hier der Einflussbereich von hohen Lasten an einer Felskante untersucht. Hierzu wird ein deutlich größeres Model verwendet (siehe Abbildung 65), um eine Beeinflussung durch die Randbedingungen zu vermeiden.

Zu Beginn wird eine Einzellast von 260MPa direkt an der Felskante (Lastfall $X=0$) aufgebracht. Der sich daraus ergebende Sicherheitsfaktor beträgt 1,029 und wird in weiterer Folge mit 100 % angenommen. Anschließend werden, beginnend mit einem Abstand von 0 zwei Einzellasten aufgebracht und die Gesamtstandsicherheit berechnet. Anschließend wird der Abstand der beiden Einzellasten so weit erhöht, bis sich wieder die Gesamtstandsicherheit der Referenzberechnung einstellt. Der dadurch ermittelte Verlauf des Sicherheitsfaktors ist in Abbildung 63 dargestellt. Sie zeigt, dass eine erhebliche Beeinträchtigung des Sicherheitsfaktors nur bis zu einem Abstand von ca. 2m auftritt. Darüber hinaus liegt die Abweichung von der Belastung mit einer Einzellast unter 2,0%. Bei einem Abstand von 12,00m erreicht der Sicherheitsfaktor zufolge der beiden Lasten wieder den Referenzwert.

Bei einem Abstand der Lasten (jeweils 260 MPa) von der Felskante von 3 m ergibt sich eine deutlich größere Beeinflussung als bei einer Laststellung direkt an der Felskante (Abbildung 64). Wie bereits in Abschnitt 4.3 gezeigt, vergrößert sich auch im Fall von zwei Lasten die durch die Lasten beeinflussten Bereiche mit dem Abstand der Lasten von der Felskante.

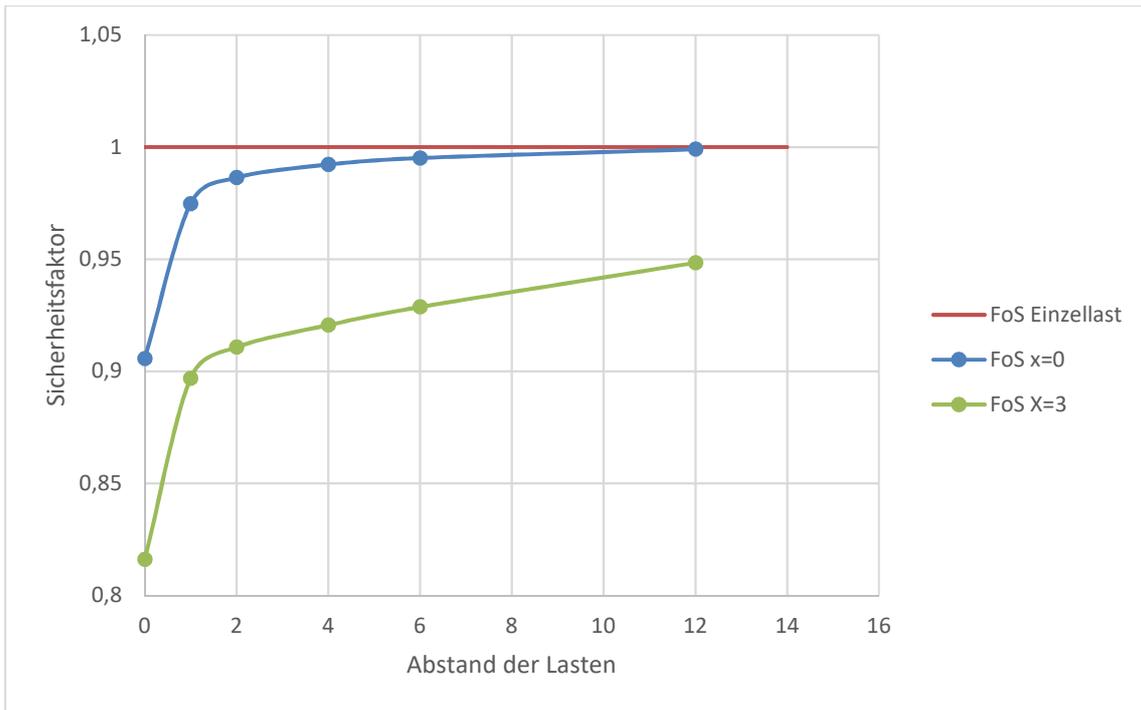


Abb. 63: Verhältnis des Sicherheitsfaktors zufolge einer Last zum Sicherheitsfaktor zufolge zweier Lasten in Prozent

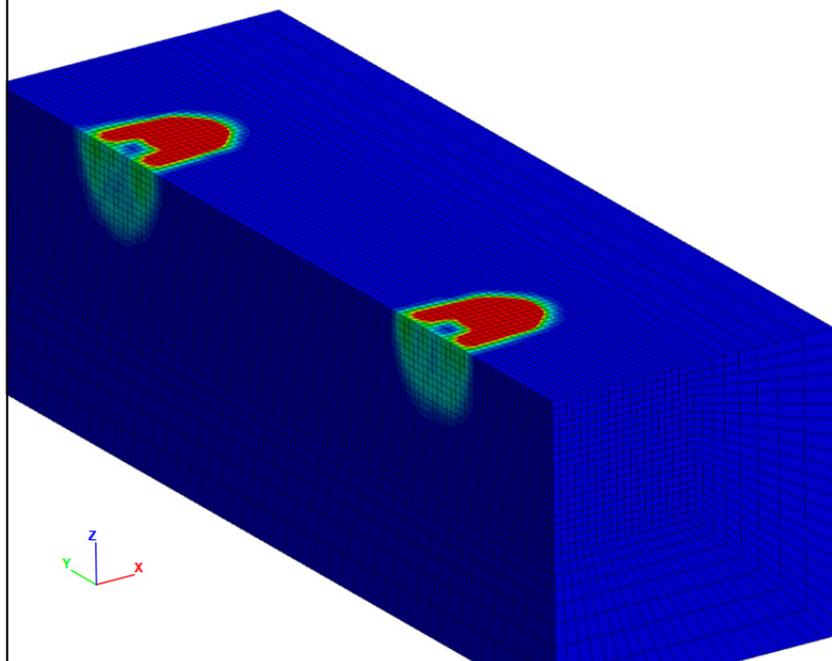
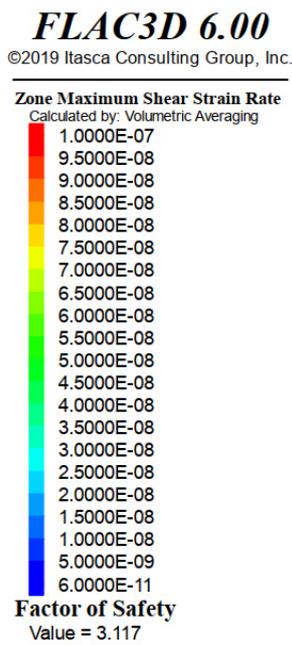


Abb. 64: Verteilung der maximalen Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei dem Modell mit 2 Einzelasten im Lastfall 1 (X=1m)

4.3.2.4 Einfluss der Größe der Lasteinleitungsfläche

Zu Vergleichszwecken wurde der Einfluss der Größe der Lasteinleitungsfläche mittels einer Berechnung einer isotropen Scheibe, bei der die Last gleich gehalten wurde, die Lasteinleitungsfläche aber halbiert wurde, untersucht. Tabelle 15 zeigt, dass die Sicherheitsfaktoren in diesem Fall durchwegs kleiner sind als bei einer größeren Lasteinleitungsfläche (Tabelle 8).

