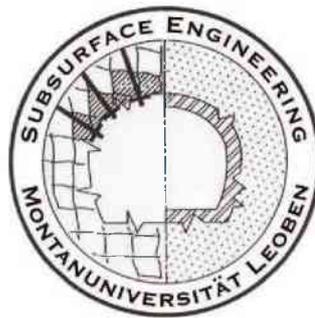


DISSERTATION

Gebirgsmechanische Untersuchungen von komplexen Grubengebäuden am Beispiel eines aufgelassenen Gipsbergbaues

zum Erwerb des akademischen Grades eines Doktors der Montanwissenschaften der
Studienrichtung Bergwesen



eingereicht an der Montanuniversität Leoben
Department Mineral Resources and Petroleum Engineering
Lehrstuhl für Subsurface Engineering

von

Dipl.-Ing. Gunter Gernot Gschwandtner

Betreuer

Prof. Dipl.-Ing. Dr. mont. Robert Galler
Lehrstuhl für Subsurface Engineering

Prof. Dipl.-Ing. Dr. mont. Thomas Antretter
Institut für Mechanik

Leoben, August 2013

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich diese Arbeit selbständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel nicht benutzt und mich auch sonst keiner unerlaubter Hilfsmittel bedient habe.

Affidavit

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

(Unterschrift)

Datum

Gunter Gernot Gschwandtner

Vorwort / Danksagung

Mit der Fertigstellung dieser Arbeit ist es Zeit nochmal jenen zu danken, die diese Arbeit ermöglicht haben und die mich während dieser Zeit unterstützt und begleitet haben.

Besonderer Dank gilt dabei vor allem Prof. Dipl.-Ing. Dr. mont. Robert Galler, Leiter des Lehrstuhls für Subsurface Engineering, für die Betreuung und Unterstützung der vorliegenden Arbeit, und dass er mich auch im Hinblick auf meine fachliche, berufliche und persönliche Weiterentwicklung stets gefördert / gefordert hat. Durch Ihn wurde während des Studiums an der Montanuniversität Leoben mein Interesse für die Auseinandersetzung mit tunnelbautechnischen, gebirgsmechanischen und geotechnischen Fragestellungen weiter ausgebaut.

Für die fachliche Unterstützung im Bereich der Numerik und den damit verbundenen inspirierenden Fachdiskussionen möchte ich mich ebenso bei Prof. Dipl.-Ing. Dr. mont. Thomas Antretter, Leiter des Instituts für Mechanik, besonders bedanken.

Außerdem möchte ich meinen Arbeitskollegen (es sei mir verziehen, dass ich die akademischen Titel weggelassen habe) Christian Volderauer, Erik Schuller, Gerhard Pittino, Martin Entacher und Michaela Schmid für das gute Arbeitsklima danken. Die interessanten, angeregten und teils sarkastischen Diskussionen während der Cafe-Pausen waren hierbei immer eine willkommene Abwechslung an etwas zu lang geratenen Arbeitstagen.

Weiters danke ich meiner Familie Rainer G. und Helga G. und meinen Verwandten. Nicht zu vergessen sind meine Freunde (Martin L., Jochen G., Andreas D., Philipp T., etc..), die für jedes außeruniversitäre Vorhaben in meiner verbleibenden Freizeit zur Verfügung standen und mich bei meinen privaten Projekten, beginnend vom Goldwaschen bis zum Bau eines Hochofens, unterstützten und mitgewirkt. Zuletzt danke ich meiner Freundin Maria K., die in den letzten Jahren außerordentlich große Geduld und Strapazierfähigkeit bewiesen hat.

Kurzfassung

Die Beurteilung der Langzeitstabilität sowie das Verhalten von komplexen Hohlraumbauten ist ein interdisziplinäres Aufgabengebiet, welches die Bereiche Geologie, Hydrogeologie, Vermessungswesen sowie Geotechnik und Gebirgsmechanik umfasst.

Diese Arbeit zeigt anhand eines aufgelassenen Gipsbergbaus, welche Versuche benötigt werden und wie die verschiedenen Methoden sowie Informationen der einzelnen Fachbereiche ineinander greifen, um vorhandene Schwächezonen des Grubengebäudes identifizieren zu können. Diese Daten liefern weiters die Grundlage für analytische und numerische Berechnungsverfahren.

Ein Schwerpunkt ist die Erstellung eines komplexen drei-dimensionalen Simulationsmodells. Mit Hilfe solcher Modelle soll aufgezeigt werden, dass die Komplexität von alten, „gewachsenen“ Hohlraumbauten nicht mit zwei-dimensionalen Analysen bzw. Modellen dargestellt werden kann, weil diese ein unzureichendes Ergebnis für die Stabilitätsbeurteilung solcher Untertagebauwerke liefern.

Ein nicht zu vernachlässigender Faktor für die Stabilität des Grubenbaues ist der Einfluss von Wasser. Der Laugungsprozess des Gipses führt zu einer Schwächung des umliegenden Gebirges und damit einhergehend zu einer Verringerung der Festigkeit. Der Verlauf des Laugungsprozesses sowie der Materialaustrag werden mittels eines neuartigen Versuchsaufbaus im Detail untersucht. Dieser laugungsabhängige Entfestigungsprozess wurde anschließend in die numerische Simulation implementiert.

Mit Hilfe der Versuchsergebnisse, der analytischen Berechnungsergebnisse und der komplexen numerischen 3D Simulation wurden die kritischen Stellen des Grubengebäudes identifiziert, um eine Planung von eventuell erforderlichen Stützmaßnahmen durchführen zu können.

Abstract

The assessment of the stability of underground structures is an interdisciplinary task which consists of geology, hydrogeology, surveying and geotechnical engineering.

This thesis is based on the investigation of an abandoned gypsum mine and gives an example of how these disciplines, their methods and the acquisition of data work together to identify weak zones in the underground structure. These data also provide the basis for further analytical and numerical methods. Hereby, the focus lies on the development of a complex three-dimensional numerical simulation model.

It demonstrates that a complex layout of old and "grown" underground structures cannot be represented accurately in two-dimensional analyses. Consequently, such models cannot provide realistic and sufficient results for stability investigations of underground structures.

Related to the stability of underground structures a non-negligible factor is the influence of water. The occurring leaching process of gypsum leads to a weakening of the surrounding rock which causes a strength reduction. The progression of the leaching process and the export of material are investigated in detail by a new experimental setup. This softening of the material by the leaching process is considered in the simulations.

The presented comprehensive approach, including laboratory tests, analytical methods and complex 3D simulations, provides a possibility to predict the time-dependent occurrence of critical zones in the rock mass and thus allows an idea where the support measures should be installed at an early stage.

Inhaltsverzeichnis

I	EINLEITUNG	5
II	GIPS- UND ALTBERGBAU	7
1.	THEMATIK ALTBERGBAU	7
2.	GIPS- UND ALTGIPSBERGBAU	10
2.1.	<i>International</i>	10
2.2.	<i>Regionale, aufgelassene Grubengebäude in Gipslagerstätten</i>	12
2.2.1	Preinsfeld	12
2.2.2	Marienhöhe	14
2.2.3	Perneck	17
3.	THEMATIK GIPSKARST	19
III	PROJEKTBSCHREIBUNG SEEGROTTE	25
1.	GEOGRAFISCHE LAGE	25
2.	GRUBENGEBÄUDE	25
3.	GESCHICHTE	26
IV	GRUNDLAGEN ZUR GEBIRGSMECHANISCHEN UNTERSUCHUNG	27
1.	GEOLOGIE	27
2.	HYDROGEOLOGIE	32
2.1.	<i>Methodik und Teilergebnisse der hydrogeologischen-hydrochemischen Untersuchungen</i>	32
2.1.1	Hydrogeologische Kartierung	32
2.1.2	Wasserbilanz	35
2.1.3	Hydrochemische Analyse	37
2.1.4	Isotopenanalyse	38
2.2.	<i>Zusammenschau der hydrologisch-hydrochemischen Untersuchungen</i>	39
3.	PROBENAHEME	40
4.	MINERALOGIE	41
4.1.	<i>Probenbeschreibung Mineralogie</i>	42
4.2.	<i>Mikroskopie</i>	42
4.3.	<i>Raman Spektroskopie</i>	46
4.4.	<i>Röntgendiffraktometrie</i>	46
4.5.	<i>Chemische Analyse</i>	49
4.6.	<i>Simultan-Thermo-Analyse</i>	50
4.7.	<i>Zusammenfassung der geologisch/mineralogischen Untersuchungen</i>	52
5.	GEOTECHNIK	53
5.1.	<i>Probenbeschreibung Geotechnik</i>	53
5.2.	<i>Einaxiale Druckversuche</i>	53
5.3.	<i>Triaxiale Druckversuche</i>	56
5.4.	<i>Spaltzug</i>	58
5.5.	<i>Zusammenstellung der geotechnischen Untersuchungsergebnisse</i>	60
6.	LAUGUNGS- UND LANGZEITVERHALTEN	63
6.1.	<i>Übersicht der Laugungsversuche</i>	63
6.1.1	Überkopfschüttler	63
6.1.2	Wasserlagerung	64
6.1.3	Trogverfahren	65

6.1.4	Slake Durability Test	66
6.1.5	Durchströmungsversuch.....	66
6.1.6	Zerfallsbeständigkeit nach Endell	66
6.2.	<i>Versuchsaufbau eines neuartigen Laugungsversuches an Bohrkernproben</i>	66
6.3.	<i>Versuchsdurchführung</i>	67
6.4.	<i>Versuchsergebnisse aus den Laugungsversuchen</i>	68
6.5.	<i>Langzeitverhalten</i>	73
6.5.1	Langzeitverhalten unter Berücksichtigung von Laugungsprozessen.....	73
6.5.2	Langzeitverhalten bei Wasserlagerung von Proben aus Preinsfeld	76
6.1.	<i>Zusammenfassung und Interpretation der Laugungsversuche</i>	78
V	ANALYTISCHE BETRACHTUNG	79
1.	FESTENBERECHNUNG	79
1.1.	<i>Sicherheitsfaktoren</i>	79
1.2.	<i>Berechnungsansätze</i>	79
2.	SCHWEBENBERECHNUNG	85
2.1.	<i>Sicherheitsfaktoren</i>	86
2.2.	<i>Berechnungsansätze</i>	86
2.2.1	Kaminartiger Verbruch	86
2.2.2	Domartiger Verbruch	88
2.2.3	Schwebenberechnung mittels Biegebalken	90
2.3.	<i>Schwebenmächtigkeit im Vergleich mit Maria-Enzersdorf</i>	92
3.	ÜBERSICHT DER ANALYTISCHEN BERECHNUNGSERGEBNISSE	95
VI	NUMERISCHE BERECHNUNGEN	99
1.	STAND DER TECHNIK IN DER NUMERISCHEN SIMULATION IM UNTERTAGEBAU.....	99
2.	GESAMTSTABILITÄT DES GRUBENGEBÄUDES INKL. PARAMETERSTUDIE.....	103
2.1.	<i>Geometrie</i>	103
2.2.	<i>Vernetzung</i>	105
2.3.	<i>Randbedingungen</i>	107
2.4.	<i>Materialmodelle</i>	107
2.5.	<i>Parameter</i>	107
2.6.	<i>Belastungen</i>	110
2.7.	<i>Berechnungsschritte</i>	110
2.8.	<i>Ergebnisse der elastischen und elasto-plastischen numerischen Simulation</i>	111
3.	IMPLEMENTIERUNG DES LAUGUNGSFortschrittes	120
4.	GESAMTSTABILITÄT UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER LAUGUNG.....	122
4.1.	<i>Vernetzung</i>	122
4.2.	<i>Randbedingungen</i>	122
4.3.	<i>Materialmodelle</i>	123
4.4.	<i>Parameter</i>	123
4.5.	<i>Belastungen</i>	127
4.6.	<i>Berechnungsschritte</i>	128
4.7.	<i>Ergebnisse der numerischen Simulation</i>	131
4.7.1	Gesamtstabilität unter Berücksichtigung der Laugung des Deckgebirges durch Niederschlagswässer	131
4.7.2	Ergebnisse der Gesamtstabilität unter Berücksichtigung des Laugungspotentials des unterirdischen Sees in der unteren Sohle	133
5.	LANGZEITMATERIALVERHALTEN	135
VII	RISIKOBETRACHTUNG.....	137

1.	RISIKOBETRACHTUNG IM ALTBERGBAU.....	137
2.	RISIKOBETRACHTUNG SEEGROTTE.....	142
VIII	ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNG	147
IX	AUSBLICK.....	153
X	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	157
XI	TABELLENVERZEICHNIS	163
XII	LITERATURVERZEICHNIS	167
ANHÄNGE		
ANHANG A – BOHRKERNPROTOKOLLE		
ANHANG B – PROBENLISTE		
ANHANG C – MIKROSKOPIE		
ANHANG D – CHEMISCHE UNTERSUCHUNGEN		
ANHANG E – ELUATION		
ANHANG F – EINAXIALE DRUCKVERSUCHE		
ANHANG G – TRIAXIALE DRUCKVERSUCHE		
ANHANG H – SPALTZUGVERSUCHE		
ANHANG I – STATISTISCHE AUSWERTUNG DER VERSUCHSDATEN		
ANHANG J – SCHWEBENBERECHNUNG		
ANHANG K – RISIKOBEWERTUNG - LAGEPLÄNE UND SCHNITTE		
ANHANG L – INPUT FILES		
ANHANG M – ERGEBNISSE AUS DEN NUMERISCHEN BERECHNUNGEN		
ANHANG N – LANGZEITMATERIALGESETZE		

I Einleitung

Die Nutzung vorhandener Rohstoffe bildet die Grundlage für Fortschritt und Weiterentwicklung der Gesellschaft. Der Abbau von natürlichen, festen Rohstoffen ober- sowie untertage über mehrere Jahrtausende, führt zur punktuellen Veränderung der natürlichen Umgebung. Das ansteigende Bevölkerungswachstum sowie die Erhöhung des Lebensstandards führen zu einer Ausweitung der oberflächigen Nutzungsräume. Dies hat zur Folge, dass ehemalige Bergbaugebiete bzw. aufgelassene Grubengebäude die wirtschaftlich und sozial nutzbaren Gebiete verringern und ein erhöhtes Risikopotential für Menschen, Umwelt und Infrastruktur aufweisen.

Langfristig muss das Ziel sein, die Tagesoberfläche gegen mögliche Gefährdungen und Schadensbilder durch den vorhandenen Hohlraumbau abzusichern und gezielt Sicherungsmaßnahmen einzubringen, um eine sichere Nutzung durch nachfolgende Generationen zu gewährleisten.

Durch eine meist eingeschränkte Menge an geologischen und felsmechanischen Basisdaten und dem komplexen Langzeit-Materialverhalten des Gebirges ergeben sich Schwierigkeiten, eine zuverlässige Vorhersage hinsichtlich der Stabilität von alten, aufgelassenen Hohlraumbauten zu treffen. Diese Arbeit zeigt anhand eines aufgelassenen Gipsbergbaues, in welcher Art und Weise Informationen aus den unterschiedlichen Fachgebieten zusammengeführt werden können und müssen, um ein verständliches Gesamtkonzept für eine felsmechanische Auswertung zu erstellen. Die für die Analyse erforderlichen Fachgebiete können grundsätzlich in die folgenden vier Bereiche eingeteilt werden:

- i. Vermessungswesen,
- ii. Geologie,
- iii. Hydrogeologie,
- iv. Geotechnik / Felsmechanik;

Ziel dieser Arbeit ist es, alle zur Verfügung stehenden Daten aus den unterschiedlichen Fachgebieten zusammenzuführen und mit Hilfe analytischer und numerischer Methoden eine Aussage über die Stabilität des Grubengebäudes zu treffen und vorhandene Risikobereiche zu identifizieren.

Der Standard der numerischen Untersuchungen basiert bis dato meist auf 2-dimensionalen Schnitten bzw. stark vereinfachten 3-dimensionalen Modellen. Vor allem ältere, „gewachsene“ Hohlraumbauten weisen meist eine hochkomplexe Struktur auf. In solchen Fällen kann die Spannungs- und Verformungssituation nicht bzw. nur unzureichend mit 2-dimensionalen Simulationen dargestellt werden. Aus diesem Grund soll unter Verwendung der vorhandenen Daten ein möglichst „realitätsnahes“ numerisches Modell entwickelt werden.

Abbildung I-1 zeigt einen Überblick über die vier Fachbereiche Geologie, Hydrogeologie (inkl. Geochemie), Geotechnik / Felsmechanik (Gebirgsmechanik) und Vermessungswesen inklusive ihrer Methoden und deren Informationspotential zur Bestimmung der gebirgsmechanischen Situation. Eine wichtige Grundlage für

eine interdisziplinäre Zusammenarbeit zwischen den unterschiedlichen Bereichen ist ein gut strukturiertes Datenmanagementsystem, welches schnellen und einfachen Zugriff auf benötigte Daten für weitere Prozesse ermöglicht. [89]

Es muss angemerkt werden, dass die hier vorgestellten Methoden auf das hier untersuchte Projekt zugeschnitten und deshalb nicht vollständig sind, da sie stark vom Objekt abhängen. Art und Umfang der Methoden müssen für jedes Projekt adaptiert und abgestimmt werden. [88] [89]

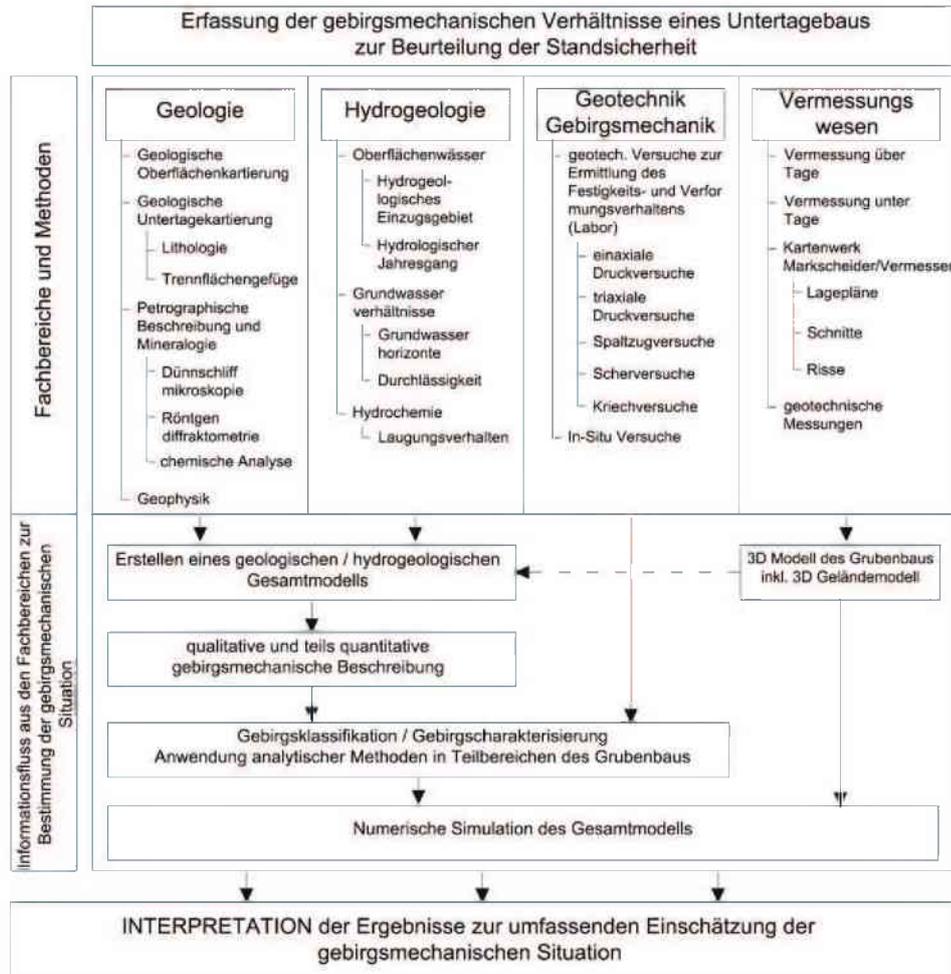


Abbildung I-1: Übersicht der Fachbereiche inkl. Untersuchungsmethoden [88]

Ein weiterer nicht zu vernachlässigender Faktor ist das Oberflächen- bzw. Niederschlagswasser und das Grundwasser. Dieses spielt in Abhängigkeit von den anstehenden geologischen Verhältnissen eine große Rolle für die Langzeitstabilität des Grubengebäudes. Neben der chemischen Lösung von mineralischen Bestandteilen muss der Austrag feinstkörniger Materialanteile berücksichtigt werden. Dieser fortschreitende Lösungsprozess führt zu einer Schwächung des umliegenden Gebirges und damit einhergehend zu einer Verringerung der Festigkeit. Diese Prozesse müssen in weiterer Folge in der Simulation berücksichtigt werden.

II GIPS- und ALTBERGBAU

1. Thematik Altbergbau

Die Entwicklung der Gesellschaft und deren Fortschritt steht in engem Zusammenhang mit dem Abbau und der Nutzung natürlicher Rohstoffe. Die ersten Abbaue mittels Feuer können bis in die Jungsteinzeit und Kupfersteinzeit (etwa 4000 v.Chr.) zurückdatiert werden. Eine intensive über- und untertägige bergmännische Gewinnung von Bodenschätzen setzte im mitteleuropäischen Raum im frühen Mittelalter ein. Neben dem Abbau von Erzen und Salz wurde begonnen vermehrt Baurohstoffe abzubauen. Eine umfangreiche Weiterentwicklung in der Gewinnung von Rohstoffen fand ab dem 15. Jahrhundert durch die wirtschaftliche Entwicklung statt. Mit der Industrialisierung im 19. Jahrhundert und der weitgehenden Verbreitung der Dampfmaschine änderte sich die Rohstoff- und Energiepolitik, wodurch der Bergbau neue Dimensionen mit dem Stein- und Braunkohlenbergbau, sowie mit dem Vordringen in immer größere Teufen erreichte. [142]

Mit der weiter wachsenden Bevölkerung und dem Anstieg des Lebensstandards erhöht sich der Rohstoffverbrauch sukzessive. In früheren Zeiten war der Bergbau sowie dessen Einflussbereich lokal begrenzt. Die Ausbreitung menschlicher Nutzungsgebiete, bestehend aus Wohn- und Erholungsflächen sowie Land- und Forstwirtschaftsflächen führen zu einer überregionalen Bedeutung des Bergbaues sowie des Altbergbaues.

Die Auswirkungen der bergbaulichen Aktivitäten der letzten Jahrhunderte stellen durch die Begrenztheit der Oberfläche und deren Nutzung ein zunehmendes Risikopotential für den Menschen sowie für Sachwerte dar. Aus diesem Grund muss die Thematik des Altbergbaues, sowie dessen Nachnutzung vor allem in Gebieten mit erhöhter ehemaliger und aktiver Bergbautätigkeit umfangreich bearbeitet werden, um die Sicherung und Nutzung der Oberfläche für künftige Generationen zu gewährleisten.

Der Begriff Altbergbau ist je nach Region und Land unterschiedlich definiert. Im deutschsprachigen Raum werden die fünf folgenden Definitionen verwendet:

- i. Stillgelegtes Bergwerk, sinngemäß aus der Schaubergwerksverordnung [211], ist die Gesamtheit aller ober- und untertägigen Bergbauanlagen und Bergbauzwecken dienenden Einrichtungen, wobei die Bergbautätigkeit eingestellt ist.
- ii. Altbergbau aus mineralrohstoffrechtlicher Sicht sind alle stillgelegten Bergwerke und ehemaligen obertägigen Abbaue zu verstehen, unabhängig von einer Bergbauberechtigung, ferner alle nicht in Betrieb stehenden, bergmännisch geschaffenen Hohlräume, die Bergbauzwecken dienten, die in berg- oder montanbehördlicher Aufsicht stehen oder standen. [18]

- iii. Altbergbau aus technischer Sicht sind alle stillgelegten bergmännisch aufgefahrenen Werke von mineralischen Rohstoffen, unabhängig ob diese in berg- oder montanbehördlicher Aufsicht stehen oder standen. Untertägig hergestellte Hohlräume, die nicht zur Gewinnung von mineralischen Rohstoffen aufgefahren wurden, wie Tunnelbauten, Kelleranlagen, Luftschutzzollen etc. fallen nicht in diese Definition. [18]
- iv. Altbergbau aus historischer Sicht sind historische und prähistorische, stillgelegte Bergbaue, für die kein Rechtsnachfolger vorhanden ist. [18]
- v. Altbergbau aus Sicht der DGGT (Arbeitskreis 4.6 in der Fachsektion Ingenieurgeologie bei der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik) [56] sind alle bergmännisch hergestellten Hohlräume einschließlich Tagebaue, Halden, Restlöcher, Schächte, etc. die bergbaulich nicht mehr genutzt werden. Auf Grund der Vergleichbarkeit werden sonstige unterirdische Hohlraumbauten, die nicht bergbaulichen Ursprungs sind, wie Tunnelbauten, Kelleranlagen, Luftschutzzollen, Höhlen ebenso zugeordnet.

Des Weiteren ist eine einheitliche Erfassung sowie eine Gegenüberstellung der Schadensereignisse in Folge von Altbergbauen auf Grund der unterschiedlichen Definitionen nicht durchführbar. Neben der Definition spielt ebenso die Anzahl der bekannten Berg- sowie Altbergbaue eine große Rolle. Beispielweise beträgt der Umfang der Schadensmeldungen wie beispielsweise Tagbrüche in Sachsen (Deutschland) 6500 und 60 000 mit einer Zunahme von 40-60 Tagbrüchen pro Jahr im Ruhrgebiet (Deutschland). [142]

Berg- und Altbergbauschäden beinhalten folgende Schadensbilder: [144]

- i. Tagbruch oder Pinge sind Schadensbilder, die auf Grund bergmännischer Tätigkeit einen schlotartigen Einbruch an der Oberfläche darstellen;
- ii. Im Gegensatz hierzu beschreibt der Erdfall einen schlotartigen Einbruch an der Oberfläche, der auf natürliche Prozesse (chemische, physikalische) zurückzuführen ist, die zu einer Hohlraumbildung führen. In gewissen Fällen können auch natürliche Hohlräume über bergmännisch hergestellten Hohlräumen entstehen, wie beispielsweise durch Karsterscheinungen im Deckgebirge;
- iii. Der Schachtverbruch ist ein plötzliches Abgehen von Versatz- oder Verbruchsmassen im Bereich des Schachtkopfes mit trichterförmiger Verbruchsform;
- iv. Senkungen, Hebungen sind vertikale Geländedeformationen über dem Hohlraum, welche Schief lagen, Pressungen und Zerrungen zur Folge haben;

- v. Riss- und Spaltenbildung sind bruchartige Geländeverschiebungen am Rand der Deformationszone;
- vi. Der Begriff Wasserschaden beinhaltet Vernässung, Wasseraustritt, Vertrocknung, Verschlammung, Aktivierung von Karstprozessen, etc.;
- vii. Entgasung ist der Austritt von Grubengasen (z.B. Methan, Radon, Kohlendioxid, etc.) im Grubengebäude oder an der Oberfläche in Folge einer Bergbautätigkeit.

Diese Schadensereignisse (Tabelle II-2) sind von der geotechnischen Einteilung (tagesnahe, oberflächennahe und tiefe Altbergbaue) abhängig. Die Zonierung (Tabelle II-1) dient als Grundlage für Prognosemodelle im Steinkohlenbergbau und wird seit kurzem ebenso bei anderen Bergbauen verwendet. [102]

Benennung	Tiefenbereich	Gebirgseigenschaften
Tagesnaher Altbergbau	0-20 m ± 10 m	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Intensiver Einfluss der Verwitterung auf das Gebirge; ▪ Zunehmende Auflockerung und Auflösung des Gefüges; ▪ Intensiv gestörter Spannungszustand; ▪ Beeinflussung durch Bebauung und Nutzung; ▪ Überlagerungsdruck ist dominierend; ▪ Wasserdurchlässig;
Oberflächennaher Altbergbau	20- 50 m ± 10 m	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Übergang zum dreidimensionalen Spannungszustand; ▪ Stark abnehmender Einfluss der Verwitterung des Gebirges; ▪ Klüfte weiters wasserdurchlässig;
Tiefer Altbergbau	>50 m ± 10 m	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Nur geringer Einfluss der Verwitterung des Gebirges; ▪ dreidimensionaler Spannungszustand ▪ geringe bzw. reduzierte Wasserdurchlässigkeit

Tabelle II-1: Einteilung einer geotechnischen Tiefenzonierung [102]

Benennung	Nachwirkungen
Tagesnaher Altbergbau	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tagesbrüche, Erdfälle ▪ Wiederanstieg abgesetzter Grundwässer
Oberflächennaher Altbergbau	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Nachverdichtung des Baugrundes ▪ Senkungsbewegungen
Tiefer Altbergbau	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Erdfälle über Abrissen im Gebirge ▪ Veränderung des Grundwassers

Tabelle II-2: Einteilung der geotechnischen Tiefenzonierung und deren Nachwirkungen aus bergschadenkundlicher Sicht [182]

In Österreich sind 90% [182] aller Altbergbaue dem tagesnahen Altbergbau zuzuordnen. Dies zeigt auf, dass Tagesbrüche und Erdfälle die vorrangigen Schadensbilder darstellen. Diese Schadensereignisse treten meist schlagartig und

ohne Vorzeichen auf. Dies ist insofern kritisch, wenn die Geländeoberfläche über dem Altbergbau genutzt wird.

In letzter Zeit haben sich die Probleme bezüglich Stabilität und Nachnutzung in den Bereichen von aufgelassenen Grubengebäuden und im speziellen in alten Gipsbergbauen erhöht. Diese Grubengebäude sind während der vergleichsweise kurzen aktiven Abbauaktivität stabil, werden allerdings durch den komplexen „Alterungsprozess“ instabil [15]. Diese altersbedingte Instabilität hängt einerseits vom Langzeitverhalten des Gipsgebirges sowie von verschiedensten Randbedingungen (z.B. Lage, Wasserwegigkeit, geologische Zusammensetzung, Klimabedingungen etc.) ab. [111]

In den letzten Jahren wurden intensive Untersuchungen an Gipsgesteinen durchgeführt. ([15], [16], [45], [109], [118], [138] - [141], [165])

Das Verständnis der Mechanismen des langfristigen Verhaltens von Gipslagerstätten ist für die regionale Geologie, Rohstoffgeologie und Lagerstättenkunde, sowie für die Einschätzung von Bergbaufolgeschäden von großem Interesse. [15] [138]

2. Gips- und Altgipsbergbau

2.1. International

Der Rohstoff Gips findet heutzutage eine breite Anwendung in verschiedenen Wirtschaftsbereichen. Hauptabnehmer ist die Bau- und Baustoffindustrie; der Gips dient hier vor allem als Grundstoff für Putze und Trockenausbaulemente. 90% des abgebauten und synthetisch hergestellten Gipses werden für die Produktion von Gipswand- bzw. Gipskartonplatten [106] verwendet.

Weltweit existieren ca. 4300 Fundorte von Gips (Abbildung II-1) [152]. Der Abbau von Gipslagerstätten erfolgt vorrangig im Tagebauverfahren, lediglich 5-10% werden untertage abgebaut. Die Weltproduktion (2003) von Gips betrug 102 Millionen Tonnen, Hauptproduzenten sind die USA mit 16 Millionen Tonnen, der Iran mit 11 Millionen Tonnen und Canada mit 9 Millionen Tonnen. [106]



Abbildung II-1: Übersicht der weltweiten Gipsfundorte [152]

Die abgebaute Menge von natürlichem Gips ist in den letzten Jahren rückläufig, obwohl der industrielle Verbrauch ansteigt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Menge an synthetisch hergestelltem Gips ansteigt. Der synthetische Gips ist ein Abfallprodukt verschiedener chemischer Prozesse (Säurenherstellung und Rauchgasentschwefelung) und weist teilweise einen hohen Reinheitsgrad auf, 2003 waren 26% des in der Industrie verwendeten Gipses synthetisch. [106]

Trotz des geringen Anteils an untertägigen Gipsbergbauen weltweit muss die Frage der Sicherung sowie der Nutzung der Oberfläche nach der Einstellung des Abbaubetriebes geklärt werden. Anhand verschiedener internationaler Projekte zeigt sich, dass die Gewährleistung der Sicherheit von aufgelassenen, untertägigen Gipsbergwerken sowie deren Nachnutzung eine umfangreiche und wichtige Fragestellung darstellt. Beispiele hierfür sind die Grubenbaue Volterra in Italien [165], Pingyi in Shandong China [238], Livry-Gargan und Grozon in Frankreich [15], Xinglong in Hebei China [131], Shaodong in Hunan China, Steighorst in Deutschland [77] etc. sowie die im Folgenden beschriebenen ehemaligen, untertägigen Gipsbergbaue in Österreich.

2.2. Regionale, aufgelassene Grubengebäude in Gipslagerstätten

2.2.1 Preinsfeld

Der aufgelassene, untertägige Gipsbergbau Preinsfeld befindet sich auf dem Gemeindegebiet von Heiligenkreuz in Niederösterreich ca. 25 km südwestlich von Wien (Abbildung II-2) mit den Koordinaten (WGS84) Nord 48°02'39,1" und Ost 16°07'33,1".



Abbildung II-2: Geographische Lage des aufgelassenen, untertägigen Gipsbergbaus Preinsfeld [13]

Die Lagerstätte ist dem Oberperm zuzuordnen und ist in die Werfener Schichten eingebettet, welche zum Großteil von quartären Ablagerungen überdeckt sind. Anhand der Quereinmengen in der Gipslagerstätte ist zu erkennen, dass diese stark tektonisch beansprucht wurde. In der Übergangszone zwischen den Werfener Schichten, welche sich im Hangenden befinden und der Lagerstätte, befinden sich tonige Gipszonen, die mit dem Haselgebirge vergleichbar sind, sowie Einlagerungen aus Dolomitknollen mit mehreren Metern Größe. Das Liegende der Gipslagerstätte wird durch dolomitisch-anhydritisches Haselgebirge gebildet. Die eigentliche Lagerstätte besteht aus graugefärbtem Gips und weist in den Randbereichen eine Anhydritisierung auf. Abbildung II-3 zeigt die Lage in einem Ausschnitt der geologischen Karte der Republik Österreich 1: 50 000 (Baden). [55]

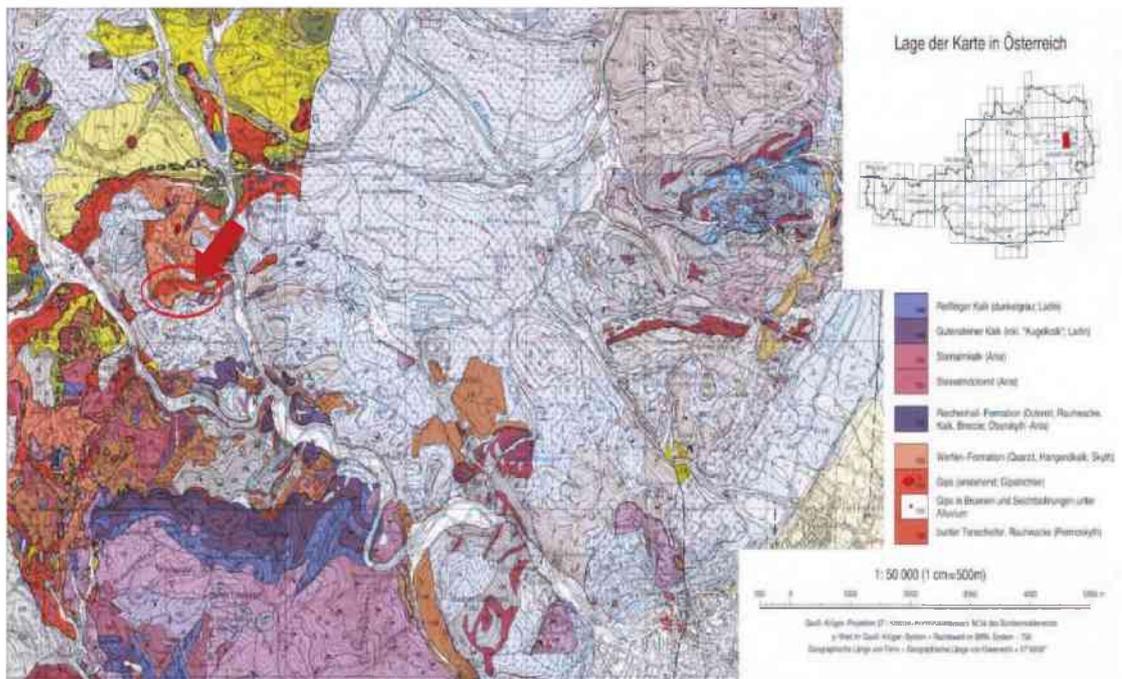


Abbildung II-3: Ausschnitt aus der geologischen Karte Baden; der rote Kreis kennzeichnet das Gebiet von Preinsfeld [82]

Die ersten Aufzeichnungen über einen aktiven Gipsabbau lassen sich bis in das 18. Jahrhundert zurückverfolgen. Mitte des 19. Jahrhunderts (1865) wurde der Abbau nach untertage verlegt und die ersten Stollen wurden aufgeföhren. Bis zum Beginn der Abbautätigkeit der Gipsbergbau Preinsfeld Ges.m.b.H im Jahre 1962 wurde die Abbautätigkeit mehrmals eingestellt. Das Werk wurde 1981 von der Lafarge Perlmooser GmbH übernommen. Bis 1973 wurden rund 450.000 to Rohgips abgebaut. Die Abbautätigkeit wurde 2001 eingestellt. [55]

Das Grubengebäude (Abbildung II-4) erstreckt sich auf eine Fläche von ca. 120.000 m² mit einer Streckenlänge von 25 km² über 8 Sohlen.



Abbildung II-4: schematische Lageplandarstellung des Grubengebäudes Preinsfeld [101]

Nach Einstellung des Abbaubetriebs wurde festgestellt, dass im Laufe der Jahre Verbruchserscheinungen in Form von Pingenbildung und Abplatzungen im Bereich der Festen auftraten. Im Zuge einer dauerhaften Stilllegung wurde 2008 mit dem Verfüllen des Grubengebäudes begonnen. Die zu verfüllende Kubatur des Bergwerkes Preinsfeld beträgt ca. 550.000 m³. [55]

2.2.2 Marienhöhe

Der Altbergbau Marienhöhe befindet sich im Bundesland Niederösterreich im Bezirk Mödling (Abbildung II-5), ca. 16 km südwestlich von Wien und in rund 2 km Entfernung vom Schaubergwerk Seegrotte in Hinterbrühl, mit den Koordinaten (WGS84) Nord 48°05'47,3" und Ost 16°15'47,6".

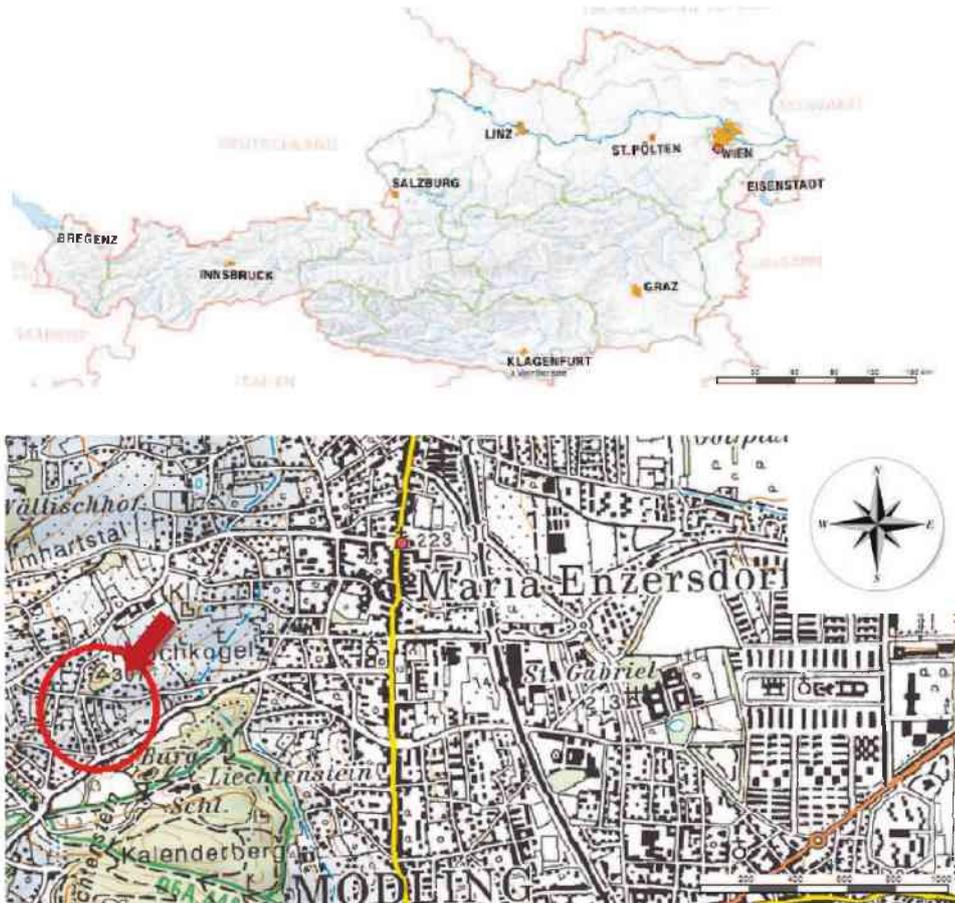


Abbildung II-5: Geographische Lage des Altbergbaus Marienhöhe [13]

Das Gipsvorkommen der Marienhöhe (Abbildung II-6) ist in die Werfener Schichten aus buntem Tonschiefer und Rauwacke eingebettet. Die gipsgesteinführenden Werfener Schichten liegen an der nördlichen Grenze der Göller Decke, welche zudem an der Basis dieser Einheit liegen. Die Göller Decke überschiebt in diesem Bereich die Gießhübler Mulde des Frankenfer-Lunzer Deckensystems mit den charakteristischen oberkretazisch-alttertiären Gosasedimenten. Da keine genaueren Aufschlüsse vorhanden sind, kann keine detailliertere Aussage getroffen werden. [29] [119]

Auf Grund der geringen Entfernung sowie der ähnlichen geologischen Einheiten kann angenommen werden, dass das Vorkommen ähnlich dem Schaubergwerk Seegrotte aufgebaut ist.

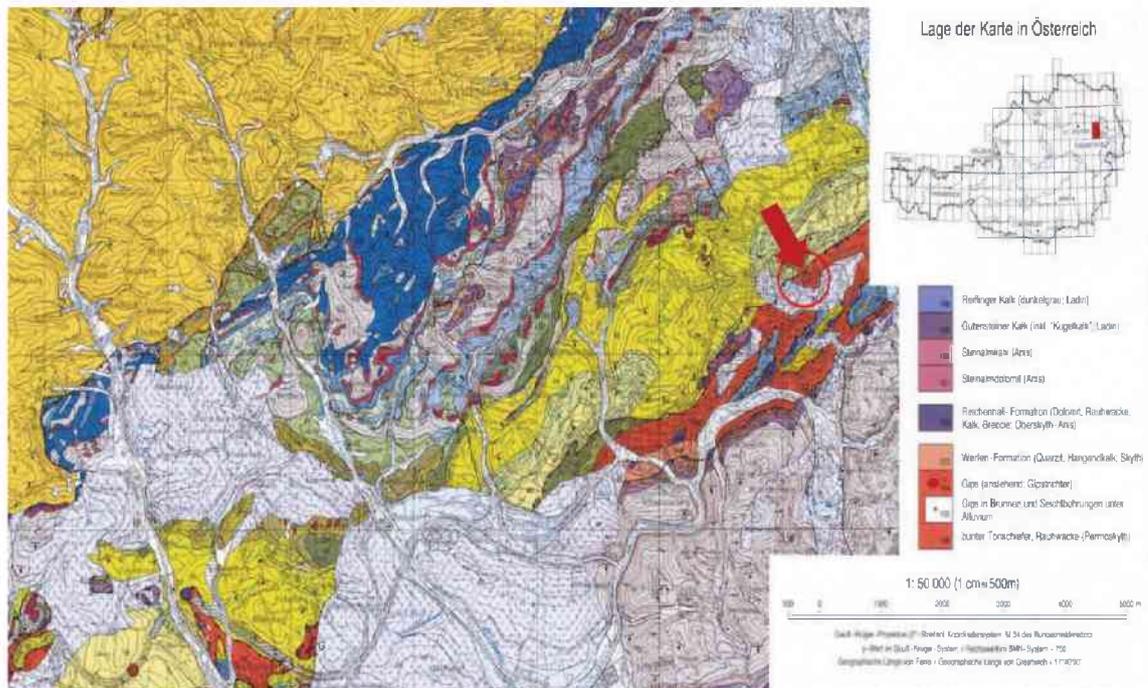


Abbildung II-6: Ausschnitt aus der geologischen Karte Baden; der rote Kreis kennzeichnet das Gebiet der Marienhöhe [82]

Zur Abbautätigkeit der Gipslagerstätte Marienhöhe gibt es keine historischen Angaben über einen gewerblich genehmigten Abbau. Lediglich ein Vermerk zur Errichtung eines Stollens wurde in einem Grundbuchauszug gefunden, sowie ein schriftlicher Vermerk eines Besuches in den Jahren 1891 und 1892. Eine offizielle Genehmigung liegt nur in der angrenzenden Gemeinde Gießhübel vor. Auf Grund der fehlenden Informationen wurde das Gebiet im Jahre 1969 in Bauland umgewidmet. [218]

Die im Laufe der Jahre erbauten Häuser wurden großteils mit Sickergruben versehen. Diese punktuelle Versickerung förderte die Lösung vorhandener Gipsgesteine im Untergrund, die vor allem die Mächtigkeit sowie die Festigkeit der vorhandenen Restschwebe verringerte. In den Jahren 1993, 1997 und 2000 wurden Verbrüche in der Nähe von Sickergruben festgestellt (Abbildung II-7). [119]



Abbildung II-7: Pingen in der Nähe eines Sickerschachtes im Bereich der Marienhöhe [31]

Folglich wurden im Anschluss an diese Bergschadensereignisse Nachforschungen getätigt. Die im Jahr 2000 durchgeführten Untersuchungsbohrungen wiesen auf Hohlräume hin, die durch punktuelle Laugungserscheinungen entstanden sind. Ein vorhandener Altbergbau wurde bis dato nicht vermutet. Erst mit den Untersuchungen mittels Bodenradar, Geoelektrik und Refraktionsseismik wurde 2005 festgestellt, dass es sich um ein aufgelassenes Grubengebäude handelt. [119] Anhand der vorliegenden Daten aus den Untersuchungen sowie aus 72 Hammerbohrungen wurde eine Risikoevaluierung durchgeführt und in drei unterschiedliche Gefährdungszonen unterteilt, siehe Abbildung II-8. Es zeigte sich, dass sich ca. 25-30 m unter der Geländeoberkante Hohlräume befinden. Im Anschluss an die Evaluierung der Risikozonen wurde mit der Sanierung begonnen. Diese erfolgte mittels Einbringen von 16000 m³ Füllmaterial über den Zeitraum von 9 Monaten. Der Kostenumfang betrug 2,5 Millionen Euro. [119] [218]



Abbildung II-8: Einteilung der Risikozonen der Marienhöhe [218]

2.2.3 Perneck

Das aufgelassene Grubengebäude Perneck liegt im Bundesland Oberösterreich, ca. 3km südöstlich von Bad Ischl, mit den Koordinaten (WGS84) Nord 47°40'49" und Ost 13°38'50" (Abbildung II-9).



Abbildung II-9: Geographische Lage des Gipsbergbaus Perneck [13]

Das Grubengebäude liegt vollständig in der Einheit des Haselgebirges, welche sich durch Tonbrekzien mit Salz, Gips und teilweise Anhydrit auszeichnet. Das Gebiet weist ebenso Schwächezonen auf, die sich durch weiche, tektonisierte Materialien mit hohem Tongehalt auszeichnen. An diesen Stellen finden sich Tropfwasserstellen sowie vernässte Bereiche wieder. Das Grubengebäude ist teilweise von Moränen mit einer Mächtigkeit von mehreren Metern überdeckt. Im nördlichen sowie östlichen Teil wird das Haselgebirge von massivem Kalkgestein der Pedata Schichten begrenzt (Abbildung II-10). [79]

3. Thematik Gipskarst

Der Begriff *Karst* etablierte sich im 19. Jahrhundert und ist nach dem Gebiet zwischen Triest (Italien) und Rijeka (Kroatien) benannt [53]. Er beschreibt ober- sowie unterirdische Formationen, die durch Lösungserscheinungen und Erosion entstanden sind.

Die ursprünglich beschriebenen Karsterscheinungen treten in Gebieten mit Karbonatgesteinen (z.B. Dolomit) sowie in Gesteinsformationen, die Sulfate (z.B. Gips und Anhydrit) oder Halogenide (z.B. Steinsalz) beinhalten, auf. Die verschiedenen Karsttypen unterscheiden sich in Form, Alter, vorherrschenden klimatischen Randbedingungen sowie deren zeitliche Entwicklung.

Der Gipskarst stellt in vielen Ländern ein geologisches sowie bautechnisches Risiko dar. Die folgende Abbildung (Abbildung II-11) zeigt eine Übersicht von Gipskarstgebieten in Europa.

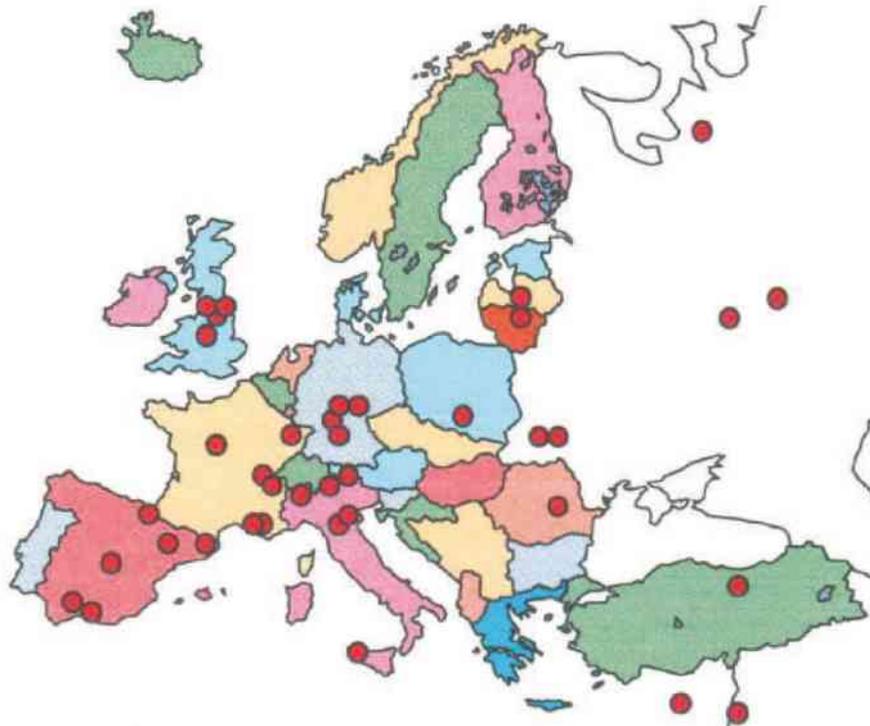


Abbildung II-11: Übersicht von Risiken auf Grund von Gipskarst [48]

Abhängig vom CO_2 -Gehalt des Wassers kann zwischen 10 und 30 cm/m² Karbonatgestein in 10.000 Jahren abgetragen werden. Die Laugung von Gips ist ca. 100mal schneller als von Kalkgestein und 1000mal langsamer als Natriumchlorid (Salz). [48] Dies spiegelt sich in der Wasserlöslichkeit der einzelnen Gesteine (Tabelle II-3) wieder.

Gestein	Wasserlöslichkeit [g/l] bei 20°C
Calciumcarbonat	0,014
Calciumsulfat	2,14
Natriumchlorid	359

Tabelle II-3: Wasserlöslichkeit von Calciumcarbonat, Calciumsulfat und Natriumchlorid

Die Laugungsprozesse führen zur Bildung von Erdfällen, Dolinen, Mulden oder weitläufigen Senkungen, die zu einer Veränderung der Geländeoberfläche führen. Die Art und Form (Abbildung II-12) der Laugungserscheinungen an der Geländeoberfläche ist abhängig von den geologischen Randbedingungen und dem Verlauf des Laugungsprozesses.

Grundlegend kann zwischen flächenmäßig weitreichenden und breiten Formen mit horizontalen Abmessungen von mehreren Metern bis Kilometern (Abbildung II-12 (a), (c), (d), (g) und (h)) und tiefreichenden Formen bis hunderte Meter Tiefe (Abbildung II-12 (b), (e) und (f)), hervorgerufen durch gravitative Laugungsvorgänge entlang von Hohlräumen, unterschieden werden. Kritisch für ingenieurtechnische Fragestellungen ist das Auftreten von Erdfällen (collapse sinkholes); in diesem Fall kann es zu einem schlagartigen Versagen des vorhandenen Deckgebirges kommen. [90]

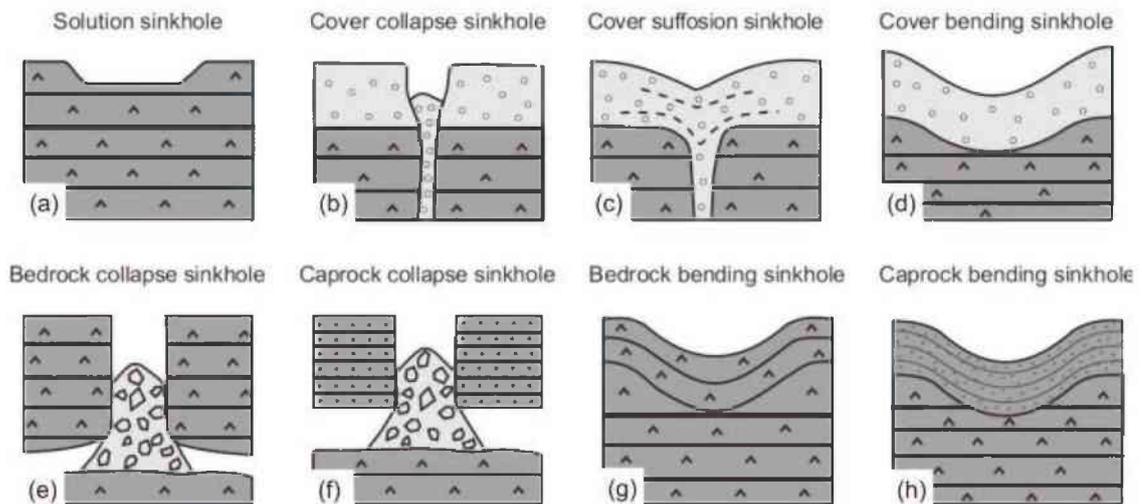


Abbildung II-12: Einteilung von Gipskarstformen [92]

Die entstandenen, trichterförmigen Senkungen und Einbrüche an der Geländeoberfläche können durch nachfolgende Sedimentation überlagert werden. Dies hat zur Folge, dass ehemalige Karsttrichter oberflächlich nicht mehr erkennbar sind. Eine Aussage über den Verlauf der Schichtgrenzen von gipshaltigem Gestein und Überlagerungsmaterial kann aufgrund der geringen Dichteunterschiede mit geophysikalischen Methoden nicht getroffen werden, was die Bearbeitung geotechnischer und bautechnischer Projekte erschwert. Abbildung II-13 zeigt anhand von Hanganschnitten verschiedene Schichtgrenzverläufe zwischen Gipsgestein und Überlagerung.



Abbildung II-13: (a) Flächige Absenkung durch Laugung und Wiederauffüllung mit Sedimenten; (b) Trichterförmige Laugung und Füllung mit Klaster einer Flussterrasse; (c) Verbruchstruktur in einem Evaporitgestein mit einer Schuttmaterial-Brekzie aus dem Zusammenbruch; (d) Verbruchstruktur mit domartiger Versagensform durch untertägige Gipslaugung; [91]

Anders als bei Karbonatgesteinen, bei welchen die Karstbildungen mehrere tausend Jahre benötigen, erfolgt eine Karstbildung in Sulfaten in Jahrzehnten bis wenigen Jahrhunderten. Diese Karstbildung ist auf Grund der Geschwindigkeit für Bauwerke kritisch, da Schadensbilder innerhalb deren Lebensdauer auftreten können. Abbildung II-14 zeigt die Auswirkungen von Laugungserscheinungen auf die Geländeoberfläche und deren Bebauung an verschiedenen Beispielen auf. [48]



Abbildung II-14: (a) Erdfall in Ripon (England) 1997; (b) Beschädigung einer Schnellstraße (N-232) in Spanien durch weitreichende Absenkungen 1996; (c) Erdfall an der N-232 in Spanien 2006; (d) Beschädigung des La Violada Kanals in Spanien 1962; [90]

Die Auswirkungen von Karsterscheinungen stellen neben den Gefahren für Bauten an der Geländeoberfläche ebenso ein Risikopotential für untertägige Konstruktionen dar. Anhand des Pueblo-Viejo Kraftwerks in Guatemala sollen die Auswirkungen von Laugungserscheinungen dargestellt werden.

Das Pueblo-Viejo Kraftwerk in Guatemala verfügt über einen 26 km langen Druckstollen mit einer Überlagerung von 1000 – 1500 m und einem Innendurchmesser von 4,94 m. Der kreisrunde Querschnitt wurde lediglich mit einer Betonschale ausgebaut. [93]

Das Gebirge weist eine starke tektonische Beanspruchung mit subvertikalen Störungszonen auf. Die geologischen Hauptbestandteile sind zerkarsteter Kalkstein, Kalksteinbrekzien und Dolomit sowie Sandstein und Mergel. Über einen Bereich von mehreren Kilometern durchörtert der Tunnel Anhydrit und Gipsstein (Abbildung II-15). Nach der Beendigung der Bauzeit (1977 - 1983) wurde vor der Inbetriebnahme ein Fülltest durchgeführt, welcher zufriedenstellende Ergebnisse lieferte. Nach einer abschließenden Inspektion wurden schadhafte Stellen an der Betonauskleidung bei Station - 1500 m im Bereich der Schichtgrenze Kalkstein-Anhydrit festgestellt (Abbildung II-15). Die Reparaturarbeiten umfassten eine Ausbesserung der Betonschale sowie eine Teilverpressung des umliegenden Gebirges. [93]

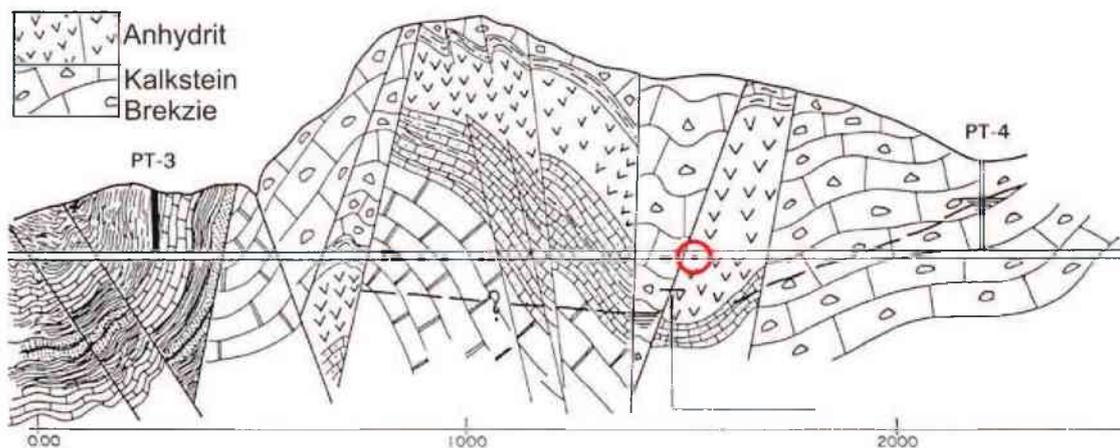


Abbildung II-15: Geologischer Längenschnitt des Druckwasserstollens Pueblo-Viejo Kraftwerk inkl. der Lage der schadhafte Betonauskleidung [93]

Nach einem ca. 6 monatigen Betrieb wurde eine neue Quelle in einem 4,5 km entfernten Tal festgestellt. Ein anschließender Water-Balance-Test zeigte Verluste von 5 m³/s bei einem Wasserdruck von 13 bar. Nach einer Entleerung des Druckstollens konnten bei der zuvor sanierten Stelle (Station-1500 m) drei Löcher mit einer Größe von mehreren m² in der Betonschale festgestellt werden. Nach einer Wasserabsenkung des dahinterliegenden, neu geschaffenen Kluftsystems wurde eine Hohlraumbefahrung vorgenommen. Es zeigte sich, dass ein Teil des ursprünglich vorhandenen Kluftsystems mit dem Injektionsmaterial der ersten Reparatur über eine Breite von 10-15 cm verschlossen wurde. Das austretende Wasser konnte sich allerdings entlang der Schichtgrenze Kalkstein-Anhydrit erneut

ausbreiten und führte zu erheblichen Laugungserscheinungen. Die zuvor verschlossene Kluft von 10-15 cm wurde auf bis zu 2 m aufgeweitet. Die neu entstandenen Hohlräume sind in Abbildung II-16 dargestellt. [93]

Im Zuge der Sanierung wurde in einer Tiefe von 30 m unter dem Druckstollen eine Betonsperre eingebracht und der vorhandene Hohlraum verfüllt.

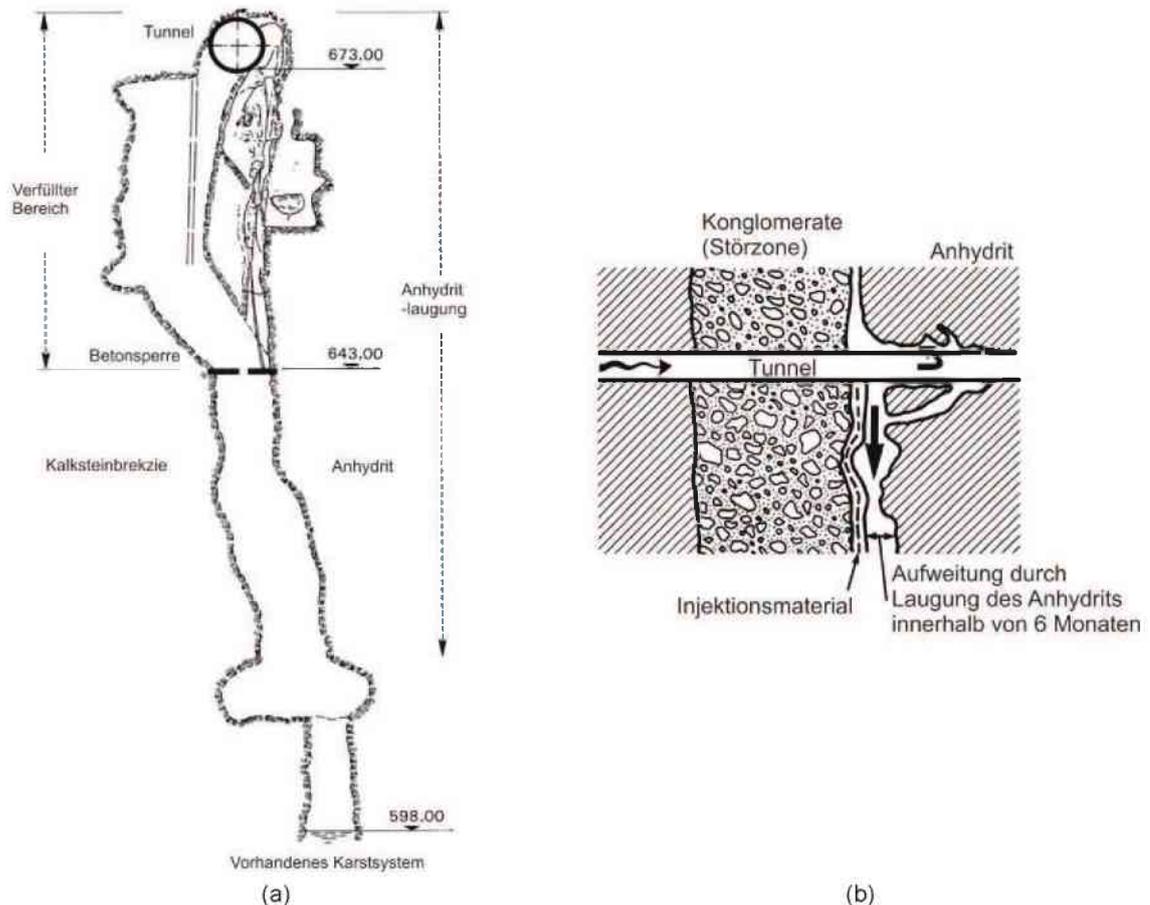


Abbildung II-16: Station-1500 m; (a) Aufnahme des neu entstandenen Hohlraums durch Wasseraustritt entlang der Schichtgrenze Kalkstein-Anhydrit; (b) Schematische Darstellung der Aufweitung des zuvor verfüllten Hohlraums; [93]

III PROJEKTBE SCHREIBUNG SEEGROTTE

1. Geografische Lage

Das Schaubergwerk Seegrotte Hinterbrühl (Abbildung III-1) liegt im Bundesland Niederösterreich im Bezirk Mödling, ca. 16 km südwestlich von Wien. Die Koordinaten (WGS84) betragen 48°5'9" Nord und 16°15'27" Ost.



Abbildung III-1: geografische Lage der Seegrotte Hinterbrühl [80]

2. Grubengebäude

Die zwei Sohlen des Schaubergwerks Seegrotte haben eine horizontale Ausdehnung von ca. 160 m mal 180 m. Der Zugangstollen verläuft in SW-NO Richtung mit einer Länge von ca. 250 m bei einer durchschnittlichen Durchgangshöhe von 2,50 m. Der zweite Zugang führt über einen ca. 16 m tiefen Schacht in den Bereich des Festsaals (Abbildung III-2). Die obere Sohle hat eine Fläche von rund 6.000 m² bei einer Überlagerung zwischen 11 m im Eingangsbereich bis maximal ca. 27 m im Bereich der Trümmer Halle. Die durchschnittliche Schwebenmächtigkeit der oberen Sohle beträgt 16,9 m, die der unteren Sohle 10,3 m zur oberen Sohle und 22,4 m zur GOK¹ [30]. Die untere Sohle ist bis auf eine Höhe von ca. 1,20 m mit Wasser gefüllt und hat eine Fläche von rund 6,200 m². Zur besseren Orientierung sind in Abbildung III-2 ein Lageplan der ersten Sohle inkl. Namen der Teilabschnitte sowie in Abbildung III-3 ein Schnitt dargestellt. [122][217]

¹ GOK = Geländeoberkante

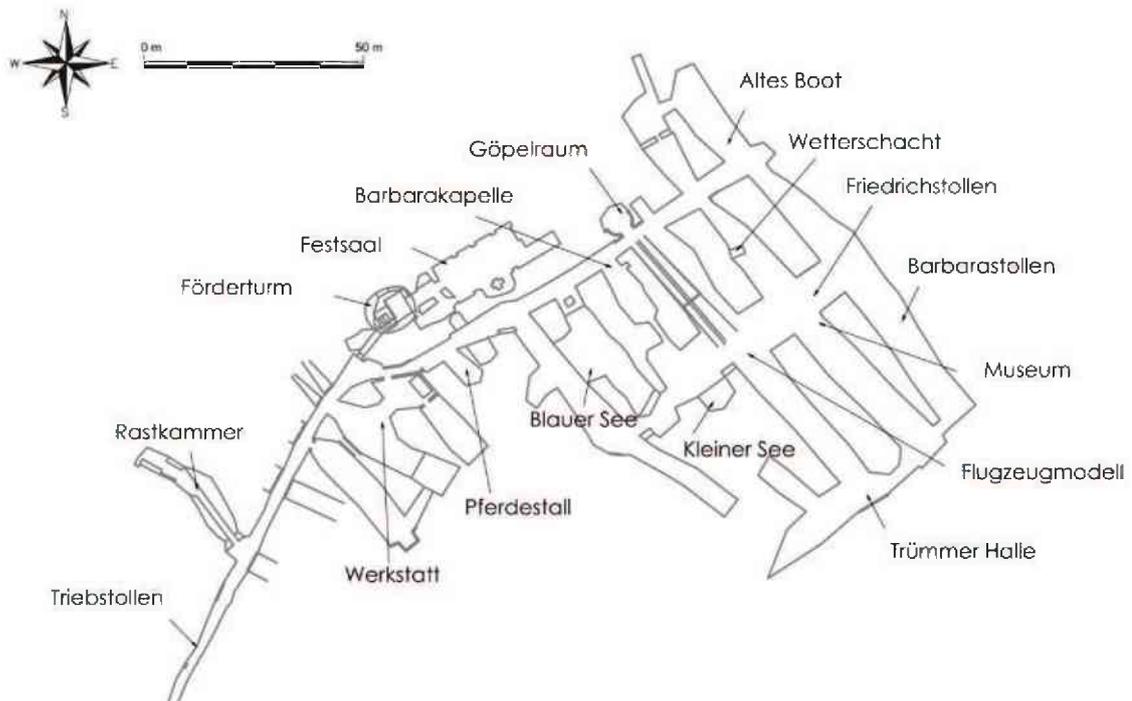


Abbildung III-2: Lageplan der ersten/oberen Sohle inkl. Bezeichnungen [122]

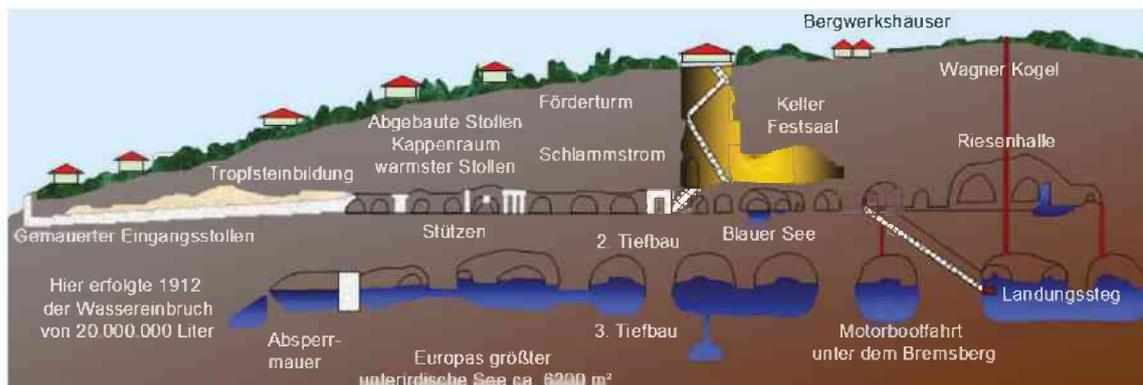


Abbildung III-3: Schematischer Schnitt durch das Schaubergwerk Seegrotte [122]

3. Geschichte

Das Gipsvorkommen wurde 1848 bei einem Brunnenbau entdeckt. Während der Abbauarbeiten kam es 1912 zu einem Wassereinbruch durch Sprengarbeiten im Ausmaß von 20 Millionen Litern Wasser, welche die untere Sohle überfluteten. Als Folge wurde das Werk stillgelegt. Um 1934 wurde das Werk durch den Landesverein für Höhlenkunde wieder geöffnet. Im Laufe des zweiten Weltkrieges wurde die Seegrotte zu einem Rüstungsbetrieb für Flugzeuge umgerüstet. Gegen Ende des Krieges wurde versucht, das Grubengebäude durch selbst verursachte Explosionen zu zerstören. Nach anschließender Restaurierung von 1945-1948 wurde das Werk als Schaubergwerk eröffnet. [74][122]

IV GRUNDLAGEN zur GEBIRGSMECHANISCHEN UNTERSUCHUNG

1. Geologie

Hinterbrühl liegt am östlichen Rand des Ostalpins (Abbildung IV-1). Die mittlere Kalkalpeneinheit unterteilt sich hierbei in die Göller Decke (Süden) und die Lunzer Decke (Norden).

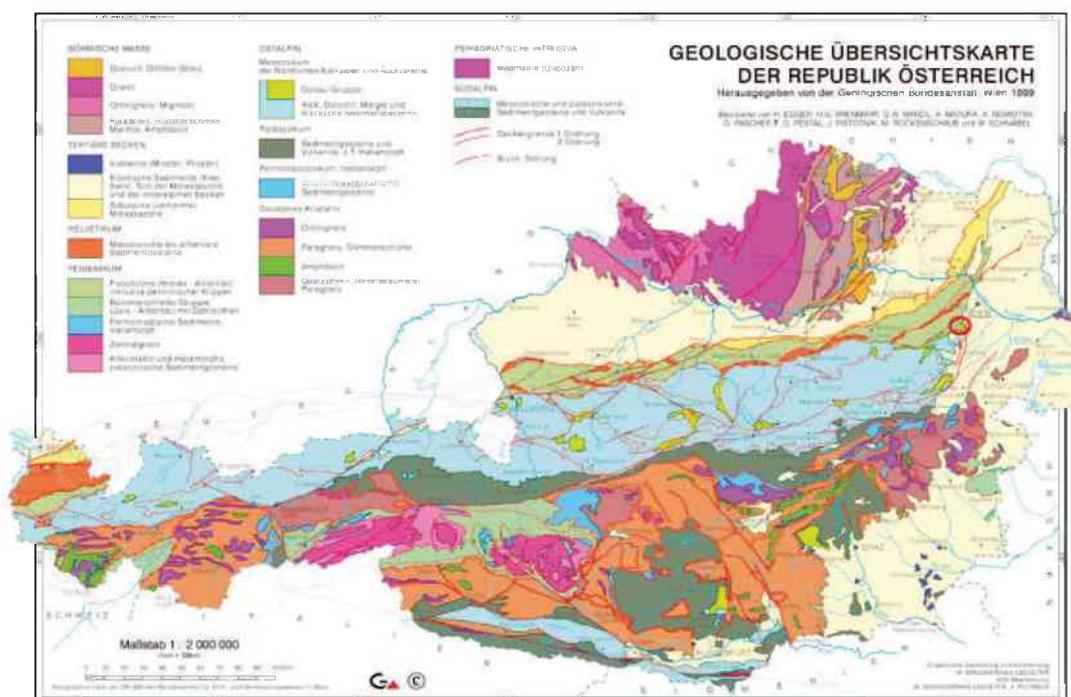


Abbildung IV-1: Geologische Übersichtskarte Österreichs M 1:2.000.000 mit der Standortmarkierung Hinterbrühl [81]

Die Anordnung der Schichten gliedert sich im Bereich Hinterbrühl von Nord nach Süd in den Vösendorfer Wald über den Pfefferbüchel bis zur Mödlinger Klause. Die Schnitte in Abbildung IV-3 und Abbildung IV-4 sowie die geologische Karten in Abbildung IV-2 zeigen eine Übersicht sowie eine Detailaufnahme im Bereich der Seegrotte. Die Schichtfolge besteht aus „...Obertrias-Jura-Unterkreide der Lunzer Decke mit Dolomiten und Kalken angeschnitten, überlagert von Brekzien, Ton- und Mergelschiefen sowie Sandsteinen der Oberkreide und des Alttertiärs der sogenannten Gießhübler Mulde. Sie werden von der nächsthöheren Decke, der Göller Decke überschoben.“ [222] Hinterbrühl selbst liegt in der Basiszone der Göller Decke.

Bei der Entstehung verhält sich das Gipsgestein plastisch. Starre Anteile werden zerrissen und schwimmen als Komponenten in einer Matrix aus Ton und Gips (=Haselgebirge). Die Bestandteile in der Umgebung Seegrotte sind ungefähr 270 Mio. Jahre alt und im geologischen Zeitalter Perm (Paläozoikum) entstanden.



Abbildung IV-2: Ausschnitt aus der geologischen Karte des Anninger-Gebietes [180]; der rote Kreis kennzeichnet das Untersuchungsgebiet der Seegrotte; das Profil wird 1-1 in den nachfolgenden Abbildungen dargestellt;

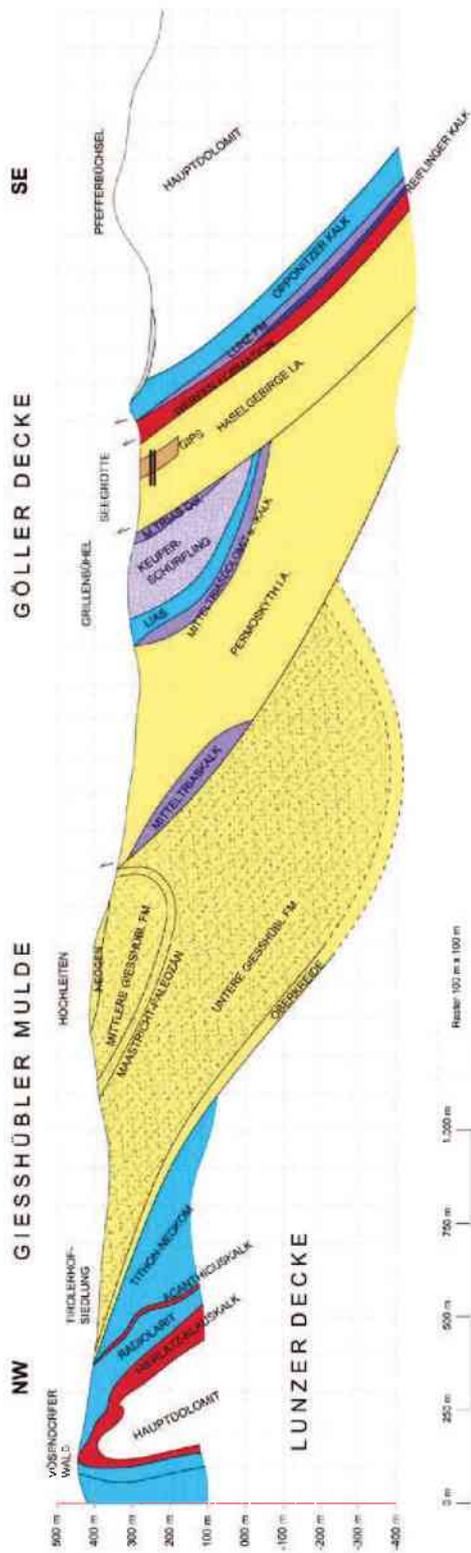


Abbildung IV-3: Geologischer Schnitt 1-1 der Umgebung Hinterbrühl nach [222]

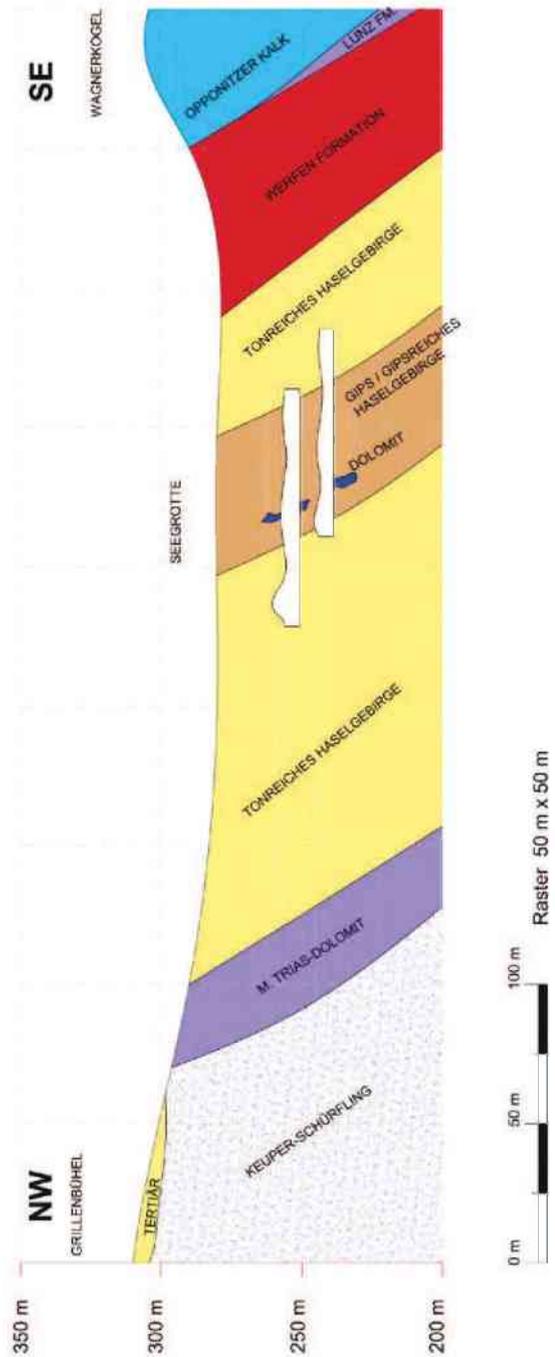


Abbildung IV-4: Geologischer Detailausschnitt 1-1 Hinterbrühl Ost / Seegrötte nach [222]

Das aus Tonschiefer bestehende Gebirge wird mit Lagen von grauem, rotem und auch weißem Gips durchzogen. Der Gipskörper, in dem sich das Schaubergwerk befindet, weist eine Mächtigkeit von bis zu 80 m auf. Das gesamte Grubengebäude weist gipsreiches sowie gipsarmes Haselgebirge auf, wobei ein fließender Übergang vorliegt. Des Weiteren finden sich linsenförmige Einlagerungen von schwarzgrauem Dolomit mit dunklen Tonschieferlagen. Eine detaillierte Aufnahme der oberen sowie unteren Sohle ist in Abbildung IV-5 und Abbildung IV-6 dargestellt. [112] [122] [222]

Eine lehmige Verwitterungsschicht über den Tonen, des Tonschiefers sowie teilweise auch des Gipses erschwerten die Kartierungsarbeiten. Während des zweiten Weltkrieges wurden manche Bereiche mit Kalkfarbe ausgemalt, welche jetzt noch vorhanden ist. Auf Grund des duktilen Verhaltens und der geringen Festigkeit des Haselgebirges wurden manche Bereiche des Grubenbaus ausgemauert. [112] [222]

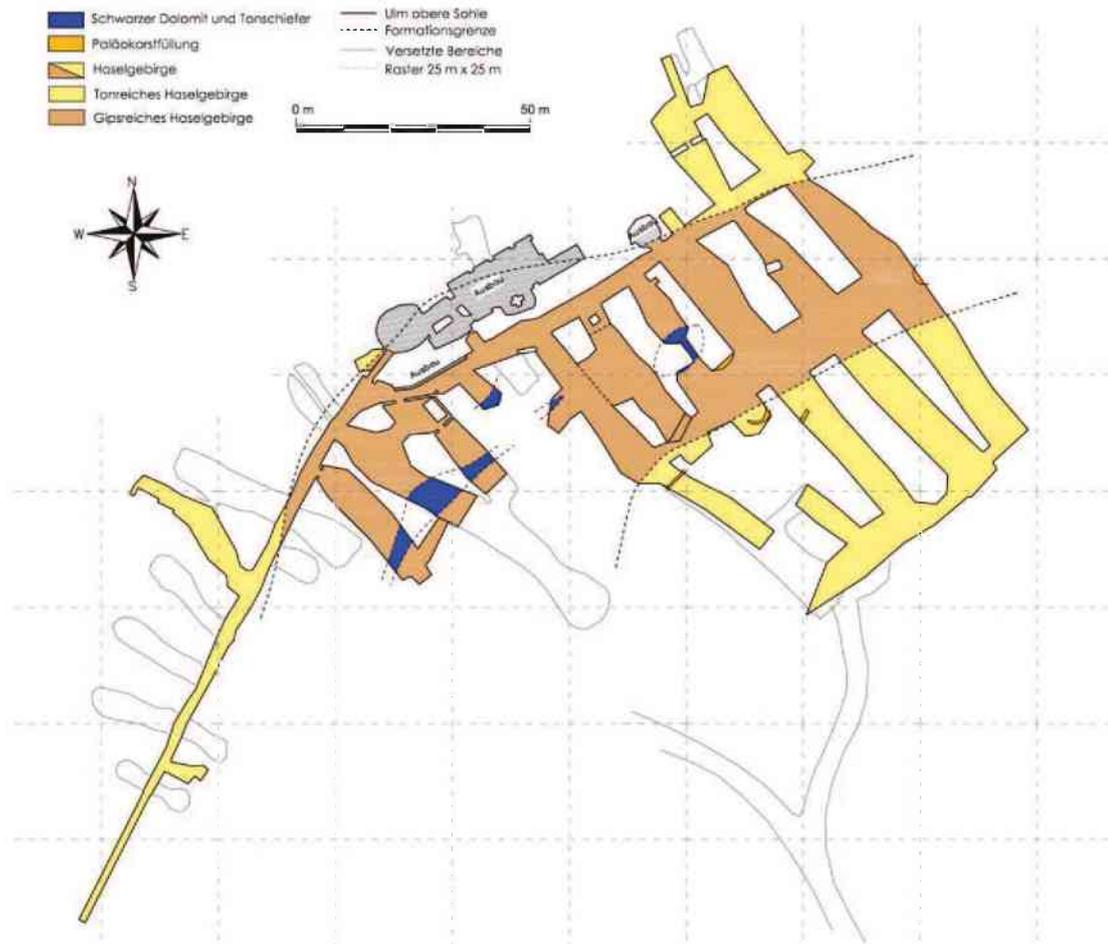


Abbildung IV-5: Geologische Aufnahme der Seegrotte Hinterbrühl, obere Etage nach [222]

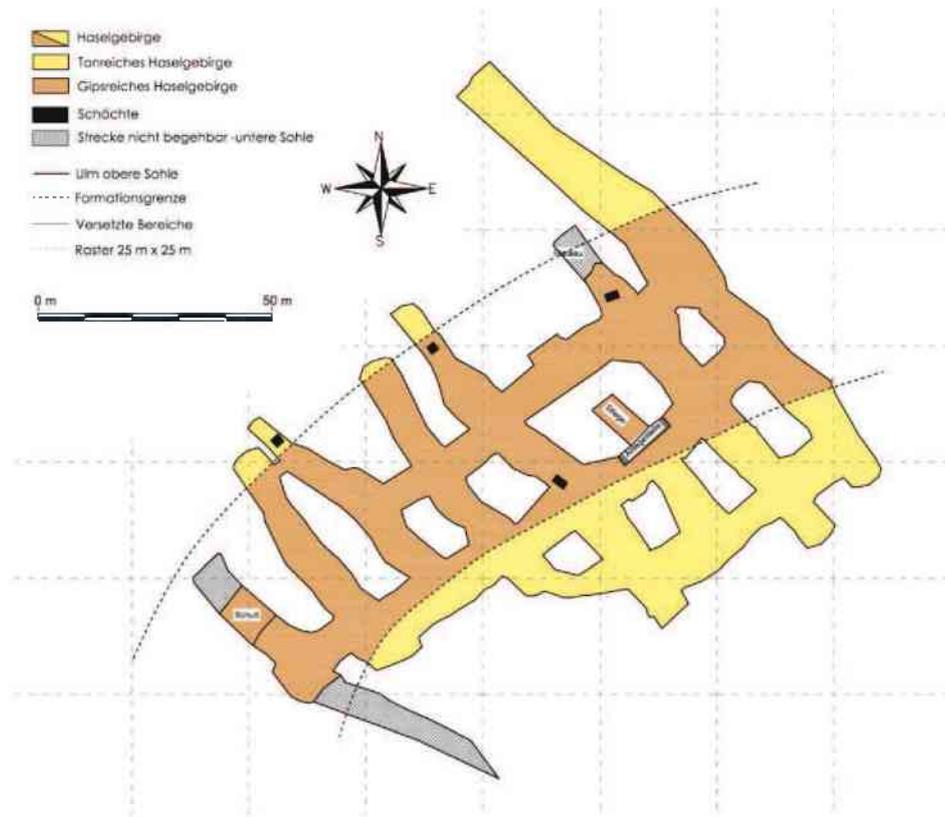


Abbildung IV-6: Geologische Aufnahme der Seegrotte Hinterbrühl, untere Etage nach [222]

Die Zusammenschau der Messergebnisse aus [112], [222] sowie selbst vorgenommene Messungen zeigen ein generelles Einfallen der Schichtflächen gegen SE bis S. Ein steileres Einfallen liegt im Südosten vor (bis annähernd 90°). Die Schichtflächen sind im Allgemeinen sehr undeutlich und unregelmäßig ausgebildet. Die Klüftung (falls vorhanden) zeigt keine eindeutige Orientierung. Durch die duktilen bzw. plastischen Eigenschaften des Haselgebirges wird davon ausgegangen, dass es zu einem Verschließen der Klüfte kommt. Um etwaige, im Laufe der Zeit entstehende, Brucherscheinungen zu begutachten und zu bewerten, müssen laufend geologische sowie geotechnische Begehungen von qualifiziertem Fachpersonal durchgeführt werden.

Das freistehende Haselgebirge weist eine Verwitterungsschicht von ca. 10 cm Dicke auf, die als körniger, grauer, orangeroter und weißer Gips in Zentimeter bis Dezimeter mächtigen Gipslagen erscheint und von Zwischenlagen aus grauen oder grünen Tonschiefern unterbrochen wird.

Für eine detaillierte geologische Beschreibung wird auf die detailgeologischen Aufnahmen von Herrn Prof. Wessely [222] 2001 sowie von Dr. Hübel [112] 2009 verwiesen.

2. Hydrogeologie

Abhängig von den vorhandenen geographischen und geologischen Bedingungen beeinflusst ein Hohlraumbau die hydrogeologische Situation in seinem Umfeld. Wasser, sei es Oberflächen- bzw. Niederschlagswasser oder Grundwasser, spielt in Abhängigkeit von den anstehenden geologischen Verhältnissen eine große Rolle für die Langzeitstabilität. Dies gilt insbesondere für wassersensitive Gebirgsbereiche, welche wasserlösliche und besonders stark verkarstungsfähige Bestandteile wie beispielsweise Gipse oder Salze enthalten. Die Untersuchung der vorhandenen hydrogeologischen sowie hydrochemischen Situation wurde von Frau Wörgetter im Zuge ihrer Masterarbeit an der Naturwissenschaftlichen Fakultät der Paris-Lodron Universität Salzburg [226] durchgeführt. Die hier angeführten Unterlagen sind Auszüge, welche für die Stabilitätsuntersuchung relevant sind. Detailinformationen können in [226] nachgeschlagen werden.

2.1. Methodik und Teilergebnisse der hydrogeologischen-hydrochemischen Untersuchungen

2.1.1 Hydrogeologische Kartierung

Die hydrogeologische Kartierung erfolgte im Mai 2011. Das Untersuchungsgebiet der Oberflächenkartierung beschränkte sich auf den unmittelbaren Bereich des Grubengebäudes. Das Hauptaugenmerk lag im Auffinden von Karststrukturen, welche bevorzugt in Gebieten mit wasserlöslichen Bestandteilen auftreten [176].

Die hydrogeologische Oberflächenkartierung konnte auf Grund von privaten Grundstücken inkl. Zutrittsverbot nicht vollständig durchgeführt werden. Zusätzlich wurde auf ein Laserscanbild [115] zurückgegriffen, um eine detailliertere Darstellung der vorhandenen Gegebenheiten zu erlangen. Die Oberflächenkartierung zeigte drei Bereiche, welche Absenkungen aufweisen (Abbildung IV-7):

- i. Bereich A: eine Absenkung von ca. 40 cm sowie eine Mulde im Rasen von ca. 20 cm, welche sich über der Tropfwasserstelle der Werkstatt untertage befindet;
- ii. Bereich B: eine 30 cm kreisförmige Absenkung;
- iii. Bereich C: Eintiefung der GOK von mehreren kleinen Tropfenförmigen Absenkungen zwischen 10 und 50 cm (dieser Bereich liegt nicht direkt über dem Grubengebäude, weist aber auf eventuelle natürliche Karsterscheinungen hin);

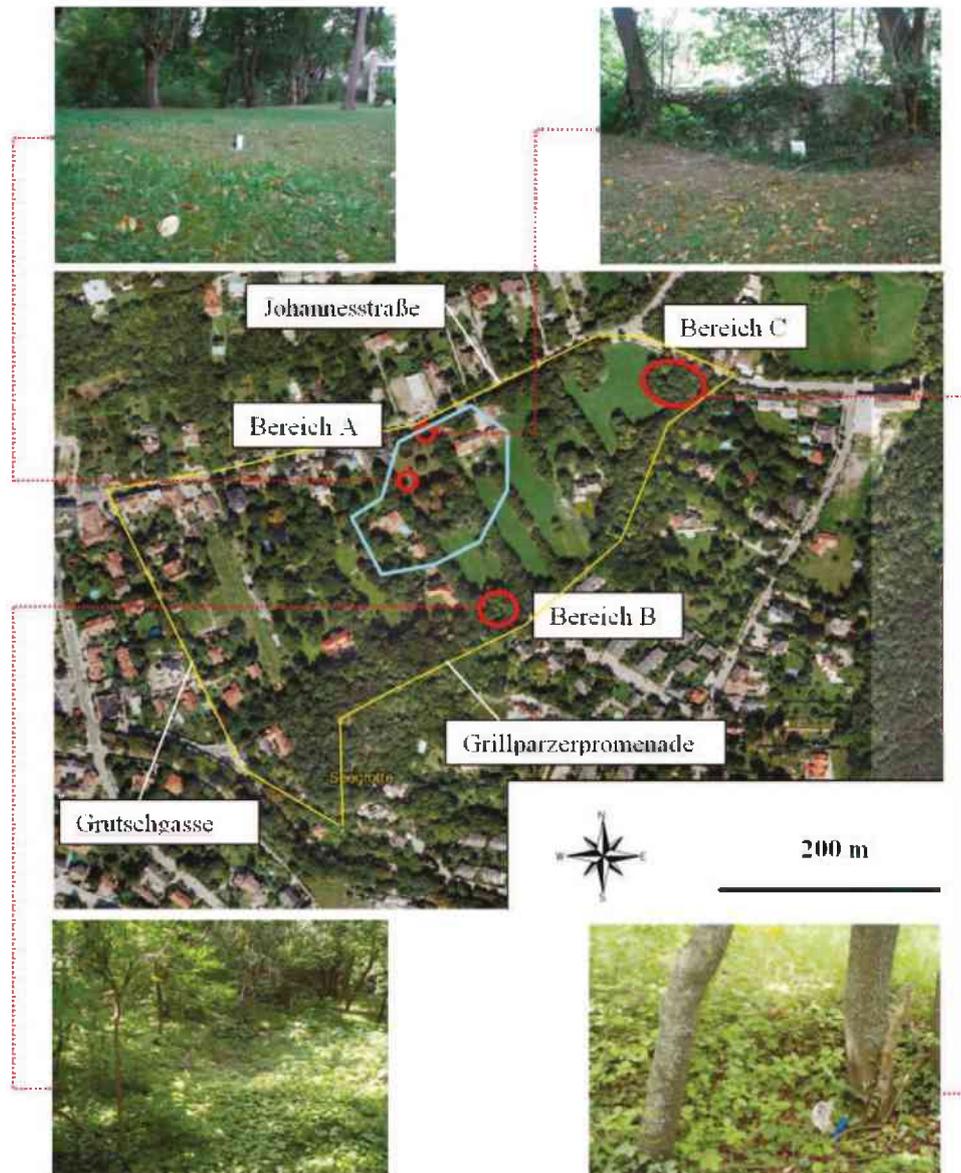


Abbildung IV-7: Überblick über die Lage des Kartierungsgebietes (gelbe Linie) inkl. der Oberflächeneinsenkungen (rote Kreise) und Detailaufnahme; Lage des Grubengebäudes (blaue Linie) aus [80] nach [226]

Zusätzlich zu den Bereichen A, B und C konnten am Laserscan [115] folgende Bereiche identifiziert werden, welche auf Gipsverkarstung bzw. Laugungserscheinungen zurückschließen lassen: (Abbildung IV-8)

- i. Bereich 3: am Laserscan sind kleineräumige Strukturen erkennbar. Diese Strukturen liegen großteils direkt über dem Hohlraum. Des Weiteren konnte eine Absenkung identifiziert werden, welche im Bereich über der unterirdischen Wasserzutrittsstelle, der „Quelle“ liegt.
- ii. Bereich 7: weist im Westen einen ca. 100 m langen Bereich mit einer Absenkung des Geländes auf, welche die lithologische Grenze zwischen Werfener-Formation und Haselgebirge zeigt.

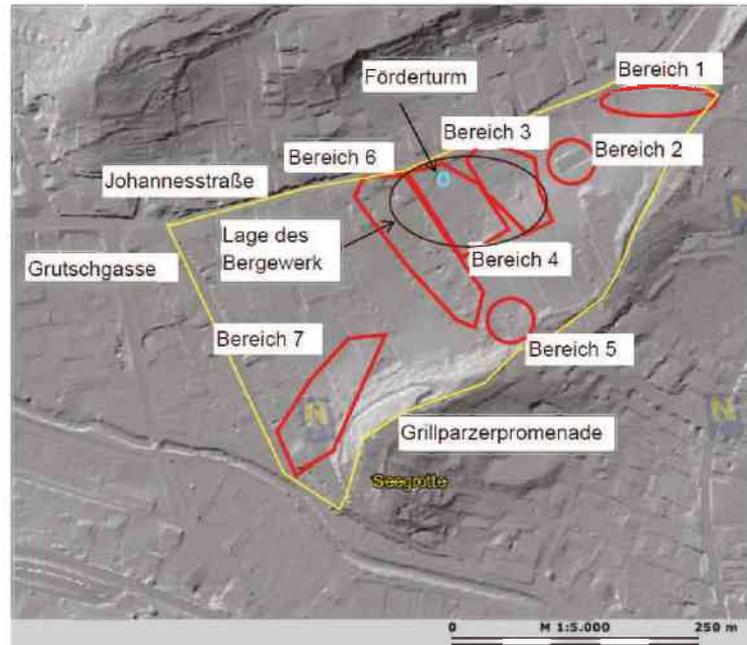


Abbildung IV-8: Auswertung der Geländeoberfläche mittels des Laserscanbildes [115] nach [226]

Die hydrogeologische Untertagekartierung diente zum Auffinden von Wassereintritts- bzw. Tropfstellen. Im Bereich der oberen Sohle befinden sich vier permanent fließende Wasseraustrittsstellen (Abbildung IV-9) [226]:

- i. Rastkammer: die Wasseraustrittsstelle ist eine Tropfwasserstelle, welche im tonreichen Haselgebirge liegt. Im Parallelstollen der Rastkammer wurde in einer alten Darstellung von Weber ein „gelber Schlammstrom“ vermerkt [217];
- ii. Quelle: die Wasseraustrittsstelle liegt im gipsreichen Haselgebirge im Bereich des Besucherweges. Das Wasser tritt über eine aufgeweitete Kluft aus;
- iii. Altes Boot: liegt unterhalb der Johannesstraße im Übergang ton- und gipsreiches Haselgebirge. Die Austrittsstelle in der Firste weist einen ca. 1m dicken Karstschlauch und eine direkte Oberflächenverbindung auf. Ebenso konnten hier die größten Schüttmengen untertage gemessen werden;
- iv. Werkstatt: kontinuierlicher Tropfwasserzutritt über eine mehrere Meter lange aufgeweitete Kluft;

Im Ulmenbereich konnten keine Wasserzutrittsstellen aufgefunden werden.

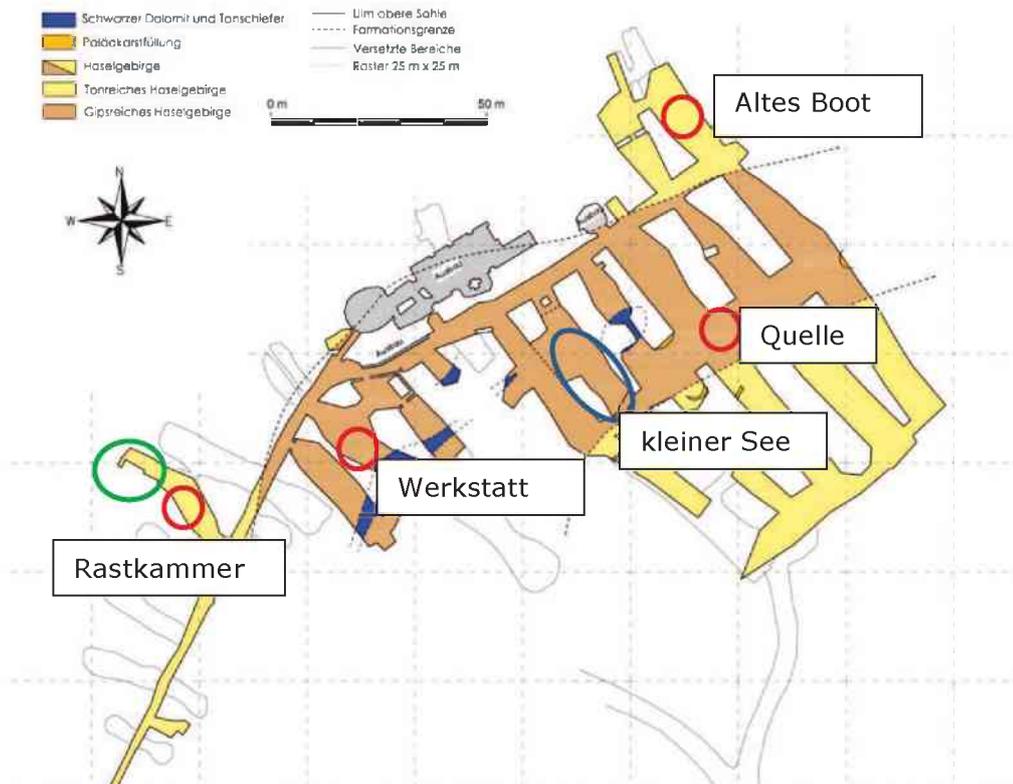


Abbildung IV-9: Lage und Bezeichnung der Quellen in der oberen Etage der Seegrotte, in rot sind die jeweiligen Wasserzutritte eingetragen. Das blaue Oval markiert die Lage des kleinen Sees und grün die ungefähre Position des von Weber [217] erwähnten Schlammstromes 2012 nach [222]

2.1.2 Wasserbilanz

Die Wasserbilanz dient zu Bestimmung des Wasserhaushaltes. Sie zeigt die Zusammenhänge aus Abfluss, Niederschläge sowie Verdunstung in einem festgelegten Einzugsgebiet anhand des Massenerhaltungsgesetzes.

Einzugsgebiet: Das Einzugsgebiet ist eine flächenmäßig orographische Abschätzung einer Fläche, aus welchem das hydrologische System seine Wassermenge (z.B. Niederschlag) bezieht. Die versiegelten bzw. bebauten Flächen, wie Straßen und Häuser müssen hierbei berücksichtigt werden. [108]

Das Einzugsgebiet wurde mittels der Gesamtabflussmenge zurückgerechnet und ergibt ein Einzugsgebiet von ca. 0,08 km² (Abbildung IV-10).

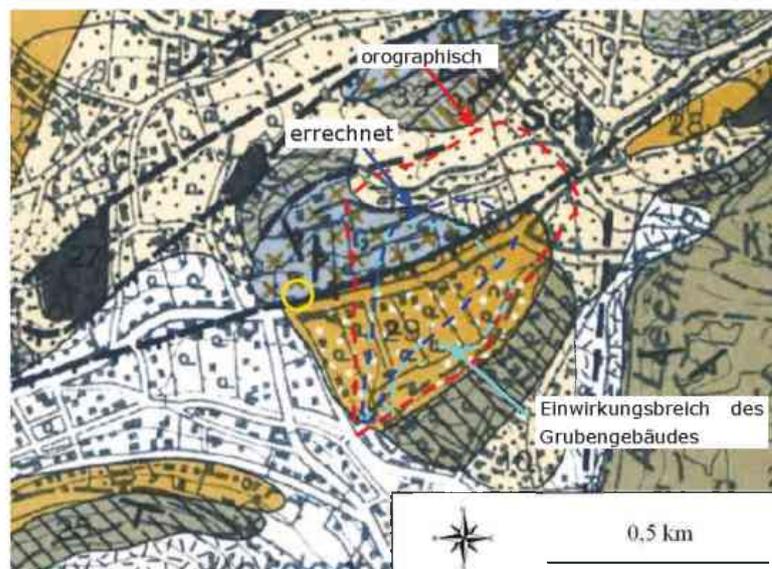


Abbildung IV-10: Schematische Darstellung des orographischen Einzugsgebietes in rot, sowie des errechneten Einzugsgebietes ($0,08\text{km}^2$) in blau und der Einwirkungsbereich des Grubengebäudes (rund $0,07\text{km}^2$) in türkis. Der gelbe Kreis gibt die Lage der Fockquelle wieder. Kartengrundlage von [180]; [226]

Niederschlag: Die Niederschlagsdaten wurden vom hydrografischen Dienst (NÖ) und der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik (ZAMG) [235] zur Verfügung gestellt. Die verwendeten Niederschlagsdaten, welche für die Wasserbilanz verwendet wurden, waren jene von der Niederschlagsstation von Maria Enzersdorf.

Verdunstung: Die Bestimmung der Verdunstung wird mit Hilfe der reellen und potentiellen Verdunstungsrate und der Evaporation beschrieben. Sie beinhaltet komplexe Zusammenhänge verschiedenster Rahmenbedingungen wie Sonneneinstrahlung, Lufttemperatur, Wind, Bewachungsdichte, Pflanzenarten, etc. [137] [177] [126] [108]

Die potentielle Verdunstung beträgt im Bereich der Seegrotte ca. 63%. [226]

Abfluss: Der Abfluss beschreibt jenen Teil der Wasserbilanz, welcher nach der Verdunstung noch für den Wasserkreislauf zur Verfügung steht. Der Gesamtabfluss kann in zwei Bereiche unterteilt werden. Einerseits jener Teil, welcher auf oberflächige Regenereignisse zurückgeführt werden kann. Dieser ist auch vorrangig für die Laugungsvorgänge in der Deckschicht verantwortlich. Andererseits handelt es sich um den Basisabfluss, welcher aus dem Grundwasserspiegel gespeist wird. Dieser hat eine längere Verweildauer im Untergrund und ist daher gesättigt [108]. Dieser Anteil weist nach Sättigung kein weiteres Laugungspotential auf. Der Abfluss wurde im Zeitraum vom Mai 2011 bis Mai 2012 beim Stollenausgang (Gesamtabfluss) sowie beim „Alten Boot“ (Teilabfluss) mittels digitaler Messstationen gemessen. Neben der automatischen Datenaufzeichnung wurden wöchentliche Schüttungsmessungen bei der „Rastkammer“, „Werkstatt“ und der „Quelle“ sowie bei der „Mauer im See“ in der zweiten Sohle durchgeführt.

Die Wasserbilanz und die Jahresganglinie (Abbildung IV-11) inkl. des Gesamtabflusses zeigen folgende hydrogeologische Zusammenhänge [226]:

- i. das zeitversetzte Ansteigen des Gesamtabflusses nach einem lokalen Niederschlagsereignis ergibt eine Verweildauer im Boden von ca. 2-3 Tagen;
- ii. in der langen Trockenperiode zwischen 13. Oktober 2011 und 7. Dezember 2011 ist ein Basisabfluss erkennbar, der trotz der fehlenden Niederschläge nicht versiegt.
- iii. das Abpumpen des Sees in der zweiten Sohle konnte im Gesamtabfluss nicht berücksichtigt werden, wurde aber in der statistischen Auswertung und im Laugungspotential berücksichtigt.

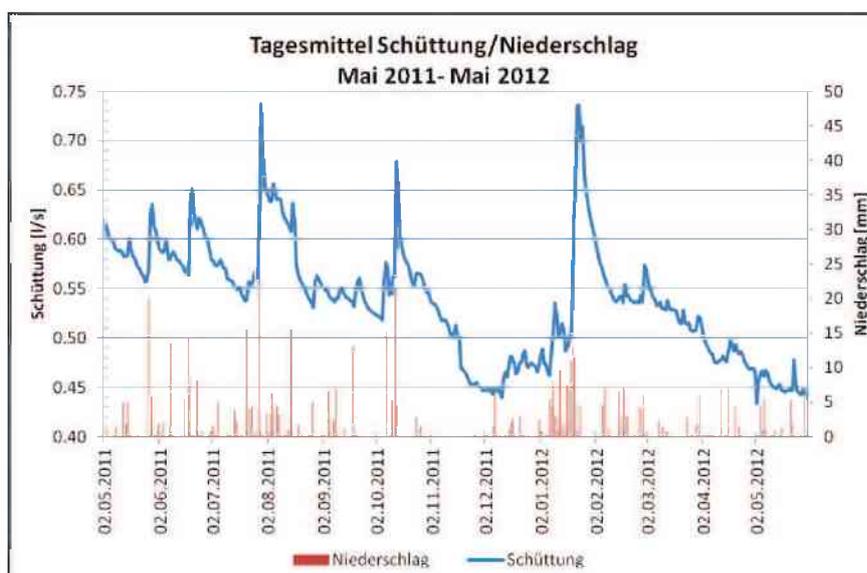


Abbildung IV-11: Jahresganglinie des Gesamtabflusses, gemessen am Mundloch von Mai 2011 bis Mai 2012 nach [226]

2.1.3 Hydrochemische Analyse

Die hydrochemische Untersuchung und Modellierung zeigt eine Übersicht über zusammenhängende Grundwassersysteme sowie die gelösten Inhaltsstoffe und deren Herkunft. Sie dient ebenso als Quantifizierung der Lösungsbestandteile aus niederschlagsabhängigen Wässern des direkten Einzugsgebietes und des nicht laugungsfähigen Basisabflusses. Die Modellierung wurde mit der Software „PhreeqC Interactive“ [174] durchgeführt.

Im Zuge der Untersuchungen wurden mehrere hydrochemische Analysendurchgänge in den Jahren 2000, 2007, 2008 sowie 2010 vorgenommen. Folgende Parameter wurden analysiert [226]:

- pH - Wert,
- Temperatur ,
- Elektrische Leitfähigkeit,
- Ionenkonzentration;

Die Wässer zeigen hohe Sulfat- und Kaliumwerte, was für gipshaltiges Haselgebirge zu erwarten war. Der SiO_4 Gehalt liegt zwischen 2,8 – 3,7 mg/l. Zusätzlich wurden

hohe Werte an Magnesium und Hydrogencarbonat gemessen. Die verhältnismäßig hohen Chlorid- und Natriumwerte von bis zu 288 mg/l in den Wintermonaten weisen auf eine Wechselwirkung mit der Salzstreuung auf der Johannesstraße hin. Da auch in den Sommermonaten geringe Konzentrationen gemessen werden konnten, kann ein Auftreten von Salzmineralen wie Halit im Haselgebirge [196] nicht ausgeschlossen werden. Abbildung IV-12 zeigt die Gehalte der einzelnen Hauptelemente, vor allem die große Bandbreite bei Natrium und Chlorid ist erkennbar. [226]

Die gelösten Salze haben einen negativen Einfluss auf die Langzeitstabilität, da durch diese die Lösungsmenge hervorgerufen durch Wasser um ca. 2,05 g(CaSO₄)/l [86] [95] erhöht werden kann.

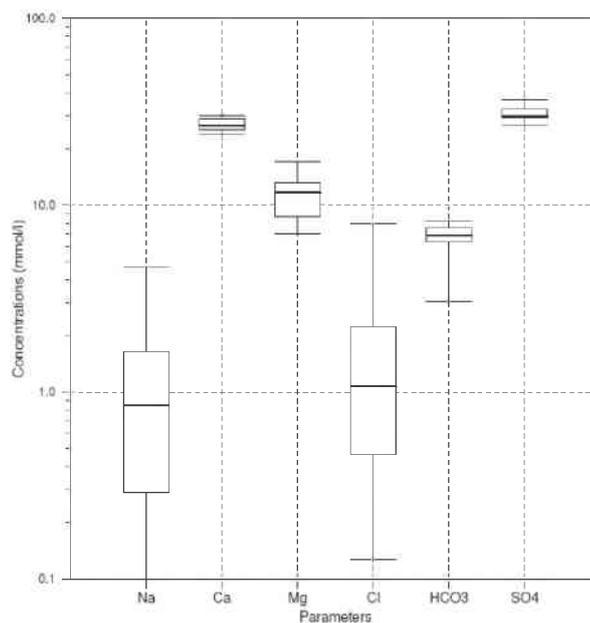


Abbildung IV-12: Box und Whisker Plot der Hauptelemente aus den hydrochemischen Analysen nach [226]

2.1.4 Isotopenanalyse

Die Isotopenanalyse dient zur Verifizierung der Ergebnisse sowie zur Untersuchung der Verweildauer des Basisabflusses im Untergrund. Mit Hilfe eines Massenspektrometers werden die verschiedenen stabilen Isotopen ¹⁶O, ¹⁸O, ¹H und ²H gemessen. Das Verhältnis der vorhandenen Isotopen in der Probe ist abhängig von der Herkunft (Niederschlag) und dem zurückgelegten Weg des Wassers [108]. Als Referenzmessstelle wurden die Isotopendaten der ANIP (Austrian Network of Isotopes in Precipitation) der Hohen Warte in Wien herangezogen.

Im Zeitraum vom September 2011 bis August 2012 wurden monatlich Isotopenproben genommen. Die Isotopenanalyse wurde von der Johanneum Research Forschungsgesellschaft mbH vorgenommen. Mithilfe der Isotopenanalyse konnte festgestellt werden, dass die austretenden Wässer eine Mischung aus kurzzeitigen Niederschlagswässern mit geringer Verweildauer und aus einem Basisabfluss bestehen. Die Verweildauer des Basisabflusses im Untergrund konnte auf > 5 Jahre errechnet werden. [226]

2.2. Zusammenschau der hydrologisch-hydrochemischen Untersuchungen

Die Untersuchung der hydrogeologischen Situation im Einzugsbereich der Seegrotte ist ein wichtiger Bestandteil zur Beurteilung der geotechnischen Langzeitstabilität des Grubengebäudes. Die vorhandenen ausfließenden Wässer können in einen Basisabfluss und in einen niederschlagsabhängigen Abfluss unterteilt werden (Abbildung IV-13).

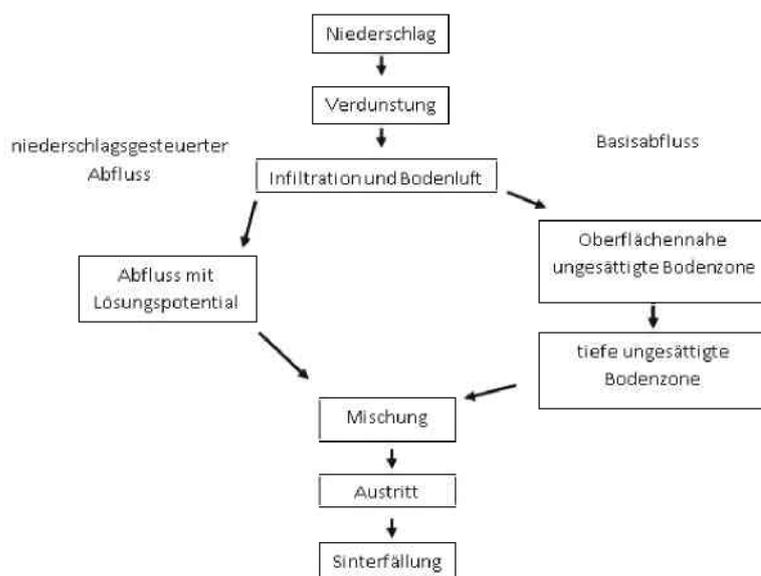


Abbildung IV-13: Grafische Darstellung des Wasserhaushaltes und Grundlage der Simulation nach [226]

Alle Ergebnisse wie Kubatur [m³] und Abfluss [l/s] beziehen sich auf den Untersuchungszeitraum Mai 2011 bis Mai 2012. Die Isotopenanalyse liefert eine errechnete Verweildauer im Untergrund des Basisabflusses von > 5 Jahren. Aus der Modellierung sowie aus der Jahressganglinie geht ein mittlerer Basisabfluss von 0,40 l/s hervor. Dies ist jener Bestandteil des Gesamtabflusses, welcher einen gesättigten Zustand aufweist und daher kein Laugungspotential mehr besitzt. Die Lösungskubatur, welche außerhalb des Einwirkungsbereiches der Seegrotte liegt, beträgt 15,5 m³ für das gesamte Grubengebäude. Der niederschlagsgesteuerte Abfluss ist jener Teil des Gesamtabflusses, der ein Lösungspotential aufweist und somit die Stabilität des Grubengebäudes auf Grund des Materialaustrages auf längere Sicht negativ beeinflusst. Die Lösungskubatur des niederschlagsabhängigen Abflusses beträgt 5,8 m³ im Durchschnitt für den Gesamtabfluss mit 0,54 l/s (mit Abpumpen des Sees 0,61 l/s). Unter Berücksichtigung der unteren Sohle kann dies auf 7,1 m³ erhöht werden. Die niederschlagsabhängigen Laugungsvorgänge verteilen sich über das gesamte Einzugsgebiet und weisen kein gleichmäßiges Erscheinung auf. Das eindringende Niederschlagswasser wird bevorzugt an Klüften und Schichtgrenzen weitergeleitet und kann daher zu bevorzugter punktueller Hohlraumbildung führen. Diese Annahme wird durch Hübel [112] bestätigt und ist besonders im Bereich „Altes Boot“ erkennbar. Dieser Bereich weist die größten

Schüttmengen von 0,15 l/s im Mittel auf. Die Lösungskubatur von Mai 2011 - Mai 2012 liegt im Durchschnitt bei 5,6 m³, welche sich aus 3,3 m³ Basisabfluss und 2,3 m³ niederschlagsabhängigen Abfluss zusammensetzen. [226]

Rückgerechnet wurde seit dem Auffahren des Grubengebäudes von 1848 bis 2012 in dessen Einzugsgebiet eine Gipskubatur von 1164,4 m³ (unter der Annahme von 7,1 m³/Jahr von 2012) gelöst. Es ist dabei zu berücksichtigen, dass hierbei die natürlichen Karsterscheinungen nicht berücksichtigt sind.

3. Probenahme

Erste geeignete Probekörper wurden vom Geologen, Herrn Dr. Hübel, entnommen und der Montanuniversität Leoben am 18.03.2010 zur weiteren Untersuchung zugestellt. Im Prüfbericht [179] vom 08.07.2010 des Lehrstuhls für Subsurface Engineering der Montanuniversität Leoben wurden erste felsmechanische Untersuchungsergebnisse vorgelegt. Die Probekörper wurden von einer Schutthalde entnommen, eine Lokalisierung der Probestellen ist hierbei nicht möglich. Auf Grund der sehr breit gestreuten Ergebnisse aus den geomechanischen Untersuchungen wurde am 25.08.2010 eine zweite Probenahme sowie am 18.12.2010 eine dritte Probenahme vorgenommen.



Abbildung IV-14: Gesteinsblöcke der ersten Probenahme am 18.03.2010

Abbildung IV-15: Gesteinsblöcke der zweiten Probenahme am 25.08.2010

Die von der Seegrotte zur Verfügung gestellten Gesteinsblöcke sind in Abbildung IV-14 und Abbildung IV-15 dargestellt. Im Laufe der Untersuchungen stellte sich heraus, dass:

- i. die Proben sehr inhomogen waren und die Parameter der geomechanischen Versuchsergebnisse eine große Streubreite aufwiesen;
- ii. die zur Verfügung gestellten Gesteinsblöcke einer „Schutthalde“ entnommen wurden und somit eine örtliche Zuordnung zum Grubengebäude nicht möglich war.

Für weiterführende geologische, hydrogeologische und geotechnische Untersuchungen des Grubengebäudes wurden vom 14.-18. November 2011 vom Lehrstuhl für Subsurface Engineering Bohrkerne [94] in der oberen Sohle entnommen. Um subjektive Einflüsse bei der Probenentnahme hintanzuhalten, wurde ein Bohrraster von ca. 25 – 30m gewählt. An den in Abbildung IV-16 dargestellten 22 Stationen wurden jeweils 4 Bohrkerne für weiterführende Untersuchungen entnommen. An den Stationen 12, 17 und 21 waren Probenahmen aus sicherheitstechnischen Gründen, sowie aus vorherrschenden Zutrittsverboten nicht möglich. Sie sind daher nicht in der Abbildung vermerkt.

