



TECHNISCHE UNIVERSITÄT
BERGAKADEMIE FREIBERG

Die Ressourcenuniversität. Seit 1765.

Institut für Bergbau und Spezialtiefbau
Institut für Anorganische Chemie



Gefördert durch:



aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

Zusammenfassender Abschlussbericht

für das Verbundvorhaben

Schachtverschlüsse für Endlager für hochradioaktive Abfälle (ELSA - Phase 2):

Konzeptentwicklung für Schachtverschlüsse und Test von Funktionselementen von Schachtverschlüssen

**Technische Universität Bergakademie
Freiberg**

Institut für Bergbau und Spezialtiefbau
Gustav-Zeuner-Str. 1a
D-09596 Freiberg

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Wolfram Kudla

BGE TECHNOLOGY GmbH

Eschenstraße 55
D-31224 Peine

Projektleiter: Philipp Herold

This report is also available in English.

Das diesem Bericht zugrunde liegende Vorhaben wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für
Wirtschaft und Energie unter dem Förderkennzeichen 02E11193A/B gefördert.

Die Verantwortung für den Inhalt liegt bei den Autoren.

Freiberg - März 2021

Unter Mitarbeit der folgenden FuE-Auftragnehmer:

Institut für Gebirgsmechanik GmbH, Leipzig (IfG)



Ingenieurpartnerschaft für Bergbau, Wasser und Deponietechnik,
Wilsnack & Partner, Freiberg (IBeWa)



Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Kompetenzzentrum für Materialfeuchte (CMM)



TS Bau GmbH, Niederlassung Jena
Geschäftsbereich Bergbau



Glückauf Sondershausen Entwicklungs- und
Sicherungsgesellschaft mbH



GTS Grube Teutschenthal Sicherungs GmbH
& Co. KG



INHALTSVERZEICHNIS

INHALTSVERZEICHNIS.....	3
ABBILDUNGSVERZEICHNIS.....	6
TABELLENVERZEICHNIS	10
ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS	11
VERZEICHNIS DER AUSFÜHRLICHEN TEILBERICHTE.....	13
ZUSAMMENFASSUNG	14
1 VORBEMERKUNGEN	17
1.1 AUFGABENSTELLUNG UND BETEILIGTE PERSONEN	17
1.2 VORBEMERKUNGEN ZU EINIGEN BODENMECHANISCHEN PARAMETERN.....	19
2 KONZEPTENTWICKLUNG FÜR SCHACHTVERSCHLÜSSE FÜR HAW-ENDLAGER (AP1).....	21
2.1 HERLEITUNG UND ZUSAMMENSTELLUNG VON ANFORDERUNGEN AN SCHACHTSTANDORTE (STANDORTWAHL) – FÜR STEINSALZ UND TONGESTEIN	21
2.2 BENENNUNG VON AUSWAHLKRITERIEN FÜR FUNKTIONSELEMENTE UND BAUSTOFFE AUS DEM ANFORDERUNGSKATALOG	21
2.3 AUSWAHL UND BEGRÜNDUNG ZUSÄTZLICHER FUNKTIONSELEMENTE UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DES WIRTSGESTEINS	22
2.4 UMGANG MIT DER AUFLOCKERUNGSZONE UND DER KONTAKTZONE SPEZIELL IM BEREICH DER DICHELEMENTE	25
2.4.1 Einleitung.....	25
2.4.2 Voraussetzungen für die Technologie des Beraubens des Schachtausbaus mit nachfolgendem auflockerungsminimierenden Nachschnitt der Gebirgskontur im Tongestein.....	26
2.4.3 Aufgabenstellung für einen Beton für den verbleibenden Ausbau eines Schachtes im Tongestein im Bereich der Dichelemente.....	28
2.5 GESAMTKONZEPTENTWICKLUNG (JE EIN KONZEPT FÜR SALZ UND TONGESTEIN) ALS ALLGEMEIN GÜLTIGER ENTWURF FÜR EINEN SCHACHTVERSCHLUSS	30
3 LABORVERSUCHE ZU DEN VORGESCHLAGENEN VERSCHLUSSELEMENTEN (AP3).....	35
3.1 FÜLLSÄULEN AUS VERDICHTETEM STEINSALZ	35
3.1.1 Einleitung.....	35
3.1.2 Optimierung der Korngrößenverteilung von Salzgrus und von Salzgrus-Ton-Gemischen	35
3.1.3 Erreichbare Porosität in Abhängigkeit von der Verdichtungsenergie.....	39
3.1.4 Gemische aus NaCl-Briketts und Salzgrus.....	41
3.1.5 Untersuchung des Temperatureinflusses beim Herstellen von Salzbriketts	44
3.1.6 Ultraschallmessungen	44
3.1.7 Scherversuche	45
3.1.8 Gaspermeabilität	45
3.1.9 Dünnschliffuntersuchungen	45
3.2 KALOTTEN AUS BASALTSTEINEN ALS ZUSATZELEMENT IN SETZUNGSSTABILEN SCHOTTERSÄULEN	46
3.3 ELEMENTE AUS MGO-BETON.....	47
3.4 WEITERENTWICKLUNG ASPHALTDICHTUNG	52
3.4.1 Einleitung.....	52
3.4.2 Bitumenverfüllte Schottersäule.....	52

3.4.3	Dichter Steinasphalt	53
3.5	UNTERSUCHUNGEN ZUM BENTONITDICHELEMENT IM TONGESTEIN	58
3.5.1	Einleitung.....	58
3.5.2	Materialauswahl für Äquipotenzialsegmente (KIT-CMM)	58
3.5.3	Laborversuche für die Bestimmung der hydraulischen Parameter für Bentonit (IBeWa, KIT-CMM).....	58
4	HALBTECHNISCHE VERSUCHE (AP4)	67
4.1	VERSUCHSORTE	67
4.2	FÜLLSÄULEN AUS VERDICHTETEM SEINSALZ	67
4.2.1	Einleitung.....	67
4.2.2	Konventionelle Verdichtung von Salzgrus-Ton-Gemischen.....	68
4.2.3	Vorversuch zur Impulsverdichtung	72
4.2.4	Erster Gesenkversuch (STV-3)	75
4.2.5	Zweiter Gesenkversuch (STV-4)	85
4.2.6	Zusammenfassende Wertung zur Verdichtung von Salzgrus-Ton-Gemischen	95
4.3	ELEMENTE AUS MGO-BETON MIT DER 3-1-8-BINDEMITELPHASE IN ORTBETONBAUWEISE.....	97
4.3.1	Vorbetrachtungen	97
4.3.2	Großbohrlochversuch 1	97
4.3.3	Großbohrlochversuch 2	103
4.4	WEITERENTWICKLUNG ASPHALTDICHTUNG	109
4.4.1	Versuchsübersicht.....	109
4.4.2	Bohrlochversuche mit Bitumendichtungen im Steinsalz	110
4.4.3	Bohrlochversuche mit Asphalt dichtungen im Steinsalz	114
4.4.4	Bohrlochversuche im Ton.....	119
4.4.5	Schlussfolgerungen aus den Versuchen mit Bitumen und Asphalt dichtelementen	121
4.5	UNTERSUCHUNGEN ZUM BENTONITDICHELEMENT IM TONGESTEIN	123
4.5.1	Vorbemerkungen.....	123
4.5.2	Halbtechnischer Versuch HTV-4	124
4.5.3	Halbtechnischer Versuch HTV-5	129
4.5.4	Zusammenfassung.....	135
5	MODELLIERUNG	137
5.1	EINLEITUNG	137
5.2	SIMULATION EINER ERDBEBEN-INDUZIERTEN SETZUNG.....	137
5.2.1	Zielstellung	137
5.2.2	Umsetzung im 2D-Modell	137
5.2.3	Umsetzung im 3D-Modell	139
5.2.4	Zusammenfassung.....	145
5.3	SIMULATION VON BAUZUSTÄNDEN BEIM EINBAU VON BITUMENDICHTSYSTEMEN IN EINEN SCHACHT	146
5.3.1	Das Burgers-Modell zur Beschreibung von Bitumen	146
5.3.2	Das numerische Modell	147
5.3.3	Parameterbestimmung im Labor	149
5.4	NUMERISCHE ERMITTLUNG DER AUFLOCKERUNGSZONE IM UMGEBENDEN TONSTEIN EINES SCHACHTVERSCHLUSSES	152
5.4.1	Einleitung.....	152
5.4.2	Ziel der Berechnungen	152
5.4.3	Verwendetes Stoffmodell.....	152
5.4.4	Berechnung der Breite der Auflockerungszone und der Permeabilität in der Auflockerungszone beim Abteufen des Schachtes.....	153
5.4.5	Berechnung der Permeabilität um den Schacht <u>ohne</u> Rückschnitt der Auflockerungszone vor dem Einbau des Bitumens.....	155
5.4.6	Berechnungen der Permeabilität um den Schacht <u>mit</u> Rückschnitt der Auflockerungszone vor dem Einbau des Bitumens.....	157
5.4.7	Zusammenfassung.....	158

5.5	HYDRAULISCHE MODELLIERUNG IN BEZUG ZU DEN UNTERSUCHUNGEN AM BENTONITELEMENT	159
-----	--	-----

LITERATURVERZEICHNIS	161
-----------------------------------	------------

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Permeabilität in Abhängigkeit vom Abstand von der Kontur im Key-Experiment [Shao, et al. 2008]	26
Abbildung 2: Nachschnitt in einem Arbeitsgang	27
Abbildung 3: Nachschnitt in mehreren aufeinander folgenden Arbeitsgängen	27
Abbildung 4: Exemplarischer Entwurf eines Schachtverschlusses für ein Endlager im Steinsalz der flachen Lagerung in der angenommenen Teufe.....	30
Abbildung 5: Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell NORD	32
Abbildung 6: Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell SÜD	33
Abbildung 7: Verwendete Kornfraktionen (Salzgrus und Ton) und deren Korngrößenverteilung	37
Abbildung 8: Porosität in Abhängigkeit von der kornvolumenspezifischen Verdichtungsenergie für unterschiedliche Gemische.....	39
Abbildung 9: Lösungspemeabilität von Salzgrus-Ton-Gemisch in Abhängigkeit von der Porosität (Ergebnisse des IfG-Leipzig; "Knorr" = STG-1, "Glaubach" = STG-2 im Vergleich zu Ergebnissen des Vorhabens REPOPERM [Kröhn et al. 2009])	41
Abbildung 10: Herstellung von kissenförmigen Salzbricketts aus den Fraktionen "B6" und "Feinsalz" durch Walzenpressung bei 110 °C	42
Abbildung 11: Festigkeitswerte der am IfG untersuchten Rückstellproben der Betonage des MgO-Ortbetons C3.....	48
Abbildung 12: Zeitlicher Ablauf des begleitenden Laborprogramms zum Großbohrlochversuch mit MgO-Beton C3	49
Abbildung 13: Ablauf der Probenahme des MgO-Betons C3 für die begleitenden Untersuchungen	50
Abbildung 14: Druckverlauf und Phasenbestand der Laborproben bei 70 °C Abbinde­temperatur	51
Abbildung 15: Druckverlauf und Phasenbestand der Laborproben bei 40 °C Abbinde­temperatur	51
Abbildung 16: Verwendete Versuchskisten aus Holz.....	55
Abbildung 17: Herstellung des Mischgutes in einem speziellen Mischer	55
Abbildung 18: Oberfläche des Mischgutes mit einem optimalen Bitumengehalt direkt nach dem Einbau	56
Abbildung 19: Oberfläche des Mischgutes mit einem optimalen Bitumengehalt direkt nach dem Einbau und Abkühlung	56
Abbildung 20: Druckzelle für die Quelldruckversuche (IBeWa)	60
Abbildung 21: Totale Porosität n_t in Abhängigkeit von den Trockendichte ρ_d aus den unterschiedlichen Trocknungsmethoden (in der Legende nach der Temperaturangabe: 1. Wert: Reindichte, 2. Wert: Wassergehalt)	62
Abbildung 22: Sättigung S_w in Abhängigkeit von der totalen Porosität n_t (aus Abbildung 21) und vom Wassergehalt bei den unterschiedlichen Trocknungsmethoden (in der Legende nach der Temperaturangabe: 1. Wert: Reindichte, 2. Wert: Wassergehalt)	63
Abbildung 23: Quelldruck von Calcigel in Abhängigkeit von X_s (ohne Differenzierung des Einflusses der Testlösung, der Kationenbelegung, der Versuchsmethodik der Quelldruckversuche und der Trocknungsmethodik) nach bisherigen Ergebnisse von IBeWa und des Institutes für Bergbau und Spezialtiefbau und Literaturangaben von [Herbert et al., 2006], [Miehe et al. 2003] und [Rothfuchs et al., 2005].	64
Abbildung 24: Permeabilität der Proben der Quelldruckuntersuchungen in Abhängigkeit vom Testdruck (k_L – Lösungspemeabilität, p_L – Flüssigkeitsdruck, p_q – Quelldruck)	65

Abbildung 25: Darstellung des Einflusses der initialen Sättigung auf den Kapillardruck und die relative Phasenpermeabilität	66
Abbildung 26: Anordnung der Mulden zur Erprobung der Rüttelverdichtung am Versuchsort 1	68
Abbildung 27: Vorverdichtung einer Lage mit der leichten Rüttelplatte RP1 (Versuchsmulde, STG-2 - OBSM)	70
Abbildung 28: Staubentwicklung bei der Verdichtung mit der schwersten Rüttelplatte RP3 (Versuchsmulde 1, STG-2 - OBSM)	70
Abbildung 29: Oberflächenstruktur nach der Verdichtung mit der Grabenwalze (Versuchsmulde 2, STG-1 - EBSM).....	71
Abbildung 30: Halbtechnischer Verdichtungsversuch mit der Impulsverdichtung (TerraMix).....	73
Abbildung 31: Im Vorversuch gewonnene Probe mit den Ansätzen der Kernbohrungen.....	74
Abbildung 32: Luftgespülte Kernbohrung in der gewonnenen Probe (Bohrung 2)	74
Abbildung 33: Porosität in Abhängigkeit von der Lage im Querschnitt der Probe aus dem Vorversuch.....	74
Abbildung 34: Grundaufbau des Gesenkversuches zu Erprobung der Impulsverdichtung	75
Abbildung 35: Stahlringkonstruktion für den Gesenkversuch zu Erprobung der Impulsverdichtung	76
Abbildung 36: Einsatz der leichten Vibrationsplatte RP1 bei der leichten Vorverdichtung	77
Abbildung 37: Einsatz der schweren Vibrationsplatte RP3 bei der schweren Vorverdichtung	77
Abbildung 38: Schichtweise Anordnung der verschiedenen Rezepturen mit der Zuordnung der lagenweisen Vorverdichtung.....	78
Abbildung 39: Ablauf der Impulsverdichtung in jeweils 4 Durchgängen mit jeweils 4 Ansatzpunkten...79	
Abbildung 40: Prozentuale Verteilung der durch die Impulsverdichtung summarisch eingeleiteten Verdichtungsenergie von 32,5 MJ	80
Abbildung 41: Typische Auflockerungen der Schichtoberfläche infolge des Ablaufs der Impulsverdichtung.....	81
Abbildung 42: Aufschluss durch alle Schichten der Salzgrus-Ton-Gemische	82
Abbildung 43: Verteilung der Porosität in den vertikalen Schnitten (STV-3).....	83
Abbildung 44: Verteilung der Porosität in den horizontalen Schnitten	84
Abbildung 45: Neuer Verdichterfuß mit 3 bogenförmigen Beschwerungsplatten seitlich	85
Abbildung 46: Verdichtungsschema bei der Impulsverdichtung von Salzgrus-Ton-Gemisch im STV3 (rechts) und im STV4 (links)	86
Abbildung 47: Lageplan zur Probennahme (Nummern 1 – 18), Lage des Baggerschurfes (gelbe Linien) und möglicher Bereich des Regenwasserzutrittes (blau)	88
Abbildung 48: Verteilung der Porosität im Versuch STV-4 (vertikale Schnitte)	89
Abbildung 49: Horizontale Dünnschliffe zur Untersuchung der Porenraumverteilung [Jobmann, 2020]	90
Abbildung 50: Zustand der Oberfläche nach der Impulsverdichtung im Gesenkversuch 2017	91
Abbildung 51: Stanzeffekt der Impulsverdichtung im Gesenkversuch 2017	91
Abbildung 52: Laufzeitdiagramm der Ultraschallmessung (IfG Leipzig)	92
Abbildung 53: Luftefüllte Porosität im Versuch STV-4	93
Abbildung 54: Luftefüllte Porosität im Versuch STV-3	94
Abbildung 55: Lage des in-situ-Großbohrlochversuches im Versuchsort 2 (Grube Sondershausen) ...97	
Abbildung 56: Aufbau des Großbohrlochversuches 1 (Längsschnitt, Abwicklung der Konturfläche und repräsentative Querschnitte)	98
Abbildung 57: Konsistenz des MgO-Betons C3 bei der Betonage (Foto: M. Hofmann)	99

Abbildung 58: Betonagearbeiten (Foto: M. Hofmann).....	99
Abbildung 59: Temperatur aller Messgeber in den ersten drei Tagen der Betonage	100
Abbildung 60: Gemessener Druck und gemessene Temperatur (T-BS _i) im MgO-Beton in den ersten 14 Tagen – BS2 und BS3 messen den horizontalen Kontaktdruck, BS1 und BS4 messen den vertikalen Druck im MgO-Beton.	101
Abbildung 61: Etappen des Rückbaus des Bohrlochversuches mit MgO-Beton	102
Abbildung 62: Gegenüberstellung der Ergebnisse der Permeabilitätsmessung in der Kontur zum Gebirge mit dem Kontaktdruckverlauf	103
Abbildung 63: Einbau des MgO-Betons (links) und fertig gestelltes Bauwerk (rechts).....	104
Abbildung 64: Aufbau des Großbohrlochversuches 2 mit MgO-Beton C3.....	105
Abbildung 65: Temperaturverlauf im Großbohrlochversuch 2 über die ersten 12 Tage im Vergleich mit dem Großbohrlochversuch 1 (graue Kurven, SH=Sondershausen)	106
Abbildung 66: Verlauf des radialen (S2, S4) und axialen (S1, S3) Druckes sowie des Porendruckes in der Kontrollkammer 2 beim Großbohrlochversuch 2.....	106
Abbildung 67: Verlauf der radialen (D2, D4, D6) und axialen (D1, D3, D5) Dehnung beim Großbohrlochversuch 2.	107
Abbildung 68: Position der Versuche BIT-01 und BIT-02 im Versuchsort 2	110
Abbildung 69: Aufbau des Versuches BIT-01	111
Abbildung 70: Aufbau des Versuches BIT-02	111
Abbildung 71: Freilegen der Bitumendichtung beim Versuch BIT-01	112
Abbildung 72: Freigelegte Bitumendichtung beim Versuch BIT-01	112
Abbildung 73: Bitumendichtung bei BIT-01 direkt nach Abschlagen des Segmentes aus dem Salzmantel	113
Abbildung 74: Kontaktbereich Destillationsbitumen - Steinsalz beim Versuch BIT-02	114
Abbildung 75: Position der Versuche ASP-01 und ASP-02 im Versuchsort 2.....	115
Abbildung 76: Aufbau des Versuchs ASP-01 (Messpunkte der Temperaturmessung: rot, Druckmessung: blau)	115
Abbildung 77: Aufbau des Versuchs ASP-02.....	117
Abbildung 78: Vergleich der Temperaturentwicklung an der Gebirgskontur bei den Versuchen ASP-01 und ASP-02 [Hoffmann 2016].....	118
Abbildung 79: Vergleich der Temperaturentwicklung im Dichtungskern bei den Versuchen ASP-01 und ASP-02 [Hoffmann 2016].....	118
Abbildung 80: Ergebnisse der Temperaturmessungen im Ton (2 cm von der Kontur) infolge des Heißeinbaus von Bitumen bzw. Asphalt	120
Abbildung 81: Ergebnisse der Temperaturmessungen im Ton (15 cm von der Kontur) infolge des Heißeinbaus von Bitumen bzw. Asphalt	120
Abbildung 82: Aufbau des HTV-4.....	123
Abbildung 83: Aufbau des HTV-5 (P9 liegt in Sandlinse (SL) 1 und P11 in Sandlinse 2)	124
Abbildung 84: Flüssigkeitsdruckbelastung beim HTV-4 –Druck und Fluidverbrauch	125
Abbildung 85: Durch Änderung des unkalibrierten Wassergehaltes reproduzierte Ereignisse im HTV-4	126
Abbildung 86: Entwicklung der Feuchteverteilung in der Ebene der Sensoren S1-S2-S3	127
Abbildung 87: Flüssigkeitsdruck und Fluidvolumen in Abhängigkeit von der Zeit beim HTV-5.....	129
Abbildung 88: Druck in den DS (von unten (DS1) nach oben (DS4))	131
Abbildung 89: Entwicklung der Wassergehaltsverteilung im HTV-5 (Skala für w in Legende rechts) .	133

Abbildung 90: Visualisierung der Schottersäule im 2D-Modell (links) und 3D-Modell (rechts)	138
Abbildung 91: Bild eines Schüttversuchs (rechts oben) und des vereinfachten Partikelmodells (rechts unten) und mittlere Konturlinie der Schüttversuche im Vergleich zum Partikelmodell (links)	140
Abbildung 92: Vergleich der Vertikal- und Horizontalspannungen im Modell (grün) und in situ (rot) ..	141
Abbildung 93: Darstellung des vollständig gefüllten Schachtmodells (vordere Hälfte des FLAC3D-Modells nicht dargestellt)	142
Abbildung 94: Auswertung der Vertikal- und Horizontalspannungen im reinen PFC3D-Modell und im FLAC3D-PFC3D-Modell.	142
Abbildung 95: Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf für FLAC3d-Zonen unterhalb der Schottersäule (links) sowie exemplarisch für PFC3d-Clumps im unteren und oberen Bereich der Schottersäule (rechts).....	143
Abbildung 96: Verschiebungen in vertikaler Richtung für größere (links) und kleinere (rechts) Clumps in verschiedenen Bereichen der Schottersäule.	144
Abbildung 97: Setzungen im unteren (rot) und oberen Bereich (grün) der Schottersäule in z- (links) und x/y-Richtung (rechts) nach zwei Erdbebenereignissen.	145
Abbildung 98: Aufgliederung der Elemente des physikalischen Modells nach Burgers und seine jeweiligen Deformationsverlauf bei konstanter Belastung	146
Abbildung 99: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus, nach [Osswald & Rudolph 2015] ...	148
Abbildung 100: Geometrie des Modells der Bitumenprobe (ganz)	148
Abbildung 101: Abmessungen und Diskretisierung des numerischen Modells	149
Abbildung 102: Gegenüberstellung von den Ergebnisse der Labormessungen, den Ergebnissen der analytischen Lösung und den Simulationsergebnissen mit FLAC3D, für STELOX 85/25 mit $\tau=100\text{Pa}$	150
Abbildung 103: Gegenüberstellung der im Versuch (Lab) ermittelten Burgers-parameter und der zunächst analytisch (An) berechneten Burgers-Parameter für das Oxidationsbitumen STELOX 85/25.....	151
Abbildung 104: Abhängigkeit zwischen der vertikalen effektiven Spannung σ_{eff} und der horizontalen Permeabilität (links) und Abhängigkeit zwischen dem Mittelwert der horizontalen effektiven Spannung σ_{eff} und der vertikalen Permeabilität (rechts)	153
Abbildung 105: Tiefe der von der Auffahrung beeinflussten Zone	154
Abbildung 106: Die mit dem Stoffmodell berechnete spannungsabhängige und dehnungsabhängige Permeabilität nach Abteufen des Schachtes in x-Richtung - senkrecht zur Schachtwandung (rechts oben), in y-Richtung - radial zur Schachtwandung (links unten) und in z-Richtung - in Richtung des Schachtes (rechts unten)	155
Abbildung 107: Verlauf der Permeabilität über die Zeit für verschiedene Gebirgstiefen (oben) sowie über die Gebirgstiefe für verschiedene Zeitpunkte (unten)	156
Abbildung 108: Verlauf der Permeabilität über die Zeit für verschiedene Gebirgstiefen.....	158
Abbildung 109: Modellausschnitt; Gasgeschwindigkeiten [m/s] in z-Richtung zum Zeitpunkt 700 Jahre nach Verschluss.....	160

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Zusätzliche Funktionselemente für Schachtverschlüsse für HAW-Endlager	22
Tabelle 2: Stand der Realisierbarkeit und des Funktionsnachweises der Verschlusselemente eines langzeitstabilen Schachtverschlusses im Ergebnis des ELSA-Vorhabens	24
Tabelle 3: Optimale Zusammensetzung eines Salzgrusgemisches mit einem FULLER-Exponenten $n = 0,5$	36
Tabelle 4: Korngröße der verwendeten Materialien (Salzgrus und Ton)	37
Tabelle 5: Wassergehalt und Korndichte der verwendeten Materialien (Salzgrus und Ton)	38
Tabelle 6: Im Ergebnis der Laboruntersuchungen vorgeschlagene Salzgrus-Ton-Gemische (STG).....	38
Tabelle 7: Rezeptur und Eigenschaften der entwickelten Feinfraktion für ein binäres Salzgrus-Tongemisch	43
Tabelle 8: Vergleich der Salzgrus-Ton-Gemische STG-1 (EBSM) und STG-2 (OBSM) aus den Ödometerversuchen mit dem Binären Gemisch aus Salzgrusbriketts und Ton-Salz-Feinkornfraktion	43
Tabelle 9: Ergebnisse der Einbauversuche (Kistenversuche) für die untersuchten Materialien.....	56
Tabelle 10: Mineralogische Zusammensetzung Calcigel	60
Tabelle 11: Zusammenfassung der gemessenen Wassergehalte für Calcigel.....	61
Tabelle 12: Reindichte des Calcigels	61
Tabelle 13: Trockendichte der Calcigel-Presslinge	62
Tabelle 14: Versuchsergebnisse der Quelldruckmessungen	63
Tabelle 15: Betriebsparameter der eingesetzten Verdichtungsgeräte (RP = Rüttelplatte)	68
Tabelle 16: Vergleich der Ziel- und Ist-Werte bei den eingesetzten Salzgrus-Ton-Gemischen	76
Tabelle 17: Zuordnung der lagenweisen Vorverdichtung.....	78
Tabelle 18: Gesamtergebnis der 3 verschiedenen Salzgrus-Ton-Gemische	84
Tabelle 19: Vergleich der integralen Porosität zwischen den Gesenkversuchen von 2015 und 2017 ..	88
Tabelle 20: Zusammensetzung des MgO-Ortbetons C3.....	97
Tabelle 21: Rezepturanpassung bei der Betonage (je Mischeransatz)	99
Tabelle 22: Übersicht über die in situ durchgeführten Bohrlochversuche mit Bitumen und Asphalt ...	109
Tabelle 23: Mittlere Wassergehalte je Schicht (Trocknung bei 105 °C).....	128
Tabelle 24: Lageveränderung der einzelnen Schichten und Veränderungen der Trockendichte (Vergleich Einbau – Rückbau)	129
Tabelle 25: Zusammenstellung der mittleren Wassergehalte je Schicht	134
Tabelle 26: Lageveränderung der einzelnen Schichten und Veränderungen der Trockendichte (Vergleich Einbau – Rückbau)	135

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

AnSichT	Akronym für "Methodik und <u>An</u> wendungsbezug eines <u>S</u> icherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im <u>T</u> onstein"
ALZ	Auflockerungszone (aufgelockerte Zone im konturnahen Gebirge)
AP	Arbeitspaket, Arbeitspunkt
BGE	Bundesgesellschaft für Endlagerung
BMWi	Bundesministerium für Wirtschaft und Energie
C3	Bezeichnung der Rezeptur eines MgO-Betons, in dem die 3-1-8-Bindemittelphase vorliegt
CPA	Computerized Particle Analyzer
d	Durchmesse, in Maßeinheiten aber Tag (days)
DBE	Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe
DE	Dichtelement
DEM	Diskrete Elemente Methode
DOPAS	Abkürzung für das europäische Forschungsprojekt "Full Scale Demonstration of Plugs and Seals"
DS	Dichtsegment (bezieht sich auf Dichtsysteme nach dem SANDWICH-Prinzip)
EBSM	Empirisch bestimmte Salzgrus-Ton-Mischung
ELSA	Akronym für " <u>E</u> ndlager- <u>S</u> chachtverschlüsse"
ES	Äquipotenzialsegment (bezieht sich auf Dichtsysteme nach dem SANDWICH-Prinzip)
EU	Europäische Union
ewG	Einschlusswirksamer Gebirgsbereich
FKZ	Förderkennzeichen (im vorliegenden Fall Projektnummer eines vom BMWi geförderten FuE-Vorhabens)
FuE	Forschung und Entwicklung
GBL	Großbohrloch
GBLV	Großbohrlochversuch

h	Höhe, Entfernung, bei Zeitangaben Stunden
HTV	Halbtechnischer Versuch (Technikumsversuch)
IGD-TP	Abkürzung für die europäische Technologieplattform der Endlagerforschung "Implementing Geological Disposal - Technology Platform"
LVV	Leichte Vorverdichtung
L+SVV	Leichte und schwere Vorverdichtung
Ma%	Masse %
OBSM	Optimiert bestimmte Salzgrus-Ton-Mischung
mOBSM	Modifiziert optimiert bestimmte Salzgrus-Ton-Mischung
PFC	Particle Flow Code
QS	Qualitätssicherung
STG	Salzgrus-Ton-Gemisch
STV	Salzgrus-Ton-Verdichtungsversuch
TU	Technische Universität
TZF	Temperatur-Zeit-Fenster
VSG	Vorläufige Sicherheitsanalyse Gorleben
ZT	Zitronensäuretest (Verfahren zur Bestimmung der Reaktivität von MgO)
ZTW	Zitronensäuretestwert

VERZEICHNIS DER AUSFÜHRLICHEN TEILBERICHTE

Die Ergebnisse des Vorhabens "ELSA – Phase 2" sind in folgenden Teilberichten dokumentiert:

Teilbericht zum Arbeitspaket 1:	Konzeptentwicklung für Schachtverschlüsse im Ton- und Salzgestein
Teilbericht zum Arbeitspaket 3:	Ergebnisse der Laborversuche
Teilbericht zum Arbeitsschritt 4.1:	Halbtechnische Feldversuche zu Füllsäulen aus verdichtetem Steinsalz
Teilbericht zum Arbeitsschritt 4.3:	Halbtechnische Versuche zu Elementen aus MgO-Beton mit der 3-1-8-Bindemittelphase in Ortbetonbauweise
Teilbericht zum Arbeitsschritt 4.5:	Halbtechnische Versuche zur Weiterentwicklung von Asphalt dichtungen
Teilbericht zum Arbeitsschritt 4.6:	Halbtechnische Untersuchungen zum Bentonitdichtelement im Tongestein
Teilbericht zum Arbeitspaket 5:	Modellierung

Im vorliegenden zusammenfassenden und gemeinsamen Abschlussbericht des Verbundvorhabens sind alle Ergebnisse zusammenfassend dargestellt. Für detaillierte Informationen wird auf die oben genannten Teilberichte verwiesen.

Der Teilbericht zum Arbeitspaket 2 wurde aus praktischen Gründen aufgelöst und die Planung der halbtechnischen Versuche in den Teilberichten zu den Arbeitsschritten 4.1, 4.3, 4.5 und 4.6 integriert.

ZUSAMMENFASSUNG

Das Vorhaben ELSA - Phase 2 hatte folgende generelle Ziele:

- Entwicklung von Konzepten für Schachtverschlüsse in Salz- und Tongesteininformationen als standortunabhängige Grundkonzepte,
- Test von einzelnen Funktionselementen von Schachtverschlüssen im Labor und in halbertechnischen Versuchen,
- Numerische Berechnungen zu Schachtverschlüssen mit verschiedenen Zielstellungen (Simulation der Setzung einer Schottersäule unter Erdbebenbelastung; Berechnung der Auflockerungszone unter verschiedenen Einbauszenarien; Berechnungen zur Umströmung von Bentonitdichtelementen).

Für **beide Wirtsgesteinsoptionen (Steinsalz und Tongestein)** wurden allgemein gültige Schachtverschlusskonzepte für ein Endlager für hoch radioaktive Abfälle entwickelt, die modular aufgebaut sind und an lokale Bedingungen angepasst werden können.

Wenn im Tongestein der Schachtausbau im Bereich der zukünftigen Dichtelemente entfernt wird, sind noch zukünftige Technologien für den Nachschnitt der Auflockerungszone (ALZ) zu entwickeln. Alternativ zum Nachschnitt der ALZ kann ein verbleibender Ausbau aus einem geeigneten Beton auf Basis von low-pH-Zement eingebracht werden. Diese Variante wird beim Abteufen der Schächte eines zukünftigen HAW-Endlagers im Tongestein empfohlen.

Für die in den entwickelten Schachtverschlusskonzepten zukünftiger HAW-Endlager vorgesehenen Funktionselemente wurden im Einzelnen folgende Ergebnisse erzielt (siehe Abschnitt 4):

Das im Schachtverschlusskonzept für Steinsalz vorgesehene Funktionselement (Stützfunktion, Langzeitdichtelement) aus **verdichtetem Salzgrus-Ton-Gemisch** kann generell hergestellt werden. Für die klassische Verdichtung mit Rüttelplatten wird ein Gemisch aus Salzgrus 0-10 mm mit einer vorgegebenen Kornverteilung und mit einem Anteil von 14,6 Ma% Tonmehl sowie einem Wassergehalt von ca. 5 Ma% (bezogen auf das gesamte Gemisch) vorgeschlagen. Dadurch ist eine Porosität von 15 % im eingebauten Zustand erreichbar.

Eine geringere Porosität und damit auch eine geringere Permeabilität ist mit einem Gemisch aus Salzgrus 0-10 mm mit einer vorgegebenen Kornverteilung mit einem Anteil von 7,8 Ma% Tonmehl sowie einem Wassergehalt von 3,4 Ma% (bezogen auf das gesamte Gemisch) bei einer höheren spezifischen Verdichtungsenergie bis 7,5 MJ/m³ erreichbar. Unter diesen Bedingungen kann eine Porosität von ca. 9 % erreicht werden. Die sehr hohe notwendige Verdichtungsenergie wurde durch "Impulsverdichtung" (Fallgewicht 9 t, Fallhöhe 0,4 m bis 1,2 m) in einem Gesenk in einem Steinbruch realisiert. Die sehr niedrige Porosität von 9 % wurde in Deutschland erstmals in einem in-situ-Versuch mit einem Salzgrus-Ton-Gemisch direkt nach der Verdichtung erreicht. Die luffertfüllte Porosität liegt dann bei etwa 1 %. Für einen Einsatz in einem Schacht muss das Impulsverdichtungsgerät angepasst werden. Es wird aber eingeschätzt, dass der Bau eines geeigneten Verdichtungsgerätes mit einem Fallgewicht von ca. 2 t und einer Fallhöhe von ca. 1,5 m bis 2 m aus vorhandenen Modulen möglich ist, wenn dazu ein konkreter Bedarf vorliegt.

Im Falle der praktischen Umsetzung kann die Zusammensetzung des Salzgrus-Ton-Gemisches (Tongehalt, Wasserzugabe) an die Qualität des lokal verfügbaren Salzgruses (Kornband, Kornform) und an die bei dem vorhandenen Verdichtungsgerät realisierbare Verdichtungsenergie angepasst werden. Dabei sollen begleitende Laborversuche zur Verdichtbarkeit im Marshallgerät durchgeführt werden. Bei einer konservativen Betrachtung kann davon ausgegangen werden,

dass bei einer in-situ-Verdichtung eine Dichte von etwa 97 % der im Marshallversuch (im Labor) festgestellten Dichte erreicht werden kann, wenn in situ und im Labor die gleiche spezifische Verdichtungsenergie eingebracht wird.

Das für Steinsalz und Tongestein vorgesehene Funktionselement einer **bitumenverfüllten Schottersäule** wurde in Bohrlochversuchen realisiert. Vorteilhaft ist, dass durch den Heißeinbau das Bitumen in vorhandene Wegsamkeiten in der umliegenden Kontaktzone des Gebirges eindringt. Im Tongestein kann davon ausgegangen werden, dass dabei die umliegende Gebirgskontur nicht geschädigt wird, wenn die Kontakttemperatur an der Kontur kleiner als 100 °C ist.

Eine Alternative zur bitumenverfüllten Schottersäule ist der neu entwickelte **Steinasphalt**, der im Steinsalz und im Tongestein in Bohrlochversuchen erprobt wurde. Bei Steinasphalt wird die Gesteinskörnung (=gerundeter Schotter) wie bei konventionellem Asphalt vorgetrocknet und die Gesteinskörnung und das Bitumen in einer Mischanlage (bzw. in einem Labormischer) erhitzt.

Der neu entwickelte Steinasphalt weist gegenüber der bitumenverfüllten Schottersäule entscheidende Vorteile auf. Der Steinasphalt haftet wesentlich besser an der Bohrlochkontur als das Bitumen bei der bitumenverfüllten Schottersäule, da die Temperatur beim Steinasphalt beim Einbringen höher ist. Zudem gibt es keine Staubnester wie bei der bitumenverfüllten Schottersäule. Steinasphalt und bitumenverfüllte Schottersäule können sowohl eine statische Funktion (Widerlager) als auch eine Dichtfunktion übernehmen. Steinasphalt müsste in beheizbaren Behältern zum Schacht und im Schacht transportiert werden. Die Behälter dazu müssten noch entwickelt werden.

Ein weiteres Funktionselement, das im Steinsalz und im Tongestein eingesetzt werden kann, ist das nach dem Sandwich-Prinzip aufgebaute **Bentonitdichtelement mit Äquipotenzialsegmenten**. Im Ergebnis von mehreren Technikumsversuchen konnte die Funktionstüchtigkeit der Äquipotenzialsegmente und auch des gesamten Systems nachgewiesen wurde. Die im Vorhaben ELSA - Phase 2 erhaltenen Ergebnisse werden in einem separaten Verbundvorhaben mit internationalen Partnern (FKZ 02E11799) verwertet. In diesem Vorhaben werden im Felslabor Mont Terri (Schweiz) im Opalinuston Versuche in zwei Großbohrlöchern zum erstmaligen in-situ-Test des Sandwich-Systems mit Flüssigkeitsdruckbelastung durchgeführt.

Im Schachtverschlusskonzept für Steinsalz ist ein Funktionselement mit statischer Funktion aus dem thermodynamisch stabilen **MgO-Beton der Rezeptur C3** vorgesehen. Mit MgO-Beton der Rezeptur C3 wurden zwei Versuche in Großbohrlöchern (Länge bis 3,2 m; Durchmesser 1,2 m) in der Grube Sondershausen und der Grube Teutschenthal durchgeführt. Im Ergebnis der beiden in-situ-Großbohrlochversuche hat sich gezeigt, dass dieses Material nach spätestens 20 Tagen einen radialen Kontaktdruck von mindestens 2 MPa entwickeln kann, sofern der MgO-Beton vollständig eingespannt ist. Dieser Kontaktdruck entsteht als Expansionsdruck infolge der Ausbildung der langzeitstabilen 3-1-8-Bindemittelphase aus der primär gebildeten 5-1-8-Bindemittelphase und Restporenlösung. Dieser Kristallisationsvorgang erfolgt mit Volumenzunahme und führt bei einer Einspannung im Gebirge zu einem Expansionsdruck. Sofern die Gebirgskontur nachgiebig ist (Auflockerungszone), ist der Kontaktdruck geringer.

Dieser autogen (ohne Lösungszutritt) ablaufende Prozess der Kontaktdruckentwicklung kann eine Abdichtung der Kontaktzone zum Gebirge bewirken. Im zweiten in-situ-Versuch wurde (bei Einspannung) ein maximaler radialer Kontaktdruck von 6,3 MPa gemessen. Bei diesem Druck ist mit der Zeit mit einer Impermeabilisierung der konturnahen Auflockerungszone (ALZ) des Steinsalzes zu rechnen. Die gemessene effektive Gaspermeabilität des Gesamtsystems hat sich mit

der Zeit von $3 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ auf $1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ verringert. Die nachfolgende Flüssigkeitsdruckbeaufschlagung hat dieses Permeabilitätsniveau bestätigt. In diesem Fall wäre mit diesem Funktionselement bei einem Schachtverschluss eine Kontaktspalteinjektion nicht erforderlich.

Das im Schachtverschlusskonzept für Steinsalz vorgesehene Widerlagerelement aus dem MgO-Beton C3 kann somit zusätzlich eine Abdichtung des Gesamtsystems bewirken. Dadurch kann eine weitere Diversität des Gesamtsystems hinsichtlich der Dichtfunktion erreicht werden.

Zu den Funktionselementen Schottersäule, Bitumenelement und Bentonitdichtelement wurden **Simulationen** durchgeführt. Dabei wurden langfristig relevante Prozesse identifiziert und charakterisiert, die nicht nur die Funktionselemente, sondern das Gesamtsystem mit dem umliegenden Gebirge umfassen. Es wurde die Setzung einer Schottersäule unter Erdbebenbelastung in verschiedenen Modellen berechnet, Bauzustände beim Einbringen einer bitumenverfüllten Schottersäule simuliert und die Auflockerungszone im umgebenden Tonstein bei einem Schachtverschluss berechnet. Zudem wurden die Umströmung von Bentonitdichtelementen und die Entwicklung von Gasdrücken simuliert.

1 VORBEMERKUNGEN

1.1 Aufgabenstellung und beteiligte Personen

Das vorliegende FuE-Vorhaben schließt sich an das Vorhaben ELSA – Phase 1 (FKZ 02E10921) an, in dem der Stand von Wissenschaft und Technik bis zum Jahre 2013, das Konzept einer zukünftigen Führung des Sicherheitsnachweises, die Randbedingungen für die Wirtsgesteine Salz- und Tongestein und die Anforderungen an die Schachtverschlüsse zukünftiger HAW-Endlager beschrieben sind.

Durch die Ergebnisse des Vorhabens ELSA – Phase 1 konnten wichtige Schlussfolgerungen für das Grundkonzept zukünftig zu errichtender Schachtverschlüsse im Salinar und im Tongestein mit erhöhten Anforderungen abgeleitet werden. Durch das aktuelle Vorhaben ELSA – Phase 2 werden diese Ergebnisse fortlaufend genutzt und durch Labor- und halbtechnische Versuche praktisch umgesetzt.

Das Vorhaben ELSA – Phase 2 hatte folgende Ziele:

1. Entwicklung eines modularen Schachtverschlusskonzeptes als standortunabhängiges Grundkonzept für Salz- und Tongesteinsformationen.
2. Test von einzelnen Funktionselementen eines Schachtverschlusses im Labor und in halbtechnischen Versuchen mit Entwicklung, Test und Kalibrierung von Modellen zur Beschreibung des Materialverhaltens für die rechnerische Nachweisführung.

Folgende mögliche Schachtverschlusskomponenten sind als Untersuchungsschwerpunkte des Vorhabens bearbeitet worden:

- Füllsäulen aus verdichtetem Steinsalz – Materialauswahl und Einbauverfahren für die Realisierung einer geringen Porosität < 10 % (für Standorte im Salinar),
- Eignung von Schmelzbasaltsteinen für Kalotten als Zusatzelemente in setzungsstabilen Schottersäulen (im Salinar und im Tongestein),
- Widerlagerelemente aus MgO-Beton mit der langzeitstabilen 3-1-8-Bindemittelphase (Rezepturtyp C3) in Ortbetonbauweise (im Salinar),
- Weiterentwicklung der Bauausführung und Qualitätskontrolle von Asphaltabdichtungen (im Salinar und im Ton),
- Integration von Äquipotenzialsegmenten in Bentonitdichtsysteme (im Salinar und im Tongestein).

Weiterhin wurden bei Schächten Bauzustände unter Ansatz von Strömungsprozessen analysiert.

Im Forschungsvorhaben wurde die Methodik der Nachweisführung (theoretisch und auf Versuche gestützt) weiterentwickelt. Der modulare Aufbau des Schachtverschlusskonzeptes erleichtert eine Anpassung an zukünftige Standortbedingungen.

Das Vorhaben ELSA – Phase 2 ist ein Verbundvorhaben der TU Bergakademie Freiberg und der DBE TECHNOLOGY GmbH (seit 2018 BGE TECHNOLOGY GmbH). Dieser Abschlussbericht ist gemeinsam erstellt worden.

Das Forschungsvorhaben gliedert sich in folgende Arbeitspakete:

- AP1: Konzeptentwicklung für Schachtverschlüsse für HAW-Endlager
- AP2: Planung für halbtechnische Versuche in situ
- AP3: Laborversuche zu den Arbeitsschritten 2.1 bis 2.6
- AP4: Halbtechnische Versuche zu den Arbeitsschritten 2.1 bis 2.6
- AP5: Modellierung
- AP6: Berichterstellung

AP1 und AP6 wurden gemeinsam von TU Bergakademie Freiberg und BGE TECHNOLOGY GmbH bearbeitet. Die TU Bergakademie Freiberg war federführend für AP2 bis AP4. Bei AP5 war BGE TECHNOLOGY GmbH federführend.

Das Vorhaben entspricht dem Schwerpunkt 3 der Technologie-Plattform (IGD-TP): "Plugging and Sealing". Dabei werden die beiden Wirtsgesteinsoptionen Steinsalz und Tongestein berücksichtigt.

Aufgrund der Komplexität des Vorhabens und weiter aufgetretener Fragestellungen wurde das Vorhaben dreimalig verlängert. Das ursprüngliche Laufzeitende am 31.12.2015 (Vorhabensbeschreibung vom 15.3.2013) wurde auf den 31.3.2017 und weiter bis zum 31.8.2019 (Vorhabensbeschreibung vom Januar 2017) verschoben. Aufgrund der notwendigen Verlegung des Standortes für den zweiten Großbohrlochversuch mit dem MgO-Beton C3 in der Grube Teutschenthal und der wegen hoher Rechenzeit notwendigen Zeit für die Modellrechnungen zur dynamischen Beanspruchung der Schottersäule wurde mit Bewilligung des Antrages vom 02.05.2019 das Vorhaben für diese Teilaufgaben bis 31.8.2020 verlängert.

Am Vorhaben und an der Erstellung der wissenschaftlichen Berichte waren folgende Personen beteiligt:

BGE TECHNOLOGY GmbH
(vormals DBE TECHNOLOGY GmbH)

Michael Jobmann
Philipp Herold
Dr. Christian Müller
Paola Rocio Leon Vargas

Institut für Bergbau und Spezialtiefbau der
TU Bergakademie Freiberg

Prof. Dr. Wolfram Kudla
Dr. Uwe Glaubach (bis Mai 2016)
Dr. Matthias Gruner
Martin Hofmann
Jan Aurich (ab Oktober 2016)
Volker Beyer (ab November 2016)

Institut für Anorganische Chemie der
TU Bergakademie Freiberg

Dr. Daniela Freyer
Dr. Iris Paschke
Regina Moßig

Institut für Gebirgsmechanik GmbH, Leipzig (IfG)

Dr. Klaus Salzer
Dr. Till Popp
Christopher Rölke
Michael Wiedemann

Ingenieurpartnerschaft für Bergbau, Wasser
und Deponietechnik,
Wilsnack & Partner, Freiberg (IBeWa)

Dr. Thomas Wilsnack
Dr. Friedemann Grafe (bis Juni 2019)
Dr. Uwe Glaubach (seit Juni 2016)
Thomas Viertel
Constance Schrickel
Anke Schieweg

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Kompetenzzentrum für Materialfeuchte (CMM)

Dr. Katja Emmerich
Dr. Rainer Schuhmann
Franz Königer

TS Bau GmbH, Niederlassung Jena
Geschäftsbereich Bergbau

Olaf Einicke
Jürgen Schrade
Toni Schmidt

Glückauf Sondershausen Entwicklungs- und
Sicherungsgesellschaft mbH

Thomas Kießling
Christian Baum
Jens Sturm

GTS Grube Teutschenthal Sicherungs GmbH
& Co. KG

Erik Fillinger
Jens Biegler

1.2 Vorbemerkungen zu einigen bodenmechanischen Parametern

Das vorliegende FuE-Vorhaben ist eine interdisziplinäre Aufgabe, bei der Wissenschaftler unterschiedlicher Ingenieurdisziplinen zusammenarbeiten. Hierbei müssen einerseits die speziellen Begriffe und Normen zu den jeweiligen Materialien in der jeweiligen Ingenieurdisziplin berücksichtigt werden. Andererseits muss auf Widersprüche oder unterschiedliche Definitionen geachtet werden. In diesem Bericht wird versucht, den gleichen physikalischen Sachverhalt durch einen einzigen übergeordneten Begriff zu beschreiben, auch wenn der gleiche Sachverhalt in den verschiedenen Fachdisziplinen unterschiedlich definiert ist.

Bei DIN- oder EN-Normen wird auf den Gültigkeitsbereich geachtet und dieser nicht auf andere Materialien / Bereiche übertragen, wenn dies zu unterschiedlichen Betrachtungsweisen führen kann.

Der Wassergehalt wird einheitlich nach DIN EN ISO 17892-1 definiert:

$$w = \frac{m_w}{m_{tr}} \quad \text{Formel 1}$$

m_w Masse des bei einer Temperatur von 105 °C (Trocknung bis Massekonstanz) verdampften Wassers (Differenz aus der Masse vor und nach der Trocknung)

m_{tr} Masse des getrockneten Rückstandes

Bei Bentonit werden auch abweichende Trocknungstemperaturen verwendet, jedoch der Wassergehalt nach Formel 1 berechnet.

Der für Beton oder andere Baustoffe verwendete Begriff "Feuchtegehalt" wird nicht verwendet, auch nicht für MgO-Beton. Der Begriff "Feuchtemessung" wird, wenn er notwendig ist, beibehalten, weil er in der Technik umgangssprachlich bekannt ist. Es wird jedoch nicht bei jeder Feuchtemessung oder Feuchtedetektion der Wassergehalt bestimmt.

Der in der Bodenmechanik übliche Parameter "Porenanteil" wird als ein für alle Materialien in der Modellierung verwendeter Parameter einheitlich und übergeordnet als Porosität bezeichnet. Sie ist übereinstimmend wie folgt definiert:

$$n = \frac{V_p}{V_0} = 1 - \frac{\rho_{tr}}{\rho_0} \quad \text{Formel 2}$$

V_p	Porenvolumen
V_0	Gesamtvolumen
ρ_{tr}	Trockendichte des Materials
ρ_0	Korndichte des Materials

Bei Asphalt ist der Begriff Hohlraumgehalt üblich. Es ist aber de facto eine Porosität.

Die Korndichte ist die Dichte des trockenen Partikels (Kornes).

Wenn nur die mit Luft gefüllten Poren betrachtet werden, wird das entsprechende Porenvolumen als luffterfüllter Porenanteil bzw. luffterfüllte Porosität bezeichnet.

Die Begriffe "Dichtheit" oder "dicht" werden nach Möglichkeit vermieden und nur dort verwendet, wenn sie Bezug zu einem Kriterium (Dichtheitskriterium – siehe [Kudla et al. 2013]) haben.

2 KONZEPTENTWICKLUNG FÜR SCHACHTVERSCHLÜSSE FÜR HAW-ENDLAGER (AP1)

2.1 Herleitung und Zusammenstellung von Anforderungen an Schachtstandorte (Standortwahl) – für Steinsalz und Tongestein

Für beide Wirtgesteinsoptionen (Steinsalz und Tongestein) wurde je ein allgemein gültiges Schachtverschlusskonzept entwickelt, das modular aufgebaut ist und an lokale Bedingungen angepasst werden kann. Die vorliegenden Konzepte aus den Arbeiten zum Vorhaben "Schachtverschluss Salzdetfurth" [Bredung 2002] und zur vorläufigen Sicherheitsanalyse Gorleben "VSG" bilden dafür den Ausgangspunkt.

Da gegenwärtig ein Standort für ein Endlager für wärmeentwickelnde hochradioaktive Abfälle und ausgediente Brennelemente noch nicht ausgewählt wurde und auch nicht bekannt ist, ob dieser Standort im Steinsalz, Tongestein oder Kristallingestein liegen wird, werden die Konzepte für Schachtverschlüsse in enger Anlehnung an das FuE-Vorhaben ANSICHT [Jobmann et al. 2016] abgeleitet. In dem ANSICHT-Vorhaben wird eine Methodik für einen Sicherheitsnachweis für ein Endlager in einer Tongesteinsformation entwickelt. Ein grundlegender Teil dieses Vorhabens ist die Erstellung repräsentativer geologischer Standortmodelle in Deutschland [Reinhold & Sönke 2012], anhand derer die Nachweismethodik demonstriert werden kann.

Es wird ein Standortmodell für Norddeutschland im Bereich der Unterkreidetone [Reinhold et al. 2013] und ein zweites Standortmodell für Süddeutschland im Bereich des Opalinustons [Reinhold et al. 2014] erstellt. Beide Endlagerstandortmodelle werden im ELSA-Projekt als Grundlage genommen, um dazu passende Konzepte für Schachtverschlüsse zu entwickeln. Umgekehrt werden die im ELSA-Projekt entwickelten Verschlusskonzepte als Referenzkonzepte in das ANSICHT-Projekt als Grundlage für die darin zu bearbeitende Szenarienentwicklung zurückgegeben.

Bei dem verwendeten geologischen Modell für Salzgestein handelt es sich um Salzablagerungen, die unter ariden Klimabedingungen, wie sie erdgeschichtlich in Mitteleuropa vor allem in Zeitabschnitten des Perms, des Mesozoikums und des Tertiärs vorherrschten, entstanden sind. In Deutschland am weitesten verbreitet sind die Salzgesteine des Zechsteins (Oberperm). Es handelt sich dabei um zyklische Abfolgen aus Tonen, Karbonaten, Sulfaten und Chloriden, wobei sieben Hauptzyklen (z1 bis z7) unterschieden werden können. Als Beispielstandort für diese Lagerungsform des Steinsalzes "Salzkissen mit flacher Lagerung" wird ein bereits im Vorhaben 02C1264 "Beweissicherungsprogramm zum geomechanischen Verhalten von Salinarbarrieren nach starker dynamischer Beanspruchung und Entwicklung einer Dimensionierungsrichtlinie zum dauerhaften Einschluss" [Minkley et al. 2010] betrachteter Standort ausgewählt.

2.2 Benennung von Auswahlkriterien für Funktionselemente und Baustoffe aus dem Anforderungskatalog

Allgemeine und spezielle Anforderungen an einen Schachtverschluss im Tongestein wurden bereits in der ersten Phase dieses ELSA-Vorhabens [Kudla et al. 2013] zusammengestellt. Diese Anforderungen dienen als Grundlage für die Konzeptentwicklung.