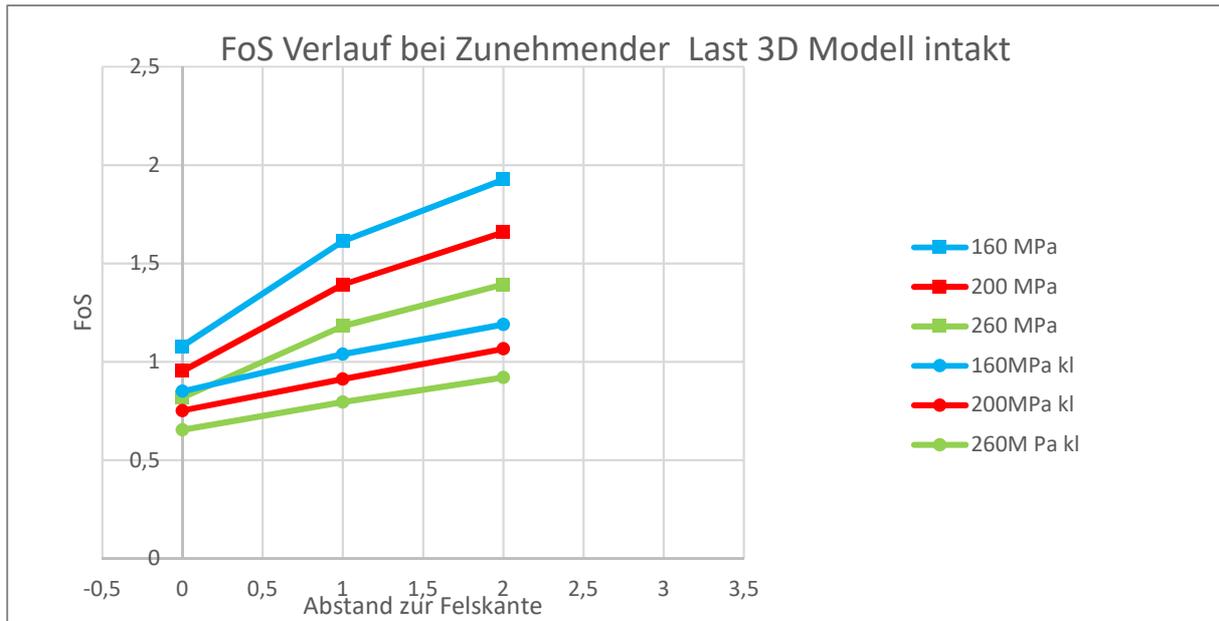


Abb. 65: Verlauf des Sicherheitsfaktors an einer isotropen Scheibe bei einer auf die Hälfte reduzierten Lasteinleitungsfläche (160-260 MPa kl) und zum Vergleich die Ergebnisse aus Tabelle 15 (160-260 MPa)

Tab 15: Mittels FLAC3D ermittelte numerische Sicherheitsfaktoren an einer isotropen ungeklüftetem Scheibe bei einer um die Hälfte reduzierten Lasteinleitungsfläche

Last [Mpa]	160,00	200,00	260,00
X=0,25	0,85	0,75	0,65
X=1,25	1,04	0,91	0,80
X=2,25	1,19	1,07	0,73

5 Interpretation und Vergleich der Berechnungsergebnisse

Vergleich der Ergebnisse des analytischen Lamellenverfahrens (Fides Geostability) bei einer Einzellast mit jenen bei einer Gleichlast

Aus dem Vergleich der Tabellen 5 und 6 geht erwartungsgemäß hervor, dass gemäß den Berechnungen mittels des analytischen Lamellenverfahrens größere Lasteinleitungsflächen sowie größere Abstände der Lasten von der Felskante einen geringeren Ausnutzungsgrad (bzw. einen höheren Sicherheitsfaktor) zur Folge haben. Der Abfall des Ausnutzungsgrades erfolgt mit zunehmender Entfernung von der Felskante anfangs rasch, ab der Entfernung der Last von der Felskante gleich der Lastbreite langsamer.

Vergleich der Ergebnisse der numerischen Berechnungen einer isotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) bei verschieden großen Lasteinleitungsflächen mittels FLAC3D

Aus dem Vergleich der Tabellen 8 und 15 geht erwartungsgemäß hervor, dass gemäß den numerischen Berechnungen einer Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) größere Lasteinleitungsflächen einen geringeren Ausnutzungsgrad (bzw. einen höheren Sicherheitsfaktor) zur Folge haben.

Vergleich der Ergebnisse der Untersuchungen mittels des analytischen Lamellenverfahrens (Fides Geostability) mit jenen der numerischen Berechnungen einer isotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) mittels FLAC3D

Die Tabelle 18 gibt gemäß

$$\mu = \frac{\gamma}{\eta}$$

die in Tabelle 8 angegebenen Sicherheitsfaktoren in Ausnutzungsgraden wieder. Dabei wurde der Teilsicherheitsbeiwert γ 1 gesetzt, um in beiden Fällen charakteristische Werte zu betrachten.

Berechnungsergebnisse

Tab 16: Ausnutzungsgrade gemäß den numerischen Berechnungen einer isotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung)

Last [MPa]	160	180	200	220	240	260
X=0	0,93	0,99	1,05	1,11	1,17	1,22
X=1	0,62	0,67	0,72	0,76	0,81	0,85
X=2	0,52	0,56	0,60	0,65	0,68	0,72
X=3	0,46	0,49	0,53	0,57	0,60	0,63

Der Vergleich der Tabellen 6 und 16 zeigt, dass die Ergebnisse aus beiden Rechenverfahren in der Nähe des Grenzgleichgewichts weitgehend übereinstimmen. Nur in den Fällen mit geringen Ausnutzungsgraden (bzw. hohen Sicherheitsfaktoren), die in der Realität kaum auftreten, weichen die Ergebnisse bis zu 13 % voneinander ab (Tabelle 17).

Tab 17: Prozentueller Unterschied zwischen den Ausnutzungsgraden gemäß des analytischen Lamellenverfahrens und jenen gemäß den numerischen Berechnungen einer isotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung)

Last [MPa]	160	180	200	220	240	260	Mittelw.
X=0	0,44	0,09	0,07	-0,43	-0,70	-1,02	-0,26
X=1	-1,61	-2,50	-3,88	-4,01	-3,28	-3,08	-3,06
X=2	-9,48	-8,30	-10,47	-11,76	-9,29	-9,45	-9,79
X=3	-12,40	-13,01	-10,84	-11,7	-12,23	-13,05	-12,20
Mittelw.	-5,76	-5,93	-6,28	-6,98	-6,38	-6,65	-6,33

Vergleich der Ergebnisse der numerischen Berechnungen einer anisotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) mit jenen des Näherungsverfahrens

Aus dem Vergleich der Tabellen 9 und 7 bzw. aus Tabelle 18 geht hervor, dass die Abweichungen der Ergebnisse von numerischen Berechnungen einer anisotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) von jenen des Näherungsverfahrens bis zu 31 % betragen. Dazu muss festgestellt werden, dass der Fall mit Trennflächen, die mit 70° Hang auswärts einfallen, gemäß ÖNORM B 1997-1-5 mit den Zusammenhängen, die sich aus dem Modell „Block auf einer schiefen Ebene“ ergeben, untersucht werden sollte. Auch der wesentlich größere Rechenaufwand spricht dafür, diesen Fall mit der analytischen Methode zu untersuchen. Damit ergäben sich die Sicherheitsfaktoren gemäß Tabelle 7.

