



universität
wien

MASTERARBEIT/ MASTER'S THESIS

Titel der Masterarbeit / Title of the Master's Thesis

„Ingenieurgeologische Kartierung und Standsicherheits-
Analyse am Tunnel St. Michael-Wachaubahn /NÖ“

verfasst von / submitted by

Ghader Saadati

Angestrebter akademischer Grad / in partial fulfilment of the requirements for the degree of

Master of Science (MSc)

Wien, 2021 / Vienna 2021

Studienkennzahl lt. Studienblatt /
degree programme code as it appears on
the student record sheet:

UA 066 815

Studienrichtung lt. Studienblatt /
degree programme as it appears on
the student record sheet:

Masterstudium Erdwissenschaften

Betreut von / Supervisor:

Ao.Univ.-Prof. i. R. Ing. Dr. phil. Rudolf
SCHWINGENSCHLÖGL

Vorwort

Durch meine Erfahrungen und ein steigendes Interesse am Tunnelbau sowie dem örtlichen Bezug meines Betreuers war das Thema meiner Masterarbeit rasch gefunden. Dazu habe ich mit Univ.Prof. Mag.rer.nat. Dr.sc.nat. Christian Zangerl über mein Thema gesprochen und ich möchte mich gerne bei ihm herzlich bedanken.

Hiermit möchte ich mich bei ao.Univ.Prof.i.R. Ing.Dr.phil. Rudolf Schwingenschlögl für seine außergewöhnliche Unterstützung und Beratung bedanken. Die immerwährende Unterstützung im Tunnel und die zahlreichen anschließenden technischen Diskussionen waren einerseits eine große Hilfe und andererseits eine Inspiration und Motivation für meine Arbeit.

Ein weiterer Dank gilt dem Institut für Angewandte Geologie der Universität für Bodenkultur Wien, besonders Herr Univ.Prof. Mag.rer.nat. Dr.sc.nat. Christian Zangerl für die Bereitstellung diverser Hilfsmittel. Univ.-Prof. Dr. Thilo Hofmann, stv. Leiter des Departments für Umweltgeowissenschaften, möchte ich für seine Kooperation und Ermöglichung meiner Arbeit ebenfalls danken.

Aber vor allem bei meiner Familie und besonders bei meiner lieben Gattin für deren unerbittliche liebevolle Unterstützung und Ermutigung in schlechteren Zeiten, möchte ich mich vielmals bedanken.

Kurzfassung

Diese Masterarbeit befasst sich mit der ingenieurgeologischen Kartierung und der Standsicherheits-Analyse in/am Tunnel St. Michael-Wachaubahn/Niederösterreich. Der Tunnel ist ein Teil der Donauuferbahn, die von Krems an der Donau nach Mauthausen verläuft. Der Streckenabschnitt zwischen Krems an der Donau und Emmersdorf an der Donau wird als Wachaubahn bezeichnet. Die Strecke beginnt in Krems an der Donau und endet in Mauthausen. Der St. Michaelstunnel befindet sich bei Kilometer 17,201. Neben dem Tunnel liegen die Böschungen, die von der Donau-Bundestraße angeschnitten wurden.

Im Untersuchungsgebiet sind Paragneis-Wechselfolgen und Glimmerschiefer vorliegend. Um einen ersten Eindruck von der Natur des Gebirges zu erhalten, wurden erste Inspektionen durchgeführt und der Tunnel sorgfältig untersucht. Während dieser Untersuchung konnten an den beiden Einschnitten erste Bewertungen der Gesteinsfestigkeit, Verwitterung, Rissbildung und Haftfestigkeit vorgenommen werden. Dabei wurden Gebiete mit Risikopotential aufgrund offener und verwitterter Risse im Westportal und den angrenzenden Böschungen identifiziert und erfasst.

Um die für die Standsicherheits-Analyse erforderliche Gestein und die Gesteinsparameter zu bestimmen, wurden die Aufzeichnungen der Trennflächen oberirdisch unter Verwendung der Scanline-Methode, basierend auf der gesamten Länge des Tunnels durchgeführt. Auf diese Weise konnten der Einfallswinkel und die Einfallsrichtung der Klüfte aufgezeichnet werden. Mit Hilfe eines Schmidt-Hammers wurde die Gesteinsdruckfestigkeit der betreffenden Gesteinsarten abschnittsweise ermittelt.

Um die Standsicherheits-Analyse durchführen zu können, wurden zuerst, die Karte, der Tunnel und das Gelände über dem Tunnel dargestellt. Alle Daten, die vom Untersuchungsgebiet stammen, wurden auf eine einzige Karte implementiert. Dann wurde der Tunnel in 3 verschiedene Abschnitte und 3 Berechnungsprofile unterteilt. Dafür wurden Felsklassifizierungs - Methoden wie: RQD, GSI und Q-System verwendet. Um die Standsicherheits-Analyse des Tunnels ermitteln zu können, wurde mit zwei Finite-Element Programmen, Examine 2D, RS2, EX3, RS3, UnWedge und Swedge gearbeitet. Die Stabilitäts-Analyse des Felshanges und der Böschungen wurde gemäß den Ergebnissen der Kinematischen Analyse der Hangstabilität, mit RocPlane und Swedge -Software durchgeführt.

Außerdem wurde die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Trennflächenabstände mit MatLab analysiert. Die statistische Analyse der Diskontinuitäts-Eigenschaften basiert auf dieser Analysemethode, einschließlich der folgenden: Einfallsrichtung /Einfallswinkel, Anzahl der Trennflächenscharen, Abstand und Häufigkeit, Größe bzw Länge, Art des Durchtrennungsgrades.

Schlagwörter: Standsicherheits-Analyse, ingenieurgeologische Kartierung, Kinematischen Analyse, Stabilitäts-Analyse , Trennflächeneigenschaften, 2D Finite-Element Analyse, 3D Methode Analyse.

Abstract:

This master thesis deals with the engineering geological mapping and rock stability analysis in/at the tunnel St. Michael - Wachau-Bahn/Lower Austria. The tunnel is part of the Donauuferbahn, which reaches from Mauthausen to Krems an der Donau. In the course of the construction work, Venus von Willendorf, Austria's best-known find from the younger Paleolithic period, was found in 1908. The section of the line between Krems an der Donau and Emmersdorf an der Donau is called the "Wachaubahn". The route begins in Krems on the Danube and ends in Mauthausen. The tunnel is located at Kilometer 17,201. At the western and at the eastern entrance of the tunnel there are embankments that were cut at the Danube federal road.

In the study area, which extends over the entire area, there are Paragneiss alternations and Schists. In order to get a first impression of the natural ground, inspections were carried out initially and the crown and the walls of the tunnel were thoroughly examined. During these visits, initial estimates of rock- and rock mass strength, weathering, fracturing and bonding strength could be made. In the course of this, areas with danger potential due to open and weathered fissures and sagging ridge vaults were identified and recorded.

To determine the rock parameters required for the stability analysis, geometrical parting surface images were carried out using the scanline method relating to the length of the tunnel. Using a geological compass, the dip and the dip direction of the joints could be recorded. With the help of a Schmidt-Hammer, the rock compressive strength of the existing rock types was determined in sections.

In order to be able to do the stability analysis, the map of the tunnel and the area was first shown and all of the data that were carried out by the study area and implemented on the map. Then the tunnel was divided into 3 different units and calculation profiles. Rock mass classification methods such as RQD, GSI and Q-System were used for this. The subsequent computer analysis of the tunnel was realised with two finite element programs, Examine 2D, RS2, EX3, RS3, UnWedge and Swedge. The stability analysis of the rock slope was carried out according to the result of the kinematic analysis of the slope instability, with Dips, RocPlane and Swedge software.

In addition, the probability distribution of the separating surface distances was analysed in the MATLAB. The statistical analysis of the discontinuity properties is based on this analysis method, including the following: dip direction/ dip, spacing, discontinuous of fractures and frequency, size, length and shape of the discontinuities.

Keywords: Stability analysis, engineering geological mapping, Rock mass classification, kinematic analysis, statistical analysis, discontinuity properties, 2D FE analysis, 3D Methode moldeling.

Inhalt

Vorwort	2
Kurzfassung	3
Abstract:	4
Inhalt	5
Liste der Abbildung	9
Liste der Tabellen.....	14
Liste der Abkürzungsverzeichnis.....	16
1. Einleitung	18
1.1. Ziel und Methoden	19
1.2. Eisenbahnvorhaben - Donauuferbahn (aus: (Wikipedia 2020))	21
1.3. Bauwerke der Donauuferbahn	23
1.3.1. Brücken und Viadukte	23
1.3.2. Tunnels.....	23
2. Zielsetzung und Methoden.....	24
2.1. Zielsetzung und Abgrenzung der Fragestellung	25
2.2. Topografische Karte des Gebiets	25
2.3. Geometrie des Tunnels.....	34
3. Geologie	35
3.1. Regionale Geologie des Untersuchungsgebietes	36
3.2. Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Gesteine:	43
3.3. Mineralogie des Gesteins	43
3.4. Gesteinsfestigkeitsklassifizierung.....	45
3.5. Verwitterung	46
3.6. Trennflächen	46
3.7. Einfluss der Trennflächenorientierung auf die Druckfestigkeit.....	48
3.8. Numerische Untersuchung des geometrischen Einflusses auf die mechanischen Eigenschaften:	48
3.8.1. Dips 8.0 (Version 8.011 - March 18 2021).....	50
3.8.1.1. Statistische Analyse:.....	50

3.8.1.2.	Kinematische Analyse für das Profil A-A':	54
3.8.1.3.	Kinematische Analyse für das Profil B-B':	58
3.8.1.4.	Kinematische Analyse für das Profil C-C':	60
4.	Wahrscheinlichkeitsverteilung der Trennflächenabstände, Analyse und Orientierungen der Trennflächen mittels Matlab (FracPaQ Toolbox)	62
4.1.	Einleitung	63
4.2.	Ergebnisse der Analysen nach Matlab (FracPaQ Toolbox)	63
4.2.1.	Längenkarten	63
4.2.2.	Histogramm der Längen	69
5.	Klassifizieren des Gesteins/Gebirges	71
5.1.	Einleitung	72
5.2.	Geological Strength Index (GSI)	72
5.3.	Input Parameter	74
5.3.1.	Druckfestigkeit	74
5.3.2.	Schmidt-Hammer	74
5.3.3.	Elastizitätsmodul – Gestein	77
5.3.4.	Elastizitätsmodul des Gebirges	79
5.3.5.	Schubmodul des Gesteins	81
5.3.6.	Schubmodul des Gebirges	82
5.3.7.	Kompressionsmodul des Gesteins	82
5.3.8.	Kompressionsmodul des Gebirges	83
5.4.	Gebirgsqualität (Q-System)	84
5.4.1.	Rock Quality Designation Index (RQD)	84
5.4.1.1.	Beziehung zwischen RQD und Trennflächendichte (volumetric joint count (J_v))	85
5.4.1.2.	Beziehung zwischen RQD und Häufigkeit der Trennflächen (λ)	87
5.4.2.	Zahl der Kluftscharen (J_n)	88
5.4.3.	Zahl für Klufttrauhigkeit (J_r)	88
5.4.4.	Kluft-Umwandlungsgrad (J_a)	89
5.4.5.	Abminderungsfaktor für das Gebirgswasser (J_w)	90

5.4.6.	Abminderungsfaktor für Gebirgsspannung (SRF).....	91
5.5.	Ermittlung der Q-Werte für die Berechnungsprofile	93
5.6.	Bewertung der Schützmittel nach den Q-Werten.	94
5.7.	Schätzung des anfänglichen Äquivalentdimension.....	96
5.8.	Abschätzung der Belastung auf das Stützmittelsystem.....	97
5.9.	Abschätzung der Belastung auf die Tunnelinnenschale nach Klassifizierung mittels RMR..	97
5.10.	Abschätzung der Belastung auf den First der Tunnelsinnenschale nach Q-Werten	98
6.	Zweidimensionale Tunnel- Standsicherheits-Analyse.....	99
6.1.	Einleitung	100
6.2.	Examine ^{2D} (V 8.0).....	100
6.2.1.	Die Eingangsparameter in Examine 2D.....	101
6.2.1.1.	In-situ Spannungen	101
6.2.1.2.	Gebirgsfestigkeit.....	102
6.2.1.3.	KluftEigenschaften	107
6.3.	Annahmen und die numerische Modellierung	108
6.4.	Spannungszustände im Gebirge	108
6.4.1.	Bestimmung der Spannungszustände im Gebirge.....	109
6.4.1.1.	Bestimmung des Spannungsverhältnisses nach Sheory-Methode	109
6.4.2.	Die Ergebnisse der numerischen Analyse von Examine ^{2D}	110
6.4.2.1.	Auswertung der Hauptspannungen σ_1	110
6.4.2.2.	Auswertung der Hauptspannungen σ_3	114
6.4.2.3.	Auswertung der Gesamtverschiebung	117
6.4.3.	RS2 (Version 11.010 – Juni 03, 2021).....	120
6.4.3.1.	Geklüftetes Gestein (Fractured Rock).....	121
6.4.3.1.1.	Die Ergebnisse der Analyse mit geklüftetem Gestein und dessen Eigenschaften	121
7.	Dreidimensionale Tunnel-Standsicherheits-Analyse.....	132
7.1.	Einleitung	133
7.2.	UnWedge (Version 5.011 – April 2021).....	133
7.2.1.	Block Analyse für Profil A-A'	134

7.2.2. Block Analyse für Profil B-B´	136
7.2.3. Block Analyse für Profil C-C´	138
7.3. EX3 (1.012 – Mai, 2021)	141
7.4. RS3 (Version 4.018)	147
7.4.1. 3D Modelle des St.Michael Eisenbahntunnels Gesamtdarstellung in RS3	147
7.4.2. 3D Modelle des St.Michael Eisenbahntunnels in drei Profilen in RS3	152
7.5. Vergleichung die Ergebnisse der Analysen	161
8. Tunnelstabilisierungs- und Stützmaßnahmen	162
8.1. Auswertung der Stützmittel	163
9. StandsicherheitsAnalyse der Felsböschungen	165
9.1. Böschungsstabilität Analyse	166
9.2. Böschungsstabilität Analyse	167
10. Schlussfolgerung	173
10.1. Zusammenfassung	174
11. Literatur	176
11.1. Internet Quellen	179
12. Anhang	180
12.1. Trennflächenaufnahme	180
12.2. Topographische und ingenieurgeologische Karten vom St.Michael Eisenbahntunnel inklusive Profilschnitten	181

Liste der Abbildung

Abbildung 1: Standort des Untersuchungsgebietes.	19
Abbildung 2 Standort des Sankt Michaeler Tunnels, rote Markierung	26
Abbildung 4 26	
Abbildung 5 Topographisches 3D Modell des Gebietes, mit Isohypsen.....	27
Abbildung 6 Standort der Aufschlüsse auf der topographischen und geologischen Karte des Gebietes.	28
Abbildung 7 Profil A-A' des Gebietes.....	29
Abbildung 8 Detailprofil A-A' des Gebietes.	30
Abbildung 9 Profil B-B' des Gebietes.	31
Abbildung 10 Profil C-C' des Gebietes..	32
Abbildung 11 Profil D-D' Längsprofil des Tunnels	33
Abbildung 12 Dimensionen des Tunnels.....	34
Abbildung 13 Geologische Übersichtskarte Österreich,.....	37
Abbildung 14 Standort von der Gföhler Einheit, südliche Böhmisches Masse	38
Abbildung 15 Lage der Mauternkarte in Österreich	39
Abbildung 16 Standort des Gebietes auf: Geologische Karte von Mautern	40
Abbildung 17 Standortdetail des Gebietes auf der geologischen Karte von Mautern	41
Abbildung 18 Ansicht Westportal, die Abschiebung links des Tunnels und die Innenschale des Tunnels.....	42
Abbildung 19 Ansicht Ostportal, die Schieferung des Gesteins in der Tunnelfirste.	42
Abbildung 20 Ansicht der Böschung neben dem Tunnel.	43
Abbildung 21 Gesteinsproben aus dem Kartierungsgebiet.....	44
Abbildung 22 Gesteinsproben aus dem Kartierungsgebiet.....	44
Abbildung 23 Trennflächengefüge am Westportal und in der Böschung.....	47
Abbildung 24 Die Gebirgsdruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Orientierung der Trennflächen	48
Abbildung 25 Statistische Trennflächen-Analyse für das Profil A-A`	51
Abbildung 26 Statistische Trennflächen-Analyse für das Profil B-B`.	51
Abbildung 27 Statistische Trennflächen-Analyse für das Profil C-C`.	52
Abbildung 28 Statistische Trennflächen-Analyse für das Profil D-D`.	52
Abbildung 29 Statistische Trennflächen-Analyse an vier Stellen für das Profil D-D`	53
Abbildung 30 Analyse des Keil-Versagens (Wedge Sliding) für das A-A' Profil,.....	55
Abbildung 31 In Profil A-A' sind in der Versagensart „Ebenes Gleiten“.	55
Abbildung 32 Das Versagen „Flexural Toppling“	56
Abbildung 33 Direct Toppling.....	56
Abbildung 34 Direct Toppling im Profil A-A'.	57

Abbildung 35 Für 899 kritische Schnittpunkte ist ein eigener Nachweis mittels "Wedge Sliding".	58
Abbildung 36 Die Grafik der kinematischen Analyse (Planar Sliding) des Profil B-B´	58
Abbildung 37 Die Grafik der kinematischen Analyse (FlexuralToppling) des Profil B-B´	59
Abbildung 38 Ergebnisse der kinematischen Analyses (direct Topping) Profile B-B´	59
Abbildung 39 Ergebnisse der kinematischen Analyses (Direct Toppling) Profil C-C´	60
Abbildung 40 Die Grafik der kinematischen Analyse (Planar Sliding) des Profil C-C´	60
Abbildung 41 Ergebnisse der kinematischen Analyse (Wedge Sliding) Profile C-C´	61
Abbildung 42 Ergebnissen der kinematischen Analyse „Flexural Toppling“ Profil C-C´	61
Abbildung 43 Standort der Trennflächen im Westportal.....	64
Abbildung 44 Längenkarten vom Standort der Trennflächen im Westportal.....	64
Abbildung 45 Standort der Trennflächen zwiechen Westportal und Böschungen.	65
Abbildung 46 Längenkarten der Trennflächen, zwischen Westportal und Böschungen.....	65
Abbildung 47 Standort der Trennflächen in der Böschung neben dem Westportal	66
Abbildung 48 Längenkarten der Trennflächen in der Böschung neben dem Westportal.....	66
Abbildung 49 Standort der Trennflächen in der Böschung neben dem Westportal.	67
Abbildung 50 Längenkarten der Trennflächen in der Böschung neben dem Westportal.....	67
Abbildung 51 Standort der Trennflächen im Ostportal.	68
Abbildung 52 Längenkarten der Trennflächen im Ostportal.....	68
Abbildung 53 Das Histogramm der Verteilungen von Trennflächen nach der Länge im Westportal.	69
Abbildung 54 Das Histogramm der Verteilungen von Trennflächen nach der Länge zwischen Westportal und Böschungen..	69
Abbildung 55 Das Histogramm der Verteilungen von Trennflächen nach der Länge..	70
Abbildung 56 Das Histogramm der Verteilungen von Trennflächen nach der Länge..	70
Abbildung 57 Schätzung des geologischen Festigkeitsindex GSI.....	73
Abbildung 58 Rückprallhammer Silver-Schmidt-Type-L von Proceq.....	75
Abbildung 59 Richtlinien zur Schätzung des Disturbance-Factor D.....	81
Abbildung 60 Schubmodul...	82
Abbildung 61 Korrelation J_v - RQD mit dem Variationsbereich.	86
Abbildung 62 Visualisierung einer Talseite mit hohen anisotropen Spannungen (Abbildung links).	92
Abbildung 63 Das Auswertungsdiagramm des Q-Systems.....	95
Abbildung 64) Permanente Support-Empfehlungen basierend auf Q-Werten und Span / ESR.....	96
Abbildung 65 Werte der Konstanten m_i für intaktes Gestein nach Gesteinsgruppen.	103
Abbildung 66 Spannungszustände im Tunnelbau.....	108

Abbildung 67 Gemessenes horizontales zu vertikales Spannungsverhältnis für verschiedene Regionen auf der ganzen Welt.....	109
Abbildung 68 Darstellung der Spannungstrajektorien der Hauptspannungen σ_1 mit (ave) Eigenschaften des Glimmerschiefers im Profil A-A'.....	111
Abbildung 69 Darstellung der Trajektorien der Hauptspannungen σ_1 mit (ave) Eigenschaften des Gneises im Profil A-A.....	111
Abbildung 70 Darstellung der Spannungstrajektorien der Hauptspannungen σ_1 mit (ave) Eigenschaften des Glimmerschiefers im Profil B-B'.....	112
Abbildung 71 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_1 mit Eigenschaft des Gneises im Profil B-B'.....	112
Abbildung 72 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien σ_1 mit kleinen Kennwerten des Gneises. im Profil C-C'.....	113
Abbildung 73 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien σ_1 mit hohen Kennwerten des Gneises im Profil C-C'.....	113
Abbildung 74 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_3 mit (ave) Eigenschaften des Glimmerschiefers im Profil A-A'.....	114
Abbildung 75 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_3 mit (ave) Eigenschaften des Gneises im Profil A-A'.....	114
Abbildung 76 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_3 mit (ave) Eigenschaften des Glimmerschiefers im Profil B-B'.....	115
Abbildung 77 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien σ_3 mit (ave) Eigenschaften des Gneises im Profil B-B'.....	115
Abbildung 78 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien σ_3 mit geringen Eigenschaften des Gneises im Profil C-C'.....	116
Abbildung 79 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien σ_3 mit höheren Eigenschaften des Gneises im Profil C-C'.....	116
Abbildung 80 Darstellung der Gesamtverschiebung mit (ave) Eigenschaften des Glimmerschiefers im Profil A-A'.....	117
Abbildung 81 Darstellung der Gesamtverschiebung mit (ave) Eigenschaften des Glimmerschiefers im Profil A-A'.....	117
Abbildung 82 Darstellung der Gesamtverschiebung mit (ave) Eigenschaften des Gneises im Profil A-A'.....	118
Abbildung 83 Darstellung der Gesamtverschiebung mit (ave) Eigenschaften des Glimmerschiefers im Profil B-B'.....	118

Abbildung 84 Darstellung der Gesamtverschiebung mit (ave) Eigenschaften des Gneisses im Profil B-B'	119
Abbildung 85 Darstellung der Gesamtverschiebung im Profil C-C'	119
Abbildung 86 Darstellung der Gesamtverschiebung mit hohen Gebirgseigenschaften im Profil C-C'	120
Abbildung 87 Das Schema der Interaktion aus Modell, Berechnen und Interpretieren im RS2.	121
Abbildung 88 Darstellung das Modell im Profil A-A'	122
Abbildung 88a Darstellung der Spannungstrajektorien der Hauptspannungen σ_1 im Profil A-A' ..	123
Abbildung 89 Darstellung der Spannungstrajektorien und Werte der Hauptspannungen σ_r im Profil A-A'	124
Abbildung 90 Darstellung der Gesamtverschiebung im Profil A-A'	125
Abbildung 91 Darstellung der Spannungstrajektorien und Werte der Hauptspannungen σ_1 im Profil B-B'	126
Abbildung 92 Darstellung der Spannungstrajektorien und Werte der Hauptspannungen σ_3 im Profil B-B'	127
Abbildung 93 Darstellung der Gesamtverschiebung im Profil B-B'	128
Abbildung 94 Darstellung der Spannungstrajektorien und Werte der Hauptspannungen σ_1 im Profil C-C'	129
Abbildung 95 Darstellung der Spannungstrajektorien und Werte der Hauptspannungen σ_3 im Profil C-C'	130
Abbildung 96 Darstellung der Gesamtverschiebung im Profil C-C'	131
Abbildung 97 Die Orientierungen der Trennflächen und des Tunnels im Profil A-A'	134
Abbildung 98 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels im Profil A-A'	135
Abbildung 99 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels im Profil A-A'	135
Abbildung 100 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels f im Profil A-A'	136
Abbildung 101 Die Orientierungen der Trennflächen und des Tunnels im Profil B-B'	136
Abbildung 102 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile im Profil B-B'	137
Abbildung 103 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels im Profil B-B'	137
Abbildung 104 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels im Profil B-B'	138
Abbildung 105 Die Orientierungen der Trennflächen und des Tunnels im Profil C-C'	138
Abbildung 106 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels im Profil C-C'	139
Abbildung 107 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels im Profil C-C'	139
Abbildung 108 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels im Profil C-C'	140
Abbildung 109 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels im Profil C-C'	140
Abbildung 110 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_1 in EX3	142

Abbildung 111 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien von σ_3 in EX3.....	143
Abbildung 112 Darstellung der Gesamtverschiebung in EX3.....	144
Abbildung 113 Darstellung der Gesamtverschiebung in EX3.....	145
Abbildung 114 und 115: Darstellung der Gesamtverschiebungstrajektorien in EX3.....	146
Abbildung 116 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien σ_1 im Tunnel nach RS3.....	148
Abbildung 117 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien σ_3 im Tunnel.....	149
Abbildung 118 Darstellung der Gesamtverschiebung inTunnellänge in RS3.....	150
Abbildung 119 Darstellung der Gesamtverschiebung im Tunnel liegt zwischen 1.6 bis 2 mm, in RS3.	151
Abbildung 120 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_1 im Profil A-A' in RS3.	152
Abbildung 121 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_3 im Profil A-A' in RS3.....	153
Abbildung 122 Darstellung der Gesamtverschiebung in RS3 A-A'.....	154
Abbildung 123 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_1 im Profil B-B'..	155
Abbildung 124 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_3 im Profil B-B'..	156
Abbildung 125 Darstellung der Gesamtverschiebung im Profil B-B'.....	157
Abbildung 126 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_1 im Profil C-C'.....	158
Abbildung 127 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_3 im Profil C-C'.....	159
Abbildung 128 Darstellung der Gesamtverschiebung im Profil C-C'.....	160
Abbildung 129 Innenschale des St.Michael Eisenbahntunnels (Ansicht Ostportal).....	164
Abbildung 130 Innenschale des St.Michael Eisenbahntunnels. (Ansicht Westportal).	164
Abbildung 131a Standort der möglichen Keilbewegungen am Westportal des St.Michael Tunnels.	166
Abbildung 132b Standort der möglichen Keilbewegungen in den Portalböschungen	167
Abbildung 133c Standort der möglichen Massenbewegungen in den Portalböschungen.	167
Abbildung 134 Block Analyse Profil A-A' mit Swedge..	168
Abbildung 135 Die Ergebnisse der SensitivitätsAnalyse im Profil A-A'.....	169
Abbildung 136 Stabilisierung des möglichen Keilabbruch im Profil A-A'.....	169
Abbildung 137 Blockanalyse Profil B-B' mit Swedge..	170
Abbildung 138 Die Ergebnisse der Sensitivitäts-Analyse im Profil A-A'.....	170
Abbildung 139 Stabilisierung der Keilabbruch im Profil A-A.....	171
Abbildung 140 Westportal rechte Seite	171
Abbildung 141a Detail von Abb. 136 :Standort des Zugrisses im Westportal.....	172
Abbildung 142b Zugrisse über der Firste am Westportal.	172

Liste der Tabellen

Tabelle 1) Die Liste der Tunnel und der Längen der Tunnel im Verlauf der Donauuferbahn	23
Tabelle 2 2.3Hilfe für die Benennung und Beschreibung von Fels	44
Tabelle 3) Feldschätzungen der einachsigen Druckfestigkeit,.....	45
Tabelle 4) Gesteinsfestigkeitsklassifizierung.....	45
Tabelle 5) Gesteinsfestigkeitsklassifizierung	46
Tabelle 6) Ergebnisse der statistischen Analyse auf Software Dips 8,0 im Untersuchungsgebiet....	54
Tabelle 7) Technische Daten SilverSchmidt.....	75
Tabelle 8) Beziehungen des Rückprallwerts mit der einachsigen Druckfestigkeit.	76
Tabelle 9) Übersichtstabelle der Rückprallwerte, Druckfestigkeiten und Gesteinsart.	77
Tabelle 10) Eine Zusammenfassung der zuvor veröffentlichten Korrelationen zwischen einaxialen Druckfestigkeiten.	78
Tabelle 11) Richtlinien für die Auswahl des Modulverhältnisses (MR).	79
Tabelle 12) Eine Zusammenfassung der zuvor veröffentlichten Korrelationen zwischen Elastizitätsmodul.....	80
Tabelle 13) Übersichtstabelle der Elastizitätsmodul des Gebirges für den St.Michael Tunnel.....	81
Tabelle 14) Die Ergebnisse der Gesteinsparameter für die Gesteins -Wechselfolge	83
Tabelle 15) Beziehung von Anzahl der Trennflächen in Rauminhalt RQD-Werte.....	85
Tabelle 16) Klassifikation des J_v	86
Tabelle 17) Die Ergebnisse der RQD-Werte Ermittlung.	87
Tabelle 18) Die Ergebnisse der RQD-Werte Ermittlung.	87
Tabelle 19) Klassifizierung der J_n	88
Tabelle 20) Die Klassifizierung der J_n	88
Tabelle 21) Klassifizierung der J_r	89
Tabelle 22) Die Klassifizierung der J_r	89
Tabelle 23) Klassifizierung der J_a	90
Tabelle 24) Die Klassifizierung der J_a	90
Tabelle 25) Klassifizierung der Abminderungsfaktor für Gebirgswasser (J_w).	91
Tabelle 26) Die Klassifizierung der J_w	91
Tabelle 27) Klassifizierung des Abminderungsfaktors für die Gebirgsspannung (SRF)	93
Tabelle 28) Klassifizierung des Abminderungsfaktors für die Gebirgsspannung (SRF).	93
Tabelle 29) Klassifizierung des ESR.(Excavation Support Ratio)	94
Tabelle 30) Die Ergebnisse der Schätzungen von der Tunnellänge	96
Tabelle 31) Die Ergebnisse der Schätzungen der Belastung auf die Innenschale	98
Tabelle 32) Die Ergebnisse der Schätzungen der Belastung an Tunnelinnenschale auf Firste und Ulmen.....	98
Tabelle 30) Die allgemeinen Eingangsparameter in Examine 2D.....	101
Tabelle 31) Die allgemeinen Eingangsparameter in Examine ^{2D}	102
Tabelle 32) Die Ergebnisse der Berechnungen von Hoek Brown-Kriterien für Gesteine des Profil A-A' ..	104

Tabelle 33) Die Ergebnisse der Berechnungen von Hoek Brown-Kriterien für Gesteine des Profil B-B'	105
Tabelle 34) Die Ergebnisse der Berechnungen von Hoek Brown-Kriterien für Gesteine des Profil C-C'	106
Tabelle 35) Die Ergebnisse der Berechnungen von Eingangparameter in Examine 2D.....	107
Tabelle 39) Die Ergebnisse der Standsicherheits-Analyse vom St.-Michael Tunnel	161
Tabelle 40) Die gewöhnlichen Tunnelauskleidungssysteme	163

Liste der Abkürzungsverzeichnis

c	Kohäsion [MPa]
D	Disturbance-Factor
d_{total}	maximale Verformung [mm]
E -Modul	Elastizitätsmodul
E_{ir}	Elastizitätsmodul intaktes Gestein [GPa]
E_{rm}	Gebirgs-E-Modul [GPa]
ESR	Excavation Support Ratio
f	Festigkeitszahl
GF	Gesteinsfestigkeit
G_{ir}	Schubmodul Gestein [GPa]
G_K	Geologische Karte
G_{rm}	Schubmodul Gebirge [GPa]
GSI	Geological Strength Index
GSI_r	GSI residual
J_a	Kluft-Umwandlungsgrad
J_n	Anzahl der Kluftscharen
J_r	Kluftrauhigkeit
J_v	Kluftvolumenzahl
J_w	Kluft-Wasserzufluss
K	Ruhedruckbeiwert / Seitendruckbeiwert
K_{ir}	Gesteins-Kompressionsmodul [GPa]
k_n	Kluftnormalsteifigkeit [GPa/m]
K_{rm}	Gebirgs-Kompressionsmodul [GPa]
MA	Auflagermoment [kNm]
K_s	Kluftschersteifigkeit [GPa/m]
mb, a, s	Hoek & Brown Parameter
MF	Feldmoment [kNm]
m_i	Gesteins-Konstante []
M_{max}	Maximalmoment [kNm]
MR	Modulus Ratio []
NGI	Norwegisches Geotechnisches Institut
Q -System	Gebirgsqualitäts-System
R	vom Gerät gemittelte Rückprallwert
RQD	Rock Quality Designation Index
$RS2$	Rock and Soil 2-dimensional

s	Trennflächennormalabstand [m]
SRF	Spannungs-Reduktions-Faktor
t	Konstante für die Klüftigkeit des Gebirges
$V.RQD$	Volumetric Rock Quality Designation Index
VW	Verwitterung
w_{max}	maximale Durchbiegung [m]
x_d	Scanline-Abstand der jeweiligen Trennflächenschar
\bar{x}_K	gemittelter Trennflächennormalabstand Klufthchar
\bar{x}_{Sch}	gemittelter Schieferungsflächennormalabstand
γ	Wichte des Gesteins [kN/m ³]
λ	Klufthäufigkeit [1/m]
ν	Querdehnungszahl []
σ_1, σ_3	Hauptnormalspannungen
σ_c	einaxiale Druckfestigkeit [MPa]
σ_n	Würfeldruckfestigkeit des Gesteins [kg/cm ³]
σ_t	Zugkraft [MPa]
Φ	Reibungswinkel [°]

1. Einleitung

1.1. Ziel und Methoden

Ziel der Masterarbeit ist die Standsicherheitsbeurteilung des St. Michaeler Tunnels und die Beurteilung der Standsicherheit der Böschung am Westportal. Zuerst wurden geometrische und festigkeitsbestimmende Methoden vor Ort eingesetzt, um die benötigten Gesteins- und Gebirgsparameter ermitteln zu können. Am Ende werden für etwaige auftretende Gefährdungsbereiche Sicherungsmaßnahmen vorgeschlagen. Der Tunnel ist ein Teil der Donauuferbahn, die von Krems an der Donau nach Mauthausen führt. Der Abschnitt zwischen Krems an der Donau und Emmersdorf an der Donau ist als Wachaubahn bekannt. Der St. Michael Tunnel befindet sich auf Kilometer 17,201, und neben dem Tunnel befinden sich Böschungen, die von der Bundesstraße Donau angeschnitten wurden.

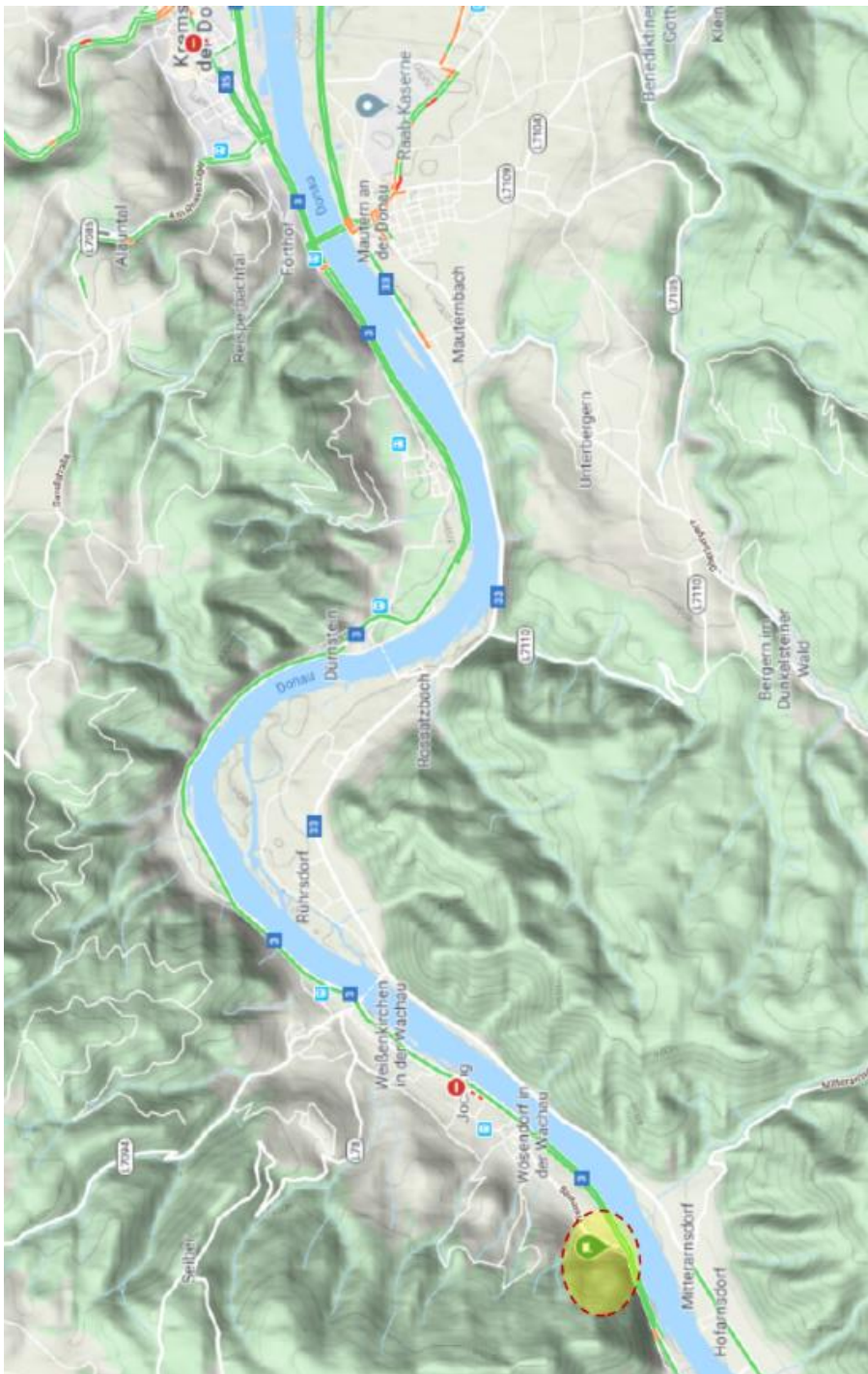


Abbildung 1: Standort des Untersuchungsgebietes. (Google Maps 2020)



Abbildung 2: Standort des Sankt Michaeler Tunnels, rote Markierung (Google Maps 2020)

Der Tunnel wurde im ersten Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts durch Sprengbohrungen gebaut. Die Innenschale dieses Tunnels ist ein Mauerwerk mit einer Dicke von mindestens 70 cm, das aus den anstehenden Gesteinen besteht und sich im Tunnel selbst zu befinden scheint.

In der Nähe des Ostportals wurde eine etwa eineinhalb Meter dicke Glimmerschieferzwischenanlage eingemessen, die in Bezug auf den Tunnel weiter nach Norden extrapoliert werden sollte. Diese Schwächezone kann aufgrund ihrer Neigung zum Tunnel als instabile Zone im Tunnel angesehen werden.

Im Bereich des westlichen Portals gibt es eine Störungszone, die sich so wohl auf den Tunnel als auch auf die angrenzende Böschung zum Tunnel erstreckt und Zugrisse im westlichen Portal erzeugt, die eine mögliche Bedrohung für die Stabilität und Sicherheit des Tunnels und der Böschung sein könnten.

1.2. Eisenbahnvorhaben - Donauuferbahn (aus: (Wikipedia 2020))

Die Donauuferbahn ist eine Eisenbahnlinie in Österreich, die von Sankt Valentin nach Krems, hauptsächlich entlang der Donau verläuft. Der Abschnitt zwischen Krems und Emmersdorf an der Donau führt durch die Wachau, weshalb die Donauuferbahn in diesem Gebiet auch Wachaubahn genannt wird und ein Kulturdenkmal der Welterbe-Region ist.

Anfangs als Eisenbahnlinie in westlicher Richtung nach Wien, entlang der Donau von Stockerau am linken Donauufer über Krems, Spitz, Perg nach Linz projektiert, doch diesbezügliche Pläne wurden abgelehnt. Von 1872 bis 1956 war der Abschnitt Sankt Valentin nach Mauthausen an der Donauuferbahn, Teil der Summerau-Eisenbahn von Sankt Valentin nach Gaisberg-Wartberg und dann nach Freistadt und Budweis, die in den ersten Jahren nach ihrem Bau Teil des Eisenbahnnetzes unter Kaiserin Elisabeth war.

Am 3. April 1897 wurde eröffnet und die Konzession der Mauthausen-Greene Local Railway erteilt. Die Eisenbahnlinie nach Krems wurde in den Folgejahren erweitert und 1909 eröffnet. Die Donauuferbahn war über Wien mit dem Franz-Josefs-Bahnhof verbunden, indem Absdorf-Hippersdorf mit der 1872 gegründeten Kaiser-Franz-Josefs-Bahn verbunden wurde. 1930 wurden die lokalen Eisenbahnen Mauthausen - Grein und Krems - Grein verstaatlicht und 1939 vom Deutschen Reich eingemeindet. Nach dem Zweiten Weltkrieg wurden die österreichischen Bundesbahnen Eigentümer dieser Bahnstrecke.

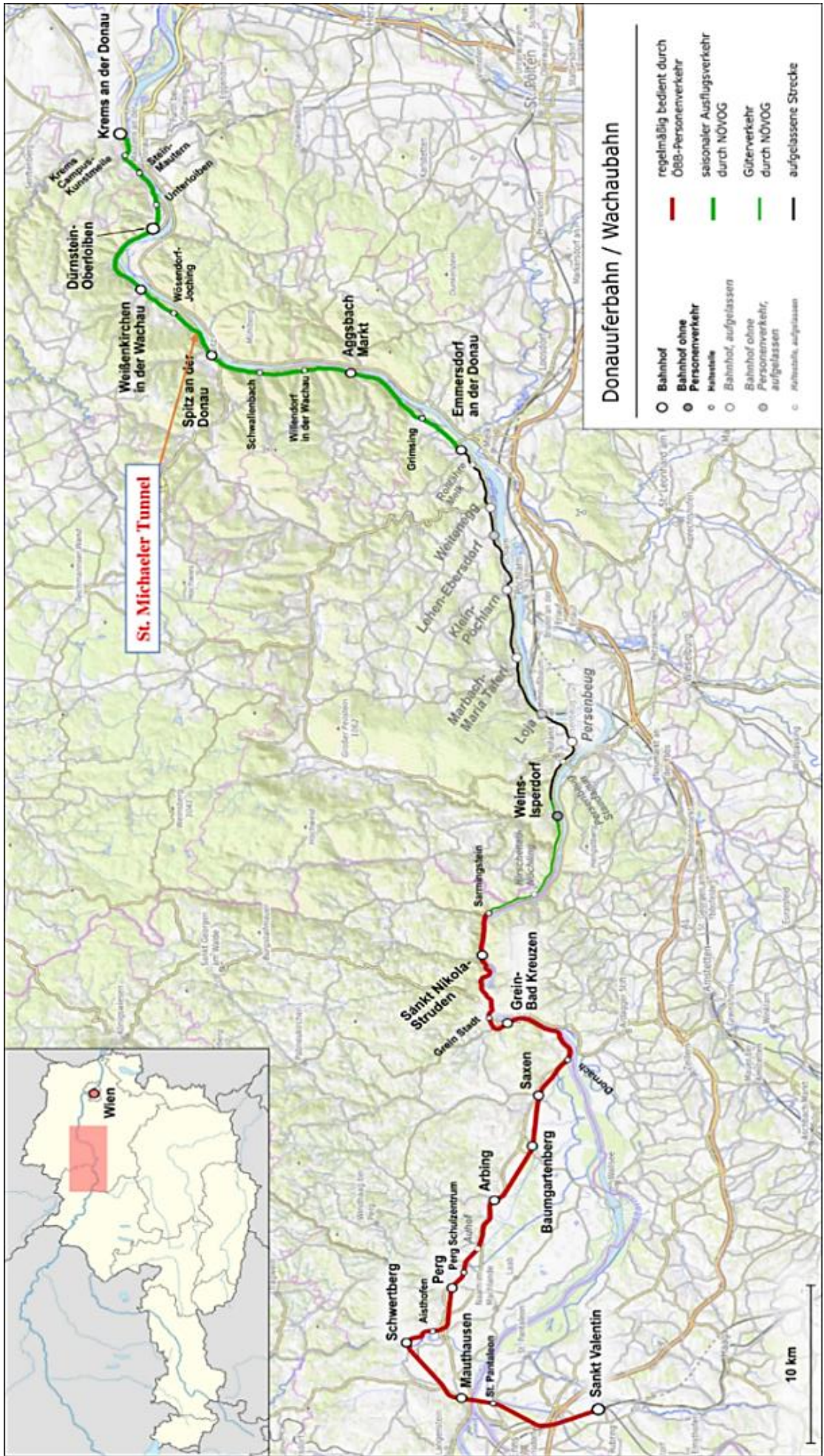


Abbildung 3: Strecke der Donauuferbahn (Wachau) (Wikipedia 2020)

1.3. Bauwerke der Donauuferbahn

Die Strecke des Donaubahnprojekts soll parallel zur Donau verlaufen. Aus diesem Grund wurde sie über dem Hochwasserniveau vor 1889 gebaut. Es entstanden bemerkenswerte Kunstbauten, wobei im Zuge ihrer Errichtung mehr als 1.6 Millionen Kubikmeter Gestein, großteils durch Sprengungen, bewegt werden mussten. Es wurden 18 Tunnels und 14 große Brücken über Seitentäler der Donauzuflüsse gebaut. (Wikipedia 2020)

1.3.1. Brücken und Viadukte

In der Richtung Donauuferbahn, als Eisenkonstruktion, wurden insgesamt 14 Eisenbahnbrücken und Viadukte gebaut. Yspertdorf ist mit 32 Metern die längste Brücke der Donauuferbahn.

1.3.2. Tunnels

Im Verlauf der Donauuferbahn, zwischen Krens und Mauthausen wurden 18 Eisenbahntunnels mit insgesamt 3.106,19 Meter gebohrt, welche wie folgt genannt wurden: (Wikipedia 2020)

Name des Tunnels	Länge [Meter]	Name des Tunnels	Länge [Meter]	Name des Tunnels	Länge [Meter]
Greiner	30.00	Schallmarbacher	156.00	St. Michaeler	77.31
Großer Sarmingstein	142.80	Klein Pöchlarn	209.00	Dürnsteiner	120.70
Kleiner Sarmingstein	40.75	Weitenegger	159.30	Schlossberg	568.89
Persenbeuger	344.73	St. Georgener	56.55	Rothenhof	76.70
Trausinger	34.30	Teufelsmauer	12.43	Steiner	206.30
Marbacher Tunnel	201.80	Spitzer	99.63	Goldberg	569.00
Gesamtlänge	3,106.19 Meter				

Tabelle 1) Die Liste der Tunnel und der Längen des Tunnels im Verlauf der Donauuferbahn (Wikipedia 2020)

2. Zielsetzung und Methoden

2.1. Zielsetzung und Abgrenzung der Fragestellung

Es sollen die Eigenschaften, besonders jene des Tunnels und nachfolgend der Böschung sowie die geometrischen und felsmechanischen Kennwerte ermittelt, und in weiterer Folge die Standsicherheit analysiert werden. Um dieses Ziel zu erreichen, wurden zunächst Feldstudien durchgeführt, die physikalischen Eigenschaften des Gesteins ermittelt, die topografische Karte des Gebiets erstellt und die erforderlichen Isohypsen in dem Gebiet so vollständig und genau wie möglich erstellt werden.

Als nächstes wurden die Informationen auf die Karte übertragen. Folgend konnten der Tunnel und die Böschungen für die spätere Standsicherheits-Analyse mit den Programmen Examine2D, RS2, RS3, EX3, UnWedge und Swedge von Rocscience (Kanada) in Referenzprofilen für minimale, realistische und optimale Eigenschaften unterteilt werden.

2.2. Topografische Karte des Gebiets

Um die Ingenieurgeologiekarte des Gebiets zu erstellen, mussten zuerst eine großflächige topografische Karte und ein Plan des Gebiets erstellt werden. Dafür habe ich keine bestimmte Quelle gefunden, die eine hochskalierte topografische Karte des Projektgebiets aufwies. Also musste ich eine Lösung für dieses Problem finden. Ich habe verschiedene Lösungen ausprobiert, aber nicht das gewünschte Ergebnis erzielt. Schließlich konnte ich die Topographie des Gebiets anhand der geografischen Koordinaten abbilden, die ich auf dem NÖ Atlas (NÖ Atlas 2020) abfragte. Die Koordinaten (Tabelle1) wurden mit Autocad Civil 3D Software analysiert und 3D topographische Modelle (Abbildung 4), Plan und Profile (Anhang 2) wurden gezeichnet.

Land Niederösterreich [AT] [https://atlas.noegov.at/webgis/atlas/S\(hzbtz1cgstjw24n\)/mit.aspx?karte=atlas_gst](https://atlas.noegov.at/webgis/atlas/S(hzbtz1cgstjw24n)/mit.aspx?karte=atlas_gst)

Suchen Karte... Abrufen/Auswählen Werkzeuge Ausgabe Drucken Hilfe

Maßstab 1:500

Werkzeug: Höhenknoten setzen Alle entfernen

Grundstücke

Detail Suche
Klicken Sie auf das Werkzeug "Detail Suche" und finden Sie - wie gewohnt - alle Such-Themen der Karte

Geländehöhen
Das Werkzeug liefert die Seehöhe. Die Auflösung der Höhendaten beträgt 1m. Auf einer Fläche von 1m x 1m (=1m²) erhalten Sie genau einen Höhenwert.

Die abrufbaren Geländehöhen werden aus einem generalisierten Höhenmodell (nicht aus einer geodätischen Vermessung) abgeleitet.

Sie können von den tatsächlichen Höhen in der Natur abweichen.

Für Planungen und Baumaßnahmen sind die Geländehöhen vom staatlichen Festpunktnetz abzuleiten.

Noch Fragen?
Bei Fragen wenden Sie sich bitte an unseren NO-Atlas Support oder rufen Sie 02742-9005 DW 14600

Inhalte

Legende / Symbole

Karten Center: Alle Karten

Map: X:683654.2;Y:359546.7

© Land Niederösterreich. Quellen: Land Niederösterreich/BEV
Kein Anspruch auf Richtigkeit und Vollständigkeit! Nutzungsbedingungen

Angemeldet: Applikation (c) 2019 Energie Steiermark

Abbildung 4: Die Standorte der Koordinaten für das 3D Modell. (NÖ Atlas 2020) auf:



Abbildung 5: Topographisches 3D Modell des Gebietes, mit Isohypsens. Die blauen Linien wurden in 5 Meter und die graue Linien mit 1 Meter Intervallen gezeichnet.

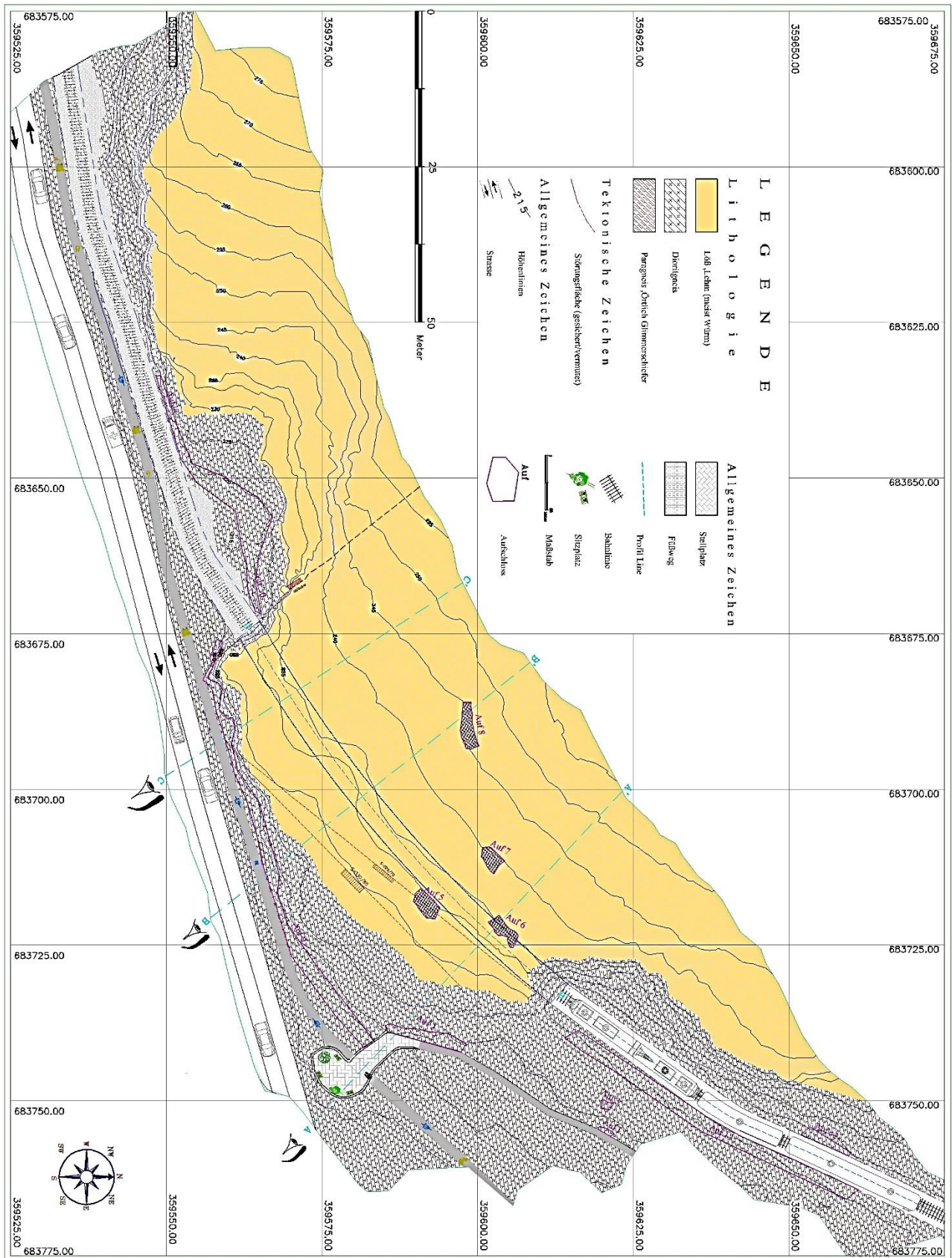






Abbildung 6 : Standort der Aufschlüsse auf der topographischen und geologischen Karte des Gebietes.

Hinweis: Die geologische Karte ist in Anhang als A1-Plan zu finden.



Abbildung 7: Profil A-A' des Gebietes. In diesem Profil wurden die Störungen, der Tunnel, usw gezeigt. Wie man sieht, wurden Glimmerschiefer in zwei Schichten (insgesamt ein Meter) beobachtet, die sich abwechselnd im Gneis befinden. Wegen der unsicheren Situation des Glimmerschiefers im Bezug zum Tunnel wurden die Glimmerschiefer mit (?) eingetragen.

LEGENDE

-  Löß ,Lehm (meist Würm)
-  Dioritgneis
-  Paragneis ,örtlich Glimmerschiefer
-  Müller-Fähnchen (Dip Direction/Dip)



Profil A -A - 1

Abbildung 8: Detailprofil A-A' des Gebietes.

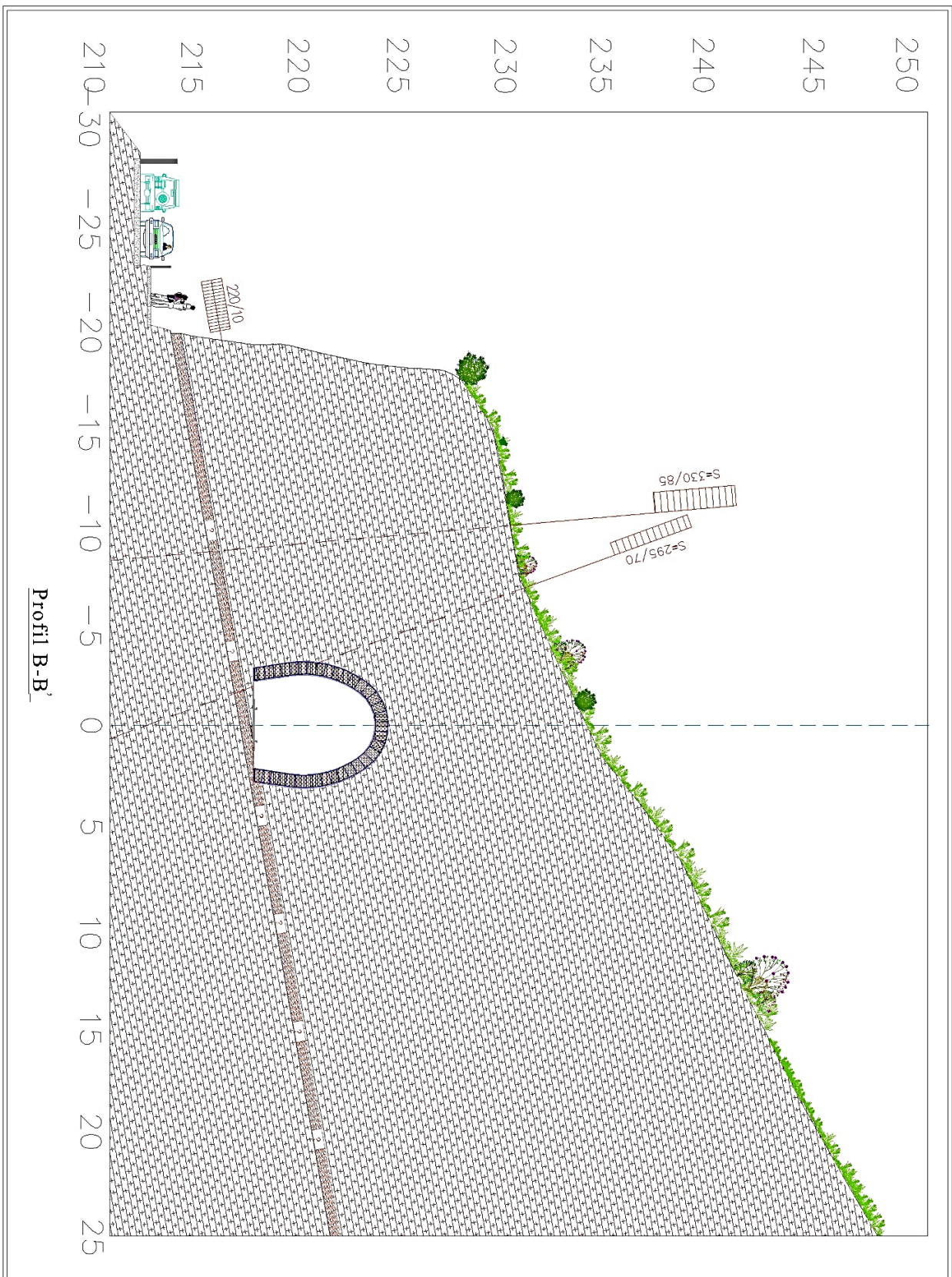


Abbildung 9: Profil B-B' des Gebietes. Geologie ist ähnlich der Abb. 7

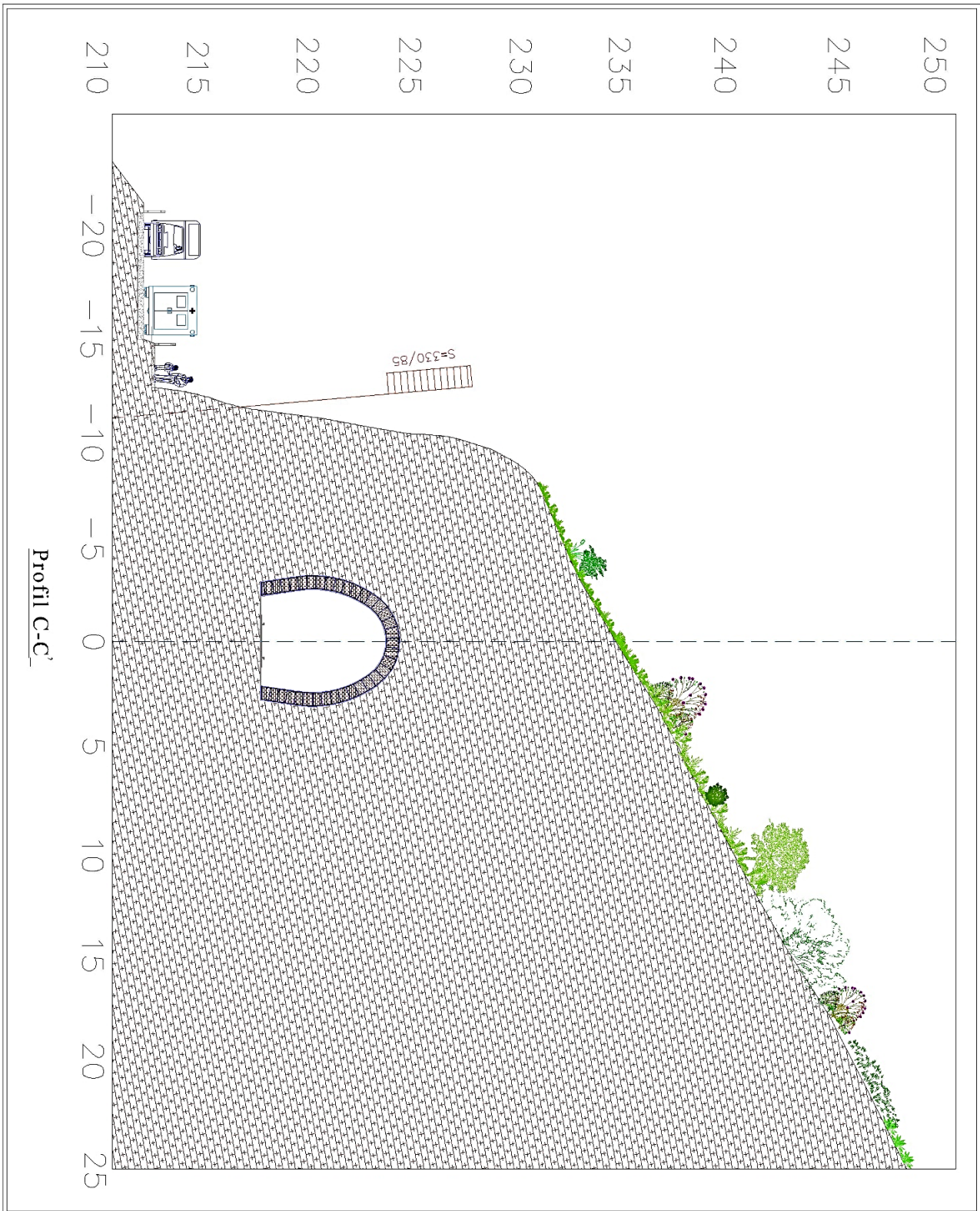
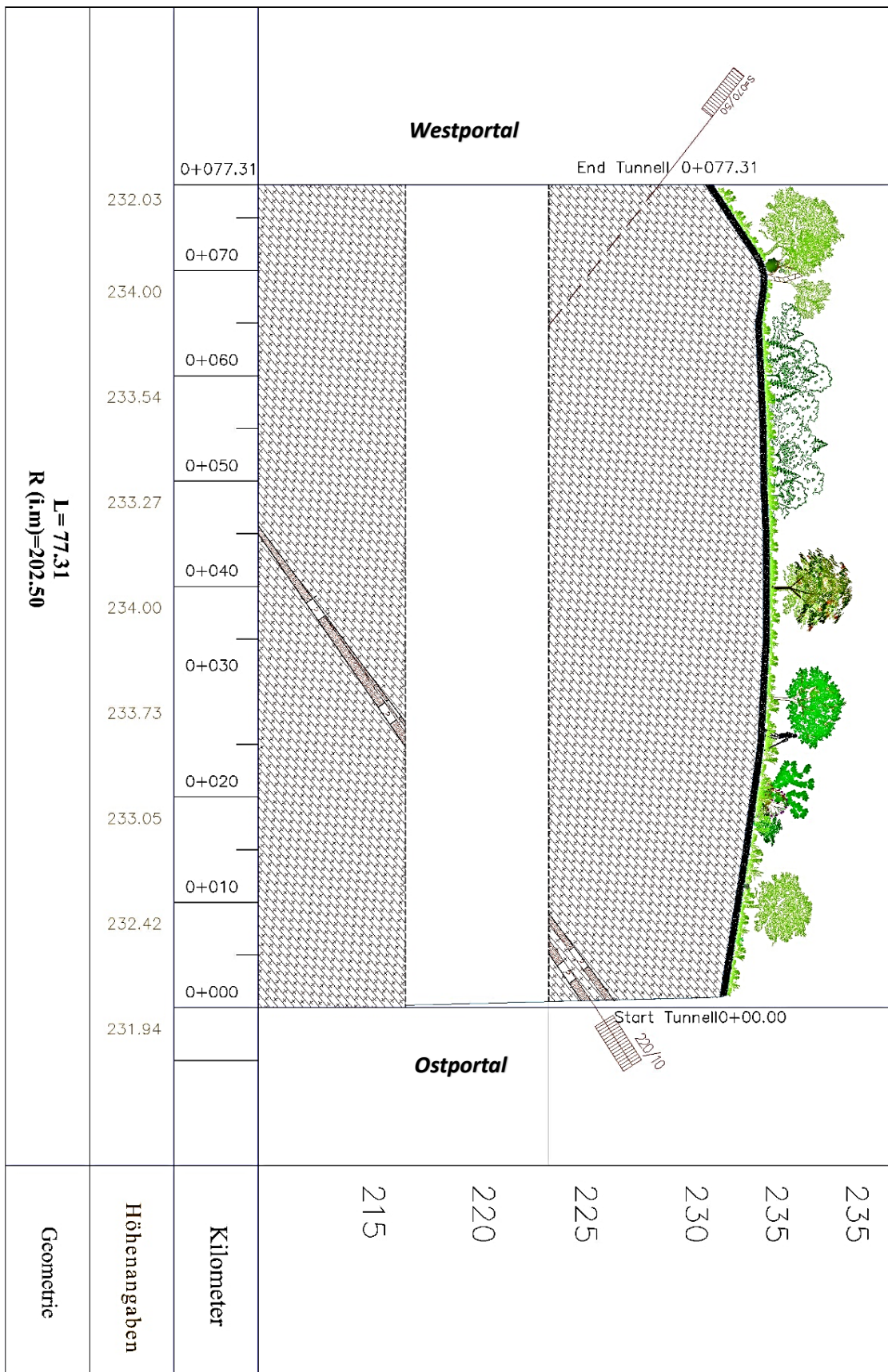


Abbildung 10: Profil C-C' des Gebietes. In diesem Profil wurden keine Glimmerschiefer beobachtet.



Profil D-D': Längsprofil des Tunnels

Abbildung 11: Profil D-D' Längsprofil des Tunnels

2.3. Geometrie des Tunnels

Der Tunnel ist ein Eisenbahntunnel, vom Hufeisen-Typ und die folgenden geometrischen Abmessungen aufweist:

Dimensionen des Tunnels:

Länge: 77,31 Meter

Höhe: 6.64 Meter

Innenschale:

Basisbreite: 5.58 Meter

Naturstein (Mischmauerwerk): $\approx 0,70$ m dick

Max. Breite: 6.24 Meter

Radius: 3.32 Meter

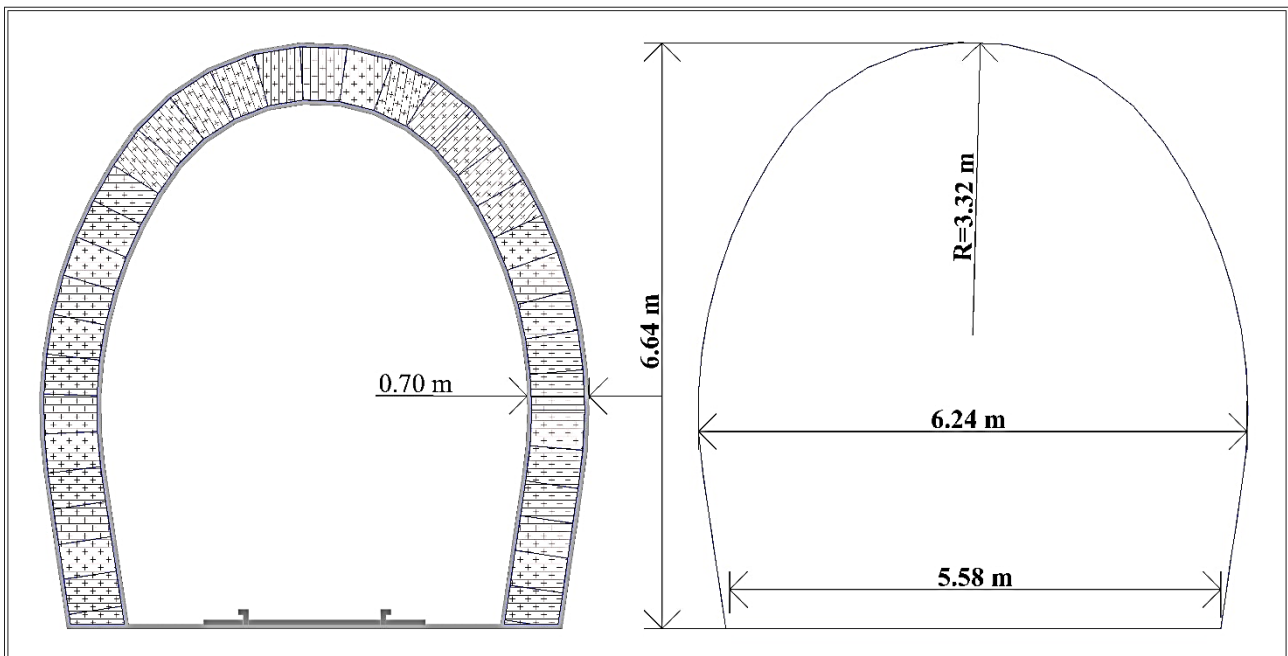


Abbildung 12: Dimensionen des Tunnels. Die Innenschale des Tunnels (links) ist aus Naturstein (Mischmauerwerk). Rechts die Geometrie der Tunnellaubung.

3. Geologie

3.1. Regionale Geologie des Untersuchungsgebietes

Geologisch betrachtet sind der untersuchte Tunnel und die Böschungen der Gföhler Einheit zuzuordnen. In der südlichen Böhmisches Masse finden sich in der Gföhler Einheit vor allem Gneise, Granite und Granulite. Die Ausbreitung der Böhmisches Masse in Österreich ist in Abbildung 13 in rot-oranger Schraffur dargestellt. Die Gföhler Einheit erstreckt sich vom Dunkelsteiner Wald im Süden bis teilweise über die österreichisch-tschechische Staatsgrenze hinaus im Norden (Abb. 13) nach (H. Egger 1999).

Im westlichen Portalabschnitt überqueren sie zunächst einen relativ einheitlichen Paragneis - Granat-Biotit-Plagioklas-Paragneis und dehnen sich nach Osten aus. Diese Formation ist eine Zwischenschicht aus Amphibolit mit einer Mächtigkeit von ungefähr 25 Metern, die mit der Buschhandlwandamphibolit-Formation zusammenhängt. Im unteren Teil des östlichen Tunnel Portals und der Böschung wird ein 50 cm mächtiger Glimmerschiefer in zwei Schichten (insgesamt ein Meter) beobachtet, der sich abwechselnd im Gneis befindet.