Prämissen zur Konzeptentwicklung und für die Platzierung der Dichtungen im Schacht sind:

- redundanter und diversitärer Aufbau des Gesamtverschlusses,

- modularer Aufbau zur vereinfachten Anpassung an verschiedene geologische Formationen bzw. Lithologien,
- wesentliche Teile der Dichtungssysteme müssen innerhalb des Wirtsgesteins bzw. innerhalb des ewG liegen (Hauptdichtung),
- Aquifere in verschiedenen Horizonten sind nach Möglichkeit durch zusätzliche Dichtelemente zu trennen,
- Die Dichtungen müssen einen ausreichenden Abstand zu Füllorten aufweisen.

Bei der Erarbeitung eines Verschlusskonzeptes sind stets die lokalen lithologischen Verhältnisse am Schacht zu berücksichtigen.

2.3 Auswahl und Begründung zusätzlicher Funktionselemente unter Berücksichtigung des Wirtsgesteins

Im Vergleich zu den Basiskomponenten (Schottersäule als Widerlager und Bentonitdichtelement) werden folgende zusätzliche Funktionselemente vorgeschlagen (siehe Tabelle 1):

Tabelle 1: Zusätzliche Funktionselemente für Schachtverschlüsse für HAW-Endlager

Material / Element	Vorgesehene Funktion	Wirtsgestein
Füllsäule aus verdichtetem Salzgrus	<ul style="list-style-type: none"> • Stützfunktion (Hilfswiderlager) • Langzeitdichtelement 	nur Steinsalz
Mauerwerksbogen / Kalotte aus Schmelzbasaltsteinen (in die Schottersäule integriert)	<ul style="list-style-type: none"> • Widerlagerelement zur Erhöhung des Sicherheitsniveaus der Schottersäule (diversitäre Konstruktion) 	alle Optionen
MgO-Ortbeton (mit der thermodynamisch stabilen 3-1-8-Bindemittelphase)	<ul style="list-style-type: none"> • Statisches Widerlager (Dichtfunktion kann bei einer Abdichtung der Kontaktzone und der ALZ erreicht werden) 	nur Steinsalz und wenn die angenommene Zutrittslösung mindestens 0,5 mol Mg^{2+} / kg H_2O enthält.
Salzbeton und low-pH-concrete	<ul style="list-style-type: none"> • Widerlager 	Salzbeton im Steinsalz (bei angenommenem Zutritt einer reinen NaCl-Lösung) Im Tongestein vorzugsweise low-pH-concrete
Asphalt / Bitumen	<ul style="list-style-type: none"> • Dichtelement (diversitär zum Bentonitdichtelement) 	Alle Optionen

Der Einsatz von Beton (im Tongestein) bzw. von Salzbeton (im Steinsalz) ist aufgrund der Diskussion hinsichtlich des Nachweises der Langzeitstabilität der zementgebundenen Bindemittelphasen nur dann sinnvoll, wenn es als Widerlagermaterial keine Alternative gibt. Da durch Zementporenwasser das Bentonitelement negativ beeinflusst werden kann, muss der Zementstein Alkali- und Portlandit-frei sein. Diese Anforderungen führen in der Materialauswahl zu einem low-pH-concrete.

Das Hauptdichtelement aus Bentonit soll zur Vergleichmäßigung der Flüssigkeitsausbreitung im Dichtelement mit Äquipotenzialsegmenten verbessert werden.

Injektionen zur Vergütung der Kontaktzone und der umliegenden ALZ können zusätzlich bei Verschlusselementen aus Beton (low-pH-concrete), Salzbeton oder MgO-Beton zur Verringerung der Permeabilität verwendet werden. Für MgO-Beton zeigen die Ergebnisse der durchgeführten Großbohrlochversuche (Abschnitt 4.3) sowie auch Erfahrungen auf der Schachtanlage Asse II [Heydorn et al. 2016], dass Kontaktpalminjektionen für solche Funktionselemente nicht erforderlich sind.

Im Ergebnis der durchgeführten Untersuchungen (halbtechnische Versuche im AP4) wurde geprüft, wie die in Tabelle 1 genannten Funktionselemente technisch realisierbar sind, und wie ihre Funktionstüchtigkeit bewertet werden kann. Dieser Stand der Revision der Verschlusselemente ist in Tabelle 2 zusammengefasst.

Zu Tabelle 2 wird weiter erläutert:

- Mit dem Verfahren der Impulsverdichtung wurden bei dem verwendeten Salzgrus-Ton-Gemisch im Ergebnis der zwei halbtechnischen Gesenkversuche (siehe AP4) wesentlich höhere Einbaudichten erreicht als mit dem ebenfalls erprobten Verfahren der mehrstufigen Verdichtung mit Rüttelplatten. Allerdings existiert für die Impulsverdichtung noch kein im Schacht einsetzbares Verdichtungsgerät. Es wird aber eingeschätzt, dass der Bau eines geeigneten Verdichtungsgerätes aus vorhandenen Modulen möglich ist, wenn dazu ein konkreter Bedarf vorliegt.
- Beim Asphalt-Element ist die Variante der mit Bitumen verfüllten Schottersäule bereits bergtechnisch erprobt. Die Verwendung der neu entwickelten Asphaltrezeptur *Dichter Steinasphalt* (siehe Teilbericht AP4) erfordert den Bau spezieller beheizbarer Behälter.
- Der MgO-Beton C3 als Ortbeton ist so weit entwickelt, dass er bei Schachtverschlüssen eingesetzt werden kann. Eine Erprobung im Maßstab 1:1 steht aber noch aus.
- Bentonitdichtelemente mit Äquipotenzialsegmenten sind unter halbtechnischen Bedingungen erprobt. Ab 2021 wird ein erster in-situ-Versuch im Tonstein (Felslabor Mont Terri, Schweiz) durchgeführt.

Tabelle 2: Stand der Realisierbarkeit und des Funktionsnachweises der Verschlusselemente eines langzeitstabilen Schachtverschlusses im Ergebnis des ELSA-Vorhabens

	Realisierbarkeit im Salzgestein	Realisierbarkeit Ton	Funktionsnachweis
Salzgrus-Ton-Gemisch (STG)	Verdichtung durch Vibration (Porosität nach der Verdichtung ca. 15 % nachgewiesen)	-	Permeabilität an Labor- und Feldproben geprüft, Verformungsverhalten getestet, Impulsverdichtung: zwei Versuche in einem Gesenk an der Geländeoberfläche ausgeführt. Jedoch noch kein im Schacht einsetzbares Gerät verfügbar.
ASPHALT			
a) Gussasphalt	Bisher nur Bohrlochversuche, jedoch Erfahrungen im klassischen Bergbau	Einfluss durch hohe Einbautemperatur	Referenzbauwerke im klassischen Salzbergbau
b) Bitumenverfüllte Schottersäule	Bisher Bohrlochversuch und ein übertägiger Demonstrationsversuch zum Einbau (ohne Funktionsnachweis)	Temperatureinfluss moderat	Halbtechnischer Versuch im Stahlzylinder und Bohrlochversuch im Steinsalz; Referenzbauwerke im Maßstab 1:1 fehlen im Salz und Ton;
c) Neue Asphaltrezeptur ("Stein-asphalt" siehe Abschnitt 3.4.3	Ein in-situ-Bohrlochversuch im Salinar durchgeführt	Temperatureinfluss moderat	Permeabilitätsmessungen am in situ Bohrlochversuch, spezieller Behälter erforderlich
MgO-Beton C3	Großbohrlochversuche im Rahmen von ELSA – Phase 2 durchgeführt.	-	Expansionsdruck, Dehnungsmessungen, (Nachuntersuchungen), „Dichtheitsprüfung“ erfolgt
Äquipotenzialsegmente (ÄPS)	✓	in-situ-Erprobung vorgesehen	Sechs Halbtechnische Versuche: "Dichtheit" nachgewiesen

2.4 Umgang mit der Auflockerungszone und der Kontaktzone speziell im Bereich der Dichtelemente

2.4.1 Einleitung

Für Steinsalz liegen detaillierte Daten über die Permeabilität und die Ausdehnung der ALZ an verschiedenen Schachtstandorten vor. Weiterhin wurde im Rahmen der bisherigen hydraulischen Bemessung von Dichtelementen in Schächten von Salzbergwerken die Tiefe des Nachschnittes des konturnahen Gebirgsbereiches festgelegt. Allerdings können diese Daten nicht veröffentlicht werden, da keine Freigabe des Auftraggebers vorliegt. Neben dem Nachschnitt als technische Maßnahme zur Verringerung der Umströmung des Dichtelementes sind bei Bentonitdichtelementen die geringe Permeabilität des gesättigten Bentonits und der Quelldruck für die Wirkung des Gesamtsystems entscheidend. Um die Permeabilität der Kontaktzone zu verringern, ist erfahrungsgemäß ein Quelldruck von ca. 1 MPa erforderlich, der erreicht werden kann, wenn für den verwendeten Bentonit die Materialanforderungen (Tonminerale, Korngrößenverteilung) eingehalten werden können und der Bentonit ausreichend verdichtet wird und die Gebirgskontur nur wenig nachgiebig ist.

Für Tongestein ist nach den vorliegenden Daten der Permeabilitätsverlauf in der ALZ sehr differenziert. Teilweise wird in Konturnähe ein Maximalwert der Permeabilität von 10^{-13} m^2 bis 10^{-10} m^2 erreicht. Die Mächtigkeit der ALZ (bis zum Erreichen einer Permeabilität von 10^{-19} m^2 bis 10^{-20} m^2) erreicht eine Ausdehnung bis zu mehreren Metern. Kenntnisse zum Durchströmungsverhalten des Tongesteins nach dem Nachschnitt liegen nicht vor. Generell bestehen zur Durchführbarkeit des Nachschnittes, zum Umgang mit dem Betonausbau und zur Wirkungsweise von Dichtungsschlitzern im Tongestein noch offene Fragen, die nur in großmaßstäblichen in-situ-Versuchen geklärt werden können.

Eine Übertragung der Regeln des Einbaus von Dichtelementen im Steinsalz auf die Bedingungen des Tongesteins setzt voraus, dass der Schachtausbau im Bereich der zukünftigen Dichtelemente gefahrlos beraubt werden kann, die konturnaher ALZ entsprechend der ermittelten Permeabilität nachgeschnitten werden kann und das Dichtmaterial (z. B. Bentonit) zeitnah entsprechend den Vorgaben der Bemessung (erforderliche Einbautrockendichte, erforderliche Länge) qualitätsgerecht eingebaut werden kann, ohne dass die Wiederauflockerung und Permeabilitätssteigerung in der ALZ bei späterer Flüssigkeitsdruckbeaufschlagung zu einer erheblichen Umströmung des Dichtelementes führt. Voraussetzung für die Umsetzung dieser Technologie ist es, die zeitliche Entwicklung der Permeabilität vom Abstand von der Kontur bzw. den zeitlichen Verlauf der Ausdehnung der ALZ im Tongestein zu kennen bzw. erkunden zu können. Diese Fragestellung wird im nachfolgenden Abschnitt 2.4.2 behandelt.

Als Alternative dazu müsste der Ausbau dauerhaft verbleiben und die "Dichtheit" (geringe Permeabilität) über den Gesamtquerschnitt (Gebirge, ALZ, Ausbau, Dichtelement) gewährleistet werden. In diesem Fall müssen in erster Linie die Anforderungen an einen Beton für den verbleibenden Ausbau eines Schachtes im Tongestein im Bereich der Dichtelemente definiert werden. Dies kann z. B. ein low-pH-Beton bzw. ein Poren-ärmer, gering permeabler, hochfester Beton sein, der unter den geochemischen Bedingungen im Tongestein langzeitstabil ist. Diese Fragestellung wird im nachfolgenden Abschnitt 2.4.3 behandelt.

Weiterhin muss geklärt werden, ob und wie das konturnaher Tongestein beim Heißeinbau von Bitumen oder Asphalt in Abhängigkeit vom Material bzw. von der erforderlichen Einbautemperatur verändert oder geschädigt wird. Eine Schädigung kann kompensiert werden, wenn Bitumen in entstandene Risse in das Tongestein eindringt. Einige Aspekte dieser Fragestellung werden im Ergebnis von in-situ-Bohrlochversuchen im Ton dargestellt (siehe Abschnitt 4.4.4).

2.4.2 Voraussetzungen für die Technologie des Beraubens des Schachtausbaus mit nachfolgendem auflockerungsminimierendem Nachschnitt der Gebirgskontur im Tongestein

In der Literatur finden sich nur wenige in-situ-Untersuchungen zur ALZ im Tongestein. Die meisten wurden in den Untertagelaboren Bure in Frankreich und Mont Terri in der Schweiz vorgenommen. Hinzu kommen Forschungsarbeiten in den Forschungseinrichtungen HADES, Belgien und Tournemire, Frankreich. Problematisch ist, dass Permeabilitätsmessungen im Nahbereich der Schachtkontur technisch nicht möglich waren und keine Langzeitmessergebnisse vorliegen.

In Strecken und horizontalen Grubenbauen im Tongestein liegen einige verwertbare Ergebnisse vor. In Bohrlochversuchen in Bure (Callovo-Oxford Tonstein) wurde nahe der Kontur mit Stickstoff eine Permeabilität in der Größenordnung von $1 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2$ bis $1 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$ gemessen [Shao et al. 2008].

Ein zusammenfassendes Ergebnis dieser Messungen zeigt Abbildung 1.

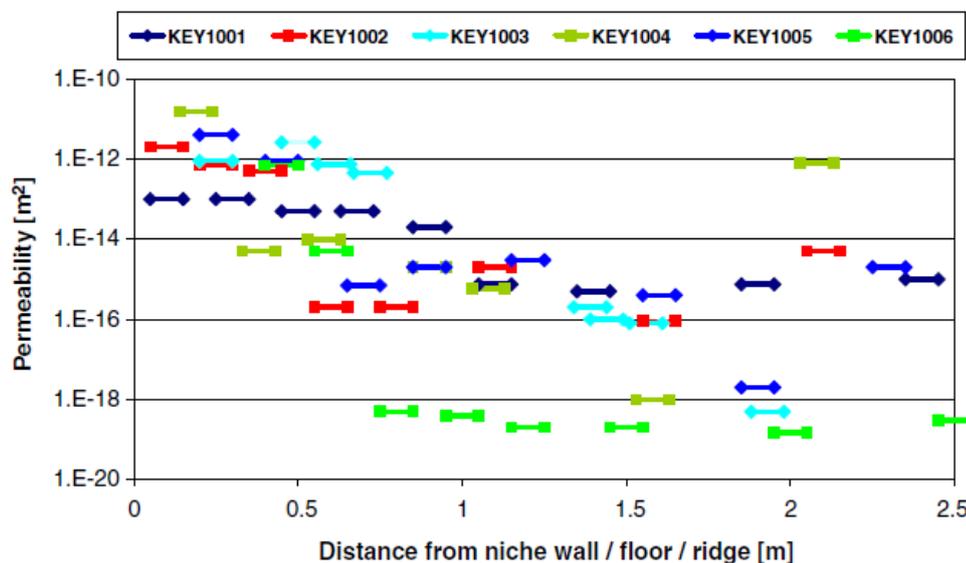


Abbildung 1: Permeabilität in Abhängigkeit vom Abstand von der Kontur im Key-Experiment [Shao, et al. 2008]

Extrapoliert man den Verlauf der Einzelwerte im konturnahen Bereich von etwa 0,2 m bis 1 m auf die Konturoberfläche, resultiert daraus eine Permeabilität von ca. 10^{-10} m^2 . Diese Permeabilität ist relativ hoch und kann bei den Bohrlochversuchen in Bure durch die Geometrie der horizontalen Grubenbaue und die Anordnung der Schichtgrenzen verursacht bzw. beeinflusst sein.

Andererseits gibt es aus Einzelmessungen Hinweise, dass im konturnahen Bereich sich die Permeabilität mit der Zeit verringern kann, was auf einen "Selbsteheilungseffekt" im Ton hindeuten kann [Baechler et al. 2011].

Am Standort Tournemire wurden Messungen im Tongestein des Toacium durchgeführt. Der Standort selbst ist ein über 100 Jahre alter Tunnel, der mit Betonelementen ausgebaut wurde. Einzelne Bohrungen im Tongestein zeigen einen stark gestörten Bereich im Abstand von 30 cm bis 50 cm von der Kontur, in dem makroskopische Risse nachgewiesen wurden. Die Permeabilität ist in diesen Bereichen auf $1 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2$ bis $1 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2$ erhöht und wird eindeutig von den Rissen dominiert [Matray et al. 2007].

Im Boom Clay in 225 m Teufe wurden eine maximale hydraulische Leitfähigkeit um $1 \cdot 10^{-11}$ m/s gegenüber $4 \cdot 10^{-12}$ m/s bis $6 \cdot 10^{-12}$ m/s im ungestörten Gebirge gemessen [Bastiaens et al. 2007].

In Mont Terri URL wurde in einer mergeligen Tonsteinformation des Opalinustons im Nahbereich von ca. 50 cm von der Kontur eine Permeabilität zwischen $1 \cdot 10^{-11}$ m² und $1 \cdot 10^{-14}$ m² gemessen. Anschließend fiel die Permeabilität auf $1 \cdot 10^{-15}$ m² bis $1 \cdot 10^{-16}$ m² in 1 m Abstand zur Kontur [Bossard et al. 2004].

Verallgemeinert man die bisher vorliegenden wenigen Ergebnisse aus horizontalen Grubenbauen, kann man in den nachfolgenden Betrachtungen von einer konturnahen Permeabilität von maximal 10^{-10} m² und von einer Ausdehnung der hydraulisch wirksamen ALZ von ca. 1 m ausgehen. Diese Angaben sind jedoch nicht auf einen Schacht übertragbar.

Das Abteufen eines Schachtes führt unweigerlich zu einer Veränderung der natürlichen Spannungszustände im Gebirge, wodurch sich eine Auflockerungszone um den Schacht ausbildet. Innerhalb der ALZ steigt die Permeabilität zum Hohlraum hin an. Infolgedessen bilden sich potenzielle Strömungswege aus. Durch einen Nachschnitt der Kontur und einen zeitnahen Einbau der Dichtelemente könnte man eventuell die Bedingungen für die Abdichtung des Schachtquerschnittes und der umgebenden ALZ verbessern.

Bei einer Schachtabdichtung mit vorhandenem Ausbau besteht das Problem darin, dass für den Nachschnitt zunächst der Ausbau beraubt werden muss. Dadurch geht die stützende Wirkung des Ausbaus verloren und es kommt zu erneuten Spannungsumlagerungen im Gebirge. Aus diesem Grund muss weiter nachgeschnitten und das Dichtelement zügig eingebaut werden. Entscheidend ist, dass die freie Standzeit des nachgeschnittenen Gebirges möglichst kurz ist. Um die stützfreie Bauzeit zu verkürzen, wäre ein etappenweiser Rückbau des vorhandenen Schachtausbaus denkbar. Dabei wird nur ein kleiner Teil des Ausbaus der Länge x_i beraubt und sofort mit dem Dichtelement verschlossen. Der Arbeitsgang würde anschließend in Richtung Tagesoberfläche wiederholt werden, bis die Gesamtlänge des Dichtelements hergestellt ist (siehe Abbildung 2 und Abbildung 3).

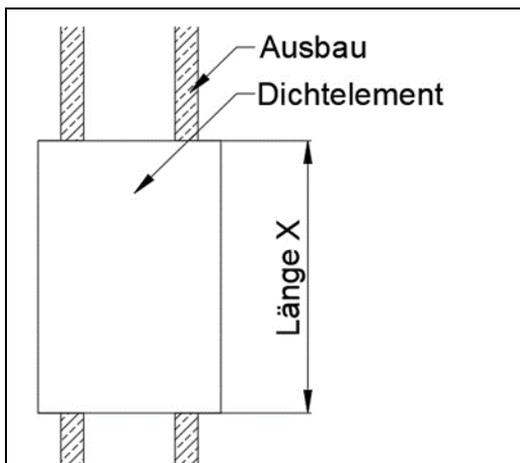


Abbildung 2: Nachschnitt in einem Arbeitsgang

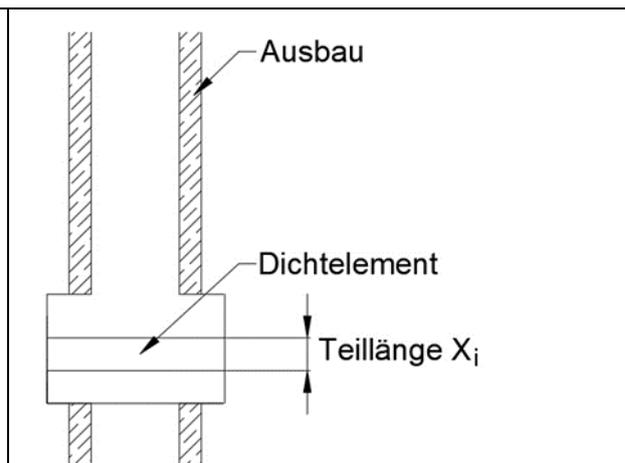


Abbildung 3: Nachschnitt in mehreren aufeinander folgenden Arbeitsgängen

Die BGE TECHNOLOGY GmbH (nachfolgend BGE TEC) führte zu diesem Sachverhalt Modellrechnungen auf Basis der geologischen und geomechanischen Eigenschaften am Standortmodell NORD durch. Die Berechnungen wurden mit dem Softwarepaket FLAC 3D der Firma Itasca, Version 5 durchgeführt.

Ein Nachschnitt der Kontur von 0,5 m führte im Modell zu einer raschen Umverteilung der Spannungen. Eine Reduzierung der Permeabilität in Konturnähe bzw. eine Verbesserung der hydraulischen Verhältnisse konnte nicht gezeigt werden. Vielmehr ist auf Grundlage des Rechenmodells von einer negativen Wirkung des Nachschnittes auf die Verteilung und Höhe der Permeabilität auszugehen, da der Schachtquerschnitt vergrößert wurde.

Das Modell gibt somit wichtige Hinweise auf das Verhalten des Tonsteins unter realen Bedingungen. Weiterhin offen bleibt die Frage, ob sich die hydraulischen Verhältnisse im gestörten Gebirgsbereich durch ein zeitabhängiges Aufkriechen des Tonsteins (wie es im Steinsalz zu beobachten ist) wieder verbessern. Für einen solchen Verheilungsansatz fehlen jedoch entsprechende Langzeituntersuchungen.

2.4.3 Aufgabenstellung für einen Beton für den verbleibenden Ausbau eines Schachtes im Tongestein im Bereich der Dichtelemente

Ein zementgebundener Baustoff, der langfristig dicht im Kontakt mit Tongestein sein soll, muss im geochemischen Milieu des Tongesteins korrosionsbeständig sein. D.h., es darf zu keinen Wechselwirkungen in Form chemischer Prozesse (Phasenumwandlungen) zwischen Baustoff und Tongestein kommen, durch welche der Kontaktbereich hydraulisch-mechanischen Veränderungen unterliegt und infolgedessen die Dichtheitsanforderungen unterschritten werden.

Unter diesem Gesichtspunkt wurden auf Geopolymeren basierende Baustoffe sowie low-pH-Zemente betrachtet.

Bei **Geopolymeren** handelt es sich letztendlich um dreidimensional verknüpfte Silikat-Aluminate [Davidovits 1991]. Der Begriff "Geopolymer" wird häufig auch für "Alkali aktivierte Bindemittelphasen" benutzt, die aus der Umwandlung von latent hydraulischen Materialien, wie Flugasche, hergestellt werden.

Geopolymere bestehen aus einer Mischung von semikristallinen Alumosilikaten, Natrium-Alumosilikat-Hydratphasen und amorphem Alumosilikatgel [Davidovits 1994], [Skvara et al. 2005], [Xu & Van Deventer 2000], [Xu & Van Deventer 2002]. Daneben wurden in Geopolymeren Hydroxidionen und Wassermoleküle nachgewiesen [Skvara et al. 2006]. Die Kristallinität des Materials hängt sehr stark von der Abbinde temperatur und den jeweiligen Ausgangsstoffen ab. Bei niedrigen Temperaturen (<100 °C) entstehende Geopolymere weisen einen gel- bzw. glasartigen Zustand auf. Kristalline Zustände werden nur unter hydrothermalen Bedingungen ($T > 100$ °C, $p > 5$ MPa) erhalten [Davidovits 1991]. Generell ist die Zusammensetzung der Geopolymere variabel und sehr komplex.

Somit ist im Fall der Geopolymere bereits allein für den Baustoff keine eindeutige Beschreibung der Phasenbestandsentwicklung nach dem Abbinden möglich. Infolgedessen sind auch keine Aussagen zum langzeitlichen Verhalten von Geopolymeren im Kontakt mit Tongestein und dessen Porenwässern möglich. Geopolymere stellen somit keinen potenziellen Baustoff für einen langzeitstabilen und dichten Schachtausbau dar, der bei einer Verwahrung des Schachtes verbleibt.

Low-pH-Zemente zeichnen sich dadurch aus, dass der für konventionelle Zemente (Portlandzemente) charakteristische hohe pH-Wert der Porenlösung von 13 bis 14 durch Zumischen von puzzolanischen Zusätzen, wie amorphe, polykondensierte Kieselsäure ("silica fume" = amorphes $\text{SiO}_2 \cdot n \text{H}_2\text{O}$), SiO_2 -reiche mineralische Zuschläge (z.B. Metakaolin) [Cau Dit Coumes et al. 2006], calciumoxidarmen Ofenschlacken oder Flugaschen oder Mischungen aus Flugaschen und silica fume reduziert werden kann. Hierdurch wird Portlandit destabilisiert und in zusätzliche CSH-Phasen umgewandelt, was den pH-Wert der Porenlösung stark senkt [Cau Dit Coumes et al.

2006], [Codina et al. 2008], [Fu et al. 2002]. Derartige Zemente werden daher als *low-pH-Zemente* bezeichnet.

Um korrosive, pH-Wert-bedingte Wechselwirkungen des Baustoffs mit einem in Kontakt stehenden Tongestein auszuschließen, dürfen die Porenlösungen des low-pH-Zementes nur Werte von < 11 ausweisen. Allerdings werden jedoch Zemente mit Porenlösungs-pH-Werten < 13 auch als low-pH-Zemente bezeichnet. Aus diesem Grund muss im Einzelfall die vorgeschlagene Rezeptur geprüft werden.

Es hat sich herausgestellt, dass eine pH-Wert-Reduzierung < 11 nur durch Zusatz großer Mengen ($> 40\%$) an silica fume erreicht werden kann. Ternäre Mischungen aus Portlandzement, silica fume und Flugasche können dieses Ziel nicht erreichen.

In den Porenlösungen von low-pH-Zementen wurden Calciumkonzentrationen festgestellt, die im Bereich der Lösegleichgewichtskonzentration von CSH-Phasen liegen [Codina et al. 2008]. Folglich werden die Zusammensetzung und damit auch der pH-Wert der Porenlösung, wenn kein Portlandit mehr enthalten ist, durch die Bildungs- und Umwandlungsprozesse der CSH-Phasen im Zementgefüge bestimmt.

Ein Vorteil der Zugabe von silica fume ist die Festigkeitserhöhung auf eine Druckfestigkeit von 70 MPa bis 80 MPa [Cohen et al. 1994], [Wild et al. 1996]. Weiterhin wird durch silica fume auch die Porosität [Durekovic 1995], [Frias & Cabrera 2000], [Huang & Feldmann 1985a], [Huang & Feldmann 1985b] und die Permeabilität reduziert [Bentz et al. 2000], [Oh et al. 2002]. Steigt der Anteil an silica fume im Zement, schrumpft jedoch der Beton stärker [Cau Dit Coumes et al. 2006].

Zusammenfassend wird festgestellt, dass low-pH-Zement in seinem Phasenbestand dann weitestgehend und langfristig charakterisiert werden kann, wenn die Rezeptur frei von Flugasche und Hochofenschlacke ist. In diesem Fall besteht die Möglichkeit, die langzeitliche Reaktion mit dem Tongestein und dessen Porenwässern im Kontaktbereich zu bewerten und Aussagen zu einer dauerhaft niedrigen Permeabilität des low-pH-Betons treffen zu können. Voraussetzung ist, einen low-pH-Zement als Bindemittel zu verwenden, in dessen Porenlösung sich nach dem Abbinden ein pH-Wert von < 11 einstellt, um wiederum die im Kontakt stehende Tonmatrix nicht zu korrodieren.

Low-pH-Zement bzw. -Beton stellt mit diesen Modifizierungen ein geeignetes Material als verbleibender Ausbau eines Schachtes im Tongestein im Bereich der Dichtelemente dar. Allerdings sind weitere Untersuchungen für die Formulierung einer geeigneten Rezeptur erforderlich.

2.5 Gesamtkonzeptentwicklung (je ein Konzept für Salz und Tongestein) als allgemein gültiger Entwurf für einen Schachtverschluss

Für Steinsalz wurde ein erster exemplarischer Entwurf für einen Schachtverschluss für eine Referenzgeologie des flachen Lagerstyps entwickelt. Für dieses Konzept werden Elemente aus Gussasphalt, Bentonit, MgO-Beton und verdichtetem Salzgrus-Ton-Gemisch vorgeschlagen. Der Entwurf ist in Abbildung 4 dargestellt.

Als Alternative zu Gussasphalt kann eine mit beschwertem Bitumen verfüllte Schottersäule eingesetzt werden.

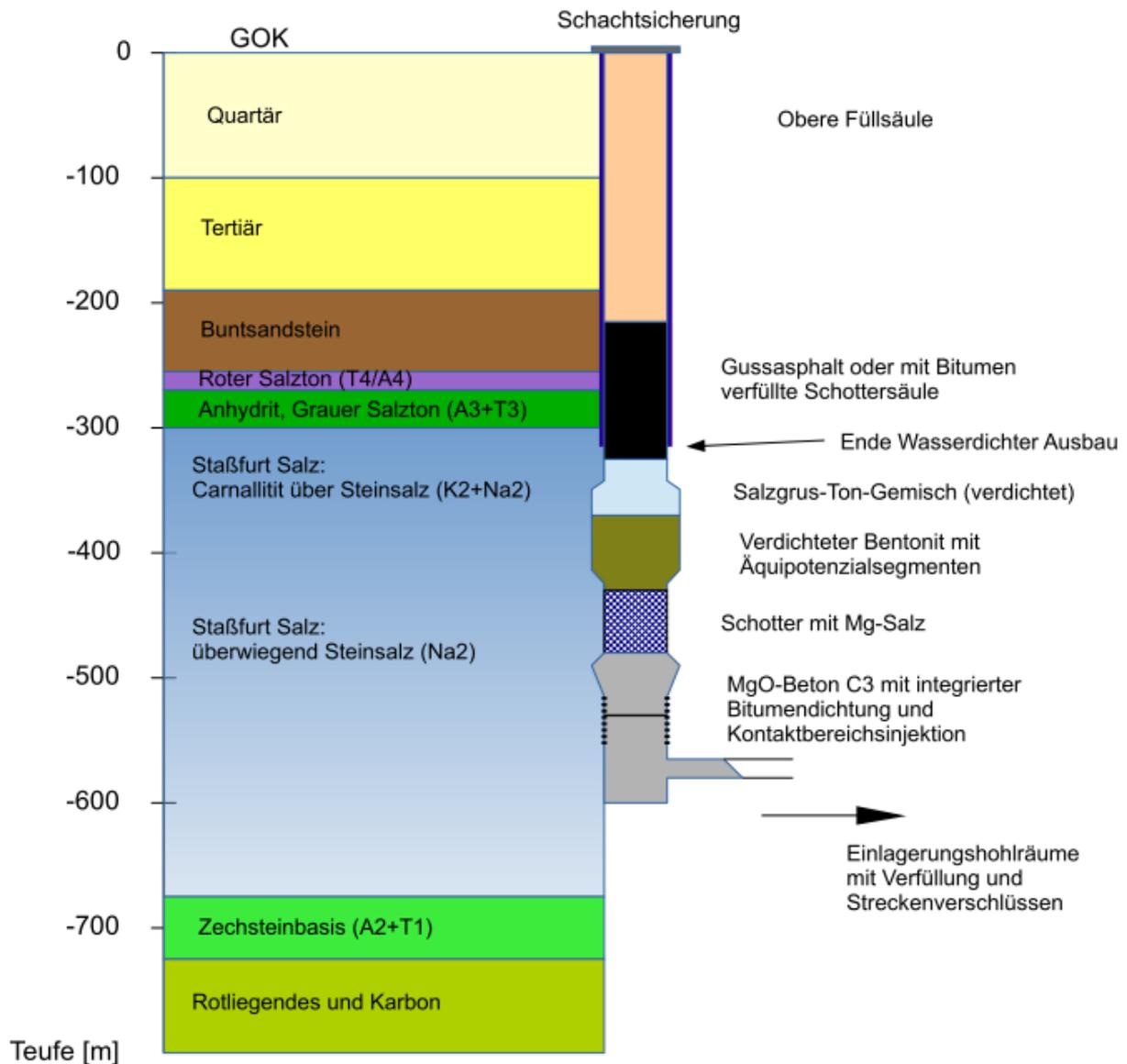


Abbildung 4: Exemplarischer Entwurf eines Schachtverschlusses für ein Endlager im Steinsalz der flachen Lagerung in der angenommenen Teufe

Für Tonstein wurden Konzepte für Schachtverschlüsse in enger Anlehnung an das FuE-Vorhaben AnSichT [Jobmann et al., 2016] entworfen. Innerhalb des AnSichT-Projektes [Jobmann et al., 2016] wurden ein Standortmodell für Norddeutschland im Bereich der Unterkreidetone und ein zweites Standortmodell für Süddeutschland im Bereich des Opalinustons erarbeitet. Beide Endlagerstandortmodelle dienen in ELSA – Phase 2 als Grundlage, um geeignete Schachtverschlusskonzepte zu entwickeln. Für diese Konzepte werden Bentonitdichtelemente mit Bitumen verfüllten Schottersäulen kombiniert. Außerhalb des einschlusswirksamen Gebirgsbereiches (ewG) werden die Aquifere voneinander hydraulisch getrennt, um Veränderungen des geochemischen Milieus innerhalb eines Horizontes zu verhindern.

Schachtverschluss für Modellgeologie Nord

Das für das Endlagerstandortmodell NORD vorgeschlagene Schachtverschlusskonzept ist in Abbildung 5 dargestellt. Beim Schachtverschlusskonzept für die generische Modellgeologie "Nord" ist das untere Bentonit-Dichtsystem innerhalb des Barremium angeordnet, das eine höhere Durchlässigkeit als das unterlagernde Hauterivium aufweist. Weiterhin werden in die Bentonitdichtung Äquipotenzialsegmente integriert, um die Bentonitdichtung zügig und gleichmäßig aufzusättigen und dadurch einen zügigen Aufbau des (maximalen) Quelldrucks und somit eine zügige Dichtwirkung zu erreichen. Dadurch soll auch eine "Verheilung" der ALZ begünstigt werden. Bei diesem Konzept werden die Wegsamkeiten für Gase mit der Zeit verschlossen. Der Abbau des Gasdrucks dauert deshalb länger und die enthaltenen Nuklide können nur langsam entweichen. Offen ist, ob deshalb eine stärkere "Aufsättigung" der Gase mit Nukliden eintritt. Im Schachtsumpf wird die Schottersäule mit Bitumen verfüllt. Auf Betonwiderlager wird verzichtet. Insgesamt besteht das Verschlussystem aus mehreren, teils redundanten und diversitären Elementen und erfüllt in dieser Hinsicht die Sicherheitsanforderungen seitens des BMU [BMU 2010].

Offene Fragen bestehen hinsichtlich der tatsächlichen Ausbildung der Schachtkontur (Welligkeit bzw. Ebenheit, Auflockerungszone, Neigung zu kleinen Ausbrüchen etc.) sowie hinsichtlich Dimension und Design des Schachtausbaues. Daher müssen für eine erste Vorbemessung eine Reihe von Annahmen getroffen werden, die sich auf Kenntnisse von Endlagerprojekten bzw. Untersuchungen im Ausland stützen.

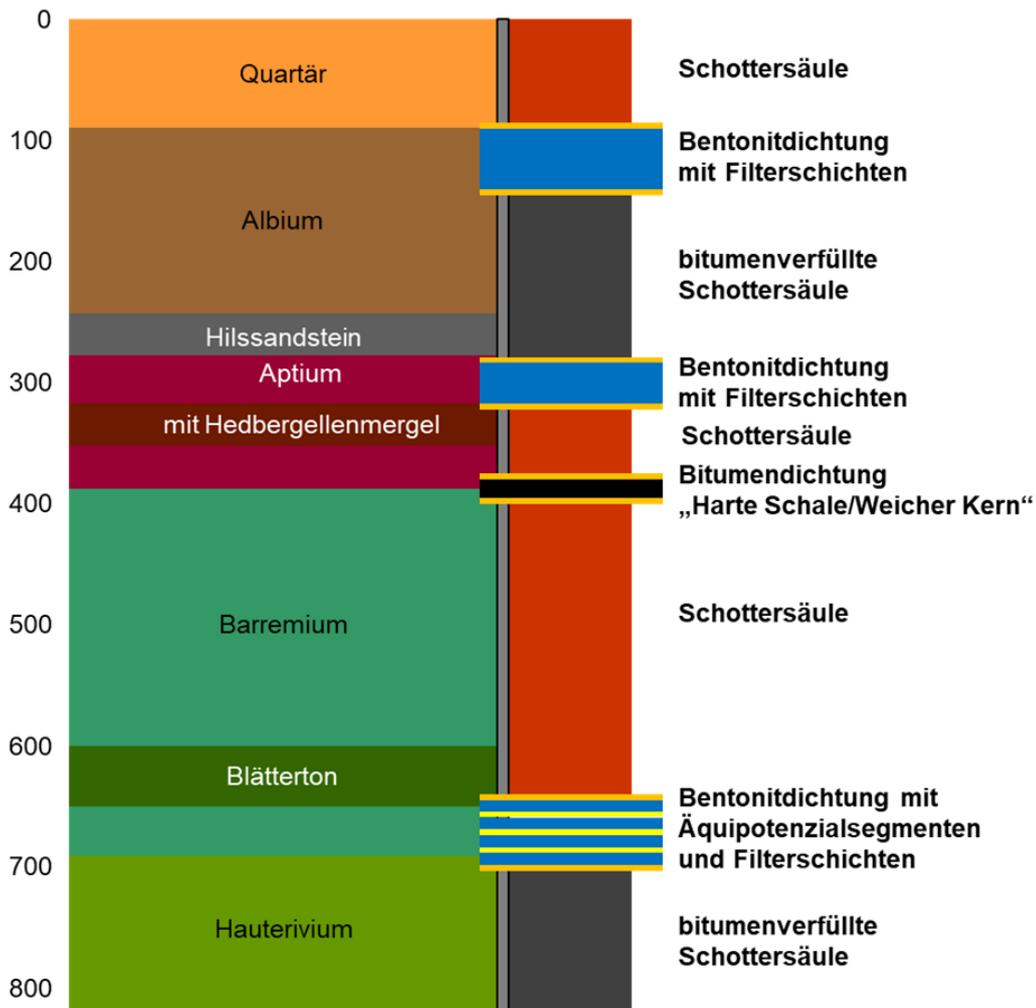


Abbildung 5: Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell NORD

Schachtverschluss für Modellgeologie Süd

Das für das Endlagerstandortmodell SÜD vorgeschlagene Schachtverschlusskonzept ist in Abbildung 6 dargestellt. Beim Schachtverschlusskonzept für die generische Modellgeologie "Süd" wurde das untere Dichtsystem im Opalinuston auch als Bentonitdichtung mit Äquipotenzialsegmenten vorgesehen. Die Äquipotenzialsegmente werden wieder in die Bentonitdichtung integriert (also keine monolithische Bentonitdichtung), um die Bentonitdichtung zügig und gleichmäßig aufzusättigen und dadurch einen zügigen Aufbau des (maximalen) Quelldrucks und somit eine zügige Dichtwirkung zu erreichen. Dadurch wird auch eine gewisse "Verheilung" der ALZ erreicht. Die darüber befindliche, mit Bitumen verfüllte Schotterssäule wird bis zur oberen Bentonitdichtung verlängert. Dadurch werden Wegsamkeiten für Gase verschlossen. Der Abbau des Gasdrucks dauert deshalb länger und die im Gas enthaltenen Nuklide können nur langsam entweichen. Im Schachtsumpf wird die Schotterssäule mit Bitumen verfüllt.

Das für das Endlagerstandortmodell SÜD vorgeschlagene Schachtverschlusskonzept ist in Abbildung 6 dargestellt.

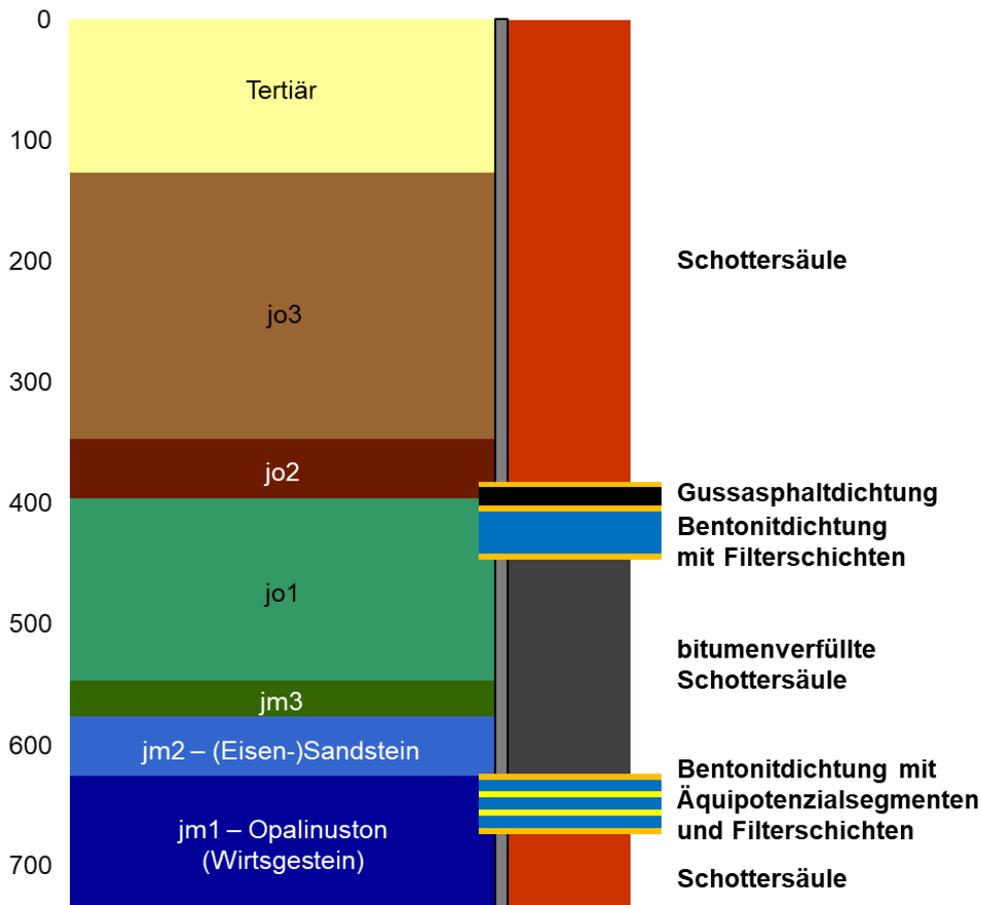


Abbildung 6: Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell SÜD

In die Konzeptentwicklung sind die gewonnenen Erkenntnisse aus den hydraulischen Modellrechnungen am Bentonitelement (siehe Abschnitt 5.4) eingeflossen. Bei den Konzepten für die Standorte Nord und Süd wird die "Ventilwirkung" dadurch erreicht, dass die Aufsättigung des Bentonitelementes zeitlich gesteuert wird, also eher langsam oder schnell erfolgt. Bei einer langsamen Aufsättigung bleibt die Bentonitdichtung lange gasdurchlässig. Bei einer schnellen Aufsättigung werden die Gasdurchlässigkeit und auch die Durchlässigkeit gegenüber Flüssigkeiten schnell verringert.

Der konkrete Aufbau eines Schachtverschlusses ist immer von den herrschenden Bedingungen am Standort und den erwarteten Einwirkungen abhängig. Trotzdem können für die verschiedenen Wirtsgesteine allgemeingültige Verschlusskonzepte benannt werden. Die unterschiedlichen Eigenschaften der Wirtsgesteine begünstigen oder verhindern den Einsatz bestimmter Verschlussmaterialien und -elemente. Die Überlegungen berücksichtigen die Anforderungen an ein Endlager für diese Art von Abfällen und die Arbeiten der weiteren Arbeitspakete. Die Konzepte benennen die jeweils geeigneten Verschlusselemente.

Für einen Schachtverschluss im Tongestein sind dem Wirtsgestein ähnliche Verschlusselemente aus Bentonit sowie Bitumen-/Asphaltdichtungen nutzbar. Dichtkörper aus einem binären Bentonitgemisch können in Schächten qualitätsgerecht auch über große Längen errichtet werden. Zusätzliche Dichtelemente aus Bitumen oder Asphalt erweitern den Verschluss zu einem redundanten und diversitären System. Durch unterschiedliche Bitumen- oder Asphaltelemente können die Verschlusselemente an die jeweiligen Bedingungen angepasst werden. Für die mächtigen und homogenen Tonformationen des norddeutschen Tieflandes wurde die Kombination aus Bentonitdichtung und bitumenverfüllter Schottersäule als geeignetes Dichtmodul gewählt. Für die

heterogenen Gesteinsfolgen an potenziellen Wirtsgesteinsstandorten im Süden werden die gleichen Elemente, jedoch in einer an die geologischen Verhältnisse angepassten Anordnung verwendet.

Im Salz wird die Palette der nutzbaren Verschlussmaterialien um die Materialien Salzgrus-Ton-Gemisch, Salzbeton und Sorelbeton ergänzt. Salzformationen mit einer weitestgehend flachen Lagerung sind durch die Überdeckung mit Tonfolgen gekennzeichnet. Für diesen Wirtsgesteinstyp ist eine Dichtungsabfolge von Bitumen/Asphalt am Salzspiegel, gefolgt von einem Dichtelement aus Salzgrus-Ton-Gemisch, einer Bentonitdichtung und MgO-Beton denkbar. Der MgO-Beton kann dabei als Widerlager oder durch eine Ertüchtigung der Kontaktbereiche in Teilen auch als Dichtelement dienen.

3 LABORVERSUCHE ZU DEN VORGESCHLAGENEN VERSCHLUSSELEMENTEN (AP3)

3.1 Füllsäulen aus verdichtetem Steinsalz

3.1.1 Einleitung

Eine Alternative zu Schottersäulen sind für Standorte im Steinsalz Füllsäulen aus arteigenem Material, das beim Einbau möglichst hoch kompaktiert wird. Durch die mit der Zeit fortschreitende Konvergenz wird das eingebrachte Material weiter verdichtet.

Ziel ist die Entwicklung von Materialien und Einbauverfahren, welche nach dem Einbau eine Porosität von < 10 %, im Idealfall von nur etwa 5 % ermöglichen.

Dies erscheint durch folgende Maßnahmen möglich:

- Materialgemische mit optimierter Korngrößenverteilung und optimalem Wassergehalt, wie z. B. Salzgrus-Ton-Gemische,
- Einsatz von gepressten Salzformsteinen,
- Einsatz von geschnittenen Salzsteinen/Salzblöcken (diese Fragestellung wurde in den Vorhaben 02E11223 und 02E11425 der TU Clausthal bearbeitet [Düsterloh et al. 2018]¹),
- Einsatz von Mehrkomponentensystemen aus NaCl-Presslingen unterschiedlicher Größe und einer Feinfraktion aus Salzgrus mit Tonmehl.

Auf die Ergebnisse der Laboruntersuchungen zur Ermittlung einer optimalen Zusammensetzung eines Salzgrus-Ton-Gemisches, das in situ gut verdichtbar ist, wird in den nachfolgenden Abschnitten 3.1.2 und 3.1.3 eingegangen.

Der Einsatz von gepressten Salzformsteinen wurde nicht weiterverfolgt, da für die Bedingungen eines Schachtverschlusses die bautechnische Errichtung eines Verschlusselementes aus Blöcken als wenig perspektivreich eingeschätzt wurde.

Der Einsatz eines binären Gemisches aus Briketts und feinkörnigen Salzgrus ist eine Alternative zu den Salzgrus-Ton-Gemischen. Der Vorteil dieser Alternative ist, dass für den Einbau bzw. die Verdichtung kein Wasser zugegeben werden muss. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in den Abschnitten 3.1.4 und 3.1.5 beschrieben.

3.1.2 Optimierung der Korngrößenverteilung von Salzgrus und von Salzgrus-Ton-Gemischen

Für die Herstellung der Grundmischung wurden 4 Salzkornfraktionen aus der Produktionsanlage der Grube Sondershausen (GSES) ausgewählt, die in entsprechenden Anteilen gemischt werden können: "Überkorn", Fraktion "B6", Fraktion "B8" und die Fraktion "Feinsalz". Angaben zu den Eigenschaften der verwendeten Materialien sind in Tabelle 3, Tabelle 4, Tabelle 5 und Abbildung 7 zusammengefasst.

Salzgrusgemische aus Einzelfraktionen sind reproduzierbarer herstellbar als direkt (ohne Klassierung) verwendetes Schnittsalz. Die Zusammensetzung des Salzgrusgemisches wurde mit numerischen und empirischen Verfahren optimiert.

¹ Aktuelles Vorhaben 02E11688 ("Salzschnittblöcke III"), Laufzeit bis 31.08.2021

Das Ziel der Optimierung war eine maximale Packungsdichte im Ergebnis der Verdichtung. Dabei muss beachtet werden, welche Verdichtungsenergie bei der zur Verfügung stehenden Einbautechnologie realistisch zur Verfügung steht. Auf den Einfluss der Verdichtungsenergie wird im Abschnitt 3.1.3 eingegangen.

Um eine maximale Packungsdichte zu erzielen, wird in der Regel als Kriterium eine optimale Korngrößenverteilung angestrebt, die der Sieblinie nach FULLER [Fuller & Thomson 1907] entspricht, die nach einer Potenzfunktion nach Formel 3 beschrieben wird.

$$F_F(d) = \left(\frac{d}{d_{max}} \right)^n \quad \text{Formel 3}$$

Hierbei ist die Kernfrage, welcher FULLER-Exponent n ausgewählt wird. Für jedes Material bzw. Materialgemisch muss der optimale FULLER-Exponent n experimentell bestimmt werden.

[Schulze 2014] stellte in seinen Untersuchungen fest, dass die Kornverteilungen der am besten geeigneten Salzgrusmischung einer FULLER-Verteilung mit einem FULLER-Exponenten von etwa $n = 0,5$ entsprechen. Dieses Ergebnis wurde in weiteren Versuchsreihen bestätigt. Als Ergebnis der Optimierung wurde ein Salzgrusgemisch nach Tabelle 3 gefunden.

Tabelle 3: Optimale Zusammensetzung eines Salzgrusgemisches mit einem FULLER-Exponenten $n = 0,5$

Mischungskomponenten	Anteile
Überkorn (ÜK)	52,3 Ma%
Band 6 (B6)	21,4 Ma%
Band 8 (B8)	11,8 Ma%
Feinsalz (FS)	14,5 Ma%

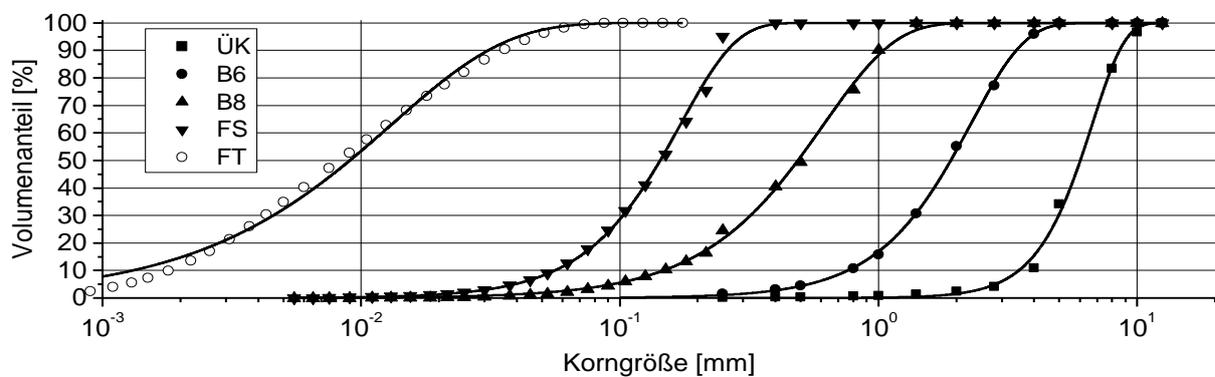
Eine weitere Erhöhung der Packungsdichte ist durch die Zugabe einer Feinkornkomponente möglich, deren Korngröße unter der Korngröße des Feinsalzes liegt. Als zusätzliche Feinkornkomponente wird deshalb Tonmehl zugegeben. Als Tonmehl kann jedes feinkörnige (nicht granuliertes) Bentonitmehl eingesetzt werden. Der Einsatz von Bentonit oder von einem anderem quellfähigem Tonprodukt als Zusatz zum Salzgrus führt dazu, dass nicht nur eine dichtere Packung ermöglicht wird, sondern dass bei Flüssigkeitszutritt die Restporen "zuquellen". Dies führt dazu, dass die hydraulische Leitfähigkeit geringer ist als bei reinen Salzgrus-Gemischen. Die Zugabe von Tonmehl führt durch die Ergänzung der Korngrößenverteilung im unteren Bereich dazu, dass auch eine höhere Einbaudichte erreicht werden kann als in Gemischen ohne Zugabe von Tonmehl.

In den vorliegenden Untersuchungen wurde Friedländer Ton als Tonmehl (Handelsname FIMONIT SEAL Friedland Bentonit Mehl) verwendet.

Bei der Kornform der Salzgrus-Fraktionen gibt es Unterschiede. Die Partikel der gröberen Fraktionen (*Überkorn*, *B6*) sind eher gedrunen bis kubisch. Im Gegensatz dazu bestehen die feineren Salzfraktionen *B8* und *Feinsalz* aus überwiegend gebrochenen Kristalliten mit einer nadelförmigen bis spitzwinkligen Form.

Tabelle 4: Korngröße der verwendeten Materialien (Salzgrus und Ton)

Material	Korngrößen $d_5 - d_{95}$ [mm]	d_{50} [mm]
Überkorn (ÜK)	3 – 10	6,03
Band 6 (B6)	0,4 – 4	1,90
Band 8 (B8)	0,1 – 1	0,49
Feinsalz (FS)	0,03 – 0,3	0,14
Friedländer Ton (FT)	0,001 – 0,08	0,009
Vergleichsmaterial		
REOPERM	0,1 – 30	2,35



FT

FS

B8

B6

ÜK



Abbildung 7: Verwendete Kornfraktionen (Salzgrus und Ton) und deren Korngrößenverteilung

Der Friedländer Ton besteht hauptsächlich aus einem Wechsellagerungsmineral. Der mittlere effektive Gehalt an Montmorillonit liegt bei ca. 33,2 %, der mittlere Illitgehalt bei 23,1 % [Karnland et al. 2006]. Eine andere Quelle gibt einen Gesamtgehalt aller quellfähigen Minerale von 50 % bis 60 % an [IAEA 2013].