Berechnungsergebnisse

Tab. 18: Prozentueller Unterschied zwischen den Sicherheitsfaktoren gemäß den numerischen Berechnungen einer anisotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) und jenen gemäß des Näherungsverfahrens

Last [MPa]	160	180	200	220	240	260	Mittelw.
X=0	5,80	5,53	4,00	3,49	4,15	2,50	4,24
X=1	11,01	9,04	8,82	8,44	7,54	8,62	8,91
X=2	25,09	21,41	22,53	19,53	19,13	17,24	20,82
X=3	31,46	29,52	26,09	23,02	22,8	20,85	25,62
Mittelw.	18,34	16,38	15,36	13,62	13,40	12,30	14,90

Vergleich der Ergebnisse der numerischen Berechnungen einer Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) mit jenen der dreidimensionalen, numerischen Untersuchung mittels FLAC3D

Isotroper Fels

Der Vergleich der Tabellen 8 und 11 bzw. Tabelle 19 zeigen, dass im Fall isotropen Felses die Sicherheitsfaktoren gemäß den dreidimensionalen, numerischen Untersuchungen mittels FLAC3D um 22,5 % bis 29,2 % höher sind als jene, die sich aus den numerischen Berechnungen einer Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) ergeben.

Tab 19: Prozentueller Unterschied zwischen den Sicherheitsfaktoren gemäß den numerischen Berechnungen einer isotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) und jenen gemäß den numerischen, dreidimensionalen Berechnungen von isotropem Fels

Last [MPa]	160	180	200	220	240	260	Mittelwert der Abweichung
X=0	22,58	22,53	22,58	23,07	23,71	23,69	23,03
X=1	27,34	26,47	27,67	28,18	28,94	29,18	27,96
X=2	24,17	23,49	24,64	25,58	26,78	28,78	25,57
X=3	23,16	22,79	22,89	23,88	25,74	27,48	24,32

Anisotroper Fels

Der Vergleich der Tabellen 9 und 13 bzw. Tabelle 20 zeigen, dass im Fall anisotropen Felses die Sicherheitsfaktoren gemäß den dreidimensionalen, numerischen Untersuchungen mittels FLAC3D um 22,8 % bis 53,3 % höher sind als jene, die sich aus den numerischen Berechnungen einer Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) ergeben.

Berechnungsergebnisse

Tab 20: Prozentueller Unterschied zwischen den Sicherheitsfaktoren gemäß den numerischen Berechnungen einer anisotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) und jenen gemäß den numerischen, dreidimensionalen Berechnungen von anisotropem Fels

Last [MPa]	160	180	200	220	240	260	Mittelwert der Abweichung
X=0	24,96	24,62	23,53	24,06	22,78	22,87	23,71
X=1	49,02	45,35	44,69	38,51	40,76	36,70	42,85
X=2	53,05	50,41	52,14	50,04	52,53	46,48	51,02
X=3	53,28	52,22	50,87	52,42	50,70	49,84	51,80

Vergleich der Ergebnisse der numerischen, dreidimensionalen Berechnungen von anisotropem Fels mit jenen des Näherungsverfahrens

Der Vergleich der Tabellen 7 und 13 bzw. Tabelle 21 zeigen, dass die Sicherheitsfaktoren gemäß den numerischen, dreidimensionalen Berechnungen von anisotropem Fels zwischen 24 % und 43 % höher sind als jene gemäß den Ergebnissen des Näherungsverfahrens. Im Bereich des Grenzgleichgewichtes sind die Sicherheitsfaktoren im räumlichen Fall zwischen 32 % und 43 % höher. Dies zeigt, dass die Berücksichtigung räumlicher Verhältnisse bei auf Fels gegründeten Bauwerken ausreichende Ausnutzungsgrade bzw. Sicherheitsfaktoren bringen kann, obwohl zweidimensionale, analytische Berechnungen keine ausreichende Standsicherheit ergeben.

Tab. 21: Prozentueller Unterschied zwischen den Sicherheitsfaktoren gemäß den numerischen, dreidimensionalen Berechnungen von anisotropem Fels und jenen gemäß des Näherungsverfahrens

Last [MPa]	160	180	200	220	240	260	Mittelw.
X=0	29,08	28,57	26,47	26,62	25,86	24,39	26,83
X=1	42,71	39,92	39,34	32,84	35,92	33,49	37,37
X=2	37,32	36,9	38,22	37,91	41,31	37,14	38,13
X=3	31,84	32,21	33,53	38,19	36,14	38,44	35,06

Angesichts der oben angeführten, großen Unterschiede der Berechnungsergebnisse bis zu über 50% stellt sich die Frage, ob in den einschlägigen Normen die Rechenverfahren zur Beurteilung der Standsicherheit von Gründungen auf Fels genauer geregelt werden sollten.

6 Fallbeispiel

Die oben beschriebenen Erkenntnisse werden abschließend an dem in Abbildung 66 dargestellten Beispiel angewendet. Dabei ist der Sicherheitsfaktor der Gründung einer Stütze nahe einer Kante in Dachsteinkalk zu ermitteln.

6.1 Angaben zur Problemstellung

Die Beurteilung der Standsicherheit erfolgt nach dem Nachweisverfahren 3. Folgende Kräfte sind in den Untergrund einzuleiten:

Stütze:

$$P_h = 2.403 \cdot \cos 75 = 622 \text{ kN}$$

$$P_v = 2.403 \cdot \sin 75 = 2.321 \text{ kN}$$

Anker 1:

$$A_h = 368 \cdot \cos 12 = 360 \text{ kN}$$

$$A_v = 368 \cdot \sin 12 = 77 \text{ kN}$$

Anker 2:

$$A_h = 368 \cdot \cos 26 = 331 \text{ kN}$$

$$A_v = 368 \cdot \sin 26 = 161 \text{ kN}$$

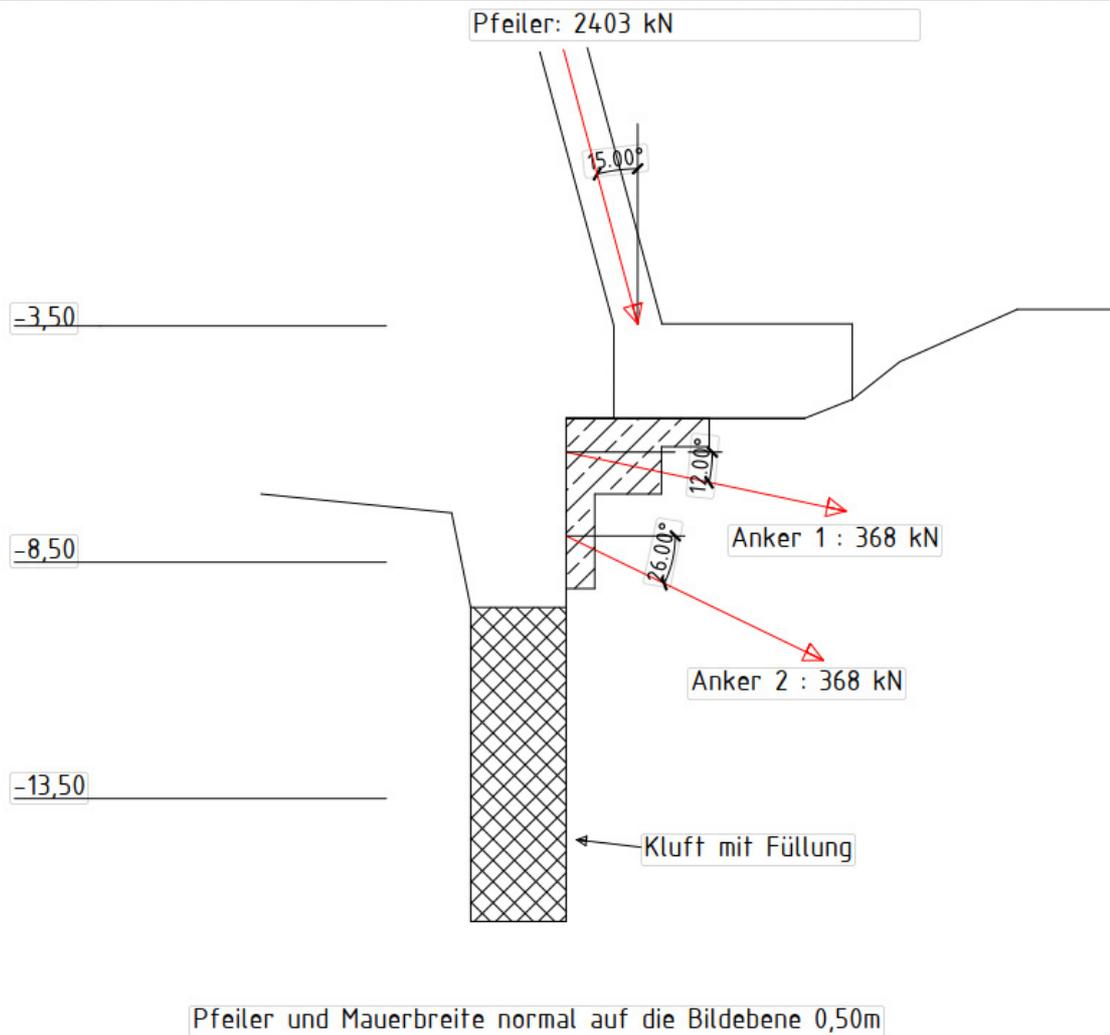


Abb. 66: Gründung einer Stütze nahe einer Kante in Dachsteinkalk

Die mittels Rückrechnung ermittelten, charakteristischen Festigkeitswerte von Schichtflächen ergaben sich zu $c = 31,5 \text{ kN/m}^2$ und $\varphi = 40^\circ$. Im gegebenen Fall wurden vor der Einleitung der Kräfte Injektionen von Zementsuspension durchgeführt, deren Wirkung mit einer zusätzlichen Kohäsion von $97,0 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt wurde.

Wie in Kapitel 2.2.2 gezeigt, sind beim Vorhandensein von Trennflächen bei ungünstiger Raumstellung die Festigkeitseigenschaften der Trennflächen für die Berechnung der Standsicherheit maßgebend. Als ungünstigste Annahme wurden daher die Festigkeitseigenschaften der Schichtflächen in die Berechnung übernommen. Der passive Erddruckwiderstand der Kluftfüllung wird in der Berechnung vernachlässigt, wird aber in der Realität den globalen Sicherheitsfaktor erhöhen.

6.2 Berechnung mit Hilfe von FLAC

Am Beginn der Berechnung mittels FLAC3D steht die Aufgabe, ein passendes Modell für diese Problemstellung zu finden. Durch das unter der Stütze angeordnete Fundament mit unbekannter Steifigkeit ist es schwierig festzulegen, wie groß die Fläche ist, durch welche die Stützenlast der Untergrund belastet wird. Es wurden daher zwei verschiedenen Modelle erstellt. Im ersten Modell wird die Vertikalkomponente auf eine Fläche von einem halben Quadratmeter eingeleitet (1,00m * 0,50m). Im zweiten Fall wird die Fläche verdoppelt (2,00m * 0,50m). In der Realität wird das Ergebnis wahrscheinlich in einem Bereich zwischen diesen beiden Abmessungen liegen (siehe Abbildung 67), je nach Steifigkeit und Lastverteilung durch das Fundament. Die Kräfte der beiden Anker wird in beiden Fällen auf einer Fläche von einem halben Quadratmeter (1,00 * 0,50m) eingeleitet.

Dabei wurden die Drücke aus den oben angeführten Kräften wie folgt ermittelt:

$$Ph1 = Ph2 = (622 + 360 + 331) / (1,00 * 0,50) = 2,63 \text{ MPa}$$

$$Pv1 = (2.321 + 77 + 161) / (1,00 * 0,50) = 5,12 \text{ MPa}$$

$$Pv2 = (2.321 + 77 + 161) / (2,00 * 0,50) = 2,56 \text{ MPa}$$

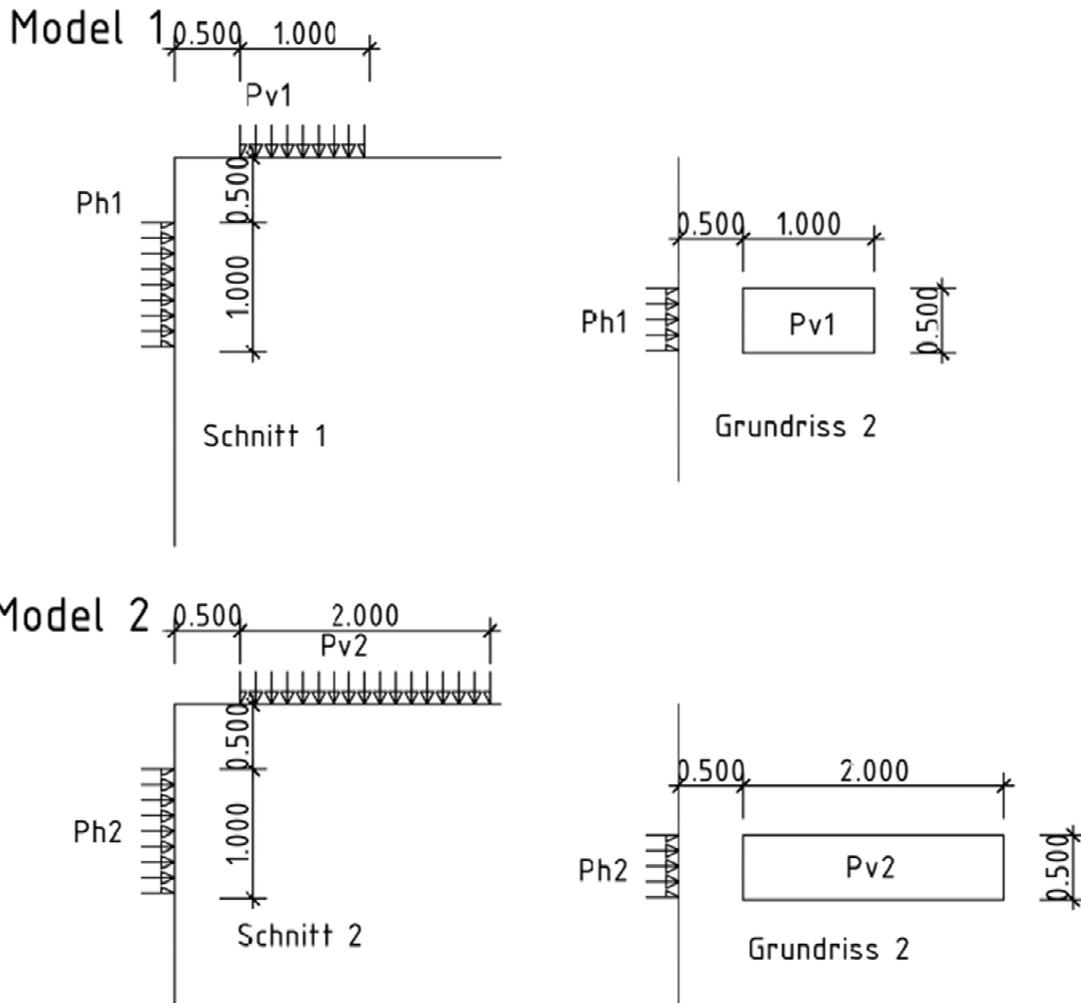


Abb. 67: Modelle der Problemstellung für die Übertragung nach FLAC3D

Die Berechnung mittels FLAC ergaben folgende globale Sicherheiten:

Modell 1: $\eta_{num1} = 1,302$

Modell 2: $\eta_{num2} = 1,517$

Das Ergebnis der Berechnung bedeutet, dass das Modell 1 die maßgebende Bemessungssituation darstellt. Somit zeigt sich (vgl. Kapitel. 4.3.2.4), dass jenes Modell maßgebend ist, bei der die Last auf eine kleinere Fläche konzentriert wird.