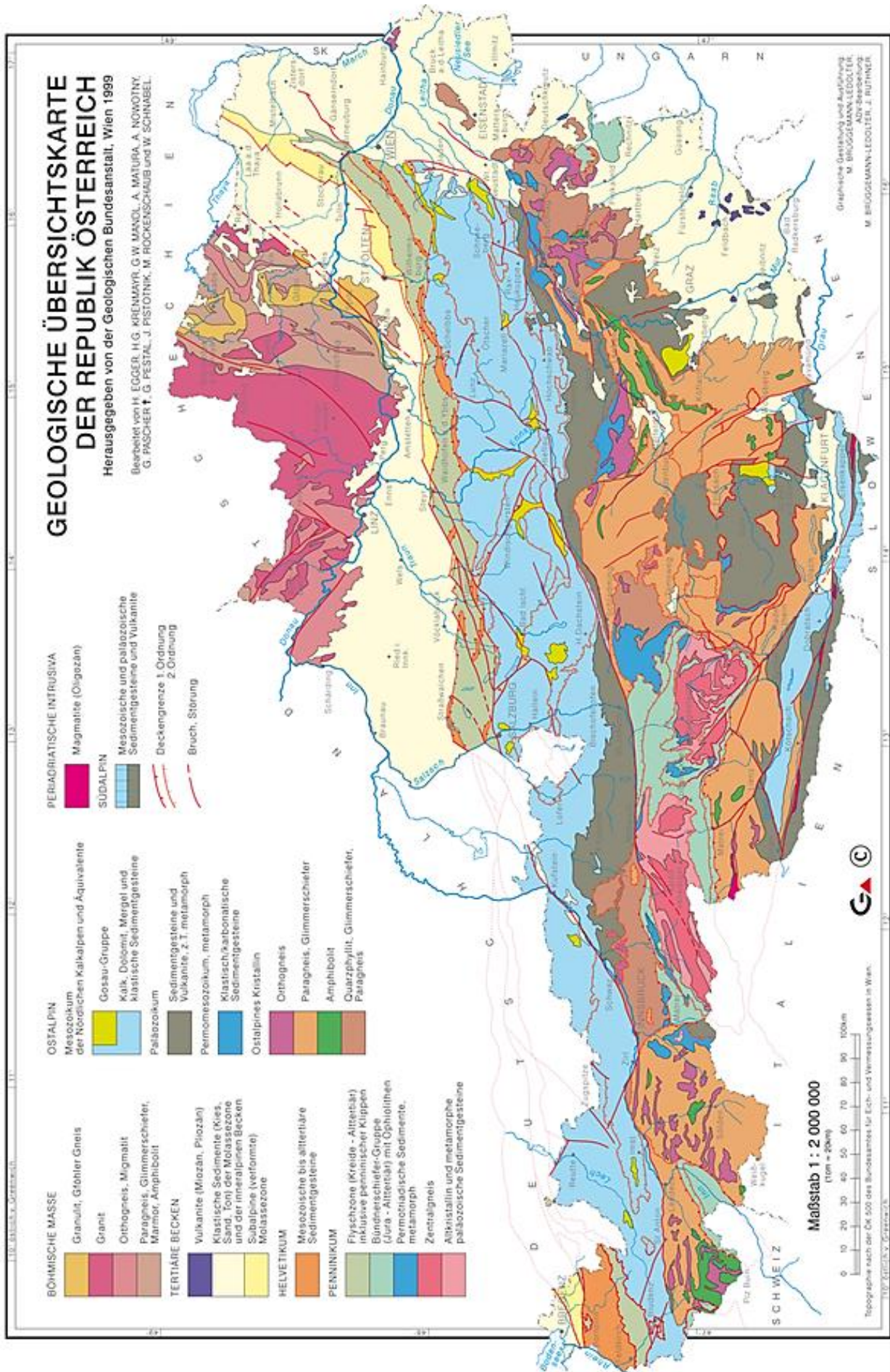


Abbildung 13: Geologische Übersichtskarte Österreich, Untersuchungsgebiet schwarz markiert (H. Egger 1999)

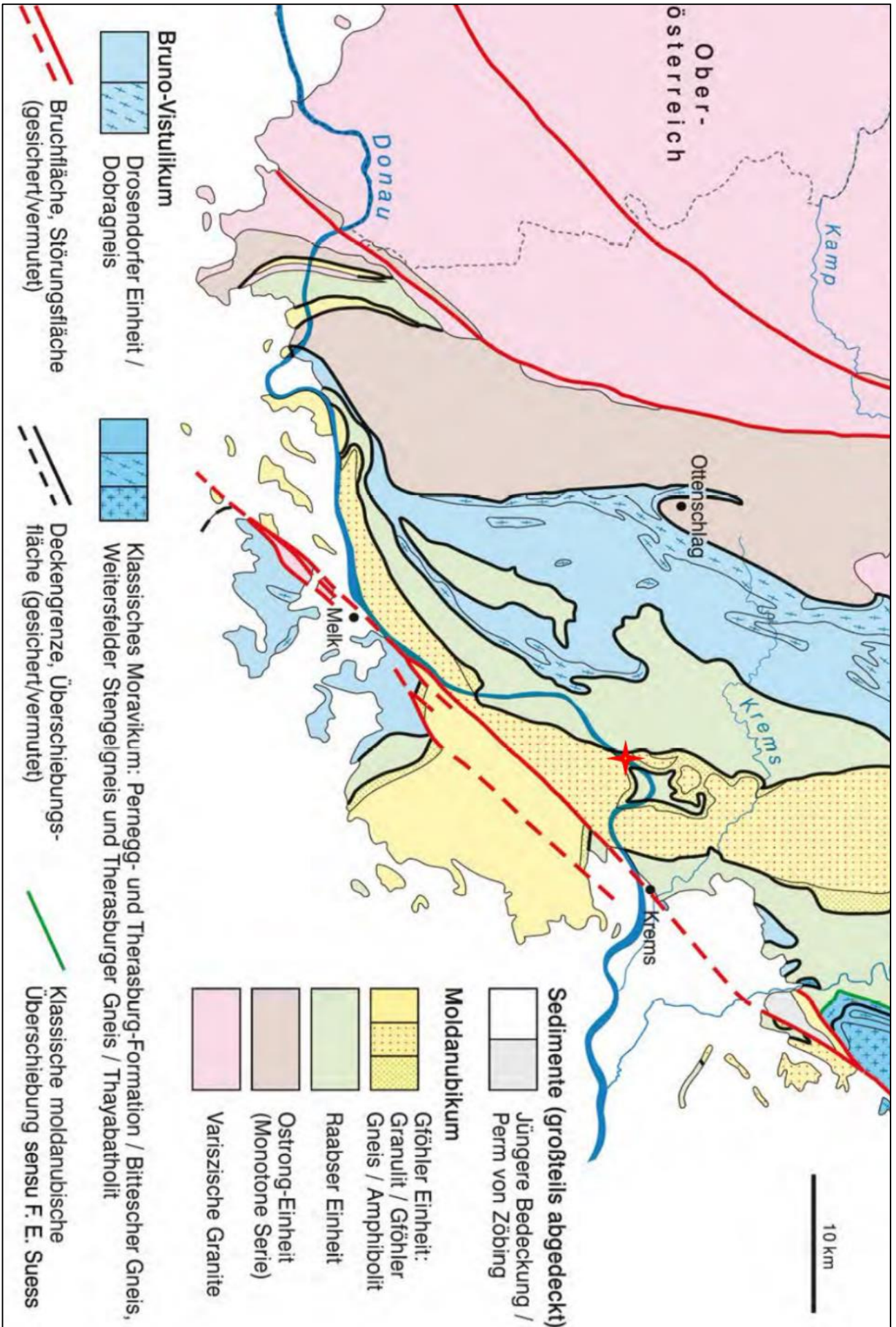


Abbildung 14: Standort von der Gföhler Einheit, südliche Böhmisches Masse (Finger und Schubert 2015)

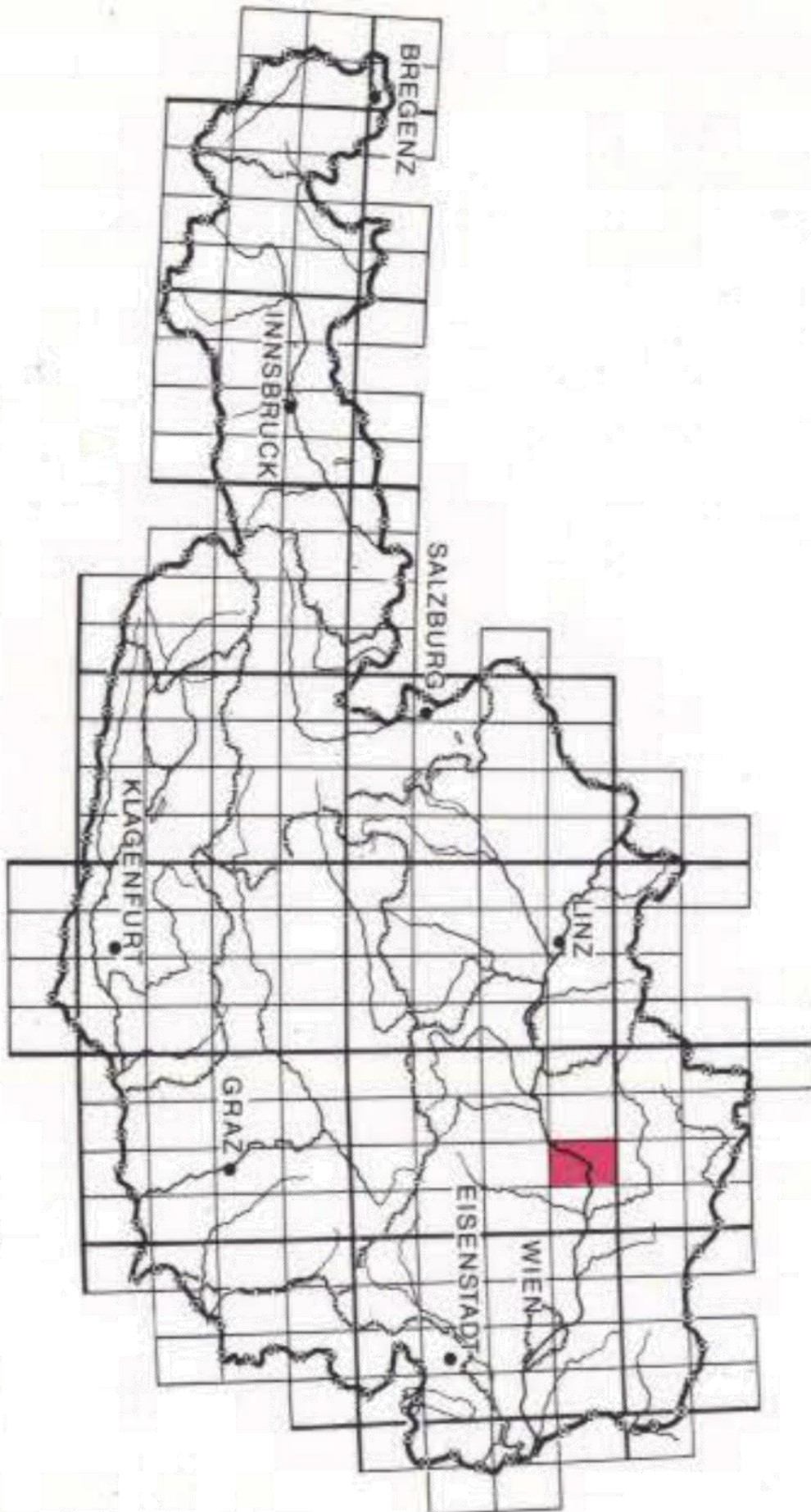


Abbildung 15: Lage der Mauternkarte in Österreich

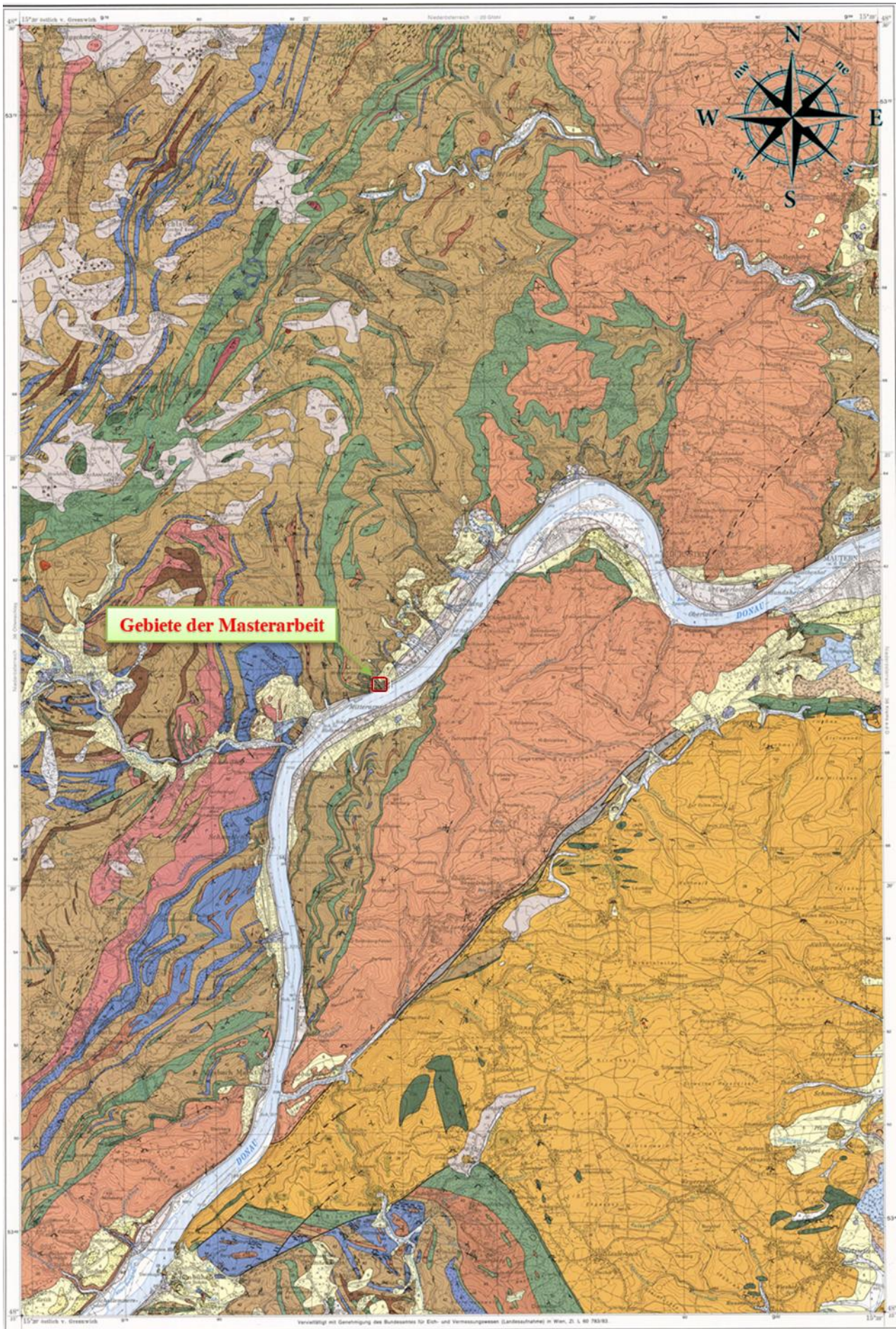


Abbildung 16: Standort des Gebietes auf: Geologische Karte von Mautern (Matura 1983)



Abbildung 17: Standortdetail des Gebietes auf der geologischen Karte von Mautern (Matura 1983)



Abbildung 18: Ansicht Westportal, die Abschiebung links des Tunnels und die Innenschale des Tunnels (Mischmauerwerk) sind beobachtbar.



Abbildung 19: Ansicht Ostportal, die Schieferung des Gesteins in der Tunnelfirste.



Abbildung 20: Ansicht der Böschung neben dem Tunnel. Das Ostportal ist im Bild rechts und das Westportal liegt links.

3.2. Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Gesteine:

Es gibt viele unterschiedliche Methoden, für die Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Gesteinen. In der geotechnischen Verwendung sollten ordnungsgemäß nach ÖNORM (ÖNORM EN ISO 14689/A:2019 07 n.d.) die Gesteine in Benennung, Beschreibung und Klassifizierung erfolgen. Die Beschreibung basiert auf der Grundlage der geologischen Bezeichnungen und der mineralogischen Zusammensetzungen sowie der Gesteinsfestigkeit. Das Gebirge wird zusätzlich auch nach der geologischen Struktur, d.h. der räumlichen Anordnung der Trennflächen (Schichtung, Schieferung, Klüftung und Störung) und des Verwitterungsprofils beschrieben.

Wie in der allgemeinen geologischen Untersuchung der Region erwähnt, liegt der Tunnel im Dorit-Gneis mit einer Wechsellagerung von Glimmerschiefer.

3.3. Mineralogie des Gesteins

Um die mineralogische Untersuchungen und genaue Art des Gesteins zu bestimmen und zu benennen, wurde zwei Gesteinproben ausgewählt und daraus Dünnschliffe im Labor an der Universität Wien vorbereitet. Die vollständige Beschreibung ihrer Mineralogie lautet wie folgt:

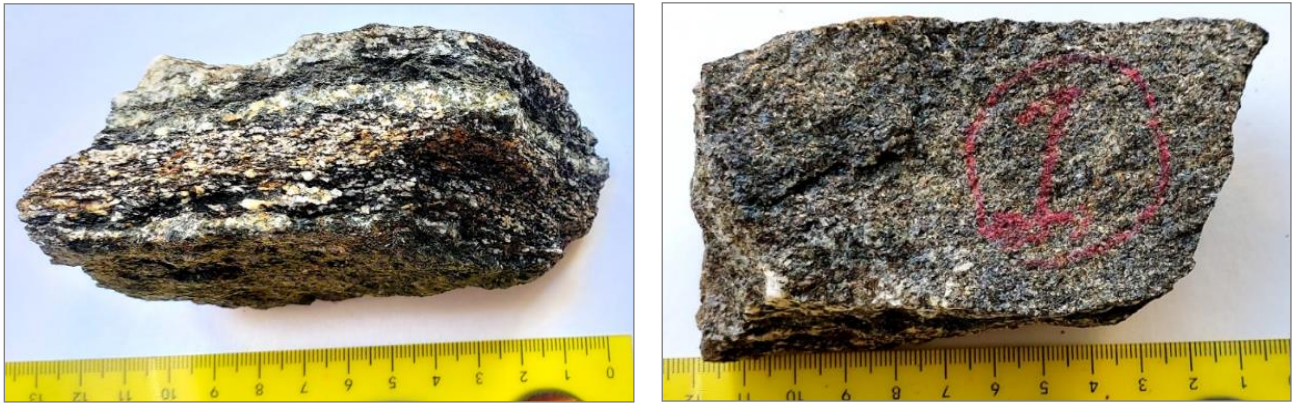


Abbildung 21: Gesteinsproben aus dem Kartierungsgebiet. Wegen der mineralogischen Untersuchungen auf Dünnschliffe im Labor wurde das Gestein des Gebietes **Gneis (Biotit-Plagioklas-Paragneis)** genannt.

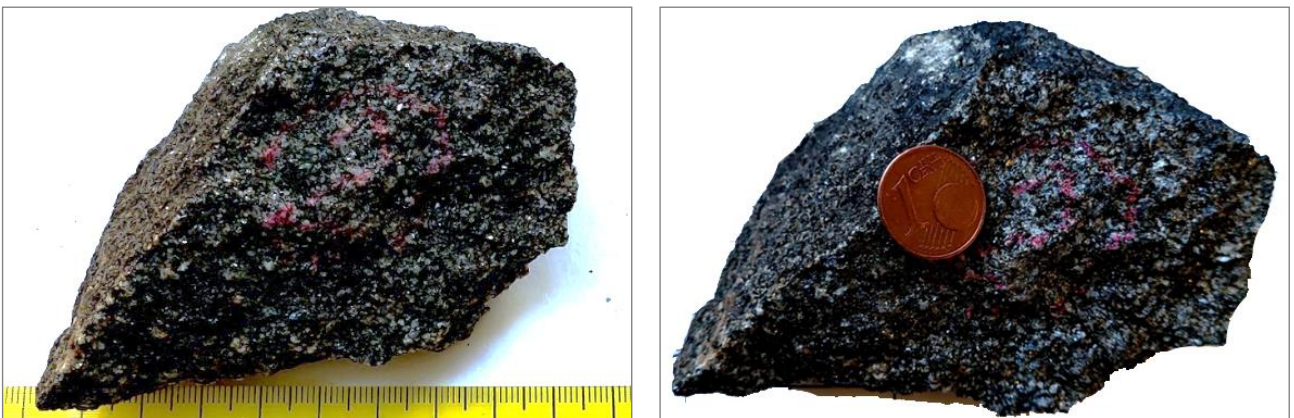


Abbildung 22: Gesteinsproben aus dem Kartierungsgebiet. Wegen der mineralogischen Untersuchungen auf Dünnschliffe im Labor wurden das Gestein des Gebietes **Gneis (Biotit-Plagioklas-Paragneis)** genannt.

GESTEINSGRUPPE NACH IHRER ENTSTEHUNG		METAMORPHES GESTEIN	
STRUKTUR		GESCHIEFERT	MASSIG
ZUSAMMENSETZUNG		Quarz, Feldspäte, Glimmer, dunkle Minerale	Quarz, Feldspäte, Glimmer, dunkle Minerale, Karbonate
Vorherrschende Korngröße (mm)	63	TEKTONISCHE BREKZIE	
		MIGMATITE	HÖRNFELS
		GNEIS	MARMOR
	2		GRANULIT
		GLIMMERSCHIEFER	QUARZIT
		PHYLLIT	AMPHIBOLIT
0,063			
	fein-körnig	TONSCHIEFER	
0,002			
	sehr fein-körnig	MYLONIT	
	gasig amorph		

Tabelle 2) Hilfe für die Benennung und Beschreibung von Fels nach (ÖNORM EN ISO 14689/A:2019 07 n.d.) und (Ulrich 2014)

3.4. Gesteinsfestigkeitsklassifizierung

Seit der Mitte des 20. Jahrhunderts wurden im Laufe der Jahre viele Methoden zur Schätzung und Berechnung der Gesteinsfestigkeit vorgeschlagen und überarbeitet. Hoek (Hoek, E.; Brown, E.T 1980a), (Hoek, E; Brown, E;T; 1980b) und (Hoek, E 1983) untersuchten die in früheren Jahren vorgestellten Informationen und Methoden und stellten eine neue Methode vor. Nach der (ÖNORM B 3124, 1981) kann die Gesteinsfestigkeit berechnet werden. Da diese Größe einfach zu bestimmen ist, wird sie auch in der Praxis weltweit verwendet und bildet die Grundlage für die geotechnische Klassifizierung der Gesteine (Tabelle 2). Eine grobe Einstufung in Festigkeitsklassen kann sogar mit Hilfe von Nägeln, Messern und Hämmern erfolgen. Da zeigt die Druckfestigkeit ihre Beziehung zur Härte. (Ulrich 2014)

Feldschätzungen der Einaxiale Druckfestigkeit					
Klasse	Begriff	Einaxiale Druckfestigkeit [Mpa]	Punktlast Index [Mpa]	Feldschätzung der Festigkeit	Beispiele
R6	extrem fest	>250	>10	Gesteinsmaterial nur bei wiederholten Hammerschlägen abgebrochen, Ringe beim Schlagen	Frischer Basalt, Chert, Diabas, Gneis, Granit, Quarzit
R5	sehr fest	100 - 250	4 - 10	Erfordert viele Schläge eines geologischen Hammers, um intakte Gesteinsproben zu brechen	Amphibolit, Sandstein, Basalt, Gabbro, Gneis, Granodiorit, Kalkstein, Marmor, Rhyolith, Tuff
R4	fest	50 - 100	2 - 4	Handproben, die mit einem einzigen Schlag eines geologischen Hammers zerbrochen wurden.	Kalkstein, Marmor, Phyllit, Sandstein, Glimmerschiefer, Schiefer
R3	Mittel fest	25 - 50	1 - 2	Fester Schlag mit geologischen Einkerbungen bis 5 mm, Messer kratzte gerade an der Oberfläche.	Tonstein, Kohle, Beton, Glimmerschiefer, Schiefer, Schlickstein
R2	schwach	5 - 25	*	Das Messer schneidet Material, ist aber zu hart, um es in dreiachsige Proben zu formen	Chalk, Halite, potash
R1	sehr schwach	1 - 5	*	Material bröckelt unter festen Schlägen der geologischen Auswahl, kann mit einem Messer geformt werden	Stark verwitterter oder veränderter Fels
R0	extrem schwach	0,25 - 1	*	Durch Miniaturansicht eingerückt	Tonröhre
*	Gesteine mit einer einachsigen Druckfestigkeit unter 25 MPa führen bei Punktlasttests wahrscheinlich zu sehr mehrdeutigen Ergebnissen.				

Tabelle 3) Feldschätzungen der einachsigen Druckfestigkeit, Nach (Hoek, E.; Kaiser, P.K; Bawden, W.F 2000)

Bezeichnung	Bewertung	Beschreibung
GF1	sehr fest	Mit dem Hammer sehr schwer spaltbar
GF2	fest	mit dem Hammer gut spaltbar
GF3	mäßig fest	mit dem Hammer sehr gut spaltbar, Kanten mit Fingern abzubrechen
GF4	entfestigt	Gestein mit den Fingern zerdrückbar

Tabelle 4) Gesteinsfestigkeitsklassifizierung nach (Schwingschlögl, R; Rockenschaub, M 1990)

Für jeden Aufschluss wurden unterschiedliche Ergebnisse für die Festigkeit des Gesteins erhalten. Nach diesen Untersuchungen der Diorit-Gneiss Wechselfolgen im Tunnel und in den Böschungen,

wurden diese Gesteine als sehr fest (R5 oder GF2), und die Glimmerschiefer als fest (R4 oder GF3) klassifiziert.

3.5. Verwitterung

Die Beschreibung des Verwitterungszustands von Gesteinen ist jener Parameter, der in den meisten Gesteinsbeschreibungen und Klassifizierungen in der Felsmechanik berücksichtigt wird. Denn dieser Parameter kann viele mechanische Eigenschaften des Gesteins beeinflussen.

Gesteinsverwitterungsgrade	Bezeichnung	Beschreibung Erscheinungsbild	Merkmale	Einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins [Mpa]	Feldversuche: Hammerschlag /Rückprallhammer	Werte der Prüfung mit dem Rückprallhammer DIN 1048, Teil 2, Mittel aus 10 Einzelwerten
Unverwittert	VW1	Keine sichtbare Verwitterung, schwache Verfärbung an Trennflächen	Frischer Eindruck, unverändert gesund - fest hart - sehr hart	>50	Heller Klang, hinterlässt bei Hammerschlag keinen Eindruck, mehrere Hammerschläge erforderlich/schwer ritzbar	30+/-10
Angewittert	VW2	Gestein fest - gering entfestigt, Verfärbung der Klüftwandungen und der angrenzenden Gesteinsbereiche, Variante: Gestein verfärbt aber fest	Frisch, aber evtl. Leichte Entfestigung bemerkbar, enge Kornbindung, mäßig hart	25 -50	Weniger heller Klang evtl. Leichte Einkerbung, mit einem festen Schlag zerbrechbar/schwer ritzbar	20+/-10
Mäßig entfestigt	VW3	Gestein ist entfestigt (sichtbar verändert) aber noch nicht mürbe, Verfärbung der Klüftwandungen und des Gesteins	sichtbar verändertes Gestein, z.T. Geöffnete Kombindung, schwach absandend,	5 - 25	Dumpfer Klang, stärkere Einkerbung bei festem Schlag, mit Hammer leicht in kleinere Stücke zerbrechbar - aber größere Stücke mit der Hand nicht zerbrechbar	<10-15
Stark entfestigt		Gestein ist deutlich bis stark entfestigt, starke Verfärbung der Klüftwandungen und des Gesteins	Gestein ist brüchig und mürbe, absandend, sehr weich	1 - 5	Brüchig bei Hammerschlag gute Einkerbung, größere Stücke mit Hand zerbrechbar; gut ritzbar	0
Zersetzt	VW4	Gestein ist völlig entfestigt oder zersetzt, Gesteingefüge jedoch erkennbar	Verhalten wie bindiger oder nichtbindiger Boden; extrem weich	<5	Kann von Hand gelöst werden, Teil der Minerale von Hand zu zerreiben und in Wasser zu plastifizieren	-----

Tabelle 5) Gesteinsfestigkeitsklassifizierung nach (Schwingenschlögl, R; Rockenschaub, M 1990)

Normalerweise hat der Diorit-Gneis im Untersuchungsgebiet keine Verwitterung und er ist bloß angewittert. Aber der Glimmerschiefer ist teilweise entfestigt, der ursprüngliche Gesteinsverband liegt noch vor. Er kann mit dem Hammer leicht zerbrochen werden, teils sind auch mit der Hand Kanten abzurechen. Die Limonitisierung ist in den Kornverband eingedrungen. Der Schlagklang ist eindeutig dumpf, die Gesteinsfarbe ist matt, und die Minerale haben eine stumpfe Farbe. Deswegen wird der Diorit Gneis mit VW2 und der Glimmerschiefer mit VW3 beschrieben.

3.6. Trennflächen

Der Gesamtzweck eines geologischen Kartierungsprogramms besteht darin, die Verteilung von Trennflächen oder Störungen zu definieren, welche die Stabilität von Böschungen und des Tunnels steuern. Andererseits können die Trennflächen auch die Gesteinsfestigkeit stark beeinflussen.

Deswegen sollen die Orientation und Eigenschaften der Trennflächen in ingeniurgeologischen und geotechnischen Problemen genau bestimmt und analysiert werden.

Tektonische Beanspruchungen und Druckentlastungen haben eine Änderung des Gesteinsspannungszustandes zur Folge. Wenn eine Exhumation auf einen Hebungsprozess passiert, bewegt sich ein Gesteinspaket Richtung Erdoberfläche. Hierdurch können sich primäre Auflasten oder gerichtete Drücke auf dieses Paket verringern oder wegfallen (Ring, et al. 1999). An dieser Situation, bei Überschreiten der Spannungsgrenzwerte (Bruchgrenzen) kommt es zum Versagen des Gesteins und somit zur Bildung von Bruchflächen, beispielsweise Kluftschar und Störung. Abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit (Unebenheit und Rauigkeit) dieser Trennflächen, sowie Riss- oder Kluftweiten kann es abhängig von den räumlichen Orientierungen der Trennflächen zum „Versagen“ des Vielkörpersystems kommen (Müller, L. 1963).

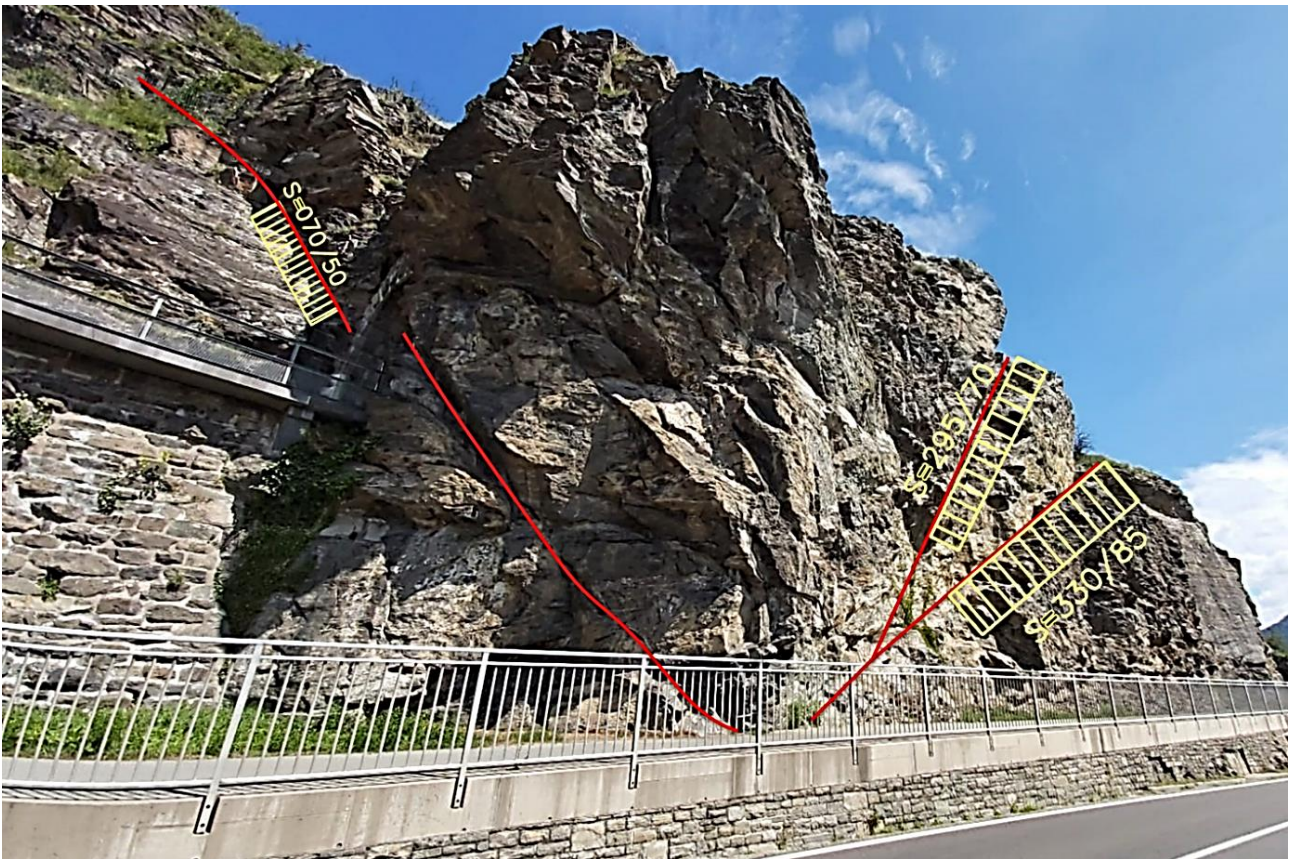


Abbildung 23: Trennflächengefüge am Westportal und in der Böschung. Die mögliche Auswirkung auf die Stabilität durch Trennflächenorientierungen, Kluftscharen-Abstand und Störung sind erkennbar.

Gemäß den Studien von (Müller, L. 1963) haben die Orientierungen der Trennflächen bedeutenden Einfluss auf die Standsicherheit. Außerdem tragen die Raumstellungen wesentlich zur Art des Versagens (Versagensmechanismus) bei.

3.7. Einfluss der Trennflächenorientierung auf die Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit eines von Trennflächen durchzogene Materials ist stark abhängig von deren Orientierung (Wittke 1984). Abbildung 21 zeigt die Gebirgsdruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Orientierung der Trennflächen gemäß (Wittke 1984).

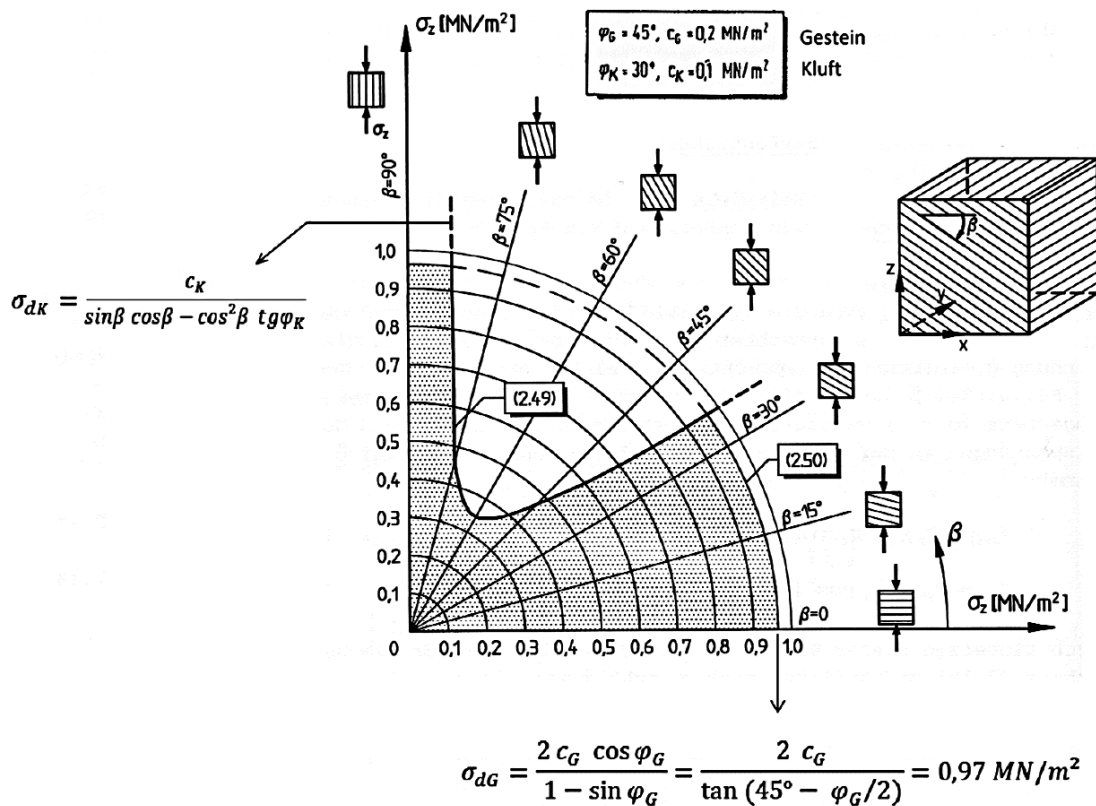


Abbildung 24: Die Gebirgsdruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Orientierung der Trennflächen (Wittke 1984)

Der niedrigste Wert der Druckfestigkeit ergibt sich aus der Trennflächenorientierung von $\beta = 60^\circ$ sowie den gegebenen Festigkeitsparametern c_K und φ_K laut Abbildung 23. Bei Druckbelastung parallel oder normal zur Trennflächenorientierung ist die Druckfestigkeit theoretisch am höchsten. Wie die Ergebnisse der Experimente von (Müller, L., Pacher, F.; 1956) zeigten, sollen in der Praxis einaxiale Spannungszustände (vor allem parallel zur Trennfläche ausgerichtet) vermieden werden

3.8. Numerische Untersuchung des geometrischen Einflusses auf die mechanischen Eigenschaften:

Ein häufiges Problem in der Felsmechanik ist die zuverlässige Abschätzung der mechanischen Eigenschaften des Gebirges, das aus Gestein und Trennflächen besteht. Die Abschätzung der Festigkeit und Verformbarkeit des Gebirges ist von Natur aus komplex, und diese Schwierigkeit steigt bei nicht persistenten Verbindungen aufgrund der Wechselwirkung von Gesteinsbrücken auf den Festigkeits und Versagensmodus. Gemäß den ISRM-Standards ist es für die quantitative

Beschreibung von Trennflächen bei Felshängen und Böschungen sehr wichtig, den Grad der Beharrlichkeit abzuschätzen, insbesondere bei ungünstig orientierten Trennflächen. Der Grad der Kluftlänge bestimmt, wie viel Gestein zur Stabilität beiträgt. (Bahaaddini, M.; Sharrock, G. ; Hebblewhite, B.K. 2013)

Analytische Methoden wurden verwendet, um das Verhalten instabiler Gebirge vorherzusagen. Da das Verhalten von Gesteinen von vielen Faktoren abhängt, einschließlich der mechanischen Eigenschaften des Gesteins, die von den physikalischen und chemischen Eigenschaften des Gesteins abhängen, ist die mineralogische Zusammensetzung des Gesteins sehr wichtig, so dass die Vorhersage des Verhaltens des Gebirges höchst komplex ist. Zu diesem Zweck kann die Verwendung von Software-Analysen die Labor- und Konstruktionskosten senken.

Heutzutage gibt es viele Softwareoptionen wie einfache Grenzwertgleichgewichtsmethoden, präzise Grenzwert-Analyseansätze und ausgefeilte numerische Lösungen, bei denen die Geotechnik-Ingenieure die Grenzen jeder dieser Methoden genau kennen müssen.

Beispielsweise sind Grenzgleichgewichts-Methoden als die einfachste und gebräuchlichste Option bekannt. Wenn der Bruchmechanismus jedoch komplex ist (innere Verformung, Sprödbrüche, Kriechen, usw.) sind sie möglicherweise nicht geeignet. In solchen Fällen sollten fortgeschrittene numerische Modellierungsmethoden verwendet werden.

Darüber hinaus gibt es einen signifikanten Unterschied zwischen den Ergebnissen verschiedener Grenzgleichgewichtsmethoden.

Herkömmliche Methoden z.Bsp. zur Hangstabilitäts-Analyse lassen sich in drei Gruppen einteilen: Kinematikanalyse, Grenzgleichgewichtsanalyse und Steinschlagsimulationen. Die meisten Computeranwendungen für die Hangstabilitäts-Analyse wurden auf dem Konzept des Grenzgleichgewichts für 2D und 3D-Modelle entwickelt. Die Durchführung einer 2D-Hangstabilitäts-Analyse mit einfachen analytischen Ansätzen kann wichtige Informationen für die Erstkonstruktion und Risikobewertung liefern.

Die Hauptanwendung kinematischer Methoden ist die Bestimmung der Wahrscheinlichkeit eines Versagens des Gebirges. Um diese Analyse durchzuführen, müssen die Gebirgsstrukturen und die Geometrien der Trennflächen, die an der Blockinstabilität beteiligt sind, sorgfältig bewertet werden.

Die statistische Analyse der Trennflächeneigenschaften basiert auf dieser Analyse-Methode, einschließlich der folgenden:

- Einfallrichtung /Einfallswinkel
- Anzahl der Trennflächenscharen
- Abstand und Häufigkeit
- Rauigkeit
- Öffnungsgrad

- Kluffüllung
- Größe bzw Länge, Form; Durchtrennungsgrad

Alle Trennflächen, welche von Aufschlüssen gesammelt wurden, werden in zwei verschiedenen Methoden analysiert.

3.8.1. Dips 8.0 (Version 8.011 - March 18 2021)

Dips wurde für die interaktive Analyse orientierungsbasierter geologischer Daten entwickelt Eine effiziente Software zur stereografischen Analyse von Gesteinsdiskontinuitäten und allgemein streckenbasierter geologischer Daten, die in verschiedenen Bereichen verwendet wird. Diese Software ermöglicht die Visualisierung, Analyse und Klassifizierung von Strukturdaten. Eine der wichtigsten Anwendungen von Dips ist die kinematische Analyse verschiedener struktureller, möglicher Massenbewegungen in Felsböschungen.

Die Trennflächen, von Aufschlüssen gesammelt, wurden auf Dips 8.0 anylisiert und die Ergebnisse sind:

3.8.1.1. Statistische Analyse:

Bei der Untersuchung von Gebirge ist die Klassifizierung der Felsemechanik der einfachste und kostengünstigste Weg, um auf die Informationen zuzugreifen, die für die Gestaltung einer Struktur erforderlich sind. Trennflächen spielen eine wichtige Rolle bei der Bestimmung der Eigenschaften und der Klassifizierung der Felsmechanik. Die Methode zur Erfassung der Eigenschaften von Trennflächen sollte in der Lage sein, die Eigenschaften des Gebirges vom Untersuchungsgebiet mit hoher Genauigkeit abzuschätzen. Die Methode der Scanline in Felsaufschlüssen wird aufgrund der Verwendung einer relativ großen Fläche des Gebirges und andererseits der geologischen Beziehung und Korrelation zwischen verschiedenen Klüften in Betracht gezogen. Für die statistische Analyse im Gebiet der Masterarbeit, wurde insgesamt 395 Trennflächen nach der Scanline in verschiedenen Aufschlüssen im Bereich von Tunnels und Böschungen gemessen. Die Ergebnisse ihrer statistischen Analyse mit der DIPS 8.0 Software sind folgende:

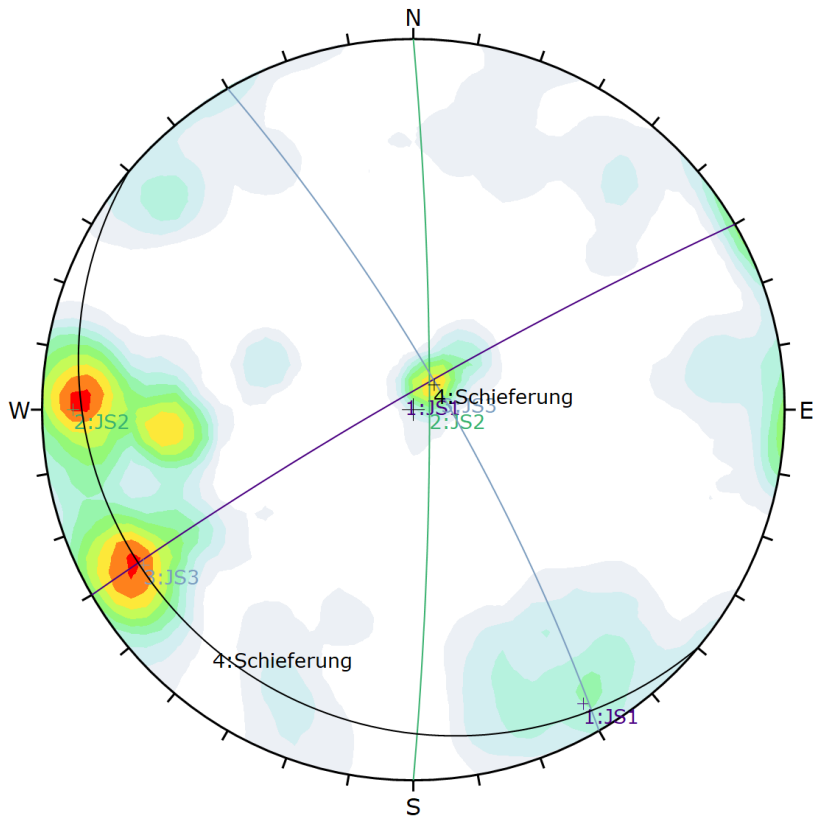


Abbildung 25: Statistische Trennflächen-Analyse für das Profil A-A`.

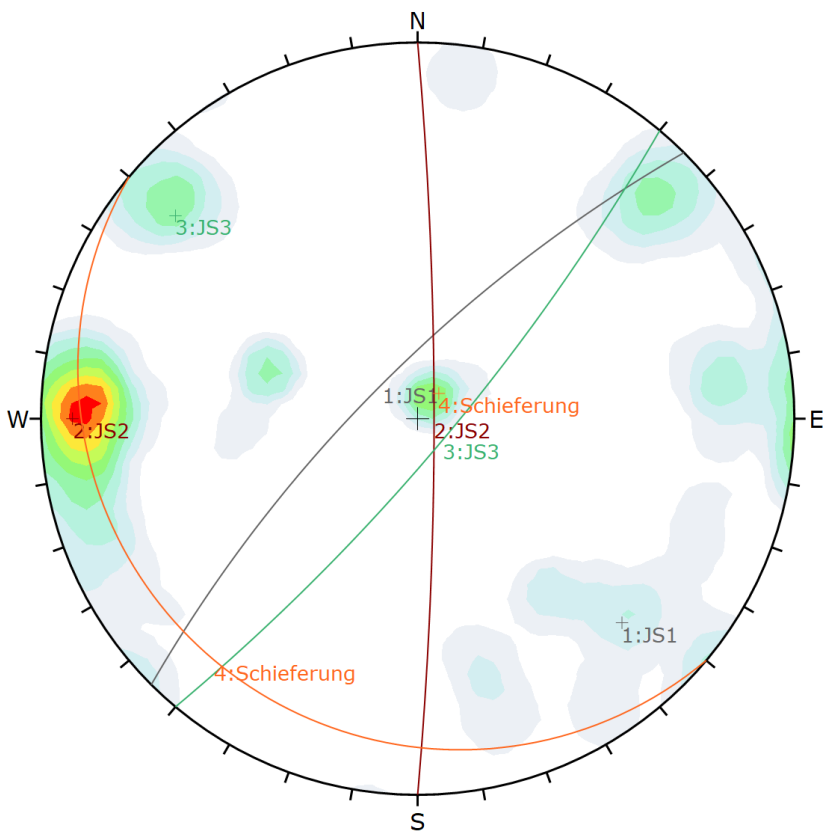
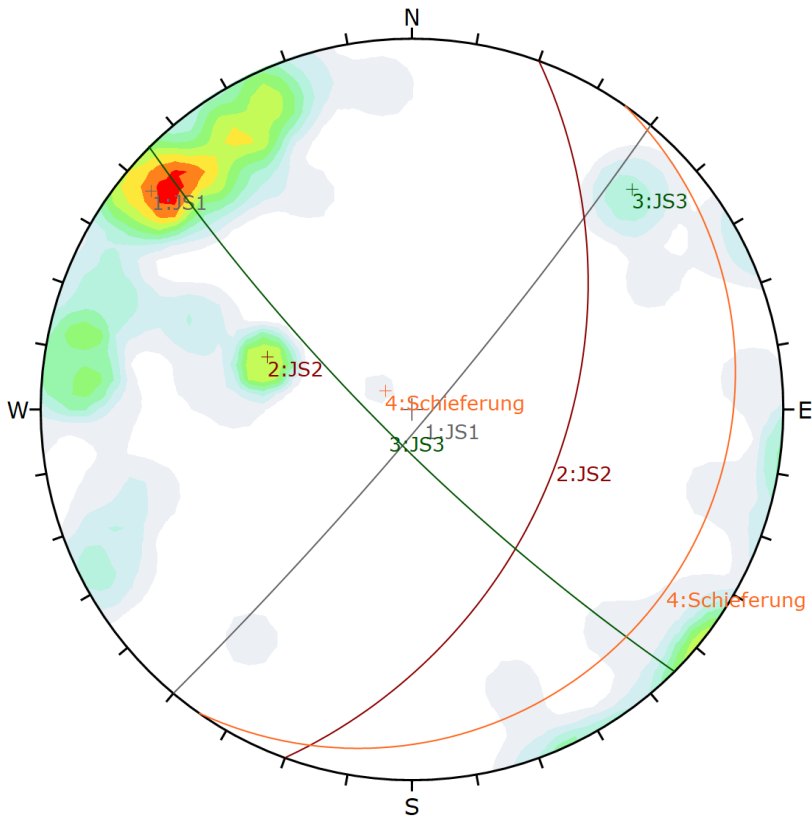
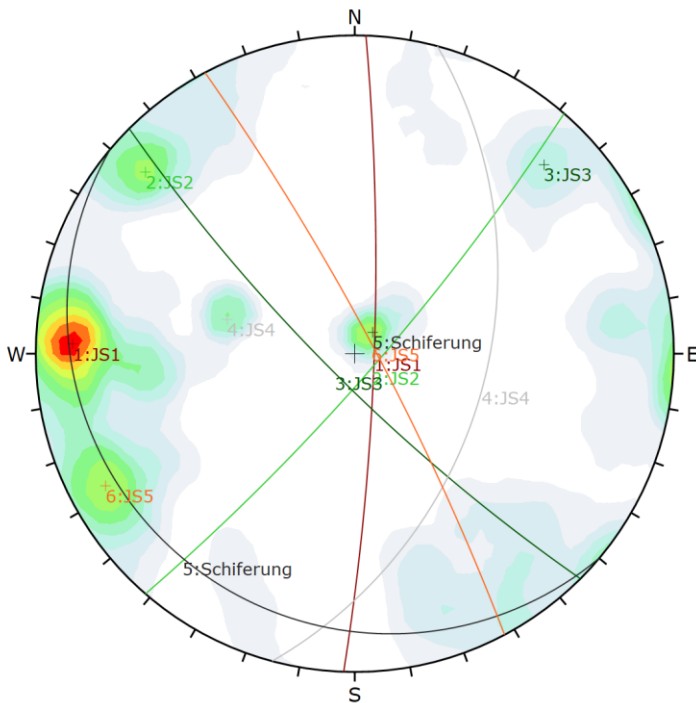


Abbildung 26: Statistische Trennflächen-Analyse für das Profil B-B`.



	Color	Dip	Dip Direction	Label
User Planes				
1	■	85	130	JS1
2	■	45	110	JS2
3	■	80	225	JS3
4	■	10	125	Schieferung
Plot Mode		Pole Vectors		
Vector Count		57 (57 Entries)		
Hemisphere		Lower		
Projection		Equal Angle		

Abbildung 27: Statistische Trennflächen-Analyse für das Profil C-C`.



	Color	Dip	Dip Direction	Label
User Planes				
1	■	83	92	JS1
2	■	82	131	JS2
3	■	80	225	JS3
4	■	45	105	JS4
5	■	10	220	Schieferung
6	■	83	62	JS5
Plot Mode		Pole Vectors		
Vector Count		395 (395 Entries)		
Hemisphere		Lower		
Projection		Equal Angle		

Abbildung 28: Statistische Trennflächen-Analyse für das Profil D-D`.

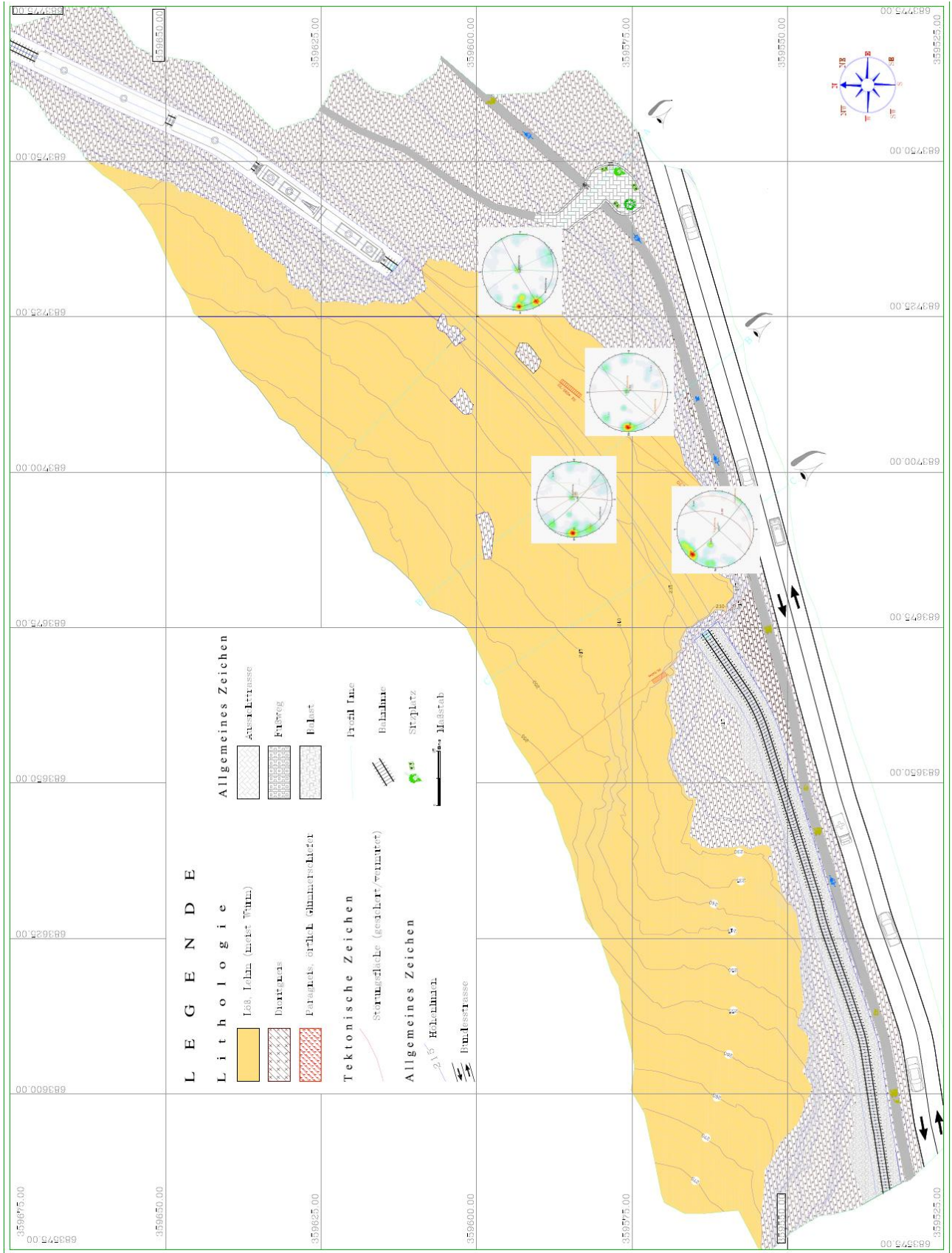


Abbildung 29: Statistische Trennflächen-Analyse an vier Stellen für das Profil D-D'.

Die Ergebnisse der statistischen Analyse für die genannten Profile sind wie folgend:

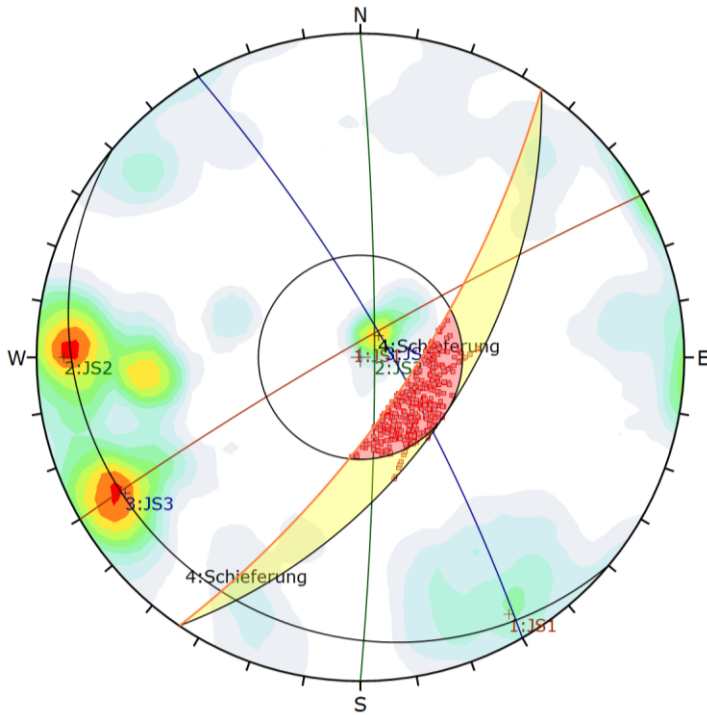
Profil A-A'			Profil B-B'		
Trennflächen	Einfallswinkel	Einfallsrichtung	Trennflächen	Einfallswinkel	Einfallsrichtung
JS1	80	220	JS1	80	230
JS2	85	330	JS2	85	315
JS3	84	90	JS3	85	90
JS4	80	60	JS4	80	130
Schieferung	10	220	Schieferung	10	220
Ostportal und Tunnelüberlagerung			Böschungen und Strassenböschung		
Profil C-C'			Profil D-D'		
Trennflächen	Einfallswinkel	Einfallsrichtung	Trennflächen	Einfallswinkel	Einfallsrichtung
JS1	80	225	JS1	83	92
JS2	80	130	JS2	82	131
JS3	45	110	JS3	80	225
Schieferung	10	120	JS4	45	105
Westportal und Eisenbahnböschungen			JS5	83	62
			Schieferung	10	220
			Längsprofil des Tunnels		

Tabelle 6) Ergebnisse der statistischen Analyse auf Software Dips 8,0 im Untersuchungsgebiet

3.8.1.2. Kinematische Analyse für das Profil A-A':

Die kinematische Analyse wird verwendet, um das Potenzial für die verschiedenen Modi strukturell kontrollierter Versagensarten (Plane-, Wedge- und Toppling Failure) aufgrund des Vorhandenseins ungünstig ausgerichteter Trennflächen zu analysieren. (Admassu and Shakoor 2013). Zu diesem Zweck sind die Ergebnisse der statistischen Analyse, welche in Dips 8.0 Software enthalten ist, mit der kinematischen Methoden zu kombinieren.

Die Ergebnisse der kinematischen Analyse für die drei oben genannten Profile sind wie folgend:



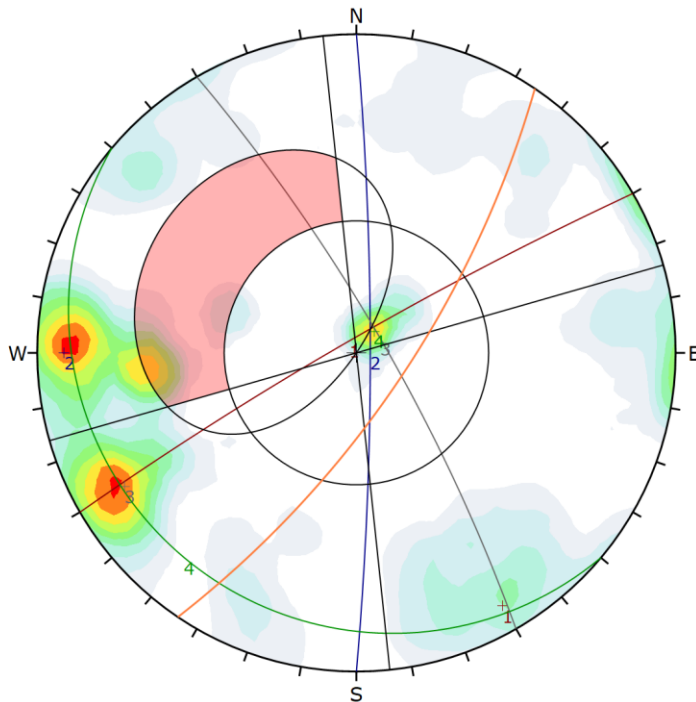
Symbol	Feature
•	Critical Intersection

Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	124		
Friction Angle	55°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	1968	27590	7.13%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
User Planes				
1	■	85	330	JS1
2	■	85	90	JS2
3	■	80	60	JS3
4	■	10	220	Schieferung

Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	236 (236 Entries)		
Intersection Mode	Grid Data Planes		
Intersections Count	27590		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Angle		

Abbildung 30 Analyse des Keil-Versagens (Wedge Slidinge) für das A-A' Profil, nach der Analyse wären in diesem Profil 1968 kritische Keilgleitungen aufgetreten.

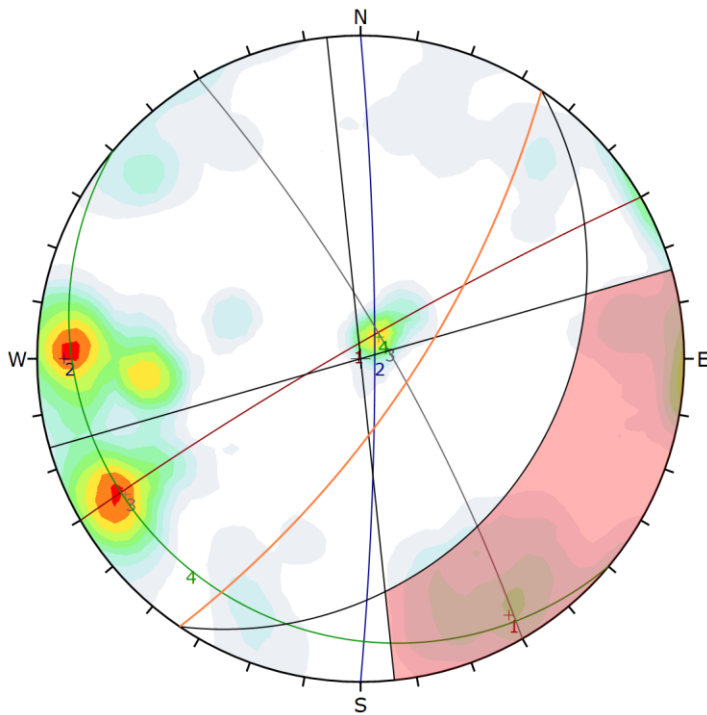


Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	72		
Slope Dip Direction	124		
Friction Angle	45°		
Lateral Limits	50°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	26	236	11.02%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
User Planes				
1	■	85	330	
2	■	85	90	
3	■	80	60	
4	■	10	220	

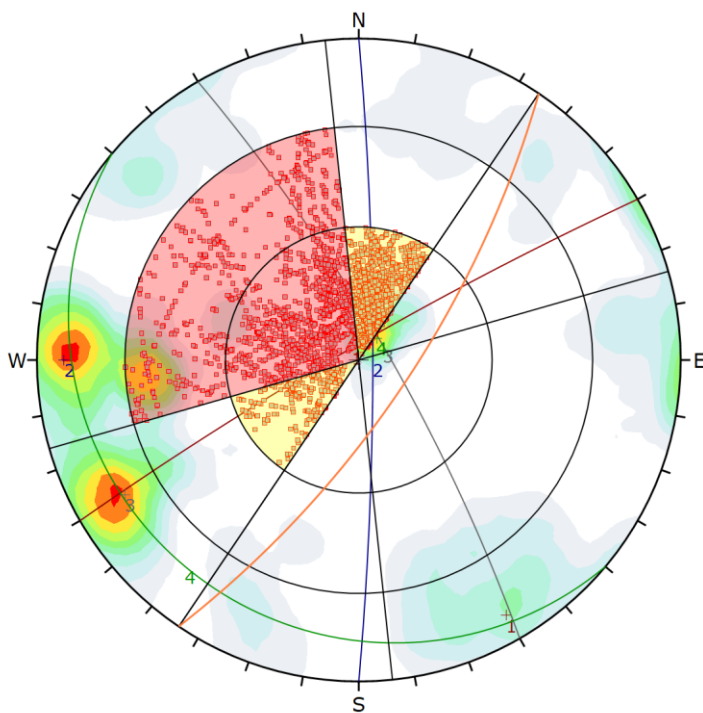
Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	236 (236 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Angle		

Abbildung 31: In Profil A-A' sind in der Versagensart „Ebenes Gleiten“ insgesamt 26 kritische Stellen zu finden. Daher keine Standsicherheitsnachweise nötig.







Kinematic Analysis		Flexural Toppling		
Slope Dip		72		
Slope Dip Direction		124		
Friction Angle		45°		
Lateral Limits		50°		
		Critical	Total	%
Flexural Toppling (All)		43	236	18.22%
Color	Dip	Dip Direction	Label	
User Planes				
1	■	85	330	
2	■	85	90	
3	■	80	60	
4	■	10	220	
Plot Mode		Pole Vectors		
Vector Count		236 (236 Entries)		
Hemisphere		Lower		
Projection		Equal Angle		

Abbildung 32: Das Versagen „Flexural Toppling“ ist nur mit 43 Stellen beteiligt. Daher keine Standsicherheitsnachweise nötig.



Symbol	Feature			
■	Critical Intersection			
Kinematic Analysis		Direct Toppling		
Slope Dip		72		
Slope Dip Direction		124		
Friction Angle		45°		
Lateral Limits		50°		
		Critical	Total	%
Direct Toppling (Intersection)		3384	27590	12.27%
Oblique Toppling (Intersection)		3849	27590	13.95%
Base Plane (All)		44	236	18.64%
Color	Dip	Dip Direction	Label	
User Planes				
1	■	85	330	
2	■	85	90	
3	■	80	60	
4	■	10	220	
Plot Mode		Pole Vectors		
Vector Count		236 (236 Entries)		
Intersection Mode		Grid Data Planes		
Intersections Count		27590		
Hemisphere		Lower		
Projection		Equal Angle		

Abbildung 33: Direct Toppling liefert 3384 Positionen Daher wäre eine eigener Nachweis unbedingt nötig.

Factor of Safety: 0.726	
	Stable
	Toppling
	Sliding
	Base in Tension

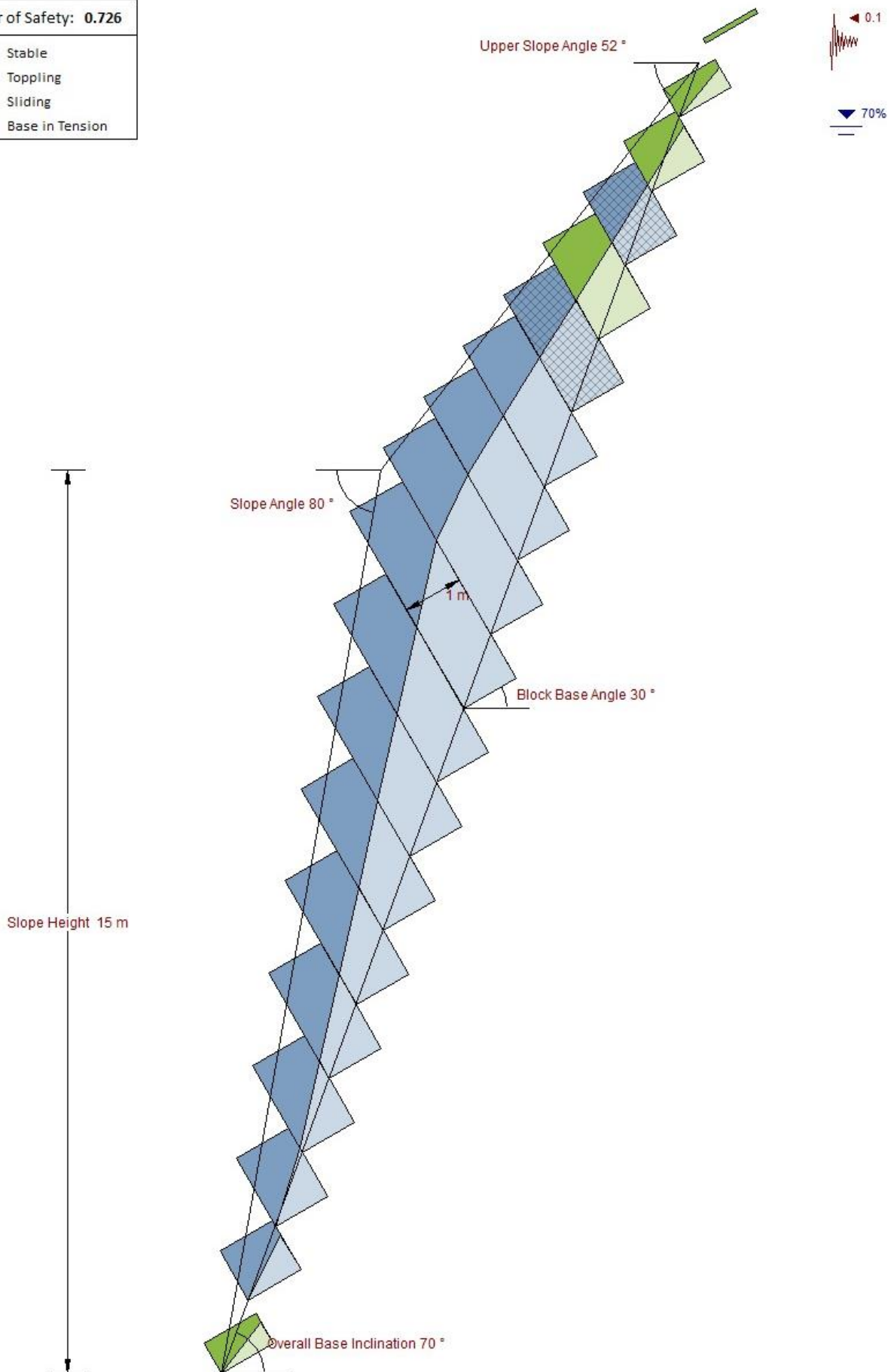
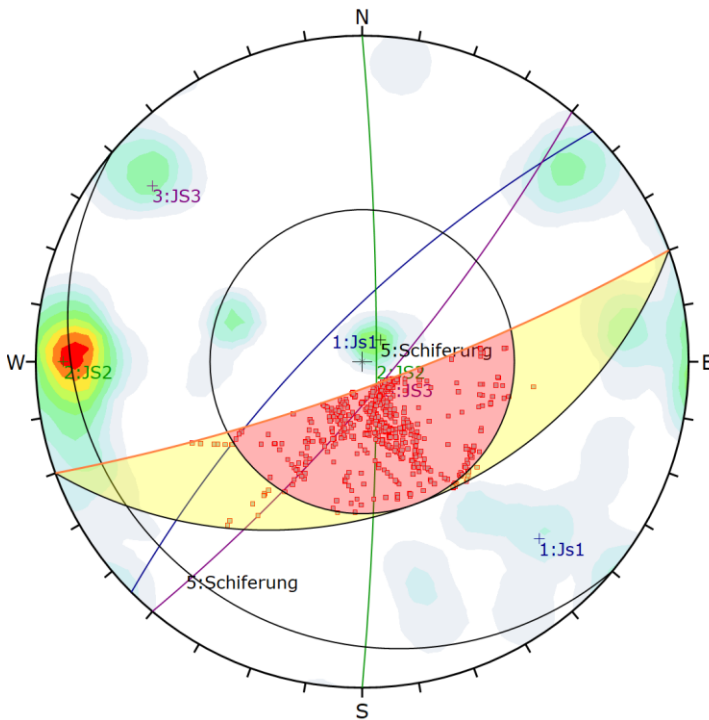


Abbildung 34: Direct Toppling im Profil A-A'. Weil $FS < 1.3$, dann wird eine gezielte Beräumung des Abschnittes empfohlen. Lockere und lose Klufikörper sind zu entfernen. Allenfalls wären punktuell Ankerungen einzusetzen.

