

Masterarbeit

zum Erwerb des akademischen Grades
Diplomingenieur(in)
der Studienrichtung Mining and Tunnelling

ausgeführt am
Lehrstuhl für Subsurface Engineering
an der Montanuniversität Leoben

von Helmuth Hollerer
Graz

Leoben, im Oktober 2009

**„Untersuchungen zur Ermittlung
von Einwirkungen auf Drahtgitter
und Drahtseilnetze von Fels- und
Hangsicherungen“**

Eidesstattliche Erklärung

Hiermit erkläre ich an Eidesstatt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angeführten Quellen nicht verwendet und die wörtlich oder inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Affidavit

I declare in lieu of oath, that I wrote this thesis and performed the associated research myself, using only the literature cited in this volume.

Leoben, im Oktober 2009

Helmuth Hollerer

Danksagung

Ich möchte mich bei allen Mitarbeitern des Lehrstuhls für Subsurface Engineering bedanken, besonders bei Herrn DI Erik Schuller, für die Hilfestellung und Unterstützung die sie bei der Erstellung dieser Arbeit geleistet haben.

Besonderer Dank gilt meiner Familie, dafür das sie mir das Studium ermöglicht haben und mir immer mit Rat und Tat zur Seite gestanden sind.



Kurzfassung

Für natürliche und künstliche Lockergesteinsböschungen, die durch ein Sicherungssystem aus Drahtgittern bzw. Drahtseilnetzen und Bodenankern gesichert sind, wird ein Versagensmodell entworfen. Dieses Modell beschreibt lokale Versagen zwischen den Ankerlagen, die durch mobilisierte Bodenmassen die Gitter und Netze und ihre Verbindungen mit den Ankern belasten. Das vorgeschlagene Versagensmodell basiert auf dem Gleitkreisverfahren nach Fellenius. Dieses Modell beschreibt das Versagen auf einer kreiszylinderförmigen Gleitfläche anhand der Betrachtung des Größengleichgewichts. Für eine gegebene Bodengruppe, Böschungsneigung und den Ankerabstand gibt dieses Verfahren eine Bruchfigur mit der geringsten Sicherheit gegen Versagen an. Dieses Versagensmodell wird mit Versuchen und numerischen Berechnungen evaluiert. Modellversuche nach dem Base Friction Konzept, ausgewertet mittels Particle Image Velocimetry, zeigen gute Korrelation mit diesem Versagensmodell. Zusätzlich werden geankerte Lockergesteinsböschungen mit geotechnischen Rechenprogrammen modelliert, um die im Modellversuch beobachteten Versagensfiguren nachzubilden. Die entsprechenden numerischen Berechnungen mit den Programmen SLIDE und PLAXIS V8 können die Bruchgeometrie der lokalen Versagen zwischen den Ankerlagen nicht bestätigen. Bei flach geneigten Böschungen zeigen diese numerischen Modelle zwar eine Übereinstimmung mit dem Versagensmodell und den Base Friction Versuchen, allerdings lassen Einschränkungen bei der Modellierung eine Bestätigung dieser Ergebnisse für steilere Böschungen nicht zu.

Abstract

This current thesis is about the issue of small-scale, locally situated failures in globally stabilized slopes by wire netting, wire rope nets and anchors. The load caused by these failures acts on the assembly of nets and anchor rods. A failure model is created, that simulates the failure between two layers of anchors. The mobilized soil body due to this failure acts as a load on the support system. It is based on the well known method of Fellenius, which simulates failure along a circular sliding surface. This failure model is evaluated by both model tests as well as numerical studies. Correlations between the findings of the base friction models, which are processed by Particle Image Velocimetry, and the failure model show similar failure geometry, whereas the findings of the numerical studies using the computer programs Slide and Plaxis do not show the same effects in all the tests. Less steep slopes show local failure that can be associated with the failure model, whereas in steeper models these effects are overlaid by the global instability. Subsequently a comparison between the mobilized volumes due to the failure model and the base friction tests is made. The comparison shows a good correlation.

Inhaltsverzeichnis:

1	Problemstellung	3
2	Bildung eines Versagensmodells	4
2.1	Bekannte Versagensmechanismen	4
2.1.1	Festgestein	5
2.1.2	Lockergestein	8
2.1.3	Einfluss von Trennflächengefüge	10
2.2	Wahl eines Versagensmodells.....	11
2.2.1	Analytische Begründung – Gleitkreis nach DIN 4084.....	13
2.2.2	Kräftemodell	13
3	Modelle und Versuche	16
3.1	Base Friction Versuche	17
3.1.1	Beschreibung.....	17
3.1.2	Versuchsaufbau	18
3.1.3	Versuchsablauf	18
3.1.4	Modellmaterial	19
3.1.5	Versuche & Auswertung	20
3.2	Schlussfolgerungen.....	23
3.3	Numerische Berechnungen mit Slide	24
3.4	Numerische Berechnungen mit Plaxis	26
3.4.1	Aufbau des Rechenmodells	27
3.4.2	Modellparameter	29
3.4.3	Berechnungsschritte	31
3.4.4	Darstellung eines Berechnungsdurchganges.....	34
3.4.5	Ergebnisse	37
4	Vergleich: Versagensmodell - BF-Modellversuch	38
4.1	Bruchfigur zufolge Versagensmodell	38
4.1.1	Variation der Parameter	38
4.1.2	Kritische Kombinationen.....	39
4.2	Geometrie der Bruchfiguren aus den BF- Modellversuchen.....	43
4.3	Auswertung: Vergleich der Gleitkörpervolumina	45

5	Ausblick Bemessungsgrundlage.....	46
5.1	Klassifikation von Verbausystemen	46
5.2	Bemessungskonzept	47
6	Schlussfolgerungen	48
7	Ausblick.....	49
8	Abbildungs- & Tabellenverzeichnis:.....	50
9	Literatur	51
	Anhang	51
1	Auswertung BF-Versuche – PIV:.....	51
2	Auswertung FE-Versuche.....	51
3	Auswertung kritische Gleitkreise.....	51
3.1	Bodengruppe GW,GI:.....	51
3.2	Bodengruppe UL:	51
3.3	Bodengruppe TA:	51
4	Auswertung Bruchfiguren mit Sicherheit $\eta < 2$	51

1 Problemstellung

Die Zielsetzung dieser Arbeit ist die Beschreibung der Versagensausbildung zwischen den Ankerlagen eines Hangsicherungssystems. Das Versagen mobilisiert Bodenvolumina, welche die Verbindung Drahtgitternetz-Anker belasten. Abhängig von der ermittelten Belastung vor Ort erfolgt eine Auswahl aus vorhandenen Produkten mit bestimmten mechanischen Eigenschaften, die diese Einwirkungen aufnehmen können.

Diese Drahtgitternetze werden großflächig auf natürliche und künstliche Böschungen aufgebracht und dienen der Sicherung von Straßen, Bahntrassen, Häusern oder Gehwegen vor kleinräumigem Ausbruchsmaterial, das sich aus diesen Bereichen löst.

Grundsätzlich werden Böschungen, die alleine aufgrund ihrer mechanischen Parameter als sogenannte „freie Böschungen“ nicht standfest sind (Böschungssneigung größer als der Reibungswinkel bzw. Böschungshöhe größer als die freie Standhöhe aufgrund Kohäsion) mit diesen Böschungssicherungssystemen versehen. Um die erforderlichen Stützkräfte ermitteln zu können, werden seit vielen Jahren erfolgreich verschiedene Bemessungsmethoden angewandt, die den Umfang der nötigen Stützmaßnahmen ausgeben (z.B.: nötige Ankerkraft bei Abgleiten eines Felskeils oder diverse präventive Böschungsstützmaßnahmen). Diese Verfahren, die allesamt auf mechanischen Gleichgewichtsbetrachtungen basieren und in dieser Arbeit als „globale Standsicherheit“ bezeichnet werden, sind Stand der Technik.

Allerdings stellt sich abgesehen von dieser globalen Standsicherheit auch die Frage kleinräumiger, „lokaler“ (In-)Stabilitäten oder Versagen zwischen den einzelnen Ankerlagen. Erfahrung in der allgemeinen Fels- und Bodenmechanik zeigt, dass diese kleinräumigen Instabilitäten aber durchaus ein Sicherungskonzept bedürfen. Mit der zunehmenden Aufmerksamkeit und der gesteigerten Risikowahrnehmung durch Behörden und Unternehmen und der gleichzeitig zurückgegangenen Risikoakzeptanz der Bevölkerung sind auch die Anforderungen an die Hangstabilität betreffende Produkte deutlich höher geworden. Dadurch haben sich modernere, flexiblere, ökologischere und vor allem ökonomischere Systeme ganz abgesehen von Systemankern, Schwerkichtsmauern, Spritzbetonversiegelung und Steinschlagschutzbarrieren in dieser Branche etabliert. Drahtgittergeflechte diverser definierter Festigkeiten sind ein einfaches Stützmittel um die lokal auftretenden Versagen in mit Anker gesicherten Böschungen zu unterbinden.

Diese Arbeit untersucht Versagensmodelle, welche dieses lokale Versagen zwischen zwei Ankerlagen beschreiben. Durch die Definition eines entsprechenden Versagensfalls für die Ermittlung von Einwirkungen auf die Fels- und Hangvernetzung in Folge lokaler Versagen entsteht ein Beitrag zur Thematik der Dimensionierung von Hangsicherungssystemen.

2 Bildung eines Versagensmodells

Für die beschriebene Problemstellung gilt es ein Versagensmodell zu definieren, welches einerseits den tatsächlich in der Natur vorkommenden Versagen möglichst entspricht und andererseits einfach genug ist, um Eingang in die Praxis zu finden. Über die beschriebene Problematik wurde nach Kenntnis des Autors in dieser Form noch keine wissenschaftliche Arbeit verfasst, es findet sich in geotechnischer Literatur jedoch ein breites Feld von beschriebenen globalen Böschungsversagen. Dazu soll hier zunächst auf die vorhandenen und in der Literatur beschriebenen Versagensfälle kurz eingegangen werden.

2.1 Bekannte Versagensmechanismen

Um Versagensfälle zu definieren, gilt es zunächst zu beschreiben, wie und in welcher Ausformung Versagen auftreten und anschließend anhand eines Versagensmodells die daraus resultierenden Kräfte darzustellen, um die Einwirkungen auf die Verbindung von Drahtgitter und Anker beschreiben zu können. Von der Art des hier behandelten lokalen Versagens gibt es bisher so gut wie keine beschriebenen und dokumentierten Fälle. Und auch die bisher getroffenen Sicherungsmaßnahmen (Drahtgitter-, Drahtseilnetze, Netzhänge, etc.), die auf einer Abschätzung basieren, deren Bemessung beruhen, waren ausreichend, um das Eintreten von Versagen dieser Art zu verhindern. Um Einblick in den Versagensmechanismus zu erhalten und Sicherungsmaßnahmen wirtschaftlich dimensionieren zu können werden hier die möglichen Versagensformen kategorisiert und auf ihre Anwendbarkeit hinsichtlich der hier behandelten Problemstellung untersucht.

Die zu dieser Thematik in der Grundlagenliteratur behandelten globalen Versagensformen unterscheiden sich durchgehend durch die Beschaffenheit des Geomaterials, das diese Böschungen bildet. Eine häufig angewandte generelle Unterscheidung von natürlichen und künstlichen Böschungen, hinsichtlich der Homogenität und dem Verfestigungsgrad des diese bildenden Geomaterials, in Fest- und Lockergesteinsböschungen, soll hier beibehalten werden.

Dazu wird eine Auflistung möglicher Versagensfälle, wie sie in einschlägiger Fachliteratur zu finden sind, vorgenommen und Versagen wie z.B.: ebenes Gleiten, Blockgleiten, Stürzen, Gleitkreisversagen, hangparalleles Gleiten und andere beschrieben.

2.1.1 Festgestein

Versagen im Festgestein bezieht sich in dieser Arbeit auf Gesteine mit Zugfestigkeit, die sich durch klare Trennflächen in ein System aus definierten geometrischen Körpern – Blöcken – aufteilen. Zu diesem Versagen gibt es verschiedene Beobachtungen bzw. Beschreibungen und demzufolge auch verschiedene Herangehensweisen für die Erstellung eines Versagensmodells.

Gleiten eines Körpers

Dieses erstmals von Goodman & Shi bzw. Golder behandelte Versagen ([1] & [2]) beschreibt das Abgleiten eines Blockes, welcher Geometrie auch immer auf einer in sich ebenen, geneigten Gleitfläche (Abb. 2-1). Ursachen sind allein die Masse bzw. Gewichtskraft des abgleitenden Körpers und die mechanischen Eigenschaften der Gleitfläche. Diese Gleitfläche kann sich eindimensional unbegrenzt erstrecken. Durch die Verschneidung dieser ebenen Fläche mit anderen Gleitflächen kann sich aber auch ein Gleiten eines geometrisch hinreichend genau definierten Körpers auf mehreren Flächen ergeben (Abb. 2-1).

Durch die Zergliederung einer ebenen geometrischen Böschung durch ein Trennflächensystem, kann diese relativ simple theoretische Annahme in einen fein zerlegtes System von vielen unterschiedlichen einzelnen Blöcken auf einer oder mehreren Gleitflächen übergehen (Abb. 2-2). ([1])

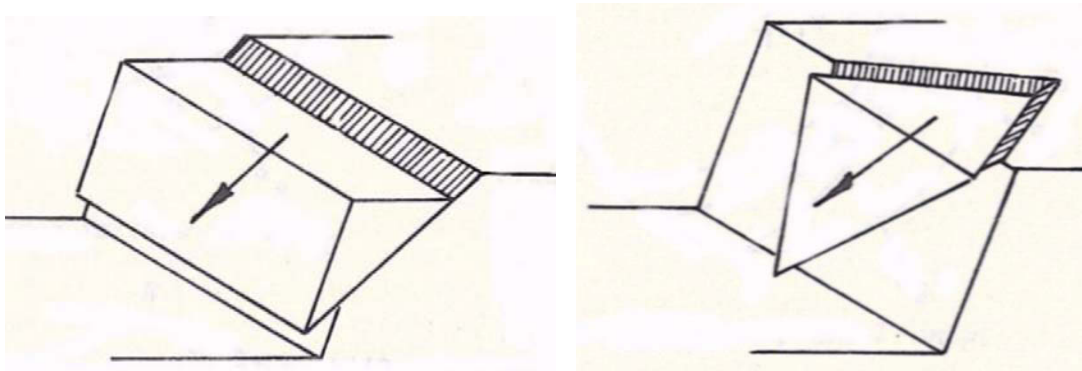


Abb. 2-1: Gleiten eines Körpers auf einer/mehreren ebenen Gleitflächen,[3]

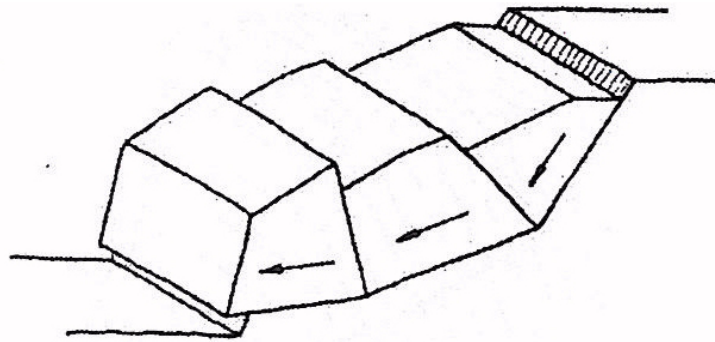


Abb. 2-2: Gleiten mehrerer Körper auf polygonaler Gleitfläche, [6]

Kippen/Stürzen ("rock toppling")

Eine weitere Ausprägung von Versagen in Festgesteinsböschungen ist das sogenannte „Kippen“ und „Stürzen“ von Felskörpern – oder auch engl. „Toppling“ genannt. Dabei kippen/stürzen durch Diskontinuitäten begrenzte Felskörper aus einer Böschung heraus. Abhängig von der geometrischen Form des Körpers, bzw. der Geometrie des Kluftsystems werden in der Literatur unter verschiedene Formen dieses Versagens beschrieben. Gemeinsam ist diesen unterschiedlichen Ausprägungen aber die Rotation um eine fixe Kante und, im Unterschied zu den vorhergehend beschriebenen Versagensfällen, das Fehlen einer Gleitfläche. (Hoek & Bray, [3])

Biegekippen (Column-/Flexural-toppling)

Biegekippen beschreibt das Versagen von langgestreckten, äußerst geringmächtigen Kluftkörpern, die aufgrund von steil einfallenden Diskontinuitäten als säulenartige Reihen mit geringer Biegesteifigkeit an die Böschungsoberfläche treten und dort durch Biegeknicke versagen. (Goodman & Bray, [5], bzw. Hittinger, [7])

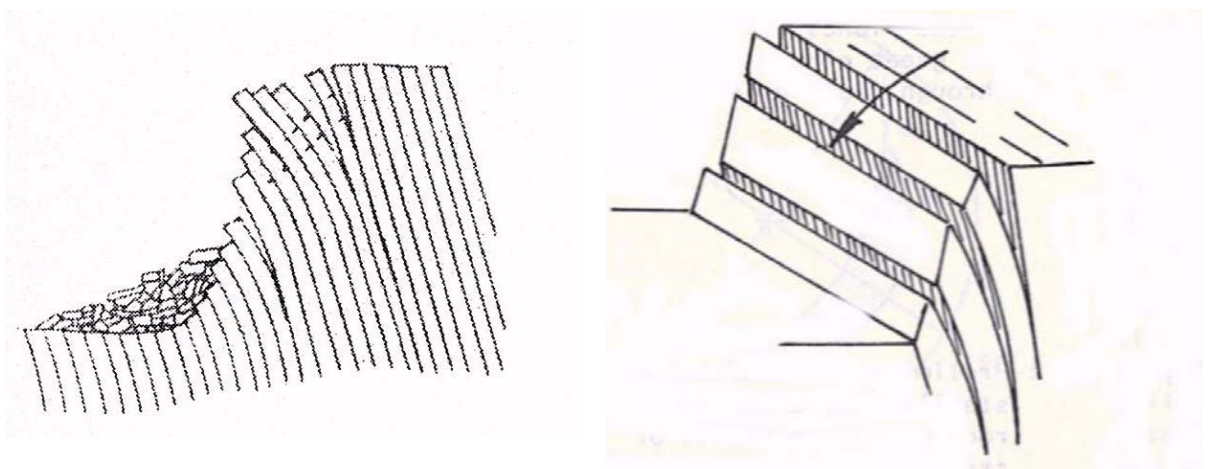


Abb. 2-3: Biegekippen oder sog. „column-/flexural toppling“, [4][3]

Blockkippen (block toppling)

Im Falle des "Block topplings" sind die Kluftkörper durch orthogonal aufeinander stehende Kluftflächen quaderförmig definiert. Ausgelöst durch ein Verschieben der kleineren Blöcke am Böschungsfuß („key blocks“) durch das Gewicht der darauf lastenden oberen Blöcke setzt sich eine Rotation der Einzelblöcke nach oben hin zunehmend fort. Bei ausreichender Bewegung der unterlagernden Blöcke kippen diese zunächst aus der Ruhelage und stürzen dann unter Rotation („purzeln“) die sich nun treppenförmig ausbildende Basis hinunter. (Hoek & Bray, [3])

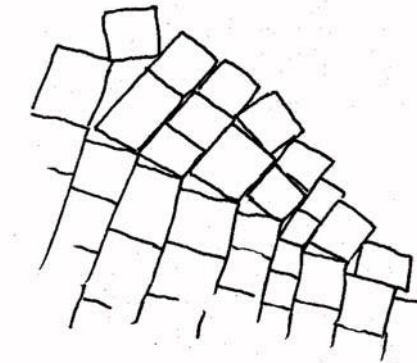


Abb. 2-4: Blockkippen/block toppling, [3]

Rotation einzelner Kluftkörper

Dieser Fall ist in der Natur häufig anzutreffen. Ein einzelner Kluftkörper mit fehlendem oder nachgiebigem Auflager beginnt um eine Auflagerkante zu rotieren und stürzt aus einer Böschung. (Wittke, [8])

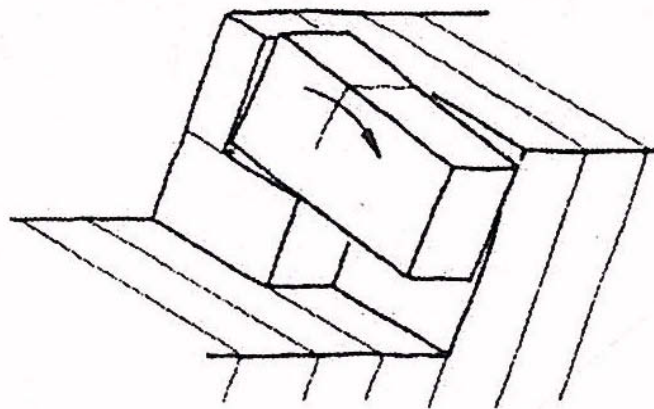


Abb. 2-5: Rotation einzelner Kluftkörper, [4]

Darüber hinaus gibt es noch weitere in der Literatur beschriebene Fälle, die sich zumeist als Kombination verschiedener Sturzerscheinungen von Kluftkörpern bzw. Gleit- und Kriecherscheinungen und „Toppling“ darstellen. Erwähnt seien hier u.a. Rockslumping oder Knickbandsackung, beschrieben von Kieffer oder das Knicken v. Körpern nach Cavers.

2.1.2 Lockergestein

Als Lockergesteinsböschungen werden hier stark verwitterte Gesteinsböschungen, gemengeartig gelagerte Minerale aber auch Mineralgemenge mit organischem Anteil betrachtet. Lockergesteine zeichnen sich darüber hinaus dadurch aus, dass zwischen den einzelnen Gemengeteilen keine mineralische Bindung besteht und die Porenräume im Allgemeinen mit Luft oder Wasser gefüllt sind.

Gleiten auf gekrümmter Gleitfläche

Das Gleiten auf einer gekrümmten Fläche wurde das erste Mal von Karl von Terzaghi [9] beschrieben. Diese Versagensform ist ein Scherversagen entlang einer definierten Bruchfläche und wird in der ÖNORM B 4433 als Rotation bezeichnet. Als wesentliche Parameter gehen der Reibungswinkel und die Kohäsion in dieses Modell ein. Um das Versagen, bzw. die Grenze des Versagens zu bestimmen, wird die Problemstellung in einen zweidimensionalen Fall vereinfacht, und eine Parameterstudie als Variation von möglichen verschiedenen Gleitflächen durchgeführt. Die auf diese Fläche (Kreisbogen im 2D-Schnitt) angreifenden Kräfte werden ermittelt. Das wahrscheinlichste Versagen tritt für jene Gleitfläche ein, deren Verhältnis von rückhaltenden zu treibenden Kräften am kleinsten ist. Dieses Verfahren zeigt einen weiten Einsatzbereich überall dort, wo die betrachteten natürlichen und künstlichen Böschungen aus bodenartigem oder zumindest stark verwittertem, felsigem Material bestehen. Die Verfahren von Fellenius, Bishop und Janbu ([10], [11] & [12]) fanden darüber hinaus Eingang in die normierten Hangstabilitätsnachweise laut ÖNORM und DIN. Weiters sind Böschungsversagen, die auf Grenzgleichgewichten beruhen, von weiteren Autoren beschrieben worden: Terzaghi, Taylor, Janbu, Bishop, Lambe & Whitman, Krey, Fellenius

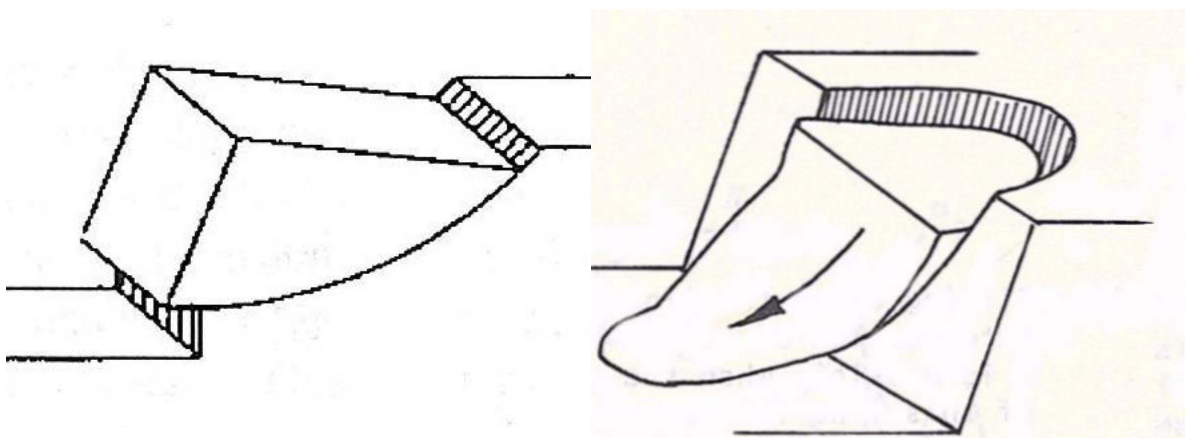
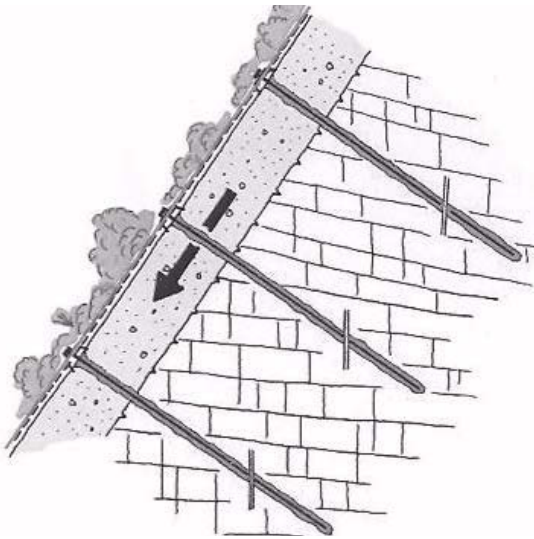


Abb. 2-6: Gleiten auf zylinder- bzw. schalenförmiger Gleitfläche, [4][3]

Ebenes Gleiten



Diese Versagensform beschreibt das Abgleiten von einem Bodenkörper auf einer Schichtgrenze. Eine Sonderform dieses Versagens in Lockerböden ist das hangparallele Gleiten. Dabei überschreiten die äußeren Kräfte den Scherwiderstand an der Schichtgrenze und die Oberflächenschicht gleitet auf dieser Schicht ab.

(z.B. anstehender Fels, bzw. Material mit markanter Schichtgrenze)

Abb. 2-7: Hangparalleles Gleiten [15]

Erosion & Suffosion

Als durch Erosion aus gelöstes Versagen wird das Ausspülen von Bodenmaterial durch Sicker- und Niederschlagswässer sowie Erosionserscheinungen am Fels bzw. das Aufbrechen durch Frost (Eislinsen) verstanden. Diese Art des Versagens ist die am schwersten zu beschreibende, da sie durch verschiedene Erscheinungen zu Tage tritt (äußere, innere und Kontakterosion bzw. -suffosion).

Anders als bei der Erosion wird bei der Suffosion nicht das gesamte Erdreich ausgespült, sondern lediglich kleine Partikel zwischen dem Korngerüst. Suffosion führt nicht automatisch zum Versagen des Bodens, bzw. trägt ihn nicht ab, sondern verändert die Bodeneigenschaften. Durch diesen Prozess verringert ein Bodenmaterial seine Scherfestigkeit sowie seine Dichte und erhöht damit sein Porenvolumen, seine Durchlässigkeit sowie seine Setzungsanfälligkeit.

Je nachdem ob der Teilchen transport innerhalb des Materials, in einem stehenden Gewässer oder von feineren zu gröberen mit einander in Kontakt stehenden Materialien stattfindet, unterscheidet man innere, äußere und Kontaktsuffosion bzw. -erosion. (Busch et al., [16])

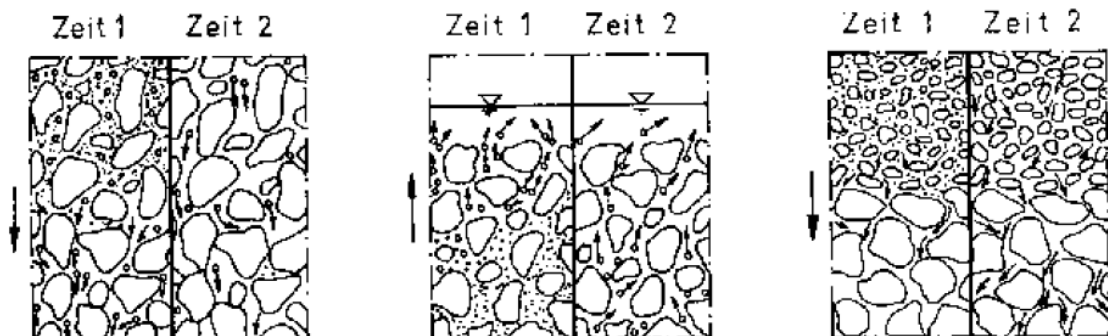


Abb. 2-8: von links; innere-, äußere- und Kontaktsuffosion [17]

2.1.3 Einfluss von Trennflächengefüge

Geomaterialien sind gekennzeichnet durch die diverse Inhomogenitäten, die eine analytisch exakte Erfassung einzelner Böschungen in ihrer Gesamtheit unmöglich machen. Das Großgefüge, bestehend durch Gefügeelemente wie Schichtung, Schieferung und Klüftung und die Raumlage dieser Elemente, sind im Regelfall nur schwer exakt quantifizierbar, wenn überhaupt erfassbar. Der Einfluss von Gefüge und Inhomogenität auf die Hangstabilität ist aber von immenser Bedeutung.

Gerade in Hinblick auf die erwähnten Versagensfälle im Festgestein, vor allem beim Gleiten, Stürzen und der Rotation von Klüftkörpern ist es naheliegend, dass Gefügestrukturen starken Einfluss auf das Versagensmodell haben, bzw. Voraussetzungen für das eigentliche Versagen darstellen (Kein Gleiten ohne Gleitfläche). Daher stellen Inhomogenitäten und im speziellen Trennflächensystem, -orientierung und -beschaffenheit unerlässliche Parameter für die Behandlung dieser Versagensfälle dar. Ebenso gilt das für den Verwitterungseinfluss bei Locker- und Festgesteinen. Die Ausgesetztheit gegenüber Witterungseinflüssen führt ganz abgesehen vom Frost-Tau-Wechsel zur Herabsetzung der für die Stabilität maßgeblichen mechanischen Parameter. Die Ausspülung von Feinanteilen in oberflächennahen Bereichen ist schwer zu quantifizieren, und ihre Auswirkung – eine verminderte Festigkeit – des Weiteren zumindest noch von der Tiefe abhängig. Auch wenn das oben erwähnte hinlänglich bekannt ist, stellt die Beschaffung der relevanten Daten dennoch eine nicht zu unterschätzende Herausforderung dar. Klüftsysteme sind weder mit exakter Regelmäßigkeit anzutreffen noch ist ihr Umfang in Art und Größe begrenzt.