Gemäß ÖNORM B 1997-1-5 ergibt sich der Ausnutzungsgrad μ für das Modell 1 zu

$$\mu = \frac{\gamma_{\varphi'}}{\eta_{num1}} = \frac{1,30}{1,302} = 0,999$$

und für das Modell 2 zu

$$\mu = \frac{\gamma_{\varphi'}}{\eta_{num2}} = \frac{1,30}{1,517} = 0,857$$

Der Ausnutzungsgrad muss gemäß Ö-NORM 1997-1-5 kleiner oder gleich Eins sein. Die Stand-sicherheit ist daher gegeben.

In den Abbildungen Abbildung 68 und Abbildung 69 wird, wie schon in den vorhergehenden Kapiteln, mittels der „Maximum Shear Strain Rate“ (maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit) der mögliche Bruchkörper dargestellt.

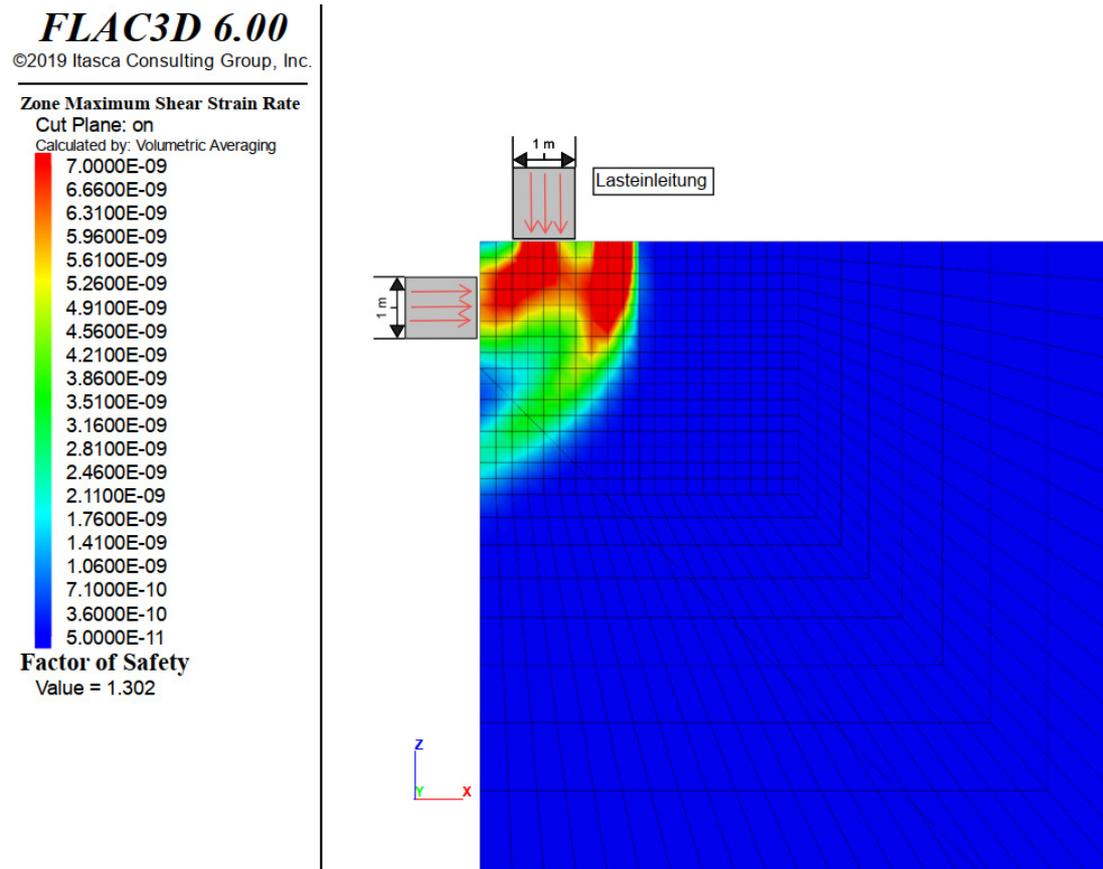


Abb. 68: Verteilung der maximalen Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei dem Modell 1

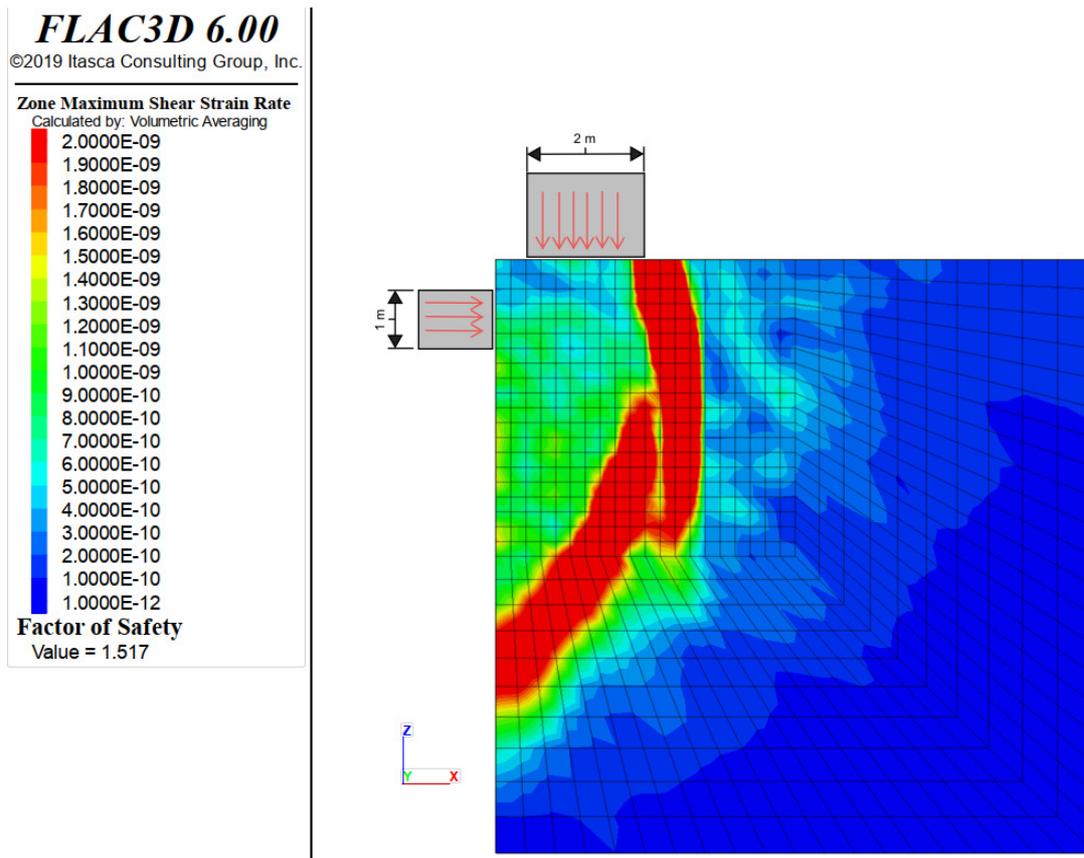


Abb. 69.: Verteilung der maximalen Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei dem Modell 2

7 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit hatte zum Ziel, die Standsicherheit von Gründungen hoher Einzel-lasten an Kanten in wenig geklüftetem oder in stark zerlegtem Fels, bei dem ein durch die Trennflächen vorgegebener Versagensmechanismus, wie z.B. Gleiten eines Klufftkörpers auf einer Trennfläche, ausgeschlossen ist, gemäß den ÖNORMEN B 1997-1-2 und B 1997-1-5 zu untersuchen. Dabei sollten vor allem die räumlichen Verhältnisse bei Gründungen von Einzellasten in Form von dreidimensionalen Berechnungen berücksichtigt werden.