3.8.1.3. Kinematische Analyse für das Profil B-B':



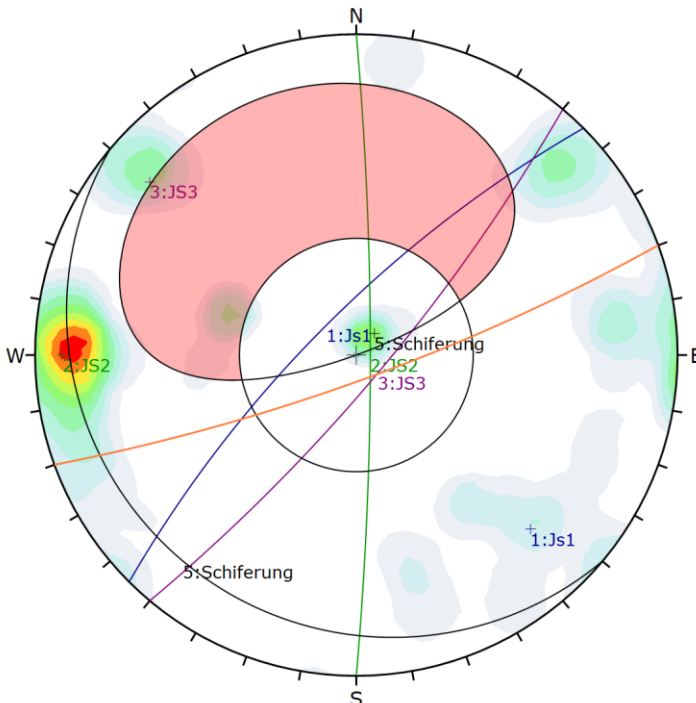
Symbol	Feature
■	Critical Intersection

Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	81		
Slope Dip Direction	160		
Friction Angle	40°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	899	5128	17.53%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
User Planes				
1	■	75	315	Js1
2	■	85	90	JS2
3	■	80	130	JS3
5	■	10	220	Schiferung

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	102 (102 Entries)
Intersection Mode	Grid Data Planes
Intersections Count	5128
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Abbildung 35: Für 899 kritische Schnittpunkte ist ein eigener Nachweis mittels "Wedge Sliding" durchgeführt worden.

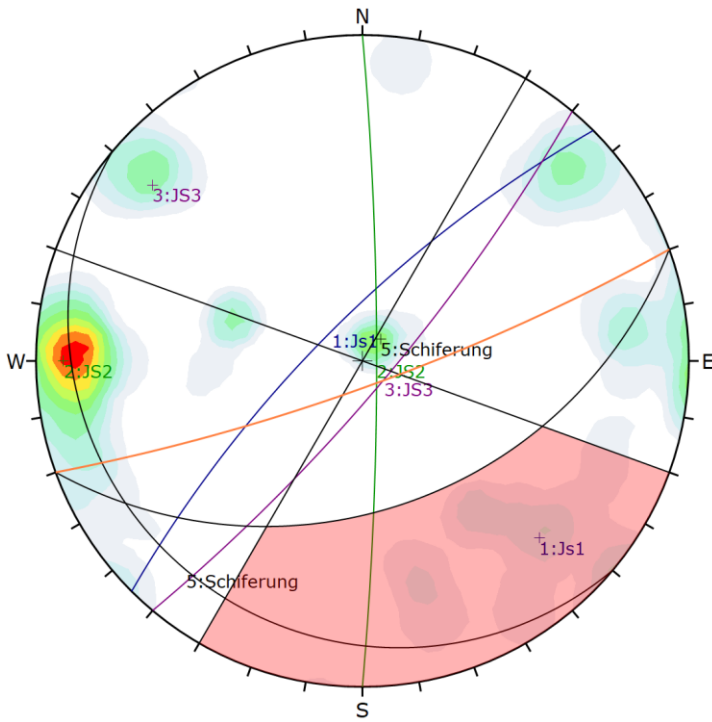


Kinematic Analysis	Planar Sliding		
Slope Dip	81		
Slope Dip Direction	160		
Friction Angle	40°		
	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	15	102	14.71%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
User Planes				
1	■	75	315	Js1
2	■	85	90	JS2
3	■	80	130	JS3
5	■	10	220	Schiferung

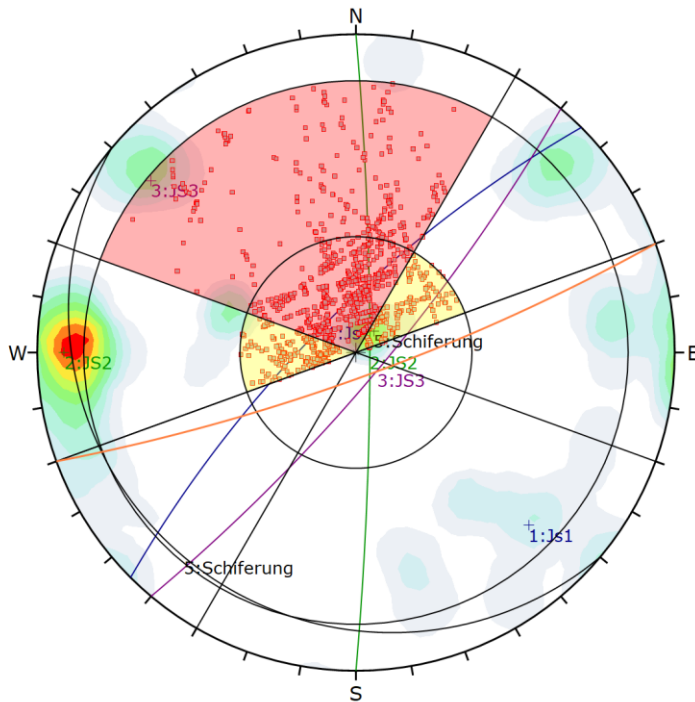
Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	102 (102 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Abbildung 36: Die Grafik der kinematischen Analyse (Planar Sliding) des Profil B-B'. Wie man sieht, ist das Potenzial für "Planar Sliding" sehr niedrig.



Kinematic Analysis		Flexural Toppling		
Slope Dip	81			
Slope Dip Direction	160			
Friction Angle	40°			
Lateral Limits	50°			
		Critical	Total	%
Flexural Toppling (All)		19	102	18.63%
Color	Dip	Dip Direction	Label	
User Planes				
1	75	315	Js1	
2	85	90	JS2	
3	80	130	JS3	
5	10	220	Schiferung	
Plot Mode		Pole Vectors		
Vector Count		102 (102 Entries)		
Hemisphere		Lower		
Projection		Equal Angle		

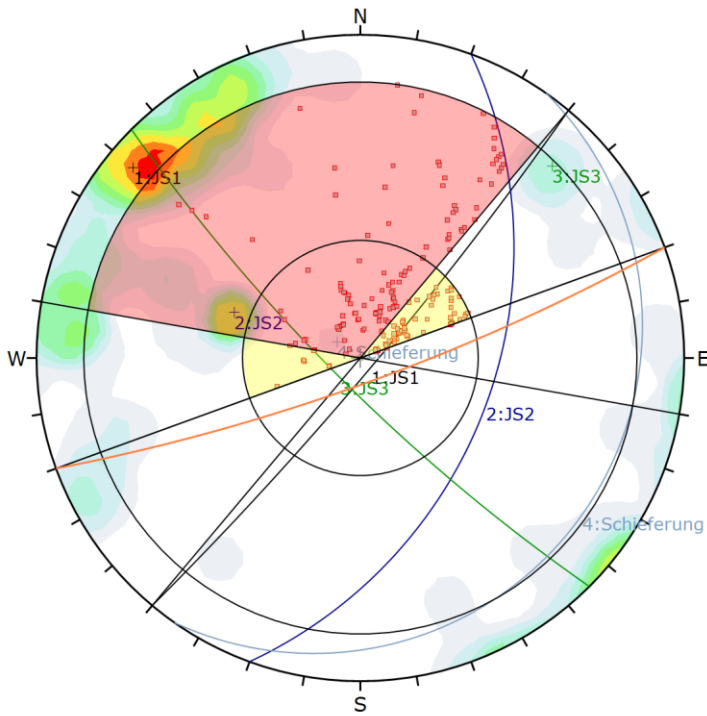
Abbildung 37: Die Grafik der kinematischen Analyse (FlexuralToppling) des Profil B-B'. Es ist kein eigener Nachweis nötig.



Symbol	Feature			
•	Critical Intersection			
Kinematic Analysis		Direct Toppling		
Slope Dip	81			
Slope Dip Direction	160			
Friction Angle	40°			
Lateral Limits	50°			
		Critical	Total	%
Direct Toppling (Intersection)		1101	5128	21.47%
Oblique Toppling (Intersection)		413	5128	8.05%
Base Plane (All)		18	102	17.65%
Color	Dip	Dip Direction	Label	
User Planes				
1	75	315	Js1	
2	85	90	JS2	
3	80	130	JS3	
5	10	220	Schiferung	
Plot Mode		Pole Vectors		
Vector Count		102 (102 Entries)		
Intersection Mode		Grid Data Planes		
Intersections Count		5128		
Hemisphere		Lower		
Projection		Equal Angle		

Abbildung 38: Ergebnisse der kinematischen Analysen (direct Topping) Profile B-B'. Bei 1101 Schnittpunkten ist ein eigener Nachweis nötig.

3.8.1.4. Kinematische Analyse für das Profil C-C':



Symbol	Feature
■	Critical Intersection

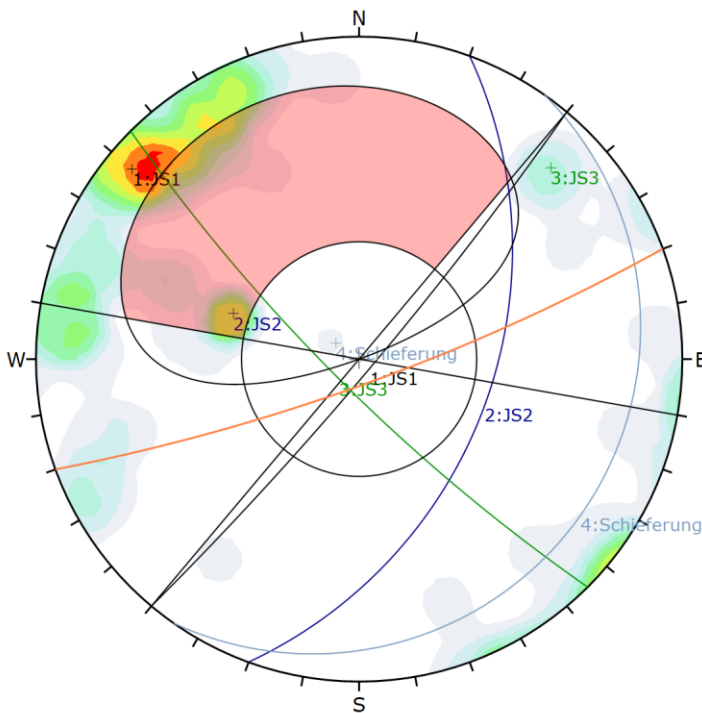
Kinematic Analysis	Direct Toppling
Slope Dip	81
Slope Dip Direction	160
Friction Angle	40°
Lateral Limits	60°

	Critical	Total	%
Direct Toppling (Intersection)	167	1581	10.56%
Oblique Toppling (Intersection)	104	1581	6.58%
Base Plane (All)	18	57	31.58%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
User Planes				
1	■	85	130	JS1
2	■	45	110	JS2
3	■	80	225	JS3
4	■	10	125	Schieferung

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	57 (57 Entries)
Intersection Mode	Grid Data Planes
Intersections Count	1581
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Abbildung 39: Ergebnisse der kinematischen Analysen (Direct Toppling) Profil C-C'.



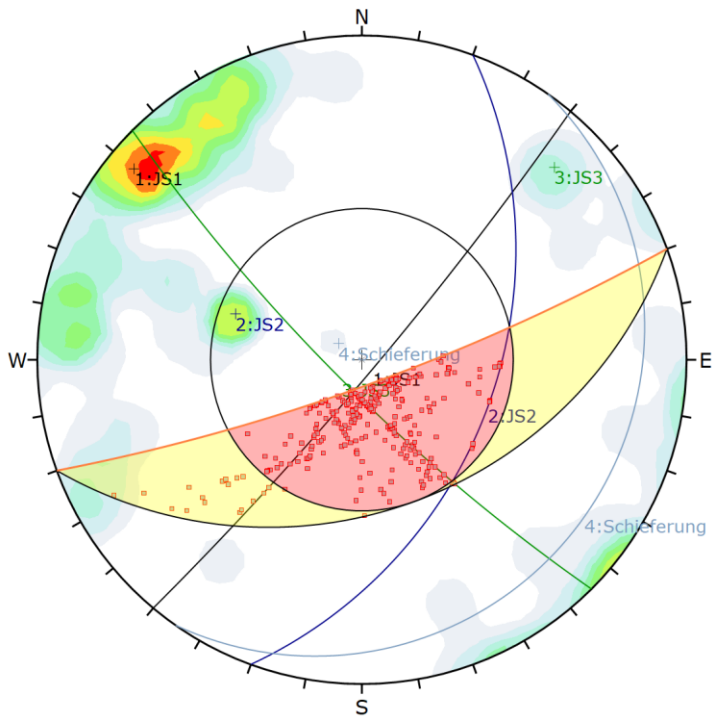
Kinematic Analysis	Planar Sliding
Slope Dip	81
Slope Dip Direction	160
Friction Angle	40°
Lateral Limits	60°

	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	16	57	28.07%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
User Planes				
1	■	85	130	JS1
2	■	45	110	JS2
3	■	80	225	JS3
4	■	10	125	Schieferung

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	57 (57 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Abbildung 40: Die Grafik der kinematischen Analyse (Planar Sliding) des Profil C-C'. Planar Sliding kann an der Schieferung (10/125) und entlang der Böschung passieren.



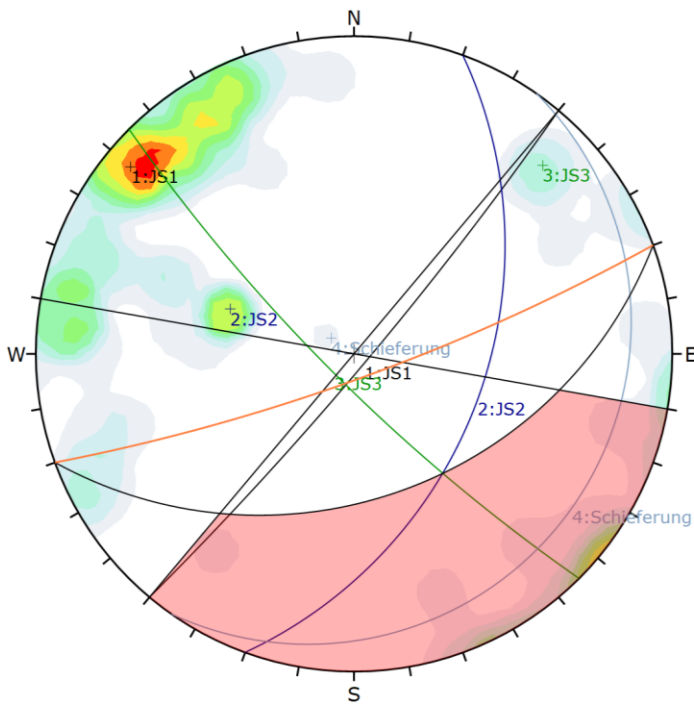
Symbol	Feature
■	Critical Intersection

Kinematic Analysis	Wedge Sliding		
Slope Dip	81		
Slope Dip Direction	160		
Friction Angle	40°		
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	429	1581	27.13%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
User Planes				
1	■	85	130	JS1
2	■	45	110	JS2
3	■	80	225	JS3
4	■	10	125	Schieferung

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	57 (57 Entries)
Intersection Mode	Grid Data Planes
Intersections Count	1581
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Abbildung 41: Ergebnisse der kinematischen Analyse (Wedge Sliding) Profile C-C'. Da 429 kritische Schnittpunkte aus den Trennflächen ermittelt wurden, ist ein eigene Nachweis nötig.



Kinematic Analysis	Flexural Toppling		
Slope Dip	81		
Slope Dip Direction	160		
Friction Angle	40°		
Lateral Limits	60°		
	Critical	Total	%
Flexural Toppling (All)	5	57	8.77%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
User Planes				
1	■	85	130	JS1
2	■	45	110	JS2
3	■	80	225	JS3
4	■	10	125	Schieferung

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	57 (57 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Abbildung 42: Ergebnissen der kinematischen Analyse „Flexural Toppling“ Profil C-C'. Ein eigener Nachweis auf „Flexural Toppling“ kann entfallen.

4. Wahrscheinlichkeitsverteilung der Trennflächenabstände, Analyse und Orientierungen der Trennflächen mittels Matlab (FracPaQ Toolbox)

4.1. Einleitung

Die Trennflächen in deformierten Gesteinen sind selten gleichmäßig oder zufällig. Die Orientierungen der Trennflächenscharen, Größen und räumliche Verteilungen weisen häufig eine bestimmte Reihenfolge auf. Im Detail können Beziehungen zwischen den verschiedenen bestehen, z.B. kleine Frakturen, die von einer Orientierung dominiert werden, größere Frakturen von einer anderen. Diese Beziehungen sind wichtig, da die mechanischen Eigenschaften (z. B. Festigkeit, Moduli) und Transporteigenschaften (z.B.: Flüssigkeiten, Wärme) im Gestein von diesen Eigenschaften der Trennflächen abhängen. In diesem Abschnitt wurde FracPaQ Toolbox verwendet, um die Trennflächen analysieren zu können. Die FracPaQ ist eine MATLAB™ Open-Source und neue plattformübergreifende Toolbox zur Quantifizierung von Trennflächenscharen, einschließlich der Verteilung der Eigenschaften von Trennflächen und ihrer räumlichen Variation. Es wurde eine Software entwickelt, um Bruchmuster aus digitalen 2D-Bildern wie Dünnschnitt-Mikrofotografien, geologischen Karten, Aufschluss oder Luftbildern oder Satellitenbildern zu quantifizieren. Die Toolbox enthält eine Reihe von MATLAB™ Skripten, die auf zuvor veröffentlichten quantitativen Methoden zur Analyse von Eigenschaften der Trennflächen basieren: Orientierungen, Längen, Intensität, Dichte und Konnektivität. Diese Toolbox bietet eine objektive und konsistente Methode zur Quantifizierung von Trennflächenscharen und deren Variationen in 2D über einen weiten Bereich von Längenskalen, Gesteinsarten und tektonischen Einstellungen. Die vorgestellten implementierten Methoden sind von Natur aus skalierungsunabhängig. Eine Schlüsselaufgabe ist gegebenenfalls die Analyse und Integration quantitativer Trennflächenscharen von Mikro- bis Makroskalen. Die Toolbox wurde in MATLAB™ entwickelt und der Quellcode ist auf GitHub™ und Mathworks™ öffentlich verfügbar. Der Code läuft auf jedem Computer, auf dem MATLAB installiert ist. (Healy, et al. 2017)

4.2. Ergebnisse der Analysen nach Matlab (FracPaQ Toolbox)

4.2.1. Längenkarten

Die Quantifizierung der Längenverteilung(en) in einem Trennflächen-Netzwerk ist eine Schlüsselaufgabe und kann man verschiedene Ergebnisse bieten, um die Rohdaten zu visualisieren und die zugrunde liegende Verteilung zu bewerten. Für Trennflächenlängen werden separate Figurenplots dargestellt.

In folgende Abbildungen wurden die Längenkarten von Trennflächen in verschiedene Aufschlüsse gezeichnet.

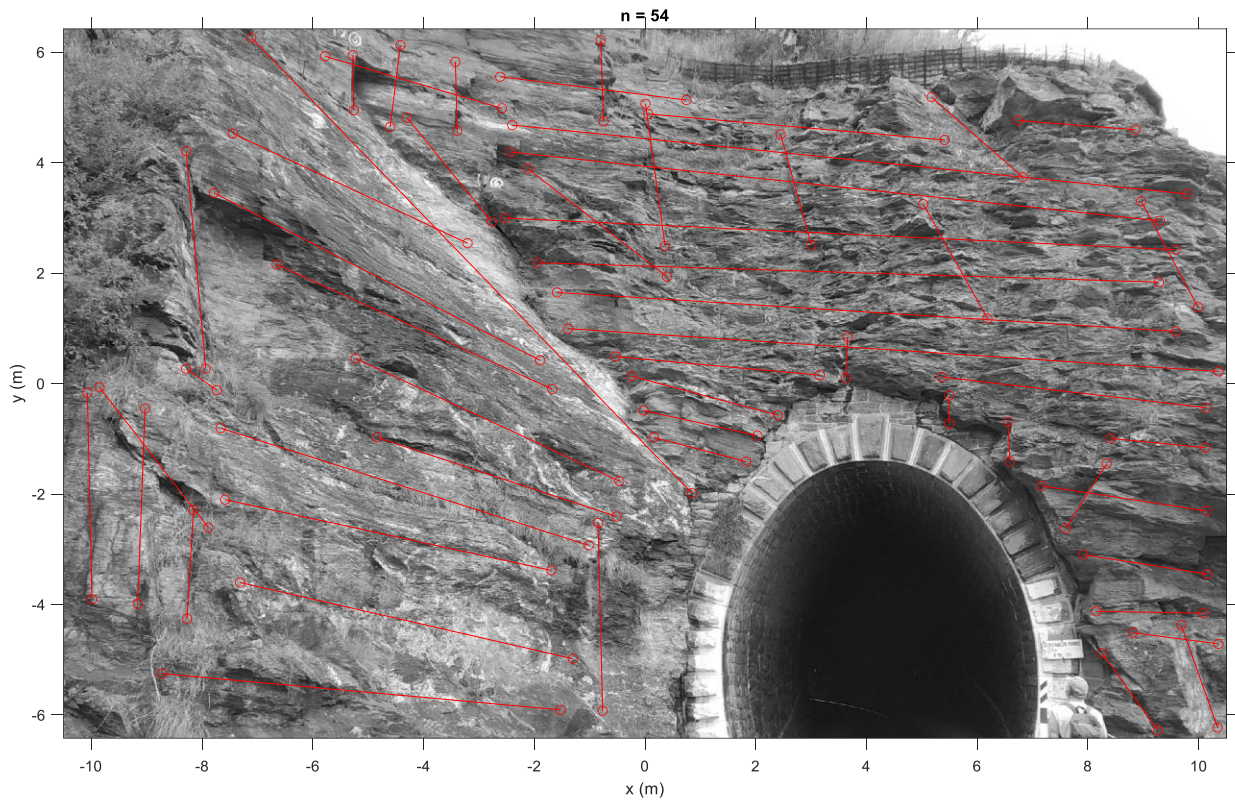


Abbildung 43: Standort der Trennflächen im Westportal. Das Bild wurde im Matlab skaliert und darauf wurden die Trennflächen-Standorte lokalisiert.

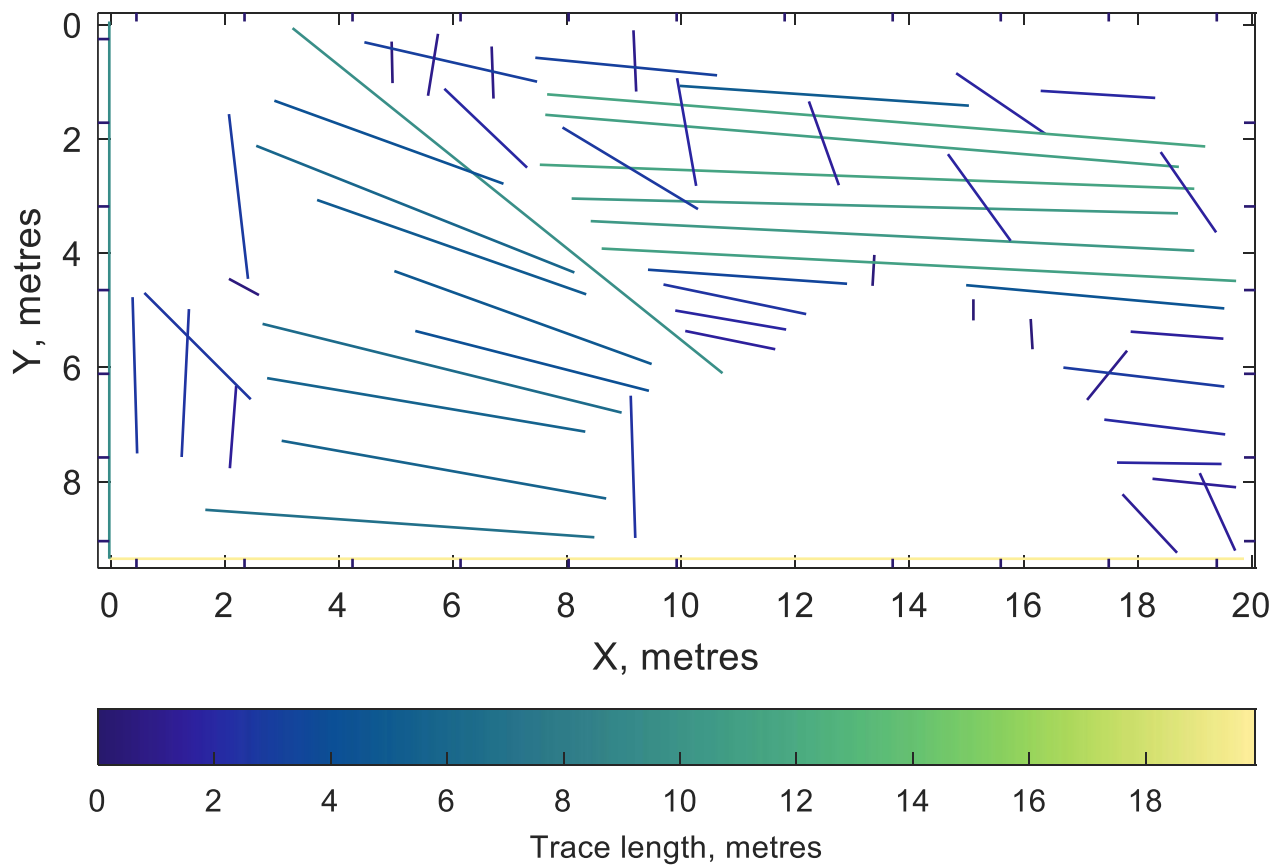


Abbildung 44: Längenkarten vom Standort der Trennflächen im Westportal. Die Karte zeigt die Trennflächen gegen die Länge mit den verschiedenen Farben.

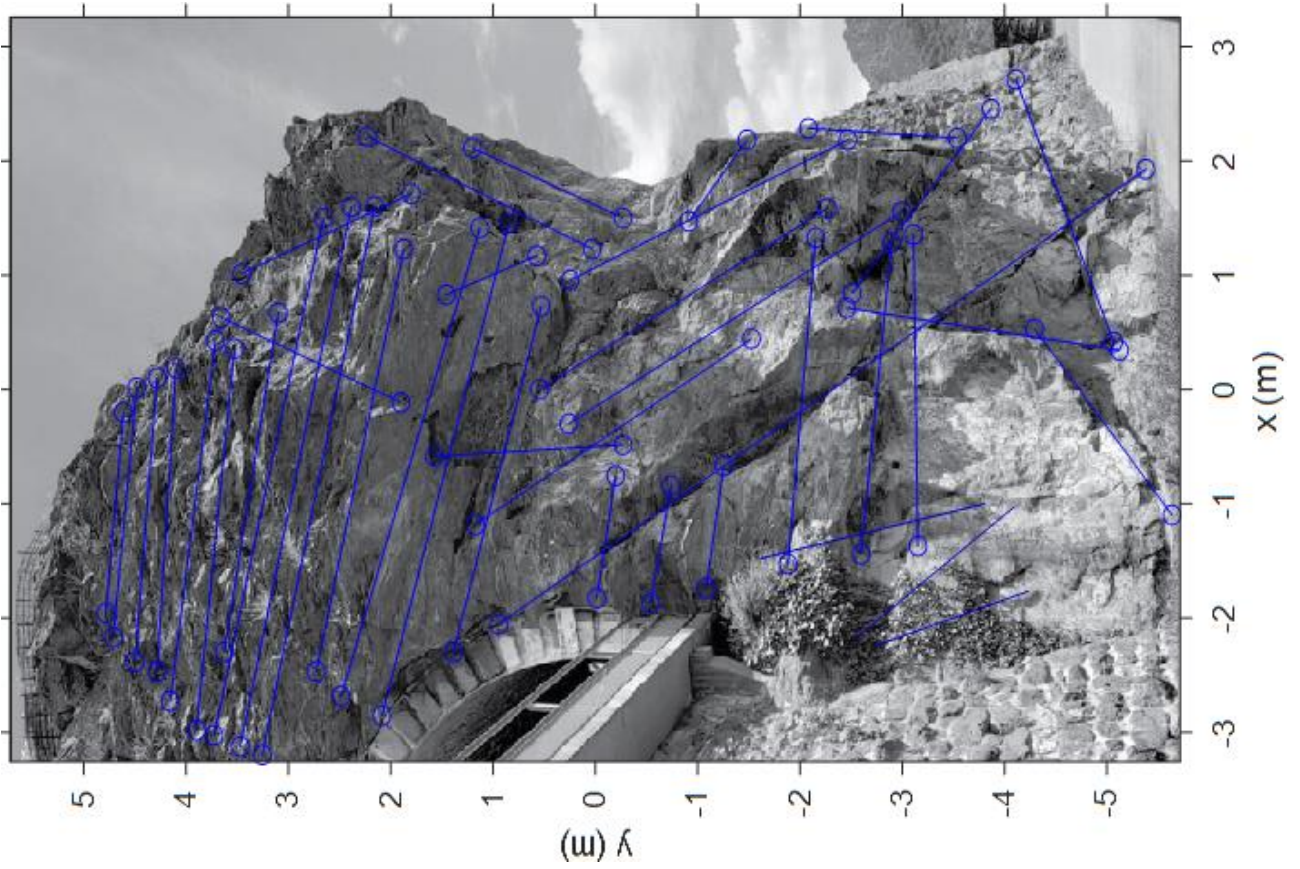


Abbildung 45: Standort der Trennflächen zwischen Westportal und Böschungen.

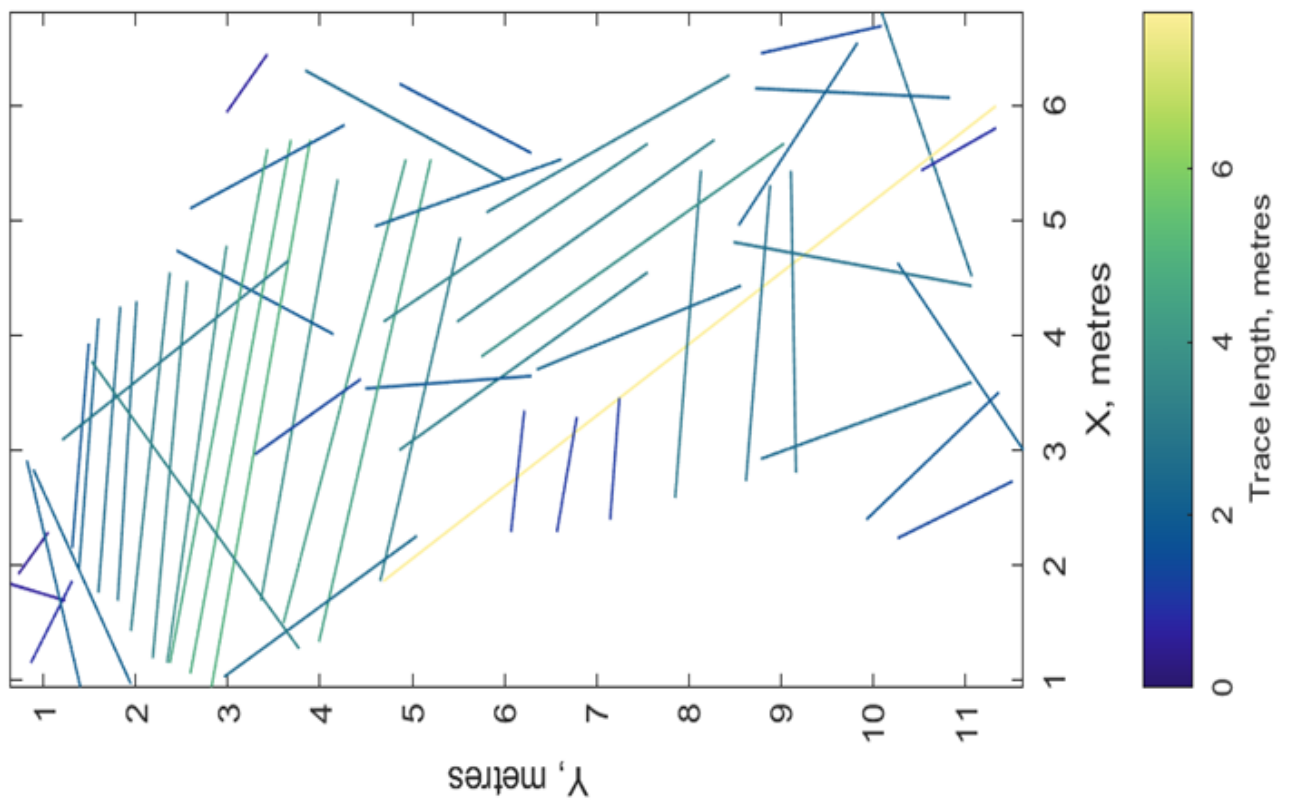


Abbildung 46: Längenkarten der Trennflächen, zwischen Westportal und Böschungen.

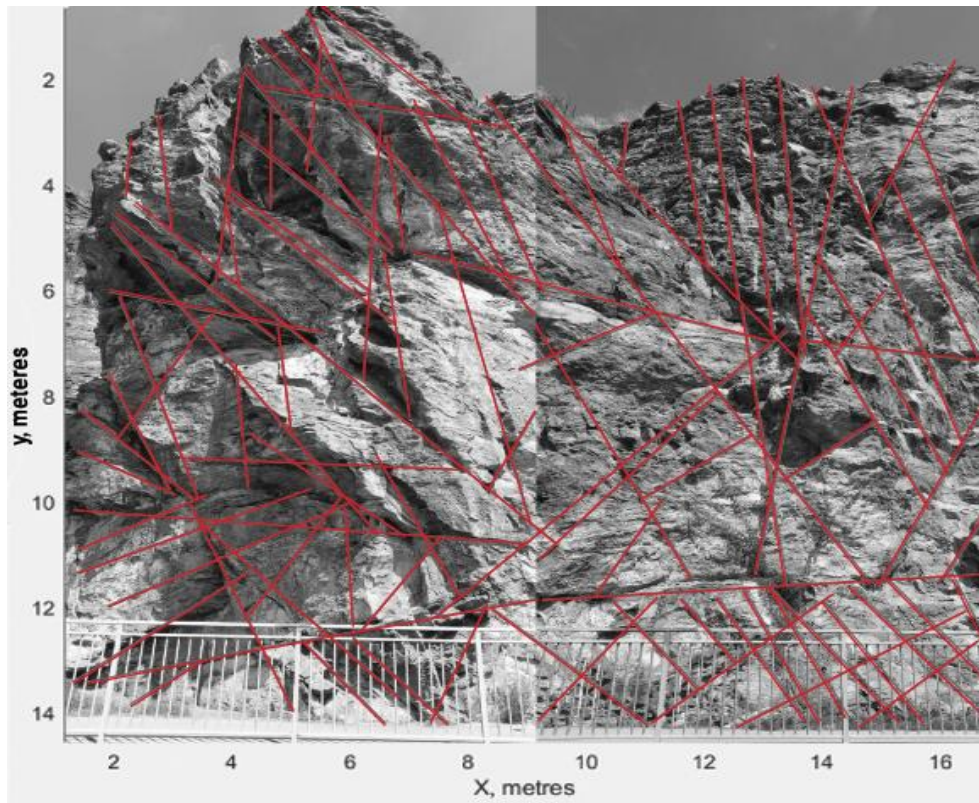


Abbildung 47: Standort der Trennflächen in der Böschung neben dem Westportal.

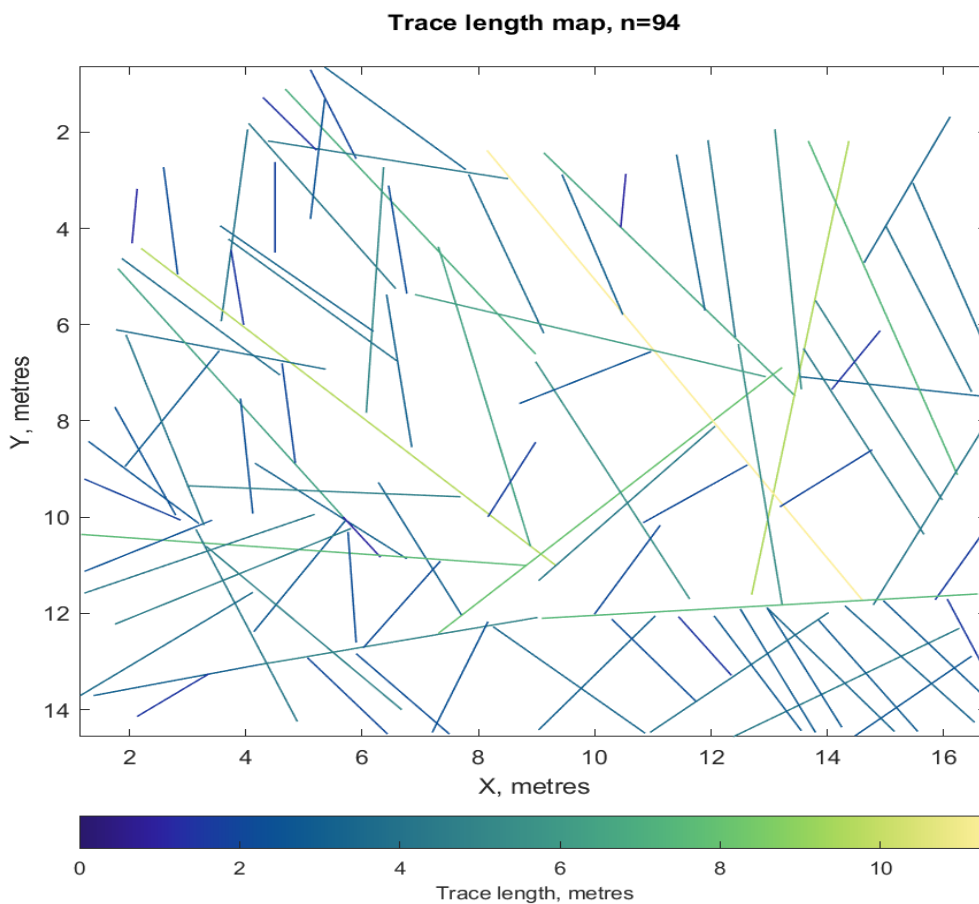


Abbildung 48: Längenkarten der Trennflächen in der Böschung neben dem Westportal.

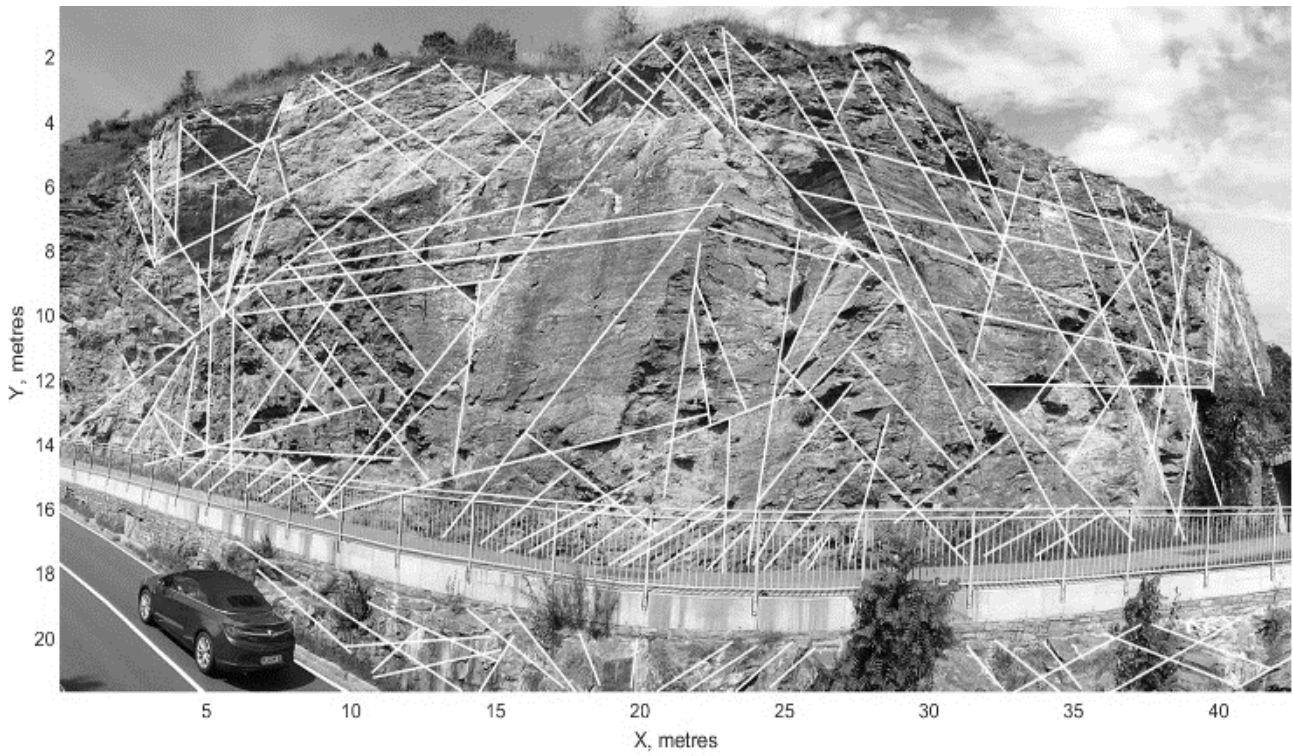


Abbildung 49: Standort der Trennflächen in der Böschung neben dem Westportal.

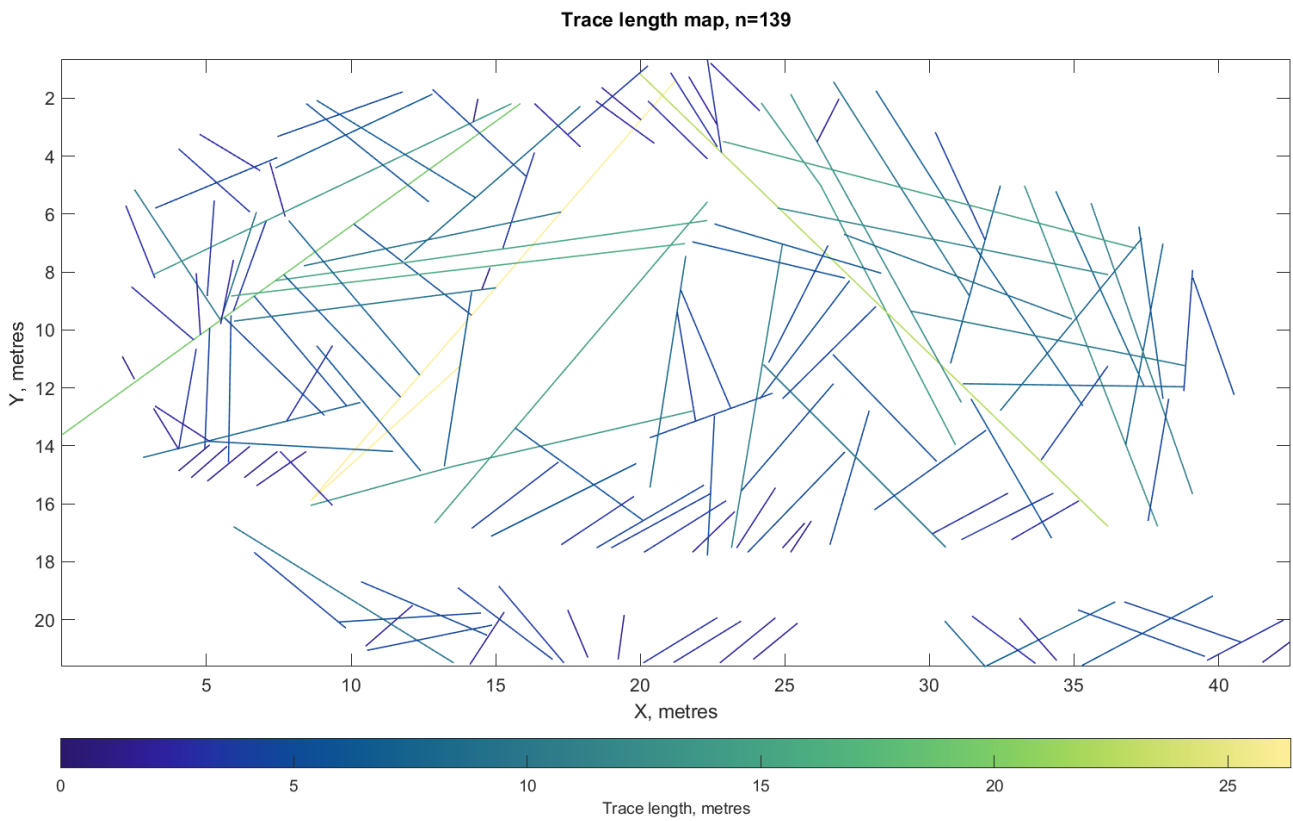


Abbildung 50: Längenkarten der Trennflächen in der Böschung neben dem Westportal.

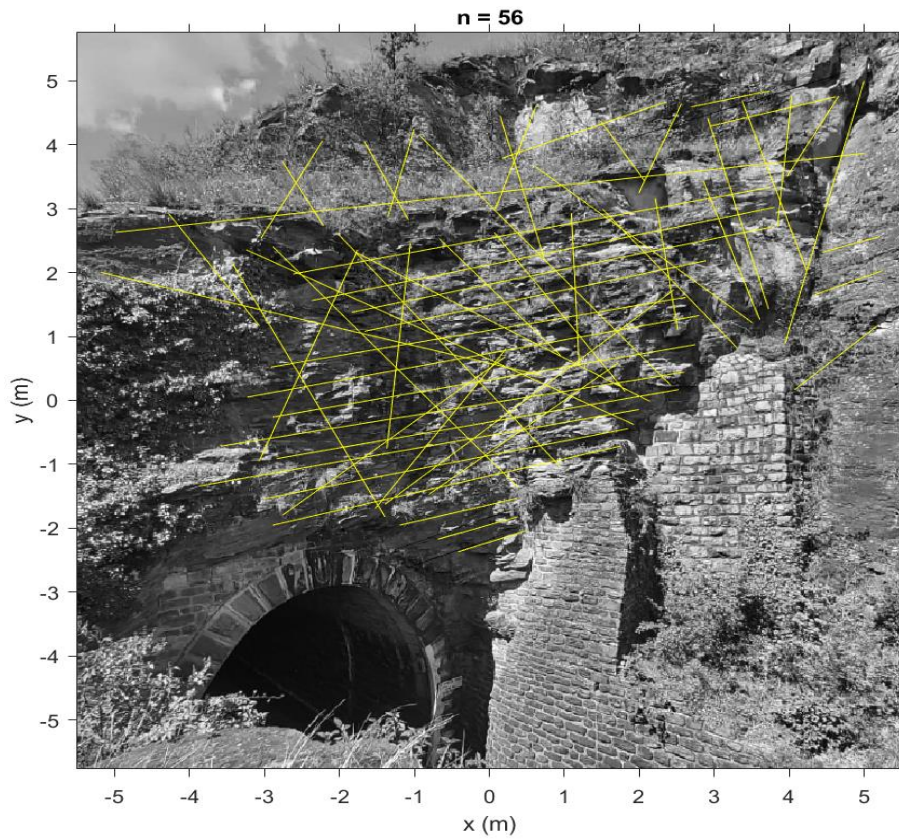


Abbildung 51: Standort der Trennflächen im Ostportal.

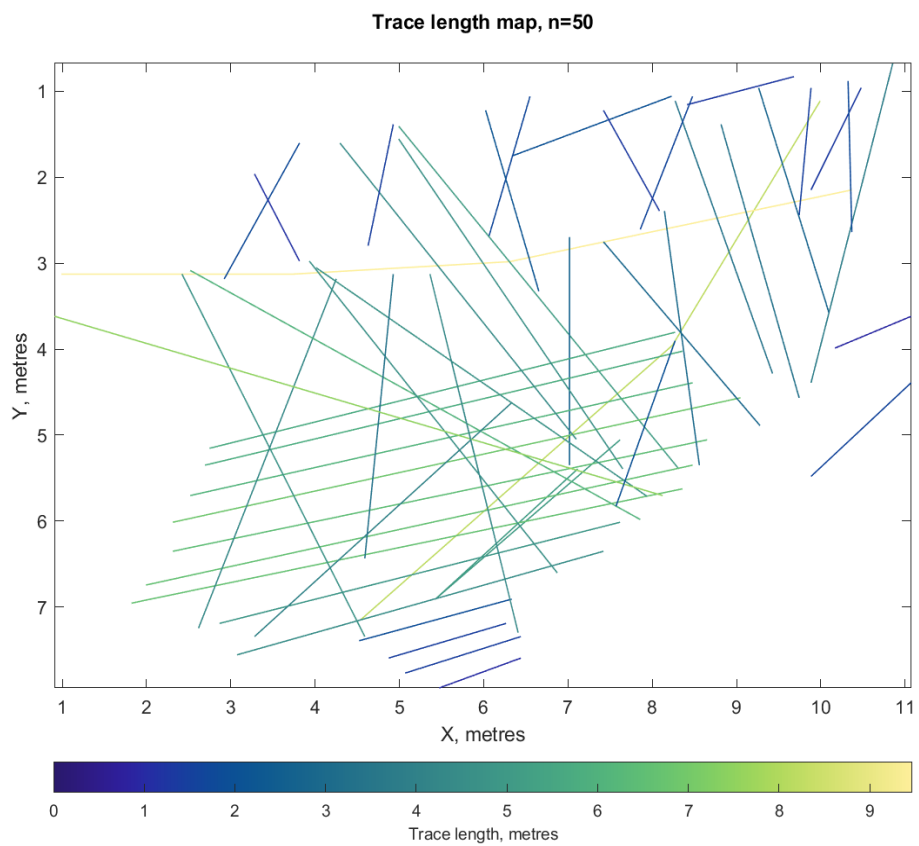


Abbildung 52: Längenkarten der Trennflächen im Ostportal.

4.2.2. Histogramm der Längen

Mit diesen Analysen kann man die Länge und die Dichte der Trennflächen berechnen, ohne Scanlinien in verschiedene Richtungen. Deshalb werden die Längen der Trennflächen gemeinsam analysiert, ohne das man mit verschiedenen „scanlinien“ die Trennflächen messen muss.

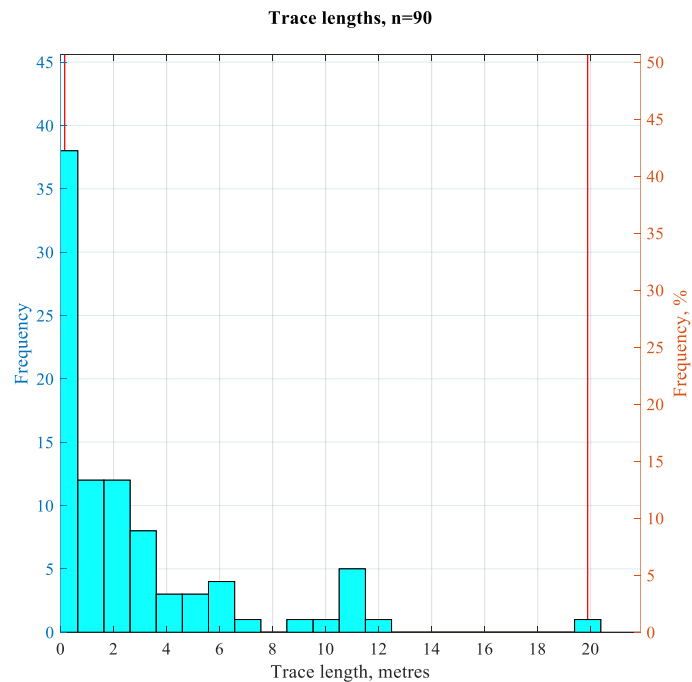


Abbildung 53: Das Histogramm der Verteilungen von Trennflächen nach der Länge im Westportal. Histogramm zeigt, es dominieren die Trennflächen bis 6m.

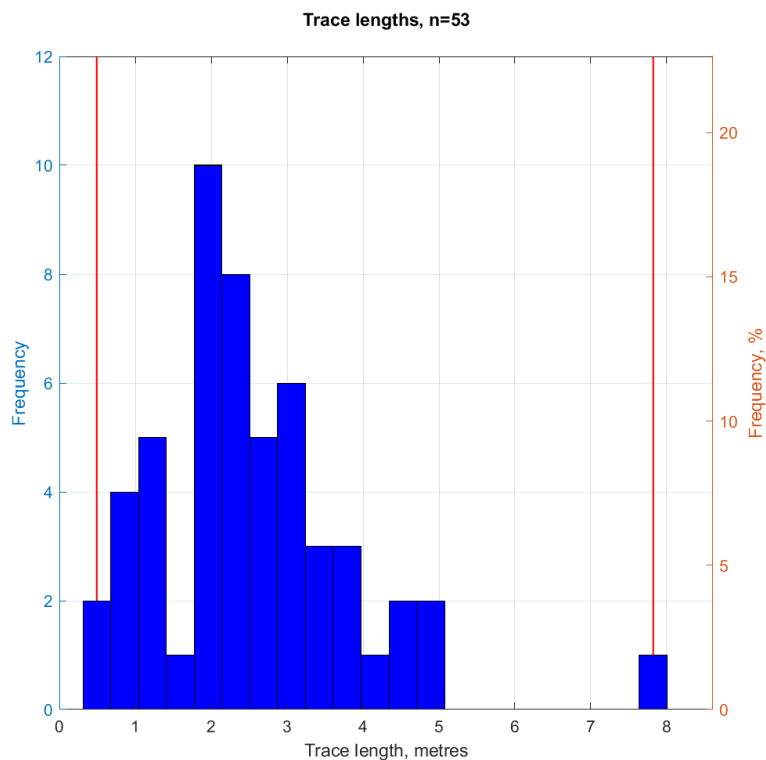


Abbildung 54: Das Histogramm der Verteilungen von Trennflächen nach der Länge zwischen Westportal und Böschungen. In diesem Teil der Trennflächen dominieren die 2m.

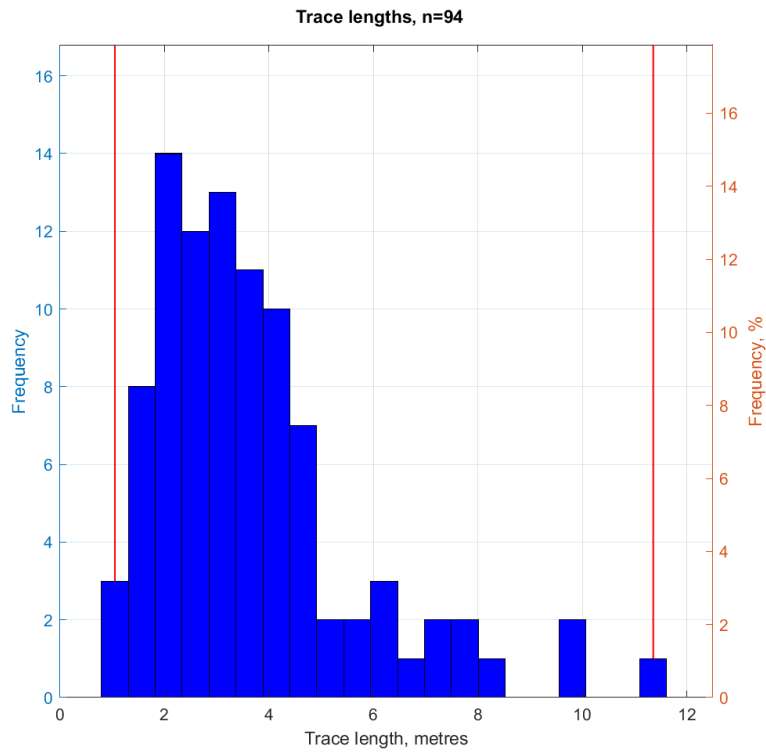


Abbildung 55: Das Histogramm der Verteilungen von Trennflächen nach der Länge. Böschungen neben dem Westportal (Km 50-73 meter, Profil C-C). Hier dominieren die Trennflächen mit 2 bis 4 m Länge.

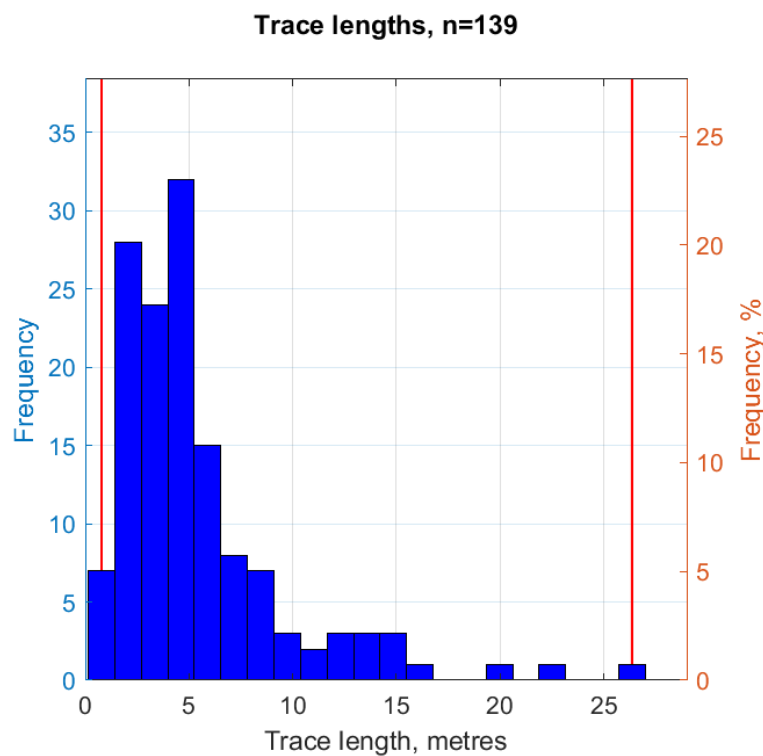


Abbildung 56: Das Histogramm der Verteilungen von Trennflächen nach der Länge. Böschungen neben dem Ostportal (Km 0-50 meter). Wie das Histogramm zeigt, sind Trennflächen von 2 bis 5 m sehr häufig.

5. Klassifizieren des Gesteins/Gebirges

5.1. Einleitung

Die Verwendung einer Gebirgeklassifizierung kann von erheblichen Nutzen sein, wenn nur sehr wenige Informationen über die Gebirge und ihre Belastungs- und hydrologischen Eigenschaften verfügbar sind. Im einfachsten Fall kann dies die Verwendung des Klassifizierungsschemas als Checkliste beinhalten, um sicherzustellen, dass alle relevanten Informationen berücksichtigt wurden. Andererseits können ein oder mehrere Klassifizierungsschemata für Gebirge verwendet werden, um ein Bild der Zusammensetzung und Eigenschaften eines Gebirges zu erstellen, um erste Schätzungen des Stützbedarfs und Schätzungen der Festigkeits- und Verformungseigenschaften bereitzustellen. Es ist wichtig, die Einschränkungen von Gebirgeklassifizierungen zu verstehen (Palmstrom und Broch 2006) und dass ihre Verwendung einige der aufwändigeren Entwurfsverfahren **nicht ersetzt** (und nicht ersetzen kann). Die Verwendung dieser Entwurfsverfahren erfordert jedoch den Zugriff auf relativ detaillierte Informationen zu: In-situ-Spannungen, Gebirgseigenschaften und geplanten Aushubsequenzen, von denen möglicherweise keine zu einem frühen Zeitpunkt im Projekt verfügbar ist. Sobald diese Informationen verfügbar sind, sollte die Verwendung der Gebirgsklassifizierungsschemata aktualisiert und in Verbindung mit standortspezifischen Analysen verwendet werden. (E. Hoek 2007)

Seit etwa 140 Jahren wurden verschiedene Projekte zur Klassifikationsschemata von Gebirgen ausgeweitet. Ritter (Ritter 1879) versuchte, eine universelle Methode zum Entwerfen der Tunnel und zur Bestimmung der Schützmittel zu formulieren. In den folgenden Jahren wurden verschiedene Methoden von anderen vorgeschlagen, wie die Klassifikationen von (Terzaghi 1946), (Deere, Hendron und Patton 1967), (Wickham, Tiedemann und Skinner 1972), (Bieniawski, Z.T. 1973) und (Bieniawski, Z.T. 1989), (Barton, et al. 1974). In jeder dieser Klassifikationsschemata wurden eine oder mehrere der verschiedenen Komponenten der geologischen technischen Spezifikationen der Felsmechanik vorgeschlagen.

Nach Jahren und Änderungen in früheren Rankings wurde schließlich eine neue Klassifikationsmethode, der **Geological Strength Index (GSI)** genannt wurde, entwickelt. (E. Hoek 1994) und (Hoek, E; Kaiser, P.K; Bawden, W.F 1995.), sowie (Hoek und Brown 1997).

In dieser Magisterarbeit wurde die Methode (GSI) verwendet, um die Analysen durchzuführen, und die von der Software benötigten Parameter zu erhalten.

5.2. Geological Strength Index (GSI)

Der Geological Strength Index (GSI) ist ein System zur Charakterisierung des Gebirges, das in der Felsmechanik entwickelt wurde, um den Bedarf an zuverlässigen Eingabedaten zur Eigenschaften des Gebirges zu decken, die als Eingabe für numerische Analysen oder geschlossene Lösungen für den Entwurf des Tunnels, der Böschungen oder der Fundamente im Fels erforderlich sind. Der geologische Charakter des Gesteinsmaterials wird zusammen mit der visuellen Beurteilung des Gebirges, die es bildet, als direkte Eingabe für die Auswahl von Parametern zur Vorhersage der

Festigkeit und Verformbarkeit des Gebirges verwendet. Dieser Ansatz ermöglicht es, ein Gebirge als mechanisches Kontinuum zu betrachten, ohne den Einfluss der Geologie auf ihre mechanischen Eigenschaften zu verlieren. Nachdem der GSI bestimmt wurde, können die Parameter m_b , s und a ermittelt werden, die die Festigkeitseigenschaften des Gebirges ausdrücken.

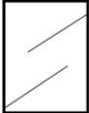





GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced is water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
		Very rough, fresh unweathered surfaces	Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	Smooth, moderately weathered and altered surfaces	Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity		40		30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

Abbildung 57 Schätzung des geologischen Festigkeitsindex GSI basierend auf geologischen Beschreibungen. Nach (E. Hoek 2007)

Heutzutage können Gebirgsparameter unter Verwendung des Programms von RocData, Rocscience (Kanada) ermittelt werden.

In diesem Abschnitt wurde die erforderlichen Gebirgsfestigkeitsparameter für die numerische Modellierung (modifizierte Parameter m_b , S und a) unter Verwendung der Eingabe der Arbeitsgebiete berechnet.

5.3. Input Parameter

Die Abbildung 70 wurde verwendet, um den Wert des GSI aus Feldbeobachtungen von den Eigenschaften der Trennflächen abzuschätzen. In dieser Abbildung ist ein Kreis enthalten, der die 90% -Konfidenzgrenzen eines GSI-Werts von 25 ± 5 darstellt (entspricht einer Standardabweichung von ungefähr 2,5). Dies stellt den Wertebereich dar, den ein erfahrener Geologe einem Gebirge zuweisen würde, das als blockig/gestört oder zerfallend und gering verspannt beschrieben wird.

Die Erfahrungen haben gezeigt, dass es nicht notwendig ist, den genau Wert von GSI zu bestimmen, sondern ihn in den Berechnungen als Bereich zu betrachten, weil er nicht realistisch ist. Deswegen wurde in der Masterarbeit für jedes Profil 3 Werte des GSI nach Eigenschaften der Trennflächen berechnet und darauf wurden verschiedene Werte der Gebirgsfestigkeitsparameter ermittelt. Die Modelle wurden dargestellt und Standsicherheits-Analyse am Tunnel vorgenommen.

Idealerweise sollten die Druckfestigkeit des Gesteins (σ_c) und die Konstante des Gesteins (m_i), die für die Anwendung des Hoek-Brown-Kriteriums erforderlich sind, entweder durch dreiachsige Tests sorgfältig, oder durch präparierte Proben wie von (Hoek, E.; Brown, E.T 1997) beschrieben werden.

5.3.1. Druckfestigkeit

Um die Druckfestigkeit des Gesteins (σ_c) ermitteln zu dürfen, wurde die Druckfestigkeit des Gesteins durch die Verwendung des Schmidt-Hammers gemessen.

5.3.2. Schmidt-Hammer

Der Schmidt-Hammer, der Ende der 1940er Jahre als Indikator für die zerstörungsfreie Prüfung von Beton vor Ort entwickelt wurde, wird seit den frühen 1960er Jahren in der Felsmechanik hauptsächlich zur Abschätzung der einachsigen Druckfestigkeit (UCS) und des Elastizitätsmoduls (E_t) von Gestein eingesetzt.

Der Schmidt-Hammer ermöglicht eine schnelle und kostengünstige Messung der Druckfestigkeit, mit der häufig die mechanischen Eigenschaften von Gestein abgeschätzt werden. Eine Reihe von Faktoren wie Hammertyp, Rücklaufnormalisierung, Probengröße, Oberflächenglätte, Wetter und Luftfeuchtigkeit sowie Tests, Reduktions-Methoden und Analysen beeinflussen jedoch weiterhin die Konsistenz und Zuverlässigkeit der Schmidt-Hammertestergebnisse.

Um die Druckfestigkeit (UCS) und den Elastizitätsmoduls (E_t) vom Gestein im Masterarbeitsgebiet zu erhalten, wurde der Rückprallhammer Silver-Schmidt-Type-L, der Schweizer Firma Proceq eingesetzt.

Mechanik		Elektronik	
Schlagenergie	0,735 Nm	Anzeige:	17 x 71 Pixel, grafisch
Wertebereich Beton-Druckfestigkeit	10 - 100 MPa	Wertebereich Beton-Druckfestigkeit Typ L	mit Pilzbolzen 5 – 30 MPa (725 – 4'351 psi)
Hammermasse	135 g	Anschluss Ladegerät:	USB Typ B (5 V, 100 mA)
Gehäuseabmessungen	55 x 55 x 255 mm	Betriebstemperatur:	0 bis 50 °C
Gewicht:	570 g	Lagertemperatur:	-10 bis 70 °C
Max. Anzahl Prüfschläge pro Reihe:	99	IP-Klassifizierung:	IP54
Speicherkapazität	ca. 400 Messreihen 10 Prüfschläge		
Akkulebensdauer	> 5000 Prüfschläge zwischen zwei Ladevorgängen		

Tabelle 7) Technische Daten SilverSchmidt nach (Proceq 2016).



Abbildung 58 Rückprallhammer Silver-Schmidt-Type-L von Proceq (links nach (Proceq 2016) und rechts wurde bei der Feldarbeit fotografiert (August 17, 2019).

Erstmals haben (Deere, D.U. & Miller, R.P. 1966) die Beziehung der einaxialen Druckfestigkeit und der Schmidt-Hammer Rückprallwerte in einer empirischen Formel hergeleitet. Bisher wurden folglich reichliche Berechnungsmethoden publiziert und aufgelistet nach (Aydin, A. & Basu, A. 2005), die abhängig der Gesteinsart und Hammerart sind.

References	Proposed correlations*	r	Validity range		
			Rock type	σ_{UCS}	R
Aufmuth (1973)	$\sigma_{UCS}=0.33 * (R_L * \rho)^{1.35}$ $E_t=4911.84 * (R_L * \rho)^{1.06}$	0.80 0.75	25 different lithologies	12–362	10–54
Kahraman (1996: in Yilmaz and Sendir, 2002)	$\sigma_{UCS}=0.00045 * (R_N * \rho)^{2.46}$	0.96	10 different lithologies	–	–
Gokceoglu (1996: in Yilmaz and Sendir, 2002)	$\sigma_{UCS}=0.0001 * R^{3.27}$	0.84	Marl	–	–
Yasar and Erdogan (2004)	$\sigma_{UCS}=0.000004 * R_L^{4.29}$	0.89	Carbonates, sandstone, basalt	40–112	45–55
Dearman and Irfan (1978)	$\sigma_{UCS}=0.00016 * R_L^{3.47}$ $E_t=1.89 * R_L - 60.55$	– 0.93	Granite (Grade I to IV)	11–266	23–62
Xu et al. (1990)	$\sigma_{UCS}=2.98 * e^{(0.06 * R_L)}$ $E_t=1.77 * e^{(0.07 * R_L)}$ $\sigma_{UCS}=2.99 * e^{(0.06 * R_L)}$ $E_t=2.71 * e^{(0.04 * R_L)}$ $\sigma_{UCS}=2.98 * e^{(0.063 * R_L)}$ $E_t=2.57 * e^{(0.03 * R_L)}$ $\sigma_{UCS}=3.78 * e^{(0.05 * R_L)}$ $E_t=1.75 * e^{(0.05 * R_L)}$ $\sigma_{UCS}=1.26 * e^{(0.52 * R_L * \rho)}$ $E_t=0.07 * e^{(0.31 * R_L * \rho)}$	0.95 0.96 0.91 0.91 0.94 0.88 0.93 0.95 0.92 0.89	Mica-schist Prasinite Serpentinite Gabro Mudstone	9–56 8–145	17–53 21–64
Deere and Miller (1966)	$\sigma_{UCS}=9.97 * e^{(0.02 * R_L * \rho)}$ $E_t=0.19 * R_L * \rho^2 - 7.87$	0.94 0.88	28 different lithologies	22–358	23–59
Beverly et al. (1979: in Xu et al., 1990)	$\sigma_{UCS}=12.74 * e^{(0.02 * R_L * \rho)}$ $E_t=0.19 * R_L * \rho^2 - 12.71$	– 0.93	20 different lithologies	38–218	–
Cargill and Shakoor (1990)	$\sigma_{UCS}=3.32 * e^{(0.04 * R_L * \rho)}$ $\sigma_{UCS}=18.17 * e^{(0.02 * R_L * \rho)}$	0.98 0.78	Sandstones Carbonates	35–271	27–49
Kahraman (2001)	$\sigma_{UCS}=6.97 * e^{(0.01 * R_N * \rho)}$ $\sigma_{UCS}=1.45 * e^{(0.07 * R_L)}$ $E_t=1.04 * e^{(0.06 * R_L)}$	0.92 0.91	Carbonates Granite (Grade I to IV)	4–153 6–196	15–70 20–65 23–76
<i>This study</i>	$\sigma_{UCS}=0.92 * e^{(0.07 * R_N)}$ $E_t=0.72 * e^{(0.05 * R_N)}$	0.94 0.92			
Yilmaz and Sendir (2002)	$\sigma_{UCS}=2.27 * e^{(0.06 * R_L)}$ $E_t=3.15 * e^{(0.05 * R_L)}$	0.91 0.95	Gypsum	15–30	30–44
Katz et al. (2000)	$\sigma_{UCS}=2.21 * e^{(0.07 * R_N)}$ $E_t=0.00013 * R_N^{3.09}$	0.96 0.99	Limestone, sandstone Syenite, granite	11–259	24–73
Kidybinski (1980)	$\sigma_{UCS}=0.52 * e^{(0.05 * R + \rho)}$	–	Coal, shale, mudstone, siltstone, sandstone	–	–
Shorey et al. (1984)	$\sigma_{UCS}=0.40 * R_N - 3.60$	0.94	Coal	3–13	15–40
Haramy and DeMarco (1985)	$\sigma_{UCS}=0.99 * R_L - 0.38$	0.70	Coal	7–46	12–44
Ghose and Chakraborti (1986)	$\sigma_{UCS}=0.88 * R_L - 12.11$	0.87	Coal	13–41	28–53
Singh et al. (1983)	$\sigma_{UCS}=2.00 * R_L$	0.86	Sandstone, siltstone, mudstone, seatearth	12–73	10–35
O' Rourke (1989)	$\sigma_{UCS}=4.85 * R_L - 76.18$	0.77	Sandstone, siltstone, limestone, anhydride	14–215	19–52
Sachpazis (1990)	$\sigma_{UCS}=4.29 * R_L - 67.52$ $E_t=1.94 * R_L - 33.93$	0.96 0.88	33 different carbonates	22–311	16–60
Tugrul and Zarif (1999)	$\sigma_{UCS}=8.36 * R_L - 416.00$	0.87	Granite	109–193	64–72

Abbreviations:

σ_{UCS} : UCS (MPa); E_t : tangent Young's modulus (GPa) at 50% of σ_{UCS} ; ρ : density (gm/cm³); R_L and R_N : rebound values for L and N hammers; r : regression coefficient.