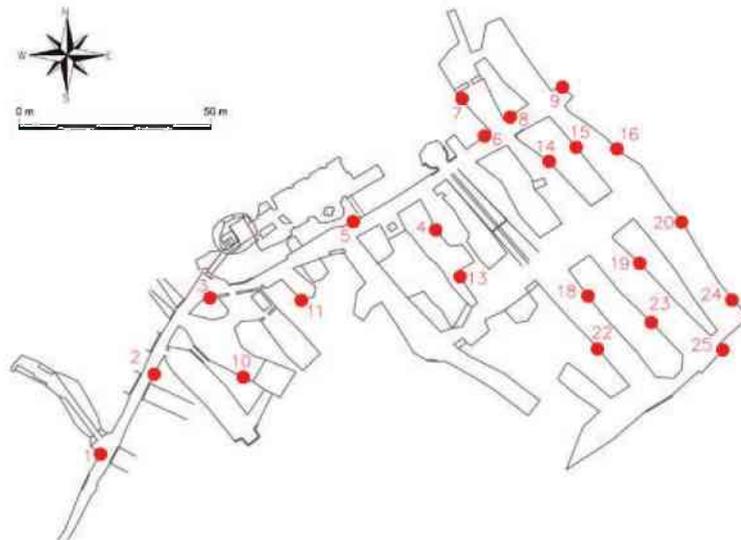


Abbildung IV-16: Bohrstellen in der oberen Sohle

Die Bohrarbeiten wurden mit einer Kernbohrmaschine Hilti DD-160 E (Bohrkopfdurchmesser 100 mm) durchgeführt. Die Bohrkerndokumentation inkl. Bohrkernbeschreibung und Fotos befinden sich in Anhang A – Bohrkernprotokolle.

4. Mineralogie

Die mineralogischen Untersuchungen dienten vorrangig zur Abklärung der geologischen Gegebenheiten sowie zur Feststellung des Mineralbestandes. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen wurden auch für Teilfragen der Eluation sowie

Hydrogeologie benötigt. Es kamen hierbei folgende Untersuchungsmethoden zur Anwendung:

- i. Mikroskopie;
- ii. Raman Spektroskopie;
- iii. Röntgendiffraktometrie;
- iv. Chemische Analyse;
- v. Thermogravimetrie;

Die Raman Spektroskopie sowie die Röntgendiffraktometrie wurden nur bei den Proben MIN1, MIN2 und MIN 3 durchgeführt. Diese dienten zur ersten Abschätzung des Mineralbestandes sowie zur Verifizierung der Ergebnisse aus der Mikroskopie und der chemischen Analyse.

Anhand dieser drei Proben wird die Methodik der einzelnen mineralogischen Untersuchungen beschrieben, die Versuchsergebnisse aller Proben finden sich in den jeweiligen Anhängen (Anhang C – Mikroskopie und Anhang D – Chemische Untersuchungen). Die Zusammenfassung der Ergebnisse der mineralogischen Untersuchungen befinden sich in 4.7 Zusammenfassung der geologisch/mineralogischen Untersuchungen.

4.1. Probenbeschreibung Mineralogie

Bei den Probekörpern MIN1-3 handelt es sich um Reststücke aus der zweiten Probenlieferung. Sie repräsentieren die drei unterschiedlichen Lithologien gipsreiches Haselgebirge, tonreiches Haselgebirge sowie Dolomit.

Beim restlichen Probenmaterial für die mineralogisch-chemischen Untersuchungen handelt es sich um Bruchstücke aus den Spaltzugversuchen der dritten Probenserie. Sie wurden so gewählt, dass je Bohrstelle (Abbildung IV-16) eine Probe zur Verfügung stand. In Summe wurden 25 Probestücke für die mineralogischen Untersuchungen herangezogen, eine Liste der Proben befindet sich im Anhang A – Bohrkernprotokolle
Anhang B – Probenliste.

4.2. Mikroskopie

Die Mikroskopie wurde in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl für Geologie und Lagerstättenkunde der Montanuniversität Leoben durchgeführt. Beim Mikroskop handelt es sich um ein Modell Olympus BX 60 inkl. Kamera (ProgRes CF Scan von Jenaoptik). Die Dünnschliffe wurden aus den in 4.1 Probenbeschreibung angeführten Probenstücken hergestellt. Jeder Dünnschliff wurde mit parallelen und gekreuzten Polarisatoren untersucht. In Abbildung IV-17 bis Abbildung IV-25 sind die Bilder der Proben MIN1-3 angeführt.[181] [205]

Die Bildbreite bei den hier angeführten Dünnschliffaufnahmen entspricht im Maßstab 1:40 2,9 mm und im Maßstab 1:100 1,76 mm. Die Mikroskopie wurde als Unterstützung der chemischen Analyse, der Bestimmung des Verwachsungsgrades sowie der Verteilung der Feinanteile durchgeführt.

Probe MIN1 (Abbildung IV-17 bis Abbildung IV-19)

Die Probe besteht aus einem feinkörnigen Dolomit, welcher eine netzwerkartige Durchsetzung von stängeligen Gipskristallen zeigt. Die Probe zeigt einen massigen feinkörnigen Habitus. Die vorhandenen Gipskristalle sind Rekristallisate, welche noch den vorangegangenen stängeligen Habitus aufweisen. In der Mitte des Schliffes befindet sich ein größerer Gipsgang. Die Netzwerkstrukturen der Gipskristalle machen ca. 35 % aus. [1] [181]

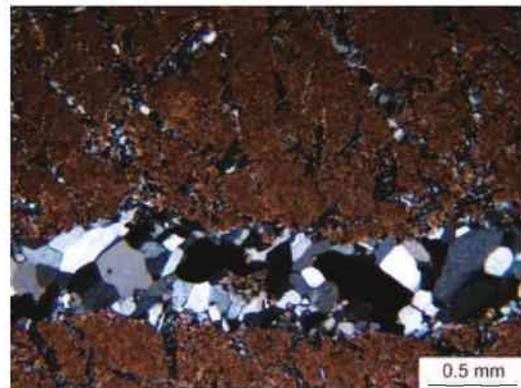
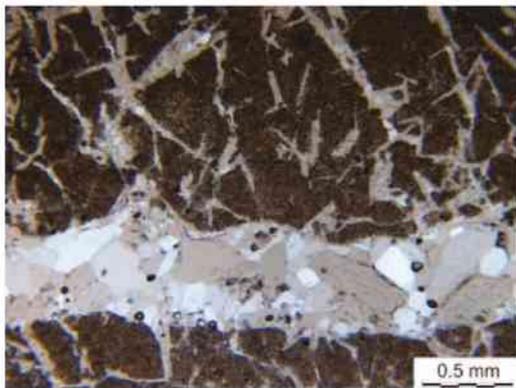


Abbildung IV-17: MIN1; Gipsgang im Maßstab 1:40 mit parallelen (links) und gekreuzten (rechts) Polarisatoren

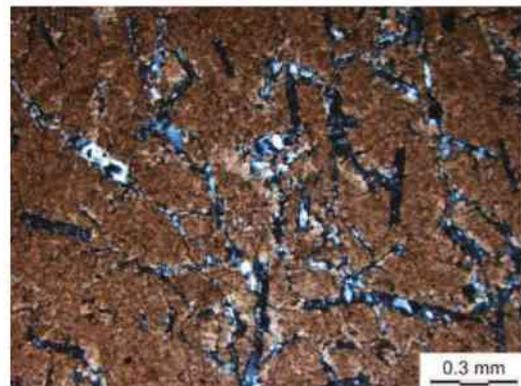


Abbildung IV-18: MIN1; Dolomitmatrix mit Gipskristallen im Maßstab 1:100 mit parallelen (links) und gekreuzten (rechts) Polarisatoren

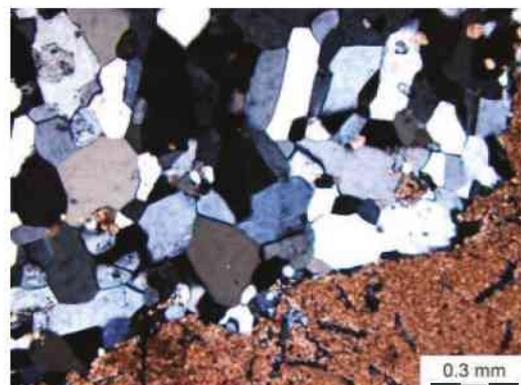


Abbildung IV-19: MIN1 Detailaufnahme; Gipsgang im Maßstab 1:100 mit parallelen (links) und gekreuzten (rechts) Polarisatoren

Probe MIN2 (Abbildung IV-20 bis Abbildung IV-22)

Die Probe besteht aus einer Matrix aus mittelkörnigen Gipskristallen mit einer abschnittswisen Anhäufung von Karbonat (Dolomit) und opaken Phasen (Pyrit). Das Karbonat ist sehr feinkörnig ausgebildet. Neben den feinkörnigen Karbonaten sind akzessorisch untergeordnet Serizite und verschiedene Tonminerale vorhanden. In den karbonatischen Bereichen treten teilweise rötlich rostige Verfärbungen auf. Der Gipsanteil in dieser Dünnschliffprobe beträgt augenscheinlich ca. 70 %. [1] [181]

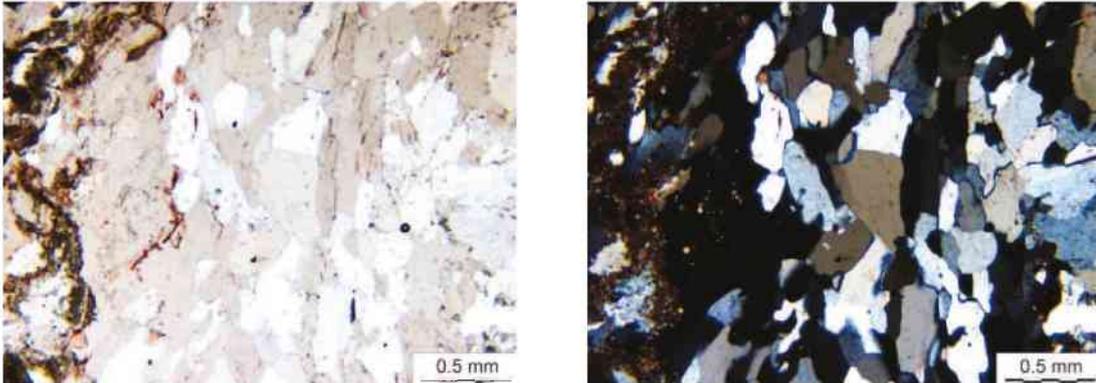


Abbildung IV-20: MIN2; Matrix aus mittelkörnigen Gipskristallen im Maßstab 1:40 mit parallelen (links) und gekreuzten (rechts) Polarisatoren

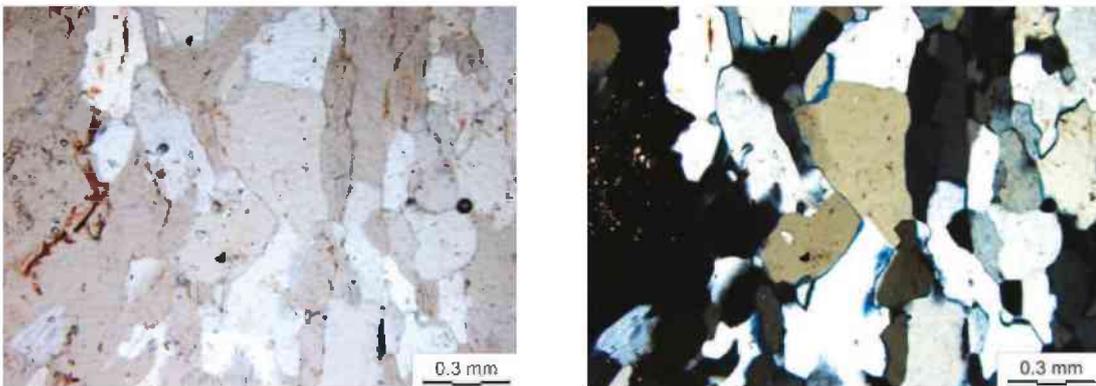


Abbildung IV-21: MIN2 Detailaufnahme; Matrix aus mittelkörnigen Gipskristallen im Maßstab 1:100 mit parallelen (links) und gekreuzten (rechts) Polarisatoren

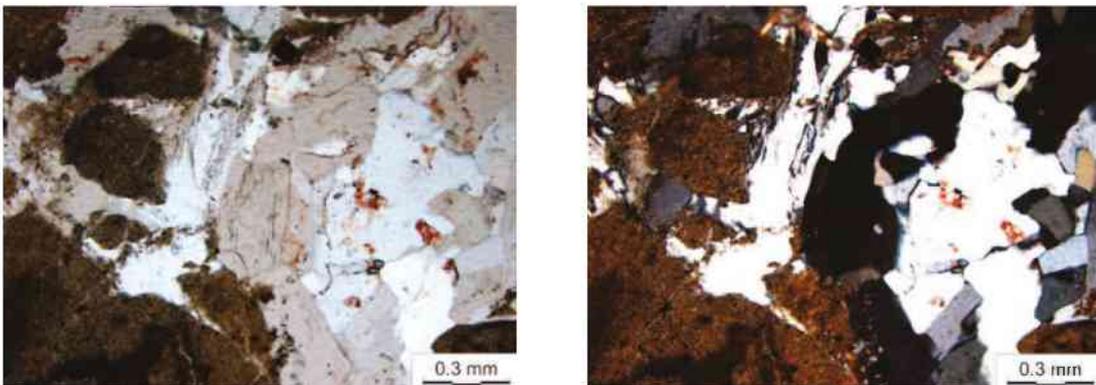


Abbildung IV-22: MIN2 ; Gipsmatrix mit feinkörnigen Karbonaten im Maßstab 1:100 mit parallelen (links) und gekreuzten (rechts) Polarisatoren

Probe MIN3 (Abbildung IV-23 bis Abbildung IV-25)

Probe MIN3 weist typisches Auftreten von Haselgebirge auf. Sie zeigt eine Mischung aus den Hauptbestandteilen Gips mit feinkörnigen Karbonaten sowie Nebenbestandteile aus Serizit und Tonmineralen. Weiters sind im Schliff teilweise rostige Verwitterungserscheinungen zu finden. Im Randbereich des Schliffes können hämatitische Verfärbungen bei den Karbonaten festgestellt werden. Die Probe hat einen konglomeratischen Habitus. Es konnte keine bevorzugte Orientierung der auftretenden Minerale festgestellt werden. Der Gipsanteil beträgt ca. 40-45 %. [1] [181]

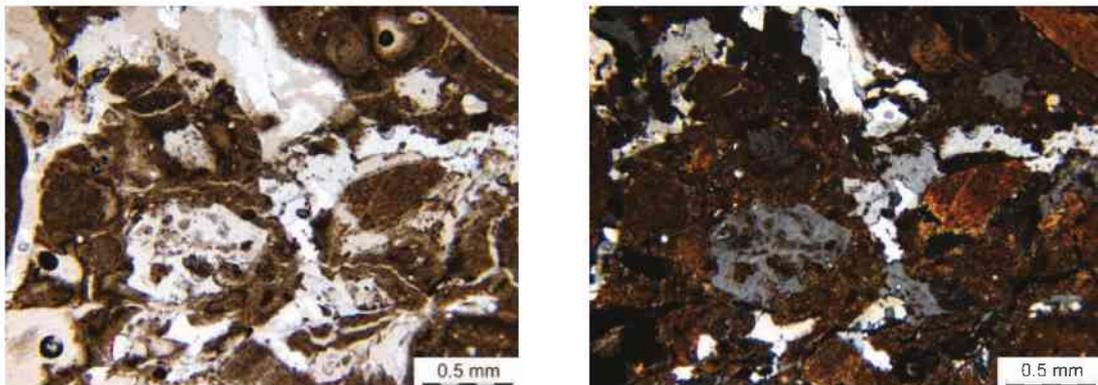


Abbildung IV-23: MIN3; Haselgebirge im Maßstab 1:40 mit parallelen (links) und gekreuzten (rechts) Polarisatoren

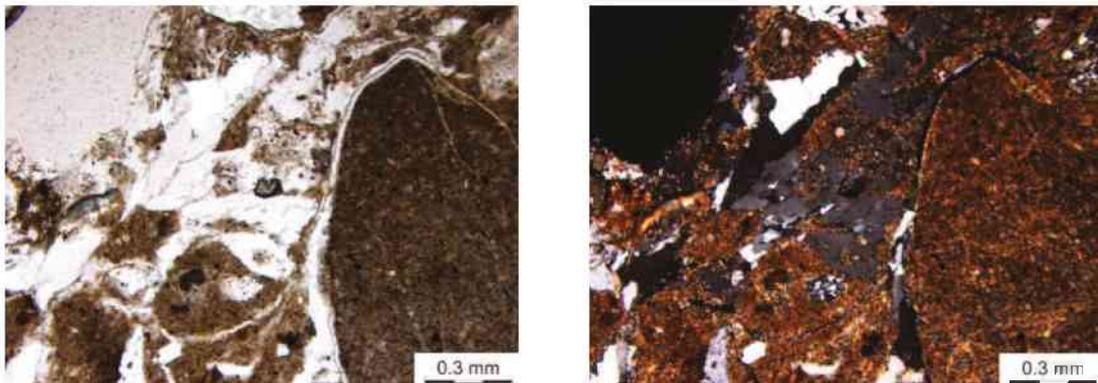


Abbildung IV-24: MIN3; Haselgebirge im Maßstab 1:100 mit parallelen (links) und gekreuzten (rechts) Polarisatoren

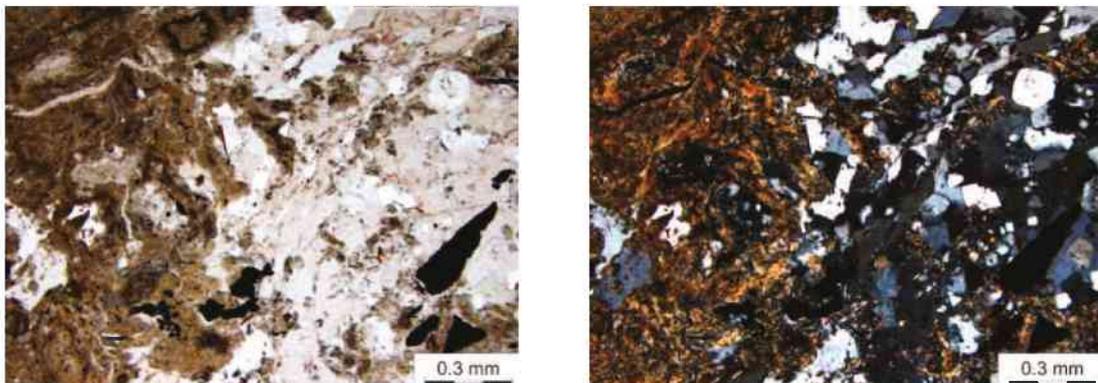


Abbildung IV-25: MIN3; Haselgebirge im Maßstab 1:100 mit parallelen (links) und gekreuzten (rechts) Polarisatoren

4.3. Raman Spektroskopie

Eine Unterscheidung zwischen Quarz und Gips konnte im Dünnschliff auf Grund der optischen Ähnlichkeit nicht eindeutig festgestellt werden. Aus diesem Grund wurde an den Dünnschliffen eine Raman Spektroskopie durchgeführt, um festzustellen, ob es sich bei den Kristallen in den Proben MIN1, MIN2 und MIN3 um Gips handelt. Die Raman Spektroskopie wurde in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl für Rohstoffmineralogie der Montanuniversität Leoben durchgeführt. Das hierfür verwendete Laborgerät ist ein Jobin Yvon LABRAM konfokal-Raman Spektrometer mit einem Nd-YAG Laser (532,2 nm) und einem Beugungsgitter von 1800 Rillen/mm. Die Messdauer betrug 10 Sekunden je Messung mit einem Messbereich von 100 bis 4000 cm^{-1} . [155]

Die Vergleichsspektren für Gips (Gypsum X050096) und Quarz (Quartz R050125) wurden aus der Datenbank RRUFFTM [189] entnommen. Abbildung IV-26 zeigt den Vergleich der einzelnen Spektren. Es geht daraus eindeutig hervor, dass es sich bei den Kristallen in den Proben um Gipskristalle handelt.

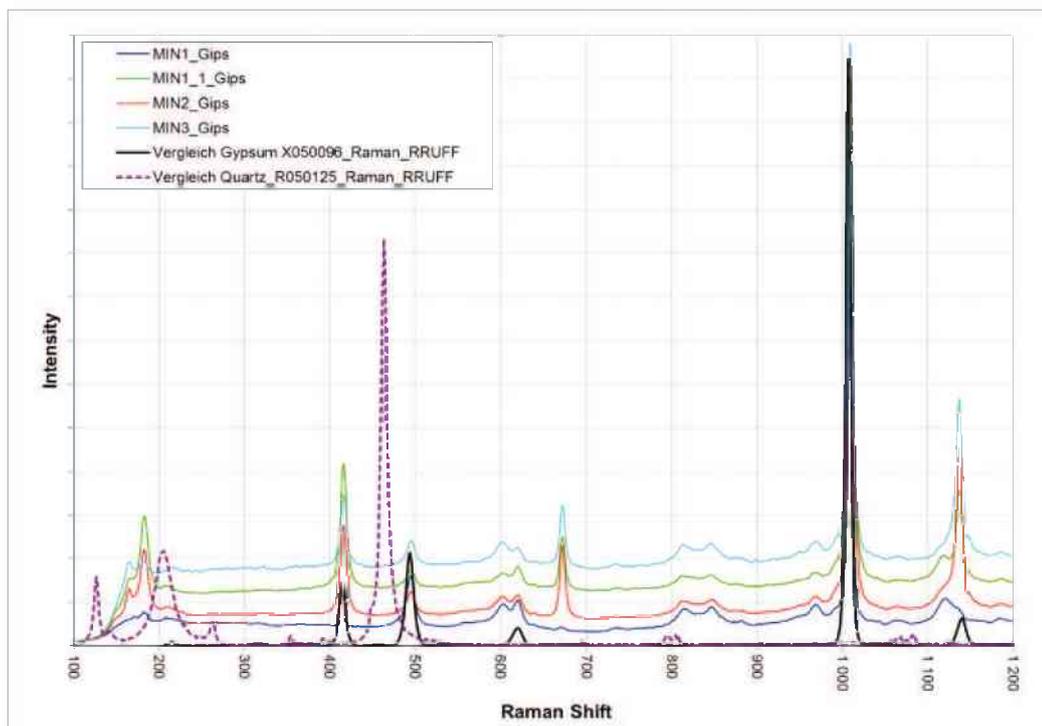


Abbildung IV-26: Raman Spektren der Proben MIN1, MIN2 und MIN3 inkl. der Vergleichsspektren von Quarz und Gips (entnommen aus [189])

4.4. Röntgendiffraktometrie

Eine weitere wichtige Methode zur Bestimmung bzw. Identifizierung der mineralischen Bestandteile der Gesteinsproben ist die Röntgendiffraktometrie. Das Grundprinzip hierbei ist die Beugung der Röntgenstrahlen an dem Kristallgitter der in der Probe vorkommenden Minerale. Der Aufbau eines Röntgendiffraktometers ist in Abbildung IV-27 dargestellt.

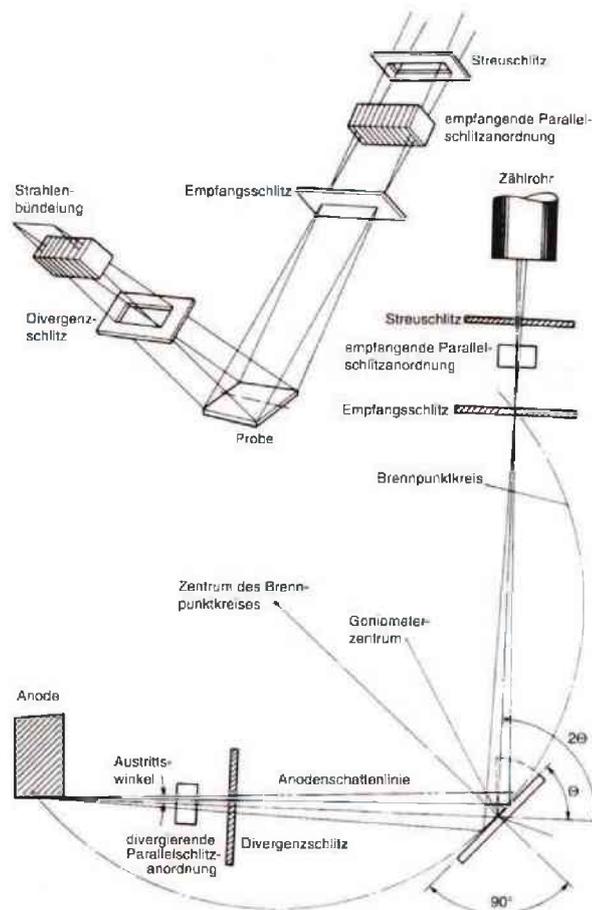


Abbildung IV-27: Schematischer Aufbau eines Röntgendiffraktometers (Philips-Goniometer Handbuch) [197]

Ein Röntgenstrahl wird von einem Kollimator gebündelt und auf die Probe gerichtet. Die reflektierten Strahlen werden mit einem Zählrohr aufgezeichnet. Die Intensität der gemessenen Reflexe wird in einem Diffraktogramm über den dazugehörigen Winkel 2θ dargestellt. Mit Hilfe des Bragg'schen Gesetzes

$$n \cdot \lambda = 2 \cdot d \cdot \sin(\theta) \quad (\text{IV.1})$$

wobei n die Reflexordnung, λ die Wellenlänge des Röntgenstrahls, d der Abstand der einzelnen Gitterebenen und θ der Beugungswinkel des Maximums ist, kann die Mineralphase ermittelt werden.

Die drei Proben (MIN1 bis MIN3) wurden jeweils fein gemörsert und anschließend daraus texturfreie Präparate hergestellt. Die Versuchsdurchführung erfolgte mit einer Philips PW 1830/40 Anlage mit Monochromator und einer CuK α Röntgenstrahlung.[197]

Die Proben wurden mit einem Goniometervorschub von $\frac{1}{2}^\circ$ ($=2\theta$) pro Minute in einem Bereich von $2 - 66^\circ$ ($=2\theta$) gemessen. Die Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie sind in Abbildung IV-28 bis Abbildung IV-30 dargestellt.

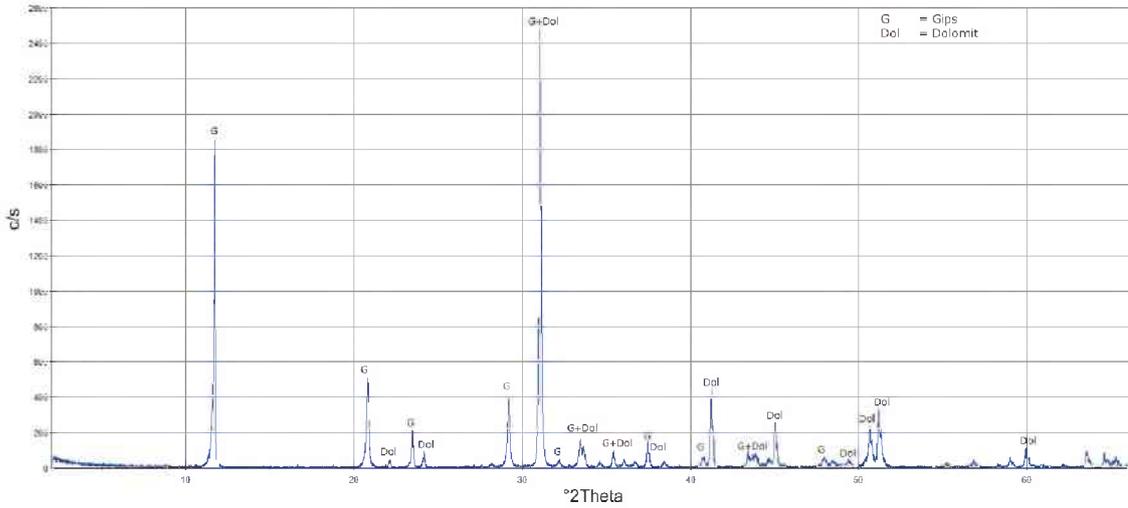


Abbildung IV-28: Röntgendiffraktogramm MIN1

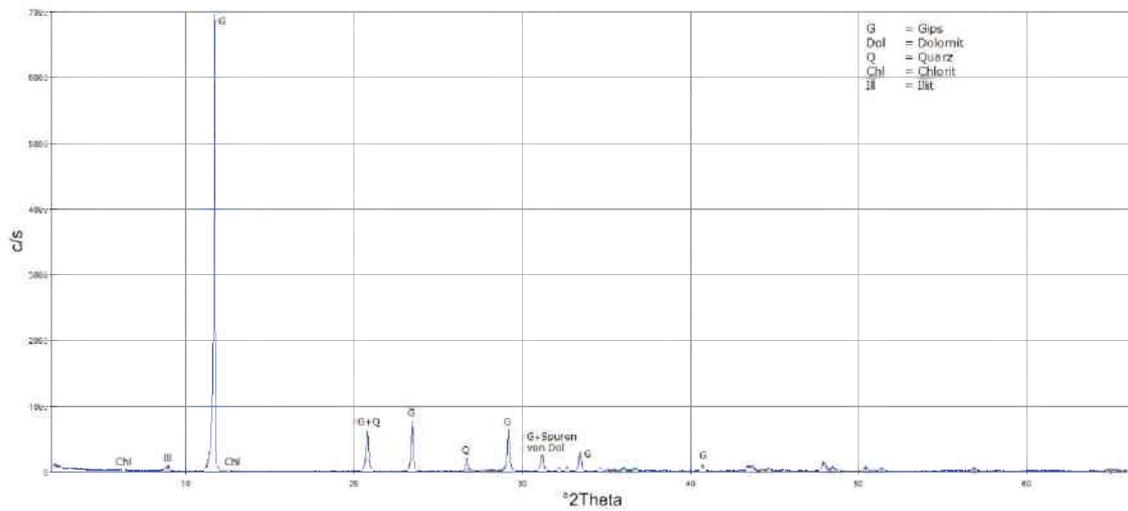


Abbildung IV-29: Röntgendiffraktogramm MIN2

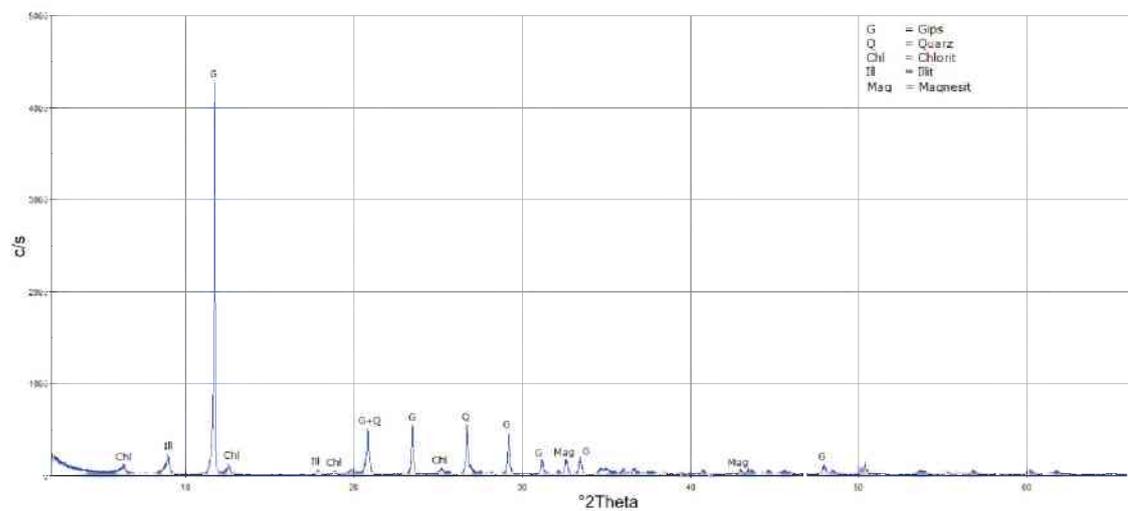


Abbildung IV-30: Röntgendiffraktogramm MIN3

Die Hauptbestandteile der Probe MIN1 sind Gips und Dolomit. Probe MIN2 wurde aus einem Gipskörper entnommen und dient zur Beschreibung des gipsreichen Haselgebirges. Die Gipskristalle sind gut ausgeprägt. Neben dem großen Anteil an Gips befinden sich in der Probe kleine Mengen an Tonmineralen wie Chlorit und Illit. Probe MIN3 beschreibt tonreiches Haselgebirge. Neben der größeren Anzahl der Tonminerale Chlorit und Illit konnten kleinere Mengen von Quarz gefunden werden. Der Gipsanteil ist geringer als in Probe MIN2.

Die Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie weisen eine großteils gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Mikroskopie auf. Es kann somit davon ausgegangen werden, dass die optische Untersuchung der Proben weitgehend ausreichend ist und weitere röntgendiffraktometrische Untersuchungen nicht für alle Proben nötig sind.

4.5. Chemische Analyse

Zusätzlich zu den bisher durchgeführten Methoden zur Bestimmung der Mineralphasen in den Proben MIN1-3 wurden bei der Firma Actlabs [4] chemische Analysen inkl. einer Bestimmung des Sulfatgehaltes durchgeführt. Die Ergebnisse dienen einerseits zur Überprüfung der Ergebnisse aus den Dünnschliffen, ferner der Röntgendiffraktogramme sowie zur genaueren Ermittlung der Gipsgehalte.

Zur Bestimmung der Oxide, angeführt in Tabelle IV-1, wurde eine „Lithium Metaborate/Tetraborate Fusion ICP und ICP/MS“ durchgeführt. Dies ist eine massenspektrometrische Analysemethode mit induktiv gekoppeltem Plasma. Die Massensumme beträgt bei dieser Analyse nicht 100 %, da die Probe im Zuge der Untersuchung auf bis zu 1150°C erhitzt wird, um die verschiedenen Oxide zu erhalten, und die flüchtigen Bestandteile dabei entweichen. [4]

Analyse	SiO2	Al2O3	Fe2O3(T)	MnO	MgO	CaO	Na2O	K2O	TiO2	P2O5	LOI	Total	SO4
Einheit	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
Detektions Limit	0,01	0,01	0,01	0,001	0,01	0,01	0,01	0,01	0,001	0,01		0,01	0,3
Analyse Methode	FUS-ICP	FUS-ICP	FUS-ICP	FUS-ICP	FUS-ICP	FUS-ICP	FUS-ICP	FUS-ICP	FUS-ICP	FUS-ICP	FUS-ICP	FUS-ICP	IR
MIN2	11,92	4,16	1,69	0,019	3,3	24,33	0,03	1,39	0,175	0,05	25,45	72,52	43,5
MIN3	25,82	8,98	3,42	0,038	6,71	15,1	0,07	2,77	0,38	0,11	25,38	88,77	26,8

Tabelle IV-1: Ergebnisse aus der chemischen Analyse (Actlabs [4])

Der SO₄-Gehalt der Probe wurde mittels „Combust Infrared Detection“ ermittelt. Hierbei wird eine Probe mit einer Masse von 0,2 g in einem Widerstandsofen bei 550° C in einer reinen Sauerstoffumgebung verbrannt. Durch die Verbrennung werden jene Bestandteile, die Schwefel beinhalten, reduziert und bilden mit dem Sauerstoff in der Umgebung SO₂. Dieser Schwefeldioxidgehalt wird in einer Infrarotzelle gemessen und der SO₄ – Gehalt bestimmt. Die Nachweisgrenze liegt bei 0,3 % [4]. Tabelle IV-1 beinhaltet den SO₄-Gehalt der Proben MIN1 bis MIN3.

Der gesamte Datensatz der chemischen Analyse ist in Anhang D – Chemische Untersuchungen angeführt. Der SO₄-Gehalt [4] liegt zwischen 16,40 % und 59,10 % bei einem Mittelwert von 34,00 %.

Der Ausgangsgehalt von Gips in den einzelnen Proben wurde mithilfe des Sulfatgehaltes aus der Analyse und den Molmassen ermittelt. Die berechneten Gips- und Calciumsulfatgehalte sind in Tabelle IV-2 angeführt.

Probe	SO ₄ [m.%]	CaSO ₄ [m%]	CaSO ₄ (2H ₂ O) [m%]	CaSO ₄ (2H ₂ O) in [g] 100 g Probe
MIN1	20,8	29,48	37,28	37,28
MIN2	43,5	61,65	77,96	77,96
MIN3	26,8	37,98	48,03	48,03

Tabelle IV-2: Berechnung von Calciumsulfat und Gips aus der chemischen Analyse

Im Vorfeld der Untersuchungen wurde die Annahme getroffen, dass der gesamte SO₄-Anteil aus der chemischen Analyse der Gesteinsproben als Gips gebunden ist. Dieser Annahme liegt zu Grunde, dass der Lösungsprozess des Gipses die Stabilität des Gebirges negativ beeinflusst und dies somit den gebirgsmechanisch schlechtesten Fall darstellt. Des Weiteren ist es auf Grund der mineralogischen Zusammensetzung sehr unwahrscheinlich, dass große Mengen an Sulfat in anderen Mineralphasen gebunden sind.

Während der Auswertung wurde in den Proben GBS_S3_B1_K1 und GBS_S5_B1_K1 ein Gipsgehalt >100% festgestellt. Dies zeigt, dass die zuvor getroffene Annahme (reiner Gips) nicht voll anwendbar ist und somit folgende Sonderfälle möglich sind:

- i. die Proben bestehen nicht nur aus reinem Gips, sondern beinhalten einen gewissen Teil Anhydrit;
- ii. in den Dünnschliffen konnten marginale Anteile an opaken Phasen wie Pyrit (FeS₂) festgestellt werden. Diese schwefelhaltigen Mineralphasen werden bei der „Combust Infrared Detection“ in den SO₄ Gehalt mit eingerechnet.
- iii. Kombinationen aus i. und ii.;

Zur exakten bzw. zur weiteren Bestimmung des Gipsgehaltes wurde eine Simultan-Thermo-Analyse² an allen Proben durchgeführt.

4.6. Simultan-Thermo-Analyse

Am Lehrstuhl für Verfahrenstechnik und industrieller Umweltschutz der Montanuniversität Leoben wurden Simultan-Thermo-Analysen (gleichbedeutend mit einer Differenz-Thermo-Analyse³ mit gleichzeitiger Thermogravimetrie⁴) durchgeführt. Die DTA ist eine thermoanalytische Methode, bei der die thermischen Effekte (endotherme oder exotherme Vorgänge) bei einer Temperaturerhöhung im Vergleich mit einer Referenzprobe (Korund) über ein Thermoelement gemessen

² Simultan-Thermo-Analyse = STA

³ Differenz-Thermo-Analyse = DTA

⁴ Thermogravimetrie = TG

werden. In der TG wird weiters die Massenänderung der Probe, welche einem Temperaturprogramm (hier konstanter Temperaturanstieg) unterworfen ist, gemessen. [121]

Die Versuche wurden mit einer Heizrate von 10° C/min bis zu einer Endtemperatur von ca. 1100 °C erhitzt. Die Einwaage betrug zwischen 70 und 80 mg. In der Auswertung ist zu erkennen, dass zuerst Wasser, anschließend CO₂ und SO₂ ausgetrieben werden. Die Versuchsergebnisse weisen auf eine Gipsphase in allen Proben hin. Im Bereich von ca. 100 bis 200 °C kommt es zu einer Entwässerung des Calcium-Sulfat-Dihydrats (CaSO₄*2H₂O) in zwei Stufen; (i) Entwässerung des Gipses zu Calcium-Sulfat-Halbhydrat (CaSO₄*1/2H₂O); (ii) Entwässerung zu Anhydrit (CaSO₄). Anhand der Massenänderung in diesem Bereich kann der Gipsgehalt errechnet werden, dieser liegt in der Probencharge im Bereiche von 15,29 m% bis 91,99 m%. Bei ca. 350 °C kommt es zu einer Strukturänderung des Anhydrits zu Beta-Calziumsulfat. In den höheren Temperaturbereichen kommt es zur Sulfat-Zerlegung und zur SO₂ Bildung. Ab 500 °C zeigt sich ein weiterer Masseverlust. Dies ist auf eine Kalzinierungsreaktion (endotherme CO₂-Entwicklung) zurückzuführen, was wiederum auf enthaltene Karbonate in den Proben hinweist. Die folgende Abbildung IV-31 zeigt die STA Auswertung der Probe GBS S1 B4 K2. Die einzelnen Bereiche der Masseverluste (H₂O, CO₂ und SO₂) sind gut erkennbar. [121]

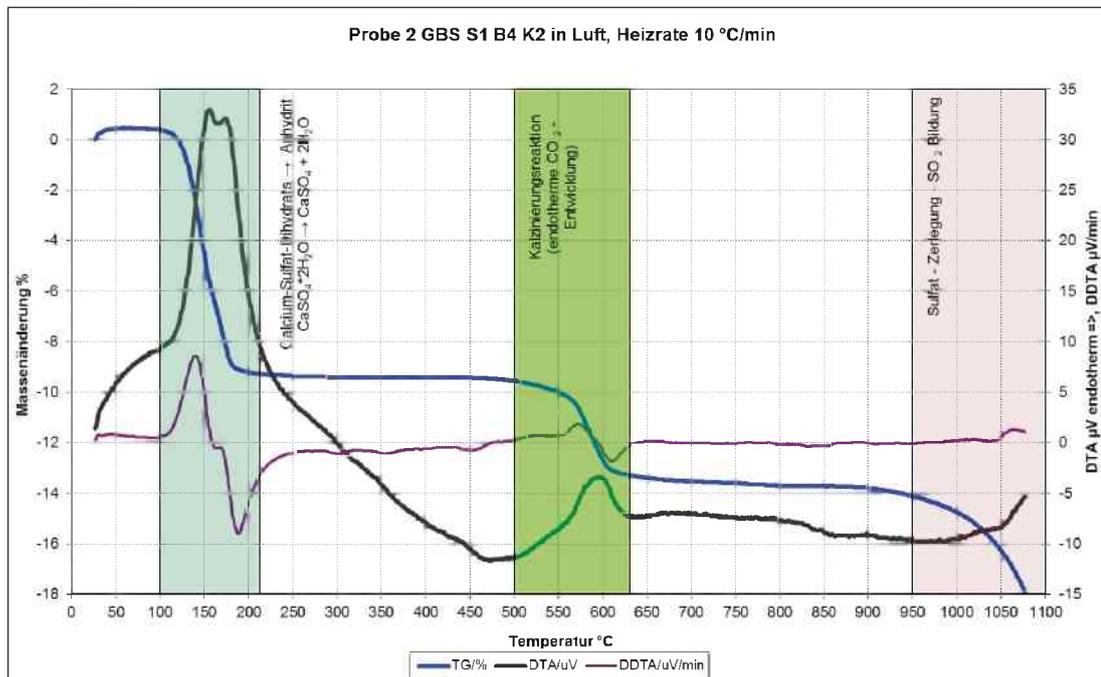


Abbildung IV-31: STA Auswertung der Probe GBS S1 B4 K2 → Masseänderung

4.7. Zusammenfassung der geologisch/mineralogischen Untersuchungen

Das Haselgebirge weist eine weit gestreute Palette verschiedener mineralogischer Bestandteile auf. Die chemische Zusammensetzung sowie der optische Eindruck aus der Mikroskopie zeigen gipsreiches Haselgebirge. Die Hauptbestandteile des Haselgebirges in der Seegrotte sind Gips ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), Dolomit ($\text{CaMg}[\text{CO}_3]_2$), Chlorit ($(\text{Fe}, \text{Mg}, \text{Al})_6(\text{Si}, \text{Al})_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8$) sowie Illit ($(\text{K}, \text{H}_3\text{O})\text{Al}_2(\text{Si}_3\text{Al})\text{O}_{10}(\text{H}_2\text{O}, \text{OH})_2$) und geringe Teile Quarz (SiO_2). Diese kommen je nach Lage der Probe in unterschiedlichen Mengenverhältnissen, Korngrößen und Verwachsungen vor. Hauptaugenmerk war die Ermittlung der Gipsgehalte sowie die Verwachsung der Gipsmatrix mit den nicht wasserlöslichen Bestandteilen. Tabelle IV-3 zeigt die Gipsgehalte der einzelnen Untersuchungsmethoden.

Probenbezeichnung	CaSO ₄ (2H ₂ O) in einer 100 g Probe			Maximum [m%]	Messwert [Verfahren]	Minimum [m%]	Messwert [Verfahren]
	(1) [m%]	(2) [m%]	(3) [m%]				
MIN1	37.28	30.28	N/A	37.28	[1]	30.28	[2]
MIN2	77.96	74.36	N/A	77.96	[1]	74.36	[2]
MIN3	48.03	40.29	N/A	48.03	[1]	40.29	[2]
GBS-S1-B4-K2	60.58	58.20	44.44	60.58	[1]	44.44	[3]
GBS-S2-B4-K1	44.09	35.81	32.97	44.09	[1]	32.97	[3]
GBS-S3-B1-K1	105.92	71.63	91.99	105.92	[1]	71.63	[2]
GBS-S4-B4-K1	73.30	67.15	48.26	73.30	[1]	48.26	[3]
GBS-S5-B1-K1	103.59	76.10	89.60	103.59	[1]	76.10	[2]
GBS-S6-B3-K2	63.09	58.20	39.18	63.09	[1]	39.18	[3]
GBS-S7-B2-K2	43.91	35.81	28.67	43.91	[1]	28.67	[3]
GBS-S8-B1-K1	84.24	76.10	59.25	84.24	[1]	59.25	[3]
GBS-S9-B3-K1	31.19	35.81	15.29	35.81	[1]	15.29	[3]
GBS-S10-B2-K1	81.55	67.15	42.53	81.55	[1]	42.53	[3]
GBS-S11-B1-K1	83.34	58.20	71.20	83.34	[1]	58.20	[2]
GBS-S13-B4-K2	73.48	62.67	51.61	73.48	[1]	51.61	[3]
GBS-S14-B1-K3	61.83	40.29	42.05	61.83	[1]	40.29	[2]
GBS-S15-B3-K2	77.43	62.67	65.94	77.43	[1]	62.67	[2]
GBS-S16-B2-K2	38.71	40.29	24.37	40.29	[2]	24.37	[3]
GBS-S18-B2-K2	33.69	44.77	53.04	53.04	[3]	33.69	[1]
GBS-S19-B1-K3	29.39	80.58	17.68	80.58	[2]	17.68	[3]
GBS-S20-B1-K1	33.69	62.67	18.16	62.67	[2]	18.16	[3]
GBS-S22-B3-K1	60.76	53.72	36.79	60.76	[1]	36.79	[3]
GBS-S23-B1-K2	60.04	58.20	31.54	60.04	[1]	31.54	[3]
GBS-S24-B1-K2	44.81	35.81	27.24	44.81	[1]	27.24	[3]
GBS-S25-B1-K1	71.33	80.58	35.84	80.58	[2]	35.84	[3]

Tabelle IV-3: Übersicht der Gipsgehalte der verschiedenen Untersuchungsmethoden;
(1)=chemische Analyse; (2)=Dünnschliff; (3)=STA (TG)

Es zeigt sich, dass die Untersuchung mittels „Combust Infrared Detection“ [4] einen teilweise höheren Gipsgehalt ergibt als die STA Untersuchung. Diese Überschätzung des Gipsgehaltes wird durch das Auftreten von schwefelhaltigen mineralischen Bestandteilen in kleinen Mengen hervorgerufen. In diesem Fall ist eine STA zur

Bestimmung des Gipsgehaltes ausreichend und genauer. Für einen pessimistischen Ansatz sollten allerdings die Gipsgehalte der chemische Analyse (Combust Infrared Detection) verwendet werden, da diese die maximal lösliche Menge des Haselgebirges darstellten. Die Untersuchung der Dünnschliffe des Haselgebirges zeigt, dass die nichtlöslichen Bestandteile (Dolomit und Tonminerale) im Korngrößenbereich $<0,002$ mm bis mehrere Millimeter in der Gipsmatrix eingebettet sind. Dies führt zur Schlussfolgerung, dass bei einer bestehenden Wasserwegigkeit im Boden diese nicht löslichen Bestandteile bei einer Lösung der Gipsmatrix ausgespült werden können. Der Masseverlust setzt sich daher aus gelöstem Gips sowie feinen nichtlöslichen Bestandteilen zusammen.

Um diesen Vorgang im Detail zu untersuchen, wurde am Lehrstuhl für Subsurface Engineering an der Montanuniversität Leoben ein neuartiger Versuchsaufbau zur Untersuchung von Laugungsprozessen entwickelt. Aufbau, Durchführung sowie die Versuchsergebnisse werden in den nachfolgenden Kapiteln genauer erläutert.

5. Geotechnik

5.1. Probenbeschreibung Geotechnik

Aus den in Abschnitt 1.3 Probenahme erläuterten Standorten wurde versucht, je Bohrstelle eine Probe für:

- i. einaxiale Druckversuche,
- ii. triaxiale Druckversuche,
- iii. Langzeitversuche,
- iv. Spaltzugversuche

zu gewinnen. Auf Grund der geologischen Gegebenheiten konnte nicht bei allen Stationen ein brauchbarer Kern gezogen werden. Die Proben weisen daher in manchen Fällen nicht das in ÖNORM B 3124-9:1986 09 01 [168] geforderte Durchmesser-/ Höhenverhältnis von 1/2 auf. Die Bohrkern sind in Anhang A – Bohrkernprotokolle abgebildet. Die aktuell gültige Norm ÖNORM EN 1926:2007 03 01 [166] verweist auf Probenabmessungen von 70 ± 5 mm oder 50 ± 5 mm Kantenlänge bei einer Würfelprobe bzw. Durchmesser einer Zylinderprobe und einer Höhe von 70 ± 5 mm oder 50 ± 5 mm.

5.2. Einaxiale Druckversuche

Die Probenherstellung und Versuchsdurchführung inkl. Auswertung wurde in Anlehnung an ÖNORM EN 1926:2007 03 01 [166], ÖNORM B 3124-9:1986 09 01 [168] und die Empfehlung Nr.1 des Arbeitskreises „Versuchstechnik Fels der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik“ (DGGT) [67] „Einaxiale Druckversuche an zylindrischen Gesteinsprüfkörpern“ durchgeführt.

Die Probenhöhe wurde mit ca. 200 mm gewählt, um ein Durchmesser-/ Höhen – Verhältnis von 1/2 zu erhalten [179]. Dies soll einen einaxialen Spannungszustand in der Probenmitte gewährleisten und die Randeinflüsse so gering wie möglich halten.

Die Grund- und Deckfläche der dolomitischen Zylinderproben wurden im rechten Winkel zur Probenachse planparallel geschliffen. Abbildung IV-32 zeigt die dafür

verwendete Gesteinsfräse. Die restlichen Proben konnten aufgrund ihrer Zusammensetzung (wassersensitive Bestandteile) und der augenscheinlich geringen Festigkeit nicht plangefräst werden. Die Planparallelität wurde bei diesen Proben mittels händischem Abschleifen mit Schleifpapier hergestellt und mittels Stahlwinkel kontrolliert.



Abbildung IV-32: Planfräsmaschine – Foto – Cevele G. [179]

Die Versuchseinrichtung zur Bestimmung der Festigkeit besteht aus einer rechnergesteuerten, servohydraulischen MTS – Prüfanlage. Die Versuchsanlage, in Abbildung IV-33, ist mit einem 4-säuligen Lastrahmen vom Typ 315.02 ausgeführt und besitzt eine Maschinensteifigkeit von 9 MN/mm [156]. Die Messung der Längs- und Querdehnung erfolgt mit Wegaufnehmern, die an der Probe mittels Umfangskette und Spannfedern angebracht sind. Die Axialkraft wird über eine 1.000 kN-Kraftmesszelle gemessen. [179]

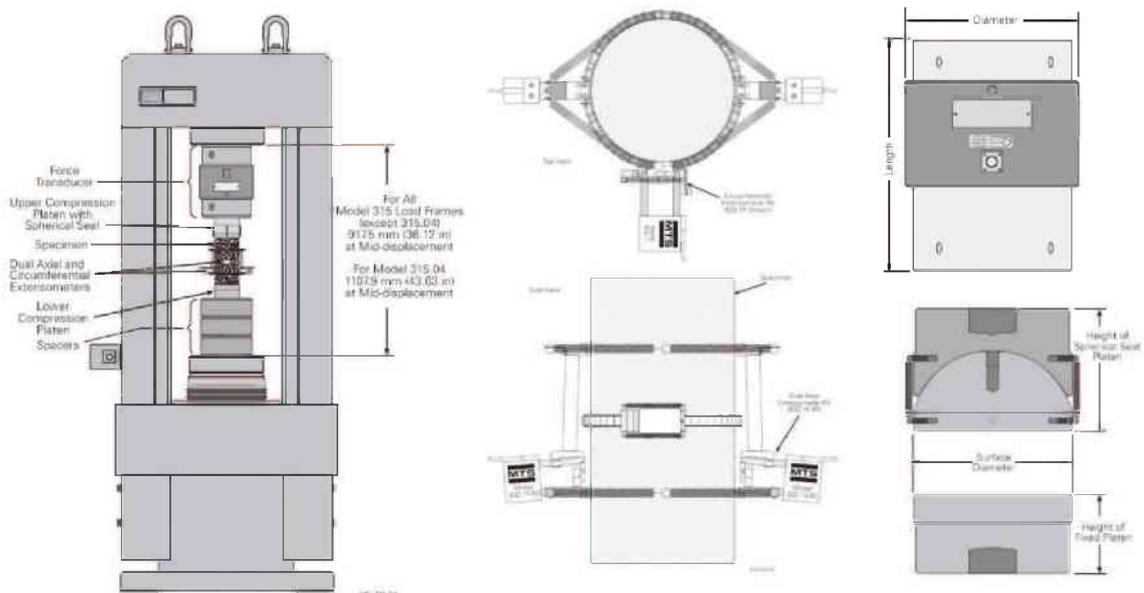


Abbildung IV-33: Einaxialer Druckversuch; (li.) MTS-Prüfmaschine inkl. Versuchsaufbau; (mit.) Lage der Messaufnehmer der Axial- und Querdehnung; (re. oben) Kraftmesszelle; (re. unten) Druckplatte inkl. Kalotte; [156],[157]

Die Proben wurden wie in Abbildung IV-33 mit den Wegaufnehmern bestückt und zwischen den Druckplatten eingebaut. Anschließend wurden die Proben mit einer geringen Axialkraft belastet. Vor Beginn der Versuchsdurchführung wurden die Sensoren für die Längs- und Querdehnung auf null gesetzt. Die Be-, Ent- und Wiederbelastung bzw. Entlastungsschleifen wurden wie in der folgenden Tabelle IV-4 dargestellt durchgeführt.

Die Belastung sollte laut ÖNORM EN 1926:2007 03 01 [166] und ÖNORM B 3124-9:1986 09 01 [168] kontinuierlich um einen konstanten Spannungsbetrag zwischen $1 \pm 0,5$ MPa/s gesteigert werden. Auf Grund der starken Inhomogenität und der stark unterschiedlichen Zusammensetzung der Probekörper wurden diese entweder kraft- oder weggesteuert belastet. Die folgende Tabelle IV-4 zeigt die unterschiedlichen Belastungsvorgänge/-stufen.

	GBS_S4_B1_K1 GBS_S13_B2_K1 GBS_S19_B1_K1 GBS_S22_B1_K1 GBS_S23_B2_K1
	GBS_S20_B4_K1
	GBS_S1_B1_K1 GBS_S2_B1_K1 GBS_S3_B3_K1 GBS_S6_B4_K1 GBS_S7_B1_K2 GBS_S9_B1_K1 GBS_S10_B1_K1 GBS_S14_B1_K1 GBS_S14_B2_K1 GBS_S15_B1_K1 GBS_S16_B3_K1 GBS_S18_B2_K1 GBS_S24_B3_K1

Tabelle IV-4: Übersicht der Belastungsstufen bei kraft- oder weggesteuertem Versuchsaufbau [94]

Anhand der gemessenen Daten der einaxialen Druckversuche wurden die geotechnischen Parameter einaxiale Druckfestigkeit σ_{UCS} , Elastizitätsmodul E , Verformungsmodul V mit der entsprechenden Oberspannung σ_0 und Unterspannung σ_u und die Poisson'sche Zahl ν bestimmt.

Der „Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds (konsolidierte Fassung) ÖNORM EN1997-2:2010 08 15“ [69] verweist auf die „Suggested Methods for Determining Unconfined Compressive Strength and Deformability Part 2“ der ISRM [116] zur Bestimmung der Festigkeits- und Verformungsparameter. Die Bestimmung des E- und V-Moduls wurden nach ÖNORM B 3124-9:1986 09 01 [168] durchgeführt.

In Summe wurden 29 einaxiale Druckversuche durchgeführt. Die einaxiale Druckfestigkeit aller Versuche streut im Bereich von 1 MPa bis 78,58 MPa mit einem Mittelwert von 19,05 MPa und einem Median von 5,03 MPa. Eine ähnlich große Bandbreite von 4,44 GPa bis 87,90 GPa weist der E-Modul auf. Abbildung IV-34 und Abbildung IV-35 zeigen die Histogramme der einaxialen Druckfestigkeit und des E-Moduls. [94]

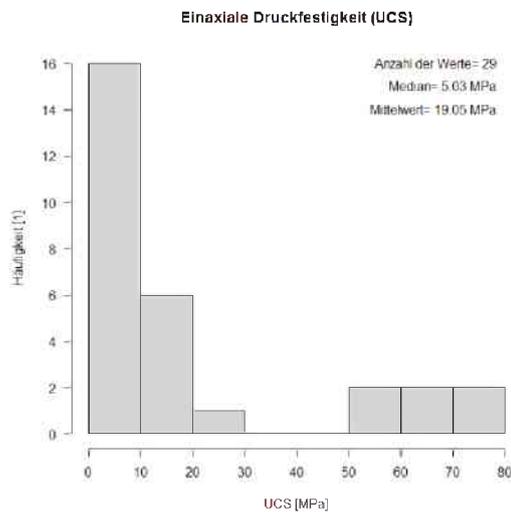


Abbildung IV-34: Histogramm einaxiale Druckfestigkeit [94]; li. Haselgebirge 0-30 MPa, re. Dolomit 50-80 MPa

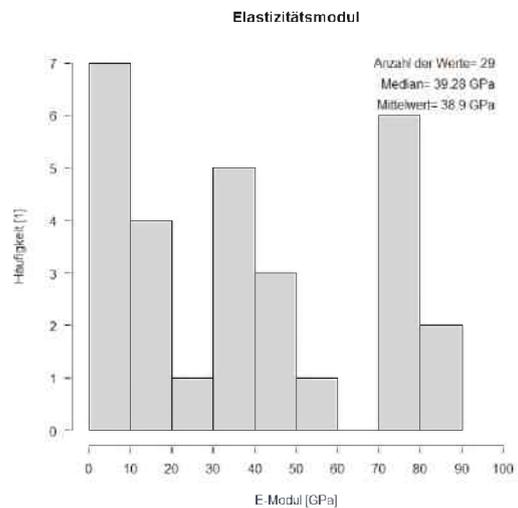


Abbildung IV-35: Histogramm E-Modul [94]; li. Haselgebirge 0-60 MPa, re. Dolomit 70-90 MPa

Die unterschiedlichen geologischen Einheiten (Haselgebirge und Dolomit) lassen sich im Histogramm differenzieren. Die gesamte statistische Auswertung der Versuchsdaten ist in Anhang I – Statistische Auswertung der Versuchsdaten ersichtlich.

5.3. Triaxiale Druckversuche

Die Arbeitsschritte der Probenherstellung für den dreiaxialen Druckversuch waren gleich wie in 5.2 Einaxiale Druckversuche. Vor dem Einbau in die Triaxialzelle wurde die Probe zwischen oberem und unterem Laststempel positioniert und mit einer Kunststoffmembran umhüllt und versiegelt. Die Messsensoren bestehen wie beim einaxialen Druckversuch aus Axial- und Umfangsextensometern, welche direkt am Probekörper angebracht werden.

Die Versuchseinrichtung war die in 5.2 „Einaxiale Druckversuche“ beschriebene, rechnergesteuerte, servohydraulische MTS – Prüfanlage. Abbildung IV-36 zeigt den

schematischen Versuchsaufbau des triaxialen Druckversuches. Die Messung der deviatorischen Axialkraft wurde über eine Lastzelle mit einem Messbereich von 2.600 kN gemessen. Die Triaxialzelle ist vom Typ 656.04 [156] und kann einen maximalen Umschließungsdruck von 80 MPa aufbringen, der mittels Druckgeber gemessen wird. [94]

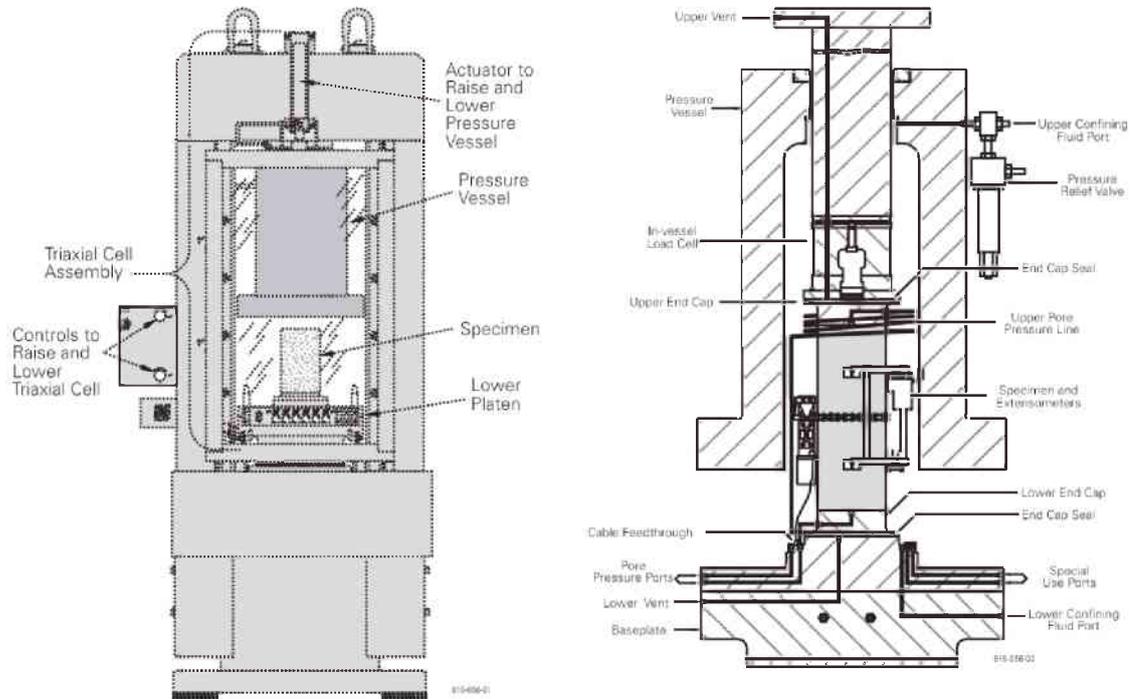


Abbildung IV-36: dreiachsialer Druckversuch; (li.) MTS-Prüfmaschine inkl. Versuchsaufbau; (re.) Schnitt durch die Triaxialzelle bei eingebauter Probe; [156]

Nach dem Einbau des applizierten Probekörpers in der Triaxialzelle wurde dieser mit einer geringen axialen Kraft belastet, die Triaxialzelle mit Öl geflutet und die Sensoren für die Axial- und Umfangsdehnung digital auf null gesetzt. Zu Beginn des Versuches wurde eine Be- und Entlastungsschleife zur Ermittlung des E-Modules durchgeführt. Nach diesem Versuchsteil zur Ermittlung der Verformungseigenschaften wurde der erste Umschließungsdruck bei konstanter deviatorischer Belastung aufgebracht. Die weitere stufenweise Belastung erfolgte querdehnungsgeregelt.

Der „Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds (konsolidierte Fassung) ÖNORM EN 1997-2:2010 08 15“ [69] gibt Auskunft über den Zweck und die Anforderungen sowie die Auswertung. Der Eurocode verweist weiters auf Versuchsverfahren wie die von der ISRM „Suggested Methods for Determining the Strength of Rock Materials in Triaxial Compression“ [117] zur Auswertung der Versuchsergebnisse.

Die Festigkeitsparameter c und ϕ (Mohr-Coulomb Parameter) wurden nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate der Wertepaare σ_1 und σ_3 ausgewertet [179].

Die Erstellung der Hoek-Brown Parameter σ_{CI} und m_i wurden nach dem „HOEK-BROWN Failure Criterion – 2002 Edition“ [105] durchgeführt.

Im Zuge der geotechnischen Untersuchungen wurden 16 triaxiale Druckversuche durchgeführt. Die Parameter sind wie bei den einaxialen Druckversuchen breit gestreut. Der Reibungswinkel liegt in einem Bereich zwischen $20,78^\circ$ und $47,60^\circ$, bei einem Mittelwert von $29,09^\circ$ und einem Median von $27,16^\circ$. Die Kohäsion liegt zwischen 1,37 MPa und 15,10 MPa bei einem Mittelwert von 4,35 MPa und einem Median von 3,39 MPa. Die folgenden Abbildungen zeigen das Histogramm der Reibungswinkel und der Kohäsion. [94]

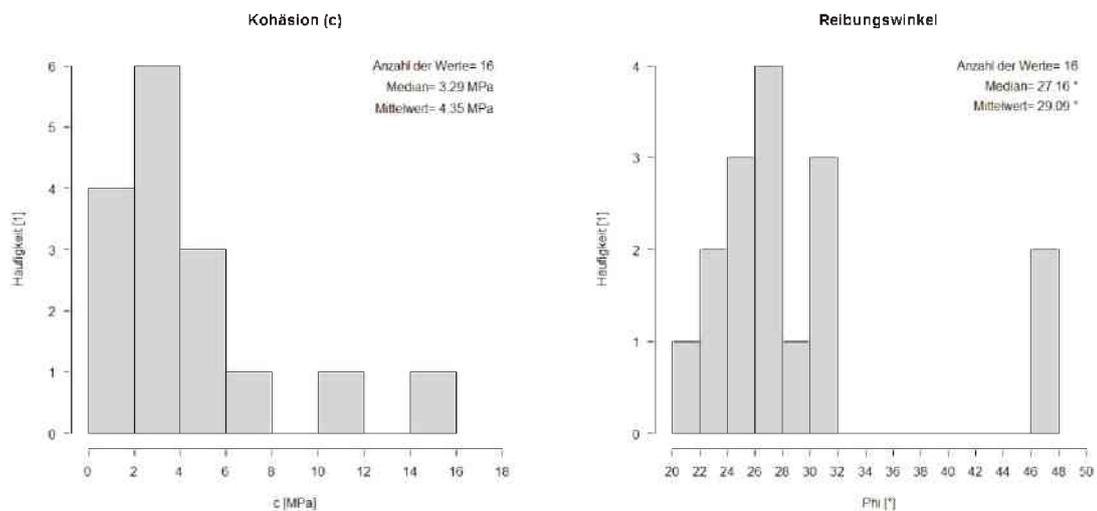


Abbildung IV-37: Histogramm Kohäsion [94] Abbildung IV-38: Histogramm Reibungswinkel [94]

5.4. Spaltzug

Zur Ermittlung der einaxialen Zugfestigkeit wurde mit dem Brazilian-Test die Spaltzugfestigkeit ermittelt. Die Grundlagen für die Durchführung und Auswertung waren die ÖNORM B 3124-4:1981 03 01 [167] sowie die ISRM (International Society for Rock Mechanics) Suggestion Methods for Determining Tensile Strength of Rock Material, Part 2 [116].

Die Probekörper wurden im Verhältnis D/H von 2/1 hergestellt. Die Geschwindigkeit der Steigerung der Prüflast sollte laut ÖNORM B 3124-4 [167] zwischen $0,5 \text{ N/mm}^2$ und 1 N/mm^2 je Sekunde liegen. Auf Grund der Eigenschaften des Materials konnte die Prüflast nicht mit einer konstanten Belastungssteigerung aufgebracht werden. Deshalb wurde entschieden, die Belastung mittels konstantem Vorschub von $0,5 \text{ mm/s}$ aufzubringen. Die Versuche wurden somit verformungsgesteuert gefahren.

Die Versuchseinrichtung besteht aus einer rechnergesteuerten, servohydraulischen MTS – Prüfanlage mit einem viersäuligen Lastrahmen vom Typ 315.02 und besitzt eine Maschinensteifigkeit von 9 MN/mm [156]. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung IV-39 abgebildet.

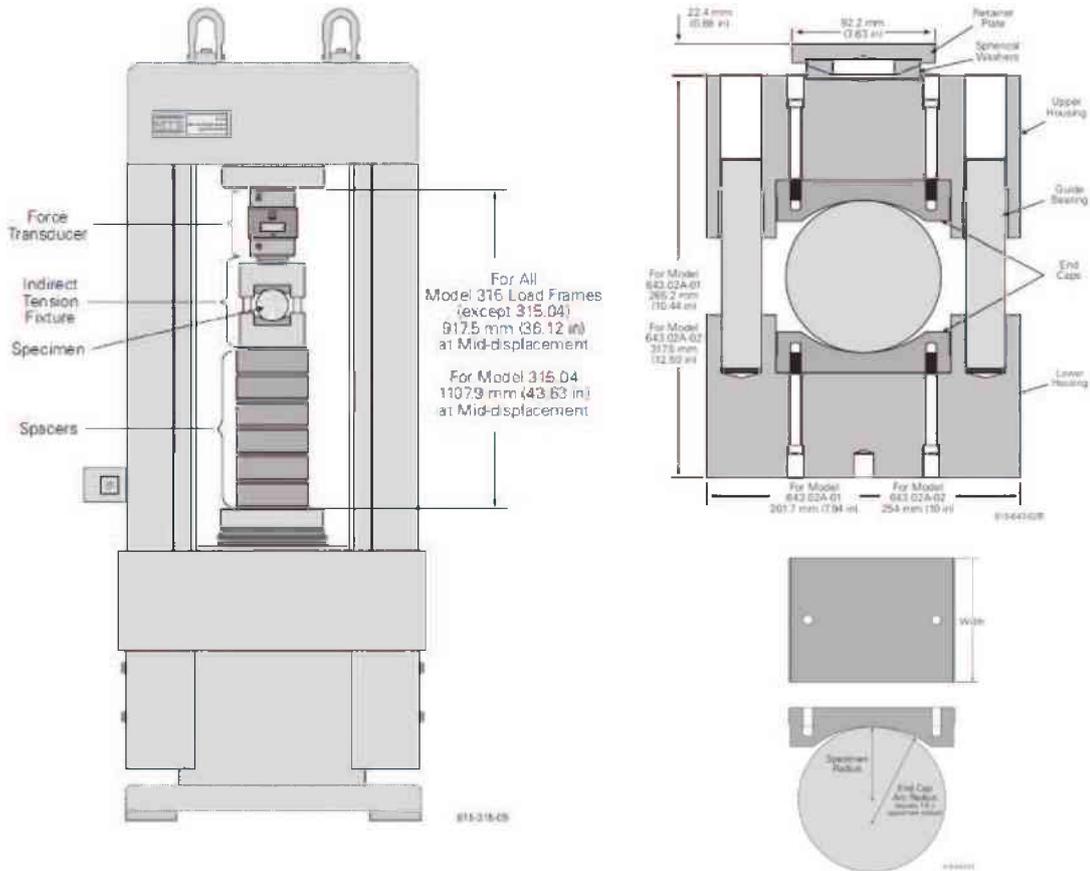


Abbildung IV-39: Spaltzugversuch; (li.) MTS-Prüfmaschine inkl. Versuchsaufbau; (re.oben) Versuchsaufbau im Detail; (re.unten) Detail der Lagerung des Probekörpers; [156]

Insgesamt wurden 51 Spaltzugversuche durchgeführt. Die Zugspannungen liegen zwischen 0,16 MPa und 3,17 MPa bei einem Mittelwert von 0,64 MPa und einem Median von 0,44 MPa. (Abbildung IV-40) [94]

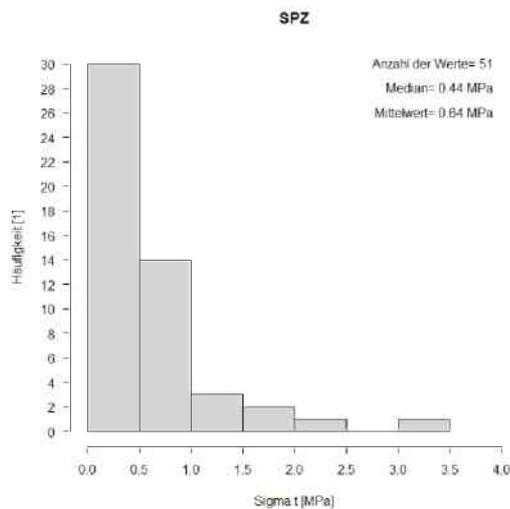


Abbildung IV-40: Histogramm Spaltzugfestigkeit [94]

5.5. Zusammenstellung der geotechnischen Untersuchungsergebnisse

Die Versuchsdaten aus den geotechnischen Versuchen

- i. einaxiale Druckversuche,
- ii. triaxiale Druckversuche,
- iii. Spaltzugversuche,

wurden mit der Statistiksoftware „R“ Version 2.14.2 ausgewertet. Die gesamten Versuchsdaten wurden auf die geologischen Einheiten Dolomit und Haselgebirge aufgeteilt. Eine Unterscheidung zwischen ton- und gipsreichem Haselgebirge war auf Grund der Datenmengen nur bei den einaxialen Druckversuchen sinnvoll möglich. Die Ergebnisse sind in Tabelle IV-5 und Tabelle IV-6 sowie in Abbildung IV-42 bis Abbildung IV-46 dargestellt. Die Diagramme der gesamten statistischen Auswertung finden sich in Anhang I – Statistische Auswertung der Versuchsdaten. [94]

Parameter	Einheit	Dolomit				Haselgebirge			
		MIN	MAX	Mittel	Median	MIN	MAX	Mittel	Median
Dichte	g/cm ³	2,16	2,71	2,40	2,33	2,21	2,51	2,30	2,29
E-Modul	GPa	8,12	87,90	55,87	53,60	4,44	44,64	14,84	10,16
V-Modul	GPa	1,46	88,70	50,13	40,60	0,22	39,53	9,09	2,52
UCS	MPa	2,85	78,58	34,04	21,9	1,00	19,14	5,06	3,57
Reibungswinkel	°	25,22	47,60	35,22	30,59	20,78	30,11	26,30	27,00
Kohäsion	MPa	3,36	15,10	7,57	4,21	1,37	6,30	2,89	2,31
SPZ	MPa	0,33	3,17	1,51	1,31	0,16	1,91	0,52	0,43

Tabelle IV-5: Übersicht der geotechnischen Parameter von Dolomit und Haselgebirge (MIN-, Max-, Mittelwert)

Parameter	Einheit	Haselgebirge - tonreich				Haselgebirge - gipsreich			
		MIN	MAX	Mittel	Median	MIN	MAX	Mittel	Median
E-Modul	GPa	4,44	15,10	8,46	6,63	7,78	44,67	19,40	10,53
V-Modul	GPa	0,22	6,42	2,12	1,75	0,37	38,53	14,07	6,41
UCS	MPa	1,00	3,85	2,71	3,06	2,16	19,14	7,12	4,36

Tabelle IV-6: Übersicht der geotechnischen Parameter von gips- und tonreichem Haselgebirge (MIN-, Max-, Mittelwert)

Als geeignete Übersichtsdarstellung wurde ein Box-Plot [199] gewählt, da dieser die große Streubreite sowie eventuelle Ausreißer der Parameter aufzeigt. Der Box-Plot zeigt folgende Kenngrößen:

- i. Ausreißer; sind Extremwerte die weder dem Minimum noch dem Maximum angehören
- ii. oberer „Whisker“ (ausgenommen Ausreißer),
- iii. oberes Quartil (75 %),
- iv. Median,
- v. unteres Quartil (25 %),
- vi. unterer „Whisker“ (ausgenommen Ausreißer),

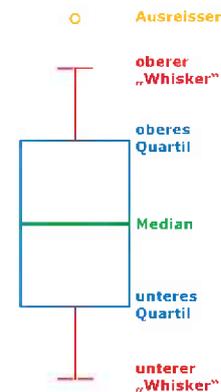


Abbildung IV-41: schematische Darstellung eines Box-Plots [94]

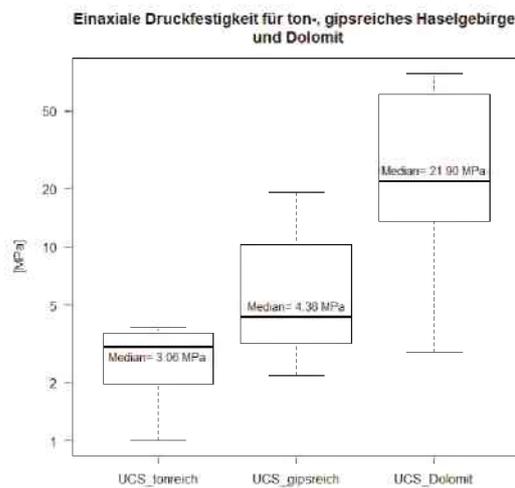


Abbildung IV-42: UCS von Dolomit, ton- und gipsreichem Haselgebirge

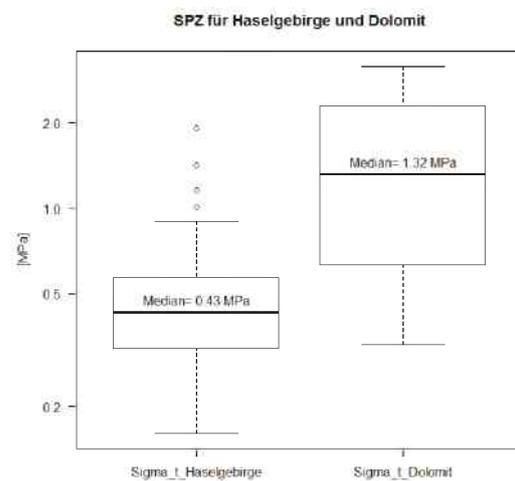


Abbildung IV-43: Spaltzugfestigkeit von Dolomit und Haselgebirge

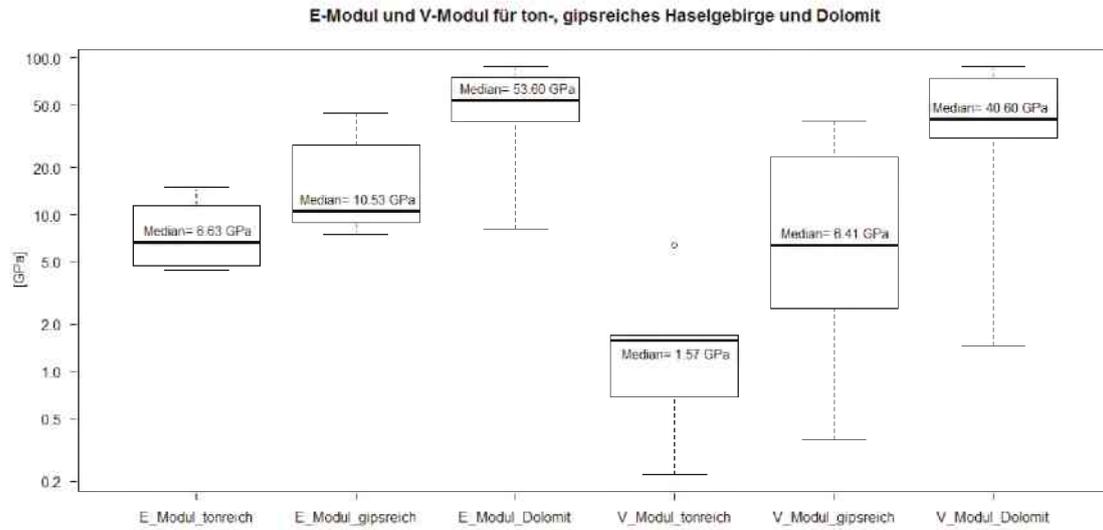


Abbildung IV-44: E-Modul und V-Modul von Dolomit, ton- und gipsreichem Haselgebirge

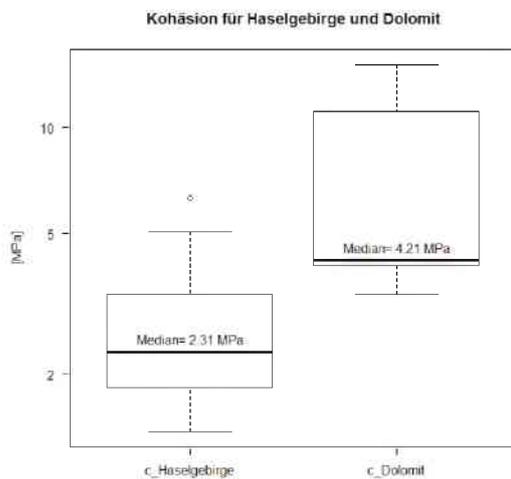


Abbildung IV-45: Kohäsion von Dolomit und Haselgebirge

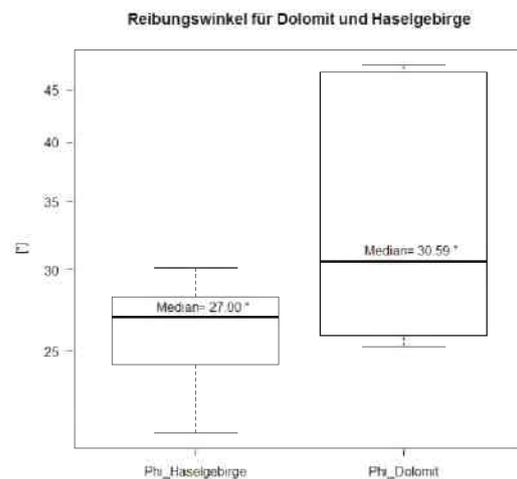


Abbildung IV-46: Reibungswinkel von Dolomit und Haselgebirge

Die ermittelten Festigkeits- und Verformungsparameter sind die Grundlage (Eingangsparemeter) für die analytischen Berechnungen sowie für die numerische Simulation. Anhand der ausgewerteten Daten der zuvor angeführten geotechnischen Versuche lässt sich eine Unterteilung in Haselgebirge und Dolomit treffen. Auf Grund einer zu geringen Versuchsanzahl lässt sich keine Unterscheidung der Mohr-Coulomb Parameter von gips- und tonreichem Haselgebirge treffen.

6. Laugungs- und Langzeitverhalten

6.1. Übersicht der Laugungsversuche

Die Eluationsversuche bzw. Laugungsversuche finden vor allem in der Umwelttechnik/Abfallwirtschaft zur Bestimmung von laugungsfähigen Schadstoffen ihre Anwendung und sollen die Kontaminierung von Böden untersuchen [128]. Es kann im Allgemeinen zwischen zwei verschiedenen Verfahren, den statischen und den dynamischen Verfahren, unterschieden werden.

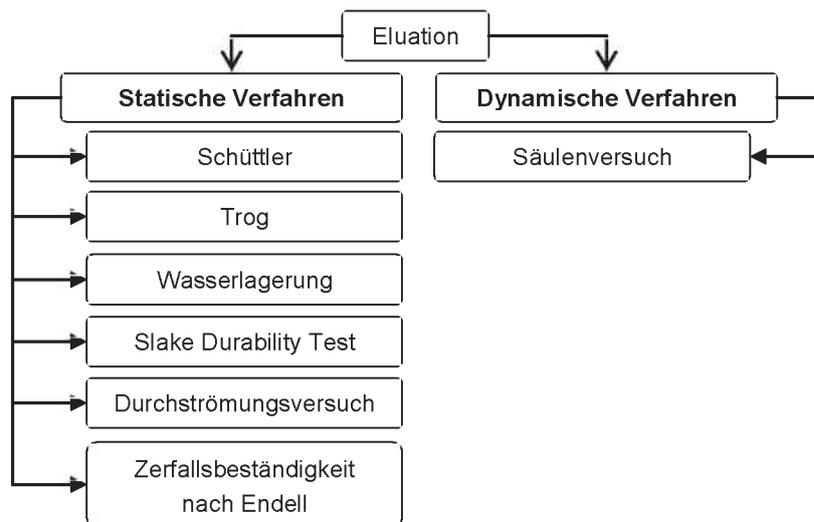


Abbildung IV-47: Übersicht der statischen und dynamischen Eluationsverfahren

Im dynamischen Verfahren wird untersucht, wie viel an laugungsfähigen Materialien aus einer Probe eluiert werden können, während beim statischen Verfahren die maximal erreichbare Konzentration eines Stoffes im Eluat im Vordergrund steht [191] [236]. In der hier vorliegenden Arbeit liegt das Hauptaugenmerk auf den statischen Verfahren. Die in Abbildung IV-47 angeführten, statischen Versuche unterscheiden sich vor allem in der Art der vorliegenden Probe bzw. der Laugungsart und Dauer sowie einer etwaigen mechanischen Belastung und werden in den folgenden Kapiteln kurz beschrieben.

6.1.1 Überkopfschüttler

In diesem Laugungsversuch wird das zu beprobende Material zerkleinert und mit einem Eluationsmittel (vorrangig destilliertes Wasser) in einen Probenbehälter gefüllt. Diese Behälter werden anschließend in eine Apparatur eingebaut, welche die Probenbehälter um eine Achse rotieren lässt (Abbildung IV-48). Das Probenmaterial ist in der Elutionsflüssigkeit somit immer in Bewegung. Dieser Standardversuch nach DIN 38414-S4 [59] ist vor allem für Lockermaterial geeignet. Des Weiteren ist das Probenmaterial einer mechanischen Belastung ausgesetzt. Die Vorteile dieses Verfahrens sind eine hohe Reproduzierbarkeit sowie die einfache Versuchsdurchführung. Festgesteinsproben müssen vor dem Einbau zerkleinert werden.



Abbildung IV-48: Darstellung eines Überkopfschüttlers [186]

6.1.2 Wasserlagerung

Der Wasserlagerungsversuch ist ein Standardtest [203]. Die Probe wird hierbei in einem ausreichend großen Wasserbehälter gelagert. Dieser Versuch kann nach verschiedenen Normen durchgeführt werden. Einer der weit verbreiteten ist der genormte Wasserlagerungsversuch nach DIN 14689-1 [58]. Hierbei wird die Probe 24 Stunden in einem Wasserbehälter gelagert, anschließend kann ein Veränderlichkeitsgrad zugewiesen werden. Die Bestimmung des Veränderlichkeitsgrades wird optisch durchgeführt und ist somit stark subjektiv. Die folgende Abbildung IV-49 zeigt einen Versuchsaufbau eines Wasserlagerungsversuchs.

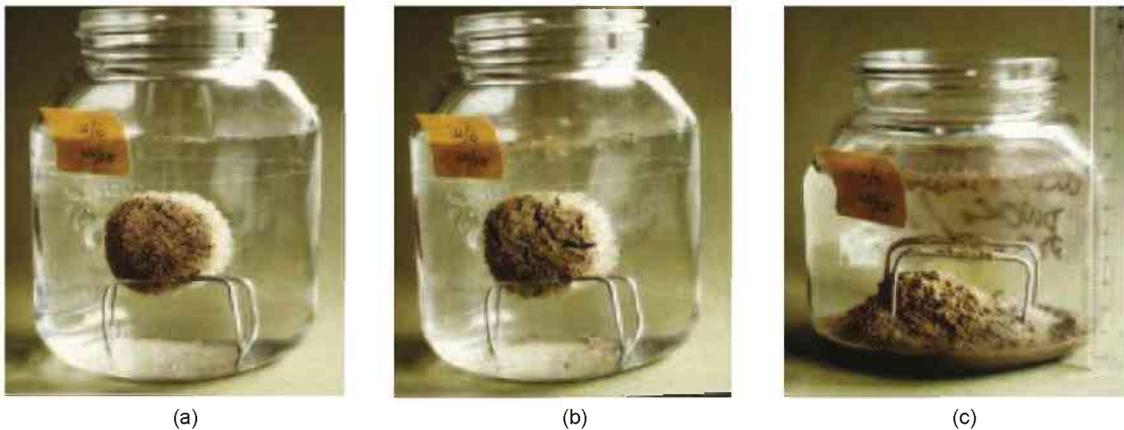


Abbildung IV-49: Schematische Darstellung eines Probekörpers im Zuge eines Wasserlagerungsversuchs; (a) Versuchsbeginn, (b) nach 12 h Wasserlagerung, (c) nach 24 h Wasserlagerung [223]

Eine alternative Möglichkeit des Wasserlagerungsversuches beinhaltet einen dreifachen Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel [162]. Nach jedem Durchgang wird die Probe getrocknet und die Kornverteilung der Probe ermittelt. In Tabelle IV-7 wird die Beschreibung der einzelnen Verfahren sowie deren Klassifizierung angeführt.

Veränderlichkeitsklasse	Bezeichnung	Beschreibung	Vergleich zu DIN 14689-1
VK0	Nicht veränderlich	Bis zum 3ten Wechsel keine Veränderung feststellbar	Nicht veränderlich (Grad 1)
VK1	Gering veränderlich	Bis zum 3ten Wechsel keine Veränderung feststellbar, lediglich leichtes Absanden möglicherweise durch die Bearbeitung aufgelockerte Bestandteile	Nicht veränderlich (Grad 1)
VK2	Langsam veränderlich	Bei einmaliger Wasserlagerung keine Rissbildung und/oder beginnender Zerfall bis zu 50%	Nicht veränderlich (Grad 1)
VK3	Mäßig schnell veränderlich	Bei einmaliger Wasserlagerung Rissbildung bzw. Abbrechen von kleineren Klufkörpern oder Aggregaten (bis max. 10%), Gestein bleibt aber erhalten. Bis zum 3ten Wechsel Zerfall in Aggregate >2,5%	Veränderlich (Grad 2 und 3)
VK4	Schnell und stark veränderlich	Bei einmaliger Wasserlagerung deutliche Desintegration (10-75%), bis zum 3ten Wechsel Zerfall in Aggregate <2,5%	Veränderlich (Grad 2 und 3)
VK5	Unmittelbar und stark veränderlich	Unmittelbarer Zerfall bei einmaliger Wasserlagerung in Aggregate <25%, bis zum 3ten Wechsel <1%	Stark veränderlich (Grad 4 und 5)
LG	Lockergestein		Stark veränderlich (Grad 4 und 5)

Tabelle IV-7: Übersicht der Beurteilung der Proben aus dem Wasserlagerungsversuch nach dem modifizierten Verfahren [162] und DIN 14689-1 [58]

6.1.3 Trogverfahren

Das Trogverfahren weist im Unterschied zur Wasserlagerung die Möglichkeit auf, die Eluationsflüssigkeit mittels Rührwerk in Bewegung zu setzen. Dieses Verfahren für Böden wird in DIN 38414-S4 [59] im Detail beschrieben. Die Bodenprobe wird bei diesem Verfahren in einem Glasbehälter auf einem Siebeinsatz platziert. Unter diesem Einsatz befindet sich ein Rührwerk, welches die Flüssigkeit in Bewegung setzt. Vorgesehen wird ein Flüssigkeits-Feststoffverhältnis von 10:1 und eine Eluationszeit von 24 h bei Zimmertemperatur [24] [128]. Abbildung IV-50 zeigt den schematischen Versuchsaufbau.

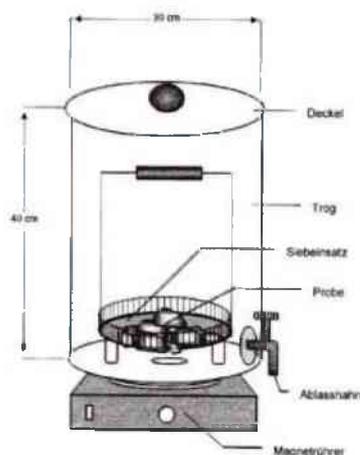


Abbildung IV-50: Schematische Abbildung eines Trogversuches [128]

6.1.4 Slake Durability Test

Der Slake Durability Test (Siebtrommelversuch) nach ASTM S 4644-08 [10] dient zur Erfassung der Zerfallsbeständigkeit von Lockergesteinen inklusive wasserlöslicher Anteile. Dieses Verfahren dient vor allem zur Beurteilung der Auswirkungen von Gewinnung und Transport auf ein Material sowie zur Untersuchung der Eigenschaften von belasteten Schüttflächen und Böschungen. Der Trog besteht hierbei aus einer rotierenden Trommel mit einer Maschenweite von 2 mm (Abbildung IV-51). Die Apparatur befindet sich bis zu einem gewissen Teil unter der Wasseroberfläche. Gemessen wird der Masseverlust der in der Trommel befindlichen Probe, welche die Zerfallsbeständigkeit des Probenmaterials beschreibt. [129]

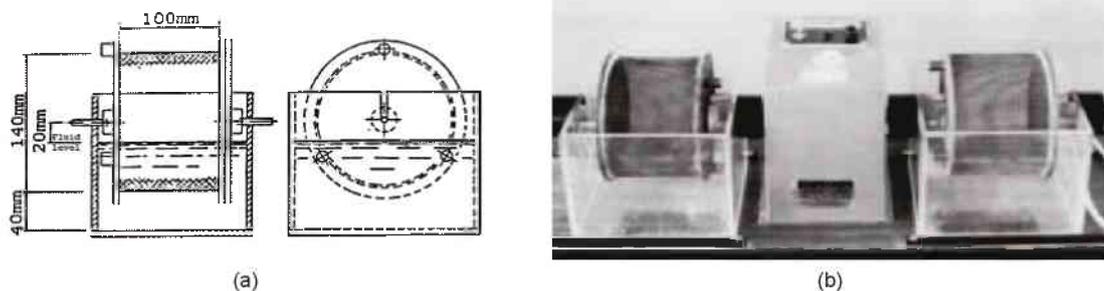


Abbildung IV-51: (a) Schematische Darstellung eines Slake Durability Tests; (b) Beispiel eines Versuchsgerätes [202]

6.1.5 Durchströmungsversuch

Das ISE-Durchlaufverfahren ist ein Durchströmungsversuch und wurde vom Institut für Straßenbau und Verkehrswesen der TH Karlsruhe entwickelt. Hierbei wird eine feste Probe bzw. eine verdichtete Lockergesteinsprobe in einen Probenbehälter eingebracht, das Masse-Feststoffverhältnis beträgt dabei 1:10. Die Eluationsflüssigkeit wird 24 Stunden in einem Kreislaufsystem durch die Probe geführt. Dieses Verfahren setzt voraus, dass das Probenmaterial porös ist. [24]

6.1.6 Zerfallsbeständigkeit nach Endell

Der Zerfallstest nach Endell ist ein nicht gängiges Elutionsverfahren. Das Hauptaugenmerk liegt hierbei nicht wie bei den üblichen Elutionsversuchen in der Untersuchung der gelösten Stoffe, sondern beschreibt den Masseverlust eines Probekörpers bei Wasserlagerung. Aus diesem Grund wird auf dieses Verfahren im Detail nicht weiter eingegangen. [28][191]

6.2. Versuchsaufbau eines neuartigen Laugungsversuches an Bohrkernproben

Ziel der hier angegebenen Fragestellung ist es, den Durchfluss des Niederschlagswassers entlang von Störzonen bzw. Klüften im Deckgebirge abzubilden. Die bisher beschriebenen Elutionsverfahren finden vorrangig bei Lockergesteinsmaterialien ihre Anwendung und weisen des Weiteren eine mechanische Belastung des Probenmaterials in manchen Versuchen auf. Aus

diesem Grund können die bis dato vorherrschenden Standardversuche nicht verwendet werden.

Um die Fragestellung realitätsnah darzustellen, wurde das Trogverfahren modifiziert, um anstelle von Lockermaterial eine Bohrkernprobe verwenden zu können. Mit Hilfe des Rührwerks lassen sich verschiedene Strömungsgeschwindigkeiten erzeugen. Weiters sind verschiedene Wasser-/ Feststoffverhältnisse sowie Versuchsintervalle einfach realisierbar. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung IV-52 dargestellt.



Abbildung IV-52: Versuchsaufbau Eluation; modifiziertes Trogverfahren

6.3. Versuchsdurchführung

Die Bohrkernproben wurden auf einen Kunststoffeinsatz gestellt. Ein Magnetrührer, welcher zentral unter der Probe platziert ist, gewährleistet eine allseitige Umspülung der Probe. Das Glasgefäß wurde soweit gefüllt, dass die Probe komplett vom Wasser umschlossen ist. Die Probe sollte mindestens 2-3 Finger breit unterhalb der Wasseroberfläche sein. Für diesen Versuchsaufbau wurden ca. 20 l Wasser verwendet. Anschließend wurde der Magnetrührer auf die gewünschte Umdrehungszahl eingestellt und gestartet. Nach einer gewählten Verweilzeit wurde eine Eluatprobe gezogen. Diese wurde zur Vorbereitung für die chemische Analyse filtriert. Weiters wurde der Bohrkern behutsam aus dem Gefäß entfernt und das restliche Eluat durch den sich am Glasgefäß befindlichen Hahn in ein Fass abgelassen. Der entfernte Probekörper wurde während des Ausspülens vorsichtig abgestellt und die äußerlichen Veränderungen mittels einer Kamera festgehalten. Dieser Vorgang wurde 3-4 Tage lang wiederholt, was ca. der Verweildauer des Bergwassers aus den hydrogeologischen Untersuchungen entspricht. Der Versuchsdurchlauf ist in der folgenden Abbildung dargestellt:

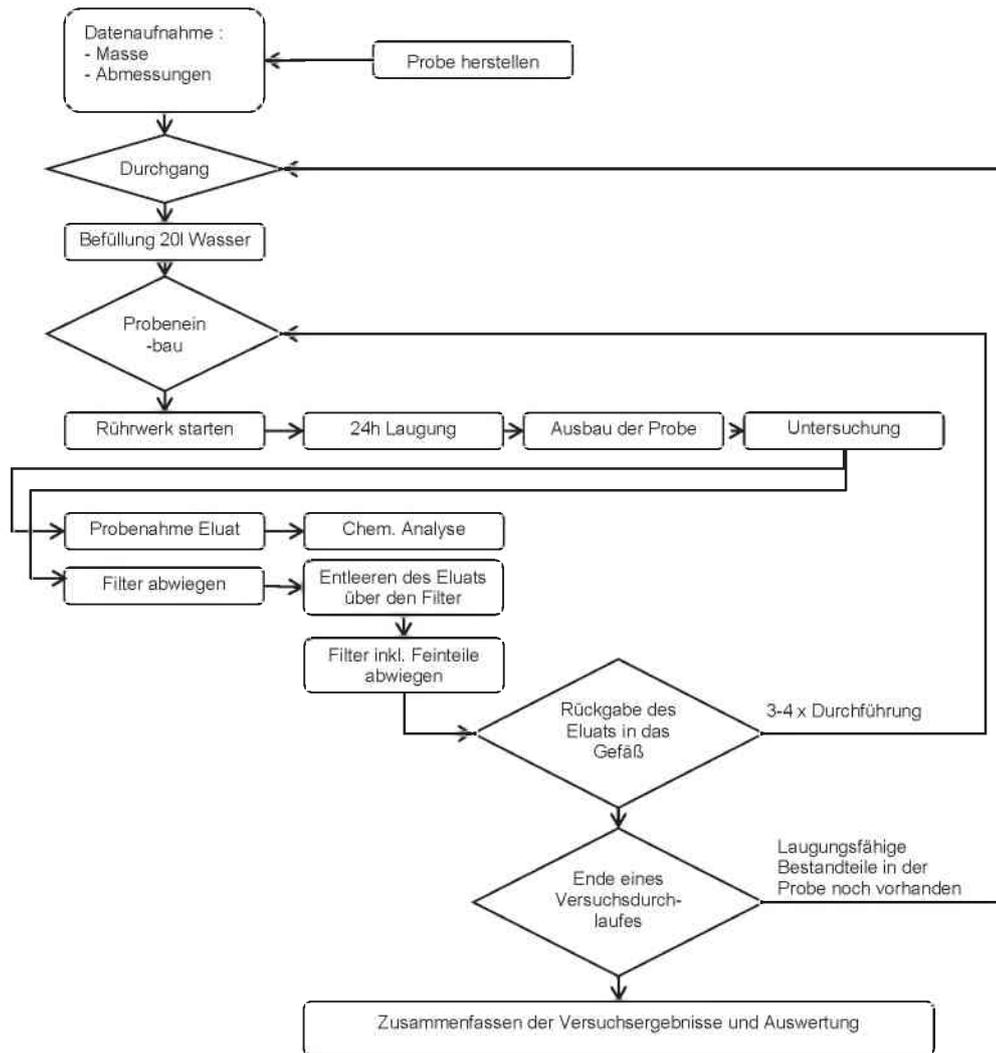


Abbildung IV-53: Flowchart für die Durchführung der Elutionsversuche

Die gezogenen Eluatproben wurden für die Bestimmung des Sulfat- und Calciumgehaltes ins Labor des Institutes für nachhaltige Abfallwirtschaft und Entsorgungstechnik an der Montanuniversität Leoben gebracht. Der Rest des Eluats wurde mittels Filtrationsanlagen gefiltert. Die Masse der getrockneten Filterpapiere wurden zur Bestimmung der nicht löslichen Bestandteile vor und nach dem Abfiltern des Eluats gewogen. Das Eluat wurde auf Calcium und Sulfat untersucht. Der Calciumgehalt wurde nach FAAS DIN EN ISO 7980 [60] und der Sulfatgehalt mittels Ionenchromatographie ermittelt.

6.4. Versuchsergebnisse aus den Laugungsversuchen

Es wurden an insgesamt vier Proben mit augenscheinlich unterschiedlicher Zusammensetzung (gips- und tonreichem Haselgebirge) Elutionsversuche unter der oben angeführten Versuchskonfiguration durchgeführt. Die verwendeten Einzelproben sind Rückstellproben aus der Bohrkernkampagne November 2011 in der Seegrotte und können positionsmäßig zugeordnet werden (Abbildung IV-16). Tabelle IV-8 zeigt eine Übersicht über die Versuchsdauer der Proben.

Probenbezeichnung	Versuchsdurchläufe
GBS_S25_B1	5
GBS_S3_B1	6
GBS_S16_B2	4
GBS_S14_B3	4

Tabelle IV-8: Übersicht der durchgeführten Laugungsversuche und deren Versuchsdauer in Wochen

Der Löseprozess sowie die optische Veränderung der Probe und der ausgeschwemmte Feinkornanteil sind deutlich zu erkennen. Die folgende Bilderreihe [124] (Abbildung IV-54 bis Abbildung IV-57) zeigt die Einzelproben jeweils vor Versuchsbeginn, während des Versuches sowie bei Versuchsende. Es ist anhand dieser Bilder ersichtlich, dass keine weiterführenden Druckversuche auf Grund der fehlenden Festigkeitseigenschaften durchgeführt werden konnten. Eine Übersicht der Mittelwerte der Gipsgehalt im Eluat und der nicht löslichen Bestandteile der einzelnen Versuchstage (Tag 1 bis Tag 4) sind in Tabelle IV-9 aufgelistet.

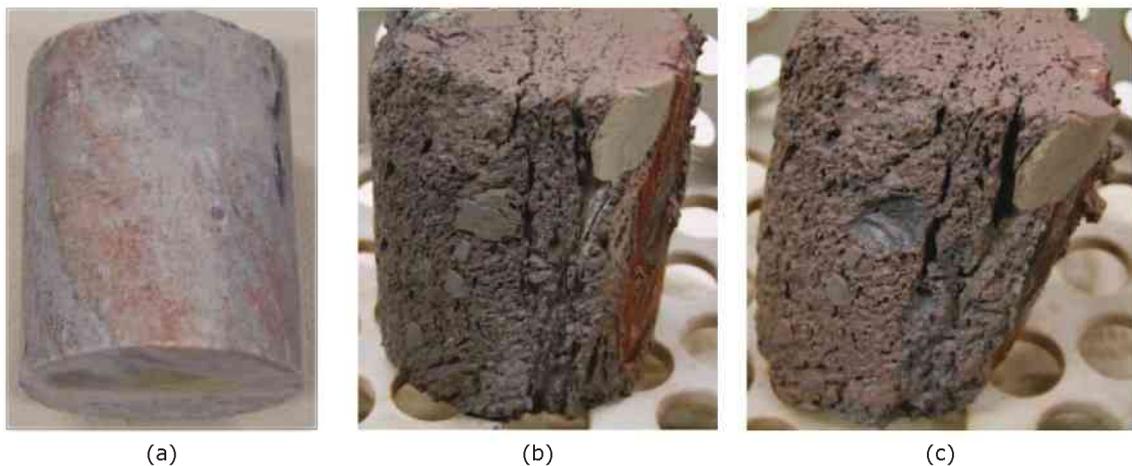


Abbildung IV-54: GBS_S25_B1 – Laugungsversuch; (a) Versuchsbeginn (Woche 0); (b) Woche 3; (c) Versuchsende Woche 6

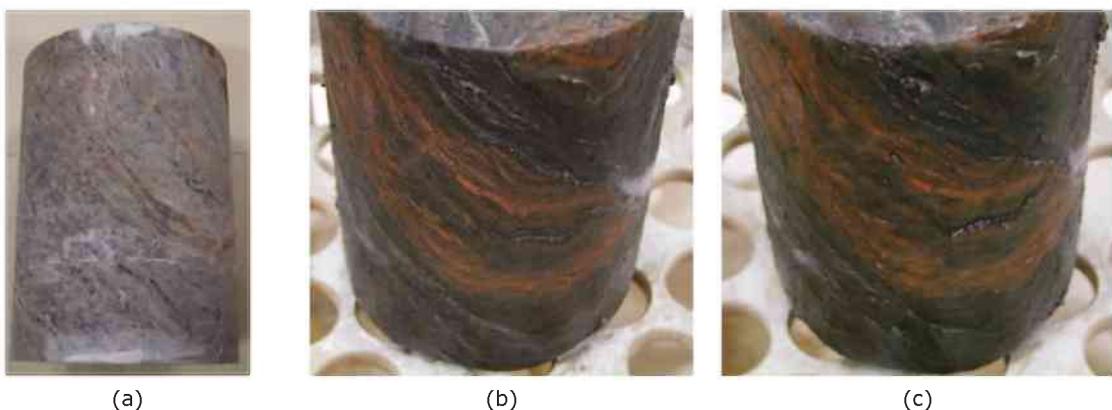


Abbildung IV-55: GBS_S3_B1 – Laugungsversuch; (a) Versuchsbeginn (Woche 0); (b) Woche 3; (c) Versuchsende Woche 6



Abbildung IV-56: GBS_S16_B2 – Laugungsversuch; (a) Versuchsbeginn (Woche 0); (b) Woche 2; (c) Versuchsende Woche 4

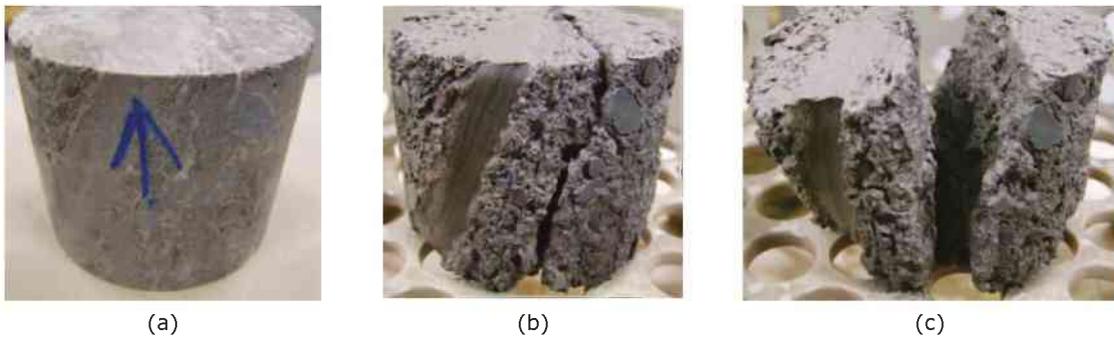


Abbildung IV-57: GBS_S14 – Laugungsversuch; (a) Versuchsbeginn (Woche 0); (b) Woche 2; (c) Versuchsende Woche 4

Probe	Tage	Verweildauer		Feinanteil		CaSO ₄ (2H ₂ O) – Gelöst im Eluat	
		[d]	[d] Σ	[g]/Tag	[g] Σ	[g]/Tag	[g] Σ
GBS_S25_B1	Tag 1	0,96	0,96	1,977	1,977	18,031	18,031
	Tag 2	1,00	1,95	1,272	3,249	11,272	29,303
	Tag 3	0,98	2,94	1,064	4,313	5,376	34,678
	Tag 4	0,94	3,88	0,707	5,020	4,404	39,083
GBS_S3_B1	Tag 1	1,01	1,01	0,509	0,509	31,25	31,248
	Tag 2	0,96	1,97	0,443	0,952	10,213	41,461
	Tag 3	0,98	2,94	0,316	1,269	4,402	45,864
	Tag 4	1,00	3,94	0,236	1,505	1,197	47,061
GBS_S14_B3	Tag 1	0,99	0,99	4,590	4,590	11,832	11,832
	Tag 2	0,98	1,97	2,811	7,402	9,155	20,987
	Tag 3	0,98	2,95	2,552	9,954	6,644	27,631
	Tag 4	0,99	3,94	2,340	12,294	4,797	32,428
GBS_S16_B2	Tag 1	0,98	0,98	4,902	4,902	16,216	16,216
	Tag 2	0,98	1,97	3,596	8,497	9,563	25,778
	Tag 3	0,99	2,95	2,600	11,097	5,728	31,507
	Tag 4	0,98	3,93	2,309	13,407	4,368	35,875

Tabelle IV-9: Mittelwerte der Versuchsergebnisse (Verweildauer, Feinanteile und gelöste Gipsmenge) der Einzelproben von Tag 1 bis 4

Die Messergebnisse der nichtlöslichen Feianteile aus der ersten Versuchswoche weisen überdurchschnittlich hohe Werte auf. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Oberfläche der Probe durch die Kernbohrarbeiten sowie den Transport beschädigt wurde und sich die Feianteile durch die Strömungsgeschwindigkeit des Eluats ablösen. Aus diesem Grund wurde bei der Auswertung der Messdaten diese Messreihe nicht berücksichtigt. Ebenso zeigen sich punktuelle Ausreißer in den Messdaten der nichtlöslichen Bestandteile, welche auf das Abfallen größerer Gesteinsbrocken (1 – 5 mm) von der Bohrprobe zurückzuführen sind. Die grafische Auswertung der chemischen Analyse zur Bestimmung des gelösten Gipsgehaltes im Eluat und der nicht löslichen Feststoffanteile sind in den Übersichtsdiagrammen (Abbildung IV-58 und Abbildung IV-59) dargestellt.

Die Mengenangaben beziehen sich jeweils auf 20 l Elutionsflüssigkeit. Das Minimum des nichtlöslichen Feststoffanteils liegt bei 0,96 g bei Probe GBS_S3_B1, das Maximum bei 19,31 g bei Probe GBS_S14_B3 und im Mittel über alle Versuchswerte bei 8,06 g nach ca. 4 Tagen Laugung. Die gelaugten Gipsmengen liegen zwischen dem Minimum bei 26,54 g bei Probe GBS_S14_B3 und dem Maximum bei 48,78 g bei Probe GBS_S3_B1 bei ca. 4 Tagen Laugung. Der Mittelwert aller Versuche ergibt 38,61 g gelösten Gips nach 4 Tagen. Es zeigt sich, dass die Verläufe der einzelnen Kurven tendenziell vergleichbar sind.

Die Einzelwerte sind auf Grund der ausgeprägt inhomogenen Eigenschaften, hervorgerufen durch die unterschiedliche mineralogische Zusammensetzung und Mineralverteilung, Verwachsungsgrad, Gefüge etc. stark streuend. Die Extrapolation der Versuchskurven ergibt eine Sättigung des Eluats nach 4-5 Tagen. Des Weiteren ist eine Korrelation zwischen der gelaugten Gipsmenge und den nichtlöslichen Bestandteilen erkennbar. Dies deutet darauf hin, dass bei zunehmender Verringerung des Laugungspotenzials (zunehmender Laugungsdauer) der Anstieg der nichtlöslichen Bestandteile im Eluat abnimmt, ersichtlich im Vergleich von Abbildung IV-58 und Abbildung IV-59. Eine detaillierte Übersicht der Ergebnisse [124] liegt am Lehrstuhl für Subsurface Engineering der Montanuniversität auf.

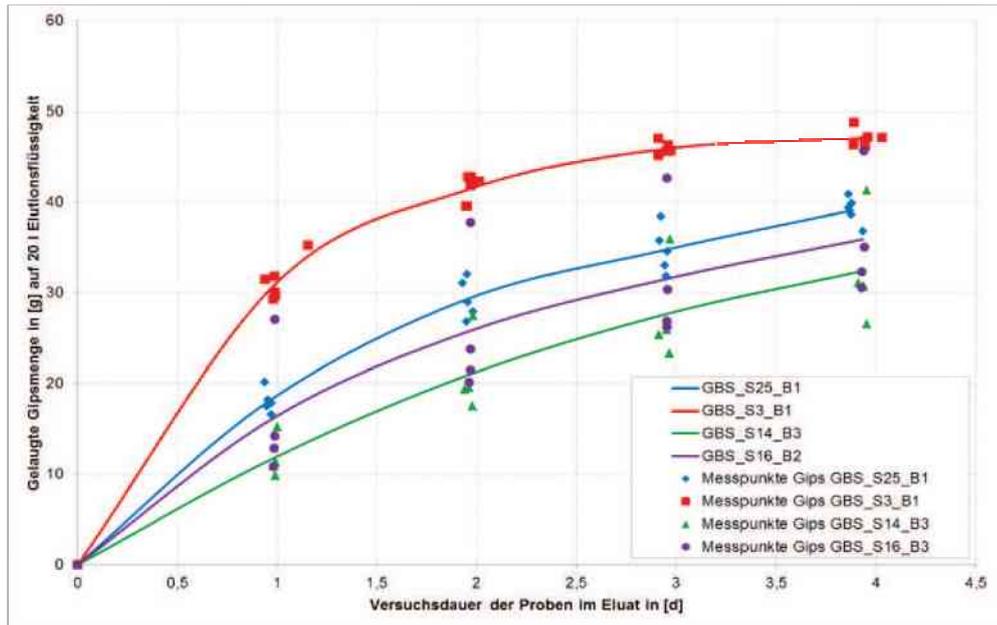


Abbildung IV-58: Übersicht der gelöste Gipsmenge in [g] auf 20 l Elutionsflüssigkeit in Abhängigkeit der Verweildauer im Eluat aller Proben

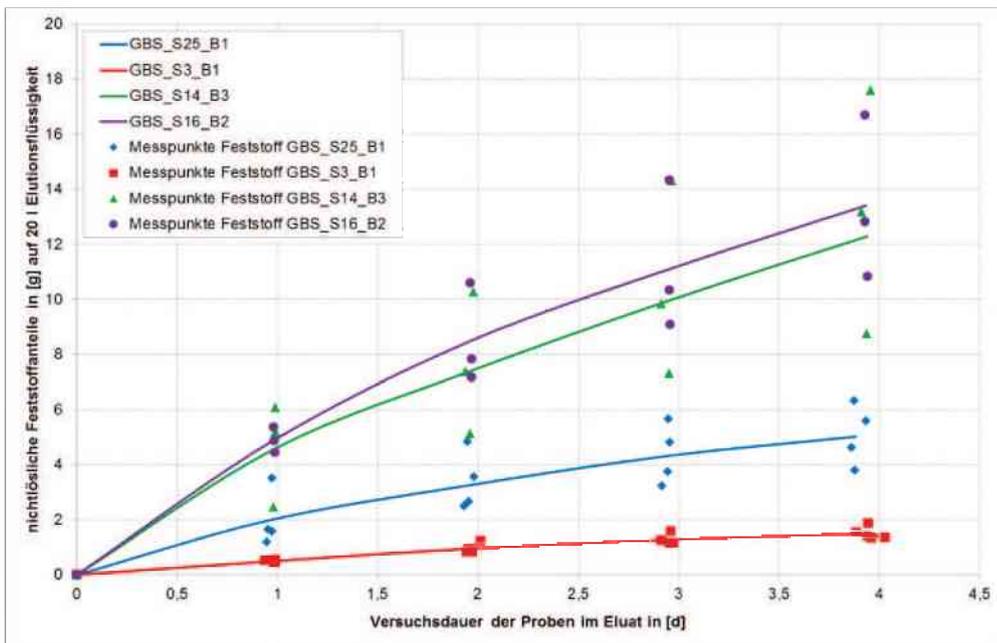


Abbildung IV-59: Übersicht der nichtlöslichen Feststoffanteile in [g] auf 20 l Elutionsflüssigkeit in Abhängigkeit der Verweildauer im Eluat

6.5. Langzeitverhalten

6.5.1 Langzeitverhalten unter Berücksichtigung von Laugungsprozessen

Der schwächende Effekt von Wasser auf Geomaterialien wurde an Proben verschiedener Gesteinsformationen untersucht ([17], [27], [46], [66], [136], [173]). Im Überblick ist ersichtlich, dass die Verringerung der einaxialen Druckfestigkeit auf Grund von Wasser bis 90% betragen kann [233]. Gerade aufgrund dieses Einflusses des Wassers auf die Festigkeit spielt das Langzeitverhalten unter Berücksichtigung von Laugungsprozessen, vor allem in wassersensitiven Gesteinsformationen, in der Langzeitstabilitätsbetrachtung von Grubengebäuden eine große Rolle. Zu diesem Themenbereich wurden Versuche von verschiedenen Institutionen durchgeführt [38], [85], [133], [233], [234]. Diese Vergleichswerte dienen zur Abschätzung des Entfestigungsvorgangs. Es ist darauf hinzuweisen, dass diese Versuche vorrangig mit Gipsstein durchgeführt und als Eluationsflüssigkeit teilweise Salzsole verwendet wurde.