Da Berechnungsverfahren in der Geomechanik im Allgemeinen sehr stark von den erfassten Parametern wie Reibungswinkel, Kohäsion, Wichte und noch viel mehr von den Trennflächendaten wie Anzahl der Klüftscharen, Lage im Raum bzw. Orientierung zur Böschungswand, Einfallen, Trennflächenabstand und -beschaffenheit abhängig sind, ist die Möglichkeit, ein allgemeingültiges Modell als Berechnungsgrundlage zu erstellen, nicht einfach. Diese Parameter werden sowohl experimentell unter Laborbedingungen, als auch Stichprobenartig in der Natur erfasst und sind somit immer mit einer gewissen Unschärfe behaftet. Da bei einem verallgemeinerten Versagensmodell nur übliche bodenmechanische Kennwerte Eingang finden können, ist zu hinterfragen inwiefern diese auf den oberflächennahen Bereich von Böschungen, und so mit durch Verwitterung verändertes Material zutreffen. Auch wenn sich im konkreten Anwendungsfall diese Kennwerte direkt an der jeweiligen Böschung bestimmen lassen, können diese, als kritische Größen im Versagensmodell, durch andere Erscheinungen – Frost-Tau-Wechsel, unstetige Durchströmung des Bodens – überlagert werden.

Somit muss für ein möglichst allgemeines Versagensmodell eine möglichst allgemeine Betrachtung gewählt werden. Wenn Einflüsse der angeführten Art also zu erwarten sind, müssen sie mit ausgedrückt werden, überschlägigen Parametern in die Berechnung eingebaut werden.

2.2 Wahl eines Versagensmodells

Hier soll kurz auf die Gründe der anwendbaren bzw. nicht anwendbaren betrachteten Versagensmodelle eingegangen werden. Tab. 2-1 gibt einen Überblick über alle erwähnten Versagensmodelle und ihre Anwendbarkeit hinsichtlich der für diese Arbeit relevanten Kriterien.

Kriterien

- Analytische Beschreibbarkeit
- Möglichkeit der numerischen Modellierung
- Verallgemeinerbarkeit

Nicht anwendbare Modelle

Ein wesentliches Kriterium bildet dabei die analytische Beschreibbarkeit der Problematik. Viele Ereignisse, die in der Natur alltäglich sind, können nur subjektiv bzw. qualitativ beschrieben werden. Das erschwert nicht nur die Anwendung in ingenieurwissenschaftlicher Hinsicht, sondern macht auch eine Vergleichbarkeit von Geschehnissen, die von unabhängigen Quellen beschrieben wurden, gänzlich unmöglich. Deshalb wurden Versagensformen, die nicht analytisch behandelbar sind bzw. nur mit großem Aufwand und unzureichenden Vereinfachungen, in dieser Arbeit als nicht geeignete Grundlage für ein weiterführendes Bemessungskonzept erachtet.

Die Möglichkeit diese Problemstellung numerisch zu modellieren d.h. mit numerischen Programmen (Finite Element Methode FEM, Finite Differenzen Methode FDM, Boundary Element Method BEM) zu behandeln, die in der Geotechnik breite Anwendung und Akzeptanz finden, wird bei der Wahl des Versagensmodells ebenfalls berücksichtigt. In manchen Fällen gibt es Anwendungen, die in der Lage sind z.B. das Gleiten mehrerer Körper sehr exakt zu beschreiben und die komplexe, zum Teil zeitliche Abfolge von Versagensabläufen darzustellen. Diese Anwendungen gehen aber weit über jene einfachen Gleichgewichtsbetrachtungen hinaus, die für den in der Praxis arbeitenden Ingenieur in Anbetracht der verfügbaren Zeit und technischen Relevanz von Interesse sind.

Um Eingang in die ingenieurtechnische Praxis zu finden, muss ein praktisches Bemessungskonzept ein möglichst breites Anwendungsgebiet besitzen. Daraus resultiert auch der Anspruch der Verallgemeinerbarkeit des zu Grunde liegenden Versagensmodells.

Lastfall Modelle	Festgestein	Lockergestein	analytischer Lösungsansatz	numerisch behandelbar	verallgemeinerbar
Gleiten eines Körpers auf einer Fläche	x	-	x	(-) ^D	x
Gleiten eines Körpers auf mehreren Teilflächen	x	-	x	(-) ^D	(x)
Gleiten mehrerer Körper auf polygonaler Gleitfläche	x	-	x	(-) ^D	(x)
Rock toppling	x	-	(x)	x	-
Biegekippen	x	-	-	x	-
Blockkippen	x	-	(x)	x	-
Rotation einzelner Kluffkörper	x	-	x	(x) ¹⁾	-
Gleiten auf gekrümmter Gleitfläche	(x)	x	x	x	x
Ebenes Gleiten im Lockergestein	-	x	x	x	x
Erosion & Suffosion	x	x	-	-	x

Tab. 2-1: Übersicht Lastfall-Modelle

- x ... anwendbar
- (x) ... anwendbar mit Einschränkungen
- ... nicht anwendbar
- (-) ... i.A. nicht anwendbar
- ¹⁾ ... nur mit speziellen FE-Programmen

Anwendbare Modelle

In Hinblick auf die angeführten Kriterien wurden drei der zehn Lastfälle als anwendbar betrachtet.

- Im Festgestein: Versagensformen des Gleitens auf einer Fläche
- Im Festgestein: Rock Toppling
- Im Lockergestein: Versagen entlang einer gekrümmten Gleitfläche

Diese Auswahl wurde unter den Kriterien getroffen, die eine analytische Beschreibbarkeit dieser Versagen ermöglichen beziehungsweise erleichtern. Des Weiteren existieren zu diesen Fällen bereits analytische Lösungen für die globale Stabilitätsbetrachtung und sie erscheinen dem Autor für zumindest mehrere Fälle verallgemeinerbar.

Aus diesen 3 anwendbaren Fällen wurde dem Versagen auf einer gekrümmten Gleitfläche spezielles Augenmerk geschenkt, und die diesem Modell zu Grunde liegende Überlegung als Ansatz für ein Versagensmodell gewählt. Das etwas breitere Anwendungsgebiet, das sich von Böden aller Art bis zu stark verwittertem Fels erstreckt, die Möglichkeit der numerischen Modellierung in der geotechnischen Praxis, und ein vorhandenes analytisches Modell gaben den Ausschlag hierfür.

2.2.1 Analytische Begründung – Gleitkreis nach DIN 4084

Das gewählte Versagensmodell, Versagen auf einer gekrümmten Gleitfläche, wird hier für den Fall des lokalen Versagens zwischen zwei Ankerlagen betrachtet. Dazu wird das Gleitkreisverfahren nach DIN 4084 angewandt.

Als Vereinfachungen wurden hier die Bruch-/Versagensfigur durch eine obere Ankerlage begrenzt und als Fußpunkt der Ankerkopf der unteren Ankerebene angenommen. Zudem wird wie auch bei dem bestehenden Nachweis lt. DIN 4084 die Problemstellung als 2-dimensional betrachtet.

Diese vereinfachende Eingrenzung basiert auf der Annahme, dass die darüber erliegende Ankerebene alle Vertikalkräfte aufnimmt und keine Kräfte in den darunter liegenden Bruchkörper einleitet.

2.2.2 Kräftemodell

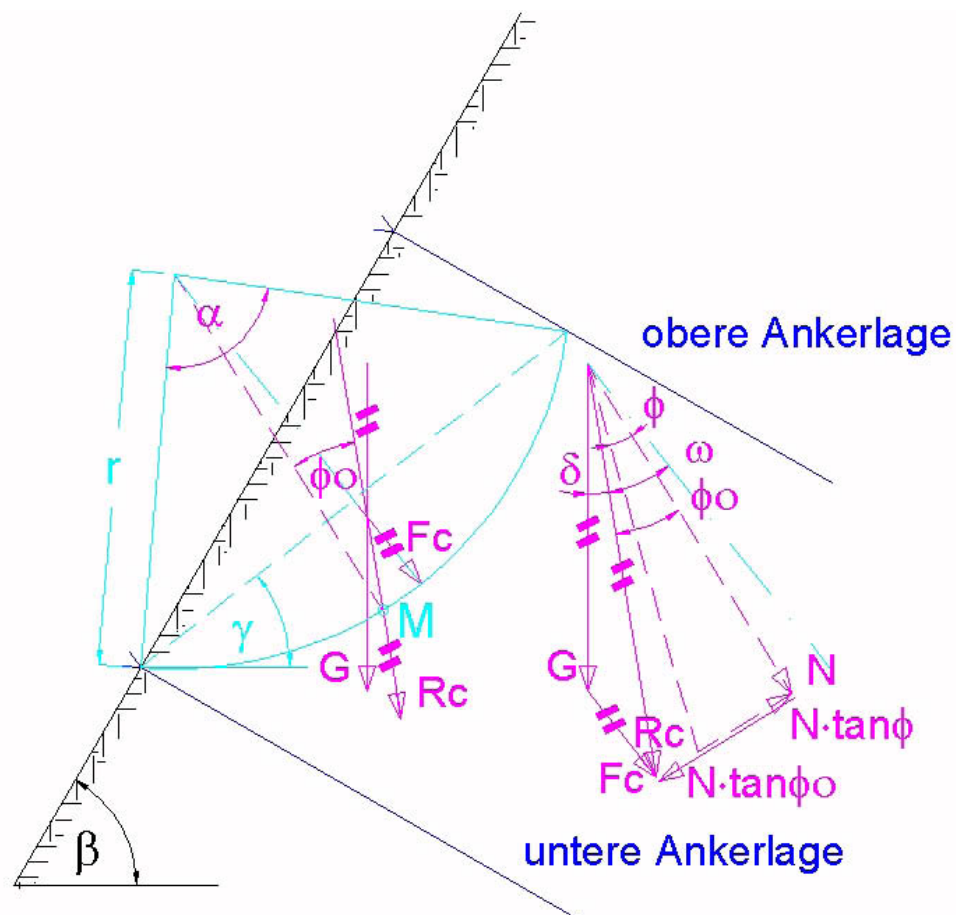


Abb. 2-9: angreifende Kräfte am Gleitkreismodell nach DIN 4084

Legende:

α ... Kreissektoröffnungswinkel

β ... Böschungswinkel

γ ... Gleitkreissehnenneigung

-
- δ ... Neigung der Resultierenden R_c
 - ω ... Neigung der Resultierenden R_c zur Kreissektorsymmetrieachse
 - ϕ_0 ... Neigung der Resultierenden R_c zur Verbindungsgeraden M zum Gleitkreismittelpunkt
 - ϕ ... Reibbeiwert als Winkel
 - r ... Radius des Gleitkreises
 - G ... Summe der angreifenden äußeren Kräfte
 - F_c ... Längenbezogene Kraft zufolge Kohäsion
 - R_c ... Resultierende
 - N ... Normalkraftanteil der Resultierenden auf Tangente in M

Die Sicherheit gegen Gleiten η ist als Quotient der „rückhaltenden“ durch die „treibenden“ Kräfte definiert. Aus der Betrachtung eines Kräftegleichgewichtes in Punkt M (Durchstoßpunkt der Wirkungslinie der Resultierenden R_c mit dem Gleitkreis) der Abb. 2-9 ergibt sich, dass sich das Verhältnis von treibenden Kräften, aus dem tangentialen Anteil der Resultierenden R_c ($R_c \times \sin \phi_0 = N \times \tan \phi_0$), und rückhaltenden Kräften, aus dem Reibungsanteil der Normalkraft ($N \times \tan \phi$), sich zu Gl. 2-1 vereinfacht. Der Reziprokwert dieses Ausdrucks entspricht dem Ausnutzungsgrad.

$$\text{Gl. 2-1: } \eta = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_0}$$

Durch Variation der Koordinate des Gleitkreismittelpunkts, in diesem Fall definiert über den Gleitkreisradius und die Sehnenneigung, findet sich eine Versagensfigur mit geringster Sicherheit gegen Böschungsbruch.

Für einen Boden mit einer Wichte von z.B. $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$, einer Kohäsion von $c = 10 \text{ kN/m}^2$ und einem Reibungswinkel $\phi = 28^\circ$ bei Böschungsneigungen $\beta = 75^\circ$ findet sich ein Minimum (Sicherheit η am geringsten) bei Gleitkreisfiguren mit einer Sehnenneigung von $\gamma = 55^\circ$ und einem Radius $R = 5 \text{ m}$ (Abb. 2-10).

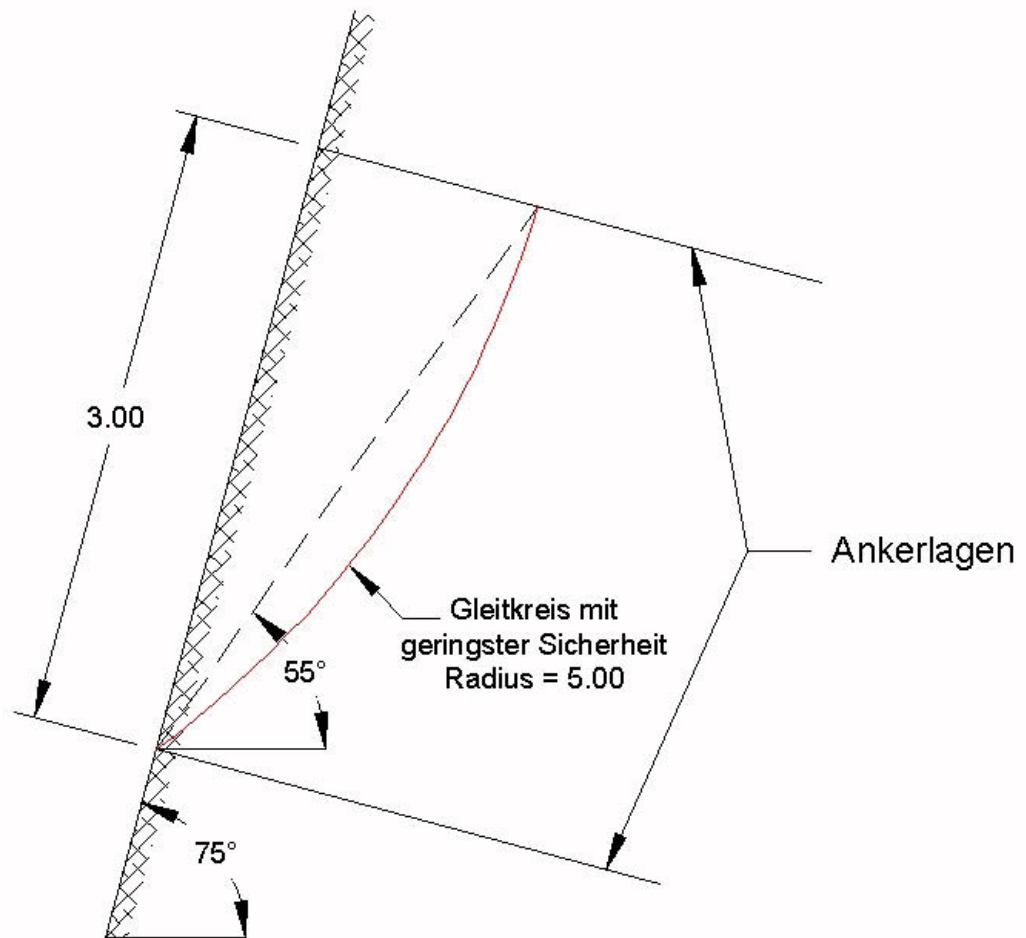


Abb. 2-10: Gleitkreis mit geringster Sicherheit gegen Böschungsbruch

Das Versagensmodell, das sich aus der Bet rachtung nach DIN 4084 ergibt, beruht ausschließlich auf dem Eigengewicht des Bodens des betrachteten Bruchkörpervolumens. Jenes maximale Volumen also, welches definiert durch die Grenzfläche mit der geringsten Sicherheit gegen Böschungsbruch und einer vom Ankerraster abhängigen Breite in Bewegung, bzw. Rotation kommen kann, stellt sich bei Betrachtung der wirkenden Kräfte als eine einzelne resultierende Kraft dar. Diese Resultierende muss durch die Hangvernetzung aufgenommen und durch die Anker in den Baugrund übertragen werden.

3 Modelle und Versuche

Nach Berücksichtigung der oben angeführten Rahmenbedingungen erfolgte eine Konzentration auf Lockergesteinsböschungen. Unter der Annahme, dass diese auch auf stark verwitterte Gesteine und Schüttungen zutreffen (E. Hoek & J.W. Bray, Rock Slope Engineering [3]) begann die Betrachtung des lokalen Versagens zwischen Ankern mittels Methoden der Bodenmechanik.

Die hierbei getroffene Überlegung ist, dass wenn dieses Modell für hinreichend befunden wird, globales Versagen von Böschungen zu beschreiben, es auch für die betrachteten lokalen Bereiche in entsprechend kleinerem Maßstab zutrifft, wie unter 2.2 beschrieben. Unter der Annahme von Vereinfachungen wie einer räumlich uneingeschränkten Ausbreitung in der Tiefe der Darstellungsebene, sowie der Vernachlässigung von 3D-Effekten, wurde mittels der erwähnten analytischen Verfahren ein Versagen in diesen Bereichen nachgerechnet, ganz so als würden sie kleine Böschungen darstellen.

Das Gleitkreisverfahren findet für jede Böschung – beschrieben durch Böschungsneigung, Böschungshöhe und die Scherparameter des Bodens – eine Bruchfigur mit der geringsten Sicherheit gegen Böschungsbruch. Beschränkt man dieses Versagen jeweils auf den Bereich zwischen 2 übereinander angeordneten Ankern, so erhält man bei gleichem Ankerabständen entlang der Böschungsoberfläche jeweils gleiche Bruchfiguren, und damit eine „Bruchtiefe“. Diese Bruchtiefe, bzw. der durch den Gleitkreis definierte Bruchkörper dient dazu, die Masse des mobilisierten Materials zu bestimmen, und damit eine Aussage über die durch die oberflächlichen Böschungssicherungsmaßnahmen aufzunehmenden Kräfte zu treffen.

Um diese Überlegung zu verifizieren wurden zahlreiche Untersuchungen durchgeführt, die diese Art des Versagens beleuchten.

Als physikalischer Referenztest wurden Böschungen in einem so genannten „Base-Friction“-Versuch nachgebildet und mittels „Particle-Image-Velocimetry“ die dabei aufgetretenen Bruchkörper ausgewertet.

Zusätzlich wurde mit am Institut verfügbaren Numerikprogrammen („Slide Version 5.0“ - Rocscience; „Plaxis 2D Version 8.6“ - Plaxis BV) versucht, dieselben Versagensformen mit entsprechenden Rahmenbedingungen zu simulieren.

Die durchgeführten Versuche liefern einen Vergleich zu den theoretisch ermittelten Bruchfiguren und belegen damit Überlegung, dass ein gleitkreisförmiges Versagen auch zwischen den Ankern ein adäquates Modell zur Beschreibung von lokalem Versagen ist und damit zu Bemessungszwecken herangezogen werden kann.

3.1 Base Friction Versuche

Die folgenden Versuche mittels des Base Friction (BF) Konzepts dienen dazu die getroffene Überlegungen und rein analytischen Ansätze in zweidimensionalen Modellversuchen zu erläutern und ihre Anwendbarkeit zu untersuchen.

3.1.1 Beschreibung

Diese auf Goodman ([13], [14] und [18]) zurückgehenden Versuche wurden am Lehrstuhl für Subsurface Engineering, vormals Institut für Geomechanik, Tunnelbau und konstruktiven Tiefbau, 1987 aufgegriffen und in einer Diplomarbeit untersucht ([19]). Dazu wurde eine entsprechende Versuchseinrichtung gebaut, die auch für diese Versuchsreihe bis auf den Entfall des Druckluftkissens unverändert verwendet wurde (Abb. 3-1).

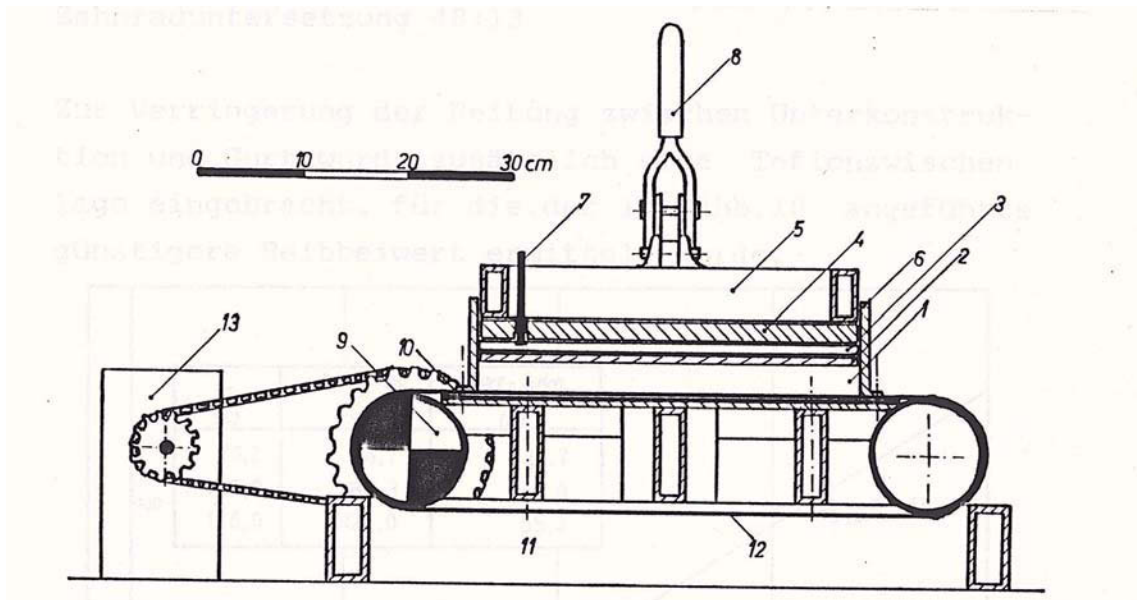


Abb. 3-1: Base Friction – Versuchseinrichtung, [19]

- 1..... Materialbett (Modell)
- 2..... Glasplatte
- 3..... Druckluftkissen
- 4..... Auflageplatten
- 5..... Innenrahmen
- 6..... Modellrahmen
- 7..... Anschlussventil für Druckluftkissen
- 8..... Rahmenhalterung
- 9..... Antriebswalze
- 10..... Teflonzwischenlage
- 11..... Unterkonstruktion
- 12..... Gurt
- 13..... Regelbarer E-Motor

3.1.2 Versuchsaufbau

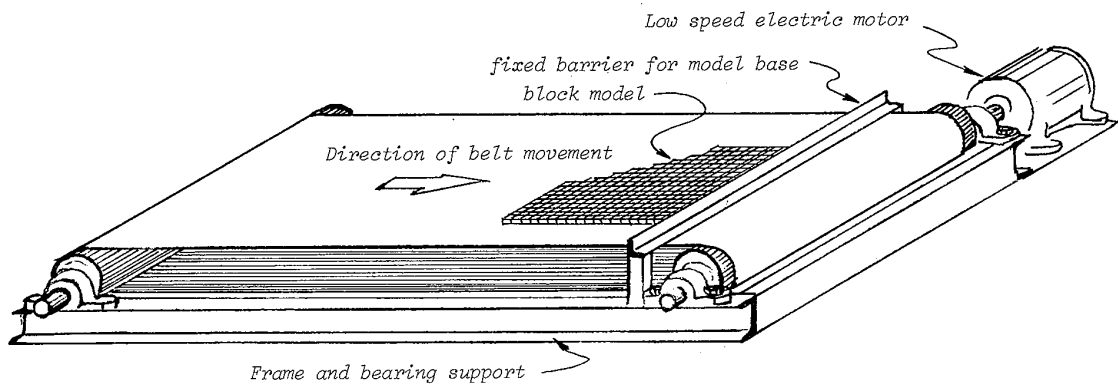
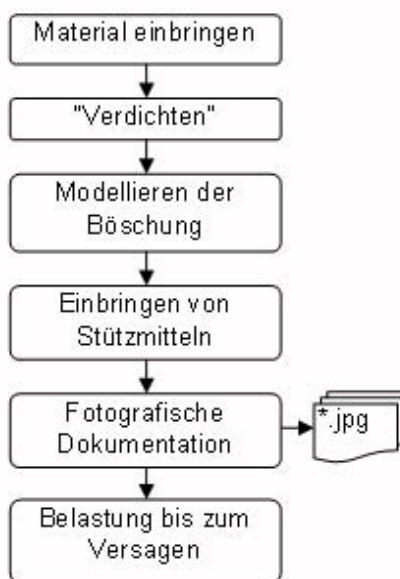


Abb. 3-2: Base Friction – Versuchsaufbau [3]

Base Friction - Versuche sind Versuche, bei denen Spannungen in einem Materialbett mittels Reibung durch eine unter dem Versuchsmodell vorbeigleitende Ebene - ein umlaufendes Gurtband - erzeugt werden. Das darauf liegende Materialbett stellt für den, in dem hier untersuchten Fall, in der horizontalen geklappten Vertikalschnitt einer Böschung mit symmetrischer Längserstreckung dar. Das Materialbett stützt sich dabei an der Basis am unteren Modellrahmen ab. Der daran vorbeistreifende Gurt übt durch Relativbewegung und Reibbeiwert eine Kraft auf das Materialbett aus. Dieses ist durch eine auf ihm liegende Glasplatte und den festen Innenrahmen in Verschiebungen in der Vertikalen gehindert (Abb. 3-1 & Abb. 3-2). Dadurch entsteht eine Spannungsverteilung im Materialbett, die der durch Gravitation verursachten Zunahme der Spannung mit der Tiefe entspricht.

3.1.3 Versuchsablauf



Dazu wird innerhalb des Modellrahmens ein Material bis zur gewünschten Höhe aufgebracht und die Glasplatte darauf gelegt. Zunächst wird die Platte mittels der Klemmvorrichtung verriegelt, und durch die Gurtbandbewegung das Material so lange verdichtet bis im Material keine Verschiebungen mehr erkennbar sind. Dann wird die Glasplatte entfernt und die gewünschte Böschung (bzw. andere Modelle) modelliert. Anschließend wird die Glasplatte wieder aufgebracht und der Versuch fortgesetzt. Mittels der durch die Reibung zwischen Gurt und Materialbett aufbrachten Spannung wird dieses 2D-Modell einer Böschung bis zum Versagen belastet (Abb. 3-3).

Abb. 3-3: Ablaufdiagramm Base Friction – Versuch

3.1.4 Modellmaterial

Die Böschungen wurden mit einem Sand/Mehl/Öl-Gemisch in bestimmten Mischverhältnissen modelliert (Tab. 3-1). Das Gemisch wurde aus Fugensand mit einer Korngröße von $0,3 - 1,0$ mm, handelsüblichem griffigen Mehl und Salatöl hergestellt. Durch Vorversuche wurden diese Mischverhältnisse auf ihre Eignung hinsichtlich der Bruchausbildung im Verlauf des BF-Versuchs untersucht. Die bodenmechanischen Parameter wurden nicht ermittelt. Für die Untersuchung ist nur die sich einstellende Bruchgeometrie wesentlich ([19]).

Als Anker wurden Kupferdrähte bzw. 12 cm lange Holzschrauben eingesetzt.

	Fugensand	Mehl	Öl	Typ
Massenanteil [-]	50	50	5	A
	50	50	10	B
	75	125	10	C

Tab. 3-1: Zusammensetzung der verwendeten Modellmaterialien

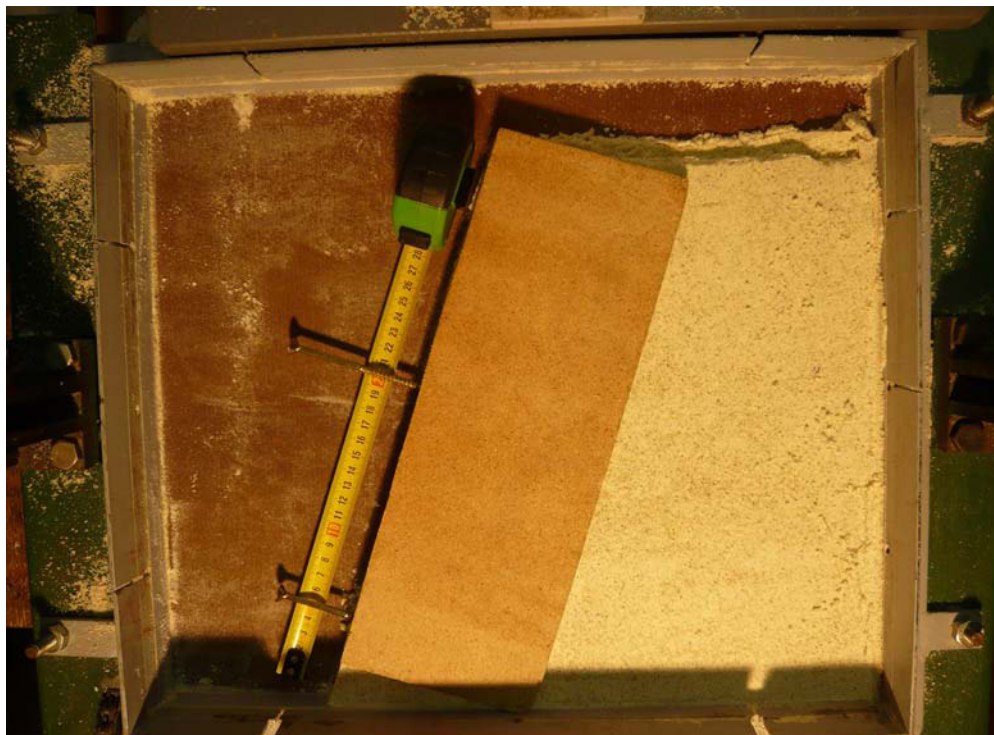


Abb. 3-4: Aufbau eines Versuchs

3.1.5 Versuche & Auswertung

Während des gesamten Versuchsablaufs wurde ca. alle 2 Sekunden mittels einer auf einem Stativ befestigten Digitalkamera Fotoaufnahmen des Böschungsmodells gemacht. Diese dokumentieren einerseits den Versuchsablauf und ermöglichen andererseits durch Auswertung mittels spezieller Software Bewegungen grafisch darzustellen. Mittels "Particle Image Velocimetry" (PIV) können die Bruchvorgänge bzw. Bewegungen von farblich unterscheidbaren Punkten der Kornmatrix des Böschungsmodells deutlich gemacht und wesentlich früher als mit dem freien Auge erkannt werden ([21]). Zu diesen bildbasierten Verformungsmessungen auf Grundlage der PIV-Methode existiert ein frei verfügbarer Algorithmus für MATLAB im Internet (<http://www.math.uio.no/~jks/matpiv/>, Juli 2009).

Das hier verwendete MatPIV in der Version 1.6.1 funktioniert als Toolbox, die in das Computerprogramm MATLAB R2008a integriert wurde. Dazu vergleicht MATLAB Bildausschnitte wählbarer Größe zweier Fotoaufnahmen eines Versuchs und berechnet mittels Korrelationsfunktionen ein Feld von Verschiebungsvektoren. Abb. 3-5 zeigt das Modell einer Böschung mit 75° Böschungsneigung und 2 Ankerlagen, das mit Material des Typs A modelliert wurde, vor und nach dem Versuch. Zusätzlich ist die Auswertung mit PIV für den Brucheintritt dargestellt.



