Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist in der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt und zugänglich.
http://www.ub.tuwien.ac.at
The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology.
http://www.ub.tuwien.ac.at/eng

MASTER'S THESIS

Analysis of the influence of the variation of joint orientations on the stability of a rock slope using the example of a quarry wall

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

DIPLOMARBEIT

Untersuchungen zum Einfluss der Streuungen der Raumstellungen von Trennflächen auf die Standsicherheit von Felsböschungen am Beispiel einer Steinbruchwand

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

von

Jakob Höllrigl
Matr.-Nr.: 01017802

unter der Anleitung von

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn.
Rainer Poisel

Institut für Geotechnik
Forschungsbereich für Ingenieurgeologie
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/220-1, A-1040 Wien

Wien, am 26.02.2019

Danksagung

Ein großer Dank gilt Herrn Professor Poisel für das Teilen seiner fachlichen Expertise sowie die intensive Arbeitsbetreuung, auch über die Landesgrenze hinaus.

Meiner Familie, speziell meinen Eltern, Großeltern und meiner Schwester gilt ein herzlicher Dank für die jahrelange finanzielle und moralische Unterstützung.

Nicht zuletzt geht ein Dank an meine liebe Maren und all meine Freunde für die Abwechslung vom sowie Motivation zum Studium. Ein besonderer Dank kommt dem Herrn Sprengbefugten Aigner für die organisatorische Unterstützung in allen Studienbelangen zu.

Kurzfassung

Anhand einer Großhangbewegung in einem Tagbau wird in dieser Arbeit untersucht, inwieweit Schwankungen der Orientierungen von Trennflächen Einfluss auf die Standsicherheit einer Felsböschung nehmen. Die untersuchte Steinbruchwand liegt in gestörtem und geklüftetem Fels. Anhand ingenieurgeologischer Feldaufnahmen, Interpretationen des Trennflächengefüges im Zusammenhang mit dem Versagensereignis 2007 und nach dem Versagen vorgefundener signifikanter Oberflächenstrukturen wird aufgezeigt, dass es sich um den Versagensmechanismus Kippen handelt. Mittels Computersimulationen des Versagensereignisses werden charakteristische Festigkeitsparameter rückgerechnet. Es werden analytische und numerische Berechnungen durchgeführt. Gemäß ÖNORM B 1997-1-5 sind Standsicherheitsberechnungen unter Variation der Trennflächenorientierungen durchzuführen. Der Nachweis der Standsicherheit erfolgt gemäß ÖNORM B 1997-1-5 durch ein Teilsicherheitskonzept. In der gegenständlichen Arbeit werden die Streuungen der Trennflächenorientierungen statistisch analysiert und durch Verteilungsfunktionen dargestellt. In den analytischen Berechnungen der Standsicherheit mittels der Software RocTopple kann die so erhaltene Verteilung durch eine Monte-Carlo-Simulation berücksichtigt werden. Für die numerischen Berechnungen mittels der Software UDEC wird die Streuung der Trennflächenorientierungen in Anlehnung an die „Point Estimate Method" durch eine überschaubare Anzahl an Festwertabweichungen von einem Mittelwert bzw. Modus erfasst. Nach der Modellierung einer Sanierungsgeometrie mit geringerer Generalneigung werden die Standsicherheiten für verschiedene Kombinationen der Orientierungen der Trennflächen ermittelt. Es zeigt sich, dass eine Variation der Trennflächenorientierungen verglichen mit jener der Festigkeitsparameter mehr Einfluss auf die Gesamtstandsicherheit der Steinbruchwand aufweist. Die Ergebnisse der gegenständlichen Arbeit zeigen auch, dass probabilistische Methoden zur Berücksichtigung der Variationen der Trennflächenraumstellungen für Standsicherheitsberechnungen in der Felsmechanik notwendig sind.

Abstract

This thesis examines the influence of the variation of joint orientations on the stability of rock slopes. A landslide in a quarry in 2007 allows a back analysis of strength parameters. The affected slope consists of faulted and jointed rock. The local geological structures as well as significant structures on the slope's surface discovered after the failure indicate a toppling failure. Analytical and numerical calculations are performed. According to ÖNORM B 1997-1-5, stability analyses of rock slopes are to be carried out, taking into account a variation of joint orientations. Further, structural safety is proved by using a partial safety concept. In this study, the uncertainties of the joint orientations are statistically analysed and represented by distribution functions. The analytical calculations are performed using the software RocTopple which is based on the limit equilibrium method for toppling failure by Goodman & Bray (1976). RocTopple offers probabilistic features to consider distribution functions for any parameter. Accordingly, Monte-Carlo-simulations are used for the analytical calculations. For numerical calculations, done with the software UDEC, the variations of the joint orientations must be considered and modelled individually. Based on the distribution function, for further calculations a relatively small number of orientations is chosen. This approach is similar to the "Point Estimate Method". After modelling a restoration geometry and the geological conditions, the stability for different combinations of the joint orientations is determined. The results show that the variations of the joint orientations have more influence on the overall stability of the quarry wall than the variation of the strength parameters. The results of this study also indicate considering the uncertainties of joint orientations with probabilistic methods for safety calculations in rock mechanics.

Inhaltsverzeichnis

1. **Einleitung** ... 1

2. **Geologische Verhältnisse** ... 5

2.1. Grundlagen ... 5

2.2. Trennflächen ... 6

2.2.1. *Materialversagen* ... 7

2.2.2. *Mechanische Wirksamkeit von Trennflächen* ... 8

2.2.3. *Einfluss der Trennflächenorientierung auf die Druckfestigkeit* ... 9

2.3. Die Gföhler Einheit ... 11

2.4. Gesteinstypen ... 13

2.5. Örtliches Trennflächengefüge ... 14

2.5.1. *Foliation* ... 16

2.5.2. *Abschiebung* ... 18

2.5.3. *Weitere Kluftflächen* ... 19

3. **Versagensereignis** ... 20

3.1. Wandgeometrie vor dem Versagen 2007 ... 20

3.2. Wandgeometrie beim und nach dem Versagen 2007 ... 20

3.3. Ereignisinterpretation ... 21

3.4. Einfluss der Bergwasserverhältnisse ... 26

3.5. Einfluss von Erdbeben ... 26

3.6. Versagensmechanismen ... 27

4. **Kippversagen** ... 34

4.1. „Block toppling"- Blockkippen von tafelförmigen Kluftkörpern ... 35

4.2. „Flexural toppling" - Biegekippen ... 35

4.1. „Block-flexure toppling" ... 36

4.2. Kinematische Kippbedingungen ... 37

4.2.1. *Block shape test* ... 37

4.2.2. *Inter-layer slip test* ... 38

4.2.3. *Fallrichtung* 39
4.3. Grenzgleichgewichtsverfahren nach Goodman & Bray 39
4.3.1. *Blockzustände beim Kippen nach Goodman & Bray* 42
4.3.2. *Stabilitätsanalyse* 43
4.3.3. *Standsicherheitsermittlung* 44
4.3.4. *RocTopple* 45
4.4. Numerische Verfahren 48
4.4.1. *Finite-Elemente-Methode (FEM)* 50
4.4.2. *Finite-Differenzen-Methode (FDM)* 51
4.4.3. *UDEC (Universal Distinct Element Code)* 52
4.4.4. *Standsicherheitsermittlung durch Reduktion der Festigkeit* 52
4.4.5. *Probabilistische Ansätze in der Numerik* 54
4.5. Einflüsse auf Kippversagen 55
5. **Standsicherheitsermittlung gemäß ÖNORM** 56
5.1. Ausnutzungsgrad und Gesamtstandsicherheit 56
5.2. Teilsicherheitsbeiwerte 57
5.3. Numerische Verfahren 60
5.4. Einflüsse auf die Gesamtstandsicherheit 61
6. **Methodik & Untersuchungsverlauf** 63
6.1. Geometrische Modellierung 64
6.1.1. *Ermittlung der Sanierungsgeometrie* 64
6.1.2. *Schwankung der Orientierung der Trennflächen* 65
6.1.2.1. Schwankung der Foliationsfallwinkel 65
6.1.2.2. Abschiebungsfallwinkel 68
6.1.3. *Trennflächenkombinationen* 68
6.2. Berechnungen 70
6.2.1. *Analytische Berechnungen* 70
6.2.1.1. Modellerstellung in RocTopple 70
6.2.1.2. Rückrechnungen der Festigkeiten mittels RocTopple 71

6.2.1.1. Standsicherheitsberechnungen (Vorwärtsrechnungen) mittels RocTopple 71

6.2.2. *Numerische Berechnungen* 75

6.2.2.1. Modellerstellung in UDEC 75

6.2.2.2. Rückrechnungen der Festigkeiten mittels UDEC 77

6.2.2.1. Standsicherheitsberechnungen (Vorwärtsrechnungen) mittels UDEC 78

7. **Ergebnisse der Berechnungen** 83

7.1. Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen (Vorwärtsrechnungen) mittels RocTopple 83

7.1. Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen (Vorwärtsrechnungen) mittels UDEC 85

7.2. Ergebnistabelle: 87

8. **Ergebnisinterpretation und Folgerung** 88

9. **Zusammenfassung** 92

Literaturverzeichnis 95

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1 Oben: 3D-Modell des nördlichen Steinbruchbereichs & 2D-Profil der Nordwand 4

Abb. 2.1 Trennflächengefüge im Gföhler Gneis 6

Abb. 2.2 Zweiachsiale Spannungszustände, dargestellt als Mohr'sche Spannungskreise 7

Abb. 2.3 Einfluss der Orientierung der Trennflächen auf ihre mechanische Wirksamkeit 9

Abb. 2.4 Gebirgsdruckfestigkeit in Abhängigk. von der Trennflächenorientierung 10

Abb. 2.5 Versuchsergebnisse zweiachsialer Belastungsversuche 10

Abb. 2.6 Versuchsergebnisse zweiachsialer Belastungsversuche 11

Abb. 2.7 Versuchsergebnisse zweiachsialer Belastungsversuch 11

Abb. 2.8 Geologische Einteilung Österreichs 12

Abb. 2.9 Südliche Böhmische Masse mit Gföhler Einheit 12

Abb. 2.10 Schieferungsparallele, ebene Bruchflächen im Granulit 13

Abb. 2.11 Schematik der Aufnahme der Raumstellung (Fallrichtung und -winkel) 14

Abb. 2.12 Strukturen der Großhangbewegung: Sägezahnartige & grabenbruchartige Struktur 15

Abb. 2.13 Metamorpher Prozess der Foliation 16

Abb. 2.14 Polarprojizierte Lagenkugeldarstellung der gemessenen Foliationsflächen 17

Abb. 2.15 Foliiertes Gestein im unteren Wandbereich 17

Abb. 2.16 Sigmoidal verbundene Abschiebungsabschnitte in der Ostwand 18

Abb. 2.17 Polarprojizierte Lagenkugeldarstellung der gemessenen Abschiebungen 19

Abb. 2.18 Polarprojizierte Lagenkugeldarstellung der gemessenen SO & SW-NW Klüfte 19

Abb. 3.1 Fotografie der Nordwand nach dem Versagensereignis 2007 22

Abb. 3.2 Lageplanausschnitt; nördlicher Bereich des Steinbruchs 23

Abb. 3.3 Lageplan des Nordwandbereiches nach Lockergesteinsabtrag 2018 24

Abb. 3.4 Profil „0917-4" nach der Entlastungsabräumung direkt nach dem Versagensereignis 2007 25

Abb. 3.5 Einteilung Österreichs nach den Erdbebenzonen 1 bis 4 laut ÖNORM B 1998-1 26

Abb. 3.6 Illustration von Hangkriechen 27

Abb. 3.7 a)Hangkriechen b)Gleiten c)Kippen 28

Abb. 3.8 Keilgleitungen in der Nordwand & Schema der Keilgleitung 29

Abb. 3.9 Gleiten auf einer und zwei Gleitflächen im Bereich östlich der Nordwand & „Rock slumping“ 30

Abb. 3.10 Blockkippen & Block-Biegekippen westlich der Nordwand 30

Abb. 3.11 Kippen einer generalgeneigten Wand, modelliert in RocTopple 31

Abb. 3.12 Auf Laserscan basierendes 3D-Geländemodell des Versagensgebietes 32

Abb. 4.1 Modell fortschreitender Kippbewegung 34

Abb. 4.2 „block toppling“ in einer Böschung mit relativ steil stehenden Felstafeln 36

Abb. 4.3 „flexural toppling“ in einem Steilhang mit steil stehender und dünnschariger Klüftung 36

Abb. 4.4 „block-flexure toppling“ in einer mittelsteilen Felsböschung 36

Abb. 4.5 Darstellung der geometrischen Kippbedingung, „block shape test“ 37

Abb. 4.6 Darstellung der kinematischen Kippbedingung, „inter-layer slip test“ 38

Abb. 4.7 Modell der mit dem Grenzgleichgewichtsverfahren berechenbaren Kippstruktur 40

Abb. 4.8 Durch Kippen hervorgerufene Dilatanz 41

Abb. 4.9 Darstellung des n-ten Blocks im Grenzgleichgewichtsverfahren je nach Zustand 43

Abb. 4.10 Deterministisch berechnetes Modell in RocTopple 46

Abb. 4.11 a)Beispiel einer Sensitivitätsanalyse b)Ergebnisplot einer probabilistischen Berechnung 47

Abb. 4.12 a) für 2D-Finite-Elemente-Berechnung betrachtete Scheibe; b) - d) Diskretisierung e) unverformtes und verformtes Netz f) Verschiebungen U1 in Richtung der x-Achse 49

Abb. 4.13 Drei Beispiele der Knotenanzahl und -positionen für ein 2D-Dreieckelements der FEM 50

Abb. 4.14 Zweidimensionale Punktvernetzung nach Art der Delaunay-Triangulierung 51

Abb. 4.15 UDEC-Berechnungsschema für starre und verformbare Blöcke 53

Abb. 4.16 Beispiel einer FDM-Berechnung in UDEC 54

Abb. 4.17 Vereinfachtes Schema der „Point Estimate Method“ 55

Abb. 5.1 Grober Zusammenhang zw. Versagenswahrscheinlichkeiten und Teilsicherheitsbeiwerten 62

Abb. 6.1 Profil „0917-4“ von Juli 2018 & Sanierungsentwurf 65

Abb. 6.2 Histogramm und Verteilungen der Fallwinkel der Foliationsflächen der Nordwand 67

Abb. 6.3 „best fit“-β-Verteilung und darauf angepasste Normalverteilung der Fallwinkel der Foliationsflächen der Nordwand 67

Abb. 6.4 Matrix-Schema der zu berechnenden Trennflächenkombinationsmodelle 69

Abb. 6.5 Profil „0917-4“ exemplarisch mit RocTopple Modell 1 (Rückrechnung) 72

Abb. 6.6 Profil „0917-4“ nach den Kopfentlastungsabräumungen 2018 mit RocTopple Modell 1 (Vorwärtsrechnung Sanierung) 72

Abb. 6.7 RocTopple Modell 1; Rückrechnung mit 47° Generalneigung; Vorwärtsrechnung mit 39° 73

Abb. 6.8 RocTopple Modell 2; Rückrechnung mit 47° Generalneigung; Vorwärtsrechnung mit 39° 74

Abb. 6.9 Erstellung des Finiten-Differenzen-Netzes in UDEC. a) noch ohne Netzteilung, Jeweils feinere Netzteilung von b) bis d) 78

Abb. 6.10 Profil „0917-4“ mit UDEC Modell 1 (Rückrechnung) 79

Abb. 6.11 Profil „0917-4“ nach den Kopfentlastungsabräumungen 2018, mit UDEC Modell 1 (Vorwärtsrechnung Sanierungsgeomtrie) 79

Abb. 6.12 Veranschaulichung der Vorgangsweise bei der Erstellung des UDEC-Modells, für Modell 1 (Rückrechnung) 80

Abb. 6.13 Vektoren der Verschiebungsgeschwindigkeit eines Berechnungsschrittes & bewegter Zustand im Grenzgleichgewicht 81

Abb. 6.14 UDEC-Modelle zur Untersuchung der Standsicherheit mit Sanierungsgeomtrie; UDEC Modell 1 und Modell 2 (Vorwärtsrechnung Sanierungsgeomtrie) 82

Abb. 7.1 Ergebnisplot der Monte-Carlo-Simulation unter Berücksichtigung der Unsicherheiten der Festigkeitsparameter nach Trunk (1993) 84

Abb. 7.2 Ergebnisplot der Monte-Carlo-Simulation unter Berücksichtigung der Schwankungen der Raumstellungen der Trennflächenn und der Unsicherheiten der Festigkeitsparameter 84

Abb. 7.3 Ergebnisse der numerischen Berechnungen; Globale Standsicherheitsfaktoren 85

Abb. 7.4 Ergebnisse der numerischen Berechnungen; Ausnutzungen 86

Abb. 8.1 Gedankenbeispiel: Standsicherheit für eines der 9 Modelle nicht nachweisbar 90

Tabellenverzeichnis

Tab. 1 Teilsicherheitsbeiwerte für geotechnische Einwirkungen 59

Tab. 2 Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen 59

Tab. 3 Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände bei Böschungsbruch 60

Tab. 4 RocTopple-Modelle: Geomtrie- und Festigkeitsparameter der Rückrechnungen 71

Tab. 5 RocTopple-Modelle: Berücksichtigung der Schwankung der Trennflächenfestigkeitsparameter 71

Tab. 6 Berücksichtigung der Schwankung der Fallwinkel der Trennflächen 73

Tab. 7 UDEC-Modelle: Geometrie- und Festigkeitsparameter der Rück- und Vorwärtsrechnungen 77

Tab. 8 Materialeigenschaften der FD-Elemente der UDEC-Modelle 77

Tab. 9 Übersicht der Berechnungsergebnisse der Standsicherheitsuntersuchungen 87

1. Einleitung

„A map is not the territory“ - diese Worte des Philosophen und Ingenieurs ALFRED H.S. KORZYBSKI stellen, in aller Kürze und Prägnanz, unter anderem auch die Problematik der Abstraktion, Modellierung und der darauf basierenden Berechnung, beispielsweise einer geotechnischen Problemstellung, dar. Es muss stets bedacht werden, dass trotz aller Anstrengung und allem technologischen Fortschritts ein Modell immer eine Reduktion der Realität hinsichtlich vieler oder gar aller Aspekte darstellt. Um ein brauchbares Ergebnis erhalten zu können, ist großes Augenmerk auf den Ablauf und Aufbau aller zur Problemlösung benötigten Modellierungen und die Zusammenhänge aller Einflussgrößen zu richten (POISEL ET AL., 2018a).

„Die Landkarte ist nicht die Landschaft, aber wenn die Landkarte der Struktur der Landschaft ähnlich ist, ist sie brauchbar“ (KORZYBSKI 1994, S.58)

Das in dieser Arbeit behandelte Thema stellt keine Ausnahme dar. Aussagen betreffend das Versagen einer Felsstruktur erfordern grundsätzlich eine mehrstufige Modellierung der Realität. Es bedarf hinsichtlich einer Standsicherheitsuntersuchung zuerst eines Modells des Geländes und der geologischen Verhältnisse. Darauf aufbauend werden ein Modell des Versagensmechanismus und eines, das diesen Mechanismus abbildet, benötigt. Zusammen mit einem geeigneten Modell des Materialverhaltens kann schließlich eine Berechnung der Standsicherheit erfolgen. Die Reihenfolge dieser Modellbildung ist insofern wichtig, als dass Festigkeitsparameter, wie POISEL, MAIR AM TINKHOF, & PREH (2011) zeigten, abhängig vom Versagensmechanismus ermittelt werden müssen. Gemäß WYLLIE & MAH (2004) geschieht dies bestenfalls aus einer Rückrechnung eines in-situ-Versagensereignisses. Neben den Streuungen der dabei eruierten Festigkeit sind für felsmechanische Untersuchungen auch jene der Raumstellungen der für den Versagensmechanismus maßgebenden Trennflächen von Bedeutung (POISEL ET AL., 2018a).

Im Zuge der Untersuchung von Parameterstreuungen und deren Auswirkung auf geotechnische Berechnungen zeigte TRUNK (1993) am Beispiel von Felskeilen, dass *„die geometrischen Parameter ‚Orientierung' und ‚Ausbißlänge' den größten Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit besitzen. Der Einfluß der Scherparameter ist geringer als dies zunächst erwartet wird."* (TRUNK 1993, S.134). Er rät davon ab, für Berechnungen der Standsicherheit gegen Keilgleiten unter Berücksichtigung streuender Trennflächenrichtungen Teilsicherheitsbeiwerte zu verwenden.

POISEL ET AL. (2017) zeigten anhand mehrerer Beispiele, dass Unsicherheiten von Trennflächenorientierungen nicht mit Teilsicherheitsbeiwerten gemäß ÖNORM 1997-1 berücksichtigt werden können. Stattdessen seien probabilitische Untersuchungen durchzuführen, um teilweise abrupte Änderungen der Versagenskinematik und deren Auswirkung auf die Standsicherheit zu berücksichtigen.

In dieser Arbeit wird der Einfluss von Schwankungen der Raumstellungen der Trennflächen auf die Standsicherheit von Felsbauwerken am Beispiel einer von mehreren Trennflächenscharen durchzogenen Steinbruchwand untersucht. Hierfür werden Festigkeitsparameter aus einem Großhangversagen der Wand zurück gerechnet und unter Berücksichtigung von Streuungen der Trennflächenorientierungen Standsicherheitsberechnungen für einen Sanierungsentwurf durchgeführt.

Neben der Oberflächengeometrie der in mehrere Etagen gegliederten Felswand (aufgrund ihrer Lage im nördlichen Bereich des Steinbruchs als „Nordwand" bezeichnet) ist vor allem die ingenieurgeologische Aufnahme der Trennflächen von großer Bedeutung. Rückschlüsse auf die Streuung der Raumstellungen sind mit einer statistischen Analyse der Fallwinkel und -richtungen möglich. Welcher Versagensmechanismus vorliegt, wird unter anderem anhand der geologischen Gegebenheiten und nach dem Versagensereignis vorgefundener signifikanter Strukturen geklärt. Passende Berechnungsmethoden für diesen Versagensmechanismus liefern schließlich, unter Variation der Trennflächenorientierungen, die gesuchten Standsicherheitsfaktoren. Die in dieser Arbeit verwendeten Programme (*RocTopple* & *UDEC*) geben die Standsicherheit als globale Sicherheitsfaktoren (η) aus. Eine Umrechnung in Ausnutzungsgrade (μ) kann gemäß ÖNORM B 1997-1-5: 2017-11-01 vorgenommen werden.

Basierend auf den geologischen Aufnahmen von KOLENPRAT (2017) finden sich im nördlichen Bereich des Steinbruchs verschiedene, sich großflächig erstreckende Trennflächen beziehungsweise Kluftscharen:

1. *steil in die Wand einfallende Foliationsflächen*
2. *flach aus der Wand fallende Abschiebungsflächen*
3. *mittelsteil nach Süd-Ost sowie nach Süd-West fallende Bruchflächen*

Beim Versagensereignis 2007 wurden den äußeren Anzeichen nach die oberen zwei Drittel der Wand bewegt. Nach dem Versagen fanden sich eine grabenbruchartige Einsenkung am Wandkopf und Sägezahnstrukturen auf Etagen in den unteren Dritteln der Wand. Zudem wurden den mittelsteil nach Süd-Ost sowie nach Süd-West fallenden Bruchflächen folgende seitliche Begrenzungen des Versagensbereichs gefunden. Indizes für ein Kippversagen sind die grabenbruchartige Einsenkung („Zerrriss“) am Kopf der Wand, wie er durch ein Abgleiten beispielsweise nicht entstehen würde, und die typischen Sägezahnstrukturen im steileren Wandbereich. Hangkriechen sowie kleinräumigere Versagensmechanismen wurden im Vorfeld dieser Arbeit gemäß POISEL ET AL. (2018b) beziehungsweise PIOISEL (2018) untersucht.

Eine derartige Situation einer Großhangbewegung bietet eine ideale Grundlage für Rückrechnungen der Festigkeitsparameter. Speziell hinsichtlich eines zu erstellenden Sanierungskonzeptes und der zugehörigen Berechnungen der Standsicherheit (Vorwärtsrechnungen) sind nach WYLLIE & MAH (2004) „handfeste“, aus einem in-situ-Versagen rückgerechnete Parameter, generell jenen mittels Laborversuchen bestimmten oder mittels Klassifikationen abgeschätzten, vorzuziehen.

Der Hauptteil der vorliegenden Arbeit beschreibt neben der Modellierung der Berechnungsgeometrien und der Variation der Trennflächenorientierungen (und der Variation der Festigkeitsparameter) die deterministischen und probabilistischen Rück- und Vorwärtsrechnungen. Im Abschluss werden die Ergebnisse präsentiert, diskutiert und ein Ausblick auf Verfahren gegeben, die die Beachtung von Schwankungsbreiten in Berechnungen in der Felsmechanik ermöglichen.

Abb. 1.1 zeigt ein 3D-Modell der Oberfläche der Nordwand (Blickrichtung nach Nord-West) und eine Profilansicht mit Foliations- und Abschiebungsflächen. Unten rechts ist die Schematik eines Kippmechanismus abgebildet.

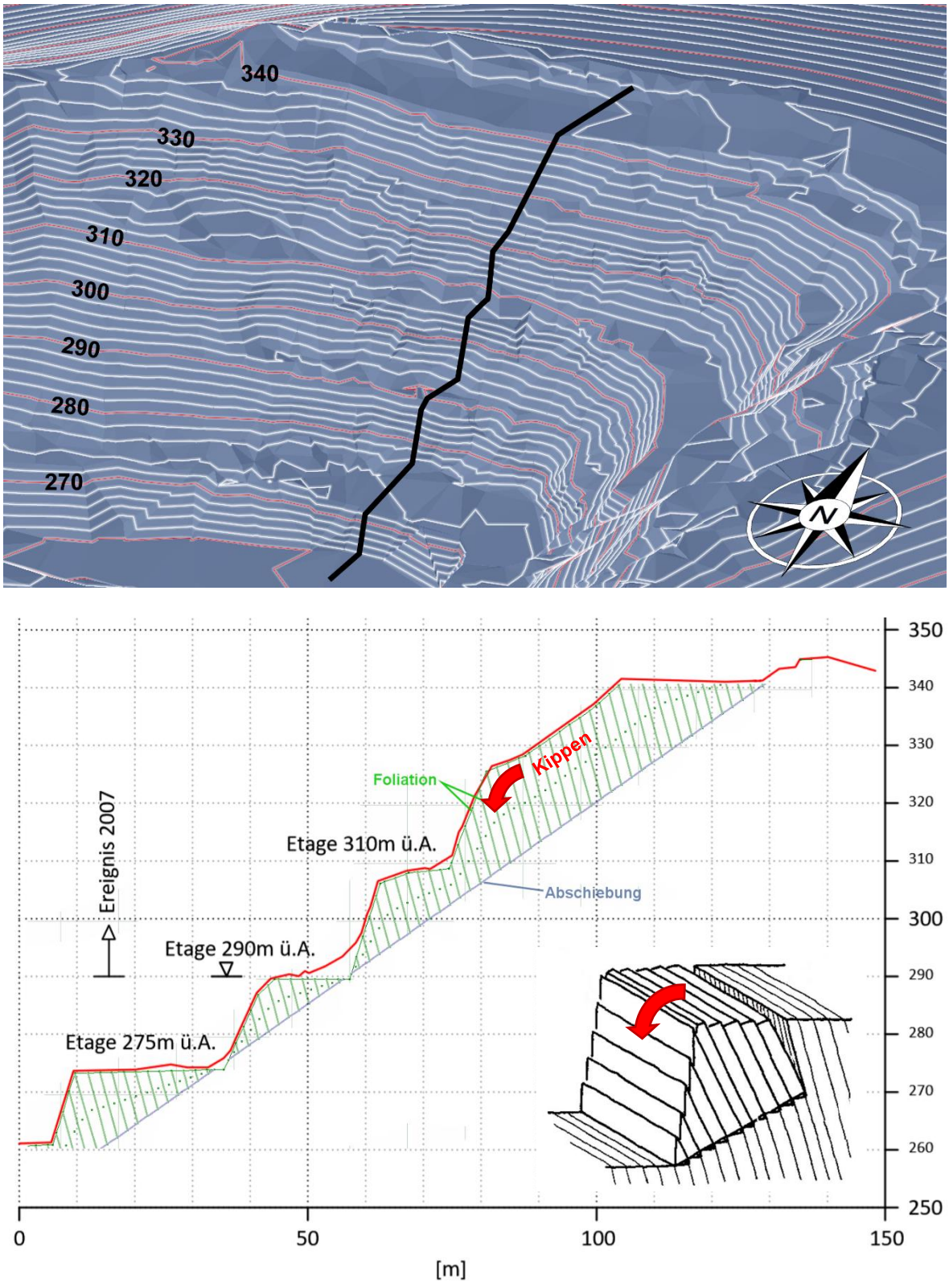


Abb. 1.1 Oben: 3D-Modell des nördlichen Steinbruchbereichs mit Lage des maßgebenden Profils; Unten: 2D-Profil der Nordwand mit Modell des Trennflächengefüges und schematischer Darstellung des Mechanismus „Kippen“ mit Sägezahnstrukturen (nach POISEL ET AL., 2018b)

2. Geologische Verhältnisse

2.1. Grundlagen

Geologische Felderkundungen und Laboruntersuchungen liefern einerseits Informationen über das angetroffene Gestein, zum Beispiel über die mineralogische Zusammensetzung, die Materialeigenschaften und das Korngefüge. Andererseits werden großräumliche Parameter, wie die Erstreckung gleichartigen Gesteins und das Auftreten von Trennflächen erkundet. Die räumliche Orientierung (Fallrichtung und -winkel) der Trennflächen und deren Häufigkeit beziehungsweise deren Abstände zueinander beschreiben das Trennflächengefüge. Das Trennflächengefüge und die Festigkeitsparameter (Kohäsion und Reibungswinkel) für einerseits intakte Gesteinskörper und andererseits die Trennflächen bilden die wesentliche Grundlage für geomechanische Untersuchungen.

Für geologische Prozesse spielt der Faktor Zeit eine bedeutende Rolle. Subjektives Empfinden lässt für den Menschen die Erdkruste gerne tot und starr erscheinen. Der gesamte Planet Erde jedoch sowie dessen äußere Schale sind keineswegs tote Gebilde, sondern vielmehr sich stetig in dynamischen Prozessen befindliche Systeme. Dies zeigt sich etwa durch die unabwendbaren, großräumigen Bewegungen der ozeanischen und kontinentalen Kruste, einem subjektiv betrachtet langwierigen plattentektonischen Prozess, der kontinuierlich zur Umgestaltung unserer Kontinente führt (STEININGER, 1999).

Ingenieurgeologisch betrachtet spielt die Entstehungsgeschichte (Entstehungszeitraum, Druck- und Temperaturverhältnisse, sowie in weiterer Folge auch der zurückgelegte Pfad und die Umgebungszustände an die Erdoberfläche tretender Gesteinsmassen) der Gesteine und ihrer Struktur eine wesentliche Rolle. Aus der Kenntnis der Entstehung, der Ausbreitung und des Zutagetretens von Gestein entwickelt sich ein Verständnis der Ursache und der Entstehung von Schieferungs-, Störungs- oder Kluftflächen sowie Kluftscharen und den daraus resultierenden Kluftkörpersystemen. Letztere stellen für eine geomechanische Untersuchung einen essenziellen Faktor dar (BAUER & OBERHAUSER, 2013).

2.2. Trennflächen

Tektonische Beanspruchungen, Temperaturänderungen oder auch (bspw. durch eine Exhumation hervorgerufene) Druckentlastungen haben eine Änderung des Gesteinsspannungszustandes zur Folge. Eine Exhumation bezeichnet einen Hebungsprozess eines Gesteinspakets Richtung Erdoberfläche. Hierdurch können sich primäre Auflasten oder gerichtete Drücke auf dieses Paket verringern oder wegfallen (RING ET AL. 1999). Bei Überschreiten der Spannungsgrenzwerte (Bruchgrenzen) kommt es zum Versagen des intakten Materials und somit zur Bildung von Bruchflächen, beispielsweise paralleler Rissscharen. Je nach Oberflächenbeschaffenheit (Unebenheit und Rauhigkeit) dieser Trennflächen, sowie Riss- oder Kluftweiten kann es abhängig von den räumlichen Orientierungen der Trennflächen zum „Versagen“ des Vielkörpersystems kommen (ADAM, 2016).

Die Orientierungen der Trennflächen haben gemäß den Ergebnissen von POISEL ET AL. (2017) bedeutenden Einfluss auf Standsicherheit. Zudem tragen die Raumstellungen wesentlich zur Art des Versagens (Versagensmechanismus) bei (vgl. Abb. 2.1).

Abb. 2.1 Trennflächengefüge im Gföhler Gneis; Die Auswirkung auf Mechanik/Stabilität durch Trennflächenorientierungen, Scharabstand und Festigkeitsparameter der Trennflächen ist durch einen Bewegungsmechanismus herausgleitender Blöcke ersichtlich

Die folgenden zwei Abschnitte 2.2.1 & 2.2.2 zeigen anhand theoretischer Beispiele, wie es zu Materialversagen durch Verringerung einer Spannungskomponente kommt sowie den Zusammenhang mit der Trennflächenrichtung (nach ADAM, 2016).

2.2.1. Materialversagen

Materialversagen und eine dadurch entstehende Trennfläche lässt sich anhand Mohr'scher Spannungskreise (vgl. HOFSTETTER & MANG, 2008) für den zweiachsialen Spannungszustand im intakten Gestein exemplarisch zeigen (wie in Abb. 2.2 dargestellt anhand dreier Spannungszustände *K*, K_a und K_b). Dies geschieht hierbei durch das Absenken der kleineren von zwei Spannungskomponenten. Den drei Spannungszuständen soll hierfür eine konstant gehaltene Hauptspannung σ_1 gemein bleiben.

Ausgehend von einem Spannungszustand *K*, welcher zu keinem Versagen führt, wird die kleinere Spannungskomponente σ_3 verringert. Spannungszustand *K* befindet sich im stabilen Bereich, da die Mohr-Coulomb'sche Bruchgerade des intakten Gesteins (Kohäsion c_G und Reibungswinkel φ_G) weder geschnitten noch tangiert wird.

Der Spannungskreis K_a zeigt den Spannungszustand nach der Reduktion von σ_3 auf σ_{3a}. K_a tangiert die Mohr-Coulomb'sche Bruchgerade, was zu einem Versagen mit einer um $45° + \varphi_G/2$ geneigten Bruchfläche führt. Analog verschiebt weiteres Verringern der Seitenspannungskomponente σ_{3a} auf σ_{3b} den Spannungskreis weiter in den Versagensbereich - K_b schneidet nun die Bruchgerade. Es entstehen also Bruch- beziehungsweise Trennflächen nicht nur durch eine Last- beziehungsweise Spannungserhöhung, sondern auch durch eine Verringerung einer Spannungskomponente, da der Spannungszustand und nicht eine einzelne Spannungskomponente ausschlaggebend ist.

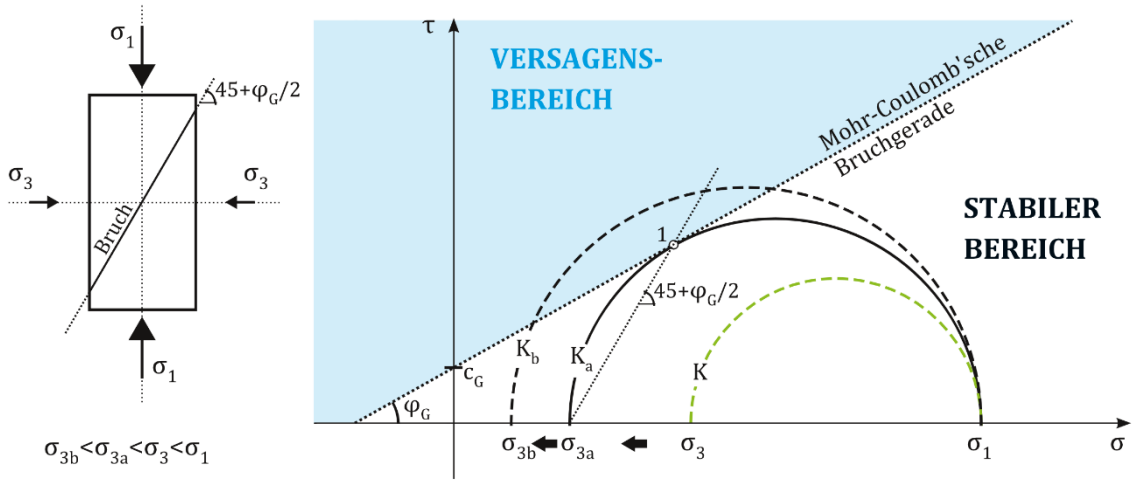


Abb. 2.2 Zweiachsiale Spannungszustände, grafisch dargestellt als Mohr'sche Spannungskreise im stabilen und instabilen Bereich durch Absenken der Spannungskomponente σ_3 bis zum Erreichen des Bruchkriteriums (in Anlehnung an ADAM, 2016)

2.2.2. Mechanische Wirksamkeit von Trennflächen

Im Falle bereits vorhandener Trennflächen kann ein Versagen aufgrund ihrer Raumstellung bereits weitaus früher eintreten, als es die reine Materialfestigkeit des intakten Materials beschreiben würde. Als weiterführendes Beispiel wird dies hier nach ADAM (2016) gezeigt.

Findet eine Veränderung des Spannungszustandes nicht, wie in Abb. 2.2 gezeigt, in intaktem Material statt, sondern etwa in bereits durch eine Trennflächenschar durchzogenem, führt eine bestimmte Orientierung der Trennflächen zum Versagen vor Erreichen der Bruchgrenze des intakten Materials.

Die mechanische Wirksamkeit von Trennflächen lässt sich in Abhängigkeit von deren Orientierung zeigen. Wiederum wird dies mittels eines σ-τ-Diagramms und Mohr'scher Spannungskreise dargestellt. Zunächst wird zusätzlich zur Bruchgerade des intakten Materials (G) auch die Bruchgerade der Trennflächen (T) eingetragen. Die Bruchfläche weist geringere Festigkeitsparameter auf als das intakte Ausgangsmaterial. Deshalb ist die Bruchgerade der Trennflächen einerseits durch den geringeren Reibungswinkel φ_T ($<\varphi_G$) flacher als jene des intakten Materials, und andererseits wird im illustrierten Beispiel (Abb. 2.3) von einer Trennflächenkohäsion c_T ($<c_G$) von Null ausgegangen.

Der Spannungskreis K liegt wiederum im stabilen Bereich, da weder die Bruchgerade der Trennflächen noch jene des intakten Materials tangiert oder geschnitten wird.

Analog zum vorigen Beispiel wird bei gleichbleibender Spannung σ_1 die Seitenspannung σ_3 reduziert, um auf den Spannungszustand K_a zu kommen. Der zugehörige Spannungskreis tangiert die Bruchgerade der Trennflächen. Nur unter der Voraussetzung einer Trennflächenneigung von $\alpha = 45° + \varphi_T/2$ kommt es hierbei zum Versagen.

Mit gleichbleibender Vorgangsweise erhält man den Spannungszustand K_b. In den Punkten „1" und „2" wird die Bruchgerade der Trennflächen geschnitten. Spannt man, wie in Abb. 2.3 exerziert, die Winkel α und β durch die Diagrammabszisse und die Punkte „1" und „2" auf, erhält man den Neigungsbereich der Trennflächen, in welchem diese Trennflächen mechanisch wirksam sind. Liegt die Trennfläche entsprechend „ungünstig", d.h. weist sie eine Neigung ω ($\beta \leq \omega \leq \gamma$) auf, kommt es zum Versagen in

der Trennfläche. Je geringer die Spannungskomponente σ_3 wird, desto größer wird dieser aufgespannte Bereich β - γ.

Der Spannungskreis K_c schließlich stellt jenen Spannungszustand dar, bei welchem es durch Erreichen der Bruchgrenze sowohl (unter obiger Voraussetzung $\beta \leq \omega \leq \gamma$) zum Versagen in den Trennflächen, als auch zum Materialversagen durch Erreichen der Bruchgrenze (ADAM, 2016).

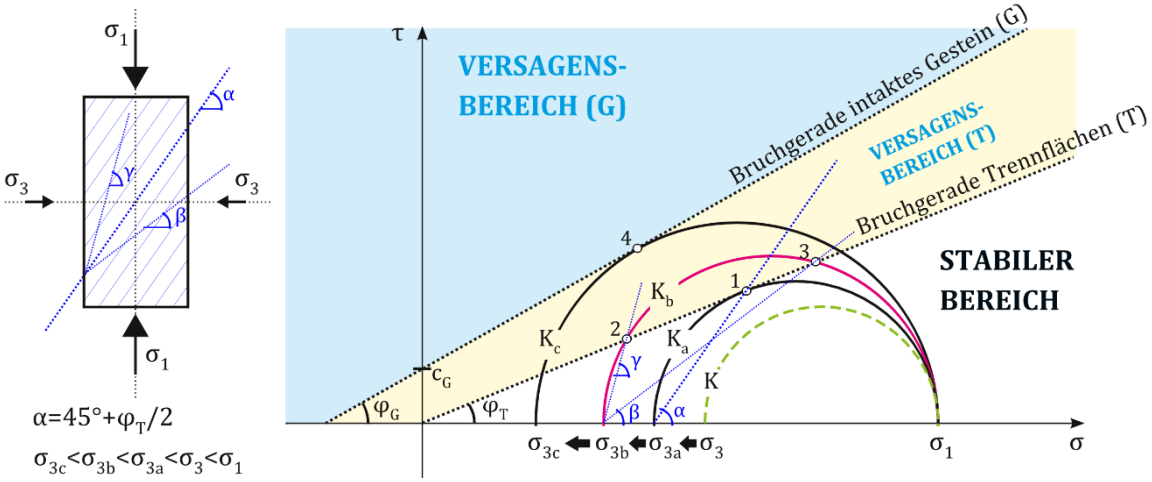


Abb. 2.3 Einfluss der Orientierung der Trennflächen auf ihre mechanische Wirksamkeit im Zusammenhang mit der Veränderung von Spannungszuständen. Bei geringerem Seitendruck vergrößert sich der Bereich mechanisch wirksamer Trennflächenneigungen (in Anlehnung an Adam, 2016)

2.2.3. Einfluss der Trennflächenorientierung auf die Druckfestigkeit

Wie in WITTKE (1984) ausgeführt ist die Druckfestigkeit eines von Trennflächen durchzogenen Materials stark von deren Orientierung abhängig. Abb. 2.4 zeigt die Gebirgsdruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Orientierung der Trennflächen gemäß WITTKE (1984). Der Niedrigstwert der Druckfestigkeit ergibt sich im gegebenen Beispiel aus der Trennflächenorientierung von $\beta = 60°$ sowie den gegebenen Festigkeitsparametern c_k und φ_k laut Abb. 2.4. Bei Druckbelastung parallel oder normal zur Trennflächenorientierung ist die Druckfestigkeit theoretisch am höchsten. Einaxiale Spannungszustände (vor allem parallel zur Trennfläche ausgerichtet) sind in der Praxis jedoch zu vermeiden, was die Ergebnisse der Experimente von MÜLLER & PACHER (1965) zeigen. Abb. 2.5, Abb. 2.6 und Abb. 2.7 zeigen zugehörige Versuchsergebnisse.