Die Untersuchungen an Proben aus der Xishan Gipslagerstätte in China zeigen ein ausgeprägtes Entfestigungsverhalten durch den Laugungsprozess von Salzsole. Die verwendeten Eluationsflüssigkeiten unterscheiden sich durch den Sättigungsgrad der NaCl-Lösung. In der Versuchsdurchführung wurden zwei verschiedene Lösungen mit einer Sättigung von 50% (17,5 g / 100 ml) und 100% (35,0 g / 100 ml) verwendet. Des Weiteren wurde die Temperatur der Flüssigkeit im Bereich von 20, 40 und 70°C variiert. Die Laugungsdauer betrug bis zu 80 Tage bei nicht umströmter Wasserlagerung. Die nachfolgenden Tabelle IV-10 und Tabelle IV-11 zeigen die Versuchswerte vor sowie nach dem Laugungsversuch. [133]

Werte	Einaxiale Druckfestigkeit	E-Modul
	[MPa]	[GPa]
Minimum	9,6	4,9
Maximum	16,7	8,8
Mittelwert	10,1	5,5

Tabelle IV-10: Versuchswerte aus der Xishan Gipslagerstätte in China vor dem Laugungsprozess [133]

Sättigung der NaCl-Lösung	Laugungsdauer	Temperatur	Einaxiale Druckfestigkeit	E-Modul
[%]	[d]	[°C]	[MPa]	[GPa]
50	60	40	10,60	5,92
50	60	70	5,51	2,37
100	60	40	9,14	3,71
100	60	70	1,46	0,21

Tabelle IV-11: Einaxiale Druckfestigkeit und E-Modul in Abhängigkeit des Sättigungsgrads der Lösung, Laugungsdauer und Temperatur [133]

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass das Entfestigungsverhalten nicht nur vom Sättigungsgrad der Lösung sondern ebenso von der Temperatur abhängig ist. Im

ungünstigsten Fall bei 100% NaCl Lösung und 70°C verringern sich die einaxiale Druckfestigkeit von 10,1 MPa auf 1,46 MPa sowie der E-Modul von 5,5 GPa auf 0,21 MPa. Der Einfluss der Laugung auf die Festigkeitsparameter (Tabelle IV-12) zeigt, dass die Kohäsion vom Entfestigungsvorgang vorrangig betroffen ist. Diese verringert sich von 8,32 MPa auf 0,65 MPa. Der Reibungswinkel hingegen schwankt unabhängig von der Laugungsdauer in einer Bandbreite von 35,6° bis 41,3°. [133]

Laugungsdauer [d]	Kohäsion [MPa]	Reibungswinkel [GPa]
0	8,32	35,6
30	1,24	41,3
60	0,40	38,9
80	0,65	39,3

Tabelle IV-12: Kohäsion und Reibungswinkel in Abhängigkeit der Laugungsdauer bei einer 100% Sättigung der NaCl Lösung und 70° [133]

An Proben einer weiteren, weitläufigen, massiven Gipslagerstätte, die nördlich von Gemerek (Türkei) [233] situiert ist, wurden Untersuchungen durchgeführt, um den Zusammenhang zwischen Wassergehalt und der einaxialen Druckfestigkeit sowie dem E-Modul festzustellen. Zusätzlich zu diesen Untersuchungen wurde ein Wasserlagerungsversuch durchgeführt. Hierbei wurden 20 Gesteinsproben in einem Wasserbad gelagert. In einem Abstand von zwei Tagen wurden jeweils zwei Proben entnommen und die einaxiale Druckfestigkeit bestimmt. Der Effekt der Wasserlagerung auf die einaxiale Druckfestigkeit ist in Abbildung IV-60 ersichtlich. Die Ergebnisse zeigen, dass die Festigkeit innerhalb der ersten Woche um 60-65% abnimmt. [233] [234]

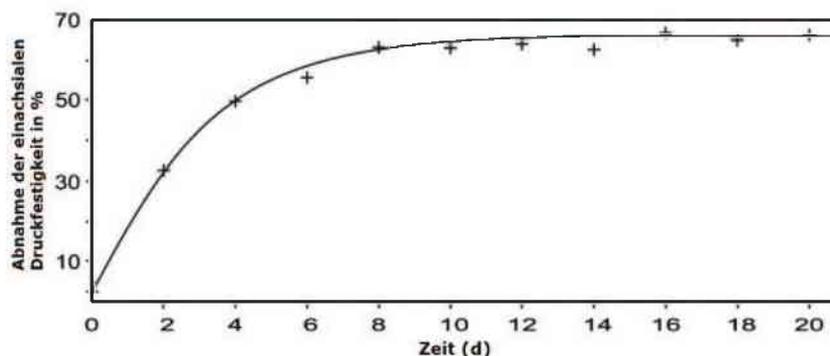


Abbildung IV-60: Verringerung der einaxialen Druckfestigkeit (UCS) in % durch Wasserlagerung [233]

Eine weitere umfangreiche Untersuchungsreihe wurde an Gips- und Anhydritproben aus einem aufgelassenen Gips-/Anhydritbergbau in der nördlichen Lombardei in Santa Brigida (Italien) durchgeführt. Das aufgelassene Grubengebäude (Abbildung IV-61) wurde vor ca. 30 Jahren geschlossen und besteht aus vier Ebenen. Nach der Schließung wurden die vierte und die dritte Sohle mit Wasser geflutet. Die Pfeilermächtigkeit beträgt durchschnittlich 4 m. [38] [85]

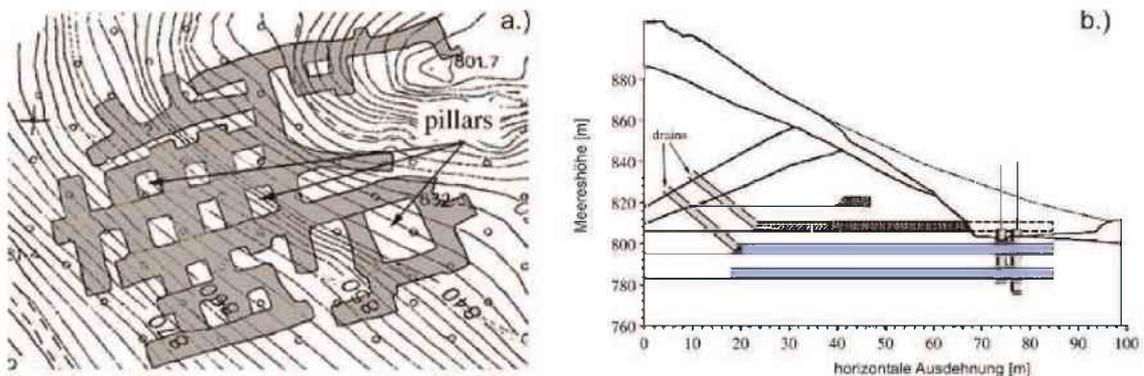


Abbildung IV-61: (li.) Lageplan und (re.) Schnitt des Gipsbergbaues in Santa Brigida (Italien), die blauen Bereiche im Schnitt zeigen die gefluteten Sohlen [85]

Der durch das Grubenwasser hervorgerufene Laugungsprozess verringert die Pfeilerabmessungen kontinuierlich, da ein Wasseraustausch mit dem Grundwasser stattfindet. Mit vorhandenen Proben, entnommen aus den oberen Sohlen, wurden Wasserlagerungsversuche durchgeführt. Die Gipsgesteinsproben wurden in einem 20 dm^3 Tank gelagert. Das teilgesättigte Wasser wurde konstant mit $0,75 \text{ dm}^3/\text{min}$ durch Frischwasser ersetzt. Dies ermöglicht die Simulation eines vorhandenen Grundwasseraustausches und erlaubt die Beibehaltung eines Laugungspotentials der Flüssigkeit. Die Probenform wurde nach 7, 21 und 42 Tagen dokumentiert (Abbildung IV-62). Die Anhydritproben wurden anders als die Gipsproben in einem 200 dm^3 Tank ohne Wasseraustausch gelagert. Auf Grund der geringeren Laugungsgeschwindigkeit wurde die Versuchsdauer auf 120 Tage erweitert (Abbildung IV-62). Die Tankgröße wurde so gewählt, dass zu keinem Zeitpunkt des Versuches eine Sättigung der Flüssigkeit erreicht werden konnte. [38]

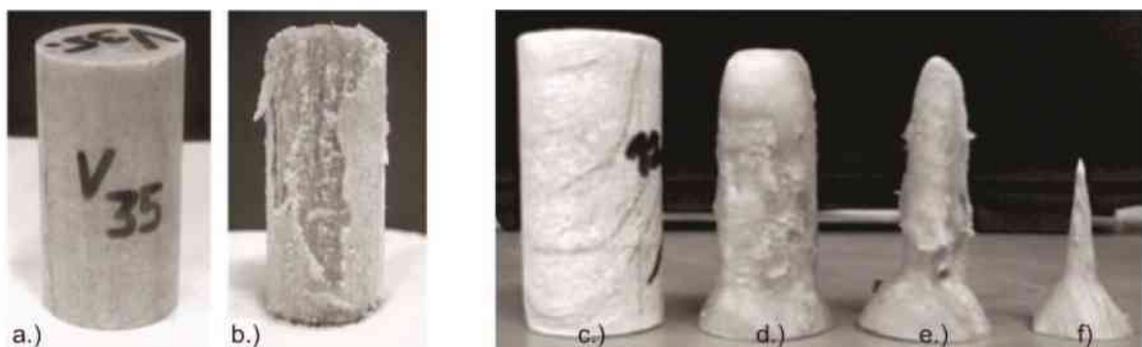


Abbildung IV-62: a.) intakte Anhydritprobe; b.) Anhydritprobe nach 120 Tagen Wasserlagerung; c.) intakte Gipsprobe; Gipsprobe nach 7 (d), 21 (e) und 42 (f) Tagen Wasserlagerung [38]

Zuzüglich zu der optischen Untersuchung wurden einaxiale Druckversuche mit Gips- und Anhydritproben durchgeführt. Die ersten einaxialen Druckversuche der Gipsproben wurden nach 7 Tagen Wasserlagerung durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen eine starke Verringerung der maximalen Axialkraft von $8,2 \text{ kN}$ auf ca. $2,0 \text{ kN}$ sowie eine Verringerung des E-Moduls von $2,5 \text{ GPa}$ auf $0,57 \text{ GPa}$ (Abbildung IV-63). Die Proben aus Anhydrit zeigen einen ähnlichen Verlauf. Die maximale Axialkraft

des intakten Probekörpers verringert sich von ca. 23,8 kN auf 4,9 kN nach 120 Tagen Wasserlagerung (Abbildung IV-63). [38]

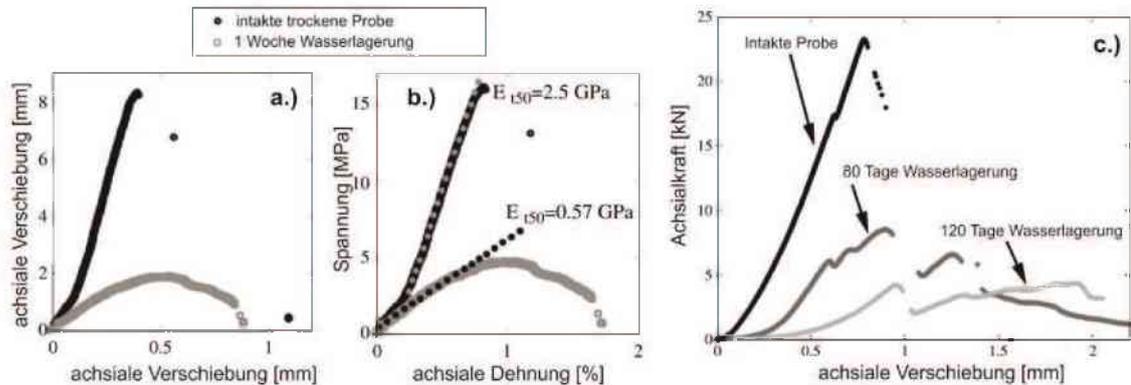


Abbildung IV-63: a.) und b.) Versuchsdaten eines einaxialen Druckversuchs einer Gipsprobe im intakten, trockenen Zustand und nach einer Woche Wasserlagerung; c.) Versuchsdaten eines einaxialen Druckversuchs einer Anhydritprobe im intakten, trockenen Zustand sowie nach 80 und 120 Tagen Wasserlagerung [38]

Um einen Überblick über den zeitlichen Verlauf der Festigkeitsverringering zu erhalten, wurde die einaxiale Druckfestigkeit von Gipsproben mit unterschiedlicher Wasserlagerungsdauer ermittelt. Der Verlauf (Abbildung IV-64) zeigt, dass die Festigkeit in den ersten Tagen der Wasserlagerung stark abnimmt.

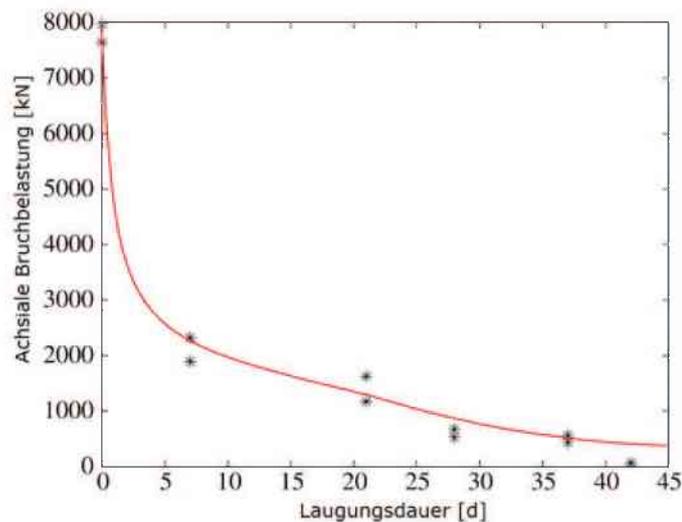


Abbildung IV-64: Verringerung der achsialen Bruchlast in Abhängigkeit der Laugungsdauer [38]

6.5.2 Langzeitverhalten bei Wasserlagerung von Proben aus Preinsfeld

Im Zuge von felsmechanischen Untersuchungen des untertägigen Gipsbergbaus Preinsfeld [178] wurden Versuche zur Ermittlung und Quantifizierung des festigkeitsreduzierenden Einflusses von Wasser auf Gipsproben durchgeführt. Da es sich hier ebenso um einen aufgelassenen, untertägigen Gipsbergbau mit teilweise ähnlichen geologischen Randbedingungen wie in der Seegrotte (Hinterbrühl)

handelt, werden diese Erkenntnisse für eine erste Abschätzung der Langzeitstabilität sowie der eintretenden Festigkeitsverringering herangezogen. Bei den Untersuchungen für das Bergwerk Preinsfeld wurden die Proben bis zu 128 Tage in Wasserbecken gelagert, wobei nach je 2 Wochen das Wasser erneuert wurde. Die Wassertemperatur lag zwischen 16°C und 20°C. Es wurden einaxiale Druckversuche vor der Wasserlagerung sowie nach 48 und 126 Tagen Wasserlagerung durchgeführt. Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle IV-15 sowie in Abbildung IV-65 dargestellt. Die Proben dieser Versuchsreihen weisen unterschiedliche Höhen zu Durchmesser verhältnisse auf, auf welche hier nicht im Detail eingegangen wird. Weitere Informationen sind [178] zu entnehmen.

Einaxiale Druckversuche vor Wasserlagerung								
Probenbezeichnung	UCS [MPa]	e_f [%o]	E [GPa]	V [GPa]	N [-]	s_0 [MPa]	s_u [MPa]	Wassergehalt [%]
GBP-01	21,3	2,82	12,40	9,79	0,15	8,6	1,6	---
GBP-02	19,2	6,30	8,91	4,61	0,08	8,6	1,7	17,4
GBP-03	22,0	5,17	14,20	8,87	0,15	8,6	1,5	19,2
GBP-01-1	23,9	8,95	6,98	3,99	0,31	8,7	1,7	---
GBP-03-1	26,0	7,29	7,79	5,05	0,08	8,6	1,5	---

Tabelle IV-13: Ergebnisse der einaxialen Druckversuche vor Wasserlagerung [178]

Einaxiale Druckversuche nach 48 Tagen Wasserlagerung								
Probenbezeichnung	UCS [MPa]	e_f [%o]	E [GPa]	V [GPa]	N [-]	s_0 [MPa]	s_u [MPa]	Wassergehalt [%]
GBP-06	3,63	3,14	---	---	---	---	---	19,3
GBP-12-1-1	14,2	2,76	30,00	11,10	0,21	4,3	1,7	23,6
GBP-13-0-1	6,35	5,40	10,50	2,18	0,16	4,3	1,7	18,7
GBP-06-1	22,9	12,2	8,69	1,76	0,05	4,3	1,7	20,0
GBP-08-1	13,4	13,7	5,39	1,03	0,04	4,4	1,7	19,5

Tabelle IV-14: Ergebnisse der einaxialen Druckversuche nach 48 Tagen Wasserlagerung [178]

Einaxiale Druckversuche nach 126 Tagen Wasserlagerung								
Probenbezeichnung	UCS [MPa]	e_f [%o]	E [GPa]	V [GPa]	v [-]	s_0 [MPa]	s_u [MPa]	Wassergehalt [%]
GBP-12-0-1	7,65	1,77	19,90	6,01	0,12	4,5	1,8	18,3
GBP-12-0-2	4,55	1,20	16,00	3,35	0,12	4,5	1,8	20,3
GBP-13-0-2	8,58	2,15	14,70	5,36	0,13	4,5	1,8	18,3

Tabelle IV-15: Ergebnisse der einaxialen Druckversuche nach 126 Tagen Wasserlagerung [178]

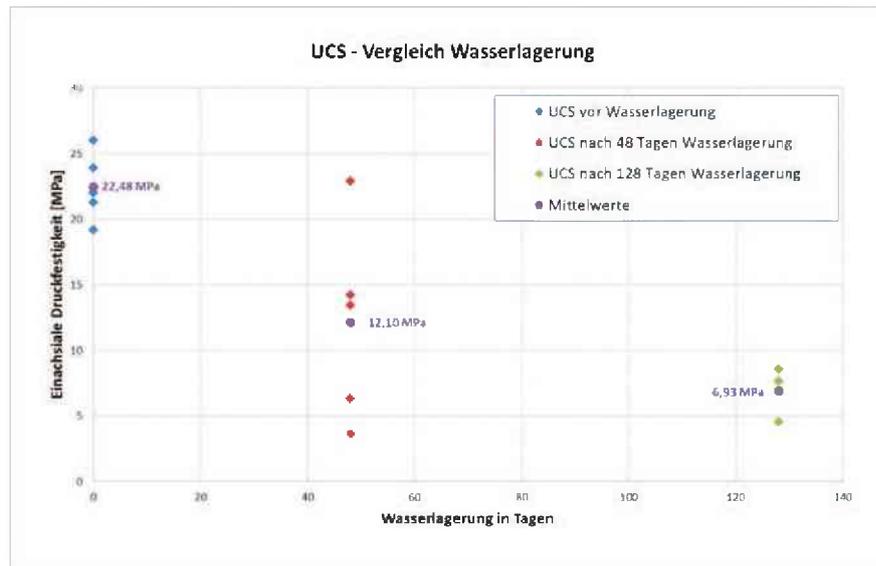


Abbildung IV-65: Grafische Darstellung der Versuchsergebnisse vor und nach der Wasserlagerung [178]

Die Mittelwerte der einaxialen Druckfestigkeit betragen ohne Wasserlagerung 22,48 MPa, nach 48 Tagen Wasserlagerung 12,10 MPa und nach 128 Tagen Wasserlagerung 6,93 MPa. Dies entspricht einer Reduktion der Druckfestigkeit um 69%. Der prozentuell größere Anteil der Entfestigung findet in den ersten Tagen der Wasserlagerung statt. 66 % der Festigkeitsverringering bis zum Endwert (100%) finden in den ersten 48 Tagen statt, in den Tagen 48-128 verliert der Probekörper lediglich 34% seiner ursprünglichen Festigkeit.

6.1. Zusammenfassung und Interpretation der Laugungsversuche

Die eigens durchgeführten Laugungsversuche an Haselgebirgsproben der Seegrotte mittels neuem Laugungsversuch und die Untersuchung des Langzeitverhaltens an Proben aus dem aufgelassenen Gipsbergbau Preinsfeld [178] sowie der Vergleich mit dem in der Literatur angeführten Langzeitverhalten von Geomaterialien unter Berücksichtigung von Laugungsprozessen geben eine eindeutige Tendenz betreffend der Langzeitstabilität von Grubengebäuden in wassersensitiven, geologischen Formationen wieder.

Auf Grund der laugungsfähigen Bestandteile in den Gebirgsmassen im Zusammenhang mit Grund- und/oder Niederschlagswasser kommt es zur Abnahme der Gebirgsfestigkeit. Dieser Prozess ist stark vom Laugungspotential der eintretenden Wässer, ob ungesättigt oder teilgesättigt, sowie der Geologie abhängig. Die Ergebnisse aus den Versuchen sowie der Literatur zeigen, dass die Abnahme der Festigkeit nach mehreren Tagen Wasserlagerung zwischen 60-75%, abhängig von den geologischen Bestandteilen, betragen kann. Längerfristig kann eine Verringerung der Druckfestigkeit um bis zu 90% angenommen werden. Eine Langzeitstabilität ist bei Grubengebäuden in wassersensitiven Bereichen mit Wasserzutritt daher ohne entsprechende Verfüll- oder Ausbaumaßnahmen nicht gegeben.

V ANALYTISCHE BETRACHTUNG

Der erste rechnerische Schritt in der Betrachtung der Stabilität des Grubengebäudes sind verschiedene analytische Berechnungsansätze. Diese umfassen die Festenberechnung sowie die Schwebenberechnung. Diese Berechnungen dienen vorrangig einer ersten Abschätzung der vorhandenen Situation und als Kontrollwerkzeug der numerischen Simulation. Die verwendeten Eingangsparameter stammen aus den vorhandenen Plänen sowie aus den zuvor beschriebenen geotechnischen Versuchen.

1. Festenberechnung

1.1. Sicherheitsfaktoren

In der Festenberechnung werden globale Sicherheitsfaktoren zur Abschätzung der Langzeit- sowie Kurzzeitstabilität verwendet. Die Sicherheitsfaktoren (Verhältnis treibende zu rückhaltende Kräfte) müssen für kurzzeitige Betrachtungen >1.5 und für Langzeitbetrachtungen $>2-4$ je nach verwendeter Berechnungsmethode sein.

1.2. Berechnungsansätze

Die analytische Festenberechnung findet vor allem im Hartgesteinsbergbau, Kohlebergbau sowie im tiefliegenden Bergbau ihre Anwendung. Der Großteil der vorhandenen Methoden wurde aus empirischen Erfahrungen entwickelt und adaptiert. Beim hier vorliegenden, seichtliegenden Grubengebäude wurden mehrere Ansätze verwendet und die Ergebnisse verglichen. Die verschiedenen Theorien sowie deren ursprüngliche Anwendungsgebiete inkl. der formelmäßigen Zusammenhänge sind in der folgenden Auflistung angeführt. Die folgende Liste erläutert die verwendeten Abkürzungen:

SF	...Sicherheitsfaktor
σ_{Fe}	...Festigkeit der Bergfeste [kN/m ²]
σ_{v-tat}	...Belastung der Bergfeste auf Grund der zugeordneten Fläche [kN/m ²]
σ_v	...Vertikalspannung [kN/m ²]
Z_{A-A}	...zugeordnete Fläche [m ²]
F_A	...Festenquerschnitt [m ²]
F_H	...Festenhöhe [m]
F_B	...Festenbreite [m]
σ_D	...Einaxiale Druckfestigkeit [kN/m ²]
c	...Gebirgsfestigkeit [kN/m ²]
d	...Durchmesser der Prüfprobe [mm]
D	...Standarddurchmesser (1000) [mm]

Der allgemeine Berechnungsansatz des Sicherheitsfaktors sowie des Einflussbereiches (zugeordnete Fläche) der Festen sind in den beiden folgenden Formeln angeführt.

$$SF = \left(\frac{\sigma_{Fe}}{\sigma_{v-tat}} \right) \quad (V.1)$$

$$\sigma_{v-tat} = \sigma_v \cdot \left(\frac{Z_{A-A}}{F_A} \right) \quad (V.2)$$

- i. Formulierung nach Salamon und Munro: Basierend auf Untersuchungen im südafrikanischen Kohlebergbau; für langlebige Grubengebäude ist ein Sicherheitsfaktor von >2,0 gefordert; [192]

$$\sigma_{Fe} = c \cdot \left(\frac{F_B^{0,46}}{F_H^{0,66}} \right) \quad (V.3)$$

$$c = \sigma_D \cdot \left(\frac{d^{0,18}}{D^{0,18}} \right) \quad (V.4)$$

- ii. Formulierung nach Roberts: Basierend auf Untersuchungen von Blei-Minen in Missouri (Dolomit – Kalkstein); ohne Berücksichtigung des Breiten/Höhen-Verhältnisses der Feste ist ein Sicherheitsfaktor von >3,0 gefordert; [187]

$$\sigma_{Fe} = 0,65 \cdot \sigma_D \cdot \left(\frac{F_B^{0,30}}{F_H^{0,59}} \right) \quad (V.5)$$

- iii. Formulierung nach Obert & Duvall: Basierend auf Untersuchungen im Kohlebergbau; Breite/Höhe Verhältnis 1,0 für die Ermittlung von σ_D ; kein Größeneinfluss berücksichtigt; [164]

$$\sigma_{Fe} = \sigma_D \cdot \left(0,778 + 0,222 \cdot \left(\frac{F_B}{F_H} \right) \right) \quad (V.6)$$

- iv. Formulierung nach Hazen & Artler: Basierend auf einer Untersuchung von einaxialen Druckfestigkeiten bezogen auf eine kubische Gesteinsprobe mit 30 cm Kantenlänge. [98]

$$\sigma_{Fe} = \sigma_D \cdot \sqrt{\frac{F_B}{F_H}} \quad (V.7)$$

- v. Formulierung nach Hedley & Grant: Basierend auf Untersuchungen im kanadischen Uranerzbergbau; [100]

$$\sigma_{Fe} = 0,7 * \sigma_D \cdot \left(\frac{F_B^{0,5}}{F_H^{0,75}} \right) \quad (V.8)$$

- vi. Formulierung nach Bieniawski: Anwendung im Kohlebergbau; [21][22]

$$\sigma_{Fe} = \sigma_D \cdot \left(\frac{F_B^{0,16}}{F_H^{0,55}} \right) \quad (V.9)$$

- vii. Formulierung nach Holland: Anwendung im Kohlebergbau; [107]

$$\sigma_{Fe} = 0,44 * \sigma_D \cdot \left(\frac{F_B}{F_H} \right)^{0,45} \quad (V.10)$$

Es wurden Untersuchungen an 14 Festen (Nr. 1 bis 14) in der oberen sowie an 13 Festen (Nr. 21 bis 33) in der unteren Sohle durchgeführt. Die Nummerierung der unteren Sohle beginnt zur besseren Unterscheidung der Zugehörigkeit bei 21. Die Lage der Festen im Grubengebäude ist in Abbildung V-1 und Abbildung V-2 dargestellt. Die geometrischen Abmessungen sowie die dazugehörigen Überlagerungen befinden sich in Tabelle V-2. Für die Betrachtung der unteren Sohle wurde die volle Überlagerung angenommen, d.h. eine Verringerung der Auflast durch Hohlräume der ersten Sohle wurde nicht berücksichtigt, was somit einen konservativen Ansatz beschreibt.

Die Annahme der Theorie der zugeordneten Flächen ist ebenfalls eine konservative Lastannahme, da ein Gewölbeeffekt zwischen den Festen unberücksichtigt bleibt.

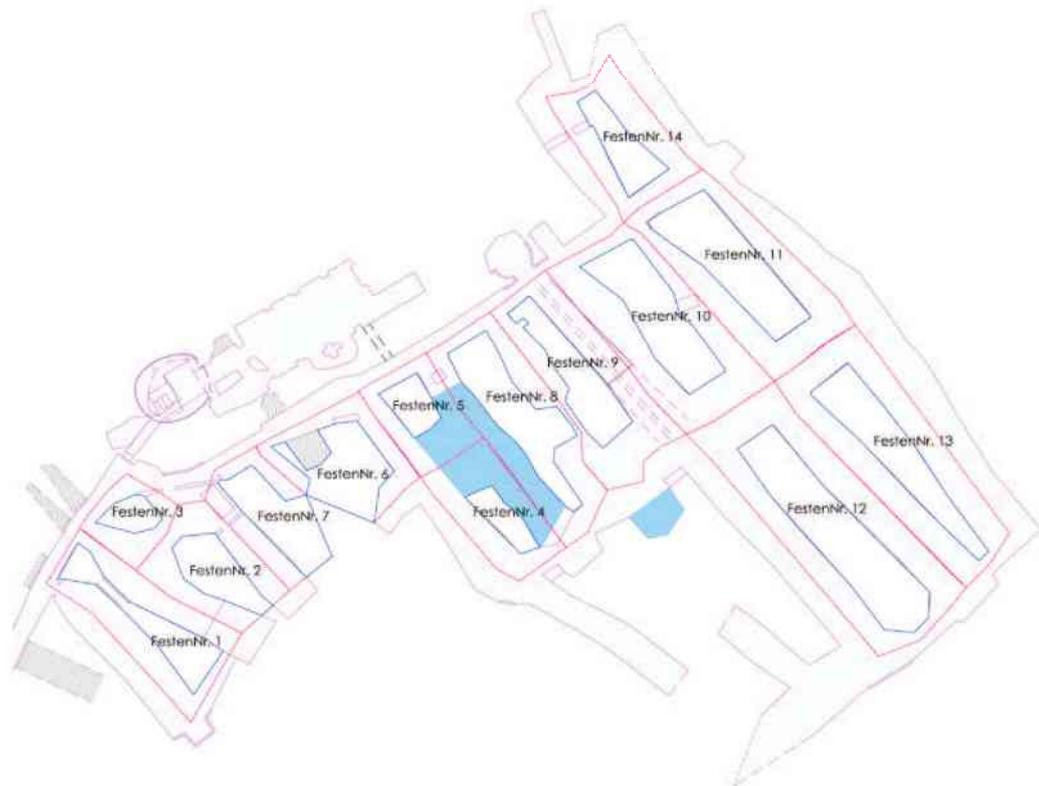


Abbildung V-1: Festennummerierung in der oberen Sohle

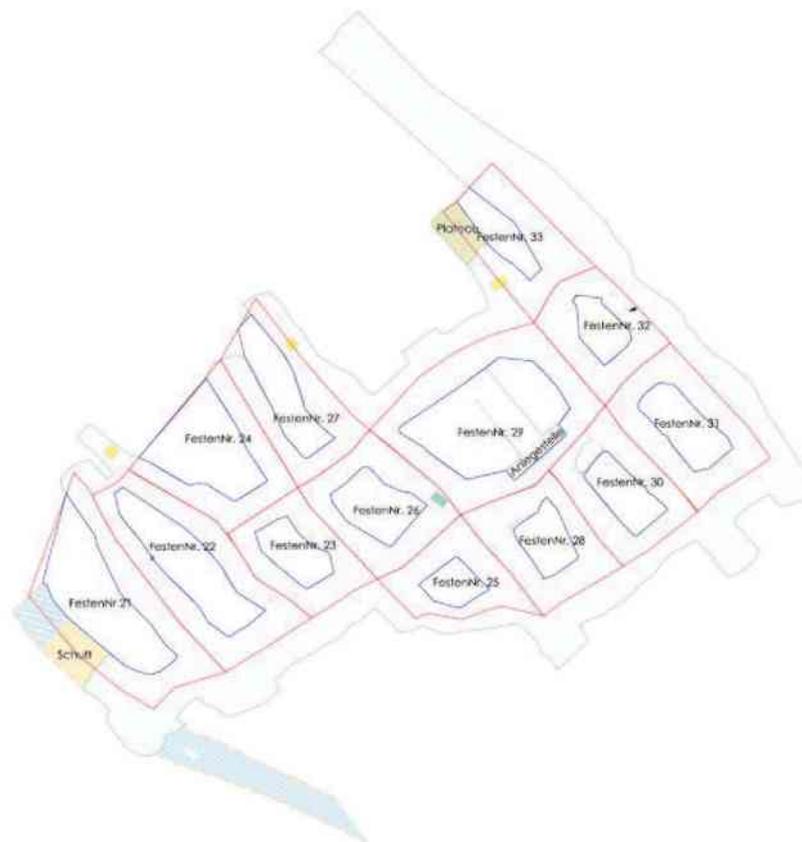


Abbildung V-2: Festennummerierung in der unteren Sohle

OBERE SOHLE							
Lf.Nr.	Festen Nr.	zugeordnete Fläche [m ²]	Querschnitt [m ²]	Verhältnis [-]	Überlagerung [m]	Breite F _B [m]	Höhe F _H [m]
1	1	342,46	113,39	0,33	16,00	5,00	4,00
2	2	256,36	95,80	0,37	16,00	6,50	4,00
3	3	126,17	37,92	0,30	19,00	4,00	4,00
4	4	237,13	46,89	0,20	19,00	4,00	4,00
5	5	187,15	50,95	0,27	19,00	5,90	4,00
6	6	272,82	136,73	0,50	19,00	10,00	4,00
7	7	226,44	126,51	0,56	18,00	5,50	4,00
8	8	425,45	178,27	0,42	19,00	6,00	4,00
9	9	405,43	130,80	0,32	21,00	4,70	4,00
10	10	513,48	189,55	0,37	21,00	7,00	4,00
11	11	508,64	207,09	0,41	22,00	7,30	4,00
12	12	712,07	289,86	0,41	27,00	7,30	4,00
13	13	562,57	182,60	0,32	25,00	4,20	4,00
14	14	270,63	82,43	0,30	22,00	4,00	4,00

Tabelle V-1: geometrische Abmessungen sowie Überlagerungshöhe der Festen der oberen Sohle

UNTERE SOHLE							
Lf.Nr.	Festen Nr.	zugeordnete Fläche [m ²]	Querschnitt [m ²]	Verhältnis [-]	Überlagerung [m]	Breite F _B [m]	Höhe F _H [m]
15	21	677,90	321,83	0,47	28,00	8,50	4,50
16	22	633,56	244,33	0,39	27,50	6,50	4,50
17	23	334,82	101,86	0,30	30,10	6,50	4,50
18	24	491,16	259,74	0,53	29,70	8,50	4,50
19	25	296,89	68,23	0,23	33,10	8,00	4,50
20	26	431,79	140,61	0,33	31,20	9,50	4,50
21	27	424,38	161,53	0,38	30,50	6,00	4,50
22	28	390,10	97,59	0,25	37,30	7,50	4,50
23	29	874,01	442,84	0,51	33,30	16,00	4,50
24	30	394,57	111,07	0,28	38,70	6,50	4,50
25	31	465,81	140,33	0,30	39,90	7,00	4,50
26	32	334,32	80,54	0,24	35,60	5,00	4,50
27	33	355,55	94,84	0,27	33,30	3,50	4,50

Tabelle V-2: geometrische Abmessungen sowie Überlagerungshöhe der Festen der unteren Sohle

In der Berechnung wurden folgende Materialparameter der einaxialen Druckfestigkeit (Tabelle V-3) des Haselgebirges verwendet:

Parameter	Einheit	Haselgebirge			
		MIN	MAX	Mittel	Median
UCS	MPa	1,00	19,14	5,06	3,57

Tabelle V-3: Eingabeparameter zur Festenberechnung

Festens.Nr.	obere SOHLE																											
	Vergleich der Sicherheitsfaktoren MAXIMUM ERE					Vergleich der Sicherheitsfaktoren MITTELWERT ERE					Vergleich der Sicherheitsfaktoren MEDIAN ERE																	
	Saloman & Munro	Roberts	Obert & Duvall	Hazen & Atter	Hedley Grant	Bienawski	Holland	MITTELWERT	Saloman & Munro	Roberts	Obert & Duvall	Hazen & Atter	Hedley Grant	Bienawski	Holland													
1	17,2	3,4	5,0	10,2	19,3	5,5	10,4	5,4	10,4	4,6	2,2	2,1	4,0	5,1	2,5	2,7	2,2	3,3	3,2	1,6	1,5	3,4	3,5	1,3	1,5	1,6	2,3	
2	19,4	10,7	5,8	22,1	24,8	12,3	12,2	10,6	15,2	5,1	2,8	2,8	5,3	6,6	3,2	3,2	2,0	2,3	4,0	3,5	2,0	1,3	4,1	4,5	2,3	2,3	2,0	2,8
3	13,2	5,8	5,7	13,2	13,2	5,5	7,7	5,8	8,9	3,5	1,5	1,5	3,5	3,5	1,7	2,0	1,5	2,3	2,4	1,1	1,1	2,5	2,5	1,2	1,4	1,1	1,7	
4	6,7	3,8	3,8	6,7	6,7	4,3	5,0	3,8	5,8	2,3	1,0	1,0	2,3	2,3	1,1	1,3	1,0	1,5	1,6	1,2	1,2	1,6	1,6	1,1	1,6	1,1	1,1	
5	11,9	6,3	5,8	13,2	14,5	7,2	7,4	6,2	9,1	3,2	1,7	1,5	3,5	3,8	1,9	2,0	1,7	2,4	2,2	1,2	1,1	2,5	2,7	1,3	1,4	1,2	1,7	
6	22,0	34,5	12,6	29,3	34,7	17,2	14,8	14,3	20,0	5,8	3,9	3,3	7,7	9,8	4,5	3,9	3,9	5,3	4,1	2,8	2,3	5,5	6,5	3,2	2,8	2,7	3,7	
7	25,8	13,2	12,4	28,0	30,3	15,0	15,8	13,1	19,2	6,8	3,5	3,3	7,4	8,0	4,0	4,2	3,5	5,1	4,8	2,5	2,3	5,2	5,6	2,8	3,0	2,4	3,6	
8	18,4	9,6	9,0	20,4	22,5	11,1	11,4	9,7	14,0	4,9	2,6	2,4	5,4	5,9	2,9	3,0	2,6	3,7	3,4	1,8	1,7	3,8	4,2	2,1	2,1	1,8	2,6	
9	12,8	6,1	5,8	13,3	13,9	6,9	7,6	6,0	9,0	3,4	1,6	1,5	3,5	3,7	1,8	2,0	1,6	2,4	2,4	1,1	1,1	2,5	2,6	1,3	1,4	1,1	1,7	
10	14,6	8,4	7,5	17,1	19,4	9,5	9,3	8,3	11,8	3,9	2,2	2,0	4,5	5,1	2,5	2,5	2,2	3,1	2,7	1,6	1,4	3,2	3,5	1,8	1,7	1,5	2,2	
11	15,4	9,0	9,0	18,2	20,8	10,3	9,3	8,9	12,6	4,1	2,4	2,1	4,8	5,5	2,7	2,6	2,3	3,3	2,9	1,7	1,5	3,4	3,5	1,9	1,8	1,7	2,3	
12	12,5	7,3	5,5	14,8	16,9	8,4	8,0	7,2	10,2	3,3	1,9	1,7	3,9	4,5	2,2	2,1	1,9	2,7	2,3	1,4	1,2	2,0	3,2	1,6	1,5	1,3	1,9	
13	10,8	4,8	4,8	10,9	11,1	5,5	5,3	4,5	7,4	2,8	1,3	1,3	3,9	3,9	1,4	1,7	1,3	2,0	2,2	0,9	0,9	2,0	2,1	1,0	1,0	1,2	1,4	
14	11,5	5,1	5,0	11,5	11,5	5,7	5,7	5,1	7,8	3,0	1,3	1,3	3,0	3,0	1,5	1,8	1,3	2,1	2,1	1,8	0,9	2,1	2,1	1,1	1,1	1,3	1,4	
SF	>3	>3	>3	>4	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>4	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3
Versagen % SF<=3(4)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	14,3	85,7	85,7	50,0	14,3	78,5	71,4	85,7	50,0	64,3	100,0	100,0	78,5	47,9	92,9	100,0	100,0	85,7	
Versagen % SF<1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	21,4	21,4	0,0	0,0	0,0	7,1	7,1	21,4	0,0

Festens.Nr.	untere SOHLE																											
	Vergleich der Sicherheitsfaktoren MAXIMUM ERE					Vergleich der Sicherheitsfaktoren MITTELWERT ERE					Vergleich der Sicherheitsfaktoren MEDIAN ERE																	
	Saloman & Munro	Roberts	Obert & Duvall	Hazen & Atter	Hedley Grant	Bienawski	Holland	MITTELWERT	Saloman & Munro	Roberts	Obert & Duvall	Hazen & Atter	Hedley Grant	Bienawski	Holland													
21	14,1	8,2	7,2	16,9	19,4	9,3	8,7	8,3	11,5	3,7	2,2	1,9	4,5	5,1	2,5	2,3	2,2	3,0	3,2	1,5	1,3	3,2	3,6	1,7	1,6	1,5	2,2	
22	11,7	6,0	5,5	12,8	14,0	6,7	6,9	6,1	8,7	3,1	1,6	1,4	3,4	3,7	1,8	1,8	1,6	2,3	3,3	1,1	1,0	2,4	2,5	1,3	1,3	1,1	1,8	
23	8,4	4,5	3,9	9,2	10,1	4,9	5,0	4,4	6,3	2,2	1,1	1,0	2,4	2,7	1,3	1,3	1,2	1,7	2,5	0,7	0,7	1,7	1,5	0,9	0,9	0,9	1,3	
24	14,8	8,6	7,5	17,7	20,4	9,8	9,1	8,7	12,1	3,9	2,3	2,0	4,7	5,4	2,6	2,4	2,3	3,2	1,6	1,6	1,4	3,3	3,8	1,8	1,7	1,6	2,1	
25	5,8	3,2	2,9	6,8	7,7	3,7	3,5	3,3	4,6	1,5	0,9	0,7	1,0	2,0	1,0	0,9	0,9	1,2	2,2	0,6	0,6	1,3	1,4	0,9	0,9	0,9	1,0	
26	8,7	5,3	4,6	10,8	12,5	6,1	5,4	5,3	7,4	2,7	1,4	1,2	2,9	3,1	1,6	1,4	1,4	1,9	4,1	1,0	0,9	2,0	2,4	1,1	1,0	1,0	1,7	
27	10,4	5,1	4,8	11,2	12,0	5,8	6,0	5,2	7,6	2,7	1,4	1,3	2,9	3,2	1,5	1,6	1,4	2,0	4,8	1,0	0,9	2,1	2,2	1,1	1,1	1,0	1,8	
28	5,6	3,0	2,7	6,4	7,2	3,5	3,4	3,1	4,4	1,5	0,8	0,7	1,1	1,9	0,9	0,9	0,9	1,2	3,4	0,6	0,6	1,2	1,3	0,6	0,6	0,6	1,1	
29	12,7	9,8	7,8	18,5	23,9	11,6	10,6	9,9	13,9	3,3	2,6	2,1	5,2	6,3	3,0	2,3	2,6	3,4	2,4	1,8	1,5	3,7	4,5	2,1	1,6	1,8	2,4	
30	6,1	3,1	2,8	6,7	7,3	3,5	3,6	3,1	4,5	1,6	0,9	0,8	1,8	1,9	0,9	0,9	0,9	1,2	2,7	0,6	0,6	1,2	1,4	0,6	0,6	0,6	1,0	
31	5,3	3,3	3,0	7,1	7,8	3,8	3,8	3,4	4,8	1,7	0,8	0,8	1,9	2,1	1,0	1,0	0,9	1,3	2,9	0,6	0,6	1,3	1,5	0,7	0,7	0,7	1,1	
32	5,5	2,6	2,4	5,8	5,9	2,9	3,2	2,6	3,9	1,5	0,7	0,6	1,5	1,6	0,8	0,8	0,7	1,0	2,3	0,5	0,5	1,1	1,1	0,5	0,5	0,5	0,9	
33	6,7	2,6	2,5	6,3	5,9	2,8	3,6	2,8	4,1	1,8	0,8	0,7	1,7	1,6	0,8	0,8	0,7	1,1	2,0	0,5	0,5	1,2	1,1	0,5	0,5	0,5	0,9	
SF	>3	>3	>3	>4	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>4	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3	>3
Versagen % SF<=3(4)	0,0	15,4	38,5	0,0	0,0	15,4	0,0	15,4	0,0	69,2	100,0	100,0	76,9	53,8	92,3	100,0	100,0	75,9	61,5	100,0	100,0	76,9	46,9	100,0	100,0	100,0	100,0	
Versagen % SF<1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	46,2	46,2	0,0	0,0	45,2	45,2	46,2	0,0	0,0	68,2	68,2	0,0	0,0	53,8	53,8	59,2	15,4	

Tabelle V-4: Ergebnisse der Festenberechnung aller Theorien

Die Ergebnisse der Festenberechnung aller oben angeführten Methoden sind in Tabelle V-4 angeführt. Da, wie oben erwähnt, die einzelnen Theorien meist für einzelne Betriebe bzw. Bereiche entwickelt worden sind, wurde für eine allgemeine Aussage der Mittelwert der Sicherheitsfaktoren aus den einzelnen Berechnungsansätzen je Feste berechnet. Die hellrot markierten Bereiche zeigen jene Feste, die einen Sicherheitsfaktor kleiner als den erforderlichen Langzeitsicherheitsfaktor von 3.0 aufweisen. Die dunkelroten Bereiche weisen auf einen Sicherheitsfaktor < 1 hin.

2. Schwebenberechnung

Die Abmessungen der Hohlraumgeometrie sowie die Überlagerung und gegebenenfalls vorhandene Auflasten (Gebäude) wurden aus den zuvor erstellten Schnitten entnommen; die detaillierte Lage sowie die Abmessungen der betrachteten Hohlräume sind in Anhang K – Risikobewertung - Lagepläne und Schnitte dargestellt. Es wurden vorrangig Hohlräume mit maximaler und minimaler Überlagerung sowie Hohlraumgeometrie gewählt. Abbildung V-3 zeigt die Lage der Schnitte, welche für die analytischen Schwebenberechnungen verwendet wurden.

Für die analytischen Berechnungsansätze wurden die geotechnischen Parameter (Anhang F – Einaxiale Druckversuche, Anhang G – Triaxiale Druckversuche und Anhang H – Spaltzugversuche) des Haselgebirges verwendet, da diese den geologischen Hauptbestandteil darstellen und die kritischen geotechnischen Parameter aufweisen. Die Ergebnisse und Diagramme der analytischen Schwebenberechnungen befinden sich in Anhang J – Schwebenberechnung.



Abbildung V-3: Schnittlage 1-1 bis 5-5 im Untersuchungsgebiet

Die Betrachtung der Schwebenstabilität beinhaltet die Untersuchung auf die folgenden vier Versagensmechanismen:

- i. Kaminartiger Verbruch;
- ii. Domartiger Verbruch;
- iii. Belastung eines ebenen Tragbalkens (Firste);
- iv. Belastung eines Gewölbes;

2.1. Sicherheitsfaktoren

Im Gegensatz zu dem globalen Sicherheitskonzept der Festenberechnung wurde bei der analytischen Schwebenberechnung auf ein Teilsicherheitskonzept, siehe Eurocode 7 [69], zurückgegriffen. [224]

Auf Grund der fehlenden Normen bzw. Richtlinien zur Berechnung der Firstenstabilität wurden die Teilsicherheitsfaktoren in Anlehnung an den Eurocode 7 [69], DIN 1054:2002 „Baugrund-Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“ [57], ÖNORM B 4435-2 „Erd- und Grundbau- Flächengründungen“ [169] sowie den von Feder vorgeschlagenen Faktoren [70] gewählt. Die Teilsicherheitsfaktoren liegen je nach Lastfall und gewähltem Parameter in einem Bereich zwischen 1,10 bis 2,00. Für die nachfolgenden Berechnungen wurden die Parameter von Feder [70], wie in Tabelle V-5 angegeben, verwendet. Diese hohen Sicherheitsfaktoren wurden auf Grund der starken Varietät der Materialparameter sowie der nicht bekannten Rahmenbedingungen (z.B. Laugungsfortschritt in der Schweben) verwendet.

Beschreibung	Variable	Sicherheit
Würfeldruckfestigkeit	$\gamma_{d,Wü}$	2,0
einaxiale Druckfestigkeit	γ_{UCS}	1,5
Spaltzugfestigkeit	γ_{SPZ}	1,5
Reibungsbeiwert	γ_{μ}	1,5
Kohäsion	γ_c	2,0

Tabelle V-5: Teilsicherheitsfaktoren nach Feder [70]

2.2. Berechnungsansätze

2.2.1 Kaminartiger Verbrauch

Bei der Untersuchung des kaminartigen Verbrauchs wird zwischen einer tragenden Schweben und einer schlaffen Auflast, wie in Abbildung V-4 ersichtlich, unterschieden. Es wird hierbei die Mächtigkeit der schlaffen Auflast bei konstanter Überlagerung verändert, um eine erforderliche Mindest-Kohäsion in der verbleibenden Schweben zu ermitteln. Der Vergleich mit den in Laborversuchen ermittelten Parametern gibt eine Aussage über die mindestens erforderliche Schwebenmächtigkeit.

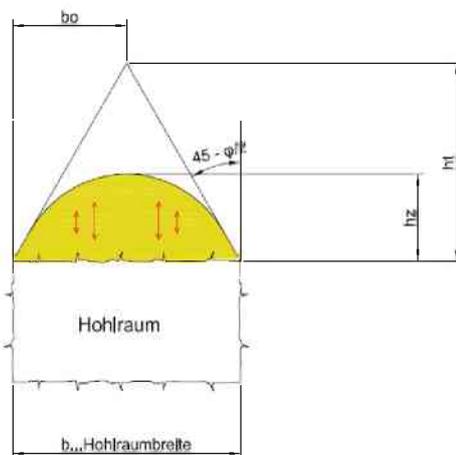
Der Berechnungsansatz kann grundsätzlich auf zwei verschiedene Arten erfolgen. Eine Variante ist die Untersuchung eines kreis- bzw. ellipsenförmigen Verbrauchssilos, eine weitere Variante die Betrachtung dieses Verbrauchsszenarios auf einen Laufmeter. Da die Betrachtung auf einen Laufmeter jene mit geringerer rechnerischer Sicherheit ist, wurde ausschließlich diese angewendet.

Hohlraum Nr.	Überlagerung	erforderliche Schwebenmächtigkeit min. Kohäsion und $\gamma_c=2$ (0.685 MPa)	max. Laugungsfortschritt von GOK mit min. Kohäsion	erforderliche Schwebenmächtigkeit min. Kohäsion und $\gamma_c=2$ (1.445 MPa)	max. Laugungsfortschritt von GOK mit mittlerer Kohäsion
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1-1/2/1	31,95	15,00	16,95	7,00	24,95
1-1/2/2	31,95	15,00	16,95	7,00	24,95
1-1/2/3	33,45	15,50	17,95	7,50	25,95
1-1/2/4	33,45	15,50	17,95	7,50	25,95
2-2/1/1	21,74	7,50	14,24	3,50	18,24
2-2/1/2	21,74	7,50	14,24	3,50	18,24
2-2/2/1	33,1	20,00	13,10	9,75	23,35
3-3/1/1	19,6	6,00	13,60	2,90	16,70
4-4/1/1	29,64	12,25	17,39	5,75	23,89
4-4/2/1	42,69	20,00	22,69	9,50	33,19
5-5/1/1	18,86	4,50	14,36	2,00	16,86

Tabelle V-6: Kaminartiger Verbruch - erforderliche Schwebenmächtigkeiten der betrachteten Hohlräume; hervorgehoben ist der max. Laugungsfortschritt von <4,5 m mit minimaler Kohäsion und <12,00 m bei mittlerer Kohäsion

2.2.2 Domartiger Verbruch

Die zweite analytische Betrachtung ist der Nachweis auf Stabilität gegen Zugversagen. Das Zugversagen eines domartigen Verbruchs reicht nicht bis zur Tagesoberfläche sondern nur bis zu einer bestimmten Tiefe h_z , welche von der Geometrie des Hohlräumtes abhängig ist (h_z liegt im Bereich zwischen $h/3$ für gedrungene und $h/2$ für langgestreckte Hohlräume). Kommt es zu diesem Verbruch, bildet sich eine gebirgsmechanisch günstige Hohlraumgeometrie aus, welche optisch der Geometrie eines Domes ähnelt. Eine schematische Darstellung des domartigen Verbruchs ist in Abbildung V-5 dargestellt.



- β_{zv} ... erforderliche Zugfestigkeit [MPa]
- s ... Sicherheit (1,0...1,1)
- γ ... Wichte des Bodens bzw. Gebirges [kN/m³]
- b_0 ... halbe Hohlraumbreite [m]
- $45-\phi/2$... passiver Erddruckwinkel [°]
- h ... Höhe des Hohlräumtes [m]
- b ... Breite des Hohlräumtes [m]
- h_t ... ergibt sich auf Grund der geometrischen Beziehungen [m]
- h_z ... theoretische Eindringtiefe des Verbruchskörpers [m]

Abbildung V-5: schematische Darstellung eines domartigen Verbruchs

$$\beta_{zv} > \frac{s \cdot \gamma \cdot b_0}{3 \cdot \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} \dots \text{für gedrungene Hohlräume} \quad (\text{V.12})$$

$$\beta_{zv} > \frac{s \cdot \gamma \cdot b_0}{2 \cdot \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} \dots \text{für langgestreckte Hohlräume} \quad (\text{V.13})$$

Tabelle V-7 zeigt die Berechnungsergebnisse auf Zugspannungsversagen (domartiger Verbruch). Die Berechnung der erforderlichen Zugfestigkeit, erfolgte mit einem Reibungswinkel von 30,11°, da dieser die größten erforderlichen Zugspannungen ergibt. Diese wurde anschließend mit den Laborwerten (Minimum, Mittelwert und Maximum aus Kapitel IV 5 Geotechnik) inkl. Teilsicherheitsfaktoren verglichen.

Hohlraum Nr. [-]	erforderliche Zugfestigkeit bei 30,11°		Zugfestigkeit aus Laborversuchen mit γ _{SPZ} = 1,5		
	Gedungen [MPa]	Langgestreckt [MPa]	Minimum 0,11 [MPa]	Mittelwert 0,35 [MPa]	Maximum 1,27 [MPa]
1-1/1/1	0,10	0,16	SF<1	SF>1	SF>1
1-1/1/2	0,04	0,06	SF>1	SF>1	SF>1
1-1/1/3	0,06	0,09	SF>1	SF>1	SF>1
1-1/1/4	0,04	0,06	SF>1	SF>1	SF>1
1-1/1/5	0,05	0,07	SF>1	SF>1	SF>1
1-1/2/1	0,04	0,07	SF>1	SF>1	SF>1
1-1/2/2	0,04	0,06	SF>1	SF>1	SF>1
1-1/2/3	0,04	0,07	SF>1	SF>1	SF>1
1-1/2/4	0,09	0,13	SF<1	SF>1	SF>1
2-2/1/1	0,03	0,05	SF>1	SF>1	SF>1
2-2/1/2	0,05	0,07	SF>1	SF>1	SF>1
2-2/2/1	0,07	0,1	SF>1	SF>1	SF>1
3-3/1/1	0,03	0,05	SF>1	SF>1	SF>1
4-4/1/1	0,04	0,04	SF>1	SF>1	SF>1
4-4/2/1	0,05	0,07	SF>1	SF>1	SF>1
5-5/1/1	0,02	0,03	SF>1	SF>1	SF>1

Tabelle V-7: Ergebnisse der Berechnung - Domartiger Verbruch

Unter der Annahme eines langgestreckten Hohlraums kommt es im Hohlraum 1-1/1/1 und 1-1/2/4 bei der Annahme einer minimalen Zugfestigkeit von 0,11 MPa (siehe Tabelle V-7) zu einer Überbeanspruchung.

2.2.3 Schwebenberechnung mittels Biegebalken

Ein weiterer analytischer Berechnungsansatz ist die Untersuchung der Schwebenstabilität auf Biegezugspannungen. Hierfür wurden zwei verschiedene Ansätze herangezogen. Der erste Ansatz beruht auf einem ebenen Balken (Abbildung V-6) bei dem die Balkenstärke variiert wird und die Zugfestigkeit der limitierende Wert ist. Der zweite Ansatz ist der Nachweis auf Druckspannung in einem ca. 1 m starken, gewölbeartigen Tragbogen (Abbildung V-7) in der Firste. Die beiden Berechnungsansätze sind in (V.14) und (V.15) angeführt. Die Belastung der Biegebalken erfolgt durch die Annahme einer schlaffen Auflast aus dem darüber liegenden Boden.

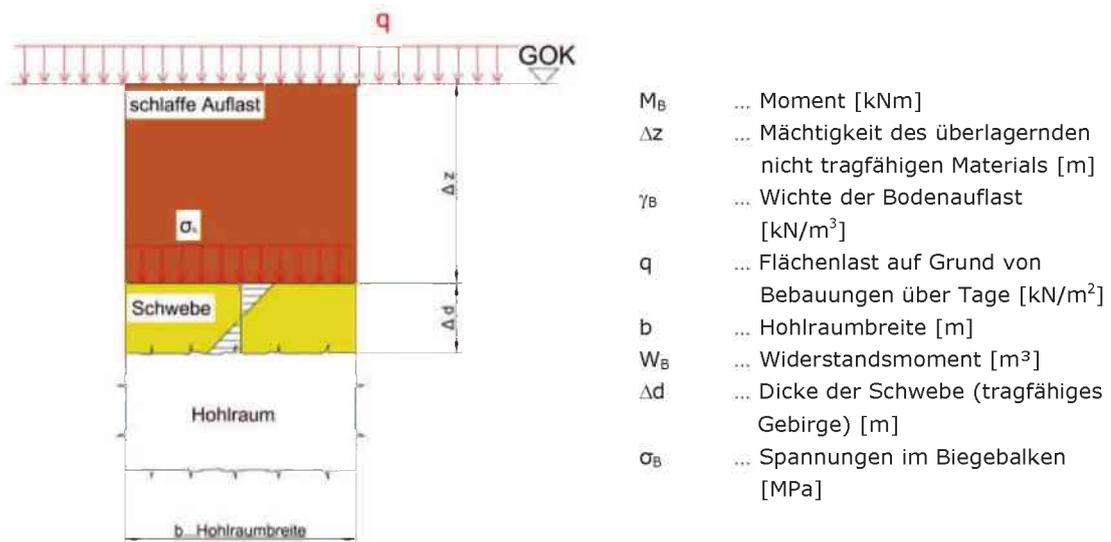


Abbildung V-6: schematische Darstellung des ebenen Balkens zum Nachweis der Firstenstabilität

$$M_B = \frac{(\Delta z \cdot \gamma_B + q) \cdot b_B^2}{8}$$

$$W_B = \frac{1[m] \cdot \Delta d^2}{6} \tag{V.14}$$

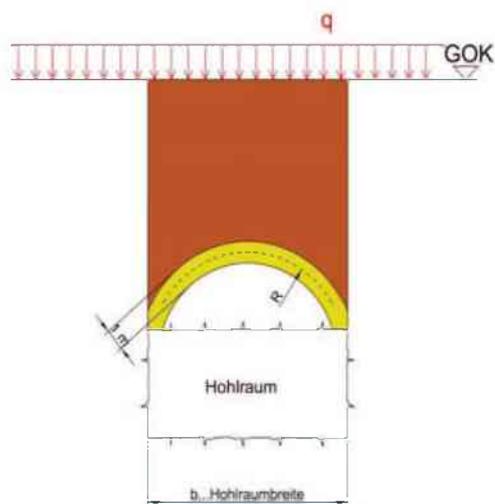
$$\sigma_B = \frac{M_B}{W_B}$$

Tabelle V-8 zeigt die erforderliche Schwebenmächtigkeit der unterschiedlichen Hohlräume unter der Annahme mittlerer und minimaler Zugfestigkeit inkl. Teilsicherheitsfaktoren.

Hohlraum Nr.	Überlagerung	erforderliche Schwebenmächtigkeit bei minimaler Zugfestigkeit und inkl. $\gamma_{SPZ} = 1,5$ (0,11 MPa)	max. Laugung bei min. Zugfestigkeit	erforderliche Schwebenmächtigkeit bei mittlerer Zugfestigkeit und inkl. $\gamma_{SPZ} = 1,5$ (0,35 MPa)	max. Laugung bei mittl. Zugfestigkeit
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1-1/1/1	19,25	15,50	3,75	11,75	7,50
1-1/1/2	19,25	9,00	10,25	5,85	13,40
1-1/1/3	19,25	12,00	7,25	8,10	11,15
1-1/1/4	21,37	10,00	11,37	6,50	14,87
1-1/1/5	21,37	11,00	10,37	7,10	14,27
1-1/2/1	31,95	13,25	18,70	8,25	23,70
1-1/2/2	31,95	13,00	18,95	8,10	23,85
1-1/2/3	33,45	13,50	19,95	8,50	24,95
1-1/2/4	33,45	21,50	11,95	14,80	18,65
2-2/1/1	21,74	8,50	13,24	5,30	16,44
2-2/1/2	21,74	11,00	10,74	7,10	14,64
2-2/2/1	33,1	18,00	15,10	11,90	21,20
3-3/1/1	19,6	6,25	13,35	3,80	15,80
4-4/1/1	29,64	12,25	17,39	7,70	21,94
4-4/2/1	42,69	16,50	26,19	10,15	32,54
5-5/1/1	18,86	5,10	13,76	3,00	15,86

Tabelle V-8: Biegebalken - erforderliche Schwebenmächtigkeiten der betrachteten Hohlräume; hervorgehoben ist der max. Laugungsfortschritt von <12 m

Ähnlich wie beim kaminartigen Verbruch zeigt sich, dass der kritische Querschnitt Nr. 1-1/1/1 ist. Dieser weist eine erforderliche Schwebenmächtigkeit von 15,50 m auf. Die Laugung des gipsreichen Haselgebirges darf hierbei nicht größer als in eine Tiefe von 3,75 m von GOK fortgeschritten sein. Unter der Annahme einer mittleren Zugfestigkeit erhöht sich die Mächtigkeit der gelaugten Schicht auf 7,50 m. Der Durchschnitt der erforderlichen Mächtigkeit bei minimalen Parametern liegt bei 12,27 m.



- β_{DV} ... erforderliche Druckfestigkeit [MPa]
- γ_B ... Wichte der Bodenauflast [kN/m^3]
- z ... Überlagerung [m]
- b_0 ... halbe Hohlraumbreite [m]
- h ... Höhe des Hohlraumes [m]
- b ... Breite des Hohlraumes [m]
- R ... Radius des Kreissegmentes [m]
- q ... Flächenlast Obertage [kN/m^2]

Abbildung V-7: schematische Darstellung eines Tragbogens in der Firste

$$\beta_{DV} = \frac{\gamma_B \cdot z \cdot b_0 + q \cdot b_0}{l[m]} \quad (V.15)$$

In Tabelle V-9 sind die erforderlichen Druckspannungen im gewölbeförmigen Balken der Firste aller Hohlräume sowie die Druckfestigkeiten (Minimum, Mittelwert, Maximum) aus den Laborversuchen aufgelistet. Es zeigt sich, dass unter der Annahme einer Druckfestigkeit von 0,67 MPa alle Schweben aus Schnitt 1-1 bis Schnitt 4-4 vollständig versagen.

Hohlraum Nr.	erforderliche Druckfestigkeit mit Sicherheit $\gamma_{ucs} = 1,5$ [MPa]	Druckfestigkeit aus Laborversuchen mit $\gamma_{ucs} = 1,5$		
		Minimum 0,67 [MPa]	Mittelwert 3,37 [MPa]	Maximum 12,76 [MPa]
1-1/1/1	6,57	SF<1	SF<1	SF>1
1-1/1/2	2,52	SF<1	SF>1	SF>1
1-1/1/3	3,83	SF<1	SF<1	SF>1
1-1/1/4	2,95	SF<1	SF>1	SF>1
1-1/1/5	3,31	SF<1	SF>1	SF>1
1-1/2/1	4,46	SF<1	SF<1	SF>1
1-1/2/2	4,36	SF<1	SF<1	SF>1
1-1/2/3	4,78	SF<1	SF<1	SF>1
1-1/2/4	9,3	SF<1	SF<1	SF>1
2-2/1/1	2,34	SF<1	SF>1	SF>1
2-2/1/2	3,33	SF<1	SF>1	SF>1
2-2/2/1	6,95	SF<1	SF<1	SF>1
3-3/1/1	1,55	SF<1	SF>1	SF>1
4-4/1/1	3,98	SF<1	SF<1	SF>1
4-4/2/1	6,24	SF<1	SF<1	SF>1
5-5/1/1	1,2	SF<1	SF>1	SF>1

Tabelle V-9: Tragbogen - Schwebenberechnung unter Annahme eines gewölbeförmigen Biegebalkens

2.3. Schwebenmächtigkeit im Vergleich mit Maria-Enzersdorf

Die analytischen Berechnungen zeigen, dass die Querschnitte 1-1/1/1 bis 1-1/1/3 die maximal nötige Mächtigkeit des Deckgebirges aufweisen und somit eine schlaaffe Auflast (nichtlösliche Bestandteile nach der Laugung) von 3,75 m nicht überschritten werden darf. In der Nachbargemeinde Maria-Enzersdorf befindet sich unter einer Siedlung ein aufgelassenes Grubengebäude. Nach der Errichtung der Siedlung kam es zum Auftreten von Erdfällen, welche mit Ausspülungen durch konzentrierten Wassereintritt (punktuelle Versickerung) und den Hohlräumen des Altbergbaues in Verbindung stehen. Im Zuge der Untersuchungen in Maria-Enzersdorf wurde ein Bohrprogramm durch die Firma INSOND Spezialtiefbau durchgeführt [29]. Die beiden Altbergbaue liegen ca. 1-2 km Luftlinie voneinander entfernt und weisen ähnliche geologische Verhältnisse auf (Abbildung V-8).

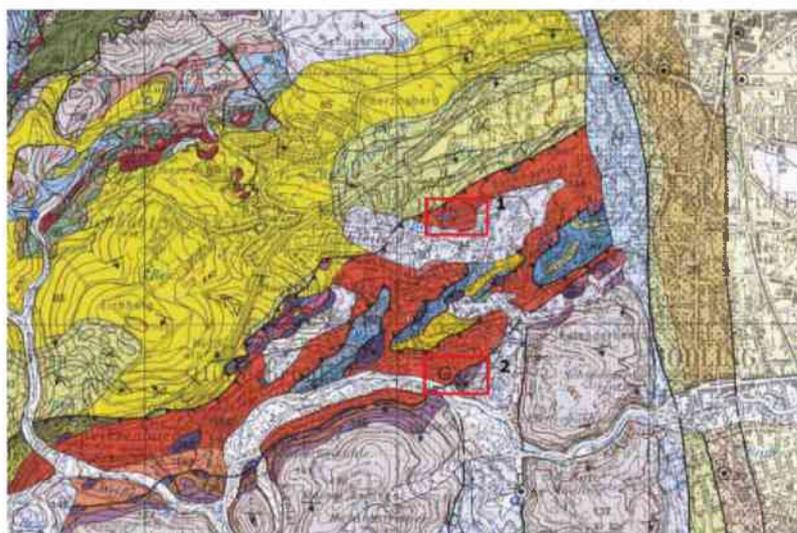


Abbildung V-8: Ausschnitt aus der Geol. Karte Blatt 58 – Baden [82]; 1-Siedlung Maria-Enzersdorf; 2-Seegrotte

Anhand der Daten aus dem Bohrprogramm konnte ein Lithologie-Horizont zwischen Lockermaterial und Festgestein (Gips bzw. Haselgebirge) erstellt werden. Die folgende Abbildung V-9 zeigt den Lithologiewechsel anhand der Daten aus den 70 Bohrungen. Zur vereinfachten Darstellung wurde die GOK als Null-Horizont angegeben. Es zeigt sich, dass sich der Horizont des Lithologiewechsels zwischen 12 m (grün) und 32,50 m (rot), bei einem Mittelwert von 21,95 m (blau), unter GOK befindet.

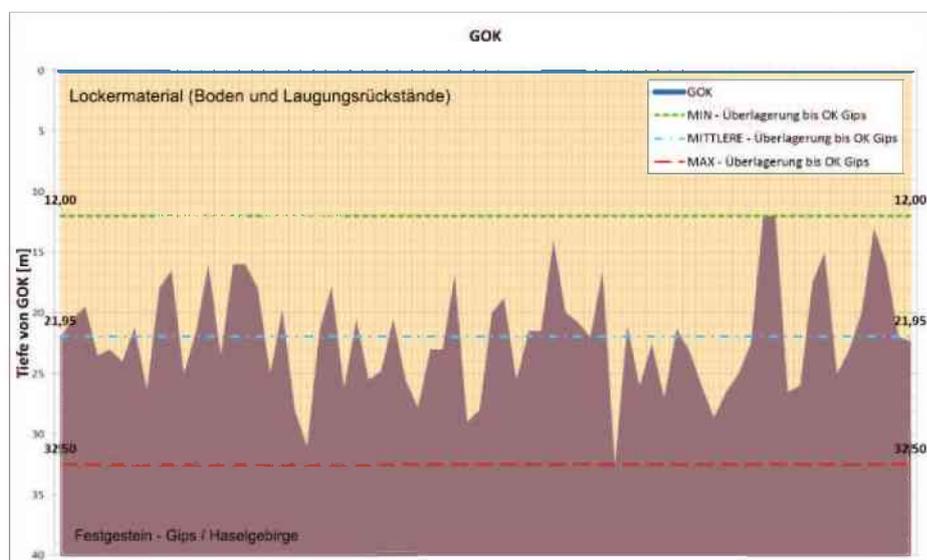


Abbildung V-9: Lithologiegrenze Lockermaterial-Festgestein aus den Bohrdaten Maria-Enzersdorf;

Diese Minimum-, Mittel- und Maximalwerte können auf Grund der ähnlichen geologischen Verhältnisse auf das Gebiet der Seegrotte übertragen werden. Zur Vereinfachung wird angenommen, dass der Gips-/ Festgesteinshorizont parallel zur GOK verläuft, was einem gleichmäßigen Laugungsprozess im gesamten

Einzugsgebiet entsprechen würde. Abbildung V-10 zeigt die originale GOK im Einflussbereich der Seegrotte (braun) sowie die minimale, mittlere und maximale Tiefenlage der Grenzschrift Locker-Festgestein aus Abbildung V-9.

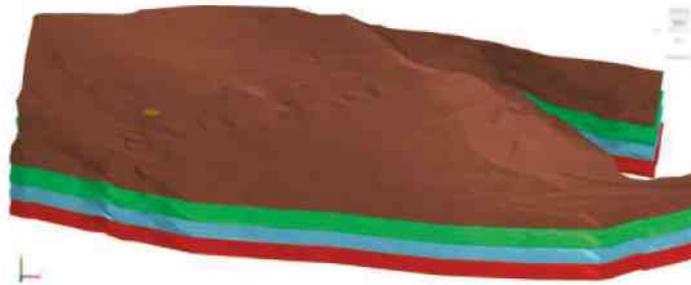


Abbildung V-10: Geometrisches Modell der Seegrotte inkl. GOK (Braun) sowie der Horizonte (Minimum – Grün bei 12,00 m, Mittelwert – Blau bei 21,95 m, und Maximum – bei 32,50 m unter GOK) des Lithologiewechsels Lockergestein-Festgestein

Die folgenden Darstellungen zeigen die einzelnen unterschiedlichen Horizonte. Jene Bereiche des Grubenbaues, welche sich über diesem Horizont befinden, liegen bei dieser Annahme im Lockergesteinshorizont.

- i. Annahme minimale Teufe von 12,00 m: ausschließlich der Zugangstollen, welcher einen Ausbau aufweist, befindet sich im Lockermaterial; (Abbildung V-11)

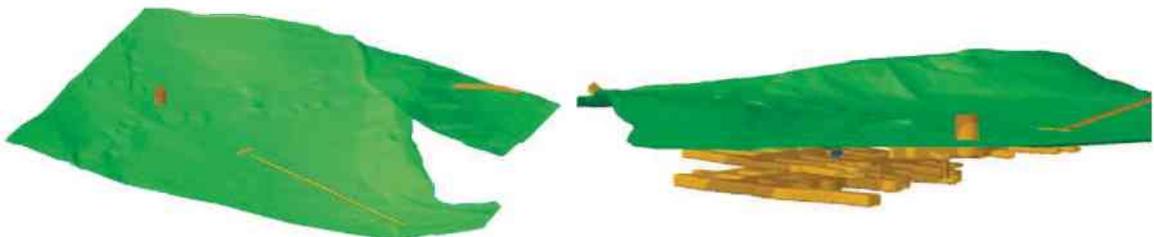


Abbildung V-11: Geometrisches Modell der Seegrotte inkl. des Horizontes bei minimaler Lockergesteinsmächtigkeit von 12,00 m

- ii. Annahme mittlere Teufe von 21,95 m: ein Großteil des Grubengebäudes liegt im Lockermaterial. Lediglich der NE-Bereich (Altes Boot, Barbarastollen, Trümmerstrecke und Teile des Friedrichstollens), welcher die größte Überlagerung aufweist, sowie die gesamte untere Sohle liegen im Festgestein; (Abbildung V-12)



Abbildung V-12: Geometrisches Modell der Seegrotte inkl. des Horizontes bei minimaler Lockergesteinsmächtigkeit von 21,95 m

- iii. Annahme maximale Teufe von 32,50 m: Die gesamte obere Sohle sowie größere Teilbereiche der unteren Sohle befinden sich im Lockermaterial, ausschließlich der NE-Teil der unteren Sohle liegt im Festgestein; (Abbildung V-13)



Abbildung V-13: Geometrisches Modell der Seegrotte inkl. des Horizontes bei minimaler Lockergesteinsmächtigkeit von 32,50 m

Diese Darstellung mit Maria-Enzersdorf im Vergleich zeigt, dass selbst bei der Annahme der geringsten Lockergesteinsmächtigkeit von 12 m einige Querschnitte die erforderliche Sicherheit nicht aufweisen. Die überbeanspruchten Bereiche sind in Tabelle V-6 und Tabelle V-8 rot angeführt.

Querschnitt 1-1/1/1, als Beispiel, weist bei den analytischen Verfahren des kaminartigen Verbrauchs und bei der Schwebenberechnung mittels Biegebalken eine maximale Lockergesteinsmächtigkeit von 3,75 m bei minimalen Festigkeitswerten auf.

3. Übersicht der analytischen Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der Festenberechnung sind aus Tabelle V-4 zu entnehmen. Es zeigt sich, dass es bei Annahme einer mittleren, einaxialen Druckfestigkeit von 5,06 MPa zu keiner lokalen Überbeanspruchung kommt. Bei der Verwendung des Medianwertes von 3,57 MPa kommt es zu einer Überbeanspruchung (Sicherheitsfaktor <1) der Festen 32 und 33. Jene Festen, die im Mittelwert einen Sicherheitsfaktor >1 , allerdings bei einzelnen Berechnungsmethoden einen Sicherheitsfaktor <1 aufweisen, weisen ebenso ein erhöhtes Versagenspotential auf. Die Langzeitstabilität bei einem globalen Sicherheitsfaktor $>3(4)$ ist bei der Verwendung des Mittelwertes für einen Großteil der Festen der oberen und unteren Sohle nicht gegeben.

Untersuchungen unter Verwendung der minimalen Kennwerte (minimale einaxiale Druckfestigkeit aus den Laborversuchen = 1 MPa) führen zu einem vollständigen Versagen der Festen, weshalb die Auswertung derselben in der Tabelle V-4 nicht aufgelistet ist.

In Tabelle V-10 und Tabelle V-11 sind die Ergebnisse der Schwebenberechnung unter Verwendung der minimalen und mittleren Festigkeitskennwerte angeführt. Bei der Annahme der minimalen Parameter inkl. Sicherheitsfaktoren und einer vorhandenen Lockergesteinsschicht von 12,00 m (Minimum aus den Bohrungen von

Maria-Enzersdorf) zeigt sich, dass der Querschnitt 1-1/1/1 in allen vier Berechnungsansätzen nicht die erforderliche Sicherheit aufweist. Jene Querschnitte, die mehr als drei nicht erreichte Anforderungen aufweisen, sind als erhöht gefährdet bzw. kritisch für die Langzeitstabilität des Grubengebäudes zu betrachten.

Nr.	Kaminartiger Verbruch	Domartiger Verbruch	Biegebalken	Tragbogen	Anzahl der nicht erreichten Anforderungen/ Sicherheiten je Querschnitt
1-1/1/1	X	X	X	X	4/4
1-1/1/2	X		X	X	2/4
1-1/1/3	X		X	X	3/4
1-1/1/4	X		X	X	2/4
1-1/1/5	X		X	X	2/4
1-1/2/1				X	1/4
1-1/2/2				X	1/4
1-1/2/3				X	1/4
1-1/2/4		X	X	X	1/4
2-2/1/1				X	1/4
2-2/1/2			X	X	1/4
2-2/2/1				X	1/4
3-3/1/1				X	1/4
4-4/1/1				X	1/4
4-4/2/1				X	1/4
5-5/1/1				X	1/4

Tabelle V-10: Übersicht der Ergebnisse der Schwebenberechnung bei minimalen Festigkeitskennwerten; Kaminartiger Verbruch Versagenskriterium – <12 m Lockergesteinsmächtigkeit (Laugungsfortschritt); Domartiger Verbruch Versagenskriterium – SF<1; Biegebalken Versagenskriterium – <12 m Lockergesteinsmächtigkeit (Laugungsfortschritt); Tragbogen Versagenskriterium – SF<1;

Nr.	Kaminartiger Verbruch	Domartiger Verbruch	Biegebalken	Tragbogen	Anzahl der nicht erreichten Anforderungen/ Sicherheiten je Querschnitt
1-1/1/1		X	X	X	3/4
1-1/1/2				X	1/4
1-1/1/3		X	X	X	2/4
1-1/1/4					1/4
1-1/1/5					1/4
1-1/2/1			X		1/4
1-1/2/2			X		1/4
1-1/2/3			X		1/4
1-1/2/4			X		1/4
2-2/1/1					0/4
2-2/1/2					0/4
2-2/2/1			X		1/4
3-3/1/1					0/4
4-4/1/1			X		1/4
4-4/2/1			X		1/4
5-5/1/1					0/4

Tabelle V-11: Übersicht der Ergebnisse der Schwebenberechnung bei mittleren Festigkeitskennwerten; Kaminartiger Verbruch Versagenskriterium – <12 m Lockergesteinsmächtigkeit (Laugungsfortschritt); Domartiger Verbruch Versagenskriterium – SF<1; Biegebalken Versagenskriterium – <12 m Lockergesteinsmächtigkeit (Laugungsfortschritt); Tragbogen Versagenskriterium – SF<1;

VI NUMERISCHE BERECHNUNGEN

Als weitere wichtige Methodik zur Untersuchung der Stabilität wird auf die numerische Simulation zurückgegriffen. Als Simulationsprogramm wurde das Finite-Elemente-Programm Abaqus 6.12 [1] [2] der Firma Dassault Systèmes verwendet. Der Modellaufbau sowie die Modellbearbeitung wurden in AutoCAD 2011 [14] [232] der Autodesk Inc. durchgeführt. Die numerische Simulation wurde in drei Teilabschnitte gegliedert, wobei jeder Teilabschnitt eine in sich abgegrenzte Fragestellung bearbeitet:

- i. Gesamtstabilität des Grubengebäudes inkl. Parameterstudie;
- ii. Gesamtstabilität unter Berücksichtigung einer Laugung des Deckgebirges durch Niederschlagswässer;
- iii. Gesamtstabilität unter Berücksichtigung eines Laugungspotentials des Sees in der unteren Sohle.

1. Stand der Technik in der numerischen Simulation im Untertagebau

Die numerische Simulation ist mittlerweile neben den analytischen Methoden ein Standardwerkzeug im Fachbereich des Untertagebaus, sei es im Bergbau oder im Tunnelbau, geworden. Der Aufbau eines zwei-dimensionalen (2D) Modells sowie die Durchführung der Berechnung, vor allem im Bereich des Tunnelbaus, bei Baugruben, bei Böschungen u.ä. sind in den Richtlinien ([149] - [151], [194], [195], [198]) sowie in einschlägigen Fachzeitschriften ausführlich beschrieben. Ein Großteil der geotechnischen und gebirgsmechanischen Fragestellungen wird bis dato mit zwei-dimensionalen Modellen dargestellt und stellt den derzeitigen Stand der Technik dar. 2D-Modelle sind durch die einfacheren geometrischen Randbedingungen leicht herzustellen, weisen auf Grund der kleinen Elementanzahl geringe Rechenzeiten auf und finden im Allgemeinen Anwendung in den folgenden Bereichen:

- i. Vorbemessung in einem frühen Projektstadium;
- ii. Langgestreckte Bauwerke wie beispielsweise Tunnelbauwerke bzw. langgezogene Baugruben und Böschungen;
- iii. Bauten mit einfachen geometrischen und geologischen Randbedingungen;

Zur Darstellung von Bauwerken mit komplexer Geometrie und komplexen geologischen Randbedingungen eignen sich 2D-Modelle nur bedingt. In vielen Fällen wird die Realität hochgradig vereinfacht. Dies führt zu einem Informationsverlust durch die Bearbeitung des Modells. Des Weiteren können 2D-Modelle komplexe Spannungs- und Verformungssituationen nicht bzw. nur sehr ungenau darstellen.

Einfache drei dimensionale Modelle für die Simulation von Vortriebsarbeiten sowie die Untersuchung von Spannungsumlagerungen an der Ortsbrust im Tunnelbau bzw. die Simulation von Abbaufolgen im Bergbau (Örterbau und Firstenstoßbau) [214] [215] [216] finden zunehmend Anwendung. Diese Modelle verwenden häufig

vorhandene Symmetrieebenen um die Elementanzahl und somit die Rechenzeit zu verringern. Langgestreckte Bauwerke können daher auf ein Halb bzw. Viertel-Modell reduziert werden. Abbildung VI-1 und Abbildung VI-2 zeigen Beispiele einer Modellverkleinerung durch vorhandene Symmetrieebenen.

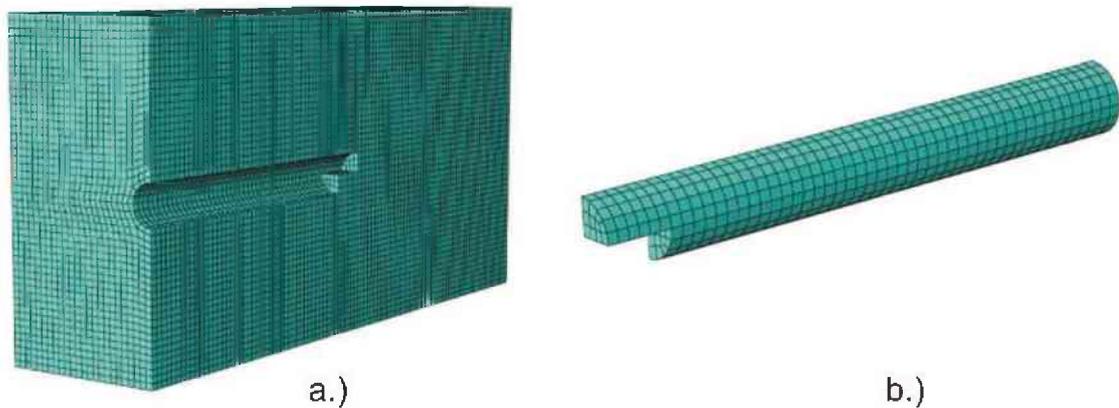


Abbildung VI-1: schematische Darstellung eines vereinfachten 3D numerischen Tunnelmodells; a.) Umgebendes Gebirge; b.) Ausbruch

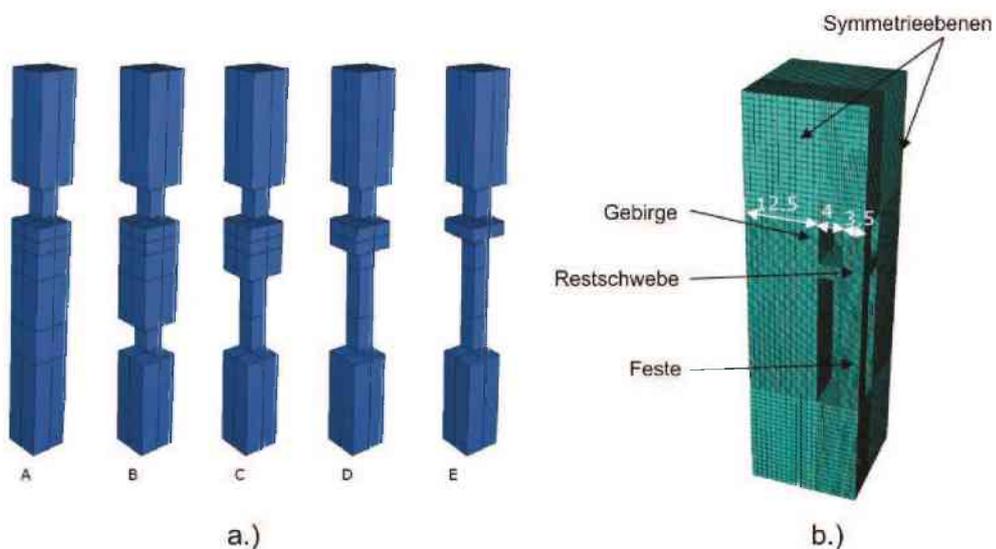


Abbildung VI-2: Vereinfachtes numerisches Modell einer komplexeren Hohlraumgeometrie zur Bemessung einer Restschwebe; a.) A-E Ablaut des Teilausbruchs; b.) numerisches Modell inkl. Abmessungen und Symmetrieebenen [23] [214]

Weist das Bauwerk keine langgestreckte Geometrie und keine Symmetrieebenen auf, muss auf eine 3D-Modellierung zurückgegriffen werden. Vollständige 3D-Modelle finden in der Bemessung von Untertagebauten, wie beispielsweise Multifunktionsstellen und U-Bahnstationen [135] [172] in Abbildung VI-3 und Abbildung VI-4 sowie im Kavernenbau [153] [221] in Abbildung VI-5, eine Anwendung. Die derzeitigen 3D-Modelle sind auf spezielle, kleinräumige Bereiche limitiert und bilden nicht das gesamte Bauwerk ab. Diese Art der 3D-Simulation wird im Verhältnis zu den gängigen zuvor beschriebenen Methoden in nur wenigen Fällen angewendet, da ein hohes Maß an Fachwissen sowie technischer Ausrüstung in Bezug auf die Rechenleistung gefordert ist. Abbildung VI-3 bis Abbildung VI-5

zeigen anhand von vorhandenen Projekten Beispiele für 3D numerische Simulationen.

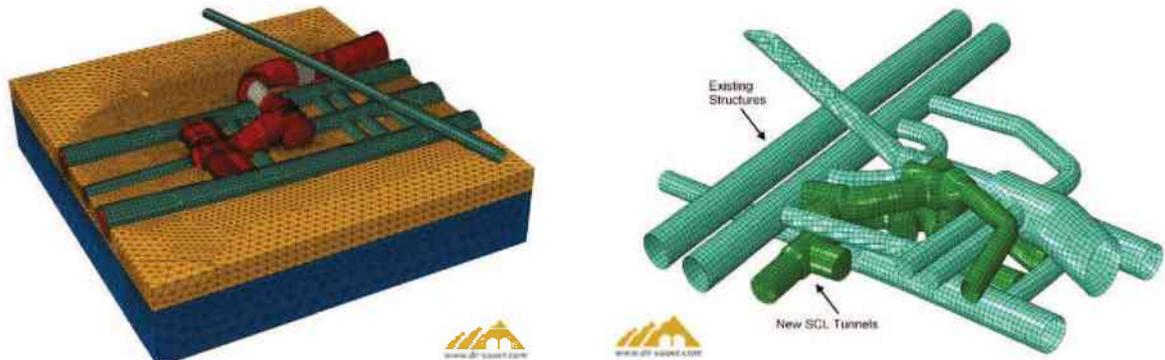


Abbildung VI-3: Numerisches Modell der U-Bahnerweiterung Bond Street Station (London) [172]

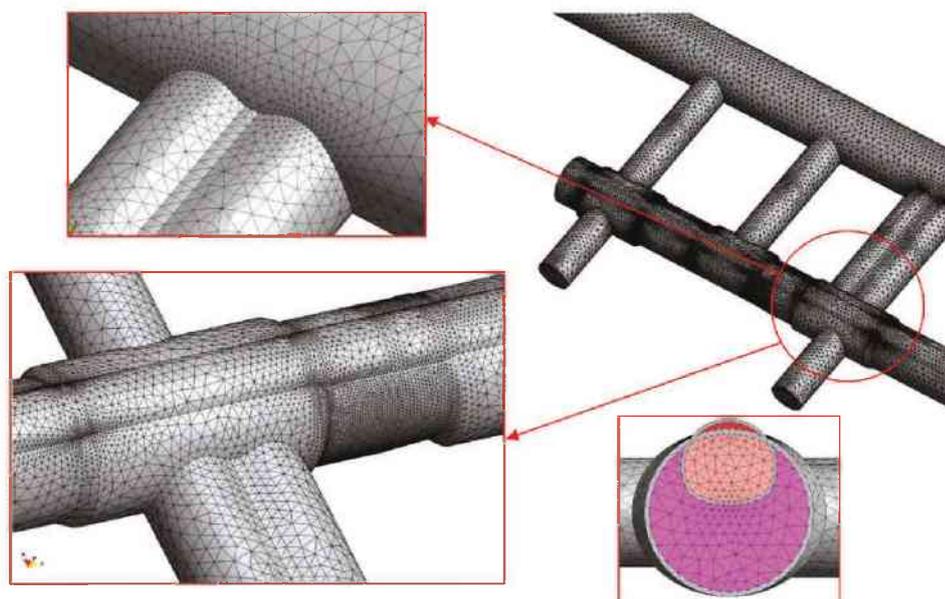


Abbildung VI-4: Numerisches Modell einer U-Bahnstation unter Berücksichtigung eines sequentiellen Ausbruchs [135]

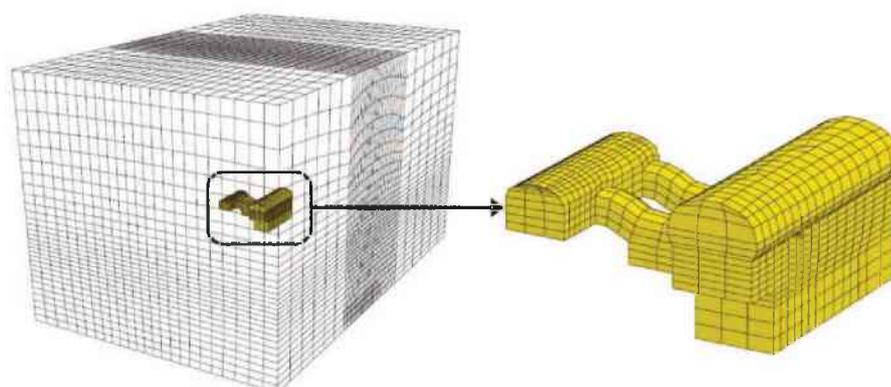


Abbildung VI-5: Numerisches Modell der Maschinenkaverne Venda Nova II (Portugal) [153]

Anders als bei Kavernen, welche sich aus einfachen geometrischen Körpern zusammensetzen, weisen viele Grubengebäude aus dem Bereich des Bergbaues eine hochkomplexe Struktur auf.

Bergbaubetriebe unternehmen umfangreiche Arbeiten, um ein Modell der abzubauenen Lagerstätte zu erstellen. Dies beinhaltet die Erfassung der geometrischen Abmessungen des Grubengebäudes sowie die Implementierung von geologischen Daten aus Kartierungsarbeiten und Bohrarbeiten. Die vorhandenen Daten können mittels einer Bergbauplanungssoftware (z.B. SurpacVision [84]) digitalisiert werden. Dieses geologische 3D-Modell der Lagerstätte, das laufend erweitert wird, dient als Basis für die zukünftige Abbauplanung. Die aufzufahrenden Hohlräume und deren Ausrichtung ergeben sich aus dem Lagerstättenmodell bzw. der jeweiligen Abbauplanung. [212] [213]

Die folgenden Beispiele eines Lagerstättenmodells des Magnesit-Bergbaus in Oberdorf/Österreich [23] (Abbildung VI-6) und des Hämatit-Bergbaus in Waldenstein/Österreich [212] (Abbildung VI-7) zeigen den komplexen geometrischen Aufbau eines Grubengebäudes. Obgleich diese Modelle vorhanden sind, werden sie nicht für eine numerische, geotechnische Simulation herangezogen. Auf Grund der Komplexität und der Modellgröße sowie der dadurch benötigten Rechenkapazität wurde für solche Modelle noch keine 3D-Simulation durchgeführt. Anhand des aufgelassenen Grubengebäudes Seegrotte soll erstmals versucht werden, ein komplexes 3D-Grubengebäude vollständig in einem Simulationsprogramm abzubilden.



Abbildung VI-6: Grubengebäude Magnesitbergbau Oberdorf (Österreich) [23]

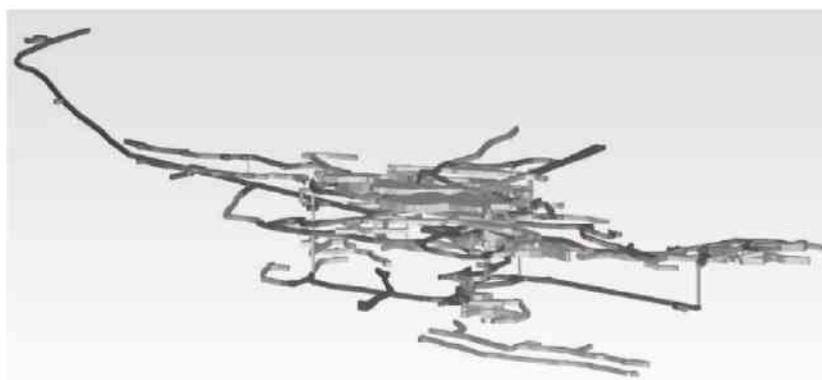


Abbildung VI-7: Grubengebäude Hämatit-Bergbau Waldenstein (Österreich) [212]

2. Gesamtstabilität des Grubengebäudes inkl. Parameterstudie

2.1. Geometrie

Die Rohdaten aus der Vermessung konnten nicht direkt in der numerischen Simulation verwendet werden. Es zeigte sich, dass im originalen 3D CAD Solid-Modell mehrere langgezogene Flächenelemente mit einem Breiten- zu Höhenverhältnis von teils $>1000:1$ sowie Elemente mit einem Winkel $<10^\circ$ enthalten waren. Die Geometrie musste aus diesem Grund fortlaufend bearbeitet werden, um eine Implementierung im Simulationsprogramm zu ermöglichen. Vor allem programminterne Fehlermeldungen im Zuge der Vernetzung konnten dadurch eliminiert werden. Die Vereinfachung erfolgte in diesem Fall nicht auf Grund von Inkonsistenzen des Solid-Modells, sondern diente vorrangig der Verringerung von fehlerhaften bzw. geometrisch ungünstigen Elementen („distorted elements“). Abbildung VI-8 und Abbildung VI-9 zeigen die originale sowie die überarbeitete Geometrie. Die Anzahl aller Einzelflächen ist in Tabelle VI-1 dargestellt, wobei das Vermessungsmodell mit dem überarbeiteten Modell verglichen wird. Eine Gegenüberstellung der zwei Modelle zeigte sehr geringe Unterschiede in Volumen ($>2\%$) und Oberfläche ($>1\%$) bei einer großen Verringerung der Anzahl der Einzelflächen. Zur Verifizierung wurden beide Modelle in das Simulationsprogramm importiert und eine Berechnung mit einem elastischen Materialmodell durchgeführt. Das unbearbeitete Modell wies im Vergleich zum bearbeiteten Modell eine bei weitem größere Anzahl (Faktor 100) an geometrisch ungünstigen Elementen auf. Außerdem liefert das unbearbeitete Modell im Bereich dieser Elemente unrealistische Spannungswerte.

Modell:	Flächenelemente des Vermessungsmodells	Flächenelemente des überarbeiteten Modells
Oberfläche	9.667	333
Hohlraum	10.165	7.731

Tabelle VI-1: Vergleich der Elementanzahl zwischen dem Vermessungsmodell und dem überarbeiteten Modell

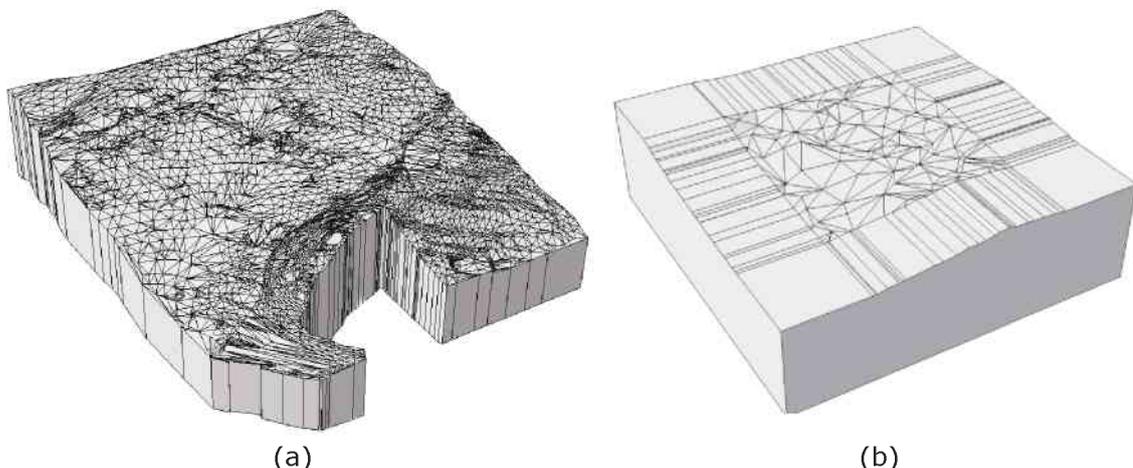


Abbildung VI-8: 3D Oberflächenmodell; (a) Vermessungsmodell; (b) überarbeitetes Modell

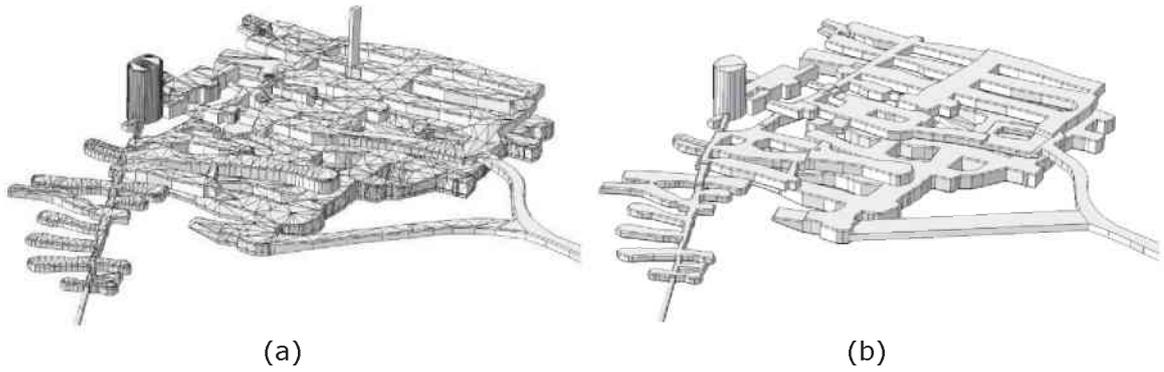


Abbildung VI-9: 3D-Modell des Grubenbaus; (a) Vermessungsmodell; (b) überarbeitetes Modell

Im Anschluss an die geometrische Bearbeitung der Modelle wurde das numerische Modell mit Hilfe der geologisch – mineralogisch - geotechnischen Untersuchungsergebnisse aus den Versuchen und der Kartierung erweitert. Abbildung VI-10 zeigt das numerische Modell des Grubengebäudes inkl. der vorhandenen geologischen Einheiten Dolomit, gips- und tonreiches Haselgebirge. Diese Partitionierung diente in weiterer Folge der Zuweisung unterschiedlicher Materialdaten innerhalb des Modells.

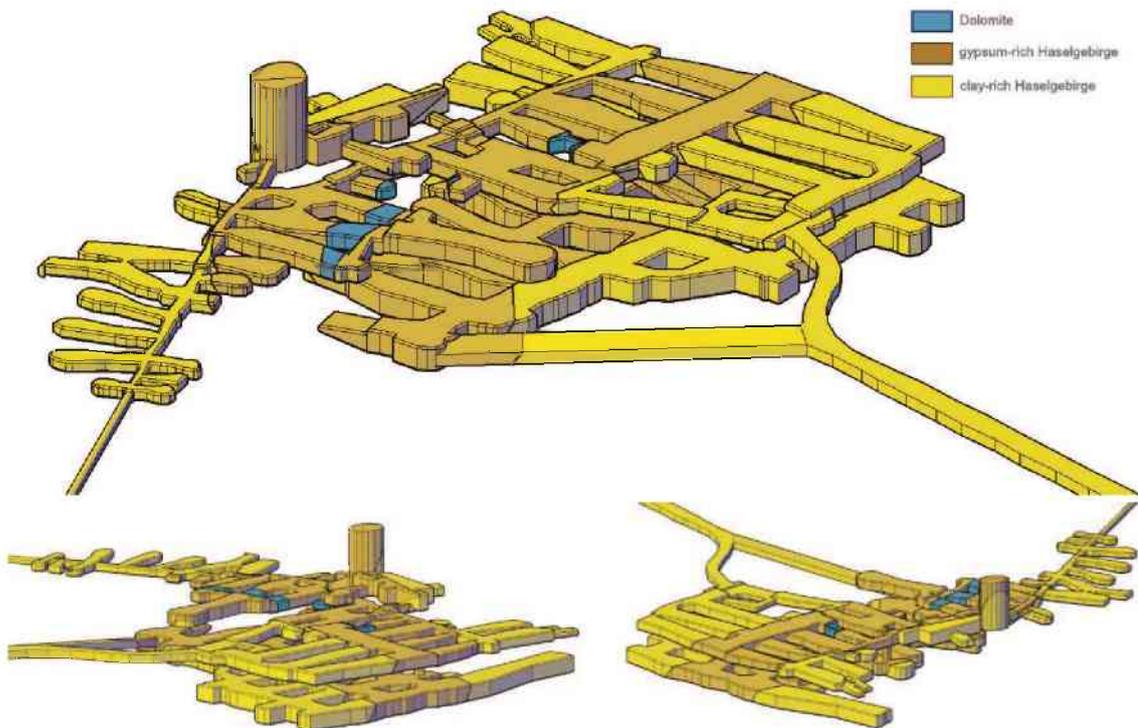


Abbildung VI-10: numerisches 3D-Modell inkl. Geologie

2.2. Vernetzung

Die Vernetzung des Modells erfolgte zuerst mittels Erstellung eines Oberflächennetzes, aus welchem die Volumenelemente generiert wurden. Die Bereiche um den Hohlraumbau weisen ein feineres Netz auf, um eine höhere Auflösung und Genauigkeit der Spannungs- und Verschiebungsverteilungen sicherzustellen. Die globale Distanz zwischen den Knotenpunkten beträgt 5 m bis 10 m an der Oberfläche und in den Randbereichen. Der Knotenabstand im Bereich der untertägigen Struktur beträgt zwischen 0,5 m und 1 m. Es wurden Bereiche festgestellt, bei denen punktuell ein Knotenabstand von 0,1 m nötig war, um das Modell vernetzen zu können. Das gesamte Modell besteht aus mehr als 3.5 Millionen Elementen, wobei 1001 „distorted elements“ sind (ca. 0,028% aller Elemente). „Distorted elements“ sind jene Elemente, welche einen Winkel $<5^\circ$ oder $> 170^\circ$, eine Kantenlänge kleiner als 0,01 m oder einen Shape Factor (beschreibt die Gedrungenheit eines Elements) von $<0,001$ aufweisen.

Die ersten elastischen Berechnungen wurden mit C3D4⁵ Elementen durchgeführt. Für die weiteren Berechnungen unter Verwendung eines elasto-plastischen Materialmodells bzw. eines Kriechmodells wurde angedacht, den Elementtyp C3D10⁶ zu verwenden. Nach ersten Berechnungen zur Verifizierung der Rechendauer wurden weiterhin C3D4 Elemente verwendet, da die Rechenzeit eines Modells mit C3D10 Elementen eine Dauer von mehreren Wochen, bei 12 CPUs und 126 Gigabyte Arbeitsspeicher, in Anspruch nehmen würde. Im Zuge der numerischen Simulation mit einem elasto-plastischen Materialmodell konnten mehrere Elemente identifiziert werden, welche einen Abbruch der Simulation auf Grund großer plastischer Verformungen verursachten. Diese Singularitäten treten vor allem bei geometrisch ungünstigen Elementen sowie in Eckbereichen des Hohlraumes auf und lassen das gesamte Element plastifizieren. Da dieses Verhalten nicht der Realität entspricht, wurden diese Elemente nachträglich identifiziert und schrittweise manuell im Input-File auf ein Elementset mit rein elastischen Eigenschaften umgeschrieben. Die folgende Abbildung VI-11 zeigt eine Detailaufnahme des Netzes im Bereich des Hohlraumes.

⁵ C3D4 = Continuum-3-Dimensional-4-Node linear Tetrahedral Element [1] [2]

⁶ C3D10 = Continuum-3-Dimensional-10-Node quadratic Tetrahedral Element [1] [2]

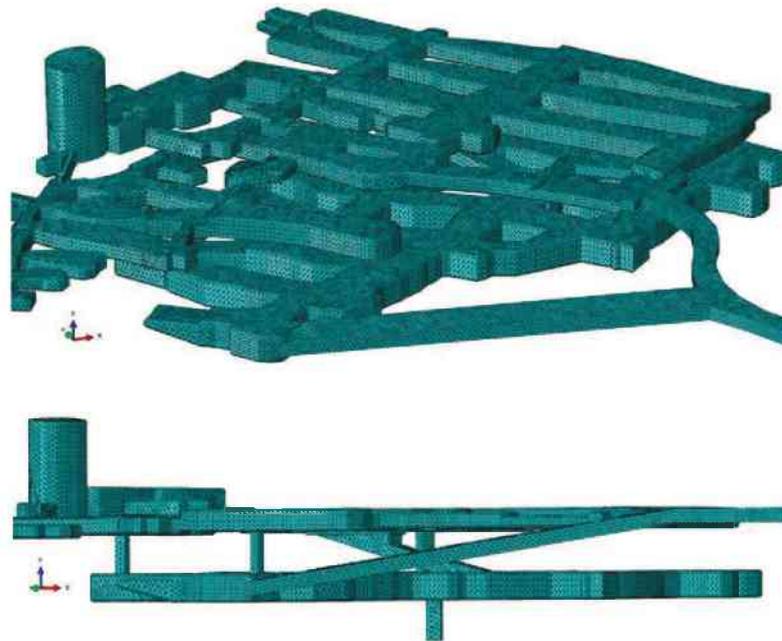


Abbildung VI-11: Vernetzung des Hohlraumbereiches mit Tetraederelementen;

Neben den vorhandenen Tetraederelementen zur Beschreibung des Gebirgskörpers wurden zwei-dimensionale Schalenelemente S3⁷ zur Simulation des bestehenden Ausbaus verwendet. Die ausgebauten Bereiche befinden sich im Triebstollen vom Mundloch bis zur Werkstatt sowie im Festsaal [30]. Des Weiteren wurde in der Simulation der Zugangsschacht mit einem gleichwertigen Ausbau versehen. Ein Verzicht dieses Ausbaus führte in der Parameterstudie wie auch in der Laugungssimulation zu einem frühzeitigen Abbruch der Berechnung auf Grund von großen Verformungen bzw. eines Verbruchs im Bereich des Schachtkopfes. Abbildung VI-12 zeigt den Vernetzungsausschnitt des Festsaals inklusive Schacht.



Abbildung VI-12: Vernetzung des Festsaals inkl. Schacht mit Shell-Elementen;

⁷ S3 = 3-node triangular general-purpose shell [1] [2]

2.3. Randbedingungen

Die Entfernung zu den Randbereichen wurde so gewählt, dass kein bzw. nur ein geringer Einfluss der Modellränder auf die Struktur des Grubengebäudes vorhanden ist. Die Entfernung zwischen Grubengebäude und Randbereich beträgt zwischen 98 m und 136 m in horizontaler Richtung und 88 m in vertikaler Richtung. Dies liegt über dem erforderlichen Minimalabstand [149] von 4-5 Durchmessern zu den Seitenrändern und 2-3 Durchmessern zur Basis des Modellrandes. Die Randbereiche des Modells wurden in horizontaler Richtung an den seitlichen Rändern und in vertikaler Richtung an der Unterseite gesperrt.

2.4. Materialmodelle

Die ersten Simulationen wurden mit einem rein elastischen Materialmodell durchgeführt. Diese dienten vor allem als Unterstützung in der Bearbeitung der Modellgeometrie. Es wurden hierfür nach jeder maßgeblichen Geometrieänderung elastische Berechnungen durchgeführt, bis die endgültige, für die Stabilitätsuntersuchung ausreichend veränderte Geometrie erstellt war.

In der Stabilitätsuntersuchung inklusive den Parameterstudien wurde ein linear-elastisches – ideal-plastisches Materialverhalten mit einem Mohr-Coulomb-Bruchkriterium verwendet. Den Shell-Elementen wurde ein linear-elastisches Materialverhalten zugewiesen. Ein Hardening-Effekt wurde auf Grund fehlender Parameter aus den Versuchen nicht berücksichtigt.

2.5. Parameter

Für die Dichte wurde das arithmetische Mittel der vorliegenden Daten gewählt; dies führt zu einem höheren Initialspannungszustand als der Minimumwert. Für die E-Moduli wurden die Medianwerte aus den geotechnischen Versuchen herangezogen. Durch die nicht gleichmäßige Verteilung der Versuchswerte, ersichtlich in den Box-Plots (V-5.5 Zusammenstellung der geotechnischen Untersuchungsergebnisse), wurde der Medianwert bei den Verformungsparametern verwendet. Diese führen im Vergleich zum Mittelwert zu höheren Verformungen.

Da die hier vorliegende Berechnung einen oberflächennahen Grubenbau darstellt, wird für die Bestimmung des Seitendruckbeiwertes die allgemeine Formulierung nach Jaky verwendet. Um den Initialspannungszustand in Abaqus korrekt zu implementieren, muss dieser Seitendruckbeiwert über den elastischen Ansatz auf eine Poissonzahl zurückgerechnet werden.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad \dots \text{Seitendruckbeiwert nach Jaky} \quad (\text{VI.1})$$

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad \dots \text{elastischer Ansatz} \quad (\text{VI.2})$$

Zur ersten Abschätzung der Spannungs- und Verformungssituation wurde ein elastisches Materialmodell mit folgenden Materialparametern verwendet (Tabelle VI-2):

Gebirgsart	Dichte [g/cm ³]	E-Modul [GPa]	φ [°]	ν [-]
Dolomit	2,40	53,60	35,22	0,297
Haselgebirge - tonreich	2,30	10,53	26,30	0,358
Haselgebirge - gipsreich	2,30	6,63	26,30	0,358

Tabelle VI-2: Übersicht der Materialparameter der elastischen Simulation

Die Festigkeits- und Verformungsparameter der Ziegelausmauerung im Triebstollen und im Festsaal konnten auf Grund fehlender Informationen zum verwendeten Material und einer eventuellen Festigkeitsverringerung durch die Grubenwässer im Detail nicht eruiert werden. Auf Grund dieser fehlenden Informationen wurde hierfür ein rein elastisches Materialmodell verwendet. Augenscheinlich kann davon ausgegangen werden, dass die Festigkeit des Mauerwerks noch nicht erreicht ist.

Die Ziegelausmauerung ist ein Ausbau aus den zwei Komponenten Mauerstein und Mörtel. Durch die einerseits unterschiedlichen Eigenschaften der Komponenten sowie der großen Bandbreite an verwendbaren Produkten weist der Verbundwerkstoff Ziegelmauer sehr breitgestreute Festigkeits- und Verformungsparameter auf. Je nach Material befindet sich der E-Modul in einem Bereich von 1100 MPa (PP-Mauerwerk⁸) über 3100 MPa (HLz⁹) bis zu 22000 MPa (hochfester Zementmörtel mit Vollziegel bzw. Festgesteinsziegel) [9][54]. Die Materialparameter (Tabelle VI-3) wurden so gewählt, dass diese einem Mittelwert aus den Parametern der gängigen Literatur entsprechen.

Ausbauart	E-Modul [MPa]	ν [-]
Ziegelmauerung	5000	0,2

Tabelle VI-3: Übersicht der Materialparameter des Ausbaus;

Die Untersuchung der Stabilität des gesamten Grubengebäudes wurde, im Anschluss an die elastischen Berechnungen, mit elasto-plastischem Materialverhalten und dem Mohr Coulomb'schen Bruchkriterium durchgeführt. In den ersten elasto-plastischen Berechnungen wurden die Maximalwerte aus den geotechnischen Versuchen verwendet. Anschließend wurden die Festigkeitsparameter (Kohäsion und Reibungswinkel) ausgehend vom Mittelwert über den Medianwert bis auf annähernd Null verringert. Die Verringerung der Materialparameter ab dem Minimumwert erfolgte in kleiner Schrittweite, um eine bessere Auflösung der Ergebnisse der Simulation zu erhalten und jenen Punkt zu verifizieren, bei welchem es zu einem Abbruch der Simulation kommt. Ein Abbruch

⁸ PP = Porenbeton-Planstein

⁹ HLz = Hochlochziegel

der Simulation bedeutet, dass kein Gleichgewichtszustand mehr gefunden wurde, was mit einem Versagen des Grubengebäudes gleichgesetzt werden kann.

Diese Parameterstudie zeigt des Weiteren die Änderungen der Spannungs- und Verschiebungsverteilung im Gebirge im Zuge einer Entfestigung. Diese Parameteränderung erfolgt nur im Bereich des Haselgebirges, die eingebetteten Dolomit-Körper weisen im Verhältnis zum Haselgebirge kein Entfestigungsverhalten auf. Die verwendeten Parameter sind in Tabelle VI-4 und Tabelle VI-5 angegeben.

Nr.	Schritte	gips- und tonreich		Gipsreich		tonreich	
		c	φ	E -Modul	ν	E -Modul	ν
		[MPa]	[°]	[GPa]	[-]	[GPa]	[-]
1	Maximum	6,30	31,11	10,15	0,358	6,63	0,358
2	Mittelwert	2,89	27,00	10,15	0,358	6,63	0,358
3	Median	2,31	26,30	10,15	0,358	6,63	0,358
4	min_1	2,20	25,00	10,15	0,358	6,63	0,358
5	min_2	2,10	24,00	10,15	0,358	6,63	0,358
6	min_3	2,00	23,00	10,15	0,358	6,63	0,358
7	min_4	1,90	22,00	10,15	0,358	6,63	0,358
8	min_5	1,80	21,00	10,15	0,358	6,63	0,358
9	min_6 (min φ)	1,70	20,00	10,15	0,358	6,63	0,358
10	min_7	1,60	19,00	10,15	0,358	6,63	0,358
11	min_8	1,50	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
12	min_9	1,40	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
13	min_10 (min c)	1,30	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
14	min_11	1,20	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
15	min_12	1,10	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
16	min_13	1,00	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
17	min_14	0,90	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
18	min_15	0,80	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
19	min_16	0,70	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
20	min_17	0,60	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
21	min_18	0,50	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
22	min_19	0,45	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
23	min_20	0,40	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
24	min_21	0,35	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
25	min_22	0,30	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
26	min_23	0,25	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
27	min_24	0,20	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
28	min_25	0,15	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358
29	min_26	0,10	18,00	10,15	0,358	6,63	0,358

Tabelle VI-4: Festigkeits- und Verformungsparameter zur Untersuchung der Stabilität des Grubengebäudes unter Annahme einer Festigkeitsverringerng durch Verwitterung bzw. Laugung mit elasto-plastischem Materialverhalten von gips- und tonreichem Haselgebirge

Nr.	Schritte	c [MPa]	φ [°]	E-Modul [GPa]	ν [-]
1-29	ALLE	4,21	30,59	53,60	0,297

Tabelle VI-5: Festigkeits- und Verformungsparameter in der numerischen Simulation von Dolomit

2.6. Belastungen

Die Belastung zur Simulation des Stabilitätsverhaltens wurde über eine Volumskraft aufgebracht. Im Zusammenhang mit der Erdbeschleunigung von $9,81 \text{ m/s}^2$ sowie den vorhandenen Dichten der einzelnen Gesteinsarten wurde die Belastung im Modell aufgebracht. Die einzelnen Schritte zur Bestimmung des primären Spannungszustandes und der Spannungsumlagerungen werden im folgenden Punkt „2.7 Berechnungsschritte“ im Detail erläutert.

2.7. Berechnungsschritte

Die Verwendung des Simulationsprogramms Abaqus 6.12 CAE [1] [2] weist für den Hohlraumbau im grafischen Eingabemodus eingeschränkte Anwendungsmöglichkeiten auf. Dies gilt vor allem für die Berechnung des Primärspannungszustandes eines realistischen Geländemodells.

Der Primärspannungszustand im originalen Geländemodell kann über die Änderung der Initial-Conditions durch eine Vorab-Berechnung umgesetzt werden. Hierfür werden die Berechnungsschritte auf den Initialberechnungsschritt und den ersten Belastungsschritt (Aufbringen der Gravitation) reduziert und eine erste Vorab-Berechnung durchgeführt. Das erstellte ODB-File (Ergebnis-File) weist den Primärspannungszustand inklusive Verformungen durch die aufgebrachte Last auf. In dem eigentlichen Berechnungsfile muss dieser Spannungszustand aus dem bereits erstellten Ergebnis-File entnommen werden. Dies kann über die Änderung des Input-Files auf folgende Arten vorgenommen werden: [1] [2]

i. manuelle Vorgabe:

**

*Initial Conditions, type=stress, geostatic

Instance-Name.SET-Name, Stress-Wert_Oben, Koordinate_Z_Oben, Stress_Wert_Unten, Koordinate_Z_Unten, Seitendruckbeiwert 1, Seitendruckbeiwert 2

**

ii. Filevorgabe:

**

*Initial Conditions, Type=stress, File=PFad-File.odb, Step=X, Inc=X

**

Die Variante i. „manuelle Vorgabe“ kann nur an zweidimensionalen Modellen angewendet werden, zusätzlich müssen eine ebene-horizontale Geländeoberkante und eine konstante Geologie vorhanden sein. Die Variante ii. „Filevorgabe“ greift auf ein bereits vorhandenes, zuvor erstelltes Ergebnis-File zu und überträgt die Spannungsinformationen in das aktuelle Berechnungsmodell. Die originale Netzgeometrie wird beibehalten (keine Verformungen).

In den durchgeführten Simulationen zur Stabilitätsbetrachtung wurde der Primärspannungszustand über die Änderung der Initial-Conditions im Berechnungsschritt der Lastaufbringung mittels zuvor erstelltem Ergebnis-File implementiert. Des Weiteren ist anzumerken, dass die Verwendung eines Mohr-Coulomb'schen Bruchkriteriums zu einer unsymmetrischen Steifigkeitsmatrix führt. Das muss für die Lösung des Gleichungssystems entsprechend berücksichtigt werden und im Input-File eigens angeführt werden.

Die Untersuchung des Stabilitätsverhaltens sowie die Beurteilung der Langzeitstabilität des Grubengebäudes beinhalten die Simulation der Spannungs- und Verschiebungsverteilung im Gebirge unter Berücksichtigung einer Entfestigung im Bereich des gesamten Untersuchungsareals. In Abaqus werden die zuvor definierten Lasten inkrementell – iterativ im Step gesteigert, wobei innerhalb des jeweiligen Inkrements ein Gleichgewichtszustand gesucht wird. Tabelle VI-6 zeigt die verwendeten „Step“-Namen sowie die verwendeten Parameter. In Tabelle VI-7 sind die dazugehörigen „Inkrement“-Daten angegeben.

Nr.	Step	Parameter	Procedure
0	Initial	-	(Initial)
1	Gravity	Tabelle VI-4 Nr. 1	Geostatic
2	Ausbruch	Tabelle VI-4 Nr. 1	Static, General
3	Mittelwert	Tabelle VI-4 Nr. 2	Static, General
4	Median	Tabelle VI-4 Nr. 3	Static, General
5-30	min_1 - min26	Tabelle VI-4 Nr. 4 - Nr. 29	Static, General

Tabelle VI-6: Step-Name, verwendete Parameter sowie die Art des verwendeten Verfahrens der Berechnungsschritte zur Beurteilung der Gesamtstabilität

Nr.	Time Period	Increment					
		Type	Number of Inc.	Initial	Minimum	Maximum	Nlgeom
0	-	-	-	-	-	-	-
1	1	Fixed	-	-	-	-	OFF
2	1	Automatic	100	0,2	0,00005	1	OFF
3	1	Automatic	100	0,02	0,00005	1	OFF
4	1	Automatic	100	0,02	0,00005	1	OFF
5-30	je Step 1	Automatic	100	0,02	0,00005	1	OFF

Tabelle VI-7: Zeitschritte sowie Inkrement-Daten der Berechnungsschritte zur Beurteilung der Gesamtstabilität

2.8. Ergebnisse der elastischen und elasto-plastischen numerischen Simulation

Die Primärspannung laut analytischer Berechnung liegt zwischen 0,25 MPa bei 11 m Überlagerung und 0,62 MPa bei 27 m Überlagerung. Die numerische Simulation zeigt eine Primärspannung von 0,65 MPa, bei einer Überlagerung von 27 m (östliche Bereiche), was eine ausreichend gute Übereinstimmung mit der Analytik darstellt (siehe Abbildung VI-13). Auf Grund der größeren Steifigkeit des Dolomits kommt es zu Spannungsspitzen (Abbildung VI-14) im Ausmaß von ca. 1,08 MPa bis

maximal 4,30 MPa. Abbildung VI-14 zeigt einen horizontalen Schnitt durch das Geländemodell im Bereich der Dolomitlinsen.