Für die gewünschte hohe Einbaudichte des Salzgrus-Ton-Gemisches muss weiterhin ein optimaler Wassergehalt des Gemisches eingestellt werden. In der technischen Umsetzung muss unter Beachtung des bereits in den Komponenten enthaltenen Wassers w_{Komp} (siehe Tabelle 5) die Menge des noch zuzugebenden Wassers berechnet werden.

Tabelle 5: Wassergehalt und Korndichte der verwendeten Materialien (Salzgrus und Ton)

Material	Wassergehalt w_{Komp} [Ma%]	Korndichte ρ_s [kg/m ³]
Überkorn (ÜK)	0,06 ± 0,02	n.b. (wie B6)
Band 6 (B6)	0,07 ± 0,02	2165
Band 8 (B8)	0,10 ± 0,07	2166
Feinsalz (FS)	0,18 ± 0,08	2173
Friedländer Ton (FT)	3,12 ± 0,49	2733
Vergleichsmaterial		
REPOPERM [Kröhn et al. 2009]	0,07	2172

In Voruntersuchungen durch [Schulze 2014] wurde festgestellt, dass Salzgrus-Ton-Gemische mit Tonanteilen zwischen 13% und 20 % optimal sind, wobei jedoch bei hoher Verdichtungsenergie eine minimale Porosität nur mit geringeren Tonanteilen erreichbar ist.

Die Untersuchungen von [Schulze 2014] zeigen außerdem, dass der Tonanteil zugleich mit dem Wassergehalt optimiert werden muss und beide Anteile von der applizierten Verdichtungsenergie abhängig sind. Bezieht man den gesamten Wassergehalt des Gemisches auf die Tonfraktion, ergibt sich, dass im vorliegenden Fall eine Wassersättigung des Tones von 60 % bis 80 % optimal ist. In die Bestimmung der Wassersättigung geht die effektive Lagerungsdichte der Tonfraktion im Gesamtgemisch ein.

Im Ergebnis der Laboruntersuchungen wurden drei Rezepturen vorgeschlagen, mit denen dann halbtechnische Untersuchungen durchgeführt wurden (siehe Abschnitt 4.2). Diese drei Rezepturen sind in Tabelle 6 aufgeführt. (Die in Tabelle 6 in Klammer gesetzte Bezeichnung des ST-Gemisches (z.B. Knorr-EBSM) ist eine alte Bezeichnung, die allerdings in verschiedenen Berichten/Literaturstellen verwendet wurde.)

Tabelle 6: Im Ergebnis der Laboruntersuchungen vorgeschlagene Salzgrus-Ton-Gemische (STG)

Mischungskomponenten	STG-1 (Knorr- EBSM)	STG-2 (OBSM)	STG-3 (mOBSM)
Überkorn (ÜK)	24,8 Ma%	48,1 Ma%	--
Band 6 (B6)	23,1 Ma%	19,8 Ma%	58,5 Ma%
Band 8 (B8)	37,6 Ma%	10,9 Ma%	17,5 Ma%
Feinsalz (FS)	--	13,4 Ma%	13,5 Ma%
Friedländer Ton	14,6 Ma%	7,8 Ma%	10,5 Ma%
Summe	100,0 Ma%	100,0 Ma%	100,0 Ma%
opt. Wasserzugabe zur Mischung	5,1 Ma%	3,4 Ma%	4,16 Ma%

Alle drei Mischungen sind das Ergebnis umfangreicher Untersuchungen, um eine minimale Porosität bzw. minimale luftegefüllte Porosität zu erreichen. Welche Mischung für eine praktische Anwendung empfohlen wird, hängt auch vom Verdichtungsverfahren und hier besonders von der technisch realisierbaren Verdichtungsenergie ab.

Die Rezeptur STG-1 (auch bezeichnet mit *Knorr-EBSM* nach [Knorr 2013]) hat den höchsten Tongehalt (ca. 15 %). Dies ist vorteilhaft hinsichtlich der Dichteigenschaften. Allerdings hat diese Rezeptur dadurch mit 5,1% den höchsten Wassergehalt.

Die Rezeptur STG-2 hat den geringsten Ton- und Wassergehalt. Allerdings ist das Masseverhältnis Wasser/Ton bei dieser Rezeptur (0,436) höher als bei STG-1 (0,349).

Die Rezeptur STG-3 wurde aus der Rezeptur STG-2 abgeleitet. Ziel war, die Rezeptur anzupassen, ohne die Überkorn-Fraktion zu verwenden. Hierbei waren zwei Gesichtspunkte der Anstoß: Der hohe Anteil der Überkornfraktion (48,1 %) kann bei hoher Verdichtungsenergie zu Kornbruch führen. Weiterhin kann die Verfügbarkeit großer Mengen an Überkornfraktion bei einer großtechnischen Anwendung eingeschränkt sein.

3.1.3 Erreichbare Porosität in Abhängigkeit von der Verdichtungsenergie

Für die Verdichtungsversuche im Labor wurde eine angepasste Stampfverdichtung mit einem Marshall-Gerät angewendet. Die Verdichtungsarbeit pro Schlag betrug 20,5 Nm. Je nach Schlagzahl und Materialmenge können so unterschiedliche spezifische Verdichtungsenergien realisiert werden. Als Ergebnis der Laborversuche wurde die nach der Verdichtung erreichte Porosität in Abhängigkeit der Verdichtungsenergie dargestellt. Die Verdichtungsenergie wurde im vorliegenden Fall auf das Feststoffvolumen (Kornvolumen) normiert (spezifische Verdichtungsenergie).

Typische Verdichtungskurven zeigt die Abbildung 8. In Abbildung 8 sind für die jeweiligen Gemische die Ergebnisse für je 2 bzw. 3 verdichteten Proben dargestellt. Für die getesteten Gemische sind Mindestwerte der spezifischen Verdichtungsenergie von 3 MJ/m³ erforderlich. Bei einer moderaten spezifischen Verdichtungsenergie zwischen 3 bis 5 MJ/m³ konnte mit der Ton-reichen Rezeptur STG-1 eine Porosität von ca. 11 % erreicht werden. In diesem Fall ist eine höhere Verdichtungsenergie nicht erforderlich. Eine Porosität von kleiner 9 % wurde nur mit Ton- und Wasser-ärmeren Gemischen (Rezepturen STG-2 und STG-3) bei sehr hoher spezifischer Verdichtungsenergie von ca. 15 MJ/m³ erreicht.

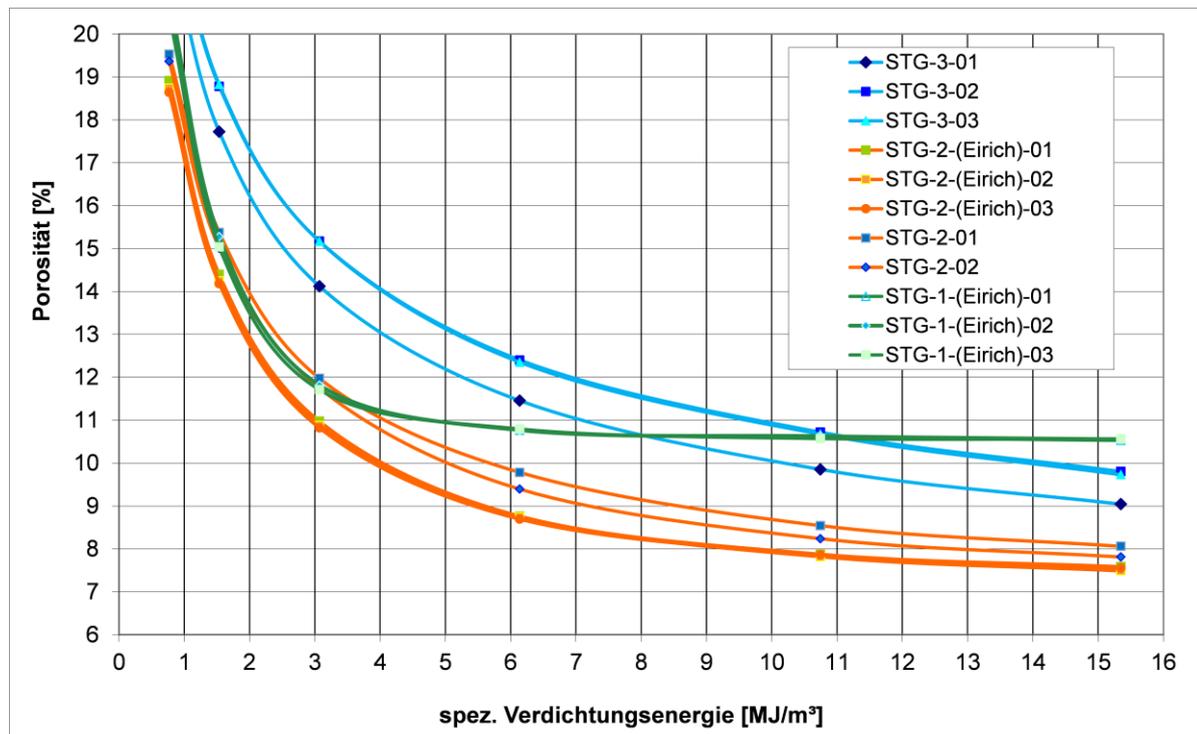


Abbildung 8: Porosität in Abhängigkeit von der kornvolumenspezifischen Verdichtungsenergie für unterschiedliche Gemische

Bei der maximalen spezifischen Verdichtungsenergie von 15,2 MJ/m³ wurde folgende mittlere Porosität nach der Verdichtung erhalten:

- STG-1 (EBSM): 10,5 % (ab 7 MJ/m³ praktisch schon erreichbar)
- STG-2 (OBSM): 7,8 %
- STG-3 (mOBSM): 9,5 %

Daraus folgt, dass bei konventioneller Verdichtungstechnologie die Rezeptur STG-1 eingesetzt werden kann und dass der Einsatz der Rezepturen STG-2 oder STG-3 nur sinnvoll ist, wenn ein intensives Verdichtungsverfahren zur Verfügung steht. Wird die Verdichtungsenergie bei den Laborversuchen auf Feldversuche übertragen, muss allerdings beachtet werden, dass bei Feldversuchen sich die Verdichtungsenergie auch auf bereits verdichtete Bereiche auswirkt, und damit ein gewisser Anteil der Verdichtungsenergie nicht für die Verdichtung von neu zu verdichtenden Materialien zur Verfügung steht.

Bei diesen Untersuchungen hat sich auch herausgestellt, dass die gleichmäßige Vermischung der Komponenten eine entscheidende Voraussetzung ist. Dabei hat sich bewährt, dass die granularen Komponenten trocken vorgemischt wurden und danach das benötigte Wasser in einem zweiten Mischungsprozess hinzu dosiert wurde.

Im Rahmen der halbtechnischen Untersuchungen an den verschiedenen Salzgrus-Ton-Gemischen wurde auch der Einfluss der jeweiligen Mischtechnik untersucht. Es zeigte sich dabei, dass konventionelle Zwangsmischer, wie sie beispielsweise bei der Betonherstellung verwendet werden, nicht geeignet erscheinen. Die Mischenergie konventioneller Zwangsmischer ist wahrscheinlich zu niedrig, um die feuchten Salzgrus-Ton-Gemische ausreichend zu homogenisieren. Durch das bindige Verhalten, welches aus dem Anteil an Ton und Wasser resultiert, wurden Anbackungen der Feinanteile an den Mischwerkzeugen und in den Behälterbereichen, welche nicht von Abstreifern erreicht wurden, beobachtet. Weiterhin konnten sich in Folge einer Entmischung kugelförmige Granalien, in denen sich Ton, Wasser und Feinsalz ansammelten, bilden. Die besten Mischergebnisse wurden mit schnelllaufenden Intensivmischern mit einem schräg stehenden und ebenfalls drehenden Mischbehälter erreicht (Fa. EIRICH). Derartige Mischer im technischen Maßstab sind aber meist stationäre Geräte.

Vom IfG Leipzig wurde in Langzeitversuchen die Lösungspemeabilität von verdichteten Salzgrusproben bestimmt (siehe Abbildung 9). Die Ergebnisse decken sich mit früheren Untersuchungen von [Stührenberg et al. 2010], nach denen Bentonitgehalte von 10 % bis 15 % empfohlen werden.

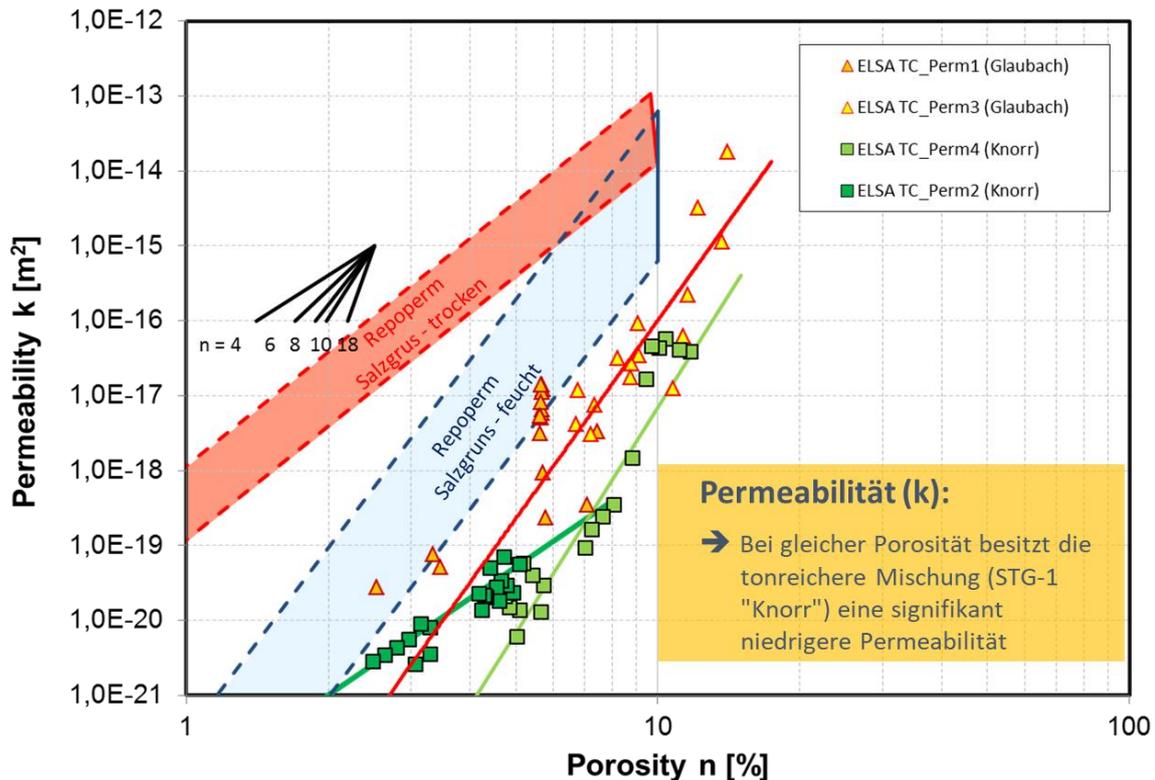


Abbildung 9: Lösungspermeabilität von Salzgrus-Ton-Gemisch in Abhängigkeit von der Porosität (Ergebnisse des IfG-Leipzig; "Knorr" = STG-1, "Glaubach" = STG-2 im Vergleich zu Ergebnissen des Vorhabens REPOPERM [Kröhn et al. 2009])

In Auswertung beider Untersuchungen kann man zur Permeabilität von Salzgrus-Ton-Gemischen folgende Schlussfolgerungen ableiten:

- Mit abnehmender Porosität (Zunahme der Dichte vom Einbauzustand bis zum Gebrauchszustand) verringert sich die Permeabilität um einige Größenordnungen.
- Bei gleicher Porosität ist die Permeabilität der untersuchten Salzgrus-Ton-Gemische geringer als bei reinem Salzgrus (trocken und angefeuchtet).
- Bei gleicher Porosität ist die Permeabilität von Ton-reichen Gemischen (STG-1, "Knorr" mit ca. 15 % Friedländer Ton) geringer als bei Gemischen mit ca. 8 % Friedländer Ton (STG-2 "Glaubach") – siehe Abbildung 9.

Die letzte Aussage muss allerdings relativiert werden, da mit der Rezeptur STG-1 im Einbauzustand nur eine Porosität von ca. 11 % erreicht werden konnte. Mit der Rezeptur STG-2 konnte eine Porosität von ca. 8 % erreicht werden, aber nur wenn eine sehr hohe spezifische Verdichtungsenergie eingebracht wird. Daraus folgt für die Rezeptur STG-1 eine Anfangspermeabilität von ca. 10^{-16} m^2 und für die Rezeptur STG-2 eine Anfangspermeabilität von ca. 10^{-17} m^2 . Die luftegefüllte Porosität liegt nach der Verdichtung bei allen Gemischen in der Größenordnung von etwa 1 %.

3.1.4 Gemische aus NaCl-Briketts und Salzgrus

Eine mögliche Alternative zu den oben beschriebenen Salzgrus-Ton-Gemischen mit einer stetigen Kornverteilung sind binäre Gemische aus zwei zueinander passenden Fraktionen (Grobfraktion und Feinfraktion). Als Grobfraktion für die Laborversuche wurden kissenförmige Briketts aus Steinsalz mit einem Nennvolumen von 20 cm^3 gewählt, die durch Walzenpressen

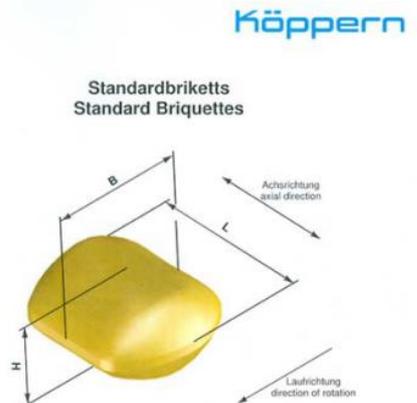
einer Steinsalz-Ausgangsmischung mit einer Maximalkörnung < 4 mm bei ca. 110 °C hergestellt wurden (siehe Abbildung 10).

In Vorversuchen wurde die für den Verdichtungsvorgang optimale Zusammensetzung des Aufgabematerials von 85 Ma% der Fraktion "B6" und 15 Ma% der Fraktion "Feinsalz" ermittelt. Im Ergebnis des Pressvorganges wurden Briketts in sehr guter Qualität mit einer Trockendichte von 2090 kg/m³ (entspricht einer Porosität von 3,5 %) hergestellt.



Herstellung der Salzbricketts durch Walzenpressung bei 110 °C

Ausgangsmischung aus Band 6 und Feinsalz



Nennvolumen Nominal volume cm ³	L mm	B mm	H mm
1,5	16	20	10
3	26	21	13
5	30	24	17
10	33	30	20
20	46	34	25
60	62,5	53	34

Abbildung 10: Herstellung von kissenförmigen Salzbricketts aus den Fraktionen "B6" und "Feinsalz" durch Walzenpressung bei 110 °C

Als zu diesen Briketts passende Feinfraktion wurde ein Gemisch aus Friedländer Ton und Salzgrus mit einer d_{90} -Korngröße von 3 mm eingesetzt. Das binäre Gemisch muss trocken (ohne Zugabe von Wasser) eingebaut werden, um das Einrieseln der Feinfraktion in die Zwischenräume der Grobfraktion zu begünstigen.

Die Zusammensetzung dieser Feinfraktion ist in Tabelle 7 angegeben.

Tabelle 7: Rezeptur und Eigenschaften der entwickelten Feinfraktion für ein binäres Salzgrus-Tongemisch

Mischungskomponenten	Anteile
Band 6 (B6)	67,7 Ma%
Band 8 (B8)	6,9 Ma%
Feinsalz (FS)	14,7 Ma%
Friedländer Ton (FT)	10,6 Ma%
Summe	100,0 Ma%
Parameter	Wert
mittl. Korndichte	2215,3 kg/m ³
Schüttdichte	1280 kg/m ³
d ₉₀	3,0 mm

In einem Großödometertopf (D = 32 cm) wurde mit einem schichtweise eingebauten Gemisch aus 38,5 Ma% Feinfraktion (Tabelle 7) und 61,5 Ma% Briketts durch nachfolgende einfache Vibrationsverdichtung mit einer Rüttelplatte bei 80 Hz Anregung eine Einbautrockendichte von 1,904 t/m³ bis 1,907 t/m³ erreicht. Die Einbaudichte des Salzgrus-Ton-Gemisches zwischen den Salzbriketts betrug dabei 1,711 t/m³. Daraus folgt eine für die hydraulischen Eigenschaften des Gesamtmaterials maßgebende Porosität innerhalb des Salzgrus-Tongemischs von 23,0 % bis 23,3 %.

Tabelle 8 zeigt einen Vergleich der Eigenschaften des Binären Gemisches aus Salzbriketts und Feinfraktion aus Salzgrus-Ton-Gemisch mit den Rezepturen STG-1 und STG-2, die in Ödometerversuchen ermittelt wurden.

Tabelle 8: Vergleich der Salzgrus-Ton-Gemische STG-1 (EBSM) und STG-2 (OBSM) aus den Ödometerversuchen mit dem Binären Gemisch aus Salzgrusbriketts und Ton-Salz-Feinkornfraktion

	STG-1 (EBSM)	STG-2 (OBSM)	Binäres Gemisch
Tongehalt im Trockengemisch	14,0 %	7,5 %	4,5 %
Gesamtwassergehalt	5,2 %	3,5 %	-
Verhältnis Gesamtwasser/Ton	0,37	0,47	-
Porosität beim Einbau	abhängig von der Verdichtungsenergie 11,4 % nach 15,0 MJ/m ³	abhängig von der Verdichtungsenergie 9,1 % nach 14,9 MJ/m ³	12,8 bis 12,9 % (Gesamtgemisch)
Porosität nach Belastung	7,2 % (nach 2 MPa)	5,3 % (nach 2 MPa)	8,0 bis 8,1 % (nach 5 MPa)
Verformungsmodul bei 2 MPa Belastung	75 MPa	83 MPa	130 MPa

Trotz der unterschiedlichen Ton- und Wassergehalte unterscheiden sich die beiden Salzgrus-Ton-Gemische STG-1 und STG-2 (EBSM und OBSM) hinsichtlich des Verformungsverhaltens nicht wesentlich. Bei beiden Mischungen kann sowohl beim Einbau durch Verdichtung und als auch nach Belastung eine geringe Porosität erreicht werden. Aufgrund des höheren Tongehaltes

zeigt aber die STG-1-Mischung bei gleicher Porosität eine geringere Permeabilität als die STG-2-Mischung (siehe Abbildung 9).

3.1.5 Untersuchung des Temperatureinflusses beim Herstellen von Salzbriketts

Mit Salzgrusmischungen (ohne Tonanteile) wurden Vorversuche zur einaxialen Verdichtung bei der Salzbrikettherstellung durchgeführt. Für hohe Enddichten $> 2 \text{ g/cm}^3$ der gepressten Briketts sind Pressdrücke zwischen 100 MPa und 150 MPa erforderlich. Vorteilhaft ist eine hohe Temperatur bis 130 °C. Höhere Temperaturen zeigten in dieser Versuchsreihe keine weiteren Verbesserungen. Bei Salzgrusgemischen ohne Tonanteile hat eine Temperaturerhöhung einen stärkeren Einfluss auf die erreichbare Dichte als eine Befeuchtung.

Beim Pressen einzelner Kornfraktionen zu Salzbriketts zeigt sich, dass mit zunehmendem Korndurchmesser des Ausgangsmaterials eine geringere Porosität erreicht werden kann. Weiterhin wurde mit der größten Fraktion (3 mm – 10 mm) bei einer Temperaturerhöhung von 130 °C auf 180 °C bei einem Pressdruck von 100 MPa noch eine Porositätsabnahme erreicht (siehe Teilbericht AP3).

Unter diesen Bedingungen (optimales Gemisch aus der Fraktion B6 und Feinsalz oder B6 + B8 und Feinsalz, Pressdruck ca. 100 MPa, Temperatur 80 °C) ist eine Porosität der Salzbriketts von 6 % bis 7 % möglich.

Bei den Untersuchungen des IfG wurde mit dem Gemisch aus 85 % B6 (Band 6 mit einem Kornband bis 4 mm) und 15 % Feinsalz (FS) bei einer Temperatur von 150 °C eine mittlere Porosität der Proben von 2 % bis 3 % erreicht. Die gepressten zylindrischen Proben hatten eine Höhe von 100 mm und einen Durchmesser von 100 mm. Die Porosität am Pressstempel war nahezu Null und im unteren Bereich der Probe bei etwa 4 %. Pressversuche mit Salzgrus-Ton-Gemischen zeigten vergleichbare Ergebnisse. Bei diesen Gemischen ist der Temperatureinfluss beim Pressen geringer ausgeprägt.

Bei weiteren Untersuchungen müssen die technologischen Randbedingungen bei einem potenziellen Produzenten berücksichtigt werden. Dazu ist es erforderlich, eine bis ca. 200 °C beheizbare Pressform für Pressdrücke von 100 MPa in den vorgesehenen Formaten zu entwickeln und die Beschickung der Pressform mit dem Ausgangsgemisch anzupassen.

3.1.6 Ultraschallmessungen

Während des Gesenkversuches II (STV-4, siehe Abschnitt 4.2.5) wurde die Ultraschallwellengeschwindigkeit des verdichteten Gemisches gemessen. Zur Kalibrierung der gemessenen Ultraschallwellengeschwindigkeit wurden Laboruntersuchungen durchgeführt. Eine Kalibrierung der Ultraschallsonde war aufgrund ihres Zustandes (vor allem wegen eines beim Rückbau zu kurz abgeschnittenen Kabels) nicht möglich.

Um die gemessene Primärwellengeschwindigkeit v_p mit der Porosität des Salzgrus-Ton-Gemisches zu korrelieren, wurde im Labor an einer eingebauten Probe bis zu einer maximalen Belastung von 240 kN über einen Zeitraum von 1,5 Tagen (mit Haltephase) die Ultraschalllaufzeit gemessen. Dabei wurde Porenflüssigkeit abgepresst, was zu einem Masseverlust führte. Das Abpressen der Flüssigkeit trat bei einer Belastung von ca. 7,5 MPa bzw. bei einer Porosität kleiner 10 % auf.

3.1.7 Scherversuche

Aus dem verdichteten Salzgrus-Ton-Gemisch (STG-2) des Versuches STV-4 (Gesenkversuch II) wurden Bohrkerne ausgebohrt und diese im Labor an den Lagengrenzen abgeschert. Ziel war es dabei, zu prüfen, ob die Scherfestigkeit an den Lagengrenzen geringer ist als im homogen verdichteten Salzgrus-Ton-Gemisch.

Bei einzelnen Lagen wurde beim Gesenkversuch II (STV-4) auch ein Stahlgitter auf die Oberfläche einer zur verdichtenden Lage eingelegt, um eine "raue" Ausbildung der Lagenoberfläche zu erreichen. Bevor das Schüttmaterial einer neuen Lage eingebracht wurde, ist das Gitter wieder entfernt worden. In Laborversuchen wurden auch Proben abgeschert, bei denen im Bereich der Scherfläche ein Gitter beim Verdichten eingelegt war.

Im Ergebnis wurde festgestellt, dass auch bei glatter Oberfläche eine Scherfestigkeit vorhanden war, die etwa der Scherfestigkeit von homogen verdichtetem Salzgrus-Ton-Gemisch entsprach. In Lagengrenzen, in denen beim Feldversuch ein Stahlgitter eingelegt war, war bei geringen Normalspannungen ($< 0,6$ MPa) die Scherfestigkeit höher als in Lagengrenzen, in denen kein Stahlgitter eingelegt war.

3.1.8 Gaspermeabilität

An zwei zylindrischen Proben des Salzgrus-Ton-Gemisches STG-2 (Porosität zu Beginn des Versuches 9,3 % und 13,4 %) aus dem Gesenkversuch II (STV-4) wurde die effektive Gaspermeabilität gemessen, während die Probe statisch kompaktiert wurde. Aus den Ergebnissen wurde eine Abhängigkeit der effektiven Gaspermeabilität von der Radialspannung bzw. von der Porosität ermittelt. Bei dem verdichteten und nachfolgend unter Belastung kompaktierten Salzgrus-Ton-Gemisch (STG-2) wurde bei einer Porosität von 5 % eine effektive Gaspermeabilität $< 10^{-20}$ m² gemessen. Dies passt zu den in Abbildung 9 gezeigten Ergebnissen.

3.1.9 Dünnschliffuntersuchungen

Die Porenstruktur des Salzgrus-Ton-Gemisches aus dem Gesenkversuch II (STV-4) wurde durch Dünnschliffe untersucht [Jobmann 2020]. Bei den Dünnschliffuntersuchungen einer Bohrkernprobe aus dem oberen Bereich des verdichteten Salzgrus-Ton-Gemisches sind die einzelnen Lagen des Einbaus und der Verdichtung zu erkennen. Ziel der Untersuchungen war auch, den Benetzungsgrad des bei der Dünnschliffherstellung verwendeten Harzes zu ermitteln und damit auf eventuell vorhandene, verbundene Poren im Salzgrus-Ton-Gemisch zu schließen. Der Benetzungsgrad nimmt bei tiefer liegenden Proben ab; d. h. die Verdichtung nimmt mit der Tiefe zu.

Unabhängig von diesen visuell festgestellten Unterschieden wird davon ausgegangen, dass im Gefüge der verdichteten Salzgrus-Ton-Mischung (STG-2) keine durchgehenden Wegsamkeiten vorhanden sind. Eine "Kanalbildung" ist nicht zu sehen. Das Material ist visuell homogen. Die Orientierung der großen Partikel ist typisch. Sie ist auch durch den Kornbruch beeinflusst. Der untere Bereich der Probe scheint stärker verdichtet zu sein als der Obere.

3.2 Kalotten aus Basaltsteinen als Zusatzelement in setzungsstabilen Schottersäulen

Werden zusätzlich Widerlager (z.B. Kalotten aus Naturstein) in eine Schottersäule integriert, können die Setzungen der gesamten Widerlagerkonstruktion verringert werden. Einfach zu realisieren sind Kalotten oder Bogenelemente aus Formsteinen. Als Material kann Basalt oder Diabas eingesetzt werden. Formsteine aus Schmelzbasalt sind eine Alternative zu geschnittenen Basaltwerksteinen.

Probematerial von Schmelzbasaltsteinen wurde über die Fa. Scholten vom Hersteller EUTIT beschafft. Mit dem Probematerial wurden in zwei Versuchen am Großrahmenschergerät des Instituts für Geotechnik Bruchreibungswinkel φ_f von $23,5^\circ$ und $23,9^\circ$ ermittelt. Bei Gleitreibung betrug der Gleitreibungswinkel φ_{Gl} ca. 17° . Messungen mit befeuchteter Oberfläche wurden nicht durchgeführt.

Da die Oberfläche der Blöcke nicht ideal eben ist, kann die Normalkraftverteilung in der Scherfläche unregelmäßig sein. Andererseits ist die Verwendung von Schmelzbasaltblöcken aus Kostengründen nur sinnvoll, wenn die Schmelzbasaltblöcke nicht nachgeschnitten werden müssen. Somit müssen die beschriebenen Ergebnisse als technische Näherungswerte betrachtet werden.

Weitere Versuche und Berechnungen zu Kalotten mit Basaltformsteinen wurden nicht durchgeführt, weil die verfügbaren Formsteine aus Schmelzbasalt nur mit einer Höhe von 5 cm verfügbar waren.

3.3 Elemente aus MgO-Beton

Im Rahmen des Vorhabens 02E10880 [Freyer et al. 2015] (Laufzeit bis 30.9.2014) wurde ein langzeitstabiler MgO-Baustoff mit der 3-1-8-Bindemittelphase entwickelt. Neben der chemischen Langzeitbeständigkeit gegen $MgCl_2$ -haltige Lösungen standen das Expansionsverhalten und das zeitabhängige Verformungsverhalten (Kriechen und Relaxieren) im Focus der Untersuchungen. Weiterhin wurden die Ergebnisse begleitender Vorhaben² integriert.

Mit dem MgO-Beton der Rezeptur C3 (3-1-8-Bindemittelphase) mit der Zusammensetzung 6,75 % MgO, 21,51 % Quarzmehl M300, 55,91 % Zuschlag 0-8 mm, 15,83 % $MgCl_2$ -Lösung (5 molal) wurden Laborversuche mit dem Ziel durchgeführt, das in dieser Rezeptur eingesetzte Quarzmehl durch ein anderes Material zu ersetzen.

In der MgO-Beton-Rezeptur C3 wird Quarzmehl als inertes Mehlkorn eingesetzt, damit die Bindemittelsuspension sedimentationsstabil ist. Ohne Zusatz von Quarzmehl ist diese Betonrezeptur aufgrund des hohen Lösungsanteiles zu flüssig und neigt zum Ausbluten. In der Originalrezeptur beträgt die Zugabe an Quarzmehl 2 kg je kg MgO. Da aber Quarzmehl zukünftig bei einem großtechnischen untertägigen Einsatz wegen der damit verbundenen Staubbelastung genehmigungsrechtlich problematisch ist, sollte ein alternativer Mehlkornzusatz gefunden werden. Als Mehlkornzusatz wurde deshalb Feinsalz in unterschiedlichen Zugabemengen untersucht, das als Nebenprodukt bei der Aufbereitung von Streusalz anfällt.

Es hat sich herausgestellt, dass selbst bei einem Masseverhältnis Feinsalz / MgO von ca. 5 die Bindemittelsuspension nicht sedimentationsstabil ist. Auch die Verwendung eines aktiveren MgO brachte hierbei keine Verbesserung.

In den weiteren Untersuchungen hat sich gezeigt, dass eine sedimentationsstabile Bindemittelsuspension durch Zugabe von 2 kg je kg MgO fein aufgemahlenem Feinsalz erreicht werden kann. Damit kann bei der Rezeptur C3N (C3 neu) das Quarzmehl gegen aufgemahlenes Feinsalz ausgetauscht werden. Das Verhältnis Zuschlag zu Bindemittelsuspension wird entsprechend der gewünschten Konsistenz (Ausbreitmaß) eingestellt. Allerdings wird eingeschätzt, dass die Herstellung von aufgemahlenem Feinsalz sehr aufwendig ist.

Begleitend zu den Betonagearbeiten am zweiten Großbohrlochversuch mit dem MgO-Beton C3 (siehe Abschnitt 4.3.3) wurde das Ausbreitmaß des Frischbetons bestimmt und Probekörper für die Ermittlung der Spaltzugfestigkeit und der einaxialen Druckfestigkeit (Würfel und Zylinder) hergestellt. Das Ausbreitmaß liegt, bis auf einzelne Ausnahmen, im gewünschten Bereich für fließfähigen Beton (meist im Zielbereich 56 cm bis 62 cm).

Die Druckfestigkeit der Rückstellproben der Betonage ist ausreichend. Jedoch wurden relativ große Unterschiede zwischen den einzelnen Chargen beobachtet, die auf Schwankungen in der Zusammensetzung der Chargen, unterschiedliche Probekörperdichten und unterschiedliche Ausschalzeitpunkte der Proben zurückgeführt werden konnten. Die Mittelwerte der Zylinderdruckfestigkeit der beprobten Betonierchargen (jeweils für 3 Einzelbestimmungen) lagen bei 37,7 MPa; 23,6 MPa; 39,9 MPa; 40,9 MPa. Die Mittelwerte der Spaltzugfestigkeit der beprobten Chargen des Hauptbetons lagen bei 3,5 MPa; 2,5 MPa; 2,0 MPa; 2,5 MPa; 2,2 MPa und 2,4 MPa. Der mittlere Verhältniswert zwischen der Druckfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit war je nach Charge auch unterschiedlich und schwankt zwischen 10,9 und 17,7 [Knabe 2019].

² "Auswahl geeigneter Füllmaterialien anhand der nachweisbaren Langzeitstabilität" Unterauftrag der TUBAF, IfAC im Rahmen der Entwurfsplanung der Schachtverschlussysteme für die Schachtanlage Asse II, Laufzeit: 01.07.2011 bis 30.06.2015, ERCOSPLAN mbH, TUBAF - IfAC, IfG Leipzig.

Im Ergebnis der vom IfG durchgeführten Festigkeitsuntersuchungen mit den baubegleitenden Proben aus der Betonage sind ebenfalls erhebliche Festigkeitsunterschiede festgestellt worden, die jedoch alle im Bereich der bisher bekannten Werte für den MgO-Baustoff C3 liegen (Abbildung 11).

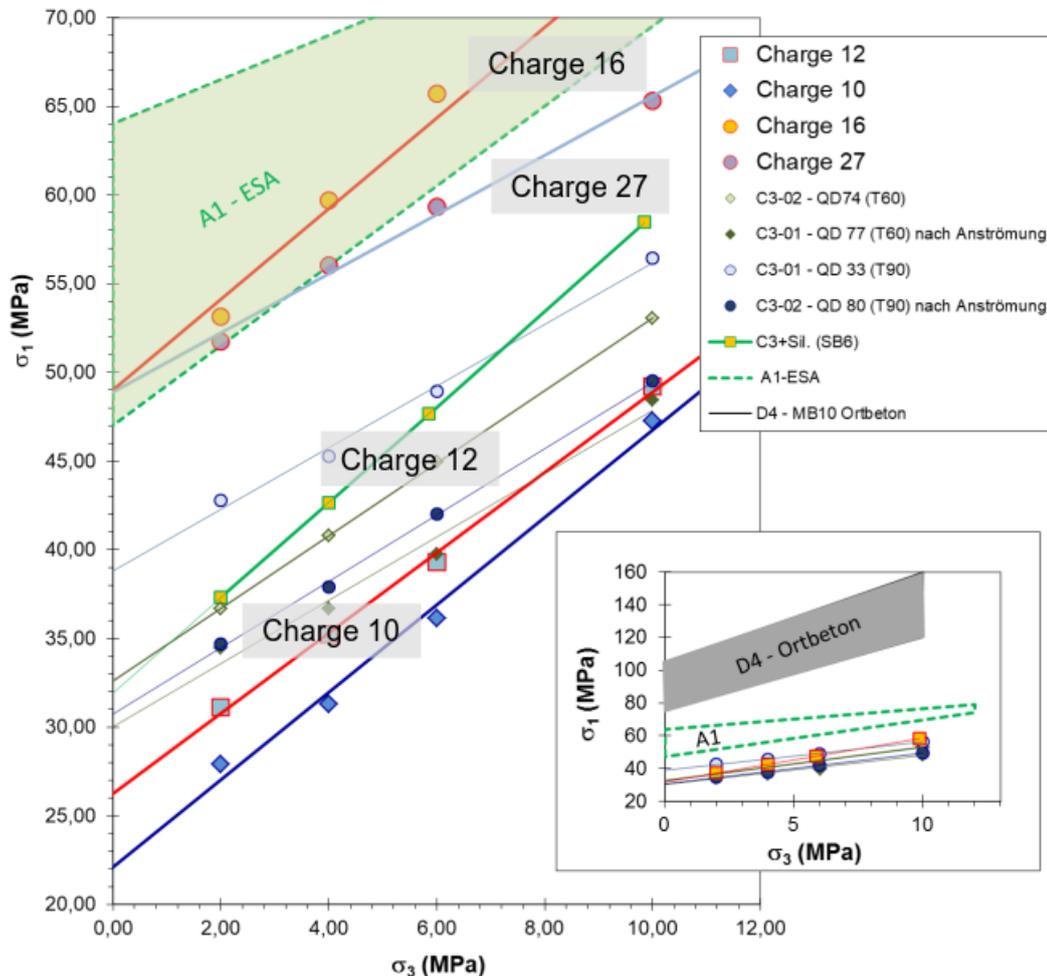


Abbildung 11: Festigkeitswerte der am IfG untersuchten Rückstellproben der Betonage des MgO-Ortbetons C3

Die Festigkeit der Chargen 10 und 12 liegt an der unteren Grenze des für den C3-Baustoff typischen Bereiches. Die Festigkeit der Chargen 16 und 27 liegt an der oberen Grenze und schon im Bereich des A1-Baustoffs (Abbildung 11). Von den drei MgO-Baustoffen C3, A1 und D4 hat der MgO-Beton C3 die geringste Festigkeit. Die Festigkeit des D4-MgO-Betons ist noch höher als die Festigkeit des A1-MgO-Betons. Die Festigkeit des C3-Baustoffs wird aber als ausreichend eingeschätzt.

Bei den Permeabilitätsmessungen (IfG) an den Rückstellproben des MgO-Betons C3 konnte bei einer Probe eine effektive Gaspermeabilität von $5 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ gemessen werden. Bei zwei anderen Proben konnte kein Gasdurchgang gemessen werden.

Von IBeWa wurden an vier Rückstellproben des MgO-Betons C3 die Porosität mittels Hg-Positometrie bis 900 μm Porendurchmesser bestimmt. Dabei wurde zwischen Mikroporen, Mesoporen und Makroporen unterschieden. Die hydraulisch relevanten Makroporen liegen für den Stampfbeton (Planum auf der Druckkammer) bei ca. 2,0 %, beim Hauptbeton bei ca. 3,2 %. Die Reindichte des C3-Ortbetons liegt gemittelt bei $(2,446 \pm 0,003) \text{ g/cm}^3$ (bei 8 Proben).

Die effektive Gaspermeabilität (Messungen IBeWa) des MgO-Betons C3 liegt im Mittel bei $2,6 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$. Unter Berücksichtigung des Messfehlers wird ein Bereich zwischen $1,6 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ und $4,1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ für die tatsächlich vorhandene Permeabilität abgeschätzt. Diese Werte liegen etwas höher als der vom IfG oben angegebene Wert von $5 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$. Er bezieht sich auf einen aktuell gemessenen Lösungsgehalt von $(2,06 \pm 0,06) \text{ Ma}\%$ für den Stampfbeton und von $(2,93 \pm 0,22) \text{ Ma}\%$ für den Hauptbeton.

Parallel zum Großbohrlochversuch mit MgO-Beton C3 wurde im Labor die Phasenentwicklung an Proben des MgO-Betons C3 nachvollzogen. Die entstehenden Phasen sind von der Temperatur und der Dauer der Temperatureinwirkung abhängig. Um die Phasenentwicklung nachvollziehen zu können, wurden die Proben im Klimaschrank gelagert und im Klimaschrank der gleiche Temperaturverlauf nachgefahren, wie er im Großbohrlochversuch vorab gemessen wurde. Dabei wurden zwei typische Temperatur-Zeit-Fenster (TZF) nachgebildet: TZF-1 mit einer Maximaltemperatur von $70 \text{ }^\circ\text{C}$ (TZF70) und TZF-2 mit einer Maximaltemperatur von 40°C (TZF40). Das TZF-1 ist charakteristisch für eine Probe aus dem Inneren des Großbohrlochversuches und das TZF-2 für eine Probe aus dem Randbereich des Großbohrlochversuches. Für den Verlauf der Temperatur bei der Betonage des Großbohrlochversuches wird auf Abbildung 15 verwiesen. Nach jeweils 5 Tagen sank die Temperatur auf $30 \text{ }^\circ\text{C}$. Die angenommene Umgebungstemperatur betrug $28 \text{ }^\circ\text{C}$.

Der zeitliche Ablauf und das Schema der Probenherstellung sind in der Abbildung 12 dargestellt.

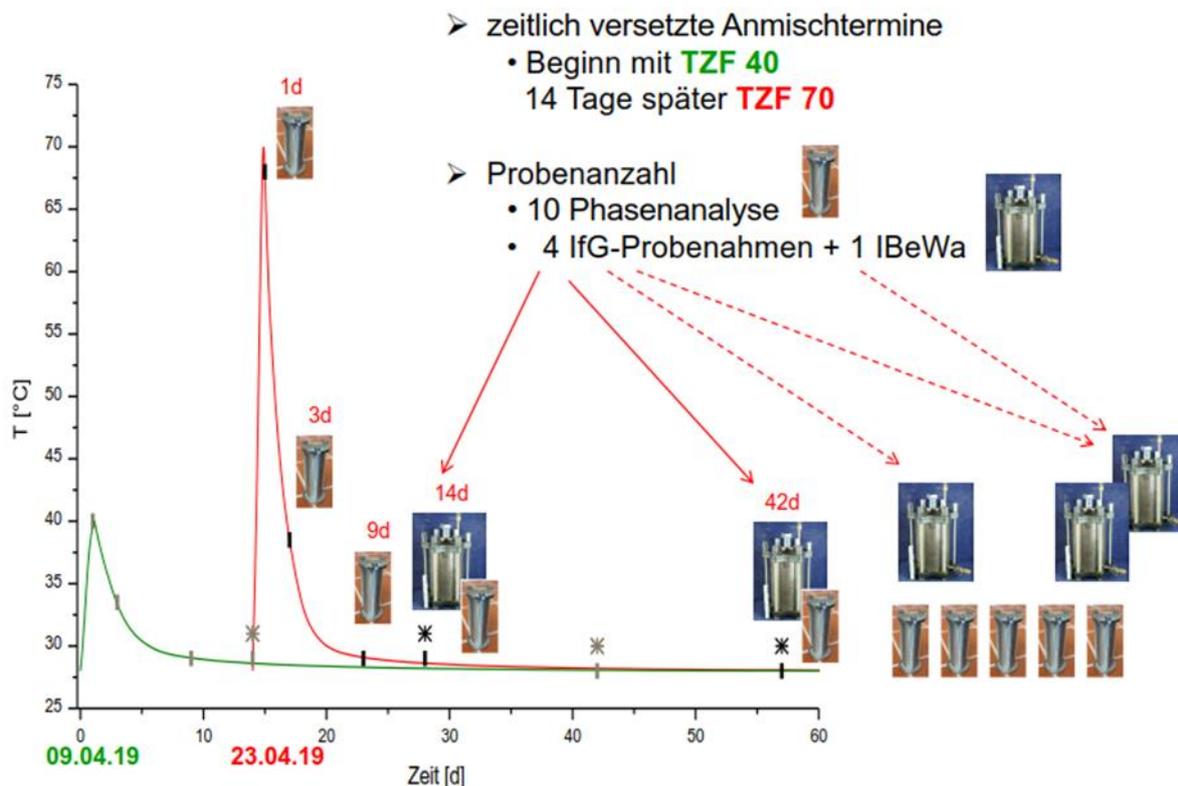


Abbildung 12: Zeitlicher Ablauf des begleitenden Laborprogramms zum Großbohrlochversuch mit MgO-Beton C3

Die Probenahme und die Untersuchungen (Phasenbestand, mechanische Eigenschaften, Permeabilität) erfolgten nach folgendem Schema (Abbildung 13).

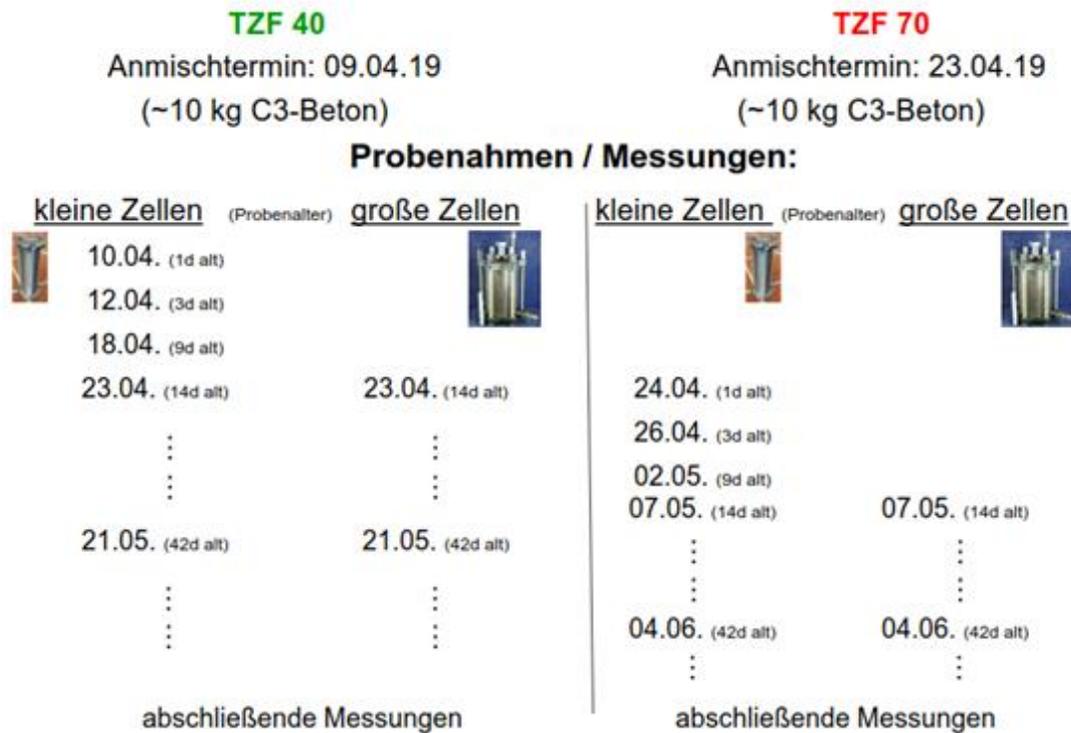


Abbildung 13: Ablauf der Probenahme des MgO-Betons C3 für die begleitenden Untersuchungen

Der Phasenbestand bei den Proben, die mit dem Temperatur-Zeit-Fenstern 70 °C (typisch für den Kern) und 40 °C (typisch für den Randbereich zur Steinsalzkontur) temperiert wurden, entwickelte sich wie folgt: Bei der Abbinde­temperatur 70 °C und nachfolgender Abkühlung ist nach 14 Tagen die 3-1-8-Bindemittelphase schon nachweisbar. Die primär gebildete 5-1-8-Bindemittelphase ist auch nach 173 Tagen noch vorhanden. Die gesamte Phasenentwicklung in Abhängigkeit der Temperatur ist in den Abbildungen 15 und 16 dargestellt.

Bei der Abbinde­temperatur 40 °C und nachfolgender Abkühlung war ab etwa 9 Tagen die 3-1-8-Bindemittelphase deutlich nachweisbar und nahm mit der Zeit zu. Die primär gebildete 5-1-8-Bindemittelphase nahm kontinuierlich ab und war auch nach 183 Tagen noch vorhanden.

In der nachfolgenden Zeit nahm in beiden Zeit-Fenstern der Anteil der primär gebildeten 5-1-8-Bindemittelphase weiter ab und der Anteil der 3-1-8-Bindemittelphase weiter zu.

Im Großbohrlochversuch und in den Laborversuchen wurde der Expansionsdruck gemessen (siehe Abbildung 14 und Abbildung 15). In den begleitenden Laborversuchen wurden geringere Expansionsdrücke (2,2 bis 2,5 MPa) gemessen als nach der gleichen Standzeit im in-situ-Großbohrlochversuch (hier zur gleichen Laufzeit ca. 5 MPa). Ein Abfall des Expansionsdrucks ist im Großversuch auch ca. 300 Tage nach der Betonage nicht beobachtet worden.

Bei der Ausbildung der 3-1-8-Bindemittelphase überlagern sich folgende Prozesse:

- Thermische Expansion/Kontraktion (in der Anfangsphase),
- Porenraumbildung (durch Lösungsverbrauch aus Suspension und verfestigendem Gefüge aufgrund der Bildung der 5-1-8-Phase als Primärphase),
- Kristallisation der 3-1-8-Phase unter Abbau der 5-1-8-Phase (und MgO),
- Gefügerelaxation.