* Note that some of the above relations were modified from their original forms into one of the general expressions (power/exponential/linear) with common SI units for individual variables.

Tabelle 8) Beziehungen des Rückprallwerts mit der einachsigen Druckfestigkeit und dem Elastizitätsmodul. Nach (Aydin, A. & Basu, A. 2005)

Hier habe ich eine allgemein gültige empirische Berechnung verwendet, welche die (Barton, N. & Choubey, V. 1976) hervorgebracht haben:

$$\text{Formel 5-1} \quad \log_{10} \sigma_c = 0,00088 \times \gamma \times (R \times 0,75) + 1,01$$

Hier

σ_c : einaxiale Druckfestigkeit [MPa]

γ : Wichte des Gesteins [kN/m³]

R: vom Gerät gemittelte Rückprallwert

In den untersuchten Gebieten wurden Rückprallwerte des Schmidt-Hammers gemessen und die damit ermittelten Druckfestigkeiten sind in folgender Tabelle der Druckfestigkeit der Gesteinsarten Paragneis und Glimmerschiefer angeführt.

Stationierung	Rückprallwert	Standard-abweichung	Schlagzahl	Richtung zu Schieferung	6 c [Mpa]	6 c Ave [Mpa]	Gestein	Mr	E _i [GPa]	γ [kN/m ³]	E _i [GPa]	
Profile A-A'	49,6	6,5	25	Normal	78,3	86,7	Gneiss	350	27.412	27	30,4	
	61	13,3	25	Paralell	125,0			350	43.761			
	41,8	10,7	30	Paralell	56,9			350	19.904			
	Profile A-A'	33,1	9,2	25	Normal	39,8	45,5	Glimmerschiefer	400	15.918	27	18,2
		30	8,5	26	Paralell	35,0			400	14.017		
		43,8	10	25	Paralell	61,7			400	24.693		
		50,1	8,1	25	Normal	79,9			350	27.980		
		58,4	8,2	25	Paralell	112,4			350	39.333		
		48,2	12,2	25	Paralell	73,9			350	25.882		
Profile B-B'	58,6	11,7	26	Paralell	113,3	124,9	Gneiss	350	39.657	27	43,7	
	54,6	7,7	26	Normal	96,2			350	33.654			
	67,8	5,8	26	Paralell	165,3			350	57.845			
	Profile B-B'	26	6,2	30	Normal	29,7	39,0	Glimmerschiefer	400	11.895	27	15,6
		37,3	7,2	30	Paralell	47,3			400	18.912		
33,3		8,6	30	Paralell	40,1	400			16.050			
Profile C-C'	68,8	10,6	25	Paralell	172,2	125,1	Gneiss	350	60.268	27	43,8	
	52,7	8,7	25	Normal	88,9			350	31.130			
	58,8	7,7	25	Paralell	114,2			350	39.984			
Naturstein von der Innenschale des Tunnels*	68,1	7,4	25	Paralell	167,3	162,0	Gneiss	350	58.561	27	56,7	
	68,4	3,8	25	Paralell	169,4			350	59.287			
	65,3	10	25	Paralell	149,2			350	52.205			
	Naturstein von der Innenschale des Tunnels*	45	3	25	Paralell	64,8	79,1	Gneiss	350	22.697	27	27,7
		58,6	5,6	25	Paralell	113,3			350	39.657		
Naturstein von der Innenschale des Tunnels*	42,8	5,7	30	Paralell	59,3			350	20.738			

Tabelle 9) Übersichtstabelle der Rückprallwerte, Druckfestigkeiten und Gesteinsart. Wie in der Tabelle ersichtlich, liegen die gemessenen einaxialen Druckfestigkeiten im Bereich 88 MPa für die Paragneise im Profile A-A' und 125 MPa im Profile B-B' und C-C'. Für die Glimmerschiefer im Profile A-A' im Bereich 45 MPa und 39 MPa im Profile B-B' wurden die einaxialen Druckfestigkeiten gemessen.

* Um die einaxialen Druckfestigkeiten vom Naturstein der Innenschale des Tunnels messen zu können, wurden die Rückprallwerte in 2 Standorten im Tunnel gemessen und damit wurden Druckfestigkeiten im Bereich von 79-162 MPa ermittelt.

5.3.3. Elastizitätsmodul – Gestein

Es wurden viele Methoden zur Schätzung von Elastizitätsmodul vom Gestein basierend auf einaxialen Druckfestigkeiten vorgeschlagen. Traditionell verwendete Modelle sind eine lineare oder nichtlineare Regression zwischen Elastizitätsmodul und einaxialen Druckfestigkeiten. Oft mit zusätzlichen Parametern zur Verbesserung der Passform. Einige dieser Methoden einschließlich Gesteinsarten, Anpassungsverhältnisse und des Bereichs der Elastizitätsmoduli und einaxialen Druckfestigkeiten sind in Tabelle 11 zusammengefasst, welche von (Feng, X. & Jimenez, R. 2014) publiziert.

Reference	Model ^a	Units	R	Rock type(s)	Ranges	
					E [GPa]	UCS [MPa]
Deere and Miller (1966)	$q_u = 0.0033E - 2886$	[E and q_u in psi]	0.83	Several	5–99	21–355
Aggitalis et al. (1980)	$E = 84.38q_u + 0.901q_u^2 - 0.0078q_u^3$ $E = q_u^{2.2248}$	[E and q_u in MPa] "	0.79 0.70	Basalt Gabbro	1–12 1–10	17–91 6–108
Sachpazis (1990)	$E = 0.3752q_u + 4.428$	[E in GPa, q_u in MPa]	0.90	Carbonate rocks	8–71	22–311
Palchik (1999)	$q_u = 0.25E/n$	[E and q_u in MPa]	0.95	Porous sandstones	1–3	7–20
Tugrul and Zarif (1999)	$E = 0.35q_u - 12$	[E in GPa, q_u in MPa]	0.94	Granitic rocks	30–59	109–193
Lashkaripour (2001)	$E = 0.045q_u^{1.63}$	[E in GPa, q_u in MPa]	0.97	Mudrocks	–	–
Begonha and Sequeira Braga (2002)	$E = 0.0183q_u^{1.3646}$	[E in GPa, q_u in MPa]	0.99	Oporto Granite	1–23	20–157
Gokceoglu and Zorlu (2004)	$E = 0.456q_u + 11.6$	[E in GPa, q_u in MPa]	0.82	Greywackes	13–81	17–156
Sonmez et al. (2004)	$E = 0.4358q_u^{0.6759}$	[E in GPa, q_u in MPa]	0.95	Ankara agglomerate	2–6	6–55
Al-Shayea (2004)	$E = 24545q_u^{0.127}$	[E in GPa, q_u in MPa]	–	Limestone	–	–
Karakus et al. (2005)	$E = -12.766 - (4.06 \times 10^{-7})e^{-n} + 29.055n(I_{50}) - (7.48 \times 10^{-5})SHR^3 - (6.44 \times 10^{-3})(q_u)n(V_p) - 1.19 \times 10^{-9}q_u^5$	[E in GPa, q_u in MPa]	1.00	Several	8–25	12–90
Vásárhelyi (2005)	$E = 374q_u$	[E and q_u in MPa]	0.89	Miocene limestone	0.4–21	1–39
Sonmez et al. (2006)	Prediction chart based on q_u and γ	–	–	Several	0.8–110	4–512
Shalabi et al. (2007)	$E = 0.531q_u + 9.567$	[E in GPa, q_u in MPa]	0.84	Shale & dolomite	16–81	11–127
Ocak (2008)	$E = 0.5342q_u^{0.7672}$	[E in GPa, q_u in MPa]	0.81	Several	0.7–38	2–152
Asef and Farrokhriz (2010)	$q_u = 2.65E^{0.8}\phi^{0.2}$	[E in GPa, q_u in MPa]	0.96	Several	–	–
Palchik (2011)	$E = 41.98q_u + 52120\rho - 88440$ $E = 45.76q_u + 75180\rho - 147900$ $E = 162.1q_u + 24270\rho - 40640$	[E and q_u in MPa] " "	0.90 0.91 0.81	Nekorot limestone Aminadav dolomite Bina Limestone	45–49 20–82 10–60	141–178 62–274 14–187
Singh et al. (2012)	$E = 0.0645 + 0.006q_u - 0.059\sigma_t + 0.153t_p + 178.735V.R. + 2.247n$	[E and q_u in MPa]	–	Schistose rocks	4–20	26–192

^a q_u uniaxial compressive strength; E Young's modulus; n porosity (%); γ unit weight (kN/m^3); I_{50} point load index (MPa); SHR Schmidt hammer rebounds; V_p P-wave velocity (km/s); ϕ porosity in fraction; ρ density (g/cm^3); σ_t tensile strength (MPa); t_p axial point load strength (MPa); $V.R.$ void ratio.

Tabelle 10) Eine Zusammenfassung der zuvor veröffentlichten Korrelationen zwischen einaxialen Druckfestigkeiten und Elastizitätsmoduli nach (Feng, X. & Jimenez, R. 2014).

Wie in der Tabelle 11 zusammengefasst wurde, ist der Elastizitätsmodul abhängig von der Gesteinsart und einaxialen Druckfestigkeiten Werte. Um die Ermittlung des E-Modules zu bekommen, wird in diese Masterarbeit der E-Modul wie von (Sonmez, H. & Gokceoglu, C. & Nefeslioglu, H.A. & Kayabasi, A. 2006) beschrieben, über den von (Deere, D.U. 1968) hergeleiteten Modulus Ratio, Verhältnis von Druckfestigkeit zu E-Modul, und die einaxiale Druckfestigkeit berechnet, welche ebenfalls im Analyseprogramm RocData von Rocscience verwendet werden.

$$\text{Formel 05-2} \quad E_{ir} = MR \times \sigma_c$$

Hier

E_{ir} ... Elastizitätsmodul intaktes Gestein [GPa]

MR ... Modulus Ratio []

σ_c : einaxiale Druckfestigkeit [MPa]

Nach Formel 5.2 wurden E_i für 3 Profile: A-A', B-B', C-C' und ebenso Naturstein aus der Innenschale des Tunnels berechnet, als E_i (Elastizitätsmodul intaktes Gestein). Hier werden die Werte des Elastizitätsmoduls intaktes Gestein für Gneis von 30 bis 44 GPa, für Glimmerschiefer von 15 bis 18 GPa und für Naturstein von der Innenschale des Tunnels von 27 bis 56 GPa berechnet.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerates 300-400 Breccias 230-350	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400 Greywackes 350	Claystones 200-300 Shales 150-250 ^a Marls 150-200
		Non-clastic	Carbonates	Crystalline limestones 400-600	Sparitic limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000
		Evaporites		Gypsum (350) ^b	Anhydrite (350) ^b	
		Organic				Chalk 1000+
Metamorphic	Non-foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750 ^a	
	Foliated ^a			Schists 250-1100 ^a	Phyllites/Mica Schist 300-800 ^a	Slates 400-600 ^a
Igneous	Plutonic	Light	Granite ^c 300-550 Granodiorite ^c 400-450	Diorite ^c 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal			Porphyries (400) ^b	Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic	Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500) ^b	Tuff 200-400	

Tabelle 11) Richtlinien für die Auswahl des Modulverhältnisses (MR). Nach (Hoek, E; Diederichs, M.S. 2006)

5.3.4. Elastizitätsmodul des Gebirges

Aus den Daten wurde der Elastizitätsmodul des Gebirges aus verschiedenen Quellen zur Geologie und zur einaxialen Druckfestigkeiten des Gesteins (UCS) ermittelt.

Diese Informationen ermöglichen eine detailliertere Analyse, in die das Verhältnis von (E_{rm}/E_i) einbezogen werden kann. Mit dem von (Deere, D.U. 1968) vorgeschlagenen Modulverhältnis MR und modifiziert von (Hoek, E; Diederichs, M.S. 2006), teilweise basierend auf diesem Datensatz und auch auf zusätzlichen Korrelationen von (Palmström, A; Singh, R; 2001) ist es möglich, den Modul aus Formel 5-3 abzuschätzen.

Diese Beziehung ist nützlich, wenn keine direkten Werte des Gesteinsmoduls (E_i) verfügbar sind oder wenn eine völlig ungestörte Abtastung zur Messung von E_i schwierig ist.

●	Field data	Serafim and Pereira [4]
◆	Field data	Bieniawski [5]
■	Field data	Stephens and Banks [6]
1	$E_{rm} = 2RMR - 100$	Bieniawski [5]
2	$E_{rm} = 10^{((RMR-10)/40)}$	Serafim and Pereira [4]
3	$E_{rm} = E_i/100(0.0028RMR^2 + 0.9 \exp(RMR/22.82)), E_i = 50 \text{ GPa}$	Nicholson and Bieniawski [12]
4	$E_{rm} = E_i(0.5(1 - \cos(\pi RMR/100))), E_i = 50 \text{ GPa}$	Mitri et al [9]
5	$E_{rm} = 0.1(RMR/10)^3$	Read et al. [7]
6	$E_{rm} = 10Q_c^{1/3}$ where $Q_c = Q\sigma_{ci}/100, \sigma_{ci} = 100 \text{ MPa}$	Barton [8]
7	$E_{rm} = (1 - D/2)\sqrt{\sigma_{ci}/100} \times 10^{((RMR-10)/40)}, D = 0, \sigma_{ci} = 100 \text{ MPa}$	Hoek et al. [13]
8	$E_{rm} = E_i(s^a)^{0.4}, E_i = 50 \text{ GPa}, s = \exp((GSI - 100)/9),$ $a = 1/2 + 1/6(\exp(-GSI/15) - \exp(-20/3)), GSI = RMR$	Sonmez et al. [10]
9	$E_{rm} = E_i s^{1/4}, E_i = 50 \text{ GPa}, s = \exp((GSI - 100)/9)$	Carvalho [11]
10	$E_{rm} = 7(\pm 3)\sqrt{Q'}, Q' = 10((RMR - 44)/21)$	Diederichs and Kaiser [14]

Tabelle 12) Eine Zusammenfassung der zuvor veröffentlichten Korrelationen zwischen Elastizitätsmodul und Elastizitätsmodul des Gebirges nach (Hoek, E; Diederichs, M.S. 2006).

Um der Elastizitätsmodul des Gebirges zu ermitteln, wurde Formel 5-3 benutzt, welche von (Hoek, E; Diederichs, M.S. 2006) verbessert.

$$\text{Formel 5-3 } E_{rm} = E_i \times \left[0.02 + \frac{1-D}{1+e^{\left(\frac{2}{60+15D-GSI}\right)}} \right]$$

Hier:

E_{rm} ... Gebirgs-E-Modul [GPa]

E_{ir} ... Elastizitätsmodul intaktes Gestein [GPa]

D *... Disturbance-Factor

GSI ... geologischen Festigkeitsindex

* Der Disturbance-Factor D wurde von (Hoek, E; Carranza-Torres, C; Corkum, B 2002) publiziert, aber es gibt nicht viel Erfahrung mit seiner Verwendung. Tatsächlich ist er ein Abminderungswert und gibt Auskunft über die Qualität des Ausbruchs oder die Auflockerung des umliegenden Gebirges. Er ist abhängig von Nachbrüchen und Setzungen des Hohlraumes. Das heißt, je weniger Verbrüche und Absenkungen die Hohlraumstruktur mit sich bringt, desto niedriger ist der Wert. Abbildung 72 zeigt den Auswahlprozess für D nach (Hoek, E; Carranza-Torres, C; Corkum, B 2002).





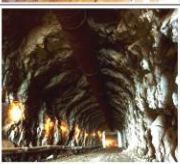
Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of <i>D</i>	Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of <i>D</i>
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	<i>D</i> = 0		Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	<i>D</i> = 0.7 Good blasting <i>D</i> = 1.0 Poor blasting
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	<i>D</i> = 0 <i>D</i> = 0.5 No invert		Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	<i>D</i> = 1.0 Production blasting <i>D</i> = 0.7 Mechanical excavation
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	<i>D</i> = 0.8			

Abbildung 59 Richtlinien zur Schätzung des Disturbance-Factor *D*. Nach (Hoek, E; Carranza-Torres, C; Corkum, B 2002)

Für jedes Profil wurden 3 verschiedene GSI (wegen Gneis-Wechselfolge und Glimmerschiefer) berechnet und dazu wurden die Parameter ermittelt.

Tabelle 13 ist die Auflistung der Moduli für das Gestein und das Gebirge des Masterarbeitsgebietes.

Profil	GSI		GSI _r		D	σ _c [Mpa]	E _i [GPa]	E _{rm} [GPa]	G _{ir}	G _{rm}	S	Kn	Ks	mi
A-A'	GSI (Min)	35	*GSI _r (Max)	25	0,8	46	18,2	0,51	11,4	0,3	0,25	2	1	10
	GSI (Mit)	50	GSI _r (Mit)	35		87	30,4	1,22	19,0	3,7		5	19	33
	GSI (Max)	66	GSI _r (Min)	46		89	31,1	2,25	19,4	5,0		10	27	33
B-B'	GSI (Max)	35	GSI _r (Max)	25	0,8	39	15,6	0,44	9,8	0,3	0,20	2	1	10
	GSI (Mit)	50	GSI _r (Mit)	35		89	31,1	1,24	19,4	1,1		5	5	33
	GSI (Min)	66	GSI _r (Min)	46		125	43,7	3,17	27,3	4,2		14	20	33
C-C'	GSI (Max)	50	GSI _r (Max)	35	0,8	89	31,1	1,24	19,4	1,1	0,2	6	6	33
	GSI (Mit)	65	GSI _r (Mit)	46		114	43,8	3,04	27,4	4,0		16	23	33
	GSI (Min)	70	GSI _r (Min)	50		172	43,8	3,77	27,4	5,1		21	32	33

Tabelle 13) Übersichtstabelle der Elastizitätsmoduli des Gebirges für den St. Michael Tunnel und Böschungen. Um die Empfindlichkeit der Analyse zu heben, wird für jedes Profil der GSI (wegen Gneis-Wechselfolge und Glimmerschiefer) berechnet und dazu wurden die Parameter ermittelt.

* $GSI_r = GSI \times 0,7$ und hier wurde GSI_r als GSI residual definiert.

5.3.5. Schubmodul des Gesteins

Der Schermodul, definiert als das Verhältnis von Scherspannung und Scherdruck, ist die Reaktion des Gesteins auf die Scherverformung. Diese wertvolle Eigenschaft sagt uns im Voraus, wie widerstandsfähig das Material gegen Scherverformung ist. Die Schermoduleinheit ist das Pascal (Pa), obwohl er normalerweise in Gigapascal (GPa) ausgedrückt wird und immer positiv ist. (Rajput, S; Kumar Th., Naresh 2016). Für die Berechnung wurde die allgemeingültige Formel verwendet:

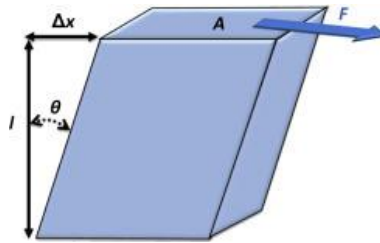


Abbildung 60 Schubmodul. F ist die Kraft, A ist die Fläche, Δx ist die Verschiebung, l ist die Anfangslänge und θ ist der Verschiebungswinkel. Nach (Rajput, S; Kumar Th., Naresh 2016).

Formel 5-4 $G_{ir} = \frac{E_{ir}}{2 \times (1 + \nu)}$

Hier:

G_{ir} ... Schubmodul [GPa]

E_{ir} ... Elastizitätsmodul intaktes Gestein [GPa]

* ν ... Poissonzahl (Querdehnungsverhältnis) []

* Das Poisson (ν) -Verhältnis ist definiert als das negative Verhältnis von Querdehnung zu Axialdehnung, wenn ein isotropes Material einer einachsigen Spannung ausgesetzt wird.

(Poisson, S. D. 1829). Das Poisson -Verhältnis des Gebirges ist gleich mit jener des Gesteines, weil das elastische Spannungsdehnungsverhalten ähnlich ist.

In der Tabelle 14 wurden die Gesteins-Schubmodul für die Berechnungsprofile der Gesteins-Wechselfolge mit den dazugehörigen E-Moduli und Poissonzahl (Querdehnungsverhältnis) aufgelistet.

5.3.6. Schubmodul des Gebirges

Wie andere Eigenschaften des Gesteins beeinflussen die Trennflächen die Eigenschaften des Gebirgs-Elastizitätsmodul. Deshalb wurde der Gebirgs-Elastizitätsmodul benutzt, um den Schubmodul des Gebirges zu ermitteln. Die verwendete Formel ähnelt der Formel des Gesteinsschermoduls.

Formel 5-5 $G_{rm} = \frac{E_{rm}}{2 \times (1 + \nu)}$

Hier:

G_{ir} ... Schubmodul [GPa]

E_{ir} ... Elastizitätsmodul intaktes Gestein [GPa]

ν ... Poissonzahl (Querdehnungsverhältnis) []

Die Ergebnisse der Gebirgesschubmoduli für die Gesteins-Wechselfolge wurden in der Tabelle 16 für die Berechnungsprofile aufgelistet.

5.3.7. Kompressionsmodul des Gesteins

Der Kompressionsmodul ist der Druck, der erforderlich ist, um das Volumen eines Materials zu verringern. In diesem Fall wird die auf die Dehnung ausgeübte Spannungsmenge als Volumenmodul

bezeichnet. Die Kompressionsmoduleinheit ist das Pascal (Pa), obwohl er normalerweise in Gigapascal (GPa) ausgedrückt wird und immer positiv ist. Kompressionsmodul des Gesteins werde durch die Formel 5-6 berechnet.

$$\text{Formel 5-6 } K_{ir} = \frac{E_{ir}}{3 \times (1-2\nu)}$$

Hier

K_{ir} ... Gesteins-Kompressionsmodul [GPa]

Nach dich Formel 5-6 wurden die Ergebnisse der Gesteins-Kompressionsmoduli für die Gesteins-Wechselfolge in der Tabelle 14 für die Berechnungsprofile aufgelistet.

5.3.8. Kompressionsmodul des Gebirges

Wie bei anderen Elastizitätskonstanten, wird der Druckmodul des Gesteins unter Berücksichtigung der mechanischen Eigenschaften der Trennflächen ermittelt. Die Kompressionsmoduleinheit ist das Pascal (Pa), obwohl er normalerweise in Gigapascal (GPa) ausgedrückt wird und immer positiv ist. Kompressionsmodul des Gesteins wird durch die Formel 5-7 berechnet.

$$\text{Formel 5-7 } K_{rm} = \frac{E_{rm}}{3 \times (1-2\nu)}$$

Hier K_{rm} ... Gebirgs-Kompressionsmodul [GPa]

Der berechnete Kompressionsmodul des Gebirges wurde in der Tabelle 14 aufgeführt, welche die durch die Formel 5-7 ermittelt.

Profil	ν	E_{ir} [GPa]	G_{ir} [GPa]	E_{rm} [GPa]	G_{rm} [GPa]	K_{ir} [GPa]	K_{rm} [GPa]
A-A'	0,25	18,2	0,73	7	0,29	12,14	0,49
	0,25	30,4	9,33	12	3,73	20,24	6,22
	0,25	31,1	12,42	12	4,97	20,71	8,28
B-B	0,25	15,6	0,63	6	0,25	10,41	0,42
	0,25	31,1	2,84	12	1,14	20,71	1,90
	0,25	43,7	10,50	17	4,20	29,15	7,00
C-C	0,25	31,1	2,84	12	1,14	20,71	1,90
	0,25	43,8	9,97	18	3,99	29,20	6,65
	0,25	43,8	12,82	18	5,13	29,20	8,55

Tabelle 14) Die Ergebnisse der Gesteins-/Gebirgsparameter für die Gesteins –Wechselfolge.

5.4. Gebirgsqualität (Q-System)

Das Q-Klassifizierungssystem wurde Anfang der 1970er vom norwegischen Geotechnischen Institut (NGI) entwickelt und erstmals 1974 veröffentlicht. NGI aktualisiert das System ständig und veröffentlichte 2012 das Q-Systemhandbuch als Zusammenfassung der Best Practices von (NGI 2015)

Dieses System wird verwendet, um Gesteine für einen Hohlraum zu klassifizieren und eine ingenieurgeologische Karte zu erstellen. Was wichtig ist, ist der Wert von Q, der durch den Hohlraumbausbruch beeinflusst werden könnte. Daher kann der Wert von Q in einer Störung unterschiedlich sein.

Wie bereits erwähnt, ist das Q-System ein Klassifizierungssystem für Gebirge in Bezug auf die Hohlraumbausstabilität basierend auf der Schätzung von sechs Gesteinsparametern. Hohe Q-Werte geben eine gute Stabilität an und niedrige Werte bedeuten eine schlechte Stabilität.

Die Stabilität des Gebirges wird von mehreren Parametern beeinflusst, wobei die folgenden drei Quotienten am wichtigsten sind:

- jener für die Klufkörpergröße
- jener für die Gebirgsscherfestigkeit (zwischen den Klufkörpern)
- jener für den Gebirgsdruck

Diese drei Quotienten werden jeweils aus dem Effekt der Subparameter berechnet, wie in der folgenden Formel (5-8).

Formel 5- 8

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Hier:

RQD = RQD-Index

J_n = Zahl der Klufscharen

J_r = Zahl für Kluftrauhigkeit

J_a = Kluf-Umwandlungsgrad

J_w = Abminderungsfaktor für Gebirgswasser

SRF = Abminderungsfaktor für Gebirgsspannung

5.4.1. Rock Quality Designation Index (RQD)

Der RQD-Index wurde 1963 von Deere (Deere, D.U. 1963) als einfaches Klassifizierungssystem für die Stabilität von Gestein definiert. Durch Verwendung des RQD-Werts werden fünf Gesteinsklassen definiert, die in Tabelle 15 ausgeführt. RQD wurde ursprünglich aus Bohrkernen wie folgt definiert:

Der RQD-Index ist definiert als der Prozentsatz der Summe von Bohrkernstücken, welche länger als 10cm sind, im Verhältnis zur Gesamtlänge des Bohrkerns.

$$\text{Formel 5-9} \quad RQD = \frac{\sum \text{Länge Bohrkern} > 10\text{cm}}{\text{gesamte Bohrkernlänge}} = 100 \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{L} [\%]$$

Hier

$X_i =$ Bohrkernlänge über 0.1 m

$L =$ Gesamte Bohrkernlänge

$n =$ Anzahl von Bohrkernstücken über 10 cm

Die Werte des RQDs beträgt also einen Prozentsatz zwischen 0 und 100. Unter Verwendung des RQD-Werts werden fünf Gesteinsklassen definiert (A-E), die in Tabelle 15 aufgeführt.

RQD (Rock-Quality-Designation)			Rock-Quality-Designation Zahl
A	sehr schlecht	(> 27 Trennflächen Pro m ³)	0-25
B	schlecht	(20-27 Trennflächen Pro m ³)	25-50
C	mäßig/mittel	(13-19 Trennflächen Pro m ³)	50-75
D	gut	(8-12 Trennflächen Pro m ³)	75-90
E	sehr gut	(0-7 Trennflächen Pro m ³)	90-100

Tabelle 15) Beziehung von Anzahl der Trennflächen in Rauminhalt RQD-Werte. Nach (NGI 2015).

5.4.1.1. Beziehung zwischen RQD und Trennflächendichte (volumetric joint count (J_v))

Laut der Definition des RQD-index ist er eine eindimensionale gemittelte Messung, die ausschließlich auf Kernstücken größer als 10 cm basiert. Aber bei der Feldarbeit wurden verschiedene Methoden entwickelt und vorgeschlagen, um den RQD abschätzen zu können.

(Palmstrom, A; 1974) hat 1974 die Anzahl an Trennflächen (Volumetric Joint Count (J_v)) eingeführt. J_v ist definiert als die Anzahl der Trennflächen, die ein Einheitsvolumen von Fels schneiden. Es ist eine 3D Abschätzung der Trennflächendichte und anwendbar bei Trennflächenscharen, welche gut erkennbar sind, und kann als J_v mit Formel 5-10 berechnet werden:

$$\text{Formel 5-10} \quad J_v = \frac{1}{\bar{X}_1} + \frac{1}{\bar{X}_2} + \frac{1}{\bar{X}_3} + \dots + \frac{1}{\bar{X}_n}$$

$\bar{X}_1 =$ mittlere Abstand der Trennflächenscharen 1 $\bar{X}_2 =$ mittlere Abstand der Trennflächenscharen 2

$\bar{X}_3 =$ mittlere Abstand der Trennflächenscharen 3 $\bar{X}_n =$ mittlere Abstand der Trennflächenscharen n

Durch Formel 5-10 werden die Anzahl der Trennflächen (J_v) wie Tabelle 16 klassifiziert. Wie in der Tabelle 16 auch geführt, je größer J_v , desto schlechter das Gestein.

	very low	low	moderate	high	very high	crushed
Volumetric Joint Count (J_v)	< 1	1-3	3-10	10-30	30-60	> 60

Tabelle 16) Klassifikation des J_v -Nach (Palmstrom, A; 1974)

Die Anzahl der Trennflächen (J_v) wurde abgeschätzt, und folgende Formel zwischen RQD und J_v eingeführt (Palmstrom, A; 1974):

Formel 5- 11
$$RQD = 115 - 3.3 J_v$$

Wie oben erwähnt, ist der RQD-Wert eine eindimensionale Methode zur Abschätzung der Qualität eines Gesteins aus Bohrkernen. Aber wie Barton (Barton, et al. 1974) betont haben, kann auch die Formel 5- 11 verwendet werden, um der RQD-Werte für die Klassifizierung des Gesteins im Q-System und RMR zu ermitteln, wenn ein Bohrkern nicht verfügbar ist.

Die RQD-Werte wurden nach Formel 5-11 ermittelt und die Ergebnisse sind in der Tabelle 17 aufgelistet.

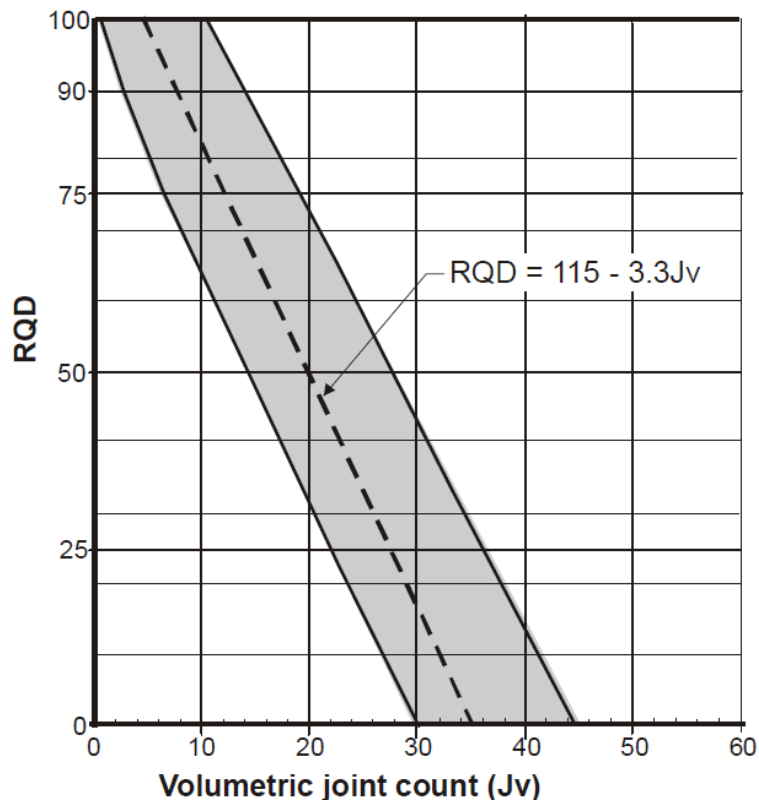


Abbildung 61 Korrelation J_v - RQD mit dem Variationsbereich. Nach (Palmstrom, A; 1974)

Wie in der Abbildung 60 nach (Palmstrom, A; 1974) und Formel 5-11 gezeigt, ist der $RQD = 0$, wenn $J_v > 35$, und $RQD = 100$, wenn $J_v < 4.5$ ist.

Parameter	Profile A-A	Profile B-B	Profile C-C
* \bar{X} KS ₁	0.85	0.40	0.30
* \bar{X} KS ₂	0.70	0.50	0.35
* \bar{X} KS ₃	0.55	0.60	0.25
* \bar{X} KS ₄	0.45	0.40	-
* \bar{X} sch	0.40	0.40	0.30
J _v	9.15	8.69	13.52
RQD	85	78	70
Die Klasse der RQD-index	D (gut)	D (gut)	C (mäßig/mittel)
Die Klasse des J _v	mäßig	mäßig	hoch

Tabelle 17) Die Ergebnisse der RQD-Wertermittlung nach (Palmstrom, A; 1974). Die RQD-Werte wurden von J_v im Kartierungsgebiet ermittelt. * \bar{X} KS₁₋₄ und sch : gemittelter Trennflächennormalabstand Kluftechar 1 bis 4 und Schieferung.

5.4.1.2. Beziehung zwischen RQD und Häufigkeit der Trennflächen (λ)

Die Beziehung zwischen theoretischer RQD (RQD *) und die Häufigkeit der Trennflächen λ für verschiedene Formen der Trennflächenabstand durch verschiedene Forscher entwickelt und editiert, insbesondere (Hudson, J.A; Priest , S.D 1979.); (Sen, Z; Kazi, A; 1984). Aber (Priest, S.D. and Hudson, J.A., 1976) haben die folgende Formel 5-12 entwickelt, welche die häufigste in Felsmechanik ist, um die RQD- Werte ermitteln zu können.

Formel 5- 12
$$RQD = 100e^{-0,1\lambda}(1 + 0,1\lambda)$$

Hier; λ : ist die Häufigkeit der Trennflächen/m und wird von Trennflächenanzahl/Aufnahmelänge berechnet.

Parameter	Profile A-A'	Profile B-B'	Profile C-C'
Anzahl der Trennflächen in richtung h	9	13	14
Aufnahmelänge in Richtung h	2	2	2
Lamda h	4,5	6,5	7
RQD h	92	86	84
Anzahl der Trennflächen in Richtung v	11	12	13
Aufnahmelänge in Richtung v	2	2	2
Lamda v	5,5	6	6,5
RQD v	89	88	86
Anzahl der Trennflächen in Richtung 45 nach rechts	16	14	12
Aufnahmelänge in richtung in Richtung 45 nach rechts	2	2	2
Lamda 45	8	7	6
RQD 45	81	84	88
Anzahl der Trennflächen in Richtung v	15	12	14
Aufnahmelänge in Richtung v	2	2	2
Lamda v	7,5	6	7
RQD v	83	88	84

Tabelle 18) Die Ergebnisse der RQD-Werte nach (Hudson, J.A; Priest , S.D 1979.) Die RQD-indices wurden nach der Häufigkeit der Trennflächen (λ) im Untersuchungsgebiet ermittelt.

5.4.2. Zahl der Klufscharen (J_n)

Trennflächen innerhalb einer Trennflächenscher sind ungefähr parallel bzw. subparallel zueinander und repräsentieren einen bestimmten gemeinsamen Abstand. Wie in Kapitel 3.6 und 3.7 beschrieben wurde, hängt die Form und Größe der Klufkörper im Gebirge von der Geometrie der Trennflächen ab. Außerdem können die Trennflächen die Festigkeit des Gesteins beeinflussen. Einanderseits hängt die Auswirkung der Entfernung stark von der Geometrie oder der Höhe des Hohlraums ab. Deshalb ist die Zahl der Klufscharen ein wichtiger Parameter, um das Q-System genau zu beschreiben und ermitteln zu können. Aber man muss beachten, dass die Zahl von J_n nicht der Anzahl von Klüften entspricht. Tabelle 19 nach (NGI 2015) zeigt die Klassifizierung der J_n .

Joint set number		J_n
A	Massive, no or few joints	0.5-1.0
B	One joint set	2
C	One joint set plus random joints	3
D	Two joint sets	4
E	Two joint sets plus random joints	6
F	Three joint sets	9
G	Three joint sets plus random joints	12
H	Four or more joint sets, random heavily jointed "sugar cube", etc	15
J	Crushed rock, earth like	20

*Note: i) For tunnel intersections, use $3 \times J_n$
ii) For portals, use $2 \times J_n$*

Tabelle 19) Klassifizierung der J_n . Nach (NGI 2015).

Durch die statistische Analyse von Felddaten wurden die folgenden Ergebnisse aufgelistet.

Parameter	Profile A-A	Profile B-B	Profile C-C
Joint set number	5	5	4
J_n	15	15	15
Klasse	H	H	H

Tabelle 20) Die Klassifizierung der J_n . Nach (NGI 2015) im Gebiete der Masterarbeit am St. Michael Eisenbahn Tunnel.

5.4.3. Zahl für Kluftrauhigkeit (J_r)

Die Reibung der Trennflächen hängt von der Art der Ebene in den Trennflächen ab, ob sie wellig, eben, rau oder glatt sind. Zahl für Kluftrauhigkeit (J_r) beschreibt diese Bedingungen und wird aus Tabelle 21 geschätzt. (NGI 2015)

Verschiedene Methoden, Normen und Standards wurden entwickelt, um die Rauigkeit der Trennflächen beschreiben und abschätzen zu können. Aber bei der Berechnung des Q-Werts muss der J_r -Wert für die ungünstigsten Klufscharen hinsichtlich der Stabilität des Tunnels verwendet

werden, dh J_r jener Trennflächenschar verwenden, bei dem Scherung auftritt, ist am wahrscheinlichsten.

Daher wurden die kritische Rauigkeiten der Trennflächen, um die J_r abzuschätzen.

Joint Roughness Number		J_r
a) Rock-wall contact, and b) Rock-wall contact before 10 cm of shear movement		
A	Discontinuous joints	4
B	Rough or irregular, undulating	3
C	Smooth, undulating	2
D	Slickensided, undulating	1.5
E	Rough, irregular, planar	1.5
F	Smooth, planar	1
G	Slickensided, planar	0.5
Note: i) Description refers to small scale features and intermediate scale features, in that order c) No rock-wall contact when sheared		
H	Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock-wall contact when sheared	1
Note: ii) Add 1 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m (dependent on the size of the underground opening). iii) $J_r = 0.5$ can be used for planar slicken sided joints having lineation's, provided the lineation's are oriented in the estimated sliding direction.		

Tabelle 21) Klassifizierung der J_r Nach (NGI 2015).

Wegen der Felddaten wurde die Zahl für Kluftrauhigkeit (J_r) wie Tabelle 22 klassifiziert.

Parameter	Profile A-A	Profile B-B	Profile C-C
Joint roughness number	Smooth, planar	Smooth, planar	Slickensided, planar
J_r	1	1	0.5
Klasse	F	F	G

Tabelle 22) Die Klassifizierung der J_r Nach (NGI 2015)

5.4.4. Kluft-Umwandlungsgrad (Ja)

Außer der Kluftrauhigkeit ist die Kluftfüllung für die Kluftreibung wichtig. Bei der Betrachtung der Kluftfüllungen muss man zwei Faktoren beachten. Die Dicke und Stärke dieser Faktoren hängt von der Mineralzusammensetzung ab.

Die Klassifizierung der verschiedenen Kategorien a, b und c hängt von der Rauheit und Dicke der Füllung ab. Bei glatten Trennflächen kann ein Millimeter Füllung ausreichen, um den Kontakt der Gesteine zu verhindern. Bei rauen und gewellten Verbindungen können es jedoch mehrere Millimeter oder in einigen Fällen Zentimeter sein. In jeder der drei Kategorien werden Ja-Werte basierend auf den Eigenschaften der Mineralfüllstoffe gezeigt, welche die in der Tabelle 25 bewertet wurden.

Joint Alteration Number		Φ_r Approx.	J_a
a) Rock-wall contact (no mineral fillings, only coatings)			
A	Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling, i.e., quartz or epidote.		0.75
B	Unaltered joint walls, surface staining only.	25-35°	1
C	Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings; sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	25-30°	2
D	Silty or sandy clay coatings, small clay fraction (non-softening).	20-25°	3
E	Softening or low friction clay mineral coatings, i.e., kaolinite or mica. Also, chlorite, talc gypsum, graphite, etc., and small quantities of swelling clays.	8-16°	4
b) Rock-wall contact before 10 cm shear (thin mineral fillings)			
F	Sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	25-30°	4
G	Strongly over-consolidated, non-softening, clay mineral fillings (continuous, but <5 mm thickness).		6
H	Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings (continuous, but <5 mm thickness).	12-16°	8
J	Swelling-clay fillings, i.e., montmorillonite (continuous, but <5 mm thickness). Value of J_a depends on percent of swelling clay-size particles.	16-24°	8-12
c) No rock-wall contact when sheared (thick mineral fillings)			
K	Zones or bands of disintegrated or crushed rock. Strongly over-consolidated.	16-24°	6
L	Zones or bands of clay, disintegrated or crushed rock. Medium or low over-consolidation or softening fillings.	12-16°	8
M	Zones or bands of clay, disintegrated or crushed rock. Swelling clay. J_a depends on percent of swelling clay-size particles.	6-12°	8-12
N	Thick continuous zones or bands of clay. Strongly over-consolidated.	12-16°	10
O	Thick, continuous zones or bands of clay. Medium to low over-consolidation.	12-16°	13
P	Thick, continuous zones or bands with clay. Swelling clay. J_a depends on percent of swelling clay-size particles.	6-12°	13-20

Tabelle 23) Klassifizierung der J_a Nach (NGI 2015).

Die Felddaten über die Umwandlung in den Trennflächen wurden nach Kluft-Umwandlungsgrad (J_a) klassifiziert. Die J_a -Werte der Trennflächenfüllungen sind in der Tabelle 24 aufgelistet.

Parameter	Profile A-A	Profile B-B	Profile C-C
Joint Alteration Number	Unaltered joint walls, surface staining only.	Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings; clay-free disintegrated rock	Unaltered joint walls, surface staining only.
J_a	1	2	0.5
Klasse	B	C	B

Tabelle 24) Die Klassifizierung der J_a Nach (NGI 2015).

5.4.5. Abminderungsfaktor für das Gebirgswasser (J_w)

Die Werte des Abminderungsfaktors für Gebirgswasser ist ein negativer Parameter in dem Q-system, weil das Wasser in den Trennflächen die Mineralien erweichen oder wegspülen kann, wodurch die Reibung der Trennflächen verringert wird. Außerdem kann der Wasserdruck die natürliche Belastung (die effektive Normalspannung) in den Klüften verringern und das Verschieben der Blöcke erleichtern.

Joint Water Reduction Factor		J _w
A	Dry excavations or minor inflow (humid or a few drips)	1.0
B	Medium inflow, occasional outwash of joint fillings (many drips/"rain")	0.66
C	Jet inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.50
D	Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings	0.33
E	Exceptionally high inflow or water pressure decaying with time. Causes outwash of material and perhaps cave in	0.2-0.1
F	Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay. Causes outwash of material and perhaps cave in	0.1-.05
Note: i) Factors C to F are crude estimates. Increase J_w if the rock is drained or grouting is carried out ii) Special problems caused by ice formation are not considered		

Tabelle 25) Klassifizierung der Abminderungsfaktor für Gebirgswasser (J_w) Nach (NGI 2015).

Wie die Felddaten gezeigt haben, sind außer den Trennflächen am Westportal, normalerweise die Trennflächen trocken. Deshalb werden die J_w-Werte für die Trennflächen in der Klasse A-B klassifiziert. In der Tabelle 26 werde die Klassifizierung der J_w nach (NGI 2015) am St.Michael Eisenbahn Tunnel aufgeführt.

Parameter	Profile A-A	Profile B-B	Profile C-C
Joint Alteration Number	Dry	Dry	Medium inflow, drips/"rain"
J _a	1	1	0.66
Klasse	A	A	B

Tabelle 26) Die Klassifizierung der J_w. Nach (NGI 2015).

5.4.6. Abminderungsfaktor für Gebirgsspannung (SRF)

Der Abminderungsfaktor für Gebirgsspannung (SRF) beschreibt im Allgemeinen die Beziehung zwischen Spannung und Gesteinsfestigkeit um einen unterirdischen Raum. (NGI 2015)

Es gibt verschiedene Methoden in der verschiedene Bauphasen , um den SRF ermitteln zu können. Um den SRF zu bestimmen, muss zuerst die Kategorie bestimmt werden, bevor der Parameterwert aus der Beschreibung in Tabelle 27 bestimmt werden kann.

Aber in vielen Fällen wird die Gesteinsspannung durch hohe Talseiten induziert, was zu hohen Hauptspannungen, hohen Winkelspannungen und anisotropen Spannungen führt, wie in der Masterarbeit dargestellt (Abbildung 61). Die Höhe des Berges über dem Aushubniveau im Vergleich zur Druckfestigkeit des Gesteins kann ein gutes Werkzeug zur Schätzung des SRF sein.

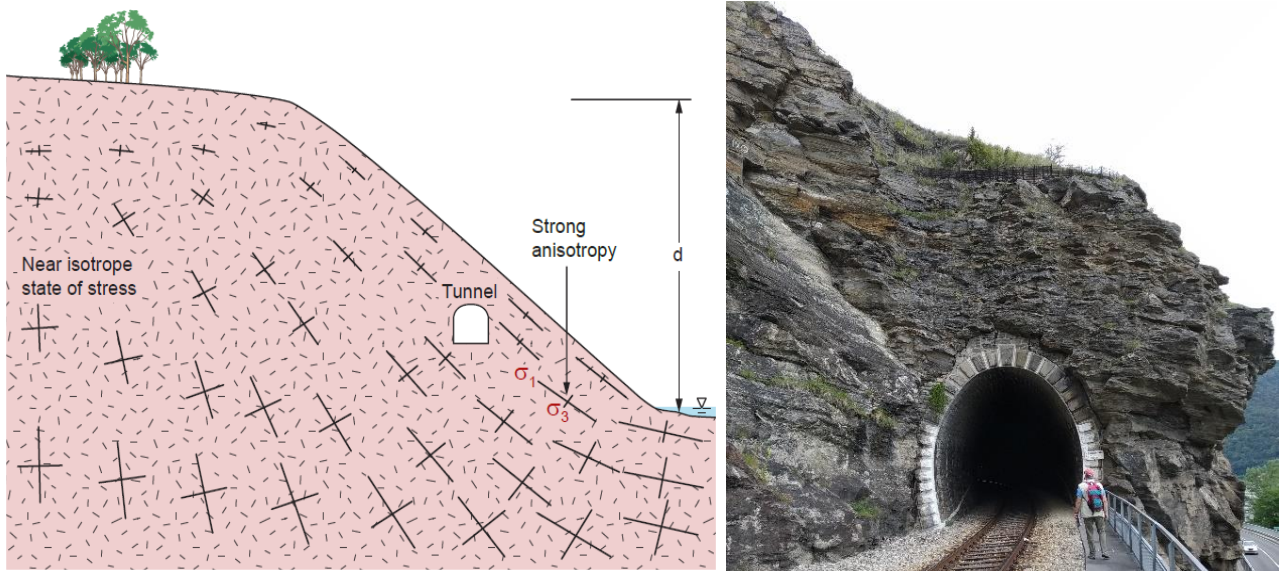


Abbildung 62 Visualisierung einer Talseite mit hohen anisotropen Spannungen (Abbildung links). Nach (NGI 2015) und Ansicht des Westportals (Abbildung rechts).

Aufgrund der topografischen Bedingungen des Tunnels und der Tatsache, dass der Tunnel wenig überlagert ist, sind die Spannungen im Tunnel asymmetrisch proportional zueinander. Der SRF-Wert aus der vorgeschlagenen Tabelle 27 Teil F beträgt 2,5. Andererseits wurde der betrachtete Wert aufgrund der Tatsache, dass die Dicke des oberen Teils des Tunnels geringer ist als die Breite des Tunnels in den östlichen und westlichen Portalen, von 2,5 auf 5 erhöht. Außerdem wird mit dem SRF von 5 auch die Glimmerschieferzwischenlage berücksichtigt!!!

Stress Reduction Factor			SRF
a) Weak zones intersecting the underground opening, which may cause loosening of rock mass			
A	Multiple occurrences of weak zones within a short section containing clay or chemically disintegrated, very loose surrounding rock (any depth), or long sections with incompetent (weak) rock (any depth). For squeezing, see 6L and 6M		10
B	Multiple shear zones within a short section in competent clay-free rock with loose surrounding rock (any depth)		7.5
C	Single weak zones with or without clay or chemical disintegrated rock (depth $\leq 50\text{m}$)		5
D	Loose, open joints, heavily jointed or "sugar cube", etc. (any depth)		5
E	Single weak zones with or without clay or chemical disintegrated rock (depth $> 50\text{m}$)		2.5
Note: i) Reduce these values of SRF by 25-50% if the weak zones only influence but do not intersect the underground opening			
		σ_c / σ_1	σ_θ / σ_c
F	Low stress, near surface, open joints	>200	<0.01
G	Medium stress, favorable stress condition	200-10	0.01-0.3
H	High stress, very tight structure. Usually, favorable to stability. May also be unfavorable to stability dependent on the orientation of stresses compared to jointing/weakness planes*	10-5 0	0.3-0.4
J	Moderate spalling and/or slabbing after > 1 hour in massive rock	5-3	0.5-0.65
			SRF
			2.5
			1
			0.5-2 2-5*
			5-50

K	Spalling or rock burst after a few minutes in massive rock	3-2	0.65-1	50-200
L	Heavy rock burst and immediate dynamic deformation in massive rock	<2	>1	200-400
Note: ii) For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c to $0.75 \sigma_c$. When $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, reduce σ_c to $0.5 \sigma_c$, where σ_c = unconfined compression strength, σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses, and σ_θ = maximum tangential stress (estimated from elastic theory)				
iii) When the depth of the crown below the surface is less than the span; suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see F)				
c) Squeezing rock: plastic deformation in incompetent rock under the influence of high pressure			σ_θ / σ_c	SRF
M	Mild squeezing rock pressure		1-5	5-10
N	Heavy squeezing rock pressure		>5	10-20
Note: iv) Determination of squeezing rock conditions must be made according to relevant literature (i.e. Singh et al., 1992 and Bhasin and Grimstad, 1996)				
d) Swelling rock: chemical swelling activity depending on the presence of water				SRF
O	Mild swelling rock pressure			5-10
P	Heavy swelling rock pressure			10-15

Tabelle 27) Klassifizierung der Abminderungsfaktoren für die Spannung (SRF) Nach (NGI 2015).

5.5. Ermittlung der Q-Werte für die Berechnungsprofile

Basierend auf den Werten in der Tabellen 18, 20, 22, 24, 26 und die Formel 5-8 wurde die Q-Werte für die verschiedenen Profile berechnet und die Ergebnisse sind in Tabelle 30 aufgeführt.

Parameter	Profile A-A	Profile B-B	Profile C-C
¹ RQD nach (Palmstrom, A; 1974)	85	78	70
² RQD nach (Hudson, J.A; Priest, S.D 1979.)	86	87	86
J _n	15	15	15
J _r	1	1	0.5
J _a	1	2	0.5
J _w	1	1	0.66
SRF	5	5	5
¹ Q	1.13	0.52	0.62
² Q	1.15	0.58	0.76
ESR	1.3	1.3	1.3
Weite [m]	6.6	6.6	6.6
äquivalent Geometrie	5.1	5.1	5.1

Tabelle 28) Klassifizierung der Abminderungsfaktoren für Gebirgsspannung (SRF) Nach (NGI 2015). Die RQD-Indices wurden durch 2 verschiedene Methoden ermittelt und dazu 2 Q-Werte berechnet.

5.6. Bewertung der Schützmittel nach den Q-Werten.

Nach der Q-Werte und unter Verwendung technischer Erfahrung wurden Sicherungsmaßnahmen vorgeschlagen. Um die Sicherungsmaßnahmen vorzuschlagen, sollten nicht nur die Q-Werte und obengenannte Parameter, sondern die Ausbruchs-Unterstützungs-Kennzahl (Excavation Support Ratio – ESR) und die Höhe des Hohlraumes auch aktuell sein.

Type of excavation	ESR	
A	Temporary mine openings, etc.	ca. 3-5
B	Vertical shafts*: i) circular sections ii) rectangular/square section * Dependant of purpose. May be lower than given values.	ca. 2.5 ca. 2.0
C	Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (exclude high pressure penstocks), water supply tunnels, pilot tunnels, drifts and headings for large openings.	1.6
D	Minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels, sewage tunnels, etc.	1.3
E	Power houses, storage rooms, water treatment plants, major road and railway tunnels, civil defense chambers, portals, intersections, etc.	1.0
F	Underground nuclear power stations, railways stations, sports and public facilities, factories, etc.	0.8
G	Very important caverns and underground openings with a long lifetime, ≈ 100 years, or without access for maintenance.	0.5

Tabelle 29) Klassifizierung der ESR Nach (NGI 2015). Man muss beachten, dass auf einen niedrigen ESR-Wert hohe Sicherheitsmaßnahmen erforderlich sind, während höhere ESR-Werte anzeigen, dass ein niedrigeres Sicherheitsniveau akzeptabel ist.

Wegen der Verwendung am St.Michael Tunnel (Eisenbahntunnel), und da er eine Nebenbahn ist, wird der ESR-Werte in Klasse D klassifiziert.

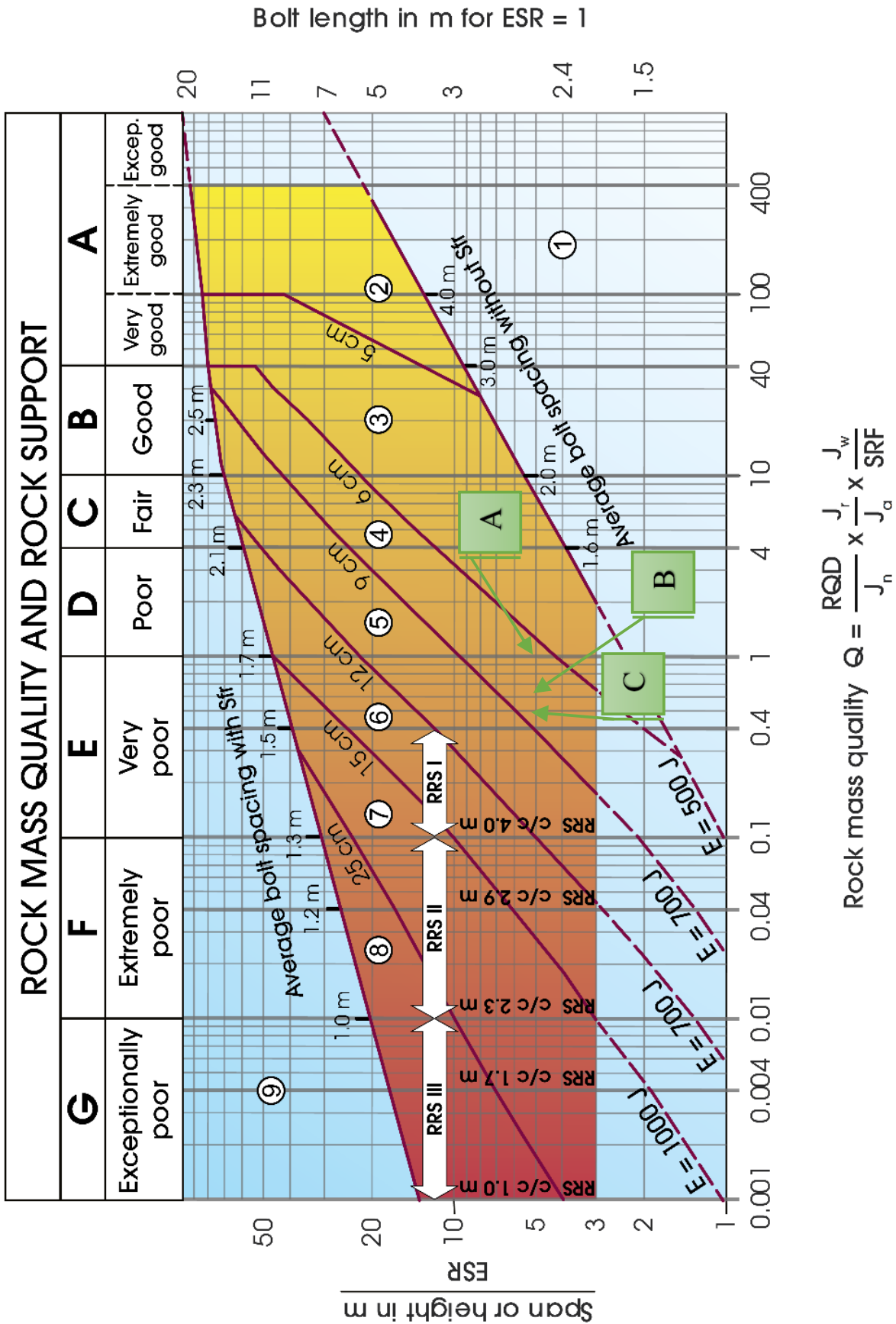


Abbildung 63 Das Auswertungsdiagramm des Q-Systems nach (NGI 2015). Wie im Diagramm gezeigt, wurde, wurden in den Profilen A-A' (A), Profil B-B' (B) und Profil C-C' (C) die Gebirgsqualität als Klasse D und E eingestuft.

5.7. Schätzung des anfänglichen Äquivalentdimension

Unter Berücksichtigung des ESR-Werts ($ESR = 1,3$) und unter Verwendung der folgenden Gleichung beträgt die äquivalente Höhe des Tunnels etwa 6,7 Meter. Das Stützmittelsystem wird durch eine äquivalente Dimension und einen geänderten Bereich des Q-Parameters (Abbildung 62) bestimmt. Die Details des Stützmittelsystems sind in Abbildung 63 dargestellt.

Formel 5-13 nach (Barton, N; Lien, R; Lunde, J 1974)
$$D_e = \frac{H}{ESR}$$

Hier:

D_e äquivalente Dimension H Höhe des Tunnels

ESR ESR-Werts

$$D_e = \frac{H}{ESR} = \frac{6.7}{1.3} = 5.15$$

Die Länge/Breite des Tunnels, welcher ohne anfängliche Innenschale noch stabil ist, wird durch folgende Formel berechnet.

Formel 5-14 nach (Barton, N; Lien, R; Lunde, J 1974)

$$D'_e = 2 \times ESR \times Q^{0.4}$$

Hier: Q Q -Werte

Parameter	Profile A-A	Profile B-B	Profile C-C
Q_{av}	1,14	0,55	0,69
ESR	1,3	1,3	1,3
De	5,15	5,15	5,15
D'e	2,74	2,05	2,24

Tabelle 30) Die Ergebnisse der Schätzungen der Länge/Breite des Tunnels, welcher ohne Innenschale noch stabil ist. Q_{av} sind die durchschnittlichen Q -Werte für die drei Profile des St. Michael Eisenbahn Tunnels.

Support categories

- ① Unsupported or spot bolting
- ② Spot bolting, **SB**
- ③ Systematic bolting, fibre reinforced sprayed concrete, 5-6 cm, **B+Sfr**
- ④ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 6-9 cm, **Sfr (E500)+B**
- ⑤ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 9-12 cm, **Sfr (E700)+B**
- ⑥ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 12-15 cm + reinforced ribs of sprayed concrete and bolting, **Sfr (E700)+RRS I +B**
- ⑦ Fibre reinforced sprayed concrete >15 cm + reinforced ribs of sprayed concrete and bolting, **Sfr (E1000)+RRS II+B**
- ⑧ Cast concrete lining, **CCA** or **Sfr (E1000)+RRS III+B**
- ⑨ Special evaluation


Bolts spacing is mainly based on $\varnothing 20$ mm


E = Energy absorption in fibre reinforced sprayed concrete


ESR = Excavation Support Ratio

Areas with dashed lines have no empirical data

RRS - spacing related to Q-value

 **Si30/6 Ø16 - Ø20 (span 10m)**
D40/6+2 Ø16-20 (span 20m)

 **Si35/6 Ø16-20 (span 5m)**
D45/6+2 Ø16-20 (span 10m)
D55/6+4 Ø20 (span 20m)

 **D40/6+4 Ø16-20 (span 5 m)**
D55/6+4 Ø20 (span 10 m)
Special evaluation (span 20 m)

Si30/6 = Single layer of 6 rebars,
30 cm thickness of sprayed concrete

D = Double layer of rebars

Ø16 = Rebar diameter is 16 mm

c/c = RRS spacing, centre - centre

Abbildung 64) Permanente Support-Empfehlungen basierend auf Q -Werten und Span / ESR. Nach diesem Klassifizierungssystem, hier ist eine bewehrte ca. 6-9 cm (Kategorie 4) starke Spritzbetonschale anzubringen.

Wie das in Abbildung 62 dargestellte Ergebnis des Q-Systems zeigt, werden die Profile in den Gneis-Wechselfolgen, und bestimmte Abschnitte des Tunnels in wenig bis sehr wenig tragfähigen Gestein liegen und aufgrund der großer Spannweite Sicherungsmaßnahmen benötigen. Nach diesem Klassifizierungssystem wird eine bewehrte ca. 6-9 cm (Kategorie 4 auf Abbildung 63) starke Spritzbetonschale vorgeschlagen.

5.8. Abschätzung der Belastung auf das Stützmittelsystem

Die Abschätzung der Belastung ist eines der Ergebnisse experimenteller Methoden, je nach Qualität, Gebirgesklasse und aquivalenter Tunneldimension. In den folgenden Unterabschnitten wird die Belastung der Stützmittelsysteme in den Kategorien CSIR von (Bieniawski, Z.T 1974) (1974) (Council of Scientific and Industrial Research) und NGI (Norwegian Geotechnical Institute) dargestellt.

5.9. Abschätzung der Belastung auf die Tunnelinnenschale nach Klassifizierung mittels RMR

Bieniawski (1973) hat eine detaillierte Klassifizierung des Gebirges publiziert, die als felsmechanische Klassifizierung oder Bewertung des Gebirges bezeichnet wurde. Während jahrelanger erfolgreicher Verwendung dieses Systems änderte sich die Art und Weise, wie die Bewertung angewendet wird. Die letzten Änderungen der RMR-Bewertung wurden (Bieniawski, Z.T. 1989) vorgenommen.

Nach RMR-Klassifizierung wird die Belastung auf das Stützmittelsystem unter Verwendung der folgenden Gleichung berechnet.

Formel 5-15 $RMR=15 \times \log Q + 50$

Formel 5-16 $h = \frac{100 - RMR}{100} \times B$

Formel 5-17 $P = \gamma \cdot h$

RMR RMR-wetr B lichte weite des Tunnels (m)

h Überlastung (m) γ..... Wichte des Gesteins (t/m³)

P Druck auf die Tunnelinnenschale (t/m²)

Durch die folgende Formel wird der Druck gemäß der Klassifizierung des Gebirges geschätzt.

Formel 5-18 nach (Bieniawski, Z.T. 1989) $P = \frac{100 - RMR_{89}}{100} \times B \times \gamma$

Gemäß dem RMR werden die Werte des Hohlraumes berechnet und die Ergebnisse in Tabelle 31 aufgeführt. Das spezifische Gewicht des Gesteines wird mit 2,7 Tonnen pro Kubikmeter angesehen.

Parameter	Profile A-A	Profile B-B	Profile C-C
Q _{av}	1,14	0,55	0,69
RMR	50,85	46,11	47,58
B [m]	6,24	6,24	6,24
h [m]	3,07	3,36	3,27
γ [Ton/m ³]	2,70	2,70	2,70
P [ton/m ²]	51,67	56,66	55,11

Tabelle 31) Die Ergebnisse der Schätzungen der Belastung auf die Innenschale des St.Michael Eisenbahns Tunnels nach der Klassifizierung des Gebirges (RMR).

5.10. Abschätzung der Belastung auf den First der Tunnelsinnenschale nach Q-Werten

(Grimstad, E.; Barton, N. 1993) haben basierend auf der Analyse von Fallstudien vorgeschlagen, dass die Beziehung zwischen den Q-Werten und der Belastung auf die Tunnelinnenschale bewertet werden kann. Durch die folgende Formel 5-19 wird die **Belastung auf die Tunnelinnenschale auf den First des Tunnels** anhand der Q-Werte und der felsmechanischen Parameter (J_r) geschätzt und die Ergebnisse werden in der Tabelle 32 aufgelistet.

Formel 5-19
$$P_{roof} = \frac{2,0}{J_r} \times Q^{-\frac{1}{3}}$$

Hier:

P_{roof} Belastung auf die Tunnelfirst

Q..... Q-Werte

J_r Zahl für Kluftrauhigkeit

J_nAnzahl der Klufscharen

Parameter	Profile A-A	Profile B-B	Profile C-C
Q _{av}	1,14	0,55	0,69
J _r	1,0	1,0	0,5
P _{roof} [t/m ²]	1,91	2,44	4,53

Tabelle 32) Die Ergebnisse nach Klassifizierung des Gebirges (Q).

6. Zweidimensionale Tunnel- Stand sicherheits-Analyse

6.1. Einleitung

Wie in Kapitel 1 erklärt, sind die wichtigsten Zwecke dieser Masterarbeit zunächst die Standsicherheits-Analyse des Tunnels und nachfolgend jene der Portal-Böschungen.

Um diesen Zweck zu erreichen, werden die Standsicherheits-Analyse des Tunnels und die portal-Böschungen mit verschiedenen Finite-Elemente-Programmen der kanadischen Firma Rocscience wie RS2, EXAMINE 2D berechnet und auf diese Weise werden die Ergebnisse von beiden Programmen verglichen. Um die Ergebnisse kontrollieren zu können, werden ebenso in UNWEDGE am/im Tunnel und mit SWEDGE an den Böschungen analysiert. In folgenden werden die Analysenmethoden und die Eingabeparameter im Detail beschrieben.

6.2. Examine^{2D} (V 8.0)

Examine^{2D} ist eine zweidimensionale Grenzflächenelementanwendung für die elastische Spannungsanalyse von Hohlräumen. Die Software ist schnell, interaktiv und einfach zu bedienen, und eignet sich sowohl ideal für die parametrische Analyse und als Lehrmittel für die numerische Spannungsanalyse im Vorentwurf.

Examine^{2D} v 8.0 wurde als Lehrmittel für Ingenieure und Studenten von der kanadischen Firma Rocscience entwickelt. Diese Software erleichtert dem Ingenieur das Verständnis der Grundlagen der Spannungs-Analyse und ihrer Anwendung bei der Modellierung von Tunnels. Obwohl Examine 2D hauptsächlich für die Analyse im Tunnelbau verwendet wird, kann es auch in der Geotechnik eingesetzt werden.

Wie in den Softwarefunktionen beschrieben, ist Examine 2D ein zweidimensionales Programm zur Bildschirmdarstellung und zum Analysieren der elastischen Beanspruchungen. Daher wird angenommen, dass diese modellierten Querschnitte elastisch sind und keine plastischen Verformungen haben.

Zur weiteren Analyse können 2D-Modelle in das Finite-Elemente-Programm RS2 importiert werden, sodass die mehrere Materialien, schrittweise Erkundungen und plastische Verformungen modelliert werden können.

6.2.1. Die Eingangsparameter in Examine 2D

Die Eingangsparameter in Examine 2D werden wie folgend in vier Gruppen gegliedert:

Eingangsparameter		Name	Abkürzung	Einheit des Parameters
Klufteigenschaften		Kluftnormalsteifigkeit	K_n	[GPa/m]
		Kluftschersteifigkeit	K_s	[GPa/m]
Gebirgsfestigkeit:	Hoek-Brown:	geologischen Festigkeitsindex	GSI	[]
		Gesteins-Konstante	mi	[]
		Disturbance-Factor	D	[]
		einaxiale Druckfestigkeit	σ_c	[MPa]
	Mohr-Coulomb	Kohäsion	c	[MPa]
		Zugkraft	σ_t	[MPa]
		Reibungswinkel	Φ	[°]
Elastische-Gebirgs-Eigenschaften		Gebirgs-E-Modul	E_{rm}	[GPa]
		Querdehnungszahl	ν	[]
In-Situ Spannungen		Hauptnormalspannung _{vertikal}	σ_v	[MPa]
		Hauptnormalspannung _{horizontal}	σ_h	[MPa]
		Hauptspannung	σ_z	[MPa]
		Winkel von σ_1	θ	[°]

Tabelle 33) Die allgemeinen Eingangsparameter in Examine 2D.

6.2.1.1. In-situ Spannungen

Gesteine in der Tiefe werden durch Spannungen aufgrund des Überlagerungsgewichtes und durch Spannungen aufgrund tektonischer Aktivität beeinflusst. Wenn daher ein unterirdischer Raum wie ein Tunnel gebohrt wird, wird die Spannungsverteilung lokal gestört und es tritt eine neue Spannungsverteilung im Wirtsgestein des unterirdischen Raums auf. (Hoek, E. Kaiser, P.K, Bawden, W.F. (1995)).

