

Planfeststellungsverfahren zur Stilllegung des Endlagers für radioaktive Abfälle Morsleben

Verfahrensunterlage

Titel: Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtungsbauwerk im
Hauptanhydrit aus Magnesiabinder

Autor: Krauke, W. & Fliß, T.

Erscheinungsjahr: 2008

Unterlagen-Nr.: P 266

Revision: 00

Unterlagenteil:



Zusammenfassung

Stichworte: Abdichtung, ERA Morsleben, Hauptanhydrit, Magnesiabeton, Nachweisführung, Konzeptplanung

Zur Stilllegung des ERAM ist eine weitgehende Verfüllung des gesamten Grubengebäudes mit Salzbeton zum Erhalt der Integrität der geologischen Barriere vorgesehen. In ausgewählten Grubenbauen werden zur Abtrennung einzelner Einlagerungsbereiche für den unwahrscheinlichen Fall eines nicht auszuschließenden Lösungszutritts Abdichtungsbauwerke errichtet. Für die Abtrennung des Einlagerungsbereichs "Ostfeld" sind in den Ostquerschlägen auf der 2. und 4. Sohle horizontale Abdichtungsbauwerke zu errichten. Während sich die Abdichtungslokation auf der 2. Sohle im Steinsalz befindet, liegt die Abdichtungslokation auf der 4. Sohle im Hauptanhydrit.

Das im Rahmen der Konzeptplanung konzipierte Abdichtungsbauwerk im Hauptanhydrit der 4. Sohle besteht aus 4 Hauptdichtelementen aus MgO-Beton der Rezeptur DBM 2 sowie 2 jeweils an den Stirnseiten des Gesamtsystems angeordneten Vordichtungen aus einem zementbasierten Konstruktionsmörtel. Das Konstruktionsprinzip gewährleistet bei einem potenziellen Lösungszutritt von MgCl₂-haltigen Lösungen bzw. einer reinen NaCl-Lösung einen hohen Korrosionswiderstand. Die zementgebundene Vordichtung wird durch MgCl₂-haltige Lösungen korrodiert, ist aber gegenüber einer anfänglich zutretenden NaCl-Lösung weitgehend korrosionsstabil, während die aus MgO-Beton bestehenden Hauptdichtelemente gegenüber NaCl-Lösungen nicht korrosionsstabil sind. Da die Vordichtung nur in Gegenwart MgCl₂-haltiger Lösung korrodieren, wird damit sichergestellt, dass die MgO-Betondichtelemente nur in Kontakt mit MgCl₂-haltigen Lösungen kommen können. Durch die Vordichtung erhält das gesamte Abdichtungsbauwerk aus bautechnischer Sicht eine "konstruktive Diversität" und mögliche Korrosionsauswirkungen werden minimiert. Bei den Nachweisführungen zur Langzeitbeständigkeit und der Gebrauchstauglichkeit des Abdichtungsbauwerks werden die Vordichtungen konservativ vernachlässigt. Lediglich die dem Ostfeld zugewandte Vordichtung muss für den Zeitraum der Errichtung der Hauptdichtelemente eine temporäre Dichtfunktion gewährleisten.

Die Hauptdichtelemente sind als lastabtragende Dichtelemente auf der Basis des Magnesiabetons DBM 2 ausgelegt, welche eingespannt zwischen zwei Widerlager einen vorzugsweise radial ausgerichteten Quelldruck von ≥ 1 MPa entwickeln und so eine dauerhafte Einspannung gewährleisten. Über numerische hydraulisch/mechanische Modellrechnungen an rotationssymmetrischen und dreidimensionalen Modellen wurden die Standsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit für das Abdichtungsbauwerk nachgewiesen.

In thermodynamischen Modellrechnungen konnte für den ungünstigsten Fall des reinen NaCl-Lösungszutritts die ausreichende Langzeitbeständigkeit der Hauptdichteelemente aus dem MgO-Beton der Rezeptur DBM 2 nachgewiesen werden.

Da sich auf der Lösungszutrittsgefährdeten Seite direkt vor dem Abdichtungsstandort das Kalilager E befindet bzw. im gesamten Grubengebäude die Kalilagerteile aufgeschlossen sind, ist in der Nachbetriebsphase eine MgCl₂-haltige Lösung sehr wahrscheinlich. Bereits bei geringen MgCl₂-Gehalten in der angreifenden Lösung (≥ 50 g MgCl₂/kg H₂O) ist der MgO-Beton langzeitstabil bzw. korrodiert nicht mehr.

ERA
Morsleben

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung.....	2
1 Veranlassung und Aufgabenstellung	15
2 Methodik bzw. Vorgehensweise.....	16
3 Analyse der Grundlagen	18
3.1 Stand von Wissenschaft und Technik bei Verschlussbauwerken aus Magnesiamörteln oder Magnesiabetonen	18
3.2 Konstruktionsprinzipien	23
3.3 Verwendete Baustoffe	25
4 Randbedingungen und Auslegungsanforderungen.....	28
4.1 Randbedingungen aus dem Stilllegungskonzept und Standort.....	28
4.2 Randbedingungen aus dem Langzeitsicherheitsnachweis.....	28
4.3 Anforderungen an das Verschlussbauwerk.....	30
5 Standortbeschreibung - Analyse der Abdichtungslokation.....	31
5.1 Geologische Standortverhältnisse.....	31
5.2 Gebirgsmechanische Standortverhältnisse	32
5.2.1 Grundspannungszustand.....	32
5.2.2 Kennwerte des Gebirges	33
5.2.2.1 Mechanische Kennwerte des Hauptanhydrits	33
5.2.2.2 Hydraulische Kennwerte des Hauptanhydrits.....	37
6 Baustoffe	38
6.1 Magnesiabeton DBM 2	39
6.1.1 Rezeptur und Verarbeitungseigenschaften	39
6.1.1.1 Kennwerte aus dem Forschungsvorhaben und Technikum, Physikalische und mechanische Kennwerte	40
6.1.1.2 Quellverhalten	41
6.1.2 Permeabilitätskennwerte	42
6.1.3 Verformungs- und Festigkeitsuntersuchungen	43

6.1.3.1	Laboruntersuchungen zum mechanischen Verhalten	43
6.1.3.1.1	Elastische Konstanten und Scherfestigkeit.....	43
6.1.3.1.2	Spannungs-Verformungsverhalten	44
6.1.3.2	Festigkeit auf der Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit.....	45
6.1.3.2.1	Prüfkörperherstellung.....	45
6.1.3.2.2	Zugfestigkeit.....	46
6.1.3.2.3	Scherfestigkeit	46
6.2	Konstruktionsmörtel Z 01.8 (L-NW/HS)	48
7	Planungskonzept.....	51
7.1	Grundkonzept für das Abdichtungsbauwerk.....	51
7.2	Standortvorbereitungen	53
7.2.1	Ohne Nachschnitt der gesamten Streckenkontur	54
7.2.2	Mit Nachschnitt der gesamten Streckenkontur	54
7.2.3	Verfüllbohrungen	55
7.3	Bauwerksentwurf und Dimensionierung	55
7.3.1	Hauptdichtung.....	57
7.3.2	Widerlager	57
7.3.3	Vordichtung.....	58
7.3.4	Hilfskomponenten für die Bauausführung.....	58
	Schalwände.....	58
	Trennfuge (TF) zwischen Vor- und Hauptdichtung	59
7.4	Technische Realisierbarkeit – Bauwerksausführung.....	59
7.4.1	Variante A: Baustoffeinbringung über Bohrungen von der 2. Sohle aus	60
7.4.2	Baustoffeinbringung von der 4. Sohle aus.....	62
7.4.3	Vorzugsvariante für Bauausführung	63
7.4.4	Bauablauf für die Vorzugsvariante.....	64
7.4.5	Baustoffanlage	71
7.4.6	Zeitaufwand	72

8	Nachweisführung	74
8.1	Gefährdungs- und Einwirkungsanalyse	74
8.2	Lastfall geflutete Grube, Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit ..	75
8.2.1	Vorgehensweise bei der Nachweisführung	75
8.2.2	Numerische Modellrechnungen am rotationssymmetrischen Funktionsmodell	76
8.2.2.1	Berechnungsmodell und Berechnungsziele	76
8.2.2.2	Bewertungskriterien	77
8.2.2.3	Berechnungsablauf, Kennwerte und Berechnungsfälle	77
8.2.2.4	Berechnungsergebnisse	79
8.2.2.4.1	Referenzfall	79
8.2.2.4.2	Permeabilität des konturnahen Anhydrits	82
8.2.2.4.3	Permeabilität des Abdichtungsbauwerkes	82
8.2.2.4.4	Vorspannung des Abdichtungsbauwerkes	83
8.2.2.4.5	Belastungszeitraum	84
8.2.2.4.6	Kompaktionsmodul des Abdichtungsbauwerkes	85
8.2.2.5	Bewertung der Berechnungsergebnisse	85
8.2.3	Numerische Modellrechnungen am dreidimensionalen Berechnungsmodell ...	86
8.2.3.1	Berechnungsmodell und Berechnungsziele	86
8.2.3.2	Bewertungskriterien	87
8.2.3.3	Berechnungsablauf, Kennwerte und Berechnungsfälle	87
8.2.3.4	Berechnungsergebnisse und Bewertung der Berechnungsergebnisse	88
8.2.3.4.1	Fälle I bis III, 1. Bauzustand, Streckenausbruch	88
8.2.3.4.2	Fall II-a, 3. Bauzustand Fluidruckbeaufschlagung	89
8.2.4	Standsicherheitsnachweis	91
8.2.5	Zusammenfassende Einschätzung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit	92
8.3	Nachweis der Langzeitbeständigkeit der Baustoffe	93
8.3.1	Vorgehensweise	94

8.3.2	Gesamtbeurteilung der Ergebnisse	95
8.4	Bautechnischer Nachweis	97
8.4.1	Rissfreiheit der Dichtelemente - Temperaturdehnungen	97
8.4.2	Schädigung der Anhydrit-Gebirgskontur durch Frac	99
8.4.3	Bautechnische Machbarkeit.....	109
8.5	Nachweis der Einhaltung der Anforderungen einer temporären Abdichtung	109
8.6	Zusammenfassende ingenieurtechnische Einschätzung	112
9	Qualitätssicherung	115
9.1	Grundsätzliche Überlegungen zur Qualitätssicherung	115
9.2	Qualitätssicherung bei der Vorbereitung des Standorts	116
9.3	Qualitätssicherung bei der Baustoffherstellung	117
9.3.1	Baustoff für die Vordichtung	117
9.3.2	Baustoff für die Hauptabdichtung	118
9.4	Qualitätssicherung bei der Bauwerkserrichtung	119
9.4.1	Baustoffanlage/technische Ausstattung.....	119
9.4.2	Anmischprozess	120
9.4.3	Baustoffeinbau.....	120
9.4.4	Injektion der Vordichtungen	122
10	Allgemeine bautechnische Hinweise	123
10.1	Nacharbeiten der Firstkontur in der Strecke.....	123
10.2	Dichtelemente (Vor- und Hauptdichtung)	123
10.3	Widerlager/Schalungen	123
10.4	Nachinjektionen	124
10.5	Reinigung der Baustoffanlage/Förderleitungen	124
10.6	Anmerkungen zur Qualitätssicherung	125
11	Literaturverzeichnis	126

Gesamte Seitenzahl dieser Unterlage: 128 Seiten Text, 39 Seiten Anlagen und 3 Anhänge
mit insgesamt 80 Seiten Text und 115 Seiten Anlagen.

Anlagenverzeichnis

- 5.1 Sohlenriss -372 mNN
- 5.2 Sohlenriss -372 mNN, Ausschnitt
- 5.3 Geologischer Riss, Schnitttriss 3.1
- 5.4 Hauptanhydrit im Ostquerschlag -327 mNN, Fotodokumentation
- 5.5 Mechanische Kennwerte des Hauptanhydrits
- 5.6 Bruchfestigkeit des Hauptanhydrits [9]
- 5.7 Restfestigkeit des Hauptanhydrits [9]
- 5.8 Bruch- und Restfestigkeit des Hauptanhydrits [9]
- 5.9 Lage der Bohrungen für Permeabilitätsmessungen auf der 4. Sohle des Ostfeldes [8]

- 6.1 Kennwerte für numerische Berechnungen, MgO-Beton DBM 2 und Kontaktbereich
MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit
- 6.2 Elastische Konstanten und Scherfestigkeit, MgO-Beton DBM 2
- 6.3 Triaxialversuche unter isotroper Belastung, Rate 0,005 MPa/s, MgO-Beton DBM 2
- 6.4 Triaxialversuche unter isotroper Belastung, Rate 0,1 MPa/s, MgO-Beton DBM 2
- 6.5 Triaxialversuche unter isotroper Belastung, Kompaktionsmodul bei Erstbelastung,
MgO-Beton SDBM 2
- 6.6 Untersuchungen an der Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit,
Prüfkörperherstellung
- 6.7 Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit, Ermittlung der Zugfestigkeit
- 6.8 Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit, Scherfestigkeitsversuche
- 6.9 Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit, Scherfestigkeit

- 7.1 Ausschnitt Sohlenrisse 2. Sohle (-291 mNN Sohle) und 4. Sohle (-372 mNN Sohle)
- 7.2 Geologischer Schnitt mit Verfüllbohrungen
- 7.3 Aufstellungsplan Baustoffanlage, Baustofflager und Lösungsbehälter Variante A –
4. Sohle (-372 mNN Sohle)
- 7.4 Aufstellungsplan Baustoffanlage, Baustofflager und Lösungsbehälter Variante A –
2. Sohle (-291 mNN Sohle)
- 7.5 Aufstellungsplan Baustoffanlage, Baustofflager und Lösungsbehälter Variante B –
4. Sohle (-372 mNN Sohle)

- 8.1 Berechnungsmodell und Kennwerte für den Referenzfall a
- 8.2 Berechnungsfälle
- 8.3 Berechnungsergebnisse 1. und 2. Bauzustand
- 8.4 Referenzfall a, Berechnungsergebnisse
- 8.5 Referenzfall a, Berechnungsergebnisse
- 8.6 Variation der Permeabilität des konturnahen Anhydrits, (Fall c) und des MgO-Betons (Fall g), $t = 50$ Jahre
- 8.7 Variation der Vorspannung des MgO-Betons, Berechnungsergebnisse Fall i (VSp. = 0,5 MPa)
- 8.8 Variation des Belastungszeitraums (Fall e) und des Kompaktionsmoduls des MgO-Betons (Fall h)
- 8.9 Dreidimensionales Berechnungsmodell und Berechnungsfälle für den ersten Bauzustand (Streckenausbruch)
- 8.10 Berechnungsfälle I bis III, 1. Bauzustand (Streckenausbruch), Bereiche mit Festigkeitsüberschreitungen
- 8.11 Fall II, 1. Bauzustand (Streckenausbruch), Spannungen
- 8.12 Fall II-a, $t = 50$ Jahre, Porendruck und Bereiche mit Festigkeitsüberschreitungen
- 8.13 Fall II-a, $t = 50$ Jahre, Schubspannungen
- 8.14 Fall II-a, $t = 50$ Jahre, effektive Spannungen in x-Richtung
- 8.15 Fall II-a, $t = 50$ Jahre, effektive Spannungen in y-Richtung
- 8.16 Fall II-a, $t = 50$ Jahre, effektive Spannungen in y-Richtung

Anhangverzeichnis

Anhang A:

Bericht der TU Bergakademie Freiberg

"Nachweisführung der chemischen und geochemischen Langzeitbeständigkeit für ein Abdichtungsbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabeton"

Prof. Dr. Wolfgang Voigt,

TU Bergakademie Freiberg, Institut für Anorganische Chemie,

Freiberg, den 30.03.2008,

37 Seiten Text und 31 Seiten Anlagen.

Anhang B:

Bericht des IfG

"Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtungsbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabeton - Geotechnische Standortbeschreibung, Baustoffuntersuchungen und Nachweis der Standsicherheit- und Gebrauchstauglichkeit"

Dipl.-Ing. Dorothea Weise,

Institut für Gebirgsmechanik GmbH Leipzig,

Leipzig, den 03.09.2008,

35 Seiten Text und 34 Seiten Anlagen.

Anhang C:

Bericht der IBeWa

„Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabeton und dem zementgebundenen Konstruktionsmörtel“

Freiberg, 09.09.2008,

8 Seiten Text und 50 Seiten Anlagen.

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Baustoffentwicklungen im Rahmen von FuE-Projekten.....	22
Tabelle 2:	Aufbau des Dichtungssystems mit verwendeten Baustoffen und geometrischen Angaben.....	56
Tabelle 3:	Länge und Neigung der Verfüllbohrungen zwischen der 2. und der 4. Sohle (Variante A).....	60
Tabelle 4:	Teilschritte bei der Bauwerkerrichtung.....	64
Tabelle 5:	Materialbedarf (Hauptdichtung/Widerlager).....	72
Tabelle 6:	Materialbedarf (Hauptdichtung/Widerlager).....	72

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1:	Abdichtungslokationen.....	15
Abbildung 2 :	Quelldruckmessungen im Technikumsversuch (Rezeptur DBM 2).....	42
Abbildung 3:	Aufbau des Abdichtungsbauwerks und geometrischer Abmessungen	52
Abbildung 4:	Vorzugsvariante A des Abdichtungsbauwerks	63
Abbildung 5:	Ausgebauter Großzylinder mit Bohrungen für die Permeabilitätsmessungen	99

ERA
Morsleben

Verzeichnis der Abkürzungen

ALZ	Auflockerungszone
BfS	Bundesamt für Strahlenschutz
BZ	Bauzustand
CARLA	Forschungsvorhaben " <u>C</u> arnallitisches <u>l</u> angzeitsicheres <u>A</u> bsperrbauwerk"
DBM	Damm-Bau-Mörtel (geschützte Rezepturen der K-UTEC AG)
ERAM	Endlager für radioaktive Abfälle Morsleben
FKZ	Förderkennzeichen
FuE	Forschung und Entwicklung
GTS	Grube Teutschenthal Sicherungs GmbH & Co. Kg.
GVV	Gesellschaft zur Verwahrung und Verwertung von stillgelegten Bergwerksbetrieben mbH
HD	Hauptdichtungselement
IBeWa	Ingenieurpartnerschaft für Bergbau, Wasser- und Deponietechnik
IfG	Institut für Gebirgsmechanik
K-UTEC	Kali-Umwelttechnik
MgCl ₂	Magnesiumchlorid
MgO	Magnesiumoxid
NaCl	Natriumchlorid
SVV	Selbstverheilender Versatz
TF	Trennfuge zwischen Vordichtung und Hauptdichtung
TU	Technische Universität
VD O / W	Vordichtung Ost / West
WL	Widerlager der Hauptdichtungskomponenten
σ	Spannung
τ	Schubspannung
ε	Dehnung
ρ	Dichte
p	Porosität

ϕ	Winkel der inneren Reibung
c	Kohäsion
E	Elastizitätsmodul
E_{dyn}	dynamische E-Modul
E_s	Steifemodul
K	Kompressionsmodul
G	Schubmodul
ν	Querdehnzahl
λ	Seitendruckkoeffizient
t	Zeit
k	Permeabilität
k_f	hydraulische Leitfähigkeit

1 Veranlassung und Aufgabenstellung

Die Maßnahmen zur Stilllegung des ERAM sehen eine weitgehende Verfüllung des gesamten Grubengebäudes (etwa 70 % des offenen Hohlraums) mit Salzbeton vor. Durch die Verfüllung soll das Grubengebäude langfristig stabilisiert werden und die Integrität der geologischen Barriere erhalten bleiben. Zusätzlich sollen in ausgewählten Grubenbauen (Strecken und Rolllöcher) Abdichtungsbauwerke errichtet werden, die die Einlagerungsbereiche West-/Südfeld und Ostfeld bei einem nicht auszuschließenden Lösungszutritt von der Restgrube abtrennen (siehe Abb. 1). Der Einlagerungsbereich Ostfeld ist über die Ostquerschläge auf der 2. und 4. Sohle mit der Restgrube verbunden. In diese müssen die Abdichtungsbauwerke errichtet werden. Im Gegensatz zur Abdichtungslotation auf der 2. Sohle, die sich auch wie alle anderen Abdichtungsstandorte im Steinsalz befindet, liegt die Abdichtungslotation auf der 4. Sohle im Hauptanhydrit.

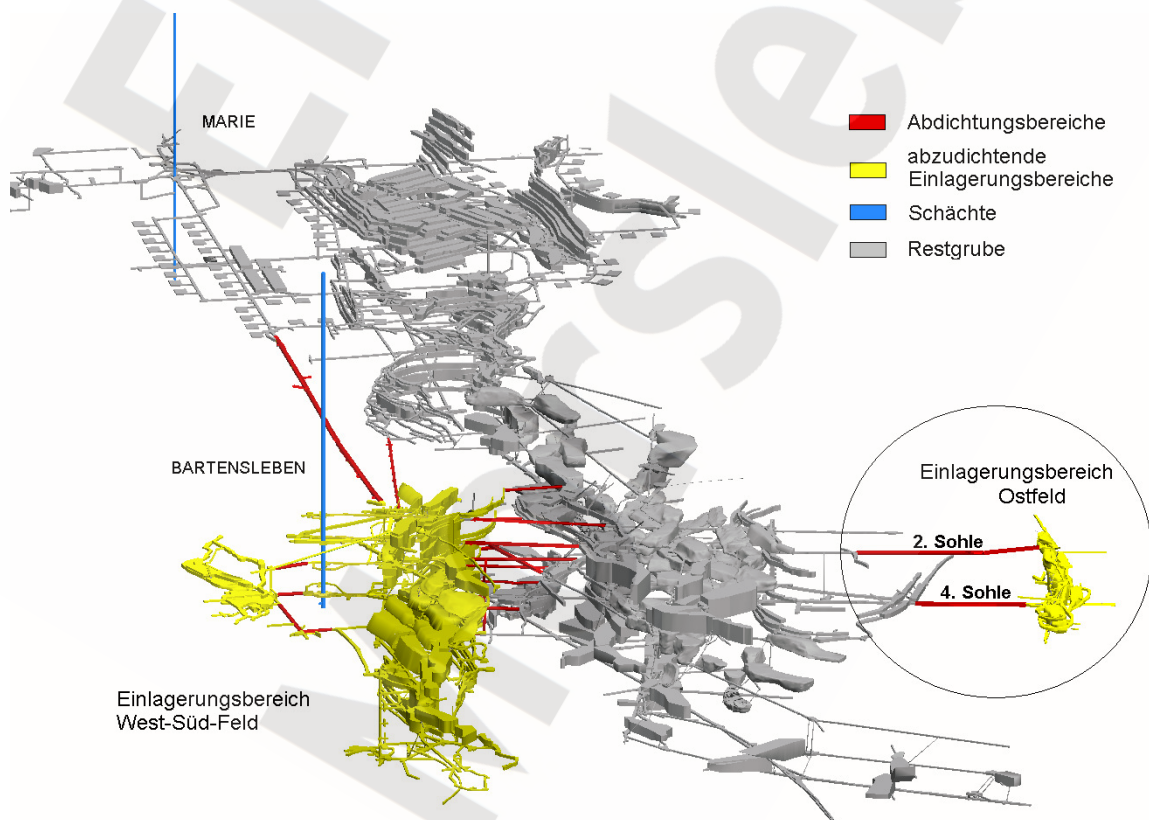


Abbildung 1: Abdichtungslokalisationen

Im Vergleich zu den Abdichtungslokalationen im Steinsalz, bei denen das Salzgebirge infolge der viskosen Eigenschaften des Steinsalzes mit der Zeit aufkriecht, sind im Anhydrit keine Konvergenzen messbar. Eine zeitliche Verbesserung der Einspannung des Bauwerks wird daher nicht angenommen und das Abdichtungsbauwerk soll direkt nach Errichtung eine Vorspannung aufweisen, die die Lagestabilität und den Lastabtrag gewährleistet. Eine ausreichende Vorspannung kann insbesondere mit quellfähigen Baustoffen erreicht werden, die während des Abbindevorgangs eine Volumenzunahme erfahren oder bei einem möglicherweise stattfindenden Lösungszutritt einen Quelldruck entwickeln.

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens (FKZ 02C1214) beim Projektträger Forschungszentrum Karlsruhe - Bereich Wassertechnologie und Entsorgung - haben die K-UTEC AG, das IfG Leipzig und die Bauhausuniversität Weimar vier quellfähige Dammbaustoffe entwickelt und untersucht. Bei den Dammbaustoffen handelt es sich jeweils um sogenannte Magnesiamörtel (-binder) bzw. Magnesiabetone, die vergleichbare Festigkeiten wie zementgebundene Baustoffe erreichen. Aufgrund der Quelleigenschaften sind diese Baustoffe auch für Dammbauwerke in einem nicht "kriechfähigen" salinaren Gebirge, wie z. B. Anhydrit, geeignet. Aus diesem Grund wurde die K-UTEC AG vom BfS beauftragt eine Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtungsbauwerk im Anhydrit zu erarbeiten, welches ggf. bei der Stilllegung des ERAM zum Einsatz kommen kann und das den im Langzeitsicherheitsnachweis zugrunde gelegten hydraulischen Anfangswiderstand, einschließlich der zeitlichen Veränderung, gewährleistet und damit kompatibel zum Stilllegungskonzept ist.

2 Methodik bzw. Vorgehensweise

Für den Bau von untertägigen Dammbauwerken im Salinar gibt es keine allgemein gültigen Regeln der Bautechnik, Normen (national und international) oder festgelegte Konstruktionsprinzipien, die bei der Errichtung eines Bauwerks zu berücksichtigen sind. Bei den Dammbauwerken handelt sich immer um eigenständige Ingenieurbauwerke, die entsprechend den Anforderungen ausgelegt, konstruiert und unter Berücksichtigung der jeweiligen Standortrandbedingungen errichtet werden müssen. Die Bemessung des Bauwerks erfolgt, wie im Ingenieurbau üblich, deterministisch, entsprechend den an das Bauwerk gestellten Anforderungen.

Im Rahmen eines Sicherheitskonzepts werden ausgehend von dem geplanten Bauwerksentwurf die Nachweise zur Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Abdichtung mit Hilfe von gekoppelten mechanisch/hydraulischen Berechnungen des IfG Leipzig geführt. Bei den Berechnungen werden die Einwirkungen (Beanspruchungen) und Widerstände (Beanspruchbarkeit) durch charakteristische Werte beschrieben. Der Nachweis der Dauerhaftigkeit des Bauwerks erfolgt mit Hilfe von thermodynamischen Betrachtungen, die von Prof. Voigt von der TU Bergakademie Freiberg durchgeführt worden sind. Die entsprechenden Untersuchungen bewerten die geochemische Stabilität des Magnesiabetons und die zeitlichen Änderungen von Porosität und Permeabilität. Unschärfen bei den zugrunde gelegten Modellen und Eingangsdaten, wie auch mögliche Imperfektionen bei der Bauausführung, werden durch konservative Annahmen berücksichtigt.

Insbesondere spielt der Standort des Dammbauwerks eine entscheidende Rolle, da er das Konstruktionsprinzip maßgeblich bestimmt. Daher wurde vor Planungsbeginn eine Standortbefahrung durchgeführt, bei der die wesentlichen und die Planungen beeinflussenden Randbedingungen analysiert wurden. Eine separate Standorterkundung mit Bestimmung der für die Bauausführung notwendigen Eingangsdaten ist dagegen nicht Inhalt dieser Konzeptplanung.

Der Tiefgang der Planungen wird in Abhängigkeit der für die Nachweisführungen notwendigen Eingangsdaten und den getroffenen konservativen Annahmen bestimmt und beinhaltet sämtliche Planungsschritte, die aus Sicht des Planers für ein atomrechtliches Planfeststellungsverfahren notwendig sind. Detailplanungen werden soweit spezifiziert, so dass die bautechnische Machbarkeit des Dammbauwerks aufgezeigt werden kann. Planungen, die die reine Kostenbewertung oder Ausführung des Bauwerks betreffen, sind nicht Gegenstand dieser Konzeptplanung.

3 Analyse der Grundlagen

3.1 Stand von Wissenschaft und Technik bei Verschlussbauwerken aus Magnesiarmörteln oder Magnesiabetonen

Das Magnesiabindersystem wurde erstmals von M. Sorel /1/ beschrieben und nach seinem Entdecker auch als Sorelzement (bzw. Sorelbeton) benannt.

Eine breite Anwendung fand dieses Bindersystem in der Fußbodenherstellung (sog. Steinholzfußböden) und in der Leichtbauplattenherstellung (Heraclith-Platten). Dieses Bindersystem hat heute für den großmaßstäblichen Einsatz in der Bauindustrie keine Bedeutung mehr, es wurde durch die vielseitigeren Zemente und Anhydrit bzw. Gips abgelöst. Für Industriefußböden mit hohem elektrischen Leitvermögen und hohen Festigkeitsanforderungen ist das Bindersystem nach wie vor von Interesse. Im Bereich Bergbau wurden Magnesiabinder sowohl in der Steinkohle als auch im Salinar angewendet. Im Saarbergbau wurden jährlich in den 70-er Jahren etwa 4.000 t Binder zur Abdichtung von Zuflüssen, zur Gebirgsverfestigung, als Kleber beim Ankersetzen und als Injektionsmittel bei der Ringraumzementation von Bohrlöchern angewandt /2, 3/. Im Salinar empfehlen sich die Magnesiabinder speziell als Widerlagerbaustoff mit der absoluten Beständigkeit gegenüber $MgCl_2$ -Lösungen und guten technologischen und mechanischen Eigenschaften (Fließeigenschaften, Entmischungsverhalten, Druck- und Biegezugfestigkeiten) /3, 4/. In der Kaliindustrie Mitteldeutschlands wurden jährlich etwa 2.000 – 3.000 t Magnesiabinder im Wesentlichen für den Bau von Fahrbahnen und Maschinenfundamenten, für Hohlblocksteine, Fluidbarrieren als auch für Ankermörtel und für Injektionsmaßnahmen eingesetzt.

Magnesiabindersysteme erreichen ihre Festigkeiten durch die Ausbildung basischer Salze in Form von Oxichloriden, Oxisulfaten oder Oxiphosphaten.

Das gebräuchlichste System, das Oxichloridsystem (die anderen Systeme befinden sich noch im Entwicklungsstadium), beruht im Anwendungsbereich (Temperatur $< 90^\circ C$) auf der Ausbildung von zwei Sorelphasen, der so genannten 5:1:8-Phase ($5 Mg(OH)_2 \cdot MgCl_2 \cdot 8 H_2O$) und der 3:1:8-Phase ($3 Mg(OH)_2 \cdot MgCl_2 \cdot 8 H_2O$). Als thermodynamisch stabile Phase wird die 3:1:8-Phase ausgewiesen.

Zur Aussteuerung der Eigenschaften werden dem Bindersystem, bestehend aus kaustischer Magnesia (MgO) und einer konzentrierten $MgCl_2$ -Lösung, Zuschlagstoffe wie beispielsweise

Quarkorn, Anhydrit oder körniges Steinsalz und Zusätze wie Gesteinsmehle, Tone, Dichtmittel oder auch Fließmittel zur Einstellung der rheologischen Eigenschaften zugesetzt.

Die mechanische Festigkeit wird entscheidend durch die Qualität des Magnesiumoxids und das Verhältnis $MgO : MgCl_2 : H_2O$ bestimmt.

Das Quellverhalten dieser Bindersysteme resultiert im Wesentlichen aus der mehr oder weniger vollständigen Umwandlung der 5:1:8-Phase in die 3:1:8-Phase, zusätzlich wurde langfristig die Bildung von Schichtsilikaten mit Quellpotenzial festgestellt.

Die Aussteuerung der Phasenumwandlung erfolgt durch die Rezeptureinstellung, hängt jedoch sehr wesentlich vom eingesetzten Magnesiumoxid ab. Der Erstarrungsprozess verläuft exotherm, wobei hierbei unter Umständen Reaktionstemperaturen bis weit über 100 °C auftreten können. In der Praxis kann die Reaktionstemperatur durch die Rezeptureinstellung und technologische Maßnahmen auf Einbautemperaturen von ≤ 80 °C begrenzt werden.

Nachfolgend werden einige ausgewählte realisierte Projekte MgO-basierter Absperrbauwerke in Strecken sowie FuE-Aktivitäten dargestellt und kurz erläutert.

Erste bekannte Anwendungen von Magnesiabaustoffen bei Dammbauwerken erfolgten bereits 1900 in der Kaligrube Leopoldshall (Staßfurt) und 1914 in der Kaligrube Bismarkshall (Bischofferode). Hier wurden Dammbauwerke aus Magnesiamauerwerken errichtet und mit Hilfe von Asphalt bzw. Injektionen abgedichtet.

Von 1960 bis in die 1980-er Jahre wurden in der Kaligrube Roßleben verschiedene Barrieren für Stapelareale von Flotationslaugen errichtet. Dabei kamen Magnesiabinder zur Anwendung. Aus den Betriebserfahrungen wurde für derartige Dammkonstruktionen eine maximale Einbautemperatur von 50 °C abgeleitet.

In der kanadischen Kaligrube „Rocanville Potash Mine“ wurde in den 1980-er Jahren ein Damm aus Magnesiabinder mit silikatischen Zuschlägen zur Abdichtung eines Salzlösungsvorkommens errichtet /6/. Der abzudichtende Querschnitt betrug etwa 19 m² und die Länge des Dammes 28 m. Durch den Zusatz von Verflüssigern konnte auf eine Nachverdichtung mit Rüttlern verzichtet werden. Da der Magnesiabetondamm ausschließlich statische Funktionen besaß kamen zusätzlich als Dichtelemente Bentonit und Dowell Seal zum Einsatz. Weiterhin erfolgten zur Abdichtung der Kontaktfugen Injektionen mit Expansions-

zement, welcher eine Volumenzunahme von etwa 15 % aufwies. Der Damm war gegen Lösungsdrücke von maximal 9,8 MPa ausgelegt.

In der ehemaligen Kaligrube Bischofferode (GVV mbH) werden im Rahmen einer gelenkten Flutung seit 2000 verschiedene Barrierebauwerke aus Magnesiabinder (analog der Rezeptureinstellung Roßleben) errichtet /7/. Die Dammkonstruktion besteht prinzipiell aus zwei Dammhälften zwischen denen eine spezielle Dichtung aus Bitumen und Spritzmörtel platziert ist. Bei dem Zutrittsmedium handelt es sich um Hartsalzlösung mit einer Dichte zwischen 1,28 und 1,30 g/cm³. Die Dämme sind statisch gegen eine Lösungssäule von etwa 20 m bemessen.

Die Entwicklung von Rezepturen auf Magnesiabinderbasis für saline Anwendungen, z. B. für den Einbau von Instrumentierungen in Bohrungen, zum lösungsdichten Verschluss von Bohrungen, zum Verfüllen von exponierten Abbauhohlräumen und zum Bau von Barrieren in Strecken oder Dichtpfropfen in Schächten wurde ab den 90-iger Jahren im Zusammenhang mit der Erkundung des Endlagers für radioaktive Abfälle Gorleben, mit der Stilllegung des ERA Morsleben und des Forschungsbergwerkes Asse sowie zum Dammbau in leichtlöslichen Salzformationen (Carnallit) forciert und wissenschaftlich vertieft. Hierzu wurden durch K-UTEC für unterschiedliche Fragestellungen verschiedene Rezepturen entwickelt und bis zur großtechnischen Einsatzreife gebracht, wie beispielhaft nachfolgend aufgeführt:

- Instrumentierungsmörtel
Rezeptur 1, Rezeptur 1 mod, Inclino D (Einsatz in Gorleben)
- Verfüllmörtel für exponierte Abbauhohlräume, Strecken und Bohrungen
Rezeptur 29.6, 29.6 A1, 29.6 A2 (Einsatz im Forschungsbergwerk Asse)
Rezeptur 17.5
Rezeptur 12.1 (Einsatz im ERA Morsleben)
- Injektionsmörtel
IM 3, IM 3+ (Einsatz im Forschungsbergwerk Asse, GTS Teutschenthal)
BIM A10

In 2003 wurde K-UTEC beauftragt auf dem Forschungsbergwerk Asse eine Fluidbarriere auf Basis der Rezeptur 29.6 A2 mit einer Bauwerkslänge von 40 m (2 Widerlager + Kernzone) zu errichten. Für den Materialeinbau wurden 19 Werkstage benötigt, an 9 Werktagen wurde zweischichtig gearbeitet. Insgesamt wurden etwa 810 m³ Magnesiabinder nach Rezeptur 29.6 A2 eingebaut. Die Bauarbeiten an der Barriere wurden im Juli mit einer Nachinjektion der Kernzone (Injektionsmörtel IM 3) abgeschlossen. Die Fluidbarriere wurde löungsdruckbeaufschlagt und erfüllt bis heute nachweislich die Gebrauchstauglichkeit. Diese Barriere stellt den Prototyp einer getesteten, funktionstüchtigen Strömungsbarriere und damit einen wichtigen Baustein für das Schließungskonzept der Asse dar.

Die Herstellung der Magnesiämörtel bzw. –betone erfolgte vorzugsweise in kontinuierlich arbeitenden Misch- und Verpumpanlagen, wobei die Mischtechnik auf Intensivmischung ausgelegt worden ist.

Im Folgenden wird der aktuelle Stand von Wissenschaft und Technik beim Einsatz von Magnesiabindersystemen für Streckenverschlussbauwerke anhand aktueller Entwicklungen kurz dargelegt und erläutert.

Im Rahmen des FuE-Vorhabens 02C1204 (GTS Teutschenthal) "Entwicklung eines Grundkonzeptes für langzeitstabile Abschlussbauwerke (Streckendämme) im leichtlöslichen Salzgestein (Carnallit)" - kurz CARLA - wird seit dem Jahr 2000 die Möglichkeit einer Abdichtung im carnallitischen Wirtsgestein intensiv untersucht. Dabei wird ein spezieller Baustoff auf MgO-Basis mit silikatischen Zuschlägen für den Einsatz im leichtlöslichen Carnallit durch die Bergakademie Freiberg entwickelt (Rezepturbezeichnung MB 10). Er weist kein bzw. nur ein geringes Quellpotenzial auf und ist hinsichtlich der Anmischlösung speziell auf das sensible Wirtsgestein abgestimmt.

Federführend durch K-UTEC wurde im Rahmen eines Verbundprojektes (FKZ 02C1214) eine „Weiterentwicklung von Magnesiabindern von der Strömungsbarriere hin zu einem Verschlusselement im Salinar“ in 2007 abgeschlossen. Im Rahmen dieses Projektes wurden vier sich selbst verspannende (quellfähige) Mörtelsysteme (Rezepturbezeichnung DBM 1 bis DBM 4) mit hohen Steifigkeiten entwickelt.

Die nachfolgende Gegenüberstellung (Tab. 1) der beiden Baustoffentwicklungen verdeutlicht den gegenwärtigen Entwicklungsstand und zeigt die Unterschiede zwischen den Rezepturen und geplanten Bauausführungen.

Tabelle 1: Baustoffentwicklungen im Rahmen von FuE-Projekten

FuE-Vorhaben	K-UTEC Verbundprojekt Rezeptur DBM 2	Projekt CARLA Rezeptur MB 10
Rezepturaufbau	MgO Quarzsand 0,1 – 0,4 mm Anhydritmehl Microsilika MgCl ₂ -Lösung 390 – 430 g/l Fließmittel	MgO Quarzsand 0 – 8 mm R-Lösung
Verarbeitbarkeit	2 Stunden	k. A.
Fließfähigkeit	nahezu selbstnivellierend, Fließwinkel ≤ 3 Grad (Konsistenz F6)	Fließwinkel ca. 5 Grad, begrenzt fließfähig (Konsistenz F3)
Druckfestigkeit	60 MPa	80 MPa
Quellverhalten	Mit Quellpotenzial eingestellt Quelldruck ≥ 1 MPa	Volumenneutral bis leicht quellend
Einbau	Einbau zwischen Widerlagern zur Nutzung des Quellpotenzials, Baulängen von etwa 30 bis 40 m bei zentraler Einspeisung realisierbar, lagenweiser Einbau mit Schichthöhen von etwa 0,5 m möglich, keine Betonierfugen	Scheibenförmiger Einbau (ca. 0,6 – 1,0 m Stärke) mit Schalungswänden, Betonierfugen
Nachinjektion	Nicht erforderlich	erforderlich

Die beiden Baustoffentwicklungen unterscheiden sich im Wesentlichen hinsichtlich des Quell- und Fließverhaltens (Konsistenz).

Ausgehend von den Ergebnissen des FuE-Verbundprojektes (FKZ 02C1214) wird seitens K-UTEC der Magnesiamörtel der Rezeptur DBM 2 für den Bau der Streckenabdichtungen im Anhydrit empfohlen.

3.2 Konstruktionsprinzipien

Allgemeingültige Konstruktionsrichtlinien für Damm- bzw. Barrierebauwerke im Salinar zur Gewährleistung eines dauerhaften, dichten Einschusses gefährlicher Abfälle in tiefen geologischen Formationen unter den anthropogenen und geogenen Randbedingungen in der flachen und steilen Lagerung stehen z. Z. nicht zur Verfügung.

An Hand der bisher ausgeführten oder geplanten Dammbauwerke lassen sich folgende allgemeine Konstruktionsprinzipien ableiten:

- Trennung / keine Trennung von Widerlager- und Dichtfunktion
- Bauwerke mit redundanter Auslegung
- Bauwerke mit diversitären Eigenschaften

Insbesondere sind bezüglich der Wirkungs- oder Funktionsweise bzw. dem Zeitpunkt der Gebrauchstauglichkeit folgende Konstruktionsmerkmale zu unterscheiden:

- Dammbauwerke, die erst in Folge der Gebirgskonvergenz bzw. einer gezielten Lösungsanströmung ihre volle Wirksamkeit erreichen (zeitlich abhängige Gebrauchstauglichkeit)
- Dammbauwerke, die nach der Fertigstellung (instantan) gebrauchstauglich sind
- Dammbauwerke mit kraft- oder formschlüssiger Anbindung an das Wirtsgestein,
- geometrisch aufwändig geformte Dammbauwerke (z. B. Kugeldämme /8/)
- Dammbauwerke mit Lastabtrag über die Mantelfläche im Kraftschluss mit dem Wirtsgestein (lang gestreckte Dämme)
- komplexe Dammbauwerke mit Kurzzeit- und Langzeitdichtelementen und unterschiedlich gestalteten Widerlagern (z. T. mit Bitumendruckkammer)

Grundsätzlich erfolgt die Auslegung eines Dammbauwerkes oder einer Barriere auf den Kenntnissen der Einbausituation, die im Wesentlichen charakterisiert ist durch:

- Art des Wirtsgesteins
- Zustand (Standzeit) und geologische Vorgeschichte des Wirtsgesteins
- Auffahrungstechnologie und Streckenausbau
- Lage des Dammstandortes (bauseitig einfallend oder ansteigend)

- Aufgefahrenes Streckenprofil (Querschnittsfläche)
- Permeabilität und die Größe des Dilatanzraumes bzw. der Auflockerungszone
- Konvergenzrate
- Rauigkeit der Kontur
- Umgebungstemperatur

sowie den spezifizierten Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Dammbauwerks wie:

- langzeitwirksame oder temporäre Abdichtung
- Art und Charakter der abzudichtenden Medien
 - Gas, brennbar oder acidisch
 - Fluide bzw. Lösung, NaCl-betont oder MgCl₂-betont, pH-Wert
- Anforderungen an den Baustoff unter dem Gesichtspunkt einer möglichen Korrosion
- Höhe der erwarteten Druckbelastung, zeitlicher Verlauf des Druckaufbaus

Die Dimensionierung des Bauwerks und die Auswahl der Baustoffe erfolgen entsprechend der Einbausituation, der geomechanischen und hydraulischen Anforderungen.

Dabei ist in Abhängigkeit von der Beanspruchung des Bauwerks (Fluiddruck) und der möglichen Bauwerkslänge zu entscheiden, ob der Fluiddruck durch die Dammlänge (bei bekannten Haftscherfestigkeiten des Baustoffs zum Wirtsgestein) oder durch aufwändige Widerlagerkonstruktionen, wie gewölbte, kugelförmige oder mehrfach verzahnte Widerlagerkonstruktionen abgetragen werden soll. Für die Gestaltung der Widerlager liegen Richtlinien auf der Basis statischer Erfordernisse vor, siehe Fachbereichsstandard TGL 11388/02 vom Oktober 1975 in der überarbeiteten Fassung vom März 1989 /16/.

Ein Konstruktionsprinzip für einen langzeitfunktionstüchtigen Streckenverschluss aus kompaktiertem Bentonit im Bergwerk Sondershausen wurde in /9/ beschrieben. Das Verschlusskonzept sieht den Einbau eines Langzeitdichtelements, bestehend aus trocken eingebauten Bentonitformsteinen zwischen zwei lastabtragenden Elementen (Beton) mit Aufsättigungskammern (Kies/Sand) vor. Dieses System nimmt Kredit von der Konvergenz und erreicht seine volle Wirksamkeit erst nach einem mehr oder weniger kontrollierten

Fluidzufluss über die Aufsättigungskammern und durch das Quellverhalten der Bentonitformsteine.

Ein grundlegend anderes Konstruktionsprinzip wird von K-UTEC präferiert, der hydro-mechanische, vorteilhaft schnelle Einbau von sich selbst nivellierenden, quellfähigen und damit selbst verspannenden Magnesiabindersystemen zwischen zwei Widerlagern. Diese Dämme sind nach dem Einbau voll funktionstüchtig. Als Prototyp für dieses Konstruktionsprinzip ist die Strömungsbarriere im Forschungsbergwerk Asse ein Beleg.

3.3 Verwendete Baustoffe

Hinsichtlich der bisher verwendeten oder in Forschungsprojekten entwickelten Baustoffe für Dammbauwerke im salinaren Umfeld lässt sich nachfolgende Grobgliederung vornehmen:

Ziegel oder Steine

Hartbranntklinker bzw. Schmelzbasaltsteine; hochfeste und hochdichte Materialien

Schichtsilikate

Tone (Bentonite) mit Quellpotenzial bei Wasser- oder Salzlösungszutritt, als Stampfmasse bzw. im Steinformat geeignet

Mörtel und Betone

hydraulisch und chemisch abbindend

- zementgebundene Systeme (Beton, Salzbeton)
- sulfatgebundene Systeme (Anhydrit-Steinsalzmörtel, Salzhydrate [Systeme auf Basis von $MgSO_4$ wie z. B. SVV-selbstverheilender Versatz])
- basische Salze
 - Magnesiumoxichloridsysteme
 - Magnesiumoxisulfatsysteme
 - Magnesiumoxiphosphatsysteme

Injektionsbaustoffe

- organische Injektionsbaustoffe (Injektionsharze, Acrylate, Bitumen)
- mineralische Injektionsbaustoffe
 - zementgebunden (Feinstzemente)
 - Magnesiumoxichlorid-Systeme
 - Wasserglas

Organische Dichtbaustoffe

- Bitumen
- Asphalt

Zum Aufbau der Widerlager finden Hartbranntklinker (besonders geeignet für Schalungswände), Schmelzbasaltformsteine, zementgebundene Systeme und Magnesiabindersysteme Anwendung. Schmelzbasaltsteine weisen von allen Baustoffen die höchste Dichte und Korrosionsbeständigkeit gegenüber allen salinaren Lösungen auf, ihr Einsatz ist jedoch eine Kostenfrage.

Als Baustoffe für Dichtelemente stehen die Schichtsilikate (Ca-Bentonitstampfmassen bzw. Formsteine) und Bitumen bzw. Asphalt zur Verfügung. Die Schichtsilikat-Baustoffe sind gegenüber Wasser und salinaren Lösungen korrosionsstabil. Bitumina und Asphalte unterliegen der Degradation, wobei die Degradationsrate durch das chemische Milieu (aerob oder anaerob) bestimmt wird. Bitumen und Asphalte werden auch zur Herstellung von Gleitfugen bei Widerlagern und zur Versiegelung von Oberflächen verwendet. Bitumen oder Asphalt haben sich seit mehr als 100 Jahren beim Bau von Dammbauwerken im Salinar bewährt.

Zementgebundene - und Magnesiaoxichloridsysteme können sowohl als Widerlagerbaustoffe als auch für den Bau von Dichtelementen verwendet werden. Zementgebundene Systeme (Beton, Salzbeton) sind gegenüber NaCl-Lösungen korrosionsstabil. Im Kontakt mit MgCl₂-haltigen und sulfathaltigen Lösungen werden diese korrodiert und ihre Stabilität ist zeitlich begrenzt. Die Magnesiabindersysteme auf Oxichloridbasis sind als langzeitstabil eingestuft, wenn der MgCl₂-Gehalt der angreifenden Lösung $\geq 50 \text{ g MgCl}_2/\text{kg H}_2\text{O}$ beträgt.

Angreifende Lösungen mit $MgCl_2$ -Gehalten unter 50 g/kg H_2O führen zur Korrosion des Bindersystems.

Für die sulfatgebundenen Systeme (Anhydrit-Steinsalzmörtel) wird der Einsatz als konstruktiver Baustoff empfohlen. Die Verwendung als Baustoff für Dichtelemente ist derzeit noch nicht hinreichend untersucht. Diese Systeme werden gegenüber salinaren Lösungen als chemisch stabil eingestuft. Im Vergleich mit natürlichen Analoga ist davon auszugehen, dass der Baustoff langfristig zu Anhydrit dehydratisiert /10/.

Die Salzhydrate (z. B. SVV) und die Magnesiumoxisulfat- und Oxiphosphat-Systeme befinden sich in der Erprobungs- bzw. Entwicklungsphase, so dass keine abschließende Bewertung erfolgen kann /11/, /12/. Ggf. sind auch die Magnesiumoxiphosphat-Systeme mit ihrer praktischen Nichtangreifbarkeit durch Lösungen und der hohen Dichte für langzeitstabile Dammbauwerke interessant, wenn es gelingt, diese Systeme handhabbar und damit technisch umsetzbar zu gestalten.

Die aufgeführten Injektionsbaustoffe sind technisch erprobt und werden seit langem bei unterschiedlichen Injektionsmaßnahmen verwendet. Zementgebundene Injektionsbaustoffe besitzen gegenüber Wässern oder NaCl-haltigen Lösungen eine hohe Korrosionsstabilität. Systeme auf der Basis der Magnesiumoxichlorid-Bindung sind K-UTEC-Entwicklungen und besitzen wie fast alle anderen Magnesiabaustoffe Quellpotenzial. Die Injektionsbaustoffe auf Oxichloridbasis sind gegenüber Lösungen mit $MgCl_2$ -Gehalt von ≥ 50 g $MgCl_2$ /kg H_2O langzeitstabil. Organische Injektionsbaustoffe sind nicht langzeitstabil und zersetzen sich entsprechend dem chemischen Milieu (aerobe bzw. anaerobe Degradation).

4 Randbedingungen und Auslegungsanforderungen

4.1 Randbedingungen aus dem Stilllegungskonzept und Standort

Die Abdichtungslokation befindet sich im Ostquerschlag auf der 4. Sohle (-372 mNN) im Hauptanhydrit bei etwa 505 m Teufe. Der Hauptanhydrit weist elasto-plastisches Materialverhalten auf und ist teilweise geklüftet. Zeitliche Veränderungen wie z. B. das Kriechen des Anhydrits sind nicht messbar. Die für Abdichtungszwecke zur Verfügung stehende Länge beträgt ca. 150 m. Die im Ostquerschlag vor und hinter der Abdichtung angrenzenden Grubenbereiche werden mit Salzbeton verfüllt.

Auf der der Restgrube zugewandten Seite grenzt das Abdichtungsbauwerk an das Kalilager E, welches carnallitisch ausgeprägt ist. Auf der dem Einlagerungsbereich Ostfeld zugewandten Seite muss das Abdichtungsbauwerk instantan die Anforderungen einer „temporären Abdichtung“ erfüllen. Die temporäre Abdichtung verhindert, dass potenziell kontaminierte Überschusslösungen, die ggf. bei der Salzbetonverfüllung des Einlagerungsbereichs Ostfeld entstehen und in den Ostquerschlag eindringen können, bevor das Abdichtungsbauwerk errichtet worden ist bzw. solange dieser noch betrieblich genutzt wird.

Da im Grubengebäude potenzielle Lösungszutrittsstellen vorhanden sind, wird für die Nachbetriebsphase (konservativ) angenommen, dass der nach der Stilllegung im Grubengebäude noch vorhandene Resthohlraum langfristig mit Lösung erfüllt wird. Das sich bei dem nicht auszuschließenden Lösungszutritt einstellende geochemische Milieu in der Restgrube ist nicht quantifizierbar und zeitlich veränderlich. Die Veränderungen werden im Wesentlichen durch chemische Reaktionen mit dem vorhandenen Salzbeton und der im Grubengebäude aufgeschlossenen Kalilager bestimmt. Deshalb ist bei Lösungszutritt an den Abdichtungslokalitäten das Spektrum von NaCl-gesättigter Salzlösung bis hin zu einer IP21-Lösung (eine an $MgCl_2$ -gesättigte Lösung) zu betrachten.

4.2 Randbedingungen aus dem Langzeitsicherheitsnachweis

Im Rahmen des Langzeitsicherheitsnachweises /17/ werden hinsichtlich des Zulaufes von Lösung in das mit Salzbeton verfüllte Grubengebäude des Endlagers zwei Fälle betrachtet:

- Fall 1: lange trockenes Endlager
- Fall 2: Zulauf innerhalb kurzer Zeit

Im Fall 1 wird bei dem lange trockenen Endlager davon ausgegangen, dass innerhalb von 30.000 Jahren kein Fluid an den Abdichtungslokalationen ansteht. D. h., dass sich aus dem Fall 1 keine Anforderungen an das Abdichtungsbauwerk ergeben. Der Fall 2 sieht dagegen eine quasi instantane Flutung der Restgrube (konservative Annahme) vor, wobei der maximal auf die Abdichtung wirkende Lösungsdruck von der Teufenlage und Mineralisation der anstehenden Lösung abhängig ist. Der Begriff instantane Flutung wird im Langzeitsicherheitsnachweis derart quantifiziert, dass mit Beginn der Nachbetriebsphase die Restgrube lösungserfüllt ist.

Im Langzeitsicherheitsnachweis /17/ werden für die Abmessung des Abdichtungsbauwerks im Ostquerschlag auf der 4. Sohle eine effektive Querschnittsfläche von 22,5 m² und eine effektive Gesamtlänge von 150 m zugrunde gelegt. Für diese Querschnittsfläche wird im Langzeitsicherheitsnachweis ein hydraulischer Widerstand angenommen, der sich bei einer querschnittsgemittelten integralen Anfangspermeabilität von $k \leq 10^{-18} \text{ m}^2$ (Referenzfall im Langzeitsicherheitsnachweis) ergibt. Die querschnittsgemittelte integrale Permeabilität setzt sich aus der Permeabilität des Abdichtungskörpers, der Permeabilität der Kontaktfuge zwischen Abdichtungskörper und Anhydritgebirge und der Permeabilität des angrenzenden Anhydritgebirges, einschließlich einer ggf. noch vorhandenen Auflockerungszone zusammen.

Des Weiteren sieht der Langzeitsicherheitsnachweis /17/ vor, dass in Folge der Korrosion des Abdichtungsbaustoffs sich die Permeabilität im Abdichtungskörper erhöhen kann. Bei vollständiger Korrosion wird eine Permeabilitätserhöhung um 4 Größenordnungen angenommen. Lange Abdichtungen korrodieren langsamer als kurze. Die Geschwindigkeit mit der die Korrosionsfront fortschreitet ist umgekehrt proportional zur Länge der Abdichtung. Die Dauer bis zur vollständigen Korrosion wächst quadratisch mit der Länge.

Eine möglicher Weise vorhandene Klüftung des Hauptanhydrits bzw. der sich daraus ergebenden Umläufigkeit der Abdichtung deckt der Langzeitsicherheitsnachweis in einem gesonderten Szenario ab.

4.3 Anforderungen an das Verschlussbauwerk

- Auf Grundlage der Szenarienanalyse ist als Nachweiszeitraum für das Abdichtungsbauwerk ein Zeitraum von 30.000 Jahren anzunehmen. Der Zeitraum beginnt mit der Nachbetriebsphase bzw. mit dem Ende des Stilllegungsbetriebs.
- Der maximal auf das Abdichtungsbauwerk wirkende Fluiddruck beträgt 6 MPa und baut sich innerhalb von ≥ 50 Jahren auf.
- Eine möglicher Weise vorhandene Klüftung des Hauptanhydrits muss bei der hydraulischen Nachweisführung nicht berücksichtigt werden.
- Der an der Abdichtungslokation wirkende Gebirgsdruck ergibt sich aus der Teufenlage und der Dichte des überlagernden Gebirges. Am Abdichtungsstandort betragen die Vertikalspannungen 11,0 MPa und die Horizontalspannungen (gemessen) 7,0 MPa.
- Für das Abdichtungsbauwerk sind eine effektive Querschnittsfläche von 22,5 m² und eine effektive Gesamtlänge von ca. 150 m zugrunde zu legen.
- Das Abdichtungsbauwerk (Abdichtungskörper, Kontaktfuge und angrenzender Anhydrit) muss eine integrale Anfangspermeabilität von $k \leq 10^{-18}$ m² aufweisen.
- Die Anfangspermeabilität kann sich in Folge der Korrosion um bis zu 4 Größenordnungen erhöhen.
- Die ausreichende Langzeitbeständigkeit muss gegenüber einem Spektrum aus NaCl-gesättigter Salzlösung bis hin zu einer IP21-Lösung gewährleistet sein.
- Für die Phase des Stilllegungsbetriebs muss das dem Ostfeld zugewandte erste Abdichtungssegment den Anforderungen einer temporären Abdichtung genügen. Diese sind:
 - technisch dicht gegenüber Fluiddrücken bei 80 m Überstauhöhe
 - Lastabtrag des Fluiddrucks
 - Dichtheit für 12 Jahre (Dauer des Stilllegungsbetriebs)
 - hohe Korrosionsstabilität

5 Standortbeschreibung - Analyse der Abdichtungslokation

5.1 Geologische Standortverhältnisse

Der geplante Standort für das Abdichtungsbauwerk befindet sich auf der 4. Sohle (-372 mNN) des Ostquerschlages im Bereich der westlichen Anhydritflanke der Ostmulde zwischen Kalilagerteil E (westlich des Standortes) und den Abbauen des Ostfeldes (östlich des Standortes, Anlage 5.1). Der Ostquerschlag durchörtert in diesem Bereich eine flache Großklippe des Hauptanhydrits (z3HA), der am geplanten Standort mit einer Gesamtmächtigkeit (vertikale Ausdehnung) von ca. 70 m bis 110 m ausgebildet ist (Anlage 5.3).

Im Hangenden des geplanten Standortes steht der Hauptanhydrit z3HA mit einer Mächtigkeit von ca. 55 m bis maximal 90 m an. Oberhalb des Hauptanhydrits folgen die Schichten des Anhydritmittelsalzes (z3AM), des Tonmittelsalzes/Schwadensalzes (z3TM-SS) und des Zechstein (z4) (Anlage 5.3). Im Liegenden des Ostquerschlages steht der Hauptanhydrit z3HA bis in eine Tiefe von 0 bis 40 m an. Es folgen die Schichten vom Decksteinsalz (z2DS) bis Leine-Karbonat (z3LK), das Kaliflöz Staßfurt (z2SF) und das Hauptsalz der Staßfurtfolge (z2HS). Die horizontale Ausdehnung des Hauptanhydrits bezüglich des geplanten Standortes beträgt in nördliche Richtung ca. 200 m und in südliche Richtung mehr als 200 m.

Der Hauptanhydrit z3AH wird basierend auf sedimentären Gefügeunterschieden, die durch die Verteilung von magnesitischen Bereichen hervorgerufen werden, in 13 Einheiten (z3HA1 bis z3HA13) gegliedert /18/. Der Standort für das Abdichtungsbauwerk befindet sich im Ostquerschlag etwa im Bereich der Streckenmeter 900 m bis 1050 m. In diesem Abschnitt wurden die stratigraphischen Einheiten z3HA2 bis z3HA11 (von West nach Ost) aufgeschlossen, wobei der Flaser- und Bänderanhydrit (z3HA9) mit ca. 80 Streckenmetern am Standort am häufigsten angetroffen wird (ca. Streckenmeter 951,5 bis 1031,5 /19/).

Der im Abdichtungsbereich anstehende Hauptanhydrit z3HA ist geklüftet. Die überwiegend steil einfallenden Klüfte werden i. d. R. im Abstand von einem bis mehreren Metern aufgeschlossen. Das Maximum der Kluft-Streichrichtungen liegt bei 45 Gon E / 245 Gon W und der Haupteinfallwinkel beträgt 77 Gon. Der Winkel zwischen der Achse des Hauptquerschlages und dem Hauptstreichen der Klüfte beträgt 40 Gon, so dass die i. d. R. geschlossenen Klüfte meist linienförmig an der Stoßoberfläche des Querschlages austreichen (Anlage 5.4, linkes Bild). Nur selten streicht eine Kluft parallel zur

Stoßoberfläche aus (Anlage 5.4, rechtes Bild). Dementsprechend wird die Klüftung die Festigkeit des Kontaktbereiches MgO-Betons/Anhydrit nicht negativ beeinflussen. Visuell (Befahrung 09.05.2007) macht der Anhydrit am Standort des Abdichtungsbauwerkes einen kompakten, festen Eindruck (Anlage 5.4).

5.2 Gebirgsmechanische Standortverhältnisse

5.2.1 Grundspannungszustand

In [20] sind Ergebnisse von Gebirgsspannungsuntersuchungen in den Bohrungen Bo 442 und Bo 449, die in den nördlichen Stoß des Ostquerschlages der 4. Sohle gestoßen wurden (Anlage 5.2), zusammengestellt. Die Ansatzpunkte der Bohrungen befinden sich ca. 40 m östlich der Grenze Grauer Salztou / Hauptanhydrit, direkt im Bereich des geplanten Standortes des Abdichtungsbauwerkes.

In der Bohrung Bo 449 wurden zur indirekten Ermittlung der aktuellen minimalen und maximalen Spannungen Messungen nach der Überbohrmethode durchgeführt. In der Bohrung Bo 442 erfolgten Hydrofracmessungen zur Ermittlung der minimalen Spannung (kleinste Druckspannung).

Im Ergebnis von 8 Überbohrversuchen in der Bohrung Bo 449 wurden unter Berücksichtigung elastischen Gesteinsverhaltens folgende mittlere maximale und minimale Spannungen in der Messebene senkrecht zur Bohrachse abgeleitet:

- gemittelte maximale Spannung $S_1 \approx 10,9$ MPa
- gemittelte minimale Spannung $S_2 \approx 7,4$ MPa

Die Orientierung der maximalen Hauptspannung S_1 ist annähernd vertikal (Azimut im Mittel 20°).

Die aus den Hydrofracsondierungen in der Bohrung Bo 422 aus 15 Versuchen ermittelte mittlere minimale Spannung beträgt $S_2 \approx 6,3$ MPa.

Zusammenfassend zeigen die messtechnischen Befunde, dass die annähernd vertikal ausgerichtete maximale Spannung in der westlichen Anhydritklippe (geplanter Standort für das Abdichtungsbauwerk) etwa dem theoretischen Überlagerungsdruck von 11 MPa entspricht. Die annähernd horizontal orientierte minimale Hauptspannung liegt mit 6,3 MPa

(Hydrofracmessungen) bzw. 7,4 MPa (Überbohrversuche) unterhalb des theoretischen Überlagerungsdrucks. Die Spannungsanisotropie ist im Hauptanhydrit deutlich ausgeprägt.

5.2.2 Kennwerte des Gebirges

5.2.2.1 Mechanische Kennwerte des Hauptanhydrits

In der oberen Tabelle der Anlage 5.5 sind die in der Literatur (Unterlagen /20/ bis /23/, /25/) beschriebenen mechanischen Kennwerte des Hauptanhydrits, die im Folgenden erläutert werden, zusammengestellt. Weiterhin sind in der Anlage 5.5 in der unteren Tabelle die in den numerischen Berechnungen zur Nachweisführung des Kapitels 8.2 für den Hauptanhydrit angesetzten mechanischen Kennwerte dargestellt.

Elastizitätsmodul, Querdehnzahl und Dichte

Ergebnisse von Versuchen zur Ermittlung der Gesteinssteifigkeit sind in /20/ zusammengestellt. In der Bohrung Bo 449 (westliche Anhydritklippe, Abdichtungsstandort) wurden Dilatometerversuche durchgeführt und aus den in situ ermittelten Last-Deformationskurven die Elastizitätsmoduln ermittelt. Weiterhin wurden im Labor Biaxialversuche an hohlzylindrischen Prüfkörpern, die im Rahmen der Überbohrversuche in den Bohrungen Bo 447, Bo 448 (östliche Anhydritklippe, Anlage 5.2) und Bo 449 gewonnen wurden, durchgeführt.

Im Ergebnis der Laborversuche an den hohlzylindrischen Prüfkörpern wurden folgende Mittelwerte für den Elastizitätsmodul ermittelt.

- $E = 62,3 \text{ GPa}$, Bo 447 (Mittelwert aus 6 Versuchen)
- $E = 60,5 \text{ GPa}$, Bo 448 (Mittelwert aus 9 Versuchen)
- $E = 63,0 \text{ GPa}$, Bo 449 (Mittelwert aus 3 Versuchen)

Für den Hauptanhydrit der westlichen Anhydritklippe wurden aus den Dilatometerversuchen bei Annahme einer Querdehnzahl von 0,27 Elastizitätsmoduln zwischen 21,3 GPa und 27,1 GPa abgeleitet. Der Mittelwert aus 5 Versuchen beträgt $E = 25,5 \text{ GPa}$.

Die aus den Dilatometerversuchen abgeleitete Gebirgssteifigkeit ist deutlich geringer, als die in den Laborversuchen ermittelte Gesteinssteifigkeit. Die Ursache dafür besteht vermutlich darin, dass die Last bei den Dilatometerversuchen schräg zum Streichen der Klüfte aufgegeben wurde (Lage der Bohrung Bo 449), während die Laborversuche an ungeklüfteten Prüfkörpern durchgeführt wurden.

In /25/ sind die Ergebnisse für die mittleren Elastizitätsmoduln, die im Rahmen von einaxialen und triaxialen Druckfestigkeitsversuchen bestimmt wurden, zusammengestellt.

Die mittleren Elastizitätsmoduln betragen:

- $E_{HA5} = 53,35$ (einaxialer Versuch)
- $E_{HA5} = 62,34$ (triaxialer Versuch)
- $E_{HA6} = 51,52$ (einaxialer Versuch)
- $E_{HA6} = 73,94$ (triaxialer Versuch)
- $E_{HA8} = 53,58$ (einaxialer Versuch, Bohrung 306)
- $E_{HA8} = 69,64$ (triaxialer Versuch, Bohrung 306)
- $E_{HA8} = 51,35$ (einaxialer Versuch, Bohrung 311)
- $E_{HA8} = 66,35$ (triaxialer Versuch, Bohrung 311)
- $E_{HA9} = 56,83$ (einaxialer Versuch)
- $E_{HA9} = 72,93$ (triaxialer Versuch)
- $E_{HA11} = 45,07$ (einaxialer Versuch)
- $E_{HA11} = 63,60$ (triaxialer Versuch)

Folgende Querdehnzahlen wurden in den Versuchen ermittelt:

- $\nu_{HA5} = 0,29$
- $\nu_{HA8} = 0,30$
- $\nu_{HA11} = 0,32$

In numerischen Modellrechnungen wird für den Elastizitätsmodul mit folgender Begründung ein Wert von 30 GPa angenommen /21/: „Da der Hauptanhydrit als kompaktes homogenes Gestein modelliert wird, jedoch tatsächlich bereichsweise geklüftet ist, kann nur ein erheblich reduzierter Wert der an ungeklüfteten Gesteinsproben im Labor ermittelten Steifigkeit das geomechanische Verhalten des Anhydrits wiedergeben. Daher wird konservativ die experimentell für den Nachbruchbereich ermittelte Steifigkeit von Hauptanhydrit verwendet.“

Ergebnisse von Untersuchungen zur Dichte des Hauptanhydrits z3HA11 sind in /22/ dargestellt. Die Prüfkörper wurden aus dem Bohrkern der Bohrung RB 306, die im kompakten Anhydrit auf der 506 m Sohle im Ostfeld gestoßen wurde /22/, gewonnen. Im Ergebnis von 12 Versuchen wurde für den Hauptanhydrit z3HA11 eine mittlere Dichte von $\rho = 2830 \text{ kg/m}^3$ ermittelt. In weiteren Versuchen an Proben aus dem Bohrkern der Bohrung

RB 306 im Bereich des Hauptanhydrits z3HA6 wurde eine mittlere Dichte von 2950 kg/m^3 bestimmt (Mittelwert aus 11 Versuchen) /23/.

Weiterhin sind in /25/ Ergebnisse für mittlere Dichten für den Hauptanhydrit HA5, HA8 und HA9 zusammengestellt. Die mittleren Dichten betragen $\rho = 2940 \text{ kg/m}^3$ (HA5), $\rho = 2940 \text{ kg/m}^3$ (HA8, Bohrung 306), $\rho = 2890 \text{ kg/m}^3$ (HA9, Bohrung 311) und $\rho = 2930 \text{ kg/m}^3$ für den Hauptanhydrit HA9.

In Anlehnung an die Versuchsergebnisse wird in den numerischen Berechnungen des Kapitels 8.2 eine Querdehnzahl von $\nu = 0,3$ und eine Dichte von $\rho = 2,9 \text{ g/cm}^3$ angesetzt. Der Elastizitätsmodul wurde mit $E = 30 \text{ GPa}$ ca. halb so groß, wie im Ergebnis der Laboruntersuchungen ermittelt wurde, angenommen. Mit dieser Abminderung wird in konservativer Weise berücksichtigt, dass im Gebirge im Abstand von einem bis mehreren Metern Klüfte aufgeschlossen wurden, und dass eine Reduzierung des Elastizitätsmoduls im konturnahen Bereich denkbar ist.

Bruchverhalten des Anhydrits

In /25/ sind die Ergebnisse von Festigkeitsuntersuchungen, die an Prüfkörpern des Hauptanhydrits HA5, HA6, HA8, HA9 und HA11 durchgeführt wurden, zusammengestellt. Die Bruch- und Restfestigkeiten sind in den Anlagen 5.6 und 5.7 für die einzelnen Zonen dargestellt. Für die Gesamtheit aller Versuche können folgende Festigkeitsparameter abgeleitet werden (Anlage 5.8):

Bruchfestigkeit:

- Kohäsion $c = 22,8 \text{ MPa}$
- Reibungswinkel $\phi = 40^\circ$

Restfestigkeit:

- Kohäsion $c = 2,4 \text{ MPa}$
- Reibungswinkel $\phi = 44^\circ$

Parameter für die Festigkeit auf den Klüften des Anhydrits liegen nicht vor. In /21/ "Gebirgsmechanische Beurteilung der Integrität der Salzbarriere in der Schachanlage Bartensleben" wird die Problematik folgendermaßen gelöst:

„Im Hinblick auf die in situ anzutreffende Gebirgsklüftigkeit und die damit verbundene Reduzierung der Verbandsfestigkeit gegenüber der Festigkeit des ungeklüfteten kompakten Gesteins werden nur die im Labor an ungeklüfteten Prüfkörpern ermittelten Nachbruchfestigkeiten im Sinne einer konservativen Betrachtungsweise verwendet.“

In Analogie zum o. g. Vorgehen wird in den numerischen Berechnungen des Kapitels 8.2 für die Gesteinsfestigkeit des Hauptanhydrits eine Kohäsion von $c = 22,8$ MPa und ein Reibungswinkel von $\phi = 40^\circ$ (Mohr-Coulomb) angesetzt. Die Klüfte werden im Berechnungsmodell verschmiert berücksichtigt. Für die Hauptkluftrichtung (77 Gon einfallend, 40 Gon zur Streckenachse) wird die in den Laborversuchen ermittelte Restfestigkeit von $c_r = 2,4$ MPa und $\phi_r = 44^\circ$ angenommen.

Die Ergebnisse von Spaltzugversuchen zur Bestimmung der indirekten Zugfestigkeit des Anhydrits sind in /25/ zusammengestellt. Folgende mittlere Spaltzugfestigkeiten wurden bestimmt:

- $\sigma_{z,HA5} = 5,46$ MPa (keine Schichtung festgestellt)
- $\sigma_{z,HA6} = 5,26$ MPa (parallel zur Schichtung)
- $\sigma_{z,HA8} = 6,20$ MPa (Bohrung 306, keine Schichtung festgestellt)
- $\sigma_{z,HA8} = 6,07$ MPa (Bohrung 311, parallel zur Schichtung)
- $\sigma_{z,HA8} = 5,22$ MPa (Bohrung 311, senkrecht zur Schichtung)
- $\sigma_{z,HA9} = 4,80$ MPa (Ausbildung der Schichtung nicht eindeutig)
- $\sigma_{z,HA11} = 3,74$ MPa (keine Schichtung festgestellt)

Bei den Versuchen am HA8 aus der Bohrung 311, bei denen die Schichtung berücksichtigt werden konnte, wurde die Erwartung höherer Zugfestigkeiten senkrecht zur Schichtung nicht bestätigt.

In den numerischen Berechnungen des Kapitels 8.2 wird eine Zugfestigkeit für das Anhydritgestein von $\sigma_z = 3,0$ MPa angesetzt. Dieser Wert errechnet sich aus dem Mittelwert der o. g. Festigkeiten (5,25 MPa) abgemindert um einen Faktor von 0,9 für den Übertrag von Spaltzugfestigkeiten zu zentrischen Zugfestigkeiten /26/ und unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes von 1,5.

Ergebnisse von Zugfestigkeitsuntersuchungen auf den Klüften des Anhydrits liegen nicht vor. Für die Zugfestigkeit wird in den numerischen Berechnungen des Kapitels 8.2 konservativ ein Wert von 0,2 MPa angenommen.

5.2.2.2 Hydraulische Kennwerte des Hauptanhydrits

Der Anhydrit im ERAM ist geklüftet. Während das kompakte Gestein Permeabilitäten von $k \leq 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ aufweist, sind die Klüfte deutlich höher permeabel. Da die Heterogenität im Meter- bis Zehnermeterbereich auftritt /24/, sind zur Ermittlung repräsentativer Gebirgspermeabilitäten Messungen über sehr große Prüfabschnitte erforderlich.

Diesen Umstand berücksichtigend wurden von der BGR hydraulische Bohrlochtests im Anhydrit des Ostfeldes (überwiegend auf der 4. Sohle) über Intervalllängen von ca. 200 bis 300 m durchgeführt /24/. Die Lage der Bohrungen ist in der Abbildung 5.9 dargestellt. Folgende Gebirgspermeabilitäten wurden ermittelt:

- Bohrung RB 601, $k < 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 255 m (Porosität bei der Auswertung 0,5%)
- Bohrung RB 602, $k \text{ ca. } 1 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ bis $k \text{ ca. } 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 193 m
- Bohrung RB 603, $k < 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 289 m
- Bohrung RB 604, $k < 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 310 m
- Bohrung RB 606, $k = 2 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 247 m
- Bohrung RB 607, $k \text{ ca. } 1 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 223 m
- Bohrung RB 608, $k < 2 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 333 m
- Bohrung RB 611, $k < 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 235 m
- Bohrung RB 613, $k < 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 302 m

In 4 Bohrungen wurden mit $k < 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ Permeabilitäten in der Größenordnung des kompakten Gesteins ermittelt. Besonders erwähnenswert ist die in der Bohrung RB 606 ermittelte Gebirgspermeabilität von $k = 2 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$, da die Bohrung dem Standort am nächsten und annähernd parallel zu diesem gestoßen wurde (Anlage 5.9). Die höchste Permeabilität von $k \text{ ca. } 1 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ wurde in der Bohrung RB 607 im Hauptanhydrit südöstlich des Ostfeldes ermittelt.

6 Baustoffe

Ausgehend von den Standortrandbedingungen und den an das Abdichtungsbauwerk gestellten Anforderungen wurde seitens des Planers ein Grundkonzept gewählt (siehe Kapitel 7.1), das aus mehreren Hauptdichtelementen aus Magnesiabeton und aus zwei Vordichtelementen aus einem zementgebundenen Konstruktionsmörtel besteht, die jeweils vor bzw. hinter dem Magnesiabetonbauwerk an den Stirnseiten angeordnet sind. Durch den Einsatz dieser beiden unterschiedlichen Baustoffe erfährt das gesamte Abdichtungsbauwerk eine hohe geochemische Stabilität gegenüber dem am Standort möglicherweise auftretenden Spektrum an Lösungen.

Die aus dem zementgebundenen Konstruktionsmörtel hergestellten Vordichtungen besitzen gegenüber reinen NaCl-Lösungen eine hohe Korrosionsstabilität und korrodieren erst im Kontakt mit $MgCl_2$ -haltigen Lösungen. Die Dichtelemente aus dem Magnesiabeton weisen ein genau entgegengesetztes Korrosionsverhalten auf. Durch das Vorschalten der Vordichtungen wird daher das Magnesiabetonbauwerk solange gegenüber reinen NaCl-Lösungen geschützt, bis das Vordichtelement korrodiert ist. Da sich im Grubengebäude mehrere aufgeschlossene Kaliflöze befinden, insbesondere befindet sich vor der Abdichtungslokation das carnallitische Kaliflöz Staßfurt (Kalilagerteil E), wird sich bei einem möglicherweise stattfindenden Lösungszutritt in der Restgrube mit großer Wahrscheinlichkeit eine $MgCl_2$ -haltige Lösung an der Lokation langfristig einstellen. Der Magnesiabeton ist bei einem $MgCl_2$ -Gehalt von größer gleich $50 \text{ g/kg H}_2\text{O}$ (siehe Kapitel 8.3) das geochemisch stabilere System. Aus diesen Gründen wurde das Abdichtungsbauwerk in Vordicht- und Hauptdichtelemente unterteilt, wobei die Vordichtungen nur etwa 20 m von der gesamten Bauwerkslänge (ca. 155 m) ausmachen.

Ergänzend ist an dieser Stelle darauf hinzuweisen, dass aus konservativen Gründen für den Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Langzeitabdichtung nur die Hauptdichtelemente aus dem Magnesiabeton belastet werden. Daher ist die Charakterisierung der Baustoffeigenschaften des Konstruktionsmörtels (Kapitel 6.2) nur im begrenzten Umfang erforderlich.

6.1 Magnesiabeton DBM 2

6.1.1 Rezeptur und Verarbeitungseigenschaften

Im Rahmen des FuE-Vorhabens „Weiterentwicklung von Magnesiabindern von der Störungsbarriere hin zu einem Verschlusselement im Salinar“ /13, 14, 15/ erfolgte die Weiterentwicklung der Rezeptur 29.6 A2, die beim Bau einer Pilot-Störungsbarriere im Forschungsbergwerk Asse verwendet worden ist. Ein besonderer Schwerpunkt der Weiterentwicklung war die Erhöhung der Steifigkeit bei Verringerung der hydraulischen Leitfähigkeit (Ersatzkompaktionsmodul 1 – 2 GPa, Lösungspermeabilität $\leq 10^{-19}$ m²). Unter Beachtung der für die Verarbeitung notwendigen Betoneigenschaften (Topfzeit, Verpumpbarkeit und Fließ- bzw. Ausbreitverhalten) wurden im FuE-Vorhaben 4 Rezepturen für unterschiedliche Einsatzbereiche entwickelt.

Die für das Abdichtungsbauwerk im Hauptanhydrit präferierte und im Technikum erprobte Rezeptur



The table content is completely redacted with black bars.

Die Verarbeitungseigenschaften lassen sich wie folgt charakterisieren:

- Verarbeitungszeit (Topfzeit): 2 Stunden
- Beginn/Ende der exothermen Abbindereaktion: ca. 11 bis 13 Std. (bei Raumtemperatur)
- max. Temperaturanstieg (zur Umgebungstemperatur): ca. 40 – 50 K
- Fließrinnenmaß (0 bis 2 Std.): 480 bis 550 mm
- Fließwinkel: ≤ 3 Grad
- Druckverlust (bei Fließgeschw. 0,5 – 1,5 m/s): 7 – 11 bar/100 m

6.1.1.1 Kennwerte aus dem Forschungsvorhaben und Technikum, Physikalische und mechanische Kennwerte

Folgende Kennwerte wurden aus dem FuE - Projekt „Weiterentwicklung von Magnesia-bindern von der Strömungsbarriere hin zu einem Verschlussbauwerk im Salinar“ für den MgO-Beton DBM 2 abgeleitet (Messwerte IfG):

- Rohdichte (Mittelwert aus 6 Versuchen): $\rho = 2,17 \text{ g/cm}^3$
- Porenraumsättigung mit Anmischlösung (Mittelwert aus 6 Versuchen): $s = 77,7 \%$
- Porosität (Mittelwert aus 6 Versuchen): $n = 18,7\%$

Die nachfolgenden mechanischen Kennwerte wurden an zylindrischen Prüfkörpern (Bohrkerne und Rückstellproben) des 3,5 t - Großzylinders aus dem Technikumsversuch bestimmt.

Die Kennwerte wurden mit Ausnahme der mit * gekennzeichneten Werte durch das IfG Leipzig ermittelt.

Probe	Elastische Konstanten		Druck-/Biegezug-/Scherfestigkeiten				Ersatzkompaktionsmodul [GPa]
	E-Modul	Quer-dehnzahl	Einaxiale Druckfestigkeit	Biegezugfestigkeit	Reibungswinkel	Kohäsion	
	[GPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[Grad]	[MPa]	
DBM 2 Rückstellproben	20,6	0,21	56,8 (66,9*)	12,3 (7d)* 16,7 (28d)*	29**	17,5**	1,4 - 1,8
DBM 2 Bohrkerne	21,7	0,17	61,8				0,8 - 1,4

* Messwerte K-UTEC

** Mittelwerte

Zur Ermittlung der für die Konzeptplanung notwendigen Datenbasis wurden weiter Versuche zum mechanischen Verhalten des MgO-Betons durchgeführt (siehe Kapitel 6.1.3). Die Festigkeitskennwerte aus dem FuE-Vorhaben stimmen gut mit den Werten überein, die im Rahmen der Konzeptplanung ermittelt worden sind.

6.1.1.2 Quellverhalten

Das Quellverhalten des Magnesiabetons DBM 2 wurde im Labormaßstab bei der K-UTEC und der Bauhaus-Universität Weimar untersucht.

In den Laborversuchen der K-UTEC wurde die Volumendehnung im nicht eingespannten Zustand unter quasi isobaren Bedingungen (Umgebungsdruck) mit Hilfe zylindrischer Prüfkörper bestimmt. Die mit Folie luftdicht abgeschlossenen zylindrischen Prüfkörper (\varnothing 100 mm, Höhe 200 mm) wiesen (im nicht eingespannten Zustand) nach einer Standzeit von 90 d eine dauerhafte Volumendehnung von $2,1 \pm 0,3$ Vol-% auf. Die dauerhafte Volumendehnung ist der Anteil, der nach dem Abklingen der thermischen Dehnung durch die Umwandlung der zunächst gebildeten 5:1:8-Phase in die thermodynamisch stabile 3:1:8-Phase verursacht wird. Diese Volumendehnung findet in jedem Volumenelement des Magnesiabetons in gleichem Maße statt und führt daher zu keiner Rissbildung im Betonkörper. Eine visuelle Beurteilung der nach 90 Tagen aus den Folien ausgepackten Prüfkörper bestätigt dies.

Isochore Quelldruckuntersuchungen der Bauhaus-Universität Weimar, die im Rahmen des Forschungsvorhabens /14/ an der Rezeptur des DBM 2 in Stahlzylindern (Durchmesser 70 bzw. 150 mm) durchgeführt worden sind, wiesen anhaltende radiale Quelldrücke zwischen 2,0 MPa und 3,0 MPa aus. Die Versuche wurden über einen Zeitraum von 80 bis max. 125 Tagen durchgeführt.

Weitere Untersuchungen zum Aufbau des Quelldruckes erfolgten in einem Technikumsversuch mit der Magnesiabetonrezeptur DBM 2. Der Magnesiabeton wurde dabei in einen horizontal liegenden Stahlzylinder mit den Abmessungen 2 m Länge und 1 m Durchmesser (Volumen etwa $1,57 \text{ m}^3$) gefüllt.

Die in Abhängigkeit von der Versuchszeit gemessenen Quelldrücke für die Rezeptur DBM 2 zeigt die nachfolgende Abbildung 2.

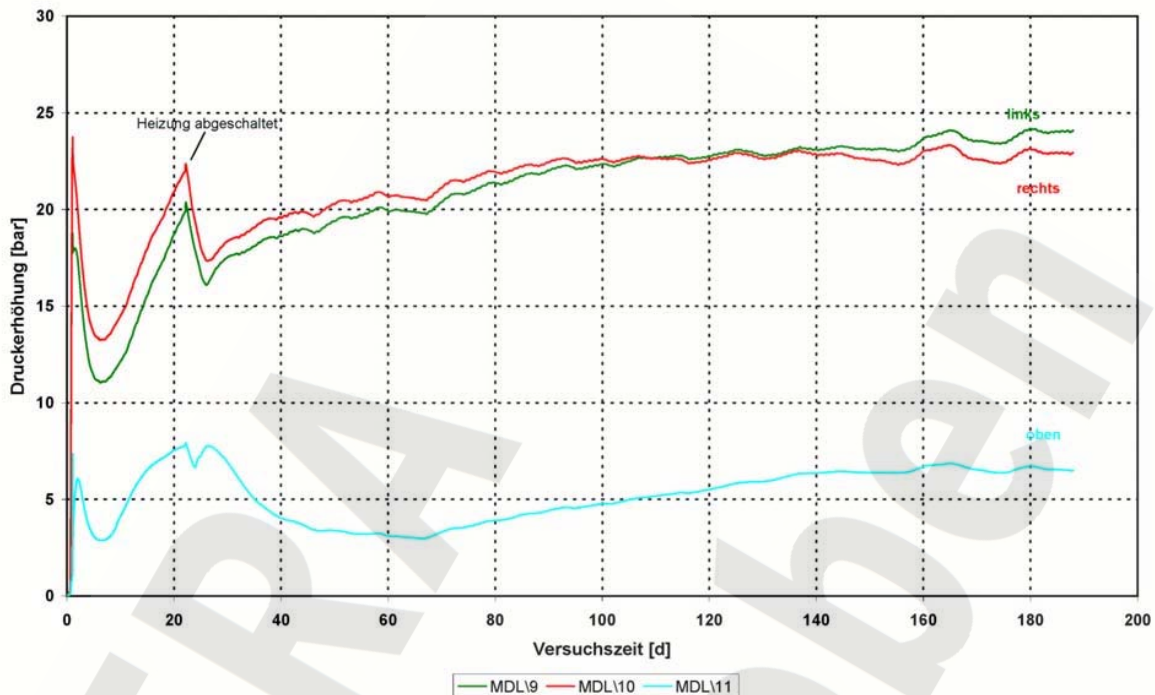


Abbildung 2 : Quelldruckmessungen im Technikumsversuch (Rezeptur DBM 2)

Nach dem Abklingen der exotherm verlaufenden Abbindereaktion und dem Abschalten der Begleitheizung (hierdurch wurde der in einem großen massigen Bauwerk länger anhaltende Temperatureffekt simuliert) nähert sich der Quelldruck beim DBM 2 bis zum Versuchsende einem nahezu konstanten Niveau mit Werten von ca. 23 bar an den Seiten (Kennung „rechts, links“) und von ca. 7 bar oben. Einen Grund, warum der obere Messgeber nur 7 bar angezeigt hat bzw. ob dieser defekt war, konnte nachträglich nicht geklärt werden.

Sowohl die Quelldruckversuche im Labor als auch die Ergebnisse des Technikumsversuchs weisen darauf hin, dass der erforderliche Quelldruck von ca. 10 bar an dem zu errichtenden Bauwerk erreicht werden kann. Aufgrund der geringen Datenbasis sind weitere Versuche zur Absicherung des Quelldruckaufbaus und seines Erhalts vorgesehen.

6.1.2 Permeabilitätskennwerte

Zur Bestimmung der Lösungs- und Gaspermeabilitäten wurden von der Ingenieurpartnerschaft IBeWa (Freiberg) verschiedene Untersuchungen an Laborproben und an dem Großzylinder aus dem Technikumsversuch durchgeführt. Die Untersuchungen zu den fluidmechanischen Eigenschaften des DBM 2 führten zu folgenden Ergebnissen:

- Gaspermeabilität (Bohrloch im Großzylinder): $< 2,5 \times 10^{-19} \text{ m}^2^*$
- Gaspermeabilität (Laborproben): $4,3 \times 10^{-19} - 1,8 \times 10^{-19} \text{ m}^2$
- Lösungsp permeabilität (Laborproben, NaCl-Lösung): $< 3 \times 10^{-19} - < 4 \times 10^{-19} \text{ m}^2$
- Lösungsp permeabilität, 28d (Laborproben, Q-Lösung): $2,0 \times 10^{-18} - 9,3 \times 10^{-19} \text{ m}^2$
- Lösungsp permeabilität (Laborproben, Q-Lösung): $< 1 \times 10^{-20} \text{ m}^2^{**}$

* Messung erfolgte nach ca. 7 Monaten Standzeit

** zeitabhängige Reduzierung der Permeabilität durch Sekundarreaktionen

6.1.3 Verformungs- und Festigkeitsuntersuchungen

Am IfG wurden Laboruntersuchungen zum mechanischen Verhalten des MgO-Betons DBM 2 und des Kontaktbereiches MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit durchgeführt. Die Untersuchungen dienten der Kennwertbestimmung zur Beschreibung des Materialverhaltens und waren Voraussetzung für die numerischen Berechnungen zur Nachweisführung im Kapitel 8.2. In der Anlage 6.1 sind die in den numerischen Berechnungen angesetzten Parameter zusammengestellt.

6.1.3.1 Laboruntersuchungen zum mechanischen Verhalten

Das Laborprogramm am MgO-Beton DBM 2 umfasste Untersuchungen zur Ermittlung der elastischen Konstanten, der Scherfestigkeit und des Spannungs-Verformungsverhaltens bei Erstbelastung. Das abgebundene Versuchsmaterial bzw. Prüfkörpermaterial wurde dem IfG in Kunststoffrohren von der K-UTEC AG zur Verfügung gestellt. Am IfG erfolgte das Ausschalen und die Prüfkörperherstellung durch mechanische Bearbeitung.

6.1.3.1.1 Elastische Konstanten und Scherfestigkeit

Verfahrensbeschreibung

Für die Ermittlung der elastischen Konstanten und der Scherfestigkeit des MgO-Betons wurden triaxiale Druckversuche mit einer servohydraulischen Prüfmaschine (Hersteller Schenk/Trebel), die in Kraft- und Verformungsregelung betrieben werden kann, durchgeführt.

Der Elastizitätsmodul wurde aus dem Anstieg der Spannungs-Verformungskurve, der nach 2 Hysteresen bei einem Axialspannungsniveau von 10 MPa ermittelt wurde, abgeleitet. Die Versuche wurden mit einer Belastungsrate von 0,1 MPa/s und einem Manteldruck von 10 MPa durchgeführt.

Zur Ermittlung der Scherfestigkeit wurden triaxiale Druckversuche unter Variation des Manteldrucks durchgeführt, bei denen die Proben bei einer Verformungsrate von $2,5 \cdot 10^{-05}$ 1/s bis zum Versagen belastet worden sind. Die Scherfestigkeitsparameter (Reibungswinkel, Kohäsion, einaxiale Druckfestigkeit) wurden aus der Bruchspannungs-Manteldruck-Kurve (σ_1 - σ_3 -Diagramm), die sich aus den Wertepaaren der Einzelversuche ergeben, abgeleitet.

Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse sind in der Anlage 6.2 zusammengestellt. Der mittlere Elastizitätsmodul (Mittelwert aus 8 Versuchen) beträgt 20,4 GPa und die mittlere Querdehnzahl beträgt 0,22.

Aus den Festigkeitsuntersuchungen wurde für den MgO-Beton DBM 2 ein Reibungswinkel von $\phi = 27,4^\circ$ und eine Kohäsion von $c = 16,8$ MPa abgeleitet. Die einaxiale Druckfestigkeit ist mit $\sigma_D = 55,3$ MPa im Vergleich zu der an den Stirnflächen der Abdichtung maximal angreifenden Fluiddruckbelastung von 6 MPa sehr hoch.

6.1.3.1.2 Spannungs-Verformungsverhalten

Verfahrensbeschreibung

Wie im Kapitel 6.1.3.1.1 erläutert, erfolgte die Bestimmung der Elastizitätsmoduln bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten bei einem Spannungsniveau von 10 MPa nach mehreren im Versuch gefahrenen Hysteresen. Die so ermittelten Verformungsmoduln sind als Eingangsgrößen für numerische Modellberechnungen nur bedingt geeignet, da die In-situ-Randbedingungen (geringes Effektivspannungsniveau, Erstbelastung des Damms durch das Fluid, geringe Belastungsgeschwindigkeit) nur unzureichend erfasst, und so zu hohe Steifigkeiten ermittelt werden.

Um den In-situ-Randbedingungen bei der Ermittlung des Spannungs-Verformungsverhaltens besser gerecht zu werden, wurden Triaxialversuche unter isotroper Belastung bei geringen Belastungsraten von 0,005 MPa/s und 0,1 MPa/s durchgeführt. Bei den Spannungsniveaus 1 MPa, 2 MPa, 5 MPa, 10 MPa und 15 MPa wurden Hysteresen gefahren. Als Eingangsparameter für die numerischen Modellrechnungen wurde der Kompaktionsmodul bei Erstbelastung aus den Spannungs-Volumenverformungskurven abgeleitet.

Versuchsergebnisse

Die Kurven der Einzelversuche enthalten die Anlagen 6.3 und 6.4. Die daraus abgeleiteten Werte für die Anfangskompaktionsmoduln sind in der Anlage 6.5 zusammengestellt. Zusammenfassend ergibt sich aus den Versuchen folgendes Bild:

- Die Kurven weisen trotz der gefahrenen Hysteresen einen weitgehend geschlossenen Kurvenverlauf auf, was auf nur geringe plastische Volumenverformungsanteile schließen lässt. Dementsprechend ist der Ansatz elastischen Materialverhaltens unter Berücksichtigung der Festigkeiten nach Mohr-Coulomb für den DBM 2 in den numerischen Berechnungen gerechtfertigt.
- Der Einfluss der Belastungsrate ist für die hier gefahrenen geringen Raten von 0,005 MPa/s und 0,1 MPa/s nicht mehr signifikant ausgeprägt (Anlage 6.5, unteren beiden Zeilen).
- Mit zunehmendem Spannungsniveau ist eine Versteifung und damit eine Erhöhung des Kompaktionsmoduls zu beobachten (Zeile Mittelwerte aller Versuche der Anlage 6.5 → $K_A = 1,3$ GPa bei 1 MPa isotroper Spannung, $K_A = 3,1$ GPa bei 15 MPa isotroper Spannung). Zur Bestimmung des Kompaktionsmoduls als Eingangsparameter für die numerischen Berechnungen in Kapitel 8 werden nur die für die Spannungsniveaus von 1 MPa bis 5 MPa ermittelten Anfangskompaktionsmoduln herangezogen, da mit höheren Effektivspannungen im MgO-Beton bei den im ERAM zu erwartenden Belastungen nicht zu rechnen ist. Unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes von 1,5 wurde für den Referenzfall der numerischen Berechnungen ein Kompaktionsmodul von 1 GPa abgeleitet ($((1,3+1,4+2,1)/3)/1,5 = 1,06$ GPa). Der Kompaktionsmodul wird in den numerischen Berechnungen zwischen 0,5 GPa und 1 GPa variiert (Anlage 6.1).

6.1.3.2 Festigkeit auf der Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit

6.1.3.2.1 Prüfkörperherstellung

Für die Prüfkörperherstellung wurde dem IfG vom BfS Kernmaterial aus einer 1995 in den Hauptanhydrit (z3HA9) des Ostquerschlages der –231 m NN Sohle gestoßenen Bohrung zur Verfügung gestellt.

Aus den Kernen wurden beim IfG ca. 20 cm lange Zylinder gesägt und anschließend mit Hammer und Meißel eine Bruchfläche erzeugt (Anlage 6.6, linkes und mittlere Bilder). Die Teilstücke wurden bei der K-UTEC mit Kunststoffrohren ummantelt, so dass der MgO-Beton auf die Bruchfläche aufbetoniert werden konnte. Nach ca. 28 Tagen wurden die Prüfkörper beim IfG ausgeschalt und die Oberflächen mechanisch nachbearbeitet (Anlage 6.6, rechtes Bild, fertiger Prüfkörper).

6.1.3.2.2 Zugfestigkeit

Verfahrensbeschreibung

Die Zugversuche an der Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit wurden mit einer servohydraulischen Prüfmaschine SHM 250 durchgeführt. Dazu wurden die Prüfkörper (Anlage 6.7, linkes, oberes Bild) zwischen zwei Stahlplatten der Maschine geklebt und die Proben anschließend mit einer Verformungsrate von $5 \cdot 10^{-06}$ 1/s axial bis zum Zugbruch belastet (Anlage 6.7, rechtes, oberes Bild).

Versuchsergebnisse

Im Ergebnis der Untersuchungen wurde für die Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit eine mittlere Zugfestigkeit von 0,28 MPa (Mittelwert aus 5 Versuchen) ermittelt (Anlage 6.7). Bei allen Versuchen versagte die Probe direkt auf der Kontaktfläche. Unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes von 1,5 wurde in den numerischen Berechnungen (Kapitel 8.2) für die Kontaktfläche eine Zugfestigkeit von $\sigma_z = 0,19$ MPa angesetzt.

6.1.3.2.3 Scherfestigkeit

Verfahrensbeschreibung

Für die Durchführung der Scherversuche ist am Institut für Gebirgsmechanik Leipzig GmbH ein modernes Schergerät der Fa. MTS Systems verfügbar, mit dem aufgrund der automatisierten Steuerungs- und Regelungsmöglichkeiten auch neue, von standardisierten Versuchen abweichende Tests an orientierten Trennflächen, aber auch an intakten Proben durchgeführt werden können. Es besteht aus einem zweiachsigen Versuchsaufbau mit vertikaler und horizontaler Krafteinleitung bzgl. der Trennfläche entsprechend einer Normal- (σ_n) und Schubspannung (τ), einer zweiteiligen Scherbox sowie einer servohydraulischen

Regeleinheit für zwei Kanäle (vertikal und horizontal), die jeweils kraft- oder weggesteuert sein können.

Der Versuchsaufbau ist in der Abbildung 6.8 dargestellt. Im vorderen Teil befindet sich ein steif ausgebildeter viersäuliger Lastrahmen, der zur Aufnahme und zur vertikalen Belastung der zweiteiligen Scherbox durch den oberen Hydraulikzylinder (bis zu 500 kN Axialkraft) dient. Seitlich angeflanscht ist ein stabiler Tisch, auf dem ein Horizontalzylinder (250 kN Druck und 160 kN Zug) in einem horizontalen Kraftrahmen zur Aufbringung der seitlichen Scherkraft angeordnet ist.

Die obere Scherbox ist durch den horizontalen Lastrahmen so fixiert, dass freie Verdrehungen in einem Kippbereich von ca. 2° um die Horizontalachsen, bezogen auf den Schermittelpunkt, möglich sind. Während die gesamte Scherbox vertikal mit Druck beaufschlagt wird, kann die untere Box horizontal unter der Auflast verschoben werden. Sie wird dabei über eine mechanisch hochwertige Linearführung reibungsarm geführt.

Während der Belastung wird über vier an den Ecken der Scherbox befindliche Wegaufnehmer die vertikale und über zwei horizontal angeordnete Messaufnehmer die horizontale Verschiebung der Boxen zueinander (und somit auch eine mögliche Verkippung) gemessen.

Als Proben können standardmäßig sowohl zylindrische Proben (Bohrkerne) oder auch quaderförmige Probenkörper und irreguläre Probenkörper bis zu einer maximalen Größe von 200 x 200 x 300 mm³ eingesetzt werden. Voraussetzung für eine exakte Bestimmung des Scherwiderstandes ist eine hinreichend steife Fixierung der Proben. Hierfür wird die Probe zunächst so ausgerichtet, dass die Wirkungslinie der Scherkraft (τ_T) in der zu untersuchenden Trennfläche liegt und die Wirkungslinie der Normalspannung (σ_n) senkrecht zu dieser Fläche orientiert ist. Anschließend werden die Scherkästen in zwei Schritten mit einem hochfesten Ankermortel ausgegossen, so dass in der Prüfkörpermitte ein ca. 2,5 cm breiter Bereich verbleibt, welcher der Scherung ausgesetzt werden kann (siehe Anlage 6.8).

Nach Aufgabe der normalen Vertikalbelastung (σ_n) wird der Prüfkörper unter Vorgabe einer definierten Verschiebungsrate von 0,002 mm/s mit entsprechender Erhöhung der Horizontalkraft (τ_T) durchschert und bis in den Restscherfestigkeitsbereich verformt. Als Messparameter werden während der Scherung neben den Prüfkraften in vertikaler und horizontaler Richtung (jeweils über Kraftmessdosen) die Horizontalverschiebung (2

Wegaufnehmer) sowie die vertikale Probenverschiebung der beiden Scherkästen zueinander (4 Wegaufnehmer) gemessen.

Versuchsergebnisse

Aus den in der Anlage 6.9 dargestellten Versuchsergebnissen wurden die Scherfestigkeitsparameter Kohäsion $c = 0,29$ MPa und Reibungswinkel $\phi = 70^\circ$ abgeleitet (Anlage 6.9).

Die Versuchsergebnisse weisen eine breite Streuung auf. So wurden beispielsweise bei einem Normalspannungsniveau von 1 MPa Schubfestigkeiten von $\tau = 4,3$ MPa und von $\tau = 1,7$ MPa ermittelt. In der Anlage 6.9 sind neben der mittleren im Labor ermittelten Scherfestigkeit (rote Gerade, alle Versuche) die höher und weniger festen Versuche farblich getrennt (blaue und grüne Symbole) gekennzeichnet. Weiterhin sind für zwei Beispiele die Probenhälften nach dem Abscheren dokumentiert. Bei den Versuchen mit den geringeren Festigkeiten haben die Proben direkt auf der in diesen Versuchen vergleichsweise ebenen Kontaktfläche versagt (rechte Bilder). Die Versagensfläche der höherfesten Prüfkörper befindet sich zum Teil direkt auf der Kontaktfläche und zum Teil im Hauptanhydrit (Anlage 6.9, obere Bilder) oder MgO-Beton. Aufgrund der Unebenheit der Kontaktfläche war ein Gleiten auf der Kontaktfläche nur möglich, wenn bereichsweise Anhydrit oder MgO-Beton zerstört wurde.

Zusammenfassend wird eingeschätzt, dass die in den Laborversuchen ermittelte Scherfestigkeit gegenüber den In-situ-Verhältnissen konservativ ist. Während die Unebenheiten bei den kleinen Prüfkörpern wenige Millimeter bis Zentimeter betragen (Anlage 6.6), ist in situ auffahrungsbedingt mit Unebenheiten in der Größenordnung von Dezimetern zu rechnen. Ein Gleiten des Abdichtungsbauwerkes setzt dementsprechend nicht nur die Überschreitung der im Labor an maßstäblich kleinen vergleichsweise ebenen Proben ermittelte Scherfestigkeit der Kontaktfuge voraus, sondern bedingt zumindest bereichsweise auch die Zerstörung (Festigkeitsüberschreitungen) des MgO-Betons oder des Anhydrits.

6.2 Konstruktionsmörtel Z 01.8 (L-NW/HS)

Der für die Vordichtungen vorgesehene Baustoff auf Zementbasis ist ein Konstruktionsmörtel mit der Bezeichnung Z 01.8 von der Fa. Quick-mix. Der Baustoff wird unter Einsatz von

Hochofenzement (CEM III/B), Elektrofilterasche (mit Prüfzeichen) und Kalksteinbrechsand der Körnung 0,1 bis 0,5 mm hergestellt. Darüber hinaus werden geringe Mengen Quell- und Fließmittel (< 0,5 Ma-%) zugesetzt. Der Konstruktionsmörtel wird als fertig konfektionierter und qualitätsüberwachter Trockenbaustoff angeliefert und muss in der Baustoffanlage nur noch mit der Anmischlösung (Wasser) versetzt werden.

Der Konstruktionsmörtel zeichnet sich aufgrund des Einsatzes von Hochofenzement durch eine langsame Anfangserhärtung (L), niedrige Hydratationswärme (NW) und hohen Sulfatwiderstand (HS) aus.

Unter Berücksichtigung der Fließeigenschaften und der geplanten Einbringtechnik wurde der Mörtel auf einen Wasser-/Feststoffwert (WFW) von 0,187 eingestellt. Der Konstruktionsmörtel neigt zur Thixotropie. Folgende Verarbeitungseigenschaften wurden ermittelt:

Verarbeitungszeit (Topfzeit):	2 Stunden
Erstarrungsbeginn:	ca. 5,5 h
Erstarrungsende:	ca. 10 h
Fließrinnenmaß (0 – 2 Std.):	510 ± 10 mm
Fließwinkel:	≤ 3 grad
Suspensionsdichte:	2,08 g/cm ³
pH-Wert:	13,1

In Hinblick auf die mechanischen Eigenschaften liegen folgende Kennwerte vor:

- Einaxiale Druckfestigkeit und Standardabweichung der Stichprobe
prismatische Prüfkörper:
(40 x 40 x 160 mm)
 - 7 d-Wert: 45,5 ± 6,7 MPa
 - 14 d-Wert: 56,3 ± 6,1 MPa
 - 28 d-Wert: 61,1 ± 5,4 MPa*zylindrischer Prüfkörper:*
(Ø 100, h = 200 mm)
 - 28 d-Wert: 69,0 ± 1,6 MPa
- E-Modul 24,3 GPa

- Dehnung ϵ_0
 - bei $\sigma_u = 0,5 \text{ MPa}$: 0,0019 mm
 - bei $\sigma_o = 23,0 \text{ MPa}$: 0,0947 mm
- Biegezugfestigkeit (28 d): 8,2 ± 0,3 MPa
- Dehnung/Schwindung: geringfügige Volumenzunahme von
prismatische Prüfkörper 0,1 - 0,4 Vol-% über einen Prüfzeitraum
(40 x 40 x 160 mm) von 28 d, Lagertemperatur: 22 ± 2 °C

Die Bestimmung des Fluiddurchlässigkeitsbeiwertes in Anlehnung an DIN 18130-1 ergab verfahrensbedingt sehr konservative Durchlässigkeitsbeiwerte im Bereich von $3,5 \times 10^{-11}$ bis $5,0 \times 10^{-12}$ m/s bei Durchströmung mit NaCl-Lösung (K-UTEC Messwerte).

Die zusätzlich bei der IBeWa (Freiberg) am Konstruktionsmörtel gemessenen Gas- und Lösungspemeabilitäten weisen folgende Permeabilitätskennwerte auf:

Gaspermeabilität:	$4,1 \times 10^{-19} - 3,8 \times 10^{-19} \text{ m}^2$
Lösungspemeabilität (NaCl-Lösung):	$3,2 \times 10^{-20} - 3,1 \times 10^{-20} \text{ m}^2$
(Q-Lösung):	$4,0 \times 10^{-20} - < 2,0 \times 10^{-20} \text{ m}^2$

Mit Werten von ca. $3,2 \times 10^{-20} \text{ m}^2$ gegenüber NaCl-Lösung weist der Konstruktionsmörtel eine ausreichende geringe Permeabilität als Baustoff für die Vordichtung aus.

Durch die Quelleigenschaften des Konstruktionsmörtels (0,1 - 0,4 Vol-% Dehnung) wird ein formschlüssiger und ggf. kraftschlüssiger Verbund zwischen Gebirge und Bauwerk realisiert.

7 Planungskonzept

7.1 Grundkonzept für das Abdichtungsbauwerk

Das Grundkonzept für das Abdichtungsbauwerk geht von einem dichten und gegenüber den potenziellen Zutrittsfluiden unlöslichen Gebirge aus. Die ggf. vorhandenen aufgelockerten und geschädigten konturnahen Gebirgsbereiche werden durch geeignete Maßnahmen entfernt.

Der hydraulische Widerstand wird durch einen geringpermeablen Magnesiabeton mit einem Quellpotenzial gewährleistet. Der mechanische Lastabtrag des Fluiddrucks wird durch die entsprechende Anbindung des Dammkörpers an das Gebirge sowie durch die mechanischen Eigenschaften des Magnesiabetons (Quelldruck, Steifigkeit) erreicht. Das Abdichtungsbauwerk vereinigt damit zugleich Lastabtrags- und Dichtungsfunktionen.

Durch das Quellverhalten des Magnesiabetons erfolgen eine Überdrückung der Kontaktfuge und Einprägung einer Druckeinspannung. Dadurch wird die wirksame Abdichtung des Kontaktbereiches zwischen Magnesiabeton und Anhydritgebirge gegen den Fluiddruck erreicht.

Für das Abdichtungsbauwerk im Hauptanhydrit wird die gesamte zur Verfügung stehende Länge von 155 m genutzt. Das Abdichtungsbauwerk selbst besteht aus 4 Hauptdichtelementen und 5 Widerlagern jeweils aus Magnesiabeton der Rezeptur DBM 2 sowie aus 2 Vordämmen aus einem zementgebundenen Konstruktionsmörtel, die an den Stirnseiten angeordnet sind. Die Vordichtungen wirken als „quasi diversitäres“ Dichtsystem gegenüber nicht auszuschließenden NaCl-Lösungen. Die dem Ostfeld zugewandte Vordichtung (VD O) übernimmt zusätzlich die Aufgaben einer temporären Abdichtung gegen Fluide aus der Verfüllung des Einlagerungsbereichs Ostfeld.

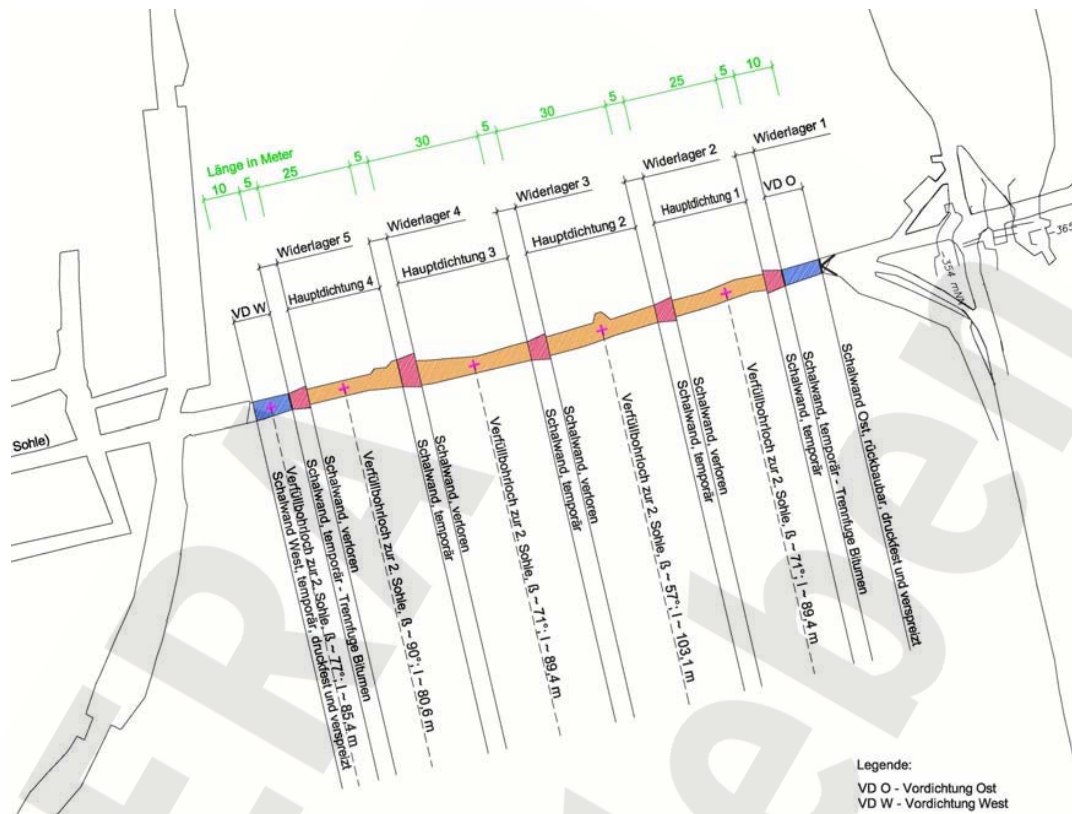


Abbildung 3: Aufbau des Abdichtungsbauwerks und geometrischer Abmessungen

Die Dichtelemente werden durch Widerlager getrennt, die für den Aufbau des Quelldrucks notwendig sind und dementsprechend vorlaufend errichtet werden.

Der zementgebundene Konstruktionsmörtel der Vordichtungen weist ein vergleichsweise geringes Quellpotenzial auf. Für diese Elemente sind zusätzliche Injektionsmaßnahmen vorgesehen.

Hinsichtlich der Langzeitstabilität und des Nachweises der Materialeigenschaften über die geforderte Funktionsdauer sieht das Grundkonzept zwei prinzipielle Wirkmechanismen für den Zutritt von NaCl- bzw. $MgCl_2$ -Lösung vor.

Bei Zutritt von $MgCl_2$ -haltigen Lösung mit einem $MgCl_2$ -Gehalt ≥ 50 g/kg H_2O sind die 4 Hauptdichtelemente sowie die dazugehörigen Widerlager langzeitstabil (siehe Kapitel 8.3). Dagegen wird das der Restgrube zugewandte Vordichtelement (VD W) bei Kontakt mit $MgCl_2$ -haltigen Lösungen korrodiert und der hydraulische Widerstand der Vordichtung ist nur zeitlich begrenzt wirksam.