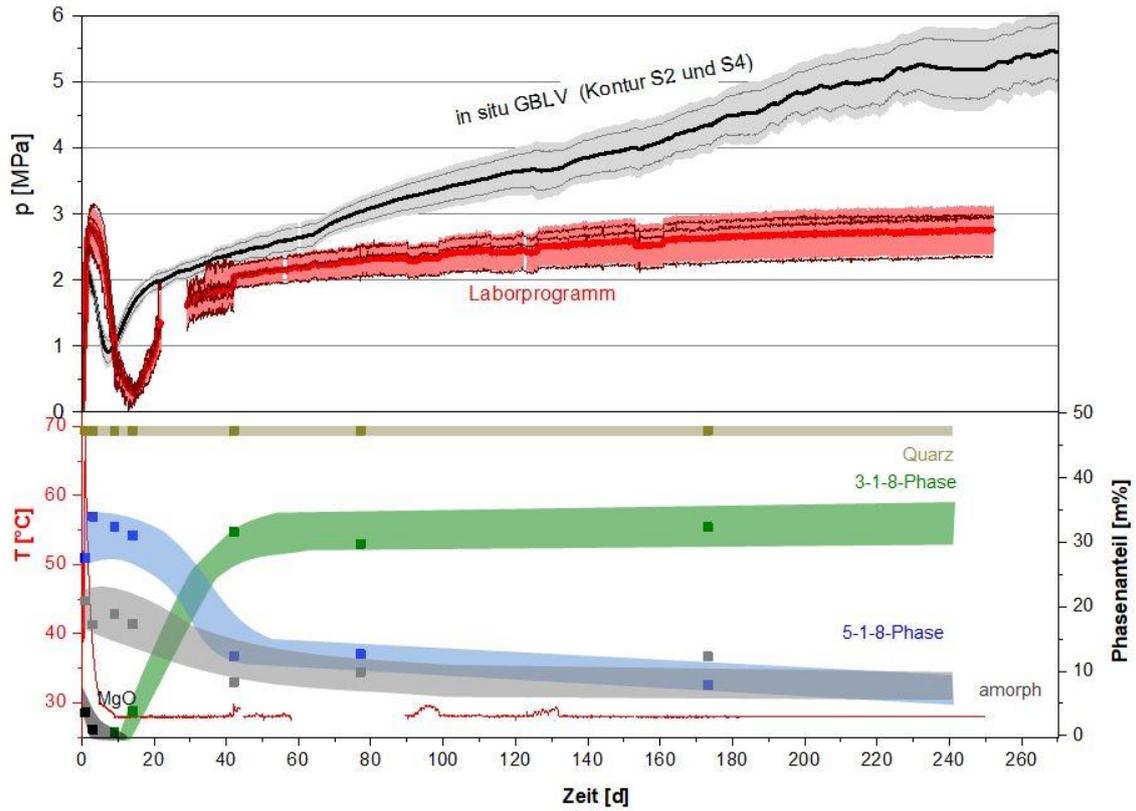


Abbildung 14: Druckverlauf und Phasenbestand der Laborproben bei 70 °C Abbinde­temperatur

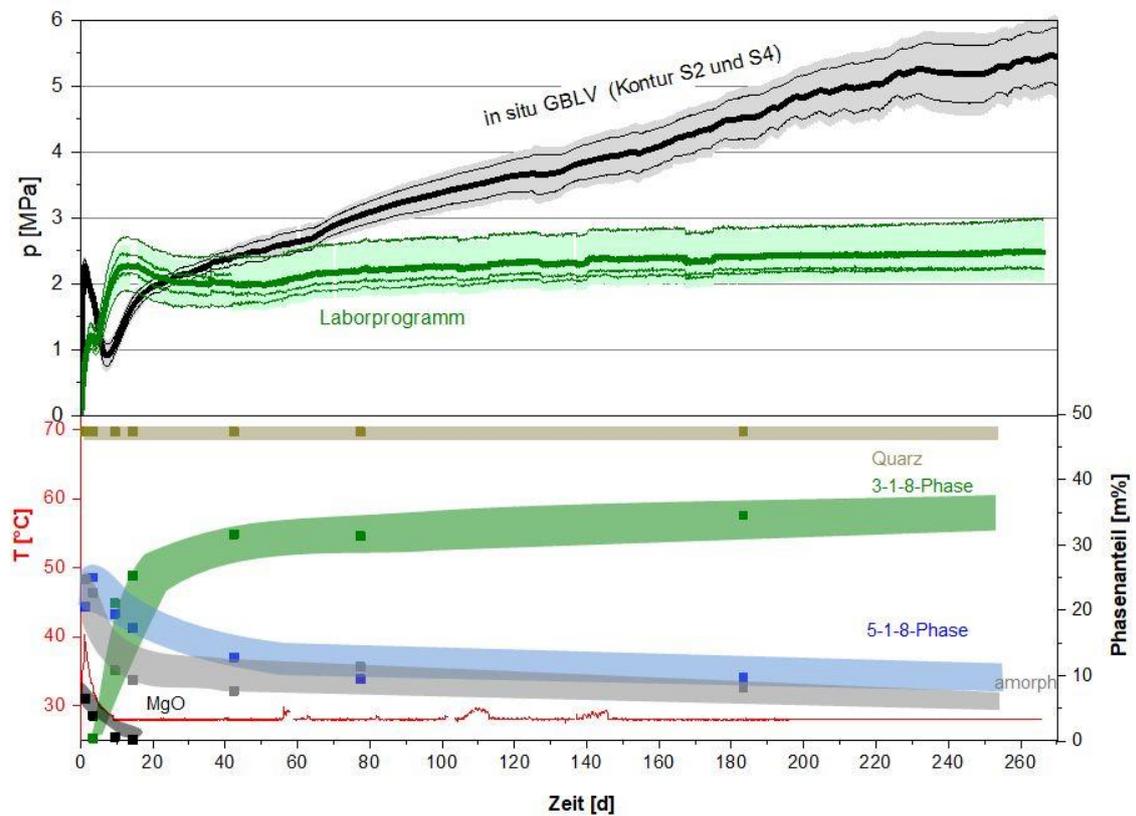


Abbildung 15: Druckverlauf und Phasenbestand der Laborproben bei 40 °C Abbinde­temperatur

3.4 Weiterentwicklung Asphaltabdichtung

3.4.1 Einleitung

Die nachfolgend beschriebenen Laboruntersuchungen beziehen sich auf folgende Anwendungen bzw. Verschlusselemente in Schachtverschlüssen:

- Bitumendichtelemente nach dem Prinzip "*Harte Schale – Weicher Kern*" (HSWK) [Kudla et al. 2009],
- Gefüllertes Bitumen,
- Bitumenverfüllte Schottersäule,
- Dichter Steinasphalt (in Anlehnung an [Schönian 1999], [Van de Velde et al. 1985]).

Die grundlegenden Materialparameter der in Frage kommenden Bitumensorten sind bereits in früheren Vorhaben untersucht worden [Kudla et al. 2009].

Durch Montanwachs Zugabe zum Bitumen kann bei hohen Temperaturen (Einbaubedingungen) eine Viskositätsverringerung und bei niedrigen Temperaturen (Umgebungsbedingungen im Gebrauchszustand) eine Viskositätssteigerung erreicht werden. Montanwachs wurde allerdings bei den durchgeführten Versuchen nicht verwendet, da durch die Verwendung einer zusätzlichen Materialkomponente Probleme beim Nachweis der Langzeitstabilität befürchtet wurden, obwohl Montanwachs³ ein natürliches Material ist.

Für die Absicherung der Eingangsdaten zur Modellierung (AP5) wurde die Viskosität von einem Destillationsbitumen (AZALT 70/100) und einem Oxidationsbitumen (STELOX 85/25) im Temperaturbereich 25 °C bis 75 °C bestimmt. Die Daten wurden an BGE TEC übergeben. Auf die Ergebnisse wird im Abschnitt 5.3 eingegangen.

In Begleitung der in situ Bohrlochversuche mit Bitumen und Asphalt im Steinsalz und im Ton (siehe Abschnitt 4.4) wurden Proben aus dem Rückbau einzelner Versuche untersucht. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden deshalb zusammen mit den Ergebnissen der halbtechnischen Versuche dargelegt (siehe Abschnitt 4.4).

3.4.2 Bitumenverfüllte Schottersäule

Im Rahmen des Planfeststellungsverfahrens zur Verwahrung der Schächte *Marie* und *Bartensleben* des *ERAM* wurde ein kombiniertes Widerlager-Abdichtelement entwickelt [Rauche et al. 2003], [Rauche et al. 2004], das eine mit Bitumen verfüllte Schottersäule beinhaltet. Dabei wird der Porenraum einer Verfüllsäule aus grobem Schotter abschnittsweise mit Bitumen bzw. gefülltem Bitumen heiß vergossen. Es kann sowohl reines als auch mit Steinmehl gefülltes Bitumen verwendet werden. Schottersäulen, die mit reinem Bitumen verfüllt sind, können Widerlager-Abdichtelemente gegen Flüssigkeitszutritt von unten darstellen. Schottersäulen, die mit gefülltem Bitumen verfüllt sind, können als Widerlager-Abdichtelemente gegen Flüssigkeitszutritt von oben eingesetzt werden.

Der Einbau einer mit Bitumen verfüllten Schottersäule gliedert sich in zwei Einbauschritte:

- Lagenweiser Einbau und Verdichten des Schottergerüsts,
- Lagenweiser Verguss des Schotters mit flüssigem Bitumen (heiß).

³ Montanwachs ist ein natürliches Begleitmaterial in bituminöser Braunkohle. Es ist am Markt frei verfügbar.

In [Glaubach et al. 2014] wurde nachgewiesen, dass eine mit Bitumen bzw. gefüllterem Bitumen verfüllte Schottersäule einem hydrostatischen Abdichtprinzip genügt.

Die Einbautechnologie für eine mit Bitumen verfüllte Schottersäule wurde in den letzten Jahren durch die TU Bergakademie umfassend untersucht und optimiert. Im Sommer 2012 wurden zwei bitumenverfüllte Schottersäulen mit 8 m Durchmesser und einer Höhe von 1,8 m (in 3 Lagen) an der Geländeoberfläche bei einem Großversuch im Rahmen des BiSETO-Projektes realisiert [Glaubach et al. 2013]. Des Weiteren wurde im Jahr 2015 in einem untertägigen Pilotversuch im ERAM eine 6 m hohe bitumenerfüllte Schottersäule in einem Großversuch eingebaut [Bauer et al. 2019].

Grundvoraussetzungen für die Funktionstüchtigkeit einer mit Bitumen verfüllten Schottersäule sind

- a) ein setzungsarmes Schottergerüst und
- b) ein ausreichend hohlraumfreier Verguss des Schotterporenraumes mit Bitumen.

Gerade der hohlraumfreie Verguss ist eine vergleichsweise anspruchsvolle Aufgabe. Da der Schotter Umgebungstemperatur besitzt, kühlt das heiße Bitumen relativ schnell während des Eingießens in den kalten Schotter ab. Die damit verbundene überproportional steigende Viskosität des Bitumens führt zu einer raschen Stagnation des Eingießprozesses.

Eine Erwärmung des Schotters vor der Verdichtung ist technisch kaum zu realisieren und nicht sinnvoll.

Im Rahmen des BiSETO-Versuchs konnten die Kriterien zur Einhaltung der genannten Grundvoraussetzungen identifiziert werden. Dazu zählen:

1. Begrenzung des Feuchtegehalts des Schotters auf 0,5 Ma%,
2. Begrenzung des Staubgehalts des Schotters auf 0,5 Ma%,
3. Begrenzung der zu vergießenden Schotterlagenstärke auf 0,6 m,
4. Verdichtung des Schotters, dass der Hohlraumgehalt ≤ 40 % ist,
5. möglichst kontinuierlicher Einguss des Bitumens mit einer Dichte der Eingießpunkte (EGP) auf der Schotteroberfläche von mindestens 0,7 EGP/m²,
6. Einguss des Bitumens möglichst *heiß an heiß* mit mindestens 170 °C,
7. Volumenstrom des Bitumens an den Eingießpunkten von max. 2 dm³/s.

Unter diesen Voraussetzungen kann nach dem Bitumenverguss eine luftegefüllte Porosität der mit Bitumen verfüllten Schottersäule kleiner 3 % erreicht werden.

Im Vorhaben ELSA - Phase 2 wurden diese Erkenntnisse aus dem BiSETO-Vorhaben verwendet und in den halbtechnischen Versuchen (siehe Abschnitt 4.4) genutzt.

3.4.3 Dichter Steinaspalt

Einbaufertige Gemische aus gefüllterem heißem Bitumen (Asphaltmastix) und einer groben Einzelkörnung sind im Wasserbau schon seit längerem als *Dichter Steinaspalt* (*dense stone asphalt*) bekannt [Schönian, 1999; Van de Velde et al., 1985] und wurden größtenteils im niederländischen Küstenschutz eingesetzt.

Dichte Steinaspalte werden direkt durch Verstürzen eingebaut, brauchen nicht verdichtet werden und sind auf Grund des hohen Bitumengehalts (Sättigung der Steinzwischenräume) wasserdicht (Luftegefüllter Hohlraumgehalt zwischen 0 – 3 %) [Schönian 1999]. Ausgehend von

diesen Eigenschaften ist damit ein *Dichter Steinasphalt* eine interessante Alternative für ein Widerlager-Abdichtelement aus Bitumen und Schotter als Ersatz für eine Schottersäule, die nachträglich mit Bitumen verfüllt wird. Im Rahmen des ELSA-Forschungsprojektes wurde deshalb auch geprüft, ob ein *Dichter Steinasphalt* in einem Schachtabdichtungselement sinnvoll einsetzbar ist.

Dazu wurden verschiedene Schotter hinsichtlich ihrer Eignung für einen *Dichten Steinasphalt* untersucht. Da *Steinasphalt* ohne Verdichtung nur durch Schütten eingebaut wird, wurden folgende Parameter bestimmt:

- Korndichte,
- Korngrößenverteilung,
- Schüttdichte beim Schütten aus 1 bis 2 m Fallhöhe in ein Rohr \varnothing 0,4 m,
- Reibungswinkel (= Schüttwinkel am Schüttkegel),
- Drucksetzungsverhalten der Schotter-Körnung,
- Einfluss einer Belastung auf die Kornverteilung (Kornbruch),
- Einfluss des Bitumens auf das Drucksetzungsverhalten.

Es wurde nachfolgende drei Schottersorten getestet:

- a) Brechkornschotter BK-32/56,
- b) kantengerundeter Schotter RK-20/40 und
- c) bitumenumhüllter Brechkornschotter BK-32/56.

Von diesen drei Schottermaterialien wurde das Drucksetzungsverhalten im Ödometer ($D = 30$ cm) untersucht. Die eingebauten Schotterproben wurden mittels 6 Laststufen (100 kPa; 200 kPa; 400 kPa; 800 kPa; 1200 kPa und 1350 kPa) für 15 min belastet und die Setzungen gemessen.

Aus den Messergebnissen wurden folgende Ergebnisse erhalten bzw. abgeleitet (Beschreibung der Ergebnisse siehe Teilbericht AP3):

- a) Die Differenz aus der Anfangs- und Endporosität ist umso höher, je höher die Anfangsporosität nach dem Einbau der Schotterproben war.
- b) Die Differenz aus der Anfangs- und Endporosität des kantengerundeten Schotters ist um den Faktor von ca. 2 geringer als beim Brechkornschotter. Die Schotterproben aus dem Brechkornschotter haben damit eine deutlich höhere Kompaktion erfahren als die Proben aus dem kantengerundeten Schotter.

Es ist auch im Trend zu erkennen, dass der bitumenumhüllte Schotter bei Belastung eine vergleichsweise stärkere Kompaktion erfährt als der Brechkornschotter oder der kantengerundete Schotter, wobei dieser Effekt maßgeblich von der Anfangsporosität abhängt. Durch die Schmierwirkung des Bitumenfilms um die Körner vergrößert sich die Kompaktion der Schotterkörner - vor allem bei einer vergleichsweise geringen Einbaudichte am Anfang der Belastung.

Der kantengerundete Schotter RK-20/40 hat sich als vergleichsweise durch Schüttung gut verdichtbar, setzungsarm bei Belastung und stabil gegenüber Kornbruch bei Belastung erwiesen. Es wird deshalb erwartet, dass der kantengerundeten Schotter RK-20/40 für ein setzungsarmes Korngerüst für einen *Dichten Steinasphalt* geeignet ist.

Der *Dichte Steinasphalt* soll durch Verstärken als heißes Mischgut in den Schachtquerschnitt eingebaut werden. Das Mischgut besteht aus einem Zuschlag mit einem relativ engen Kornband

und einem reinen oder gefüllten Destillationsbitumen. Bei einer bitumenverfüllten Schottersäule kommen dabei für das reine Bitumen die Sorte *B70/100* und für das gefüllte Bitumen die Sorte *B160/220* nach DIN EN 12591 zum Einsatz [Rauche et al. 2004].

Die erreichbare Lagerungsdichte des Schotters beim Einbau von *Steinasphalt*-Mischgut ist auch von der Viskosität des Bitumens abhängig. Nur bei genügend hohen Einbautemperaturen ist das Bitumen bzw. das gefüllte Bitumen ausreichend flüssig, um eine ausreichend dichte Lagerung der Schotterkörner zu ermöglichen. Da bei einem Versturz des heißen *Steinasphalt*-Mischgutes durch die begrenzte Fallhöhe und Rückpralleffekte das *Steinasphalt*-Mischgut nur begrenzt verdichtet wird, wurde untersucht, ob sich die Schotterkörner im *Steinasphalt*-Mischgut überhaupt ausreichend dicht ablagern.

Nach dem Versturz des Mischgutes sollte die fiktive Porosität der Schotterkörnung $\leq 40\%$ sein, um gemäß der vorangegangenen Kapitel ausreichend setzungsarm zu sein.

Des Weiteren muss der Anteil des Bitumens bzw. des gefüllten Bitumens in der Mischung derartig bemessen sein, dass der Porenraum zwischen den in Schüttdichte gelagerten Schotterkörnern nahezu vollständig ausgefüllt ist. Der optimale Anteil des Bitumens bzw. des gefüllten Bitumens ist damit maßgeblich von der sich einstellenden Lagerungsdichte bzw. der Porosität des Schotters (ohne Bitumen, nach der Schüttung) abhängig.

Der Bitumenanteil im Mischgut ist optimal, wenn nach dem Einbau der sich einstellende Bitumenspiegel um etwa einen halben Größtkorndurchmesser unter der Oberkante des Schotters liegt. Die freiliegenden Schotterkörner erlauben eine setzungsarme *Korn zu Korn* Verzahnung zwischen den angrenzenden Einbauabschnitten. Für die praktische Anwendung scheint es sinnvoll, eher mit etwas zu geringen Bitumengehalten einzubauen und im Bedarfsfall lokal Bitumen bzw. gefülltes Bitumen zu ergänzen (nachzufüllen).

Für die Untersuchung des Einbauverhaltens des neu entwickelten *Dichten Steinasphaltes* wurden Einbauversuche durchgeführt. Dazu wurden Asphalte mit dem kantengerundeten Schotter RK-20/40 und dem Bindemittel der Sorte B70/100 heiß vorgemischt und in Holzkisten mit den Abmessungen von 35 cm x 35 cm x 40 cm (L x B x T) verstürzt.



Abbildung 16: Verwendete Versuchskisten aus Holz



Abbildung 17: Herstellung des Mischgutes in einem speziellen Mischer

Um das Anhaften des Bitumens an den Holzkisten zu vermindern, wurden die Holzkisten vorher mit einer Füllersuspension eingestrichen, wodurch nach dem Verdunsten der Feuchtigkeit eine feine Gesteinsmehlschicht als Trennmittel zurückblieb (Abbildung 16).

Das Mischgut wurde heiß vorgemischt, wobei ein Asphaltmischer mit einem angepassten Rührwerk für grobe Gesteinskörnungen verwendet wurde (Abbildung 17). Dabei wurde der Schotter und das Bitumen in einem Wärmeschrank vorgewärmt und innerhalb von 1 min gemischt. Das Mischgut wurde danach in Blecheimer a 10 Liter verteilt und kurz zwischengelagert. Das Mischgut wurde dann direkt aus den Eimern verstürzt - meistens über ein Fallrohr mit 25 cm Durchmesser und 80 cm Länge, welches im Bereich der Oberkante der Kisten endete.

In der Abbildung 18 ist die Oberfläche des Mischgutes für einen *Dichten Steinasphalt* mit einem optimalen Bitumengehalt direkt nach dem Einbau dargestellt. Die Oberfläche des Schotters liegt im Bereich des Bitumenspiegels. Während das Bitumen abkühlt, zieht sich dieses etwas zusammen, sodass der Bitumenspiegel absinkt und danach die Schotteroberfläche deutlich hervortritt (Abbildung 19).

Insgesamt wurden 4 Einbauversuche (siehe Teilbericht AP3) durchgeführt. Die Einbauparameter für ein optimales Mischgut sind in Tabelle 9 angegeben.

Tabelle 9: Ergebnisse der Einbauversuche (Kistenversuche) für die untersuchten Materialien

Parameter	Werte
Einbautemperatur beim Versturz	mind. 140 °C
Dichte des Bitumen-Schotters nach dem Einbau	1795 kg/m ³ ± 10 kg/m ³
Porosität des Schotters nach dem Einbau (ohne Bitumen)	39,6 Vol.-% ± 0,3 Vol.-%
Optimaler Bitumengehalt	max. 99,5 % der Porosität des Schotters, Bitumengehalt entsprach 22,7 Ma%

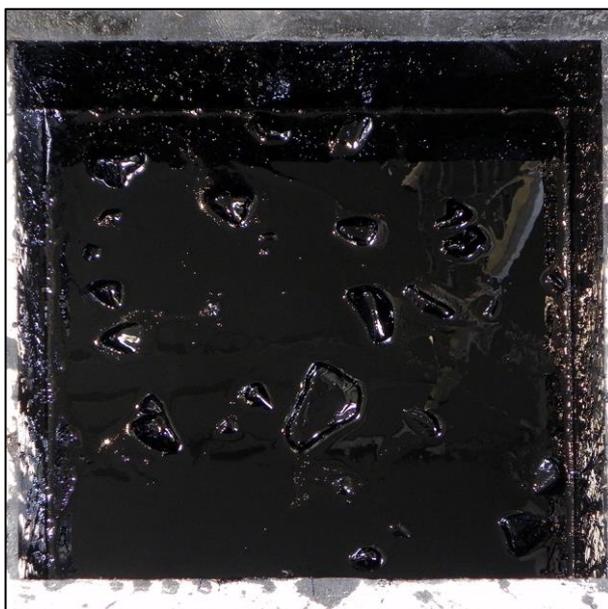


Abbildung 18: Oberfläche des Mischgutes mit einem optimalen Bitumengehalt direkt nach dem Einbau



Abbildung 19: Oberfläche des Mischgutes mit einem optimalen Bitumengehalt direkt nach dem Einbau und Abkühlung

Im Ergebnis der Einbauversuche konnte gezeigt werden, dass es möglich ist, einen *Dichten Stein-asphalt* mittels Versturz einzubauen und dabei Lagerungsdichten des Schotters zu erreichen, welche ausreichend für ein setzungsarmes Korngerüst des Steinasphaltes sind. Dafür hat sich ein kantengerundeter Schotter bewährt, welcher sich gut unter dem Eigengewicht bei Versturz verdichtet. Bei großmaßstäblichen Schüttversuchen mit höheren Massen und Fallhöhen sind Hohlraumgehalte bis ≤ 37 % zu erwarten, die dann mit Bitumen aufgefüllt sind.

Bei einem optimal eingestellten Anteil von Bitumen kann dabei eine nahezu vollständige Sättigung des Korngerüstes erreicht werden, sodass der *Dichte Steinasphalt* eine Abdichtfunktion im Sinne einer hydrostatischen Abdichtung besitzen kann. Der Nachweis dazu wird im Rahmen von halbtechnischen Versuchen noch erbracht (siehe Teilbericht AP4).

3.5 Untersuchungen zum Bentonitdichtelement im Tongestein

3.5.1 Einleitung

Für zukünftige HAW-Endlager können Verschlussysteme nach dem Sandwich-Konzept mit einer Schichtung von Dichtsegmenten (DS) und Äquipotenzialsegmenten (ES) gut geeignet sein, um langfristig, auch unter erschwerten hydraulischen Bedingungen, ihre Funktionsfähigkeit gewährleisten zu können. Die DS bestehen üblicherweise aus einem binären Bentonitgemisch aus Briketts und Granulat. Das Material in den dazwischen geschalteten ES soll dagegen eine um mehrere Größenordnungen höhere hydraulische Leitfähigkeit besitzen. Es besteht meistens aus Sand. Mit den ES soll über die Auflockerungszone (ALZ) im Tongestein oder über lokale Durchbrüche (Fingering) im Dichtungssystem zutretendes Fluid schnell über das Volumen der ES verteilt werden. Dadurch soll die angrenzende DS schnell und homogen befeuchtet werden. Gleichzeitig soll das Material der ES volumenstabil sein, damit der sich in den DS durch die Wasseraufnahme aufbauende Quelldruck nicht durch eine Kompression der ES kompensiert wird.

3.5.2 Materialauswahl für Äquipotenzialsegmente (KIT-CMM)

Am CMM (Competence Center for Material Moisture) des KIT wurde das Material für die Äquipotenzialsegmente (ES) ausgewählt. Untersuchungen fanden an

- a) einem 1-Komponenten-Material (Feinsand N45),
- b) einem 4-Komponenten-Materialmischung und
- c) einer 3-Komponenten-Materialmischung

statt (siehe Teilbericht AP3). An diesen Materialien wurde die kapillare Steighöhe und Steiggeschwindigkeit bestimmt und der Flüssigkeitsverbrauch in Steigversuchen gemessen.

Als Zielwert war - sowohl für destilliertes Wasser, als auch für Salzlösung - eine Steighöhe von 3,5 m vorgegeben, um auch bei Streckenverschlüssen bis zu dieser Querschnittshöhe Äquipotenzialsegmente (ES) realisieren zu können.

Demgegenüber können bei Schachtverschlüssen auch Materialien für Äquipotenzialsegmente (ES) mit geringeren Steighöhen eingebaut werden. Für Äquipotenzialsegmente in Schachtverschlussdichtungssystemen ist ein Einkomponentenmaterial (Feinsand N45) ausreichend.

3.5.3 Laborversuche für die Bestimmung der hydraulischen Parameter für Bentonit (IBeWa, KIT-CMM)

Die Ergebnisse der nachfolgend zusammengefassten Laborversuche fließen in die hydraulische Modellierung von Dichtelementen (siehe Abschnitt 5.5) ein.

Bei der Auswertung der Quelldruckversuche hat sich bewährt, den Quelldruck in Abhängigkeit von der Smektitmasse pro Porenvolumen (kg/m^3) darzustellen. Dadurch können die Ergebnisse für unterschiedliche Bentonite (z.B. unterschiedliche Kationenbelegung und Smektitgehalte) besser vergleichend dargestellt werden (Formel 4).

$$X_S = \frac{F_S \cdot F_B \cdot \rho_d}{1 - \rho_d \cdot \left(\frac{F_B}{\rho_{s_B}} + \frac{F_Z}{\rho_{s_Z}} \right)}$$

Formel 4

ρ_d	Trockendichte	[kg/m ³]
ρ_{s_B}	Reindichte Bentonit	[kg/m ³]
ρ_{s_Z}	Reindichte Zuschlag	[kg/m ³]
X_S	Smektitmasse pro Porenvolumen	[kg/m ³]
F_B	Massenanteil Bentonit	[Ma%]
F_S	Massenanteil Smektit im Bentonit	[Ma%]
F_Z	Massenanteil Zuschlag	[Ma%]

Die totale Porosität kann auf der Basis der Formel 5 aus den ermittelten Dichten - Trocken- und Reindichte - ermittelt werden.

$$n_t = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}$$

Formel 5

n_t	- totale Porosität
ρ_d	- Trockendichte [kg/m ³]
ρ_s	- Reindichte [kg/m ³]

Das reine Feststoffvolumen wird dem Gesamtvolumen (einschließlich Porenvolumen) eines Materials gegenübergestellt. Die im Ergebnis ermittelte Porosität wird als totale Porosität (n_t , Gesamtporenvolumen in einem Feststoff) bezeichnet.

Auf der Grundlage der totalen Porosität, des Wassergehaltes (w) und der Dichte der Porenflüssigkeit (ρ_w) kann nach der Formel 6 die Sättigung des Porenraumes (S_w) berechnet werden.

$$S_w = \frac{w_L \cdot \rho_d}{\rho_w \cdot n_t}$$

Formel 6

S_w	- Sättigung des Porenraumes
n_t	- totale Porosität
ρ_d	- Trockendichte [kg/m ³]
ρ_w	- Dichte der Porenraumflüssigkeit [kg/m ³]

Der Quelldruck wurde in Druckzellen entsprechend der schematischen Darstellung in Abbildung 20 gemessen. Das Konzept der Quelldruckzellen wurde vom Institut für Gebirgsmechanik GmbH, Leipzig, übernommen. Für Untersuchungen wurden aus Edelstahl 6 Quelldruckzellen hergestellt und mit Kraftmessdosen für die Messung des axialen Quelldruckes und mit der erforderlichen Drucksensorik für die Messung des Fluiddruckes instrumentiert. Die Zellen ermöglichen Quelldruckuntersuchungen für Materialproben mit einem Durchmesser von 50 mm und einer Länge ≤ 50 mm.

Für den Einbau des Bentonits in die Quelldruckzelle wurden die Briketts mittels Mörser vorzerkleinert, in den Probenzylinder eingebaut und mittels einer Presse auf die angestrebte Einbaudichte bei einer Länge des Probenkörpers von ca. 50 mm verdichtet.

An den Proben der Quelldruckuntersuchungen wurde die Lösungspermeabilität bestimmt. Ziel der Untersuchungen war, die Flüssigkeitspermeabilität unter dem Einfluss des aufgebrachtten Flüssigkeitsdruckes bei unterschiedlichem Quelldruck in den Proben zu bestimmen.

Der verwendete Calciumbentonit besteht zu ca. 75 Ma% aus Montmorillonit. Als weitere Tonminerale sind geringe Mengen an Illit/ Muskovit, Kaolinit und ein Kaolinit-Smektit-mixed-layer-Mineral mit Smektit-schichtanteilen von 5 Ma% bis 20 Ma% bestimmt worden. Außerdem sind geringe Begleitmineralanteile an Quarz und Plagioglas sowie Spuren von Calcit und Dolomit enthalten. Die Ergebnisse der mineralogischen Zusammensetzung sind in Tabelle 10 angegeben und den Erfahrungswerten aus der Literatur und den Angaben des Herstellers des Calciumbentonits (Calcigel) gegenübergestellt.

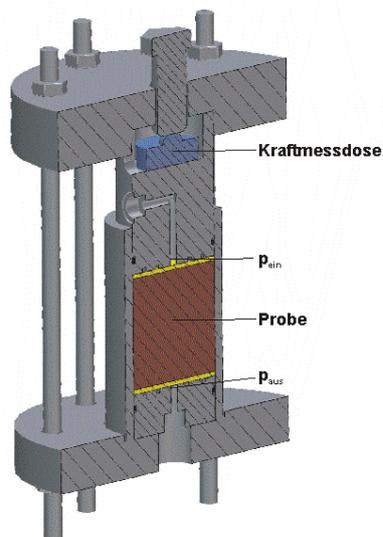


Abbildung 20: Druckzelle für die Quelldruckversuche (IBeWa)

Tabelle 10: Mineralogische Zusammensetzung Calcigel

Parameter / Eigenschaft		Ergebnisse (Anzahl der Bestimmungen)	Produkt- Information Calcigel [Clariant]	weitere Quelle [Engelhardt]
	Einheit			
Montmorillonit	[Ma%]	73,5 – 75 (4)	60 – 70	66
Illit/ Muskovit		4,5 (4)		
Muskovit			1 – 6	
Kaolinit		3 – 4 (4)	1 – 2	
Quarz		11 – 13 (4)	6 – 9	
Plagioglas		3 – 4 (4)	1 – 4	
Calcit		1 (4)		
Dolomit		1 – 1,5 (4)		
andere Minerale				5 – 10
Kationenaustauschkapazität	[meq/100 g]			62,0
spezifische Oberfläche	[m ² /g]			493

Der Wassergehalt der getrockneten Presslinge hängt von der Trocknungstemperatur ab. Die Ergebnisse sind in Tabelle 11 zusammengefasst.

Tabelle 11: Zusammenfassung der gemessenen Wassergehalte für Calcigel

	Trocknungstemperatur [°C]				Bei 33 % Gleichgewichts- luftfeuchte
	40 °C	60 °C	105 °C	250 °C	
Mittlerer Wassergehalt [%] (Probenanzahl)	5,5±0,1 (13)	8,6±0,2 (13)	11,4±0,2 (13)	13,1±0,2 (13)	8,1±0,03 (10)

An den bei 40°C, 60°C, 105°C und bei ca. 33 % relativer Luftfeuchtigkeit getrockneten Presslingen wurde die Reindichte mittels Gaspyknometer bestimmt (jeweils drei Proben). Die Ergebnisse sind in Tabelle 12 zusammengefasst.

Tabelle 12: Reindichte des Calcigels

Probennummer	Trocknungsart	Reindichte	Mittelwert Reindichte
		[g/cm ³]	[g/cm ³]
P231-1/37	40 °C Ofentrocknung	2,460	2,465±0,004
P231-1/38		2,468	
P231-1/39		2,467	
P231-1/40	60 °C Ofentrocknung	2,567	2,565±0,009
P231-1/41		2,573	
P231-1/42		2,556	
P231-1/43	105 °C Ofentrocknung	2,692	2,685±0,011
P231-1/44		2,673	
P231-1/45		2,691	
P231-1/7	250 °C Ofentrocknung	2,753	2,753±0,002
P231-1/8		2,751	
P231-1/9		2,754	
P231-1/17	Gleichgewichtswassergehalt 33 %	2,531	2,533±0,006
P231-1/18		2,528	
P231-1/19		2,539	

Ca. 40 % des im Bentonit enthaltenen Wassers wurden bereits bei einer Trocknung bei 40 °C nachgewiesen. In den weiteren Trocknungsschritten reduziert sich der Anteil des entzogenen Wassers deutlich. Wird die Trocknungstemperatur um das ca. 2,5-fache von 100 °C auf 250 °C erhöht, bewirkt dies nur noch eine vergleichsweise geringe Änderung des Wassergehaltes in der Größenordnung von ca. 15 % des Gesamtwassergehaltes.

Aus diesen Bestimmungen resultiert folgende Trockendichte der eingebauten Calcigel-Presslinge (Tabelle 13).

Tabelle 13: Trockendichte der Calcigel-Presslinge

Zustand der Proben	Mittlere Trockendichte (Anzahl)
	[g/cm ³]
40 °C Ofentrocknung	1,54±0,14 (6)
60 °C Ofentrocknung	1,50±0,14 (6)
105 °C Ofentrocknung	1,46±0,14 (6)
250 °C Ofentrocknung	1,44±0,13 (6)
Gleichgewichtswassergehalt 33 %	1,51±0,14 (6)

Die Trockendichte der bei einer Gleichgewichtswassergehalt von 33 % getrockneten Proben liegt in der Größenordnung der Ergebnisse der Ofentrocknung bei 60 °C.

Daraus folgen die in Abbildung 21 und Abbildung 22 dargestellten Ergebnisse für die totale Porosität (Formel 5) und den Sättigungsgrad (Formel 6) der Bentonitproben.

Die Ergebnisse zum Sättigungsgrad zeigen den Einfluss der Trocknungsmethode auf die Anfangssättigung der Proben. Daraus folgt eine Unschärfe bei der Beurteilung der Zweiphasenströmung unter dem Einfluss des sättigungsabhängigen Kapillardruckes und der ebenfalls sättigungsabhängigen effektiven Phasenpermeabilität.

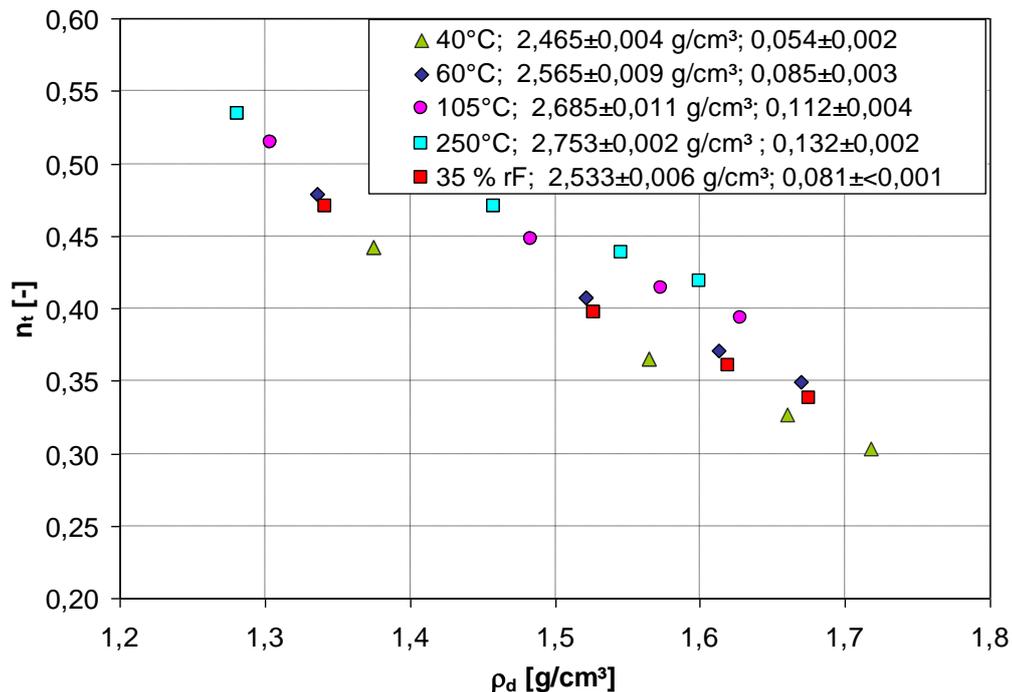


Abbildung 21: Totale Porosität n_t in Abhängigkeit von den Trockendichte ρ_d aus den unterschiedlichen Trocknungsmethoden (in der Legende nach der Temperaturangabe: 1. Wert: Reindichte, 2. Wert: Wassergehalt)

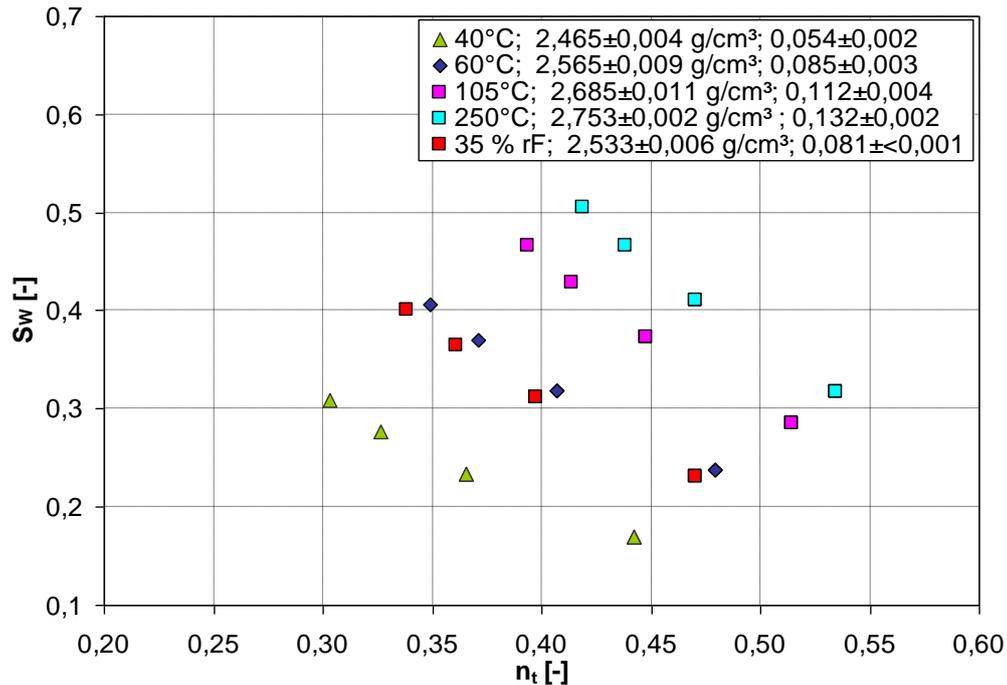


Abbildung 22: Sättigung S_w in Abhängigkeit von der totalen Porosität n_t (aus Abbildung 21) und vom Wassergehalt bei den unterschiedlichen Trocknungsmethoden (in der Legende nach der Temperaturangabe: 1. Wert: Reindichte, 2. Wert: Wassergehalt)

Es wurden 6 Quelldruckversuche durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 14 zusammengefasst.

Tabelle 14: Versuchsergebnisse der Quelldruckmessungen

	P231-1/31	P231-1/32	P231-1/33	P231-1/34	P231-1/35	P231-1/36
Beginn der Messung	19.09.2014	27.10.2014				
Ende der Messung	02.04.2015					
Einbaudichte feucht [g/cm^3]	$1,81 \pm 0,04$	$1,75 \pm 0,04$	$1,65 \pm 0,03$	$1,65 \pm 0,03$	$1,45 \pm 0,03$	$1,45 \pm 0,03$
$p_{Q, \max}$ [MPa]	3,68	2,21	1,81	1,17	0,51	0,42
n_t [%]	$37,0 \pm 1,3$	$39,2 \pm 1,3$	$42,6 \pm 1,2$	$42,6 \pm 1,2$	$49,6 \pm 1,1$	$49,6 \pm 1,1$
S_w [%]	$99,4 \pm 13,8$	$80,5 \pm 13,0$	$78,9 \pm 12,0$	$77,4 \pm 12$	$76,6 \pm 10,3$	$69,8 \pm 10,3$
Δm_w ($S=\max$) [cm^3]	$36,0 \pm 0,05$	$30,8 \pm 0,05$	$32,9 \pm 0,05$	$32,3 \pm 0,05$	$37,2 \pm 0,05$	$33,9 \pm 0,05$
X_s [kg/m^3]	3040 ± 240	2780 ± 220	2410 ± 180	2410 ± 180	1820 ± 130	1820 ± 130

Die Quelldruckergebnisse in Tabelle 14 zeigen erwartungsgemäß einen Anstieg des Quelldruckes mit zunehmender Einbaufeuchtdichte. Für die maximale Einbaufeuchtdichte von $1,81 \text{ g}/\text{cm}^3$ ergibt sich ein axial gemessener Quelldruck von 3,68 MPa bei einer Flüssigkeitssättigung der Probe von 99,4%.

In Abbildung 23 ist als Ergebnis der Versuche der Quelldruck in Abhängigkeit der Smektitmasse X_s pro Porenvolumen (kg/m^3) (siehe Formel 4) dargestellt. Die im Rahmen des ELSA-Projektes erhaltenen Ergebnisse ordnen sich am oberen Rand der Erfahrungswerte zum Quelldruck von Calcigel ein

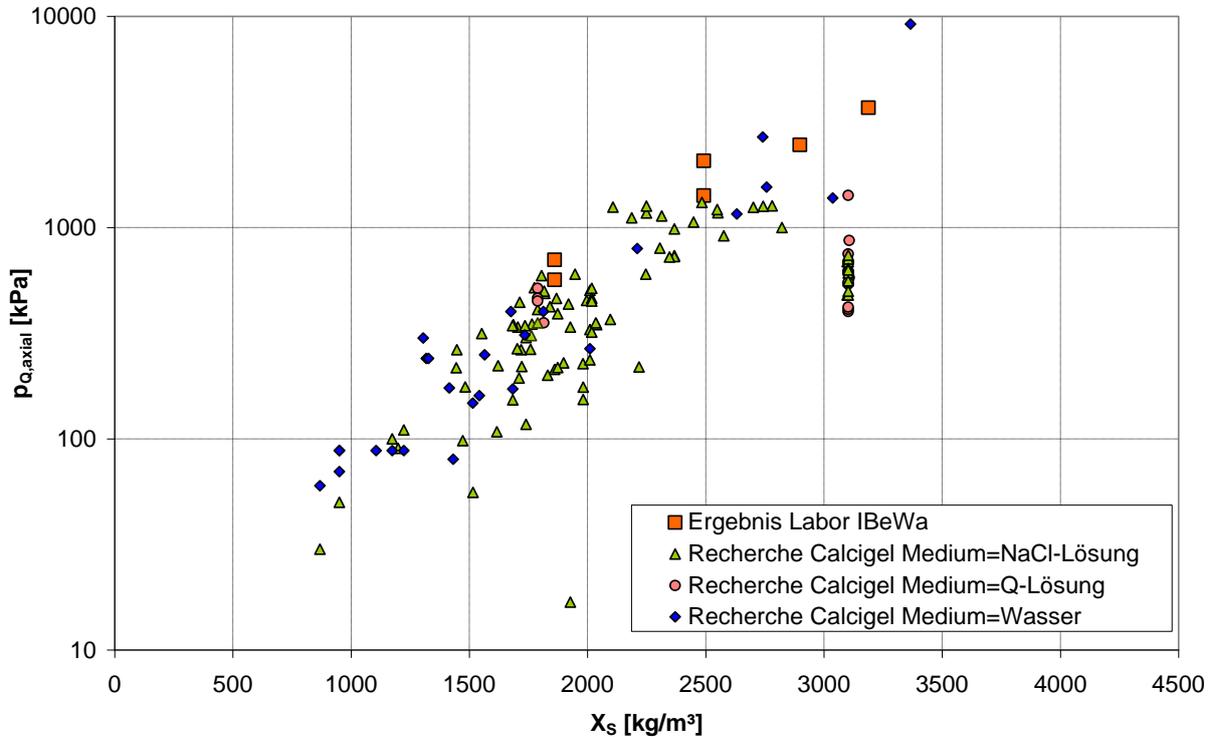


Abbildung 23: Quelldruck von Calcigel in Abhängigkeit von X_s (ohne Differenzierung des Einflusses der Testlösung, der Kationenbelegung, der Versuchsmethodik der Quelldruckversuche und der Trocknungsmethodik) nach bisherigen Ergebnisse von IBeWa und des Institutes für Bergbau und Spezialtiefbau und Literaturangaben von [Herbert et al., 2006], [Miehe et al. 2003] und [Rothfuchs et al., 2005].

An den Proben der Quelldruckuntersuchungen wurden instationäre Permeabilitätstests bei unterschiedlichem Flüssigkeitsdruck durchgeführt. Ziel der Untersuchungen war, die Flüssigkeitspermeabilität unter dem Einfluss des angewendeten Flüssigkeitsdruckes bei unterschiedlichem Quelldruck in den Proben zu ermitteln. Die Ergebnisse zeigt Abbildung 24.

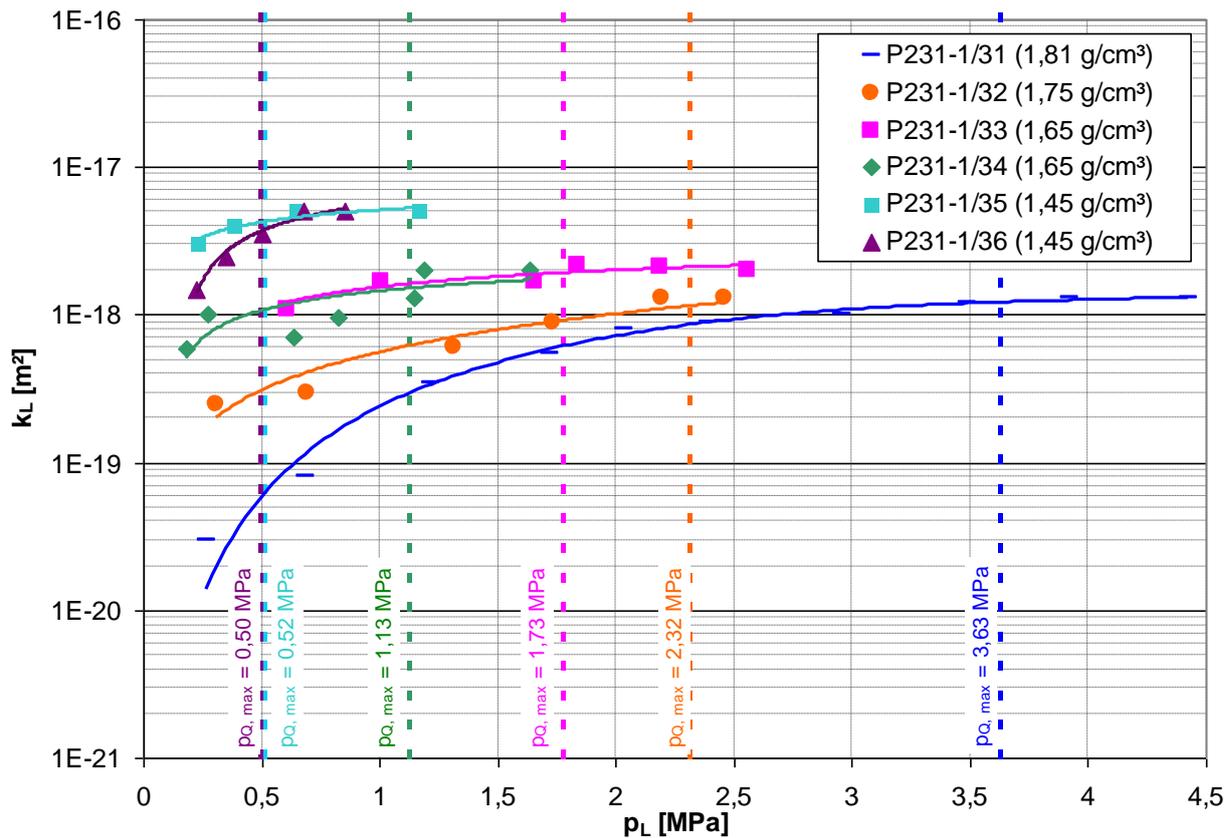


Abbildung 24: Permeabilität der Proben der Quelldruckuntersuchungen in Abhängigkeit vom Testdruck (k_L – Lösungspemeabilität, p_L – Flüssigkeitsdruck, p_q – Quelldruck)

Mit Zunahme der Einbaudichte (feucht) verringert sich die Anfangspermeabilität. Mit zunehmendem Flüssigkeitsdruck steigt die Permeabilität und nähert sich einem Endwert, wenn die Flüssigkeitsdruckbelastung die Höhe des jeweiligen Quelldrucks erreicht. Wenn der Flüssigkeitsdruck höher ist als der Quelldruck, bleibt die Permeabilität für Wasser annähernd konstant.

Theoretisch ist die Permeabilität, unabhängig vom wirkenden Druckgradienten, ein konstanter Gesteinsparameter. Praktisch kann der Einfluss hydro-mechanischer Effekte besonders bei sehr kleiner Permeabilität nicht vernachlässigt werden. Im vorliegenden Fall ist die (sehr geringe) Permeabilität vom Flüssigkeitsdruck abhängig. Dies deutet darauf hin, dass die Strömungsvorgänge im Bentonit sehr komplex sind und der Porenraum sich möglicherweise verändert, während er mit Flüssigkeit durchströmt wird, und dabei sich ein Quelldruck aufbaut.

Für die Charakterisierung eines Bentonits und die Ermittlung von Eingangsparametern für Modellrechnungen zu Strömungsprozessen in einer Bentonitdichtung muss die Trocknungsmethodik gezielt ausgewählt werden. Die Trocknungsmethodik muss auch berücksichtigt werden, wenn Ergebnisse miteinander verglichen werden. Die Trocknungsbedingungen bei ca. 33 % relativer Luftfeuchte werden für in-situ-Bedingungen im Salz als repräsentativ angesehen. Inwiefern dies für Tongesteinsbedingungen zutrifft, konnte auf Grund fehlender Daten bisher noch nicht geprüft werden. Aktuell wird die Trocknung bei ca. 33 % relativer Luftfeuchte favorisiert und empfohlen. Bei Berücksichtigung des Versuchs- und Zeitbedarfes für die Ofentrocknung wird vorgeschlagen, alternativ bei 60 °C den Wassergehalt zu bestimmen. In diesem Fall beträgt der Kapillardruck ca. 2,8 MPa und die relative Permeabilität für Wasser $k_{rel,w} = 0,1$ (siehe Abbildung 25). Daraus folgt, dass im initialen Zustand eine Flüssigkeitsströmung bei einem Zehntel der absoluten (intrinsic) Permeabilität des Bentonits erfolgt.

Die in Abbildung 25 dargestellten Auswirkungen der Trocknungsbedingungen der Bentonitproben auf die bestimmenden Parameter der Zweiphasenströmung (Kapillardruck, relative Permeabilität) haben deutlichen Einfluss auf den Beginn und den Verlauf des Strömungsprozesses in einer Bentonitdichtung. Sie führen in einer modellgestützten Prognose zu einer Schwankung des Prognosehorizontes (siehe Abschnitt 5.5).

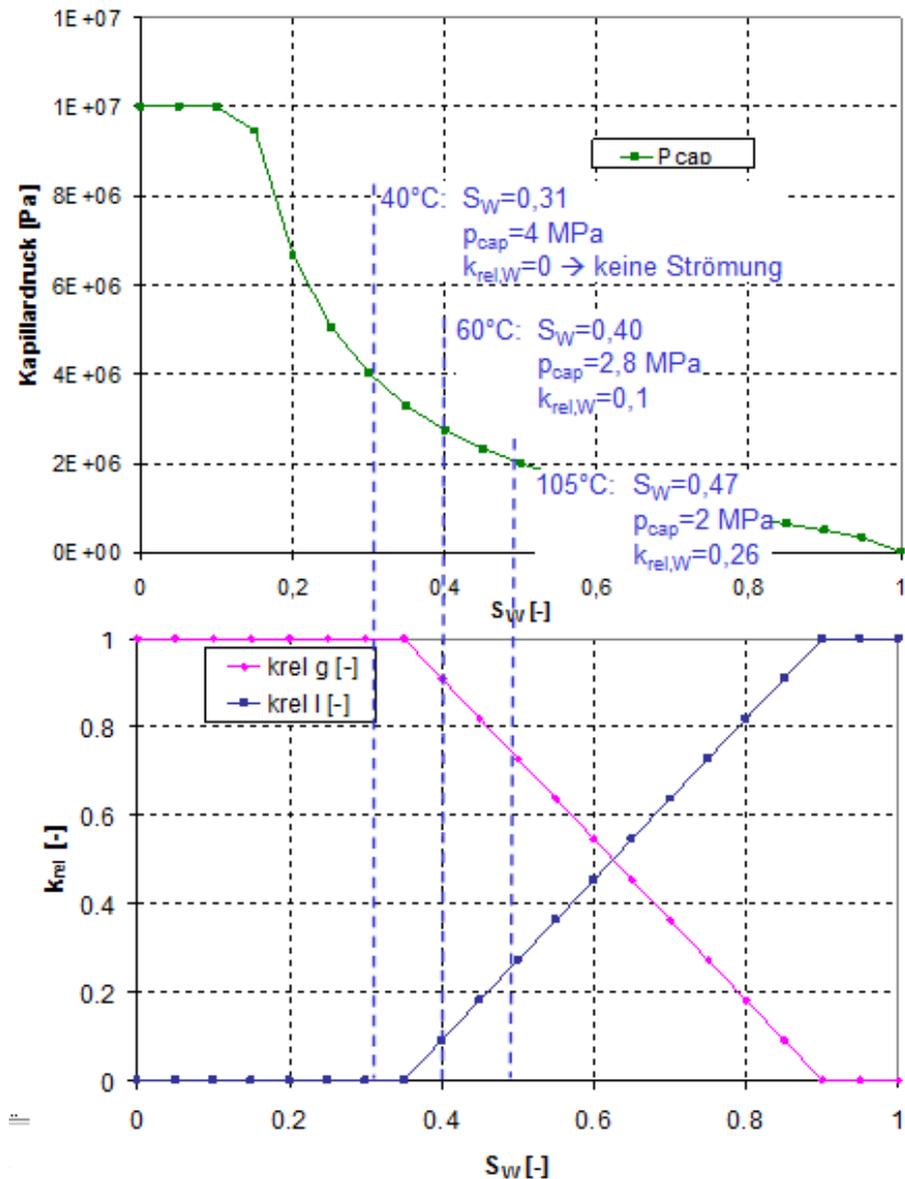


Abbildung 25: Darstellung des Einflusses der initialen Sättigung auf den Kapillardruck und die relative Phasenpermeabilität

Die im vorliegenden Abschnitt zusammengefassten Ergebnisse fließen in die Untersuchungen zur hydraulischen Modellierung (siehe Abschnitt 5.5) ein. Das Resümee dieser Untersuchungen ist dort beschrieben.

4 HALBTECHNISCHE VERSUCHE (AP4)

4.1 Versuchsorte

Die halbtechnischen in-situ-Versuche wurden an folgenden Versuchsorten durchgeführt:

Versuchsort 1 (Steißfurt-Steinsalz) in der Grube Sondershausen:

- Zwei Muldenversuche zur Verdichtung von Salzgrus-Ton-Gemischen (siehe Abschnitt 4.2.2)

Versuchsort 2 (Steißfurt-Steinsalz) in der Grube Sondershausen:

- Großbohrlochversuch 1 mit MgO-Beton C3 (siehe Abschnitt 4.3.2)
- Vier Bohrlochversuche mit Bitumen und Asphalt im Steinsalz (siehe Abschnitt 4.4)

Versuchsort 3 im Steinbruch Marxgrün:

- Zwei Gesenkversuche zur Verdichtung von Salzgrus-Ton-Gemischen (siehe Abschnitt 4.2)

Versuchsort 4 (Steißfurt-Steinsalz) in der Grube Teutschenthal:

- Großbohrlochversuch 2 mit MgO-Beton C3 (siehe Abschnitt 4.3.3)

Versuchsort 5 in der Tongrube Wiesa:

- Vier Bohrlochversuche mit Bitumen und Asphalt im Ton (siehe Abschnitt 4.4.4)

Weiterhin wurden halbtechnische Versuche (HTV) zum Test des Sandwich-Dichtsystems in der Stahlrohrversuchsanlage in der Versuchshalle des Institutes für Bergbau und Spezialtiefbau durchgeführt (siehe Abschnitt 4.5).