Abb. 3-5: Zwei Aufnahmen derselben Versuchsserie, inkl. Auswertung mit PIV

Durch farbliche Darstellung des Betrags dieser Verschiebungsvektoren und unter Anwendung der in MatPIV integrierten Filterfunktionen zur qualitativen Verbesserung der Darstellung – Beseitigen von Hintergrundrauschen, lokalen und globalen Ausreißern – wurde das unter Abb. 3-6 beispielhaft dargestellte Verschiebungsbild erzeugt. Zusätzlich wurden in die Abbildung Gleitkreise inkl. Sehnenneigung und Gleitkreisradius gemäß des unter 2.2 beschriebenen Versagensmodells eingepasst. Der untere Gleitkreis liegt zwischen den beiden eingebrachten Ankerlagen. Der obere Gleitkreis wurde durch parallel verschoben der ersten Gleitkreissehne erzeugt und bis zum oberen Modellrand gezogen. Er ist nach oben hin durch keine Ankerlage begrenzt.

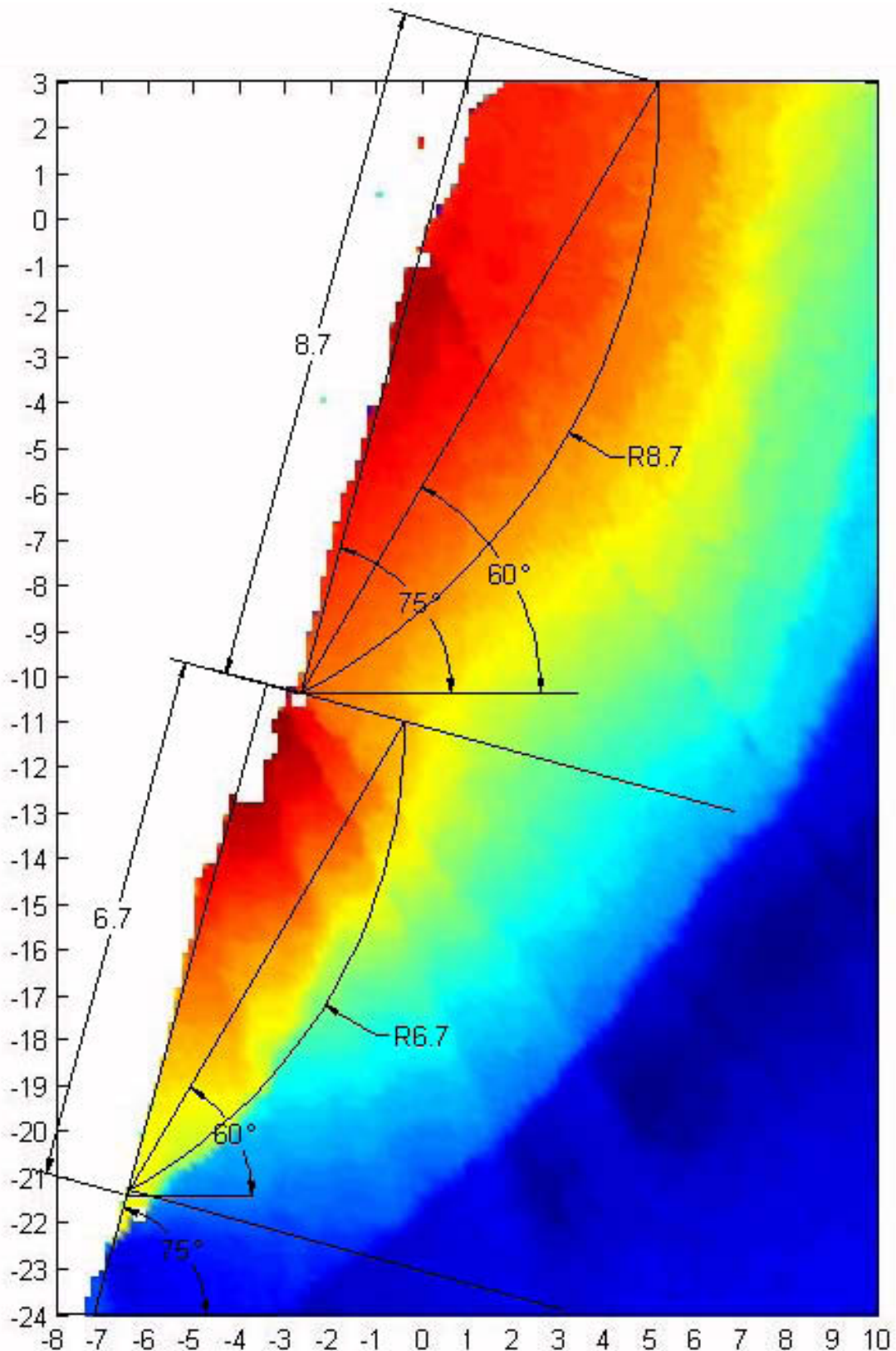


Abb. 3-6: Auswertung mit PIV mit eingepassten Gleitkreisen

In dieser Darstellung ist deutlich zu erkennen, dass sich im unteren Bereich, zwischen den eingebauten Ankern bei -22 und -11 cm, und oberhalb der Ankerlage ähnliche Scherfugen ausbilden.

	Nr.	Material Typ	Ng. [°]	Anker Typ	Ankerlage 1, 2 & 3 Abstand von unterem Rand			Auswertung im Anhang [Absatz]
					[cm]	[cm]	[cm]	
Serie 1 ¹⁾	1	k.A ¹⁾	75	keine	-	-	-	-
	2	k.A ¹⁾	90	keine	-	-	-	-
	3	k.A ¹⁾	90	keine	-	-	-	-
	4	k.A ¹⁾	90	keine	-	-	-	-
	5	C	90	keine	-	-	-	-
Serie 2	6	B	90	Draht d=2mm	5.0	25.0	-	-
	7	B	90	Draht d=2mm	5.0	25.0	-	-
	8	B	90	Draht d=2mm	3.0	5.5	20.3	-
	9	B	90	Holzschraube	5.5	20.3	-	-
	10	A	90	keine	-	-	-	1
	11	A	90	Holzschraube	5.5	20.3	-	1
	12	A	90	Holzschraube	5.5	20.3	-	1
	13	A	75	Holzschraube	5.5	20.3	-	1

1)... Vorversuche zur Bestimmung eines geeigneten Modellmaterials

Tab. 3-2: BF – Versuchsreihe, Übersicht

Die ersten Versuche hatten den Zweck ein geeignetes Modellmaterial zu finden. Dies sollte einerseits Verformungen aufnehmen ohne zu brechen und andererseits bei einem gewissen Spannungszustand deutliche Bruchkörper ausbilden.

Bis auf die Vorversuche (Serie 1, Nr. 1 bis 4) wurden alle Versuche mittels PIV ausgewertet. In allen Fällen in denen Anker eingebaut waren bildeten sich deutliche Bruchkörper zwischen den Ankern, die den Bruchkörpern an den ungestützten Böschungen im Modellversuch in ihrer Ausprägung (deutlicher Gleitkreis, annähernd gleiche Neigung der gedachten Gleitkreissehne) gleichen. (Siehe Anhang 1 Auswertung BF-Versuche – PIV: lt. Tab. 3-2)

3.2 Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse der Versuche 6 bis 9 entsprechen jenen der Versuche 10 bis 13. Durch die Verwendung eines etwas plastischeren Modellmaterials traten jedoch sehr große plastische Verformungen vor der Ausbildung eines Bruchkörpers auf, welche die Auswertung mit PIV erheblich erschwerten.

Aus den ausgewerteten Versuchen 10 bis 12 wird die Ausbildung einer Scherfuge zwischen den Ankerlagen sehr deutlich sichtbar (siehe Anhang 1 Auswertung BF-Versuche – PIV:). Zu beachten ist, dass sich auch eine größere, globale Scherfuge hinter den eingebrachten Stützmaßnahmen (Anker) ausbildet, allerdings erst nachdem das lokale Versagen zwischen den Ankerlagen bereits eingetreten ist.

Die Versuche zeigten, dass sich das beobachtete Versagen, sowohl in Ausmaß als auch Form sehr gut mit den unter 2.2 getroffenen Überlegungen deckt und die Wahl dieses Versagensmodells als Grundlage für eine Betrachtung der Einwirkungen von lokalen Böschungsversagen auf die Verbindung Hangvernetzung-Anker bestätigt.

3.3 Numerische Berechnungen mit Slide

Mit dem Programm „Slide“ Version 5.0 von Rocscience wurden Berechnungen nach dem Gleitkreisversagen durchgeführt, um durch Parametervariation die Lage des Gleitkreismittelpunktes, kombiniert mit verschiedenen Radien zu erhalten. Das Programm bietet darüber hinaus die Möglichkeit Ankerlagen in das Rechenmodell einzubauen.

Zunächst wurde versucht eine Übereinstimmung der Versagensfiguren mit jenen der analytischen Begründung (2.2.1) zu finden. Da dieses numerische Programm auf denselben theoretischen Grundlagen basiert, ist eine Übereinstimmung der wahrscheinlichsten Bruchfiguren für die jeweilige Geometrie zu erwarten.

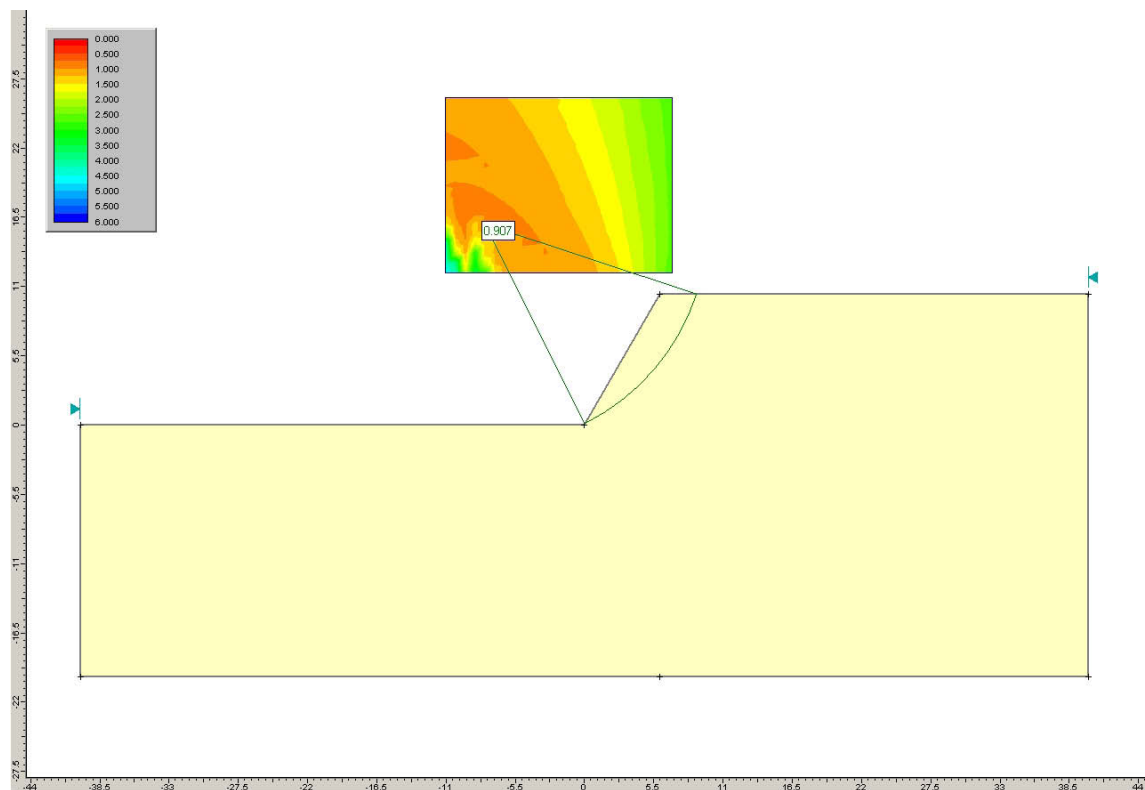


Abb. 3-7: ungestützte Böschung, $h=12\text{ m}/\beta=60^\circ/\phi=28^\circ/c=10\text{ kN/m}^2$

Die Abbildungen Abb. 3-7 und Abb. 3-8 zeigen Plots mit den jeweils kritischsten Gleitkreisen für die Parameter Höhe, Neigung, Reibungswinkel und Kohäsion, gerechnet mit der Methode nach Janbu [11]. Für verschiedene Gleitkreismittelpunkte, deren Lage vom Anwender eingegrenzt wird, gibt das Programm jenen Gleitkreis (variiert mittels Punktkoordinaten des Mittelpunkts) aus, bei dem die Sicherheit gegen Böschungsbruch am niedrigsten ist. Dabei muss η nicht notwendigerweise < 1 sein (siehe Gl. 2-1). Die Farbschattierung stellt Isolinien jener Gleitkreismittelpunkte dar, die eine gewisse Sicherheit gegen Böschungsbruch aufweisen (von rot, Sicherheit deutlich kleiner 1, bis blau, Sicherheit deutlich größer 1).

Die Gleitkreise an den ungesättigten Böschungen bilden sich entsprechend dem Versagensmodell 2.2.1 aus. Werden Ankerlagen in das Rechenmodell eingebaut und nur jene Gleitkreise betrachtet die sich zwischen den Ankerlagen ausbilden würden, gibt das Programm nur mehr Gleitkreise für den obersten Teil der Böschung aus, und nicht wie erwartet jeweils gleiche Bruchkörper zwischen allen Ankerlagen. (Abb. 3-8).

Damit eignet sich dieses Programm nicht Versagen zwischen den Ankerlagen darzustellen.

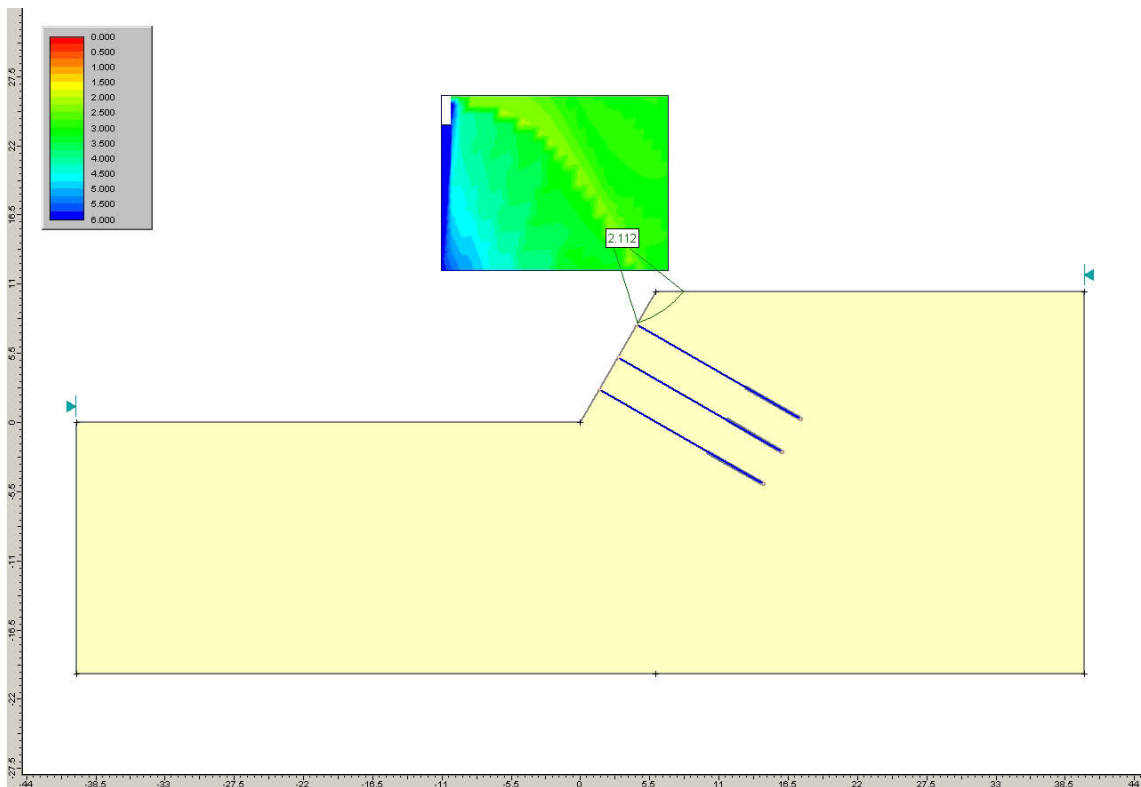


Abb. 3-8: Geankerte Böschung, $L_A = 15 \text{ m}$ alle 3 m
 $h = 12 \text{ m} / \beta = 60^\circ / \phi = 28^\circ / c = 10 \text{ kN/m}^2$

3.4 Numerische Berechnungen mit Plaxis

Numerische Berechnungen mit dem FEM- Programm Plaxis 2D Version 8.6 wurden am Lehrstuhl für Subsurface Engineering durchgeführt. Die Problemstellung wurde, wie schon unter 2.2 behandelt, auf eine 2-dimensionale Schnitt Ebene durch eine Böschung vereinfacht. 3-dimensionale Effekte werden hier vernachlässigt.

Zunächst wurde eine einfache Berechnung zur qualitativen Betrachtung an Böschungen mit Neigungen 75 ° und 90 ° durchgeführt. Ziel war es, ein Versagen an den entsprechenden ungestützten Böschungen zu erhalten, das dem Versagensmodell entspricht (siehe 2.2.1). Anschließend wurden entsprechende Stützmaßnahmen hinzugefügt, die ein Versagen nur mehr zwischen diesen erlauben.

Dazu wurde ein kohäsives Lockermaterial gewählt ($\varphi = 28^\circ$, $c = 10 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$) und die Berechnungen wurden ohne Wassereinfluss durchgeführt. Als Anker wurden „Geogrid“-Elemente an Stelle von „Node-to-node anchors“ gewählt. Diese entsprechen Vollverbundzugelementen und damit voll vermörtelten Ankern. Sie können aber ausschließlich Kräfte in Achsrichtung aufnehmen. (keine Momente, kein Scherwiderstand normal zur Ankerachse) In späteren Modellen wurden „plate“-Elemente verwendet um den Scherwiderstand den vollvermörtelte Anker besitzen in das FEM-Modell einzubringen.

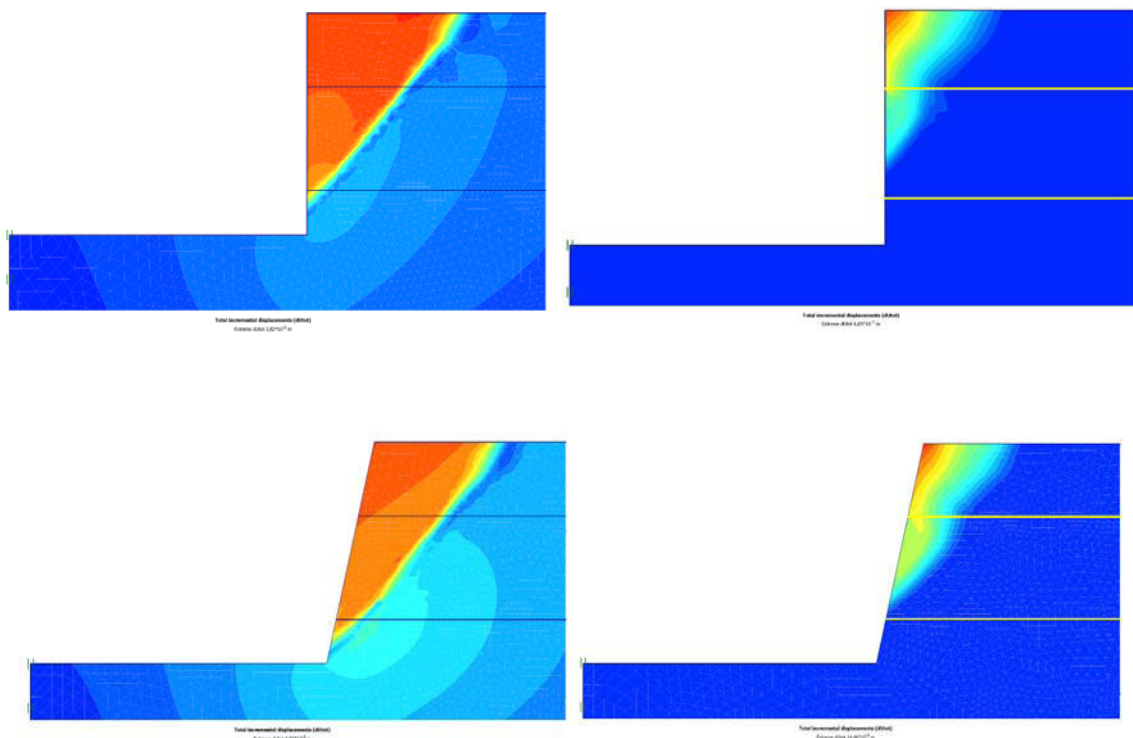


Abb. 3-9: Plaxis-Modell, Wirkung von Ankerlagen, (li. ohne, re. mit Anker)

In den Abb. 3-9 ist der Einfluss der eingebrachten Ankerlagen und deren Effekt der Böschungsstabilisierung deutlich zu erkennen. Auch wenn die horizontale Lage der Anker, ihre Länge und die Anbindung an die horizontal unverschieblichen Auflager des rechten Modellrand nicht realitätsgetreu sind, zeigen diese sehr einfachen Modelle dennoch die Wirkung von Ankern als Böschungsstabilisierung.

Die farbige Darstellung der inkrementellen Verschiebungen im letzten Berechnungsschritt, in dem das Versagen auftritt, stellt das Abgleiten des Bruchkörpers im Versagensfall dar. Im Vergleich mit dem ungestützten Böschungsmodell wurde damit das Abgleiten verhindert bzw. wurden die Bruchkörper verkleinert. Das mobilisierte Volumen wird reduziert und die Bruchkörper gleichen in ihrer Ausprägung jenen der vorangegangenen Versuche. Als nächster Schritt wurde ein größeres Böschungsmodell erstellt und die sich einstellenden Instabilitäten bzw. Versagensfälle untersucht, um eine Aussage über das gewählte repräsentative Versagensmodell (2.2) zu treffen.

3.4.1 Aufbau des Rechenmodells

Um eine realitätsnähere Modellierung durchzuführen wurde eine Böschungshöhe von 30 m gewählt. Die Hangneigung wurde mit 45° , 60° und 75° und der Ankerabstand mit 1 m, 2 m und 3 m variiert. Die Problemstellung wurde weiterhin zweidimensional betrachtet.

Randbedingungen

Um Randeinflüsse zu vermeiden, wurden weit gezogene Modellgrenzen verwendet, sodass sich der Scherbruch an der unverbauten Böschung auf alle Fälle deutlich innerhalb der Modellgrenzen ausbildet. Als geometrische Randbedingungen wurden die seitlichen Ränder horizontal, und der untere Rand horizontal und vertikal fixiert.

Zunächst wurde aus all diesen Rahmenbedingungen ein geometrisches Rechenmodell erstellt, welches die gewünschten Parameter enthält. Durch Variieren der Modellgrenzen wurde eine Modellgröße gefunden, die groß genug war um das Modell und besonders den Böschungsbereich frei von Randeinflüssen zu halten und gleichzeitig möglichst klein war, um die benötigte Rechenzeit möglichst zu minimieren. (Siehe Abb. 3-10: Plaxis Rechenmodell)

Materialmodell

Als zu Grunde liegendes Materialmodell – oder auch Materialgesetz – wurde das Mohr-Coulomb Modell gewählt. Diesem klassischen Materialmodell wurde aufgrund seiner einfachen Bruchbedingung (Scherstress entspricht bzw. überschreitet die dem Material zugewiesene Scherfestigkeit) und der bekannt guten Übereinstimmung der numerischen Bruchbedingung (Spannungszustand zum Zeitpunkt des Versagens) mit dem realen Versagensfall der Vorzug gegeben. ([23]) Da im Rahmen dieser Arbeit nur die qualitative (Bildung eines Bruchkörpers) und nicht die quantitative Ausprägung eines Versagens (Größe von Verschiebungen)

Gegenstand der Untersuchungen war, wurde auf ein komplexeres Materialmodell (z.B.: „hardening soil“ Modell) verzichtet.

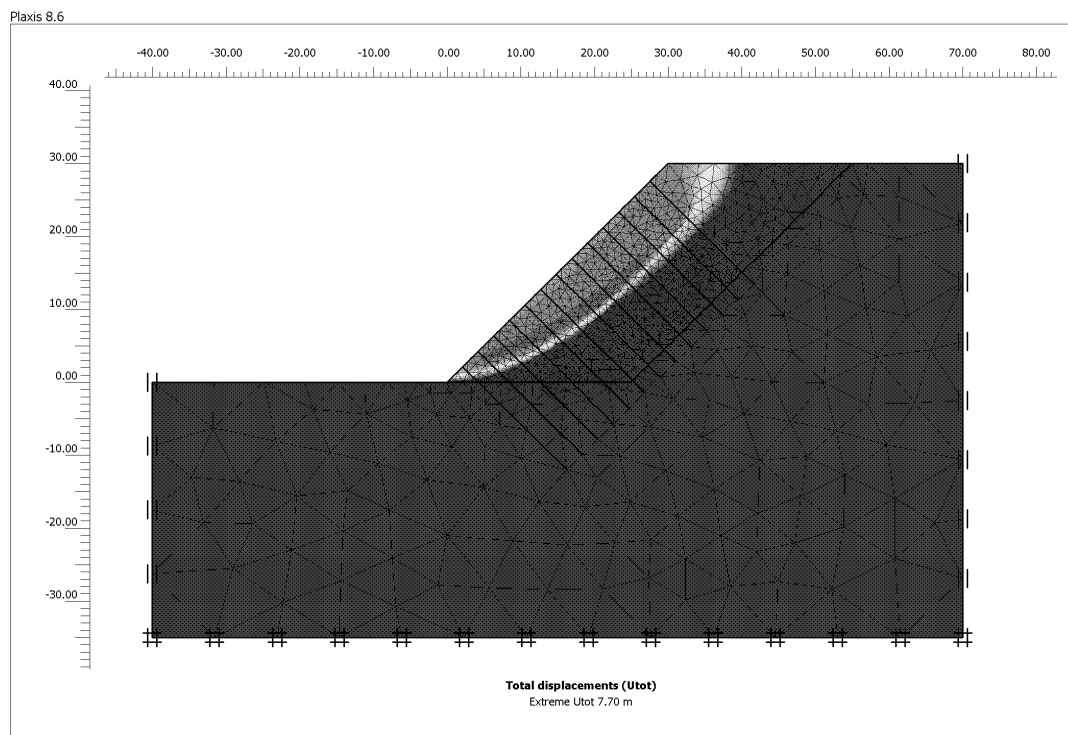


Abb. 3-10: Plaxis Rechenmodell

Netzgeometrie, Netzfeinheit

Als Netzelemente wurden 15-knotige Dreieckselemente verwendet. Diese sind Standardelemente des Plaxis FE M-Codes mit guter Genauigkeit (3 Integrationspunkte je Element) bei vertretbarer Rechenzeit (Plaxis Reference Manual, [22]). Plaxis unterscheidet die Netzfeinheit in Coarse, Medium und Fine (Grob, Mittel, Fein). Da immer weiter verfeinerte Netze nicht grundsätzlich höhere Berechnungsgenauigkeiten ergeben, wurde nach Erstellen des gesamten Rechenmodells, die Netzfeinheit in Bereichen, in denen Verschiebungen zu erwarten waren, mehrmals variiert. Mit jenem Netz, das hinreichende Genauigkeit (Betrag der Verschiebungen ändert sich nicht mehr wesentlich) bei zugleich vertretbarer Rechenzeit lieferte, wurde anschließend weitergearbeitet.

Zusätzlich wurde zunächst eine, später mehrere verschieden tiefe Verwitterungszonen modelliert. Diese sind Netzbereiche nahe der Böschungsoberfläche, die separat anwählbar sind, und deren Materialparameter unabhängig voneinander variiert werden können.

Strukturelemente

Bodenanker und auch Drahtgitternetze als Böschungssicherungsmaßnahmen wurden mittels Strukturelementen dargestellt. Entgegen den ersten Modellen wurden die als Vollverbundanker ausgeführten Bodenanker mittels „Platten“-Elementen dargestellt.

Diese Art von Strukturelementen können sowohl Axialkräfte als auch Biegemomente aufnehmen. Da sich die Plattenelemente per Definition auf einen Meter Tiefe beziehen, wurde als Querschnittsfläche – entsprechend des horizontalen Achsabstandes des Ankerrasters – eine „bezogene Querschnittsfläche“ eingegeben. Das bedeutet, dass bei einem horizontalen Achsabstand von 1 m, die Querschnittsfläche eines Ankers einmal vorhanden ist. Bei einem Achsabstand von 2 m dementsprechend nur ein halbes Mal. Weitere Eingabewerte in die Berechnung sind der E-Modul des Stahls sowie die Biegesteifigkeit (EI) des Strukturelements. Hier wurde die vorhin ermittelte bezogene Querschnittsfläche in die Berechnung eingesetzt. Vergleichende Berechnungen mit wesentlich größeren Biegesteifigkeiten änderten am Ergebnis nur die maximalen Verschiebungen, aber nicht die Versagensausbildung selbst.

Das auf der Oberfläche aufgebrachte Drahtgitternetz wurde mit Geogrid-Elementen modelliert. Im Gegensatz zum Plattenelement kann dieses Element nur Zugkräfte und weder Biegemomente aufnehmen noch besitzt es einen Scherwiderstand. Das über die Oberfläche gespannte Netz soll durch Verschiebungen Kräfte im Element generieren und diese in den benachbarten Knotenpunkt des Rechenmodells einleiten. Dies entspricht der Idee des Sicherungskonzepts einer Hangvernetzung in Verbindung mit einer Ankerung im Wesentlichen. (Die mobilisierten Bodenmassen sollen durch dieses Drahtgitternetz gehalten und die dadurch verursachten Zugkräfte im Netz über spezielle Ankerplatten in die Bodenanker eingeleitet werden). Ebenfalls beziehen sich die Materialeigenschaften dieses Elements auf einen Meter Tiefe normal zur Darstellungsebene. Deshalb wird auch hier eine bezogene Querschnittsfläche errechnet, in die der Drahtdurchmesser und die Maschenweite des Drahtgitternetzes einfließen.

3.4.2 Modellparameter

Bei der Modellierung wurden sowohl die Böschungsneigung als auch der Ankerraster und darüber hinaus die Materialparameter variiert.