Tritt dagegen eine reine NaCl-Lösung zu, ist der zementgebundene Konstruktionsmörtel der Vordichtung weitgehend langzeitstabil. Hierdurch wird der Korrosionsprozess an den Hauptdichtelementen deutlich verlangsamt bzw. behindert. Da der Ostquerschlag kurz vor dem Abdichtungsbauwerk das Kalilager durchörtert, ist mit großer Wahrscheinlichkeit davon auszugehen, dass sich die vor dem Abdichtungsbauwerk ggf. befindliche NaCl-Lösung langfristig an $MgCl_2$ aufsättigt und die Vordichtung ihre Wirksamkeit mit der Zeit verliert. Mit Hilfe der Vordichtung wird ein „quasi diversitäres“ System geschaffen und die Sicherheit bzw. die Gebrauchstauglichkeit der Hauptdichtelemente bzw. des gesamten Abdichtungsbauwerks erhöht.

Der hydraulische Widerstand sowie die lastabtragenden Eigenschaften der östlichen Vordichtung aus dem zementbasierten Konstruktionsmörtel sind nur beim Nachweis der temporären Abdichtfunktion von Bedeutung. Beim Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des langzeitwirksamen Abdichtungsbauwerks werden sowohl die westliche als auch die östliche Vordichtung dagegen nicht berücksichtigt.

7.2 Standortvorbereitungen

Unter die vorbereitenden Arbeiten fallen im Wesentlichen der Konturnachschnitt im Dichtungsbereich (mit ggf. Entfernung der aufgelockerten Gebirgsbereiche), die Herstellung einer geeigneten Firstkontur, die Nebenarbeiten zur Einbindung der Schalungskonstruktionen sowie ggf. notwendige Bohrarbeiten zur Erstellung von Verfüllbohrungen.

Ob bzw. inwiefern ein Nachschnitt der gesamten Streckenkontur erforderlich ist, kann mit den im Rahmen der Konzeptplanung vorliegenden Kenntnissen nicht entschieden werden. Hierzu wäre eine entsprechende Standorterkundung notwendig, die nicht Gegenstand der Konzeptplanung ist. Daher werden im Folgenden 2 Varianten der Standortvorbereitung (mit und ohne Nachschnitt der gesamten Streckenkontur) beschrieben, wobei die im Rahmen der Bauausführung zu wählende Variante von der hydraulischen Charakterisierung des konturnahen Gebirges abhängt. Als Kriterium ist hierbei die hydraulische Leitfähigkeit bzw. die Permeabilität des Anhydritgebirges heranzuziehen.

Unabhängig der nachfolgend beschriebenen Varianten ist vor Errichtung des Bauwerks der vorgesehene Streckenabschnitt von Streckeneinbauten oder Fahrwegsaufbauten zu beräumen. Lose Abschaltungen müssen mit üblicher Beraubetechnik entfernt werden. Weiterhin bestehen Anforderungen an die Neigung der Firstkontur, da ein formschlüssiger

Einbau der Baustoffe notwendig ist. Um eine sichere Entlüftung während der Baustoffeinbringung zu gewährleisten, muss eine Firstneigung in Richtung des Baustoffeinlaufpunkts entsprechend dem Fließwinkel des Baustoffs hergestellt werden.

7.2.1 Ohne Nachschnitt der gesamten Streckenkontur

Bei einem nachweislich ausreichend dichten Gebirge im konturnahen Bereich bzw. wenn bei den Standortuntersuchungen keine ausgeprägte Auflockerungszone festgestellt wird, sind nur Maßnahmen zur Herstellung einer für den Einbau des Magnesiabetons und des Konstruktionsmörtels definierten Firstkontur sowie zur Einbindung der Widerlagerkonstruktionen erforderlich.

Die auszuführenden Arbeiten können hierbei durch

- partielles händisches Nachreißen der Abschalungen,
- maschinelle Spitzarbeiten und
- einen maschinellen Nachschnitt der Firstkontur mit einer Teilschnittmaschine

erfolgen. Vorhandene Gebirgsanker werden im Rahmen des maschinellen Nachschnitts zur Herstellung der erforderlichen Firstneigung entfernt bzw. gekürzt.

Bei dem maschinellen Nachschnitt der Firstkontur ist darauf zu achten, dass durch das Schlagen der Schneidwerkzeuge die zurückbleibende Anhydritoberfläche nicht geschädigt wird und es zu Umläufigkeiten an den Dichtelement kommen kann. Ggf. ist die Teilschnittmaschine mit speziellen Schneid- oder Polierköpfen auszurüsten oder es ist eine Diamantsäge zu verwenden.

7.2.2 Mit Nachschnitt der gesamten Streckenkontur

Weist das Gebirge im konturnahen Bereich unzulässig hohe Permeabilitäten auf, so sind diese aufgelockerten Bereiche durch geeignete Maßnahmen zu entfernen. Zusätzlich zum Nachschnitt der Auflockerungszone sind Maßnahmen zur Herstellung einer für den Einbau des Magnesiabetons und des Konstruktionsmörtels definierten Firstkontur sowie zur Einbindung der Widerlagerkonstruktionen erforderlich. Der Nachschnitt kann z. B. mit Hilfe einer

- Teilschnittmaschine mit entsprechendem Schneidkopf oder
- Diamantsäge (z. B. ähnlich dem untertägigen Schieferabbau)

erfolgen, wobei auch hier darauf zu achten ist, dass beim Nachschnitt das Gebirge nicht geschädigt wird.

Vorhandene Gebirgsanker werden im Rahmen des maschinellen Nachschnitts zur Herstellung der erforderlichen Firstneigung entfernt bzw. gekürzt. Neigt der Anhydrit zum Nachbrechen, so ist dieser nach dem Nachschnitt wieder zu ankern. Diese Anker verbleiben dabei auch nach dem Einbau der Abdichtungskomponenten im Anhydrit.

Für ein Gesamtsystem aus 2 Vor- und 4 Hauptdichtungskomponenten (inkl. Widerlager) mit einer Länge von 155 m müssen bei einer angenommenen Nachschnitttiefe von 0,5 m und einer resultierenden Querschnittsfläche von 22,5 m² etwa 1.300 m³ Anhydrit maschinell entfernt werden.

7.2.3 Verfüllbohrungen

Im Rahmen der Bauausführung (siehe Kapitel 7.4) ist es möglich, den Magnesiasbeton von der 2. Sohle aus über verrohrte Bohrlöcher einzubringen. Wird dieses Einbauverfahren gewählt, so müssen im Vorfeld bzw. bei der Standortvorbereitung die Bohrungen gestoßen werden. Hierfür sind prinzipiell zwei Varianten möglich:

Variante 1: 2 Einzelbohrungen (Entlüftungs- und Befüllbohrung) z. B. jeweils im Kaliber 98 mm

Variante 2: Vorbohrung z. B. im Kaliber 98 mm und Aufweiten auf 165 mm (Entlüftung über aufgeweiteten Ringraum)

Die Verfüllbohrlöcher sollten generell als Zielbohrungen von der 4. Sohle aufwärts in Richtung der 2. Sohle gestoßen werden. Durch diese Vorgehensweise ist die exakte Lage des Ansatzpunktes am höchst gelegenen Punkt im Firstbereich der Hauptdichtelemente gewährleistet.

Der Sohlenabstand von der 2. bis zur 4. Sohle beträgt etwa 80 m. Je nach Bohrlochneigung resultieren hieraus Bohrlochlängen zwischen ca. 81 m und 103 m.

7.3 Bauwerksentwurf und Dimensionierung

Die Dimensionierung der Bauwerkskomponenten (Hauptdichtung, Widerlager, Vordichtung) erfolgt unter Berücksichtigung der hydraulischen Anforderungen an das Abdichtungsbauwerk und der für das Bauwerk zur Verfügung stehenden Länge (siehe Kapitel 4.3).

Gemäß dem Grundkonzept (siehe Kapitel 7.1) besteht das Abdichtungsbauwerk aus 4 Hauptdichtelementen und 5 Widerlagern jeweils aus Magnesiabeton der Rezeptur DBM 2 sowie aus 2 Vordichtungen aus einem zementgebundenen Konstruktionsmörtel mit der Bezeichnung Z 01.8 (L-NW/HS).

Als Komponentenlängen werden für die westliche Vordichtung 10 m und für die östliche Vordichtung 10 m gewählt. Bei einer realisierbaren Gesamtlänge des Abdichtungsbauwerks von 155 m ergeben sich Einzellängen der Hauptdichtelemente von ca. 25 m bzw. 30 m. Die nachfolgende Tabelle 3 enthält eine Übersicht über die Abmessungen der Komponenten sowie der vorgesehenen Baustoffe.

Tabelle 3: Aufbau des Dichtungssystems mit verwendeten Baustoffen und geometrischen Angaben

Dichtungskomponente	Abk. ¹⁾	Material	Länge	Volumen
			in m	in m ³
Vordichtung Ost	VD O	Konstruktionsmörtel Z 01.8	10,0	225,0
Trennfuge	TF	Bitumen (konditioniert)	0,05	ca. 1,0
Widerlager 1	WL 1	MgO-Beton	5,0	112,5
Hauptdichtung 1	HD 1	MgO-Beton	25,0	562,5
Widerlager 2	WL 2	MgO-Beton	5,0	112,5
Hauptdichtung 2	HD 2	MgO-Beton	30,0	675,0
Widerlager 3	WL 3	MgO-Beton	5,0	112,5
Hauptdichtung 3	HD 3	MgO-Beton	30,0	675,0
Widerlager 4	WL 4	MgO-Beton	5,0	112,5
Hauptdichtung 4	HD 4	MgO-Beton	25,0	562,5
Widerlager 5	WL 5	MgO-Beton	5,0	112,5
Trennfuge	TF	Bitumen (konditioniert)	0,05	ca. 1,0
Vordichtung West	VD W	Konstruktionsmörtel Z 01.8	10,0	225,0
Gesamtsystem			155,0	3.489,5

¹⁾ In der Konzeptplanung verwendete Abkürzungen

Der Aufbau des Dichtungssystems inklusive der geometrischen Angaben ist in Anlage 7.1 dargestellt.

7.3.1 *Hauptdichtung*

Die aus dem Magnesiabeton DBM 2 hergestellten Hauptdichtungselemente verspannen sich aufgrund der Quelleigenschaften selbstständig in der Streckenkontur und bewirken auf diese Weise eine Abdichtung der Kontaktzone ohne zusätzliche Injektionsmaßnahmen. Damit die Volumendehnung des Magnesiabetons zu einer entsprechenden Vorspannung führt, muss diese durch Widerlager begrenzt werden. Daher erfolgt der Einbau des Magnesiabetons für die Hauptdichtelemente zwischen Widerlagerkonstruktionen, welche im Vorfeld erstellt werden. Die Länge der Widerlager beträgt jeweils 5 m. Die Länge der 4 Hauptdichtungselemente beträgt insgesamt ca. 110 m. Bei einem zugrunde gelegten Streckenquerschnitt von ca. 22,5 m² ergibt sich für die Hauptdichtelemente ein gesamtes Baustoffvolumen von etwa 2.475 m³ Magnesiabeton.

Der Einbau der Baustoffe für die Hauptdichtungen und der westlichen Vordichtung (VD W) kann sowohl von der 4. Sohle aus im Rückbau als auch über Verfüllbohrungen von der 2. Sohle aus erfolgen, welche etwa 80 m über der Abdichtungslokation liegt. Für die östliche Hauptabdichtung HD 1 stellt die angrenzende östliche Vordichtungskomponente (VD O) das zweite Widerlager dar.

7.3.2 *Widerlager*

Die Widerlager haben die Aufgabe die auftretenden Volumendehnungen der Hauptdichtungselemente in eine kraftschlüssige Anbindung der Dichtelemente an den Anhydrit zu überführen. Ohne Verformungsbehinderung könnten die Quelldrücke nicht genau quantifiziert bzw. nachweislich aufgebaut werden. Weiterhin nehmen die Widerlager den auftretenden Betonierdruck während der Einbauphase auf.

Die Widerlager werden ebenfalls aus dem Magnesiabeton der Rezeptur DBM 2 hergestellt, wobei der Baustoff zwischen zwei Schalwänden eingebracht wird und infolge der Volumendehnung kraftschlüssig abbindet. Im Gegensatz zur Hauptdichtung wird der Magnesiabeton lagenweise eingebracht, wodurch die hydrostatische Belastung der Schalwände minimiert wird. Die Widerlager haben jeweils eine Länge von etwa 5 m. Bei einer Querschnittsfläche von ca. 22,5 m² ergibt sich hieraus ein Baustoffvolumen von ca. 112,5 m³. Der Bauwerksentwurf sieht vor, dass die Widerlager von der 4. Sohle aus im Rückbau errichtet werden.

Demzufolge muss die dem Ostfeld zugewandte Schalwand im Bauwerk verbleiben. Daher ist vorgesehen, diese Schalwände aus langzeitstabilen magmatischen Gesteinen wie z. B. Basalt oder aus Magnesiabetonsteinen bzw. Magnesia-Spritzbeton herzustellen, die/der eine vergleichbare Langzeitbeständigkeit aufweist/en, wie der für die Hauptdichtung zum Einsatz kommende Magnesiabeton DBM 2.

7.3.3 Vordichtung

Als Baumaterial für diese Komponente ist der Konstruktionsmörtel Z 01.8 (L-NW/HS) vorgesehen. Auch dieser Baustoff weist Quelleigenschaften bis zu 0,2 Vol.-% auf und ist nach dem Abbinden kraftschlüssig mit dem Gebirge verbunden.

Bei der östlichen Vordichtung, die als temporäre Abdichtung wirkt, ist eine Ringinjektion mit z. B. Acrylaten oder Epoxydharzen vorgesehen. Hierdurch wird die instantane, und temporär geforderte technische Dichtheit der Vordichtung gegenüber Lösungen gewährleistet, die bei der Verfüllung des Einlagerungsbereichs Ostfeld in der Stilllegungsphase entstehen können.

Die der Restgrube zugewandte westliche Vordichtung wird dagegen mit einem Feinstbindemittel auf Basis eines niedrig Wärme entwickelnden Zements injiziert. Im Gegensatz zu den organischen Injektionsmitteln ist ein Feinstbindemittel auf Zementbasis gegenüber NaCl-Lösungen langzeitstabil.

Der Einbau des Konstruktionsmörtels erfolgt zwischen zwei ausreichend dimensionierten Schalungskonstruktionen, die vor Aufbau der Dichtungskomponente erstellt werden. Allerdings wird bei der Errichtung der westlichen Vordichtung das bereits vorhandene Widerlager (WL 5) als Schalungswand genutzt.

Die Vordichtungen haben bei einer Länge von jeweils ca. 10 m und einer angenommenen Querschnittsfläche von 22,5 m² ein Volumen von ca. 225 m³.

7.3.4 Hilfskomponenten für die Bauausführung

Schalwände

Für die Errichtung der Widerlager und Vordichtungen werden Schalwände benötigt. Die Schalwände können aus langzeitstabilen nicht rückbaubaren oder rückbaubaren Materialien hergestellt werden. Nicht rückbaubare Materialien sind z. B. Magnesia-Spritzbeton, Magnesiaformsteine oder Basaltsteine, die im Abdichtungsbauwerk verbleiben und kein bzw. ein vergleichbares Korrosionsverhalten aufweisen, wie der für die Hauptdichtung

vorgesehene Magnesiabeton. Hierdurch ist gewährleistet, dass die Vorspannung des Magnesiabetons erhalten bleibt und keine Hohlräume entstehen, bevor die Korrosionsprozesse am Magnesiabeton beginnen. Die rückbaubaren Schalungen können dagegen aus üblichen Materialien, wie z. B. Stahl oder Holz errichtet werden.

Die Schalwände werden entsprechend der vorgesehenen Betonierhöhe und der sich daraus ergebenden statischen Lasten dimensioniert. Sofern der Einbau der Baustoffe von der 4. Sohle aus erfolgt, müssen entsprechende Verfüll- und Entlüftungsrohrleitungsöffnungen in den Schalwänden vorgesehen werden.

Trennfuge (TF) zwischen Vor- und Hauptdichtung

Da es sich bei den eingesetzten Betonen für die Vor- und Hauptdichtung um verschiedenartige Baustoffe handelt, die sich an der Komponentenstirnfläche durch Wechselwirkungen gegenseitig beeinflussen können, ist zwischen diesen Komponenten eine Trennfuge aus einem Bitumenanstrich vorgesehen. Der Bitumenanstrich verhindert den Kontakt beider Baustoffe während des Einbaus bzw. bis zu deren vollständiger Aushärtung oder Hydratation.

Die Trennfuge besteht aus einem ca. 5 cm starken Bitumenkaltanstrich, der in mehreren Lagen auf die der Restgrube zugewandten Stirnfläche der östlichen Vordichtung und der westlichen Stirnfläche des Widerlagers 5 aufgetragen wird.

Der Bauwerksentwurf nimmt keinen Kredit von der Abdichtwirkung des Bitumenanstrichs.

7.4 Technische Realisierbarkeit – Bauwerksausführung

Aufgrund der Ausbildung des Grubengebäudes bzw. der Lage der aufgefahrenen Querschlüge ist der Einbau des Abdichtungssystems prinzipiell durch zwei verschiedene Varianten möglich:

A: Errichtung der östlichen Vordichtung und der Widerlager im Rückbau von der 4. Sohle aus und Einbau der Baustoffe für die Hauptdichtungen und der westlichen Vordichtung über Verfüllbohrungen von der 2. Sohle aus.

B: Errichtung sämtlicher Dichtungskomponenten im Rückbau von der 4. Sohle aus.

7.4.1 Variante A: Baustoffeinbringung über Bohrungen von der 2. Sohle aus

Bei Variante A werden der Magnesiabeton für die 4 Hauptdichtungen und der Konstruktionsmörtel für die westliche Vordichtung jeweils über die Verfüllbohrungen von der rund 80 m höher gelegenen 4. Sohle aus eingebracht. Die anderen Komponenten des Abdichtungsbauwerks (Widerlager 1 bis 5 und östliche Vordichtung) müssen bei dieser Variante im Voraus auf der 4. Sohle errichtet werden, bevor der Magnesiabeton für die entsprechende Hauptdichtung eingebracht werden kann.

Die Verfüllbohrlöcher werden generell als Zielbohrungen von der 4. Sohle aufwärts in Richtung der 2. Sohle gestoßen. Durch diese Vorgehensweise wird die exakte Lage der Bohrung am jeweiligen höchst gelegenen Firstpunkt des Hauptdichtelements gewährleistet.

Die Bohrungen können sowohl als Doppelbohrung (Bohrung zum Befüllen und Entlüften), z. B. im Kaliber 98 mm, oder als aufgeweitete Vorbohrung, z. B. im Kaliber 165 mm, gestoßen werden, die über den Ringraum zwischen Verfüllleitung und Bohrlochwandung entlüftet. Welcher Bohrl Lochdurchmesser bei der Bauwerksausführung gewählt wird, richtet sich nach der vorhandenen Bohrtechnik und ist nicht relevant für die Bauwerkerrichtung.

Die erforderlichen Längen und Neigungen der Verfüllbohrlöcher sind in Tabelle 4 enthalten. Die Bohrlochendpunkte liegen im Ostquerschlag auf der 2. Sohle und können, sofern dies der Stilllegungsbetrieb erfordert, ggf. in neu aufzufahrenden Nischen neben der ursprünglichen Streckenkontur angelegt werden. Hierdurch wird der vorhandene Fahrweg bzw. Streckenquerschnitt nicht beeinträchtigt oder eingeengt. Die Lage der Nischen wird so gewählt, dass der Bau der Abdichtungen auf der 2. Sohle nicht beeinflusst wird (siehe Anlage 7.3).

Tabelle 4: Länge und Neigung der Verfüllbohrungen zwischen der 2. und der 4. Sohle (Variante A)

Bohrung zur/zum	Vertikale Länge in m	Horizontale Abweichung in m	Neigungswinkel in Grad	Gesamtlänge in m
Hauptdichtung 1	80	40	71	89,4
Hauptdichtung 2	80	65	57	103,1
Hauptdichtung 3	80	40	71	89,4
Hauptdichtung 4	80	10	90	80,6
Westl. Vordichtung	80	30	77	85,4

Die Lage der Verfüll- bzw. Entlüftungsbohrung im höchsten Firstpunkt der Abdichtungs-komponente garantieren den Formschluss zwischen den Baustoffen und dem Anhydrit. Ist

die Komponente vollständig verfüllt, steigt der Verfüllpegel in der bzw. den Bohrung/en bis maximal zum Niveau der 2. Sohle. Hierdurch erfährt der Baustoff in der Abdichtungskomponente einen hydrostatischen Druck, unter dem er (vorgespannt) abbindet und aushärtet. Bei einem Niveauunterschied von etwa 80 m und einer Baustoffdichte von ca. 2.170 kg/m^3 des Magnesiabetons resultiert ein hydrostatischer Druck von ca. 17,0 bar. Bei der Errichtung der westlichen Vordichtung ist der maximal zulässige hydrostatische Druck abhängig von der zulässigen Belastung der Schalwand. Die Rohr- bzw. Schlauchleitung in der Verfüllbohrung wird vor dem Abbinden des Baustoffs rückgebaut und der dabei absinkende Baustoffpegel durch Nachfüllen ausgeglichen. Durch die Quelleigenschaften des Magnesiabetons sowie des Konstruktionsmörtels werden die Bohrlöcher nach dem Abbinden vollständig und kraftschlüssig verschlossen.

Die Reinigung der Verfüllleitung erfolgt am Ende der Verfüllkampagne und ggf. bei nicht auszuschließenden betrieblichen Unterbrechungen oder Rohrverstopfungen. Bei der Reinigung wird durch die Rohrleitung, sofern möglich, ein Schaumstoffmolch mit Druckluft gepresst und der an der Rohrleitungswand anhaftende Baustoff dabei abgestreift. Ist eine Reinigung nicht mehr möglich (z. B. bei Verstopfern, die sich nicht mehr entfernen lassen), wird die Leitung ersetzt.

Die Herstellung des Magnesiabetons für die Hauptdichtungen und des Konstruktionsmörtels für die Vordichtungen erfolgt dabei in einer entsprechend ausgelegten Baustoffanlage auf der 2. Sohle. Die Versorgung der Baustoffanlage erfolgt ausschließlich über die 2. Sohle und führt damit zu keinerlei Beeinträchtigung der Stilllegungsmaßnahmen auf der 4. Sohle.

Der für die 4 Widerlager vorgesehene Magnesiabeton sowie der für die beiden Vordichtungen vorgesehene Konstruktionsmörtel werden mit Hilfe einer Förderpumpe direkt von der Baustoffanlage auf der 2. Sohle über Rohr- oder Schlauchleitungen zu den verrohrten Verfüllbohrungen hydraulisch gefördert. In den Verfüllbohrungen erfolgt der Baustofftransport durch Schwerkraft. Die Entlüftung erfolgt über den Ringraum oder ggf. über eine zweite Bohrung.

Die für die Widerlager und östliche Vordichtung im Voraus benötigten Baustoffe werden auch bei dieser Variante in der auf der 2. Sohle aufgebauten Baustoffanlage hergestellt und über eine Rohrleitung durch eine der Verfüllbohrungen auf die 4. Sohle in einen Vorlagebehälter gefördert. Die Baustoffe können im Anschluss drucklos aus dem Vorlagebehälter entnommen werden und in die entsprechende Abdichtungskomponente eingebaut werden.

7.4.2 Baustoffeinbringung von der 4. Sohle aus

Bei der Variante B werden sämtliche Komponenten des Abdichtungsbauwerks im Rückbau (von Ost nach West) von der 4. Sohle aus errichtet. Daher muss bei dieser Variante auch die Baustoffanlage für den Magnesiabeton und den Konstruktionsmörtel auf der 4. Sohle errichtet und mit den Betonausgangskomponenten versorgt werden.

Der Baustoffeinbau bei den jeweiligen Abdichtungskomponenten erfolgt in ähnlicher Weise wie bei der Variante A mit dem Unterschied, dass der Baustoff mit entsprechenden Pumpen im Niveau der 4. Sohle gefördert werden muss. Die Pumpenleistung muss dabei so ausgelegt werden, dass für den Einbauvorgang des Magnesiabetons eine zusätzliche Druckbeaufschlagung von ca. 15 bar zur Vorspannung der Hauptdichtungskomponenten möglich ist.

Der Einbau des Magnesiabetons der Hauptdichtungen und des Konstruktionsmörtels der Vordichtungen erfolgen gegenüber der Variante A über Verfüll- und Entlüftungsrohre, die durch die Widerlagerkonstruktionen oder Schalungen geführt werden. Die Verfüllrohrleitungen sind dabei bis in den höchsten Punkt des Verfüllraumes zu verlegen und zu fixieren.

Nach dem Einbau des Baustoffes und dessen Erhärtung sind die Verfüllrohre vollständig zu überbohren bzw. zu entfernen. Aus diesem Grunde sind bei dieser Variante der Baustoffeinbringung ausschließlich Kunststoffrohre zu verwenden. Die Bohrungen der rück gebauten Verfüllrohre sind im Anschluss abzupackern und mit den entsprechenden Baustoffen (Magnesiabeton oder Konstruktionsmörtel) zu verfüllen. Hierbei wird durch den Einbau von Entlüftungsleitungen sichergestellt, dass bei aufwärts geführten Bohrungen die Luft vollständig entweichen kann.

Der Bau bzw. Rückbau der Schalungskonstruktionen für die Vordichtungen oder Widerlager erfolgt analog der Variante A. Die Vorgehensweise beim lagenweisen Aufbringen des Bitumenanstrichs zwischen den Widerlagern und den Vordichtungen ist mit der Variante A identisch.

7.4.3 Vorzugsvariante für Bauausführung

Die Verfüllung von der 2. Sohle aus (Variante A) besitzt gegenüber der rück schreitenden Verfüllung (Variante B) wesentliche technologische und konzeptionelle Vorteile. Diese sind:

- Zeitliche Entkopplung der Arbeiten zur Vorrichtung und Verfüllung der Dichtungskomponente, dadurch zeitliche Straffung der Gesamtmaßnahme möglich.
- Durch die räumliche Trennung der Baustoffherstellung von den Arbeiten zur Vorrichtung der Dichtungskomponenten erfolgt keinerlei gegenseitige Beeinflussung.
- In den Haupt- und Vordichtungen müssen keine Hilfseinrichtungen, wie Verfüll- und Entlüftungsrohre eingebaut, überbohrt und abschließend verfüllt werden.
- Durch die Niveaudifferenz zur 2. Sohle werden die Hauptdichtungen entsprechend dem hydrostatischen Druck vorgespannt.

An zusätzlichem Aufwand entstehen bei Anwendung der Variante A nur die Herstellung der Bohrlöcher zwischen der 4. und der 2. Sohle.

Nach Abwägung der Vor- und Nachteile wird seitens K-UTEC die Variante A als Vorzugsvariante für die Bauausführung favorisiert.

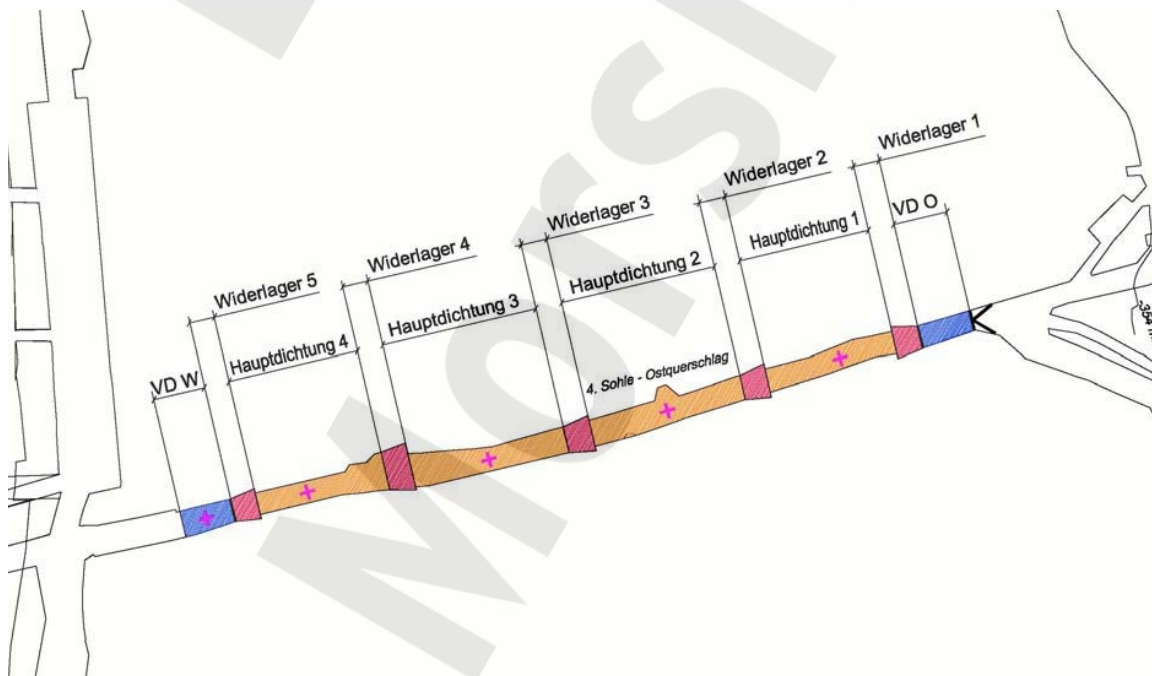


Abbildung 4: Vorzugsvariante A des Abdichtungsbauwerks

7.4.4 Bauablauf für die Vorzugsvariante

In Tabelle 5 werden die einzelnen Schritte zur Errichtung des gesamten Abdichtungssystems für die Vorzugsvariante dargestellt. Prinzipiell kann die Bauwerkserrichtung in folgende Teilschritte bzw. Maßnahmen untergliedert werden:

Tabelle 5: Teilschritte bei der Bauwerkserrichtung

Nr.	Arbeiten und Maßnahmen
1	Vorbereitende Maßnahmen zur Herrichtung der Streckenkonturen im Bereich der Dichtung
2	Stoßen der Verfüllbohrungen
3	Errichtung der Schalwände und Einbau der Verfüll- und Injektionsleitungen (Vordichtung Ost)
4	Baustoffeinbau Vordichtung Ost
5	Rückbau der westlichen Schalung Vordichtung Ost
6	Überbohren bzw. Rückbau der Verfüllrohre der Vordichtung Ost
7	Injektion der Kontaktfuge der Vordichtung Ost
8	Einbau der Trennfuge zwischen Widerlager 1 und Vordichtung Ost
9	Vorbereitende Maßnahmen für den Bau der Widerlager 1/ 2/ 3/ 4/ 5
10	Einbau des Magnesiabetons in die Widerlager und Rückbau der temporären Schalungen
11	Einbau des Magnesiabetons für die Hauptdichtungen 1/ 2/ 3/ 4 über die Verfüllbohrungen
12	Einbau der Trennfuge zwischen Widerlager 5 und Vordichtung West
13	Errichtung der Schalwand und Einbau der Verfüll- und Injektionsleitungen (Vordichtung West)
14	Baustoffeinbau Vordichtung West über die Verfüllbohrung
15	Rückbau der westlichen Schalung Vordichtung West
16	Injektion der Kontaktfuge der Vordichtung West
17	Rückbau der Injektionseinrichtungen der Vordichtungskomponente West

Zu 1: Vorbereitende Maßnahmen zur Herrichtung der Streckenkonturen im Bereich der Dichtung

- Ggf. Nachschnitt der Streckenkonturen in Abhängigkeit von den Ergebnissen der Standortuntersuchungen
- Nachschnitt der Firstkonturen zur Gewährleistung einer sicheren Entlüftung während des Baustoffeinbaus
- Nachschnitt der Streckenkonturen zur Einbindung der Schalungskonstruktionen für die Vordichtungen und die Widerlagerkonstruktionen der Hauptdichtungen

Der prinzipielle Ablauf der Nachschnitarbeiten im Hauptanhydrit kann wie folgt beschrieben werden:

- Einrichten eines Betriebspunktes (ist im Verlauf der Arbeiten entsprechend dem Arbeitsfortschritt zu verlegen)
- Rückbau vorhandener Streckeneinbauten (z. B. Kabel, Rohrleitungen) und ggf. Sicherungselemente (Anker, Netze, etc.)
- Ausführen der Nachschnitarbeiten, z. B. mit einer Teilschnittmaschine oder Diamantsäge

Die Bearbeitung des Firstbereiches um die Entlüftung während des Baustoffeinbaus zu gewährleisten enthält die folgenden Arbeitsabläufe:

- Vermessung der Firste und Festlegung des Hochpunktes
- Herstellung der entsprechend geneigten Firste durch Nachschnitt mit einer Teilschnittmaschine oder Diamantsäge

Die Einbindung und Aussteifung der Schalungskonstruktionen erfolgt durch die Herstellung entsprechender Schlitze, Widerlagerflächen bzw. Verankerungen an der Streckenkontur.

Zu 2: Stoßen der Verfüllbohrungen

- Stoßen der Verfüllbohrung als Zielbohrung von der 4. Sohle aus vom jeweils höchsten Firstpunkt für die Hauptdichtungen und der westlichen Vordichtung
- **Variante 1:** 2 Einzelbohrungen (Entlüftungs- und Befüllbohrung), z. B. jeweils im Kaliber 98 mm mittels Seilkernrohr
- **Variante 2:** Vorbohrung im Kaliber 98 mm mittels Seilkernrohr und Aufweiten auf z. B. 165 mm

Zu 3: Errichtung der Schalwände und Einbau der Verfüll- und Injektionsleitungen (Vordichtung Ost)

Errichtung der östlichen Schalung (keine Anforderungen an Rückbau oder Langzeitstabilität der Schalwand).

- Vorbereitung der Streckenkonturen für den Einbau der Schalung durch händische Spitzarbeiten
- Aufstellen der östlichen Schalung und Herstellung einer ausreichenden Steifigkeit durch Verspreizungen und Verankerungen
- Abdichtung der Schalung gegen die Streckenkontur

Einbau von Verfüll- und Injektionsleitungen (im Abstand von ca. 1,5 m).

- Herstellen von Schlitzen zur Aufnahme der Injektionsleitungen inklusive der erforderlichen Befestigungseinrichtungen
- Montage der Injektionsleitungen (ca. 6 bis 7 Ringleitungen) und der Zuleitungen in den entsprechenden Bauwerksbereichen
- Montage und Befestigung der Verfüll- und Entlüftungsrohrleitungen am höchsten Firstpunkt

Errichtung der westlichen Schalung, die nach dem Abbinden des Konstruktionsmörtels rückgebaut wird.

- Vorbereitung der Streckenkonturen für den Einbau der Schalung durch händische Spitzarbeiten
- Aufstellen der Schalung und Durchführung der Injektions-, Verfüll- und Entlüftungsleitungen
- Abdichtung der Rohrdurchführungen und der Schalung gegen die Streckenkontur
- Versteifung der Schalwand durch Verspreizungen und Verankerungen

Zu 4: Baustoffeinbau Vordichtung Ost

- Herstellung des Konstruktionsmörtels in der Baustoffanlage auf der 2. Sohle und Förderung über Rohrleitungen/ Hochdruck-Schläuche durch eine Verfüllbohrung in einen Vorlagebehälter auf der 4. Sohle
- Entnahme des Baustoffs aus den Vorlagebehälter und kontinuierlicher Einbau (frisch in frisch) über Verfüllrohr bis zum Austritt aus der Entlüftungsleitung

Zu 5: Rückbau der westlichen Schalung (VD O)

- Nachdem der Konstruktionsmörtel abgebunden ist (Abbindezeit mindestens 7 Tage), wird die temporär errichtete Schalung zurückgebaut

Zu 6: Überbohren bzw. Rückbau der Verfüllrohre (VD O)

- Überbohren der Verfüll- und Entlüftungsleitung mit einem Bohrkronendurchmesser, der ca. 10 % größer ist, als die Rohrleitungsdurchmesser
- Reinigen bzw. Ausblasen der Bohrlöcher
- Verfüllen der Bohrungen mit Hilfe von Packern und Entlüftungsleitungen, die nach dem Baustoffaustritt bei anstehendem Baustoffdruck gezogen werden

Zu 7: Injektion der Kontaktfuge der Vordichtung Ost

- Ringinjektion der Kontaktfuge mit Epoxydharz oder Acrylat
- Die Injektionsleitungen verbleiben in der Vordichtung.

Zu 8: Einbau der Trennfuge zwischen Widerlager 1 und Vordichtung Ost

- Lagenweises Aufbringen des Bitumenanstrichs, bis eine Stärke von ca. 5 cm erreicht ist

Zu 9: Vorbereitende Maßnahmen für den Bau der Widerlager 1/ 2/ 3/ 4/ 5

Die Widerlager werden nacheinander jeweils im Rückbau errichtet. Demzufolge verbleibt immer die östliche Schalwand im Abdichtungsbauwerk und muss daher langzeitstabil bzw. vergleichbare Langzeitstabilitätseigenschaften aufweisen, wie der Magnesiabeton. Die jeweilige westliche Schalwand wird nach Fertigstellung des Widerlagers zurückgebaut.

- Vorbereitung der Streckenkonturen für den Einbau der Widerlagerkomponente durch händische Spitzarbeiten
- Aufbau der verlorenen bzw. nicht rückbaubaren östlichen Schalwand (z. B. Mauerwerk aus MgO-Beton oder Basaltsteinen) und Abdichtung gegen die Streckenkontur

- Montage und Befestigung der Verfüll- und Entlüftungsrohrleitungen am höchsten Firstpunkt
- Errichtung der rückbaubaren westlichen Schalwand, Einbindung der Verfüll- und Entlüftungsrohre und Abdichtung der Schalung gegen die Streckenkontur

Zu 10: Einbau des Magnesiabetons in die Widerlager 1/ 2/ 3/ 4/ 5 und Rückbau der temporären Schalung

- Herstellung des Magnesiabetons in der Baustoffanlage auf der 2. Sohle und Förderung über Rohrleitungen/ Hochdruck-Schläuche durch eine Verfüllbohrung in einen Vorlagebehälter auf der 4. Sohle
- Entnahme des Baustoffs aus den Vorlagebehälter und lagenweiser Einbau des Magnesiabetons über die Verfüllleitung bis zum Austritt des Baustoffes aus dem Entlüftungsrohr
- Rückbau der temporären Schalung nach dem Erhärten des Betons

Zu 11: Einbau des Magnesiabetons für die Hauptdichtungen 1/ 2/ 3/ 4 über die Verfüllbohrungen 1 bis 4

- Baustoffherstellung in der Mischanlage auf der 2. Sohle und Förderung zur Verfüllbohrung über Rohrleitungen oder Hochdruck-Schläuche
- Einbau über die Verfüllrohrleitung/ Verfüllschläuche in der Bohrung
- vollständige Verfüllung der einzelnen Segmente durch den nahezu selbst nivellierenden Baustoff
- Rückbau der Verfüllleitungen aus Verfüllung des Einlagerungsbereichs Ostfeld den Verfüllbohrlöchern bei gleichzeitigem Nachfüllen
- Ggf. kann nach dem Abpackern des Bohrlochmunds ein zusätzlicher Verpressdruck auf die Verfüllbohrung aufgebracht werden

Zu 12: Einbau der Trennfuge zwischen Widerlager 5 und Vordichtung West

- Lagenweises Aufbringen des Bitumenanstrichs, bis eine Stärke von ca. 5 cm erreicht ist

Zu 13: Errichtung der Schalwände und Einbau der Verfüll- und Injektionsleitungen (Vordichtung West)

Die östliche Schalwand entfällt, da die westliche Vordichtung gegen das bereits vorhandene Widerlagerelement 5 betoniert wird.

Einbau von Verfüll- und Injektionsleitungen (im Abstand von ca. 1,5 m).

- Herstellen von Schlitzten zur Aufnahme der Injektionsleitungen inklusive der erforderlichen Befestigungseinrichtungen
- Montage der Injektionsleitungen (ca. 6 bis 7 Ringleitungen) und der Zuleitungen in den entsprechenden Bauwerksbereichen

Errichtung der westlichen Schalung, die nach dem Abbinden des Konstruktionsmörtels rückgebaut wird.

- Vorbereitung der Streckenkonturen für den Einbau der Schalung durch händische Spitzarbeiten
- Aufstellen der Schalung und Durchführung der Injektionsleitungen
- Abdichtung der Durchführungen und der Schalung gegen die Streckenkontur
- Versteifung der Schalwand durch Verspreizungen und Verankerungen

Zu 14: Baustoffeinbau Vordichtung West über die Verfüllbohrung

- Herstellung des Konstruktionsmörtels in der Mischanlage auf der 2. Sohle und Förderung zur Verfüllbohrung über Rohrleitungen oder Hochdruck-Schläuche
- Einbau des nahezu selbst nivellierenden Baustoffs über die Verfüllrohrleitung/ Verfüllschläuche in der Bohrung
- Rückbau der Verfüllleitung aus dem Bohrloch

- Einstellen des Verfülldrucks in Abhängigkeit der Schalungswandauslegung über hydrostatischen Druck
- Nach dem Abbinden des Konstruktionsmörtels werden die Verfüll- und ggf. Entlüftungsbohrung vollständig mit Baustoff nachverfüllt

Zu 15: Rückbau der westlichen Schalung (VD W)

- Nachdem der Konstruktionsmörtel abgebunden ist (Abbindezeit mindestens 7 Tage), wird die temporär errichtete Schalung zurückgebaut

Zu 16: Injektion der Kontaktfuge der Vordichtung West und Rückbau der horizontalen Injektionsleitungen

- Ringinjektion der Kontaktfuge mit Feinstbindemittel auf Zementbasis
- Injektion mit maximal möglichen Injektionsdrücken und Druckhaltephase

Zu 17: Rückbau der horizontal verlegten Injektionsleitungen in der Vordichtung West

- Die horizontal in der Vordichtung verlegte Versorgungsleitungen der Ringinjektion werden überbohrt und im Anschluss formschlüssig mit dem quellfähigen Konstruktionsmörtel verfüllt
- Die an der Streckenkontur verlegten Ringleitungen müssen im Bauwerk verbleiben (sie beeinträchtigen den hydraulischen Widerstand nur unwesentlich, da sie quer zur Strömungsrichtung verlaufen)

Mit Beendigung des Teilschritts 17 ist das Abdichtungsbauwerk vollständig errichtet. Im Anschluss werden die Baustoffanlage sowie sämtliche Baustelleneinrichtungen zurückgebaut.

7.4.5 Baustoffanlage

Das Anlagenkonzept sieht vor, dass die Baustoffkomponenten für die Vordichtungen, Widerlager und Hauptdichtungen in „Big Bags“ als vorgemischte Ware angeliefert und über eine Dosiereinrichtung einem Intensivmischer (Chargenmischer oder Durchlaufmischer) zugeführt werden. Im Einspültrichter (Mischereinlauf) wird die in der Rezeptur festgelegte Anmischflüssigkeit zudosiert. Über den Mischerauslauf gelangt der angemischte Baustoff in eine Pumpenvorlage und wird von dort aus kontinuierlich zum Einbauort gepumpt. Die Förderwege betragen je nach Variante der Baustoffeinbringung zwischen ca. 50 und 200 m.

Die Ausgangskomponenten der Baustoffe müssen in unmittelbarer Nähe der Mischanlage zwischengelagert werden und werden von dort aus der Anlage kontinuierlich zugeführt. Das Baustofflager ist so auszulegen, dass ggf. Betriebsunterbrechungen beim Transport der Ausgangsstoffe überbrückt werden können. Im Allgemeinen ist eine Bevorratung für eine Baustoffmenge für eine halbe Schichtleistung als ausreichend anzusehen.

Im Rahmen der Konzeptplanung wird für die stündliche Leistung der Baustoffanlage ein Baustoffvolumen von 15 m³ angenommen, da dies eine Größe ist, die erfahrungsgemäß problemlos unter Tage realisiert und mit Betonausgangskomponenten versorgt werden kann. Die bei der Ausführung zu realisierende Baustoffanlage ist dagegen den genauen betrieblichen Randbedingungen beim Stilllegungsbetrieb anzupassen und im Hinblick auf die zur Verfügung stehenden Bauzeiten zu optimieren. Bei den Hauptdichtungen besteht die Anforderung, dass diese frisch in frisch zu betonieren sind. Der frisch in frisch Einbau des Magnesiabetons ist gewährleistet, wenn eine stündliche Verfüllhöhe von etwa 5 cm erreicht wird. Hierfür ist eine minimale Betonierleistung von ca. 4,5 m³/h notwendig.

Auf Basis der getroffenen Annahmen ergeben sich folgende Materialbedarfswerte:

Berechnungsannahmen:

Anlagenleistung:	15 m ³ /h
Betriebszeit:	dreischichtig
Verfügbarkeit:	75 %
Tagesleistung:	3 x 8 Std. x 15 m ³ /h x 0,75 = 270 m ³ /d

Tabelle 6: Materialbedarf für den MgO-Beton (Hauptdichtung/Widerlager)

	Masse in kg/m ³	Stündlicher Bedarf	Tagesbedarf
Feststoffe in Big Bags	1.786,7	26,8 t	ca. 480 t
Anmischflüssigkeit	473,3	7,1 t (~ 5,4 m ³)	ca. 128 t (~ 97 m ³)

Tabelle 7: Materialbedarf für den Konstruktionsmörtel (Vordichtungen)

	Masse in kg/m ³	Stündlicher Bedarf	Tagesbedarf
Feststoffe in Big Bags	1.867,5	28,0 t	ca. 504,0 t
Anmischflüssigkeit	207,5	3,1 t (~ 3,1 m ³)	ca. 55,8 t (~ 55,8 m ³)

7.4.6 Zeitaufwand

Die Abschätzung des Zeitaufwandes für die Standortcharakterisierung, die vorbereitenden Maßnahmen sowie die Verfüllung basiert auf Erfahrungswerten ähnlicher bzw. vergleichbarer Arbeiten.

Permeabilitätsmessungen und geologische Ansprache

Permeabilitätsmessungen in der Streckenkontur

und geologische Ansprache

ca. 3 - 6 Monate

Vorbereitende Maßnahmen zur Herrichtung der Streckenkonturen im Bereich der Dichtung

Zeitaufwand für die Nachschnitarbeiten:

der Firstkontur und Schalungseinbindungen: ca. 1,2 bis 1,8 Monate

mit ALZ, Firstkonturierung und Schalungseinbindungen: ca. 8,0 bis 12,0 Monate

Bohrarbeiten zur Herstellung der Verfüllbohrungen:

Hauptdichtungskomponenten und Vordichtung West: ca. 2,4 Monate

Errichtung der Vor- und Hauptdichtungskomponenten

Vorzugsvariante A:	ca. 7,0 Monate
Variante B:	ca. 9,0 Monate
Variante B (inkl. Rückbau der Verfüllrohre)	ca. 11,0 Monate

Insgesamt resultiert für die Vorzugsvariante (Einbringung der Baustoffe von der 2. Sohle) eine gesamte Bauzeit von etwa 14 Monaten (ohne Nachschnitt). Bei der Variante B (Einbau der Baustoffe von der 4. Sohle aus) werden ohne Rückbau der Verfüllleitungen vergleichbare Bauzeiten erreicht. Bei einem Rückbau der Verfüllleitungen verlängert sich die Bauzeit um etwa 2 Monate.

Eine genaue Kalkulation des Zeitaufwands für den Bau des Abdichtungsbauwerks im Hauptanhydrit ist im Rahmen der Konzeptplanung nur bedingt möglich. Es ist aber darauf hinzuweisen, dass die gesamte Bauzeit maßgeblich von dem ggf. notwendigen Nachschnitt der Auflockerungszone beeinflusst wird. Hierdurch kann sich, je nach Nachrisstiefe, die Bauzeit um mehr als 10 Monate verlängern.

8 Nachweisführung

8.1 Gefährdungs- und Einwirkungsanalyse

Die Gefährdungs- und Einwirkungsanalyse durch das IfG beschränkt sich auf mechanische Einwirkungen auf das Bauwerk nach seiner Fertigstellung. Eine Betrachtung möglicher Beanspruchungen während der Bauwerksherstellung und möglicher chemischer Beanspruchungen durch die anstehenden Lösungen (Langzeitstabilität des MgO-Betons) erfolgt in Kapitel 8.3 und 8.4.

Für den Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Abdichtungsbauwerkes (Kapitel 8.2) werden die Lastfälle „geflutete Grube“ und „trockene Grube“ betrachtet.

Weiterhin wird für den Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit einer temporären Abdichtung (Kapitel 8.5) der Lastfall weitgehend instantane Flutung des Einlagerungsbereichs Ostfeld bis zur 2. Sohle berücksichtigt.

Lastfall geflutete Grube

Der maximal einseitig anstehende Laugendruck für den Lastfall geflutete Grube beträgt 6 MPa. Die Fluiddrucksteigerung erfolgt linear über einen Zeitraum von ≥ 50 Jahren.

Lastfall trockene Grube

Für den Lastfall trockene Grube ist als Einwirkung lediglich der Gebirgsdruck zu betrachten. Die Gebirgsdruckentwicklung kann infolge nicht messbarer Konvergenzverformungen über den langen Betrachtungszeitraum nur schwer belastbar eingeschätzt werden. Deshalb werden 2 Extremfälle betrachtet.

Fall 1:

Unter der Annahme, dass der Anhydrit nicht kriecht und sich elasto-plastisch verhält, wirkt auf das Abdichtungsbauwerk kein Gebirgsdruck. Dementsprechend sind für den Lastfall keine Nachweise zu führen.

Fall 2:

Unter der Annahme, dass der Versatz der Grubenbaue des ERAM langfristig zu Spannungsumlagerungen führt, ist eine dreidimensionale Einspannung des Abdichtungsbauwerkes wahrscheinlich. Im ungünstigsten, jedoch nur theoretisch denkbaren Fall, wird der Betonkern einaxial mit dem theoretischen Überlagerungsdruck von 11 MPa beansprucht (praktisch wird sich infolge behinderter Dehnung immer ein dreidimensionaler Spannungszustand einstellen). Der Nachweis des Erhalts der Einbaupermeabilität für den Lastfall trockene Grube ist demnach geführt, wenn die einaxiale Druckfestigkeit des MgO-Betons größer ist, als der theoretische Überlagerungsdruck von 11 MPa.

Aus den Festigkeitsuntersuchungen des Kapitels 6.1.3 wurde für den MgO-Beton eine einaxiale Druckfestigkeit von $\sigma_D = 55,3$ MPa abgeleitet. Dieser Wert ist um den Faktor 5 größer, als der maximal mögliche Überlagerungsdruck von 11 MPa, so dass hierdurch keine Gefährdung für das Bauwerk entstehen kann. Für den Lastfall trockene Grube leiten sich keine relevanten Einwirkungen ab, für die entsprechende Nachweise zu führen sind.

Lastfall weitgehend instantaner Fluiddruck von 80 m Überstauhöhe

Der Lastfall instantane Flutung mit einer Überstauhöhe von 80 m (temporäre Abdichtung) ist nur für die Phase des Stilllegungsbetriebs (max. 12 Jahre) und die östliche Vordichtung aus dem zementgebundenen Konstruktionsmörtel relevant. Daher wird dieser Lastfall im Kapitel 8.5 im Rahmen des bautechnischen Nachweises betrachtet.

8.2 Lastfall geflutete Grube, Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit

8.2.1 Vorgehensweise bei der Nachweisführung

Die Nachweisführung erfolgt mit Hilfe numerischer Modellrechnungen an einem rotationssymmetrischen Funktionsmodell (Kapitel 8.2.2) sowie an einem dreidimensionalen Berechnungsmodell (Kapitel 8.2.3). Im Unterschied zum rotationssymmetrischen Berechnungsmodell wird bei dem dreidimensionalen Modell die Querschnittsgeometrie realitätsnah abgebildet und es können Klüfte in ihrer Raumlage berücksichtigt werden.

Funktionsfähigkeit (Gebrauchstauglichkeit)

Mit dem Nachweis der Funktionsfähigkeit (Gebrauchstauglichkeit) soll gezeigt werden, dass sich die beim Einbau erreichte Permeabilität des Abdichtungssystems infolge der mechanischen Belastungen aus dem Gebirge und dem Fluiddruck nicht verschlechtert.

Dazu werden in den Kapiteln 8.2.2 und 8.2.3 mechanisch-hydraulisch gekoppelte Berechnungen durchgeführt, in denen die Belastungen aus dem Fluiddruck und dem Gebirge simuliert werden. Die Berechnungen starten, nachdem die Einflüsse aus Temperatur und Quellen weitgehend abgeklungen sind. Aussagen zur Funktionsfähigkeit (Erhalt der Einbaupermeabilität) werden aus den im Verlauf der Berechnungen auftretenden Beanspruchungen abgeleitet. Werden im Verlauf der Berechnungen keine Überschreitungen der Bruchfestigkeiten im konturnahen Gebirge, im Baustoff und im Kontaktbereich ausgewiesen, wird geschlussfolgert, dass auch keine Erhöhung der Permeabilität zu erwarten ist, so dass der Nachweis der Funktionsfähigkeit bzw. der Gebrauchstauglichkeit damit geführt ist.

Standsicherheit

Der Nachweis der Standsicherheit ergibt sich aus den Ergebnissen der numerischen Berechnungen der Kapitel 8.2.2 und 8.2.3 durch die Auswertung der Axialverschiebungen. Ergänzend wird eine analytische Abschätzung unter Berücksichtigung der für den Kontaktbereich ermittelten Festigkeit und der Bauwerksgeometrie durchgeführt.

8.2.2 Numerische Modellrechnungen am rotationssymmetrischen Funktionsmodell

8.2.2.1 Berechnungsmodell und Berechnungsziele

Die gekoppelten mechanisch-hydraulischen Berechnungen wurden mit dem in der Anlage 8.1 dargestellten rotationssymmetrischen Funktionsmodell durchgeführt. Das Modell umfasst in der Breite 50 m und in Achsrichtung 120 m. Abgebildet sind fluiddruckseitig die ersten beiden 30 m langen Dichtelemente (Durchmesser 5 m), die Widerlager sowie der umgebende Hauptanhydrit. Zwischen dem Hauptanhydrit und dem MgO-Beton ist ein Interface (Kontaktfuge) angeordnet.

Ziel der Berechnungen ist, das prinzipielle Tragverhalten des Abdichtungssystems unter Fluiddruckbeaufschlagung zu untersuchen und zu bewerten. Dabei wird bei den Berechnungen am rotationssymmetrischen Funktionsmodell mit Interface (Kontaktfuge) besonderes Augenmerk auf die Bewertung des Kontaktbereiches MgO-Beton DBM 2 /

Hauptanhydrit und auf die Bewertung des Betonkörpers gelegt. Eine Bewertung des konturnahen Hauptanhydrits ist nur eingeschränkt möglich, da in dem rotations-symmetrischen Modell keine Spannungsanisotropie aufgebracht werden kann und der Querschnitt kreisförmig ist. Weiterhin können keine Klüfte berücksichtigt werden. Der konturnahe Hauptanhydrit wird auf Grundlage der dreidimensionalen Berechnungen des Kapitels 8.2.3 bewertet.

8.2.2.2 Bewertungskriterien

Die Bewertungskriterien für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind die für den MgO-Beton DBM 2 und den Kontaktbereich ermittelten Scher- und Zugfestigkeiten (Kapitel 6). Liegen die Beanspruchungen im Verlauf der Berechnungen unterhalb der Festigkeitsgrenzen, wird von einem Erhalt der Einbaupermeabilität und damit von der Gebrauchstauglichkeit des Systems ausgegangen. Werden die Festigkeiten im Verlauf der Simulationen überschritten, kann der Erhalt der Einbaupermeabilität rechnerisch nicht gezeigt werden.

8.2.2.3 Berechnungsablauf, Kennwerte und Berechnungsfälle

Berechnungsablauf

Bei den Berechnungen am rotationssymmetrischen Funktionsmodell wird in Anlehnung an die Ergebnisse der Spannungsmessungen (Kapitel 5.2.1) ein Grundspannungszustand von 7 MPa simuliert. Im ersten Bauzustand wird der Ostquerschlag ausgebrochen. Anschließend erfolgt im zweiten Bauzustand der Einbau des Abdichtungsbauwerkes (Dichtelemente und Widerlager).

Im Dichtelement wird in Anlehnung an die Ergebnisse der Quellversuche (Kapitel 6.1.1.2) und die Ausführungen zum bautechnischen Nachweis (Kapitel 8.4) im Referenzfall eine Vorspannung von 1 MPa aufgebracht. Die genaue Vorspannung und Permeabilität, die die aus MgO-Beton hergestellten Widerlager erreichen, sind nicht bekannt. Allerdings kann durch zwei Extremfälle – voll eingespanntes oder schlaffes (nicht eingespanntes) Widerlager – der tatsächliche Zustand der Widerlager abdeckend beschrieben werden. In den Berechnungen wurde dem druckseitigen Widerlager konservativ keine Vorspannung aufgeprägt. Die Permeabilität ist in der Simulation im Widerlager im Vergleich zum Dichtelement um 2 Größenordnungen höher ($k = 1 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$), um den Druckaufbau im Dichtelement nicht wesentlich zu verzögern. Weiterhin wird dem Interface (Kontaktfuge)

zwischen dem druckseitigen Widerlager und dem Anhydrit keine Festigkeit zugewiesen, so dass hier keine Schubkräfte ins Gebirge übertragen werden. Damit ist in konservativer Weise gewährleistet, dass die gesamte aus der Druckbeaufschlagung resultierende Schubbeanspruchung nur im Bereich des Dichtelementes in das Gebirge übertragen wird.

Der Fluiddruck wird im 3. Bauzustand auf die druckseitige Stirnfläche des Widerlagers und die Gebirgskontur des offenen Streckenbereiches aufgebracht. Entsprechend den Anforderungen aus Kapitel 4 (Fluiddruckaufbau innerhalb von maximal 100 Jahren) wird der Fluiddruck über einen Zeitraum von 50 Jahren auf 6 MPa gesteigert (konservativ).

Kennwerte

Die in der Simulation für den Referenzfall a verwendeten Kennwerte für den Hauptanhydrit, den MgO-Beton DBM 2 und den Kontaktbereich MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit sind in der Anlage 8.1 zusammengestellt.

Die mechanischen Kennwerte für den MgO-Beton DBM 2 und den Kontaktbereich entsprechen den im Kapitel 6.1.3 erläuterten Kennwerten. Für die Permeabilität des MgO-Betons wurde in Anlehnung an die Ausführungen im Kapitel 6.1.2 im Referenzfall ein Wert von $k = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ angesetzt.

Wie bereits erläutert, dienen die Berechnungen am rotationssymmetrischen Funktionsmodell vorzugsweise der Bewertung des Betonkörpers und des Kontaktbereiches MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit, da sowohl die Klüfte im Hauptanhydrit als auch die Streckengeometrie in diesem Modell nicht im Detail erfasst werden können. Dem Anhydrit werden in den numerischen Berechnungen am Funktionsmodell die im Kapitel 5.2.2.1 erläuterten Gesteinsfestigkeiten zugewiesen. Für die Permeabilität wird im Referenzfall a in Anlehnung an die Messergebnisse des Kapitels 5.2.2.2 für den Hauptanhydrit ein Wert von $k = 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ angesetzt.

Berechnungsfälle (Anlage 8.2)

Mit den Berechnungsfällen b und c wird der Einfluss der Permeabilität des konturnahen Anhydrits untersucht. Im Referenzfall a hat der Hauptanhydrit eine Permeabilität von $k = 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$. Aufgrund des höherpermeablen Abdichtungsbauwerkes ($k = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$) wird damit der Lastfall vorausseilende Aufsättigung des Bauwerkes gegenüber dem Gebirge untersucht. In den Berechnungsfällen b und c wurde den konturnahen 20 cm des Hauptanhydrits eine Permeabilität von $k = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ (Fall b, gleichzeitige Aufsättigung des

Bauwerkes und des Anhydrits) bzw. $k = 1 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ (Fall c, voraussetzende Umströmung des Bauwerkes) zugewiesen.

Der Einfluss der Permeabilität des MgO-Betons wird mit dem Berechnungsfall g untersucht. Während das Abdichtungsbauwerk im Referenzfall eine Permeabilität von $k = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ hat, beträgt die Permeabilität des MgO-Betons beim Fall g $k = 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ (in Anlehnung an die Versuchsergebnisse des Kapitels 6.1.2).

Bei dem Berechnungsfall i wurde die Vorspannung des Abdichtungsbauwerkes bzw. der Quelldruck des MgO-Betons variiert. Die Vorspannung wurde bei dem Berechnungsfall i im Vergleich zum Referenzfall von 1 MPa auf 0,5 MPa abgemindert.

Mit dem Berechnungsfall e wird der Einfluss des Belastungszeitraums und mit dem Berechnungsfall h der Einfluss der Steifigkeit des MgO-Betons untersucht. Der Fluidruck wurde bei dem Fall e über einen Zeitraum von 5 Jahren auf 6 MPa erhöht (Referenzfall a: 50 Jahre). Im Berechnungsfall h wurde dem MgO-Beton ein Kompaktionsmodul von $K = 0,5 \text{ GPa}$ (Referenzfall a: $k = 1 \text{ GPa}$) zugewiesen.

8.2.2.4 Berechnungsergebnisse

8.2.2.4.1 Referenzfall

1. und 2. Bauzustand

Berechnungsergebnisse für den ersten und zweiten Bauzustand sind in der Anlage 8.3 dargestellt. Entsprechend der analytischen Lösung betragen die Spannungen nach dem Streckenausbruch (1. Bauzustand) im Bereich der Streckenkontur 14 MPa (Tangentialspannungen, rechtes, oberes Bild) bzw. 0 MPa (Radialspannungen, linkes, oberes Bild).

Im 2. Bauzustand wird das Abdichtungsbauwerk eingebaut und eine Vorspannung von einem MPa auf das Dichtelement aufgebracht (untere Bilder der Anlage 8.3, tangential- und Radialspannungen im Bauwerk). Das druckseitige Widerlager wird, wie bereits erläutert, nicht vorgespannt.

3. Bauzustand

Im 3. Bauzustand wird der Fluidruck über einen Zeitraum von 50 Jahren auf 6 MPa gesteigert. In den Abbildungen 8.4 und 8.5 sind exemplarisch die Berechnungsergebnisse (Porendruckverteilung, effektive Axialspannungen, effektive Radialspannungen, Schub-

spannungsverteilung im Kontaktbereich) für die Zeitpunkte $t = 30$ Jahre, $t = 50$ Jahre, $t = 70$ Jahre und $t = 100$ Jahre dargestellt.

Zum Zeitpunkt $t = 30$ Jahre beträgt der einwirkende Fluiddruck 3,6 MPa. Aufgrund der hohen Durchlässigkeit des druckseitigen Widerlagers ($k = 1 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$) greift der volle Fluiddruck rechnerisch am Dichtelement ($k = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$) an und wird in diesem bis zur Fluidfront (Anlage 8.4, linkes, oberes Bild) auf 0 MPa abgebaut. Das Dichtelement ist zum Zeitpunkt $t = 30$ Jahre etwa auf einer Länge von 3,5 Metern durchströmt.

Infolge der Durchströmung wird das Abdichtungsbauwerk in axialer Richtung gestaucht. Dies führt vor der Fluidfront (nicht durchströmter Bereich) zu einem Anstieg der effektiven Spannungen (Anlage 8.4, linke, mittlere Bilder). Im bereits durchströmten Abschnitt des Dichtelements ist infolge des Porendrucks eine Abnahme der effektiven Spannungen zu beobachten. Im Dichtelement und dem Kontaktbereich zum Dichtelement werden jedoch in radialer Richtung (normal zur Kontaktfläche) ausschließlich effektive Druckspannungen ausgewiesen (Anlage 8.4, zweites Bild von unten, links). Dagegen werden in dem nicht vorgespannten Widerlager in radialer Richtung infolge des anstehenden Porendrucks Zugspannungen ermittelt.

In dem unteren linken Bild der Anlage 8.4 ist die Schubspannungsverteilung im Kontaktbereich zum Zeitpunkt $t = 30$ Jahre dargestellt. Die Fluiddruckbeaufschlagung führt in dem bereits durchströmten Abschnitt des Dichtelementes rechnerisch zu einer maximalen Schubbeanspruchung von $\tau_{\max} = 0,7$ MPa. Der Schubeintrag in das Gebirge erfolgt sowohl in dem durchströmten Abschnitt des Dichtelementes als auch vor der Fluidfront (infolge der Stauchung des Bauwerkes). Im Bereich des druckseitigen Widerlagers werden keine Schubspannungen übertragen, da hier die Festigkeiten auf dem Interface infolge der Zugbeanspruchung und der gering angesetzten Festigkeitseigenschaften rechnerisch überschritten sind. Damit ist in konservativer Weise gewährleistet, dass die gesamten Schubspannungen im Kontaktbereich des Dichtelementes wirksam werden.

Festigkeitsüberschreitungen werden rechnerisch weder im Bereich der Kontaktfläche Dichtelement / Hauptanhydrit noch im Dichtelement selbst ausgewiesen.

Zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre (Anlage 8.4, rechte Bilder) wird das Bauwerk mit dem maximalen Fluiddruck von 6 MPa beaufschlagt. Die Erhöhung der Belastung führt zu einem Anstieg der Schubbeanspruchung ($\tau_{\max} = 1,2$ MPa). Gleichzeitig ist jedoch auch die Durchströmung des

Bauwerkes weiter fortgeschritten, so dass die Last über eine größere Mantelfläche über Schub in das Gebirge eingetragen werden kann.

Die effektiven Radialspannungen im Dichtelement und dem Kontaktbereich zum Dichtelement nehmen noch etwas weiter ab und betragen zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre zwischen 0 MPa am Übergang zum nicht vorgespannten Widerlager und ca. -1,2 MPa vor der Fluidfront. Auch zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre werden im Dichtelement und im Kontaktbereich zum Dichtelement keine Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen.

Mit fortschreitender Zeit (Anlage 8.5, Berechnungsergebnisse zu den Zeitpunkten $t = 70$ Jahre und $t = 100$ Jahre) dringt das Fluid tiefer in das Bauwerk ein. Da die Fluiddruckbelastung mit 6 MPa konstant bleibt, jedoch die schubbeanspruchte Kontaktfläche mit der weiteren Durchströmung immer größer wird, nehmen die Maximalbeträge der Schubspannungen mit fortschreitender Zeit weiter ab. Gleichzeitig ist in den neu durchströmten Bereichen auch eine Abnahme der effektiven Radialspannungen zu beobachten. Eine weitere Reduzierung der radialen Effektivspannung am Übergang vom Dichtelement zum druckseitigen Widerlager wird jedoch nicht ausgewiesen (ausschließlich effektive Druckspannungen), da der Fluiddruck in diesem Bereich mit 6 MPa konstant bleibt.

Für den Referenzfall a werden über den gesamten Berechnungszeitraum im Dichtelement und dem Kontaktbereich zum Dichtelement keine Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen.

Wie bereits erläutert, wird in den Berechnungen konservativ ein schlaffes, höherpermeables druckseitiges Widerlager (keine Vorspannung und keine Verbundfestigkeit im Kontaktbereich) angenommen. Jedoch kann den Ergebnisdarstellungen der Anlagen 8.4 und 8.5 auch der Fall voll eingespanntes, geringpermeables Widerlager entnommen werden. Unterstellt man, dass es sich bei dem in den Anlagen 8.4 und 8.5 dargestellten druckseitigen Widerlager um höherpermeables, nicht vorgespanntes Versatz handelt und sich das druckseitige Widerlager neben dem Versatz auf den ersten 5 m des in den Anlagen dargestellten Dichtelementes befindet, hätte die Fluidfront das Dichtelement zum Zeitpunkt $t = 30$ Jahre noch nicht erreicht. Die Belastung wird bei dieser Betrachtungsweise in den ersten Jahrzehnten (Anlage 8.4) über Schub im Bereich des Widerlagers bruchlos in das Gebirge übertragen. Eine wesentliche Beanspruchung des Dichtelementes bzw. des Kontaktbereichs zum Dichtelement erfolgt erst nach mehreren Jahrzehnten (Anlage 8.5), wenn die Fluidfront bis in das Dichtelement vorgedrungen ist. Da jedoch auch zu diesen

Zeitpunkten ein wesentlicher Belastungsanteil im Bereich des Widerlagers über Schub in das Gebirge eingetragen wird, ist die Beanspruchung des Dichtelementes und der Kontaktfläche im Bereich des Dichtelementes wesentlich geringer als bei dem Fall, bei dem ein schlaffes Widerlager unterstellt wird. Die Betrachtungen untermauern die Konservativität der Annahme eines schlaffen, höherpermeablen Widerlagers in den Berechnungen.

8.2.2.4.2 Permeabilität des konturnahen Anhydrits

Die Berechnungsergebnisse für Fall c, bei dem der konturnahe Anhydrit (20 cm) mit einer Permeabilität von $k = 1 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ berücksichtigt wurde, sind in der Anlage 8.6 (linke Bilder) dargestellt. Die im konturnahen Anhydrit gegenüber dem MgO-Beton ($k = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$) höhere Permeabilität bewirkt eine vorausseilende Umströmung des Bauwerkes (Anlage 8.6, Porendruckverteilung und Porendruckverteilung Detail). Das Bauwerk (MgO-Beton) sättigt sich sowohl von der Stirnfläche als auch vom konturnahen Anhydrit aus auf. Dementsprechend ist das Abdichtungsbauwerk zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre beim Fall c weiter durchströmt als beim Fall a (Anlage 8.4, linke Bilder). Dies bewirkt beim Fall c eine weitere Ausdehnung des schubübertragenden Kontaktbereiches mit geringerem Schubspannungsmaximum als beim Referenzfall a.

Beim Berechnungsfall b wurde dem konturnahen Anhydrit die gleiche Permeabilität ($k = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$) wie dem MgO-Beton zugewiesen. Die Berechnungsergebnisse des Falls b sind mit denen des Referenzfalls a vergleichbar, so dass auf eine detaillierte Darstellung der Ergebnisse an dieser Stelle verzichtet wird.

Für die Berechnungsfälle b und c werden über den gesamten Berechnungszeitraum im Dichtelement und im Kontaktbereich zum Dichtelement keine Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen.

8.2.2.4.3 Permeabilität des Abdichtungsbauwerkes

Beim Berechnungsfall g wurde dem MgO-Beton des Dichtelementes eine Permeabilität von $k = 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ zugewiesen (Berechnungsergebnisse Anlage 8.6, rechte Bilder). Aufgrund der geringen Durchlässigkeit (zwei Größenordnungen geringer als beim Referenzfall a) ist das Dichtelement zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre nur im Bereich der ersten Dezimeter durchströmt (Anlage 8.6, oberes, rechtes Bild). Die Belastungskonzentration bewirkt im Bereich des Dichtelementes vor der Fluidfront (noch nicht durchströmter Bereich) axiale Spannungen von

bis zu 6 MPa und infolge Querdehnung in radialer Richtung (normal zum Kontaktbereich) von bis zu 1,7 MPa (Anlage 8.6, rechte, mittlere Bilder).

Das Dichtelement ist beim Berechnungsfall g bei gleicher Belastung (Fluiddruck 6 MPa zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre) über eine geringere Tiefe durchströmt als beim Referenzfall a. Dementsprechend ist der Maximalbetrag der Schubspannung im Kontaktbereich wesentlich höher und die Fläche, über die der Schubeintrag ins Gebirge erfolgt, geringer, als beim Referenzfall a (Vergleich der rechten, unteren Bilder der Anlagen 8.4 und 8.6). Beim Berechnungsfall g werden zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre rechnerisch maximale Schubspannungen im Kontaktbereich von 2,8 MPa ausgewiesen.

Aufgrund der guten Verbundfestigkeit und der radialen Verspannung des Bauwerkes kann die Belastung bruchlos in das Gebirge übertragen werden. Lediglich im Randknoten am Übergang vom nicht eingespannten Widerlager zum Dichtelement, werden im Kontaktbereich rechnerisch Schubfestigkeitsüberschreitungen ausgewiesen (rotes Kreuz). Eine Beeinträchtigung der Funktionsfähigkeit des Bauwerkes ist dadurch jedoch nicht zu besorgen. Das Bauwerk ist, wie oben erläutert, radial mit bis zu 1,7 MPa (effektiv) eingespannt, so dass eine Ausweitung der Bereiche mit Festigkeitsüberschreitungen nicht zu erwarten ist. Auch die Vorstellung eines möglichen „Frac's“ im Kontaktbereich ist für die hier einwirkende Belastung unrealistisch. Ein „Frac“ setzt immer eine Drucksteigerung mit hoher Rate voraus. Die hier angenommene Belastungsrate von 6 MPa in 50 Jahren entspricht jedoch anschaulich einer Drucksteigerung von 3,3 cm Wassersäule pro Tag.

Wie beim Referenzfall a nehmen die Maximalbeträge der Schubspannungen mit fortschreitender Zeit beim Fall g weiter ab und in den neu durchströmten Bereichen wird eine Abnahme der effektiven Radialspannungen beobachtet (Ergebnisse hier nicht dargestellt). Eine weitere Reduzierung der radialen Effektivspannung am Übergang vom Dichtelement zum Widerlager wird jedoch nicht ausgewiesen, da der Fluiddruck in diesem Bereich mit 6 MPa konstant bleibt. Auch beim Berechnungsfall g werden im Kontaktbereich des Dichtelementes während des Durchströmungsvorgangs in radialer Richtung ausschließlich effektive Druckspannungen ausgewiesen und im Dichtelement (MgO-Beton) treten keine Festigkeitsüberschreitungen auf

8.2.2.4.4 Vorspannung des Abdichtungsbauwerkes

Die Berechnungsergebnisse für den Fall i, bei dem die Vorspannung des Dichtelementes 0,5 MPa beträgt, sind in der Anlage 8.7 dargestellt. Zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre (linke Bilder)

werden aufgrund der geringen Vorspannung etwa bis in eine Tiefe von 1,1 m im Kontaktbereich des Dichtelementes normal zu diesem rechnerisch Zugspannungen und bis in eine Tiefe von ca. 50 cm Festigkeitsüberschreitungen im Kontaktbereich ausgewiesen (rote Kreuze). In Bereichen, in denen Zugfestigkeitsüberschreitungen auf dem Interface ausgewiesen werden, können rechnerisch keine Schubspannungen mehr übertragen werden.

Mit fortschreitender Durchströmung nehmen die Bereiche, in denen im Kontaktbereich des Dichtelementes in radialer Richtung Zugspannungen ausgewiesen werden weiter zu und betragen zum Zeitpunkt $t = 100$ Jahre ca. 1,5 m (rechte Bilder der Anlage 8.7). Eine weitere Ausdehnung der Bereiche, in denen im Kontaktbereich Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen werden, erfolgt jedoch rechnerisch nicht, da die hier angesetzte Zugfestigkeit von $\sigma_z = 0,19$ MPa (zwischen MgO-Beton und Anhydrit) nicht überschritten ist. Da jedoch bei den Berechnungen für Bereiche, in denen Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen werden, keine Permeabilitätsanpassungen (und daran gekoppelte mögliche Porendruckveränderungen oder Effektivspannungsreduzierungen) erfolgen, werden die In-situ-Verhältnisse beim Fall i, bei dem im Kontaktbereich über größere Bereiche Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen werden, nur eingeschränkt wiedergegeben. Prinzipiell sollte das Dichtelement im Bereich der Kontaktfläche normal zu dieser während des Durchströmungsvorgangs vollständig überdrückt bleiben, was für den Berechnungsfall i rechnerisch nicht gezeigt werden konnte.

Aus den Berechnungsergebnissen leitet sich die Anforderung einer Vorspannung von wenigstens ca. 1 MPa im Bereich des Dichtelementes ab.

8.2.2.4.5 Belastungszeitraum

Mit dem Berechnungsfall e wird der Einfluss des Belastungszeitraumes untersucht. Der Fluiddruck wurde 10-mal schneller als beim Referenzfall a ($\Delta t = 50$ Jahre) über einen Zeitraum von 5 Jahren auf 6 MPa erhöht. In der Anlage 8.8 (linke Bilder) sind die Berechnungsergebnisse zum Zeitpunkt $t = 5$ Jahre dargestellt. Zu diesem Zeitpunkt ist das Dichtelement bis in eine Tiefe von ca. 2 m durchströmt.

Prinzipiell ist der Lastabtrag beim Fall e zum Zeitpunkt $t = 5$ Jahre mit dem des Falls g zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre (Anlage 8.6, rechte Bilder) vergleichbar. Die Belastungskonzentration bewirkt im Bereich des Dichtelementes vor der Fluidfront (noch nicht durchströmter Bereich)

axiale Spannungen von bis zu 4 MPa und infolge Querdehnung in radialer Richtung (normal zum Kontaktbereich) von bis zu 1,5 MPa (Anlage 8.8, linke, mittlere Bilder).

Beim Berechnungsfall e werden zum Zeitpunkt $t = 5$ Jahre rechnerisch maximale Schubspannungen im Kontaktbereich von 2,5 MPa ausgewiesen. Aufgrund der guten Verbundfestigkeit und der radialen Verspannung des Bauwerkes kann die Belastung bruchlos in das Gebirge übertragen werden. Lediglich in dem Randelement am Übergang vom nicht eingespannten Widerlager zum Dichtelement, werden im Kontaktbereich rechnerisch Schubfestigkeitsüberschreitungen ausgewiesen (rote Kreuze). Eine Beeinträchtigung der Funktionsfähigkeit des Bauwerkes wird jedoch wie beim Fall g nicht gesehen. Das Bauwerk ist, wie oben erläutert, radial mit bis zu 1,5 MPa (effektiv) eingespannt, so dass eine Ausweitung der Bereiche mit Festigkeitsüberschreitungen nicht zu erwarten ist.

Wie beim Referenzfall a nehmen die Maximalbeträge der Schubspannungen mit fortschreitender Zeit beim Fall e weiter ab und in den neu durchströmten Bereichen wird eine Abnahme der effektiven Radialspannungen beobachtet (Ergebnisse hier nicht dargestellt). Eine weitere Reduzierung der radialen Effektivspannung am Übergang vom Widerlager zum Dichtelement wird jedoch nicht ausgewiesen, da der Fluidruck in diesem Bereich mit 6 MPa konstant bleibt. Auch beim Berechnungsfall e werden im Kontaktbereich des Dichtelementes während des Durchströmungsvorgangs in radialer Richtung ausschließlich effektive Druckspannungen ausgewiesen und im Dichtelement (MgO-Beton) treten keine Festigkeitsüberschreitungen auf

8.2.2.4.6 Kompaktionsmodul des Abdichtungsbauwerkes

Beim Berechnungsfall h ist der Kompaktionsmodul des MgO-Betons mit $K = 0,5$ GPa halb so groß, wie beim Referenzfall a ($K = 1$ GPa). Die Berechnungsergebnisse sind tendenziell mit denen des Referenzfalls a vergleichbar und sind in der Anlage 8.8 (rechte Bilder) dargestellt. Ein negativer Einfluss der Verringerung des Kompaktionsmoduls des MgO-Betons auf 0,5 GPa wird in den Berechnungen nicht ausgewiesen.

8.2.2.5 Bewertung der Berechnungsergebnisse

Anhand des Referenzfalls a ($k_{ALZ} = 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, $k_{MgO\text{-}Beton} = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$, Belastungszeitraum $\Delta t = 50$ Jahre, $K_{MgO\text{-}Beton} = 1$ GPa, Vorspannung = 1 MPa) wurde das prinzipielle Tragverhalten des Abdichtungssystems unter Fluiddruckbeaufschlagung untersucht. Im Ergebnis der Berechnungen wurde gezeigt, dass im Dichtelement und der Kontaktfläche im Bereich

des Dichtelementes in radialer Richtung (normal zur Kontaktfläche) während des Durchströmungsvorgangs ausschließlich effektive Druckspannungen ausgewiesen wurden. Festigkeitsüberschreitungen werden rechnerisch weder im Bereich der Kontaktfläche Dichtelement / Hauptanhydrit noch im Dichtelement selbst ausgewiesen.

Berechnungen unter Variation verschiedener Parameter in vernünftigen Grenzen (Permeabilität des konturnahen Anhydrits $k_{ALZ} = 1 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ bis $k_{ALZ} = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$, Permeabilität des MgO-Betons $k_{MgO-Beton} = 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Belastungszeitraum $\Delta t = 5$ Jahre, Kompaktionsmodul des MgO-Betons $K_{MgO-Beton} = 0,5 \text{ GPa}$) brachten hinsichtlich der Bewertung (Einhaltung der Festigkeitskriterien im Kontaktbereich und Dichtelement) mit dem Referenzfall a vergleichbare Ergebnisse.

Beim Berechnungsfall i, bei dem die Vorspannung des Abdichtungsbauwerkes auf 0,5 MPa (Referenzfall a: 1 MPa) abgesenkt wurde, wurden im Kontaktbereich Festigkeitsüberschreitungen und Zugbeanspruchungen ausgewiesen. Aus den Berechnungen unter Variation der Vorspannung wurde die Anforderung einer Vorspannung von wenigstens ca. 1 MPa im Bereich des Abdichtungsbauwerkes abgeleitet.

Zusammenfassend wird aus den Ergebnissen der Berechnungen geschlussfolgert, dass die beim Einbau erreichte Permeabilität während des Durchströmungsvorgangs im Bereich des Dichtelementes und des Kontaktbereiches bei Gewährleistung einer Vorspannung im Dichtelement von ca. 1 MPa erhalten bleibt.

8.2.3 Numerische Modellrechnungen am dreidimensionalen Berechnungsmodell

8.2.3.1 Berechnungsmodell und Berechnungsziele

Die dreidimensionalen, gekoppelten mechanisch-hydraulischen Berechnungen wurden mit dem in der Anlage 8.9 dargestellten Modell durchgeführt (aus Übersichtlichkeitsgründen ist nur ein halbes Modell abgebildet). Das Modell umfasst in der Breite und Höhe jeweils 100 m und in Achsrichtung 80 m. Abgebildet sind fluiddruckseitig das erste 30 m lange Dichtelement und die dazugehörigen Widerlager sowie der umgebende Hauptanhydrit. Zwischen dem Hauptanhydrit und dem MgO-Beton ist in dem dreidimensionalen Berechnungsmodell kein Interface angeordnet.

Im Unterschied zum rotationssymmetrischen Berechnungsmodell wird bei dem dreidimensionalen Modell die Querschnittsgeometrie (4 m x 5 m) realitätsnah abgebildet und es können Klüfte in ihrer Raumlage (Anlage 8.9) "verschmiert" berücksichtigt werden.

Dementsprechend wird bei den Berechnungen am 3D-Modell besonderes Augenmerk auf die Ermittlung der Spannungen im konturnahen Hauptanhydrit nach dem ggf. erforderlichen Streckenausbruch (abhängig von den Untersuchungen zur Tiefe des aufgelockerten Konturbereiches) und während der Fluiddruckbeaufschlagung gelegt. Weiterhin erfolgt anhand der Festigkeitskriterien eine Bewertung des Kontaktbereiches MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit und des Betonkörpers selbst. Da der Kontaktbereich jedoch nicht durch ein Interface abgebildet ist (fester Verbund), müssen für die Bewertung die in den Konturelementen des Anhydrits wirkenden Spannungen ausgewertet werden.

8.2.3.2 Bewertungskriterien

Die Bewertungskriterien für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind die in den Kapiteln 5 und 6 für das Hauptanhydritgestein, die Klüfte im Anhydrit, den MgO-Beton DBM 2 und den Kontaktbereich Anhydrit / MgO-Beton ermittelten Scher- und Zugfestigkeiten. Liegen die Beanspruchungen im Verlauf der Berechnungen unterhalb der Festigkeitsgrenzen, wird von einem Erhalt der Einbaupermeabilität und damit von der Gebrauchstauglichkeit des Systems ausgegangen. Werden die Festigkeiten im Verlauf der Simulationen überschritten, kann der Erhalt der Einbaupermeabilität rechnerisch nicht gezeigt werden.

8.2.3.3 Berechnungsablauf, Kennwerte und Berechnungsfälle

Berechnungsablauf

Der Berechnungsablauf ist analog zum Berechnungsablauf am rotationssymmetrischen Modell. In Anlehnung an die Ergebnisse der Spannungsmessungen (Kapitel 5.2.1) wird ein Grundspannungszustand von 7 MPa horizontal und 11 MPa vertikal simuliert. Im ersten Bauzustand wird der Ostquerschlag ausgebrochen. Anschließend erfolgt im 2. Bauzustand der Einbau des Abdichtungsbauwerkes (Dichtelemente und Widerlager). Im Dichtelement wird in Anlehnung an die Ausführungen zum bautechnischen Nachweis (Kapitel 8.4) eine Vorspannung von einem MPa aufgebracht, während das druckseitige Widerlager konservativ schlaff (ohne Vorspannung) eingebaut wird. Der Fluiddruck wird im 3. Bauzustand auf die druckseitige Stirnfläche des Widerlagers und die Gebirgskontur des offenen Streckenbereiches aufgebracht. Entsprechend den Anforderungen aus Kapitel 4 wird der Fluiddruck über einen Zeitraum von 50 Jahren auf 6 MPa gesteigert (konservativ).

Kennwerte und Berechnungsfälle

Für die Untersuchung des konturnahen Hauptanhydrits nach Streckenausbruch (1. Bauzustand) wurden 3 Berechnungsfälle durchgeführt. Beim Fall I wurden im Hauptanhydrit keine Klüfte berücksichtigt (Anlage 8.9). Die für das Anhydritgestein angesetzten elastischen Kennwerte und Gesteinsfestigkeiten entsprechen denen der Berechnungen am rotations-symmetrischen Modell und sind in der Anlage 8.1 dargestellt.

Beim Berechnungsfall II wurden die Klüfte im Anhydrit mit ihrer Hauptkluftrichtung (Streichen 40 Gon, Einfallen 77 Gon, Anlage 8.9) "verschmiert" im Modell simuliert. Verschmiert simuliert bedeutet, dass im gesamten Modell in Richtung der Klufffläche die für die Klufffläche definierten Festigkeitseigenschaften (Anlage 8.9) angesetzt werden.

Der Fall III berücksichtigt konservativ die Nebenklufrichtung, deren Klüfte mit einem Streichen von 25 Gon im Vergleich zur Hauptkluftrichtung flacher zur Dammachse ausgerichtet sind, verschmiert im Berechnungsmodell.

Die Fluiddruckbeaufschlagung (3. Bauzustand) wurde in einem Berechnungsfall (Fall II-a) simuliert. Dabei wurden für den Anhydrit die für den Fall II erläuterten Kennwerte (mit Hauptklüften) angesetzt und die hydraulischen Kennwerte wie beim Referenzfall a am rotationssymmetrischen Modell gewählt (Anlage 8.2).

8.2.3.4 Berechnungsergebnisse und Bewertung der Berechnungsergebnisse

8.2.3.4.1 Fälle I bis III, 1. Bauzustand, Streckenausbruch

In der Anlage 8.10 sind für die Berechnungsfälle I bis III Bereiche, in denen konturnah Festigkeitsüberschreitungen im Anhydritgestein oder auf den Kluffflächen ausgewiesen wurden, gekennzeichnet.

Beim Berechnungsfall I (ohne Klüfte) werden aufgrund der hohen Gesteinsfestigkeit rechnerisch infolge von Spannungsumlagerungen beim Streckenausbruch keine Zug- oder Scherfestigkeitsüberschreitungen ausgewiesen (linke Bilder der Anlage 8.10).

Beim Fall II (mit Berücksichtigung der Hauptklüfte) werden im Bereich der Stöße lokal in einigen Randelementen (Dicke der Randelemente ca. 8 cm) Scherfestigkeitsüberschreitungen auf den Klüften ermittelt (mittlere Bilder der Anlage 8.10, rote Elemente). Bei der Interpretation der Scherfestigkeitsüberschreitungen muss berücksichtigt werden, dass die geringere Kluffestigkeit in Kluftrichtung beim Fall II konservativ im gesamten Modell

(verschmiert) angesetzt wurde, während die Klüfte in situ lediglich im Meter- bis mehrere Meter-Abstand aufgeschlossen wurden.

Infolge der flacher zur Achse ausgerichteten Nebenklüfte, reicht die Ausdehnung der Bereiche mit Scherfestigkeitsüberschreitungen auf den Klüften beim Fall III rechnerisch in der Mitte der Stöße bis in eine Tiefe von ca. 50 cm. Auch dieser Berechnungsfall ist hinsichtlich seiner Berechnungsannahmen konservativ, da die flach zur Achse ausgerichteten Klüfte im Modell verschmiert angenommen sind.

Die rechnerisch infolge von Spannungsumlagerungen beim Streckenausbruch ermittelte Ausdehnung des aufgelockerten Konturbereiches beträgt bei dem Rechenfall II lediglich wenige Zentimeter und beim Fall I werden keine Festigkeitsüberschreitungen ermittelt. Die Berechnungen bestätigen den visuellen Eindruck des kompakten, festen Anhydrits im Ostquerschlag der 4. Sohle.

Lokal sind im Anhydrit auch flacher zur Streckenachse ausgerichtete Klüfte denkbar. In diesen Bereichen ist, wie der Berechnungsfall III rechnerisch zeigt, lokal ein tiefer ausgedehnter aufgelockerte Konturbereich denkbar.

Bei den Berechnungen wird davon ausgegangen, dass der kompakte Anhydrit keine relevanten Schädigungen oder Auflockerungen an der Kontur aufweist, die ggf. bei der Streckenauffahrung oder durch die langen Standzeiten entstanden sind. In weiteren Planungsschritten sind daher In-situ-Untersuchungen zur Ausdehnung des aufgelockerten Konturbereiches vorzusehen und ggf. Festlegungen für einen Konturnachschnitt zu treffen.

Die Spannungskomponenten (x, y und z) sowie die minimalen Hauptspannungen nach Streckenausbruch sind für den Fall II in der Anlage 8.11 dargestellt.

Aufgrund der Spannungsanisotropie unterscheiden sich die konturnah in der Mitte der Stöße und der Mitte der Sohle bzw. Firste ermittelten Tangentialspannungen erheblich voneinander. Während in der Mitte der Stöße rechnerisch Tangentialspannungen von ca. -16,5 MPa ermittelt wurden (z-Richtung, rechtes, oberes Bild) betragen die Tangentialspannungen in der Mitte der Firste und der Sohle ca. -3 MPa (x-Richtung, linkes, oberes Bild).

8.2.3.4.2 Fall II-a, 3. Bauzustand Fluidruckbeaufschlagung

Die Berechnungsergebnisse für den Fall II-a zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre sind in den Anlagen 8.12 bis 8.16 dargestellt. Dabei sind die Porendruckverteilung im Sorelbetonbauwerk und

dem Anhydrit in der Anlage 8.12, die Schubspannungen im konturnahen Anhydrit in der Anlage 8.13 und die effektiven Spannungen im Sorelbeton und dem Anhydrit in den Anlagen 8.14 bis 8.16 abgebildet.

Die Berechnungsergebnisse des Falls II-a (3D) sind tendenziell mit denen des Falls a am rotationssymmetrischen Modell (Anlage 8.4, rechte Bilder für $t = 50$ Jahre) vergleichbar. Das Dichtelement ist zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre etwa auf einer Länge von 6 Metern durchströmt.

Der Schubeintrag in das Gebirge erfolgt wie beim rotationssymmetrischen Modell sowohl in dem durchströmten Abschnitt des Dichtelementes als auch vor der Fluidfront (infolge der Stauchung des Bauwerkes). Dabei sind die Maximalwerte der Schubbeanspruchung mit ca. 1 MPa (τ_{xy}) bzw. 1,1 MPa (τ_{yz}) bei den 3D-Berechnungen (Anlage 8.13) etwas geringer als die Schubspannungsspitze von $\tau_{max} = 1,15$ MPa beim rotationssymmetrischen Modell (Anlage 8.4, unteres, rechtes Bild). Das Ergebnis ist plausibel, da der Umfang im 3D-Modell (Rechteckquerschnitt) größer ist als beim rotationssymmetrischen Modell (Kreisquerschnitt). Im Bereich des druckseitigen Widerlagers werden nur sehr geringe Schubspannungen in das Gebirge übertragen, da aufgrund der um 2 Größenordnungen höheren Permeabilität ein annähernd konstanter Porendruck im Widerlager wirkt. Damit ist auch beim 3D-Modell (fester Verbund) in konservativer Weise gewährleistet, dass die gesamten Schubspannungen im Kontaktbereich des Dichtelementes wirksam werden.

Infolge der Durchströmung wird das Abdichtungsbauwerk in axialer Richtung gestaucht. Dies führt vor der Fluidfront (nicht durchströmter Bereich) zu einem Anstieg der effektiven Spannungen im Dichtelement und dem konturnahen Anhydrit (Anlagen 8.14 bis 8.16). Im bereits durchströmten Abschnitt des Dichtelementes und des konturnahen Anhydrits ist infolge des Porendrucks eine Abnahme der effektiven Spannungen zu beobachten.

Das Dichtelement bleibt jedoch in radialer Richtung (normal zum Kontaktbereich, Spannungen in x-Richtung und z-Richtung) vollständig überdrückt (Anlagen 8.14 und 8.16, obere Bilder). Lediglich in den Randelementen in der Mitte der Firste und des Stoßes am Übergangsbereich vom Dichtelement zum nicht vorgespannten Widerlager werden rechnerisch sehr geringe Zugspannungen von 0,03 MPa ausgewiesen (Anlage 8.16, oberes, linkes Bild), die jedoch deutlich geringer als die Zugfestigkeit des Sorelbetons und des Kontaktbereiches sind. Für den Fall II-a werden über den gesamten Berechnungszeitraum im Dichtelement keine Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen.

Auch im konturnahen Anhydrit werden mit Ausnahme der Randelemente in der Mitte der Firste und des Stoßes am Übergangsbereich vom Dichtelement zum Widerlager (rechnerisch sehr geringe Zugspannungen von 0,015 MPa, Anlage 8.16, untere Bilder) rechnerisch ausschließlich effektive Druckspannungen ausgewiesen (Anlagen 8.14 bis 8.16, untere Bilder). Festigkeitsüberschreitungen treten im konturnahen Anhydrit im Bereich des Dichtelementes infolge der Fluiddruckbelastung rechnerisch weder im Anhydritgestein noch auf den Klüften auf.

Zusammenfassend werden für den Fall II-a über den gesamten Berechnungszeitraum im Dichtelement und dem konturnahen Anhydrit im Bereich des Dichtelementes keine Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen. Die Schubbeanspruchungen für den Kontaktbereich sind mit denen am rotationssymmetrischen Modell vergleichbar. Dementsprechend wird aus den Ergebnissen der Berechnungen geschlossen, dass die beim Einbau erreichte Permeabilität während des Durchströmungsvorgangs im Bereich des Dichtelementes sowie des Kontaktbereiches und des konturnahen Anhydrits im Bereich des Dichtelementes bei Gewährleistung einer Vorspannung im Dichtelement von ca. 1 MPa erhalten bleibt.

8.2.4 Standsicherheitsnachweis

Bei den numerischen Berechnungen am rotationssymmetrischen Funktionsmodell wurden im Kontaktbereich bei Ansatz einer Vorspannung des Dichtelementes von 1 MPa keine Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen. Dementsprechend ist eine Verschiebung des Bauwerkes in axialer Richtung ausgeschlossen und der Nachweis der Standsicherheit damit geführt.

Im Folgenden wird ergänzend eine analytische Abschätzung zur Lagestabilität anhand von Gleichgewichtsbetrachtungen durchgeführt.

- Auf der druckseitigen Stirnfläche des Abdichtungsbauwerkes wirkt ein Fluiddruck von maximal 6 MPa. Unter Berücksichtigung einer Querschnittsfläche von $4 \text{ m} \times 5 \text{ m} = 20 \text{ m}^2$ ergibt sich eine einwirkende Kraft von $F_{\text{wirk.}} = 20 \text{ m}^2 \times 6 \text{ MPa} = 120 \text{ MN}$.
- Um die Standsicherheit zu gewährleisten, muss die einwirkende Kraft über Schub in das Gebirge eingetragen werden können. Die aufnehmbare Schubkraft beträgt $\tau_{\text{auf}} = U \times L (\tan \phi \times \sigma_n + c_{\text{erf.}})$, mit:

- Umfang des Streckenprofils $U = 18 \text{ m}$

- Länge des Abdichtungsbauwerkes $L = 125 \text{ m}$
 - Da die Normalspannung σ_n im Kontaktbereich nicht bekannt ist, wird konservativ der über Reibung aufnehmbare Spannungsanteil vernachlässigt und die für den Gleichgewichtszustand erforderliche Kohäsion ermittelt.
- Mit $\tau_{\text{auf}} \geq F_{\text{wirk.}}$ bzw. $U \times L \times c_{\text{erf.}} \geq F_{\text{wirk.}}$ errechnet sich die erforderliche Kohäsion zu
 $c_{\text{erf.}} \geq F_{\text{wirk.}} / (U \times L) = 120 \text{ MN} / (18 \text{ m} \times 125 \text{ m})$
 $c_{\text{erf.}} \geq 0,053 \text{ MPa}$.

Die für den Kontaktbereich ermittelten Scherfestigkeitsparameter (Kapitel 6) ($c = 0,29 \text{ MPa}$ und $\phi = 70^\circ$) sind deutlich größer als die in der Abschätzung ermittelten ($c_{\text{erf.}} = 0,053 \text{ MPa}$) bzw. angesetzten ($\phi = 0^\circ$) erforderlichen Parameter, so dass die Standsicherheit des Abdichtungsbauwerkes gezeigt ist.

8.2.5 Zusammenfassende Einschätzung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit

Anhand des Referenzfalls a ($k_{\text{ALZ}} = 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, $k_{\text{MgO-Beton}} = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$, Belastungszeitraum $\Delta t = 50$ Jahre, $K_{\text{MgO-Beton}} = 1 \text{ GPa}$, Vorspannung = 1 MPa) wurde das prinzipielle Tragverhalten des Abdichtungssystems unter Fluidruckbeaufschlagung am rotations-symmetrischen Modell untersucht. Im Ergebnis der Berechnungen wurde gezeigt, dass im Dichtelement und der Kontaktfläche im Bereich des Dichtelementes in radialer Richtung (normal zur Kontaktfläche) während des Durchströmungsvorgangs ausschließlich effektive Druckspannungen ausgewiesen wurden. Festigkeitsüberschreitungen wurden rechnerisch weder im Bereich der Kontaktfläche Dichtelement / Hauptanhydrit noch im Dichtelement selbst ausgewiesen.

Berechnungen unter Variation verschiedener Parameter in vernünftigen Grenzen (Permeabilität des konturnahen Anhydrits $k_{\text{ALZ}} = 1 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ bis $k_{\text{ALZ}} = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$, Permeabilität des MgO-Betons $k_{\text{MgO-Beton}} = 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Belastungszeitraum $\Delta t = 5$ Jahre, Kompaktionsmodul des MgO-Betons $K_{\text{MgO-Beton}} = 0,5 \text{ GPa}$) brachten hinsichtlich der Bewertung (Einhaltung der Festigkeitskriterien im Kontaktbereich und Dichtelement) mit dem Referenzfall a vergleichbare Ergebnisse.

Beim Berechnungsfall i, bei dem die Vorspannung bzw. der Quelldruck des Dichtelements auf $0,5 \text{ MPa}$ (Referenzfall a: 1 MPa) abgesenkt wurde, wurden im Kontaktbereich

Festigkeitsüberschreitungen und Zugbeanspruchungen ausgewiesen. Aus den Berechnungen unter Variation der Vorspannung wurde die Anforderung einer Vorspannung von mindestens ca. 1 MPa im Bereich des Dichtelementes abgeleitet.

Die Ergebnisse der dreidimensionalen Berechnungen sind tendenziell mit denen am rotationssymmetrischen Modell vergleichbar. Auch hier wurden für den Fall II-a über den gesamten Berechnungszeitraum im Dichtelement und dem konturnahen Anhydrit Bereich des Dichtelementes keine Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen. Die Schubbeanspruchungen für den Kontaktbereich sind mit denen am rotationssymmetrischen Modell vergleichbar.

Dementsprechend wird aus den Ergebnissen der numerischen Berechnungen der Kapitel 8.2.2 und 8.2.3 geschlussfolgert, dass die beim Einbau erreichte Permeabilität während des Durchströmungsvorgangs im Bereich des Dichtelementes sowie des Kontaktbereiches und des konturnahen Anhydrits im Bereich des Dichtelementes bei Gewährleistung einer Vorspannung im Dichtelement von ca. 1 MPa erhalten bleibt.

Der Nachweis der Standsicherheit wurde im Kapitel 8.2.4 erfolgreich geführt.

8.3 Nachweis der Langzeitbeständigkeit der Baustoffe

Die Bewertung der Langzeitstabilität der Hauptdichtelemente aus dem MgO-Beton der Rezeptur DBM 2 wurde im Unterauftrag von Prof. Voigt vom Institut für Anorganische Chemie der technischen Universität Bergakademie Freiberg durchgeführt.

Damit die Bewertung der Langzeitstabilität bereits zu einem sehr frühen Planungsstand beauftragt werden konnte und die Planungsarbeiten hierdurch nicht zeitlich beeinträchtigt werden, wurde für die Betrachtungen ein Bauwerk aus 4 Hauptdichtelementen mit jeweils 25 m und 5 Widerlagern mit jeweils 5 m angenommen. Dieser Bauwerksentwurf bzw. auch die gewählte Länge der Hauptdichtelemente weicht geringfügig von dem in Kapitel 7.1 beschriebenen Bauwerksentwurf ab, wobei das abschließend geplante Bauwerk aus 5 Widerlagern, 2 Hauptdichtelementen mit 25 m Länge und 2 Hauptdichtelementen mit 30 m Länge besteht. D. h., die Gesamtlänge der Hauptdichtelemente beträgt in Wirklichkeit 110 m und die der Widerlager 25 m. Insgesamt ergibt sich für das Magnesiabetonbauwerk eine Gesamtlänge von 135 m, und nicht von 125 m, wie bei der Bewertung der Langzeit-

beständigkeit zugrunde gelegt. Dieser Sachverhalt muss beim Übertragen der Ergebnisse auf das reale Bauwerk berücksichtigt werden.

Das von Prof. Voigt angefertigte Gutachten zur Bewertung der Langzeitbeständigkeit des MgO-Betons ist vollständig als Anhang A angefügt. Aufgrund der umfangreichen Untersuchungen wird in diesem Kapitel nur die gewählte Vorgehensweise (Kapitel 8.3.1) beschrieben, die Übertragung auf das reale Bauwerk vorgenommen und die abschließende Beurteilung (Kapitel 8.3.2) dargestellt.

8.3.1 Vorgehensweise

Zur Nachweisführung der chemischen und geochemischen Langzeitbeständigkeit wurden:

- a.) ausgehend von den Rezepturen die zu erwartenden Phasenbildungen und Restporenlösungen beim Abbinden auf thermodynamischer Grundlage berechnet,
- b.) mittels Pulverröntgendiffraktometrie (PXRD) der Phasenbestand abgebundener Proben ermittelt,
- c.) mittels thermischer Analyse die Bindungsformen von Wasser in den abgebundenen Proben untersucht,
- d.) aus den Ergebnissen von a.) bis c.) der Ausgangszustand für die Berechnungen festgelegt und
- e.) thermodynamische Berechnungen zu chemischen Veränderungen bei Durchströmung eines Segments durchgeführt.

Hierzu wurden die Segmente des Bauwerkes als sequentiell durchströmt betrachtet (ohne Rückvermischung). Zur Durchführung der Berechnungen wurde das Programm CHEMDARCY aufgestellt, in das alle vorgegebenen Randbedingungen eingearbeitet worden sind.

Den Berechnungen ging eine Überprüfung und Aktualisierung der thermodynamischen Datenbasis für die Inhaltsstoffe der Bauwerke (Magnesiaphasen, Silicatphasen, Salzwechsel-Wirkungsparameter) voraus. Die Ergebnisse der Berechnungen wurden auf chemische Plausibilität hin überprüft.

Bei den Durchströmungsberechnungen wurde ausschließlich eine an NaCl gesättigte Lösung betrachtet, da diese im Hinblick auf die geochemische Langzeitstabilität des MgO-Betons das größte Schädigungspotenzial aufweist. Berechnungen mit einer IP21-Lösung würden keine Veränderungen im MgO-Beton ausweisen.

Für den MgO-Beton der Rezeptur DBM 2 wurde konservativ eine Anfangspermeabilität von 10^{-18} m² zugrunde gelegt, die etwa eine Größenordnung oberhalb der im Labor gemessenen Gaspermeabilitäten liegt. Der hydraulische Widerstand von der Vordichtung aus dem zementgebundenen Konstruktionsmörtel wurde bei den Betrachtungen ebenfalls nicht berücksichtigt (konservativ).

8.3.2 Gesamtbeurteilung der Ergebnisse

Entsprechend dem Planungskonzept der K-UTEC AG besteht das Abdichtungsbauwerk aus vier Hauptdichtelementen mit einer Gesamtlänge von ca. 110 m sowie fünf MgO-Beton-Widerlager mit jeweils 5 m aus dem Magnesiabeton (DBM 2). Die Gesamtlänge des aus Magnesiabeton errichteten Abdichtungsbauwerks beträgt ca. 135 m. Zusätzlich befindet sich jeweils an der Stirnseite ein weiteres Abdichtungssegment (Vordichtung), das aus einem quellfähigen, zementgebundenen Konstruktionsmörtel besteht und den direkten Kontakt des MgO-Betons mit NaCl-Lösung verzögern bzw. verhindern soll (zementgebundene Baustoffe korrodieren bei Anwesenheit von MgCl₂). Allerdings wird bei der Bewertung der Langzeitbeständigkeit der Hauptdichtelemente aus Magnesiabeton von den Vordichtungen kein Kredit genommen.

Die festigkeits- und strukturbildende Feststoffphase in den MgO-Betonsegmenten ist die Sorelphase 3-1-8. Diese wird von Salzlösungen wie sie in Salzformationen auftreten nur angegriffen, wenn der MgCl₂-Gehalt unter 0,5 mol/kg H₂O, also etwa unter 50 g MgCl₂/kg H₂O absinkt. Erfahrungswerte aus abgesoffenen oder gefluteten Salzbergwerken in denen Kalilager (Hartsalz oder Carnallit) aufgeschlossen sind zeigen, dass der MgCl₂-Gehalt in der Grubenlösung schnell ansteigt und sich die Lösung in Richtung einer Q-Lösung mit MgCl₂-Gehalten von deutlich über 50 g MgCl₂/kg H₂O entwickelt.

Unter Berücksichtigung der am Standort des ERA Morsleben anzutreffenden Verhältnisse bzw. der Tatsache, dass auch hier die Kalilager an unterschiedlichen Stellen und insbesondere vor dem Abdichtungsstandort im Grubengebäude aufgeschlossen sind, ist mit großer Sicherheit eine MgCl₂-haltige Lösung im Grubengebäude zu erwarten. Die dauerhafte Annahme einer reinen NaCl-Lösung am Abdichtungsstandort kann quasi ausgeschlossen werden, ist aber für die Betrachtungen äußerst konservativ.

In den durchgeführten Untersuchungen wurde gezeigt, dass die Abbindereaktion des vorgesehenen MgO-Betons der Rezeptur DBM 2 tatsächlich fast ausschließlich die Sorelphase 3-1-8 liefert. Der verwendete Füllstoff Anhydrit ist mit der Sorelphase im

thermodynamischen Gleichgewicht. Quarzsand kann mit basischen Magnesiumverbindungen wie den Sorelphasen zu Magnesiumsilicaten reagieren, aber für nennenswerte Umsätze ist bei einer Gebirgstemperatur von 25 °C ein Zeitraum von 30.000 Jahren zu kurz.

Für den Nachweis der chemischen Langzeitbeständigkeit wurden Berechnungen zur Durchströmung eines Dichtelements von 25 m mit einer gesättigten NaCl-Lösung unter einem Fluidruck von 6 MPa durchgeführt. Es wurde kein Kredit genommen von viskositäts erhöhenden Lösungsbestandteilen, einer rechnerisch ermittelten geringeren Anfangsporosität und einer an Laborproben gemessenen geringeren Anfangspermeabilität des MgO-Betons. Auch wurde der für die Sorelphase stabilisierende Effekt gelösten CaCl_2 aus den vorgeschalteten Zementelementen nicht berücksichtigt.

Für die Beschreibung der Permeabilitätsentwicklung in Abhängigkeit der Porosität wurden zwei in der Literatur verbreitete Ansätze in die Berechnungen implementiert und bei der Bewertung der Langzeitbeständigkeit des MgO-Betons zugrunde gelegt.

Unter den o. g. Bedingungen und bei einer angenommenen Anfangsporosität von 20 % sowie einer Anfangspermeabilität von 10^{-18} m^2 wurden in Abhängigkeit der verwendeten Permeabilitäts/Porositätsbeziehung Zeiträume von 4.800 bzw. 11.300 Jahren berechnet, um die festigkeits- bzw. strukturbildende Sorelphase über 25 m Länge zu zersetzen. Da gemäß dem Planungskonzept der K-UTEC AG das Abdichtungsbauwerk aus vier Segmenten mit einer Gesamtlänge von ca. 110 m besteht, beträgt die Gesamtdauer etwa 21.100 bzw. 49.700 Jahre (bei 100 m Länge 19.200 bzw. 45.200 Jahre), bis die Sorelphase zersetzt ist. Zieht man in Betracht, dass die Widerlager, die aus dem gleichen MgO-Beton hergestellt werden, nochmals den Phasenbestand eines MgO-Betonsegments mit 25 m Länge liefern, ergeben sich für die vollständige Zersetzung der Sorelphase Zeiträume von etwa 25.900 Jahren bzw. 61.000 Jahren.

Eine Anpassung der Lösungsviskosität von 2 mPa·s (reine Steinsalzlösung) auf etwa 3 mPa·s zöge eine Verlängerung des Zersetzungsprozesses (bezogen auf den Fall 2, die ungünstigste Permeabilitäts/Porositätsbeziehung) auf ca. 38.800 Jahre nach sich. Da mehr als $\frac{1}{3}$ der Zeit das MgO-Betonbauwerk noch mit viskoser Porenflüssigkeit (6 mPa·s) gefüllt ist, wäre eine solche Korrektur mehr als gerechtfertigt.

Infolge der Zersetzung der Sorelphase steigt die Porosität und Permeabilität in den Dichtelementen an. Bei vollständiger Zersetzung der Sorelphase nimmt die Porosität um ca.

10 % zu, wobei dies entsprechend der gewählten Porositäts/Permeabilitätsbeziehung zu einer Permeabilitätserhöhung um etwa den Faktor 2 bzw. 10 führt.

Unter den im ERA Morsleben vorhandenen Randbedingungen ist davon auszugehen, dass in der Nachbetriebsphase am Abdichtungsstandort immer eine, zumindest zum Teil, an MgCl_2 gesättigte Grubenlösung anstehen wird. Bei bereits geringen MgCl_2 -Gehalten in der Lösung ($\geq 50 \text{ g MgCl}_2/\text{kg H}_2\text{O}$) ist das Abdichtungsbauwerk aus dem MgO-Beton mit der Rezeptur DBM 2 langzeitstabil und es tritt keine Zersetzung der Sorelphase auf.

In Abhängigkeit der gewählten Permeabilitäts/Porositätsbeziehung werden selbst bei unterstelltem Vorhandensein einer reinen NaCl-Lösung (worst-case) Zeiträume zwischen rund 25.900 und 61.000 Jahren berechnet, bis die Sorelphase vollständig zersetzt ist. Mit zunehmender Zersetzung der Sorelphase steigt die Porosität und Permeabilität in den Dichtelementen an. Bei vollständiger Zersetzung der Sorelphase und der ungünstigsten angenommenen Permeabilitäts/Porositätsbeziehung erhöht sich die Permeabilität in den Dichtelementen aus MgO-Beton auf einen Wert von ca. 10^{-17} m^2 .

8.4 Bautechnischer Nachweis

Der bautechnische Nachweis beinhaltet die Nachweise, die neben den numerischen Modellrechnungen zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit des Abdichtungsbauwerks im Hauptanhydrit notwendig sind. Hierzu gehören insbesondere der Nachweis der Rissfreiheit der Dichtelemente, die Auswirkungen der Temperaturdehnungen sowie die bautechnische Machbarkeit eines solchen Abdichtungsbauwerks.

8.4.1 Rissfreiheit der Dichtelemente - Temperaturdehnungen

Ein wesentlicher Punkt bei der Gebrauchstauglichkeit von massigen Betonbauwerken ist der Nachweis der Rissfreiheit bzw. Rissbegrenzung. Risse können in einem Bauwerk auftreten, wenn die Bauteilzugfestigkeit (Bauwerkswiderstand) kleiner ist als die durch die Beanspruchungen hervorgerufenen Spannungen (Einwirkungen). D. h., Risse entstehen nur, wenn im Baukörper Zugspannungen auftreten. Hieraus folgt im Umkehrschluss aber auch, dass keine Risse entstehen können, solange keine Zugspannungen vorhanden sind. Dementsprechend ist der Nachweis der Rissfreiheit erbracht, wenn sichergestellt ist, dass jeder Punkt im Betonkörper zu jedem Zeitpunkt bzw. in jedem Bauzustand überdrückt ist.