4.2 Füllsäulen aus verdichtetem Seinsalz

4.2.1 Einleitung

Die halbtechnischen Versuche dienen der Erprobung der Verdichtbarkeit der im Abschnitt 3.1 beschriebenen Salzgrus-Ton-Gemische (STG-1 bzw. Knorr-EBSM, STG-2 bzw. OBSM, STG-3 bzw. mOBSM) mit unterschiedlichen Verdichtungsgeräten (Verdichtungsenergien) unter technisch relevanten Bedingungen. Insgesamt wurden vier halbtechnische Verdichtungsversuche durchgeführt. STV-1 in der Mulde 1, STV-2 in der Mulde 2 (Versuchsort 1), STV-3 und STV-4 im Versuchsort 3.

Unter anderem hatten die Versuche folgende Ziele:

- Erprobung geeigneter Rüttler; Anpassung der Schichthöhe an die Verdichtungstiefe der Rüttler; Frequenz- und Amplitudenanpassung zur Verdichtungsoptimierung.
- Erprobung der Impulsverdichtung - insbesondere im Randbereich; Optimierung der Schichthöhe für die Verdichtung (Zusammenarbeit mit TERRA-MIX und TS-BAU).
- Analyse und Porenraumcharakterisierung der verdichteten Materialien und Materialgemische unter Anwendung mikrostruktureller Untersuchungen; Vergleich der Ergebnisse mit den Ergebnissen aus den Laborversuchen (Abschnitt 3.1.3) zur Verifizierung der Übertragbarkeit.

4.2.2 Konventionelle Verdichtung von Salzgrus-Ton-Gemischen

Die Verdichtungsversuche STV-1 und STV-2 wurden in zwei Versuchsmulden im Versuchsort 1 in der Grube Sondershausen durchgeführt. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 26 dargestellt. Getestet wurden die Materialien STG-1 (EBSM) und die STG-2 (OBSM) (siehe Tabelle 6).

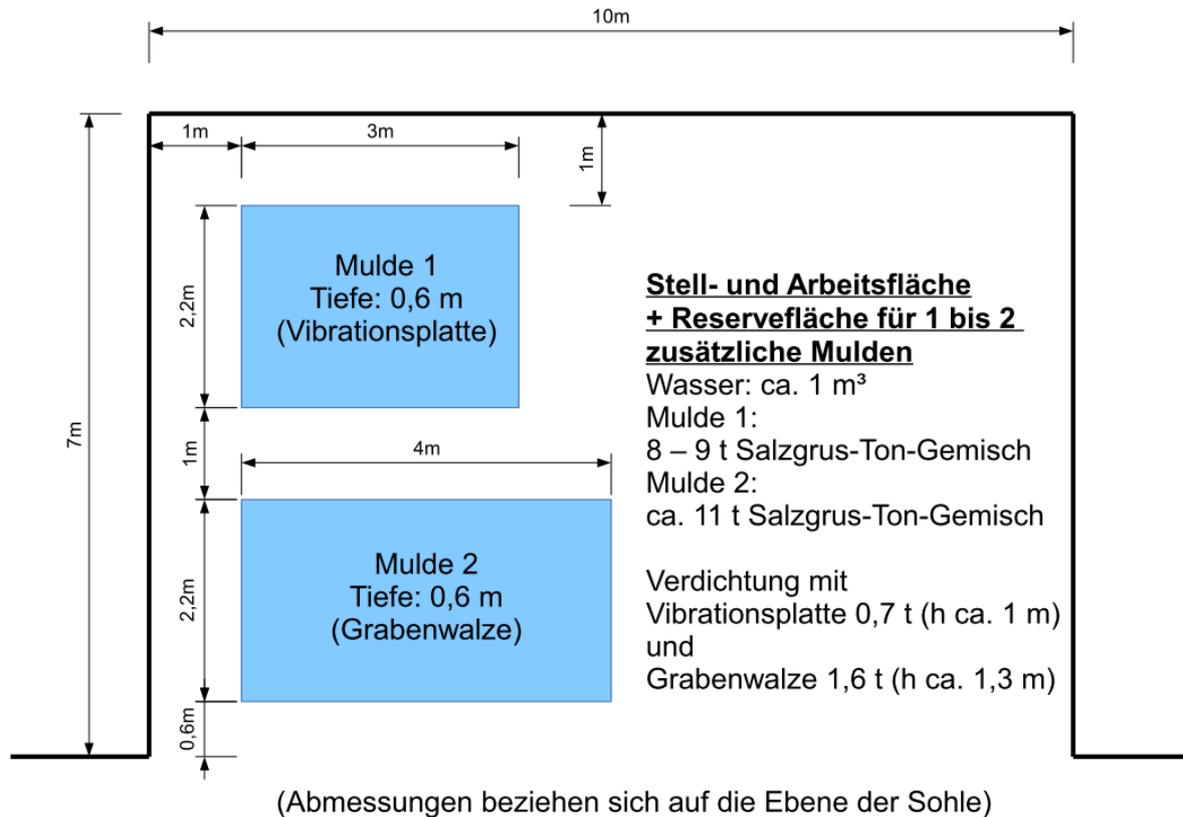


Abbildung 26: Anordnung der Mulden zur Erprobung der Rüttelverdichtung am Versuchsort 1

Eingesetzt wurden folgende Verdichtungsgeräte (siehe Tabelle 15).

Tabelle 15: Betriebsparameter der eingesetzten Verdichtungsgeräte (RP = Rüttelplatte)

Bezeichnung	Typ	Betriebsgewicht	Frequenz	Zentrifugalkraft
RP1	Wacker Neuson DPU 2550H	166 kg	90 Hz	25 kN
RP2	Wacker Neuson DPU 6055	455 kg	69 Hz	60 kN
RP3	Bomag BPR 100/80 D	720 kg	56 Hz	100 kN
GW	Universalwalze Wacker Neuson RT 82-SC	1450 kg	42 Hz	34,2 / 68,4 kN min. / max.

Neben den verschiedenen Betriebsgewichten und den verschiedenen Zentrifugalkräften der Erregersysteme spielt auch die Geometrie der Aufstandsfläche (gleich Verdichtungsfläche) eine wichtige Rolle.

Während die Vibrationsplatten ihre Verdichtungsenergie auf ihre relativ große rechteckige Aufstandsfläche verteilen, wird bei der Grabenwalze die Verdichtungsenergie eher über die linienförmige Aufstandsfläche der zylinderförmigen Bandagen in den Untergrund eingetragen.

Des Weiteren waren die Bandagen der Grabenwalze mit Schafffüßen versehen, welche eine kne-
tende Wirkung auf das Verdichtungsgut haben und besonders bei bindigen Materialien von Vorteil
sind. Da die STG bis zu 15% Tonanteil aufwiesen, wurden auch Schafffußbandagen verwendet.

Die Konturen der Mulden wurden mittels eines Laserscanners LMS Z390 der Firma Riegel drei-
dimensional erfasst. Das Ziel der 3D-Scans war, die Konturen beider Mulden so exakt wie möglich
zu erfassen, um für die Einbauversuche die Volumenberechnung der eingebauten Einzelschich-
ten zu erleichtern. Dazu wurde aus den 3D-Daten das Volumen der Mulden in Abhängigkeit von
der jeweiligen Einbauhöhe berechnet.

Die Oberfläche der verdichteten Schichten wurde an 30 Punkten in Mulde 1 und an 32 Punkten
in Mulde 2 jeweils nach den verschiedenen Übergängen mit den verschiedenen Verdichtungsge-
räten einnivelliert und damit die Einbauhöhe nach der Verdichtung bestimmt. Aus den bestimmten
Volumina und den eingewogenen Massen wurde die Dichte berechnet.

In der Versuchsmulde 1 (Verdichtung mit Rüttelplatte) wurde ausschließlich das STG-2 (OBSM)
in 5 Einzellagen mit Lagendicken zwischen 8,4 cm und 17,0 cm eingebaut und verdichtet.

In der Versuchsmulde 2 (Rüttelplatte zur Vorverdichtung und Grabenwalze zur Hauptverdichtung)
wurden zuerst 4 Lagen mit je ca. 11 cm Lagendicke mit STG-2 (OBSM) und anschließend 2
Lagen mit je 10,5 cm Lagendicke mit STG-1 (EBSM) eingebaut und verdichtet. Die angegebenen
Lagendicken sind die Höhen nach der Verdichtung.

Um die Wirkung der Verdichtungsgeräte zu untersuchen, wurde der Verdichtungsablauf variiert
und dabei das Verdichtungsergebnis bewertet. Die Auswahl der Geräte und der Verdichtungsab-
lauf wurden an Hand der Erfahrungen mit vergleichbaren Böden im Erdbau festgelegt. Anhand
des Verhaltens der Verdichtungsgeräte und des Einbaumaterials konnte relativ einfach das Ver-
dichtungsergebnis bewertet werden. Gerade im Bereich der maximalen Verdichtung ist meistens
ein "Aufspringen" der vibrierenden Verdichtungsgeräte deutlich zu beobachten, wobei ein Aufbre-
chen der Materialoberfläche ein sicheres Indiz für eine Überverdichtung ist.

In der Versuchsmulde 1 wurde die RP1 ausschließlich zur Vorverdichtung eingesetzt. In der nach-
folgenden Verdichtung wurde sowohl die mittelschwere RP2 als auch die schwere RP3
eingesetzt.

In der Versuchsmulde 2 wurden alle Möglichkeiten der Vorverdichtung (RP1, RP2, RP3, GW)
getestet. Für die Hauptverdichtung wurde hauptsächlich die Grabenwalze (GW) verwendet. In
Einzelfällen wurde die schwere RP3 mit 50 % der Amplitude eingesetzt.

Das eingebaute Material wurde meistens mit der leichtesten Vibrationsplatte RP1 vorverdichtet
(Abbildung 27). Eine Vorverdichtung des frisch eingebauten Materials ist notwendig, um die Ober-
fläche mit der schweren Vibrationsplatte befahren werden kann. In einem Testlauf in der Lage 4
der Mulde 2 stellte sich heraus, dass die mittelschwere Vibrationsplatte RP2 problemlos für die
Vorverdichtung einsetzbar war. Ein Testlauf zur Vorverdichtung mit der schweren Vibrationsplatte
RP3 (siehe Abbildung 28) wurde nach einer Bahn abgebrochen, da die Vibrationsplatte einsank
und Material aufgeschoben wurde.

Beim Einsatz der Vibrationsplatten trat eine sich verstärkende Staubentwicklung (Abbildung 28)
während der Verdichtung auf. Diese war auf das Ausschlagen der Feinbestandteile aus der Ober-
fläche zurückzuführen. Bei fortschreitender Verdichtung kam es dann zusätzlich zum
Ausschlagen größerer Bestandteile bis hin zur stellenweise Zertrümmerung der Oberfläche. Das
Material STG-2 (OBSM) neigte in dem Zusammenhang eher zu Oberflächenschäden als das
Material STG-1 (EBSM). Die Schädigung der Oberfläche konnte verringert werden, indem die
letzten Verdichtungsdurchgänge mit der schweren Vibrationsplatte RP3 nicht mehr mit voller Vib-
rationsleistung durchgeführt wurden, sondern nur noch mit halber Amplitude.

Das Salzgrus-Ton-Gemisch ließ sich, unabhängig von der Rezeptur, innerhalb weniger Überfahrten relativ schnell verdichten. Beim Einsatz der Vibrationsplatten zeigte sich dieser Umstand sehr schnell am Einsetzen der "Überverdichtung". Ab diesem Zeitpunkt begannen die Vibrationsplatten, unruhig zu laufen und bei weiterer Verdichtung aufzuspringen. Bei diesen Anzeichen wurde die Verdichtung meist abgebrochen (Abbruchkriterium). Eine Überverdichtung trat typischerweise nach ein bis zwei Überfahrten mit der großen Vibrationsplatten RP2 oder RP3 auf.



Abbildung 27: Vorverdichtung einer Lage mit der leichten Rüttelplatte RP1 (Versuchsmulde, STG-2 - OBSM)



Abbildung 28: Staubentwicklung bei der Verdichtung mit der schwersten Rüttelplatte RP3 (Versuchsmulde 1, STG-2 - OBSM)

Eine starke Staubentwicklung trat beim Einsatz der Universalgrabenwalze (GW) nicht auf. Auch sprang die Grabenwalze nicht bei starker Verdichtung. Aufgrund der großen Masse neigte sie allerdings zum Aufschieben des Materials. Vor allem an den Start- und Endpunkten der Verdichtungsbahnen kam es immer wieder zur Ausbildung von „Bodenwellen“, die sich nicht mehr eibnen ließen (Abbildung 29).

Das größte Problem beim Einsatz der Universalgrabenwalze mit maximaler Vibration war die Oberflächenzerstörung. Bei maximaler Vibration kam es zum schollenartigen Ablösen großer Oberflächenbereiche vor den Walzen, die in Fahrtrichtung weiter verschoben wurden. Beim Einsatz der Vibration mit halber Amplitude trat dieses Problem nicht in dieser Form auf. Beim Einsatz der Universalgrabenwalze (GW) kam es während der Verdichtung manchmal zum Wegdriften von der geplanten Bahn; dabei wurde zum Teil ebenfalls Material mit weggeschoben.

Bei der Untersuchung der in situ gemischten Rezepturen hat sich herausgestellt, dass der eingesetzte Zwangsmischer nicht geeignet war, um ein homogenes Mischgut herzustellen. Das Material haftete teilweise im Mischer an und entmischte sich teilweise beim Entleeren. Außerdem war der Wassergehalt des Mischgutes von durchschnittlich 2,9 Ma% wahrscheinlich zu niedrig.



Abbildung 29: Oberflächenstruktur nach der Verdichtung mit der Grabenwalze (Versuchsmulde 2, STG-1 - EBSM)

Bei der Rezeptur STG-2 (OBSM) wurde bei dem lagenweisen Einbau mit Lagenstärken von ca. 10 cm eine Porosität zwischen 17 % und 18 % erreicht. Durch die Tiefenwirkung der Verdichtungsgeräte wurden die einzelnen Lagen mehrfach nachverdichtet.

Die Rezeptur STG-1 (EBSM) wurde nur in den oberen 2 Lagen der Mulde 2 erprobt, wobei eine Porosität von ca. 14 % erreicht wurde. Da bei den beiden obersten Lagen der Einfluss einer Nachverdichtung kaum auftritt, ist zu erwarten, dass die Porosität weiter gesenkt werden könnte, wenn die Lagen überschüttet werden.

In den Versuchen STV-1 und STV-2 wurde aus den praktischen Erfahrungen abgeleitet, dass für eine Vorverdichtung des locker eingebauten Salzgrus-Ton-Gemisches eine leichte Rüttelplatte

mit weniger als 200 kg Betriebsgewicht optimal ist. Mit einem spiralförmigen Überfahren der Verdichtungsfläche wird bereits nach 2 Überfahrten ein optimales Verdichtungsergebnis für die leichte Vorverdichtung erreicht. Danach sollte in einem weiteren Verdichtungsübergang mit einer schweren Vibrationsplatte mit mindestens 600 kg und einer regelbaren Amplitude nachverdichtet werden. Auch dabei reichen 2 spiralförmige Überfahrten aus, um ein optimales Verdichtungsergebnis zu erhalten. Bei der ersten Überfahrt sollte die Amplitude zunächst auf ein Mindestmaß abgesenkt werden und erst bei der 2. Überfahrt kann die Amplitude auf das Maximalmaß erhöht werden.

Die bei den Versuchen mit konventioneller Verdichtungstechnik (Rüttelplatten und Grabenwalze) erreichte Porosität ist mit 14 % beim Material STG-1 und ca. 18 % beim Material STG-2 gering bis sehr gering. Eine Porosität der neu entwickelten Salzgrus-Tongemische von unter 10 %, die erst eine ausreichend niedrige Permeabilität des Salzgrus-Ton-Gemisches erwarten lässt, kann allerdings mit konventioneller Verdichtungstechnik (Rüttelplatten, Grabenwalzen) aus dem Straßenbau nicht erreicht werden. Für eine Verdichtung bis zu einer Porosität von unter 10 % muss deshalb eine andere Verdichtungstechnologie verwendet werden. Als weitere Verdichtungstechnologie wurde deshalb die Impulsverdichtung getestet.

4.2.3 Vorversuch zur Impulsverdichtung

Bei der Impulsverdichtung fällt ein Fallgewicht (z.B. 9 t) aus einer einstellbaren Höhe (z.B. 1,2 m) auf einen meist runden Stahlverdichterfuß (siehe Abbildung 30). Die Fallmasse wird mehrfach angehoben und fallen gelassen. Die Schlagfrequenz beträgt 40 - 60 Stöße pro Minute. Die Verdichtungseinheit ist am Ausleger eines Hydraulikbaggers befestigt.

Die Impulsverdichtung wurde erstmals im Sommer 2013 auf dem Betriebsgelände der Firma TerraMix in Wettmanstätten (Österreich) getestet. Die Masse des Fallgewichtes betrug 9 t. Dies ermöglichte bei einer Fallhöhe von 1,2 m eine Verdichtungsenergie von ca. 106 kJ/Schlag. Der Verdichtungsfuß, auf den das Fallgewicht fällt, hatte einen Durchmesser von 800 mm (siehe Abbildung 30, links unten und rechts).

Für diesen Versuch wurden in Sondershausen 2 t der Ausgangsmischung STG-1 (EBSM) aus 85 % Salzgrusgemisch und 15 % Friedländer Ton trocken gemischt und in Big-Bags verpackt (siehe Abbildung 30, links oben). Vor Ort in Wettmannstätten wurde in einem Zwangsmischer die Trockenmischung portionsweise mit 4 % Wasser vermischt und lagenweise in 26 Schichten von ca. 50 kg in einen Stahlzylinder (D = 1 m, H = 1,34 m) eingebaut und danach der Verdichtungsversuch durchgeführt (siehe Abbildung 30, rechts). Die Probe hatte nach dem Einbau eine Höhe von ca. 1,18 m.



Abbildung 30: Halbtechnischer Verdichtungsversuch mit der Impulsverdichtung (TerraMix)

Der Versuch musste nach 40 Schlägen abgebrochen werden, da ein technischer Defekt am Stahlzylinder auftrat. Insgesamt wurde bis zur Havarie des Stahlzylinders eine spezifische Verdichtungsenergie von ca. $4,8 \text{ MJ/m}^3$ eingebracht.

Der verdichtete Probekörper konnte aber gewonnen werden und wurde nach Freiberg überführt. Der Probekörper wurde ausgemessen und die Masse gewogen und daraus eine integrale Trockendichte von 1935 kg/m^3 berechnet. Bei einer mittleren Korndichte des Gemisches von 2233 kg/m^3 beträgt die Porosität damit 13,3 %.

Zur Bestimmung der Dichteverteilung wurden in zwei Ebenen senkrecht zur Verdichtungsrichtung Bohrkern gewonnen (siehe Abbildung 31 und Abbildung 32), die nachfolgend untersucht wurden. Die Ergebnisse sind in Abbildung 33 zusammengefasst.



Abbildung 31: Im Vorversuch gewonnene Probe mit den Ansätzen der Kernbohrungen



Abbildung 32: Luftgespülte Kernbohrung in der gewonnenen Probe (Bohrung 2)

Generell wurde bei beiden Bohrkernen an den Rändern eine höhere Porosität als in der Mitte der Bohrkern festgestellt. Die mittlere Porosität lag bei der Bohrung 1 (obere Ebene) bei 16,5 % und bei der Bohrung 2 (untere Ebene) bei 12,5 %. Damit wurde die im Labor bei gleicher spezifischer Verdichtungsenergie erreichte Porosität (Laborreferenz, rote Linie in Abbildung 33) in der Mitte der unteren Ebene annähernd erreicht.

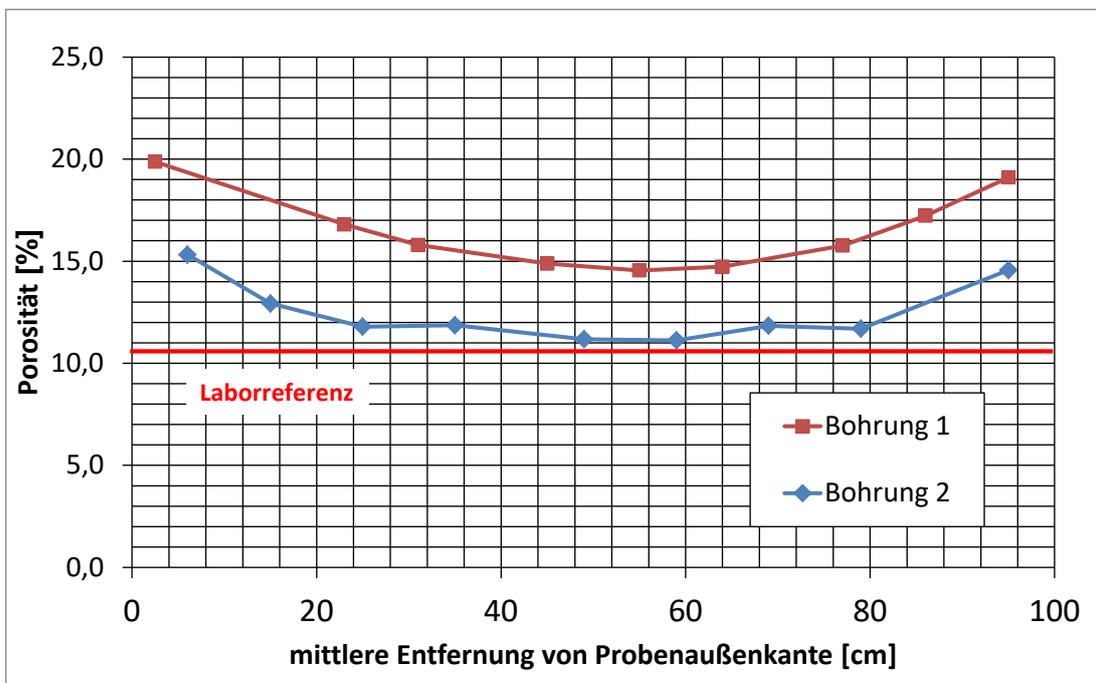


Abbildung 33: Porosität in Abhängigkeit von der Lage im Querschnitt der Probe aus dem Vorversuch

An zwei Proben aus der Mitte ($n = 11,2\%$) und vom Rand der Bohrung 2 ($n = 14,9\%$) wurde vom Institut für Bohrtechnik und Fluidbergbau die Gaspermeabilität bestimmt. Am Rand wurde eine

Gaspermeabilität von $2,4 \cdot 10^{-14} \text{ m}^2$ und in der Mitte eine Gaspermeabilität von $1,0 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ gemessen. Der absolute Porositätsunterschied von ca. 4 % bewirkt damit einen Unterschied in der Gaspermeabilität von ca. Faktor 40. Dieses Ergebnis stimmt der Abbildung 9 dargestellten Abhängigkeit $k = f(n)$ überein und steht somit im Einklang mit den Laboruntersuchungen. Auf Grund der starken Abhängigkeit der Permeabilität von der Porosität muss bereits durch die Verdichtung die Porosität möglichst stark reduziert werden, um eine niedrige Anfangspermeabilität zu erreichen.

Grundsätzlich zeigten die Ergebnisse dieses Vorversuchs die Leistungsfähigkeit der Impulsverdichtung.

4.2.4 Erster Gesenkversuch (STV-3)

Im Steinbruch Marxgrün wurden dann zwei Gesenkversuche durchgeführt (STV-3 und STV-4; siehe Abbildung 34). Das Gesenk wurde im anstehenden Gestein (Diabas) mittels Meißel am Hydraulikbagger ausgebaggert. Um definierte geometrische Verhältnisse zu erhalten, wurde ein Stahlring eingesetzt (siehe Abbildung 35). Der Stahlring hatte eine Wandstärke von 15 mm und einen Innendurchmesser von 3,0 m. Der Ring wurde in Halbsegmenten angeliefert und vor Ort auf der Innen- und Außenseite verschweißt. Der Ring hatte eine Höhe von 1,4 m und wurde waagrecht im Gesenk so positioniert, dass die Oberkante 5 cm über der freigelegten Geländeoberfläche liegt. Der Ringraum und die Sohle wurde mit einem Beton C50-60 (Größtkorn 8 mm) ausbetoniert. Zur Bewehrung wurden 2 Ringanker, 68 Stahlbügel (Stabstahl $\varnothing 10 \text{ mm}$) und Baustrahlmatten Q335A 150 x 150 verwendet.

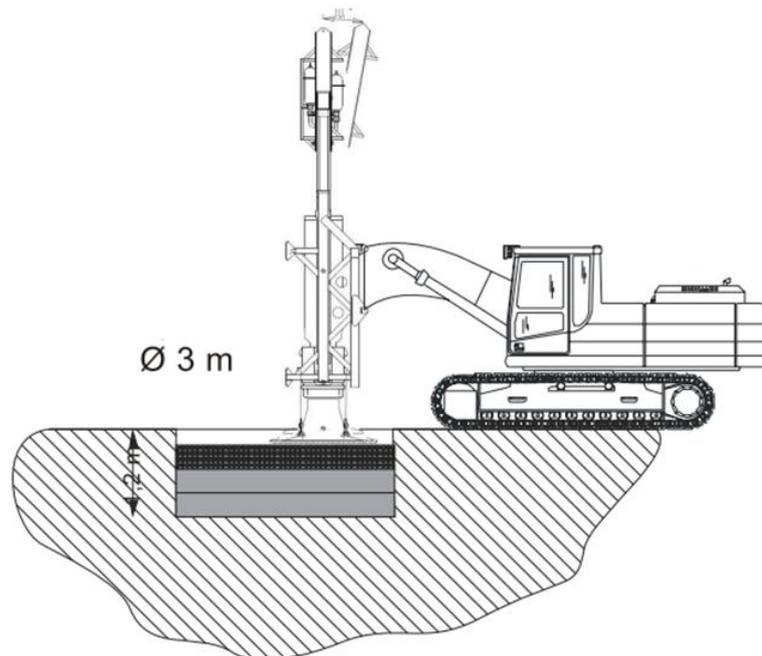


Abbildung 34: Grundaufbau des Gesenkversuches zu Erprobung der Impulsverdichtung

Nachdem der Ringraum betoniert war, wurde nach 3 Tagen mit Hilfe von Verpresslanzen das umliegende Gebirge in 3 verschiedenen Teufen mit ca. 250 kg Injektionsmörtel verpresst. Dadurch sollten die wenigen vorhandenen Klüfte kraftschlüssig geschlossen werden. Die Bauarbeiten waren Ende Juni 2015 abgeschlossen, sodass ab 13.07.2015 der dreiwöchige Versuch begonnen werden konnte.

Im Versuch wurden die drei Salzgrus-Ton-Gemische STG-1 (EBSM), STG-2 (OBSM) und STG-3 (mOBSM) eingesetzt (siehe Tabelle 6).

Das Material wurde in 3 Schichten aus jeweils 8 Einbaulagen eingebaut. Das Gemisch für jede Schicht war auf 8 Big Bags verteilt.



Abbildung 35: Stahlringkonstruktion für den Gesenkversuch zu Erprobung der Impulsverdichtung

In Vorbereitung des in situ Versuches wurden alle Gemische mit Hilfe eines EIRICH-Mischers R11 mit einem Mischvolumen von 250 dm³ bei der Fa. IBUtec in Weimar hergestellt. Dieser Aufwand war erforderlich, da in vorangegangenen Versuchen (siehe Abschnitt 4.2.2) sich herausgestellt hatte, dass die üblichen Zwangsmischer das vorgesehene Mischgut nicht gleichmäßig mischen. Für einen qualitätsgerechten Mischvorgang wird ein EIRICH-Mischer empfohlen, der in der hier erforderlichen Größe bei der Fa. IBUtec in Weimar zur Verfügung stand.

Insgesamt wurden jeweils ca. 5.300 kg Mischgut der drei Rezepturen für den ersten Großversuch zur Erprobung der Impulsverdichtung hergestellt. Dabei wurden jeweils 24 Mischchargen von je 210 kg gemischt und jede dieser 24 Mischchargen vor dem Austrag aus dem Mischbehälter repräsentativ beprobt. Tabelle 16 zeigt die Mittelwerte des Wassergehaltes dieser Beprobung und die in den begleitenden Marshallversuchen bei einer Verdichtungsenergie von 15 MJ/m³ ermittelte Porosität. Die Ergebnisse zeigen, dass zwischen den Zielwerten (Referenz der Marshallversuche) und den Istwerten der Impulsverdichtung eine gute Übereinstimmung bestand.

Tabelle 16: Vergleich der Ziel- und Ist-Werte bei den eingesetzten Salzgrus-Ton-Gemischen

Reihenfolge des Einbaus	Salzgrus-Ton-Gemisch	Soll-Wassergehalt	Mittl. Ist-Wassergehalt	Ziel-Porosität	Mittl. Ist-Porosität nach Verdichtung
1	STG-2 (OB SM)	3,4 M.-%	3,5 M.-% ± 0,2 M.-%	7,8 %	7,5 % ± 0,4 %
2	STG-3 (mOB SM)	4,4 M.-%	4,2 M.-% ± 0,1 M.-%	9,5 %	9,4 % ± 0,2 %
3	STG-1 (EB SM)	5,1 M.-%	5,0 M.-% ± 0,1 M.-%	10,5 %	10,6 % ± 0,2 %

Beim STV-3 bestand die untere (zuerst eingebaute) Schicht aus dem Material STG-2 (OBSM), die mittlere Schicht aus dem Material STG-3 (mOBSM) und die obere Schicht bestand aus dem Material STG-1 (EBSM). Jede Schicht bestand aus 8 einzelnen Einbaulagen. Die mittlere Schütthöhe jeder Einbaulage betrug 7 cm. Nach dem Verteilen bzw. vor dem Verdichten wurde die Oberfläche abgezogen und mit einem Richtscheit und einer Wasserwaage eine horizontale Oberfläche hergestellt.

Jede Einbaulage wurde mittels einer leichten Vorverdichtung (LVV) und jede zweite Einbaulage zusätzlich mittels schwerer Vorverdichtung (SVV) verdichtet. Jeweils die 8. Einbaulage und damit jede Schicht wurden nach der leichten und schweren Vorverdichtung abschließend mittels Impulsverdichtung (IPV) verdichtet.

Für die leichte Vorverdichtung wurde die leichte Vibrationsplatte RP1 (siehe Tabelle 15) verwendet (Abbildung 36). Für die schwere Vorverdichtung wurde die schwere Vibrationsplatte RP3 (Tabelle 15) verwendet (Abbildung 37).

Die Salzgrus-Ton-Gemische wurden spiralförmig in 2 Durchgängen von außen nach innen verdichtet. Dabei hat sich der Einsatz der leichten Vibrationsplatte bewährt. Das Handling der schweren Vibrationsplatte RP3 war bei den beengten Platzverhältnissen im Gesenk vergleichsweise aufwendig. Auch am Rand des kreisförmigen Gesenks konnte das Material randbündig gut verdichtet werden.



Abbildung 36: Einsatz der leichten Vibrationsplatte RP1 bei der leichten Vorverdichtung



Abbildung 37: Einsatz der schweren Vibrationsplatte RP3 bei der schweren Vorverdichtung

Abbildung 38 zeigt den Einbau der 3 Schichten aus jeweils 8 Einbaulagen und die Zuordnung der Rezepturen und des Verdichtungsverlaufes entsprechend Tabelle 17.

Tabelle 17: Zuordnung der lagenweisen Vorverdichtung

Rezeptur	Vorverdichtung
EBSM	L+SVV
EBSM	LVV
mOBSM	L+SVV
mOBSM	LVV
OBSM	L+SVV
OBSM	LVV

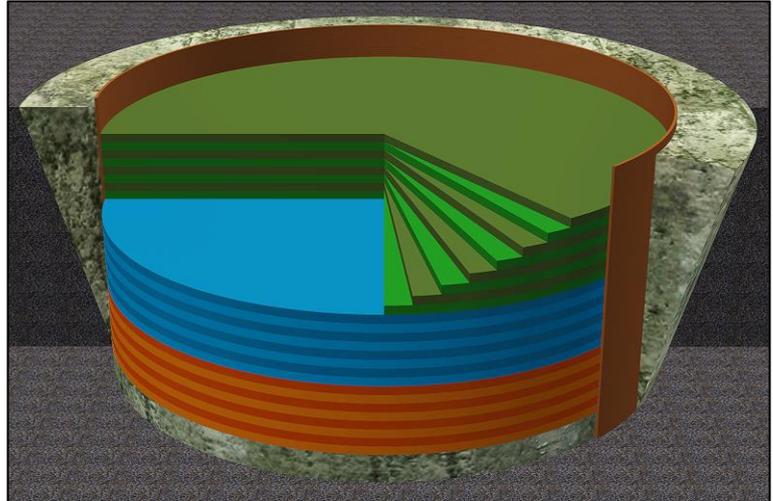


Abbildung 38: Schichtweise Anordnung der verschiedenen Rezepturen mit der Zuordnung der lagenweisen Vorverdichtung

Es wird abgeschätzt, dass mit der angewendeten Vorverdichtung aus LVV und SVV in allen Schichten eine Porosität von ca. 20 - 22 % erreicht wurde. Allerdings ist die untere Schicht aus der Rezeptur STG-2 (OBSM) im "Vorteil", da sie von der steifen Gesenksohle gestützt wird.

In der nachfolgenden Impulsverdichtung wurde ein Verdichterfuß mit einem Durchmesser von 1,5 m verwendet. Die Masse des Fallgewichts betrug 9 t.

Die Zielvorgabe für die Impulsverdichtung war, eine spezifische Verdichtungsenergie von 15 MJ/m³ in jede einzelne Schicht einzuleiten. Die spezifische Verdichtungsenergie ist dabei nur auf das Volumen des Feststoffanteils im Baustoff bezogen. Dieses Feststoffvolumen betrug als Vorgabe in jeder der 3 Schichten 2,17 m³. Daraus resultierte, dass in jede Schicht eine absolute Verdichtungsenergie von 32,5 MJ eingebracht werden musste. Dass die Verdichtungsenergie in der Realität auch in die bereits verdichteten Schichten und in Untergrund eingeleitet wird, bleibt hier unberücksichtigt.

Um die Verdichtungsenergie möglichst gleichmäßig in die Schichtoberfläche einzuleiten, wurden die Schichten mit dem Impulsverdichtungsgerät in 4 Durchgängen (IPV1 bis IPV4) verdichtet. Im ersten Durchgang stanzte sich der Verdichterfuß teilweise mehrere Zentimeter ein. Deswegen wurde die Verdichtungsenergie während der 4 Durchgänge sukzessive gesteigert, um zu vermeiden, dass sich der Verdichterfuß einstanzt.

Im ersten Durchgang wurden 9,1 %, im zweiten Durchgang 16,5 %, im dritten Durchgang 24,8 % und im vierten Durchgang 49,6 % der gesamten Verdichtungsenergie von 32,5 MJ eingebracht. Dazu wurde die Fallhöhe des Fallgewichts gezielt erhöht, angefangen bei 30 cm im ersten Durchgang IPV1, 40 cm im zweiten Durchgang IPV2, 60 cm im dritten Durchgang IPV3 und zuletzt 120 cm im vierten Durchgang IPV4. Der beschriebene Ablauf und die Anordnung des Verdichterfußes in Relation zur Geometrie des Gesenks ist in Abbildung 39 angegeben.

In jedem der 4 Durchgänge wurde der eingebrachte Anteil der Verdichtungsenergie über die Gesenkfläche "verteilt". Bei einem Gesenkdurchmesser von 3 m und einem Durchmesser des Verdichterfußes von 1,5 m wurden jeweils vier Ansatzpunkte nach den in Abbildung 39 dargestellten Ausgangsschemen gewählt.

Die Verdichtungsschemen des zweiten, dritten und vierten Durchganges werden relativ zum ersten Schema (IPV1) um 22,5° bzw. 45° verdreht angeordnet.

Jeder Ansatzpunkt für den Verdichterfuß war nach der Syntax „SX-IPVX-X“ bezeichnet. Damit ergab sich bspw. für den 3. Ansatzpunkt im 2. Verdichtungsdurchgang auf der 1. Einbauschicht die Bezeichnung „S1-IPV2-3“ (siehe Abbildung 39).

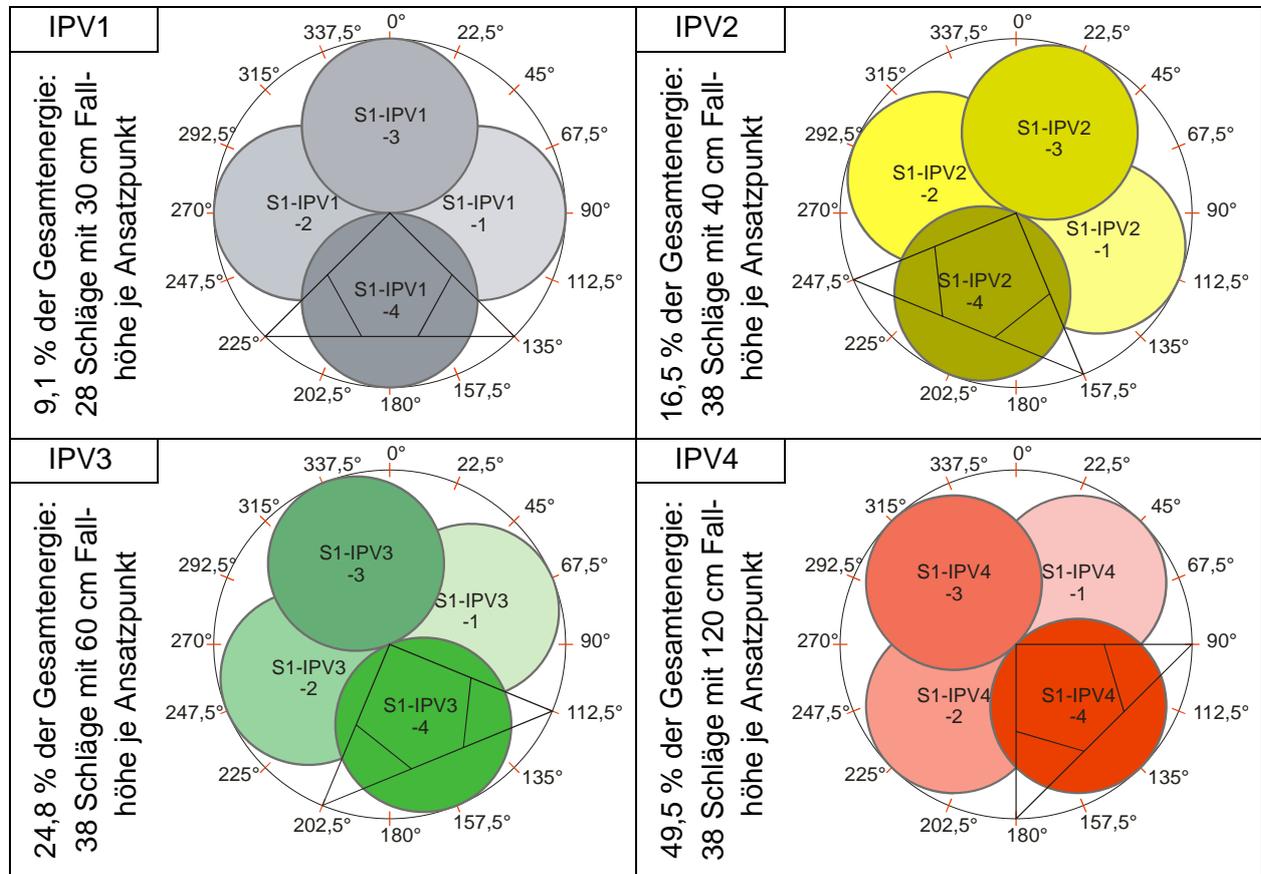


Abbildung 39: Ablauf der Impulsverdichtung in jeweils 4 Durchgängen mit jeweils 4 Ansatzpunkten

Wird das beschriebene Verdichtungsschema angewendet, so wird nicht jeder Punkt der Oberfläche mit der gleichen Anzahl der Schläge verdichtet. Damit wird auch nicht an jedem Punkt der Oberfläche die gleiche Verdichtungsenergie eingeleitet. In Abbildung 40 ist der prozentuale Anteil der eingeleiteten Gesamtverdichtungsenergie (32,5 MJ) auf der jeweiligen Schichtoberfläche dargestellt. Dabei zeigt sich, dass lokal am Rand nahezu 0 % und in der Mitte der Gesenkoberfläche bis zu 200 % der Gesamtenergie summarisch aus allen 4 Durchgängen eingeleitet wurden. Allerdings wird die Verdichtungsenergie durch Lastausstrahlung (bedingt durch den Reibungswinkel der Salzgrus-Ton-Gemische) in den Lagen/Schichten verteilt, so dass die Verdichtung der Lagen/Schichten nicht so ungleichmäßig ist, wie dies aus Abbildung 40 abgeleitet werden könnte. Letztlich wird die Verdichtungsenergie nicht nur senkrecht nach unten eingeleitet, sondern in einem Winkel von bis zu 45 ° radial von der Verdichterfläche [siehe auch Adam et al. 2001]. Die daraus resultierenden kegelstumpfförmigen Verdichtungsbereiche überlagern sich mit zunehmender Schichtmächtigkeit.

Die Verteilung der eingeleiteten Verdichtungsenergie wurde bei der späteren Beprobung berücksichtigt.

Die Tatsache, dass am Rand teilweise immer eine vergleichsweise geringere Verdichtungsenergie als in der Mitte eingeleitet wird, ist auch eine Folge aus den unterschiedlichen Radien des

Verdichterfußes und des Gesenks. Durch eine Anwendung eines deutlich kleineren Verdichterfußes (z.B. \varnothing 80 cm) könnte eine gleichmäßigere Verteilung der Verdichtungsenergie erreicht werden. Dafür müsste aber eine deutlich höhere Anzahl an Ansatzpunkten durch den Verdichter angefahren werden, was die Einbaugeschwindigkeit deutlich reduzieren würde. Alternativ könnte die Verdichterfuß nicht kreisförmig ausgeführt werden, sondern teilweise dem Kreisbogen des Gesenks (bzw. eines Schachtes) angepasst werden.

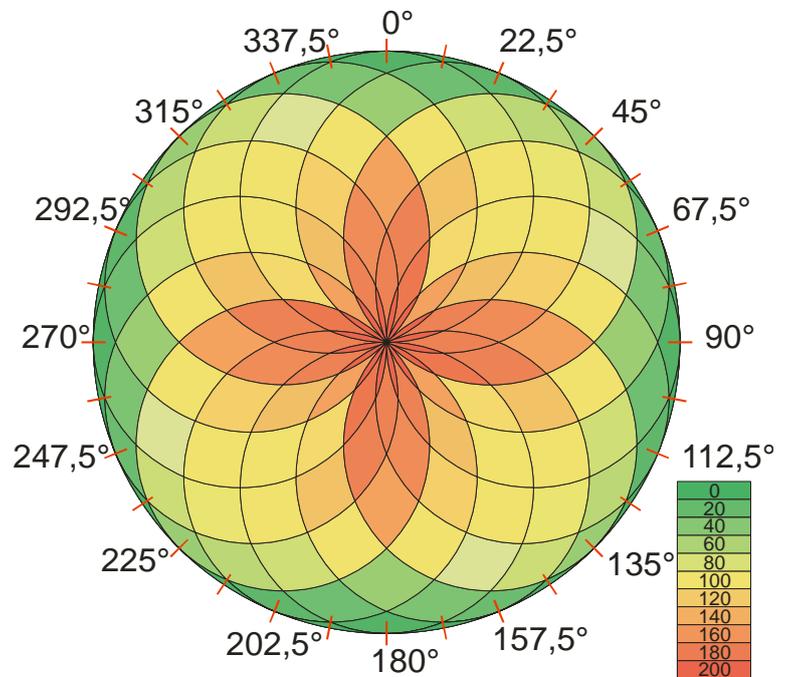


Abbildung 40: Prozentuale Verteilung der durch die Impulsverdichtung summarisch eingeleiteten Verdichtungsenergie von 32,5 MJ

Während der Impulsverdichtung traten beim Versuch STV-3 folgende Unzulänglichkeiten (siehe Abbildung 41) auf:

- Relativ große Setzungen unter dem Verdichterfuß (Eindrücke von 2 cm im ersten Durchgang) mit gleichzeitiger Auflockerung der angrenzenden Bereiche,
- Das aufgelockerte Material musste entnommen, händisch neu verteilt und mit einer kleinen Rüttelplatte RP1 "angerüttelt" werden.
- Beim dritten Durchgang IPV3 kam es zu ersten schollenartigen Aufbrüchen in den Bereichen, welche nicht durch den Verdichterfuß abgedeckt waren. Dieser Effekt verstärkte sich im letzten Durchgang IPV4. Dabei wurde das Material vom Verdichterfuß seitlich "weggedrückt".

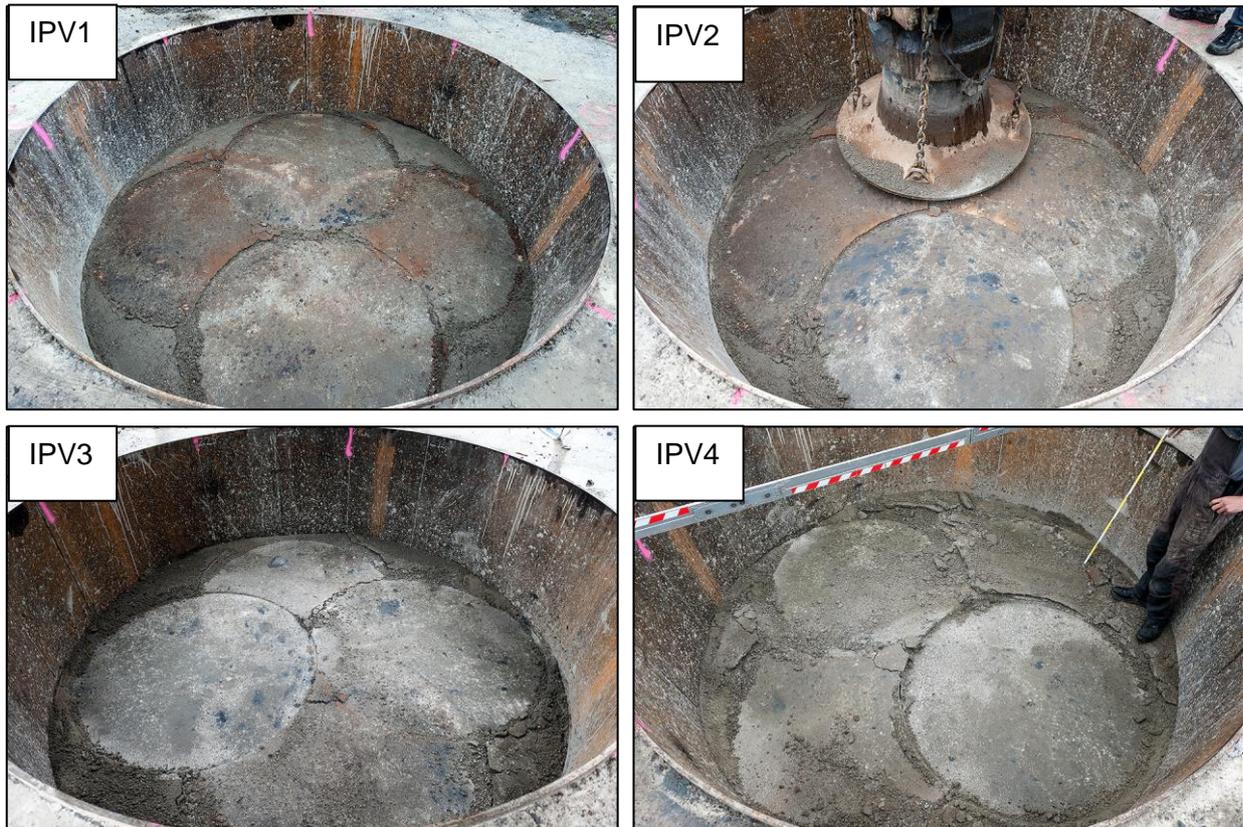


Abbildung 41: Typische Auflockerungen der Schichtoberfläche infolge des Ablaufs der Impulsverdichtung

Nach der Verdichtung wurden durch 22 luftgespülte Trockenbohrungen ($D = 100 \text{ mm}$) Bohrkern gewonnen. Insgesamt konnten 262 repräsentative Proben gewonnen werden, an denen die Porosität bestimmt wurde.

Zur Verifizierung der Einzelergebnisse wurde das Material aus dem Gesenkversuch 1 selektiv rückgebaut und dabei ein Profil der verdichteten Lagen über die gesamte Höhe aufgeschossen. Dazu wurde die Schichtung über einen möglichst breiten Bereich von einer Behälterseite zur anderen über die gesamte Höhe freigelegt. Um eine glatte Oberfläche des Schichtaufbaus zu erreichen, wurde ein Schlitz senkrecht eingebracht und das Material links von diesem Sägeschlitz ausgebaut. Die fertig gestellte Schnittfläche zeigt Abbildung 42.

Weiterhin wurde festgestellt, dass sich der Gesenkboden im Verhältnis zum Stahlring im Mittel um 8 mm gesetzt hatte. Es wird davon ausgegangen, dass diese Lageverschiebung allein durch die bei der Impulsverdichtung auftretenden Kräfte verursacht wurde.

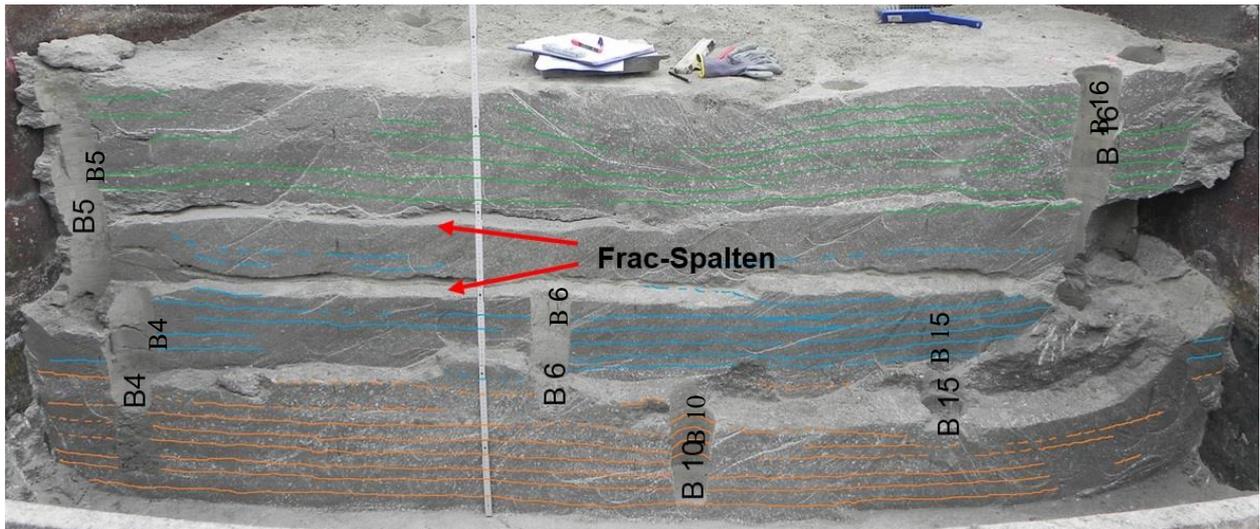


Abbildung 42: Aufschluss durch alle Schichten der Salzgrus-Ton-Gemische

In Abbildung 43 ist die Verteilung der Porosität in vertikalen Schnitten bei einem Winkel von 0° , 45° , 90° und 135° und in Abbildung 44 in horizontalen Schnitten dargestellt. Zusätzlich sind die an den Kernmarschen bestimmten Schichtgrenzen als rote Linien angegeben.

Das Salzgrus-Ton-Gemisch STG-2 (OBSM), welches in der untersten (1.) Schicht eingebaut wurde, wies eine relativ homogene Verteilung der Porosität im Bereich zwischen 7,2 % und 10,5 % auf. Das Salzgrus-Ton-Gemisch STG-3 (mOBSM), welches in der mittleren (2.) Schicht eingebaut wurde, wies ebenfalls eine relativ homogene Verteilung der Porosität im Bereich zwischen 9,2 % und 12,4 % auf. Bei beiden Schichten ist deutlich zu erkennen, dass tendenziell die geringste Porosität im unteren Bereich und die höchste Porosität im oberen Bereich der Schichten auftrat. Das Gleiche gilt für die oberste (3.) Schicht mit dem Salzgrus-Ton-Gemisch STG-1 (EBSM). Dabei zeigte sich jedoch eine inhomogenere Verteilung der Porosität zwischen 10,9% und 15,9 %. Diese Verteilung ist dadurch bedingt, da die letzte (obere) Schicht noch nicht durch den Einbau einer darüber liegende Schicht nachverdichtet wurde.

Im Vergleich der im Labor mit der gleichen Rezeptur und der gleichen spezifischen Verdichtungsenergie hergestellten Proben mit dem in-situ-Ergebnis ist zu erkennen, dass nur im unteren Bereich zur Gesenksohle lokal die gleiche Dichte wie im Laborversuch erreicht wird. In den darüber liegenden Schichten wurden nur 94 % bis 98 % der Marshallldichte (bei gleicher spezifischer Verdichtungsenergie) erreicht.