Böschungsneigung

Um die Bandbreite der praktischen Anwendung abzudecken, wurden verschiedene Böschungsneigungen betrachtet. 75 ° für sehr steile Böschungseinschnitte, 60 ° und 45 ° als weniger steile künstliche Böschungen. 90 ° Neigung – da über die freie Standhöhe zufolge Kohäsion hinaus nur im standfesten Fels herstellbar – werden ebenso nicht betrachtet wie 30 °, da Böschungen, sofern sie so flach ausgelegt werden, ohnehin durch ihren erhöhten Platzbedarf wirtschaftlich betrachtet den Verbau eines relativ teuren Hangsicherungskonzepts nicht rechtfertigen (Tab. 3-3).

Böschungshöhe

Die Böschungshöhe wurde mit 30 m gewählt. Diese große Höhe soll dazu dienen, dass die sich im Rechenmodell ausbildenden Gleitfugen bzw. Brucherscheinungen in der Böschung nicht durch kleinere Effekte am Böschungsfuß oder -kopf überlagert werden.

Ankerraster

Aus der Praxis ergibt sich die Variation des Ankerrasters mit 1/2/3 m Abstand (gemessen an der Böschungsoberfläche).

Böschungs Ng. [°]	Ankerraster, [m x m]		
	1 x 1	2 x 2	3 x 3
75			
60			
45			

Tab. 3-3: Variation des Ankerrasters und der Böschungsneigung

Tab. 3-3 zeigt die Variation des Ankerrasters in Kombination mit der Böschungsneigung. Die Farben indizieren die zunehmende Versagenswahrscheinlichkeit für die Kombination Böschungsneigung und Ankerraster. Für jede Böschungsneigung wurde der „worst case“ (3 mal 3 m Ankerraster) für die Rechenmodelle verwendet.

Materialparameter

Allen Rechenmodellen lagen die gleichen Materialparameter zu Grunde. Für die Modellierung wurden drei Bodenarten ausgewählt: GW, GI Kies, sandig ohne Feinanteile; UL Schluff; TA Ton ausgeprägt plastisch. Davon wurde Schluff (UL) genauer untersucht.

Bodengruppe	GW,	GI	UL	TA
Kohäsion [kN/m ²]		0	10	60
Reibungswinkel		35 28 17		
Wichte [kN/m ³]		21	17.5	16.5

Tab. 3-4: Materialparameter lt. Angaben Trumer Schutzbauten GmbH

Für die verwendeten Verwitterungszonen wurde das selbe Material wie am restlichen Modell verwendet, allerdings wurden die Festigkeitsparameter und in speziellen die Kohäsion vermindert, um den Einfluss der Verwitterung auf die oberflächennahe Hangschicht und die Reduzierung der Festigkeit und damit die verringerte Stabilität zu simulieren.

3.4.3 Berechnungsschritte

Jeder Berechnungsablauf gliedert sich in 3 grundsätzliche Schritte:

1) Gravity loading

Als erster Berechnungsschritt nach der Modellerstellung wurde ein sogenanntes „gravity loading“ durchgeführt. Das entspricht der Belastung des modellierten Hanges mit seinem Eigengewicht, um die Spannungsverteilung in einer bestehenden Böschung zu erhalten. Hier war es bei sehr steilen Böschungen nötig, die verwendeten Materialparameter um eine scheinbare Kohäsion zu erhöhen, um die Böschung zu stabilisieren, bzw. das Rechenmodell zum Konvergieren zu bringen.

2) Aktivierung Stützmaßnahmen – Aktivierung Verwitterungszone – Wiederbelastung

Als nächster Schritt wurden die Stützmaßnahmen eingebaut und die Kohäsion der Verwitterungszone(n) herabgesetzt. Dazu wurden in diesem Schritt tatsächlich mehrere Schritte durchgeführt. Zwischen den Berechnungsschritten (gravity loading und z.B. Einbau der Ankerlagen) wurden die im Modell eingebauten entsprechenden Stützmittel aktiviert, und den definierten Verwitterungszonen verringerte Festigkeitsparametern zugewiesen. Dabei wird das Modell sozusagen eingefroren, dh. die an der ungestützten Böschung im 1. Schritt ermittelte Spannungsverteilung bleibt erhalten.

Das so veränderte Modell wurde im nächsten Berechnungsschritt nun mit derselben Last, dh. der in situ Spannungsverteilung belastet, allerdings mit verringerten Festigkeitsparametern und aktivierten Stützmitteln. Daraus resultiert für jede Variation (nur Anker & Verwitterungszone, Anker, Hangvernetzung & Verwitterungszone) ein anderes Modellverhalten.

3) Phi/c Reduktion

Als 3. Schritt des Berechnungsablaufes wurde eine phi/c-Reduktion durchgeführt. Diese Funktion der Simulations-Software ist eine automatische, schrittweise Reduktion der Festigkeitsparameter Reibungswinkel (ϕ) und Kohäsion (c) bis zum Versagen der Böschung. Für eine festgelegte Anzahl von Schritten (Standardwert $n=100$) werden die Festigkeitsparameter durch einen multiplikativen Faktor reduziert. Ist die angegebene Anzahl an Schritten erreicht, beendet die Simulation die Berechnung und gibt die eingetretenen Verformungen für diesen Schritt (z.B.: Verschiebungen, Inkremente der Schubverzerrung) aus. Das dient einerseits dazu um den Versagensmechanismus darzustellen bzw. jene Bereiche zu eruieren, in denen zuerst ein Versagen eintritt und ermöglicht darüber hinaus die Ermittlung eines Sicherheitsfaktors gegen dieses Versagen. Der ausgegebene Wert für die kumulierten (totalen) Verschiebungen u_{tot} in den entsprechenden Plots hat daher keine Aussage. Diese Darstellungen dienen lediglich dazu auf zuzeigen, wie sich Bruchkörper im Versagensfall ausbilden.

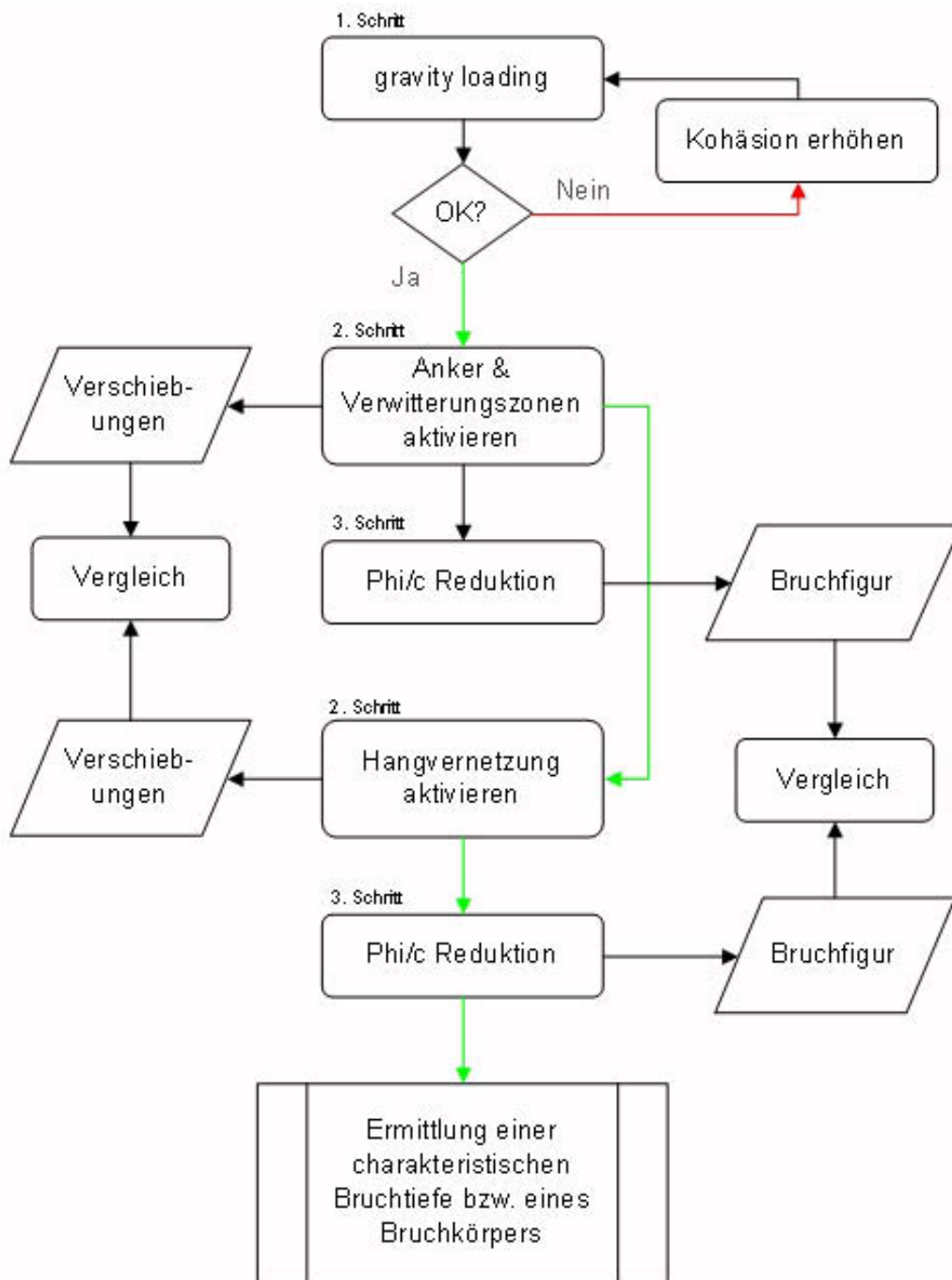


Abb. 3-11: Schema eines Berechnungsablaufs

Weiterer Verlauf & Auswertung

Ermittlung der Bruchtiefe

Das so ermittelte Versagensbild bezogen auf die stabile Böschung, stellt nun jeweils zwischen zwei Ankerebenen ein mobilisiertes Volumen, Fläche/Lfm, dar. Diese mobilisierten Massen entsprechen dem lokalen Versagen an der Böschungsoberfläche, die von einem zu bemessenden Sicherungssystem – in diesem Fall dem Verbund aus Drahtgitternetz und Bodenankern – aufzunehmen ist. Über die Auswertung der „Incremental shear strains“ (Inkremente der Schubverzerrungen im letzten Belastungsschritt) wurde dabei Augenmerk auf den Scherbruchverlauf im Versagensfall gelegt. Das geschah durch Auswerten der Ergebnisse des 3. Berechnungsschritts, der Phi/c-Reduktionsmethode.

Vergleich Berechnungsschritt mit Anker & Berechnungsschritt mit Anker und Geogrid

Der Vergleich der Verschiebungen für die Berechnung des Schrittes, bei dem nur Anker als Stützmaßnahmen eingebracht wurden, mit jenen des Schrittes bei dem Anker in Verbindung mit einem Drahtgitter eingebracht wurden, gibt Aufschluss über die Wirkungsweise des Drahtgitternetzes und den Beitrag zur Reduzierung der Verschiebungen.

Auswertung der Geogrid Schnittkräfte

Die Auswertung der Schnittkräfte liefert ebenfalls Auskunft über den Beitrag des Drahtgitternetzes am Gesamtsystem. Im Vergleich mit den zugeordneten Materialparametern soll ein Ausnutzungsgrad einer interaktiven Dimensionierung ermöglichen.

Alternativer Ansatz

Als Variante zur Ermittlung der Beanspruchung eines Drahtgitternetzes wurde ein weiterer Ansatz untersucht. Eine auf die Oberfläche wirkende Gleichlast, bzw. Trapezlast, soll in Abhängigkeit der Böschungshöhe diese im Gleichgewicht halten. Dazu wurde zunächst eine Spannungsverteilung errechnet und diese dann im 2. Berechnungsschritt als linear verteilte Last auf die Böschungsoberfläche aufgebracht. Gleichzeitig wurden wiederum die Ankerlagen und die Verwitterungszone aktiviert. Durch Anpassen der aufgetragenen Lastverteilung um die Böschung zu stützen, d.h. die Verformungen zu reduzieren, wird die Stützlast ermittelt die den von der Vernetzung aufzunehmenden Kräften entspricht. Aufgrund der Schwierigkeiten diese Stützlast den zu vermeidenden Verformungen exakt anzupassen, ohne Netzverzerrungen bzw. so gar Hebungen im Böschungsmo- dell hervorzurufen, wurde dieser Ansatz verworfen.

3.4.4 Darstellung eines Berechnungsdurchganges

Rechenmodell:

Böschungsneigung: 60 Grad

Böschungshöhe: 30 m

Ankerabstand: 3 m

Bodengruppe: TA (Ton)

Anhand dieses Modells werden die Ergebnisse einer Berechnung für eine Böschung dargestellt. Der erste Plot (Abb. 3-12) zeigt eine freie Böschung im Versagensfall. Die modellierten Anker sind nicht aktiviert. Mittels Phi/c-Reduktion wurden die Festigkeitsparameter so weit reduziert, bis ein Versagen eintritt. Das Versagensbild zeigt ein fast durchgängiges „Scherband“ und ist das numerisch ermittelte Pendant zum klassischen Böschungsversagen nach Terzaghi ([9]). Die dargestellten „Incremental-shear-strains“ entsprechen den Schubverzerrungen im letzten Belastungsschritt der Phi/c-Reduktion (3.4.3). Abb. 3-13 zeigt dasselbe Modell mit 20 m langen Vollverbundankern und einem Ankerabstand von 3 m. Dargestellt sind die totalen Verschiebungen (wie schon unter 3.4.3 erwähnt darf dem Betrag der Verschiebungen keine Beachtung geschenkt werden). Das sich hier einstellende Versagen bei einer Phi/c-Reduktion zeigt einen deutlich anderen Verlauf, wenn auch durch das Aufbringen des Drahtgitters keine weitere Reduktion mehr beobachtet werden kann (siehe Abb. 3-15 ff.)

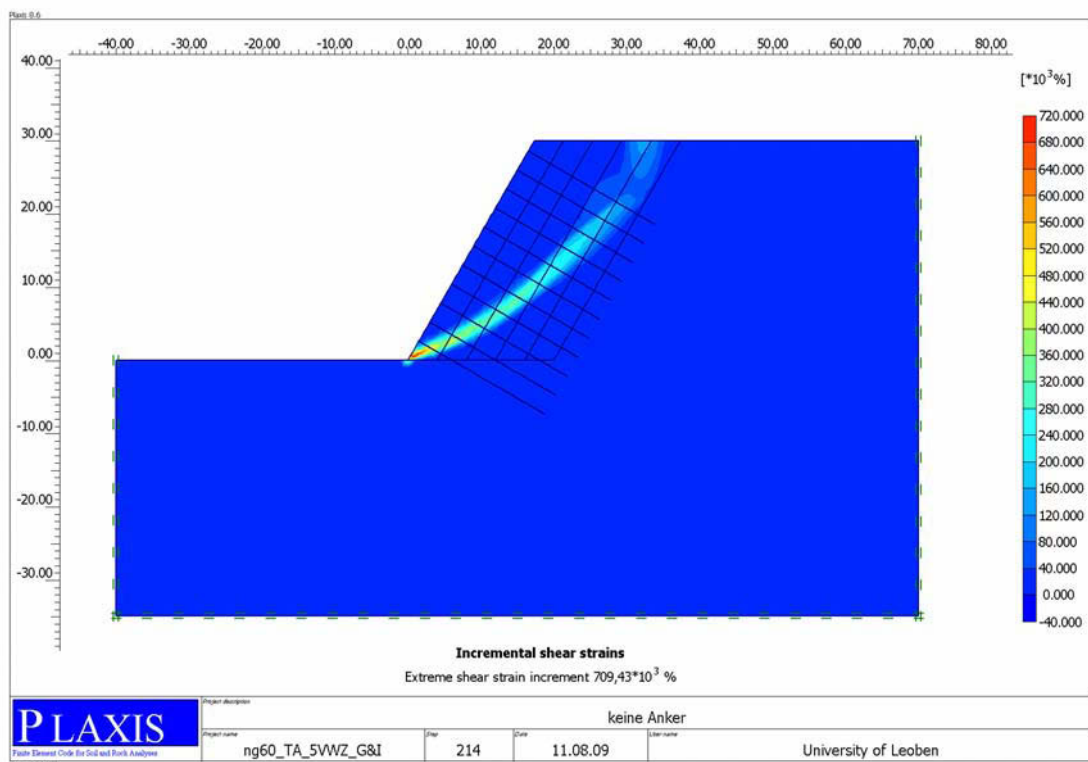


Abb. 3-12: Freie Böschung, phi/c-Reduktion, incremental shear strains

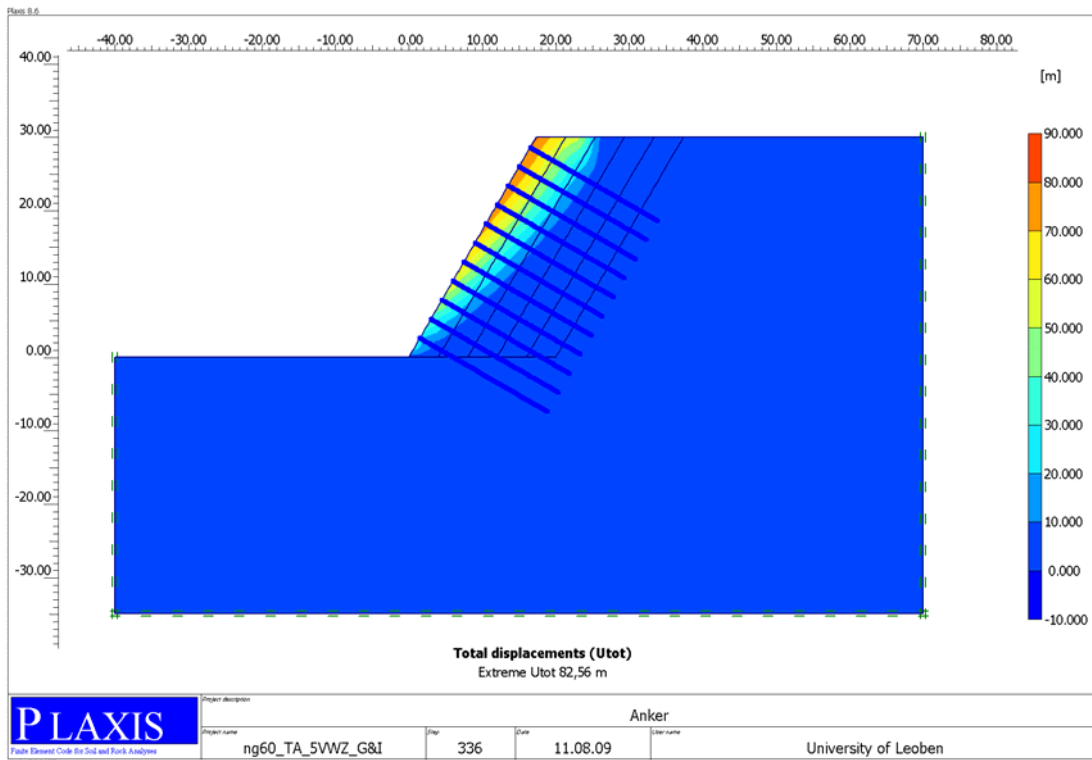


Abb. 3-13: Geankerte Böschung, ϕ/c -Reduktion, totale Verschiebungen

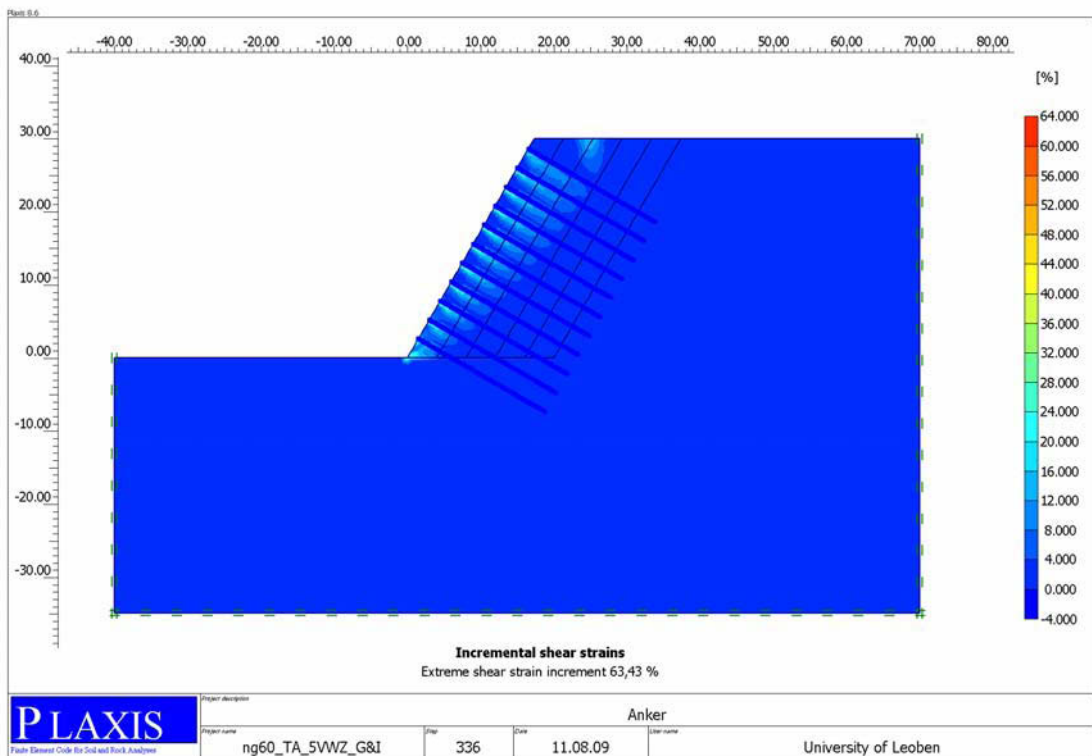


Abb. 3-14: Geankerte Böschung, ϕ/c -Reduktion, Schuberzerrungen im letzten Reduktionsschritt („incremental shear strains“)

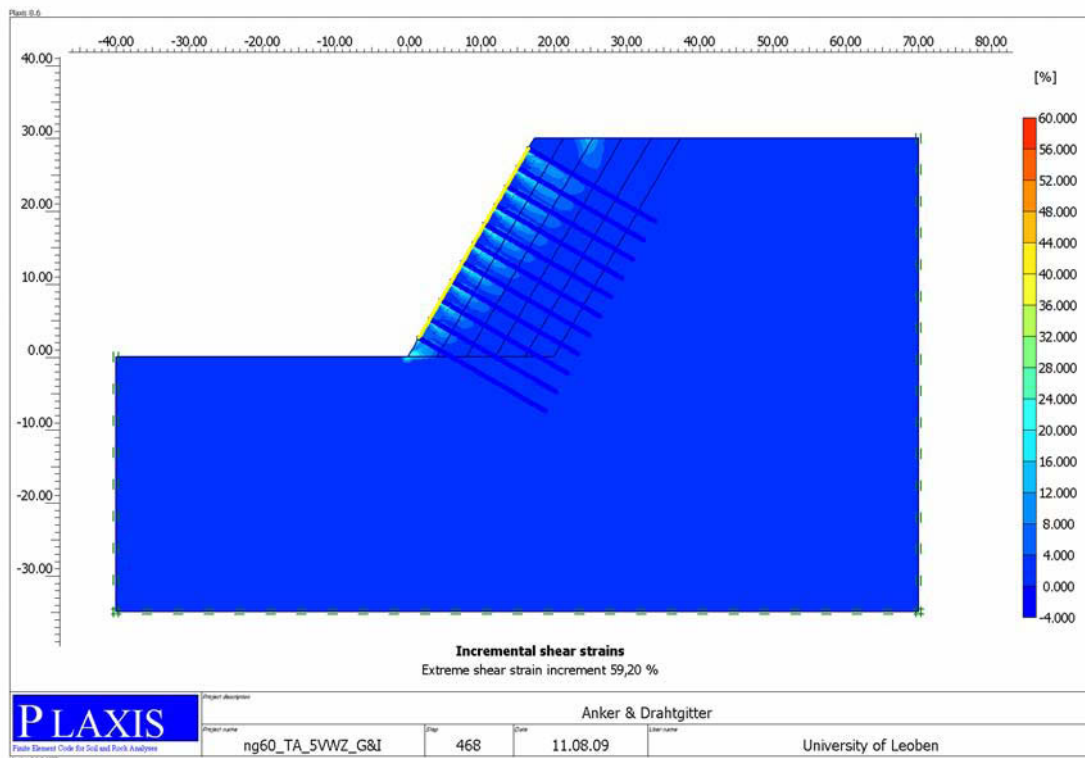


Abb. 3-15: Mit Netz & Anker gesicherte Böschung, ϕ/c -Reduktion, Schubverzerrungen im letzten Reduktionsschritt („incremental shear strains“)

Zusammenfassung der Berechnungen

Im Anhang sind die durchgeführten Berechnungen in Tab. A-1 und A-2 zusammengefasst. Tabelle 1 enthält alle Berechnungen die nach dem Ablaufschema wie es in Abb. 3-11 dargestellt ist. Tabelle 2 zeigt eine Übersicht der durchgeführten Berechnungen, bei denen das Drahtgitternetz durch eine Flächenlast ersetzt wurde, die die Böschung im Gleichgewicht hält.

3.4.5 Ergebnisse

Erwartete Ergebnisse

Zweck der FE - Berechnung war es, eine zumindest qualitative Übereinstimmung der Bruchmechanismen an der Böschungsoberfläche zur Bestätigung des Versagensmodells (2.2) und der Ergebnisse aus den Base Friction Versuchen (3.1) zu erzielen. Dieses Ziel konnte nicht erreicht werden.

Tatsächliche Ergebnisse

Im Rahmen der Untersuchungen wurden zahlreiche Berechnungen mit Parametervariation durchgeführt, aber eine durchgängige Bestätigung des Versagensmodells und der Ergebnisse der Base Friction Versuche lassen diese nicht zu. Zwar ist der Effekt der Stützmaßnahmen, die Reduzierung der Bruchkörpervolumina, deutlich erkennbar, und in flachen Böschungen mit einer einigermaßen einheitlichen Bruchtiefe bezifferbar, aber für steiler geneigte Böschungen trifft diese Aussage nicht zu. Die Strukturelemente konnten nicht entsprechend modelliert werden, sodass diese ein unabhängiges Versagen der einzelnen Bereiche zwischen den Ankerlagen zugelassen hätten. Dadurch kam es zu einer Kumulation der Einzelverschiebungen der Ankerlagen, und damit zu einem nach oben tiefer in die Böschung reichenden Scherbruch. Die stützende Funktion eines auf der Oberfläche liegenden und mit den Ankern kraftschlüssig verbundenen Drahtgitternetzes konnte mit den Elementen des FE-Programms Plaxis nicht simuliert werden.

4 Vergleich: Versagensmodell - BF-Modellversuch

Die im Versagensfall resultierenden Bruchfiguren wurden ausgewertet und die dabei mobilisierten Volumina ermittelt, um einen Ansatz für die Einwirkungen auf das Verbausystem zu schaffen. Dabei wurden, entsprechend dem Versagensmodell aus 2.2.1, für verschiedene Böschungen die Gleitkreise mit den geringsten Sicherheiten gegen Böschungsbruch ermittelt. Die sich daraus ergebenden Bruchfiguren wurden mit jenen verglichen, die sich aus dem Base Friction Modellversuch ergeben.

4.1 Bruchfigur zufolge Versagensmodell

4.1.1 Variation der Parameter

Folgende Parameter wurden variiert:

- Böschungsneigung

Die Böschungsneigung wurde zwischen 45° , 60° und 75° variiert. Diese Bandbreite deckt die praktischen Anwendungsfälle ab.

- Bodenmaterial

Als Bodengruppen wurden geringplastischer Schluff (UL), ausgeprägt plastischer Ton (TA) und sandiger Kies ohne Feinanteile (GW, GI) gemäß DIN 18196 gewählt.

Bodengruppe	GW,	GI	UL	TA
Kohäsion [kN/m ²]		0	10	60
Reibungswinkel		35 28 17		
Wichte [kN/m ³]		21	17.5	16.5

Tab. 4-1 : Materialparameter

- Lage des Gleitkreises

Die Lage des Gleitkreises wird im Allgemeinen über die Lage des Gleitkreismittelpunkts relativ zur Böschung sowie dem Kreisradius angegeben. Davon abweichend wird in dieser Arbeit die Lage über die Neigung der Gleitkreissehne und den Gleitkreisradius beschrieben. Da sich aufgrund der Annahme Gleitkreise durch den „Fuß“ der Böschung – d.h. durch den Ankerkopf der unteren Ankerlage – ausbilden und die obere Ankerlage die Ausbreitung des Bruchkörpers und damit die Sehnenlänge begrenzt, wurde diese Lagebeschreibung gewählt. Daraus resultiert eine anschaulichere und leichtere Erfassbarkeit der Lage der Bruchfigur, als das durch die Angabe der Koordinaten des Gleitkreismittelpunktes möglich wäre. (siehe Abb. 4-1)

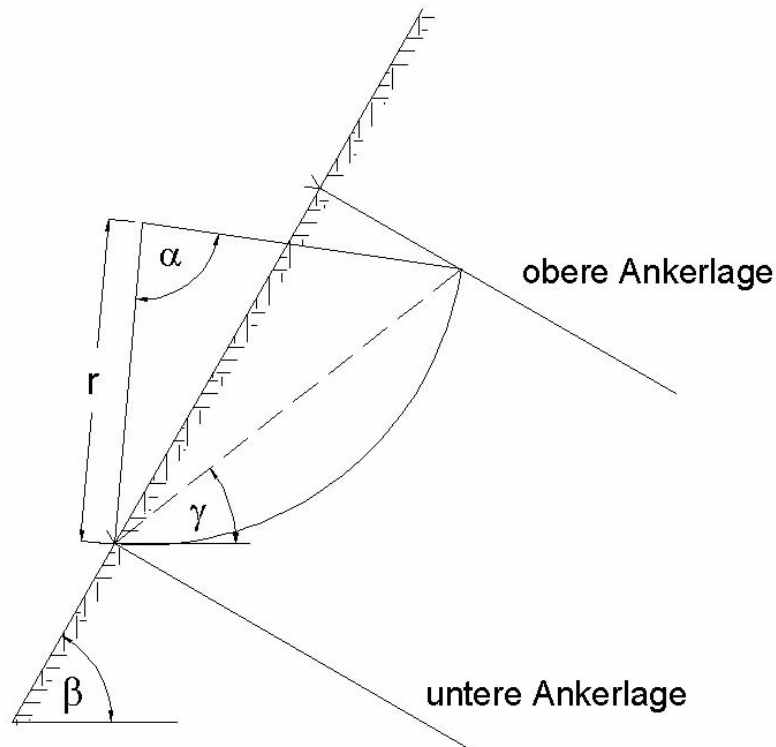


Abb. 4-1: Lage des Gleitkreises

- α ... Gleitkreisöffnungswinkel
- β ... Böschungsneigung
- γ ... Gleitkreissehnenneigung
- r ... Radius des Gleitkreises

4.1.2 Kritische Kombinationen

Für eine Bodengruppe und einen Ankerabstand wurde die Lage der jeweiligen Gleitkreise durch die Neigung der Gleitkreissehne absolut bzw. relativ zur Böschungsneigung aufgetragen.