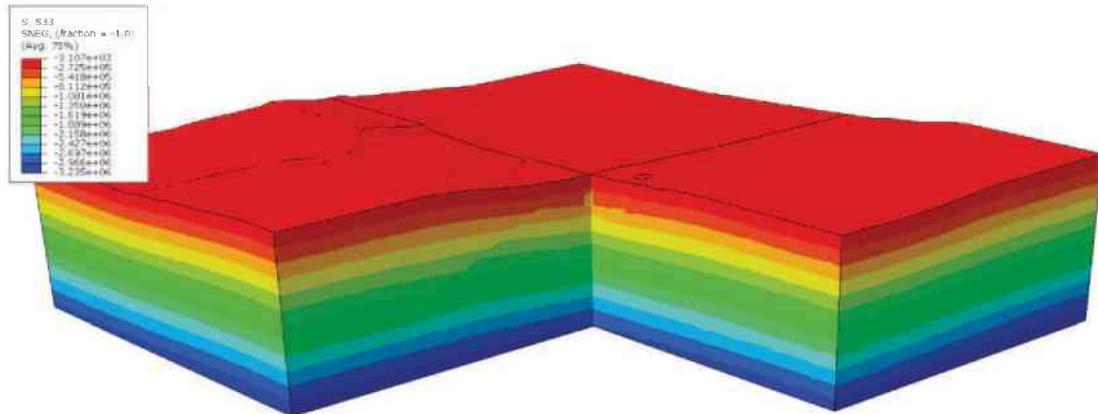


Abbildung VI-13: Primärspannung / Vertikalspannung des Gesamtmodells in [Pa]

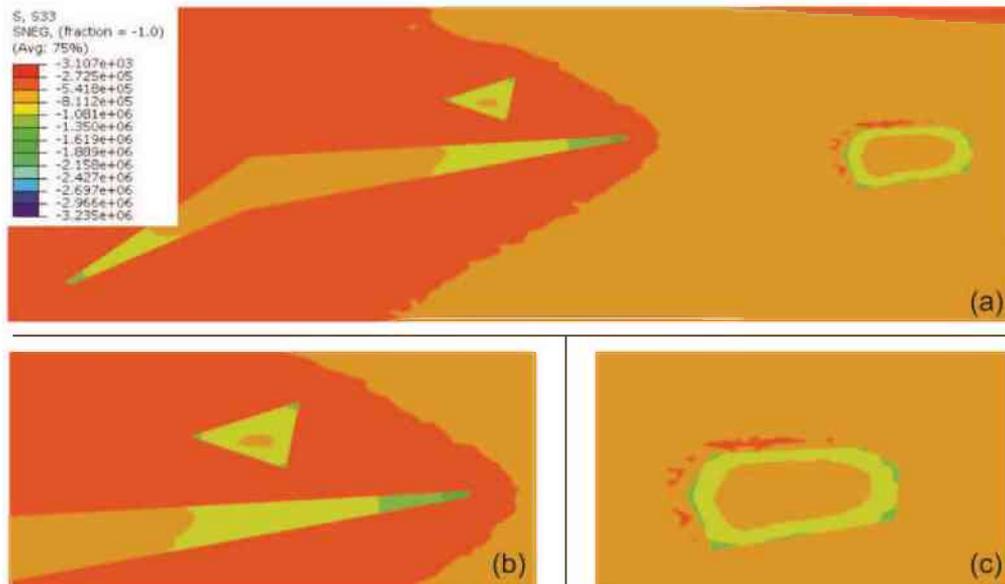


Abbildung VI-14: (a) Primärspannung im Horizontalschnitt des Geländemodells- Spannungsspitzen im Dolomit; (b) Detailansicht der linken Dolomitlinse; (c) Detailansicht der rechten Dolomitlinse; in [Pa]

Die Voruntersuchungen der rein elastischen Berechnungen geben erste Aussagen bezüglich des Spannungs- und Verformungszustandes um das Grubengebäude. Die in der FE-Simulation auftretende, maximale Hauptnormalspannung (Zugspannung) beträgt 0,97 MPa. Dieses Maximum ist die Folge eines einzigen geometrisch ungünstigen Elementes und repräsentiert daher nicht den für die Untersuchung zu verwendenden Wert. Der für die Stabilitätsuntersuchung herangezogene Maximalwert beträgt 0,73 MPa und tritt in der Sohle der oberen Ebene im Bereich des Friedrichstollens (Abbildung III-2) auf, welcher eine der größten Spannweiten von bis zu ca. 11 m aufweist. Der Vergleich mit den Versuchswerten, ersichtlich in Tabelle IV-5, zeigt, dass das Haselgebirge eine etwas geringere Zugfestigkeit aufweist (MIN=0,16 MPa; Max=1,91 MPa; Mittelwert=0,52MPa).

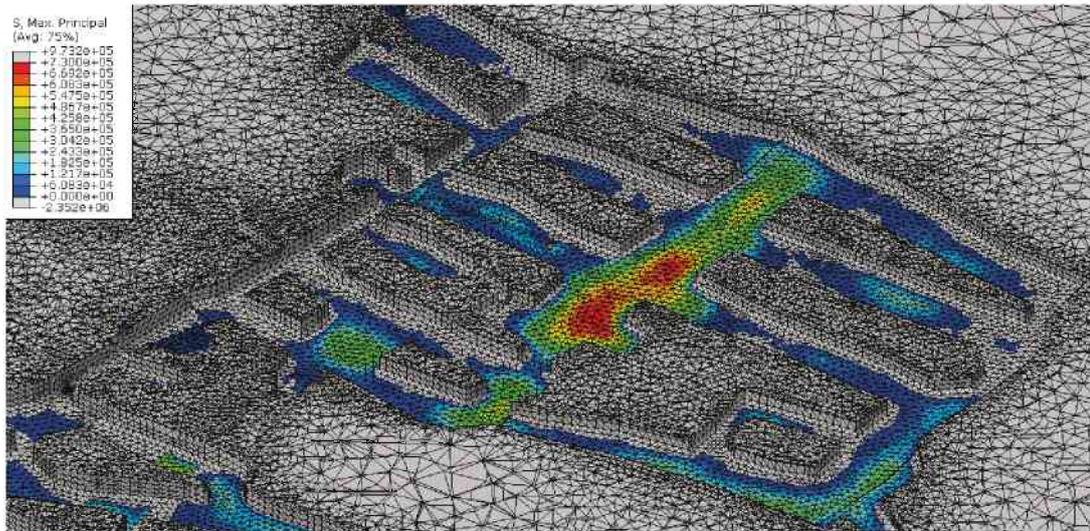


Abbildung VI-15: Zugspannung (maximale Hauptnormalspannung) in der oberen Sohle in [Pa]

Abbildung VI-16 zeigt die durch Zugspannungen „überbeanspruchten“ Bereiche. Die Größe der überbeanspruchten Zone ist ca. 0,5 m tief. Dies führt zu einer Schwebenverminderung von ca. 8,5 m auf ca. 8,0 m. Die Stelle liegt des Weiteren in der Nähe der Rampe zur unteren Sohle. Es ist anzumerken, dass sich im gesamten Bereich der oberen Sohle eine Betondecke befindet, die im zweiten Weltkrieg eingebaut wurde. Auf Grund der fehlenden Daten wurde diese in der Simulation nicht berücksichtigt, was einen konservativeren Ansatz darstellt.

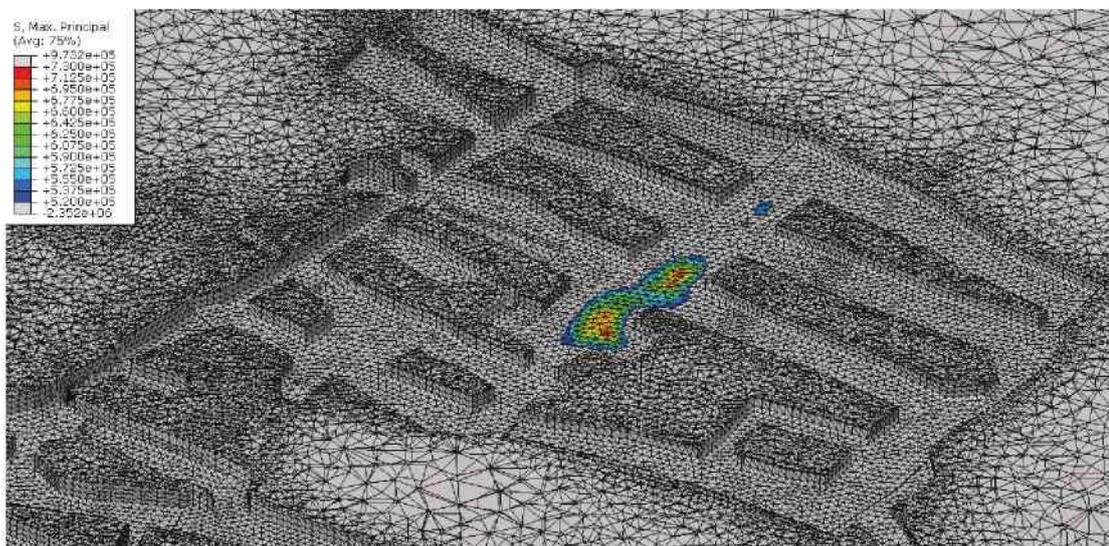


Abbildung VI-16: Bereich der Zugspannung (maximale Hauptnormalspannung) > 0,52 MPa in der oberen Sohle in [Pa]

Die maximalen Hauptnormalspannungen erstrecken sich von der Sohle der oberen Etage bis zur Firste der unteren Etage. Abbildung VI-17 zeigt den Zugspannungsverlauf in der Schweben im Bereich Friedrichstollen. Des Weiteren ist der Verlauf der Schichtgrenze zwischen ton- und gipsreichem Haselgebirge im Modell zu erkennen.

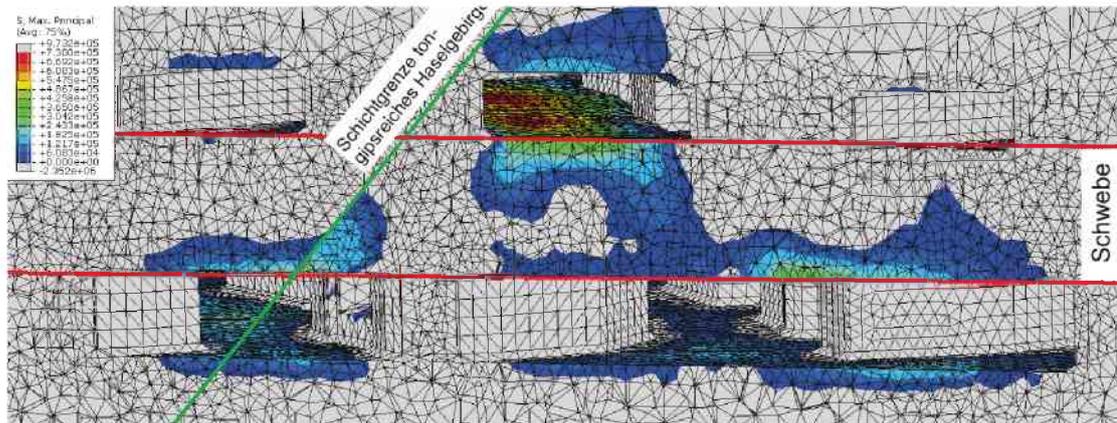


Abbildung VI-17: Zugspannungen (maximale Hauptnormalspannung) in der Schwebe zwischen oberer und unterer Sohle im Bereich Friedrichstollen in [Pa]

Es ist anzumerken, dass die ebenen Firsten sowie Sohlen nicht der exakten Situation vor Ort entsprechen. Im Laufe der Zeit kam es an manchen Stellen des Grubengebäudes zu einer Gewölbebildung. Somit werden die in der Simulation errechneten Zugspannungen überschätzt.

Zur Untersuchung der Druckspannungsverteilung bzw. zur Beurteilung der Festenstabilität werden die Materialkennwerte aus Tabelle VI-8 herangezogen. Da es sich in der Vorberechnung um elastische Berechnungen handelt, wird für diesen vereinfachten Fall die einaxiale Druckfestigkeit als Kennwert herangezogen.

Haselgebirge UCS [MPa]			
MIN	MAX	Mittel	Median
1,00	19,14	5,06	3,57

Tabelle VI-8: Übersicht der einaxialen Druckfestigkeit des Haselgebirges

Wie im geologischen Teil bereits angeführt, ist kein eindeutiger Übergang zwischen ton- und gipsreichem Haselgebirge erkennbar. Aus diesem Grund werden zum Vergleich der vorhandenen und zulässigen Spannungen die Parameter des gesamten Haselgebirges verwendet. Die in der FE-Simulation maximal auftretende Druckspannung beträgt 10,9 MPa, diese lässt sich ähnlich wie bei den Zugspannungen auf zwei geometrisch ungünstige Elemente zurückführen. Die für die Untersuchung relevanten Spannungen, ohne der Spannungsspitzen aus den geometrisch ungünstige Elemente, liegen bei ca. 7,0 - 7,5 MPa im Bereich des Dolomits.

Die Druckspannungen in den Festen der oberen Sohle (im Haselgebirge) bewegen sich zwischen 1,0 MPa und 3,5 MPa. Hierbei kommt es zu keinen Überbeanspruchungen der Festen. Durch die ca. 4-5mal höhere Steifigkeit des Dolomits entstehen dort Spannungsspitzen bis zu 7,5 MPa. Diese liegen allerdings deutlich unter der Druckfestigkeit des Dolomits. Abbildung VI-18 zeigt die Spannungssituation in der oberen Sohle inkl. der erhöhten Spannungen in den linsenartigen Dolomiteinschlüssen.

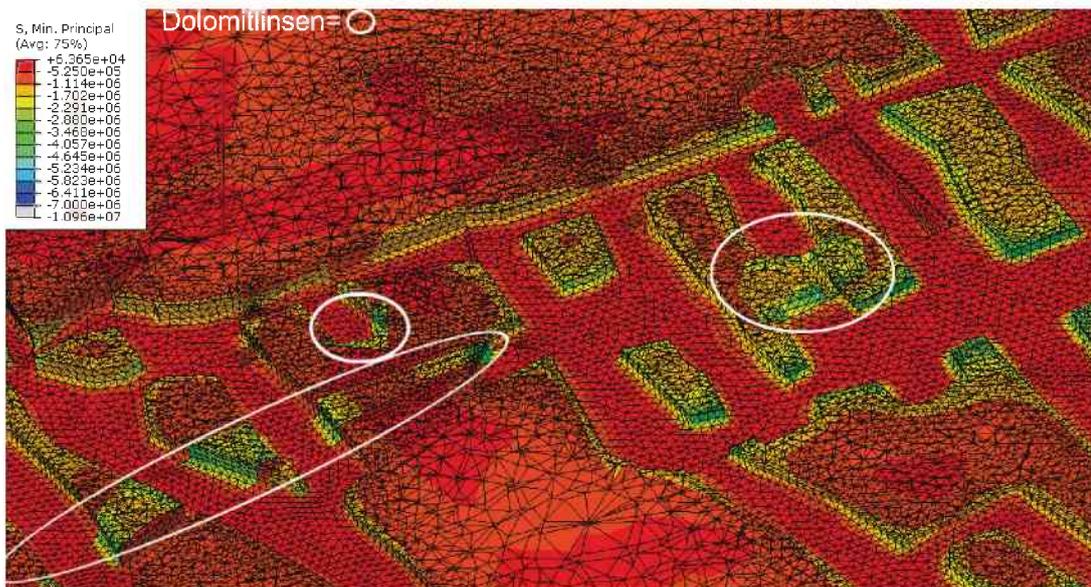


Abbildung VI-18: Minimale Hauptnormalspannung in der oberen Sohle inkl. Spannungsspitzen in den Dolomiteinschlüssen in [Pa]

Durch die größere Überlagerung sowie durch die Spannungsumlagerungen aus der oberen Sohle weisen die Festen der unteren Sohle höhere Spannungen auf. Abbildung VI-19 und Abbildung VI-20 zeigen einen Vergleich der einaxialen Druckfestigkeit (Mittelwert und Median) mit den vorherrschenden Spannungen. Die grau gefärbten Elemente in den Abbildungen zeigen jene Elemente, in welchen die einaxiale Druckfestigkeit überschritten wird.

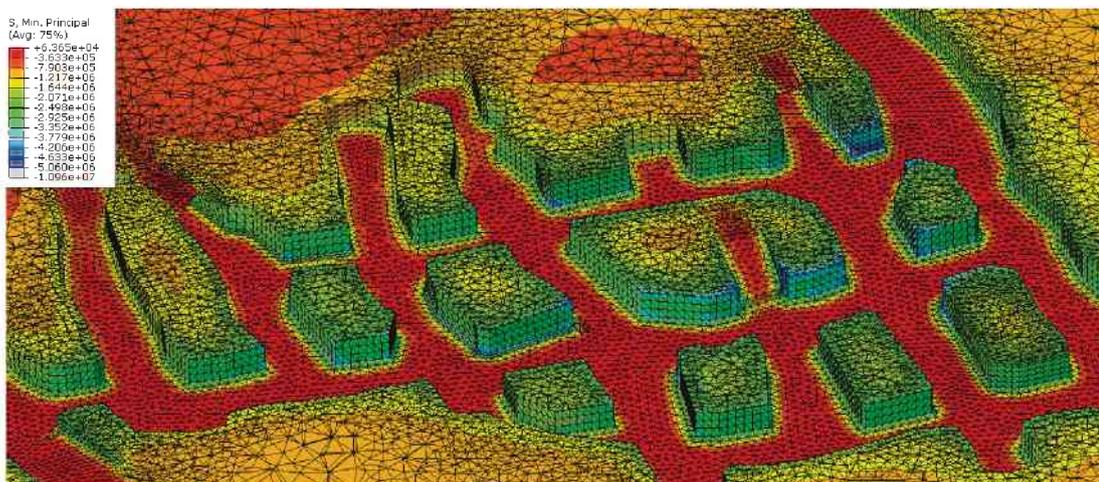


Abbildung VI-19: Minimale Hauptnormalspannung in der unteren Sohle inkl. Vergleich mit dem Mittelwert der Druckfestigkeit in [Pa]

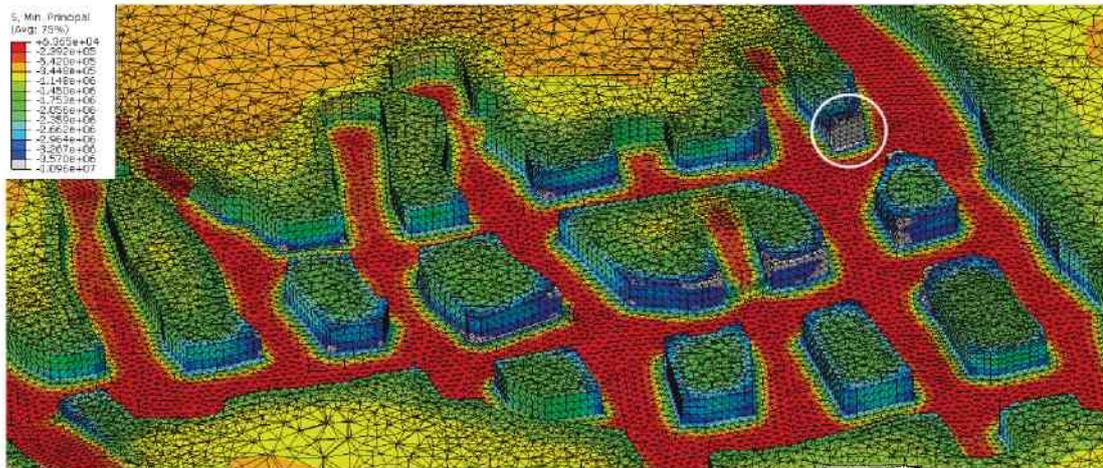


Abbildung VI-20: Minimale Hauptnormalspannung in der unteren Sohle inkl. Vergleich mit dem Medianwert der Druckfestigkeit in [Pa]

Es zeigt sich, dass bei einer mittleren Druckfestigkeit von 5,06 MPa keine Überbeanspruchung der Festen auftritt. Unter Verwendung des Medianwertes der Druckfestigkeit von 3,57 MPa zeigt sich eine geringe Überbeanspruchung in der unteren Sohle. Dies tritt vor allem am Übergang zwischen Feste-Sohle bzw. Feste-Firste auf, was auf Spannungskonzentrationen auf Grund der Hohlraumgeometrie zurückzuführen ist. Eine Feste (weiß umrandet in Abbildung VI-20) zeigt eine Überbeanspruchung über die gesamte Festenhöhe. Diese Feste weist auch bei der analytischen Festenbemessung einen Sicherheitsfaktor < 1 auf (Feste Nr. 33 in Abbildung V-2).

Wie zuvor beschrieben wurde im Anschluss an die elastischen Berechnungen ein elasto-plastisches Materialverhalten mit Mohr-Coulomb'schem Bruchkriterium durchgeführt. Die Verringerung der Festigkeitsparameter aus Tabelle VI-4 ist in der Abbildung VI-21 grafisch dargestellt. Zur Stabilitätsbeurteilung wurden jene Berechnungsschritte verifiziert, die ausschlaggebend für die Verringerung der Standsicherheit des Grubengebäudes sind (siehe Tabelle VI-9).

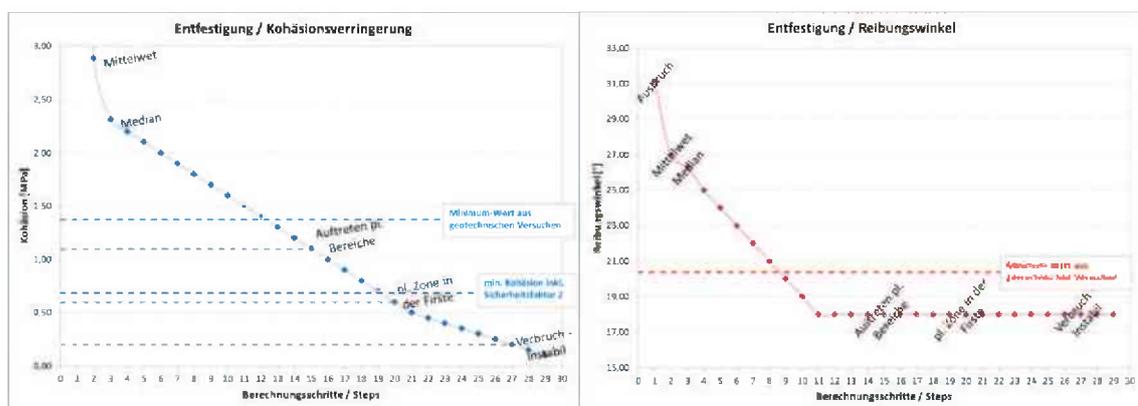


Abbildung VI-21: Grafische Darstellung des Entfestungsverlaufes der Parameter c und φ inkl. der markanten Berechnungsschritte und Vergleichsparameter aus den geotechnischen Versuchen

Step Nr.	Step-Name	Beschreibung
9	min_6	Minimaler Reibungswinkel aus geotechnischen Versuchen
12-13	min_9 – min_10	Minimale Kohäsion aus geotechnischen Versuchen
15	min_12	Auftreten von ersten plastischen Bereichen
19	min_13	Minimale Kohäsion aus geotechnischen Versuchen inkl. einem Sicherheitsfaktor von 2
20	min_17	plastische Zonen in der Schweben
27	min_24	Abbruch der Simulation – „Versagen“ des Grubengebäudes

Tabelle VI-9: Übersicht der markanten Berechnungsschritte in der Simulation „Gesamtstabilität des Grubengebäudes inkl. Parameterstudie“ für die Stabilitätsbetrachtung

Es zeigt sich, dass unter Verwendung der aktuell gemessenen, minimalen geotechnischen Festigkeitsparameter keine plastische Zone ausgebildet wird. Unter Berücksichtigung von Sicherheitsfaktoren weist das Grubengebäude allerdings plastische Bereiche in den Festen der unteren Sohle auf. Zur Darstellung der plastischen Bereiche wurde der PEEQ¹⁰-Wert, welcher die akkumulierte plastische Dehnung (plastische Schadensakkumulation) beschreibt, herangezogen. Eine genaue Beschreibung bzw. Definition ist in [1] [2] im Detail angeführt. Abbildung VI-22 veranschaulicht die Ausbreitung bzw. Vergrößerung der plastischen Zonen in der oberen und unteren Sohle von Step min_1 über Step min_20 zu Step min_24. Der Maximalwert von PEEQ liegt bei $8,362e-2$ und ist auf ein „distorted element“ in der oberen Sohle zurückzuführen. Nach einer Variation der Obergrenze wurde der PEEQ-Wert von $1,000e-2$ als Maximalwert herangezogen, da dies dem Maximalwert in den plastischen Elementen in den Festen bzw. der Schweben entspricht.

In der unteren Sohle kommt es auf Grund der größeren Belastungen und der kleineren Festenabmessungen zur ersten Ausbildung einer plastischen Zone. Nach weiterer Verringerung der Festigkeitsparameter plastifizieren die Festen Nr. 33 und Nr. 32 (Abbildung V-2) über den gesamten Querschnitt, im Anschluss Festen Nr. 31, 30, 28 und 25 bis im Step min_24 alle Festen der unteren Sohle plastische Zonen aufweisen (Abbildung VI-22).

Im Gegensatz zur unteren Sohle weist die obere Sohle erst in späteren Berechnungsschritten plastische Bereiche auf. Die plastischen Zonen sind des Weiteren weniger stark ausgeprägt, alleine die Feste Nr. 9 und Teile des Gebirges westlich der Feste Nr. 12 (Abbildung V-1) plastifizieren über den gesamten Querschnitt.

¹⁰ PEEQ = Equivalent Plastic Strain [1] [2]

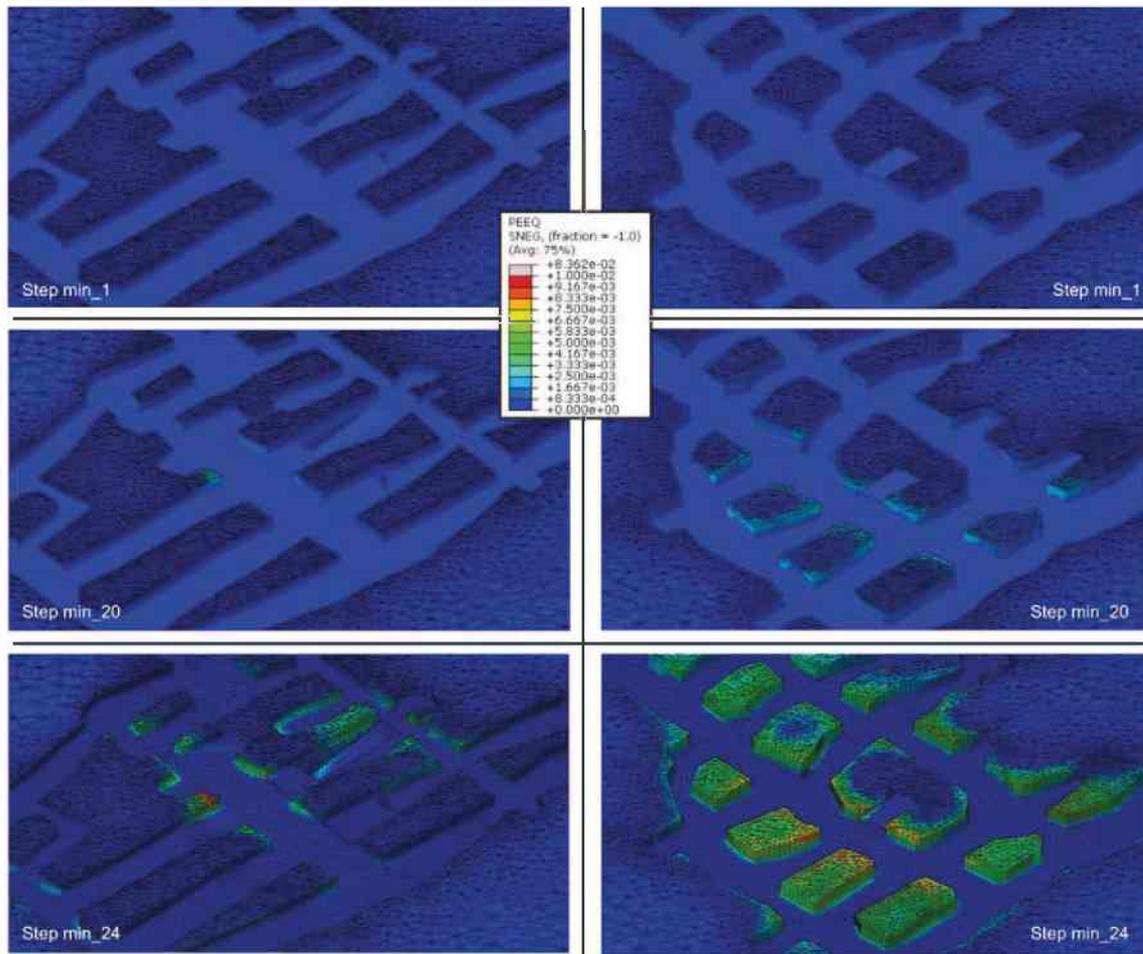


Abbildung VI-22: Vergrößerung der plastische Bereiche der oberen Sohle (li.) und der unteren Sohle (re.) in Abhängigkeit der Entfestigung in den Berechnungsschritten Step min_1, min_20 und min_24

Einen weiteren kritischen Bereich stellt die Verbindungsrampe der oberen und unteren Sohle dar (Abbildung VI-23). Neben der geometrisch ungünstigen, schachbrettartigen Lage der beiden Sohlen kommt es zusätzlich durch die Rampe zu einer Verringerung der Querschnitte in der Firste und der Feste in diesem Bereich. Im Berechnungsschritt Step min_17 treten durchgehend plastische Bereiche in der Schwebe auf. Für eine detaillierte Darstellung der plastischen Zone im Bereich der Verbindungsrampe (Abbildung VI-23 c. d.) wurden zwei Schnitte, eine N-S Ansicht und eine O-W Ansicht, im Berechnungsschritt Step min_24 erstellt. Um die Rampe bildet sich ein plastischer Bereich über die gesamte Mächtigkeit der Schwebe aus.

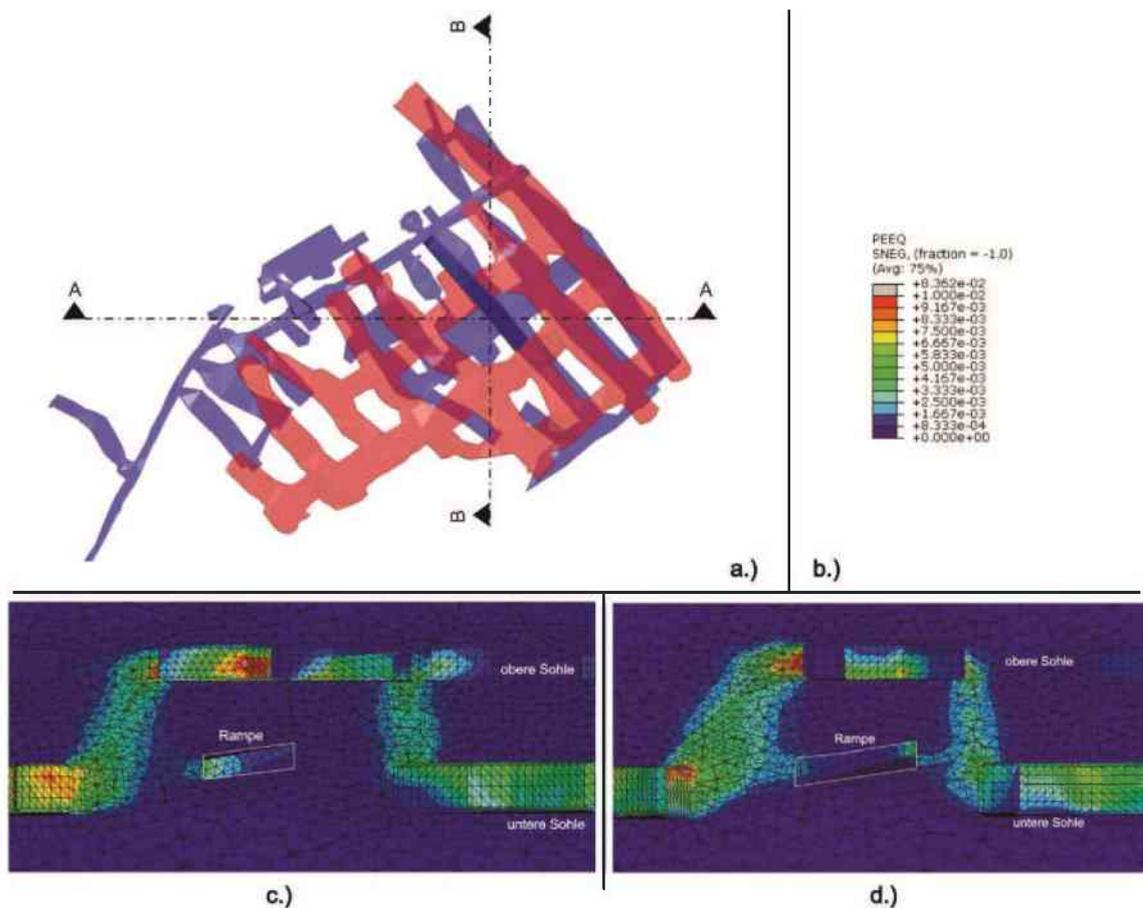


Abbildung VI-23: a.) Übersicht des Grubengebäudes inklusive Schnittlage der oberen Sohle (blau) und der unteren Sohle (rot); b.) Legende PEEQ; c.) PEEQ in Schnitt A-A; d.) PEEQ in Schnitt B-B

Neben den Spannungsverteilungen sowie den plastischen Bereichen im und um das Grubengebäude stellen die Verformungen einen wichtigen Faktor zur Beurteilung des direkten Einflussbereiches des Grubengebäudes auf die Oberfläche dar. Abbildung VI-24 zeigt die Auswirkungen des Grubengebäudes inklusive der Entfestigung auf die Oberfläche. Die durch den Bergbau entstandene Senkungsmulde wirkt sich vor allem auf die vorhandene Bebauung in diesem Bereich aus. Die auftretenden Verformungen sowie die mit der Senkungsmulde einhergehenden Krümmungen an der GOK können zu Rissbildungen im Mauerwerk der obertägigen Bauwerke führen. Die maximalen Setzungen von ca. 9 mm sind auf Grund des hohen E-Moduls aus den Versuchswerten sehr gering und werden daher unterschätzt.

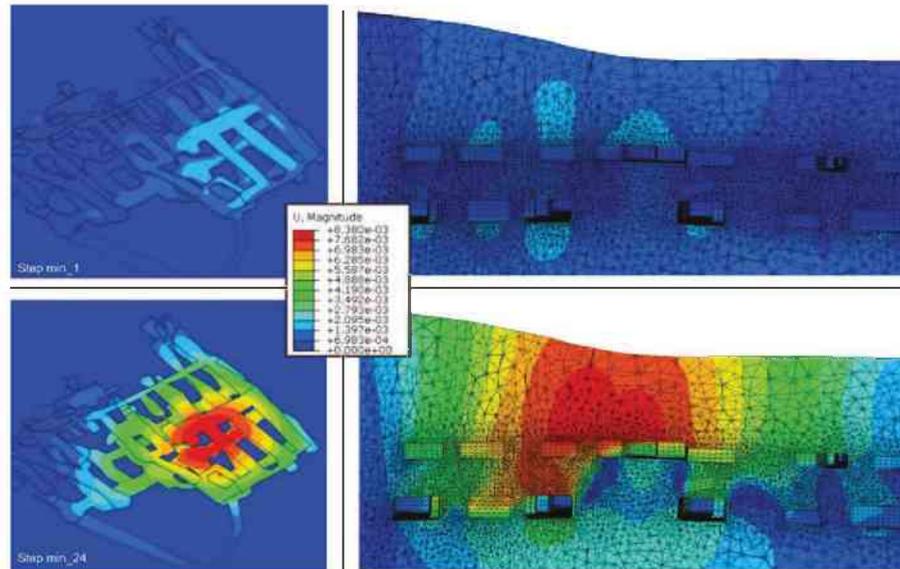


Abbildung VI-24: Ausbildung der Senkungsmulde (Verformungen U in [m]) im Zuge der Entfestigung an der GOK (li.) und in der Deckschicht (re.) im Step min_1 (oben) und Step min_24 (unten)

3. Implementierung des Laugungsfortschrittes

Wie im Kapitel Hydrogeologie beschrieben, verteilen sich die niederschlagsabhängigen Laugungsvorgänge über das gesamte Einzugsgebiet des Grubengebäudes. Ein Teil des Niederschlags versickert im Boden und bewegt sich gravitativ durch das Deckgebirge des Grubengebäudes. Die Regenwässer werden vorrangig entlang von Klüften und Schichtgrenzen abgeleitet und führen zu verstärkten punktuellen Laugungserscheinungen. Jene punktuellen Laugungserscheinungen entlang von Klüften und Schichtgrenzen können in dieser Fragestellung in einer kontinuumsmechanischen Simulation nicht behandelt werden. Diese komplexe, nicht-lineare Lösungskinetik entlang von Klüften wurde von [61] - [63], [171] behandelt. Dreybrodt [63] zeigt in einem Beispiel die Entstehung und Entwicklung von Lösungsdolinen in Karstgebieten im Deckgebirge einer Höhle (Abbildung VI-25). Es sind sowohl die bevorzugte Laugung in Richtung des Hohlraumes als auch die stark irregulären Lösungsfortschritte an der Oberfläche erkennbar.

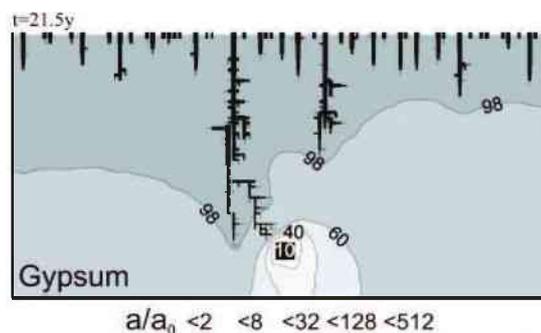


Abbildung VI-25: Simulation von Karst-/ Laugungserscheinungen in einem Gipsmassiv mit Hohlraum; das Verhältnis a/a_0 zeigt die relative Dicke der Klüfte nach 21,5 Jahren; Die Druck-Isolinien sind schematisch dargestellt, um die Verteilung des hydraulischen Gradienten zu illustrieren [63]

Zur Untersuchung der Laugung in der Deckschicht über dem Grubengebäude wurde angenommen, dass sich der gesamte Niederschlag gravitativ durch diese Schicht durchbewegt. Das Regenwasser weist das größte Laugungspotential beim Eindringen in die Deckschicht auf und nimmt mit zunehmender Teufe ab. Dieser Laugungsvorgang verringert die Festigkeit des tragfähigen Haselgebirges sukzessive bis eine bodenartige Masse mit stark verringerten Festigkeitseigenschaften zurückbleibt. Dieser Vorgang ist schematisch in Abbildung VI-26 dargestellt.

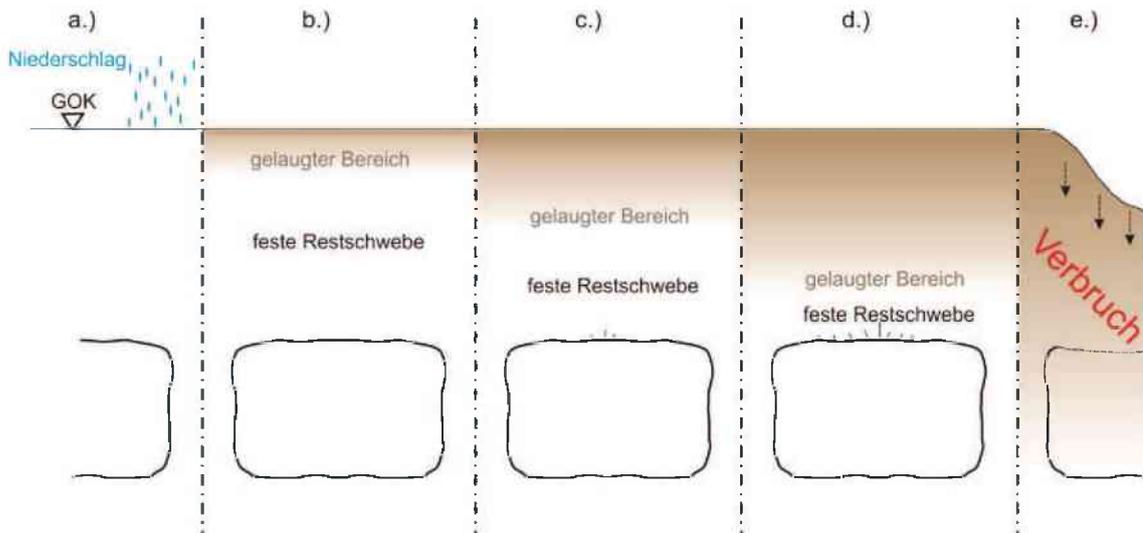


Abbildung VI-26: Schematische Darstellung des Laugungsfortschrittes in der Deckschicht des Hohlräume; a.) tragfähige Deckschicht ohne Laugungserscheinung; b.) bis d.) die Mächtigkeit der festen/tragfähigen Restschwebe verringert sich mit fortlaufender Laugung bis erste Merkmale der Überbeanspruchung auftreten können; e.) Versagen der Schwebe

Dieses tiefenabhängige Laugungsverhalten sowie der Versickerungsvorgang kann daher im weiteren Sinne mit einem Diffusionsvorgang verglichen werden. Die Diffusionsgleichung in der folgenden Formel entspricht der Wärmeleitungsgleichung, was die Implementierung in die numerische Simulation ermöglicht, wobei t die Zeit, λ die jeweilige Temperaturleitfähigkeit in x -, y - oder z -Richtung und T die Temperatur an der Stelle x , y , z zum Zeitpunkt t ist. In den folgenden Berechnungen beschreibt die Temperatur daher den Laugungsfortschritt. [39]

$$\frac{\partial T_{(x,y,z,t)}}{\partial t} = \lambda_x \frac{\partial^2 T_{(x,y,z,t)}}{\partial x^2} + \lambda_y \frac{\partial^2 T_{(x,y,z,t)}}{\partial y^2} + \lambda_z \frac{\partial^2 T_{(x,y,z,t)}}{\partial z^2} \quad (\text{VI.3})$$

Mit Hilfe einer zeitabhängigen Temperaturverteilung in Kombination mit temperaturabhängigen Festigkeitsparametern konnte der Laugungsvorgang in dem kontinuumsmechanischen Simulationsprogramm umgesetzt werden. Die „Heat-Transfer“ Simulationen stellen den zeitabhängigen Laugungsfortschritt dar. Dem Verfasser ist bewusst, dass eine gleichmäßige Lösungserscheinung in der Deckschicht nicht der Realität entspricht. Für eine erste Abschätzung des

Stabilitätsverhaltens unter Berücksichtigung des Laugungsverhaltens ist diese Annahme allerdings ausreichend.

Weiteres Laugungspotential entsteht durch das teilweise Abpumpen des Sees in der unteren Sohle. Aufgrund des manuellen Absenkens des Wasserspiegels wird Frischwasser in den unterirdischen See zugeführt. Dieses teilweise gesättigte Wasser führt zu Laugungsvorgängen entlang der Ulmen und den Festen unterhalb des Wasserspiegels. Anders als bei der Laugung der Deckschicht, wo die nicht laugungsfähigen Bestandteile eine bodenartige Masse bilden, kommt es zum Abbröckeln bzw. Abfallen der Laugungsrückstände, was eine Querschnittsverminderung (Abbildung VI-27) zur Folge hat. Das gelaugte Material setzt sich am Boden des unterirdischen Sees ab.

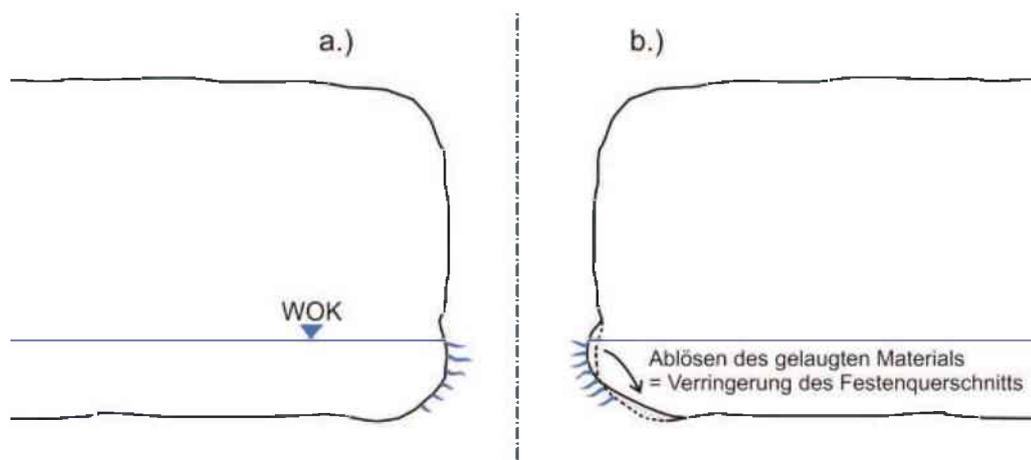


Abbildung VI-27: Schematische Darstellung des Laugungsfortschrittes der Pfeiler/Festen; a.) Laugungerscheinungen führen zur Verminderung der Festigkeitseigenschaften; b.) nach abgeschlossener Laugung fallen die Laugungsrückstände ab = Querschnittsverminderung!

4. Gesamtstabilität unter Berücksichtigung der Laugung

4.1. Vernetzung

Die Simulation der Laugung durch „Heat-Transfer“ wurde mit dem exakt gleichen Netz wie in Kapitel VI 2.2 „Vernetzung“ durchgeführt, lediglich der Elementtyp wurde auf DC3D4¹¹ geändert.

4.2. Randbedingungen

Die Randbedingung in den „Heat-Transfer“ Simulationen entspricht gleichzeitig der Temperaturbelastung. Die üblichen Randbedingungen an den Modellgrenzen sind nicht aktiv, da die Temperaturausbreitung ausschließlich im Solid-Körper stattfindet.

¹¹ DC3D4 = Continuums-3-Dimensional-4-Node linear Heat Transfer Tetrahedral Element [1] [2]

4.3. Materialmodelle

Die Berücksichtigung des Laugungsfortschrittes wurde mit Hilfe von einem „Heat-Transfer“ Modell gelöst. Die zeitlich veränderliche Temperaturverteilung wurde hierbei mit dem statischen FE-Modell gekoppelt und ein Zusammenhang zwischen Temperatur und Festigkeit hergestellt. Dieser Zusammenhang ist im folgenden Abschnitt beschrieben.

4.4. Parameter

Die Untersuchung der Langzeitstabilität inklusive der Berücksichtigung der Laugungserscheinungen durch Niederschlagswässer sowie durch die teilgesättigten Wässer der unteren Sohle wurde mittels „Heat-Transfer“ umgesetzt. Eine Schwierigkeit stellt die Findung der Parameter zur Wärmeleitung in Gesteinen, im speziellen im Haselgebirge, dar. Im Zuge von Parameterstudien an einem Kleinmodell wurden die spezifische Wärmekapazität und die Wärmeleitfähigkeit variiert, so dass eine zeitlich abhängige Temperaturverteilung erzeugt wurde, welche annähernd einem Laugungsprozess entspricht. Für die spezifische Wärmekapazität wurde der Wert 1090 J/kg K [208] [188] von Gipsstein gewählt. Die Wärmeleitfähigkeit ist in dieser Vorgehensweise eine „fiktive“ Größe, mit der die zeitabhängige Temperaturverteilung variiert werden kann. Die folgende Tabelle VI-10 zeigt die verwendeten Parameter in der „Heat-Transfer“ Simulation unter Annahme von Laugungserscheinungen durch Niederschlagswässer im Deckgebirge (Abbildung VI-26).

Wie in Tabelle VI-10 zu erkennen ist, wurde eine anisotrope Verteilung der Wärmeleitfähigkeit verwendet. Diese soll gewährleisten, dass der Wärmefluss bzw. die Laugung nur in gravitativer Richtung, parallel zur Geländeoberkante, stattfindet.

Gebirge	Dichte [kg/m ³]	spezifische Wärmekapazität [J/kgK]	Wärmeleitfähigkeit		
			x-Richtung [W/mK]	y-Richtung [W/mK]	z-Richtung [W/mK]
tonreiches Haselgebirge	2 300	1 090	0	0	10 000
gipsreiches Haselgebirge	2 300	1 090	0	0	10 000
Dolomit	2 400	0	0	0	0

Tabelle VI-10: Parameter in der „Heat-Transfer“ Simulation bei der Annahme von Laugungserscheinungen durch Niederschlagswässer im Deckgebirge

Im Unterschied zur Laugung des Deckgebirges findet der Laugungsvorgang in der unteren Sohle vorrangig in den Bereichen der Festen, welche sich unter der Wasseroberkante von 1,2 m befinden, statt (Abbildung VI-27). Es zeichnen sich unterschiedlich schnell ablaufende Laugungsfortschritte ab, welche ebenso mit einer orthotropen Verteilung der Wärmeleitfähigkeit simuliert wurden. Hierbei wurde die Wärmeleitfähigkeit in der Sohle in z-Richtung im Vergleich zu jener in den Bereichen der Festen halbiert. Jenen Teilen der Festen, die sich oberhalb der Wasseroberfläche befinden, wurde eine Wärmeleitfähigkeit von 0 W/mK zugewiesen, da hier keine Laugung stattfindet (Abbildung VI-28). Die verwendeten

Parameter zur Simulation der Laugung der unteren Sohle sind in Tabelle VI-11 dargestellt.

Gebirge	Dichte [kg/m ³]	spezifische Wärmekapazität [J/kgK]	Wärmeleitfähigkeit		
			x-Richtung [W/mK]	y-Richtung [W/mK]	z-Richtung [W/mK]
tonreiches Haselgebirge	2 300	1 090	10 000	10 000	5 000
gipsreiches Haselgebirge	2 300	1 090	10 000	10 000	5 000
Dolomit	2 400	0	0	0	0

Tabelle VI-11: Parameter des Gebirges unter der Wasseroberkante in der „Heat-Transfer“ Simulation bei der Annahme von Laugungserscheinungen in den Festen der unteren Sohle

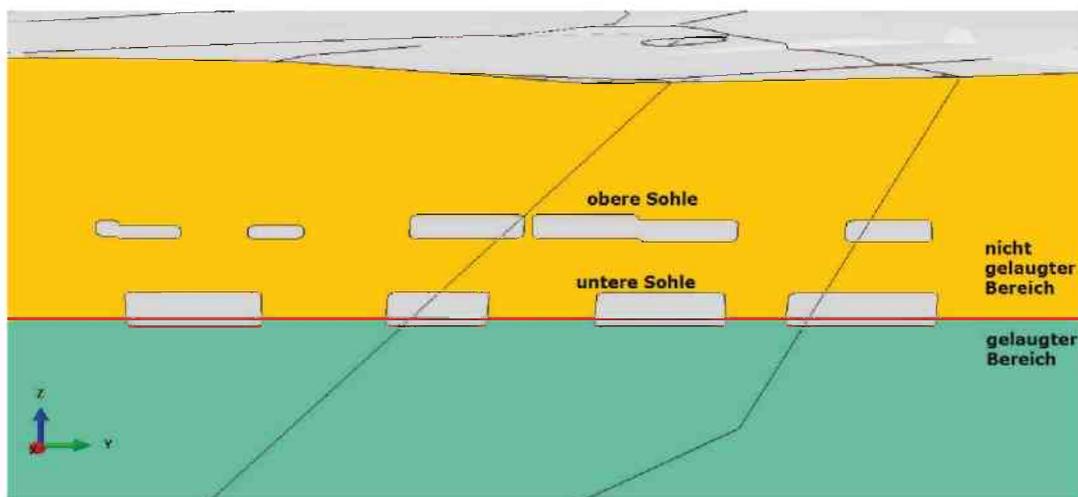


Abbildung VI-28: Schematische Darstellung der gelaugten und nicht gelaugten Bereiche unter der Annahme eines Laugungsprozesses in den Festen der unteren Sohle (See)

Die Entfestigung, welche durch die fortschreitenden Laugungsprozesse hervorgerufen wird, kann mittels schwacher Koppelung der statischen und der „Heat-Transfer“ Modelle simuliert werden. Dazu werden die einzelnen Festigkeitsparameter in der statischen FEM-Simulation so eingegeben, dass diese von der vorherrschenden Temperatur im jeweiligen Element abhängig sind.

Das Temperaturfeld in der „Heat-Transfer“ Simulation weist eine Bandbreite von 0°C bis 100°C im Falle der Laugung des Deckgebirges durch Niederschlagswässer und 0°C bis 150°C im Falle der Laugung der Festen in der unteren Sohle auf. Der Temperatur 0°C sind die Festigkeits- und Verformungsparameter aus den Versuchsdaten (Mittelwerte) zugeordnet. Die Temperatur 100°C beschreibt die Parameter des reinen Laugungsrückstandes. Es wurde die Annahme getroffen, dass dieser Rückstand in der Deckschicht des Grubengebäudes bodenähnliche Eigenschaften aufweist [209]. Temperaturen von >100°C bis 150°C dienen der Simulation des Materialverlustes an den Außenrändern der Festen, hervorgerufen durch den Laugungsprozess. Die Parameter wurden soweit reduziert, dass diese im Verhältnis zu den Anfangswerten das Abfallen des Laugungsrückstandes von der Feste (Abbildung VI-27) darstellen. Eine Verringerung der Festigkeits- und

Verformungsparameter auf den Wert Null konnte nicht vorgenommen werden, da dies zu einem Abbruch der Simulation führt.

Die Erkenntnisse aus den Langzeitversuchen des Projektes Preinsfeld [178] zeigen, dass der größte Anteil des Festigkeitsverlustes zu Beginn des Laugungsprozesses stattfindet. Dieser Verlauf der Entfestigung, wie in Abbildung VI-29 ersichtlich, kann mittels einer geometrisch-degressiven Funktion

$$RW = AW \cdot (1 - p)^T \quad (VI.4)$$

beschrieben werden, wobei AW = Anfangswert /-parameter, RW = Restwert /-parameter, p = Faktor der Degression (Prozentsatz) und T die Laufvariable (Berechnungsschritt) ist.

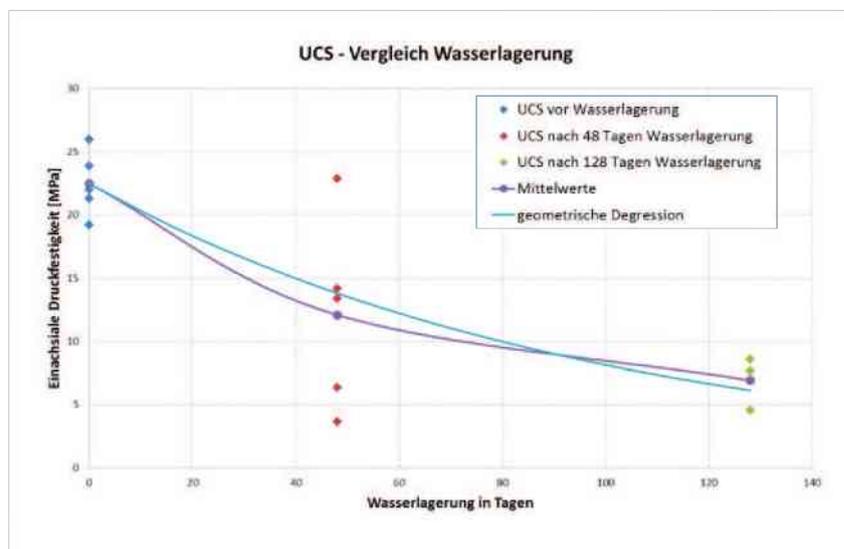


Abbildung VI-29: Vergleich des Entfestigungsverlaufes von Versuchswerten aus Preinsfeld [178] und der geometrisch-degressiven Funktion

Es wurde festgestellt, dass die Verwendung einer rein geometrisch-degressiven Funktion nicht möglich ist, da die Verringerung der Parameter in den ersten Berechnungsschritten so groß ist, dass dies einen Abbruch der Simulation zur Folge hatte. Die folgende Auflistung zeigt die verwendeten Faktoren für die geometrisch-degressive Funktion. Aus diesem Grund wurden die Parameter im Bereich von 0°C bis 40°C mittels einer linearen Funktion und anschließend (>40°C) mittels einer geometrisch-degressiven Funktion verringert.

Die folgenden Tabellen, konkret Tabelle VI-12, Tabelle VI-13 und Tabelle VI-14 zeigen die Festigkeits- und Verformungsparameter inklusive der zugehörigen Feldvariablen sowie der Faktoren für die geometrisch-degressive Funktion zur Beschreibung der Entfestigung durch Laugung.

Funktion der Parameterreduktion	T	Kohäsion	E-Modul tonreiches Haselgebirge	E-Modul gipsreiches Haselgebirge	Laugungssimulation
	[°C]	[Pa]	[Pa]	[Pa]	
lineare Verringerung der Parameter	0	2,89E+06	6,63E+09	1,05E+10	Laugung des Deckgebirges durch Niederschlagswasser Laugung der Festen in der unteren Sohle
	10	2,42E+06	5,47E+09	8,90E+09	
	20	1,95E+06	4,32E+09	7,27E+09	
	30	1,47E+06	3,16E+09	5,63E+09	
	40	1,00E+06	2,00E+09	4,00E+09	
geometrisch-degressive Verringerung der Parameter	50	5,00E+05	9,60E+08	1,71E+09	
	60	2,50E+05	4,61E+08	7,33E+08	
	70	1,25E+05	2,21E+08	3,14E+08	
	80	6,25E+04	1,06E+08	1,34E+08	
	90	3,13E+04	5,10E+07	5,74E+07	
	100	1,56E+04	2,45E+07	2,46E+07	
	110	7,81E+03	1,17E+07	1,05E+07	
	120	3,91E+03	5,64E+06	4,50E+06	
	130	1,95E+03	2,71E+06	1,93E+06	
	140	9,77E+02	1,30E+06	8,25E+05	
	150	4,88E+02	6,23E+05	3,53E+05	

Tabelle VI-12: geotechnische Materialparameter (Kohäsion und E-Modul) in Abhängigkeit der Feldvariable (Temperatur) und der verwendeten Funktion zur Beschreibung der Entfestigung

Funktion der Parameterreduktion	T	Reibungswinkel	Laugungssimulation
	[°C]	[°]	
geometrisch-degressive Verringerung der Parameter	0	26,30	Laugung des Deckgebirges durch Niederschlagswasser Laugung der Festen in der unteren Sohle
	10	25,33	
	20	24,39	
	30	23,49	
	40	22,62	
	50	21,78	
	60	20,98	
	70	20,20	
	80	19,45	
	90	18,73	
	100	18,04	
	110	17,37	
	120	16,73	
	130	16,11	
	140	15,51	
150	14,94		

Tabelle VI-13: geotechnische Materialparameter φ (Reibungswinkel) in Abhängigkeit der Feldvariable (Temperatur) und der verwendeten Funktion zur Beschreibung der Entfestigung

Parameter	Faktor der Degression [-]
Reibungswinkel	0,037
Kohäsion	0,500
E-Modul tonreiches Haselgebirge	0,520
E-Modul gipsreiches Haselgebirge	0,572

Tabelle VI-14: Faktoren für die geometrisch-degressive Funktion der einzelnen geotechnischen Parameter

4.5. Belastungen

In der Simulation zur Untersuchung der Gesamtstabilität unter Berücksichtigung der Laugung wurde die statische Belastung, wie zuvor beschrieben, im gekoppelten Modell zur Bestimmung der Spannungen und Verformungen aufgebracht.

Die Feuchtigkeitsquelle für das „Heat-Transfer“ Modell wurde mittels Temperatur-Randbedingung (Abbildung VI-30) realisiert. Hierfür wurde je nach Laugungssimulation der Geländeoberkante (Laugung des Deckgebirges durch Niederschlagswasser) beziehungsweise der Oberfläche, welche in der 2-ten Sohle unter dem Wasserspiegel von ca. 1,2m Höhe liegt, eine Randbedingung mit konstanter Temperatur zugewiesen.

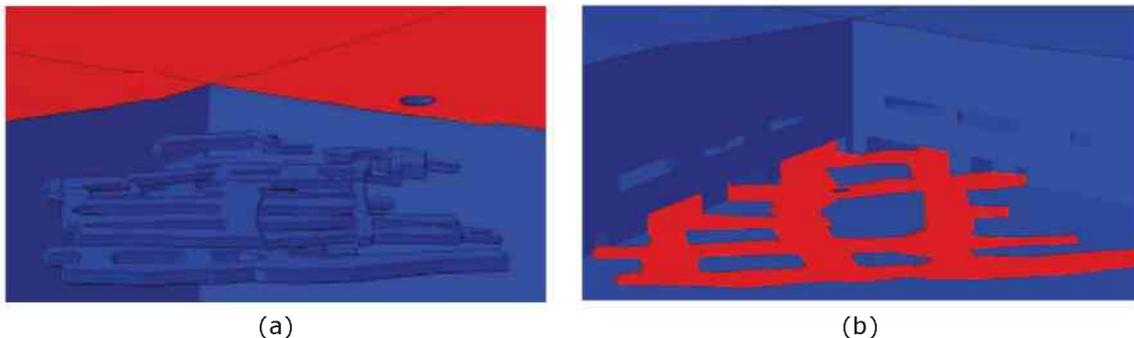


Abbildung VI-30: (a) Temperatur-Randbedingung GOK zur Laugung des Deckgebirges; (b) Temperatur-Randbedingung zur Laugung der Festen unter Wasseroberkante von 1,2 m in der unteren Sohle; Rote Flächen = Temperatur – Randbedingung;

Die Temperatur-Randbedingung (Temperaturbelastung) an der Oberfläche wurde mit 100°C angenommen. Die oberste Elementschicht der Geländeoberkante erreicht nach dem Aufbringen der Randbedingung die 100° C, dies impliziert eine vorhandene Boden/- Humusschicht.

Anders als bei der Laugung der Deckschicht der GOK befindet sich bei der Laugung der Festen in der unteren Sohle keine Lockermaterialschicht (Bodenschicht) im Bereich der Festen. Aus diesem Grund wurde in der unteren Sohle die Temperatur der Randbedingung schrittweise von 10°C über 50°C und 100°C bis zu 150°C erhöht. Dieses schrittweise Aufbringen der Temperatur ist nötig, um den Laugungsvorgang an den Festen darstellen zu können. Ein Aufbringen der maximalen Temperatur würde zu einer sofortigen Verringerung des tragfähigen

Festenquerschnitts führen, was keiner zeitabhängigen, lösungsgesteuerten Entfestigung entsprechen würde.

4.6. Berechnungsschritte

Die Simulation des Grubengebäudes unter Berücksichtigung der Laugung erfolgt in mehreren Teilabschnitten. Zusätzlich zur Teilberechnung des Primärspannungszustandes, welche ebenso für die Untersuchung der Gesamtstabilität inklusive Parameterstudie benötigt wird, muss die „Heat-Transfer“ Simulation zur Beschreibung der Entfestigung durch den Laugungsprozess durchgeführt werden. Im Anschluss erfolgt die Koppelung der Teilberechnungen in einem Gesamtmodell. Das in Abbildung VI-31 dargestellte Flow-Chart zeigt die Zusammenhänge der einzelnen Simulationsschritte mit den Teilberechnungen.

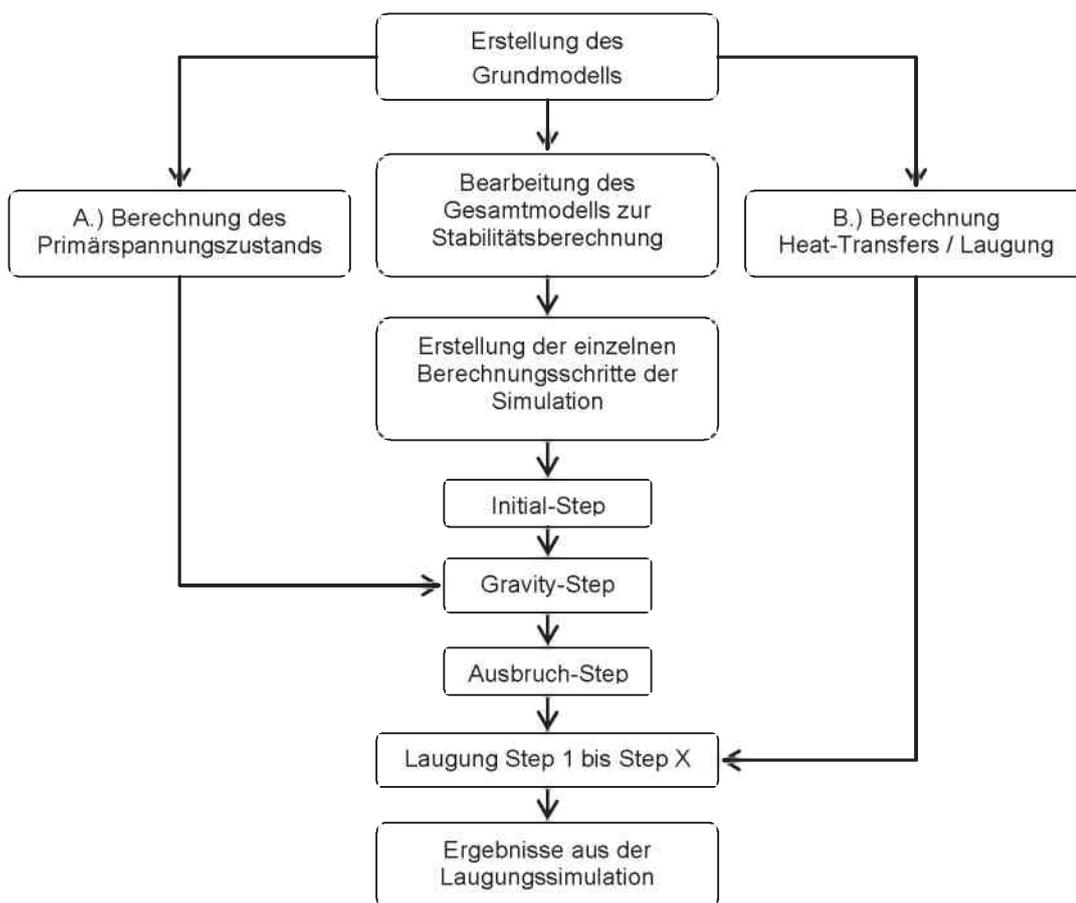


Abbildung VI-31: Flow-Chart zur Darstellung der einzelnen Simulationsschritte und die Zusammenhänge mit den Teilberechnungen

Die folgenden vier Tabellen zeigen die Berechnungsschritte der Simulation zur Untersuchung der Entfestigung des Deckgebirges durch Laugungsprozesse aus Niederschlagswässern, zum einen die „Heat-Transfer“ Simulation (Tabelle VI-15 und Tabelle VI-16) und zum anderen die dazugehörige, statische Simulation (Tabelle VI-17 und Tabelle VI-18).

Nr.	Step	Randbedingung – Temp.	Procedure
0	Initial	-	(Initial)
1	Heat	GOK - 100°C	Heat transfer (Transient)

Tabelle VI-15: „Heat-Transfer“ Simulation - Step-Name, Randbedingungen, Art des verwendeten Verfahrens der Berechnungsschritte, Laugungsprozesse im Deckgebirge

Nr.	Time Period	Increment					
		Type	Number of Inc.	Initial	Minimum	Maximum	Nlgeom
0	-	-	-	-	-	-	-
1	150000	Automatic	1000	1	0,01	25000	-

Tabelle VI-16: „Heat-Transfer“ Simulation – Zeitschritte, Inkrement-Daten der Berechnungsschritte, Berücksichtigung der Laugungsprozesse im Deckgebirge

Nr.	Step	Parameter	Procedure
0	Initial	-	(Initial)
1	Gravity	Tabelle VI-4 Nr. 1	Geostatic
2	Ausbruch	Tabelle VI-4 Nr. 1	Static, General
3	Laugung	Tabelle VI-12, Tabelle VI-13	Static, General

Tabelle VI-17: Statische Simulation - Step-Name, verwendete Parameter sowie die Art des verwendeten Verfahrens der Berechnungsschritte zur Beurteilung der Gesamtstabilität des Grubengebäudes unter Berücksichtigung der Laugungsprozesse im Deckgebirge

Nr.	Time Period	Increment					
		Type	Number of Inc.	Initial	Minimum	Maximum	Nlgeom
0	-	-	-	-	-	-	-
1	1	Fixed	-	-	-	-	OFF
2	1	Automatic	100	0,2	0,00005	1	OFF
3	150000	Automatic	1000	1	0,01	25000	OFF

Tabelle VI-18: Statische Simulation - Zeitschritte sowie Inkrement-Daten der Berechnungsschritte zur Beurteilung der Gesamtstabilität unter Berücksichtigung der Laugungsprozesse im Deckgebirge

Die zweite Laugungssimulation, betreffend den Laugungsfortschritt in den Festen der unteren Sohle, wurde ähnlich durchgeführt. Der größte Unterschied liegt in der schrittweisen Erhöhung der Randbedingungstemperaturen. Die folgenden vier Tabellen zeigen die Berechnungsschritte der „Heat-Transfer“ Simulation (Tabelle VI-19) und der nachfolgenden, statischen Simulation (Tabelle VI-21 und Tabelle VI-22).

Nr.	Step	Randbedingung – Temp.	Procedure
0	Initial	-	(Initial)
1	Heat_1	Festbereich - 10°C	Heat transfer (Transient)
2	Heat_2	Festbereich - 50°C	Heat transfer (Transient)
3	Heat_3	Festbereich - 100°C	Heat transfer (Transient)
4	Heat_4	Festbereich - 150°C	Heat transfer (Transient)

Tabelle VI-19: „Heat-Transfer“ Simulation - Step-Name, Randbedingungen sowie die Art des verwendeten Verfahrens der Berechnungsschritte zur Beurteilung der Gesamtstabilität des Grubengebäudes unter Berücksichtigung der Laugungsprozesse in den Festen der unteren Sohle

Nr.	Time Period	Increment					
		Type	Number of Inc.	Initial	Minimum	Maximum	NIgeom
0	-	-	-	-	-	-	-
1	1000	Automatic	100	1	0,01	500	-
2	1000	Automatic	100	1	0,01	500	-
3	1000	Automatic	100	1	0,01	500	-
4	20000	Automatic	100	1	0,01	5000	-

Tabelle VI-20: „Heat-Transfer“ Simulation - Zeitschritte sowie Inkrement-Daten der Berechnungsschritte zur Beurteilung der Gesamtstabilität des Grubengebäudes unter Berücksichtigung der Laugungsprozesse in den Festen der unteren Sohle

Nr.	Step	Parameter	Procedure
0	Initial	-	(Initial)
1	Gravity	Tabelle VI-4 Nr. 1	Geostatic
2	Ausbruch	Tabelle VI-4 Nr. 1	Static, General
3	Laugung_1	Tabelle VI-12, Tabelle VI-13	Static, General
4	Laugung_2	Tabelle VI-12, Tabelle VI-13	Static, General
5	Laugung_3	Tabelle VI-12, Tabelle VI-13	Static, General
6	Laugung_4	Tabelle VI-12, Tabelle VI-13	Static, General

Tabelle VI-21: Statische Simulation - Step-Name, verwendete Parameter sowie die Art des verwendeten Verfahrens der Berechnungsschritte zur Beurteilung der Gesamtstabilität des Grubengebäudes unter Berücksichtigung der Laugungsprozesse in den Festen der unteren Sohle

Nr.	Time Period	Increment					
		Type	Number of Inc.	Initial	Minimum	Maximum	Nlgeom
0	-	-	-	-	-	-	-
1	1	Fixed	-	-	-	-	OFF
2	1	Automatic	100	0,01	0,00005	1	OFF
3	1000	Automatic	100	0,1	0,001	1000	OFF
4	1000	Automatic	100	0,1	0,001	1000	OFF
5	1000	Automatic	100	0,1	0,001	1000	OFF
6	20000	Automatic	100	0,1	0,001	20000	OFF

Tabelle VI-22: Statische Simulation - Zeitschritte sowie Inkrement-Daten der Berechnungsschritte zur Beurteilung der Gesamtstabilität des Grubengebäudes unter Berücksichtigung der Laugungsprozesse in den Festen der unteren Sohle

4.7. Ergebnisse der numerischen Simulation

4.7.1 Gesamtstabilität unter Berücksichtigung der Laugung des Deckgebirges durch Niederschlagswässer

Die Simulation des Laugungsvorganges durch Niederschlagswässer soll jene Schwachstellen des Grubengebäudes aufzeigen, welche durch den schrittweisen Festigkeitsverlust auf Grund der Laugungsvorgänge in der Überlagerung hervorgerufen werden. Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass in den ersten 6% der gerechneten Inkremente 95% der in der Simulation angegebenen Zeitperiode ablaufen. Durch die großen auftretenden Verformungen und die Erhöhung der Anzahl der plastischen Elemente wurde ab dem Inkrement Nr. 60 der inkrementelle Zeitschritt stark reduziert.

Der Zusammenhang zwischen dem Laugungsfortschritt aus der „Heat-Transfer“ Simulation und den damit verbundenen auftretenden Senkungerscheinungen an der GOK wird in Abbildung VI-32 dargestellt. Wie zu erwarten, vergrößern sich die Verformungen mit zunehmender und tieferreichenderer Laugung.

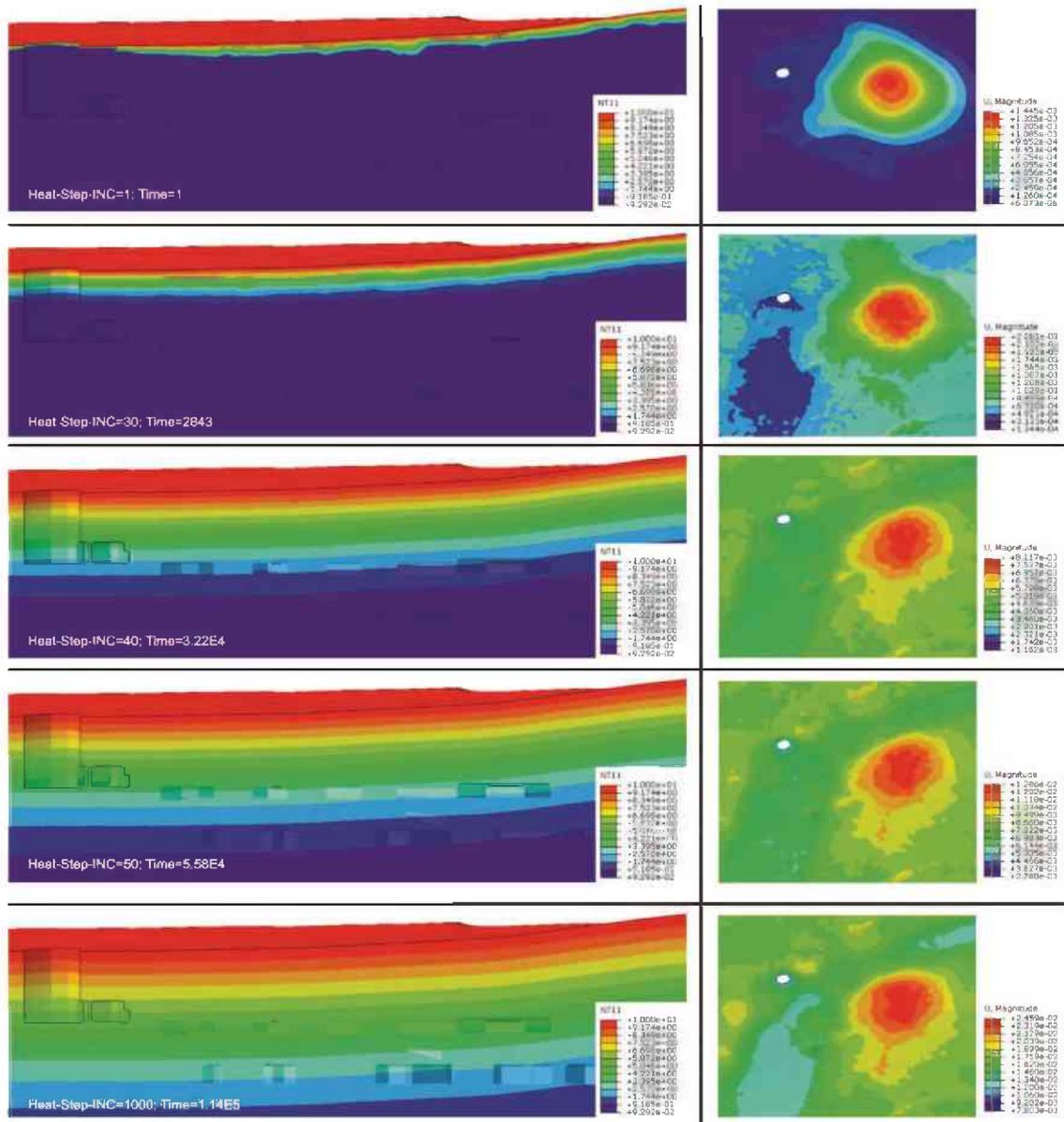


Abbildung VI-32: (li.) „Heat-Transfers“ (Knotentemperatur NT11 in [°C]) im Schnitt des Geländemodells in den Inkrementen 1, 30, 40, 50 und 1000; (re.) Verformungen (U) in [m] an der GOK über dem Grubengebäude in den Inkrementen 1, 30, 40, 50 und 1000; Der weiße Punkt (re.-Seite) stellt den Zugangsschacht dar;

Die Verringerung der Verformungsparameter des gelaugten Materials führt zu einer flächenhaften Senkung der GOK (Abbildung VI-32 re.). Um jene Bereiche an der GOK hervorzuheben, die Anzeichen eines Senkungstrichters aufweisen, musste der flächenmäßige Verformungsanteil ausgeblendet werden, welcher rein durch den Entfestigungsvorgang entsteht und nicht vom Grubengebäude beeinflusst wird. Dieser Anteil von $1,78e-02$ m, lässt sich vor allem aus den Verformungen in den Randbereichen verifizieren. Abbildung VI-33 zeigt die Ausbildung von punktuellen Senkungstrichtern im Bereich des Grubengebäudes. Die Position der auftretenden Senkungstrichter im letzten Inkrement der Simulation korreliert mit denen im Zuge der hydrogeologischen Kartierung aufgenommenen Wasserzutrittsstellen (Abbildung IV-9) „Rastkammer“, „Altes Boot“ und „Quelle“ untertage.

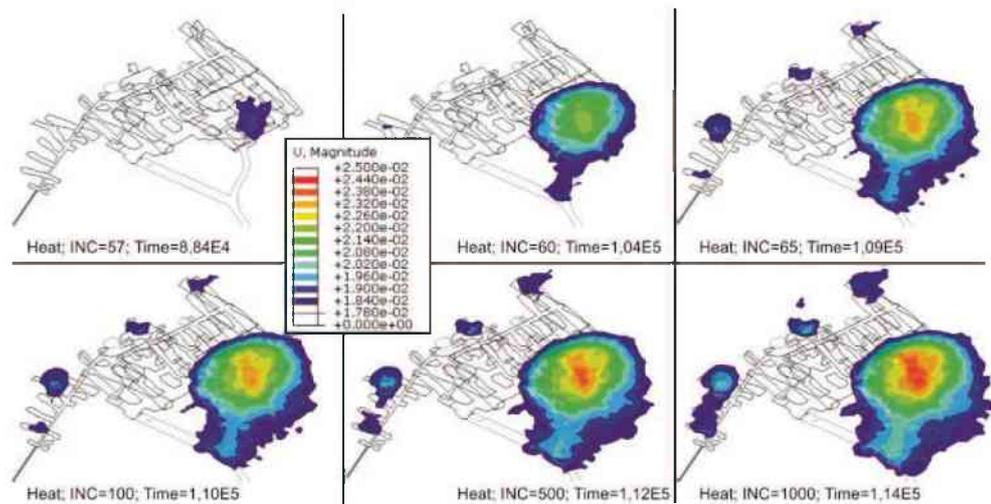


Abbildung VI-33: Übersicht der Ausbildung von Senkungstrichtern (U) in [m] in Abhängigkeit des Laugungsfortschrittes

4.7.2 Ergebnisse der Gesamtstabilität unter Berücksichtigung des Laugungspotentials des unterirdischen Sees in der unteren Sohle

Die Ergebnisse aus der Simulation des Laugungsprozesses sollen die damit einhergehende Schwächung der Festen aufzeigen, um frühzeitige Stütz- bzw. Sicherungsmaßnahmen an gefährdeten Stellen durchführen zu können. Abbildung VI-34 zeigt grafisch den Zusammenhang des Laugungsfortschrittes („Heat-Transfer“) in der linken Bildhälfte und die dazugehörigen, plastischen Elemente in der rechten Bildhälfte. Die ersten plastischen Bereiche treten, ähnlich wie in der Simulation der Gesamtstabilität des Grubengebäudes inkl. Parameterstudie, in Feste Nr. 33 auf. Die Bilderfolge zeigt weiters die Ausbreitung der plastischen Zonen an den Rändern der Festen, was zu einer Verringerung des tragfähigen Querschnittes der Festen führt. Dieser Prozess läuft auf Grund des geringeren Lösungspotentials des Seewassers zwar langsamer ab als im Deckgebirge, ist aber ein nicht zu vernachlässigender Faktor in der Stabilitätsbetrachtung des Grubengebäudes.

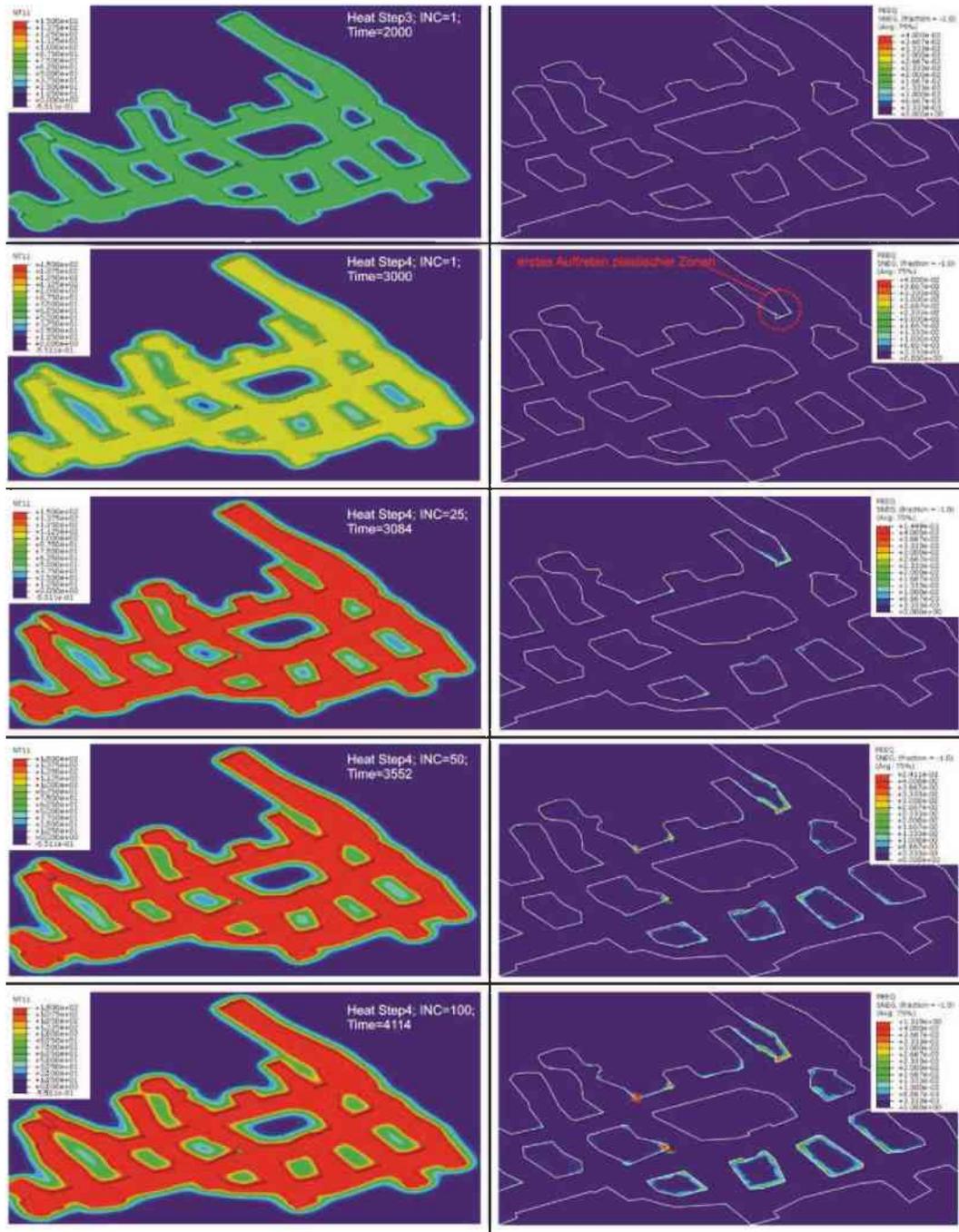


Abbildung VI-34: (li.) „Heat-Transfer“ (Knotentemperatur NT11 in [°C]) in der unteren Sohle in Step 3 Inc.1, Step 4 Inc.1, 25 ,50 und 100; (re.) Plastische Bereiche (PEEQ) in der unteren Sohle in Step 3 Inc.1, Step 4 Inc.1, 25 ,50 und 100;

5. Langzeitmaterialverhalten

Die hier durchgeführten Untersuchungen mittels numerischer Modelle zur Betrachtung der Langzeitstabilität unter Berücksichtigung von Laugungsprozessen beinhalten keine Langzeitmaterialgesetze.

Im Zuge dieser Arbeit wurden die verschiedenen Langzeitmaterialgesetze (Abbildung VI-35) zusammengefasst. Diese Übersicht dient als Grundlage für die weiterführende Entwicklung von Langzeitversuchen sowie für die Implementierung in die numerische Simulation.

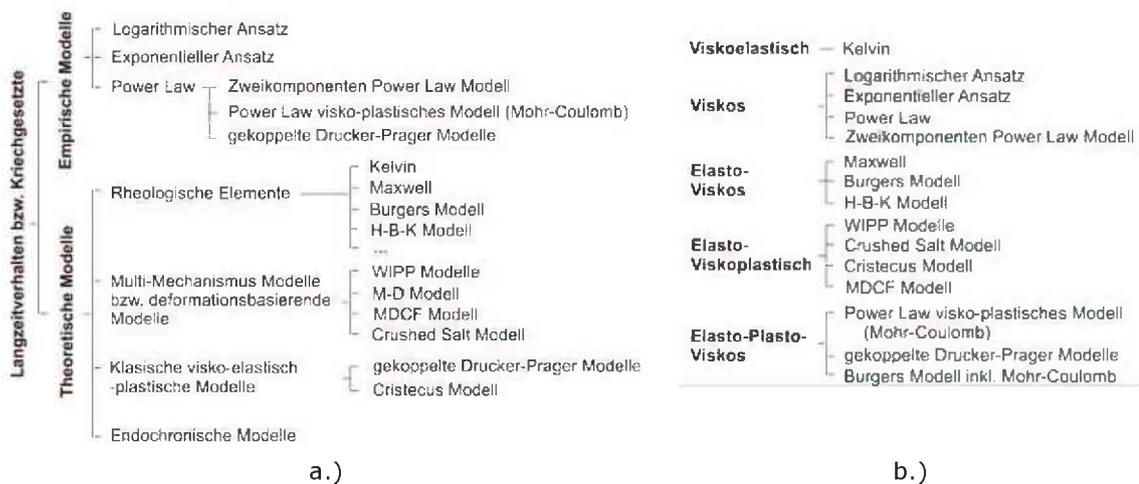


Abbildung VI-35: Einteilung der Langzeitverhaltens bzw. Kriechgesetze; a.) nach theoretischen und empirischen Modellen; b.) nach dem Materialverhalten

Die einzelnen Langzeitmaterialmodelle bzw. Kriechgesetze sind in Anhang N – Langzeitmaterialgesetze umfangreich dargestellt.

VII RISIKOBETRACHTUNG

1. Risikobetrachtung im Altbergbau

Ähnlich wie in anderen wissenschaftlichen Disziplinen wird der Begriff Risiko als Kombination aus einer Eintrittswahrscheinlichkeit und dem Schadensausmaß bzw. Schadensschwere definiert. Das Ziel der Risikobetrachtung ist, Risikozonen des Grubengebäudes inkl. deren Einflussbereiche zu identifizieren und zu bewerten, um die Gefahren für Leben und Gesundheit von Personen zu verhindern, sowie Sachschäden zu minimieren und eine Folgenutzung des Bergbaubereiches zu gewährleisten.

Eine Grundlage zur Vorgehensweise der Risikobetrachtung sowie der Beurteilung liefert der „Arbeitskreis 4.6 in der Fachsektion Ingenieurgeologie der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT)“ [56]. Die auftretenden Schadens- und Gefahrenbilder lassen sich für den Altbergbau grundsätzlich wie in Tabelle VII-1 aufgelistet, einteilen. Die grau hinterlegten Bereiche sind jene, welche im Bereich der Seegrotte zu berücksichtigen sind. [142]

Verbruchart	Beschreibung
Tagesbrüche	Verbruch des natürlichen Deckgebirges über tagesnahen Hohlräumen
Schachtverbrüche	Meist plötzliches Abgehen von Versatz- oder Verbruchmassen sowie Abbrüche in oder auf Schächten
Mundlochverbrüche	Verschluss von horizontalen Tageszugängen durch Deformationen und Verbrüche der Übergangszone vom Mundloch zum standfesten Deckgebirge
Senkungen	Geländedeformationen über verbrochenen oder verbrechenden Hohlräumen. Dabei kommt es zu Zerrungen, Pressungen, Schieflagen und Krümmungen
Riss- und Spaltenbildung	Bruchartige Geländeverschiebungen am Rand von Deformationszonen und Verbrüchen
Wasserschäden	Vernässung, Wasseraustritt, Standwasserbildung, Vertrocknung, Aktivierung von Karstprozessen, Versalzung, etc.
Entgasung	Austritt von Grubengasen durch aufgelockertes Deckgebirge, Verbrüche, Risse, Spalten, verfüllte und offene Grubenbaue (z.B. Methan, Radon)

Tabelle VII-1: Schadens- und Gefahrenbilder von aufgelassenen Grubengebäuden [142]

Im Bereich des Untertagebaus muss zwischen verschiedenen Risiken unterschieden werden [19]:

- i. *Bestehendes Risiko*: ist das vorhandene Risiko während der Ausmaßfeststellung;
- ii. *Grenzkrisiko*: ist das größte noch vertretbare, verbleibende Risiko. Es definiert die Grenze zwischen „Sicher“ und „Unsicher“;
- iii. *Verbleibendes, tolerierbares (vertretbares) Risiko*: ist jenes Risiko, das nach Anwendung von ausreichenden Stützmaßnahmen verbleibende Risiko, es ist kleiner als das Grenzkrisiko;

- iv. *Restrisiko*: ist jenes Risiko, das trotz eingebauter Schutzmaßnahmen und selbst bei Anwendung aller theoretisch möglichen Sicherungsmaßnahmen vorhanden bleibt. Ein Zustand ohne Risiko kann nicht erreicht werden.

Diese einzelnen Risiken sind keine statischen Fix-Werte, sondern variieren auf Grund verschiedener externer und interner Einflüsse, welche unter dem Begriff „geodynamische Prozesse“ zusammengefasst werden können und endogene-geodynamische Prozesse (erdinnere Kräfte bzw. Prozesse), exogene-geodynamische Prozesse (äußere Einflüsse, wie beispielsweise Wasser oder Gravitation) sowie anthropogen-dynamische Prozesse (zufolge menschlicher Tätigkeiten) beinhalten. Diese Prozesse beruhen auf Naturgesetzen bzw. chemisch-physikalischen Stoffgesetzen, sind aber für einen großen Bereich nicht im Detail erfassbar. Aus diesem Grund sind deren Auswirkungen auf lange Sicht nicht exakt vorhersehbar. Sie erhöhen allerdings das Risiko im Laufe der Zeit. [143]

Der Zusammenhang der Einflüsse und der Sicherungsmaßnahmen bezogen auf das variierende Risiko ist in Abbildung VII-1. dargestellt.

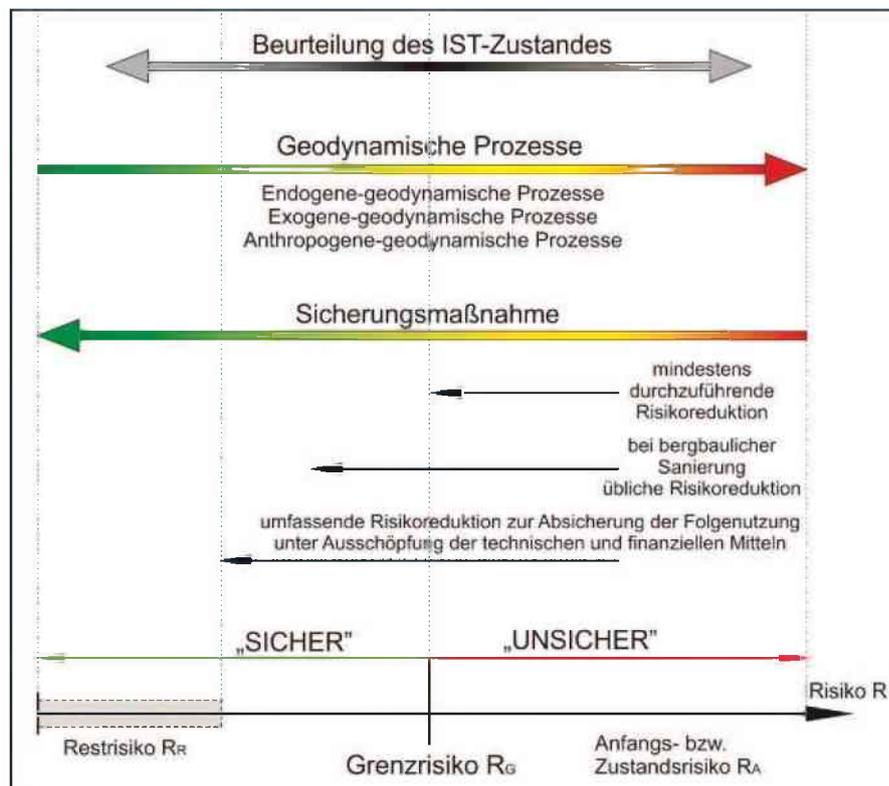


Abbildung VII-1: Übersicht der einzelnen Risiken sowie der Auswirkungen von geodynamischen Prozessen und Sicherungsmaßnahmen auf das vorhandene Risiko [19] [56] [143]

Wie in Abbildung VII-1 und Abbildung VII-2 zu erkennen ist, sind Sicherungsmaßnahmen die einzige Möglichkeit, das vorhandene Risiko bzw. das durch geodynamische Prozesse ansteigende Risiko zu minimieren, um einen „Sicheren“ Zustand des Grubengebäudes zu erhalten. Diese Maßnahmen lassen sich in drei verschiedene Kategorien unterteilen. [143] [145]

Die *vorläufige Sicherung* beinhaltet die Erstmaßnahmen zur Sofortsicherung mit einer begrenzten Langzeitbeständigkeit und dient zur Abwehr von kurz bevorstehenden Schadensereignissen. Dies umfasst Maßnahmen wie Warnbänder, Zäune, Monitoring in kurzzeitigen Intervallen sowie temporäre bergtechnische Sicherungsmaßnahmen (Holz, Spritzbeton, Anker, etc.)

Die *dauerhafte Sicherung* beschreibt alle bergtechnischen Maßnahmen (über- wie untertägig) zur Abwehr und Reduktion von Gefahren und vorhandenen Risiken ohne die vorhandenen Schadensmöglichkeiten vollständig zu beseitigen. Diese Maßnahmen stellen vorrangig die Nutzung der Tagesoberfläche sicher und weisen eine Funktionalität von mehreren Jahren oder Jahrzehnten, wie vergleichsweise 80 Jahre bei Talsperren und 100 Jahre bei Verkehrstunneln, auf. Maßnahmen zur dauerhaften Sicherung sind massive Zäune, Stahlbetonausbau, massive Stützmaßnahmen, Injektionen, Teilverfüllungen, etc.

Die *Verwahrung* bzw. die vollständige Sanierung von Altbergbauen ist eine dauerhafte, wirkungsvolle und wartungsfreie Maßnahme. Der Umfang ist der geplanten Nutzung der Geländeoberfläche anzupassen. Im Zuge einer Verwahrung werden die Schadensquellen und die Risiken gänzlich beseitigt und auf ein Restrisiko verringert.

Abbildung VII-2 zeigt die Verringerung des Risikopotentials im Vergleich zu den Kosten, Dauerhaftigkeit und Sicherheit der einzelnen Maßnahmen (Sicherung und Verwahrung) auf.

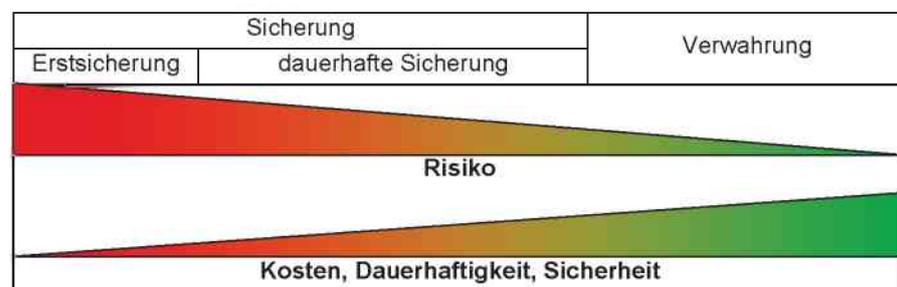


Abbildung VII-2: Auswirkungen der Sicherungs- und Verwahrungsmaßnahmen auf das Risiko sowie auf Kosten, Dauerhaftigkeit und Sicherheit [145]

Auf Grund der möglichen Veränderung des Risikos ist ein Risikomanagementkreislauf festzulegen. Ein solcher Kreislauf (Abbildung VII-3) besteht aus vier Phasen: [170]

- i. Planung: Risikoidentifikation und Bewertungsschlüssel;
- ii. Umsetzung: Analysieren, Bewerten, Strategiefestlegung;
- iii. Kontrolle: Risikokontrolle, Dokumentation, Verfolgung der Ereignisse;
- iv. Reagieren: Anpassen der Maßnahmen auf Veränderungen.

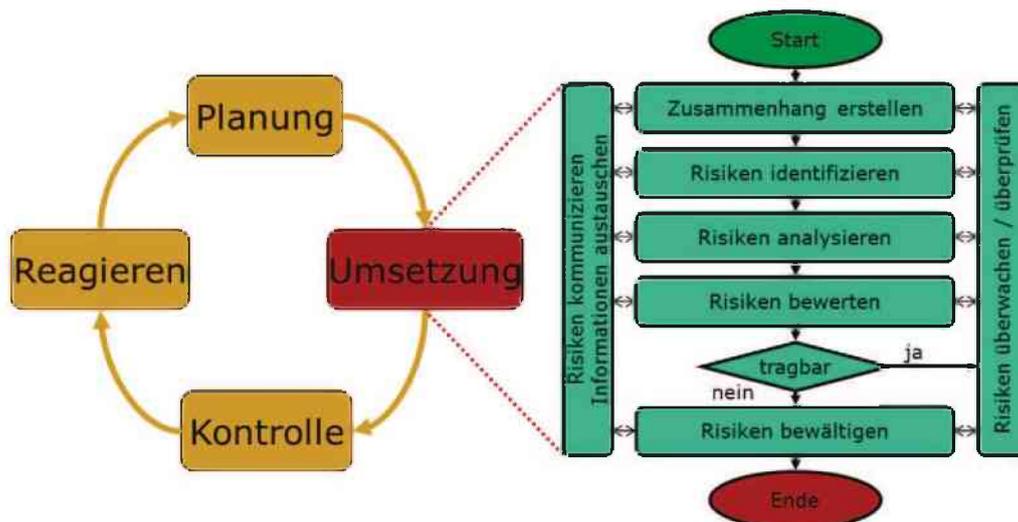


Abbildung VII-3: Schematische Darstellung eines Risikomanagementkreislaufs [170]

Die Hauptaufgabe liegt hierbei in der Planungs- und Umsetzungsphase, in welcher die Risiken identifiziert, analysiert und bewertet werden. Eine große Herausforderung ist vor allem die Bewertung von Risiken im Bereich des Altbergbaus. Die DGGT [56] sieht vier Risikoklassen vor, wobei die Eintrittswahrscheinlichkeit mit „sehr wahrscheinlich“, „wahrscheinlich“, „weniger wahrscheinlich“ und „praktisch unmöglich“ und das Schadensausmaß mit „unbedeutend“, „klein“, „hoch“ und „sehr hoch“ angegeben wird. Eine genauere Aussage ist in den meisten Fällen auf Grund der fehlenden Daten oder Untersuchungen nicht möglich. Mittels Erfahrungswerten oder vergleichbaren Projekten aus der Literatur kann eine zahlenmäßige Angabe von 0 (unwahrscheinlich) bis 1 (sehr wahrscheinlich) getroffen werden. Die Risikomatrix der beiden unterschiedlichen Herangehensweisen ist in Abbildung VII-4 dargestellt. Gesondert ist anzumerken, dass eine zeitliche Voraussage eines Schadenseintritts nicht möglich ist.

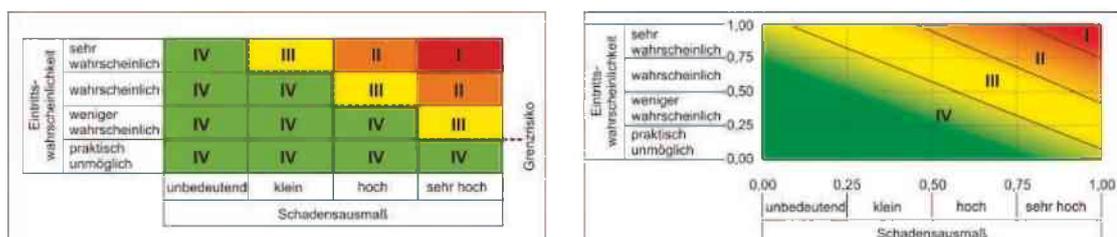


Abbildung VII-4: Risikomatrix im Altbergbau; li. qualitative Beschreibung [56]; re. semi-quantitative Beschreibung von Eintrittswahrscheinlichkeit und Schadensausmaß [32]

Die Inhalte der einzelnen Risikoklassen in Bezug auf das geotechnisch-markscheiderische Schadensbild, vorhandene Nutzung der Tagesoberfläche, Einschätzung der Dauerstandsicherheit sowie die empfohlenen Maßnahmen sind in Tabelle VII-2 im Detail angeführt.

Klasse	Geotechnisch-markscheiderisches Schadensbild	Vorhandene Nutzung der Tagesoberfläche	Einschätzung der Dauerstandsicherheit	Empfohlene Maßnahmen
I	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tagesbruch, Bohrloch, Schacht- und Mundlochverbruch ▪ große Deformationen an der Tagesoberfläche ▪ offene, ungesicherte Tagesöffnungen ▪ akuter Wasserschaden ▪ aktiver untertägiger Verbruchprozess 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ unmittelbare Überbauung, Bereiche mit erhöhter statischer und dynamischer Belastung ▪ Flächen mit intensiver land- und forstwirtschaftlicher Nutzung ▪ Verkehrswege ▪ stark frequentierte öffentliche Bereiche 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ sehr geringe und geringe Dauerstandfestigkeit des Gebirges ▪ akute Tagesbruchgefahr ▪ akute Gefährdung der öffentlichen Sicherheit 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Sofortsicherung umgehend erforderlich ▪ dringender Handlungsbedarf für dauerhafte Sicherungsmaßnahmen oder Sanierungsarbeiten ▪ Nutzungseinschränkung der Tagesoberfläche notwendig
II	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tagesbruch, Bohrloch, Schacht- und Mundlochverbruch ▪ große Deformationen an der Tagesoberfläche ▪ offene, ungesicherte Tagesöffnungen ▪ aktiver untertägiger Verbruchprozess ▪ nicht dauerstandsicher verfüllte oder teilverfüllte Schächte 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Bebauungsgebiete, jedoch keine direkte Bebauung bzw. in deren unmittelbarem Einflussbereich ▪ land- und forstwirtschaftliche Flächen ▪ gering frequentierte öffentliche Bereiche 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Sehr geringe und geringe Dauerstandfestigkeit des Gebirges ▪ hohe Tagesbruchgefährdung ▪ hohe Gefährdung der öffentlichen Sicherheit 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Sofortsicherung umgehend erforderlich ▪ Handlungsbedarf für dauerhafte Sicherungsmaßnahmen oder Sanierungsarbeiten ▪ Nutzungseinschränkung der Tagesoberfläche notwendig
III	<ul style="list-style-type: none"> ▪ stabilisierte, ältere Pingen-, Verbruch- oder Deformationszonen ▪ dauerhaft gesicherte Tagesöffnungen ▪ tages- und oberflächennahe Grubengebäude ▪ keine oder nur geringfügige Gebirgsauflockerung an der Hohlraumkontur ▪ geringfügiger deformierter Ausbau, jedoch funktionsfähig 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Randlage von Bebauung, jedoch außerhalb deren unmittelbarer Nutzung ▪ land- und forstwirtschaftliche Flächen 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ mittel- und langfristig ist eine Schwächung der Dauerstandfestigkeit gegeben ▪ Tagesbrüche oder Deformationen sind nicht unmittelbar zu erwarten ▪ Grubenbaue (Grenzdeckgebirgsmächtigkeit wird unterschritten) 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ periodische Kontrollen werden empfohlen ▪ mittel- und langfristig sind Untersuchungs- und Sanierungsarbeiten vorzusehen
IV	<ul style="list-style-type: none"> ▪ keine Verbrüche oder Deformationen an der Tagesoberfläche ▪ Dauerhaft gesicherte Tagesoberfläche ▪ kontrollfähiger Wasserabfluss ▪ keine First- und Stoßausbrüche ▪ keine Schachtdeformation ▪ Ausbau ist ausreichend dimensioniert und dauerhaft funktionsfähig 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ keine Nutzungseinschränkung an der Tagesoberfläche 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Dauerstandsicherheit des Hohlraumes gegeben ▪ zulässiger Wert für die Grenzdeckgebirgsmächtigkeit unterschritten 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ periodische Kontrollen werden empfohlen

Tabelle VII-2: Einteilung der Risikoklassen im Altbergbau [56]

Das Grubengebäude Seegrotte befindet sich vorrangig in den Risikoklassen I-III, was auf die vorhandene Oberflächennutzung, sowie auf die Einschätzung der Dauerstandfestigkeit und der Wasserhaltung zurückzuführen ist. Da dieses Ergebnis für eine genauere Aussage unzureichend ist, wurde eine gesonderte Risikobetrachtung, welche vorrangig auf den zuvor durchgeführten Untersuchungen basiert, durchgeführt.

2. Risikobetrachtung Seegrotte

Im Zuge der Stabilitätsuntersuchung des Grubengebäudes wurde eine Risikoanalyse durchgeführt. Die Grundlagen hierfür lieferten die Ergebnisse aus analytischen und numerischen Berechnungen sowie die Zusammenschau der geologischen, hydrogeologischen und hydrochemischen Situation. Zur Beurteilung und Erstellung der Risikozonen wurden verschiedene Schnitte und Übersichtspläne angefertigt, welche die Ergebnisse der Untersuchungen beinhalten:

- i. Lageplan; Übersicht des Grubengebäudes inklusive der oberflächigen Bebauung;
- ii. Lageplan;
 - Besucherweg in der oberen Sohle des Grubengebäudes inklusive der oberflächigen Bebauung;
 - Besucherweg in der unteren Sohle des Grubengebäudes inklusive der oberflächigen Bebauung;
 - Besucherweg in der oberen und unteren Sohle des Grubengebäudes inklusive der oberflächigen Bebauung;
- iii. Lagepläne; Ergebnisse der analytischen Festenberechnung sowie der numerischen Simulation;
 - obere Sohle;
 - obere und unter Sohle;
 - untere Sohle;
- iv. Lageplan; Senkungsmulde bzw. Senkungstrichter unter Berücksichtigung der Laugung des Deckgebirges durch Niederschlagswässer;
- v. Lageplan; Senkungsmulde an der GOK auf Grund des Hohlraumes;
- vi. Lageplan; Übersicht der leicht überbeanspruchten Bereiche;
- vii. Lageplan; Übersicht der kritischen Bereiche;
- viii. Schnitte; Grafische Darstellung der Ergebnisse aus der analytischen Schwebenberechnung;
 - Schnittführung obere Sohle;
 - Schnittführung untere Sohle;
 - Schnitt 1-1;
 - Schnitt 2-2;
 - Schnitt 3-3;
 - Schnitt 4-4;
 - Schnitt 5-5.

Die Planunterlagen i. bis viii. befinden sich im Anhang K – Risikobewertung - Lagepläne und Schnitte. Auf den Inhalt der einzelnen Schnitte und Übersichtspläne wird in den nachfolgenden Punkten eingegangen.

ad i.) Dieser Lageplan dient zur übersichtsmäßigen Darstellung der Einflussbereiche der obertägigen Bebauungssituation (Gebäude, Poolflächen und Straßen/Wege) über dem Grubengebäude. Diese Einflussbereiche in Kombination mit den Stabilitätsberechnungen liefern die Grundlage für die Beurteilung der vorrangig zu sanierenden Bereiche.

ad ii.) Der Lageplan beinhaltet die Übersicht der obertägigen Bebauungssituation (Gebäude, Poolflächen und Straßen/Wege) in Kombination mit den derzeit befahrenen Besucherwegen der oberen und unteren Sohle.

ad iii.) Die Ergebnisse der analytischen Festenberechnung sowie die Ergebnisse aus der numerischen Simulation wurden getrennt für die obere und untere Sohle in Lageplänen sowie in kombinierter Form in einem eigenen Lageplan dargestellt. Das Versagensrisiko wurde in drei Kategorien unterteilt:

- Festen mit hohem Versagensrisiko; Ergebnisse aus der numerischen Simulation **und** Festen mit einem Sicherheitsfaktor <1 aus der analytischen Festenberechnung;
- Festen mit mittlerem Versagensrisiko; Ergebnisse aus der numerischen Simulation **und** Festen, welche in 3 von 8 Festenberechnungsmethoden einen Sicherheitsfaktor <1 aufweisen;
- Festen mit reduziertem Versagensrisiko; Ergebnisse aus der numerischen Simulation **oder** Festen, welche in 3 von 8 Festenberechnungsmethoden einen Sicherheitsfaktor <1 aufweisen;

Die Darstellungen zeigen, dass die Festen Nr. 32 und 33 ein hohes Versagensrisiko aufweisen, weiters befinden sich diese im direkten Einflussbereich einer oberflächigen Bebauung. Festen mit mittlerem Versagensrisiko befinden sich vor allem in der unteren Sohle im Bereich der Rampe (Nr. 31, 30, 28 und 25). In der oberen Sohle weisen die Festen Nr. 4, 13 und 14 aktuell ein Versagensrisiko auf.

ad iv.) Dieser Lageplan zeigt die Ergebnisse der Simulation unter Berücksichtigung der Laugung des Deckgebirges durch Niederschlagswässer. Die Position der auftretenden Senkungsmulden in der Simulation korrelieren mit den im Zuge der hydrogeologischen Kartierung aufgenommenen Wasserzutrittsstellen (Abbildung IV-9) „Rastkammer“, „Altes Boot“ und „Quelle“ untertage.

ad v.) Lageplan mit der Darstellung der vorhandenen Senkungsmulde aus der numerischen Simulation (aus Abbildung VI-24). Diese Senkungsmulde beschreibt den derzeitigen Ist-Zustand ohne Berücksichtigung von Laugungsprozessen. Die maximalen Verformungen befinden sich über dem „Friedrichstollen“ in der Nähe

des Flugzeugmodells. Dieser Bereich weist mit fast 11 m Breite die größte Spannweite im Grubengebäude auf und liegt nahe der untertägigen Wasserzutrittsstelle „Quelle“.

ad vi.) Die Informationen aus den zuvor erstellten Lageplänen und Schnitten sind hier zusammengefasst. Es werden jene Bereiche hervorgehoben, die die folgenden Bedingungen erfüllen (Abbildung VII-5):

- Analytik: Versagen bei mehr als drei Berechnungsansätzen aus der Schwebenberechnung sowie Festen mit einem Sicherheitsfaktor <1 und Festen welche in 3 von 8 Festenberechnungsmethoden einen Sicherheitsfaktor <1 aufweisen;
- Ergebnisse aus der numerischen Simulation wie z.B. schwach überbeanspruchte Festen, Lage der Senkungsmulden, etc.;



Abbildung VII-5: Darstellung der Ergebnisse aus Analytik und Numerik zur Beurteilung der Langzeitstabilität des Grubengebäudes - Übersicht der Bereiche mit Überbeanspruchung; rot-durchgehend = Bereiche der obere Sohle; rot-strichliert = Bereiche der untere Sohle

ad vii.) Lageplan zur Darstellung der kritischen Bereiche im Grubengebäude. Es werden jene Bereiche hervorgehoben, die die folgenden Bedingungen erfüllen (Abbildung VII-6):

- Analytik: Versagen bei 4 von 4 Berechnungsansätzen der Schwebenberechnung sowie Festen mit einem Sicherheitsfaktor < 1 ;
- Ergebnisse aus den numerischen Simulationen, die stark überbeanspruchte Festen zeigen, ferner wurden mit Hilfe dieser auch die Lage der Senkungsmulden und weitere Untersuchungsergebnisse ermittelt;



Abbildung VII-6: Darstellung der Ergebnisse aus Analytik und Numerik zur Beurteilung der Langzeitstabilität des Grubengebäudes - Übersicht der kritischen Stellen; rot-durchgehend = Bereiche der obere Sohle; rot-strichliert = Bereiche der untere Sohle

ad viii.) Die Schnitte 1-1 bis 5-5 stellen die Ergebnisse der analytischen Schwebenberechnung (Tabelle V-10) inklusive der Berücksichtigung der Sicherheitsfaktoren bei minimalen geomechanischen Parametern dar. Die Anzahl der möglichen Versagensformen weist unterschiedliche Rotfärbungen auf. Kritische Schnitte, die drei oder mehr von vier untersuchten Versagensmechanismen aufweisen sind jene von 1-1/1/1 bis 1-1/1/5.

Das Resultat der Risikoanalyse ist in Abbildung VII-5 und Abbildung VII-6 dargestellt. Abbildung VII-5 zeigt die Ergebnisse der Stabilitätsberechnungen aus den analytischen Methoden und den numerischen Simulationen unter den oben angeführten Bedingungen. Wie zu erkennen ist, ist in großen Bereichen der oberen und unteren Sohle des Grubengebäudes die Langzeitstabilität nicht gegeben.

Abbildung VII-6 stellt die kritischen Bereiche des Grubengebäudes dar, welche folgende Teilbereiche beinhalten:

- i. Altes Boot (obere Sohle und die darunter liegenden Bereiche der unteren Sohle);
- ii. Blauer See;
- iii. Friedrichstollen im Bereich des Flugzeugmodells und der Wasserzutrittsstelle „Quelle“;
- iv. Festen Nr. 32 und 33 in der unteren Sohle.

Die Ergebnisse aus den Untersuchungen zeigen, dass in diesen Zonen der oberen und unteren Sohle dringender Handlungsbedarf besteht.

VIII ZUSAMMENFASSUNG und SCHLUSSFOLGERUNG

Die vorliegenden Untersuchungen inkludieren alle Ergebnisse der Geologie, Hydrogeologie, Hydrochemie und Mineralogie sowie Geotechnik, analytische Berechnungen, numerische Simulationen sowie eine Risikobewertung zur Stabilität des Grubengebäudes Seegrotte in Hinterbrühl.

Zum Zwecke der hydrogeologischen, geologischen und geotechnischen Versuchsdurchführung wurden im Jahr 2010 Probestücke in Form von größeren Handstücken aus dem Grubenbau entnommen, deren Ergebnisse sich jedoch als nicht aussagekräftig erwiesen haben. Im November 2011 konnten an mehreren Stellen der oberen Sohle vom Lehrstuhl für Subsurface Engineering Kernproben in einem Raster von 20-30 m entnommen werden. Im Zuge der geologischen Untersuchungen, bestehend aus Detailkartierung untertage, Bestimmung der vorhandenen Lithologien, mineralogischen Untersuchungen bestehend aus Dünnschliffmikroskopie, chemischer Analyse, Röntgendiffraktometrie sowie einer Simultan-Thermo-Analyse, konnten drei voneinander unterscheidbare geologische Einheiten eruiert werden.

Das Haselgebirge weist eine weit gestreute Palette verschiedener mineralogischer Bestandteile auf. Die chemische Zusammensetzung sowie der optische Eindruck aus der Mikroskopie zeigen gipsreiches Haselgebirge. Die Hauptbestandteile des Haselgebirges in der Seegrotte sind Gips ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), Dolomit ($\text{CaMg}[\text{CO}_3]_2$), Chlorit $((\text{Fe}, \text{Mg}, \text{Al})_6(\text{Si}, \text{Al})_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8)$ sowie Illit $((\text{K}, \text{H}_3\text{O})\text{Al}_2(\text{Si}_3\text{Al})\text{O}_{10}(\text{H}_2\text{O}, \text{OH})_2)$ und geringe Teile an Quarz (SiO_2). Diese kommen je nach Lage der Probe in unterschiedlichen Mengenverhältnissen, Korngrößen und Verwachsungen vor. Hauptaugenmerk war die Ermittlung der Gipsgehalte sowie die Verwachsung der Gipsmatrix mit den nicht wasserlöslichen Bestandteilen. Es konnte hierbei eine Unterscheidung zwischen gips- und tonreichem Haselgebirge getroffen werden. Neben dem Haselgebirge befinden sich im Bereich der Seegrotte größere Dolomit-Einschlüsse. Die Dünnschliffe des Haselgebirges zeigen, dass die nichtlöslichen Bestandteile (Dolomit und Tonminerale) im Korngrößenbereich $< 0,002$ mm bis mehrere Millimeter in der Gipsmatrix eingebettet sind. Dies führt zur Schlussfolgerung, dass bei einer bestehenden Wasserwegigkeit im Boden diese nicht löslichen Bestandteile bei einer Lösung der Gipsmatrix ausgespült werden können. Der Masseverlust setzt sich daher aus gelöstem Gips sowie feinen, nichtlöslichen Bestandteilen zusammen.

Die durchgeführten hydrogeologischen Untersuchungen bestehen aus hydrogeologischer Kartierung, Wasserbilanz, hydrochemischen Analysen und Isotopenanalysen. Die hydrogeologische Oberflächenkartierung zeigt Geländemulden, welche als bevorzugte Versickerungsbereiche für Niederschlagswässer eingeschätzt werden können. Durch kontinuierliche Lösung von Gips, in deren Verbindung auch Feinanteile mit ausgeschwemmt und durch das Grubengebäude ausgetragen werden, kommt es an der Oberfläche zu Senkungserscheinungen bzw. Muldenbildungen.

Aus der hydrogeologischen Modellierung sowie aus der Jahresganglinie geht ein mittlerer Basisabfluss von 0,40 l/s hervor. Die Isotopenanalysen liefern eine errechnete Verweildauer des nicht niederschlagsabhängigen Basisabflusses im Untergrund von > 5 Jahren. Dieser Basisabfluss weist aufgrund der Sättigung kein Laugungspotential auf. An dieser Stelle muss allerdings darauf hingewiesen werden, dass durch das Abpumpen von Wasser in der 2. Sohle ständig teilgesättigte Wässer angesaugt werden, was wiederum mit entsprechender Lösung von Gips und Feinanteilen einhergeht und die Langzeitstabilität damit negativ beeinflusst.

Der niederschlagsabhängige Abfluss ist jener Teil des Gesamtabflusses, der ein Lösungspotential aufweist und somit die Stabilität des Grubengebäudes auf Grund des Materialaustrages (lösliche sowie nicht lösliche Bestandteile) negativ beeinflusst. Die Lösungskubatur des niederschlagsabhängigen Abflusses beträgt jährlich ca. 5,8 m³ für den Gesamtabfluss von ca. 0,54 l/s (mit Abpumpen des Sees 0,61 l/s). Die Auswertung der Wasserbilanz und der Messergebnisse aus Schüttungsmessungen und Niederschlagsereignissen lassen auf eine Verweildauer der Niederschlagswässer von ca. 3 Tagen rückschließen. Unter Berücksichtigung der unteren Sohle kann die jährliche Lösungskubatur auf ca. 7,1 m³ erhöht werden. Das eindringende Niederschlagswasser wird bevorzugt an Klüften und Schichtgrenzen weitergeleitet und kann daher zu bevorzugter, punktueller Hohlraumbildung führen. Diese Annahme wird durch Dr. Hübel bestätigt und ist besonders im Bereich „Altes Boot“ erkennbar. Dieser Bereich weist die größten Schüttmengen von 0,15 l/s im Mittel auf.

Auf Basis der Erkenntnisse der hydrogeologisch-hydrochemischen-geologischen Situation und der Ergebnisse der mineralogischen Untersuchungen folgte als nächster konsequenter Schritt die Untersuchung des Lösungsverhaltens des anstehenden Gebirges. Um nicht nur die chemische Lösungskraft der Niederschlagswässer, sondern auch das damit einhergehende Ausschwemmen der Feinanteile im Labor zu untersuchen, wurde am Lehrstuhl für Subsurface Engineering ein neuartiger Eluationsversuch entwickelt, mit welchem es gelingt, auch die Strömungskraft des Wassers abzubilden. Die Versuche zeigen, dass bei einer Umspüldauer der Proben von 6 Wochen keinerlei felsmechanische Festigkeitsuntersuchungen mehr durchgeführt werden können, da die Festigkeitsparameter nach dieser Zeit erheblich reduziert sind. Für das Grubengebäude bedeutet dies, dass durch die Niederschlagsereignisse ein kontinuierlicher Löseprozess von Gips und damit einhergehend ein ständiger Materialaustrag von Feinanteilen stattfindet, wodurch die Festigkeitseigenschaften des anstehenden Gebirgsstocks der Seegrotte kontinuierlich verringert werden.