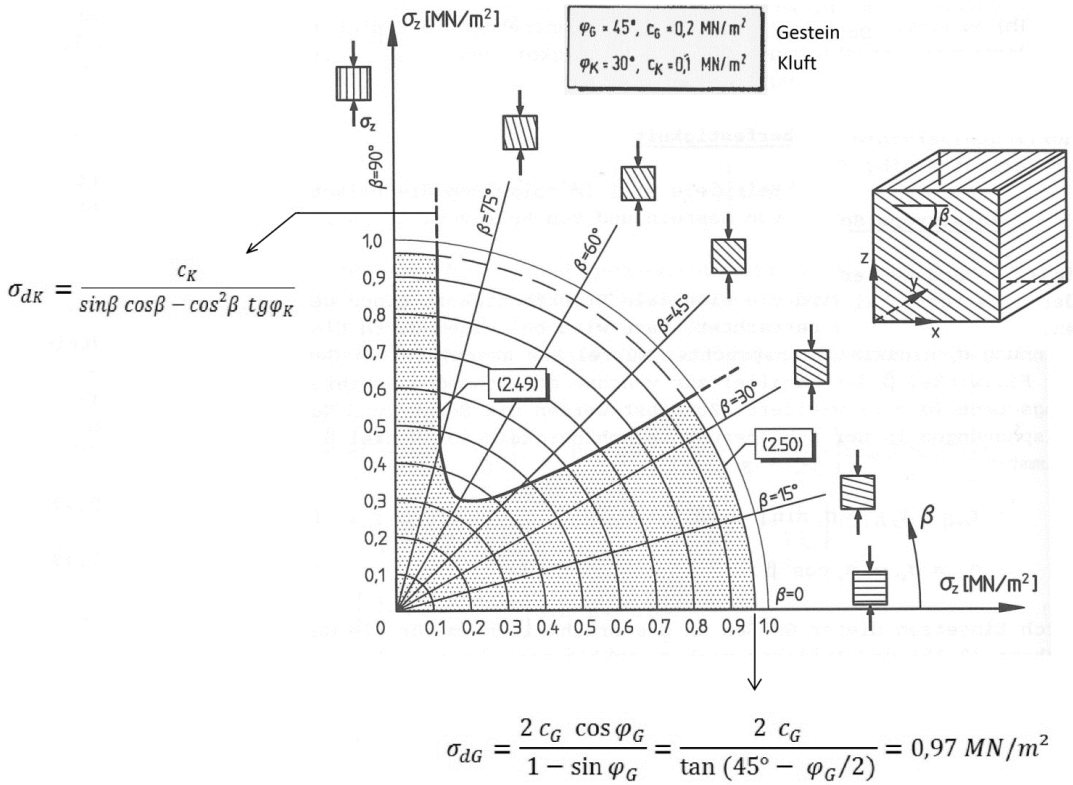


Abb. 2.4 Gebirgsdruckfestigkeit in Abhängigk. von der Trennflächenorientierung (WITTKE, 1984)

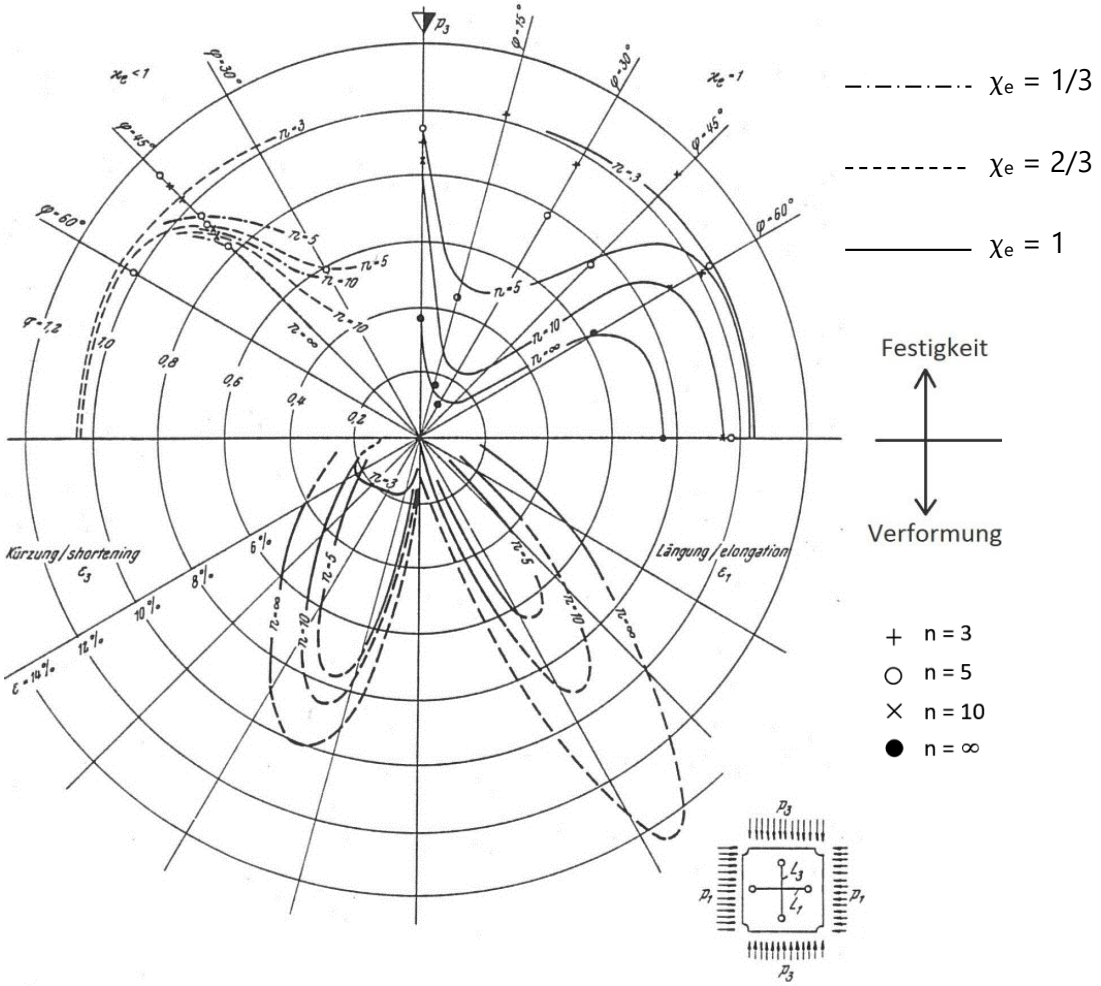


Abb. 2.5 Versuchsergebnisse zweiachsialer Belastungsversuche (Müller & Pacher, 1965); zugehöriger Versuchsaufbau: siehe Abb. 2.7

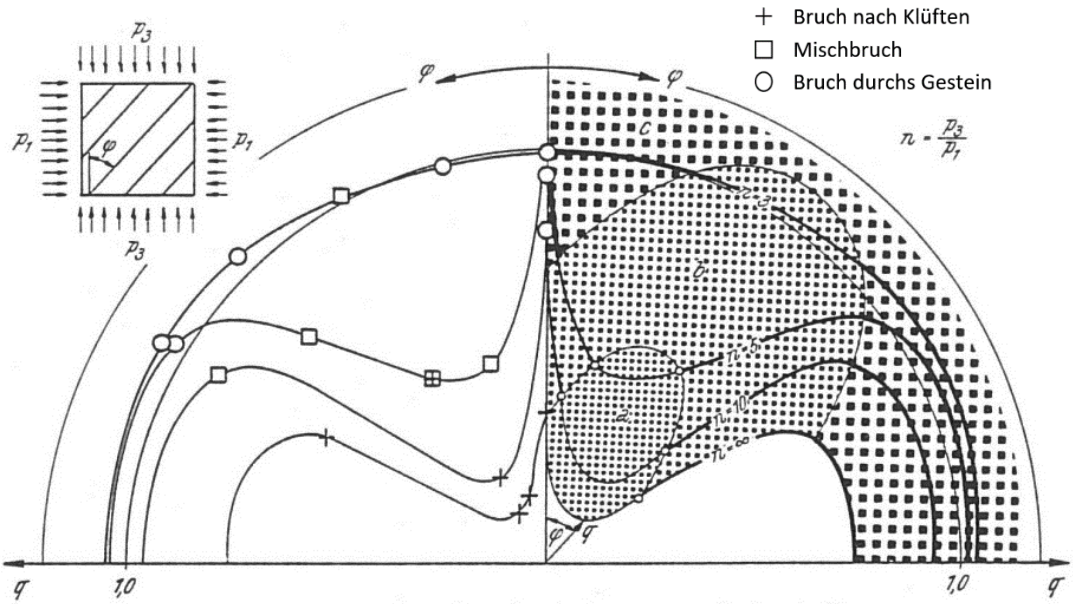
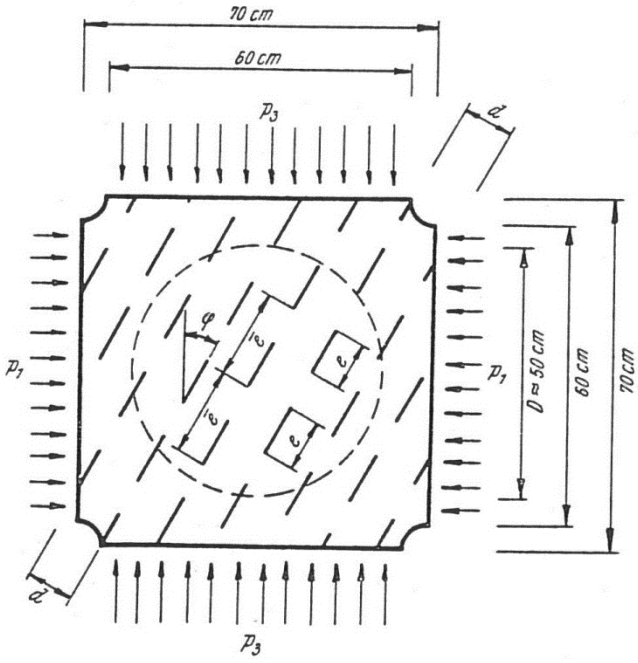


Abb. 2.6 Versuchsergebnisse zweiachsialer Belastungsversuche (MÜLLER & PACHER, 1965)
zugehöriger Versuchsaufbau: siehe Abb. 2.7



e = Ausbisslänge der Kleinklüfte

ē = Kluftabstand in der Kluftrichtung

d = Kluftabstand quer zur Kluftrichtung

χ_e = ebener Durchtrennungsgrad ($\chi e = e/\bar{e}$)

ω = relative Kluftdichte ($\omega = \bar{e}/d$)

p_3 = Hauptbelastung

p_1 = Querbelastung ($|p1| < |p3|$)

φ = Anstellwinkel zwischen Hauptbelastungsrichtung und Kluftstellung

Abb. 2.7 Schema des Versuchs am einscharig geklüfteten Materialkörper (MÜLLER & PACHER, 1965)

2.3. Die Gföhler Einheit

Geologisch betrachtet ist das gegenständlich untersuchte Gebiet der Gföhler Einheit zuzuordnen. Als Teil der in Österreich liegenden südlichen Böhmischen Masse finden sich in der Gföhler Einheit vor allem Gneise, Granite und Granulite, also Tiefengesteine und Metamorphite. Die Ausbreitung der Böhmischen Masse in Österreich ist in Abb. 2.8 in rot-oranger Schraffur dargestellt. Die Gföhler Einheit erstreckt sich vom Dunkelsteiner Wald im Süden bis teilweise über die österreichisch-tschechische Staatsgrenze hinaus im Norden (Abb. 2.9; STEININGER, 1999).

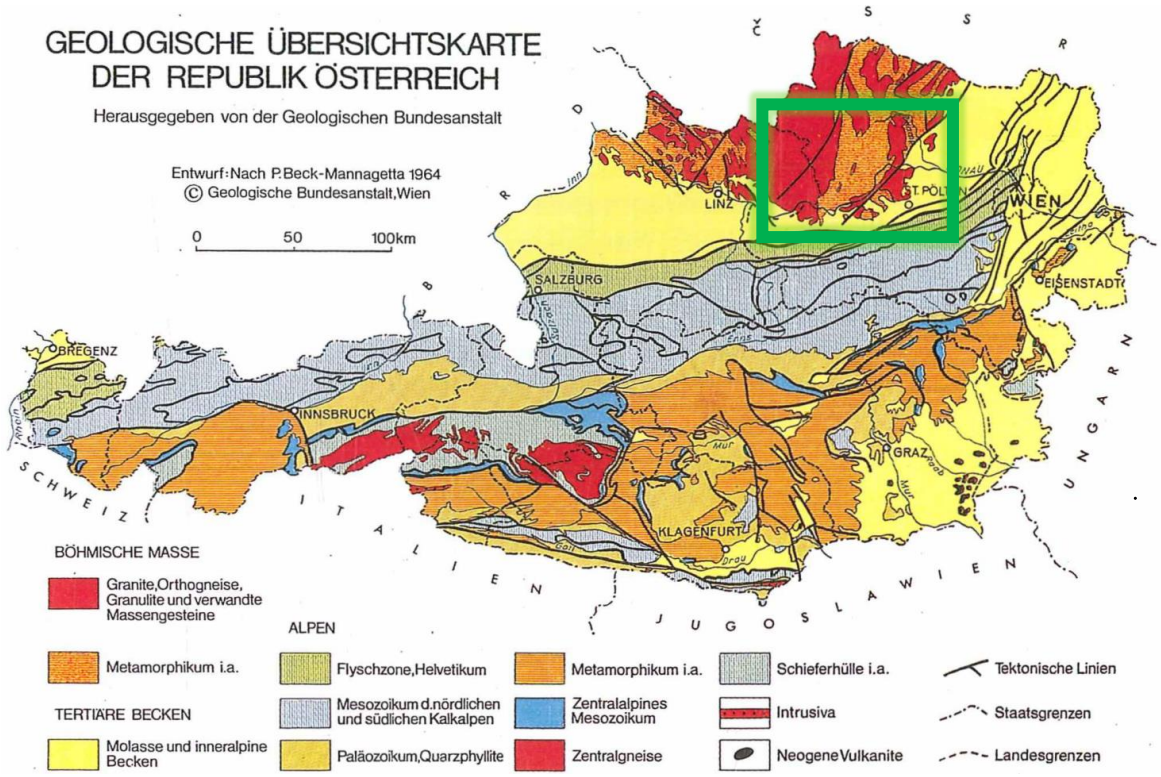


Abb. 2.8 Geologische Einteilung Österreichs. Grün eingerahmt der detaillierter in Abb. 2.9 dargestellte Bereich der südlichen böhmischen Masse inkl. der Gföhler Einheit (STEININGER, 1999)

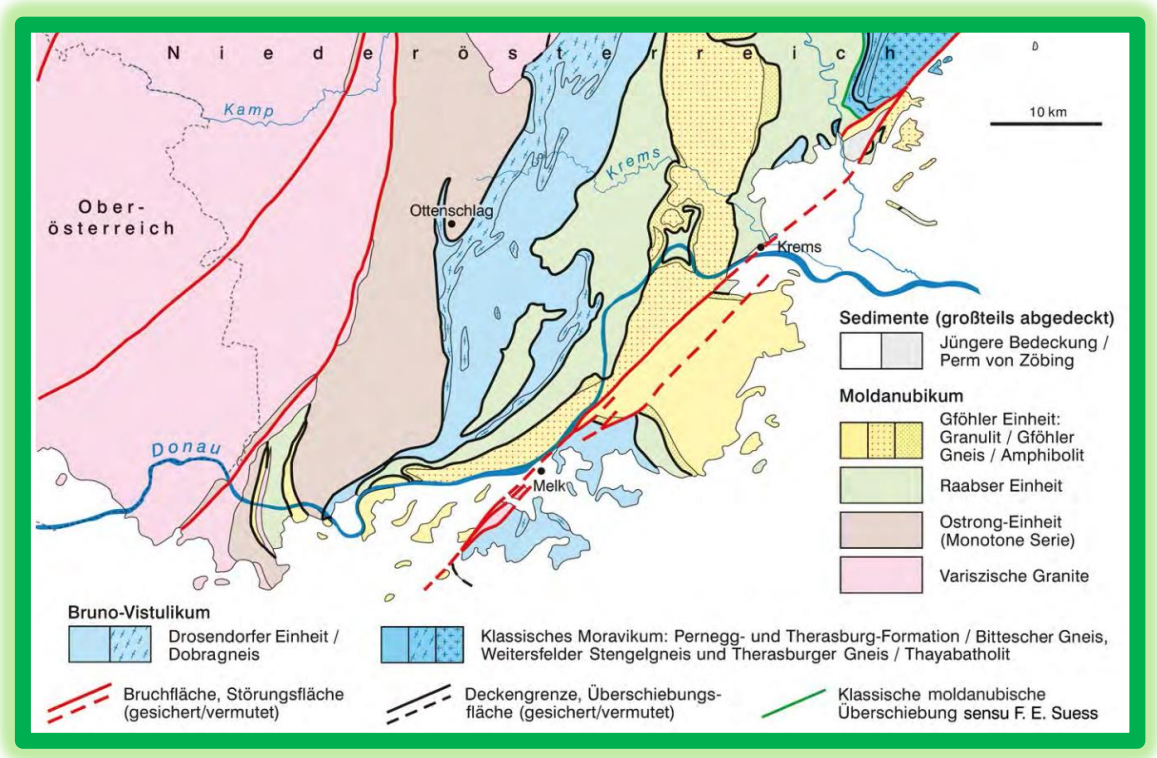


Abb. 2.9 Südliche Böhmische Masse mit Gföhler Einheit (FINGER & SCHUBERT, 2015)

2.4. Gesteinstypen

Im gegenständlichen Fall handelt es sich um einen Tagbau im östlichen Bereich der Gföhler Einheit, südlich der Wachau, an der östlichen Grenze des Dunkelsteiner Waldes im niederösterreichischen Mostviertel. Der Dunkelsteiner Wald erhielt laut STEININGER (1999) seinen Namen offensichtlich vom Vorhandensein eines dunklen Gesteins in dieser Region, nämlich dem oben genannten Amphibolit. Dennoch stellt Granulit den geologischen Hauptanteil des Dunkelsteiner Waldes (STEININGER, 1999).

Das Gestein der behandelten Steinbruchwand ist ebenfalls der Granulit des Moldanubikums der Böhmischen Masse.

Der hochmetamorphe Granulit weist eine feinkörnige Struktur sowie, wie für Granulit und Gneis typisch, eine stengelige, schiefrige Paralleltextur auf (im Gegenzug zu beispielsweise der ungeordneten Gefügetextur eines Granits; siehe Abb. 2.10). Im Granulit ist das Korngefüge jedoch oft noch straffer geregelt als im Gneis, was sich an einer scharfen und großflächig parallelen Bänderung äußert (STEININGER, 1999).

Abb. 2.10 Schieferungsparallele, ebene Bruchflächen im Granulit (EPPENSTEINER, 2006)

2.5. Örtliches Trennflächengefüge

Die wichtigsten und auf Mechanik sowie Stabilität einflussreichsten Eigenschaften eines Trennflächengefüges sind neben der räumlichen Orientierung die Ortsangaben und Abstände der Trennflächen zueinander. Weiters von Bedeutung sind deren (Un-) Regelmäßigkeit, der Durchtrennungsgrad, die räumliche Erstreckung, die (Un-) Ebenheit, die Rauhigkeit sowie eine eventuelle Kluftöffnungsweite und Kluftfüllung (ADAM, 2016).

Die räumliche Orientierung mit Ortsangabe wird im Feld mittels Geologenkompass in Form der Fallrichtung und Fallwinkel aufgezeichnet. Eine Übersicht über die Orientierungen mehrerer aufgenommener Trennflächenscharen bieten Lagenkugeldiagramme (Abb. 2.11).

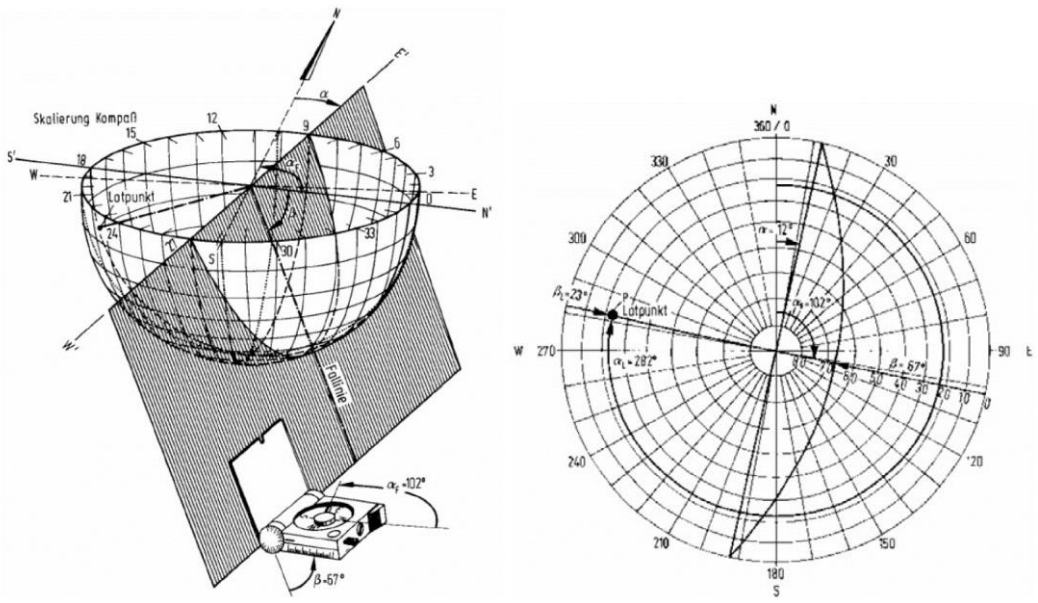


Abb. 2.11 Schematik der Aufnahme der Raumstellung (Fallrichtung und -winkel) einer beliebig orientierten Trennfläche mit Hilfe eines Geologenkompass (links); Darstellung der gemessenen Neigungen in einem polarprojizierten Lagenkugeldiagramm (rechts) (VOGT, 2009)

Granulit ist ein hochfestes Gestein. Daher ist sein felsmechanisches Gebirgsverhalten vor allem vom Trennflächengefüge geprägt. Im untersuchten Steinbruch beziehungsweise der untersuchten Steinbruchwand sind gemäß KOLENPRAT (2017) vor allem folgende weitläufig ausgeprägte Gefügeelemente vorzufinden:

1. Steil nach Richtung Nord einfallende Foliationsflächen.

2. Flach bis mittelsteil nach Richtung Süd abfallende Abschiebungsflächen. Die Feldaufnahme zeigt, dass die Abschiebungsflächen durch die Foliationslagen „schneiden“. Somit bilden sie eine Aufstandsfläche für die darauf „stehenden“ von der Foliation gebildeten Felstafeln.

3. Mittelsteil nach Richtung Süd-Ost sowie nach Süd-West bis Nord-West abfallende Kluftflächen. Mehrere kleinere Gleitkeile wurden dadurch in den steileren Wandbereichen mobilisiert. Durch eine größere Ausdehnung könnten diese Kluftflächen jedoch auch als räumliche Begrenzungsflächen eines großmaßstäblichen Versagensbereichs wirken (vgl. Abb. 3.12).

Unter Beachtung der nach dem Versagensereignis vorgefundenen Strukturen (grabenbruchartige Einsenkung und Sägezahnstrukturen) ist es naheliegend, Kippen als Versagensmechanismus anzunehmen (Abb. 2.12).

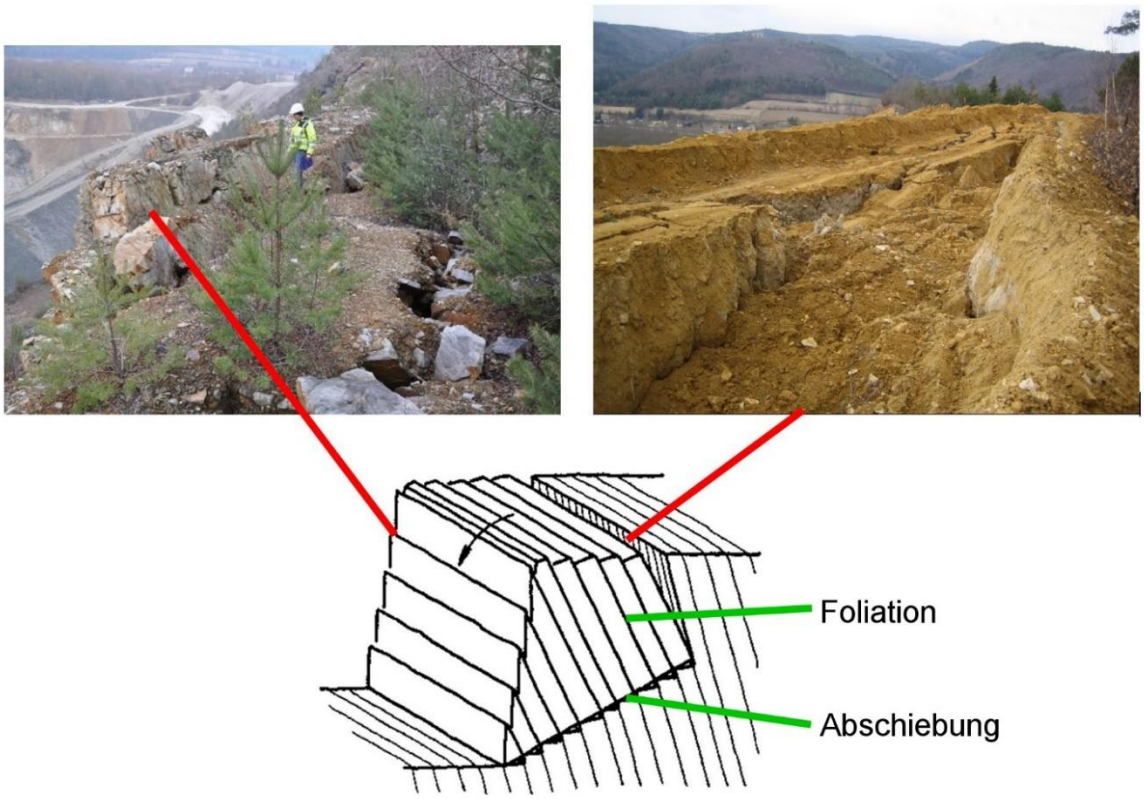


Abb. 2.12 Strukturen der Großhangbewegung: Sägezahnartige Struktur im Wandbereich (oben links), grabenbruchartige Struktur am Wandkopf (oben rechts; Fotografien: W. EPPENSTEINER), schematische Darstellung des Versagensmechanismus „Kippen“ (unten, nach POISEL ET AL, 2018b)

2.5.1. Foliation

Als Foliation wird eine durch metamorphe Prozesse gebildete Gefügetextur bezeichnet, die oft weitläufig erstreckt und großflächig vorhanden ist sowie nahezu ebene, mehr oder weniger parallele Flächen aufweist. Abb. 2.13 zeigt schematisch die Umformung ungeordneter Mineralgefüge zu einer Parallelausrichtung. Der Hauptdruckrichtung entsprechend kommt es zur Neuausrichtung des Mineralgefüges. Die Festigkeitseigenschaften von Foliationsgestein sind entsprechend dem ausgerichteten stengeligen Gefüge anisotrop und Bruchflächen vordefiniert (VINX, 2014).

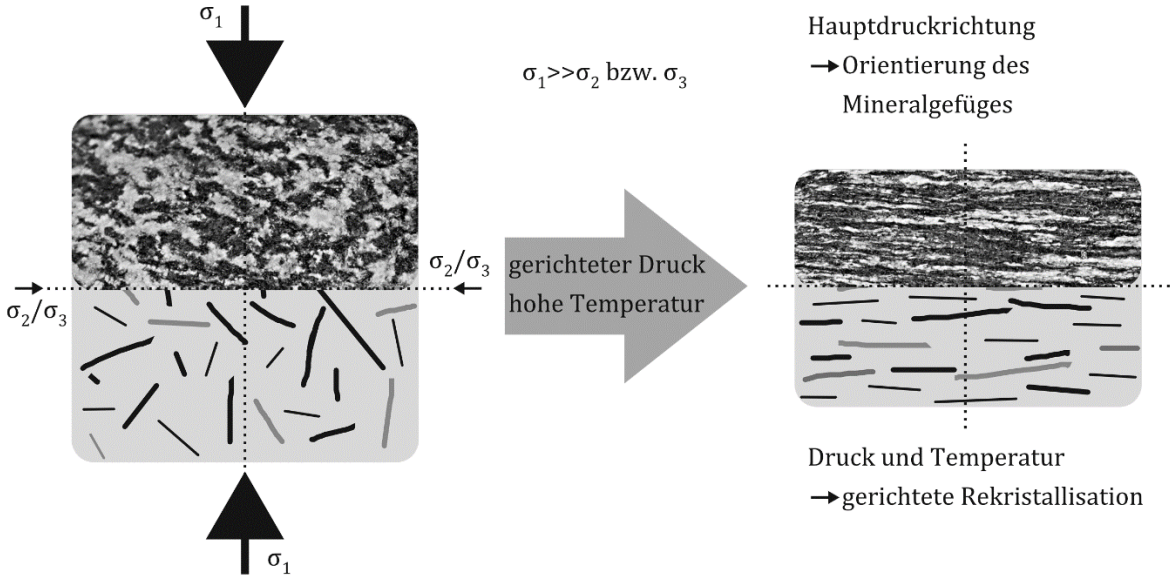


Abb. 2.13 Metamorpher Prozess der Foliation; Durch Druck und Temperatur hervorgerufene Neuausrichtung des Mineralgefüges und gerichtete (Re-)Kristallisation der Minerale.

KOLENPRAT (2017) beschreibt die Foliation, das prominenteste Gefügeelement im Steinbruch, folgendermaßen: Die Lagendicke der Foliation liegt im Bereich von Millimetern bis Zentimetern. Spätere, tektonische Beanspruchung führte zu Sprödbruchflächen entlang von Foliations-Schichtgrenzen. Diese mechanisch aktivierbaren Trennflächen weisen Abstände im Bereich von Dezimetern bis Metern auf. Abb. 2.15 zeigt eindrücklich die im Steinbruch vorhandenen Foliationsflächen, die sich räumlich weitläufig erstrecken. Sie sind eben und fallen im Bereich der Nordwand steil nach Norden ein.

Die Richtungsaufnahmen der Foliation in den oberen Wandbereichen, welche sich beim Versagensereignis bewegten, sind gemäß BARTH (2018) in Abb. 2.14 abgebildet.

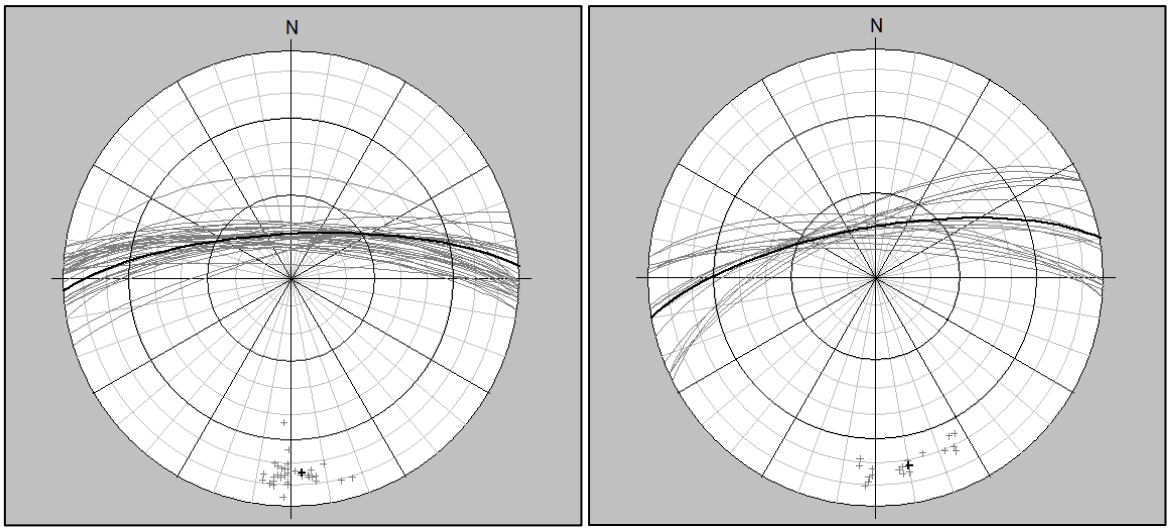


Abb. 2.14 Polarprojizierte Lagenkugeldarstellung der gemessenen Foliationsflächen im oberen beim Versagen bewegten Wandbereich, gemessen auf Steinbruchetage 340 m ü. A. (links) und auf Etage 310 m ü. A. (rechts); Mittelwerte der Raumstellungen 357/74 (links) bzw. 350/72 (rechts) (BARTH, 2018)

Abb. 2.15 Foliiertes Gestein im unteren Wandbereich; Die steil nach Richtung Nord einfallenden Bruchflächen der Foliation zeigen verschiedene Kluftabstände im Bereich von Dezimetern bis Metern. (Fotografie: B. KOLENPRAT, 2007)

2.5.2. Abschiebung

Eine zweite Gefügegruppe, welche sich maßgeblich auf die Geomechanik des untersuchten Hanges auswirkt, stellt die der Abschiebungsflächen dar. Es handelt sich hierbei um Trennflächen, die flach bis mittelsteil nach Süden einfallen.

Wie Feldaufnahmen von BARTH (2018) zeigen, liegen die Mittelwerte der Abschiebungsneigungen im oberen Bereich der Nordwand bei rund 40°, im unteren bei 30° (siehe Gefügediagramme, Abb. 2.17). Laut KOLENPRAT (2017) ist basierend auf Begutachtungen der benachbarten Ostwand auch im Bereich der Nordwand davon auszugehen, dass sich Abschnitte von steileren Abschiebungsflächen mit weitläufig flacheren verbunden haben. Der Durchtrennungsgrad der Abschiebungen war ursprünglich relativ gering und die einzelnen durchtrennten Abschnitte mit Fallwinkeln von 30° und weniger waren nur wenige Meter lang. In einer nächsten Deformationsphase bildeten sich sigmoidale Bruchflächen aus, die die ursprünglich nicht verbundenen Abschnitte verbanden. Diese sigmoidalen Bruchflächen sind steiler (bis etwa 50°; vgl. Ostwand, Abb. 2.16). Die Abschiebung ist ein mechanisch hoch wirksames Gefügeelement, welches zur großräumlichen Zerscherung der Foliationslagen führte und somit später als Aufstandsfläche der durch die abgescherten Folationslagen gebildeten Kluftkörper diente (KOLENPRAT, 2017).

Abb. 2.16 Sigmoidal verbundene Abschiebungsabschnitte in der Ostwand (Foto: B. KOLENPRAT, 2004)

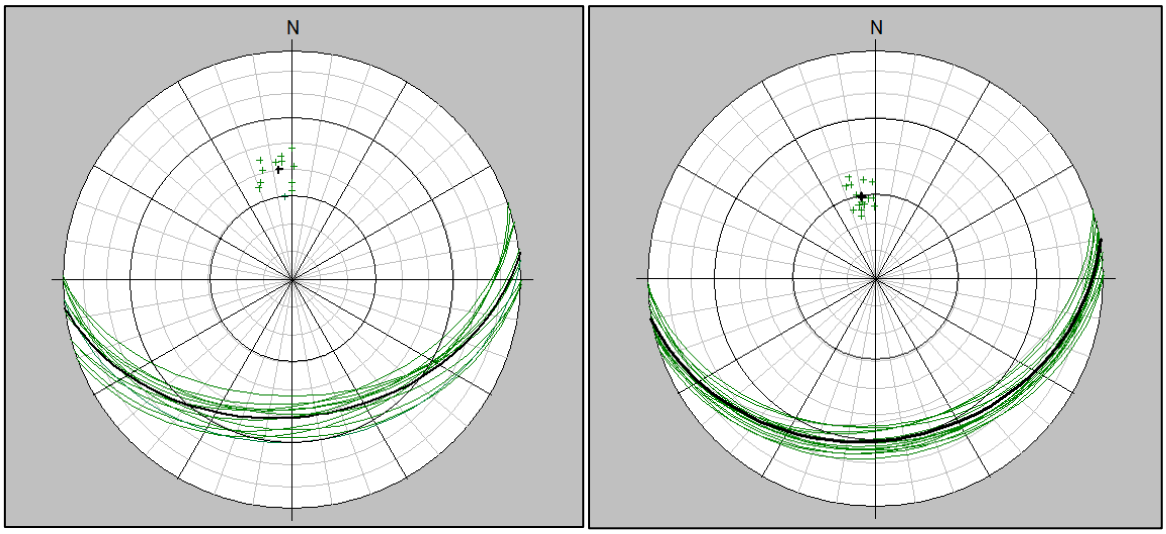


Abb. 2.17 Polarprojizierte Lagenkugeldarstellung der gemessenen Abschiebungen in der Nordwand auf Steinbruchetage 340 m ü. A. (links) und 372 m ü. A. (rechts); Mittelwerte der Raumstellungen 173/39 (links) bzw. 170/30 (rechts)
(BARTH, 2018)

2.5.3. Weitere Kluftflächen

Es finden sich weitere Bruchflächen verschiedener Orientierungen im Steinbruch. Im Zusammenhang mit dem Versagensereignis nennt KOLENPRAT (2017) als bedeutendste nach Süd-Ost sowie nach Süd-West abfallende ebene und glatte Trennflächen. Die Fallneigungen dieser Bruchflächen variieren von sehr steil bis mittelsteil, die Fallrichtungen streuen mehr als jene der Abschiebungs- und Foliationsflächen (Abb. 2.18, vgl. Abb. 2.14 und Abb. 2.17).

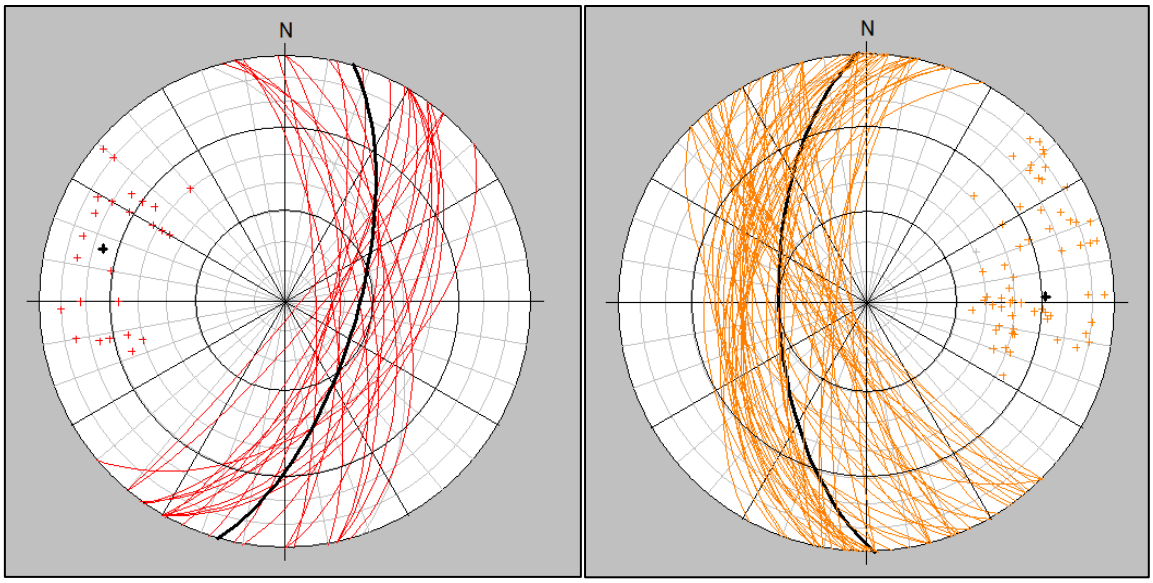


Abb. 2.18 Polarprojizierte Lagenkugeldarstellung der gemessenen nach Süd-Ost abfallenden Kluftflächen (links, rot) mit Mittelwert 106/66 und nach Süd-West bis Nord-West abfallende Kluftflächen (rechts, orange) mit Mittelwert 268/61
(BARTH, 2018)

3. Versagensereignis

Die Informationen der folgenden Abschnitte 3.1 und 3.2 sind, sofern nicht anders angegeben, der unveröffentlichten „Ereignisdokumentation Nordwand“ von RAMLER (2017) entnommen.

3.1. Wandgeometrie vor dem Versagen 2007

Vor 2003 wurde im gegenständlichen Steinbruch das Material mit Sohlbohrlöchern und Vertikalstreckungen über die gesamte Wandhöhe (Wandhöhe bis zu 75m) gewonnen. Erst ab 2003 wurden Kopfbohrlöcher angewandt und somit die Etagierung der Steinbruchwände möglich.

Für die Nordwand war ab 2003 eine Zielgeometrie mit jeweils etwa 20 Meter hohen Etagen und einer Generalneigung der Etagenwand von 40-45° geplant. Den Berichten der geologischen Bauaufsicht des Jahres 2006 ist zu entnehmen, dass ab 330 m ü. A. ein um etwa 30° geneigter „Kragen“ fertiggestellt wurde. Das Material erwies sich dort über weite Erstreckung als weniger standfest als angenommen. Unterhalb 330m ü. A. wurde ein Steilwandbereich mit vier Etagen hergestellt (Etage E273 auf 273 m ü. A., E290 auf 290 m ü. A., E310 auf 310 m ü. A und E330 auf 330 m ü. A), dieser wies etwa 40° Neigung auf. Kurze Zeit nach Herstellung des Kragens zeichneten sich knapp über 330 m ü. A. kleinere Massenbewegungen in Form von Verkippungen stark verwitterten Materials, dessen Schichtung steil nach Richtung Nord einfällt, ab.