Für die Bodengruppe UL (Schluff) und einen Ankerabstand von 3 m zeigt Abb. 4-2 die jeweiligen Kombinationen aus Böschungsneigung und Gleitkreisradius für eine Gleitkreisneigung. Die Punkte mit gleicher Böschungsneigung und mit gleichem Gleitkreisradius wurden zu jeweils einer Kurve zusammengefasst und die jeweilige ermittelte Sicherheit gegen Gleiten für die entsprechende Gleitkreissehnenneigung dargestellt. (in der Tabellenlegende in der Reihenfolge $\beta = \dots^\circ / r = \dots$ m dargestellt)

Das jeweilige Minimum jeder einzelnen Kurve ergibt jene Neigung der Gleitkreissehne für den Gleitkreis mit der geringsten Sicherheit gegen Böschungsbruch für die entsprechende Böschungsneigung und den entsprechenden Böschungsradius.

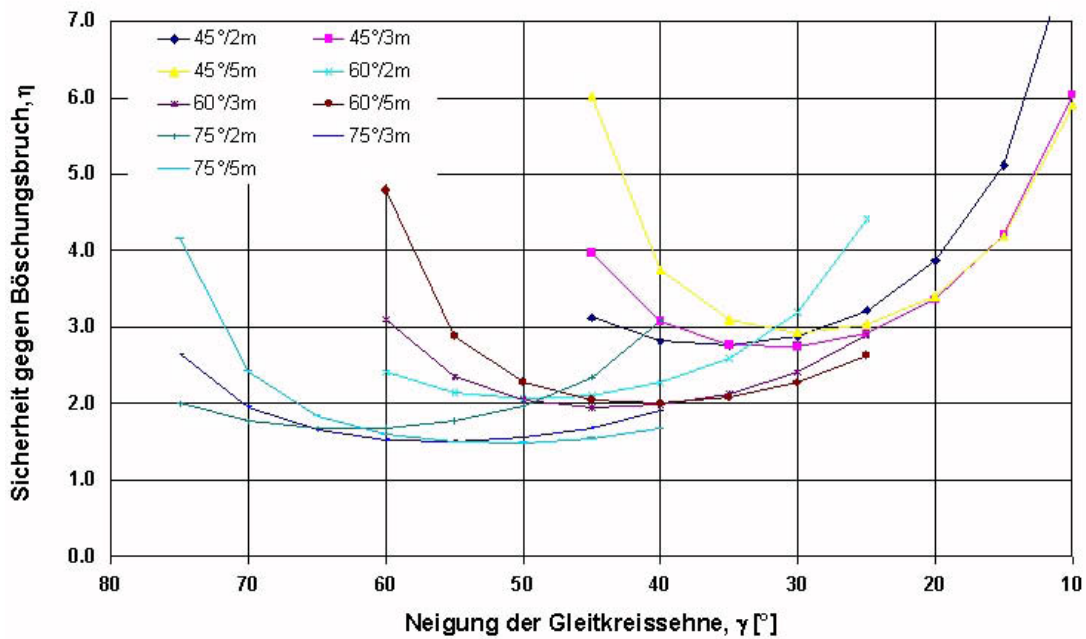


Abb. 4-2: Sicherheit gegen Böschungsbruch für den Ankerabstand $A=3\text{ m}$, Bodengruppe UL

In Abb. 4-3 ist auf der Abszisse die Differenz zwischen Böschungsneigung und Gleitkreissehnenneigung ($\beta - \gamma$) aufgetragen, um die Gleitkreissehnenneigung relativ zur Böschungsoberfläche zu beschreiben. Damit sind die verschiedenen Gleitkreise für verschiedene Böschungsneigungen leichter zu vergleichen.

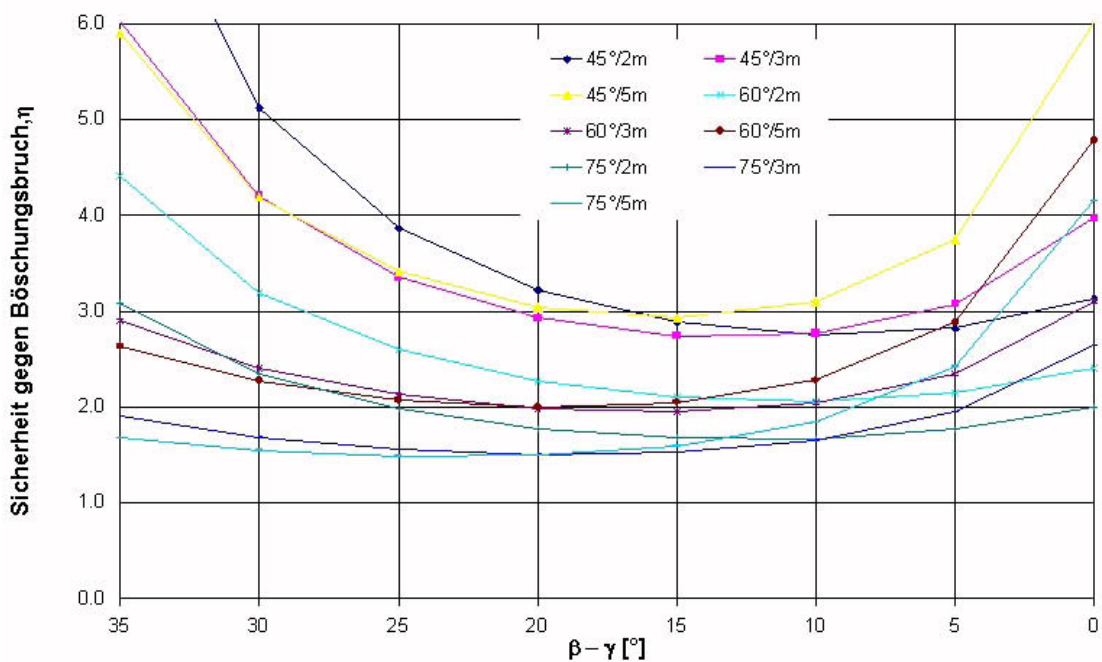


Abb. 4-3: Sicherheit gegen Böschungsbruch, Lage der Gleitkreise relativ zur Böschungsneigung - $A=3\text{ m}$, TA

Null Grad entsprechen in dieser Darstellung jenen Bruchkörpern, bei denen die Gleitfläche durch die Ankerköpfe der oberen und unteren Ankerlage läuft. Je größer die Differenz dieser Winkel ist, desto größer ist die Bruchfigur. Diese Darstellung erleichtert die Vergleichbarkeit der einzelnen Berechnungen. Die Abbildung zeigt, dass für diesen Fall – Ankerabstand 3m und Bodengruppe UL – die jeweils kritischsten Gleitkreise unter einer Winkeldifferenz von 10 – 20 ° auftreten. Diagramme für die anderen Bodengruppen mit unterschiedlichen Ankerabständen sind dem Anhang (01 Auswertung BF-Versuche – PIV:) zu entnehmen.

Beschreibung der Bruchfigur

Für alle Kombinationen aus 4.1.1 wurden die kritischsten Gleitkreise ermittelt und in Tab. 4-2 zusammengefasst.

Boden	η	A= 1.0 m	η	A= 2.0 m	η	A= 3.0 m
GW,GI	0.6	$\beta=75^\circ, \Delta=10^\circ, r=2m$	0.4	$\beta=75^\circ, \Delta=5^\circ, r=5m$	0.3	$\beta=75^\circ, \Delta=5^\circ, r=5m$
UL	3.5	$\beta=75^\circ, \Delta=25^\circ, r=2m$	2.0	$\beta=75^\circ, \Delta=25^\circ, r=5m$	1.5	$\beta=75^\circ, \Delta=20^\circ, r=5m$
TA	13.8	$\beta=75^\circ, \Delta=35^\circ, r=2m$	6.7	$\beta=75^\circ, \Delta=30^\circ, r=3m$	4.6	$\beta=75^\circ, \Delta=30^\circ, r=5m$

Tab. 4-2: Minimale Sicherheiten je Bodengruppe und Ankerabstand

Die geringste Sicherheit ist für die steilste Böschungsneigung und den größten Ankerabstand zu erwarten, und für jede Bodengruppe ergibt sich eine typische Lage der Bruchfigur. Für Sicherheiten kleiner gleich 2 wurden diese Bruchfiguren ausgewertet.

Bodengruppe: GW,GI

Böschungen aus diesem Boden weisen die geringsten Sicherheiten auf. Die nicht vorhandene Kohäsion (0.5 kN/m² in der Berechnung um eine Division durch Null und damit ein numerisches Artefakt zu vermeiden) führt dazu, dass diese Böschungen erst bei einer Neigung von 45 ° und einem Ankerabstand von 2 m eine Sicherheit ≥ 1 besitzen.

GW,GI		A= 1.0 m	η	A= 2.0 m	η	A= 3.0 m
β	η	$\Delta=5^\circ, r=1m$	1.0	$\Delta=5^\circ, r=3m$	1.0	$\Delta=0^\circ, r=3m$
45	1.2	$\Delta=5^\circ, r=1m$	0.7	$\Delta=5^\circ, r=3m$	0.6	$\Delta=5^\circ, r=5m$
60	0.8	$\Delta=10^\circ, r=2m$	0.4	$\Delta=5^\circ, r=5m$	0.4	$\Delta=5^\circ, r=5m$
75	0.6					

Tab. 4-3: Minimale Sicherheiten, Bodengruppe GW,GI

Die sehr steile Neigung der Gleitkreissehne führt dazu, dass nach Abgleiten des Bruchkörpers (1. Schritt) ein Teil des Bodenmaterials steiler als die Böschungsneigung stehen bleibt. Für diese Höhe wurde in einem zweiten Schritt die gleiche Berechnung mit einer verminderten Böschungshöhe durchgeführt. Dies wurde solange fortgeführt, bis die Sicherheit gegen Abgleiten $\eta \geq 1$ war, bzw. die

Bruchfigur sich nicht mehr maßgeblich veränderte. Ein Er satz-Gleitkreis als umhüllende Kurve legt die neue Bruchfigur fest. Abb. 4-4 zeigt diese Methodik für eine Böschu ng mi t 75° Neigung. Di e i n der Praxi s unr ealistisch stei le Böschungsneigung für eine r eine Kiesbö schung wird hier verwendet um den Bruchmechanismus zu betrachten . An der Oberfl äche von Fel sböschungen ka nn durch starke Verwitterungsprozesse ei ne Schi cht entstehen, di e in ihren Eigenschaften dieser Bodengruppe entspricht

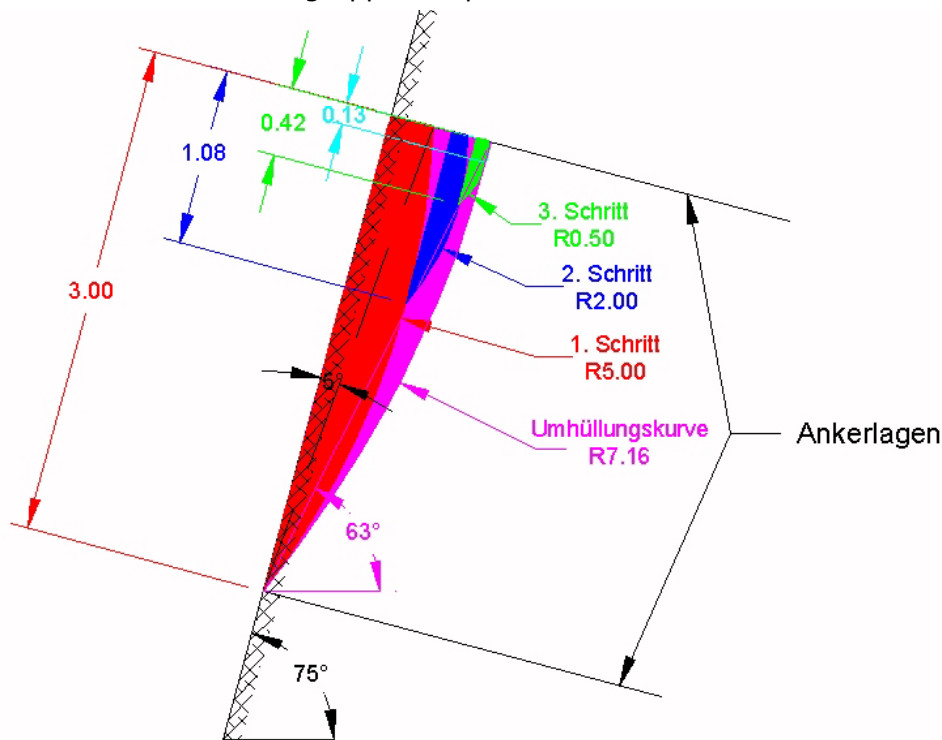


Abb. 4-4: Ausbildung der Bruchfigur, für $\beta = 75^\circ$ $A = 3\text{ m}$

Die Bruchfiguren für $\beta = 60^\circ$ und $\beta = 40^\circ$ sind dem Anhang zu entnehmen.

Bodengruppe: UL

Hier wurde die Bruchfigur für die Böschungen mit 75° und 2 bzw. 3 m Ankerabstand, sowie 65° und 3 m Ankerabstand ausgewertet.

UL						
β	η	$A = 1.0\text{ m}$	η	$A = 2.0\text{ m}$	η	$A = 3.0\text{ m}$
45	7.1	$\Delta = 20^\circ, r = 2\text{ m}$	3.6	$\Delta = 15^\circ, r = 2\text{ m}$	2.7	$\Delta = 15^\circ, r = 3\text{ m}$
60	4.7	$\Delta = 25^\circ, r = 2\text{ m}$	2.6	$\Delta = 20^\circ, r = 2\text{ m}$	2.0	$\Delta = 15^\circ, r = 3\text{ m}$
75	3.5	$\Delta = 25^\circ, r = 2\text{ m}$	2.0	$\Delta = 20^\circ, r = 2\text{ m}$	1.5	$\Delta = 20^\circ, r = 5\text{ m}$

Tab. 4-4: Minimale Sicherheiten, Bodengruppe UL

Abb. 4-5 zeigt beispielhaft für den Fall: $\beta = 60^\circ$ und $A = 3\text{ m}$ den kritischsten Gleitkreis und den daraus resultierenden Bruchkörper. Unter der oberen Ankerlage, hinter der ermittelten Gleitfläche, entsteht ein Zwischkel aus Bodenmaterial, mit

steilerer als der ursprüngliche Böschungsneigung, der dem Bruchkörper zugeschlagen wird.

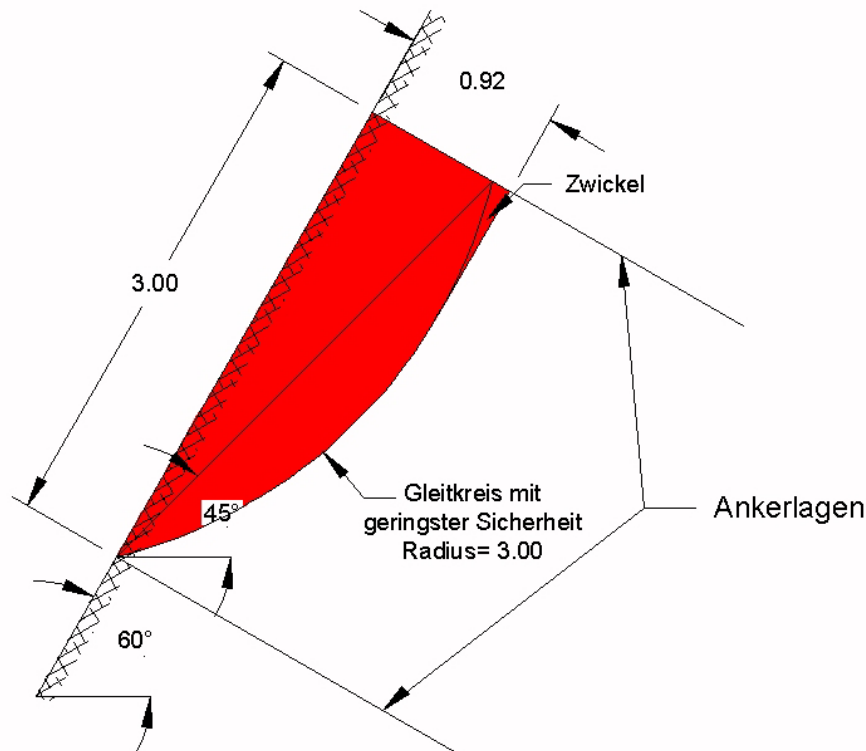


Abb. 4-5: Ausbildung der Bruchfigur, $\beta = 75^\circ$ und $A = 2\text{ m}$

Weitere Bruchfiguren sind dem Anhang (4 Auswertung Bruchfiguren mit Sicherheit $\eta < 2$) zu entnehmen.

Bodengruppe: TA

Zufolge großer Sicherheiten wurden für diese Bodengruppe keine Bruchkörper ausgewertet.

TA		A= 1.0 m		A= 2.0 m		A= 3.0 m			
β	η	Δ	r	Δ	r	Δ	r		
45	24.3	$\Delta=20^\circ$	$r=1\text{m}$	12.5	$\Delta=20^\circ$	$r=2\text{m}$	8.5	$\Delta=15^\circ$	$r=2\text{m}$
60	17.1	$\Delta=25^\circ$	$r=1\text{m}$	8.8	$\Delta=25^\circ$	$r=2\text{m}$	6.1	$\Delta=25^\circ$	$r=3\text{m}$
75	13.0	$\Delta=35^\circ$	$r=2\text{m}$	6.7	$\Delta=30^\circ$	$r=3\text{m}$	4.6	$\Delta=30^\circ$	$r=5\text{m}$

Tab. 4-5: Minimale Sicherheiten, Bodengruppe TA

4.2 Geometrie der Bruchfiguren aus den BF- Modellversuchen

Um einen qualitativen Vergleich der analytisch ermittelten Bruchfiguren mit dem Base Friction – Modellversuchen zu erhalten, wurde in der Aufnahme des Versuchs der Serie 2 mit der Böschungsneigung 75° ein Gleitkörper entsprechend dem Versagensmodell aus 2.2.1 ausgewertet. Diese Abmessungen sind mit einem

Maßstab b ehaftet und müsse n, um das Gleitkörpervolumen zu vergleichen, umgerechnet werden.

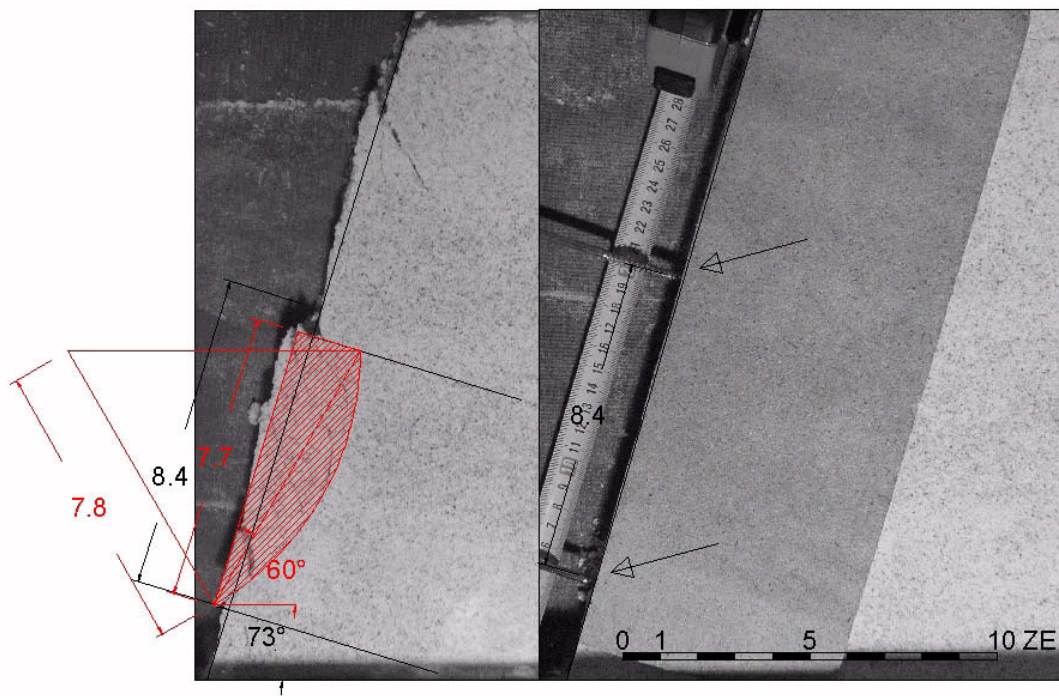


Abb. 4-6: Bruchfigur im Base Friction - Modellversuch

Die Abbildung zeigt eine Modellböschung vor und nach der Versuchsdurchführung. Im rechten Bild ist zu erkennen wo sich die Anker befinden. Dieser Abstand wurde im Maßstab der Zeichnung markiert. Im linken Bild ist der Bruch eingetreten und der Bruchkörper schraffiert dargestellt. Zusätzlich sind die Abmessungen für den eingepassten Gleitkreis eingezeichnet. Da sich im Zuge der Versuchsdurchführung der Ankerabstand ändert, sind die Abstände vor und nach Versuchsdurchführung im linken Bild eingezeichnet. Der Ankerabstand wurde nicht mit dem ursprünglichen Abstand, sondern mit einem durch die stattgefundenen Verschiebungen verminderten ausgelesen.

Zum Vergleich mit den analytischen Gleitkörpern, wurde ein äquivalentes Volumen für eine Böschung mit 73° Neigung, einem Gleitkreis mit 60° Neigungswinkel und einem Radius, der näherungsweise dem Ankerabstand von 2 bzw. 3 m entspricht, berechnet.

4.3 Auswertung: Vergleich der Gleitkörpervolumina

Der Vergleich zeigt, dass die Gleitkörpervolumina in der Größenordnung übereinstimmen. Der direkte Vergleich der entsprechenden Bruchfiguren aus dem BF - Modellversuch mit den entsprechenden analytisch ermittelten Bruchfiguren für kohäsive Böden zeigt eine vergleichsweise gute Übereinstimmung. Das um 20 % geringere Volumen aus dem BF - Versuch ist darauf zurückzuführen, dass die Begrenzungskurve des Gleitkreises nicht exakt mit einem Kreisabschnitt übereinstimmt. Modifizierte Versionen des Gleitkreisverfahrens verwenden daher auch z.B. Polygone als Gleitflächen um Ergebnisse zu erzielen, die besser mit der Realität übereinstimmen ([11], [12]). Es muss davon ausgegangen werden, dass die mittels Gleitkreis ermittelten Volumina die tatsächlich mobilisierten überschätzen. Gleitflächenfiguren wie z.B. der Ausschnitt einer logarithmischen Spirale könnten die Gleitfläche eventuell besser beschreiben. Weiters zeigt sich, dass die Differenz zwischen Böschungsneigung und Gleitkreissehnenneigung von $15^\circ - 25^\circ$ für kohäsive Böden auch im BF - Versuch auftritt.

Zusammenfassung der errechneten Volumina

Die Ermittlung erfolgte über das Programm AutoCAD. Jede einzelne Fläche setzt sich aus dem Kreisabschnitt des Gleitkreises, des davor liegenden Keils und evtl. einem Zwickel zwischen der oberen Ankerebene und dem Bruchkörper zusammen.

Gleitkörpervolumina für „kohäsionslose“ Böden:

$\beta = 75^\circ$ A= 3 m	$\beta = 60^\circ$ A= 3 m	$\beta = 45^\circ$ A= 3 m
Vol= 1.3 m ³ /lfm	Vol= 1.1 m ³ /lfm	Vol= 1.0 m ³ /lfm

Gleitkörpervolumina für kohäsive Böden:

$\beta = 75^\circ$ A= 3 m	$\beta = 75^\circ$ A= 2 m	$\beta = 60^\circ$ A= 3 m
Vol= 2.2 m ³ /lfm	Vol= 1.1 m ³ /lfm	Vol= 2.1 m ³ /lfm

Gleitkörpervolumina aus dem Base Friction – Modellversuch

$\beta = 75^\circ$ A= 3 m	$\beta = 75^\circ$ A= 2 m
Vol= 1.9 m ³ /lfm	Vol= 0.9 m ³ /lfm

Ein entsprechender BF - Versuch mit 60° bzw. 45° Böschungsneigung konnte aufgrund der eingeschränkten Platzverhältnisse in der Versuchseinrichtung nicht durchgeführt werden.

5 Ausblick Bemessungsgrundlage

Um die Möglichkeit eines auf dieser Arbeit aufbauenden Bemessungskonzeptes zu beschreiben, muss hier auch kurz auf die Funktions- und Wirkungsweise der Hangsicherungsmaßnahmen wie Anker, Ankerplatten, Netze und Seile eingegangen werden.

5.1 Klassifikation von Verbausystemen

Die Firma Trumer Schutzbauten GmbH betreibt eine Versuchsanlage am steirischen Erzberg, mit der unter anderem die Tragfähigkeit der Verbindung zwischen Drahtgittern, Drahtseilnetzen und Stabankern untersucht werden kann.

Gemeinsam mit dem Lehrstuhl für Subsurface Engineering der MU Leoben wurden Untersuchungen an Komponentenverbindungen für Hang- und Feilsvernetzungen durchgeführt. Dabei waren nicht die Festigkeiten der einzelnen Bauelemente Ziel der Untersuchungen sondern die Tragfähigkeit des Systems – Drahtgitter/Drahtseilnetz im Verbund mit Anker. ([24] & [25])

Dazu wurden zwei verschiedene Belastungsversuche durchgeführt:

- Durchstanzversuche
- Scherstanzversuche

Beim Durchstanzversuch wird ein Drahtgitter-/Drahtseilnetz auf einen Versuchstisch aufgespannt und eine mit dem Gitter/Netz verbundene Ankerstange (Kralplatte inkl. Gegeinstück) normal zur Ebene des Drahtgitter-/Drahtseilnetzes bis zum Systemversagen belastet. Beim Scherstanzversuch wird ein Drahtgitter-/Drahtseilnetz, welches ebenfalls mit einer Ankerstange verbunden ist, auf einen Rahmen aufgespannt. Dieser Rahmen samt Drahtnetz wird dann in Richtung der Ebene des Drahtgitters/Drahtseilnetzes bis zum Systemversagen belastet. Die Versuchsanordnung ermittelt Widerstände, die im Wesentlichen den Beanspruchungen eines Versagensmodells, wie es unter 2.2.2 beschrieben worden ist, entsprechen. Die Resultierende wird in Komponenten aufgeteilt, die in jene Richtungen wirken, die dem Versuchsaufbau der durchgeführten Belastungsversuche entsprechen. Sofern die Kraftkomponenten die für das jeweilige Böschungssicherungssystem ermittelte Tragfähigkeit, bzw. zulässige Belastungen nicht überschreiten, werden diese Kräfte über die Anker in den Boden/die Böschung eingeleitet.

Auch die Universität Cantabria – Santander, Spanien – hat eine Untersuchung mit Versuchsanordnungen für die Zertifizierung von Drahtgittern und Drahtseilnetzen vorgenommen. Zwei Laborversuche, mit konzentrierter und mit verteilter Last jeweils normal zur Netzebene (Concentrated and Distributed Load Tests), dienen der Klassifikation von Drahtgittern und Drahtseilnetzen von flexiblen Böschungsstabilisierungssystemen. Dazu wurde aus mehreren Versuchen eine Korrelationsfunktion abgeleitet, die den Zusammenhang zwischen Last und Verformung für verschiedene Netzparameter beschreibt. Zusammen mit weiteren

Versuchen sollen diese formelmäßigen Zusammenhänge in den nächsten Jahren verfeinert werden, um Voraussagen über die Bruchlast von Drahtnetzen zu liefern und als wesentliches Element in die Zertifizierung eingehen. ([26])

Ebenso wurde in den Vereinigten Staaten, in einem wissenschaftlichen Bericht an das „Department Transportation“ des Bundesstaates Washington, auf die Wirkungsweise von Drahtgittern und Drahtseilnetzen zur Verhinderung von Steinschlägen eingegangen, und Richtlinien zur Bemessung dieser erarbeitet. Gemeinsam mit Herstellern wurden diese Fabrikate klassifiziert und zu erwartenden Einwirkungen gegenübergestellt. ([27])

5.2 Bemessungskonzept

Ein klassisches Bemessungskonzept stellt Beanspruchungen Widerstände gegenüber, die jeweils mit Sicherheiten beaufschlagt werden.

Um die daraus resultierende Beanspruchung zu ermitteln bieten sich 2 Lösungen an:

1. Eine Ermittlung der mobilisierten Massen und Umrechnung dieser in Kräfte mit entsprechender Orientierung.
2. Ein Rechenmodell analytisch oder numerisch, das diese Kräfte direkt ausgibt.

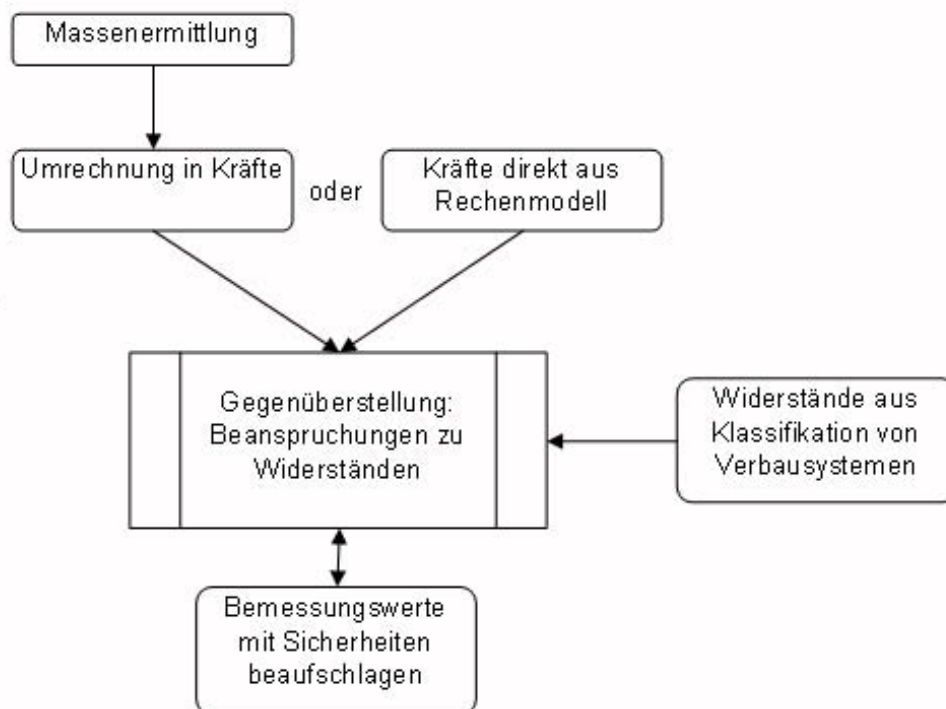


Abb. 5-1: Ablauf eines Bemessungskonzepts

6 Schlussfolgerungen

Aus der vorliegenden Arbeit können folgende Schlüsse gezogen werden:

- 1.) Zur behandelten Problemstellung gibt es zum Zeitpunkt der Fertigstellung dieser Arbeit keinen anwendbaren Bemessungsansatz und keine Beschreibung des Versagens zwischen Ankerlagen in der Grundlagenliteratur der Geotechnik. Ähnliche Fälle aus der Praxis zeigen aber von der Notwendigkeit dieser Fragestellung. (Steinschlag aus ankergesicherten Böschungen etc.)
- 2.) Die Base Friction Versuche haben gezeigt, dass die Anwendbarkeit des Versagens auf einer gekrümmten Gleitfläche zur Beschreibung der behandelten Problemstellung qualitativ (Ausbildung eines Gleitkreises) und quantitativ (gleiche Bruchkörpervolumina) gegeben ist.
- 3.) Mit den verwendeten numerischen Programmen können keine schlüssigen Ergebnisse ermittelt werden. Die programmeigenen Strukturelemente können die geforderten Ergebnisse nicht liefern, und die zuvor getroffenen Überlegungen nicht bestätigen.
- 4.) Vergleiche der mobilisierten Bruchkörper aus dem Base Friction Versuch mit jenen der analytischen Berechnung zeigen eine gute Korrelation und unterstreichen die Anwendbarkeit des vorgestellten Versagensmodells.