Die Kenntnis der Größe und Richtung dieser in situ und tektonischen Spannungen ist ein wesentlicher Bestandteil auf den Hohlraum, da sie in vielen Fällen die Festigkeit des Gesteins überschreitet und die daraus resultierende Instabilität schwerwiegende Folgen für das Verhalten unterirdischer Hohlräume haben kann. Wenn wir daher die Größe und Richtung dieser In-situ-Spannungen und dynamischen (tektonischen) Spannungen kennen, ist es besser, den Status der in den Ulmen und die um den Hohlraum auftretenden Spannungen im Allgemeinen zu beobachten, und so eine bessere Leistung bei der Auslegung der Innenschale des Tunnels zu erzielen. Basierend auf der Messung der vertikalen Spannung an verschiedenen Stellen unterirdischer Strukturen in Bau- und Bergbauprojekten kann die vertikale Spannung des Gesteins aus der folgenden Formel 6-1 berechnet werden:

Formel 6-1 $\sigma_v = \gamma \times h_{ii}$

Hier:

σ_v = vertikale Spannung [MPa] γ = Wichte [kN/m³] h_{ii} = Überlagerungshöhe [m]

Aber horizontale Spannungen, die auf ein Gesteinselement in der Tiefe h_{ii} unter der Oberfläche wirken, werden mit Formel 6-2 ermittelt:

Formel 6-2 $\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$

Hier

σ_h = horizontale Spannung [MPa] K = Ruhedruckbeiwert / Seitendruckbeiwert

Wie von Terzaghi, K. Richart, F.E. (1952) angegeben, wird der Wert von K_0 durch die Gebirgsart beeinflusst. Der Wert von K_0 ist unabhängig von der Tiefe und dem Verhältnis des Poisson-Wertes. Der K_0 Ruhedruckbeiwert wird mit Formel 6-3 berechnet:

Formel 6-3 $K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$

Formel 6-4 $\sigma_h = K_0 \times \gamma \times h_{ii} = \frac{\nu}{1-\nu} \times \gamma \times h_{ii}$

Hier ν ist Querdehnungszahl und hat keine Dimension.

Durch die oben genannten Formel 6-1 und 6-4 werden die vertikale und horizontale Spannung für die gemessenen Profile berechnet und die Ergebnisse werden in der Tabelle 34 auf geführt.

Parameter	Profil		
	A-A'	B-B'	C-C'
γ [kN/m ³]	0,027	0,027	0,027
h_{ii} [m]	16,09	16,34	16,84
σ_v [MPa]	0,43	0,44	0,45
ν	0,25	0,25	0,25
K_0	0,33	0,33	0,33
σ_h [MPa]	0,145	0,146	0,151

Tabelle 34) Die allgemeinen Eingangsparameter in Examine ^{2D}

6.2.1.2. Gebirgsfestigkeit

Die Gebirgsfestigkeit für die untersuchten Gebiete wurde in den Kapiteln 5 ausgiebig beschrieben. Deshalb wurden hier nur die Ergebnisse der Berechnungen in Tabelle 35 aufgelistet. Außerdem wird die Gesteins-Konstante m_i für Gneis mit 33 in allen Profilen und für den Glimmerschiefer in den Profilen A-A' und B-B' mit 10 nach Abbildung 64 Hoek, E; Kaiser, P.K; Bawden, W.F (1995) angenommen.

Standort	6c Ave [Mpa]	Gestein
Profile A-A	86,7	Gneiss
	45,5	Glimmerschiefer
	88,8	Gneiss
Profile B-B	124,9	Gneiss
	39,0	Glimmerschiefer
Profile C-C	125,1	Gneiss
Naturstein von der Innenschale des Tunnels*	162,0	Gneiss
	79,1	Gneiss

Tabelle 35) Ergebnisse der Berechnungen von Gesteinsfestigkeiten

Rock type	Class	Group	Texture			
			Course	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19	Siltstone 9	Claystone 4
			← Greywacke (18) →			
	Non-Clastic	Organic	← Chalk 7 →			
			← Coal (8-21) →			
		Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
	Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13		
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists (10)	Phyllites (10)	Slate 9
IGNEOUS	Light		Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
			Diorite (28)		Andesite 19	
	Dark		Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalt (17)	
		Norite 22				
	Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

* These values are for intact rock specimens tested normal to foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a foliation plane (Hoek, 1983).

Abbildung 65 Werte der Konstanten m_i für intaktes Gestein nach Gesteinsgruppen. Nach Hoek, E; Kaiser, P.K; Bawden, W.F (1995)

Alle erforderlichen Parameter für die Gesteins- und Gebirgsfestigkeit wurden basierend auf den Hoek Brown-Kriterien in RocData (V.5.009) von der kanadischen Firma Rocscience berechnet. Die Ergebnisse sind in den Tabellen 36-38 aufgeführt. Wie in den folgenden Tabellen erwähnt, werden alle erforderlichen Parameter basierend auf den drei Werten des Geological Strength Index (GSI) für jedes Profil ermittelt, bei dem es sich um den minimalen, mittleren und maximalen GSI-Werte handelt.

Profil min A-A'			Profil mitt A-A'			Profil max A-A'		
Hoek-Brown Classification			Hoek-Brown Classification			Hoek-Brown Classification		
Sigma ci	46	MPa	Sigma ci	87	MPa	Sigma ci	89	MPa
GSI	35		GSI	50		GSI	66	
mi	10		mi	33		mi	33	
D	0,8		D	0,8		D	0,8	
Ei	31050	MPa	Ei	45675	MPa	Ei	46725	MPa
MR	675		MR	525		MR	525	
Hoek-Brown Criterion			Hoek-Brown Criterion			Hoek-Brown Criterion		
mb	0,209		mb	1,683		mb	4,361	
s	0,00005		s	0,00051		s	0,00579	
a	0,516		a	0,506		a	0,502	
Failure Envelope Range			Failure Envelope Range			Failure Envelope Range		
Application		Tunnels	Application		Tunnels	Application		Tunnels
Sigma3 max	0,14	MPa	Sigma3 max	0,15	MPa	Sigma3 max	0,16	MPa
γ	0,027	MN/m ³	γ	0,027	MN/m ³	γ	0,027	MN/m ³
Tunnel Depth	9,45	m	Tunnel Depth	9,45	m	Tunnel Depth	9,45	m
Mohr-Coulomb Fit			Mohr-Coulomb Fit			Mohr-Coulomb Fit		
c	0,06	MPa	c	0,20	MPa	c	0,56	MPa
Φ	48,02	degrees	Φ	66,56	degrees	Φ	69,57	degrees
Rock Mass Parameters			Rock Mass Parameters			Rock Mass Parameters		
Sigma t	-0,01	MPa	Sigma t	-0,03	MPa	Sigma t	-0,12	MPa
Sigma c	0,29	MPa	Sigma c	1,89	MPa	Sigma c	6,71	MPa
Sigma cm	2,55	MPa	Sigma cm	14,77	MPa	Sigma cm	25,11	MPa
Erm	1244,2	MPa	Erm	4180,26	MPa	Erm	11221,10	MPa

Tabelle 36) Die Ergebnisse nach den Hoek Brown-Kriterien für Gesteine des Profiles A-A'. Wie in den Tabellen aufgelistet, werden alle Eingabeparameter mit der RocData software ermittelt, was man zum Modellieren nach Examine 2D und RS2 braucht.

Profil min B-B'			Profil mitt B-B'			Profil max B-B'		
Hoek-Brown Classification			Hoek-Brown Classification			Hoek-Brown Classification		
Sigma ci	39	MPa	Sigma ci	89	MPa	Sigma ci	125	MPa
GSI	35		GSI	50		GSI	66	
mi	10		mi	33		mi	33	
D	0,8		D	0,8		D	0,8	
Ei	26325	MPa	Ei	46725	MPa	Ei	65625	MPa
MR	675		MR	525		MR	525	
Hoek-Brown Criterion			Hoek-Brown Criterion			Hoek-Brown Criterion		
mb	0,209		mb	1,683		mb	4,361	
s	0,00005		s	0,00051		s	0,00579	
a	0,516		a	0,506		a	0,502	
Failure Envelope Range			Failure Envelope Range			Failure Envelope Range		
Application		Tunnels	Application		Tunnels	Application		Tunnels
Sigma 3max	0,14	MPa	Sigma 3max	0,16	MPa	Sigma 3max	0,17	MPa
γ	0,027	MN/m3	γ	0,027	MN/m3	γ	0,027	MN/m3
Tunnel Depth	9,7	m	Tunnel Depth	9,7	m	Tunnel Depth	9,7	m
Mohr-Coulomb Fit			Mohr-Coulomb Fit			Mohr-Coulomb Fit		
c	0,06	MPa	c	0,20	MPa	c	0,77	MPa
Φ	46,69	degrees	Φ	66,54	degrees	Φ	70,32	degrees
Rock Mass Parameters			Rock Mass Parameters			Rock Mass Parameters		
Sigma t	-0,01	MPa	Sigma t	-0,03	MPa	Sigma t	-0,17	MPa
Sigma c	0,24	MPa	Sigma c	1,93	MPa	Sigma c	9,42	MPa
Sigma cm	2,17	MPa	Sigma cm	15,11	MPa	Sigma cm	35,26	MPa
Erm	1054,87	MPa	Erm	4276,35	MPa	Erm	15760,00	MPa

Tabelle 37) Die Ergebnisse nach den Hoek Brown-Kriterien für Gesteine des Profiles B-B'.

Profil min C-C'			Profil mitt C-C'			Profil max C-C'		
Hoek-Brown Classification			Hoek-Brown Classification			Hoek-Brown Classification		
Sigma ci	89	MPa	Sigma ci	114	MPa	Sigma ci	172	MPa
GSI	50		GSI	65		GSI	70	
mi	33		mi	33		mi	33	
D	0,8		D	0,8		D	0,8	
Ei	46725	MPa	Ei	59850	MPa	Ei	90300	MPa
MR	525		MR	525		MR	525	
Hoek-Brown Criterion			Hoek-Brown Criterion			Hoek-Brown Criterion		
mb	1,683		mb	4,109		mb	5,533	
s	0,00051		s	0,00498		s	0,01062	
a	0,506		a	0,502		a	0,501	
Failure Envelope Range			Failure Envelope Range			Failure Envelope Range		
Application		Tunnels	Application		Tunnels	Application		Tunnels
Sigma 3max	0,16	MPa	Sigma 3max	0,17	MPa	Sigma 3max	0,18	MPa
γ	0,027	MN/m ³	γ	0,027	MN/m ³	γ	0,027	MN/m ³
Tunnel Depth	10,2	m	Tunnel Depth	10,2	m	Tunnel Depth	10,2	m
Mohr-Coulomb Fit			Mohr-Coulomb Fit			Mohr-Coulomb Fit		
c	0,20	MPa	c	0,66	MPa	c	1,44	MPa
Φ	66,33	degrees	Φ	69,91	degrees	Φ	70,94	degrees
Rock Mass Parameters			Rock Mass Parameters			Rock Mass Parameters		
Sigma t	-0,03	MPa	Sigma t	-0,14	MPa	Sigma t	-0,33	MPa
Sigma c	1,93	MPa	Sigma c	7,96	MPa	Sigma c	17,61	MPa
Sigma cm	15,11	MPa	Sigma cm	31,15	MPa	Sigma cm	55,19	MPa
Erm	4276,35	MPa	Erm	13624,30	MPa	Erm	26440,00	MPa

Tabelle 38) Die Ergebnisse der Berechnungen von Hoek Brown-Kriterien für Gesteine des Profiles C-C'.

6.2.1.3. KluffEigenschaften

In den Kapiteln 5 wurden die Kluffeigenschaften beschrieben und hier werden Kluffnormal- und Kluffschersteifigkeit in Formel 6-5 und 6-6 nach Bandis, S.C. & Lumsden, A.C. & Barton, N.R. (1983) ermittelt.

Formel 6-5
$$K_n = \frac{E_{rm} \times E_{ir}}{S \times (E_{ir} - E_{rm})}$$

Hier

K_n =Kluffnormalsteifigkeit E_{rm} =Gebirgs-E-Modul [GPa]
 E_{ir} =Elastizitätsmodul intaktes Gestein [GPa] S =Trennflächennormalabstand [m]

Formel 6-6
$$K_s = \frac{G_{rm} \times G_{ir}}{S \times (G_{ir} - G_{rm})}$$

Hier

k_s =Kluffschersteifigkeit G_{ir} =Schubmodul Gestein [GPa]
 G_{rm} =Schubmodul Gebirge [GPa] S =Trennflächennormalabstand [m]

Durch die oben genannten Formeln werden die K_n uund K_s für die Gebiete in und am St.Michael Tunnel berechnet und die Ergebnisse werden in der Tabelle 39 aufgeführt.

Profil	GSI _r		D	σ_c	E_i	E_{rm}	G_{ir}	G_{rm}	S	K_n	K_s	mi
				[Mpa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]				
A-A'	GSI _(Min)	35	0,8	46	18,2	0,51	11,4	0,3	0,25	2	1	10
	GSI _(Mit)	50		87	30,4	1,22	19	3,7		5	19	33
	GSI _(Max)	66		89	31,1	2,25	19,4	5		10	27	33
B-B'	GSI _(Min)	35	0,8	39	15,6	0,44	9,8	0,3	0,2	2	1	10
	GSI _(Mit)	50		89	31,1	1,24	19,4	1,1		5	5	33
	GSI _(Max)	66		125	43,7	3,17	27,3	4,2		14	20	33
C-C'	GSI _(Min)	50	0,8	89	31,1	1,24	19,4	1,1	0,2	6	6	33
	GSI _(Mit)	65		114	43,8	3,04	27,4	4		16	23	33
	GSI _(Max)	70		172	43,8	3,77	27,4	5,1		21	32	33

Tabelle 39) Die Ergebnisse der Berechnungen von Eingangsparametern in Examine 2D.

*Hier wurde nach Abbildung 64 die mi -Werte für Gneiss 33 und für Glimmerschiefer 10 gewählt.

6.3. Annahmen und die numerische Modellierung

Die Modellierung wurde ähnlich wie die dreidimensionale durch zweidimensionale Software durchgeführt. In dieser Masterarbeit soll eine ähnliche dreidimensionale Art des Aushubprozesses realisiert und die Spannungen vor der Installation der Stützmittel gelöst werden. Das bedeutet, die Abmessungen der Modelle wurden ausgewählt, da der Grenzmodellabstand des Tunnels mehr als das Fünffache des äquivalenten Durchmessers des Tunnels definiert wurde.

Die Entfernung kann in Gebirge und Tunnels mit geringer Felsqualität größer sein, daher sollte dieses Motiv für die Modellierung kontrolliert werden. Die Anfangsspannungen wurden nach der Schwerkraft und der Höhe der Überlagerungen im Hinblick auf die topografischen Bedingungen betrachtet. Um das Gebirgesverhalten zu modellieren, wurden das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium und Eigenschaften des Gesteins verwendet, und das Verhalten der Stützmittel wird in elastischen Methoden modelliert. Außerdem wird bei der Modellierung die Auflockerungszone um den Tunnel mit einer Dicke von 2.5 Metern berücksichtigt, weil D_e (Äquivalent Dimension) fast 5 Meter ist und empirisch die Auflockerungszone den halben Betrag einnimmt.

6.4. Spannungszustände im Gebirge

Während des Aushubs des Tunnels treten aufgrund des entstandenen Hohlraums Störungen der ursprünglichen Gesteinsspannungen auf. Aufgrund des Tunnelausbruches ändern sich Menge, Art und Richtung der Spannungen im Gebirge. Die Spannungen, die den Gesteinen der Erdkruste inhärent sind, werden als Primärspannungen bezeichnet, deren Höhe und Richtung von der Position des Gesteins in der Erdkruste und der tektonischen Aktivität abhängt.

Mit Beginn des Ausbruches ändert sich jedoch der Zustand der Primärspannung in Längs- und Querrichtung um den Hohlraum, der als Zustand der Sekundärspannung und nach dem Ausbruch und besonders nach dem Ausbau tertiärer Spannungszustand genannt wird. Abbildung 65 zeigt die drei Arten von Spannungszuständen, die im Gebirge auftreten und während eines Tunnelvortriebes vorkommen.

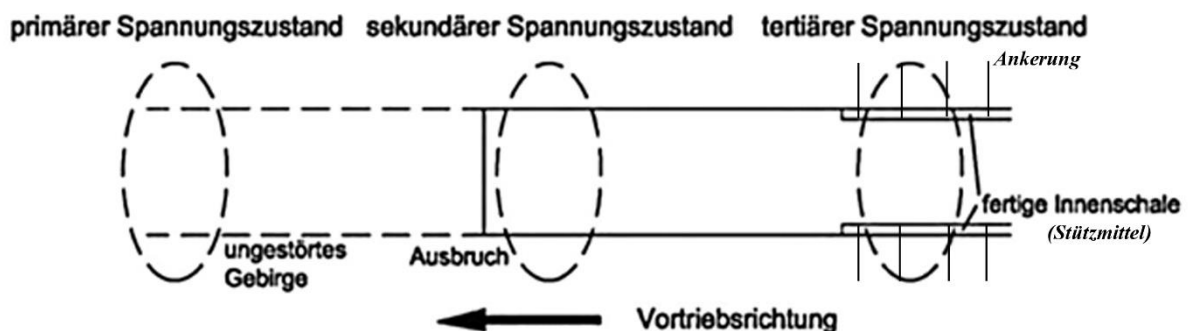


Abbildung 66 Spannungszustände im Tunnelbau. nach (Adam 2016)

6.4.1. Bestimmung der Spannungszustände im Gebirge

Einer der wichtigsten Parameter bei der numerischen Analyse ist die Bestimmung des Spannungsverhältnisses. Die besten Ergebnisse für diesen Parameter werden mittels „hydraulic fracturing test“ gewonnen.

6.4.1.1. Bestimmung des Spannungsverhältnisses nach Sheorey-Methode

Aufgrund der Nichtverfügbarkeit von Spannungsbestimmungs-Ergebnissen wurde eine auf experimentellen Beziehungen basierende Methode verwendet und in einigen Projekten mit den Ergebnissen von „hydraulic fracturing test“ kalibriert. Diese Methode verwendet die nach (Sheorey 1994) vorgeschlagene Gleichung, die in Formel 6-7 dargestellt wird und auf dem elastostatischen Wärmebelastungsmodell der Erde sowie der Krümmung der Erdküste und Änderungen der elastischen Konstanten, Dichte und des Koeffizienten basiert.

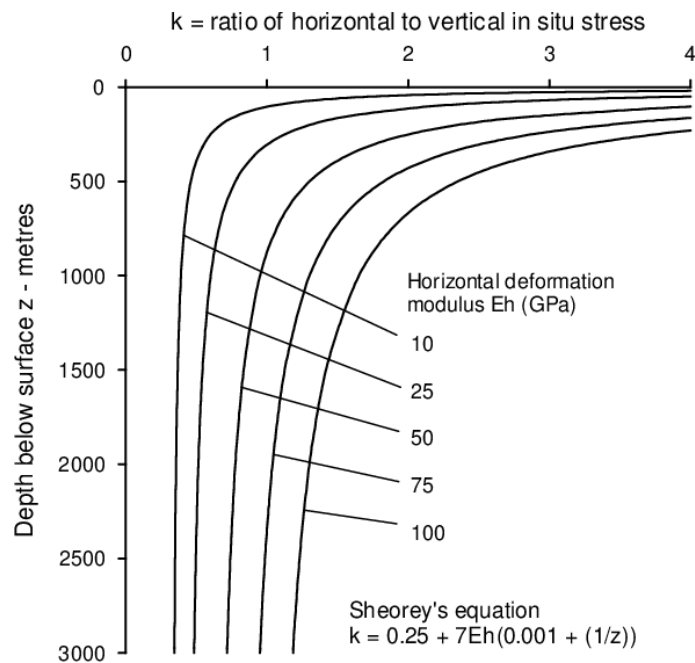


Abbildung 67 Gemessenes horizontales zu vertikales Spannungsverhältnis für verschiedene Regionen auf der ganzen Welt, im Vergleich zu theoretischen Beziehungen, Gleichung nach (Sheorey 1994).

Formel 6-7
$$K = 0.25 + 7E_h \left(0.001 + \left(\frac{1}{h_{ii}} \right) \right)$$

Hier:

K Spannungsverhältnis

E_h [Gpa] Elastizitätsmodul der Gebirge

h_{ii} Überlagerungshöhe [m]

Die Werte von K in der Sheorey-Gleichung basieren auf der Tiefe des Tunnels und dem Verformungsmodul des Gebirges. K wird für die durchschnittliche Tunneltiefe ($z = 16-17m$) und die E_h -Werte (1,8 GPa) mit etwa 1 erhalten.

6.4.2. Die Ergebnisse der numerischen Analyse von Examine ^{2D}

Nach der Analyse mit Examine 2D, werden folgende Ergebnisse erhalten, die in den folgenden Abbildungen gezeichnet werden. Um die Probleme besser verstehen zu können, wird jeder Abschnitt mit zwei verschiedenen Parameter, mit kritischem Parameter und normalem Parameter analysiert. Jede der Hauptspannungen σ_1 und σ_3 sowie die Gesamtverformungen dargestellt.

6.4.2.1. Auswertung der Hauptspannungen σ_1

Wie in den folgenden Abbildungen gezeichnet, wurden die Ergebnisse von Examine ^{2D} in drei verschiedenen Methoden dargestellt. Als erster Teil der Ergebnisdarstellung wird die Spannungsumlagerung der Hauptspannungen σ_1 verdeutlicht. Um die Beeinflussung der Parameter des Gesteins verstehen zu können, wird jedes Profil mit zwei verschiedenen Gruppen von Parametern beurteilt. Einmal mit schwachem Parameter und mit maximalem Parameter des Profils. Dann wurden die Ergebnisse verglichen.

Nach der Analyse von Examine ^{2D} in den drei Profilen vom Tunnel mit verschiedenen Eigenschaften des Grundgesteins, treten Aufgrund der eher günstigen Querschnittsform des Tunnels (Hufeisenprofil) mit nur leichtem Firstgewölbe, Spannungsspitzen, orange bzw. rote Färbung, in den Ecken auf (Abbildungen 67-72). Deshalb erreichen die Ecken des Hohlraums Maximalwerte von σ_1 .

Hienweis:

Wegen der niedrigen Überlagerung wird ein Spannungsverhältnisses von 1 angenommen und alle Berechnungen mit werden mit der Methode "In Situ Field Stress – Gravitational" analysiert.

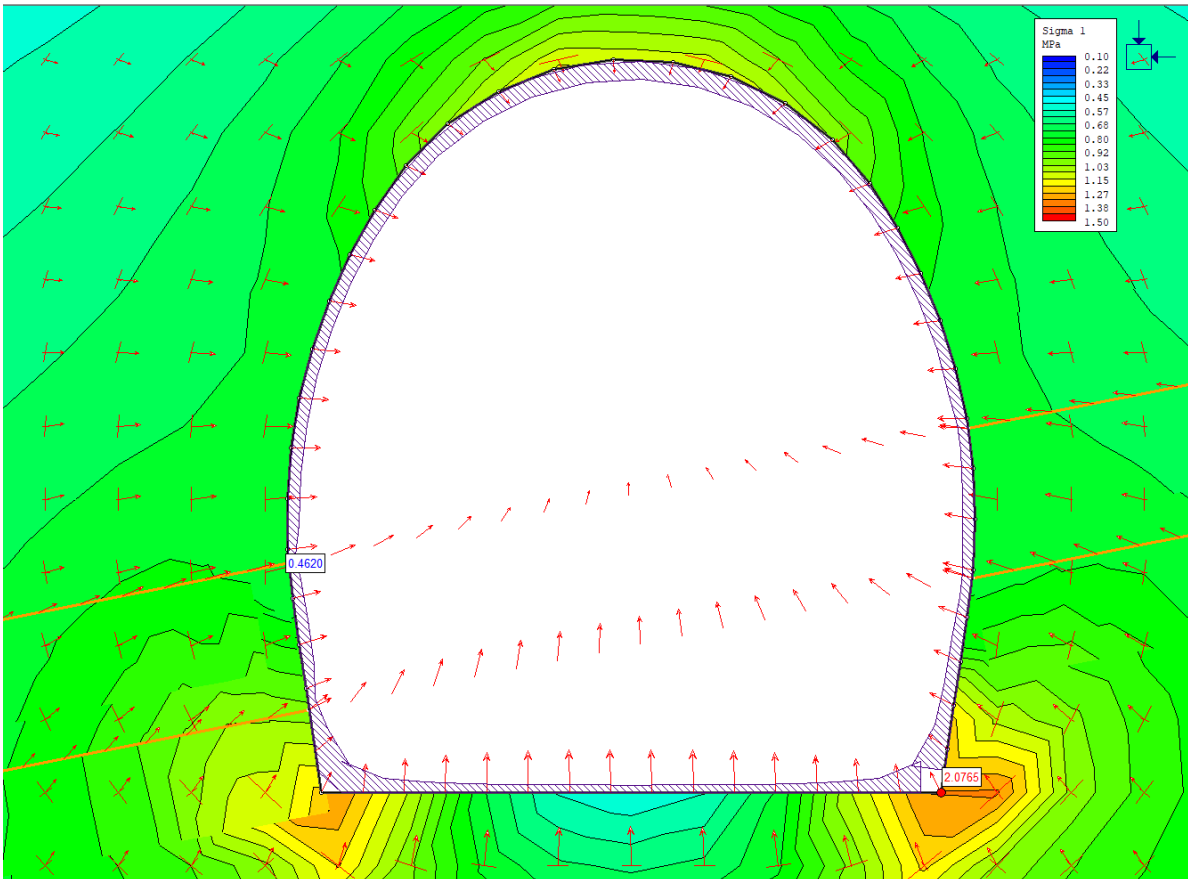


Abbildung 68 Darstellung der Spannungstrajektorien der Hauptspannungen σ_1 mit (ave) Eigenschaften des Glimmerschiefers im Profil A-A'.

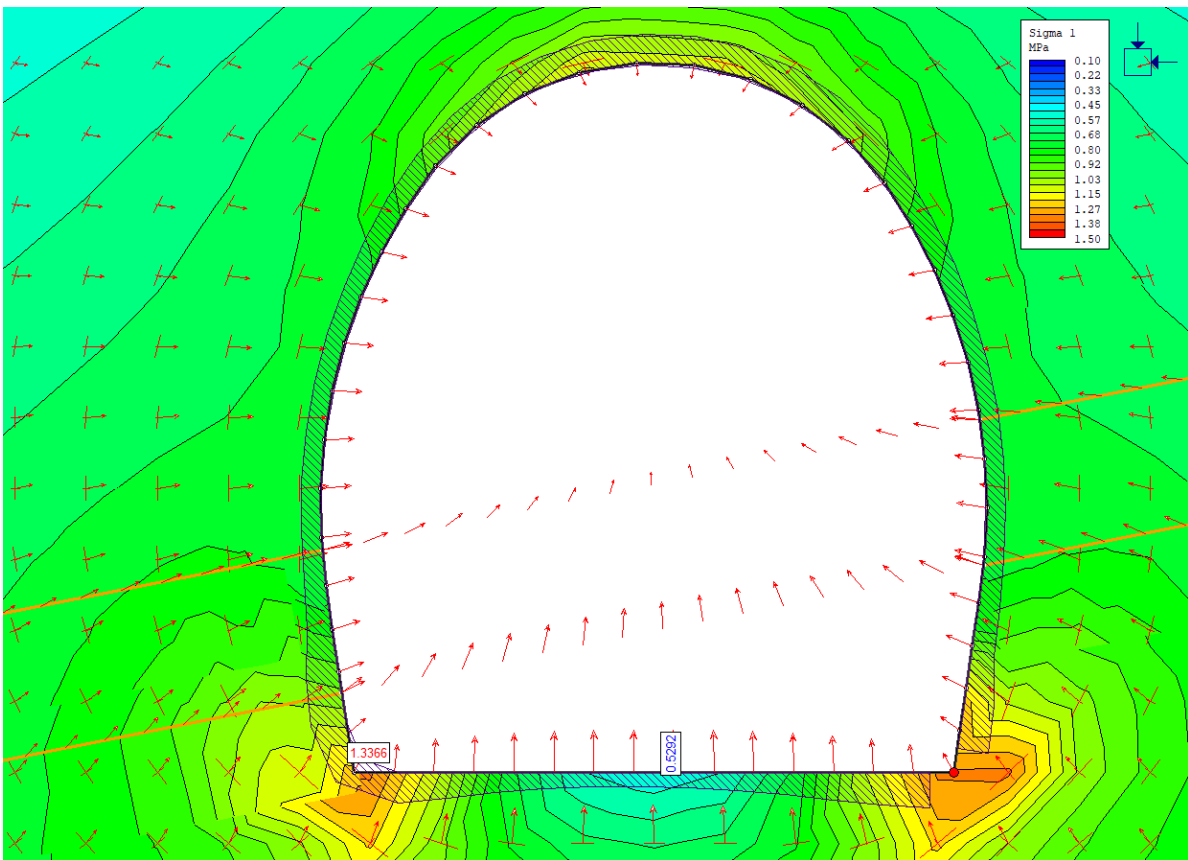


Abbildung 69 Darstellung der Trajektorien der Hauptspannungen σ_1 mit (ave) Eigenschaften des Gneises im Profil A-A'. Wie in den Abbildungen gezeichnet, wird die maximale Hauptspannung σ_1 in der Ecke des Tunnels vorkommen.

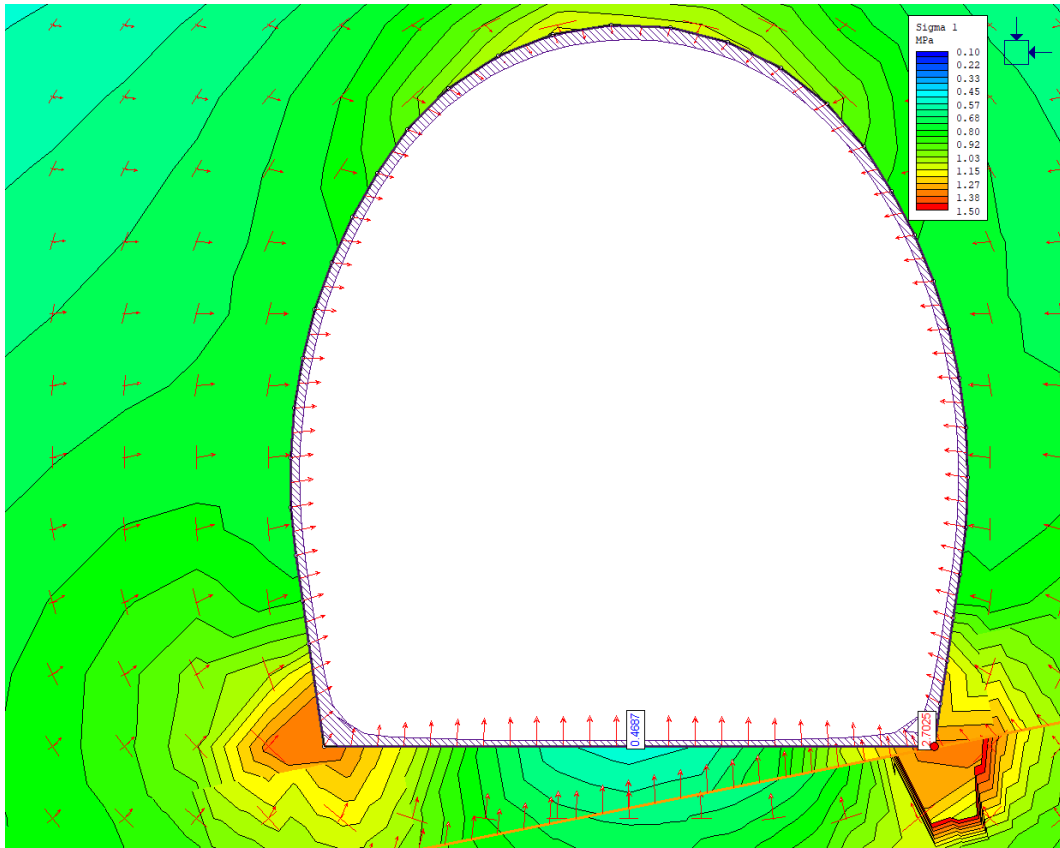


Abbildung 70 Darstellung der Spannungstrajektorien der Hauptspannungen σ_1 mit (ave) Eigenschaften des Glimmerschiefers im Profil B-B'.

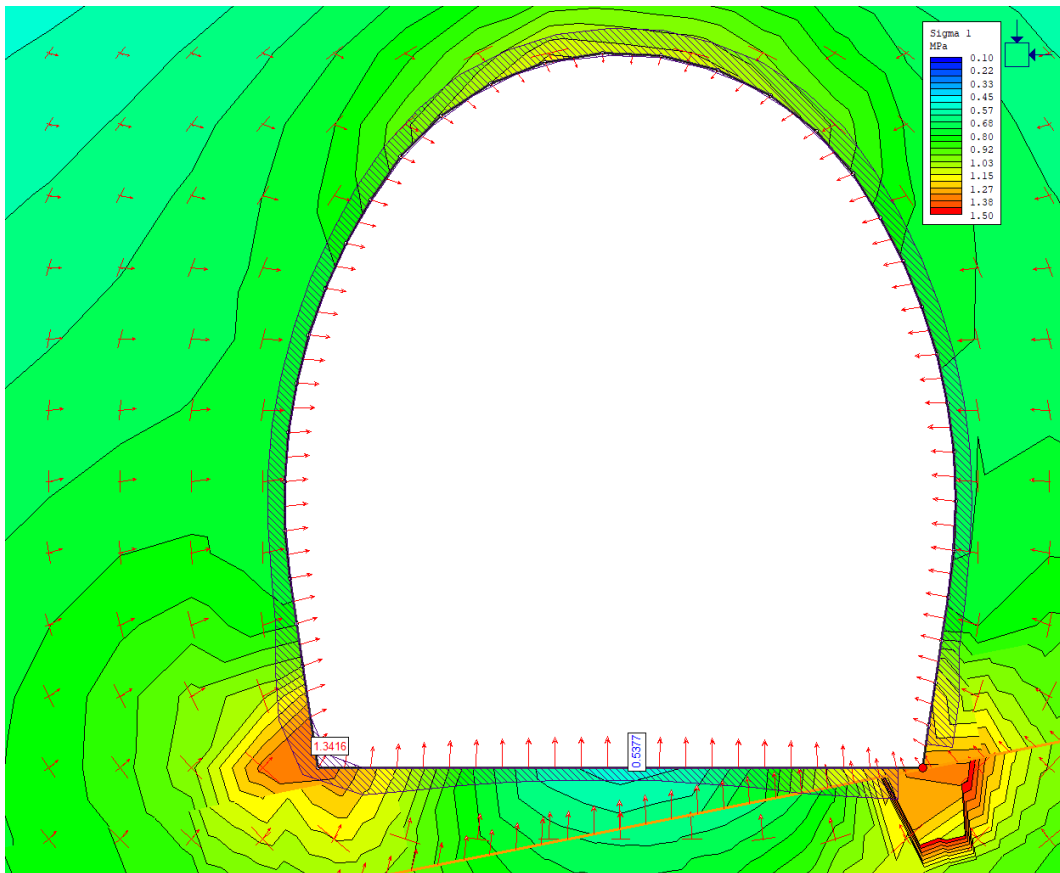


Abbildung 71 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_1 mit Eigenschaft des Gneisses im Profil B-B'. Wegen der Feld - Daten ist der Glimmerschiefer unterschiedlicher als der Glimmerschiefer im Profil A-A'.

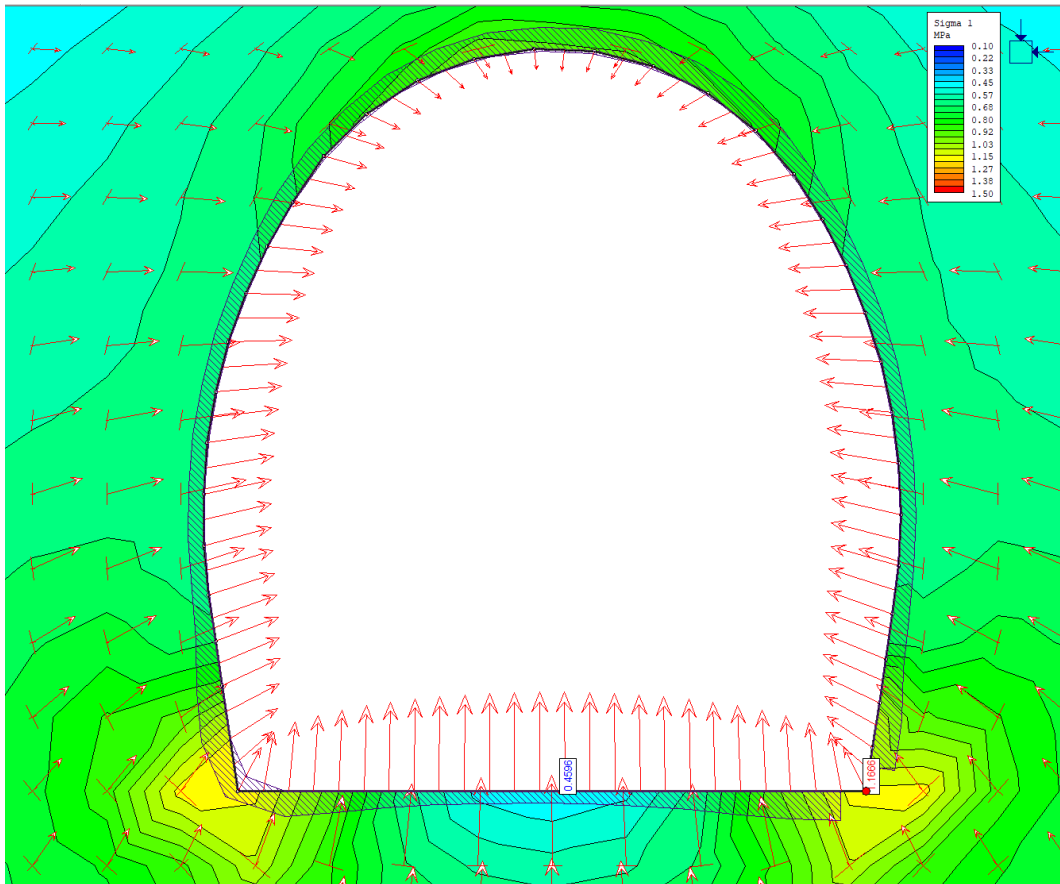


Abbildung 72 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien σ_1 mit kleinen Kennwerten des Gneisses. im Profil C-C'.

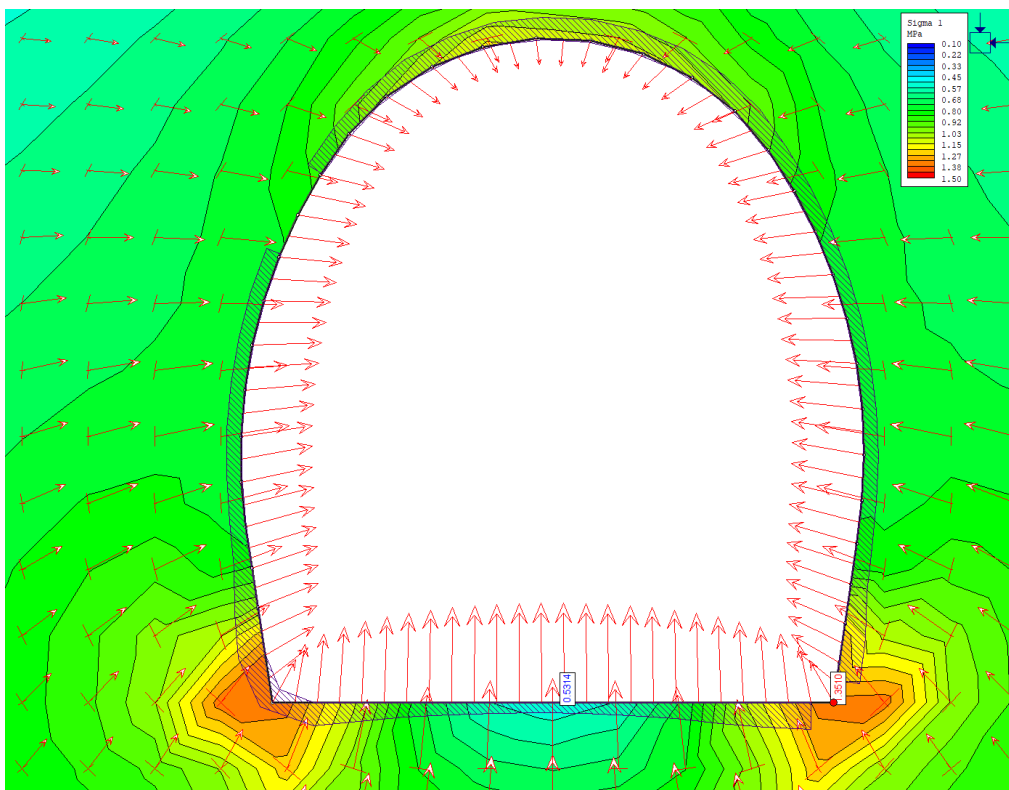


Abbildung 73 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien σ_1 mit hohen Kennwerten des Gneisses im Profil C-C'.

6.4.2.2. Auswertung der Hauptspannungen σ_3

Wie die σ_3 Darstellung in allen Profiln des Tunnels (Abbildungen 73-78) zeigt, wird die Zugbeanspruchung in der Sohle der Hohlräume vorkommen, die Ulmen sind sehr standsicher.

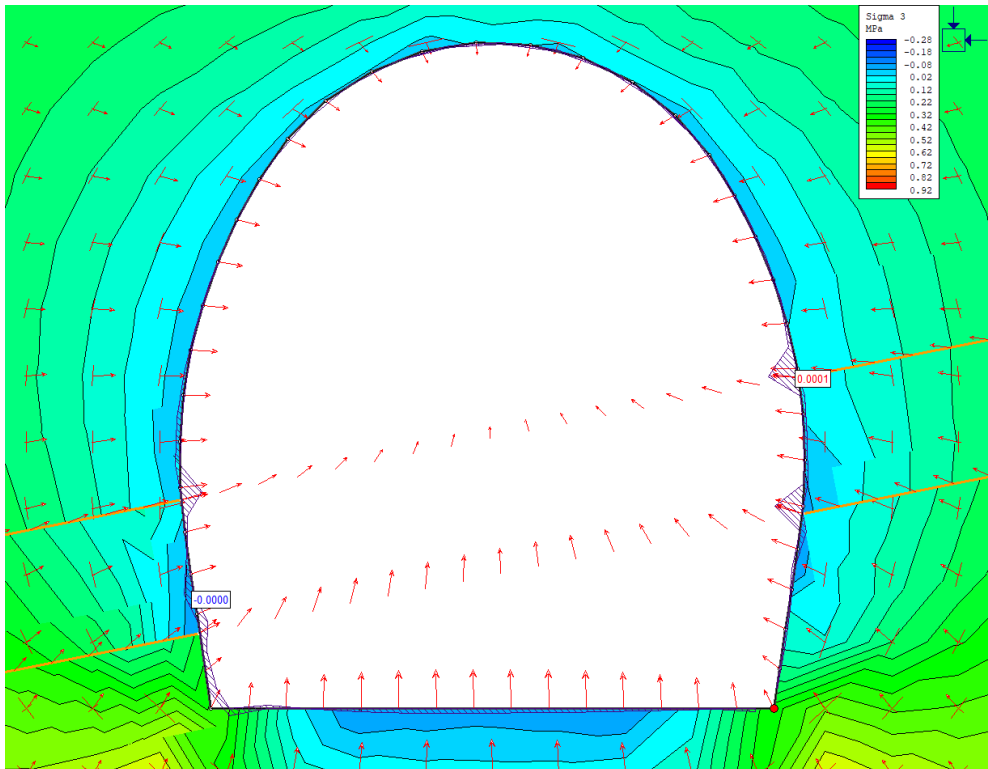


Abbildung 74 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_3 mit (ave) Eigenschaften des Glimmerschiefers im Profil A-A'.

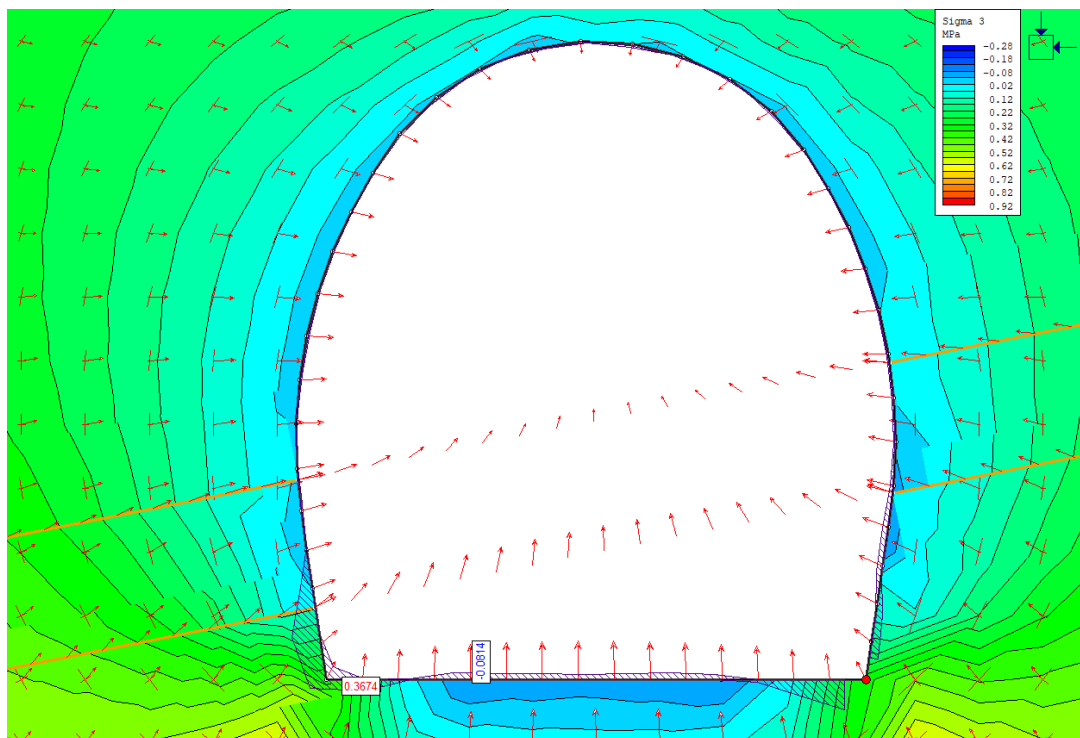


Abbildung 75 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_3 mit (ave) Eigenschaften des Gneisses im Profil A-A'.

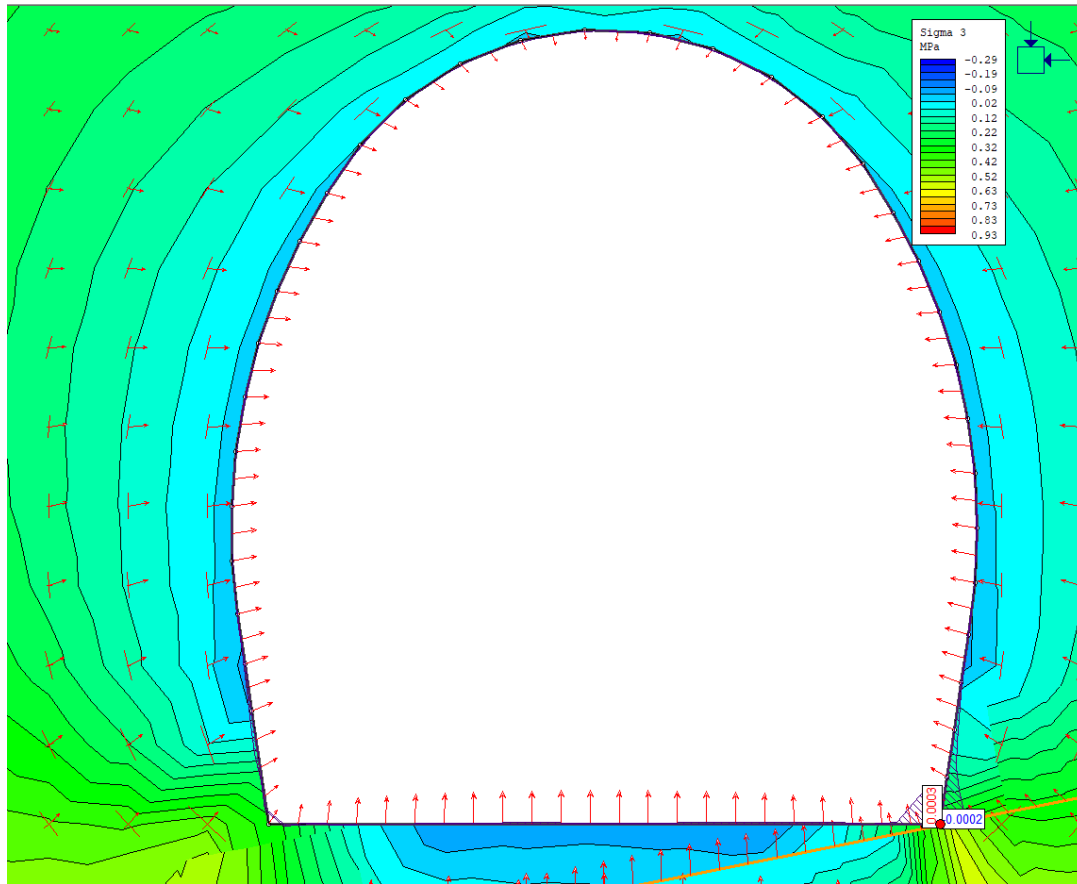


Abbildung 76 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_3 mit (ave) Eigenschaften des Glimmerschiefers im Profil B-B'.

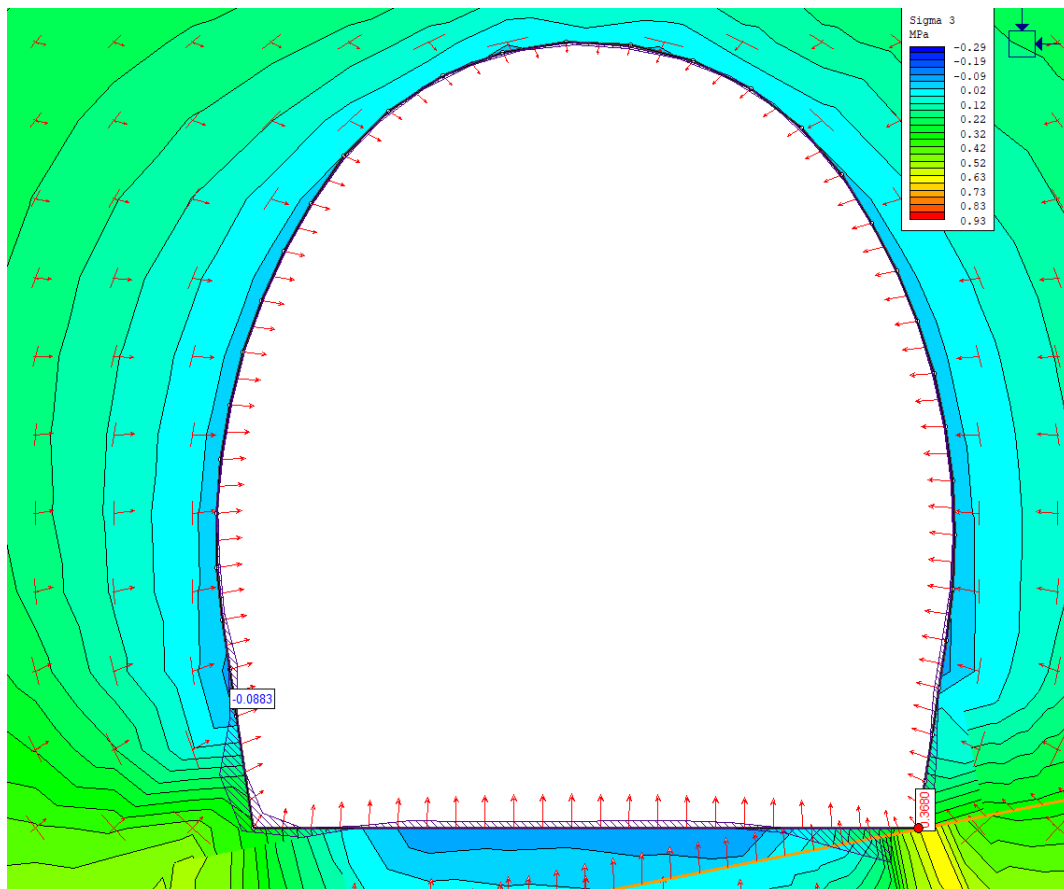


Abbildung 77 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien σ_3 mit (ave) Eigenschaften des Gneisses im Profil B-B'.

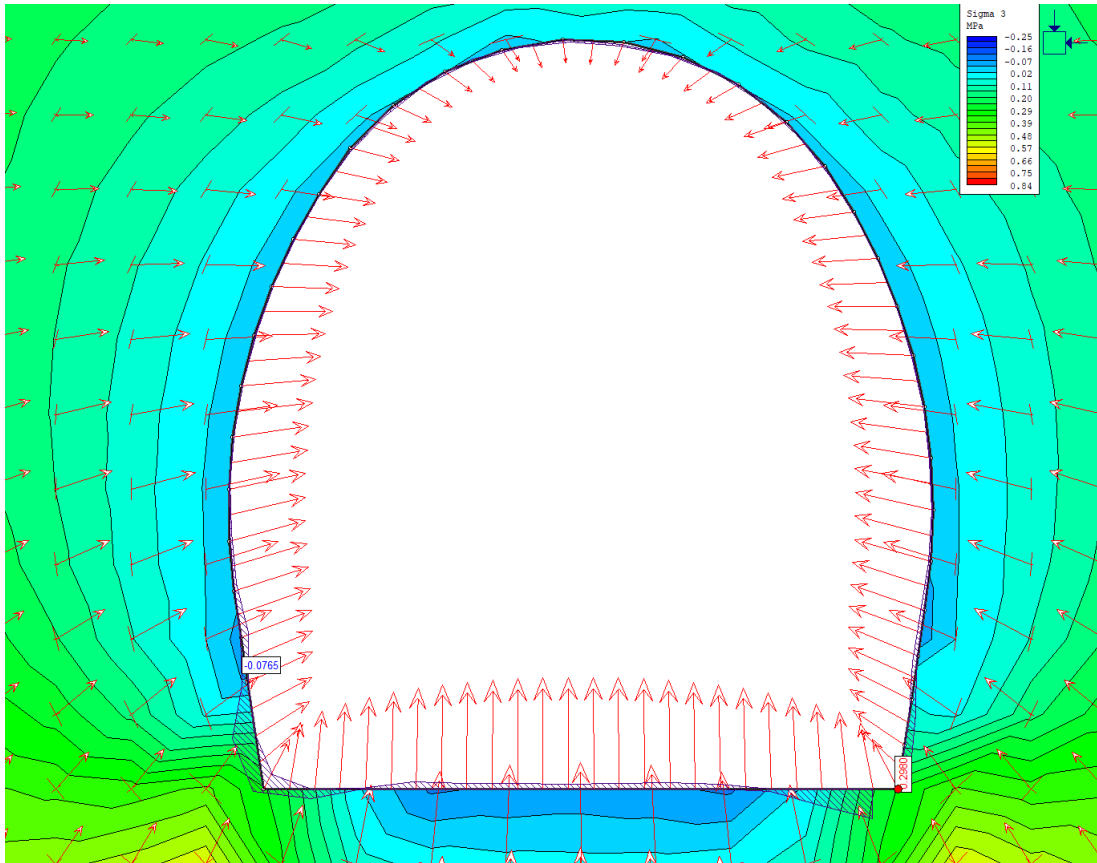


Abbildung 78 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien σ_3 mit geringen Eigenschaften des Gneisses im Profil C-C'.

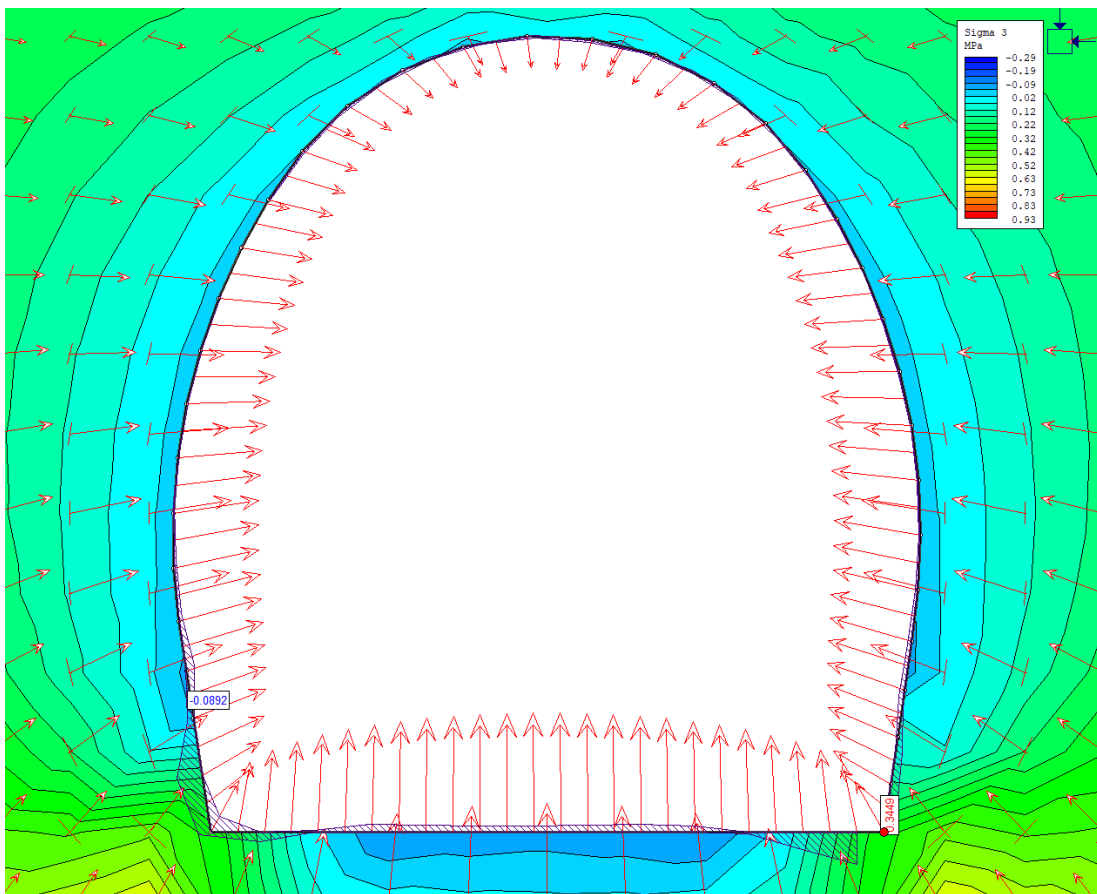


Abbildung 79 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien σ_3 mit höheren Eigenschaften des Gneisses im Profil C-C'.

6.4.2.3. Auswertung der Gesamtverschiebung

Wie in den Abbildungen angeführt, sind die Werte und Richtungen der Deformationen plausibel. Nach den Ergebnissen der Analysen werden die maximale Gesamtverformungen in der Sohle auftreten. Andererseits treten auch maximale Verformungen auf, wenn im Profil des Tunnels Glimmerschiefer vorliegen.

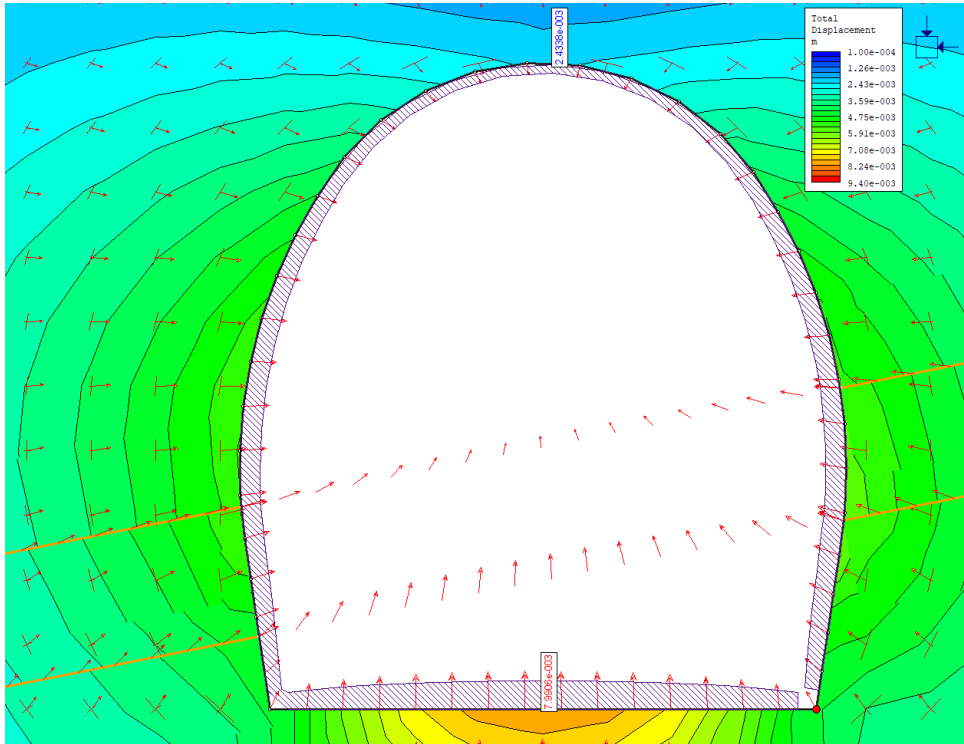


Abbildung 80 Darstellung der Gesamtverschiebung mit (ave) Eigenschaften des Glimmerschiefers im Profil A-A'.

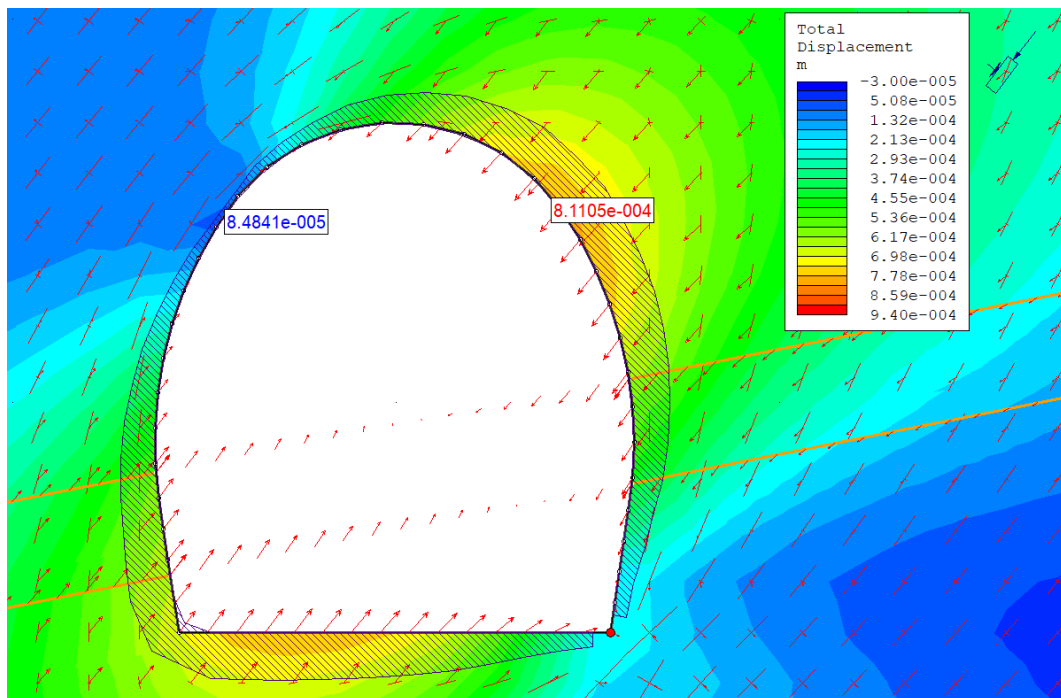


Abbildung 81 Darstellung der Gesamtverschiebung mit (ave) Eigenschaften des Glimmerschiefers im Profil A-A'. Das Profil wurde mit "Constant Field Stress" Methode auch analysiert. Die Option Konstante Feldspannung "Constant Field Stress" geht davon aus, dass die Hauptspannungen in Größe und Ausrichtung konstant sind.

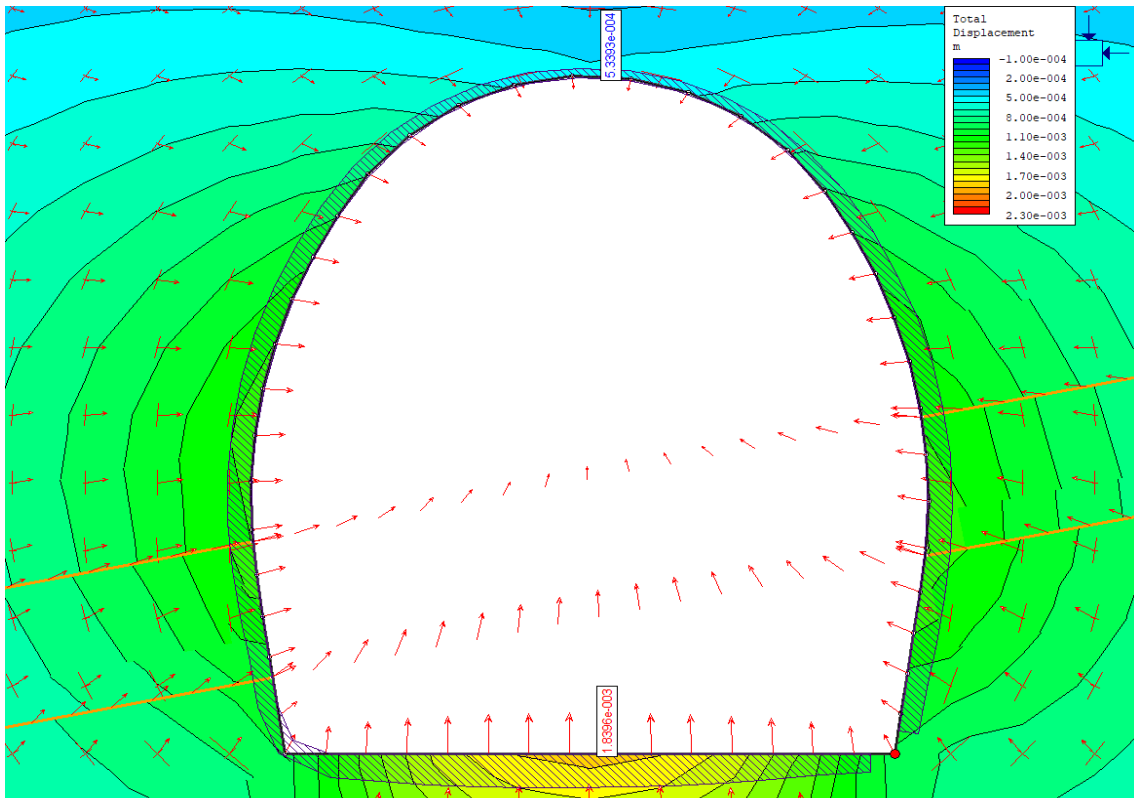


Abbildung 82 Darstellung der Gesamtverschiebung mit (ave) Eigenschaften des Gneisses im Profil A-A'. Wie erwartet, sind die Ergebnisse der Gesamtverschiebung des Tunnels im Glimmerschiefer größer als im Gneiss.

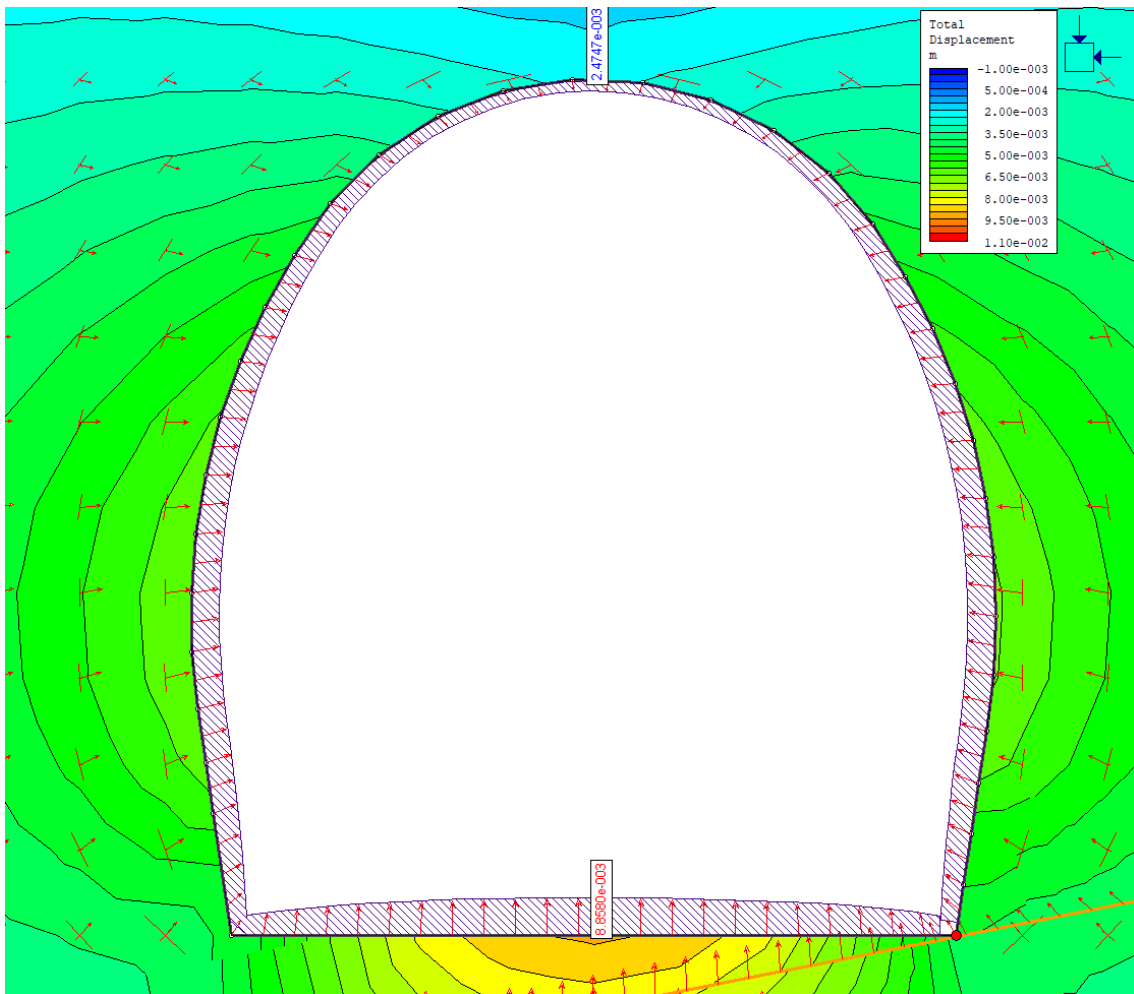


Abbildung 83 Darstellung der Gesamtverschiebung mit (ave) Eigenschaften des Glimmerschiefers im Profil B-B'.