Lockermaterial im flachen Bereich oberhalb 330 m ü. A. wurde abgetragen und weiter nördlich gelagert. Im Steilwandbereich wurden 2006 noch weitere Sprengabschläge durchgeführt, was dessen Generalneigung von rund 40° auf rund 44° erhöhte.

3.2. Wandgeometrie beim und nach dem Versagen 2007

Zwischen dem 26. und 28. Jänner 2007 ereignete sich ein großmaßstäbliche Versagensereignis. Abb. 3.2 zeigt das betroffene Versagensgebiet im Lageplan.

Im Kopfbereich der Nordwand fand sich nach dem Versagen eine klaffende, grabenartige Einsenkung („Zerrriss“). Zudem nennt KOLENPRAT (2017) eine „Ausbiss-erscheinung“ zwischen Etage 290 m ü. A. und 310 m ü. A. sowie östliche und westliche Begrenzungen des Versagensbereichs. Wie er weiter festhält, ist lediglich der Bereich über Etage 290 m ü. A. vom Versagensereignis betroffen.

Bis auf eine sofortige Abräumtätigkeit (von 345 m auf ~342 m ü. A.) zur Entlastung des Kopfbereichs der Nordwand wurden zwischen dem Versagensereignis und dem Jahr 2018 keine weiteren Abbauarbeiten in diesem Bereich des Steinbruches durchgeführt. Die Ergebnisse der fortlaufenden Vermessungen (RAMLER, 2017) halten fest, dass seit dem Ereignis 2007 keine weiteren Bewegungen der Nordwand festgestellt wurden.

Das Profil „0917-4“ der Detailvermessung vom Juli 2017 (Abb. 3.4, oben) wurde aus diesem Grund als Grundlage der in dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen (Rückrechnungen) herangezogen. Im Juli 2018 wurden weitere Lockergesteins-abräumung am Wandkopf durchgeführt. Diese waren der Erhöhung der Gesamt-standsicherheit dienlich.

Profil „0917-4“ nach dem Lockergesteinsabtrag 2018 ist in der unteren Hälfte von Abb. 3.4 dargestellt.

Abb. 3.3 zeigt einen Ausschnitt des Lageplans nach einer Detailvermessung von 2018 mit der Lage der Abbaugrenze und der Profile der Nordwand.

3.3. Ereignisinterpretation

Aus den in Kapitel 2, Abschnitt 2.5, genannten Trennflächen ergibt sich eine Gefügesituation, die gemäß KOLENPRAT (2017) großräumig interpretiert zu einer Bewegung geführt haben könnte, welche die „Randbedingungen“ des Versagenereignisses erfüllt. Als „Randbedingungen“ nennt KOLENPRAT die Zerrfuge am Wandkopf, einen Ausbiss zwischen Etage 290 m und 310 m ü. A., sowie östliche & westliche Versagensbegrenzungen.

Eine Modellierung dieser Trennflächengefügesituation ist vereinfacht in Abb. 3.1 (oben links) dargestellt und kann gemäß KOLENPRAT (2017) wie folgt interpretiert werden:

- Die aus den steil nach Norden abfallenden parallelen Foliationslagen bestehenden Felstafeln (graue Ebenen) stehen nach Durchtrennung wie ein Kartenstapel hochkant auf einer nach Süden abfallenden Aufstandsebene, den Abschiebungsflächen (dunkelgrüne Ebene). Diese Aufstandsebene schneidet die Hangoberfläche (Abbaugeometrie der Steinbruchwand) etwa zwischen Etage 290 m und 310 m ü. A und „beißt“ dort aus.

  Zusammen mit den aufgenommenen oberflächlichen Grenzen des Versagensgebiets (siehe Abb. 3.2) liegt die Folgerung nahe, dass die nach Süd-Ost sowie nach Süd-West abfallenden Bruchflächen (rote & orange Ebene). als östliche und westliche Begrenzung der bewegten Masse fungierten. Nördlich wurde das versagte Gebiet durch den vorgefundenen Grabenbruch begrenzt.

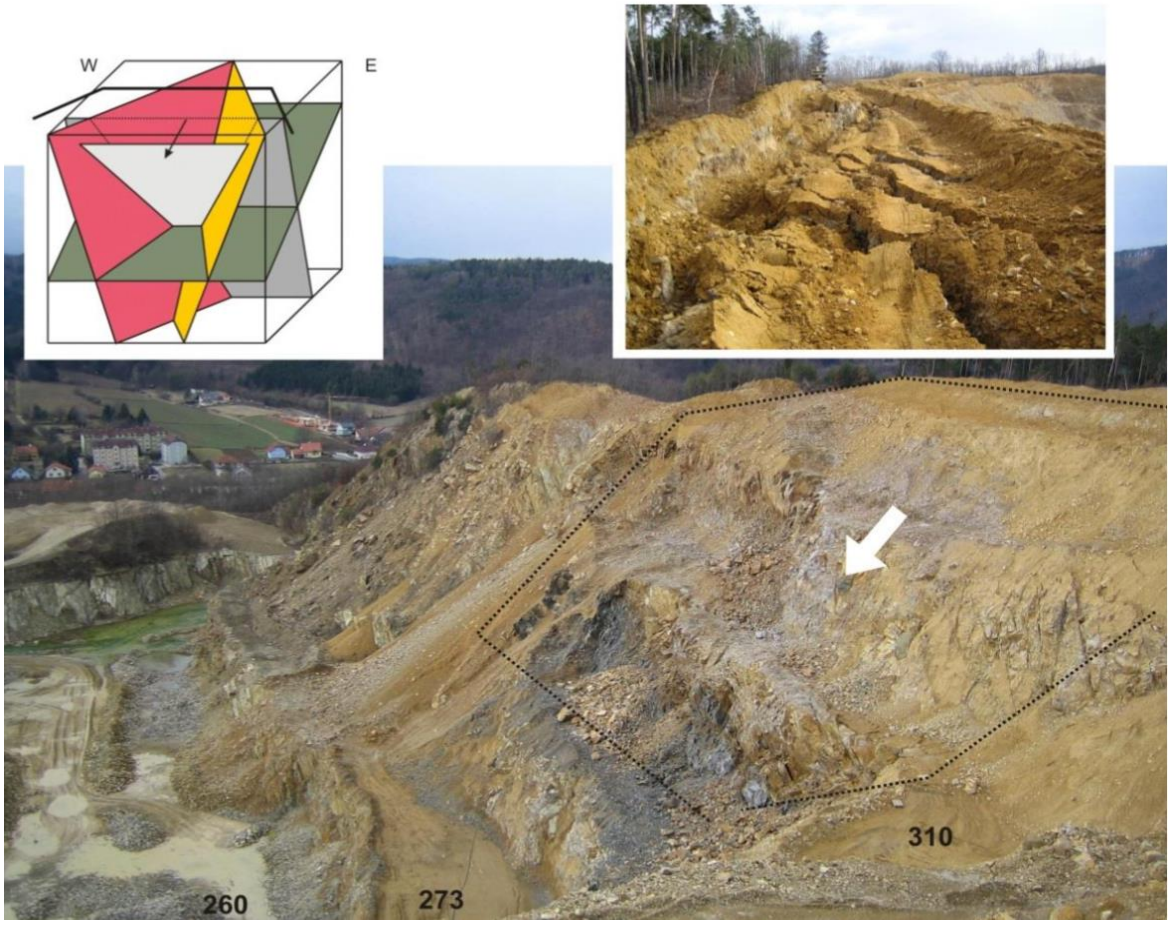


Abb. 3.1 Fotografie der Nordwand nach dem Versagensereignis 2007 mit Blickrichtung WNW. Strichliert eingerahmt der Versagensbereich. Kombination der Trennflächen entsprechend dem vorgefundenen Versagensbild (KOLENPRAT, 2017),
Oben links: grün = Abschiebung, grau = Foliation, Rot & orange = Kluftflächen (KOLENPRAT, 2017); Oben rechts: Rissbild am Böschungskopf nach dem Versagensereignis (Foto: W. EPPENSTEINER 2007)

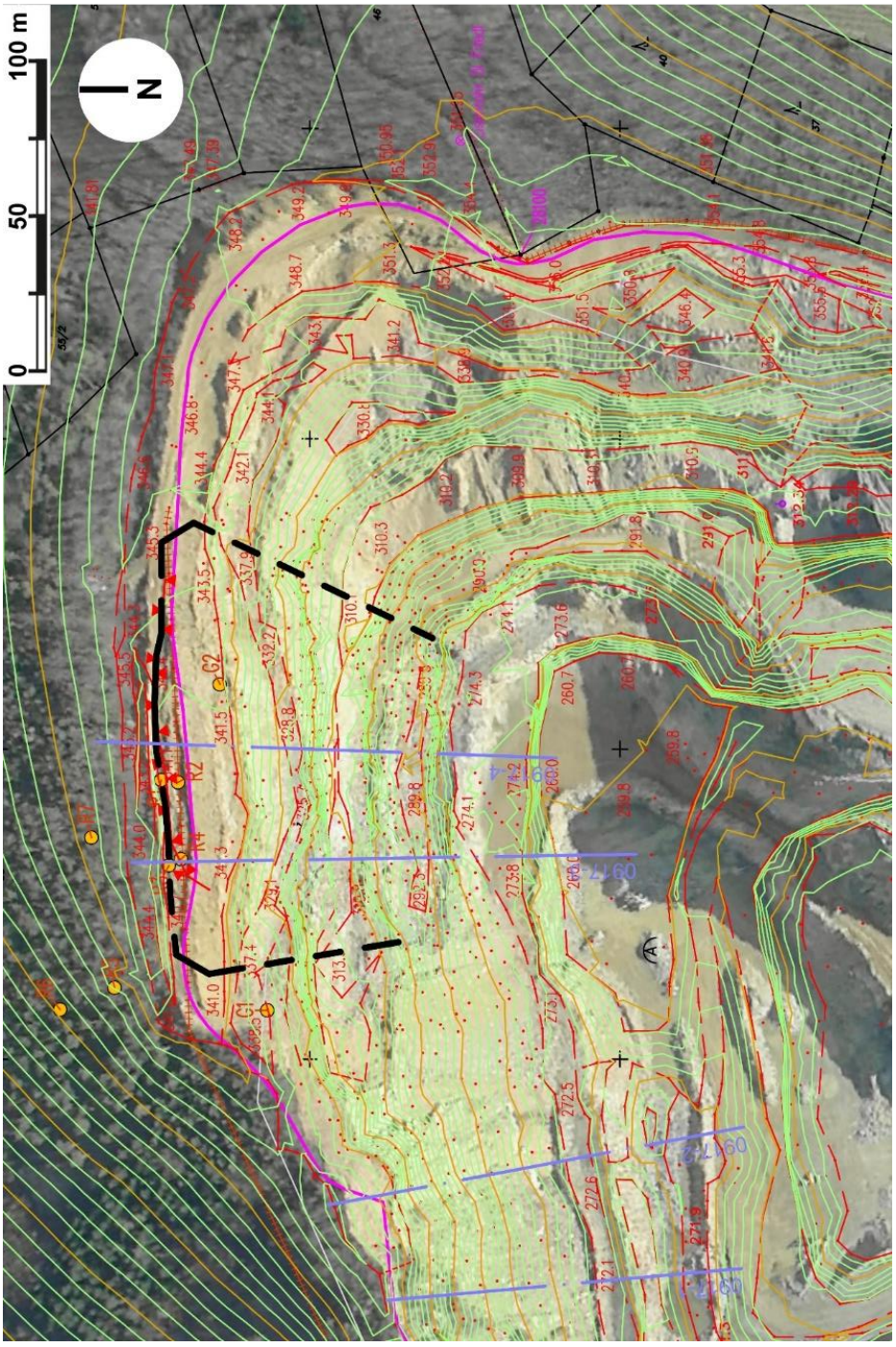


Abb. 3.2 Lageplanausschnitt; nördlicher Bereich des Steinbruchs mit Eingrenzung des Versagensgebietes nach dem Versagen 2007 (Planverfasser: M. RAMLER).

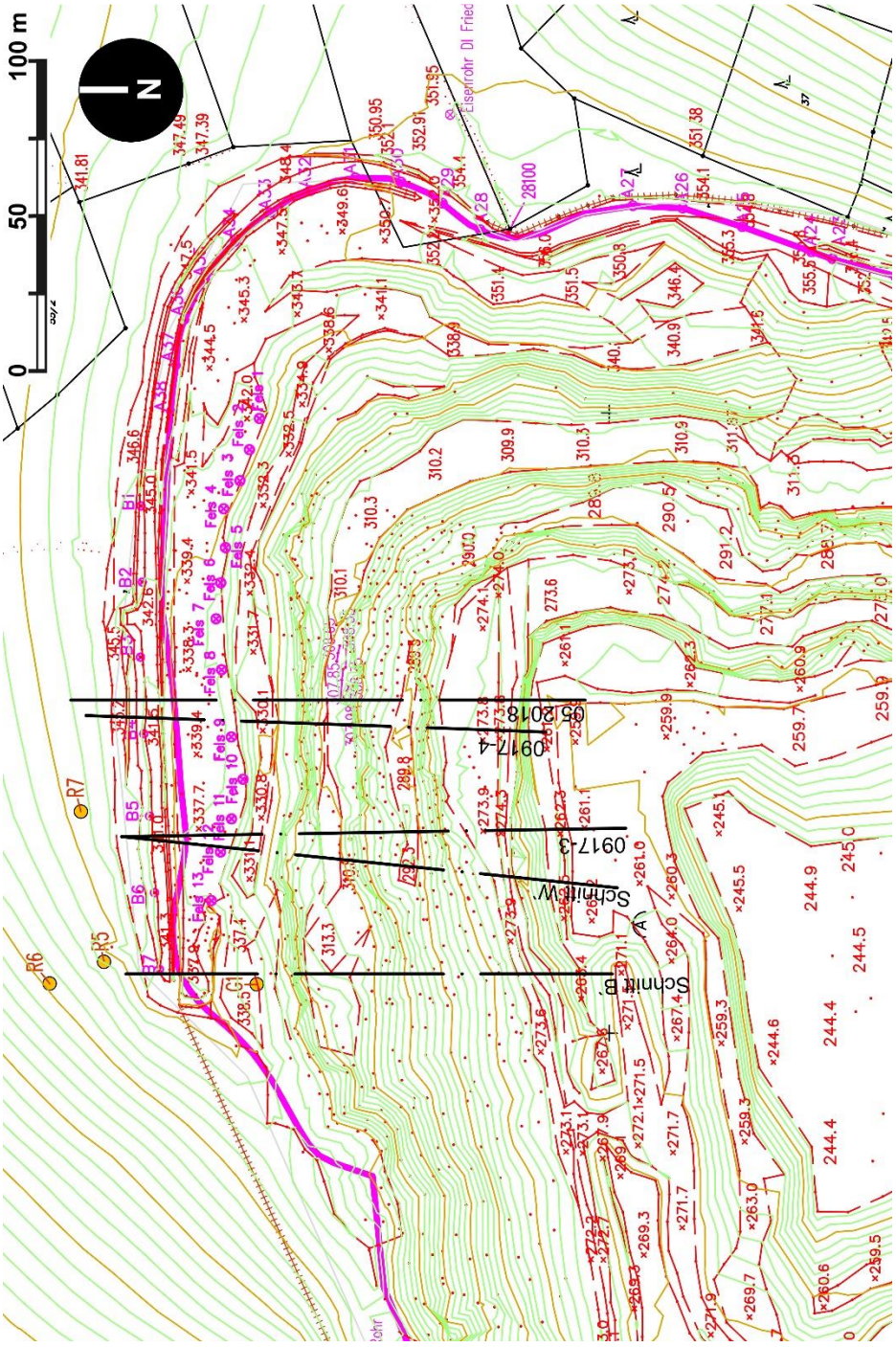


Abb. 3.3 Lageplan des Nordwandbereiches nach Lockergesteinsabtrag 2018 inklusive Lage des maßgebenden Profils und Lage der Abbaugrenze (dick, rot) (Planverfasser: M. RAMLER).

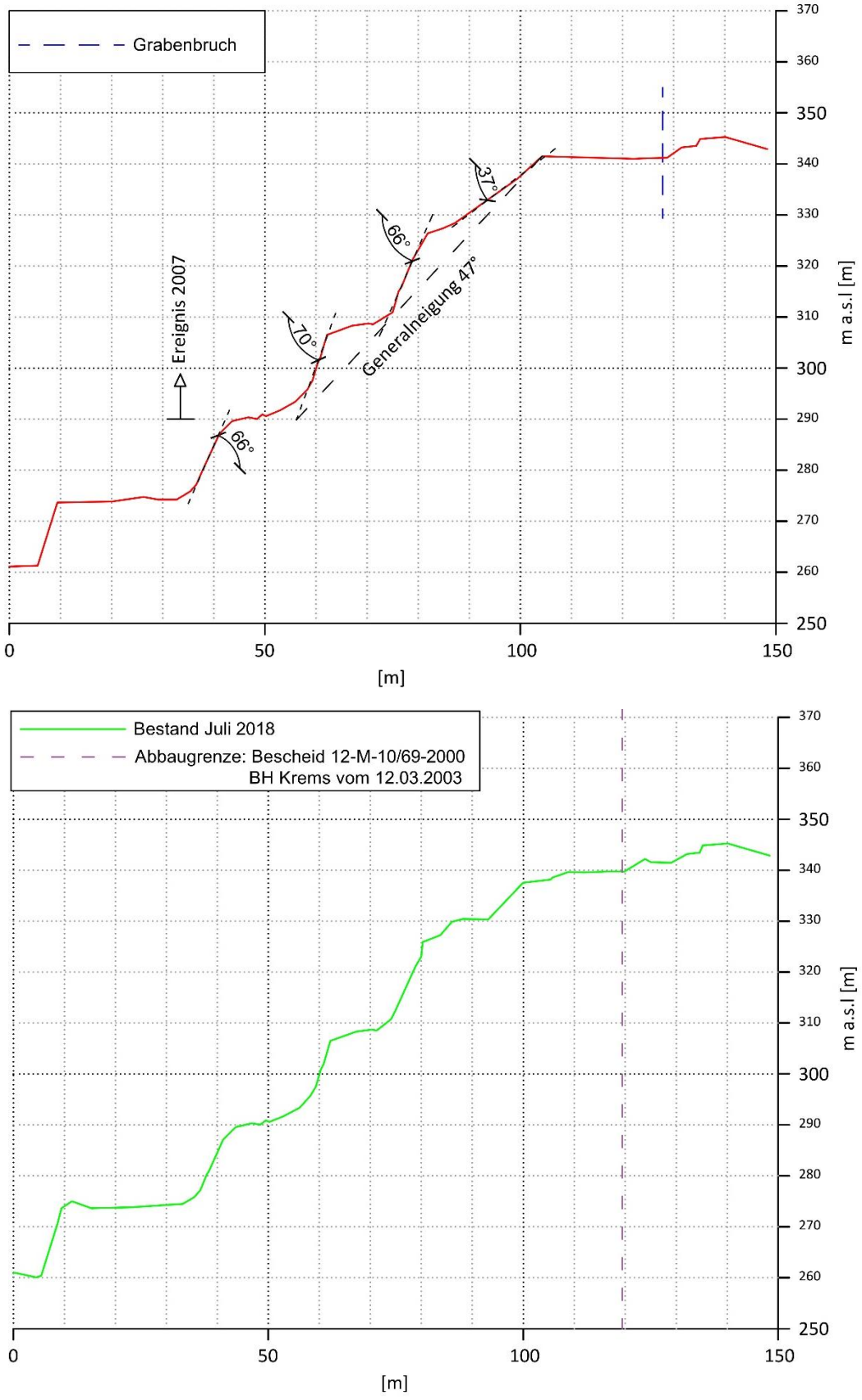


Abb. 3.4 Profil „0917-4“ nach der Entlastungsabräumung direkt nach dem Versagensereignis 2007 und vor dem weiteren Lockergesteinsabtrag 2018 mit Position der grabenbruchartigen Struktur (oben); Profil „0917-4“ nach dem Lockergesteinsabtrag 2018 mit der Abbaugrenze (Bescheid 2003) (unten)

3.4. Einfluss der Bergwasserverhältnisse

Ungünstige Bodenwasserverhältnisse können die Festigkeitsverhältnisse in den Gesteinstrennflächen stark herabsetzen und zudem treibende Wasserdrücke hervorrufen (KOLYMBAS, 2011). Jedoch weist die Nordwand, speziell durch die Kammlage des möglichen Wassereinzugsgebietes der Trennflächen, keine große Empfindlichkeit auf Bodenwasser auf. Wie in POISEL (2018) ausgeführt, kann davon ausgegangen werden, dass außergewöhnliche Niederschläge nicht zur Großhangbewegung geführt haben.

3.5. Einfluss von Erdbeben

Österreich ist laut ÖNORM B 1998-1: 2017-07-01 flächendeckend in Erbebenzonen klassifiziert, eingeteilt nach Gefährdungspotential. Je nach Erdbebenzone sind für bestimmte Bemessungen oder Standsicherheitsnachweise unter Berücksichtigung zonenspezifischer Bodenbeschleunigungsparameter durchzuführen.

Das hier behandelte Gebiet des Steinbruchs liegt, wie in Abb. 3.5 dargestellt, in Erdbebenzone 2. Laut ÖNORM B 1998-1 ist in dieser Zone für den Nachweis der Hang- und Böschungsstabilität kein Bemessungsfall mit Erdbebeneinwirkung zu berücksichtigen. Wie in POISEL ET AL. (2018b) erwähnt, hat im Versagenszeitraum zudem keine Erdbebenaktivität im untersuchten Gebiet stattgefunden. Der Einfluss von Erdbeben auf das Versagensereignis wird daher ausgeschlossen.

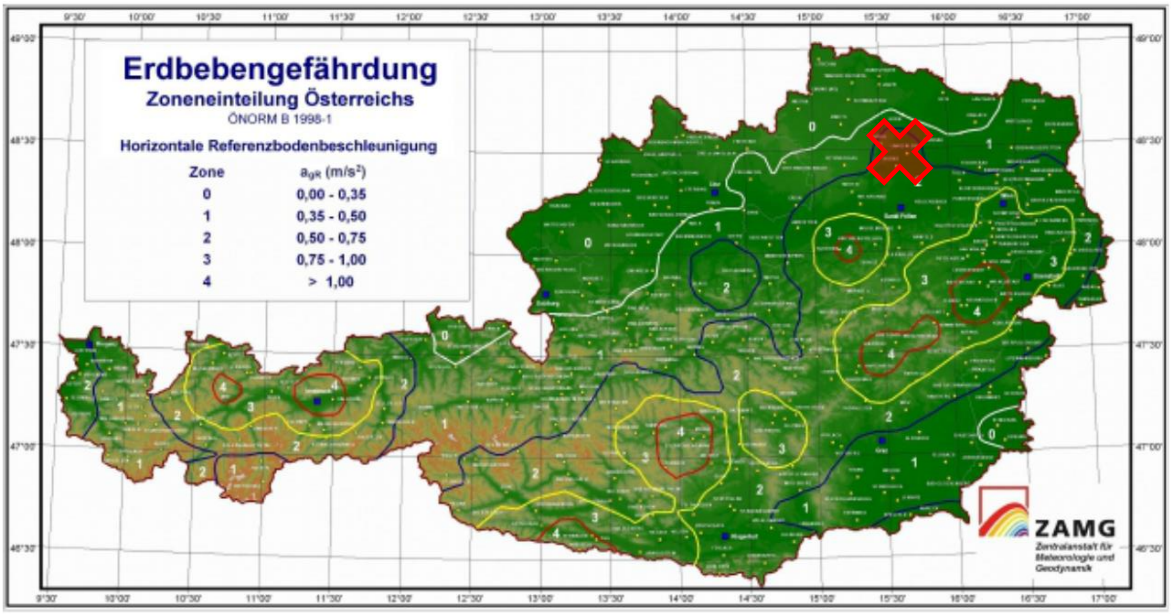


Abb. 3.5 Einteilung Österreichs nach den Erdbebenzonen 1 bis 4 laut ÖNORM B 1998-1; Die ungefähre Position des Steinbruchs ist mit rotem Kreuz markiert. (ÖNORM B 1998-1: 2017 07 01)

3.6. Versagensmechanismen

In einer dieser Arbeit voraus gehenden Untersuchung (POISEL ET AL., 2018b) wurde angenommen, das großmaßstäbliche Versagen der Nordwand von 2007 könnte dem Versagensmechanismus „Hangkriechen“ geschuldet sein. Für das Kriechen eines Felshanges ist ein hoher Zerlegungsgrad beziehungsweise Fels mit geringer Ferstigkeit nötig. Man ging davon aus, die in Kapitel 2 erläuterten Trennflächengefüge hätten die Nordwand sehr regelmäßig zerlegt, was ein mechanisches Verhalten eines isotropen Kontinuums bedeutet. Standsicherheitsberechnungen mittels der Software *Flac3D* (Itasca Consulting Group) zeigten für abgeflachte Hanggeometrien keine ausreichende Standsicherheit (POISEL ET AL., 2018b).

Abb. 3.6 veranschaulicht den Versagensmodus des Hangkriechens. Mit zunehmender Tiefe zeichnet sich eine abnehmende Materialbeschleunigung ab (POISEL, 2016).

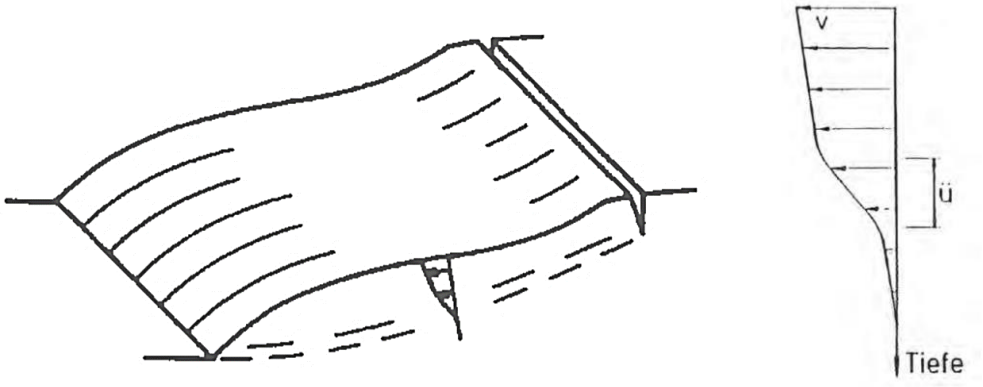


Abb. 3.6 Illustration von Hangkriechen; Mit zunehmender Tiefe kontinuierlich abnehmendes Hangabwärtskriechen von stark zerlegtem Fels oder Fels mit geringer Festigkeit (POISEL, 2016)

Die unterschiedlichen Merkmale der Versagensmechanismen Hangkriechen, Gleiten und Kippen sind gemäß POISEL (1998) in aller Kürze in Abb. 3.7 zu sehen und beschrieben. Der „Zerrriss“ am Wandkopf der Nordwand nach dem Versagensereignis weist keine vertikale Abstufung auf, die auf ein Abgleiten des Hanges schließen ließe.

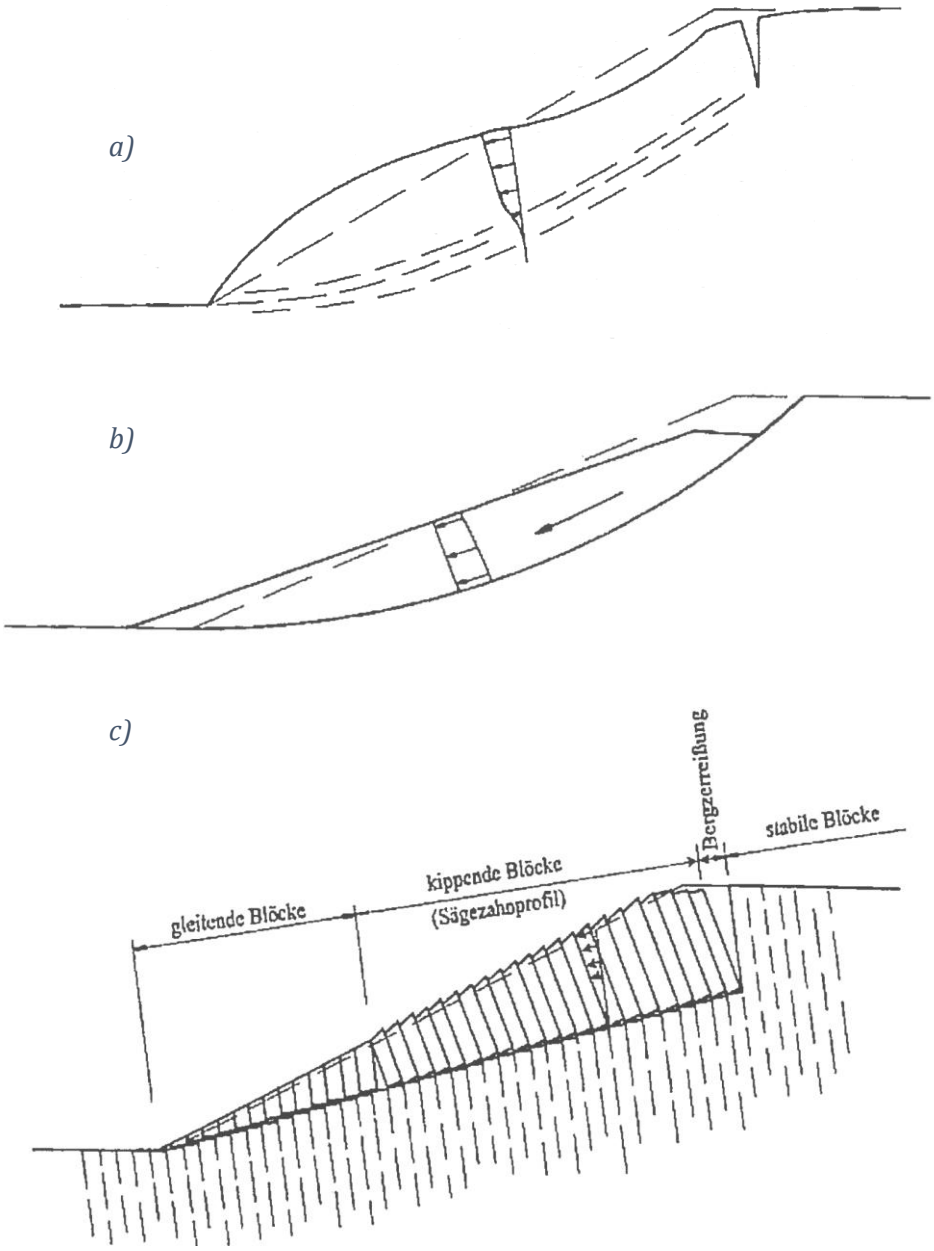


Abb. 3.7 a)Hangkriechen: Bergzerreißung am Böschungskopf, charakteristische, abnehmende Verteilung der Verschiebungsgeschwindigkeiten mit der Tiefe, Böschungsverformung; b)Gleiten: vertikaler Höhenversatz am Böschungskopf, konstante Verteilung der Verschiebungsgeschwindigkeiten über die Tiefe; c)Kippen: Bergzerreißung am Böschungskopf, Sägezahnprofil an der Oberfläche des kippenden Bereichs, gleitende Blöcke am Böschungsfuß (POISEL, 1998)

Im Bereich der Nordwand sind nach KOLENPRAT (2017) Massenbewegungen verschiedenen Typs und verschieden großen Ausmaßes festgestellt worden:

- kleinräumigere Keilgleitungen entlang des Verschnittlinears der mittelsteil bis steil nach Süd-West und Süd-Ost fallenden Bruchflächen (vgl. Abb. 2.18).
  Gleiten eines Kluftkörpers auf einer oder zwei Trennflächen tritt dann auf, wenn die durch Eigengewicht oder zusätzliche Wasserdrücke hervorgerufenen Scherkräfte den Scherwiderstand in der Gleitfläche oder den Gleitflächen überschreiten (POISEL, 2016).

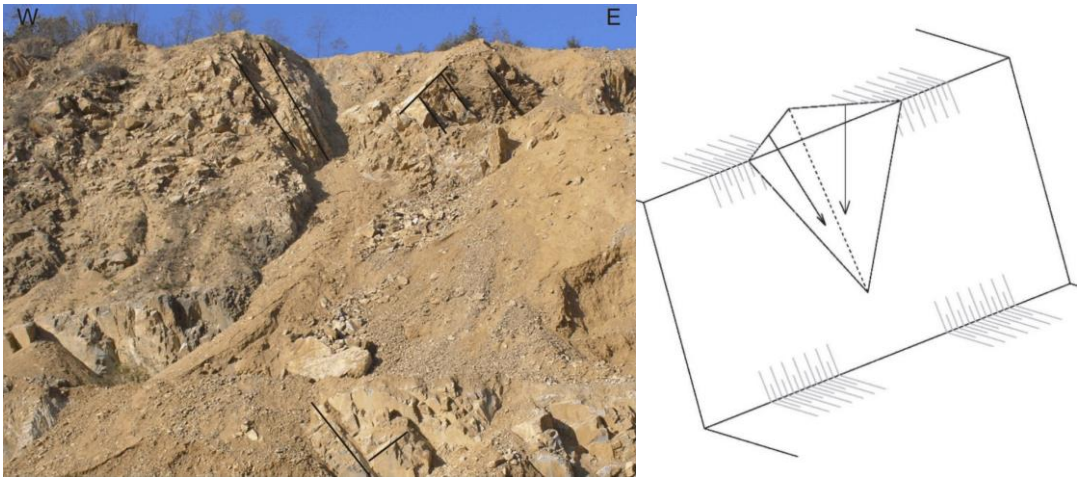


Abb. 3.8 Keilgleitungen in der Nordwand (rechts) (Fotografie: B. KOLENPRAT) Schema der Keilgleitung - Gleiten auf zwei Trennflächen (rechts) (POISEL, 2016)

- planare Gleitungen von Felskörpern auf der mittelsteil nach Süden abfallenden Abschiebungsfläche als Pultfläche, teilweise mit auftretender Rückwärtsrotation („Rock slumping“, siehe Abb. 3.9) sehr schlanker, stehender Kluftkörper. KIEFFER (2003) beschreibt diese Versagensform wie das Weggleiten und Zurückkippen einer flach an eine Wand angelehnte Leiter, die auf abfallendem Untergrund steht. Im unteren Bereich des Versagens findet sich ein Ausbiss aufgrund Gleitens aus einer Etage.

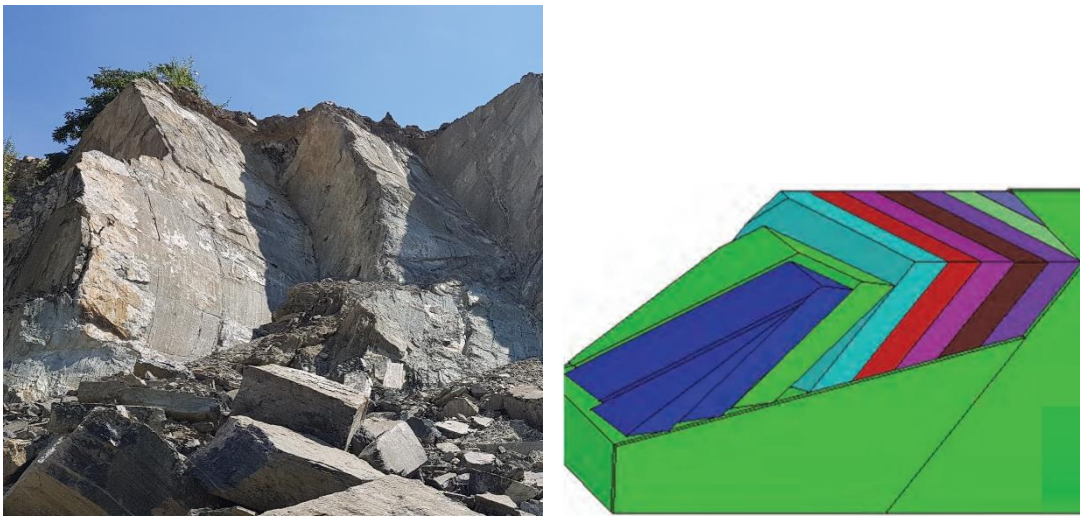


Abb. 3.9 Gleiten auf einer und zwei Gleitflächen im Bereich östlich der Nordwand (links); „Rock slumping" 3D-Modell aus 3DEC (rechts) (WOLLINGER, 2003)

- Kippen von Felstafeln, welche durch die steil nach Norden einfallende Foliation gebildet wurden. Als Aufstandsfläche ist die mittelsteil nach Süden fallende Abschiebungsfläche wahrscheinlich. In den westlich benachbarten Hangbereichen sind verschiedene Formen des Kippens zu beobachten (Blockkippen tafelförmiger Kluftkörper und Block-Biegekippen). Voraussetzungen hierfür sind WYLLIE & MAH (2004) einerseits Trennflächen, welche steil in den Hang einfallen, und andererseits Trennflächen, die in etwa orthogonal auf die zuvor genannten stehen und somit hangauswärts bis hangparallel orientiert sind.

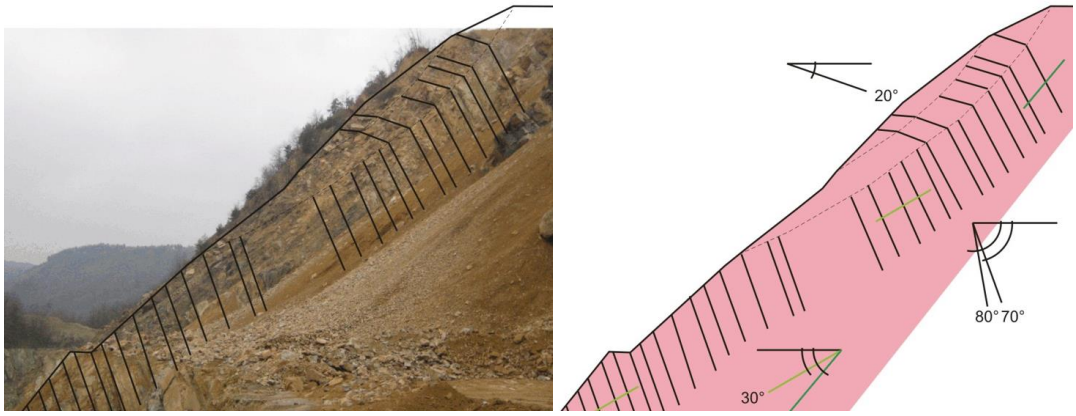


Abb. 3.10 Westlich der Nordwand tritt Kippen der durch die Foliation gebildeten steil stehenden Kluftkörper in Form von Blockkippen & Block-Biegekippen auf. (KOLENPRAT, 2017)

Dem großmaßstäblichen Versagen vom Jänner 2007 scheint nach KOLENPRAT (2017) eine Kombination von Versagensmechanismen zugrunde zu liegen, die sich hauptsächlich aus einer Kipp- und Gleitbewegung zusammensetzt. Diese Mechanismen wurden durch die spezifische Gefügesituation (siehe Kapitel 2) und durch die Geometrie der Etagenwand plötzlich in Gang gesetzt.

Erste vorangestellte Analysen mittels der Software *RocTopple* zeigen die Möglichkeit, dass steil auf einer flacheren Abschiebungsfläche stehende Steintafeln in eine Kombination aus Kipp- und Gleitbewegung versetzt werden können. Wie Abb. 3.11 zeigt, wären ein klaffender Riss am Wandkopf sowie ein Gleitausbiss - wie zwischen Etage 290 m und 310 m ü. A. festgestellt - hiervon das Resultat.

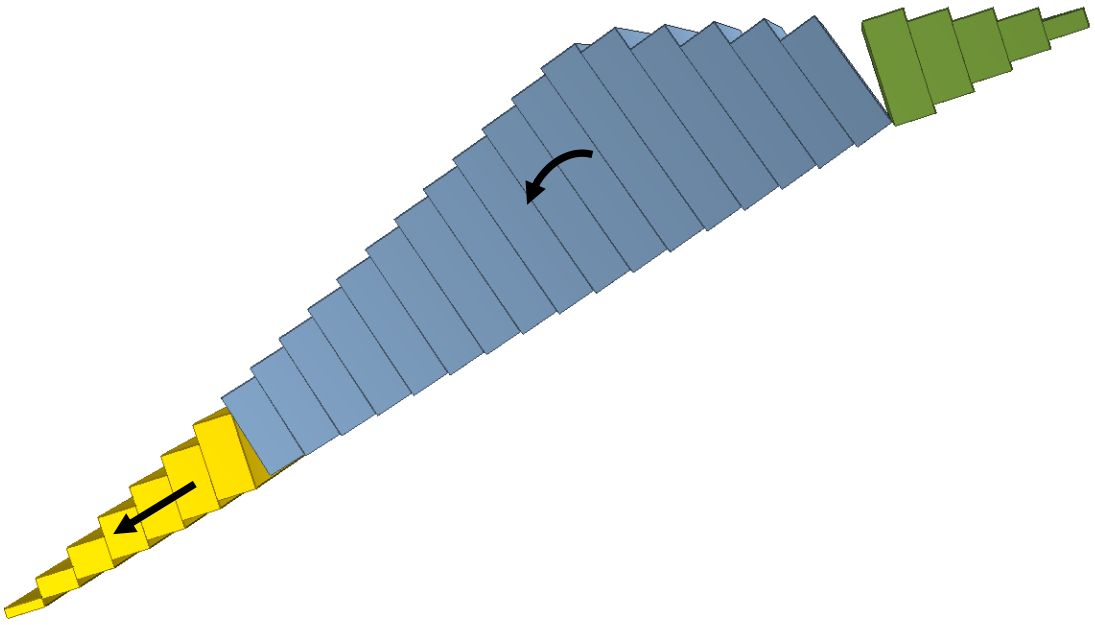


Abb. 3.11 Kippen einer generalgeneigten Wand, modelliert in RocTopple, aufgebaut aus steil auf flacherer Aufstandsfläche stehenden Starrkörpern; Grün = stabil gebliebener Bereich; Blau = kippende Körper; Gelb = gleitende Körper

Im 3D-Modell des Steinbruchs zeigt sich, dass eine Situation gemäß Abschnitt 3.3 durchaus realistisch erscheint. Durch den Verschnitt von Ebenen, die ungefähr den in Kap. 2 genannten Trennflächen entsprechen, mit dem Oberflächenmodell des Steinbruchs zeigt sich, dass der dadurch entstehende Bruchkörper sehr gut an die oberflächlichen Versagensgrenzen des Ereignis angepasst scheint.