Dies bedeutet gleichzeitig, dass jene Bereiche, in denen die Festigkeitseigenschaften sukzessive verringert werden, als schlaife Belastung auf die Schweben und Festen des Grubengebäudes einwirken und keine stützende Wirkung mehr aufweisen. Dies führt zu einer kontinuierlichen Verringerung der Schwebenmächtigkeit durch den Löseprozess.

Zur Ermittlung der geotechnischen Parameter wurden einaxiale und triaxiale Druckversuche sowie Spaltzugversuche durchgeführt, wobei darauf hinzuweisen ist,

dass es aufgrund der geologischen Gegebenheiten nicht möglich war, von allen Bohrstellen der oberen Sohle entsprechende Kernproben zu entnehmen. Aufgrund der Wassersituation konnten in der unteren Sohle keine Proben gezogen werden. Die Versuche zeigten, dass die felsmechanischen Kennwerte in einem breiten Bereich streuen.

Langzeitversuche mit Probematerial aus der Seegrotte konnten bis dato nicht durchgeführt werden. Diesbezüglich wird auf Erkenntnisse der felsmechanischen Langzeitversuche mit Probematerial aus dem Gipsbergbau Preinsfeld zurückgegriffen. Dabei wurden Versuche zur Ermittlung und Quantifizierung des festigkeitsreduzierenden Einflusses von Wasser auf Gipsproben durchgeführt. Da es sich um einen ehemaligen untertägigen Bergbau mit ähnlichen geologischen Randbedingungen wie in der Seegrotte handelt, werden diese Erkenntnisse für eine erste Abschätzung der Langzeitstabilität sowie der eintretenden Festigkeitsverringering herangezogen. Zugleich muss darauf hingewiesen werden, dass die Festigkeiten der Probekörper aus Preinsfeld vor Wasserlagerung deutlich höher sind als jene der Proben aus der Seegrotte. Die Versuche zeigen, dass die Probekörper mit zunehmender Wasserlagerung deutlich an Festigkeit verlieren, wodurch nach entsprechender Versuchsdauer annähernd keine felsmechanische Tragfähigkeit mehr verbleibt.

die Versuchsergebnisse aus den zuvor angeführten Untersuchungen bilden die Grundlage für die analytischen Berechnungen zur Untersuchung der Festen- und Schwebenstabilität.

Die typischen Festenberechnungsmethoden stammen vor allem aus dem Hartgesteinsbergbau, Kohlebergbau sowie Uranerzbergbau und finden vorrangig im tiefliegenden Bergbau ihre Anwendung. Diese Verfahren basieren auf empirischen Erfahrungen und wurden im Zuge einer möglichen allgemeineren Anwendbarkeit adaptiert. Trotz des hier vorliegenden seichtliegenden Grubengebäudes wurden mehrere verschiedene analytische Methoden für eine Abschätzung der Festenstabilität verwendet. Die Ergebnisse aus den unterschiedlichen Berechnungsmethoden zeigen, dass bei Verwendung des versuchstechnisch ermittelten Medianwertes die Festen Nr. 32 und 33 einen Sicherheitsfaktor <1 aufweisen. Weiters stellte sich heraus, dass 92% aller Festen den geforderten globalen Langzeitstabilitäts-Sicherheitsfaktor von 3 nicht erreichen. Untersuchungen unter Verwendung der minimalen Kennwerte führen zu einem vollständigen Versagen der Festen.

In weiterer Folge wurden analytische Untersuchungen zur Abschätzung der Stabilität der Schweben durchgeführt. Es wurden der kaminartige Verbruch, der domartige Verbruch sowie die Beanspruchung der Schweben auf Biegezug- und Druckspannungen (Tragbogen) untersucht. Anders als bei der Festenberechnung, welche auf einen globalen Sicherheitsfaktor zurückgreift, wurde bei der Schwebenberechnung ein Teilsicherheitskonzept verwendet.

Beim Ansatz des kaminartigen Verbruchs ergibt sich unter Zugrundelegung der ermittelten Materialparameter eine Mindestschwebenmächtigkeit von 3,75 m. Der

Ansatz des domartigen Verbruches zeigt, dass die rechnerisch erforderliche Zugfestigkeit in zwei Querschnitten bei Annahme eines langgestreckten Hohlraums, verglichen mit den in den Laborversuchen ermittelten minimalen Zugfestigkeiten, unterschritten wird.

Die Untersuchung auf Biegezugspannungen führt dazu, dass die Schwebenmächtigkeit bei Ansatz der aus den Laborversuchen erhaltenen minimalen Zugfestigkeit 15,50m betragen muss; der Durchschnittswert liegt bei 12,27 m. Unter Annahme der mittleren Zugfestigkeit reduziert sich die erforderliche Schwebenmächtigkeit auf 11,75 m.

Die Berechnungsergebnisse des Tragbogens zeigen, dass es bei Ansatz der unteren ermittelten Druckfestigkeiten zu einem Versagen aller Schweben kommt, unter Zugrundelegung des Mittelwertes eine Schwebe versagt und unter Zugrundelegung des Maximalwerte sämtliche Schweben einen Sicherheitsfaktor größer 1,00 aufweisen.

Ferner konnten numerische Simulationen durchgeführt und ausgewertet werden. Hierfür wurde das AutoCAD-Modell von DI Friedl in ein numerisches FEM – Programm übergeführt. Das vorhandene Modell wurde marginal geometrisch vereinfacht um eine entsprechende Vernetzung durchführen zu können. Das Modell besteht aus mehr als 3,5 Millionen Elementen und bildet das Grubengebäude in seiner komplexen Gesamtheit (Struktur, Geologie sowie Ausbau) vollständig ab. Ferner konnten die Laugungsprozesse in das numerische Model implementiert werden. Es wurden umfangreiche Berechnungen durchgeführt, welche sich wie folgt gliedern lassen:

- Simulation der Gesamtstabilität des Grubengebäudes mit elastischen Materialparametern;
- Simulation der Gesamtstabilität des Grubengebäudes mit elasto-plastischem Materialverhalten inkl. Parameterstudie;
- Simulation der Gesamtstabilität des Grubengebäudes unter Berücksichtigung einer Laugung des Deckgebirges durch Niederschlagswässer;
- Simulation der Gesamtstabilität des Grubengebäudes unter Berücksichtigung eines Laugungspotentials des Sees in der unteren Sohle.

Die numerischen Simulationen zeigten, dass die im Labor ermittelten Zugfestigkeiten in den Schweben bereichsweise unterschritten werden. Des Weiteren ergibt sich eine Übereinstimmung mit den analytischen Festenberechnungen. Im Zuge der Entfestigung weisen die Festen Nr. 32 und 33 erste plastische Bereiche auf.

Bei einer Verringerung der Festigkeitsparameter kommt es zu einer Ausbreitung der plastischen Bereiche bis über große Bereiche der unteren Sohle. Ein weiterer kritischer Bereich ist die Verbindungsrampe zwischen der oberen und unteren Sohle. Diese zeigt auf Grund der komplexen Geometrie Bereiche mit erhöhten Spannungskonzentrationen. Im Weiteren kommt es hier zur Bildung ausgeprägter plastischer Zonen um die Rampe herum.

Die Implementierung des Laugungsprozesses in die Stabilitätsbetrachtung wurde auf Grund der formalen Analogie des Diffusionsgesetzes mit der Wärmeleitungsgleichung mittels gekoppelter Wärmeleitungssimulation umgesetzt. Die Temperatur stellt hierbei den Laugungsfortschritt dar. Im Rahmen der Simulation des Laugungsvorganges, der durch Niederschlagswässer in der Schwebelagerung hervorgerufen wird, wurden die Festigkeitsparameter in der überlagernden Schicht schrittweise verringert. Das Ergebnis zeigt Senkungsmulden, welche mit den vorhandenen Wasserzutrittsstellen aus der hydrogeologischen Kartierung im Bereich „Rastkammer“, „Altes Boot“ und „Quelle“ korrelieren.

Die Simulation der Laugungsprozesse zeigt, dass die vorhandenen, teilgesättigten Wässer, welche durch das regelmäßige Abpumpen des Sees der unteren Sohle zugeführt werden, einen langfristigen Einfluss auf den tragenden Querschnitt der unterwasserliegenden Festenbereiche haben. Dieser Prozess läuft auf Grund der Teilsättigung langsamer ab, ist aber ein nicht zu vernachlässigender, negativer Faktor in der Betrachtung der Langzeitstabilität.

Die Zusammenschau aller bis dato durchgeführten Untersuchungen sowie der analytischen und numerischen Berechnungen liefert die Basis für die Findung möglicher Risikozonen im Bereich des Grubengebäudes.

Die Schlussfolgerungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- i. Die Ergebnisse aus den Untersuchungen zeigen, dass in den kritischen Zonen der oberen und unteren Sohle dringender Handlungsbedarf besteht, dass eine Langzeitstabilität des Grubengebäudes nicht gegeben ist und mit der Planung von Sicherungsmaßnahmen unverzüglich begonnen werden sollte.
- ii. Die Sicherungsmaßnahmen können in kurzfristige Maßnahmen und mittelfristige Maßnahmen unterteilt werden.
- iii. Auf Grund der vorliegenden, gebirgsmechanischen Situation wurde als kurzfristige Maßnahme ein Sofortmaßnahmenpaket in Zusammenarbeit mit der Firma „Kloibhofer Bergbausicherheit“ beschlossen. Die kurzfristigen Maßnahmen umfassen eine gebirgsmechanische Erläuterung sowie eine Sensibilisierung des Mitarbeiterstabes in Bezug auf die vorhandenen gebirgsmechanischen Gegebenheiten.

Im Rahmen einer Begehung wurden die Mitarbeiter angewiesen, die Kontrollgänge zu erweitern und auftretende Klüfte sowie Risse am Hohlraumrand sowie Steinfälle und deren exakte Lokalität schriftlich zu dokumentieren. Das Entfernen von Steinfällen muss dahingehend dokumentiert werden, dass Ort, Umfang und Menge der Räumungsarbeiten in einem Arbeitsblatt, welches von der Firma „Kloibhofer Bergbausicherheit“ vorgegeben wird, einzutragen sind.

- iv. Aus den analytischen und numerischen Berechnungen folgt als weitere kurzfristige Maßnahme, dass die Seegrotte regelmäßig von einer fachkundigen Person einer intensiven Begutachtung unterzogen werden

muss und darauf aufbauend geeignete Sicherungsmaßnahmen getroffen werden müssen.

- v. Mit der Entleerung der in der Nähe liegenden Swimmingpools (ersichtlich im Lageplan –Anhang K – Risikobewertung - Lagepläne und Schnitte) kommt es zu einer konzentrierten Einleitung größerer Wassermengen, die das im Einflussbereich befindliche gipshältige Gebirge entsprechend lösen und dabei auch nichtlösliche Feinanteile mitreißen, was einerseits zu Pingenfällen, schlimmstenfalls aber auch zu einem Durchreißen der Schweben zwischen der Tagesoberfläche und dem oberen Horizont des Grubenbaus führen kann. Auf Grund der Auslastung der Festen könnte ein solches Ereignis zum Dominoeffekt und damit einhergehend zum Versagen der Stabilität des Grubengebäudes führen. Aus Gründen der Sicherheit muss an dieser Stelle daher nochmals ausdrücklich darauf hingewiesen werden, dass das Entleeren der Swimmingpools in das anstehende Haselgebirge aus gebirgsmechanischer Sicht umgehend verhindert und die Anrainer im Einflussbereich des Grubengebäudes über den aktuellen Sachverhalt von der Behörde informiert werden müssen.
- vi. Die mittelfristigen Sicherungsmaßnahmen umfassen die kritischen Zonen:
- Altes Boot (obere und untere Sohle)
 - Blauer See
 - Friedrichstollen im Bereich des Flugzeugmodells und der Wasserzutrittsstelle „Quelle“
 - Festen Nr. 32 und 33 in der unteren Sohle

Abschließend sei festgehalten, dass eine Vorhersage von Schadensereignissen bezogen auf den Ereigniszeitpunkt sowie der Einwirkungsbereiche auf Grund der vorhandenen exogenen sowie endogenen Prozesse nicht möglich ist. Die Erkenntnisse aus dem Forschungsbereich des Altbergbaus zeigen, dass die Wahrscheinlichkeit von Schadensereignissen mit zunehmender bzw. längerfristiger Betrachtungsdauer überproportional zunimmt. Die Wahrscheinlichkeit, dass ein Schadensereignis eintritt, steigt somit überproportional an, je mehr Zeit seit der Auffahrung des Hohlraumes verstrichen ist. Besonders kritisch scheint der Umstand eines möglichen Dominoeffektes, hervorgerufen durch das Versagen eines einzelnen Elementes (Feste bzw. Schweben) und der damit einhergehenden Überbeanspruchung der benachbarten Elemente. Die Wahrscheinlichkeit des Eintretens des Schadensereignisses kann durch das Einbringen von Stützmaßnahmen verringert werden.

IX AUSBLICK

Die Fachbereiche Geologie, Geotechnik und Vermessungswesen verfügen im Einzelnen über professionell aufgebaute Datenbanksysteme sowie Programme zur Visualisierung und Darstellung 3-dimensionaler Körper. Die Modellerstellung und Kombination der vorhandenen Datensätze ist dahingehend mit einem hohen Aufwand verbunden, da die Zusammenführung der fachspezifischen Daten auf eine einheitliche Form zwischen den verschiedenen Programmen nicht automatisiert durchgeführt werden kann.

Die Entwicklung von geeigneten Datenmanagementsystemen in Kombination mit einer Modellierungssoftware würde es ermöglichen, Gesteins- und Gebirgsparameter punktuell sowie bereichsweise einem geologischen oder geotechnischen Modell zuzuweisen, welches die Basis für eine numerische Simulation bildet, ohne zwischen verschiedenen Programmen wechseln zu müssen.

Die numerische Simulation ist neben den analytischen Berechnungsmethoden ein Werkzeug zur gebirgsmechanischen Beurteilung von Hohlraumbauten und findet durch die ansteigende und leistbare Rechenleistung einen breiter werdenden Anwendungsbereich. Diese Arbeit zeigt am Beispiel eines aufgelassenen Grubengebäudes, dass die Simulation komplexer Geometrien im Untertagebau umsetzbar ist.

Zu klären ist, bis zu welcher Größe und Komplexität des Grubengebäudes eine Simulation des gesamten Modells umsetzbar ist, und ob die Verwendung von „Submodellen“ innerhalb eines großen Gesamtmodells zur detaillierteren Betrachtung kritischer Bereiche anwendbar ist. Des Weiteren ist in Erwägung zu ziehen, ob die Anwendung derartiger numerischer Simulationen von Grubengebäuden in anderen Bereichen wie der Abbauplanung, Festenoptimierung, etc. Einzug finden kann.

Die Simulation des Laugungsfortschritts durch Niederschlagswässer und der damit einhergehenden Entfestigung des Deckgebirges wurde mittels gekoppelter Wärmeleitungssimulation umgesetzt. Der Laugungsprozess verläuft im Modell in gravitativer Richtung parallel zur Geländeoberfläche und liefert erste grundlegende Aussagen über die Auswirkungen der Laugung auf die Stabilität des Grubengebäudes. Diese vollflächige Verteilung über dem Grubengebäude spiegelt allerdings nicht die realen Gegebenheiten wider. Das eindringende Niederschlagswasser wird bevorzugt an Klüften und Schichtgrenzen weitergeleitet und kann daher zu bevorzugter punktueller Hohlraumbildung führen. Weiterführend muss geklärt werden, wie ein Laugungsvorgang entlang von Klüften und Schichtgrenzen in das numerische Modell implementiert werden kann und welche Auswirkungen dies auf das Grubengebäude hat.

Neben der Verbesserung der Laugungssimulation in Abaqus ist es weiters möglich, den Laugungsfortschritt nicht indirekt, wie hier über Wärmetransport, sondern direkt zu simulieren. Voraussetzung hierfür ist eine Software zur Simulation von physikalisch-chemischen Vorgängen inklusive einer Kopplung verschiedener Problemstellungen. Ein Beispiel für ein solches Programm ist COMSOL Multiphysics. Weiterführend muss untersucht werden, ob sich die hier bearbeitete Problematik der Kombination von Festkörpermechanik und einem vorhandenen Laugungsprozess besser und vor allem realitätsnaher darstellen lässt.

Die durchgeführten Laugungsversuche an Bohrkernproben zeigen, dass sich der Masseverlust der Probe aus den löslichen Bestandteilen (Gips) und einer nicht zu vernachlässigenden Menge an nichtlöslichen Bestandteilen wie beispielsweise Tonmineralen und Dolomitkörnern zusammensetzt. Auf Grund der starken Inhomogenität der Kerne weisen die Ergebnisse der Laugungsversuche eine große Streubreite auf. Des Weiteren konnten keine geotechnischen Versuche (einaxialer Druckversuche, triaxialer Druckversuch, etc.) mit den gelaugten Proben durchgeführt werden. Bezüglich der Laugungsversuche ist zu empfehlen:

- i. weitere Versuche durchzuführen, um eine statistische Auswertung durchführen zu können;
- ii. künstlich hergestellte und homogene Probekörper zu verwenden;
- iii. Durchführung von einaxialen und triaxialen Druckversuchen nach unterschiedlicher Laugungszeit;
- iv. Verbesserung des Versuchsablaufes, um Fehlerquellen zu verringern.

Für eine detailliertere Aussage zur Langzeitstabilität von Grubengebäuden ist es nötig, Langzeitversuche durchzuführen. Die Versuchsergebnisse liefern einerseits die Grundlage für die Ermittlung des Kriechverhaltens von Geomaterialien, welches mittels spezieller Materialmodelle in die Simulation implementiert werden kann, sowie Parameter für die Langzeitfestigkeit. Die verschiedenen Langzeitmaterialmodelle wurden im Zuge dieser Arbeit in Anhang N zusammengefasst und liefern die Basis für weiterführende Arbeiten auf diesem Gebiet.

Auf Basis dieser Langzeitversuchsergebnisse sollten in weiterer Folge Simulationen zur dreidimensionalen numerischen Untersuchung des Langzeitverhaltens entwickelt werden.

Die Kriecheigenschaften von Materialien wie beispielsweise Gips, Haselgebirge oder Salz sind stark von den vorhandenen, klimatischen Bedingungen abhängig. Langzeitversuche werden nur dann realistische Ergebnisse liefern, wenn deren Durchführung unter realistischen Umgebungsbedingungen erfolgt. Dazu müssen Luftfeuchtigkeit und Temperatur des Laborprüfstandes möglichst optimal den Randbedingungen des Hohlraumbauwerkes angepasst werden, um deren

Auswirkungen auf die geologisch-geotechnischen Verhältnisse untersuchen zu können.

Mit immer weiter anwachsenden Rechenleistungen von Supercomputern wird es zukünftig möglich sein ebenso weitläufige komplexe Grubengebäude sowie deren geologische und geotechnische Randbedingungen in numerischen Modellen abzubilden um eine frühzeitige Aussage über die Notwendigkeit von Stützmitteln treffen zu können.

X Abbildungsverzeichnis

ABBILDUNG I-1: ÜBERSICHT DER FACHBEREICHE INKL. UNTERSUCHUNGSMETHODEN [88].....	6
ABBILDUNG II-1: ÜBERSICHT DER WELTWEITEN GIPSFUNDORTE [152].....	10
ABBILDUNG II-2: GEOGRAPHISCHE LAGE DES AUFGELASSENEN, UNTERTÄGIGEN GIPSBERGBAUS PREINSFELD [13].....	12
ABBILDUNG II-3: AUSSCHNITT AUS DER GEOLOGISCHEN KARTE BADEN; DER ROTE KREIS KENNZEICHNET DAS GEBIET VON PREINSFELD [82].....	13
ABBILDUNG II-4: SCHEMATISCHE LAGEPLANDARSTELLUNG DES GRUBENGEBÄUDES PREINSFELD [101]	13
ABBILDUNG II-5: GEOGRAPHISCHE LAGE DES ALTBERGBAUS MARIENHÖHE [13].....	14
ABBILDUNG II-6: AUSSCHNITT AUS DER GEOLOGISCHEN KARTE BADEN; DER ROTE KREIS KENNZEICHNET DAS GEBIET DER MARIENHÖHE [82]	15
ABBILDUNG II-7: PINGEN IN DER NÄHE EINES SICKERSCHACHTES IM BEREICH DER MARIENHÖHE [31]	16
ABBILDUNG II-8: EINTEILUNG DER RISIKOZONEN DER MARIENHÖHE [218]	16
ABBILDUNG II-9: GEOGRAPHISCHE LAGE DES GIPSBERGBAUS PERNECK [13].....	17
ABBILDUNG II-10: AUSSCHNITT AUS DER GEOLOGISCHEN KARTE BAD ISCHL; DER ROTE KREIS KENNZEICHNET DAS GEBIET PERNECK [83]	18
ABBILDUNG II-11: ÜBERSICHT VON RISIKEN AUF GRUND VON GIPSKARST [48].....	19
ABBILDUNG II-12: EINTEILUNG VON GIPSKARSTFORMEN [92]	20
ABBILDUNG II-13: (A) FLÄCHIGE ABSENKUNG DURCH LAUGUNG UND WIEDERAUFFÜLLUNG MIT SEDIMENTEN; (B) TRICHTERFÖRMIGE LAUGUNG UND FÜLLUNG MIT KLASTEN EINER FLUSSTERRASSE; (C) VERBRUCHSTRUKTUR IN EINEM EVAPORITGESTEIN MIT EINER SCHUTTMATERIAL-BREKZIE AUS DEM ZUSAMMENBRUCH; (D) VERBRUCHSTRUKTUR MIT DOMARTIGER VERSAGENSFORM DURCH UNTERTÄGIGE GIPSLAUGUNG; [91].....	21
ABBILDUNG II-14: (A) ERDFALL IN RIPON (ENGLAND) 1997; (B) BESCHÄDIGUNG EINER SCHNELLSTRAÙE (N-232) IN SPANIEN DURCH WEITREICHENDE ABSENKUNGEN 1996; (C) ERDFALL AN DER N-232 IN SPANIEN 2006; (D) BESCHÄDIGUNG DES LA VIOLADA KANALS IN SPANIEN 1962; [90].....	21
ABBILDUNG II-15: GEOLOGISCHER LÄNGENSCHNITT DES DRUCKWASSERSTOLLENS PUEBLO-VIEJO KRAFTWERK INKL. DER LAGE DER SCHADHAFTEN BETONAUSKLEIDUNG [93].....	22
ABBILDUNG II-16: STATION-1500 M; (A) AUFNAHME DES NEU ENTSTANDENEN HOHLRAUMS DURCH WASSERAUSTRITT ENTLANG DER SCHICHTGRENZE KALKSTEIN-ANHYDRIT; (B) SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DER AUFWEITUNG DES ZUVOR VERFÜLLTEN HOHLRAUMS; [93].....	23
ABBILDUNG III-1: GEOGRAFISCHE LAGE DER SEEGROTTE HINTERBRÜHL [80].....	25
ABBILDUNG III-2: LAGEPLAN DER ERSTEN/OBEREN SOHLE INKL. BEZEICHNUNGEN [122]	26
ABBILDUNG III-3: SCHEMATISCHER SCHNITT DURCH DAS SCHAUBERGWERK SEEGROTTE [122]	26
ABBILDUNG IV-1: GEOLOGISCHE ÜBERSICHTSKARTE ÖSTERREICHS M 1:2.000.000 MIT DER STANDORTMARKIERUNG HINTERBRÜHL [81].....	27
ABBILDUNG IV-2: AUSSCHNITT AUS DER GEOLOGISCHEN KARTE DES ANNINGER-GEBIETES [180]; DER ROTE KREIS KENNZEICHNET DAS UNTERSUCHUNGSGEBIET DER SEEGROTTE; DAS PROFIL WIRD 1-1 IN DEN NACHFOLGENDEN ABBILDUNGEN DARGESTELLT;.....	28
ABBILDUNG IV-3: GEOLOGISCHER SCHNITT 1-1 DER UMGEBUNG HINTERBRÜHL NACH [222].....	29
ABBILDUNG IV-4: GEOLOGISCHER DETAILAUSSCHNITT 1-1 HINTERBRÜHL OST / SEEGROTTE NACH [222]	29
ABBILDUNG IV-5: GEOLOGISCHE AUFNAHME DER SEEGROTTE HINTERBRÜHL, OBERE ETAGE NACH [222]	30
ABBILDUNG IV-6: GEOLOGISCHE AUFNAHME DER SEEGROTTE HINTERBRÜHL, UNTERE ETAGE NACH [222].....	31

ABBILDUNG IV-7: ÜBERBLICK ÜBER DIE LAGE DES KARTIERUNGSGEBIETES (GELBE LINIE) INKL. DER OBERFLÄCHENEINSENKUNGEN (ROTE KREISE) UND DETAILAUFNAHME; LAGE DES GRUBENGEBÄUDES (BLAUE LINIE) AUS [80] NACH [226].....	33
ABBILDUNG IV-8: AUSWERTUNG DER GELÄNDEOBERFLÄCHE MITTELS DES LASERSCANBILDES [115] NACH [226]	34
ABBILDUNG IV-9: LAGE UND BEZEICHNUNG DER QUELLEN IN DER OBEREN ÉTAGE DER SEEGROTTE, IN ROT SIND DIE JEWEILIGEN WASSERZUTRITTE EINGETRAGEN. DAS BLAUE OVAL MARKIERT DIE LAGE DES KLEINEN SEES UND GRÜN DIE UNGEFÄHRE POSITION DES VON WEBER [217] ERWÄHNTEN SCHLAMMSTROMES 2012 NACH [222].....	35
ABBILDUNG IV-10: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DES OROGRAPHISCHEN EINZUGSGEBIETES IN ROT, SOWIE DES ERRECHNETEN EINZUGSGEBIETES (0,08KM ²) IN BLAU UND DER EINWIRKUNGSBEREICH DES GRUBENGEBÄUDES (RUND 0,07KM ²) IN TÜRKIS. DER GELBE KREIS GIBT DIE LAGE DER FOCKQUELLE WIEDER. KARTENGRUNDLAGE VON [180]; [226].....	36
ABBILDUNG IV-11: JAHRESGANGLINIE DES GESAMTABFLUSSES, GEMESSEN AM MUNDLOCH VON MAI 2011 BIS MAI 2012 NACH [226]	37
ABBILDUNG IV-12: BOX UND WHISKER PLOT DER HAUPTELEMENTE AUS DEN HYDROCHEMISCHEN ANALYSEN NACH [226].....	38
ABBILDUNG IV-13: GRAFISCHE DARSTELLUNG DES WASSERHAUSHALTES UND GRUNDLAGE DER SIMULATION NACH [226]	39
ABBILDUNG IV-14: GESTEINSBLÖCKE DER ERSTEN PROBENAHME AM 18.03.2010	40
ABBILDUNG IV-15: GESTEINSBLÖCKE DER ZWEITEN PROBENAHME AM 25.08.2010	40
ABBILDUNG IV-16: BOHRSTELLEN IN DER OBEREN SOHLE	41
ABBILDUNG IV-17: MIN1; GIPSGANG IM MAßSTAB 1:40 MIT PARALLELEN (LINKS) UND GEKREUZTEN (RECHTS) POLARISATOREN.....	43
ABBILDUNG IV-18: MIN1; DOLOMITMATRIX MIT GIPSKRISTALLEN IM MAßSTAB 1:100 MIT PARALLELEN (LINKS) UND GEKREUZTEN (RECHTS) POLARISATOREN	43
ABBILDUNG IV-19: MIN1 DETAILAUFNAHME; GIPSGANG IM MAßSTAB 1:100 MIT PARALLELEN (LINKS) UND GEKREUZTEN (RECHTS) POLARISATOREN	43
ABBILDUNG IV-20: MIN2; MATRIX AUS MITTELKÖRNIGEN GIPSKRISTALLEN IM MAßSTAB 1:40 MIT PARALLELEN (LINKS) UND GEKREUZTEN (RECHTS) POLARISATOREN	44
ABBILDUNG IV-21: MIN2 DETAILAUFNAHME; MATRIX AUS MITTELKÖRNIGEN GIPSKRISTALLEN IM MAßSTAB 1:100 MIT PARALLELEN (LINKS) UND GEKREUZTEN (RECHTS) POLARISATOREN	44
ABBILDUNG IV-22: MIN2 ; GIPSMATRIX MIT FEINKÖRNIGEN KARBONATEN IM MAßSTAB 1:100 MIT PARALLELEN (LINKS) UND GEKREUZTEN (RECHTS) POLARISATOREN	44
ABBILDUNG IV-23: MIN3; HASELGEBIRGE IM MAßSTAB 1:40 MIT PARALLELEN (LINKS) UND GEKREUZTEN (RECHTS) POLARISATOREN.....	45
ABBILDUNG IV-24: MIN3; HASELGEBIRGE IM MAßSTAB 1:100 MIT PARALLELEN (LINKS) UND GEKREUZTEN (RECHTS) POLARISATOREN.....	45
ABBILDUNG IV-25: MIN3; HASELGEBIRGE IM MAßSTAB 1:100 MIT PARALLELEN (LINKS) UND GEKREUZTEN (RECHTS) POLARISATOREN.....	45
ABBILDUNG IV-26: RAMAN SPEKTREN DER PROBEN MIN1, MIN2 UND MIN3 INKL. DER VERGLEICHSSPEKTREN VON QUARZ UND GIPS (ENTNOMMEN AUS [189]).....	46
ABBILDUNG IV-27: SCHEMATISCHER AUFBAU EINES RÖNTGENDIFFRAKTOMETERS (PHILIPS-GONIOMETER HANDBUCH) [197]	47
ABBILDUNG IV-28: RÖNTGENDIFFRAKTOGRAMM MIN1	48
ABBILDUNG IV-29: RÖNTGENDIFFRAKTOGRAMM MIN2	48
ABBILDUNG IV-30: RÖNTGENDIFFRAKTOGRAMM MIN3	48
ABBILDUNG IV-31: STA AUSWERTUNG DER PROBE GBS S1 B4 K2→MASSEÄNDERUNG.....	51

ABBILDUNG IV-32: PLANFRÄSMASCHINE – FOTO – CEVELE G. [179]	54
ABBILDUNG IV-33: EINAXIALER DRUCKVERSUCH; (LI.) MTS-PRÜFMASCHINE INKL. VERSUCHSAUFBAU; (MIT.) LAGE DER MESSAUFNEHMER DER AXIAL- UND QUERDEHNUNG; (RE. OBEN) KRAFTMESSZELLE; (RE. UNTEN) DRUCKPLATTE INKL. KALOTTE; [156],[157]	54
ABBILDUNG IV-34: HISTOGRAMM EINAXIALE DRUCKFESTIGKEIT [94]; LI. HASELGEBIRGE 0-30 MPa, RE. DOLOMIT 50-80 MPa.....	56
ABBILDUNG IV-35: HISTOGRAMM E-MODUL [94]; LI. HASELGEBIRGE 0-60 MPa, RE. DOLOMIT 70-90 MPa.....	56
ABBILDUNG IV-36: DREIACHSIALER DRUCKVERSUCH; (LI.) MTS-PRÜFMASCHINE INKL. VERSUCHSAUFBAU; (RE.) SCHNITT DURCH DIE TRIAXIALZELLE BEI EINGEBAUTER PROBE; [156] ..	57
ABBILDUNG IV-37: HISTOGRAMM KOHÄSION [94].....	58
ABBILDUNG IV-38: HISTOGRAMM REIBUNGSWINKEL [94].....	58
ABBILDUNG IV-39: SPALTZUGVERSUCH; (LI.) MTS-PRÜFMASCHINE INKL. VERSUCHSAUFBAU; (RE.OBEN) VERSUCHSAUFBAU IM DETAIL; (RE.UNTEN) DETAIL DER LAGERUNG DES PROBEKÖRPERS; [156]	59
ABBILDUNG IV-40: HISTOGRAMM SPALTZUGFESTIGKEIT [94]	59
ABBILDUNG IV-41: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG EINES BOX-PLOTS [94].....	61
ABBILDUNG IV-42: UCS VON DOLOMIT, TON- UND GIPSREICHEM HASELGEBIRGE	61
ABBILDUNG IV-43: SPALTZUGFESTIGKEIT VON DOLOMIT UND HASELGEBIRGE	61
ABBILDUNG IV-44: E-MODUL UND V-MODUL VON DOLOMIT, TON- UND GIPSREICHEM HASELGEBIRGE	62
ABBILDUNG IV-45: KOHÄSION VON DOLOMIT UND HASELGEBIRGE	62
ABBILDUNG IV-46: REIBUNGSWINKEL VON DOLOMIT UND HASELGEBIRGE.....	62
ABBILDUNG IV-47: ÜBERSICHT DER STATISCHEN UND DYNAMISCHEN ELUATIONSVERFAHREN.....	63
ABBILDUNG IV-48: DARSTELLUNG EINE ÜBERKOPFSCHÜTLERS [186]	64
ABBILDUNG IV-49: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG EINES PROBEKÖRPERS IM ZUGE EINES WASSERLAGERUNGSVERSUCHES; (A) VERSUCHSBEGINN, (B) NACH 12 H WASSERLAGERUNG, (C) NACH 24 H WASSERLAGERUNG [223]	64
ABBILDUNG IV-50: SCHEMATISCHE ABBILDUNG EINES TROGVERSUCHES [128].....	65
ABBILDUNG IV-51: (A) SCHEMATISCHE DARSTELLUNG EINES SLAKE DURABILITY TESTS; (B) BEISPIEL EINES VERSUCHSGERÄTES [202]	66
ABBILDUNG IV-52: VERSUCHSAUFBAU ELUATION; MODIFIZIERTES TROGVERFAHREN.....	67
ABBILDUNG IV-53: FLOWCHART FÜR DIE DURCHFÜHRUNG DER ELUTIONSVERSUCHE	68
ABBILDUNG IV-54: GBS_S25_B1 – LAUGUNGSVERSUCH; (A) VERSUCHSBEGINN (WOCHE 0); (B) WOCHE 3; (C) VERSUCHSENDE WOCHE 6	69
ABBILDUNG IV-55: GBS_S3_B1– LAUGUNGSVERSUCH; (A) VERSUCHSBEGINN (WOCHE 0); (B) WOCHE 3; (C) VERSUCHSENDE WOCHE 6	69
ABBILDUNG IV-56: GBS_S16_B2 – LAUGUNGSVERSUCH; (A) VERSUCHSBEGINN (WOCHE 0);(B) WOCHE 2; (C) VERSUCHSENDE WOCHE 4	70
ABBILDUNG IV-57: GBS_S14 – LAUGUNGSVERSUCH; (A) VERSUCHSBEGINN (WOCHE 0);(B) WOCHE 2; (C) VERSUCHSENDE WOCHE 4.....	70
ABBILDUNG IV-58: ÜBERSICHT DER GELÖSTE GIPSMENGE IN [G] AUF 20 L ELUTIONSFLÜSSIGKEIT IN ABHÄNGIGKEIT DER VERWEILDAUER IM ELUAT ALLER PROBEN	72
ABBILDUNG IV-59: ÜBERSICHT DER NICHTLÖSLICHEN FESTSTOFFANTEILE IN [G] AUF 20 L ELUTIONSFLÜSSIGKEIT IN ABHÄNGIGKEIT DER VERWEILDAUER IM ELUAT.....	72
ABBILDUNG IV-60: VERRINGERUNG DER EINAXIALEN DRUCKFESTIGKEIT (UCS) IN % DURCH WASSERLAGERUNG [233]	74
ABBILDUNG IV-61: (LI.) LAGEPLAN UND (RE.) SCHNITT DES GIPSBERGBAUES IN SANTA BRIGIDA (ITALIEN), DIE BLAUEN BEREICHE IM SCHNITT ZEIGEN DIE GEFLUTETEN SOHLEN [85].....	75

ABBILDUNG IV-62: A.) INTAKTE ANHYDRITPROBE; B.) ANHYDRITPROBE NACH 120 TAGEN WASSERLAGERUNG; C.) INTAKTE GIPSPROBE; GIPSPROBE NACH 7 (D), 21 (E) UND 42 (F) TAGEN WASSERLAGERUNG [38]	75
ABBILDUNG IV-63: A.) UND B.) VERSUCHSDATEN EINES EINAXIALEN DRUCKVERSUCH EINES GIPSPROBE IM INTAKTEN, TROCKENEN ZUSTAND UND NACH EINER WOCHE WASSERLAGERUNG; C.) VERSUCHSDATEN EINES EINAXIALEN DRUCKVERSUCHES EINES ANHYDRITPROBE IM INTAKTEN, TROCKENEN ZUSTAND SOWIE NACH 80 UND 120 TAGEN WASSERLAGERUNG [38]	76
ABBILDUNG IV-64: VERRINGERUNG DER ACHSIALEN BRUCHLAST IN ABHÄNGIGKEIT DER LAUGUNGSDAUER [38]	76
ABBILDUNG IV-65: GRAFISCHE DARSTELLUNG DER VERSUCHSERGEBNISSE VOR UND NACH DER WASSERLAGERUNG [178]	78
ABBILDUNG V-1: FESTENNUMMERIERUNG IN DER OBEREN SOHLE	82
ABBILDUNG V-2: FESTENNUMMERIERUNG IN DER UNTEREN SOHLE	82
ABBILDUNG V-3: SCHNITTLAGE 1-1 BIS 5-5 IM UNTERSUCHUNGSGEBIET	85
ABBILDUNG V-4: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG EINES KAMINARTIGEN VERBRUCHS	87
ABBILDUNG V-5: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG EINES DOMARTIGEN VERBRUCHS	88
ABBILDUNG V-6: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DES EBENEN BALKENS ZUM NACHWEIS DER FIRSTENSTABILITÄT	90
ABBILDUNG V-7: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG EINES TRAGBOGENS IN DER FIRSTE	91
ABBILDUNG V-8: AUSSCHNITT AUS DER GEOL. KARTE BLATT 58 – BADEN [82]; 1-SIEDLUNG MARIA- ENZERSDORF; 2-SEEGROTTE	93
ABBILDUNG V-9: LITHOLOGIEGRENZE LOCKERMATERIAL-FESTGESTEIN AUS DEN BOHRDATEN MARIA- ENZERSDORF;	93
ABBILDUNG V-10: GEOMETRISCHES MODELL DER SEEGROTTE INKL. GOK (BRAUN) SOWIE DER HORIZONTE (MINIMUM – GRÜN BEI 12,00 M, MITTELWERT – BLAU BEI 21,95 M, UND MAXIMUM – BEI 32,50 M UNTER GOK) DES LITHOLOGIEWECHSELS LOCKERGESTEIN-FESTGESTEIN	94
ABBILDUNG V-11: GEOMETRISCHES MODELL DER SEEGROTTE INKL. DES HORIZONTES BEI MINIMALER LOCKERGESTEINSMÄCHTIGKEIT VON 12,00 M	94
ABBILDUNG V-12: GEOMETRISCHES MODELL DER SEEGROTTE INKL. DES HORIZONTES BEI MINIMALER LOCKERGESTEINSMÄCHTIGKEIT VON 21,95 M	94
ABBILDUNG V-13: GEOMETRISCHES MODELL DER SEEGROTTE INKL. DES HORIZONTES BEI MINIMALER LOCKERGESTEINSMÄCHTIGKEIT VON 32,50 M	95
ABBILDUNG VI-1: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG EINES VEREINFACHTEN 3D NUMERISCHEN TUNNELMODELLS; A.) UMGEBENDES GEBIRGE; B.) AUSBRUCH	100
ABBILDUNG VI-2: VEREINFACHTES NUMERISCHES MODELL EINER KOMPLEXEREN HOHLRAUMGEOMETRIE ZUR BEMESSUNG EINER RESTSCHWEBE; A.) A-E ABLAUT DES TEILAUSSBRUCHS; B.) NUMERISCHES MODELL INKL. ABMESSUNGEN UND SYMMETRIEBEBENEN [23] [214]	100
ABBILDUNG VI-3: NUMERISCHES MODELL DER U-BAHNERWEITERUNG BOND STREET STATION (LONDON) [172]	101
ABBILDUNG VI-4: NUMERISCHES MODELL EINER U-BAHNSTATION UNTER BERÜCKSICHTIGUNG EINES SEQUENTIELLEN AUSBRUCHS [135]	101
ABBILDUNG VI-5: NUMERISCHES MODELL DER MASCHINENKAVERNE VENDA NOVA II (PORTUGAL) [153]	101
ABBILDUNG VI-6: GRUBENGEBÄUDE MAGNESITBERGBAU OBERDORF (ÖSTERREICH) [23]	102
ABBILDUNG VI-7: GRUBENGEBÄUDE HÄMATIT-BERGBAU WALDENSTEIN (ÖSTERREICH) [212]	102
ABBILDUNG VI-8: 3D OBERFLÄCHENMODELL; (A) VERMESSUNGSMODELL; (B) ÜBERARBEITETES MODELL	103

ABBILDUNG VI-9: 3D-MODELL DES GRUBENBAUS; (A) VERMESSUNGSMODELL; (B) ÜBERARBEITETES MODELL.....	104
ABBILDUNG VI-10: NUMERISCHES 3D-MODELL INKL. GEOLOGIE	104
ABBILDUNG VI-11: VERNETZUNG DES HOHLRAUMBEREICHES MIT TETRAEDERELEMENTEN;.....	106
ABBILDUNG VI-12: VERNETZUNG DES FESTSAALS INKL. SCHACHT MIT SHELL-ELEMENTEN;.....	106
ABBILDUNG VI-13: PRIMÄRSPANNUNG / VERTIKALSPANNUNG DES GESAMTMODELLS IN [PA].....	112
ABBILDUNG VI-14: (A) PRIMÄRSPANNUNG IM HORIZONTALSCHNITT DES GELÄNDEMDELLS- SPANNUNGSSPITZEN IM DOLOMIT; (B) DETAILANSICHT DER LINKEN DOLOMITLINSE; (C) DETAILANSICHT DER RECHTEN DOLOMITLINSE; IN [PA]	112
ABBILDUNG VI-15: ZUGSPANNUNG (MAXIMALE HAUPTNORMALSPANNUNG) IN DER OBEREN SOHLE IN [PA].....	113
ABBILDUNG VI-16: BEREICH DER ZUGSPANNUNG (MAXIMALE HAUPTNORMALSPANNUNG) > 0,52 MPa IN DER OBEREN SOHLE IN [PA]	113
ABBILDUNG VI-17: ZUGSPANNUNGEN (MAXIMALE HAUPTNORMALSPANNUNG) IN DER SCHWEBE ZWISCHEN OBERER UND UNTERER SOHLE IM BEREICH FRIEDRICHSTOLLEN IN [PA].....	114
ABBILDUNG VI-18: MINIMALE HAUPTNORMALSPANNUNG IN DER OBEREN SOHLE INKL. SPANNUNGSSPITZEN IN DEN DOLOMITEINSCHLÜSSEN IN [PA]	115
ABBILDUNG VI-19: MINIMALE HAUPTNORMALSPANNUNG IN DER UNTEREN SOHLE INKL. VERGLEICH MIT DEM MITTELWERT DER DRUCKFESTIGKEIT IN [PA].....	115
ABBILDUNG VI-20: MINIMALE HAUPTNORMALSPANNUNG IN DER UNTEREN SOHLE INKL. VERGLEICH MIT DEM MEDIANWERT DER DRUCKFESTIGKEIT IN [PA].....	116
ABBILDUNG VI-21: GRAFISCHE DARSTELLUNG DES ENTFESTIGUNGSVERLAUFES DER PARAMETER C UND ϕ INKL. DER MARKANTEN BERECHNUNGSSCHRITTE UND VERGLEICHSPARAMETER AUS DEN GEOTECHNISCHEN VERSUCHEN.....	116
ABBILDUNG VI-22: VERGRÖßERUNG DER PLASTISCHE BEREICHE DER OBEREN SOHLE (LI.) UND DER UNTEREN SOHLE (RE.) IN ABHÄNGIGKEIT DER ENTFESTIGUNG IN DEN BERECHNUNGSSCHRITTEN STEP MIN_1, MIN_20 UND MIN_24	118
ABBILDUNG VI-23: A.) ÜBERSICHT DES GRUBENGEBÄUDES INKLUSIVE SCHNITTLAGE DER OBEREN SOHLE (BLAU) UND DER UNTEREN SOHLE (ROT); B.) LEGENDE PEEQ; C.) PEEQ IN SCHNITT A-A; D.) PEEQ IN SCHNITT B-B	119
ABBILDUNG VI-24: AUSBILDUNG DER SENKUNGSMULDE (VERFORMUNGEN U IN [M]) IM ZUGE DER ENTFESTIGUNG AN DER GOK (LI.) UND IN DER DECKSCHICHT (RE.) IM STEP MIN_1 (OBEN) UND STEP MIN_24 (UNTEN).....	120
ABBILDUNG VI-25: SIMULATION VON KARST-/LAUGUNGSERSCHEINUNGEN IN EINEM GIPSMASSIV MIT HOHLRAUM; DAS VERHÄLTNISS A/A_0 ZEIGT DIE RELATIVE DICKE DER KLÜFTE NACH 21,5 JAHREN; DIE DRUCK-ISOLINIEN SIND SCHEMATISCH DARGESTELLT, UM DIE VERTEILUNG DES HYDRAULISCHEN GRADIENTEN ZU ILLUSTRIEREN [63]	120
ABBILDUNG VI-26: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DES LAUGUNGSFortsCHRITTES IN DER DECKSCHICHT DES HOHLRAUMS; A.) TRAGFÄHIGE DECKSCHICHT OHNE LAUGUNGSERSCHEINUNG; B.) BIS D.) DIE MÄCHTIGKEIT DER FESTEN/TRAGFÄHIGEN RESTSCHWEBE VERRINGERT SICH MIT FORTLAUFENDER LAUGUNG BIS ERSTE MERKMALE DER ÜBERBEANSPRUCHUNG AUFTRETEN KÖNNEN; E.) VERSAGEN DER SCHWEBE	121
ABBILDUNG VI-27: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DES LAUGUNGSFortsCHRITTES DER PFEILER/FESTEN; A.) LAUGUNGSERSCHEINUNGEN FÜHREN ZUR VERMINDERUNG DER FESTIGKEITSEIGENSCHAFTEN; B.) NACH ABGESCHLOSSENER LAUGUNG FALLEN DIE LAUGUNGSRÜCKSTÄNDE AB = QUERSCHNITTSVERMINDERUNG!	122
ABBILDUNG VI-28: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DER GELAUTEN UND NICHT GELAUTEN BEREICHE UNTER DER ANNAHME EINES LAUGUNGSPROZESSES IN DEN FESTEN DER UNTEREN SOHLE (SEE) 124	

ABBILDUNG VI-29: VERGLEICH DES ENTFESTIGUNGSVERLAUFES VON VERSUCHSWERTEN AUS PREINSFELD [178] UND DER GEOMETRISCH-DEGRESSIVEN FUNKTION	125
ABBILDUNG VI-30: (A) TEMPERATUR-RANDBEDINGUNG GOK ZUR LAUGUNG DES DECKGEBIRGES; (B) TEMPERATUR-RANDBEDINGUNG ZUR LAUGUNG DER FESTEN UNTER WASSEROBERKANTE VON 1,2 M IN DER UNTEREN SOHLE; ROTE FLÄCHEN = TEMPERATUR – RANDBEDINGUNG;	127
ABBILDUNG VI-31: FLOW-CHART ZUR DARSTELLUNG DER EINZELNEN SIMULATIONSSCHRITTE UND DIE ZUSAMMENHÄNGE MIT DEN TEILBERECHNUNGEN	128
ABBILDUNG VI-32: (LI.) „HEAT-TRANSFERS“ (KNOTENTEMPERATUR NT11 IN [°C]) IM SCHNITT DES GELÄNDEMODells IN DEN INKREMENTEN 1, 30, 40, 50 UND 1000; (RE.) VERFORMUNGEN (U) IN [M] AN DER GOK ÜBER DEM GRUBENGEbÄUDE IN DEN INKREMENTEN 1, 30, 40, 50 UND 1000; DER WEIBE PUNKT (RE.-SEITE) STELLT DEN ZUGANGSSCHACHT DAR;	132
ABBILDUNG VI-33: ÜBERSICHT DER AUSBILDUNG VON SENKUNGSTRICHERN (U) IN [M] IN ABHÄNGIGKEIT DES LAUGUNGSFortsCHRITTES	133
ABBILDUNG VI-34: (LI.) „HEAT-TRANSFER“ (KNOTENTEMPERATUR NT11 IN [°C]) IN DER UNTEREN SOHLE IN STEP 3 Inc.1, STEP 4 Inc.1, 25 ,50 UND 100; (RE.) PLASTISCHE BEREICHE (PEEQ)] IN DER UNTEREN SOHLE IN STEP 3 Inc.1, STEP 4 Inc.1, 25 ,50 UND 100;	134
ABBILDUNG VI-35: EINTEILUNG DER LANGZEITVERHALTENS BZW. KRIECHGESETZE; A.) NACH THEORETISCHEN UND EMPIRISCHEN MODELLEN; B.) NACH DEM MATERIALVERHALTEN	135
ABBILDUNG VII-1: ÜBERSICHT DER EINZELNEN RISIKEN SOWIE DER AUSWIRKUNGEN VON GEODYNAMISCHEN PROZESSEN UND SICHERUNGSMABNAHMEN AUF DAS VORHANDENE RISIKO [19] [56] [143].....	138
ABBILDUNG VII-2: AUSWIRKUNGEN DER SICHERUNGS- UND VERWAHRUNGSMABNAHMEN AUF DAS RISIKO SOWIE AUF KOSTEN, DAUERHAFTIGKEIT UND SICHERHEIT [145].....	139
ABBILDUNG VII-3: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG EINES RISIKOMANAGEMENTKREISLAUFS [170]	140
ABBILDUNG VII-4: RISIKOMATRIX IM ALTBERGBAU; LI. QUALITATIVE BESCHREIBUNG [56]; RE. SEMI-QUANTITATIVE BESCHREIBUNG VON EINTRITTSWAHRSCHEINLICHKEIT UND SCHADENSAUSMAß [32]	140
ABBILDUNG VII-5: DARSTELLUNG DER ERGEBNISSE AUS ANALYTIK UND NUMERIK ZUR BEURTEILUNG DER LANGZEITSTABILITÄT DES GRUBENGEbÄUDES - ÜBERSICHT DER BEREICHE MIT ÜBERBEANSPRUCHUNG; ROT-DURCHGEHEND = BEREICHE DER OBERE SOHLE; ROT-STRICHLIERT = BEREICHE DER UNTERE SOHLE	144
ABBILDUNG VII-6: DARSTELLUNG DER ERGEBNISSE AUS ANALYTIK UND NUMERIK ZUR BEURTEILUNG DER LANGZEITSTABILITÄT DES GRUBENGEbÄUDES - ÜBERSICHT DER KRITISCHEN STELLEN; ROT-DURCHGEHEND = BEREICHE DER OBERE SOHLE; ROT-STRICHLIERT = BEREICHE DER UNTERE SOHLE	145

XI Tabellenverzeichnis

TABELLE II-1: EINTEILUNG EINER GEOTECHNISCHEN TIEFENZONIERUNG [102]	9
TABELLE II-2: EINTEILUNG DER GEOTECHNISCHEN TIEFENZONIERUNG UND DEREN NACHWIRKUNGEN AUS BERGSCHADENKUNDLICHER SICHT [182].....	9
TABELLE II-3: WASSERLÖSLICHKEIT VON CALCIUMCARBONAT, CALCIUMSULFAT UND NATRIUMCHLORID	19
TABELLE IV-1: ERGEBNISSE AUS DER CHEMISCHEN ANALYSE (ACTLABS [4])	49
TABELLE IV-2: BERECHNUNG VON CALCIUMSULFAT UND GIPS AUS DER CHEMISCHEN ANALYSE	50
TABELLE IV-3: ÜBERSICHT DER GIPSGEHALTE DER VERSCHIEDENEN UNTERSUCHUNGSMETHODEN; (1)=CHEMISCHE ANALYSE; (2)=DÜNNSCHLIFF; (3)=STA (TG).....	52
TABELLE IV-4: ÜBERSICHT DER BELASTUNGSSTUFEN BEI KRAFT- ODER WEGGESTEUERTEM VERSUCHSAUFBAU [94]	55
TABELLE IV-5: ÜBERSICHT DER GEOTECHNISCHEN PARAMETER VON DOLOMIT UND HASELGEBIRGE (MIN-, MAX-, MITTELWERT).....	60
TABELLE IV-6: ÜBERSICHT DER GEOTECHNISCHEN PARAMETER VON GIPS- UND TONREICHEM HASELGEBIRGE (MIN-, MAX-, MITTELWERT)	60
TABELLE IV-7: ÜBERSICHT DER BEURTEILUNG DER PROBEN AUS DEM WASSERLAGERUNGSVERSUCH NACH DEM MODIFIZIERTEN VERFAHREN [162] UND DIN 14689-1 [58].....	65
TABELLE IV-8: ÜBERSICHT DER DURCHFÜHRTEN LAUGUNGSVERSUCHE UND DEREN VERSUCHSDAUER IN WOCHEN.....	69
TABELLE IV-9: MITTELWERTE DER VERSUCHSERGEBNISSE (VERWEILDAUER, FEINANTEILE UND GELÖSTE GIPSMENGE) DER EINZELPROBEN VON TAG 1 BIS 4	70
TABELLE IV-10: VERSUCHSWERTE AUS DER XISHAN GIPSLAGERSTÄTTE IN CHINA VOR DEM LAUGUNGSPROZESS [133].....	73
TABELLE IV-11: EINAXIALE DRUCKFESTIGKEIT UND E-MODUL IN ABHÄNGIGKEIT DES SÄTTIGUNGSGRADS DER LÖSUNG, LAUGUNGSDAUER UND TEMPERATUR [133]	73
TABELLE IV-12: KOHÄSION UND REIBUNGSWINKEL IN ABHÄNGIGKEIT DER LAUGUNGSDAUER BEI EINER 100% SÄTTIGUNG DER NaCl LÖSUNG UND 70° [133].....	74
TABELLE IV-13: ERGEBNISSE DER EINAXIALEN DRUCKVERSUCHE VOR WASSERLAGERUNG [178].....	77
TABELLE IV-14: ERGEBNISSE DER EINAXIALEN DRUCKVERSUCHE NACH 48 TAGEN WASSERLAGERUNG [178].....	77
TABELLE IV-15: ERGEBNISSE DER EINAXIALEN DRUCKVERSUCHE NACH 126 TAGEN WASSERLAGERUNG [178].....	77
TABELLE V-1: GEOMETRISCHE ABMESSUNGEN SOWIE ÜBERLAGERUNGSHÖHE DER FESTEN DER OBEREN SOHLE	83
TABELLE V-2: GEOMETRISCHE ABMESSUNGEN SOWIE ÜBERLAGERUNGSHÖHE DER FESTEN DER UNTEREN SOHLE	83
TABELLE V-3: EINGABEPARAMETER ZUR FESTENBERECHNUNG.....	83
TABELLE V-4: ERGEBNISSE DER FESTENBERECHNUNG ALLER THEORIEN.....	84
TABELLE V-5: TEILSICHERHEITSAKTOREN NACH FEDER [70]	86
TABELLE V-6: KAMINARTIGER VERBRUCH - ERFORDERLICHE SCHWEBENMÄCHTIGKEITEN DER BETRACHTETEN HOHLRÄUME; HERVORGEHOBEN IST DER MAX. LAUGUNGSFortschritt VON <4,5 M MIT MINIMALER KOHÄSION UND <12,00 M BEI MITTLERER KOHÄSION	88
TABELLE V-7: ERGEBNISSE DER BERECHNUNG - DOMARTIGER VERBRUCH.....	89
TABELLE V-8: BIEGEBALKEN - ERFORDERLICHE SCHWEBENMÄCHTIGKEITEN DER BETRACHTETEN HOHLRÄUME; HERVORGEHOBEN IST DER MAX. LAUGUNGSFortschritt VON <12 M	91

TABELLE V-9: TRAGBOGEN - SCHWEBENBERECHNUNG UNTER ANNAHME EINES GEWÖLBEFÖRMIGEN BIEGEBALKENS	92
TABELLE V-10: ÜBERSICHT DER ERGEBNISSE DER SCHWEBENBERECHNUNG BEI MINIMALEN FESTIGKEITSKENNWERTEN; KAMINARTIGER VERBRUCH VERSAGENSKRITERIUM – <12 M LOCKERGESTEINSMÄCHTIGKEIT (LAUGUNGSFortschritt); DOMARTIGER VERBRUCH VERSAGENSKRITERIUM – SF<1; BIEGEBALKEN VERSAGENSKRITERIUM – <12 M LOCKERGESTEINSMÄCHTIGKEIT (LAUGUNGSFortschritt); TRAGBOGEN VERSAGENSKRITERIUM – SF<1;	96
TABELLE V-11: ÜBERSICHT DER ERGEBNISSE DER SCHWEBENBERECHNUNG BEI MITTLEREN FESTIGKEITSKENNWERTEN; KAMINARTIGER VERBRUCH VERSAGENSKRITERIUM – <12 M LOCKERGESTEINSMÄCHTIGKEIT (LAUGUNGSFortschritt); DOMARTIGER VERBRUCH VERSAGENSKRITERIUM – SF<1; BIEGEBALKEN VERSAGENSKRITERIUM – <12 M LOCKERGESTEINSMÄCHTIGKEIT (LAUGUNGSFortschritt); TRAGBOGEN VERSAGENSKRITERIUM – SF<1;	97
TABELLE VI-1: VERGLEICH DER ELEMENTANZAHL ZWISCHEN DEM VERMESSUNGSMODELL UND DEM ÜBERARBEITETEN MODELL	103
TABELLE VI-2: ÜBERSICHT DER MATERIALPARAMETER DER ELASTISCHEN SIMULATION	108
TABELLE VI-3: ÜBERSICHT DER MATERIALPARAMETER DES AUSBAUS;	108
TABELLE VI-4: FESTIGKEITS- UND VERFORMUNGSPARAMETER ZUR UNTERSUCHUNG DER STABILITÄT DES GRUBENGEBÄUDES UNTER ANNAHME EINER FESTIGKEITSVERRINGERUNG DURCH VERWITTERUNG BZW. LAUGUNG MIT ELASTO-PLASTISCHEM MATERIALVERHALTEN VON GIPS- UND TONREICHEM HASELGEbirGE	109
TABELLE VI-5: FESTIGKEITS- UND VERFORMUNGSPARAMETER IN DER NUMERISCHEN SIMULATION VON DOLOMIT	110
TABELLE VI-6: STEP-NAME, VERWENDETE PARAMETER SOWIE DIE ART DES VERWENDETEN VERFAHRENS DER BERECHNUNGSSCHRITTE ZUR BEURTEILUNG DER GESAMTSTABILITÄT	111
TABELLE VI-7: ZEITSCHRITTE SOWIE INKREMENT-DATEN DER BERECHNUNGSSCHRITTE ZUR BEURTEILUNG DER GESAMTSTABILITÄT	111
TABELLE VI-8: ÜBERSICHT DER EINAXIALEN DRUCKFESTIGKEIT DES HASELGEbirGES	114
TABELLE VI-9: ÜBERSICHT DER MARKANTEN BERECHNUNGSSCHRITTE IN DER SIMULATION „GESAMTSTABILITÄT DES GRUBENGEBÄUDES INKL. PARAMETERSTUDIE“ FÜR DIE STABILITÄTSBETRACHTUNG	117
TABELLE VI-10: PARAMETER IN DER „HEAT-TRANSFER“ SIMULATION BEI DER ANNAHME VON LAUGUNGSERSCHEINUNGEN DURCH NIEDERSCHLAGSWÄSSER IM DECKGEbirGE	123
TABELLE VI-11: PARAMETER DES GEbirGES UNTER DER WASSEROBERKANTE IN DER „HEAT-TRANSFER“ SIMULATION BEI DER ANNAHME VON LAUGUNGSERSCHEINUNGEN IN DEN FESTEN DER UNTEREN SOHLE	124
TABELLE VI-12: GEOTECHNISCHE MATERIALPARAMETER (KOHÄSION UND E-MODUL) IN ABHÄNGIGKEIT DER FELDvariable (TEMPERATUR) UND DER VERWENDETEN FUNKTION ZUR BESCHREIBUNG DER ENTFESTIGUNG	126
TABELLE VI-13: GEOTECHNISCHE MATERIALPARAMETER ϕ (REIBUNGSWINKEL) IN ABHÄNGIGKEIT DER FELDvariable (TEMPERATUR) UND DER VERWENDETEN FUNKTION ZUR BESCHREIBUNG DER ENTFESTIGUNG	126
TABELLE VI-14: FAKTOREN FÜR DIE GEOMETRISCH-DEGRESSIVE FUNKTION DER EINZELNEN GEOTECHNISCHEN PARAMETER	127
TABELLE VI-15: „HEAT-TRANSFER“ SIMULATION - STEP-NAME, RANDBEDINGUNGEN, ART DES VERWENDETEN VERFAHRENS DER BERECHNUNGSSCHRITTE, LAUGUNGSprozESSE IM DECKGEbirGE	129

TABELLE VI-16: „HEAT-TRANSFER“ SIMULATION – ZEITSCHRITTE, INKREMENT-DATEN DER BERECHNUNGSSCHRITTE, BERÜCKSICHTIGUNG DER LAUGUNGSPROZESSE IM DECKGEBIRGE	129
TABELLE VI-17: STATISCHE SIMULATION - STEP-NAME, VERWENDETE PARAMETER SOWIE DIE ART DES VERWENDETEN VERFAHRENS DER BERECHNUNGSSCHRITTE ZUR BEURTEILUNG DER GESAMTSTABILITÄT DES GRUBENGEBÄUDES UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER LAUGUNGSPROZESSE IM DECKGEBIRGE	129
TABELLE VI-18: STATISCHE SIMULATION - ZEITSCHRITTE SOWIE INKREMENT-DATEN DER BERECHNUNGSSCHRITTE ZUR BEURTEILUNG DER GESAMTSTABILITÄT UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER LAUGUNGSPROZESSE IM DECKGEBIRGE.....	129
TABELLE VI-19: „HEAT-TRANSFER“ SIMULATION - STEP-NAME, RANDBEDINGUNGEN SOWIE DIE ART DES VERWENDETEN VERFAHRENS DER BERECHNUNGSSCHRITTE ZUR BEURTEILUNG DER GESAMTSTABILITÄT DES GRUBENGEBÄUDES UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER LAUGUNGSPROZESSE IN DEN FESTEN DER UNTEREN SOHLE.....	130
TABELLE VI-20: „HEAT-TRANSFER“ SIMULATION - ZEITSCHRITTE SOWIE INKREMENT-DATEN DER BERECHNUNGSSCHRITTE ZUR BEURTEILUNG DER GESAMTSTABILITÄT DES GRUBENGEBÄUDES UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER LAUGUNGSPROZESSE IN DEN FESTEN DER UNTEREN SOHLE.....	130
TABELLE VI-21: STATISCHE SIMULATION - STEP-NAME, VERWENDETE PARAMETER SOWIE DIE ART DES VERWENDETEN VERFAHRENS DER BERECHNUNGSSCHRITTE ZUR BEURTEILUNG DER GESAMTSTABILITÄT DES GRUBENGEBÄUDES UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER LAUGUNGSPROZESSE IN DEN FESTEN DER UNTEREN SOHLE.....	130
TABELLE VI-22: STATISCHE SIMULATION - ZEITSCHRITTE SOWIE INKREMENT-DATEN DER BERECHNUNGSSCHRITTE ZUR BEURTEILUNG DER GESAMTSTABILITÄT DES GRUBENGEBÄUDES UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER LAUGUNGSPROZESSE IN DEN FESTEN DER UNTEREN SOHLE.....	131
TABELLE VII-1: SCHADENS- UND GEFAHRENBILDER VON AUFGELASSENEN GRUBENGEBÄUDEDEN [142]	137
TABELLE VII-2: EINTEILUNG DER RISIKOKLASSEN IM ALTBERGBAU [56].....	141

XII Literaturverzeichnis

- [1] Abaqus 6.9 User Manuals; Volume 1-5; Dassault Systèmes; 2009;
- [2] Abaqus 6.12 – Documentation (HTML); Dassault Systèmes; 2012;
- [3] Adams A.E., et.al.: Atlas der Sedimentgesteine in Dünnschliffen; Enke Verlag, Stuttgart; 1986;
- [4] Activation Laboratories Ltd. - Corporate Headquarters, 1336 Sandhill Drive, Ancaster, Ontario L9G 4V5; www.actlabs.com; Juni 2011;
- [5] Aflaki S., Pouria H.: Implementing viscoelastic rheological methods to evaluate low temperature performance of modified asphalt binders; Construction and Building Materials Volume 36; S. 110–118; 2012;
- [6] Alan S.: Mechanical Response of Polymers: An Introduction; Cambridge University Press; 2000;
- [7] Albert R.A., Phillips R.J.: Time-dependent effects in elastoviscoplastic models of loaded lithosphere; Geophysical Journal International; S. 612-621; 2002;
- [8] Ambrosia M.D., Altoubat S.A., Park C., Lange D.A.: Early age tensile creep and shrinkage of concrete with shrinkage reducing admixtures; Processings of CONCREEP '01, Boston; S. 685-690; 2001;
- [9] Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel im Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie: Rissicherheit von wärmedämmendem Ziegelmauerwerk; Bericht AMz 5; 2000;
- [10] ASTM S 4644-08: Standard Test Method for Slake Durability of Shales and Similar Weak Rocks; ASTM Standards International; 2004;
- [11] Aubertin M., Sgaoula J., and Gill D.E.: Constitutive modeling of rock salt: Basic considerations for semi-brittle behaviour; In Proceedings of the Fourth International Symposium on Plasticity and It's Current Applications; Baltimore; S. 92; 1993;
- [12] Aubertin M.: On the physical origin and modeling of kinematics and isotropic hardening of salt; In Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt; Clausthal-Zellerfeld, Germany: Trans Tech Publications; S. 1-18 1996;

- [13] www.austrianmap.at; Österreichische Karte 1:50000; Stand 28.11.2011
- [14] Autodesk; Learning AutoCAD 2010 Volume 1 and Volume 2; Autodesk Certification Preparation; 2009;
- [15] Auvray C., Homand F., Sorgi C.: The aging of gypsum in underground mines; Engineering Geology; S. 183-196; 2004;
- [16] Auvray C., Homand F., Hoxha D.: The influence of relative humidity on the rate of convergence in an underground gypsum mine; Rock Mechanics and Mining Sciences; S. 1454-1468; 2008;
- [17] Ballivy G., Ladanyi B., Gill DE.: Effect of water saturation history on the strength of low-porosity rocks; soil specimen preparation for laboratory testing; ASTM; S 4-20; 1976;
- [18] Baumgartner W., Feix H., Pichler-Anegg U.: Altbergbau in Österreich – rechtliche Betrachtung; Altbergbaukolloquium 2009; Leoben; S. 6-16; 2009;
- [19] Benthaus F.C., Thiemig F., Jonas P., Keßler J., Reinhardt K.: Beitrag zur Lösung von Interessenskonflikten zwischen Sanierungsverpflichtung und Nachnutzung bei Beendigung der Bergaufsicht; Altbergbaukolloquium 2008; Clausthal; S. 36-46; 2008;
- [20] Berezovski A., et.al.: Internal Variables and Generalized Continuum Theories; IUTAM Symposium on Progress in the Theory and Numerics of Configurational Mechanics; S. 149-458; 2009;
- [21] Bieniawski Z.T.: The effect of the specimen size of coal; International Journal of Rock Mechanics and Mining Science; Vol. 5; S. 25-35; 1968;
- [22] Bieniawski Z.T.: Improved design of room and pillar coal mines for U.S. conditions; Proceedings 1th International Conference on stability in underground mining; New York; AIME; S. 19-54; 1982;
- [23] Blaha H.: Simulation komplexer Hohlraumgeometrien für die untertägige Gewinnung von Rohstoffen; Simnet Days; 13.11.2008
- [24] Boden C.: Umwelttechnische Parameter von Recyclingbaustoffen (Elutionsverfahren); Bauhaus-Universität Weimar, Professur Aufbereitung von Baustoffen und Wiederverwendung; 2010;

- [25] Boukharova G.N., Chandaa M.W., Boukharov N.G.: The three processes of brittle crystalline rock creep; International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts; S. 325-335; 1995;
- [26] Brinkmann S.: Untersuchung des Löseverhaltens von Kernbohrproben eines Gipsbergbaues mittels Elutionsversuchen; Bakkarbeit, Montanuniversität Leoben, Lehrstuhl für Subsurface Engineering; 2010;
- [27] Broch E.: Changes in rock strength by water; International Proceedings 4th Congress of International Rock Mechanics , Montreux; 1979;
- [28] Bundesanstalt für Wasserbau (BAW): Richtlinie für die Prüfung von mineralischen Weichdichtungen im Verkehrswasserbau; Karlsruhe-Hamburg-Ilmenau; 2006;
- [29] Bundesministerium für Wirtschaft und Arbeit: 3937//AB XXII.GP – Anfragenbeantwortung; 20.04.2006; [nicht veröffentlicht]
- [30] Bundesministerium für Wirtschaft, Familie und Jugend: Bescheid für ARGE Schaubergwerk – Schaubergwerk Seegrotte, Schaubergwerksbetriebsplan 01.01.2013 bis 31.12.2016 Genehmigung; Wien; 2012; [nicht veröffentlicht]
- [31] Bundesministerium für Wirtschaft, Familie und Jugend <http://www.bmwfj.gv.at/EnergieUndBergbau/Montanhandbuch/Documents/Weber,%20Sicherheitstagung%202008.pdf>; Stand Mai 2008;
- [32] Busch W., Maas K., Fugmann J.: Anmerkungen zur Risikoanalyse bei altbergbaulichen Schadensprognosen; Altbergbaukolloquium 2003; Aachen; S. 172-187; 2006;
- [33] Bystricky M., Kunze K., Burlini L., Burg J.P.: High Shear Strain of Olivine Aggregates: Rheological and Seismic Consequences; Science V. 290; S. 1564-1567; 2000;
- [34] Callahan G.D.: Crushed Salt Constitutive Model; SAND98-2680, Sandia National Laboratories, Albuquerque, New Mexico; 1999;
- [35] Callahanl G.D., Hurtado L.D., Hansen F.D.: Evaluation of constitutive models for crushed salt; SAND96-0791C; Sandia National Laboratories, Albuquerque, New Mexico; 1996;
- [36] Callahanl G.D., Mellegardl K.D., Hansen, F. D.: Constitutive behavior of reconsolidating crushed salt; SAND98-0179C; Sandia National Laboratories, Albuquerque, New Mexico; 1998;

- [37] Carter M.R.: Soil Sampling and Methods of Analysis (Second Edition); CRC Press; 2007;
- [38] Castellanza R., et.al.: An Attempt to Predict the Failure Time of Abandoned Mine Pillars; Rock Mechanics and Rock Engineering; 41 (3); S 377-401; 2008;
- [39] Cengel Y. A.: Heat Transfer: A Practical Approach 2nd Edition; Mcgraw-Hill (Tx); ISBN-13: 978-0072458930; 2002;
- [40] Chan K.s., Devnes K.L., Bodner S.R., Fossum A.F. Munson, D.E.; A damage mechanics approach to life prediction for a salt structure; SAND94-2135C; Southwest Research Institute, San Antonio, U.S.A.; 1994;
- [41] Chan K.S., Bodne S.R.: Constitutive Representation of Damage Development and Healing in rock salt; SAND94-2136C; Southwest Research Institute, San Antonio, U.S.A.; 1994;
- [42] Chan K.S., Devnes K.L., Bodner S.R., Fossum A.F., Munson D.E.: A damage mechanics approach to life prediction for a salt structure; SAND94-2135; Southwest Research Institute, San Antonio, TX, U.S.A.; 1995;
- [43] Chan K.S., Munson D.E., Fossum A.F., Bodnert S.R.: Constitutive Representation of Damage Development and Healing in WIPP Salt; SAND96-0376C; Southwest Research Institute, San Antonio, TX, U.S.A.; 1996;
- [44] Chuang T.J.: Estimation of power-law creep parameters from bend test data; Journal of Materials Science; S. 165-175; 1986;
- [45] Colak A.: The long term durability performance of gypsum-portland-cement-natural pozzolan blends; Cement and concrete research; S. 109-115; 2002;
- [46] Colback P., Wild B.: The influence of moisture content on the compressive strength of rock; Proceedings 3rd Canadian Rock Mechanics Symposium; S. 65-83; 1965;
- [47] Comte L.: Creep in rock salt; Journal of Geology; S. 43-51; 1965;
- [48] Cooper A.H., Calow R.C.: Avoiding Gypsum Geohazards: Guidance for Planning and Construction; Technical Report WC/98/5; British Geological Survey; Nottingham; 1998;

- [49] Cristescu N.: A general constitutive equation for transient and stationary creep of rock salt; International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts; S. 125-140; 1993;
- [50] Cristescu N., Hunsche U.; Time effects in rock mechanics; Wiley, U.S.A.; 1998;
- [51] Cristescu N.: Rock Rheology; Springer, Berlin, Germany; 1989;
- [52] Cruden D.M.: The form of the creep law for rock under uniaxial compression; International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences; Vol. 8; S. 105-126; 1971;
- [53] Cvijić J.: La Géographie des Terrains Calcaires; Monographie der Serbischen Akademie der Wissenschaften und Künste; Belgrad; Nr. 26; S. 212; 1960;
- [54] Cziesielski E., et.al.: Lehrbuch für Hochbaukonstruktion; Teubner Verlag; Auflage: 3; 1997
- [55] Daul J., Scheiber M., Bergmair M.: Gips raus - Gips rein: Verfüllung des Gipsbergbaues Preinsfeld/NÖ; Altbergbaukolloquium 2009; S. 278-284; 2009;
- [56] DGGT: Empfehlung „Geotechnisch-markscheiderische Untersuchungen und Bewertung von Altbergbauen“; Arbeitskreis 4.6 der Fachsektion Ingenieurgeologie der DGGT e.V.; Altbergbaukolloquium 2004; Leoben; S. 1-23; 2004
- [57] DIN 1054: Baugrund- Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zur DIN 1997-1; Deutsches Institut für Normung; 2010;
- [58] DIN EN ISO 14689-1:2011-06: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels - Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14689-1:2003); Deutsches Institut für Normung; 2011;
- [59] DIN 38414-4:1984-10: German standard methods for the examination of water, waste water and sludge; sludge and sediments (group S) - determination of leachability by water (S 4); Deutsches Institut für Normung; 1984;

- [60] DIN EN ISO 7980:2000-07: Wasserbeschaffenheit - Bestimmung von Calcium und Magnesium - Verfahren mittels Atomabsorptionsspektrometrie; Deutsches Institut für Normung; 2000;
- [61] Dreybrodt W.: The role of dissolution kinetics in the development of karst aquifers; *Journal of Geology*; 98; S. 639-655; 1990;
- [62] Dreybrodt W., Gabrovsek F.: Comment on: Mixed transport/reaction control of gypsum dissolution kinetics in aqueous solution and initiation of gypsum karst by Michael A. Rainer and Thomas A. Dewers in *Chemical Geology* 140; *Chemical Geology*; 168; S. 169-172; 2000;
- [63] Dreybrodt W., et.al.: Karstification below dam sites: a model of increasing leakage from reservoirs; In B.F. Beck und J. G. Herring, editors, *Geotechnical and environmental applications of karst geology and hydrogeology*; Balkema Publishers; Lisse/Abingdon/Exton/Tokyo; S. 131-137; 2001;
- [64] Drucker D.C., Gibson R.E., Henkel D.J.: Soil mechanics and work-hardening theories of plasticity; *Transactions American Society of Civil Engineers* 122; S. 338-346; 1957;
- [65] Du D., Tscheuschner H.D.: Mechanische Modelle zur Beschreibung des Deformationsverhaltens von Lebensmitteln und ihre Klassifizierung; *Technische Mechanik* 7 Heft 4; S. 43-50; 1986;
- [66] Dube A., Singh B.: Effect of humidity on tensile strength of sandstone; *Journal of Mines, Metals and Fuels*; S. 8-10; 1972;
- [67] Empfehlung Nr.1 des Arbeitskreises Versuchstechnik Fels der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik; Einaxiale Druckversuche an zylindrischen Gesteinsprüfkörpern; *Bautechnik* 81, Heft 10; S. 825-835; Ernst Sohn, 2004;
- [68] Erlicher S., Point N.: Endochronic theory, non-linear kinematic hardening rule and generalized plasticity: a new interpretation based on generalized normality assumption; *International Journal of Solids and Structures*; S. 4175-4200; 2006;
- [69] Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds (konsolidierte Fassung) ÖNORM EN 1997-2:2010 08 15; Europäisches Komitee für Normung; 2010;

- [70] Feder G.: Skriptum zur Bemessung von Untertagebauten; Lehrstuhl für Subsurface Engineering an der Montanuniversität Leoben; Leoben; 2009;
- [71] FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) V.6; Software Manual; Itasca;
- [72] FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) Version 3.1; Software Manual; Itasca;
- [73] Flügge W.: Viscoelasticity; 2nd Edition; New York, U.S.A; 1964;
- [74] Folder „Bergwerk Seegrotte Hinterbrühl, Europas größter unterirdischer See“, kein Erscheinungsjahr
- [75] Fossum A.F., Frednch J.T.: Estimation of constitutive parameters for the Beh-idge Diatomite, South Belridge Diatomite field; SAND98-1407; Sandia National Laboratories, Albuquerque, New Mexico; 1998;
- [76] Francke C., Saeb S.: Rock mechanics activities at the Waste Isolation Pilot Plant. DOE/WIPP 96-2191; Westinghouse Electric Corporation, Carlsbad, New Mexico, U.S.A.; 1996;
- [77] Friedrich T., Lux J.P., Terwelp T.: Bewertung von Bruchwahrscheinlichkeiten und Ableitung von Einwirkungsbereichen am Beispiel der ehemaligen Gipsgrube Stieghorst bei Bielefeld; Altbergbaukolloquium 2006; Aachen; S. 197-208; 2008;
- [78] Galler R., Gschwandtner G.: Untertage – Schaubergwerksanlage Seegrotte, Auftragsbeantwortung; Montanuniversität Leoben, Lehrstuhl für Subsurface Engineering; 15. Dezember 2011; [nicht veröffentlicht]
- [79] Geoconsult: Bauvertrag Perneck - Untertageanlage Perneck Sanierung der vierten Sohle; Salzburg; Juli 2001; [nicht veröffentlicht]
- [80] www.geoland.at, abgerufen am 17.05.2012
- [81] Geologische Übersichtskarte der Republik Österreich M 1:2.000.000; Geologische Bundesanstalt; Wien; 1999;
- [82] Geologische Karte der Republik Österreich M 1:50.000 Blatt 58 Baden bei Wien; Geologische Bundesanstalt; Wien; 1997;
- [83] Geologische Karte der Republik Österreich M 1:50.000 Blatt 96 Bad Ischl; Geologische Bundesanstalt; Wien; 1982;

- [84] GemCom Mining Software Solution; Surpac; www.gemcomsoftware.com; Februar 2013;
- [85] Gerolymatou E., Nova R.: An Analysis of Chamber Filling Effects on the Remediation of Flooded Gypsum and Anhydrite Mines; *Rock Mechanics and Rock Engineering*; 41 (3); S 403-419; 2008;
- [86] GESTIS-Stoffdatenbank; gestis.itrust.de; abgerufen am 12.12.2012;
- [87] Griggs D. T.: Creep of Rocks; *Journal of Geology*, 47; S. 225-251; 1939;
- [88] Gschwandtner G., Galler R.: Einige Gedanken zur gebirgsmechanischen Beurteilung von Untertagebauwerken; *Berg- und Hüttenmännisches Monatsheft*; Band 12; S. 482-486; 2011
- [89] Gschwandtner G., Galler R.: Stabilitätsanalyse eines aufgelassenen Gipsbergbaus - Von der geologischen-hydrogeologischen-geotechnischen Datenerfassung zur numerischen 3D-Simulation; *Altbergbaukolloquium 2012*; Goslar; 2012;
- [90] Gutierrez F., Cooper A.H, Johnson K.S.: Identification, prediction and mitigation of sinkhole hazards in evaporite karst areas; *Environmental Geology*; Vol. 53; S. 1007-1022; 2008;
- [91] Gutierrez F., Cooper A.H.: Evaporite Dissolution Subsidence in the Historical City of Calatayud, Spain: Damage Appraisal and Prevention; *Natural Hazards*; S. 259-288; 2002;
- [92] Gutierrez M., Calaforra J., Luch P.: A genetic classification of sinkholes illustrated from evaporite paleokarst exposures in Spain; *Environmental Geology*; S. 993-1006; 2008;
- [93] Gysel M.: Anhydrite Dissolution Phenomena: Three Case History of Anhydrite Karst Caused by Water Tunnel Operation; *Rock Mechanics and Rock Engineering*; S. 1-21; 2002;
- [94] Haas A., Six G.: Probenahme und geotechnische Versuche im Schaubergwerk Seegrotte Hinterbrühl; *Bakkarbeit*, Montanuniversität Leoben, Lehrstuhl für Subsurface Engineering; 2012;
- [95] Handbook of Mineralogy; www.handbookofmineralogy.org; abgerufen am 12.12.2012;

- [96] Hansen F.D., Mellegard K.D.: Physical and mechanical properties of degraded waste surrogate material; SAND98-0178C, Sandia National Laboratories, New Mexico, U.S.A.; 1998;
- [97] Haupt M.: A constitutive law for rock salt based on creep and relaxation tests; Rock Mechanics and Rock Engineering; S. 179-206; 1991;
- [98] Hazen G., Artler L.: Practical coal pillar design problem; Mining Congress; S. 86-92; 1976
- [99] Heard H.C.: Steady-state flow in polycrystalline halite at pressure of 2 Kilobars; Flow and Fracture of Rocks, Washiton; S. 191-209; 1972;
- [100] Hedley D. Grant F.: Stope-and-pillar design for the Elliot Lake Uranium Mines; Canadian Institute of Mining and Metallurgy, Vol 63; pp. 37-44; 1972
- [101] www.heiligenkreuz.at; Präsentationsunterlagen der Bürgerversammlung vom 28. Juli 2005; Stand 28.11.2011
- [102] Heitfeld M., Krings K., Mainz M., Schetelig K.: Ein Modell zur Prognose von Tagesbruchabmessungen für das Aachener Altbergbaurevier; Altbergbaukolloquium 2005; Clausthal; S 25-41; 2005;
- [103] Herrmann,W., Wawersik W. R. and H. S. Lauson.: Analysis of Steady State Creep of Southeastern New Mexico Bedded Salt; Sandia National Laboratories, SAND80 0558; 1980;
- [104] Herrmann, W., Wawersik W. R. and H. S. Lauson.: Creep Curves and Fitting Parameters for Southeastern New Mexico Rock Salt; Sandia National Laboratories, SAND80-0087; 1980;
- [105] Hoek E., Carranza-Torres C.: Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition; Proceedings NARMS-TAC Conference; S. 267-273; Toronto; 2002;
- [106] Kogel J., Trivedi N., Barker L., Krukowsk S.: Industrial Minerals and Rocks 7th Edition; Gypsum and Anhydrite; Society for Mining Metallurgy; S. 519-540; 2006;
- [107] Holland C.T: Pillar design for permanent and semi-permanent support of the overburden in coal mines; Proceedings 9th Canadian Symposium of Rock Mechanics; Ottawa; S. 39-113; 1973;

- [108] Hölting B., Clodewey W.G.: Hydrogeologie: Einführung in die allgemeine und angewandte Hydrogeologie; Auflage 7, Spektrum Akademischer Verlag Heidelberg; 2009;
- [109] Hoxha D., Homand F.: Microstructure approach in damage modelling; Mechanics of materials; S. 377-387; 2000;
- [110] Hoxha D., Giraud A., Homand F.: Modeling long-term behaviour of a natural gypsum rock; Mechanics of Materials; S. 1223-1241; 2005;
- [111] Hoxha D.: Deformation of natural gypsum rock mechanisms and questions; Engineering Geology; S. 1-17; 2006;
- [112] Hübel G.: Detailgeologische Aufnahme - Schaubergwerk Seegrotte - Langfristige Sicherungsmaßnahmen; 2009;
- [113] Hunsche U., Albrecht H.; Results of true triaxial strength tests on rock salt; Engineering Fracture Mechanics; S. 867-877; 1990;
- [114] Hunsche U., Hampelb A.: Rock salt - the mechanical properties of the host rock material for a radioactive waste repository; Engineering Geology; S. 271-291; 1999;
- [115] www.intermap1.noel.gv.at, abgerufen am 27.04.2011 und 8.8.2012
- [116] ISRM (International Society for Rock Mechanics): Suggested Methods for Determining Tensile Strength of Rock Material, Part 2 (Suggested Method for Determining Indirect Tensile Strength by the Brazil Test); 1978;
- [117] ISRM (International Society for Rock Mechanics): Suggested Methods for Determining the Strength of Rock Materials in Triaxial Compression; 1978;
- [118] Ji S., Rybacki E., Wirth R., Prior D., Xi B.: Strain softening and microstructural evolution of anorthite aggregates and quartz-anorthite layered composites deformed in torsion; Earth and Planetary Science Letters; S. 377- 390; 2004;
- [119] Juza B.: Erkundung und Stabilisierung tagesnaher Hohlräume im ehemaligen Gipsbergbau Hochleiten; Lehrstuhl für Bergbaukunde, Bergtechnik und Bergwirtschaft an der Montanuniversität Leoben, Diplomarbeit; 2008;
- [120] Khan A.S., Huang S.: Continuum Theory of Plasticity; JohnWiley and Sons, New York; 1995;

- [121] Kittinger F.: Analyse von GBS-Proben mittels SAT und Abgasanalyse – Laborbericht; Montanuniversität Leoben, Institut für Verfahrenstechnik und industriellen Umweltschutzes; 02.04.2012;
- [122] Kloibhofer Bergbausicherheit GmbH: Schaubergwerksbetriebsplan Gemäß §2 Abs. 3 MinroG in Verbindung mit § 113; Zeitraum 2008 bis 2012; 2008;
- [123] Krwmhansl J.L., Molecke M.A., Papenguth H.W., Brush L.H.: A historical review of waste isolation pilot plant backfill development; SAND99-0404C, Sandia National Laboratories, Albuquerque, U.S.A.; 1999;
- [124] Lackner P.: Untersuchung des zeitabhängigen Laugungsverhaltens von gipshaltigen Gesteinen mittels Elution; Bakkarbeit, Montanuniversität Leoben, Lehrstuhl für Subsurface Engineering; 2013;
- [125] Ladanyi B.: Use of the long-term strength concept in the determination of ground pressure on tunnel linings; Proceedings, 3rd Congress of ISRM, National Academy of Sciences, Vol.2. Washington D.C.; S. 1150–1156; 1974;
- [126] Langguth H. R., Voight R.: Hydrogeologische Methoden; Auflage 2, Springer Verlag Berlin; 2004;
- [127] Langer M.: Rheological behaviour of rock masses (General report); Proceedings of 4th International Congress On Rock Mechanics, Montreux, Balkema, Rotterdam, Vol. 3; S. 29–62; 1979;
- [128] Ländergemeinschaft Abfall (LAGA): LAGA EW 98 Richtlinie für das Vorgehen bei physikalischen und chemischen Untersuchungen von Abfällen verunreinigter Böden und Materialien aus dem Altlastenbereich – Herstellung und Untersuchung von wässrigen Eluat; Nr 33; 2002;
- [129] Latal C.: Unterlagen zu Elutionsversuchen; E-Mail November 2010; TU Graz, Institut für Angewandte Geowissenschaften; 2010; [nicht Veröffentlicht]
- [130] Lee C.F.: A simple Endochronic transient creep model of metal with applications to variable temperature creep; International Journal of plasticity; S. 229-253; 1996;
- [131] Li Y.: Environment Assessment of Mining Caving of Xing Long Gypsum Mine in HeBei; Master's degree paper; Wuhan University of technology, Hubei province, PRC; 2007;

- [132] Li Y., Jiang W., Liu J., Chen J., Yang C.: Direct shear tests for layered salt rocks of Yunying salt mine in Hubei province; Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering; S. 1767-1772; 2007;
- [133] Liang W., et. al.: Experimental study of mechanical properties of gypsum soaked in brine; International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences; Vol. 53; S. 142-150; 2012;
- [134] Lu F. et al.: Mechanism-based strain gradient Drucker-Prager elastoplasticity for pressure-sensitive materials; International Journal of solids and structures; S. 2693-2705; 2010;
- [135] Marcher T.; Numerische Simulation als Werkzeug für Dimensionierungsarbeiten von U-Bahn Stationen in USA und UK;ILF ; SimNet Days; 2010;
- [136] Masuda K.: Effects of water on rock strength in a brittle regime; Journal of Structural Geology; 23(11); 2001;
- [137] Mattheß, G., Ubell K.: Allgemeine Hydrogeologie Grundwasserhaushalt; Lehrbuch der Hydrogeologie Band 1; Gebrüder Borntraeger Berlin; 1983;
- [138] Meer S.D., Spiers C.J.: Creep of wet gypsum aggregates under hydrostatic loading conditions; Tectonophysics; S. 172-183; 1995;
- [139] Meer S.D., Spiers C.J., Peach C.J.: Pressure solution creep in gypsum: Evidence for precipitation reaction control; Physics and Chemistry of the Earth; S. 33-37; 1997;
- [140] Meer S.D., Spiers C.J.: Influence of pore-fluid salinity on pressure solution creep in gypsum; Tectonophysics; S. 311-330; 1999;
- [141] Meer S.D., Spiers C.J., Peach C. J.: Kinetics of precipitation of gypsum and implications for pressure-solution creep; Journal of the Geological Society; S. 269-281; 2000;
- [142] Meier G.: Altbergbau in Deutschland – Umfänge – Probleme – Bearbeitung; Altbergbaukolloquium 2001; Freiberg; S. 5-17; 2001;
- [143] Meier G.: Zur Vorhersage von schadensrelevanten Einwirkungen im Altbergbau; Altbergbaukolloquium 2001; Freiberg; S. 120-127; 2001;
- [144] Meier G.: Zum Erarbeitungsstand der Empfehlung „Geotechnisch-markscheiderische Untersuchung und Bewertung von Altbergbau“; Altbergbaukolloquium 2002; Clausthal; S. 11-22; 2002;

- [145] Meier G.: Geotechnische-markscheiderische Anforderungen an Sicherungen und Verwahrung von Schächten im Altbergbau; Altbergbaukolloquium 2007; Freiberg; S. 188-196; 2007;
- [146] Meier G.: Geotechnische Prognose zu Schadensereignissen im Altbergbau; Geotechnik 22; S. 346-350; 2010;
- [147] Meinhard H.: Rheologische Untersuchungen zu Härteeindruckexperimenten im Nanometerbereich; Mathematisch-Naturwissenschaftlich-Technische Fakultät, Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg; Dissertation; 1999;
- [148] Mellegard K.D., Munson D.E.: Laboratory creep and mechanical tests on salt data report (1975-1996) - Waste Isolation Pilot Plant (WIPP) thermal/structural interactions program; SAND96-2765, Sandia National Laboratories, Albuquerque, NM, U.S.A.; 2000;
- [149] Meißner H.: Empfehlungen des Arbeitskreis 1.6 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik: „Numerik in der Geotechnik“ Abschnitt 2; Geotechnik 19 (Nr.2), S. 99-108; 1996;
- [150] Meißner H.: Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.; Geotechnik 14; S. 1-10; 1991;
- [151] Meißner H.: Baugruben, Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik", Abschnitt 3; 2002;
- [152] www.mindat.org; Stand April 2013
- [153] Miranda T., et.al.: Back analysis of geomechanical parameters by optimisation of a 3D model of an underground structure; Tunnelling and Underground Space Technology 26; S. 659-673; 2011
- [154] Miravalles M.: The creep behaviour of adhesives; Master's degree paper; Chalmers University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, Division of Structural Engineering, Göteborg, Sweden; 2007;
- [155] Montanuniversität Leoben, Lehrstuhl für Rohstoffmineralogie; <http://www.unileoben.ac.at/content/view/535/1183>; May 2011; Juni 2011;
- [156] MTS Rock and Concrete Mechanics Testing Systems – Technical Description; Manual Paper 100-029-631 E; April 2004;

- [157] MTS TestStar II; An Encyclopedia of Testing; Manual Paper 150371-04B; January 1999;
- [158] Munson D.E., Dawson P.R.: Salt constitutive modeling using mechanism maps, Proc. 1st Conf. on the Mechanical Behavior of Salt; Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Albuquerque, New Mexico; S. 717-737; 1984;
- [159] Munson D.E., DeVries K.L., Callahan, G.D.: Comparison of calculations and in situ results for a large, heated test room at the waste isolation pilot plant (WIPP); SAND89- 2268 & DE91-000080; Sandia National Laboratories, Albuquerque, New Mexico; 1989;
- [160] Munson D.E., Fossum A.F., Callahan G.D.: Extension of the M-D model for treating stress drops in salt. Proceeding of the third Conference of the Mechanical behaviour of salt; Trans. Tech. Publication; Clausthal-Zellerfeld; S. 31-44; 1996;
- [161] Munson D.E., Wawersik W.R.: Constitutive modelling of salt behaviour-state of the technology; Proceedings 7th International Congress on Rock Mechanics; Balkema, Cleveland, OH,U.S.A; S. 1797-1810; 1991;
- [162] Nickmann M., Spanu G., Thuro K.: Untersuchungen zur Klassifizierung veränderlich fester Gesteine unter ingenieurgeologischen Aspekten; 15. Tagung Ingenieurgeologie; Erlangen; S 157-162; 2005;
- [163] Norton F. H.: Creep of steel at high temperatures; McGraw-Hill Book Co., New York; 1929;
- [164] Obert L., Duvall W.: Rock Mechanics and the design of structures in rock; New York - Wiley; 1967;
- [165] Olgaard D.L., Ko S., Wong T.: Deformation and pore pressure in dehydrating gypsum under transiently drained conditions; Tectonophysics; S. 237-248; 1995;
- [166] ÖNORM EN 1926:2007 03 01: Prüfverfahren für Naturstein - Bestimmung der Druckfestigkeit; Österreichisches Normungsinstitut; 2007;
- [167] ÖNORM B 3124-4:1981 03 01; Prüfung von Naturstein, Mechanische Gesteinseigenschaften Einaxiale Zugfestigkeit (Spaltzugfestigkeit); Österreichisches Normungsinstitut; 1981;

- [168] ÖNORM B 3124-9:1986 09 01; Prüfung von Naturstein; mechanische Gesteinseigenschaften; Elastizitätsmodul, Arbeitslinie, Verformungsmodul und Querdehnungszahl bei einaxialer Druckbelastung; Österreichisches Normungsinstitut; 1986;
- [169] ÖNORM B 4435-2; Erd- und Grundbau – Flächengründungen – EUROCODE-nahe Berechnung der Tragfähigkeit; Österreichisches Normungsinstitut; 1999;
- [170] ÖNORM-FI: Risikomanagement für Organisationen und Systeme; Zur Neuausgabe der ON-Regeln ONR 49000; Eine ON Fachinformation; 2008;
- [171] Palmer A.N.: The origin and morphology of limestone caves; Geological Society; 103; S. 1-12; 1991;
- [172] Panagiotis S., et.al.: Design of SCL structures in London; Geomechanics and Tunnelling 6; S. 66-79; 2013;
- [173] Parate N.: Influence of water on the strength of limestone; Transactions of the Society of Mining Engineers; AIME; S. 31-127; 1973;
- [174] Parkhurst D. L., Apello C.A.J.: User´s guide to PHREEQC (version 2) - a computer program for speciation, batch-reaction, one-dimensional transport, and inverse geochemical calculations; U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR U.S. GEOLOGICAL SURVEY Virginia; S. 321; 1999;
- [175] Parsons R.C., Hedley D.G.: The analysis of the viscous property of rocks for classification; International Journal for Rock Mechanic and Mining Science, Vol. 3; S. 325-335; 1966;
- [176] Pfeffer, K.H.: Karst: Entstehung - Phänomene - Nutzung; Gebr. Borntraeger, Stuttgart; 2010;
- [177] Pike, J. G.: The estimation of annual run-off from meteorological data in tropical climate; Journal of hydrology 2; North-Holland Publishing Go. Amsterdam; S. 116-123; 1964;
- [178] Pittino G.: Prüfbericht Felsmechanische Untersuchungen, Quantifizierung des festigkeitsreduzierenden Einflusses von Wasser auf Proben aus dem Gipsbergbau Preinsfeld; Montanuniversität Leoben, Lehrstuhl für Subsurface Engineering; Leoben 21. Dezember 2007; [nicht veröffentlicht]

- [179] Pittino G.: Prüfbericht Felsmechanische Untersuchung; AG Ingenieurbüro KBS, Seegrotte Hinterbrühl; Montanuniversität Leoben, Lehrstuhl für Subsurface Engineering; Leoben 8. Juni 2011; [nicht veröffentlicht]
- [180] Plöchinger, B.: Die Ergebnisse der geologischen Neuaufnahme des Anninger-Gebietes (Niederösterreich); Jahrbuch der Geologischen Bundesanstalt, Band 122-2; Wien; S. 429-453; 1979;
- [181] Raith M., Rasse P.: Leitfaden zur Dünnschliffmikroskopie; Universität von Bonn und Universität von Kiel; 2009;
- [182] Randjbar B.: Bergschadenkundliche Bewertung im Hinblick auf das Gefährdungspotenzial auf der Tagesoberfläche bei aufgelassenen Altbergbauen in Österreich; Altbergbaukolloquium 2002; Clausthal; S. 336-346; 2002;
- [183] Regenauer L. K., Yuen D. A.: Positive feedback of interacting ductile faults from coupling of equation of state, rheology and thermal-mechanics; Physics of Earth and Planetary Interiors; S. 113-135; 2004;
- [184] Regauer-Lieb K., Yuen D.A., Branlund T.: The Initiation of Subduction: Criticality by Addition of Water; Science, Vol. 294; S 578-580; 2001;
- [185] Reiner M.: Lectures on theoretical rheology; 3rd Edition; Amsterdam, Morth-Holland; 1964;
- [186] Reiss-Laborbedarf; www.reiss-laborbedarf.de; November 2010;
- [187] Roberts D, Tolfree D, McIntyre H.: Using confinement as a means to estimate pillar strength in a room and pillar mine; Proceedings of the first Can-US rock mechanics symposium; London: Taylor & Francis, S. 1455-61; 2007;
- [188] Robertson E.C.: Thermal Properties of Rock; United States Department of the Interior Geological Survey; Open-File Report 88-441; 1988;
- [189] RRUFFTM Datenbank; <http://rruff.info> ;Juni 2011;
- [190] Rutter E.H.: On the creep testing of rocks at constant stress and constant force; International Journal of Rock Mechanics and Mining Science; S. 191-195; 1971;
- [191] <http://www.umwelt.sachsen.de>; November 2010;

- [192] Salamon M.D.G., Munro A.H.: A study of the strength of coal pillars; Journal of the South African Institute of Mining and Metal; Vol. 68; S. 55-67; 1967
- [193] Schanz T.: Baugruben, Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik", Abschnitt 4; Geotechnik 29; S. 13-27; 2006;
- [194] Schanz T.: Standsicherheitsberechnungen von Baugruben - Berechnungsbeispiele. Beiblatt zu Empfehlung Nr. 4 des Arbeitskreises 1.6 "Numerik in der Geotechnik"; Geotechnik 29 ; S. 359-368; 2006;
- [195] Schanz T.: Böschungsbruchberechnung - Berechnungsbeispiele. Beiblatt zu Empfehlung Nr. 4 des Arbeitskreises 1.6 "Numerik in der Geotechnik"; Geotechnik 29 ; S. 369-372; 2006;
- [196] Schauburger O.: Bau und Bildung der Salzlagerstätten des ostalpinen Salinars, Archiv für Lagerstättenforschung der Geologischen Bundesanstalt; Band 7, Wien; S. 217-254; 1986;
- [197] Scheucher L.: Geologischer Aufbau und Verwitterungsbildungen im Regenwald der Österreicher, Costa Rica - Detailuntersuchungen südwestlich der Tropenstation La Gamba; Lehrstuhl für Prospektion und Angewandte Sedimentologie, Montanuniversität Leoben; 2006;
- [198] Schweiger H.F.: Standsicherheitsnachweise für Böschungen mittels FE-Methode durch Abminderung der Scherfestigkeit; 2003;
- [199] <http://www.statistik-service-schlumprecht.de>; 22.05.2012
- [200] Siemers J., Dreybrodt W.: Early development of karst aquifers on percolation networks of fractures in limestone; Water Resources Research; 34; S. 409-419; 1998;
- [201] Sjaardema G. D., Krieg R. D.: A Constitutive Model for the Consolidation of WIPP Crushed Salt and Its Use in Analyses of Backfilled Shaft and Drift Configurations; Sandia National Laboratories, SAND87-1977; 1987;
- [202] Stavridakis E.I.: Presentation and Assessment of Clay Influence on Engineering Parameters of Cement-Treated Clay Mixtures; Electronic Journal of Geotechnical Engineering; 2005;
- [203] Steiner V.: Untersuchung zur Optimierung und Bewertung des Auslaugverhaltens versinterungsrelevanter Stoffe aus Spritzbeton als Beitrag zur verbesserten Umweltverträglichkeit; Ruhr Universität Bochum; 2004;

- [204] Stormont J.C., Howard C.L., Daemen J.J.K.: In situ measurements of rock salt permeability changes due to nearby excavation; SAND90-3134, Sandia National Laboratories Albuquerque, New Mexico, U.S.A.; 1990;
- [205] Stosch H.-G.: Skript zur Kristalloptik II – Mineralmikroskopie; Institut für Mineralogie und Geochemie der Universität Karlsruhe; 2005;
- [206] Sun J.: Rheological behaviour of geomaterials and its engineering applications; China Architecture and Building Press; Beijing, PRC; 1999;
- [207] Sun J.: Rock rheological mechanics and its advance in engineering applications; Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering; S. 1081-1106; 2007;
- [208] Table of Specific heat capacity of some solids; <http://www.engineeringtoolbox.com>; August 2012;
- [209] Türke H.: Statik im Erdbau; Ernst & Sohn Verlag; Berlin; 1984;
- [210] Valanis K.C.: On the substance of Rivlin's remarks on the endochronic theory; International Journal of Solids and Structures; S.249-265; 1981;
- [211] Verordnung des Bundesministers für Wirtschaft und Arbeit über Maßnahmen zur Gewährleistung der Sicherheit von Personen bei der Einrichtung und beim Betrieb von Schaubergwerken, Fremdenbefahrungen oder vergleichbaren Benützungen von Grubenbauen von stillgelegten Bergwerken (Schaubergwerkeverordnung) StF: BGBl. II Nr. 209/2000; idF: BGBl. II Nr. 298/2006;
- [212] Vollgger S., Kassl K.H.: Optimale Nutzung von Explorationsdaten für die Abbauplanung; BHM Vol. 155; S. 357-364; 2010
- [213] Vollgger S.: Konzeption eines geologischen 3d-Lagerstättenmodells sowie geologischer Datenverwaltung für den Eisenglimmerbergbau Waldenstein, Kärnten; Masterarbeit; Montanuniversität Leoben, Lehrstuhl für Geologie und Lagerstättenlehre; 2010;
- [214] Wagner H., Bouwman: Computer Simulation on the Excavation oft the Sill Pillar in Magnesite Mines; Department Bergbau und Tunnelbau – Lehrstuhl für Bergbaukunde; Erscheinungsdatum unbekannt; (nicht veröffentlicht)

- [215] Wagner H., Bouwman: Computer Simulation on the actual situation of the Magnesite Mine Oberdorf; Department Bergbau und Tunnelbau – Lehrstuhl für Bergbaukunde; Erscheinungsdatum unbekannt; (nicht veröffentlicht)
- [216] Wagner H., Bouwman: Computer Simulation on the present situation of Revier III nord of the magnesite mine Breitenau; Department Bergbau und Tunnelbau – Lehrstuhl für Bergbaukunde; Erscheinungsdatum unbekannt; (nicht veröffentlicht)
- [217] Weber I.: Geologisches Gutachten; Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten; 2000;
- [218] Weber L: Gipsproblematik im Siedlungsbereich von Maria Enzersdorf – Präsentation; Bundesministerium für Wirtschaft, Familie und Jugend; 2008;
- [219] Weertmann J.: Modes I and II in a linear hardening soul in general yielding; Mechanics of Materials; 15; S. 65-74; 1993;
- [220] Weertmann J.: Modes III in a linear hardening soul in general yielding; Mechanics of Materials; 15; S. 75-86; 1993;
- [221] Weishen Z., et.al.: Quasi-three-dimensional physical model test on a cavern complex under high in-situ-stresses; International Journal for Rock Mechanics and Mining Science 48; S. 199-209; 2011;
- [222] Wessely G.: Geologische Aufnahme des Gebirges Hinterbrühl Ost und der Seegrotte Hinterbrühl und Bemerkungen zu sicherheitsrelevanten geologischen Faktoren; Geologischer Prüfbericht; Wien; 2001;
- [223] Wienberg R.: Umweltlabor – Elutionsversuche; e-Mail November 2010; www.r-wienberg.de; November 2010;
- [224] Witt K.J.: Grundsätzliches zum Teilsicherheitskonzept in der Geotechnik; Seminar Geotechnische Nachweise nach dem neuen Sicherheitskonzept; Universität Weimar; 1998;
- [225] Wortschatz-Lexikon; Uni Leipzig; <http://wortschatz.uni-leipzig.de/>; Stand 03.2013
- [226] Wörgetter V.: Hydrogeologie der Seegrotte Hinterbrühl; Masterarbeit; Naturwissenschaftliche Fakultät an der Paris-Lodron Universität Salzburg; Salzburg; 2012;

- [227] Xia C.: Unified rheological model and method of model identification by creep test; Proceedings Flourishing Years; Tongji University Press, Shanghai; 2006;
- [228] Xia C., Wang X., Xu C., Zhang C.: Method to identify rheological models by unified rheological model theory and case study; Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering; S. 1594-1600; 2008;
- [229] Xing H.: Advances in Geocomputing; Springer-Verlag; 2009;
- [230] Yan W.: Comparison between impression creep and uni-axial tensile creep performed on nickel-based single crystal superalloys; Materials Science and Engineering; S. 1850-1855; 2010;
- [231] Yang C.: Time-dependent behaviour of rock salt-experimental investigation and theoretical analysis; Doctoral Dissertation; University of Nevada, Reno, Las Vegas, U.S.A.; 2000;
- [232] Yarwood A.: Introduction to AutoCAD 2010 – 2D and 3D Design; Elsevier UK, First Edition; 2009
- [233] Yilmaz I.: Influence of water content on the strength and deformability of gypsum; International Journal for Rock Mechanics and Mining Science; 47; S. 342-347; 2010;
- [234] Yilmaz I., Yuksek G.: Prediction of the strength and elasticity modulus of gypsum using multiple regression, ANN and ANFIS models; International Journal for Rock Mechanics and Mining Science; 46; S. 803-810; 2009;
- [235] www.zamg.at, Stand 28.03.2012
- [236] Zentraler Fachdienst Wasser – Boden – Abfall – Altlasten bei der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg; Handbuch Altlasten und Grundwasserschadensfälle – Derzeitige Anwendung und Entwicklung von Elutionsverfahren; Karlsruhe; 1994;
- [237] Zhao Y., Mecklenburgh J., Heidelbach F., Mackwell S.: Experimental study of germanate olivine-spinel aggregates deformed in torsion; Acta Petrologica Sinica; S. 747-752; 2004;
- [238] Zhu X.: Study on disposition method of huge goaf in room-and-pillar-mining in PINGYI gypsum colliery; Master's degree paper; Shangdong University of science and technology, Shangdong province, PRC; 2004;

Anhänge

Die folgenden Anhänge liegen in digitaler Form bei:

- Anhang A – Bohrkernprotokolle
- Anhang B – Probenliste
- Anhang C – Mikroskopie
- Anhang D – Chemische Untersuchungen
- Anhang E – Eluation
- Anhang F – Einaxiale Druckversuche
- Anhang G – Triaxiale Druckversuche
- Anhang H – Spaltzugversuche
- Anhang I – Statistische Auswertung der Versuchsdaten
- Anhang J – Schwebenberechnung
- Anhang K – Risikobewertung - Lagepläne und Schnitte

Die folgenden Anhänge liegen im folgenden Abschnitt vor:

- Anhang L – Input Files
- Anhang M – Ergebnisse aus den numerischen Berechnungen
- Anhang N – Langzeitmaterialgesetze

Anhang L – Input Files

1.	AUFBAU DES GESAMTMODELLS.....	A3
2.	PLASTISCHE BERECHNUNG INKL. PARAMETERSTUDIE	A5
3.	GESAMTSTABILITÄT UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER LAUGUNG DES DECKGEBIRGES DURCH NIEDERSCHLAGSWÄSSER.....	A11
3.1.	<i>File zur Ermittlung der Temperaturverteilung.....</i>	<i>A11</i>
3.2.	<i>File zur Ermittlung der Gesamtstabilität</i>	<i>A13</i>
4.	GESAMTSTABILITÄT UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER DES LAUGUNGSPOTENTIALS DES UNTERIRDISCHEN SEES IN DER UNTEREN SOHLE	A18
4.1.	<i>File zur Ermittlung der Temperaturverteilung.....</i>	<i>A18</i>
4.2.	<i>File zur Ermittlung der Gesamtstabilität</i>	<i>A24</i>

1. Aufbau des Gesamtmodells

```

*****
**                               Allgemeine File zur Modellierstellung                               **
*****
*Heading
** Job name: Modell_Gesamt Model name: Modell_1_pi
** Generated by: Abaqus/CAE 6.12-1
*Preprint, echo=NO, model=NO, history=NO, contact=NO
**EINHEITEN in SI-Einheiten [m], [kg], [s]
**
*****
**                               Erstellung der Parts                               **
*****
**
** Die Einzelnen Sets sowie Nodes werden hier nicht dargestellt
**
** PARTS
**
*Part, name=Gesamt
*Node
1, 203.601913, 248.721283, 92.4912262
...
3531259, 3795, 22315, 85321
**
*Nset, nset=Ausbruch
*Nset, nset=Doiomit
*Nset, nset=Gips
*Nset, nset=Tonreich
*Nset, nset=ALL, generate
*Nset, nset=Ausbau_Stoilen_SET
*Nset, nset=Ausbau_Kammer_SET
*Nset, nset=_Ausbau_Stoilen_Skin, internal
*Nset, nset=_Ausbau_Stoilen_Skin, internal

```

```
*Nset, nset=_Ausbau_Kammer_Skin, internal
*Nset, nset=Ausbau_Stoilien_PIC
*Nset, nset=Ausbau_Kammer_PIC
*Nset, nset=GOK
*Nset, nset=BC-1
*Nset, nset=BC-2
*Nset, nset=BC-3
**
*Elset, elset=Ausbruch
*Elset, elset=Gips
*Elset, elset=Tonreich
*Elset, elset=ALL, generate
*Elset, elset=Ausbau_Stoilien_SET
*Elset, elset=Ausbau_Kammer_SET
*Elset, elset=_Ausbau_Stoilien_Skin, internal, generate
*Elset, elset=_Ausbau_Kammer_Skin, internal, generate
*Elset, elset=Ausbau_Stoilien_PIC, generate
*Elset, elset=Ausbau_Kammer_PIC, generate
*Elset, elset=GOK
*Elset, elset =BC-1
*Elset, elset =BC-2
*Elset, elset =BC-3
**
** Das Elset Elastisch_PEEQ wurde für „Distortet Elements“ angelegt
**
*Elset, elset=Elastisch_PEEQ → Distortete element easdf
**
** Section: Elastisch
*Solid Section, elset=Elastisch_PEEQ, material=Elastisch
**
** Section: Ton
*Solid Section, elset=Tonreich, material=Ton
** Section: Gips
*Solid Section, elset=Gips, material=Gips
** Section: Dolomit
*Solid Section, elset=Dolomit, material=Dolomit
** Section: Ausbau
*Shell Section, elset=Ausbau_Stoilien_PIC, material=Ausbau
0.1, 5
** Section: Ausbau
*Shell Section, elset=Ausbau_Kammer_PIC, material=Ausbau
0.1, 5
**
*End Part
**
** ASSEMBLY
**
*Assembly, name=Assembly
**
*Instance, name=Gesamt-1, part=Gesamt
*End Instance
**
```

*End Assembly
**

2. Plastische Berechnung inkl. Parameterstudie

```
*****
**          Materialparameter und Materialmodell          **
**          die Materialparameter sind im Kapitel          **
**          VI NUMERISCHE BERECHNUNGEN angegeben          **
*****

**
** MATERIALS
**
**Material, name=Ausbau
**Density
1.,
**Elastic
5e+09, 0.2
**Material, name=Doiomit
**Density
2400.,
**Elastic
5.36e+10, 0.297
**Mohr Coulomb
30.59, 0.01, 0.
...
30.59, 0.01, 28.
**Mohr Coulomb Hardening
4.21e+06, 0., 0.
... Siehe VI NUMERISCHE BERECHNUNGEN
4.21e+06, 0., 28.
**Material, name=Elastisch
**Density
2300.,
**Elastic
1.015e+10, 0.358
**Material, name=Gips
**Density
2300.,
**Elastic
1.015e+10, 0.358
**Mohr Coulomb
31.11, 0.01, 0.
...
18., 0.09, 28.
**Mohr Coulomb Hardening
6.3e+06, 0., 0.
...
100000., 0., 28.
**Tension Cutoff
520000., 0., 0.
...

```

```
520000., 0., 28.
*Material, name=Ton
*Density
2300.,
*Elastic
6.63e+09, 0.358
*Mohr Coulomb
31.11, 0.01, 0.
....
18., 0.09, 28.
*Mohr Coulomb Hardening
6.3e+06, 0., 0.
....
100000., 0., 28.
*Tension Cutoff
520000., 0., 0.
....
520000., 0., 28.
**
*****
**                               Randbedingungen                               **
*****

** BOUNDARY CONDITIONS
**
** Name: BC-1 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_PickedSet30, 2, 2
** Name: BC-2 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_PickedSet31, 1, 1
** Name: BC-3 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_PickedSet32, 3, 3
**

** PREDEFINED FIELDS
**
** Name: Predefined Field-1 Type: Temperature
*Initial Conditions, type=TEMPERATURE
Gesamt-1.ALL, 1.
**
*****
**                               Berechnungssteps                               **
*****

**
**
** Initial Conditions, Type=stress, File=C:\_Gschwandtner\Modeii_1.odb, Step=1, Inc=1
**
** STEP: Grav
**
** Step, name=Grav, unsymm=YES
** Geostatic
```

```
**
** LOADS
**
** Name: Grav Type: Gravity
*Dload
, GRAV, 10., 0., 0., -1.
**
** INTERACTIONS
**
** Interaction: Ausbau_Kammer
*Model Change, remove
Gesamt-1.Ausbau_Kammer_PIC,
** Interaction: Ausbau_Stoilien
*Model Change, remove
Gesamt-1.Ausbau_Stoilien_PIC,
**
** OUTPUT REQUESTS
**
**Restart, write, frequency=0
**Print, solve=NO
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
**Output, field
**Node Output
CF, POR, RF, U
**Element Output, directions=YES
LE, PE, PEEQ, S, SAT, VOIDR
**Contact Output
CDISP, CSTRESS
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
**Output, history, variable=PRESELECT
**End Step
** -----
**
** STEP: Ausbruch
**
**Step, name=Ausbruch, unsymm=YES
**Static
0.2, 1., 1e-05, 1.
**
** INTERACTIONS
**
** Interaction: Ausbau_Kammer
*Model Change, add
Gesamt-1.Ausbau_Kammer_PIC,
** Interaction: Ausbau_Stoilien
*Model Change, add
Gesamt-1.Ausbau_Stoilien_PIC,
** Interaction: Ausbruch
```

```
*Model Change, remove
Gesamt-1.Ausbruch,
**
** OUTPUT REQUESTS
**
*Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
*Output, field
*Node Output
CF, RF, U
*Element Output, directions=YES
LE, PE, PEEQ, S
*Contact Output
CDISP, CSTRESS
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
*Output, history, variable=PRESELECT
*End Step
** -----
**
** STEP: Mittelwert
**
*Step, name=Mittelwert, unsymm=YES
*Static
0.02, 1., 1e-05, 1.
**
** PREDEFINED FIELDS
**
** Name: Predefined Field-2  Type: Temperature
*Temperature
Gesamt-1.ALL, 1.
**
** OUTPUT REQUESTS
**
*Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
*Output, field
*Node Output
CF, RF, U
*Element Output, directions=YES
LE, PE, PEEQ, S
*Contact Output
CDISP, CSTRESS
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
*Output, history, variable=PRESELECT
```

```
*End Step
** -----
**
** STEP: Median
**
*Step, name=Median, unsymm=YES
*Static
0.02, 1., 1e-05, 1.
**
** PREDEFINED FIELDS
**
** Name: Predefined Field-3 Type: Temperature
*Temperature
Gesamt-1.ALL, 2.
**
** OUTPUT REQUESTS
**
*Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
*Output, field
*Node Output
CF, RF, U
*Element Output, directions=YES
LE, PE, PEEQ, S
*Contact Output
CDISP, CSTRESS
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
*Output, history, variable=PRESELECT
*End Step
** -----
**
** STEP: min_1
**
*Step, name=min_1, unsymm=YES
*Static
0.02, 1., 1e-05, 1.
**
** PREDEFINED FIELDS
**
** Name: Predefined Field-4 Type: Temperature
*Temperature
Gesamt-1.ALL, 3.
**
** OUTPUT REQUESTS
**
*Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
```

```
**
*Output, field
*Node Output
CF, RF, U
*Element Output, directions=YES
LE, PE, PEEQ, S
*Contact Output
CDISP, CSTRESS
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
*Output, history, variable=PRESELECT
*End Step
** -----
**
** STEP: min_2
**
*Step, name=min_2, unsymm=YES
*Static
0.02, 1., 1e-05, 1.
**
** PREDEFINED FIELDS
**
** Name: Predefined Field-5  Type: Temperature
*Temperature
Gesamt-1.ALL, 4.
**
** OUTPUT REQUESTS
**
*Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
*Output, field
*Node Output
CF, RF, U
*Element Output, directions=YES
LE, PE, PEEQ, S
*Contact Output
CDISP, CSTRESS
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
*Output, history, variable=PRESELECT
*End Step
** -----
** STEP: min_3 bis STEP: min_25 gleich wie zuvor
** -----
**
** STEP: min_26
**
*Step, name=min_26
```

```
*Static
0.02, 1., 1e-05, 1.
**
** PREDEFINED FIELDS
**
** Name: Predefined Field-29 Type: Temperature
*Temperature
Gesamt-1.ALL, 28.
**
** OUTPUT REQUESTS
**
*Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
*Output, field
*Node Output
CF, RF, U
*Element Output, directions=YES
LE, PE, PEEQ, S
*Contact Output
CDISP, CSTRESS
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
*Output, history, variable=PRESELECT
*End Step
```

3. Gesamtstabilität unter Berücksichtigung der Laugung des Deckgebirges durch Niederschlagswässer

3.1. File zur Ermittlung der Temperaturverteilung

```
*****
**                               Allgemeines File zur Modellerstellung                               **
*****
**
**Heading
** Job name: Temp_1 Model name: TEMP
** Generated by: Abaqus/CAE 6.12-1
**Preprint, echo=NO, model=NO, history=NO, contact=NO
**EINHEITEN in SI-Einheiten [m], [kg], [s]
**
*****
**                               Erstellung der Parts wie zuvor                               **
*****
**
**-----
**
```

```
** Koordinatensysteme für die ermittlung der Temperaturverteilung
*Orientation, name=Ori-4
    1., 0., 0., 0., 1., 0.
**
*****
**          Materialparameter und Materialmodell          **
**          die Materialparameter sind im Kapitel          **
**          VI NUMERISCHE BERECHNUNGEN angegeben          **
*****
**
** MATERIALS
**
*Material, name=Ausbau
*Conductivity, type=ORTHO
0.,0.,0.
*Density
1.,
*Elastic
5e+09, 0.2
*Specific Heat
1090.,
*Material, name=Dolomit
*Conductivity, type=ORTHO
0., 0.,10000.
*Density
2400.,
*Elastic
5.36e+10, 0.297
*Specific Heat
1090.,
*Mohr Coulomb
30.59, 0.01
*Mohr Coulomb Hardening
4.21e+06,0.
*Material, name=Gips
*Conductivity, type=ORTHO
0., 0.,10000.
*Density
2300.,
*Elastic
1.015e+10, 0.358
*Specific Heat
1090.,
*Mohr Coulomb
31.11, 0.01
*Mohr Coulomb Hardening
6.3e+06,0.
*Material, name=Ton
*Conductivity, type=ORTHO
0., 0.,10000.
*Density
2300.,
```

```

*Elastic
6.63e+09, 0.358
*Specific Heat
1090.,
*Mohr Coulomb
31.11, 0.01
*Mohr Coulomb Hardening
6.3e+06, 0.
**
** PREDEFINED FIELDS
**
** Name: Predefined Field-1 Type: Temperature
*Initial Conditions, type=TEMPERATURE
Gesamt-1.ALL, 1., 1., 1., 1., 1.
**
*****
**                               Berechnungsschritte                               **
*****
**
** STEP: Heat
**
*Step, name=Heat, inc=100000
*Heat Transfer, end=PERIOD, deitmx=10.
1., 250000., 0.01, 2500.,
**
*****
**                               Randbedingung als Temperaturbelastung                               **
*****
**
** BOUNDARY CONDITIONS
**
** Name: BC-1 Type: Temperature
*Boundary
Gesamt-1.GOK, 11, 11, 100.
**
** OUTPUT REQUESTS
**
*Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
*Output, field, variable=PRESELECT
*Output, history, frequency=0
*End Step

```

3.2. File zur Ermittlung der Gesamtstabilität

```

*****
**                               Allgemeines File zur Modellerstellung                               **
*****
**

```

```
*Heading
** Job name: Temp_1 Model name: TEMP
** Generated by: Abaqus/CAE 6.12-1
*Preprint, echo=NO, model=NO, history=NO, contact=NO
**EINHEITEN in SI-Einheiten [m], [kg], [s]
**
*****
**                      Erstellung der Parts wie zuvor                      **
*****
**
**-----
**
*****
**                      Materialparameter und Materialmodell                **
**                      die Materialparameter sind im Kapitel                **
**                      VI NUMERISCHE BERECHNUNGEN angegeben                 **
*****
**
** MATERIALS
**
*Material, name=Elastisch
*Density
2300.,
*Elastic
1.015e+10, 0.358
**
*Material, name=Ausbau
*Density
1.,
*Elastic
5e+09, 0.2
*Material, name=Doimit
*Density
2400.,
*Elastic
5.36e+10, 0.297
*Mohr Coulomb
30.59, 0.01, 0.
...
30.59, 0.01, 100.
*Mohr Coulomb Hardening
4.21e+06, 0., 0.
...
4.21e+06, 0., 100.
*Material, name=Gips
*Density
2300.,
*Elastic
1.053e+10, 0.358, 0.
...
2.48133e+07, 0.358, 100.
*Mohr Coulomb
```

```

26.3,0.01, 0.
...
18.14, 0.01, 100.
*Mohr Coulomb Hardening
2.89e+06, 0., 0.
...
10175.9, 0.,100.
*Tension Cutoff
520000., 0., 0.
...
520000., 0., 100.
*Material, name=Ton
*Density
2300.,
*Elastic
6.63e+09,0.358, 0.
...
2.48319e+07, 0.358, 100.
*Mohr Coulomb
26.3,0.01, 0.
...
18.14, 0.01, 100.
*Mohr Coulomb Hardening
2.89e+06, 0., 0.
...
10175.9, 0.,100.
*Tension Cutoff
520000., 0., 0.
...
520000., 0., 100.
**
*****
**                               Randbedingung                               **
*****
**
** BOUNDARY CONDITIONS
**
** Name: BC-1 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_PickedSet30, 2, 2
** Name: BC-2 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_PickedSet31, 1, 1
** Name: BC-3 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_PickedSet32, 3, 3
**
** PREDEFINED FIELDS
**
** Name: Anfangstemp Type: Temperature
*Initial Conditions, type=TEMPERATURE
Gesamt-1.ALL, 0.