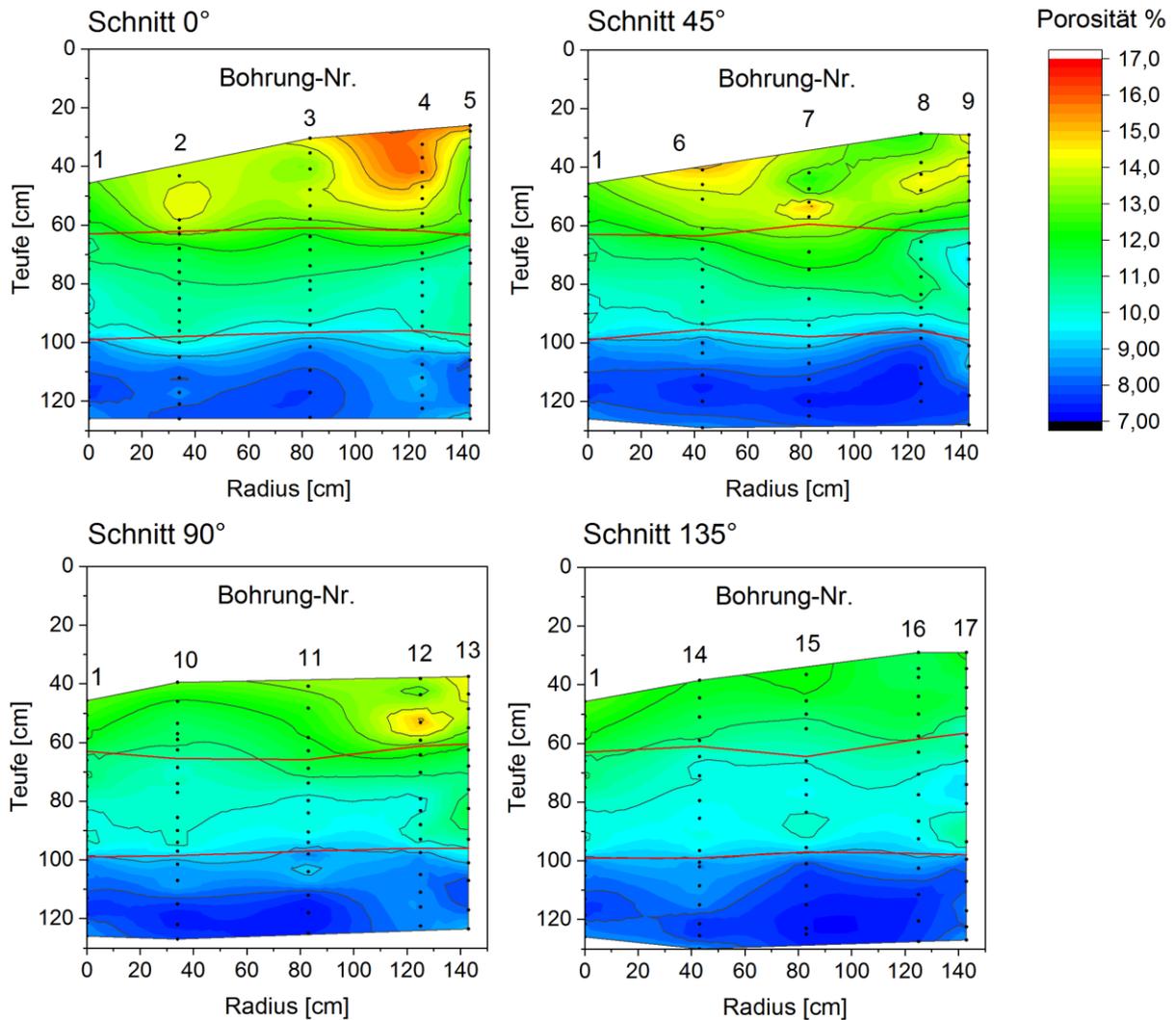


Abbildung 43: Verteilung der Porosität in den vertikalen Schnitten (STV-3)

Die in Abbildung 44 dargestellten horizontalen Schnitte der Porositätsverteilung zeigen, dass im unteren Bereich eine Porosität von kleiner 10 % (Zielgröße) erreicht wurde und dass gleichzeitig mit zunehmender Tiefe sich die Ungleichmäßigkeiten in der Verdichtung verringern.

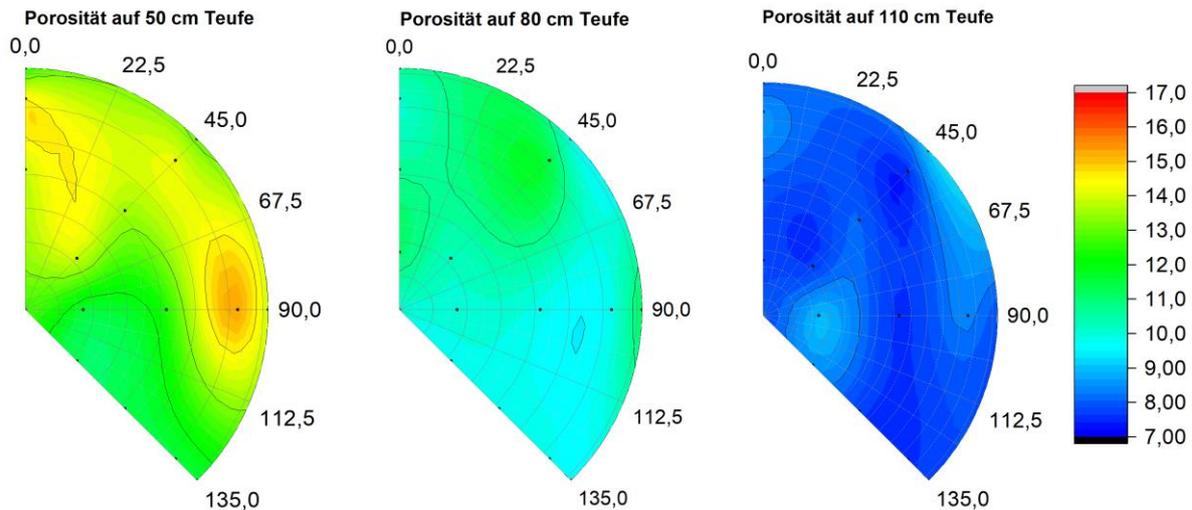


Abbildung 44: Verteilung der Porosität in den horizontalen Schnitten

Tabelle 18 zeigt das gemittelte Gesamtergebnis der Verdichtung.

Tabelle 18: Gesamtergebnis der 3 verschiedenen Salzgrus-Ton-Gemische

Rezeptur	Anzahl der Messwerte	Porosität			MARSHALL-Dichte bezgl. Laborreferenz	
		Mittelwert	Standardabweichung	norm. Standardabweichung	Mittelwert	Standardabweichung
EBSM	81	13,0 %	1,3 %	10,3 %	97,3 %	1,5 %
mOBSM	97	10,4 %	0,7 %	6,4 %	98,8 %	0,7 %
OBSM	84	8,2 %	0,6 %	7,4 %	99,3 %	0,7 %

Die vergleichsweise hohe Standardabweichung der Porosität in der oberen (dritten) Schicht ist eine Folge der lokalen Auflockerungen und damit des Verdichtungsschemas. Die Standardabweichung würde sich verringern, wenn die oberste Schicht weiter überschüttet und verdichtet wird.

Aus dem Ergebnis des ersten Gesenkversuches (STV-3) wurde Folgendes geschlussfolgert:

- 1.) Die im Labor als vorteilhaft erkannte hohe Verdichtungsenergie vom 15 MJ/m³ konnte beim STV-3 mit dem Impulsverdichtungsgerät auch weitgehend in die Salzgrus-Ton-Gemische eingetragen werden.
- 2.) In den unteren beiden Schichten wurde eine Porosität von 8 bis 10 % im Mittel durch die Impulsverdichtung erreicht (maximal 12%). Damit kann erwartet werden, dass auch die Permeabilität des Salzgrus-Ton-Gemisches sehr gering ist (vergl. Abbildung 9).
- 3.) In der obersten (3.) Schicht betrug die Porosität ca. 13%. Diese könnte noch weiter reduziert werden, wenn diese Schicht mit einer weiteren Schicht überschüttet und dies verdichtet worden wäre.
- 4.) Die luffüllte Porosität lag in den unteren beiden Schichten bei ca. 1 %. Damit waren die Schichten baupraktisch endverdichtet.

- 5.) Eine Vorverdichtung (LVV und SVV) der Lagen vor der Impulsverdichtung ist zwingend notwendig.
- 6.) Teilweise hat sich der Verdichterfuß eingestanzt. Dies hat zu Aufbrüchen direkt neben dem Verdichterfuß geführt.
- 7.) Insgesamt ist die Impulsverdichtung sehr gut geeignet, eine sehr hohe Verdichtung und damit eine sehr geringe Porosität zu erreichen. Mit keinem anderen Verdichtungsverfahren konnte bisher ein Salzgrus-Gemisch bzw. ein Salzgrus-Ton-Gemisch so stark verdichtet werden.
- 8.) Es wurde ein Verdichtungsschema entworfen, das zwar einerseits bereits zu einem guten Verdichtungsergebnis geführt hat, andererseits noch weiter optimiert werden kann.

In einem zweiten Gesenkversuch (STV-4) sollte deshalb das Verdichtungsschema optimiert werden. Des Weiteren wurde nur noch ein einziges Salzgrus-Ton-Gemisch beim Versuch verwendet.

4.2.5 Zweiter Gesenkversuch (STV-4)

Der zweite Gesenkversuch (STV-4) mit Impulsverdichtung fand im Jahr 2017 im gleichen Gesenk wie der Versuch STV-3 statt. Dazu wurde das verdichtete Salzgrus-Ton-Gemisch des STV-3 vollständig ausgebaut.

Beim STV-4 wurde ausschließlich das Salzgrus-Ton-Gemisch STG-2 (OBSM mit ca. 7 % Friedländer Ton im Trockengemisch) verwendet, da mit diesem Gemisch bisher die geringsten Porosität bei Verdichtung erreicht wurde. Dazu wurden ca. 20 t des Gemisches in einem Eirich-Mischer der Firma IBU-tec advanced materials AG (Weimar) gemischt.

Weiterhin wurde beim Impulsverdichter ein neuer Verdichterfuß mit optimierter Geometrie (Abbildung 45) zur Verdichtung der Randbereiche längs des Stahlzylinders und mit seitlichen Gewichten (Beschwerungsplatten) erprobt. Die seitlichen Gewichte sollen die im ersten Versuch festgestellte Wiederauflockerung und Aufwölbung der Nahbereiche um den Verdichtungsfuß verringern. Weiterhin wurde das Verdichtungsschema so angepasst, dass die Verdichtungsenergie über die Fläche gleichmäßiger verteilt wird (Abbildung 46).



Abbildung 45: Neuer Verdichterfuß mit 3 bogenförmigen Beschwerungsplatten seitlich

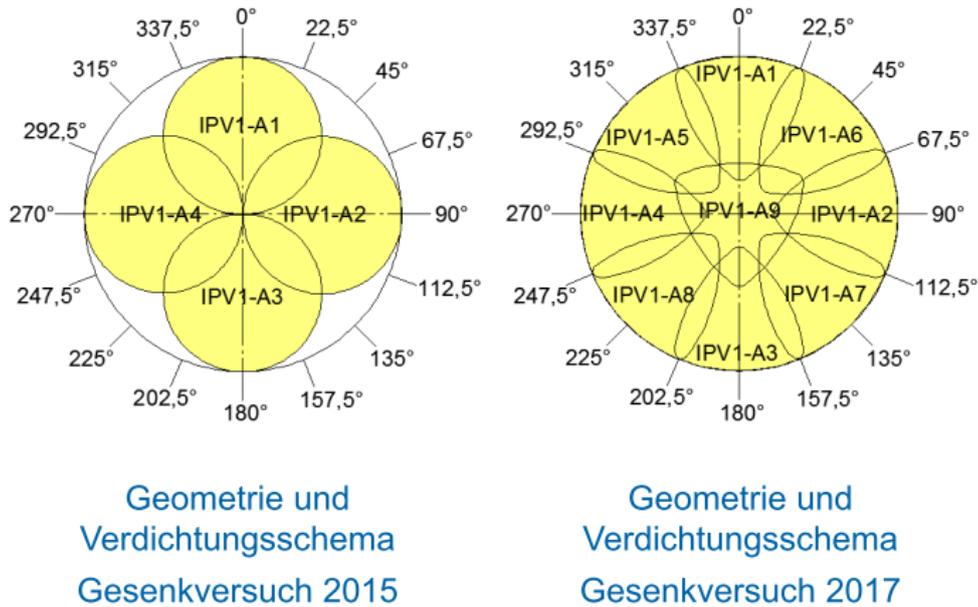


Abbildung 46: Verdichtungsschema bei der Impulsverdichtung von Salzgrus-Ton-Gemisch im STV3 (rechts) und im STV4 (links)

Das Salzgrus-Ton-Gemisch wurde wie beim ersten Gesenkversuch in drei Schichten zu je acht Lagen eingebracht. Um für die dritte Schicht eine vergleichbar optimale Verdichtung zu erreichen, war eine vierte Schicht aus vier Einzellagen geplant. Leider wurde der Versuchsablauf durch ein außergewöhnliches und unerwartetes Starkregenereignis mit starkem Wind beeinträchtigt. Die ersten beiden Schichten bestehend aus je 8 Lagen wurden planmäßig mit Vorverdichtung und Impulsverdichtung eingebaut. Nach dem Einbau der 3. Schicht (nach Vorverdichtung) trat bei diesem Starkregenereignis Wasser zu. Die abschließende dritte Impulsverdichtung konnte nicht mehr durchgeführt werden und die geschädigten Lagen mussten bis in die oberen Bereiche der zweiten Schicht ausgebaut werden. Da nach dem Ausbau der geschädigten Lagen kein weiteres Salzgrus-Ton-Gemisch mehr zur Verfügung stand, konnte die ausgebauten Schichten nicht durch neues Salzgrus-Tongemisch ersetzt werden. Der Versuch musste abgebrochen werden. Deshalb sind der Vergleich zum ersten Gesenkversuch (STV-3) und die Beurteilung der Tiefenwirkung nur eingeschränkt möglich.

Der Einbau lief wie folgt ab:

1. leichte Vorverdichtung jeder Lage,
2. schwere Vorverdichtung jeder zweiten Lage,
3. Impulsverdichtung nach jeder 8. Lage bzw. jeder Schicht.

Die mit der Impulsverdichtung eingebrachte Energie betrug 32,6 MJ je Schicht. Dies entsprach einer spezifischen Verdichtungsenergie von 15 MJ/m³. Um das SGT gleichmäßig zu verdichten, wurden vier Durchgänge (IPV 1 bis IPV 4) mit dem Impulsverdichter durchgeführt (siehe Abbildung 46). In jedem Durchgang wurde das Verdichtungsgerät nach einem vorgegebenen Schema umgesetzt. Dabei wurden neun Ansatzpunkte angefahren und eine vorgegebene Anzahl von Schlägen je Ansatzpunkt (24 Schläge bei IPV 1, 34 Schläge bei IPV 2 bis IPV 4) mit dem Impulsverdichter aufgebracht. Nach jedem Durchgang wurde das Verdichtungsschema um 22,5° relativ zum Gesenk gedreht.

Im ersten Durchgang wurden 8,8 %, im zweiten Durchgang 16,6 %, im dritten Durchgang 24,9 % und im vierten Durchgang 49,7 % der gesamten Verdichtungsenergie von 32,55 MJ eingebracht. Die Verdichtungsenergie wurde gesteigert, indem die Fallhöhe des Fallgewichts wieder sukzessive erhöht wurde - angefangen bei 15 cm im ersten Durchgang IPV1, 20 cm im zweiten Durchgang IPV2, 30 cm im dritten Durchgang IPV3 und zuletzt 60 cm im geplanten vierten Durchgang IPV4.

Während des Versuches wurden folgende begleitenden Untersuchungen durchgeführt bzw. folgende Ergebnisse erhalten:

1. Der Abstand jeder Lagenoberfläche zur Oberkante des Stahlrings wurde an 15 Punkten gemessen und die Schichtmächtigkeit nach jeder Verdichtung berechnet. Mit diesen Ergebnissen wurde die integrale Dichte bestimmt und die mittlere Porosität berechnet (siehe Tabelle 19).
2. Die "Verzahnung" der einzelnen Schichten wurde verbessert, indem die Oberfläche nach der Verdichtung innerhalb der zweiten Schicht aufgeraut wurde. Dazu wurde eine rotierende Stahlbürste verwendet. Das Ergebnis war jedoch nicht positiv. Weiterhin wurde eine Stahlmatte mit einer Maschenweite von 40 mm eingerüttelt. Dadurch konnte die Rauigkeit besser erhöht werden.
3. Nach Abschluss des Verdichtungsversuchs wurde der Versuchskörper mittels Kernbohrungen (Bohrlochdurchmesser 100 mm) beprobt. Als Bohrspülung wurde Druckluft verwendet, um das Salz nicht anzulösen. Zur Untersuchung der Porosität des Baustoffkörpers wurden Kernproben aus 18 Bohrungen gewonnen, wobei die Kerne in maximal 10 cm lange Teilstücke zerlegt wurden. Anschließend wurde die Porosität der in Summe 127 Teilstücke vor Ort per Tauchwägung bestimmt. Die Lage der Bohransatzpunkte ist in Abbildung 47 dargestellt.
4. Weitere Kernproben wurden zur Untersuchung der Scherfestigkeit und Permeabilität sowie für die Anfertigung von Dünnschliffen gewonnen. Die Scherfestigkeit und Permeabilität wurde am IfG Leipzig bestimmt. Die Dünnschliffe wurden von der BGE TEC hergestellt und ausgewertet.
5. Die Ultraschalllaufzeit wurde durch eine Messsonde des IfG in der Ebene der zweiten und dritten Lage der ersten Schicht gemessen. Dadurch konnten zeitabhängig Rückschlüsse auf den Verdichtungszustand des Salzgrus-Ton-Gemisches an der Position der Sonde gezogen werden.
6. Zur Bewertung der Veränderung des Wassergehaltes infolge des Starkregenereignisses wurden weitere Proben aus einem Schurf (siehe Abbildung 47) entnommen und untersucht.

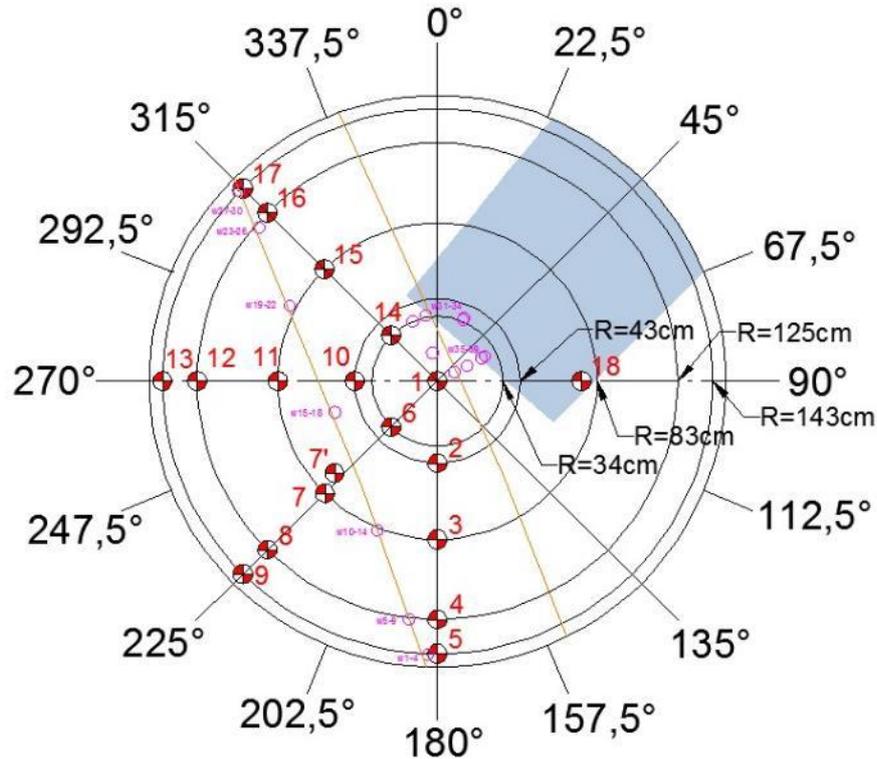


Abbildung 47: Lageplan zur Probennahme (Nummern 1 – 18), Lage des Baggerschurfes (gelbe Linien) und möglicher Bereich des Regenwasserzutrittes (blau)

Die mittlere integrale Porosität (abgeleitet aus der Volumenbestimmung) ist im Vergleich zum ersten Gesenkversuch in Tabelle 19 dargestellt. Im Vergleich zum Gesenkversuch aus dem Jahr 2015 wurde das Verdichtungsergebnis damit verbessert (siehe Tabelle 19).

Tabelle 19: Vergleich der integralen Porosität zwischen den Gesenkversuchen von 2015 und 2017

	STV-3 (2015)	STV-4 (2017)
Porosität der ersten Schicht nach der Vorverdichtung	19,2 %	19,7 %
Porosität der ersten Schicht nach der Impulsverdichtung	12,2 %	10,9 %
Porosität der ersten und zweiten Schicht nach der Impulsverdichtung (Integral über 1. und 2. Schicht)	13,2 %*	10,9 %

*integrale Porosität von STG-2 und STG-3 (OBSM und mOBSM)

Die aus den Ergebnissen der Einzelproben ermittelte Porosität in vertikalen Schnitten ist in Abbildung 48 dargestellt. Gut zu erkennen ist die vergleichsweise niedrige Porosität im unteren Bereich nahe dem Gesenkrand. Mit zunehmender Entfernung von der Gesenksohle steigt die Porosität erwartungsgemäß leicht an, da die oberen Bereiche eine geringere Anzahl an Verdichtungsdurchgängen erfahren haben.

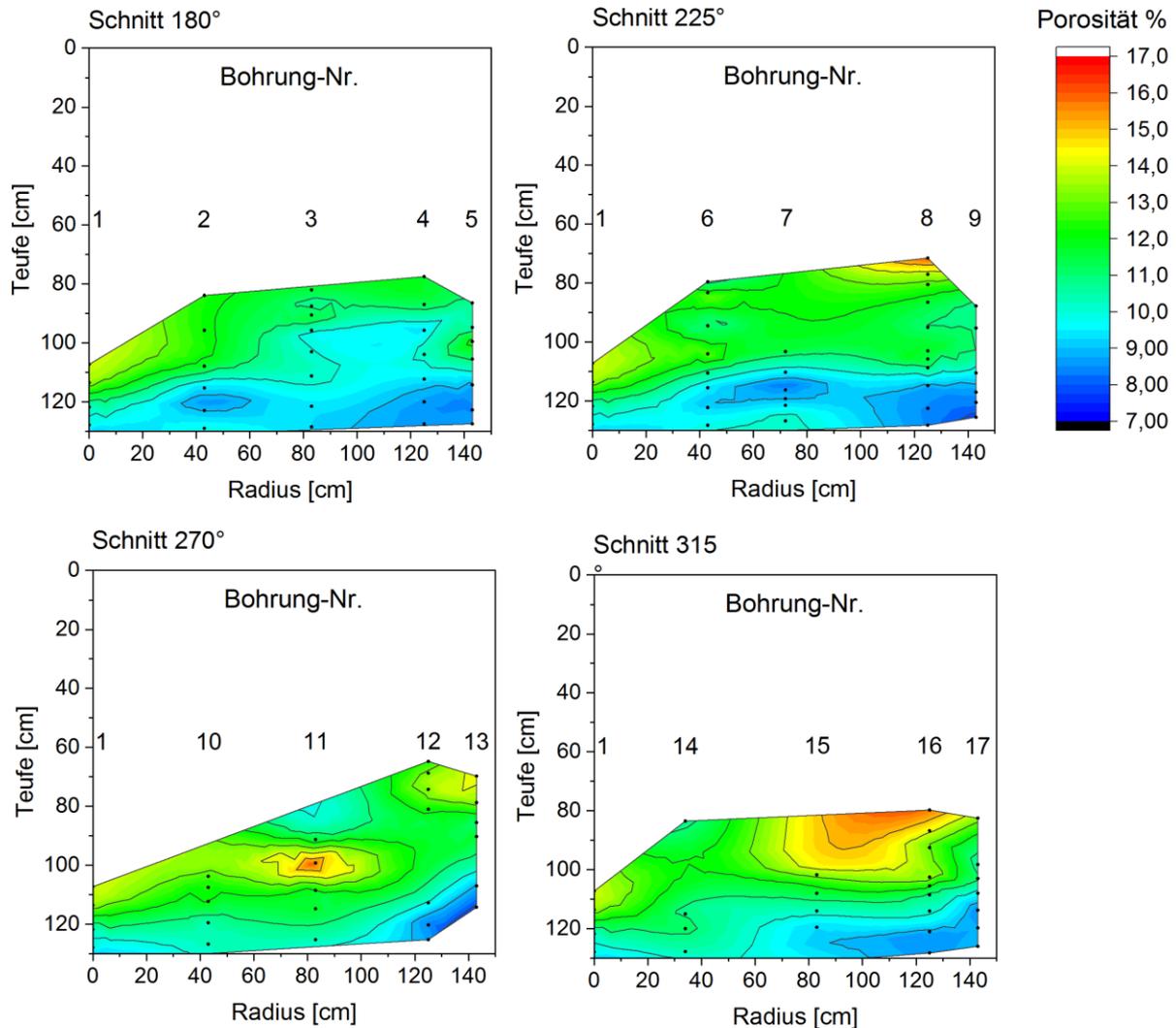


Abbildung 48: Verteilung der Porosität im Versuch STV-4 (vertikale Schnitte)

Die von BGE TEC zur Charakterisierung der Porenraumverteilung untersuchten Dünnschliffe aus einem 12 cm langen Kernstück aus den untersten drei Lagen der ersten Schicht sind in Abbildung 49 dargestellt. Auf der linken Seite sind die weißen Salzkörner erkennbar. Die grauen Bereiche stellen den im Gemisch enthaltenen Ton dar. Das blau gefärbte Harz füllt die freien Porenräume aus. Auf der rechten Seite wurde mit Hilfe einer Falschfarbenaufnahme der optische Effekt verstärkt, um die Verteilung der Poren zu verdeutlichen. Die Poren wurden schwarz dargestellt. Der Hintergrund, d.h. die festen Bestandteile des Salzgrus-Ton-Gemisches wurden gelb überblendet.

Eine digitale Auswertung des Flächenanteils der Poren bezogen auf die gesamte Fläche ergab einen Anteil von 2,3 % in der untersten Lage. Dies wird als Benetzungsgrad bezeichnet. In der zweiten Lage wurden 4,0 % gemessen und in der dritten 6,6 %. Dieser Benetzungsgrad ist als ursprünglich luftegefüllter Porenraum zu interpretieren und entspricht näherungsweise der luftegefüllten Porosität n_a der Probe. Die Werte von 2,3 % bis 6,6 % sind vergleichbar mit der aus den Ergebnissen der Tauchwägung berechneten luftegefüllten Porosität des Versuchskörpers.

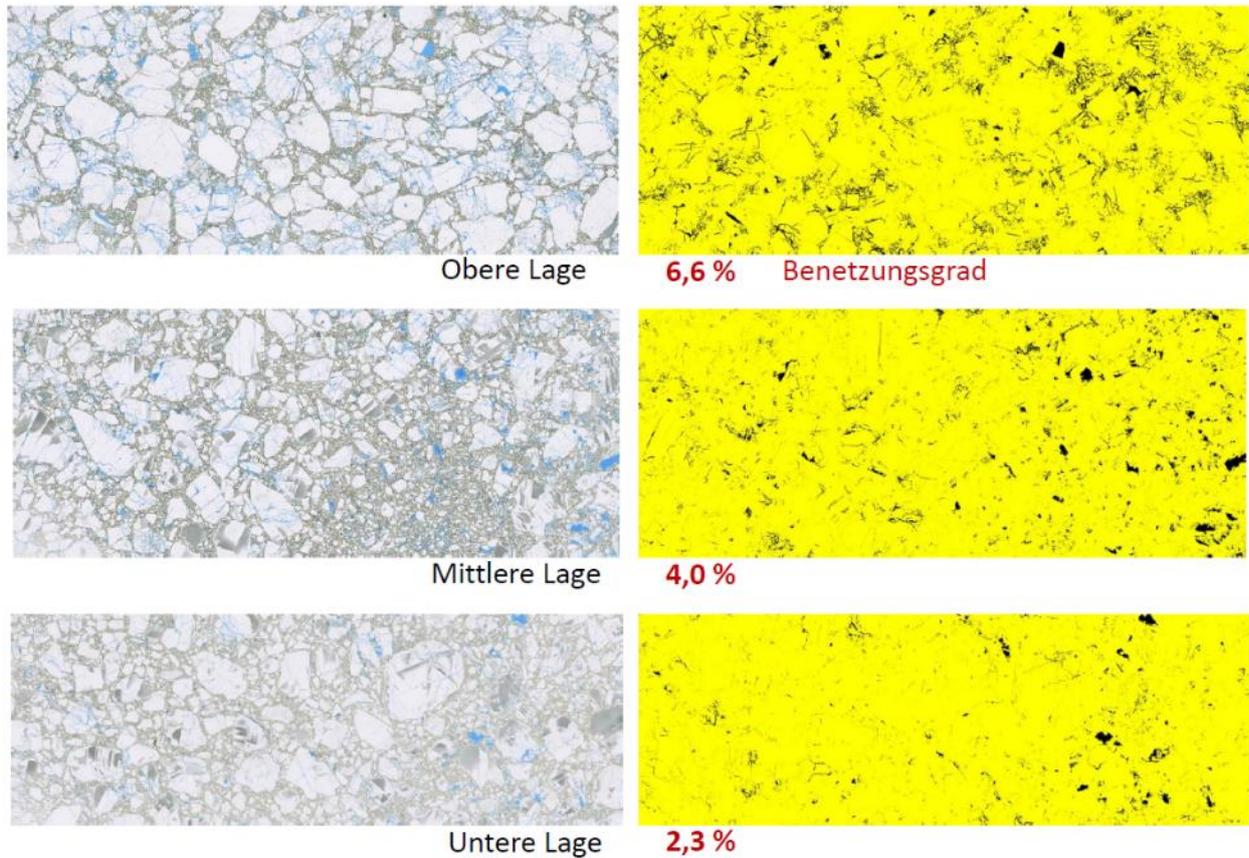


Abbildung 49: Horizontale Dünnschliffe zur Untersuchung der Porenraumverteilung [Jobmann, 2020]

Zum Einfluss der Schichtgrenzen liegt folgendes Ergebnis vor:

1. Generell brachen die Kerne beim Bohren nicht bevorzugt an den Lagen- oder Schichtgrenzen ab. Häufig brachen die Kerne schräg und an Stellen, an denen keine Grenzen vermutet wurden. Des Weiteren konnten Kernstücke gewonnen werden, die sich über mehrere Lagen erstreckten und intakt blieben.
2. Die am IfG durchgeführten direkten Scherversuche an zwei Kernstücken (Scherfläche in der Matrix und Scherfläche an der Schichtgrenze) zeigten ein anderes Bild. Bei einer Normalspannung von 0,25 MPa betrug die Scherfestigkeit in der Matrixebene 0,71 MPa und die Scherspannung an der Schichtgrenze 0,49 MPa. Die Scherfestigkeit war damit an der Schichtgrenze erwartungsgemäß niedriger. Da jedoch lediglich zwei Proben untersucht wurden, kann keine generelle Aussage zur Scherfestigkeit getroffen werden. Da die Bruchfläche der Probe mit Schichtgrenze rau und unregelmäßig verlief, wird die niedrigere Scherfestigkeit nicht alleine auf die geringere Verzahnung zurückgeführt. Vermutlich nehmen auch der lokale Wassergehalt und die Kornzertrümmerung an der Schichtobergrenze Einfluss auf das Materialverhalten.
3. An einem von BGE TEC untersuchten vertikalen Dünnschliff mit zwei mutmaßlichen Lagen- oder Schichtgrenzen konnte eine derartige Grenzfläche nicht erkannt werden. Vielmehr greifen die Salzkörner ineinander und bilden mit dem Ton eine feste Matrix.

Im Ergebnis des zweiten Gesenkversuchs (STV-4) wurde die Verdichtung im Randbereich infolge der angepassten Geometrie des Verdichterfußes verbessert. Der Zustand der Oberfläche nach dem Verdichten direkt neben dem Verdichterfuß hat sich im Vergleich zum ersten Gesenkversuch

STV-3 im ersten und zweiten Impulsverdichtungsdurchgang durch die seitliche Auflast verbessert. Für den dritten und vierten Impulsverdichtungsdurchgang mit höheren Verdichtungsenergien stellte sich die Auflast aber als nach wie vor zu gering heraus. Es traten abermals Verdrückungen und Bruchschollen auf (siehe Abbildung 50). Der Verdichterfuß wurde mit hoher Energie in das Material eingestanzt und hinterließ bis zu 8 cm tiefe Abdrücke (siehe Abbildung 51). Dadurch lagen die Beschwerungsplatten nicht mehr mit ihrer gesamten Fläche auf und verloren teilweise ihre Auflastfunktion.



Abbildung 50: Zustand der Oberfläche nach der Impulsverdichtung im Gesenkversuch 2017



Abbildung 51: Stanzeffekt der Impulsverdichtung im Gesenkversuch 2017

Die begleitenden Messungen der Ultraschalllaufzeit bestätigen diesen Befund. Die Vorverdichtung mittels Rüttelverdichter führte zu einer Verkürzung der Laufzeiten von ca. $115 \mu\text{s}$ auf $105 \mu\text{s}$, was den Verdichtungseffekt widerspiegelt. Durch den ersten und zweiten Impulsverdichtungsdurchgang reduzierte sich die Laufzeit noch einmal deutlich auf unter $90 \mu\text{s}$. Mit Ende des dritten und Beginn des vierten Impulsverdichtungsdurchgangs stieg die Wellenlaufzeit wieder auf rund $95 \mu\text{s}$ an. Die Erhöhung der Laufzeit wird als minimale Auflockerung interpretiert. Anschließend schien sich das Material wieder zu konsolidieren, wobei sich die Laufzeit mit dem Einbau und der Vorverdichtung der darüber befindlichen zweiten Schicht bei ca. $84 \mu\text{s}$ einpegelte. Die Impulsverdichtung der zweiten Schicht führte vorübergehend zu neuen Veränderungen der Laufzeit. Die Laufzeit behält aber ihr Niveau bei. Das Laufzeitdiagramm der Ultraschallmessung ist in Abbildung 52 dargestellt.

Die Ultraschallmessung deutet darauf hin, dass die Wellenlaufzeit mit dem dritten Impulsverdichtungsdurchgang annähernd ein Minimum erreichte. Da die Wellenlaufzeit von der Dichte des Mediums abhängt, wird davon ausgegangen, dass ein weiterer Energieeintrag über den dritten Impulsverdichtungsdurchgang hinaus zu keiner spürbaren Verdichtung des Salzgrus-Ton-Gemisches führte.

Daraus ergibt sich die Frage, ob bei der dritten Impulsverdichtung bereits ein Verdichtungs-Endzustand erreicht ist, bei dem keine Verdichtung mehr möglich ist. Da eine Verdichtung eine Verringerung des luftgefüllten Porenanteils bewirkt, ist davon auszugehen, dass nach der dritten Impulsverdichtung der luftgefüllte Porenanteil offensichtlich so gering ist, dass bei einer weiteren Verdichtung keine Luft mehr entweichen kann. Offensichtlich sind bereits drei Durchgänge der Impulsverdichtung (entspricht einer spezifischen Verdichtungsenergie bis $7,54 \text{ MJ/m}^3$) ausreichend. Dies deckt sich mit Beobachtungen, dass etwa ab der vierten Impulsverdichtung trotz der seitlichen Gewichte eine starke Wiederauflockerung der Oberfläche um den Verdichterfuß einsetzt.

Diese Aussagen werden dadurch unterstützt, dass die Verstärkung abnimmt bzw. die Signalqualität bei den Ultraschallmessungen besser wird.

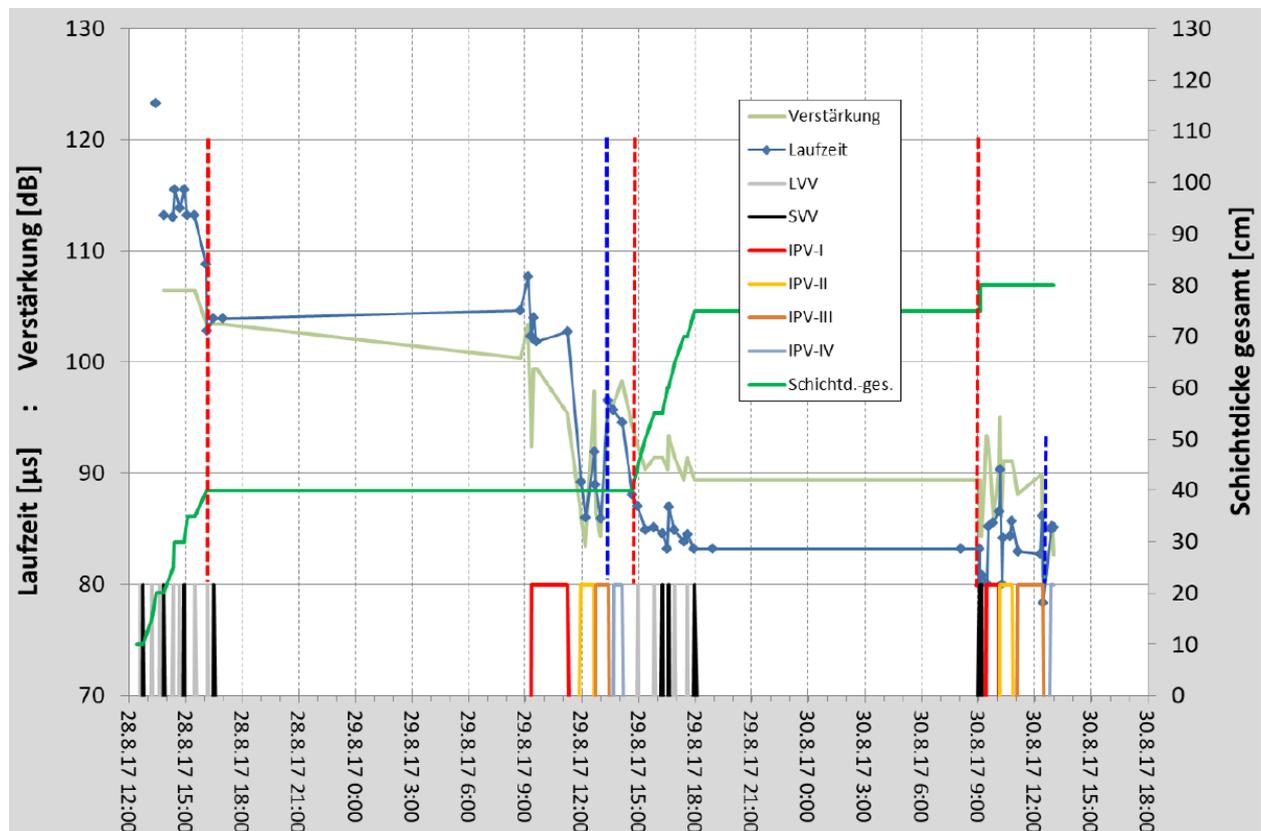


Abbildung 52: Laufzeitdiagramm der Ultraschallmessung (IfG Leipzig)

Insgesamt lassen sich die Ergebnisse des zweiten Gesenkversuches (STV-4) wie folgt zusammenfassen:

1. Integral (über alle Schichten) wurde im Vergleich zum ersten Gesenkversuch (STV-3) eine um ca. 1 % geringere Porosität erreicht.
2. Gemäß den Einzelproben wurde eine Porosität zwischen ca. 8 % (unten) und zwischen 14 % und 16 % (oberer Bereich) ermittelt.
3. Die aus der Porosität und dem Wassergehalt errechnete luftegefüllte Porosität (Gasporosität) beträgt in großen Bereichen nur ca. 1 % bis 2 % (siehe Abbildung 53). Diese Bereiche können nicht weiter verdichtet werden, da der Austrag der Luft aus den verbliebenen 1 % bis 2 % der Luftporen durch Verdichtung nicht möglich ist. Im Versuch STV-3 ist dies deutlicher sichtbar (siehe Abbildung 54)
4. Unter den gegebenen Bedingungen ist mit dem getesteten Salzgrus-Ton-Gemisch STG-2 (Tonanteil 7,5 %, Wassergehalt 3,5 %) der Eintrag einer spezifischen Verdichtungsenergie bis 7,5 MJ/m³ ausreichend.
5. Die zur Verbesserung der Verzahnung zwischen den einzelnen Lagen erprobten technischen Maßnahmen zeigten kein deutliches Ergebnis. Am besten erscheint eine Stahlmatte zur Verzahnung der Schichten geeignet.

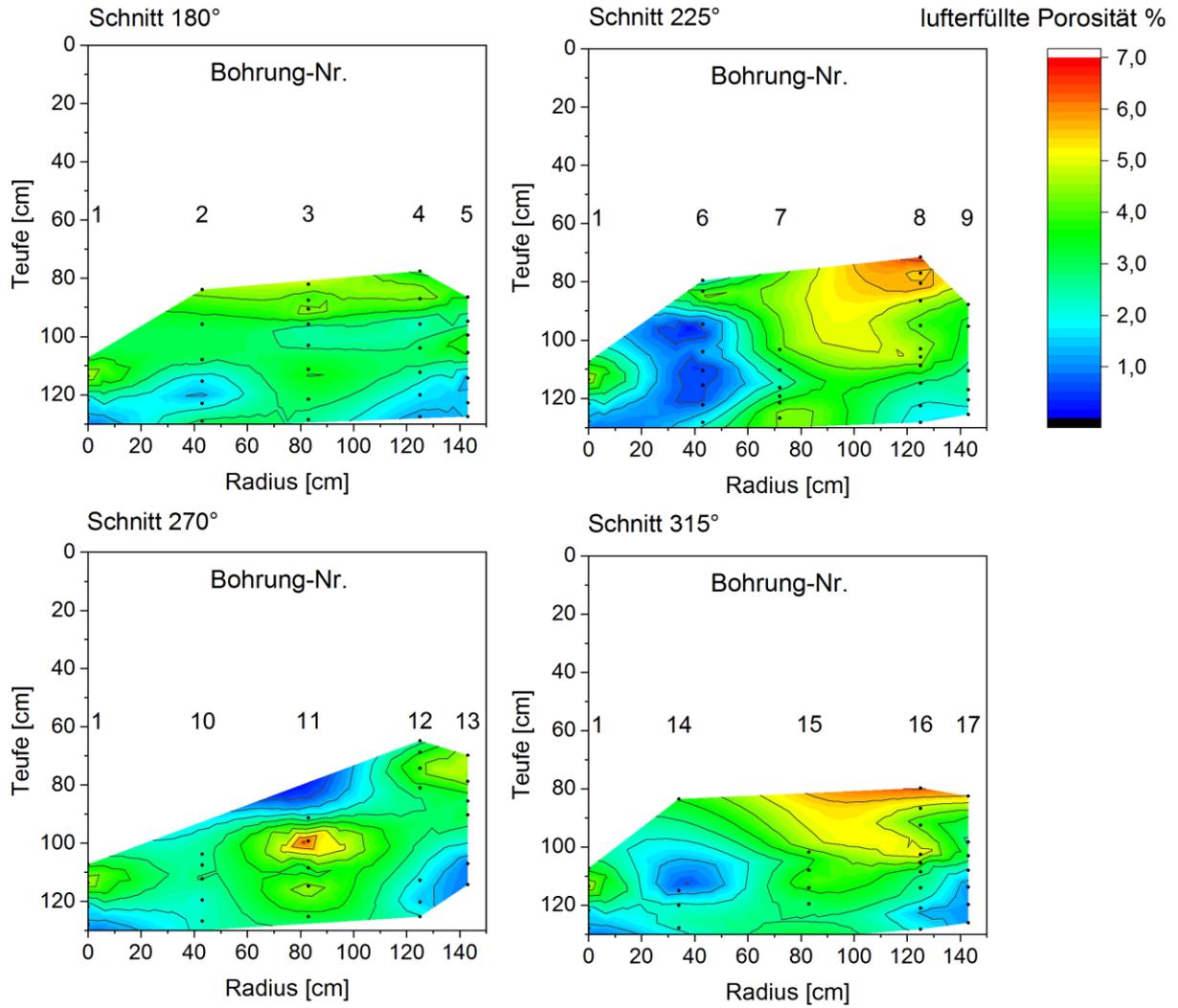


Abbildung 53: Luftefüllte Porosität im Versuch STV-4

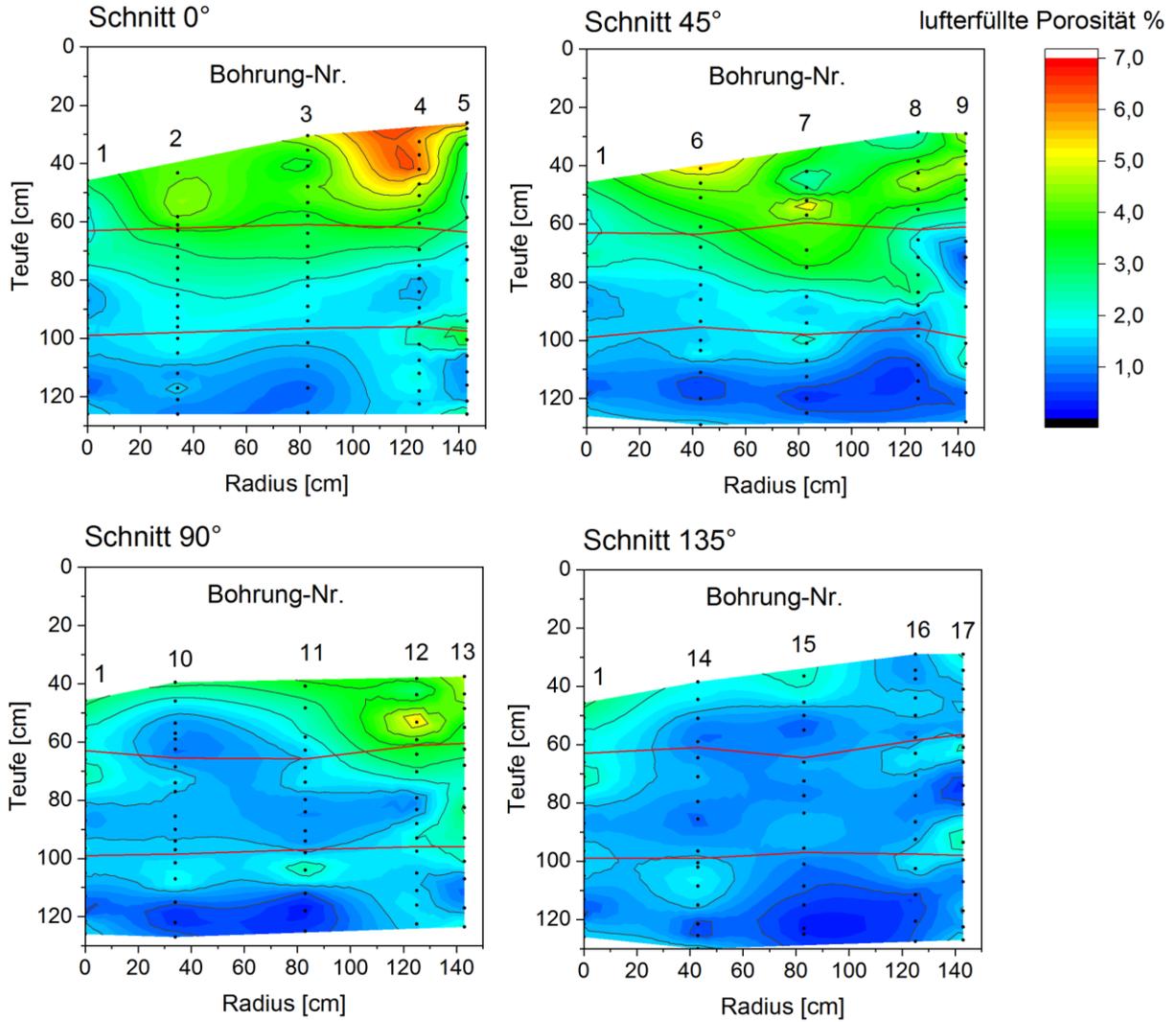


Abbildung 54: Lufterfüllte Porosität im Versuch STV-3

4.2.6 Zusammenfassende Wertung zur Verdichtung von Salzgrus-Ton-Gemischen

Die nachfolgenden Schlussfolgerungen werden aus den Ergebnissen der Abschnitte 4.2.2 (Konventionelle Verdichtung von Salzgrus-Ton-Gemischen), 4.2.4 (Erster Gesenkversuch STV-3) und 4.2.5 (Zweiter Gesenkversuch STV-4) unter Beachtung der Ergebnisse der Laboruntersuchungen (Abschnitt 3.1.3) abgeleitet.

1. Durch die Impulsverdichtung wurde eine sehr hohe Verdichtungsenergie eingebracht. Unter den Bedingungen der Gesenkversuche konnte in der unteren Schicht eine Porosität von $< 10\%$ sicher erreicht werden. Allerdings war es nicht möglich, unter den gegebenen technischen Umständen eine spezifische Verdichtungsenergie $> 8 \text{ MJ/m}^3$ ohne sekundäre negative Effekte (Wiederauflockerung im Randbereich) sinnvoll einzubringen. Bei hoher Intensität (viele Schläge auf der gleichen Position) kann es zu Wiederauflockerungen im Randbereich kommen. In einer zukünftigen Anwendung muss dieser Punkt beachtet werden. Alternativ muss das Gerät öfter umgesetzt werden, was aber die Verdichtungszeit und den Arbeitsaufwand enorm erhöhen.
2. Die Ergebnisse der Laborversuche im Marshallgerät (siehe Abschnitt 3.1.3) können ein Maßstab für die in situ erreichbare Porosität sein. Eine Übertragbarkeit der Laborergebnisse auf die in situ Bedingungen ist gut möglich. Allerdings wird in situ nur unter günstigen Bedingungen die gleiche Dichte wie im Laborversuch erreicht. Für eine konservative Bewertung sollte bei gleicher eingebrachter spezifischer Verdichtungsenergie von einer in situ erreichbaren Dichte in Höhe ca. 97 % der im Marshallgerät ermittelten Dichte ausgegangen werden.
3. Unter den gegebenen Bedingungen ist mit dem getesteten Salzgrus-Ton-Gemisch STG-2 (OBSM) der Eintrag einer spezifischen Verdichtungsenergie bis $7,5 \text{ MJ/m}^3$ ausreichend. Unter diesen Bedingungen kann in der unteren Schicht eine Porosität von ca. 9 % sicher erreicht werden. Die luffterfüllte Porosität liegt zwischen 1 % und 3 %. Bei einer höheren spezifischen Verdichtungsenergie findet keine weitere Verdichtung statt, da das Salzgrus-Ton-Gemisch bereits baupraktisch endverdichtet ist und die Luft nicht weiter entweichen kann.
4. Nach den Laborergebnissen (siehe Abbildung 8 in Abschnitt 3.1.3) kann bei einer moderaten spezifischen Verdichtungsenergie von 3 bis 5 MJ/m^3 mit der Ton-reichen Rezeptur STG-1 (EBSM) bei dem Wassergehalt von 5,1 % bei qualitätsgerechter Durchmischung bereits eine Porosität von ca. 11 % erreicht werden. Die luffterfüllte Porosität beträgt dann 0,9 %. Dieser Wert weist darauf hin, dass bei dieser Mischung mit der eingetragenen Verdichtungsenergie eine Maximalverdichtung erreicht ist, da eine luffterfüllte Porosität von 0,9 % nicht weiter verringert werden kann. Die Poren stehen dann nicht mehr in Verbindung miteinander, so dass die Luft nicht entweichen kann.
5. Obwohl der Einsatz der vorliegenden Verdichtungseinheit (ohne Bagger) mit technischen Anpassungen zur Führung der Verdichtungseinheit in einem Schacht durchaus denkbar ist [Knorr 2013], wird für den zukünftigen Einsatz im Schacht empfohlen, das Fallgewicht auf ca. 2 t zu verringern und im Ausgleich dazu die Fallhöhe auf ca. 1,5 m bis 2 m zu erhöhen. Dann könnte - nach mündlichen Informationen der Firma TerraMix - die Verdichtungseinheit an eine kompaktere fahrbare Einheit mit Hydraulikaggregat angebaut werden. Ein derartiges Gerät könnte nach dem Baukastenprinzip aus vorhandenen Baugruppen zusammengestellt werden. Da dies weitere finanzielle Aufwendungen erfordern würde, die nicht Inhalt des vorliegenden FuE-Vorhabens waren, wurde auf die Entwicklung eines neuen Verdichtungsgerätes verzichtet.

6. Solange ein im Schacht flexibel einsetzbares, kompaktes und unter diesen Bedingungen getestetes Impulsverdichtungsgerät nicht verfügbar ist, kann in der praktischen Umsetzung das vorgeschlagene Salzgrus-Ton-Gemisch nur mit konventionellen Rüttelplatten auf eine Porosität von ca. 15 % verdichtet werden. In diesem Fall soll die Rezeptur STG-1 (EBSM) bevorzugt werden, da schon mit einer geringen Verdichtungsenergie, die durch Rüttelplatten eingetragen wird, eine Porosität von 15 % erreicht werden kann. Dabei wird zuerst mit einer leichten Rüttelplatte mit unter 200 kg Betriebsgewicht bei einem spiralförmigen Überfahren der Verdichtungsfläche mit zwei Überfahrten vorverdichtet. Danach wird mit einer schweren Vibrationsplatte mit mindestens 600 kg Betriebsgewicht und einer regelbaren Amplitude nachverdichtet. Auch dabei reichen zwei spiralförmige Überfahrten aus, um ein optimales Verdichtungsergebnis zu erhalten. Bei der ersten Überfahrt sollte die Amplitude auf ein Mindestmaß abgesenkt werden und erst bei der zweiten Überfahrt kann die Amplitude auf das Maximalmaß erhöht werden.
7. Im Falle der praktischen Umsetzung muss gegebenenfalls die Zusammensetzung des Salzgrus-Ton-Gemisches (Tongehalt, Wasserzugabe) an die Qualität des verfügbaren Salzgruses (Kornband, Kornform) und die realisierbare Verdichtungsenergie bei dem vorhandenen Verdichtungsgerät angepasst werden. Dabei sollen begleitende Laborversuche im Marshallgerät durchgeführt werden.

4.3 Elemente aus MgO-Beton mit der 3-1-8-Bindemittelphase in Ortbetonbauweise

4.3.1 Vorbetrachtungen

Im Abschnitt 3.3 sind die Ergebnisse der Laboruntersuchungen zum langzeitstabilen MgO-Beton C3 beschrieben. Da mit diesem Material bisher nur Ergebnisse aus Laborversuchen vorlagen, wurden im vorliegenden Forschungsvorhaben und damit erstmalig halbtechnische in-situ-Versuche durchgeführt. Die Umsetzung erfolgte in der Ortbetontechnologie in zwei Großbohrlochversuchen im Steinsalz, die den Einbauzustand in einem Schachtverschluss simulieren sollten.