Abb. 3.12 zeigt das Ergebnis der 3D-Modellierung. Die sich daraus ergebenden Trennflächen weisen folgende Fallrichtungen und -neigungen auf:

Bezeichnung	*Farbe*	*Fallricht./Fallwinkel*
• Abschiebungsfläche:	grün	180/33
• Westliche Begrenzungsfläche:	rot	105/55
• Östliche Begrenzungsfläche:	orange	255/50
• Foliation:	grau	360/70

Das 3D-Modell zeigt, die westliche und östliche Begrenzung des Versagensbereichs scheint durch die nach Süd-West und Süd-Ost fallenden Kluftflächen möglich. Für ein Kippversagen sind die Bedingungen von hangeinwärts fallenden Trennflächen, welche etwa orthogonal von weiteren Klüftflächen durchzogen sind, gemäß der geologischen Aufnahme gegeben.

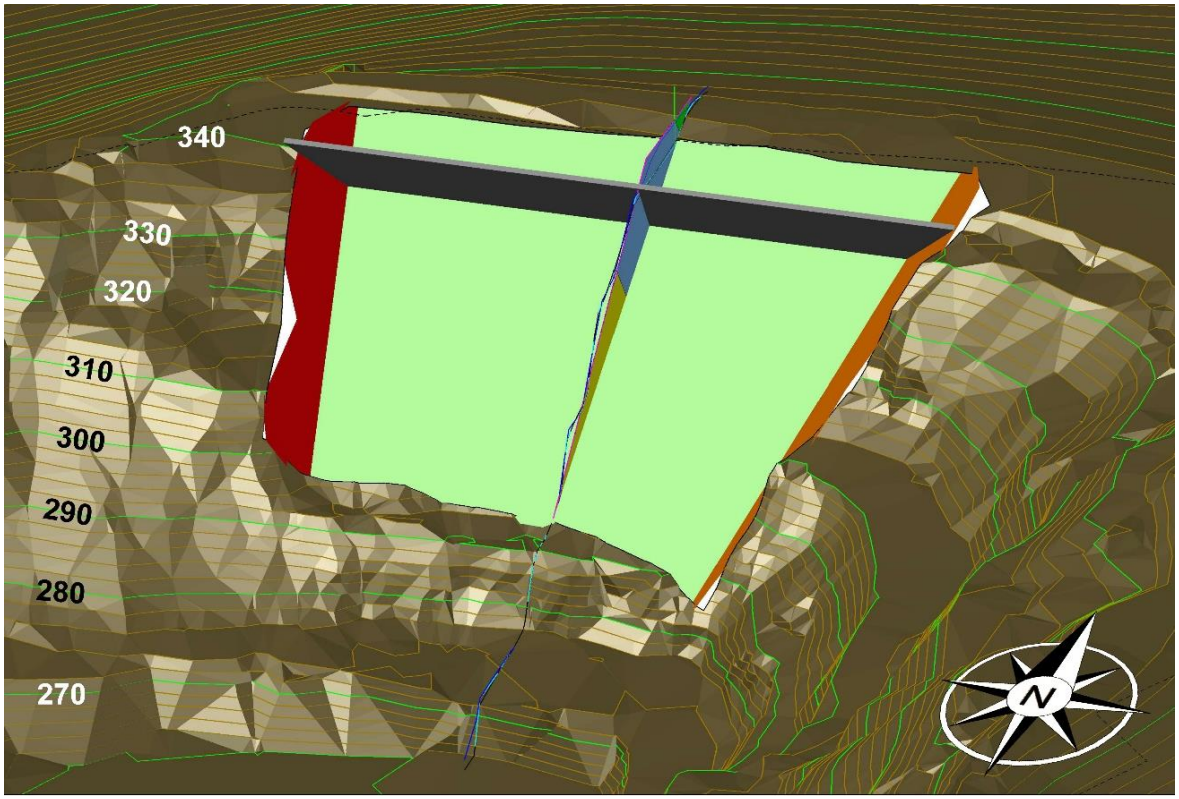


Abb. 3.12 Auf Laserscan basierendes 3D-Geländemodell mit Modellierung der für das Versagen verantwortlichen Gefügeelemente unter der Böschungsoberfläche unter Berücksichtigung bzw. nach Anpassung der Grenzen des Versagensereignis; Grün = Abschiebung; Grau = Foliation; Rot & Orange = SW- bzw. SO-Kluftflächen

Zudem wurde aufgrund der, während der laufenden Untersuchungen des Hangkriechens entdeckten, Sägezahnstrukturen im Etagenbereich der Nordwand, eine Bestätigung dafür gefunden, dass es sich beim Versagensmechanismus um ein Kippversagen handeln muss (POISEL ET AL., 2018). Im folgenden Kapitel wird daher genauer auf die Kinematik, die Grundbedingungen, die verschiedenen Formen sowie die Modellierung und Berechnung der Standsicherheit dieses Versagensmechanismus eingegangen. Es werden analytische und numerische Verfahren der Berechnung erläutert.

Es wird hier angemerkt, dass nach WYLLIE & MAH, (2004) die Rückrechnung von Materialparametern aus tatsächlich eingetretenen großmaßstäblichen Bewegungen stets der Ermittlung von Materialparametern durch Klassifikationen oder durch Laboruntersuchungen vorzuziehen ist.

Darüber hinaus zeigten POISEL, MAIR AM TINKHOF & PREH (2011), dass je nach Versagensmechanismus und Rechenmodell unterschiedliche Festigkeitsparameter aus Rückrechnungen erhalten werden. Diese dürfen nicht gegenseitig ausgetauscht oder für die Berechnung anderer Versagensmechanismen verwendet werden. Der aus einem Kippversagen rückgerechnete Reibungswinkel einer Aufstandsbasis beispielsweise unterscheidet sich von dem eines rückgerechneten Gleitversagens für dieselbe Hanggeometrie.

4. Kippversagen

Der Versagensmechanismus Kippen bezeichnet grundsätzlich eine Rotationsbewegung von Felsblöcken oder -tafeln um eine feste Basis. Diese Basis kann entweder nicht, ganz oder teilweise vordefiniert sein. Allen Arten des Kippversagens ist gemein, dass sich zunächst steil gegen einen Hang oder eine Böschung geneigte Kluftscharen finden. Durch orthogonal zu diesen Klüften wiederum liegende Trennflächen, oft auch Zugrisse, bilden sich kippende Felstafeln oder -blöcke aus. Ein direkter Auslöser einer initialen Kippbewegung kann beispielsweise natürliche Erosion oder eine Baumaßnahme wie in einem Steinbruch sein. In Abb. 4.1 ist eine computergestützte Modellierung eines Kippversagens zu sehen. Schwarz gefüllte Bereiche sind fixiert, weiße Kästchen stellen bewegliche Körper dar. Es wird hier eine Starrkörperbewegung simuliert. Nach Wegnahme der fixierten rechtsseitig liegenden Schicht, welche in *a)* noch zu sehen ist, beginnt der höchste, rechte Blockturm aufgrund des hoch liegenden Schwerpunkts nach rechts zu kippen. Dabei schiebt er den kleineren Turm vor sich her und ermöglicht weitere Kippbewegungen im „Hintergrund“ (WYLLIE & MAH, 2004).

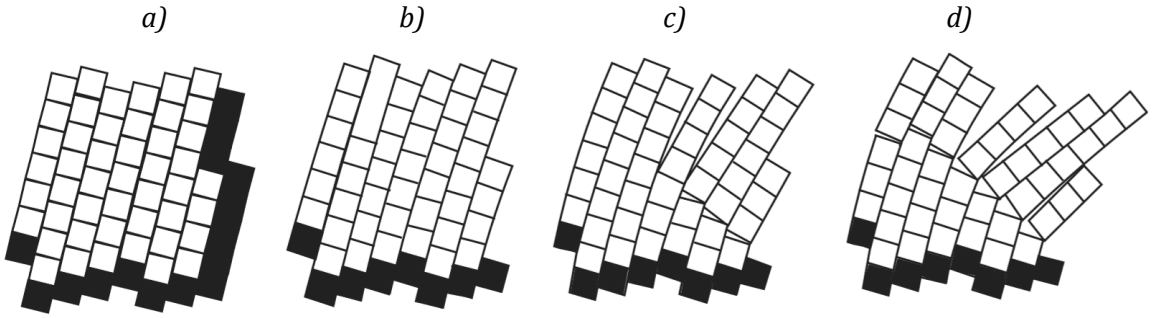


Abb. 4.1 Der Wegfall der in a) zu sehenden, rechtsseitigen Fixierung initiiert die in b) , c) und d) zu sehende fortschreitende Kippbewegung (CUNDALL , 1971).

GOODMAN & BRAY (1976) beschreiben eine Vielzahl verschiedener Kippmechanismen, die in der Realität angetroffen werden können. Je nach geologischen Gegebenheiten und Geometrie des Versagensbereichs, am wichtigsten jedoch nach Art des Kippmechanismus selbst, ist eine passende Modellierung durchzuführen und die passende Variante der Stabilitäts- und Standsicherheitsberechnung zu wählen. Im Folgenden werden die zwei Grundarten des Kippens, „block toppling“ und “flexural toppling“, sowie deren Pseudomischform, das „block-flexure toppling“, unterschieden.

4.1. „Block toppling"- Blockkippen von tafelförmigen Kluftkörpern

Finden sich in Fels mit hoher Gesteinsfestigkeit steil in den Hang einfallende Kluftscharen und etwa orthogonal dazu liegende Trennflächen, so ergeben sich aufeinander gelagerte Blöcke, ähnlich der Darstellung in Abb. 4.1. Je höher ein solcher Blockkörper ist, desto höher liegt sein Schwerpunkt. Die meist weniger hohen Körper im Fußbereich einer Böschung werden bei einer Kippbewegung durch die hohen, von hinten auf sie kippenden Körper aus dem Hang gedrückt. Das führt sukzessive zu weiteren oder gesteigerten Kippbewegungen im „Hintergrund". Es wird hierbei vom „block toppling", also „Blockkippen", gesprochen. Solch ein Versagen entspricht grundsätzlich einer Starrkörperbewegung. Wie in Abb. 4.2 illustriert, formt sich dabei zumeist eine treppenförmige Aufstandsfläche für die kippenden Körper aus. Je nach vorhandenem Trennflächengefüge kann diese Aufstandsfläche bereits vor dem Kippversagen vordefiniert oder ausgebildet sein. Als oberflächliches Indiz für ein Versagen durch Blockkippen findet sich neben einem grabenbruchartigen Bruch am Böschungskopf ein Sägezahnmuster im gekippten Steilhangbereich (WYLLIE & MAH, 2004).

4.2. „Flexural toppling" - Biegekippen

Abhängig von Materialeigenschaften, Kluftscharabständen und der Ausprägung orthogonal liegender Trennflächen ist jedoch auch „flexural toppling", also Biegekippen, möglich. Diese Form des Kippversagens findet sich häufig in Fels mit steil stehender dünnbankiger Schichtung, welcher die Orthogonalklüftung fehlt. Abb. 4.3 zeigt die Darstellung eines Steilhanges in dem „flexural toppling" auftritt. Beispielsweise von der Erosion des Böschungsfußes ausgehend, wird hierbei von außen nach innen eine Kippbewegung ermöglicht. Da die orthogonale Klüftung fehlt, wird eine kontinuierliche Biegung der dünnbankigen Schichten hervorgerufen bis schließlich nach und nach die Materialzugfestigkeit erreicht ist und sich der Fels weiter zerlegt. Oft ist ein durch „flexural toppling" betroffener Hang aufgrund der Anhäufung von zerlegtem Material nicht direkt als kippender Hangbereich erkennbar (WYLLIE & MAH, 2004).

4.1. „Block-flexure toppling“

Vor allem in Orthogonalrichtung stärker zerlegtes Material erfährt beim sogenannten „block-flexure toppling“, was so viel wie „Block-Biegekippen“ bedeutet, eine Pseudobiegung (siehe Abb. 4.4). Diese „Biegung“ wird durch die Ansammlung vieler und häufig stärker zerlegter und verwitterter Blöcke vorgetäuscht. Die Bewegung der einzelnen Blöcke nimmt zur Oberfläche hin zu (WYLLIE & MAH, 2004).

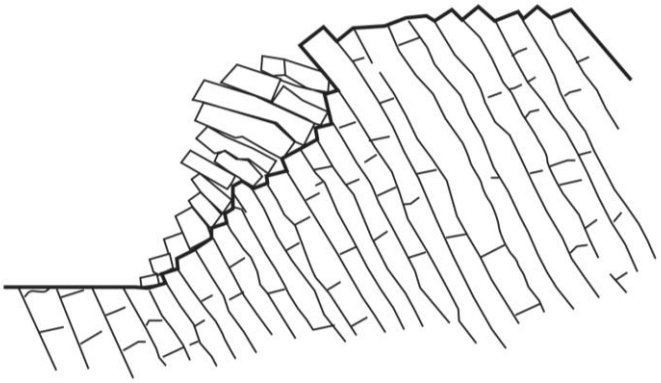


Abb. 4.2 „block toppling“ in einer Böschung mit relativ steil stehenden Felstafeln und relativ großen Abständen der Orthogonalklüfte. (GOODMAN & BRAY, 1976)

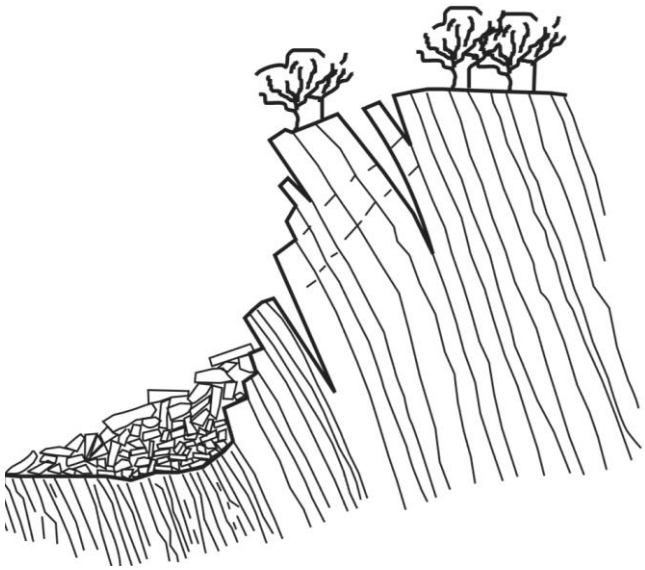


Abb. 4.3 „flexural toppling“ in einem Steilhang mit steil stehender und dünnschariger Klüftung, aber sehr geringer Orthogonalklüftung. (GOODMAN & BRAY, 1976)

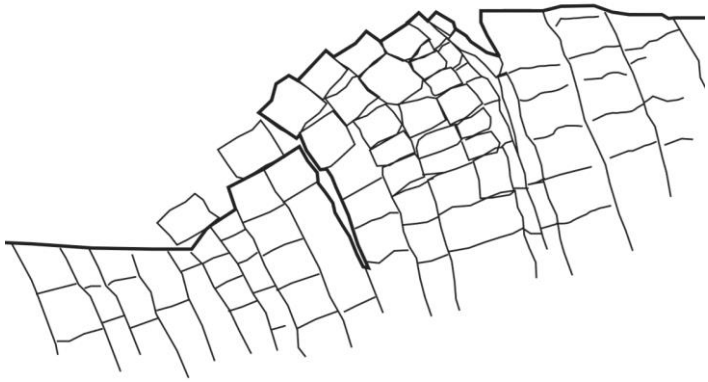


Abb. 4.4 „block-flexure toppling“ in einer mittelsteilen Felsböschung mit sowohl häufigen, steil stehenden Trennflächen, als auch sehr häufiger Orthogonalklüftung. (GOODMAN & BRAY, 1976)

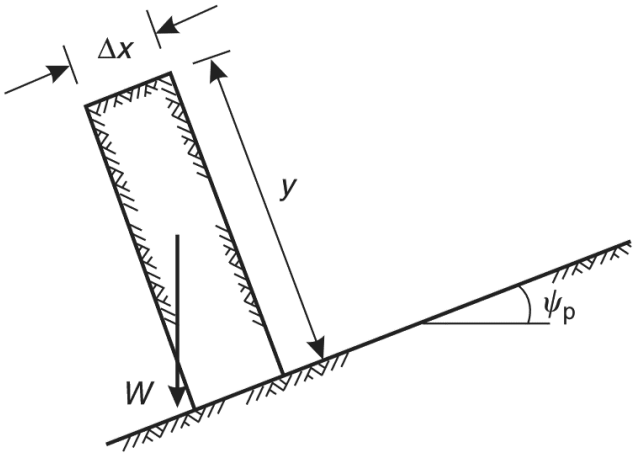
In der Nordwand des gegenständlichen Tagbaus ist aufgrund der Gefügesituation (siehe Kap. 2, Abschnitt 2.5) sowie den nach dem Versagensereignis vorgefundenen Anzeichen nicht von „flexural toppling“ auszugehen. KOLENPRAT (2017) interpretiert im gegenständlichen Fall das Versagen teilweise sowohl als „block toppling“ als auch als „block-flexure toppling“. Des Weiteren erwähnt er planare Gleitungen, welche sich vor allem auf den Abschiebungsflächen ereignet haben dürften. Diese sollten im Zusammenhang mit dem Ausbiss zwischen Etage 290 m und 310 m ü. A. stehen.

4.2. Kinematische Kippbedingungen

Damit ein Vielkörpersystem kippen kann, sprich eine Kippkinematik möglich ist, sind geometrische und kinematische Bedingungen zu erfüllen. WYLLIE & MAH (2004) haben hierfür kinematische Kriterien („tests“) festgelegt. Um einen potentiell kippenden Block ausmachen zu können, werden dabei einerseits die geometrischen Größenverhältnisse eines Blocks untersucht und anderseits die Orientierungen der Trennflächen sowie die vorherrschenden Reibungswinkel.

4.2.1. Block shape test

Ist der Fallwinkel der Aufstandsfläche ψ_p eines Blocks mit der Höhe y und der Dicke Δx kleiner als ihr Reibungswinkel φ_p, wird der Block nicht auf dieser Fläche gleiten. Liegt jedoch der Schwerpunkt des Blocks so hoch, dass die resultierende Gewichtskraft W außerhalb der Blockbasis zeigt, wie in Abb. 4.5 zu sehen ist, wird der Bock kippen (WYLLIE & MAH, 2004).



$\varphi_p > \psi_p \quad \rightarrow \quad$ *kein Gleiten*

$\tan \psi_p > \Delta x/y \quad \rightarrow \quad$ *Kippen*

Abb. 4.5 Darstellung der geometrischen Kippbedingung, „block shape test“ (WYLLIE & MAH, 2004)

4.2.2. Inter-layer slip test

Während der Kippbewegung von mehr als einem einzelnen Körper findet eine Gleitbewegung zwischen den kippenden Körpern statt. Hierfür muss die Trennflächenschar der kippenden Körper in Relation zur Böschungsneigung und dem Reibungswinkel steil genug geneigt sein.

Nahe einer freien Oberfläche, beispielsweise einer freien Böschung, herrscht ein einaxialer Spannungszustand und die auftretende Normalspannung σ ist oberflächenparallel ausgerichtet (siehe HOFSTETTER & MANG, 2008). Gleiten die Kippkörper an ihren Trennflächen entlang aneinander, muss σ um den Reibungswinkel φ_d dieser Trennflächen ausgehend von der Trennflächennormale geneigt sein. Die Trennflächen müssen bezogen auf die Böschungsneigung und den Reibungswinkel in den Trennflächen eine Mindestneigung aufweisen. Mit der Böschungsneigung ψ_f und der Trennflächenneigung der kippenden Körper ψ_d ergibt sich folgende kinematische Bedingung für „inter-layer slip“ (siehe Abb. 4.6): (WYLLIE & MAH, 2004)

$$(180 - \psi_f - \psi_d) \geq (90 - \varphi_d) \quad \Rightarrow \quad \psi_d \geq (90 - \psi_f) + \varphi_d$$

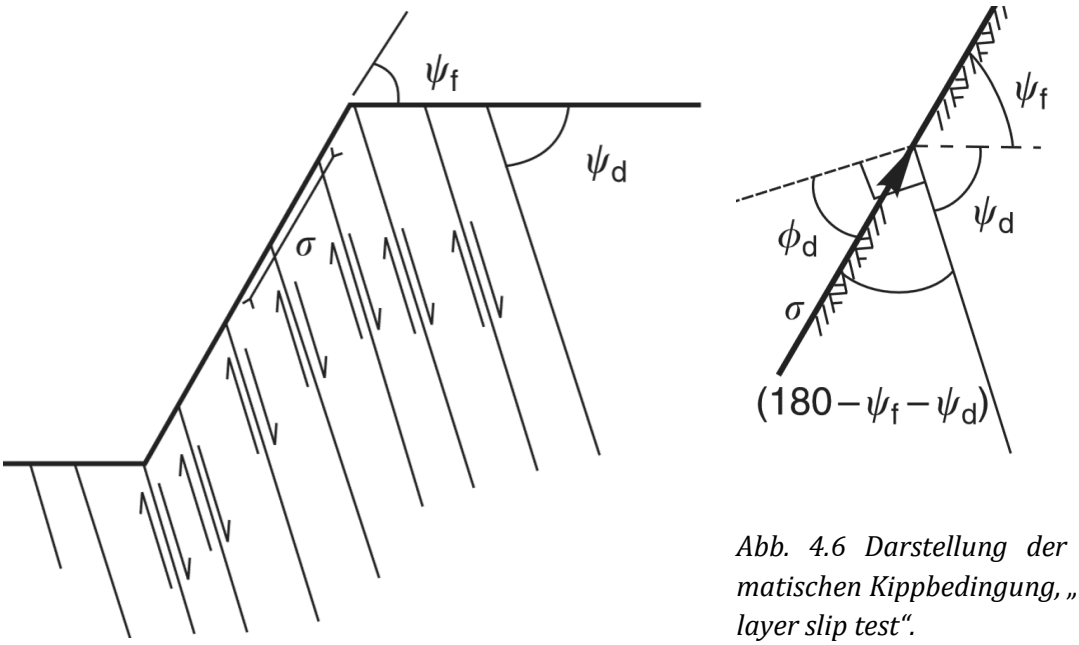


Abb. 4.6 Darstellung der kinematischen Kippbedingung, „inter-layer slip test“.
(WYLLIE & MAH, 2004)

4.2.3. Fallrichtung

Die Fallrichtungen der Böschung α_f einerseits und jene der Trennflächenschar der potentiell kippenden Körper α_d andererseits müssen ungefähr parallel sein. Basierend auf in-situ-Begutachtungen und Auswertungen von sowohl gekippten als auch unbewegten Strukturen wurde hierfür ein kinematisches Kriterium ermittelt. Es darf gemäß WOLLINGER (2003) die Differenz dieser Fallrichtungen nicht mehr als 10° betragen.

$$|\alpha_f - \alpha_d| < 10°$$

4.3. Grenzgleichgewichtsverfahren nach Goodman & Bray

Bei der Methode des Grenzgleichgewichts („limit equilibrium method“) von Kippstrukturen auf einer treppenförmigen Aufstandsfläche nach GOODMAN & BRAY (1976) handelt es sich um ein iteratives analytisches Verfahren. Es werden die Geometrie jedes einzelnen Blockes und alle einwirkenden Kräfte berücksichtigt. Mit diesem Verfahren lassen sich zwar nur relativ simple Böschungsgeometrien untersuchen, jedoch bietet es vor allem softwaregestützt eine schnelle und einfache Möglichkeit einer Standsicherheitsberechnung und erlaubt so eindrücklich, den Einfluss verschiedener Parametervariationen zu zeigen und zu verstehen. Beginnend mit dem obersten Block wird für jeden einzelnen die Stabilität gegen Kippen ermittelt. Es ergeben sich dabei gemäß GOODMAN & BRAY (1976) drei Zustände, jeder Block ist entweder stabil, kippt oder gleitet (siehe Abb. 4.7).

Eine Grundvoraussetzung für dieses Verfahren ist, dass der Reibungswinkel an der Basis jedes Blocks größer ist, als der Neigungswinkel der Basis. Das bedeutet, dass Gleiten prinzipiell auf der Aufstandsfläche nicht möglich ist, sofern keine externe Kraft auf den Block wirkt. Des Weiteren lassen sich zusätzliche Kräfte, wie beispielsweise Anker mit definierter Zugfestigkeit oder auch Auflasten und Wasserdrücke auf die Blockbasis oder -seite mit einbeziehen und deren Auswirkung auf die Standsicherheit ermitteln. Auch der Einbezug von bodendynamischer Erregung, wie einem Erdbeben, ist in Form einer pseudostatischen Belastung aller Blöcke möglich (GOODMAN & BRAY, 1976)

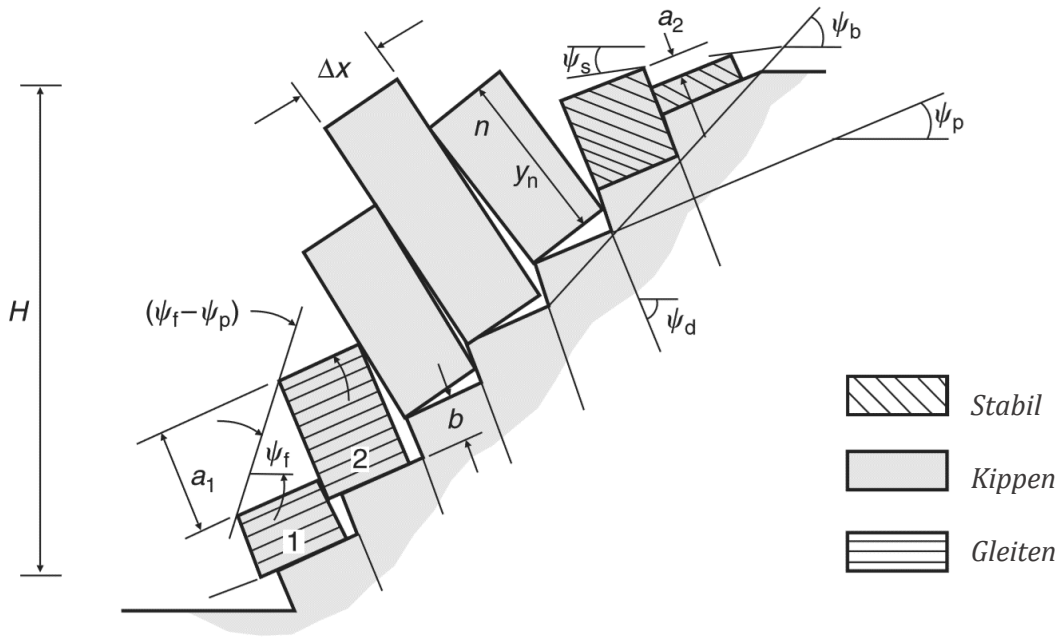


Abb. 4.7 Modell der mit dem Grenzgleichgewichtsverfahren berechenbaren Kippstruktur mit treppenförmiger Aufstandsfläche (WYLLIE & MAH, 2004, in Anlehnung an GOODMAN & BRAY, 1976)

Die rechteckige Form eines jeden Blocks ist jeweils definiert durch die Breite Δx und die Höhe y_n. Die Generalneigung ψ_b der treppenförmigen Basis der Blöcke wird nicht direkt für die Berechnungen des Grenzgleichgewichtsverfahren verwendet, spielt allerdings als Generalneigung für die Gesamtstabilität eine große Rolle. Je kleiner ψ_b, desto größer werden die Blöckhöhen y_n bei gleichbleibender Gesamthöhe der Böschung H, Böschungsfallwinkel ψ_f und Kranzneigung ψ_s. Die Neigung ψ_p der einzelnen Aufstandsteilflächen der Blöcke steht im unbewegten Zustand orthogonal zur Neigung ψ_d der Trennflächen der Blöcke, ψ_d ist also 90° - ψ_p. Sind die Generalneigung der Basis ψ_b und die Neigung der Aufstandsflächen ψ_p gleich groß ($\psi_b = \psi_p$), so ruft eine Kippbewegung eine Dilatanz δ hervor, die mit steigender Rotationsauslenkung der kippenden Körper wächst (siehe Abb. 4.8). Zudem kommt es zum Vollflächenkontakt der Trennflächen und folglich zum vollflächigen Gleiten der Kippkörper untereinander. Ist ψ_b jedoch größer als ψ_p, die Aufstandsfläche also getreppt, bildet sich durch eine Kippbewegung ein „leeres“ Volumen zwischen den Blöcken, wie in Abb. 4.7 zu sehen ist (GOODMAN & BRAY, 1976).

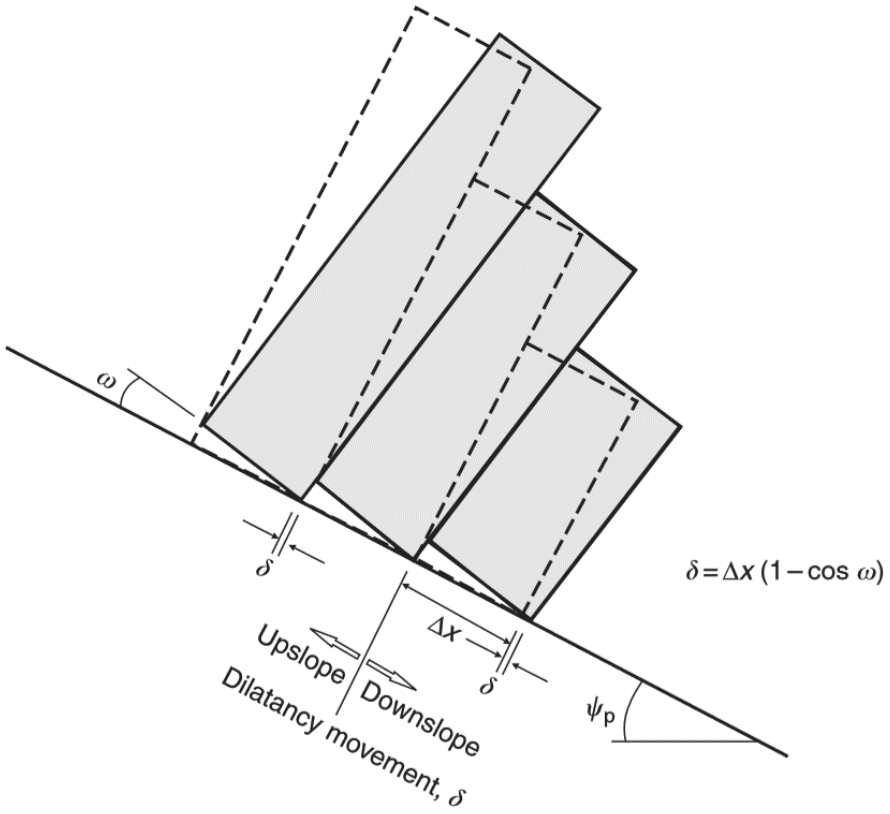


Abb. 4.8 Durch Kippen hervorgerufene Dilatanz δ im Falle $\psi_b = \psi_p$ (aus WYLLIE & MAH, 2004, in Anlehnung an GOODMAN & BRAY, 1976)

Da der Fall einer Dilatanz, wie in Abb. 4.8 dargestellt, einen größeren Energiebedarf mit sich bringt als eine Scherung oder ein Bruch bereits vorhandenen Schichtungen, Trennflächen mit Restfestigkeit o.ä., wird eine treppenförmige Basis eher ausgebildet als eine planare (WYLLIE & MAH, 2004). Zahlreiche Felduntersuchungen sowie numerische Modelle (ADHIKARY ET AL., 1997; PRITCHARD & SAVIGNY, 1990 & 1991) demonstrieren, dass eine treppenförmige Aufstandsfläche wahrscheinlicher und häufiger ist, und lassen zudem eine Abschätzung der Generalneigung der Basis in folgendem Bereich zu:

$$\psi_{b_} \approx (\psi_p + 10°) \quad \text{bis} \quad (\psi_p + 30°)$$

Durch den großen Einfluss der Generalneigung der Basis auf die Gesamtstandsicherheit ist eine Sensitivitätsanalyse mit dem in obiger Formel definierten Bereich dann ratsam, wenn ψ_b unbekannt ist. So kann die ungünstigste Annahme ermittelt und einer späteren negativen Überraschung vorgebeugt werden.

Im gegenständlichen Fall wird keine getreppte Aufstandsbasis angenommen (siehe Kap. 2, Abschnitt 2.5.2).

4.3.1. Blockzustände beim Kippen nach Goodman & Bray

Wie in Abb. 4.7 zu erkennen ist, sind die am Mechanismus beteiligten Blöcke während oder nach einer Kippbewegung je nach Zustand jeweils gruppiert vorzufinden. Es ergeben sich gemäß GOODMAN & BRAY (1976) drei mögliche Zustände:

- *Stabiler Zustand:*

  Ausgehend von oben findet sich zuerst eine Gruppe stabiler Blöcke. Der Fallwinkel der Aufstandsfläche ψ_p ist hier kleiner als ihr Reibungswinkel φ_p - das gilt jedoch aufgrund der gleichbleibenden Situation für alle Blöcke. Laut dem „block shape test“ führt dies nicht zum Gleiten. Außerdem ist die Blockhöhe zu klein beziehungsweise Δx zu groß, als dass die resultierende Gewichtskraft vom Schwerpunkt aus der Aufstandsfläche des Blocks hinaus zeigt. Die Blöcke sind stabil.

- *Kippender Zustand:*

  Im mittleren Bereich, durch die ansteigenden Blockhöhen und deshalb außerhalb der Basis liegender Schwerpunkte, kommt es gemäß Abschnitt 4.2 zum Kippen.

- *Gleitender Zustand:*

  Die Blöcke im Fußbereich der Böschung kippen aus gegebenen Gründen gemäß Abschnitt 4.2 nicht, werden jedoch von den kippenden Blöcken im Mittelbereich geschoben und somit zum Gleiten gebracht, obwohl auch hier der „block shape test“ kein Gleiten ergeben würde.

4.3.2. Stabilitätsanalyse

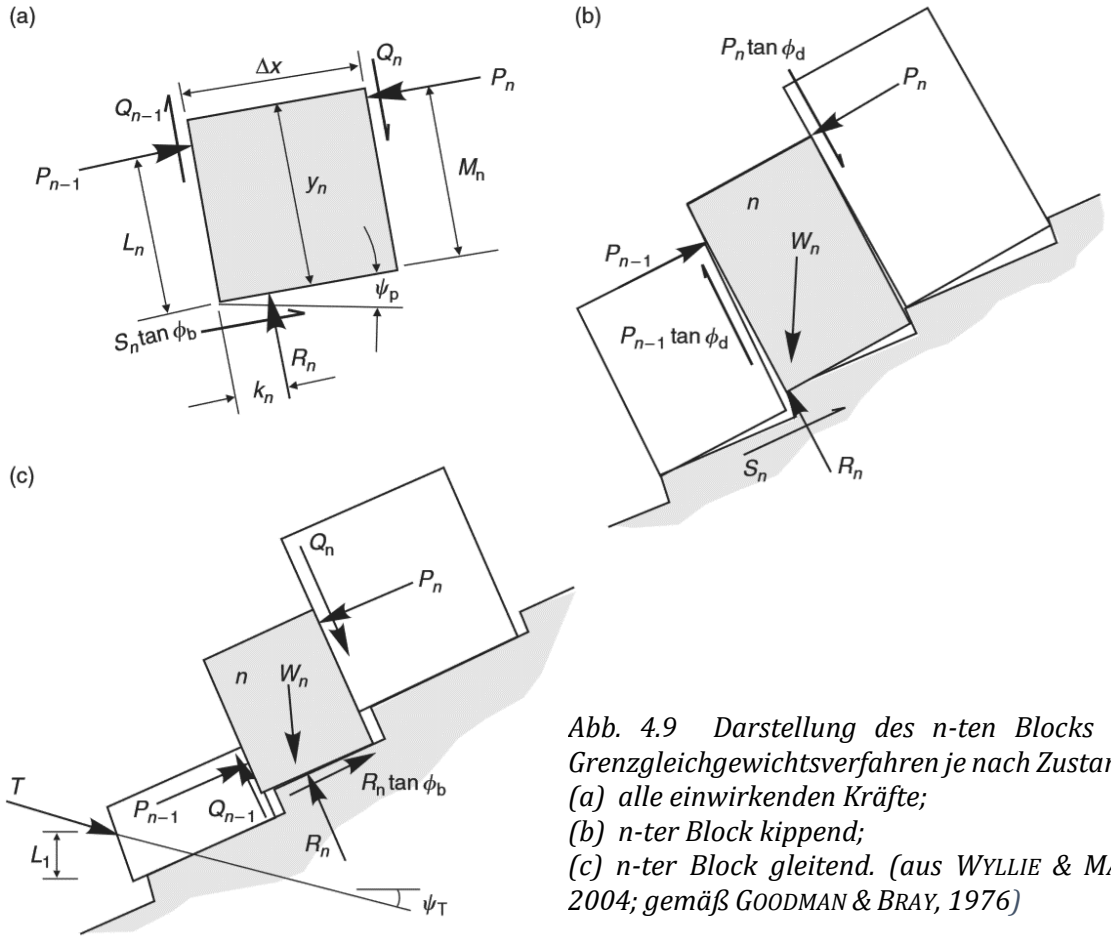


Abb. 4.9 Darstellung des n-ten Blocks im Grenzgleichgewichtsverfahren je nach Zustand; (a) alle einwirkenden Kräfte; (b) n-ter Block kippend; (c) n-ter Block gleitend. (aus WYLLIE & MAH, 2004; gemäß GOODMAN & BRAY, 1976)

Die Anzahl der Blöcke n und die Höhe y_n jedes Blocks ergeben sich neben einiger Konstanten und daraus folgend den Angriffspunkten aller Kräfte für den n-ten Block (je nach Zustand gemäß Abschnitt 4.3.1) aus der Geometrie der jeweiligen Körper, der Böschung und der Basis. Abb. 4.9 zeigt alle auf den n-ten Block wirkenden Kräfte sowie die Kraftangriffspunkte für den Kipp- und den Gleitzustand. Zur Ermittlung der Kraftbeträge werden Werte für die Festigkeitsparameter benötigt. Klassisch werden Reibungswinkel für die Basis und Kontaktflächen der Blöcke mittels Proben im Labor ermittelt, wobei wiederum $\psi_p < \varphi_p$ gelten sollte, um Gleiten zu verhindern. Diese beiden Reibungswinkel tendieren in der Realität aus entstehungsspezifischen Gründen dazu, nicht ident zu sein, was im Grenzgleichgewichtsverfahren auch berücksichtigt werden kann (GOODMAN & BRAY, 1976).

Von oben nach unten voranschreitend wird jeder Block dem „block shape test“ unterzogen, um festzustellen, ob dieser kippen kann ($\tan \psi_p > \Delta x/y$). Ist der erste kippende Block gefunden, ist von dort an für jeden Block jene Kraft $P_{n-1,kippen}$ zu ermitteln, die gerade nötig ist, um diesen am Kippen zu hindern. Ebenso ist für jeden

Block jene Kraft $P_{n-1,gleiten}$ zu ermitteln, die gerade nötig ist, um diesen Block am Gleiten zu hindern. Solange für einen Block die für das Verhindern des Kippens benötigte Kraft größer ist als jene für das Verhindern von Gleiten ($P_{n-1,kippen} > P_{n-1,gleiten}$), kippt dieser Block potentiell. Zusätzlich wird überprüft, ob in der Basis des Blocks eine Normalkraft herrscht kein Gleiten in der Blockbasis auftritt. Sobald jener Block erreicht ist, für den $P_{n-1,kippen} < P_{n-1,gleiten}$ gilt, tritt für diesen und alle darunter liegenden Blöcke potentielles Gleiten auf. Es wird nun mittels eines Stabilitätskriteriums für alle potentiell gleitenden Blöcke überprüft, ob diese stabil oder instabil sind. Ist der unterste Block stabil gegen Gleiten und Kippen, gilt die gesamte Böschung als stabil, andernfalls, wenn der unterste Block potentiell kippt oder gleitet, als instabil (GOODMAN & BRAY, 1976).

4.3.3. Standsicherheitsermittlung

Um basierend auf der Stabilitätsanalyse einen Sicherheitsfaktor für die Standsicherheit einer kippgefährdeten Struktur zu erhalten, wird das Verfahren der Stabilitätsanalyse wie oben beschrieben durchgeführt. Ergibt sich für den untersten Block ein stabiler Zustand, wird die Stabilitätsanalyse erneut und so lange mit sukzessiv reduzierten Reibungswinkeln durchgeführt, bis ein instabiler Zustand erreicht beziehungsweise ein Stabilitätsindikator (P_0) einen Grenzwert unterschreitet. Besteht zunächst für den untersten Block ein instabiler Zustand, werden analog dazu die Reibungswinkel sukzessiv erhöht und die Stabilitätsanalyse so oft ausgeführt bis P_0 wiederum sehr klein wird. Die dabei schlussendlich erreichten Festigkeitsparameter sind jene, die Grenzgleichgewicht definieren. Ein Sicherheitsfaktor η_{GG} ergibt sich schließlich aus dem Verhältnis des vorhandenen Reibungswinkels $\varphi_{vorhanden}$ und dem für Grenzgleichgewicht benötigten $\varphi_{benötigt}$ (WYLLIE & MAH, 2004).

$$\eta_{GG} = \tan \varphi_{vorhanden} / \tan \varphi_{benötigt}$$

Die tatsächliche Standsicherheit einer Böschung gegen Kippversagen ist laut WYLLIE & MAH (2004) stark von Details der Oberflächengeometrie abhängig, in der Realität ist eine perfekt ebene Böschung kaum anzutreffen. Für Berechnungen der Standsicherheit einer angenäherten generalgeneigten Böschungsgeometrie bietet sich das Grenzgleichgewichtsverfahren für die Untersuchung eines Kippversagens sehr gut an.

4.3.4. RocTopple

RocTopple (Rocscience) ist eine Software zur Analyse von Kippmechanismen. Es wird hier auf das Verfahren des Grenzgleichgewichts nach GOODMAN & BRAY (1976) zurückgegriffen, wie es ab Seite 39 erläutert wurde. Zusätzlich steht in *RocTopple* die sogenannte „Equal Area Method" zur Verfügung, eine laut Rocscience speziell für probabilistische Untersuchungen und Sensitivitätsanalysen optimierte Form des Verfahrens nach GOODMAN & BRAY. Es werden hiermit zuverlässigere und konsistentere Ergebnisse bei Variation der Geometrieparameter erreicht.