7 Ausblick

Die vorliegende Arbeit soll eine Basis für einen Bemessungsbehelf sein, der die Auswahl eines Drahtgitter- bzw. Drahtseilnetzes zusammen mit dem Ankerraster ermöglicht.

Eine logische Folge der Ergebnisse der Modellversuche ist die Weiterverfolgung mittels Versuchen in größerem Maßstab, z.B. am Erzberg, um die bisher gewonnenen Erkenntnisse zu bestätigen. An einer übermannshohen Böschung mit eingebauten „Ankern“, die unter steilerem als dem natürlichen Böschungswinkel künstlich geschüttet wird, löst man mittels Belastung oder Bewässerung ein Versagen aus. Aus diesem Versagen kann man nach qualitativer und quantitativer Auswertung Rückschlüsse auf die Bruchkörpergeometrie und hiermit auf die von der Hang- und Felsvernetzung aufzunehmende Belastung ziehen und diese in das Bemessungskonzept aufnehmen.

Eine Betrachtung der Problemstellung mit einem FE-Program, das mehr Möglichkeiten bzw. Freiheiten bei der Einbindung von Strukturelementen bietet und evtl. eine Betrachtung im 3-dimensionalen Raum ermöglicht, kann bei der weiteren Untersuchung eines Versagensmodells zweckdienlich sein.

8 Abbildungs- & Tabellenverzeichnis:

Abb. 2-1: Gleiten eines Körpers auf einer/mehreren ebenen Gleitflächen,[3]	5
Abb. 2-2: Gleiten mehrer Körper auf polygonaler Gleitfläche, [6].....	6
Abb. 2-3: Biegekippen oder sog. „column-/flexural toppling“, [4][3]	6
Abb. 2-4: Blockkippen/block toppling, [3]	7
Abb. 2-5: Rotation einzelner Kluftkörper, [4]	7
Abb. 2-6: Gleiten auf zylinder- bzw. schalenförmiger Gleitfläche, [4][3]	8
Abb. 2-7: Hangparalleles Gleiten [15].....	9
Abb. 2-8: von links; innere-, äußere- und Kontaktsuffosion [17]	9
Abb. 2-9: angreifende Kräfte am Gleitkreismodell nach DIN 4084.....	13
Abb. 2-10: Gleitkreis mit geringster Sicherheit gegen Böschungsbruch.....	15
Abb. 3-1: Base Friction – Versuchseinrichtung, [19]	17
Abb. 3-2: Base Friction – Versuchsaufbau [3]	18
Abb. 3-3: Ablaufdiagramm Base Friction – Versuch	18
Abb. 3-4: Aufbau eines Versuchs	19
Abb. 3-5: Zwei Aufnahmen derselben Versuchsserie, inkl. Auswertung mit PIV...	20
Abb. 3-6:Auswertung mit PIV mit eingepassten Gleitkreisen	21
Abb. 3-7: ungestützte Böschung, $h=12\text{m}/\beta=60^\circ/\phi=28^\circ/c=10\text{kN}/\text{m}^2$	24
Abb. 3-8: Geankerte Böschung, $L_A=15\text{m}$ alle 3m $h=12\text{m}/\beta=60^\circ/\phi=28^\circ/c=10\text{kN}/\text{m}^2$	25
Abb. 3-9: Plaxis-Modell, Wirkung von Ankerlagen, (li. ohne, re. mit Anker)	26
Abb. 3-10: Plaxis Rechenmodell.....	28
Abb. 3-11: Schema eines Berechnungsablaufs	32
Abb. 3-12: Freie Böschung, ϕ/c -Reduktion, incremental shear strains	34
Abb. 3-13: Geankerte Böschung, ϕ/c -Reduktion, totale Verschiebungen.....	35
Abb. 3-14: Geankerte Böschung, ϕ/c -Reduktion, Schubverzerrungen im letzten Reduktionsschritt („incremental shear strains“)	35
Abb. 3-15: Mit Netz & Anker gesicherte Böschung, ϕ/c -Reduktion, Schubverzerrungen im letzten Reduktionsschritt („incremental shear strains“)	36
Abb. 4-1: Lage des Gleitkreises	39
Abb. 4-2: Sicherheit gegen Böschungsbruch für den Ankerabstand $A=3\text{m}$, Bodengruppe UL	40
Abb. 4-3: Sicherheit gegen Böschungsbruch, Lage der Gleitkreise relativ zur Böschungsneigung - $A= 3 \text{ m}$, T_A	40
Abb. 4-4: Ausbildung der Bruchfigur, für $\beta= 75^\circ$ $A= 3 \text{ m}$	42
Abb. 4-5: Ausbildung der Bruchfigur, $\beta= 75^\circ$ und $A= 2 \text{ m}$	43
Abb. 4-6: Bruchfigur im Base Friction - Modellversuch	44
Abb. 5-1: Ablauf eines Bemessungskonzepts	47

Tabellenverzeichnis:

Tab. 2-1: Übersicht Lastfall-Modelle	12
Tab. 3-1: Zusammensetzung der verwendeten Modellmaterialien	19
Tab. 3-2: BF – Versuchsreihe, Übersicht	22
Tab. 3-3: Variation des Ankerrasters und der Böschungsneigung	30
Tab. 3-4: Materialparameter lt. Angaben Trumer Schutzbauten GmbH	30
Tab. 4-1: Materialparameter	38
Tab. 4-2: Minimale Sicherheiten je Bodengruppe und Ankerabstand.....	41
Tab. 4-3: Minimale Sicherheiten, Bodengruppe GW,GI	41
Tab. 4-4: Minimale Sicherheiten, Bodengruppe UL.....	42
Tab. 4-5: Minimale Sicherheiten, Bodengruppe TA.....	43

9 Literatur

- [1] Goodman R.E. and Shi G.: Block theory and its application to Rock Engineering, New Jersey : Prentice Hall, 1985
- [2] Golder: Stability of natural & manmade slopes in soil & rock; 1972
- [3] Hoek E. and Bray J.W.: Rock slope engineering, 3. üa. Auflage, Institution for Mining and Metallurgy, 1981
- [4] Poisel R., Preh A.: Rock slope initial failure mechanisms and their mechanical models, in: Felsbau, Ausgabe 22, Nr.2, 40-44, Berlin: Ernst & Sohn, 2004
- [5] Goodman, R.E.: Methods of geological engineering, St.Paul Minnesota: West Publ., 1976
- [6] Gussman, P.: Kinematic Elements in geomechanics, in: Numerical Methods in Geomechanics, vol.6, 823-828, New York: American Society of Civil Engineers, 1988
- [7] Hittinger, M.: Numerical analysis of toppling failures in jointed rock, University of California, Berkeley, 1978
- [8] Wittke, W.: Rock Mechanics, Berlin: Springer, 1990
- [9] Terzaghi, K.: Theoretische Bodenmechanik(Theoretical Soil Mechanics), Übers. u. bearb. nach d. 5. amerikan. Aufl., Springer, Berlin, 1943
- [10] Bishop, A.W.: The use of slip circle in the stability analysis of earth slopes, in: Geotechnique, Nr.5, 1955
- [11] Fellenius, W. K. A.: Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen, Ernst&Sohn, Berlin, 1926
- [12] Janbu, J.: Slope stability computations, Soil Mechanics and Foundation Engineering Report, Technical University of Norway, Trondheim, 1968
- [13] Goodman, R.E.: Geological investigations to evaluate stability, Proceedings 2nd international Conference on Stability in Open Pit Mining, Vancouver, 1971
- [14] Goodman, R.E.: Analysis in jointed rock, Proc. International Symposium on Numerical Methods in Soil and Rock Mechanics, Karlsruhe, 1975
- [15] Fatzner AG: Tecco® Böschungsstabilisierungssystem, Zsfsg. von Publikationen im Zeitraum 1998 – 2006, Geobrugg Schutzsysteme, Schweiz, 2006
- [16] Busch, K.-F., Luckner, L., Tiemer, K.: Geohydraulik, Band. 3, Borotraeger, Berlin, Stuttgart 1993.
- [17] Vogel, H.: Dränfähige Stabilisierungsinjektionen in erosions- und suffosionsanfälligen Lockergesteinen, Dissertation TU Darmstadt - Fachbereich Geowissenschaften und Geographie, Darmstadt 1999

-
- [18] Bray, J.W. & Goodman, R.E.: The theory of base friction models, Intern. Journal on Rock Mechanics and Mining Science, Vol. 18, p. 453-468, 1981
- [19] Reith, P.: Base Friction Modellversuche, Institut für konstruktiven Tiefbau, MU Leoben, 1987
- [20] A. Goricki & E. Goodman: Failure modes of rock slopes demonstrated with the base friction concept and simple numerical models, Felsbau Nr. 2, S. 25-30, 2003
- [21] Sveen J.K.: An introduction to MatPIV V. 1.6.1, Department of Math. Mechanics and applied Mathematics, Univ. of Oslo, 2004
- [22] R.B.J. Brinkgreve, TU Delft: Plaxis Reference Manual, Vers. 8, PLAXIS BV, Delft, 2003
- [23] Schweiger H.F.: Computational Geotechnics, TU Graz - Institut für Grund- und Bodenmechanik, Vorlesung WS 07/08
- [24] Kainrath-Reumayer S., Schuller E., Pittino G.: Durchstanversuche an Drahtgittern, Lehrstuhl für Geomechanik, Tunnelbau und konstruktiven Tiefbau, MU Leoben, 2006
- [25] Schuller E.: Durchstanversuche und Scherstanversuche an Drahtgittern & Drahtseilnetzen, Lehrstuhl für Subsurface Engineering, MU Leoben, 2008
- [26] Castro-Fresno D., Lopez L.Q., Blanco-Fernandez E. & Zamora-Barraza D.: Design and Evaluation of Two Laboratory Tests for the Nets of a Flexible Anchored Slope Stabilization System, Geotechnical Testing Journal, Vol. 32, Nr. 4, S. 315 - 324, 2009
- [27] Muhunthan B., Shu S., Sasiharan N., Hattamleh O. A., Badger T.C., Lowell S.M., Duffy J. D.: Analysis and Design of wire mesh/cable net slope Protection, Department of Civil and Environmental Engineering, Washington State university, 2005

Anhang

1 Auswertung BF-Versuche – PIV:

Serie 2, Nummer 10 – Neigung 90°, keine Anker

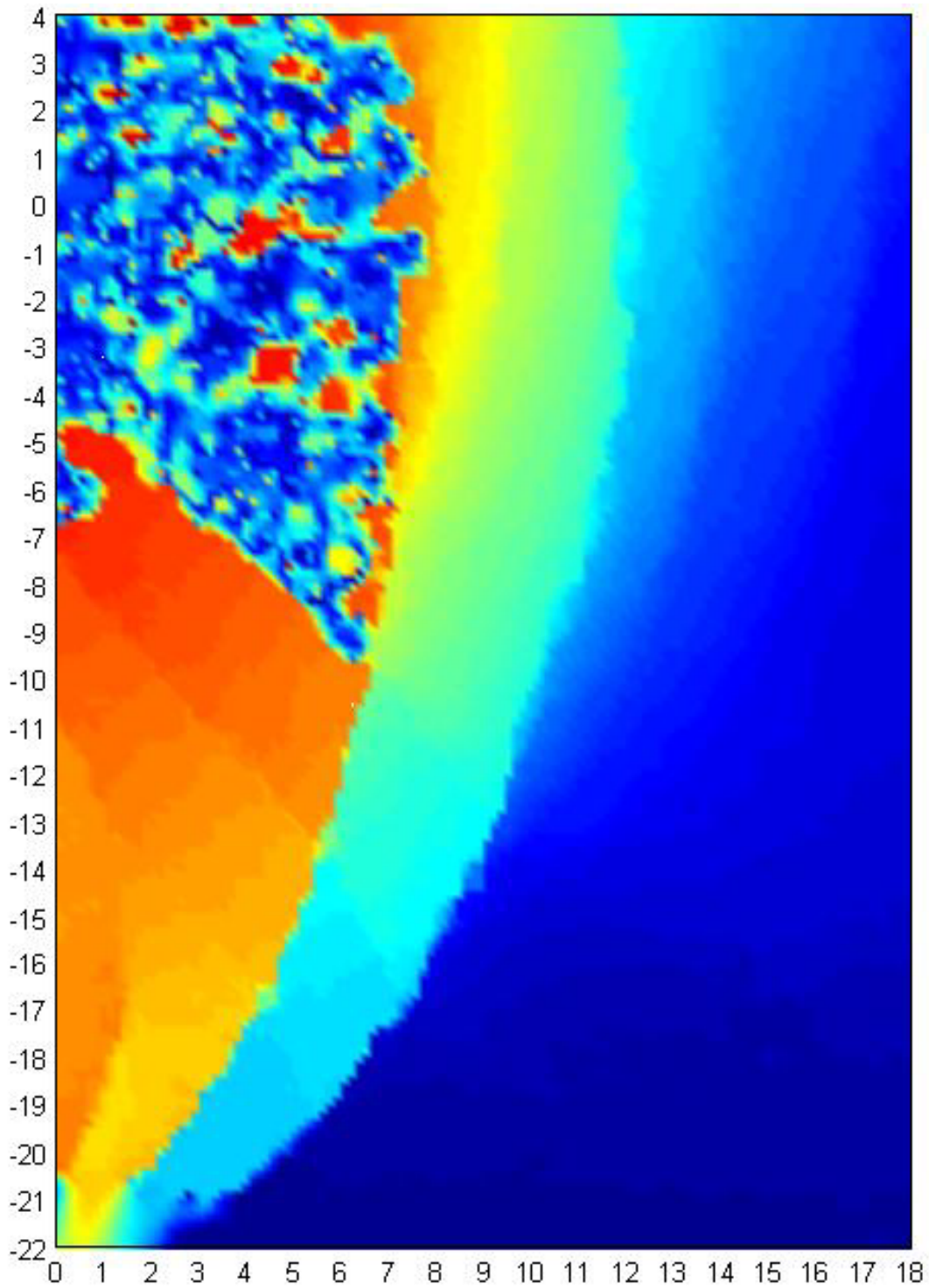


Abb. A - 1: Serie 2, Nummer 10 – Neigung 90°, keine Anker, Vergleich Bild 15-23 aus 59 Aufnahmen

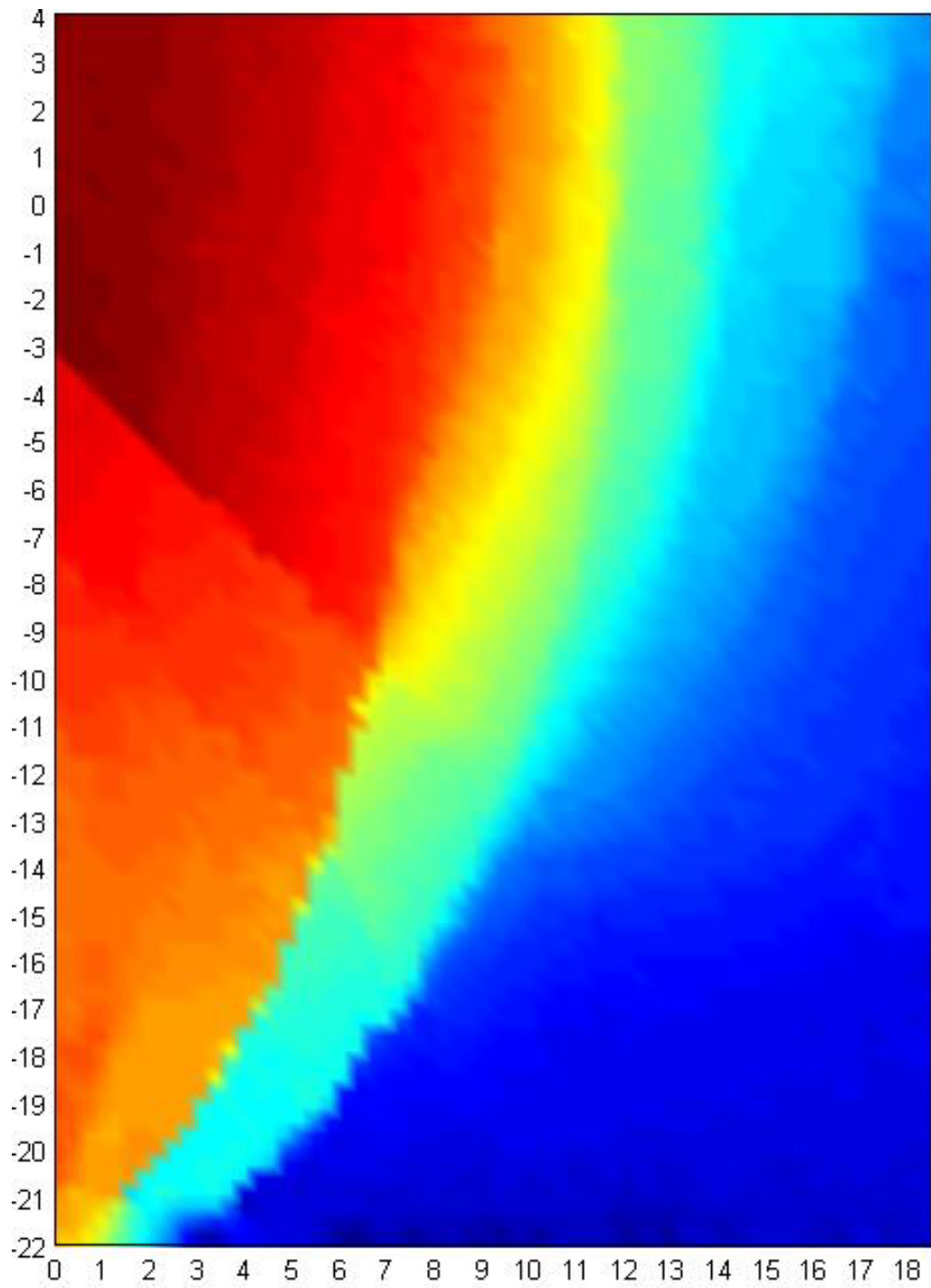


Abb. A - 2: Serie 2, Nummer 10 – Neigung 90°, keine Anker, Vergleich Bild 15-20 aus 59 Aufnahmen

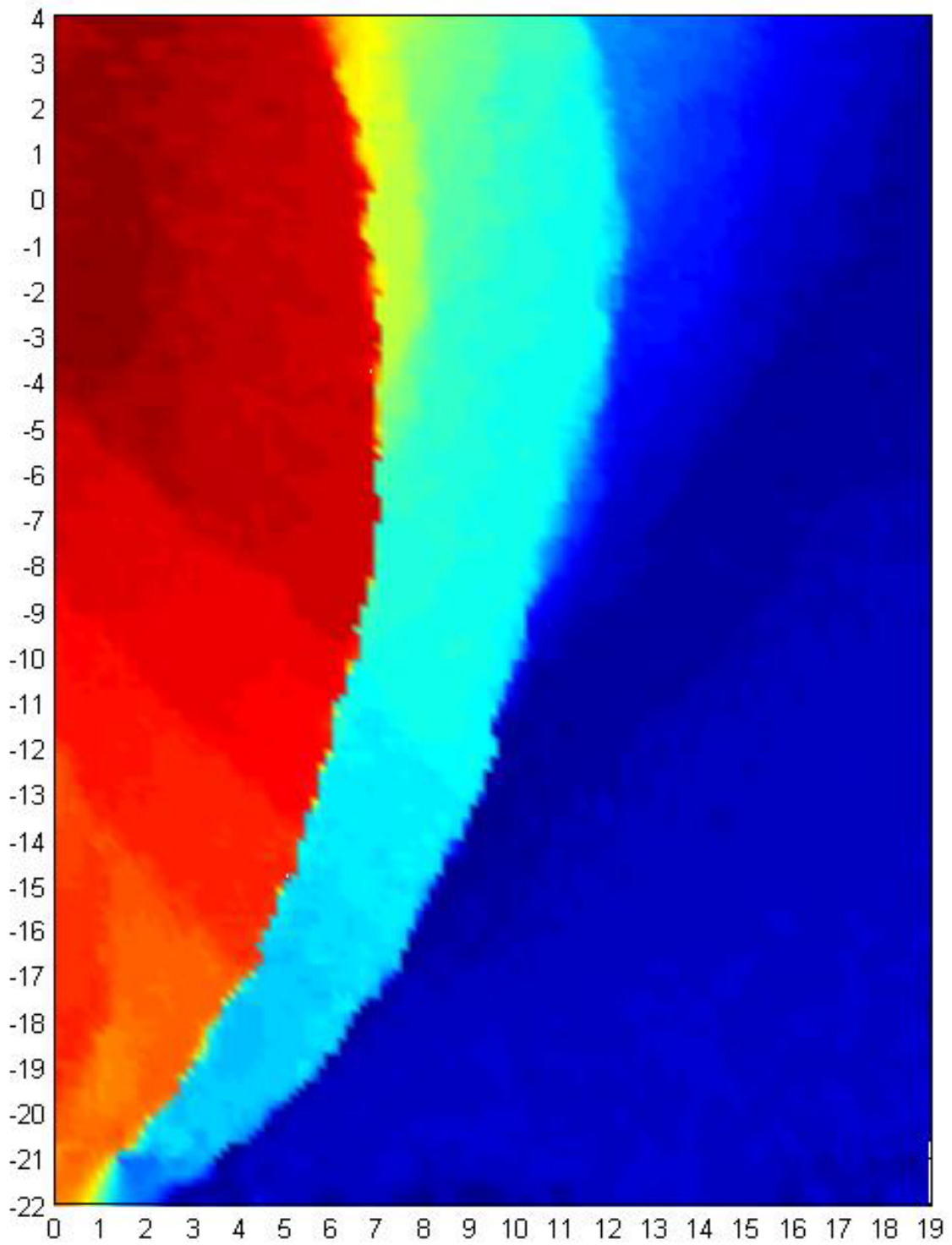


Abb. A - 3: Serie 2, Nummer 10 – Neigung 90°, keine Anker, Vergleich Bild 22-24 aus 59 Aufnahmen