Die Rezeptur des MgO-Beton C3 ist wie folgt [Freyer et al. 2015]:

Tabelle 20: Zusammensetzung des MgO-Ortbetons C3

Komponente	Anteil
MgO (mittlere Reaktivität, keine Sorte vorgeschrieben, Eignungsuntersuchungen erforderlich)	6,75 %
Quarzmehl M300	21,51 %
Zuschlag 0-8 mm (vorzugsweise Quarz)	55,91 %
MgCl ₂ -Lösung (5 molal)	15,83 %

4.3.2 Großbohrlochversuch 1

In einem Großbohrloch (D = 1 m, L = 2,12 m) wurde der im Rahmen des Vorhabens 02E10880 [Freyer et al. 2015] entwickelte MgO-Beton der Rezeptur C3 (auf Basis der langzeitstabilen 3-1-8-Bindemittelphase) erstmals unter technischen Bedingungen als Ortbeton eingebaut. Der Versuch wurde in der Grube Sondershausen (Versuchsort 2) durchgeführt (siehe Abbildung 55). Das Großbohrloch wurde durch überschneitene Bohrungen hergestellt (siehe Abbildung 58).

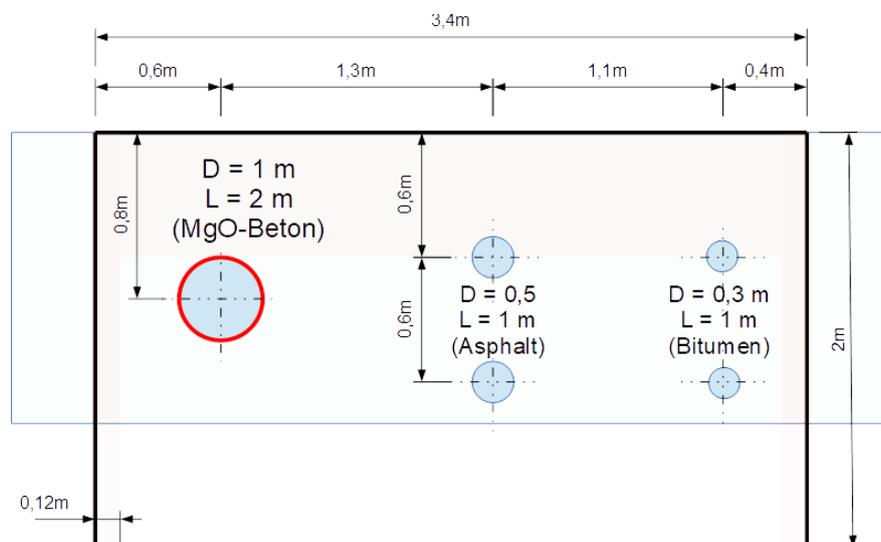


Abbildung 55: Lage des in-situ-Großbohrlochversuches im Versuchsort 2 (Grube Sondershausen)

Der realisierte Versuchsaufbau ist in Abbildung 56 dargestellt. Schwerpunkt des Messprogrammes waren die Messung der Temperatur während des Abbindens und die Messung des sich im MgO-Beton entwickelnden Expansionsdruckes. Hierbei lag das Hauptinteresse auf dem sich an der Gebirgskontur zum Steinsalz entwickelnden Kontaktdruck. Aus den Ergebnissen des Vorhabens 02E10880 [Freyer et al. 2015] resultierte die Frage, wie sich der infolge der Kristallisation der 3-1-8-Bindemittelphase entstehende Kontaktdruck bzw. Expansionsdruck in einem größeren Bauwerk mit der Zeit entwickelt. Dabei ging man auf der Basis von Laborversuchen [Freyer et al. 2015] davon aus, dass der Expansionsdruck auf ein Maximum ansteigt und sich nach einiger Zeit wieder verringert. Damit stellte sich die Frage, wie hoch ein Restexpansionsdruck ist bzw. ob der Expansionsdruck sich dem Wert "Null" nähert. Zur Verifizierung der Druckdaten wurden in der Nähe der Betonspannungsgeber auch Betondehnungsgeber installiert. Insgesamt wurden 4 Betondruckgeber, 4 Betonspannungsgeber und 6 Temperaturegeber eingebaut.

Um einen abfallenden bzw. eher geringen Druck messen zu können, wurden Plattendruckgeber mit einem Messbereich bis maximal 20 bar ausgewählt. Diese Entscheidung hat aber, wie nachfolgend noch dargelegt wird, zu einem Informationsverlust bei der Messung von hohen Spannungen geführt, da der Messbereich von 20 bar überschritten wurde. Die Lage aller eingebauten Sensoren zeigt Abbildung 56.

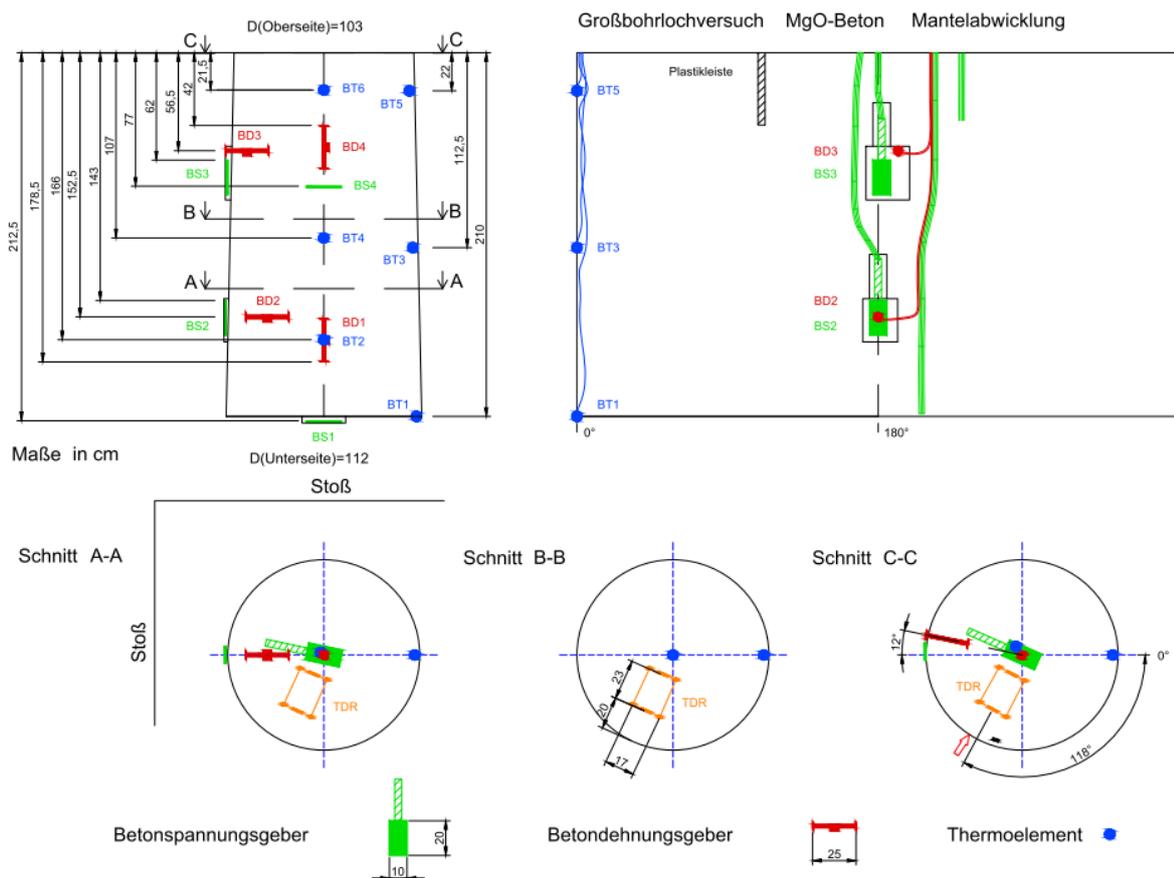


Abbildung 56: Aufbau des Großbohrlochversuches 1 (Längsschnitt, Abwicklung der Konturfläche und repräsentative Querschnitte)

Insgesamt wurden ca. 3,7 t MgO-Beton der Rezeptur C3 verbaut. Die Betonage begann am 04.06.2014 um 7:42 Uhr und endete um ca. 11:00 Uhr bzw. nach 3 h und 18 min. Die Betonierarbeiten verliefen aus technischer Sicht erfolgreich (siehe Abbildung 57 und Abbildung 58).

Aus praktischen Gründen (Volumen des Mixers, Verwendung ganzer Säcke mit MgO) wurde die Rezeptur etwas angepasst. Die angepasste Rezeptur zeigt Tabelle 21.

Tabelle 21: Rezepturanpassung bei der Betonage (je Mischeransatz)

Komponente	Massenanteile	Mengen je Mischer	Realisierte Massenanteile
MgO (L4/200) (Lehmann & Voss)	6,75 %	25 kg	6,79 %
Quarzmehl M300	21,51 %	79,7 kg	21,63 %
Zuschlag 0-8 mm (QuickMix)	55,91 %	207,0 kg	56,23 %
MgCl ₂ -Lösung (5 molal)	15,83 %	56,5 kg	15,35 %

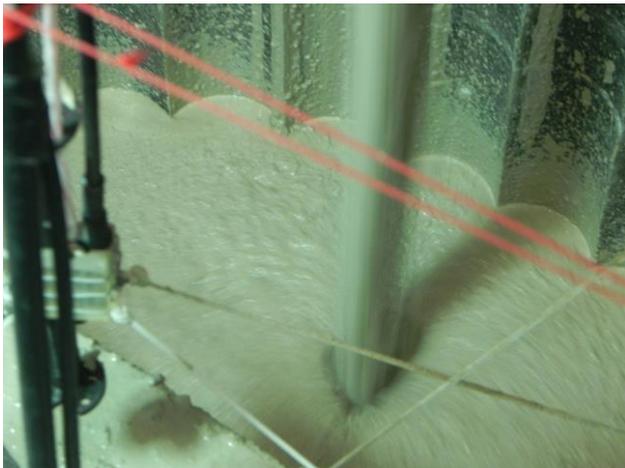


Abbildung 57: Konsistenz des MgO-Betons C3 bei der Betonage (Foto: M. Hofmann)



Abbildung 58: Betonarbeiten (Foto: M. Hofmann)

Abbildung 59 zeigt den Temperaturverlauf in den ersten Tagen nach Beginn der Betonage. Die Betonage begann kurz nach dem Beginn der Aufzeichnung der Messwerte (bei $t = 0$ d). Die ersten Ausschläge der Temperatur (ab $t = 0,03$ d) können dem Einbringen der Betonierchargen zugeordnet werden. Der Beginn der Abbindereaktion bewirkte eine Temperaturerhöhung ab ca. 0,3 d (nach ca. 7 h). Die Maximaltemperatur (ca. 19 h bis 21 h nach Beginn der Betonage) ist von den Randbedingungen der Wärmeableitung abhängig. Die Messsensoren an der Kontur (punktierte Linien) zeigen generell eine geringere Temperatur. Die geringste Maximaltemperatur (35 °C) zeigt der Sensor BT1 an der Sohle. Die höchste Maximaltemperatur (ca. 69 °C) zeigte der Sensor BT4 im Kern des Betonkörpers. Die Umgebungstemperatur betrug 29 °C. Die Anfangstemperatur des Frischbetons lag bei 31,5 °C. Daraus resultiert eine maximale Temperaturerhöhung infolge der Abbindereaktion von $dT = 37,5$ K bis 40 K. Für die Betonrezeptur C3 beträgt die maximale Temperaturerhöhung unter adiabatischen Bedingungen $dT_{\text{Max}} = 54,7$ K [Freyer et al. 2015]. Durch das noch relativ kleine Betonvolumen im Verhältnis zur Gesamtoberfläche

(0,21 m³/m²) bzw. zur Oberfläche an der Steinsalzkontur (0,24 m³/m²) mit ihrer relativ hohen Wärmeleitfähigkeit sind die Temperaturverhältnisse auch im Kern des MgO-Betonkörpers durch den Wärmeabtransport in das Gebirge bestimmt.

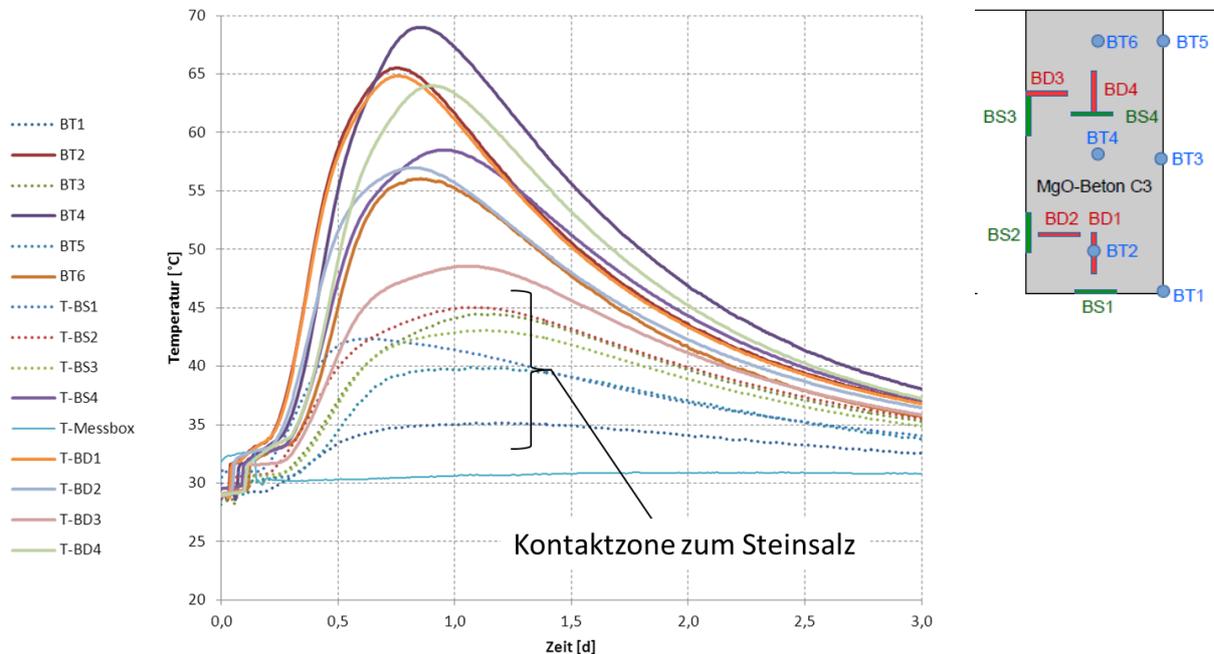


Abbildung 59: Temperatur aller Messgeber in den ersten drei Tagen der Betonage

Die mit den Betondehnungsgebern gemessenen Verformungen wurden in Dehnungen (in [mm/m]) umgerechnet. Nach der Abbindereaktion bzw. spätestens bei Temperaturkonstanz hat sich ein Gleichgewichtszustand eingestellt. Lediglich der in der oberen Messebene befindliche Geber BD4 zeigt in axiale Richtung eine gewisse Zunahme.

Die Geber in der unteren Messebene zeigen bei Werten um 0 mm/m praktisch keine Dehnungen. In der oberen Messebene zeigt der in radiale Richtung wirkende Geber einen Endwert von ca. 1,1 mm/m.

Abbildung 60 zeigt den gemessenen Druck. Eine sofortige primäre Druckentwicklung ist durch die Temperatur (thermische Expansion bei begrenztem Volumen) bedingt. Mit der Abkühlung des Betons findet eine Rückdehnung statt, die zu einem Rückgang des Druckes und damit des Spannungszustands führt. Nach ca. 4,5 bis 5 Tagen steigt der Druck wieder an (sekundäre Druckentwicklung). Da der Beton schon weitestgehend abgekühlt ist (siehe Abbildung 60), handelt es sich hier um eine Druckentwicklung, die durch die chemischen Reaktionen im C3-Beton bedingt ist.

Der sich entwickelnde Druck lag an allen Messgebern aus den oben bereits genannten Gründen (Auswahl der Messgeber) außerhalb des Messbereiches bei > 22 bar. Über die maximale Höhe des Expansionsdruckes und den weiteren zeitlichen Verlauf liegen somit keine Informationen vor. Die am Anfang gemessene sekundäre Druckentwicklung geht konform mit den bisher bekannten Verläufen aus Laboruntersuchungen [Freyer et al. 2015] und ist durch die Phasenumwandlung (Umwandlung der primär gebildeten 5-1-8-Phase mit verbleibender Porenlösung in die stabile 3-1-8-Phase) im MgO-Beton C3 bedingt. Bei diesem Prozess nimmt das Volumen zu, was unter

den vorliegenden Randbedingungen (Einspannung im Gebirge) zur Ausbildung eines Expansionsdruckes führt.

Der radiale Kontaktdruck bei der sekundären Druckentwicklung lag über dem gesamten Versuchszeitraum dauerhaft > 22 bar.

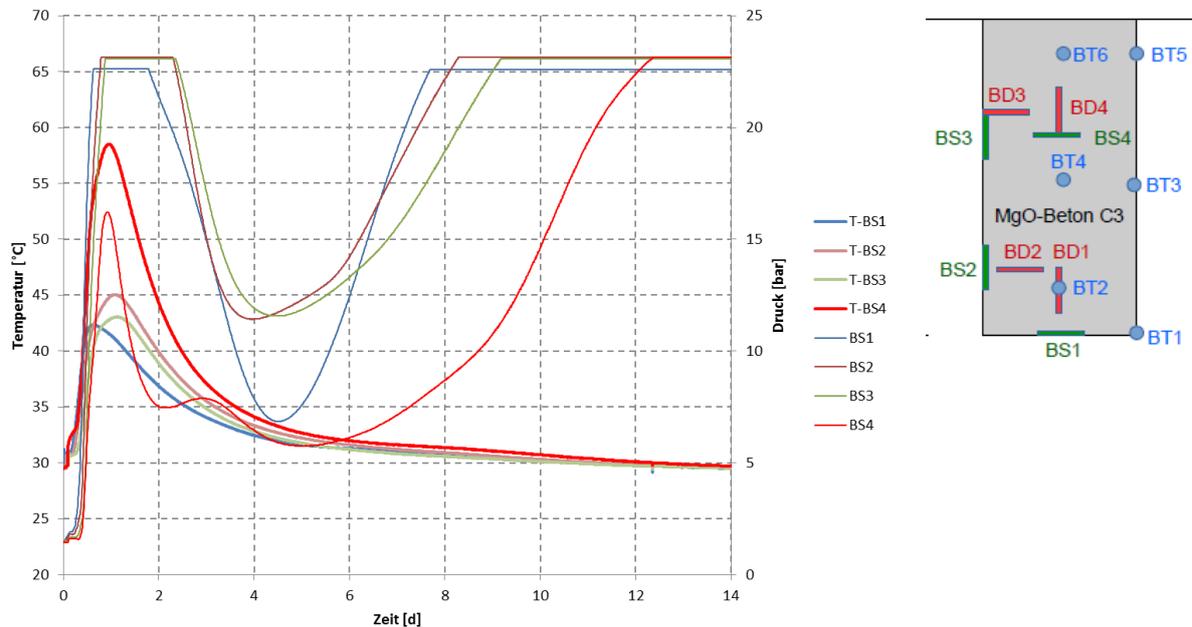


Abbildung 60: Gemessener Druck und gemessene Temperatur (T-BS_i) im MgO-Beton in den ersten 14 Tagen – BS₂ und BS₃ messen den horizontalen Kontaktdruck, BS₁ und BS₄ messen den vertikalen Druck im MgO-Beton.

Nach Abschluss der Beobachtungsphase (> 400 Tage) wurde der MgO-Beton freigelegt, indem ein Teil des umliegenden Gebirges abgefräst wurde. In Abbildung 61 ist eine Übersichtsskizze dazu dargestellt. Zuerst wurde in Abschnitten ein Zugang freigefräst. Danach wurde in Richtung des Kontaktdruckgebers das Gebirge weiter abgefräst, bis am Kontaktdruckgeber der Kontaktdruck abfiel. Nachdem an der Kontur ein Steg von ca. 40 cm stehen blieb, wurde der Freischnitt beendet und in der Bohrung ein weiteres Mal die Gaspermeabilität gemessen (siehe Abbildung 61).

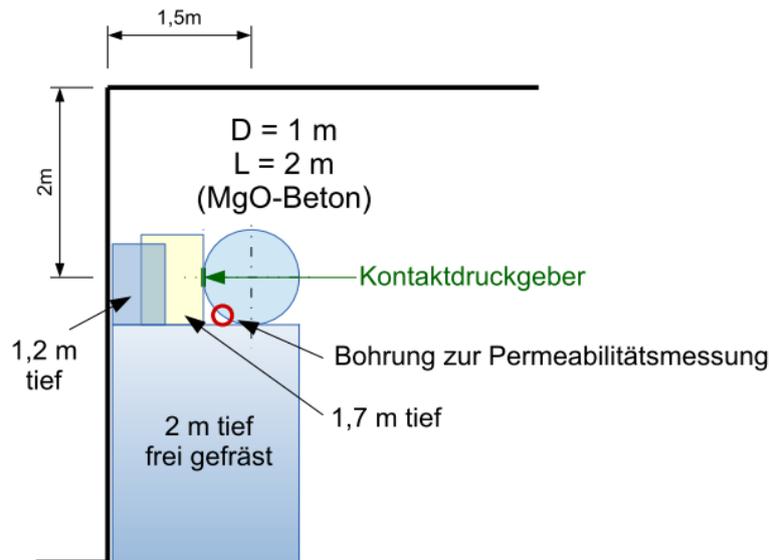


Abbildung 61: Etappen des Rückbaus des Bohrlochversuches mit MgO-Beton

Den Kontaktdruck vor und nach der ersten Etappe des partiellen Freischnitts zeigt Abbildung 62. Der Abfall des Kontaktdruckes ist in der oberen Messebene (BS3) signifikant, aber auch durch den Geber in der unteren Messebene (BS2) messbar. Gleichzeitig reagierten die im Kern befindlichen Messgeber, die den Druck in axialer Richtung anzeigen.

Der Druck am Messgeber BS3 stieg danach von ca. 3 bar wieder auf ca. 8 bar an, was wahrscheinlich auf Spannungumlagerungen im umliegenden Steinsalz zurückzuführen ist. Durch die partielle Entlastung des "Gebirgsdruckes" wurde ein geringer Anstieg der Permeabilität in der Kontaktzone gemessen (siehe Abbildung 62)

Im weiteren Verlauf wurde der Bereich der Bohrung freigeschnitten und der Bereich um den Kontaktdruckgeber in der oberen Messebene frei gelegt, um zu bestätigen, dass der Kontaktdruck auf den Wert "0" zurückgeht.

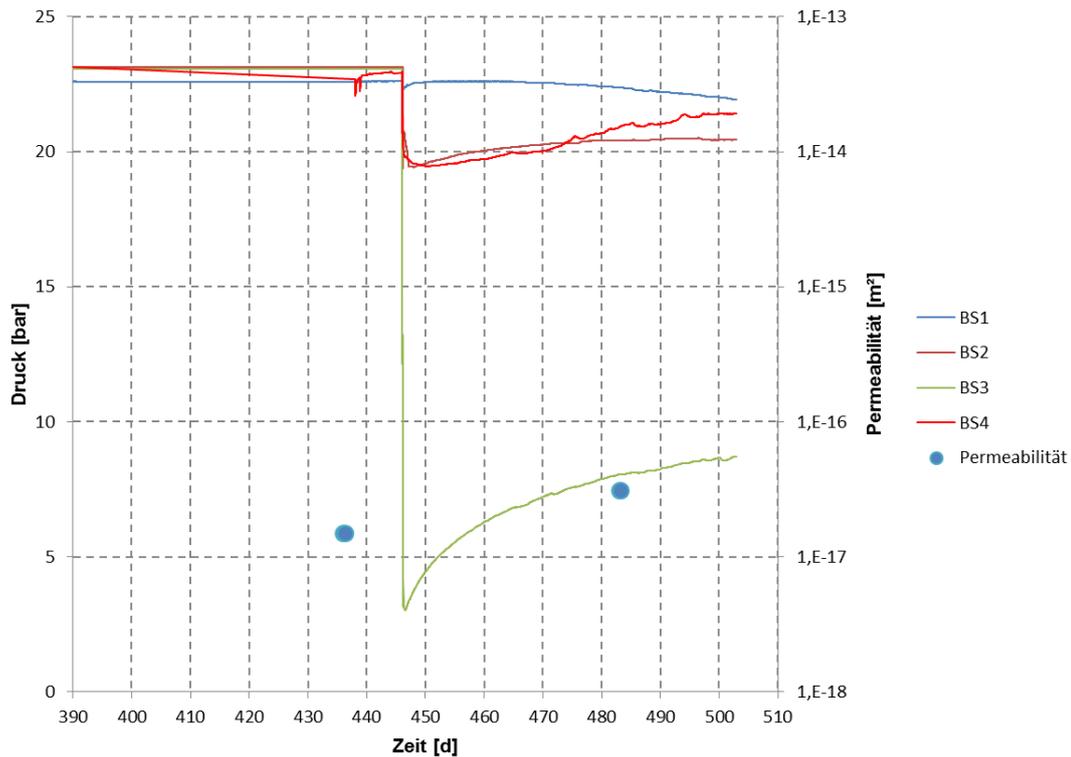


Abbildung 62: Gegenüberstellung der Ergebnisse der Permeabilitätsmessung in der Kontur zum Gebirge mit dem Kontaktdruckverlauf

Mit Ausnahme der Informationslücke bei der Expansionsdruckmessung verlief der Großbohrlochversuch erfolgreich und es wurde erstmalig unter in-situ-Bedingungen ein Bauwerk mit dem MgO-Beton C3 in Ortbetonbauweise errichtet.

4.3.3 Großbohrlochversuch 2

Der zweite Großbohrlochversuch mit dem MgO-Beton C3 hatte folgende Ziele:

- Schließen der Wissenslücke zum zeitlichen Verlauf des Expansionsdruckes bzw. des radialen Kontaktdruckes zur Steinsalzkontur,
- Messung der Permeabilität des Gesamtsystems mit Gas und Lösung,
- Vergrößerung des Volumens, um die Temperaturentwicklung und die Permeabilität am Gesamtsystem besser zu messen. ($\rightarrow L = 3 \dots 4 \text{ m}$),
- Durchführung begleitender Laborversuche zur Expansionsdruckentwicklung des MgO-Betons C3 im gleichen Temperatur-Zeit-Fenster wie im Großbohrlochversuch.

Der zweite Großbohrlochversuch mit MgO-Beton C3 fand in der Grube Teutschenthal statt. Das Großbohrloch wurde durch überschnittene Bohrungen erstellt. Der Durchmesser betrug 1,3 m und die Länge 3,57 m (siehe Abbildungen 63 und 64). In der Sohle des Bauwerkes wurde eine Druckkammer mit einer Zugangsbohrung angeordnet wurden.

Für die Druckmessungen wurden Plattendruckgeber mit einem Messbereich bis 100 bar ausgewählt. Insgesamt wurde der Großbohrlochversuch wie folgt messtechnisch bestückt:

- a) 6 Thermoelemente (T1 bis T6),

- b) 4 Plattendruckgeber (S1 bis S4, inkl. Temperaturmessung T-S1 bis T-S4),
- c) 6 Betondehnungsgeber (D1 bis D6, inkl. Temperaturmessung T-D5 und T-D6),
- d) 1 TDR-Feuchtigkeitssensor,
- e) 1 Kontrollkammer entlang der Kontur (KK1, inkl. Bohrung für Funksender),
- f) 1 Kontrollkammer in der Mitte des Versuchskörpers (KK2),
- g) 3 Extensometer (I1 bis I3).

Für die nachfolgende Flüssigkeitsdruckbeaufschlagung über einen längeren Testzeitraum wurde ein Pumpstand installiert.

Nachdem die Hohlraumkontur aufgeföhren war und die Druckkammer zielgenau angebohrt war, wurde die Druckkammerkonstruktion eingebaut. Danach wurde der untere Abschnitt betoniert und die Messgeber eingebaut. Anschließend wurde das Großbohrloch mit MgO-Beton C3 in zwei Abschnitten ausbetoniert. Die Betonage in zwei Abschnitten war erforderlich, um den Einbau der Messgeber zu ermöglichen.

Abbildung 63 zeigt den Stand der Betonage ca. 1,4 m über der Druckkammer und den finalen Aufbau einschließlich der Extensometer auf der Oberfläche des MgO-Betons.



Abbildung 63: Einbau des MgO-Betons (links) und fertig gestelltes Bauwerk (rechts)

Begleitend zu den Betonagearbeiten wurde das Ausbreitmaß des Frischbetons bestimmt und Probekörper für die Ermittlung der Spaltzugfestigkeit und der einaxialen Druckfestigkeit (Würfel und Zylinder) hergestellt. Die Ergebnisse der Festigkeitsuntersuchungen sind im Abschnitt 3.3 beschrieben. Das Ausbreitmaß liegt, bis auf einzelne Ausnahmen, im gewünschten Bereich für fließfähigen Beton (meist im Zielbereich 56 cm bis 62 cm).

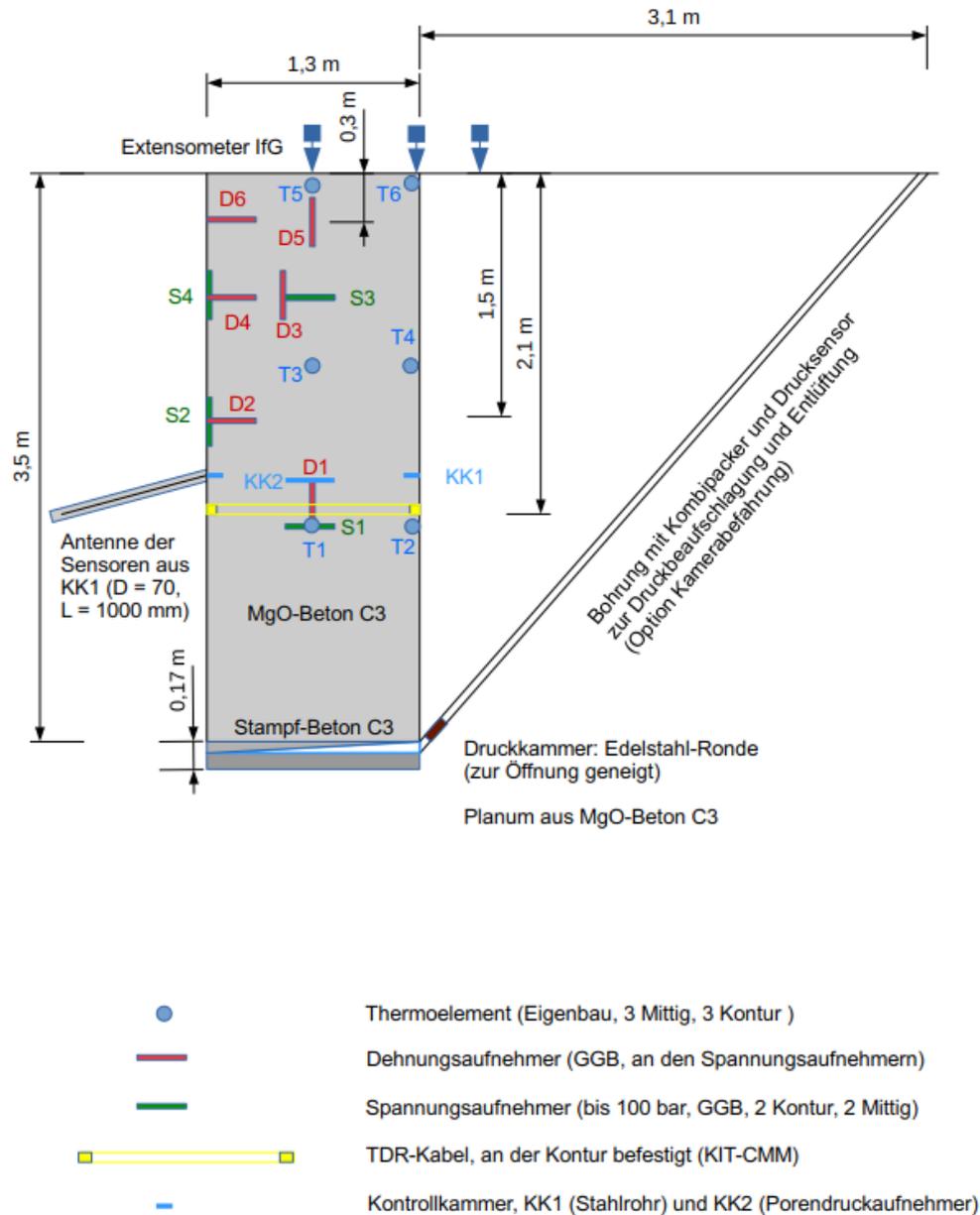


Abbildung 64: Aufbau des Großbohrlochversuches 2 mit MgO-Beton C3

Die Erfassung der Messwerte des Großbohrlochversuches 2 begann am 12.12.2018. Die infolge der Abbindereaktion des MgO-Betons gemessene Temperatur verlief ähnlich wie beim ersten Großbohrlochversuch, jedoch um ca. 5 K bis 10 K nach unten versetzt, da am jetzigen Versuchsort die Umgebungstemperatur bei ca. 24 °C lag (beim ersten Versuch ca. 29 °C). Im Kern betrug beim vorliegenden Versuch die Maximaltemperatur 62 °C, an der Kontur 38 °C (Abbildung 65).

Positiv hervorzuheben ist, dass die Kontaktdrücke an der Kontur bis auf ein Maximum von 5,5 MPa (Sensor S4 in der oberen Messebene) bzw. 6,2 MPa (Sensor S2 in der unteren Messebene) anstiegen und danach in diesem Niveau blieben (Abbildung 66). Ob damit ein Gleichgewichtszustand und ein Abschluss der Kristallisation der 3-1-8-Bindemittelphase erreicht ist, kann noch nicht gesagt werden. Die Messung des Kontaktdruckes wird deshalb über das Laufzeitende des Vorhabens hinaus weiter fortgesetzt. Ebenso ist unklar, ob der Kontaktdruck sich infolge einer angenommenen Gefügerelaxation zukünftig verringern wird. Die Schwankungen nach dem Maximum sind durch Temperaturänderungen bedingt.

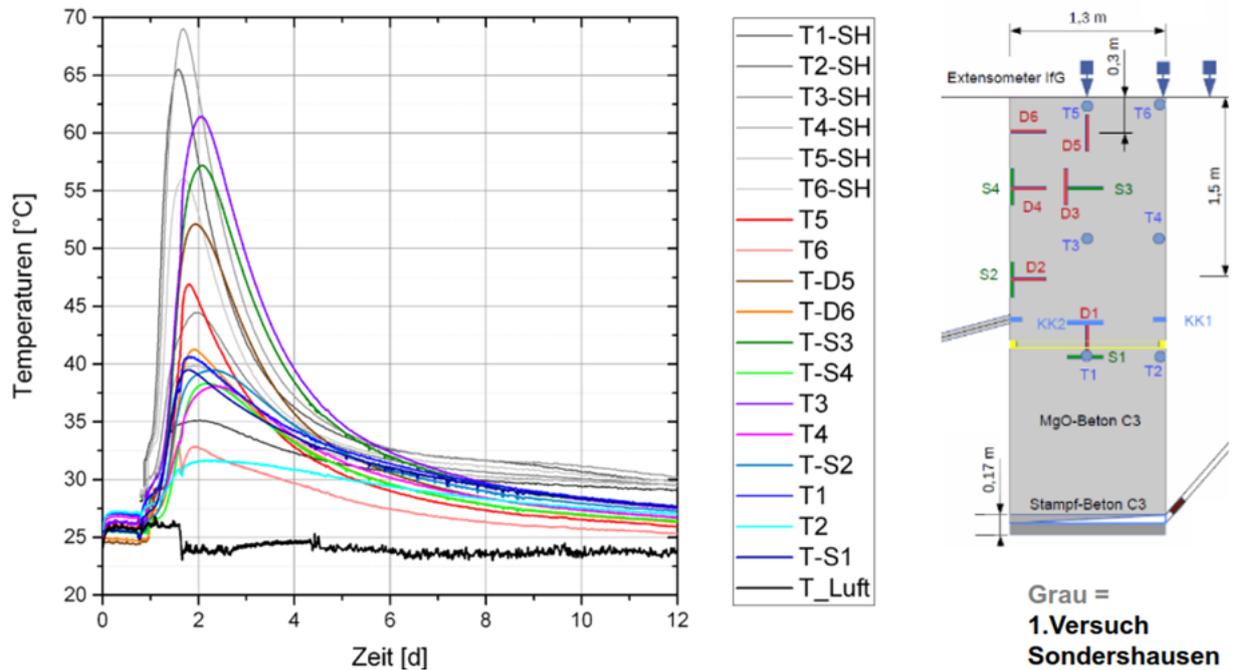


Abbildung 65: Temperaturverlauf im Großbohrlochversuch 2 über die ersten 12 Tage im Vergleich mit dem Großbohrlochversuch 1 (graue Kurven, SH=Sondershausen)

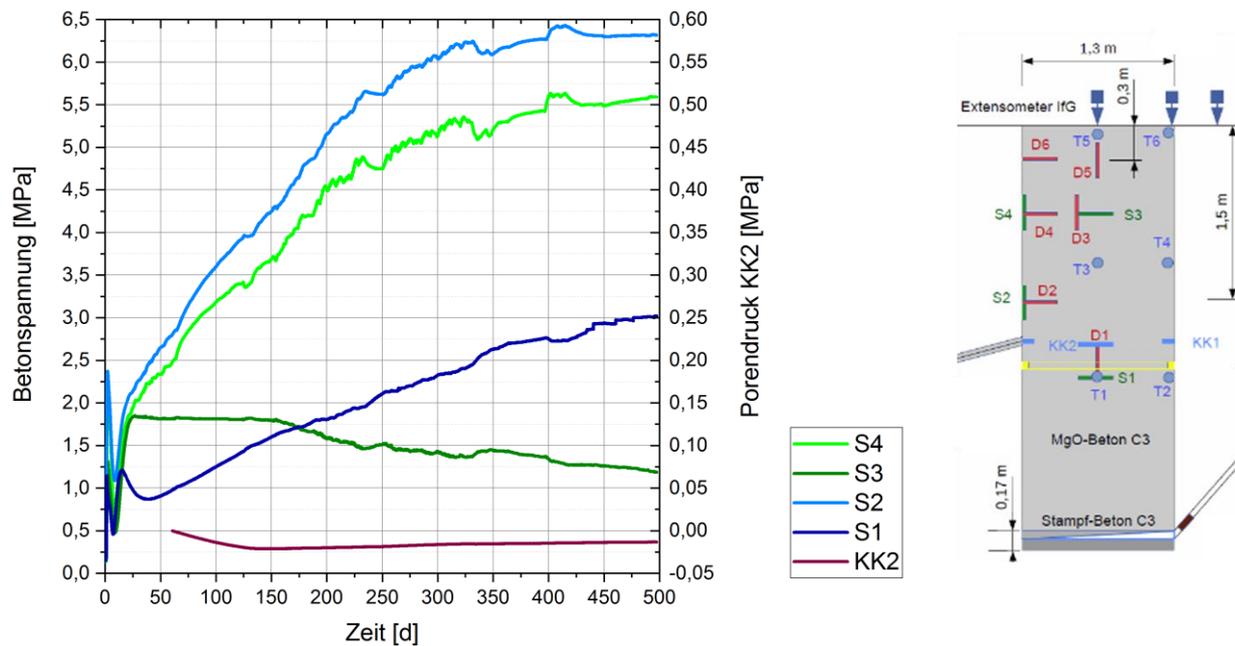


Abbildung 66: Verlauf des radialen (S2, S4) und axialen (S1, S3) Druckes sowie des Porendruckes in der Kontrollkammer 2 beim Großbohrlochversuch 2.

Aufgrund des relativ hohen radialen Kontaktdrucks und dessen weiterer Erhöhung ist nicht auszuschließen, dass der gemessene Kontaktdruck durch den Gebirgsdruck beeinflusst sein kann.

Es wird eingeschätzt, dass bei Beendigung der Messungen (Tag 500) die radialen Spannungen nur zum Teil durch das konvergenzbedingte Aufkriechen des Gebirges auf den MgO-Beton bedingt sind. Um den Expansionsdruck vom konvergenzbedingten Kontaktdruck des Gebirges unterscheiden zu können, wurden Hydrofracmessungen am Versuchsort durchgeführt. Als Ergebnis der Hydrofracmessungen (IfG) wurde im Bereich des Großbohrlochversuches 2 (bei 4 m Bohrlochteufe) eine kleinste Hauptnormalspannung von knapp 4 MPa ermittelt. Somit ist der gemessene hohe radiale Kontaktdruck von etwa 5,5 MPa in 0,75 m Tiefe und 6,5 MPa in 1,5 m Tiefe mit großer Wahrscheinlichkeit durch den Expansionsdruck des MgO-Betons C3 verursacht.

Der Messbereich der Schwingsaitenaufnehmer D1, D3 und D5 wurde überschritten, so dass die Dehnungen dieser Aufnehmer in der Mittelachse des Pfropfens, in axialer Richtung, quantitativ nur eingeschränkt verwertbar sind. Die Dehnung an den Sensoren D2, D4 und D6 (in radiale Richtung zur Kontur) nähert sich mit der Zeit dem Wert 0 mm/m (Abbildung 67). Dies steht in Übereinstimmung mit dem relativ hohen radialen Kontaktdruck an den Sensoren S2 und S4 (Abbildung 66).

Im Kern hat sich in axialer Richtung der Expansionsdruck bei ca. 1,2 MPa (Sensor S3 - Mitte) eingestellt - nach einem früheren Maximum von 1,8 MPa. Der Druck am Sensor S1 ist nach 500 d auf ca. 3 MPa angestiegen. Offen ist, ob sich hier der Anstieg fortsetzt (Abbildung 66).

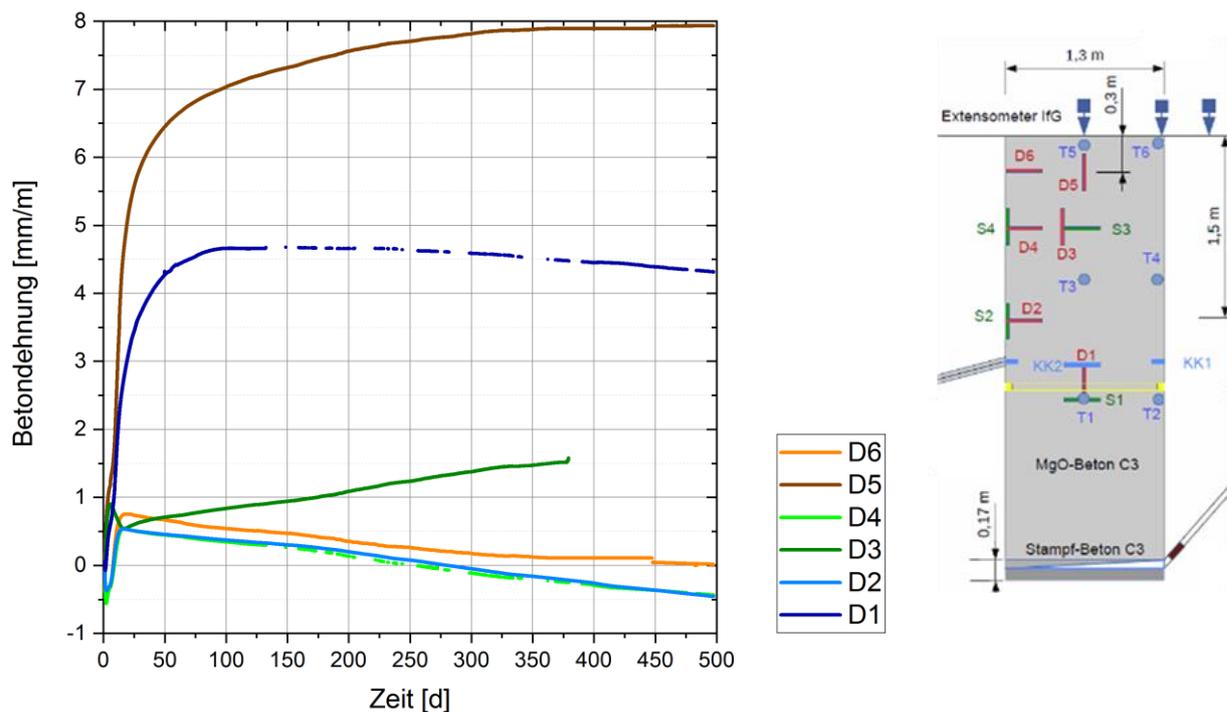


Abbildung 67: Verlauf der radialen (D2, D4, D6) und axialen (D1, D3, D5) Dehnung beim Großbohrlochversuch 2.

Die Signale des an der Kontur in der Mitte des Pfropfens (siehe Abbildung 64) zur Feuchtedetektion positionierten TDR-Kabelsensoren verzeichnen auch nach einer Druckbeaufschlagung von 175 d (03.02.2020 bis 27.07.2020) keine Änderung, da die Umgebung "trocken" ist. Allerdings ist die Auswertung erschwert, da in der Umgebung des Versuchsortes wahrscheinlich elektrische Störsignale auftraten. Die Ursache der Signalstörungen konnte nicht geklärt werden.

Im Arbeitsbereich der Druckkammerbohrung (zwischen 3,5 m und 4,3 m Bohrlochteufe) betrug die Gaspermeabilität $3,8 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ bis $< 10^{-22} \text{ m}^2$ (Messungen von IBeWa), so dass von einer "technisch dichten" Umgebung ausgegangen werden kann.

Im ersten pneumatischen Vortest vom 12.02.2019 (IBeWa) wurde eine effektive Gaspermeabilität des Gesamtsystems "Pfropfen aus MgO-Beton C3 im Steinsalz" zwischen $3 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ und $3 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ und ermittelt.

Der zweite pneumatische Vortest vom 03.09.2019 zeigte eine deutlich geringere effektive Gaspermeabilität des Gesamtsystems "Pfropfen aus MgO-Beton C3 im Steinsalz" von $2 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$.

Im Ergebnis des dritten pneumatischen Vortests (03.12.2019) verringerte sich die effektive Gaspermeabilität des Gesamtsystems weiter auf $1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$. Auf Basis dieser Ergebnisse wurde danach mit der Befüllung der Druckkammer mit Lösung begonnen.

Durch integrale Ultraschallmessungen (IfG) wurde im Bereich der Sohle eine konturnahe ALZ mit einer Mächtigkeit von ca. 30 cm festgestellt.

Die Ergebnisse der Gaspermeabilitätsmessungen (IfG) in der Bohrung der Hydrofracmessung sind differenziert. Im Bereich der Anhydriteinschaltungen liegen die Werte bei 10^{-18} m^2 , im kompakten Steinsalz wurden $3 \cdot 10^{-20}$ und 10^{-22} m^2 gemessen. Dies ist für das geschichtete Steinsalz typisch. Sie stimmen in der Größenordnung mit den Messungen von IBeWa in der zentralen Vorbohrung des Großbohrloches überein (siehe oben: $3,8 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ bis $< 10^{-22} \text{ m}^2$).

Am 12.12.2019 wurde die Druckkammer mit Lösung befüllt und der Füllstand konstant gehalten. Die Flüssigkeitsdruckbeaufschlagung begann am 03.02.2020 mit einem Flüssigkeitsdruck von 0,15 bar. In 15 Etappen wurde der Druck innerhalb von 3300 h auf 20 bar erhöht. Es wurden über diesen Verlauf insgesamt ca. 14 Liter gesättigte NaCl-Lösung (+ 2 molal MgCl_2) in das Bauwerk eingepresst.

Zu Beginn der Druckbeaufschlagung betrug der Volumenstrom ca. $8 \text{ cm}^3/\text{h}$ bis $9 \text{ cm}^3/\text{h}$. Der Volumenstrom bei einem konstanten Flüssigkeitsdruck von 20 bar verringerte sich mit der Zeit auf ca. $2,2 \text{ cm}^3/\text{h}$.

Aus den Ergebnissen der Druckbeaufschlagung mit gesättigter NaCl-Lösung (+ 2 molal MgCl_2) wurde auf der Basis des verbrauchten Lösungsvolumens und der Bilanzierung des theoretisch aufgefüllten Porenraumes (Annahme einer vollständigen Lösungssättigung) die strömungstechnisch wirksame Bauwerkslänge abgeschätzt und der Berechnung der Lösungspерmeabilität zugrunde gelegt. Auf der Grundlage dieser Annahmen (strömungswirksame Bauwerkslänge von 0,18 m) wurde eine effektive Lösungspерmeabilität für die gesättigte NaCl-Lösung (+ 2 molal MgCl_2) von $1,4 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ ermittelt. Dies ist ca. um eine Größenordnung geringer als die effektive Gaspermeabilität des dritten (letzten) pneumatischen Vortests ($1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$).

Zur Verifizierung dieses Ergebnisses wurde über eine senkrechte Bohrung von der luftseitigen Oberfläche des MgO-Betons C3 (Teufe 1,5 m) eine effektive in-situ-Gaspermeabilität zwischen $7,9 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ und $5,0 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ bestimmt. Setzt man diesen Wert in Relation zur effektiven Gaspermeabilität des Gesamtsystems ($1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$) und zur effektiven Lösungspерmeabilität des Gesamtsystems ($1,4 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$), kann man daraus ableiten, dass im vorliegendem System (MgO-Beton C3 mit umliegenden Steinsalz) die Kontaktzone praktisch abgedichtet ist. In diesem Falle wäre eine Kontaktbereichsabdichtung durch Injektionen nicht erforderlich.

4.4 Weiterentwicklung Asphaltabdichtung

4.4.1 Versuchsübersicht

Zur Weiterentwicklung der Asphaltabdichtungen für zukünftige HAW-Endlager-Schachtverschlüsse wurden mehrere Bohrlochversuche im Steinsalz und im Ton durchgeführt. Getestet wurden entsprechend der möglichen Verschlusskonzepte für Bitumen- und Asphaltabdichtelemente (siehe [Rauche et al. 2003], [Rauche et al. 2004], [Kudla et al. 2009] und die Abschnitte 2.2 und 2.3) sowohl Bitumenabdichtelemente (bei angenommenen Flüssigkeitsdruck von unten) als auch Asphaltabdichtelemente (bei angenommenen Flüssigkeitsdruck von oben).

Eine Übersicht über die durchgeführten in-situ-Versuche zeigt Tabelle 22.

Tabelle 22: Übersicht über die in situ durchgeführten Bohrlochversuche mit Bitumen und Asphalt

Bezeichnung	Material	Versuchsort	Untersuchungen
BIT-01	Kern: AZALT 70/100 Schale: STELOX 85/25	VO 2 Steinsalz (GSES)	<ul style="list-style-type: none"> • Temperatur • Gaspermeabilität • Rückbau
BIT-02	Kern: AZALT 70/100 Schale: STELOX 85/25		<ul style="list-style-type: none"> • Gaspermeabilität • Lösungspereabilität • Rückbau
ASP-01	Kern: Schottersäule mit AZALT 70/100 verfüllt Schale: STELOX 85/25		<ul style="list-style-type: none"> • Temperatur • Druck • Gaspermeabilität
ASP-02	Kern: Steinasphalt nach Ab- schnitt 3.4.3, auf Basis von AZALT 70/100 und abgerun- deten Basaltschotter Saxorund 20/40 Schale: STELOX 85/25		<ul style="list-style-type: none"> • Temperatur • Druck • Gaspermeabilität
BIT-03	Kern: AZALT 70/100 Schale: STELOX 85/25	VO 5 Ton (Wiesa)	<ul style="list-style-type: none"> • Temperatur • Gaspermeabilität • Rückbau
ASP-03	Kern: Schottersäule mit AZALT 70/100 verfüllt Schale: STELOX 85/25		<ul style="list-style-type: none"> • Temperatur • Gaspermeabilität • Rückbau
ASP-04	Kern: Steinasphalt nach Ab- schnitt 3.4.3, auf Basis von AZALT 70/100 und abgerun- deten Basaltschotter Saxorund 20/40 Schale: STELOX 85/25		<ul style="list-style-type: none"> • Temperatur • Gaspermeabilität • Rückbau

4.4.2 Bohrlochversuche mit Bitumendichtungen im Steinsalz

Im Steinsalz wurden zwei Bohrlochversuche mit Bitumendichtungen durchgeführt – BIT-01 und BIT-02. Die Lage der beiden Bohrungen (D = 0,3 m, L = 1 m) zeigt Abbildung 68.

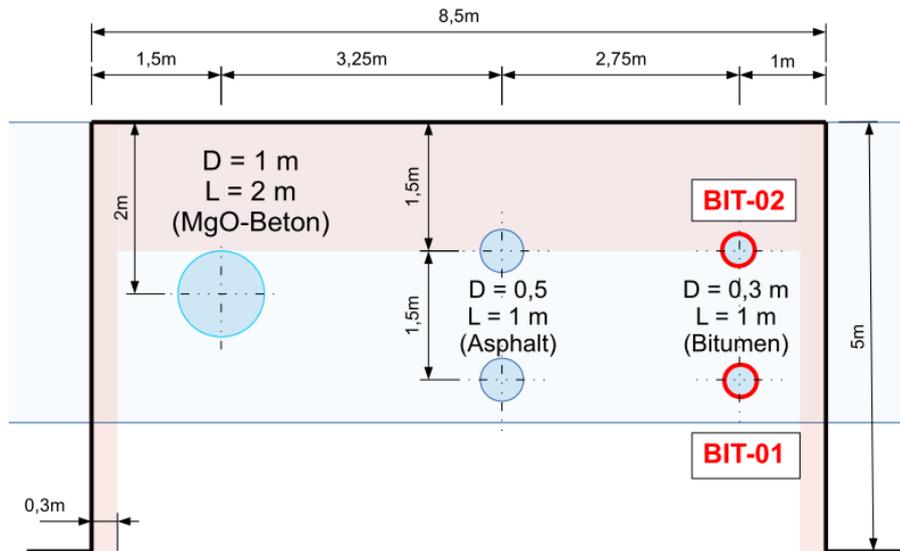


Abbildung 68: Position der Versuche BIT-01 und BIT-02 im Versuchsort 2

In den Vorbohrungen wurde an jeweils zwei Messpunkten die Gaspermeabilität gemessen. Die Ergebnisse der Einzelmessungen sind:

BIT-01: $k < 10^{-22} \text{ m}^2$ und $k = 6 \cdot 10^{-22} \text{ m}^2$

BIT-02: $k = 2 \cdot 10^{-22} \text{ m}^2$ und $k = 5 \cdot 10^{-22} \text{ m}^2$

Damit kann das umliegende Gebirge als "dicht" und damit als für den Versuch geeignet angesehen werden.

Der Aufbau der Bitumendichtungen ist bei beiden Versuchen gleich und entspricht dem Prinzip "Harte Schale - Weicher Kern". Das Dichtelement bestand aus einer Kerndichtung aus dem relativ weichen Bitumen B 70/100, das zwischen zwei Schichten aus einem "härteren" Oxidationsbitumen STELOX 85/25 eingeschlossen ist (siehe Abbildung 69 und Abbildung 70). Das Widerlager besteht aus MgO-Beton der Rezeptur C3 (3-1-8-Bindemittelphase).