Die Berechnungen erfolgten mittels

- des analytischen Lamellenverfahrens von Bishop (1955) unter Verwendung des Rechenprogrammes „Fides Geostability“,
- der Zusammenhänge für die Translation eines Gleitkörpers („ebenes Gleiten“) im Festgestein auf einer Trennfläche (Näherungsverfahren) und
- des Rechenprogramms FLAC3D, das eine numerische Untersuchung von Kontinuen auf Basis der Methode der Finiten Differenzen ermöglicht.

Alle Untersuchungen wurden mittels des Bruchkriteriums von Mohr-Coulomb durchgeführt. Die Festigkeitsparameter Kohäsion und Reibungswinkel von eventuell vorhandenen Trennflächen wurden gegenüber jenen des ungeklüfteten Gesteins abgemindert.

Die aus den numerischen, dreidimensionalen Berechnungen ermittelten Spannungsverläufe zeigten, dass sich bei einer Last direkt an der Felskante ein Spannungszustand ähnlich jenem eines elastisch gebetteten Balkens einstellt. Im Gegensatz dazu ist der Spannungszustand zufolge einer Last mit größerem Abstand von der Felskante rotationssymmetrisch. Dadurch werden die Sicherheitsfaktoren mit zunehmendem Abstand der Last von der Felskante größer bzw. nimmt der Ausnutzungsgrad mit zunehmendem Abstand der Last von der Felskante ab. Gemäß den Berechnungen mittels des analytischen Lamellenverfahrens sowie den numerischen Berechnungen einer isotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) mittels FLAC3D haben größere Lasteinleitungsflächen sowie größere Abstände der Lasten von der Felskante erwartungsgemäß einen geringeren Ausnutzungsgrad (bzw. einen höheren Sicherheitsfaktor) zur Folge. Der Abfall des Ausnutzungsgrades erfolgt mit zunehmender Entfernung von der Felskante anfangs rasch, ab der Entfernung der Last von der Felskante gleich der Lastbreite langsamer.

Die Ergebnisse der Untersuchungen mittels des analytischen Lamellenverfahrens stimmen mit jenen der numerischen Berechnungen einer isotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) in der Nähe des Grenzgleichgewichts weitgehend übereinstimmen. Nur in den Fällen

mit geringen Ausnutzungsgraden (bzw. hohen Sicherheitsfaktoren), die in der Realität kaum auftreten, weichen die Ergebnisse bis zu 13 % voneinander ab.

Die Abweichungen der Ergebnisse von numerischen Berechnungen einer anisotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) von jenen des Näherungsverfahrens betragen bis zu 31 %. Dazu muss festgestellt werden, dass der Fall mit Trennflächen, die mit 70° Hang auswärts einfallen, gemäß ÖNORM B 1997-1-5 mit den Zusammenhängen, die sich aus dem Modell „Block auf einer schiefen Ebene“ ergeben, untersucht werden sollte. Auch der wesentlich größere Rechenaufwand spricht dafür, diesen Fall mit der analytischen Methode zu untersuchen.

Im Fall isotropen Felses sind die Sicherheitsfaktoren gemäß den dreidimensionalen, numerischen Untersuchungen mittels FLAC3D um 22,5 % bis 29,2 % höher als jene, die sich aus den numerischen Berechnungen einer Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) ergeben.

Im Fall anisotropen Felses sind die Sicherheitsfaktoren gemäß den dreidimensionalen, numerischen Untersuchungen mittels FLAC3D im räumlichen Fall um 22,8 % bis 53,3 % höher als jene, die sich aus den numerischen Berechnungen einer Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) ergeben.

Die Sicherheitsfaktoren gemäß den numerischen, dreidimensionalen Berechnungen von anisotropem Fels sind zwischen 24 % und 43 % höher als jene gemäß den Ergebnissen des Näherungsverfahrens. Im Bereich des Grenzgleichgewichtes sind die Sicherheitsfaktoren im räumlichen Fall zwischen 32 % und 43 % höher. Dies zeigt, dass die Berücksichtigung räumlicher Verhältnisse bei auf Fels gegründeten Bauwerken ausreichende Ausnutzungsgrade bzw. Sicherheitsfaktoren bringen kann, obwohl zweidimensionale, analytische Berechnungen (Näherungsverfahren) keine ausreichende Standsicherheit ergeben.

Im Fall von zwei Einzellasten in geringer Entfernung tritt eine erhebliche Abminderung des Sicherheitsfaktors nur bis zu einem Abstand der Lasten von ca. 2 m auf. Darüber hinaus liegt die Abweichung von der Belastung mit einer Einzellast unter 2 %. Bei einem Abstand von 12,00m erreicht der Sicherheitsfaktor zufolge der beiden Lasten wieder den Referenzwert. Wie auch bei einer Last vergrößern sich im Fall von zwei Lasten die durch die Lasten beeinflussten Bereiche mit dem Abstand der Lasten von der Felskante.

Angesichts der oben angeführten, großen Unterschiede der Berechnungsergebnisse bis zu über 50% stellt sich die Frage, ob in den einschlägigen Normen die Rechenverfahren zur Beurteilung der Standsicherheit von Gründungen auf Fels genauer geregelt werden sollten.

8 Literaturverzeichnis

- ADAM 2019:** Festigkeitseigenschaften von Böden
- ANAGNOSTOU G., PIMENTEL E. 2012:** Zu den Felsklassifikationen mit Indexwerten im
- BIENIAWSKI Z. T. and VAN HEERDEN, W. L. 1975:** The significance of in situ tests on large rock specimens
- BISHOP A.W. 1995** The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Clay Slopes. Geotechnique
- DACHROTH Wolfgang 2017:** Handbuch der Baugeologie und Geotechnik 4. Auflage;
- Empfehlung des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ 2014:** HG v. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. Ernst & Sohn 2014
- GOODMAN R.E. 1980:** Introduction to Rock Mechanics
- HOEK E. 1983:** Strength of jointed rock masses
- FECKER Edwin 2018:** Geotechnische Messgeräte und Feldversuche im Fels 2. Auflage
- HOEK E., C. Carranza-TORRES 2002:** Hoek-Brown failure criterion-2002 Edition; and B. Corkum Proc.
- HOEK E. 2006:** Practical Rock Engineering: Evert Hoek: Rock mass properties
- ITASCA 2019:** Mohr-Coulomb Model
- Lederer, W. 2011.** Analytische Untersuchung der Gesteinslöseprozesse als Grundlage für die Optimierung von Bohrmeißeln. Diplomarbeit an der Technischen Universität Wien
- MARINOS and HOEK E. 2000:** GSI A GEOLOGICALLY FRIENDLY TOOL FOR ROCK MASS STRENGTH ESTIMATION;
- MÜLLER, FECKER 1992:** Der Felsbau, Band 2
- Pimentel E. 2008:** Stoffgesetze und Bemessungsansätze für Festgestein,: Wiley Online Library 17 September
- PREH Alexander, POISEL Rainer, HOFMANN Robert 2003:** Numerische VS. Analytische Methoden bei 2D-Böschungsberechnungen
- PREH, Mair, Zangerl, Eichhorn 2010:** Kalibrierung eines dreidimensionalen Finite-Differenzen-Modells einer Massenbewegung mithilfe der adaptiven Kalman-Filtertechnik
- RABL-Hofbauer Edeltraud 2013** (Masterarbeit BOKU): Ingenieurgeologische Standsicherheitsbeurteilungen einer Felsböschung;
- SMITH, G.D. (1985):** Numerical solution of Partial Differential Equation – Finite Difference Methods. Oxford University Press
- Ulrich Sebastian 2018:** Gesteinskunde Ein Leitfaden für Einsteiger und Anwender, 4. Auflage
- WANG Guijun 2001:** Numerische Untersuchungen zum Bruch- und Verformungsverhalten von geklüfteten Gebirgsbereichen beim Tunnelbau; Technische Universität Bergakademie Freiberg; Dipl.-Ing
- WITTKÉ, W.-G. f. (1984).** Felsmechanik- Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. Berlin, Heidelberg, New York
- WYLLIE Duncan C. 1999:** Foundations on Rock; second Edition Second edition
- WYLLIE & Mah 2004:** Rock Slope Engineering; Civil Minin 4TH Edition