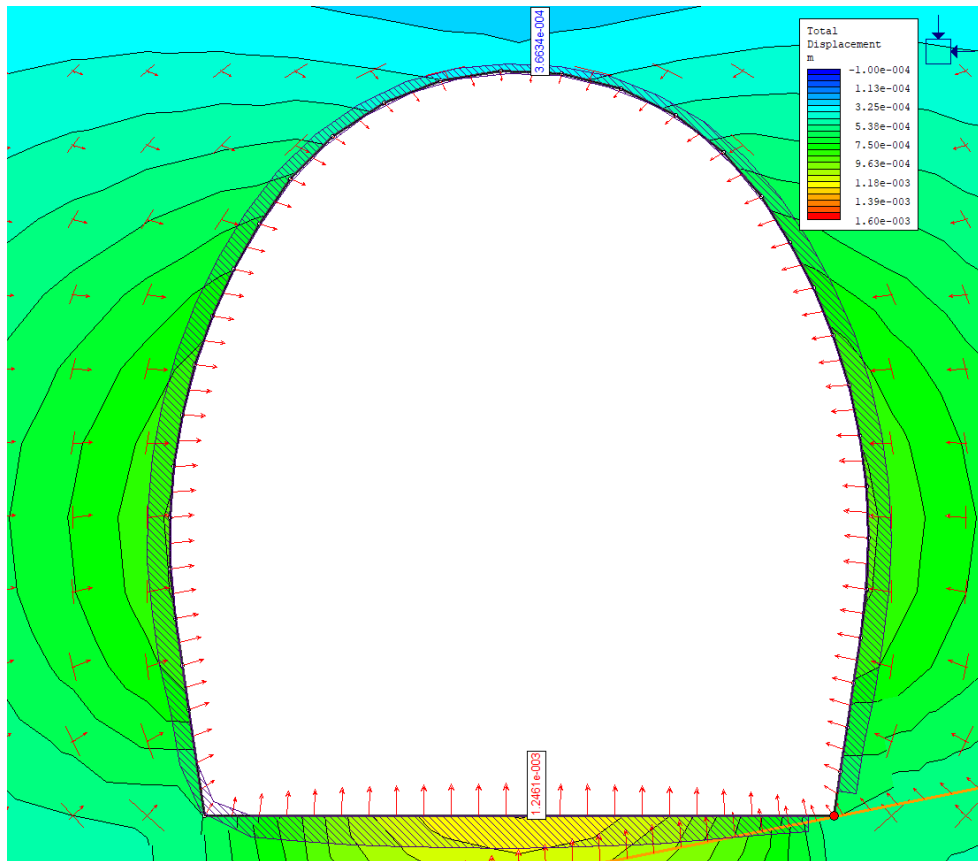


Abbildung 84 Darstellung der Gesamtverschiebung mit (ave) Eigenschaften des Gneisses im Profil B-B'. Wie erwartet, sind in diesem Profil die Gesamtverschiebungen des Tunnels im Glimmerschiefer größer als im Gneiss.

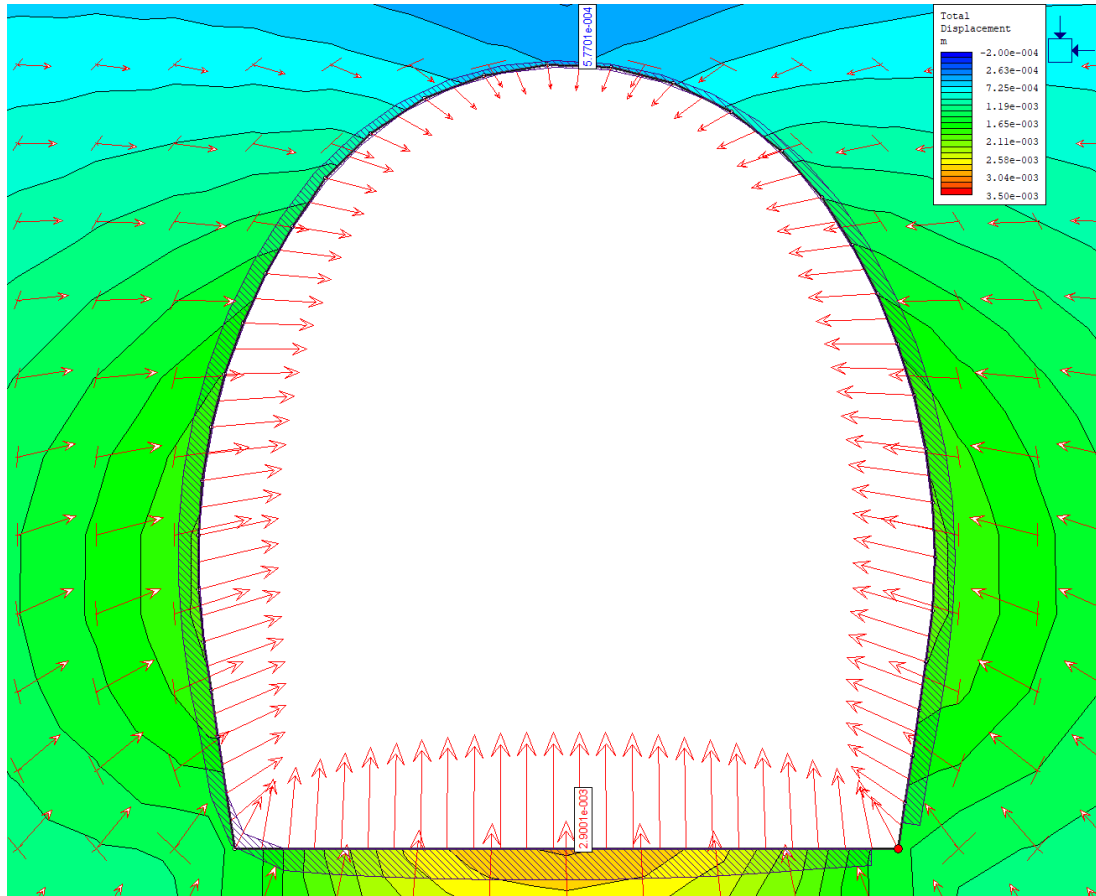


Abbildung 85 Darstellung der Gesamtverschiebung mit geringen Eigenschaften des Gneisses im Profil C-C'.

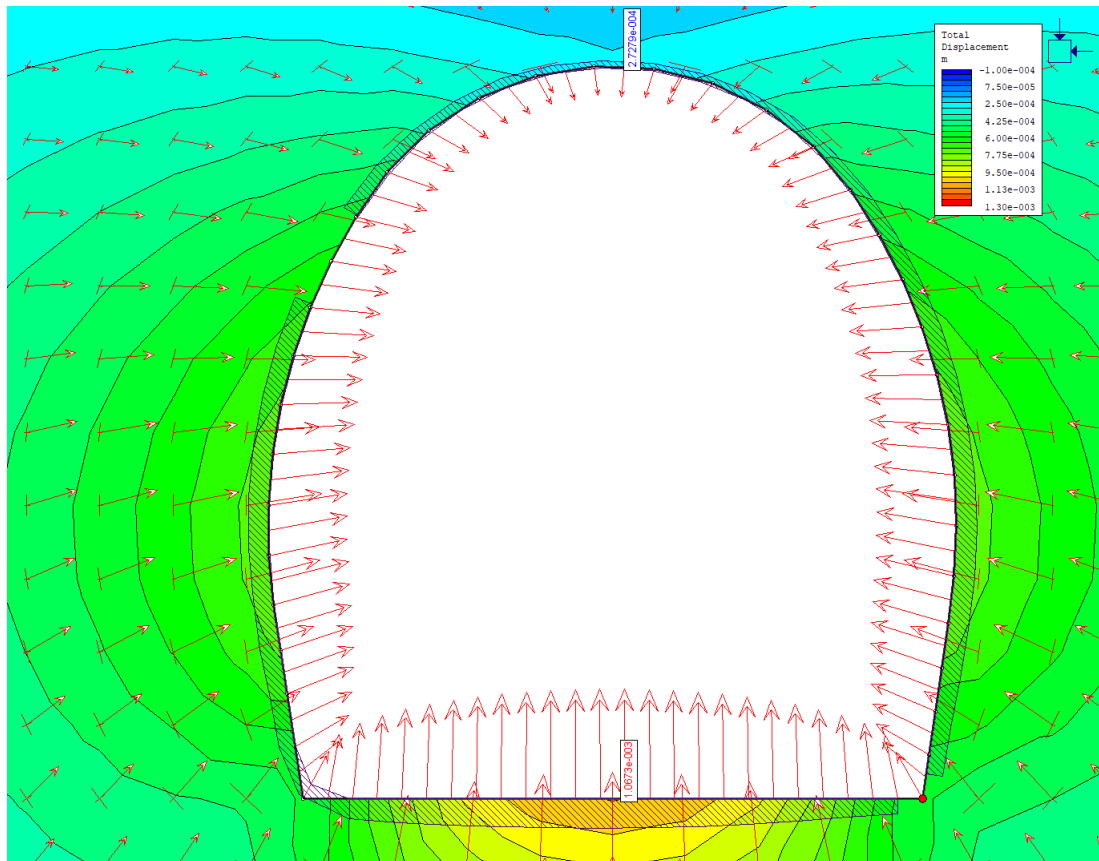


Abbildung 86 Darstellung der Gesamtverschiebung mit hohen Gebirgseigenschaften im Profil C-C'. Wie erwartet, ist in diesem Profil die Gesamtverschiebung des Tunnels kleiner als in den anderen Profilen.

6.4.3. RS2 (Version 11.010 – Juni 03, 2021)

RS2 ist eine leistungsstarke 2D-Finite-Elemente-Anwendung für Boden- und Fels, welche von der kanadischen Firma Rocscience entwickelt wurde. RS2 kann für eine Vielzahl von Ingenieurprojekten wie einschließlich Hohlräumen, Hangstabilität, Grundwasserleckage, Wahrscheinlichkeits Analyse, Aggregation und dynamische Analysefunktionen verwendet werden. (Rocscience teams 2021).

Eines der Hauptmerkmale von RS2 ist die Finite-Elemente-Hangstabilitäts-Analyse unter Verwendung der Scherfestigkeitsreduktionsmethode. Dieses Programm verwendet die verschiedenen Versagenskriterien, einschließlich **Mohr-Coulomb** und **Generalized Hoek-Brown**, um das Grenzgleichgewicht und die Finite-Elemente Standsicherheits Analyse durchführen zu können.

Das RS2-Programm besteht aus 3 verschiedenen Programmmodulen:

- ✓ **Modell:** ist das Vorverarbeitungsmodul, mit dem Modellgrenzen, Stützmittel, In-situ-Spannungen, Randbedingungen, Materialeigenschaften und das Finite-Elemente-Netz eingegeben und bearbeitet werden.
- ✓ **Berechnen:** muss für eine Datei ausgeführt werden, bevor die Ergebnisse mit INTERPRET analysiert werden können.
- ✓ **Interpretieren:** Wenn die Interpretation von Modell gestartet wird, wird die aktive Datei in Modell automatisch in Interpretation geöffnet. Darüber hinaus kann man über die Schaltfläche Modell unter Interpretieren zum Modell zurückkehren. Auf diese Weise kann man zwischen

Modell und Interpretieren wechseln, um ein Modell zu bearbeiten, neu zu berechnen und neue Ergebnisse anzuzeigen.

Modell, Berechnen und Interpretieren werden jeweils als eigenständige Programme ausgeführt. Sie interagieren auch miteinander, wie im folgenden Schema dargestellt:

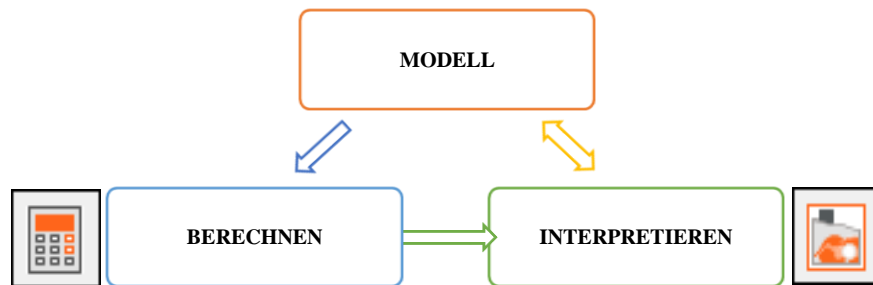


Abbildung 87 Das Schema der Interaktion aus Modell, Berechnen und Interpretieren im RS2 Programm.

6.4.3.1. Geklüftetes Gestein (Fractured Rock)

Das Scher- und Dehnungsverhalten von geklüftetem Gestein ist eines der wichtigsten Konstruktionselemente in der Felsmechanik. Eine genaue Schätzung dieser Werte ist sehr wichtig, um den Mechanismus der Gesteinsklüftung zu verstehen und verschiedene Probleme der Felsmechanik zu lösen. Im Allgemeinen ist es schwierig, das mechanische Verhalten natürlicher Klüfte vorherzusagen, da der effektive Rauheitskoeffizient und der Dilatationswinkel in natürlichen Verbindungen durch Klüfte variabel sind und verschiedenen Faktoren unterliegen, wie z. B.: Begrenzung der Spannung, Gesteinsdruckfestigkeiten und Geometrie der Trennflächenoberfläche, Füllstoffen und Feuchtigkeit. Forscher haben jedoch festgestellt, dass die Geometrie oder Vertiefung von Oberflächen der wichtigste Faktor ist, der das mechanische Verhalten von Trennflächen steuert. Deshalb sind die mechanischen Eigenschaften der Trennflächen sehr wichtig, um die Standsicherheit im der Gebirge analysieren zukönnen.

6.4.3.1.1. Die Ergebnisse der Analyse mit geklüftetem Gestein und dessen Eigenschaften

Wie in den vorhergehenden Kapiteln erläutert, befindet sich der St.-Michael-Eisenbahntunnel in einer metamorphen Gesteinsabfolge in Österreich, der südlichen Böhmisches Masse in der Gföhler Einheit. Vor allem Gneise mit Wechsellagerung aus Glimmerschiefer, welche mit 3 bis 4 Trennflächenscharen gestört werden.

In den nachfolgenden Abbildungen werden die Ergebnisse der Analyse bezüglich der Hauptspannungen σ_1 , σ_3 und der Gesamtverformungen dargestellt, welche nach der RS2 Software erhalten wurden.

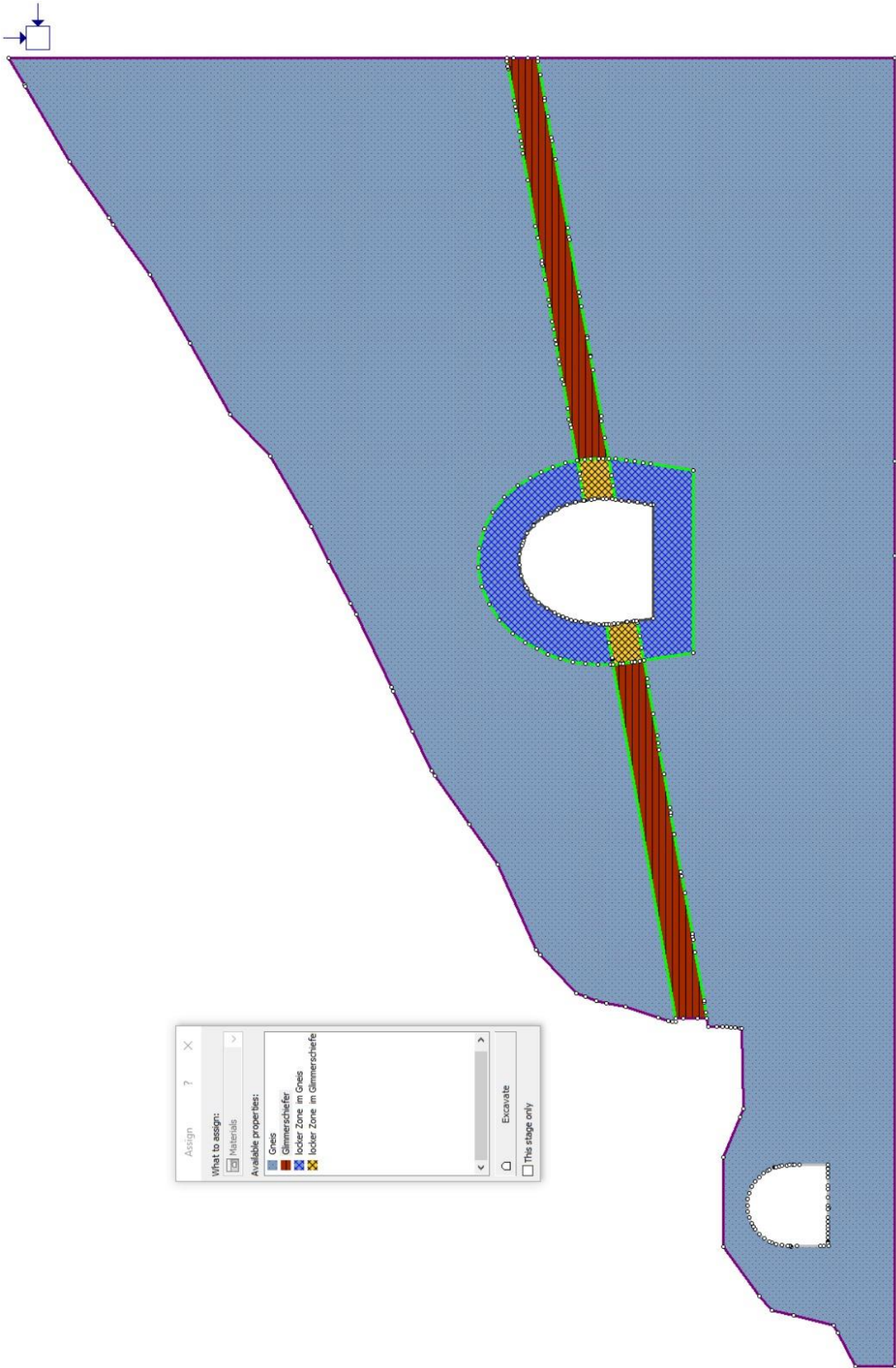


Abbildung 88 Darstellung des Modells im Profil A-A'

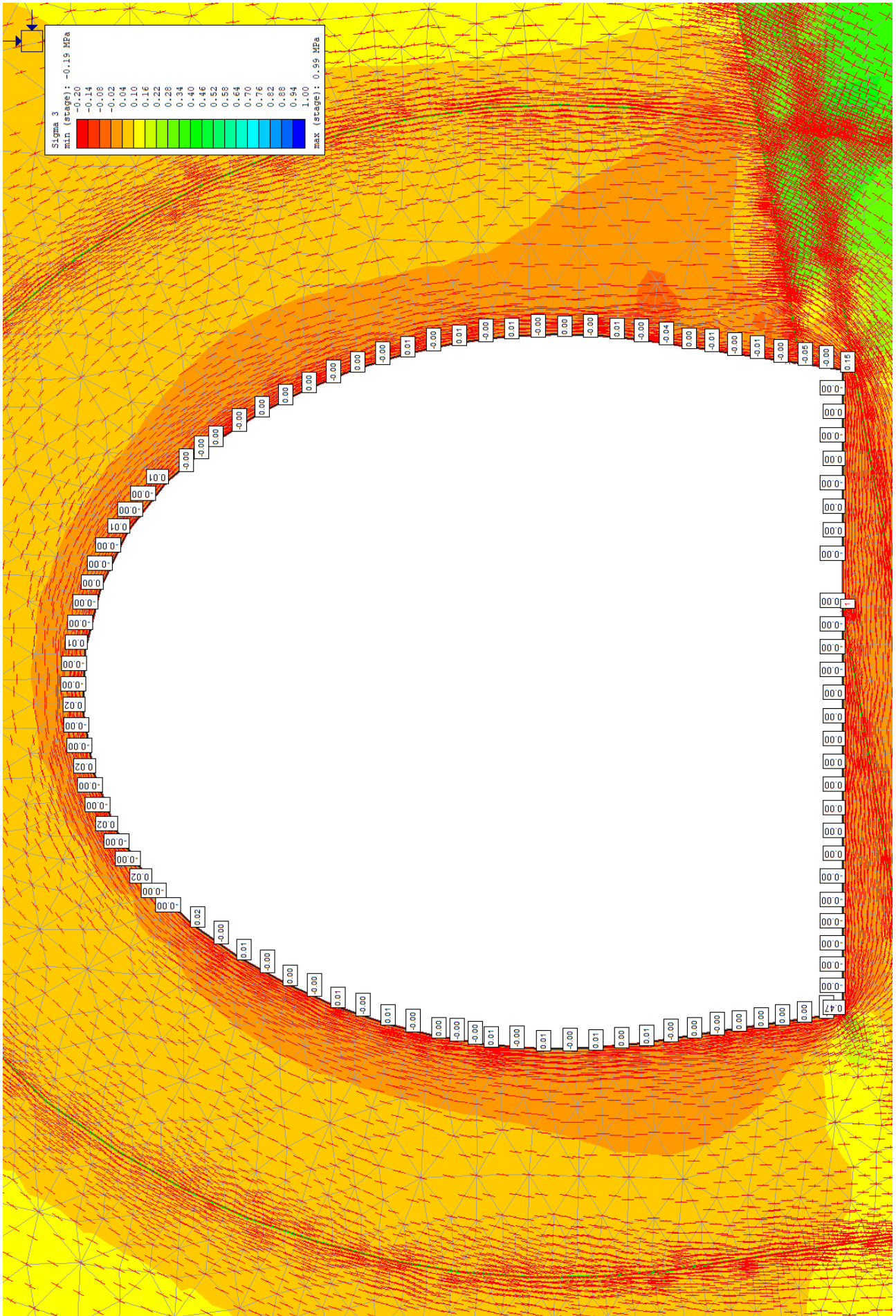


Abbildung 93 Darstellung der Spannungstrajektorien und Werte der Hauptspannungen σ_3 im Profil B-B'.

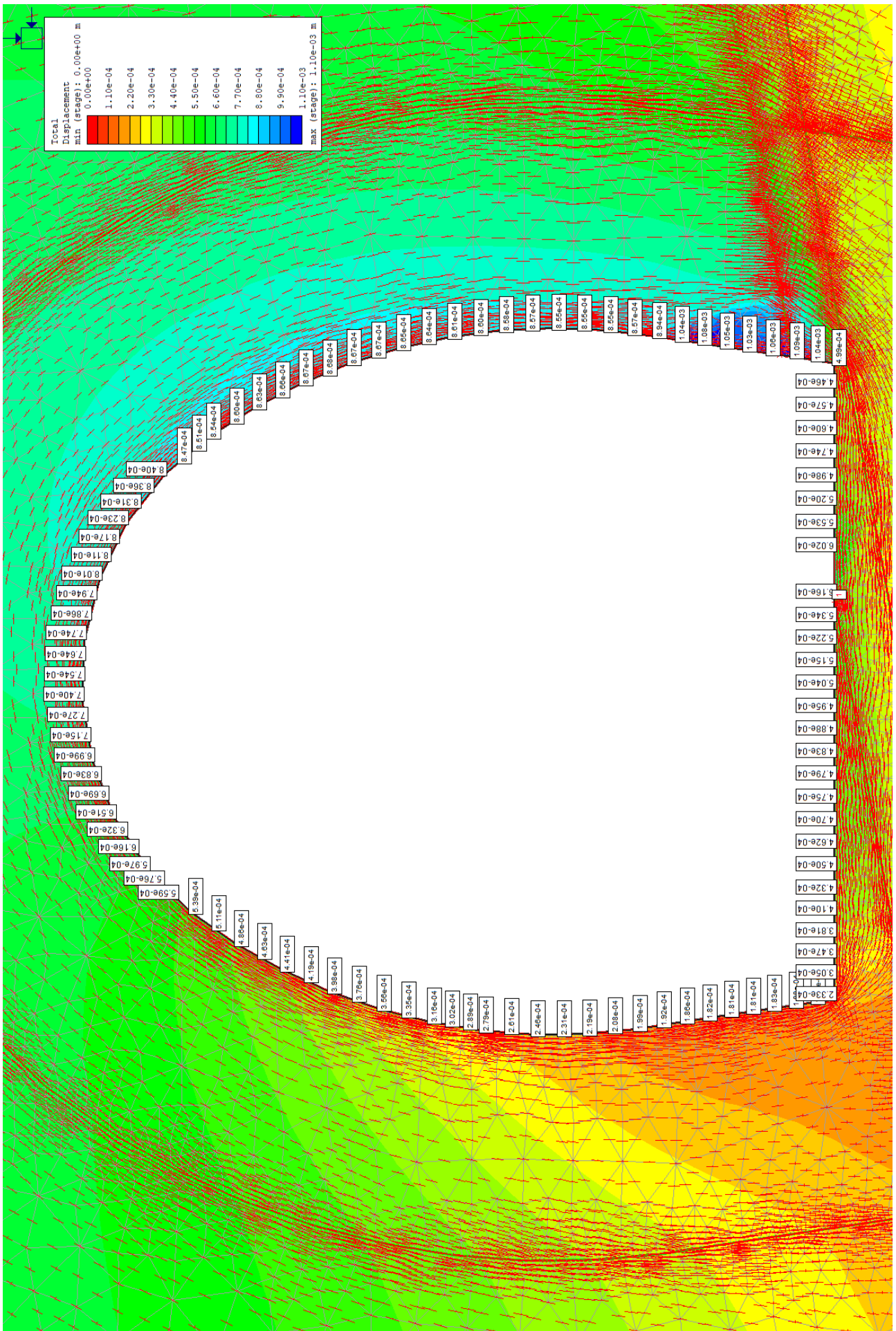
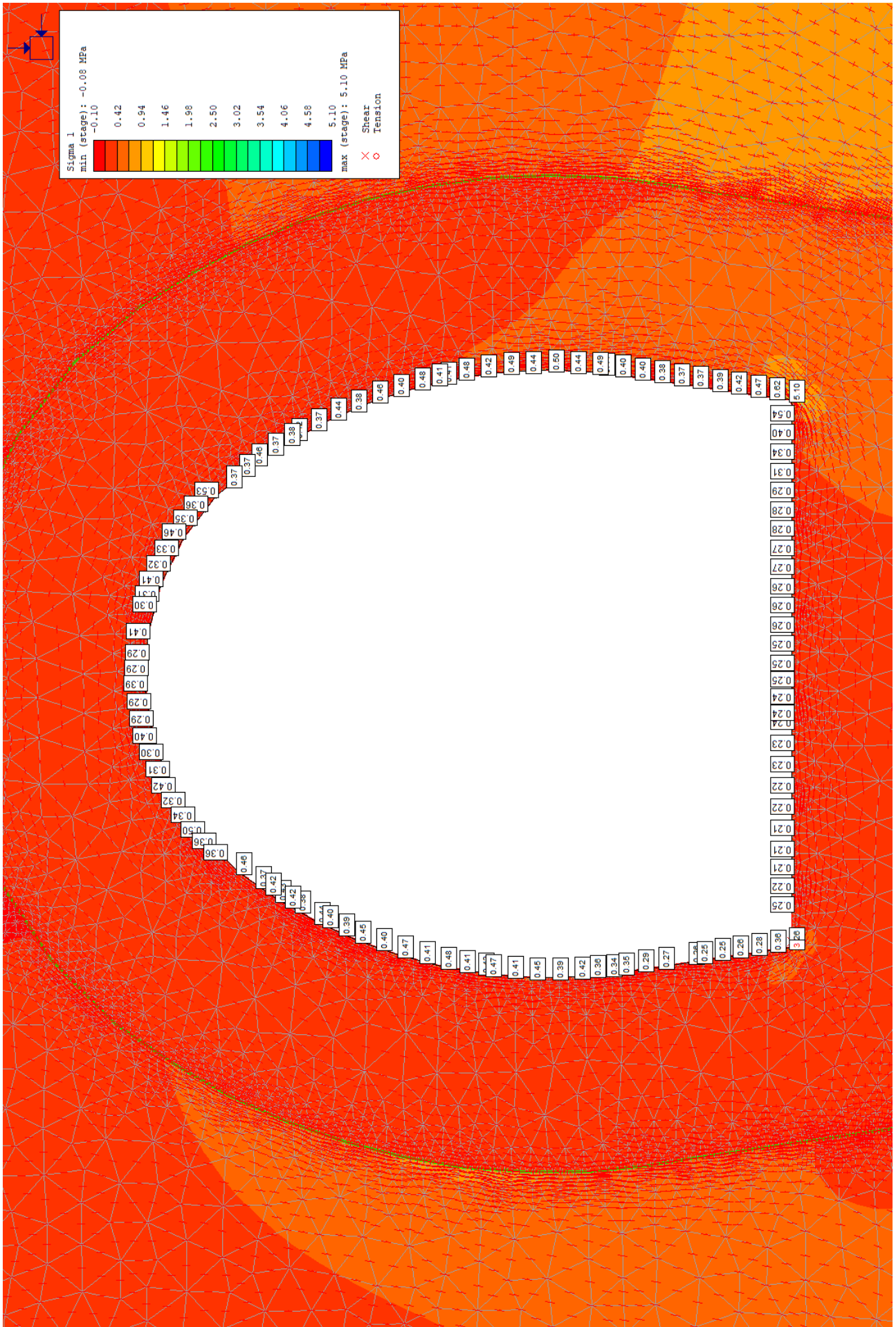


Abbildung 94 Darstellung der Gesamtverschiebung im Profil B-B'



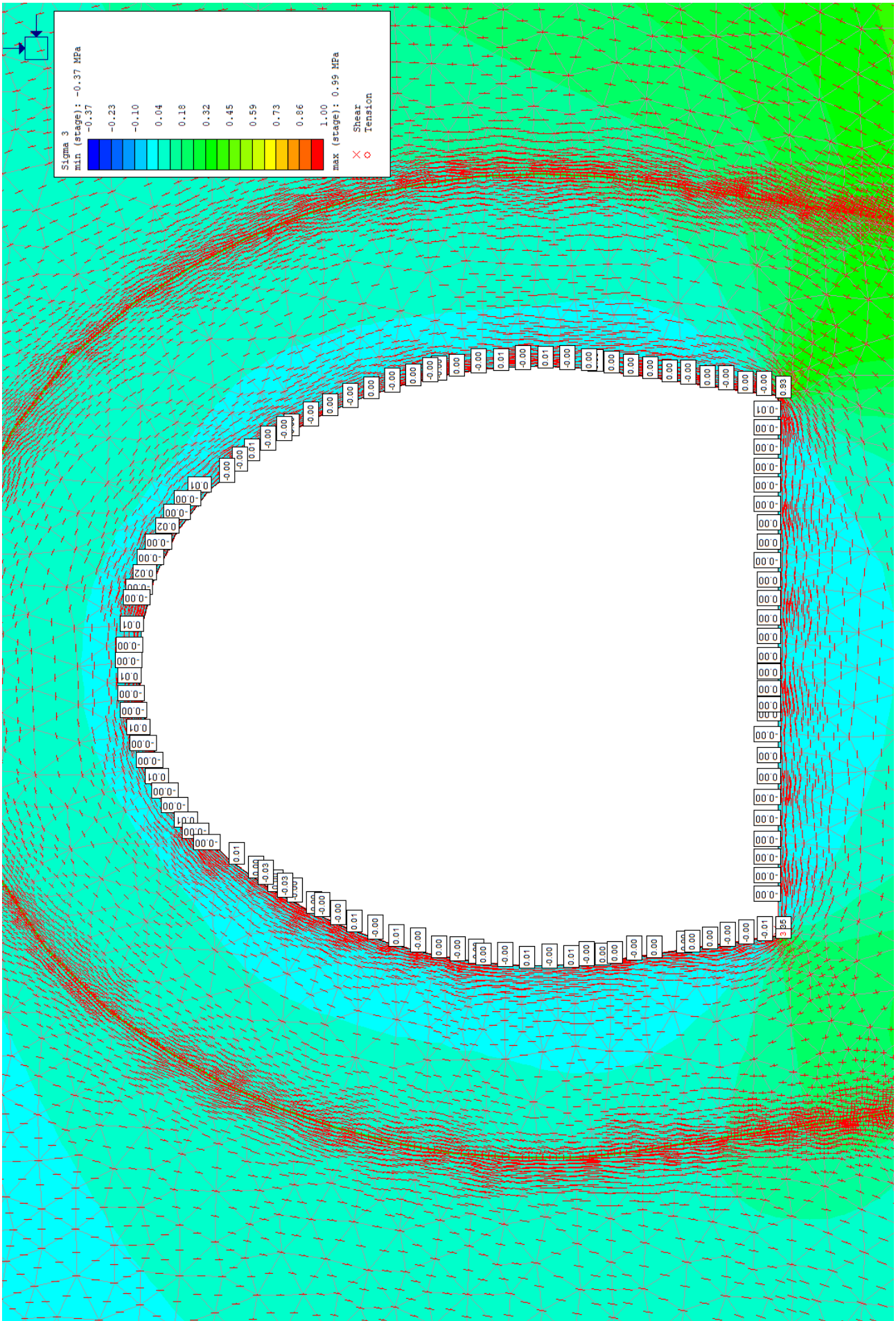


Abbildung 96 Darstellung der Spannungstrajektorien und Werte der Hauptspannungen σ_3 im Profil C-C'.

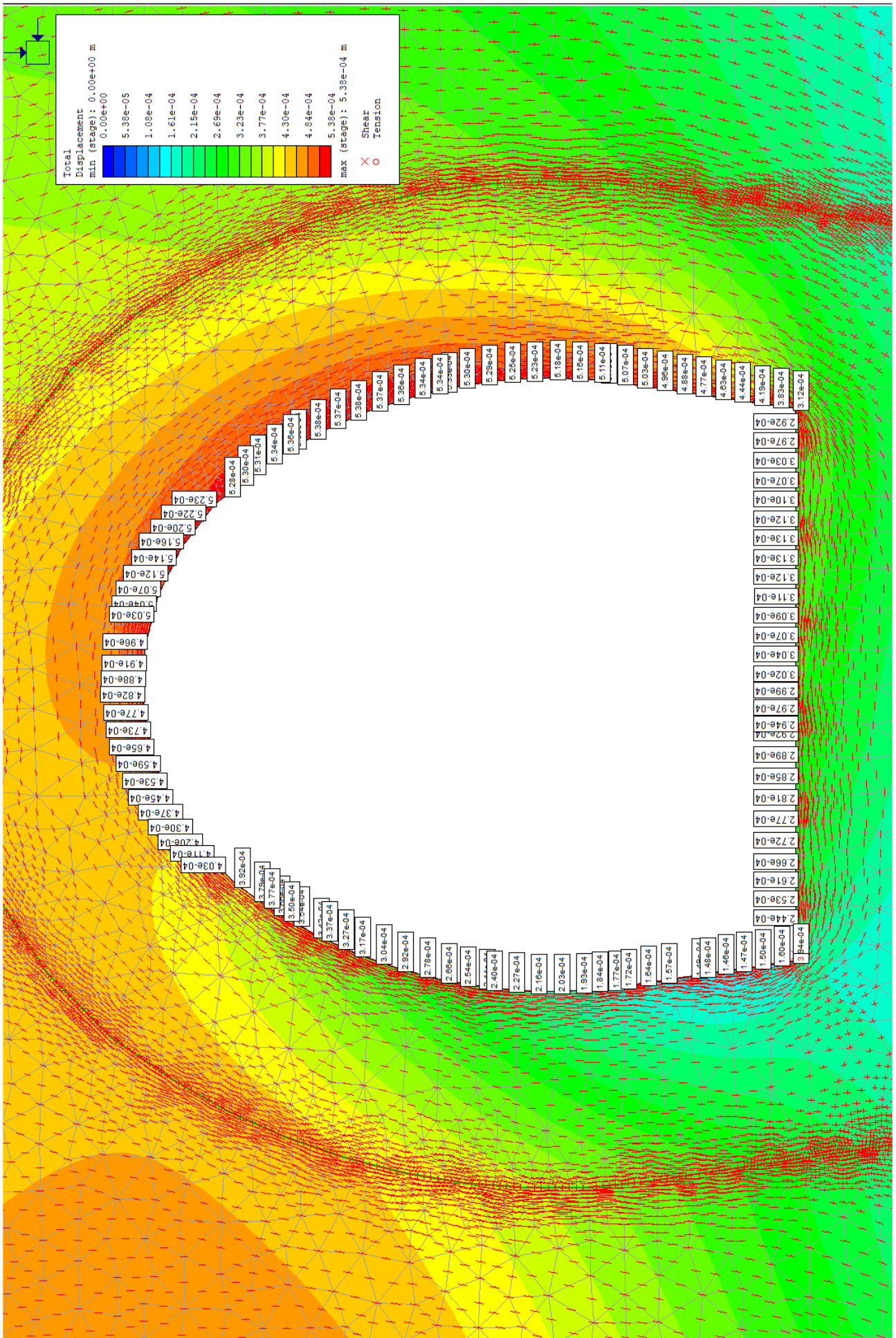


Abbildung 97 Darstellung der Gesamtverschiebung im Profil C-C'

7. Dreidimensionale Tunnel- Stand sicherheits-Analyse

7.1. Einleitung

Da Gestein eines der komplexesten Materialien ist, das jemals in einem technischen Bereich gefunden wurden (Fairhurst, 2013), hat diese Komplexität von Gesteinen und Gebirgen zu unerwarteten Ergebnissen beim Ausbruch von Felstunnels geführt, einschließlich Schäden und Verlust des Lebens. Infolgedessen konzentrierte sich die Forschung auf die Entwicklung neuer Entwurfsmethoden, die sicherere Ingenieurprojekte gewährleisten können.

Mit den erzielten Fortschritten haben sich in den letzten Jahren auch Nachhaltigkeitsmodellierungstechniken weiterentwickelt und mit zunehmender Kontinuität der Rechenkapazitäten und der vorhandenen Software an Komplexität zugenommen. Vor weniger als 20 Jahren war die grundlegende Bewegungsanalyse das Hauptwerkzeug für die Gestaltung großer Felshänge. In den 2000er Jahren nahm die Verwendung von zweidimensionaler Gleichgewichts-Analyse und numerischer Modellierung mit schnelleren Berechnungen rapide zu. Gegen Ende der 2020er Jahre sind 3D-Grenzgleichgewichts-Software und Finite-Elemente-Analyse-Software leicht verfügbar und bieten eine breite Palette von Optionen zur Modellierung des Verhaltens komplexer und anisotroper Gebirge. Die Ergebnisse dieser verschiedenen Modellierungsansätze, z. B. isotrop oder anisotrop, 2D oder 3D, können je nach geologischen Bedingungen erheblich variieren.

In diesem Kapitel wird die Masterarbeit unter Verwendung von drei Softwareprogrammen zur dreidimensionalen Stabilitäts-Analyse von Tunnels aus Rocscience verwendet, um das Verhalten von Tunnels während des Ausbruchs besser zu verstehen und einen Vergleich der Gesteine auf der Grundlage zweidimensionaler Modelle durchzuführen. Zu diesem Zweck wurden EX3 und RS3 sowie zwei Blockanalysen für den Tunnel und SWEDGE für die Böschungen verwendet, und am Ende werden die Ergebnisse der 2D- und 3D- Gleichgewichtsmodellierungen verglichen. Fallstudien zeigen deutlich die Grenzen der 2D-Modellierung, wenn das ausgebrochene Gebirge stark anisotrop ist und es große Störungen gibt, deren Geometrie nicht ausreichend dargestellt wird. Weitere Ergebnisse zeigen, dass die Modellierung nur in 2D zu einer Über- oder Unterschätzung der Entwurfparameter führen kann, ohne dass die anisotropen Bedingungen, die wahrscheinlich fehlschlagen, ordnungsgemäß modelliert werden. Diese Werkzeuge sind jetzt verfügbar, um 3D-Modellierungstechniken neben vorhandenen 2D-Techniken zu vereinfachen und eine umfassende Überprüfung der Hangstabilität zu ermöglichen. Dies ermöglicht es, sowohl die Optimierung von Hangkonstruktionen abzuschließen als auch die Zuverlässigkeit der Konstruktion zu erhöhen, im Detail zu zeigen, die im realen 3D-Raum zu Ausfällen neigen.

7.2. UnWedge (Version 5.011 – April 2021)

UnWedge ist ein 3D- StandsicherheitsAnalyse - und Visualisierungsprogramm für Hohlräume in Gesteinen mit strukturübergreifenden Trennflächen. Sicherheitsfaktoren werden für möglicherweise instabile Keile berechnet. In der Entwurfs- und Prognosephase des Trägersystems können die

Stützenanforderungen unter Verwendung verschiedener Arten von Stützmittel sowie Spritzbeton, Anker usw modelliert werden. Außerdem kann man schnell ein Modell erstellen, einen Sicherheitsanalysefaktor durchführen, einen Verstärker platzieren und die Ergebnisse interpretieren. In dieser Software bietet der Grafikdateninterpretierer auch verschiedene Werkzeuge, einschließlich 3D-Animation, zum einfachen Anzeigen von Felskeilen. (Rocscience 2021)

Zu den weiteren Funktionen von UnWedge gehört eine neue Analyse-Engine, die auf der Goodman- und der Objektblock-Theorie basiert. Dazu gehören die Fähigkeit, Bohrspannungen und ihre Auswirkungen auf die Stabilität zu berechnen, neue Festigkeitsmodelle wie Barton-Bandis und Curve- Power sowie die Fähigkeit, die Skalierung und die Keilgröße zu verbessern. In diesem Teil werden die alle drei Profile mit UmWedge 3D modelliert, um die Standsicherheitsanalyse visualisieren zu können.

7.2.1. Block Analyse für Profil A-A´.

Um diese Modelle darstellen zu können, werden die Ergebnisse der statistischen Analyse und Eigenschaften der Trennflächen benutzt, welche von den Felddaten erhalten wurden. Für jedes Profil wurden die Trennflächen mit verschiedenen Überschneidungen analysiert und die Ergebnisse dargestellt.

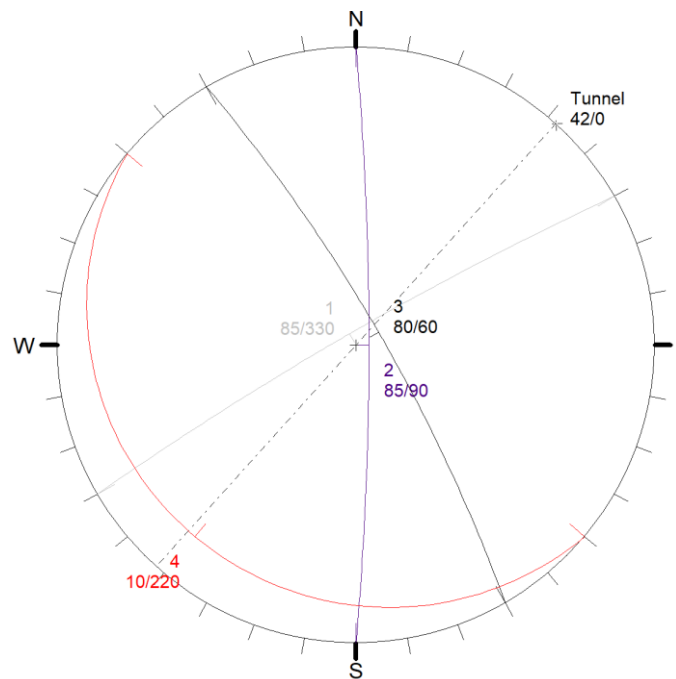


Abbildung 98 Die Orientierungen der Trennflächen und des Tunnels im Profil A-A´.

Trennflächen 1	Trennflächen 2	Trennflächen 3	Faktor der Sicherheit	Keilsvolumen [m3]	kritische Keilanzahl	Keilposition
1	2	4	0,93	0,06	3	rechts Ulme
1	3	4	1,13	0,06	3	rechts Ulme
2	3	4	2,45	0,49	8	First des Tunnels
1	2	3	5,77	575,10	2	First des Tunnels

Tabelle 40) Standsicherheitsanalyse von Keilen des St.Michael Eisenbahn Tunnels für das Profil A-A´.

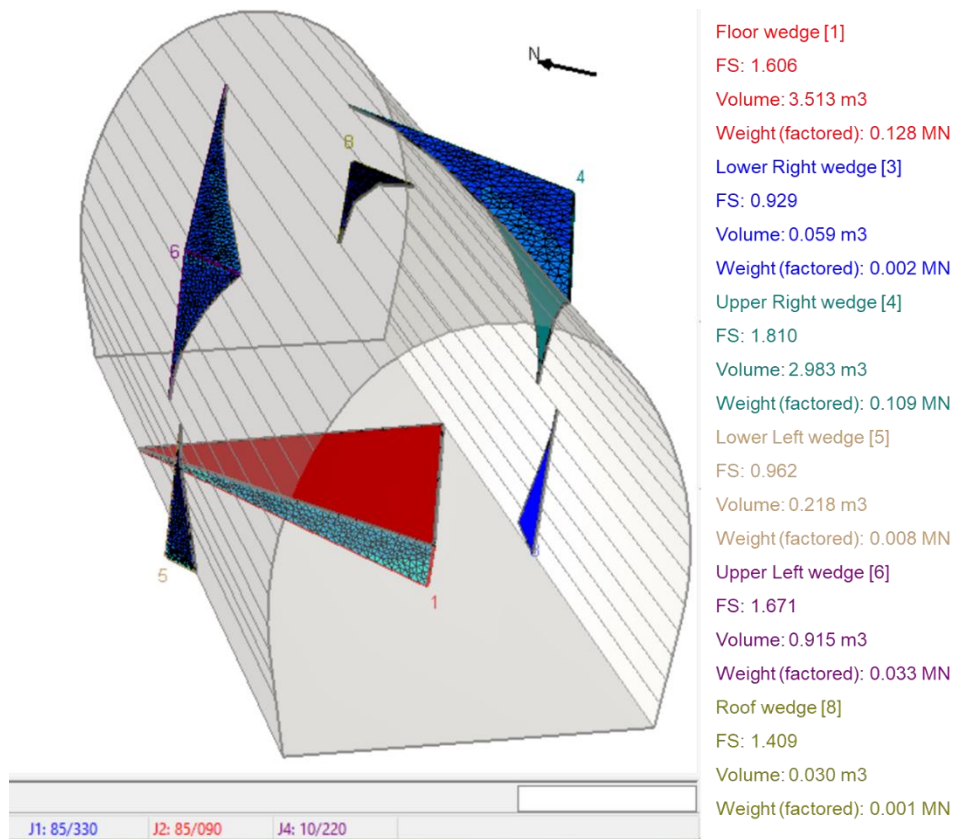


Abbildung 99 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels für die Kombination 1 (Tabelle 40) im Profil A-A'. In diesem Fall werden 5 bis 10 Zentimeter Spritzbeton ausreichen.

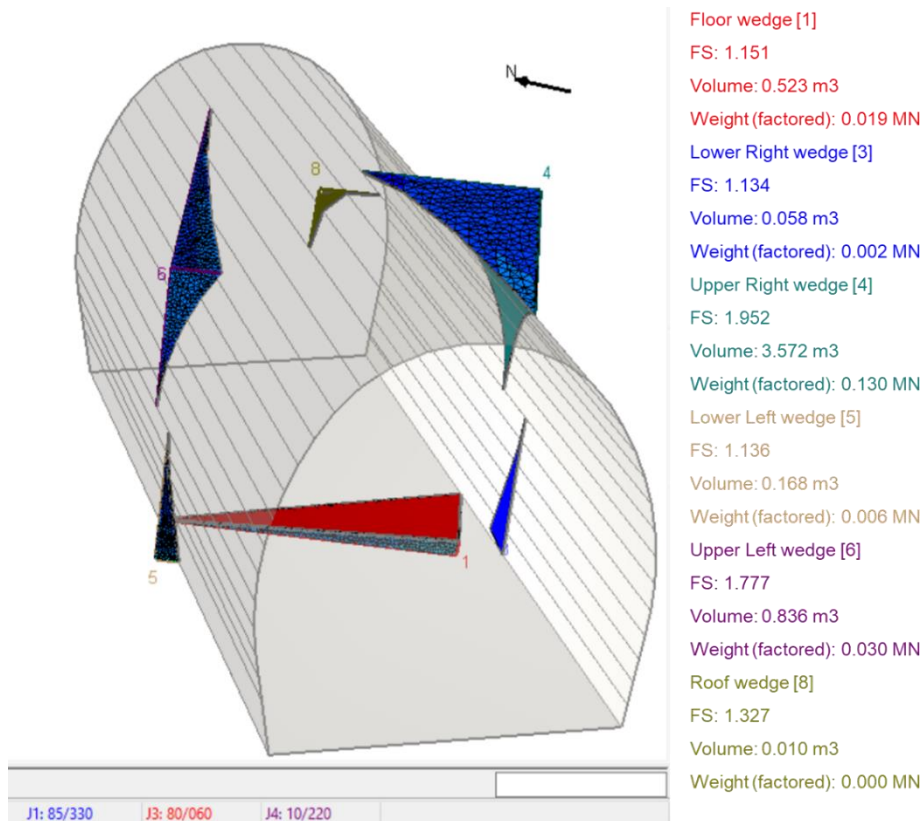


Abbildung 100 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels für die Kombination 2 (Tabelle 40) im Profil A-A'.

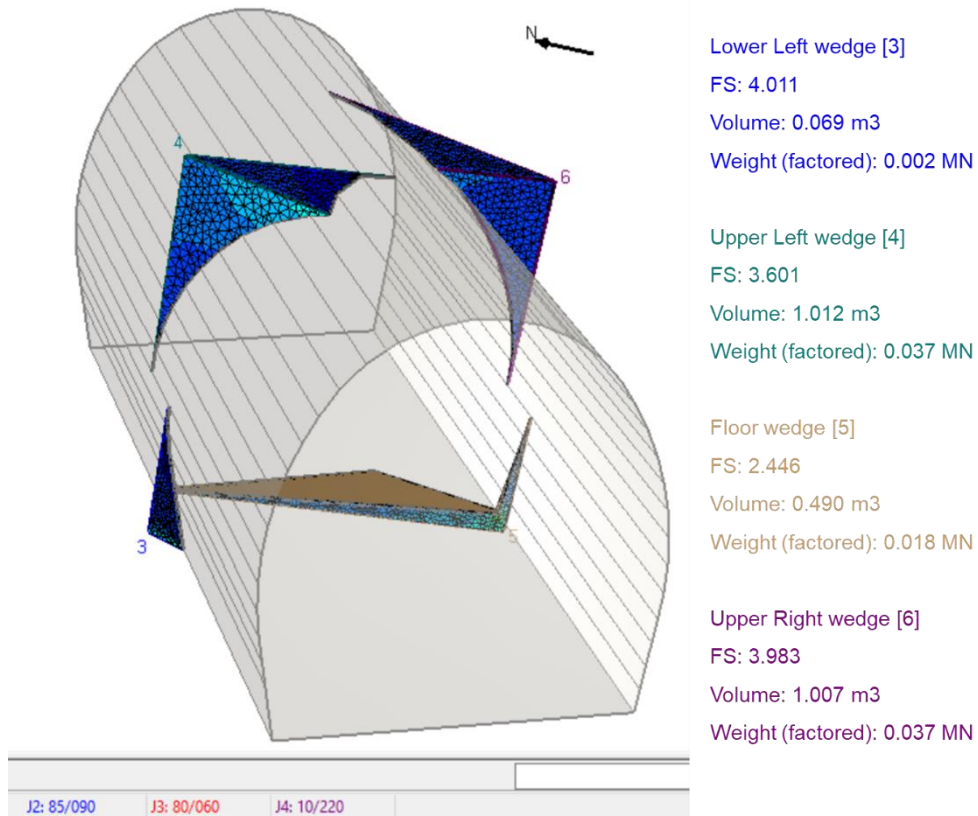


Abbildung 101 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels für die Kombination 2 (Tabelle 40) im Profil A-A'. In diesem Fall werden 5 bis 10 Zentimeter Spritzbeton genügen. Das heißt, dass nur leichte Stützmittel gebraucht werden.

7.2.2. Block Analyse für Profil B-B'.

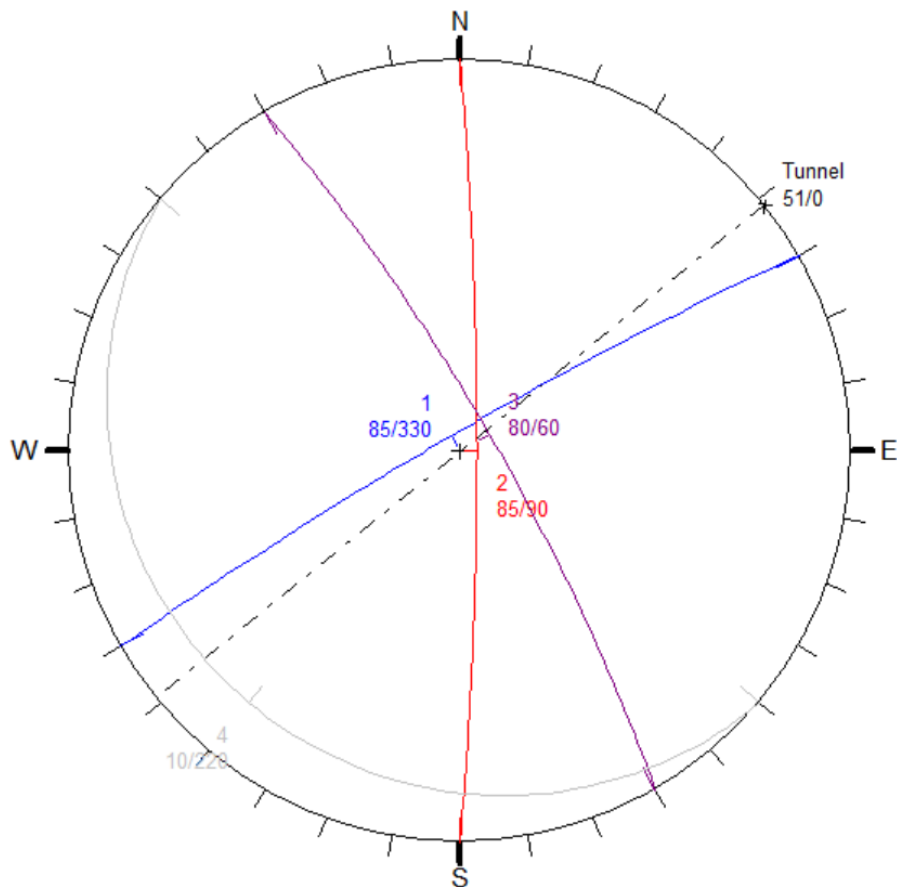


Abbildung 102 Die Orientierungen der Trennflächen und des Tunnels im Profil B-B'.

Trennflächen 1	Trennflächen 2	Trennflächen 3	Faktor der Sicherheit	Keilsvolumen [m3]	kritische Keilanzahl	Keilposition
1	2	4	0,95	0,47	5	links Ulme
1	3	4	1,08	0,43	5	links Ulme
2	3	4	2,38	0,42	5	Sohle
1	2	3	5,92	524,53	2	First des Tunnels

Tabelle 41) Standsicherheitsanalyse von Keilen des St.Michael Eisenbahn Tunnels für das Profil B-B'.

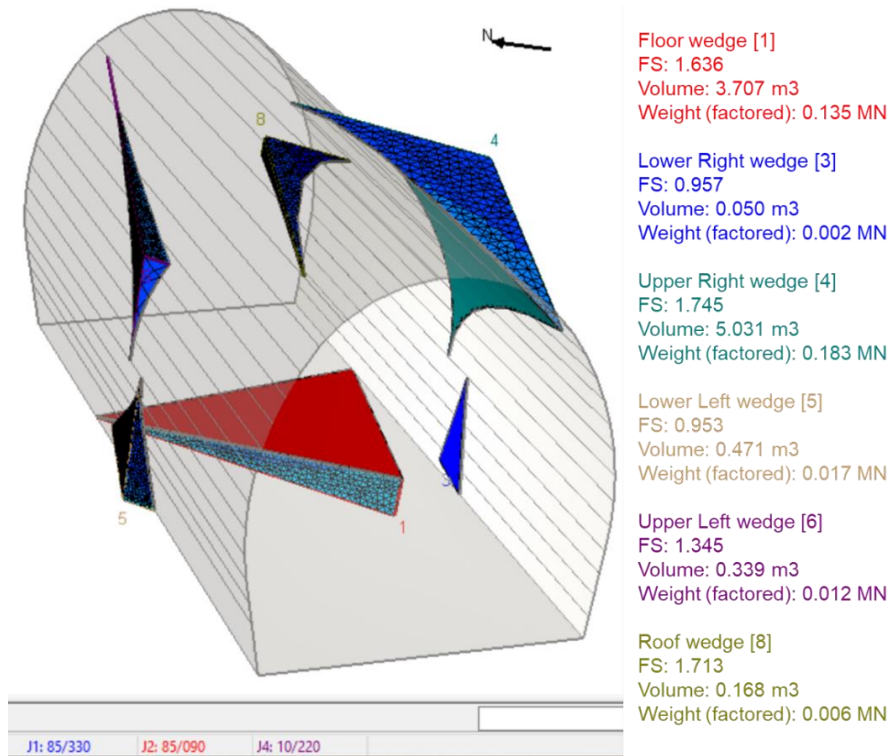


Abbildung 103 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels für die Kombination 1 (Tabelle 41) im Profil B-B'.

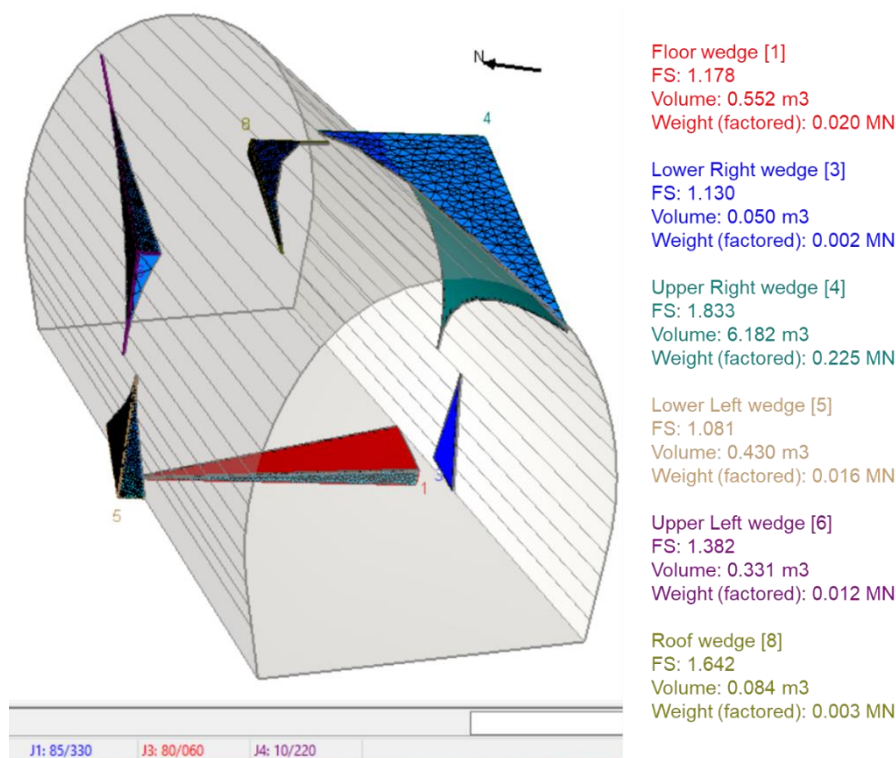


Abbildung 104 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels für die Kombination 2 (Tabelle 41) im Profil B-B'.

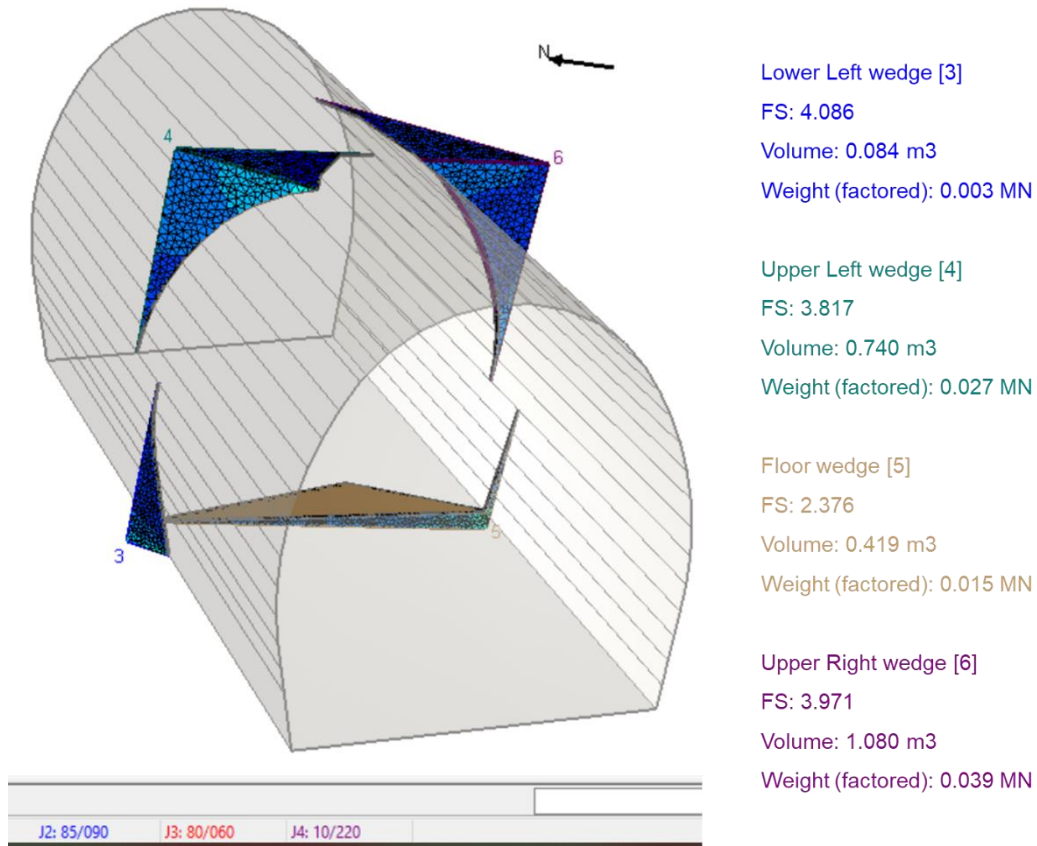


Abbildung 105 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels für die Kombination 3 (Tabelle 41) im Profil B-B'.

7.2.3. Block Analyse für Profil C-C'.

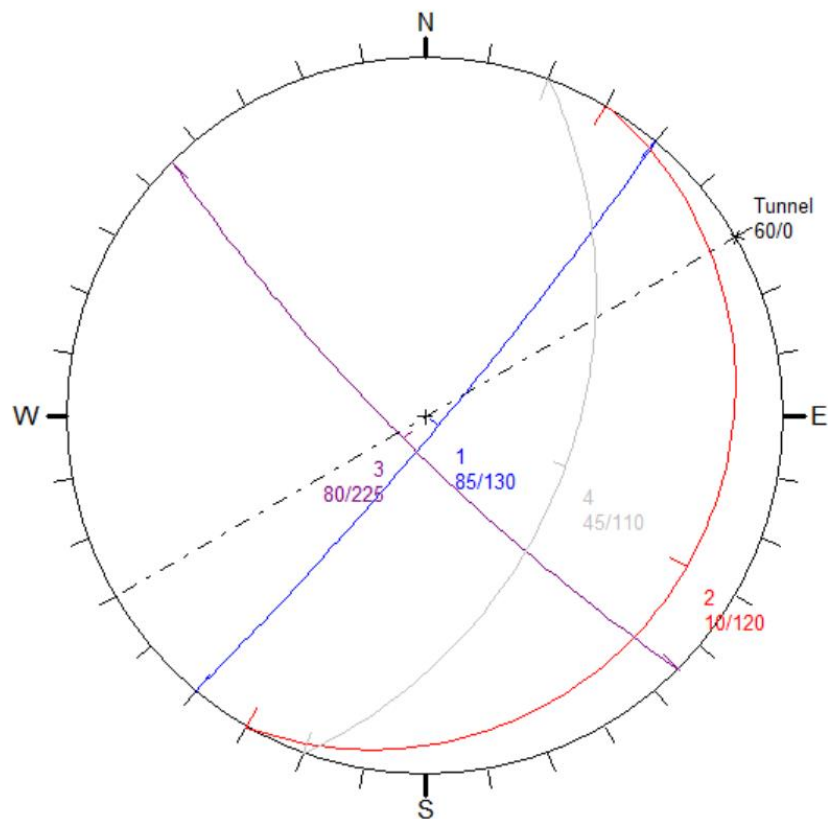


Abbildung 106 Die Orientierungen der Trennflächen und des Tunnels im Profil C-C'.

Trennflächen 1	Trennflächen 2	Trennflächen 3	Faktor der Sicherheit	Keilsvolumen [m3]	kritische Keilanzahl	Keilposition
1	2	3	1,17	0,00	4	First des Tunnels
2	3	4	1,22	0,01	8	First des Tunnels
1	3	4	1,67	0,09	8	rechts Ulme
1	2	4	2,71	0,26	6	Sohle

Tabelle 42) Standsicherheitsanalyse von Keilen des St.Michael Eisenbahn Tunnels für das Profil C-C'.

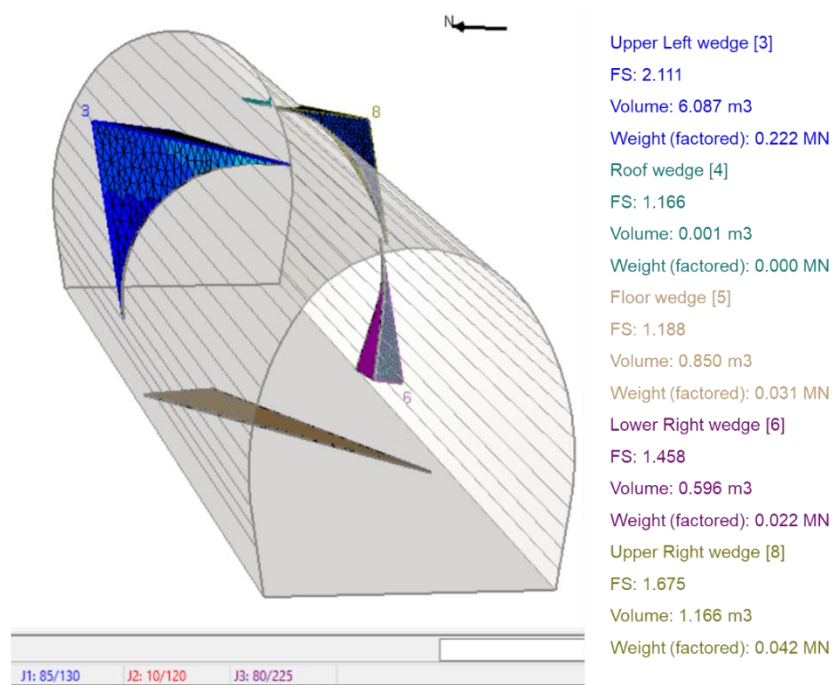


Abbildung 107 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels für die Kombination 1 (Tabelle 42) im Profil C-C'. In diesem Fall sind die Keile im rechten Ulm und im First des Tunnels instabil, weil die geforderte Standsicherheit im Tunnelbau mit 1.5 anzunehmen ist. Leichte Stützmittel sind 5 bis 10 Zentimeter Spritzbeton.

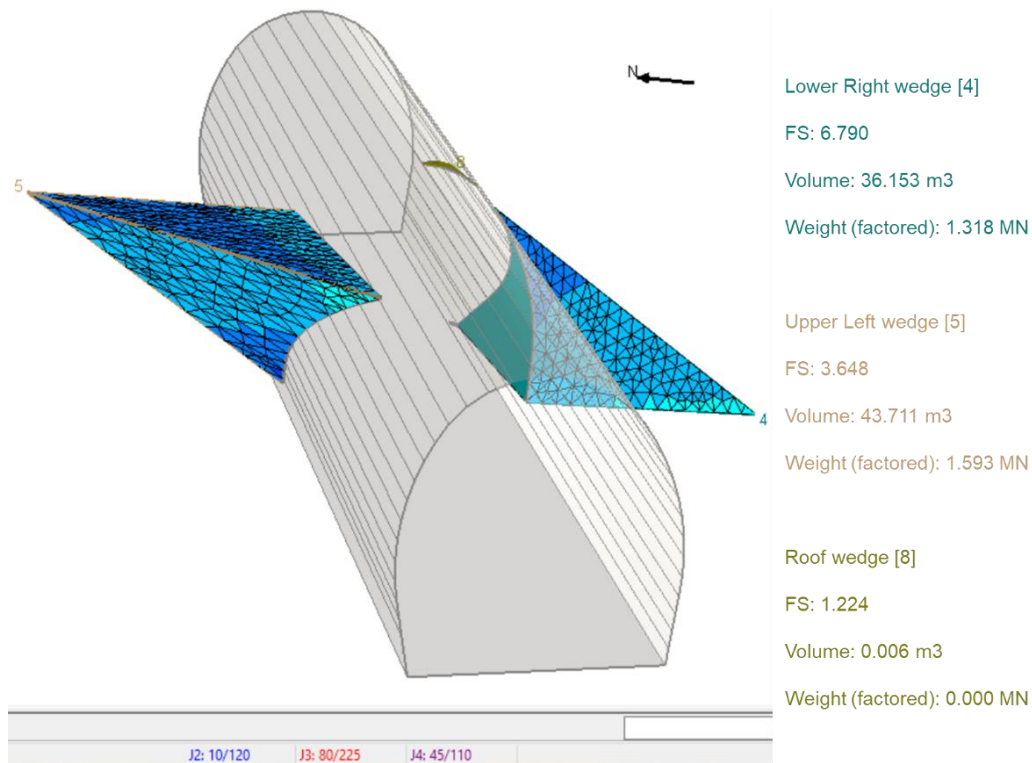
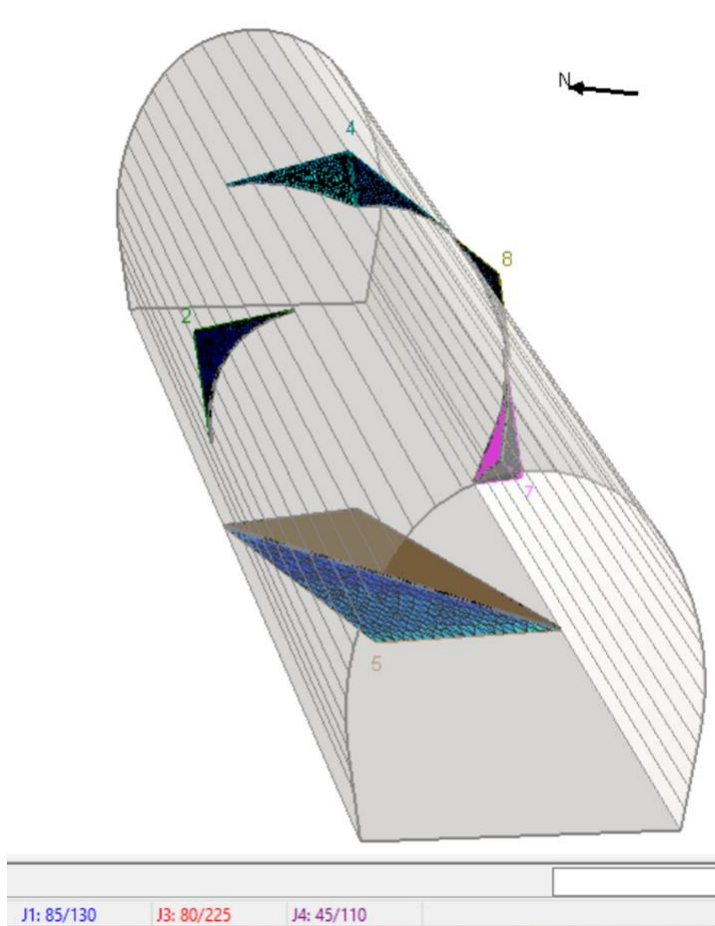


Abbildung 108 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels für die Kombination 1 (Tabelle 42) im Profil C-C'.