Nachdem die Neigungsparameter der Böschung, des Böschungskranzes und der Aufstandsbasis sowie der Neigung und Dicke der Kluftkörper sowie die Höhe der Böschung eingegeben wurden, generiert *RocTopple* die gesamte Böschungs- und Blockgeometrie automatisch. Die Böschung wird zwei- und dreidimensional visualisiert. Durch die Festlegung der Festigkeitsparameter der Trennflächen und des spezifischen Materialgewichts, sind für eine Einzelberechnung der Stabilität der Böschung und somit auch der Standsicherheit alle nötigen Parameter definiert. Es können auch weitere einwirkende Kräfte sowie Stützmittel eingebracht werden. Nach Wahl kann die Berechnung deterministisch oder probabilistisch erfolgen:

- *Deterministisch*:
  Für diesen Fall liefern, wie im vorigen Unterkapitel erläutert, eine Stabilitätsanalyse und Standsicherheitsermittlung direkt einen Standsicherheitsfaktor. Zudem wird, wie in Abb. 4.7, jeder Blockzustand (Stabil, Kippen und Gleiten) farblich dargestellt. Im Falle von Instabilität kann die genaue Rissposition am Böschungskopf abgelesen und zudem der Versagensmechanismus dreidimensional animiert werden (siehe Abb. 4.10).

- *Probabilistisch*:
  Es besteht die Möglichkeit, nachdem ein Stichprobenverfahren (bspw. Monte-Carlo-Simulation) gewählt wurde, jeden der oben genannten Geometrie- und Festigkeitsparameter unabhängig voneinander einer Stichprobenverteilung (bspw. Normal-, Gleich-, Beta-, Gammaverteilung) zu unterlegen. Es können also im Vorfeld die in geologischen Aufnahmen ermittelten Parameter (bspw. aufgenommene Trennflächenorientierungen wie in Abb. 2.14) einer statis-

tischen Analyse unterzogen und der entsprechenden Verteilung nach an *RocTopple* weitergegeben werden. Nach Eingabe der jeweiligen Verteilungsparameter (Standardabweichung, relative Maxima/Minima und der Stichprobengröße) ermittelt *RocTopple* beispielsweise mittels einer Monte-Carlo-Simulation jeweils die Stabilität und den Standsicherheitsfaktor für zufällige, der Verteilung unterliegende, Parameter. Schließlich wird eine Versagenswahrscheinlichkeit angegeben, die aus den einzelnen Ergebnissen der Standsicherheit ermittelt wurde. Außerdem kann mit jedem einzugebenden Parameter eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt und deren Ergebnis grafisch dargestellt werden. So lassen sich die Einflüsse aller Parameter ermitteln und kritische, schlagartige Änderungen der Standsicherheit untersuchen (vgl. Abb. 4.11).

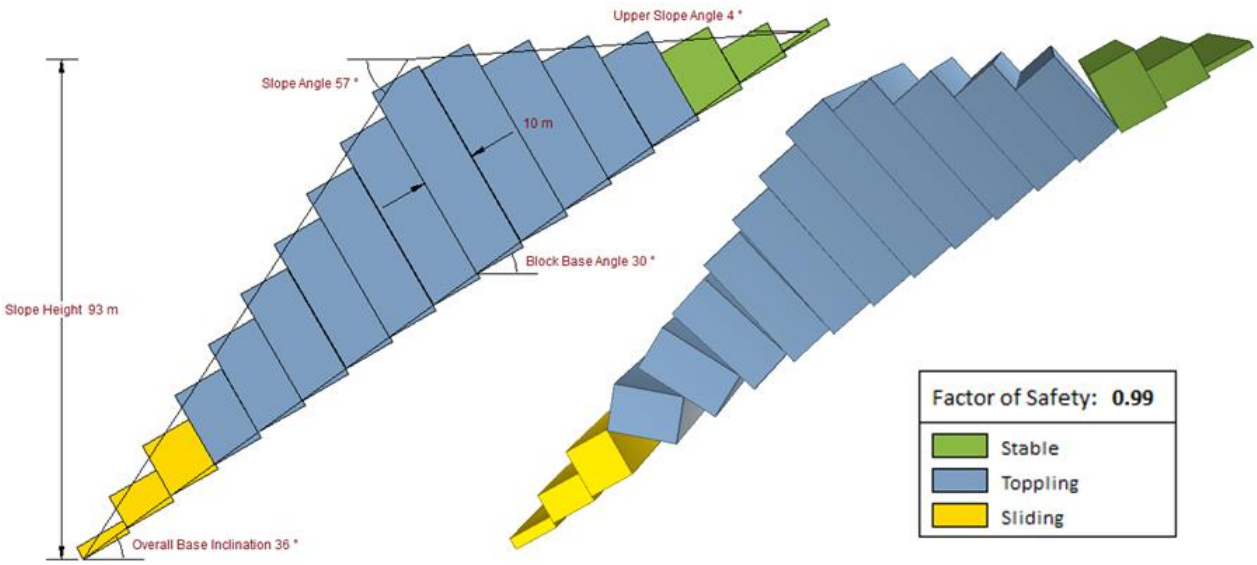
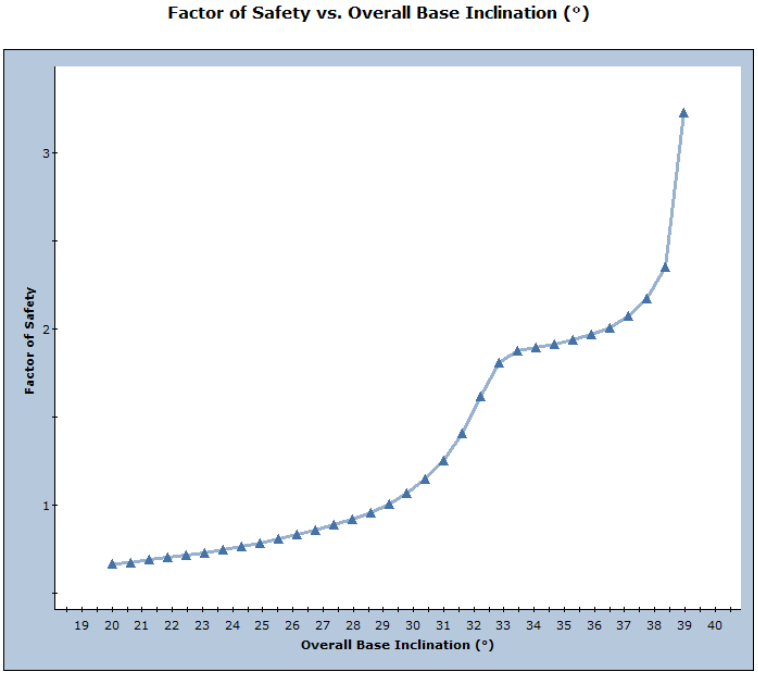


Abb. 4.10 Deterministisch berechnetes Modell in RocTopple; ausgelenkter Zustand nach Kippen und Darstellung des Berechnungsergebnisses in Form der Blockgruppenzustände sowie des zugehörigen Standsicherheitsfaktors

Es handelt sich bei der Monte-Carlo-Simulation um ein Verfahren, welches mit Hilfe eines Zufallsgenerators Parameter bestimmt, die einer gewissen Verteilung unterliegen. Mit jedem der Parameter erfolgt in *RocTopple* eine Standsicherheitsberechnung. Erst ab einer relativ großen Stichprobenanzahl ist eine solche Simulation sinnvoll (AHMADABADI & POISEL, 2015). Die Versagenswahrscheinlichkeit p_f ergibt sich gemäß TRUNK (1993) zu:

$$p_f = \text{Anzahl der zu Versagen führender Simulationen} \;/\; \text{Gesamtanzahl der Simulationen}$$

a)



b)

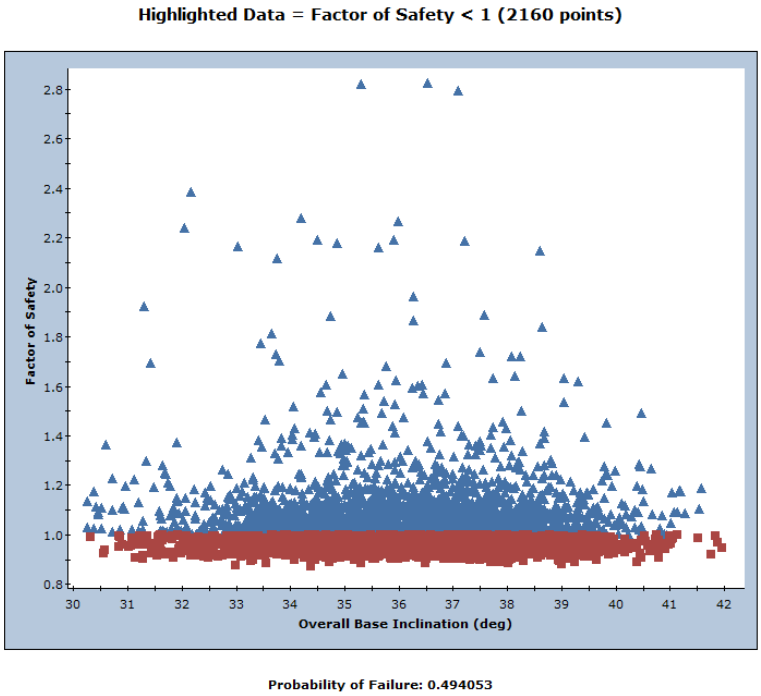


Abb. 4.11 a)Beispiel einer Sensitivitätsanalyse - Variation der Generalneigung der Aufstandsbasis („overall base inclination“) und Auswirkung auf den Standsicherheitsfaktor; b)Ergebnisplot einer probabilistischen Berechnung (Monte-Carlo-Simulation mit 5000 Stichproben, Normalverteilung der Generalneigung der Aufstandsbasis und Kippkörper) - Generalneigung der Aufstandsbasis und zugehörige Standsicherheitsfaktoren;

4.4. Numerische Verfahren

In einigen Bereichen der Mechanik, vor allem im Bereich der Statik und Festigkeitslehre, beschränkt sich die (effiziente) Durchführbarkeit analytischer Lösungsverfahren auf relativ einfache Problemstellungen. Für realitätsnahe Fälle stößt man an die Grenzen analytischer Methoden, da diese mathematisch sehr aufwendig und umständlich werden. Dazu tragen vor allem komplexe Geometrien einer Struktur, spezifische Materialverhalten sowie geometrische, statische oder kinematische Randbedingungen bei - oft wird dadurch ein Problem analytisch nicht mehr lösbar (HOFSTETTER, 2011).

Numerische Verfahren sind mathematische Algorithmen, die mittels Implementierung als Computersoftware zur Berechnung solcher Lösungen verwendet werden. Doch auch numerische Verfahren ergeben für komplexere Probleme in den seltensten Anwendungsfällen eine exakte Lösung. Es handelt sich hierbei um Näherungsverfahren, die iterativ eine Approximation der exakten Lösung liefern. Größtenteils ist eine Approximation der Lösung mit endlicher Genauigkeit in der Praxis, wie HOFSTETTER (2011) erwähnt, ohnehin hinreichend genau. Eng verbunden mit der Genauigkeit eines Ergebnisses ist die benötigte beziehungsweise aufwendbare Rechenzeit. Diese ergibt sich abhängig von der softwareseitigen Implementierung, der zur Verfügung stehenden Rechenleistung sowie der Modellierung. Ein großer Vorteil numerischer Verfahren ist jener, dass die Versagensmechanismen nicht zwingend a priori vorgegeben werden müssen. Es muss ein passendes numerisches Verfahren gewählt werden, um den passenden Mechanismus zu simulieren (WYLLIE & MAH, 2004).

Zwei numerische Verfahren beispielsweise sind die Methoden der „finiten Elemente“ und der „finiten Differenzen“. Beiden Methoden gemein ist die Grundidee, Differenzialgleichungen entlang eines Netzes eines diskretisierten Körpers zu lösen. Das heißt, ein Körper muss in beliebig, jedoch endlich viele (=“finite“) Teile (Elemente) endlicher Größe unterteilt („diskretisiert“) werden. Diskretisierung bedeutet, ein aus „unendlich vielen, unendlich kleinen Teilchen“ bestehendes Objekt durch endlich viele und endlich große Teile nachzubilden. Der mathematisch weniger komplizierten Handhabung halber werden für diese Elemente einfache geometrische Formen verwendet. Beispielsweise Dreiecke (2D) oder Tetraeder (3D) bieten sich an. Je feiner das so erhaltene Netz ist, desto detailreicher und realitätsnäher kann ein Körper modelliert werden. Es erhöht sich im Allgemeinen dadurch die Ergebnisgenauigkeit, aber auch der

Rechenaufwand. Jedem Element können physikalische Eigenschaften zugewiesen werden. Zudem stehen alle Elemente, die das Gesamtnetz bilden, in Beziehungen zueinander, welche die physikalischen Verhältnisse beschreiben (u. a. das Materialverhalten). Diese Beziehungen werden durch Differenzialgleichungen beziehungsweise Ansatzfunktionen (eine Approximationsfunktion niedrigerer Ordnung, als jene Funktion, die mit ihr approximiert wird; BUNGARTZ & GRIEBEL, 2004) beschrieben, deren Lösungen oder Näherungen mechanische Reaktionen wie Spannungen und Verschiebungen und den Versagensmechanismus ergeben beziehungsweise demonstrieren können (WYLLIE & MAH, 2004). Abb. 4.12 zeigt beispielhaft die Diskretisierung einer Scheibe in ein immer feiner werdendes, regelmäßiges Netz sowie Auszüge der grafischen Ergebnisse einer Finiten-Elemente-Berechnung gemäß HOFSTETTER (2011).

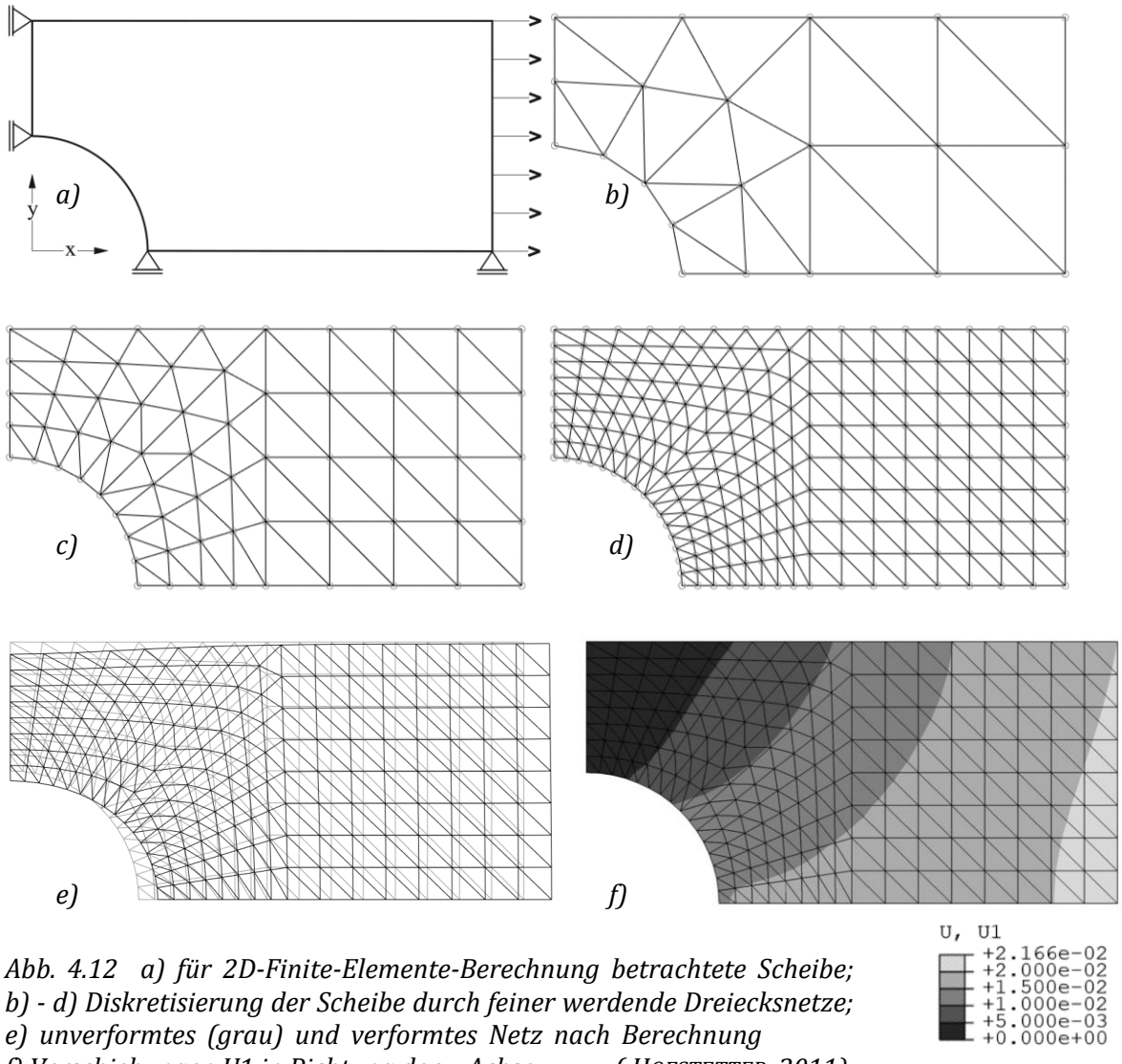


Abb. 4.12 a) für 2D-Finite-Elemente-Berechnung betrachtete Scheibe; b) - d) Diskretisierung der Scheibe durch feiner werdende Dreiecksnetze; e) unverformtes (grau) und verformtes Netz nach Berechnung f) Verschiebungen U1 in Richtung der x-Achse (HOFSTETTER, 2011)

4.4.1. Finite-Elemente-Methode (FEM)

Bei der FEM kann ein Element eine höhere Anzahl an Elementknoten als Eckpunkte haben. Das heißt, ein Dreieckselement beispielsweise kann dreiknotig (ein Knoten je Eckpunkt), oder auch sechs- oder mehrknotig sein (siehe Abb. 4.13). Jedem Elementknoten wird eine Ansatzfunktionen zugeteilt. Für mechanische Probleme zum Beispiel definiert die Anzahl der Knoten also gemeinsam mit den Ansatzfunktionen den Verformungsansatz des Gesamtnetzes und dessen Ordnung. So kann beispielsweise ein linearer Verformungsansatz eines Elements durch ein Dreieckselement mit 3 Knoten und ein quadratischer Verformungsansatz mit denselben Ansatzfunktionen durch ein Dreieckselement mit 6 Knoten dargestellt werden (FUCHSBERGER, 2012).

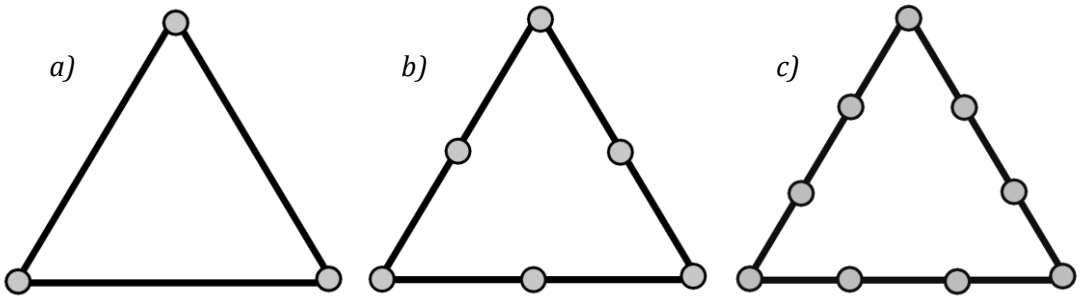


Abb. 4.13 Drei Beispiele der Knotenanzahl und -positionen im Falle eines 2D-Dreieckelements der FEM; Dreieckselement mit a) 3 Knoten - linearer Verformungsansatz, b) 6 Knoten - quadratischer Verformungsansatz, c) 9 Knoten - Verformungsansatz dritter Ordnung

Das fertige Netz kann aus beliebig vielen Elementen bestehen und auf verschiedene Weisen konstruiert werden. Modelle mit regelmäßiger Netzgeometrie (siehe Abb. 4.13) können mit der FEM ebenso berechnet werden wie unregelmäßig ausgeformte Netze (siehe Abb. 4.14). Entscheidend ist gemäß SJODIN (2016) ein auf die jeweilige Art des Netzes und die Ansatzfunktionen abgestimmtes Lösungsverfahrens.

Physikalische Verhältnisse werden also näherungsweise beschrieben. Es entsteht auf diese Weise für das gesamte FE-Netz ein algebraisches Gleichungssystem bestehend aus diskretisierten, partiellen Differenzialgleichungen. Die Lösung dieser Matrix erfolgt numerisch. Die Anwendbarkeit auf gekrümmte oder unregelmäßige Geometrien sowie die Belegung mit einer Kombination verschiedener Funktionen (ein Verformungsverhalten wird bspw. mit einem anderen Funktionstyp beschrieben als die Elektromagnetik) sind die Stärken der FEM (SJODIN, 2016).

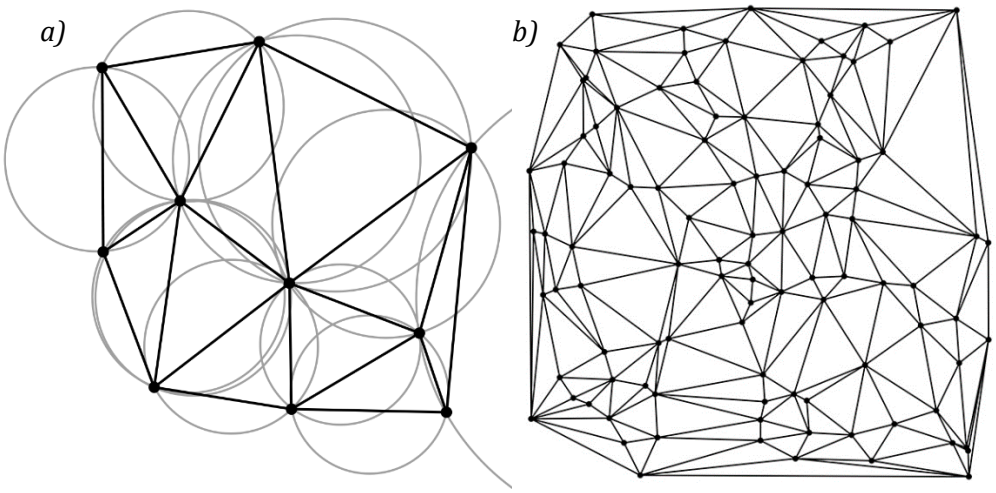


Abb. 4.14 Zweidimensionale Punktvernetzung nach Art der Delaunay-Triangulierung; a) Konstruktionsmethode: kein 4. Punkt in einem durch 3 Punkte aufgespannten Kreis; b) Beipiel eines Delauny-triangulierten Netzes (SJODIN, 2016) (Quelle: a) https://en.wikipedia.org/wiki/Delaunay_triangulation, 25.01.2019)

4.4.2. Finite-Differenzen-Methode (FDM)

Die FDM beruht wie die FEM einerseits auf der Diskretisierung des zu untersuchenden Objektkörpers und anderseits auf der Approximation und Näherungslösung jener Differenzialgleichungen, die die physikalischen Abhängigkeiten beschreiben. Während FE-Programme zur Lösung das Gleichungssystem in Matrizenform abarbeiten, passiert die Lösung bei der FDM durch ein zeitabhängiges „Schritt-für-Schritt"-Verfahren. (SJODIN, 2016).

Ein wesentlicher Vorteil von FD- gegenüber FE-Programmen ist laut WYLLIE & MAH (2004), dass üblicherweise dynamische Bewegungsgleichungen mitimplementiert werden. Grund dafür ist unter anderem, dass ein numerisches Verfahren stabil bleibt, obwohl das physikalische System instabil wird. Wie in der Realität kann beispielweise bei einem Material- oder Strukturversagen Spannungsenergie in kinetische Energie umgewandelt werden (bspw. springt eine gespannte Feder, wenn sie losgelassen wird). Dieses Verhalten kann in FE-Programmen so berücksichtigt werden, dass das Endergebnis grundlegend mit jenem einer FD-Berechnung übereinstimmt. Der bedeutende Unterschied liegt darin, dass durch dynamische Bewegungsgleichungen die Zwischenschritte korrekt dargestellt werden. Das heißt, im gegenständlichen Fall kann der Versagensmechanismus am FD-Modell während der Berechnung beobachtet werden. Es obliegt also dem Programmbenutzer, den Vorgang beziehungsweise die Verformung oder den Mechanismus durch Beobachtung auf Plausibilität zu überprüfen (WYLLIE & MAH, 2004).

4.4.3. UDEC (Universal Distinct Element Code)

UDEC (Itasca Consulting Group) ist ein zweidimensionales, numerisches FD-Programm der, das speziell für geomechanische Untersuchungen entwickelt wurde. Diskontinuumsmechanische Problemstellungen, wie sie in der Felsmechanik durch Trennflächenverbände üblich sind, können mittels *UDEC* statisch oder dynamisch behandelt werden. Das Verhalten von Starrkörperverbänden (ohne FD-Netz) kann genauso untersucht werden wie jenes verformbarer Blöcke. Diesbezüglich stehen verschiedene vordefinierte Materialmodelle zur Verfügung. Große Blockverschiebungen und -rotationen können gemeinsam mit materialverhaltensabhängiger Blockverformung auftreten. Die Diskontinuitäten (Trennflächen) werden mittels bestimmter Übergangsbedingungen zwischen den betroffenen Elementen berücksichtigt. Versagensmechanismen können durch die grafische Modellausgabe während der Berechnung observiert und Standsicherheitsfaktoren ausgegeben werden (WYLLIE & MAH, 2004).

Das Berechnungsverfahren in *UDEC* entspricht grundlegend dem der FDM (siehe Abschnitt 4.4.2). Wie aus Abb. 4.15 hervorgeht, vereinfacht beziehungsweise verkürzt sich für starre Blöcke ohne FD-Netz das Verfahren, allerdings ist eine automatisierte Standsicherheitsberechnung in *UDEC* nur für durch FD-Netze diskretisierte Körper unter Zugrundelegung plastischer Materialmodelle möglich. Zur Ermittlung des Standsicherheitsfaktors wird die Methode der Reduktion der Scherfestigkeit angewendet (ITASCA, 2019).

Die Untersuchungen von POISEL, MAIR AM TINKHOF & PREH (2011) zeigten, dass *UDEC* zur Simulation und Berechnung von Kippmechanismen gut geeignet ist und Ergebnisse realitätsnahe Parameter zeigen.

4.4.4. Standsicherheitsermittlung durch Reduktion der Festigkeit

Für numerische Berechnungen einer versagensgefährdeten Struktur muss die Form des Versagens zwar nicht vorab bestimmt werden, dennoch kann auch hier die Standsicherheit ermittelt werden. Ein Verfahren hierfür ist die Reduktion von Festigkeitsparametern (Englisch: „Shear-Strength-Reduction“, kurz SSR). Wie SCHWEIGER & TSCHUSCHNIGG (2015) beschreiben, ergibt sich die Standsicherheit durch SSR während der Berechnung, indem diese zunächst mit charakteristischen Scherfestigkeiten durchgeführt und mit verringerten Festigkeitsparametern wiederholt wird. Eine Abminderung der Festigkeiten geschieht sukzessive solange, bis ein

Grenzgleichgewichtszustand erreicht ist beziehungsweise Instabilität eintritt. Der aus der SSR ermittelte Standsicherheitsfaktor η_{SSR} ergibt sich schließlich aus dem Verhältnis der charakteristischen Scherfestigkeitsparameter φ_{ch} beziehungsweise c_{ch}, und der zum Versagen führenden φ_{fail} und c_{fail}. (SCHWEIGER & TSCHUCHNIGG, 2015)

$$\eta_{SSR} = tan\ \varphi_{ch} / tan\ \varphi_{fail} = c_{ch} / c_{fail}$$

In *UDEC* ist die automatische Ermittlung der Standsicherheitsfaktoren nach der Methode der Reduktion der Festigkeit gemäß dem „bracketing approach" (beschrieben in DAWSON et al., 1999) implementiert. Es wird hierbei ein nach und nach kleiner werdender Bereich angegeben, in dem der Sicherheitsfaktor liegt. Abb. 4.16 zeigt beispielhaft ein *UDEC*-Modell während dieses Vorgangs.

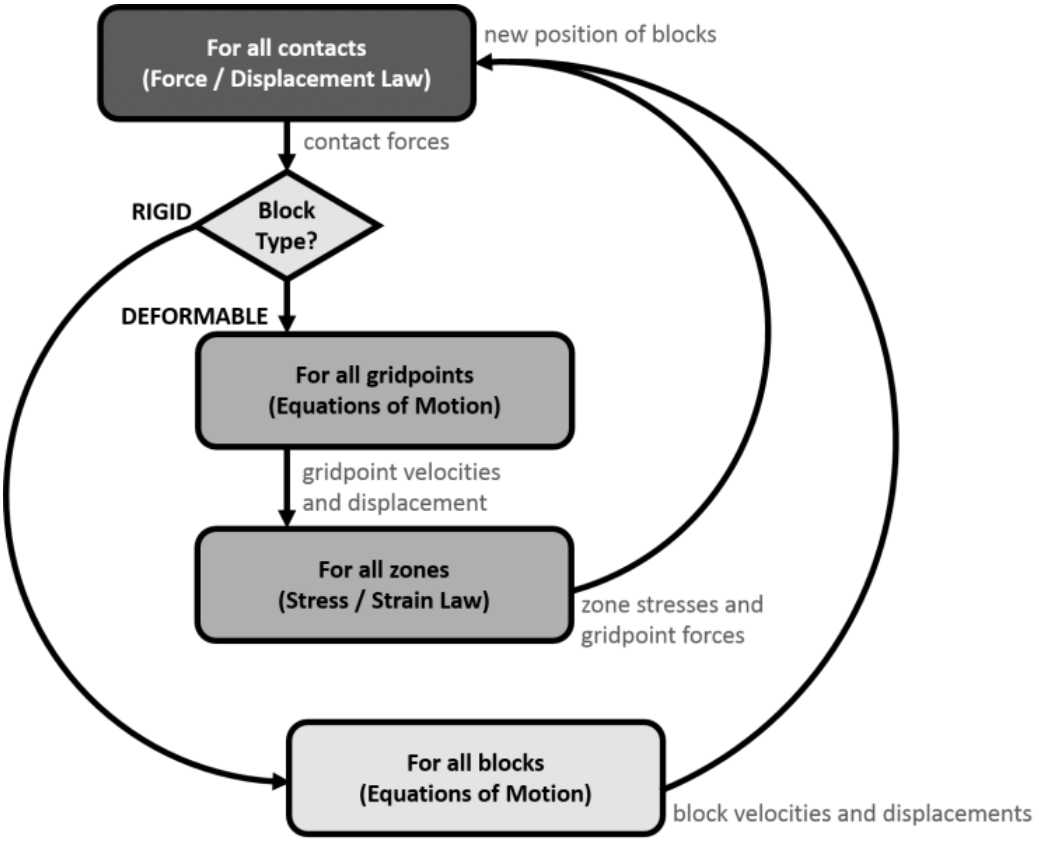


Abb. 4.15 UDEC-Berechnungsschema für starre und verformbare Blöcke (ITASCA, 2019)

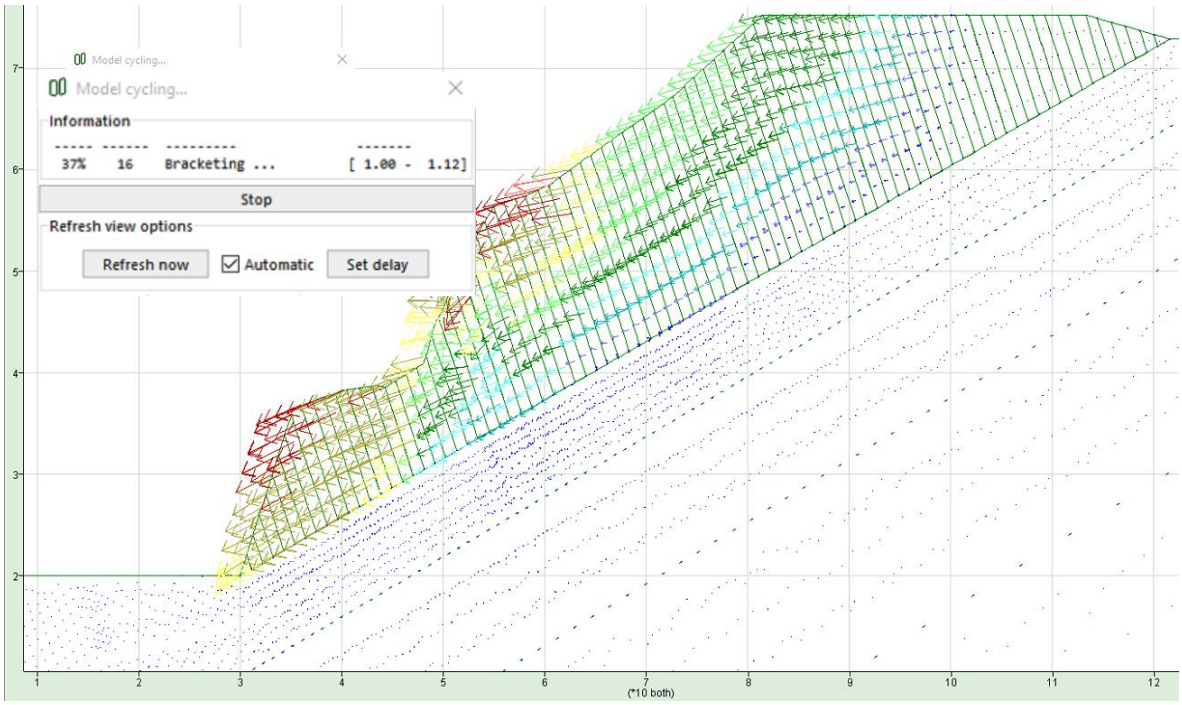


Abb. 4.16 Beispiel einer FD-Berechnung in UDEC; die grafische Oberfläche gibt die Vektoren der Verschiebungsgeschwindigkeit des jeweiligen Berechnungsschritts für jeden Elementknoten sowie den bis zu diesem Schritt eingegrenzten Bereich des Standsicherheitsfaktors aus.

4.4.5. Probabilistische Ansätze in der Numerik

Monte-Carlo-Simulationen (vgl. Abschnitt 4.3.4) sind für numerische Verfahren relativ einfach anzuwenden, da sie unabhängig vom eigentlichen numerischen Berechnungszyklus implementiert werden können. Jedoch resultiert aus der Vielzahl an benötigten Stichproben auch eine Vielzahl nötiger Berechnungen, um ein brauchbares Ergebnis zu erhalten. Monte-Carlo-Simulationen sind für numerische Verfahren folglich sehr zeitaufwendig (AHMADABADI & POISEL, 2015).

Einen anderen Weg schlägt die „Point Estimate Method“ (PEM) ein. Anstatt einer kontinuierlichen Verteilungsfunktion werden hierbei speziell definierte diskrete Wahrscheinlichkeiten berücksichtigt. Zunächst wird hierfür, wie nach Monte-Carlo, eine Verteilungsfunktion eines schwankenden Parameters benötigt. Anhand dieser Verteilung werden nach Häufigkeit gewichtete Punkte bestimmt. Für einen schwankenden Parameter ergibt sich je nach Methode der PEM eine relativ geringe Anzahl diskreter Fixwerte (Abb. 4.17). Mit diesen können numerische Berechnungen erfolgen. Trotz der geringern Anzahl der Berechnungen ist die Unsicherheit gemäß der Verteilungsfunktion dieses Paramters hinreichend berücksichtigt (AHMADABADI & POISEL, 2015).

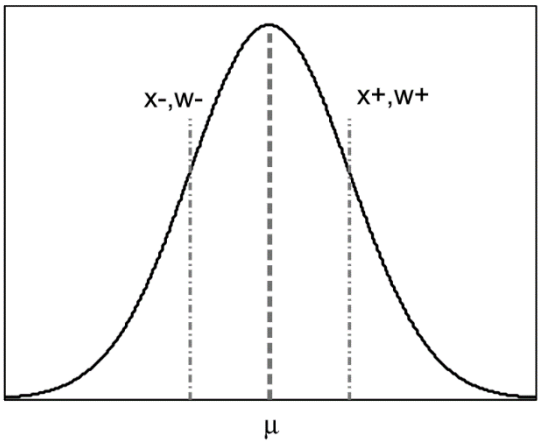


Abb. 4.17 Vereinfachtes Schema der PEM (AHMADABADI & POISEL, 2015)

4.5. Einflüsse auf Kippversagen

Neben der Geometrie einer Böschung gibt HOEK (1991) die Orientierungen der Trennflächen als „kritische Parameter“ für Kippen von Felsstrukturen an.

Ein allgemein gültiges Kriterium für den Versagensmechanismus Kippen existiere nicht, dennoch seien kippgefährdete Strukturen meist offensichtlich erkennbar. Zumindest lassen sich aus Verschiebungsmessungen entlang einer Böschung neben ingenieurgeologischen Aufnahmen und geometrischen Analysen (vgl. kinematische Kippbedingungen, Abschnitt 4.2) konkrete Warnsignale erkennen. Betreffend die Berechnung von Kippversagen wird empfohlen analytische Verfahren heranzuziehen, um die Zustände der einzelnen Blöcke (vgl. Abschnitt 4.3.1) zu untersuchen und numerische Verfahren anzuwenden, um den Kippmechanismus genauer zu untersuchen oder beispielsweise eine Standsicherheit zu ermitteln (HOEK, 1991).

5. Standsicherheitsermittlung gemäß ÖNORM

Die nachfolgenden Abschnitte 5.1, 5.2, 5.3 und 5.4 sind inhaltlich, sofern nicht anders angegeben, folgenden Normen entnommen:

- ÖNORM EN 1997-1: 2014 11 15
- ÖNORM B 1997-1-1: 2013 09 01
- ÖNORM B 1997-1-5, 2017 11 01
- ÖNORM B 1998-1: 2017 07 01

5.1. Ausnutzungsgrad und Gesamtstandsicherheit

Ein Versagen einer Böschung oder eines Hanges tritt dann ein, wenn die Materialscherfestigkeit des Baugrundes und, wenn vorhanden, die Festigkeit konstruktiver Elemente durch einwirkende Beanspruchungen überschritten wird.

Gemäß ÖNORM B 1997-1-5: 2017-11-01 ist für den Nachweis der Gesamtstandsicherheit von Böschungen und Hängen die Bedingung $E_d \leq R_d$ einzuhalten. E_d bezeichnet den Bemessungswert der Beanspruchungen und R_d jenen der Widerstände. Der Ausnutzungsgrad μ, der sich als Quotient der Bemessungswerte zu $\mu = E_d/R_d$ ergibt, drückt die Gesamtstandsicherheit aus. Sicherheit gegen Versagen ist gegeben, wenn die Bedingung $\mu \leq 1$ erfüllt ist.

Die in Kapitel 4 vorgestellte numerische und analytische Software (*RocTopple* bzw. *UDEC*) berechnet für die Sicherheit gegen Versagen globale Sicherheitsfaktoren η_{global} gemäß der 2017 zurückgezogenen ÖNORM B 4433. Laut der Nachfolgernorm (ÖNORM B 1997-1-5 Abschnitt 3.6) kann ein globaler Sicherheitsfaktor gemäß dem semi-probabilistischem Sicherheitskonzept mittels Teilsicherheitsbeiwerten ($\gamma_{\phi'}$ für den Teilsicherheitsbeiwert des effektiven Reibungswinkel ϕ' bzw. $\gamma_{c'}$ für den Teilsicherheitsbeiwert der effektiven Kohäsion c') wie folgt in den Ausnutzungsgrad μ umgerechnet werden:

$$\mu = \gamma_{\phi'} / \eta_{global} = \gamma_{c'} / \eta_{global}$$

Die Bedingung zum Nachweis der Gesamtstandsicherheit einer Böschung kann somit durch die Teilsicherheitsbeiwerte der Paramater der Scherfestigkeit des Baugrundes und durch die aus den Berechnungen mittels *UDEC* beziehungsweise *RocTopple* ermittelten globalen Sicherheitsfaktoren folgendermaßen ausgedrückt werden:

$$\mu \leq 1 \quad \rightarrow \quad \gamma_{\phi'} \leq \eta_{global} \qquad bzw. \qquad \gamma_{c'} \leq \eta_{global}$$

5.2. Teilsicherheitsbeiwerte

Basierend auf dem semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzept, welches das deterministische globale Sicherheitskonzept für Standsicherheitsberechnungen abgelöst hat, müssen abhängig vom jeweiligen Nachweisverfahren die charakteristischen Parameter der Beanspruchungen und Widerstände mit Teilsicherheitsbeiwerten behaftet werden. Dadurch soll die Streuung gewisser Parameter berücksichtigt und somit ein gewisses Sicherheitsniveau nachgewiesen werden. Betreffend das Sicherheitsniveau sind für die charakteristischen Parameter der Beanspruchungen und Widerstände abhängig von der zugrunde liegenden Bemessungssituation (kurz „BS“) und der Schadensfolgeklasse („Consequence Classes“, kurz „CC“) Teilsicherheitsbeiwerte festgelegt.

Je nachdem, ob es sich bei einer konkreten Beanspruchungssituation, den Zeitraum sowie physikalische Einwirkungen betreffend, um eine dauerhafte, veränderliche oder außergewöhnliche handelt, unterscheiden sich die anzuwendenden Teilsicherheitsbeiwerte für die Nachweisführung. Gemäß ÖNORM 1997-1 werden drei Arten der Bemessungssituation unterschieden (ständig, vorübergehend und außergewöhnlich). Ergänzend zu ÖNORM 1997-1 sind gemäß ÖNORM 1997-1-1: 2013-09-01 Abschnitt 4.2 die Bemessungssituationen für geotechnische Bemessungen und Nachweise wie folgt zugeordnet beziehungsweise definiert:

- ständige Bemessungssituation BS1:

  > *„Situationen, die den üblichen Nutzungsbedingungen des Bauwerks entsprechen. Sie beinhalten alle im normalen Betrieb zu erwartenden Einwirkungen und Einwirkungskombinationen, wie ständige Lasten, regelmäßig auftretende Nutzlasten und Verkehrslasten sowie Schnee, Grundwasser und Wind“* (ÖNORM B 1997-1-1: 2013 09 01, S. 6)

- vorübergehende Bemessungssituation BS2:

  „Situationen, die sich auf zeitlich begrenzte Zustände des Tragwerks beziehen, z. B. im Bauzustand oder bei der Instandsetzung, nicht regelmäßig auftretende größte Verkehrslastwirkungen, Eisdruck“ (ÖNORM B 1997-1-1: 2013 09 01, S. 6)

- außergewöhnliche Bemessungssituation BS3:

  „Außergewöhnliche Situationen, die sich auf außergewöhnliche Bedingungen für das Bauwerk beziehen, z. B. auf Erdbeben, [...] extremes Grundwasser bzw. Hochwasser“ (ÖNORM B 1997-1-1: 2013 09 01, S. 6)

Abhängig davon wie groß die von einem möglichen Versagen einer Struktur ausgehende Gefährdung von Menschenleben beziehungsweise das von einem möglichen Versagen ausgehende wirtschaftliche Risiko ist, sind ebenso unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte festgelegt. Ist beispielsweise ein Nachnutzung eines stillgelegten Steinbruches in irgendeiner Form angedacht, muss ein höheres Sicherheitsniveau für die Standsicherheit der Steinbruchwände nachgewiesen werden, als ohne Nachnutzungsabsicht.