9 Internetlinks:

- [I.1] Wikipedia: <https://de.wikipedia.org/wiki/Schichtung> (suche am 14.10.2019)
- [I.2] Geolexikon: <https://www.spektrum.de/lexikon/geowissenschaften/schieferung/14222> (suche am 14.10.2019)
- [I.3] Wikipedia: <https://de.wikipedia.org/wiki/Elastizit%C3%A4tsmodul> (suche am 14. 10.2019)
- [I.4] Wikipdia: <https://de.wikipedia.org/wiki/Poissonzahl> (suche am 14.10.2019)
- [I.5] Österreich Lexikon tu Graz <http://www.aeiou.at/aeiou.encyclop.s/s546526.htm> (suche am 12.11.2019)
- [I.6] Wikipedia: <https://de.wikipedia.org/wiki/Serpentinit> (suche am 13.11.2019)
- [I.7] FIDES DV-Partner :<https://www.fides-dvp.de/geotechnik/geotechnik-loesungen/boeschungenstuetzbauwerke/fides-geostability-kem/> (suche am 20.11.2019)

10 Normenverzeichnis:

- [N.1] ÖNORM B1997-1-5:** Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1-5 Gesamtsicherheitsfaktor von Böschungen, Hängen und Geländesprüngen. Ausgabe: 2017-11-01
- [N.2] ÖNORM B1997-1-1:** Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1: Allgemeine Regeln; Ausgabe:2013 09 01
- [N.3] ÖNORM B1997-1-2:** Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 2: Flächenfundamenten Berechnung der Tragfähigkeit und der Setzungen; Ausgabe: 2019 07 01
- [N.4] ÖNORM B1997-1:** Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1: Allgemeine Regeln; Ausgabe: 2014 11 15

11 Anhang

11.1 Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Charakteristische Werte zur Bemessung des Sohldrucks Auszug aus. ÖNORM B1997-1-2 Bild B.1

Abb. 2: Sohldruckwiderstand eines Fundamentes auf Fels mit geneigten, annähernd orthogonalen Kluftsystemen (siehe WYLLIE [37])

Abb. 3: Bild B.3 - Versagensmechanismen (Beispiele von Gründungen nahe Felskanten) aus: ÖNORM B1997-1-2, Anhang B, Bild B.3

Abb. 4: Beispiel einer Translation eines keilförmigen Gleitkörpers bei horizontaler Felsoberfläche [37]) aus: ÖNORM B1997-1-2, Anhang B, Bild B.4

Abb. 5: Rotation von Kluftkörpern aus: ÖNORM B1997-1-2, Anhang B, Bild B.5

Abb.6: Mohr-Coulomb'sches Bruchkriterium

Abb.7: Hoek Brown'sches Bruchkriterium (Hoek 1983)

Abb.8: Geological Strength index for jointer Rock masses [Hoek-Brown 2002]

Abb.9: Zusammenhang GSI und der einaxialen Druckfestigkeit bei $\sigma_{ci}=70 \text{ MN/m}^2$

Abb.:10 Zusammenhang des Disturbance Faktors D und der einaxialen Druckfestigkeit bei konstantem GSI (GSI = 80)

Abb. 11: Darstellung der Scherparameter bei einem einaxialen und dreiaxialen Spannungszustand mittels Spannungskreisen in der σ - τ Ebene

Abb. 12: Einfluss der Probengröße auf die Druckfestigkeit [Bieniawski, Z. T. and Van Heerden, W. L. 1975]

Abb. 13: Veränderung der Modelleigenschaften nur durch Änderung des zu betrachtenden Bereichs [HOEK E. 1983]

Abb. 14: Modell zur Berechnung der Auswirkung von Trennflächen auf die Standsicherheit mit den Abmessungen X/Y/Z = 1m/1m/2m und der Zonenaufteilung von 10 Zonen pro Meter

Abb. 15: Vergleich von vier Versuchsreihen mit unterschiedlichen Klufteigenschaften und variierendem Einfallswinkel

Abb. 16: Beispiel für die Ermittlung des maximalen Ausnutzungsgrades an einer isotropen Scheibe bei einer Gleichlast nach Bishop mittels Fides GeoStability

Abb. 17: Beispiel für die Ermittlung des maximalen Ausnutzungsgrades an einer isotropen Scheibe bei einer der Gleichlast äquivalenten Einzellast nach Bishop mittels Fides GeoStability

Abb. 18: Darstellung des Modells für das vereinfachte Rechenverfahren

Abb. 19: Darstellung des für die Berechnung zugrunde gelegte Modell unter Eigenlast in FLAC3D

Abb. 20: Darstellung des für die Berechnung zugrunde gelegten Modells einer Scheibe (zweidimensionale Untersuchung)

Abb. 21: Darstellung des Modells für die dreidimensionalen Untersuchungen

Abb. 22: Querschnitt des Modell 1: li. gröbste Zonenaufteilung, re. Feinste Zonenaufteilung

Abb. 23: Querschnitt des Modell 2: li. gröbste Zonenaufteilung, re. Feinste Zonenaufteilung

Abb. 24: Verlauf des Sicherheitsfaktors bei zunehmender Feinheit der Zonen von 2 Unterschiedlichen Modellen und zwei unterschiedlichen Lastfällen

Abb. 25: Untersuchte Lastfälle mit X als Abstand normal zur Felskante

Abb. 26: Versuchsaufbau für die Feldversuche

Abb. 27a: Bruchkörper bei Belastung nahe der Kante

Abb. 27b: Bruchkörper bei Belastung in einiger Entfernung von der Felskante

Abb. 28: Ausnutzungsgrad und kritischer Gleitkreis einer isotropen Scheibe bei einer Einzellast von 260 MPa mit einem Abstand von 0,50m von der Felskante

Abb. 29: Darstellung des Ausnutzungsgrades und des Gleitkreises einer isotropen Scheibe bei einer Einzellast von 260 MPa mit einem Abstand von 1,50m von der Felskante

Abb. 30: Darstellung des Ausnutzungsgrades und des Gleitkreises einer isotropen Scheibe bei einer Einzellast von 260 MPa mit einem Abstand von 2,50m von der Felskante

Abb. 31: Darstellung des Ausnutzungsgrades und des Gleitkreises einer isotropen Scheibe bei einer Einzellast von 260 MPa mit einem Abstand von 3,50m von der Felskante

Abb. 32: Darstellung des Ausnutzungsgrades und des Gleitkreises einer isotropen Scheibe bei einer Gleichlast mit einer resultierenden von 260 MPa mit einem Abstand von 0,00 bis 1,00m von der Felskante

Abb. 33: Darstellung des Ausnutzungsgrades und des Gleitkreises einer isotropen Scheibe bei einer Gleichlast mit einer resultierenden von 260 MPa mit einem Abstand von 1,00 bis 2,00m von der Felskante

Abb. 34: Darstellung des Ausnutzungsgrades und des Gleitkreises einer isotropen Scheibe bei einer Gleichlast mit einer resultierenden von 260 MPa mit einem Abstand von 2,00 bis 3,00m von der Felskante

Abb. 35: Darstellung des Ausnutzungsgrades und des Gleitkreises einer isotropen Scheibe bei einer Gleichlast mit einer resultierenden von 260 MPa mit einem Abstand von 3,00 bis 4,00m von der Felskante

Abb. 36: Darstellung des Modells für das vereinfachte Rechenverfahren

Abb. 37: Darstellung des Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei einer Belastung von 260MPa direkt an der Felskante(Lastfall 0 (X=0m))

Abb. 38: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei einer Belastung von 260MPa und 1,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 1 (X=1m))