Wie im Kapitel 3.1 und im Kapitel 6.1.1.2 bereits beschrieben, ist die Abbindereaktion des MgO-Betons durch eine exotherme Reaktion und eine Volumenzunahme gekennzeichnet. Bei dem MgO-Beton der Rezeptur DBM 2 wurden beim Abbinden eine Temperaturerhöhung (gegenüber der Umgebungstemperatur) von 40 bis 50 K und eine Volumenzunahme von 2,1 Vol-% gemessen. Bei einer für den Abdichtungsstandort charakteristischen Gebirgstemperatur von etwa 22 °C sind für das massige MgO-Betonbauteil Einbautemperaturen von gut 60 bis 70 °C zu erwarten. Infolge der Temperaturerhöhung würde sich ein nicht eingezwängter Betonkörper ausdehnen und bei Abkühlung entsprechend zusammenziehen. Die Kontraktion in Verbindung mit festem Verbund führt in der Regel zu Zugspannungen im Betonkörper und bei Überschreitung der Bauteilzugfestigkeit zu Rissen. Der MgO-Betonkörper, der in seiner Ausdehnung durch die Widerlager behindert ist, kann dagegen nur eine thermisch induzierte Druckspannung aufbauen, die bei Abkühlung wieder verloren geht. Darüber hinaus führen die chemischen Abbindereaktionen bzw. die Bildung der stabilen 3:1:8-Sorelphase auch zu einer Volumenzunahme, die ebenfalls bei Behinderung der Dehnung in eine Druckspannung überführt wird. D. h., wenn die durch das Quellen entstandenen Druckspannungen immer größer sind als der Spannungsverlust bei der Abkühlung, dann müssen die aus dem MgO-Beton hergestellten Dichtelemente rissfrei sein.

Die Auswertungen der Quelldruckmessungen (ohne Fehlmessungen) im Technikumsversuch (Kapitel 6.1.1.2) zeigen für den MgO-Beton der Rezeptur DBM 2, dass dieser über den gesamten Versuchszeitraum (etwa 190 Tage) überdrückt ist. Infolge der exothermen Abbindereaktion steigt der Quelldruck innerhalb weniger Tage auf etwa 29 bar an und sinkt infolge der Abkühlung auf etwa 11 bis 13 bar ab. Im Weiteren erfolgt wieder eine Erhöhung der Druckspannung durch die Volumenzunahme bei der Phasenumwandlung von der 5:1:8- zur 3:1:8-Sorelphase. Nach der Versuchsdauer von etwa 110 Tagen verbleibt die gemessene Druckspannung bei konstant ca. 23 bar. Risse können daher im MgO-Betonkörper nicht entstehen. Dieser Sachverhalt wird auch durch das spätere Ausschalen des Großzylinders aus dem Technikumsversuch visuell und durch die in Bohrlöchern durchgeführten Permeabilitätstests messtechnisch bestätigt.



Abbildung 5: Ausgebauter Großzylinder mit Bohrungen für die Permeabilitätsmessungen

Ein separater rechnerischer Nachweis zur Rissfreiheit mit Hilfe von Spannungskriterien, wie dieser z. B. bei zementgebundenen Betonbauwerken teilweise geführt wird, ist aufgrund des Quellverhaltens des MgO-Betons bzw. der immer vorhandenen Druckspannungen nicht erforderlich.

8.4.2 Schädigung der Anhydrit-Gebirgskontur durch Frac

Infolge der hohen gemessenen Zugfestigkeiten des Anhydritgesteins (siehe Kapitel 5.2.2.1) sind Festigkeitsüberschreitungen infolge des sich im MgO-Beton aufbauenden Quelldrucks nicht zu erwarten.

8.4.3 Statischer Nachweis zum Lastabtrag der Widerlager

Der Bauwerksentwurf sieht vor, dass die Hauptdichtelemente zwischen zwei Widerlager betoniert werden, so dass die beim Abbinden des MgO-Betons auftretende Volumendehnung behindert wird und sich eine Vorspannung ausbilden kann. Daher ist für die Widerlager nachzuweisen, dass diese beim Aufbau des Quelldrucks in ihrer Lage verbleiben

bzw. die beim Abbinden des MgO-Betons auftretenden Lasten abtragen können. D. h. im Rahmen eines statischen Nachweises muss gezeigt werden, dass die Widerlager aus dem MgO-Beton die beim Quellen des Hauptdichtelements auftretenden Druckspannungen abtragen können.

Gemäß Kapitel 6.1.1.2 bzw. den beim Technikumsversuch gemessenen Drücken treten die maximalen Quelldrücke nicht bei der Bildung der stabilen 3:1:8-Sorelphase auf, sondern bei der exothermen Abbindereaktion infolge Wärmedehnung. Da die exothermen Reaktionen im Wesentlichen innerhalb der ersten 10 Stunden nach dem Anmischen des MgO-Betons ablaufen, werden auch in diesem Zeitraum die maximalen Druckspannungen gemessen. Diese betragen beim Technikumsversuch ca. 28 bar. Unter Berücksichtigung eines hydrostatischen Drucks infolge der Baustoffeinbringung von der 2. Sohle von 17 bar und eines Teilsicherheitsbeiwerts von 1,4 für den maximalen Druck aus dem Technikumsversuch ergibt sich ein Wert von 57 bar. Bei einem Streckenquerschnitt von 22,5 m² resultiert hieraus eine axiale Kraft von ca. 130 MN, die auf die Widerlager wirkt.

Im einfachsten Fall ist die Standsicherheit der Widerlager gewährleistet, wenn die einwirkende Kraft über Schub in das Gebirge eingetragen werden kann. Die aufnehmbare Schubkraft beträgt $\tau_{\text{auf}} = U \times L (\tan \phi \times \sigma_n + c_{\text{erf}})$, wobei der Umfang des Streckenprofils mit $U = 18 \text{ m}$ und die Länge des Widerlagers $L = 5 \text{ m}$ angenommen wird. Da bei den MgO-Widerlagern die Normalspannung σ_n im Kontaktbereich nicht bekannt ist, wird konservativ der über Reibung aufnehmbare Spannungsanteil vernachlässigt und die für den Gleichgewichtszustand erforderliche Kohäsion ermittelt.

Mit $\tau_{\text{auf}} \geq F_{\text{wirk}}$ bzw. $U \times L \times c_{\text{erf}} \geq F_{\text{wirk}}$ errechnet sich die erforderliche Kohäsion zu:

$$c_{\text{erf}} \geq F_{\text{wirk}} / (U \times L) = 130 \text{ MN} / (18 \text{ m} \times 5 \text{ m}) \text{ bzw.}$$

$$c_{\text{erf}} \geq 1,44 \text{ MPa.}$$

Da z. B. für den Kontaktbereich MgO-Beton und Anhydrit im Hinblick auf die ermittelten Scherfestigkeitsparameter (Kapitel 6) nur eine Kohäsion von $c = 0,29 \text{ MPa}$ ermittelt worden ist, wird deutlich, dass der Lastabtrag nur durch eine entsprechende Widerlagergeometrie möglich ist.

Als Widerlagergeometrie wird daher eine einfache Kegelstumpf- oder Prismatoidform gewählt. Diese Form der Streckenkontur lässt sich auch im Anhydritgebirge z. B. leicht mit Hilfe einer Teilschnittmaschine herstellen.

Für den statischen Nachweis der Widerlagerfunktion wird vereinfacht ein Kegelstumpf angenommen, dessen Mantelfläche mit 6 Grad geneigt ist. Die Länge des Kegelstumpfs beträgt 5 m, der Radius an der Luftseite 2,0 m und der Radius an der Betonseite berechnet sich entsprechend des Neigungswinkels zu ca. 2,5 m. Der Winkel von 6 Grad wurde unter statischen Gesichtspunkten in Anlehnung an den ehemaligen Fachbereichstandard "Bauten unter Tage" (TGL 11 388/02; /16/) für Schutzbauten mit massiven statischen Widerlagern der Kategorie II gewählt. Bei der Bemessung wurde das in dem Fachbereichstandard genannte Verhältnis von Bauwerkslänge und Radius für ein gebirgsverbundenes Widerlager von $L \geq 2 \cdot r$ zugrunde gelegt.

Der statische Nachweis ist geführt, wenn gezeigt wird, dass die im Widerlager und im lastabtragenden Gebirge infolge der Quellung des MgO-Betons auftretenden Spannungen nicht die Festigkeitskennwerte des Widerlagerbaustoffs und des Anhydritgebirges überschreiten. Ein Versagen des Systems in der Kontaktfuge infolge der Schubspannungen wird nicht betrachtet, da durch die "keilförmige" Geometrie das Bauwerk gegen das Gebirge gedrückt wird. Eventuelle Verschiebungen des Widerlagers auf Grund eines Fugenversagens werden daher vernachlässigt. Ein Versagen des Widerlagerbauwerks ist somit nur möglich, wenn die Festigkeitsgrenzen des MgO-Betons oder Gebirges überschritten werden.

Der Lastabtrag den das Gebirge leisten muss kann vereinfacht über die Flächendifferenz der luftseitigen und betonseitigen Kreisfläche bzw. der senkrecht zur Kraftwirkung projizierten Kreisringfläche des Kegelstumpfs abgeschätzt werden. Die Flächendifferenz berechnet sich bei der o. g. Geometrie zu 7,07 m², wobei sich bei einer auf das Widerlager wirkenden axialen Kraft von 130 kN hieraus eine Flächenpressung (Druckspannung) von 18,39 MPa berechnet, die auf den Anhydrit wirkt. Entsprechend den Ausführungen in /25/ wurden für den Hauptanhydrit folgende einaxiale Bruchfestigkeiten gemessen:

$$z3HA5 = 116,8 \text{ MPa}$$

$$z3HA8 = 84,2 - 89,1 \text{ MPa}$$

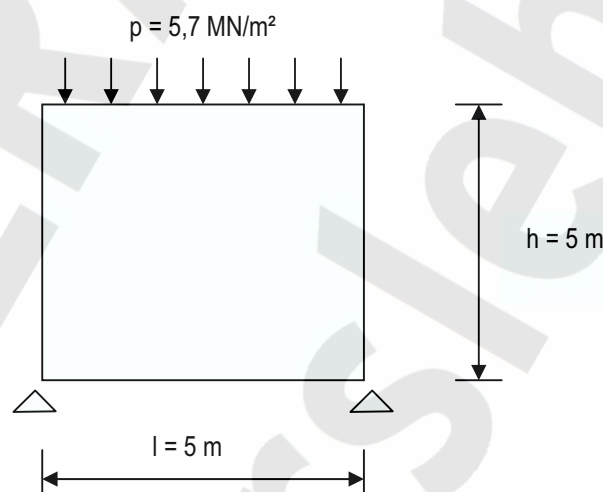
$$z3HA9 = 105,5 \text{ MPa}$$

$$z3HA11 = 69,9 \text{ MPa}$$

Vergleicht man die auf den Anhydrit projizierte Flächenpressung von 18,39 MPa mit den Bruchfestigkeiten der verschiedenen stratigraphischen Anhydriteinheiten, so wird deutlich, dass eine Festigkeitsüberschreitung im Anhydritgebirge nicht möglich ist. Selbst die

geringste gemessene einaxiale Bruchfestigkeit liegt um den Faktor 4 oberhalb der berechneten Beanspruchung. Im Rahmen dieses vereinfachten statischen Nachweises wurde auf den Ansatz von Teilsicherheitsbeiwerten auf Seiten der Materialparameter verzichtet. Aufgrund fehlender Daten zum Anhydrit wurden des Weiteren anstatt der Verbandsparameter die in den durchgeführten Laborversuchen ermittelten Bruchfestigkeiten verwendet.

Im Weiteren muss gezeigt werden, dass die am Widerlager angreifenden Kräfte nicht zu Festigkeitsüberschreitungen am MgO-Betonkörper führen. Hierfür wird das MgO-Betonwiderlager vereinfacht als massiges Betonbauteil betrachtet, das an den unteren Rändern bzw. deren Ecken fest aufliegt und von der oberen Seite, wie in der nachfolgenden Skizze dargestellt, mit dem Quelldruck belastet wird.



Für eine vereinfachte Betrachtung wird das Widerlager zu einer massiven Quadratplatte idealisiert und als 4-seitig gestützte Platte ohne Einspannung (nach Pieper/Martens) modelliert. Die "Widerlagerplatte" besitzt keine volle Drillfähigkeit. Als Spannweite für das Widerlager wird die Länge von 5 m angesetzt, die dem größten Durchmesser entspricht. Die Höhe der Widerlagerplatte entspricht der Länge des Widerlagers von 5 m. Das Feldmoment (m_f) berechnet sich gemäß Schneider-Bautabelle aus:

$$m_f = \frac{p \cdot l^2}{f_x^0}$$

$$f_x^0 = \text{Tabellenwert}$$

wobei für f_x^0 gemäß Schneider-Bautabelle bzw. entsprechend dem Stützseitenverhältnis und der Stützungsart für diese Geometrie ein Wert von 20 gilt.

Für das oben skizzierte Modell berechnet sich hieraus ein Feldmoment von

$$m_f = \frac{5,7 \text{ MN/m}^2 \cdot 5 \text{ m} \cdot 5 \text{ m}}{20} = 7,13 \text{ MNm}$$

und führt in der Widerlagerplatte zu der folgenden Biegezugspannung:

$$I = \frac{l \cdot h^3}{12} = 52,1 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{M \cdot h}{I \cdot 2} = \frac{7,13 \text{ MNm} \cdot 5 \text{ m}}{52,1 \text{ m}^4 \cdot 2} = 0,34 \text{ MN/m}^2$$

Gemäß Kapitel 6.1.1.1 wurden für den MgO-Beton Biegezugfestigkeiten zwischen 12,3 MPa (7d) und 16,7 MPa (28d) gemessen. Diese liegen weit (Faktor 35 - 50) über der Biegezugfestigkeit, die im vereinfachten Modell im MgO-Betonkörper auftreten können. Selbst unter der Annahme, dass infolge der abweichenden Geometrie zwischen Kegelstumpf und Widerlagerplatte die Biegezugspannung im Kegelstumpfwiderlager um eine Größenordnung höher ist, ist ein Versagen des MgO-Betonwiderlagers auszuschließen.

Im Ergebnis dieser Betrachtungen ist sichergestellt, dass die Lage des MgO-Betonwiderlagers gewährleistet ist und weder im MgO-Beton noch im anstehenden Anhydritgebirge Festigkeitsüberschreitungen zu besorgen sind.

8.4.4 Hydraulische Betrachtungen

8.4.4.1 Querschnittsgemittelte integrale Permeabilität

Im Langzeitsicherheitsnachweis wird für das Abdichtungsbauwerk ein hydraulischer Widerstand angenommen, der sich bei einer querschnittsgemittelten integralen

Anfangspermeabilität von $k \leq 10^{-18} \text{ m}^2$ (im Referenzfall) ergibt. Die querschnittsgemittelte integrale Permeabilität setzt sich aus der Permeabilität des Abdichtungskörpers und der Permeabilität der angrenzenden Auflockerungszone bis hin zum unverritzten Anhydritgebirge zusammen. Damit unterschiedliche Permeabilitäten in der Auflockerungszone berücksichtigt werden können, wird diese durch eine Kontaktzone, die direkt an den Abdichtungskörper angrenzt, und einen aufgelockerten Anhydritbereich in den Berechnungen unterschieden. Die integrale Permeabilität des Abdichtungsbauwerks kann daher näherungsweise wie folgt berechnet werden:

$$k_{\text{int}} = \frac{A_{\text{MgO}} \cdot k_{\text{MgO}} + A_{\text{K}} \cdot k_{\text{K}} + A_{\text{ALZ}} \cdot k_{\text{ALZ}}}{A_{\text{LZSN}}}$$

mit k_{int} : integrale Permeabilität

A_{MgO} : Querschnittsfläche des Baukörpers

k_{MgO} : Permeabilität des Baukörpers

A_{K} : Querschnittsfläche der Kontaktzone

k_{K} : Permeabilität der Kontaktzone

A_{ALZ} : Querschnittsfläche des angrenzenden, aufgelockerten Anhydritgebirges

k_{ALZ} : Permeabilität des angrenzenden, aufgelockerten Anhydritgebirges

A_{LZSN} : Bezugswert für die Querschnittsfläche aus der Langzeitsicherheitsanalyse

Das unverritzte und kompakte Anhydritgebirge kann bei diesen Betrachtungen aufgrund seiner geringen Permeabilität ($k < 10^{-20} \text{ m}^2$) vernachlässigt werden, da der Lösungstransport infolge des Permeabilitätskontrast nur über den MgO-Betonkörper der Abdichtung sowie des ggf. angrenzenden und aufgelockerten Gebirgsbereichs stattfinden wird.

Da die Konzeptplanung keine Standorterkundung des Anhydritgebirges vorsieht, wird an Hand von Fallbetrachtungen das Vorhandensein von Zonen mit höheren hydraulischen Leitfähigkeiten betrachtet sowie für diese Fälle die integrale Permeabilität der Abdichtung berechnet und mit der zulässigen integralen Permeabilität verglichen.

Fall 1:

- Kein Nachschnitt des Anhydritgebirges
- Permeabilität des MgO-Betons (größter für NaCl-Lösung ermittelter

Permeabilitätsmesswert; siehe Anhang C)

- Querschnittsfläche des Abdichtungskörpers: 4,0 m x 5,0 m
- keine erhöhte Durchlässigkeit in der Kontaktzone
- gleichmäßig ausgebildete Auflockerungszone im Anhydrit (50 cm)

Daten für Berechnung: $A_{\text{MgO}} = 20 \text{ m}^2$
 $k_{\text{MgO}} = 4 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$
 $A_{\text{K}} = 0 \text{ m}^2$
 $k_{\text{K}} = 0 \text{ m}^2$
 $A_{\text{ALZ}} = 10 \text{ m}^2$
 $k_{\text{ALZ}} = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$
 $A_{\text{LZSN}} = 22,5 \text{ m}^2$

Für den Fall 1 berechnet sich die integrale Permeabilität zu: $k_{\text{int.}} = 8,00 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$

Die im Fall 1 berechnete integrale Permeabilität erfüllt die Gebrauchstauglichkeit des Abdichtungsbauwerks bzw. hält die geforderte integrale Permeabilität von $\leq 10^{-18} \text{ m}^2$ ein. Das Ergebnis zeigt aber auch, dass eine ggf. vorhandene Auflockerungszone mit einer erhöhten Permeabilität nicht zwangsläufig nachgeschnitten werden muss. Dies ist im Rahmen der späteren Bauausführung sorgfältig abzuwägen.

Fall 2:

- kein Nachschnitt des Anhydritgebirges
- Permeabilität des MgO-Betons (größter für NaCl-Lösung ermittelter Permeabilitätsmesswert; siehe Anhang C)
- Querschnittsfläche des Abdichtungskörpers: 4,0 m x 5,0 m
- allseitig ausgebildete Auflockerungszone (50 cm) mit hoher Permeabilität ($1,0 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$)

Daten für Berechnung: $A_{\text{MgO}} = 20,0 \text{ m}^2$
 $k_{\text{MgO}} = 4 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$
 $A_{\text{K}} = 0 \text{ m}^2$
 $k_{\text{K}} = 0 \text{ m}^2$

$$A_{ALZ} = 10 \text{ m}^2$$

$$k_{ALZ} = 1 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$$

$$A_{LZSN} = 22,5 \text{ m}^2$$

Für den Fall 2 berechnet sich die integrale Permeabilität zu: $k_{int.} = 4,48 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$

Der Fall 2 veranschaulicht, dass bei der angenommenen Auflockerungszone mit der hohen hydraulischen Leitfähigkeit die geforderte integrale Permeabilität von $\leq 10^{-18} \text{ m}^2$ für das Gesamtbauwerk nicht eingehalten werden kann. In diesem Fall ist ein Nachschnitt der Streckenkontur zwingend erforderlich.

Fall 3:

- Nachschnitt des Anhydritgebirges (50 cm)
- Permeabilität des MgO-Betons (größter für NaCl-Lösung ermittelter Permeabilitätsmesswert; siehe Anhang C)
- Querschnittsfläche des Abdichtungskörpers: 5,0 m x 6,0 m
- Kontaktzone (2,5 cm) mit erhöhter Permeabilität (10^{-17} m^2)

Daten für Berechnung:

$$A_{MgO} = 30 \text{ m}^2$$
$$k_{MgO} = 4 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$$
$$A_K = 0,5525 \text{ m}^2$$
$$k_K = 1 \cdot 10^{-178} \text{ m}^2$$
$$A_{ALZ} = 0 \text{ m}^2$$
$$k_{ALZ} = 0 \text{ m}^2$$
$$A_{LZSN} = 22,5 \text{ m}^2$$

Für den Fall 3 berechnet sich die integrale Permeabilität zu: $k_{int.} = 7,7889 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$

Der Fall 3 zeigt, dass bei schonendem Nachschnitt der Auflockerungszone das Erreichen einer querschnittsgemittelten Permeabilität von $\leq 10^{-18} \text{ m}^2$ möglich ist.

An dieser Stelle wird darauf hingewiesen, dass erst nach erfolgter Standorterkundung eine genaue Bewertung der hydraulischen Leitfähigkeit des konturnahen Anhydrits erfolgen kann. Nach dem Vorliegen der entsprechenden Kennwerte ist ggf. in weiteren Planungsschritten eine erneute Betrachtung zur integralen Permeabilität des Abdichtungsbauwerks vorzunehmen.

8.4.4.2 Durchfluss durch das Gesamtsystem

Der Durchfluss durch das Gesamtsystem setzt sich aus dem Fluss durch den MgO-Betonkörper und die Auflockerungszone zusammen. Stellvertretend für die Summe der jeweiligen Teilströme können vereinfachend die in Kapitel 8.4.4.1 ermittelten integralen Permeabilitäten für Berechnungen herangezogen werden.

Zur Berechnung der in einer Zeiteinheit durchgeflossenen Lösungsmenge (Q) wird das Gesetz nach Darcy verwendet:

$$Q = k_f \cdot l \cdot A \cdot t$$

Mit Hilfe der Gesetzmäßigkeit zur hydraulischen Leitfähigkeit (k_f) und der Permeabilität (k)

$$k_f = \frac{k \cdot \rho \cdot g}{\eta} \quad \text{ergibt sich für den Durchfluss:} \quad Q = \frac{k_{\text{int}} \cdot \rho \cdot g}{\eta} \cdot l \cdot A \cdot t$$

mit Q: Durchfluss [m³]

k_{int} : integrale Permeabilität [m²] für die Fälle 1 - 3 aus Kapitel 8.4.4.1

ρ : Dichte der Salzlösung [kg/m³] = 1.200 kg/m³

g : Erdbeschleunigung [m/s²] = 9,81 m/s²

η : dynamische Viskosität der Salzlösung [Pa · s] = $2 \cdot 10^{-3}$ Pa · s

l: hydraulischer Gradient [-] = 5,45

A: beaufschlagte Fläche [m²] = 22,5 m²

t: Beaufschlagungsdauer [s] = 1 Jahr

Bei der Berechnung des hydraulischen Gradienten wird ein einseitiger Lösungsdruck von 6 MPa gemäß den Planungsrandbedingungen, eine hydraulisch wirksame Länge des Gesamtbauwerks von 110 m sowie die Viskosität und Dichte einer NaCl-Lösung angesetzt.

Im Ergebnis der Berechnungen wird für den

Fall 1 ein Durchfluss von 18,22 Liter /Jahr,

Fall 2 ein Durchfluss von 1020,58 Liter/Jahr und

Fall 3 ein Durchfluss von 17,72 Liter/Jahr

berechnet, der durch das Bauwerk in das Ostfeld fließt. Der zusätzlich wirkende hydraulische Widerstand aus den Widerlagern und Vordichtungen wird hierbei konservativ vernachlässigt.

Insbesondere zeigen diese Berechnungen, dass selbst bei unterschiedlichen Annahmen zur ggf. vorhandenen Auflockerungs- bzw. Kontaktzone, das Gesamtsystem sehr robust ist und die jährlich in das Ostfeld einströmende Lösungsmenge (auch bei Nichteinhaltung der querschnittsgemittelten integralen Permeabilität) sehr gering ist (ca. 1 m³/Jahr).

8.4.4.3 Hydraulischer Widerstand

In der Modellvorstellung des Langzeitsicherheitsnachweises werden der Querschnitt, die Länge und die Permeabilität des Abdichtungsbauwerks zum hydraulischen Widerstand zusammengefasst, der sich wie folgt berechnet:

$$W_{ges.} = \frac{l}{k_{int.} \cdot A}$$

mit l : Länge der Abdichtung
 A : Querschnittsfläche der Abdichtung
 $k_{int.}$: Integrale Permeabilität der Abdichtung

Mit Hilfe der im Langzeitsicherheitsnachweis verwendeten Eingangsdaten für das Abdichtungsbauwerk im Hauptanhydrit auf der 4. Sohle ($L = 150$ m, $A = 22,5$ m², $k_{int.} = 10^{-18}$ m²) berechnet sich der hydraulische Widerstand im Referenzfall zu:

$$W_{ges.} = 6,67 \cdot 10^{18} \text{ m}^{-3}$$

Der in dieser Unterlage ausgearbeitete Bauwerksentwurf sieht zwar vor, dass die gesamte zur Verfügung stehende Länge (150 m) für das Bauwerk genutzt wird, aber infolge der notwendigen Widerlager sowie der aus bautechnischer Sicht empfehlenswerten Vordichtungen verkürzt sich unter konservativen Annahmen die hydraulisch wirksame Länge nur auf die Länge der 4 Hauptdichtelemente (110 m).

Unter Berücksichtigung der in Kapitel 8.4.4.1 ermittelten integralen Permeabilitäten und der für das Bauwerk notwendigen Längenkorrektur werden für die Fälle 1 bis 3 folgende hydraulische Widerstände berechnet:

$$\text{Fall 1: } W_{ges.} = 6,11 \cdot 10^{18} \text{ m}^{-3}$$

$$\text{Fall 2: } W_{ges.} = 1,09 \cdot 10^{17} \text{ m}^{-3}$$

$$\text{Fall 3: } W_{ges.} = 6,28 \cdot 10^{18} \text{ m}^{-3}$$

Im Vergleich zu dem o. g. Referenzwert aus der Langzeitsicherheitsanalyse weist lediglich der Fall 2 (erwartungsgemäß) einen deutlich kleineren hydraulischen Widerstand auf. In den Fällen 1 und 3 wird trotz der in den Berechnungen angesetzten etwas geringen Gesamtlänge ein annähernd vergleichbarer hydraulischer Widerstand berechnet.

8.4.5 Bautechnische Machbarkeit

Wie im Kapitel 3.1 dargestellt, wurden aus Magnesiabaustoffen bereits unterschiedliche Abdichtungsbauwerke hergestellt. Allerdings hatten diese Bauwerke dabei nur statische Funktionen. Erst mit dem Bau der Strömungsbarrieren im Forschungsbergwerk Asse musste der Magnesiabaustoff neben einer statischen - auch eine Dichtfunktion erfüllen. Der für den Bau der Strömungsbarrieren verwendete Baustoff ist in seinen Eigenschaften, seinem Verhalten und seiner Handhabung mit dem für die Abdichtung im Hauptanhydrit geplanten MgO-Beton der Rezeptur DBM 2 vergleichbar. Des Weiteren besitzen die Strömungsbarrieren im Bergwerk Asse vergleichbare Dimensionen und werden unter den Randbedingungen eines Salzbergwerks erstellt. Bereits 2003 wurde im Forschungsbergwerk Asse eine 40 m lange Pilotströmungsbarriere (2 Widerlager + Dichtelement) aus dem MgO-Beton der Rezeptur 29.6 A2 errichtet. In den Jahren 2007 wurden 2 weitere Strömungsbarrieren und in 2008 eine weitere Barriere errichtet. Der Nachweis der bautechnischen Machbarkeit eines derartigen Abdichtungsbauwerks liegt daher gegenständlich (mehrfach) vor.

Bei der Errichtung der Strömungsbarrieren erfolgt der Einbau des MgO-Betons, wie auch für das Abdichtungsbauwerk im Hauptanhydrit vorgesehen, über Bohrungen. Die Herstellung des MgO-Betons erfolgt in einer untertägigen Baustoffanlage mit einer maximalen Leistung von 20 m³/h. Die Trockenbaustoffe werden pneumatisch über Rohrleitungen zum Einbauort transportiert und dort in einer mobilen Misch- und Pumpeinheit entsprechend den Rezepturvorgaben angemischt. Die speziell für die Herstellung des MgO-Betons konzipierte Anlage läuft zuverlässig mit den projektierten Leistungsparametern /27/.

8.5 Nachweis der Einhaltung der Anforderungen einer temporären Abdichtung

Für die Phase des Stilllegungsbetriebes (maximal 12 Jahre) muss die dem Ostfeld zugewandte Vordichtung (VD O) den Anforderungen an eine temporäre Abdichtung genügen. Diese sind (siehe auch Kapitel 4.3):

- technisch dicht gegenüber Fluidrücken bei 80 m Überstauhöhe
- Lastabtrag des anstehenden Fluiddruckes (ca. 1 MPa bei 80 m Überstauhöhe einer NaCl-Lösung)
- Dichtheit für die Dauer des Stilllegungsbetriebes (12 Jahre)
- hohe Korrosionsstabilität gegenüber NaCl-Lösung

Die Standsicherheit gegenüber dem anzunehmenden Fluiddruck kann überschlägig auf Basis eines Scherpfropfenmodells wie folgt abgeschätzt werden:

Als Pfropfengeometrie werden eine Querschnittfläche von 22,5 m², ein Umfang von 18 m und eine Länge von 10,0 m zugrunde gelegt. Aus diesen Parametern ergibt sich die Mantelfläche zu 180 m², die im Kontakt mit dem Anhydritgebirge steht und über die der Lastabtrag erfolgen kann. Bei einer axialen Fluiddruckbelastung von 1 MPa beträgt bei einer Querschnittsfläche von 22,5 m² die auf den Pfropfen wirkende axiale Kraft 22,5 MN.

Das Versagen des Pfropfens wird mit Hilfe des Mohr-Coulomb'schen Bruchkriteriums bewertet. Im Grenzfall gilt:

$$\tau = \sigma_v \tan \phi + c$$

mit: τ = Schubspannung in MPa

σ_v = Vorspannung (Quelldruck) in MPa

ϕ = Winkel innerer Reibung

c = Kohäsion in MPa

In einem ersten Fallbeispiel wird angenommen, dass infolge der nur geringen Quelleigenschaften des Konstruktionsmörtels keine Vorspannung des Bauwerks prognostiziert werden kann (konservativ Lastabtrag ohne Berücksichtigung eines Reibungswinkels, $\phi = 0$ Grad, Vorspannung = 0 MPa). Zur Aufnahme der axialen Kraft von 22,5 MN beträgt die erforderliche Kohäsion

$$c = 22,5 \text{ MN} / 180 \text{ m}^2 = 0,12 \text{ MPa}$$

Die ermittelte Anforderung an die Kohäsion wird im Vergleich zu bisher ermittelten Kontaktfestigkeiten zwischen Baustoff und Wirtsgestein als gering eingeschätzt. Z. B. wurde für den Verbund zwischen MgO-Beton und Anhydrit eine Kohäsion von 0,29 MPa ermittelt.

In einem zweiten Fallbeispiel wird infolge der Quelleigenschaften des Materials und der Injektion eine Vorspannung von 0,5 MPa angenommen. Für den Verbund zwischen dem Pfropfen und Anhydritgebirge werden aufgrund der mit dem MgO-Beton vergleichbaren Festigkeitseigenschaften des Konstruktionsmörtels die für den Verbund MgO-Beton/Anhydrit ermittelten Kennwerte angesetzt und konservativ mit dem Faktor 0,5 multipliziert. Hieraus errechnet sich dann für den Konstruktionsmörtel ein Reibungswinkel von $\phi = 35^\circ$ und eine Kohäsion von 0,15 MPa.

Mit den o. g. Kennwerten für die Kohäsion, den Reibungswinkel und die Vorspannung berechnet sich im Grenzfall eine Schubspannung von 0,50 MPa. Bei einer Kontaktfläche von 90 m^2 kann damit eine axiale Belastung von 45,0 MN in das Gebirge eingetragen werden. Da die über den Fluiddruck maximal mögliche axiale Belastung nur 22,5 MN betragen kann, ist die Tragfähigkeit der temporär wirkenden östlichen Vordichtung gewährleistet.

Der Nachweis der "technischen Dichtheit" des Vordamms kann mit Hilfe des Gesetzes von Darcy erfolgen und ist erbracht, wenn gezeigt werden kann, dass die Lösungsfront innerhalb des Nachweiszeitraums nicht durch das Bauwerk dringen kann. Dies setzt aber auch voraus, dass das Bauwerk weitgehend rissfrei ist. Da der Konstruktionsmörtel nicht schwindet und nach 28 Tagen eine Volumenzunahme von 0,2 bis 0,4 Vol-% erfährt, können lediglich an den Stirnseiten, die an die Schalwände angrenzen und bei denen keine vollständige Zwängung besteht, Risse auftreten. Daher wird für den hydraulischen Nachweis eine um jeweils 1 m an den Stirnflächen verkürzte hydraulisch wirksame Gesamtlänge von 8 m berücksichtigt.

Der Durchfluss durch das Vordichtelement berechnet sich nach Darcy wie folgt:

$$Q = k_f \cdot I \cdot A \cdot t$$

mit: Q = Durchfluss in m^3

k_f = Hydraulische Leitfähigkeit in m/s

I = Hydraulischer Druckgradient (Druckhöhe / Bauwerkslänge)

A = Querschnittsfläche in m^2

t = Beaufschlagungsdauer in Sekunden

Bei einer zugrunde gelegten Gaspermeabilität von $4,1 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ bzw. einem k_f -Wert von $2,38 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}$ (für NaCl-Lösung mit der Dichte 1.200 kg/m^3 und der Viskosität von $2,03 \cdot 10^{-3} \text{ Pa s}$) berechnet sich hieraus für eine 8 m lange Vordichtung ein Gesamtfluss nach

12 Jahren von 0,247 m³. Unter Berücksichtigung einer für einen Betonbaustoff üblichen Gesamtporosität von 15 - 10 % führt diese Lösungsmenge zu einer Eindringtiefe der Lösungsfront von etwa 7,3 bis 10,9 cm. Selbst unter der Annahme, dass nur ein Zehntel der Gesamtporosität hydraulisch wirksam ist, dringt die Lösung nur etwa 73 bis 109 cm in das Bauwerk ein. Eine Durchströmung der Vordichtung ist daher ausgeschlossen.

Gemäß dem Bauwerksentwurf ist an der östlichen Vordichtung eine Epoxydharz- oder Acrylat-Injektion in der Kontaktfuge vorgesehen. Hierdurch wird sichergestellt, dass neben der Überdrückung und Abdichtung der Kontaktfuge durch den quellfähigen Konstruktionsmörtel, eine Umläufigkeit der Vordichtung ausgeschlossen ist.

Der für die Vordichtung vorgesehene Konstruktionsmörtel enthält als Bindemittel einen Hochofenzement der Bezeichnung CEM III/B. Dieser Hochofenzement verfügt neben einer niedrigen Wärmefreisetzung beim Abbinden über eine hohe Sulfatbeständigkeit bzw. eine hohe Korrosionsbeständigkeit gegenüber NaCl-Lösungen. Unter Berücksichtigung der nach 12 Jahren zu erwartenden Eindringtiefe der Lösungsfront von maximal etwa 100 cm, ist das Vordichtelement über den gesamten Nachweiszeitraum gebrauchstauglich. Maßgebliche Korrosionserscheinungen sind daher nicht zu erwarten.

Im Hinblick auf die an die temporäre Abdichtung gestellten Anforderungen erfüllt die östliche Vordichtung diese in vollem Umfang.

8.6 Zusammenfassende ingenieurtechnische Einschätzung

Die vorliegende Konzeptplanung zur Abdichtung des Ostquerschlags auf der 4. Sohle sieht vor, diesen im Bereich des Hauptanhydrits auf einer Länge von ca. 155 m zu verschließen. Das Abdichtungsbauwerk selbst besteht aus 4 Hauptdichtelementen mit Widerlagern, die jeweils aus dem MgO-Beton DBM 2 hergestellt werden, und 2 an den Stirnseiten vorgeschalteten Vordichtungen aus zementbasiertem Konstruktionsmörtel.

Dieses Konstruktionsprinzip wurde gewählt, um bei einem potenziellen Lösungszutritt einen möglichst hohen Korrosionswiderstand für das gesamte Abdichtungsbauwerk zu gewährleisten. Gemäß der Szenarienanalyse erfolgt der potenzielle Lösungszutritt über die Restgrube und die Lösung trifft zuerst auf die westliche Vordichtung aus dem Konstruktionsmörtel. Im ungünstigsten Fall muss anfangs von einer Beaufschlagung mit einer NaCl-Lösung ausgegangen werden, die sich infolge der vorhandenen Kalilager (direkt vor dem

Abdichtungsstandort befindet sich das Kalilagerteil E) diese langfristig zu einer $MgCl_2$ -betonten Lösung aufsättigen wird. Die zementgebundene Vordichtung wird durch $MgCl_2$ -haltige Lösungen korrodiert, ist aber gegenüber einer anfänglich zutretenden NaCl-Lösung weitgehend korrosionsstabil, während die aus MgO-Beton bestehenden Hauptdichtelemente gegenüber NaCl-Lösungen nicht korrosionsstabil sind. Da die Vordichtung nur in Gegenwart $MgCl_2$ -haltiger Lösung korrodieren, wird damit sichergestellt, dass die MgO-Betondichtelemente nur in Kontakt mit $MgCl_2$ -haltigen Lösungen kommen können. Durch die Vordichtung erhält das gesamte Abdichtungsbauwerk eine "konstruktive Diversität" und mögliche Korrosionsauswirkungen werden minimiert. Bei den Nachweisen zur Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit wird von der Vordichtung kein Kredit genommen (konservativ).

Die östlich vorgelagerte Vordichtung übernimmt neben der Widerlagerfunktion für das Hauptdichtelement auch die temporäre Abdichtungsfunktion gegenüber einem instantan wirkenden Fluidruck, der bei der Verfüllung des Einlagerungsbereichs Ostfeld mit Salzbeton ggf. aus dem Absondern von Überschusslösung entstehen kann.

Die Hauptdichtung ist als lastabtragendes Dichtelement auf der Basis des Magnesiabetons DBM 2 ausgelegt. Dieses Bindersystem entwickelt einen vorzugsweise radial ausgerichteten Quelldruck ≥ 1 MPa und gewährleistet eine dauerhafte Einspannung. Die entsprechenden numerischen Berechnungen und Nachweise für die zu erwartenden und relevanten Bauzustände wurden geführt. Während des Durchströmvorgangs wurden ausschließlich effektive Druckspannungen ausgewiesen, Festigkeitsüberschreitungen wurden rechnerisch weder im Bereich der Kontaktfläche Dichtelement / Hauptanhydrit noch im Dichtelement selbst ermittelt. Im Ergebnis der durchgeführten rotationssymmetrischen und dreidimensionalen Modellrechnungen wurde die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit für das Abdichtungsbauwerk nachgewiesen.

Thermodynamische Betrachtungen und Modellrechnungen mit zwei unterschiedlichen Permeabilitäts/Porositätsbeziehungen weisen bei unterstelltem Vorhandensein einer reinen NaCl-Lösung (worst-case) Zeiträume zwischen rund 25.900 und 61.000 Jahren aus, bis die Sorelphase des gesamten MgO-Betonbauwerks vollständig zersetzt ist. Mit zunehmender Zersetzung der Sorelphase steigt die Porosität und Permeabilität im Abdichtungsbauwerk an. Bei vollständiger Zersetzung der Sorelphase und der ungünstigsten angenommenen Permeabilitäts/Porositätsbeziehung erhöht sich die Permeabilität in den Hauptdichtelementen auf einen Wert von ca. 10^{-17} m². Unter den im ERA Morsleben vorhandenen

Randbedingungen ist aber davon auszugehen, dass in der Nachbetriebsphase am Abdichtungsstandort immer eine, zumindest zum Teil, an MgCl_2 gesättigter Grubenlösung anstehen wird. Insbesondere befindet sich das Kalilagerteil E direkt vor dem Abdichtungsstandort. Gegenüber Lösungen mit $\geq 50 \text{ g MgCl}_2/\text{kg H}_2\text{O}$ sind die Hauptdichtelemente aus dem MgO-Beton der Rezeptur DBM 2 langzeitstabil.

Die bautechnische Machbarkeit wurde aufgezeigt und ist im Hinblick auf den Bau der Strömungsbarrieren auf der Schachtanlage Asse II gegenständlich nachgewiesen. Im Rahmen des Planungskonzepts werden 2 Varianten zur Baustoffeinbringung dargestellt, mit denen die Errichtung der Bauwerkskomponenten möglich ist. Als Vorzugsvariante wird die Baustoffeinbringung vom nächst höher gelegenen Niveau der 2. Sohle aus über Bohrungen vorgeschlagen. Dadurch wird es möglich, die Dichtungskomponente bereits während des Erhärtungsvorgangs mit einem konstanten Betonierdruck zu beaufschlagen.

Unter Zugrundelegung aller Aspekte und den durchgeführten Modellrechnungen kann geschlussfolgert werden, dass das Abdichtungsbauwerk aus dem MgO-Beton der Rezeptur DBM 2 den Erfordernissen hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit für einen Zeitraum von 30.000 Jahren gerecht wird bzw. dass es die im Kapitel 4.3 an das Verschlussbauwerk gestellten Anforderungen erfüllt.

9 Qualitätssicherung

9.1 Grundsätzliche Überlegungen zur Qualitätssicherung

Die Sicherung der Qualität eines geotechnischen Bauwerkes erfordert sowohl die Überwachung der eingesetzten Baustoffe als auch die Überwachung der Arbeitsabläufe bei der Vorbereitung des Abdichtungsstandortes und der fachgerechten Ausführung im Rahmen eines Bauablaufplanes und eines entsprechenden Beweissicherungsprogramms.

Für das Abdichtungsbauwerk im Hauptanhydrit kommen zwei Baustoffsysteme zum Einsatz:

- ein handelsüblicher zementgebundener Konstruktionsmörtel (z. B. von der Fa. Quick-mix) für die Vordichtung, der als überwachter und zertifizierter Trockenbaustoff vom Hersteller bezogen wird und ein
- MgO-basierter Magnesiabeton für die Hauptdichtung, der aus qualitätsgesicherten und am Markt erhältlichen Betonausgangsstoffen hergestellt wird.

Der MgO-Beton kann ähnlich dem Konstruktionsmörtel vorab in einem überwachten Dosier- und Mischprozess als vorgemischter Trockenbaustoff unter Einhaltung einer gleich bleibenden Qualität vorproduziert werden. Hierdurch wird das spätere Anmischen unter Tage deutlich vereinfacht, da in der untertägigen Baustoffanlage nur zwei Massenströme zusammengeführt werden müssen. Bei der Herstellung der beiden Baustoffsysteme ist neben der Eigen- auch eine Fremdüberwachung vorzusehen.

Darüber hinaus sind im Rahmen der Bauausführung Unterlagen zur Beweis- und damit auch zur Qualitätssicherung zu erstellen, die beispielsweise folgende Sachverhalte beinhalten:

- Standorterkundung vor der Bauausführung
- Dokumentation des Standortes nach der Vorbereitung für den Einbau
- Dokumentation von notwendigen Abweichungen gegenüber der Ausführungsplanung
- ggf. Gutachten oder Planungsunterlagen für erforderliche zusätzliche Maßnahmen
- Führung eines Bautagebuches zur Dokumentation des Bauablaufs
- Dokumentation der Ergebnisse der Eigen- und Fremdüberwachung

Im Vorfeld der Bauausführung ist eine Funktionsprüfung sämtlicher technischer Einrichtungen und Messsysteme vorzunehmen. Zusätzlich ist eine labortechnische Grundausstattung (Probenahmegeräte, Prüfkörperformen, Gerätschaften zur Bestimmung festgelegter Parameter) vorzuhalten. Die Einbauqualität der Abdichtungsbaustoffe ist durch eine regelmäßige Probenahme und Materialprüfung zu belegen.

Die Durchführung der Arbeiten hat mit qualifiziertem und für die Aufgabe vorbereitetem Personal zu erfolgen.

Die gesamten durchzuführenden qualitätssichernden Arbeiten sind vor der Bauausführung in einem QM-Plan verbindlich festzulegen. Für die jeweilige QM-Maßnahme bzw. den jeweiligen Überwachungsschritt sind dabei folgende Grundsätze zu regeln:

- Gegenstand der Überwachung (Was soll überwacht werden?)
- Orte der Überwachung (Wo soll überwacht werden?)
- Verfahren der Überwachung (Wie soll überwacht werden?)
- Umfang der Überwachung (Wie oft soll überwacht werden?)

Ziel des QM-Plans ist, dass sichergestellt wird, dass alle beeinflussenden Faktoren während der Bauausführung derart überwacht werden, dass unzulässige Abweichungen frühzeitig erkannt und korrigierende Maßnahmen rechtzeitig ergriffen werden können.

9.2 Qualitätssicherung bei der Vorbereitung des Standorts

Im Vorfeld der Bauausführung muss das an die Streckenkontur angrenzende Anhydritgebirge hinsichtlich der Permeabilität bzw. einer möglicherweise vorhandenen Auflockerungszone bewertet werden. Hierfür sind in geeigneten Abständen an ausgewählten Lokationen Kurzzeit-Permeabilitätstest durchzuführen und zu dokumentieren.

Der Standort ist im Ergebnis der Permeabilitätstest vorzubereiten. D. h., weisen die Permeabilitätstests eine ausgeprägte Auflockerungszone mit einer Durchlässigkeit von $> 10^{-18} \text{ m}^2$ auf, so ist die Streckenkontur durch Entfernen der aufgelockerten Bereiche anforderungskonform herzustellen. Nach dem Nachschnitt ist dies durch erneute Permeabilitätstest zu belegen und zu dokumentieren.

Unabhängig eines ggf. notwendigen Nachschnitts der Streckenkontur muss in jedem Fall der Firstbereich im Bereich der Dichtelemente für den formschlüssigen Einbau der Baustoffe hergerichtet werden. Hierbei wird in die Firstkontur ein geneigter Schlitz gesägt oder die gesamt Firstkontur erhält eine Neigung bzw. läuft domförmig auf den Baustoffeinlauf- bzw. Entlüftungspunkt (Bohrung) zu.

Nach Abschluss der Vorbereitungsarbeiten ist die jeweilige Lokation markscheiderisch aufzunehmen (Vermessung) und die Einhaltung der geforderten First-/Schlitzneigung nachzuweisen. Die Ergebnisse aus den Vermessungen sind zu dokumentieren und dienen der Beweissicherung.

9.3 Qualitätssicherung bei der Baustoffherstellung

Grundsätzlich müssen alle Baustoffe bzw. Betonausgangsstoffe so transportiert, gelagert oder behandelt werden, dass sich deren Eigenschaften nicht wesentlich verändern, z. B. durch klimatische Einwirkungen, Vermischung oder Verunreinigung. Bei der Baustoffherstellung müssen die Überwachungsschritte so angelegt sein, dass wesentliche Änderungen, die die Eigenschaften der hergestellten Baustoffe beeinflussen, rechtzeitig aufgedeckt und angemessene Gegenmaßnahmen eingeleitet werden können.

9.3.1 Baustoff für die Vordichtung

Der für die Vordichtung vorgesehene zementgebundene Konstruktionsmörtel ist ein güteüberwachtes und zertifiziertes Handelsprodukt (Trockenbaustoff), das vor Ort in einem bestimmten Verhältnis mit Wasser zum Fertigmörtel anzumischen ist.

Bei Anlieferung des Materials erfolgt eine Konformitätsprüfung, die sicherstellt, dass die vereinbarten Quantitäts- und Qualitätsmerkmale eingehalten werden. Dazu sind die Begleitpapiere (z. B. Lieferscheine, Wiegekarten) auf Richtigkeit und Vollständigkeit zu prüfen. Die Überprüfung der Qualitätsmerkmale erfolgt anhand von Rückstellproben, die von jeder Liefercharge entnommen werden. Die zu prüfenden physikalischen, chemischen bzw. baustoffkundlichen Parameter werden in dem QM-Plan festgelegt.

Wird bei der Konformitätsprüfung bzw. der Materialannahme eine Nichtübereinstimmung mit den Liefervereinbarungen festgestellt, ist die Annahme zu verweigern und Kontakt mit dem Hersteller/Lieferer aufzunehmen. Können die Abweichungen nicht zweifelsfrei geklärt werden, ist die Lieferung zurückzuweisen.

Treten bei der stichprobenartigen Überprüfung der Qualitätsmerkmale Abweichungen bei den vorgegebenen Zielbandbreiten auf, sind die Überwachungsintervalle zu verringern und Kontakt mit dem Erzeuger aufzunehmen, um die Gründe für die Abweichungen zu ermitteln und die Ursachen abzustellen. Bei Überschreitungen festgelegter Grenzen, bei den z. B. die Baustoffeigenschaften gefährdet sind (z. B. zu geringer Zementgehalt), wird die gesamte Liefercharge des Konstruktionsmörtels verworfen.

9.3.2 Baustoff für die Hauptabdichtung

Der MgO-Beton für die Hauptabdichtung setzt sich aus folgenden (trockenen) Einzelkomponenten zusammen:

- Magnesiumoxid,
- Quarzsand,
- Anhydritmehl und
- Microsilica.

Als Anmischflüssigkeit wird eine hochkonzentrierte $MgCl_2$ -Lösung (Edelsole) eingesetzt. Zusätzlich wird dem MgO-Beton beim Anmischen noch ein Fließmittel zugegeben. Die jeweiligen Einzelstoffe kommen aus qualitätsüberwachten Produktionsanlagen. Für die untertägige Herstellung des MgO-Betons sollte vorzugsweise, ähnlich dem Konstruktionsmörtel für die Vordichtungen, ein vorgemischter Trockenbaustoff verwendet werden, der in einem qualitätsgesicherten und überwachten Mischprozess über Tage hergestellt wird.

Bei der Herstellung des vorgemischten Trockenbaustoffs sind die angenommenen Ausgangsstoffe hinsichtlich festgelegter Rezeptur und Qualitätsmerkmale entsprechend dem QM-Plan zu überwachen und von den jeweiligen Ausgangsstoffen Rückstellproben zu entnehmen. Die Ergebnisse aus der Qualitätssicherung müssen bei Anlieferung des Trockenbaustoffs auf dem ERAM zusammen mit den jeweiligen Lieferscheinen vorgelegt und dokumentiert werden.

Treten bei der Analyse der Einzelstoffe nicht tolerierbare Abweichungen von den vereinbarten Zielbandbreiten oder bei der Dosierung von den Rezepturvorgaben auf, ist die betroffene Charge des Trockenbaustoffs zu verwerfen. Bei Abweichungen innerhalb der

zulässigen Zielbandbreiten ist der Kontrollumfang zu erhöhen und sind entsprechende Gegenmaßnahmen einzuleiten, bis der/die vorgegebene/n Sollwert/e wieder erreicht ist/sind.

Der nach Rezeptur produzierte Trockenbaustoff ist bei Anlieferung auf Konformität und hinsichtlich festgelegter Qualitätsmerkmale zu überprüfen (Lieferschein, Mischprotokoll, Protokolle der Eigenüberwachung, Rückstellproben, etc.). Die Annahme des vorgemischten Trockenbaustoffs erfolgt analog Punkt 9.3.1.

9.4 Qualitätssicherung bei der Bauwerkerrichtung

9.4.1 Baustoffanlage/technische Ausstattung

Die Baustoffe müssen vor Ort in deutlich gekennzeichneten Behältern oder Silos gelagert werden, um Fehler in der Verwendung der Stoffe zu vermeiden.

Die Dosiereinrichtung in der Baustoffanlage muss so beschaffen sein, dass eine Dosierung der jeweiligen Ausgangskomponente in einem Toleranzbereich von $\pm 3\%$ der erforderlichen Menge gewährleistet ist und dieser Toleranzbereich unter den praktischen Betriebsbedingungen eingehalten wird.

Der zum Anmischen der Baustoffe verwendete Mischer muss in der Lage sein, mit dem Fassungsvermögen innerhalb der vorgesehenen Mischdauer eine gleichmäßige Dispergierung der Ausgangsstoffe und eine gleichmäßig gemischte Suspension zu erzielen. Die Mischdauer ist entsprechend festzulegen und zusammen mit der Rezeptur in einer Mischanweisung zu verankern.

Vor Beginn der Baustoffherstellung ist die hierfür notwendige technische Ausrüstung/Ausstattung auf den ordnungsgemäßen Betrieb zu kontrollieren (Funktionsprüfung). Die Kontrolle der Ausstattung muss sicherstellen, dass die Vorrichtungen für die Lagerung, die Wäge- und Dosiereinrichtungen, der Mischer, die Förderpumpe und die entsprechenden Steuergeräte in gutem Betriebszustand sind. Durch eine vorbeugende Instandhaltung der Baustoffanlage sind mögliche Betriebsstörungen zu minimieren.

Die genauen Überwachungsschritte sind in Abhängigkeit der bei der Bauwerksausführung vorhandenen Baustoffanlage und den bei der technischen Ausstattung vom Hersteller vorgegebenen Wartungs- und Instandsetzungsintervallen in dem QM-Plan festzulegen.

9.4.2 Anmischprozess

Die Überwachung der Herstellung der Abdichtungsbaustoffe vor Ort erfolgt primär über die Dosierung der vorgemischten Trockenbaustoffe (Konstruktionsmörtel und MgO-Beton) und der Anmischflüssigkeit. Die Dosierung der Trockenbaustoffe wird üblicherweise gravimetrisch realisiert, die Anmischflüssigkeit (bei der Vordichtung Wasser, bei den Hauptdichtelementen MgCl₂-Lösung) wird entsprechend den Rezepturvorgaben volumetrisch (bei bekannter Dichte) oder ggf. gravimetrisch dosiert.

Die Überwachung des Anmischprozesses erfolgt durch die protokollierte Einwägung der Betonausgangsstoffe. Anhand der Dosierprotokolle ist eine direkte Kontrolle der Rezeptureinhaltung gegeben. Zusätzlich wird der Frischmörtel/-beton hinsichtlich ausgewählter und im QM-Plan festgelegter Parameter überwacht (z. B. Suspensionsdichte, Temperatur, Konsistenz, etc.).

Insbesondere ist bei der Baustoffeinbringung von der 2. Sohle aus bzw. dem notwendigen hydraulischen Transport die Konsistenz der angemischten Baustoffe eine wichtige zu überwachende Größe, die den störungsfreien und kontinuierlichen Betonierbetrieb gewährleistet.

Konsistenzkorrekturen sind nur durch die Anmischflüssigkeitsmenge in den vorgegebenen Grenzen möglich. Ist eine Überschreitung der vorgegebenen Grenze notwendig, z. B. bei Gefahr der Verstopfung der Verfüllleitung, so darf die entsprechende Mörtel-/Betoncharge nicht mehr für den Bau des Dichtelements verwendet werden.

Zum Nachweis der mechanischen Eigenschaften und der Permeabilität der Baustoffe werden diese in festgelegten Intervallen im Rahmen einer Eigen- und Fremdüberwachung beprobt und hinsichtlich festgelegter Eigenschaften untersucht. Die Art und der Umfang der durchzuführenden Prüfungen sind Gegenstand des QM-Plans.

Die Ergebnisse aus den jeweiligen Überwachungsschritten und die der Eigen- und Fremdüberwachung sind zu dokumentieren.

9.4.3 Baustoffeinbau

Der Einbau des MgO-Betons in die einzelnen Hauptabdichtungssegmente und des Konstruktionsmörtels in die Vordichtungen soll vorzugsweise kontinuierlich erfolgen (frisch in frisch). Als kontinuierlicher Einbau gilt eine Betonage, in der die Verfüllunterbrechungen nicht länger als die Verarbeitungszeit (Topfzeit) des Baustoffs sind. Gemäß Kapitel 6.1.1 und 6.2

gilt für beide Baustoffe (MgO-Beton und Konstruktionsmörtel) eine Verarbeitungszeit (Topfzeit) von 2 Stunden. Daher sind während des Einbaus beider Baustoffe nur Verfüllunterbrechungen von < 2 Stunden grundsätzlich zulässig.

Im Vorfeld der Betonage ist das für den frisch in frisch Einbau notwendige Baustoffvolumen zu bestimmen bzw. anhand der Streckengeometrie festzulegen. Entsprechend der benötigten Volumina ist eine ausreichende Bevorratung der vorgemischten Trockenbaustoffe sowie der Anmischflüssigkeiten in der Nähe der Baustoffanlage vorzusehen.

Während der Betonage in den Hauptdichtelementen und Vordichtungen sind die Verfüllmengen, die Förderraten sowie die Verfüllunterbrechungen entsprechen den Festlegungen im QM-Plan zu protokollieren.

Ergibt sich infolge länger anhaltender Betriebsstörungen (z. B. Stromausfall im Grubengebäude) eine Unterbrechung der Betonage um mehr als 2 Stunden, so ist vor Wiederaufnahme des Betonierbetriebs sicherzustellen und nachweislich zu dokumentieren, dass der frisch in frisch Einbau der Baustoffe in den Hauptdichtelementen und Vordichtungen noch gewährleistet ist (bzw. über den Nachweis der Haftfestigkeit des frischen Baustoffes an der Oberfläche der zeitnahen Rückstellprobe). Ist dies nicht mehr möglich, so muss das teilweise errichtete Segment vollständig rückgebaut werden und die gesamte Betonage erneut beginnen. Die Erfahrungen beim Bau der Strömungsbarriere Asse haben gezeigt, dass selbst eine Unterbrechung der Betonierarbeiten über das Wochenende keinen Einfluss auf die Güte des Bauwerkes, z.B. durch auftretende Trennflächen zwischen abgeundenem Baukörper und Frischmörtel, hatte.

Der Einbau der Baustoffe ist erst beendet, wenn der jeweilige Baustoff aus der Entlüftungsöffnung austritt.

Im Gegensatz zu den Dichtelementen erfolgt der Einbau des MgO-Betons in den Widerlagern lagenweise. Hierdurch werden die Belastungen auf die Schalwände begrenzt. Während des Betoneinbaus ist sicherzustellen, dass die zulässige Mächtigkeit der entsprechenden Betonlage nicht überschritten wird (z. B. Messung der Verfüllhöhe, Betonvolumen).

Die Festlegungen der zulässigen Verfüllhöhe erfolgen im Rahmen der Ausführungsplanung und sind abhängig von der statischen Auslegung der Schalwände. Die eingebrachten Betonmengen bzw. die Verfüllhöhen sind entsprechend dem QM-Plan zu dokumentieren.

9.4.4 Injektion der Vordichtungen

Bei der Anlieferung der Injektionsmittel für die Vordichtungen sind im Rahmen der Eigenüberwachung zunächst die Angaben auf den zugehörigen Lieferscheinen zu prüfen, mit den jeweiligen Produktdaten zu vergleichen und jeweils eine Rückstellprobe zu entnehmen. Wird das Injektionsmittel vorkonfektioniert in Behältern entsprechend dem Bedarf einer einzelnen Mischcharge angeliefert, ist zumindest stichprobenartig das Gewicht zu prüfen. Anschließend ist jede angelieferte Injektionsmittelcharge einer Eingangskontrolle zu unterziehen. Bei der Eingangskontrolle wird Probenmaterial entsprechend den Rezepturvorgaben angemischt und hinsichtlich festgelegter Parameter (z. B. Suspensionsdichte, Auslaufzeit aus dem Marsh-Trichter, Absetzmaß) geprüft.

Das angelieferte Injektionsmittel darf nur verwendet werden, wenn die Ergebnisse der Eingangsprüfungen im jeweiligen zulässigen Toleranzbereich liegen.

Das in der Injektionsanlage bzw. Mischanlage für die vorgesehene Injektion aufbereitete Injektionsmittel ist regelmäßig hinsichtlich festgelegter Parameter zu überprüfen (z. B. Dichte und Marsh-Zeit). Von jeder dritten aufbereiteten Charge sind darüber hinaus Rückstellproben zu nehmen. Der genaue Umfang und die zu prüfenden Parameter sind abhängig von dem verwendeten Injektionsmittel bzw. den Herstellervorgaben und können daher erst bei der Ausführungsplanung im QM-Plan festgelegt werden.

Bei der Durchführung der Injektionsmaßnahme sind neben dem Datum und der Uhrzeit des Verpressbeginns auch die Zeiten zu protokollieren, wann welche Verpressstellen mit dem Injektionsmittel beschickt worden sind. Mit Hilfe eines kontinuierlich mitlaufenden Druck-Mengenschreibers werden online der Injektionsdruck und die Injektionsmenge überwacht und für die spätere Dokumentation auf einem Datenträger zwischengespeichert. In jedem Fall sind die Dauer der Druckhaltephase und besondere Ereignisse, wie zum Beispiel Austritte von Injektionsmittel im Bereich der Stirnseite oder unplanmäßige Unterbrechungen des Injektionsvorgangs ausführlich zu protokollieren.

10 Allgemeine bautechnische Hinweise

10.1 Nacharbeiten der Firstkontur in der Strecke

Da am Abdichtungsstandort die Firstkontur in der Strecke unregelmäßig ausgebildet ist, sind technische Maßnahmen zu ergreifen, um eine vollständige Hohlraumverfüllung zu gewährleisten. Dazu gehören das domförmige Aufarbeiten der Firste in der Segmentmitte als zentraler Suspensionseinspeisungspunkt oder das Schlitzen der Firste zur sicheren Ableitung der verdrängten Luft.

10.2 Dichtelemente (Vor- und Hauptdichtung)

Ein wesentlicher Beitrag zum Gelingen des Bauwerks ist der frische Einbau der Baustoffe für die jeweiligen Abdichtungssegmente. Insbesondere ist hierbei auf die ausreichende Bemessung der beiden luftseitigen Schalwände an den Vordichtungen zu achten.

Des Weiteren sollten die Baustoffanlage sowie die für den Baustofftransport notwendige Förderanlage störungsfrei betrieben werden können. Dies bedeutet, dass die Baustoff-/Förderanlage ausreichend dimensioniert ist und im Hinblick auf die Betriebssicherheit besonders gefährdete Anlagenteile redundant ausgelegt werden.

Für die Versorgung der Baustoffanlage (Trockenbaustoffe und Anmischlösung) sind ausreichende Lagerbestände sowie Transportmittel vorzuhalten.

10.3 Widerlager/Schalungen

Zur Errichtung der einzelnen Hauptdichtelemente sind Widerlager erforderlich, um den Einspannungszustand (Quellen des Dammbaumörtels auf MgO-Basis) dauerhaft aufrechterhalten zu können. Aufgrund des Bauwerksentwurfs ist bei der Erstellung der Widerlager teilweise mit verlorenen Schalwänden zu arbeiten. Diese Schalwände sollten von geringer Mächtigkeit sein und aus Materialien hergestellt werden, die vergleichbare Korrosionsfestigkeiten aufweisen wie der MgO-Beton selbst. Luftseitig besteht die Möglichkeit die Schalungswände der Widerlager rückzubauen, hier ist auch der Einsatz von z. B. Stahlschalungen möglich. Die Schalungen sind unter Berücksichtigung der Verfüllhöhen beim lagenweisen Einbau und des Verfestigungsverhaltens der Baustoffe zu dimensionieren.

10.4 Nachinjektionen

Die als temporär wirkende östliche Vordichtung soll im Kontaktbereich zusätzlich mit Epoxydharz oder Acrylat injiziert werden. Hierdurch wird die instantane Dichtheit gegenüber Lösungen gewährleistet, die bei der Verfüllung des Ostfelds im Stilllegungsbetrieb entstehen können. Im Vergleich zum Epoxydharz quellen (schäumen) Acrylate im Kontakt mit wässrigen Lösungen auf und verbessern die Dichtheit im Kontaktbereich. Ggf. ist auch eine Injektion mit beiden Injektionsmaterialien möglich, wobei diese dann abschnittsweise oder im Wechsel injiziert werden können.

Bei der westlichen Vordichtung ist aus Gründen der Langzeitbeständigkeit des Injektionsmittels nur eine Injektion mit einem Feinstbindemittel auf Basis eines Hochofenzements vorgesehen. Dazu sollten im Abstand von jeweils ca. 2 Metern Ringinjektionsleitungen vorgesehen werden, über die Feinstbindemittel verpresst wird. Die für die Injektion in dem Kontaktbereich verlegten Ringleitungen verbleiben dabei im Bauwerk. Es müssen lediglich die horizontal und parallel zur Streckenachse geführten Versorgungsleitungen (Vor- und Rücklauf) nachträglich überbohrt und danach mit dem quellfähigen Konstruktionsmörtel verfüllt werden. Der Durchmesser der Bohrkronen muss so gewählt werden, dass die im Vordichtelement horizontal verlegten Versorgungsleitungen vollständig entfernt werden können.

10.5 Reinigung der Baustoffanlage/Förderleitungen

Das Reinigen der Baustoffanlage und der zum Baustofftransport notwendigen Verfüllleitungen erfolgt grundsätzlich nach Beendigung der Betonage. Des Weiteren kann eine zusätzliche Reinigung bei längeren Betonierzeiten, bei Verfüllpausen oder bei Betriebsstörungen notwendig werden. Bei sämtlichen Reinigungsvorgängen ist darauf zu achten, dass keine Reinigungs- oder Spülflüssigkeiten in die Bauwerke gelangen können. Dies ist gewährleistet, wenn vor Reinigungsbeginn die jeweilige Verfüllleitung abgeschlagen und z. B. auf einen örtlichen Spülwassersammelbehälter umgeschlagen wird.

Die Verfüllleitung kann in einem ersten Schritt z. B. mit Pressluft und einem Schaumstoffmolch von anhaftenden Baustoffresten grob gereinigt werden. Im Anschluss wird die Verfüllleitung mit einer Spülflüssigkeit und ggf. weiteren Reinigungsmolchen "nass" gereinigt. Die beim Reinigungsvorgang anfallende Spülflüssigkeit wird aufgefangen und entsorgt. Ggf.

ist auch die Verwendung der Spüllösung im Sinne eines Restwassers bei der Baustoffherstellung möglich. Hierfür muss vorab die Eignung der Reinigungslösung zur Baustoffherstellung nachgewiesen werden.

10.6 Anmerkungen zur Qualitätssicherung

Die Qualitätssicherungsmaßnahmen bei der Errichtung des Abdichtungsbauwerks sollten sich an vorhandenen Normen oder Richtlinien aus dem Betonbau orientieren (z. B. DIN EN 206, DIN 1045), wobei aber die besonderen Randbedingungen bei der Bauwerkserrichtung in einem Bergwerk berücksichtigt werden müssen.

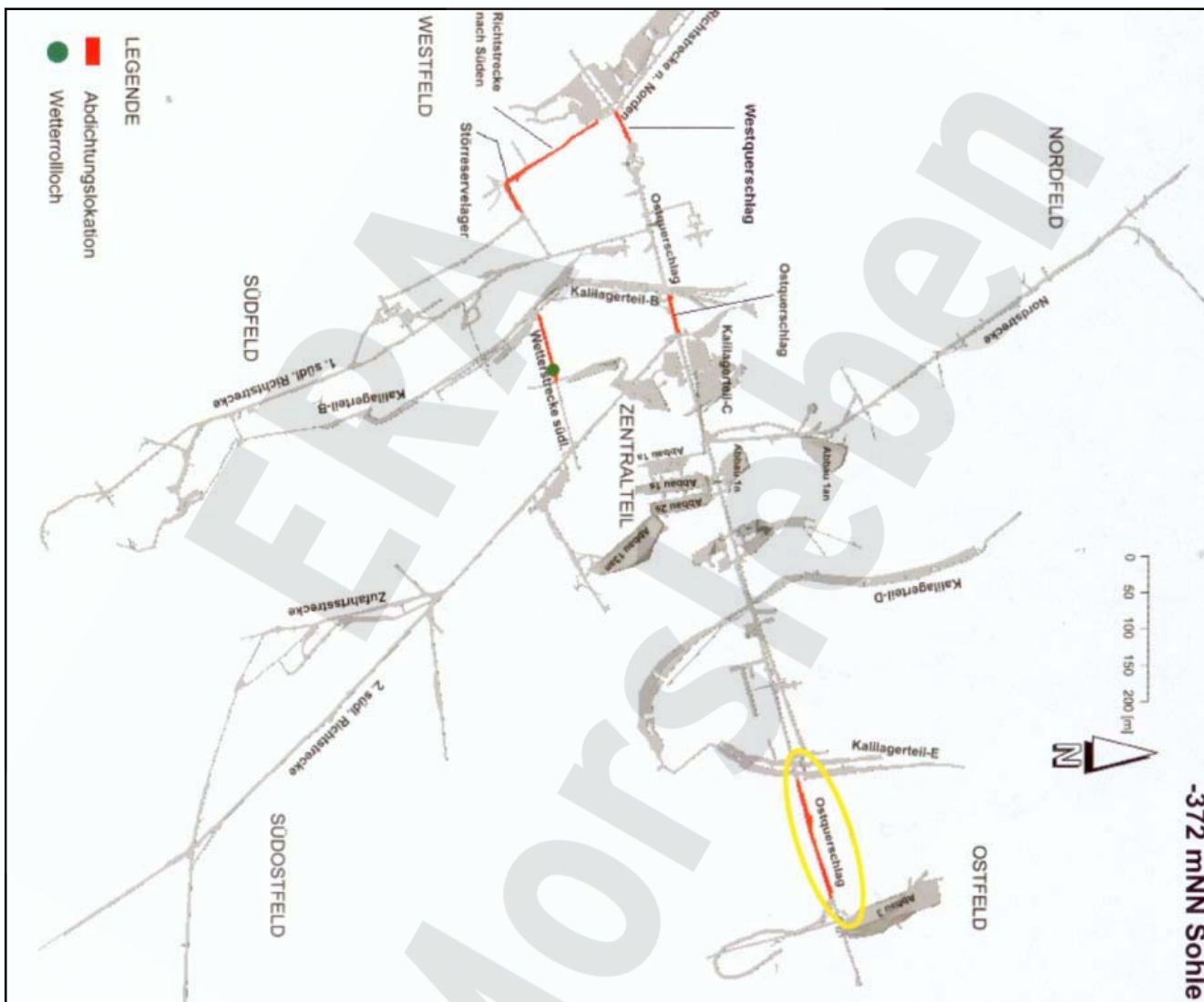
Des Weiteren ist das Qualitätssicherungskonzept bzw. der QM-Plan derart auszugestalten, dass am jeweiligen errichteten Abdichtungssegment sowie am gesamten Bauwerk keine Qualitätssicherungsmaßnahmen mehr durchgeführt werden müssen. Hierdurch ist eine nachträgliche Schädigung, z. B. durch Probennahme mittels Kernbohrung, ausgeschlossen. D. h., sämtliche Überwachungsschritte erfolgen während der Bauwerkserrichtung.

11 Literaturverzeichnis

- 1 Sorel, M. „Sur un nouveau ciment magnésien“ Comptes rendus hebdomadaires des Séances de l'Académie des Sciences Paris 65 (1867) 102 - 104
- 2 Klinker, H.-G.; Buschmann, N.; Culmann, G.: Verarbeitungs- und Verfestigungseigenschaften von Magnesiabinder und Harnstoff-Formaldehydleim. Glückauf-Forsch.-H. 37, 1976, S. 243 - 247
- 3 Becker, H.; Klinker, H.-G.: Erweiterte Langfront- und Diagonaltränken durch Streckenraumverfestigung. Glückauf 113 (1977) Nr. 9, S. 459 - 463
- 4 Gröhler, G.: Der Bau von Dämmen im Salzbergbau. Kali und Steins. 7 (1976), S. 5 - 12
- 5 Sitz, P.: Querschnittsabdichtungen untertägiger Hohlräume durch Dämme und Pfropfen. Freiburger Forschungshefte A643, Leipzig 1982
- 6 THYSSEN (2002): Verfüllen von Strecken mit hohen Anforderungen, Konzeptplanung und Nachweisführung: Technische Lösungsmöglichkeiten, Ausarbeitung eines Planungskonzeptes, Kostenschätzung für das ERAM
Thyssen Schachtbau GmbH/Mühlheim, 27.03.2002
- 7 Technologischer Betriebsablauf zur Errichtung von Strömungsbarrieren mit Dichtungsschott. Henkel & Herwig, GVV mbH – Werk Bischofferode. Vortrag anlässlich des 36. Geomechanik Kolloquiums am 16. November 2007 in Leipzig.
- 8 WITTKÉ, W. (1996): Abdichtung von Strecken im Endlager Morsleben mit hochverdichteten Bentonit. Geotechnik 19, 4, S. 304 – 311.
- 9 Aland, H.-J.; Handke, N.; Leuschner, J.; Bodenstein, J.; Maelzer, K.; Dr. Gruner, M.; Prof. Sitz, P.: Langzeitfunktionstüchtiger Streckenverschluss aus kompaktiertem Bentonit im Bergwerk Sondershausen, Glückauf 135 (1999) Nr. 3, Kali und Steinsalz 12 (1999) Nr. 9, S. 134 – 139.
- 10 Mischo, H.: Untersuchungen an Baustoffen auf Steinsalz-Anhydrit-Basis für Dammbauwerke im Salinar. Shaker Verlag, Aachen 2002
- 11 FuE-Vorhaben 02C1335 – Qualifizierung von Strömungsbarrieren in Salzformationen Phase 1 – 4, GRS Köln.
- 12 Verbundprojekt FuE-Vorhaben 02C1395 Optimierung von Magnesiabindersystemen für die Verwendung in Verschlussbauwerken für untertägige Deponien und Endlager für

- radioaktive Abfälle im Salinar – Teilprojekt 1 – 3. TU Clausthal-Zellerfeld, K-UTEC AG
Sondershausen.
- 13 FKZ 02C1214 – Hauptprojekt K-UTEC
Weiterentwicklung von Magnesiabindern von der Störungsbarriere hin zu einem
Verschlusselement im Salinar.
 - 14 FKZ 02C1214 – Teilprojekt Bauhaus-Universität Weimar
Experimentelle Untersuchungen zur Struktur, dem Abbindeverhalten, der
Kompressibilität und den volumetrischen Eigenschaften.
 - 15 FKZ 02C1214 – Teilprojekt IfG
Untersuchung der mechanischen Anforderungen und Eigenschaften eines
Dichtelements auf der Basis eines Magnesiabindersystems.
 - 16 TGL 11388/02: Bauten unter Tage, Projektierung und Ausführung von Schutzbauten
gegen Standwasser. Fachbereichstandard März 1989.
 - 17 Niemeyer, M., Resele, G., u. a.: Endlager Morsleben - Langzeitsicherheitsnachweis für
das verfüllte und verschlossene Endlager mit dem Programm PROSA -
Colenco Power Engineering AG, Baden, Schweiz (Juli 2004)
 - 18 Kosmahl, W.: Zur Stratigraphie, Petrographie, Genese und Sedimentation des
Gebänderten Anhydrits (Zechstein 2), Grauen Saltones und Hauptanhydrits
(Zechstein 3) in Nordwestdeutschland.
Beih. Geol. Jb., 71, 129 S., 1 Abb., 1 Tab., 29 Taf., Hannover (1969)
 - 19 Kartierungsbericht Hauptquerschläge und Wetterstrecken Bartensleben, ERA
Morsleben, Hauptquerschlag nach Osten auf der 372 mNN Sohle von 870 m bis
1075 m, DBE 30.05.1997
 - 20 Heusermann, S.: ERA Morsleben, Gebirgsspannungsuntersuchungen im Gruben-
gebäude Bartensleben, Seiten 1 bis 16, 29 bis 36, 44 bis 48, 52 bis 56, 59, Anlagen
5.49 bis 5.66, Anlage 6.4, BGR, 30.08.2000
 - 21 Heusermann, S.; Nipp, H. K.: ERA Morsleben, Gebirgsmechanische Beurteilung der
Integrität der Salzbarriere in der Schachanlage Bartensleben, Seiten 2 bis 7, 11, 15,
19 bis 27, 37 bis 40, 55 bis 57, 61, 70 bis 80, Anlagen 3.2, 3.3, 4.1, 4.6a, 4.6b, 5.1 bis
5.4, 6.1.1 bis 6.1.18, BGR, Dezember 2000

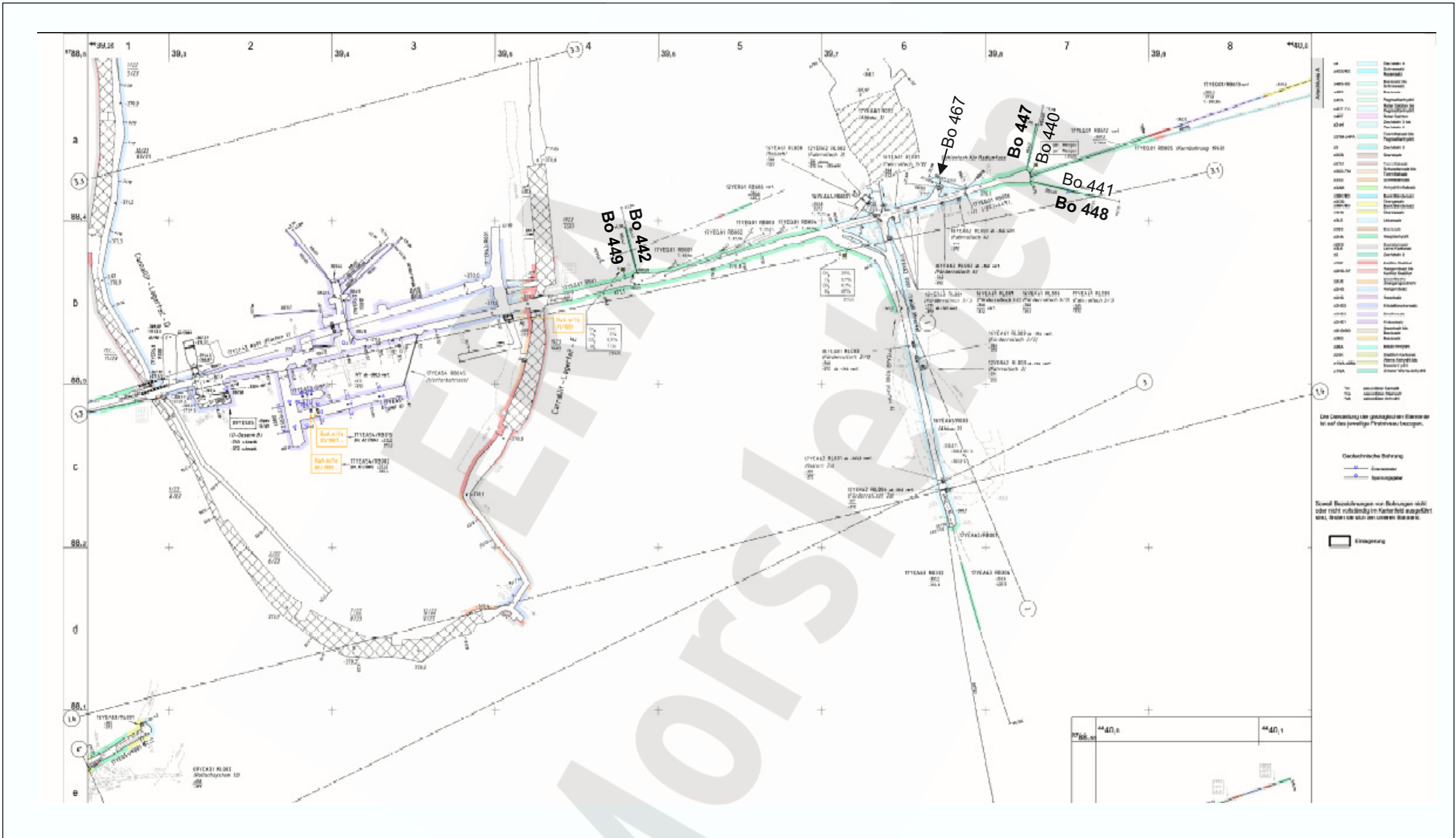
-
- 22 Bleich, W.; Schnier, H.: Festigkeitsmechanische Untersuchungen an Bohrkernen;
Anhang 14 (6 Seiten), BGR, 24.04.98
 - 23 Hunsche, U.; Plischke, I.; Schulze, O.: ERA Morsleben – Gebirgsmechanische und
geotechnische Untersuchungen im Labor und in situ, Seiten 2, 3, 14, 15, Tabellen 2.10
bis 2.13, Abbildungen 2.9, 2.10, BGR, 31.05.1998
 - 24 Weber, J. R.: Hydraulische Eigenschaften des Anhydrits im ERAM, BGR, 03.02.1999
 - 25 Schnier, H.: Ergebnisse festigkeitsmechanischer Laboruntersuchungen an
Anhydritgestein und Tonstein aus dem Zechsteinsalinar, BGR, Juni 2005
 - 26 Faust, T.: Leichtbeton im Konstruktiven Ingenieurbau
 - 27 Eikmeier, V. & Pettenpohl, H.: Verarbeitung von Sorelbeton zur Stabilisierung
ausgewählter Grubenbaue im Rahmen der Stilllegung des Forschungsbergwerkes
Asse. Vortrag 9. Bergbauforum 18. – 20.09.2007 in Geldern.

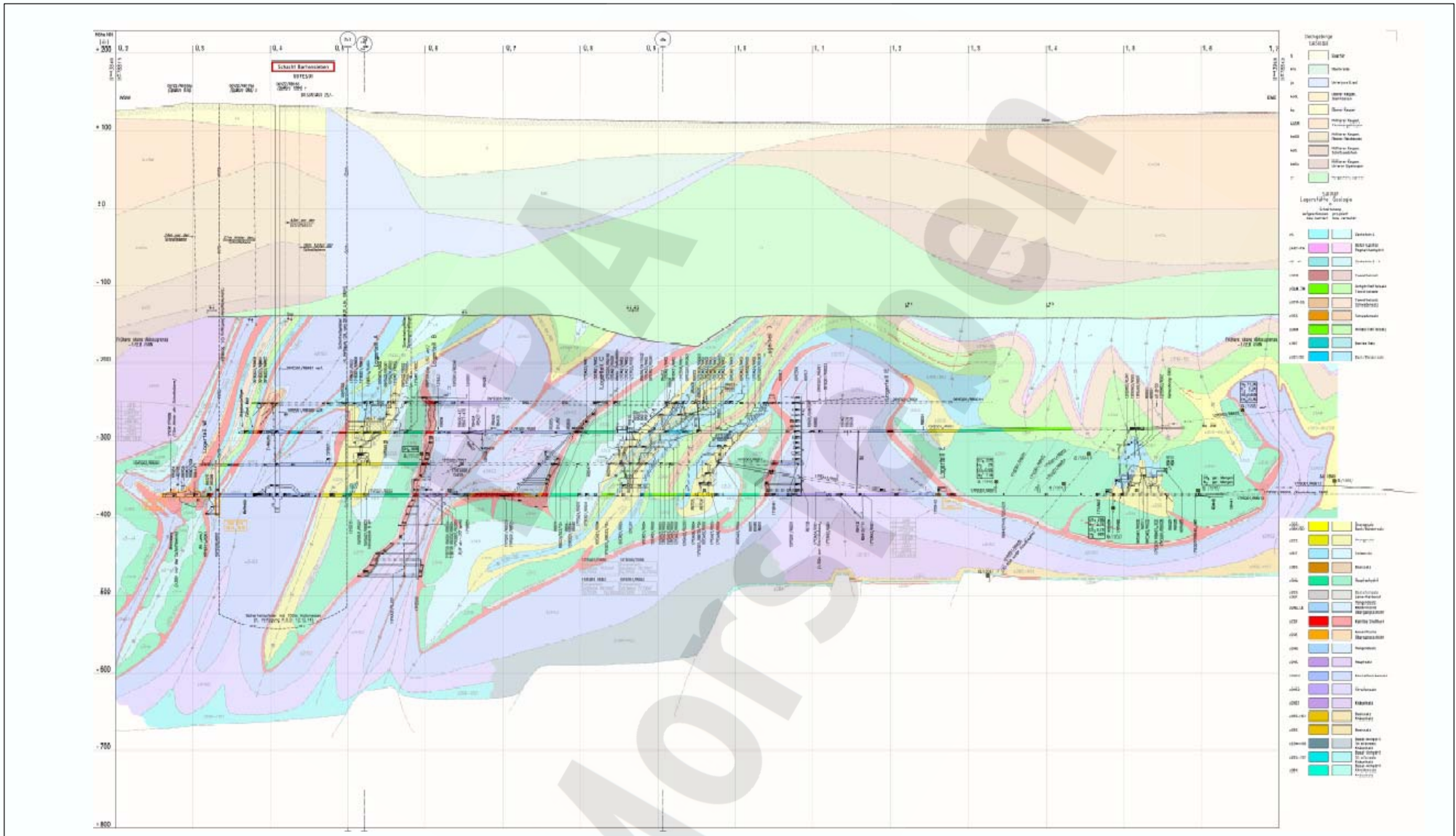


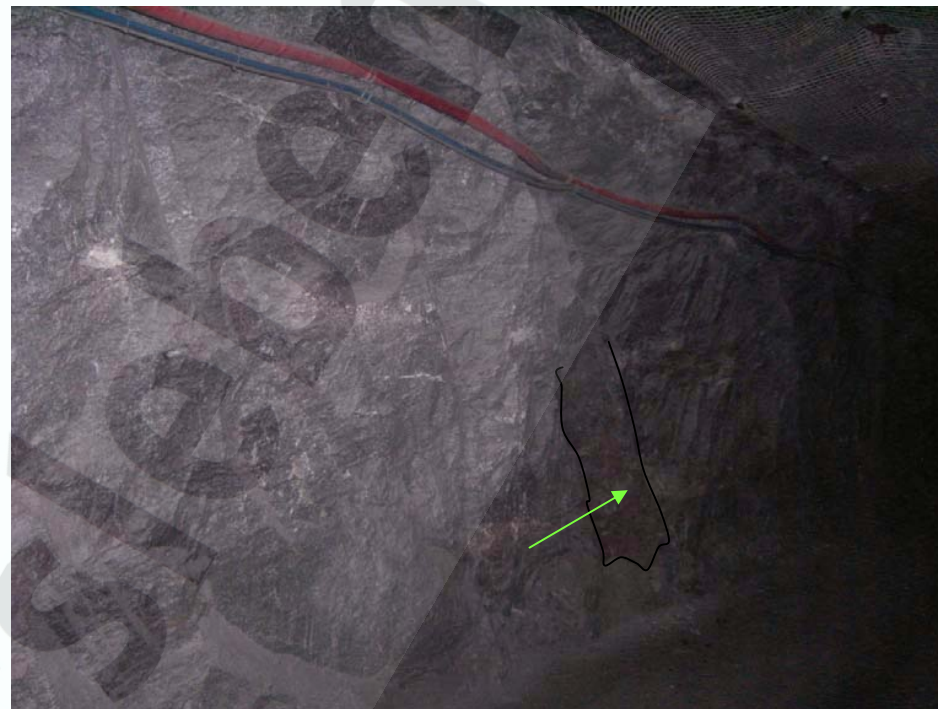
Institut für Gebirgsmechanik GmbH

Sohlenriss -372 mNN Sohle

Anlage 5.1







Institut für Gebirgsmechanik GmbH

**Hauptanhydrit im Ostquerschlag -372 mNN Sohle,
Fotodokumentation**

Anlage 5.4

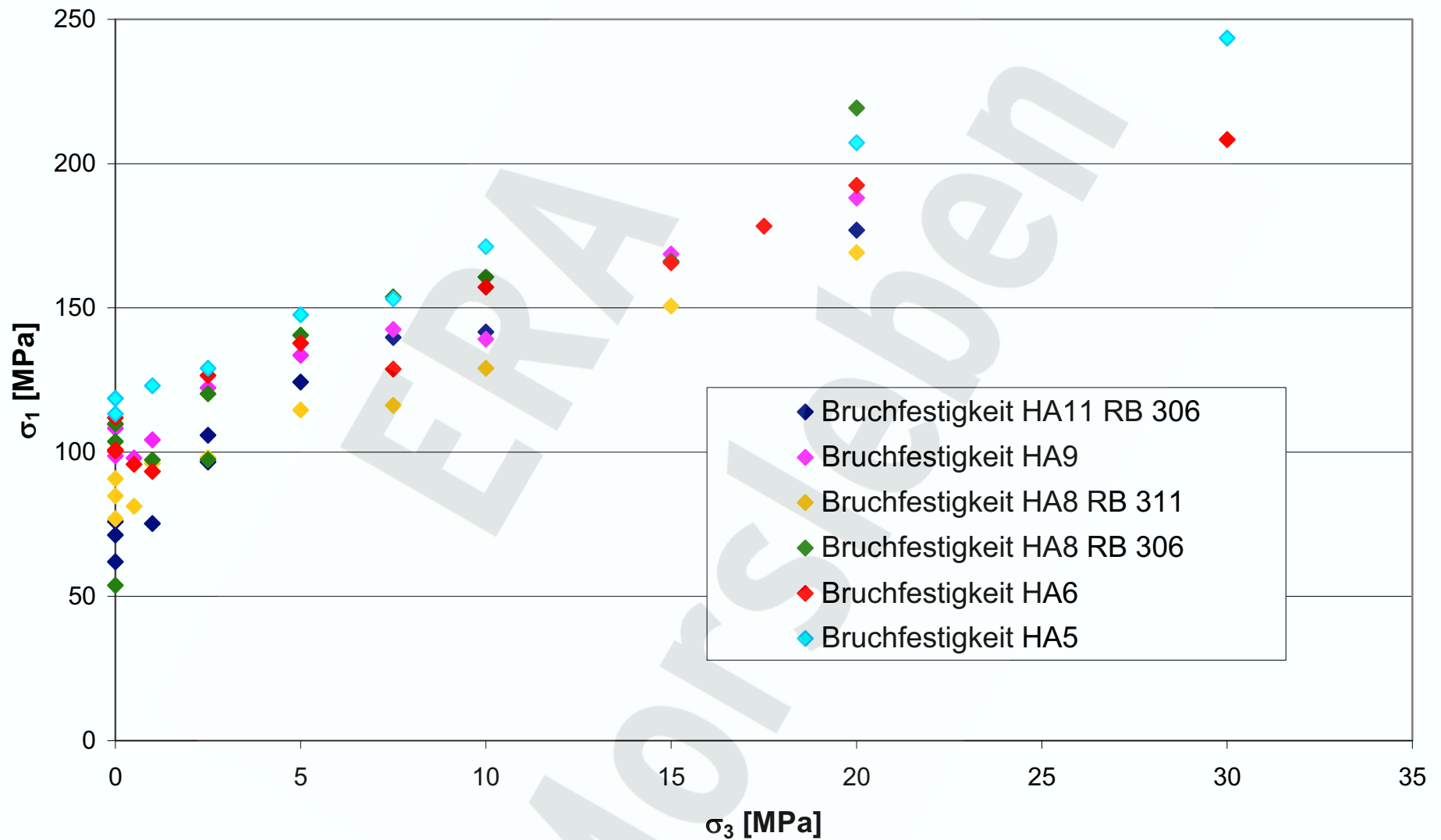
	elastische Kennwerte		Bruchfestigkeit des kompakten Anhydrits			Restfestigkeit des kompakten Anhydrits		
Dichte ρ [g/cm ³]	Elastizitätsmodul E [GPa]	Querdehnzahl ν [-]	Kohäsion c [MPa]	Reibungswinkel ϕ [°]	Spaltzugfestigkeit σ_z [MPa]	Kohäsion c [MPa]	Reibungswinkel ϕ [°]	Zugfestigkeit σ_z [MPa]
2,83 [6] 2,95 [7] 2,89 - 2,94 [9]	ca. 25 - 60 [4] 45 - 74 [9] 30 [5]	0,29 - 0,32 [9]	22,8 [9]	40 [9]	3,7 - 6,2 [9]	2,4 [9]	44 [9]	-

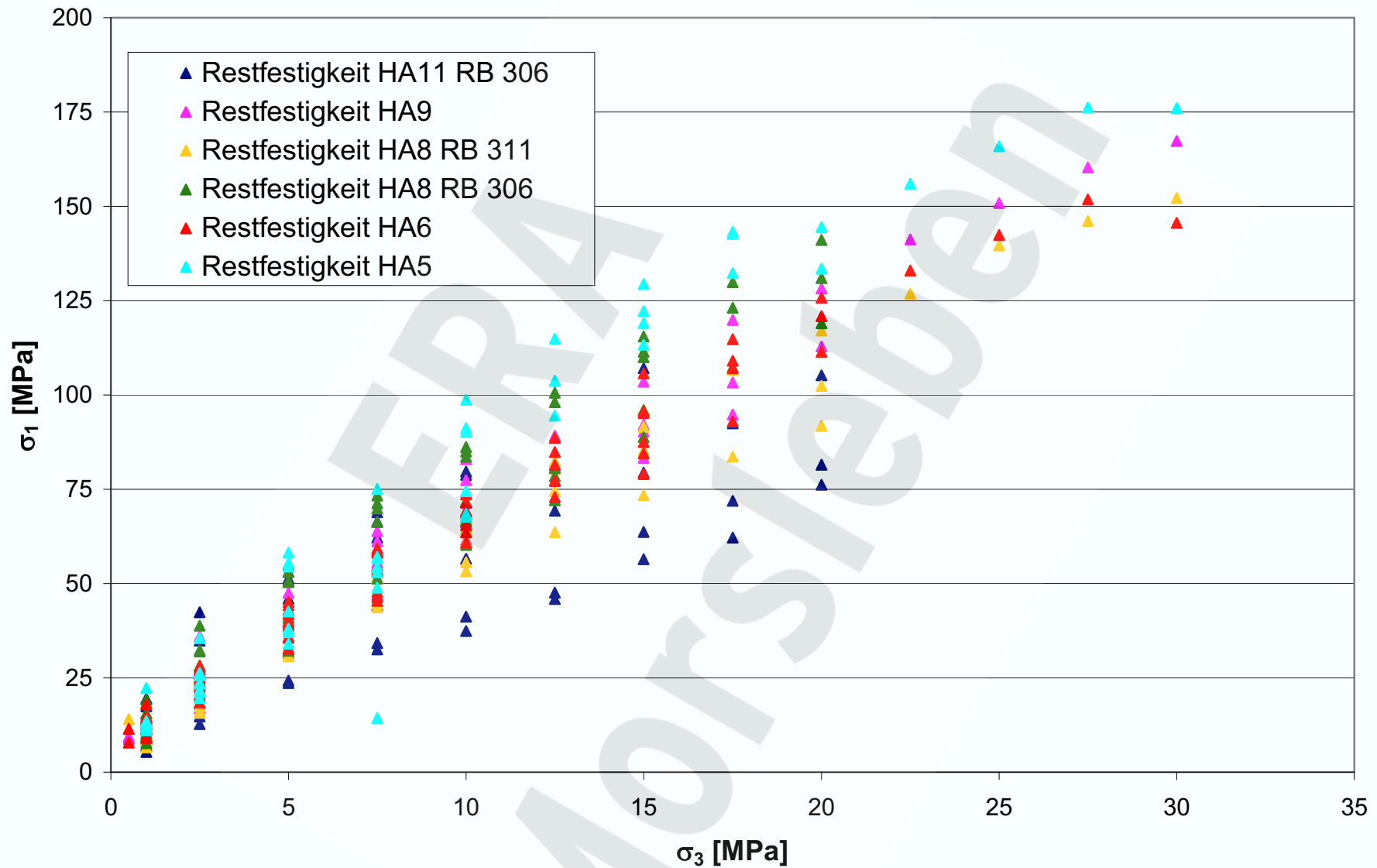
Ergebnisse der Literaturrecherche

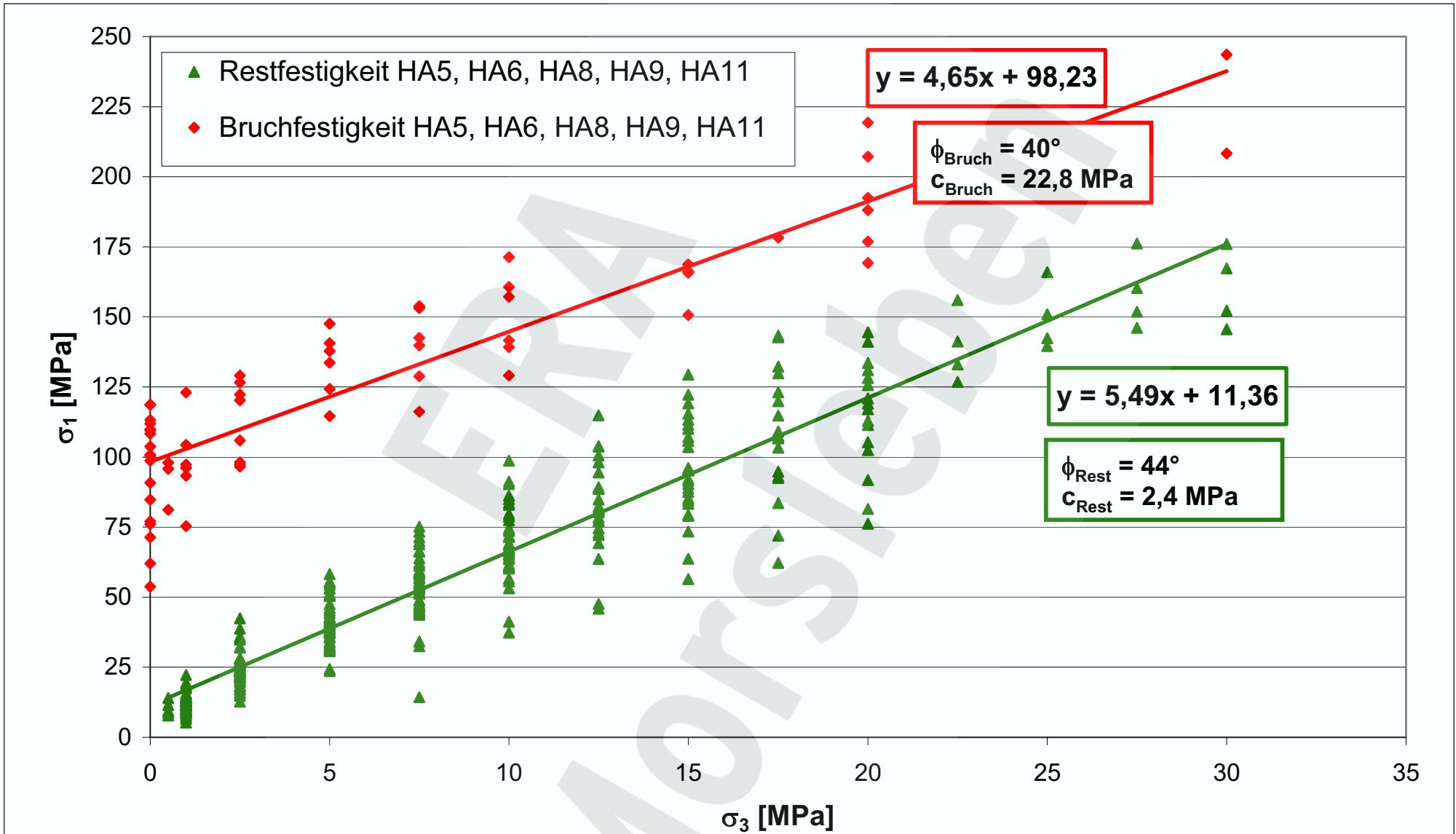
	elastische Kennwerte		Festigkeit des Anhydritgesteins			Ausrichtung und Festigkeit der Klüfte				
Dichte ρ [g/cm ³]	Elastizitätsmodul E [GPa]	Querdehnzahl ν [-]	Kohäsion c [MPa]	Reibungswinkel ϕ [°]	Zugfestigkeit σ_z [MPa]	Streichen bezüglich der Streckenachse [Gon]	Einfallen [Gon]	Kohäsion c [MPa]	Reibungswinkel ϕ [°]	Zugfestigkeit σ_z [MPa]
2,9	30	0,3	22,8	40	3	40	77	2,4	44	0,2

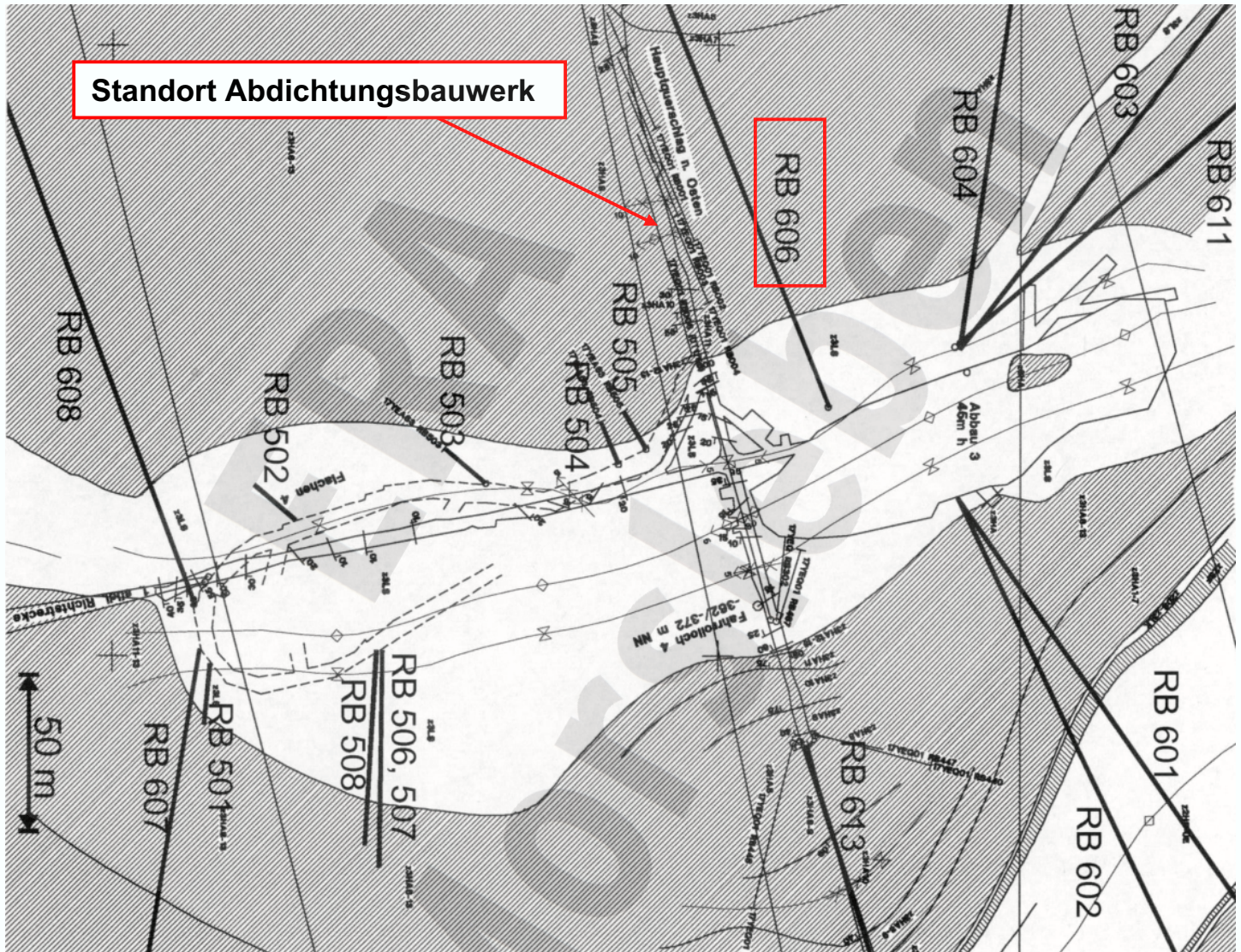
Mechanische Kennwerte für numerische Berechnungen











Institut für Gebirgsmechanik GmbH

**Lage der Bohrungen für Permeabilitätsmessungen auf der
4. Sohle des Ostfeldes [8]**

Anlage 5.9

	elastische Kennwerte		Festigkeit			hydraulische Kennwerte		
Dichte ρ [g/cm ³]	Anfangskompaktions- modul K [GPa]	Querdehnzahl ν [-]	Kohäsion c [MPa]	Reibungswinkel ϕ [°]	Zugfestigkeit σ_z [MPa]	Porosität n [%]	Sättigung s [%]	Permeabilität k [m ²]
2,17	1 (0,5 - 1)	0,22	16,8	27,4	2,4	19	75	$1 \cdot 10^{-18}$ ($1 \cdot 10^{-18} - 1 \cdot 10^{-20}$)

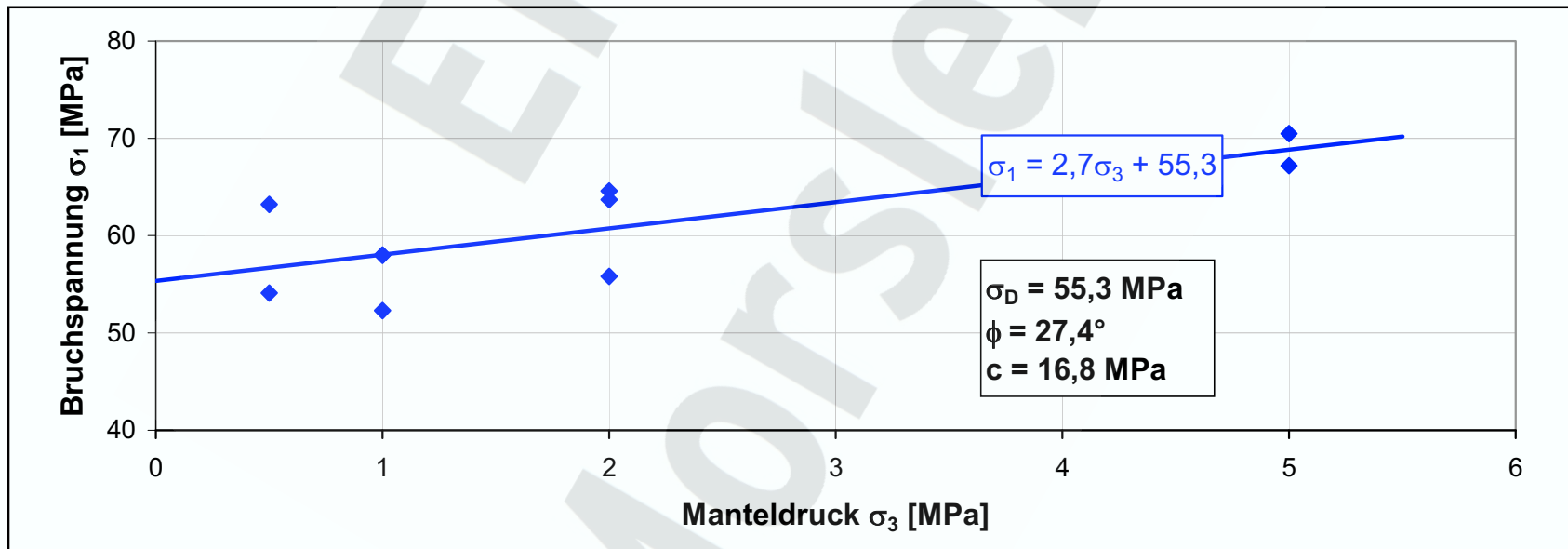
MgO-Beton DBM 2

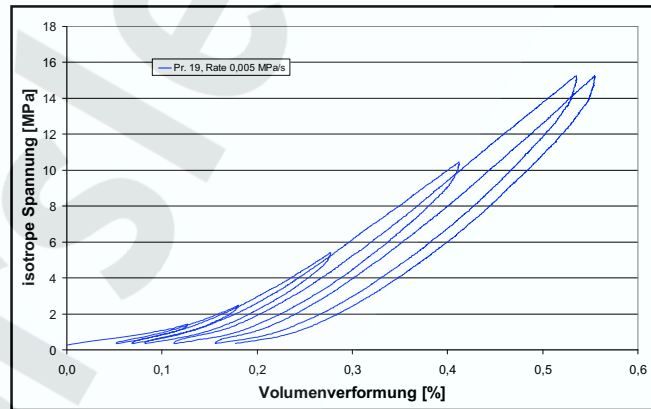
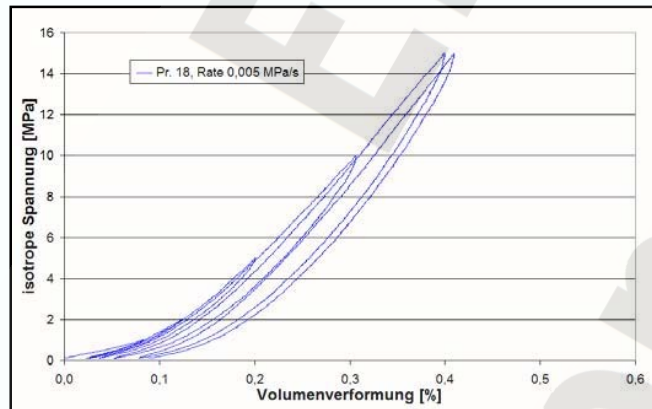
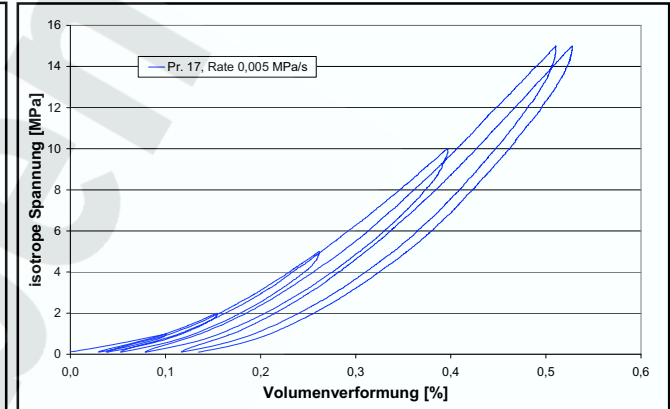
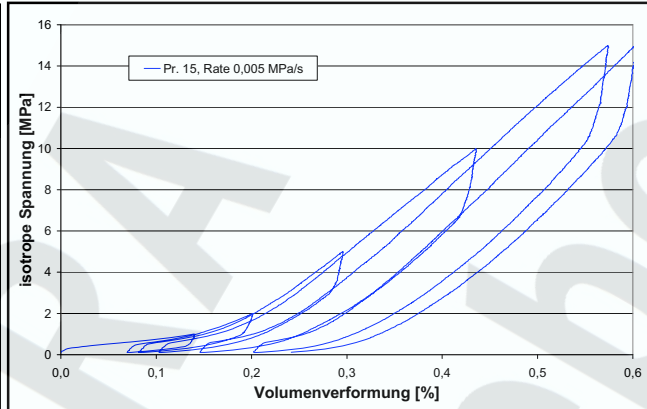
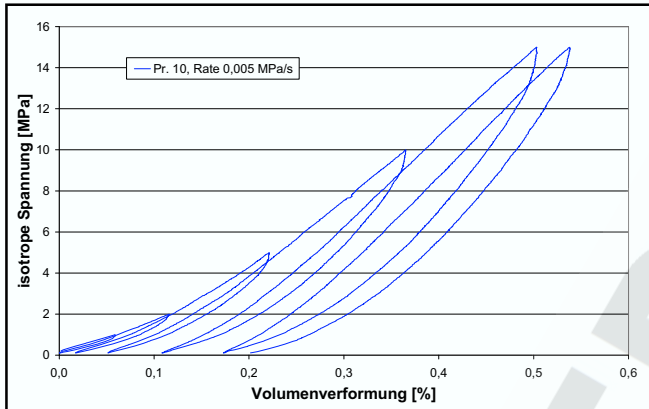
Kohäsion c [MPa]	Reibungswinkel ϕ [°]	Zugfestigkeit σ_z [MPa]
0,29	70	0,19

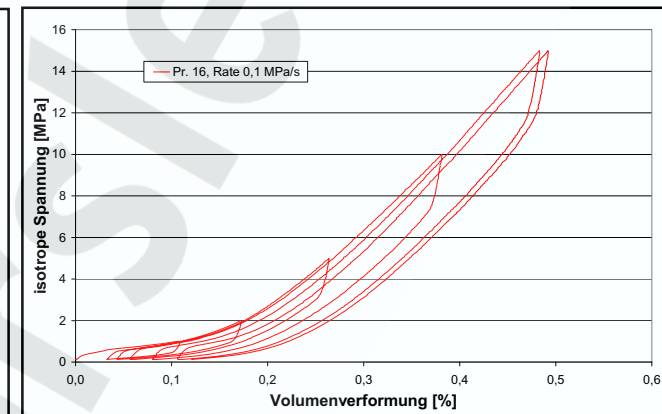
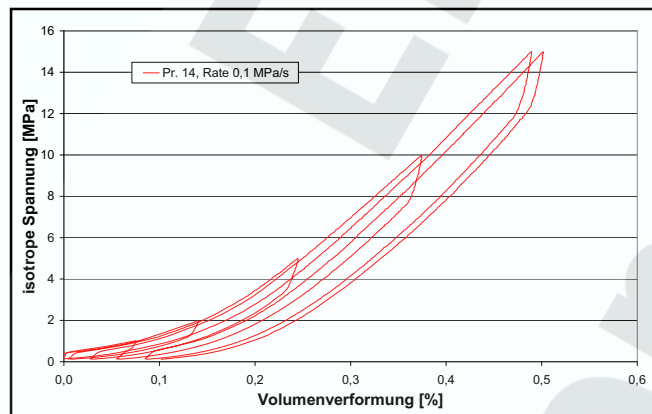
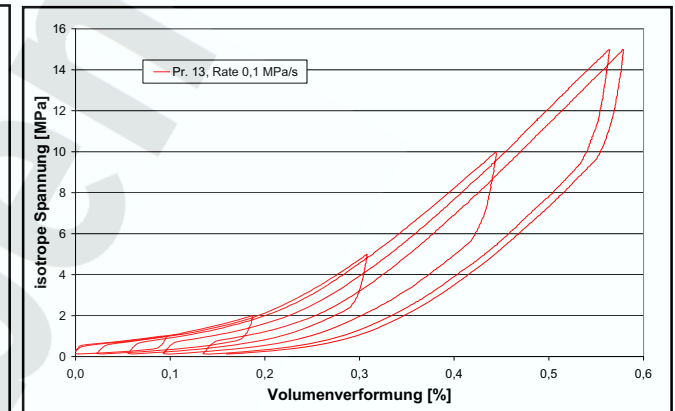
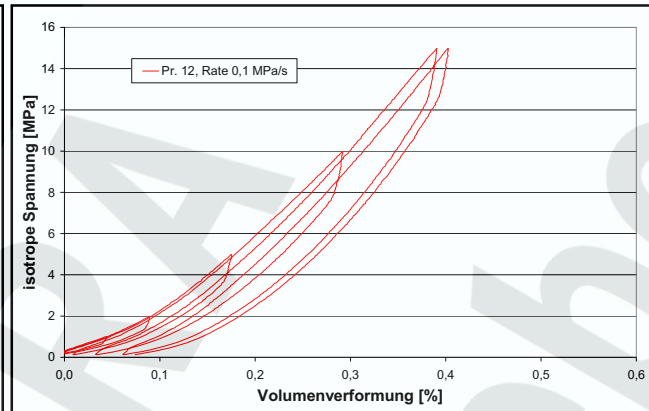
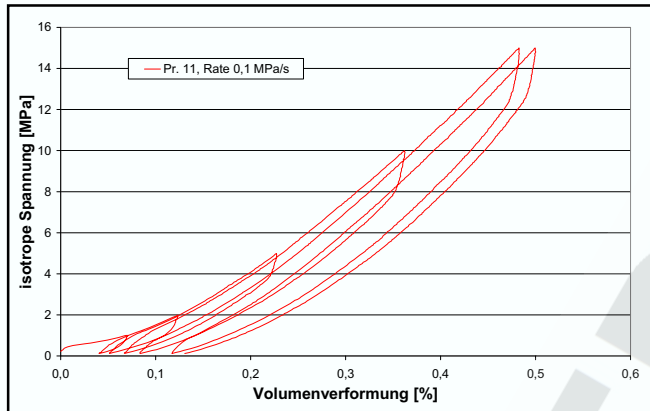
Kontaktbereich MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit



Bezeichnung	Elastische Konstanten			Scherfestigkeit	
	Elastizitätsmodul E [GPa]	Kompaktionsmodul K [GPa]	Querdehnzahl ν [-]	Manteldruck σ_3 [MPa]	Bruchspannung σ_1 [MPa]
Probe 10	21,1	13,6	0,24	5,0	67,2
Probe 11	18,5	10,0	0,19	1,0	52,3
Probe 12	22,6	13,8	0,23	2,0	55,8
Probe 13	17,8	9,3	0,19	0,5	54,1
Probe 14	-	-	-	1,0	58,0
Probe 15	19,4	10,6	0,2	5,0	70,5
Probe 16	-	-	-	1,0	58,0
Probe 17	20,0	11,3	0,21	0,5	63,2
Probe 18	25,1	17,0	0,25	2,0	63,7
Probe 19	19,0	11,2	0,22	2,0	64,6







Bezeichnung	Volumenverformung [%]					Kompaktionsmodul bei Erstbelastung [GPa]				
	$\sigma_{\text{hyd}} = 1 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 2 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 5 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 10 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 1 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 2 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 5 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 10 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 15 \text{ MPa}$
Probe 10 (0,005 MPa/s)	0,059	0,116	0,221	0,366	0,503	1,7	1,7	2,3	2,7	3,0
Probe 11 (0,1 MPa/s)	0,069	0,123	0,227	0,362	0,483	1,4	1,6	2,2	2,8	3,1
Probe 12 (0,1 MPa/s)	0,044	0,089	0,175	0,292	0,391	2,3	2,2	2,9	3,4	3,8
Probe 13 (0,1 MPa/s)	0,096	0,187	0,308	0,444	0,564	1,0	1,1	1,6	2,3	2,7
Probe 14 (0,1 MPa/s)	0,075	0,140	0,244	0,374	0,490	1,3	1,4	2,0	2,7	3,1
Probe 15 (0,005 MPa/s)	0,139	0,201	0,295	0,435	0,574	0,7	1,0	1,7	2,3	2,6
Probe 16 (0,1 MPa/s)	0,108	0,172	0,263	0,381	0,483	0,9	1,2	1,9	2,6	3,1
Probe 17 (0,005 MPa/s)	0,100	0,154	0,261	0,397	0,510	1,0	1,3	1,9	2,5	2,9
Probe 18 (0,005 MPa/s)	0,083	0,123	0,201	0,306	0,399	1,2	1,6	2,5	3,3	3,8
Probe 19 (0,005 MPa/s)	0,093	0,160	0,266	0,401	0,529	1,1	1,3	1,9	2,5	2,8
Mittelwert alle Versuche:						1,3	1,4	2,1	2,7	3,1
Mittelwert Versuche mit Belastungsrate 0,1 MPa/s:						1,4	1,5	2,1	2,7	3,2
Mittelwert Versuche mit Belastungsrate 0,005 MPa/s:						1,1	1,4	2,0	2,7	3,0





Institut für Gebirgsmechanik GmbH

**Untersuchungen an der Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2
/ Hauptanhydrit, Prüfkörperherstellung**

Anlage 6.6



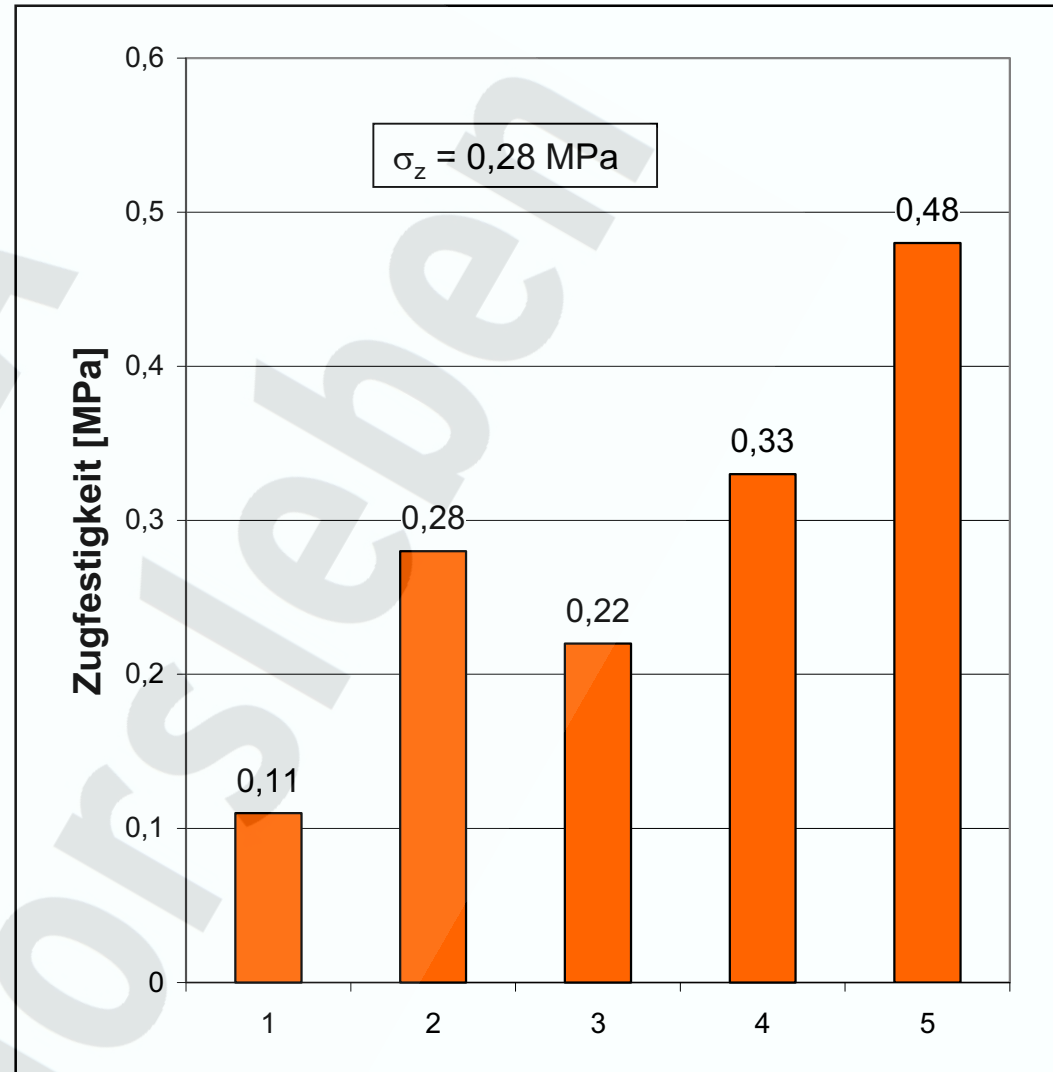
Prüfkörper



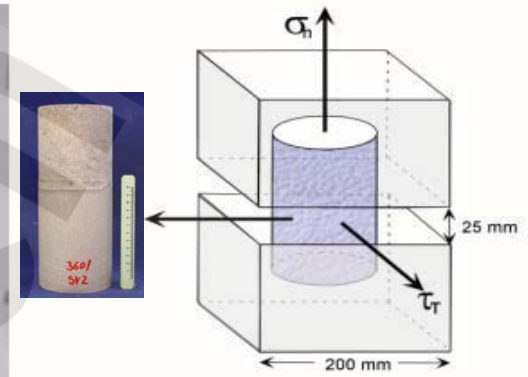
Zugversuch



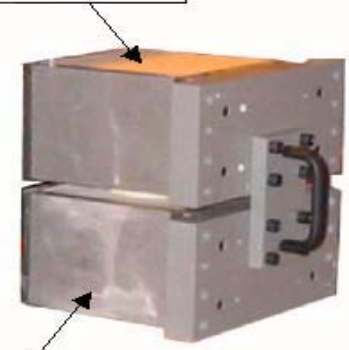
nach dem Versuch



- Vertikalkraft bis 500 kN
- Scherkraft bis 250 kN



obere Scherbox



untere Scherbox



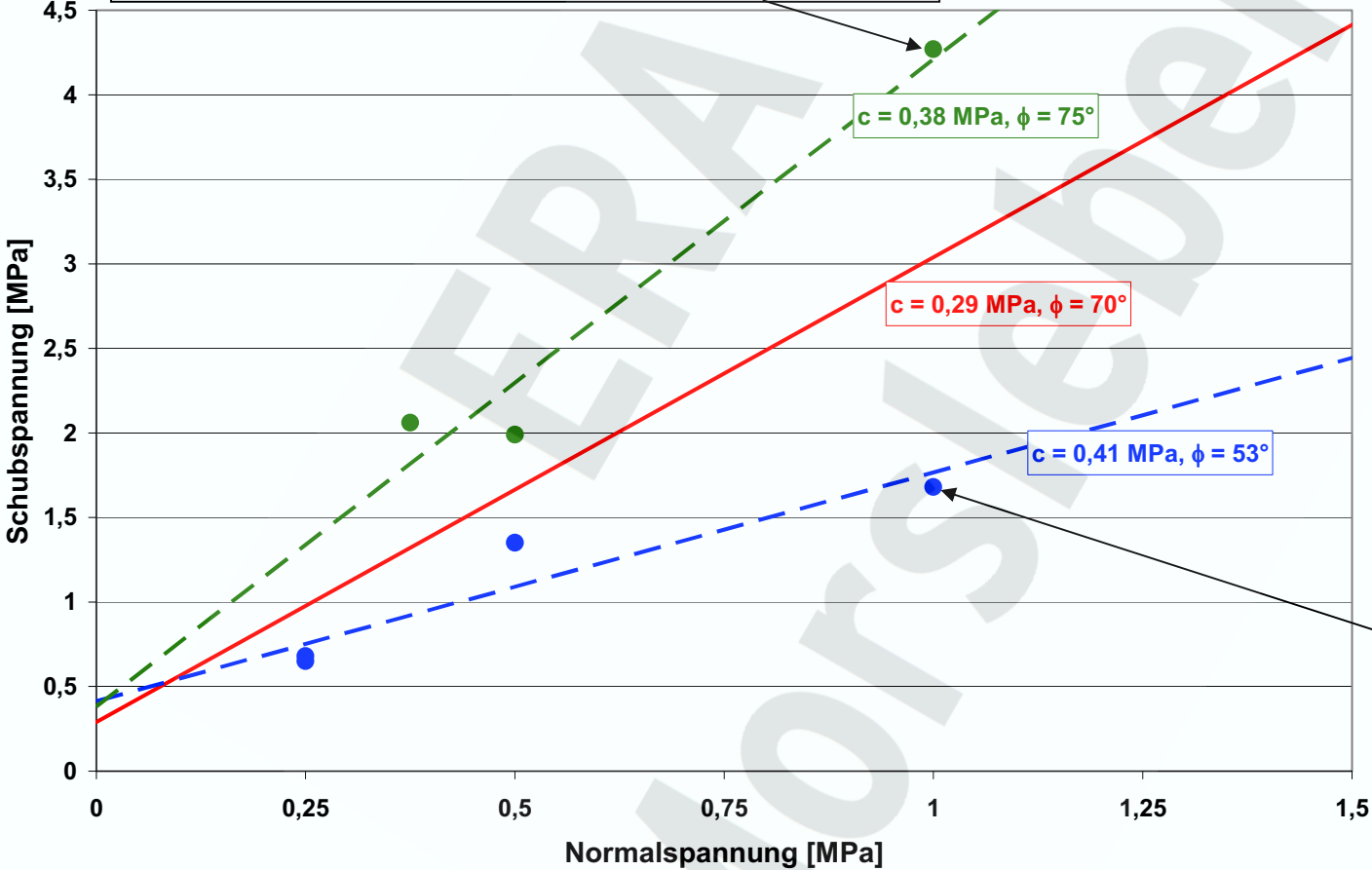
Institut für Gebirgsmechanik GmbH

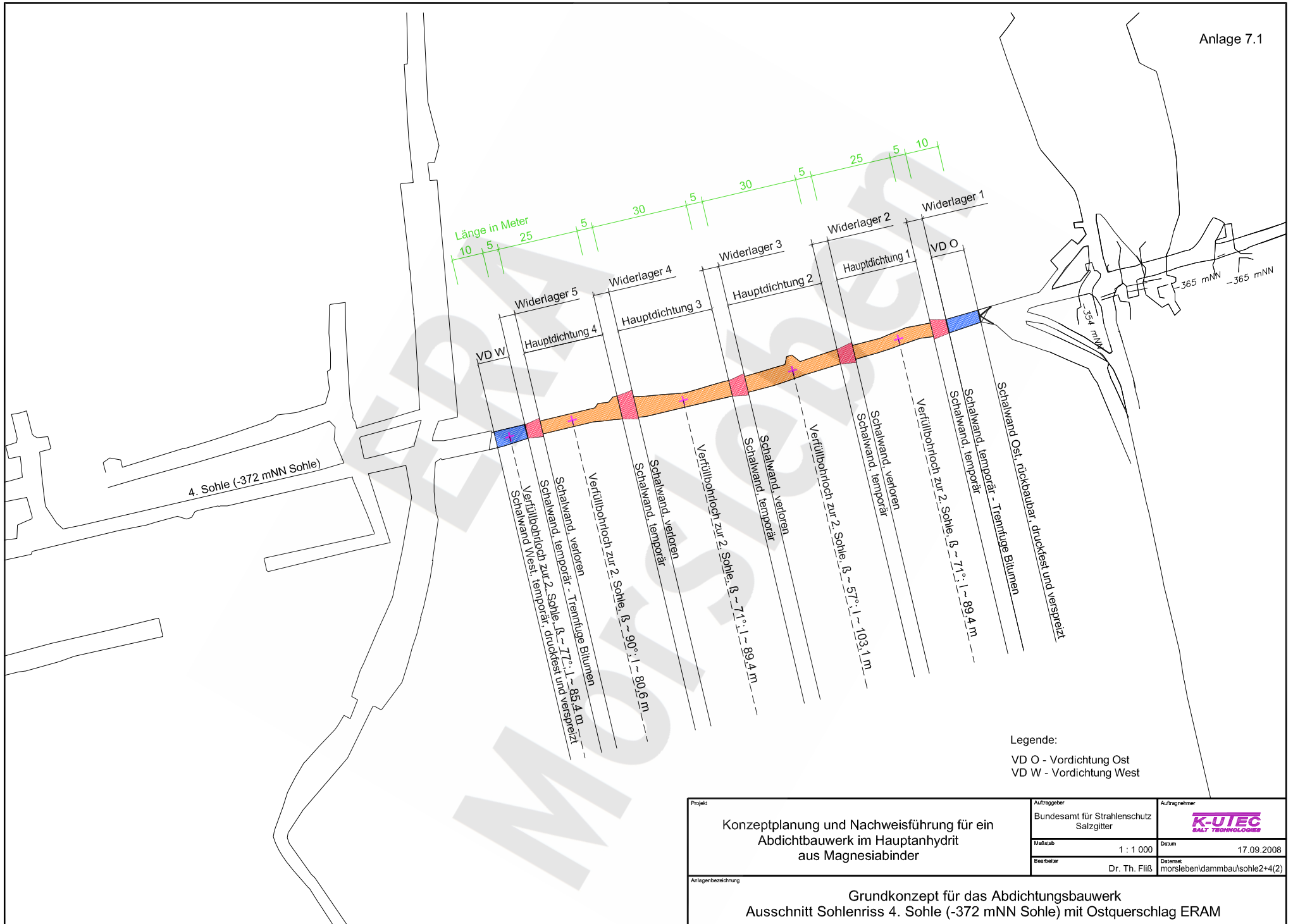
**Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit,
Scherfestigkeitsversuche**

Anlage 6.8



während des Versuches

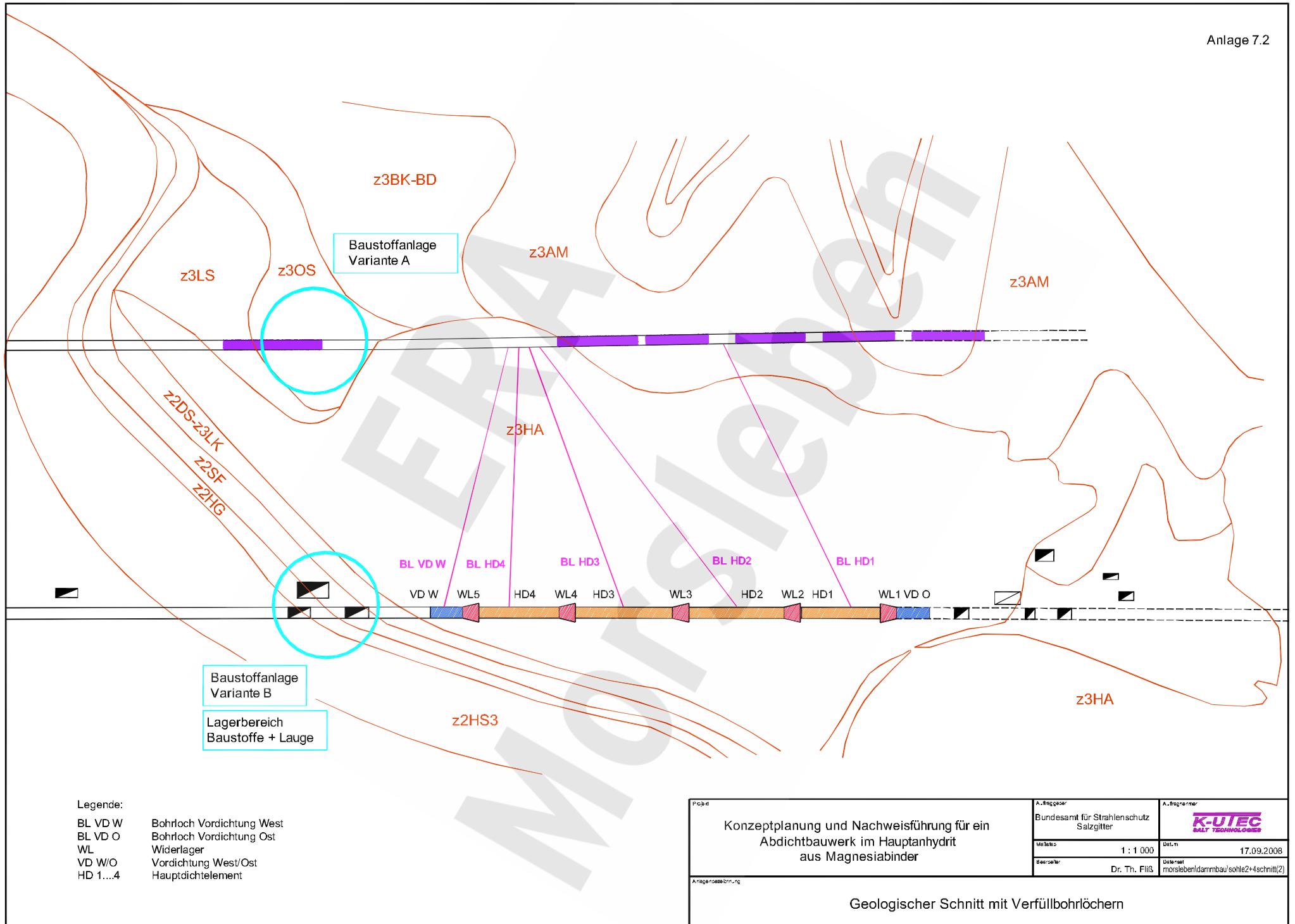




Legende:
 VD O - Vordichtung Ost
 VD W - Vordichtung West

Projekt: Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder	Auftraggeber Bundesamt für Strahlenschutz Salzgitter	Auftragnehmer K-UTEC SALT TECHNOLOGIES
	Maßstab 1 : 1 000	Datum 17.09.2008
	Bearbeiter Dr. Th. Filß	Datensatz morsleben/dammbau/sohle2+4(2)

Anlagenbezeichnung
 Grundkonzept für das Abdichtungsbauwerk
 Ausschnitt Sohlenriss 4. Sohle (-372 mNN Sohle) mit Ostquerschlag ERAM



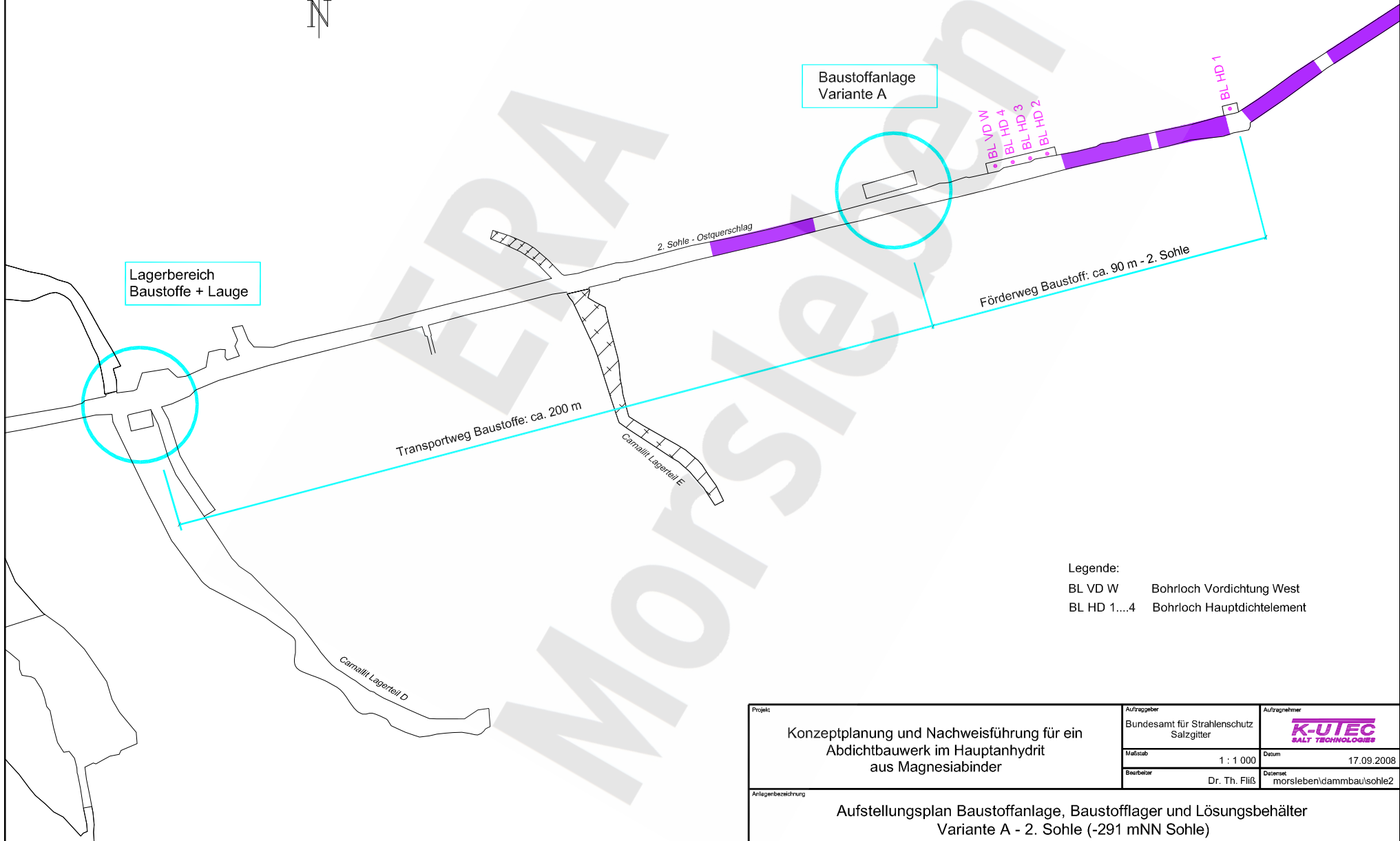
- Legende:
- BL VD W Bohrloch Vordichtung West
 - BL VD O Bohrloch Vordichtung Ost
 - WL Widerlager
 - VD W/O Vordichtung West/Ost
 - HD 1....4 Hauptdichtelement

Baustoffanlage Variante B

Lagerbereich Baustoffe + Lauge

Projekt Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder	A. Auftraggeber Bundesamt für Strahlenschutz Salzgitter	A. Ausführende
	Maßstab 1 : 1 000	Datum 17.09.2008
Angebotsnummer _____	Bearbeiter Dr. Th. Filis	Detailname morsleben/dammrbau/sohle2+4schnitt(2)

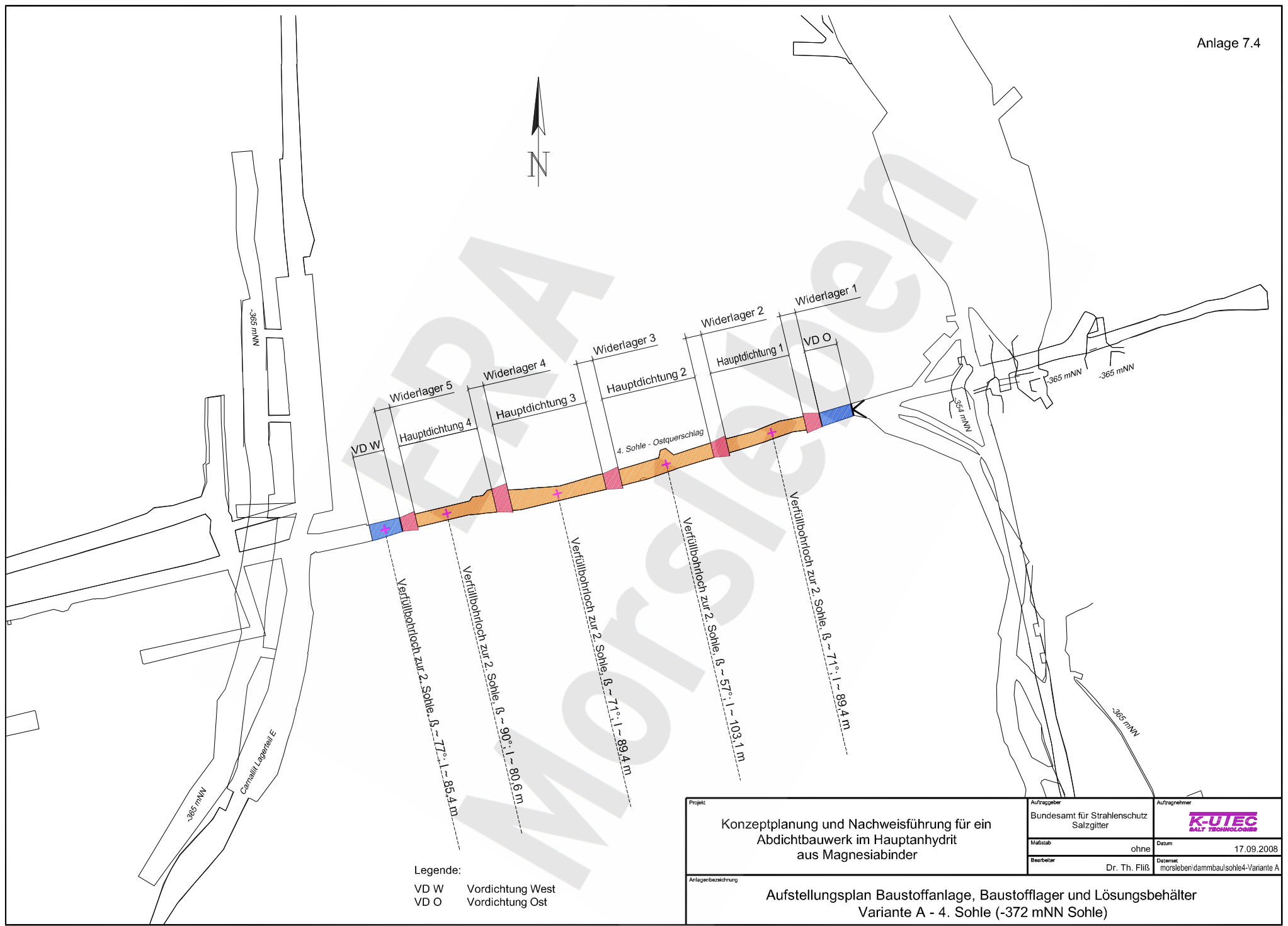
Geologischer Schnitt mit Verfüllbohrföchern



- Legende:
 BL VD W Bohrloch Vordichtung West
 BL HD 1...4 Bohrloch Hauptdichteelement

Projekt	Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder	
	Auftraggeber	Bundesamt für Strahlenschutz Salzgitter
	Maßstab	1 : 1 000
Anlagenbezeichnung	Beurbeiter	Dr. Th. Fließ
	Datum	17.09.2008
	Auftragnehmer	K-UTEC SALT TECHNOLOGIES
	Datensatz	morsleben/dammbausohle2

Aufstellungsplan Baustoffanlage, Baustofflager und Lösungsbehälter
 Variante A - 2. Sohle (-291 mNN Sohle)



Legende:
 VD W Vordichtung West
 VD O Vordichtung Ost

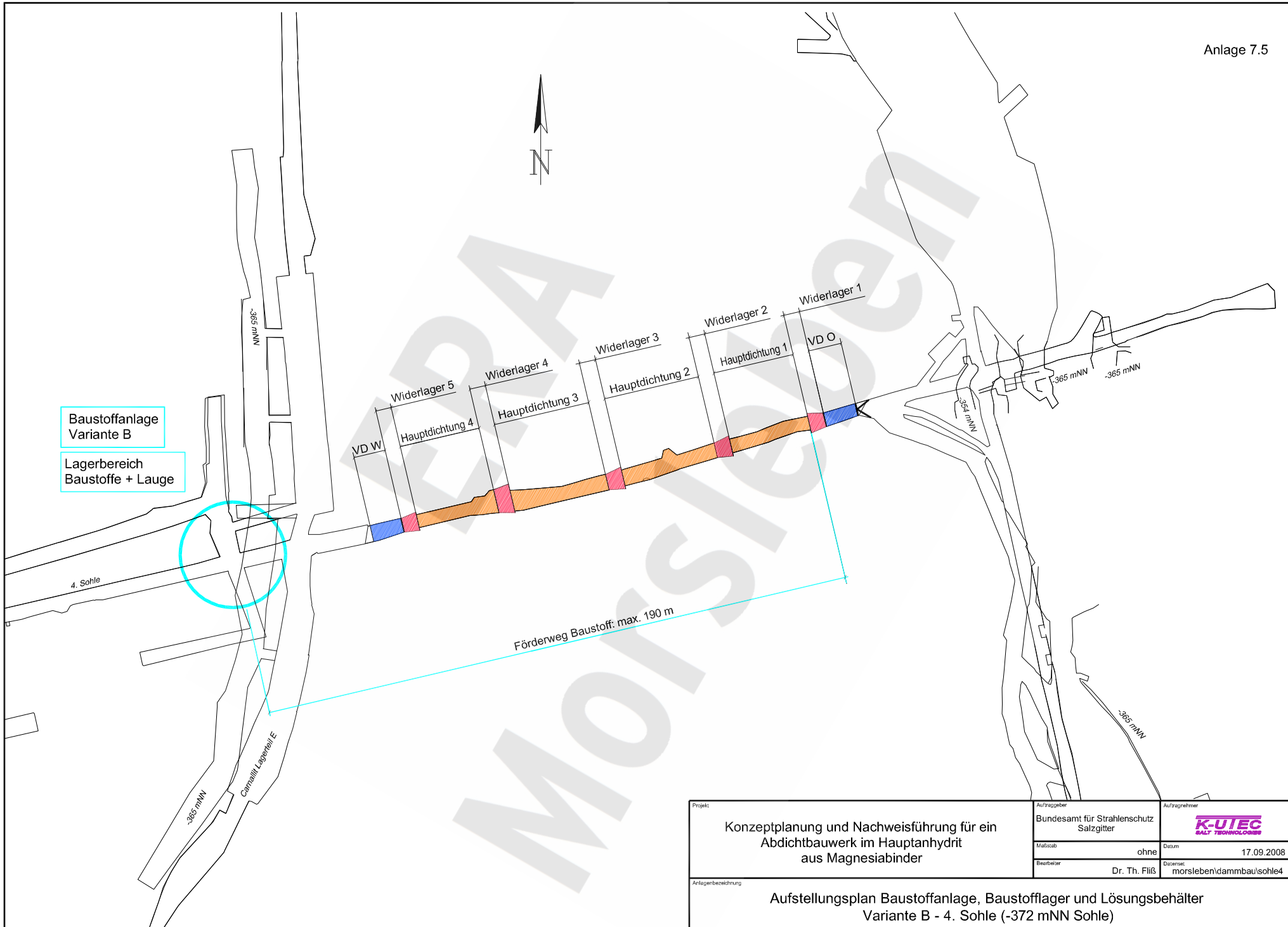
Projekt: Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder	Auftraggeber Bundesamt für Strahlenschutz Salzgitter	Auftragnehmer K-UTEC SALT TECHNOLOGIES
	Maßstab ohne	Datum 17.09.2008
	Bearbeiter Dr. Th. Filis	Datensatz morsleben/dammau/sohle4-Variante A

Anlagenbezeichnung
Aufstellungsplan Baustoffanlage, Baustofflager und Lösungsbehälter Variante A - 4. Sohle (-372 mNN Sohle)

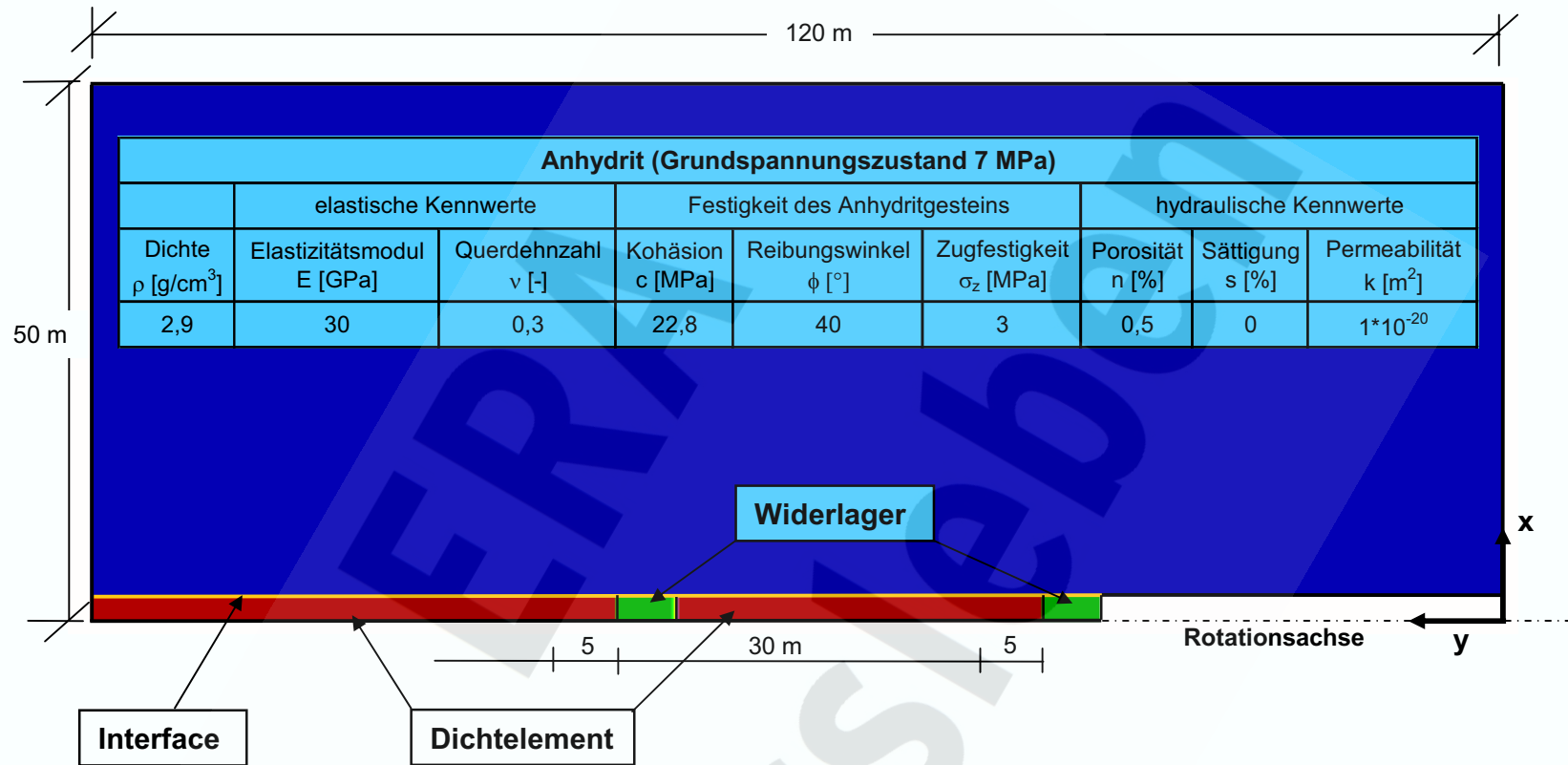


Baustoffanlage
Variante B

Lagerbereich
Baustoffe + Lauge



Projekt: Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder	Auftraggeber Bundesamt für Strahlenschutz Salzgitter	Auftragnehmer K-UTEC SALT TECHNOLOGIES
	Maßstab ohne	Datum 17.09.2008
	Beauftragter Dr. Th. Fließ	Datenset morsleben/dammbau/sohle4
Anlagenbezeichnung Aufstellungsplan Baustoffanlage, Baustofflager und Lösungsbehälter Variante B - 4. Sohle (-372 mNN Sohle)		



Anhydrit (Grundspannungszustand 7 MPa)								
	elastische Kennwerte		Festigkeit des Anhydritgesteins			hydraulische Kennwerte		
Dichte ρ [g/cm ³]	Elastizitätsmodul E [GPa]	Querdehnzahl ν [-]	Kohäsion c [MPa]	Reibungswinkel ϕ [°]	Zugfestigkeit σ_z [MPa]	Porosität n [%]	Sättigung s [%]	Permeabilität k [m ²]
2,9	30	0,3	22,8	40	3	0,5	0	$1 \cdot 10^{-20}$

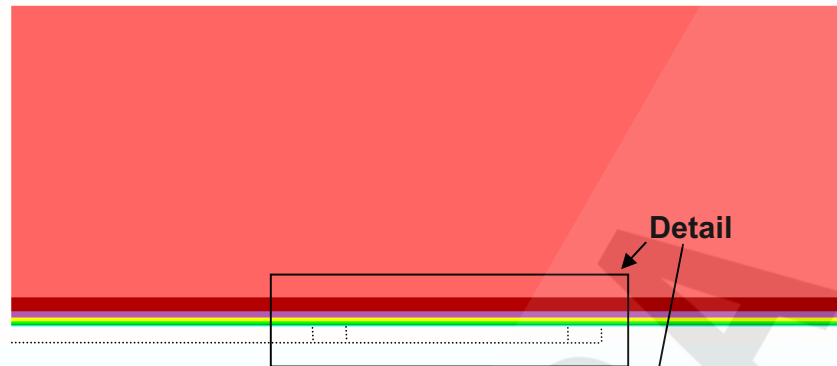
MgO-Beton (Vorspannung 1 MPa)								
	elastische Kennwerte		Festigkeit			hydraulische Kennwerte		
Dichte ρ [g/cm ³]	Anfangskompaktions- modul K [GPa]	Querdehnzahl ν [-]	Kohäsion c [MPa]	Reibungswinkel ϕ [°]	Zugfestigkeit σ_z [MPa]	Porosität n [%]	Sättigung s [%]	Permeabilität k [m ²]
2,17	1	0,22	16,8	27,4	2,4	19	75	$1 \cdot 10^{-18}$

Festigkeit Interface		
Kohäsion c [MPa]	Reibungs- winkel ϕ [°]	Zugfestigkeit σ_z [MPa]
0,29	70	0,19

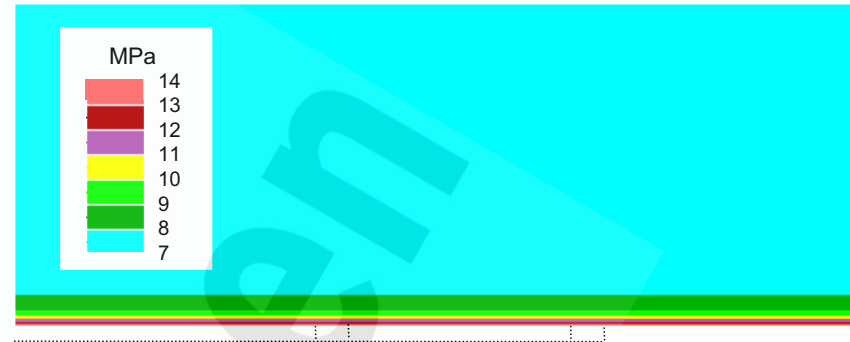


Fall	Untersuchungsziel	Permeabilität [m ²]		Belastungszeitraum [a]	Kompaktionsmodul MgO-Beton [GPa]	Vorspannung MgO-Beton [MPa]
		Anhydrit konturnah 20 cm	Dichtelement und Widerlager			
a	Referenzfall	$1 \cdot 10^{-20}$	$1 \cdot 10^{-18}$	50	1	1
b	Permeabilität des konturnahen Anhydrits	$1 \cdot 10^{-18}$	"	"	"	"
c		$1 \cdot 10^{-17}$	"	"	"	"
g	Permeabilität des Abdichtungsbauwerkes	$1 \cdot 10^{-20}$	$1 \cdot 10^{-20}$	"	"	"
i	Vorspannung des Abdichtungsbauwerkes	"	$1 \cdot 10^{-18}$	"	"	0,5
e	Belastungszeitraum	"	"	5	"	1
h	Kompaktionsmodul des Abdichtungsbauwerkes	"	"	50	0,5	"



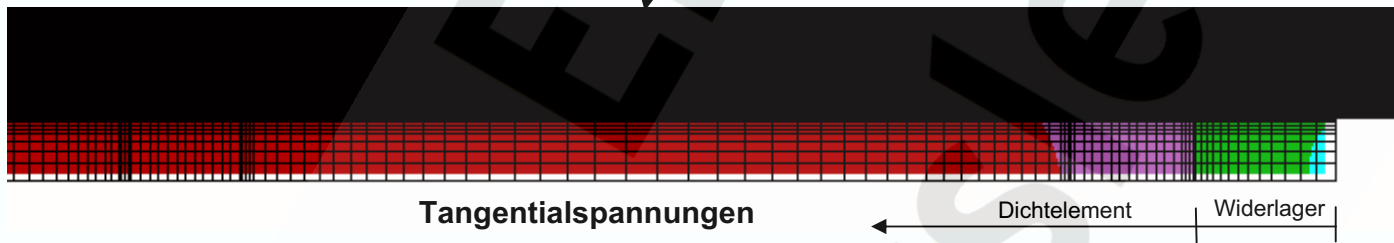


Radialspannungen

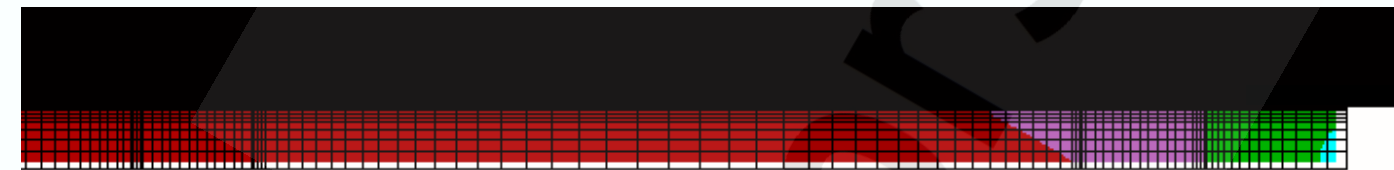
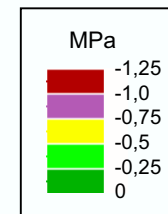


Tangentialspannungen

1. BZ, Streckenausbruch

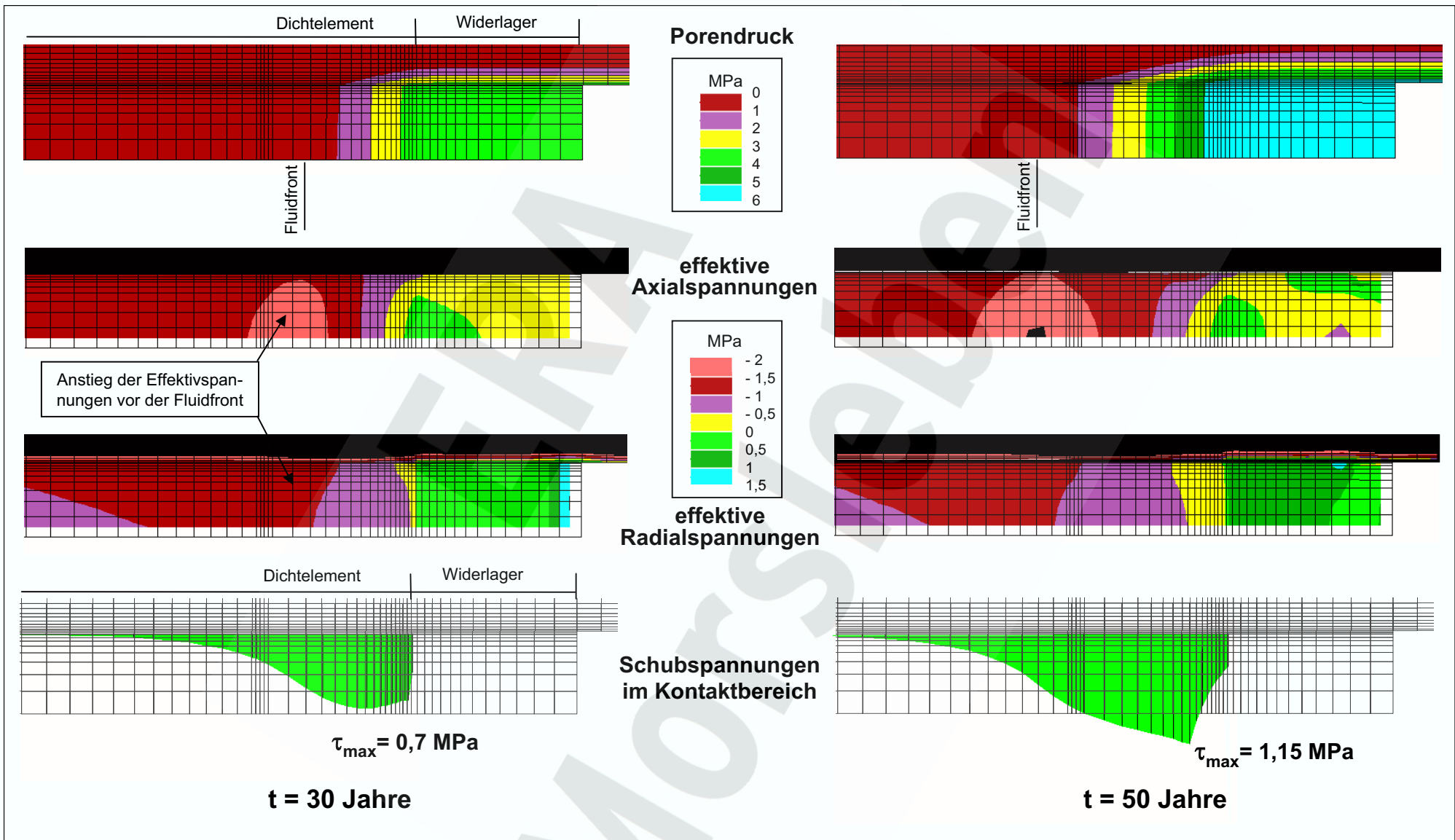


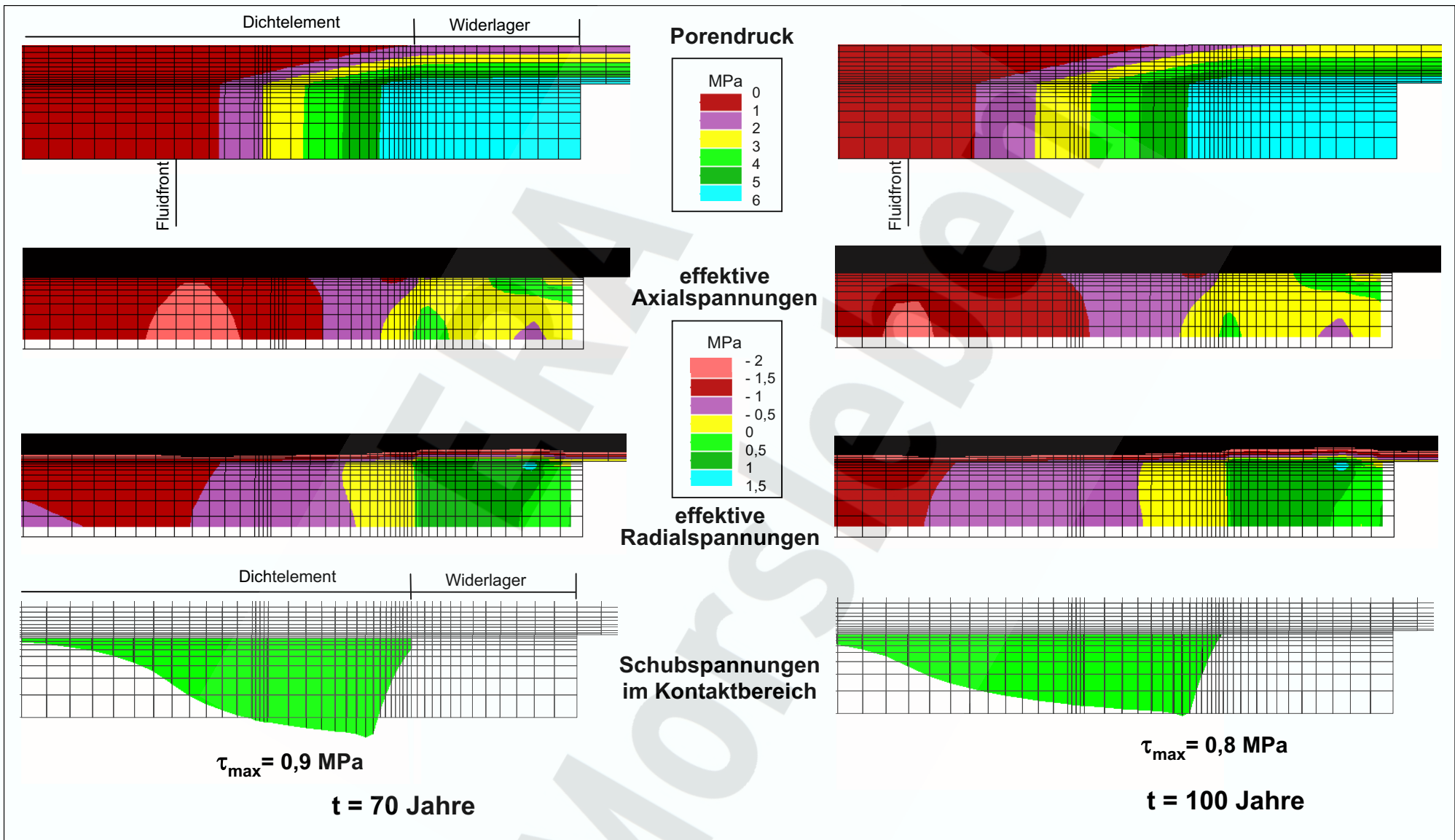
Tangentialspannungen

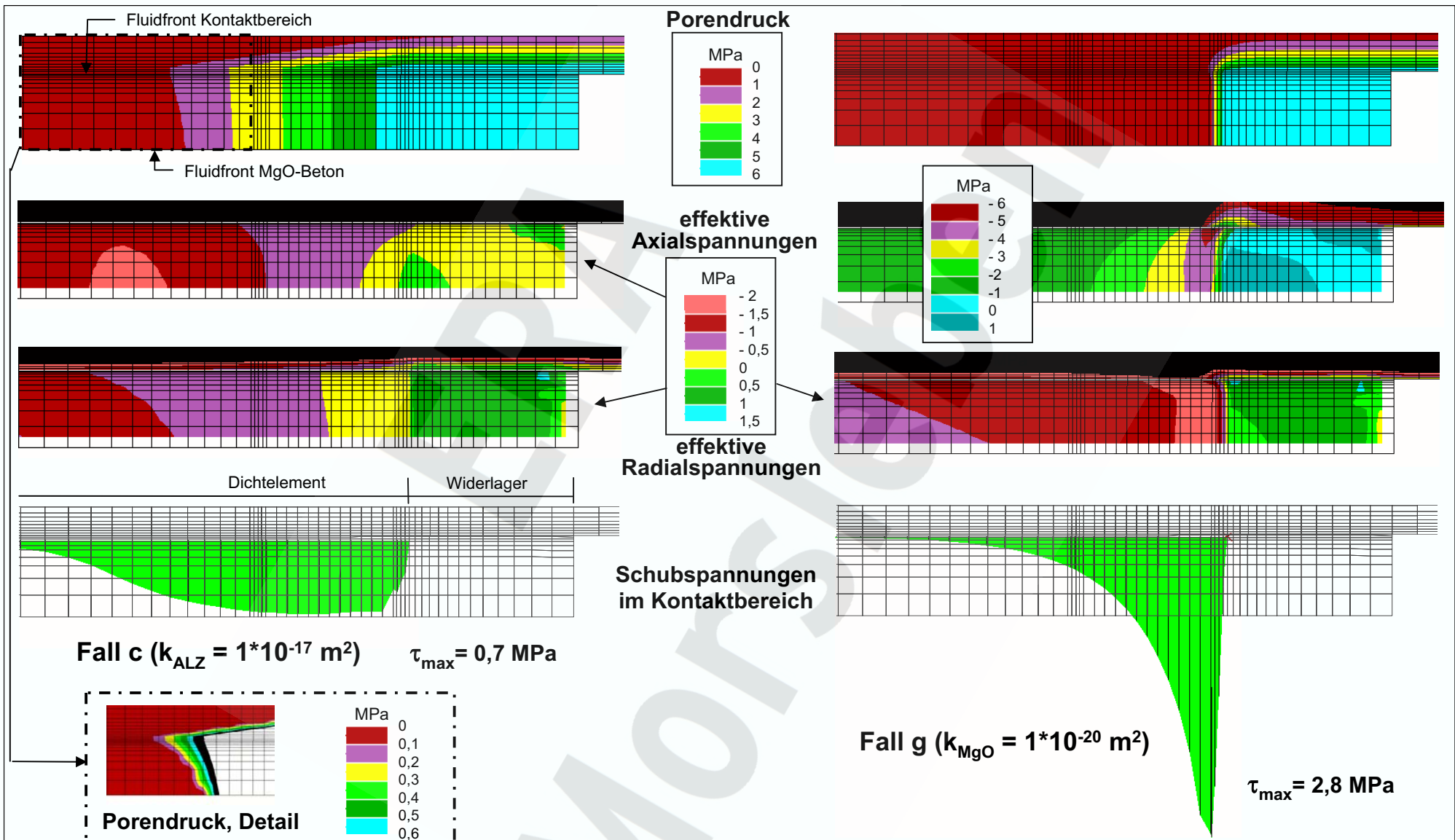


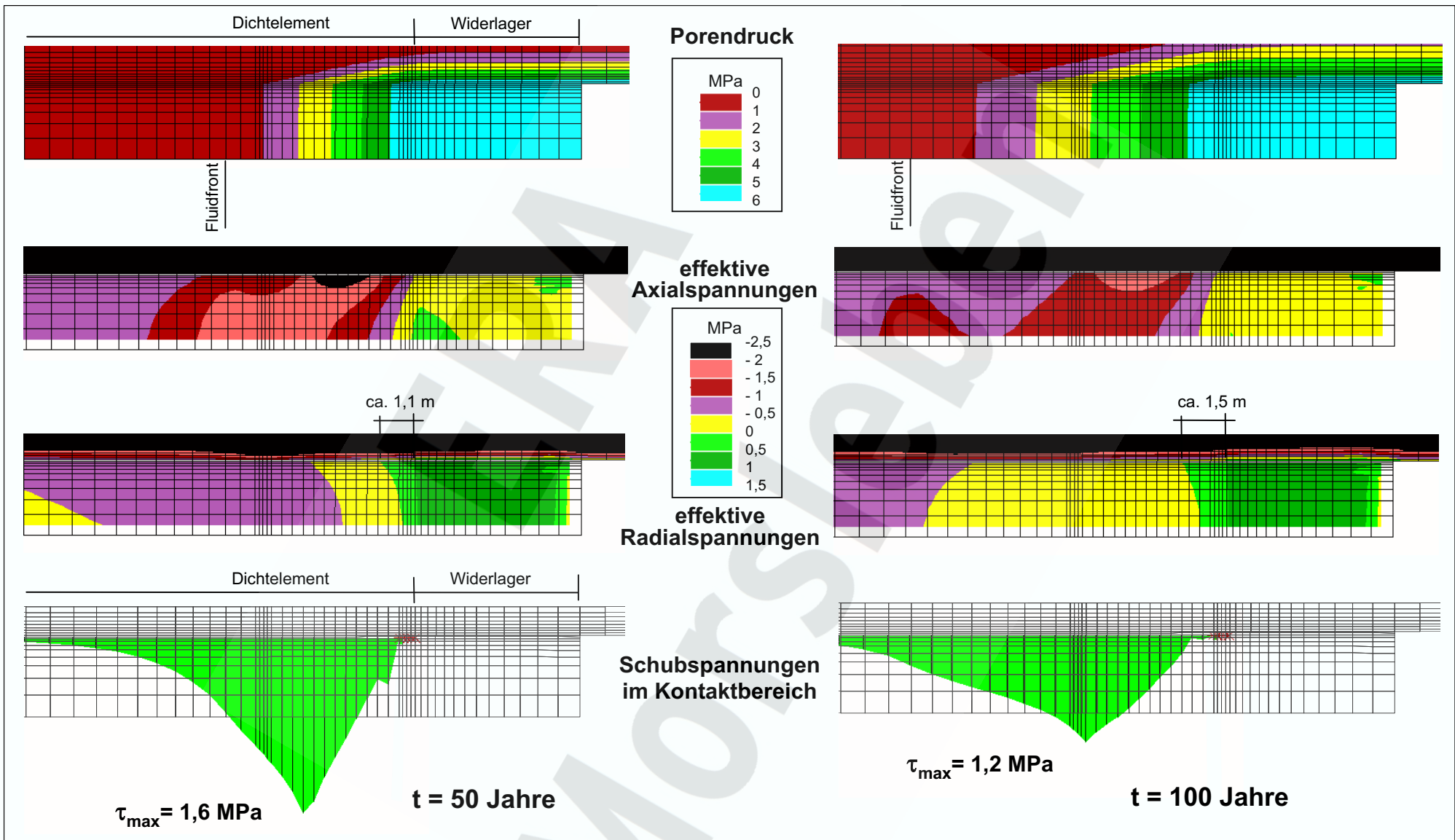
Radialspannungen

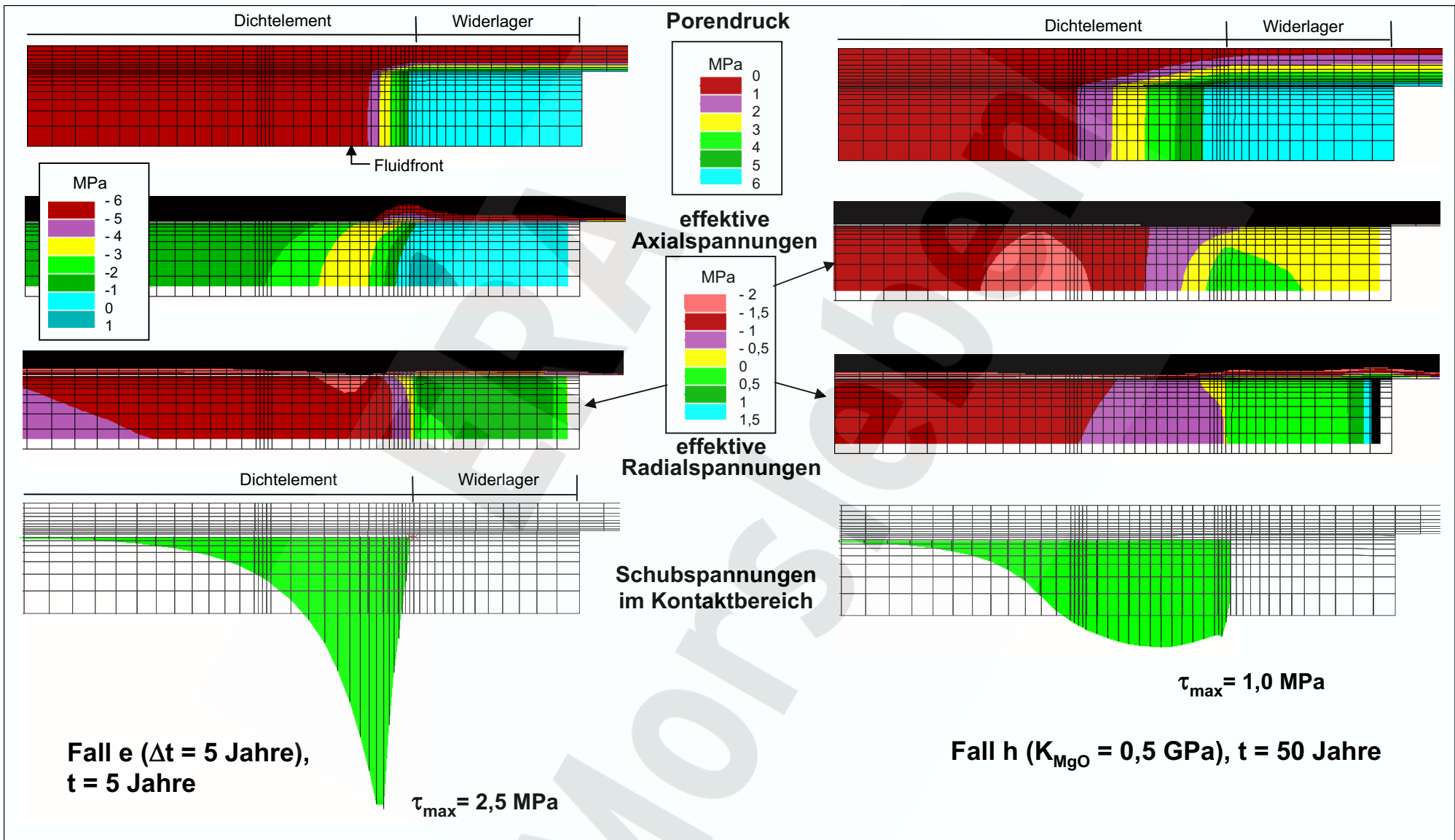
2. BZ, Einbau Dichtelemente und Widerlager, Aufbringen von 1 MPa Vorspannung

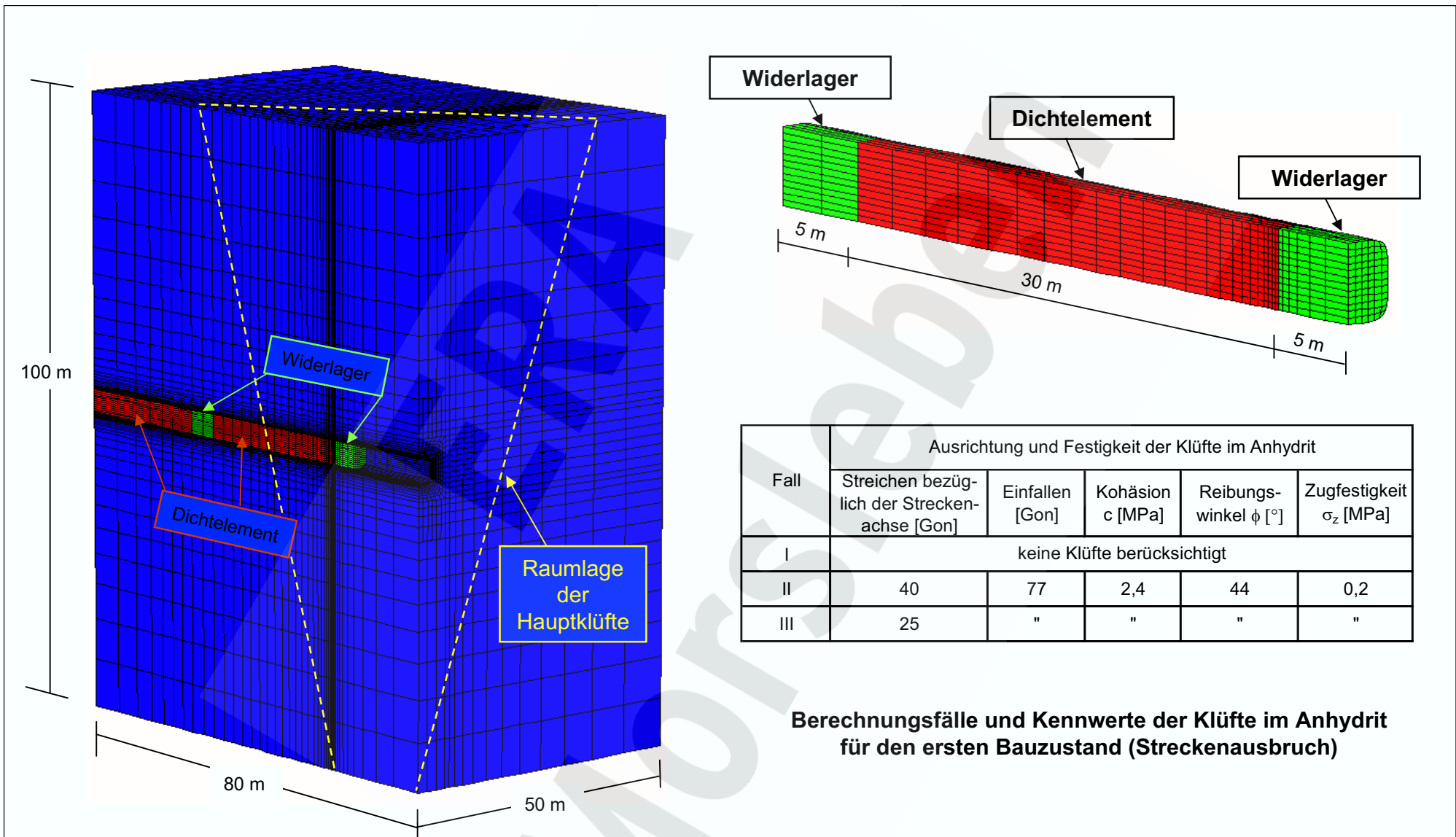






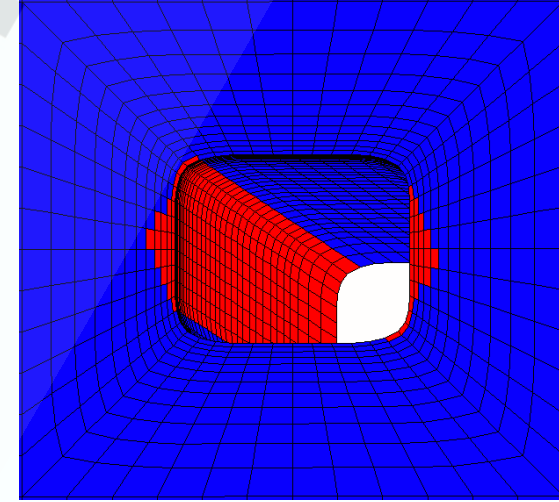
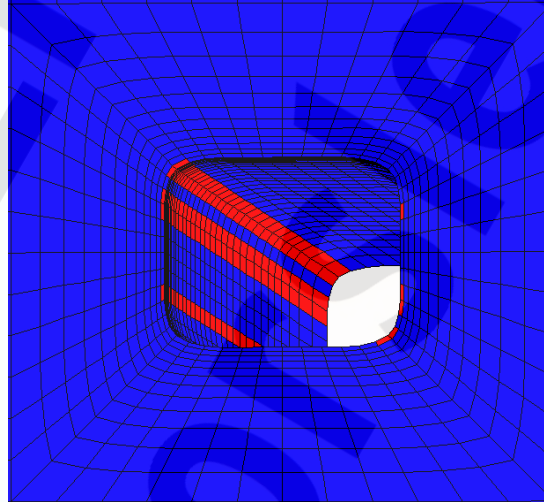
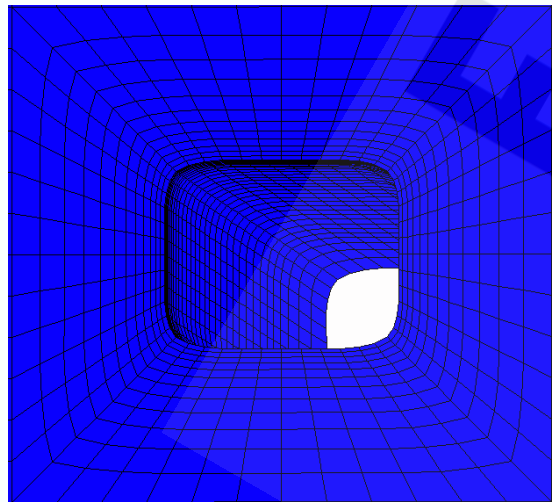
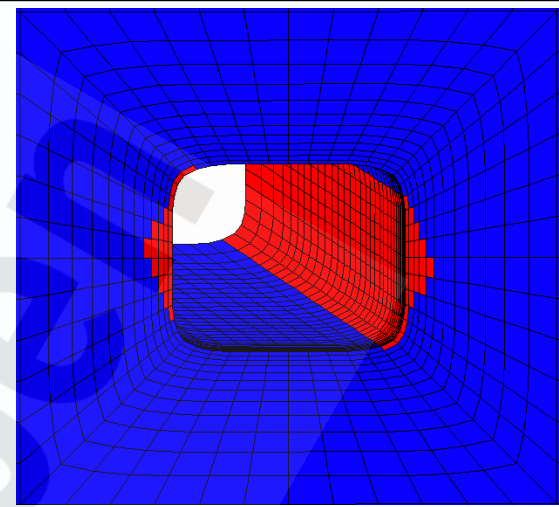
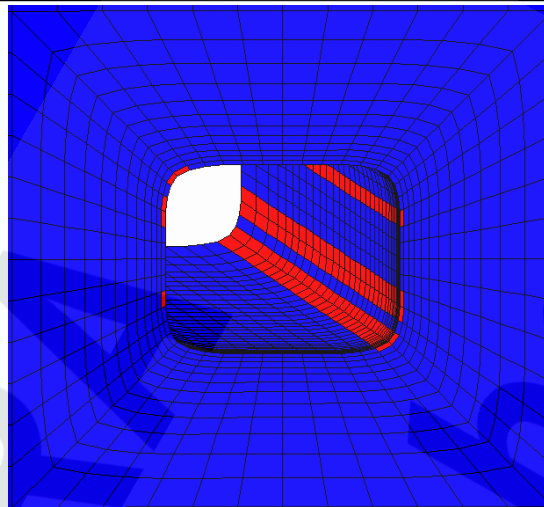
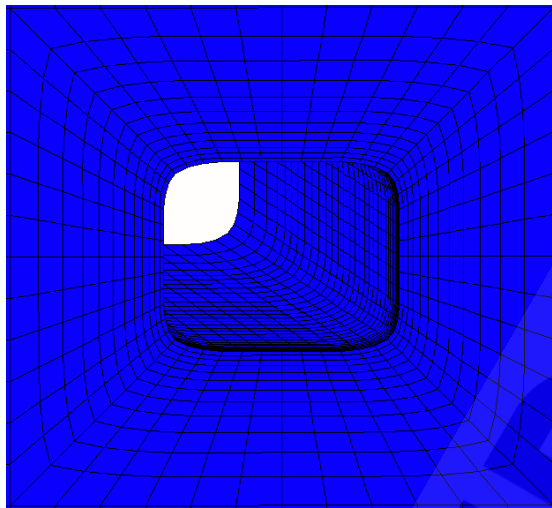






Berechnungsfälle und Kennwerte der Klüfte im Anhydrit für den ersten Bauzustand (Streckenausbruch)





Block State
■ None

Fall I

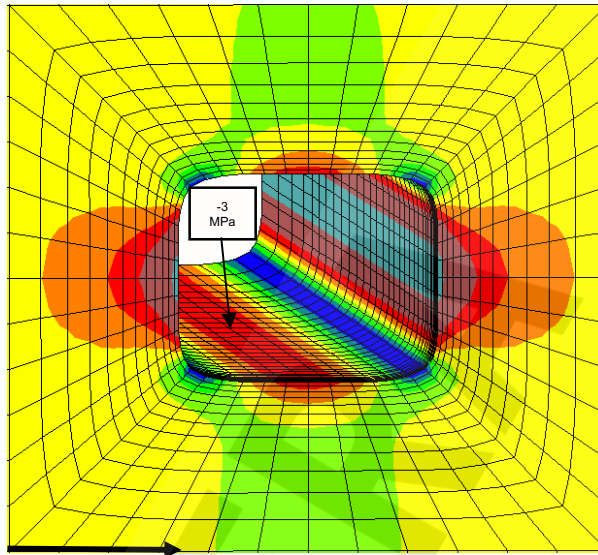
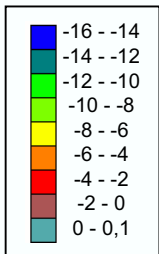
Block State
■ None
■ u:shear-p

Fall II

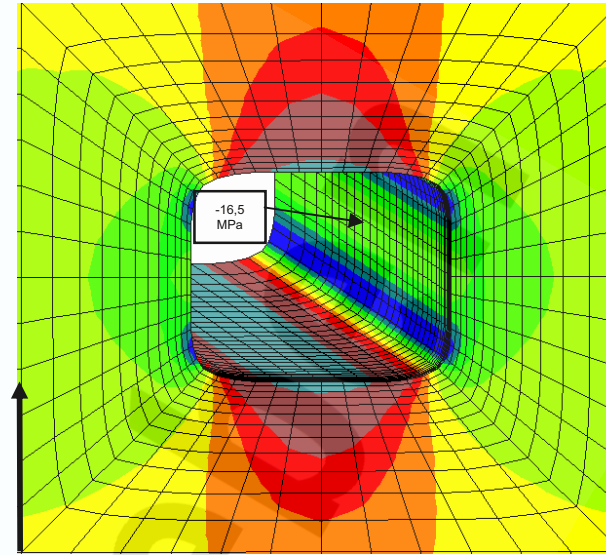
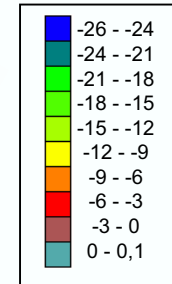
Fall III



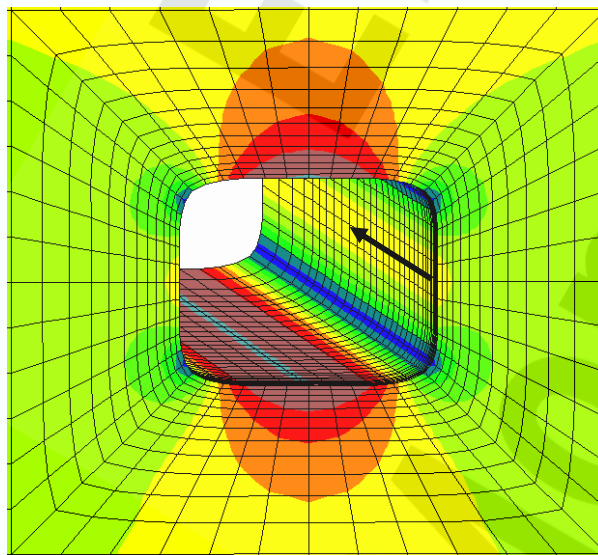
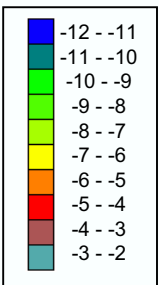
**effektive
Spannungen in
x-Richtung [MPa]**



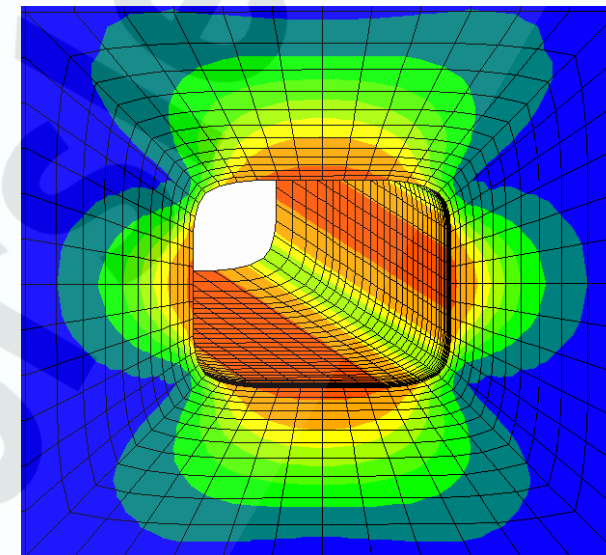
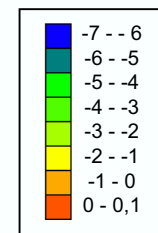
**effektive
Spannungen in
z-Richtung [MPa]**

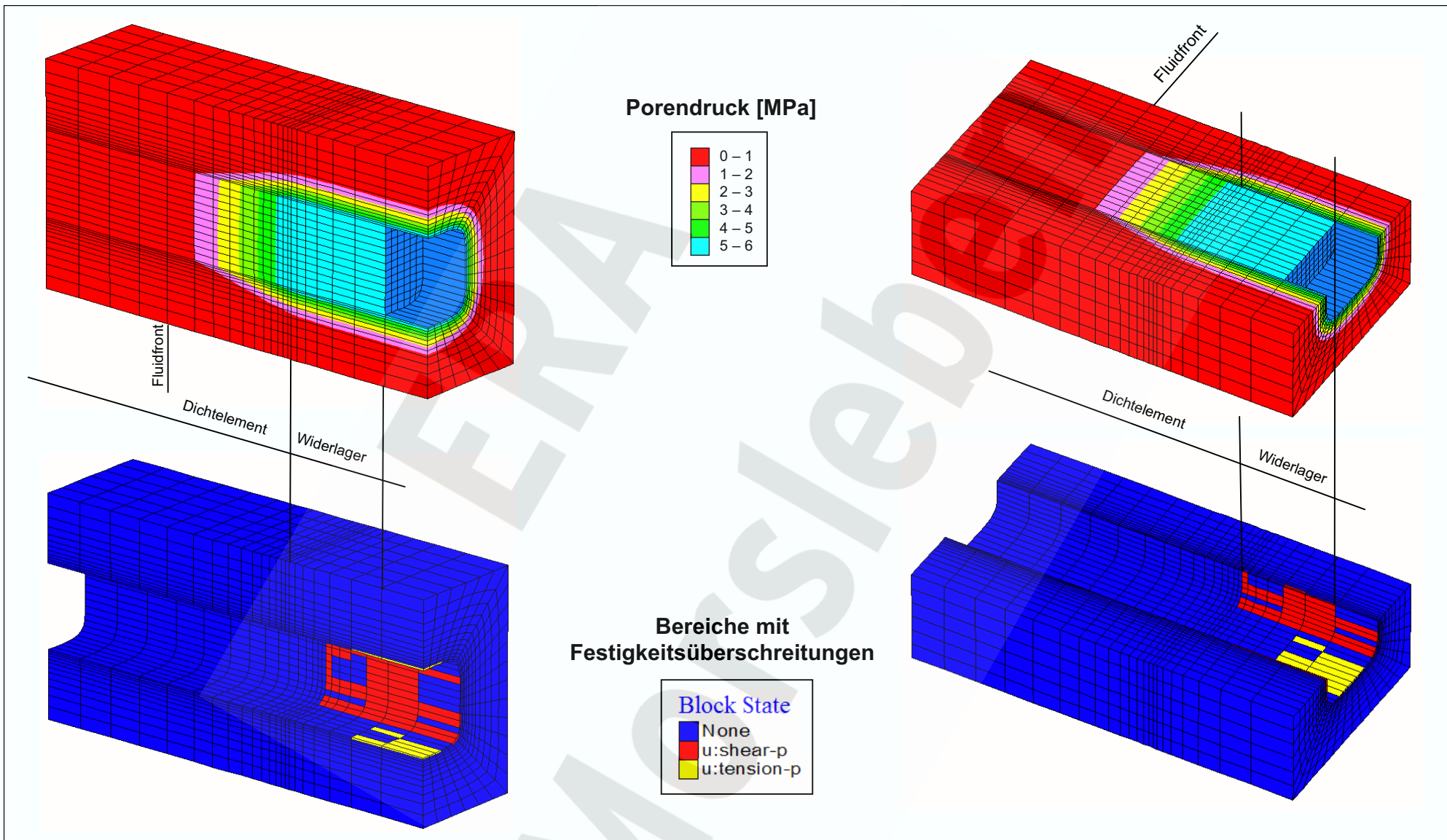


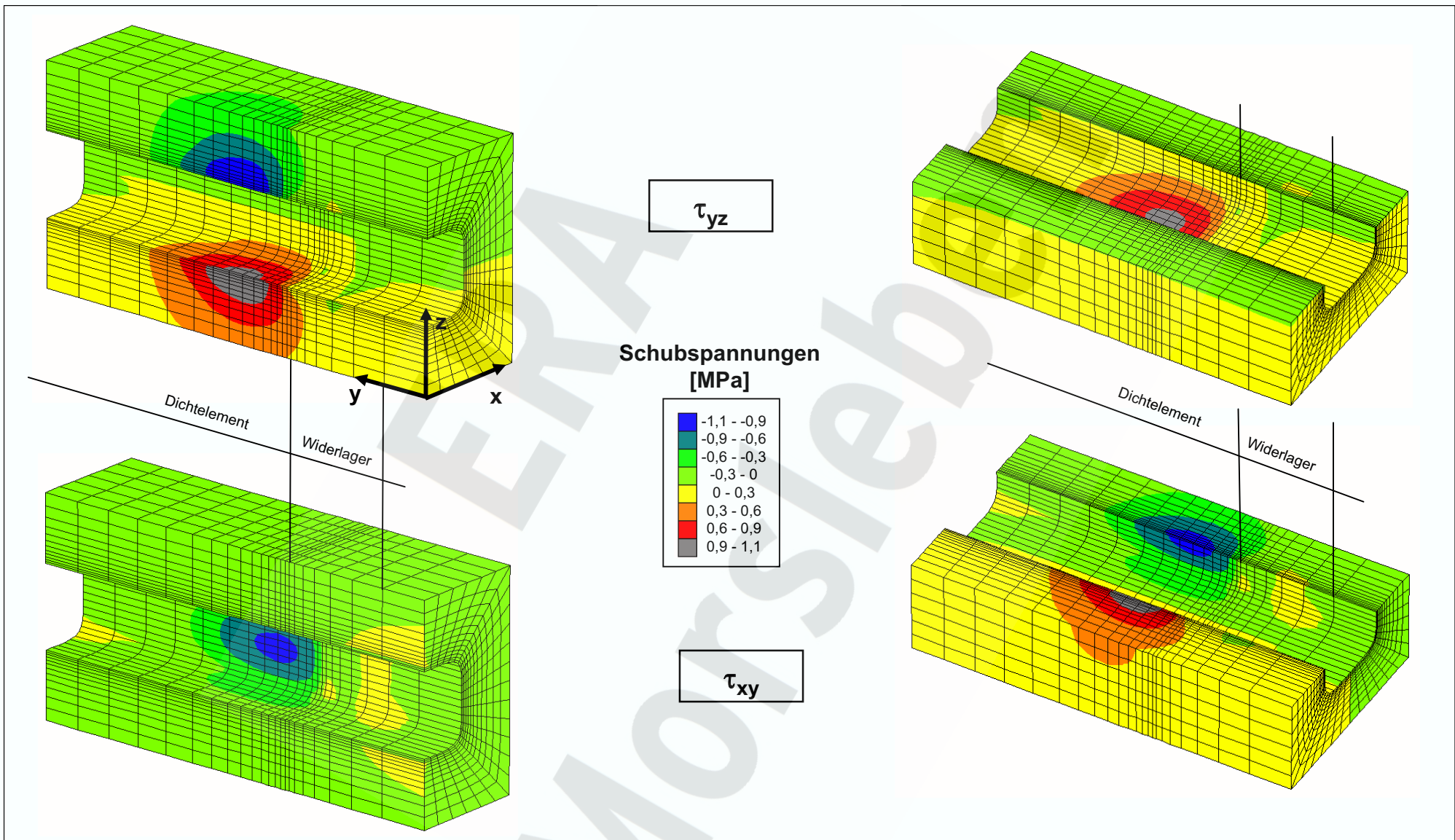
**effektive
Spannungen in
y-Richtung [MPa]**

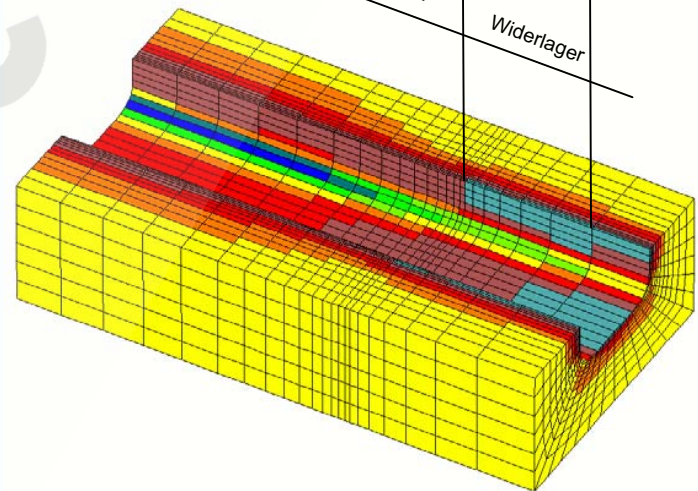
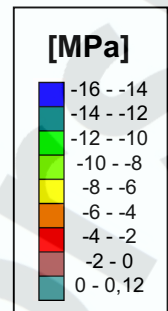
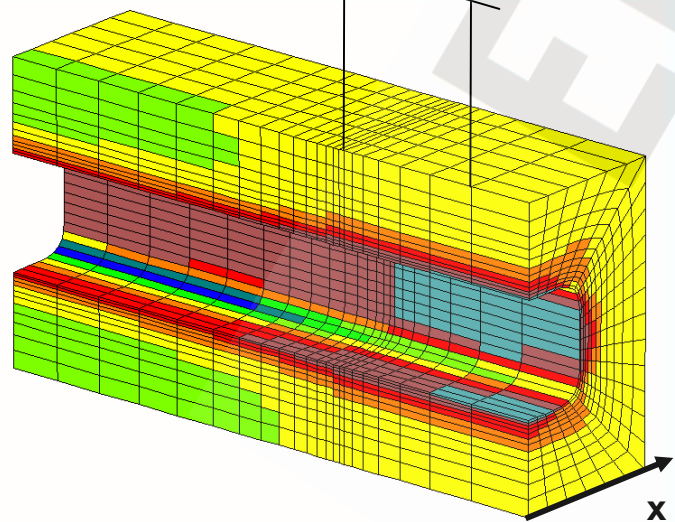
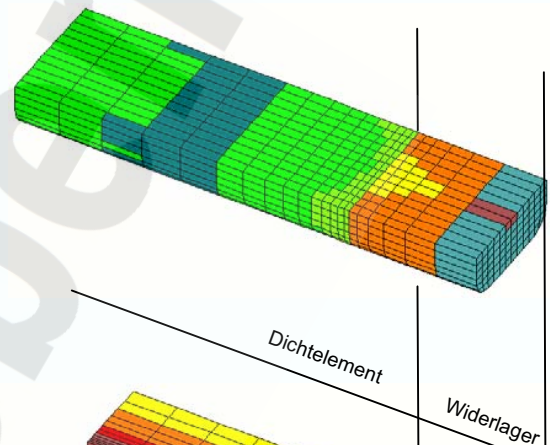
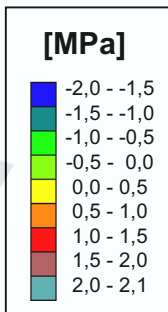
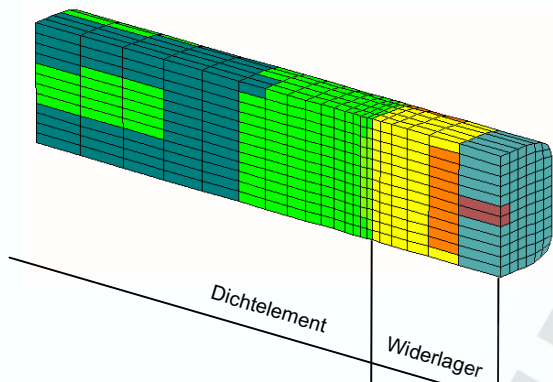


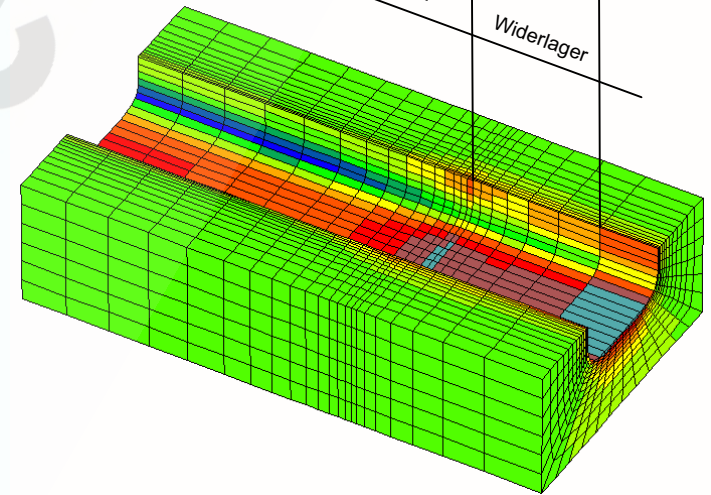
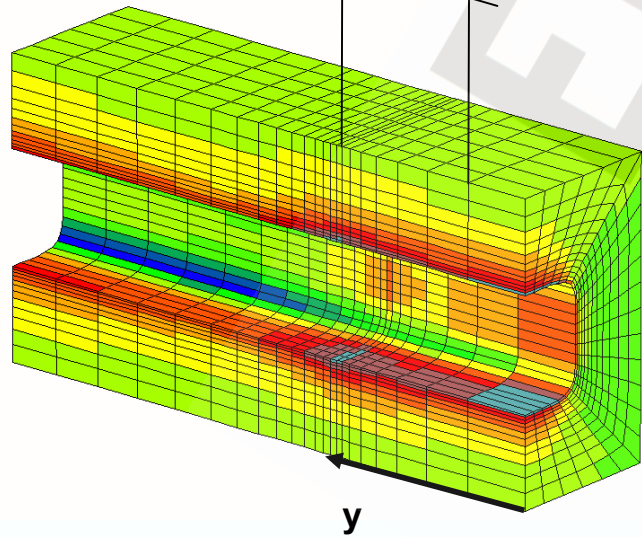
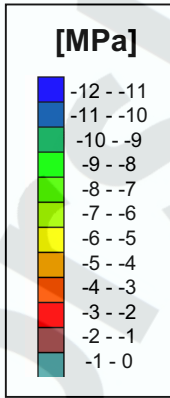
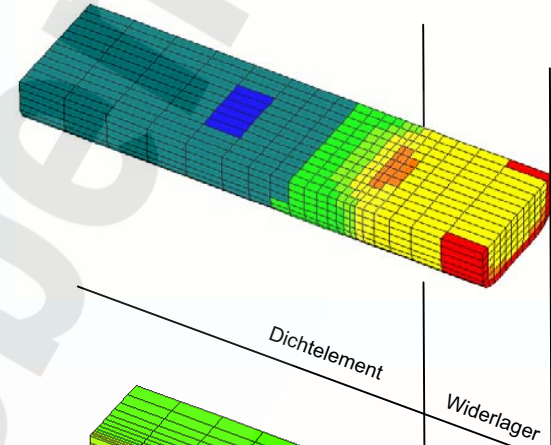
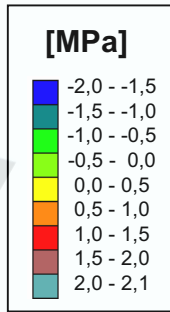
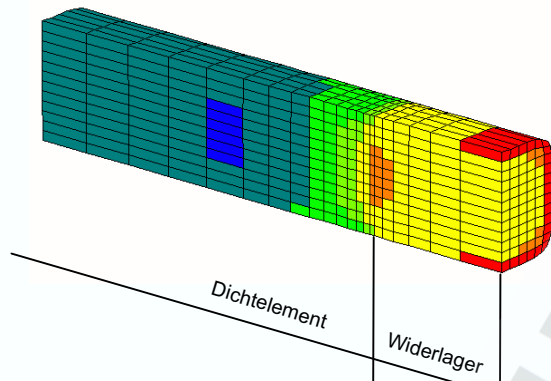
**minimale
Hauptspannung
[MPa]**

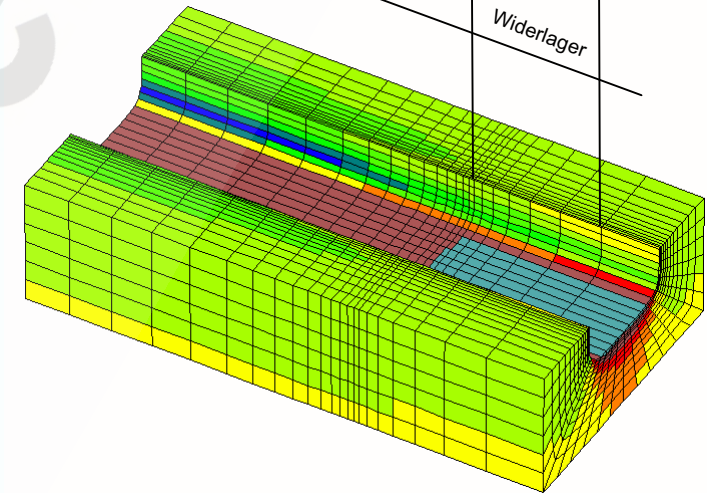
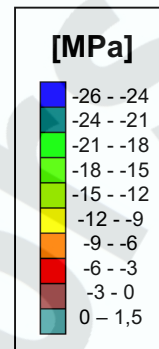
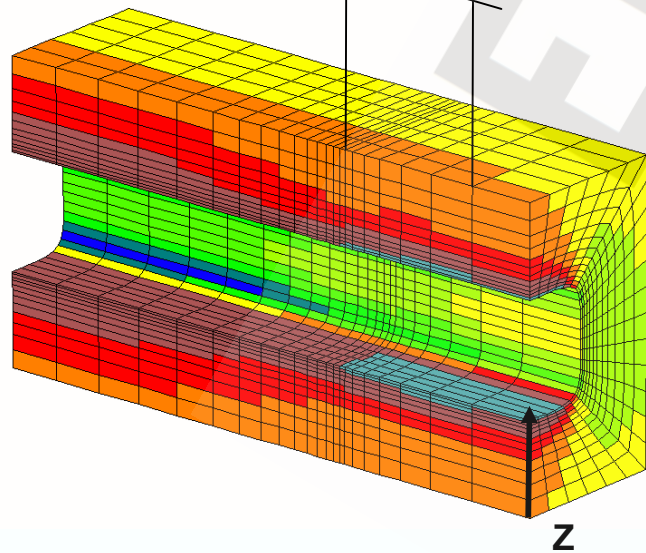
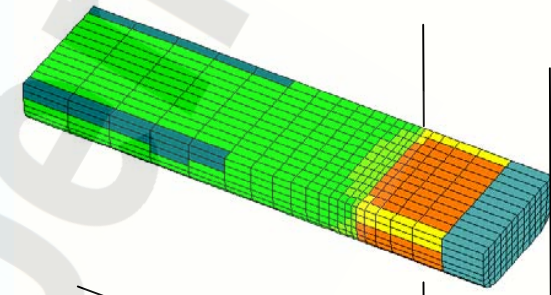
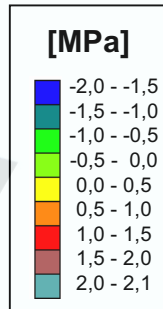
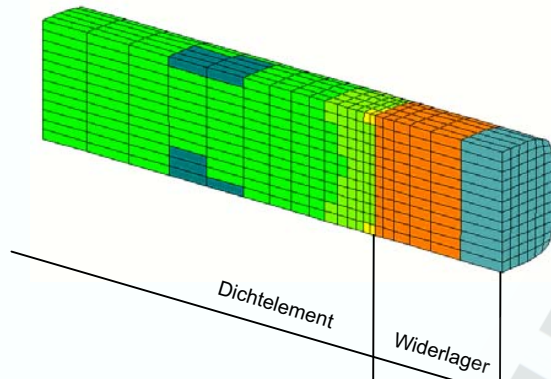












Inhalt

Inhalt	1
Abbildungsverzeichnis	2
Tabellenverzeichnis	4
1 Problemstellung und Randbedingungen	5
2 Vorgehensweise	6
3 Analyse des Magnesiabetons	7
3.1 Umsatzberechnung beim Abbinden.....	7
3.2 Phasenanalyse.....	9
3.3 Thermische Analyse	17
4 Thermodynamische Berechnungen zur Langzeitständigkeit der Dammsegmente	23
4.1 Thermodynamische Datenbasis	23
4.2 Berechnungsprinzip und Programm	23
4.3 Berechnungen	24
4.4 Ergebnisse.....	26
4.4.1 Ergebnisse Fall 1	26
4.4.2 Ergebnisse Fall 2	31
5 Gesamtbeurteilung der Ergebnisse	33
Literatur	35
Anlagen	36

Abbildungsverzeichnis

Abbildung	Seite
Abb. 1: Röntgendiffraktogramm der Referenzprobe mit Vergleichsdiffraktogrammen (grün: 3-1-8-Sorel, magenta: 5-1-8-Sorel, orange: 5-1-8- mit geringen 3-1-8-Anteil),	11
Abb. 2: Teilausschnitt von Abb. 1	12
Abb. 3: Gestreckte Darstellung im kleinen Winkelbereich von Abb. 1 (Referenzprobe)	13
Abb. 4: Vergleich der Röntgendiffraktogramme der Proben „Referenz-DBM2“ und „Sonderprobe-DBM2“	14
Abb. 5: Aus der Kristallstruktur simuliertes Röntgendiffraktogramm von Sepiolith (serpentinähnliches Schichtsilicat)	15
Abb. 6: Aus der Kristallstruktur simuliertes Röntgendiffraktogramm von Talk	16
Abb. 7: Thermisches Verhalten der Sonderprobe DBM2 unter Nichtgleichgewichtsbedingungen	17
Abb. 8: DTA-Kurve und Masseverluste beim thermischen Abbau der Sonderprobe DBM2 im Temperaturbereich von 20 bis 250 °C (Ausschnitt aus Abb.7)	18
Abb. 9: DTA-Kurve und Masseverluste beim thermischen Abbau der Sonderprobe DBM2 im Temperaturbereich von 240 bis 750 °C (Ausschnitt aus Abb. 7)	19
Abb. 10: Thermisches Verhalten der Referenzprobe DBM2 unter Nichtgleichgewichtsbedingungen	19
Abb. 11: DTA-Kurve und Masseverluste beim thermischen Abbau der Referenzprobe DBM2 im Temperaturbereich von 20 bis 250 °C (Ausschnitt aus Abb. 10)	20
Abb. 12: DTA-Kurve und Masseverluste beim thermischen Abbau der Referenzprobe DBM2 im Temperaturbereich von 240 bis 750 °C (Ausschnitt aus Abb. 10)	20
Abb. 13: Vergleich der DTA-Kurven beim thermischen Abbau der Referenzprobe und der Sonderprobe DBM2 im Temperaturbereich von 20 bis 750 °C	21
Abb. 14: Vergleich der Massenverluste beim thermischen Abbau der Referenzprobe und der Sonderprobe DBM2 im Temperaturbereich von 20 bis 750 °C	21
Abb. 15: Änderung der Permeabilität mit der Porosität für die beiden angenommenen Korrelationen (Fall 1 und Fall 2)	25
Abb. 16: Zeitliche Entwicklung der Durchflussrate und des akkumulierten Durchflusses durch ein Dammsegment	26
Abb. 17: Berechnete zeitliche Entwicklung des Feststoff- und Porenvolumens des Dammsegments (Fall 1)	28
Abb. 18: a-c): Natrium- und Magnesiumkonzentration sowie pH-Wert entlang des Dammsegments nach 500 (a), 1.000 (b) und 4.000 (c) Jahren	29
Abb.18 d-f): Natrium- und Magnesiumkonzentration sowie pH-Wert entlang des Dammsegments nach 8.100 (d), 15.001 (e) und 30.001 (f) Jahren	30

Abb. 19: Zeitliche Entwicklung der Durchflussrate und des akkumulierten Durchflusses durch ein Dammsegment	31
Abb. 20: Berechnete zeitliche Entwicklung des Feststoff- und Porenvolumens des Dammsegments (Fall 2)	32

ERA
Morsleben

Tabellenverzeichnis

Tabelle		Seite
Tab. 1:	Ausgangszusammensetzung des DBM2 in Ma-% und mol/100 g	7
Tab. 2:	Zusammensetzung der Lösung S30	7
Tab. 3:	Quantitative Ergebnisse der Berechnungen zum Abbinden des DBM2	8
Tab. 4:	Sättigungsaktivitäten ausgewählter Minerale in der Lösung S30 und Porenlösung nach Abbinden von DBM2	8
Tab. 5:	Dichten der für die Berechnungen verwendeten Minerale (RÖSLER; KOCH 1968)	9

ERA
Morsleben

1 Problemstellung und Randbedingungen

Zur Stilllegung des Endlagers Morsleben sind verschiedene Maßnahmen zum Abschluss der eingelagerten radioaktiven Abfälle von der Biosphäre erforderlich. Diese Maßnahmen sind im Stilllegungskonzept verankert. Grundgedanke ist, die Grubenbaue weitgehend mit Salzbeton zu verfüllen, um hydraulische Widerstände zu schaffen. Des Weiteren werden in ausgewählten Strecken und in einem Rollloch des Endlagers Abdichtungsbauwerke errichtet, die in der Regel aus mehreren hintereinander angeordneten Abdichtungssegmenten bestehen. Ihre Länge beträgt zwischen 15 und 30 m. Ein Abdichtungsbauwerk befindet sich im Hauptanhydrit und soll ggf. aus Magnesiabeton (MgO-Beton) errichtet werden.

Für das Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit sind folgende standortspezifische Vorgaben zu berücksichtigen:

- Lage: Ostquerschlag, 4. Sohle zwischen Kalilager E und Ostfeld
- Streckenlänge: ca. 150 m
- Streckenmaße: 3,8 ... 5,3 m breit, 3,4 ... 3,9 m hoch, Querschnitt 22,5 m²
- Angrenzende Grubenbaue nahezu vollständig mit Salzbeton verfüllt
- Für den Fall der Flutung des Grubengebäudes sind alle Zusammensetzungen zwischen gesättigter NaCl-Lösung bis IP21 anzunehmen
- Laugendruck zwischen 0 bis 6 MPa
- Der Hauptanhydrit im Dichtungsbereich ist sowohl geklüftet als auch ungeklüftet

Relevante Vorgaben für das Bauwerk sind:

- Gebrauchstauglichkeit mindestens 30.000 Jahre
- Querschnittsgemittelte Anfangspermeabilität $\leq 10^{-18} \text{ m}^2$
- Streckenlänge 150 m
- Auf Einlagerungsseite instantan technisch dicht gegen 80 m Überstauhöhe an Fluid (Gewährleistung bis 12 Jahre als temporäre Abdichtung)

Entsprechend dem Auftrag der K-UTEC AG ist die Langzeitbeständigkeit des Magnesiabetons (DBM2) bzw. sind mögliche Veränderungen im Hinblick auf die o. g. Randbedingungen zu bewerten. Für die Beurteilung standen folgende Unterlagen zur Verfügung:

- Planungskonzept der K-UTEC AG
- Datensatz des vorgesehenen MgO-Betons (DBM2)
 - Rezepturangaben
 - Festigkeitsangaben
 - Gaspermeabilität (Messwerte IBeWa)
 - Lösungspermeabilität (Messwerte IBeWa)
 - Referenzmaterial für Röntgenaufnahme und Sonderprobe

Das Planungskonzept der K-UTEC sieht für das Abdichtungsbauwerk 4 Dammsegmente in MgO-Betonausführung mit der Rezeptur DBM2 vor, die jeweils zwischen Widerlagern aus der gleichen MgO-Betonrezeptur eingebettet werden. Das Einzelsegment wird eine Länge von etwa 25 m haben, das Widerlager wird mit einer Bauwerkslänge von 5 m ausgeführt. Die Querschnittsfläche ist mit etwa 22,5 m² anzunehmen. An den Stirnseiten ist eine Vordichtung aus dem zementgebundenen und quellfähigen Konstruktionsmörtel ZO1.8 der Firma "quick-mix" vorgesehen. Mit Hilfe der Vordichtung soll ausschließlich anstehende NaCl-Lösung von den Dammsegmenten aus MgO-Beton ferngehalten oder deren Zutritt verzögert werden, wodurch die Gebrauchstauglichkeit des gesamten Abdichtungsbauwerks verbessert wird.

2 Vorgehensweise

Zur Nachweisführung der chemischen und geochemischen Langzeitbeständigkeit werden:

- a.) ausgehend von den Rezepturen die zu erwartenden Phasenbildungen und Restporenlösungen beim Abbinden auf thermodynamischer Grundlage berechnet,
- b.) mittels Pulverröntgendiffraktometrie (PXRD) der Phasenbestand abgebundener Proben ermittelt,
- c.) mittels thermischer Analyse die Bindungsformen von Wasser in den abgebundenen Proben untersucht,
- d.) aus den Ergebnissen von a.) bis c.) der Ausgangszustand für die Berechnungen festgelegt und
- e.) thermodynamische Berechnungen zu chemischen Veränderungen bei Durchströmung eines Dammes durchgeführt.

Hierzu werden die Segmente des Bauwerkes als sequentiell durchströmt betrachtet (ohne Rückvermischung). Zur Durchführung der Berechnungen wurde das Programm CHEMDARCY aufgestellt, in das alle vorgegebenen Randbedingungen eingearbeitet wurden.

Den Berechnungen geht eine Überprüfung und Aktualisierung der thermodynamischen Datenbasis für die Inhaltsstoffe der Bauwerke (Magnesiaphasen, Silicatphasen, Salzwechsel-Wirkungsparameter) voraus. Die Ergebnisse der Berechnungen werden auf chemische Plausibilität hin überprüft.

Bei den Durchströmungsberechnungen wurde ausschließlich eine an NaCl gesättigte Lösung betrachtet, da diese im Hinblick auf die geochemische Langzeitstabilität des MgO-Betons das größte Schädigungspotenzial aufweist. Berechnungen mit einer IP21-Lösung würden keine Veränderungen im MgO-Beton ausweisen.

Für den MgO-Beton der Rezeptur DBM2 wurde konservativ eine Anfangspermeabilität von 10⁻¹⁸ m² zugrunde gelegt, die etwa eine Größenordnung oberhalb der im Labor gemessenen Gaspermeabilitäten liegt. Der hydraulische Widerstand von der Vordichtung aus dem zementgebundenen Konstruktionsmörtel der Fa. "quick-mix" wurde bei den Betrachtungen ebenfalls nicht berücksichtigt (konservativ).

3 Analyse des Magnesiabetons

Für die Analysen wurde eine „Referenzprobe“ des Magnesiabetons DBM2 verwendet, der bereits im Technikumsmaßstab auf mechanisches und hydraulisches Verhalten hin untersucht wurde und das Abbinden unter anwendungsnahen Bedingungen erfolgte. Eine zweite Probe mit der Bezeichnung „Sonderprobe“ wurde unter Laborbedingungen vom Auftraggeber erzeugt.

3.1 Umsatzberechnung beim Abbinden

Zunächst erfolgte eine Umsatzberechnung beim Abbinden des Magnesiabetons (DBM2) mit der Zugabelösung (MgCl₂-Sole der Spezifikation S30 von der DEUSA International GmbH). Die Rezeptur des DBM2 ist in Tab. 1, die der zugegebenen Sole S30 und die Eigenschaften wie Dichte, Viskosität und pH-Wert sind in Tab. 2 aufgeführt.

Tab. 1: Ausgangszusammensetzung des DBM2 in Ma-% und mol/100 g

Ausgangs-Materialien	Zusammensetzung in	
	Ma-%	mol/100 g
MgO	10,00	0,2481
Quarzsand	34,79	0,5790
Anhydrit	29,72	0,2183
Microsilica	4,57	0,0761
S30-Lösung	20,58	
Woerment BV 787	0,34	

Tab. 2: Zusammensetzung der Lösung S30

Konzentration in	Bestandteile					
	MgCl ₂	MgSO ₄	NaCl	KCl	CaSO ₄	H ₂ O
g/L	371,9	27,1	4,2	0,7	0,1	891
mol/L	3,906	0,225	$7,2 \cdot 10^{-2}$	$9,4 \cdot 10^{-3}$	$7,3 \cdot 10^{-4}$	49,458
mol/kg H ₂ O	4,3838	0,252	$8,1 \cdot 10^{-2}$	$10,5 \cdot 10^{-3}$	$8,2 \cdot 10^{-4}$	55,508
$\rho_{25^\circ} = 1,295 \text{ g/cm}^3$ $\eta = 6,85 \text{ mPas}$ $\text{pH} = 5,3$						

Für Reaktionen von MgO mit Microsilica-Suspension ist aus der Literatur bekannt, dass es schon bei Raumtemperatur schnell zur Bildung von Magnesium-Silicat-Hydrat (M-S-H) und Mg(OH)₂ kommt. (JIANG-XIONG WIE (2006))

Die Quantifizierung der Umsätze beim Abbinden zwischen den festen Komponenten und der zugegebenen Salzlösung (Abbinden) erfolgte mit dem Programm CHEMSAGE bei 25 °C auf der Grundlage einer modifizierten Datenbasis von HARVIE, MØLLER UND WEARE (1984), im Folgenden wird die Bezeichnung HMW84Si.dat verwendet.

Der Datenfile ist im Anhang als Tab. 1 aufgeführt. Die Berechnungen beziehen sich auf 1 kg der Ausgangsmischung.

Für die Umsatzberechnung wurde Quarz als inert angesetzt, da für nennenswerte Umsätze des Quarzsands zu Magnesiumsilicaten die Gebirgstemperatur zu gering und der Zeitraum von 30.000 Jahren zu kurz sind.

Die Ergebnisse dieser Berechnung sind als RES-File in Tab. 2 im Anhang dokumentiert.

Die Auswertung erbrachte folgende, in Tab. 3 und Tab. 4 zusammengestellte Ergebnisse:

Tab. 3: Quantitative Ergebnisse der Berechnungen zum Abbinden des DBM2

Komponenten	Ausgangsmaterial DBM2 in g	Produkt nach Abbinden in g
Wasser (H ₂ O)	141,6	39,05
MgO	100,0	-
Anhydrit	297,2	297,2
Quarz	347,0	347,0
SiO ₂ (AQU)	45,7	2·10 ⁻⁹
Mg ²⁺	15,96	4,61
Ca ²⁺	-	1·10 ⁻³
Cl ⁻	44,01	12,35
SO ₄ ²⁻	3,44	1,51
3 - 1 - 8 –Phase (Sorelphase)	-	184,97
Serpentin	-	105,44
Kieserit	-	2,78
Lösung	205,01	57,52
Feststoff	789,9	937,39
Gesamtsumme	994,91	994,91

Der Berechnung zufolge verbleiben nach dem Abbinden 57,52 g Porenlösung im MgO-Beton.

Die Überprüfung der Lösung bezüglich der Sättigungsaktivitäten der in Frage kommenden Minerale (Berechnung mit CHEMSAGE/HMW84Si.dat) erbrachte folgendes Ergebnis (siehe Detailergebnisse in Tab. 3 und 4 im Anhang):

Tab. 4: Sättigungsaktivitäten ausgewählter Minerale in der Lösung S30 und Porenlösung nach Abbinden von DBM2

Mineral	S30- Lösung	Porenlösung
Anhydrit	0,69	1
KCl	0,022	0,024
NaCl	0,22	0,27
Kieserit	0,5	1
Bischofit	0,16	0,2
Carnallit	0,037	0,052
Gips	0,28	0,37
Kainit	0,025	0,05

Die Porenlösung ist an Anhydrit und Kieserit gesättigt, an NaCl und KCl auch nach dem Abbinden untersättigt. Die Zusammensetzung der Porenlösung bezogen auf 1 kg H₂O ist somit (siehe Tab. 3):

	NaCl	KCl	MgCl ₂	MgSO ₄	CaSO ₄	SiO ₂ (aqu)
g/kg H ₂ O	4,73	0,78	424,79	48,13	38,45	5,6·10 ⁻⁸
mol/ kg H ₂ O	8,1·10 ⁻²	10,5·10 ⁻³	4,46	0,4	0,28	9,3·10 ⁻¹¹

Mit der in der Tab. 3 gegebenen Zusammensetzung resultiert für die Porenlösung eine Dichte von 1,3 g/cm³. Für die mittlere Dichte des abgebindenen Feststoffes ergibt sich über Tab. 5 (Dichten der Minerale) ein Wert von 2,54 g/cm³. Mit den Mengenangaben in Tab. 3 resultiert daraus ein lösungserfüllter Porenvolumenanteil von 10,7 %.