```

```
**
*****
**          Berechnungssteps          **
*****
**
** Initial Conditions, Type=stress, File=C:\_Gschwandtner\Modeii_1.odb, Step=1, Inc=1
**
** STEP: Grav
**
** Step, name=Grav, unsymm=YES
** Geostatic
**
** LOADS
**
** Name: Grav  Type: Gravity
** Dload
, GRAV, 10., 0., 0., -1.
**
** INTERACTIONS
**
** Interaction: Ausbau_Kammer
** Model Change, remove
Gesamt-1.Ausbau_Kammer_PIC,
** Interaction: Ausbau_Stollen
** Model Change, remove
Gesamt-1.Ausbau_Stollen_PIC,
**
** OUTPUT REQUESTS
**
** Restart, write, frequency=0
** Print, solve=NO
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
** Output, field
** Node Output
CF, NT, POR, RF, U
** Element Output, directions=YES
LE, PE, PEEQ, S, SAT, TEMP, VOIDR
** Contact Output
CDISP, CSTRESS
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
** Output, history, variable=PRESELECT
** End Step
** -----
**
** STEP: Ausbruch
**
** Step, name=Ausbruch, unsymm=YES
** Static
```

```
0.2, 1., 1e-05, 1.
**
** INTERACTIONS
**
** Interaction: Ausbau_Kammer
*Model Change, add
Gesamt-1.Ausbau_Kammer_PIC,
** Interaction: Ausbau_Stoilien
*Model Change, add
Gesamt-1.Ausbau_Stoilien_PIC,
** Interaction: Ausbruch
*Model Change, remove
Gesamt-1.Ausbruch,
**
** OUTPUT REQUESTS
**
**Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
**Output, field
**Node Output
CF, NT, RF, U
**Element Output, directions=YES
LE, PE, PEEQ, S, TEMP
**Contact Output
CDISP, CSTRESS
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
**Output, history, variable=PRESELECT
**End Step
** -----
**
** STEP: Heat
**
**Step, name=Heat, unsymm=YES
**Static
0.1, 250000., 0.001, 250000.
**
** PREDEFINED FIELDS
**
** Name: Anfangstemp Type: Temperature
**Temperature, op=NEW
** Name: Temp_Field Type: Temperature
**Temperature, op=NEW, file=C:\_Gschwandtner\Heat\Temp_1.odb
**
** OUTPUT REQUESTS
**
**Restart, write, frequency=0
**Print, solve=YES
**
```

```
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
*Output, field
*Node Output
CF, NT, RF, U
*Element Output, directions=YES
LE, PE, PEEQ, S, TEMP
*Contact Output
CDISP, CSTRESS
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
*Output, history, variable=PRESELECT
*End Step
```

4. Gesamtstabilität unter Berücksichtigung der des Laugungspotentials des unterirdischen Sees in der unteren Sohle

4.1. File zur Ermittlung der Temperaturverteilung

```
*****
**                               Allgemeines File zur Modellerstellung                               **
*****
**
*Heading
** Job name: Laugung Model name: 02_TEMP_US
** Generated by: Abaqus/CAE 6.12-1
**Preprint, echo=NO, model=NO, history=NO, contact=NO
**EINHEITEN in SI-Einheiten [m], [kg], [s]
**
*****
**                               Erstellung der Parts wie zuvor                               **
*****
**
**-----
**
*Nset, nset=Gips_TEMP_Down
*Nset, nset=Gips_NT
*Nset, nset=GipsT
*Nset, nset=Tonreich_TEMP_Down
*Nset, nset=Tonreich_NT
*Nset, nset=TonT
*Nset, nset=TonNT
*Nset, nset=BC_Temp
**
*Eiset, elset =Gips_TEMP_Down
*Eiset, elset =Gips_NT
*Eiset, elset =GipsT
*Eiset, elset =Tonreich_TEMP_Down
```

```

*Eiset, eiset =Tonreich_NT
*Eiset, eiset =TonT
*Eiset, eiset =TonNT
*Eiset, eiset =BC_Temp
**
**Koordinatensysteme für die ermittlung der Temperaturverteilung
*Orientation, name=Ori-4
    1., 0., 0., 0., 1., 0.
3, 0.
** Section: Gips_NT
*Solid Section, eiset=GipsNT, orientation=Ori-4, material=Gips_NT
,
** Section: Dolomit_NT
*Solid Section, eiset=Dolomit, orientation=Ori-4, material=Dolomit_NT
,
** Section: Ton_NT
*Solid Section, eiset=TonNT, orientation=Ori-4, material=Ton_NT
,
** Section: Gips_T_Down
*Solid Section, eiset=GipsT, orientation=Ori-4, material=Gips_TEMP_DOWN
,
*Orientation, name=Ori-5
    1., 0., 0., 0., 1., 0.
3, 0.
** Section: Ausbau
*Shell Section, eiset=Ausbau_Kammer_PIC, material=Ausbau, orientation=Ori-5
0.1, 5
** Section: Ton_T_Down
*Solid Section, eiset=TonT, orientation=Ori-4, material=Ton_TEMP_DOWN
,
*Orientation, name=Ori-6
    1., 0., 0., 0., 1., 0.
3, 0.
**
*****
**                Materialparameter und Materialmodell                **
**                die Materialparameter sind im Kapitel                **
**                VI NUMERISCHE BERECHNUNGEN angegeben                **
*****
**
** MATERIALS
**
*Material, name=Ausbau
*Conductivity
0.,
*Density
1.,
*Elastic
1e+10, 0.2
*Specific Heat
1090.,
*Material, name=Dolomit_NT

```

*Conductivity
0.,
*Density
2400.,
*Elastic
5.36e+10, 0.297, 0.
...
5.36e+10, 0.297, 100.
*Specific Heat
1090.,
*Mohr Coulomb
30.59, 0.01, 0.
...
30.59, 0.01, 100.
*Mohr Coulomb Hardening
4.21e+06, 0., 0.
...
4.21e+06, 0., 100.
*Material, name=Gips_NT
*Conductivity
0.,
*Density
2300.,
*Elastic
1.053e+10, 0.358, 0.
...
10000., 0.358, 160.
*Specific Heat
1090.,
*Mohr Coulomb
26.3, 0.01, 0.
...
13., 0.01, 160.
*Mohr Coulomb Hardening
2.89e+06, 0., 0.
...
100., 0., 160.
*Material, name=Gips_TEMP_DOWN
*Conductivity, type=ORTHO
10000., 10000., 5000.
*Density
2300.,
*Elastic
1.053e+10, 0.358, 0.
...
10000., 0.358, 160.
*Specific Heat
1090.,
*Mohr Coulomb
26.3, 0.01, 0.
...
13., 0.01, 160.

```

*Mohr Coulomb Hardening
  2.89e+06, 0., 0.
...
  100., 0.,160.
*Material, name=Ton_NT
*Conductivity
0.,
*Density
2300.,
*Elastic
  6.63e+09, 0.358, 0.
...
  10000., 0.358, 160.
*Specific Heat
1090.,
*Mohr Coulomb
26.3, 0.01, 0.
...
  13., 0.01, 160.
*Mohr Coulomb Hardening
  2.89e+06, 0., 0.
...
  100., 0.,160.
*Material, name=Ton_TEMP_DOWN
*Conductivity, type=ORTHO
10000.,10000., 5000.
*Density
2300.,
*Elastic
  6.63e+09, 0.358, 0.
...
  10000., 0.358, 160.
*Specific Heat
1090.,
*Mohr Coulomb
26.3, 0.01, 0.
...
  13., 0.01, 160.
*Mohr Coulomb Hardening
  2.89e+06, 0., 0.
...
  100., 0.,160.
**
** PREDEFINED FIELDS
**
** Name: Predefined Field-1  Type: Temperature
*Initial Conditions, type=TEMPERATURE
Gesamt-1.ALL, 1., 1., 1., 1., 1.
*****
**                               Berechnungsschritte                               **
*****
**

```

```
** STEP: Heat
**
*Step, name=Heat, inc=100000
*Heat Transfer, end=PERIOD, deitmx=10.
1., 1000., 0.01, 500.,
**
*****
**                      Randbedingung ais Temperaturbelastung                      **
*****
**
** BOUNDARY CONDITIONS
**
** Name: BC-1 Type: Temperature
*Boundary
Gesamt-1.BC_Temp, 11, 11, 10.
**
** OUTPUT REQUESTS
**
** Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
** Output, field, variable=PRESELECT
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
** Output, history
** Contact Output
HTL,
** End Step
** -----
**
** STEP: Heat_2
**
*Step, name=Heat_2
*Heat Transfer, end=PERIOD, deitmx=10.
1., 1000., 0.01, 500.,
**
*****
**                      Randbedingung ais Temperaturbelastung                      **
*****
**
** BOUNDARY CONDITIONS
**
** Name: BC-1 Type: Temperature
*Boundary, op=NEW
** Name: BC-2 Type: Temperature
*Boundary, op=NEW
Gesamt-1.BC_Temp, 11, 11, 50.
**
** OUTPUT REQUESTS
**
```

```
*Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
*Output, field, variable=PRESELECT
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
*Output, history
*Contact Output
HTL,
*End Step
** -----
**
** STEP: Heat_3
**
*Step, name=Heat_3
*Heat Transfer, end=PERIOD, deltmx=10.
1., 1500., 0.01, 500.,
**
*****
**                      Randbedingung als Temperaturbelastung                      **
*****
**
** BOUNDARY CONDITIONS
**
** Name: BC-2 Type: Temperature
*Boundary, op=NEW
** Name: BC-3 Type: Temperature
*Boundary, op=NEW
Gesamt-1.BC_Temp, 11, 11, 100.
**
** OUTPUT REQUESTS
**
*Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
*Output, field, variable=PRESELECT
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
*Output, history
*Contact Output
HTL,
*End Step
** -----
**
** STEP: Heat_4
**
*Step, name=Heat_4
*Heat Transfer, end=PERIOD, deltmx=10.
```

```
0.1, 15000., 0.05, 5000.,
**
*****
**                      Randbedingung als Temperaturbelastung                **
*****
**
** BOUNDARY CONDITIONS
**
** Name: BC-3 Type: Temperature
** Boundary, op=NEW
** Name: BC-4 Type: Temperature
** Boundary, op=NEW
Gesamt-1.BC_Temp, 11, 11, 150.
**
** OUTPUT REQUESTS
**
** Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
** Output, field, variable=PRESELECT
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
** Output, history
** Contact Output
HTL,
** End Step
```

4.2. File zur Ermittlung der Gesamtstabilität

```
*****
**                      Allgemeines File zur Modellerstellung                **
*****
**
** Heading
** Job name: Gesamtmodell_Laugung_U2 Model name: 02_Mech_US
** Generated by: Abaqus/CAE 6.12-1
** Preprint, echo=NO, model=NO, history=NO, contact=NO
** EINHEITEN in SI-Einheiten [m], [kg], [s]
**
*****
**                      Erstellung der Parts wie zuvor                        **
*****
**
** -----
**
*****
**                      Materialparameter und Materialmodell                **
**                      die Materialparameter sind im Kapitel                **
**                      VI NUMERISCHE BERECHNUNGEN angegeben                 **
```

```
*****
**
** MATERIALS
**
*Material, name=Ausbau
*Conductivity
0.,
*Density
1.,
*Elastic
1e+10, 0.2
*Specific Heat
1090.,
*Material, name=Doiomit_NT
*Conductivity
0.,
*Density
2400.,
*Elastic
5.36e+10, 0.297, 0.
...
5.36e+10, 0.297, 100.
*Specific Heat
1090.,
*Mohr Coulomb
30.59, 0.01, 0.
...
30.59, 0.01, 100.
*Mohr Coulomb Hardening
4.21e+06, 0., 0.
...
4.21e+06, 0., 100.
*Material, name=Gips_NT
*Conductivity
0.,
*Density
2300.,
*Elastic
1.053e+10, 0.358, 0.
...
10000., 0.358, 160.
*Specific Heat
1090.,
*Mohr Coulomb
26.3, 0.01, 0.
...
13., 0.01, 160.
*Mohr Coulomb Hardening
2.89e+06, 0., 0.
...
100., 0., 160.
*Material, name=Gips_TEMP_DOWN
```

```
*Conductivity, type=ORTHO
0., 0., 0.
*Density
2300.,
*Elastic
  1.053e+10, 0.358, 0.
...
  10000., 0.358, 160.
*Specific Heat
1090.,
*Mohr Coulomb
26.3, 0.01, 0.
...
  13., 0.01, 160.
*Mohr Coulomb Hardening
  2.89e+06, 0., 0.
...
  100., 0., 160.
*Material, name=Ton_NT
*Conductivity
0.,
*Density
2300.,
*Elastic
  6.63e+09, 0.358, 0.
...
  10000., 0.358, 160.
*Specific Heat
1090.,
*Mohr Coulomb
26.3, 0.01, 0.
...
  13., 0.01, 160.
*Mohr Coulomb Hardening
  2.89e+06, 0., 0.
...
  100., 0., 160.
*Material, name=Ton_TEMP_DOWN
*Conductivity, type=ORTHO
0., 0., 0.
*Density
2300.,
*Elastic
  6.63e+09, 0.358, 0.
...
  10000., 0.358, 160.
*Specific Heat
1090.,
*Mohr Coulomb
26.3, 0.01, 0.
...
  13., 0.01, 160.
```

```

*Mohr Coulomb Hardening
  2.89e+06, 0., 0.
...
  100., 0.,160.
**
*****
**                      Randbedingung                      **
*****
**
** BOUNDARY CONDITIONS
**
** Name: BC-1 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
Set-1, 1, 1
** Name: BC-2 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
Set-2, 2, 2
** Name: BC-3 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
Set-3, 3, 3
**
** PREDEFINED FIELDS
**
** Name: Predefined Field-1  Type: Temperature
*Initial Conditions, type=TEMPERATURE
Set-4, 0.
**
*****
**                      Berechnungsschritte                      **
*****
**
**
** Initial Conditions, Type=stress, File=C:\_Gschwandtner\Heat_UntereS\Modei_1.odb, Step=1, Inc=1
**
**
** STEP: Grav
**
** Step, name=Grav
** Geostatic
**
** LOADS
**
** Name: Gravity  Type: Gravity
** Dload
, GRAV, 10., 0., 0., -1.
**
** INTERACTIONS
**
** Interaction: Ausbau_Kammer
** Model Change, remove
Gesamt-1.Ausbau_Kammer_PIC,
** Interaction: Ausbau_Stolien

```

```
*Model Change, remove
Gesamt-1.Ausbau_Stoilen_PIC,
**
** OUTPUT REQUESTS
**
*Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
*Output, field
*Node Output
CF, NT, POR, RF, U
*Element Output, directions=YES
E, LE, PEEQ, PEEQMAX, S, SAT, TEMP, VOIDR
*Contact Output
CDISP, CSTRESS
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
*Output, history, variable=PRESELECT
*End Step
** -----
**
** STEP: Ausbruch
**
*Step, name=Ausbruch, unsymm=YES
*Static
0.01, 1., 1e-05, 1.
**
** INTERACTIONS
**
** Interaction: Ausbau_Kammer
*Model Change, add
Gesamt-1.Ausbau_Kammer_PIC,
** Interaction: Ausbau_Stoilen
*Model Change, add
Gesamt-1.Ausbau_Stoilen_PIC,
** Interaction: Ausbruch_1
*Model Change, remove
Gesamt-1.Ausbruch,
**
** OUTPUT REQUESTS
**
*Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
*Output, field
*Node Output
CF, NT, RF, U
*Element Output, directions=YES
E, LE, PEEQ, PEEQMAX, S, TEMP
```

```
*Contact Output
CDISP, CSTRESS
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
*Output, history, variable=PRESELECT
*End Step
** -----
**
** STEP: Laugung_1
**
*Step, name=Laugung_1, unsymm=YES
*Static
0.01, 1000., 0.001, 1000.
**
** PREDEFINED FIELDS
**
** Name: Predefined Field-1 Type: Temperature
*Temperature, op=NEW
** Name: Predefined Field-2 Type: Temperature
*Temperature, op=NEW, file=C:\_Gschwandtner\Heat_UntereS\Laugung.odb, binc=1, estep=1,
einc=14
**
** OUTPUT REQUESTS
**
*Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
*Output, field
*Node Output
CF, NT, RF, U
*Element Output, directions=YES
E, LE, PEEQ, PEEQMAX, S, TEMP
*Contact Output
CDISP, CSTRESS
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
*Output, history, variable=PRESELECT
*End Step
** -----
**
** STEP: Laugung_2
**
*Step, name=Laugung_2, unsymm=YES
*Static
0.01, 1000., 0.001, 1000.
**
** PREDEFINED FIELDS
**
** Name: Predefined Field-2 Type: Temperature
```

```
*Temperature, op=NEW
** Name: Predefined Field-3  Type: Temperature
*Temperature, op=NEW, file=C:\_Gschwandtner\Heat_UntereS\Laugung.odb, bstep=2, estep=2,
einc=23
**
** OUTPUT REQUESTS
**
*Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
*Output, field
*Node Output
CF, NT, RF, U
*Element Output, directions=YES
E, LE, PEEQ, PEEQMAX, S, TEMP
*Contact Output
CDISP, CSTRESS
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
*Output, history, variable=PRESELECT
*End Step
** -----
**
** STEP: Laugung_3
**
*Step, name=Laugung_3, unsymm=YES
*Static
0.01, 1000., 0.001, 1000.
**
** PREDEFINED FIELDS
**
** Name: Predefined Field-3  Type: Temperature
*Temperature, op=NEW
** Name: Predefined Field-4  Type: Temperature
*Temperature, op=NEW, file=C:\_Gschwandtner\Heat_UntereS\Laugung.odb, bstep=3, estep=3,
einc=30
**
** OUTPUT REQUESTS
**
*Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
*Output, field
*Node Output
CF, NT, RF, U
*Element Output, directions=YES
E, LE, PEEQ, PEEQMAX, S, TEMP
*Contact Output
CDISP, CSTRESS
```

```
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
*Output, history, variable=PRESELECT
*End Step
** -----
**
** STEP: Laugung_4
**
*Step, name=Laugung_4, unsymm=YES
*Static
0.01, 20000., 0.001, 20000.
**
** PREDEFINED FIELDS
**
** Name: Predefined Field-4 Type: Temperature
*Temperature, op=NEW
** Name: Predefined Field-5 Type: Temperature
*Temperature, op=NEW, file=C:\_Gschwandtner\Heat_UntereS\Laugung.odb, bstep=4, estep=4,
einc=50
**
** OUTPUT REQUESTS
**
*Restart, write, frequency=0
**
** FIELD OUTPUT: F-Output-1
**
*Output, field
*Node Output
CF, NT, RF, U
*Element Output, directions=YES
E, LE, PEEQ, PEEQMAX, S, TEMP
*Contact Output
CDISP, CSTRESS
**
** HISTORY OUTPUT: H-Output-1
**
*Output, history, variable=PRESELECT
*End Step
```


Anhang M -Ergebnisse aus den numerischen Berechnungen

ABBILDUNGSVERZEICHNIS	A33
1. ANMERKUNGEN	A36
2. AUFBAU DES GESAMTMODELLS.....	A37
3. PLASTISCHE BERECHNUNG INKL. PARAMETERSTUDIE	A39
4. GESAMTSTABILITÄT UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER LAUGUNG DES DECKGEBIRGES DURCH NIEDERSCHLAGSWÄSSER.....	A59
4.1. <i>Temperaturverteilung</i>	A59
4.2. <i>Gesamtstabilität</i>	A61
5. GESAMTSTABILITÄT UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER DES LAUGUNGSPOTENTIALS DES UNTERIRDISCHEN SEES IN DER UNTEREN SOHLE.....	A67
5.1. <i>Temperaturverteilung</i>	A67
5.2. <i>Gesamtstabilität</i>	A69

Abbildungsverzeichnis

ABBILDUNG 1: ÜBERSICHT DER VERSCHIEDENEN GELÄNDEMDELLE; (LI. OBEN) VERMESSUNGSMODELL; (RE. OBEN) BEARBEITETES MODELL; (UNTEN) MODELL FÜR DIE NUMERISCHE SIMULATION MIT „VIRTUAL TOPOLOGY“	A37
ABBILDUNG 2: ÜBERSICHT DER VERSCHIEDENEN MODELLE DES GRUBENGEBÄUDES; (LI. OBEN) VERMESSUNGSMODELL; (RE. OBEN) BEARBEITETES MODELL; (UNTEN) MODELL FÜR DIE NUMERISCHE SIMULATION IN DETAILANSICHT	A38
ABBILDUNG 3: SCHNITT IM GEOMETRISCHEN MODELL DRUCH DIE UNTERE SOHLE GRUNDLAGE ZUR ORIENTIERUNG FÜR DIE ERGEBNISBILDER AUS DER NUMERISCHEN SIMULATION.....	A38
ABBILDUNG 4: SCHNITT IM GEOMETRISCHEN MODELL DRUCH DIE OBERE SOHLE; GRUNDLAGE ZUR ORIENTIERUNG FÜR DIE ERGEBNISBILDER AUS DER NUMERISCHEN SIMULATION.....	A39
ABBILDUNG 5: HAUPTNORMALSPANNUNG (MIN. PRINCIPAL STRESS) IM BERECHNUNGS-STEP MITTELWERT IN DER UNTEREN SOHLE.....	A39
ABBILDUNG 6: HAUPTNORMALSPANNUNG (MIN. PRINCIPAL STRESS) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_12 IN DER UNTEREN SOHLE.....	A40
ABBILDUNG 7: ABBILDUNG 6: HAUPTNORMALSPANNUNG (MIN. PRINCIPAL STRESS) IM BERECHNUNGS- STEP MIN_24 (ENDE DER BERECHNUNG) IN DER UNTEREN SOHLE.....	A40
ABBILDUNG 8: PEEQ IM BERECHNUNGS-STEP MITTELWERT IN DER UNTEREN SOHLE	A41
ABBILDUNG 9: PEEQ IM BERECHNUNGS-STEP MIN_12 IN DER UNTEREN SOHLE.....	A41
ABBILDUNG 10: PEEQ IM BERECHNUNGS-STEP MIN_24 (ENDE DER BERECHNUNG) IN DER UNTEREN SOHLE.....	A42
ABBILDUNG 11: VERTIKALVERSCHIEBUNGEN U3 (EXKLUSIVE HEBUNGEN) IM BERECHNUNGS-STEP MITTELWERT IN DER UNTEREN SOHLE	A42
ABBILDUNG 12: VERTIKALVERSCHIEBUNGEN U3 (EXKLUSIVE HEBUNGEN) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_12 IN DER UNTEREN SOHLE	A43
ABBILDUNG 13: VERTIKALVERSCHIEBUNGEN U3 (EXKLUSIVE HEBUNGEN) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_24 (ENDE DER BERECHNUNG) IN DER UNTEREN SOHLE	A43
ABBILDUNG 14: VERSCHIEBUNGEN IM BERECHNUNGS-STEP MITTELWERT IN DER UNTEREN SOHLE.....	A44
ABBILDUNG 15: VERSCHIEBUNGEN IM BERECHNUNGS-STEP MIN_12 IN DER UNTEREN SOHLE	A44

ABBILDUNG 16: VERSCHIEBUNGEN IM BERECHNUNGS-STEP MIN_24 (ENDE DER BERECHNUNG) IN DER UNTEREN SOHLE	A45
ABBILDUNG 17: AC-YIELD (AC YIELD = 1 FLIEßFLÄCHE ERREICHT) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_12 IN DER UNTEREN SOHLE.....	A45
ABBILDUNG 18: AC-YIELD (AC YIELD = 1 FLIEßFLÄCHE ERREICHT) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_24 (ENDE DER BERECHNUNG) IN DER UNTEREN SOHLE	A46
ABBILDUNG 19: HAUPTNORMALSPANNUNG (MIN. PRINCIPAL STRESS) IM BERECHNUNGS-STEP MITTELWERT IN DER OBEREN SOHLE.....	A46
ABBILDUNG 20: HAUPTNORMALSPANNUNG (MIN. PRINCIPAL STRESS) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_12 IN DER OBEREN SOHLE	A47
ABBILDUNG 21: HAUPTNORMALSPANNUNG (MIN. PRINCIPAL STRESS) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_24 (ENDE DER BERECHNUNG) IN DER OBEREN SOHLE	A47
ABBILDUNG 22: PEEQ IM BERECHNUNGS-STEP MITTELWERT IN DER OBEREN SOHLE	A48
ABBILDUNG 23: PEEQ IM BERECHNUNGS-STEP MIN_12 IN DER OBEREN SOHLE.....	A48
ABBILDUNG 24: PEEQ IM BERECHNUNGS-STEP MIN_24 (ENDE DER BERECHNUNG) IN DER OBEREN SOHLE	A49
ABBILDUNG 25: VERTIKALVERSCHIEBUNGEN U3 (EXKLUSIVE HEBUNGEN) IM BERECHNUNGS-STEP MITTELWERT IN DER OBEREN SOHLE.....	A49
ABBILDUNG 26: VERTIKALVERSCHIEBUNGEN U3 (EXKLUSIVE HEBUNGEN) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_12 IN DER OBEREN SOHLE	A50
ABBILDUNG 27: VERTIKALVERSCHIEBUNGEN U3 (EXKLUSIVE HEBUNGEN) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_24 (ENDE DER BERECHNUNG) IN DER OBEREN SOHLE.....	A50
ABBILDUNG 28: VERSCHIEBUNGEN IM BERECHNUNGS-STEP MITTELWERT IN DER OBEREN SOHLE	A51
ABBILDUNG 29: VERSCHIEBUNGEN IM BERECHNUNGS-STEP MIN_12 IN DER OBEREN SOHLE	A51
ABBILDUNG 30: VERSCHIEBUNGEN IM BERECHNUNGS-STEP MIN_24 (ENDE DER BERECHNUNG) IN DER OBEREN SOHLE	A52
ABBILDUNG 31: AC-YIELD (AC YIELD = 1 FLIEßFLÄCHE ERREICHT) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_12 IN DER OBEREN SOHLE	A52
ABBILDUNG 32: AC-YIELD (AC YIELD = 1 FLIEßFLÄCHE ERREICHT) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_24 (ENDE DER BERECHNUNG) IN DER OBEREN SOHLE	A53
ABBILDUNG 33: VERSCHIEBUNGEN AN DER GELÄNDEOBERKANTE IM BERECHNUNGS-STEP MITTELWERT	A53
ABBILDUNG 34: VERSCHIEBUNGEN AN DER GELÄNDEOBERKANTE IM BERECHNUNGS-STEP MIN_12.....	A54
ABBILDUNG 35: VERSCHIEBUNGEN AN DER GELÄNDEOBERKANTE IM BERECHNUNGS-STEP MIN_24 (ENDE DER BERECHNUNG).....	A54
ABBILDUNG 36: VERSCHIEBUNGEN IM BEREICH DER RAMPE (SCHNITTDARSTELLUNG) IM BERECHNUNGS-STEP MITTELWERT	A55
ABBILDUNG 37: VERSCHIEBUNGEN IM BEREICH DER RAMPE (SCHNITTDARSTELLUNG) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_12.....	A55
ABBILDUNG 38: VERSCHIEBUNGEN IM BEREICH DER RAMPE (SCHNITTDARSTELLUNG) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_24 (ENDE DER BERECHNUNG)	A56
ABBILDUNG 39: PEEQ IM BEREICH DER RAMPE (SCHNITTDARSTELLUNG) IM BERECHNUNGS-STEP MITTELWERT.....	A56
ABBILDUNG 40: PEEQ IM BEREICH DER RAMPE (SCHNITTDARSTELLUNG) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_12	A57
ABBILDUNG 41: PEEQ IM BEREICH DER RAMPE (SCHNITTDARSTELLUNG) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_24 (ENDE DER BERECHNUNG)	A57

ABBILDUNG 42: AC-YIELD (AC YIELD = 1 FLIEßFLÄCHE ERREICHT) IM BEREICH DER RAMPE (SCHNITTDARSTELLUNG) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_12	A58
ABBILDUNG 43: AC-YIELD (AC YIELD = 1 FLIEßFLÄCHE ERREICHT) IM BEREICH DER RAMPE (SCHNITTDARSTELLUNG) IM BERECHNUNGS-STEP MIN_24 (ENDE DER BERECHNUNG).....	A58
ABBILDUNG 44: TEMPERATURVERTEILUNG ZU BERECHNUNGSBEGINN (SCHNITTDARSTELLUNG)	A59
ABBILDUNG 45: TEMPERATURVERTEILUNG, INKREMENT 30 (SCHNITTDARSTELLUNG).....	A59
ABBILDUNG 46: TEMPERATURVERTEILUNG, INKREMENT 40 (SCHNITTDARSTELLUNG).....	A60
ABBILDUNG 47: TEMPERATURVERTEILUNG, INKREMENT 50 (SCHNITTDARSTELLUNG).....	A60
ABBILDUNG 48: TEMPERATURVERTEILUNG, INKREMENT 1000 (SCHNITTDARSTELLUNG).....	A61
ABBILDUNG 49: VERSCHIEBUNGEN AN DER GOK ZU BERECHNUNGSBEGINN (VOR LAUGUNGSBEGINN)A61	
ABBILDUNG 50: VERSCHIEBUNGEN AN DER GOK BEI LAUGUNGSFortschritt INKREMENT=30	A62
ABBILDUNG 51: VERSCHIEBUNGEN AN DER GOK BEI LAUGUNGSFortschritt INKREMENT=40	A62
ABBILDUNG 52: VERSCHIEBUNGEN AN DER GOK BEI LAUGUNGSFortschritt INKREMENT=50	A63
ABBILDUNG 53: VERSCHIEBUNGEN AN DER GOK BEI LAUGUNGSFortschritt INKREMENT=1000	A63
ABBILDUNG 54: AUSBILDUNG VON SENKUNGSTRICHTERN (U) IN ABHÄNGIGKEIT DES LAUGUNGSFortschrittes BEI INKREMENT=57	A64
ABBILDUNG 55: AUSBILDUNG VON SENKUNGSTRICHTERN (U) IN ABHÄNGIGKEIT DES LAUGUNGSFortschrittes BEI INKREMENT=60	A64
ABBILDUNG 56: AUSBILDUNG VON SENKUNGSTRICHTERN (U) IN ABHÄNGIGKEIT DES LAUGUNGSFortschrittes BEI INKREMENT=65	A65
ABBILDUNG 57: AUSBILDUNG VON SENKUNGSTRICHTERN (U) IN ABHÄNGIGKEIT DES LAUGUNGSFortschrittes BEI INKREMENT=100	A65
ABBILDUNG 58: AUSBILDUNG VON SENKUNGSTRICHTERN (U) IN ABHÄNGIGKEIT DES LAUGUNGSFortschrittes BEI INKREMENT=500	A66
ABBILDUNG 59: AUSBILDUNG VON SENKUNGSTRICHTERN (U) IN ABHÄNGIGKEIT DES LAUGUNGSFortschrittes BEI INKREMENT=1000	A66
ABBILDUNG 60: TEMPERATURVERTEILUNG IN DER UNTEREN SOHLE IM BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_3, INKREMENT 1	A67
ABBILDUNG 61: TEMPERATURVERTEILUNG IN DER UNTEREN SOHLE IM BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 1	A67
ABBILDUNG 62: TEMPERATURVERTEILUNG IN DER UNTEREN SOHLE IM BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 25	A68
ABBILDUNG 63: TEMPERATURVERTEILUNG IN DER UNTEREN SOHLE IM BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 50	A68
ABBILDUNG 64: TEMPERATURVERTEILUNG IN DER UNTEREN SOHLE IM BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 100	A69
ABBILDUNG 65: VERSCHIEBUNGEN IN DER UNTEREN SOHLE BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_1, INKREMENT 1	A69
ABBILDUNG 65: VERSCHIEBUNGEN IN DER UNTEREN SOHLE BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_2, INKREMENT 1	A70
ABBILDUNG 65: VERSCHIEBUNGEN IN DER UNTEREN SOHLE BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_3, INKREMENT 1	A70
ABBILDUNG 65: VERSCHIEBUNGEN IN DER UNTEREN SOHLE BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 1	A71
ABBILDUNG 65: VERSCHIEBUNGEN IN DER UNTEREN SOHLE BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 25	A71
ABBILDUNG 65: VERSCHIEBUNGEN IN DER UNTEREN SOHLE BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 50	A72

ABBILDUNG 65: VERSCHIEBUNGEN IN DER UNTEREN SOHLE BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 100	A72
ABBILDUNG 65: PEEQ IN DER UNTEREN SOHLE BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_3, INKREMENT 1...A73	A73
ABBILDUNG 66: PEEQ IN DER UNTEREN SOHLE BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 1...A73	A73
ABBILDUNG 67: PEEQ IN DER UNTEREN SOHLE BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 25..A74	A74
ABBILDUNG 68: PEEQ IN DER UNTEREN SOHLE BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 50..A74	A74
ABBILDUNG 69: PEEQ IN DER UNTEREN SOHLE BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 100	A75
ABBILDUNG 65: AC-YIELD IN DER UNTEREN SOHLE BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 1	A75
ABBILDUNG 65: AC-YIELD IN DER UNTEREN SOHLE BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 25	A76
ABBILDUNG 65: AC-YIELD IN DER UNTEREN SOHLE BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 50	A76
ABBILDUNG 65: AC-YIELD IN DER UNTEREN SOHLE BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 100	A77
ABBILDUNG 65: HAUPTNORMALSPANNUNG (MIN. PRINCIPAL STRESS) BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_1, INKREMENT 1 IM BEREICH OBERE UND UNTERE SOHLE (SCHNITTDARSTELLUNG)	A77
ABBILDUNG 65: HAUPTNORMALSPANNUNG (MIN. PRINCIPAL STRESS) BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_2, INKREMENT 1 IM BEREICH OBERE UND UNTERE SOHLE (SCHNITTDARSTELLUNG)	A78
ABBILDUNG 65: HAUPTNORMALSPANNUNG (MIN. PRINCIPAL STRESS) BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_3, INKREMENT 1 IM BEREICH OBERE UND UNTERE SOHLE (SCHNITTDARSTELLUNG)	A78
ABBILDUNG 65: HAUPTNORMALSPANNUNG (MIN. PRINCIPAL STRESS) BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 1 IM BEREICH OBERE UND UNTERE SOHLE (SCHNITTDARSTELLUNG)	A79
ABBILDUNG 65: HAUPTNORMALSPANNUNG (MIN. PRINCIPAL STRESS) BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 50 IM BEREICH OBERE UND UNTERE SOHLE (SCHNITTDARSTELLUNG)	A79
ABBILDUNG 65: HAUPTNORMALSPANNUNG (MIN. PRINCIPAL STRESS) BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 100 IM BEREICH OBERE UND UNTERE SOHLE (SCHNITTDARSTELLUNG)	A80
ABBILDUNG 65: VERSCHIEBUNGEN BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_1, INKREMENT 1 IM BEREICH OBERE UND UNTERE SOHLE (SCHNITTDARSTELLUNG)	A80
ABBILDUNG 65: VERSCHIEBUNGEN BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_2, INKREMENT 1 IM BEREICH OBERE UND UNTERE SOHLE (SCHNITTDARSTELLUNG)	A81
ABBILDUNG 65: VERSCHIEBUNGEN BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_3, INKREMENT 1 IM BEREICH OBERE UND UNTERE SOHLE (SCHNITTDARSTELLUNG)	A81
ABBILDUNG 65: VERSCHIEBUNGEN BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 1 IM BEREICH OBERE UND UNTERE SOHLE (SCHNITTDARSTELLUNG)	A82
ABBILDUNG 65: VERSCHIEBUNGEN BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 50 IM BEREICH OBERE UND UNTERE SOHLE (SCHNITTDARSTELLUNG)	A82
ABBILDUNG 65: VERSCHIEBUNGEN BEI BERECHNUNGS-STEP LAUGUNG_4, INKREMENT 100 IM BEREICH OBERE UND UNTERE SOHLE (SCHNITTDARSTELLUNG)	A83

1. Anmerkungen

Alle hier angegeben Einheiten basieren auf dem SI-System [m], [kg], [s].

2. Aufbau des Gesamtmodells

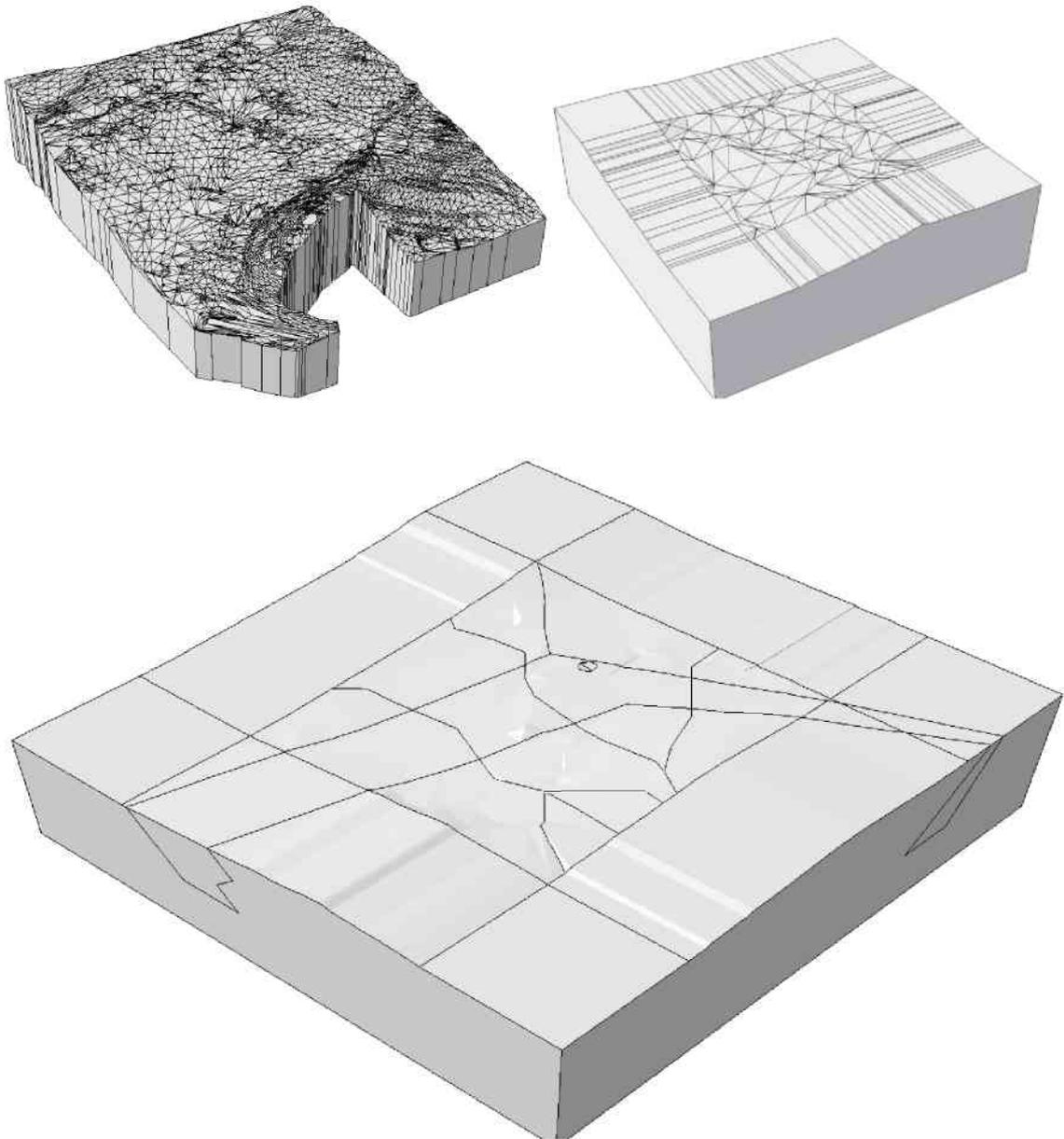


Abbildung 1: Übersicht der verschiedenen Geländemodelle; (li. oben) Vermessungsmodell; (re. oben) bearbeitetes Modell; (unten) Modell für die numerische Simulation mit „Virtual Topology“

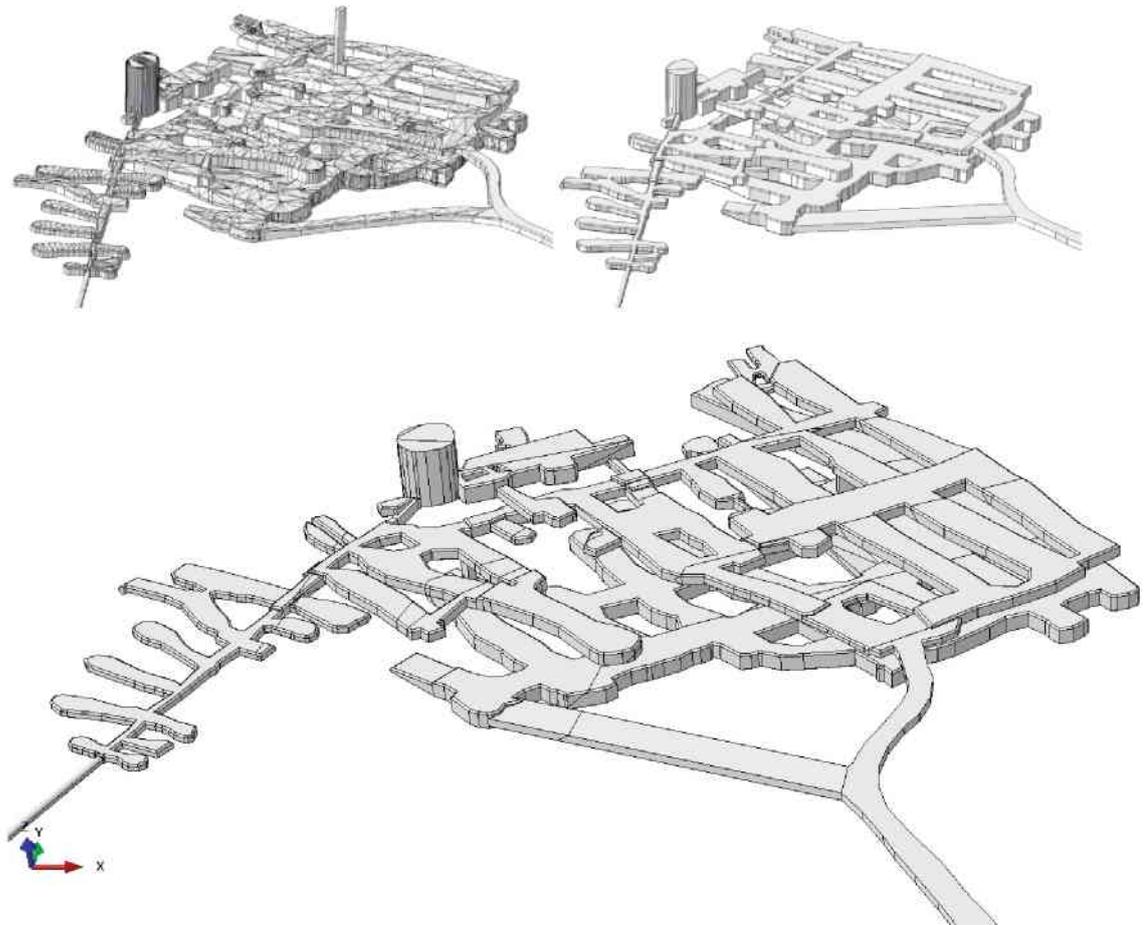


Abbildung 2: Übersicht der verschiedenen Modelle des Grubengebäudes; (li. oben) Vermessungsmodell; (re. oben) bearbeitetes Modell; (unten) Modell für die numerische Simulation in Detailansicht

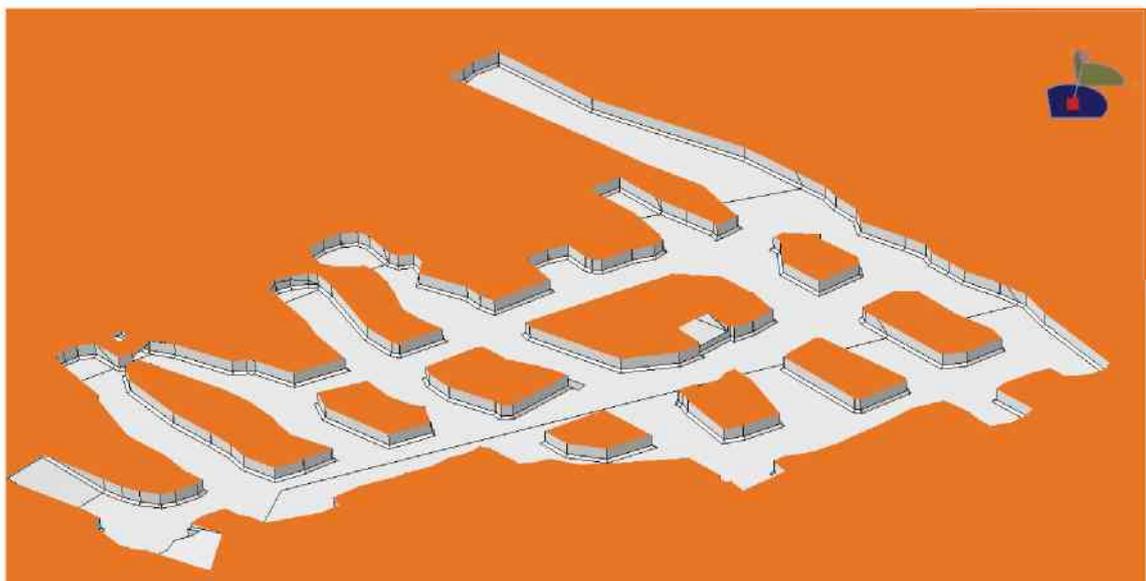


Abbildung 3: Schnitt im geometrischen Modell durch die untere Sohle Grundlage zur Orientierung für die Ergebnisbilder aus der numerischen Simulation

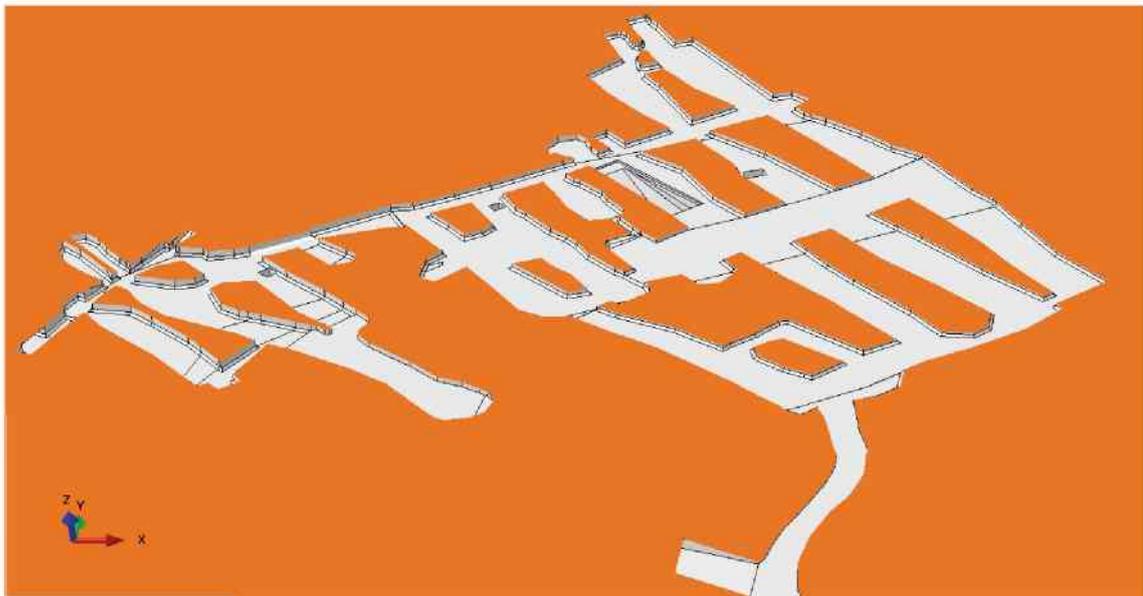


Abbildung 4: Schnitt im geometrischen Modell durch die obere Sohle; Grundlage zur Orientierung für die Ergebnisbilder aus der numerischen Simulation

3. Plastische Berechnung inkl. Parameterstudie

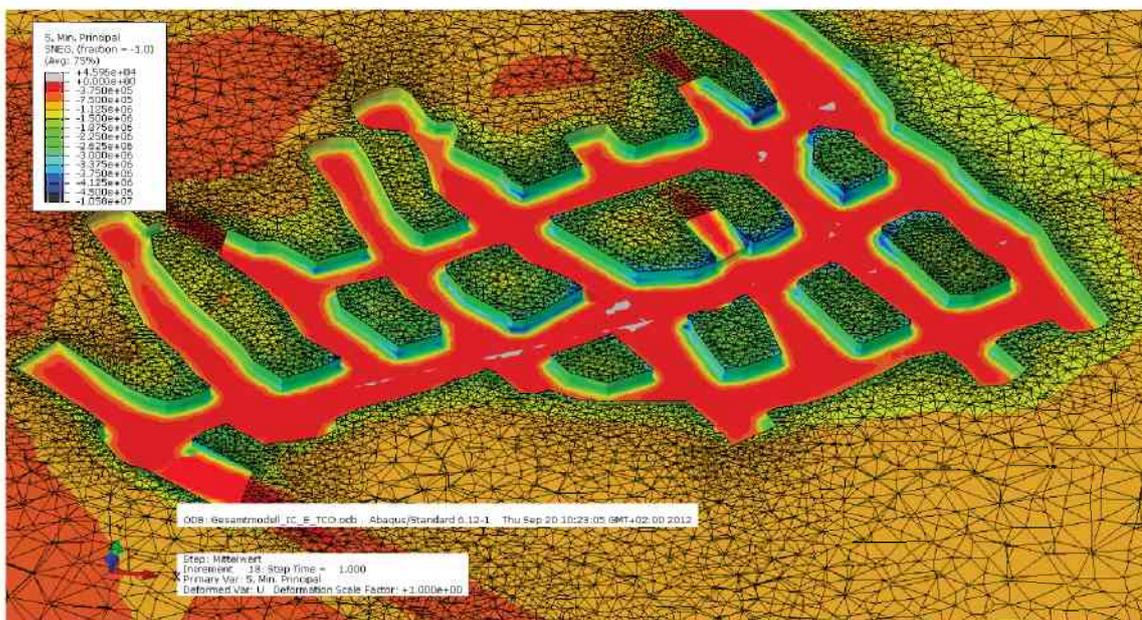


Abbildung 5: Hauptnormalspannung (min. Principal Stress) im Berechnungs-Step Mittelwert in der unteren Sohle

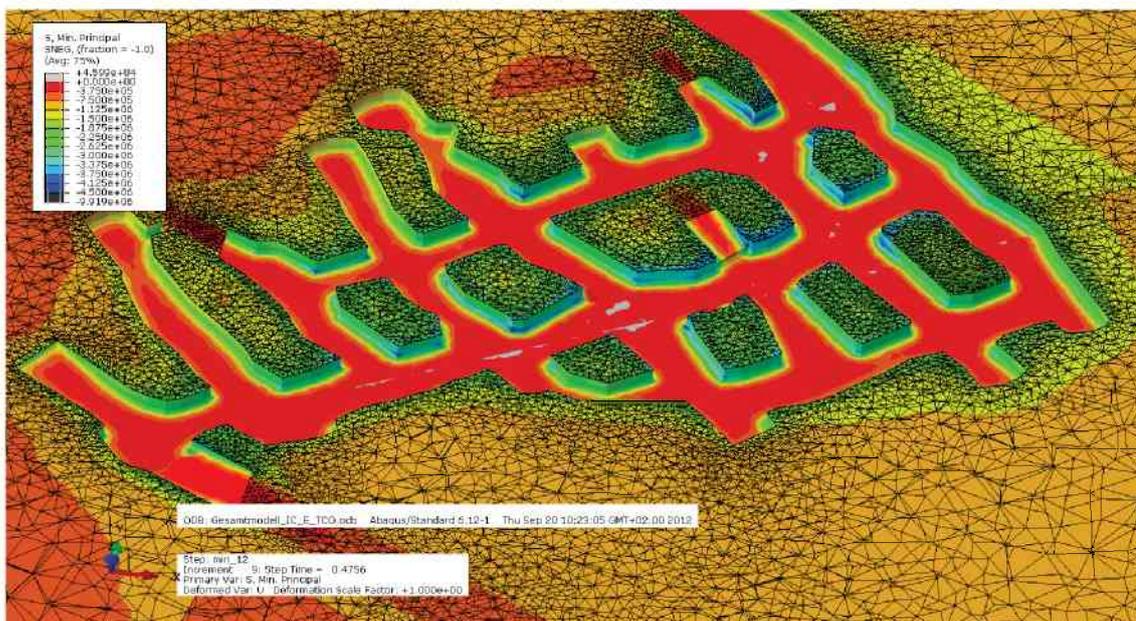


Abbildung 6: Hauptnormalspannung (min. Principal Stress) im Berechnungs-Step Min_12 in der unteren Sohle

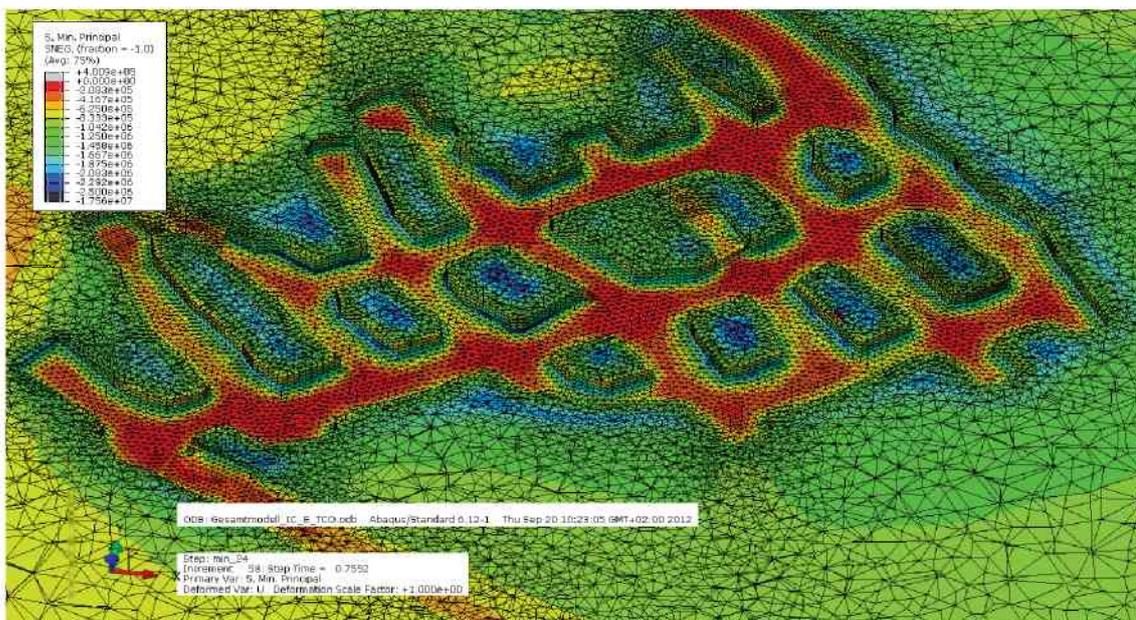


Abbildung 7: Abbildung 8: Hauptnormalspannung (min. Principal Stress) im Berechnungs-Step Min_24 (Ende der Berechnung) in der unteren Sohle

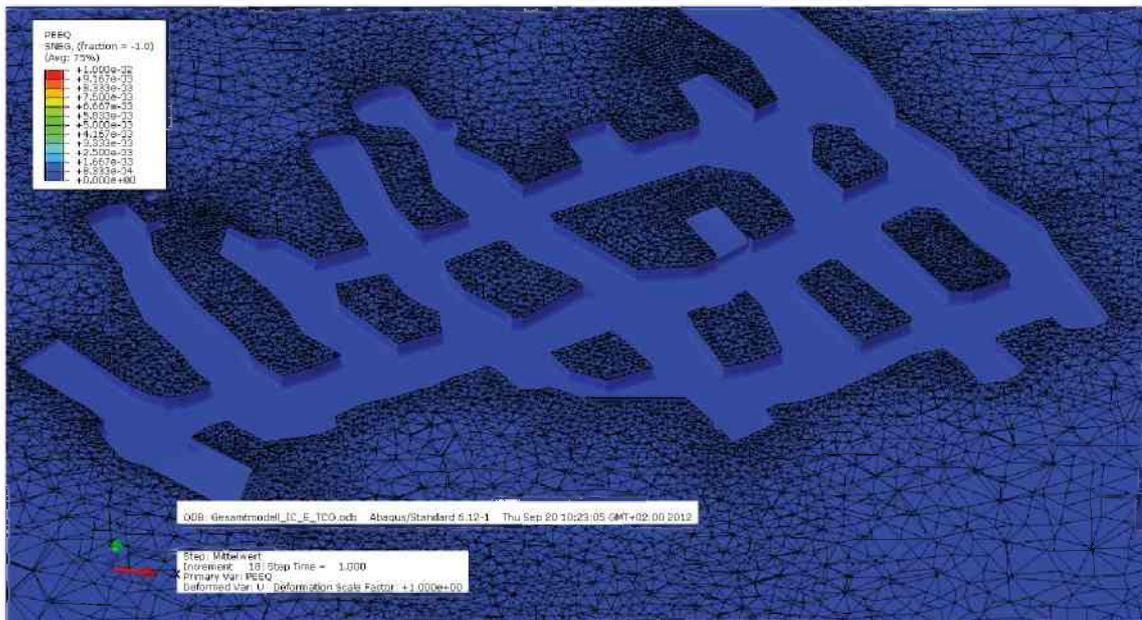


Abbildung 9: PEEQ im Berechnungs-Step Mittelwert in der unteren Sohle

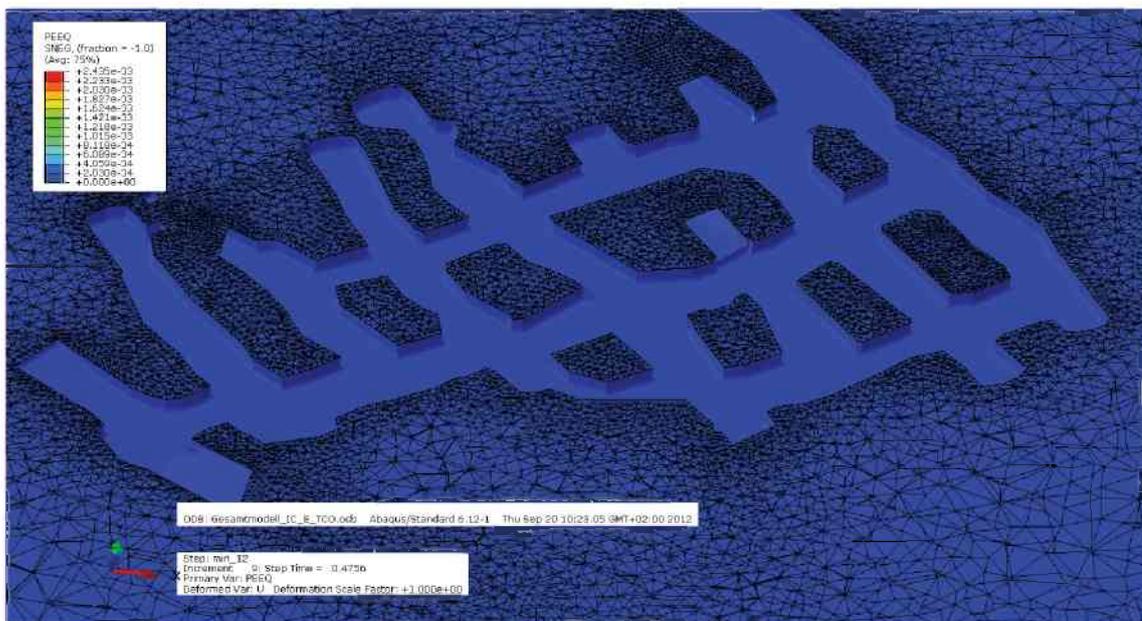


Abbildung 10: PEEQ im Berechnungs-Step Min_12 in der unteren Sohle

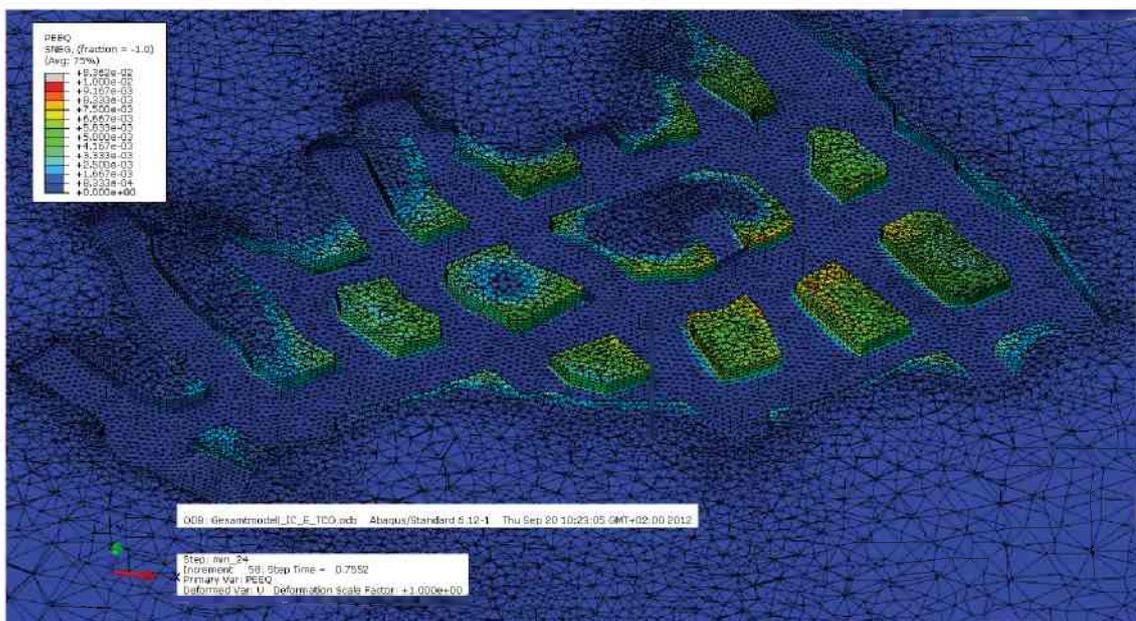


Abbildung 11: PEEQ im Berechnungs-Step Min_24 (Ende der Berechnung) in der unteren Sohle

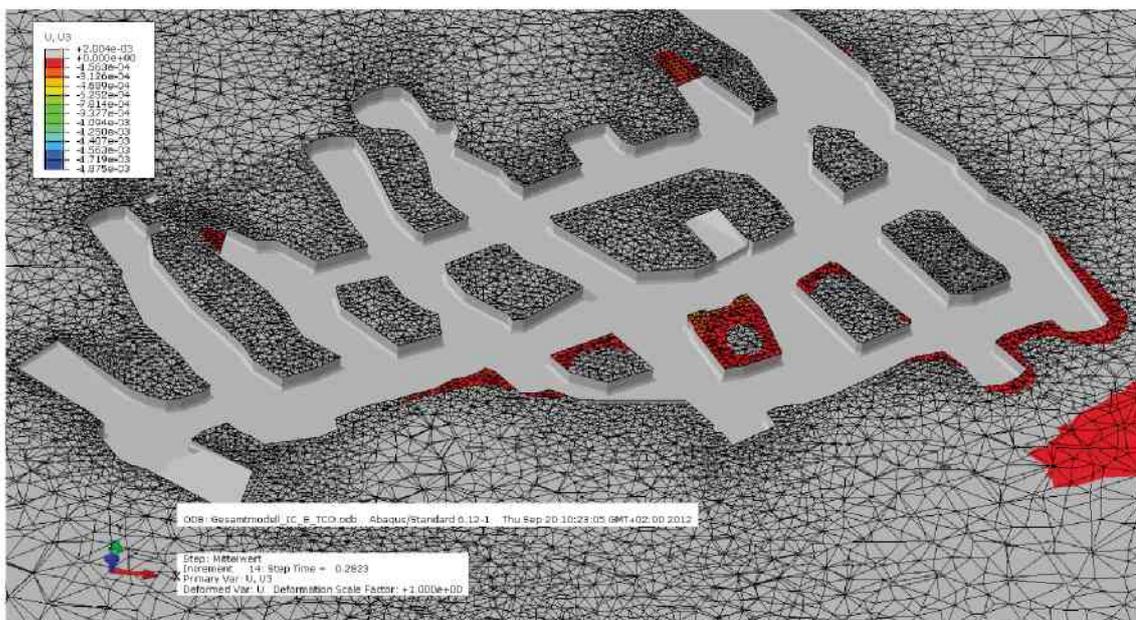


Abbildung 12: Vertikalverschiebungen U3 (exklusive Hebungen) im Berechnungs-Step Mittelwert in der unteren Sohle

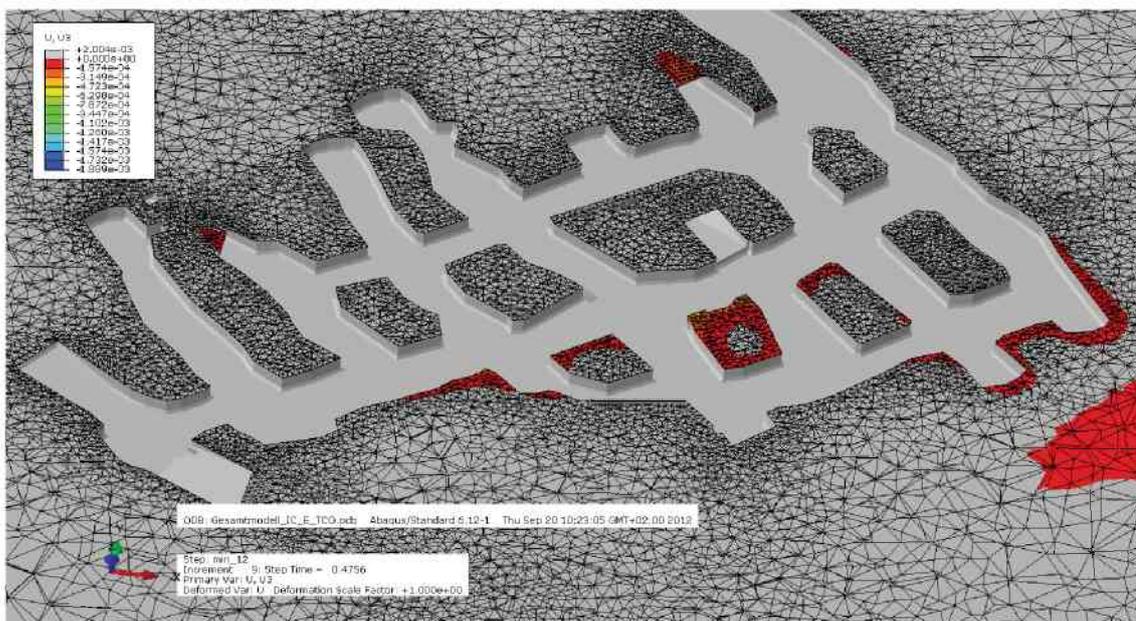


Abbildung 13: Vertikalverschiebungen U3 (exklusive Hebungen) im Berechnungs-Step Min_12 in der unteren Sohle

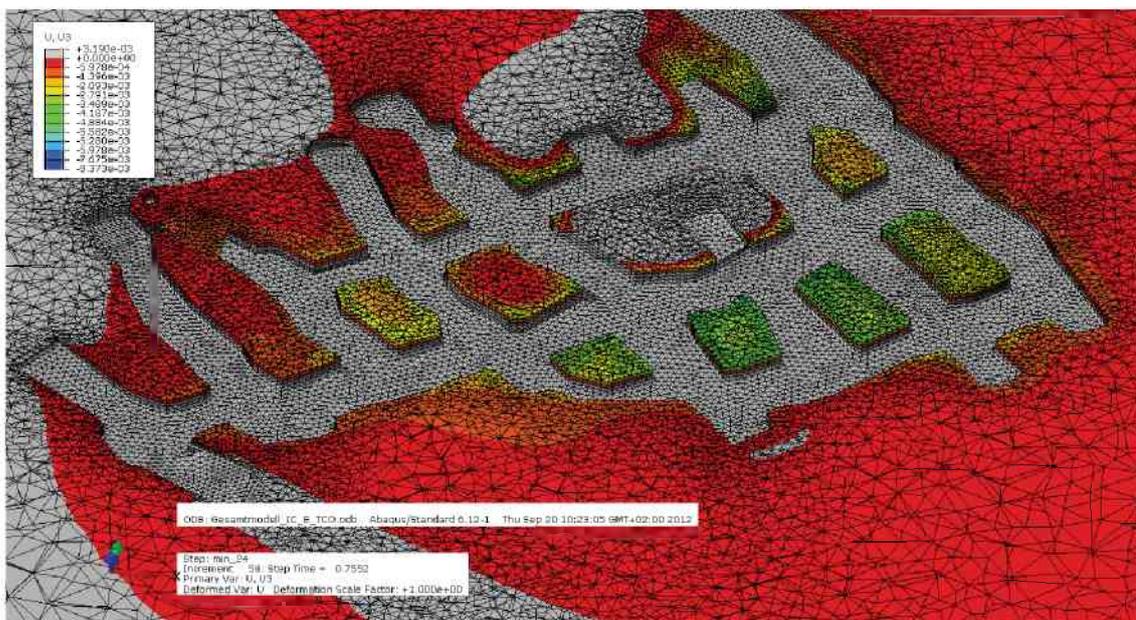


Abbildung 14: Vertikalverschiebungen U3 (exklusive Hebungen) im Berechnungs-Step Min_24 (Ende der Berechnung) in der unteren Sohle

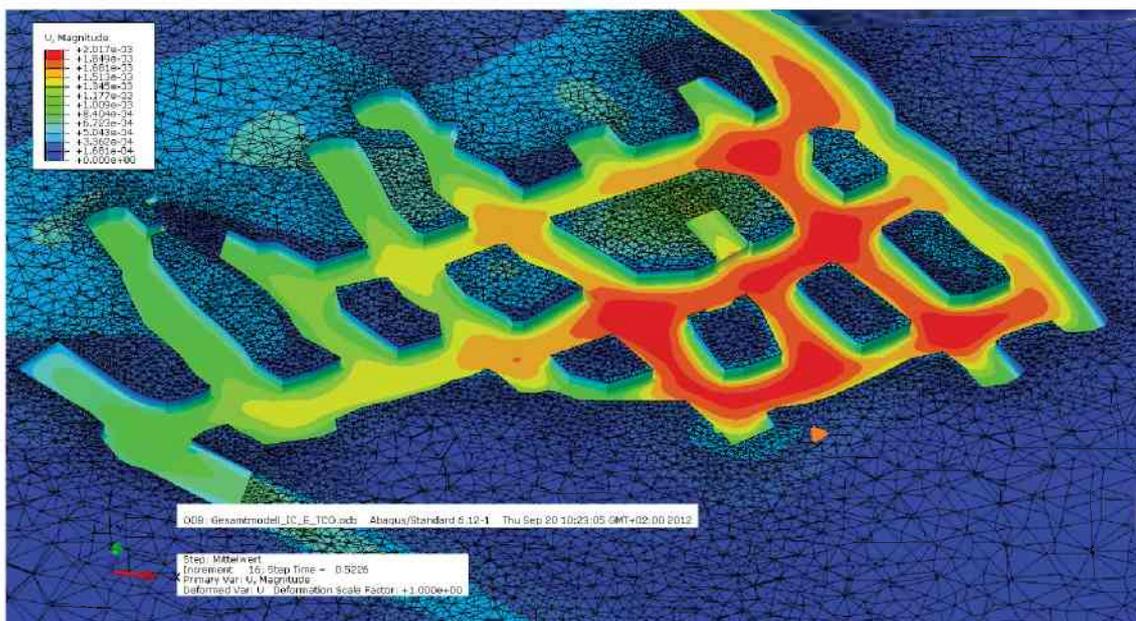


Abbildung 15: Verschiebungen im Berechnungs-Step Mittelwert in der unteren Sohle

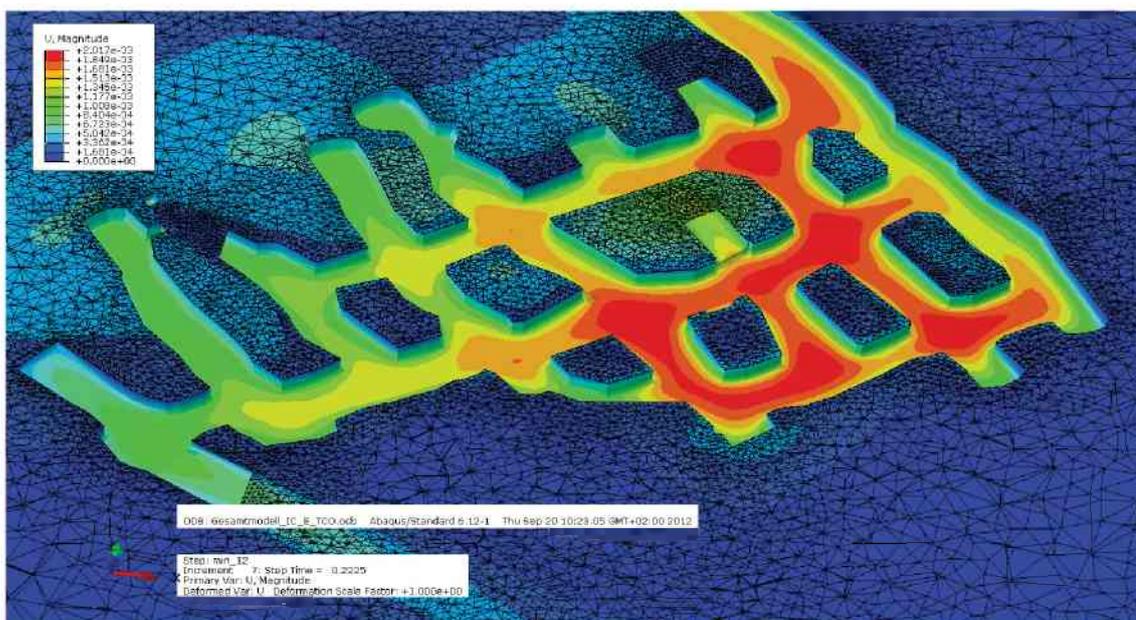


Abbildung 16: Verschiebungen im Berechnungs-Step Min_12 in der unteren Sohle

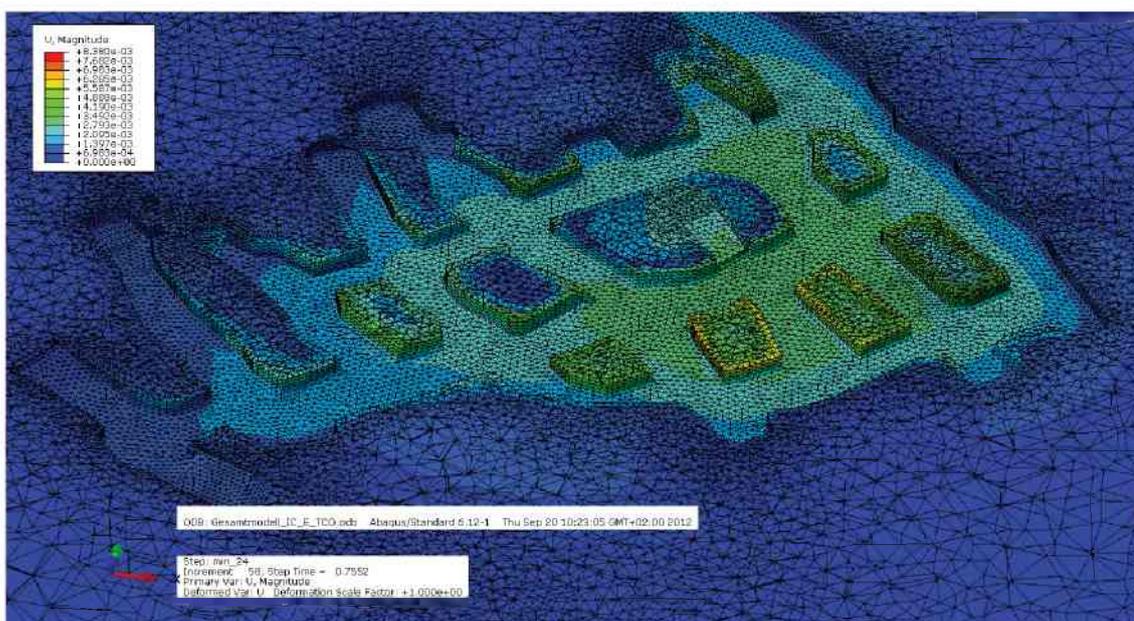


Abbildung 17: Verschiebungen im Berechnungs-Step Min_24 (Ende der Berechnung) in der unteren Sohle

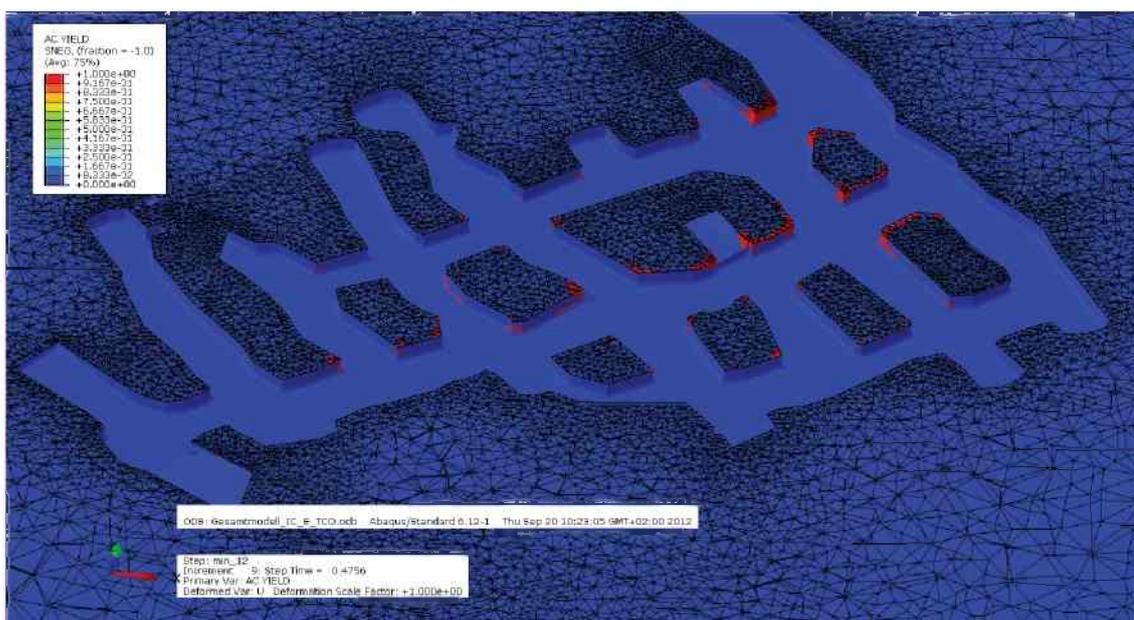


Abbildung 18: AC-Yield (AC Yield = 1 Fließfläche erreicht) im Berechnungs-Step Min_12 in der unteren Sohle

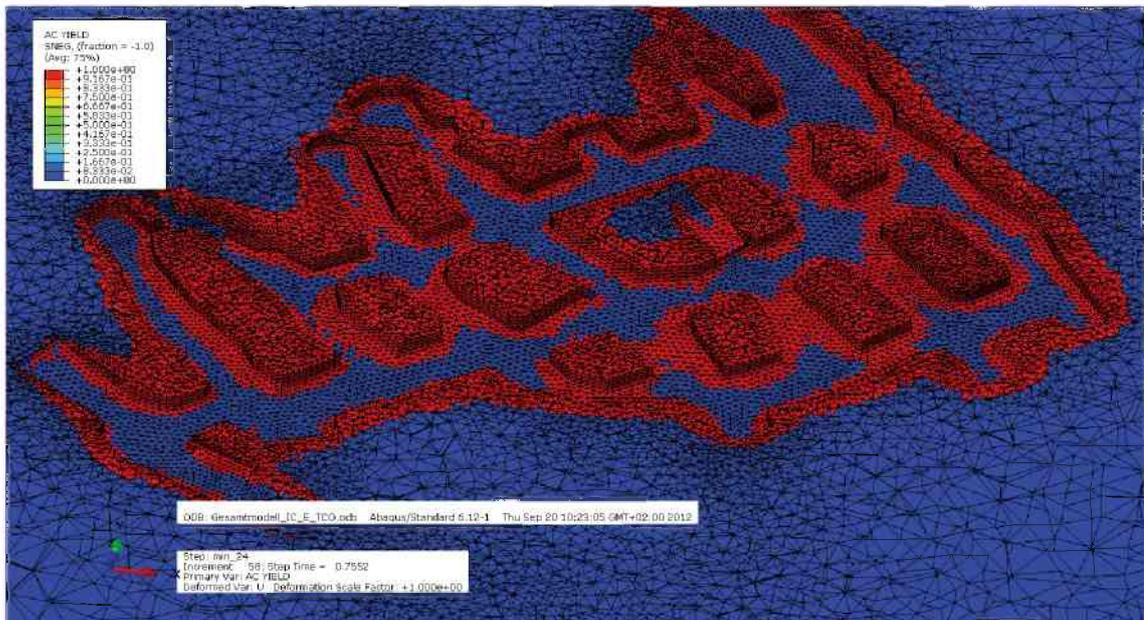


Abbildung 19: AC-Yield (AC Yield = 1 Fließfläche erreicht) im Berechnungs-Step Min_24 (Ende der Berechnung) in der unteren Sohle

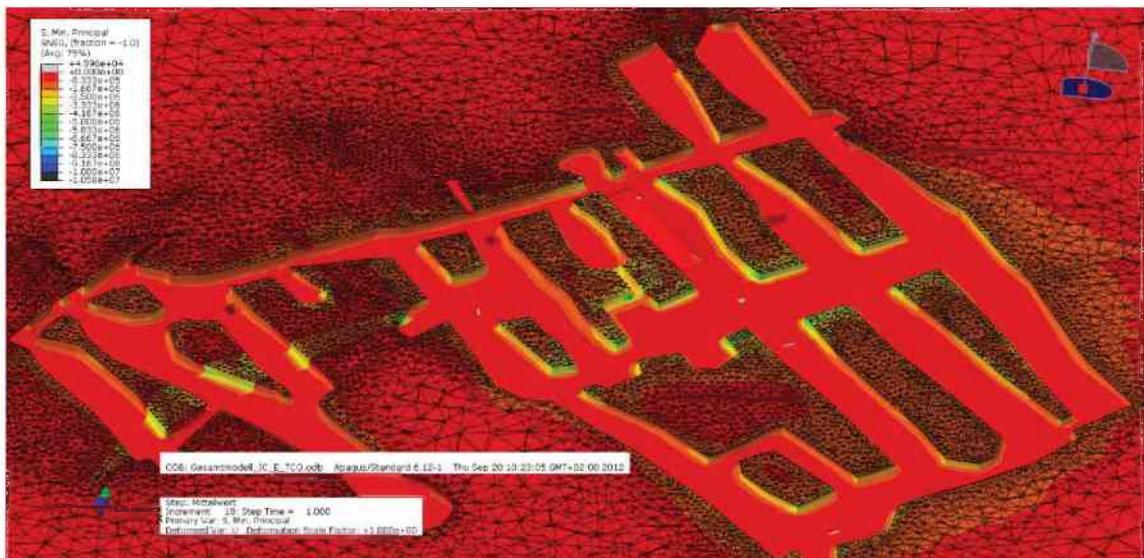


Abbildung 20: Hauptnormalspannung (min. Principal Stress) im Berechnungs-Step Mittelwert in der oberen Sohle

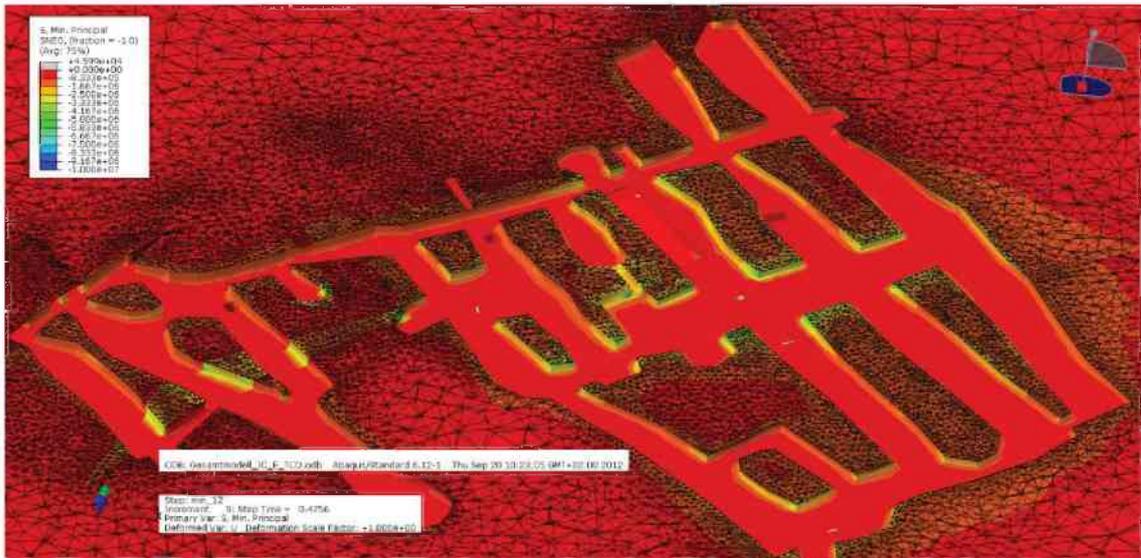


Abbildung 21: Hauptnormalspannung (min. Principal Stress) im Berechnungs-Step Min_12 in der oberen Sohle

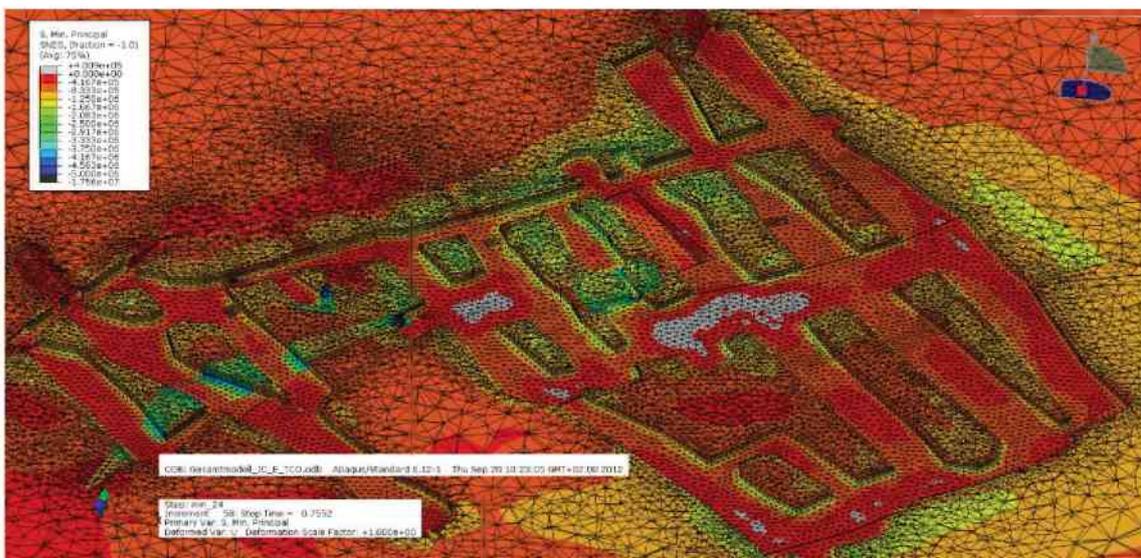


Abbildung 22: Hauptnormalspannung (min. Principal Stress) im Berechnungs-Step Min_24 (Ende der Berechnung) in der oberen Sohle

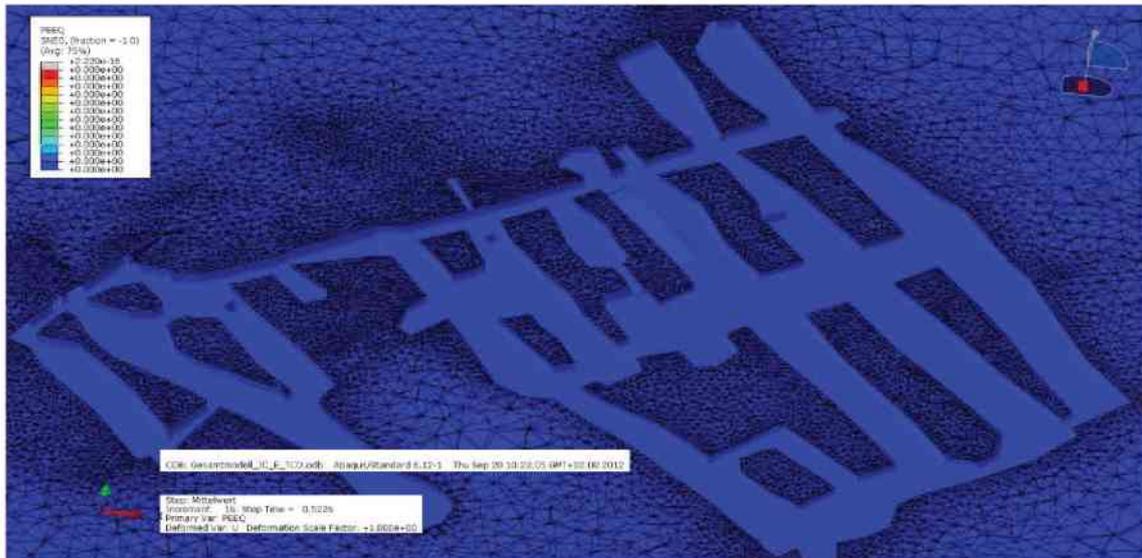


Abbildung 23: PEEQ im Berechnungs-Step Mittelwert in der oberen Sohle

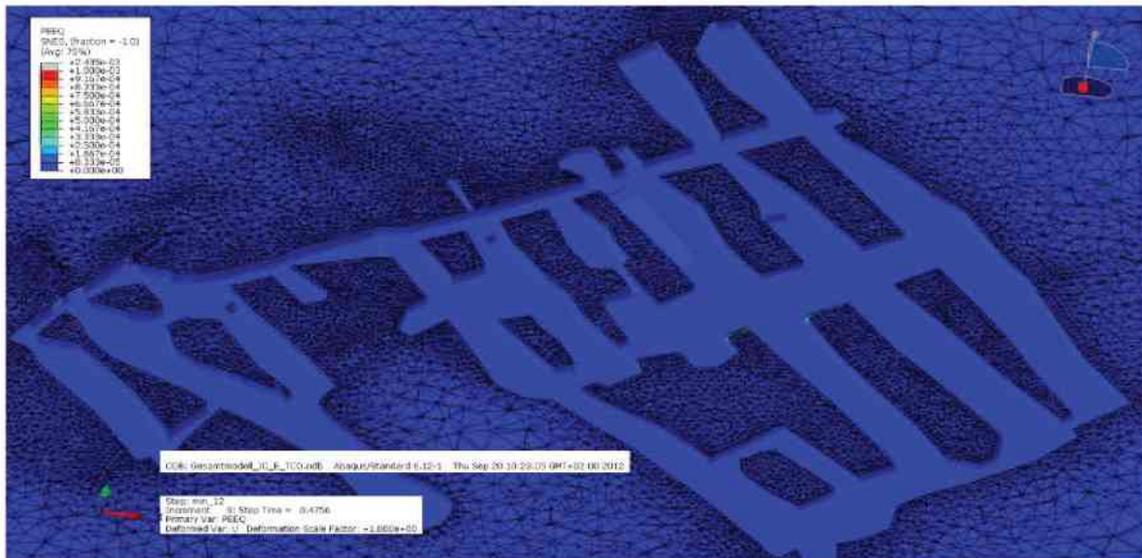


Abbildung 24: PEEQ im Berechnungs-Step Min_12 in der oberen Sohle

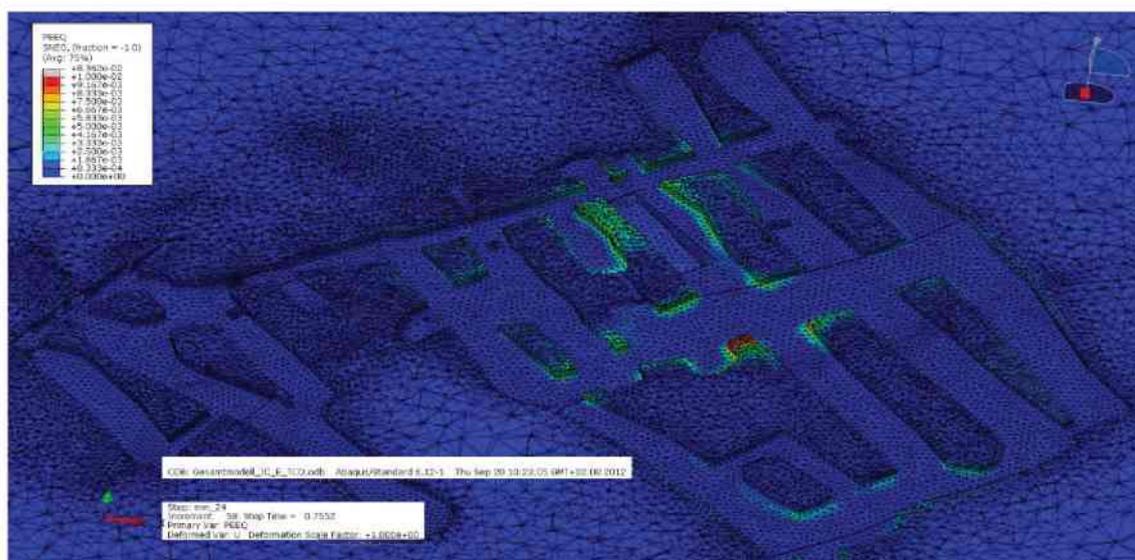


Abbildung 25: PEEQ im Berechnungs-Step Min_24 (Ende der Berechnung) in der oberen Sohle

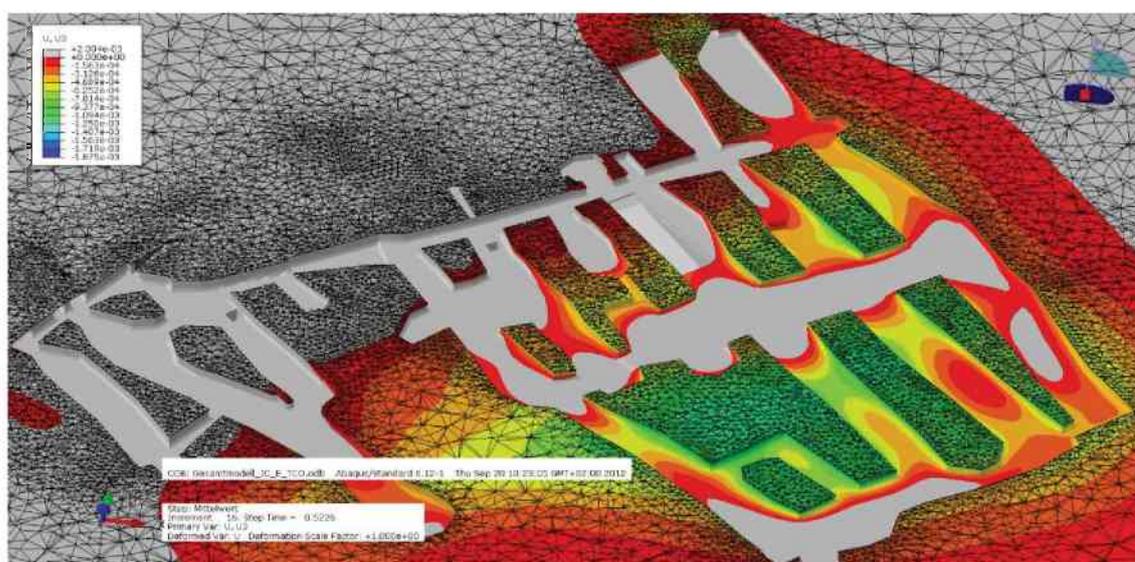


Abbildung 26: Vertikalverschiebungen U3 (exklusive Hebungen) im Berechnungs-Step Mittelwert in der oberen Sohle

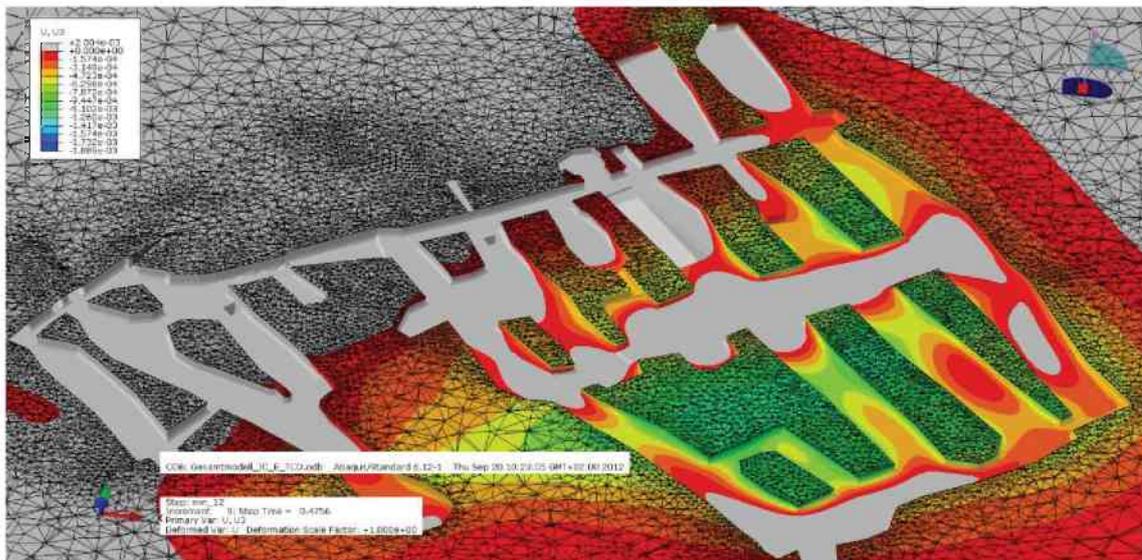


Abbildung 27: Vertikalverschiebungen U3 (exklusive Hebungen) im Berechnungs-Step Min_12 in der oberen Sohle

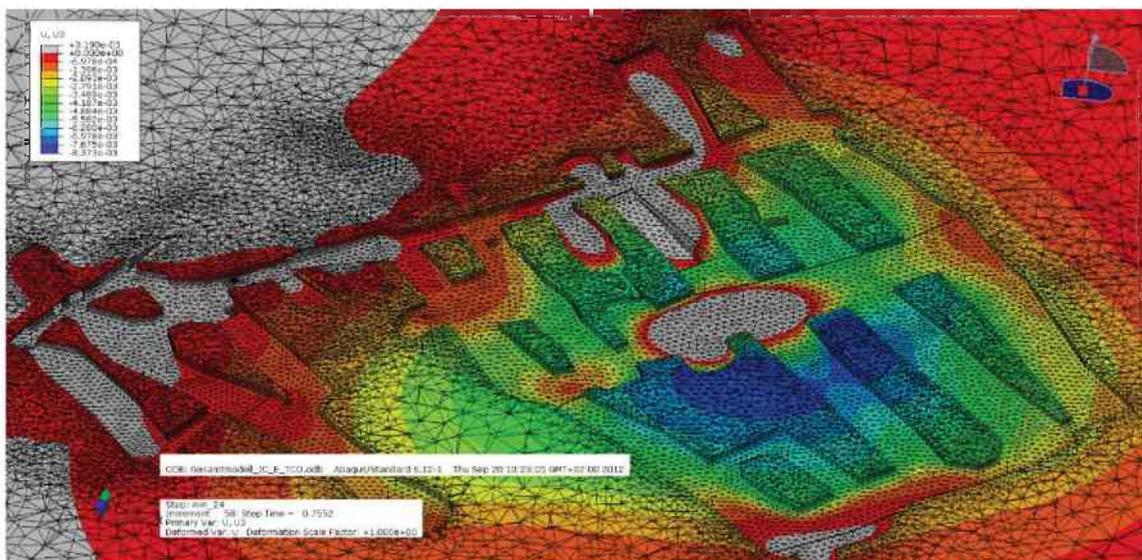


Abbildung 28: Vertikalverschiebungen U3 (exklusive Hebungen) im Berechnungs-Step Min_24 (Ende der Berechnung) in der oberen Sohle

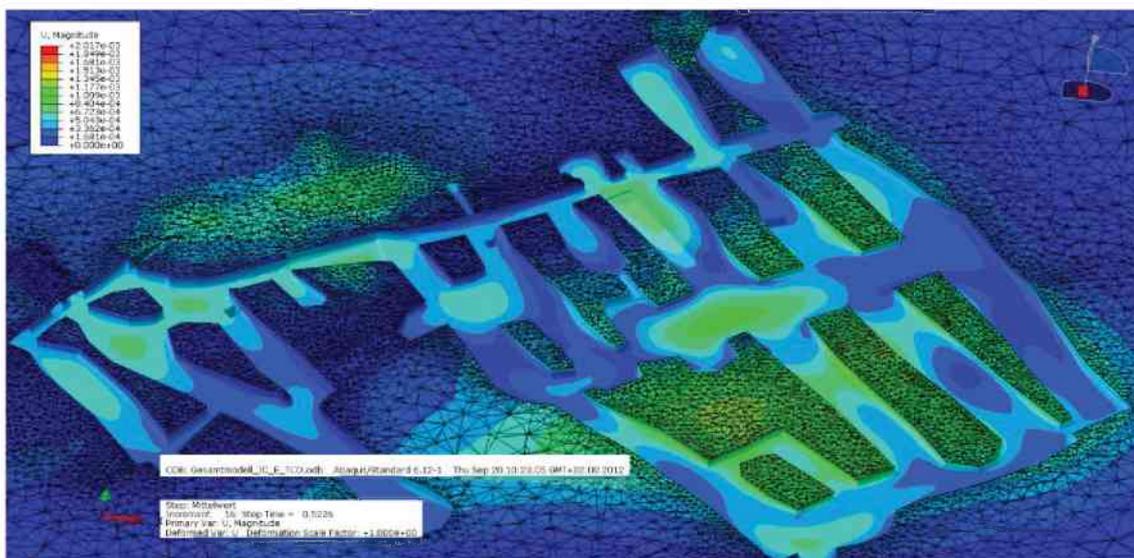


Abbildung 29: Verschiebungen im Berechnungs-Step Mittelwert in der oberen Sohle

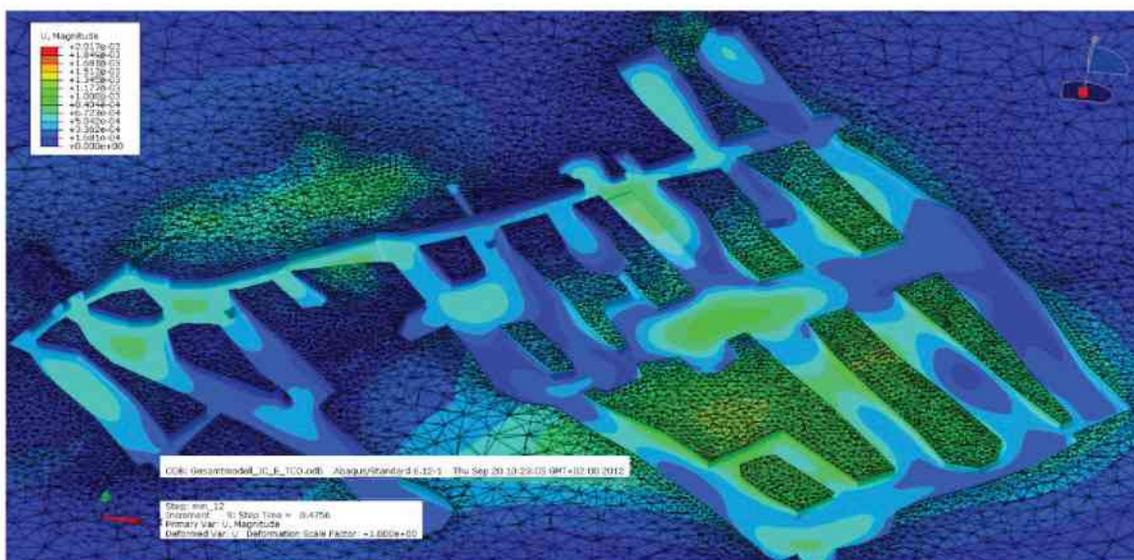


Abbildung 30: Verschiebungen im Berechnungs-Step Min_12 in der oberen Sohle

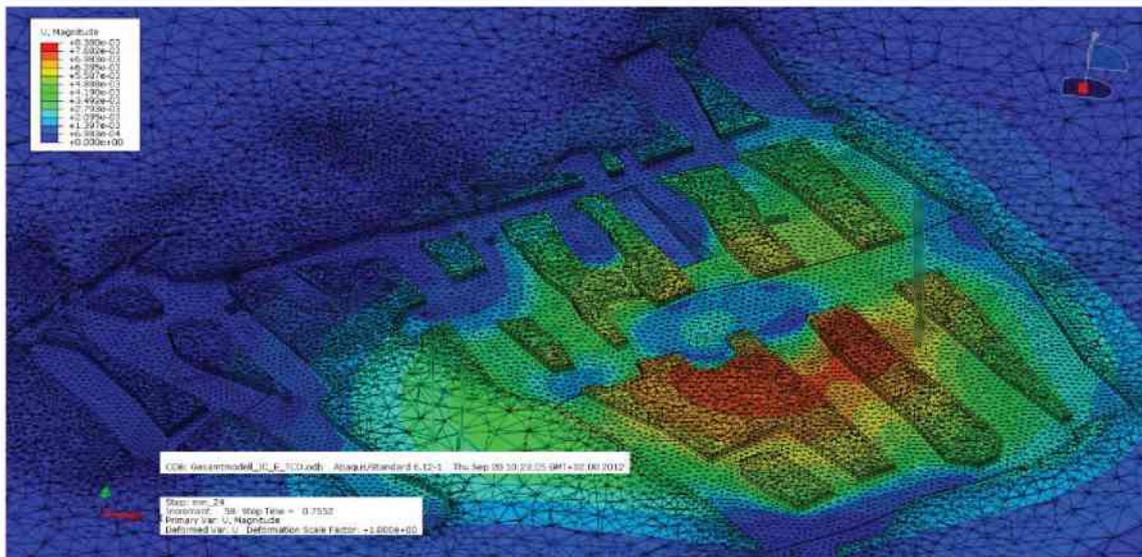


Abbildung 31: Verschiebungen im Berechnungs-Step Min_24 (Ende der Berechnung) in der oberen Sohle

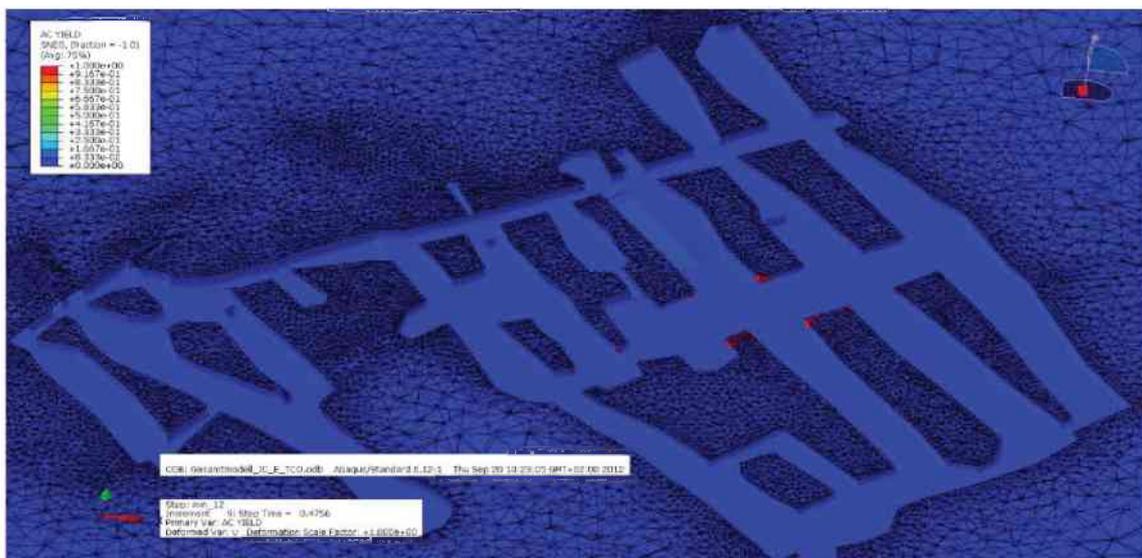


Abbildung 32: AC-Yield (AC Yield = 1 Fließfläche erreicht) im Berechnungs-Step Min_12 in der obere Sohle



Abbildung 33: AC-Yield (AC Yield = 1 Fließfläche erreicht) im Berechnungs-Step Min_24 (Ende der Berechnung) in der obere Sohle

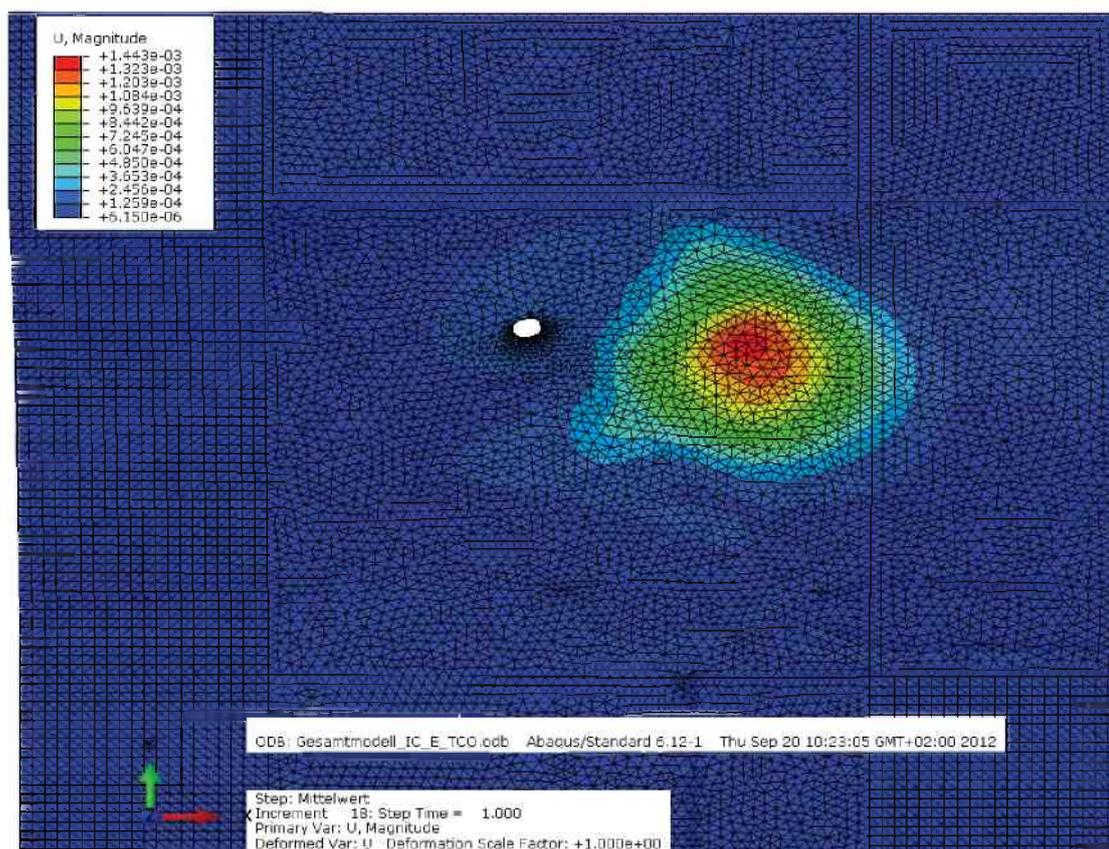


Abbildung 34: Verschiebungen an der Geländeoberkante im Berechnungs-Step Mittelwert

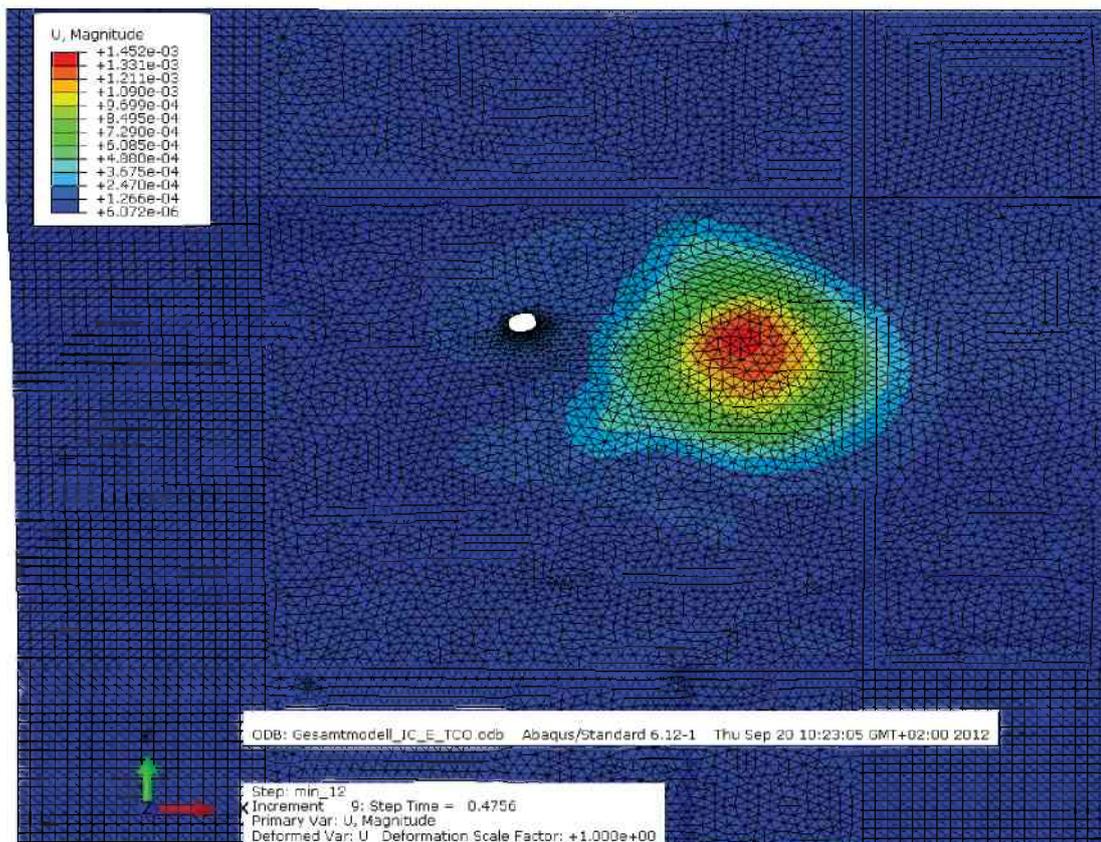


Abbildung 35: Verschiebungen an der Geländeoberkante im Berechnungs-Step Min_12

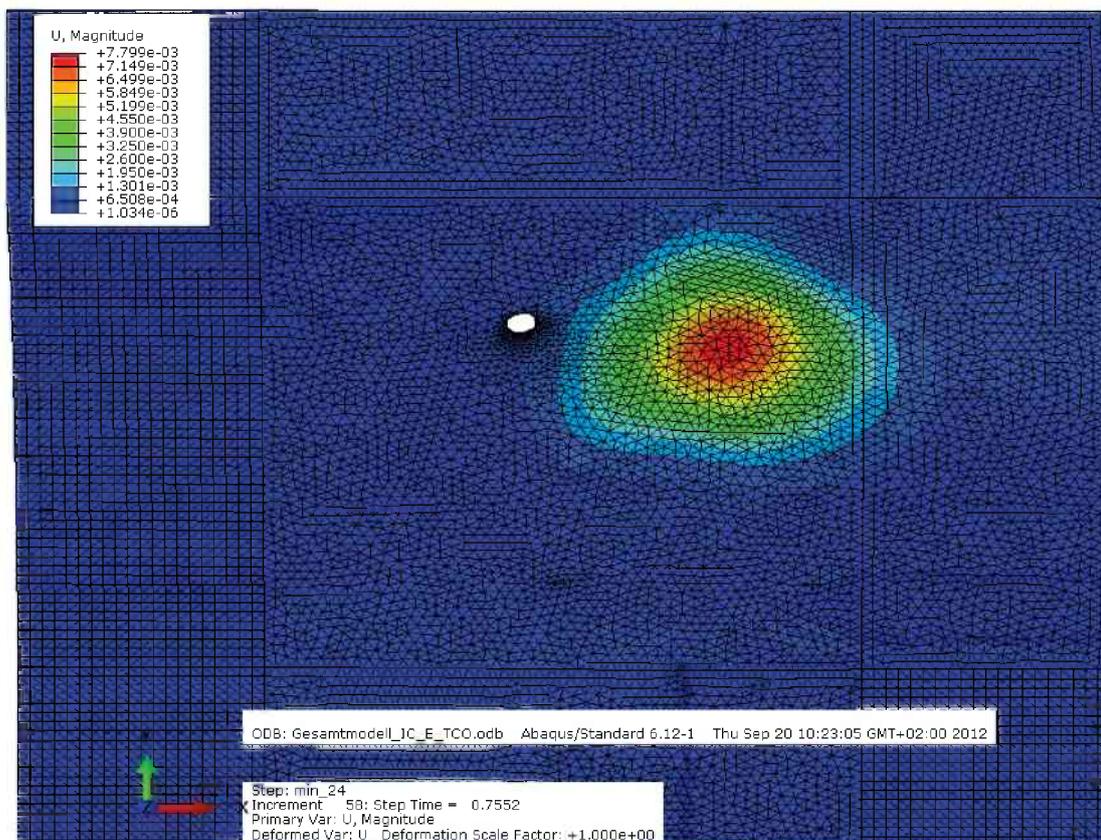


Abbildung 36: Verschiebungen an der Geländeoberkante im Berechnungs-Step Min_24 (Ende der Berechnung)