Abb. 39: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei einer Belastung von 260MPa und 2,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 2 (X=2m))

Abb. 40: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei einer Belastung von 260MPa und 3,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 3 (X=3m))

Abb. 41: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei einer Belastung von 260MPa direkt an der Felskante(Lastfall 0 (X=0m))

Abb. 42: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei einer Belastung von 260Mpa und 1,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 1 (X=1m))

Abb. 43: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei einer Belastung von 260MPa und 2,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 2 (X=2m))

Abb. 44: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei einer Belastung von 260MPa und 3,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 3 (X=3m))

Abb. 45: Verlauf des Sicherheitsfaktors an dem isotropen ungeklüftetem 3D-Modell bei Zunahme des Abstandes zur Felskante

Abb. 46: Verlauf des Sicherheitsfaktors an dem isotropen ungeklüftetem 3D-Modell bei Zunahme der Belastung

Abb. 47: Vergleich der Spannungskreise an dem isotropen ungeklüftetem 3D-Modell bei einem Lastniveau von 160MPa und zunehmendem Abstand zwischen Belastung und Felskante

Abb. 48: Vergleich der Spannungskreise an dem isotropen ungeklüftetem 3D-Modell bei einem Lastniveau von 260MPa und zunehmendem Abstand zwischen Belastung und Felskante

Abb. 49: Darstellung der Mohrschen-Spannungskreise an dem isotropen ungeklüftetem 3D-Modell mit 0.00m Abstand der Belastung zur Felskante und variierendem Lastniveau

Abb. 50: Darstellung der Mohrschen-Spannungskreise an dem isotropen ungeklüftetem 3D-Modell mit 3.00m Abstand der Belastung zur Felskante und variierendem Lastniveau

Abb. 51: Spannungsverläufe des isotropen ungeklüfteten 3D Modells durch den Lastfall 0 (x=0m)

Abb. 52: Spannungsverläufe des isotropen ungeklüfteten 3D Modells durch den Lastfall 1 ($X=1m$)

Abb. 53: Spannungsverläufe des isotropen ungeklüfteten 3D Modells durch den Lastfall 2 ($x=2m$)

Abb. 54: Spannungsverläufe des isotropen ungeklüfteten 3D Modells durch den Lastfall 3 ($x=3m$)

Abb. 55: Bruchkörper des 3D-Modells bei isotropem, ungeklüftetem Fels mit der Belastung direkt an der Felskante (Lastfall 0 $X=0m$)

Abb. 56: Bruchkörper des 3D-Modells bei isotropen ungeklüftetem Fels mit einer Belastung mit 3,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 3 ($X=3m$))

Abb. 57: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit für eine Belastung mit 1,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 1 ($X=1m$))

Abb. 58: Verlauf des Sicherheitsfaktors des anisotropen 3D-Modell bei Zunahme des Abstandes zwischen Belastung und Felskante

Abb. 59: Verlauf des Sicherheitsfaktors des anisotropen 3D-Modells bei zunehmender Belastung und konstantem Abstand zwischen Belastung und Felskante

Abb. 60: Ansicht des Bruchkörpers des anisotropen 3D-Modells bei dem Lastfall 0 ($X=0m$)

Abb. 61: Ansicht des Bruchkörpers des anisotropen 3D-Modells bei dem Lastfall 3 ($X=3m$)

Abb. 62: Darstellung der Versagensmechanismus durch die maximale Schubverzerrungsgeschwindigkeit für eine Belastung mit 3,00m Entfernung zur Felskante (Lastfall 3 ($X=3m$))

Abb. 63: Verhältnis des Sicherheitsfaktors zufolge einer Last zum Sicherheitsfaktor zufolge zweier Lasten in Prozent

Abb. 64: Verteilung der maximalen Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei dem Modell mit 2 Einzellasten im Lastfall 1 ($X=1m$)

Abb. 65: Verlauf des Sicherheitsfaktors an einer isotropen Scheibe bei einer auf die Hälfte reduzierten Lasteinleitungsfläche (160-260 MPa kl) und zum Vergleich die Ergebnisse aus Tabelle 15 (160-260 MPa)

Abb 66: Gründung einer Stütze nahe einer Kante in Dachsteinkalk

Abb. 67: Modelle der Problemstellung für die Übertragung nach FLAC3D

Abb. 68: Verteilung der maximalen Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei dem Modell 1

Abb. 69.: Verteilung der maximalen Schubverzerrungsgeschwindigkeit bei dem Modell 2

11.2 Tabellenverzeichnis

Tab.1: Typische elastische Eigenschaften von isotropen ungeklüftetem Gestein [WYLLIE 1999 S.55]

Tab 2: Zusammenhang des GSI und der einaxialen Druckfestigkeit bei $\sigma_{ci}=70 \text{ MN/m}^2$

Tab 3: Zusammenhang des Disturbance Faktors D und der einaxialen Druckfestigkeit bei konstantem GSI (GSI= 80)

Tab 4a: Iteration von Lx mit dem Sicherheitsfaktor

Tab 4b: Iteration von Ly mit dem Sicherheitsfaktor

Tab:5 Ausnutzungsgrad einer isotropen Scheibe bei einer Einzellast mit variierender Belastung und variierendem Abstand der Belastung zu der Felskante

Tab.6: Ausnutzungsgrad einer isotropen Scheibe bei einer Gleichlast mit variierender Belastung und variierendem Abstand der Belastung zur Felskante

Tab. 7: Mit dem Näherungsverfahren ermittelte Sicherheitsfaktoren von keilförmigen Kluftkörpern auf mit 70° einfallenden Trennflächen bei variierenden Gleichlasten mit variierendem Abstand zur Felskante

Tab8: Mittels FLAC3D ermittelte numerische Sicherheitsfaktoren an einer isotropen ungeklüftetem Scheibe

Tab. 9: Mittels FLAC3D ermittelte numerische Sicherheitsfaktoren an einer anisotropen Scheibe

Tab. 10: Felseigenschaften bei der Berechnung in FLAC3D

Tab. 11: Mittels FLAC3D ermittelte numerische Sicherheitsfaktoren an dem isotropen ungeklüftetem 3D-Modell

Tab .12: Eigenschaften der Trennflächen für die Berechnung in FLAC3D

Tab. 13: Mittels FLAC3D ermittelte numerische Sicherheitsfaktoren an dem anisotropen 3D-Modell

Tab. 14: Prozentuelle Abnahme zwischen den Sicherheitsfaktoren gemäß den numerischen Berechnungen eines isotropen 3D Modells und den numerischen Berechnungen eines anisotropen 3D Modells

Tab. 15: Mittels FLAC3D ermittelte numerische Sicherheitsfaktoren an einer isotropen ungeklüftetem Scheibe bei einer um die Hälfte reduzierten Lasteinleitungsfläche

Tab. 16: Ausnutzungsgrade gemäß den numerischen Berechnungen einer isotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung)

Tab. 17: Prozentueller Unterschied zwischen den Ausnutzungsgraden gemäß des analytischen Lamellenverfahrens und jenen gemäß den numerischen Berechnungen einer isotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung)

Tab. 18: Prozentueller Unterschied zwischen den Sicherheitsfaktoren gemäß den numerischen Berechnungen einer anisotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) und jenen gemäß des Näherungsverfahrens

Tab. 19: Prozentueller Unterschied zwischen den Sicherheitsfaktoren gemäß den numerischen Berechnungen einer isotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) und jenen gemäß den numerischen, dreidimensionalen Berechnungen von isotropem Fels

Tab. 20: Prozentueller Unterschied zwischen den Sicherheitsfaktoren gemäß den numerischen Berechnungen einer anisotropen Scheibe (zweidimensionale Untersuchung) und jenen gemäß den numerischen, dreidimensionalen Berechnungen von anisotropem Fels