Das mit der Ausgangsmischung eingebrachte Wasser teilt sich nach dem Abbinden auf die Porenlösung und die neuen festen Bestandteile der Mischung in Form von Hydratwasser bzw. Hydroxid.

Tab. 5: Dichten der für die Berechnungen verwendeten Minerale (RÖSLER; KOCH 1968)

Mineral	Dichte in g/cm ³	Mineral	Dichte in g/cm ³
Anhydrit	2,96	Langbeinit	2,825
Astracanit	2,25	Leonit	2,201
Bischofit	1,604	Löweit	2,374
Brucit	2,40	Polyhalit	2,775
Carnallit	1,602	Quarz	2,650
Epsomit	1,677	Serpentin	2,0 ^{*)}
Glaserit	2,656	Sorel-3-1-8	2,0 ^{**)}
Glaubersalz	1,490	Schönit	2,03
Halit	2,168	Sylvin	1,989
Hexahydrat	1,757	Syngenit	2,603
Kainit	2,15	Tachhydrit	1,667
Kieserit	2,571	Thenardit	2,664

*) Dichten dieses Schichtsilicats liegen je nach Varietät bei 2,0 bis 2,6 g·cm⁻³

**) es liegen keine zuverlässigen Angaben vor; Röntgendichte 1,86 g·cm⁻³ mit großen Unsicherheiten (WOLFF, WALTER-LEVY (1953))

3.2 Phasenanalyse

Die vom Auftraggeber zur Phasenanalyse zur Verfügung gestellten Proben (Sonderprobe DBM2 und Referenzprobe RefDBM2) wurden mit Hilfe der Pulverdiffraktometrie (PXRD) bezüglich ihrer Phasenzusammensetzung untersucht.

Die Ergebnisse für die Referenzprobe RefDBM2 sind in Abb. 1, 2, und 3 dargestellt.

Die Diffraktogramme belegen eindeutig, dass in der abgebundenen Probe nur die thermodynamisch stabile 3-1-8-Sorelphase vorliegt, nicht die metastabile 5-1-8-Sorelphase (Nachweisgrenze = 2 - 3 %). Die Peaks der 5-1-8-Sorelphase fehlen vollständig. Zur Veranschaulichung sind die Diffraktogramme eigener Vergleichsproben von reiner 3-1-8-Phase (grün), reiner 5-1-8-Phase (magenta) und einer 5-1-8-Phase mit wenig 3-1-8-Phase (orange) darüber gelegt. Die typischen Peaks der 5-1-8-Phase bei $2\theta \approx 12^\circ, 21,5^\circ, 24^\circ$ und 34° fehlen in der Referenzprobe DBM2 völlig.

ERA
Morsleben

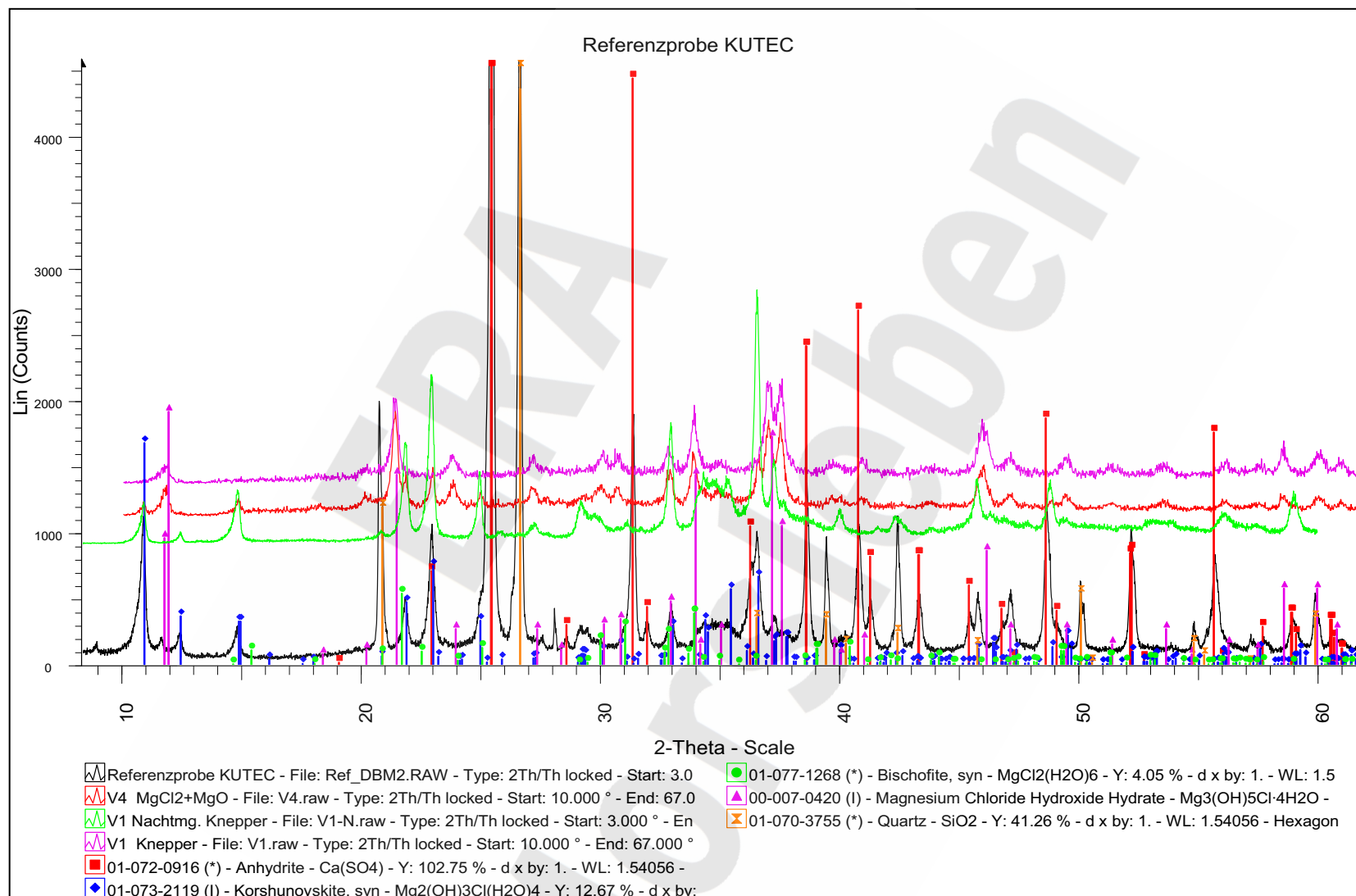


Abb. 1: Röntgendiffraktogramm der Referenzprobe mit Vergleichsdiffraktogrammen (grün: 3-1-8-Sorel, magenta: 5-1-8-Sorel, orange: 5-1-8- mit geringen 3-1-8-Anteil),

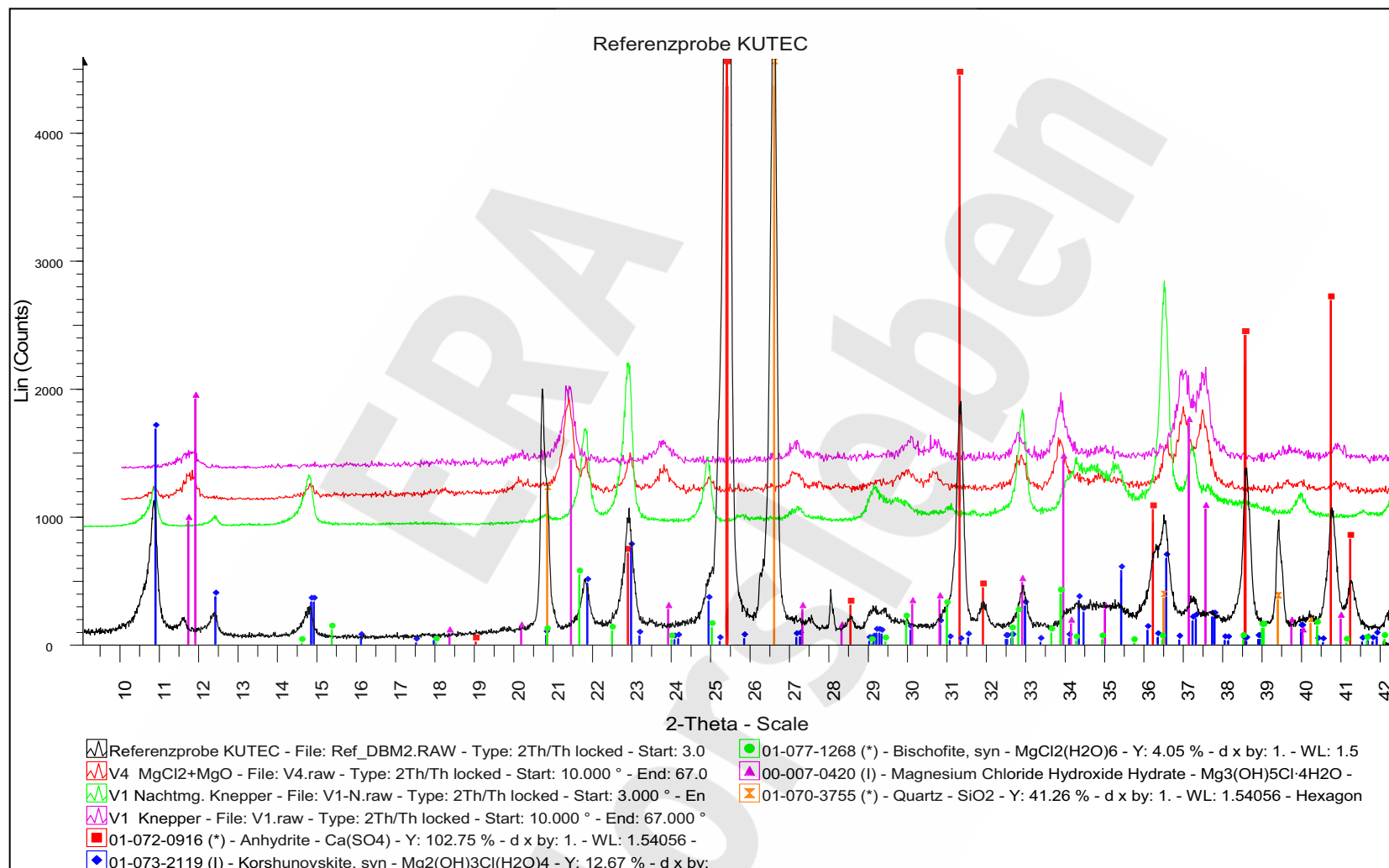


Abb. 2: Teilausschnitt von Abb. 1

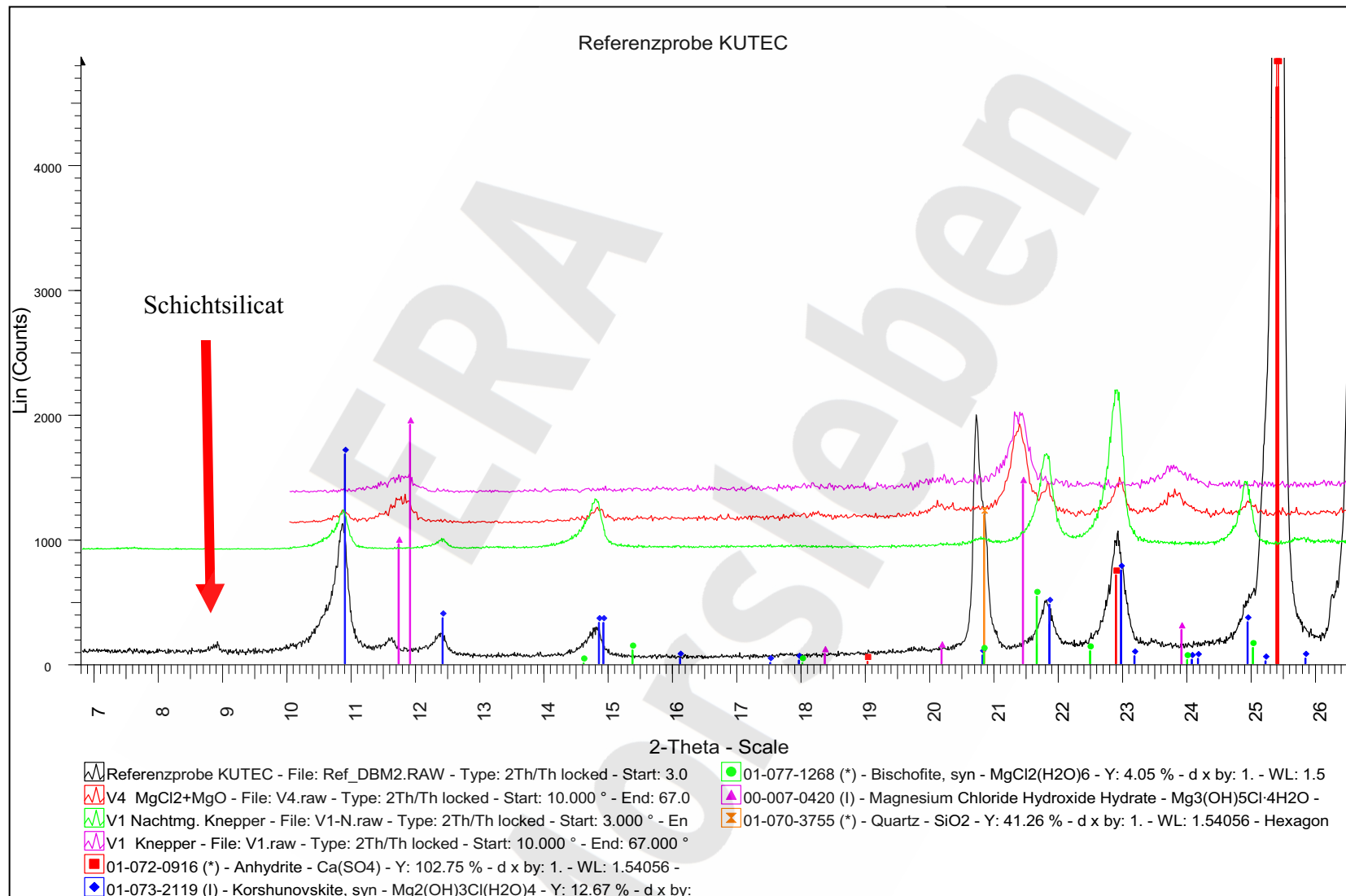


Abb. 3: Gestreckte Darstellung im kleinen Winkelbereich von Abb. 1 (Referenzprobe)

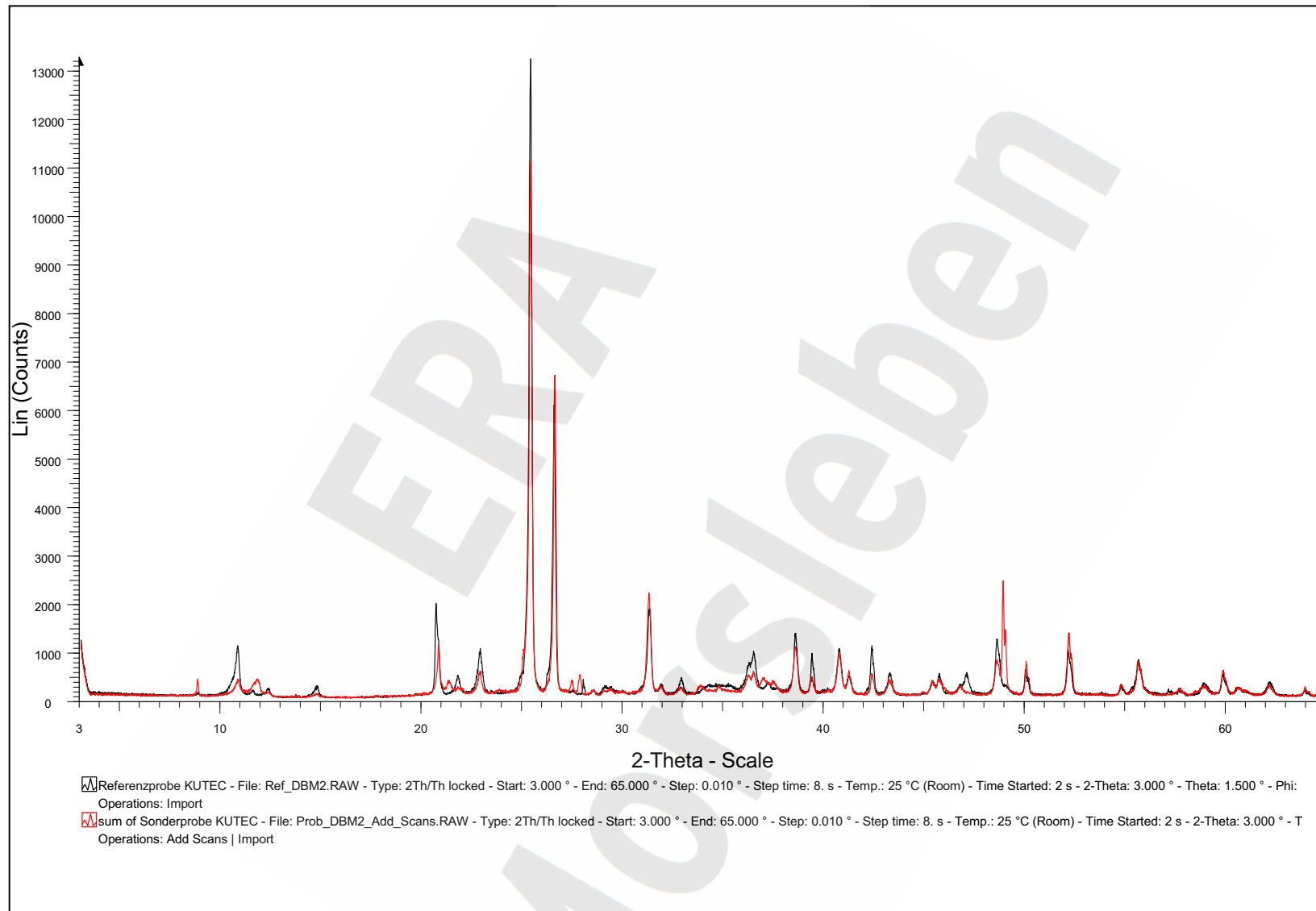


Abb. 4: Vergleich der Röntgendiffraktogramme der Proben „Referenz-DBM2“ und „Sonderprobe-DBM2“

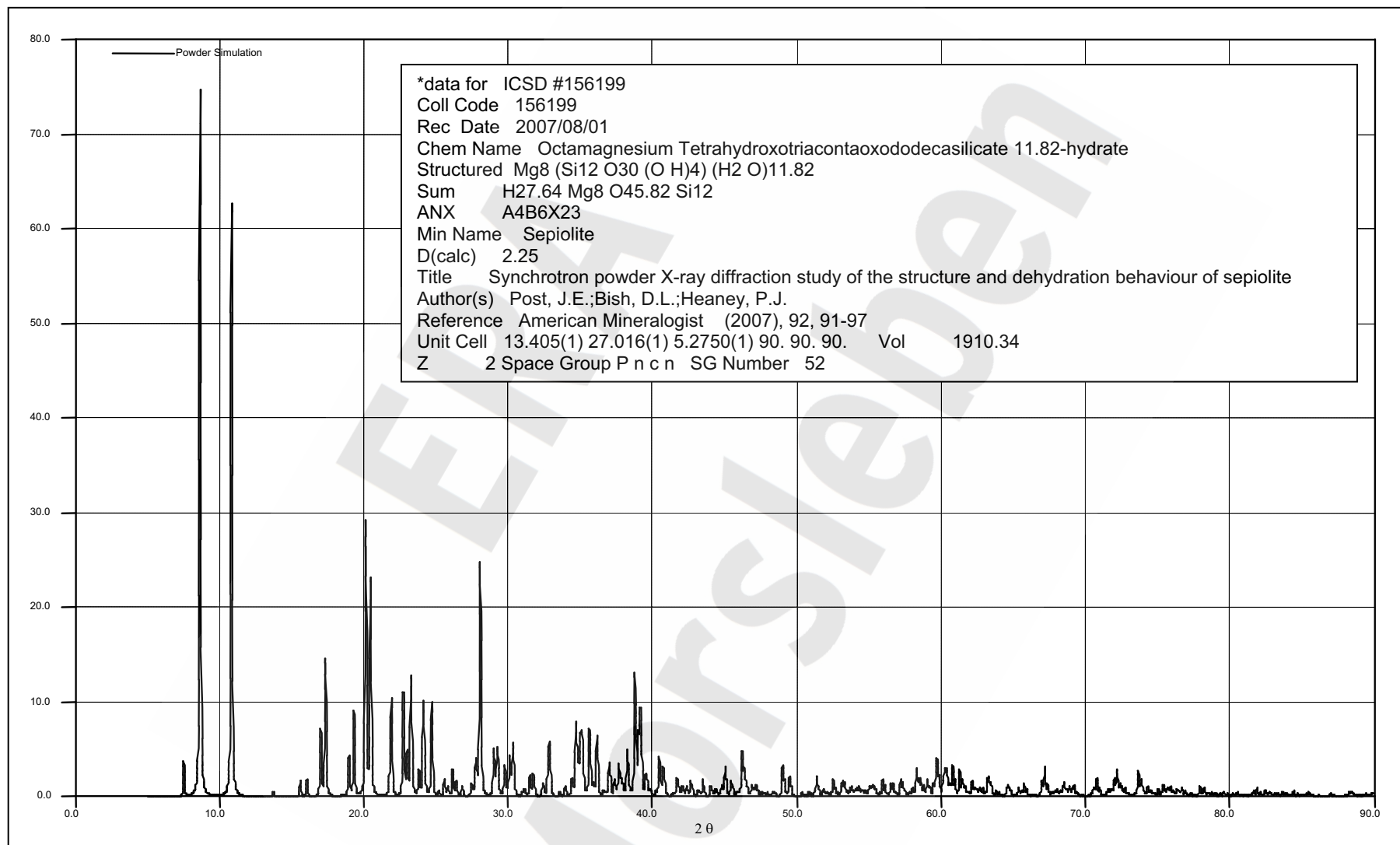


Abb. 5: Aus der Kristallstruktur simuliertes Röntgendiffraktogramm von Sepiolith (serpentinähnliches Schichtsilicat)

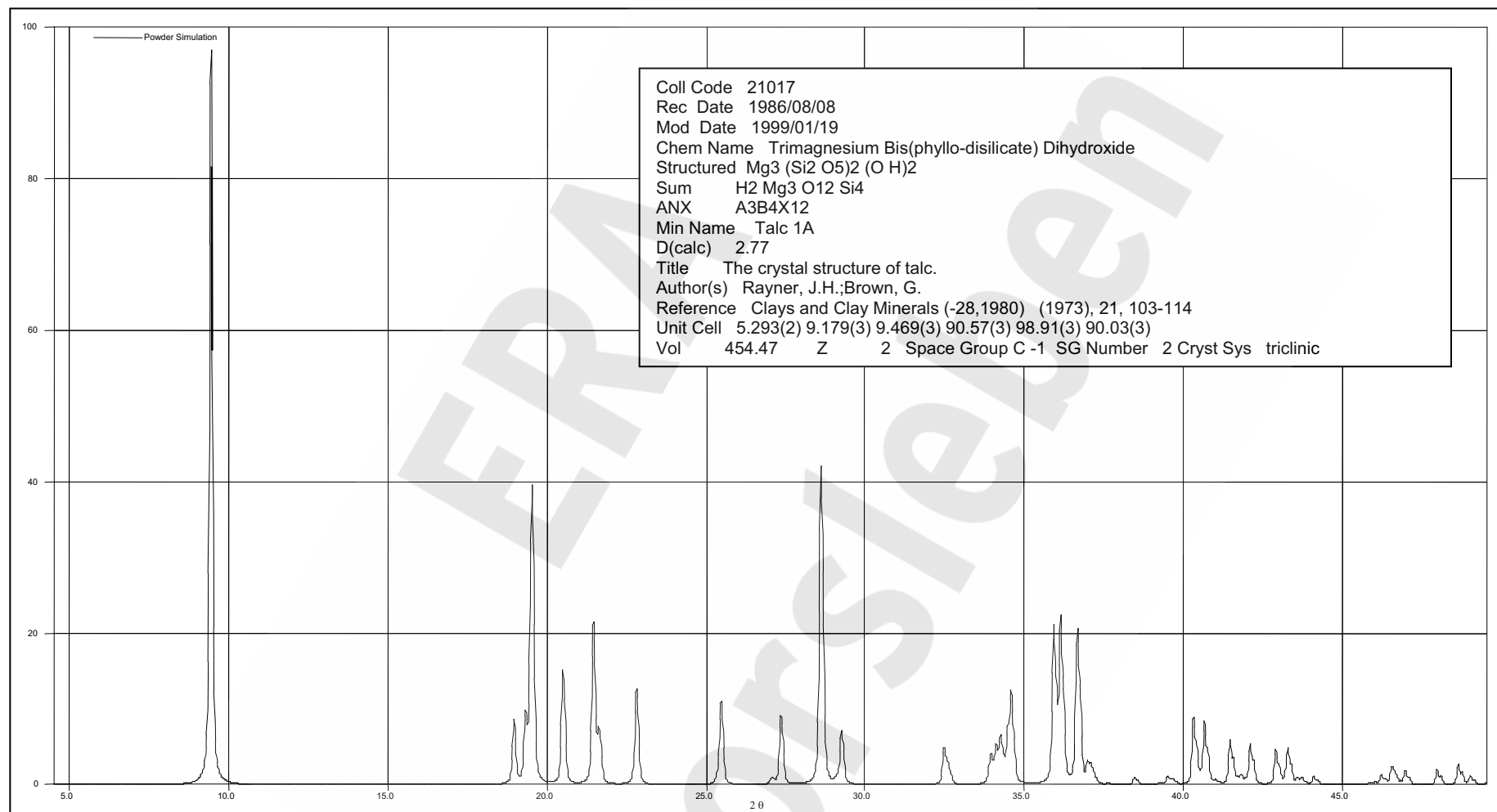


Abb. 6: Aus der Kristallstruktur simuliertes Röntgendiffraktogramm von Talc

Abb. 4 macht deutlich, dass auch die Laborprobe „Sonderprobe DBM2“ den gleichen Phasenbestand wie die Probe RefDBM2 aufweist, nur sind die Peaks nicht ganz so scharf entwickelt, was auf etwas schlechtere Rekristallisationsbedingungen im Labormaßstab hinweist.

Des Weiteren finden sich in beiden Proben die Reflexe für Anhydrit und Quarz.

Der Reflex bei 9° ist einem Magnesiumschichtsilicat zuzuordnen, entweder Serpentin oder Talk. Wegen der geringen Größe des Reflexes sind genauere Zuordnungen nicht möglich. Die simulierten Röntgendiffraktogramme der beiden Schichtsilicate sind in Abb. 5 und 6 dargestellt. Die intensivsten Reflexe sind die in der Nähe von 9° .

3.3 Thermische Analyse

Das thermische Verhalten der beiden Proben des MgO-Betons wurde in einem Temperaturbereich von Raumtemperatur bis etwa 750°C untersucht.

Das Ergebnis ist in den Abb. 7 bis Abb. 12 in Form der thermischen Abbaukurven und der DTA-Kurven dargestellt. Der Abbau erfolgte unter „Nichtgleichgewichtsbedingungen“, d. h. die gasförmigen Zersetzungsprodukte wurden kontinuierlich durch Spülung mit getrocknetem Argon entfernt. Zur Verfügung stand eine Analysenapparatur der Firma *Seiko Instruments Inc.*

Folgende Versuchsbedingungen wurden eingehalten:

- Temperaturprogramm $20,0 \rightarrow 800,0^\circ\text{C}$
- Aufheizgeschwindigkeit 5 K/min
- Gasstrom 300 mL/min
- Tiegelmaterial Korund
- Referenzmaterial Al_2O_3
- Probenmasse: Sonderprobe DBM2 $12,946\text{ mg}$
 Referenzprobe DBM2 $16,588\text{ mg}$

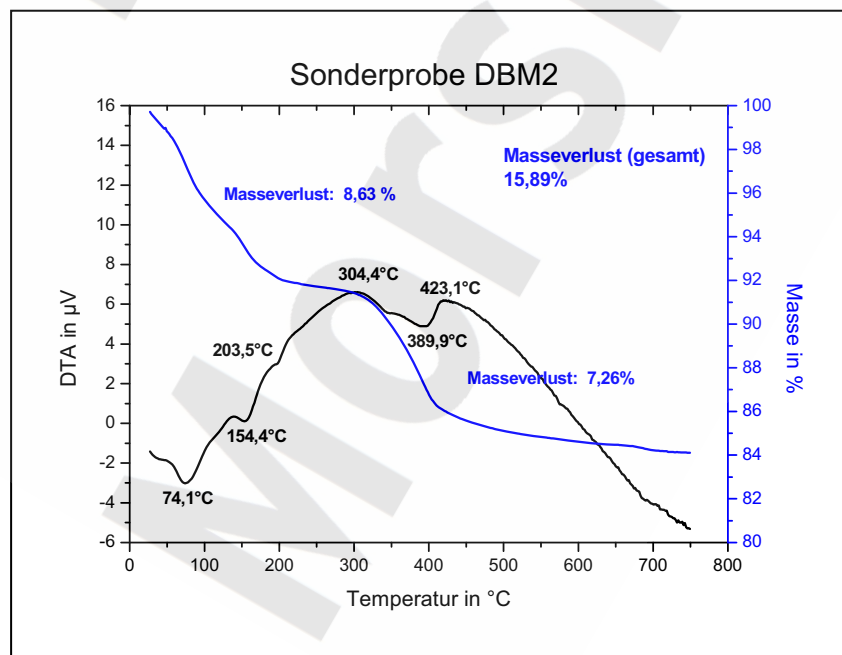


Abb. 7: Thermisches Verhalten der Sonderprobe DBM2 unter Nichtgleichgewichtsbedingungen

Der thermische Abbau des DBM2 (Sonderprobe) erfolgt in zwei Stufen. Mit Versuchsbeginn wird bis zu einer Temperatur von 203,5 °C nahezu kontinuierlich Masse abgegeben. Aus der DTA-Kurve sind jedoch drei mit thermischen Effekten verbundene Schritte sichtbar. Der erste Bereich ist in Abb. 8 detailliert dargestellt.

Ausgehend von der qualitativen Zusammensetzung der Probe DBM2 (siehe Abschnitt 3.2) mit Quarz als Hauptbestandteil, der Porenlösung, Anhydrit, der 3-1-8-Sorelphase ($3\text{Mg}(\text{OH})_2 \cdot \text{MgCl}_2 \cdot 8\text{H}_2\text{O}$) und Serpentin kann angenommen werden, dass zunächst das in der Porenlösung vorhandene Wasser abgegeben wird. Diese Masseabgabe von 2,68 % ist bei 74,1 °C beendet.

In einem weiteren Schritt, der bei 154,4 °C endet, erfolgt eine Masseabgabe von 3,84 % und bis zu einer Temperatur von 203,5 °C weitere 1,46 %. Im Temperaturbereich von 203,5 bis 304,4 °C ist der Masseverlust nur 0,65 %. In dem Teilabschnitt bis 304,4 °C entspricht der Masseverlust insgesamt 8,63 %.

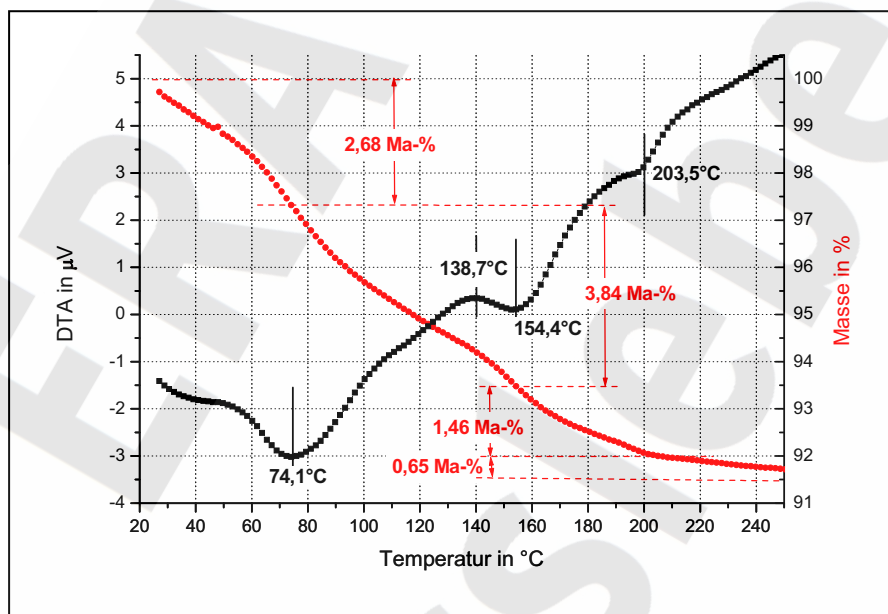


Abb. 8: DTA-Kurve und Masseverluste beim thermischen Abbau der Sonderprobe DBM2 im Temperaturbereich von 20 bis 250 °C (Ausschnitt aus Abb. 7)

Der sich daran anschließende zweite Bereich ist detailliert in Abb. 9 dargestellt.

In dem sich ab einer Temperatur von 304,4 bis 423,1 °C anschließenden Bereich konnte ein Masseverlust von 5,38 % ermittelt werden, im weiteren Verlauf des Aufheizens werden bis 750 °C weitere 1,88 % an Masse abgegeben, so dass in diesem Temperaturbereich weitere 7,26 Ma-% abgegeben werden, woraus ein Gesamtmasseverlust von 15,89 % für diese Probe resultiert.

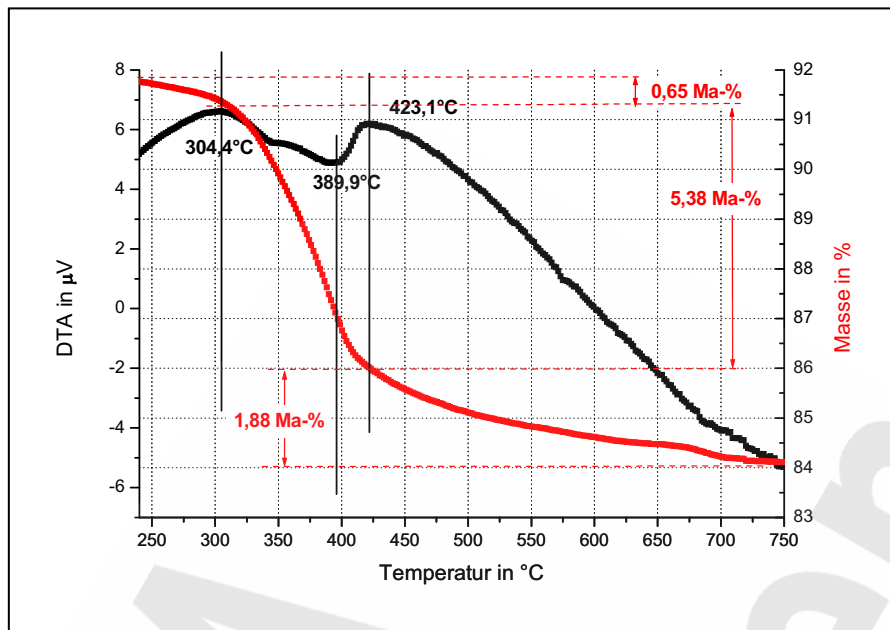


Abb. 9: DTA-Kurve und Masseverluste beim thermischen Abbau der Sonderprobe DBM2 im Temperaturbereich von 240 bis 750 °C (Ausschnitt aus Abb. 7)

Die Ergebnisse der thermischen Behandlung der Referenzprobe sind in Abb. 10 gezeigt.

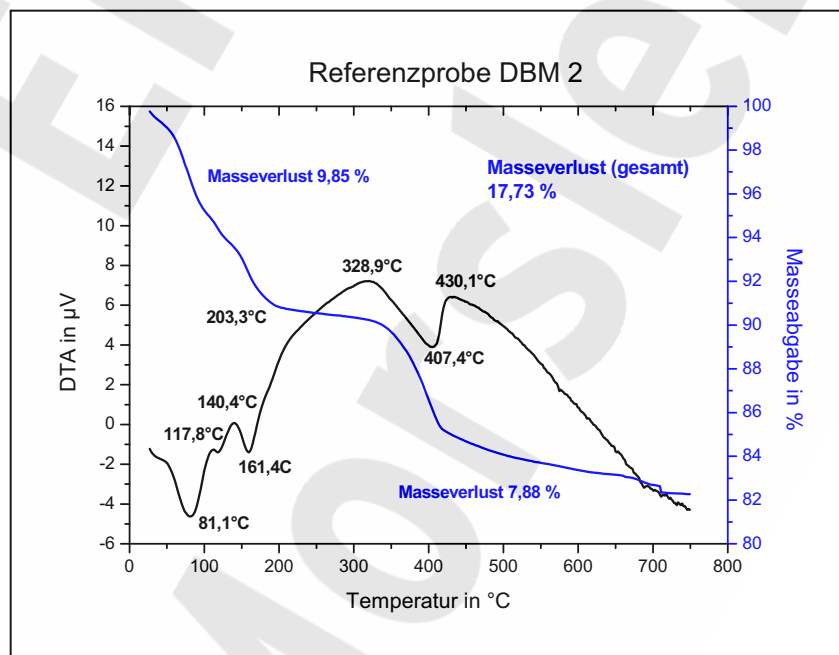


Abb. 10: Thermisches Verhalten der Referenzprobe DBM2 unter Nichtgleichgewichtsbedingungen

Der thermische Abbau der Referenzprobe DBM2 erfolgt ebenfalls in 2 Stufen. Mit Versuchsbeginn wird bis zu einer Temperatur von 203,5 °C nahezu kontinuierlich Masse abgegeben. Das ist analog zur Sonderprobe DBM2. Aus der DTA-Kurve sind auch hier drei mit thermischen Effekten verbundene Schritte sichtbar. Der erste Bereich ist in Abb. 11 detailliert dargestellt.

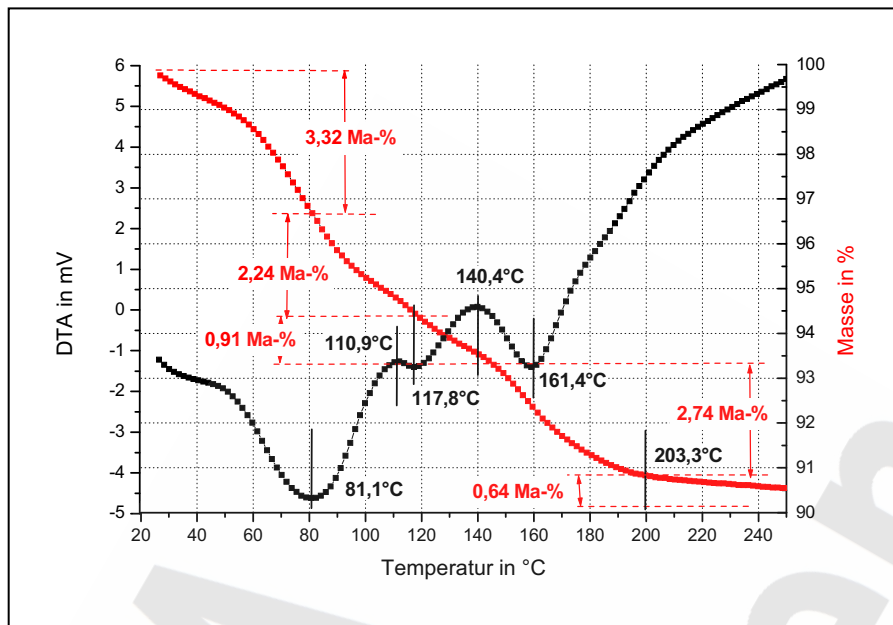


Abb. 11: DTA-Kurve und Masseverluste beim thermischen Abbau der Referenzprobe DBM2 im Temperaturbereich von 20 bis 250 °C (Ausschnitt aus Abb. 10)

Zunächst wird das in der Porenlösung vorhandene Wasser abgegeben. Diese Masseabgabe von 3,32 % ist bei 81,1 °C beendet.

In einem weiteren Schritt, der bei 117,8 °C endet, erfolgt eine Masseabgabe von 2,24 %. Bis zu einer Temperatur von 203,3 °C werden in weiteren 3 Schritten jeweils 0,91 % bis 140,4 °C, 1,3 % bis 161,4 °C und 1,44 % bis 203,3 °C abgegeben. Im Temperaturbereich von 203,5 bis 328,9 °C ist der Masseverlust nur 0,64 %. Das entspricht einem Masseverlust in diesem ersten Teilabschnitt von 9,85 %.

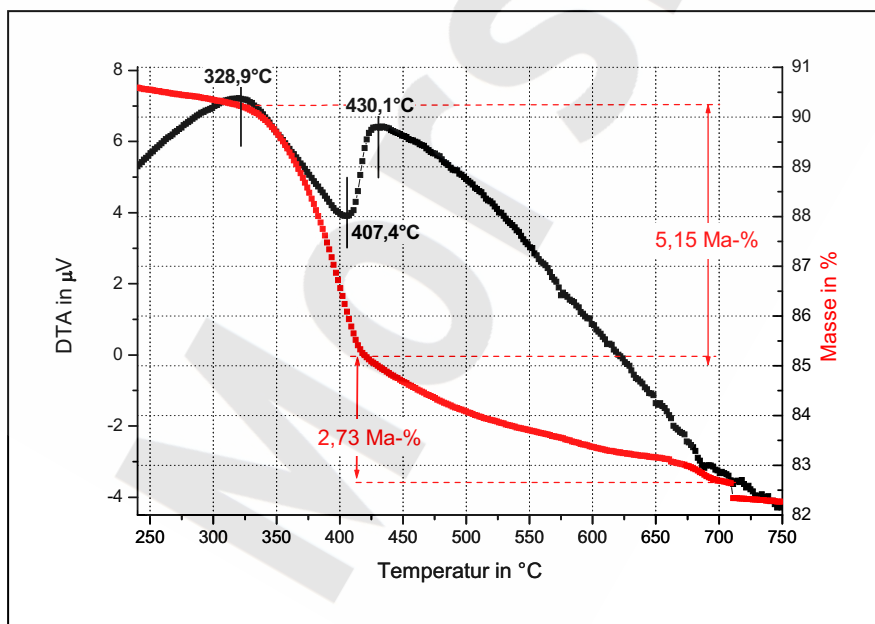


Abb. 12: DTA-Kurve und Masseverluste beim thermischen Abbau der Referenzprobe DBM2 im Temperaturbereich von 240 bis 750 °C (Ausschnitt aus Abb. 10)

In dem sich ab einer Temperatur von 328,9 bis 430,1 °C anschließenden Bereich konnte ein Masseverlust von 5,15 % ermittelt werden. Im weiteren Verlauf des Aufheizens werden bis 750 °C weitere 2,73 % an Masse abgegeben. In diesem zweiten Temperaturbereich werden summarisch 7,88 Ma-% abgegeben, so dass sich für die Referenzprobe ein Gesamtmasseverlust von 17,73 % im gesamten untersuchten Temperaturbereich ergibt.

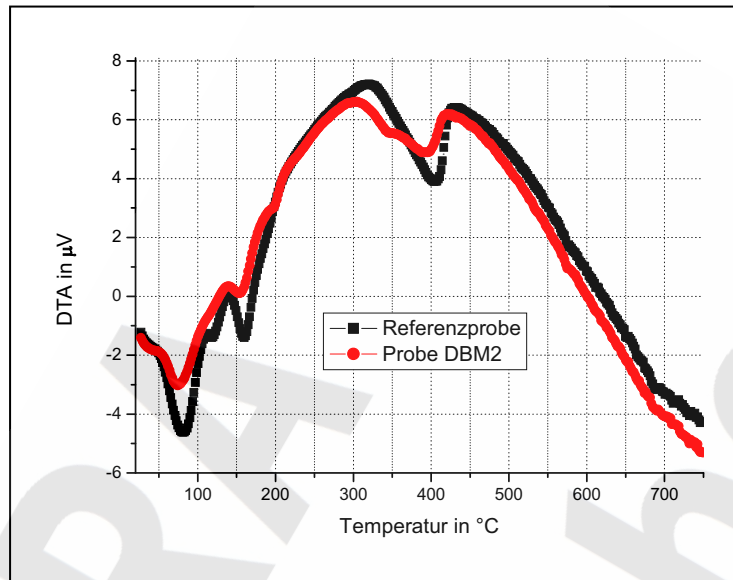


Abb. 13: Vergleich der DTA-Kurven beim thermischen Abbau der Referenzprobe und der Sonderprobe DBM2 im Temperaturbereich von 20 bis 750 °C

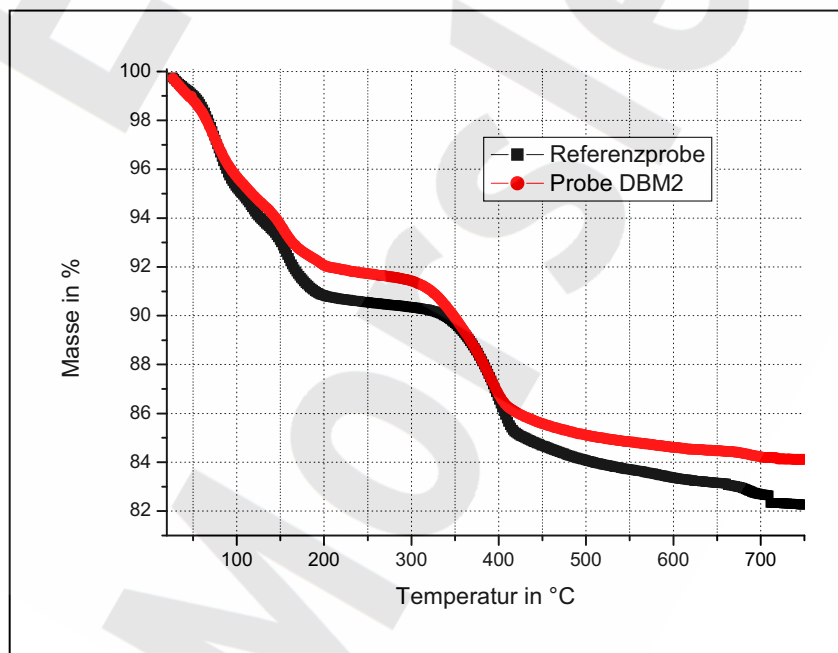


Abb. 14: Vergleich der Massenverluste beim thermischen Abbau der Referenzprobe und der Sonderprobe DBM2 im Temperaturbereich von 20 bis 750 °C

Als Ergebnis kann zunächst festgestellt werden, dass sich der thermische Abbau der beiden Proben nur geringfügig unterscheidet und damit der Phasenbestand in den Proben nahezu identisch ist. Während bei der Referenzprobe im unteren Temperaturbereich aus den DTA-

Effekten mehrere Teilreaktionen erkennbar sind, ist bei der Sonderprobe DBM2 dieser Bereich verschmiert, was mit dem aus den PXRD-Untersuchungen gefolgerten etwas schlechteren Kristallisationsgrad korreliert.

Die Masseverluste im Temperaturbereich bis 300 °C differieren nur um 1,1 %, der Gesamtmasseverlust der beiden Proben bei 700 °C um 1,54 %. Der Unterschied zwischen den DTA-Analysen und den thermischen Abbaukurven bewegt sich im Fehlerbereich der Analysenmethode.

Ausgehend von der qualitativen Zusammensetzung der Proben aus Quarz als Hauptbestandteil, Anhydrit, der Porenlösung, der 3-1-8-Sorelphase ($3\text{Mg}(\text{OH})_2 \cdot \text{MgCl}_2 \cdot 8\text{H}_2\text{O}$), Talk ($\text{Mg}_3[(\text{OH})_2/\text{Si}_4\text{O}_{10}]$) oder Serpentin ($\text{Mg}_6[(\text{OH})_8/\text{Si}_4\text{O}_{10}]$) kann angenommen werden, dass zunächst das in der Porenlösung vorhandene Wasser abgegeben wird.

Dieser Prozess verläuft ebenfalls stufenweise, da mit der Wasserabgabe $\text{MgCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ (Bischofit) kristallisiert, das dann nach nahezu vollständiger Verdunstung der Porenlösung selbst wiederum das Hydratwasser bis zum $\text{MgCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ abgibt und sich in MgO und HCl bzw. $\text{Mg}(\text{OH})_x\text{Cl}_y$ ($x+y=2$) zersetzt.

Folgende Teilschritte können dabei ablaufen:

	Masseabgabe	
	theoretisch	praktisch (RefDBM2)
1. Teilweise Verdunstung des Wassers aus der Porenlösung (etwa 39 g H_2O in Porenlösung; Kristallisation von $\text{MgCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ und theoretisch minimale Mengen an Kieserit)	2,3 %	
2. Abgabe des H_2O aus dem Bischofit bis Rest = ($\text{MgCl}_2 + \text{H}_2\text{O}$)	1,6 %	
3. Abgabe des Hydratwassers der 3-1-8-Phase	6,4 %	
Stufe 1:	10,3 %	9,85 %
4. Abgabe des Wassers aus dem $\text{Mg}(\text{OH})_2$ verschiedener Phasen entsprechend: $\text{Mg}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{MgO} + \text{H}_2\text{O}$ (Hydrolyse berücksichtigt)		
- aus der 3-1-8-Phase	1,6 %	
- aus dem Serpentin	2,7 %	
5. Zersetzung der MgCl_2 - Anteile unter Einbeziehung des abgegebenen Wassers über verschiedene Stufen bis zum MgO unter Abgabe von HCl entsprechend: $\text{MgCl}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{MgO} + 2 \text{HCl}$		
- aus der Porenlösung	1,2 %	
- aus der 3-1-8-Phase	3,2 %	
Stufe 2:	8,7 %	7,88 %

Wie die Übersicht zeigt, stimmen theoretische und experimentelle Ergebnisse innerhalb anzunehmender Unsicherheiten gut überein. Dies bestätigt nochmals die Richtigkeit des ermittelten Phasenbestands aus den PXR-Untersuchungen und die quantitativen Verhältnisse aus den Umsatzberechnungen beim Abbinden.

4 Thermodynamische Berechnungen zur Langzeitständigkeit der Dammsegmente

Für eine thermodynamische Berechnung der Langzeitbeständigkeit der Dammsegmente aus MgO-Beton wurde die Datenbasis von HARVIE, MØLLER, WEARE (1984) für 25 °C bezüglich der Aufgabenstellung erweitert. Für die Berechnungen wurde eigens ein validiertes Programm entwickelt, das Porositäten und Permeabilitäten in die kinetische Betrachtung der Dammbeständigkeiten mit einbezieht.

4.1 Thermodynamische Datenbasis

Die für die Berechnungen in diesem Bericht verwendeten thermodynamischen Parameter HMW84Si.dat sind im Anhang in Tab. 1 zusammengestellt. Sie ist eine auf der Grundlage der von HWM (1984) veröffentlichten Parameter erweiterte Datenbasis. Die Temperatur für diese Datenbasis ist 25 °C und entspricht in etwa der Gebirgstemperatur am geplanten Abdichtungsstandort im ERA Morsleben. Der Source-Code des für die Bearbeitung der Thematik entwickelten, unter LINUX laufenden C-Programms CHEMDARCY ist im Anhang als Tab. 5 dokumentiert.

4.2 Berechnungsprinzip und Programm

Für die Durchströmungsrechnungen wurde ein C-Programm erstellt, mit dem eine DARCY-Strömung durch einen porösen Körper und die dabei ablaufenden Mineralreaktionen und Lösungsveränderungen (pH-Wert, Zusammensetzung) in Abhängigkeit von Zeit und Lokalität berechnet werden können. Das Programm erlaubt auch die Einführung einer Permeabilitäts-Porositäts-Beziehung. Jedem Segment kann eine eigene Porosität und Permeabilität zugeordnet werden. Grundlegende Schritte der Berechnungen sind:

1. Untergliederung des Körpers in N Segmente.
2. Festlegung der Startbedingungen mit geometrischen Maßen, Zusammensetzung der Porenlösung, des Festkörpers und der zuströmenden Lösung.
3. Festlegung der Anfangsporosität (immer 20 %), der Anfangspermeabilität (immer 10^{-18} m^2) und eines Zusammenhanges zwischen Porosität und Permeabilität.
4. In jedem Zeitschritt wird
 - A) das Segment mit dem kleinsten Porenvolumen ermittelt und ein Bruchteil dieses Volumens (hier $\frac{1}{4}$) durch den Körper mit seinen N Segmenten geschoben, wobei die hierfür notwendige Zeitschrittdauer aus der Zulauftrate entsprechend der DARCY-Gleichung (Gl. 1) bei einem Lösungsdruck von 6 MPa ermittelt wird.

- B) für jedes Segment das Lösungs- und Reaktionsgleichgewicht mit der neuen Lösungszusammensetzung errechnet und alle Massen- und Volumenbilanzen segmentbezogen erstellt sowie die neue Dichte der Lösung in jedem Segment ermittelt.
- C) für jedes Segment die neue Porosität und Permeabilität berechnet.
- D) die neue integrale Permeabilität des Körpers berechnet.

$$Q = \frac{k_{\text{int}} \cdot A \cdot \Delta p}{\gamma \cdot l} \quad (\text{Gl. 1})$$

k_{int} : Zulauf-/Ablaufrate (m^3/s)
 γ : Dynamische Viskosität ($\text{Pa}\cdot\text{s}$)
 l : Länge (m)
 A : Querschnitt (m^2)
 Δp : Druckgradient (Pa)

4.3 Berechnungen

Die Berechnungen wurden für die Durchströmung eines der 25 m langen Magnesiadammelemente mit an NaCl gesättigter Lösung durchgeführt. Berechnungen für eine Durchströmung mit MgCl_2 -haltigen Lösungen sind nicht notwendig, da mit zunehmendem MgCl_2 -Gehalt die Korrosionsstabilität verbessert wird und die 3-1-8-Phase schon bei relativ geringen MgCl_2 -Gehalten ($> 50 \text{ g MgCl}_2/\text{kg H}_2\text{O}$) hierbei keine Veränderungen erfährt, ebenso wie Anhydrit und Quarz. Die Berechnungen mit einer gesättigten NaCl-Lösung betrachten den ungünstigsten Fall (worst-case) und sind daher abdeckend für die Bewertung der Langzeitstabilität des DBM2.

Bei den Berechnungen wurde konservativ angenommen, dass das Lösungsreservoir unendlich groß ist und die gesamte Zeit ein Lösungsdruck von 6 MPa anliegt.

Für die Viskosität der Lösungen wurde der Wert für eine gesättigte NaCl-Lösung bei $T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$ eingesetzt ($2,0 \text{ mPa}\cdot\text{s}$) und konstant gehalten. Dies ist konservativ, da Lösungen hoher MgCl_2 -Konzentrationen, wie sie in den Poren des DBM2 zunächst vorliegen, Viskositäten von ca. $6 \text{ mPa}\cdot\text{s}$ besitzen, was eine bis zu dreifach geringere Flussrate ergäbe.

Die Reaktion der Lösung mit dem MgO-Beton verursacht Veränderungen bei der Porosität. Für die Abhängigkeit der Permeabilität von der Porosität gibt es keine allgemeingültigen Ansätze, da Porosität ein Sammelbegriff für unterschiedliche Porenqualitäten darstellt. Abhängigkeiten der Permeabilitäten von summarischen Porositäten werden in der Literatur immer als logarithmische oder exponentielle Zusammenhänge dargestellt. Deshalb wurden für die Berechnungen zwei unterschiedliche Ansätze gewählt (expert-judgement), die bei vergleichbaren Fragestellungen Anwendung finden (Gl. 2 und Gl. 3).

In den Berechnungen wurde als konservative Annahme eine Anfangsporosität von 20 % angenommen, die damit fast doppelt so groß ist, als die rechnerisch in Abschnitt 3.1 gefundene Porosität von 10,7 %. Permeabilitäts-Porositätsbeziehungen sind komplex. Die Abhängigkeiten werden zumeist in doppelt-logarithmischen Diagrammen linearisiert

dargestellt (FRÖHLICH 2003). Die Abhängigkeit von der Porosität kann als Differenz (Fall 1) oder als Verhältnis (Fall 2) eingehen. Für kompaktierten Salzgrus mit Porositäten im Bereich zwischen 1...10 % und Permeabilitäten zwischen 10^{-18} ... 10^{-14} m² wurde vielfach die Beziehung mit Gl. (3) mit einem Faktor $b=4,1$ gefunden (FRÖHLICH 2003). Konservativ wird hier der Faktor b um 0,5 erhöht.

Es wurden Berechnungen für folgende Fälle vorgenommen:

Fall 1: Durchströmung eines 25 m Dammsegments mit einer Anfangsporosität von 20 % (konservativ) und einer Abhängigkeit der Permeabilität von der Porosität nach

$$k = k_0 \cdot \exp(b \cdot (\text{Por} - \text{Por}_0)) \quad (\text{Gl. 2})$$

k_0 = Permeabilität des Segmentes im Ausgangszustand mit Porosität Por_0
 b = empirischer Faktor, hier 4,6 (validierter Wert aus vergleichenden Untersuchungen)

Fall 2: Durchströmung eines 25 m Dammsegments mit einer Anfangsporosität von 20 % (konservativ) und einer Abhängigkeit der Permeabilität von der Porosität nach

$$k = k_0 \cdot (\text{Por} / \text{Por}_0)^b \quad (\text{Gl. 3})$$

k_0 = Permeabilität des Segmentes im Ausgangszustand mit Porosität Por_0
 b = empirischer Faktor, hier 4,6 (validierter Wert aus vergleichenden Untersuchungen)

Die Permeabilitäts/Porositäts-Abhängigkeiten für den Fall 1 und 2 sind in Abb. 15 dargestellt. Im zweiten Fall wächst die Permeabilität mit der Porosität wesentlich stärker an.

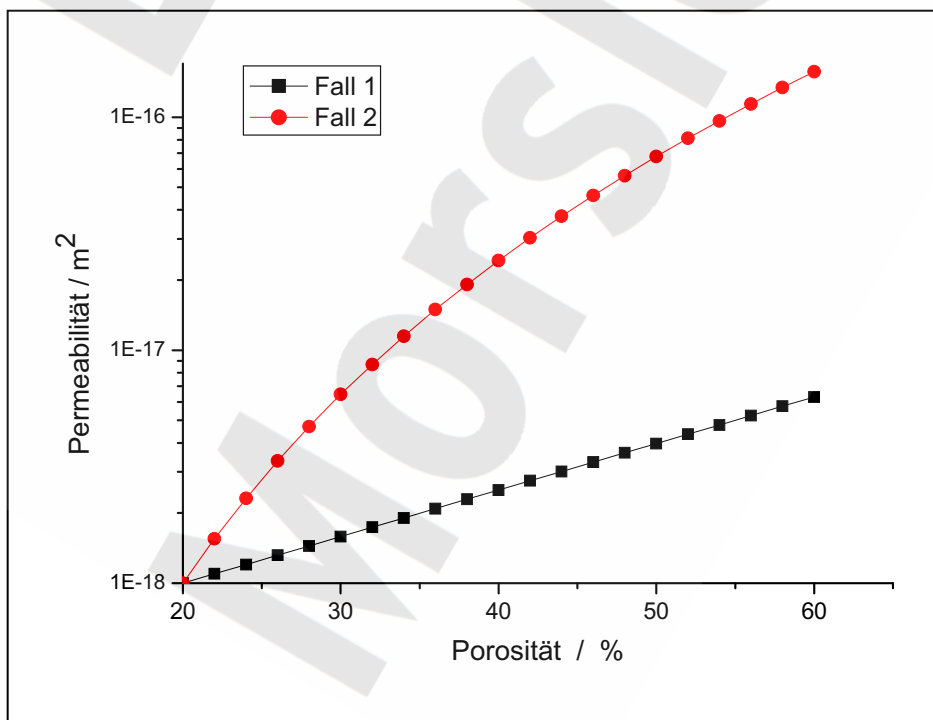


Abb. 15: Änderung der Permeabilität mit der Porosität für die beiden angenommenen Korrelationen (Fall 1 und Fall 2)

4.4 Ergebnisse

4.4.1 Ergebnisse Fall 1

In Abb. 16 ist die Veränderung der Durchflussrate (rote Kurve) für ein 25 m langes Dammsegment über die Zeit dargestellt. Sie steigt in den ersten 10.000 Jahren kontinuierlich von 80 L/a auf 140 L/a an. Nach etwa 11.000 Jahren wird der Anstieg der Rate signifikant geringer und flacht nach 14.000 Jahren nochmals ab. Der akkumulierte Volumenstrom (schwarze Kurve) steigt relativ stetig an. Nach 1.400 Jahren wäre das angenommene Anfangsporenvolumen des Dammsegments (bei 20 % Porosität) das erste Mal ausgetauscht. Entsprechend dem Planungskonzept der K-UTEK AG ist für das Gesamtbauwerk unter Einbeziehung der MgO-Widerlager eine Länge von etwa 125 m vorgesehen. D. h., dass im gesamten Bauwerk das angenommene Anfangsporenvolumen erst nach dem 5fachen der Zeit, also nach etwa 7.000 Jahren ausgetauscht werden kann.

Abb. 17 gibt die zeitliche Entwicklung des Feststoff- und Porenvolumens für ein 25 m Dammsegment nach 500, 1.003, 4.001, 8.100, 15.001 und 30.001 Jahren in einer Übersicht wieder. Die vergrößerten Einzeldiagramme sind im Anhang in Abb. 1 bis 6 zu entnehmen. Dargestellt sind in jedem Einzeldiagramm die Volumina als Funktion der jeweiligen Festphasen und der Lösungsphase (als V_{por} bezeichnet) entlang des Dammsegments im Abstand der anstehenden NaCl-Lösung. Gut zu erkennen ist der hauptsächliche (und zu erwartende) Prozess der Umwandlung der 3-1-8-Sorelphase (orange) in Brucit (magenta).

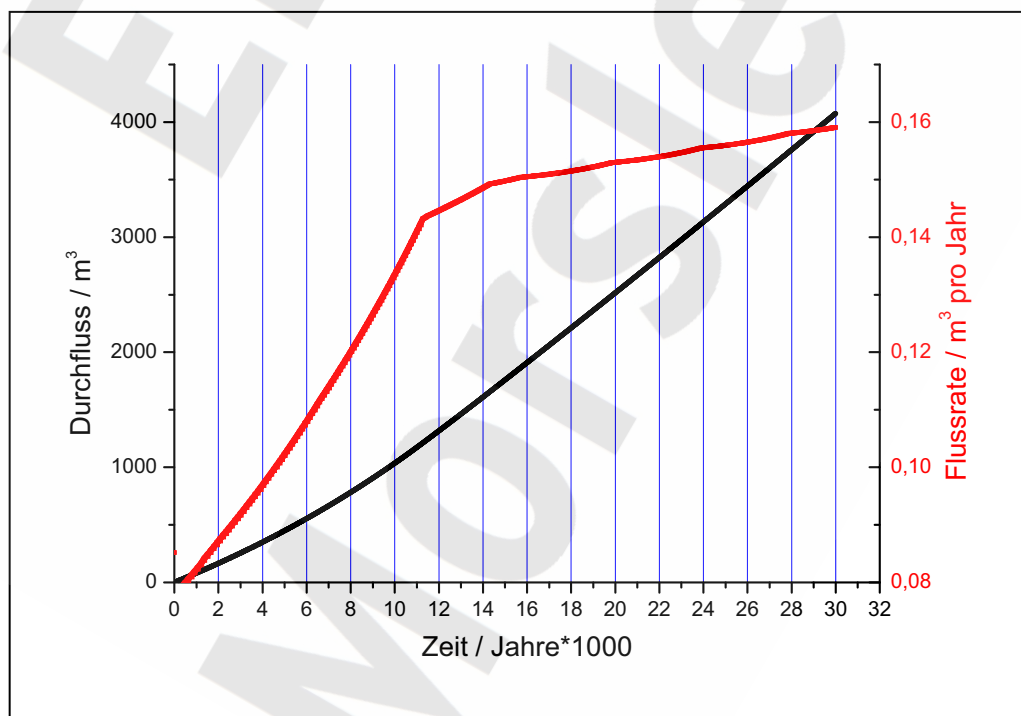


Abb. 16: Zeitliche Entwicklung der Durchflussrate und des akkumulierten Durchflusses durch ein Dammsegment

Da Brucit ein geringeres Volumen beansprucht, nimmt das Volumen der lösungserfüllten Poren (grau punktiert) entsprechend zu. Diese Reaktionszone zieht sich dann für die einzelnen Zeitabschnitte von links nach rechts durch und hat das Ende des Dammsegments (rechter Rand) zwischen 8.100 und 15.001 Jahren erreicht. Numerisch exakt liegt dieser Zeitpunkt bei 11.300 Jahren. Bedingt durch das geringere Volumen des Brucits wächst die Porosität im Dammsegment auf ca. 30 % an. Dies entspricht nach Abb. 15 einer Permeabilität von ca. $2 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$. D. h., die Permeabilität im Dammsegment ist nach Zersetzung der Sorelphase doppelt so hoch.

Nach etwa 8.000 Jahren verschwindet in der Simulation auf dem ersten Meter der Anhydrit und nach 30.000 Jahren erstreckt sich die anhydritfreie Zone bis zu etwa 2 m. Dies ist auf die Annahme einer CaSO_4 -freien Lösung bei der Rechnung zurück zu führen. Dieser Effekt wird nicht wirklich auftreten, da die Lösungen immer an CaSO_4 gesättigt vorliegen werden. Dieser rechnerische Effekt hat daher so gut wie keine Auswirkungen auf die Gesamtpermeabilität des Dammsegments und damit auf die Ergebnisse.

In Abb. 18 a.) bis f.) ist die Entwicklung des Chemismus der Porenlösung dargestellt. In den ersten 1.400 Jahren wandert die Trennschicht NaCl -reiche/ MgCl_2 -reiche Lösung von links nach rechts durch das Dammsegment. In Abb. 17 c.) ist das Dammsegment mit NaCl -Lösung durchströmt, aber der pH-Wert ist ab 7 m Abstand noch von der Sorelphase auf einen Wert von 9,4 abgepuffert. Der vollständige Abbau der Sorelphase zeigt sich dann in Abb. 17 e.) mit einem konstant hohen pH-Wert von 11,0 an (exakt nach 11.300 Jahren). Nach diesem Zeitpunkt treten keine weiteren Veränderungen mehr auf, wie der Vergleich von Abb. 18 e.) und f.) deutlich macht.

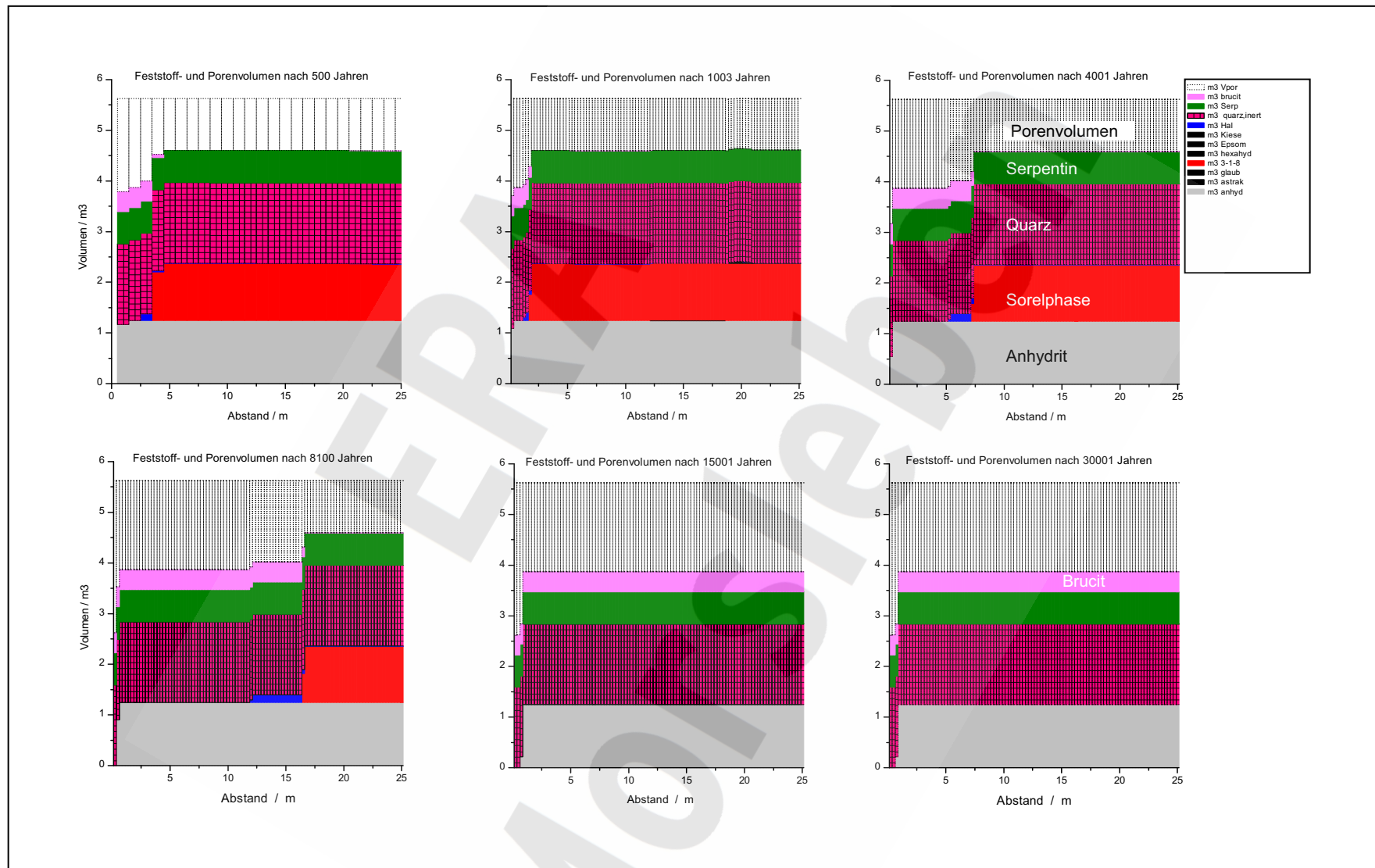
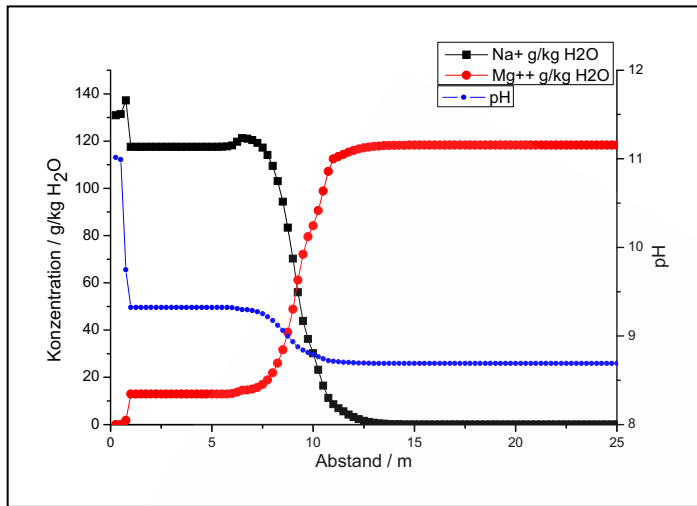
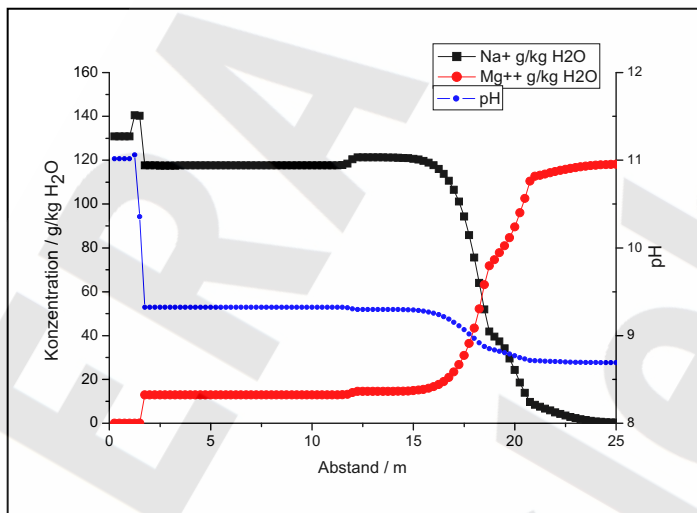


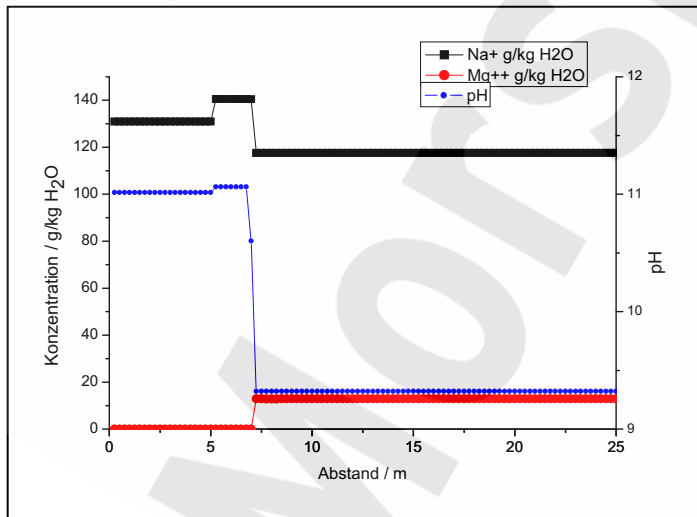
Abb. 17: Berechnete zeitliche Entwicklung des Feststoff- und Porenvolumens des Dammsegments (Fall 1)



a)

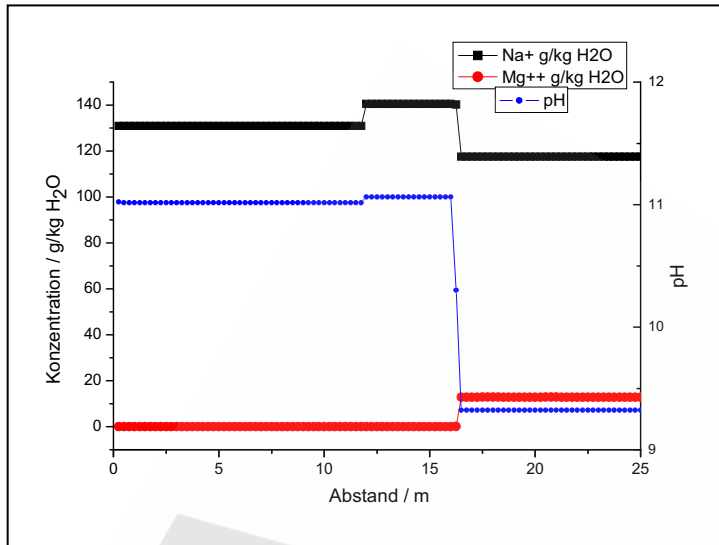


b)

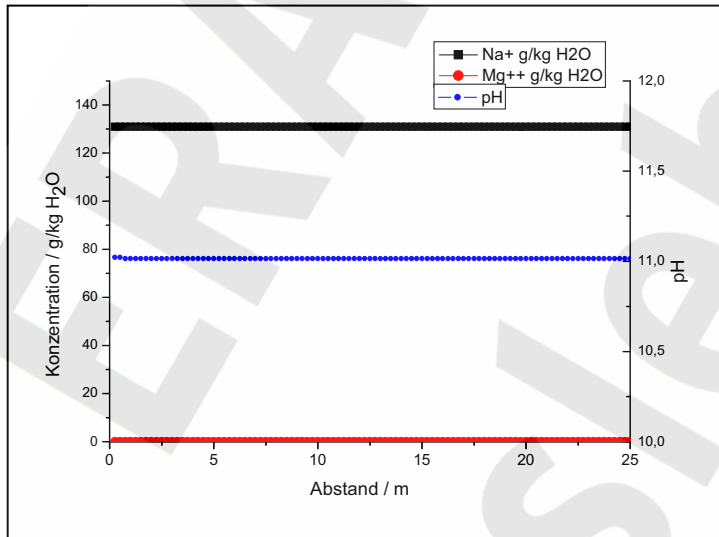


c)

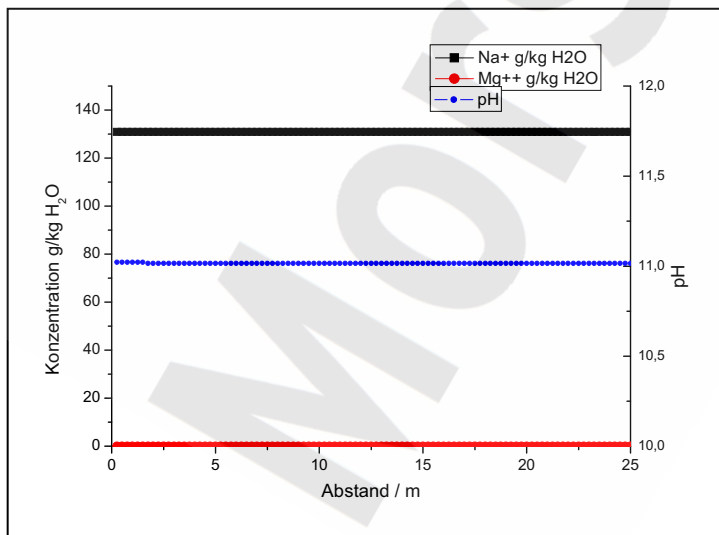
Abb. 18: a-c): Natrium- und Magnesiumkonzentration sowie pH-Wert entlang des Dammsegments nach 500 (a), 1.000 (b) und 4.000 (c) Jahren



d)



e)



f)

Abb.18 d-f): Natrium- und Magnesiumkonzentration sowie pH-Wert entlang des Dammsegments nach 8.100 (d), 15.001 (e) und 30.001 (f) Jahren

4.4.2 Ergebnisse Fall 2

Die Durchflussrate für das 25 m Dammsegment (siehe Abb. 19) steigt in den ersten 5.000 Jahren exponentiell von ca. 80 L/a auf ca. 0,75 m³/a an. In der Folgezeit wächst sie nicht mehr so stark an und erreicht nach 14.500 Jahren etwa 2,5 m³/a.

Dieser höhere Durchfluss hat eine entsprechend schnellere Zersetzung der Sorelphase durch die NaCl-Lösung zur Folge, wie am Fortschreiten der Brucitzone in Abb. 20 (detaillierte Darstellung im Anhang als Abb. 7-12) zu erkennen ist.

Die Entwicklung des Chemismus in der Porenlösung erfolgt analog dem Fall 1, wobei sich die Zeiträume entsprechend verkürzen.

Der exakte Zeitpunkt des Verschwindens der Sorelphase liegt bei 4.800 Jahren. Die Porosität ist zu diesem Zeitpunkt auf ca. 30 % angewachsen, was nach Abb. 15 für die Permeabilität einen Wert von etwa 10⁻¹⁷ m² ergeben würde.

In dem Gesamtbauwerk mit der 5fachen Segmentlänge wäre die Sorelphase nach etwa 24.000 Jahren vollständig zersetzt und die Permeabilität würde dabei um etwa eine Größenordnung ansteigen.

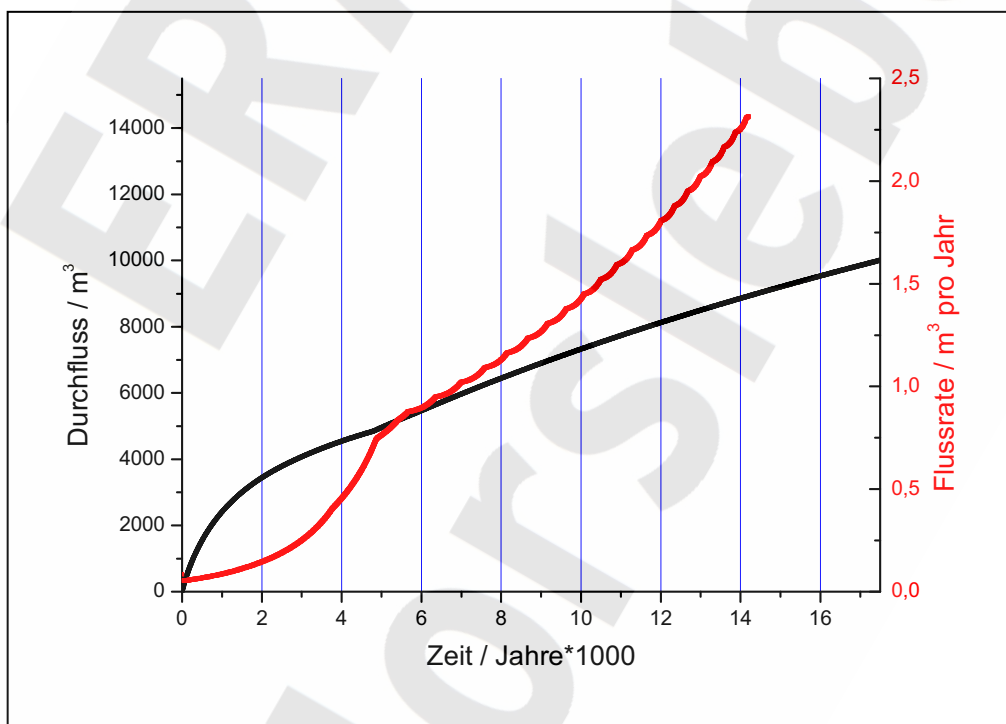


Abb. 19: Zeitliche Entwicklung der Durchflussrate und des akkumulierten Durchflusses durch ein Dammsegment

Langzeitbeständigkeit von Abdichtungsbauwerken aus Magnesiabeton

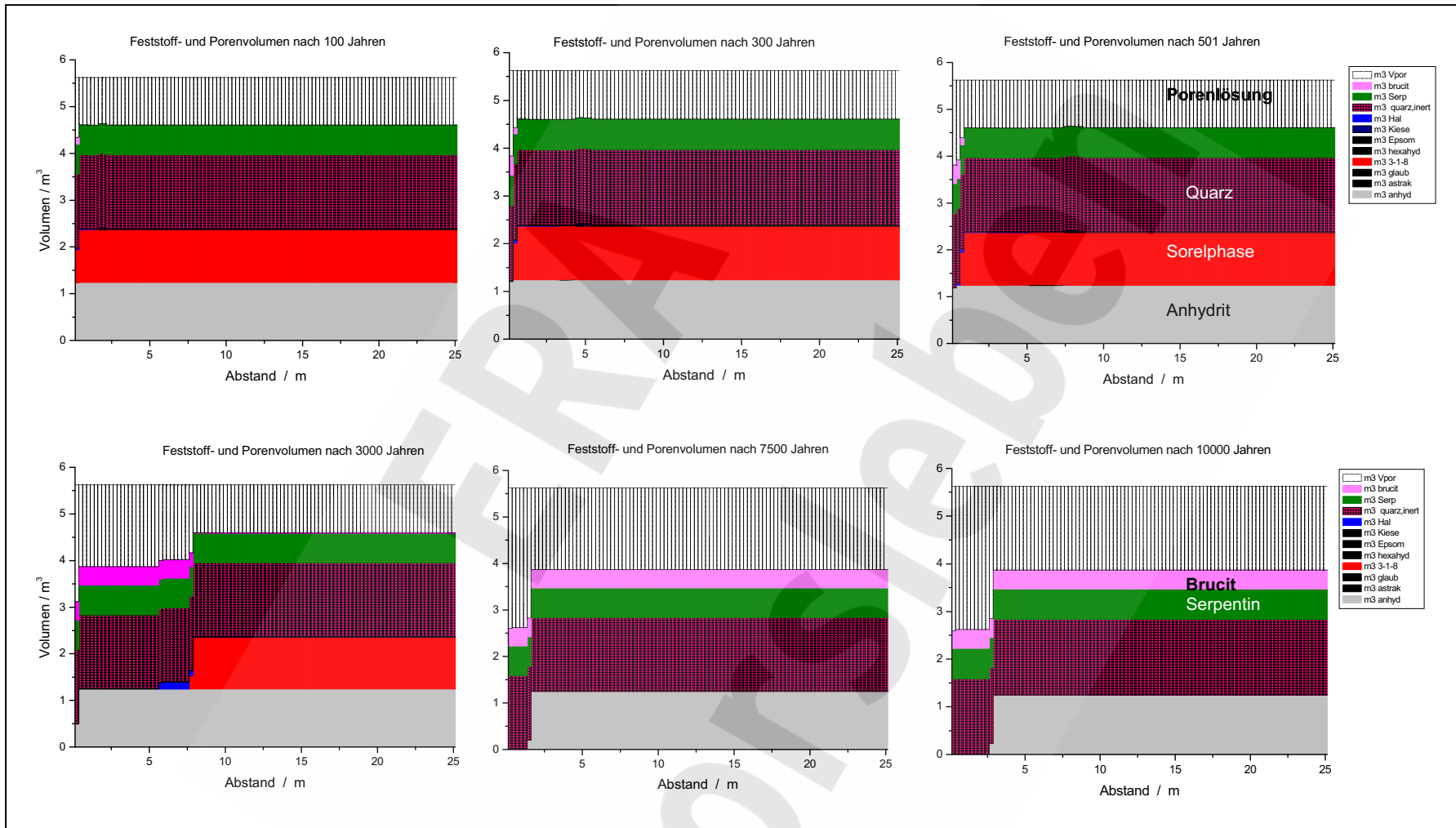


Abb. 20: Berechnete zeitliche Entwicklung des Feststoff- und Porenvolumens des Dammsegments (Fall 2)

5 Gesamtbeurteilung der Ergebnisse

Entsprechend dem Planungskonzept der K-UTEC AG besteht das Abdichtungsbauwerk aus vier je 25 m langen Dammsegmenten sowie fünf zwischengeschalteten MgO-Beton-Widerlagern aus dem Magnesiabeton (DBM2). Die Gesamtlänge des aus Magnesiabeton errichteten Abdichtungsbauwerks beträgt etwa 125 m. Zusätzlich befindet sich jeweils an der Stirnseite ein weiteres Abdichtungssegment, das aus einem quellfähigen, zementgebundenen Konstruktionsbaustoff besteht und den direkten Kontakt des MgO-Betons mit NaCl-Lösung verzögern bzw. verhindern soll (zementgebundene Baustoffe korrodieren bei Anwesenheit von $MgCl_2$). Allerdings wird bei der Bewertung der Langzeitbeständigkeit der Dammsegmente aus Magnesiabeton hiervon kein Kredit genommen.

Die festigkeits- und strukturbildende Feststoffphase in den MgO-Betonsegmenten ist die Sorelphase 3-1-8. Diese wird von Salzlösungen wie sie in Salzformationen auftreten nur angegriffen, wenn der $MgCl_2$ -Gehalt unter 0,5 mol/kg H_2O , also etwa unter 50 g $MgCl_2$ /kg H_2O absinkt. Erfahrungswerte aus abgesoffenen oder gefluteten Salzbergwerken in denen Kalilager (Hartsalz oder Carnallit) aufgeschlossen sind zeigen, dass der $MgCl_2$ -Gehalt in der Grubenlösung schnell ansteigt und sich die Lösung in Richtung einer Q-Lösung mit $MgCl_2$ -Gehalten von deutlich über 50 g $MgCl_2$ /kg H_2O entwickelt.

Unter Berücksichtigung der am Standort des ERA Morsleben anzutreffenden Verhältnisse bzw. der Tatsache, dass auch hier die Kalilager an unterschiedlichen Stellen und insbesondere vor dem Abdichtungsstandort im Grubengebäude aufgeschlossen sind, ist mit großer Sicherheit eine $MgCl_2$ -haltige Lösung im Grubengebäude zu erwarten. Die dauerhafte Annahme einer reinen NaCl-Lösung am Abdichtungsstandort kann quasi ausgeschlossen werden, ist aber für die Betrachtungen äußerst konservativ.

In den durchgeführten Untersuchungen wurde gezeigt, dass die Abbindereaktion des vorgesehenen MgO-Betons der Rezeptur DBM2 tatsächlich fast ausschließlich die Sorelphase 3-1-8 liefert. Der verwendete Füllstoff Anhydrit ist mit der Sorelphase im thermodynamischen Gleichgewicht. Quarzsand kann mit basischen Magnesiumverbindungen wie den Sorelphasen zu Magnesiumsilicaten reagieren, aber für nennenswerte Umsätze ist bei einer Gebirgstemperatur von 25 °C ein Zeitraum von 30.000 Jahren zu kurz.

Für den Nachweis der chemischen Langzeitbeständigkeit wurden Berechnungen zur Durchströmung eines Dammsegments von 25 m mit einer gesättigten NaCl-Lösung unter einem Fluiddruck von 6 MPa durchgeführt. Es wurde kein Kredit genommen von viskositäts-erhöhenden Lösungsbestandteilen, einer rechnerisch ermittelten geringeren Anfangsporosität und einer an Laborproben gemessenen geringeren Anfangspermeabilität des MgO-Betons. Auch ist der für die Sorelphase stabilisierende Effekt gelösten $CaCl_2$ aus den vorgeschalteten Zementelementen nicht berücksichtigt.

Für die Beschreibung der Permeabilitätsentwicklung in Abhängigkeit der Porosität wurden zwei in der Literatur verbreitete Ansätze in die Berechnungen implementiert und bei der Bewertung der Langzeitbeständigkeit des MgO-Betons zugrunde gelegt.

Unter den o. g. Bedingungen und bei einer angenommenen Anfangsporosität von 20 % sowie einer Anfangspermeabilität von 10^{-18} m² werden in Abhängigkeit der verwendeten Permeabilitäts/Porositätsbeziehung Zeiträume von 4.800 bzw. 11.300 Jahren berechnet, um die festigkeits- bzw. strukturbildende Sorelphase über 25 m Länge (entspricht einem Dammsegment) zu zersetzen. Da gemäß dem Planungskonzept der K-UTEC AG das

Abdichtungsbauwerk aus vier Segmenten mit einer Gesamtlänge von ca. 100 m besteht, beträgt die Gesamtdauer etwa 19.200 bzw. 45.200 Jahre, bis die Sorelphase zersetzt ist. Zieht man in Betracht, dass die Widerlager, die aus dem gleichen MgO-Beton hergestellt werden, nochmals den Phasenbestand eines Dammsegments liefern, ergeben sich für die vollständige Zersetzung der Sorelphase Zeiträume von etwa 25.000 Jahren bzw. 56.500 Jahren.

Eine Anpassung der Lösungsviskosität von 2 mPa·s (reine Steinsalzlösung) auf etwa 3 mPa·s zöge eine Verlängerung des Zersetzungsprozesses (bezogen auf den Fall 2 bzw. die ungünstigste Permeabilitäts/Porositätsbeziehung) auf mindestens 37.500 Jahre nach sich. Da mehr als $\frac{1}{3}$ der Zeit der Damm noch mit viskoser Porenflüssigkeit (6 mPa·s) gefüllt ist, wäre eine solche Korrektur mehr als gerechtfertigt.

Infolge der Zersetzung der Sorelphase steigt die Porosität und Permeabilität in den Dammsegmenten an. Bei vollständiger Zersetzung der Sorelphase nimmt die Porosität um ca. 10 % zu, wobei dies entsprechend der gewählten Porositäts/Permeabilitätsbeziehung zu einer Permeabilitätserhöhung um etwa den Faktor 2 bzw. 10 führt.

Resümee

Unter den im ERA Morsleben vorhandenen Randbedingungen ist davon auszugehen, dass in der Nachbetriebsphase am Abdichtungsstandort immer eine, zumindest zum Teil, an MgCl_2 gesättigte Grubenlösung anstehen wird. Bei bereits geringen MgCl_2 -Gehalten in der Lösung ($> 50 \text{ g MgCl}_2/\text{kg H}_2\text{O}$) ist das Abdichtungsbauwerk aus dem MgO-Beton mit der Rezeptur DBM2 langzeitstabil und es tritt keine Zersetzung der Sorelphase auf.

In Abhängigkeit der gewählten Permeabilitäts/Porositätsbeziehung werden selbst bei unterstelltem Vorhandensein einer reinen NaCl-Lösung (worst-case) Zeiträume zwischen rund 25.000 und 56.500 Jahren berechnet, bis die Sorelphase vollständig zersetzt ist. Mit zunehmender Zersetzung der Sorelphase steigt die Porosität und Permeabilität im Abdichtungsbauwerk an. Bei vollständiger Zersetzung der Sorelphase und der ungünstigsten angenommenen Permeabilitäts/Porositätsbeziehung erhöht sich die Permeabilität in den Dammsegmenten auf einen Wert von ca. 10^{-17} m^2 .

Unter Zugrundelegung aller Aspekte und den durchgeführten Berechnungen kann geschlussfolgert werden, dass das Abdichtungsbauwerk aus dem MgO-Beton der Rezeptur DBM2 den Erfordernissen hinsichtlich Langzeitstabilität und Gebrauchstauglichkeit für einen Zeitraum von 30.000 Jahren gerecht wird.

Literatur

De Wolff, P.M.; Walter-Levy, L. (1953): The Crystal Structure of $Mg_2(OH)_3(Cl, Br) \cdot 4H_2O$. – Acta Cryst. 6, (1953) S.40-44

Fröhlich, H.; Elliger, C.; Hampe, M.J.; Suworow, T.; Voigt, W. (2003): Untersuchung der Durchlässigkeit von kompaktierten Salzgrus und Salzgestein gegenüber Laugen bei HAW- und DE-typischen Temperaturen; Abschlußbericht BMWA Förderkennzeichen 02 E 9330 und 02 E 9340; BUTEC Umwelt GmbH; TU Darmstadt u. TU Bergakademie Freiberg;

Harvie, C.E.; Møller, N.; Weare, J.H. (1984): The Prediction of Mineral Solubilities in Natural Waters: The Na-K-Mg-Ca-Cl-SO₄-OH-HCO₃-CO₂-H₂O System to High Ionic Strengths at 25°C. – Geochim. Cosmochim. Acta 48 (1984), S. 723-751

Jiang-Xiong Wie; Yi-Min Chen; Yong-Xin Li (2006): The Reaction Mechanism between MgO and Microsilica at Room Temperature. - Journal of Wuhan University of Technology-Materials Science Edition 21 (2006) 2, S. 88-91

Rösler, H.J.; Koch, K. (1968): Salzmikroskopie (Bestimmung der wichtigsten Minerale im salinaren Bereich nach verschiedenen mineralogischen Methoden); Internes Arbeitsmaterial Bergakademie Freiberg - Fernstudium – 1968

ERA
Morsleben

Anlagen

Abbildungsverzeichnis

Abbildung	Seite
Abb. 1: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 500 Jahren (Fall 1)	61
Abb. 2: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 1.003 Jahren (Fall 1)	61
Abb. 3: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 4.001 Jahren (Fall 1)	62
Abb. 4: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 8.100 Jahren (Fall 1)	62
Abb. 5: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 15.001 Jahren (Fall 1)	63
Abb. 6: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 30.001 Jahren (Fall 1)	63
Abb. 7: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 100 Jahren (Fall 2)	64
Abb. 8: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 300 Jahren (Fall 2)	64
Abb. 9: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 501 Jahren (Fall 2)	65
Abb. 10: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 3.000 Jahren (Fall 2)	65
Abb. 11: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 7.500 Jahren (Fall 2)	66
Abb. 12: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 10.000 Jahren (Fall 2)	66

Tabellenverzeichnis

Tabelle	Seite
Tab. 1: Für die Berechnungen verwendeter Datenfile HMW84Si.dat	39
Tab. 2: Ergebnisse der Berechnungen mit dem geochemischen Rechenprogramm CHEMSAGE unter Verwendung der angepassten Datenbasis von HMW	47
Tab. 3: Ergebnis-File der Berechnungen der Sättigungsaktivitäten der Minerale der Lösung S30	49
Tab. 4: Ergebnis-File der Berechnungen der Sättigungsaktivitäten der Minerale der Porenlösung nach dem Abbinden	50
Tab. 5: Programm CHEMDARCY zur Berechnung der Durchströmung und Reaktion der Lösung mit dem Dammsegment aus MgO-Beton	51

Tab. 1: Für die Berechnungen verwendeter Datenfile HMW84Si.dat

HMW84SI													
11	2	4	17	62									
H	O				C								
S	Cl				Na								
K	Mg				Ca								
EA	Si												
	1.0079				15.9994					12.0110			
	32.0660				35.4527					22.9898			
	39.0983				24.3050					40.0780			
	0.0001				28.0860								
1	1												
1	2												
GAS													
IDMX													
H2O(gas)													
11	2.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	298.15000				-228587.00								
CO2(gas)													
11	0.0	2.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	298.15000				-394384.48								
H2													
11	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	298.15000				0.00000000								
O2													
11	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	298.15000				0.00000000								
AQU													
PITZ													
Water													
11	0.0	2.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	298.15000				-237147.06								
Na+													
11	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	-1.0	0.0	
	298.15000				-261905.78								
K+													
11	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	-1.0	0.0	
	298.15000				-282495.10								
Ca++													
11	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	-2.0	0.0	
	298.15000				-553552.26								
Mg++													
11	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	-2.0	0.0	
	298.15000				-454810.24								
MgOH+													
11	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	-1.0	0.0	
	298.15000				-624549.74								
H+													
11	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.0	0.0	
	298.15000				0.00000000								
Cl-													
11	-1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	
	298.15000				-131273.92								
SO4--													
11	-2.0	0.0	4.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	
	298.15000				-744645.54								

1. Fortsetzung Tab. 1

HSO4-												
1	1	-1.0	1.0	4.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
298.15000												-755939.69
OH-												
1	1	-1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
298.15000												-157252.97
HCO3-												
1	1	-1.0	1.0	3.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
298.15000												-586896.78
CO3--												
1	1	-2.0	0.0	3.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0
298.15000												-527880.13
CaCO3(aq)												
1	1	0.0	0.0	3.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
298.15000												-1099419.7
MgCO3(aq)												
1	1	0.0	0.0	3.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0
298.15000												-999406.01
CO2(aq)												
1	1	0.0	0.0	2.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
298.15000												-385924.84
SiO2(aq)												
1	1	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0
298.15000												-834411.0
2												
2	8	0		0.636052								
2												
2	8	1		2.198330								
2												
2	8	3		0.010559								
2												
2	9	0		0.162796								
2												
2	9	1		9.253947								
2												
2	9	3		0.041323								
2												
2	10	0		0.377474								
2												
2	10	1		3.309135								
2												
2	11	0		0.718365								
2												
2	11	1		2.103546								
2												
2	11	3		0.036583								
2												
2	12	0		0.230309								
2												
2	12	1		0.341722								
2												
2	13	0		0.331745								
2												
2	13	1		11.548732								
2												
2	13	3		0.036583								
2												
3	8	0		0.402002								

2. Fortsetzung Tab. 1

2
3 8 1 1.764318
2
3 8 3 -0.006984
2
3 9 0 0.415305
2
3 9 1 6.479428
2
3 10 0 -0.002494
2
3 10 1 1.442550
2
3 11 0 1.079210
2
3 11 1 2.660611
2
3 11 3 0.034089
2
3 12 0 0.246107
2
3 12 1 -0.108087
2
3 12 3 -0.066515
2
3 13 0 1.237184
2
3 13 1 11.889623
2
3 13 3 -0.012472
2
4 8 0 2.626522
2
4 8 1 13.419474
2
4 8 3 -0.002827
2
4 9 0 1.662882
2
4 9 1 26.583696
2
4 9 2 -450.974139
2
4 10 0 1.783441
2
4 10 1 21.035482
2
4 11 0 -1.452527
2
4 11 1 -1.914809
2
4 11 2 -47.558483
2
4 12 0 3.325764
2
4 12 1 24.752032

3. Fortsetzung Tab. 1

2
5 8 0 2.929582
2
5 8 1 13.980697
2
5 8 3 0.043152
2
5 9 0 1.837485
2
5 9 1 27.795106
2
5 9 2 -309.545858
2
5 9 3 0.207860
2
5 10 0 3.946027
2
5 10 1 14.375632
2
5 12 0 2.735441
2
5 12 1 5.048518
2
6 8 0 -0.831441
2
6 8 1 13.785308
2
7 8 0 1.475808
2
7 8 1 2.448594
2
7 8 3 0.006652
2
7 9 0 0.247769
2
7 9 3 0.364171
2
7 10 0 1.716926
2
7 10 1 4.619495
2
2 16 0 0.831441
2
3 16 0 0.424035
2
4 16 0 1.521537
2
5 16 0 1.521537
2
6 16 0 0.000000
2
8 16 0 -0.041572
2
9 16 0 0.806498
2
10 16 0 -0.024943

4. Fortsetzung Tab. 1

3
2 3 8 -0.014966
3
2 3 9 -0.0831441
3
2 3 12 -0.024943
3
2 3 13 0.024943
3
2 4 8 -0.058201
3
2 4 9 -0.457293
3
2 5 8 -0.099773
3
2 5 9 -0.124716
3
2 7 8 -0.033258
3
2 7 10 -0.107256
3
3 4 8 -0.207860
3
3 5 8 -0.182917
3
3 5 9 -0.399092
3
3 7 8 -0.091459
3
3 7 9 1.637939
3
3 7 10 -0.220332
3
4 5 8 -0.099773
3
4 5 9 0.199546
3
4 7 8 -0.124716
3
5 6 8 0.232803
3
5 7 8 -0.091459
3
5 7 10 -0.147996
2
2 3 0 -0.099773
2
2 4 0 0.582009
2
2 5 0 0.582009
2
2 7 0 0.299319
2
3 4 0 0.266061
2
3 7 0 0.041572

5. Fortsetzung Tab. 1

2
4 5 0 0.058201
2
4 7 0 0.764926
2
5 7 0 0.831441
2
8 9 0 0.166288
2
8 10 0 -0.049886
2
8 11 0 -0.415721
2
8 12 0 0.249432
2
8 13 0 -0.166288
2
9 11 0 -0.108087
2
9 12 0 0.083144
2
9 13 0 0.166288
2
11 13 0 0.831441
2
12 13 0 -0.332576
3
2 8 9 0.01164
3
2 8 10 -0.049886
3
2 8 11 -0.049886
3
2 8 12 -0.12472
3
2 8 13 0.07067
3
2 9 10 -0.078155
3
2 9 11 -0.07483
3
2 9 12 -0.04157
3
2 9 13 -0.04157
3
2 11 13 -0.1413
3
2 12 13 0.01663
3
3 8 11 -0.04989
3
3 8 13 0.03326
3
3 9 10 -0.56288
3
3 9 11 -0.41572

6. Fortsetzung Tab. 1

3
3 9 13 -0.07483
3
3 11 13 -0.83144
3
3 12 13 0.09977
3
4 8 9 -0.14966
3
4 8 11 -0.20786
3
5 8 9 -0.03326
3
5 8 12 -0.79818
3
5 9 10 -0.35336
3
5 9 12 -1.33862
3
7 8 10 0.10809
0
anhydrit
1 1 0.0 4.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
298.15000 -1323085.362199
NaK3(SO4)2
1 1 0.0 8.0 0.0 2.0 0.0 1.0 3.0 0.0 0.0 0.0 0.0
298.15000 -2620364.945033
CaCl2.6H2O
1 1 12.0 6.0 0.0 0.0 2.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
298.15000 -2215305.929831
aragonit
1 1 0.0 3.0 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
298.15000 -1128339.730411
K2SO4
1 1 0.0 4.0 0.0 1.0 0.0 0.0 2.0 0.0 0.0 0.0 0.0
298.15000 -1319763.580801
MgCl2.6H2O
1 1 12.0 6.0 0.0 0.0 2.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0
298.15000 -2114784.858434
astrakanit
1 1 8.0 12.0 0.0 2.0 0.0 2.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0
298.15000 -3429863.240099
Mg(OH)2
1 1 2.0 2.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0
298.15000 -831436.925939
Na6CO3(SO4)2
1 1 0.0 11.0 1.0 2.0 0.0 6.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
298.15000 -3592977.580370
calcit
1 1 0.0 3.0 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
298.15000 -1129405.675187
CaCl2.4H2O
1 1 8.0 4.0 0.0 0.0 2.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
298.15000 -1732036.315306
Ca4Cl2(OH)6.13H2O
1 1 32.0 19.0 0.0 0.0 2.0 0.0 0.0 0.0 4.0 0.0 0.0
298.15000 -6590141.609311

7. Fortsetzung Tab. 1

Ca2Cl2(OH)2.H2O
 1 1 4.0 3.0 0.0 0.0 2.0 0.0 0.0 0.0 2.0 0.0 0.0
 298.15000 -1929632.729637
 carnallit
 1 1 12.0 6.0 0.0 0.0 3.0 0.0 1.0 1.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -2529263.850732
 dolomit
 1 1 0.0 6.0 2.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 1.0 0.0 0.0
 298.15000 -2161612.060375
MgSO4.7H2O
 1 1 14.0 11.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -2870192.653429
Na2Ca(CO3)2.5H2O
 1 1 10.0 11.0 2.0 0.0 0.0 2.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
 298.15000 -3372599.695111
 glauberit
 1 1 0.0 8.0 0.0 2.0 0.0 2.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
 298.15000 -2596567.108154
 gips
 1 1 4.0 6.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
 298.15000 -1798620.679739
 NaCl
 1 1 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -384215.718519
MgSO4.6H2O
 1 1 12.0 10.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -2631644.128136
KMgClSO4.3H2O
 1 1 6.0 7.0 0.0 1.0 1.0 0.0 1.0 1.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -2325742.766595
KHCO3
 1 1 1.0 3.0 1.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -867778.206005
MgSO4.H2O
 1 1 2.0 5.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -1437290.189802
Na4Ca(SO4)3.2H2O
 1 1 4.0 14.0 0.0 3.0 0.0 4.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
 298.15000 -4341741.812570
K2Mg(SO4)2.4H2O
 1 1 8.0 12.0 0.0 2.0 0.0 0.0 2.0 1.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -3480359.275226
MgCO3
 1 1 0.0 3.0 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -1027397.238985
Mg2Cl(OH)3.4H2O
 1 1 11.0 7.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 2.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -2552318.005208
KHSO4
 1 1 1.0 4.0 0.0 1.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -1035131.535970
Na2SO4.10H2O
 1 1 20.0 14.0 0.0 1.0 0.0 2.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -3646894.554548
K8H6(SO4)7
 1 1 6.0 28.0 0.0 7.0 0.0 0.0 8.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -7534097.682740

8. Fortsetzung Tab. 1

NaHCO3
 1 1 1.0 3.0 1.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -851094.930777
Na2CO3.10H2O
 1 1 20.0 13.0 1.0 0.0 0.0 2.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -3427830.508199
MgCO3.3H2O
 1 1 6.0 6.0 1.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -1723607.914745
K2Mg(SO4)2.6H2O
 1 1 12.0 14.0 0.0 2.0 0.0 0.0 2.0 1.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -3956638.275168
Na2Ca(CO3)2.2H2O
 1 1 4.0 8.0 2.0 0.0 0.0 2.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
 298.15000 -2660151.953564
 polyhalit
 1 1 4.0 18.0 0.0 4.0 0.0 0.0 2.0 1.0 2.0 0.0 0.0
 298.15000 -5658183.611974
Ca(OH)2
 1 1 2.0 2.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
 298.15000 -897674.238584
K2CO3.3.5H2O
 1 1 7.0 6.5 1.0 0.0 0.0 0.0 2.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -1431266.362342
K8H4(CO3)6.3H2O
 1 1 10.0 21.0 6.0 0.0 0.0 0.0 8.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -6334686.704069
NaKCO3.6H2O
 1 1 12.0 9.0 1.0 0.0 0.0 1.0 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -2495798.142622
NaK2H(CO3)2.2H2O
 1 1 5.0 8.0 2.0 0.0 0.0 1.0 2.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -2408886.459189
K3H(SO4)2
 1 1 1.0 8.0 0.0 2.0 0.0 0.0 3.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -2356977.427498
Na3H(SO4)2
 1 1 1.0 8.0 0.0 2.0 0.0 3.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -2279634.457643
Na2CO3.7H2O
 1 1 14.0 10.0 1.0 0.0 0.0 2.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -2714316.821875
KCl
 1 1 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -408628.690733
 syngenit
 1 1 2.0 9.0 0.0 2.0 0.0 0.0 2.0 0.0 1.0 0.0 0.0
 298.15000 -2887470.874579
 tachhydrit
 1 1 24.0 12.0 0.0 0.0 6.0 0.0 0.0 2.0 1.0 0.0 0.0
 298.15000 -4997297.850330
Na2SO4
 1 1 0.0 4.0 0.0 1.0 0.0 2.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -1270085.596318
Na2CO3.H2O
 1 1 2.0 4.0 1.0 0.0 0.0 2.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -1286074.767970

9. Fortsetzung Tab. 1

$\text{Na}_3\text{H}(\text{CO}_3)_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$
 1 1 5.0 8.0 2.0 0.0 0.0 3.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 298.15000 -2380725.685550
 $\text{Mg}_2(\text{OH})_3(\text{SO}_4) \cdot 0.5\text{H}_2\text{O}$
 1 1 11.0 9.0 0.0 0.5 0.0 0.0 0.0 2.0 0.0 0.0
 298.15000 -2800000.0
 quarz
 1 1 0.0 2.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0
 298.15000 -857243.0
 MgO
 1 1 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
 298.15000 -570153.0
 Tobermorit-11A
 1 1 11.0 22.5 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 5.0 0.0 6.0
 298.15000 -9889692.0
 Tobermorit-14A
 1 1 21.0 27.5 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 5.0 0.0 6.0
 298.15000 -11095518.0
 Tobermorit-9A
 1 1 6.0 20.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 5.0 0.0 6.0
 298.15000 -9277032.0
 $3\text{MgCO}_3 \cdot \text{Mg}(\text{OH})_2 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$
 1 1 8.0 14.0 3.0 0.0 0.0 0.0 4.0 0.0 0.0
 298.15000 -4606700.0
 Enstatit
 1 1 0.0 3.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
 298.15000 -1463120.0
 Forsterit
 1 1 0.0 4.0 0.0 0.0 0.0 0.0 2.0 0.0 0.0
 298.15000 -2056600.0
 Talk
 1 1 2.0 12.0 0.0 0.0 0.0 0.0 3.0 0.0 0.0
 298.15000 -5546700.0
 Serpentin
 1 1 8.0 18.0 0.0 0.0 0.0 0.0 6.0 0.0 0.0
 298.15000 -8081450.0

#####

Datenfile nach : Harvie, Möller, Weare Geochim. Cosmochim. Acta Vol. 48,
 (1984), 723-51

ergänzt um $\text{MgCl}_2 \cdot 3\text{Mg}(\text{OH})_2 \cdot 8\text{H}_2\text{O}$

$\text{MgSO}_4 \cdot 3\text{Mg}(\text{OH})_2 \cdot 8\text{H}_2\text{O}$

erstellt und getestet durch: Prof. Dr. W. Voigt

Institut für Anorganische Chemie

TU Bergakademie Freiberg

Leipziger Str. 29

D-09596 Freiberg

#####

Tab. 2: Ergebnisse der Berechnungen mit dem geochemischen Rechenprogramm CHEMSAGE unter Verwendung der angepassten Datenbasis von HMW

T =	298.15	K		
P =	1.00000E+00	bar		
V =	1.59906E-03	dm3		
STREAM CONSTITUENTS				
	AMOUNT/gram			
Water/AQU/	1.4160E+02			
MgO	9.9995E+01			
quarz	0.0000E+00			
SiO2 (aq) /AQU/	4.5725E+01			
anhydrit	2.9720E+02			
Mg++/AQU/	1.5956E+01			
Cl-/AQU/	4.4011E+01			
SO4--/AQU/	3.4391E+00			
EQUIL AMOUNT				
PHASE: GAS	mol	MOLE FRACTION	FUGACITY	bar
H2O (gas)	0.0000E+00	1.0000E+00	1.5081E-02	
H2	0.0000E+00	1.0230E-26	1.5428E-28	
O2	0.0000E+00	5.1151E-27	7.7138E-29	
TOTAL:	0.0000E+00	1.0000E+00	1.5081E-02	
PHASE: AQU				
	gram	G/KG H2O	ACTIVITY	
Water	3.9052E+01	1.0000E+03	4.7650E-01	
Ca++	1.0071E-03	2.5790E-02	8.4813E-04	
Mg++	4.6143E+00	1.1816E+02	3.0908E+01	
MgOH+	8.5008E-03	2.1768E-01	1.2481E-03	
H+	7.9905E-11	2.0461E-09	1.8309E-08	
Cl-	1.2354E+01	3.1635E+02	1.2470E+02	
SO4--	1.5126E+00	3.8733E+01	5.1458E-02	
HSO4-	1.0594E-08	2.7127E-07	8.9693E-08	
OH-	1.9534E-06	5.0020E-05	2.6220E-07	
SiO2 (aq)	2.2041E-09	5.6440E-08	9.3933E-10	
TOTAL:	5.7543E+01		1.0000E+00	
gram				
			ACTIVITY	
anhydrit	2.9719E+02		1.0000E+00	
Mg2Cl (OH) 3.4H2O	1.8497E+02		1.0000E+00	
Serpentin	1.0544E+02		1.0000E+00	
MgSO4.H2O	2.7786E+00		1.0000E+00	
MgSO4.6H2O	0.0000E+00		7.9477E-01	
MgSO4.7H2O	0.0000E+00		6.6655E-01	
gips	0.0000E+00		3.7461E-01	
MgCl2.6H2O	0.0000E+00		1.9526E-01	
Mg (OH) 2	0.0000E+00		1.6232E-01	
Mg2 (OH) 3 (SO4) 0.5.4H2O	0.0000E+00		2.6419E-02	
Enstatit	0.0000E+00		3.4281E-04	
Forsterit	0.0000E+00		8.4230E-05	
MgO	0.0000E+00		2.0124E-05	
Talk	0.0000E+00		1.9244E-05	
CaCl2.6H2O	0.0000E+00		1.0982E-05	
quarz	!	0.0000E+00	9.3927E-06	
CaCl2.4H2O	0.0000E+00		1.2946E-06	
tachhydrit	0.0000E+00		1.6869E-09	
Ca (OH) 2	0.0000E+00		8.9994E-12	
Ca2Cl2 (OH) 2.H2O	0.0000E+00		1.0542E-14	
Ca4Cl2 (OH) 6.13H2O	0.0000E+00		2.9247E-37	