Upper Left wedge [2]
 FS: 2.811
 Volume: 0.252 m³
 Weight (factored): 0.009 MN

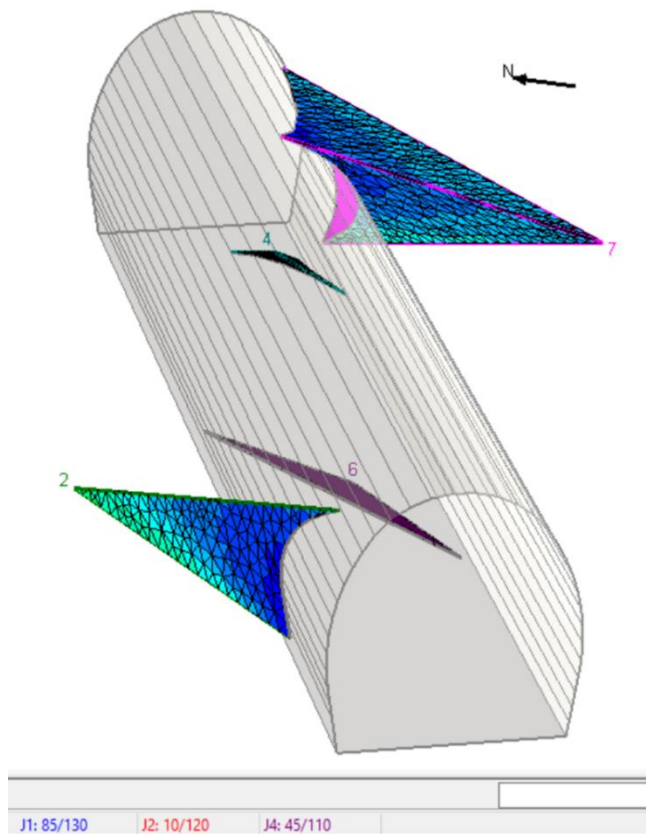
Roof wedge [4]
 FS: 3.708
 Volume: 0.784 m³
 Weight (factored): 0.029 MN

Floor wedge [5]
 FS: 5.021
 Volume: 11.021 m³
 Weight (factored): 0.402 MN

Lower Right wedge [7]
 FS: 2.730
 Volume: 0.257 m³
 Weight (factored): 0.009 MN

Upper Right wedge [8]
 FS: 1.670
 Volume: 0.088 m³
 Weight (factored): 0.003 MN

Abbildung 109 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels für die Kombination 2 (Tabelle 42) im Profil C-C'.



Lower Left wedge [2]
 FS: 10.194
 Volume: 13.401 m³
 Weight (factored): 0.488 MN

Roof wedge [4]
 FS: 2.769
 Volume: 0.039 m³
 Weight (factored): 0.001 MN

Floor wedge [6]
 FS: 2.709
 Volume: 0.258 m³
 Weight (factored): 0.009 MN

Upper Right wedge [7]
 FS: 10.015
 Volume: 33.922 m³
 Weight (factored): 1.236 MN

Abbildung 110 Darstellung der 3D-Ansicht von Umfang Keile des Tunnels für die Kombination 3 (Tabelle 42) im Profil C-C'.

7.3. EX3 (1.012 – Mai, 2021)

EX3 ist die neueste Analysesoftware für groß angelegte Analysen und komplexe 3D-Modellierungen (Rocscience teams 2021). EX3 transformiert die Boundary Element Method (BEM) - eine effektive Methode zur elastischen Analyse, die einen separaten Ausgang und ein separates Netzwerk bietet. Es funktioniert mit erweiterten „tools“ wie 3D-Modellierung, Geometrie-import und Anpassung.

In den folgenden Abbildungen werden die Ergebnisse der 3D Standsicherheitsanalyse beschrieben, welche in EX3 analysiert werden. Wie in der 2D-Analyse werden die Ergebnisse in drei Formen σ_1 , σ_3 und Gesamtverschiebung dargestellt.

Alle Parameter wurden von Examine^{2D} benutzt, welche die im Kapitel 6.2 berechnet und ermittelt wurden.

Hinweis:

Bei einer abgeschätzten Abschlagtiefe und beim gestützter Ausbruchslänge ($D'e$) (s. S. 91, Tab. 30) von 2,5 m erhält man 30 Blöcke, verteilt auf die Tunnellänge von 73m.

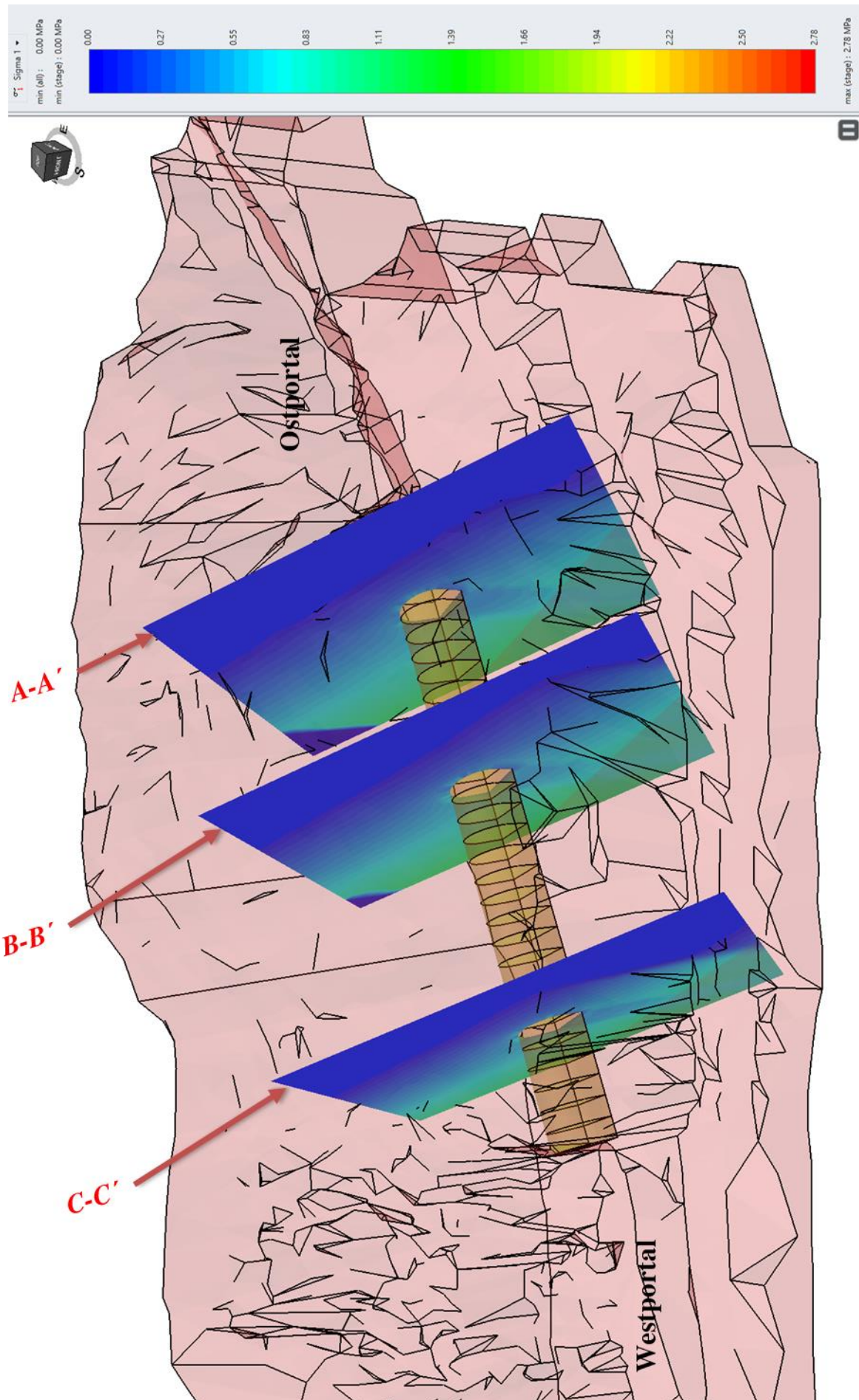


Abbildung 111 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_1 in EX3. Die Abbildung zeigt, dass σ_1 in der Länge des Tunnels 2.78 MPa ist.

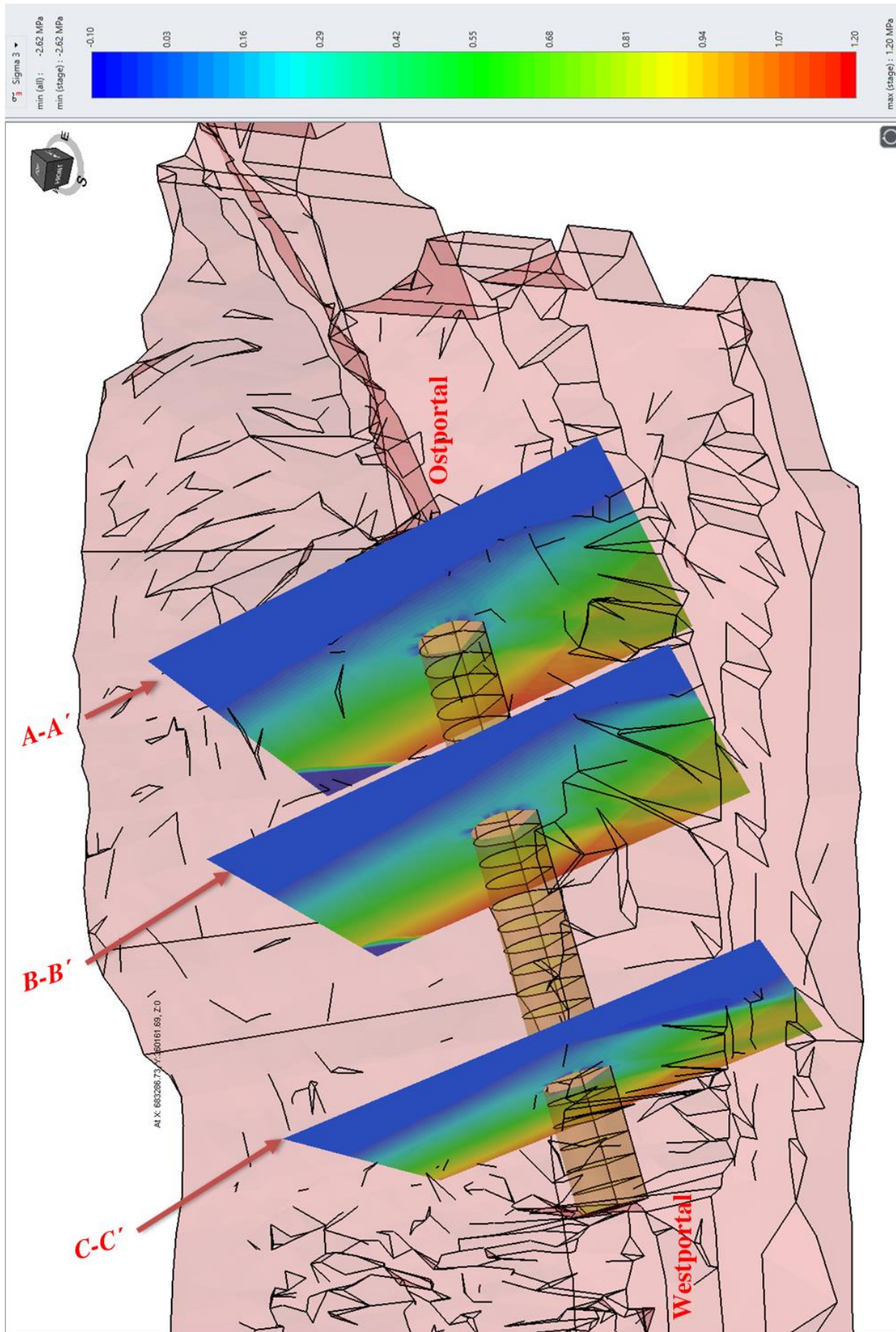


Abbildung 112 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien von σ_3 in EX3. Die Abbildung zeigt, dass σ_3 in der Länge des Tunnels 1.2 MPa beträgt.

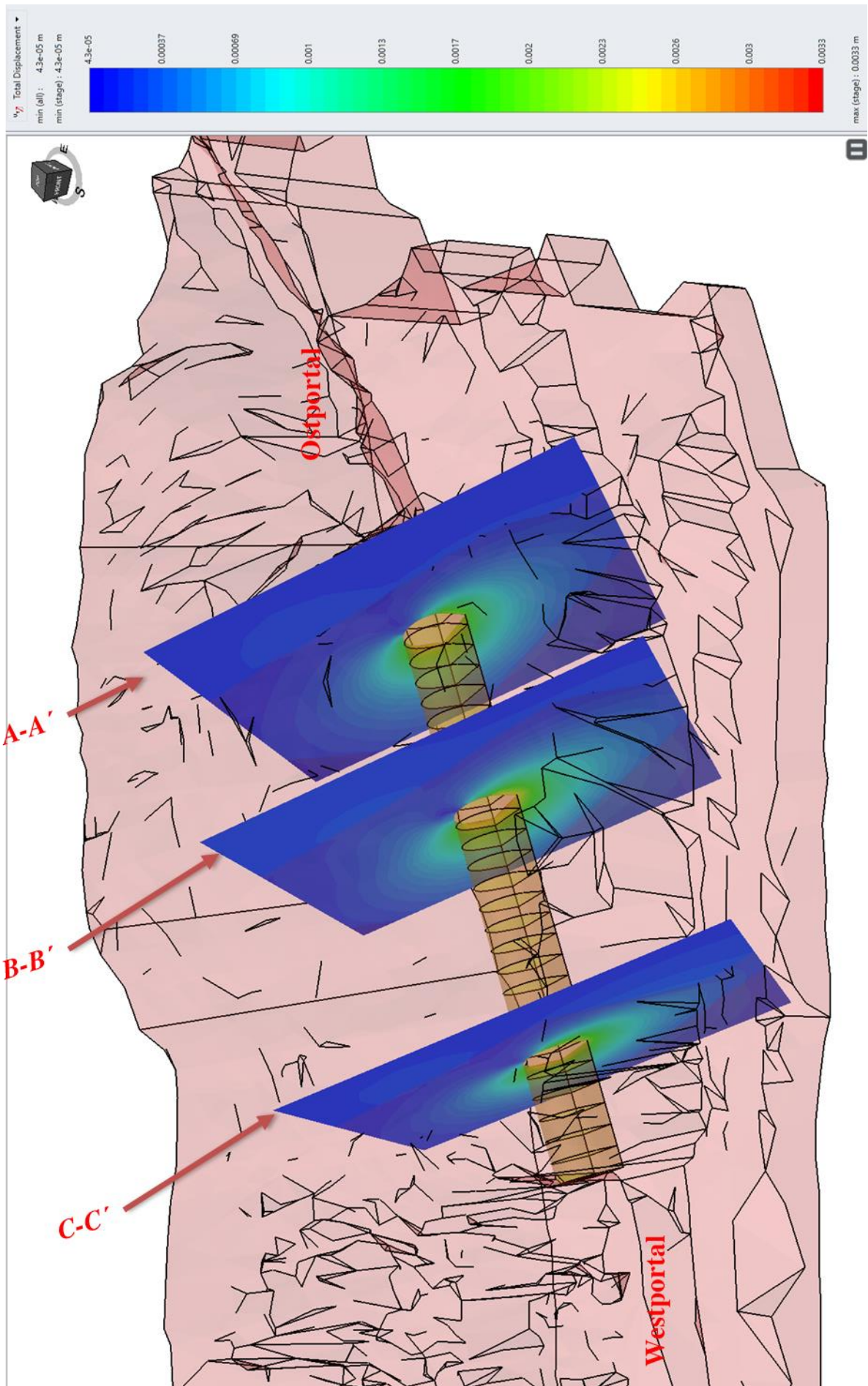


Abbildung 113 Darstellung der Gesamtverschiebung in EX3. Die Gesamtverschiebung in Tunnellänge wurde mit 3,3 cm berechnet.

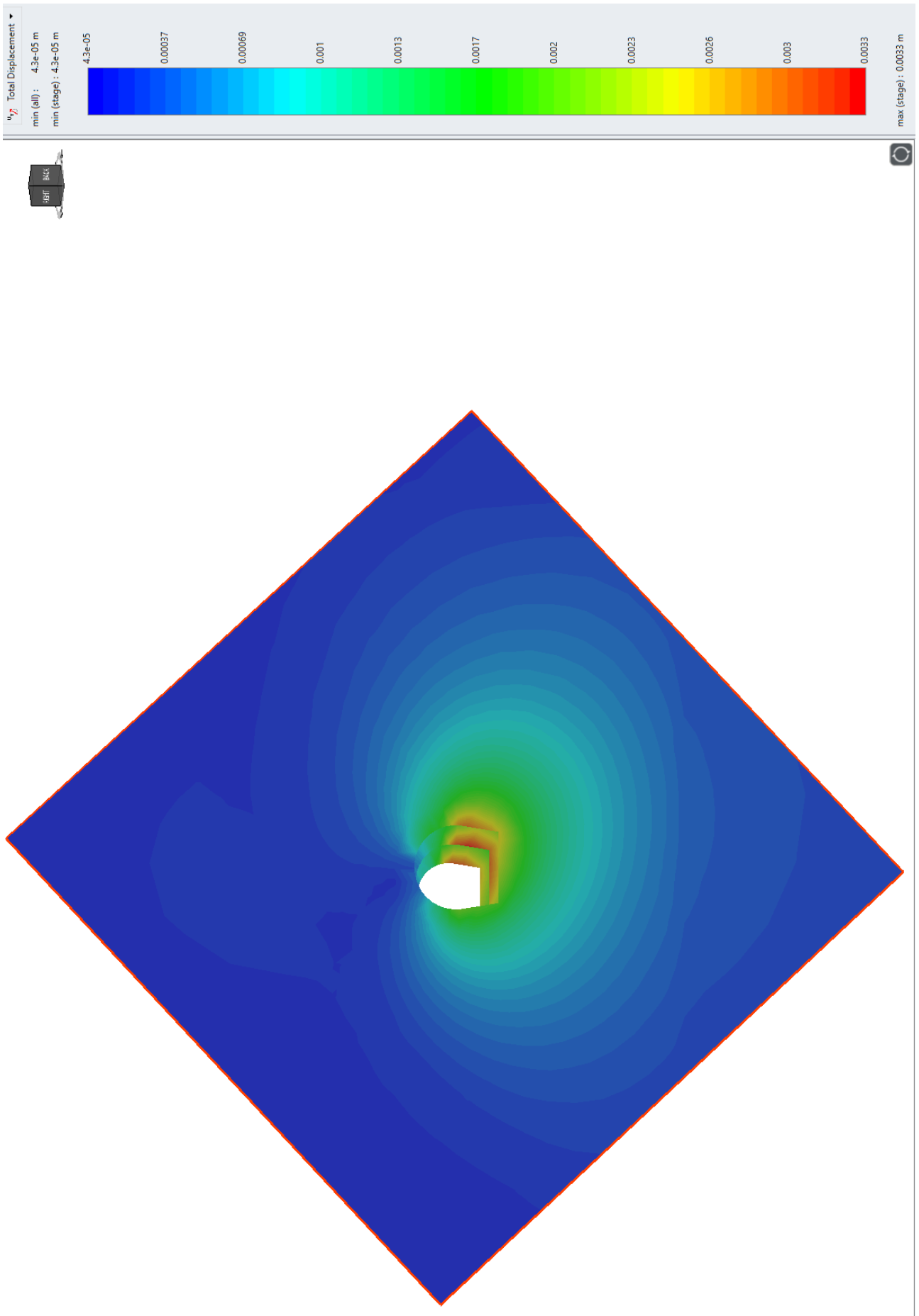


Abbildung 114 Darstellung der Gesamtverschiebung in EX3. Wie in der Abbildung gezeigt liegt die maximale Gesamtverschiebung in der rechten Ulme und in der Sohle.

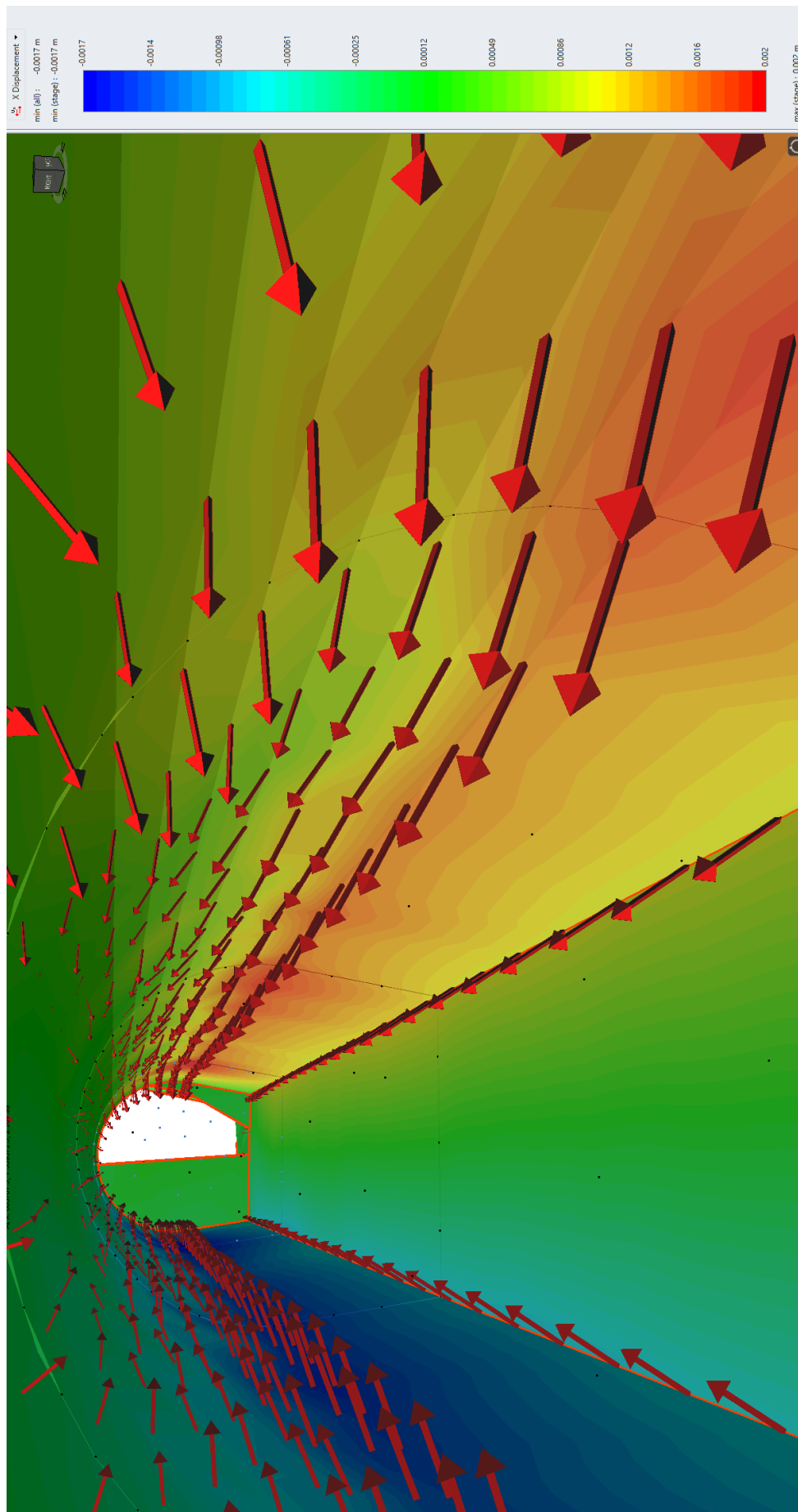


Abbildung 115 und 116: Darstellung der Gesamtverschiebungstrajektorien in EX3. Wie in der Abbildung gezeigt, liegt die maximale Gesamtverschiebung in der rechten Ulme und in der Sohle. Ansicht in Richtung Westportal.

7.4. RS3 (Version 4.018)

RS3 ist eine Software zur dreidimensionalen Analyse geotechnischer Strukturen für Bauprojekte und Bergbauanwendungen. Die Software, die sowohl für Gestein als auch für Boden verwendet werden kann, ist ein universelles Finite-Elemente-Analyseprogramm für die unterirdische Exploration, Oberflächenbohrungen, Fundamentplanung, Böschungen, Aggregation, Grundwasserleckage usw. Die Software wurde seit ihrer Einführung mehrfach aktualisiert, einschließlich der neuesten RS3-Tools (Version 4.018 – Juni, 2021), einschließlich dynamischer Analyse und automatischer ϕ, c Reduktion (Rocscience teams 2021).

Ein wichtiges Merkmal ist, dass die Geometrie des 3D-Modells von einer CAD-Software in 3D geladen werden kann. Die Software bietet außerdem die volle Flexibilität: Ausbruchphasen, die Unterstützung der Installation, das Laden und andere Aspekte der Modellierung. Modelle mit bis zu mehreren hundert verschiedenen Schritten können mit RS3 analysiert werden. Nach der Berechnung der Analyse bietet RS3 viele Optionen zum Anzeigen von Ergebnissen in 2D und 3D (z. B.: Verschiebungen, Porenwasserdruck, Spannungen, Dehnungen, Durchflussvektoren).

In diesem Kapitel wurden die Ergebnisse der 3D Analyse in Abbildungen 114 bis 126 aufgelistet, welche die von RS3 analysiert wurden. Alle Parameter wurden von RS2 benutzt.

7.4.1. 3D Modelle des St.Michael Eisenbahntunnels Gesamtdarstellung in RS3

In diesem Kapitel wird der Tunnel in zwei Formen in RS3 modelliert. Zuerst die ganze Länge des Tunnels modelliert. Die Ergebnisse der Analyse werden in folgenden Abbildungen aufgelistet.

Um die Analyse des Tunnels zu machen, werden die Parameter von RS2 verwendet, welche im Kapitel 6.4.3 berechnet wurden. Wie die Analysis in RS2 werden die Ergebnisse in drei Formen: Hauptspannungstrajektorien der σ_1 , σ_3 und die Gesamtverschiebung dargestellt.

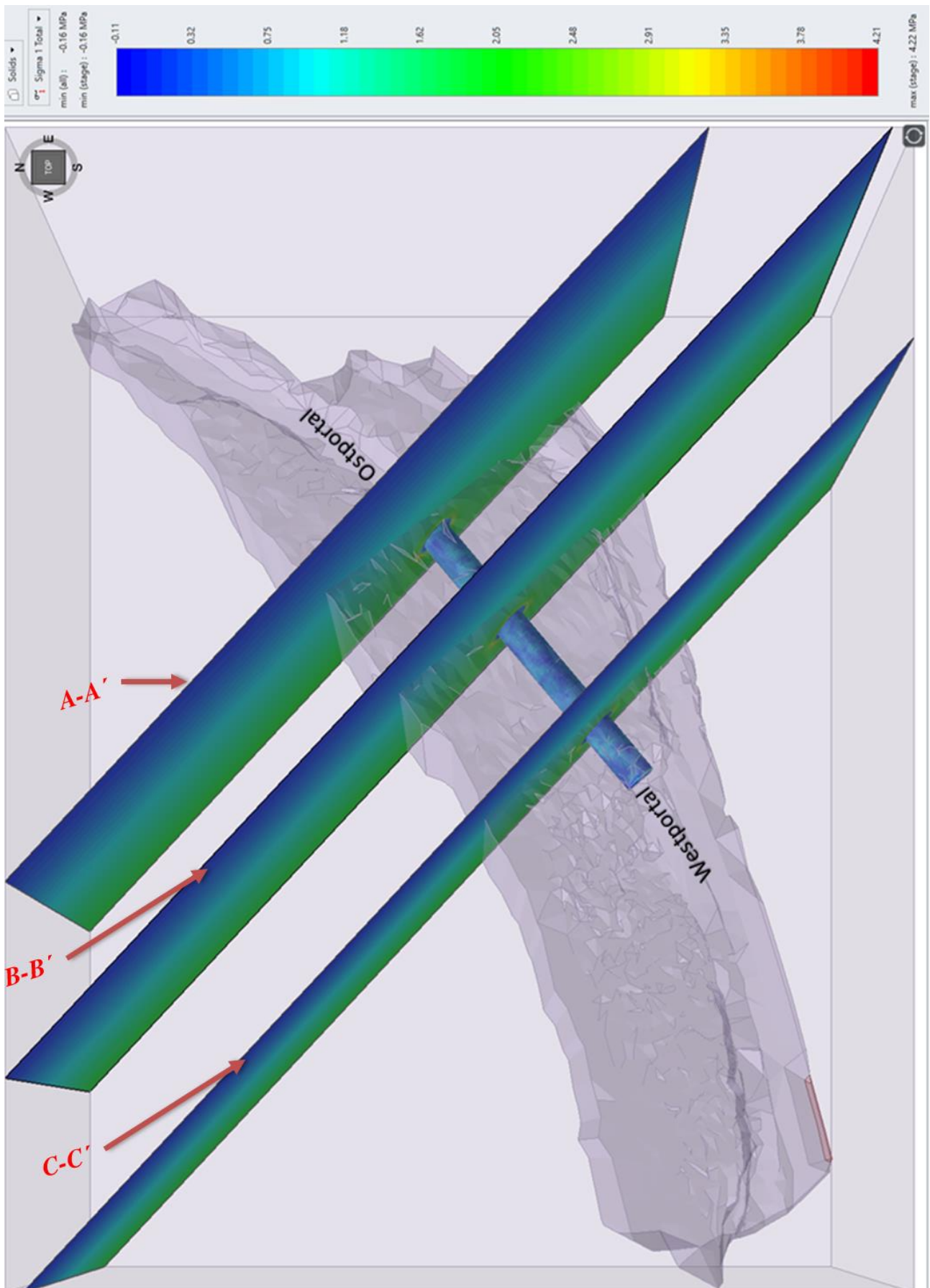


Abbildung 117 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien σ_1 im Tunnel nach RS3. Die Spannungsebene wurde im Standort von Profil A-A' bis C-C' gewählt. Wie die Abbildung zeigt, die maximale σ_1 ist 4,21 MPa, und zeigt in die Firste und in die rechte Ulme.

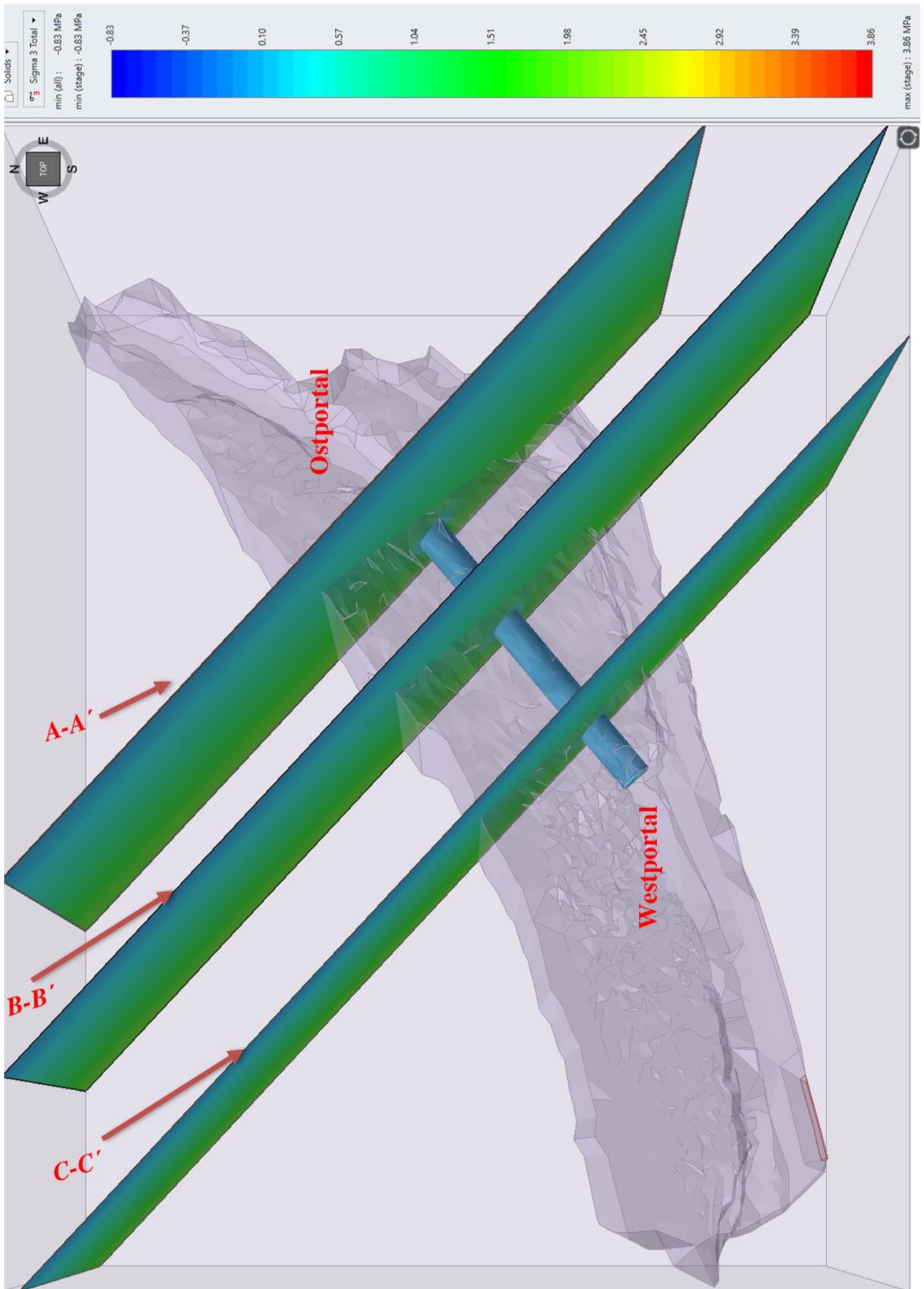


Abbildung 118 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien σ_3 im Tunnel. Die Spannungsebene wurden im Standort von Profil A-A' bis C-C' gewählt.

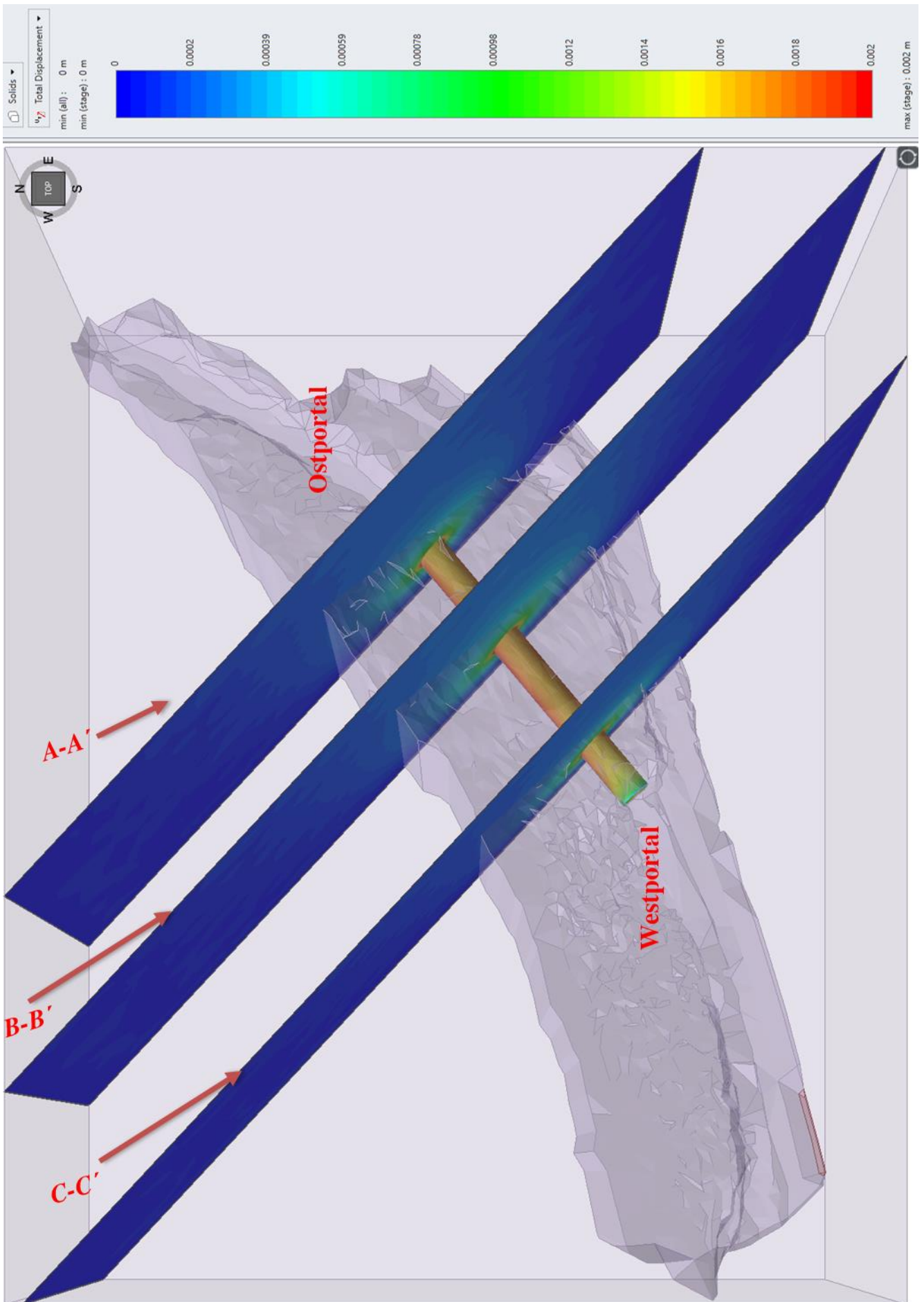


Abbildung 119 Darstellung der Gesamtverschiebung inTunnellänge in RS3. Die Spannungsebene wurden im Standort von Profil A-A'bis C-C' gewählt.

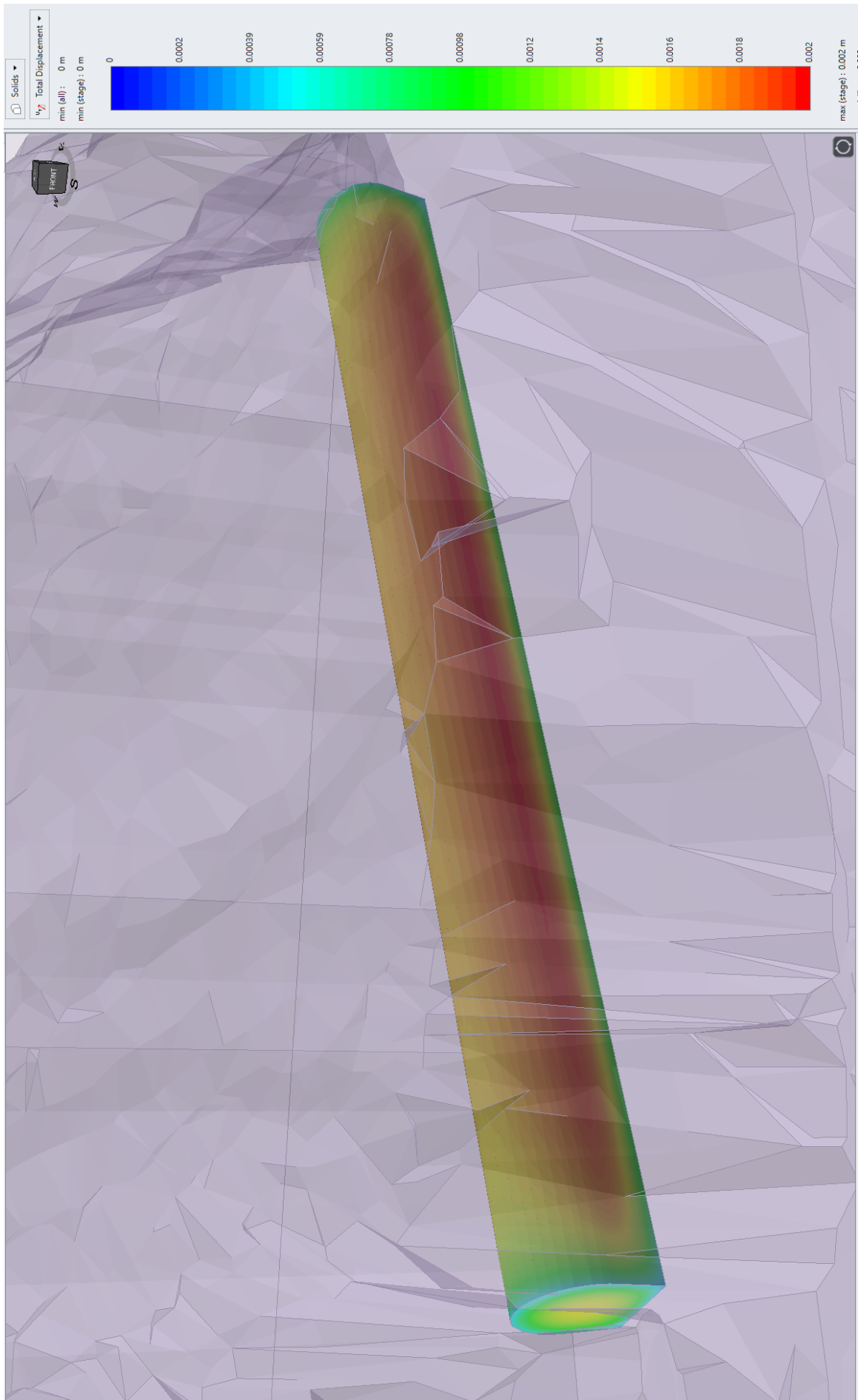


Abbildung 120 Darstellung der Gesamtverschiebung im Tunnel liegt zwischen 1.6 bis 2 mm, in RS3.

7.4.2. 3D Modelle des St.Michael Eisenbahntunnels in drei Profilen in RS3

Im zweiten Schritt werden die Profile von RS2 importiert und die Länge des Tunnels analysiert.

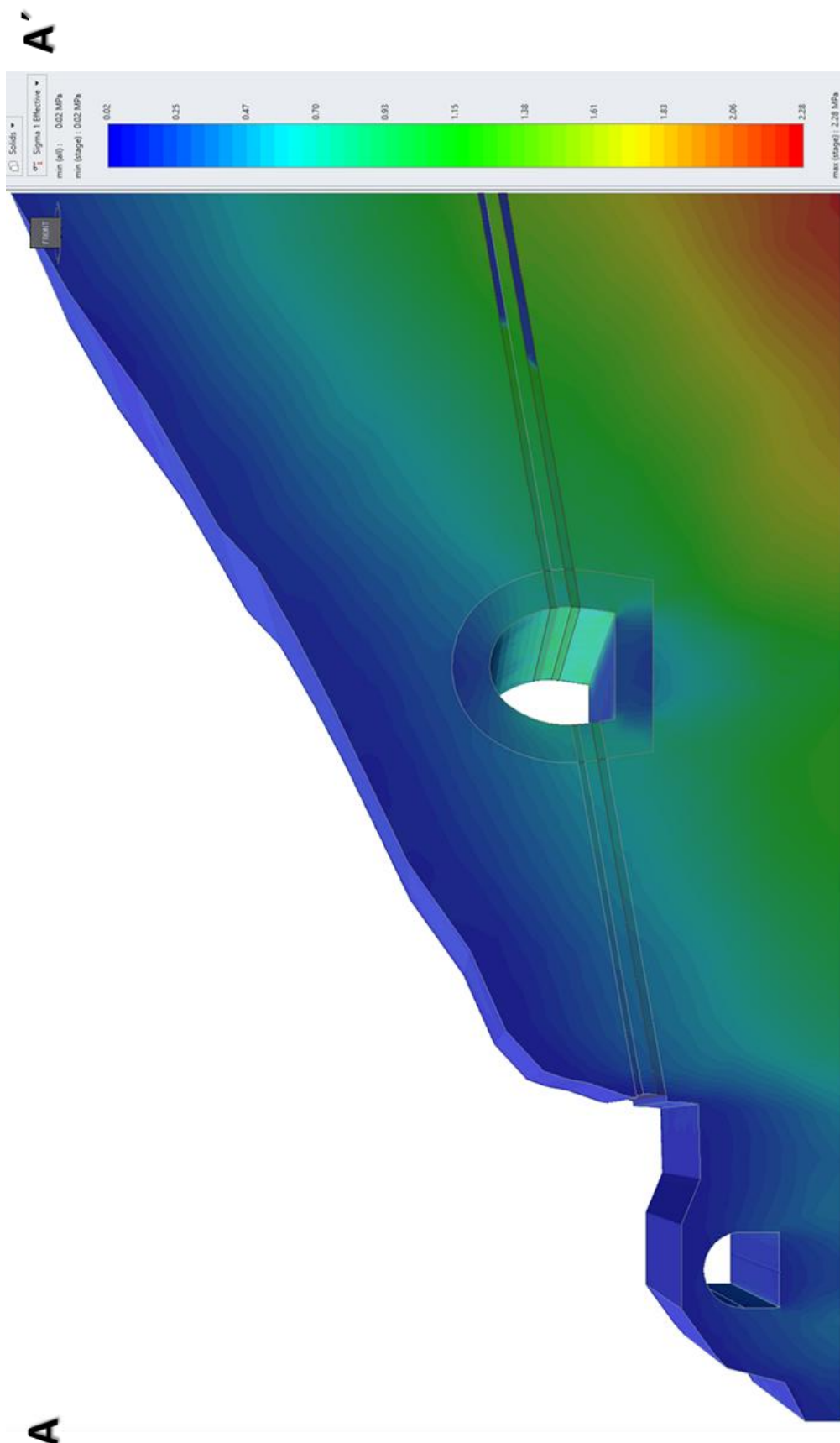


Abbildung 121 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_1 im Profil A-A' in RS3. Wie in der Abbildung gezeichnet, liegt die maximale σ_1 bei 2,28 MPa.

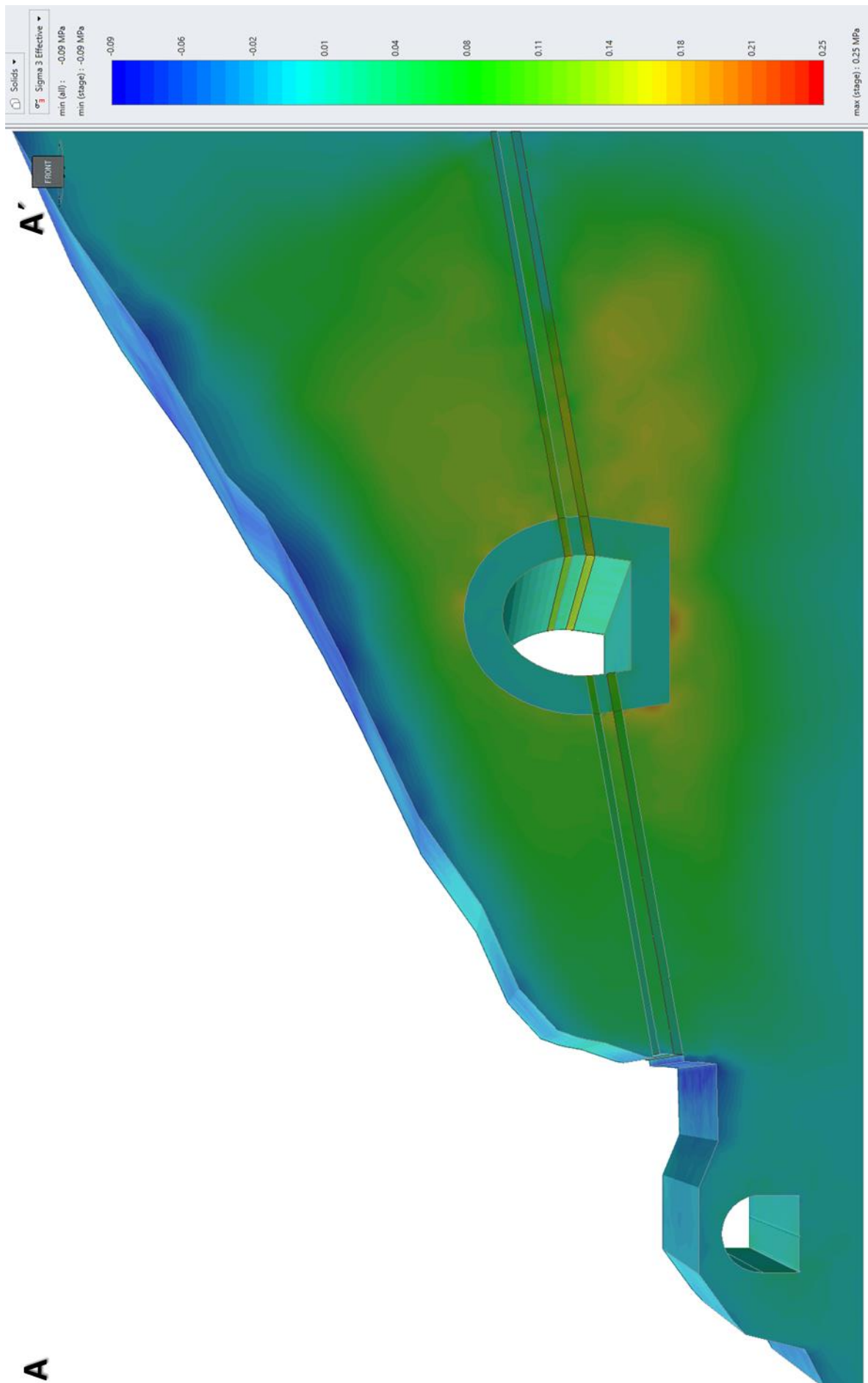


Abbildung 122 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_3 im Profil A-A' in RS3. Wie in der Abbildung gezeichnet, ist die maximale σ_3 0.25 MPa.

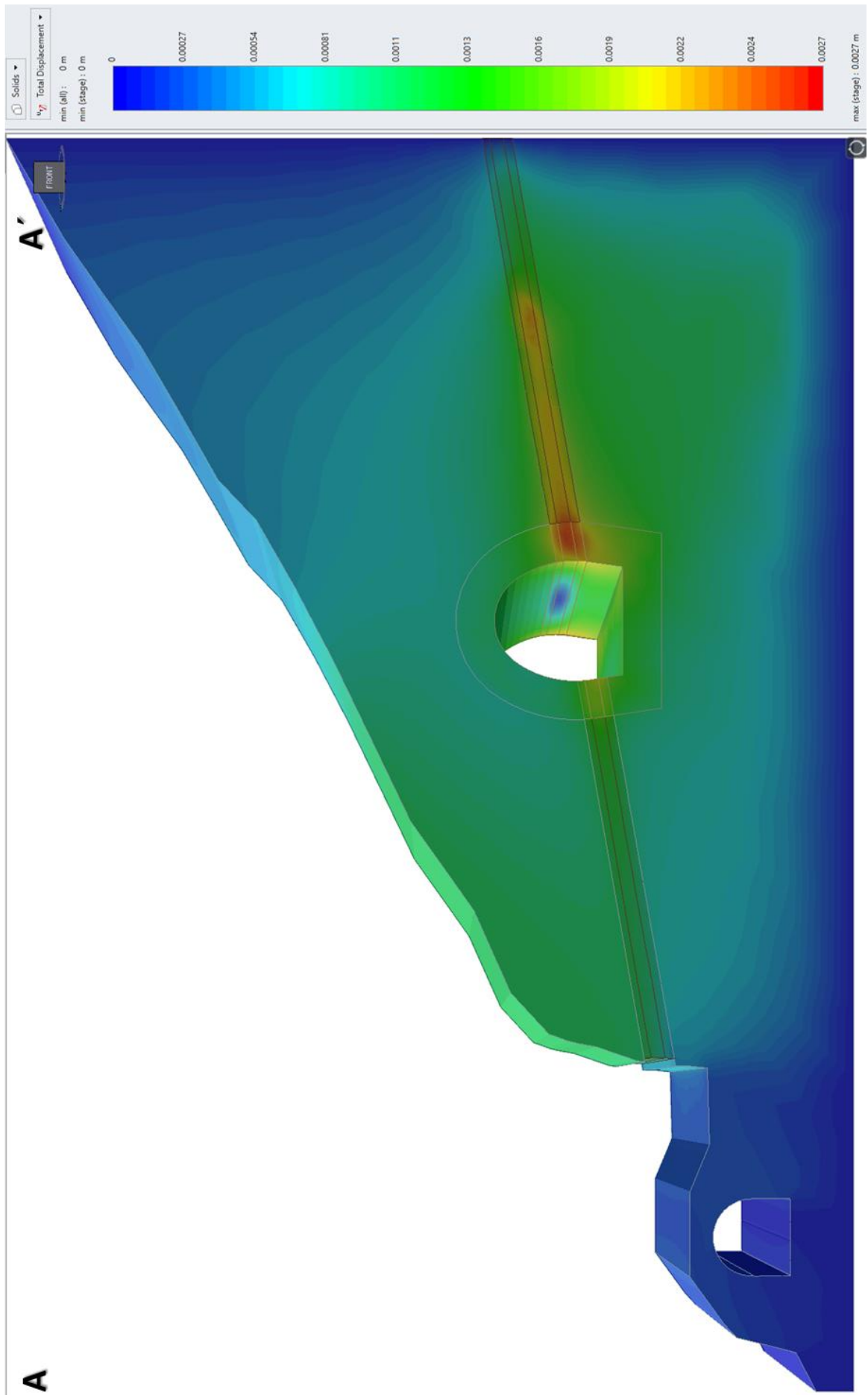


Abbildung 123 Darstellung der Gesamtverschiebung in RS3 A-A'. Die maximale Gesamtverschiebung ist 2.7mm in der rechten Ulme.

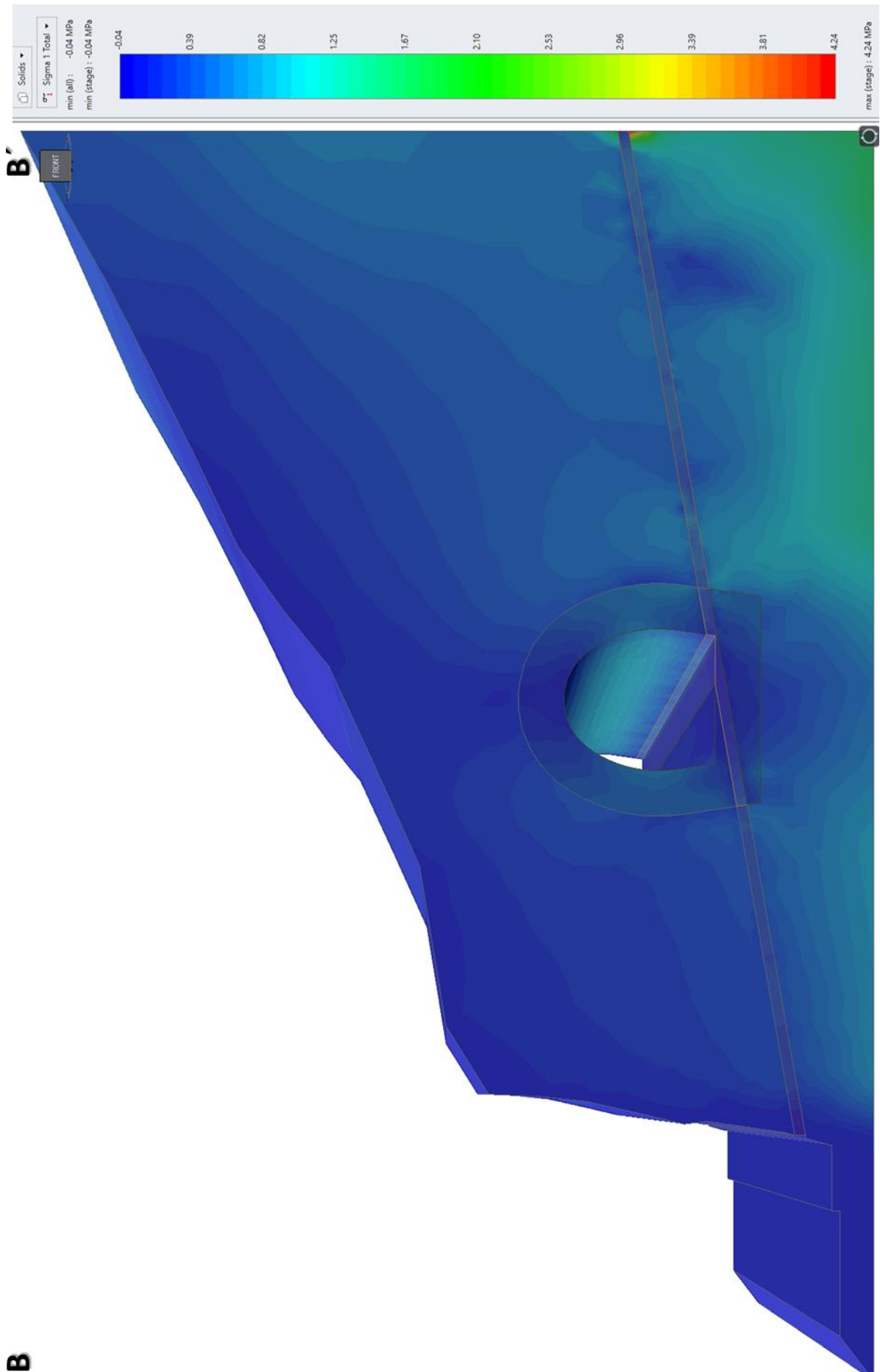


Abbildung 124 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_1 im Profil B-B'. Die berechneten Maximalwerte von σ_1 sind ..4.24 MPa.

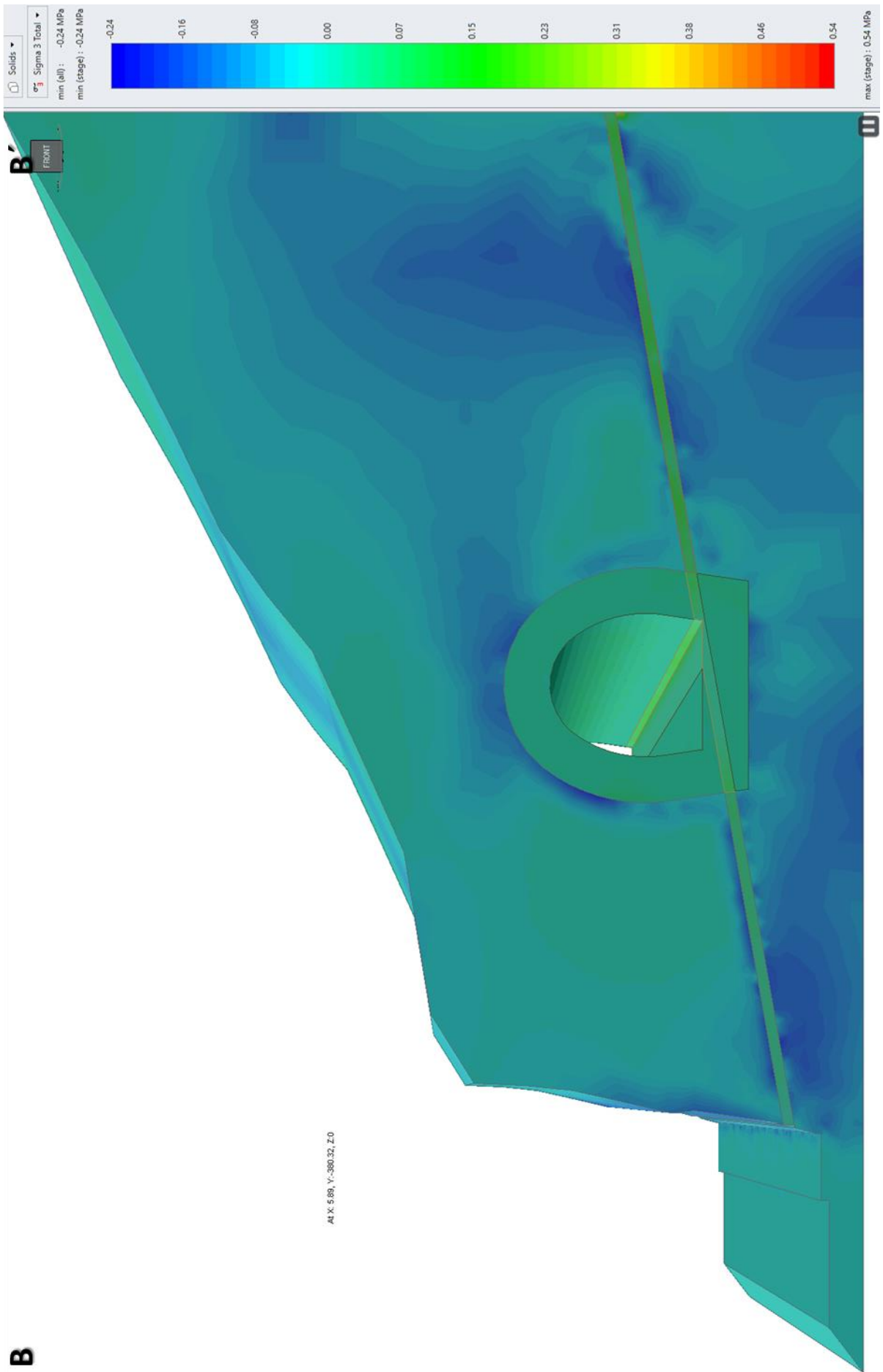


Abbildung 125 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_3 im Profil B-B'. Der berechnete Maximalwert von σ_3 ist 0.54 MPa.

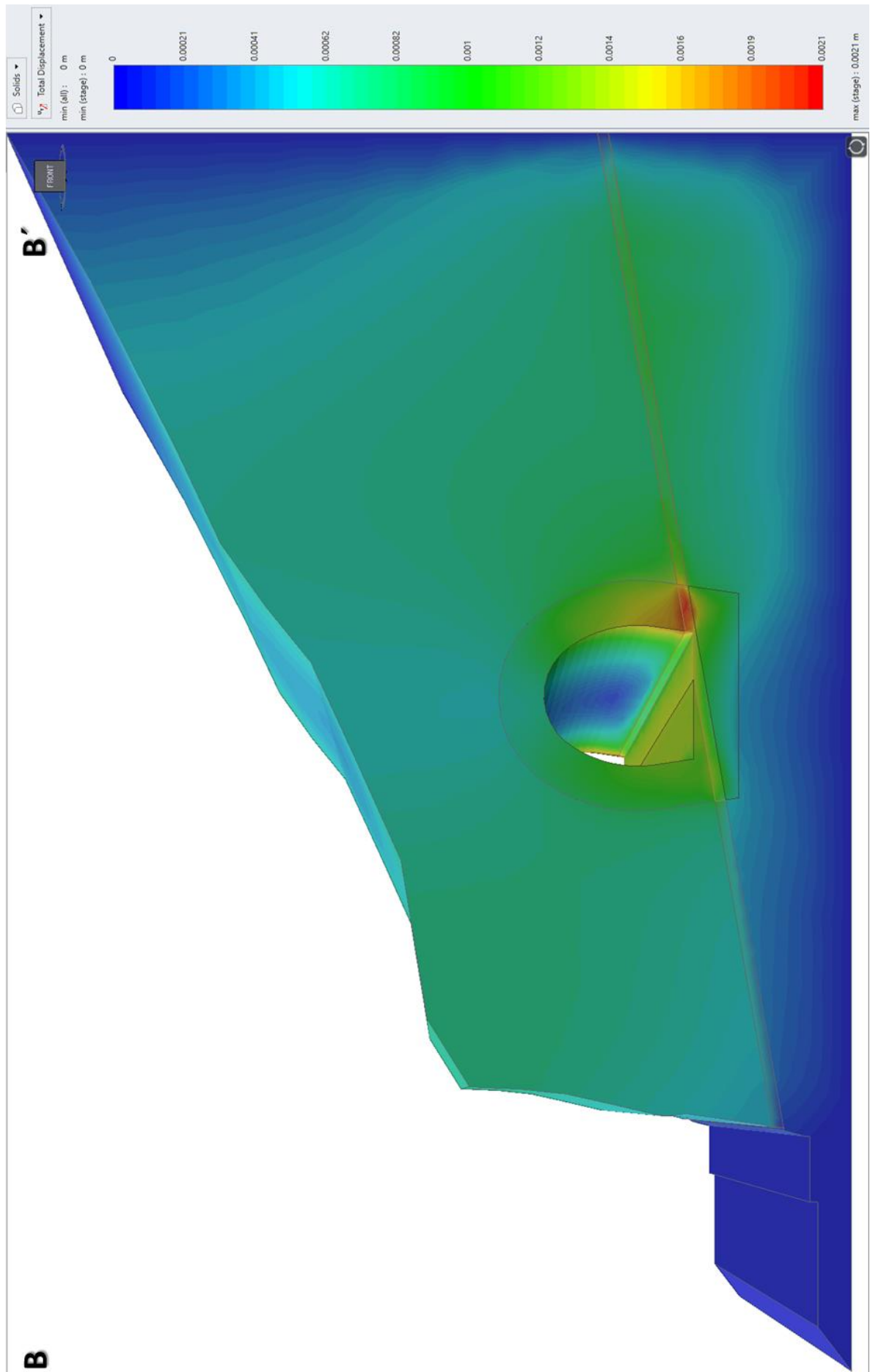


Abbildung 126 Darstellung der Gesamtverschiebung im Profil B-B'. Die maximale Gesamtverschiebung ist 2.1 mm, die in der rechten Ulme und rechten Ecke des Tunnels vorkommen, wo die Glimmerschiefer den Tunnel schneiden.

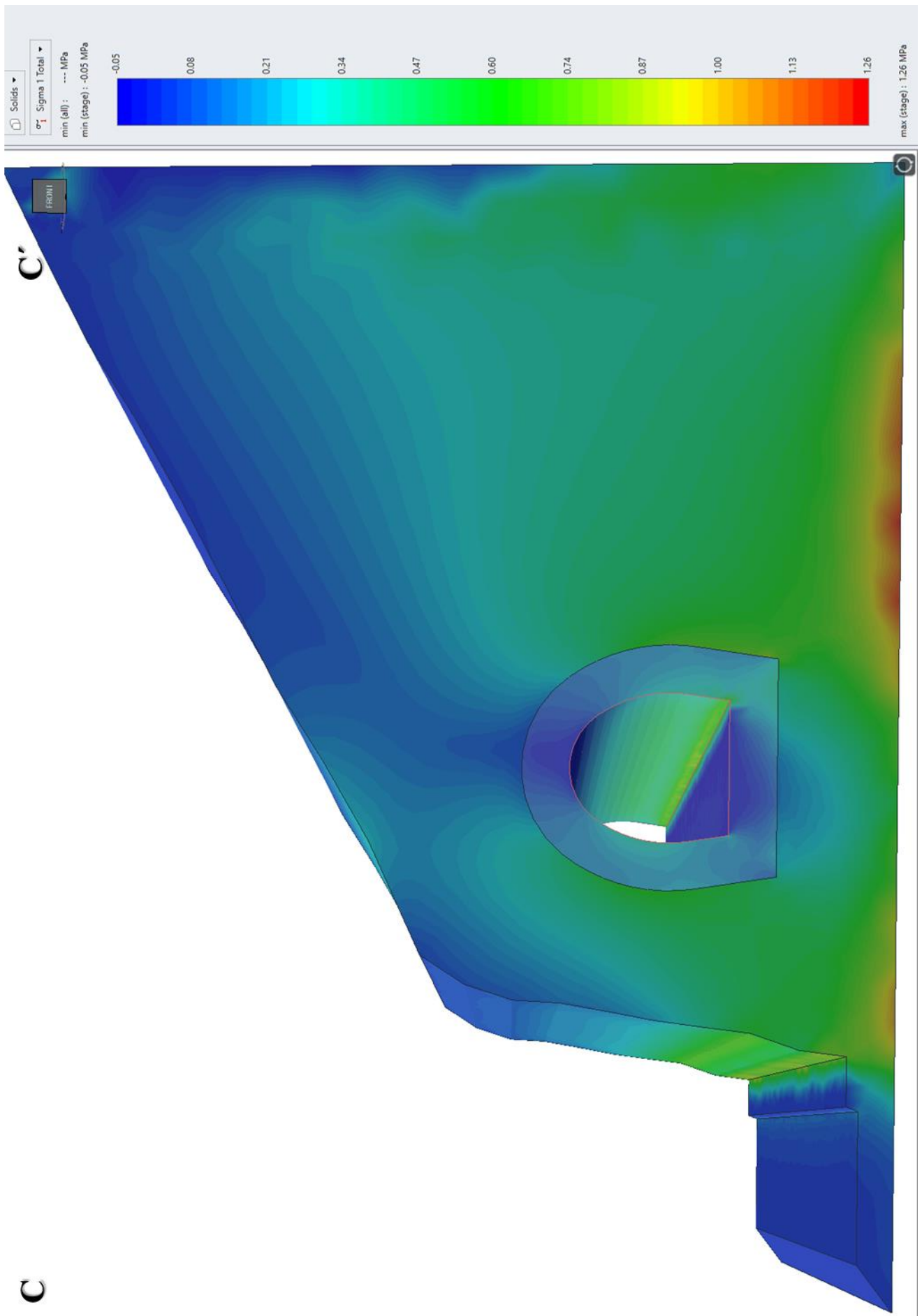


Abbildung 127 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_1 im Profil C-C'. Wie in der Abbildung gezeichnet, ist der Maximalwert σ_1 1.26 MPa.

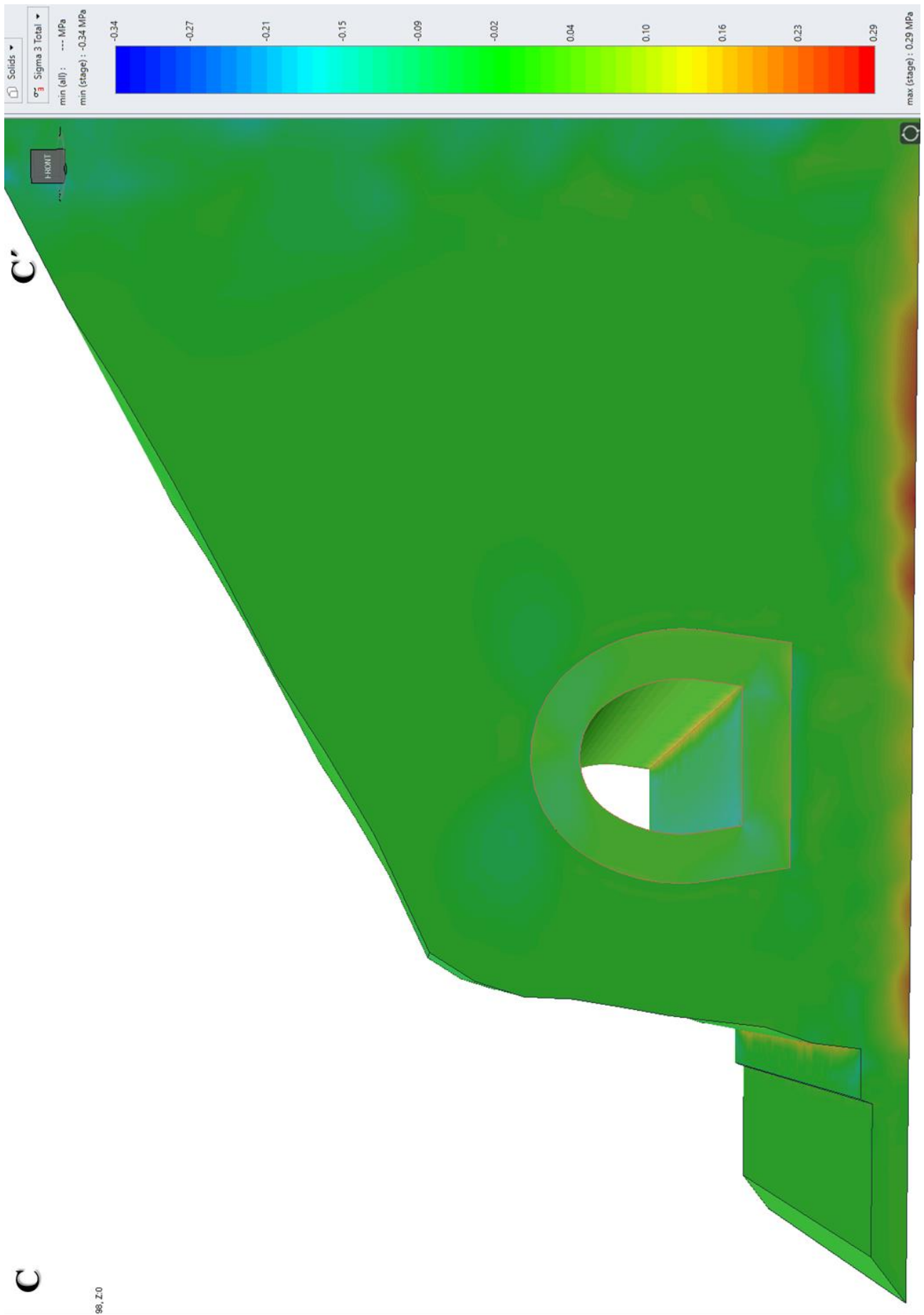


Abbildung 128 Darstellung der Hauptspannungstrajektorien der σ_3 im Profil C-C'. Der Maximalwert von σ_3 ist 0.29 MPa.