Die hierfür allgemein in ÖNORM EN 1990: 2013-03-15, Anhang B.3.1 definierten Schadensfolgeklassen sind in ÖNORM B 1997-1-1: 2013-09-01, Abschnitt 4.2 für geotechnische Bemessungen und Nachweise „für jene Fälle festgelegt, in denen diese die Teilsicherheitsbeiwerte beeinflussen“ (ÖNORM B 1997-1-1: 2013 09 01, S. 6) und werden dort wie folgt beschrieben:

- Schadensfolgeklasse CC1:

  „Keine Gefährdung von Menschenleben und/oder beachtliche wirtschaftliche Folgen (z. B. Gebäude untergeordneter Bedeutung und Nutzung, Böschungen und Hangsicherungen an untergeordneten Verkehrswegen)“ (ÖNORM B 1997-1-1: 2013 09 01, S. 6)

- Schadensfolgeklasse CC2:

  „Gefährdung von Menschenleben und/oder beachtliche wirtschaftliche Folgen (z. B. Böschungen und Hangsicherungen an Verkehrswegen, Hochwasserrückhaltedämme)“ (ÖNORM B 1997-1-1: 2013 09 01, S. 6)

- Schadensfolgeklasse CC3:

  „Gefährdung vieler Menschenleben und/oder schwerwiegende wirtschaftliche Folgen (z. B. Staudämme, öffentliche Infrastrukturbauten hoher Bedeutung)“ (ÖNORM B 1997-1-1: 2013 09 01, S. 6)

Die je nach der Bemessungssituation und Schadensfolgeklasse für Bodenparameter, geotechnische Einwirkungen und Widerstände für Böschungsnachweise festgelegten Teilsicherheitsbeiwerte sind Tab. 1, Tab. 2 und Tab. 3 (gemäß ÖNORM B 1997-1-5: 2017-11-01, Tabellen 7 bis 9 beziehungsweise gemäß ÖNORM B 1997-1-1: 2013-09-01, Tabellen 18 bis 20) zu entnehmen.

Tab. 1 Teilsicherheitsbeiwerte für geotechnische Einwirkungen (ÖNORM B 1997-1-5, 2017 11 01, S. 36)

Einwirkung		**Symbol**	**Wert**		
Dauer	**Bedingung**		BS 1	BS 2	BS 3
Ständig	ungünstig	γ_G	1,00	1,00	1,00
	günstig	γ_G	1,00	1,00	1,00
Veränderlich	ungünstig	γ_Q	1,10	1,10	1,10
	günstig	γ_Q	0	0	0

Tab. 2 Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (ÖNORM B 1997-1-5, 2017 11 01, S. 36)

Bodenkenngröße[a]	**Symbol**	**Wert für die Schadensfolgeklasse**								
		CC 1			**CC 2**			**CC 3**		
		Bemessungssituation			**Bemessungssituation**			**Bemessungssituation**		
		BS 1	BS 2	BS 3	BS 1	BS 2	BS 3	BS 1	BS 2	BS 3
Effektiver Reibungswinkel [b]	$\gamma_{\varphi'}$	1,10	1,05	1,00	1,15	1,10	1,05	1,30	1,20	1,10
Effektive Kohäsion	$\gamma_{c'}$	1,10	1,05	1,00	1,15	1,10	1,05	1,30	1,20	1,10
Wichte	γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Undrainierte Scherfestigkeit	γ_{cu}	1,20	1,15	1,10	1,25	1,20	1,15	1,40	1,30	1,20
Einaxiale Druckfestigkeit	γ_{qu}	1,20	1,15	1,10	1,25	1,20	1,15	1,40	1,30	1,20

[a] Bei Festgestein siehe 8.1.1.

[b] Dieser Beiwert wird auf tan φ‘ angewendet.

Tab. 3 Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände bei Böschungsbruch (ÖNORM B 1997-1-5, 2017 11 01, S. 36)

Widerstand	Symbol	Wert[a]
Erdwiderstand	$\gamma_{R;e}$	1,00
Ankerwiderstand und andere Stabilisierungselemente	γ_a	1,00
[a] Für alle Schadensfolgeklassen und Bemessungssituationen.		

Da eine Nachnutzung des Steinbruches als Freizeiteinrichtung angedacht ist, ist die Schadensfolgeklasse CC3 zu berücksichtigen. Für die Bemessungssituation BS1 ergeben sich für die Bodenkenngrößen (Reibungswinkel ϕ' und Kohäsion c') die Teilsicherheitsbeiwert zu $\gamma_{\phi'} = \gamma_{c'} = 1{,}30$.

5.3. Numerische Verfahren

Grundsätzlich können nach ÖNORM B 1997-1-5: 2017-11-01, Abschnitt 11.3 numerische Verfahren (explizit erwähnt auch die Finite-Differenzen-Methode) zur zwei- oder dreidimensionalen Standsicherheitsberechnung herangezogen werden. Der Standsicherheitsfaktor der numerischen Berechnung η_{num} ergibt sich als Quotient der charakteristischen Festigkeit (ϕ_k *bzw.* c_k) und der Festigkeit im Grenzgleichgewicht (ϕ_{Bruch} *bzw.* c_{Bruch}). Der Reibungswinkel ist mit dem Tangens zu berücksichtigen. Die Festigkeitsparameter im Grenzgleichgewicht können nach der Methode der Festigkeitsreduktion (siehe Kap 4, Abschnitt 4.4.4) ermittelt werden.

$$\eta_{num} = \tan \phi_k / \tan \phi_{Bruch} \quad \textit{beziehungsweise} \quad \eta_{num} = c_k / c_{Bruch}$$

Sind konstruktive Bauteile vorhanden, ist ihr Einfluss beziehungsweise der Einfluss ihres Versagens auf die Gesamtstandsicherheit und den Versagensmechanismus der Struktur zu untersuchen. Weiters wird erwähnt, Bauteile seien hierfür „*analog zu den charakteristischen Bodenkennwerten mit ihren charakteristischen Bauteilwiderständen zu berücksichtigen*“. (ÖNORM B 1997-1-5, 2017 11 01, S. 35)

Auch die Schweizer Norm „Geotechnik, SIA 267:2013“ empfiehlt, rückgerechnete Parameter als charakteristische Werte zu interpretieren (SCHWEIZER INGENIEUR- & ARCHITEKTENVEREIN, 2013).

Für numerische Berechnungsverfahren ist laut ÖNORM B 1997-1-5: 2017-11-01, Abschnitt 11.3 die Ermittlung der globalen Standsicherheitsfaktoren nach der Methode der Festigkeitsreduktion und der Vergleich jener globalen Sicherheiten mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Festigkeitsparameter empfohlen. Der globale Sicherheitsfaktor muss zum Nachweis der Standsicherheit zumindest gleich groß sein wie die Teilsicherheitsbeiwerte der Festigkeitsparameter gemäß Tab. 2.

Des Weiteren wird auf die Wichtigkeit der Netzdiskretisierung und deren Einfluss auf die berechnete Standsicherheit hingewiesen. Ein feineres Netz beziehungsweise Ansatzfunktionen höheren Grades können das Ergebnis verändern (vgl. Kapitel 4, Abschnitt 4.4). Aus diesem Grund ist laut ÖNORM B 1997-1-5: 2017-11-01, Abschnitt 11.3.4, zumindest ein Vergleich zweier Berechnungsergebnisse mit unterschiedlicher Netzgestaltung betreffend die Feinheit des Netzes oder mit unterschiedlichen Ansatzfunktionen an den Netzknoten empfohlen. Das ungünstigere Ergebnis der Berechnung der Standsicherheit ist als maßgebend zu erachten.

5.4. Einflüsse auf die Gesamtstandsicherheit

In der ÖNORM B 1997-1-5: 2017-11-01, Abschnitt 11.1, wird darauf hingewiesen, dass die Festigkeitsparameter des Untergrundes sowie auch Grundwasserverhältnisse bereits durch geringe Änderung relativ großen Einfluss auf die Standsicherheit nehmen können. Da die Ermittlung der Bemessungswerte der Beanspruchungen und Widerstände unter anderem auf diesen Festigkeiten beziehungsweise den einwirkenden Beanspruchungen (auch aus Wasserdrücken resultierend) basiert und der den Nachweis der Standsicherheit definierende Ausnutzungsgrad direkt mit den Bemessungswerten zusammenhängt, ist dieser Einfluss auch direkt ersichtlich.

Weiters wird in derselben ÖNORM, ebenfalls unter Abschnitt 11.1 der in dieser Arbeit fokussierte Einfluss der Trennflächenorientierungen auf die Standsicherheit mit einem Absatz erwähnt. Aufgrund der Schwankungen der Orientierungen der Trennflächen könnte auch der ermittelte Sicherheitsfaktor stark variieren - wie POISEL ET AL. (2017) und TRUNK (1993) zeigen, auch durchaus dadurch, dass sich der angenommene Versagensmechanismus durch eine Streuung der Raumstellung der Trennflächen ändern kann. Es ist deshalb für die Berechnung der Standsicherheit im Fels die Variation der Raumstellungen der Trennflächen bei Berechnungen zu berücksichtigen. Auf welche Art dies geschehen soll, lässt ÖNORM B 1997-1-5: 2017-11-01 jedoch offen.

Anmerkung I: Abseits der Normen gibt TRUNK (1993) zur Berücksichtigung von Schwankungen der Festigkeitsparametern spezifische Variationskoeffizienten an. Der Variationskoeffizient ist definiert als Quotient der Standardabweichung und des Modus eines Parameters. Steht beispielsweise ein charakteristischer Reibungsparameter fest und wird dieser als Erwartungswert betrachtet, liefert die Multiplikation mit dem spezifischen Variationskoeffizient dieses Reibungsparameters die Standardabweichung. Eine Verteilung ist somit definiert. TRUNK (1993) gibt die Werte des Variationskoeffizienten für die Reibungswinkel von Trennflächen mit 0,15 und für die Kohäsion von Trennflächen mit 0,30 an.

Anmerkung II: Ein grober Zusammenhang zwischen Versagenswahrscheinlichkeit und Standsicherheit beziehungsweise Teilsicherheitsbeiwert kann durch die akzeptablen Versagenswahrscheinlichkeiten für Böschungen gemäß GIBSON (2011) und die Schadensfolgeklassen gemäß ÖNORM B 1997-1-1 hergestellt werden. Eine Versagenswahrscheinlichkeit von 15-30% entspricht demnach grob genommen einem Teilsicherheitsbeiwert von 1,1. Eine Versagenswahrscheinlichkeit von 1-2% einem Teilsicherheitsbeiwert von 1,3 (siehe Abb. 5.1; POISEL ET AL., 2018a).

Schadensfolgeklasse

Design Element	Sjoberg	Schellman	Pothitos	Kirsten	Recommended	Teilsicherheitsbeiwert
Bench	10	12	10 – 50	20 to 50	15 to 30	1,1
Inter-ramp	1 to 2	8 to 10	1 to 3 <1*	5 to 10	2 to 5 <1*	1,2
Overall Slope	0.3	<8	1 to 3 <1*	1.5 to 5	1 to 2 <1*	1,3 (1,5)

* Overall or inter-ramp including haul road or key infrastructure

Abb. 5.1 Grober Zusammenhang zwischen Versagenswahrscheinlichkeiten und Teilsicherheitsbeiwerten (gemäß GIBSON, 2011; in Anlehnung an POISEL ET AL., 2018a)

6. Methodik & Untersuchungsverlauf

Die folgenden Untersuchungen dienten dazu, den Einfluss der natürlichen Schwankungen der Raumstellungen der Trennflächen in der Nordwand auf deren Gesamtstandsicherheit zu ermitteln. Dafür wurden die Softwareprogramme *RocTopple* und *UDEC* verwendet. Um die Schwankungen der Raumstellungen den Umsetzungsmöglichkeiten der beiden Programme entsprechend für die Berechnungen festzulegen, mussten die geologisch aufgenommenen Trennflächenorientierungen (siehe Kap. 2, Abschnitt 2.5) statistisch analysiert werden. Anschließend konnten die Standsicherheitsfaktoren in Abhängigkeit der ermittelten beziehungsweise für die Berechnung verwendeten Trennflächenorientierungen verglichen werden.

RocTopple bietet die Möglichkeit, die passenden Parameter einer Verteilung zu unterlegen und die Standsicherheit darauf basierend probabilistisch zu berechnen (siehe Kap. 4, Abschnitt 4.3.4).

Probabilistische Berechnungen in *UDEC* sind automatisiert nicht möglich und die Berechnung jedes einzelnen Modells ist (zeitlich) relativ aufwendig. Die Schwankungen der Raumstellungen der Trennflächen wurden basierend auf der nachfolgenden statistischen Analyse als Festwertabweichungen von einem Erwartungswert festgelegt (vgl. PEM Kap 4, Abschnitt 4.4.5). Es wurden drei Werte für die Fallwinkel der Foliation und drei für die Fallwinkel der Abschiebungsflächen bestimmt und diese jeweils miteinander kombiniert. Für jede Kombination von Trennflächenorientierungen wurde ein Modell erstellt und die Standsicherheit ermittelt.

Rückrechnungen des Versagensereignisses für den Grenzzustand des Gleichgewichts (η = 1,0) dienten zur Ermittlung der charakteristischen Festigkeitsparameter, die zum Versagen führten. Mit diesen Parametern wurde unter Einhaltung des in Kapitel 5 erläuterten Nachweises der Standsicherheit mittels „Vorwärtsrechnungen“ eine Sanierungsgeometrie entworfen. Die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{\phi'}$ und $\gamma_{c'}$ für den Standsicherheitsnachweis ($\gamma_{\phi'} \leq \eta_{global}$ *bzw.* $\gamma_{c'} \leq \eta_{global}$) sind gemäß ÖNORM (Kap. 5, Abschnitt 5.2) auf 1,30 festgelegt.

Die Rückrechnungen der Festigkeitsparameter und die Standsicherheitsberechnung mit der Sanierungsgeometrie wurden jeweils für den beim Versagen bewegten Wandbereich oberhalb 290 m ü. A. durchgeführt.

6.1. Geometrische Modellierung

Für die Oberflächenmodellierung standen Daten aus 3D-Laserscans des Steinbruchs und 2D-Profilschnitte der Nordwand zur Verfügung (vgl. Abb. 3.3 und Abb. 3.4). Für eine grundsätzliche Analyse der Trennflächen im Zusammenhang mit dem Versagensmechanismus wurde ein 3D-Modell erstellt. Dies geschah aus 3D-Laserscan-Daten mittels der Software *AutoCAD Civil 3D* (AutoDesk) (vgl. Abb. 3.12).

Für alle weiteren Untersuchungen und Berechnungen wurde das Profil „0917-4“ beziehungsweise eine abgeflachte, rückgeböschte Sanierungsvariante herangezogen (siehe Kapitel 3, Abschnitt 3.2). Für die numerischen Berechnungen in *UDEC* konnte das Profil getreu der Vermessung nachmodelliert werden. In den analytischen Untersuchungen mittels *RocTopple* konnten nur Böschungen mit einer Generalneigung modelliert werden. Die Generalneigungen wurden aus Profil „0917-4“ (vgl. Abb. 3.4) beziehungsweise dessen abgeflachter Variante laut dem folgenden Abschnitt abgeleitet.

6.1.1. Ermittlung der Sanierungsgeometrie

Die in Abb. 6.1 dargestellte Verbindungslinie des Böschungsfußpunkts von Etage 290 m ü. A. und der Abbaugrenze am Wandkopf definiert die flachste Generalneigung, die in diesem Wandbereich zur Sanierung möglich war (unter Berücksichtigung der Abbaugrenze). Sie weist einen Fallwinkel von 39° auf. Unter Einhaltung der Abbaugrenze und der vorgegebenen Mindeststandsicherheit sind oberhalb 290 m ü. A. Etagen um diese Verbindungslinie konstruiert worden.

POISEL (2018) zeigte, dass Etagenböschungen mit je 10 m Höhe, 6,5 m Breite und Böschungsneigungen von 55° gegen Gleiten auf einer und auf zwei Ebenen sowie gegen Kippen ausreichende Standsicherheiten (≥1,3) aufweisen. Hierfür wurden aus Rückrechnungen kleinerer Versagensereignisse (siehe Kap.3, Abschnitt 3.6) im Maßstab der Etagenböschungen charakteristische Festigkeiten ermittelt. Davon ausgehend wurden Standsicherheiten der Etagenböschungen mit beschriebener Geometrie berechnet.

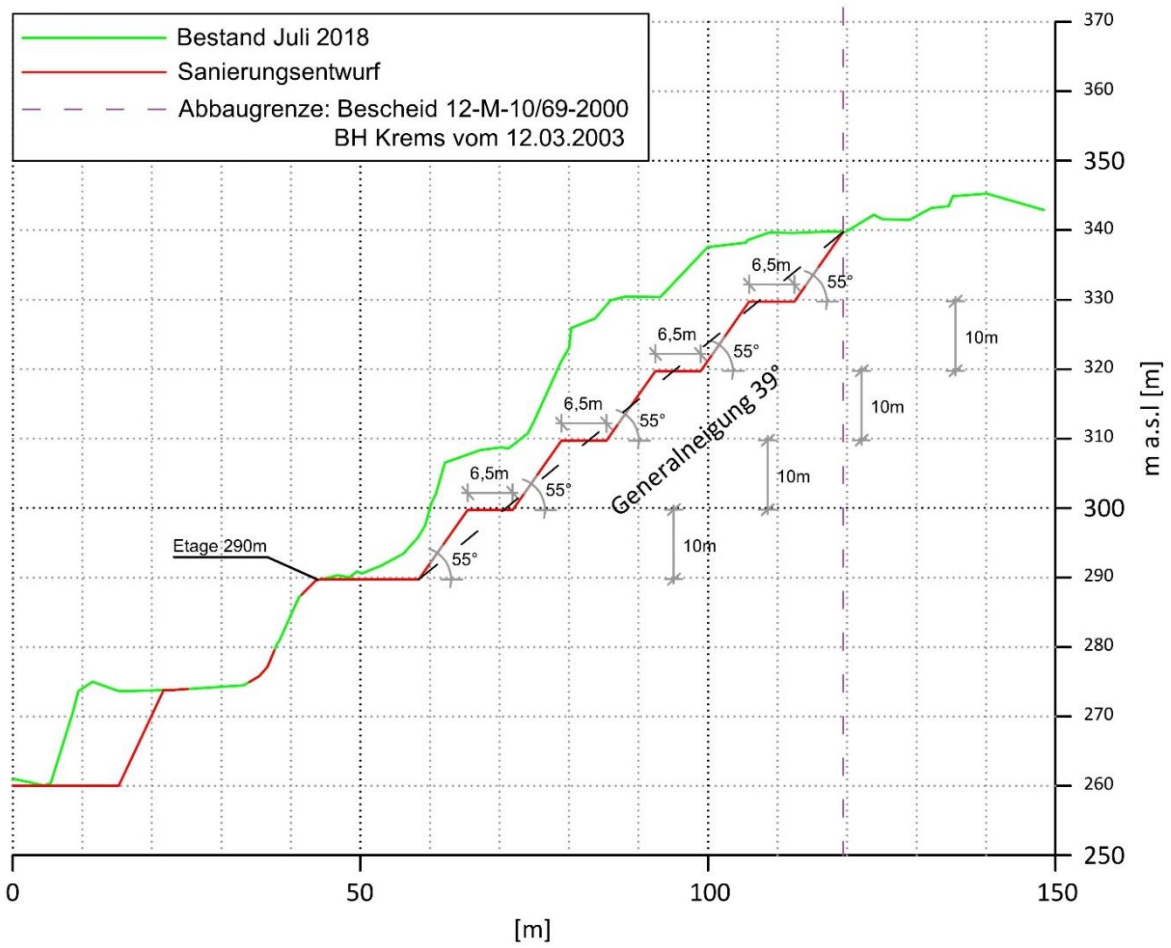


Abb. 6.1 Profil „0917-4“ von Juli 2018 nach dem Lockergesteinsabtrag 2018 am Wandkopf und Sanierungsentwurf um die flachstmögliche Generalneigung von 39°.

6.1.2. Schwankung der Orientierung der Trennflächen

Um die natürlichen Schwankungen der Raumstellung der Trennflächen ermitteln und abbilden zu können, wurde eine statistische Auswertung der ingenieurgeologisch aufgenommenen Daten in Anlehnung an die PEM (Kap. 4 Abschnitt 4.4.5) durchgeführt.

6.1.2.1. Schwankung der Foliationsfallwinkel

Die auszuwertenden Daten der Foliationsfallwinkel (in Kapitel 2, Abschnitt 2.5.1 in Gefügediagrammen dargestellt) wurden als Stichprobe einer zunächst unbekannten Verteilung betrachtet. Um aus dieser Stichprobe eine Verteilungsfunktion ableiten zu können, mussten Klassenteilungen vorgenommen und Klassenhäufigkeiten ermittelt werden. An diese Häufigkeiten wurde bestmöglich eine Verteilungsfunktion angepasst. Diese Anpassung wurde mittels der Software *EasyFit* (Mathwave) durchgeführt. (EasyFit ist eine Software zur Anpassung von Verteilungsfunktionen. Dabei wird eine

Reihe ausgewählter Verteilungsfunktionen angepasst, die jeweiligen Funktionsparameter ausgegeben und die Ergebnisfunktionen entsprechend ihrer Anpassungsgüte gereiht; MATHWAVE, 2018) Ein auf diese Weise erstelltes Histogramm der Fallwinkel der Foliationsflächen mit darauf angepassten Verteilungen ist in Abb. 6.2 abgebildet. Eine linksschiefe β-Verteilung zeigt in diesem Fall die größte Anpassungsgüte („best fit"). Der Modus der Foliationsfallwinkel liegt bei 75°.

Es wurden folgende *Foliationsfallwinkel* unter Berücksichtigung ihrer Schwankungen in den nachfolgenden Standsicherheitsberechnungen ermittelt:

1) Für Berechnungen mittels UDEC: *Rück- & Vorwärtsrechnung: 75°, 78° und 66°*

Testberechnungen für Profil „0917-4" mittels *UDEC* zeigten, dass größer werdende Foliationsneigungen (>75°) zu größeren Sicherheiten führten, als kleiner werdende (<70°). Für die Berücksichtigung der Schwankungen der Foliationsfallwinkel wurden deshalb für die numerischen Berechnungen 75°, 75°-9° und 75°+3° (sprich 66° und 78°) angesetzt (vgl. Abb. 6.3).

2) Für Berechnungen mittels RocTopple: *Rückrechung: 75°*

Vorwärtsrechnung: Normalvert. um: 75°, St.Abw.: 6,8°, Max. 85°

Für die deterministischen Rückrechnungen mittels RocTopple wurde ein Foliationsfallwinkel von 75° angesetzt. Die Vorwärtsrechnung erfolgte probabilistisch unter Berücksichtigung der Schwankungen des Fallwinkels der Foliation. Für probabilistische Berechnungen steht in RocTopple weder eine asymmetrische β-Verteilungsfunktion noch eine andere linksschiefe Verteilung zur Verfügung. Es musste auf eine Normalverteilung zurückgegriffen werden. Eine auf den untersuchten Foliationsfallwinkeln basierende Normalverteilung (Normalverteilung A) zeigt eine geringere Anpassungsgüte und eine Abweichung zum Modus der angepassten von rund 3° (siehe Abb. 6.2). Normalverteilung A wurde an die „best fit"-β-Verteilung angepasst. Dies ergab die Normalverteilung B mit dem Erwartungswert 75° und der Standardabweichung 6,8°. In *RocTopple* wurde eine Obergrenze der Foliationsfallwinkel bei 85° gesetzt (vgl. Abb. 6.3).

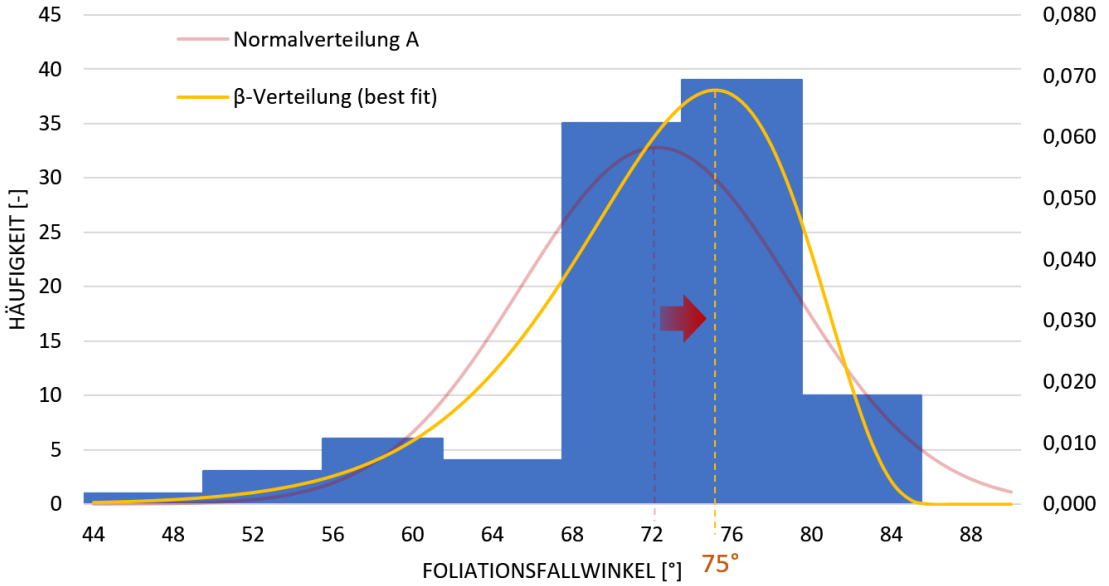


Abb. 6.2 Histogramm und Verteilungen der Fallwinkel der Foliationsflächen der Nordwand; Histogramm aus Stichprobe, Stichprobengröße: 98, Klassenanzahl: 7, Klassenbreite: 6
Modus der Normalverteilung A: 72° mit St.-Abw.: 6,8°
Modus der β-Verteilung: 75°, Funktionsparameter: α_1 = 2,4E5; α_2 = 4,8; a = -7E5; b = 86,3

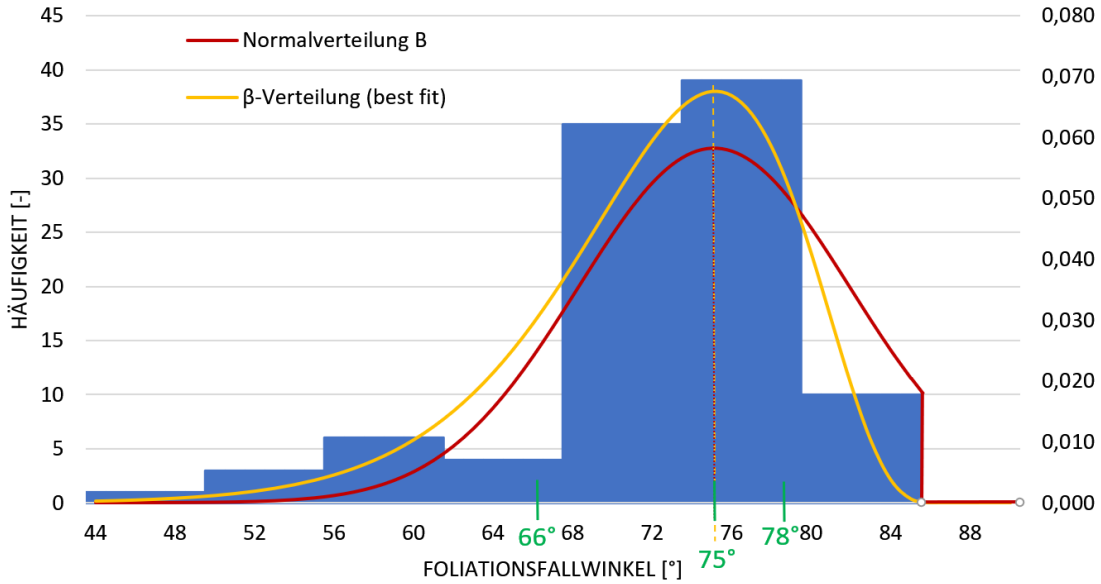


Abb. 6.3 „best fit"-β-Verteilung und darauf angepasste Normalverteilung der Fallwinkel der Foliationsflächen der Nordwand mit Obergrenze bei 85°. In grün die Festwerte für die numerischen Berechnungen.
Erwartungswert der Normalverteilung B: 75° mit St.-Abw.: 6,8° und Max.: 85°

Es wurden nicht die Foliationsfallwinkel aller Fallrichtungen miteinbezogen, lediglich jene, deren Fallrichtung um ±20° von der Fallrichtung 360° abweicht, um die Fallwinkel weniger oder nicht relevanter Fallrichtungen auszuschließen.

6.1.2.2. Abschiebungsfallwinkel

Flachere Abschiebungsabschnitte sind durch steilere, sigmoidale Bruchflächen verbunden. Gemeinsam dienten diese Elemente als Aufstandsfläche für die kippenden Kluftkörper (vgl. Kap.2, Abschnitt 2.5.2). Es wurde daher für die Berechnungen von einem Mittelwert und einer Generalneigung des Fallwinkels der Abschiebungsflächen von 35° ausgegangen.

Ermittelt wurden folgende *Fallwinkel der Abschiebungsflächen* zur Berücksichtigung ihrer Schwankungen in den nachfolgenden Standsicherheitsberechnungen:

1) Für Berechnungen mittels UDEC: *Rück- & Vorwärtsrechnung: 30°, 35°, (40°)*

Für Berücksichtigung der Streuung der Fallwinkel der Foliationsflächen wurden für die numerischen Berechnungen ±5° vom Mittelwert 35° angesetzt.

2) Für Berechnungen mittels RocTopple: *Rück: 30°, 35°, (40°)*
Vorwärtsrechnung: Normalvert. um: 35° bzw. 30°, St.Abw.: 10°, Max. 39°

Für die deterministischen Rückrechnungen wurde ein Abschiebungsfallwinkel von 30°, 35° und 40° angesetzt. Die Vorwärtsrechnungen erfolgten probabilistisch unter Berücksichtigung von Schwankungen des Fallwinkels. Für die probabilistischen Vorwärtsrechnungen in *RocTopple* wurde der Abschiebungsfallwinkel („Overall base inclination") normalverteilt um 35° beziehungsweise um 30° mit einer Standardabweichung von 10° angesetzt.

Eine Vorwärtsrechnung nach GOODMAN & BRAY (1976) mit einem Abschiebungsfallwinkel größer-gleich 39° ist für die Sanierungsgeometrie mit Generalneigung 39° aus rein geometrischen Gründen nicht möglich. Es wurde eine Obergrenze bei 39° gesetzt.

6.1.3. Trennflächenkombinationen

Betreffend die Fallwinkel der Foliations- und Abschiebungsflächen ergaben sich durch die Berücksichtigung ihrer Streuungen neun Kombinationsmodelle. Schematisch sind alle Kombinationen, die jeweils einer numerischen Rück- und Vorwärtsrechnung zu unterziehen waren, in Abb. 6.4 dargestellt und mit den Ziffern 1 bis 9 nummeriert.

Mittels *UDEC* ist, anders als in *RocTopple*, die Berechnung mit dem tatsächlichen Wandprofil durchführbar. Die Vorwärtsrechnung mit einem Abschiebungsfallwinkel von 40° und dem Sanierungsprofil wäre also möglich gewesen. Die drei Rückrechnungen mit der Abschiebungsvariante von 40° (Kombinationen „3“, „6“ und „9“) entfielen jedoch aufgrund der Tatsache, dass sich die Rissposition bei diesen Rückrechnungen nicht an der „richtigen“ Stelle befinden konnte. Bereits eine um 38° geneigte Abschiebungsfläche würde, ausgehend von Etage 290 m ü. A., den Wandkopf dort schneiden, wo eigentlich der grabenbruchartige Riss sein müsste. Bei der Rückrechnung für Kippversagen wäre das ermittelte Versagensbild also nicht mit dem real vorgefundenen vereinbar.

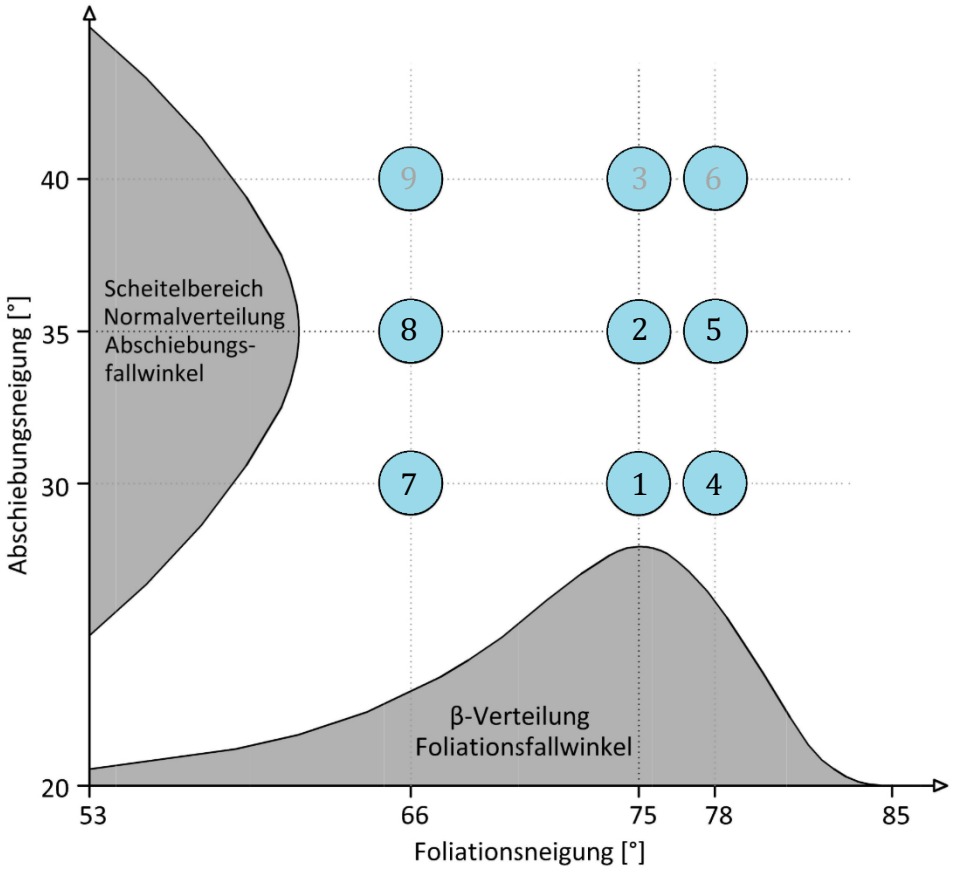


Abb. 6.4 Matrix-Schema der zu berechnenden Trennflächenkombinationsmodelle unter Berücksichtigung der Schwankungen der Fallwinkel der Foliations- und Abschiebungsflächen. Modelle 3, 6 und 9 wurden nicht berechnet.

6.2. Berechnungen

Die Rückrechnung der Reibungsparameter (ϕ und c) fand basierend auf der Topografie der Nordwand zum Zeitpunkt des Versagensereignisses statt (vgl. Kap. 3, Abschnitt 3.2). Dabei mussten Randbedingungen wie die Position der grabenbruchartigen Struktur und die Sägezahnstrukturen im Modell durch die Simulation des Versagens erfüllt werden. Jene Festigkeitsparamter, für welche die Rückrechnung Grenzgleichgewicht ($\eta = 1{,}0$) ergab, wurden auch für die Vorwärtsrechnung mit verändertem Wandprofil laut Sanierungsgeometrie (siehe Abschnitt 6.1.1) verwendet.

Die analytischen Berechnungen mittels *RocTopple* erfolgten für die Rückrechnungen deterministisch. Die Schwankungen der Trennflächen wurden durch probabilistische Vorwärtsrechnungen mit normalverteilten Fallwinkeln und Monte-Carlo-Simulationen (siehe Kap. 4 Abschnitt 4.3.4) berücksichtigt.

Alle numerischen Rück- und Vorwärtsrechnungen mittels *UDEC* erfolgten deterministisch. Die Schwankungen der Trennflächen wurden durch neun Kombinationsmodelle berücksichtigt, von denen sechs zu berechnen waren (siehe Abschnitt 6.1.3). Die Fallwinkel der Trennflächen sowie die Festigkeitsparameter der jeweiligen Rückrechnung waren für die zugehörige Vorwärtsrechnung zu verwenden.

6.2.1. Analytische Berechnungen

6.2.1.1. Modellerstellung in RocTopple

Das analytische Verfahren nach GOODMAN & BRAY (1976) beziehungsweise die darauf basierende „Equal Area Method“ berücksichtigen nur generalgeneigte Böschungen (siehe Kap. 4 Abschnitt 4.3). Die Generalneigung des beim Versagen bewegten Bereichs wurde aus Profil „0917-4“ zum Zeitpunkt des Versagens mit 47° ermittelt. Die Generalneigung der Sanierungsgeometrie beträgt gemäß Abb. 6.1 39°. Der Böschungskranz wurde horizontal angenommen und die Böschungshöhe mit 55 m, um den Zustand direkt nach dem Versagen (vgl. Kap. 3, Abschnitt 3.2) zu berücksichtigen. Die Generalneigung der Aufstandsebene („Overall Base Inclination“) wurde entsprechend der Fallwinkel der Abschiebungsflächen auf 30° (*Modell 1*) beziehungsweise 35° (*Modell 2*) festgelegt. Die Fallwinkel der Trennflächen entsprachen für die analytischen Rückrechnungen den Kombinationen 1 und 2 gem. Abb. 6.4.

Abb. 6.5 zeigt die Abstraktion von Profil „0917-4“ zu einem generalgeneigten Modell aus *RocTopple* mit passender Position des Risses am Wandkopf. Abb. 6.6 zeigt ein *Roctopple*-Modell angepasst an die Sanierungsgeometrie.

6.2.1.2. Rückrechnungen der Festigkeiten mittels RocTopple

Unter Variation der Kluftkörperdicke und Einhaltung der Rissposition wurden in den Rückrechnungen deterministisch jene Reibungsparameter ermittelt, bei denen sich Grenzgleichgewicht einstellte. Eine Übersicht der erhaltenen Werte bietet Tab. 4.

Tab. 4 RocTopple-Modelle: Geomtrie- und Festigkeitsparameter der Rückrechnungen

Berechnungen RocTopple	*Einheit*	***Modell 1***	***Modell 2***
Foliationsfallwinkel:	[°]	75	75
Generalfallwinkel der Abschiebung:	[°]	30	35
Dicke der Kluftkörper:	[m]	3,75	2,00
Materialwichte γ:	[kN/m^3]	27	27
Reibungswinkel der Abschiebung φ_A:	[°]	25	25
Kohäsion der Abschiebung c_A:	[kPa]	5	10
Reibungswinkel der Foliation φ_K:	[°]	24	29
Kohäsion der Foliation c_K:	[kPa]	5	10

6.2.1.1. Standsicherheitsberechnungen (Vorwärtsrechnungen) mittels RocTopple

Die Vorwärtsrechnungen wurden mit einer Generalneigung von 39° durchgeführt. Ausgehend von den in Tab. 5 dargestellten Festigkeitsparametern als Mittelwert $\mu_{1F;\,2F}$ wurden Standardabweichungen $\sigma_{1F;\,2F}$ für die Schwankung der Festigkeitsparameter mittels der spezifischen Variationskoeffizienten V_K nach TRUNK (1993) festgelegt (vgl. S. 62). Damit wurden die Normalverteilungen der Reibungsparameter definiert.