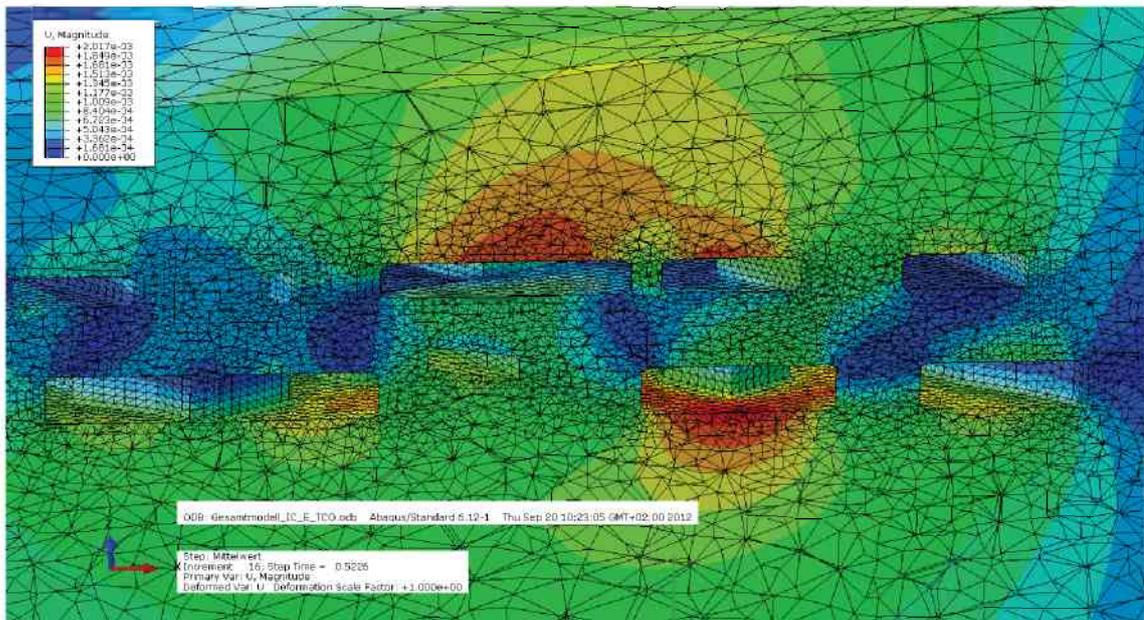


Abbildung 37: Verschiebungen im Bereich der Rampe (Schnittdarstellung) im Berechnungs-Step Mittelwert

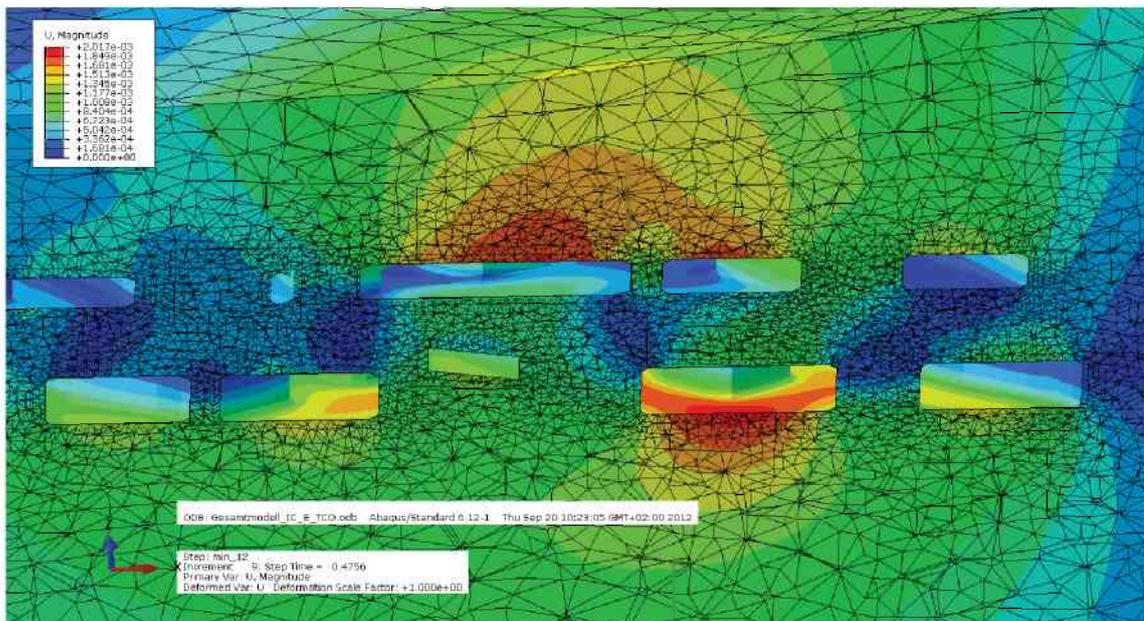


Abbildung 38: Verschiebungen im Bereich der Rampe (Schnittdarstellung) im Berechnungs-Step Min_12

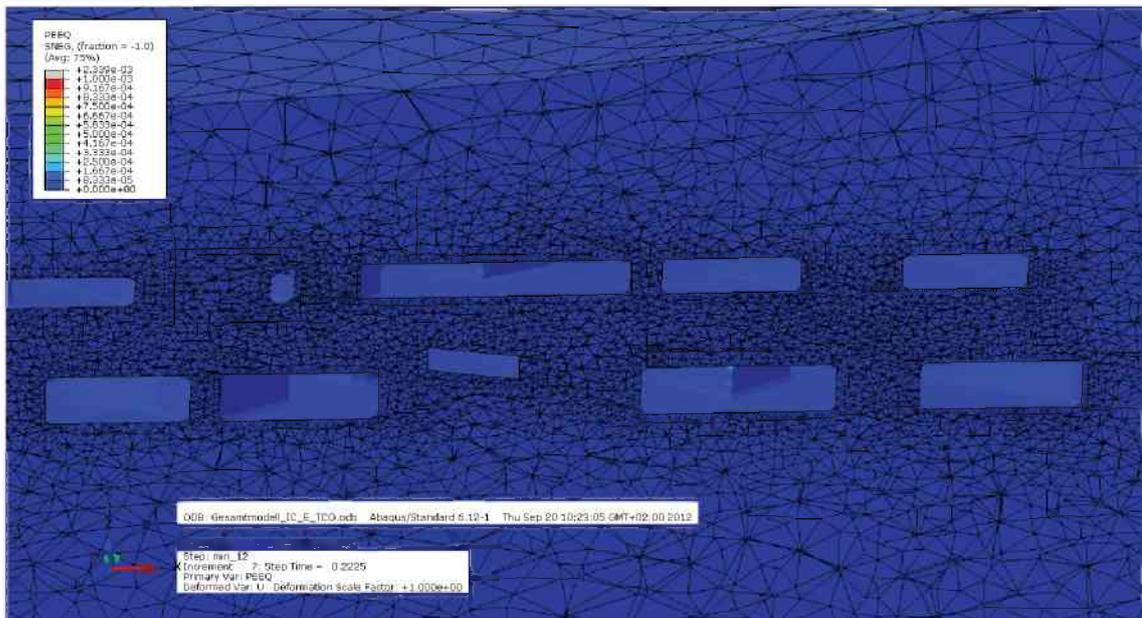


Abbildung 41: PEEQ im Bereich der Rampe (Schnittdarstellung) im Berechnungs-Step Min_12

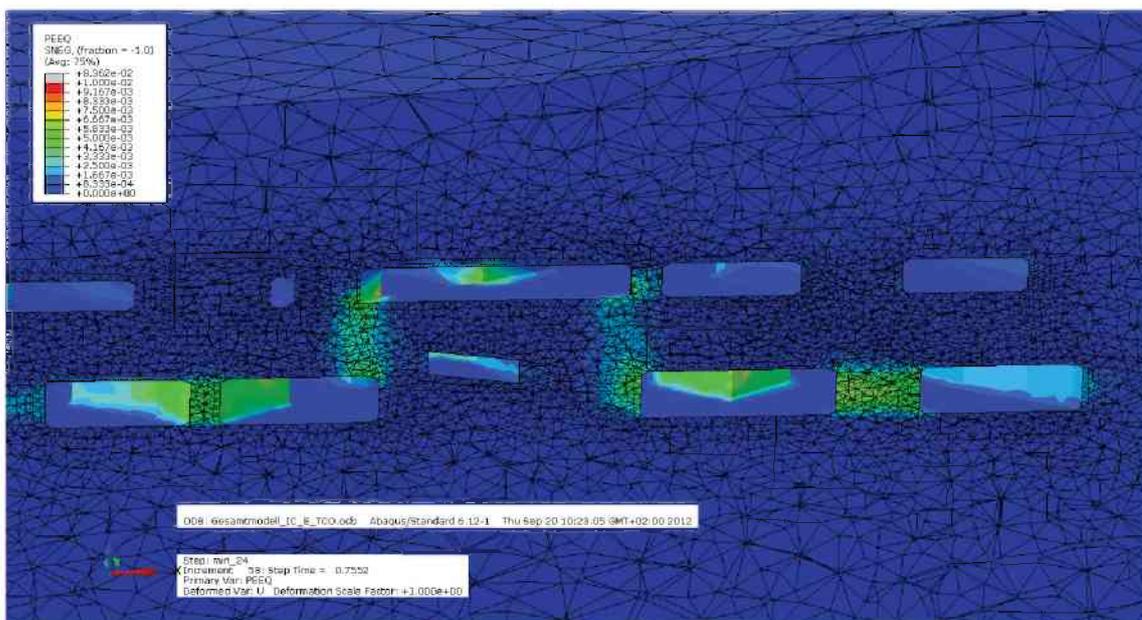


Abbildung 42: PEEQ im Bereich der Rampe (Schnittdarstellung) im Berechnungs-Step Min_24 (Ende der Berechnung)

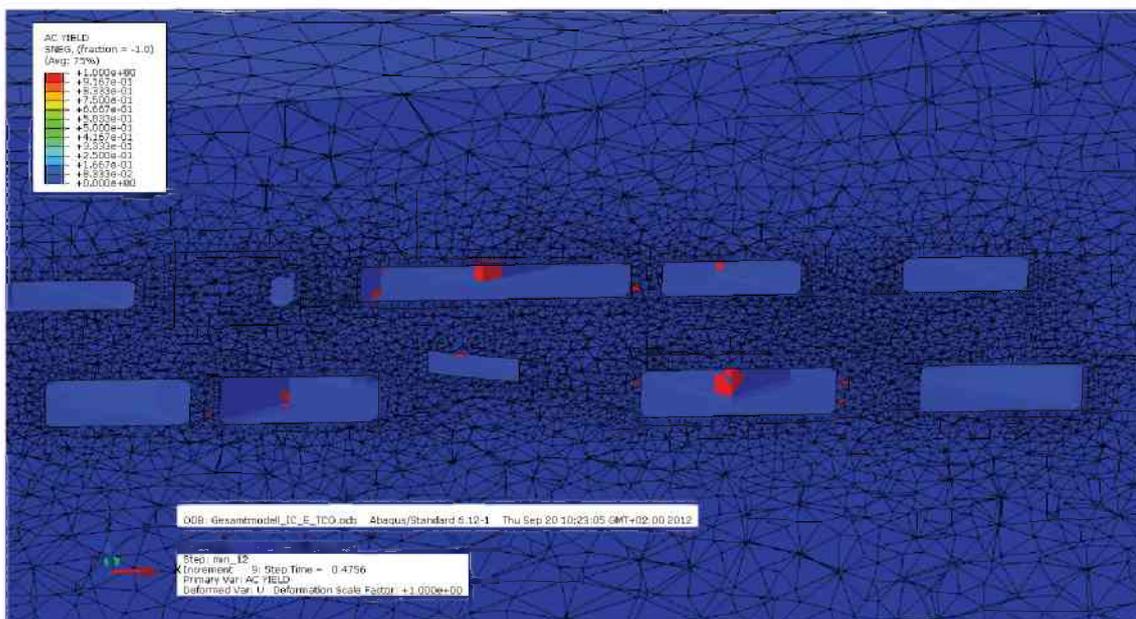


Abbildung 43: AC-Yield (AC Yield = 1 Fließfläche erreicht) im Bereich der Rampe (Schnittdarstellung) im Berechnungs-Step Min_12

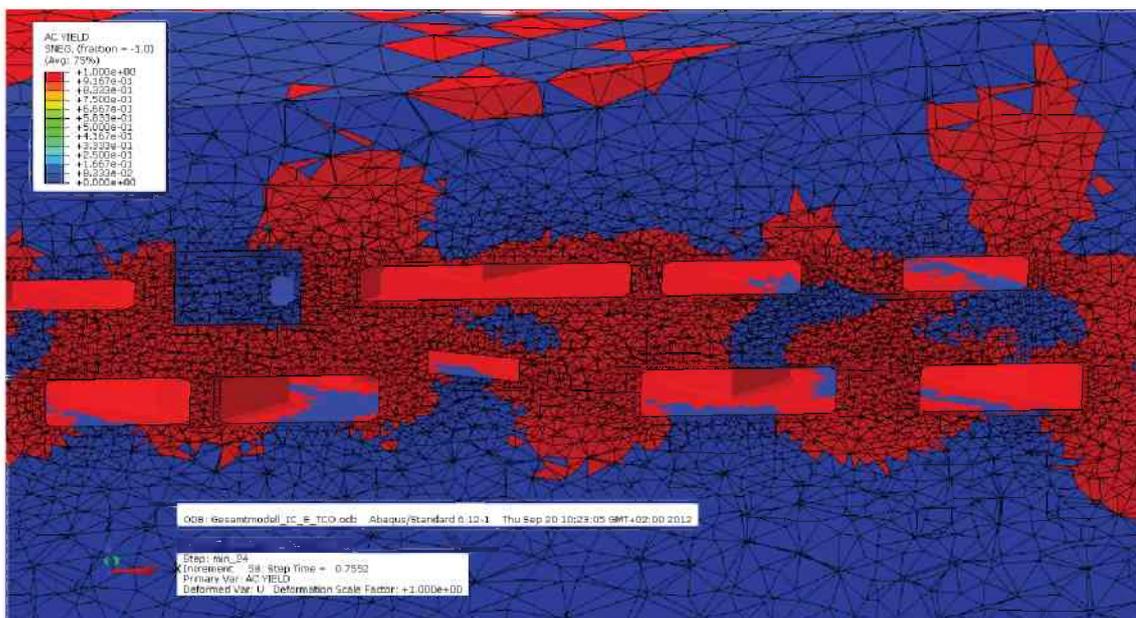


Abbildung 44: AC-Yield (AC Yield = 1 Fließfläche erreicht) im Bereich der Rampe (Schnittdarstellung) im Berechnungs-Step Min_24 (Ende der Berechnung)

4. Gesamtstabilität unter Berücksichtigung der Laugung des Deckgebirges durch Niederschlagswässer

4.1. Temperaturverteilung

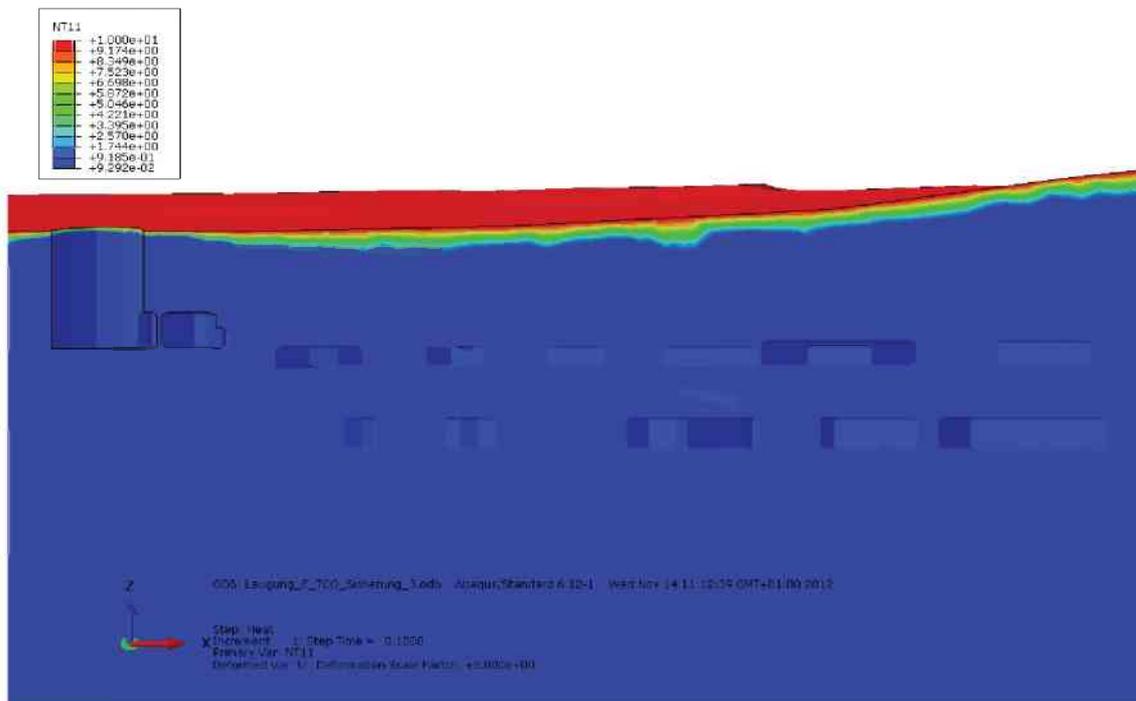


Abbildung 45: Temperaturverteilung zu Berechnungsbeginn (Schnittdarstellung)

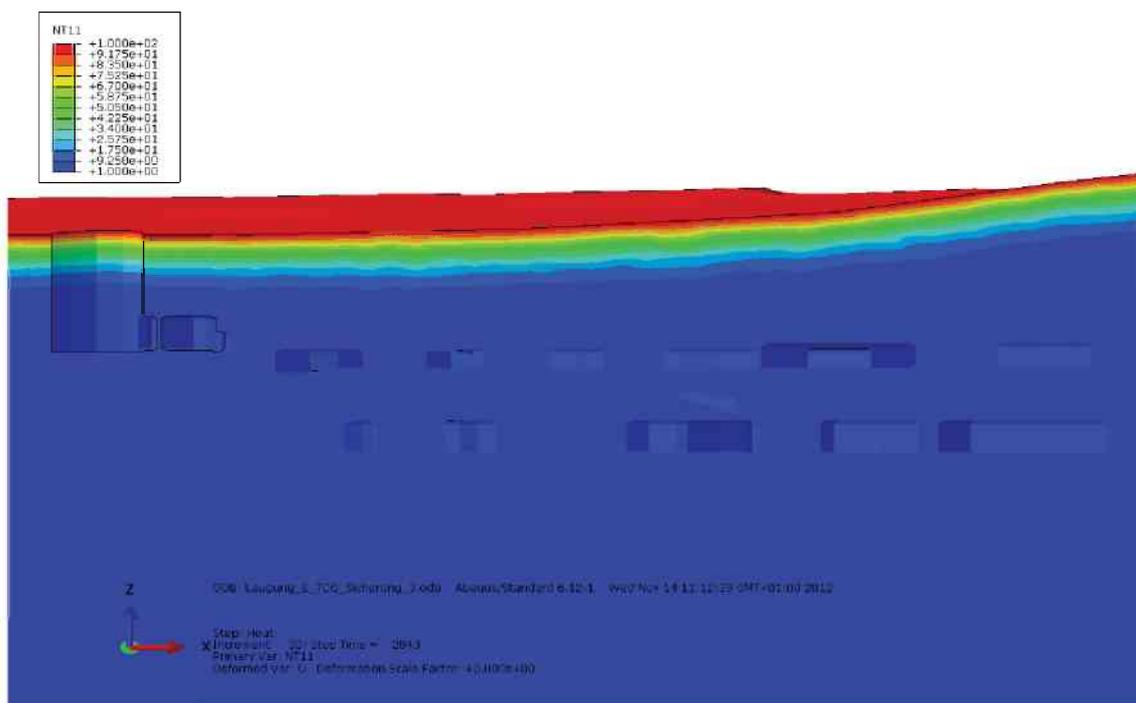


Abbildung 46: Temperaturverteilung, Inkrement 30 (Schnittdarstellung)

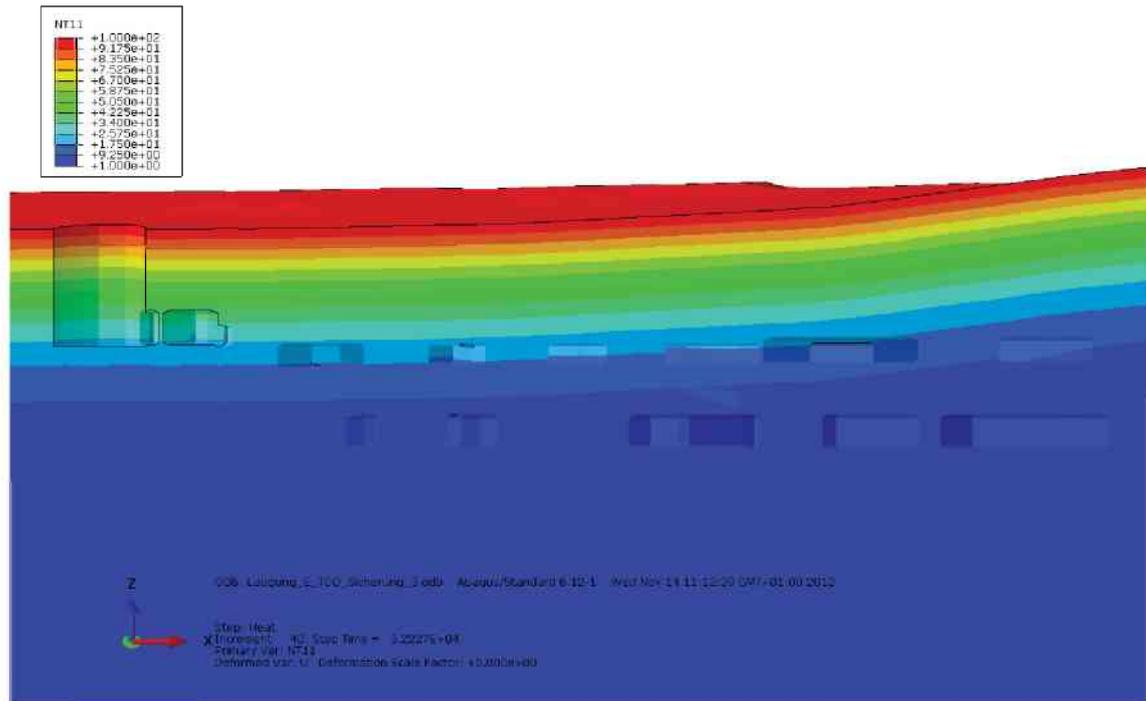


Abbildung 47: Temperaturverteilung, Inkrement 40 (Schnittdarstellung)

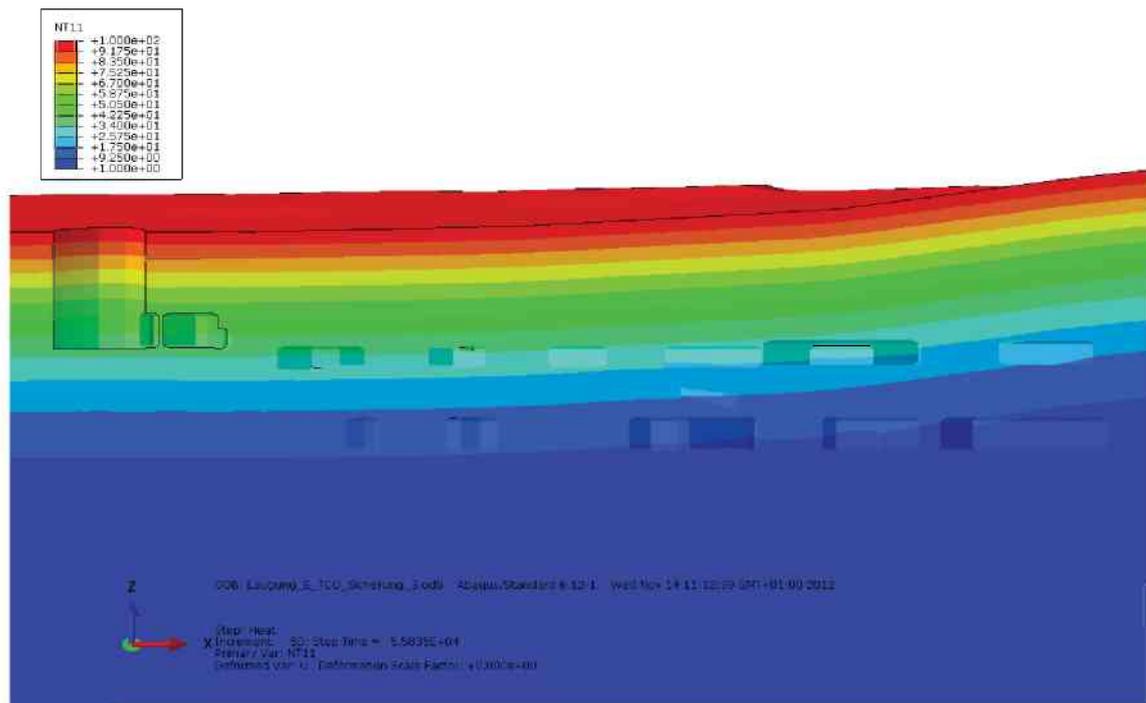


Abbildung 48: Temperaturverteilung, Inkrement 50 (Schnittdarstellung)

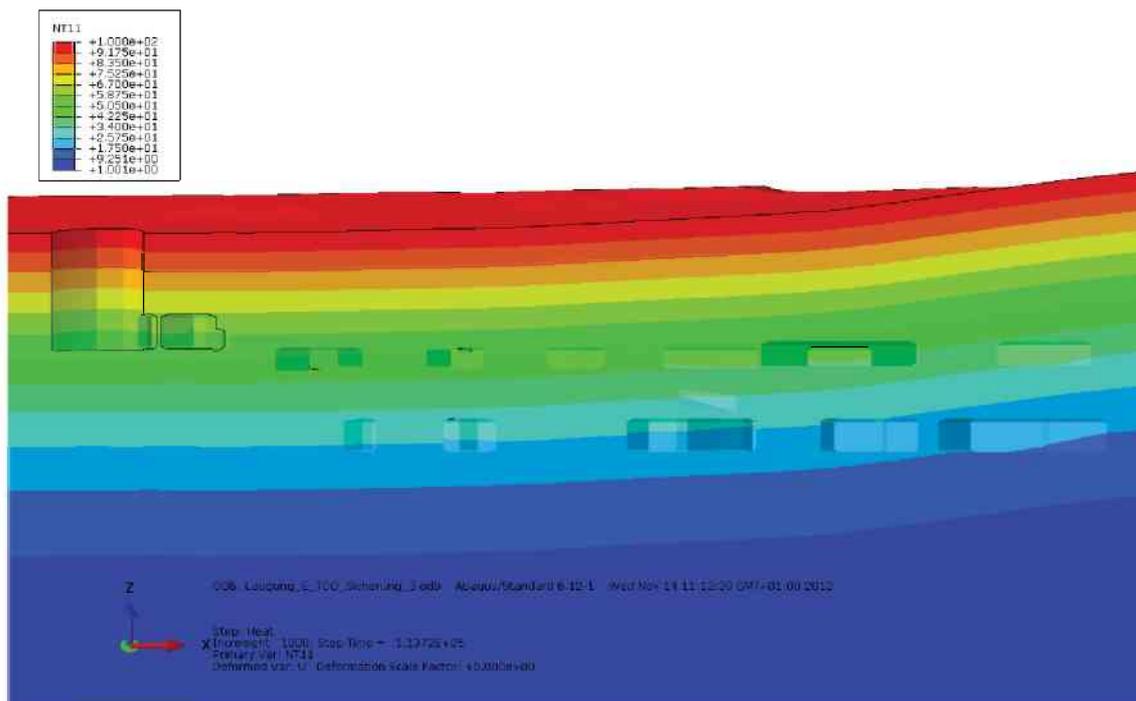


Abbildung 49: Temperaturverteilung, Inkrement 1000 (Schnittdarstellung)

4.2. Gesamtstabilität

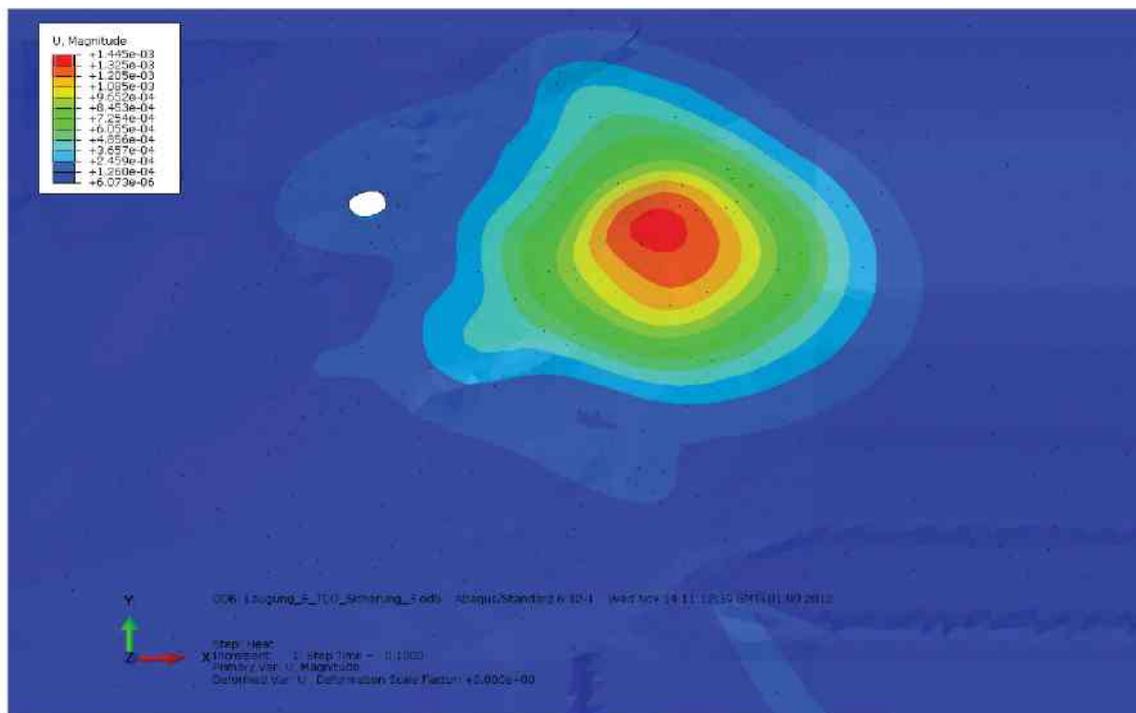


Abbildung 50: Verschiebungen an der GOK zu Berechnungsbeginn (vor Laugungsbeginn)

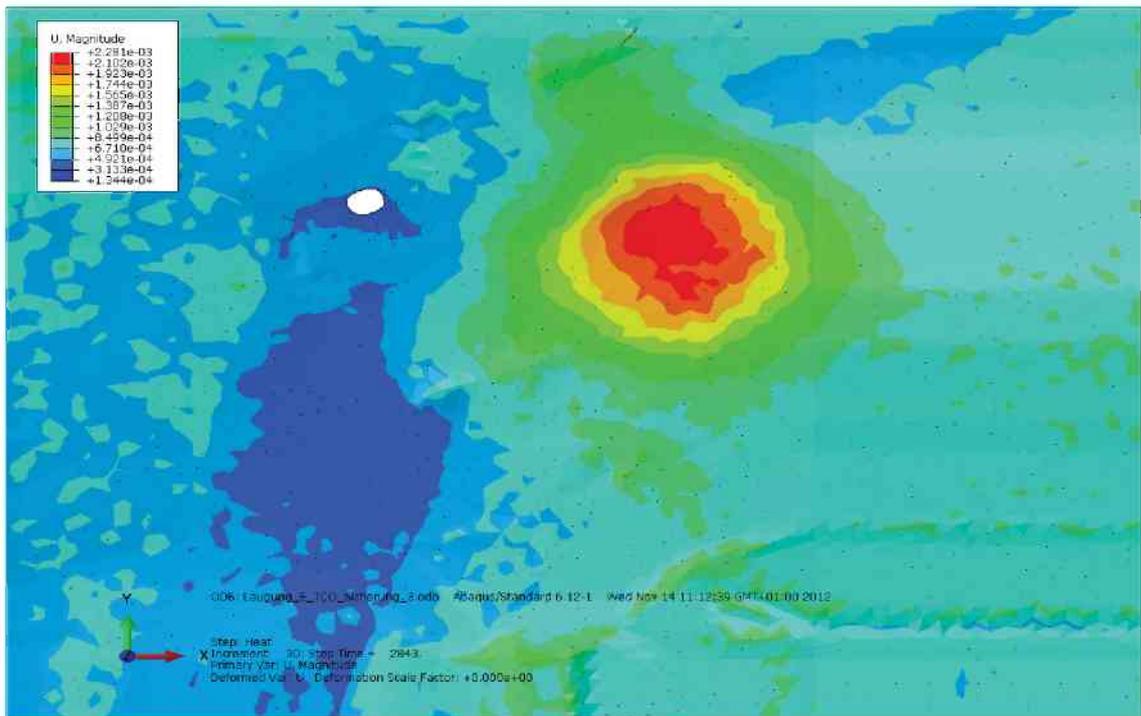


Abbildung 51: Verschiebungen an der GOK bei Laugungsfortschritt Inkrement=30

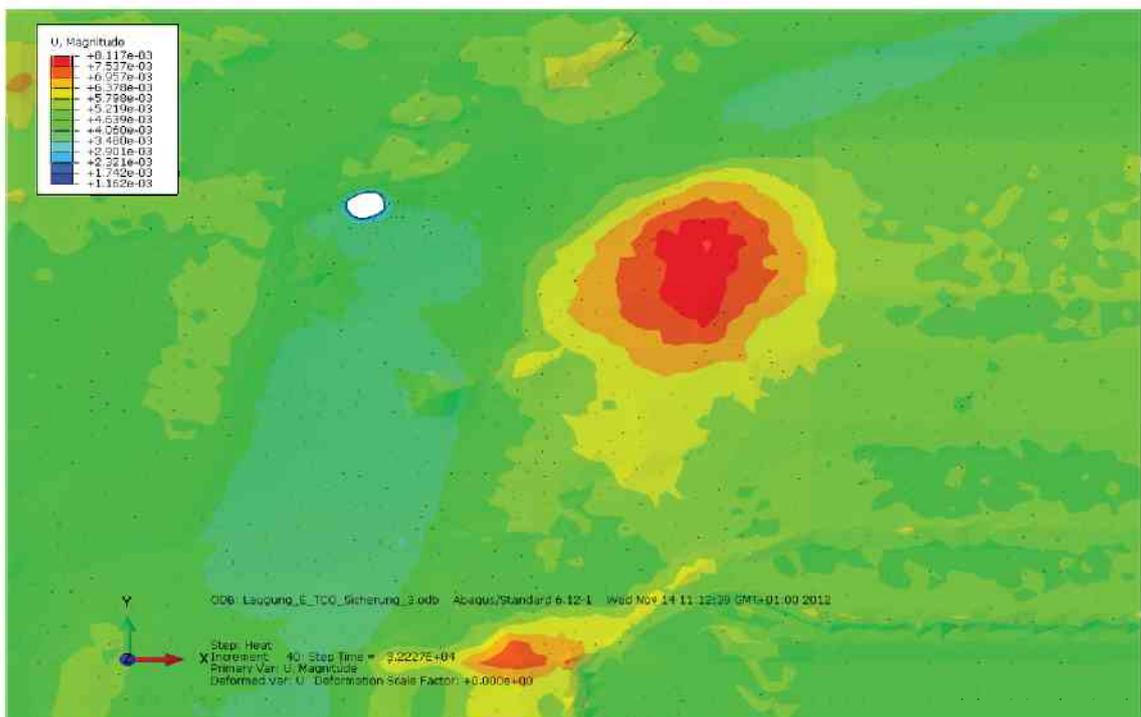


Abbildung 52: Verschiebungen an der GOK bei Laugungsfortschritt Inkrement=40

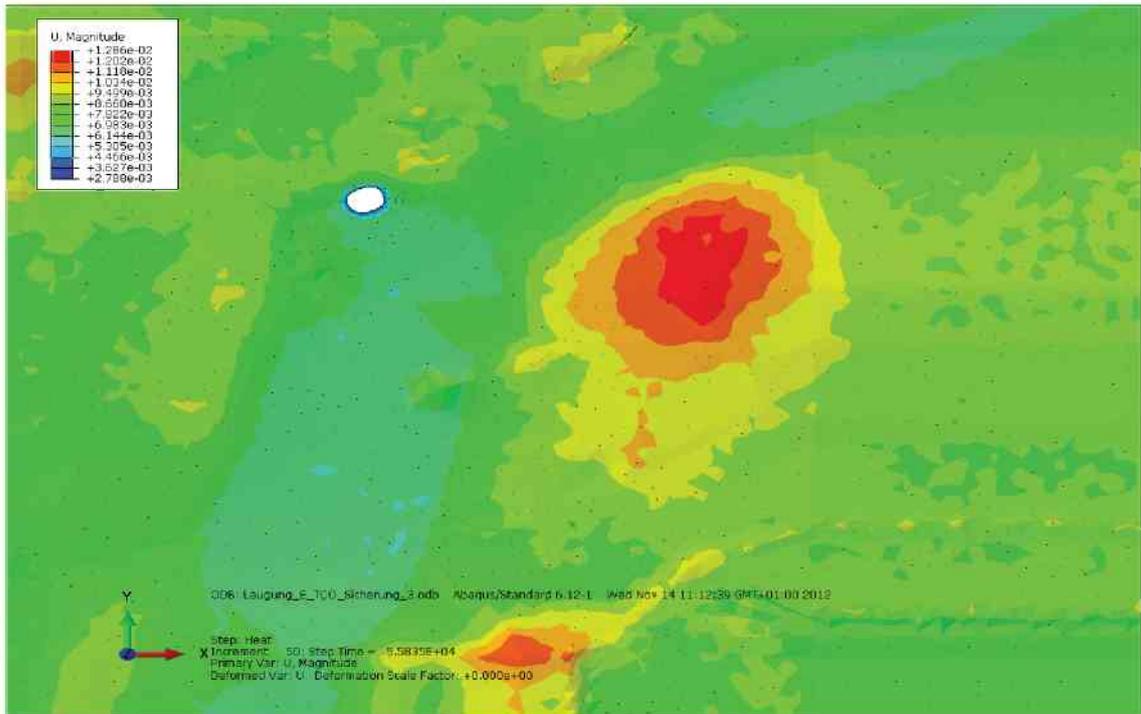


Abbildung 53: Verschiebungen an der GOK bei Laugungsfortschritt Inkrement=50

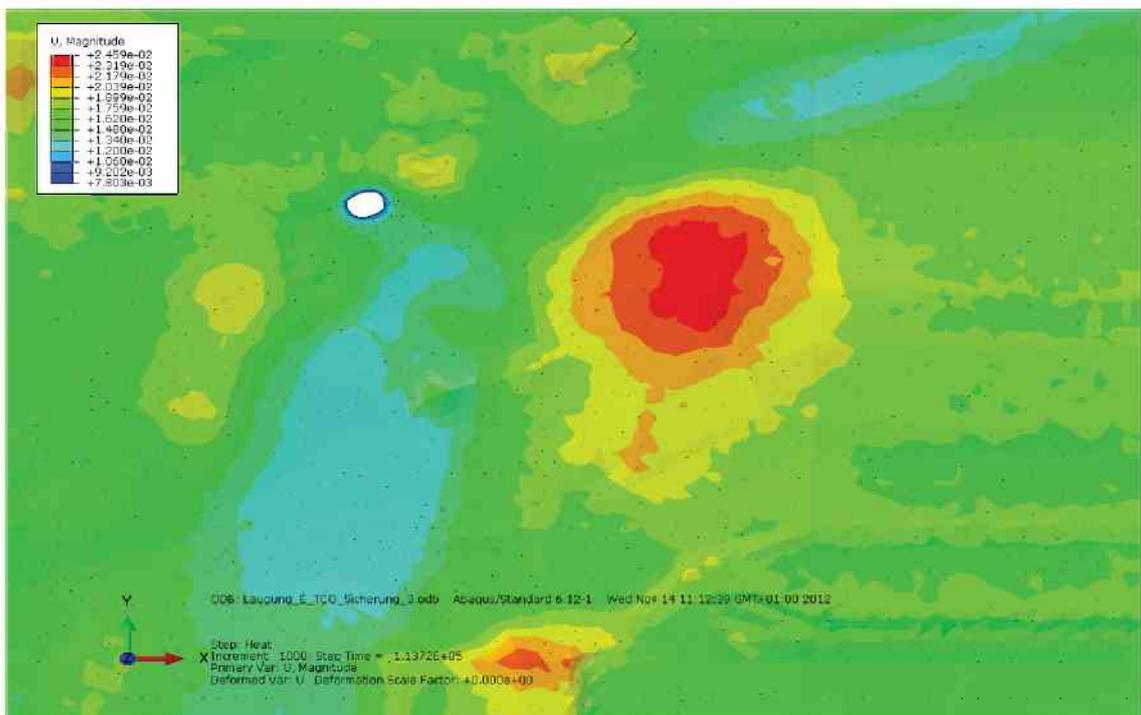


Abbildung 54: Verschiebungen an der GOK bei Laugungsfortschritt Inkrement=1000

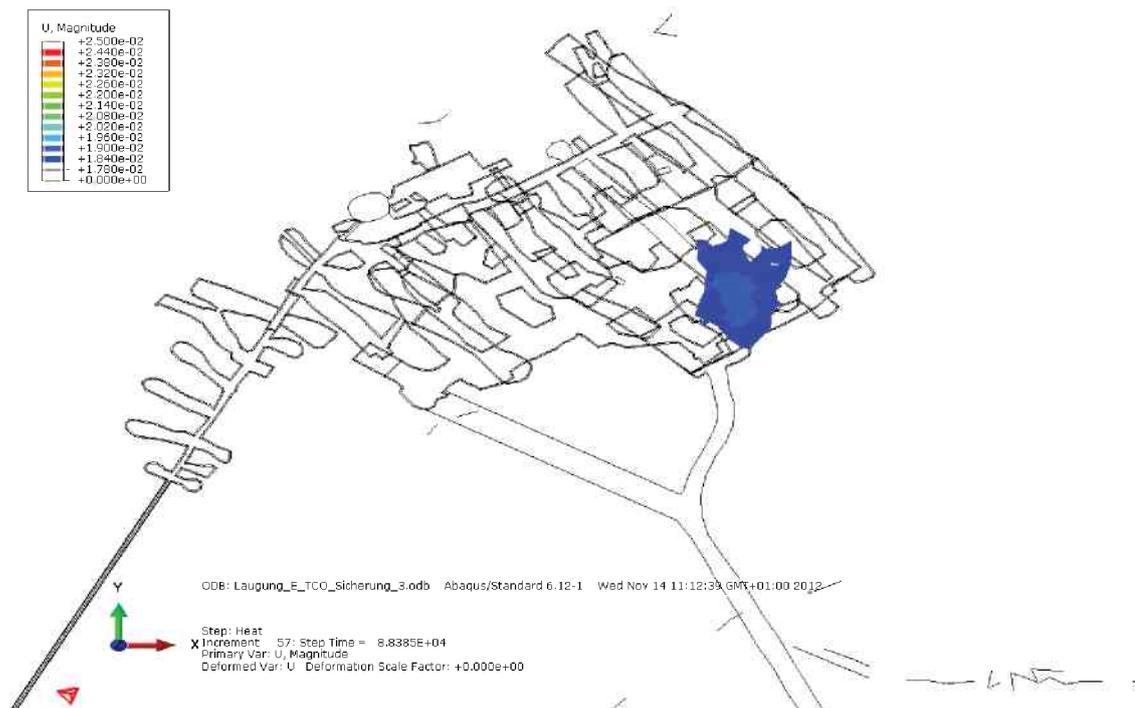


Abbildung 55: Ausbildung von Senkungstrichtern (U) in Abhängigkeit des Laugungsfortschrittes bei Inkrement=57

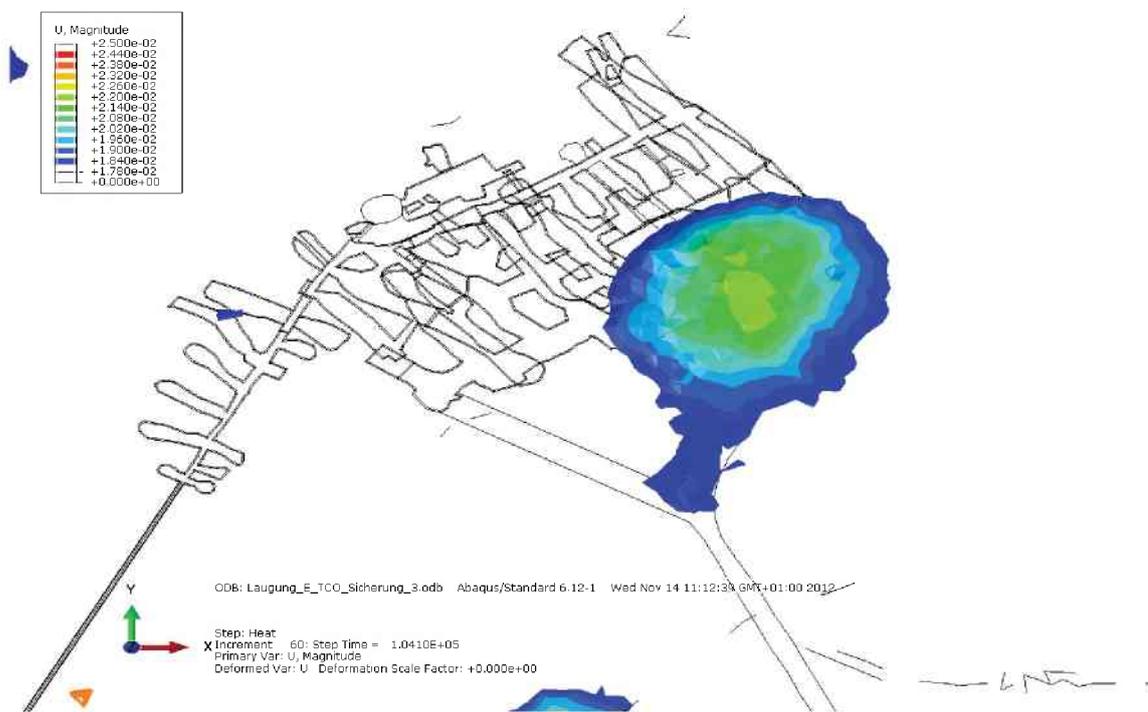


Abbildung 56: Ausbildung von Senkungstrichtern (U) in Abhängigkeit des Laugungsfortschrittes bei Inkrement=60

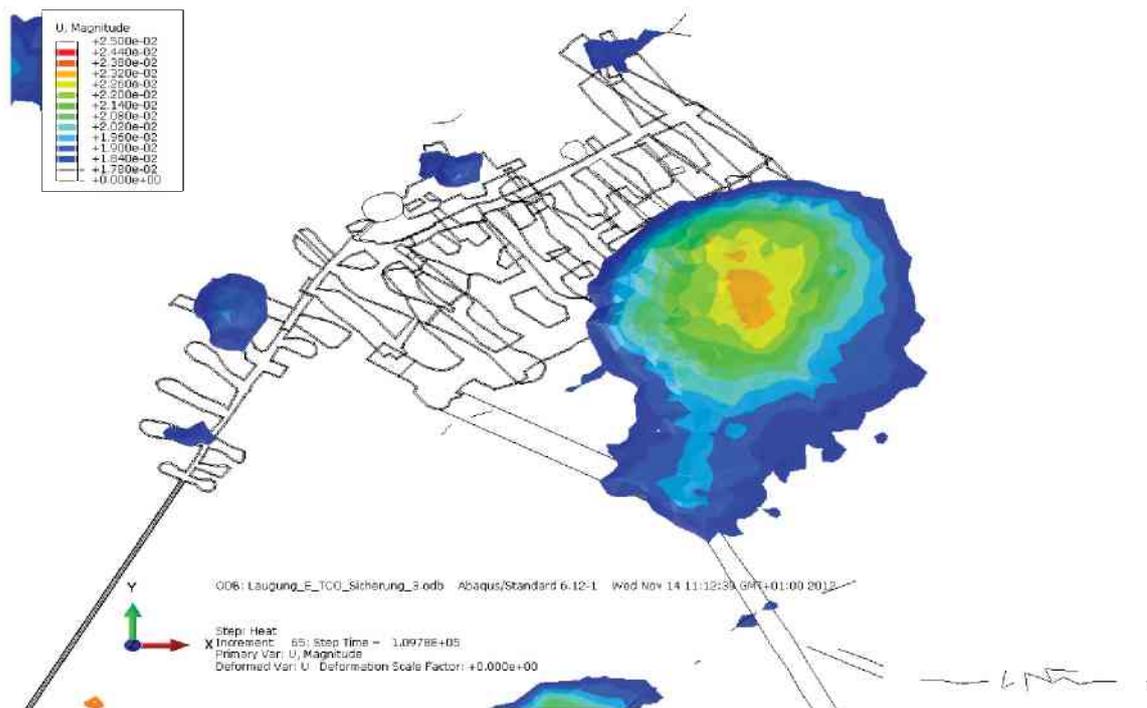


Abbildung 57: Ausbildung von Senkungstrichtern (U) in Abhängigkeit des Laugungsfortschrittes bei Inkrement=65

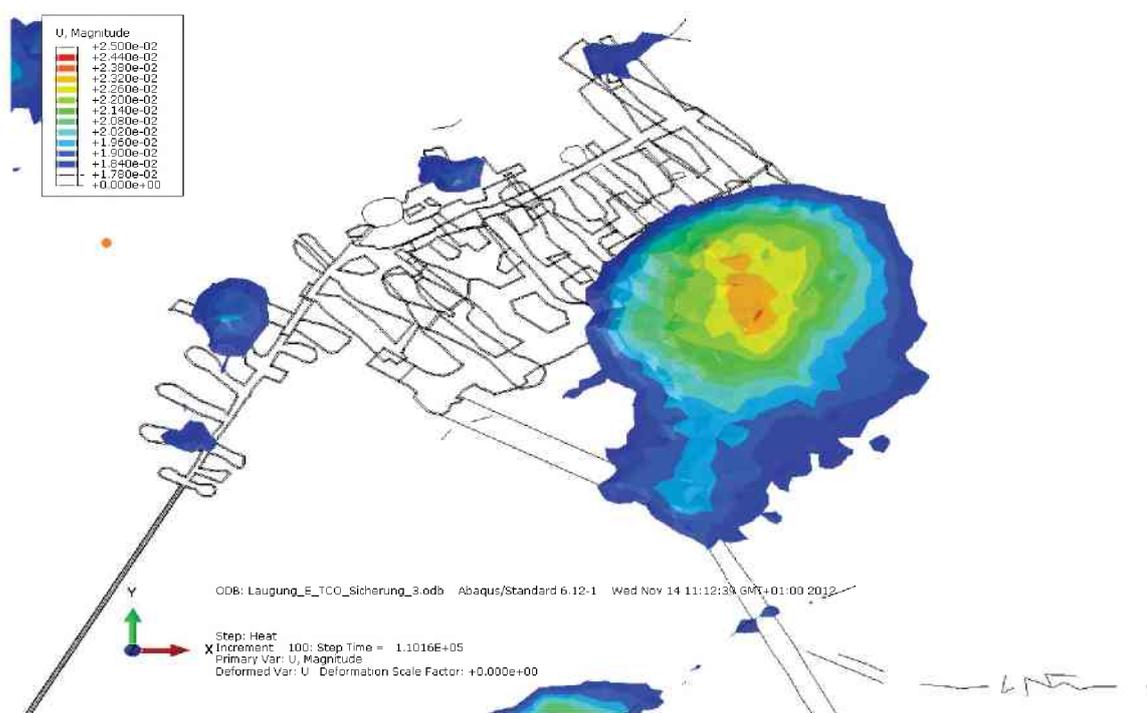


Abbildung 58: Ausbildung von Senkungstrichtern (U) in Abhängigkeit des Laugungsfortschrittes bei Inkrement=100

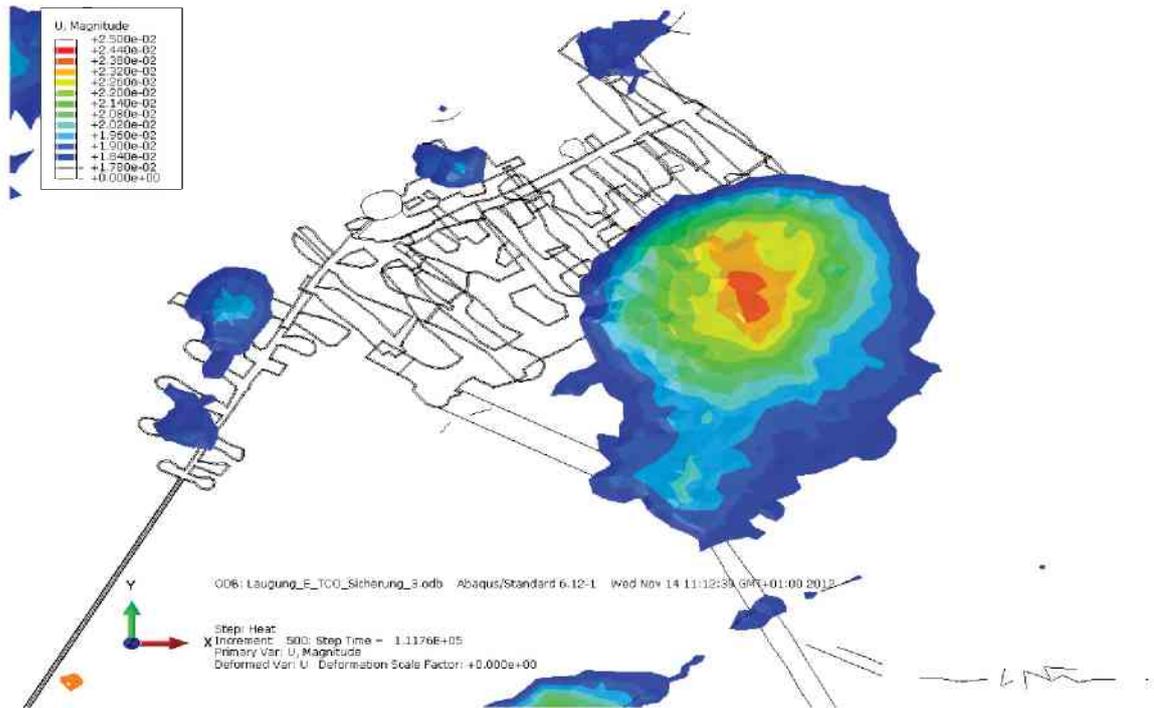


Abbildung 59: Ausbildung von Senkungstrichtern (U) in Abhängigkeit des Laugungsfortschrittes bei Inkrement=500

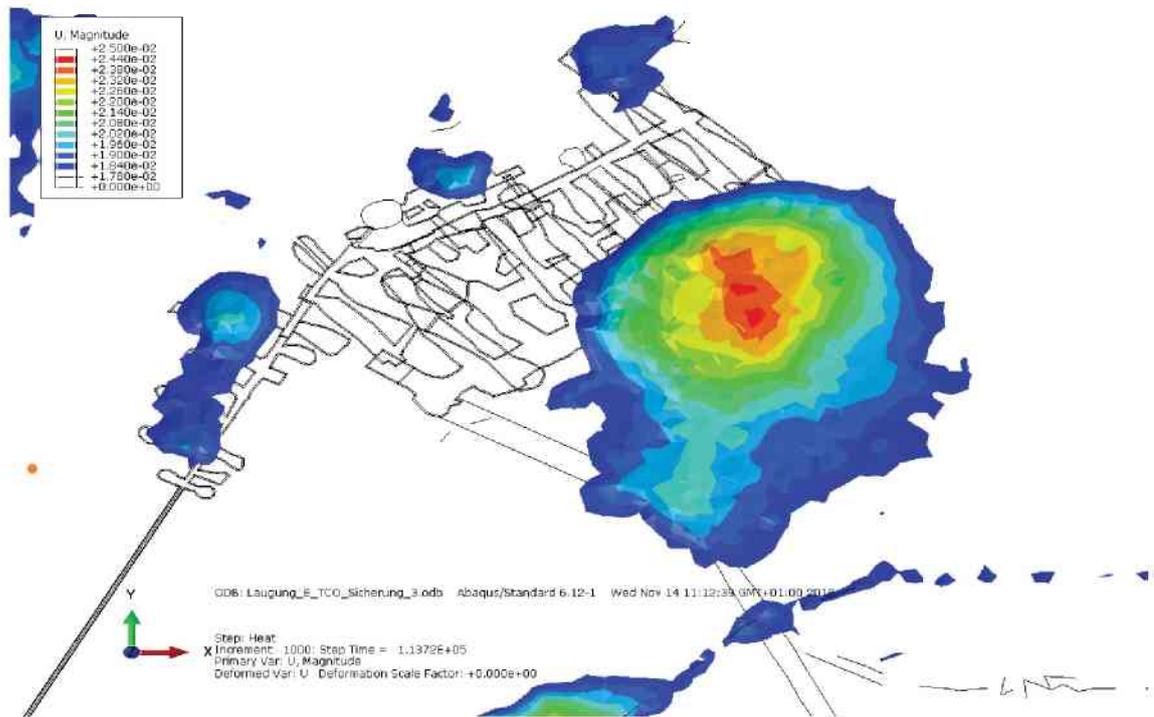


Abbildung 60: Ausbildung von Senkungstrichtern (U) in Abhängigkeit des Laugungsfortschrittes bei Inkrement=1000

5. Gesamtstabilität unter Berücksichtigung der des Laugungspotentials des unterirdischen Sees in der unteren Sohle

5.1. Temperaturverteilung

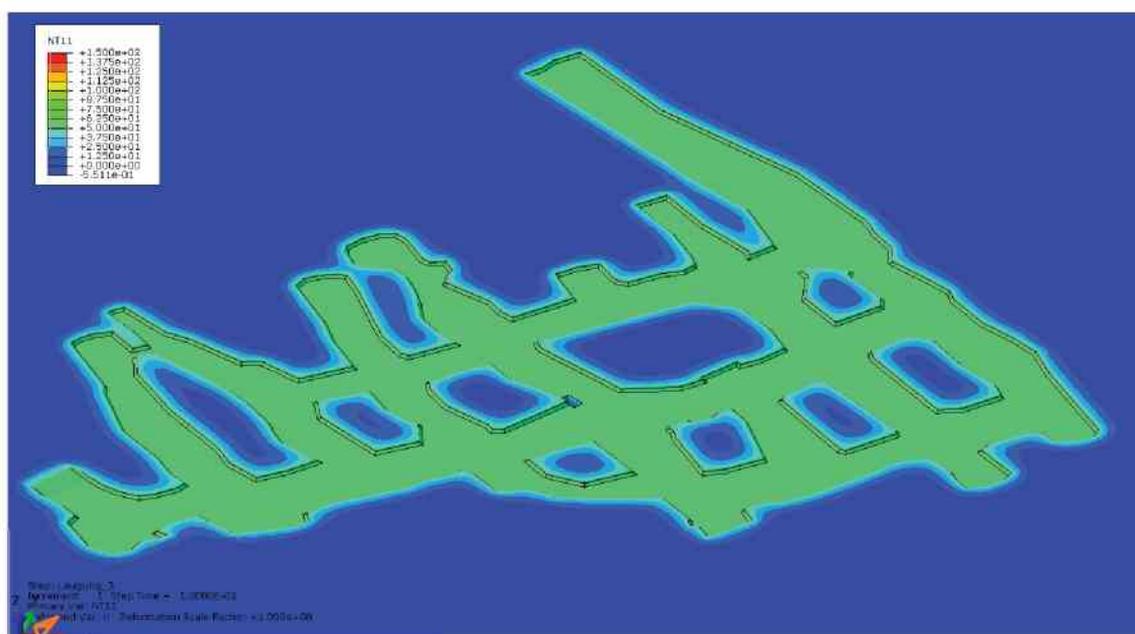


Abbildung 61: Temperaturverteilung in der unteren Sohle im Berechnungs-Step Laugung_3, Inkrement 1

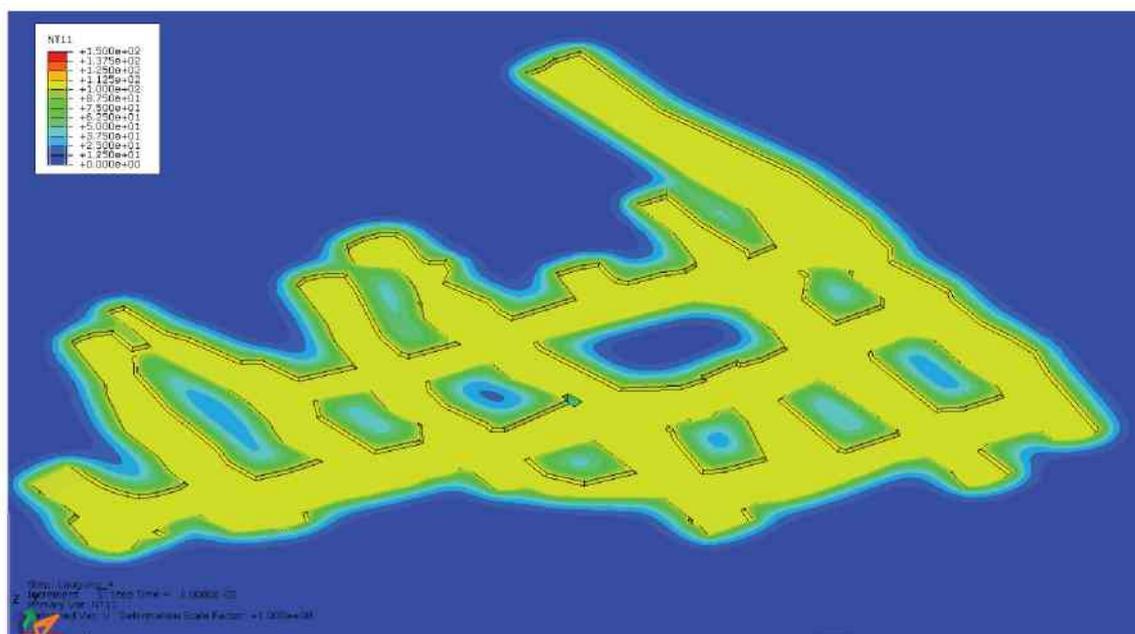


Abbildung 62: Temperaturverteilung in der unteren Sohle im Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 1

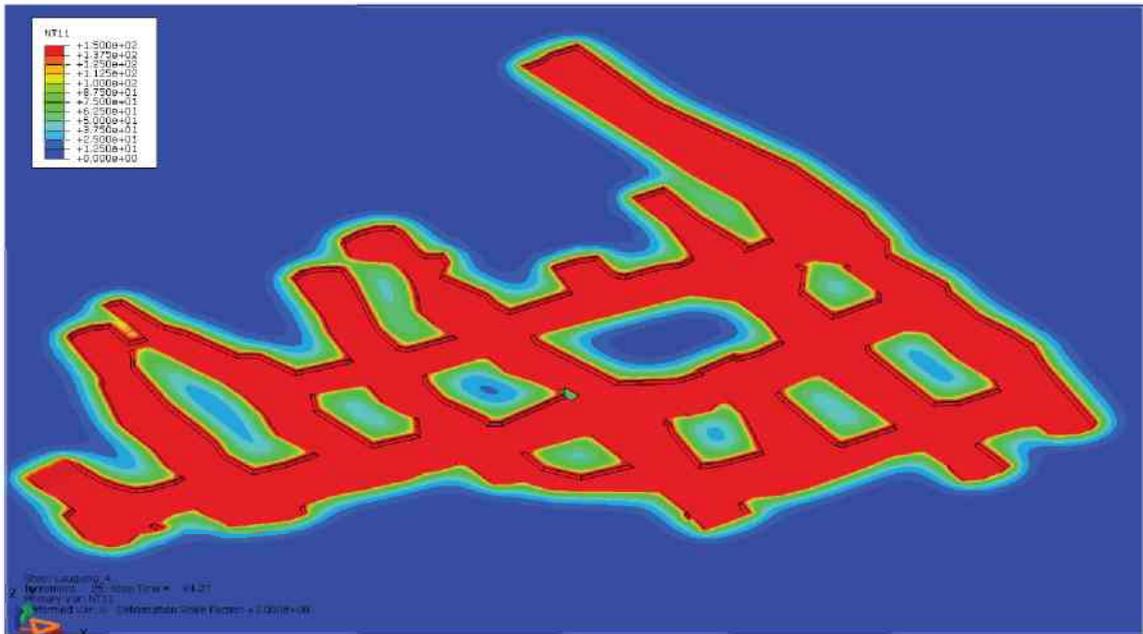


Abbildung 63: Temperaturverteilung in der unteren Sohle im Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 25

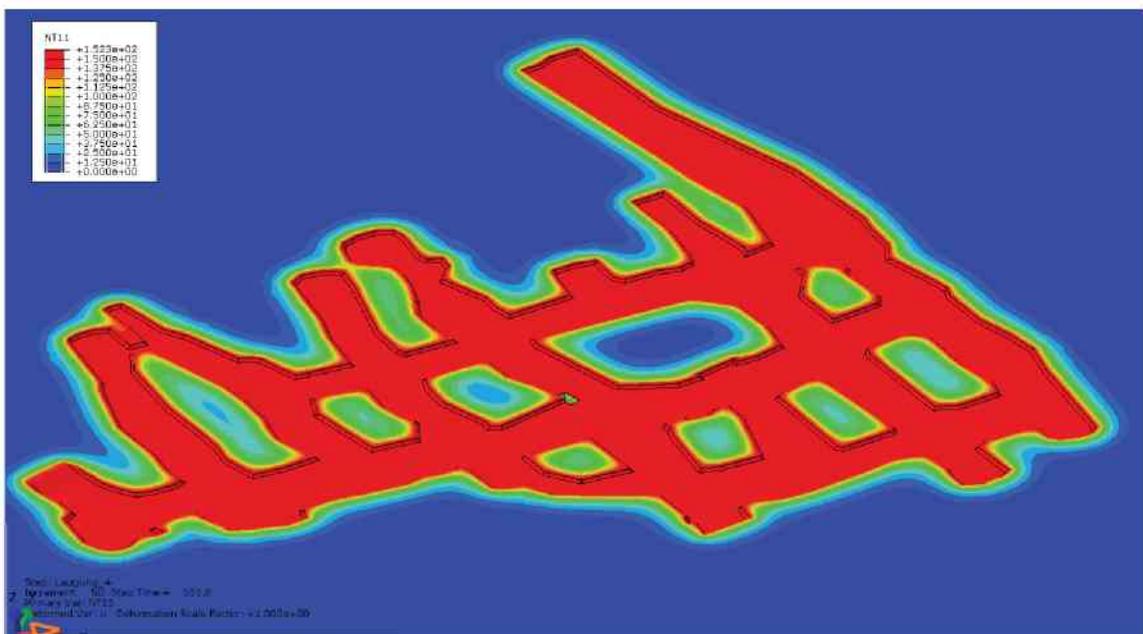


Abbildung 64: Temperaturverteilung in der unteren Sohle im Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 50

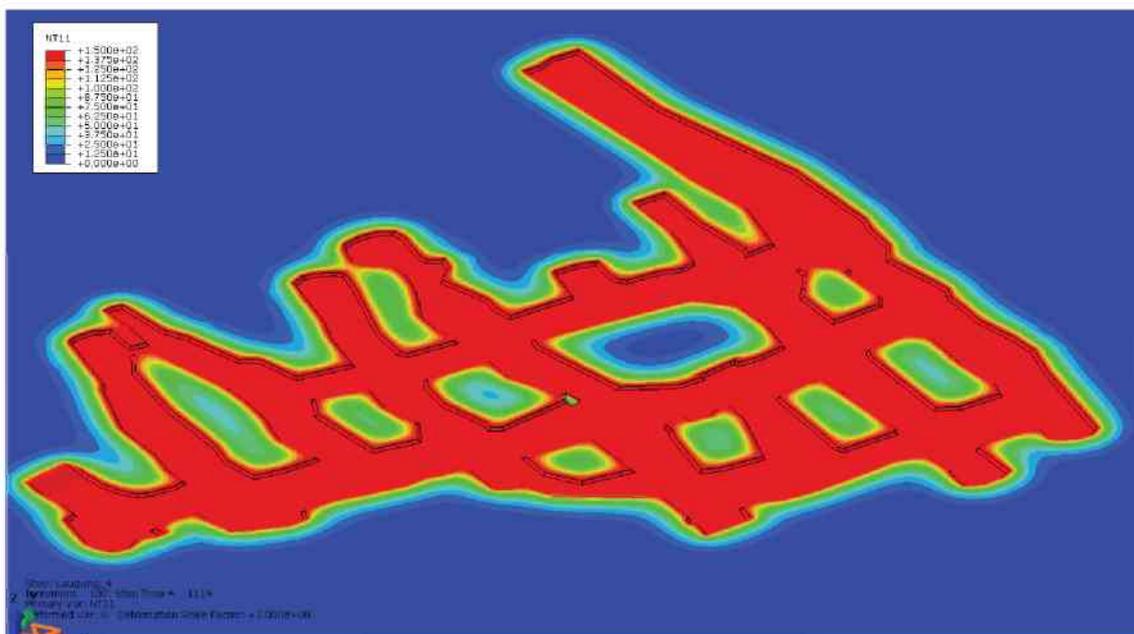


Abbildung 65: Temperaturverteilung in der unteren Sohle im Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 100

5.2. Gesamtstabilität

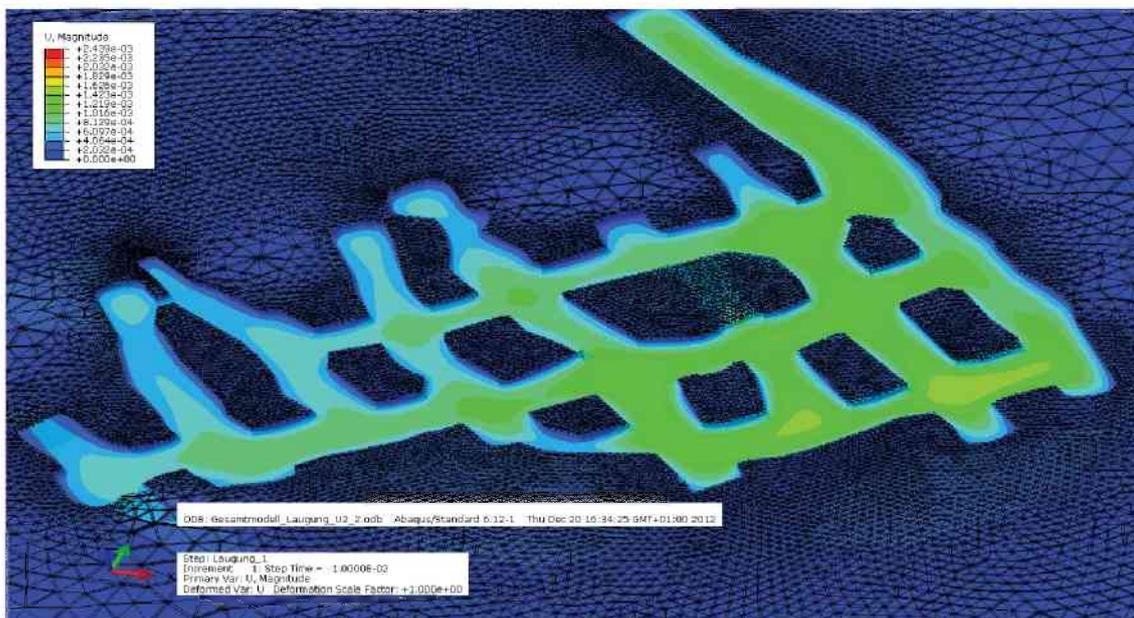


Abbildung 66: Verschiebungen in der unteren Sohle bei Berechnungs-Step Laugung_1, Inkrement 1

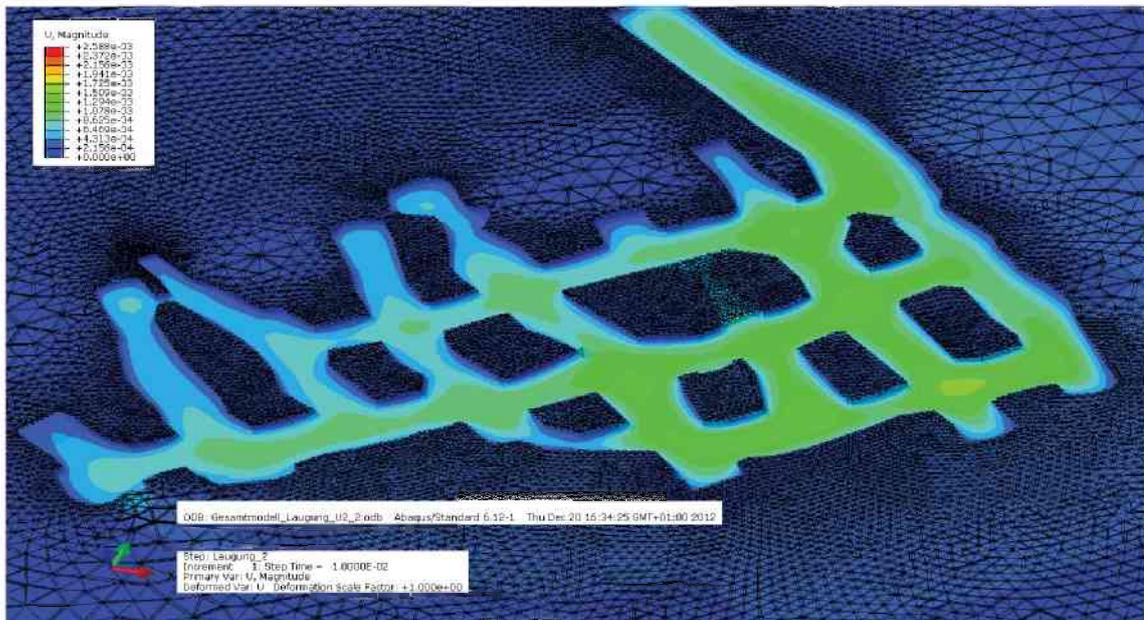


Abbildung 67: Verschiebungen in der unteren Sohle bei Berechnungs-Step Laugung_2, Inkrement 1

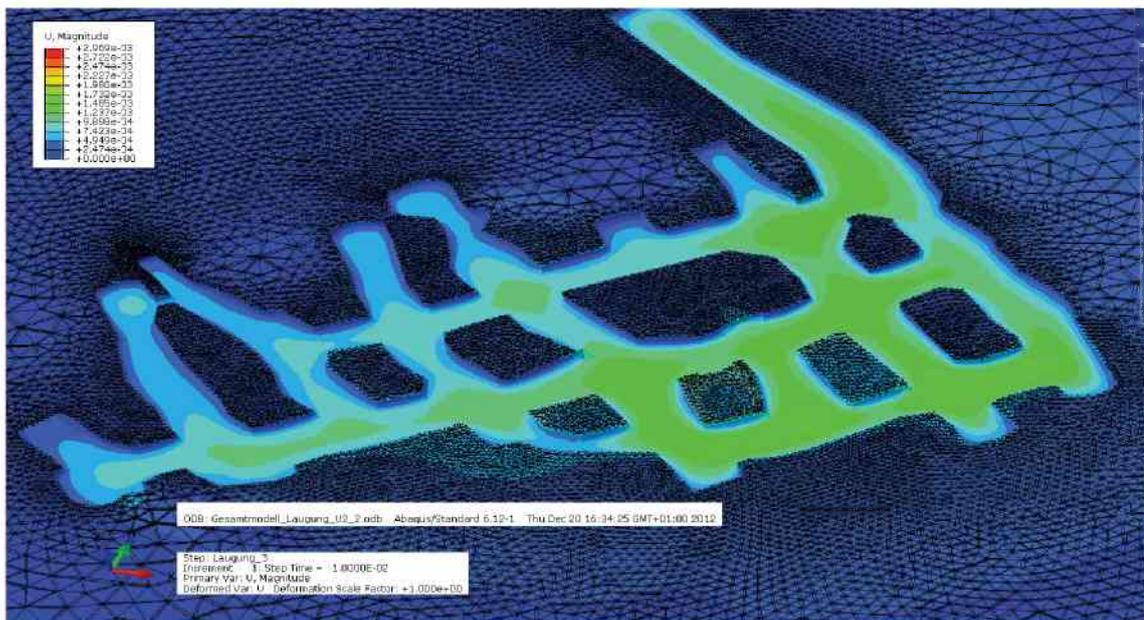


Abbildung 68: Verschiebungen in der unteren Sohle bei Berechnungs-Step Laugung_3, Inkrement 1

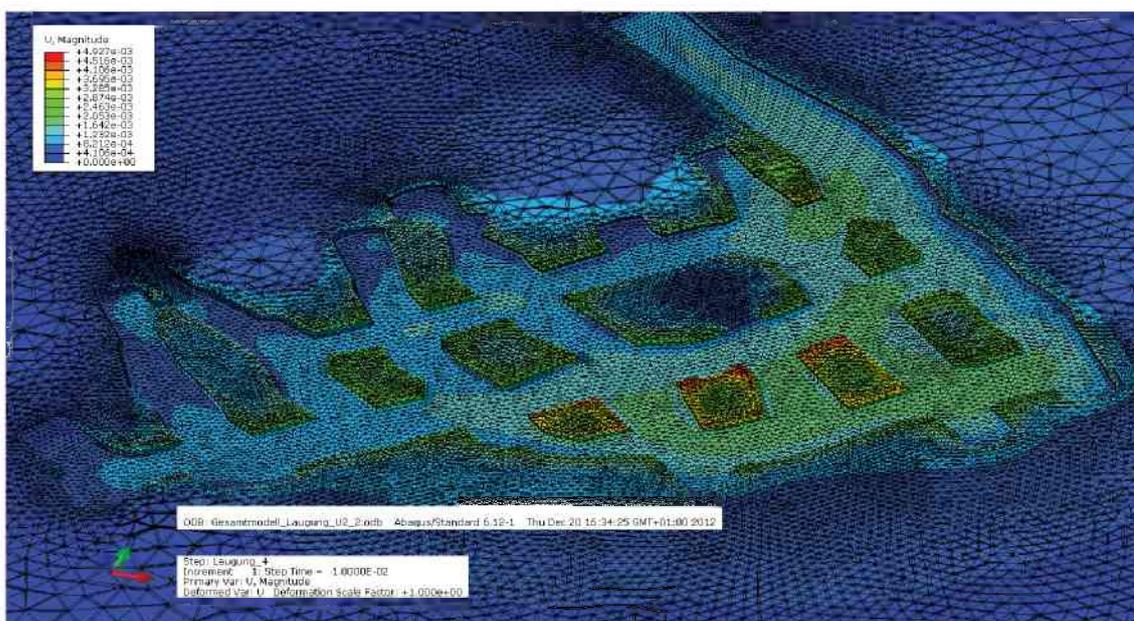


Abbildung 69: Verschiebungen in der unteren Sohle bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 1

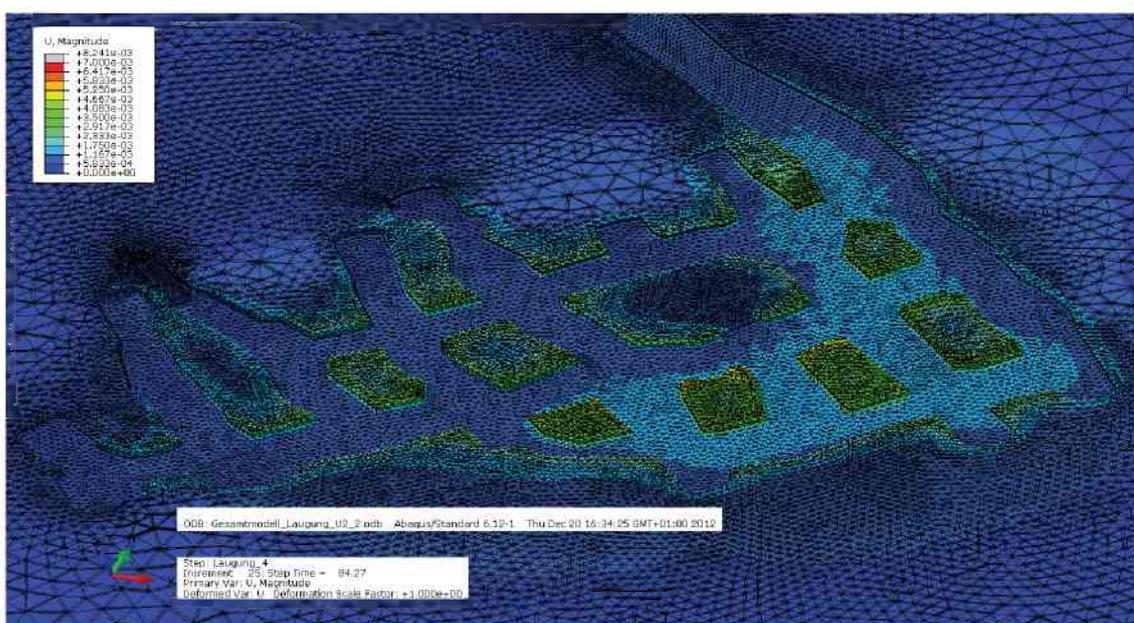


Abbildung 70: Verschiebungen in der unteren Sohle bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 25

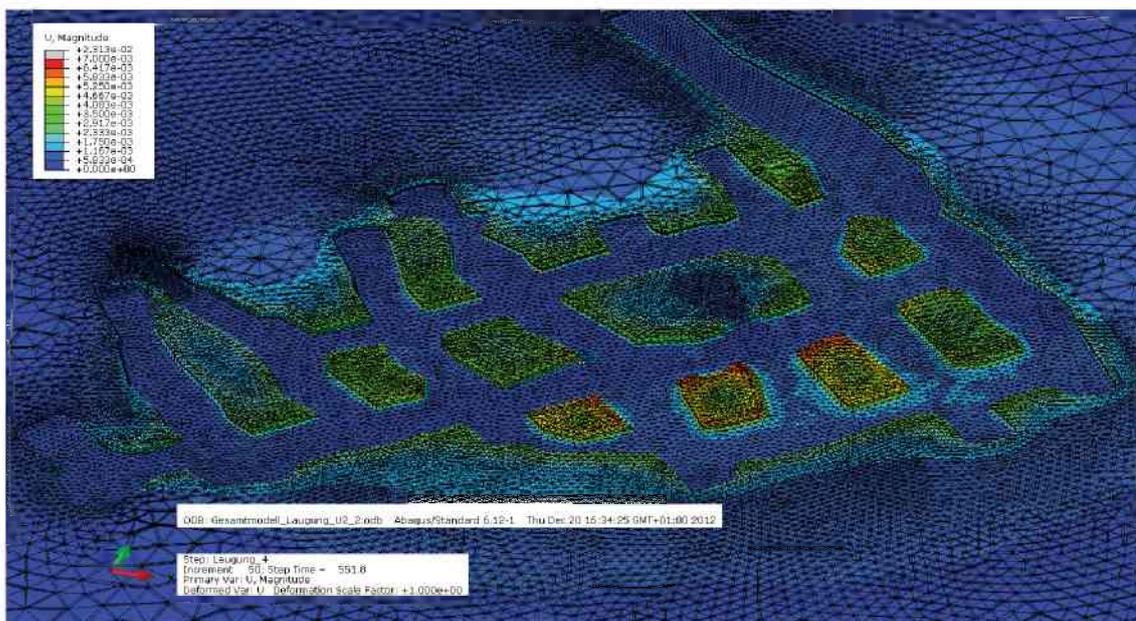


Abbildung 71: Verschiebungen in der unteren Sohle bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 50

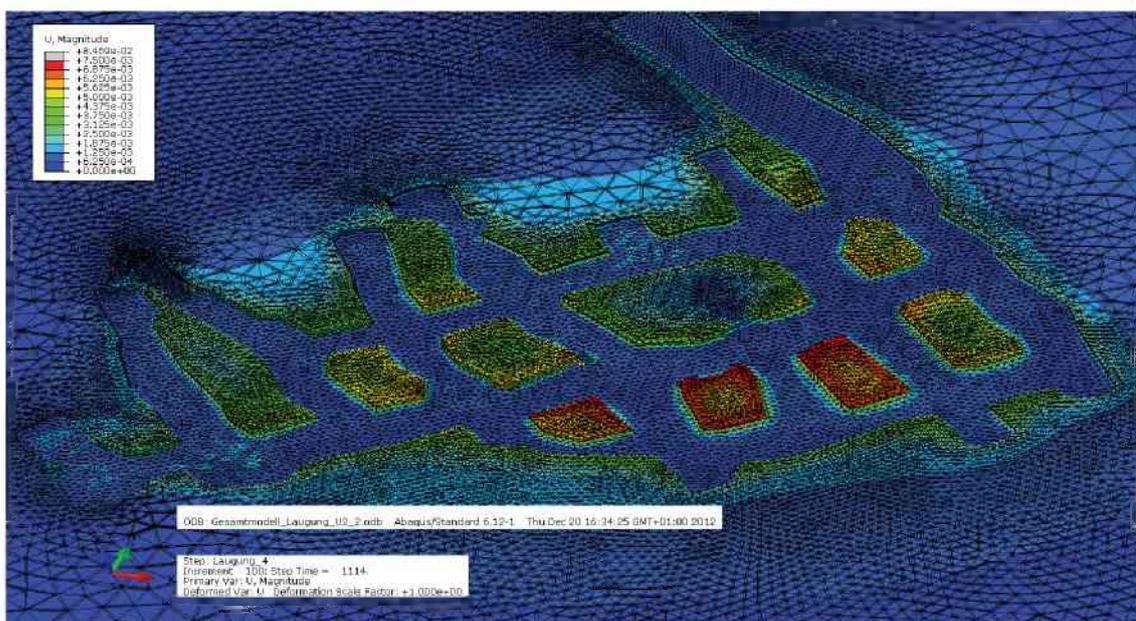


Abbildung 72: Verschiebungen in der unteren Sohle bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 100

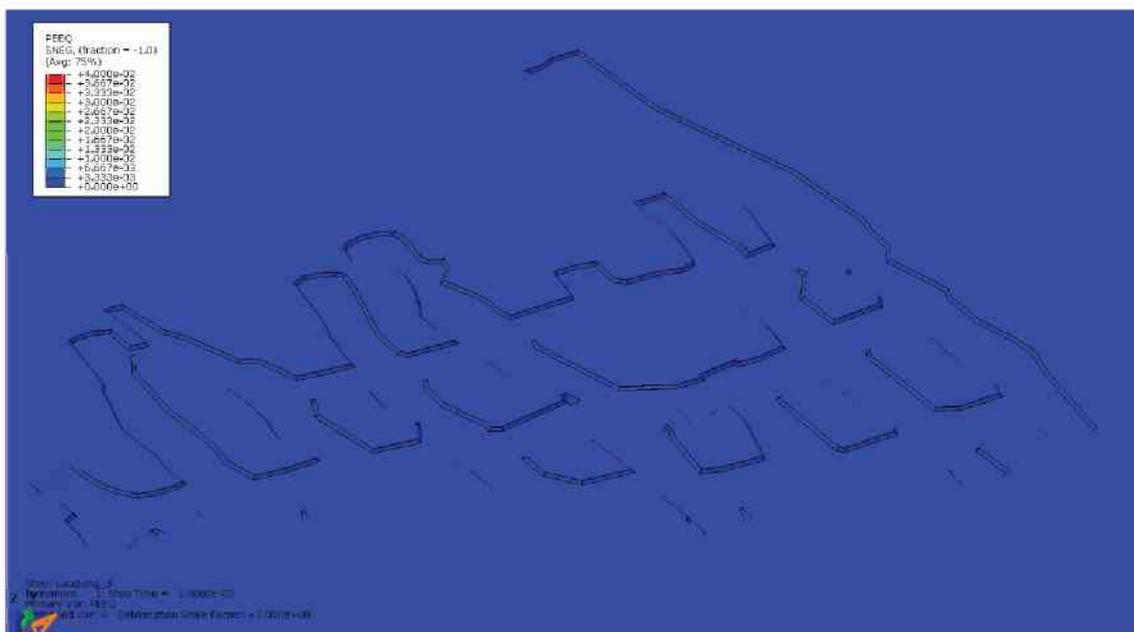


Abbildung 73: PEEQ in der unteren Sohle bei Berechnungs-Step Laugung_3, Inkrement 1

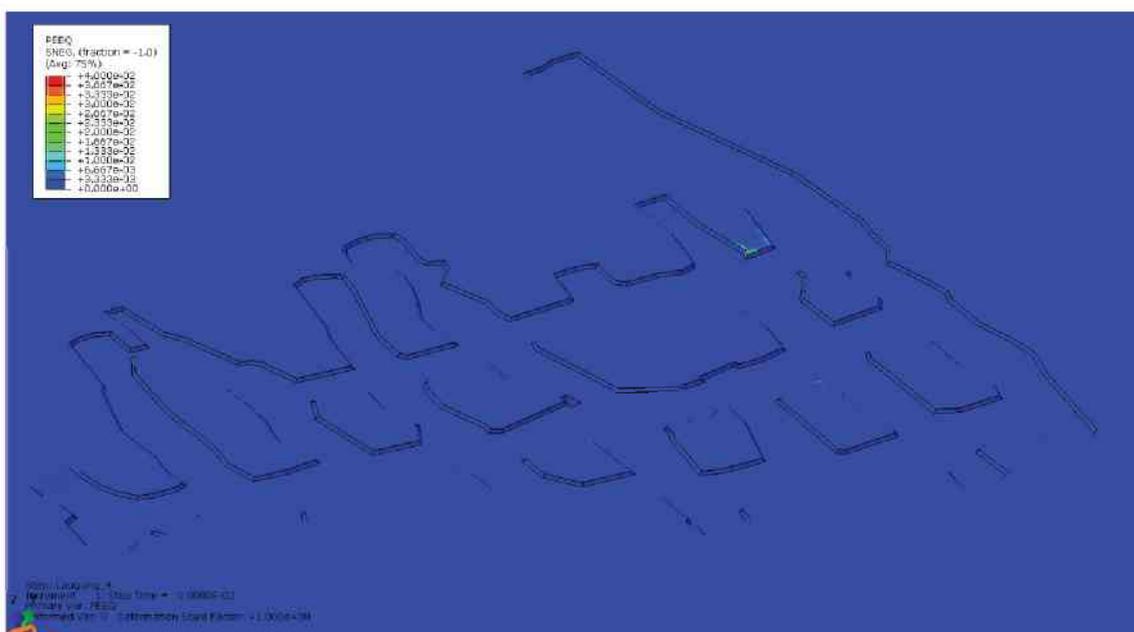


Abbildung 74: PEEQ in der unteren Sohle bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 1



Abbildung 75: PEEQ in der unteren Sohle bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 25

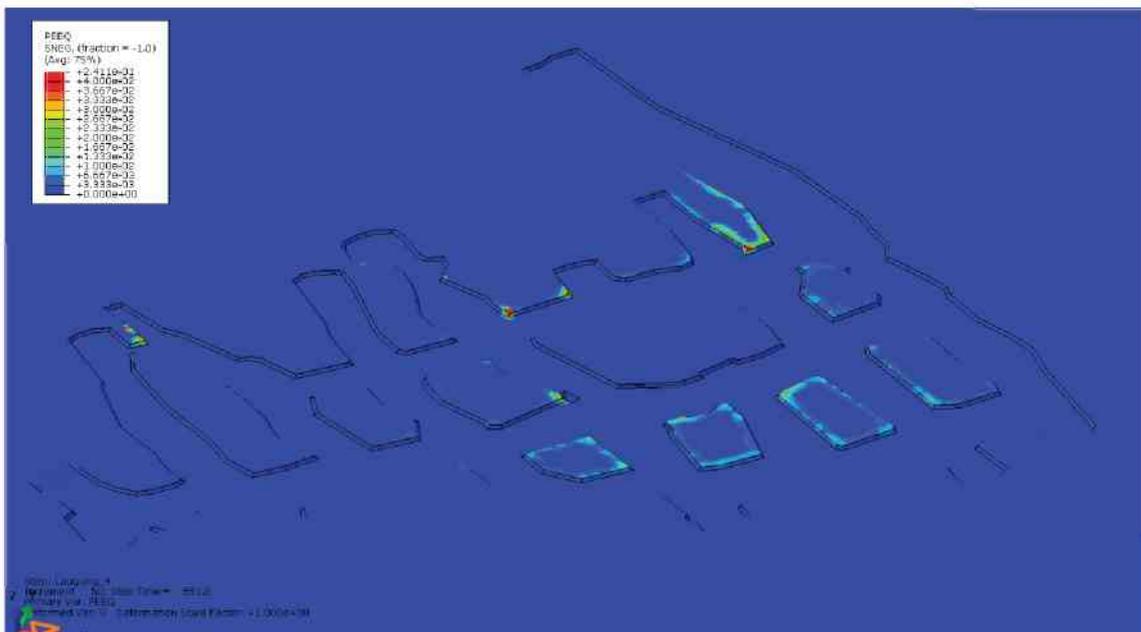


Abbildung 76: PEEQ in der unteren Sohle bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 50

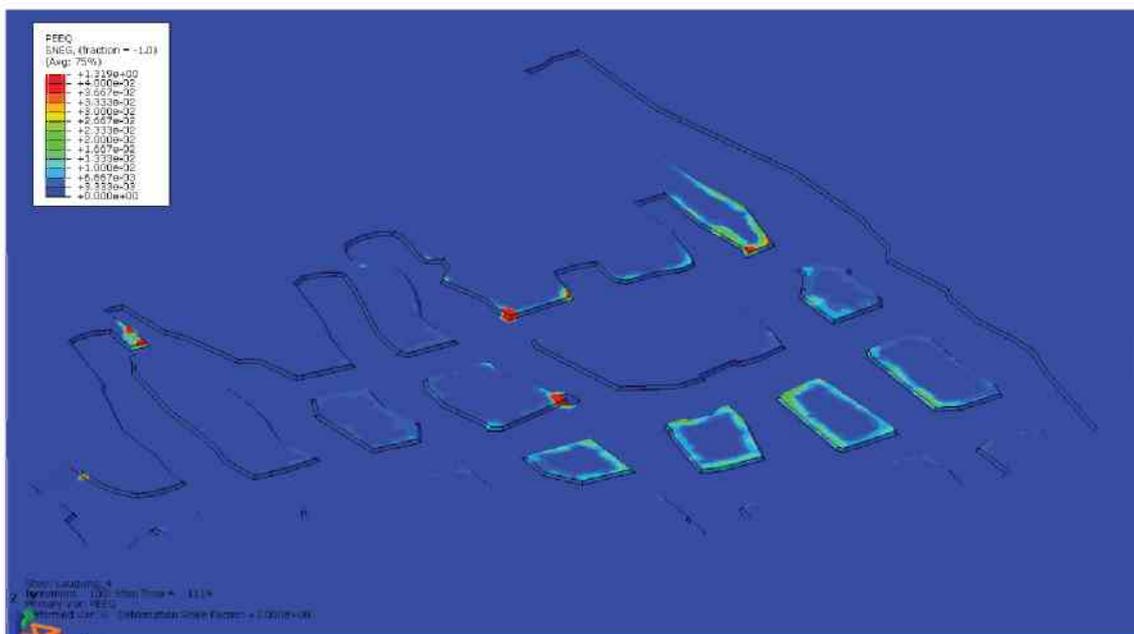


Abbildung 77: PEEQ in der unteren Sohle bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 100

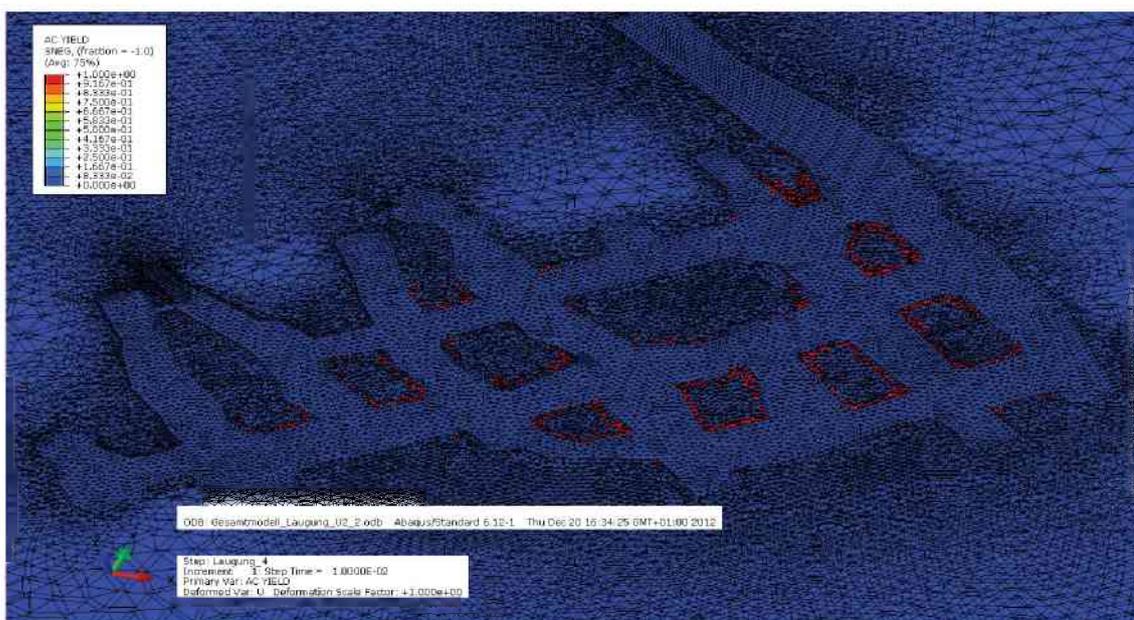


Abbildung 78: AC-Yield in der unteren Sohle bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 1

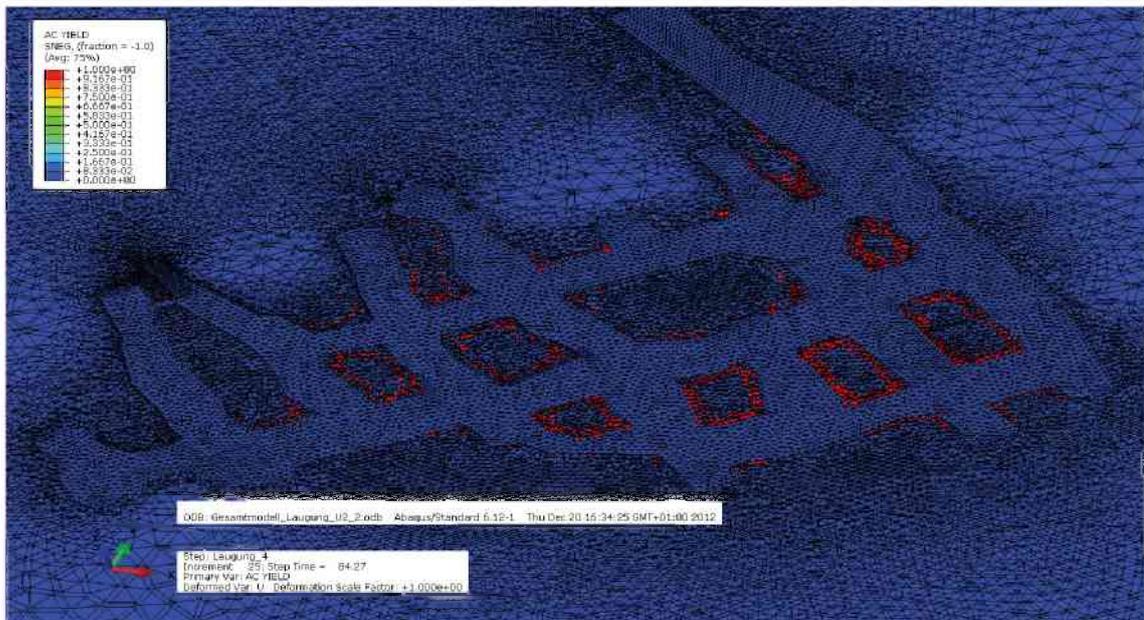


Abbildung 79: AC-Yield in der unteren Sohle bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement

25

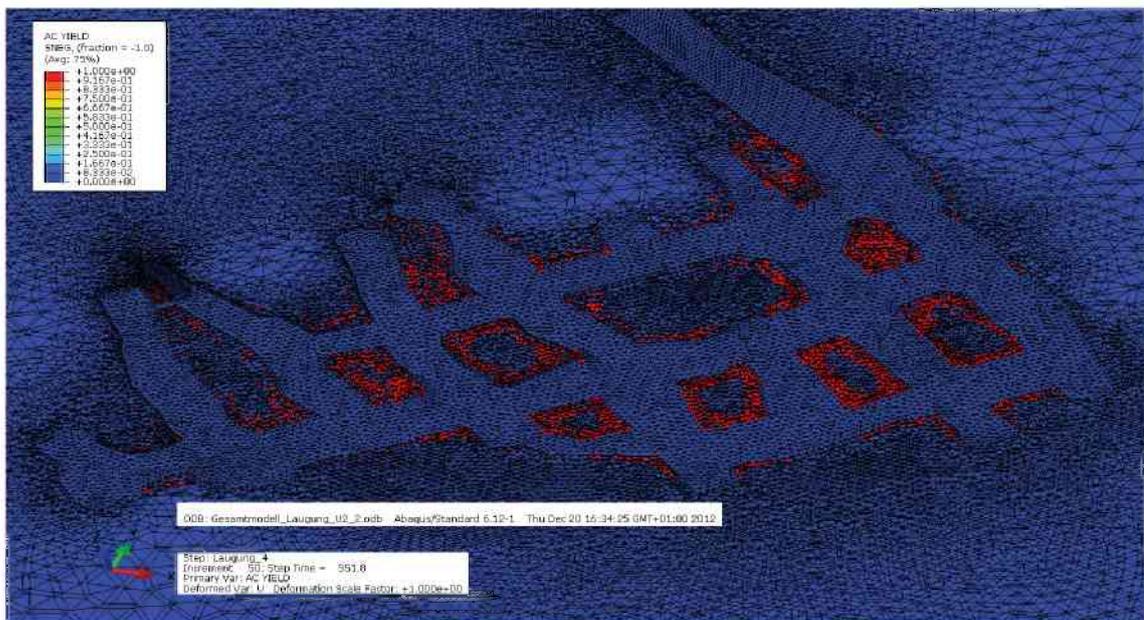


Abbildung 80: AC-Yield in der unteren Sohle bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement

50

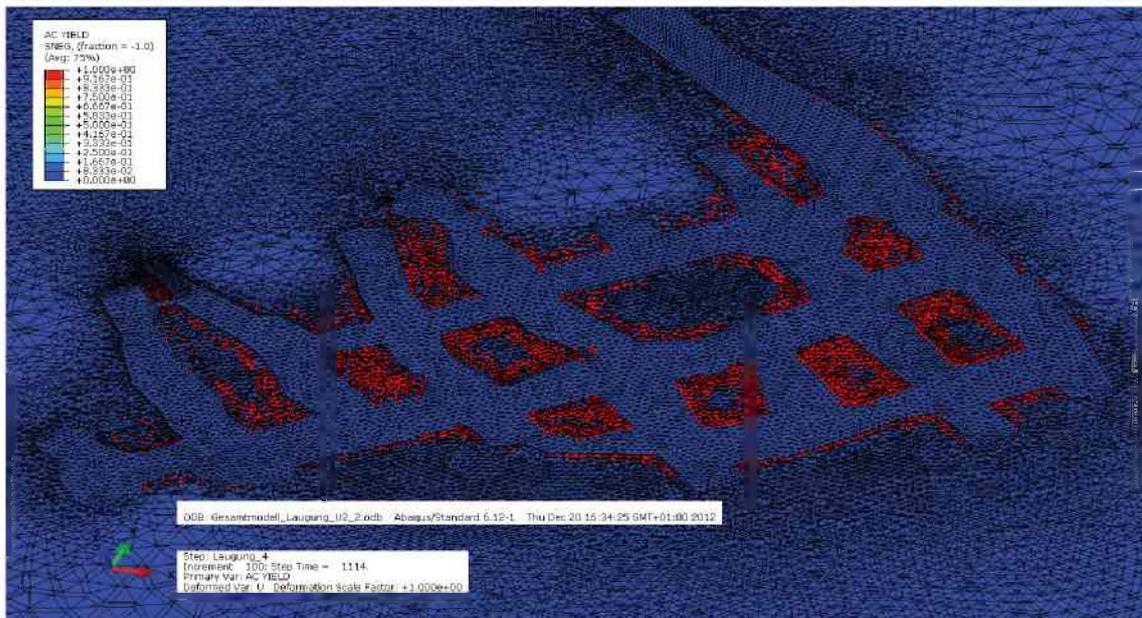


Abbildung 81: AC-Yield in der unteren Sohle bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 100

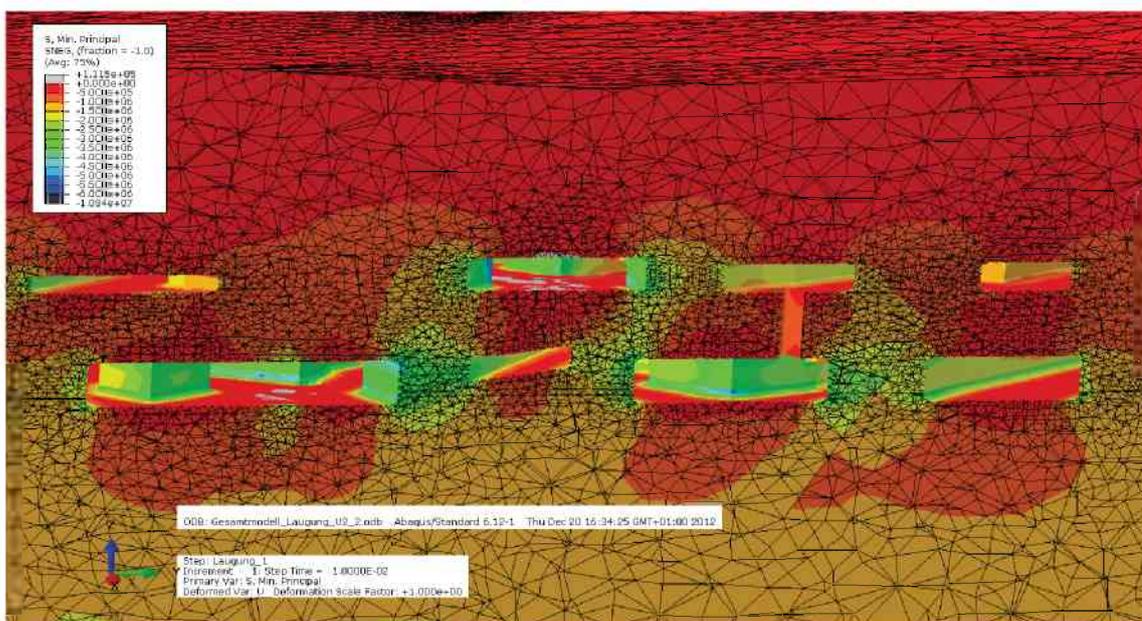


Abbildung 82: Hauptnormalspannung (min. Principal Stress) bei Berechnungs-Step Laugung_1, Inkrement 1 im Bereich obere und untere Sohle (Schnittdarstellung)

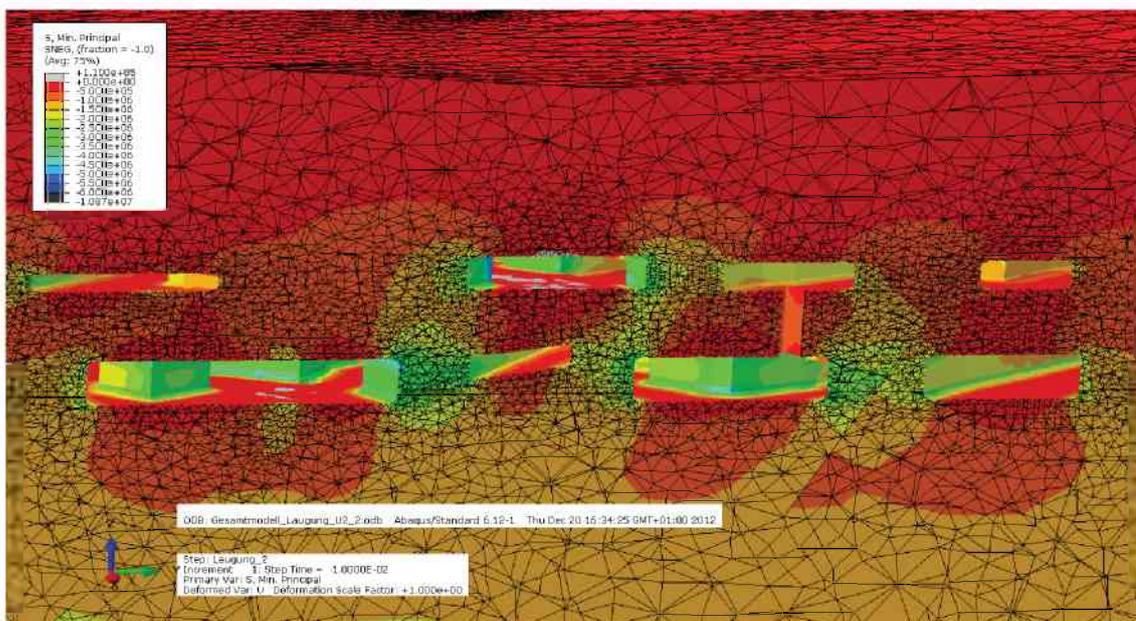


Abbildung 83: Hauptnormalspannung (min. Principal Stress) bei Berechnungs-Step Laugung_2, Inkrement 1 im Bereich obere und untere Sohle (Schnittdarstellung)

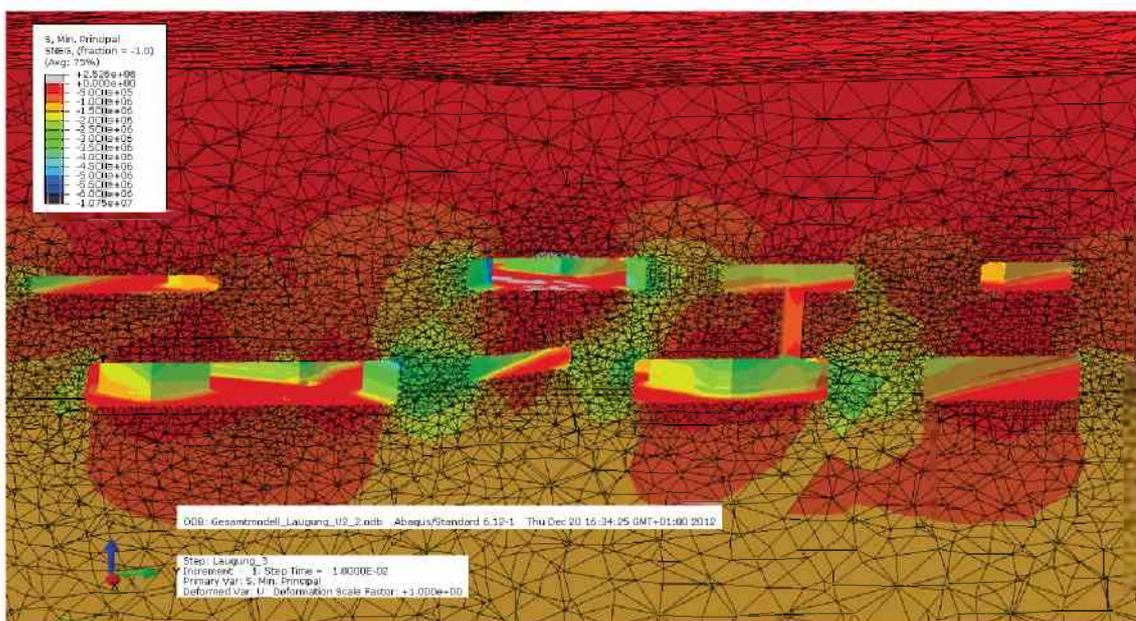


Abbildung 84: Hauptnormalspannung (min. Principal Stress) bei Berechnungs-Step Laugung_3, Inkrement 1 im Bereich obere und untere Sohle (Schnittdarstellung)

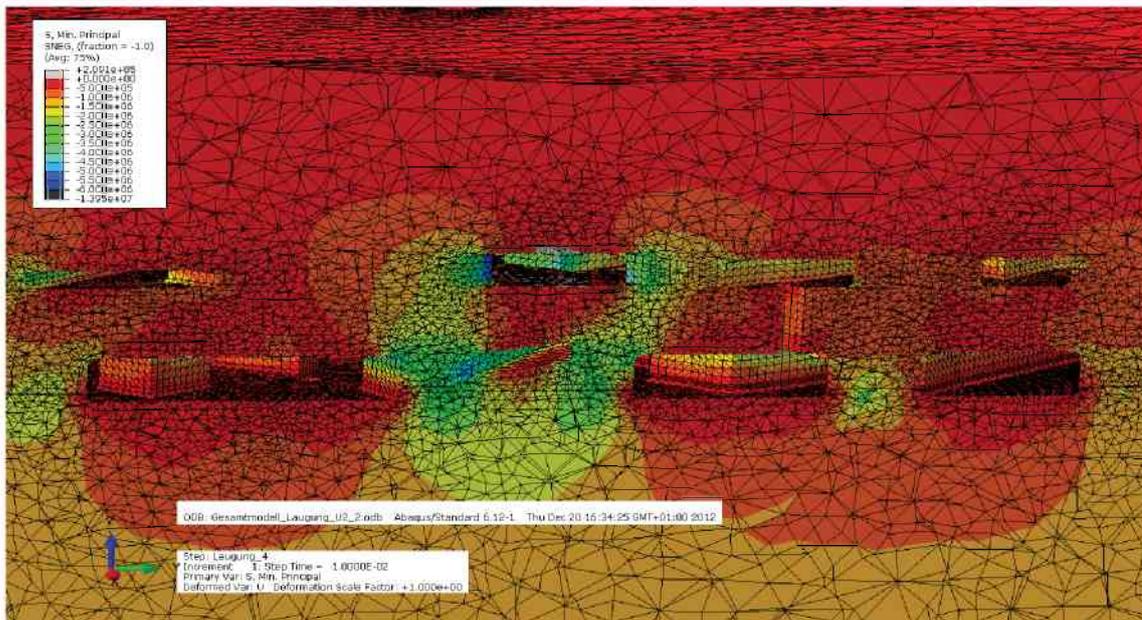


Abbildung 85: Hauptnormalspannung (min. Principal Stress) bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 1 im Bereich obere und untere Sohle (Schnittdarstellung)

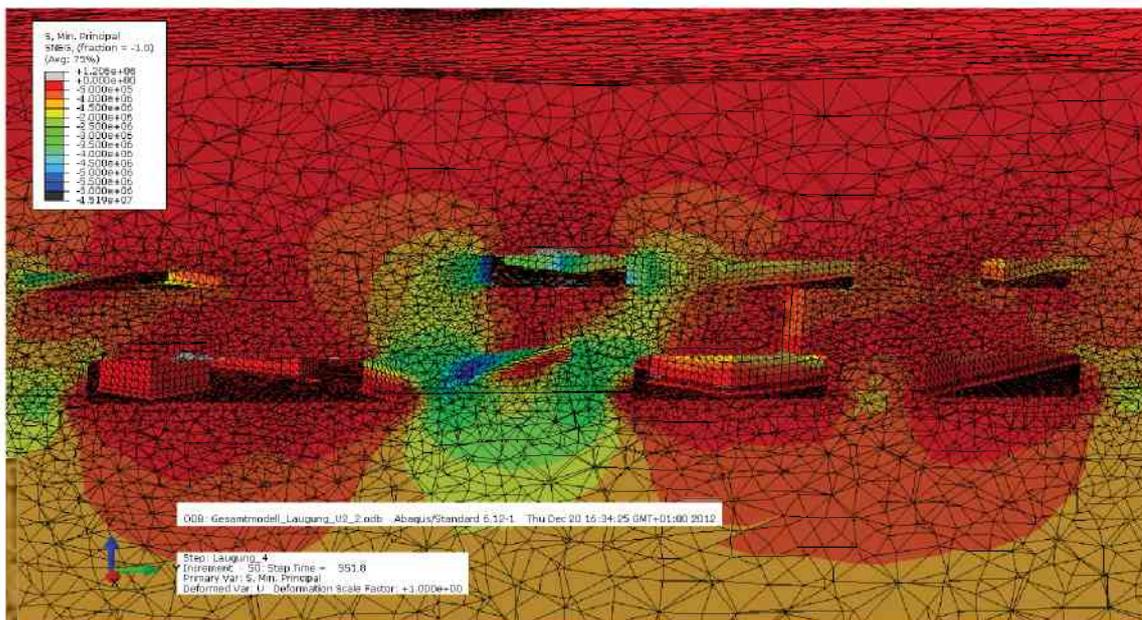


Abbildung 86: Hauptnormalspannung (min. Principal Stress) bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 50 im Bereich obere und untere Sohle (Schnittdarstellung)

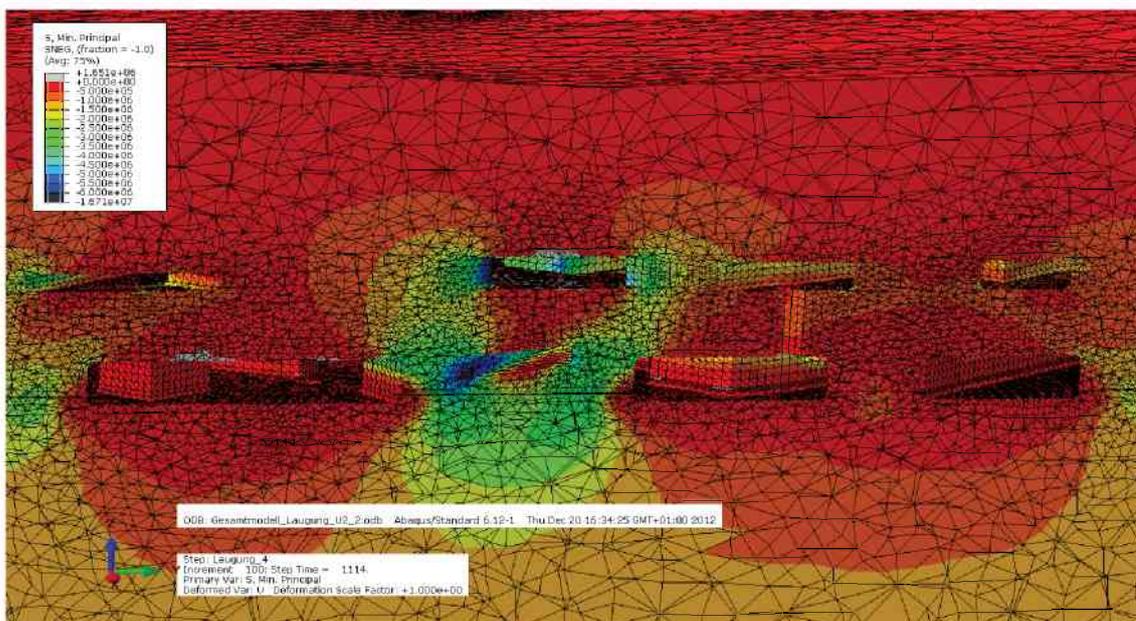


Abbildung 87: Hauptnormalspannung (min. Principal Stress) bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 100 im Bereich obere und untere Sohle (Schnittdarstellung)