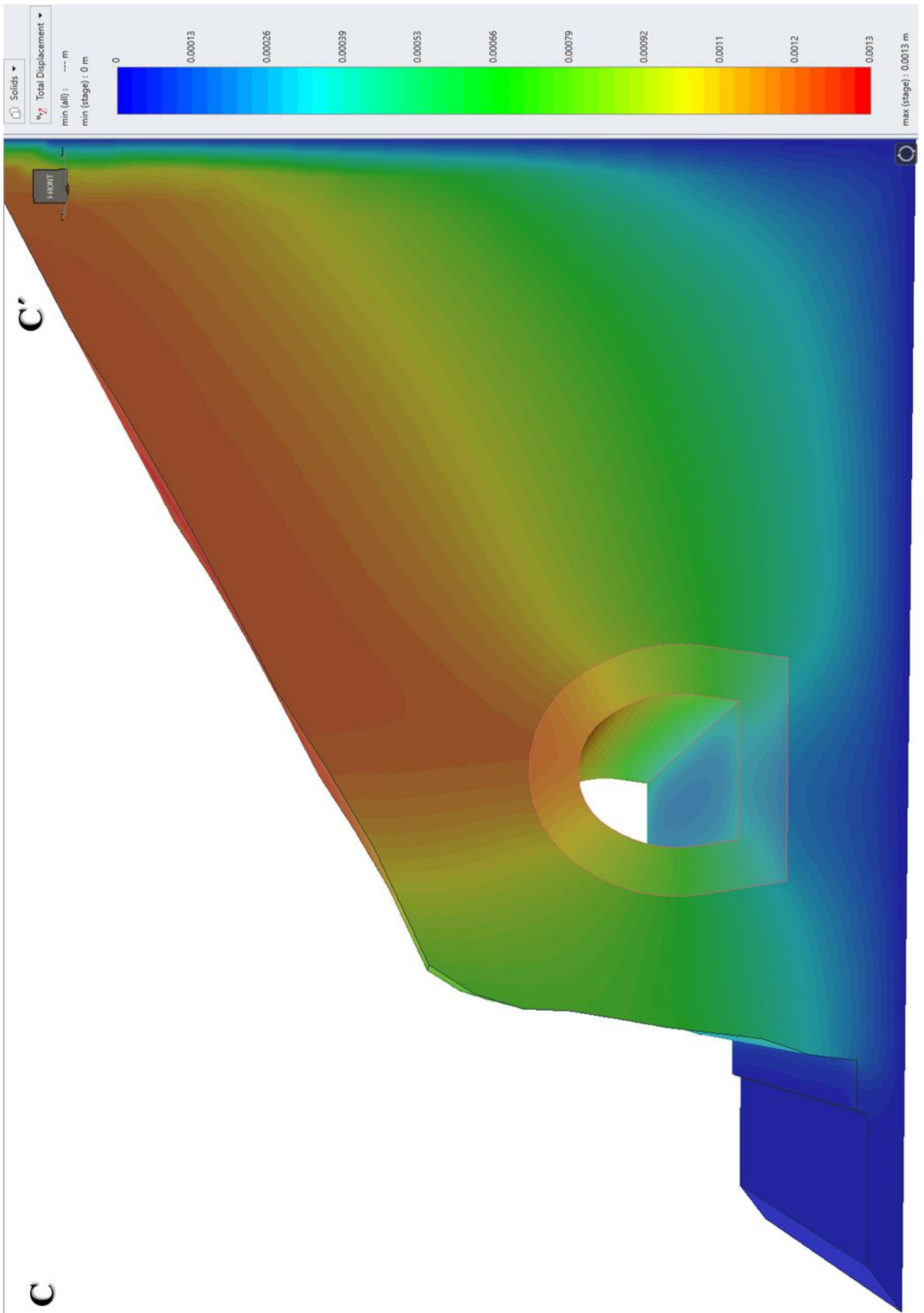


Abbildung 129 Darstellung der Gesamtverschiebung im Profil C-C'. Die maximale Gesamtverschiebung ist 1.3 mm, in der Firste des Tunnels.

7.5. Vergleichung die Ergebnisse der Analysen

Die Ergebnisse der Standsicherheitsanalyse St.-Michael Tunnel (Eisenbahntunnel) in den vorhergehenden Kapiteln, basierend auf Felddaten mit Stabilitätsanalyse-Software. Die Maximalwerte der Ergebnisse aus der Analyse sind in Tabelle 39 aufgelistet.

Profil	A-A			B-B			C-C		
	σ_1	σ_3	Gesamtverschiebung	σ_1	σ_3	Gesamtverschiebung	σ_1	σ_3	Gesamtverschiebung
Parameter	[MPa]	[MPa]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Examine 2D	2,09	0,36	2,43	3,2	0,37	2,62	2,74	0,34	1,04
RS2	2,72	0,67	2,86	1,58	0,38	2,28	1,26	0,35	0,5
EX3 *	2,78	1,2	3,3	-	-	-	-	-	-
RS3	2,28	0,25	2,7	4,24	0,54	2,1	1,26	0,29	1,3

Tabelle 43) Die Ergebnisse der Standsicherheitsanalyse vom St.-Michael Tunnel (Eisenbahntunnel).

* Bezieht sich auf die gesamte Tunnellänge.

Wie der Vergleich der Ergebnisse zeigt, liegen die Maximalwerte der Hauptspannungen und der Gesamtverschiebungen in der zweidimensionalen Analysesoftware ähnlich beieinander. Die Ergebnisse bei der 3D-Modellierung sind zwar nahe beieinander, aber unterscheiden sich jedoch von der 2D-Modellierung geringfügig.

8. Tunnelstabilisierungs- und Stützmaßnahmen

8.1. Auswertung der Stützmittel

Nachdem die Standsicherheit und Stabilität des Tunnels analysiert wurde, sind die Tunnelauskleidung und die Ergebnisse der Analysen die wichtigsten Phasen des Tunnelbauprojektes.

Die Tunnelauskleidung oder Ausbau eines Tunnelquerschnittes dient zur bleibenden Sicherung des aufgefahrenen Tunnels. Um je nach Standfestigkeit des Gebirges den Umfang des Ausbruchprofils sichern und stabilisieren zu können, erfordert der Tunnel eine Auskleidung. Aber wenn der Tunnel in standfestem Fels hergestellt wurde, besteht auch die Möglichkeit, keine Auskleidung einzubauen. Aber Gebirge mit einer mittleren und schwachen Festigkeit, häufig im Tunnelbau, benötigt zusätzliche Stützmittel und ein Ausbausystem wie: Spritzbeton, Anker, Tübbingauskleidung usw. Die genannten Ausbausysteme sind neue Tunnelauskleidungssysteme, die heutzutage in Tunnelbauprojekten angewendet werden.

Ausbausysteme	Ausbauart	Funktionen
Einschalige Systeme	Spritzbetonauskleidung	Anker, Spritzbeton und Stahlausbau übernehmen die Tragfunktion
	Tübbingauskleidung	Tübbingauskleidung übernimmt Tragfunktion
Zweischalige Systeme	Außen: Spritzbetonauskleidung Innen: Ortbetonauskleidung	Anker, Spritzbeton und Stahlausbau übernehmen temporär die Tragfunktion, die Innenschale übernimmt die endgültige Tragfunktion
	Außen: Tübbingauskleidung Innen: Ortbetonauskleidung	Tübbingauskleidung übernimmt die Tragfunktion, die Innenschale erhöht die Sicherheit

Tabelle 44) Die üblichen Tunnelauskleidungssysteme (nach (Adam 2016))

Außer oben genannten Tunnelauskleidungssysteme wurde ein Naturstein aus Gneis (Mischmauerwerk) für die Innenschale verwendet. Die minimale Dicke der Innenschale des St. Michael Eisenbahntunnels ist 70cm, welche in der Abbildung 128 und 129 gezeigt wurde.

Wie die Ergebnisse der Analysen aus den vorangehenden Kapiteln gezeigt haben, ist die maximale Gesamtverschiebung kleiner als 4 mm. Andererseits zeigt die Block-Analyse in UnWedge und auch das Auswertungsdiagramm des Q-Systems (Abbildung 76), dass die instabilen Blöcke nur mit 5 bis 10 cm Spritzbeton stabilisiert wurden. Deshalb ist die Innenschale (hier Mischmauerwerk) mit 70cm offensichtlich überdimensioniert.



Abbildung 130 Innenschale des St.Michael Eisenbahntunnels (Ansicht Ostportal).



Abbildung 131 Innenschale des St.Michael Eisenbahntunnels. (Ansicht Westportal).

9. Standsicherheitsanalyse der Felsböschungen

9.1. Böschungsstabilität Analyse

Es gibt viele Methoden zur Analyse der Böschungsstabilität, bei denen die beste Methode hinsichtlich Zweck von Böschungen und der verfügbaren Ausrüstung ausgewählt wird. Die numerische Modellierung kann das beste Ergebnis zwischen den vorgestellten Methoden erzielen, weil für Massenbewegungen sehr oft die Anordnung und Eigenschaften der Trennflächen entscheidend sind, deswegen sollte jedoch in erstem Schritt die Eigenschaften der Trennflächen für die genaue Definition des Modellierungstyps gemacht werden.

Wie die Ergebnisse der kinematischen Analyse von Kapitel 2.8.1.2 zeigt, die Portalböschungen des St.Michael Tunnels weisen verschiedene mögliche Böschungsinstabilitäten auf.



Abbildung 132a Standort der möglichen Keilbewegungen am Westportal des St.Michael Tunnels.



Abbildung 133b Standort der möglichen Keilbewegungen in den Portalböschungen des St.Michael Tunnels.



Abbildung 134c Standort der möglichen Massenbewegungen in den Portalböschungen des St.Michael Tunnels.(Foto 10 Juli 2020).

9.2.Böschungstabilität Analyse

SWedge ist eine 3D Modellierungssoftware, um Felsböschungen analysieren zu können. Durch Swedge kann man schnelle 3D Modelle darstellen und die Bewertung der Geometrie und Standsicherheit von Oberflächenkeilen in Felsböschungen analysieren. Keile werden durch zwei sich schneidende Trennflächen definiert, welche die Hangfläche und einen potentiellen Spannungsriss aufweisen. SWedge bietet eine integrierte grafische Umgebung für die schnelle, einfache Dateneingabe und 3D-Modellvisualisierung. (Rocscience 2021)

Nachdem die Geometrie der Böschungen dargestellt wurde, bietet SWedge eine breite Palette von Analyseoptionen, einschließlich deterministischer, probabilistischer, Kombinations-, Sensitivitäts-Analyse.

Außerdem können die Stabilisierungsmittel wie: Steinbolzen, Spritzbeton oder Stützdruck angewendet werden, um den Keilsicherheitsfaktor zu erhöhen. Destabilisierungskräfte aufgrund von Wasserdruck, seismischen Belastungen oder externen Kräften können ebenfalls leicht modelliert werden. Zu den Optionen für die Scherfestigkeit gehören Mohr-Coulomb-, Barton-Bandis- oder Power Curve-Modelle, und es kann ein Klufthelligkeitswinkel definiert werden.

Im Zweiten Schritt, wurde anhand der Ergebnisse der Felddaten und der verfügbaren Informationen die Art der möglichen Trennflächen analysiert und mit der Swedge (version 7.012) in verschiedenen Profilen bewertet.

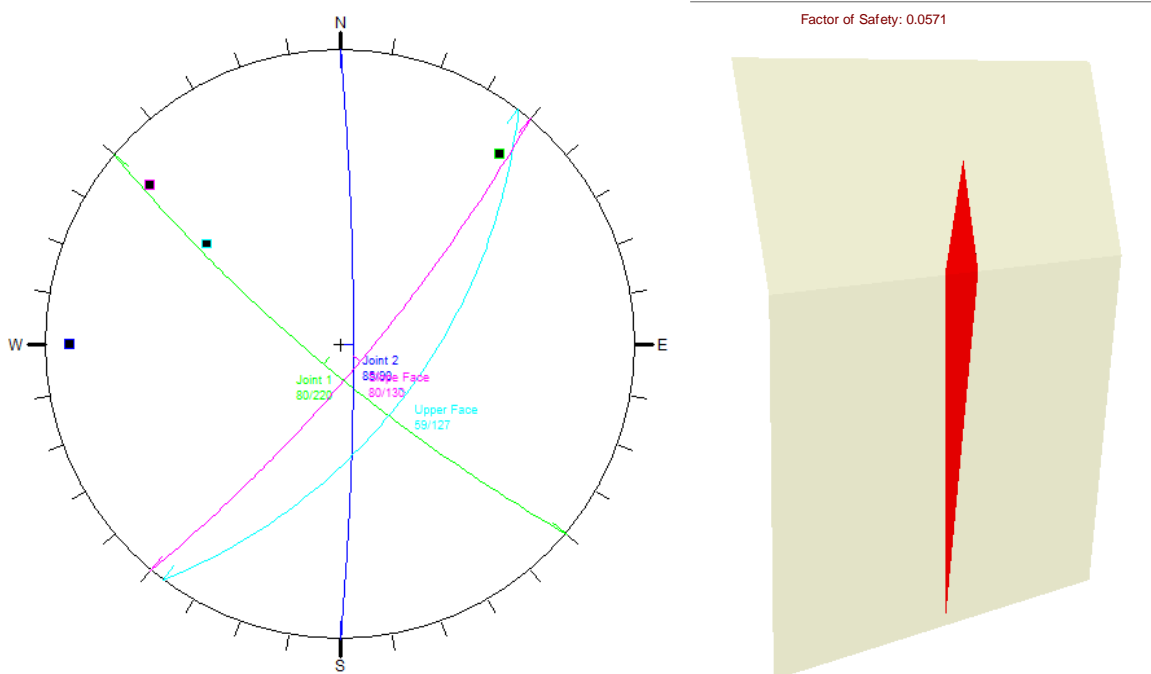


Abbildung 135 Block Analyse Profil A-A' mit Swedge. Wegen der Ergebnisse der Analyse könnte eine mögliche Keilsrutschung durch die Trennflächenscharen (JS1: 80/220, JS3: 85/090 und entlang der Böschungen: 80/130) vorkommen. Der Keil ist bereits aus der Böschung geglitten.

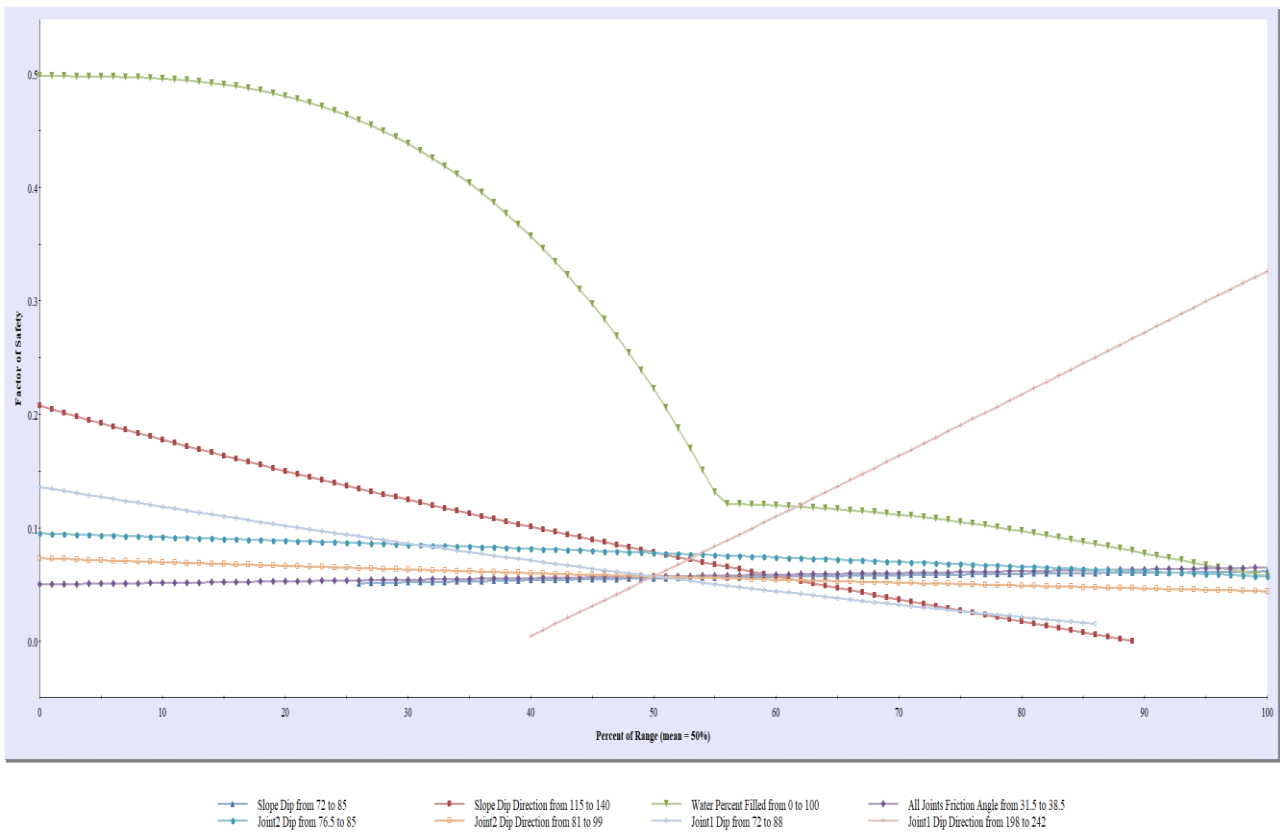


Abbildung 136 Die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse im Profil A-A' zeigt, dass die Standsicherheit des Keils (Wedge) abhängig ist vom Wasser in den Trennflächen und der Fallrichtung der Trennflächenschar 2 (JS2).

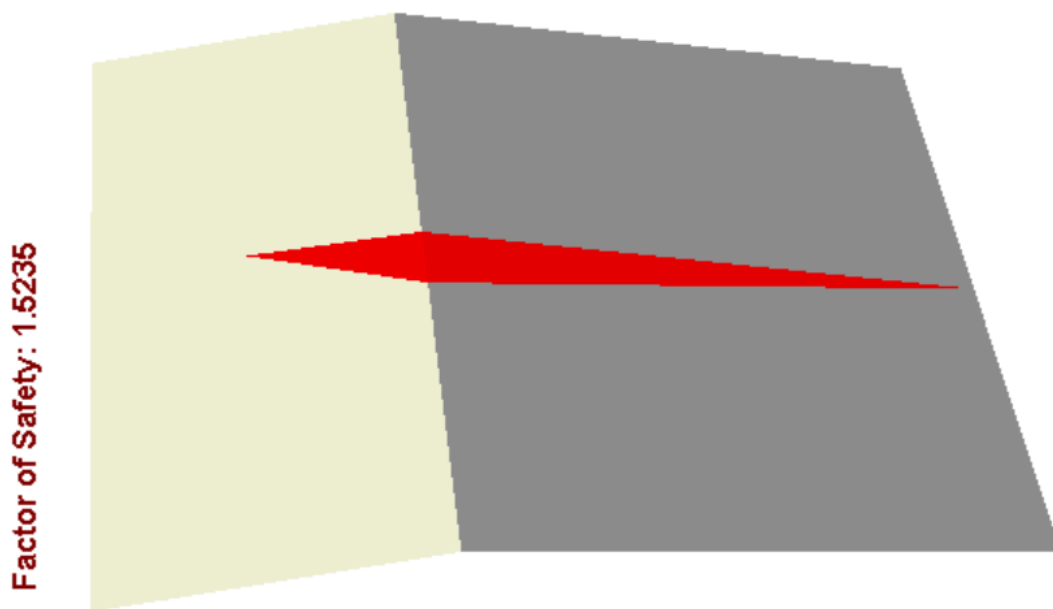


Abbildung 137 Stabilisierung des möglichen Keilabbruch im Profil A-A'. Um die Stabilisierung des Keilabbruches zu machen, wird mit 5 cm Spritzbeton analysiert. Die Ergebnisse nach der Stabilisierung zeigen, dass 5 cm Spritzbeton ausreichen.

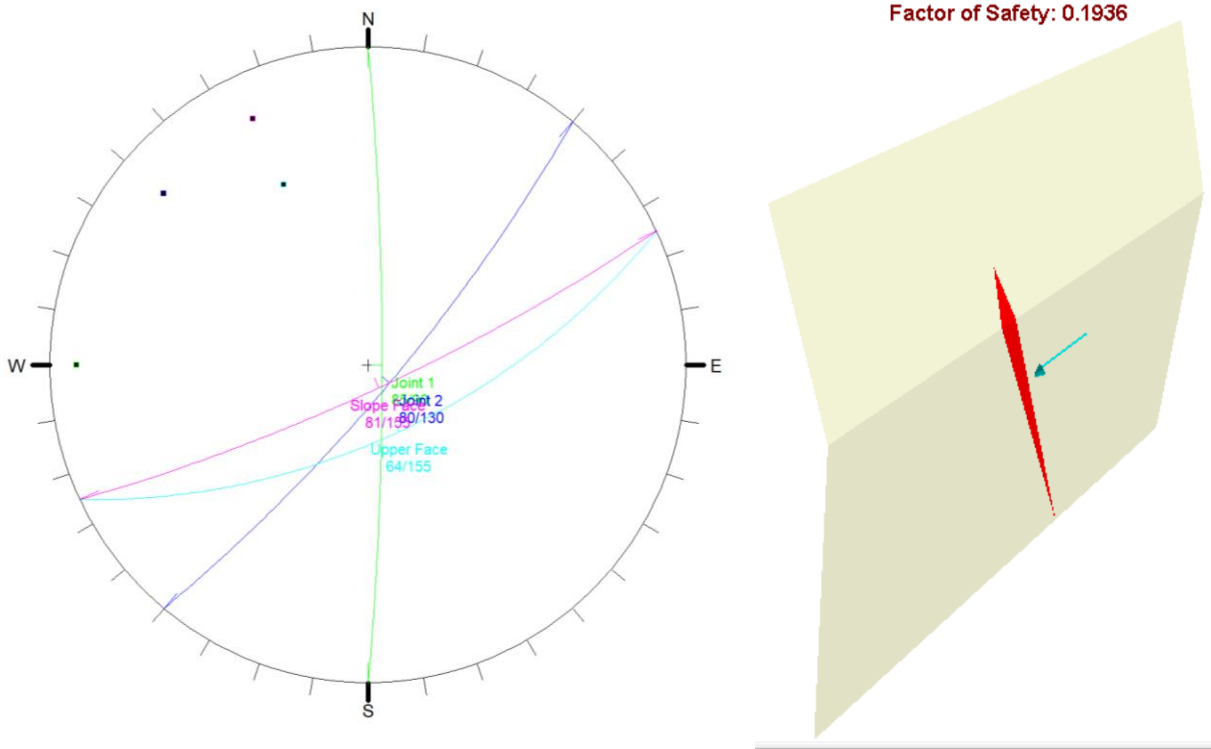


Abbildung 138 Blockanalyse Profil B-B' mit Swedge. Wegen der Ergebnisse der Analyse könnte eine mögliche Keilrutschung durch die Trennflächenscharen (JS1: 80/220, JS3: 85/090 und der Böschung: 80/130) eintreten.

Factor of Safety vs. Percent of Range of Rock Slope beside of St.Michael tunnel

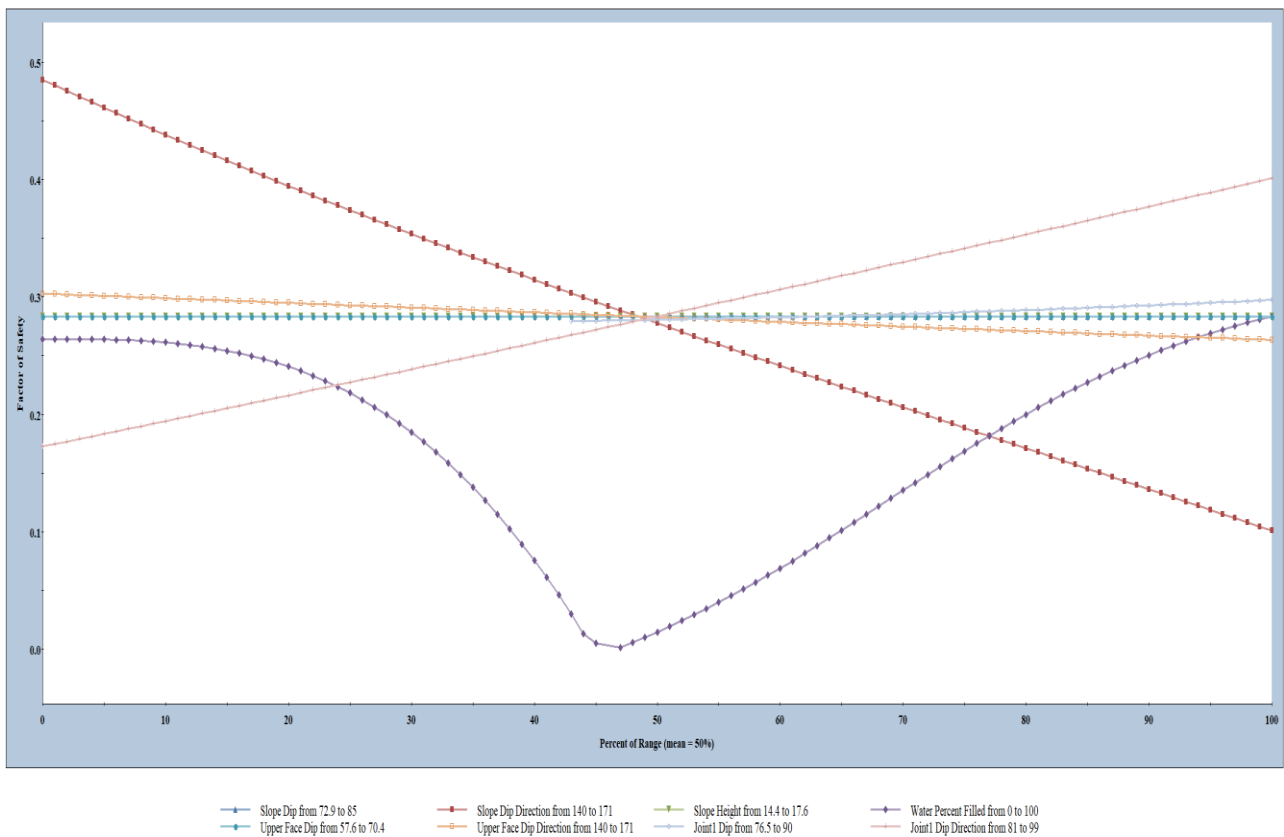


Abbildung 139 Die Ergebnisse der Sensitivitäts-Analyse im Profil A-A'. Wie die Grafik zeigt, ist die Standsicherheit des Keils (Wedge) abhängig vom Wasser in den Trennflächen und der Fallrichtung der Trennflächenschar 1 (JS1).

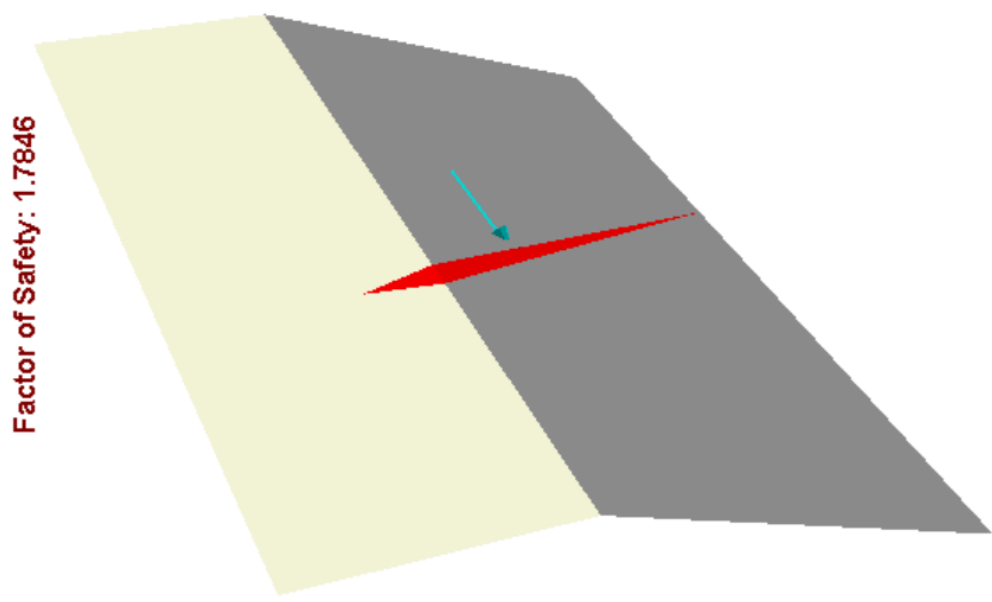


Abbildung 140 Stabilisierung der Keilabbruch im Profil A-A. Die Ergebnisse nach der Stabilisierung zeigen, dass 5 cm Spritzbeton ausreichen.

Nach der Analyse im Profil C-C' wurde keine Keilbewegungen festgestellt. Aber wegen der Felddaten wurde ein Spannungsriss im West Portal gesehen. Grund dafür könnte der Zugverkehr sein. In folgenden Abbildung wird die Situation der Standsicherheit im Westportal gezeigt.



Abbildung 141 Westportal rechte Seite



Abbildung 142a Detail von Abb. 136 :Standort des Zugrisses im Westportal. In den Abbildungen man kann sehen, dass die Spannungsrisse parallel zu den Böschungen liegen.



Abbildung 143b Zugrisse über der Firste am Westportal.

10. Schlussfolgerung

10.1. Zusammenfassung

Der St.Michael Eisenbahntunnel besteht noch immer in seiner ursprünglichen Ausbauf orm und dies seit etwa 100 Jahren. Demnach kann der Tunnel als standsicher betrachtet werden. Die Felduntersuchungen, die numerischen Modellierungen und die Analyse mit 2D und 3D zur Standsicherheit haben in dieser Masterarbeit gezeigt, die Tunnelauskleidung, die zur Stabilisierung des St.Michaelstunnels ausgebaut wurde, ist überdimensioniert. Hinweis: Der Tunnel kann mit 5-10 cm Spritzbeton bereits als stabil angesehen werden.

Am Westportal des Tunnels sind in der Firste 3 deutliche Zugrisse zu erkennen. (siehe Abb.136b). Die Risse folgen z.T. Klüften und sind auch umfangsparallel angeordnet. Hier sollte auf jeden Fall ein Felsspion angebracht werden!!!

Bei einer maximalen Verschiebung von fast 3mm (im Profil A-A'), kann in der Profilebene das sprödrüchige Tunnelmauerwerk gerissen sein bzw. die Mörtelfugen könnten aufgerissen sein.

Folgerung: Die Ulmen säubern und bei guter Beleuchtung nach Risspuren suchen.

Findet man nichts, so sind die (gerechneten) Verschiebungen in einer Vielzahl von Mikrorissen im Gestein oder/und im Mörtel nicht zu erkennen.

Oder die Annahmen waren zu konservativ.

Mögliche (auch versteckte) Mauerwerksrisse sollte man im Winter sehen können, wenn das durchsickernde Bergwasser an den Ulmen gefriert!

Sieht man auch dann nichts, so ist davon auszugehen, dass die Standsicherheit tatsächlich sehr hoch sein wird, und ein generelles Monitoring (Fixpunkte plazieren und halbjährlich einmessen!) müßte hier genügen.

Sonst wäre, bei Risshäufungen, ein punktuelles Nachankern, in Verbindung mit dünnen Ankerrosten, eine geeignete Sanierungsform.

Die Portalböschungen könnten wegen der ungünstig liegenden Trennflächen problematisch sein. Wie die Kinematische Analysen in den Kapiteln 2.8.1.2 und Standsicherheitsanalyse in Kapitel 8.2 zeigten. Deswegen sollte im Anlaßfall eine Stabilisierung der Böschungen nicht ausbleiben.

Andererseits scheint es zur Untersuchung von möglichen Felsablösungen in den oben genannten Böschungsabschnitten notwendig zu sein, dass folgendes Monitoringsystem installiert werden sollte:

- Rissmonitore: Mit Hilfe von Risswächtern dokumentiert man auf einfache Weise Richtung und Größe von Verformungen in den Felsbereichen an den Bauwerken.
- Riss-Messlehre: mit der Riss-Messlehre kann der Verlauf von Abständen und Drehungen von Risskanten oder irgendeiner Fuge auf einer Ebene bestimmt und gemessen werden.

- Inclinometer: mittels Inclinometer können seitliche Verformungen in Bohrlöchern, beispielsweise von Böschungen, Hangsicherungen oder Baugruben, erfasst und dokumentiert werden.

Mit diesem Monitoringsystem sollten die Portal-Böschungen und ebenso der Tunnel überwacht werden. Um die mögliche Bewegung und Öffnung der Klüfte in den Böschungen zu untersuchen. Mit einer zunehmenden Öffnung der Klüfte in den Westportalböschungen wäre demnach mit gewissen Instabilitäten zu rechnen.

11. Literatur

- Admassu, Yonathan, and Abdul Shakoob. 2013. "DIPANALYST: A computer program for quantitative kinematic analysis of rock slope failures." *Computers & Geosciences* 196-202.
- Adam, D. 2016. *Tunnelbau im Festgestein und Lockergestein*. Wien.
- Aydin, A. & Basu, A. 2005. "The Schmidt hammer in rock material characterization." *Engineering Geology*, 81 1-14.
- Bahaaddini, M.; Sharrock, G.; Hebblewhite, B.K. 2013. "Numerical investigation of the effect of joint geometrical parameters on the mechanical properties of a non-persistent jointed rock mass under uniaxial compression." *Computers and Geotechnics, Volume 49* Pages 206-225.
- Bandis, S.C. & Lumsden, A.C. & Barton, N.R. 1983. "Fundamentals of Rock Joint Deformation." *Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 20:6, 249-268.
- Barton, N. & Choubey, V. 1976. "The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice." *Rock Mechanics*, 10 1-54.
- Barton, N.R., R Lien, J Lunde, and R Lien. 1974. "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support." *Rock Mech* 6(4) 189-239.
- Barton, N; Lien, R; Lunde, J. 1974. "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support." *Rock Mechanics* 6, 189-236.
- Bieniawski, Z.T. 1989. *Engineering rock mass classifications*. New York:: Wiley.
- Bieniawski, Z.T. 1973. "Engineering classification of jointed rock masses." 335-344.
- Deere, D.U. & Miller, R.P. 1966. "Engineering classification and index properties for intact rock." *Air Force Weapons Laboratory, AFWL-TR* 65-116.
- Deere, D.U. 1968. "Chapter 1: geological considerations. In: Stagg KG,." *Rock Mechanics in Engineering Practice*, 1-20.
- Deere, D.U. 1963. "Technical description of rock cores for engineering purposes." *Felsmechanik und Ingenieurgeologie* 1 16-22.
- Deere, D.U., A.J. Hendron, and F.D. and Cordi Patton. 1967. "Design of surface and near surface construction in rock." *In Failure and breakage of rock, proc. 8th U.S. symp. rock mech., (ed. C. Fairhurst)*,. New York: Soc. Min. Engrs, Am.: Inst. Min. Metall. Petrolm Engrs. 237-302.
- E. Hoek, P.K. Kaiser, W.F. Bawden. 1995. *Support of underground excavations in hard rock*. CRC Press.
- Feng, X. & Jimenez, R. 2014. "Bayesian prediction of elastic modulus of intact rocks using their uniaxial. ." *Engineering Geology* 173 32-40.
- Ferrill, D.A, J Winterle, G Wittmeyer, D Sims, S Colton, A Armstrong, and A.P Morris. 1999. "Stressed rock strains groundwater at Yucca Mountain." *Nevada. GSA Today*, 9(5) 1-8.
- Finger, Friedrich, and Gerhard Schubert. 2015. *Die Böhmisches Masse in Österreich: Was gibt es Neues?* Wien: Abhandlungen der geologischen Bundesanstalt.
- Grimstad, E.; Barton, N. October 1993. *Updating the Q-system for NMT*. Oslo, Norway,: NGI, 22-26 .
- H. Egger, H.G. Krenmayr, G.W. Mandl, A. Matura, A. Nowotny, G. Pascher, G. Pestal, J. Pistotnik, M. 1999. *Geologische Übersichtskarte Österreich*. Wien: Geologische Bundesanstalt.
- Healy, David, Roberto E. Rizzo, David G. Cornwell, Natalie J.C. Farrell, Hannah Watkins, Nick E. Timms, Enrique Gomez-Rivas, and Michael Smith. 2017. "FracPaQ: A MATLAB™ toolbox for the quantification of fracture patterns." *Journal of Structural Geology* 95 1-16.

- Hoek, E. 1983. "Strength of jointed rock masses,," 23rd. Rankine Lecture. *Géotechnique* 33(3),. 187-223.
- Hoek, E, and ET Brown. 1997. *Int. J. Rock Mech. Min.g Sci. & Geomech. Abstr.*. 34(8) 1165-1186.
- Hoek, E. 1994. "Strength of rock and rock masses, ." *ISRM News J*, 2(2), 4-16.
- Hoek, E.; Brown, E.T. 1997. "Practical estimates of rock mass strength." *Int. J. Rock Mech. Min.g Sci. & Geomech. Abstr.*. 34(8) 1165-1186.
- Hoek, E. 1980a. *Underground excavations in rock*. London:: Instn Min. Metall.
- Hoek, E.; Kaiser, P.K; Bawden, W.F. 2000. *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Routledge.
- Hoek, E; Brown, E;T;. 1980b. "Empirical strength criterion for rock masses." *Geotech. Engng Div., ASCE* 106 1013-1035.
- Hoek, E; Carranza-Torres , C; Corkum , B. 2002. "Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition." *Proceedings of the fifth North American rock mechanics symposium*. Toronto, Canada. 267-273.
- Hoek, E; Diederichs, M.S. 2006. "Empirical estimation of rock mass modulus." *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 43 203–215.
- Hoek, E; Kaiser, P.K; Bawden, W.F. 1995. *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam.: Balkema.
- Hoek, Evert. 2007 . *Practical Rock Engineering*. Vancouver, Canada: Evert Hoek Consulting Engineer Inc.
- Hudson, J.A; Priest , S.D. 1979. "Discontinuities and rock mass geometry." *Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr.*, Vol 16, 1979, pp 339 - 362.
- Marinos, Paul G. ; Marinos, Vassilis ; Hoek, Evert. 2005. *The Geological Strength Index (GSI): A characterization tool for assessing engineering properties of rock masses*.
- Matura, A. 1983. *Geologische Karte 1:50.000: 37 Mautern an der Donau*. Wien: geologische bundesanstalt.
- Morris, A., D.A. Ferrill, and D.B. Henderson. 1996. "Slip-tendency analysis and fault reactivation." *Geology*, 24(3) 275-279.
- NGI. 2015. *Using the Q-system, Rock mass classification and support design*. NGI.
- Oda, M; Hatsuyama, Y; Ohnishi, Y. 1987. „Numerical experiments on permeability tensor and its application to jointed granite at Stripa mine Sweden.“ *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 92(B8) 8037-8048.
- ÖNORM EN ISO 14689/A:2019 07. n.d. *Geotechnische Erkundung und Untersuchung, Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels*. Standard, Wien: Austrian Standards International.
- Palmstrom, A;. 1974. *Characterization of jointing density and the quality of rock masses (in Norwegian)*. Internal report, Norway: A.B. Berdal.
- Palmström, A; Singh, R;. 2001. "The deformation modulus of rock masses - CoMParisons between in situ tests and indirect estimates." *Tunnelling and Underground Space Technology Vol. 16, No. 3*, 115-131.
- Palmstrom, Arild, and Einar Broch. 2006. "Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system." *Tunnelling and Underground Space Technology, Volume 21, Issue 6* 575-593.
- Poisel, R. 2016. "Die Standsicherheit von Festgesteinsböschungen." *Berichte Geol. B.-A.*, 117, NÖ Geotage, S. 21-33.
- Poisson, S. D. 1829. "Mémoire sur l'équilibre et le mouvement des corps élastiques." *Mémoires de l'académie royal des sciences de l'institut de France*, 8, 357–570.

- Proceq. 2016. "Bedienungsanleitung SilverSchmidt & Hammerlink." *Proceq*. www.proceq.com.
- Rajput, S, and Naresh Kumar Th. 2016. "Chapter 5 - Rock Properties." In *Geological Controls for Gas Hydrates and Unconventionals*.
- Ring, U, M. T. Brandon, S. D Willett, and G. S. Lister. 1999. "Exhumation Processes." *Geological Society, London, Special Publications* 154, 1-27.
- Ritter, W. 1879. *Die Statik der Tunnelgewölbe*. Berlin:: Springer.
- Rocscience. 2021. "rocscience." <https://www.rocscience.com/assets/resources/products/UnWedge-Product-Sheet.pdf>. <https://www.rocscience.com/software/unwedge>.
- Rocscience teams. 2021. *Rocscience*. January. www.rocscience.com.
- Roland Straug, and Helmut Prinz. 2011. *Ingenieurgeologie*. Heidelberg: Springer.
- Schwingenschlögl, R, and M Rockenschaub. 1990. *Ingenieurgeologische Charakteristika zur Felsklassifizierung. - Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Straßenforschungsvorhaben*. Wien: Republik Österreich, BfWA.
- Sen, Z; Kazi, A.; 1984. "Discontinuity spacing and RQD." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics* 21:203- 12.
- Sheorey, P.R. 1994. "A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock." *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.* Abstr.31(1), 23-34.
- Sonmez, H. & Gokceoglu, C. & Nefeslioglu, H.A. & Kayabasi, A. 2006. "Estimation of rock modulus: For intact rocks with an artificial neural network and for rock masses with a new empirical equation." *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 43 224-235.
- Suzuki, K, M Oda, M Yamazaki, and T. Kuwahara. 1998. "Permeability changes in granite with crack growth during immersion in hot water." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35(7) 907-921.
- Terzaghi, K. 1946. "Rock defects and loads on tunnel supports. In Rock tunneling with steel." (eds R. V. Proctor and T. L. White) 1., 17-99.
- Terzaghi, K. Richart, F.E. 1952. "Stresses in rock about cavities." *Geotechnique* 3 57-90.
- Ulrich, Sebastian. 2014. *Gesteinskunde, Ein Leitfaden für Einsteiger und Anwender, 3 auflage*. Berlin Heidelberg: Springer.
- Wickham, G.E., H.R. Tiedemann, and E.H. Skinner. 1972. "Support determination based on geologic predictions." In *Proc. North American rapid excav. tunneling conf., Chicago*, (eds K.S. Lane and L.A. Garfield),. New York: Soc. Min. Engrs, Am. Inst. Min. Metall. Petrolm Engrs. 43-64.
- Wittke, W. 1984. *Felsmechanik-Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels*. New York, Tokio, Berlin, Heidelberg, : Springer.

11.1. Internet Quellen

2020.

<https://www.google.at/maps/place/St.+Michael,+3610/@48.3941725,15.4722551,13.12z/data=!4m2!1m6!3m5!1s0x4770c4a366953d0d:0xd05bd876db6dd852!2sASFING+Mautstelle+St.+Michael+im+Lungau!8m2!3d47.0938029!4d13.6095387!3m4!1s0x47728902c5d0e663:0xc24dc02884d6adc>.

2020. [https://atlas.noel.gv.at/webgisatlas/\(S\(ahwwfad2wuluja23bxnl1pf\)\)/init.aspx?karte=atlas_gst](https://atlas.noel.gv.at/webgisatlas/(S(ahwwfad2wuluja23bxnl1pf))/init.aspx?karte=atlas_gst).

2020. [https://de.wikipedia.org/wiki/Donauuferbahn_\(Wachau\)](https://de.wikipedia.org/wiki/Donauuferbahn_(Wachau)).

2020. *Google Maps*.

<https://www.google.at/maps/search/st.+michaeler+tunnel/@48.371032,15.4366031,148m/data=!3m1!1e3>.

Wikipedia. 2020.

[https://de.wikipedia.org/wiki/Donauuferbahn_\(Wachau\)#/media/Datei:Karte_Donauuferbahn_Wachau.png](https://de.wikipedia.org/wiki/Donauuferbahn_(Wachau)#/media/Datei:Karte_Donauuferbahn_Wachau.png).

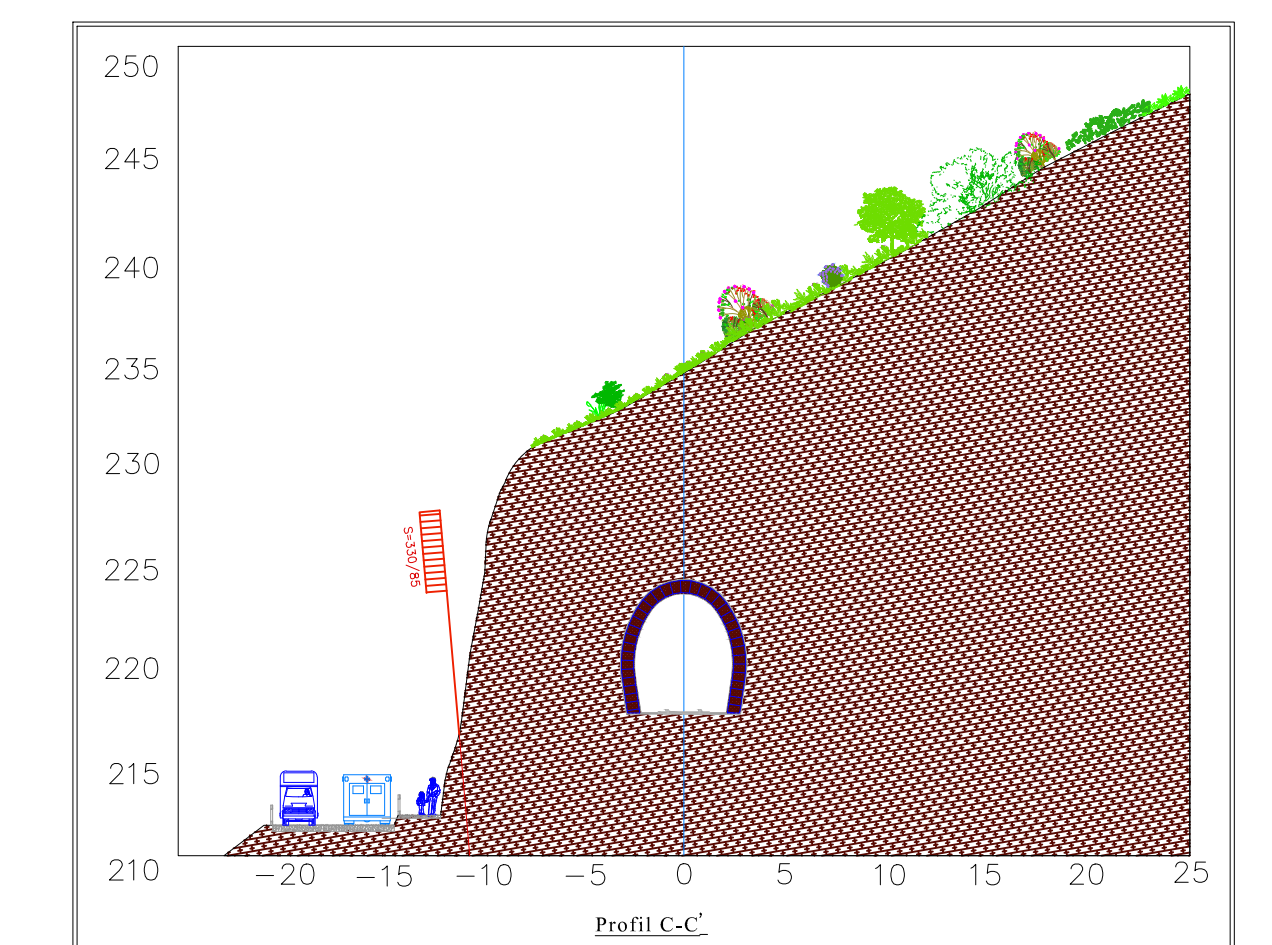
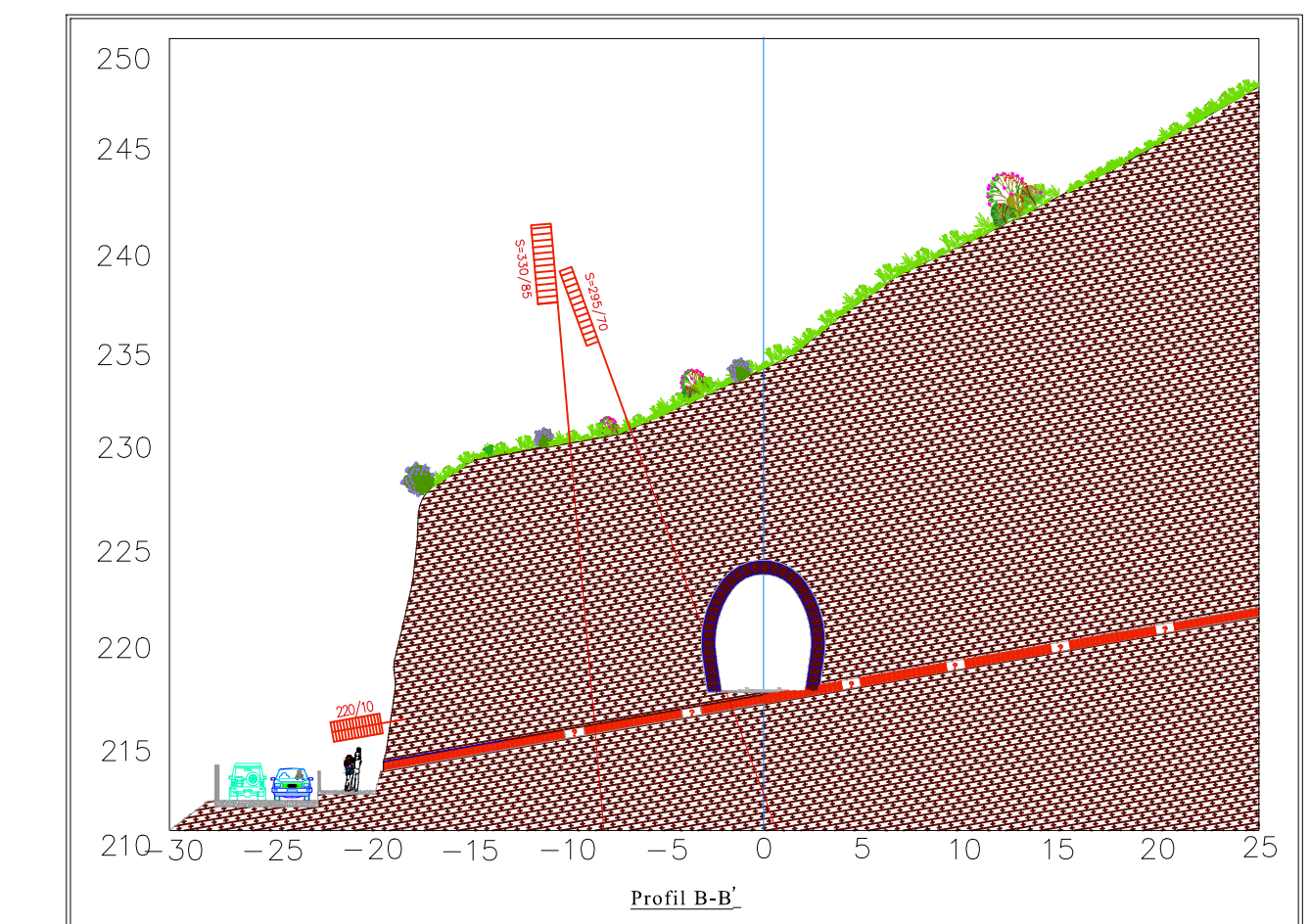
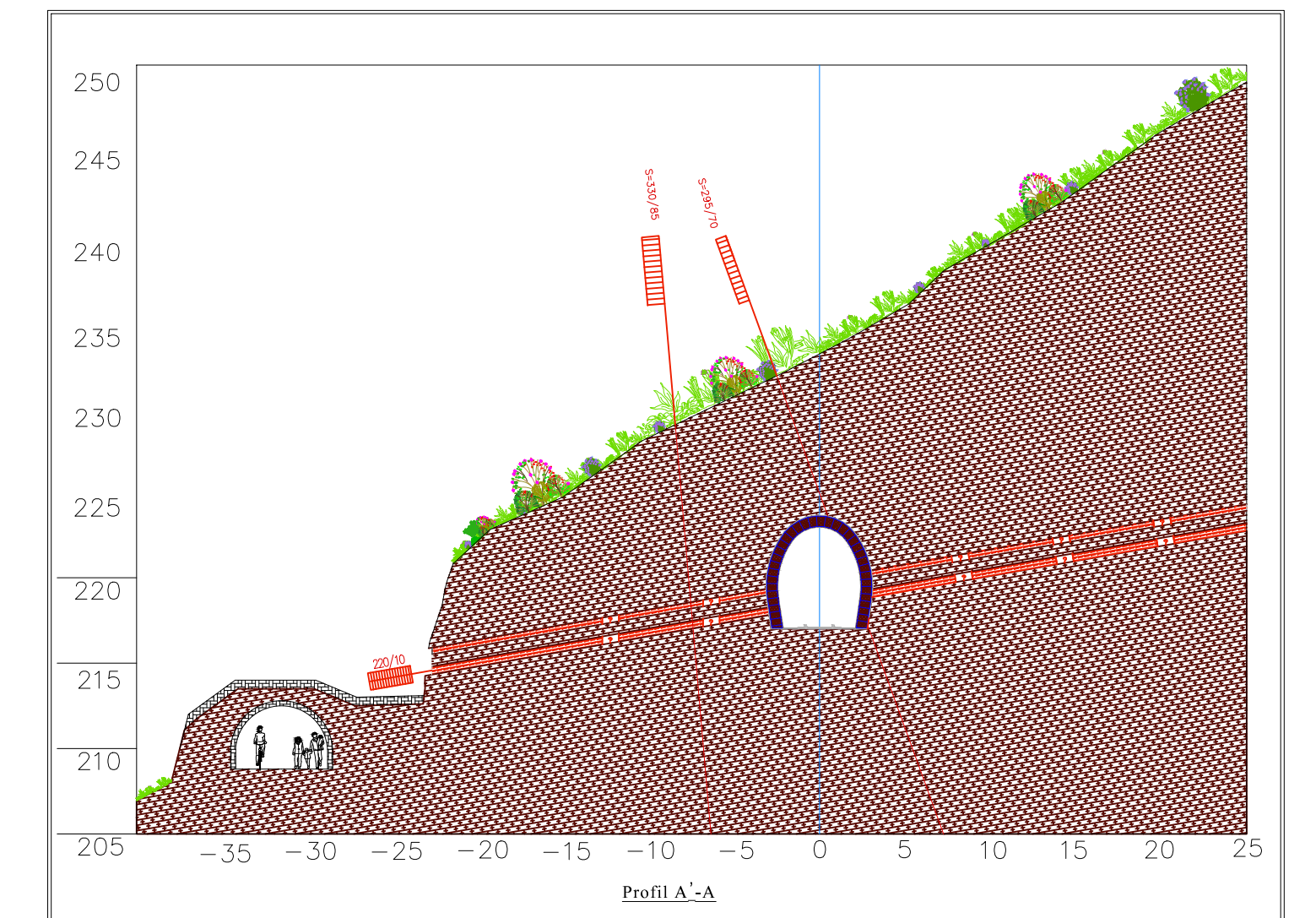
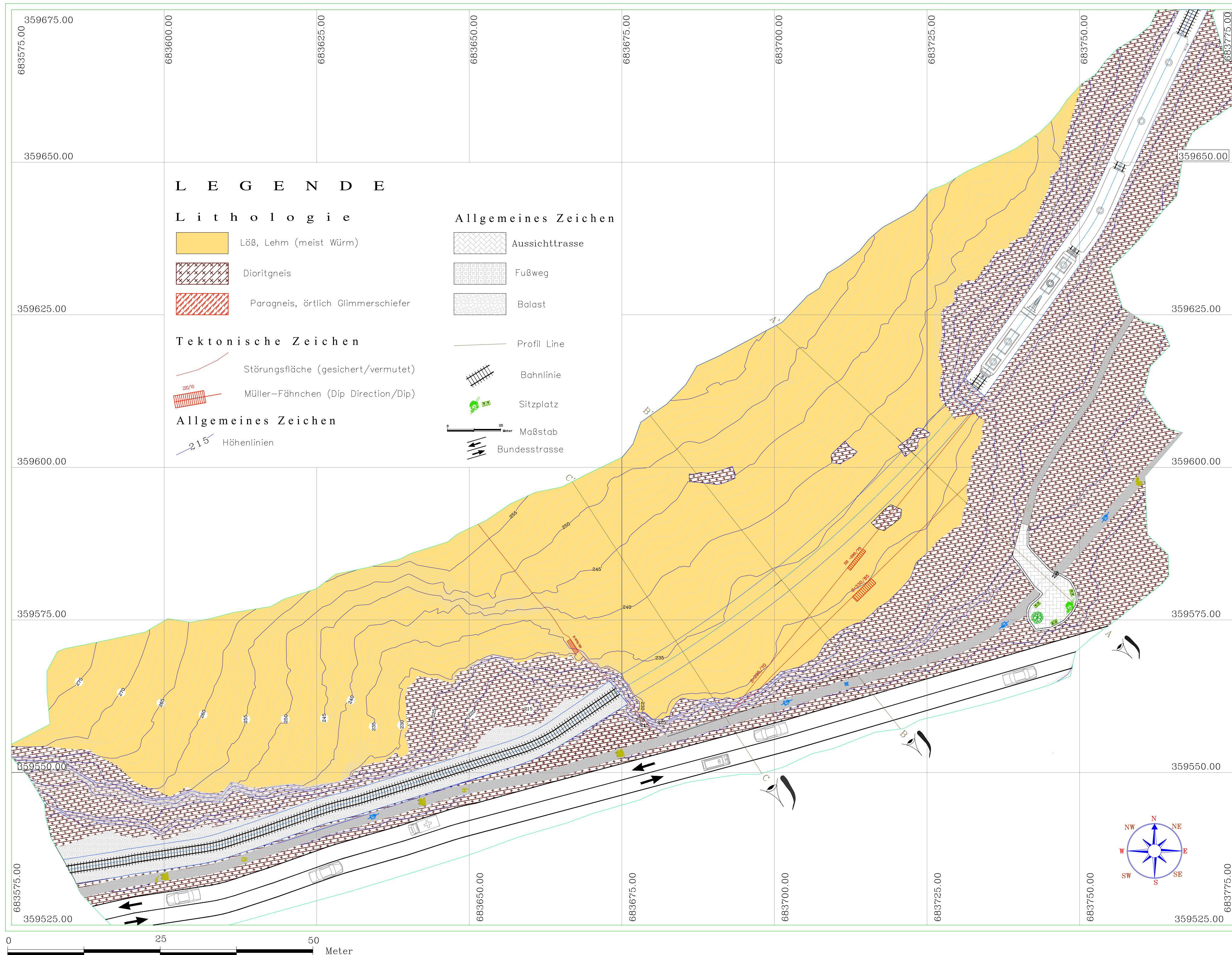
12. Anhang

12.1. Trennflächenaufnahme

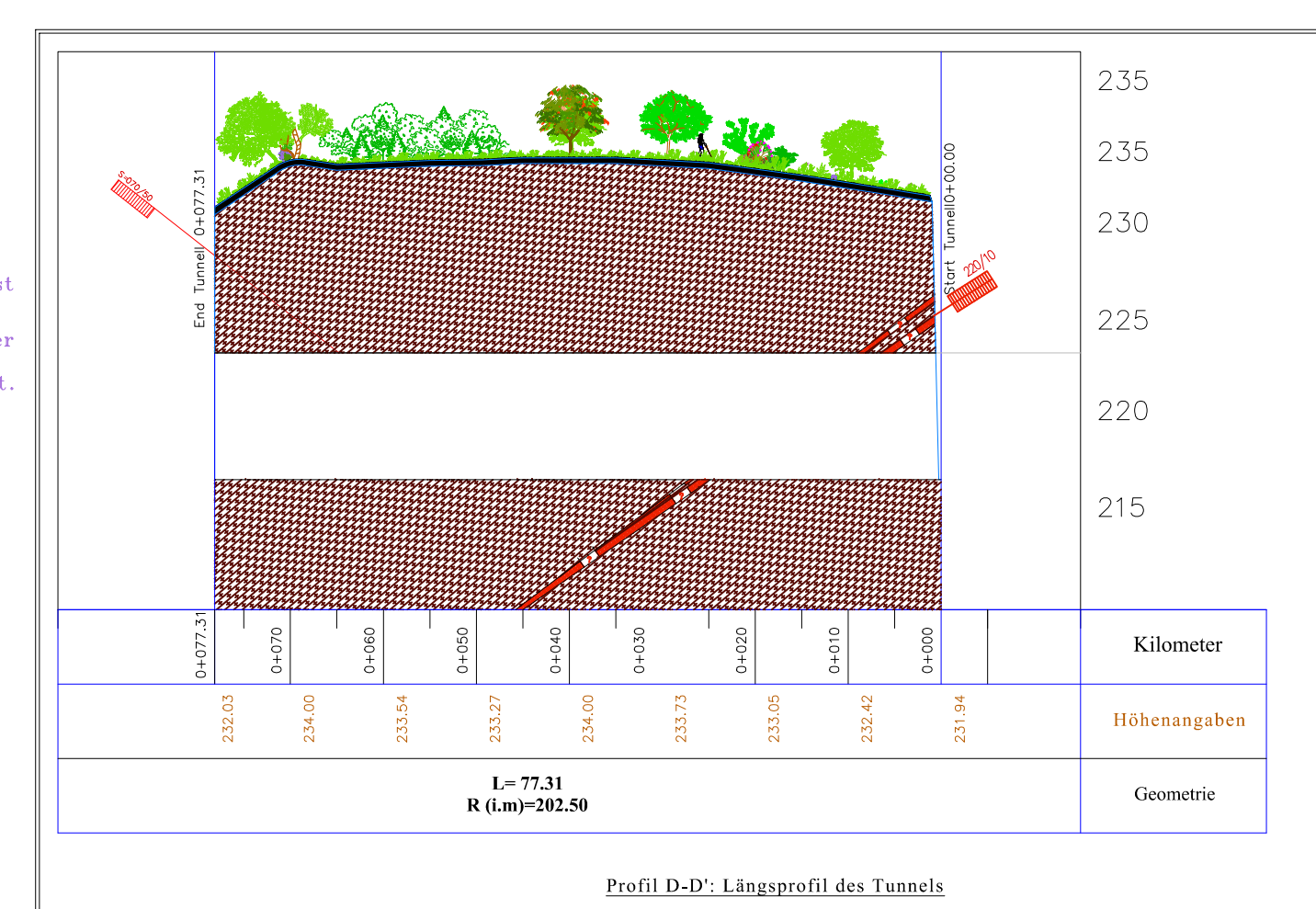
Um die statistische Analyse der Trennflächen zu erhalten, wurde nach Begehungen und Besichtigungen des Tunnels, für einen ersten Eindruck und Überblick der Sachlage die geometrische Trennflächenaufnahme, wie im Kapitel 2.8 durchgeführt. Mit der Scanline-Methode wurden die Eigenschaften der Trennflächen an verschiedenen Aufschlüssen des Untersuchungsgebietes gemessen und in der folgenden Tabelle aufgeführt.

ID	Dip	Dip Direction	ID	Dip	Dip Direction	ID	Dip	Dip Direction	ID	Dip	Dip Direction	ID	Dip	Dip Direction	ID	Dip	Dip Direction	ID	Dip	Dip Direction	ID	Dip	Dip Direction
1	10	215	51	80	260	101	10	225	151	70	350	201	85	50	201	70	342	251	85	240	251	12	122
2	10	210	52	80	150	102	85	95	152	75	320	202	85	60	202	10	220	252	75	55	252	85	133
3	85	100	53	65	85	103	70	207	153	65	15	203	85	320	203	5	200	253	85	225	253	80	227
4	70	225	54	65	85	104	85	125	154	85	15	204	84	20	204	10	205	254	86	225	254	85	125
5	89	325	55	65	235	105	80	285	155	80	25	205	83	20	205	10	180	255	80	230	255	77	132
6	89	95	56	75	170	106	83	205	156	75	60	206	75	25	206	85	65	256	55	50	256	80	134
7	80	215	57	25	245	107	85	195	157	85	60	207	80	56	207	85	75	257	60	325	257	80	74
8	85	220	58	10	245	108	86	290	158	85	55	208	85	25	208	85	82	258	75	295	258	85	130
9	75	230	59	25	220	109	77	190	159	80	55	209	80	345	209	85	95	259	60	75	259	85	130
10	20	230	60	10	200	110	85	70	160	60	320	210	73	30	210	80	90	260	85	50	260	85	130
11	20	230	61	20	215	111	10	215	161	85	65	211	75	335	211	80	90	261	70	230	261	80	110
12	80	195	62	25	220	112	5	230	162	80	315	212	75	325	212	85	95	262	70	315	262	77	136
13	78	85	63	65	90	113	5	225	163	85	325	213	80	330	213	50	85	263	71	200	263	50	90
14	60	195	64	70	150	114	75	280	164	85	55	214	85	335	214	77	345	264	75	260	264	85	97
15	70	200	65	65	105	115	75	260	165	85	70	215	84	45	215	80	85	265	80	225	265	85	97
16	70	205	66	70	95	116	80	265	166	85	60	216	84	334	216	85	80	266	60	325	266	85	97
17	75	80	67	60	170	117	79	270	167	75	65	217	65	65	217	65	345	267	85	230	267	85	97
18	10	335	68	65	85	118	85	330	168	85	345	218	85	60	218	85	88	268	85	170	268	45	107
19	65	80	69	65	78	119	85	325	169	70	60	219	70	310	219	75	97	269	85	185	269	45	108
20	80	220	70	88	95	120	81	265	170	70	60	220	65	85	220	85	90	270	85	190	270	45	109
21	65	265	71	60	55	121	82	260	171	70	335	221	70	65	221	85	80	271	65	170	271	45	107
22	70	185	72	70	90	122	70	90	172	55	345	222	65	325	222	85	85	272	65	350	272	45	109
23	80	260	73	45	55	123	80	95	173	60	20	223	85	65	223	85	70	273	60	325	273	45	107
24	80	150	74	70	342	124	75	315	174	85	60	224	70	310	224	84	65	274	70	310	274	85	140
25	65	85	75	10	220	125	80	345	175	10	30	225	65	85	225	80	90	275	65	245	275	75	225
26	65	85	76	5	200	126	12	122	176	70	35	226	70	65	226	85	90	276	50	235	276	72	242
27	65	235	77	10	205	127	85	133	177	70	55	227	65	325	227	7	215	277	75	225	277	80	225
28	75	170	78	10	180	128	80	227	178	85	50	228	85	65	228	10	215	278	60	315	278	77	145
29	25	245	79	85	65	129	85	125	179	85	345	229	65	335	229	5	230	279	80	305	279	77	318
30	10	245	80	85	75	130	77	132	180	85	50	230	70	345	230	5	225	280	12	122	280	72	110
31	25	220	81	85	82	131	80	134	181	70	335	231	85	55	231	75	280	281	85	133	281	74	395
32	10	200	82	85	95	132	80	74	182	85	320	232	75	30	232	75	260	282	80	227	282	65	155
33	20	215	83	80	90	133	85	130	183	70	65	233	85	85	233	80	265	283	85	125	283	82	155
34	25	220	84	80	90	134	85	130	184	75	65	234	60	15	234	79	270	284	77	132	284	80	285
35	65	90	85	85	95	135	85	130	185	80	60	235	85	335	235	85	330	285	80	134	285	78	90
36	70	150	86	50	85	136	80	110	186	65	40	236	85	330	236	85	325	286	80	74	286	88	140
37	65	105	87	77	345	137	77	136	187	85	345	237	45	109	237	81	265	287	85	130	287	72	72
38	70	95	88	80	85	138	50	90	188	80	60	238	45	107	238	82	260	288	85	130	288	85	160
39	60	170	89	85	80	139	85	97	189	80	315	239	88	160	239	70	90	289	85	130	289	85	65
40	65	85	90	65	345	140	85	97	190	30	310	240	85	110	240	80	95	290	80	110	290	85	265
41	65	78	91	85	88	141	85	97	191	85	300	241	85	125	241	75	315	291	77	136	291	77	340
42	88	95	92	75	97	142	85	97	192	55	30	242	80	145	242	80	345	292	50	90	292	60	97
43	60	55	93	85	90	143	45	107	193	85	85	243	84	150	243	20	225	293	85	97	293	82	175
44	70	90	94	85	80	144	45	108	194	70	80	244	85	152	244	7	220	294	85	97	294	74	145
45	45	55	95	85	85	145	45	109	195	85	5	245	85	152	245	30	265	295	85	97	295	64	112
46	10	335	96	85	70	146	45	107	196	80	95	246	88	242	246	20	245	296	85	97	296		
47	65	80	97	84	65	147	45	109	197	70	325	247	86	110	247	80	310	297	45	107	297		
48	80	220	98	80	90	148	45	107	198	75	65	248	61	114	248	80	290	298	45	108	298		
49	65	265	99	85	90	149	10	205	199	80	55	249	85	306	249	70	215	299	45	109	299		
50	70	185	100	7	215	150	10	220	200	85	60	250	84	62	250	75	320	300	45	107	300		

12.2. Topographische und ingenieurgeologische Karten vom St.Michael Eisenbahntunnel inklusive Profilschnitten.



Erklärung:
 Um diese Karte zu konstruieren, wurde die Koordinaten vom NÖ Atlas auf :
[https://atlas.noel.gv.at/webgisatlas/\(S\(kkjc4vngbzrrpxumvs300w5\)\)/init.aspx?karte=atlas_gst](https://atlas.noel.gv.at/webgisatlas/(S(kkjc4vngbzrrpxumvs300w5))/init.aspx?karte=atlas_gst)
 abgefragt. Zu diesem Ziel 3014 Koordinaten wurden benutzt. Die Koordinaten wurden auf der Civil 3D 2020 Software analysiert und es wurden Plan und 3D Ansicht gezeichnet.



INGENIEURGEOLOGISCHE KARTE
TUNNEL UND BÖSCHUNGEN
PLAN & PROFILE

NO.	REVISION	DATE	DRAWN	APPR.
PROJECT				
SANKT MICHAEL TUNNEL				
UNIVERSITÄT FÜR BODENKULTUR WIEN				
INSTITUT FÜR ANGEWANDTE GEOLOGIE				

Unterschrift des Betreuers:	Unterschrift des Studenten:	KONSTRUIERT VON:	GHADER SAADATI
		GEZEICHNET VON:	GHADER SAADATI
		NACHGESEHET VON:	Asst. Univ. Prof. Dr. Dr. habil.
		ZUGESTIMMT VON:	Rudolf Schwegenschögl
DATUM:	DATUM:	DATUM:	DATUM:
MASSSTAB:			16.06.2021