Tab. 5 RocTopple-Modelle: Berücksichtigung der Schwankung der Trennflächenfestigkeitsparameter n. TRUNK (1993) für die Vorwärtsrechnugnen

Streuung Festigkeitspar.	*Einh.*	V_K [-]	***Modell 1***		***Modell 2***	
			μ_{1F}	σ_{1F}	μ_{2F}	σ_{2F}
Reibungswinkel der Absch. φ_A:	[°]	0,15	25	3,75	25	3,75
Reibungswinkel der Foliat. φ_K:			24	3,60	29	4,35
Kohäsion der Abschiebung c_A:	[kPa]	0,30	5	1,5	10	3
Kohäsion der Foliation c_K:			5	1,5	10	3

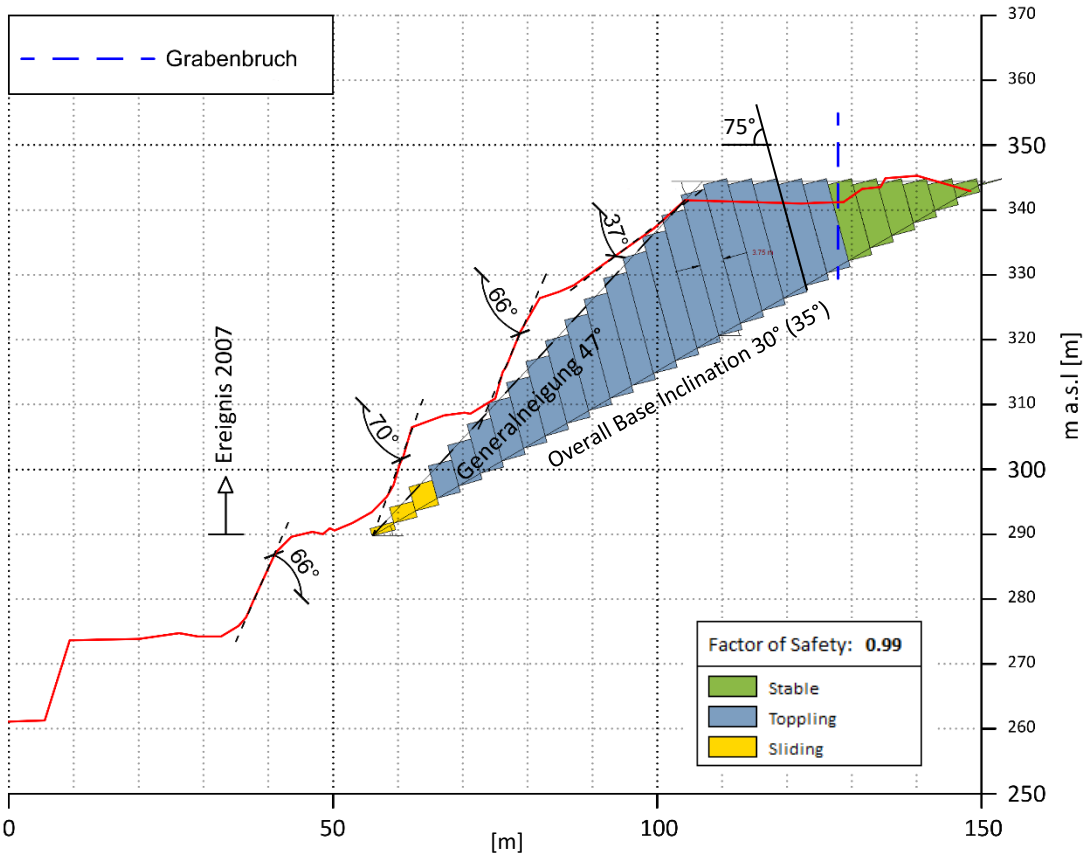


Abb. 6.5 Profil „0917-4“ exemplarisch mit ***RocTopple Modell 1 (Rückrechnung)***

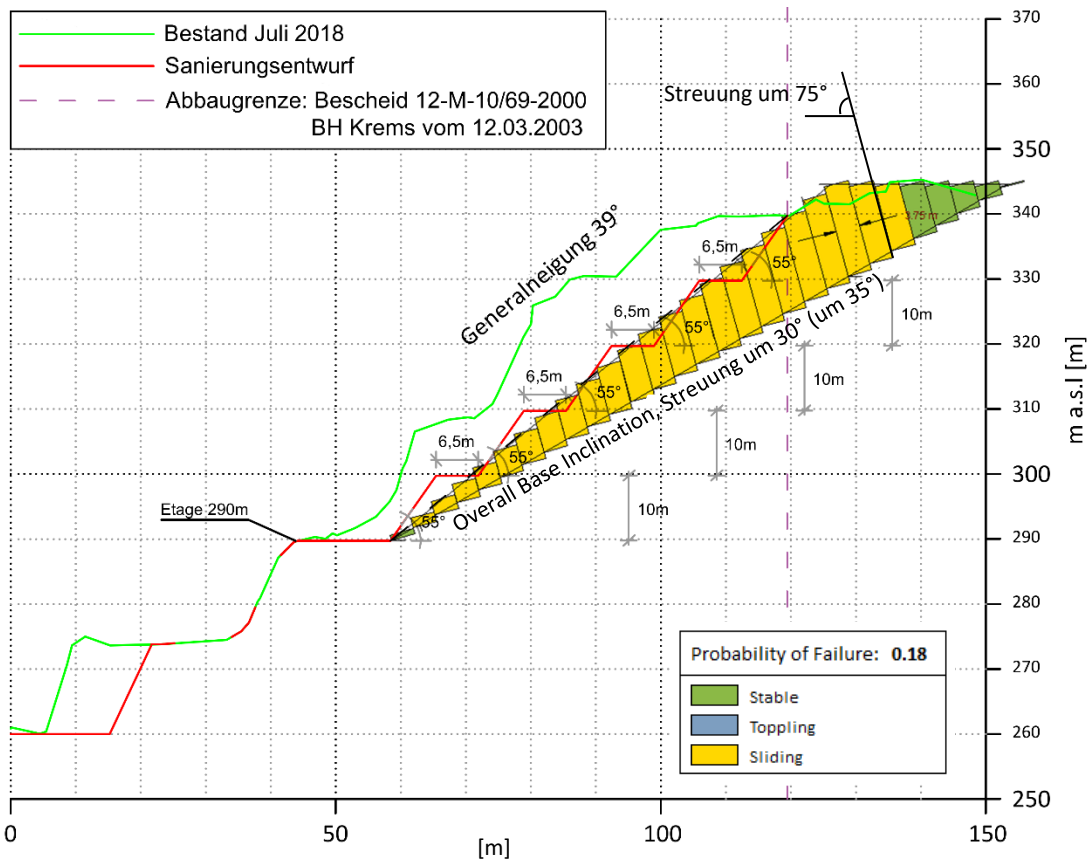


Abb. 6.6 Profil „0917-4“ nach den Kopfentlastungsabräumungen 2018, exemplarisch mit ***RocTopple Modell 1 (Vorwärtsrechnung Sanierung)***

Im nächsten Schritt waren die Schwankungen der Fallwinkel der Abschiebungs- und Foliationsflächen mittels Normalverteilungen (vgl. Abschnitt 656.1.2) mitzuberücksichtigen. Tab. 6 zeigt deren Mittelwerte $\mu_{1R;\,2R}$, Standardabweichungen $\sigma_{1R;\,2R}$ und die Maxima der Normalverteilungen.

Jeder probabilistischen Berechnung lag eine Monte-Carlo-Simulation mit einer Stichprobenanzahl von 5000 zugrunde. Die *RocTopple-Modelle 1* & *2* der Rück- bzw. Vorwärtsrechnungen sind in Abb. 6.7 bzw. Abb. 6.8 zu sehen.

Tab. 6 Berücksichtigung der Schwankung der Fallwinkel der Trennflächen

Streuung der Fallwinkel der Trennflächen	*Einh.*	***Modell 1***			***Modell 2***		
		μ_{1R}	σ_{1R}	***Max.***	μ_{2R}	σ_{2R}	***Max.***
Fallwinkel Abschiebung:	[°]	30	10	39	35	10	39
Fallwinkel Foliation:		75	6,8	85	75	6,8	85

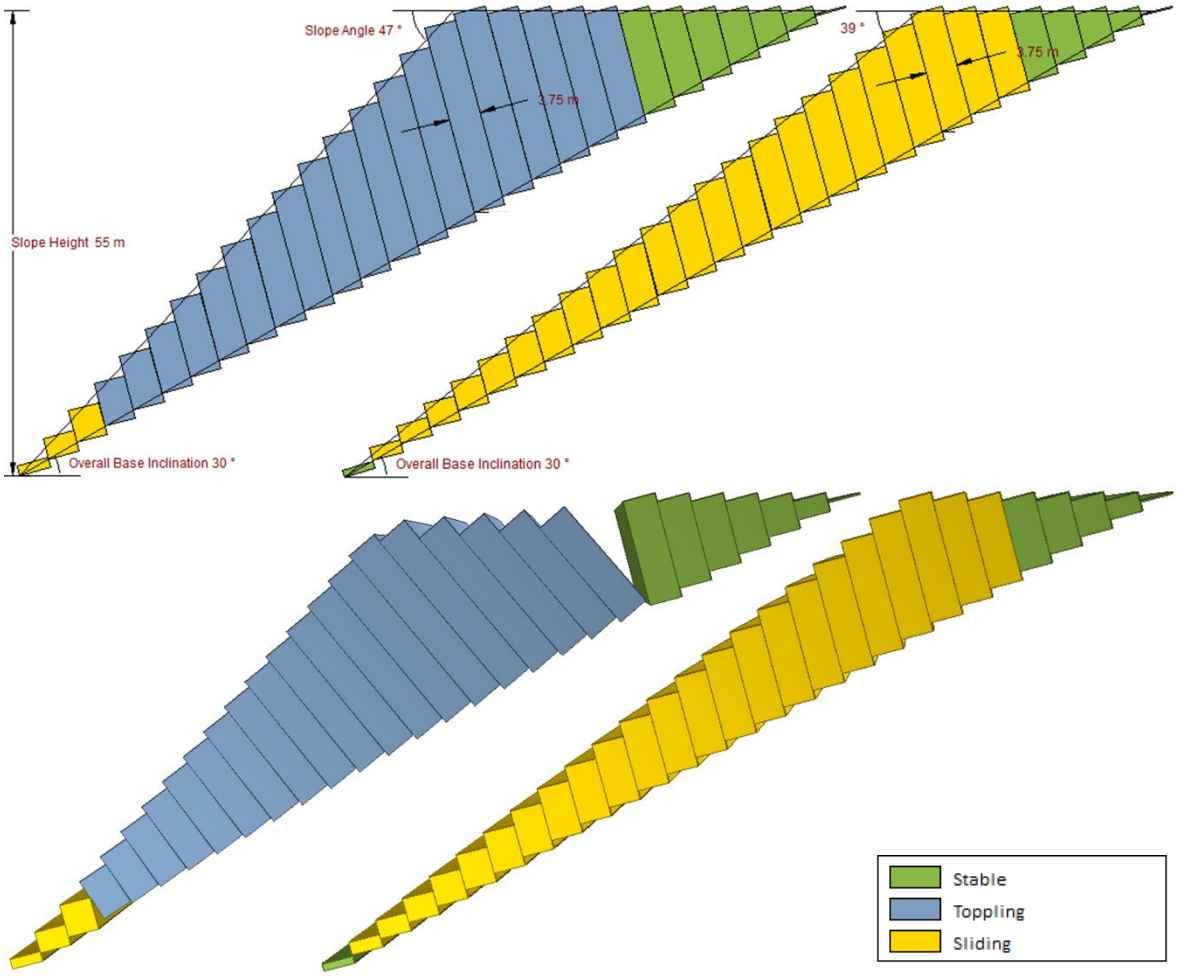


Abb. 6.7 ***RocTopple Modell 1****; Rückrechnung mit 47° Generalneigung (links); Vorwärtsrechnung mit 39° Generalneigung (rechts); Berechnungszustand (oben); 3D Versagenszustand (unten)*

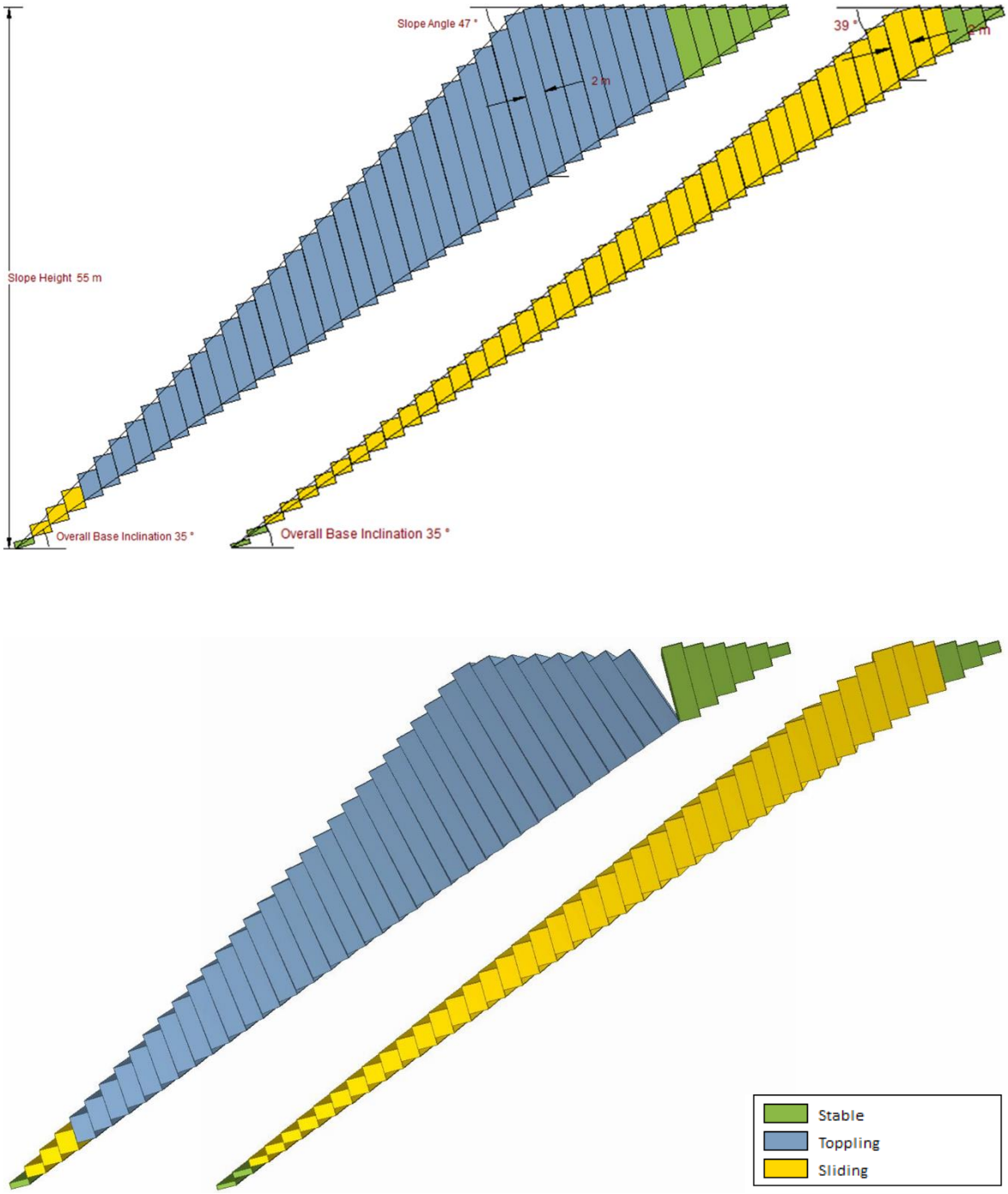


Abb. 6.8 ***RocTopple Modell 2****; Rückrechnung mit 47° Generalneigung (links); Vorwärtsrechnung mit 39° Generalneigung (rechts); Berechnungszustand (oben); 3D Versagenszustand (unten)*

6.2.2. Numerische Berechnungen

6.2.2.1. Modellerstellung in UDEC

Die Erstellung des *UDEC-Modells* erfolgte im Wesentlichen in folgenden 3 Schritten. Diese sind in Abb. 6.12 exemplarisch für *Modell 1* dargestellt.

Schritt 1: *Modellierung der äußeren Begrenzung gemäß dem zu untersuchenden Profil*

Die Oberflächengeometrie für die numerische Rückrechnung wurde in *UDEC* entsprechend Profil „0917-4“ zum Versagenszeitpunkt modelliert (vgl. Kap.3, Abschnitt 3.2). Abb. 6.12.-1 zeigt das in *UDEC* nachmodellierte Wandprofil. Abb. 6.12.-2.1 zeigt dasselbe Profil mit Abschiebungs- und Foliationsflächen. Um, wie auch in *RocTopple*, den Zustand vor der Entlastungsabräumung (direkt nach dem Versagen) zu berücksichtigen, wurde das Profil am Wandkopf auf 345 m ü. A. erhöht (Abb. 6.10). Ein der Sanierungsgeomtrie entsprechendes *UDEC-Modell* zeigt Abb. 6.11.

Schritt 2: *Modellierung aller Trennflächen sowie Definition und Zuweisung der Trennflächenparameter*

Die Trennflächen wurden gemäß den Abschnitten 6.1.2.1 und 6.1.2.2 beziehungsweise den Kombinationsmodellen laut Abb. 6.4 modelliert. Es ergaben sich somit sechs Modelle für die Rückrechnungen der Festigkeitsparameter im Grenzgleichgewicht. Mit den ermittelten Festigkeiten wurden sechs Vorwärtsrechnungen mit dem jeweils zugehörigen Trennflächenkombinationen durchgeführt. Tab. 7 zeigt alle verwendeten beziehungsweise ermittelten Parameter.

Für die 30° Varianten der Abschiebungen (gem. Abb. 6.4 „1“, „4“ und „7“) wurden zwei parallel zueinander liegende Trennflächen modelliert. Dies geschah, um bei der Rückrechnung ein Gesamtversagen bis auf Etage 275 m ü. A. (vgl. Abb. 6.13b) beziehungsweise bei den Vorwärtsrechnungen ein Gesamtversagen bis auf Etage 260 m ü. A. auszuschließen (vgl. Abb. 6.14a). Für die 35°-Varianten der Abschiebungen reichte eine einzige Trennfläche aus, um alle Etagenböschungen zu schneiden.

Schritt 3: *Erstellung des FD-Netzes, Festlegung der Materialeigenschaften der Netz-Elemente und Festlegung der Randbedingungen sowie eventuell äußerer Beanspruchungen*

Zur Ermittlung des Einflusses der Netzfeinheit auf die Standsicherheit wurden verschieden feine Netze gemäß ÖNORM erstellt (siehe Kap. 5, Abschnitt 5.3). Abb. 6.9b bis d zeigen drei feiner werdende Netzteilungen. Zur Verkürzung der Berechnungszeit konnten die Netze zunächst mit der Tiefe (nach rechts unten) immer gröber modelliert werden, da hier keine Trennflächen lagen und keine Bewegung zu erwarten war. Die lilafarbenen Linien zeigen diesem Zweck dienliche Konstruktionslinien. Die grünen Linien stellen die äußere Begrenzung und die Trennflächen dar. In Bezug auf Abb. 6.9 zeigte sich ein Unterschied der errechneten Standsicherheitsfaktoren zwischen b) und c) von rund 8% beziehungsweise von c) und d) von rund 1,5%. Die Berechnungszeit erhöhte sich von b) auf c) um etwa 110%, von c) auf d) um weit über 600%. Aufgrund der im Bezug auf die Berechnungsszeit relativ geringen Änderung der Standsicherheit wurde die Netzfeinheit aller Modelle entsprechend Abbildung c) gewählt.

Die in *UDEC* automatisierte Festigkeitsreduktion zur Ermittlung des Standsicherheitsfaktors setzt die Eingabe plastischer Materialeigenschaften voraus (vgl. Kap 4, Abschnitt 4.4.3). E-Modul und Festigkeitsparameter wurden in Anlehnung an einen Starrkörpermechanismus relativ hoch (teilweise weit über üblichen Laborwerten für Granulit/Gneis, vgl. CZECH & HUBER, 1990) angesetzt. Es sollte beim Blockkippen durch vordefinierte Trennflächen bleiben. Die angesetzten Werte der Materialparameter sind in Tab. 8 aufgelistet. Bei der Standsicherheitsermittlung durch das Verfahren der Festigkeitsreduktion wurden nur die Reibungsparameter der Trennflächen abgemindert.

Die Erdbeschleunigung wurde mit 9,81 m/s^2 auf alle Elemente angesetzt. Die Randbedingungen des Modellkörpers wurden an den seitlichen, vertikalen Begrenzungen des Modells mit einer horizontalen Fixierung festgelegt, die untere, horizontale Begrenzung des Modellkörpers mit Fixierungen in horizontaler und vertikaler Richtung.

6.2.2.2. Rückrechnungen der Festigkeiten mittels UDEC

Unter Variation der Dicke der kippenden Kluftkörper, unter Einhaltung der Rissposition und mit Einschränkung des Versagensbereichs (oberhalb 290 m ü. A.) wurden in den Rückrechnungen jene Reibungsparameter ermittelt, bei denen sich Grenzgleichgewicht einstellte. Zur Variation der Kluftkörperdicken wurde jeweils ein neues Modell (gemäß 6.2.2.1) erstellt und die Standsicherheit erneut berechnet. Dies geschah so lange, bis geeignete Parameter zur Simulation des Versagens gefunden waren. Eine Übersicht der auf diese Wiese erhaltenen Werte ist in Tab. 7 gegeben.

Tab. 7 UDEC-Modelle: Geometrie- und Festigkeitsparameter der Rück- und Vorwärtsrechnungen

Berechnungen UDEC			***Modell***					
Parameter		Einheit	***1***	***2***	***4***	***5***	***7***	***8***
Foliationsfallwinkel		[°]	75		78		66	
Abschiebungsfallw.		[°]	30	35	30	35	30	35
Dicke der Kluftkörper		[m]	4,25	2,0	4,0	2,0	7,5	2,8
Foliation	φ_K	[°]	35	30	31	35	21	35
	c_K	[kPa]	50	58	20	35	20	40
Abschiebung	φ_A	[°]	28	30	38	38	32	30
	c_A	[kPa]	52,5	48	40	50	30	30

Tab. 8 Materialeigenschaften der FD-Elemente der UDEC-Modelle

Berechnungen UDEC					
Dichte	E-Modul	Poissonz.	Kohäsion	Reibungsw.	Zugfestigk.
ρ	E	ν	c	φ	σ_t
[kg/m^3]	[Pa]	[-]	[kPa]	[°]	[kPa]
2755	1E11	0,2	1,5E4	45	1.5E4

In Abb. 6.13*a* und *c* sind Auszüge der *UDEC*- Simulation der Modelle 1 und 2 abgebildet. Anhand der Vektoren der Verschiebungsgeschwindigkeiten konnte der Versagensmechanismus beziehungsweise der Bewegungsvorgang beobachtet werden.

Die reinem Starrkörpermechanismus unterliegenden Bewegungszustände der Rückrechnungen der Modelle 1 und 2 sind in Abb. 6.13*b* und *d* entsprechend der Darstellungweise von *RocTopple* eingefärbt abgebildet.

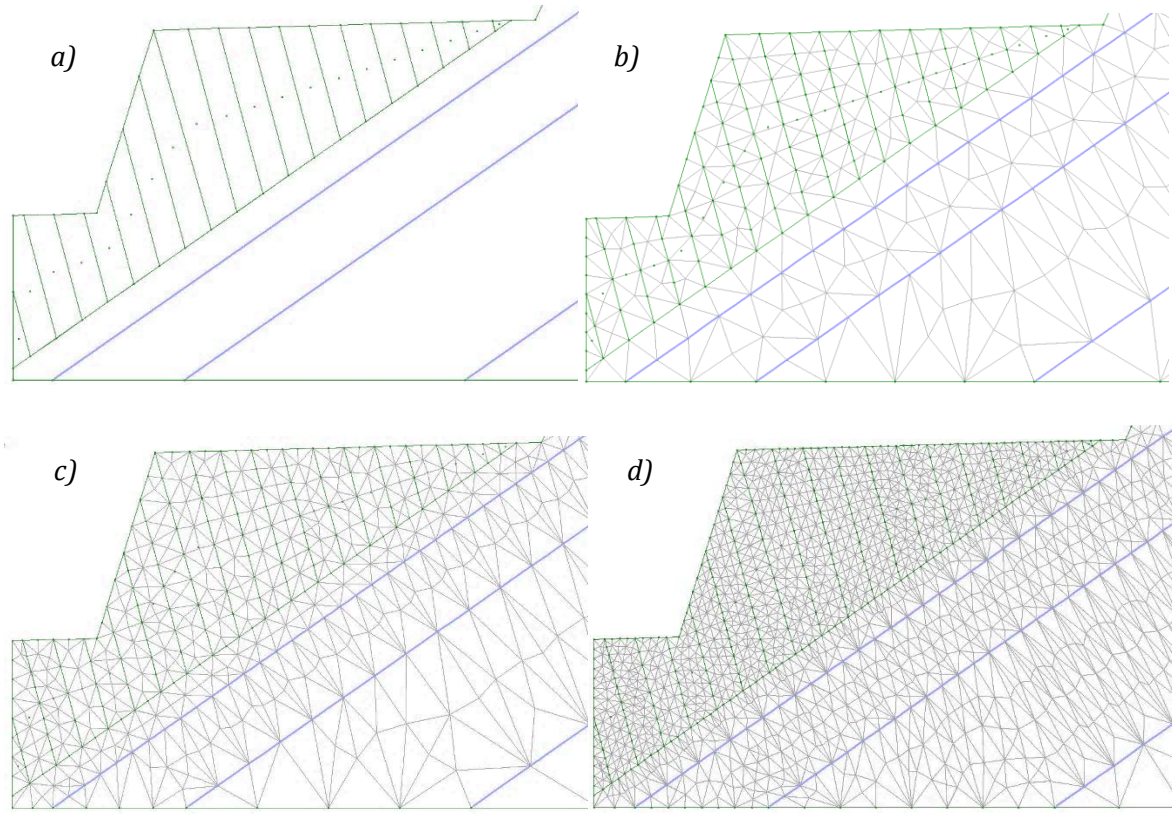


Abb. 6.9 Erstellung des Finiten-Differenzen-Netzes in UDEC. a) noch ohne Netzteilung, Grün = äußere Bregrenzung und Trennflächen, Lila =Konstruktionshilfslinie zur Abstufung der Netzfeinheit (mit der Tiefe gröber werdendes Netz). Jeweils feinere Netzteilung von b) bis d)

6.2.2.1. Standsicherheitsberechnungen (Vorwärtsrechnungen) mittels UDEC

Mit den rückgerechneten Festigkeitsparametern und entsprechend der ermittelten Kluftkörperdicken der kippenden Blöcke wurden sechs *UDEC*-Modelle gemäß Abb. 6.4 mit der Sanierungsgeometrie erstellt (vgl. Abb. 6.11). Dies geschah analog zur Erstellung der Rückrechnungsmodelle (vgl. Abb. 6.12). Materialeigenschaften und Berechnungsverfahren blieben unverändert. Abb. 6.14 zeigt die *UDEC*-Modelle der Sanierungsgeometrie.

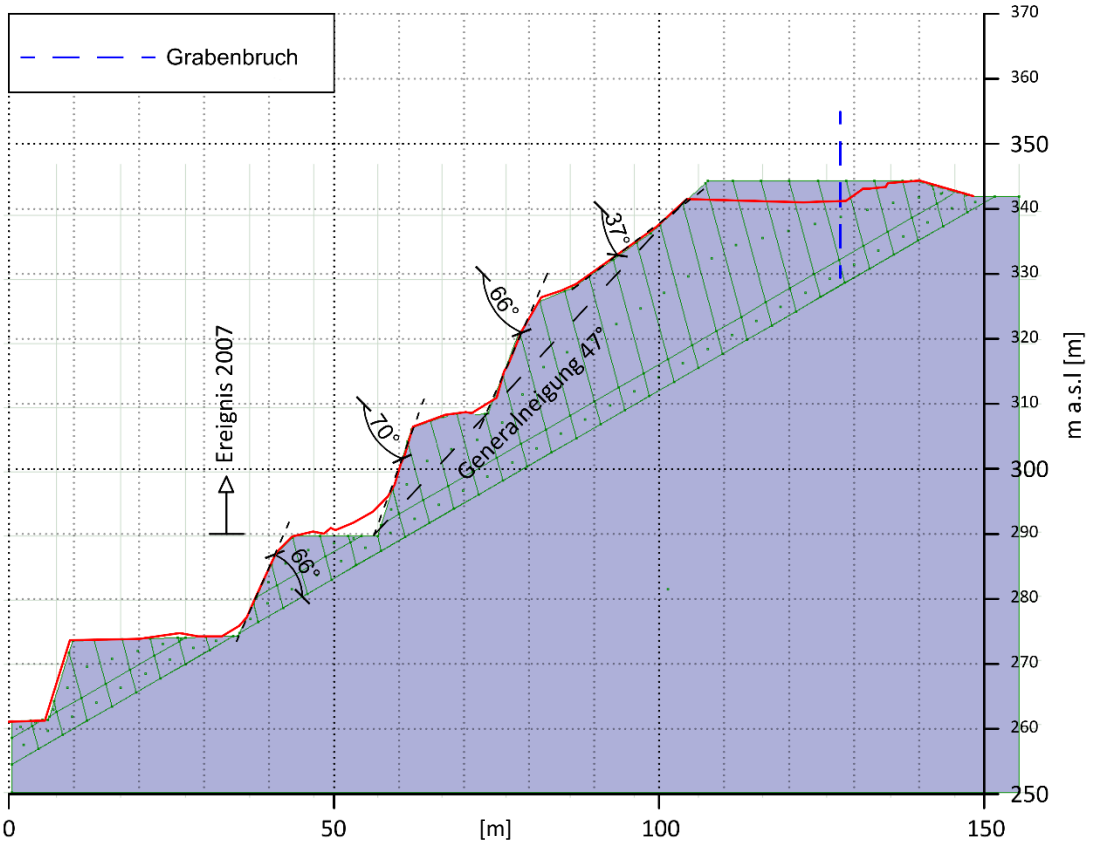


*Abb. 6.10 Profil „0917-4“ exemplarisch mit **UDEC Modell 1 (Rückrechnung)***

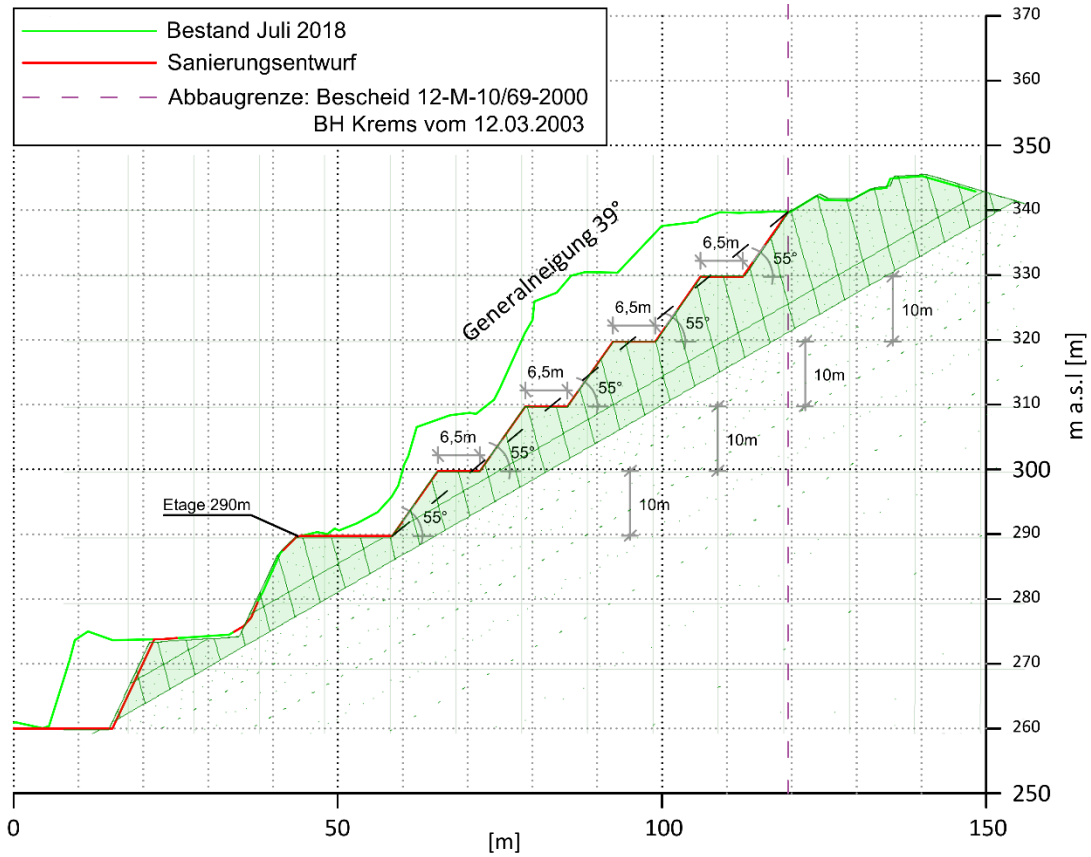


*Abb. 6.11 Profil „0917-4“ nach den Kopfentlastungsabräumungen 2018, exemplarisch mit **UDEC Modell 1 (Vorwärtsrechnung Sanierungsgeomtrie)***

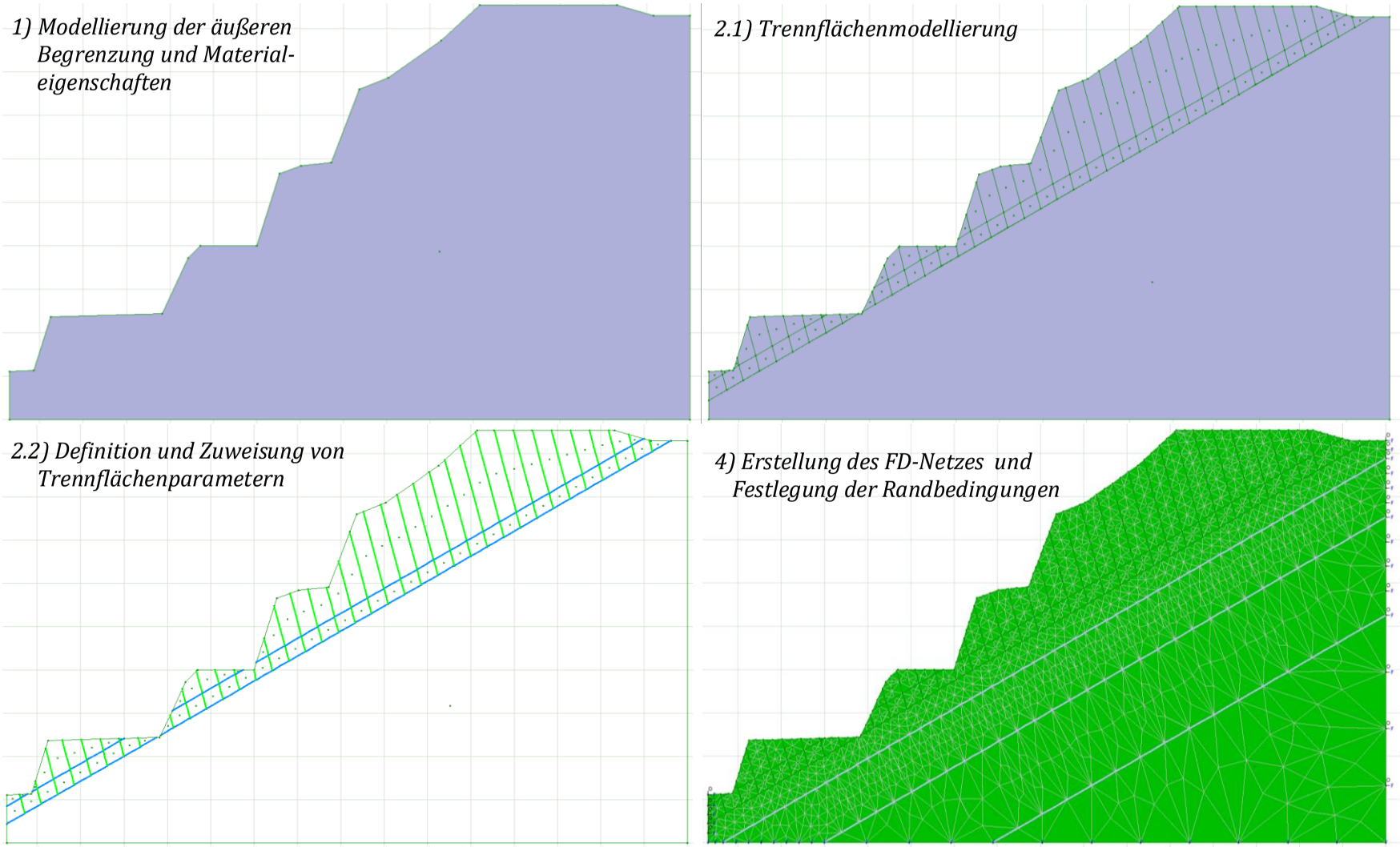


Abb. 6.12 Veranschaulichung der Vorgangsweise bei der Erstellung des UDEC-Modells, exemplarisch für **Modell 1 (Rückrechnung)**

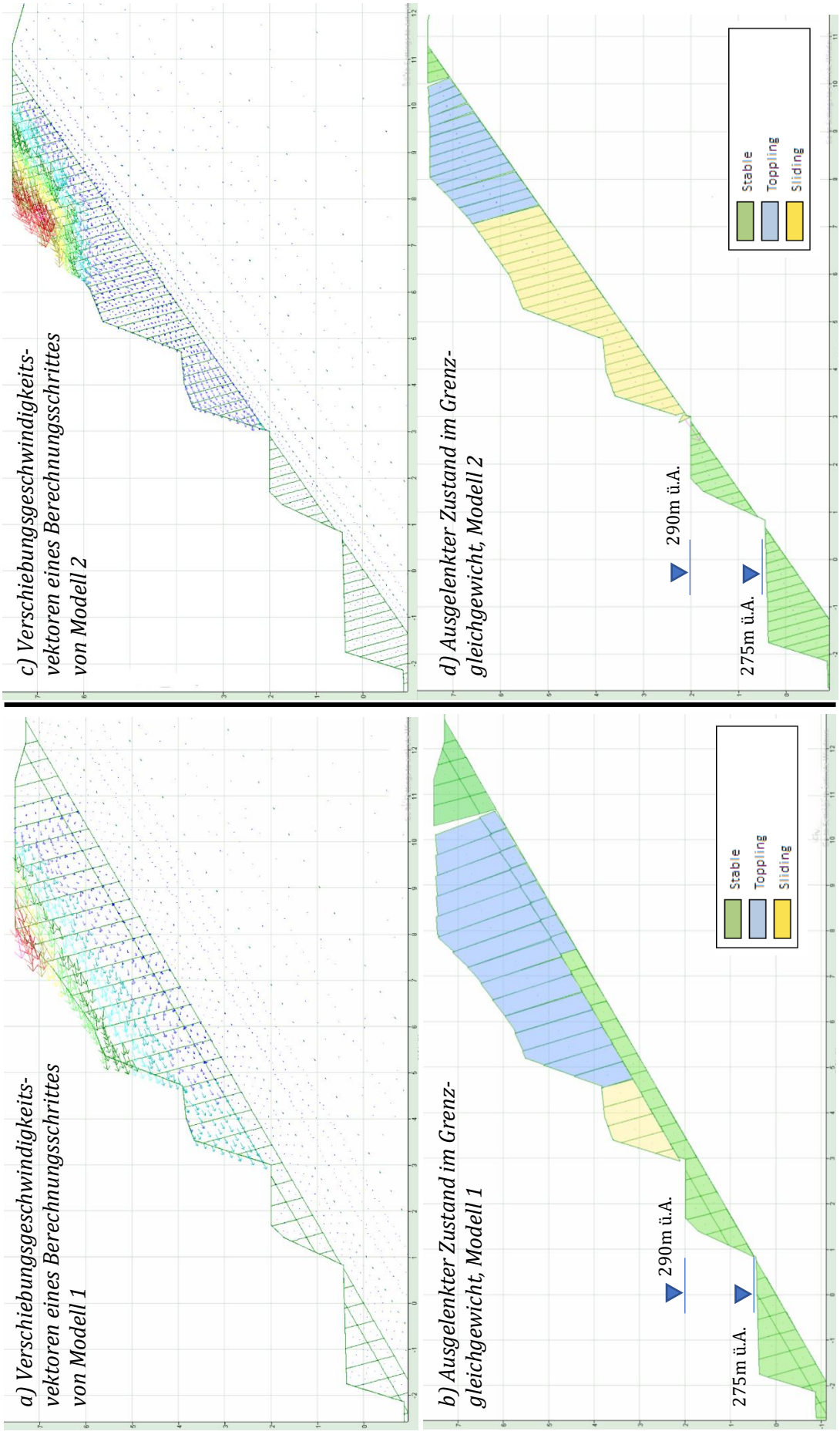


Abb. 6.13 Vektoren der Verschiebungsgeschwindigkeit eines Berechnungsschrittes (oben); Bewegter Zustand im Grenzgleichgewicht (unten)

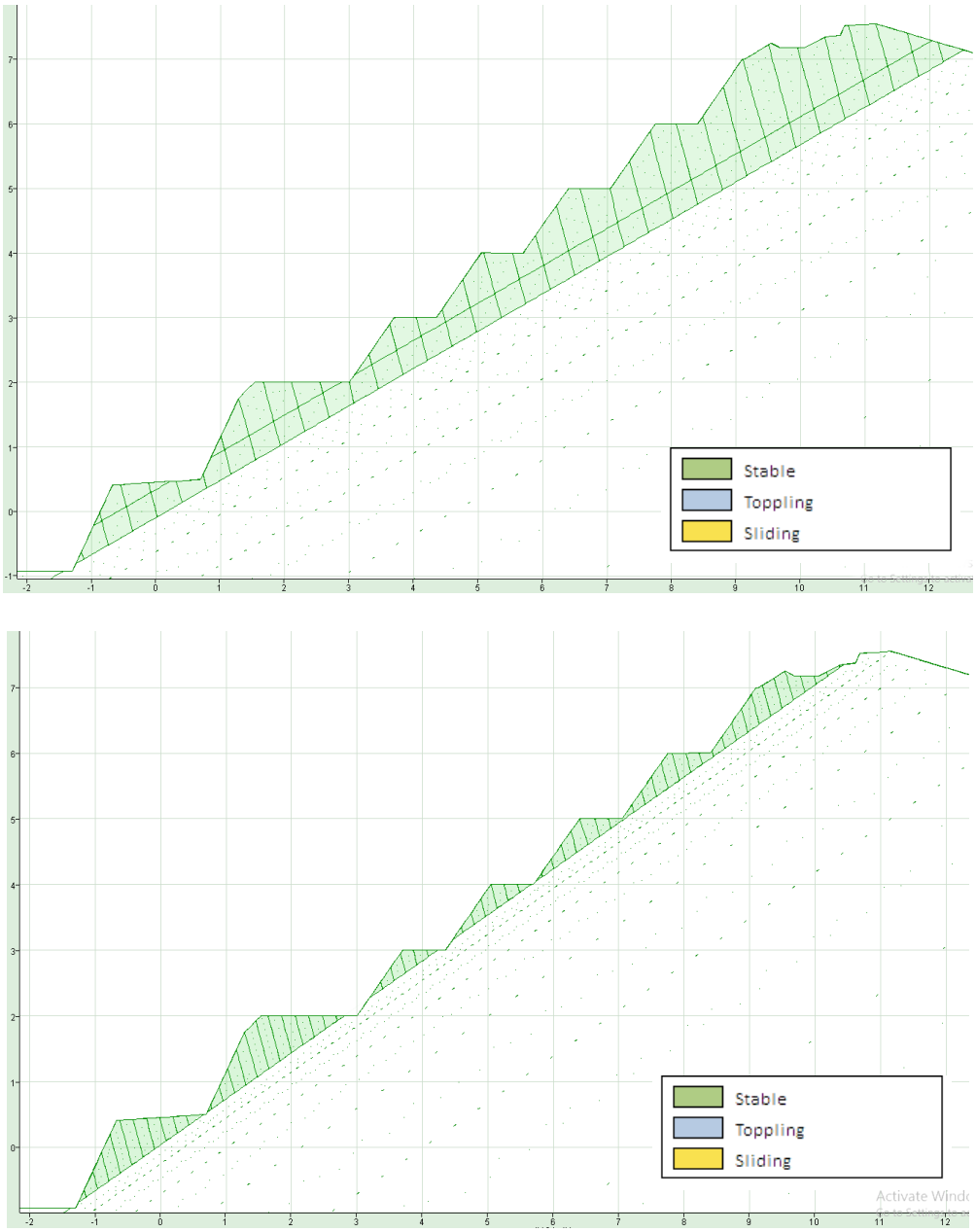


Abb. 6.14 UDEC-Modelle zur Untersuchung der Standsicherheit mit Sanierungsgeomtrie ***UDEC Modell 1*** *(oben) und* ***Modell 2*** *(unten)* ***(Vorwärtsrechnung Sanierungsgeomtrie)***

7. Ergebnisse der Berechnungen

7.1. Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen (Vorwärtsrechnungen) mittels RocTopple

Die folgenden Ergebnisse beziehen sich auf die gemäß Abb. 6.1 um 39° generalgeneigte Hangböschung.