Fortsetzung Tab. 2

Tobermorit-14A		0.0000E+00		5.7435E-60
Tobermorit-11A		0.0000E+00		7.0653E-62
Tobermorit-9A		0.0000E+00		1.5364E-64

Cp_EQUIL	H_EQUIL	S_EQUIL	G_EQUIL	V_EQUIL
J.K-1	J	J.K-1	J	dm3

2.77989E+01	-7.39000E+06	3.23919E-02	-7.39001E+06	1.59906E-03
Properties for AQU:				
pH = 7.7373				
Eh/V = 0.3649				
Total solute molality = 14.1938				
Ionic strength = 14.9950				
Osmotic coefficient = 2.8990				
Debye-Hueckel slope = 0.3915				
Mass fraction of the system components:				
	GAS	AQU		
H	1.1189E-01	7.5942E-02		
O	8.8811E-01	6.2029E-01		
S	0.0000E+00	8.7745E-03		
Cl	0.0000E+00	2.1470E-01		
Mg	0.0000E+00	8.0277E-02		
Ca	0.0000E+00	1.7503E-05		
Si	0.0000E+00	1.7905E-11		
System density/g.cm-3 =405.1909				
1 constituent marked with '!' is dormant				

Tab. 3: Ergebnis-File der Berechnungen der Sättigungsaktivitäten der Minerale der Lösung S30

T = 298.15 K		P = 1.00000E+00 bar	
STREAM CONSTITUENTS			
	AMOUNT/mol		
Water/AQU/	5.5508E+01		
Mg ⁺⁺ /AQU/	4.6358E+00		
Cl ⁻ /AQU/	8.7676E+00		
SO ₄ ⁻⁻ /AQU/	2.5200E-01		
NaCl	8.1000E-02		
KCl	1.0500E-02		
anhydrit	8.2000E-04		
PHASE: AQU			
	mol	MOLALITY	ACTIVITY
Water	5.5508E+01	5.5509E+01	4.9633E-01
Na ⁺	8.1000E-02	8.1001E-02	7.8129E-02
K ⁺	1.0500E-02	1.0500E-02	1.6580E-03
Ca ⁺⁺	8.2000E-04	8.2001E-04	1.0418E-03
Mg ⁺⁺	4.6358E+00	4.6359E+00	2.6224E+01
MgOH ⁺	4.3228E-06	4.3228E-06	1.0285E-06
H ⁺	2.3562E-06	2.3562E-06	1.9635E-05
Cl ⁻	8.8591E+00	8.8592E+00	1.0675E+02
SO ₄ ⁻⁻	2.5282E-01	2.5282E-01	2.8898E-02
HSO ₄ ⁻	1.9694E-06	1.9694E-06	5.4016E-05
OH ⁻	2.7352E-09	2.7352E-09	2.5468E-10
TOTAL:	6.9348E+01		1.0000E+00
	mol	ACTIVITY	
anhydrit	0.0000E+00	6.8979E-01	
MgSO ₄ .H ₂ O	0.0000E+00	4.9631E-01	
MgSO ₄ .6H ₂ O	0.0000E+00	4.8364E-01	
MgSO ₄ .7H ₂ O	0.0000E+00	4.2249E-01	
gips	0.0000E+00	2.8036E-01	
NaCl	0.0000E+00	2.2426E-01	
MgCl ₂ .6H ₂ O	0.0000E+00	1.5504E-01	
carnallit	0.0000E+00	3.6539E-02	
KMgClSO ₄ .3H ₂ O	0.0000E+00	2.5320E-02	
KCl	0.0000E+00	2.2254E-02	
astrakanit	0.0000E+00	1.7785E-03	
glauberit	0.0000E+00	9.2359E-04	
polyhalit	0.0000E+00	7.3086E-04	
Na ₂ SO ₄	0.0000E+00	3.4024E-04	
K ₂ Mg(SO ₄) ₂ .4H ₂ O	0.0000E+00	3.4351E-05	
syngenit	0.0000E+00	3.2989E-05	
K ₂ Mg(SO ₄) ₂ .6H ₂ O	0.0000E+00	1.8846E-05	
CaCl ₂ .6H ₂ O	0.0000E+00	1.2623E-05	
K ₂ SO ₄	0.0000E+00	4.7244E-06	
Na ₂ SO ₄ .10H ₂ O	0.0000E+00	2.6591E-06	
CaCl ₂ .4H ₂ O	0.0000E+00	1.3715E-06	
Mg(OH) ₂	0.0000E+00	1.2993E-07	
Na ₄ Ca(SO ₄) ₃ .2H ₂ O	0.0000E+00	1.0668E-07	
KHSO ₄	0.0000E+00	2.3627E-08	
NaK ₃ (SO ₄) ₂	0.0000E+00	1.8704E-09	
tachhydrit	0.0000E+00	9.5719E-10	
Mg ₂ Cl(OH) ₃ .4H ₂ O	0.0000E+00	6.6469E-10	
Na ₃ H(SO ₄) ₂	0.0000E+00	5.0539E-11	
MgO	0.0000E+00	1.5465E-11	
Mg ₂ (OH) ₃ (SO ₄) _{0.5} .4H ₂ O	0.0000E+00	1.5373E-11	

Tab. 4: Ergebnis-File der Berechnungen der Sättigungsaktivitäten der Minerale der Porenlösung nach dem Abbinden

T = 298.15 K		P = 1.00000E+00 bar	
STREAM CONSTITUENTS			
	AMOUNT/mol		
Water/AQU/	5.5508E+01		
Mg ⁺⁺ /AQU/	4.8620E+00		
Cl ⁻ /AQU/	8.9230E+00		
SO ₄ ⁻⁻ /AQU/	4.0300E-01		
NaCl	8.1000E-02		
KCl	1.0500E-02		
anhydrit	8.2000E-04		
Ca ⁺⁺ /AQU/	6.4300E-04		
PHASE: AQU			
	mol	MOLALITY	ACTIVITY
Water	5.5493E+01	5.5509E+01	4.7282E-01
Na ⁺	8.1000E-02	8.1023E-02	7.9895E-02
K ⁺	1.0500E-02	1.0503E-02	1.5341E-03
Ca ⁺⁺	6.4325E-04	6.4343E-04	8.8978E-04
Mg ⁺⁺	4.8470E+00	4.8483E+00	3.2678E+01
MgOH ⁺	5.0673E-06	5.0688E-06	1.2014E-06
H ⁺	2.1479E-06	2.1485E-06	1.9955E-05
Cl ⁻	9.0145E+00	9.0171E+00	1.2599E+02
SO ₄ ⁻⁻	3.8796E-01	3.8807E-01	4.9049E-02
HSO ₄ ⁻	2.9221E-06	2.9230E-06	9.3178E-05
OH ⁻	2.6520E-09	2.6527E-09	2.3872E-10
TOTAL:	6.9835E+01		1.0000E+00
	mol	ACTIVITY	
MgSO ₄ .H ₂ O	1.5040E-02	1.0000E+00	
anhydrit	8.1975E-04	1.0000E+00	
MgSO ₄ .6H ₂ O	0.0000E+00	7.6454E-01	
MgSO ₄ .7H ₂ O	0.0000E+00	6.3624E-01	
gips	0.0000E+00	3.6884E-01	
NaCl	0.0000E+00	2.7068E-01	
MgCl ₂ .6H ₂ O	0.0000E+00	2.0116E-01	
carnallit	0.0000E+00	5.1776E-02	
KMgClSO ₄ .3H ₂ O	0.0000E+00	5.0563E-02	
KCl	0.0000E+00	2.4304E-02	
astrakanit	0.0000E+00	5.4989E-03	
polyhalit	0.0000E+00	4.2844E-03	
glauberit	0.0000E+00	2.3765E-03	
Na ₂ SO ₄	0.0000E+00	6.0390E-04	
K ₂ Mg(SO ₄) ₂ .4H ₂ O	0.0000E+00	8.6954E-05	
syngenit	0.0000E+00	6.6206E-05	
K ₂ Mg(SO ₄) ₂ .6H ₂ O	0.0000E+00	4.3293E-05	
CaCl ₂ .6H ₂ O	0.0000E+00	1.1226E-05	
K ₂ SO ₄	0.0000E+00	6.8654E-06	
Na ₂ SO ₄ .10H ₂ O	0.0000E+00	2.9052E-06	
CaCl ₂ .4H ₂ O	0.0000E+00	1.3440E-06	
Na ₄ Ca(SO ₄) ₃ .2H ₂ O	0.0000E+00	4.4216E-07	
Mg(OH) ₂	0.0000E+00	1.4226E-07	
KHSO ₄	0.0000E+00	3.7711E-08	
NaK ₃ (SO ₄) ₂	0.0000E+00	4.3652E-09	
tachhydrit	0.0000E+00	1.9173E-09	
Mg ₂ Cl(OH) ₃ .4H ₂ O	0.0000E+00	8.2632E-10	
Na ₃ H(SO ₄) ₂	0.0000E+00	1.5823E-10	
Mg ₂ (OH) ₃ (SO ₄) _{0.5} .4H ₂ O	0.0000E+00	2.1095E-11	

Tab. 5: Programm CHEMDARCY zur Berechnung der Durchströmung und Reaktion der Lösung mit dem Dammsegment aus MgO-Beton

```

/* 5.1.2008 */
/* Durchstroemung eines in Nseg Segmente aufgeteilten poroesen Koerpers mit
einer Loesung gegeb.
    Anfangszusammensetzung beim Eintritt in den Koerper. Loesungsreservoir
ist unendlich gross. T = 25 °C;
    1D-Betrachtung, fuer Morsleben MgO-Damm; hier noch keine
Beruecksichtigung der Zementvorschaltung */
/* gegenueber mors2jan08.c geaenderter doppelt-log-Zusammenhang
Permeabilitaet und Porositaet */
/* 30.12.2007 bis 5.1.2008 */
/* Datenfile: HMWSi84.dat */

#include <stdio.h>
#include <stdlib.h>
#include <string.h>
#include "cacint.h"
int main()
{
    /*Deklaration der Variablen fuer ChemApp */
    LI noerr,numcon,inp, inpc;
    int Nseg = 100; /* Anzahl der Segmente in die das Bauwerk fuer die
Berechnungen aufgeteilt wird */
    int Nvmin, iN_vmin; /* Bruchteil des minimalen Porenvolumens, Segment-
Nr. bei dem Porenvolumen minimal ist */

    DB val;
    DB vals[2];
    /* andere Variablen */
    DB m, VL, dt, t,m_h2o,t_alt; /* Mase, Volumen Loesung, Zeitspanne, Zeit in
Jahren,Masse H2O in kg, Zeit */
    DB del_t_print=10.0; /* alle 10 Jahre drucken */
    DB b, exponent_k; /* Anstieg in lnk =f(poros), exponent in
k_neu-Formel */
    DB del_p=6.0e6; /* Druck in Pa */
    DB Q, visc; /* Volumenstrom in m3/s, Viskositaet in Pa*s
*/
    DB mspec_alt[Nseg+1][18]; /* Massen der geloesten Spezies im
Segment iN */
    DB mspec_neu[Nseg+1][18];
    DB cspecgkg[Nseg+1][18]; /* Konzentration der geloesten Spezies
im Segment iN in g/kg H2O = kg/t H2O */
    DB cspecgL[Nseg+1][18]; /* Konzentration der geloesten Spezies im
Segment iN in kg/m3 */
    DB msolid_start; /* Masse Feststoff eines Segmentes
zu Beginn, fuer alle iN gleich */
    DB msolid_sum[Nseg+1]; /* Masse Feststoff eines Segmentes
waehrend der Durchstroemung */
    DB msolid[Nseg+1][65]; /* Massen der festen Phasen im Segment iN in
kg */
    DB prozsolid[Nseg+1][65]; /* (Masse-Prozent Anteil eines
Feststoffes vom Gesamtfeststoff)/100 im Segment iN */

```

1. Fortsetzung Tab. 5

```

DB Lseg;          /* Laenge eines Segmentes in m*/
DB L;            /* Laenge des Gesamtbauwerkes in m*/
DB A;           /* Querschnittsflaeche in m^2 */
DB Vseg;        /* geometr. Volumen eines Segmentes, alle Volumina in m3
*/
DB poros_0;     /* Anfangsporositaet */
DB poros[Nseg+1]; /* Porositaet des Segementes iN */
DB Vseg_solid;  /* Volumen Feststoff im Segment zu Beginn, alle
gleich */
DB Vpor_0;      /* Porenvolumen eines Segmentes zu Beginn, alle gleich */
DB Vsolid[Nseg+1][65]; /* Volumen des Feststoffes i im Segment iN waehrend
Durchstroemung */
DB Vsolid_sum[Nseg+1]; /* Volumen aller feststoffe in einem Segment
waehrend Durchstroemung */
DB vmin;       /* Porenvolumen des Segmentes mit dem geringsten
Porenvolumen */
DB del_V;      /* durch zu schiebendes Volumen in m3 */
DB Vpor[Nseg+1]; /* Porenvolumen im Segment iN in m3 */
/* Alle Dichten in kg/m3 !!!! */
DB rho_L, rho_por_start; /* Dichte der zustoemenden Lauge, der
Porenloesung bei Beginn (ueberall gleich */
DB rho1[Nseg+1]; /* Dichte der Loesung im Segment iN berechnet nach
Methode 1: aus Zus. der Loesung berechnet */
DB rho2[Nseg+1]; /* Dichte der Loesung im Segment iN berechnet nach
Methode 2: aus Volumen- und Massenbilanz berechnet */
DB rho_mitt;    /* mittlere Dichte des Festkoerpers zu Beginn in
t/m3 */
DB rhosolid[65]; /* Dichten der festen Phasen */
DB k_start;     /* Anfangspermeabilitaet in m2 */
DB k_neu[Nseg+1];
DB kint;        /* Permeabilitaet des gesamten Bauwerkes */
DB molMs[65];  /* Molmasse der festen Phasen */
DB molMspec[18]; /* Molmasse der Spezies in waessriger Phase */
DB cLgkg_Mg, cLgkg_Cl, cLgkg_SO4, cLgkg_Na, cLgkg_K, cLgkg_Ca; /*
Konzentrationen in zustoemender Loesung in kg/1000 kg H2O */
DB cLgL_Mg, cLgL_Na, cLgL_K, cLgL_Ca, cLgL_Cl, cLgL_SO4, cLgL_h2o; /*
Konzz. in zustoemender Loesung in kg/m3 */

int N_s = 64;          /* letzte Phase ist Serpentin */
int N_aq = 17;        /* letztes waessr. Spezies ist SiO2(aq) */
int iN;              /* aktuelle Segment-Nr. */
int i;               /* Zaehlvariable */
/*Namen der Loesungsspezies wie im Daten-File
"HMW84SI.DAT" */
char name_spec[18][15] =
{
    "",
    "Water",
    "Na+",
    "K+",
    "Ca++",
    "Mg++",
    "MgOH+",
    "H+",
    "Cl-",
    "SO4--",

```

2. Fortsetzung Tab. 5

```
        "HSO4-",
        "OH-",
        "HCO3-",
        "CO3--",
        "CaCO3 (aq) ",
        "MgCO3 (aq) ",
        "CO2 (aq) ",
        "SiO2 (aq) "
    };
/*Namen der Feststoffe wie im Daten-File "HMW84SI.DAT" */
char name_s[65][24]=
{
    "",
    "",
    "",
    "anhydrit",
    "NaK3 (SO4) 2",
    "CaCl2.6H2O",
    "aragonit",
    "K2SO4",
    "MgCl2.6H2O",
    "astrakanit",
    "Mg (OH) 2",
    "Na6CO3 (SO4) 2",
    "calcit",
    "CaCl2.4H2O",
    "Ca4Cl2 (OH) 6.13H2O",
    "Ca2Cl2 (OH) 2.H2O",
    "carnallit",
    "dolomit",
    "MgSO4.7H2O",
    "Na2Ca (CO3) 2.5H2O",
    "glauberit",
    "gips",
    "NaCl",
    "MgSO4.6H2O",
    "KMgClSO4.3H2O",
    "KHCO3",
    "MgSO4.H2O",
    "Na4Ca (SO4) 3.2H2O",
    "K2Mg (SO4) 2.4H2O",
    "MgCO3",
    "Mg2Cl (OH) 3.4H2O",
    "KHSO4",
    "Na2SO4.10H2O",
    "K8H6 (SO4) 7",
    "NaHCO3",
    "Na2CO3.10H2O",
    "MgCO3.3H2O",
    "K2Mg (SO4) 2.6H2O",
    "Na2Ca (CO3) 2.2H2O",
    "polyhalit",
    "Ca (OH) 2",
    "K2CO3.3.5H2O",
    "K8H4 (CO3) 6.3H2O",
    "NaKCO3.6H2O",
```

3. Fortsetzung Tab. 5

```
"NaK2H(CO3)2.2H2O",
"K3H(SO4)2",
"Na3H(SO4)2",
"Na2CO3.7H2O",
"KCl",
"syngenit",
"tachhydrit",
"Na2SO4",
"Na2CO3.H2O",
"Na3H(CO3)2.2H2O",
"Mg2(OH)3(SO4)0.5.4H2O",
"quarz",
"MgO",
"Tobermorit-11A",
"Tobermorit-14A",
"Tobermorit-9A",
"3MgCO3*Mg(OH)2*3H2O",
"Enstatit",
"Forsterit",
"Talk",
"Serpentin"
};
int i_inert; /* Constituent Number eines als inert festgelegten
Feststoffes, hier Quarz: i_inert=55 */
DB m_inert; /* Masse des inerten Feststoffes */

/* Molmassen */
/* feste Phasen */

/* waessrige Spezies */

/* Feldinitialisierungen */

for(iN=0;iN<=Nseg;iN++)
{
k_neu[iN]=k_start;
for(i=0;i<=17;i++)
{
mspec_alt[iN][i]=0.0;
mspec_neu[iN][i]=0.0;
cspecgkg[iN][i]=0.0;
cspecgL[iN][i]=0.0;
}
for(i=3;i<=64;i++) /* beachte: Festphasen in ChemApp erst ab i=3
definiert */
{
rhosolid[i]=2000.0;
msolid[iN][i]=0.0;
prozsolid[iN][i]=0.0;
}
}
/* Dichten der festen Phasen */
/* default = 2000.0 kg/m3 siehe Declaration */
rhosolid[3]=2900.0; /*Anhdrit */
rhosolid[9]=2250.0; /*Astrakanit Bloedit */
rhosolid[10]=2400.0; /* Brucit */
rhosolid[18]=1680.0; /* Epsomit */
```

4. Fortsetzung Tab. 5

```
rhosolid[20]=2750.0; /* Glauberit */
rhosolid[22]=2100.0; /* Halit */
rhosolid[23]=1760.0; /* Hexahydrat */
rhosolid[26]=2570.0; /* Kieserit */
rhosolid[30]=2000.0; /* 3-1-8-Phase */
rhosolid[55]=2650.0; /* Quarz */
rhosolid[64]=2000.0; /* Serpentin */

}
/*****/
/* Anfangszustand */
/*****/
t=0.0; t_alt=0.0;
/* Bauwerksmasse, alles in m */
L=25.0; A = 22.5; Lseg=L/Nseg; Vseg=Lseg*A;

/* setzen der Anfangspermeabilitaet fuer jedes Segment */
k_start = 1.0e-18;
for(iN=1; iN<=Nseg;iN++)
  k_neu[iN]=k_start;
b=4.6; /* Anstieg in lnk=f(poros) */
/* Zusammensetzung der zustoemenden Lauge, Angaben in
g/kg H2O */
cLgkg_Mg=0.0; /* g/kg H2O entspricht auch kg/t H2O */
cLgkg_Cl=199.1;
cLgkg_SO4=0.0;
cLgkg_Na=130.9;
cLgkg_K=0.0;
cLgkg_Ca=0.0;
/* fuer die Volumenverdraengung werden Konz. in kg/m3
benoetigt */
rho_L = 1200.0; /* Dichte der zustoemenden Lauge */
/* Masse Elektrolyt in 1000 kg H2O */

m = cLgkg_Mg + cLgkg_Cl + cLgkg_SO4 + cLgkg_Na + cLgkg_K + cLgkg_Ca;
m = m +1000.0; /* Masse Loesung in kg, die 1000 kg H2O enthaelt */
VL = m/rho_L; /* Volumen der Loesung in m3, die 1000 kg H2O
enthaelt */
cLgL_Mg = cLgkg_Mg/VL; /* Berechnung Konz. in kg/m3 */
cLgL_Cl = cLgkg_Cl/VL;
cLgL_SO4 = cLgkg_SO4/VL;
cLgL_Na = cLgkg_Na/VL;
cLgL_K = cLgkg_K/VL;
cLgL_Ca = cLgkg_Ca/VL;
cLgL_h2o = 1000.0/VL;

/* Porenvolumen eines Elementes; anfangs fuer alle Elemente gleich grosz */
poros_0= 0.1; /* Wert der Anfangsporositaet */
Vpor_0=Vseg*poros_0; /* Porenvolumen eines Segmentes im
Anfangszustand */

/* Zusammensetzung der Porenloesung; zuerst in jedem Segment
gleich */
```

5. Fortsetzung Tab. 5

```

for(iN=1;iN<=Nseg;iN++)
{
    /* !!! default=0 bereits in Initialisierung !!!! in kg pro
1000 kg H2O */
    /* hier jetzt fuer einzelne Spezies Werte eintragen, falls >0
*/
    /* z.B.: cspecgkg[iN][2]=1.0; Wert fuer Na+ fuer alle Segmente
*/
    cspecgkg[iN][1]=1000.0; /* H2O niemals =0 */
    cspecgkg[iN][4]=0.0258;
    cspecgkg[iN][5]=118.38;
    cspecgkg[iN][8]=316.35;
    cspecgkg[iN][9]=38.73;
    cspecgkg[iN][17]=6.0e-8;
}
    /* fuer die Volumenverdraengung werden Konz. in kg/m3
benoetigt */
rho_por_start= 1300.0; /* Dichte der Porenloesung bei Beginn */
for(iN=1;iN<=Nseg;iN++)
{
    /* Masse Elektrolyt in 1000 kg H2O */
    m=0.0;
    for(i=1;i<=17;i++)
        m = m+cspecgkg[iN][i];

    m = m + 1000.0; /* Masse Loesung, die 1000 kg H2O
enthaelt */
    VL = m/rho_por_start; /* Volumen der Loesung mit Masse m */
    for(i=1; i<=17;i++)
        cspecgL[iN][i]=cspecgkg[iN][i]/VL; /* Konz. Spezies i im Segment iN
in g/L=kg/m3 */
} /* jetzt Konz. Spezies in Porenloesung in
g/L=kg/m3 fuer alle Segmente bekannt */

    /* Berechnung der Stoffmengen Porenloesung im Segment fuer
Eingabe in ChemApp */
for(iN=1; iN<=Nseg; iN++)
{
for(i=1;i<=17;i++)
{
    mspec_alt[iN][i]=cspecgL[iN][i]*Vpor_0;
}
}

    /* Massen an festen Phasen in jedem Element */
    /* zu Beginn der Rechnung eingeben, nur die Phasen mit m>0,
default =0 */
    /* Zusammensetzung Feststoff in % gegeben */
for(iN=1; iN<=Nseg;iN++)
{
    /****** EINTRAGEN nur fuer >0.0 , default=0.0 !!!!eigentl.
relative Anteile *****/
    prozsolid[iN][3]= 0.31704; /* Anhydrit */
    prozsolid[iN][30]=0.19748; /* 3-1-8-Phase */
    prozsolid[iN][64]=0.11208; /* Serpentin */
}
}

```

6. Fortsetzung Tab. 5

```
prozsolid[iN][26]=0.00299; /* Kieserit */
prozsolid[iN][55]=0.37041; /* Quarz */
}
i_inert=55; /* Festlegung von Quarz als inerten Feststoff, wird nicht
berechnet im GG */

/* mittlere Dichte des Feststoffanteils */
rho_mitt = 0.0;
for(i=3;i<=64;i++)
{
    /* einfach die Zusammensetzung des ersten Segmentes nehmen, da zu
Beginn alle gleich */
    rho_mitt=rho_mitt + prozsolid[1][i]*rhold[i];
    /* printf("rho_mitt= %g rhold[i]= %g \n",rho_mitt, rhold[i]); */
}

Vseg_solid = Vseg - Vpor_0; /* Volumen an Feststoff im Segment bei
Beginn, anfangs ueberall gleich */
msolid_start = Vseg_solid*rho_mitt; /* Gesamtmasse Feststoff eines
jeden Segmentes in t, anfangs ueberall gleich */

/* Zuordnung von Vpor_0 zu jedem Segment */
for(iN=1; iN<=Nseg;iN++)
    Vpor[iN]=Vpor_0;

/* Berechnung der Massen an festen Phasen fuer jedes Element zur Uebergabe
fuer ChemApp */
for(iN=1; iN<=Nseg; iN++)
    for(i=3;i<=64;i++)
    {
        msolid[iN][i]= prozsolid[iN][i]*msolid_start;
    }
m_inert=msolid[1][i_inert]; /* Masse an inertem Feststoff in Segment 1 und
damit in allen Segmenten */
/*****
/***** Eingaben fuer Start beendet *****/
/*****
/****Durchschieben von Fluessigkeit mit Volumen eines Bruchteils Nvmin des
Porenvolumens des Segmentes mit dem kleinsten Porenvolumen *****/

while(t<30000.0)
{
    /* Ermittlung des minimalen Porenvolumens *****/
    Nvmin=4; /* Bruchteil von vmin */
    vmin=Vseg; /* Startwert gleich dem geometr. Volumen eines Segmentes */
    /* iN =1 ist das erste Segment von rechts */
    for(iN=1;iN<=Nseg;iN++)
        if(Vpor[iN]<vmin)
        {
            vmin=Vpor[iN];
            iN_vmin=iN;
        }
    del_V=vmin/Nvmin; /* durch zu schiebendes Volumen */

```

7. Fortsetzung Tab. 5

```
        /* Berechnung der Zeit, die zum Durchschieben von del_V
notwendig ist */
        /* dazu zunaechst Berechnung der Permeabilitaet kint fuer
gesamtes Bauwerk aus den k[iN] */
kint=0.0;
for(iN=1;iN<=Nseg; iN++)
    kint=kint+k_neu[iN];    /* Summation */
kint=kint/Nseg;

        /* jetzt Berechnung der Zeitspanne und Zeit */
visc = 0.002;    /* konservative Annahme zur Viskositaet ueber
Bauwerkslaenge in Pa*s */
Q = kint*A*del_p/visc/L;    /* Q hier in m3/s */
dt= del_V/Q/3.154e7;    /* Zeitspanne in Jahren, 3.154e7 = s/Jahr */
t=t+dt;

        /* jetzt durchschieben */
        /* von rechts del_V in das links stehende Segment hinein */
        /* Die Massen der geloesten Spezies nehmen zunaechst wie folgt
zu */
for(iN=2;iN<=Nseg;iN++)
    for(i=1;i<=17;i++)
        mspec_neu[iN][i]=mspec_alt[iN][i]+mspec_alt[iN-1][i]*del_V/Vpor[iN-1];
        /* ACHTUNG: Sonderbehandlung des Elementes vor der Lauge ganz
rechts notwendig */
        /* da das Volumen der Lauge nicht bekannt ist, eigentlich
unendlich */
mspec_neu[1][1]= mspec_alt[1][1] + del_V*cLgL_h2o;
mspec_neu[1][2]= mspec_alt[1][2] + del_V*cLgL_Na;
mspec_neu[1][3]= mspec_alt[1][3] + del_V*cLgL_K;
mspec_neu[1][4]= mspec_alt[1][4] + del_V*cLgL_Ca;
mspec_neu[1][5]= mspec_alt[1][5] + del_V*cLgL_Mg;
mspec_neu[1][8]= mspec_alt[1][8] + del_V*cLgL_Cl;
mspec_neu[1][9]= mspec_alt[1][9] + del_V*cLgL_SO4;
        /* nach links wird in del_V abgegeben */
        /* die Massen der geloesten Spezies nehmen entsprechend ab */
        /* es wird davon ausgegangen, dass im abgegebenen del_V die
Konzentrationen vor der Durchschiebung vorliegen */
        /* obige Annahme stimmt nicht mehr, wenn del_V>0.5*vmin wird
!!!! */
for(iN=1;iN<=Nseg;iN++)
    for(i=1;i<=18;i++)
        mspec_neu[iN][i]=mspec_neu[iN][i]-mspec_alt[iN][i]*del_V/Vpor[iN];

        /* jetzt Berechnung des neuen Gleichgewichtszustandes in den
Poren der Segmente */
tqini(&noerr);
tqopen("hmw84si.dat",10,&noerr);
tqrfil(&noerr);
tqclos(10,&noerr);
tqsetc("T",0,0,298.15,&numcon,&noerr);
tqcsu("Amount","kg",&noerr);
tqcsp(55,"dormant",&noerr);    /* Quarz als inert behandelt */

for(iN=1;iN<=Nseg;iN++)
```

8. Fortsetzung Tab. 5

```

{
  for(i=1;i<=17;i++)
  {
    /* get index number for phase constituent */
    tqinpc(name_spec[i],2,&inpc,&noerr);
    /* set Menge in Loesung */
    tqsetc("ia",2,inpc,mspec_neu[iN][i],&numcon,&noerr);
  }
  /*end for i */
  /* Uebergabe Feststoffmengen */
  for(i=3; i<=64;i++)
  {
    if(i==i_inert) /* inerten Feststoff nicht in die
    Gleichgewichtsberechnung einbeziehen */
      msolid[iN][i]=0.0;
    tqinp(name_s[i],&inp,&noerr);
    tqsetc("ia",inp,0,msolid[iN][i],&numcon,&noerr);
  }
  /* Gleichgewichtsberechnung */
  tqce(" ",0,0,vals,&noerr);
  /* Lesen und Drucken der Ergebnisse */
  for(i=1;i<=17;i++) /*Loesungsbestandteile */
  {
    tqinpc(name_spec[i],2,&inpc,&noerr);
    tqgetr("a",2,inpc,&val,&noerr);
    mspec_neu[iN][i]=val;
    if(i==1)
      m_h2o=mspec_neu[iN][i];
    cspecgkg[iN][i]=mspec_neu[iN][i]/m_h2o*1000.0;
    if(t-t_alt>=del_t_print) /* drucke nur fuer festgelegte Zeitschritte
    del_t_print */
      printf("spec %d %g %g %24s %g %g
\n",iN,t,dt,name_spec[i],mspec_neu[iN][i],cspecgkg[iN][i]);
    mspec_alt[iN][i]=mspec_neu[iN][i]; /* fuer das naechste Durchschieben
    ist das nun der alte Wert */
  }
  for(i=3;i<=64;i++) /*Feststoffe */
  {
    tqinp(name_s[i],&inp,&noerr);
    tqgetr("a",inp,0,&val,&noerr);
    if(val<1.0e-07)
      val=0.0;
    msolid[iN][i]=val;
    Vsolid[iN][i]=msolid[iN][i]/rhosolid[i];
    if(msolid[iN][i]>0.0) /* drucke nur Werte fuer Festphasen>0 */
      if(t-t_alt>=del_t_print)
        printf("solid %d %g %g %24s %g %g \n",
iN,t,dt,name_s[i],msolid[iN][i],Vsolid[iN][i]);
  } /* end i */
  /* nun noch den inerten Feststoff beruecksichtigen */
  Vsolid[iN][i_inert]=m_inert/rhosolid[i_inert];
  if(t-t_alt>=del_t_print)
    printf("inert %d %g %g %24sinert %g %g \n",
iN,t,dt,name_s[i_inert],m_inert,Vsolid[iN][i_inert]);
} /* end iN */

```

9. Fortsetzung Tab. 5

```
/* Berechnung der neuen Permeabilitaeten k_neu[iN] aus k_alt[iN] und
geaendertem Porenvolumen */
/* Formel Zusammenhang k und Porositaet */
for(iN=1;iN<=Nseg;iN++)
{
  Vsolid_sum[iN]=0.0;
  for(i=3;i<=64;i++)
    Vsolid_sum[iN]=Vsolid_sum[iN]+Vsolid[iN][i];      /* Feststoffvolumen
fuer Segment aufsummieren */
  Vpor[iN]=Vseg-Vsolid_sum[iN];                      /* Berechnung des neuen
Porenvolumens */
  if(Vpor[iN] <=0.0)
    Vpor[iN]=0.01*Vseg;                             /* 1% des geometr. Volumens mindestens
Porenvolumen */
  poros[iN]=Vpor[iN]/Vseg;                          /* geometrisches Volumen bleibt
konstant--> keine Quellung */
  k_neu[iN]=log(k_start)+b*log((poros[iN]/poros_0));
  k_neu[iN]=exp(k_neu[iN]);                          /*neue Permeabilitaet des Segmentes iN
*/
  m=0.0;
  for(i=1;i<=17;i++)
    m=m+mspec_alt[iN][i];                          /* Masse an Elektrolytloesung im Segment */
  rho2[iN]= m/Vpor[iN];                             /* Dichte nach Methode 2, laesst
Rueckschlusse auf Fuellungsgrad zu */
  if(t-t_alt>=del_t_print)
    printf("por %d %g %g %d %g %g %g %g %g \n",iN, t, dt,iN_vmin,
vmin,Vpor[iN],del_V, poros[iN], rho2[iN]);
  }
if(t-t_alt>=del_t_print)
  t_alt=t;
}
/* end while */
return 0;
}
```

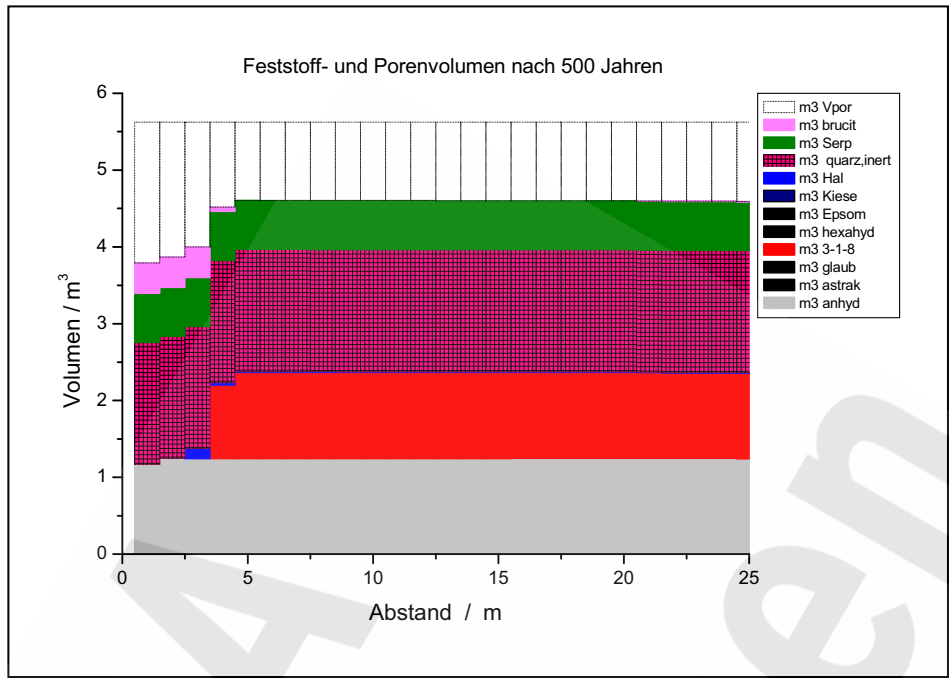


Abb. 1: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 500 Jahren (Fall 1)

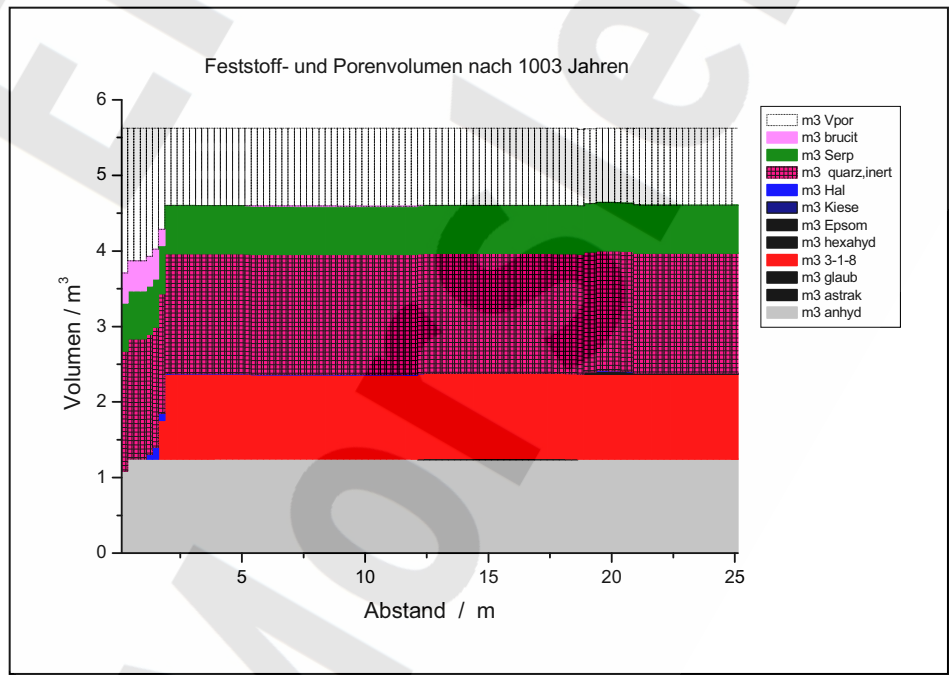


Abb. 2: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 1.003 Jahren (Fall 1)

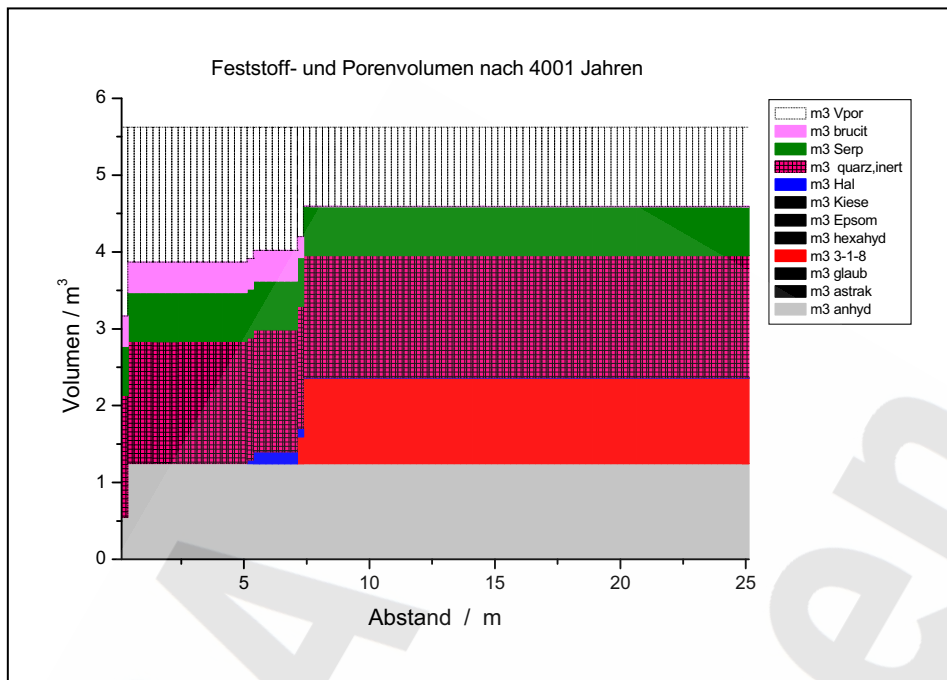


Abb. 3: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 4.001 Jahren (Fall 1)

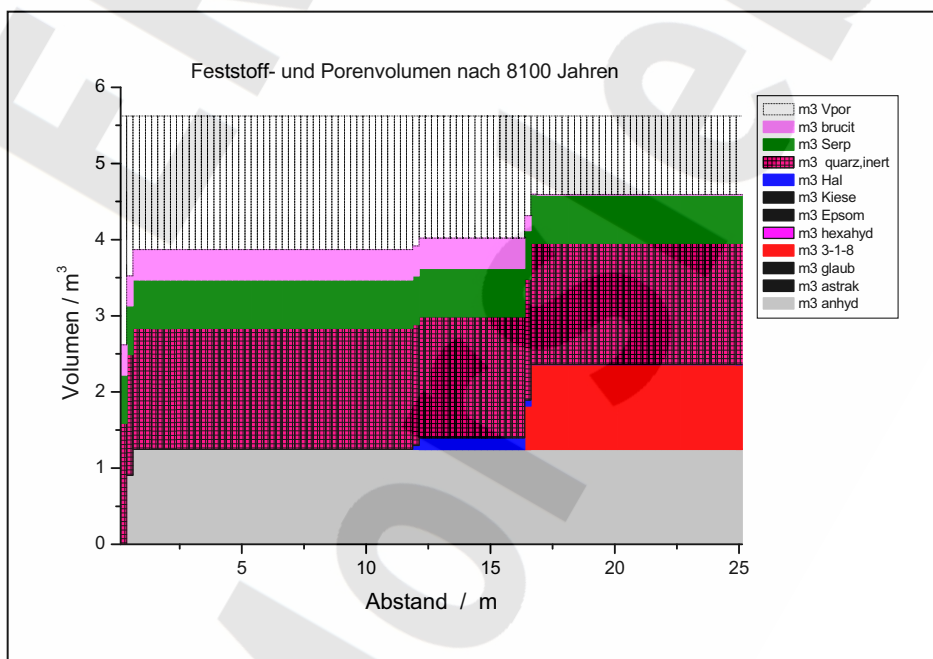


Abb. 4: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 8.100 Jahren (Fall 1)

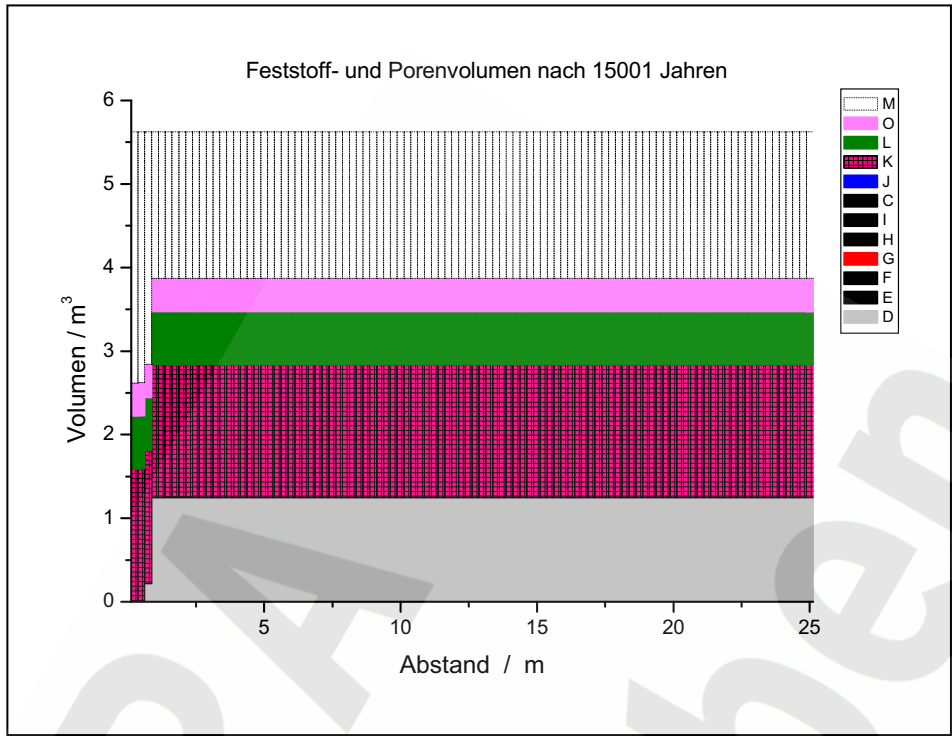


Abb. 5: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 15.001 Jahren (Fall 1)

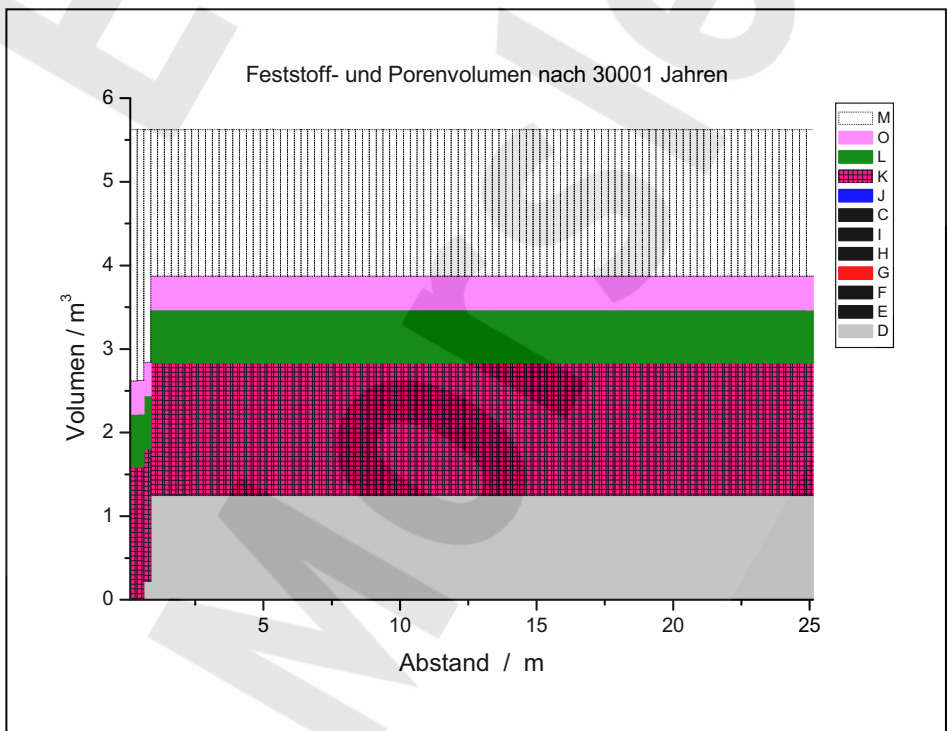


Abb. 6: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 30.001 Jahren (Fall 1)

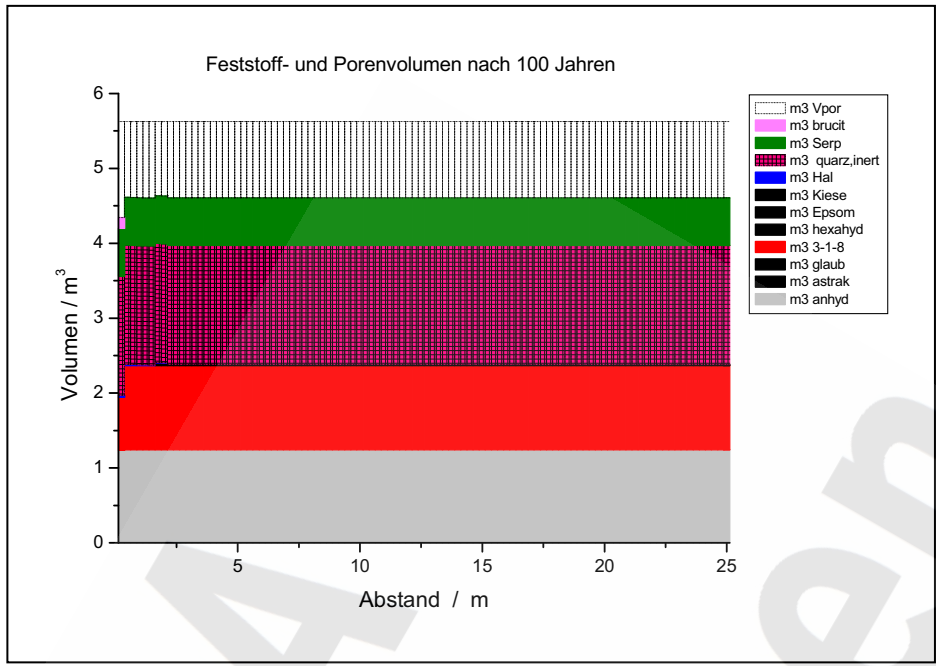


Abb. 7: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 100 Jahren (Fall 2)

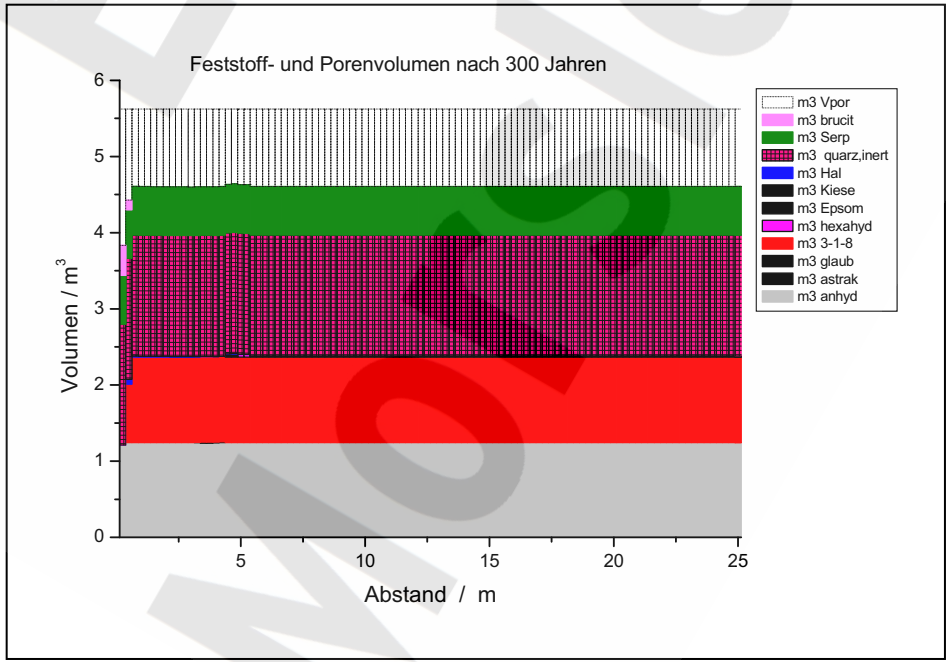


Abb. 8: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 300 Jahren (Fall 2)

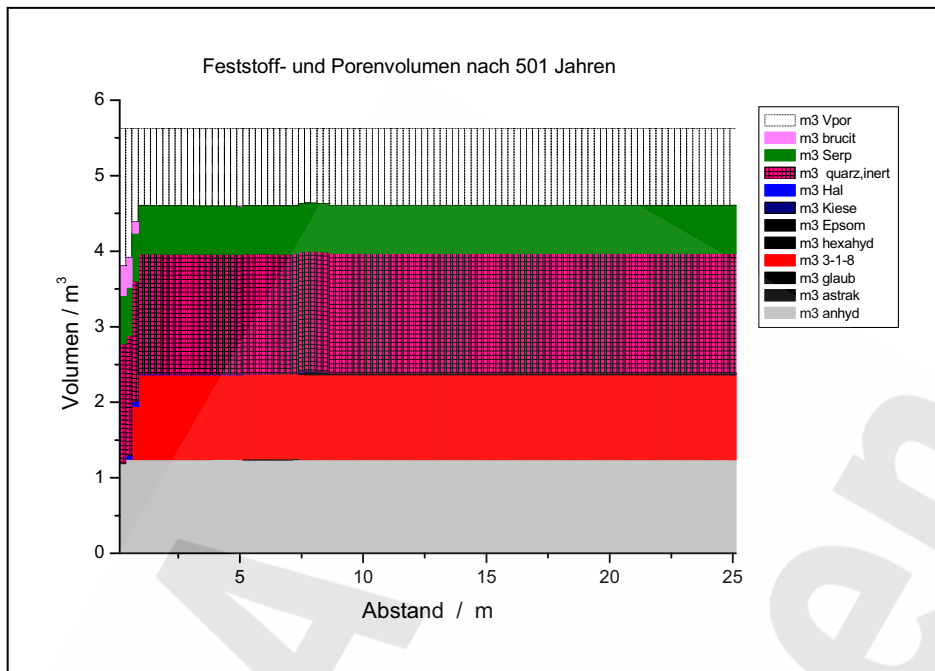


Abb. 9: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 501 Jahren (Fall 2)

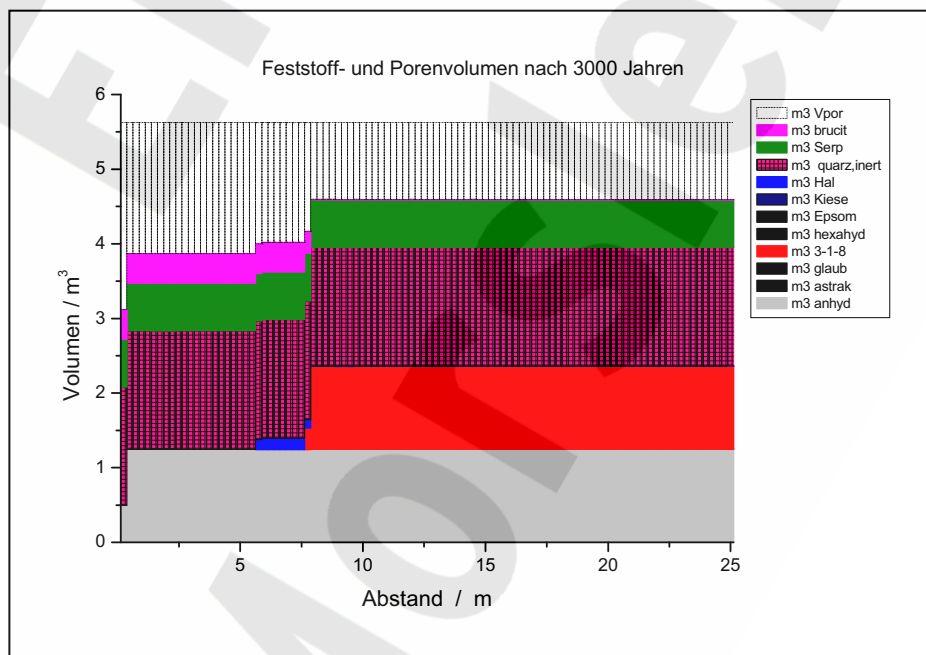


Abb. 10: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 3.000 Jahren (Fall 2)

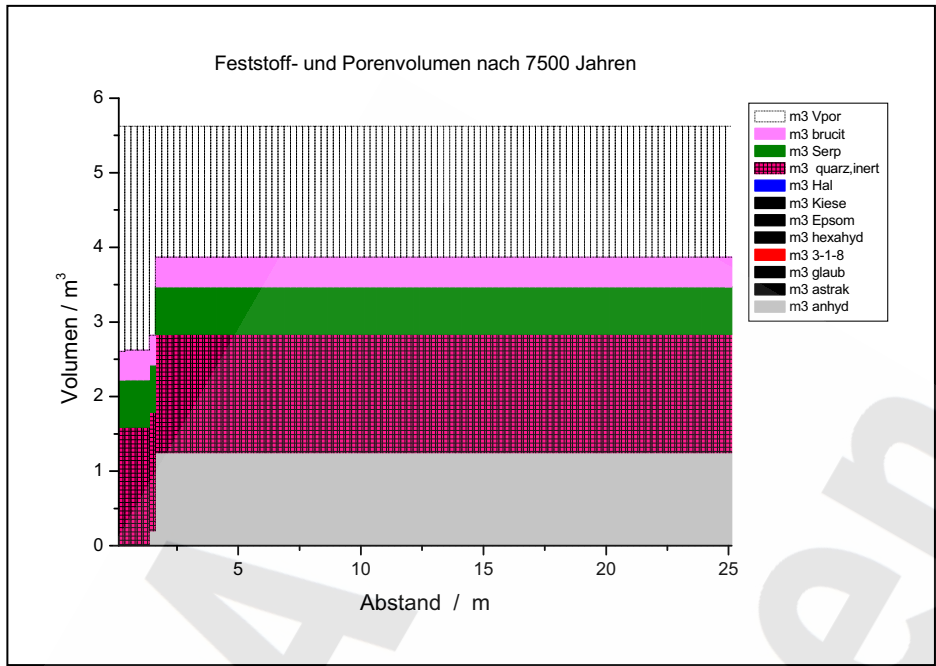


Abb. 11: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 7.500 Jahren (Fall 2)

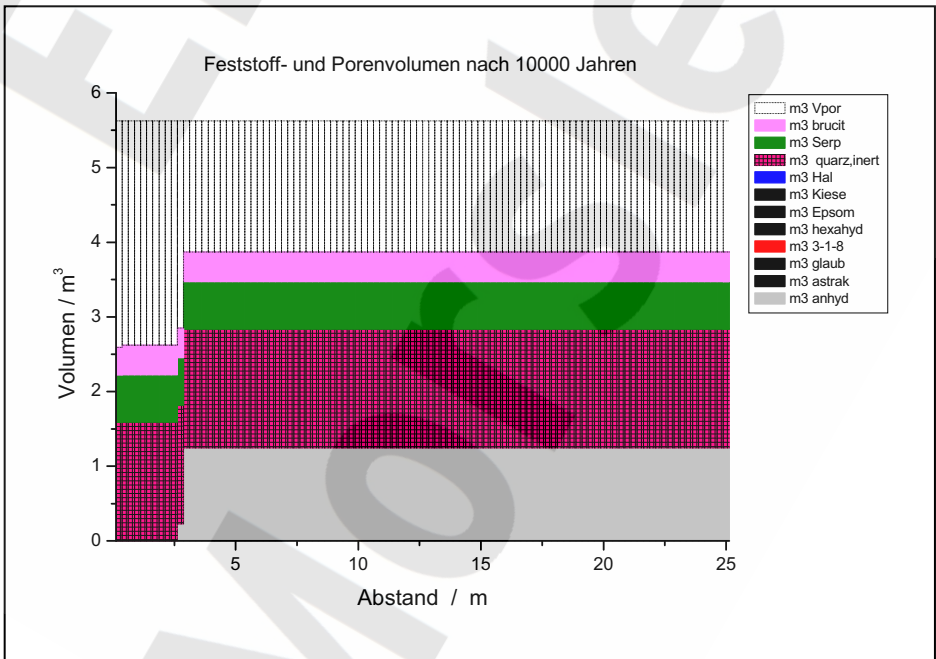


Abb. 12: Berechnete Feststoff- und Porenvolumina nach 10.000 Jahren (Fall 2)

INHALT

1. Veranlassung und Aufgabenstellung	3
2. Standortbeschreibung – Analyse der Abdichtungslokation	3
2.1 Geologische Standortverhältnisse.....	3
2.2 Gebirgsmechanische Standortverhältnisse.....	4
2.2.1 Grundspannungszustand.....	4
2.2.2 Kennwerte des Gebirges	5
2.2.2.1 Mechanische Kennwerte des Hauptanhydrits	5
2.2.2.2 Hydraulische Kennwerte des Hauptanhydrits.....	8
3. Baustoffe.....	9
3.1 Kennwerte aus Forschungsvorhaben und Technikumsversuch	9
3.2 Verformungs- und Festigkeitsuntersuchungen.....	9
3.2.1 Laboruntersuchungen zum mechanischen Verhalten des MgO-Betons DBM 2 .	10
3.2.1.1 Elastische Konstanten und Scherfestigkeit	10
3.2.1.2 Spannungs-Verformungsverhalten.....	11
3.2.2 Festigkeit auf der Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit.....	12
3.2.2.1 Prüfkörperherstellung	12
3.2.2.2 Zugfestigkeit	12
3.2.2.3 Scherfestigkeit.....	12
4. Nachweisführung	14
4.1 Gefährdungs- und Einwirkungsanalyse	14
4.2 Lastfall geflutete Grube, Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit	16
4.2.1 Vorgehensweise bei der Nachweisführung	16
4.2.2 Numerische Modellrechnungen am rotationssymmetrischen Funktionsmodell...	16
4.2.2.1 Berechnungsmodell und Berechnungsziele	16
4.2.2.2 Bewertungskriterien.....	17
4.2.2.3 Berechnungsablauf, Kennwerte und Berechnungsfälle.....	17
4.2.2.4 Berechnungsergebnisse.....	19

4.2.2.4.1	Referenzfall.....	19
4.2.2.4.2	Permeabilität des konturnahen Anhydrits	21
4.2.2.4.3	Permeabilität des Abdichtungsbauwerkes	22
4.2.2.4.4	Vorspannung des Abdichtungsbauwerkes.....	23
4.2.2.4.5	Belastungszeitraum	23
4.2.2.4.6	Kompaktionsmodul des Abdichtungsbauwerkes	24
4.2.2.5	Bewertung der Berechnungsergebnisse	25
4.2.3	Numerische Modellrechnungen am dreidimensionalen Berechnungsmodell	25
4.2.3.1	Berechnungsmodell und Berechnungsziele	25
4.2.3.2	Bewertungskriterien.....	26
4.2.3.3	Berechnungsablauf, Kennwerte und Berechnungsfälle.....	26
4.2.3.4	Berechnungsergebnisse und Bewertung der Berechnungsergebnisse.....	27
4.2.3.4.1	Fälle I bis III, 1. Bauzustand, Streckenausbruch	27
4.2.3.4.2	Fall II-a, 3. Bauzustand Fluiddruckbeaufschlagung.....	28
4.2.4	Stand sicherheitsnachweis	30
4.2.5	Zusammenfassende Einschätzung der Stand sicherheit und Gebrauchstauglichkeit	30

1. Veranlassung und Aufgabenstellung

Im Rahmen der Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtungsbauwerk im Hauptanhydrit werden vom IfG im Unterauftrag der K-UTEC folgende Aufgabenschwerpunkte bearbeitet:

- Analyse der geologischen und gebirgsmechanischen Verhältnisse an der Abdichtungslokation (Kapitel 2)
- Laboruntersuchungen zum mechanischen Verhalten des MgO-Betons und des Kontaktbereiches MgO-Beton / Hauptanhydrit (Kapitel 3)
- Ermittlung der Einwirkungen auf das Abdichtungsbauwerk und Nachweis der Standortsicherheit und Gebrauchstauglichkeit für den Lastfall geflutete Grube mit Hilfe numerischer Modellrechnungen (Kapitel 4).

2. Standortbeschreibung – Analyse der Abdichtungslokation

2.1 Geologische Standortverhältnisse

Der geplante Standort für das Abdichtungsbauwerk befindet sich auf der 4. Sohle des Ostquerschlages (-372 mNN) im Bereich der westlichen Anhydritflanke der Ostmulde zwischen Kalilagerteil E (westlich des Standortes) und den Abbauen des Ostfeldes (östlich des Standortes, Anlagen 2.1 und 2.2). Der Ostquerschlag durchörtert in diesem Bereich eine flache Großklippe des Hauptanhydrits (z3HA), der am geplanten Standort mit einer Gesamtmächtigkeit (vertikale Ausdehnung) von ca. 70 m bis 110 m ausgebildet ist (Anlage 2.3).

Im Hangenden des geplanten Standortes steht der Hauptanhydrit z3HA mit einer Mächtigkeit von ca. 55 m bis maximal 90 m an. Oberhalb des Hauptanhydrits folgen die Schichten des Anhydritmittelsalzes (z3AM), des Tonmittelsalzes/Schwadensalzes (z3TM-SS) und des Zechsteins (z4) (Anlage 2.3). Im Liegenden des Ostquerschlages steht der Hauptanhydrit z3HA bis in eine Teufe von 0 bis 40 m an. Es folgen die Schichten vom Decksteinsalz (z2DS) bis Leine-Karbonat (z3LK), das Kaliflöz Staßfurt (z2SF) und das Hauptsalz der Staßfurt-Folge (z2HS). Die horizontale Ausdehnung des Hauptanhydrits bezüglich des geplanten Standortes beträgt in nördliche Richtung ca. 200 m und in südliche Richtung mehr als 200 m.

Der Hauptanhydrit z3AH wird basierend auf sedimentären Gefügeunterschieden, die durch die Verteilung von magnesitischen Bereichen hervorgerufen werden, in 13 Einheiten (z3HA1 bis z3HA13) gegliedert [2]. Der Standort für das Abdichtungsbauwerk befindet sich im Ostquerschlag etwa im Bereich der Streckenmeter 900 m bis 1050 m. In diesem Abschnitt wurden die stratigraphischen Einheiten z3HA2 bis z3HA11 (von West nach Ost) aufgeschlossen, wobei der Flaser- und Bänderanhydrit (z3HA9) mit ca. 80 Streckenmetern am Standort am häufigsten angetroffen wird (ca. Streckenmeter 951,5 bis 1031,5 [2, 3]).

Der im Abdichtungsbereich anstehende Hauptanhydrit z3HA ist geklüftet. Die überwiegend steil einfallenden Klüfte werden i. d. R. im Abstand von einem bis mehreren Metern aufgeschlossen. Das Maximum der Kluft-Streichrichtungen liegt bei 45 Gon E / 245 Gon W und der Haupteinfallwinkel beträgt 77 Gon. Der Winkel zwischen der Achse des Hauptquerschla- ges und dem Hauptstreichen der Klüfte beträgt 40 Gon, so dass die i. d. R. geschlossenen Klüfte meist linienförmig an der Stoßoberfläche des Querschla- ges ausstreichen (Anlage 2.4, linkes Bild). Nur selten streicht eine Kluft parallel zur Stoßoberfläche aus (Anlage 2.4, rech- tes Bild). Dementsprechend wird die Klüftung die Festigkeit des Kontaktbereiches MgO- Betons/Anhydrit nicht negativ beeinflussen. Visuell (Befahrung 09.05.2007) macht der An- hydrit am Standort des Abdichtungsbauwerkes einen kompakten, festen Eindruck (Anlage 2.4).

2.2 Gebirgsmechanische Standortverhältnisse

2.2.1 Grundspannungszustand

In [4] sind Ergebnisse von Gebirgsspannungsuntersuchungen in den Bohrungen Bo 442 und Bo 449, die in den nördlichen Stoß des Ostquerschla- ges der 4. Sohle abgeteuft wurden (An- lage 2.2), zusammengestellt. Die Ansatzpunkte der Bohrungen befinden sich ca. 40 m östlich der Grenze Grauer Salzton / Hauptanhydrit, direkt im Bereich des geplanten Standortes des Abdichtungsbauwerkes.

In der Bohrung Bo 449 wurden zur indirekten Ermittlung der aktuellen minimalen und maxi- malen Spannungen Messungen nach der Überbohrmethode durchgeführt. In der Bohrung Bo 442 erfolgten Hydrofracmessungen zur Ermittlung der minimalen Spannung (kleinste Druckspannung).

Im Ergebnis von 8 Überbohrversuchen in der Bohrung Bo 449 wurden unter Berücksichti- gung elastischen Gesteinsverhaltens folgende mittlere maximale und minimale Spannungen in der Messebene senkrecht zur Bohrachse abgeleitet:

- gemittelte maximale Spannung $S_1 \approx 10,9$ MPa
- gemittelte minimale Spannung $S_2 \approx 7,4$ MPa

Die Orientierung der maximalen Hauptspannung S_1 ist annähernd vertikal (Azimut im Mittel 20°).

Die aus den Hydrofracsondierungen in der Bohrung Bo 422 aus 15 Versuchen ermittelte mittlere minimale Spannung beträgt $S_2 \approx 6,3$ MPa.

Zusammenfassend zeigen die messtechnischen Befunde, dass die annähernd vertikal aus- gerichtete maximale Spannung in der westlichen Anhydritklippe (geplanter Standort für das

Abdichtungsbauwerk) etwa dem theoretischen Überlagerungsdruck von 11 MPa entspricht. Die annähernd horizontal orientierte minimale Hauptspannung liegt mit 6,3 MPa (Hydrofractmessungen) bzw. 7,4 MPa (Überbohrversuche) unterhalb des theoretischen Überlagerungsdrucks. Die Spannungsanisotropie ist im Hauptanhydrit deutlich ausgeprägt.

2.2.2 Kennwerte des Gebirges

2.2.2.1 Mechanische Kennwerte des Hauptanhydrits

In der oberen Tabelle der Anlage 2.5 sind die in der Literatur (Unterlagen [4] bis [7], [9]) beschriebenen mechanischen Kennwerte des Hauptanhydrits, die im Folgenden erläutert werden, zusammengestellt. Weiterhin sind in der Anlage 2.5 in der unteren Tabelle die in den numerischen Berechnungen zur Nachweisführung des Kapitels 4.2 für den Hauptanhydrit angesetzten mechanischen Kennwerte dargestellt.

Elastizitätsmodul, Querdehnzahl und Dichte:

Ergebnisse von Versuchen zur Ermittlung der Gesteinssteifigkeit sind in [4] zusammengestellt. In der Bohrung Bo 449 (westliche Anhydritklippe, Abdichtungsstandort) wurden Dilatometerversuche durchgeführt und aus den in situ ermittelten Last-Deformationskurven die Elastizitätsmoduln ermittelt. Weiterhin wurden im Labor Biaxialversuche an hohlzylindrischen Prüfkörpern, die im Rahmen der Überbohrversuche in den Bohrungen Bo 447, Bo 448 (östliche Anhydritklippe, Anlage 2.2) und Bo 449 gewonnen wurden, durchgeführt.

Im Ergebnis der Laborversuche an den hohlzylindrischen Prüfkörpern wurden folgende Mittelwerte für den Elastizitätsmodul ermittelt.

- $E = 62,3 \text{ GPa}$, Bo 447 (Mittelwert aus 6 Versuchen),
- $E = 60,5 \text{ GPa}$, Bo 448 (Mittelwert aus 9 Versuchen),
- $E = 63,0 \text{ GPa}$, Bo 449 (Mittelwert aus 3 Versuchen).

Für den Hauptanhydrit der westlichen Anhydritklippe wurden aus den Dilatometerversuchen bei Annahme einer Querdehnzahl von 0,27 Elastizitätsmodule zwischen 21,3 GPa und 27,1 GPa abgeleitet. Der Mittelwert aus 5 Versuchen beträgt $E = 25,5 \text{ GPa}$.

Die aus den Dilatometerversuchen abgeleitete Gebirgssteifigkeit ist deutlich geringer, als die in den Laborversuchen ermittelte Gesteinssteifigkeit. Die Ursache dafür besteht vermutlich darin, dass die Last bei den Dilatometerversuchen schräg zum Streichen der Klüfte aufgegeben wurde (Lage der Bohrung Bo 449), während die Laborversuche an ungeklüfteten Prüfkörpern durchgeführt wurden.

In [9] sind die Ergebnisse für die mittleren Elastizitätsmodule, die im Rahmen von einaxialen und triaxialen Druckversuchen bestimmt wurden, zusammengestellt. Die mittleren Elastizitätsmodule betragen:

- $E_{HA5} = 53,35$ (einaxialer Versuch)
- $E_{HA5} = 62,34$ (triaxialer Versuch)
- $E_{HA6} = 51,52$ (einaxialer Versuch)
- $E_{HA6} = 73,94$ (triaxialer Versuch)
- $E_{HA8} = 53,58$ (einaxialer Versuch, Bohrung 306)
- $E_{HA8} = 69,64$ (triaxialer Versuch, Bohrung 306)
- $E_{HA8} = 51,35$ (einaxialer Versuch, Bohrung 311)
- $E_{HA8} = 66,35$ (triaxialer Versuch, Bohrung 311)
- $E_{HA9} = 56,83$ (einaxialer Versuch)
- $E_{HA9} = 72,93$ (triaxialer Versuch)
- $E_{HA11} = 45,07$ (einaxialer Versuch)
- $E_{HA11} = 63,60$ (triaxialer Versuch)

Folgende Querdehnzahlen wurden in den Versuchen ermittelt.

- $\nu_{HA5} = 0,29$
- $\nu_{HA8} = 0,30$
- $\nu_{HA11} = 0,32$

In numerischen Modellrechnungen der BGR wird für den Elastizitätsmodul mit folgender Begründung ein Wert von 30 GPa angenommen [5]. „Da der Hauptanhydrit als kompaktes homogenes Gestein modelliert wird, jedoch tatsächlich bereichsweise geklüftet ist, kann nur ein erheblich reduzierter Wert der an ungeklüfteten Gesteinsproben im Labor ermittelten Steifigkeit das geomechanische Verhalten des Anhydrits wiedergeben. Daher wird konservativ die experimentell für den Nachbruchbereich ermittelte Steifigkeit von Hauptanhydrit verwendet.“

Ergebnisse von Untersuchungen zur Dichte des Hauptanhydrit z3HA11 sind in [6] dargestellt. Die Prüfkörper wurden aus dem Bohrkern der Bohrung RB 306, die im kompakten Anhydrit auf der 506 m Sohle im Ostfeld abgeteuft wurde [6], gewonnen. Im Ergebnis von 12 Versuchen wurde für den Hauptanhydrit z3HA11 eine mittlere Dichte von $\rho = 2830 \text{ kg/m}^3$ ermittelt. In weiteren Versuchen an Proben aus dem Bohrkern der Bohrung RB 306 im Bereich des Hauptanhydrits z3HA6 wurde eine mittlere Dichte von 2950 kg/m^3 bestimmt (Mittelwert aus 11 Versuchen) [7].

Weiterhin sind in [9] Ergebnisse für mittlere Dichten für den Hauptanhydrit HA5, HA8 und HA9 zusammengestellt. Die mittleren Dichten betragen $\rho = 2940 \text{ kg/m}^3$ (HA5),

$\rho = 2940 \text{ kg/m}^3$ (HA8, Bohrung 306), $\rho = 2890 \text{ kg/m}^3$ (HA9, Bohrung 311) und $\rho = 2930 \text{ kg/m}^3$ für den Hauptanhydrit HA9.

In Anlehnung an die Versuchsergebnisse wird in den numerischen Berechnungen des Kapitels 4.2 eine Querdehnzahl von $\nu = 0,3$ und eine Dichte von $\rho = 2,9 \text{ g/cm}^3$ angesetzt. Der Elastizitätsmodul wurde mit $E = 30 \text{ GPa}$ ca. halb so groß, wie im Ergebniss der Laboruntersuchungen ermittelt wurde, angenommen. Mit dieser Abminderung wird in konservativer Weise berücksichtigt, dass im Gebirge im Abstand von einem bis mehreren Metern Klüfte aufgeschlossen wurden. Weiterhin ist eine Reduzierung des Elastizitätsmoduls im konturnahen Bereich denkbar ist.

Bruchverhalten des Anhydrits:

In [9] sind die Ergebnisse von Festigkeitsuntersuchungen, die an Prüfkörpern des Hauptanhydrits HA5, HA6, HA8, HA9 und HA11 durchgeführt wurden, zusammengestellt. Die Bruch- und Restfestigkeiten sind in den Anlagen 2.6 und 2.7 für die einzelnen Zonen dargestellt. Für die Gesamtheit aller Versuche können folgende mittlere Festigkeitsparameter abgeleitet werden (Anlage 2.8):

Bruchfestigkeit:

- Kohäsion $c = 22,8 \text{ MPa}$
- Reibungswinkel $\phi = 40^\circ$

Restfestigkeit:

- Kohäsion $c = 2,4 \text{ MPa}$
- Reibungswinkel $\phi = 44^\circ$.

Parameter für die Festigkeit auf den Klüften des Anhydrits liegen nicht vor. In [5], Gebirgsmechanische Beurteilung der Integrität der Salzbarriere in der Schachanlage Bartensleben, wird die Problematik folgendermaßen gelöst:

„Im Hinblick auf die in situ anzutreffende Gebirgsklüftigkeit und die damit verbundene Reduzierung der Verbandsfestigkeit gegenüber der Festigkeit des ungeklüfteten kompakten Gesteins werden nur die im Labor an ungeklüfteten Prüfkörpern ermittelten Nachbruchfestigkeiten im Sinne einer konservativen Betrachtungsweise verwendet.“

In Analogie zum o. g. Vorgehen wird in den numerischen Berechnungen des Kapitels 4.2 für die Gesteinsfestigkeit des Hauptanhydrits eine Kohäsion von $c = 22,8 \text{ MPa}$ und ein Reibungswinkel von $\phi = 40^\circ$ (Mohr-Coulomb) angesetzt. Die Klüfte werden im Berechnungsmodell verschmiert berücksichtigt. Für die Hauptkluftrichtung (77 Gon einfallend, 40 Gon zur

Streckenachse) wird die in den Laborversuchen ermittelte Restfestigkeit von $c_r = 2,4$ MPa und $\phi_r = 44^\circ$ angenommen.

Die Ergebnisse von Spaltzugversuchen zur Bestimmung der indirekten Zugfestigkeit sind in [9] zusammengestellt. Folgende mittlere Spaltzugfestigkeiten wurden bestimmt:

- $\sigma_{z,HA5} = 5,46$ MPa (keine Schichtung festgestellt)
- $\sigma_{z,HA6} = 5,26$ MPa (parallel zur Schichtung)
- $\sigma_{z,HA8} = 6,20$ MPa (Bohrung 306, keine Schichtung festgestellt)
- $\sigma_{z,HA8} = 6,07$ MPa (Bohrung 311, parallel zur Schichtung)
- $\sigma_{z,HA8} = 5,22$ MPa (Bohrung 311, senkrecht zur Schichtung)
- $\sigma_{z,HA9} = 4,80$ MPa (Ausbildung der Schichtung nicht eindeutig)
- $\sigma_{z,HA11} = 3,74$ MPa (keine Schichtung festgestellt)

Bei den Versuchen am HA8 aus der Bohrung 311, bei denen die Schichtung berücksichtigt werden konnte, wurde die Erwartung höherer Zugfestigkeiten senkrecht zur Schichtung nicht bestätigt.

In den numerischen Berechnungen des Kapitels 4.2 wird eine Zugfestigkeit für das Anhydritgestein von $\sigma_z = 3,0$ MPa angesetzt. Dieser Wert errechnet sich aus dem Mittelwert der o. g. Festigkeiten (5,25 MPa) abgemindert um einen Faktor von 0,9 für die Übertragung von Spaltzugfestigkeiten zu zentrischen Zugfestigkeiten [1] und unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes von 1,5.

Ergebnisse von Zugfestigkeitsuntersuchungen auf den Klüften des Anhydrits liegen nicht vor. Für die Zugfestigkeit wird in den numerischen Berechnungen des Kapitels 4.2 konservativ ein Wert von 0,2 MPa angenommen.

2.2.2.2 Hydraulische Kennwerte des Hauptanhydrits

Der Anhydrit im ERAM ist geklüftet. Während das kompakte Gestein Permeabilitäten von $k \leq 1 \cdot 10^{-20}$ m² aufweist, sind die Klüfte deutlich höher permeabel. Da die Heterogenität im Meter- bis Zehnermeterbereich auftritt [8], sind zur Ermittlung repräsentativer Gebirgspermeabilitäten Messungen über sehr große Prüfabschnitte erforderlich.

Diesen Umstand berücksichtigend wurden von der BGR hydraulische Bohrlochtests im Anhydrit des Ostfeldes (überwiegend auf der 4. Sohle) über Intervalllängen von ca. 200 bis 300 m durchgeführt [8]. Die Lage der Bohrungen ist in der Abbildung 2.9 dargestellt. Folgende Gebirgspermeabilitäten wurden ermittelt:

- Bohrung RB 601, $k < 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 255 m (Porosität bei der Auswertung 0,5%),
- Bohrung RB 602, k ca. $1 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ bis k ca. $1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 193 m,
- Bohrung RB 603, $k < 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 289 m,
- Bohrung RB 604, $k < 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 310 m,
- Bohrung RB 606, $k = 2 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 247 m,
- Bohrung RB 607, k ca. $1 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 223 m,
- Bohrung RB 608, $k < 2 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 333 m,
- Bohrung RB 611, $k < 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 235 m,
- Bohrung RB 613, $k < 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Intervalllänge ca. 302 m.

In 4 Bohrungen wurden mit $k < 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ Permeabilitäten in der Größenordnung der Gesteinspermeabilität ermittelt. Besonders erwähnenswert ist die in der Bohrung RB 606 ermittelte Gebirgspermeabilität von $k = 2 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$, da die Bohrung dem Standort am nächsten und annähernd parallel zu diesem abgeteuft wurde (Anlage 2.9). Die höchste Permeabilität von k ca. $1 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ wurde in der Bohrung RB 607 im Hauptanhydrit südöstlich des Ostfeldes ermittelt.

3. Baustoffe

3.1 Kennwerte aus Forschungsvorhaben und Technikumsversuch

Folgende Kennwerte wurden aus dem FuE - Projekt „Weiterentwicklung von Magnesiabindern von der Strömungsbarriere hin zu einem Verschlussbauwerk im Salinar“ für den MgO-Beton DBM 2 abgeleitet:

- Rohdichte (Mittelwert aus 6 Versuchen): $\rho = 2,17 \text{ g/cm}^3$
- Sättigung mit Lauge (Mittelwert aus 6 Versuchen): $s = 77,7 \%$ → numerische Berechnungen $s = 75 \%$
- Porosität (Mittelwert aus 6 Versuchen): $n = 18,7\%$ → numerische Berechnungen $n = 19 \%$
- Zugfestigkeit (Mittelwert aus 3 Versuchen): $\sigma_z = 4,8 \text{ MPa}$ → numerische Berechnungen unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes von 2 (geringe Versuchsanzahl) $\sigma_z = 2,4 \text{ MPa}$

3.2 Verformungs- und Festigkeitsuntersuchungen

Am IfG wurden Laboruntersuchungen zum mechanischen Verhalten des MgO-Betons DBM 2 und des Kontaktbereiches MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit durchgeführt. Die Untersuchungen dienen der Kennwertbestimmung zur Beschreibung des Materialverhaltens in den

numerischen Berechnungen zur Nachweisführung im Kapitel 4.2. In der Anlage 3.1 sind die in den numerischen Berechnungen angesetzten Parameter zusammengestellt.

3.2.1 Laboruntersuchungen zum mechanischen Verhalten des MgO-Betons DBM 2

Das Laborprogramm am MgO-Beton DBM 2 umfasste Untersuchungen zur Ermittlung der elastischen Konstanten, der Scherfestigkeit und des Spannungs-Verformungsverhaltens bei Erstbelastung. Das abgebundene Versuchsmaterial wurde dem IfG vom Auftraggeber K-UTEC in Kunststoffrohren zur Verfügung gestellt. Am IfG erfolgte die Prüfkörperherstellung durch mechanische Bearbeitung.

3.2.1.1 Elastische Konstanten und Scherfestigkeit

Verfahrensbeschreibung

Für die Ermittlung der elastischen Konstanten und der Scherfestigkeit des MgO-Betons wurden triaxiale Druckversuche mit einer servohydraulischen Prüfmaschine (Hersteller Schenk/Trebel), die in Kraft- und Verformungsregelung betrieben werden kann, durchgeführt.

Der Elastizitätsmodul wird aus dem Anstieg der Spannungs-Verformungskurve, der nach 2 Hysteresen bei einem Axialspannungsniveau von 10 MPa ermittelt wird, abgeleitet. Die Versuche werden mit einer Belastungsrate von 0,1 MPa/s und einem Manteldruck von 10 MPa durchgeführt.

Zur Ermittlung der Scherfestigkeit werden triaxiale Druckversuche unter Variation des Manteldrucks durchgeführt, bei denen die Proben bei einer Verformungsrate von $2,5 \cdot 10^{-5}$ 1/s bis zum Versagen belastet werden. Die Scherfestigkeitsparameter (Reibungswinkel, Kohäsion, einaxiale Druckfestigkeit) werden aus der Bruchspannungs-Manteldruck-Kurve (σ_1 - σ_3 -Diagramm), die sich aus den Wertepaaren der Einzelversuche ergibt, abgeleitet.

Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse sind in der Anlage 3.2 zusammengestellt. Der mittlere Elastizitätsmodul (Mittelwert aus 8 Versuchen) beträgt 20,4 GPa und die mittlere Querdehnzahl beträgt 0,22.

Aus den Festigkeitsuntersuchungen wurde für den MgO-Beton DBM 2 ein Reibungswinkel von $\phi = 27,4^\circ$ und eine Kohäsion von $c = 16,8$ MPa abgeleitet. Die einaxiale Druckfestigkeit ist mit $\sigma_D = 55,3$ MPa im Vergleich zu der an den Stirnflächen der Abdichtung maximal angreifenden Fluidruckbelastung von 6 MPa sehr hoch.

3.2.1.2 Spannungs-Verformungsverhalten

Verfahrensbeschreibung

Wie im Kapitel 3.2.1.1 erläutert, erfolgte die Bestimmung der Elastizitätsmodule bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten bei einem Spannungsniveau von 10 MPa nach mehreren im Versuch gefahrenen Hysteresen. Die so ermittelten Verformungsmodule sind als Eingangsgrößen für numerische Modellberechnungen nur bedingt geeignet, da die In-situ-Randbedingungen (geringes Effektivspannungsniveau, Erstbelastung des Damms durch das Fluid, geringe Belastungsgeschwindigkeit) nur unzureichend erfasst, und so zu hohe Steifigkeiten angesetzt werden.

Um den In-situ-Randbedingungen bei der Ermittlung des Spannungs-Verformungsverhaltens besser gerecht zu werden, wurden Triaxialversuche unter isotroper Belastung bei geringen Belastungsraten von 0,005 MPa/s und 0,1 MPa/s durchgeführt. Bei den Spannungsniveaus 1 MPa, 2 MPa, 5 MPa, 10 MPa und 15 MPa wurden Hysteresen gefahren. Als Eingangsparameter für die numerischen Modellrechnungen wird der Kompaktionsmodul bei Erstbelastung aus den Spannungs-Volumenverformungskurven abgeleitet.

Versuchsergebnisse

Die Kurven der Einzelversuche enthalten die Anlagen 3.3 und 3.4. Die daraus abgeleiteten Werte für die Anfangskompaktionsmodule sind in der Anlage 3.5 zusammengestellt. Zusammenfassend ergibt sich aus den Versuchen folgendes Bild:

- Die Kurven weisen trotz der gefahrenen Hysteresen einen weitgehend geschlossenen Kurvenverlauf auf, was auf nur geringe plastische Volumenverformungsanteile schließen lässt. Dementsprechend ist der Ansatz elastischen Materialverhaltens unter Berücksichtigung der Festigkeiten nach Mohr-Coulomb für den DBM 2 in den numerischen Berechnungen gerechtfertigt.
- Der Einfluss der Belastungsrate ist für die hier gefahrenen geringen Raten von 0,005 MPa/s und 0,1 MPa/s nicht mehr signifikant ausgeprägt (Anlage 3.5, untere beide Zeilen).
- Mit zunehmendem Spannungsniveau ist eine Versteifung und damit eine Erhöhung des Kompaktionsmoduls zu beobachten (Zeile Mittelwerte aller Versuche der Anlage 3.5 → $K_A = 1,3$ GPa bei 1 MPa isotroper Spannung, $K_A = 3,1$ GPa bei 15 MPa isotroper Spannung). Zur Bestimmung des Kompaktionsmoduls als Eingangsparameter für die numerischen Berechnungen in Kapitel 4.2 werden nur die für die Spannungsniveaus von 1 MPa bis 5 MPa ermittelten Anfangskompaktionsmodule herangezogen, da mit höheren Effektivspannungen im MgO-Beton bei den im ERAM zu erwartenden Belastungen nicht zu rechnen ist. Unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbei-

wertes von 1,5 wurde für den Referenzfall der numerischen Berechnungen ein Kompressionsmodul von 1 GPa abgeleitet ($((1,3+1,4+2,1)/3)/1,5 = 1,06$ GPa). Der Kompressionsmodul wird in den numerischen Berechnungen zwischen 0,5 GPa und 1 GPa variiert (Anlage 3.1).

3.2.2 Festigkeit auf der Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit

3.2.2.1 Prüfkörperherstellung

Für die Prüfkörperherstellung wurde dem IfG vom BfS Kernmaterial aus einer 1995 in den Hauptanhydrit (z3HA9) des Ostquerschlages der –231 m NN Sohle abgeteufte Bohrung zur Verfügung gestellt.

Aus den Kernen wurden beim IfG ca. 20 cm lange Zylinder gesägt und anschließend mit Hammer und Meißel eine Bruchfläche erzeugt (Anlage 3.6, linkes und mittlere Bilder). Die Teilstücke wurden bei der K-UTEC mit Kunststoffrohren ummantelt, so dass der MgO-Beton auf die Bruchfläche aufbetoniert werden konnte. Nach ca. 28 Tagen wurden die Prüfkörper beim IfG ausgeschalt und die Oberflächen mechanisch nachbearbeitet (Anlage 3.6, rechtes Bild, fertiger Prüfkörper).

3.2.2.2 Zugfestigkeit

Verfahrensbeschreibung

Die Zugversuche an der Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit wurden mit einer servohydraulischen Prüfmaschine SHM 250 durchgeführt. Dazu wurden die Prüfkörper (Anlage 3.7, linkes, oberes Bild) zwischen zwei Stahlplatten der Maschine geklebt und die Proben anschließend mit einer Verformungsrate von $5 \cdot 10^{-6}$ 1/s axial bis zum Zugbruch belastet (Anlage 3.7, rechtes, oberes Bild).

Versuchsergebnisse

Im Ergebnis der Untersuchungen wurde für die Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit eine mittlere Zugfestigkeit von 0,28 MPa (Mittelwert aus 5 Versuchen) ermittelt (Anlage 3.7). Bei allen Versuchen versagte die Probe direkt auf der Kontaktfläche. Unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes von 1,5 wurde in den numerischen Berechnungen (Kapitel 4.2) für die Kontaktfläche eine Zugfestigkeit von $\sigma_z = 0,19$ MPa angesetzt.

3.2.2.3 Scherfestigkeit

Verfahrensbeschreibung

Für die Durchführung der Scherversuche ist am Institut für Gebirgsmechanik Leipzig GmbH ein modernes Schergerät der Fa. MTS Systems verfügbar, mit dem aufgrund der automatisierten Steuerungs- und Regelungsmöglichkeiten auch neue, von standardisierten Versuchen abweichende, Tests an orientierten Trennflächen, aber auch an intakten Proben, durch-

geführt werden können. Es besteht aus einem zweiachsigen Versuchsaufbau mit vertikaler und horizontaler Krafteinleitung bzgl. der Trennfläche entsprechend einer Normal- (σ_n) und Schubspannung (τ), einer zweiteiligen Scherbox sowie einer servohydraulischen Regeleinheit für zwei Kanäle (vertikal und horizontal), die jeweils kraft- oder weggesteuert sein können.

Der Versuchsaufbau ist in der Abbildung 3.8 dargestellt. Im vorderen Teil befindet sich ein steif ausgebildeter viersäuliger Lastrahmen, der zur Aufnahme und zur vertikalen Belastung der zweiteiligen Scherbox durch den oberen Hydraulikzylinder (bis zu 500 kN Axialkraft) dient. Seitlich angeflanscht ist ein stabiler Tisch, auf dem ein Horizontalzylinder (250 kN Druck und 160 kN Zug) in einem horizontalen Kraftrahmen zur Aufbringung der seitlichen Scherkraft angeordnet ist.

Die obere Scherbox ist durch den horizontalen Lastrahmen so fixiert, dass freie Verdrehungen in einem Kippbereich von ca. 2° um die Horizontalachsen, bezogen auf den Schermittelpunkt, möglich sind. Während die gesamte Scherbox vertikal mit Druck beaufschlagt wird, kann die untere Box horizontal unter der Auflast verschoben werden. Sie wird dabei über eine mechanisch hochwertige Linearführung reibungsarm geführt.

Während der Belastung wird über vier an den Ecken der Scherbox befindliche Wegaufnehmer die vertikale und über zwei horizontal angeordnete Messaufnehmer die horizontale Verschiebung der Boxen zueinander (und somit auch eine mögliche Verkippung) gemessen.

Als Proben können standardmäßig sowohl zylindrische Proben (Bohrkerne) oder auch quaderförmige Probenkörper und irreguläre Probenkörper bis zu einer maximalen Größe von $200 \times 200 \times 300 \text{ mm}^3$ eingesetzt werden. Voraussetzung für eine exakte Bestimmung des Scherwiderstandes ist eine hinreichend steife Fixierung der Proben. Hierfür wird die Probe zunächst so ausgerichtet, dass die Wirkungslinie der Scherkraft (τ_T) in der zu untersuchenden Trennfläche liegt und die Wirkungslinie der Normalspannung (σ_n) senkrecht zu dieser Fläche orientiert ist. Anschließend werden die Scherkästen in zwei Schritten mit einem hochfesten Ankermörtel ausgegossen, so dass in der Prüfkörpermitte ein ca. 2,5 cm breiter Bereich verbleibt, welcher der Scherung ausgesetzt werden kann (siehe Anlage 3.8).

Nach Aufgabe der normalen Vertikalbelastung (σ_n) wird der Prüfkörper unter Vorgabe einer definierten Verschiebungsrate von 0,002 mm/s mit entsprechender Erhöhung der Horizontalkraft (τ_T) durchschert und bis in den Restscherfestigkeitsbereich verformt. Als Messparameter werden während der Scherung neben den Prüfkraften in vertikaler und horizontaler Rich-

tung (jeweils über Kraftmessdosen) die Horizontalverschiebung (2 Wegaufnehmer) sowie die vertikale Probenverschiebung der beiden Scherkästen zueinander (4 Wegaufnehmer) gemessen.

Versuchsergebnisse

Aus den in der Anlage 3.9 dargestellten Versuchsergebnissen wurden die Scherfestigkeitsparameter Kohäsion $c = 0,29$ MPa und Reibungswinkel $\phi = 70^\circ$ abgeleitet.

Die Versuchsergebnisse weisen eine breite Streuung auf. So wurden beispielsweise bei einem Normalspannungsniveau von 1 MPa Schubfestigkeiten von $\tau = 4,3$ MPa und von $\tau = 1,7$ MPa ermittelt. In der Anlage 3.9 sind neben der mittleren im Labor ermittelten Scherfestigkeit (rote Gerade, alle Versuche) die höherfesten und weniger festen Versuche farblich getrennt (blaue und grüne Symbole) gekennzeichnet. Weiterhin sind für zwei Beispiele die Probenhälften nach dem Abscheren dokumentiert. Bei den Versuchen mit den geringeren Festigkeiten haben die Proben direkt auf der in diesen Versuchen vergleichsweise ebenen Kontaktfläche versagt (rechte Bilder). Die Versagensfläche der höherfesten Prüfkörper befindet sich zum Teil direkt auf der Kontaktfläche und zum Teil im Hauptanhydrit (Anlage 3.9, obere Bilder) oder MgO-Beton. Aufgrund der Unebenheit der Kontaktfläche war ein Gleiten auf der Kontaktfläche nur möglich, wenn bereichsweise Anhydrit oder MgO-Beton zerstört wurde.

Zusammenfassend wird eingeschätzt, dass die in den Laborversuchen ermittelte Scherfestigkeit gegenüber den In-situ-Verhältnissen konservativ ist. Während die Unebenheiten bei den kleinen Prüfkörpern wenige Millimeter bis Zentimeter betragen (Anlage 3.6), ist in situ auffahrungsbedingt mit Unebenheiten in der Größenordnung von Dezimetern zu rechnen. Ein Gleiten des Abdichtungsbauwerkes setzt dementsprechend nicht nur die Überschreitung der im Labor an maßstäblich kleinen vergleichsweise ebenen Proben ermittelte Scherfestigkeit der Kontaktfuge voraus, sondern bedingt zumindest bereichsweise auch die Zerstörung (Festigkeitsüberschreitungen) des MgO-Betons oder des Anhydrits.

4. Nachweisführung

4.1 Gefährdungs- und Einwirkungsanalyse

Die Gefährdungs- und Einwirkungsanalyse durch das IfG beschränkt sich auf mechanische Einwirkungen auf das Bauwerk nach seiner Fertigstellung (keine Betrachtung möglicher Beanspruchungen während der Bauwerksherstellung und keine Berücksichtigung möglicher chemischer Beanspruchungen durch die anstehenden Lösungen).

Für den Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Abdichtungsbauwerkes (Kapitel 4.2) werden die Lastfälle „geflutete Grube“ und „trockene Grube“ betrachtet.

Der Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit einer temporären Abdichtung für den Lastfall weitgehend instantane Flutung ist nicht Gegenstand der Bearbeitung durch das IfG.

Lastfall geflutete Grube:

Der maximal einseitig anstehende Laugendruck für den Lastfall geflutete Grube beträgt 6 MPa. Die Fluidrucksteigerung erfolgt linear über einen Zeitraum von ≥ 50 Jahren.

Lastfall trockene Grube:

Für den Lastfall trockene Grube ist als Einwirkung lediglich der Gebirgsdruck zu betrachten. Die Gebirgsdruckentwicklung kann über den langen Betrachtungszeitraum nur schwer belastbar eingeschätzt werden. Deshalb werden 2 Extremfälle betrachtet.

Fall 1:

Unter der Annahme, dass der Anhydrit nicht kriecht, sondern sich elastio-plastisch verhält, wirkt auf das Abdichtungsbauwerk kein Gebirgsdruck. Dementsprechend sind für den Lastfall keine Nachweise zu führen.

Fall 2:

Unter der Annahme, dass der Versatz der Grubenbaue des ERAM langfristig zu Spannungsumlagerungen führt, ist eine dreidimensionale Einspannung des Abdichtungsbauwerkes wahrscheinlich. Im ungünstigsten, jedoch nur theoretisch denkbaren Fall, wird der Betonkern einaxial mit dem theoretischen Überlagerungsdruck von 11 MPa beansprucht (praktisch wird sich infolge behinderter Dehnung immer ein dreidimensionaler Spannungszustand einstellen). Der Nachweis des Erhalts der Einbaupermeabilität für den Lastfall trockene Grube ist demnach geführt, wenn die einaxiale Druckfestigkeit des MgO-Betons größer ist, als der theoretische Überlagerungsdruck von 11 MPa.

Aus den Festigkeitsuntersuchungen des Kapitels 3.2 wurde für den MgO-Beton eine einaxiale Druckfestigkeit von $\sigma_D = 55,3$ MPa abgeleitet. Dieser Wert ist deutlich größer, als der Überlagerungsdruck von 11 MPa, so dass für den Lastfall trockene Grube keine relevanten Einwirkungen abzuleiten und dementsprechend keine Nachweise zu führen sind.

4.2 Lastfall geflutete Grube, Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit

4.2.1 Vorgehensweise bei der Nachweisführung

Funktionsfähigkeit

Mit dem Nachweis der Funktionsfähigkeit soll gezeigt werden, dass sich die beim Einbau erreichte Permeabilität des Abdichtungssystems infolge der mechanischen Belastungen aus dem Gebirge und dem Fluiddruck nicht verschlechtert.

Dazu werden in den Kapiteln 4.2.2 und 4.2.3 mechanisch-hydraulisch gekoppelte Berechnungen durchgeführt, in denen die Belastungen aus dem Fluiddruck und dem Gebirge simuliert werden. Die Berechnungen starten nachdem die Einflüsse aus Temperatur und Quellen weitgehend abgeklungen sind. Aussagen zur Funktionsfähigkeit (Erhalt der Einbaupermeabilität) werden aus den im Verlauf der Berechnungen auftretenden Beanspruchungen abgeleitet. Werden im Verlauf der Berechnungen keine Überschreitungen der Bruchfestigkeiten im konturnahen Gebirge, im Baustoff und im Kontaktbereich ausgewiesen, wird geschlussfolgert, dass auch keine Erhöhung der Permeabilität zu erwarten ist, so dass der Nachweis der Funktionsfähigkeit damit geführt ist.

Standsicherheit

Der Nachweis der Standsicherheit ergibt sich aus den Ergebnissen der numerischen Berechnungen der Kapitel 4.2.2 und 4.2.3 durch die Auswertung der Axialverschiebungen. Ergänzend wird eine analytische Abschätzung unter Berücksichtigung der für den Kontaktbereich ermittelten Festigkeit und der Bauwerksgeometrie durchgeführt.

4.2.2 Numerische Modellrechnungen am rotationssymmetrischen Funktionsmodell

4.2.2.1 Berechnungsmodell und Berechnungsziele

Die gekoppelten mechanisch-hydraulischen Berechnungen wurden mit dem in der Anlage 4.1 dargestellten rotationssymmetrischen Funktionsmodell durchgeführt. Das Modell umfasst in der Breite 50 m und in Achsrichtung 120 m. Abgebildet sind fluiddruckseitig die ersten beiden 30 m langen Dichtelemente (Durchmesser 5 m), die Widerlager sowie der umgebende Hauptanhydrit. Zwischen dem Hauptanhydrit und dem MgO-Beton ist ein Interface (Kontaktfuge) angeordnet.

Ziel der Berechnungen ist, das prinzipielle Tragverhalten des Abdichtungssystems unter Fluiddruckbeaufschlagung zu untersuchen und zu bewerten. Dabei wird bei den Berechnungen am rotationssymmetrischen Funktionsmodell mit Interface (Kontaktfuge) besonderes Augenmerk auf die Bewertung des Kontaktbereiches MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit und

auf die Bewertung des Betonkörpers gelegt. Eine Bewertung des konturnahen Hauptanhydrits ist nur eingeschränkt möglich, da in dem rotationssymmetrischen Modell keine Spannungsanisotropie aufgebracht werden kann und der Querschnitt kreisförmig ist. Weiterhin können keine Klüfte berücksichtigt werden. Der konturnahe Hauptanhydrit wird auf Grundlage der dreidimensionalen Berechnungen des Kapitels 4.2.3 bewertet.

4.2.2.2 Bewertungskriterien

Die Bewertungskriterien für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind die im Kapitel 2 für den MgO-Beton DBM 2 und den Kontaktbereich ermittelten Scher- und Zugfestigkeiten. Liegen die Beanspruchungen im Verlauf der Berechnungen unterhalb der Festigkeitsgrenzen, wird von einem Erhalt der Einbaupermeabilität und damit von der Gebrauchstauglichkeit des Systems ausgegangen. Werden die Festigkeiten im Verlauf der Simulationen überschritten, kann der Erhalt der Einbaupermeabilität rechnerisch nicht gezeigt werden.

4.2.2.3 Berechnungsablauf, Kennwerte und Berechnungsfälle

Berechnungsablauf:

Bei den Berechnungen am rotationssymmetrischen Funktionsmodell wird in Anlehnung an die Ergebnisse der Spannungsmessungen (Kapitel 2.2.1) ein Grundspannungszustand von 7 MPa simuliert. Im ersten Bauzustand wird der Ostquerschlag ausgebrochen. Anschließend erfolgt im zweiten Bauzustand der Einbau des Abdichtungsbauwerkes (Dichtelemente und Widerlager).

Im Dichtelement wird in Anlehnung an die Ergebnisse der Quelldruckversuche und die Ausführungen zum bautechnischen Nachweis im Referenzfall eine Vorspannung von 1 MPa aufgebracht. Die Vorspannung und Permeabilität, die in den Widerlagern bautechnisch realisiert werden kann, ist nicht bekannt. Zwei Extremfälle – voll eingespanntes oder schlaffes (nicht eingespanntes) Widerlager – grenzen den tatsächlichen Zustand ein. In den Berechnungen wurde dem druckseitigen Widerlager konservativ keine Vorspannung aufgeprägt. Die Permeabilität ist in der Simulation im Widerlager im Vergleich zum Dichtelement um zwei Größenordnungen höher ($k = 1 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$), um den Druckaufbau im Dichtelement nicht wesentlich zu verzögern. Weiterhin wird dem Interface (Kontaktfuge) zwischen dem druckseitigen Widerlager und dem Anhydrit keine Festigkeit zugewiesen, so dass hier keine Schubkräfte ins Gebirge übertragen werden. Damit ist in konservativer Weise gewährleistet, dass die gesamte aus der Druckbeaufschlagung resultierende Schubbeanspruchung im Bereich des Dichtelementes in das Gebirge übertragen wird.

Der Fluiddruck wird im 3. Bauzustand auf die druckseitige Stirnfläche des Widerlagers und die Gebirgskontur des offenen Streckenbereiches aufgebracht. Der Fluiddruck wird über einen Zeitraum von 50 Jahren gleichmäßig auf 6 MPa gesteigert.

Kennwerte:

Die in der Simulation für den Referenzfall a verwendeten Kennwerte für den Hauptanhydrit, den MgO-Beton DBM 2 und den Kontaktbereich MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit sind in der Anlage 4.1 zusammengestellt.

Die mechanischen Kennwerte für den MgO-Beton DBM 2 und den Kontaktbereich entsprechen den im Kapitel 3.2 erläuterten Kennwerten. Für die Permeabilität des MgO-Betons wurde in Anlehnung an die Ausführungen im Kapitel 3.1 im Referenzfall ein Wert von $k = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ angesetzt.

Wie bereits erläutert, dienen die Berechnungen am rotationssymmetrischen Funktionsmodell vorzugsweise der Bewertung des Betonkörpers und des Kontaktbereiches MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit, da sowohl die Klüfte im Hauptanhydrit als auch die Streckengeometrie in diesem Modell nicht im Detail erfasst werden können. Dem Anhydrit werden in den numerischen Berechnungen am Funktionsmodell die im Kapitel 2.2.2.1 erläuterten Gesteinsfestigkeiten zugewiesen. Für die Permeabilität wird im Referenzfall a in Anlehnung an die Messergebnisse des Kapitels 2.2.2.2 für den Hauptanhydrit ein Wert von $k = 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ angesetzt.

Berechnungsfälle (Anlage 4.2):

Mit den Berechnungsfällen b und c wird der Einfluss der Permeabilität des konturnahen Anhydrits untersucht. Im Referenzfall a hat der Hauptanhydrit eine Permeabilität von $k = 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$. Aufgrund des höherpermeablen Abdichtungsbauwerkes ($k = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$) wird damit der Lastfall vorseilende Aufsättigung des Bauwerkes gegenüber dem Gebirge untersucht. In den Berechnungsfällen b und c wurde den konturnahen 20 cm des Hauptanhydrits eine Permeabilität von $k = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ (Fall b, gleichzeitige Aufsättigung des Bauwerkes und des Anhydrits) bzw. $k = 1 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ (Fall c, vorseilende Umströmung des Bauwerkes) zugewiesen. Der Einfluss der Permeabilität des MgO-Betons wird mit dem Berechnungsfall g untersucht. Während das Abdichtungsbauwerk im Referenzfall eine Permeabilität von $k = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ hat, beträgt die Permeabilität des MgO-Betons beim Fall g $k = 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$.

Beim Berechnungsfall i wurde die Vorspannung des Abdichtungsbauwerkes variiert. Die Vorspannung wurde beim Berechnungsfall i im Vergleich zum Referenzfall ($V_{Sp.} = 1 \text{ MPa}$) auf $V_{Sp.} = 0,5 \text{ MPa}$ abgemindert.

Mit dem Berechnungsfall e wird der Einfluss des Belastungszeitraums und mit dem Berechnungsfall h der Einfluss der Steifigkeit des MgO-Betons untersucht. Der Fluiddruck wurde bei

dem Fall e über einen Zeitraum von 5 Jahren auf 6 MPa erhöht (Referenzfall a → 50 Jahre). Im Berechnungsfall h wurde dem MgO-Beton ein Kompaktionsmodul von $K = 0,5 \text{ GPa}$ (Referenzfall a → $k = 1 \text{ GPa}$) zugewiesen.

4.2.2.4 Berechnungsergebnisse

4.2.2.4.1 Referenzfall

1. und 2. Bauzustand:

Berechnungsergebnisse für den ersten und zweiten Bauzustand sind in der Anlage 4.3 dargestellt. Entsprechend der analytischen Lösung betragen die Spannungen nach dem Streckenausbruch (1. BZ) im Bereich der Streckenkontur 14 MPa (Tangentialspannungen, rechtes, oberes Bild) bzw. 0 MPa (Radialspannungen, linkes, oberes Bild).

Im 2. Bauzustand wird das Abdichtungsbauwerk eingebaut und eine Vorspannung von einem MPa auf das Dichtelement aufgebracht (untere Bilder der Anlage 4.3, Tangential- und Radialspannungen im Bauwerk). Das druckseitige Widerlager wird, wie bereits erläutert, nicht vorgespannt.

3. Bauzustand:

Im 3. Bauzustand wird der Fluiddruck über einen Zeitraum von 50 Jahren auf 6 MPa gesteigert. In den Abbildungen 4.4 und 4.5 sind exemplarisch die Berechnungsergebnisse (Porendruckverteilung, effektive Axialspannungen, effektive Radialspannungen, Schubspannungsverteilung im Kontaktbereich) für die Zeitpunkte $t = 30 \text{ Jahre}$, $t = 50 \text{ Jahre}$, $t = 70 \text{ Jahre}$ und $t = 100 \text{ Jahre}$ dargestellt.

Zum Zeitpunkt $t = 30 \text{ Jahre}$ beträgt der einwirkende Fluiddruck 3,6 MPa. Aufgrund der hohen Durchlässigkeit des druckseitigen Widerlagers ($k = 1 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$) greift der volle Fluiddruck rechnerisch am Dichtelement ($k = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$) an und wird in diesem bis zur Fluidfront (Anlage 4.4, linkes, oberes Bild) auf 0 MPa abgebaut. Das Dichtelement ist zum Zeitpunkt $t = 30 \text{ Jahre}$ etwa auf einer Länge von 3,5 Metern durchströmt.

Infolge der Durchströmung wird das Abdichtungsbauwerk in axialer Richtung gestaucht. Dies führt vor der Fluidfront (nicht durchströmter Bereich) zu einem Anstieg der effektiven Spannungen (Anlage 4.4, linke, mittlere Bilder). Im bereits durchströmten Abschnitt des Dichtelements ist infolge des Porendrucks eine Abnahme der effektiven Spannungen zu beobachten. Im Dichtelement und dem Kontaktbereich zum Dichtelement werden jedoch in radialer Richtung (normal zur Kontaktfläche) ausschließlich effektive Druckspannungen ausgewiesen (Anlage 4.4, zweites Bild von unten, links). Dagegen werden in dem nicht vorgespannten

Widerlager in radialer Richtung infolge des anstehenden Porendrucks Zugspannungen ermittelt.

In dem unteren linken Bild der Anlage 4.4 ist die Schubspannungsverteilung im Kontaktbereich zum Zeitpunkt $t = 30$ Jahre dargestellt. Die Fluiddruckbeaufschlagung führt in dem bereits durchströmten Abschnitt des Dichtelementes rechnerisch zu einer maximalen Schubbeanspruchung von $\tau_{\max} = 0,7$ MPa. Der Schubeintrag in das Gebirge erfolgt sowohl in dem durchströmten Abschnitt des Dichtelementes als auch vor der Fluidfront (infolge der Stauung des Bauwerkes). Im Bereich des druckseitigen Widerlagers werden keine Schubspannungen übertragen, da hier die Festigkeiten auf dem Interface infolge der Zugbeanspruchung und der gering angesetzten Festigkeitseigenschaften rechnerisch überschritten sind. Damit ist in konservativer Weise gewährleistet, dass die gesamten Schubspannungen im Kontaktbereich des Dichtelementes wirksam werden.

Festigkeitsüberschreitungen werden rechnerisch weder im Bereich der Kontaktfläche Dichtelement / Hauptanhydrit noch im Dichtelement selbst ausgewiesen.

Zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre (Anlage 4.4, rechte Bilder) wird das Bauwerk mit dem maximalen Fluiddruck von 6 MPa beaufschlagt. Die Erhöhung der Belastung führt zu einem Anstieg der Schubbeanspruchung ($\tau_{\max} = 1,2$ MPa). Gleichzeitig ist jedoch auch die Durchströmung des Bauwerkes weiter fortgeschritten, so dass die Last über eine größere Mantelfläche über Schub in das Gebirge eingetragen werden kann.

Die effektiven Radialspannungen im Dichtelement und dem Kontaktbereich zum Dichtelement nehmen noch etwas weiter ab und betragen zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre zwischen 0 MPa am Übergang zum nicht vorgespannten Widerlager und ca. -1,2 MPa vor der Fluidfront. Auch zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre werden im Dichtelement und im Kontaktbereich zum Dichtelement keine Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen.

Mit fortschreitender Zeit (Anlage 4.5 → Berechnungsergebnisse zu den Zeitpunkten $t = 70$ Jahre und $t = 100$ Jahre) dringt das Fluid tiefer in das Bauwerk ein. Da die Fluiddruckbelastung mit 6 MPa konstant bleibt, jedoch die schubbeanspruchte Kontaktfläche mit der weiteren Durchströmung immer größer wird, nehmen die Maximalbeträge der Schubspannungen mit fortschreitender Zeit weiter ab. Gleichzeitig ist in den neu durchströmten Bereichen auch eine Abnahme der effektiven Radialspannungen zu beobachten. Eine weitere Reduzierung der radialen Effektivspannung am Übergang vom Dichtelement zum druckseitigen Widerlager wird jedoch nicht ausgewiesen (ausschließlich effektive Druckspannungen), da der Fluiddruck in diesem Bereich mit 6 MPa konstant bleibt.

Für den Referenzfall a werden über den gesamten Berechnungszeitraum im Dichtelement und dem Kontaktbereich zum Dichtelement keine Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen.