Serie 2, Nummer 11 – Neigung 90°, 2 Anker, Vergleiche aus 77 Aufnahmen

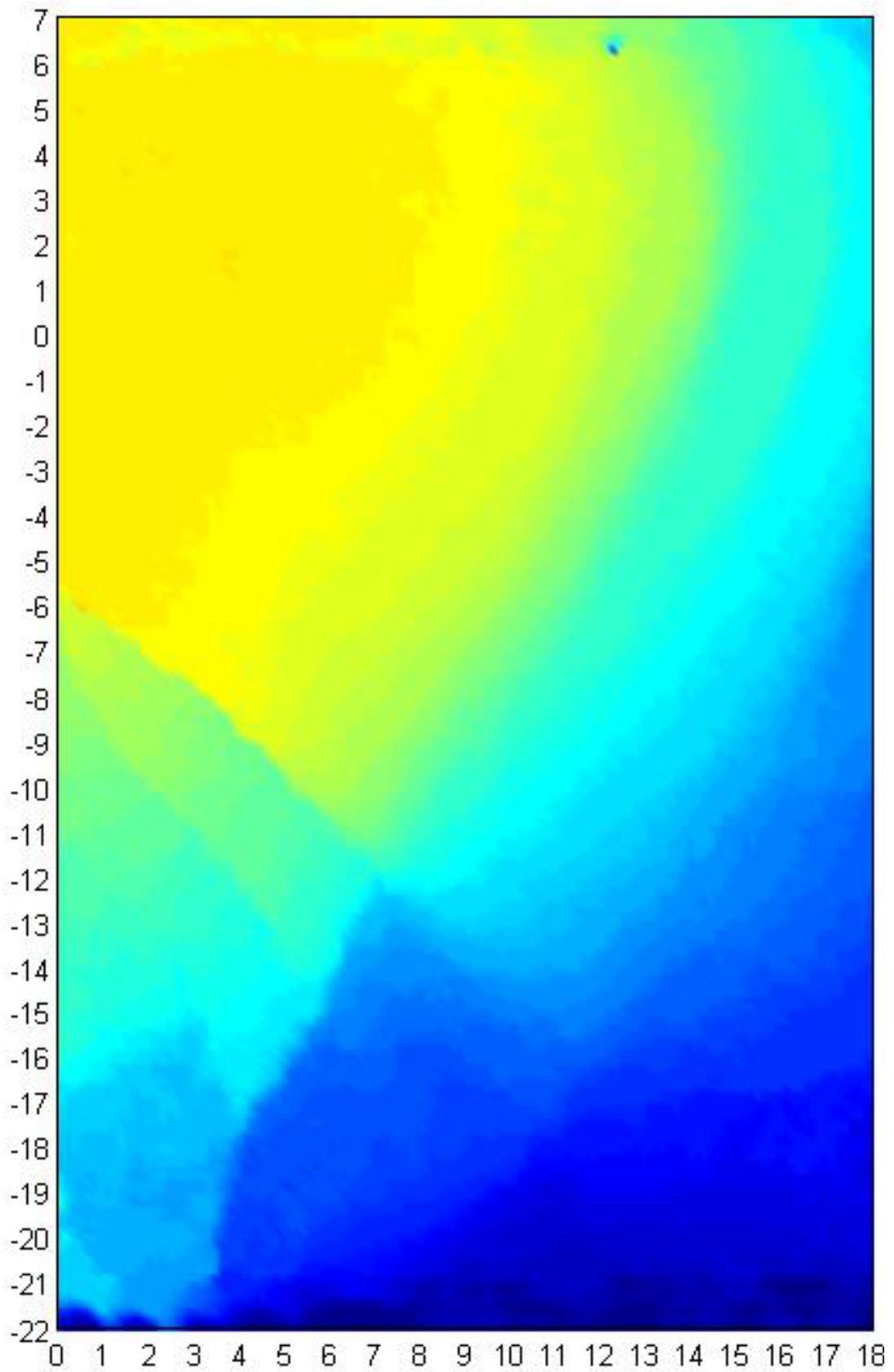


Abb. A - 4: Serie 2, Nummer 11 – Neigung 90°, 2 Anker, Vergleich Bild 26-31

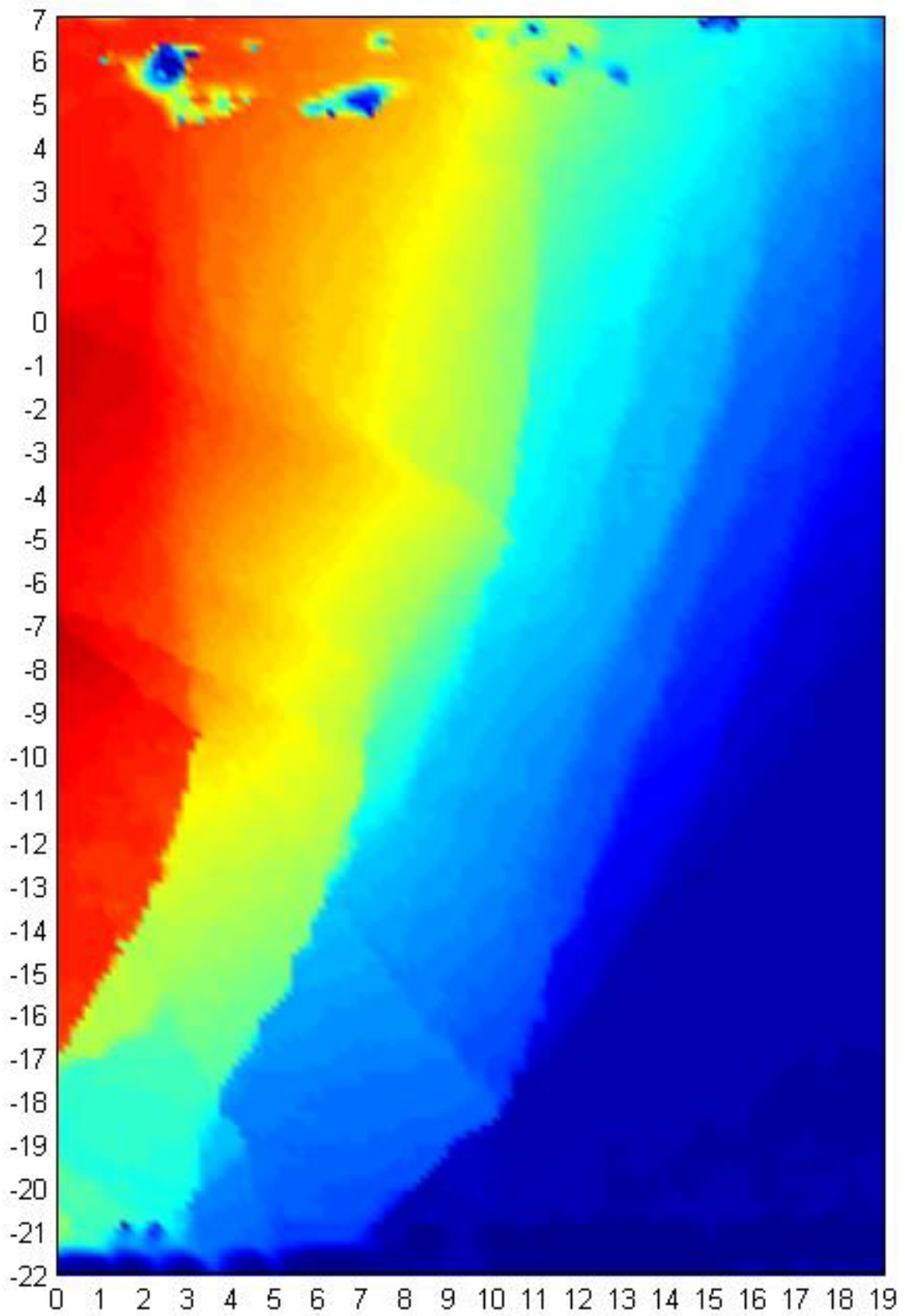


Abb. A - 5: Serie 2, Nummer 11 – Neigung 90°, 2 Anker, Vergleich Bild 41-45

Serie 2, Nummer 12 – Neigung 90°, 2 Anker, Vergleiche aus 88 Aufnahmen

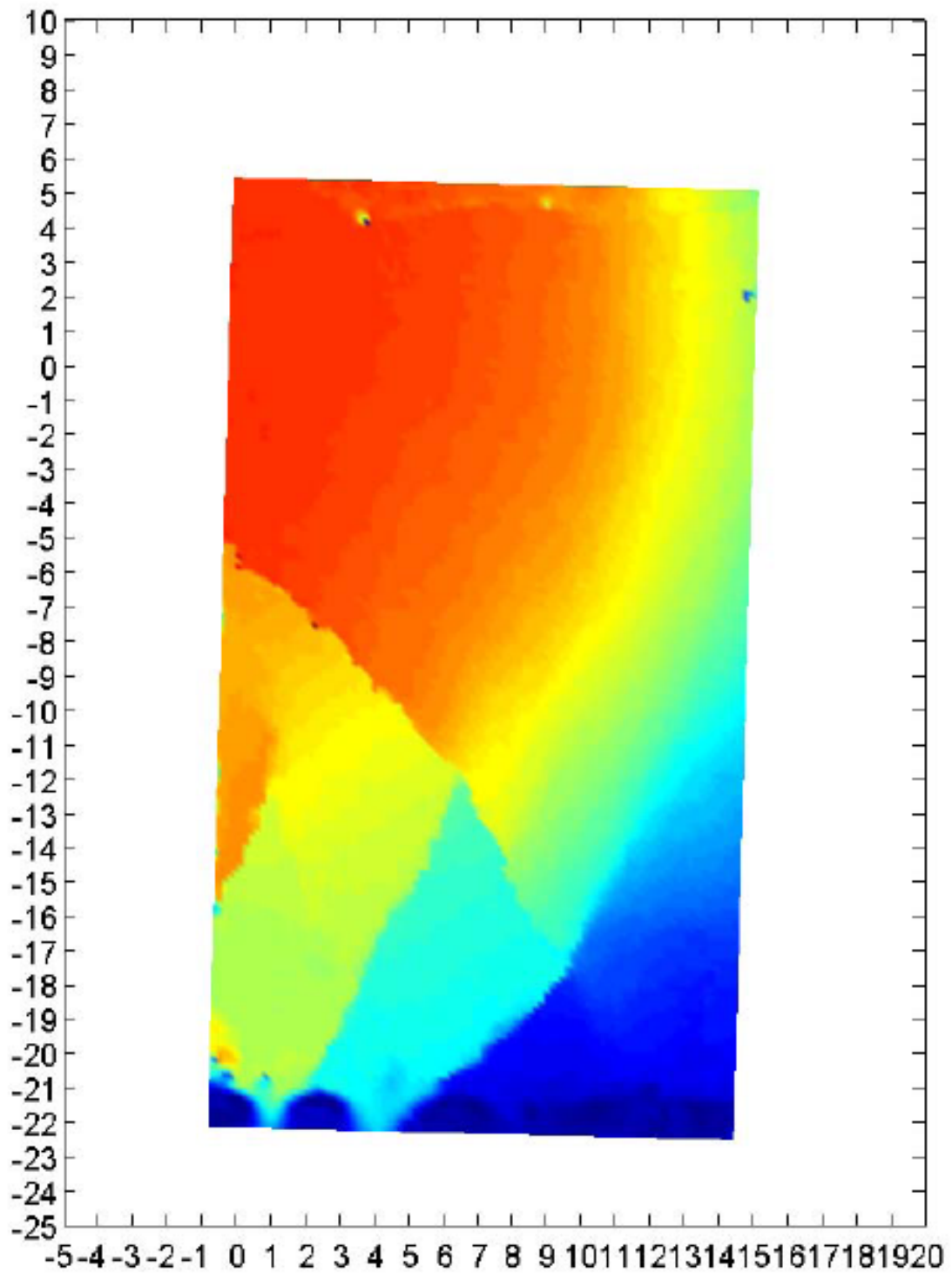


Abb. A - 6: Serie 2, Nummer 12 – Neigung 90°, 2 Anker, Vergleich Bild 29-33

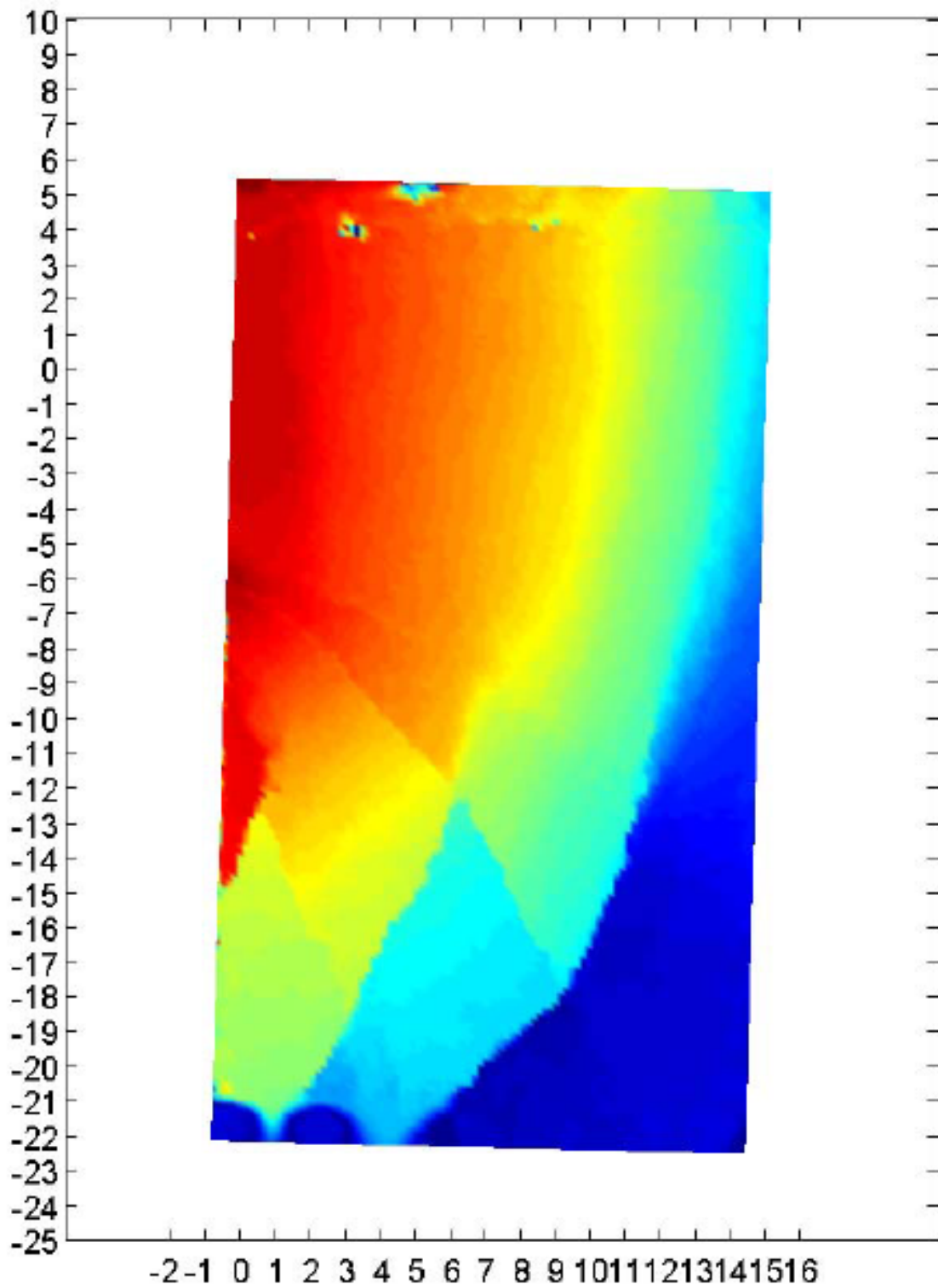


Abb. A - 7: Serie 2, Nummer 12 – Neigung 90°, 2 Anker, Vergleich Bild 37-41

Serie 2, Nummer 12 – Neigung 90°, 2 Anker, Vergleiche aus 55 Aufnahmen

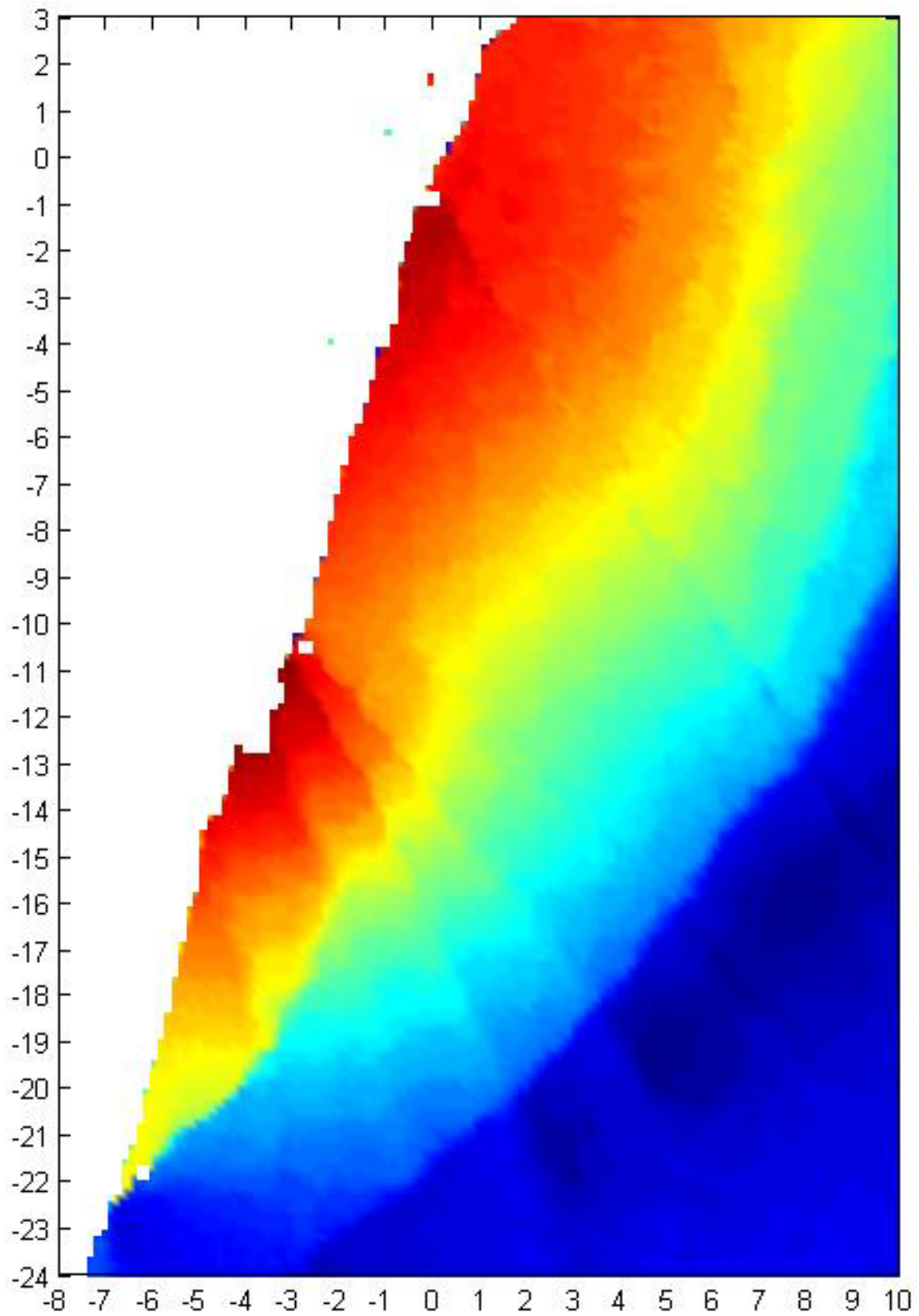


Abb. A - 8: Serie 2, Nummer 13 – Neigung 75°, 2 Anker, Vergleich Bild 30-34

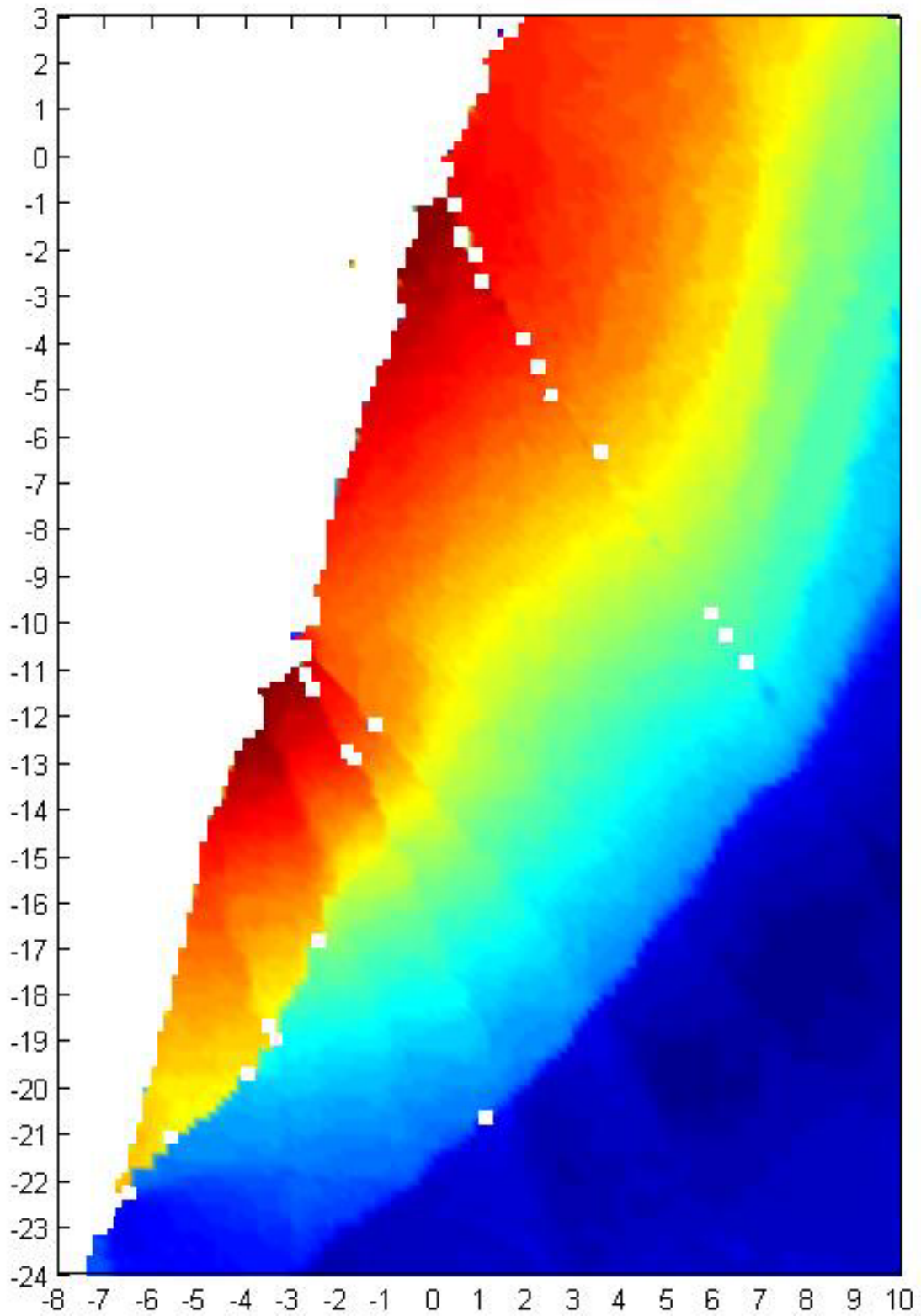


Abb. A - 9: Serie 2, Nummer 13 – Neigung 75 °, 2 Anker, Vergleich Bild 34-36

2 Auswertung FE-Versuche

Zusammenfassung der Versuche

Plaxis Rechenmodelle		Geogrid		Eigenschaften					
Dateiname/ Objekt	Rechen- schritt	Ng. [°]	t [m]	T [m]	c [kPa]	Sicherung	EA [kN je m] x e+04	Anker L[m]/D[mm]/ F[kN]@a[m]	
Verwitterungszone25 .plx VW	gravity loading	45 - 25			30	Nein	-	-	
	c=5	45	1	25	5	Ja	-	30/35/200@3	
	phi-c Reduktion	45	1	25	-	Ja	-	30/35/200@3	
Dra	htgitter	45	1	25	5	Ja	3.0	30/35/200@3	
	wie oben aber feines Netz	gravity loading	45 - 25			30	Nein	-	-
	VW	c=5	45	1	25	5	Ja	-	30/35/200@3
	phi-c Reduktion	45	1	25	-	Ja	-	30/35/200@3	
wie oben, korrigiertes Netz VW	gravity loading	45 - 25				30	Nein	-	-
	c=5	45	1	25	5	Ja	-	30/35/200@3	
	phi-c Reduktion	45	1	25	-	Ja	-	30/35/200@3	
Dra	htgitter	45	1	25	5	Ja	3.0	30/35/200@3	
	Ng60_c30_Verwitter- ungs-zone15m.plx nur	gravity loading	60 - 15				30	Nein	-
	Anker	60	1	15	10	Ja	-	30/35/200@3	
	Geogrid & interface	60	1	15	10	Ja	3.0	30/35/200@3	
Ng60_VWZ20_G&I_ 5VWZ 5 versch. VWZ c=10/10/15/20/25kPa	gravity loading	60 - 20					30	Nein	-
	Anker 60		1	20	10	Ja	-	30/35/200@3	
	Geogrid & interface	60	1	20	10	Ja	3.0	30/35/200@3	
wie oben, feineres Netz	Geogrid & interface	60	1	25	10	Ja	3.0	30/35/200@3	

Tab. A - 1: Übersicht der durchgeführten Berechnungen, Stützung mit Strukturelementen

Auswertung, Darstellung im Plot

Böschungsneigung: 45 °

Böschungshöhe: 30 m

Ankerabstand: 3 m

Bodengruppe: UL (Schluff)

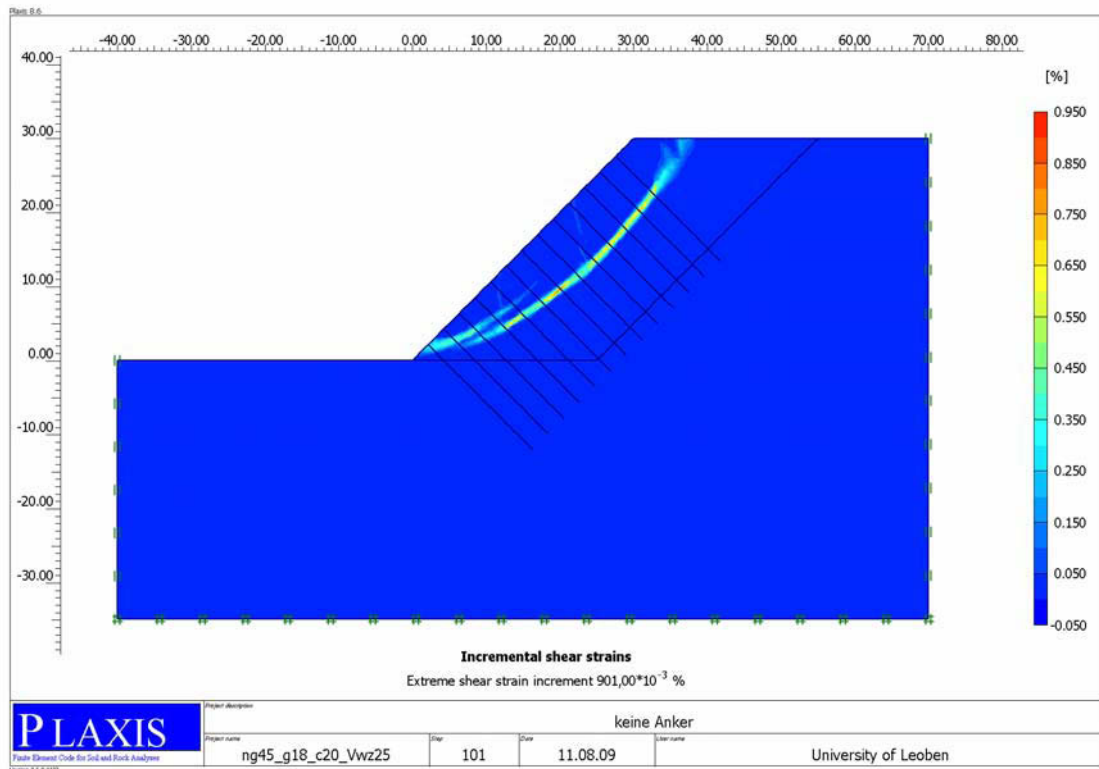


Abb. A - 10: Freie Böschung, ϕ/c -Reduktion, incremental shear strains

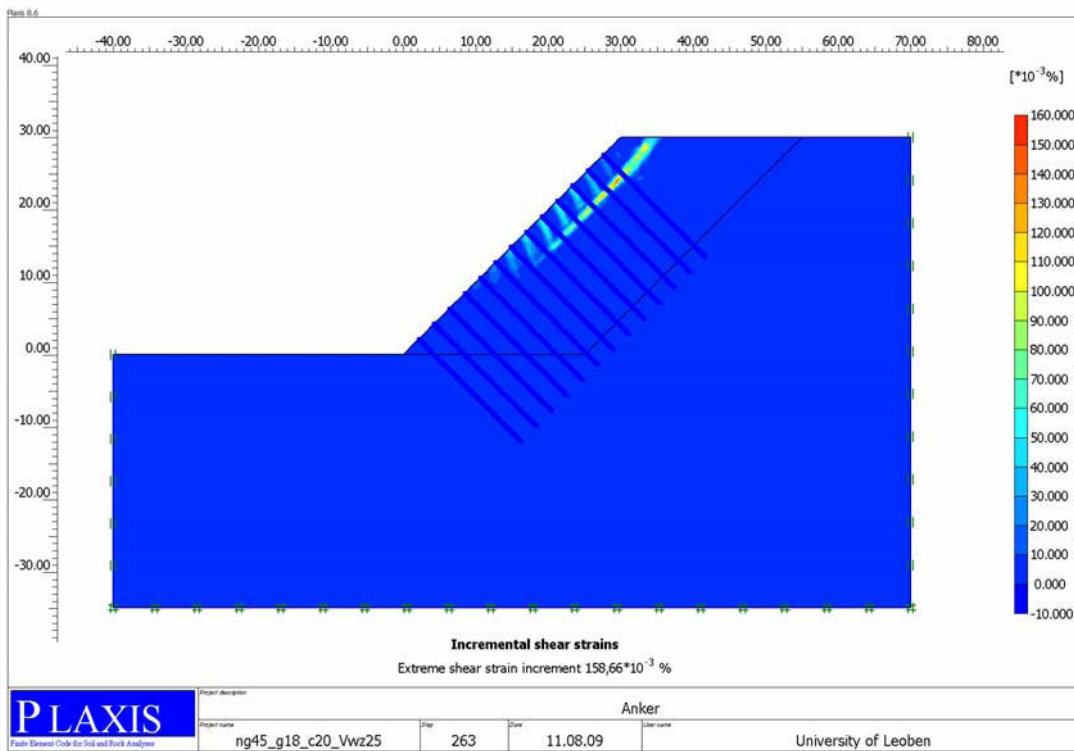


Abb. A - 11: Geankerte Böschung, ϕ/c -Reduktion, incremental shear strains

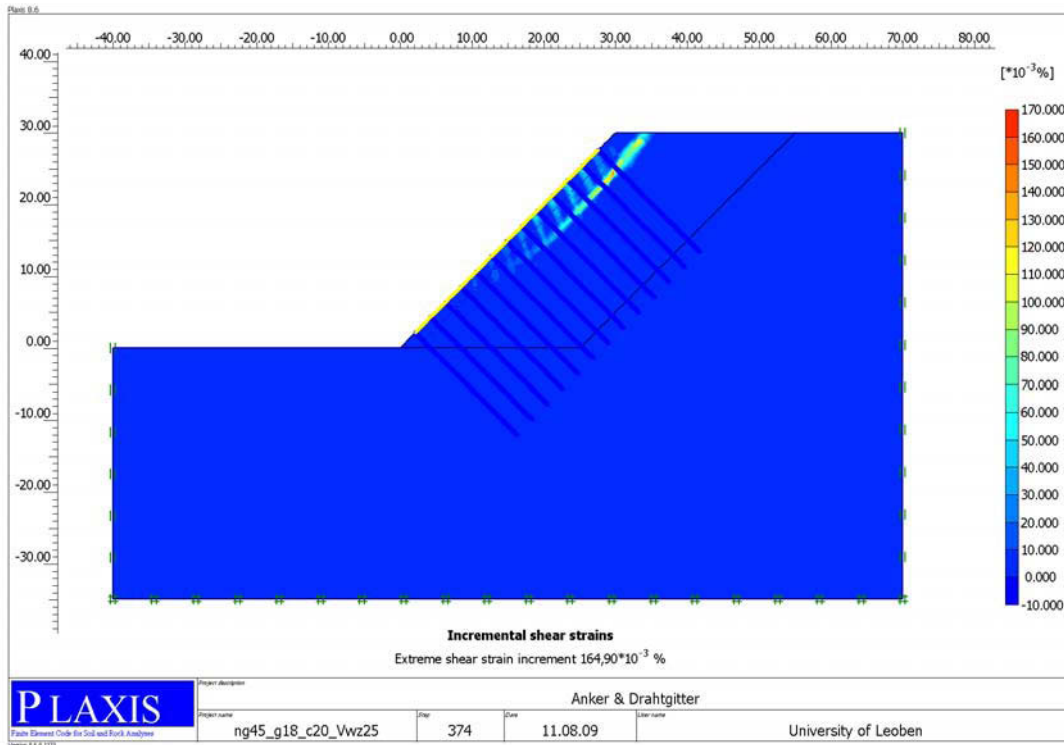


Abb. A - 12: Mit Netz & Anker gesicherte Böschung, ϕ/c -Reduktion, incremental shear strains

Plaxis
Rechenmodelle **Flächenlast**

		Eigenschaften							
<i>Dateiname/ Objekt</i>	<i>Rechen- schritt</i>	Ng. [°]	t [m]	T [m]	c [kPa]	Sicherung	EA [kN je m] x e+04	Last [kN/m ²]	Anker L[m]/D[mm]/ F[kN]@a[m]
Verwitterungsz one25.plx	gravity loading	45	1	25	5	Nein	-	-	-
	Lastreduktio n = 0.1	45	1	25	5	Nein	-	Trapez	-
							-		
Gleichlast VW	c=5	45	1	25	5	Ja	-	2.50	30/35/200@3
	Phi/c- Reduktion	45	1	25	-	Ja	-	2.50	30/35/200@3
wie oben, aber	Gleichlast & Drahtgitter	45	1	25	5	Ja	3.00	2.50	30/35/200@3
wie oben, aber	Lastreduktio n = 0.1	45	1	25	5	Ja	3.00	2.50	30/35/200@3
wie oben, aber	keine Flächenlast	45	1	25	5	Ja	3.00	2.50	30/35/200@3

Tab. A - 2: Übersicht der durchgeführten Berechnungen, Stützung mit Lastansatz

3 Auswertung kritische Gleitkreise

3.1 Bodengruppe GW,GI:

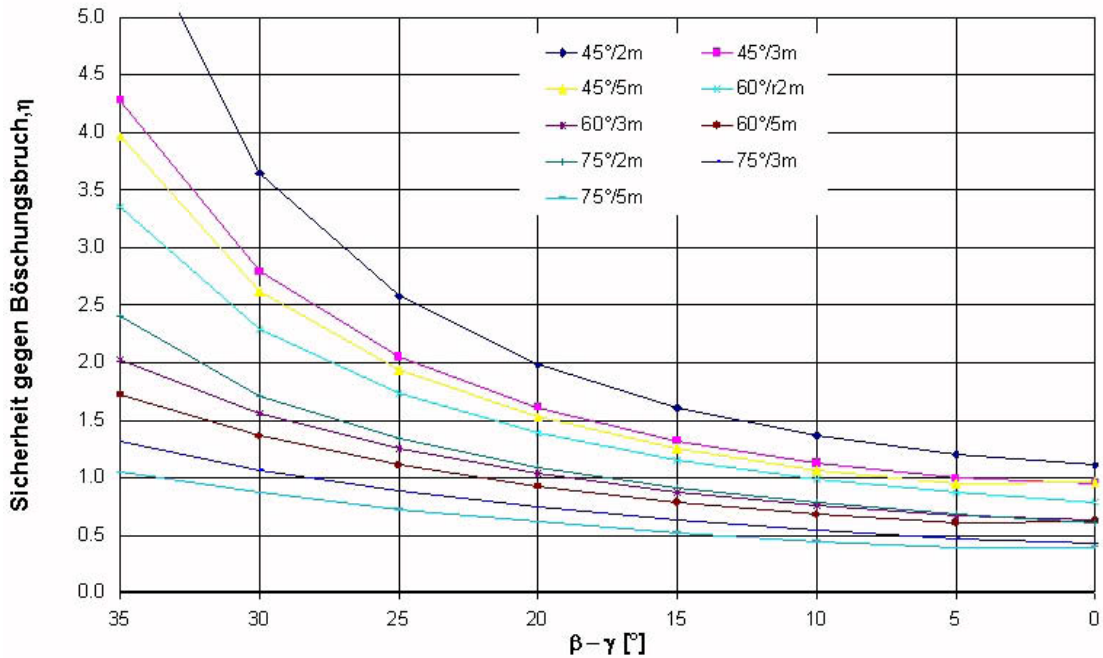


Abb. A - 13: Sicherheit gegen Böschungsbruch, Lage der Gleitkreise relativ zur Böschungsneigung Ankerabstand, $A = 3$ m, Bodengruppe GW,GI

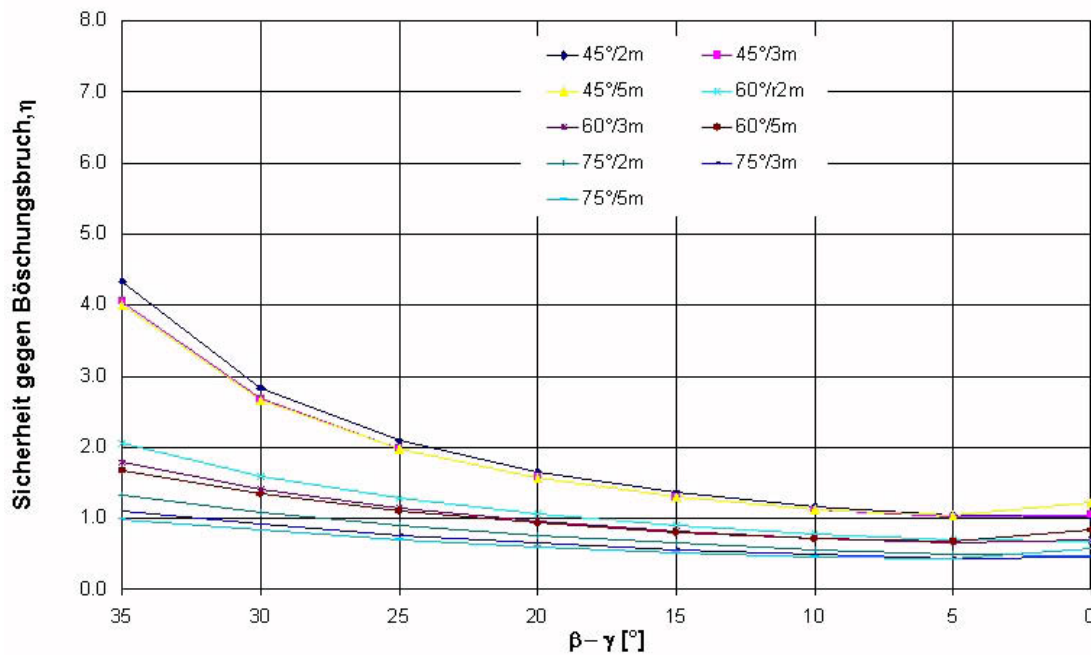


Abb. A - 14: Sicherheit gegen Böschungsbruch, Lage der Gleitkreise relativ zur Böschungsneigung, Ankerabstand $A = 2$ m, Bodengruppe GW,GI