- *Ergebnisse der probabilistischen Berechnungen:*

  1. Wurde lediglich die **Unsicherheit der Festigkeit** gemäß Trunk (1993) mit einer, via Variationskoeffizienten bestimmten, Normalverteilung berücksichtigt, d.h. wurden nur die Festigkeitsparameter gemäß Tab. 5 einer Schwankung unterworfen, lag die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit für die *RocTopple-Modelle 1* und *2* bei maximal 0,04%. Gemäß GIBSON (2011) interpretiert und nach ÖNORM B 1997-1-1 umgelegt (vgl. S.62, Anmerkung II), kann von einem **Ausnutzungsgrad <<100% bis zumindest ≤100%** ausgegangen werden. Einen zugehörigen Plot der Ergebnisse der 5000 nach Monte-Carlo simulierten Standsicherheitsberechnungen zeigt Abb. 7.1.

  2. Durch das zusätzliche Miteinbeziehen der **Schwankungen der Trennflächenfallwinkel** gemäß Tab. 6 erhöhte sich die errechnete Versagenswahrscheinlichkeit für die *RocTopple-Modelle 1* und *2* auf knapp 19%, was einem **Ausnutzungsgrad von 118%** entspricht. Abb. 7.2 zeigt ein zugehöriges Streuungsdiagramm der Standsicherheiten zufolge der Schwankungen der Trennflächenorientierungen und der Unsicherheiten der Festigkeiten.

- *Ergebnisse der deterministischen Berechnungen:*

  Ohne Berücksichtigung von Parameterunsicherheiten und ausgehend von den Mittelwerten der Fallwinkel der Trennflächen ergaben sich für *RocTopple-Modell 1* eine globale Standsicherheit von 1,83 und für *Modell 2* von 2,11. Das entspricht **Ausnutzungen von 71% bzw. 62%.**

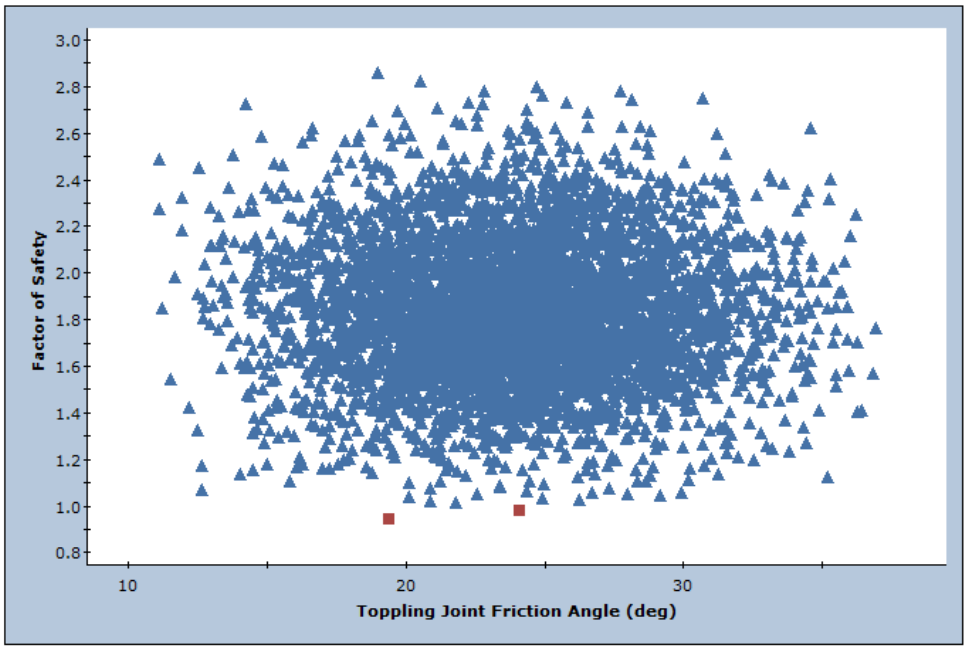


Abb. 7.1 Ergebnisplot der Monte-Carlo-Simulation unter Berücksichtigung der Unsicherheiten der Festigkeitsparameter nach TRUNK (1993); Sicherheitsfaktoren für 5000 Berechnungen, dargestellt in Abhängigkeit der Reibungswinkel der Foliationsflächen

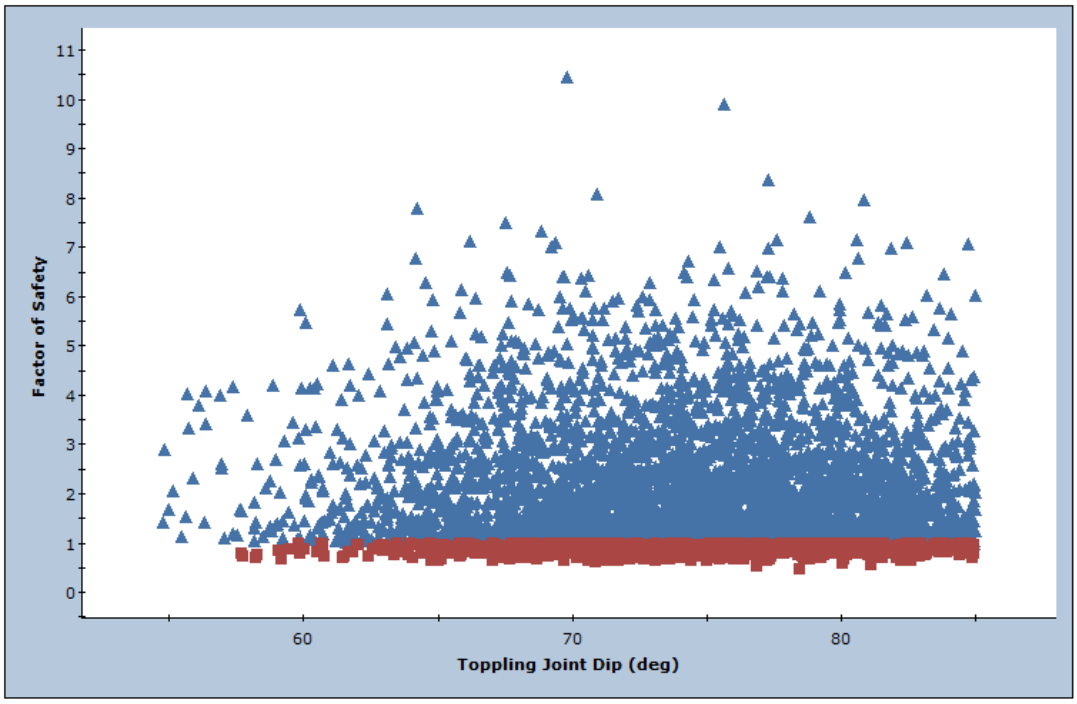


Abb. 7.2 Ergebnisplot der Monte-Carlo-Simulation unter Berücksichtigung der Schwankungen der Raumstellungen der Trennflächen und der Unsicherheiten der Festigkeitsparameter nach TRUNK (1993); Sicherheitsfaktoren für 5000 Berechnungen in Abhängigkeit der Reibungswinkel der Foliationsflächen

7.1. Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen (Vorwärtsrechnungen) mittels UDEC

Die numerischen Berechnungen des Sanierungsentwurfs gemäß Abb. 6.1 zeigen für alle zu berechnenden *UDEC*-Modelle gemäß Abb. 6.4 eine globale Standsicherheit > 1,3. Nach Umlegung dieser errechneten globalen Sicherheitsfaktoren gemäß ÖNORM B 1997-1-5 ergeben sich **Ausnutzungsgrade von 79% bis 99%** für die numerischen Modelle unter Berücksichtigung der **Streuung der Trennflächenorientierungen** (siehe Tab. 9). Die globalen Standsicherheiten sind in Abb. 7.3 und die entsprechenden Ausnutzungsgrade in Abb. 7.4 jeweils in schematischer Matrix-Form abgebildet.

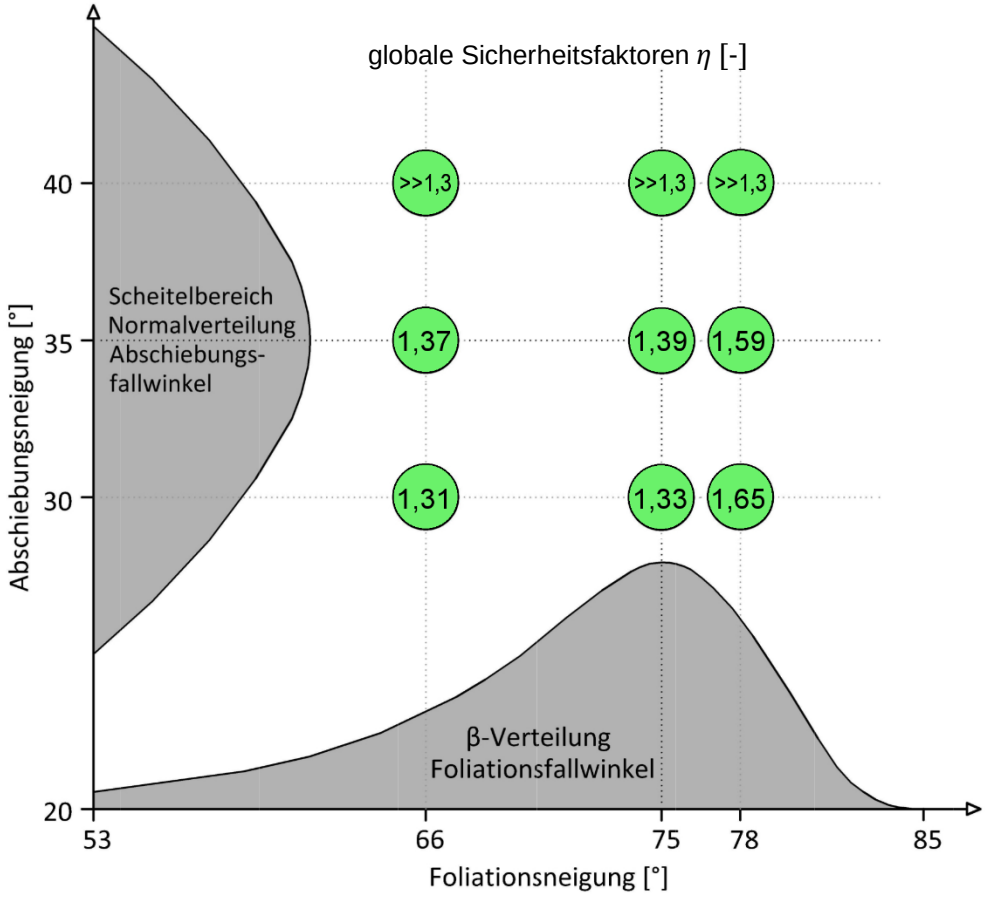


Abb. 7.3 Ergebnisse der numerischen Berechnungen zum Nachweis der Standsicherheit des Sanierungsentwurfs (Abb. 6.1) in schematischer Matrix-Darstellung; ***Globale Standsicherheitsfaktoren [-]***

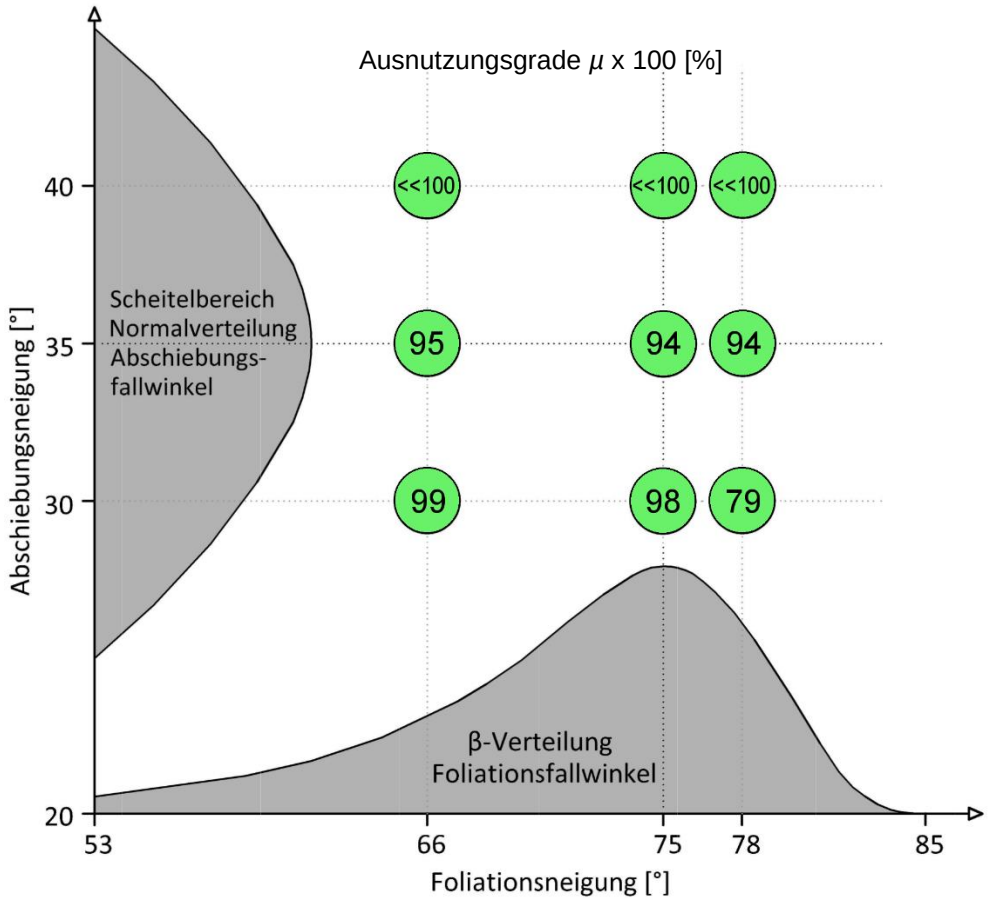


Abb. 7.4 Ergebnisse der numerischen Berechnungen zum Nachweis der Standsicherheit des Sanierungsentwurfs (Abb. 6.1) in schematischer Matrix-Darstellung; ***Ausnutzungsgrade [%]***

Für die *UDEC*-Modelle 3, 6 und 9 gemäß Abb. 6.4 waren keine Rückrechnungen entsprechend dem Versagensbild der Nordwand möglich (vgl. Kap 6, Abschnitt 6.1.3). Aufgrund der Geometrie der Steinbruchwand gemäß Sanierungsentwurf in Kombination mit der Neigung der Abschiebungsflächen von 40° ist kein Gesamtversagen der Etagenwand durch Kippen möglich. Es kann daher für diese Modelle von einer globalen Gesamtstandsicherheit der Etagenwand gemäß Sanierungsentwurf gegen Kippversagen von >>1,30 beziehungsweise von einer Ausnutzung <<100% ausgegangen werden.

Im folgenden Abschnitt sind alle Ergebnisse der numerischen und analytischen Berechnungen nochmals in tabellarischer Form zusammengestellt.

7.2. Ergebnistabelle:

Alle Ergebnisse der numerischen und analytischen Standsicherheitsberechnungen der Sanierungsgeometrie beziehungsweise der daraus abgeleiteten Generalneigung (gemäß Abb. 6.1) sind in folgender Tabelle zusammengefasst. Die zugehörigen Materialeigenschaften und Festigkeitsparameter der Trennflächen sind Tab. 4, Tab. 7 und Tab. 8 zu entnehmen.

Tab. 9 Übersicht der Berechnungsergebnisse der Standsicherheitsuntersuchungen

Modell	Fallwinkel		Globale Standsicherheit		Ausnutzungsgr.
	Foliation	Abschiebung	Dicke	η_{Vor}	μ
	[°]		[m]	[-]	[-]
UDEC					$\mu = \gamma_{\phi';c'} / \eta$
1	75	30	4,25	1,33	0,98
2		35	2,0	1,39	0,94
3*		40	-	>>1,3	<<1
4	78	30	4,0	1,65	0,79
5		35	2,0	1,39	0,94
6*		40	-	>>1,3	<<1
7	66	30	7,5	1,31	0,99
8		35	2,8	1,37	0,95
9*		40	-	>>1,3	<<1

RocTopple						
Modell	Foliation	Abschiebung	Dicke	$p_{f.Vor}$ [%]	η_{Vor}	μ
1	75	30	3,75	-	1,83	0,71
	75+NV$\varphi;c$ **	30 +NV$\varphi;c$ **		0,4	≙ 1,3***	<1
	NV75**	NV30**		18,7	≙ 1,1***	1,18
2	75	35	2,0	-	2,11	0,62
	75	35		0,2	≙ 1,3***	<1
	NV75**	NV35**		19,0	≙ 1,1***	1,18

** siehe Abschnitt 7.1*

*** Normalverteilungen der Fallwinkel (NV75, NV30, NV35) und der Festigkeit (NVφ;c) gem. Tab. 5 & Tab. 6*

**** siehe S. 62, Anmerkung II*

8. Ergebnisinterpretation und Folgerung

Bezugnehmend auf die analytischen und numerischen Ergebnisse kann allgemein festgestellt werden, dass sich der Einfluss der Schwankungen der Trennflächenfallwinkel auf die Standsicherheit der Nordwand deutlich zeigt. Die berechneten globalen Standsicherheiten beziehungsweise Ausnutzungsgrade (gemäß ÖNORM B 1997-1-5) variieren je nach Kombination der Foliations- und Abschiebungsfallwinkel kaum bis stark (siehe Tab. 9). Der höchste globale Standsicherheitsfaktor, der mittels *UDEC* errechnet wurde, beträgt 1,65 und der niedrigste 1,31. Dementsprechend betragen die zugehörigen Ausnutzungsgrade (in Bezug auf den zu berücksichtigenden Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{\phi';c'}$=1,30) 79% bis 99%. Die Ergebnisse aus *RocTopple* zeigen eine noch größere Diskrepanz. Die maximalen beziehungsweise minimalen globalen Standsicherheitsfaktoren ergeben sich hier zu 2,11 beziehungsweise 1,10, der höchste beziehungsweise geringste Ausnutzungsgrad zu 62% beziehungsweise 118%. Durch letzteres Ergebnis könnte gemäß ÖNORM die Standsicherheit nicht nachgewiesen werden.

Bezüglich der Berechnungsmethoden für Kippversagen empfiehlt HOEK (1991) mittels analytischer Grenzgleichgewichtverfahren (bspw. nach GOODMAN & BRAY, 1976; vgl. Kap. 4, Abschnitt 4.3) grob abzuschätzen, welche Blöcke einen Kippzustand erreichen können, welche stabil bleiben oder gleiten könnten (vgl. Kap. 4, Abschnitt 4.3.1). Zu weiteren Untersuchungen des Kippmechanismus verweist HOEK auf die Verwendung von numerischen Methoden. Gemäß den Untersuchungen von POISEL ET AL. (2011) kann Kippversagen mittels *UDEC* besser simuliert werden als mittels analytischer Verfahren. Mittels *UDEC* können unter anderem auch die genauen Oberflächengeometrien und komplexe Trennflächengefüge modelliert werden.

Das in *RocTopple* implementierte analytische Verfahren nach GOODMAN & BRAY (1976) ist demnach nur zur Abschätzung der Parameter mit dem größten Einfluss auf ein potentielles Kippversagen verwendbar. Die analytischen Berechnungsergebnisse dieser Arbeit zeigen deutlich auf, dass es unter Berücksichtigung der Schwankungen der Trennflächenorientierungen zu großen Unterschieden der Ausnutzungsgrade kommt. Deren genauen Beträgen und jenen der rückgerechneten Festigkeitsparameter

sollte nach HOEK (1991) und POISEL ET AL. (2011) jedoch keine allzu große Bedeutung beigemessen werden.

Gemäß ÖNORM B 1997-1-5 konnte im gegenständlich untersuchten Fall mittels *UDEC* für den Sanierungsentwurf die Standsicherheit durch Ausnutzungsgrade ≤ 1 für alle Modelle nachgewiesen werden (siehe Abb. 7.4).

Bei geringfügig anderen Beträgen der Parameter, oder beispielsweise bei anderen Verteilungen der Schwankungen der Trennflächenfallwinkel, könnte sich eine nicht ausreichende Standsicherheit für einzelne Kombinationen der Fallwinkel ergeben. Wie in einem solchen Fall weiter vorzugehen wäre, ist in ÖNORM B 1997-1-5 nicht festgelegt. Darauf soll anhand eines kleinen Gedankenbeispiels eingegangen werden (siehe Abb. 8.1):

> *Nimmt man im konkreten Beispiel der Nordwand für eines der neun numerischen Modelle an, dass der Ausnutzungsgrad über 1 liegt, könnte man unter Annahme der Gleichwertigkeit aller Modelle von einer Versagenswahrscheinlichkeit von 11,1% ausgehen. Durch eine Gewichtung der Ergebnisse basierend auf den Verteilungsfunktionen der schwankenden Parameter würde sich die Versagenswahrscheinlichkeit im Gedankenbeispiel gemäß Abb. 8.1 von 11,1% auf 8,4% reduzieren. GIBSON (2011) schlägt eine Bewertungsskala für akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeiten vor, die aber noch nicht ausreichend diskutiert ist.*

In diesem Bewusstsein wird jedenfalls in Bezug auf felsmechanische Versagensmechanismen die Wichtigkeit der Verwendung probabilistischer Untersuchungen zur Berücksichtigung der Unsicherheiten der Trennflächenorientierungen verdeutlicht. ÖNORM B 1997-1-5: 2017-11-01, Abschnitt 11.1, weist darauf hin, dass Unsicherheiten der Trennflächenorientierung einen maßgebenden Effekt auf die Standsicherheit haben können. Mit welchen Verfahren diese Unsicherheiten jedoch allgemein zu berücksichtigen sind, wird seitens der ÖNORM nicht erläutert. Wie in POISEL ET AL. (2017) gezeigt wurde, kann aufgrund schwankender Trennflächenorientierungen eine (abrupte) Veränderung der Kinematik von Felsstrukturen hervorgerufen werden. Der Wechsel eines Versagensmechanismus zu einem anderen kann aber nicht mittels Teilsicherheitsparametern berücksichtigt werden. Wie in der Bodenmechanik führt zudem die Berücksichtigung der Streuungen der Festigkeiten in der Felsmechanik bei

einem Standsicherheitsfaktor von 1,3 zu einer Versagenswahrscheinlichkeit von etwa 1% oder weniger (POISEL ET AL., 2017). Gemäß TRUNK (1993) vergrößern die zusätzlichen Schwankungsbreiten der Trennflächenorientierungen die Versagenswahrscheinlichkeit im Allgemeinen mehr als die Berücksichtigung der Festigkeitsparameter - im gegenständlichen Fall von unter 1% auf 19%. Folglich müssen probabilistische Verfahren zur Anwendung kommen.

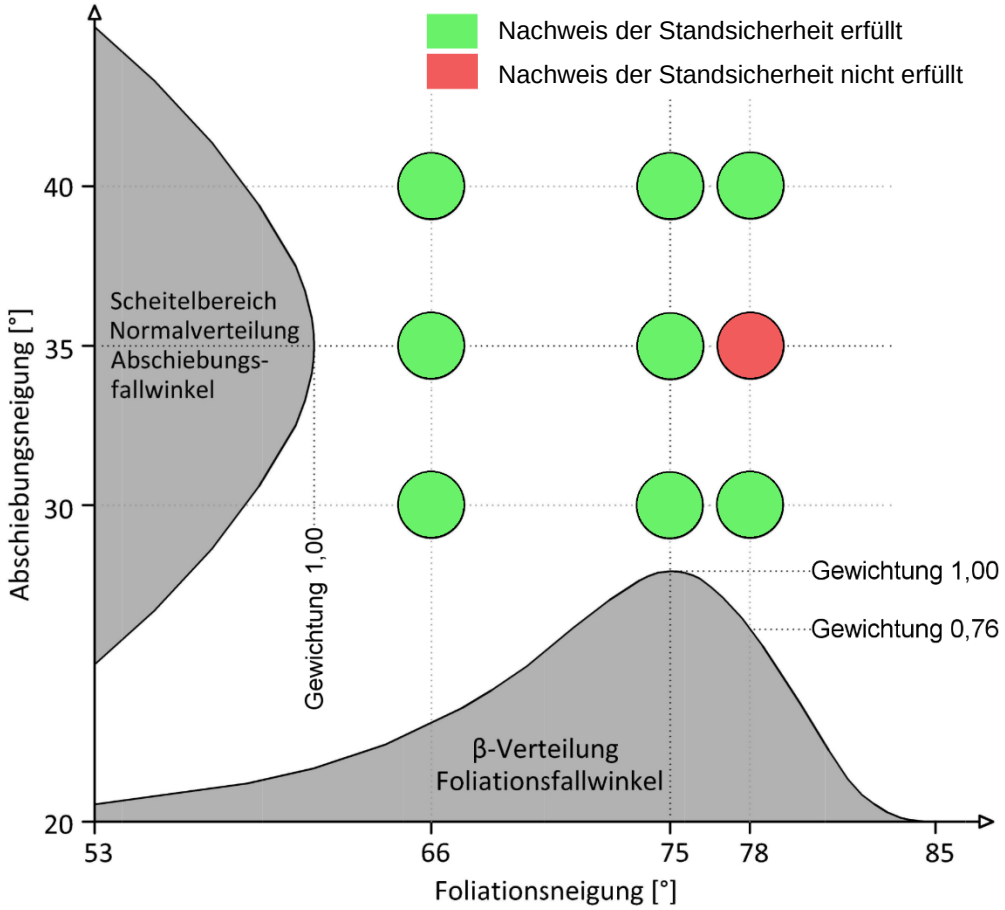


Abb. 8.1 Gedankenbeispiel: Standsicherheit für eines der neun Modelle nicht nachweisbar; Interpretation der Versagenswahrscheinlichkeit nach Gewichtung entsprechend der zugrunde liegenden Verteilungsfunktionen.

Ein möglicher Ausblick soll (*ohne* Beachtung der Wirtschaftlichkeit der Anwendung in einem Tagbau) mit der „Point Estimate Method“ (PEM; siehe Kap. 4, Abschnitt 4.4.5) gegeben werden, an welche sich die vorliegenden Untersuchungen in vereinfachender Art anlehnen. Es ergäbe sich je nach Methode der PEM im Gegensatz zur Monte-Carlo-Simulation eine überschaubare Anzahl an zu erstellenden Modellen für ein

numerisches FE- oder FD-Programm. Zudem werden Gewichtungen der einzelnen Ergebnisse entsprechend der übergeordneten Verteilungsfunktionen der verwendeten Parameter berücksichtigt (AHMADABADI & POISEL, 2015).

Diese Arbeit beschränkt sich auf zweidimensionale Untersuchungen der Standsicherheit. Die räumlich betrachtet konkave Ausdehnung der Nordwand dürfte gemäß POISEL ET AL. (2018a) eine gewisse Sicherheitsreserve bieten. Mittels der Software *3DEC* (Itasca) könnten räumliche Modelle anhand von Laserscan-Daten und geologischen Aufnahmen erstellt und berechnet werden. Somit könnte auch der räumliche Einfluss auf die Standsicherheit mitberücksichtigt werden.

9. Zusammenfassung

In dieser Arbeit wurde der Einfluss der Schwankungen von Trennflächenorientierungen auf die Standsicherheit eines Tagbaus am Beispiel eines Kippversagens untersucht. Ein großmaßstäbliches Versagensereignis einer Wand in diesem Tagbau diente zur Rückrechnung von charakteristischen Festigkeitsparametern. Ein Sanierungsentwurf wurde unter Einhaltung behördlich vorgegebener Gefahrenbereiche angefertigt. Für diese Sanierungsgeometrie ist zum Nachweis der Standsicherheit gemäß ÖNORM B 1997-1-5 eine Variation der Trennflächenorientierungen zu berücksichtigen.

Der Versagensmechanismus „Kippen" bezeichnet allgemein eine Kombination aus Rotations- und Translationsbewegungen von Großkluftkörpern, ähnlich wie kippende Bücher in einem Regal. Die Großkluftkörper werden im gegenständlichen Fall durch die Foliation gebildet, die steil in den Hang einfällt. Abschiebungsflächen, die aus dem Hang heraus einfallen, bilden die Aufstandsbasis.

Die Berechnung der Standsicherheit von (potentiell) kippenden Felsstrukturen ist mittels analytischer und numerischer Verfahren möglich. Ein analytisches Verfahren ist das iterative Grenzgleichgewichtsverfahren nach GOODMAN & BRAY (1976), das sich gemäß HOEK (1991) gut zur Untersuchung der Einflüsse einzelner Parameter auf die Versagenskinematik eignet. Die im gegenständlichen Fall verwendete Software *RocTopple* basiert auf diesem Verfahren, welches Böschungen nur mit deren Generalneigung berücksichtigt, und bietet die Möglichkeit, probabilistische Sensitivitätsanalysen durchzuführen. Im Gegensatz dazu erlaubt das hier ebenfalls verwendete Finite-Differenzen-Programm *UDEC* das Modellieren einer exakten Oberflächengeometrie (gegliedert in Etagen und Etagenböschungen) und die numerische Berechnung der Standsicherheit mittels des Verfahrens der Festigkeitsreduktion.

Für die analytischen Berechnungen wurden die Schwankungen der Foliations- und Abschiebungsfallwinkel jeweils mit Normalverteilungen berücksichtigt. Die Berechnungen mittels *RocTopple* wurden sowohl probabilistisch durch eine Monte-Carlo-

Simulation, als auch deterministisch mit den Mittelwerten der Raumstellungen durchgeführt. Darüber hinaus wurden die Streuungen der Festigkeiten durch Variationskoeffizienten einer Normalverteilung gemäß TRUNK (1993) unterworfen.

Um die Schwankungen der Fallwinkel der Foliation sowie der Abschiebungsflächen in den numerischen Berechnungen zu berücksichtigen, wurden in Anlehnung an die „Point Estimate Method" je drei Festwerte aus den Verteilungsfunktionen dieser Fallwinkel bestimmt. Die Verteilungsfunktionen wurden zuvor an das Histogramm der ingenieurgeologisch aufgenommenen Trennflächenorientierungen angepasst. Es bedarf daher einer statistischen Auswertung der im Feld aufgenommenen Trennflächenorientierungen und im nächsten Schritt einer sinnvollen Wahl einer Verteilung, auf welcher die darauffolgenden Berechnungsmodelle basieren müssen. Werden im Gegensatz dazu die Trennflächenorientierungen nicht variiert oder nur sehr wenige verschiedene Modelle untersucht, könnten betreffend die Standsicherheit eventuell nur die „günstigsten" Fälle betrachtet und gemäß derzeitigem Stand der ÖNORM B 1997-1-5 dennoch die Standsicherheit nachgewiesen werden.

Beide Programme geben im Zuge der Berechnungen globale Sicherheitsfaktoren gemäß der zurückgezogenen ÖNORM B 4433 aus. Die neun Berechnungen mittels *UDEC* ergaben durchwegs Standsicherheiten größer 1,3. Zudem zeigten sich große Schwankungen der Standsicherheitsfaktoren beziehungsweise (nach Umrechnung gemäß ÖNORM 1997-1-5) der Ausnutzungsgrade. Der mittels *UDEC* berechnete geringste Ausnutzungsgrad betrug 79%, der größte 99%. Die mittels *RocTopple* unter Berücksichtigung der Schwankungen der Trennflächenorientierungen errechneten Ausnutzungsgrade schwankten zwischen 62% und 118%, je nachdem ob keine Parameter, nur die Festigkeitsparameter oder zusätzlich auch die Trennflächen-orientierungen einer Schwankung unterworfen wurden.

Wie bereits HOEK (1991) ausführte, eignen sich die mittels des Verfahrens von GOODMAN & BRAY (1976) und die mittels der darauf aufbauenden Software *RocTopple* errechneten Standsicherheitsfaktoren nicht für eine Beurteilung der tatsächlichen Standsicherheit. Untersuchungen des Kippmechanismus von POISEL ET AL. (2011) zeigten, dass *UDEC* das Kippversagen wesentlich besser simuliert als das Verfahren von GOODMAN & BRAY (1976). Für die Beurteilung der Standsicherheit der untersuchten Wand wurden daher nur die mittels *UDEC* errechneten Ergebnisse herangezogen. Sie

zeigen, dass die Wand bei Ausführung des Sanierungsentwurfs eine gemäß ÖNORM B 1997-1-5 ausreichende Standsicherheit haben wird.

Es zeigte sich auch, dass durch die Berücksichtigung der Schwankungen der Trennflächenraumstellungen die Versagenswahrscheinlichkeit um einen weitaus größeren Betrag anwächst, als nur durch die Berücksichtigung der Streuungen der Festigkeitsparameter. TRUNK (1993) kam ebenfalls zum Schluss, dass Schwankungen der Raumstellungen mindestens gleichen Einfluss auf die Standsicherheit nehmen wie jene der Festigkeitsparameter. Der Aufnahme des Trennflächengefüges sowie deren statistische Auswertung kommt daher beim Felsbau besondere Bedeutung zu.

Derzeit kann noch keine Empfehlung abgegeben werden, welches probabilistische Verfahren sich am besten für die Erfassung des Einflusses der Streuungen der Raumstellungen von Trennflächen auf die Standsicherheit von Felsböschungen bei der Anwendung von numerischen Rechenmodellen eignet. Darüber hinaus ist auch die Diskussion betreffend die Grenzwerte von akzeptierten Versagenswahrscheinlichkeiten noch nicht abgeschlossen.

Literaturverzeichnis

Adam, D. (2016). *Fels- und Tunnelbau, Grundlgen der Felsmechanik.* Wien.

Adhikary, D. P., Dyskin, A. V., Jewell, R. J., & Stewart, D. P. (1997). A study of the mechanism of flexural toppling failures of rock slopes. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, S. 75-93.

Ahmadabadi, M., & Poisel, R. (2015). Assessment of the application of point estimate methods in the probabilistic stability analysis of slopes. *Computers and Geotechnics 69*, S. 540-550.

Barth, A. (2018). Bericht über Gefügeaufnahmen (unveröffentlicht).

Bauer, F. K., & Oberhauser, R. (2013). *Der Geologische Aufbau Österreichs.* Wien: Springer Verlag.

Bungartz, H.-J., & Griebel, M. (2004). Sparse Grid. *Acta Numerica 13*, S. 1-123.

Cundall, P. (1971). A computer model for simulating progressive, large scale movements in blocky rock systems. In *Proc. Int. Symp. on Rock Fracture.* Frankreich: Nancy, Paper 11-8.

Cundall, P. A., & Strack, O. D. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. *Géotechnique*, S. 47-65.

Czech, J., & Huber, H. (1990). Gesteinskennwerte aus Laborversuchen. *Felsbau 8, Nr.3*, S. 130-133.

Dawson, E. M., Roth, W. H., & Drescher, A. (1999). Slope Stability Analysis by Strength Reduction. *Géotechnique, 49(6)*, S. 835-840.

Eppensteiner, W. (2006). *Fotodokumentation .*

Finger, F., & Schubert, G. (2015). Die Böhmische Masse in Österreich: Was gibt es Neues? *Abhandlungen: Trinkbare Tiefengrundwässer in Österreich*, S. 167-179.

Fuchs, G. (2005). Der geologische Bau der Böhmischen Masse im Bereich des Strudengaus (Niederösterreich). In *JAHRBUCH DER GEOLOGISCHEN BUNDESANSTALT (Band 145)* (S. 283–291). Wien: Verlag der Geologischen Bundesanstalt .

Fuchsberger, M. (2012). Numerische Studie zum Ankerkraftverlauf bei Kavernen, Masterarbeit, TU Graz.

Gibson, W. (2011). Probabilistic Methods for Slope Analysis and Design. *Australian Geomechanics Vol. 46 No. 3*, S. 29-40.

Goodman, R., & Bray, J. (1976). Toppling of rock slopes. *Proc. Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes. Vol.2*, S. 201-234.

Hoek, E. (1991). When is a rock engineering design acceptable? *7th ISRM Congress.* International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering.

Hofstetter, G. (2011). *Baustatik I, Skriptum .* Universität Innsbruck.

Hofstetter, G., & Mang, H. (2008). *Festigkeitslehre* (3 Ausg.). Wien: Springer.

Itasca, C. G. (2019). *itascacg.com*. Abgerufen am 27.02.2019 von https://www.itascacg.com/software/products/udec/distinct-element-method

Kieffer, D. (2003). Rotational Instability of Hard Rock slopes. *Felsbau 21, Ausgabe 2*, S. 31-38.

Kolenprat, B. (2017). *Info zum Versagensereignis vom Jan. 2007 im nach ca. Süden einfallenden Böschungssystem .* unveröffentlichter Bericht.

Kolymbas, D. (2011). *Geotechnik - Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau* (3 Ausg.). Berlin Heidelberg: Springer.

Korzybski, A. H. (1994). Science and Sanity: An Introduction to Non-Aristotelian Systems and General Semantics. In *Englischsprachiges Original-Zitat von Korzybski: "A map is not the territory it represents, but, if correct, it has a similar structure to the territory, which accounts for its usefulness."* (S. 58). New York: Institute of General Semantics.

Mathwave. (12. 12 2018). Von www.mathwave.com abgerufen

Müller, L., & Pacher, F. (1965). Modellversuch zur Klärung der Bruchgefahr geklüfteter Medien. *Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Suppl. 2*, S. 7-14.

ÖNORM B 1997-1-1: 2013 09 01. *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen.* (Austrian Standards Institute, Hrsg.)

ÖNORM B 1997-1-5, 2017 11 01. *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1-5: Gesamtstandsicherheit von Böschungen, Hängen und Geländesprüngen - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen.* (Austrian Standards Institute, Hrsg.)

ÖNORM B 1998-1: 2017 07 01. *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen.* (Austrian Standards Institute, Hrsg.)

ÖNORM EN 1997-1: 2014 11 15. *Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln.* (Austrian Standards Institute, Hrsg.)

Poisel, R. (1998). Kippen, Sacken, Gleiten: Geomechanik von Massenbewegungen und Felsböschungen. *Felsbau, Volume 16*, 135-140.

Poisel, R. (2016). Die Standsicherheit von Festgesteinsböschungen . *Berichte Geol. B.-A., 117, NÖ GEOTAGE*, S. 21-33.

Poisel, R. (2018). Sanierungsmaßnahmen der Nordwand - Bericht über Untersuchungen der Standsicherheit: unveröffentlicht.

Poisel, R., Hoedlmoser, N., Kolenprat, B., & Hofmann, R. (2017). *The influence of joint orientation uncertainties on the stability of rock structures - do we need alternatives to partial factors?* 66th Geomechanics Colloquium ÖGG.

Poisel, R., Mair am Tinkhof, K., & Preh, A. (2011). *From the interaction of material parameters and calculation approaches.* Salzburg: Workshop "Calculation methods in geotechnics – Failure Mechanisms and Determination of Parameters".

Poisel, R., Preh, A., Kolenprat, B., Barth, A., & Höllrigl, J. (2018a). Anpassung der Modelle an die Wirklichkeit von der Planung zur Ausführung am Beispiel eines Steinbruchs. *Vortrag 12. Oktober 2018, 67. GEOMECHANIK KOLLOQUIUM der ÖGG*. Salzburg: unveröffentlicht.

Poisel, R., Preh, A., Kolenprat, B., Barth, A., & Höllrigl, J. (2018b). Anpassung der Modelle an die Wirklichkeit von der Planung zur Ausführung am Beispiel eines Steinbruchs. *Geomechanics and Tunnelling 5, Volume 11*, S. 537-543.

Pritchard, M. A., & Savigny, K. W. (1990). Numerical Modelling of Toppling. *Canadian Geotechnical Journal, Volume 27*, S. 823-834.

Pritchard, M. A., & Savigny, K. W. (1991). The Heather Hill landslide: an example of a large scale toppling failure in a natural slope. *Canadian Geotechnical Journal, Volume 28*, S. 410-422.

Ramler, M. (2017). *Hartgesteinwerk Wanko – Ereignisdokumentation Nordwand. Unveröffentlichter Bericht.*

Ring, U., Brandon, M. T., Willett, S. D., & Lister, G. S. (1999). Exhumation Processes. *Geological Society, London, Special Publications 154*, 1-27.

Schweiger, H. F., & Tschuchnigg, F. (2015). *Ermittlung von Sicherheitsfaktoren mit der FE-Methode durch Reduktion der Scherfestigkeitsparameter – Neue Erkenntnisse .*

Schweizer Ingenieur- & Architektenverein . (2013). *SN 505 267:2013 "Geotechnik".*

Sjodin, B. (2016). *What's The Difference Between FEM, FDM and FVM?* Abgerufen am 20.12.2018 von https://www.machinedesign.com/fea-and-simulation/what-s-difference-between-fem-fdm-and-fvm

Steininger, F. F. (1999). *Erdgeschichte des Waldviertels.* Waidhofen/Thaya: Waldviertler Heimatbund.

Trunk, U. (1993). Probabilistic stability analysis for rock wedges. *Proceedings of Eurock ´93. 1*, S. 227-232. Rotterdam: Balkema.

Trunk, U. (1993). Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile. (Floss, R., Hrsg.) München.

Vinx, R. (2014). *Gesteinsbestimmung im Gelände.* Springer.

Vogt, N. (2009). Studienunterlagen zur Vorlesung Tunnelbau, Zentrum Geotechnik, Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau,. Technischen Universität München.

Wang, G. (2001). Numerische Untersuchungen zum Bruch- und Verformungsverhalten von geklüfteten Gebirgsbereichen beim Tunnelbau (Dissertation).

Wittke, W.-G. f. (1984). *Felsmechanik-Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels.* Berlin, Heidelberg, New York, Tokio: Springer.

Wollinger, C. (2003). *Untersuchung der Standsicherheit von Böschungen in geklüftetem Fels mittels 3DEC, Masterarbeit am Institut für Ingenierugeologie, TU Wien.*

Wyllie, D. C., & Mah, C. W. (2004). *Rock Slope Engineering: Civil and Minig, 4th Edition.* London & New York: Spoon Press Taylor & Francis Group.