Wie bereits erläutert, wird in den Berechnungen konservativ ein schlaffes, höherpermeables druckseitiges Widerlager (keine Vorspannung und keine Verbundfestigkeit im Kontaktbereich) angenommen. Jedoch kann den Ergebnisdarstellungen der Anlagen 4.4 und 4.5 auch der Fall voll eingespanntes, geringpermeables Widerlager entnommen werden. Unterstellt man, dass es sich bei dem in den Anlagen 4.4 und 4.5 dargestellten druckseitigen Widerlager um höherpermeablen, nicht vorgespannten Versatz handelt und sich das druckseitige Widerlager neben dem Versatz auf den ersten 5 m des in den Anlagen dargestellten Dichtelementes befindet, hätte die Fluidfront das Dichtelement zum Zeitpunkt $t = 30$ Jahre noch nicht erreicht. Die Belastung wird bei dieser Betrachtungsweise in den ersten Jahrzehnten (Anlage 4.4) über Schub im Bereich des Widerlagers bruchlos in das Gebirge übertragen. Eine wesentliche Beanspruchung des Dichtelementes bzw. des Kontaktbereichs zum Dichtelement erfolgt erst nach mehreren Jahrzehnten (Anlage 4.5), wenn die Fluidfront bis in das Dichtelement vorgedrungen ist. Da jedoch auch zu diesen Zeitpunkten ein wesentlicher Belastungsanteil im Bereich des Widerlagers über Schub in das Gebirge eingetragen wird, ist die Beanspruchung des Dichtelementes und der Kontaktfläche im Bereich des Dichtelementes wesentlich geringer als bei dem Fall, bei dem ein schlaffes Widerlager unterstellt wird. Die Betrachtungen untermauern die Konservativität der Annahme eines schlaffen, höherpermeablen Widerlagers in den Berechnungen.

4.2.2.4.2 Permeabilität des konturnahen Anhydrits

Die Berechnungsergebnisse für Fall c, bei dem der konturnahe Anhydrit (20 cm) mit einer Permeabilität von $k = 1 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ berücksichtigt wurde, sind in der Anlage 4.6 (linke Bilder dargestellt). Die im konturnahen Anhydrit gegenüber dem MgO-Beton ($k = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$) höhere Permeabilität bewirkt eine vorausseilende Umströmung des Bauwerkes (Anlage 4.6, Porendruckverteilung und Porendruckverteilung Detail). Das Bauwerk (MgO-Beton) sättigt sich sowohl von der Stirnfläche als auch vom konturnahen Anhydrit aus auf. Dementsprechend ist das Abdichtungsbauwerk zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre beim Fall c weiter durchströmt als beim Fall a (Anlage 4.4, linke Bilder). Dies bewirkt beim Fall c eine weitere Ausdehnung des schubübertragenden Kontaktbereiches mit geringerem Schubspannungsmaximum als beim Referenzfall a.

Beim Berechnungsfall b wurde dem konturnahen Anhydrit die gleiche Permeabilität ($k = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$) wie dem MgO-Beton zugewiesen. Die Berechnungsergebnisse des Falls b sind mit denen des Referenzfalls a vergleichbar, so dass auf eine Darstellung der Ergebnisse verzichtet wurde.

Für die Berechnungsfälle b und c werden über den gesamten Berechnungszeitraum im Dichtelement und im Kontaktbereich zum Dichtelement keine Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen.

4.2.2.4.3 Permeabilität des Abdichtungsbauwerkes

Beim Berechnungsfall g wurde dem MgO-Beton des Dichtelementes eine Permeabilität von $k = 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ zugewiesen (Berechnungsergebnisse Anlage 4.6, rechte Bilder). Aufgrund der geringen Durchlässigkeit (zwei Größenordnungen geringer als beim Referenzfall a) ist das Dichtelement zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre nur im Bereich der ersten Dezimeter durchströmt (Anlage 4.6, oberes, rechtes Bild). Die Belastungskonzentration bewirkt im Bereich des Dichtelementes vor der Fluidfront (noch nicht durchströmter Bereich) axiale Spannungen von bis zu 6 MPa und infolge Querdehnung in radialer Richtung (normal zum Kontaktbereich) von bis zu 1,7 MPa (Anlage 4.6, rechte, mittlere Bilder).

Das Dichtelement ist beim Berechnungsfall g bei gleicher Belastung (Fluiddruck 6 MPa zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre) über eine geringere Tiefe durchströmt als beim Referenzfall a. Dementsprechend ist der Maximalbetrag der Schubspannung im Kontaktbereich wesentlich höher und die Fläche, über die der Schubeintrag ins Gebirge erfolgt, geringer, als beim Referenzfall a (Vergleich der rechten, unteren Bilder der Anlagen 4.4 und 4.6). Beim Berechnungsfall g werden zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre rechnerisch maximale Schubspannungen im Kontaktbereich von 2,8 MPa ausgewiesen.

Aufgrund der guten Verbundfestigkeit und der radialen Verspannung des Bauwerkes kann die Belastung bruchlos in das Gebirge übertragen werden. Lediglich im Randknoten am Übergang vom nicht eingespannten Widerlager zum Dichtelement, werden im Kontaktbereich rechnerisch Schubfestigkeitsüberschreitungen ausgewiesen (rotes Kreuz). Eine Beeinträchtigung der Funktionsfähigkeit des Bauwerkes ist dadurch jedoch nicht zu befürchten. Das Bauwerk ist, wie oben erläutert, radial mit bis zu 1,7 MPa (effektiv) eingespannt, so dass eine Ausweitung der Bereiche mit Festigkeitsüberschreitungen nicht zu erwarten ist. Auch die Vorstellung eines möglichen „Frac's“ im Kontaktbereich ist für die hier einwirkende Belastung unrealistisch. Ein „Frac“ setzt immer eine Drucksteigerung mit hoher Rate voraus. Die hier angenommene Belastungsrate von 6 MPa in 50 Jahren entspricht jedoch anschaulich einer Drucksteigerung von 3,3 cm Wassersäule pro Tag.

Wie beim Referenzfall a nehmen die Maximalbeträge der Schubspannungen mit fortschreitender Zeit beim Fall g weiter ab und in den neu durchströmten Bereichen wird eine Abnahme der effektiven Radialspannungen beobachtet (Ergebnisse hier nicht dargestellt). Eine

weitere Reduzierung der radialen Effektivspannung am Übergang vom Dichtelement zum Widerlager wird jedoch nicht ausgewiesen, da der Fluidruck in diesem Bereich mit 6 MPa konstant bleibt. Auch beim Berechnungsfall g werden im Kontaktbereich des Dichtelementes während des Durchströmungsvorgangs in radialer Richtung ausschließlich effektive Druckspannungen ausgewiesen und im Dichtelement (MgO-Beton) treten keine Festigkeitsüberschreitungen auf

4.2.2.4.4 Vorspannung des Abdichtungsbauwerkes

Die Berechnungsergebnisse für den Fall i, bei dem die Vorspannung des Dichtelementes 0,5 MPa beträgt, sind in der Anlage 4.7 dargestellt. Zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre (linke Bilder) werden aufgrund der geringen Vorspannung etwa bis in eine Tiefe von 1,1 m im Kontaktbereich des Dichtelementes normal zu diesem rechnerisch Zugspannungen und bis in eine Tiefe von ca. 50 cm Festigkeitsüberschreitungen im Kontaktbereich ausgewiesen (rote Kreuze). In Bereichen, in denen Zugfestigkeitsüberschreitungen auf dem Interface ausgewiesen werden, können rechnerisch keine Schubspannungen mehr übertragen werden.

Mit fortschreitender Durchströmung nehmen die Bereiche, in denen im Kontaktbereich des Dichtelementes in radialer Richtung Zugspannungen ausgewiesen werden weiter zu und betragen zum Zeitpunkt $t = 100$ Jahre ca. 1,5 m (rechte Bilder der Anlage 4.7). Eine weitere Ausdehnung der Bereiche, in denen im Kontaktbereich Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen werden, erfolgt jedoch rechnerisch nicht, da die hier angenommenen Zugfestigkeit von $\sigma_z = 0,19$ MPa nicht überschritten ist. Da jedoch bei den Berechnungen für Bereiche, in denen Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen werden, keine Permeabilitätsanpassungen (und daran gekoppelte mögliche Porendruckveränderungen oder Effektivspannungsreduzierungen) erfolgen, werden die In-situ-Verhältnisse beim Fall i, bei dem im Kontaktbereich über größere Bereiche Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen werden, nur eingeschränkt wiedergegeben. Prinzipiell sollte das Dichtelement im Bereich der Kontaktfläche normal zu dieser während des Durchströmungsvorgangs vollständig überdrückt bleiben, was für den Berechnungsfall i rechnerisch nicht gezeigt werden konnte.

Aus den Berechnungsergebnissen leitet sich die Anforderung einer Vorspannung von ca. 1 MPa im Bereich des Dichtelementes ab.

4.2.2.4.5 Belastungszeitraum

Mit dem Berechnungsfall e wird der Einfluss des Belastungszeitraumes untersucht. Der Fluidruck wurde 10 mal schneller als beim Referenzfall a ($\Delta t = 50$ Jahre) über einen Zeitraum von 5 Jahren auf 6 MPa erhöht. In der Anlage 4.8 (linke Bilder) sind die Berechnungsergeb-

nisse zum Zeitpunkt $t = 5$ Jahre dargestellt. Zu diesem Zeitpunkt ist das Dichtelement bis in eine Tiefe von ca. 2 m durchströmt.

Prinzipiell ist der Lastabtrag beim Fall e zum Zeitpunkt $t = 5$ Jahre mit dem des Falls g zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre (Anlage 4.6, rechte Bilder) vergleichbar. Die Belastungskonzentration bewirkt im Bereich des Dichtelementes vor der Fluidfront (noch nicht durchströmter Bereich) axiale Spannungen von bis zu 4 MPa und infolge Querdehnung in radialer Richtung (normal zum Kontaktbereich) von bis zu 1,5 MPa (Anlage 4.8, linke, mittlere Bilder).

Beim Berechnungsfall e werden zum Zeitpunkt $t = 5$ Jahre rechnerisch maximale Schubspannungen im Kontaktbereich von 2,5 MPa ausgewiesen. Aufgrund der guten Verbundfestigkeit und der radialen Verspannung des Bauwerkes kann die Belastung bruchlos in das Gebirge übertragen werden. Lediglich in dem Randelement am Übergang vom nicht eingespannten Widerlager zum Dichtelement, werden im Kontaktbereich rechnerisch Schubfestigkeitsüberschreitungen ausgewiesen (rote Kreuze). Eine Beeinträchtigung der Funktionsfähigkeit des Bauwerkes wird jedoch wie beim Fall g nicht gesehen. Das Bauwerk ist, wie oben erläutert, radial mit bis zu 1,5 MPa (effektiv) eingespannt, so dass eine Ausweitung der Bereiche mit Festigkeitsüberschreitungen nicht zu erwarten ist.

Wie beim Referenzfall a nehmen die Maximalbeträge der Schubspannungen mit fortschreitender Zeit beim Fall e weiter ab und in den neu durchströmten Bereichen wird eine Abnahme der effektiven Radialspannungen beobachtet (Ergebnisse hier nicht dargestellt). Eine weitere Reduzierung der radialen Effektivspannung am Übergang vom Widerlager zum Dichtelement wird jedoch nicht ausgewiesen, da der Fluiddruck in diesem Bereich mit 6 MPa konstant bleibt. Auch beim Berechnungsfall e werden im Kontaktbereich des Dichtelementes während des Durchströmungsvorgangs in radialer Richtung ausschließlich effektive Druckspannungen ausgewiesen und im Dichtelement (MgO-Beton) treten keine Festigkeitsüberschreitungen auf

4.2.2.4.6 Kompaktionsmodul des Abdichtungsbauwerkes

Beim Berechnungsfall h ist der Kompaktionsmodul des MgO-Betons mit $K = 0,5$ GPa halb so groß, wie beim Referenzfall a ($K = 1$ GPa). Die Berechnungsergebnisse sind tendenziell mit denen des Referenzfalls a vergleichbar und sind in der Anlage 4.8 (rechte Bilder) dargestellt. Ein negativer Einfluss der Verringerung des Kompaktionsmoduls des MgO-Betons auf 0,5 GPa wird in den Berechnungen nicht ausgewiesen.

4.2.2.5 Bewertung der Berechnungsergebnisse

Anhand des Referenzfalls a ($k_{ALZ} = 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, $k_{MgO\text{-}Beton} = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$, Belastungszeitraum $\Delta t = 50$ Jahre, $K_{MgO\text{-}Beton} = 1 \text{ GPa}$, $V_{sp.} = 1 \text{ MPa}$) wurde das prinzipielle Tragverhalten des Abdichtungssystems unter Fluidruckbeaufschlagung untersucht. Im Ergebnis der Berechnungen wurde gezeigt, dass im Dichtelement und der Kontaktfläche im Bereich des Dichtelementes in radialer Richtung (normal zur Kontaktfläche) während des Durchströmungsvorgangs ausschließlich effektive Druckspannungen ausgewiesen wurden. Festigkeitsüberschreitungen werden rechnerisch weder im Bereich der Kontaktfläche Dichtelement / Hauptanhydrit noch im Dichtelement selbst ausgewiesen.

Berechnungen unter Variation verschiedener Parameter in vernünftigen Grenzen (Permeabilität des konturnahen Anhydrits $k_{ALZ} = 1 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ bis $k_{ALZ} = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$, Permeabilität des MgO-Betons $k_{MgO\text{-}Beton} = 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Belastungszeitraum $\Delta t = 5$ Jahre, Kompaktionsmodul des MgO-Betons $K_{MgO\text{-}Beton} = 0,5 \text{ GPa}$) brachten hinsichtlich der Bewertung (Einhaltung der Festigkeitskriterien im Kontaktbereich und Dichtelement) mit dem Referenzfall a vergleichbare Ergebnisse.

Beim Berechnungsfall i, bei dem die Vorspannung des Abdichtungsbauwerkes auf $0,5 \text{ MPa}$ (Referenzfall a $\rightarrow 1 \text{ MPa}$) abgesenkt wurde, wurden im Kontaktbereich Festigkeitsüberschreitungen und Zugbeanspruchungen ausgewiesen. Aus den Berechnungen unter Variation der Vorspannung wurde die Anforderung einer Vorspannung von ca. 1 MPa im Bereich des Abdichtungsbauwerkes abgeleitet.

Zusammenfassend wird aus den Ergebnissen der Berechnungen geschlossen, dass die beim Einbau erreichte Permeabilität während des Durchströmungsvorgangs im Bereich des Dichtelementes und des Kontaktbereiches bei Gewährleistung einer Vorspannung im Dichtelement von ca. 1 MPa erhalten bleibt.

4.2.3 Numerische Modellrechnungen am dreidimensionalen Berechnungsmodell

4.2.3.1 Berechnungsmodell und Berechnungsziele

Die dreidimensionalen, gekoppelten mechanisch-hydraulischen Berechnungen wurden mit dem in der Anlage 4.9 dargestellten Modell durchgeführt (aus Übersichtlichkeitsgründen ist nur ein halbes Modell abgebildet). Das Modell umfasst in der Breite und Höhe jeweils 100 m und in Achsrichtung 80 m . Abgebildet sind fluiddruckseitig das erste 30 m lange Dichtelement und die Widerlager sowie der umgebende Hauptanhydrit. Zwischen dem Hauptanhydrit und dem MgO-Beton ist in dem dreidimensionalen Berechnungsmodell kein Interface angeordnet.

Im Unterschied zum rotationssymmetrischen Berechnungsmodell wird bei dem dreidimensionalen Modell die Querschnittsgeometrie (4 m x 5 m) realitätsnah abgebildet und es können Klüfte in ihrer Raumlage (Anlage 4.9) verschmiert berücksichtigt werden. Dementsprechend wird bei den Berechnungen am 3D-Modell besonderes Augenmerk auf die Ermittlung der Spannungen im konturnahen Hauptanhydrit nach dem Streckenausbruch (Untersuchung zur Tiefe des aufgelockerten Konturbereiches) und während der Fluidruckbeaufschlagung gelegt. Weiterhin erfolgt anhand der Festigkeitskriterien eine Bewertung des Kontaktbereiches MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit und des Betonkörpers selbst. Da der Kontaktbereich jedoch nicht durch ein Interface abgebildet ist (fester Verbund), müssen für die Bewertung die in den Konturelementen des Anhydrits wirkenden Spannungen ausgewertet werden.

4.2.3.2 Bewertungskriterien

Die Bewertungskriterien für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind die in den Kapiteln 2 und 3 für das Hauptanhydritgestein, die Klüfte im Anhydrit, den MgO-Beton DBM 2 und den Kontaktbereich Anhydrit / MgO-Beton ermittelten Scher- und Zugfestigkeiten. Liegen die Beanspruchungen im Verlauf der Berechnungen unterhalb der Festigkeitsgrenzen, wird von einem Erhalt der Einbaupermeabilität und damit von der Gebrauchstauglichkeit des Systems ausgegangen. Werden die Festigkeiten im Verlauf der Simulationen überschritten, kann der Erhalt der Einbaupermeabilität rechnerisch nicht gezeigt werden.

4.2.3.3 Berechnungsablauf, Kennwerte und Berechnungsfälle

Berechnungsablauf:

Der Berechnungsablauf ist analog zum Berechnungsablauf am rotationssymmetrischen Modell. In Anlehnung an die Ergebnisse der Spannungsmessungen (Kapitel 2.2.1) wird ein Grundspannungszustand von 7 MPa horizontal und 11 MPa vertikal simuliert. Im ersten Bauzustand wird der Ostquerschlag ausgebrochen. Anschließend erfolgt im 2. Bauzustand der Einbau des Abdichtungsbauwerkes (Dichtelemente und Widerlager). Im Dichtelement wird in Anlehnung an die Ergebnisse der Quellversuche und die Ausführungen zum bautechnischen Nachweis eine Vorspannung von 1 MPa aufgebracht, während das druckseitige Widerlager konservativ schlaff (ohne Vorspannung) eingebaut wird. Der Fluidruck wird im 3. Bauzustand auf die druckseitige Stirnfläche des Widerlagers und die Gebirgskontur des offenen Streckenbereiches aufgebracht. Entsprechend den Erläuterungen im Kapitel 4 wird der Fluidruck über einen Zeitraum von 50 Jahren auf 6 MPa gesteigert.

Kennwerte und Berechnungsfälle:

Für die Untersuchung des konturnahen Hauptanhydrits nach Streckenausbruch (1. Bauzustand) wurden 3 Berechnungsfälle durchgeführt. Beim Fall I wurden im Hauptanhydrit keine

Klüfte berücksichtigt (Anlage 4.9). Die für das Anhydritgestein angesetzten elastischen Kennwerte und Gesteinsfestigkeiten entsprechen denen der Berechnungen am rotationssymmetrischen Modell und sind in der Anlage 4.1 dargestellt.

Beim Berechnungsfall II wurden die Klüfte im Anhydrit mit ihrer Hauptkluftrichtung (Streichen 40 Gon, Einfallen 77 Gon, Anlage 4.9) verschmiert im Modell simuliert. Verschmiert simuliert bedeutet, dass im gesamten Modell in Richtung der Kluffläche die für die Kluffläche definierten Festigkeitseigenschaften (Anlage 4.9) angesetzt werden.

Der Fall III berücksichtigt konservativ die Nebenkluftrichtung, deren Klüfte mit einem Streichen von 25 Gon im Vergleich zur Hauptkluftrichtung flacher zur Dammachse ausgerichtet sind, verschmiert im Berechnungsmodell.

Die Fluiddruckbeaufschlagung (3. Bauzustand) wurde in einem Berechnungsfall (Fall II-a) simuliert. Dabei wurden für den Anhydrit die für den Fall II erläuterten Kennwerte (mit Hauptklüften) angesetzt und die hydraulischen Kennwerte wie beim Referenzfall a am rotationssymmetrischen Modell gewählt (Anlage 4.2).

4.2.3.4 Berechnungsergebnisse und Bewertung der Berechnungsergebnisse

4.2.3.4.1 Fälle I bis III, 1. Bauzustand, Streckenausbruch

In der Anlage 4.10 sind für die Berechnungsfälle I bis III Bereiche, in denen konturnah Festigkeitsüberschreitungen auf den Klufflächen ausgewiesen wurden, gekennzeichnet.

Beim Berechnungsfall I (ohne Klüfte) werden aufgrund der hohen Gesteinsfestigkeit rechnerisch auch in Konturnähe keine Zug- oder Scherfestigkeitsüberschreitungen ausgewiesen (linke Bilder der Anlage 4.10).

Beim Fall II (mit Berücksichtigung der Hauptklüfte) werden im Bereich der Stöße lokal in einigen Randelementen (Dicke der Randelemente ca. 8 cm) Scherfestigkeitsüberschreitungen auf den Klüften ermittelt (mittlere Bilder der Anlage 4.10, rote Elemente). Bei der Interpretation der Scherfestigkeitsüberschreitungen muss berücksichtigt werden, dass die geringere Kluffestigkeit in Kluftrichtung beim Fall II konservativ im gesamten Modell (verschmiert) angesetzt wurde, während die Klüfte in situ lediglich im Meter- bis mehrere Meter –Abstand aufgeschlossen wurden.

Infolge der flacher zur Achse ausgerichteten Nebenklüfte, reicht die Ausdehnung der Bereiche mit Scherfestigkeitsüberschreitungen auf den Klüften beim Fall III rechnerisch in der Mitte der Stöße bis in eine Tiefe von ca. 50 cm. Auch dieser Berechnungsfall ist hinsichtlich seiner Berechnungsannahmen konservativ, da die flach zur Achse ausgerichteten Klüfte im Modell ebenfalls verschmiert angenommen sind.

Die rechnerisch infolge von Spannungsumlagerungen beim Streckenausbruch ermittelte Ausdehnung des aufgelockerten Konturbereiches beträgt beim Rechenfall II lediglich wenige Zentimeter, beim Fall I werden keine Festigkeitsüberschreitungen ermittelt. Die Berechnungen bestätigen den visuellen Eindruck des kompakten, festen Anhydrits im Ostquerschlag der 4. Sohle.

Lokal sind im Anhydrit auch flacher zur Streckenachse ausgerichtete Klüfte denkbar. In diesen Bereichen ist, wie der Berechnungsfall III rechnerisch zeigt, lokal ein tiefer ausgedehnter aufgelockerte Konturbereich denkbar.

Unberücksichtigt bleiben bei den Berechnungen Auflockerungen, die infolge der dynamischen Banspruchung bei der Streckenauffahrung mittels Sprengvortrieb erfolgte. Im Rahmen der Ausführungsplanung sind In-situ-Untersuchungen zur Ausdehnung des aufgelockerten Konturbereiches vorgesehen.

Die Spannungskomponenten (x, y und z) sowie die minimale Hauptspannung nach Streckenausbruch sind für den Fall II in der Anlage 4.11 dargestellt.

Aufgrund der Spannungsanisotropie unterscheiden sich die konturnah in der Mitte der Stöße und der Mitte der Sohle bzw. Firste ermittelten Tangentialspannungen erheblich voneinander. Während in der Mitte der Stöße rechnerisch Tangentialspannungen von ca. -16,5 MPa ermittelt wurden (z-Richtung, rechtes, oberes Bild) betragen die Tangentialspannungen in der Mitte der Firste und der Sohle ca. -3 MPa (x-Richtung, linkes, oberes Bild).

4.2.3.4.2 Fall II-a, 3. Bauzustand Fluiddruckbeaufschlagung

Die Berechnungsergebnisse für den Fall II-a zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre sind in den Anlagen 4.12 bis 4.16 dargestellt. Dabei sind die Porendruckverteilung im Sorelbetonbauwerk und dem Anhydrit in der Anlage 4.12, die Schubspannungen im konturnahen Anhydrit in der Anlage 4.13 und die effektiven Spannungen im Sorelbeton und dem Anhydrit in den Anlagen 4.14 bis 4.16 abgebildet.

Die Berechnungsergebnisse des Falls II-a (3D) sind tendenziell mit denen des Falls a am rotationssymmetrischen Modell (Anlage 4.4, rechte Bilder für $t = 50$ Jahre) vergleichbar. Das Dichtelement ist zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre etwa auf einer Länge von 6 Metern durchströmt.

Der Schubeintrag in das Gebirge erfolgt wie beim rotationssymmetrischen Modell sowohl in dem durchströmten Abschnitt des Dichtelementes als auch vor der Fluidfront (infolge der Stauchung des Bauwerkes). Dabei sind die Maximalwerte der Schubbeanspruchung mit ca. 1 MPa (τ_{xy}) bzw. 1,1 MPa (τ_{yz}) bei den 3D-Berechnungen (Anlage 4.13) etwas geringer als die Schubspannungsspitze von $\tau_{max} = 1,15$ MPa beim rotationssymmetrischen Modell (Anlage 4.4, unteres, rechtes Bild). Das Ergebnis ist plausibel, da der Umfang im 3D-Modell

(Rechteckquerschnitt) größer ist als beim rotationssymmetrischen Modell (Kreisquerschnitt). Im Bereich des druckseitigen Widerlagers werden nur sehr geringe Schubspannungen in das Gebirge übertragen, da aufgrund der um 2 Größenordnungen höheren Permeabilität ein annähernd konstanter Porendruck im Widerlager wirkt. Damit ist auch beim 3D-Modell (fester Verbund) in konservativer Weise gewährleistet, dass die gesamten Schubspannungen im Kontaktbereich des Dichtelementes wirksam werden.

Infolge der Durchströmung wird das Abdichtungsbauwerk in axialer Richtung gestaucht. Dies führt vor der Fluidfront (nicht durchströmter Bereich) zu einem Anstieg der effektiven Spannungen im Dichtelement und dem konturnahen Anhydrit (Anlagen 4.14 bis 4.16). Im bereits durchströmten Abschnitt des Dichtelements und des konturnahen Anhydrits ist infolge des Porendrucks eine Abnahme der effektiven Spannungen zu beobachten.

Das Dichtelement bleibt jedoch in radialer Richtung (normal zum Kontaktbereich, Spannungen in x-Richtung und z-Richtung) vollständig überdrückt (Anlagen 4.14 und 4.16, obere Bilder). Lediglich in den Randelementen in der Mitte der Firste und des Stoßes am Übergangsbereich vom Dichtelement zum nicht vorgespannten Widerlager werden rechnerisch sehr geringe Zugspannungen von 0,03 MPa ausgewiesen (Anlage 4.16, oberes, linkes Bild), die jedoch deutlich geringer als die Zugfestigkeit des Sorelbetons und des Kontaktbereiches sind. Für den Fall II-a werden über den gesamten Berechnungszeitraum im Dichtelement keine Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen.

Auch im konturnahen Anhydrit werden mit Ausnahme der Randelemente in der Mitte der Firste und des Stoßes am Übergangsbereich vom Dichtelement zum Widerlager (rechnerisch sehr geringe Zugspannungen von 0,015 MPa, Anlage 4.16, untere Bilder) rechnerisch ausschließlich effektive Druckspannungen ausgewiesen (Anlagen 4.14 bis 4.16, untere Bilder). Festigkeitsüberschreitungen treten im konturnahen Anhydrit im Bereich des Dichtelementes infolge der Fluiddruckbelastung rechnerisch weder im Anhydritgestein noch auf den Klüften auf.

Zusammenfassend werden für den Fall II-a über den gesamten Berechnungszeitraum im Dichtelement und dem konturnahen Anhydrit im Bereich des Dichtelementes keine Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen. Die Schubbeanspruchungen für den Kontaktbereich sind mit denen am rotationssymmetrischen Modell vergleichbar. Dementsprechend wird aus den Ergebnissen der Berechnungen geschlossen, dass die beim Einbau erreichte Permeabilität während des Durchströmungsvorgangs im Bereich des Dichtelementes sowie des Kontaktbereiches und des konturnahen Anhydrits im Bereich des Dichtelementes bei Gewährleistung einer Vorspannung im Dichtelement von ca. 1 MPa erhalten bleibt.

4.2.4 Standsicherheitsnachweis

Bei den numerischen Berechnungen am rotationssymmetrischen Funktionsmodell wurden im Kontaktbereich bei Ansatz einer Vorspannung des Dichtelementes von 1 MPa keine Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen. Dementsprechend ist eine Verschiebung des Bauwerkes in axialer Richtung ausgeschlossen und der Nachweis der Standsicherheit damit geführt. Im Folgenden wird ergänzend eine analytische Abschätzung zur Lagestabilität anhand von Gleichgewichtsbetrachtungen durchgeführt.

- Auf der druckseitigen Stirnfläche des Abdichtungsbauwerkes wirkt ein Fluiddruck von maximal 6 MPa. Unter Berücksichtigung einer Querschnittsfläche von $4 \text{ m} \times 5 \text{ m} = 20 \text{ m}^2$ ergibt sich eine einwirkende Kraft von $F_{\text{wirk.}} = 20 \text{ m}^2 \times 6 \text{ MPa} = 120 \text{ MN}$.
- Um die Standsicherheit zu gewährleisten, muss die einwirkende Kraft über Schub in das Gebirge eingetragen werden können. Die aufnehmbare Schubkraft beträgt $\tau_{\text{auf}} = U \times L (\tan \phi \times \sigma_n + c_{\text{erf.}})$, mit:
 - Umfang des Streckenprofils $U = 18 \text{ m}$
 - Länge des Abdichtungsbauwerkes $L = 125 \text{ m}$
 - Da die Normalspannung σ_n im Kontaktbereich nicht bekannt ist, wird konservativ der über Reibung aufnehmbare Spannungsanteil vernachlässigt und die für den Gleichgewichtszustand erforderliche Kohäsion ermittelt.
- Mit $\tau_{\text{auf}} \geq F_{\text{wirk.}}$ bzw. $U \times L \times c_{\text{erf.}} \geq F_{\text{wirk.}}$ errechnet sich die erforderliche Kohäsion zu $c_{\text{erf.}} \geq F_{\text{wirk.}} / (U \times L) = 120 \text{ MN} / (18 \text{ m} \times 125 \text{ m})$
 $c_{\text{erf.}} \geq 0,053 \text{ MPa}$.

Die für den Kontaktbereich ermittelten Scherfestigkeitsparameter (Kapitel 6) ($c = 0,29 \text{ MPa}$ und $\phi = 70^\circ$) sind deutlich größer als die in der Abschätzung ermittelten ($c_{\text{erf.}} = 0,053 \text{ MPa}$) bzw. angesetzten ($\phi = 0^\circ$) erforderlichen Parameter, so dass die Standsicherheit des Abdichtungsbauwerkes auch mit einem analytischen Ansatz gezeigt ist.

4.2.5 Zusammenfassende Einschätzung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit

Anhand des Referenzfalls a ($k_{\text{ALZ}} = 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, $k_{\text{MgO-Beton}} = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$, Belastungszeitraum $\Delta t = 50 \text{ Jahre}$, $K_{\text{MgO-Beton}} = 1 \text{ GPa}$, $V_{\text{sp.}} = 1 \text{ MPa}$) wurde das prinzipielle Tragverhalten des Abdichtungssystems unter Fluiddruckbeaufschlagung am rotationssymmetrischen Modell untersucht. Im Ergebnis der Berechnungen wurde gezeigt, dass im Dichtelement und der Kontaktfläche im Bereich des Dichtelementes in radialer Richtung (normal zur Kontaktfläche) während des Durchströmungsvorgangs ausschließlich effektive Druckspannungen wirken.

Festigkeitsüberschreitungen werden rechnerisch weder im Bereich der Kontaktfläche Dichtelement / Hauptanhydrit noch im Dichtelement selbst ausgewiesen.

Berechnungen unter Variation verschiedener Parameter in vernünftigen Grenzen (Permeabilität des konturnahen Anhydrits $k_{ALZ} = 1 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ bis $k_{ALZ} = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$, Permeabilität des MgO-Betons $k_{MgO-Beton} = 1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Belastungszeitraum $\Delta t = 5$ Jahre, Kompaktionsmodul des MgO-Betons $K_{MgO-Beton} = 0,5 \text{ GPa}$) brachten hinsichtlich der Bewertung (Einhaltung der Festigkeitskriterien im Kontaktbereich und Dichtelement) mit dem Referenzfall a vergleichbare Ergebnisse.

Beim Berechnungsfall i, bei dem die Vorspannung des Abdichtungsbauwerkes auf 0,5 MPa (Referenzfall a \rightarrow 1 MPa) abgesenkt wurde, wurden im Kontaktbereich Festigkeitsüberschreitungen und Zugbeanspruchungen ausgewiesen. Aus den Berechnungen unter Variation der Vorspannung wurde die Anforderung einer Vorspannung von ca. 1 MPa im Bereich des Dichtelementes abgeleitet.

Die Ergebnisse der räumlichen Berechnungen sind tendenziell mit denen am rotationssymmetrischen Modell vergleichbar. Auch hier wurden für den Fall II-a über den gesamten Berechnungszeitraum im Dichtelement und dem konturnahen Anhydrit im Bereich des Dichtelementes keine Festigkeitsüberschreitungen ausgewiesen. Die Schubbeanspruchungen für den Kontaktbereich sind mit denen am rotationssymmetrischen Modell vergleichbar.

Dementsprechend wird aus den Ergebnissen der numerischen Berechnungen der Kapitel 4.2.2 und 4.2.3 geschlussfolgert, dass die beim Einbau erreichte Permeabilität während des Durchströmungsvorgangs im Bereich des Dichtelementes sowie des Kontaktbereiches und des konturnahen Anhydrits im Bereich des Dichtelementes bei Gewährleistung einer Vorspannung im Dichtelement von ca. 1 MPa erhalten bleibt.

Ergänzend zum numerisch geführten Standsicherheitsnachweis wurde auch ein analytischer Nachweis der Standsicherheit im Kapitel 4.2.4 erfolgreich geführt.

Literatur

- [1] Faust, T.: Leichtbeton im Konstruktiven Ingenieurbau
- [2] Kartierungsbericht Hauptquerschläge und Wetterstrecken Bartensleben, ERA Morsleben, Hauptquerschlag nach Osten auf der 372 mNN Sohle von 870 m bis 1075 m, DBE 30.05.1997
- [3] Kosmahl, W.: Zur Stratigraphie, Petrographie, Genes und Sedimentation des gebänderten Anhydrits (Zechstein 2), Grauen Salztons und Hauptanhydrits (Zechstein 3) in Nordwestdeutschland, Beih. Geol. Jb., 71, 129 S., 1 Abb., 1 Tab., 29 Taf., Hannover 1969
- [4] Heusermann, S.: ERA Morsleben, Gebirgsspannungsuntersuchungen im Grubengebäude Bartensleben, Seiten 1 bis 16, 29 bis 36, 44 bis 48, 52 bis 56, 59, Anlagen 5.49 bis 5.66, Anlage 6.4, BGR, 30.08.2000
- [5] Heusermann, S.; Nipp, H. K.: ERA Morsleben, Gebirgsmechanische Beurteilung der Integrität der Salzbarriere in der Schachanlage Bartensleben, Seiten 2 bis 7, 11, 15, 19 bis 27, 37 bis 40, 55 bis 57, 61, 70 bis 80, Anlagen 3.2, 3.3, 4.1, 4.6a, 4.6b, 5.1 bis 5.4, 6.1.1 bis 6.1.18, BGR, Dezember 2000
- [6] Bleich, W.; Schnier, H.: Festigkeitsmechanische Untersuchungen an Bohrkernen; Anhang 14 (6 Seiten), BGR, 24.04.98
- [7] Hunsche, U.; Plischke, I.; Schulze, O.: ERA Morsleben – Gebirgsmechanische und geotechnische Untersuchungen im Labor und in situ, Seiten 2, 3, 14, 15, Tabellen 2.10 bis 2.13, Abbildungen 2.9, 2.10, BGR, 31.05.1998
- [8] Weber, J. R.: Hydraulische Eigenschaften des Anhydrits im ERAM, BGR, 03.02.1999
- [9] Schnier, H.: Ergebnisse festigkeitsmechanischer Laboruntersuchungen an Anhydritgestein und Tonstein aus dem Zechsteinsalinar, BGR, Juni 2005

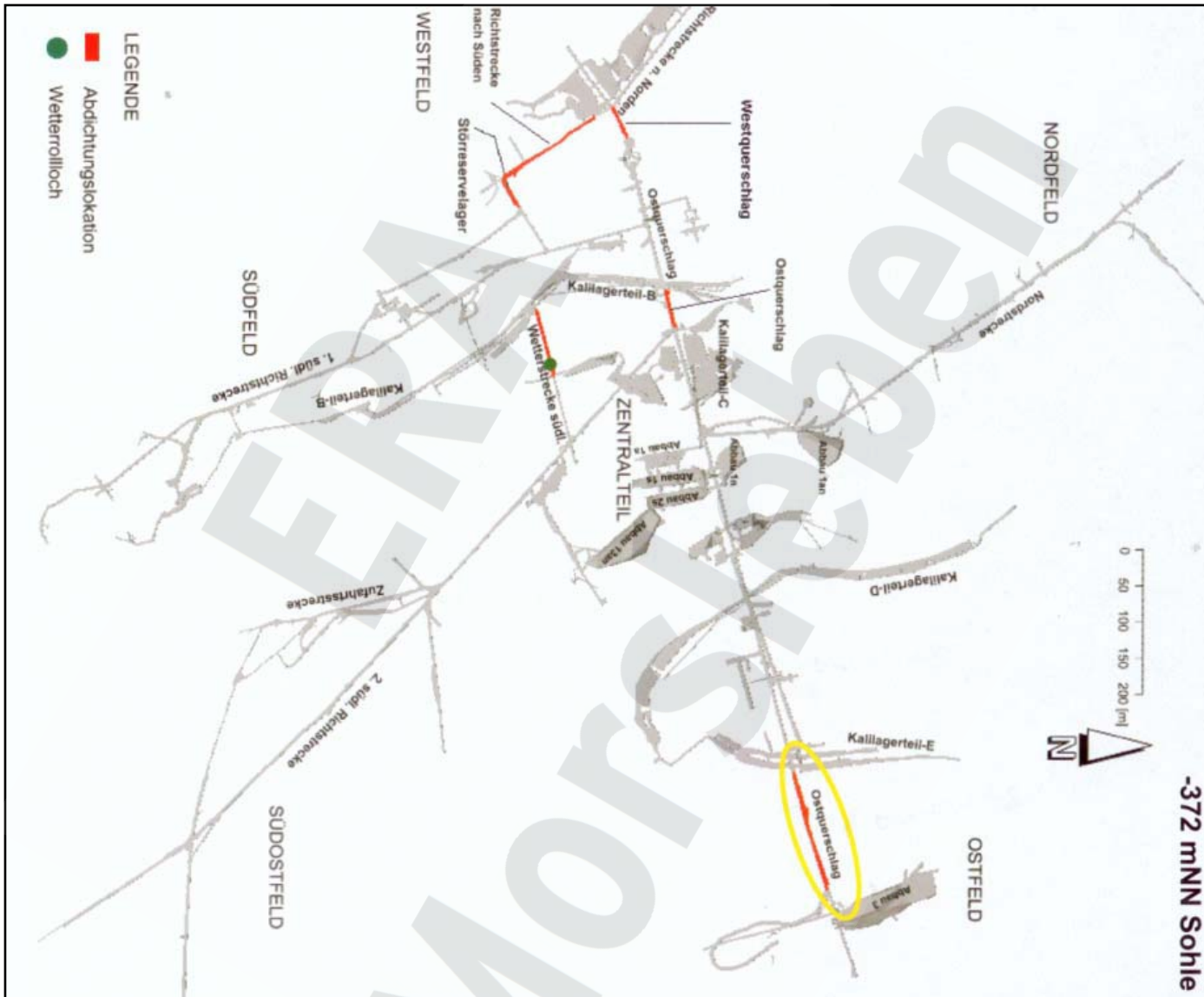
Anlagen

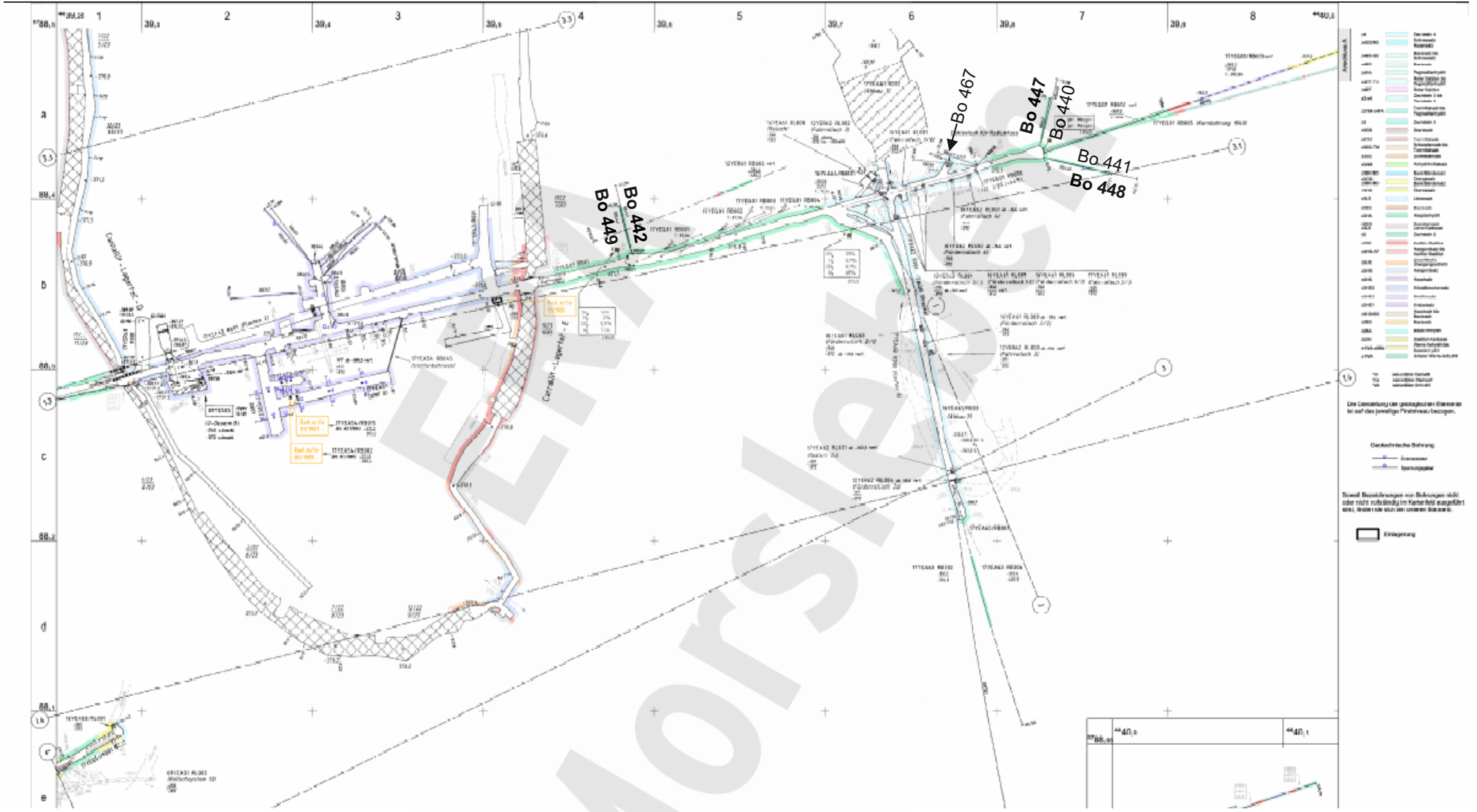
- 2.1 Sohlenriss -372 m NN
- 2.2 Sohlenriss -372 m NN, Ausschnitt
- 2.3 Geologischer Riss, Schnittriss 3.1
- 2.4 Hauptanhydrit im Ostquerschlag -327 m NN, Fotodokumentation
- 2.5 Mechanische Kennwerte des Hauptanhydrits
- 2.6 Bruchfestigkeit des Hauptanhydrits [9]

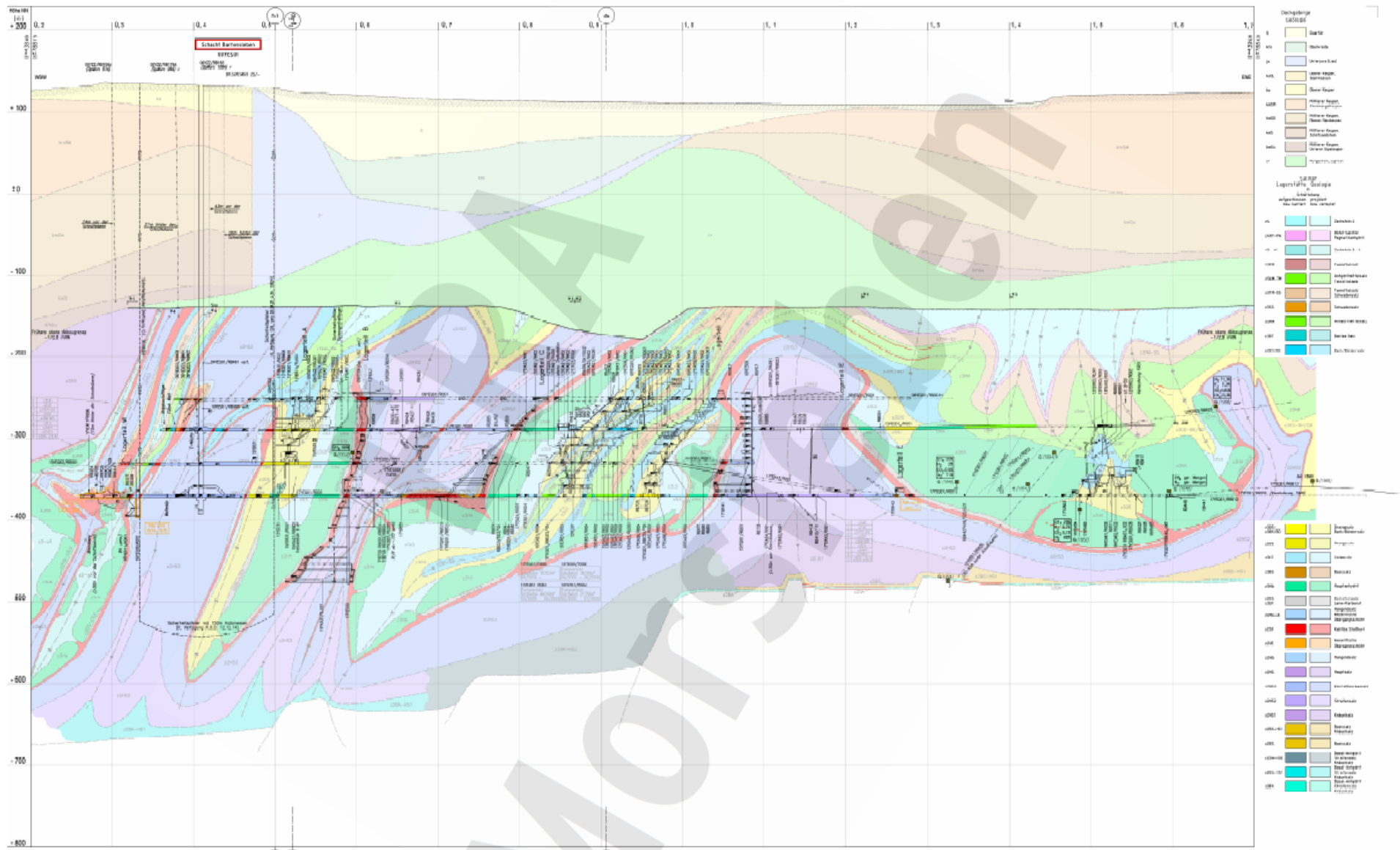
- 2.7 Restfestigkeit des Hauptanhydrits [9]
- 2.8 Bruch- und Restfestigkeit des Hauptanhydrits [9]
- 2.9 Lage der Bohrungen für Permeabilitätsmessungen auf der 4. Sohle des Ostfeldes [8]

- 3.1 Kennwerte für numerische Berechnungen, MgO-Beton DBM 2 und Kontaktbereich MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit
- 3.2 Elastische Konstanten und Scherfestigkeit, MgO-Beton DBM 2
- 3.3 Triaxialversuche unter isotroper Belastung, Rate 0,005 MPa/s, MgO-Beton DBM 2
- 3.4 Triaxialversuche unter isotroper Belastung, Rate 0,1 MPa/s, MgO-Beton DBM 2
- 3.5 Triaxialversuche unter isotroper Belastung, Kompaktionsmodul bei Erstbelastung, MgO-Beton DBM 2
- 3.6 Untersuchungen an der Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit, Prüfkörperherstellung
- 3.7 Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit, Ermittlung der Zugfestigkeit
- 3.8 Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit, Scherfestigkeitsversuche
- 3.9 Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit, Scherfestigkeit

- 4.1 Berechnungsmodell und Kennwerte für den Referenzfall a
- 4.2 Berechnungsfälle
- 4.3 Berechnungsergebnisse 1. und 2. Bauzustand
- 4.4 Referenzfall a, Berechnungsergebnisse, $t = 30$ Jahre und 50 Jahre
- 4.5 Referenzfall a, Berechnungsergebnisse, $t = 70$ Jahre und 100 Jahre
- 4.6 Variation der Permeabilität des konturnahen Anhydrits, (Fall c) und des MgO-Betons (Fall g), $t = 50$ Jahre
- 4.7 Variation der Vorspannung des MgO-Betons, Berechnungsergebnisse Fall i (VSp. = 0,5 MPa)
- 4.8 Variation des Belastungszeitraums (Fall e) und des Kompaktionsmoduls des MgO-Betons (Fall h)
- 4.9 Dreidimensionales Berechnungsmodell und Berechnungsfälle
- 4.10 Berechnungsfälle I bis III, 1. Bauzustand (Streckenaustrich), Bereiche mit Festigkeitsüberschreitungen
- 4.11 Fall II, 1. Bauzustand (Streckenaustrich), Spannungen
- 4.12 Fall II-a, $t = 50$ Jahre, Porendruck und Bereiche mit Festigkeitsüberschreitungen
- 4.13 Fall II-a, $t = 50$ Jahre, Schubspannungen
- 4.14 Fall II-a, $t = 50$ Jahre, effektive Spannungen in x-Richtung
- 4.15 Fall II-a, $t = 50$ Jahre, effektive Spannungen in y-Richtung
- 4.16 Fall II-a, $t = 50$ Jahre, effektive Spannungen in z-Richtung









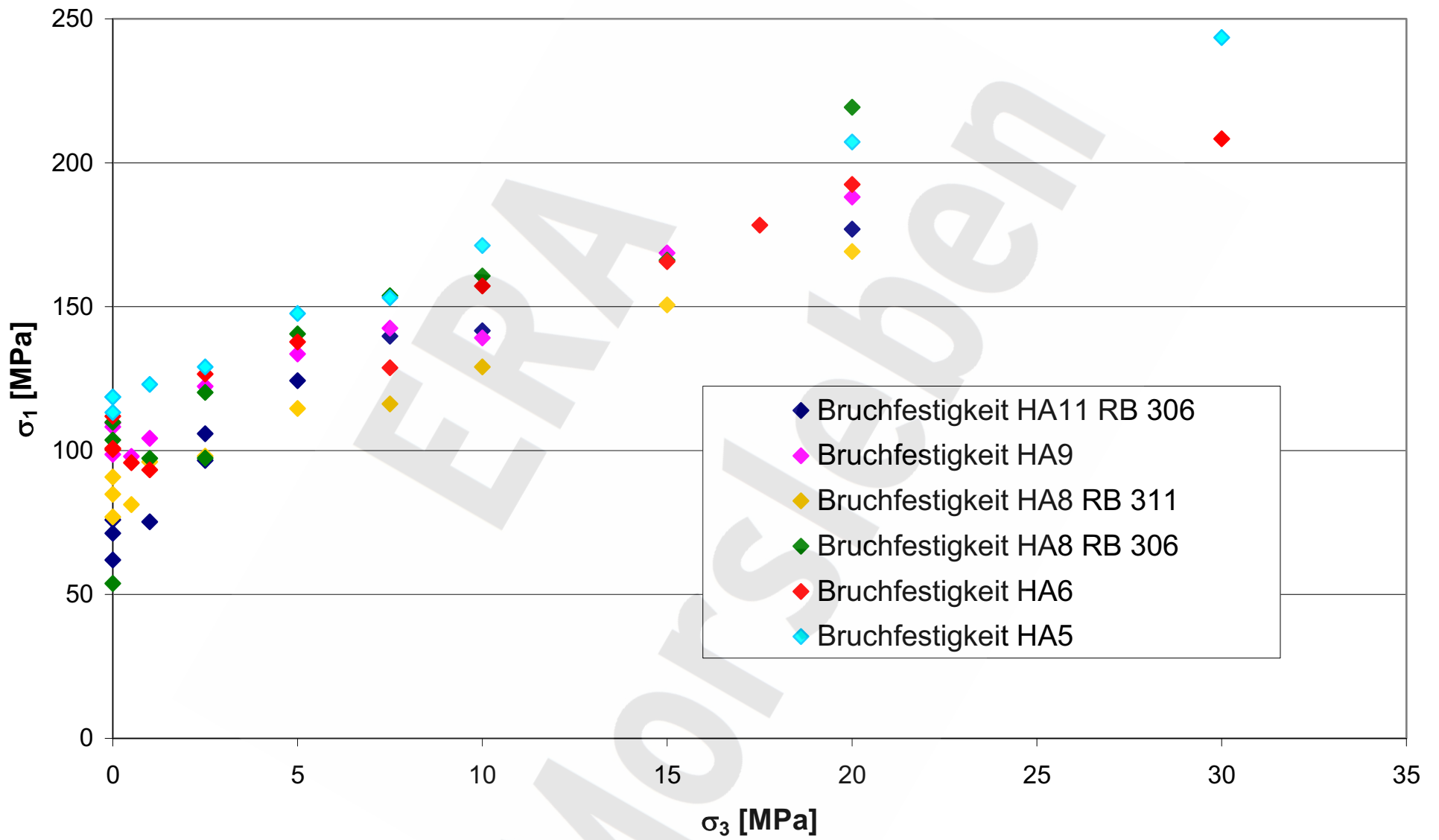
	elastische Kennwerte		Bruchfestigkeit des kompakten Anhydrits			Restfestigkeit des kompakten Anhydrits		
Dichte ρ [g/cm ³]	Elastizitätsmodul E [GPa]	Querdehnzahl ν [-]	Kohäsion c [MPa]	Reibungswinkel ϕ [°]	Spaltzugfestigkeit σ_z [MPa]	Kohäsion c [MPa]	Reibungswinkel ϕ [°]	Zugfestigkeit σ_z [MPa]
2,83 [6] 2,95 [7] 2,89 - 2,94 [9]	ca. 25 - 60 [4] 45 - 74 [9] 30 [5]	0,29 - 0,32 [9]	22,8 [9]	40 [9]	3,7 - 6,2 [9]	2,4 [9]	44 [9]	-

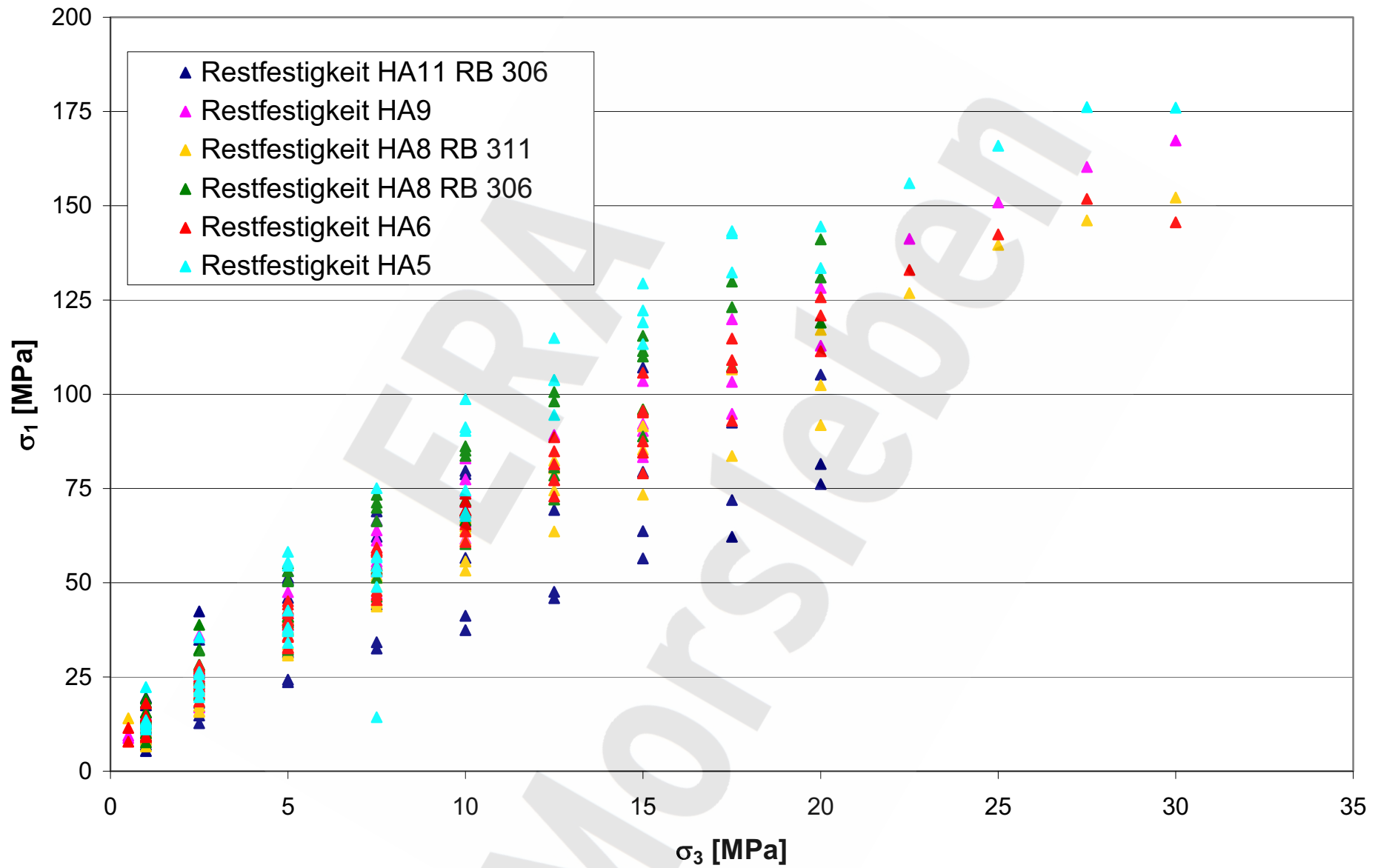
Ergebnisse der Literaturrecherche

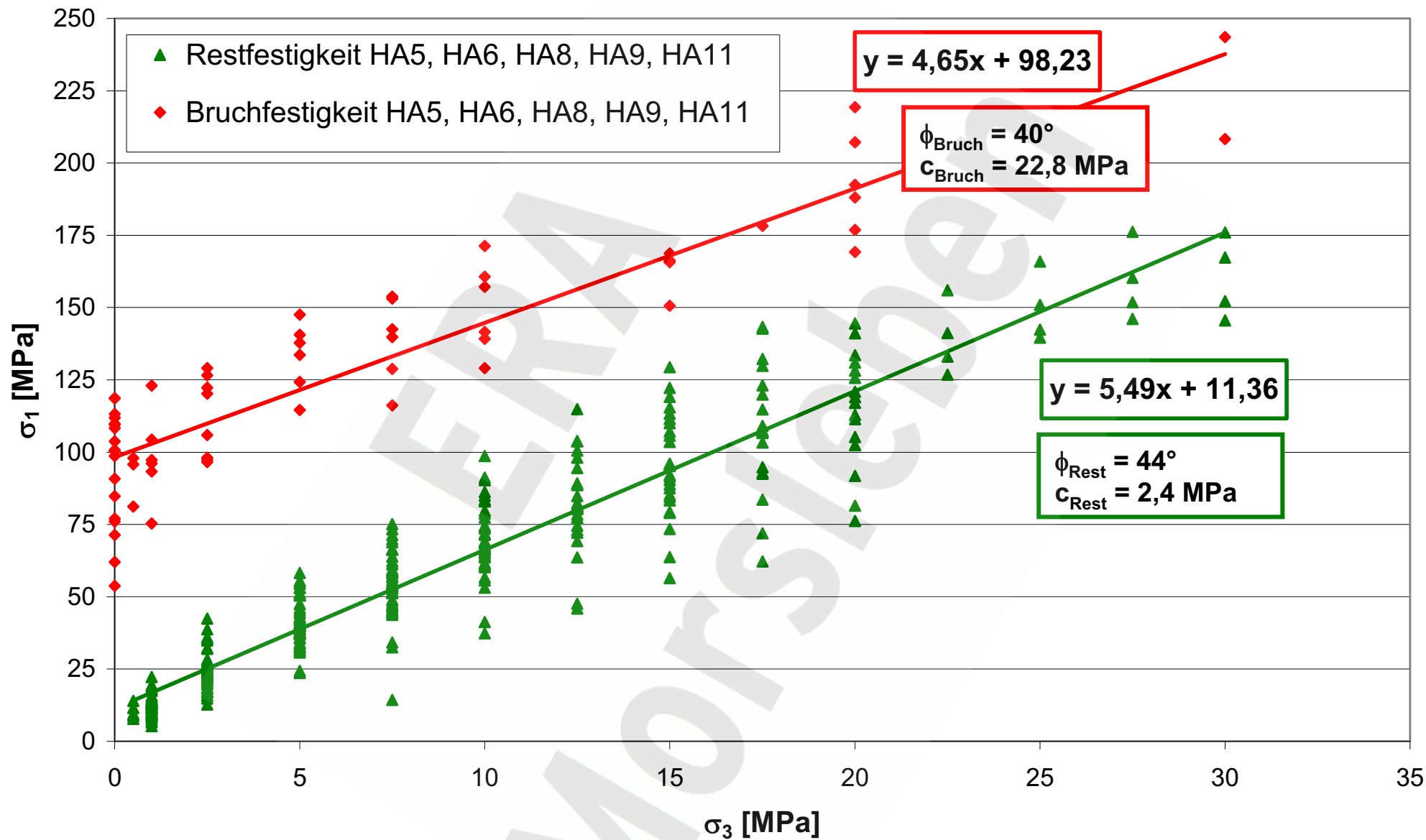
	elastische Kennwerte		Festigkeit des Anhydritgesteins			Ausrichtung und Festigkeit der Klüfte				
Dichte ρ [g/cm ³]	Elastizitätsmodul E [GPa]	Querdehnzahl ν [-]	Kohäsion c [MPa]	Reibungswinkel ϕ [°]	Zugfestigkeit σ_z [MPa]	Streichen bezüglich der Streckenachse [Gon]	Einfallen [Gon]	Kohäsion c [MPa]	Reibungswinkel ϕ [°]	Zugfestigkeit σ_z [MPa]
2,9	30	0,3	22,8	40	3	40	77	2,4	44	0,2

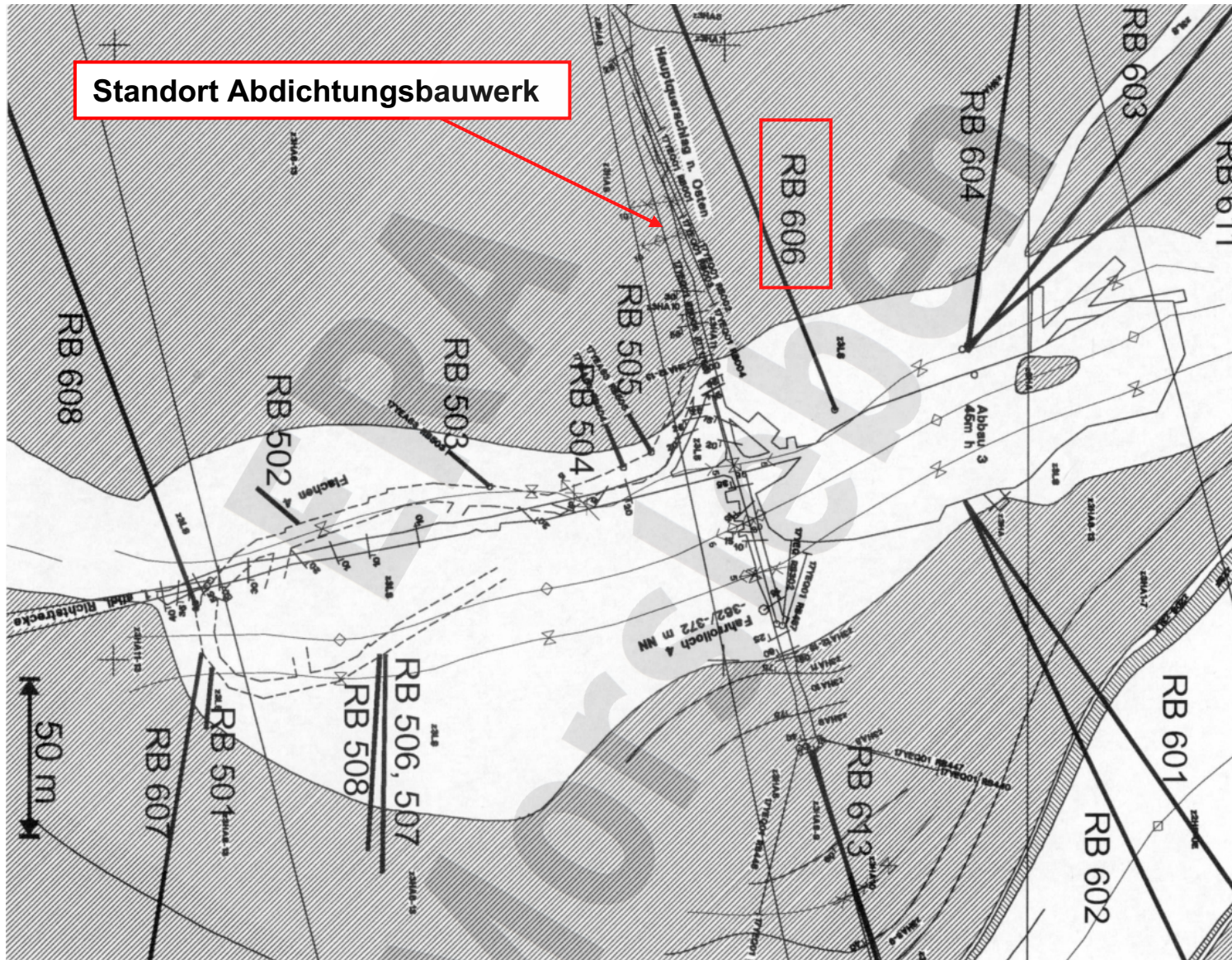
Mechanische Kennwerte für numerische Berechnungen











	elastische Kennwerte		Festigkeit			hydraulische Kennwerte		
Dichte ρ [g/cm ³]	Anfangskompaktions- modul K [GPa]	Querdehnzahl ν [-]	Kohäsion c [MPa]	Reibungswinkel ϕ [°]	Zugfestigkeit σ_z [MPa]	Porosität n [%]	Sättigung s [%]	Permeabilität k [m ²]
2,17	1 (0,5 - 1)	0,22	16,8	27,4	2,4	19	75	$1 \cdot 10^{-18}$ ($1 \cdot 10^{-18} - 1 \cdot 10^{-20}$)

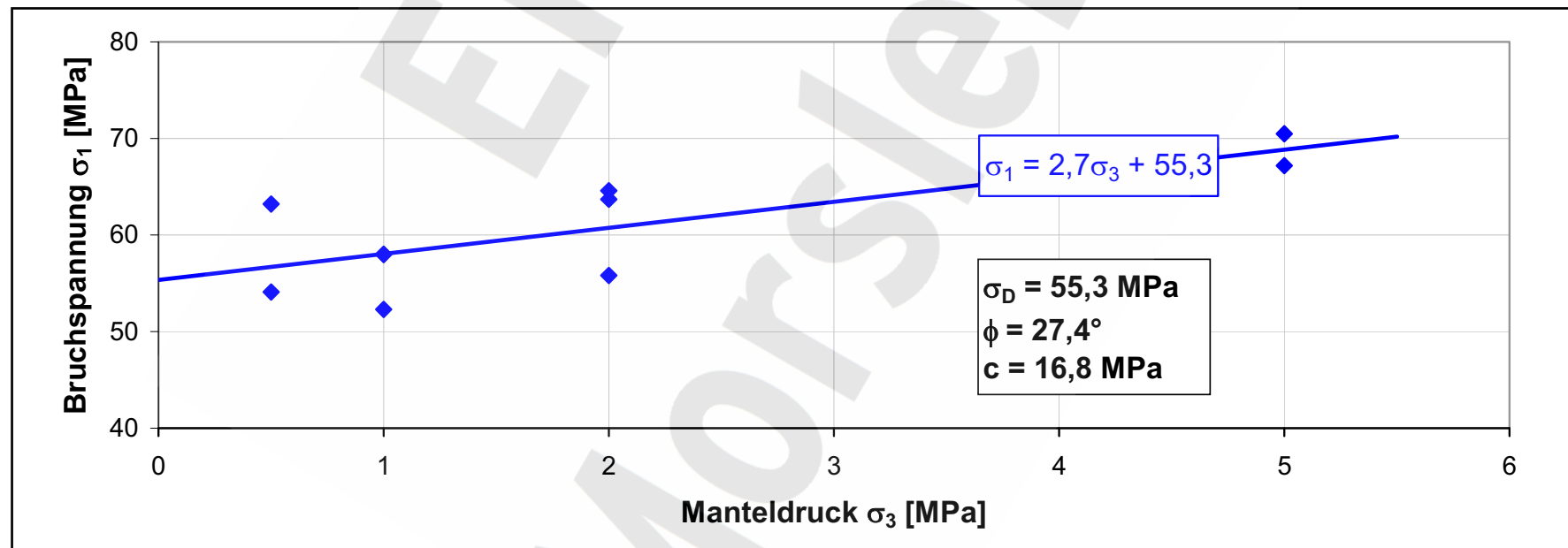
MgO-Beton DBM 2

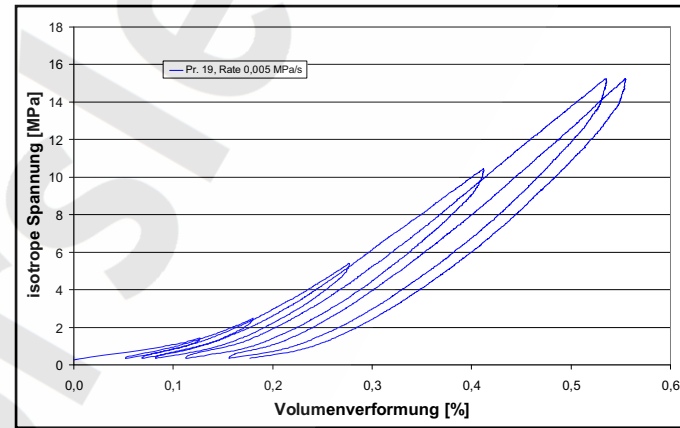
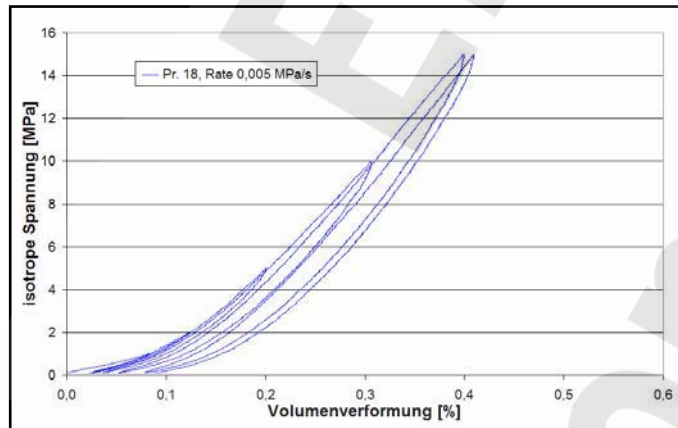
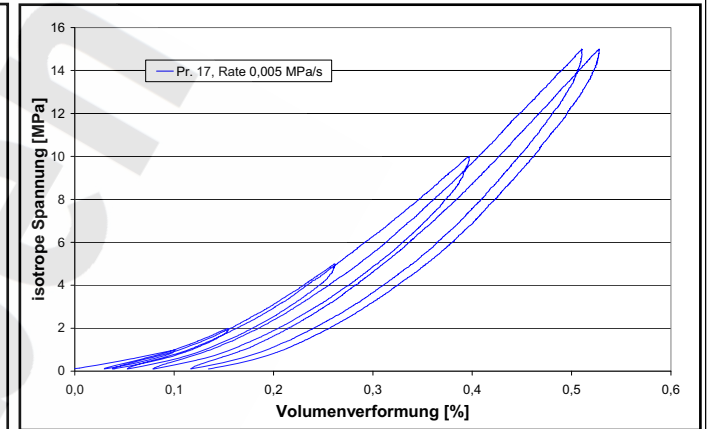
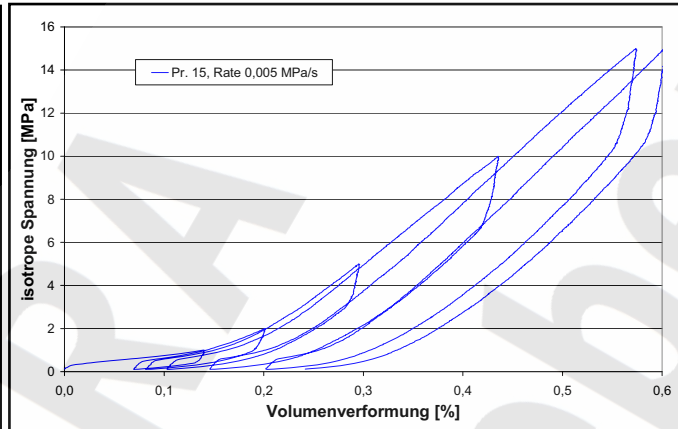
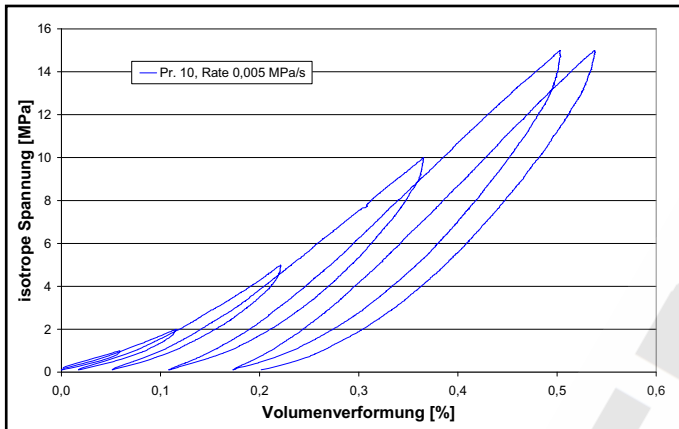
Kohäsion c [MPa]	Reibungswinkel ϕ [°]	Zugfestigkeit σ_z [MPa]
0,29	70	0,19

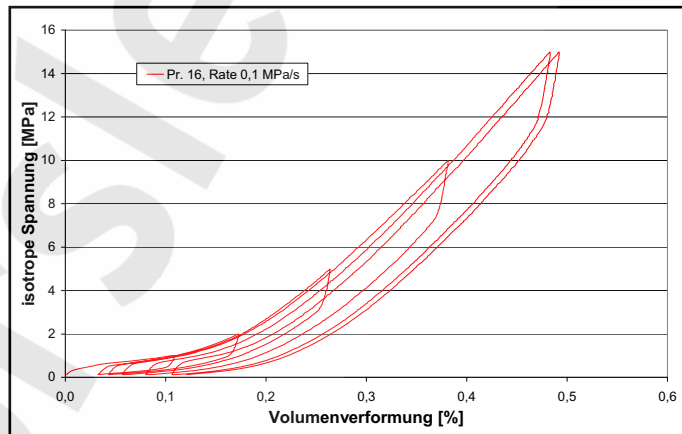
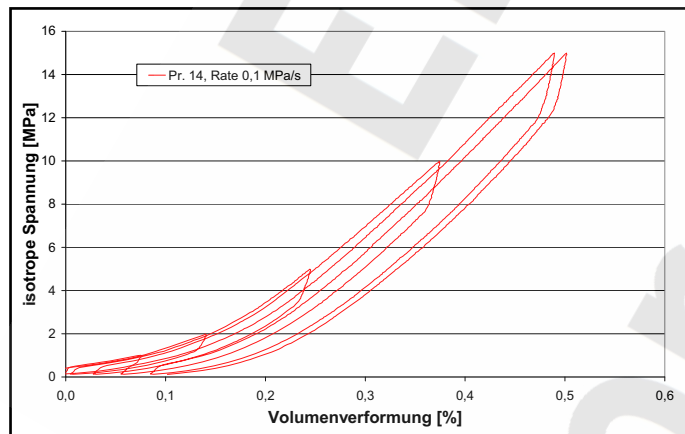
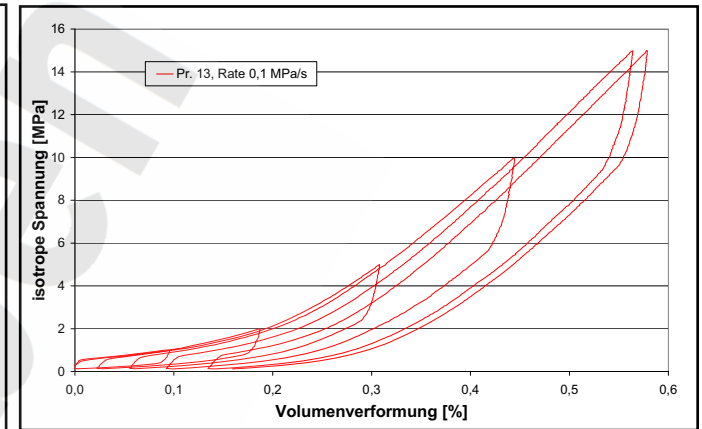
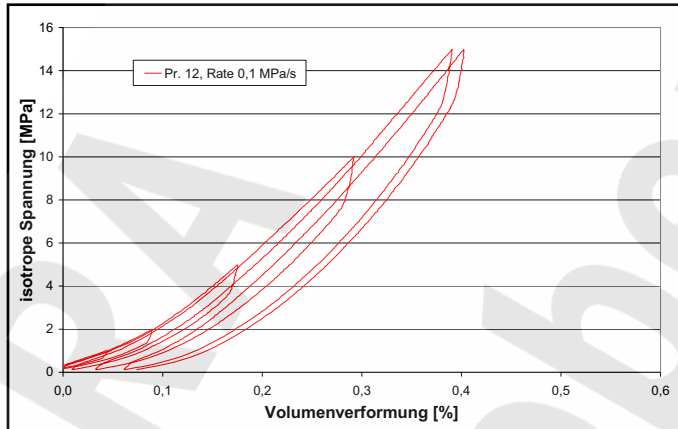
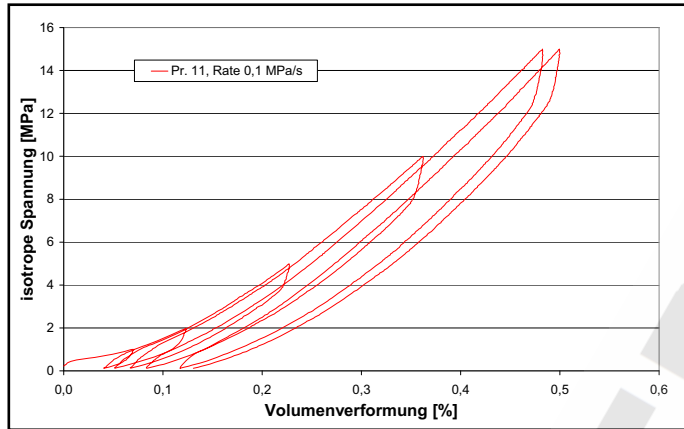
Kontaktbereich MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit



Bezeichnung	Elastische Konstanten			Scherfestigkeit	
	Elastizitätsmodul E [GPa]	Kompaktionsmodul K [GPa]	Querdehnzahl ν [-]	Manteldruck σ_3 [MPa]	Bruchspannung σ_1 [MPa]
Probe 10	21,1	13,6	0,24	5,0	67,2
Probe 11	18,5	10,0	0,19	1,0	52,3
Probe 12	22,6	13,8	0,23	2,0	55,8
Probe 13	17,8	9,3	0,19	0,5	54,1
Probe 14	-	-	-	1,0	58,0
Probe 15	19,4	10,6	0,2	5,0	70,5
Probe 16	-	-	-	1,0	58,0
Probe 17	20,0	11,3	0,21	0,5	63,2
Probe 18	25,1	17,0	0,25	2,0	63,7
Probe 19	19,0	11,2	0,22	2,0	64,6







Bezeichnung	Volumenverformung [%]					Kompaktionsmodul bei Erstbelastung [GPa]				
	$\sigma_{\text{hyd}} = 1 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 2 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 5 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 10 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 1 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 2 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 5 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 10 \text{ MPa}$	$\sigma_{\text{hyd}} = 15 \text{ MPa}$
Probe 10 (0,005 MPa/s)	0,059	0,116	0,221	0,366	0,503	1,7	1,7	2,3	2,7	3,0
Probe 11 (0,1 MPa/s)	0,069	0,123	0,227	0,362	0,483	1,4	1,6	2,2	2,8	3,1
Probe 12 (0,1 MPa/s)	0,044	0,089	0,175	0,292	0,391	2,3	2,2	2,9	3,4	3,8
Probe 13 (0,1 MPa/s)	0,096	0,187	0,308	0,444	0,564	1,0	1,1	1,6	2,3	2,7
Probe 14 (0,1 MPa/s)	0,075	0,140	0,244	0,374	0,490	1,3	1,4	2,0	2,7	3,1
Probe 15 (0,005 MPa/s)	0,139	0,201	0,295	0,435	0,574	0,7	1,0	1,7	2,3	2,6
Probe 16 (0,1 MPa/s)	0,108	0,172	0,263	0,381	0,483	0,9	1,2	1,9	2,6	3,1
Probe 17 (0,005 MPa/s)	0,100	0,154	0,261	0,397	0,510	1,0	1,3	1,9	2,5	2,9
Probe 18 (0,005 MPa/s)	0,083	0,123	0,201	0,306	0,399	1,2	1,6	2,5	3,3	3,8
Probe 19 (0,005 MPa/s)	0,093	0,160	0,266	0,401	0,529	1,1	1,3	1,9	2,5	2,8
Mittelwert alle Versuche:						1,3	1,4	2,1	2,7	3,1
Mittelwert Versuche mit Belastungsrate 0,1 MPa/s:						1,4	1,5	2,1	2,7	3,2
Mittelwert Versuche mit Belastungsrate 0,005 MPa/s:						1,1	1,4	2,0	2,7	3,0





Institut für Gebirgsmechanik GmbH

**Untersuchungen an der Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2
/ Hauptanhydrit, Prüfkörperherstellung**

Anlage 3.6



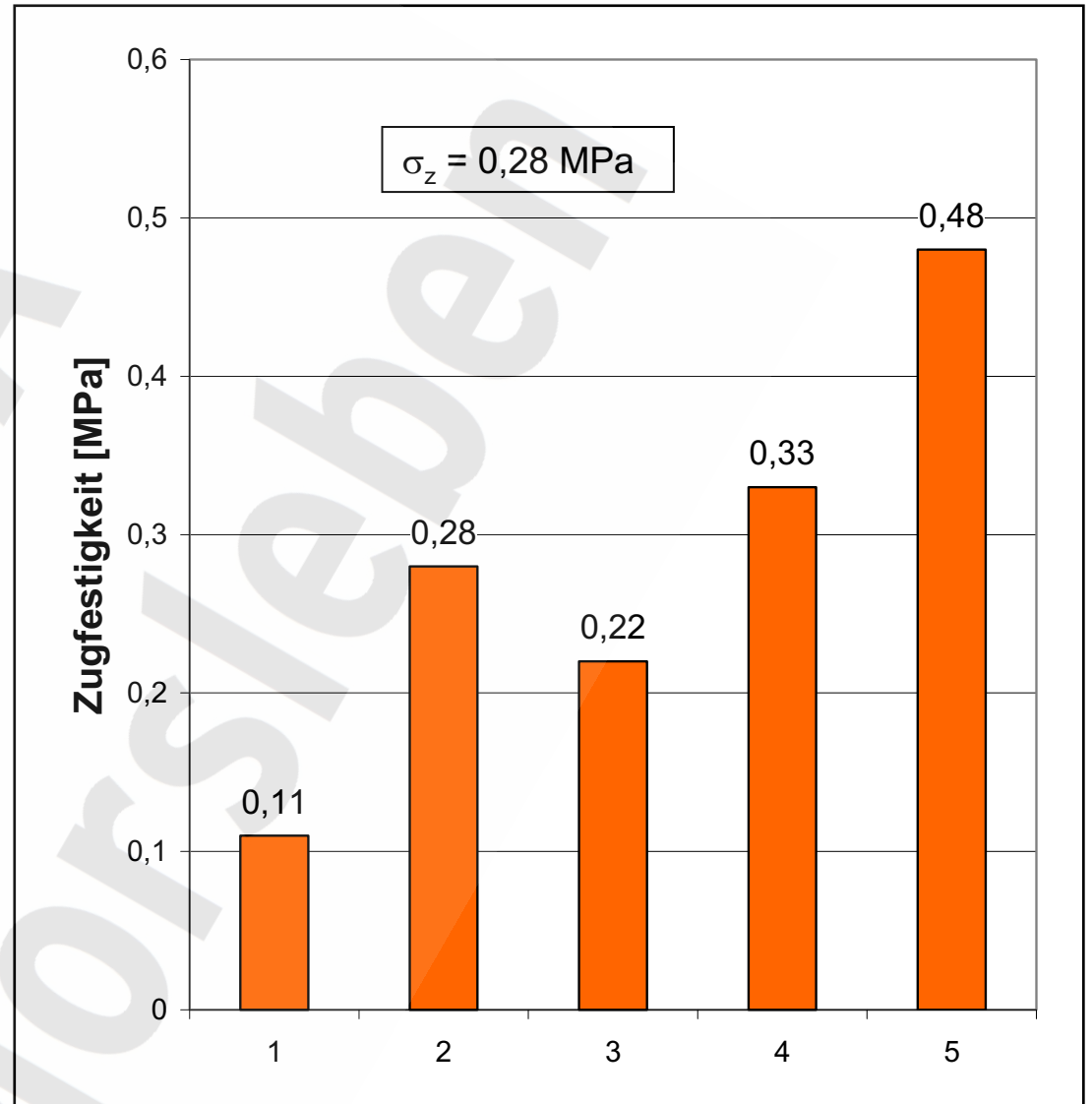
Prüfkörper



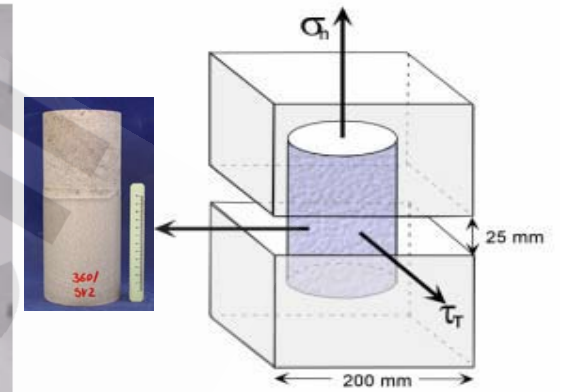
Zugversuch



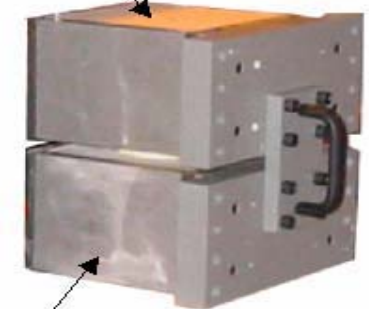
nach dem Versuch



- Vertikalkraft bis 500 kN
- Scherkraft bis 250 kN



obere Scherbox



untere Scherbox



Institut für Gebirgsmechanik GmbH

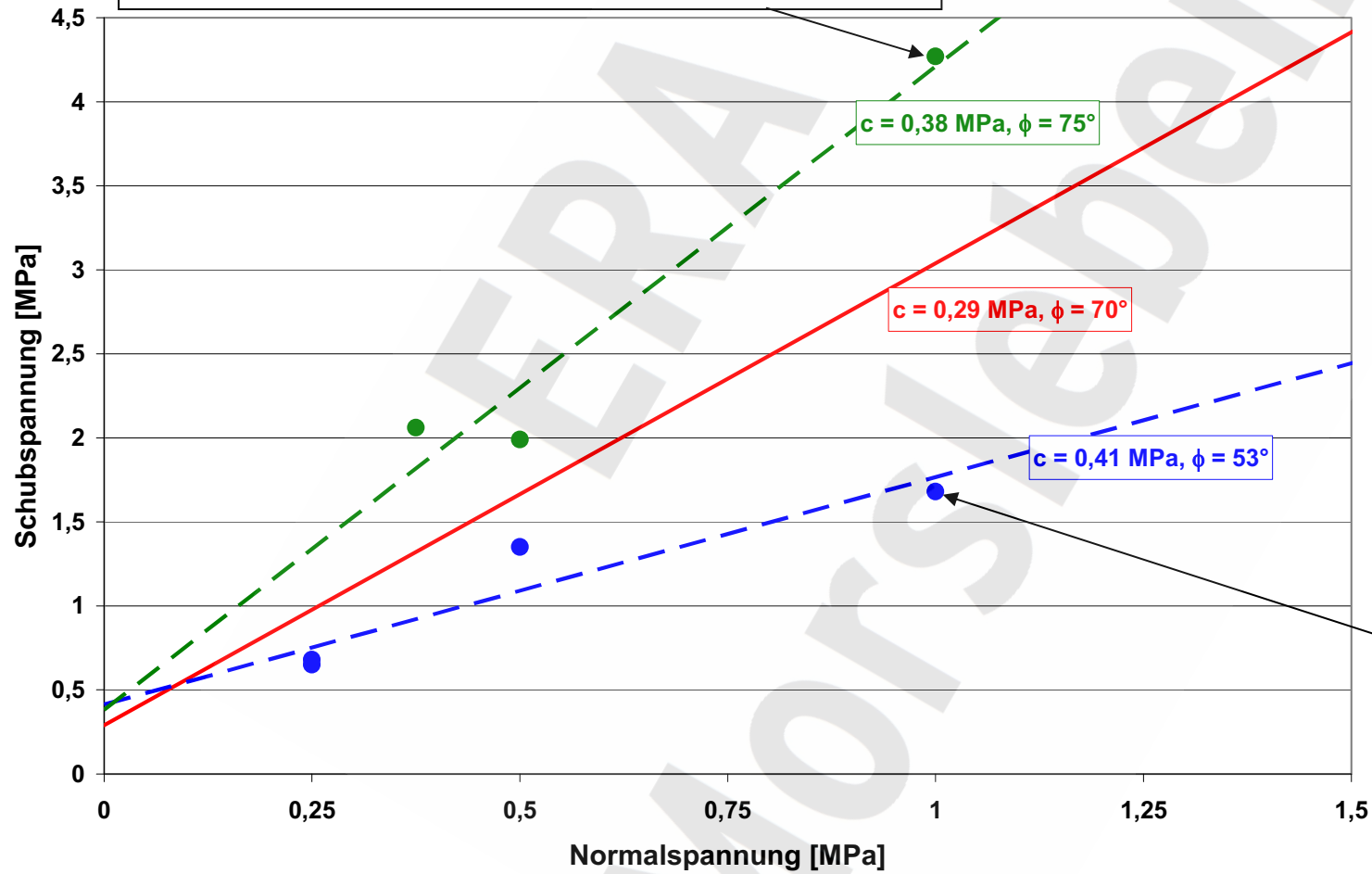
**Kontaktfläche MgO-Beton DBM 2 / Hauptanhydrit,
Scherfestigkeitsversuche**

Anlage 3.8

Probenhälften
nach dem
Versuch

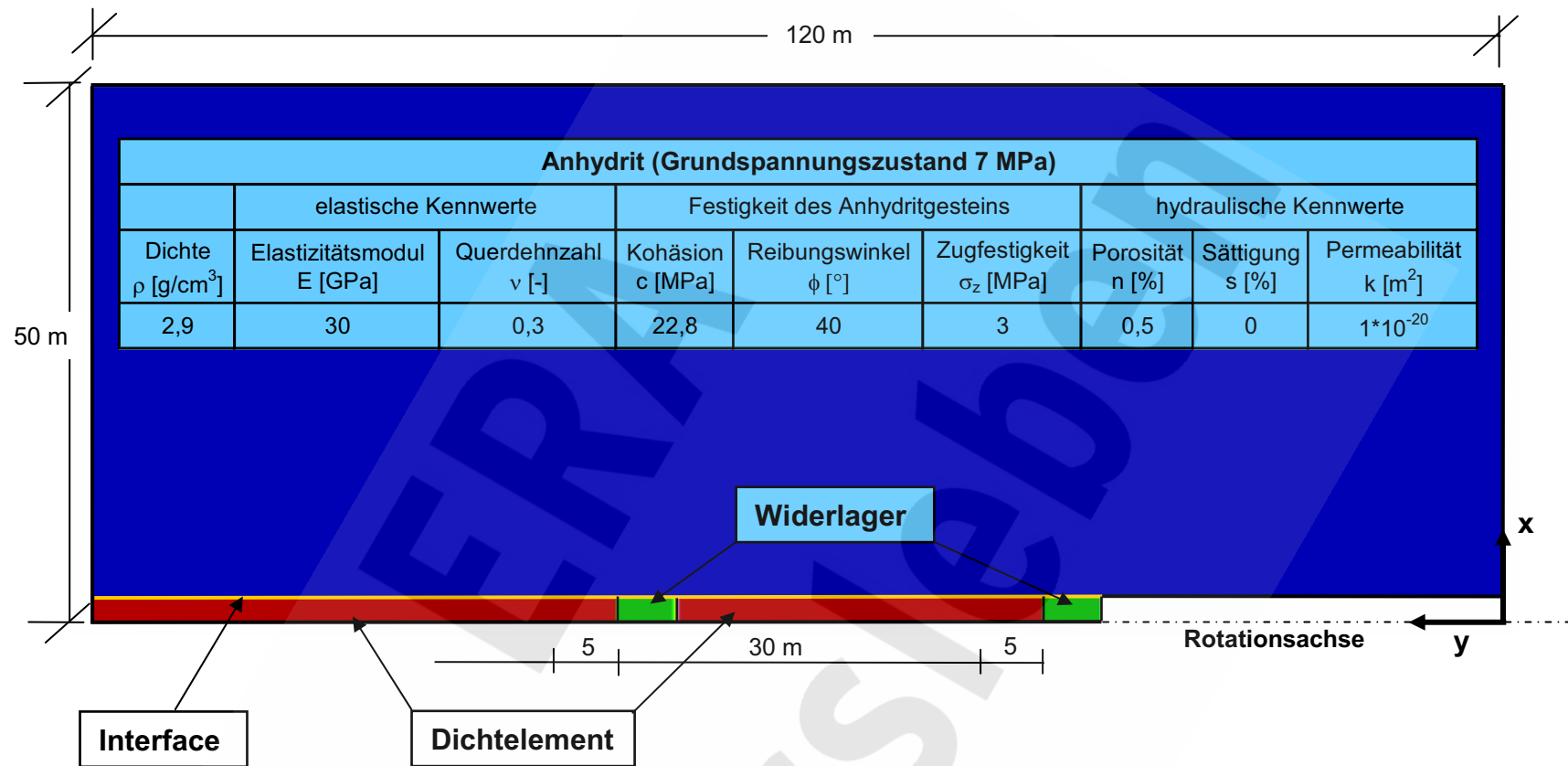


während des Versuches



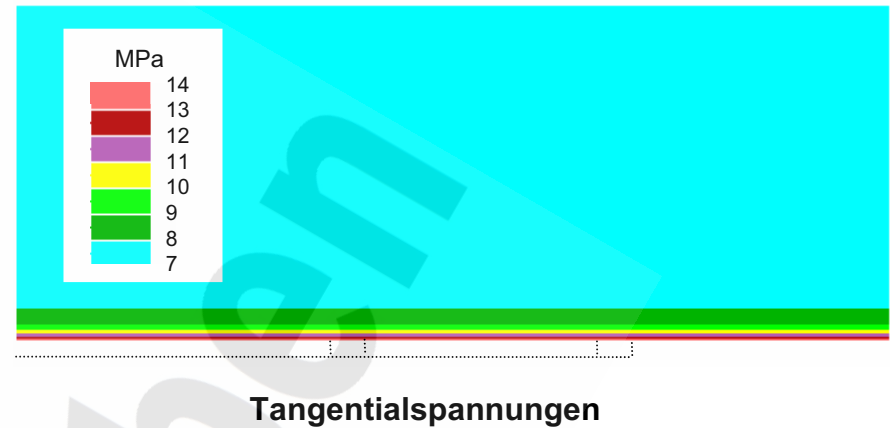
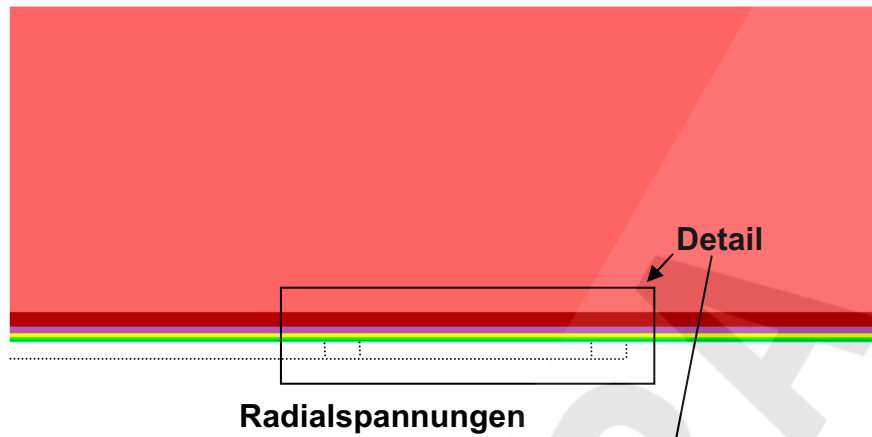
Probenhälften
nach dem
Versuch



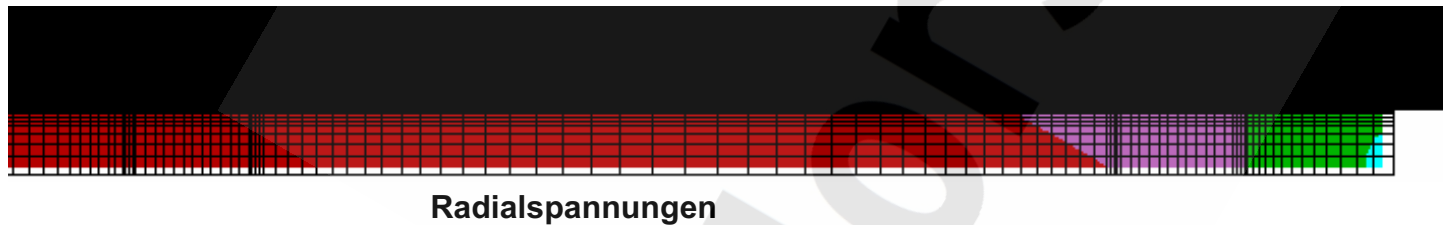
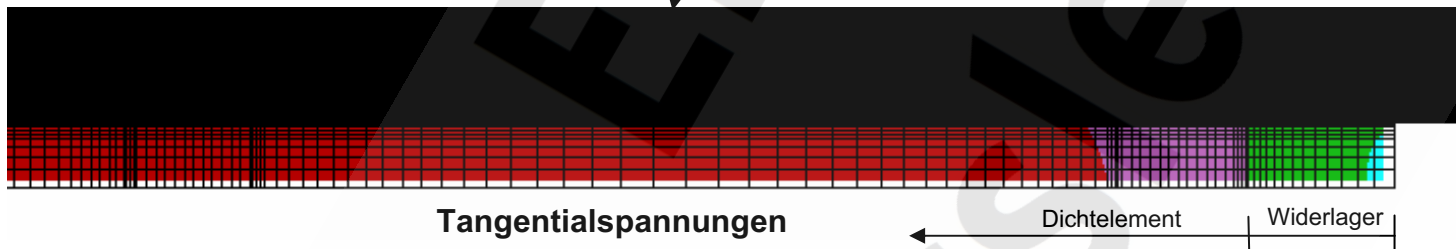


Fall	Untersuchungsziel	Permeabilität [m ²]		Belastungszeitraum [a]	Kompaktionsmodul MgO-Beton [GPa]	Vorspannung MgO-Beton [MPa]
		Anhydrit konturnah 20 cm	Dichtelement und Widerlager			
a	Referenzfall	1*10 ⁻²⁰	1*10 ⁻¹⁸	50	1	1
b	Permeabilität des konturnahen Anhydrits	1*10 ⁻¹⁸	"	"	"	"
c		1*10 ⁻¹⁷	"	"	"	"
g	Permeabilität des Abdichtungsbauwerkes	1*10 ⁻²⁰	1*10 ⁻²⁰	"	"	"
i	Vorspannung des Abdichtungsbauwerkes	"	1*10 ⁻¹⁸	"	"	0,5
e	Belastungszeitraum	"	"	5	"	1
h	Kompaktionsmodul des Abdichtungsbauwerkes	"	"	50	0,5	"



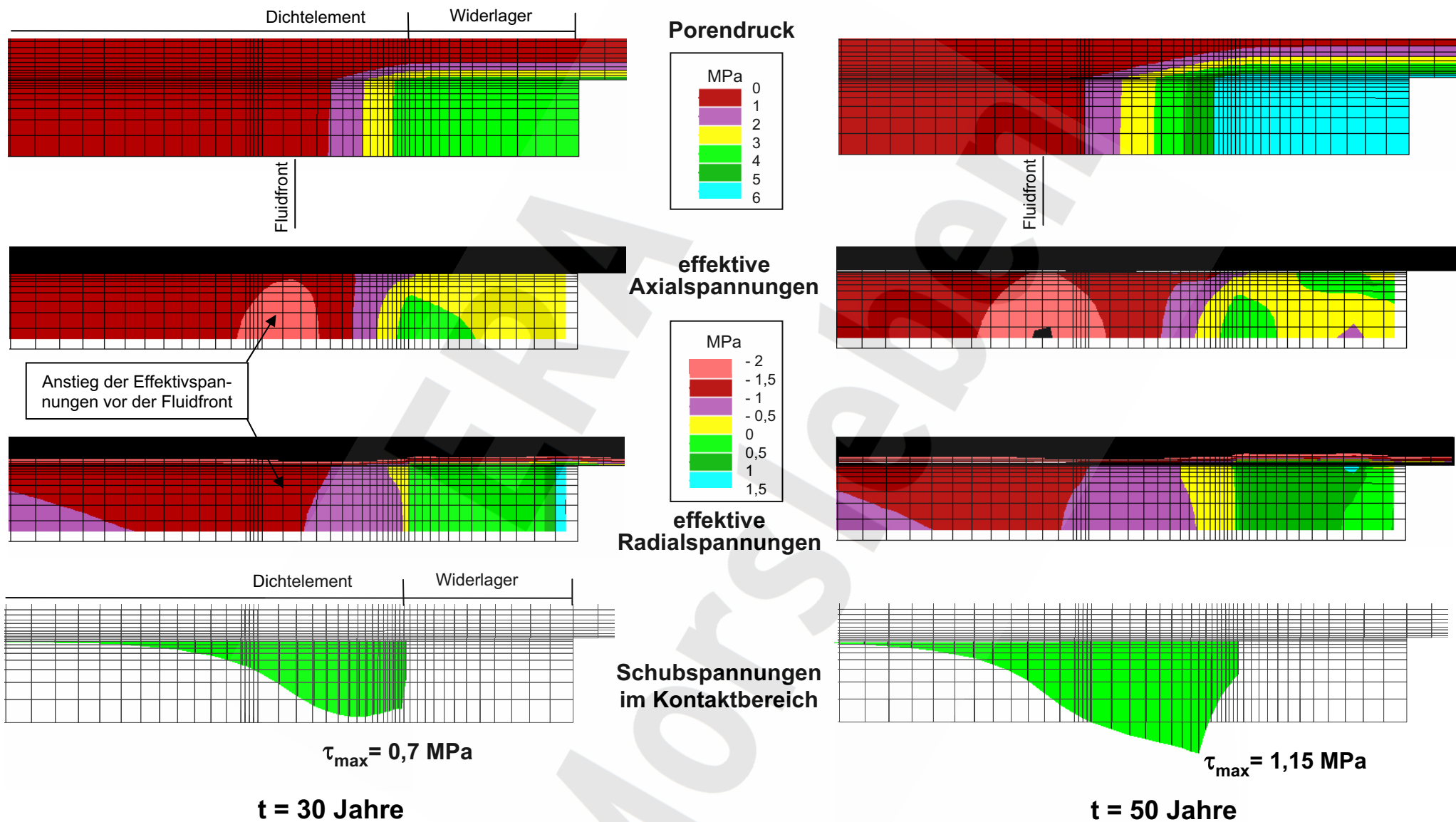


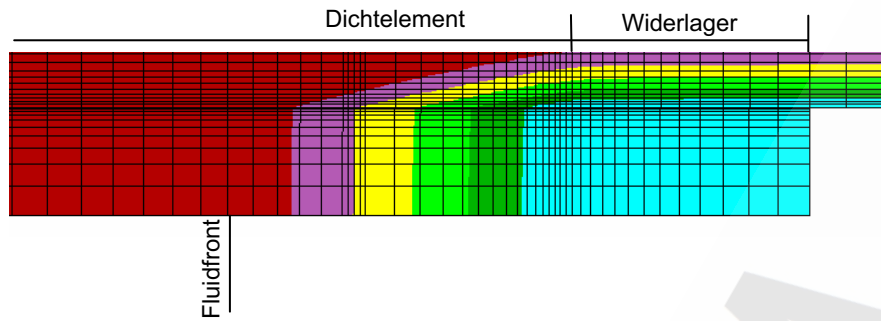
1. BZ, Streckenausbruch



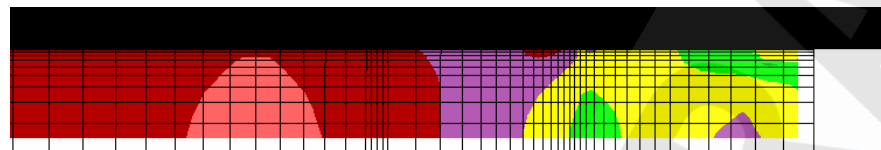
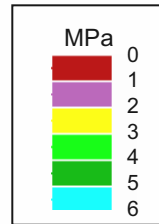
2. BZ, Einbau Dichtelemente und Widerlager, Aufbringen von 1 MPa Vorspannung



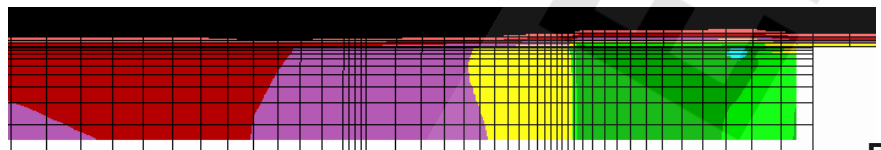
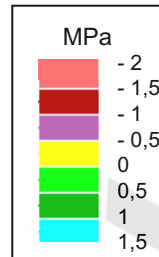




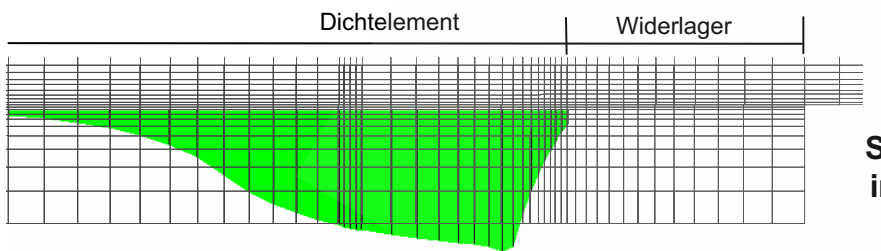
Porendruck



effektive Axialspannungen

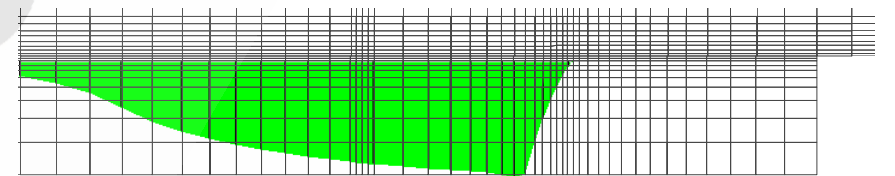
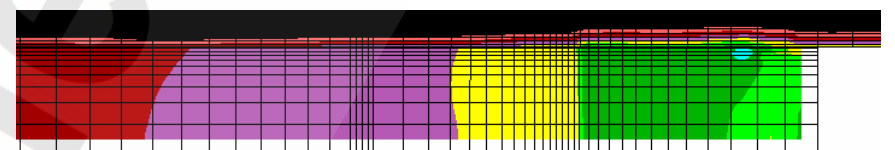
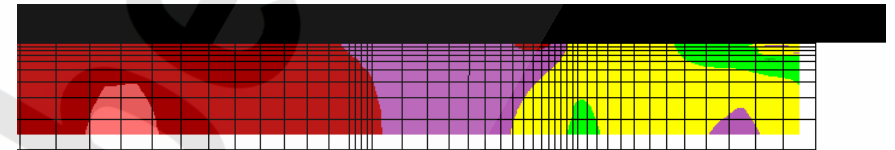
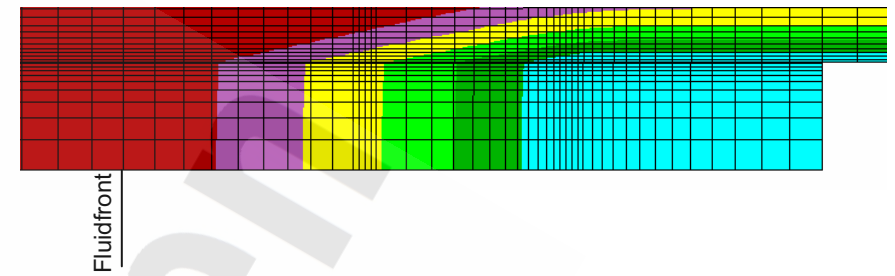


effektive Radialspannungen



$\tau_{\max} = 0,9 \text{ MPa}$

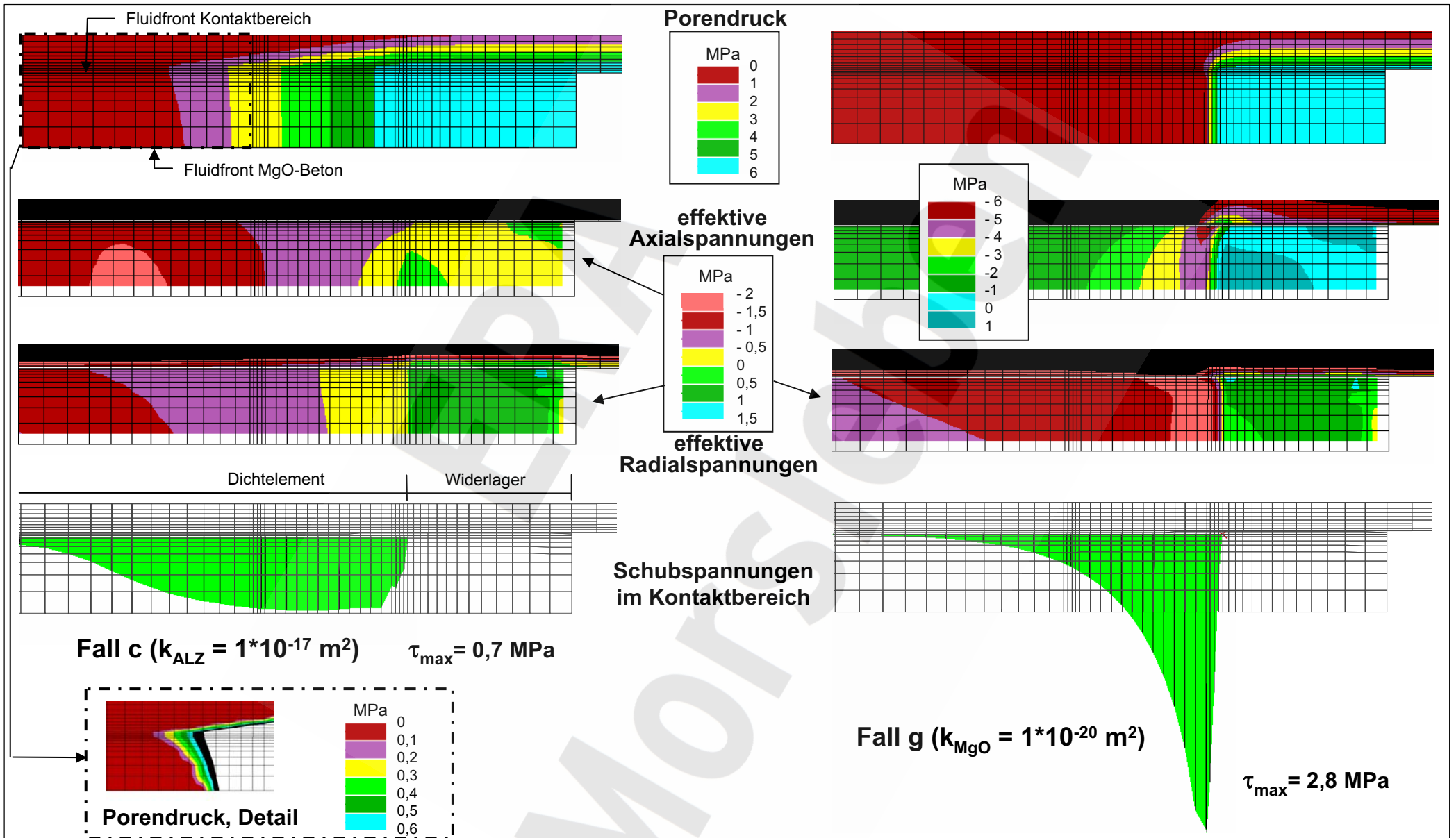
$t = 70 \text{ Jahre}$

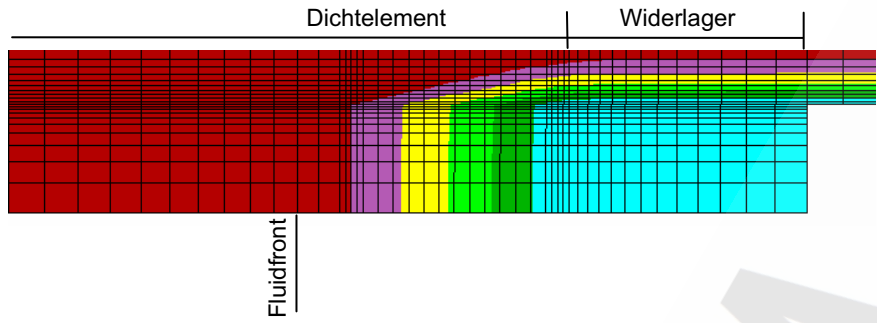


$\tau_{\max} = 0,8 \text{ MPa}$

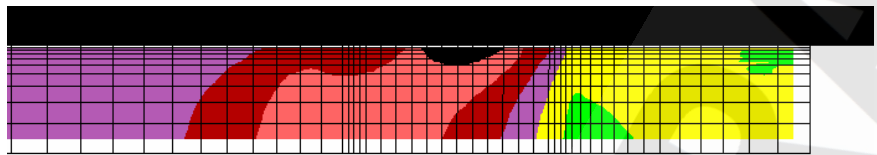
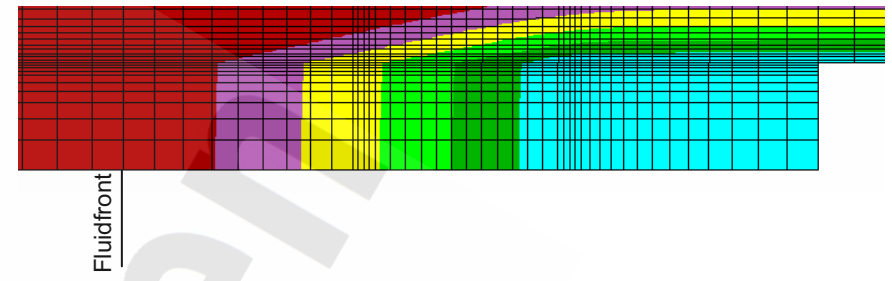
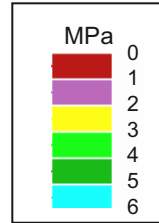
$t = 100 \text{ Jahre}$