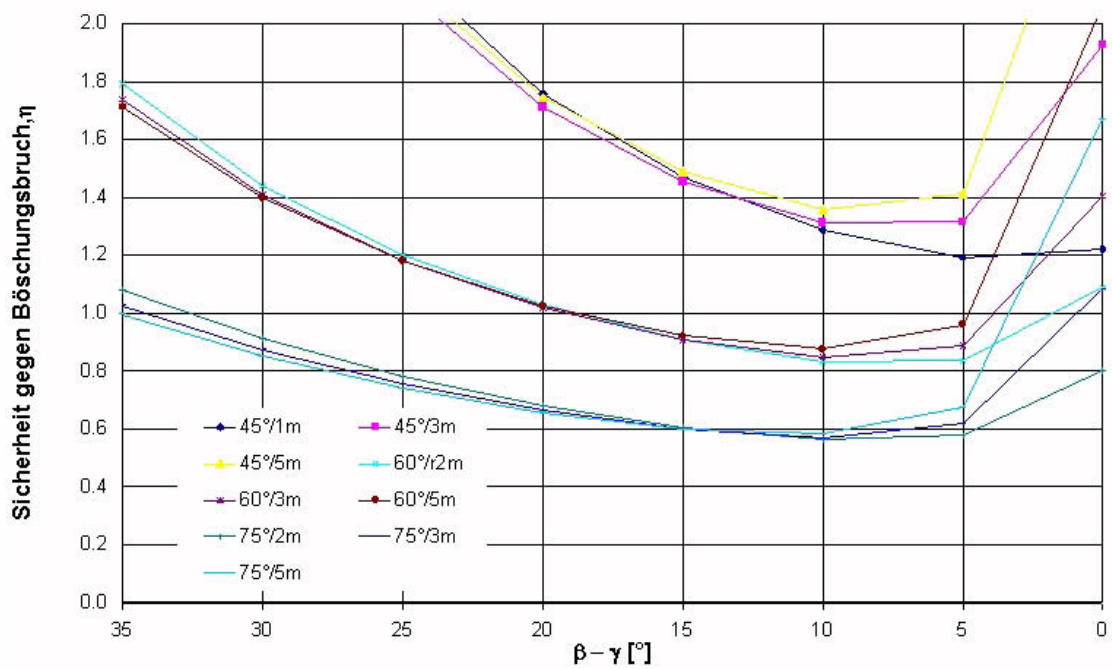


Abb. A - 15: Sicherheit gegen Böschungsbruch, Lage der Gleitkreise relativ zur Böschungsneigung, Ankerabstand $A = 1$ m, Bodengruppe GW.GI

3.2 Bodengruppe UL:

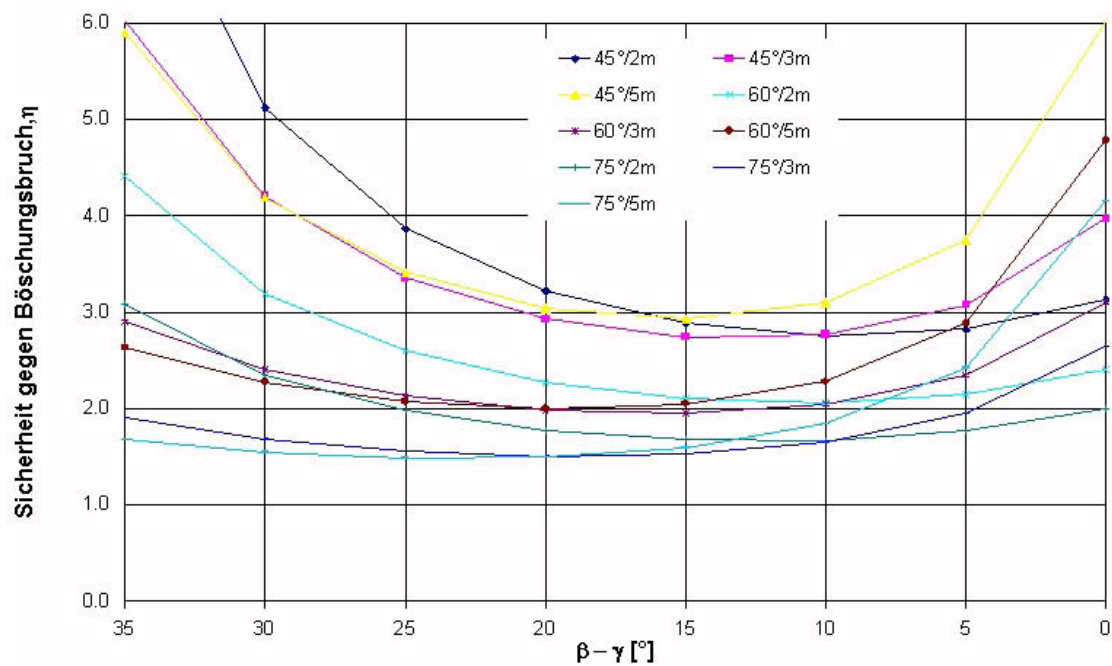


Abb. A - 16: Sicherheit gegen Böschungsbruch, Lage der Gleitkreise relativ zur Böschungsneigung, Ankerabstand $A = 3$ m, Bodengruppe UL

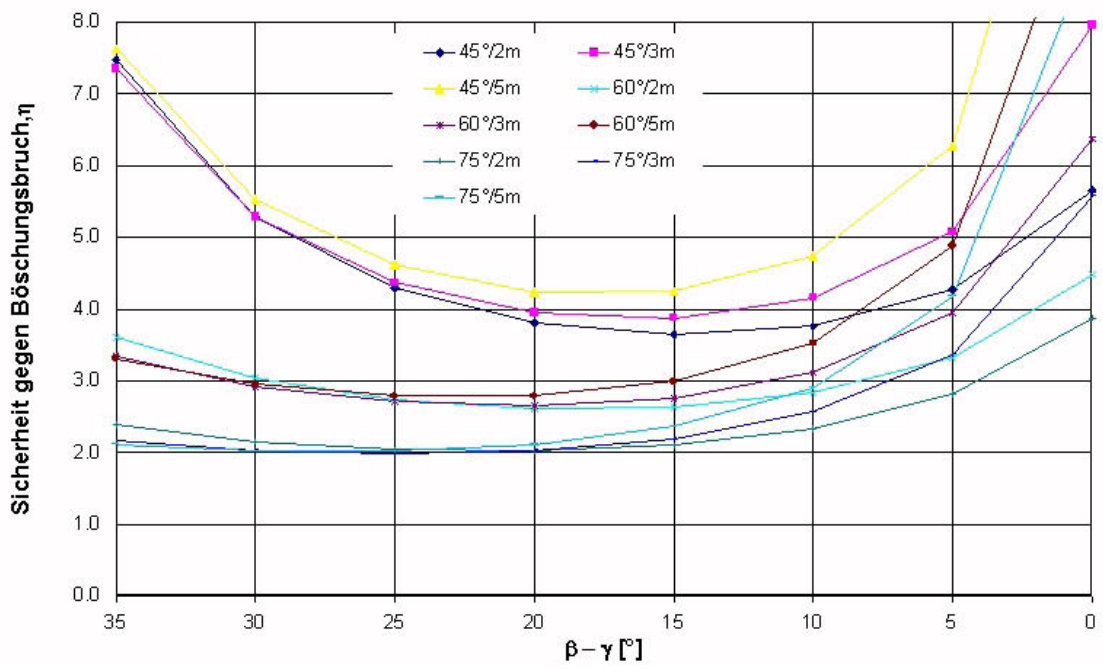


Abb. A - 17: Sicherheit gegen Böschungsbruch, Lage der Gleitkreise relativ zur Böschungsneigung, Ankerabstand $A = 2$ m, Bodengruppe UL

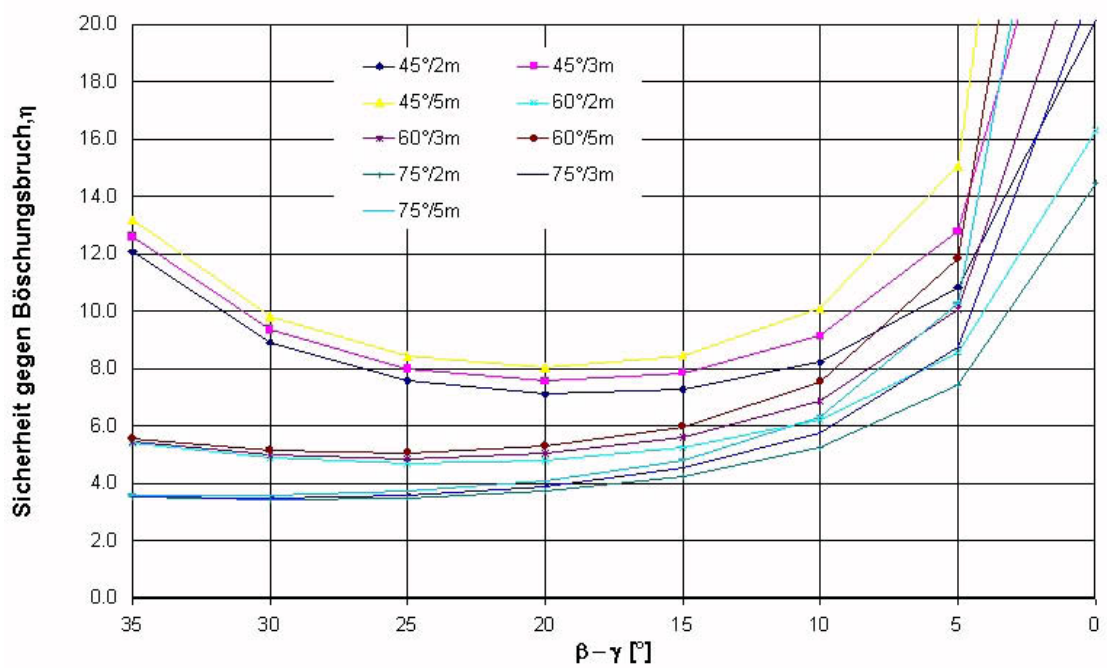


Abb. A - 18: Sicherheit gegen Böschungsbruch, Lage der Gleitkreise relativ zur Böschungsneigung, Ankerabstand $A = 1$ m, Bodengruppe UL

3.3 Bodengruppe TA:

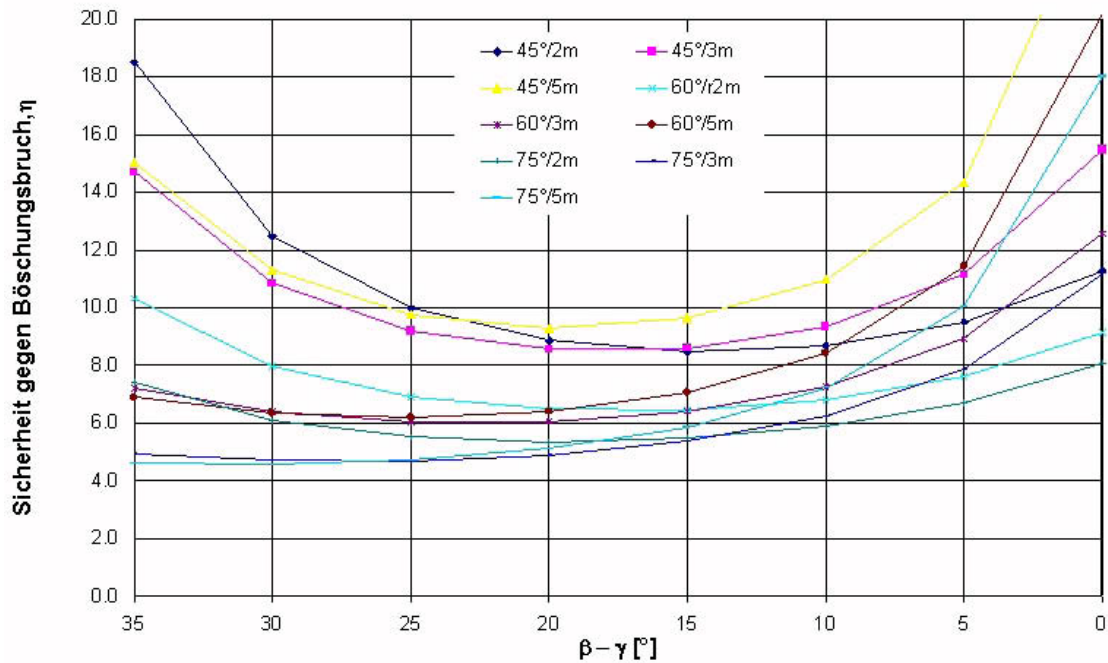


Abb. A - 19: Sicherheit gegen Böschungsbruch, Lage der Gleitkreise relativ zur Böschungsneigung, Ankerabstand $A = 3$ m, Bodengruppe TA

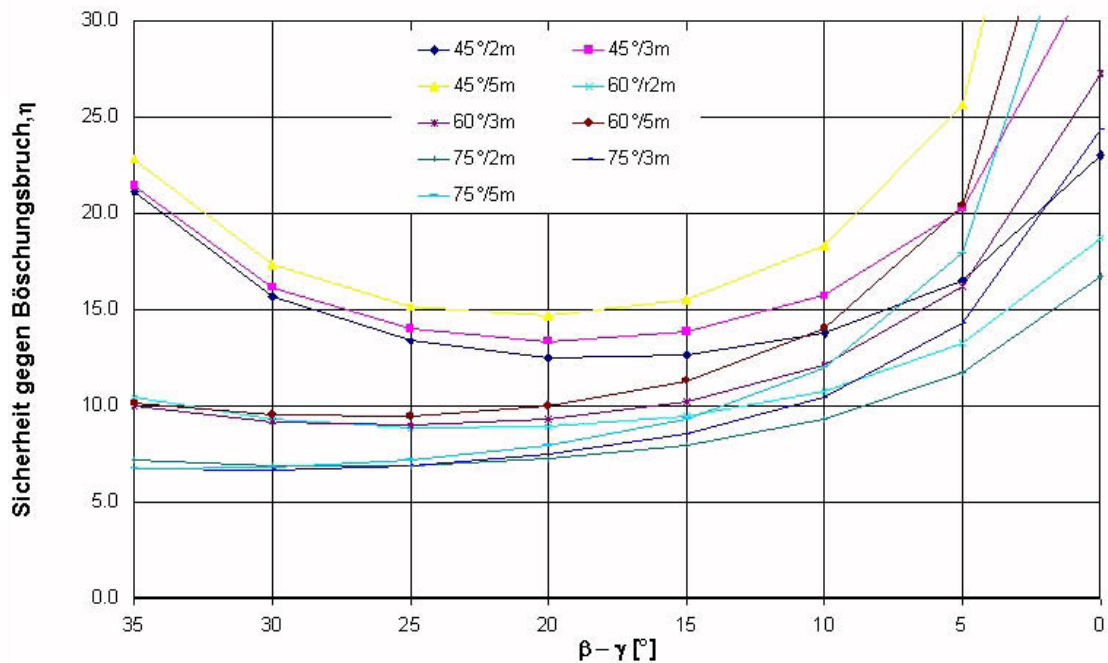


Abb. A - 20: Sicherheit gegen Böschungsbruch, Lage der Gleitkreise relativ zur Böschungsneigung, Ankerabstand $A = 2$ m, Bodengruppe TA

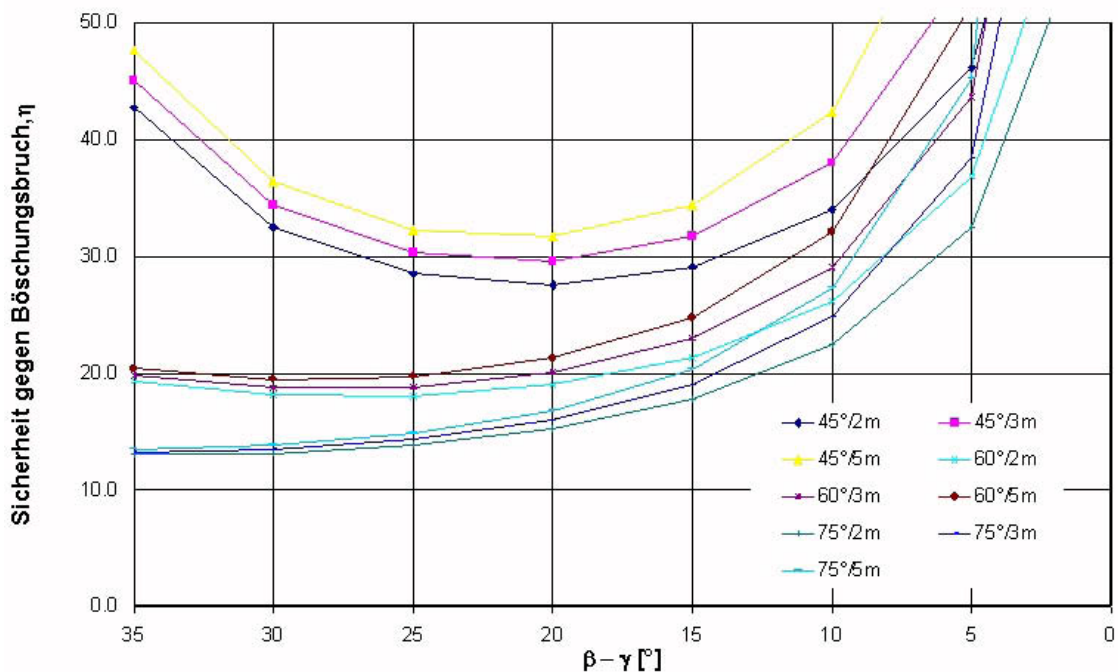


Abb. A - 21: Sicherheit gegen Böschungsbruch, Lage der Gleitkreise relativ zur Böschungsneigung, Ankerabstand A= 1 m, Bodengruppe TA

4 Auswertung Bruchfiguren mit Sicherheit $\eta < 2$

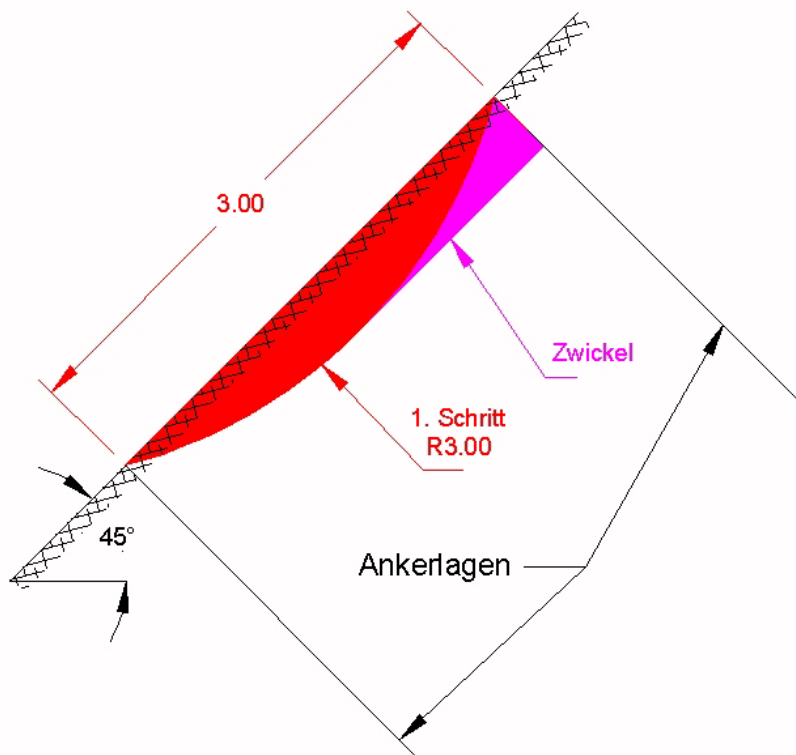


Abb. A - 22: Ausbildung der Bruchfigur, Bodengruppe GW,GI, $\beta = 45^\circ$ und A= 3 m

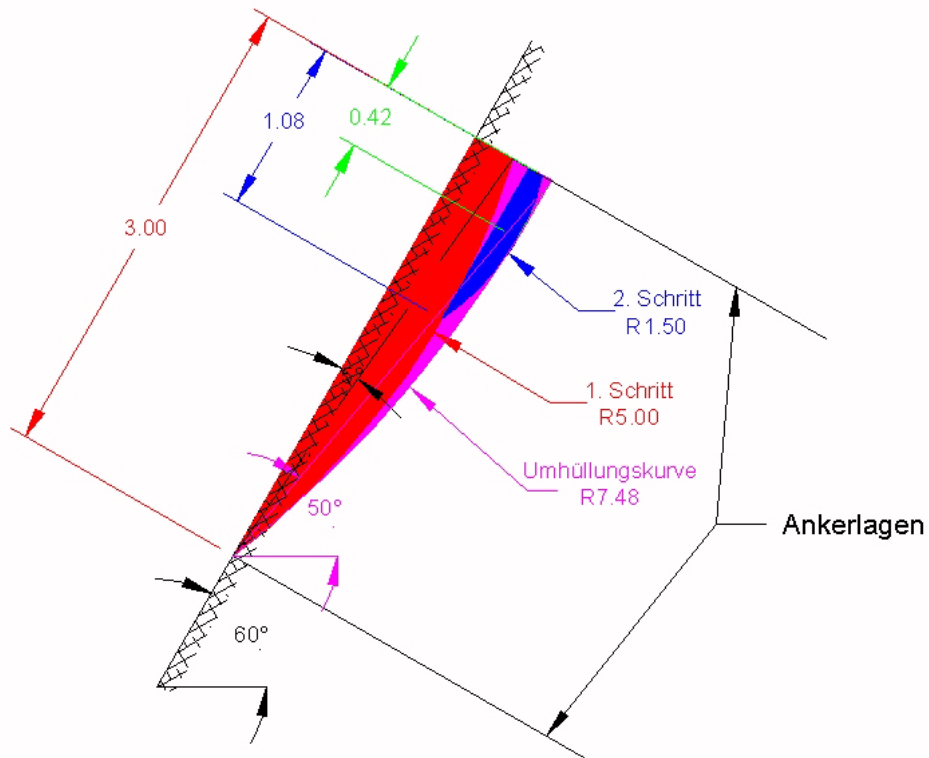


Abb. A - 23: Ausbildung der Bruchfigur, Bodengruppe GW,GI, $\beta = 60^\circ$ und $A = 3\text{ m}$

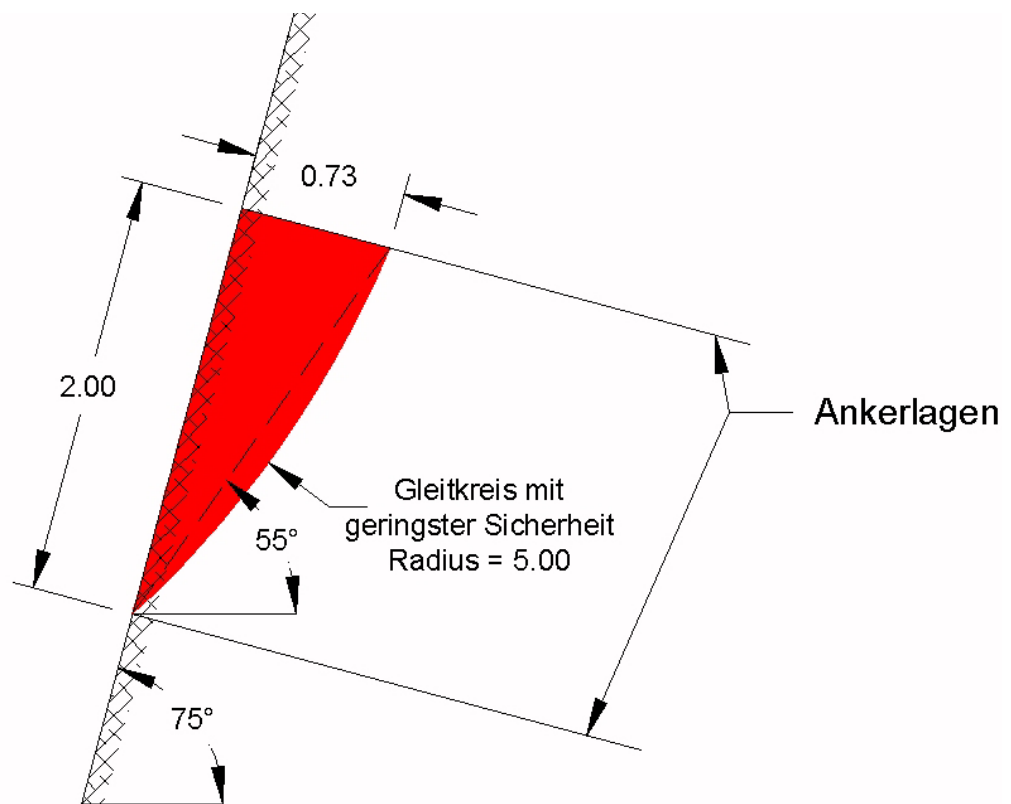


Abb. A - 24: Ausbildung der Bruchfigur, Bodengruppe UL, $\beta = 75^\circ$ und $A = 2\text{ m}$

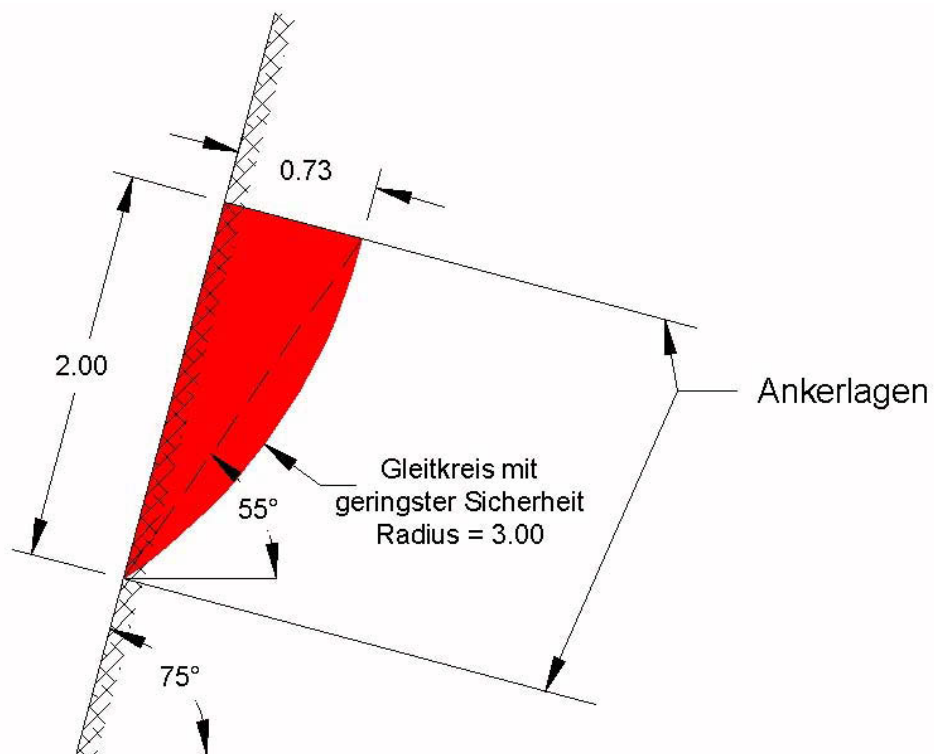


Abb. A - 25: Ausbildung der Bruchfigur, Bodengruppe UL, $\beta = 75^\circ$ und $A = 2\text{ m}$

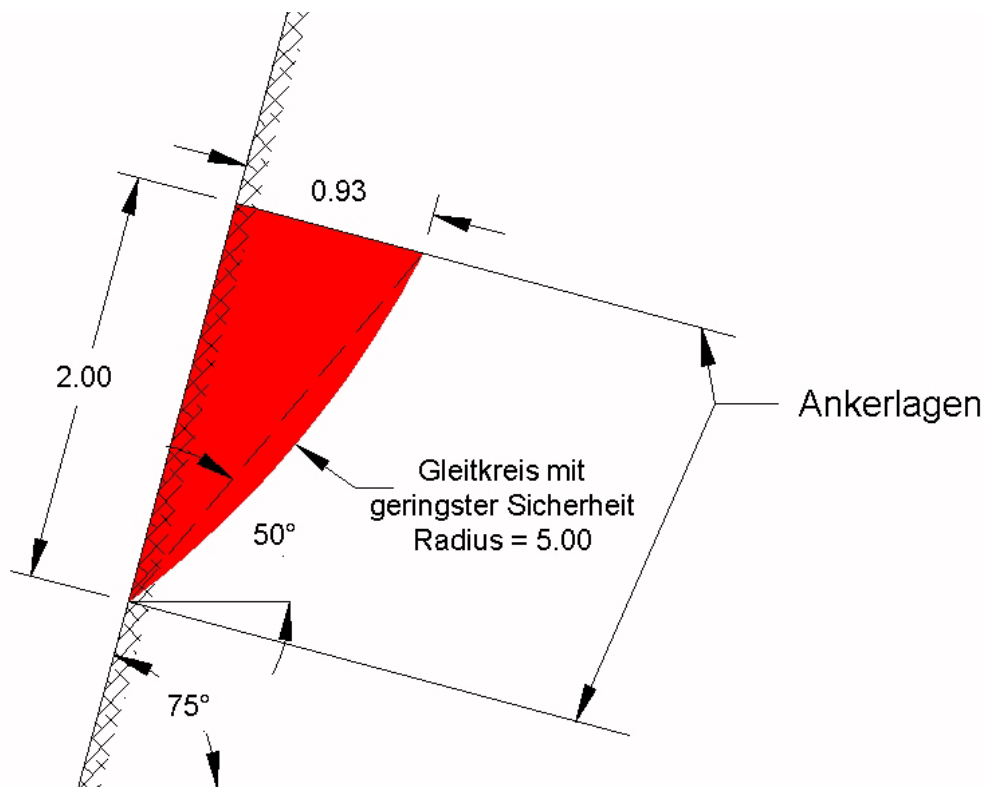


Abb. A - 26: Ausbildung der Bruchfigur, Bodengruppe UL, $\beta = 75^\circ$ und $A = 2\text{ m}$