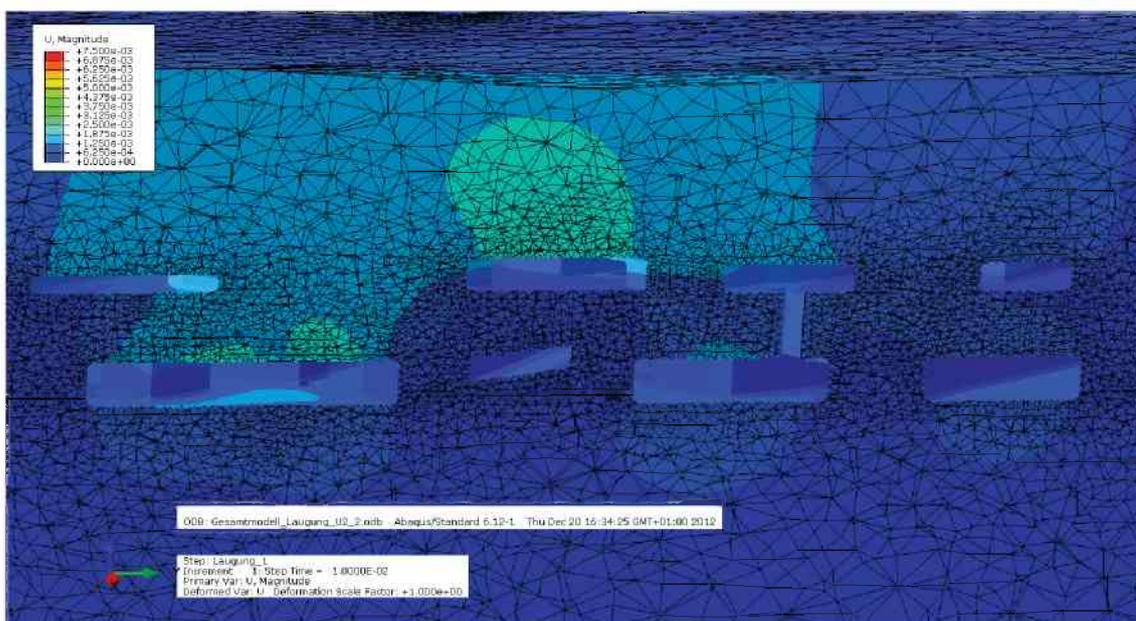


Abbildung 88: Verschiebungen bei Berechnungs-Step Laugung_1, Inkrement 1 im Bereich obere und untere Sohle (Schnittdarstellung)

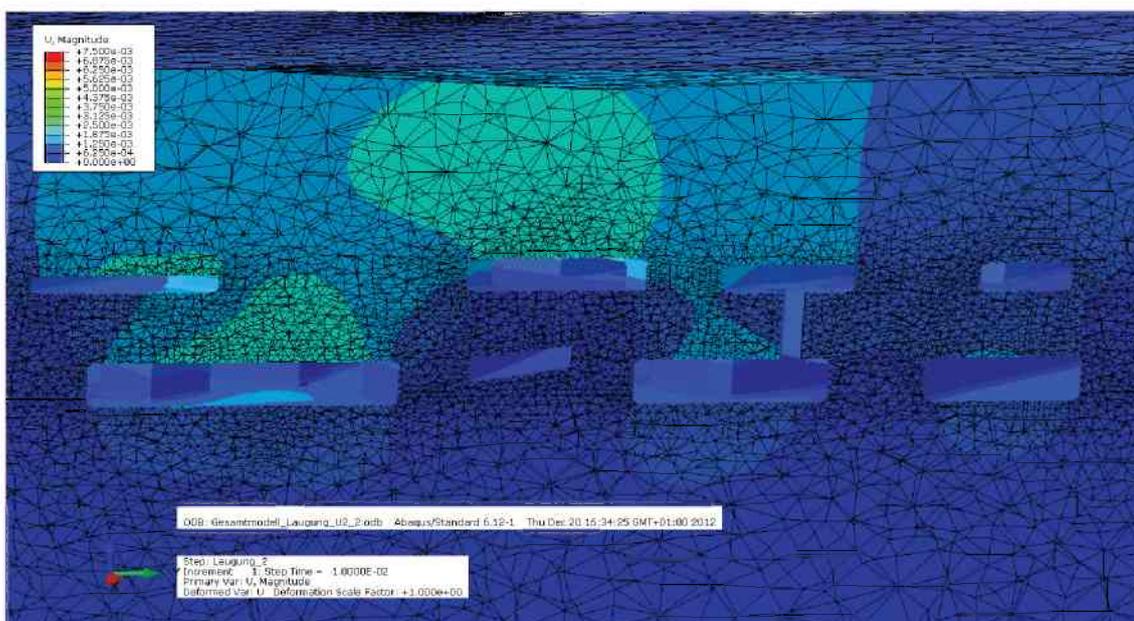


Abbildung 89: Verschiebungen bei Berechnungs-Step Laugung_2, Inkrement 1 im Bereich obere und untere Sohle (Schnittdarstellung)

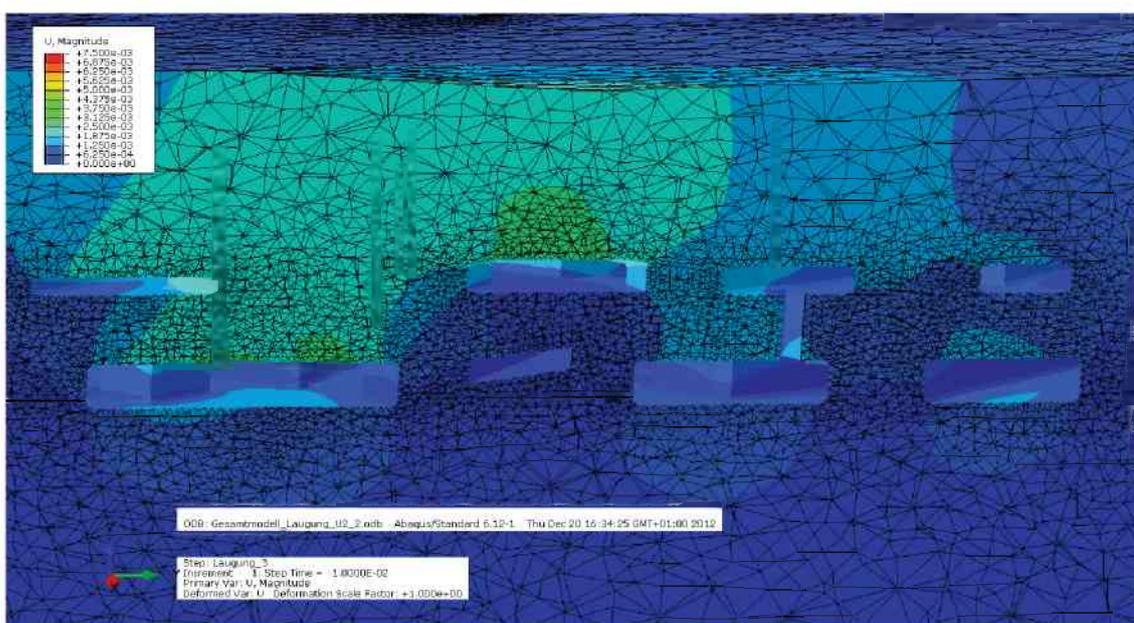


Abbildung 90: Verschiebungen bei Berechnungs-Step Laugung_3, Inkrement 1 im Bereich obere und untere Sohle (Schnittdarstellung)

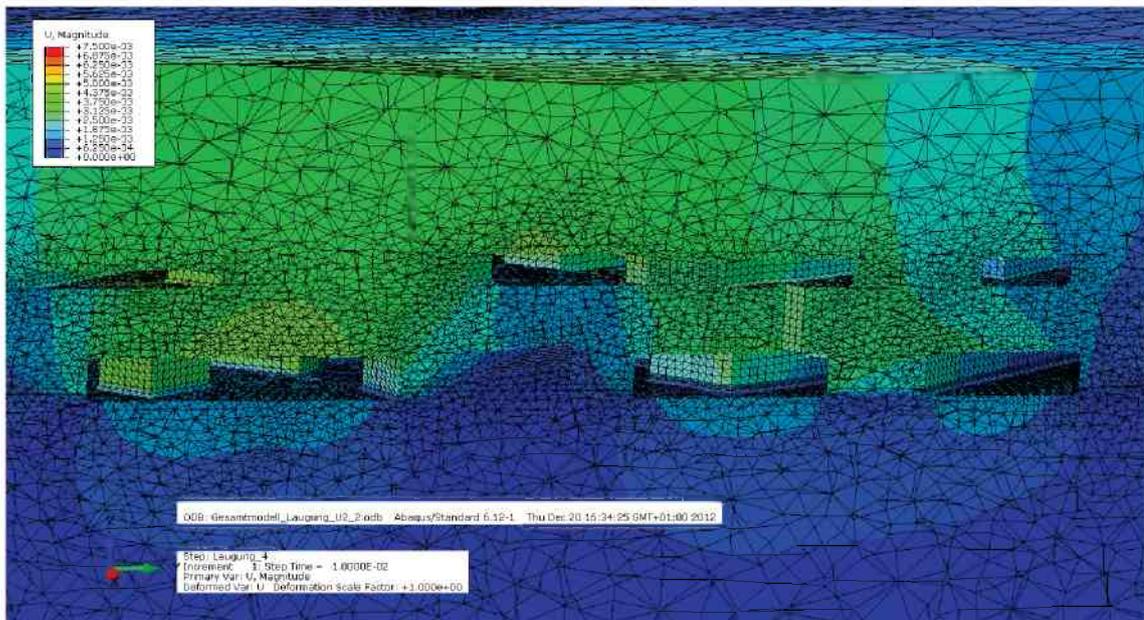


Abbildung 91: Verschiebungen bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 1 im Bereich obere und untere Sohle (Schnittdarstellung)

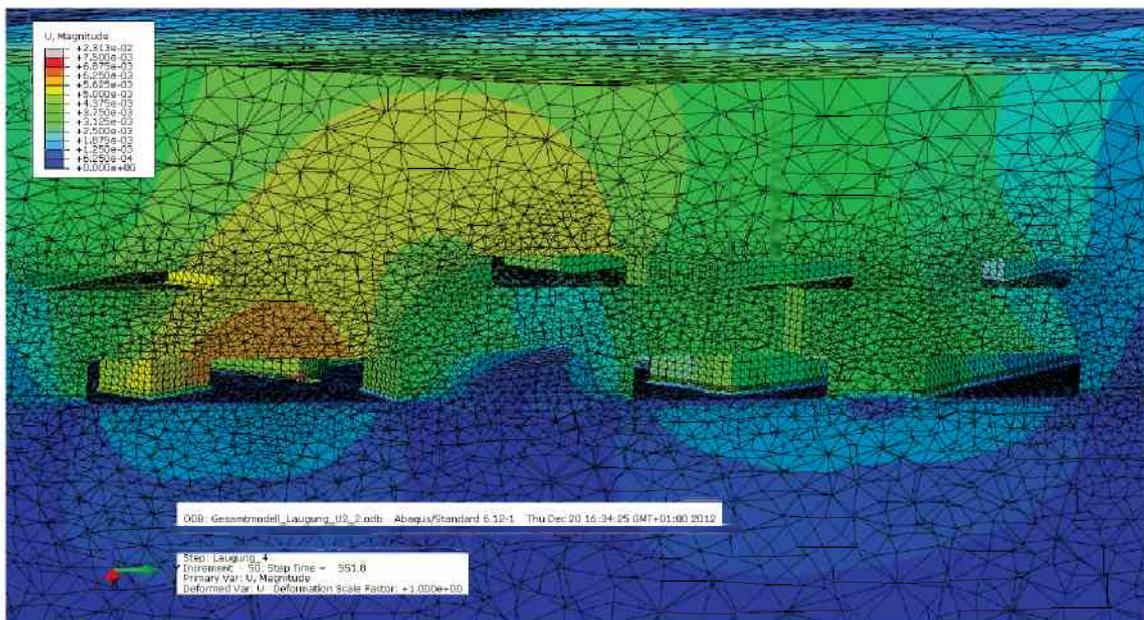


Abbildung 92: Verschiebungen bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 50 im Bereich obere und untere Sohle (Schnittdarstellung)

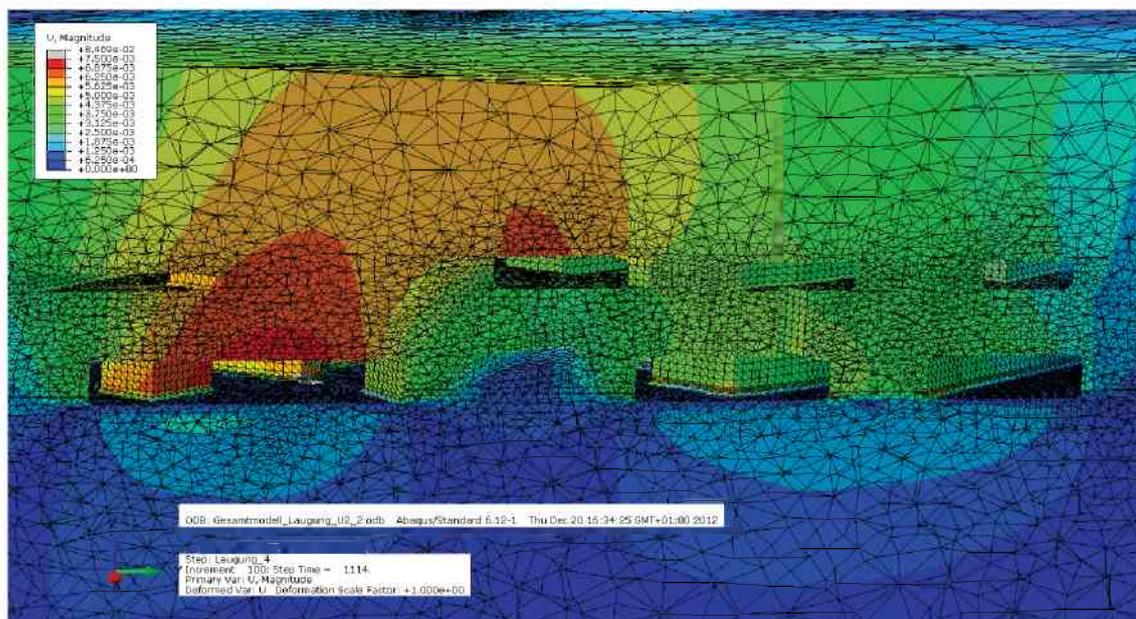


Abbildung 93: Verschiebungen bei Berechnungs-Step Laugung_4, Inkrement 100 im Bereich obere und untere Sohle (Schnittdarstellung)

Anhang N - Langzeitmaterialgesetze

ABBILDUNGSVERZEICHNIS	A86
TABELLENVERZEICHNIS	A87
FORMELZEICHEN	A88
1. ENTWICKLUNG VON LANGZEITMATERIALGESETZEN	A95
2. EMPIRISCHE MODELLE	A97
3. THEORETISCHE MODELLE	A98
3.1. GRUNDLEGENDE RHEOLOGISCHE ELEMENTE	A98
3.1.1 KELVIN MODELL	A100
3.1.2 MAXWELL MODELL	A102
3.1.3 BURGERS MODELL	A103
3.1.4 H-B-K MODELL	A104
3.2. KLASSISCHE ELASTISCHE VISKO-PLASTISCHE MODELLE	A106
3.2.1 CRISTESCU MODELL	A106
3.2.2 DRUCKER-PRAGER MODELL MIT GEKOPPELTEM KRIECHVERHALTEN	A108
3.3. MODELLE BASIEREND AUF DEFORMATIONSMECHANISMEN	A111
3.3.1 M-D MODELL	A112
3.3.2 MDFC MODELL	A114
3.4. ENDOCHRONISCHE MODELLE	A114
4. KRIECHMODELLE FÜR GEOMATERIALIEN IN NUMERISCHEN SOFTWAREPAKETEN	A116
4.1. KRIECHMODELLE IN FLAC UND FLAC3D	A116
4.1.1 ZWEIKOMPONENTEN-POTENZANSATZ (POWER-LAW)	A116
4.1.2 WIPP REFERENZ MODELL	A118
4.1.3 WIPP VISKOPLASTISCHES MODELL	A119
4.1.4 BURGERS VISKO-PLASTISCHES KRIECHMODELL	A120
4.1.5 CRUSHED SALT MODELL	A121
4.1.6 POWER-LAW VISKO-PLASTISCHES MODELL (MOHR-COULOMB)	A122
4.2. KRIECHMODELLE IN ABAQUS	A124
4.2.1 VISKO-ELASTIZITÄT	A124
4.2.2 VISKO-PLASTIZITÄT	A126
5. ÜBERSICHT DER MATERIALMODELLE	A127
6. BESTIMMUNG DER LANGZEITPARAMETER	A130
6.1. GRUNDLAGEN	A130
6.2. VERSUCHE FÜR DIE PARAMETERFINDUNG DER VERSCHIEDENEN KRIECHMODELLE	A132

Abbildungsverzeichnis

ABBILDUNG 1: VERFORMUNGSVERLAUF EINES KRIECHVERSUCHES; (I) PRIMÄRES, (II) SEKUNDÄRES UND (III) TERTIÄRES KRIECHEN.....	A96
ABBILDUNG 2: ÜBERSICHT UND AUFTEILUNG DER MODELLE ZUR BESCHREIBUNG VON KRIECHVORGÄNGEN	A96
ABBILDUNG 3: SCHEMATISCHE ÜBERSICHT DER RHEOLOGISCHEN ELEMENTE NACH [228]	A100
ABBILDUNG 4: A.) KELVIN ELEMENT; B.) BE- UND ENTLASTUNGSVERHALTEN IM SPANNUNGS-ZEIT- UND DEHNUNGS-ZEIT-DIAGRAMM	A100
ABBILDUNG 5: (OBEN) „THREE-PARAMETER-SOIL“ MODELL ; (UNTEN) GENERALISIERTES KELVIN MODELL.....	A101
ABBILDUNG 6: (A) MAXWELL MODELL; (B) BE- UND ENTLASTUNGSVERHALTEN IM SPANNUNGS-ZEIT- UND DEHNUNGS-ZEIT-DIAGRAMM	A102
ABBILDUNG 7: (A) BURGERS MODELL; (B) BE- UND ENTLASTUNGSVERHALTEN IM SPANNUNGS-ZEIT- UND DEHNUNGS-ZEIT-DIAGRAMM	A103
ABBILDUNG 8: H-B-K MODELL (SCHOFIELD-SCOTT-BLAIR KÖRPER).....	A104
ABBILDUNG 9: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DES CRISTESCU MODELL IN DER P-Q EBENE [50]	A107
ABBILDUNG 10: DRUCKER-PRAGER-KRIECHMODELL IN DER P-Q EBENE (K=1)	A108
ABBILDUNG 11: DARSTELLUNG VON DEFORMATIONSMCHANISMEN VON STEINSALZ NACH MUNSON [160]	A111
ABBILDUNG 12: EINTEILUNG DER LANGZEITVERHALTENS BZW. KRIECHGESETZE; A.) NACH THEORETISCHEN UND EMPIRISCHEN MODELLEN; B.) NACH DEM MATERIALVERHALTEN	A127

Tabellenverzeichnis

TABELLE 1: ÜBERSICHT DER GÄNGIGSTEN RHEOLOGISCHEN MODELLKÖRPER [147]	A99
TABELLE 2: ÜBERSICHT DER KRIECHMODELLE IN FLAC UND FLAC3D.....	A116
TABELLE 3: ÜBERSICHT DER ZEIT UND FREQUENZ DOMINIERTEN VISKO-ELASTIZITÄT IN ABAQUS [2] ..	A125
TABELLE 4: ÜBERSICHT DER GEKOPPELTEN DRUCKER-PRAGER MODELLE IN ABAQUS [2].....	A126
TABELLE 5: ÜBERSICHT ÜBER DIE STOFFGESETZE UND DEREN MATERIALVERHALTEN.....	A129
TABELLE 6: ÜBERSICHT DER VERSCHIEDENEN VERSUCHE ZUR UNTERSUCHUNG DES LANGZEITVERHALTENS	A132
TABELLE 7: ÜBERSICHT DER VERSCHIEDENEN MODELLE IN FLAC, FLAC3D UND ABAQUS INKL. GEFORDERTER EINGABEPARAMETER	A133
TABELLE 8: LANGZEITMATERIALMODELLE IN FLAC, FLAC3D UND ABAQUS INKL. DER NÖTIGEN VERSUCHE ZUR ERMITTLUNG DER EINGANGSPARAMETER; DIE VERSUCHSTYPEN I BIS XVIII SIN IN TABELLE 6 ANGEGEBEN;.....	A134

Formelzeichen

Allgemein Gültige

<i>Symbol</i>	<i>Begriff</i>
:	... Einsteinsche Summenkonvention
δ_{ij}	... Kronecker Delta
$ H $... Heaviside Treppenfunktion
$\text{sgn}()$... Signumfunktion
t	... Zeit
E	... Elastizitätsmodul
T	... absolute Temperatur
Q	... Aktivierungsenergie
R	... universelle Gaskonstante
G	... Schubmodul
K	... Kompressionsmodul
ϕ	... Reibungswinkel
c	... Kohäsion
ϕ	... Reibungswinkel
ψ	... Dilatationswinkel
σ	... Spannung
σ_1	... maximale Hauptnormalspannung
σ_2	... mittlere Hauptnormalspannung
σ_3	... minimale Hauptnormalspannung
σ_m	... mittlere Hauptnormalspannung
$\dot{\sigma}_m$... mittlere Normalspannungsrate
σ_e	... Vergleichsspannung
	$\sigma_e = \sqrt{3I_2} = \sqrt{\frac{3}{2}(S_{ij}S_{ij})}$
σ_{ij}	... Spannungstensor
$\dot{\sigma}_{ij}$... Spannungsratentensor
S_{ij}	... deviatorischer Spannungstensor
ΔS_{ij}	... deviatorisches Spannungsinkrement

I_1	... erste Invariante
	$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}$
\dot{I}_1	... Rate der ersten Invarianten
I_2	... zweite Invariante
	$I_2 = \frac{1}{2}(S_{ij}S_{ij})$
ε	... Dehnung
$\dot{\varepsilon}$... Dehnungsrate
$\dot{\varepsilon}_{kk}$... Mittlere Normaldehnungsrate
ε_{ij}	... Dehnungstensor
$\dot{\varepsilon}_{ij}$... Dehnungsratentensor
f	... Fließfunktion
\mathcal{G}	... plastisches Potential

Empirische Modelle

<i>Symbol</i>	<i>Begriff</i>
ε_c	... Kriechdehnung
σ_c	... deviatorische Spannung
ε_i^c	... transiente Kriechdehnung
$\dot{\varepsilon}_s^c$... die stationäre Kriechrate
a	... Materialkonstante
b	... Materialkonstante
n	... Materialkonstante
λ	... Materialkonstante
k	... Materialkonstante
e_a	... Materialkonstante
β	... Materialkonstante

Theoretische Modelle

<i>Symbol</i>	<i>Begriff</i>
$\dot{\sigma}$... Be- oder Entlastungsgeschwindigkeit
σ_0	... aufgebrachte Spannung
σ_k	... kritische Aktivierungsspannung
η	... Zähigkeit
t_1	... Entlastungszeitpunkt

Indizes der einzelnen Elemente für E und η sind in Tabelle 1 Spalte 2 aufgelistet

Klassische elastische visko-plastische Modelle

Cristescu - Modell

<i>Symbol</i>	<i>Begriff</i>
$H(\sigma_{ij})$... Fließfunktion
W_T	... irreversible Spannungsarbeit per Einheitsvolumen
$\dot{\epsilon}_{VT}^I(t)$... volumetrische Dehnungsrate
$\dot{\epsilon}_T^I(t)$... deviatorische volumetrische Dehnungsrate
$F(\sigma_{ij})$... viskoplastische Potential der transienten Kriechphase
$S(\sigma_{ij})$... viskoplastische Potential der stationären Kriechphase

Drucker-Prager Modell mit gekoppeltem Kriechverhalten

<i>Symbol</i>	<i>Begriff</i>
X	... Faktor
ϵ_e^p	... plastische Dehnung
d	... Hardening Materialparameter
h	... Hardening Materialparameter
g_s^c	... nicht-assozierten, hyperbolischen Funktion des Kriechpotentials
ξ	... Exzentrizität des Fließpotentials
$\dot{\epsilon}_{ij}^e$... Tensor der elastischen Dehnungsrate
$\dot{\epsilon}_{ij}^p$... Tensor der plastischen Dehnungsrate
$\dot{\epsilon}_{ij}^c$... Tensor der Kriechrate
$\dot{\epsilon}_e^p$... deviatorische Tensor der plastischen Dehnungsrate
$\dot{\epsilon}_e^c$... deviatorische Tensor der Kriechrate
A	... Materialkonstante

n	...	Materialkonstante
m	...	Materialkonstante
α	...	Materialkonstante
$t1$...	Materialkonstante

Modelle basierend auf Deformationsmechanismen

M-D Modell

<i>Symbol</i>	<i>Begriff</i>
$\dot{\epsilon}_s^c$... Kriechdehnungsrate
$\dot{\epsilon}_{s_1}^c$... Deformationen im ansteigenden Regime repräsentieren
$\dot{\epsilon}_{s_2}^d$... Deformationen der undefinierten Mechanismen
$\dot{\epsilon}_{s_3}^e$... Deformationen des Versetzungsverhaltens
A_i	... Konstante
B_i	... Konstante
n_i	... Spannungsexponent
ρ	... Spannungskonstante
σ_0	... Spannungslimit für Versetzungsgleiten
ϵ_t	... transiente Kriechdehnungslimit
ζ	... Variable für isotropes Hardening und Softening
Δ	... Hardening Parameter
δ	... Recovery Parameter
α	... Konstante
β	... Konstante

MDFC Modell

<i>Symbol</i>	<i>Begriff</i>
$\dot{\epsilon}_{ij}^i$... inelastische Dehnungsrate
σ_e^c	... Vergleichsspannung des Versetzungsmechanismus
$\dot{\epsilon}_e^c$... deviatorische Kriechdehnungsrate
σ_e^d	... Vergleichsspannung des Schädigungsmechanismus
$\dot{\epsilon}_e^d$... deviatorische Dehnungsrate des Schädigungsmechanismus
x_i	... Materialkonstante
c_1	... Materialkonstante
c_2	... Materialkonstante

n_3	...	Materialkonstante
ω	...	Schädigungsparameter

Endochronische Modelle

<i>Symbol</i>	<i>Begriff</i>
z	... intrinsische Zeitskala
ξ	... intrinsische Zeitmessung
$f(\xi)$... Hardening- bzw. Softeningfunktion
α	... Materialparameter
β	... Materialparameter
P_{ijkl}	... Materialkonstantentensor vierter Ordnung
ε^c	... Kriechdehnung
Z_D	... Komponente der intrinsischen Zeitskala im deviatorischen Spannungszustand
Z_H	... Komponente der intrinsischen Zeitskala im deviatorischen Spannungszustand
α	... Materialkonstante im sphärischen Zustand
λ	... Materialkonstante im sphärischen Zustand
a_i	... Materialkonstante im sphärischen Zustand
b_i	... Materialkonstante im sphärischen Zustand
E_i	... Materialkonstante im sphärischen Zustand
$\mu_1(t)$... Materialparameter des Zeiteffekts
$\mu_2(t)$... Materialparameter des Zeiteffekts

Kriechmodelle für Geomaterialien in numerischen Softwarepaketen

Zweikomponenten-Potenzansatz (Power-Law)

<i>Symbol</i>	<i>Begriff</i>
$\dot{\varepsilon}^c$... Kriechdehnungsrate
A	... Parameter der Materialeigenschaften
n	... Parameter der Materialeigenschaften
σ_1^{ref}	... Referenzspannungszustand 1
σ_2^{ref}	... Referenzspannungszustand 2
$\dot{\varepsilon}_{ij}^d$... deviatorischer Anteil der Rate des Verzerrungstensors

WIPP Referenz Modell

<i>Symbol</i>	<i>Begriff</i>
$\dot{\epsilon}_{ij}^e$... elastischer Anteil des Hookschen Gesetzes
$\dot{\epsilon}_{ij}^c$... viskose Kriechanteil
$\dot{\epsilon}^c$... Kriechraten
$\dot{\epsilon}_p^c$... Kriechraten der primären Kriechphase
$\dot{\epsilon}_s^c$... Kriechraten der sekundären Kriechphase
A	... Materialkonstante
B	... Materialkonstante
D	... Materialkonstante
n	... Materialkonstante
$\dot{\epsilon}_{ss}^*$... Materialkonstante

WIPP viskoplastisches Modell

<i>Symbol</i>	<i>Begriff</i>
q_ϕ	... Materialparameter
k_ϕ	... Materialparameter
λ	... Multiplikator

Burgers visko-plastisches Kriechmodell

<i>Symbol</i>	<i>Begriff</i>
$\dot{\epsilon}_{ij}^k$... Tensor der Dehnungsrate des Kelvin-Modells
$\dot{\epsilon}_{ij}^m$... Tensor der Dehnungsrate des Maxwell -Modells
$\dot{\epsilon}_{ij}^p$... Tensor der Dehnungsrate plastischen Anteils
$\dot{\epsilon}_{vol}$... volumetrische Dehnungsrate
$\dot{\epsilon}_{vol}^p$... plastische volumetrische Dehnungsrate
$\dot{\epsilon}_{vol}^e$... elastische volumetrische Dehnungsrate
σ_t	... Zugfestigkeit und die Fließbedingung

Crushed Salt Modell

<i>Symbol</i>	<i>Begriff</i>
$\dot{\epsilon}_{ij}^e$... Tensor des nichtlinear elastischen Anteils der Dehnungsrate
$\dot{\epsilon}_{ij}^{cp}$... Tensor der Dehnungsrate der viskose Kompaktion

$\dot{\epsilon}_{ij}^c$...	Tensor der Dehnungsrate des viskosen Schubs
B_0	...	Materialparameter aus isotropischen Kompaktionsversuchen
B_1	...	Materialparameter aus isotropischen Kompaktionsversuchen
B_2	...	Materialparameter aus isotropischen Kompaktionsversuchen
β	...	Konstante
F_d	...	Dichtefaktor

Power-Law visko-plastisches Modell (Mohr-Coulomb)

<i>Symbol</i>	<i>Begriff</i>
$\dot{\epsilon}_{ij}^e$... Tensor der Dehnungsrate des elastischen Anteils
$\dot{\epsilon}_{ij}^c$... Tensor der Dehnungsrate des viskosen Anteils
$\dot{\epsilon}_{ij}^p$... Tensor der Dehnungsrate des plastischen Anteils
\dot{S}_{ij}	... deviatorischer Anteil des Spannungsratentensors
$\dot{\epsilon}_{ij}$... deviatorischer Anteil des Dehnungsratentensors
σ_1^{ref}	... Referenzspannungszustand 1
σ_2^{ref}	... Referenzspannungszustand 2
A_i	... Materialparameter
n_i	... Materialparameter

1. Entwicklung von Langzeitmaterialgesetzen

In den 1950-1960er Jahren wurde begonnen, das rheologische Materialverhalten von Geomaterialien zu untersuchen. Das Kriechverhalten beschreibt im Grunde die zeitliche Veränderung der Verformungsrate. Dorn implementierte in den 1950er Jahren den Temperatureffekt in Kriechmodellen und beschrieb das Verhalten über:

$$\dot{\epsilon} = A \cdot \exp\left(\frac{-Q}{RT}\right) \quad (1)$$

In Kombination mit der Belastung kann das Kriechgesetz für einen stationären Kriechzustand wie folgt beschrieben werden:

$$\dot{\epsilon}_s^c = A_1 \cdot \exp\left(\frac{-Q}{RT}\right) \cdot f(\sigma) \quad (2)$$

Langer [127] verwendete 1979 ein spannungsabhängiges Kriechgesetz zur Beschreibung des transienten Kriechverhaltens. Das transiente Kriechen beschreibt Langer bei niedrigen und hohen Spannungen getrennt:

$$\dot{\epsilon}_t^c = A_2 \cdot \sigma_e^b \quad (3)$$

$$\dot{\epsilon}_t^c = A_3 \cdot \sigma_e^n \quad (4)$$

In diesem Zusammenhang ist zu erwähnen, dass das Materialverhalten früher vorrangig über empirische Beobachtungen und über damit einhergehende Phänomene entwickelt wurde. In den letzten Jahrzehnten wurden durch die steigende Anzahl von Laboruntersuchungen sowie der Untersuchung von Hohlräumen auf deren Langzeitstabilität eine Vielzahl verschiedener Theorien zur Beschreibung von zeitabhängigem Materialverhalten von Geomaterialien entwickelt (z.B. [35] [36] [40] [41] [51] [68] [127] [161] [175] [206] [210] [228]).

Der Verlauf eines Kriechprozesses (Abbildung 1) kann in drei unterschiedliche Phasen unterteilt werden:

- i. erste (I) Kriechphase wird als primäres Kriechen bezeichnet, die Verformungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ nimmt ab;
- ii. zweite (II) Kriechphase wird als sekundäres oder stationäres Kriechen bezeichnet, die Verformungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ bleibt konstant;
- iii. dritte (III) Kriechphase wird als tertiäres Kriechen bezeichnet, die Verformungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ nimmt zu bis das Versagen eintritt.

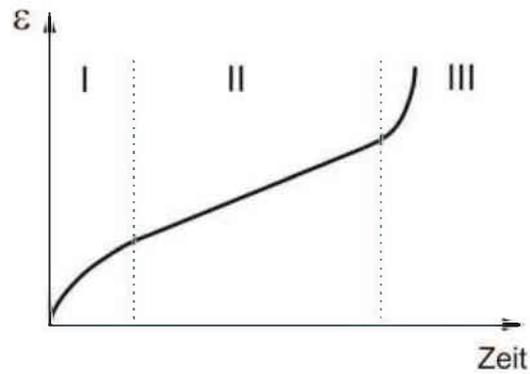


Abbildung 1: Verformungsverlauf eines Kriechversuches; (I) primäres, (II) sekundäres und (III) tertiäres Kriechen

Die Stoffgesetze zur Beschreibung des Langzeitverhaltens können grundlegend in empirische und theoretische Modelle gegliedert werden. Die theoretischen Modelle finden vorrangig in der Geotechnik ihre Anwendung. Die Übersicht sowie die Aufteilung der verschiedenen Methoden ist in Abbildung 2 dargestellt.

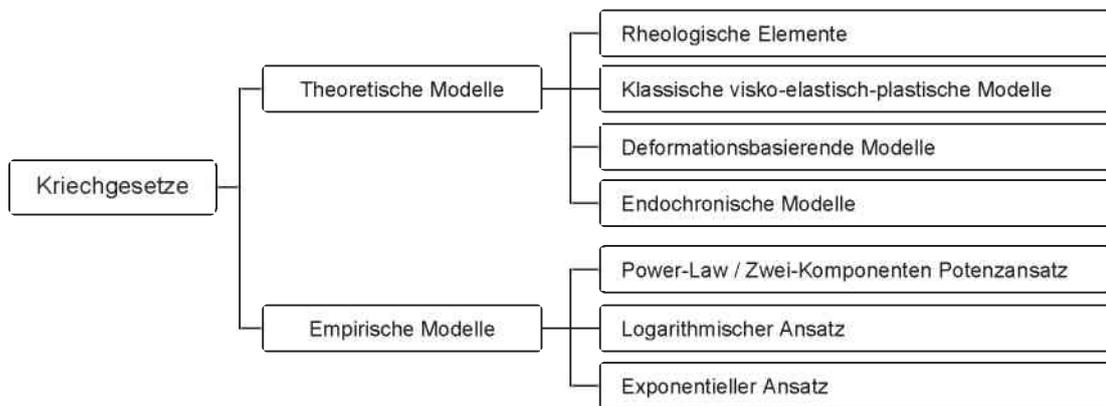


Abbildung 2: Übersicht und Aufteilung der Modelle zur Beschreibung von Kriechvorgängen

2. Empirische Modelle

Empirische Kriechmodelle wurden auf der Basis von Fitting-Funktionen vorhandener Labortestdaten erstellt. Die Grundlage hierfür ist die Annahme, dass die Deformation des Materials über eine Funktion der Belastung, der Temperatur und der Zeit dargestellt werden kann. Diese Funktionen können in einen zwei-Komponenten Ansatz (Power Law), einen logarithmischen und exponentiellen Ansatz gegliedert werden. [52] [87] [163] [127] [175]

- i. zwei-Komponenten Potenzansatz (Power Law)

$$\varepsilon_i^c = k \sigma_d^n T^b t^a \quad (5)$$

$$\varepsilon^c = \varepsilon_i^c + \dot{\varepsilon}_s^c t \quad (6)$$

- ii. logarithmischer Ansatz

$$\varepsilon_i^c = k \sigma_d^n T^b \ln(t) \quad (7)$$

- iii. Der exponentielle Ansatz kann in einen exponentiellen Temperatur-Ansatz (a) oder Zeit-Ansatz (b) untergliedert werden:

(a)

$$\varepsilon_i^c = k \sigma_d^n t^a \exp(-\lambda/T) \quad (8)$$

(b)

$$\dot{\varepsilon}_i^c = -\beta(\dot{\varepsilon}^c - \dot{\varepsilon}_s^c) \quad (9)$$

$$\varepsilon^c = e_a [1 - \exp(-\beta t)] + \dot{\varepsilon}_s^c t \quad (10)$$

3. Theoretische Modelle

Die Grundlage der theoretischen Modelle unterteilt sich in die Beschreibung phänomenologischer Vorgänge [50] [68] [206] [207] [210] [227] und mikromechanische Analysen [36] [40] [41] [161] des Materialverhaltens von Geomaterialien. Diese Kriechgesetze lassen sich in Modelle von rheologischen Elementen [206] [207] [227], deformationsbasierende Modelle [36] [40] [41] [161], klassische visko-elastisch-plastische Modelle [51] [64] und Modelle unter Verwendung interner Größen/Variablen [20] [68] [210] einteilen.

3.1. Grundlegende rheologische Elemente

Die Anwendung von rheologischen Elementen im Bereich des Langzeitverhaltens von Geomaterialien dient zur Beschreibung von makroskopischen Kriechphänomenen. Grundlegend setzen sich diese Modelle aus den folgenden Basiselementen zusammen [73] [185]:

- i. Die Feder beschreibt das elastische Dehnungsverhalten des Materials auf Grund einer Belastung. Dieses Modell ist auch als Hookescher Körper bekannt und lässt sich über die Beziehung $\sigma = E \cdot \varepsilon$ beschreiben, wobei σ die Spannung, E der Elastizitätsmodul und ε die Dehnung beschreibt. (schematische Darstellung in Tabelle 1)
- ii. Der Newtonsche Körper ist ein Element, welches einen Öl- bzw. Flüssigkeitsdämpfer darstellt und gleicht einem Stoßdämpfer. Er beschreibt das viskose Verhalten eines Materials über eine Spannungs-Dehnungsgeschwindigkeits-Beziehung $\sigma = \eta \cdot \dot{\varepsilon}$, wobei η die Zähigkeit und $\dot{\varepsilon}$ die Dehnungsgeschwindigkeit ist. Die Dehnungen, welche durch eine Belastung auftreten, bleiben nach dem Entfernen der Belastung aufrecht. (schematische Darstellung in Tabelle 1)
- iii. Der Saint-Venantsche Körper repräsentiert einen Fließprozess, welcher im mechanischen Sinn durch eine Haft- und Gleitreibung beschrieben wird. Die Modellvorstellung entspricht einem Block auf einer ebenen Fläche, welcher mit einer horizontalen Spannung beaufschlagt wird. Ist die aufgebrachte Spannung kleiner als die Fließgrenze, zeigen sich keine Verformungen. Bei einer Überschreitung treten Verformungen auf, welche ohne Spannungserhöhung weiter anwachsen. (schematische Darstellung in Tabelle 1)

Anhand der verschiedenen Kombinationsmöglichkeiten der Grundkörper können rheologische Eigenschaften in einem eindimensionalen Materialgesetz durch die Integration von Differentialgleichungen erstellt werden. Die große Anzahl von Kombinationsmöglichkeiten wird vorrangig im Fachbereich der Rheologie behandelt, auf welchen hier nicht im Detail eingegangen wird. Eine Übersicht der Elemente [65] [147] und deren Kombinationen sind in Tabelle 1 angeführt.

Modellkörper	Abk.	Schaltung	Schematische Darstellung
Hooke	H	Grundelement	
Newton	N	Grundelement	
Saint-Venant	S	Grundelement	
Kelvin	K	H N	
Maxwell	M	H - N	
Bingham	B	N S	
Prandtl	P	H S	
Jeffreys	J	(H-N) N	
Lethersich	L	H N - N	
Zener _M	Z _M	(H - N) H	
Zener _K	Z _K	H - N - H	
Bingham-Hooke	B-H	(N S) - H	
Prandtl-Newton	P-N	(H S) - N	
Burgers	BU	H - N - (H N)	
Schwedofe	SCHW	H - ((H - N) S)	
Schiffman	SCHI	H N S	
Schofield-Scott-Blair Körper	SCH	H - (N S) - (H N)	

Tabelle 1: Übersicht der gängigsten rheologischen Modellkörper [147]

Die gebräuchlichsten rheologischen Elementmodelle in der Geotechnik sind das Kelvin-, Maxwell-, Burger- und das H-B-K-Modell (Schofield-Scott-Blair Körper) und werden in Folge im Detail behandelt. Abbildung 3 zeigt die Einteilung der verschiedenen Modelle nach Xia (2008) [228], welche im Bereich der Geotechnik ihre Anwendung finden. Die Übersicht zeigt weiters, welche Elemente für primäres und sekundäres Kriechen herangezogen werden.

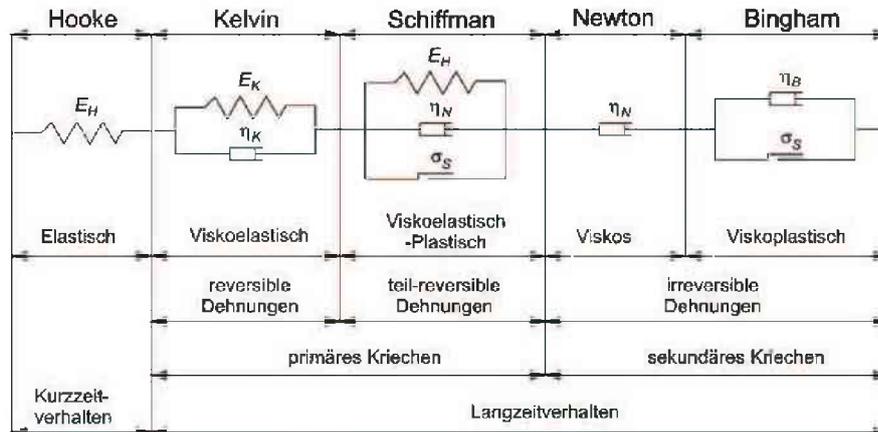


Abbildung 3: Schematische Übersicht der rheologischen Elemente nach [228]

3.1.1 Kelvin Modell

Das Kelvin bzw. das Kelvin-Voigt Modell (Abbildung 4) ist eine Parallelschaltung eines Hookeschen und eines Newtonschen Körpers und stellt den primären Kriechanteil dar.

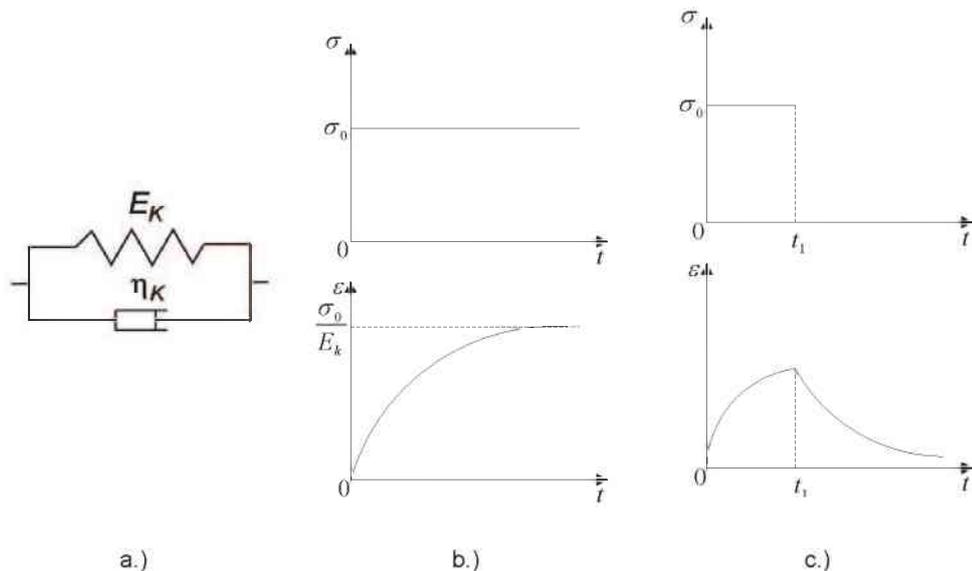


Abbildung 4: a.) Kelvin Element; b.) Be- und Entlastungsverhalten im Spannungs-Zeit- und Dehnungs-Zeit-Diagramm

Das Materialgesetz beschreibt ein visko-elastisches Verhalten. Dies bedeutet, dass zeitgleich elastische und viskose Eigenschaften abgebildet werden können:

$$\sigma = E_K \varepsilon + \eta_K \dot{\varepsilon} \quad (11)$$

Die Deformation des Materials bei einer konstanten Spannung lässt sich wie folgt anschreiben:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E_K} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_K}{\eta_K} t\right) \right] \quad (12)$$

Unter der Annahme $t \rightarrow \infty$ konvergiert die Dehnung zu $\sigma = E_K \varepsilon$ und stellt das Endergebnis des Hookeschen Körpers dar (Abbildung 4-b). Ein Entfernen der aufgetragenen Spannung zeigt (Abbildung 4-c), dass die Deformationen reversibel sind und der Körper in den Ausgangszustand zurückkehrt:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E_K} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_K}{\eta_K} t\right) \right] \exp\left[-\frac{E_K}{\eta_K} (t - t_1)\right] \quad (13)$$

Auf Basis des Kelvin-Voigt Modells wurden generalisierte „höherwertige“ Kelvin Modelle entwickelt. Beispiel hierfür ist die Kombination eines Hookeschen Körpers mit drei in Serie geschalteten Kelvin Modellen [5] oder einem „three parameter soil“ Modell [6] (Abbildung 5).

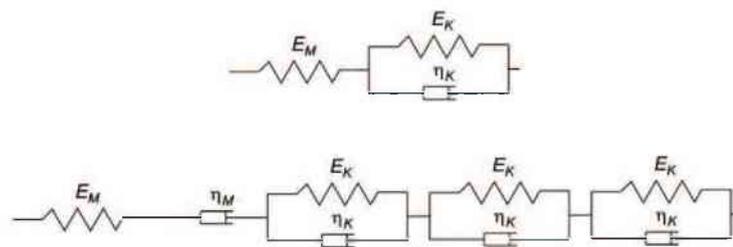


Abbildung 5: (oben) „three-parameter-soil“ Modell ; (unten) generalisiertes Kelvin Modell

3.1.2 Maxwell Modell

Im Gegensatz zum Kelvin Modell (Abbildung 6), welches ein reversibles, viskoelastisches Verhalten aufweist, sind die viskosen Verformungen im Maxwell Modell irreversibel. Das Maxwell Modell setzt sich aus einem Hookeschen und einem Newtonschen Körper zusammen, welche in Serie geschaltet sind.

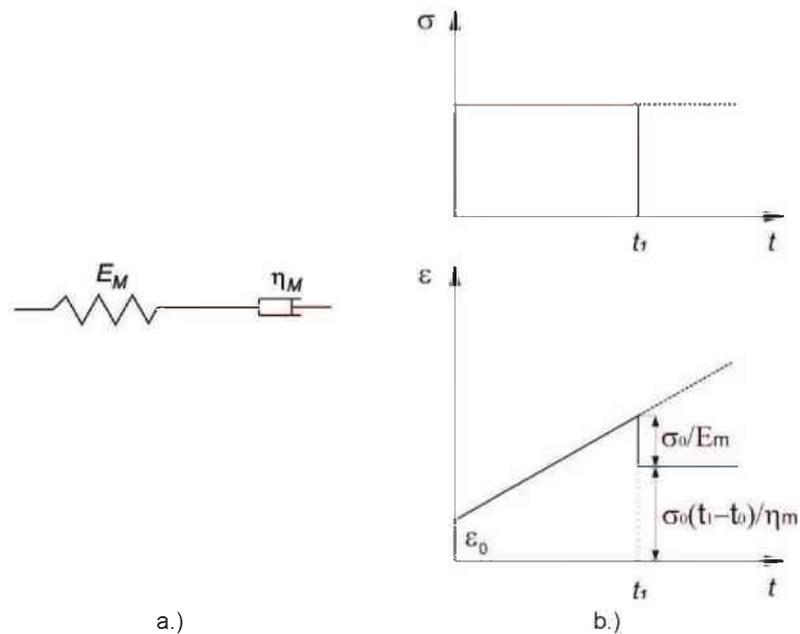


Abbildung 6: (a) Maxwell Modell; (b) Be- und Entlastungsverhalten im Spannungs-Zeit- und Dehnungs-Zeit-Diagramm

Diese Dehnungsgeschwindigkeit (a) und die Dehnung zum Zeitpunkt t (b) lassen sich wie folgt anschreiben:

(a)

$$\dot{\epsilon} = \frac{1}{E_M} \dot{\sigma} + \frac{1}{\eta_M} \sigma \quad (14)$$

(b)

$$\epsilon = \frac{\sigma_0}{E_M} + \frac{\sigma_0}{\eta_M} t = \left(\frac{1}{E_M} + \frac{1}{\eta_M} t \right) \sigma_0 \quad (15)$$

Das Modell beinhaltet einen sofort auftretenden und reversiblen, elastischen Anteil sowie einen irreversiblen Kriechanteil, welcher zur Beschreibung eines stationären Kriechzustandes¹ dient.

¹ Stationäres Kriechen = sekundäres Kriechen

3.1.3 Burgers Modell

Das Burgers Modell (Abbildung 7a) ist eine Serienschaltung einer Maxwell und einer Kelvin-Voigt Einheit. Diese Kombination erlaubt den primären (Kelvin Modell) und den sekundären (Maxwell Modell) Kriechanteil gemeinsam abzubilden.

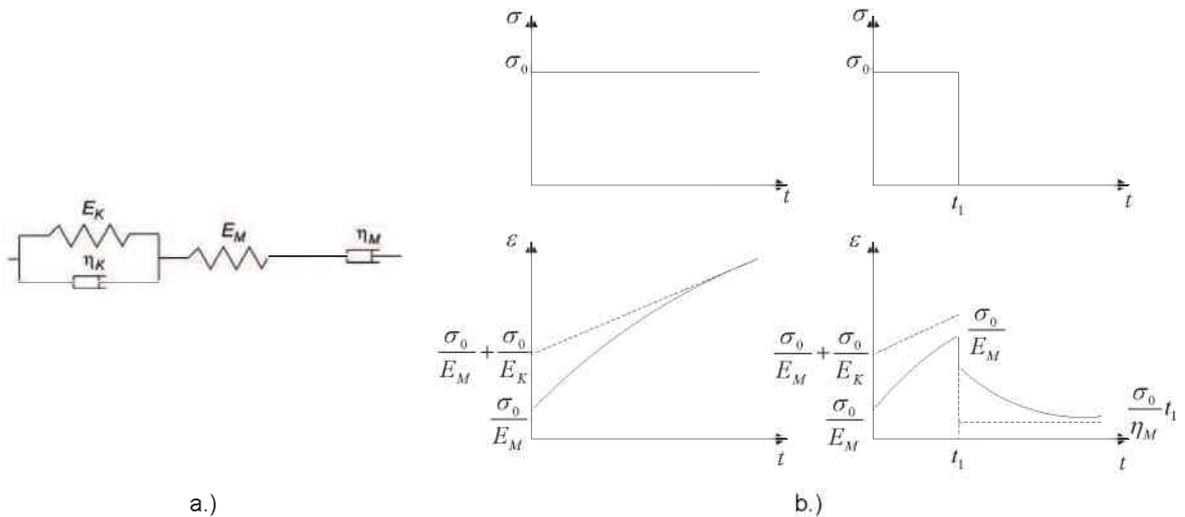


Abbildung 7: (a) Burgers Modell; (b) Be- und Entlastungsverhalten im Spannungs-Zeit- und Dehnungs-Zeit-Diagramm

Die rheologische Grundgleichung lautet:

$$\begin{aligned}
 E_K E_M \sigma + (E_K \eta_K + E_K \eta_M + E_M \eta_K) \dot{\sigma} + \eta_K \eta_M \ddot{\sigma} \\
 = E_K E_M \eta_M \dot{\varepsilon} + E_M \eta_K \eta_M \ddot{\varepsilon}
 \end{aligned}
 \tag{16}$$

Nach Aufbringen einer konstanten Belastung lässt sich die Dehnung wie folgt errechnen:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E_M} + \frac{\sigma_0}{E_K} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_K}{\eta_K} t\right) \right] + \frac{\sigma_0}{\eta_M} t
 \tag{17}$$

Das Modellverhalten bei einer Reduktion der Belastung zum Zeitpunkt t_1 auf den Ausgangswert ist in Abbildung 7 b dargestellt und berechnet sich nach:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E_K} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_K}{\eta_K} t_1\right) \right] \exp\left[-\frac{E_K}{\eta_K} (t - t_1)\right] + \frac{\sigma_0}{\eta_M} t_1
 \tag{18}$$

Das primäre Kriechen ist erst zum Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ abgeschlossen. Des Weiteren liegen die Grenzen des Burgers Modells darin, dass ein Anstieg der Dehnungsrate zur Abbildung eines tertiären Kriechprozesses nicht möglich ist.

3.1.4 H-B-K Modell

Das H-B-K Modell (Schofield-Scott-Blair Körper) (Abbildung 8) ist eine Kombination einer Kelvin-Voigt Einheit, Bingham Einheit und eines Hookeschen Elements in einer Serienschaltung und stellt ein sehr umfangreiches rheologisches Modell dar. [147]

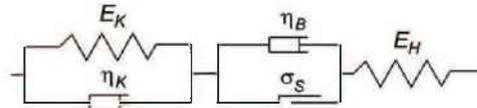


Abbildung 8: H-B-K Modell (Schofield-Scott-Blair Körper)

Durch das Saint-Venant Element, welches aktiviert wird wenn eine kritische Spannung σ_s erreicht ist, muss zwischen zwei verschiedenen Zuständen unterschieden werden. In jenem Zustand, in welchem die aufgebrauchte Spannung kleiner ist als die Aktivierungsspannung $\sigma < \sigma_s$ des St.-Venant Elements, entspricht das Modell einem „three-parameter soil“ Modell, da das Bingham Element noch inaktiv ist. Die Grundgleichung ist:

$$(E_K + E_H)\sigma + \eta_K \dot{\sigma} = E_K E_H \varepsilon + E_K \eta_K \dot{\varepsilon} \quad \sigma < \sigma_s \quad (19)$$

Unter der Annahme einer konstanten Spannung kann die Dehnung wie folgt angeschrieben werden:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E_H} + \frac{\sigma_0}{E_K} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_K}{\eta_K} t\right) \right] \quad (20)$$

Nach der Reduktion der Spannung auf Null zum Zeitpunkt t_1 kann der zeitliche Rückgang der Dehnung ermittelt werden:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E_K} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_K}{\eta_K} t_1\right) \right] \exp\left[-\frac{E_K}{\eta_K} (t - t_1)\right] \quad (21)$$

Wird die Grenzspannung des Saint-Venant Elements überschritten ($\sigma \geq \sigma_s$) kommt es zur Aktivierung des Bingham Elementes:

$$\begin{aligned} E_K E_H (\sigma - \sigma_s) + (E_K \eta_K + E_K \eta_B + E_H \eta_K) \dot{\sigma} + \eta_K \eta_B \ddot{\sigma} \\ = E_K E_H \eta_M \dot{\varepsilon} + E_H \eta_K \eta_B \ddot{\varepsilon} \end{aligned} \quad (22)$$

$$\sigma \geq \sigma_s$$

Die Formulierung der Dehnung bei konstanter Spannung lautet:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E_H} + \frac{\sigma_0}{E_K} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_K}{\eta_K} t\right) \right] + \frac{\sigma_0 - \sigma_s}{\eta_B} t \quad (23)$$

Nach dem Entfernen der Spannung zum Zeitpunkt t_1 lautet die Gleichung zur Ermittlung der Dehnung:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E_K} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_K}{\eta_K} t_1\right) \right] \exp\left[-\frac{E_K}{\eta_K} (t - t_1)\right] + \frac{\sigma_0 - \sigma_s}{\eta_B} t_1 \quad (24)$$

Befindet sich die aufgebrachte Spannung unterhalb der kritischen (Aktivierungs-) Spannung σ_s , verhalten sich die vorhandenen Dehnungen reversibel, ansonsten beinhalten die Dehnungen einen irreversiblen Teil durch das Saint-Venant Element. Dieses Modell beschreibt einen großen Teil des Kriechverhaltens von Geomaterialien, allerdings kann das tertiäre Kriechen weiterhin nicht abgebildet werden.

3.2. Klassische elastische visko-plastische Modelle

Viele Autoren haben konstitutive Gleichungen formuliert, um die Elastizität, Plastizität sowie die Viskosität von Materialien zu beschreiben. Diese Modelle enthalten mehrere Arten, die Reaktion eines Stoffes auf eine eintretende Belastung zu beschreiben. Beispiele hierfür sind elasto-viskoplastische, viskoelastisch-plastische oder elastisch-viskos-plastische Modelle. In den folgenden Punkten wird auf zwei verschiedene Modelle im Detail eingegangen.

3.2.1 Cristescu Modell

In den klassischen elastischen visko-plastischen Modellen für Geomaterialien wird angenommen, dass die volumetrische Verformung inkompressibel ist. Cristescu [49] stellte 1993 ein visko-plastisches Modell auf, das eine assoziierte Fließregel (1993) [49] und eine nicht assoziierte Fließregel (1997) [50] beinhaltet. Die Formulierung der Verformungsgeschwindigkeit lautet:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \frac{\dot{\sigma}_{ij}}{2G} + \left(\frac{1}{3K} - \frac{1}{2G} \right) \dot{\sigma}_m \cdot \delta_{ij} + k_T \left\langle 1 - \frac{W_T(t)}{H(\sigma_{ij})} \right\rangle \frac{\partial F(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}} + k_s \frac{\partial S(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}} \quad (25)$$

Die einzelnen Bestandteile werden wie folgt separat angeschrieben:

$$H(\sigma_{ij}) = W_T(t)$$

$$W_T(t) = \int_0^t \sigma_m(\bar{t}) \dot{\varepsilon}_{VT}^I(\bar{t}) d\bar{t} + \int_0^t S_{ij} \dot{\varepsilon}_T^I(\bar{t}) d\bar{t} \quad (26)$$

$$\sigma_m(t) = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (27)$$

$$\tau = \frac{1}{3} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{1/2} \quad (28)$$

Nach der Integration kann die absolute Verformung wie folgt formuliert werden:

$$\varepsilon_{ij}(t) = \frac{\sigma_{ij}}{2G} + \left(\frac{1}{3K} - \frac{1}{2G} \right) \sigma_m \cdot \delta_{ij} + k_s \frac{\partial S(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}} (t - t_0) \quad (29)$$

$$+ \frac{\left\langle 1 - \frac{W_T(t_0)}{H(\sigma_{ij})} \right\rangle H(\sigma_{ij}) \frac{\partial F(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}}}{\frac{\partial F(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}} : \sigma_{ij}} \left\{ 1 - \exp \left[\frac{k_T}{H(\sigma_{ij})} \frac{\partial F(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}} : \sigma_{ij} (t - t_0) \right] \right\}$$

Das transiente Kriechen ist grundsätzlich immer vorhanden, da dieser Prozess erst zum Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ abgeschlossen ist. Es kann jedoch angenommen werden, dass in dem Zeitintervall $t > t_0$ und $t \ll t_T$ das transiente Kriechen dominant ist. Ab dem Zeitpunkt $t > t_S$ ist der Betrag des stationären Kriechens nicht mehr vernachlässigbar. Vor allem für die Faktoren k_T und k_S gibt es je nach Randbedingungen und Material verschiedene Ansätze. Die Formulierung dieser Viskositätskoeffizienten für eine konstante Belastung von Salzgestein ist in [50] angeschrieben. Abbildung 9 zeigt das Cristescu Modell in der p-q Ebene.

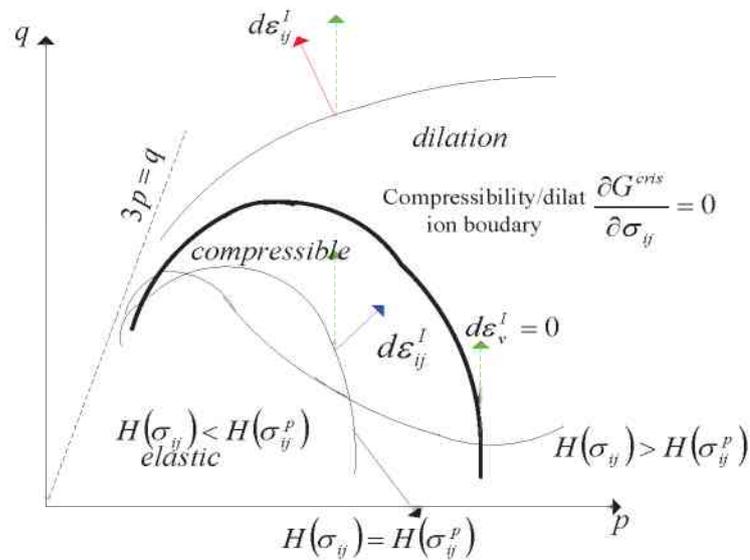


Abbildung 9: Schematische Darstellung des Cristescu Modell in der p-q Ebene [50]

3.2.2 Drucker-Prager Modell mit gekoppeltem Kriechverhalten

Eine weitere Methode zur Beschreibung des Kriechverhaltens von Geomaterialien ist die Kopplung des linearen Drucker-Prager Versagensmodells [64] mit einem Kriechgesetz, welches Albert (2002) [7] und auch Rergenauer (2004) [183] beschreiben.

Das Kriechverhalten der Materialien ist gekoppelt mit dem plastischen Verhalten. Aus diesem Grund ist es nötig, neben dem plastischen Verhalten auch das Verfestigungsverhalten zu definieren. Der elastische Anteil muss hierbei linear sein. Die Fließregel kann assoziiert [120] oder nicht-assoziert sein. Die lineare Fließfläche des Drucker-Prager Modells ist:

$$f = X - \sigma_m \tan \phi - c = 0 \quad (30)$$

$$X = \frac{1}{2} \sigma_e \left[1 + \frac{1}{N} - \left(1 - \frac{1}{N} \right) \left(\frac{r}{\sigma_e} \right)^3 \right] \quad (31)$$

$$\frac{r}{\sigma_e} = 1 \quad \text{einaxialer Zug}$$

$$\frac{r}{\sigma_e} = -1 \quad \text{einaxialer Druck}$$

$$\sigma_e = \sqrt{3I_2} = \sqrt{\frac{3}{2}(S_{ij}S_{ij})} \quad (32)$$

Abbildung 10 zeigt das Modell in der p-q-Ebene mit den verschiedenen Flächen (Versagensfläche, Initial-Fließfläche und äquivalente Kriechfläche).

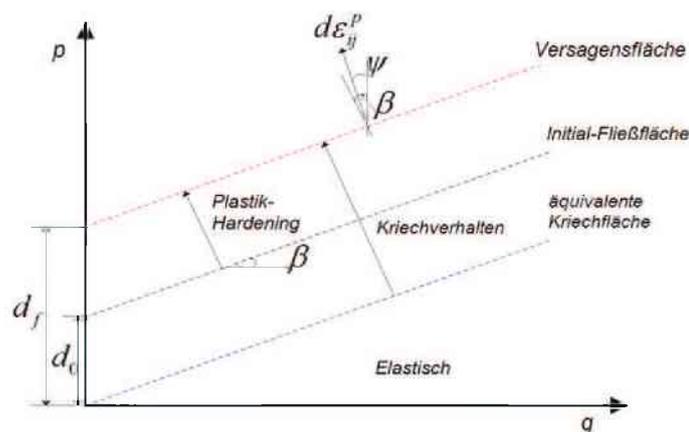


Abbildung 10: Drucker-Prager-Kriechmodell in der p-q Ebene (K=1)

Eine Implementierung eines plastic-Hardening kann beispielsweise über Lu (2010) [134] vorgenommen werden:

$$\sigma_e = (\sigma_e |_0) \left(1 + d (\varepsilon_e^p)^h \right) \quad (33)$$

Wenn ein assoziiertes, plastisches Fließpotential ohne Hardening angenommen wird, ist das Fließpotential gleich der Fließfunktion. Bei einer nicht-assozierten, hyperbolischen Funktion kann das Kriechpotential wie folgt verwendet werden: [2]

$$g_s^c = \sqrt{(\xi(\sigma_e |_0) \tan \phi)^2 + \sigma_e^2} - \sigma_m \tan \phi \quad (34)$$

Das Auftreten des Kriechens wird über σ_e^c bestimmt:

$$\sigma_e^c = \frac{\sigma_e - \sigma_m \tan \phi}{1 - \frac{\sigma_m \tan \phi}{\sigma_e}} \quad (35)$$

Ist $\sigma_e^c \leq 0$ tritt kein Kriechen auf. Ist $\sigma_e^c > 0$ kommt es zu Kriechdehnungen im Material. Die Dehnungsrate unter Berücksichtigung der Kriechrate setzt sich wie folgt aus drei Komponenten zusammen; einem elastischen, einem plastischen und einem Kriechanteil:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^p + \dot{\varepsilon}_{ij}^c \quad (36)$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^e = \frac{\dot{S}_{ij}(\sigma_{ij})}{2G} - \frac{\dot{\sigma}_m}{3K} \delta_{ij} \quad (37)$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \frac{\dot{\varepsilon}_e^p}{C} \left(\frac{3}{2} \frac{\dot{S}_{ij}(\sigma_{ij})}{\sqrt{(\xi(\sigma_e |_0) \tan \phi)^2 + \sigma_e^2}} + \frac{1}{3} \delta_{ij} \tan \phi \right) \quad (38)$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^c = \frac{\dot{\varepsilon}_e^c}{\frac{1}{\sigma_e^c} \sigma_{kl} : \frac{\partial G_s^c}{\partial \sigma_{kl}}} \left[\frac{3}{2} \frac{\dot{S}_{ij}(\sigma_{ij})}{\sigma_e \sqrt{(\xi(\sigma_e |_0) \tan \phi)^2 + \sigma_e^2}} + \frac{1}{3} \delta_{ij} \tan \phi \right] \quad (39)$$

Ein wichtiger Aspekt ist die Bestimmung der äquivalenten Kriechrate. Hierfür kombinierte Miravalles (2007) [154] ein rheologisches Modell (Kooksche Elemente in Serienschaltung mit zwei Kelvin Elementen) und ein empirisches Kriechmodell und implementierte dieses in ein Drucker-Prager-Modell, um das Langzeitverhalten von Stahl- und Holzbalken zu analysieren. Regenauer-Lieb (2001) [184] definierte eine Kriechrate mittels einer Kombination der Peierls-Transition und einer Power-Law-Funktion zur Simulation von „*Listric*“ Verwerfungen. Im Simulationsprogramm Abaqus sind drei unterschiedliche Verfahren implementiert: [229]

i. „Strain Hardening“

$$\dot{\varepsilon}_e^c = \left\{ A \cdot (\sigma_e^c)^n [(m+1)\varepsilon_e^c]^m \right\}^{1/(m+1)} \quad (40)$$

ii. „Time Hardening“

$$\dot{\varepsilon}_e^c = A \cdot (\sigma_e^c)^n t^m \quad (41)$$

iii. „Singh-Mitchell“

$$\dot{\varepsilon}_e^c = A \cdot e^{\alpha \sigma_e^c} (t_1/t)^m \quad (42)$$

3.3. Modelle basierend auf Deformationsmechanismen

Nach der Entwicklung einer Deformationsmechanismen-Darstellung von Weertman (1993) [219] [220] wurden mehrere Untersuchungen von verschiedenen Forschergruppen zu diesem Thema durchgeführt. Munson and Dawson (1984) [158] und Aubertin (1993) [11] [12] erweiterten die Arbeit von Weertman auf dem Gebiet der Mikro-Mechanismen in Gestein. Eine neuere Version der Darstellung von Deformationsmechanismen wurde von Munson [160] veröffentlicht. Diese inkludieren Daten aus Kriechvorgängen, welche das Langzeit-Deformationsverhalten von Bergwerken und großen Maschinenkavernen darstellen. Die in dieser Darstellung enthaltenen Mechanismen, welche die Deformationsvorgänge beschreiben, weisen unterschiedliche konstitutive Formulierungen als Funktion der vorhandenen Bedingungen (z.B. Temperatur, Belastung, Luftfeuchtigkeit, etc.) auf. In Abbildung 11 ist die Deformationsmechanismen-Darstellung nach Munson abgebildet. Je nach vorherrschenden Bedingungen kann zwischen fünf verschiedenen Mechanismen unterschieden werden. [160]

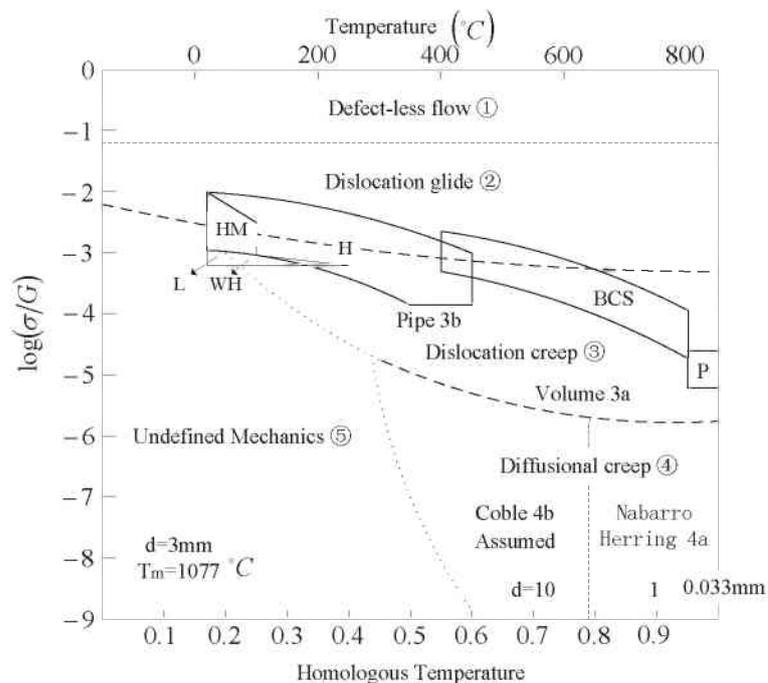


Abbildung 11: Darstellung von Deformationsmechanismen von Steinsalz nach Munson [160]

3.3.1 M-D Modell

Basierend auf den Erkenntnissen aus Abbildung 11 wurde das M-D (Multi-mechanism Deformation) Materialmodell für Steinsalz entwickelt. Dieses Modell beinhaltet stationäres Kriechen, Hardening, Recovery-Prozesse etc. Die Entwicklung dieses Modells wurde durch die Lagerung von radioaktivem Abfall in aufgelassenen Kavernen in Salzstöcken angetrieben, um das Langzeitdeformationsverhalten beschreiben zu können. Das M-D Modell wurde von Munson (1996) [160] basierend auf Versuchsergebnissen mit komplexen Belastungsabläufen weiterentwickelt. Es wurde angenommen, dass alle Mechanismen, welche Deformationen verursachen, gleichzeitig auftreten und die Effekte somit summiert werden müssen. Der Gesamtbetrag des stationären Kriechens ist somit die Summe der individuellen Beiträge:

$$\dot{\epsilon}_s^c = \sum_{i=1}^3 \dot{\epsilon}_{s_i}^c \quad (43)$$

Nach Munson [158] [160] unterteilt sich die Dehnungsrate von Steinsalz in fünf unterschiedliche Bereiche: (1) zerstörungsarmes Fließen, (2) Versetzungsgleiten, (3) Versetzungskriechen, (4) Diffusionskriechen, (5) undefinierte Deformationsmechanismen.

Der Bereich (1) tritt bei sehr hohen Spannungen auf, welche in der praktischen Anwendung nur selten auftreten. Das Versetzungsgleiten (2) liegt ebenso in Hochspannungsbereichen. Diese Versetzungsbewegungen treten entlang bereits vorhandener, bevorzugter Gleitsysteme auf. Das Versetzungskriechen (3) führt zu einem Hardeningeffekt und einer Erhöhung der Fließspannung. Liegen die Temperaturen und Spannungen in einem hohen Bereich, wird die Dehnung weiter ansteigen. Das Diffusionskriechen (4) tritt bei hohen Temperaturen und niedrigen Spannungen auf. Der letzte Bereich (5) liegt bei geringeren Temperaturen und Spannungen und ist schwer zu analysieren. Dieser Bereich ist allerdings der für die Planung von Bergwerken, Lagereinrichtungen und Endlager am relevantesten. Die wichtigsten Bereiche (1-3) des M-D Modells lassen sich wie folgt beschreiben:

$$\dot{\epsilon}_{s_1}^c = A_1 e^{\frac{-Q_1}{RT}} \left(\frac{\sigma_e}{G} \right)^{n_1} \quad (44)$$

$$\dot{\epsilon}_{s_2}^c = A_2 e^{\frac{-Q_2}{RT}} \left(\frac{\sigma_e}{G} \right)^{n_2} \quad (45)$$

$$\dot{\epsilon}_{s_3}^c = |H(\sigma_e - \sigma_0)| \left[B_1 e^{\frac{-Q_1}{RT}} + B_2 e^{\frac{-Q_2}{RT}} \right] \sinh \left[\frac{\rho(\sigma_e - \sigma_0)}{G} \right] \quad (46)$$

Die gesamte Kriechdehnung beinhaltet transientes und stationäres Kriechen. Unter der Annahme, dass beide Kriechvorgänge in einen Bereich bzw. in dasselbe Regime

fallen und identische Aktivierungs- und Spannungsabhängigkeiten aufweisen, ist ein Faktor A bei der stationären Kriechrate zu berücksichtigen:

$$\dot{\varepsilon}^c = A \dot{\varepsilon}_s^c \quad (47)$$

$$A = \begin{cases} \exp \left[\Delta \left(1 - \frac{\zeta}{\varepsilon_t} \right)^2 \right] & \zeta \leq \varepsilon_t \\ 1 & \\ \exp \left[-\delta \left(1 - \frac{\zeta}{\varepsilon_t} \right)^2 \right] & \zeta \geq \varepsilon_t \end{cases} \quad (48)$$

Die Hardening- und Softeningrate $\dot{\zeta}$ verringert sich auf 0, wenn ein stationärer Zustand erreicht ist.

$$\varepsilon_t = k \left(\frac{\sigma_e}{G} \right)^m \quad (49)$$

$$\dot{\zeta} = (A - 1) \dot{\varepsilon}_s \quad (50)$$

$$\Delta = \alpha_w + \beta_w \log \left(\frac{\sigma_e}{G} \right) \quad (51)$$

$$\delta = \alpha_r + \beta_r \log \left(\frac{\sigma_e}{G} \right) \quad (52)$$

Das M-D Modell stimmt mit Messdaten aus Kriechversuchen in [231] überein. Der Nachteil dieses Modells liegt in der umfangreichen Parameteranzahl, welche eine versuchstechnische Parameteridentifikation sowie eine Verwendung in numerischen Simulationen erschwert.

3.3.2 MDFC Modell

Chan [40] [41] [42] entwickelte das M-D Modell weiter. Das MDFC (Multi-mechanism Deformation Coupled Fracture) Modell ist eine Koppelung von Kriechmechanismen und Versagensmechanismen zur Darstellung von zeitabhängigen, spannungsempfindlichen inelastischen Fließvorgängen unter nicht hydrostatischen, triaxialen Spannungszuständen. Es wird hierbei angenommen, dass eine Schädigung des Materials zu tertiärem Kriechen führt. Die inelastische Dehnungsrate besteht aus zwei Teilen, einer Art Versetzungsbewegung und einer assoziierten Schädigungsentwicklung. Das Stoffgesetz kann wie folgt angeschrieben werden:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^i = \frac{\partial \sigma_e^c}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\varepsilon}_e^c + \frac{\partial \sigma_e^d}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\varepsilon}_e^d \quad (53)$$

Die einzelnen Anteile lauten weiters:

$$\sigma_e^d = |\sigma_1 - \sigma_3| - x_2 x_7 \operatorname{sgn}(I_1 - \sigma_1) \left[\frac{I_1 - \sigma_1}{3x_7 \operatorname{sgn}(I_1 - \sigma_1)} \right]^{x_6} - x_1 \sigma_3 |H(-\sigma_3)| \quad (54)$$

$$\sigma_e^c = |\sigma_1 - \sigma_3| \quad (55)$$

$$\dot{\varepsilon}_e^d = c_1 \omega \left[\sinh \frac{c_2 \sigma_e^d H(\sigma_e^d)}{(1-\omega)G} \right]^{n_3} \quad (56)$$

3.4. Endochronische Modelle

Das Konzept der endochronischen Theorie wurde von Valanis (1971) [210] erstellt. Das Modell beschreibt die thermo-mechanische Reaktion eines Materials als Funktion einer intrinsischen² Zeitskala. Diese Zeitskala ist definiert als:

$$dz = d\xi / f(\xi) \quad (57)$$

$$d\xi^2 = \alpha^2 d\zeta^2 + \beta^2 dt^2 \quad (58)$$

Lee entwickelte 1996 [130] ein einfaches endochrones transientes Kriechmodell:

$$d\zeta^2 = p_{ijkl} d\varepsilon_{ij}^c d\varepsilon_{kl}^c \quad (59)$$

² Intrinsisch = von sich aus aufweisend; einem Ding oder System innewohnend, ohne äußere Ursache oder Beeinflussung vorliegend [225]

Basierend auf der Arbeit von Lee erweiterten Lee und Yang Chunhe (2000) [231] eine neue Form einer endochronischen Formulierung:

$$S_{ij} = \int_0^{Z_D} \left\{ \begin{array}{l} [a_1 + b_1 \mu_1(t)] H(Z_D - Z'_D) + \\ [c_1 + d_1 \mu_1(t)] e^{-E_1(Z_D - Z'_D)} \end{array} \right\} \frac{de_{ij}}{dZ_D} dZ'_D \quad (60)$$

$$\sigma_{kk} = \int_0^{Z_H} \left\{ \begin{array}{l} [a_2 + b_2 \mu_2(t)] H(Z_H - Z'_H) + \\ [c_2 + d_2 \mu_2(t)] e^{-E_2(Z_H - Z'_H)} \end{array} \right\} dZ'_D \quad (61)$$

$$+ \int_0^{Z_H} \left\{ \begin{array}{l} [a'_2 + b'_2 \mu_1(t)] H(Z_H - Z'_H) + \\ [c'_2 + d'_2 \mu_2(t)] e^{-E_2(Z_H - Z'_H)} \end{array} \right\} \frac{dT}{dZ_H} dZ'_H$$

$$dz = \alpha d\xi + \lambda dt \quad (62)$$

$$d\xi = g_{ijkl} d\varepsilon_{ij}^c d\varepsilon_{kl}^c \quad (63)$$

4. Kriechmodelle für Geomaterialien in numerischen Softwarepaketen

Die vorhandenen Stoffgesetze von Geomaterialien zeigen die Beziehungen zwischen Spannungen und Dehnungen des Materials. Passend für die vorhandenen Eigenschaften des Materials und deren Parameter gibt es eine große Anzahl verschiedener Modelle. Um das Langzeitverhalten der Geomaterialien zu untersuchen und zu simulieren, muss auf bestehende Modelle zurückgegriffen werden.

4.1. Kriechmodelle in FLAC und FLAC3D

Die in dem FDM-Programm FLAC Version 6 [71] und FLAC3D Version 3.1 [72] implementierten Kriechmodelle sind in der folgenden Tabelle 2 angeführt.

FLAC	FLAC3D
(1) Klassisches visko-elastisches Modell;	(1) Klassisches visko-elastisches Modell;
(2) Zweikomponenten Potenzansatz (Power-Law);	(2) Zweikomponenten Potenzansatz (Power-Law);
(3) WIPP-Referenz Modell;	(3) WIPP-Referenz Modell;
(4) WIPP viskoplastisches Modell;	(4) WIPP viskoplastisches Modell;
(5) Burger visko-plastisches-Kriechmodell;	(5) Burger visko-plastisches-Kriechmodell;
(6) „Crushed Salt“ Modell	(6) „Crushed Salt“ Modell
	(7) Burgers visko-Modell;
	(8) Power-Law visko-plastisches Modell;

Tabelle 2: Übersicht der Kriechmodelle in FLAC und FLAC3D

Die angeführten Modelle werden in den folgenden Abschnitten im Detail erläutert und wurden aus den User-Manuals [71] [72] entnommen. Das klassische „visko-elastische“ Modell (Cristescu und Drucker-Prager Modell mit gekoppeltem Kriechverhalten) wurde bereits in Punkt VIII 3.2.1 und 3.2.2 beschrieben.

4.1.1 Zweikomponenten-Potenzansatz (Power-Law)

Der Zweikomponenten-Potenzansatz findet häufigen Gebrauch in der Langzeitsimulation von Steinsalz und basiert auf dem Norton Power-Law von 1929: [163]

$$\dot{\epsilon}^c = A \sigma_e^n \quad (64)$$

$$\sigma_e = \sqrt{3I_2} = \sqrt{\frac{3}{2}(S_{ij}S_{ij})} \quad (65)$$

Um dieses Modell für unterschiedliche Kriechmechanismen verwenden zu können, wird die Rate der Kriechdehnung in zwei Komponenten, basierend auf den Referenzspannungszuständen σ_1^{ref} und σ_2^{ref} , unterteilt:

$$\dot{\epsilon}^c = \dot{\epsilon}_1^c + \dot{\epsilon}_2^c \quad (66)$$

$$\dot{\epsilon}_1^c = \begin{cases} A_1 \sigma_e^{n_1} & \sigma_e \geq \sigma_1^{ref} \\ 0 & \sigma_e \geq \sigma_2^{ref} \end{cases} \quad (67)$$

$$\dot{\epsilon}_2^c = \begin{cases} A_2 \sigma_e^{n_2} & \sigma_e \leq \sigma_2^{ref} \\ 0 & \sigma_e > \sigma_2^{ref} \end{cases} \quad (68)$$

Anhand der verschiedenen oben angeführten Möglichkeiten sind mehrere Zustände wie folgt möglich:

- i. die Referenzspannungszustände σ_1^{ref} und σ_2^{ref} sind Null. In diesem Zustand wird das Materialmodell auf eine Komponente reduziert;

$$\dot{\epsilon}^c = A \sigma_e^n \quad \sigma_e \geq \sigma_1^{ref} \quad (69)$$

- ii. ist der Referenzspannungszustand σ_1^{ref} Null und σ_2^{ref} „groß“ sind beide Komponenten aktiv

$$\dot{\epsilon}^c = A_1 \sigma_e^{n_1} + A_2 \sigma_e^{n_2} \quad \sigma_1^{ref} < \sigma_e < \sigma_2^{ref} \quad (70)$$

- iii. sind beide Referenzspannungszustände größer Null und gleich groß oder $\sigma_1^{ref} < \sigma_2^{ref}$ werden verschiedene Gesetze für verschiedene Spannungszustände verwendet:

$$\sigma_1^{ref} = \sigma_2^{ref} = \sigma^{ref} > 0$$

$$\dot{\epsilon}^c = \begin{cases} A_2 \sigma_e^{n_2} & \sigma_e < \sigma^{ref} \\ A_1 \sigma_e^{n_1} & \sigma_e > \sigma^{ref} \end{cases} \quad (71)$$

$$\sigma_1^{ref} < \sigma_2^{ref}$$

$$\dot{\epsilon}^c = \begin{cases} A_2 \sigma_e^{n_2} & \sigma_e < \sigma_1^{ref} \\ A_1 \sigma_e^{n_1} + A_2 \sigma_e^{n_2} & \sigma_1^{ref} < \sigma_e < \sigma_2^{ref} \\ A_1 \sigma_e^{n_1} & \sigma_e > \sigma_2^{ref} \end{cases} \quad (72)$$

Der Tensor der Kriechrate lässt sich aus dem deviatorischen Spannungskrement ΔS_{ij} für Δt , der äquivalenten Kriechrate $\dot{\epsilon}^c$ und dem deviatorischen Anteil der Rate des Verzerrungstensors $\dot{\epsilon}_{ij}^d$ berechnen. S_{ij} ist der deviatorische Spannungstensor:

$$\Delta S_{ij} = 2G(\dot{\epsilon}_{ij}^d - \dot{\epsilon}_{ij}^c)\Delta t \quad (73)$$

$$\dot{\epsilon}_{ij}^c = \left(\frac{3}{2}\right)\dot{\epsilon}^c \left(\frac{S_{ij}}{\sigma_e}\right) \quad (74)$$

Das Power-Law Materialmodell kann nur einen stationären Kriechzustand ohne transientes oder tertiäres Kriechen abbilden.

4.1.2 WIPP Referenz Modell

Das WIPP (Waste Isolation Pilot Plant) Modell ist ein empirisches Materialgesetz und wurde von Herrmann (1980) [103] [104] aufgestellt. Es dient der Simulation von zeit- und temperaturabhängigen Kriechprozessen von Steinsalz. Es wird vorrangig bei der Simulation von Endlagern radioaktiver Abfälle verwendet und wurde erstmals kommerziell in dem Programm VISCOT implementiert.

Das Modell kann die primäre und sekundäre Kriechphase beschreiben, wobei davon ausgegangen wird, dass beide Kriechphasen gleichermaßen von der Temperatur und dem Spannungszustand abhängig sind. Das Modell lässt sich grundlegend wie folgt anschreiben:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^c \quad (75)$$

$$\dot{\epsilon}_{ij}^e = \frac{\dot{S}_{ij}}{2G} + \frac{\dot{\sigma}_{ik}\delta_{ij}}{3K} \quad (76)$$

$$\dot{\epsilon}_{ij}^c = \left(\frac{3}{2}\right)\dot{\epsilon}^c \left(\frac{S_{ij}}{\sigma_e}\right) \quad (77)$$

Der Kriechanteil ist gleich wie zuvor (Power-Law) zu berechnen. $\dot{\epsilon}^c$ setzt sich aus den Kriechraten des primären $\dot{\epsilon}_p^c$ und des sekundären $\dot{\epsilon}_s^c$ Kriechens zusammen und lässt sich wie folgt berechnen:

$$\dot{\epsilon}^c = \dot{\epsilon}_p^c + \dot{\epsilon}_s^c \quad (78)$$

$$\dot{\epsilon}_s^c = Ae^{-Q/RT}\sigma_e^n \quad (79)$$

$$\dot{\epsilon}_p^c = F\dot{\epsilon}_s^c \quad F = \begin{cases} B - D\dot{\epsilon}_p^c & \dot{\epsilon}_s^c \geq \dot{\epsilon}_{ss}^* \\ B - D(\dot{\epsilon}_{ss}^*/\dot{\epsilon}_s^c)\dot{\epsilon}_p^c & \dot{\epsilon}_s^c < \dot{\epsilon}_{ss}^* \end{cases} \quad (80)$$

4.1.3 WIPP viskoplastisches Modell

Das WIPP viskoplastische Modell ist die Kombination des ursprünglichen WIPP Modells mit dem Drucker-Prager Fließkriterium und beschreibt somit ein elasto-viskoplastisches Materialgesetz. Diese beiden Modelle sind kompatibel hinsichtlich deren Formulierungen der zweiten Invariante und des deviatorischen Spannungstensors. Die Fließfunktion des Drucker-Prager Modells ist:

$$f^s = \tau + q_\phi \sigma_m - k_\phi = 0 \quad (81)$$

$$q_\phi = \frac{6 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (82)$$

$$k_\phi = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (83)$$

$$\sigma_m = I_1/3 \quad (84)$$

$$\tau = \sqrt{I_2} \quad (85)$$

$$f^t = \sigma_0 - \sigma_t \quad (86)$$

Mit der Annahme, dass die Funktion des plastischen Potentials gleich der Fließfunktion ist und die Dilatation berücksichtigt, lautet das Potential:

$$g^s = \tau + q_\psi \sigma_m \quad (87)$$

$$g^t = \sigma_m \quad (88)$$

Basierend auf $f^s = 0$ lautet die Fließregel:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g^s}{\partial S_{ij}} = \lambda \frac{S_{ij}}{2\tau} \quad (89)$$

Werden Kriech- und Fließregel kombiniert, kann die Dehnungsrate wie folgt angeschrieben werden:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^c + \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad (90)$$

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^c + \dot{\epsilon}_{ij}^p = \frac{\dot{S}_{ij}}{2G} + \frac{S_{ij}}{2\sigma_e} (3\dot{\epsilon} + \sqrt{3}\lambda) \quad (91)$$

4.1.4 Burgers visko-plastisches Kriechmodell

Dieses Modell ist eine Kombination eines Burgers-Kriechmodells und eines Mohr-Coulomb Fließkriteriums. Es beschreibt visko-elasto-plastische deviatorische und elasto-plastische, volumetrische Dehnungen eines Materials. Das deviatorische Materialverhalten kann wie folgt angeschrieben werden:

- i. Kelvin-Modell basierender Anteil $\dot{\epsilon}_{ij}^k$,
- ii. Maxwell-Modell basierender Anteil $\dot{\epsilon}_{ij}^m$,
- iii. plastischer Anteil $\dot{\epsilon}_{ij}^p$,

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^m + \dot{\epsilon}_{ij}^k + \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad (92)$$

und wie folgt anschreiben lassen:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^m = \frac{\dot{S}_{ij}}{2G_m} + \frac{S_{ij}}{2\eta_m} \quad (93)$$

$$S_{ij} = 2\eta_K \dot{\epsilon}_{ij}^K + 2G_K \epsilon_{ij}^K \quad (94)$$

$$\dot{\epsilon}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} - \frac{1}{3} \dot{\epsilon}_{vol}^p \delta_{ij} \quad (95)$$

$$\dot{\epsilon}_{vol}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ii}} \quad (96)$$

Die volumetrische Dehnung lautet:

$$\dot{\epsilon}_{vol}^e = \dot{\epsilon}_{vol} - \dot{\epsilon}_{vol}^p = \frac{\dot{\sigma}_m}{3K} \quad (97)$$

Die einzelnen Fließflächen des Mohr-Coulombschen Bruchgesetzes unterteilen sich in:

- i. Schub-Fließgrenze;

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} \quad (98)$$

$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (99)$$

- ii. Zug-Fließgrenze;

$$f^t = \sigma_t - \sigma_3 \quad (100)$$

Die Potentiale sind:

- i. Potential des Schubversagens;

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (101)$$

$$N_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (102)$$

- ii. Potential des Zugversagens;

$$g^t = -\sigma_3 \quad (103)$$

Die Implementierung in FLAC ist im Detail im Manual nachzulesen [71]. Das Burgers-Visko Modell, welches in FLAC3D implementiert ist, stellt einen Sonderfall des hier angeführten Burgers-Modells dar und wird daher nicht erläutert.

4.1.5 Crushed Salt Modell

Das "Crushed Salt" Modell wird zur Simulation von volumetrischem und deviatorischem Kompaktionskriechverhalten verwendet. Das Modell, welches eine Variation des WIPP Modells ist, wurde von Sjaardema und Krieg (1987) [202] erstellt. Das Modell von Sjaardema und Krieg ist ein empirisches Modell, welches zur Beschreibung von zerstörten Steinsalzproben verwendet wurde. Das Dehnungsinkrement $d\varepsilon_{ij}$ besteht aus drei Beiträgen:

- i. nichtlinear elastisch $d\varepsilon_{ij}^e$,
- ii. viskose Kompaktion $d\varepsilon_{ij}^{cp}$,
- iii. viskoser Schub $d\varepsilon_{ij}^c$,

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^{cp} + \dot{\varepsilon}_{ij}^c \quad (104)$$

Der Term der viskosen Kompaktion beeinträchtigt das volumetrische und Scherverhalten und basiert auf einer experimentell entwickelten Kompaktionsrate:

$$\dot{\rho}^c = -B_0 \left[1 - e^{-B_1 \sigma_m} \right] e^{B_2 \rho} \quad (105)$$

Die volumetrische Dehnungsrate der Kompaktion lässt sich wie folgt errechnen:

$$\dot{\varepsilon}_v^{cp} = \frac{1}{\rho} B_0 \left[1 - e^{-B_1 \sigma_m} \right] e^{B_2 \rho} \quad (106)$$

Unter der Annahme, dass eine volumetrische Kompaktion nur stattfinden kann, wenn die mittlere Spannung eine Druckspannung ist, die weiters durch ein Limit begrenzt ist, kann die Dehnungsrate der Kompaktion wie folgt angeschrieben werden:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{cp} = \dot{\epsilon}_v^{cp} \left[\frac{\delta_{ij}}{3} - \beta \frac{S_{ik} \delta_{kj}}{\sigma_e} \right] \quad (107)$$

Der viskose Schubanteil ist ähnlich dem WIPP Modell. Die primäre Kriechdehnrate $\dot{\epsilon}_p^c$ ist die gleiche wie zuvor beschrieben, die sekundäre Kriechdehnrate $\dot{\epsilon}_s^c$ beinhaltet einen Dichtefaktor F_d , der das Verhältnis von aktueller/vorhandener Dichte zur Enddichte im kompaktierten Zustand beschreibt:

$$\dot{\epsilon}_s^c = D \left(\frac{\sigma_e}{F_d} \right)^n e^{-Q/RT} \quad (108)$$

Das Stoffgesetz lässt sich somit wie folgt anschreiben:

$$\begin{aligned} \dot{\sigma}_{ij} &= 2G \left[\dot{\epsilon}_{ij}^e - \frac{\dot{\epsilon}_{kk}^e}{3} \delta_{ij} \right] + K \dot{\epsilon}_{kk}^e \delta_{ij} \\ &= 2G \left[\dot{\epsilon}_{ij}^e - \dot{\epsilon}_v^{cp} \left[\frac{\delta_{ij}}{3} - \beta \frac{S_{ik} \delta_{kj}}{\sigma_e} \right] \right. \\ &\quad \left. - \frac{3}{2} (F+1) D \left(\frac{S_{ij}}{\sigma_e} \right) \left(\frac{\sigma_e}{F_d} \right)^n e^{-Q/RT} - \frac{\dot{\epsilon}_{kk}^e}{3} \delta_{ij} \right] + K \dot{\epsilon}_{kk}^e \delta_{ij} \end{aligned} \quad (109)$$

4.1.6 Power-Law visko-plastisches Modell (Mohr-Coulomb)

In diesem viskoplastischen Modell werden das Verhalten des Zweikomponenten Potenzansatzes (Power-Law) nach Norton und das Mohr-Coulombsche elasto-plastische Modell kombiniert. Die Dehnungsrate wird in einen elastischen $\dot{\epsilon}_{ij}^e$, einen viskosen $\dot{\epsilon}_{ij}^c$ und einen plastischen $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ Anteil zerlegt:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^c + \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad (110)$$

Das deviatorische Verhalten ist visko-elasto-plastisch und drückt sich wie folgt aus:

$$\dot{S}_{ij} = 2G \left(\dot{\epsilon}_{ij} - \dot{\epsilon}_{ij}^c - \dot{\epsilon}_{ij}^p \right) \quad (111)$$

Das volumetrische Verhalten ist elasto-plastisch:

$$\dot{\sigma}_m = K(\dot{\epsilon}_{kk} - \dot{\epsilon}_{kk}^p) \quad (112)$$

$$\dot{\sigma}_m = \dot{I}_1/3 \quad (113)$$

$$\dot{I}_1 = \dot{\sigma}_{11} + \dot{\sigma}_{22} + \dot{\sigma}_{33} \quad (114)$$

$$\dot{\epsilon}_{kk} = \dot{\epsilon}_{11} + \dot{\epsilon}_{22} + \dot{\epsilon}_{33} \quad (115)$$

Das Kriechverhalten wird durch die Misesspannung σ_e aktiviert wobei $\dot{\epsilon}_{cr}$ aus zwei Anteilen besteht und die Kriechrate wie folgt lautet:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^c = \dot{\epsilon}_{cr} \frac{\partial \sigma_e}{\partial S_{ij}} = \frac{3}{2} \dot{\epsilon}_{cr} \frac{S_{ij}}{\sigma_e} \quad (116)$$

$$\dot{\epsilon}_{cr} = \dot{\epsilon}_{cr}^1 + \dot{\epsilon}_{cr}^2 \quad (117)$$

$$\dot{\epsilon}_{cr}^1 = \begin{cases} A_1 \sigma_e^{n_1} & \sigma_e \geq \sigma_1^{ref} \\ 0 & \sigma_e < \sigma_1^{ref} \end{cases} \quad (118)$$

$$\dot{\epsilon}_{cr}^2 = \begin{cases} A_2 \sigma_e^{n_2} & \sigma_e \leq \sigma_2^{ref} \\ 0 & \sigma_e > \sigma_2^{ref} \end{cases} \quad (119)$$

Diese sind wie beim Power-Law Modell von den Referenzspannungszuständen σ_1^{ref} und σ_2^{ref} abhängig. Die plastische Dehnungsrate basiert auf der Fließbedingung nach Mohr-Coulomb:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \dot{\epsilon}_p \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} - \frac{1}{3} \dot{\epsilon}_{kk}^p \delta_{ij} \quad (120)$$

$$\dot{\epsilon}_{kk}^p = \dot{\epsilon}_p \left[\frac{\partial g}{\partial \sigma_{11}} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_{22}} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_{33}} \right] \quad (121)$$

und

$$\dot{\epsilon}_p = \frac{2G}{H} \frac{\partial f}{\partial S_{kl}} \left[\dot{\epsilon}_{kl} - \frac{3}{2} \dot{\epsilon}_{cr} \frac{S_{kl}}{q} \right] \quad (122)$$

$$H = 2G \frac{\partial f}{\partial S_{kl}} \left[\frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}} - \frac{1}{3} \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_{11}} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_{22}} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_{33}} \right) \right] \quad (123)$$

Die Mohr-Coulombsche Fließfunktion f sowie das Potential g lauten:

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} = 0 \quad (124)$$

$$g = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (125)$$

4.2. Kriechmodelle in Abaqus

In Abaqus [2] gibt es zwei grundlegende Kategorien von Materialgesetzen, eines beschreibt die Elastizität, das andere die Inelastizität. Das Kriechverhalten von Materialien ist in diesen beiden Arten der Materialmodelle mittels Visko-Elastizität und Visko-Plastizität enthalten.

4.2.1 Visko-Elastizität

Die Visko-Elastizität dient vor allem der Beschreibung eines von Dehnraten abhängigen Materialverhaltens, in welchem die dissipativen Verluste primär durch viskoses Verhalten verursacht werden. Der elastische Teil dieses Modells muss „linear-elastisches Verhalten“, „hyperelastisches Verhalten wie für gummiartige Materialien“ oder „hyperelastisches Verhalten wie für elastomere Schäume“ aufweisen. Das deviatorische und volumetrische Verhalten der Materialien wird für mehraxialen Spannungszustände als unabhängig angenommen. Des Weiteren kann dieses Modell bei Problemen mit großen Dehnungen verwendet und mittels Labordaten aus zeitabhängigen Kriechversuchen, Relaxationversuchen und frequenzabhängigen, zyklischen Versuchen kalibriert werden. Das visko-elastische Modell kann in zwei Kategorien unterteilt werden:

- i. zeit-dominierte Visko-Elastizität;
- ii. frequenz-dominierte Visko-Elastizität;

Die verschiedenen Möglichkeiten der Implementierung der Visko-Elastizität sowie deren unterschiedliche Aspekte sind in der folgenden Tabelle 3 angeführt.

Es ist anzumerken, dass das zeit-dominierende visko-elastische Modell statische und dynamische Probleme, mit der Ausnahme der Reaktion des Materials auf oszillierende Belastungen lösen kann. Frequenzdominierte, visko-elastische Modelle werden vorrangig für die Lösung von dynamischen und oszillierenden Problemen herangezogen.

Aspekt	Zeit dominierte Visko-Elastizität;	Frequenz dominierte Visko-Elastizität;
Anwendungen	i. transiente statische Analysen ii. transient implizierte dynamische Analysen iii. explizite dynamische Analysen iv. stationäre Transportanalysen v. gekoppelte Temperatur-Verformungsanalysen vi. gekoppelt Porenfluid Diffusion und Spannungsanalyse	i. direkte Lösung von stationären dynamischen Analysen ii. Subspace basierende stationäre dynamische Analysen iii. Eigenfrequenz Extraktion iv. komplexe Eigenwert Extraktion
Scherverhalten	Kleine Dehnungen $\tau(t) = \int_0^t G_R(t-s) \dot{\gamma}(s) ds$ $= G_0 \int_0^t g_R(t-s) \dot{\gamma}(s) ds$	Kleine Dehnungen $\tau = [G_s(\omega) + iG_\ell(\omega)] \gamma_0 \exp(i\omega t)$
	Große Dehnungen $\tau(t) = \tau_0 + dev \left[\int_0^t \frac{G_R(s)}{G_0} \bar{F}_t^{-1}(t-s) \cdot \tau_0(t-s) \cdot \bar{F}_t^{-T}(t-s) ds \right]$	Große Dehnungen $\frac{1}{J} \Delta \nabla(JS) = (1 + i\omega g^*) C^s _0 : \Delta e + Q _0 \Delta \epsilon^{vol}$
Volumetrisches Verhalten	$p(t) = -K_0 \int_0^t kR(t-s) \dot{\epsilon}^{vol}(s) ds$	Kleine Dehnungen $K_s(\omega) = K_\infty (1 - \omega \tilde{s}(k^*))$ $K_\ell(\omega) = K_\infty (\omega \Re(k^*))$
		Große Dehnungen $\Delta p = -Q _0 : \Delta e - (1 + i\omega k^*) K _0 \Delta \epsilon^{vol}$
Bestimmung der visko-elastischen Parameter	i. direkte Spezifikation der Prony Serie-Parameter ii. Daten aus Kriechversuchen iii. Daten aus frequenzabhängigen Versuchen	i. Direkte Umwandlung uniachsialer Speicher- und Verlustmodule ii. Direkte Spezifizierung der Speicher- und Verlustmodule basierend auf uniaxialen und volumetrischen Versuchen
Anwendung für Materialverhalten	„linear-elastisches Verhalten“ „hyperelastisches Verhalten wie gummiartige Materialien“ „hyperelastisches Verhalten wie elastomere Schäume“	

Tabelle 3: Übersicht der Zeit und Frequenz dominierten Visko-Elastizität in Abaqus [2]

4.2.2 Visko-Plastizität

Abaqus verwendet visko-plastische Definitionen zur Beschreibung der zeitabhängigen plastischen Verformungen des Materials. Das Kriechverhalten wird über die Adaption des Power-Law-Ansatzes und des Sinus-Hyperbolikus-Ansatzes dargestellt. Beim Power-Law muss zwischen einer „Time-Hardening“-Formulierung und einer „Strain-Hardening“-Formulierung unterschieden werden. Abaqus beinhaltet mehrere Modelle zur Beschreibung des visko-plastischen Materialverhaltens wie beispielsweise das „Two-Layer Viscoplasticity“ Modell zur Analyse des Verhaltens von Materialien unter thermomechanischer Belastung, das ORNL Stoffgesetz zur Modellierung von Edelstahl unter relativ hoher Temperatur, das Drucker-Prager Modell mit gekoppeltem Kriechverhalten und das modifizierte Drucker-Prager Modell mit gekoppeltem Kriechverhalten für geotechnische Fragestellungen. Es ist darauf zu achten, dass bei den gekoppelten Kriech- und Plastizitätsmodellen die Fließspannung des Materials nicht ratenabhängig ist, da dieses Verhalten bereits im Kriechmodell enthalten ist. Die folgende Tabelle 4 zeigt die Übersicht der gekoppelten Drucker-Prager (D-P) Modelle in Abaqus.

Aspekt	D-P Modell mit gekoppeltem Kriechverhalten	modifiziertes D-P Modell mit gekoppeltem Kriechverhalten
Anwendungen	Konsolidierung von Böden gekoppelte Temperatur-Dehnungsprozesse transientes und quasi-stationäres Verhalten	
Kriechfläche	$\bar{\sigma}^{cr} = f(p, q, \beta)$ Kalibration über einaxiale-, Zug-, und Scherversuche	Kohäsionskriechen $\bar{\sigma}^{cr} = f(p, q, \beta)$ Kalibration aus einaxialen Druckversuchen
		Konsolidierungskriechen $\bar{p}^{cr} = p - p_a$ Kalibration mit hydrostatischen Versuchen
Fließen	$g^{cr} = \sqrt{(\varepsilon \bar{\sigma} _0 \tan \psi)^2 + q^2} - p \tan \psi$	Kohäsionskriechen $g_s^{cr} = f(\varepsilon, \beta, p, q, d)$
		Konsolidierungskriechen $g_c^{cr} = f(p, p_a, R_q)$
Stoffgesetz	$d\varepsilon_{ij}^c = \frac{d\varepsilon_e^c}{f^c} \frac{\partial g^{cr}}{\partial \sigma_{ij}'} \quad \dot{\varepsilon}^{cr} = f(\bar{\sigma}^{cr}, t) \quad \text{or} = f(\bar{\sigma}^{cr}, \bar{\varepsilon}^{cr})' \quad f^{cr} = \frac{1}{\bar{\sigma}^{cr}} \sigma_{kl} : \frac{\partial g^{cr}}{\partial \sigma_{kl}}$	

Tabelle 4: Übersicht der gekoppelten Drucker-Prager Modelle in Abaqus [2]

5. Übersicht der Materialmodelle

Die zuvor behandelten Modelle können einerseits über die zuvor getroffene Einteilung in empirische oder theoretische Modelle klassifiziert werden oder über das Materialverhalten. Die folgende Abbildung 12 zeigt beide Möglichkeiten auf. Eine detaillierte Übersicht der Materialverhalten, welche durch die einzelnen Stoffgesetze beschrieben werden, ist in Tabelle 5 angegeben.

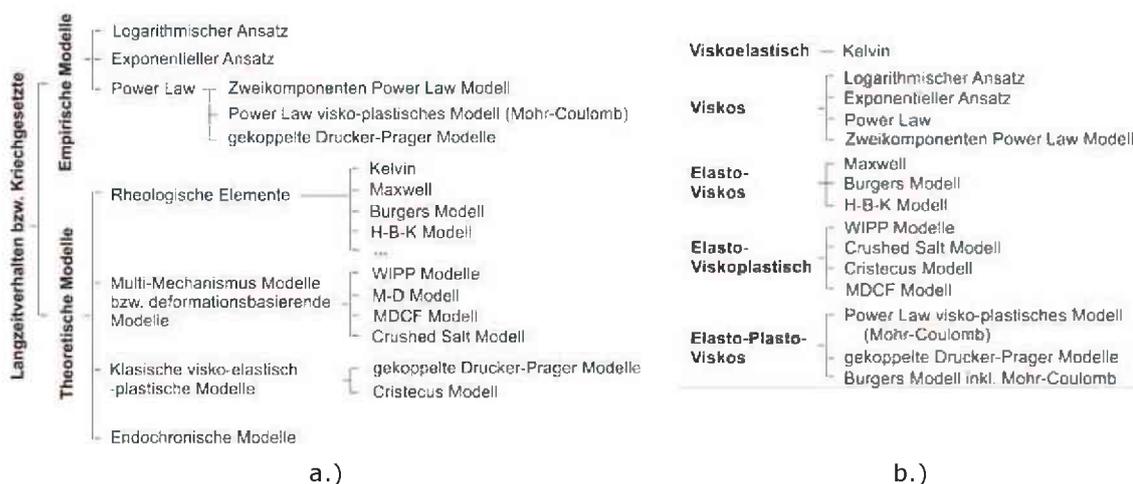


Abbildung 12: Einteilung der Langzeitverhaltens bzw. Kriechgesetze; a.) nach theoretischen und empirischen Modellen; b.) nach dem Materialverhalten

Die empirischen Modelle beschreiben großteils die transiente und stationäre Kriechphase. Als Beispiel repräsentiert das Power-Law Modell das initiale Kriechverhalten und die exponentiellen Modelle das stationäre Kriechen. Diese beiden Modelle finden sich in vielen Publikationen sowie in den Simulationsprogrammen wieder. Obwohl der logarithmische Ansatz das tertiäre Kriechen beschreibt, wird dieser selten verwendet.

Die Verwendung von rheologischen Bausteinen ist auf Grund der einfachen Anwendung und der Anpassung durch Kombination verschiedener Elemente an eine experimentelle Spannungs-Dehnungskurve weit verbreitet. Diese Modelle sind meist eindimensional und die Zustandsgleichung wird in differentieller Schreibweise formuliert. Diese Modelle weisen eine einfache Form auf, können visuell verständlich dargestellt werden und haben einen klaren physikalischen Hintergrund (z.B. Federelement oder Dämpferelement). Sie erlauben die Darstellung von nichtlinearem Verhalten des Materials. Sie werden häufig in der Beschreibung von Langzeitmaterialverhalten in der Geotechnik verwendet. Die rheologischen Modelle (Kombination verschiedener Grundelemente) beinhalten je nach Schaltung und Reihung der Elemente elastisches Materialverhalten, transientes und stationäres Kriechen sowie Relaxationsprozesse.

Die klassischen visko-elastisch-plastischen Modelle, wie jenes nach Cristescu, weisen ein komplexes Verhalten auf und benötigen eine große Anzahl an

Eingangsparametern, welche nur mit enormem Aufwand experimentell bestimmt werden können.

Endochronische Modelle bilden das rheologische Verhalten von Materialien sehr genau ab. Sie sind allerdings sehr aufwändig und zu komplex, um die vorhandenen spezifischen, technischen Fragestellungen zu lösen und finden aus diesem Grund keine Anwendung in diesem technischen Bereich.

Häufigere Anwendung finden die gekoppelten Drucker-Prager-Modelle mit Kriechverhalten für geotechnische Fragestellungen sowie das WIPP und das Crushed Salt Modell für Endlagerungsprobleme.

6. Bestimmung der Langzeitparameter

6.1. Grundlagen

Die Durchführung rheologischer Laborversuche ist die wichtigste Methode, um das Kriechverhalten von Gesteinen zu ermitteln. Laborversuche bzw. Versuche im Kleinmaßstab sind im Gegensatz zu In-Situ-Versuchen leichter und vor allem auch billiger umsetzbar. Des Weiteren können die Versuche unter konstanten bzw. vorgegebenen Bedingungen durchgeführt werden und unerwünschte äußere Einflüsse verringert werden. Die Kenntnisse über die Laborversuche sowie die Interpretation der Versuchsdaten dienen nicht nur der Findung passender Parameter, sondern auch zur Weiterentwicklung der Stoffgesetze sowie dem Verständnis des Materialverhaltens und der Versagenserscheinungen.

Das Hauptaugenmerk der Laborversuche liegt hier allerdings auf der Ermittlung der Kriechparameter des gewählten Stoffgesetzes. Die Durchführung sollte idealerweise unter In-Situ-Messung von Größen wie beispielweise realen Spannungszuständen sowie realen Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsverhältnissen erfolgen. Die heutzutage gängigsten Versuche sind einaxiale und triaxiale Versuche. Die Versuche können als „Single-Stage-Test“ (die auftretenden Verformungen werden bei einem fix gehaltenen Spannungszustand, sowie während der Entlastung gemessen) oder als „Multiple-Stage-Test“ (die Verformungen werden bei verschiedenen Spannungszuständen, welche eine vorgegebene Zeit gehalten werden, gemessen) durchgeführt werden. Die Versuchsdauer der Kriech-/Relaxationstests sollte, je nach Material sowie Versuchsumfang, mehrere Tage, Wochen, Monate bis Jahre betragen, um das Materialverhalten versuchstechnisch abbilden zu können. Auf Grund des langen Versuchszeitraums müssen die Umgebungsbedingungen stabil gehalten werden, da ansonsten die Daten keine sinnvolle Parameterbestimmung zulassen.

Die ersten Kriechversuche wurden unter einfachen Randbedingungen durchgeführt. Griggs (1939) [87] führte einaxiale Kriechversuche an Sandstein, Schiefer und Schluffsteinproben durch und stellte fest, dass die Gesteine bei einer Belastung zwischen 12,5% und 80% der Bruchbelastung Kriechverformungen aufweisen. Cruder (1971) [52] verifizierte Kriechparameter für empirische Kriechgesetze an Gesteinsproben von Festen verschiedener Bergbaubetriebe.

Cristescu (1989) [51] entwickelte triaxiale Versuche zur Analyse des Dilatationsverhaltens von Gesteinen sowie zur Bestimmung der Parameter von elastisch-viskoplastischen Modellen.

Ab 1975 führten das „Department of Energy (USA)“, die „International Technology Corporation“ und „Sandia National Laboratory“ eine große Anzahl von Versuchen an Steinsalz und Verfüllungsmaterialien aus zerkleinertem Steinsalz durch und entwickelten das M-D und das WIPP-Modell sowie eine Anzahl neuer

Versuchsmethoden wie quasi-statische Kriechversuche, multi-axiale Kriechversuche und „Damage-Recovery“ Tests. [123] [148]

Meer (1995) [138] führte eine Serie von hydrostatischen Druckversuchen an Gipssteinen mit Korngrößen von (28-37 μ m, 37-50 μ m, 50-75 μ m und 105-125 μ m) zur Ermittlung des Kompaktionskriechverhaltens unter Variation der effektiven Spannungen durch.

Hoxha (2005) [110] kombinierte die Erkenntnisse aus einaxialen „Multi-Stage-Tests“, triaxialen Kompaktionskriechversuchen und triaxialen „Multi-Stage-Tests“ zur Beschreibung des Langzeitverhaltens von natürlichem Gipsstein.

Mit der technischen Weiterentwicklung der Laborversuche wurden spezielle Versuchsaufbauten entwickelt. Stormont und Daemen (1990) [204] untersuchten die Veränderung der Permeabilität in einaxialen und triaxialen Druckversuchen.

Carter (1993) [37] untersuchte den Einfluss der Temperatur auf das Kriechverhalten von Steinsalz sowie Hunsche (1990) [113] [114] den Einfluss der Luftfeuchtigkeit.

Olgaard (1995) [165] führte eine große Anzahl von hydrostatischen und einaxialen Kriechversuchen an Gipsstein und Basaniten durch. Die Versuchsparameter Temperatur (23°C – 100°C), Umfangsspannung (0,1-200 MPa), Porendruck (10-100 MPa) sowie Dehnungsrate wurden variiert. Die hier angeführten Beispiele für Langzeitversuche stellen nur einen kleinen Ausschnitt aus der vorhandenen Literatur dar.

Die folgende Tabelle 6 zeigt eine Auflistung von Versuchen zur Untersuchung des Langzeitverhaltens von Gesteinen.

Versuchs-Typ			Nr.	Bemerkungen	
Kriech versuche	Biege-Kriechversuch		I	Chuang (1986) [44]	
	Torsions-Kriechversuche		II	Bystricky (2000) [33]; Zhao Y.(2004) [237]	
	Direkter Scher-Kriechversuch		III	Li, Y. (2007)	
	einaxial	Druck		IV	Griggs (1939) [87]; Rutter (1971) [190]
		Zug		V	Ambrosia (2001) [8] Yan (2010) [230]
		Zug-Druck Wechsel		VI	Hoxha (2005) [110]
	triaxial	$\sigma_2 = \sigma_3$	Druck	VII	Comte (1965) [47]; Heard (1972) [99]
			Zug	VIII	Yang (2000)
			Scherung	IX	Callahan (1998) [36]
			Zug-Druck Wechsel	X	Yang (2000) [231]
		$\sigma_2 \neq \sigma_3$	Druck	XI	Cristescu (1989) [51]; Hunsche (1990) [113]
			Scherung	XII	Cristescu (1989) [51]; Hunsche (1990) [113]
Relaxations versuche	einaxial	Relaxation	XIII	Haupt (1991) [97]	
	triaxial	$\sigma_2 = \sigma_3$	XIV	Yang (2000) [231]	
		$\sigma_2 \neq \sigma_3$	XV		
Quasi- statische Versuche	Konstante Spannungsrate		XVI	Mellegard (2000) [148]	
	Konstante Dehnungsrate		XVII	Hansen (1998) [96]	
Dynamische Versuche	dynamische einaxiale Druckversuche		XVIII	ABAQUS Manual [1]	

Tabelle 6: Übersicht der verschiedenen Versuche zur Untersuchung des Langzeitverhaltens

6.2. Versuche für die Parameterfindung der verschiedenen Kriechmodelle

Um die angegebenen Materialmodelle anwenden zu können, müssen die benötigten Materialparameter versuchstechnisch ermittelt werden. Die folgenden Tabellen zeigen einerseits die benötigten Eingangsparameter (Tabelle 7) sowie die dazu benötigten Versuche (Tabelle 8).

Simulationsprogramm	Modell	Bez.	Benötigte Parameter	Anzahl
FLAC	Klassisches viskoelastisches Modell	(a)	K, G, η	3
	Zweikomponenten Potenzansatz (Power-Law)	(b)	$K, G, A_1, A_2, n_1, n_2, \sigma_1^{ref}, \sigma_2^{ref}$	8
	WIPP – Referenz Modell	(c)	$Q, A, B, K, D, \dot{\epsilon}_{ss}^*, R, n, G, T$	10
	WIPP viskoplastisches Modell	(d)	$Q, A, B, K, D, \dot{\epsilon}_{ss}^*, R, k_\phi, n, q_k, q_\phi, G, T, \sigma^t$	14
	Burgers viskoplastisches Kriechmodell	(e)	$K, c, \rho, \psi, \phi, G^K, \eta^K, G^M, \eta^M, \sigma^t$	10
	Crushed Salt Modell	(f)	$A, Q, K_f, B, B_0, B_1, B_2, K, \rho_f, D, \rho, \dot{\epsilon}_{ss}^*, R, n, G_f, G, T$	17
FLAC3D	Burgers Visko Modell	(g)	$K, G^k, \eta^K, G^M, \eta^M$	5
	Power-Law viskoplastisches Modell	(h)	$A_1, A_2, K, c, \psi, \phi, n_1, n_2, \sigma_1^{ref}, \sigma_2^{ref}, G, \sigma^t$	12
ABAQUS	Zeit dominierte Visko-Elastizität	(i1)	Linear-elastisch: $G_0, K_0, \tau_i, \bar{g}_i^p, \bar{k}_i^p$	5
		(i2)	Elastomere: $\mu_i^0, \tau_i, \bar{g}_i^p, \bar{k}_i^p$	4
	Drucker-Prager Modell mit gekoppeltem Kriechverhalten	(j1)	Power-Law-Kriechen $K, G, \sigma_c, A, m, n, \beta, \psi, \bar{\sigma} _0, \epsilon$	10
		(j2)	Singh-Mitchell-Ansatz $K, G, \sigma_c, A, m, \alpha, t_1, \beta, \psi, \bar{\sigma} _0, \epsilon$	11
	modifiziertes Drucker-Prager Modell mit gekoppeltem Kriechverhalten	(k1)	Power-Law-Kriechen $K, G, \beta, d, R, \alpha, A, m, n$	9
		(k2)	Singh-Mitchell-Ansatz $K, G, A, m, \alpha, t_1, \beta, \psi, \bar{\sigma} _0, \epsilon$	10

Tabelle 7: Übersicht der verschiedenen Modelle in FLAC, FLAC3D und ABAQUS inkl. geforderter Eingabeparameter

Versuchs-Typ Nr. Modell		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI	XVII	XVIII
		FLAC	(a)	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓				✓
(b)					✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
(c)					✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
(d)					✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
(e)					✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
(f)									✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
FLAC3D	(g)	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	(h)							✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
ABAQUS	(i)	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	(j)							✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
	(k)							✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	

Tabelle 8: Langzeitmaterialmodelle in FLAC, FLAC3D und ABAQUS inkl. der nötigen Versuche zur Ermittlung der Eingangsparameter; Die Versuchstypen I bis XVIII sind in Tabelle 6 angegeben;