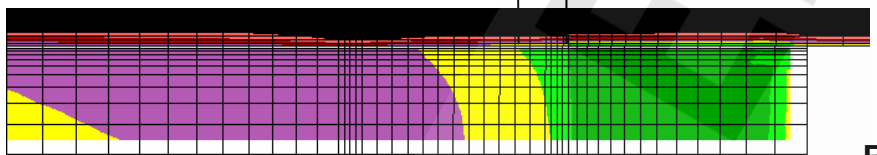
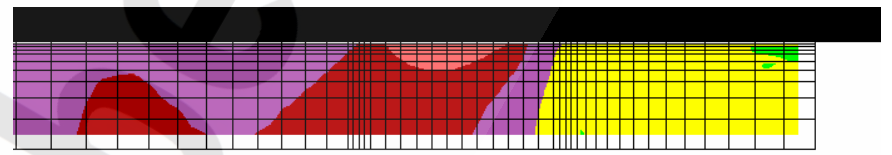
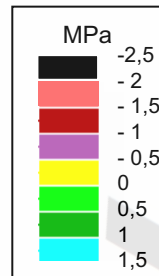




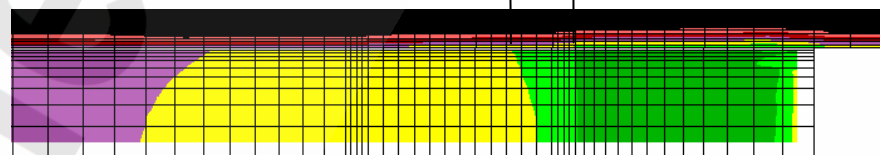
Porendruck



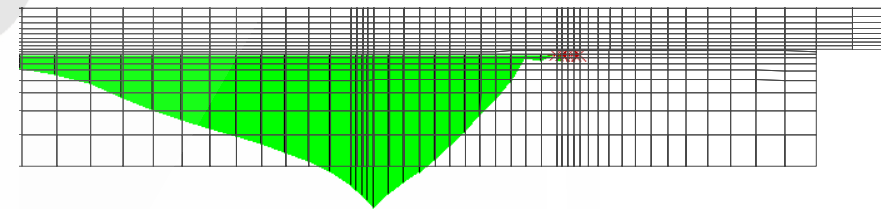
effektive Axialspannungen



effektive Radialspannungen



Schubspannungen im Kontaktbereich



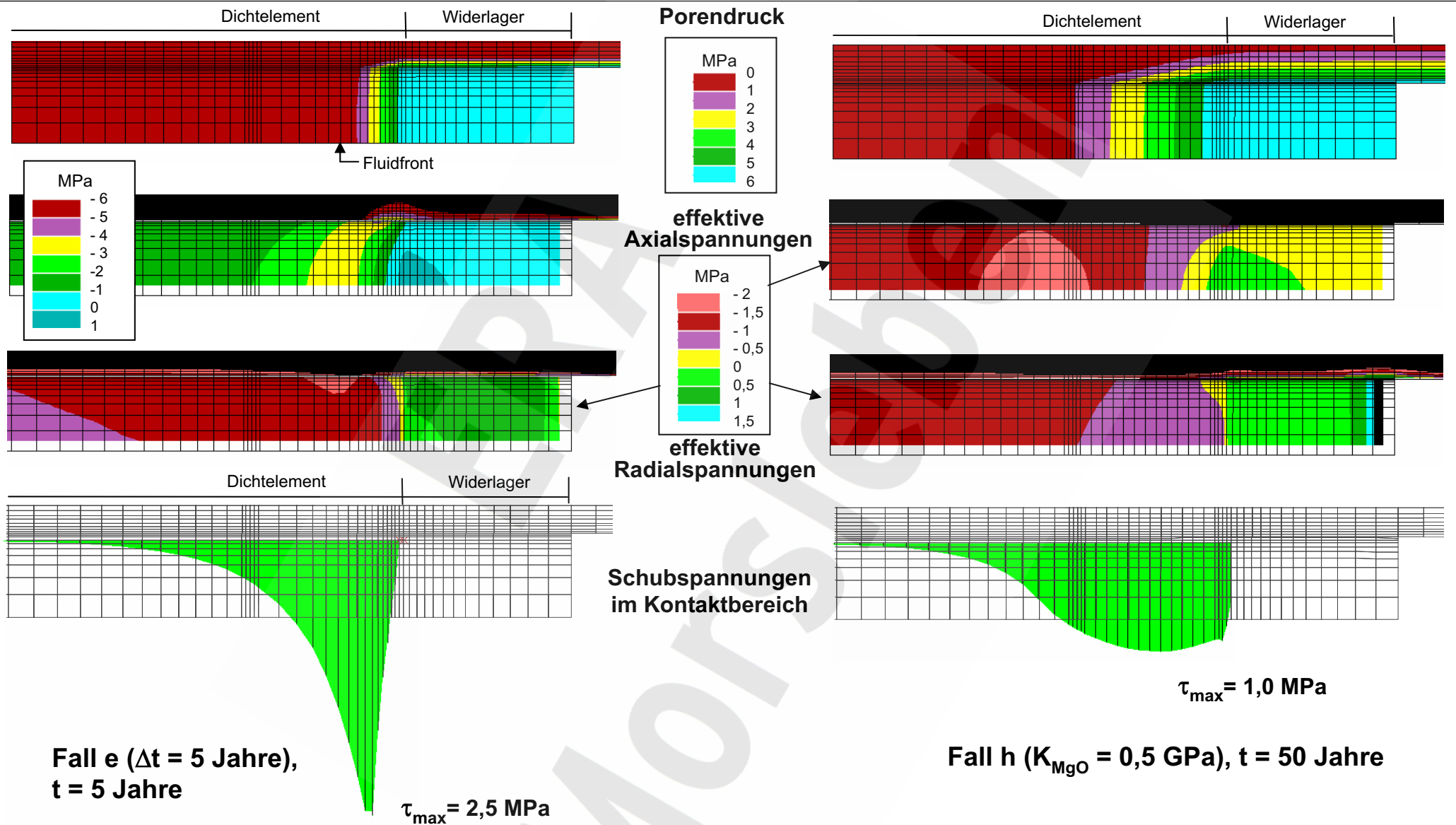
$\tau_{\max} = 1,6 \text{ MPa}$

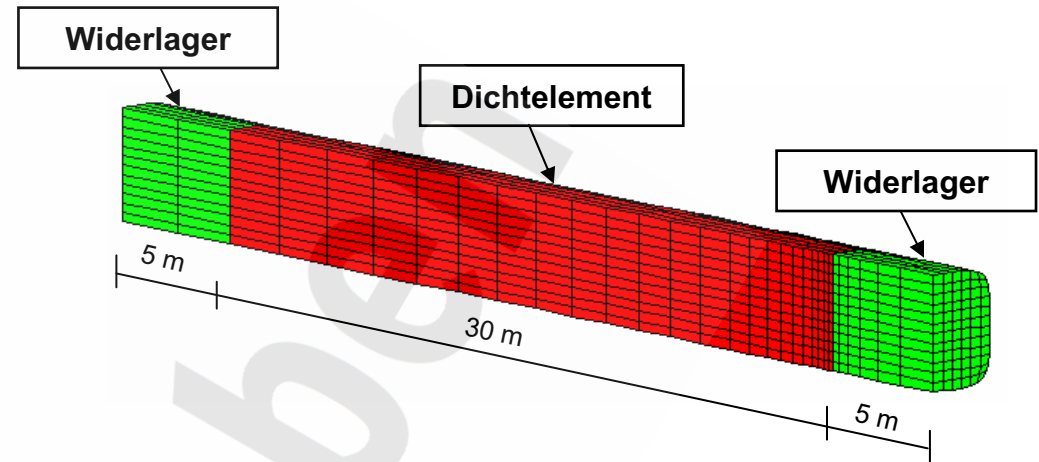
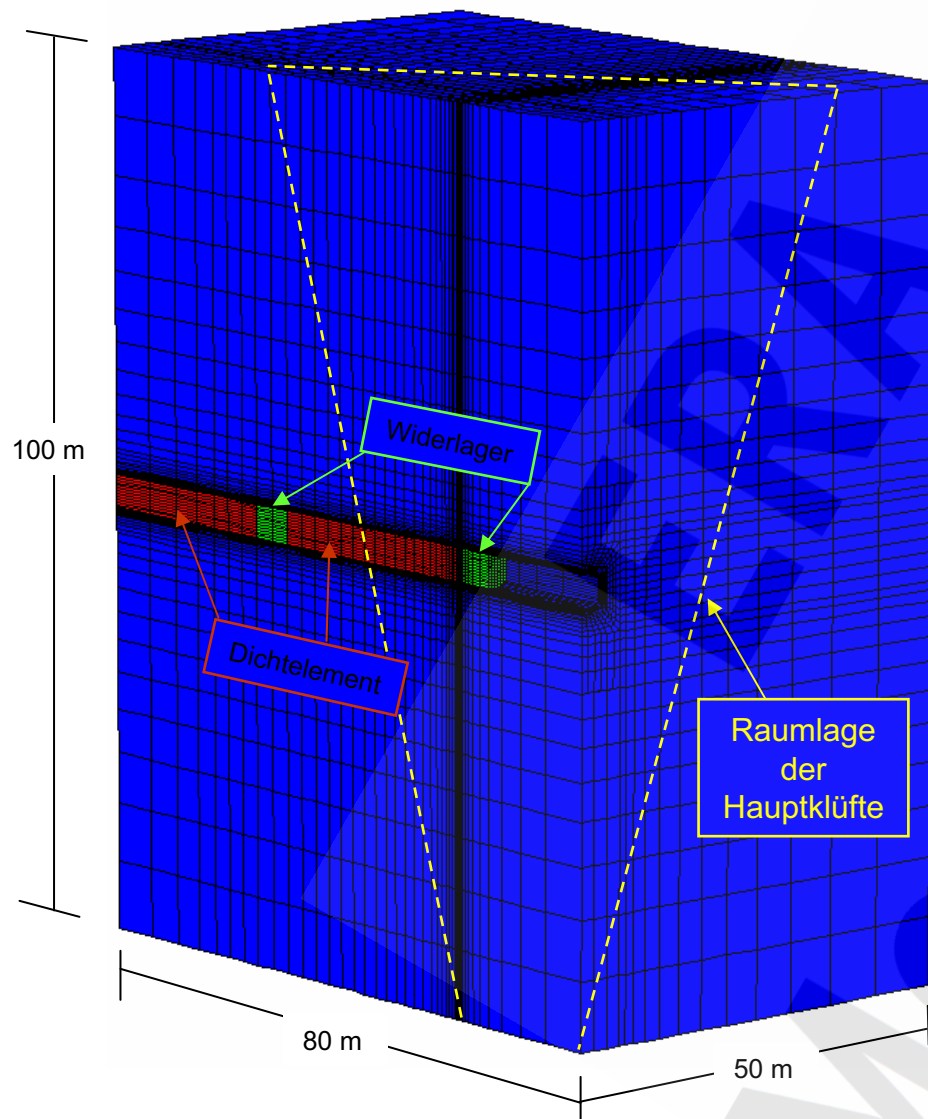
$t = 50 \text{ Jahre}$

$\tau_{\max} = 1,2 \text{ MPa}$

$t = 100 \text{ Jahre}$

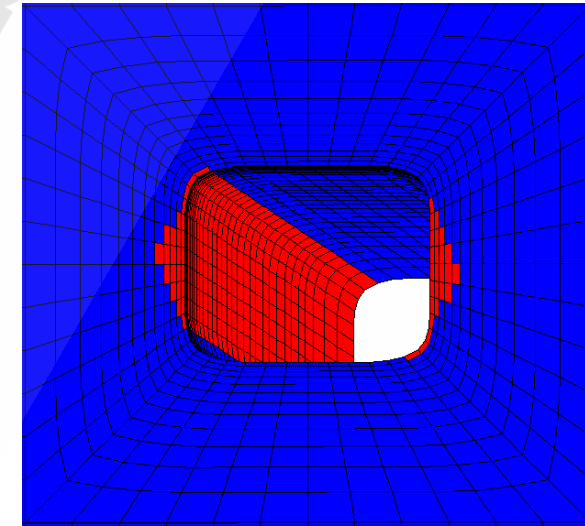
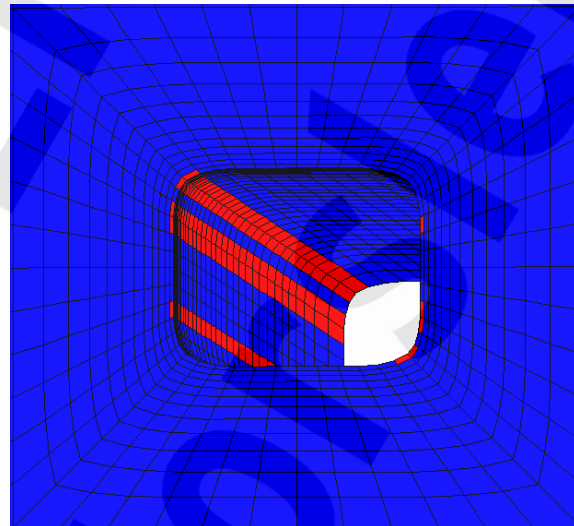
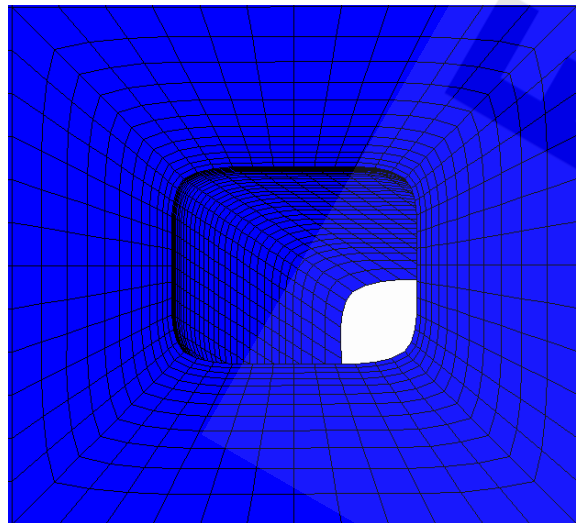
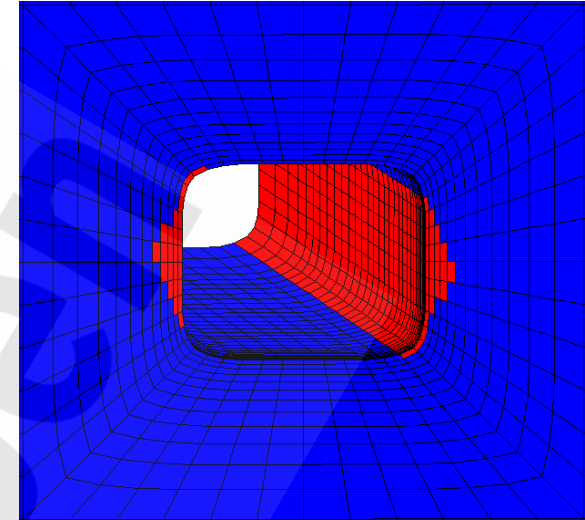
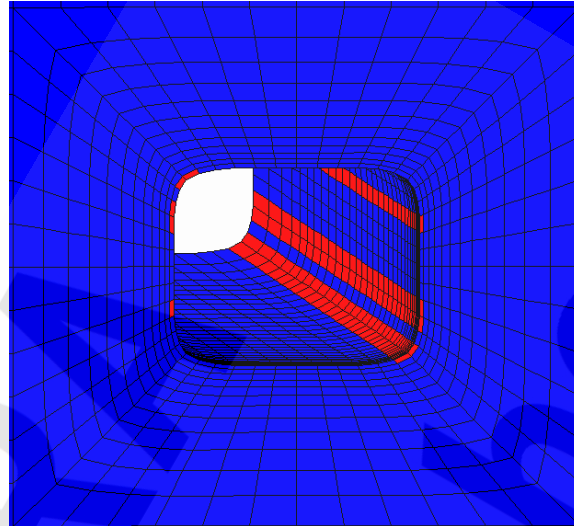
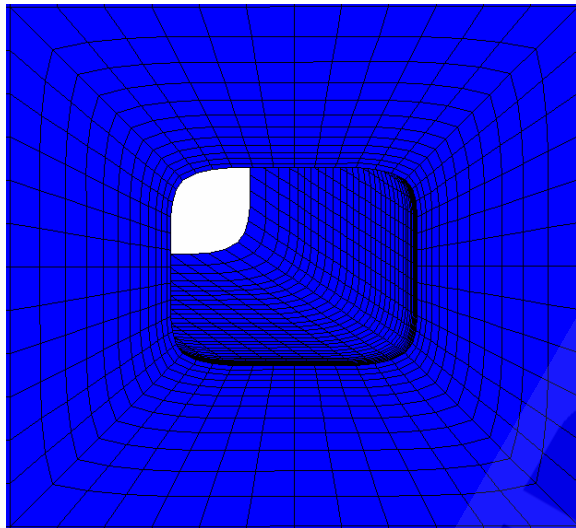






Fall	Ausrichtung und Festigkeit der Klüfte im Anhydrit				
	Streichen bezüglich der Streckenachse [Gon]	Einfallen [Gon]	Kohäsion c [MPa]	Reibungswinkel ϕ [°]	Zugfestigkeit σ_z [MPa]
I	keine Klüfte berücksichtigt				
II	40	77	2,4	44	0,2
III	25	"	"	"	"

Berechnungsfälle und Kennwerte der Klüfte im Anhydrit



Block State

■ None

Fall I

Fall II

Block State

■ None

■ u:shear-p

Fall III

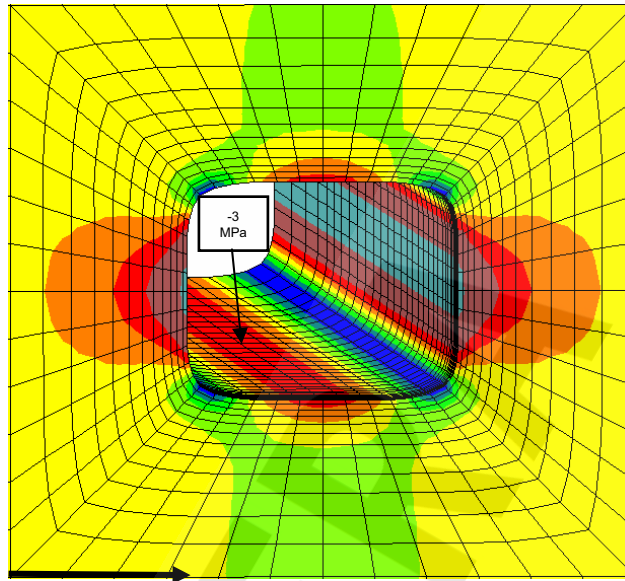
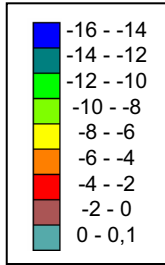


Institut für Gebirgsmechanik GmbH

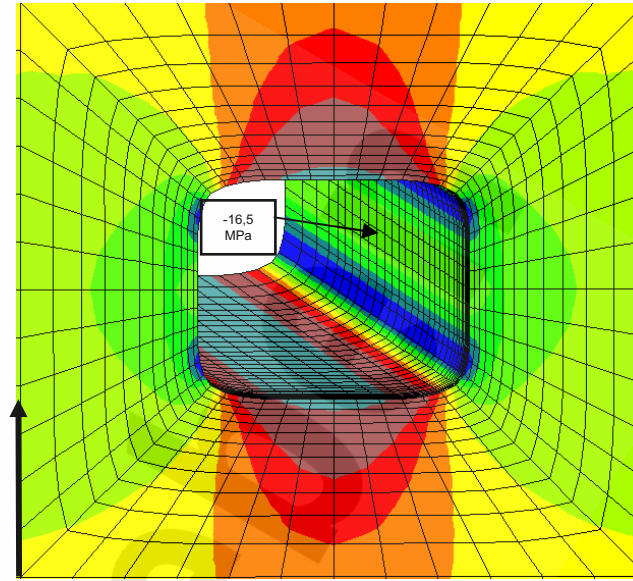
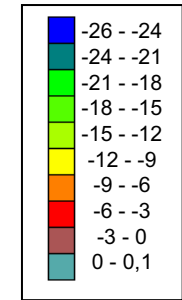
**Berechnungsfälle I bis III, 1. Bauzustand (Streckenausbruch),
Bereiche mit Festigkeitsüberschreitungen**

Anlage 4.10

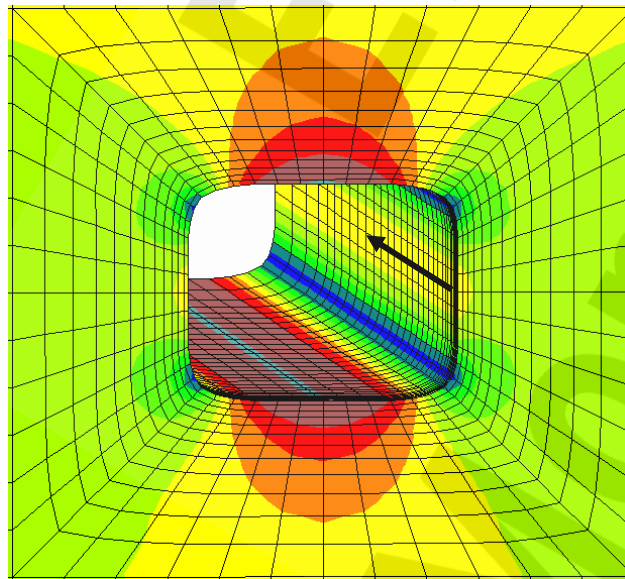
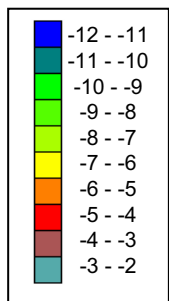
effektive Spannungen in x-Richtung [MPa]



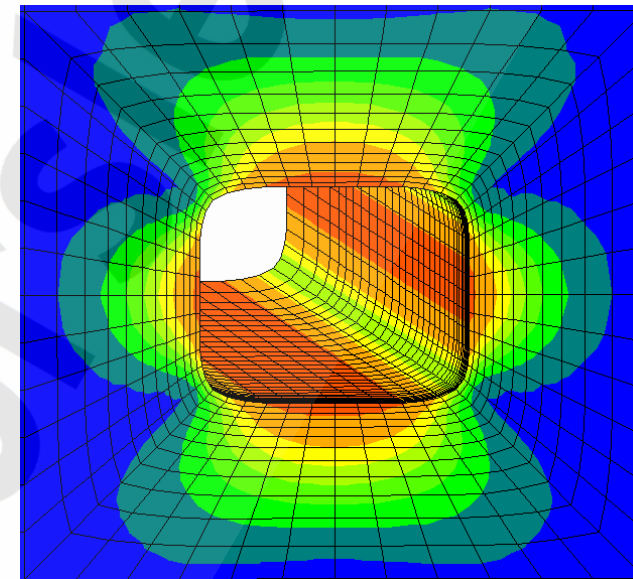
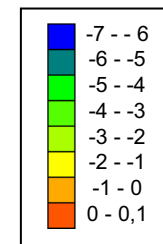
effektive Spannungen in z-Richtung [MPa]

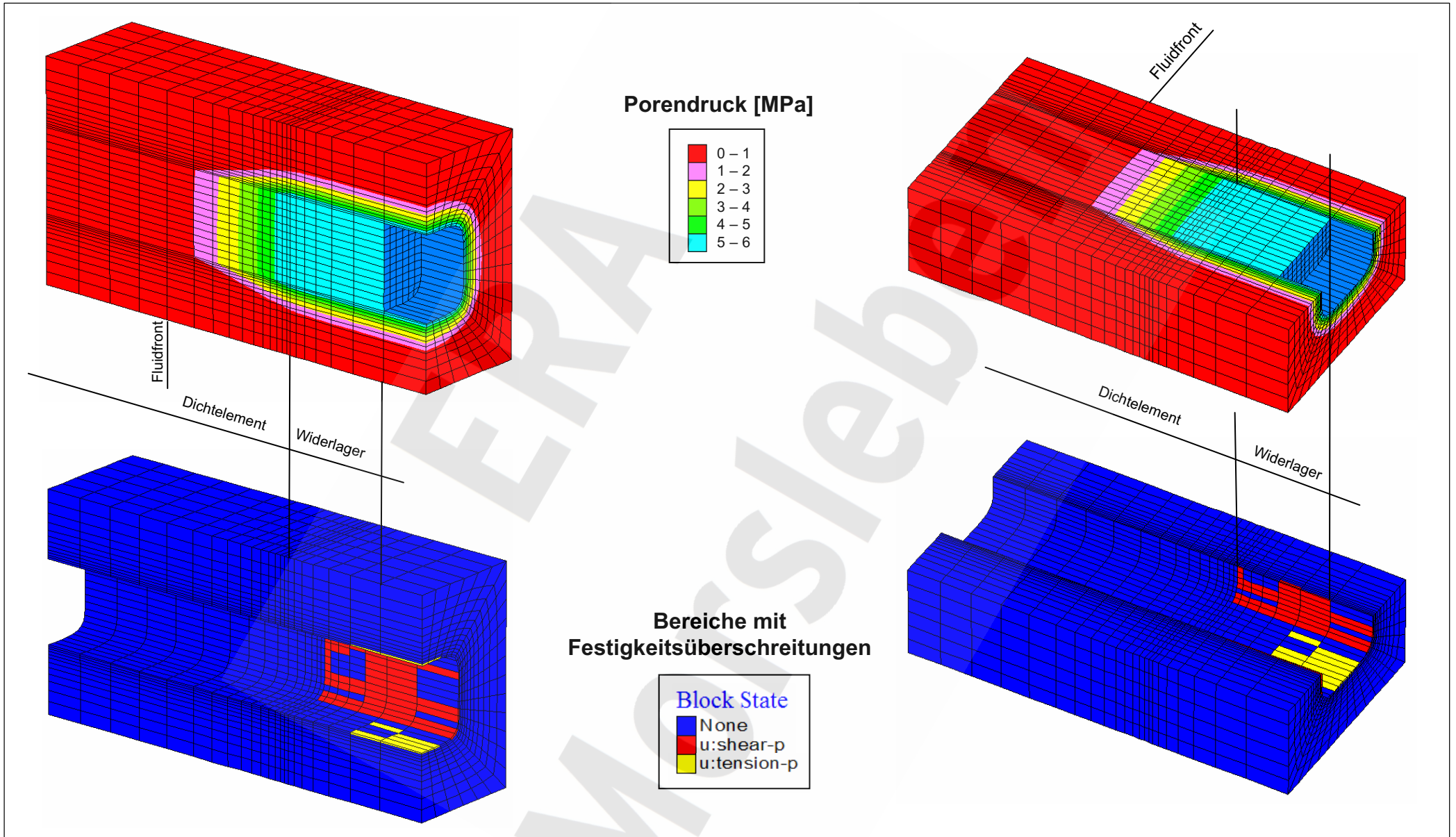


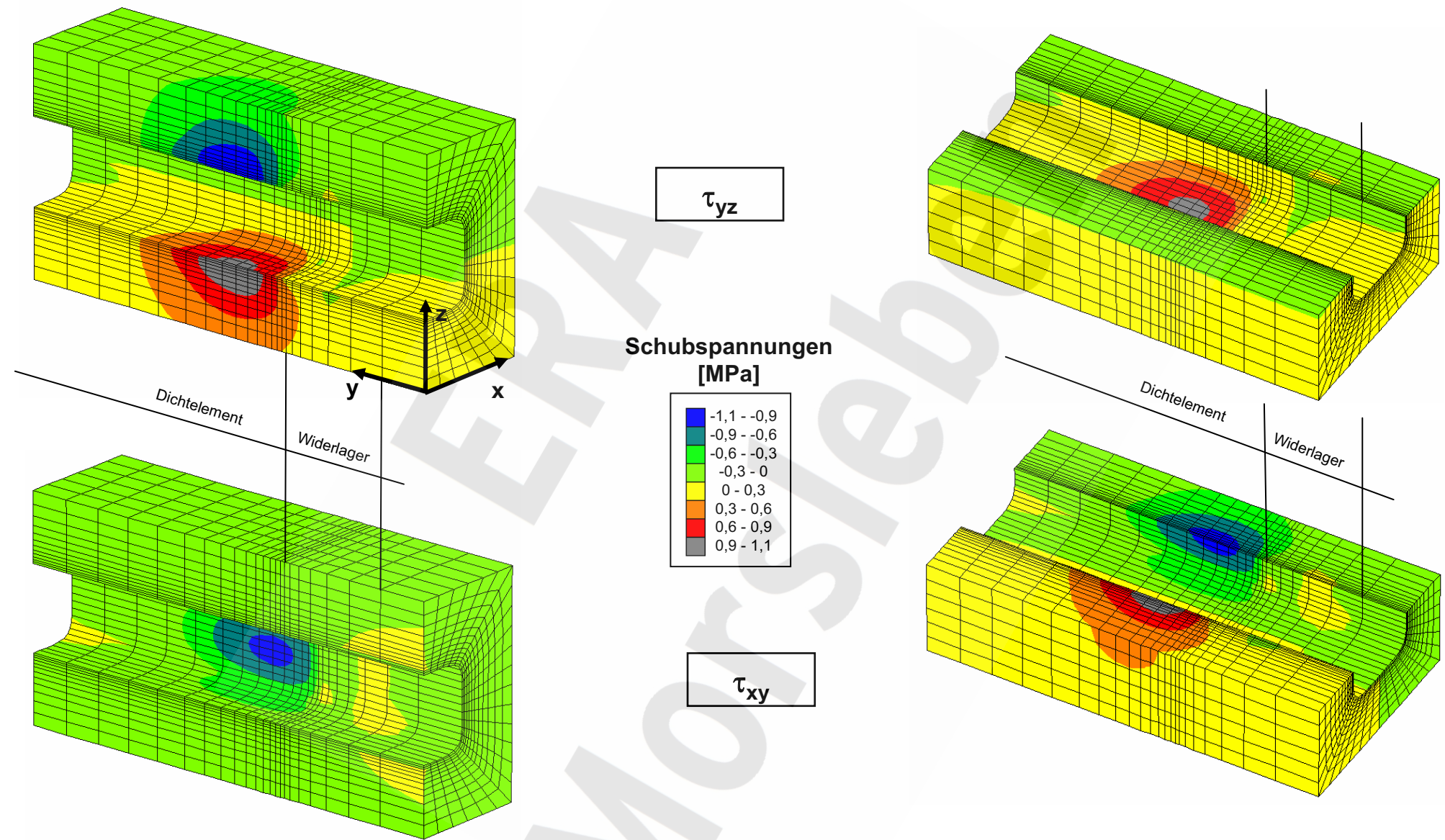
effektive Spannungen in y-Richtung [MPa]

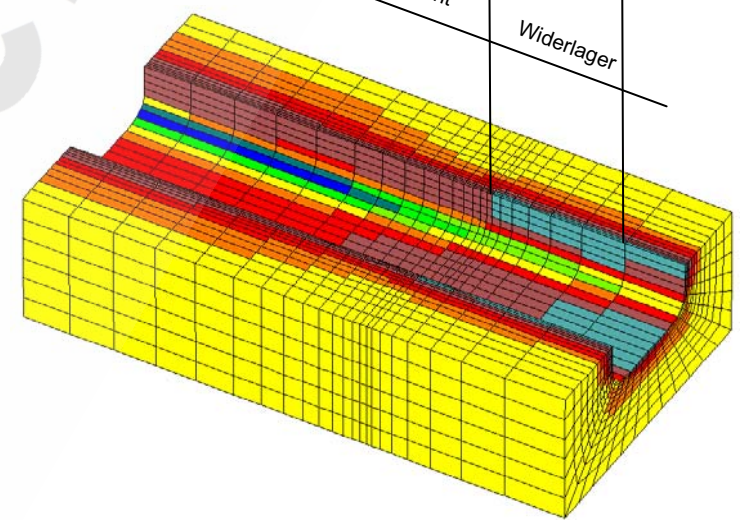
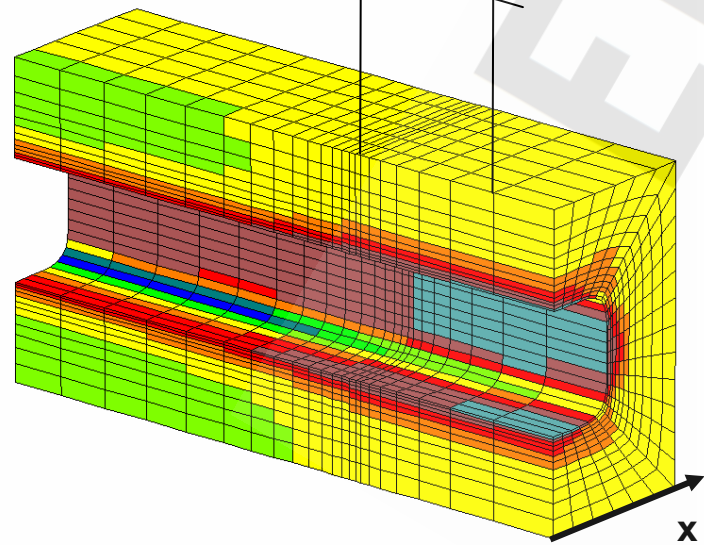
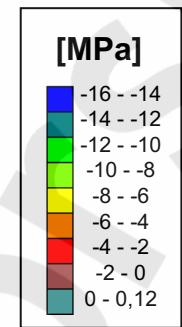
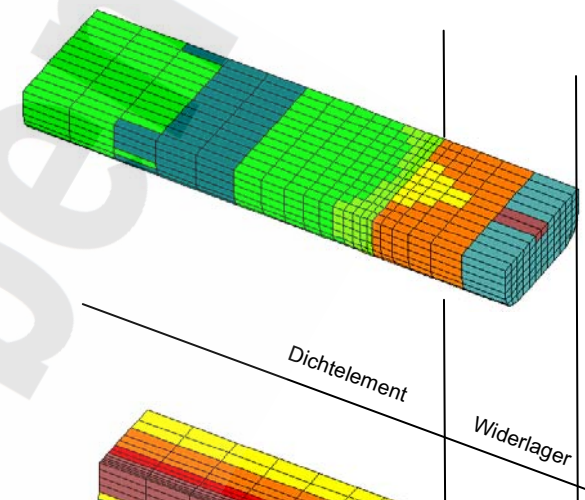
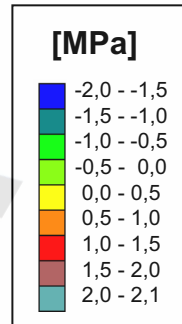
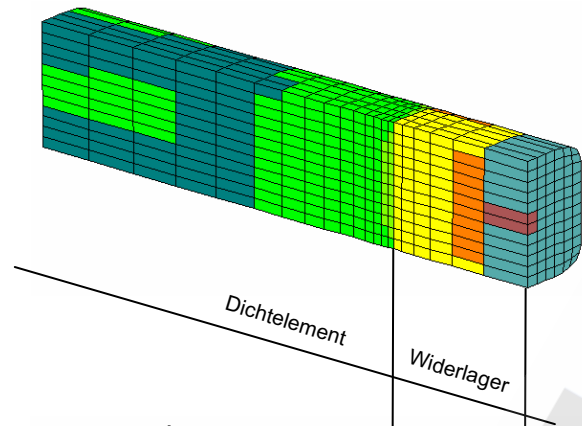


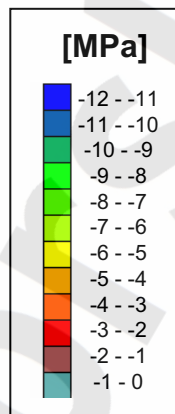
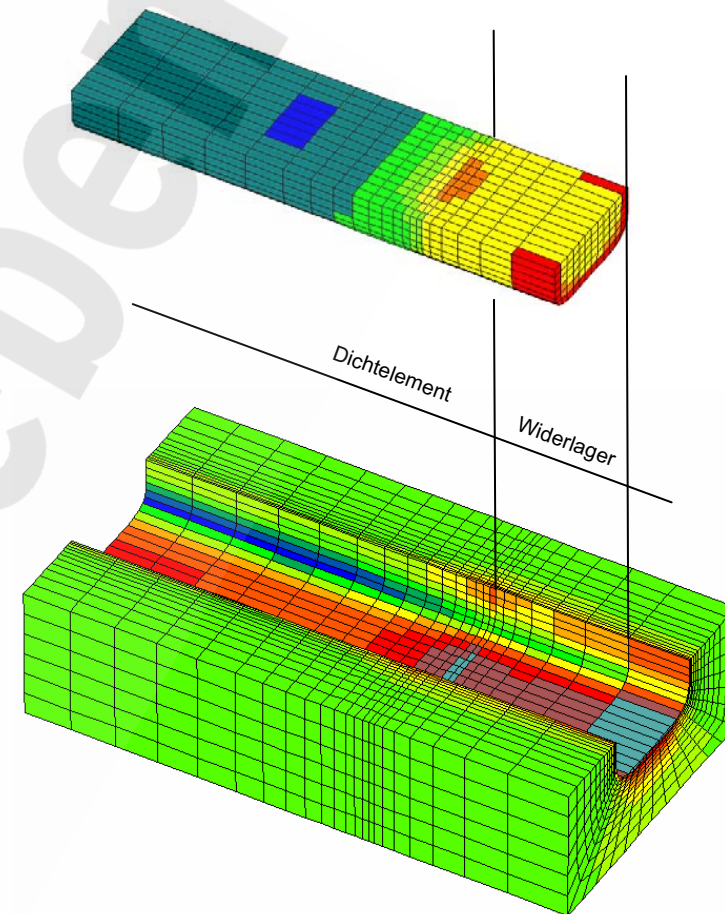
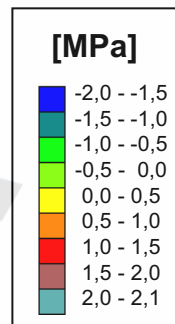
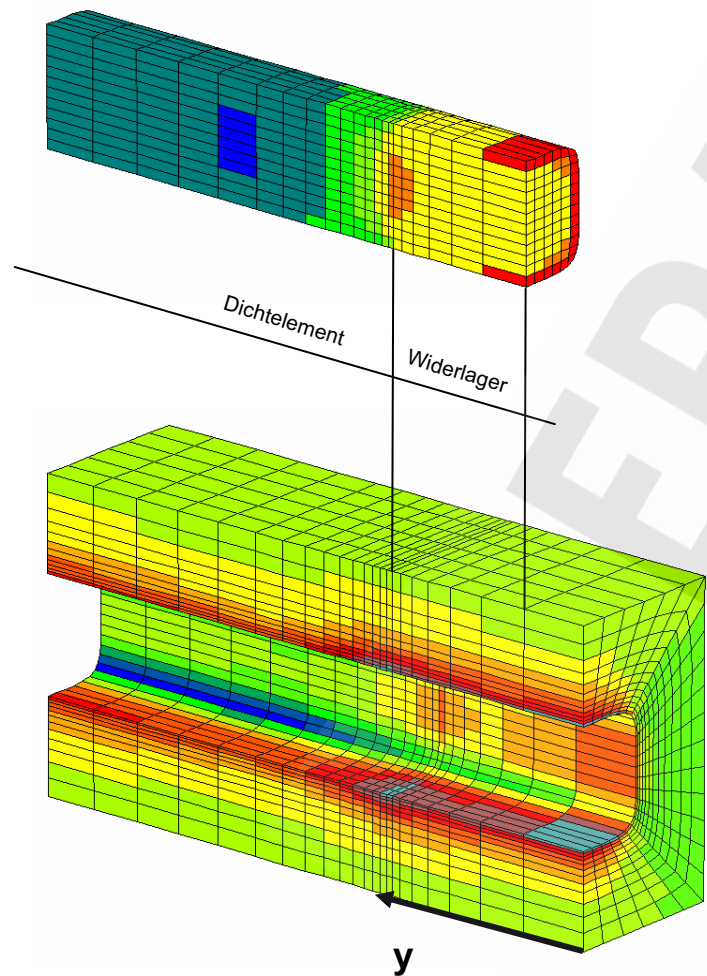
minimale Hauptspannung [MPa]

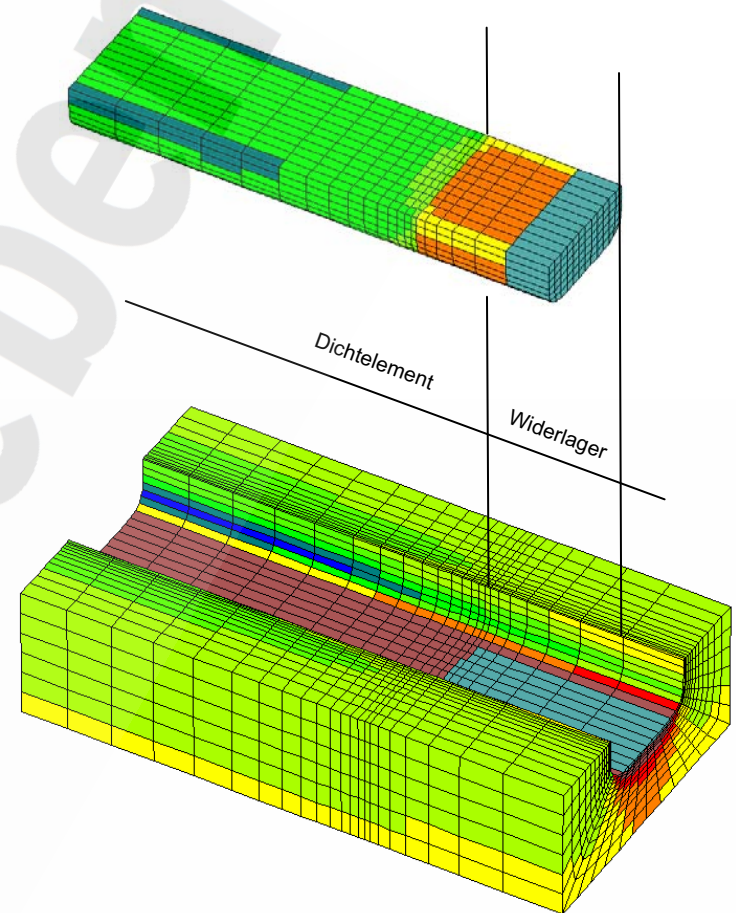
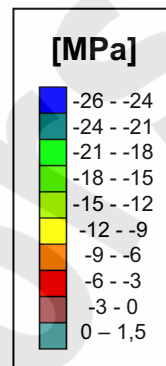
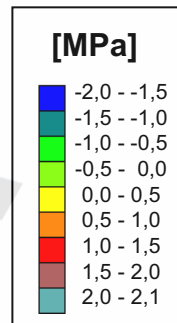
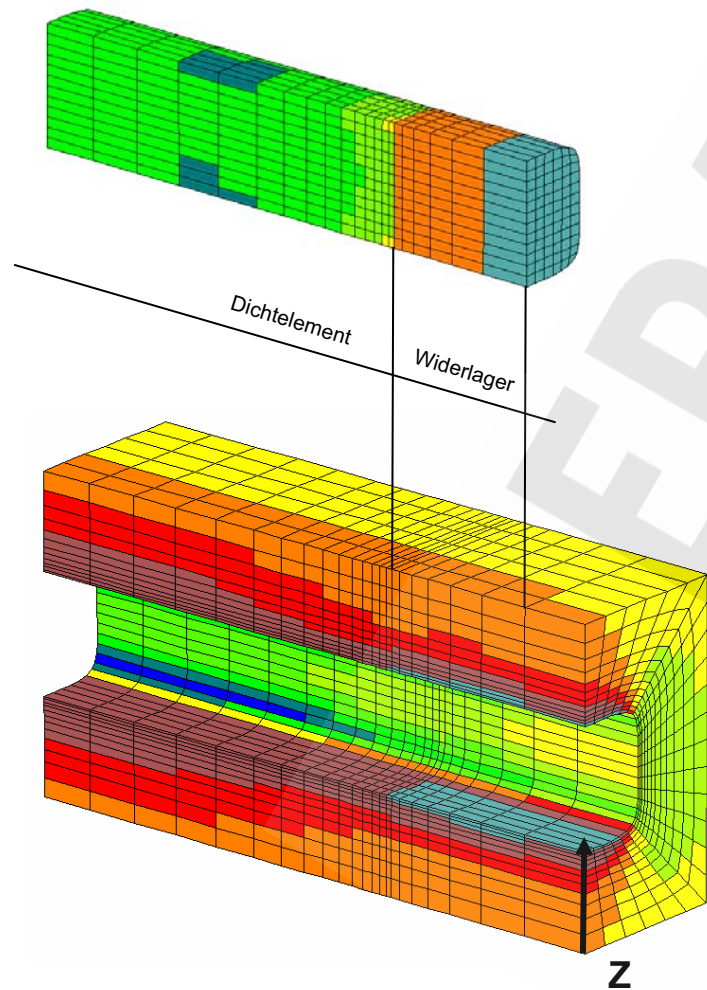












Endlager Morsleben
Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtungsbauwerk im
Hauptanhydrit aus Magnesiabeton

Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an
Magnesiabeton und Zement

Inhalt

1	Aufgabenstellung	3
2	Probenmaterial und Versuchsprogramm.....	3
3	Versuchsdurchführung.....	4
4	Ergebnisse	5

Anlagen

1	Magnesiabeton - DBM-2 - P170-1
1.1	Allgemeine Angaben
1.2	Gaspermeabilität der bergfeuchten Probe
1.3	Lösungspermeabilität der gesättigten Probe
1.4	Ergebnisse
2	Magnesiabeton - DBM-2 - P170-2
2.1	Allgemeine Angaben
2.2	Gaspermeabilität der bergfeuchten Probe
2.3	Lösungspermeabilität der gesättigten Probe
2.4	Ergebnisse
3	Magnesiabeton - DBM-2 - P170-3
3.1	Allgemeine Angaben
3.2	Lösungspermeabilität der gesättigten Probe
3.3	Ergebnisse
4	Magnesiabeton - DBM-2 - P170-4
4.1	Allgemeine Angaben
4.2	Lösungspermeabilität der gesättigten Probe
4.3	Ergebnisse
5	Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM 006) - P170-6
5.1	Allgemeine Angaben

- 5.2 Lösungspemeabilität der gesättigten Probe
- 5.3 Ergebnisse
- 6 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM 006) - P170-7
 - 6.1 Allgemeine Angaben
 - 6.2 Lösungspemeabilität der gesättigten Probe
 - 6.3 Ergebnisse
- 7 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM 006) - P170-8
 - 7.1 Allgemeine Angaben
 - 7.2 Lösungspemeabilität der gesättigten Probe
 - 7.3 Ergebnisse
- 8 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM 006) - P170-9
 - 8.1 Allgemeine Angaben
 - 8.2 Lösungspemeabilität der gesättigten Probe
 - 8.3 Ergebnisse
- 9 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM 006) - P170-10
 - 9.1 Allgemeine Angaben
 - 9.2 Gaspermeabilität der bergfeuchten Probe
 - 9.3 Ergebnisse
- 10 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM 006) - P170-11
 - 10.1 Allgemeine Angaben
 - 10.2 Gaspermeabilität der bergfeuchten Probe
 - 10.3 Ergebnisse

1 Aufgabenstellung

Im Zusammenhang mit der Eignungsprüfung von neu entwickelten Baumaterialien - Magnesiabeton¹ DBM-2, zementbasierter Konstruktionsmörtel der Fa. quick-mix mit der internen Bezeichnung ERAM-006 - waren die Gas- und Lösungspermeabilität für Q-Lösung und NaCl-Lösung zu ermitteln.

Der nachfolgende Bericht gibt eine Übersicht zu den untersuchten Materialien, zur Vorgehensweise bei der Bearbeitung und den Ergebnissen der Untersuchungen.

2 Probenmaterial und Versuchsprogramm

Für die Untersuchungen wurden von der K-UTEC AG gegossene Probenkörper der unterschiedlichen Materialien zur Verfügung gestellt. Die Materialien werden zur Herstellung von Absperrbauwerken eingesetzt und übernehmen eine hydraulische Dichtfunktion.

Auf Grund der zu erwartenden Sekundärreaktionen des Magnesiabetons DBM-2 im Kontakt zu den $MgCl_2$ -haltigen Salzlösungen und der daraus resultierenden Quellung wurden die Permeabilitätsuntersuchungen dieser Probenkörper in starren Probenhülsen aus Stahl durchgeführt.

Für die Untersuchungen des zementbasierten Konstruktionsmörtels der Fa. quick-mix (ERAM 006) wurden die Probenzylinder für die Permeabilitätsuntersuchungen aus den gegossenen Proben gewonnen.

In Tabelle 1 sind die wesentlichen Informationen zu den untersuchten Materialien und Proben zusammengefasst. Eine Übersicht der Probengewinnung und der Versuchsdurchführung wird im Abschnitt 3 gegeben.

In den Versuchsprotokollen in Anlage 1 bis 10 sind die Detailinformationen zu den einzelnen Proben dokumentiert.

Tabelle 1 Probenmaterial und -bezeichnung

Probe	Material	Probenart	Herstellungsdatum	Länge	Durchmesser	Übergabe von K-UTEC
-	-	-	-	mm	mm	
P170-1	Magnesiabeton - DBM-2	Stahlzylinder	k.A.	ca. 50	ca. 50	26.06.2007
P170-2		Stahlzylinder	k.A.	ca. 50	ca. 50	26.06.2007
P170-3		Stahlzylinder	08.11.2007	ca. 50	ca. 50	03.12.2007
P170-4		Stahlzylinder	08.11.2007	ca. 50	ca. 50	03.12.2007
P170-5		Stahlzylinder	08.11.2007	ca. 50	ca. 50	03.12.2007
P170-6	zementbasierter Konstruktionsmörtel der Fa. quick-mix mit der internen Bezeichnung ERAM-006	gegossene Probe	08.11.2007	ca. 65	ca. 75	03.12.2007
P170-7		gegossene Probe	08.11.2007	ca. 63	ca. 70	03.12.2007
P170-8		gegossene Probe	08.11.2007	ca. 70	ca. 77	03.12.2007
P170-9		gegossene Probe	08.11.2007	ca. 73	ca. 73	03.12.2007
P170-10		gegossene Probe	08.11.2007	ca. 67	ca. 74	03.12.2007
P170-11		gegossene Probe	08.11.2007	ca. 71	ca. 75	03.12.2007

¹ in der Anlage auch bezeichnet als Magnesiabinder

Tabelle 2 Untersuchungsprogramm

Probe	Probengewinnung	k-Gas – bergfeuchte Probe	Aufsättigung NaCl-Lösung	k-Lösung NaCl-Lösung	Aufsättigung Q-Lösung	k-Lösung Q-Lösung	Bemerkungen
P170-1	✓				✓	✓	Proben nach Messungen verworfen
P170-2	✓				✓	✓	
P170-3	✓		✓	✓			
P170-4	✓		✓	✓			
P170-5	✓						Rückstellprobe
P170-6	✓		✓	✓			
P170-7	✓		✓	✓			
P170-8	✓				✓	✓	
P170-9	✓				✓	✓	
P170-10	✓	✓					
P170-11	✓	✓					

3 Versuchsdurchführung

Probenherstellung – Für die Herstellung der Magnesiaprobe wurden dem Auftraggeber durch den Bearbeiter Probenzylinder aus Stahl mit 50 mm Innendurchmesser und einer Länge von 50 mm zur Verfügung gestellt. Die Proben wurden durch den Auftraggeber in den Stahlzylindern gegossen.

- Die Zementproben wurden durch den Auftraggeber in zylindrischen Formen gegossen und vom Bearbeiter ausgebohrt und abgedreht.
- Wägung der Proben im Anlieferungszustand.
- Lagerung der Proben im Anlieferungszustand.
- Volumenbestimmung für alle Proben über Längen- und Durchmesserbestimmung.

Gaspermeabilität – Bestimmung der effektiven Permeabilität für Gas an den bergfeuchten Proben

- Durchführung der Permeabilitätsuntersuchungen bei Zimmertemperatur 21-23°C.
- Einbau der Probenkörper in die Versuchsanlage.
- Durchführung des Permeabilitätsversuches:
ohne Manteldruck in Metallzylinder: stationäre Durchströmung, Strömungsdruck $\leq 0,5$ MPa,



Aufsättigung der Proben + Lösungspermeabilität

- mit Manteldruck: instationäre Zweikammermethode; Manteldruck ≤ 3 MPa; Strömungsdruck ≤ 1 MPa.
- Auswertung der Einzeluntersuchungen
- Aufsättigung Probenkörper mit der entsprechenden Lösung.
- Durchführung der Permeabilitätsuntersuchungen bei Zimmertemperatur 21-23°C.
- Durchführung des Permeabilitätsversuches:
 - ohne Manteldruck in Metallzylinder: stationäre Durchströmung, Strömungsdruck $\leq 0,5$ MPa,
 - mit Manteldruck: instationäre Zweikammermethode; Manteldruck ≤ 3 MPa; Strömungsdruck ≤ 1 MPa.
- Auswertung der Einzeluntersuchungen

4 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Tabelle 4 zusammengefasst und in Abbildung 1 in einer Übersicht dargestellt. Die Details der Untersuchungen sind probenbezogen in Anlage 1 bis 10 dokumentiert. Die Anlagen zu den einzelnen Proben sind in Spalte 6 von Tabelle 4 benannt.

Die für die Versuchdurchführung und –auswertung relevanten Eigenschaften der verwendeten Lösungen sind in Tabelle 3 zusammengefasst.

Tabelle 3 Eigenschaften der verwendeten Lösungen

Eigenschaft	Einheit	NaCl-Lösung	Q-Lösung
Dichte	g/cm ³	1,207 (20°C)	1,315 (20°C)
dynamische Viskosität	mPas	2,3 (20°C)	5,5 (20°C)



Tabelle 4 Ergebnisse

1	2	3	4	5	6
Probe	k-Gas – bergfeuchte Probe	k-Lösung NaCl-Lösung	k-Lösung Q-Lösung	Bemerkungen	Anlage
	m ²	m ²	m ²	-	-
P170-1	1,8E-19		2,0E-18 → <1E-20 ²	zeitabhängige Reduzierung der Permeabilität im Kontakt zur Versuchslösung; Hinweise auf Quellwirkung durch Sekundärreaktionen	1
P170-2	4,3E-19		9,3E-19 → <1E-20 ¹		2
P170-3		<4,0E-19 ¹			3
P170-4		<3,0E-19 ¹			4
P170-5				Rückstellprobe	-
P170-6		3,2E-20 (5 Wdh.)			5
P170-7		3,1E-20 (4 Wdh.)			6
P170-8			<2E-20 (6 Wdh.)		7
P170-9			4,0E-20 (3 Wdh.)		8
P170-10	3,8E-19				9
P170-11	4,1E-19				10

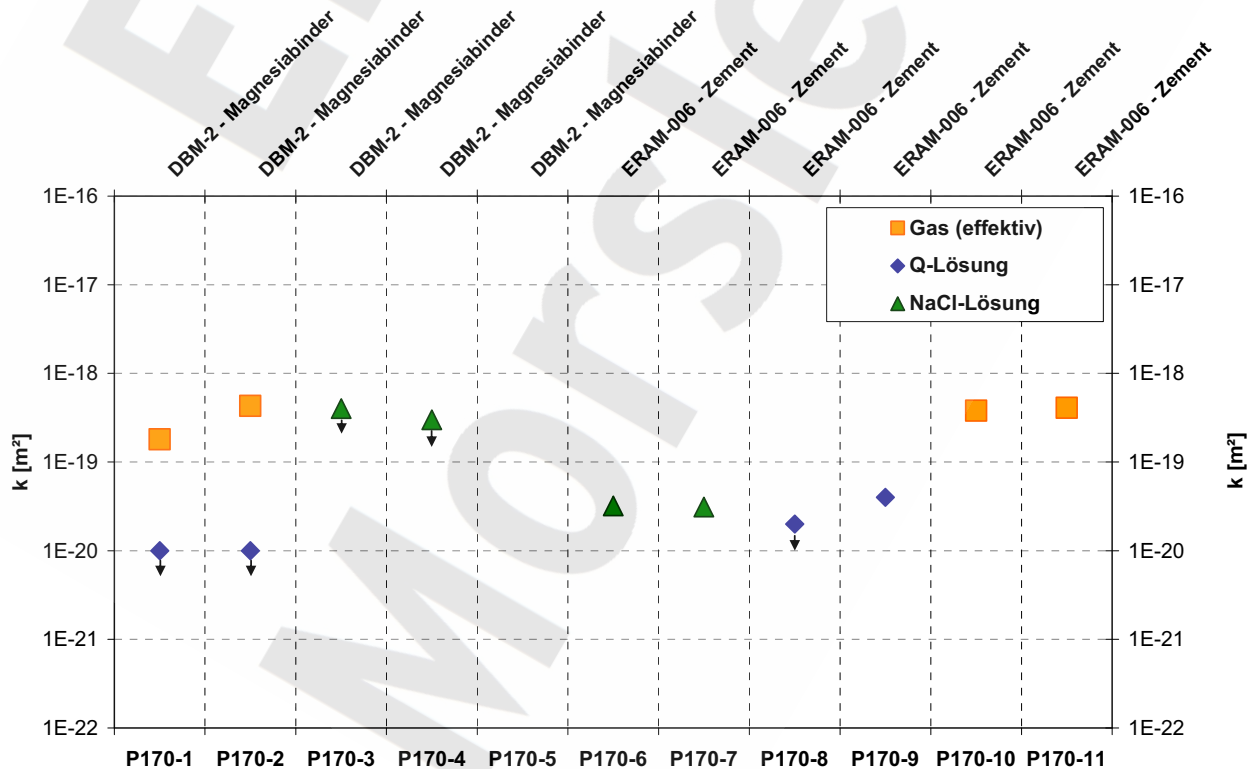


Abbildung 1 Übersicht der aktuellen Ergebnisse der Permeabilitätsuntersuchungen

² stationäre Durchströmung

Aus den Kenntnissen zum Probenmaterial, den Versuchsbeobachtungen und den in Abbildung 1 dargestellten Versuchsergebnissen lassen sich folgende Schlussfolgerungen ableiten:

- Der Magnesiabeton DBM-2 weist eine effektive Gaspermeabilität in der Größenordnung von $1,8E-19 \text{ m}^2$ und $4,3E-19 \text{ m}^2$ auf.
- Gegenüber Q-Lösung wurden für die untersuchten zwei Magnesiabetonproben Permeabilitäten $<1E-20 \text{ m}^2$ ermittelt. Diese Lösungspermeabilitäten sind ca. eine Zehnerpotenz geringer als die ermittelten effektiven Gaspermeabilitäten. Dieser Sachverhalt steht in guter Übereinstimmung mit den bisher vorliegenden Erfahrungen und Beobachtungen für andere, geringpermeable Magnesiabeton.
- Die Lösungspermeabilität des Magnesiabetons DBM-2 für NaCl-Lösung wurde an zwei Proben mit $<3,0E-19 \text{ m}^2$ und $<4,0E-19 \text{ m}^2$ ermittelt. Sie liegt damit in der Größenordnung der effektiven Gaspermeabilität. Es wird vermutet, dass es im Kontakt zur NaCl-Lösung nicht zu Sekundärreaktionen kommt, die zu einer Verringerung der Lösungspermeabilität führen. Darüber hinaus ist nicht auszuschließen, dass es im Kontakt zur NaCl-Lösung zu Lösungsprozessen im Porengefüge kommt.
- Für den Zementstein ERAM-006 wurden an zwei Proben effektive Gaspermeabilitäten von $3,8E-19 \text{ m}^2$ und $4,1E-19 \text{ m}^2$ ermittelt.
- Die Permeabilität des Zementsteins für NaCl- und Q-Lösung wurde an je zwei Probenkörpern im Bereich $<2E-20 \text{ m}^2$ bis $4,0E-20 \text{ m}^2$ ermittelt. Die sehr geringen Permeabilitäten für die unterschiedlichen Lösungen stehen in relativ guter Übereinstimmung.

Endlager Morsleben
Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtungsbauwerk im
Hauptanhydrit aus Magnesiabeton

Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an
Magnesiabeton und Zement

Anlagen

Anlagenverzeichnis

1 Magnesiabeton - DBM-2 - P170-1

- 1.1 Allgemeine Angaben
- 1.2 Gaspermeabilität der bergfeuchten Probe
- 1.3 Lösungspermeabilität der gesättigten Probe
- 1.4 Ergebnisse

2 Magnesiabeton - DBM-2 - P170-2

- 2.1 Allgemeine Angaben
- 2.2 Gaspermeabilität der bergfeuchten Probe
- 2.3 Lösungspermeabilität der gesättigten Probe
- 2.4 Ergebnisse

3 Magnesiabeton - DBM-2 - P170-3

- 3.1 Allgemeine Angaben
- 3.2 Lösungspermeabilität der gesättigten Probe
- 3.3 Ergebnisse

4 Magnesiabeton - DBM-2 - P170-4

- 4.1 Allgemeine Angaben
- 4.2 Lösungspermeabilität der gesättigten Probe
- 4.3 Ergebnisse

5 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM 006) - P170-6

- 5.1 Allgemeine Angaben
- 5.2 Lösungspermeabilität der gesättigten Probe
- 5.3 Ergebnisse

6 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM 006) - P170-7

- 6.1 Allgemeine Angaben
- 6.2 Lösungspermeabilität der gesättigten Probe
- 6.3 Ergebnisse

7 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM 006) - P170-8

- 7.1 Allgemeine Angaben
- 7.2 Lösungspermeabilität der gesättigten Probe
- 7.3 Ergebnisse

8 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM 006) - P170-9

- 8.1 Allgemeine Angaben
- 8.2 Lösungspermeabilität der gesättigten Probe
- 8.3 Ergebnisse

9 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM 006) - P170-10

- 9.1 Allgemeine Angaben
- 9.2 Gaspermeabilität der bergfeuchten Probe
- 9.3 Ergebnisse

10 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM 006) - P170-11

- 10.1 Allgemeine Angaben
- 10.2 Gaspermeabilität der bergfeuchten Probe
- 10.3 Ergebnisse

1 Magnesiabeton - DBM-2 - P170-1

1.1 Allgemeine Angaben

Projekt	Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder, Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement		
Auftraggeber (AG)	Kali-Umwelttechnik GmbH		
Bestellung	P60031		
Standort	Labor - AG		
Probenart/Proben-gewinnung	Proben durch AG gegossen in Stahlzylindern		
Material	Magnesiabinder	Probenname AG	Magnesiabeton - DBM-2
Rezeptur Material	Magnesiabeton - DBM-2		
Datum Probennahme	26.06.2007	Datum Probenlieferung	03.12.2007

Probe

Probenname (AN)	P170-1/1		
Bearbeiter Probe	Freese/Voigt		
Art der Bearbeitung	Stirnflächen abgedreht		
Korndichte (AG)	g/cm ³	k.A.	
Bemerkungen	in Stahlhülse		

Eigenschaften Probe	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm³]
Anlieferung	ca. 50	ca. 50	k.A.	k.A.
nach Bearbeitung	50.0	50.0	955.8	n.b.

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,
Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



Probenkörper nach Bearbeitung

ERA
Morsleben

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,

Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



1.2 Gaspermeabilität der bergfeuchten Probe

Versuchsbedingungen Permeabilität

Probennummer	P170-1/1		Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm ³]
Versuchsbezeichnung	stationär	vor Versuch	50	50	955.8	n.b.
Druckautoklav	AK 2	nach Versuch	50	50	955.8	n.b.
Kammerkonfiguration						
Testfluid	Stickstoff					
Dichte Fluid [g/cm ³]	0.00115 (25 °C)					
Viskosität Fluid [Pas]	0.00001783 (25 °C)					
Bemerkungen						

Beginn							
Nr.	Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft
-	-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar
1	27.08.2008	11:00	23.0		1.00		977.0

Ende							k
Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft	
-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar	m ²
27.08.2008	12:00	23.0		1.00		9.8	1.8E-19

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,

Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



1.3 Lösungspermeabilität der gesättigten Probe

Versuchsbedingungen Permeabilität

Probennummer	P170-1/1
Versuchsbezeichnung	
Druckautoklav	
Kammerkonfiguration	

Testfluid	Q-Lauge
Dichte Fluid [g/cm ³]	1.315 (20 °C)
Viskosität Fluid [Pas]	0.0055 (20 °C)
Bemerkungen	

Aufsättigung

Verfahren	
Beginn Aufsättigung	
Ende Aufsättigung	
Masse vor Aufsättigung [g]	n.b.
Masse nach Aufsättigung [g]	n.b.

Massenüberwachung	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm ³]
vor Versuch	50	50	955.8	n.b.
nach Versuch	50	50	961.53	n.b.

Gaseindringdruck [MPa]	n.b.
------------------------	------

Auftriebswägung

Masse gesättigte Probe [g]	n.b.
Masse unter Auftrieb [g]	n.b.
Volumen [cm ³]	n.b.

Beginn							
Nr.	Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft
-	-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar

1	05.09.2007	10:00	20.0		0.50		970.0
2	06.09.2007	16:00	20.0		1.00		977.0

Ende							k
Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft	
-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar	

06.09.2007	16:00	20.0		0.50		977.0	2.0E-18
10.09.2007	10:00	20.0		1.00		977.0	1.0E-20

1.4 Ergebnisse

Trockendichte	g/cm ³	n.b.	
Korndichte	g/cm ³	n.b.	
totale Porosität	-	n.b.	
Lösungsgehalt	-	n.b.	
Sättigung	-	n.b.	
Gaseindringdruck	MPa	n.b.	
effektive Porosität Gasströmung	-	n.b.	
effektive Porosität Lösungsströmung	-	n.b.	
Gaspermeabilität - trockene Probe	m ²	n.b.	
Gaspermeabilität - feuchte Probe	m ²	1.8E-19	ermittelt im stationären Versuch mit Gas
Lösungspermeabilität	m ²	<1E-20	ermittelt im stationären Versuch mit Lösung

2 Magnesiabeton - DBM-2 - P170-2

2.1 Allgemeine Angaben

Projekt	Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder, Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement		
Auftraggeber (AG)	Kali-Umwelttechnik GmbH		
Bestellung	P60031		
Standort	Labor - AG		
Probenart/Proben-gewinnung	Proben durch AG gegossen in Stahlzylindern		
Material	Magnesiabinder	Probenname AG	Magnesiabeton - DBM-2
Rezeptur Material	Magnesiabeton - DBM-2		
Datum Probennahme	26.06.2007	Datum Probenlieferung	03.12.2007

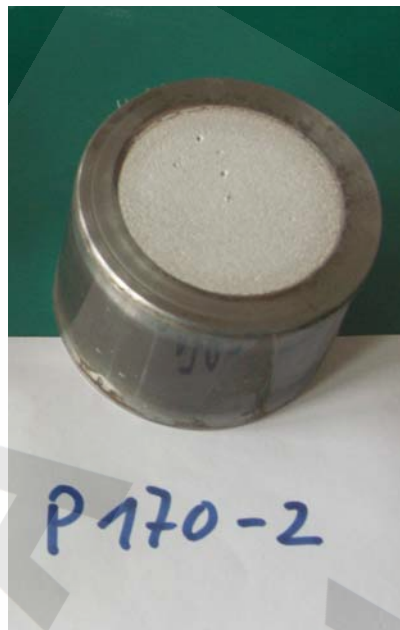
Probe

Probenname (AN)	P170-2/1		
Bearbeiter Probe	Freese/Voigt		
Art der Bearbeitung	Stirnflächen abgedreht		
Korndichte (AG)	g/cm ³	k.A.	
Bemerkungen	in Stahlhülse		

Eigenschaften Probe	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm³]
Anlieferung	ca. 50	ca. 50	k.A.	k.A.
nach Bearbeitung	50.0	50.0	937.5	n.b.

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,
Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



Probenkörper nach Bearbeitung

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,

Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



2.2 Gaspermeabilität der bergfeuchten Probe

Versuchsbedingungen Permeabilität

Probennummer	P170-2/1		Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm ³]
Versuchsbezeichnung	stationär	vor Versuch	50	50	937.5	n.b.
Druckautoklav	AK 2	nach Versuch	50	50	937.5	n.b.
Kammerkonfiguration						
Testfluid	Stickstoff					
Dichte Fluid [g/cm ³]	0.00115 (25 °C)					
Viskosität Fluid [Pas]	0.00001783 (25 °C)					
Bemerkungen						

Beginn							
Nr.	Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft
-	-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar
1	28.08.2008	09:30	23.0		1.00		977.0

Ende							k
Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft	
-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar	m ²
28.08.2008	10:30	23.0		1.00		977.0	4.3E-19

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,

Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



2.3 Lösungspermeabilität der gesättigten Probe

Versuchsbedingungen Permeabilität

Probennummer	P170-2/1
Versuchsbezeichnung	
Druckautoklav	
Kammerkonfiguration	

Testfluid	Q-Lauge
Dichte Fluid [g/cm ³]	1.315 (20 °C)
Viskosität Fluid [Pas]	0.0055 (20 °C)
Bemerkungen	

Aufsättigung

Verfahren	
Beginn Aufsättigung	
Ende Aufsättigung	
Masse vor Aufsättigung [g]	n.b.
Masse nach Aufsättigung [g]	n.b.

Massenüberwachung	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm ³]
vor Versuch	50	50	961.66	n.b.
nach Versuch	50	50	962.23	n.b.

Gaseindringdruck [MPa]	n.b.
------------------------	------

Auftriebswägung

Masse gesättigte Probe [g]	n.b.
Masse unter Auftrieb [g]	n.b.
Volumen [cm ³]	n.b.

Beginn							
Nr.	Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft
-	-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar
1	31.08.2007	10:00	20.0		0.60		972.0

Ende							k
Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft	
-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar	m ²
05.09.2007	10:00	20.0		0.60		970.0	1.0E-20

2.4 Ergebnisse

Trockendichte	g/cm ³	n.b.	
Korndichte	g/cm ³	n.b.	
totale Porosität	-	n.b.	
Lösungsgehalt	-	n.b.	
Sättigung	-	n.b.	
Gaseindringdruck	MPa	n.b.	
effektive Porosität Gasströmung	-	n.b.	
effektive Porosität Lösungsströmung	-	n.b.	
Gaspermeabilität - trockene Probe	m ²	n.b.	
Gaspermeabilität - feuchte Probe	m ²	4.3E-19	ermittelt im stationären Versuch mit Gas
Lösungspermeabilität	m ²	<1E-20	ermittelt im stationären Versuch mit Lösung

3 Magnesiabeton - DBM-2 - P170-3

3.1 Allgemeine Angaben

Projekt	Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder, Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement		
Auftraggeber (AG)	Kali-Umwelttechnik GmbH		
Bestellung	P60031		
Standort	Labor - AG		
Probenart/Proben-gewinnung	Proben durch AG gegossen in Stahlzylindern		
Material	Magnesiabinder	Probenname AG	Magnesiabeton - DBM-2
Rezeptur Material	Magnesiabeton - DBM-2		
Datum Probennahme	03.12.2007	Datum Probenlieferung	03.12.2007

Probe

Probenname (AN)	P170-3/1		
Bearbeiter Probe	Freese/Voigt		
Art der Bearbeitung	Stirnflächen abgedreht		
Korndichte (AG)	g/cm ³	k.A.	
Bemerkungen	in Stahlhülse		

Eigenschaften Probe	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm³]
Anlieferung	ca. 50	ca. 50	k.A.	k.A.
nach Bearbeitung	50.0	50.0	950.13	n.b.

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,
Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



Probenkörper nach Bearbeitung

ER
Morsleben

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,

Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



3.2 Lösungspermeabilität der gesättigten Probe

Versuchsbedingungen Permeabilität

Probennummer	P170-3/1
Versuchsbezeichnung	
Druckautoklav	
Kammerkonfiguration	

Testfluid	NaCl-Lösung gesättigt
Dichte Fluid [g/cm³]	1.207 (20 °C)
Viskosität Fluid [Pas]	0.0023 (20 °C)
Bemerkungen	

Aufsättigung

Verfahren	
Beginn Aufsättigung	
Ende Aufsättigung	
Masse vor Aufsättigung [g]	n.b.
Masse nach Aufsättigung [g]	n.b.

Massenüberwachung	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm³]
vor Versuch	50	50	950.13	n.b.
nach Versuch	50	50	954.13	n.b.

Gaseindringdruck [MPa]	n.b.
------------------------	------

Auftriebswägung

Masse gesättigte Probe [g]	n.b.
Masse unter Auftrieb [g]	n.b.
Volumen [cm³]	n.b.

Beginn							
Nr.	Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft
-	-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar

1	01.02.2008	10:00	20.0		1.00		
2	02.02.2008	10:00	20.0		1.50		

Ende							k
Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft	
-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar	m²

02.02.2008	10:00	20.0		1.00			-
06.02.2008	10:00	20.0		1.50			4.0E-19

3.3 Ergebnisse

Trockendichte	g/cm ³	n.b.	
Korndichte	g/cm ³	n.b.	
totale Porosität	-	n.b.	
Lösungsgehalt	-	n.b.	
Sättigung	-	n.b.	
Gaseindringdruck	MPa	n.b.	
effektive Porosität Gasströmung	-	n.b.	
effektive Porosität Lösungsströmung	-	n.b.	
Gaspermeabilität - trockene Probe	m ²	n.b.	
Gaspermeabilität - feuchte Probe	m ²	n.b.	
Lösungspermeabilität	m ²	<4.0E-19	ermittelt im stationären Versuch mit Lösung

4 Magnesiabeton - DBM-2 - P170-4

4.1 Allgemeine Angaben

Projekt	Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder, Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement		
Auftraggeber (AG)	Kali-Umwelttechnik GmbH		
Bestellung	P60031		
Standort	Labor - AG		
Probenart/Proben-gewinnung	Proben durch AG gegossen in Stahlzylindern		
Material	Magnesiabinder	Probenname AG	Magnesiabeton - DBM-2
Rezeptur Material	Magnesiabeton - DBM-2		
Datum Probennahme	03.12.2007	Datum Probenlieferung	03.12.2007

Probe

Probenname (AN)	P170-4/1		
Bearbeiter Probe	Freese/Voigt		
Art der Bearbeitung	Stirnflächen abgedreht		
Korndichte (AG)	g/cm ³	k.A.	
Bemerkungen	in Stahlhülse		

Eigenschaften Probe	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm³]
Anlieferung	ca. 50	ca. 50	k.A.	k.A.
nach Bearbeitung	50.0	50.0	937.5	n.b.

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,
Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



Probenkörper nach Bearbeitung

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,

Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



4.2 Lösungspermeabilität der gesättigten Probe

Versuchsbedingungen Permeabilität

Probennummer	P170-4/1
Versuchsbezeichnung	
Druckautoklav	
Kammerkonfiguration	

Testfluid	NaCl-Lösung gesättigt
Dichte Fluid [g/cm ³]	1.207 (20 °C)
Viskosität Fluid [Pas]	0.0023 (20 °C)
Bemerkungen	

Aufsättigung

Verfahren	
Beginn Aufsättigung	
Ende Aufsättigung	
Masse vor Aufsättigung [g]	n.b.
Masse nach Aufsättigung [g]	n.b.

Massenüberwachung	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm ³]
vor Versuch	50	50	937.5	n.b.
nach Versuch	50	50	942.75	n.b.

Gaseindringdruck [MPa]	n.b.
------------------------	------

Auftriebswägung

Masse gesättigte Probe [g]	n.b.
Masse unter Auftrieb [g]	n.b.
Volumen [cm ³]	n.b.

Beginn							
Nr.	Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEin-gang	pAus-gang	pLuft
-	-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar
1	12.02.2008	10:00	20.0		1.50		989.0

Ende							k
Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEin-gang	pAus-gang	pLuft	
-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar	m ²
18.02.2008	10:00	20.0		1.50		982.0	3.0E-19

4.3 Ergebnisse

Trockendichte	g/cm ³	n.b.	
Korndichte	g/cm ³	n.b.	
totale Porosität	-	n.b.	
Lösungsgehalt	-	n.b.	
Sättigung	-	n.b.	
Gaseindringdruck	MPa	n.b.	
effektive Porosität Gasströmung	-	n.b.	
effektive Porosität Lösungsströmung	-	n.b.	
Gaspermeabilität - trockene Probe	m ²	n.b.	
Gaspermeabilität - feuchte Probe	m ²	n.b.	
Lösungspermeabilität	m ²	<3.0E-19	ermittelt im stationären Versuch mit Lösung

5 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM-006) - P170-6

5.1 Allgemeine Angaben

Projekt	Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder, Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement		
Auftraggeber (AG)	Kali-Umwelttechnik GmbH		
Bestellung	P60031		
Standort	Labor - AG		
Probenart/Proben-gewinnung	Proben durch AG in Glasgefäßen gegossen		
Material	Beton	Probenname AG	zementbasierter Konstruktionsmörtel
Rezeptur Material	zementbasierter Konstruktionsmörtel der Fa. quick-mix: silikatischer Zuschlag + Portlandzement		
Datum Probennahme	03.12.2007	Datum Probenlieferung	03.12.2007

Probe

Probenname (AN)	P170-6/1		
Bearbeiter Probe	Freese/Voigt		
Art der Bearbeitung	ausgebohrt und abgedreht		
Korndichte (AG)	g/cm ³	k.A.	
Bemerkungen			

Eigenschaften Probe	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm³]
Anlieferung	ca. 75	ca. 65	k.A.	k.A.
nach Bearbeitung	49.6	50.1	205.57	2.125

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,
Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



Probekörper nach Bearbeitung

ERNA
Morsleben

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,

Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



5.2 Lösungspermeabilität der gesättigten Probe

Versuchsbedingungen Permeabilität

Probennummer	P170-6/1
Versuchsbezeichnung	
Druckautoklav	AK5
Kammerkonfiguration	lang-offen

Testfluid	NaCl-Lösung gesättigt
Dichte Fluid [g/cm ³]	1.207 (20 °C)
Viskosität Fluid [Pas]	0.0023 (20 °C)
Bemerkungen	

Aufsättigung

Verfahren	Aufsättigung im Vakuum
Beginn Aufsättigung	28.02.2008 10:00:00
Ende Aufsättigung	25.05.2008 10:00:00
Masse vor Aufsättigung [g]	200.47
Masse nach Aufsättigung [g]	205.57

Auftriebswägung

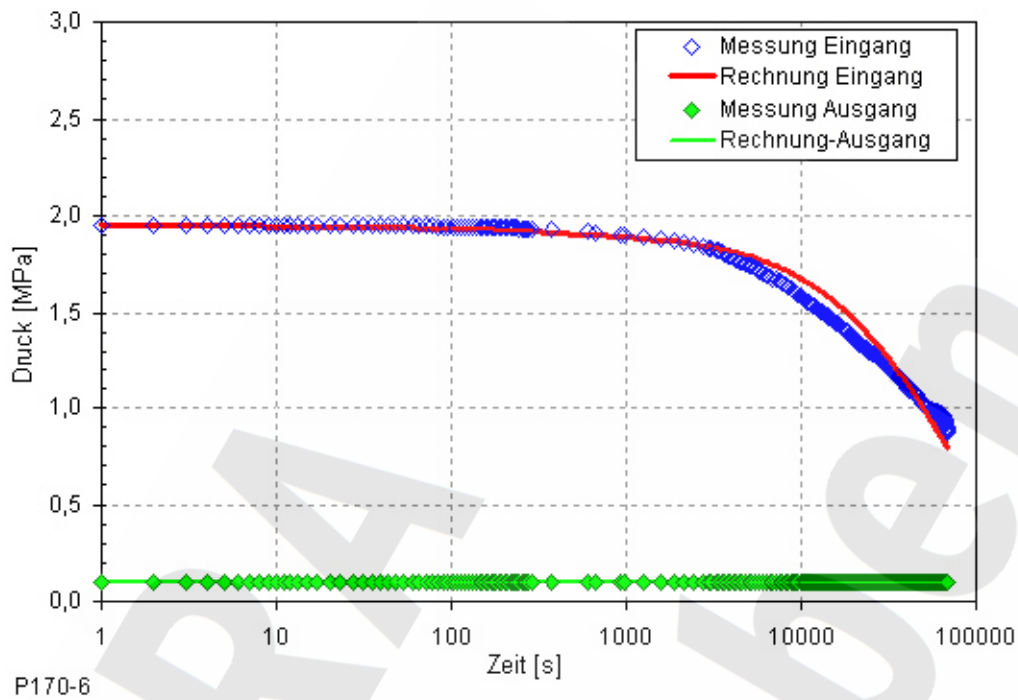
Masse gesättigte Probe [g]	205.57
Masse unter Auftrieb [g]	n.b.
Volumen [cm ³]	n.b.

Massenüberwachung	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm ³]
vor Versuch	49.6	50.1	205.57	2.124
nach Versuch	49.6	50.1	205.69	2.125

Gaseindringdruck [MPa]	n.b.
------------------------	------

Beginn							
Nr.	Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft
-	-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar
1	15.05.2008	15:25	21.1	2.2	1.00		967.0
2	18.05.2008	11:55	22.1	2.5	1.00		967.0
3	19.05.2008	13:30	22.2	2.4	1.38		970.0
4	21.05.2008	12:05	22.2	2.4	1.70		974.0
5	22.05.2008	16:00	22.2	2.4	1.80		974.0

Ende							k
Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft	
-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar	m ²
16.05.2008	09:00	22.0	2.4	0.29		967.0	8.0E-19
19.05.2008	09:00	22.0	2.4	0.01		970.0	8.0E-19
20.05.2008	09:30	22.0	2.4	0.45		974.0	5.0E-19
22.05.2008	15:50	22.3	2.4	0.69		974.0	1.5E-19
23.05.2008	11:00	22.0	2.4	0.78		974.0	3.2E-20

P170-6
Druckverlauf in Abhängigkeit von der Zeit

5.3 Ergebnisse

Trockendichte	g/cm ³	n.b.	
Korndichte	g/cm ³	n.b.	
totale Porosität	-	n.b.	
Lösungsgehalt	-	n.b.	
Sättigung	-	n.b.	
Gaseindringdruck	MPa	n.b.	
effektive Porosität Gasströmung	-	n.b.	
effektive Porosität Lösungsströmung	-	n.b.	
Gaspermeabilität - trockene Probe	m ²	n.b.	
Gaspermeabilität - feuchte Probe	m ²	n.b.	
Lösungspermeabilität	m ²	3.2E-20	ermittelt im instationären Versuch mit Lösung

6 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM-006) - P170-7

6.1 Allgemeine Angaben

Projekt	Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder, Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement		
Auftraggeber (AG)	Kali-Umwelttechnik GmbH		
Bestellung	P60031		
Standort	Labor - AG		
Probenart/Proben-gewinnung	Proben durch AG in Glasgefäßen gegossen		
Material	Beton	Probenname AG	zementbasierter Konstruktionsmörtel
Rezeptur Material	zementbasierter Konstruktionsmörtel der Fa. quick-mix: silikatischer Zuschlag + Portlandzement		
Datum Probennahme	03.12.2007	Datum Probenlieferung	03.12.2007

Probe

Probenname (AN)	P170-7/1		
Bearbeiter Probe	Freese/Voigt		
Art der Bearbeitung	ausgebohrt und abgedreht		
Korndichte (AG)	g/cm ³	k.A.	
Bemerkungen			

Eigenschaften Probe	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm³]
Anlieferung	ca. 70	ca. 63	k.A.	k.A.
nach Bearbeitung	49.6	50.5	207.2	2.125

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,
Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



Probenkörper nach Bearbeitung

ERA
Morsleben

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,

Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



6.2 Lösungspermeabilität der gesättigten Probe

Versuchsbedingungen Permeabilität

Probennummer	P170-7/1
Versuchsbezeichnung	
Druckautoklav	AK5
Kammerkonfiguration	lang-offen

Testfluid	-Lösung gesättigtNaCl-Lösung ges
Dichte Fluid [g/cm³]	1.207 (20 °C)
Viskosität Fluid [Pas]	0.0023 (20 °C)
Bemerkungen	

Aufsättigung

Verfahren	Aufsättigung im Vakuum
Beginn Aufsättigung	28.02.2008 10:00:00
Ende Aufsättigung	29.05.2008 10:00:00
Masse vor Aufsättigung [g]	202.95
Masse nach Aufsättigung [g]	207.2

Auftriebswägung

Masse gesättigte Probe [g]	207.2
Masse unter Auftrieb [g]	n.b.
Volumen [cm³]	n.b.

Massenüberwachung	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm³]
vor Versuch	49.6	50.5	207.2	2.124
nach Versuch	49.6	50.5	207.01	2.122

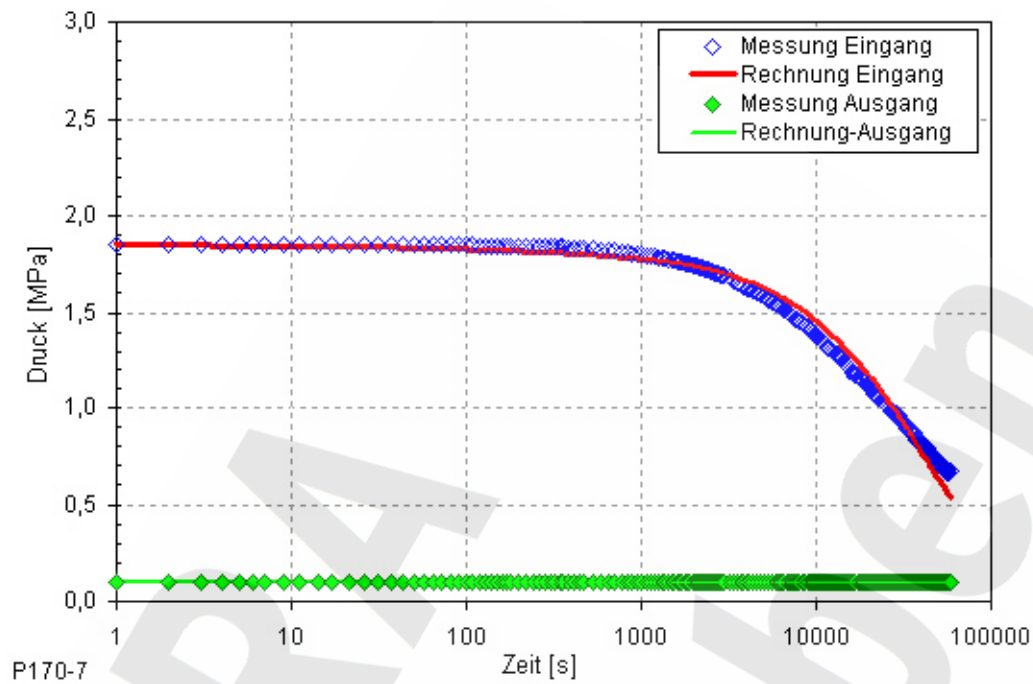
Gaseindringdruck [MPa]	n.b.
------------------------	------

Beginn							
Nr.	Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft
-	-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar

1	23.05.2008	12:00	22.0	2.0	1.70		973.0
2	26.05.2008	13:30	22.0	2.0	1.69		972.0
3	27.05.2008	10:00	22.0	2.0	1.45		975.0
4	28.05.2008	16:10	21.8	2.0	1.75		977.0

Ende							k
Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft	
-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar	m²

26.05.2008	13:20	22.0	2.0	0.21		972.0	3.0E-19
27.05.2008	10:00	22.0	1.9	0.62		975.0	3.4E-20
28.05.2008	13:10	22.0	2.0	0.57		972.0	3.1E-20
29.05.2008	09:45	21.5	1.4	0.55		971.0	5.3E-20



Druckverlauf in Abhängigkeit von der Zeit

6.3 Ergebnisse

Trockendichte	g/cm ³	n.b.	
Korndichte	g/cm ³	n.b.	
totale Porosität	-	n.b.	
Lösungsgehalt	-	n.b.	
Sättigung	-	n.b.	
Gaseindringdruck	MPa	n.b.	
effektive Porosität Gasströmung	-	n.b.	
effektive Porosität Lösungsströmung	-	n.b.	
Gaspermeabilität - trockene Probe	m ²	n.b.	
Gaspermeabilität - feuchte Probe	m ²	n.b.	
Lösungspermeabilität	m ²	3.1E-20	ermittelt im instationären Versuch mit Lösung

7 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM-006) - P170-8

7.1 Allgemeine Angaben

Projekt	Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder, Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement		
Auftraggeber (AG)	Kali-Umwelttechnik GmbH		
Bestellung	P60031		
Standort	Labor - AG		
Probenart/Proben-gewinnung	Proben durch AG in Glasgefäßen gegossen		
Material	Beton	Probenname AG	zementbasierter Konstruktionsmörtel
Rezeptur Material	zementbasierter Konstruktionsmörtel der Fa. quick-mix: silikatischer Zuschlag + Portlandzement		
Datum Probennahme	03.12.2007	Datum Probenlieferung	03.12.2007

Probe

Probenname (AN)	P170-8/1		
Bearbeiter Probe	Freese/Voigt		
Art der Bearbeitung	ausgebohrt und abgedreht		
Korndichte (AG)	g/cm ³	k.A.	
Bemerkungen			

Eigenschaften Probe	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm ³]
Anlieferung	ca. 77	ca. 70	k.A.	k.A.
nach Bearbeitung	49.6	50.3	203.25	2.092

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,
Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



Probenkörper nach Bearbeitung

ERA
Morsleben

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,

Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



7.2 Lösungspermeabilität der gesättigten Probe

Versuchsbedingungen Permeabilität

Probennummer	P170-8/1
Versuchsbezeichnung	
Druckautoklav	AK5
Kammerkonfiguration	

Testfluid	Q-Lauge
Dichte Fluid [g/cm ³]	1.315 (20 °C)
Viskosität Fluid [Pas]	0.0055 (20 °C)
Bemerkungen	

Aufsättigung

Verfahren	Aufsättigung im Vakuum
Beginn Aufsättigung	22.05.2008 10:00:00
Ende Aufsättigung	11.06.2008 10:00:00
Masse vor Aufsättigung [g]	199.79
Masse nach Aufsättigung [g]	203.25

Auftriebswägung

Masse gesättigte Probe [g]	203.25
Masse unter Auftrieb [g]	n.b.
Volumen [cm ³]	n.b.

Massenüberwachung	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm ³]
vor Versuch	49.6	50.3	203.25	2.092
nach Versuch	49.6	50.3	204.71	2.107

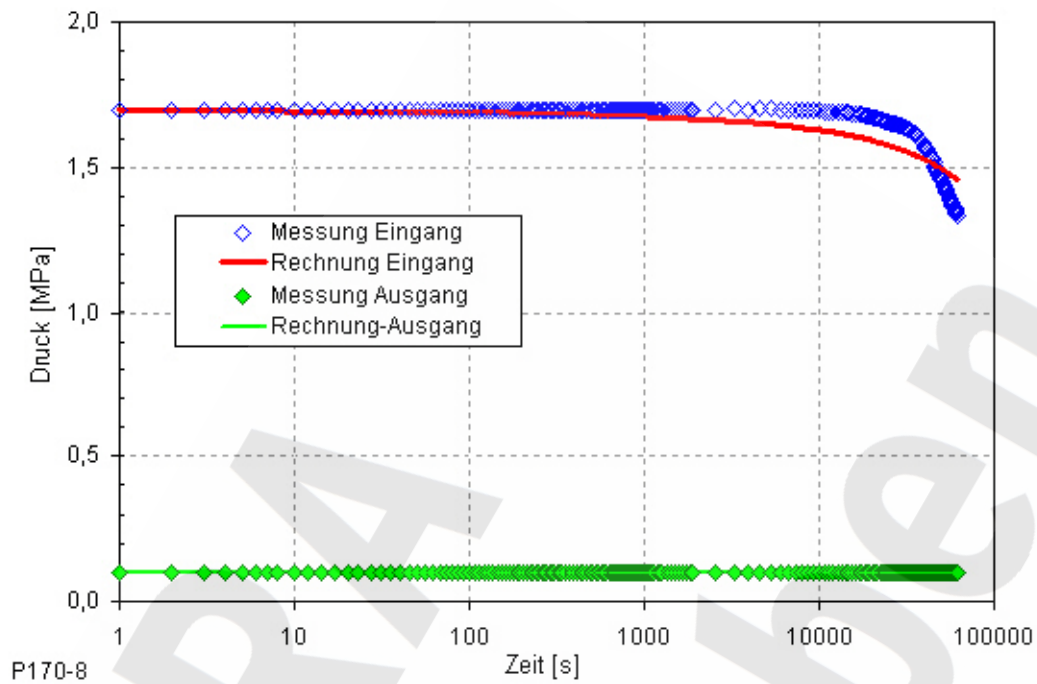
Gaseindringdruck [MPa]	n.b.
------------------------	------

Beginn							
Nr.	Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft
-	-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar

1	29.05.2008	13:25	21.7	2.0	1.60		971.0
2	30.05.2008	12:45	21.6	2.0	1.63		967.0
3	02.06.2008	13:25	21.5	1.9	1.60		971.0
4	03.06.2008	15:17	21.5	1.9	1.62		968.0
5	04.06.2008	16:28	21.5	1.9	1.60		969.0
6	05.06.2008	15:19	21.7	1.9	1.60		971.0

Ende							k
Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft	
-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar	m ²

30.05.2008	12:00	21.5	1.9	0.53		967.0	1.0E-19
02.06.2008	13:20	21.6	1.9	0.25		971.0	4.9E-20
03.06.2008	15:00	21.6	1.9	0.68		969.0	5.6E-20
04.06.2008	10:30	21.8	1.9	1.13		971.0	2.3E-20
05.06.2008	15:00	21.7	1.9	0.96		971.0	3.2E-20
06.06.2008	10:30	21.6	1.9	1.18		971.0	1.2E-20



Druckverlauf in Abhängigkeit von der Zeit

7.3 Ergebnisse

Trockendichte	g/cm ³	n.b.	
Korndichte	g/cm ³	n.b.	
totale Porosität	-	n.b.	
Lösungsgehalt	-	n.b.	
Sättigung	-	n.b.	
Gaseindringdruck	MPa	n.b.	
effektive Porosität Gasströmung	-	n.b.	
effektive Porosität Lösungsströmung	-	n.b.	
Gaspermeabilität - trockene Probe	m ²	n.b.	
Gaspermeabilität - feuchte Probe	m ²	n.b.	
Lösungspermeabilität	m ²	<2E-20	ermittelt im instationären Versuch mit Lösung

8 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM-006) - P170-9

8.1 Allgemeine Angaben

Projekt	Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder, Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement		
Auftraggeber (AG)	Kali-Umwelttechnik GmbH		
Bestellung	P60031		
Standort	Labor - AG		
Probenart/Proben-gewinnung	Proben durch AG in Glasgefäßen gegossen		
Material	Beton	Probenname AG	zementbasierter Konstruktionsmörtel
Rezeptur Material	zementbasierter Konstruktionsmörtel der Fa. quick-mix: silikatischer Zuschlag + Portlandzement		
Datum Probennahme	03.12.2007	Datum Probenlieferung	03.12.2007

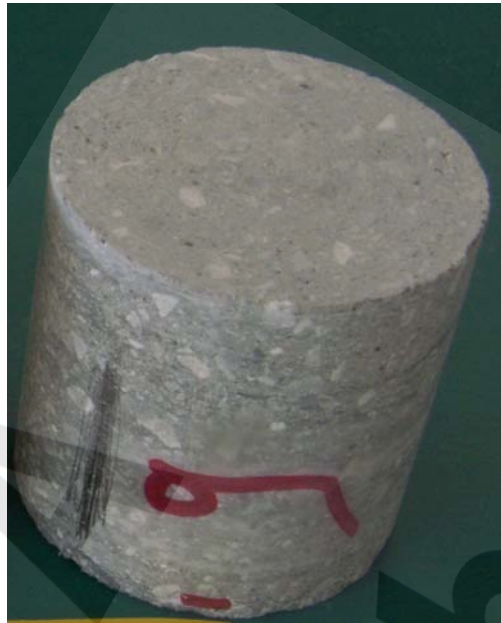
Probe

Probenname (AN)	P170-9/1		
Bearbeiter Probe	Freese/Voigt		
Art der Bearbeitung	ausgebohrt und abgedreht		
Korndichte (AG)	g/cm ³	k.A.	
Bemerkungen			

Eigenschaften Probe	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm ³]
Anlieferung	ca. 73	ca. 73	k.A.	k.A.
nach Bearbeitung	49.6	50.4	202.54	2.081

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,
Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



Probekörper nach Bearbeitung

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,

Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



8.2 Lösungspermeabilität der gesättigten Probe

Versuchsbedingungen Permeabilität

Probennummer	P170-9/1
Versuchsbezeichnung	
Druckautoklav	AK5
Kammerkonfiguration	

Testfluid	Q-Lauge
Dichte Fluid [g/cm ³]	1.315 (20 °C)
Viskosität Fluid [Pas]	0.0055 (20 °C)
Bemerkungen	

Aufsättigung

Verfahren	Aufsättigung im Vakuum
Beginn Aufsättigung	22.05.2008 10:00:00
Ende Aufsättigung	11.06.2008 10:00:00
Masse vor Aufsättigung [g]	200.55
Masse nach Aufsättigung [g]	202.54

Auftriebswägung

Masse gesättigte Probe [g]	202.54
Masse unter Auftrieb [g]	n.b.
Volumen [cm ³]	n.b.

Massenüberwachung	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm ³]
vor Versuch	49.6	50.4	202.54	2.08
nach Versuch	49.6	50.4	203.69	2.092

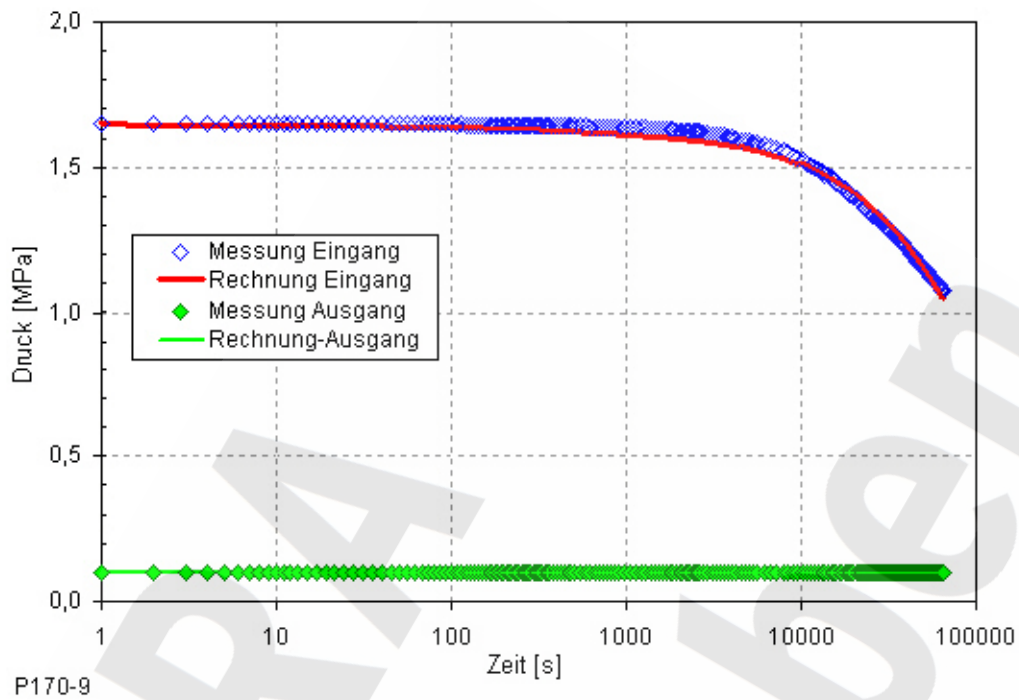
Gaseindringdruck [MPa]	n.b.
------------------------	------

Beginn							
Nr.	Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft
-	-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar

1	06.06.2008	15:36	21.3	1.7	1.10		969.0
2	09.06.2008	15:36	21.5	1.9	1.69		978.0
3	10.06.2008	14:45	21.6	2.0	1.35		975.0

Ende							k
Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft	
-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar	m ²

09.06.2008	15:20	21.6	1.9	0.34		978.0	3.6E-20
10.06.2008	14:00	21.6	2.0	0.87		976.0	5.1E-20
11.06.2008	09:00	21.6	2.0	0.97		974.0	4.0E-20

P170-9
Druckverlauf in Abhängigkeit von der Zeit

8.3 Ergebnisse

Trockendichte	g/cm ³	n.b.	
Korndichte	g/cm ³	n.b.	
totale Porosität	-	n.b.	
Lösungsgehalt	-	n.b.	
Sättigung	-	n.b.	
Gaseindringdruck	MPa	n.b.	
effektive Porosität Gasströmung	-	n.b.	
effektive Porosität Lösungsströmung	-	n.b.	
Gaspermeabilität - trockene Probe	m ²	n.b.	
Gaspermeabilität - feuchte Probe	m ²	n.b.	
Lösungspermeabilität	m ²	4E-20	ermittelt im instationären Versuch mit Lösung

9 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM-006) - P170-10

9.1 Allgemeine Angaben

Projekt	Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder, Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement		
Auftraggeber (AG)	Kali-Umwelttechnik GmbH		
Bestellung	P60031		
Standort	Labor - AG		
Probenart/Proben-gewinnung	Proben durch AG in Glasgefäßen gegossen		
Material	Beton	Probenname AG	zementbasierter Konstruktionsmörtel
Rezeptur Material	zementbasierter Konstruktionsmörtel der Fa. quick-mix: silikatischer Zuschlag + Portlandzement		
Datum Probennahme	03.12.2007	Datum Probenlieferung	03.12.2007

Probe

Probenname (AN)	P170-10/1		
Bearbeiter Probe	Freese/Voigt		
Art der Bearbeitung	ausgebohrt und abgedreht		
Korndichte (AG)	g/cm ³	k.A.	
Bemerkungen			

Eigenschaften Probe	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm ³]
Anlieferung	ca. 74	ca. 67	k.A.	k.A.
nach Bearbeitung	49.6	50.3	202.77	2.087

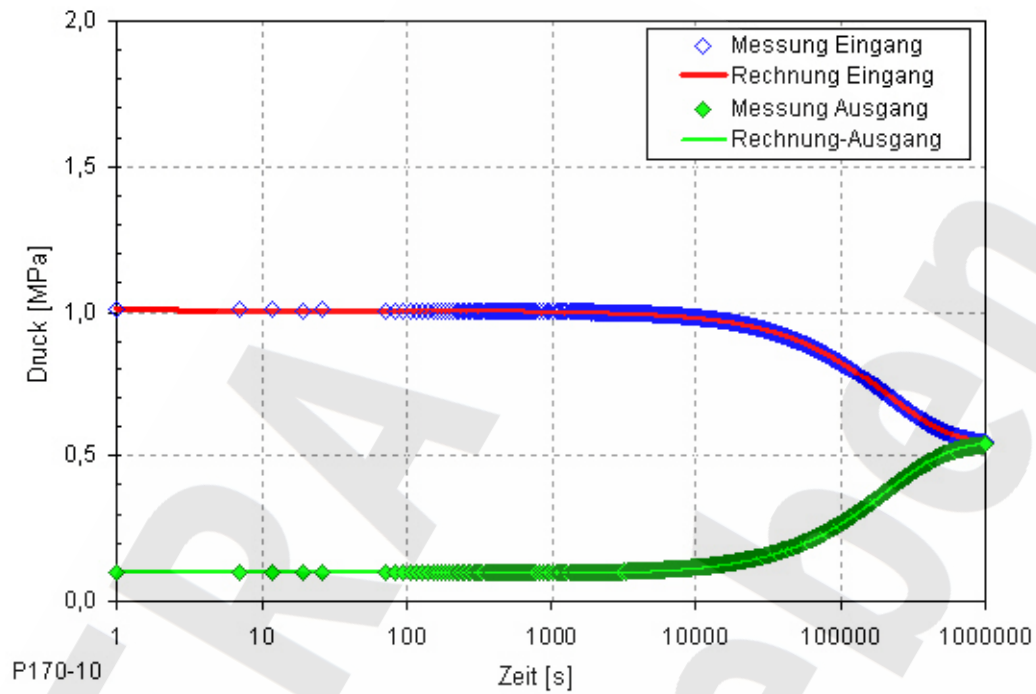
Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,
Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



Probenkörper nach Bearbeitung

ERNA
Morsleben



Druckverlauf in Abhängigkeit von der Zeit

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,

Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



9.2 Gaspermeabilität der bergfeuchten Probe

Versuchsbedingungen Permeabilität

Probennummer	P170-10/1		Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm ³]
Versuchsbezeichnung	stationär	vor Versuch	49.6	50.3	202.77	2.087
Druckautoklav	2	nach Versuch	49.6	50.3	202.77	2.087
Kammerkonfiguration						
Testfluid	Stickstoff					
Dichte Fluid [g/cm ³]	0.001185 (25 °C)					
Viskosität Fluid [Pas]	0.00001783 (25 °C)					
Bemerkungen						

Beginn							
Nr.	Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft
-	-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar
1	06.02.2008	12:00	24.0	2.6	0.91		985.0

Ende							k
Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft	
-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar	m ²
18.02.2008	11:20	23.3	2.4	0.45	0.45	1000.0	3.9E-19

9.3 Ergebnisse

Trockendichte	g/cm ³	n.b.	
Korndichte	g/cm ³	n.b.	
totale Porosität	-	n.b.	
Lösungsgehalt	-	n.b.	
Sättigung	-	n.b.	
Gaseindringdruck	MPa	n.b.	
effektive Porosität Gasströmung	-	n.b.	
effektive Porosität Lösungsströmung	-	n.b.	
Gaspermeabilität - trockene Probe	m ²	n.b.	
Gaspermeabilität - feuchte Probe	m ²	3.8E-19	ermittelt im instationären Versuch mit Gas
Lösungspermeabilität	m ²	n.b.	

10 Zementbasierter Konstruktionsmörtel (ERAM-006) - P170-11

10.1 Allgemeine Angaben

Projekt	Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder, Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement		
Auftraggeber (AG)	Kali-Umwelttechnik GmbH		
Bestellung	P60031		
Standort	Labor - AG		
Probenart/Proben-gewinnung	Proben durch AG in Glasgefäßen gegossen		
Material	Beton	Probenname AG	zementbasierter Konstruktionsmörtel
Rezeptur Material	zementbasierter Konstruktionsmörtel der Fa. quick-mix: silikatischer Zuschlag + Portlandzement		
Datum Probennahme	03.12.2007	Datum Probenlieferung	03.12.2007

Probe

Probenname (AN)	P170-11/1		
Bearbeiter Probe	Freese/Voigt		
Art der Bearbeitung	ausgebohrt und abgedreht		
Korndichte (AG)	g/cm ³	k.A.	
Bemerkungen			

Eigenschaften Probe	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm³]
Anlieferung	ca. 75	ca. 71	k.A.	k.A.
nach Bearbeitung	49.5	49.4	197.68	2.08

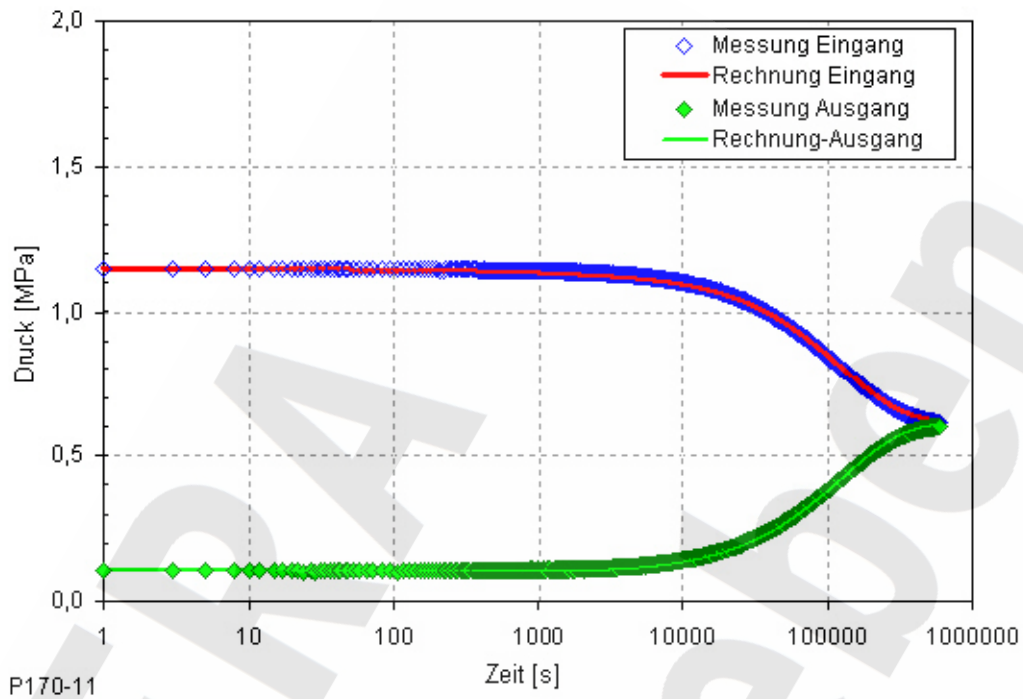
Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,
Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



Probenkörper nach Bearbeitung

ER
Morsleben



P170-11

Druckverlauf in Abhängigkeit von der Zeit

Bestellung: P60031

Endlager Morsleben - Konzeptplanung und Nachweisführung für ein Abdichtbauwerk im Hauptanhydrit aus Magnesiabinder,

Teilleistung: Ermittlung von Gas- und Lösungspermeabilitäten an Magnesiabinder und Zement - Anlagen



10.2 Gaspermeabilität der bergfeuchten Probe

Versuchsbedingungen Permeabilität

Probennummer	P170-11/1		Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Masse [g]	Dichte [g/cm ³]
Versuchsbezeichnung		vor Versuch	49.5	49.4	197.68	2.08
Druckautoklav	AK1	nach Versuch	49.5	49.4	197.43	2.077
Kammerkonfiguration	lang-lang					
Testfluid	Stickstoff					
Dichte Fluid [g/cm ³]	0.001185 (25 °C)					
Viskosität Fluid [Pas]	0.00001783 (25 °C)					
Bemerkungen						

Beginn							
Nr.	Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft
-	-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar
1	06.02.2008	10:00	24.0	2.5	1.00		985.0

Ende							k
Datum	Uhrzeit	Temperatur	pMantel	pEingang	pAusgang	pLuft	
-	-	°C	MPa	MPa	MPa	mbar	m ²
13.02.2008	14:30	23.6	2.5	0.52	0.51	1000.0	4.1E-19

10.3 Ergebnisse

Trockendichte	g/cm ³	n.b.	
Korndichte	g/cm ³	n.b.	
totale Porosität	-	n.b.	
Lösungsgehalt	-	n.b.	
Sättigung	-	n.b.	
Gaseindringdruck	MPa	n.b.	
effektive Porosität Gasströmung	-	n.b.	
effektive Porosität Lösungsströmung	-	n.b.	
Gaspermeabilität - trockene Probe	m ²	n.b.	
Gaspermeabilität - feuchte Probe	m ²	4.1E-19	ermittelt im instationären Versuch mit Gas
Lösungspermeabilität	m ²	n.b.	