Da im Versuch BIT-02 neben der Gaspermeabilität noch die Lösungsp permeabilität gemessen wurde, sind hier zwei zusätzliche Entlüftungsröhrchen für die Druckkammer und die Kontrollkammer eingebaut (siehe Abbildung 70).

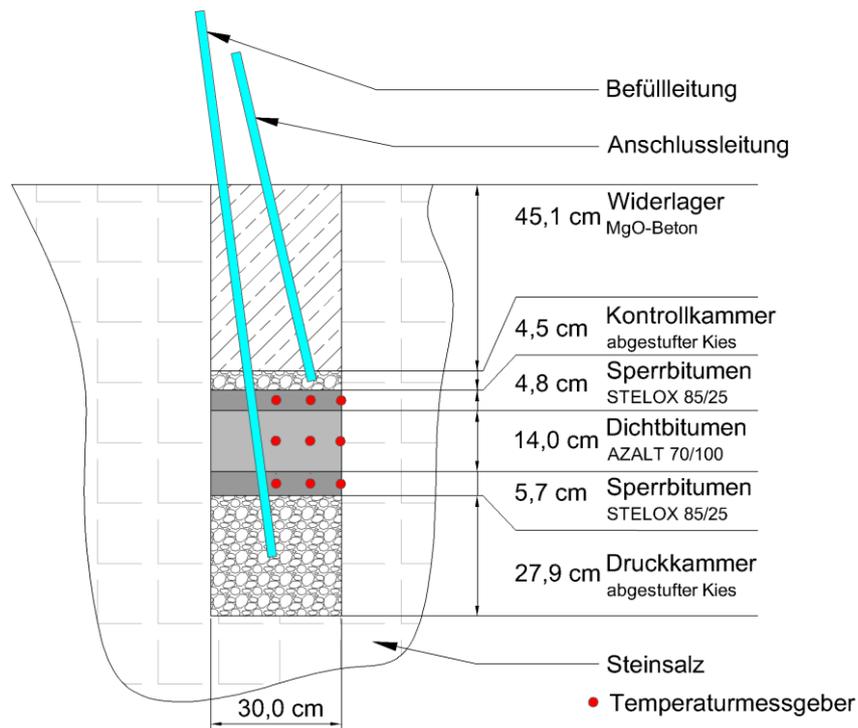


Abbildung 69: Aufbau des Versuches BIT-01

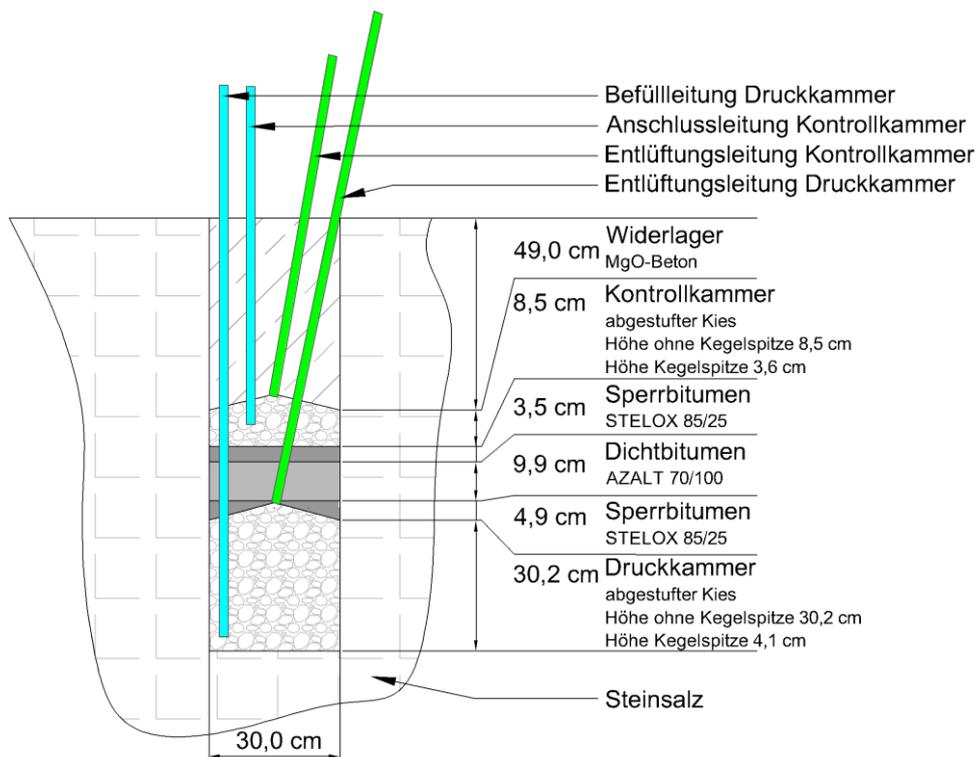


Abbildung 70: Aufbau des Versuches BIT-02

Im Ergebnis der Permeabilitätsmessungen wurden folgende Ergebnisse erhalten:

BIT-01:

Bei 0,12 MPa Prüfdruck: integrale Gaspermeabilität von $3 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$

Bei 1,05 MPa Prüfdruck: integrale Gaspermeabilität von $2 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$,

BIT-02:

Bei 1,05 MPa Prüfdruck: integrale Gaspermeabilität von $6 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$,

Bei 1,1 MPa Flüssigkeitsdruck: integrale Lösungspermeabilität von $1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$

Zur Bestimmung von Veränderungen des Dichtsystems und zur Untersuchung der Kontaktzone zwischen Steinsalz und Bitumen wurden beide Versuche zurückgebaut. Dazu wurden nach Rückbau des Widerlagers und der Zuleitungen die Dichtkörper mit einer Bohrkrone $D = 0,5 \text{ m}$ überbohrt und nach Möglichkeit im Ganzen geborgen. Durch den Flüssigkeitscharakter des Bitumens konnten allerdings nachträgliche Lageveränderungen nicht vollständig ausgeschlossen werden. Beide Kernsegmente wurden für die Nachuntersuchungen nach Freiberg transportiert.

Ein interessanter Befund war, dass im Kernsegment des Versuches BIT-01 eine lokale Befeuchtung festgestellt wurde. Es ist davon auszugehen, dass infolge der Lösungsdruckbeaufschlagung beim Versuch BIT-02 sich die Lösung horizontal im Salz bis zum Bohrloch BIT-01 ausgebreitet hatte.

In Freiberg wurden dann die Bitumendichtungen aus beiden Versuchen von der Mantelfläche her freigelegt (siehe Abbildung 71 und Abbildung 72). Der Salzmantel wurde dazu an 2 Stellen parallel zur Bohrachse aufgesägt. Durch kräftiges Schlagen auf die Stirnfläche konnte das freigelegte Segment von der Bitumendichtung abgeschlagen werden, ohne dabei die Dichtung zu verändern. Nach dem Freilegen der Dichtung war der Schichtaufbau gut erkennbar (siehe Abbildung 73). Beim Versuch BIT-02 war durch die Druckbeaufschlagung mit Salzlösung das Salz im Nahbereich des Versuches aufgeweicht. Der interkristalline Verbund im Salz war geschwächt, sodass beim Herausziehen des Kernsegmentes mit der Bitumendichtung das Salz aufgebrochen wurde. Dadurch konnte während der Standzeit das Bitumen herausfließen.



Abbildung 71: Freilegen der Bitumendichtung beim Versuch BIT-01



Abbildung 72: Freigelegte Bitumendichtung beim Versuch BIT-01



Abbildung 73: Bitumendichtung bei BIT-01 direkt nach Abschlagen des Segmentes aus dem Salzmantel

Deutlich sichtbar wurde, dass das Bitumen beim Eingießen und während der Druckbeaufschlagung in feine Risse des Steinsalzes bzw. längs der Kristallgrenzen eingedrungen war. An den Stellen solcher rissförmigen Wegsamkeiten blieb das Bitumen auch nach dem Abziehen am Salz. Durch das eingedrungene Bitumen wurde erst die Struktur mit einem Mikrorissgeflecht (siehe Abbildung 74) sichtbar, das horizontal bzw. senkrecht zur Bohrlochachse verlief. Dieser Sachverhalt wird hinsichtlich des Zustandes des Steinsalzes am Versuchsort nicht negativ interpretiert. Dies wird durch die niedrige Permeabilität des Gesamtsystems (von $2 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$) bestätigt. Das Eindringen des Bitumens in kleinste Strukturen führt zu einer Abdichtung und ist positiv zu werten.



Abbildung 74: Kontaktbereich Destillationsbitumen - Steinsalz beim Versuch BIT-02

Weiterhin wurde festgestellt, dass das Oxidationsbitumen infolge der Druckbelastung mit 1 MPa beim Permeabilitätstest ca. 15 – 30 mm in die Kiesschüttung der oberen Kontrollkammer hineingedrückt wurde.

Aus dem Abgleich der Ergebnisse der Permeabilitätsmessungen beider Versuche mit den Ergebnissen des Rückbaus (Volumenänderungen, die zu einer Beeinflussung des gemessenen Druckverlaufs führen) ergibt sich eine geringere Permeabilität, sofern diese Volumenänderungen herausgerechnet werden. Deshalb ist die für die Bitumenversuche BIT-1 und BIT-2 angegebene Permeabilität (siehe oben) des Gesamtsystems jeweils als konservativer Wert zu betrachten.

4.4.3 Bohrlochversuche mit Asphalt dichtungen im Steinsalz

Im Steinsalz wurden zwei Bohrlochversuche mit Asphalt dichtungen durchgeführt – ASP-01 und ASP-02. Die Lage der beiden Bohrungen ($D = 0,5 \text{ m}$, $L = 1 \text{ m}$) zeigt Abbildung 75.

In den Vorbohrungen wurde an jeweils zwei Messpunkten die Gaspermeabilität des Steinsalzes gemessen. Die Ergebnisse der Einzelmessungen sind:

ASP-01: $k = 2 \cdot 10^{-22} \text{ m}^2$

ASP-02: $k \leq 10^{-22} \text{ m}^2$

Damit kann das umliegende Gebirge als technisch dicht angenommen werden.

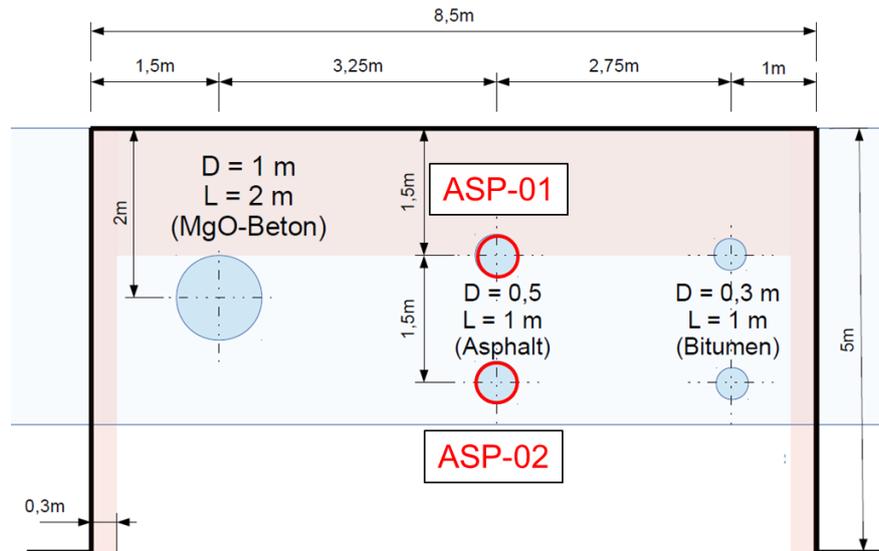


Abbildung 75: Position der Versuche ASP-01 und ASP-02 im Versuchsort 2

Im **Versuch ASP-01** wurde erstmals in situ im halbertechnischen Maßstab die Funktion einer mit Bitumen verfüllten Schottersäule untersucht. Dafür wurde ein Brechkornschotter BK-32/63 als Stützkorn verwendet. Als Vergussmaterial kam ein Destillationsbitumen ATZALT 70/100 zum Einsatz. Den Versuchsaufbau zeigt Abbildung 76.

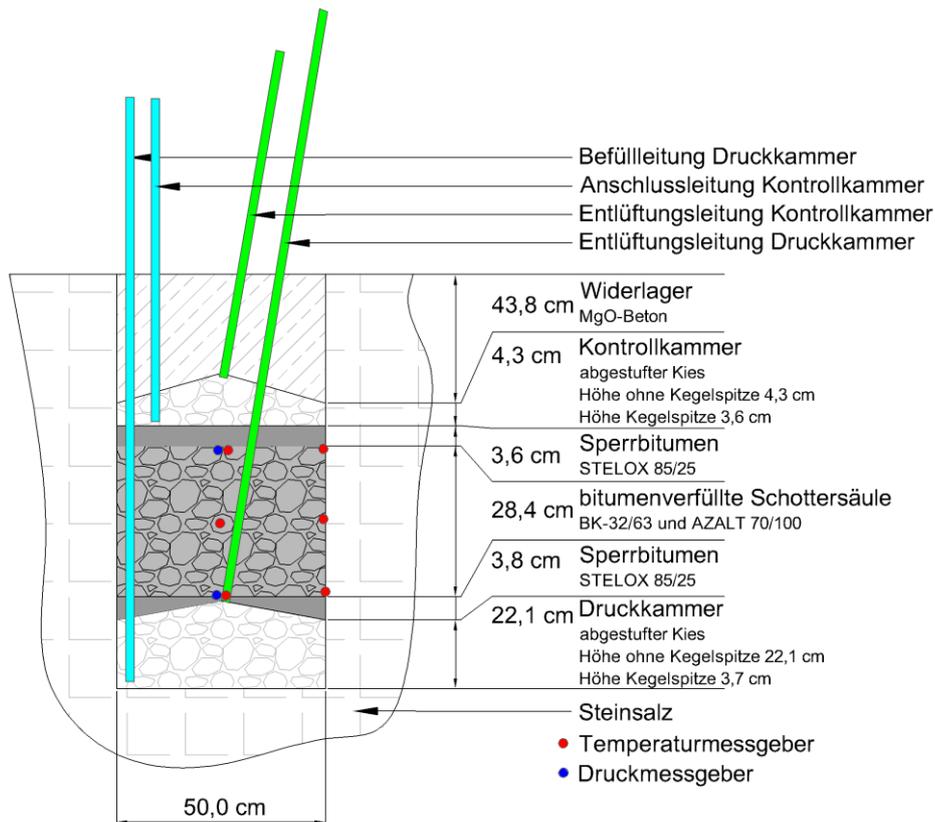


Abbildung 76: Aufbau des Versuchs ASP-01 (Messpunkte der Temperaturmessung: rot, Druckmessung: blau)

Die Einbautemperatur des Oxidationsbitumens in der unteren Sperrschicht lag bei ca. 170°C. Nach einer Abkühlzeit von 20 h wurde die Schottersäule eingebaut. Die Vergusstemperatur des Destillationsbitumens AZALT 70/100 in die Schottersäule betrug auch ca. 170 °C. Ca. 20 h nach dem Verguss des Schotters wurde die obere Sperrschicht aus Oxidationsbitumen STELOX 85/25 mit ca. 175 °C eingegossen.

Das mit 170 °C heißem Bitumen verfüllte Schotterelement kühlte relativ schnell ab. Nach ca. 10 min hat sich die Temperatur zwischen dem kalten Schotterkorn, dem angrenzenden Salzgestein und dem heißen Bitumen weitestgehend angeglichen und es stellte sich an der Bohrlochkontur eine mittlere Temperatur von ca. 45 °C ein. Zum Zeitpunkt des Heißeinbaus der oberen Sperrschicht (nach ca. 20 h) betrug die Temperatur im vergossenen Schotterelement ca. 30 °C bei 28 °C Gebirgstemperatur. Der mit Bitumen vergossene Schotter war damit weitgehend abgekühlt.

Die gemessenen Drücke wurden nahezu instantan und in voller Höhe im bitumenerfüllten Porenraum des Schotters weitergeleitet, was das hydrostatische Verhalten des Bitumens im Schotterporenraum sehr gut belegt.

Im **Versuch ASP-02** wurde erstmals in situ im halbtechnischen Maßstab der neu entwickelte "*Dichte Steinasphalt*" (siehe Abschnitt 3.4.3) untersucht. Dazu liegt eine Diplomarbeit [Hoffmann, 2016] vor. Durch die beiden Bohrlochversuche ist nun ein Vergleich beider Varianten für Asphalt-dichtelemente in Schachtverschlüssen (bitumenverfüllte Schottersäule und "*Dichter Steinasphalt*") möglich.

Den Versuchsaufbau des Versuchs ASP-02 zeigt Abbildung 77. Um die beiden Versuche vergleichen zu können, ist der Versuch ASP-02 prinzipiell gleich dem Versuch ASP-01 aufgebaut.

Die beiden Sperrschichten (2) und (4) bestanden aus Oxidationsbitumen STELOX 85/25. Die Kerndichtung (3) bestand aus dem neuen *Steinasphalt* nach Abschnitt 3.4.3 auf Basis von AZALT 70/100 und abgerundetem Basaltschotter Saxorund 20/40.

Das Oxidationsbitumen für die untere Sperrschicht wurde mit einer Temperatur von rund 181 °C eingegossen. Der Asphalt wurde aus 8 vorgewärmten Behältern bei einer mittleren Temperatur von 139,6 °C eingebaut (Zieltemperatur 140 °C). Die Vergusstemperatur der oberen Sperrschicht betrug 167 °C [Hoffmann 2016].

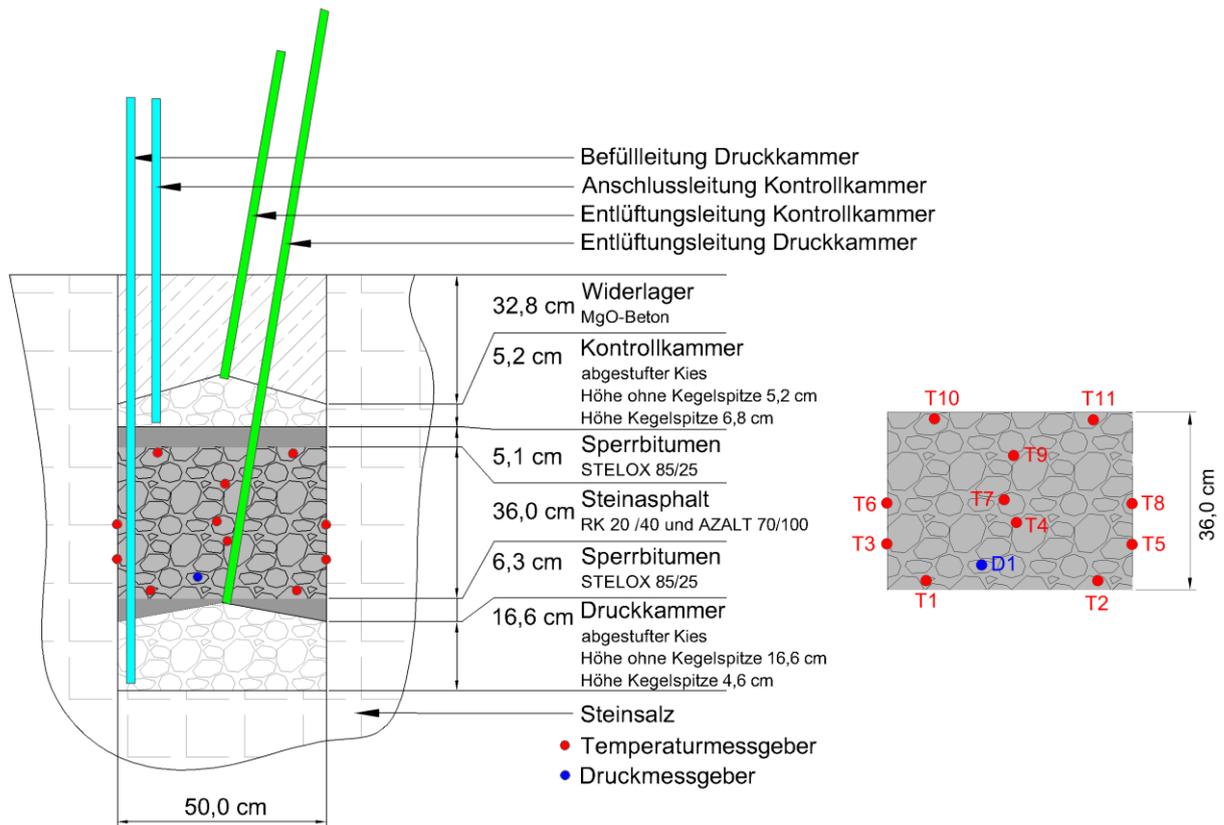


Abbildung 77: Aufbau des Versuchs ASP-02

Aus dem Vergleich beider Asphaltversuche hinsichtlich ihrer Temperaturentwicklung unter Beachtung der unterschiedlichen Einbautechnologie und Einbautemperatur ergibt sich folgendes Bild (siehe Abbildung 78 und Abbildung 79):

- An der Gebirgskontur ist die Temperaturentwicklung bei beiden Versuchen praktisch gleich, da sie durch die relativ hohe Wärmeleitfähigkeit des Steinsalzes dominiert wird (siehe Abbildung 78).
- Obwohl die Vergusstemperatur des Bitumens im Versuch ASP-01 höher war, war hier die Maximaltemperatur in der mit Bitumen verfüllten Schottersäule geringer. Die Maximaltemperatur des Asphaltes im Versuch ASP-02 ist um ca. 40 K höher als beim Versuch ASP-01 (siehe Abbildung 79). Der Asphalt kühlte aber relativ schnell ab. Nach ca. 14 h Abkühlzeit verhalten sich beide Elemente praktisch gleich. Dieser Sachverhalt ist vor allem durch das bei beiden Versuchen relativ kleine Volumen im Vergleich zu Steinsalzoberfläche bedingt.

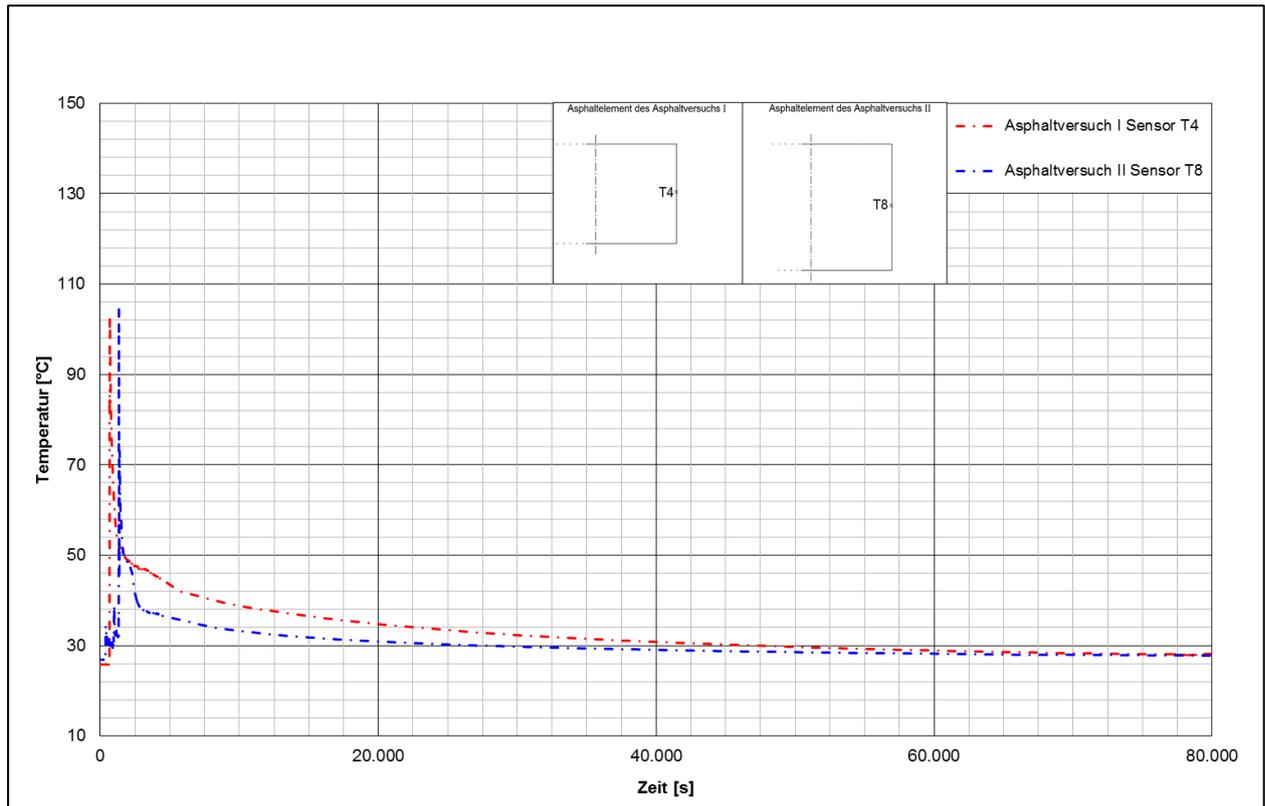


Abbildung 78: Vergleich der Temperaturentwicklung an der Gebirgskontur bei den Versuchen ASP-01 und ASP-02 [Hoffmann 2016]

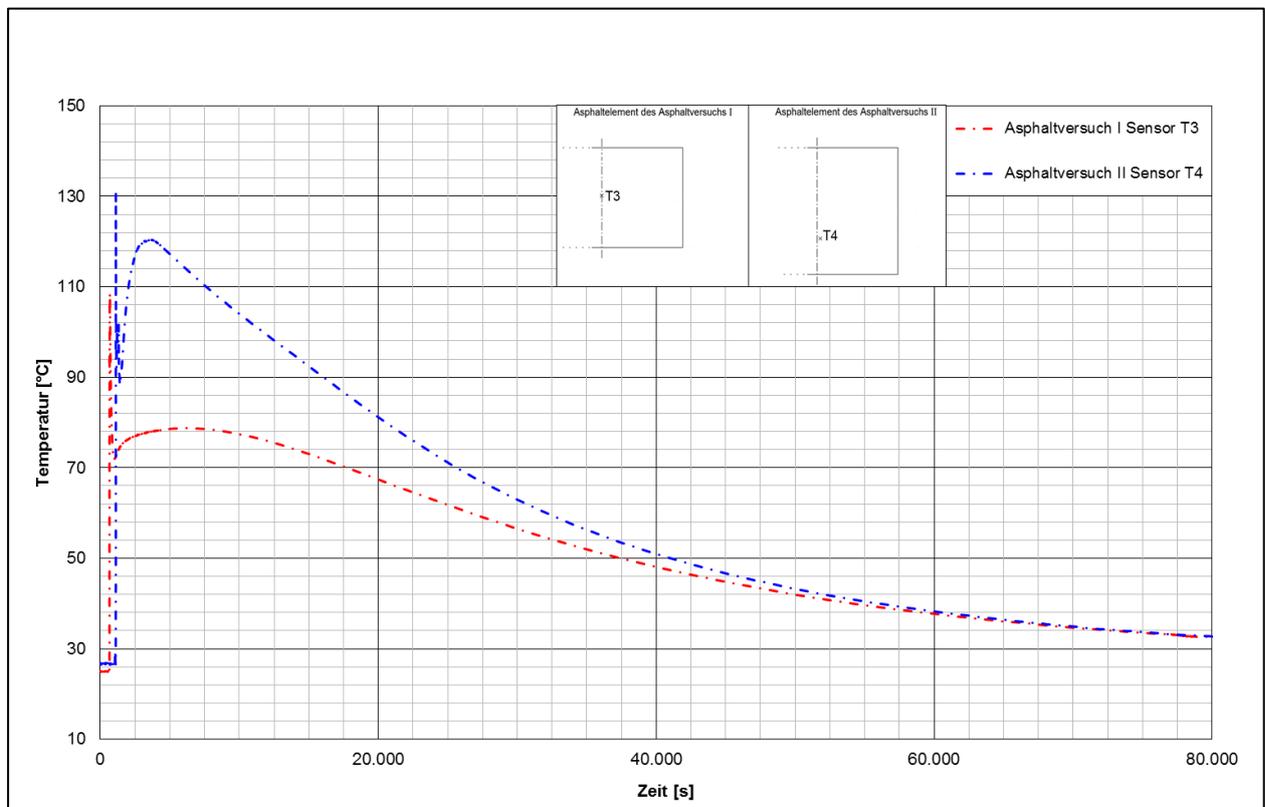


Abbildung 79: Vergleich der Temperaturentwicklung im Dichtungskern bei den Versuchen ASP-01 und ASP-02 [Hoffmann 2016]

Die Permeabilitätsmessungen bei beiden Versuchen brachten folgende Ergebnisse:

Versuch ASP-01 (bitumenverfüllte Schottersäule):

Lösungspermeabilität $< 2 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$

(im Vergleich: Gaspermeabilität: $4 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Gebirgspermeabilität $2 \cdot 10^{-22} \text{ m}^2$).

Im Versuch ASP-02 (Asphalt mit Rundkorn):

Lösungspermeabilität $< 6 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$,

(im Vergleich: Gaspermeabilität $< 3 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ und $< 2 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$, Gebirgspermeabilität $1 \cdot 10^{-22} \text{ m}^2$).

In beiden Fällen konnte keine messbare Umströmung der Dichtelemente festgestellt werden. Die angegebenen Werte für die Permeabilität sind als konservatives Ergebnis zu werten, da die der Auswertung zu Grunde liegenden Druckabfallkurven durch Materialverschiebungen (Volumenänderungen) beeinflusst wurden.

4.4.4 Bohrlochversuche im Ton

Da im relevanten Wirtsgestein Tonstein kein geeigneter Versuchsort zur Verfügung stand, wurden die Bohrlochversuche im Ton in der Tongrube Wiesa (Tagebau) durchgeführt. Der anstehende Ton ist kaolinitisch. Durch die für Tongestein typischen thermischen Eigenschaften war eine hinreichende Vergleichbarkeit zwischen Ton und Steinsalz gegeben.

Für die in-situ-Versuche im Ton BIT-03 (Bitumenelement), ASP-03 (bitumenverfüllte Schottersäule) und ASP-04 (Asphalt mit abgerundetem Grobkorn) wurde der Temperaturverlauf infolge des Heißeinbaus im Mittelpunkt, an der Kontur und bis zu 15 cm von der Kontur entfernt gemessen. Die maximale Kerntemperatur korrelierte mit der entsprechenden Einbautemperatur. Die Temperatur an der Kontur lag bei max. 100 °C.

In Abbildung 80 und Abbildung 81 ist die Temperatur im umliegenden Ton in Abständen von 2 cm und 15 cm von der Kontur dargestellt. Mit zunehmendem Abstand von der Kontur verringert sich die Maximaltemperatur.

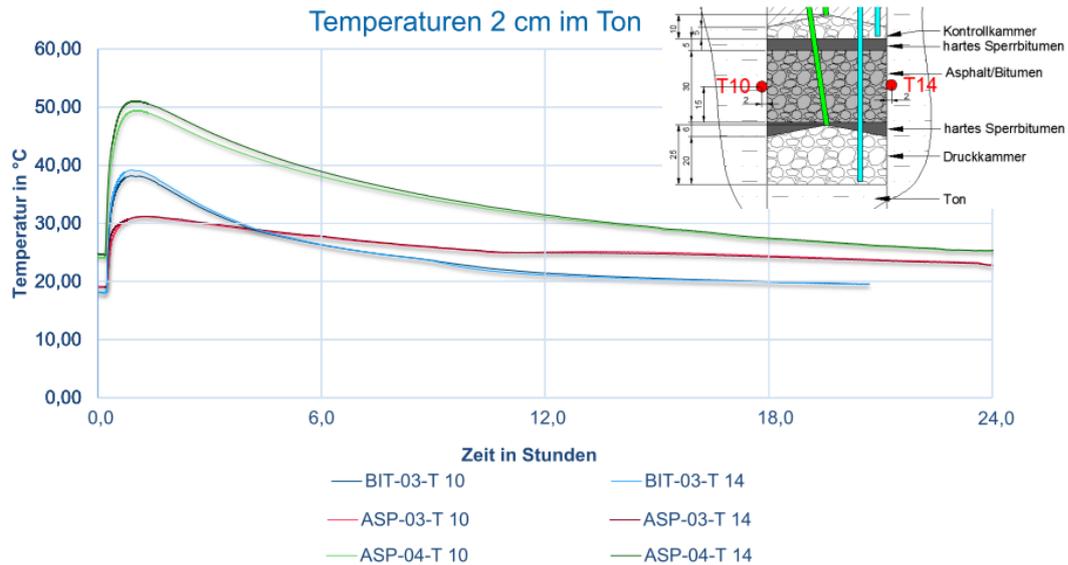


Abbildung 80: Ergebnisse der Temperaturmessungen im Ton (2 cm von der Kontur) infolge des Heißeinbaus von Bitumen bzw. Asphalt

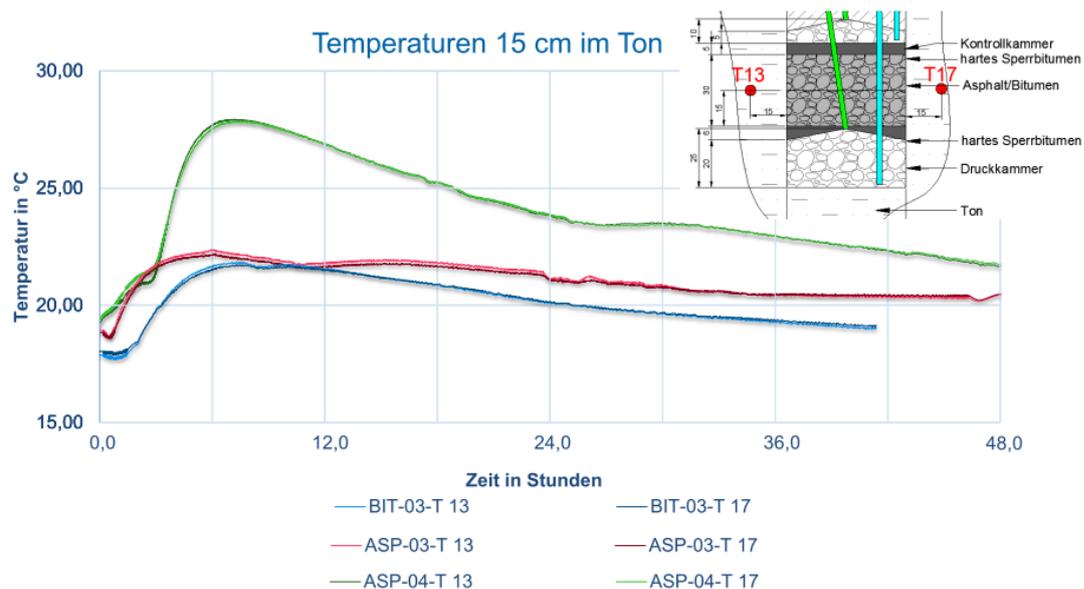


Abbildung 81: Ergebnisse der Temperaturmessungen im Ton (15 cm von der Kontur) infolge des Heißeinbaus von Bitumen bzw. Asphalt

Die Permeabilität wurde an den beiden in situ Bohrlochversuchen ASP-03 und ASP-04 pneumatisch gemessen. Methodisch wird die pneumatische Permeabilitätsprüfung des Systems durch folgende Aspekte erschwert:

- Der umliegende Ton ist im Vergleich zum Asphalt relativ durchlässig. Im Labor wurde ein Durchlässigkeitsbeiwert von $8 \cdot 10^{-9}$ m/s mit Wasser ermittelt, was näherungsweise einer Permeabilität von $8 \cdot 10^{-16}$ m² entspricht. Die Permeabilität im Ton war damit 3 bis 4 Größenordnungen größer als im Steinsalz. Andererseits entspricht dies dem Permeabilitätsniveau einer ALZ im Tonstein.

- Sinnvolle Messergebnisse sind unter den Bedingungen Prüfdruck < Gaseindringdruck zu erwarten. Der Gaseindringdruck lag bei 70 kPa und war damit sehr klein.
- Das Messergebnis wird durch die Kohäsion und den Kapillardruck des Tones beeinflusst. Durch die oberflächennahe Lage der Druckkammer sind Fracs nicht ausgeschlossen.
- Der anstehende Ton ist anisotrop, inhomogen und nicht frei von Rissen, die auch entstanden sind, als das Bohrloch hergestellt wurde.

Die Messungen wurden in zwei Stufen durchgeführt: unterhalb des Gaseindringdruckes bei 50 kPa (Beurteilung des Strömungsprozesses ohne Verdrängung des Porenwassers) und oberhalb des Gaseindringdruckes bei 100 kPa (Beurteilung des Strömungsprozesses bei einsetzender Verdrängung des Porenwassers).

Beim Versuch ASP-03 wurde eine effektive Gaspermeabilität von $1,5 \cdot 10^{-14} \text{ m}^2$ am Gesamtsystem ermittelt. Dies entspricht in etwa dem im Labor (unter günstigen Bedingungen in einer Triaxialzelle) ermittelten Durchlässigkeitsniveau bzw. entspricht auch dem Permeabilitätsniveau einer ALZ im Tonstein. Der Permeabilitätswert wird also durch die ALZ bestimmt. Das eigentliche Asphaltelement ist wesentlich weniger durchlässig.

4.4.5 Schlussfolgerungen aus den Versuchen mit Bitumen und Asphalt-dichtelementen

Aus den in den Abschnitten 4.4.1 bis 4.4.4 beschriebenen in-situ-Versuchen (siehe Tabelle 22) lassen sich folgende Schlussfolgerungen ableiten:

1. Die Prinzipien der bitumenverfüllten Schottersäule und des *Dichten Steinaspalts* wurden beide erfolgreich in situ sowohl im Steinsalz als auch im Ton getestet. In beiden Fällen wurde die bautechnische Machbarkeit unter halbtechnischen Bedingungen demonstriert.
2. Insbesondere wurde eine Alternative zur bereits großtechnisch erprobten bitumenverfüllten Schottersäule (Vorhaben BiSETO) [Glaubach et al. 2013] entwickelt und in situ untersucht. Vorteilhaft für den *Dichten Steinaspalt* ist, dass das Bitumen durch das Vormischen die Schotterkornoberfläche vollständig benetzt. Dies liegt auch daran, dass der Schotter in der Mischanlage entstaubt und getrocknet wird. Staubbuster wie bei der großtechnischen Umsetzung der bitumenverfüllten Schottersäule gibt es keine. Auch muss der Wassergehalt des Schotters nicht wie bei der bitumenverfüllten Schottersäule beim lagenweisen Einbau des Schotters kontrolliert und gering gehalten werden, da der Schotter in der Mischanlage vollständig getrocknet wird. Bei der bitumenverfüllten Schottersäule muss die Schichthöhe auf die Höhe begrenzt werden, in die Bitumen noch sicher eindringen kann. Das Material für den Steinaspalt wird wie bei konventionellen Asphalt im Straßenbau und im Wasserbau erhitzt, wobei mit dem Bitumen auch der Schotter erhitzt wird. Die benötigte Wärmemenge ist damit im Vergleich zur bitumenverfüllten Schottersäule ca. 4- bis 5-mal höher.
3. Die sieben halbtechnischen Versuche demonstrieren die prinzipielle Machbarkeit des Heißeinbaus von Bitumen, wobei die Temperatur an der Kontur 100 °C nicht überschritten wurde (Kriterium). Durch die niedrige Viskosität des Bitumens bei höheren Temperaturen (bis 170 °C im Inneren) sind keine Gaseinschlüsse während des Einbaus aufgetreten und das Bitumen hat den Schotterporenraum vollständig ausgefüllt. Der *dichte Steinaspalt* wurde bedingt durch begrenzte Ofenkapazitäten in zwei Etappen eingebaut. Dadurch wurde auch der Zeitraum gestreckt, in welchem die wesentlich größere Wärmemenge eingebracht wurde. Die Maximaltemperatur an der Kontur wurde hierdurch indirekt beeinflusst (und damit letztlich verringert).

4. Das verwendete Bitumen haftete sehr gut an der Kontur und drang in vorhandene Risse im Steinsalz und im Ton ein, die dadurch verschlossen wurden. Eine gesonderte Vergütung der Kontaktzone (Injektionen) war damit nicht notwendig. Fließwege entlang der Kontaktfuge bzw. ein Kontaktspace bildeten sich in keinem der Versuche.
5. Die integrale Permeabilität des Systems wird von der ALZ im Wirtsgestein bestimmt. Die Verschlusselemente wurden während der Versuchsdauer nicht umströmt. Das Prüffluid strömte in allen Fällen radial in das Gebirge ab. Langfristig ist jedoch von einer Umströmung auszugehen (siehe Teilbericht zum AP 5).

4.5 Untersuchungen zum Bentonitdichtelement im Tongestein

4.5.1 Vorbemerkungen

Wegen der fehlenden Möglichkeit, Versuche im realen Tongestein umzusetzen, waren Einbauversuche zum Sandwich-System aus Dichtsegmenten (DS) und Äquipotenzialsegmenten (ES) unter Realbedingungen nicht möglich. Deshalb wurden zwei halbtechnische Versuche HTV-4 und HTV-5 im Technikum durchgeführt und die Versuche so geplant, dass auch der Übergang zwischen Wirtsgestein und Dichtungsbauprodukt versuchstechnisch "simuliert" wurde.

Ziel der Versuche war, ein Bentonitdichtelement mit Äquipotenzialsegmenten zu testen. Beide Versuche wurden in Zusammenarbeit mit dem Kompetenzzentrum für Materialfeuchte (KIT-CMM) durchgeführt. Als Versuchsanlage diente die am Institut für Bergbau und Spezialtiefbau vorhandene Stahlrohrversuchszelle (D = 0,8 m), die vor dem Versuch HTV-5 beim Hersteller technisch überholt wurde.

Der Versuchsaufbau beider Versuche war ähnlich (siehe Abbildung 82 und Abbildung 83). Die Dichtsegmente bestanden aus binärem Calcigel-Gemisch aus Briketts und Granulat (Ausgangswassergehalt 11 Ma%). Die Äquipotenzialsegmente bestanden aus dem Sand N45 (w < 1 Ma%). Der Versuch HTV-4 diente als Referenzversuch für saline Bedingungen. Beim HTV-4 wurde für die Flüssigkeitsdruckbeaufschlagung NaCl-Lösung verwendet. Beim HTV-5 wurde als Fluid Pearson-Water als Modellwasser für das Porenwasser im Opalinuston von Mont Terri (CH) eingesetzt. Somit konnte bei beiden Versuchen das Dichtsystem mit Äquipotenzialsegmenten bei der Flüssigkeitsdruckbelastung mit salinärer Lösung und mit einem für die Bedingungen im Tongestein typischem Wasser verglichen werden.

Die ALZ wurde bei beiden Versuchen durch Sandlinsen, eingebettet in die Dichtsegmente DS1 und DS2, sowie eine direkte Verbindung aus Sand am Rand des DS2 simuliert. Die Bewegung und Verteilung der Flüssigkeit wurden durch eingebaute TDR-Kabelsensoren bestimmt.

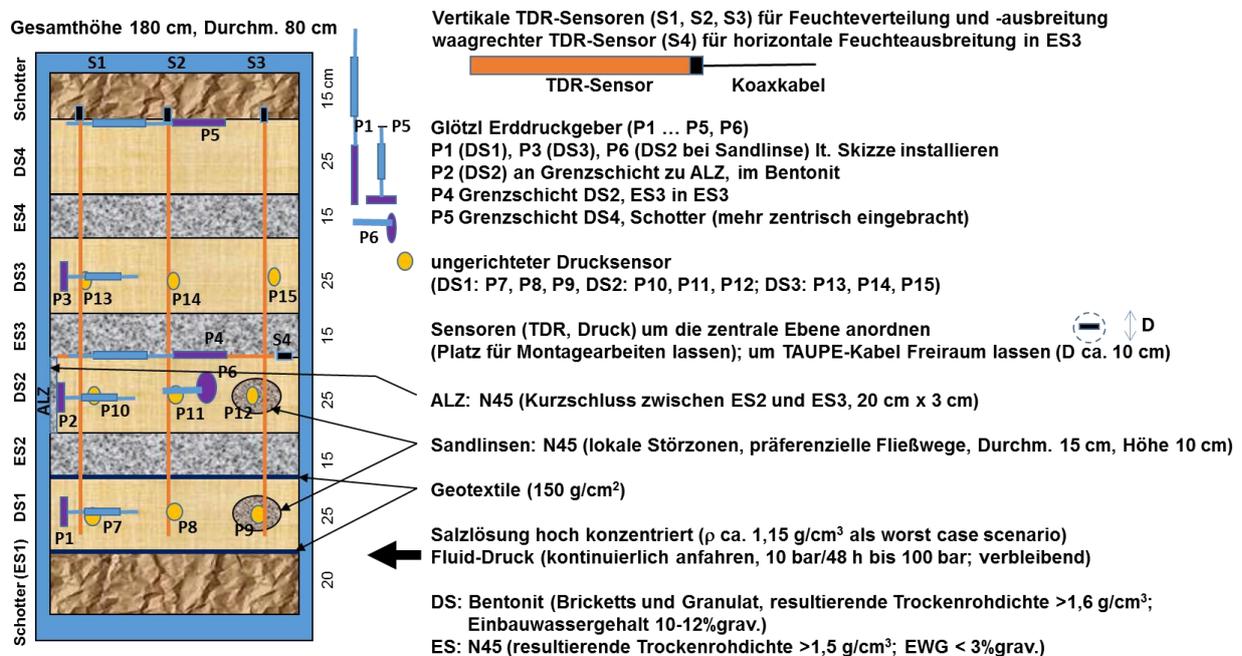


Abbildung 82: Aufbau des HTV-4

Beide Versuche wurden nach Abschluss der Flüssigkeitsdruckbelastung rückgebaut. Dabei wurden nach einem vorgegebenen Probenahmeraster Materialproben entnommen und der

gravimetrische Wassergehalt durch Ofentrocknung bei 105 °C bestimmt und so die Wassergehaltsverteilung nach Abschluss des Versuches reproduziert.

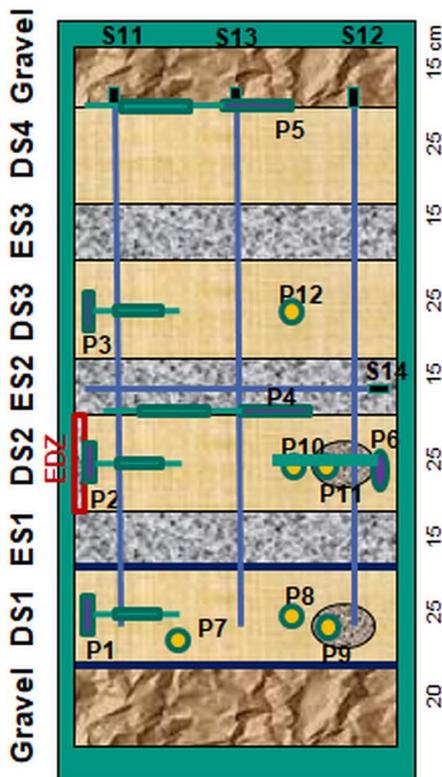


Abbildung 83: Aufbau des HTV-5 (P9 liegt in Sandlinse (SL) 1 und P11 in Sandlinse 2)

4.5.2 Halbtechnischer Versuch HTV-4

Nach einer schnellen Flutung des Systems von unten wurde der Flüssigkeitsdruck bei 5 bar, 10 bar, 30 bar, 40 bar und 50 bar längere Zeit konstant gehalten.

Bei dem niedrigen Anfangsdruck (26.04.2014) von ca. 5 bar zeigten die eingebauten Sensoren noch keine wesentliche Druckänderung (Abbildung 84). Nach der Druckerhöhung auf ca. 10 bar stieg der Fluidverbrauch kurzfristig an und blieb dann auf dieser Druckstufe nahezu konstant. Dies wiederholte sich bei 20 bar (30.04.2014). Erst bei der Druckstufe auf 30 bar (02.05.2014) änderte sich der Fluidverbrauch stark, was sich unmittelbar auf die TDR-Signale auswirkte. Die Änderungen im TDR-Signal zeigten einen lokalen Durchbruch des Fluids entlang der Sensoren an, der besonders auf der Seite von Sensor S3 mit den in den Dichtsegmenten eingebauten Sandlinsen auftrat. Die Sandlinsen wirken, wie die "ALZ" bei Sensor S1, als Störzonen und als präferenzielle Fließwege für das Fluid. Nach der kurzzeitigen Erhöhung des Fluidvolumens stabilisierte sich dieses aber sehr schnell. Das spricht für eine schnelle Ausbreitung des Fluides in den ES und die rasche Ausbildung eines Quelldruckes in den DS und somit für eine zügige Selbstheilung der präferenziellen Fließwege.

Bei der weiteren Erhöhung des Fluidrucks auf 40 bar (14.05.2014) änderte sich das eingebrachte Fluidvolumen nur wenig, ebenso wie bei der höchsten Druckstufe von ca. 48 bar (14.08.2014). Eine weitere Druckerhöhung auf die angestrebten 100 bar war wegen auftretender Undichtigkeiten am unteren Flansch des Stahlzylinders nicht möglich.

Mit zunehmender Feuchtefront reagierten die Druckgeber. Zum Versuchsende war der Druck an einigen Drucksensoren (P1, P2, P4) höher als der aufgebrachte Flüssigkeitsdruck. Dieses Verhalten wurde als Indikator für die Ausbildung eines Quelldruckes in den DS interpretiert. Weiterhin ist dies ein Beleg, dass die ES zur Vergleichmäßigung der eindringenden Flüssigkeit beitragen und "funktionieren" und eine homogene Befeuchtung der angrenzenden DS bewirken, wodurch die Quelldruckausbildung begünstigt wird.

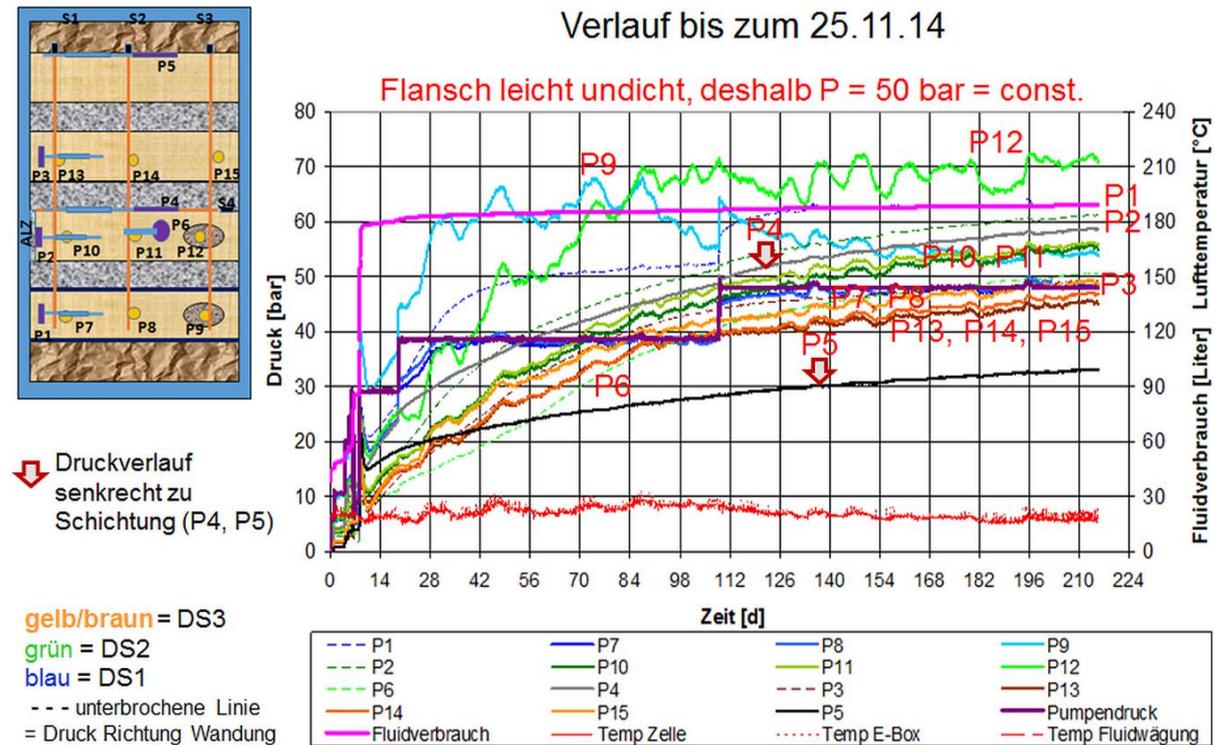


Abbildung 84: Flüssigkeitsdruckbelastung beim HTV-4 – Druck und Fluidverbrauch

Der eingehende Volumenstrom bei einem Druck von 50 bar lag in einem Bereich von kleiner 0,1 dm³/Tag bis 0,02 dm³/Tag.

Die TDR-Signale zeigten die Durchfeuchtung aller Schichten, die durch die anfänglichen präferenziellen Fließwege entlang der vertikalen Sensoren S1 bis S3 begünstigt wurde. Dabei erhielten DS3, ES3 und insbesondere DS4 deutlich weniger an Fluid als die darunterliegenden Schichten.

Durch eine Auswertung der TDR-Signale nach der Signallaufzeit konnte eine Wassergehaltsänderung an den TDR-Sensoren reproduziert werden. Allerdings ist die Größe ein unkalibrierter integraler Wassergehalt in % (siehe Abbildung 85), der aber eine Aussage zu relativen Wassergehaltsänderungen ermöglicht. Aufgrund der verschiedenen Materialmischungen und der für alle Sensoren identischen Umrechnungsfunktion in einen Wassergehalt ergeben sich für die Wassergehalte der einzelnen Sensoren unterschiedliche Offsets, was auch geringe Auswirkungen auf den berechneten gravimetrischen Wassergehalt hat (GWC – siehe Abbildung 85). Dies hat aber keinen Einfluss auf die zeitliche Zuordnung von Ereignissen als Folge der Fluidrunderhöhung.

Die Ereignisse begannen am 30.04.2014 bei einer Druckerhöhung von 10 bar auf 20 bar mit einem ersten, kleinen Durchbruch bei S3 (Sandlinse) und leicht zeitverzögert bei S1 (ALZ) und S2 (ungestört). Die Druckerhöhung von 20 bar auf 30 bar am 02.05.2014 weist ebenfalls eine leichte

zeitliche Ungleichheit auf. Die Beschreibung der Vorgänge mit der Laufzeitmethode gibt die Abläufe im Versuchsaufbau wieder, ist aber nicht ausreichend genau für die räumliche Zuordnung des Ereignisses.

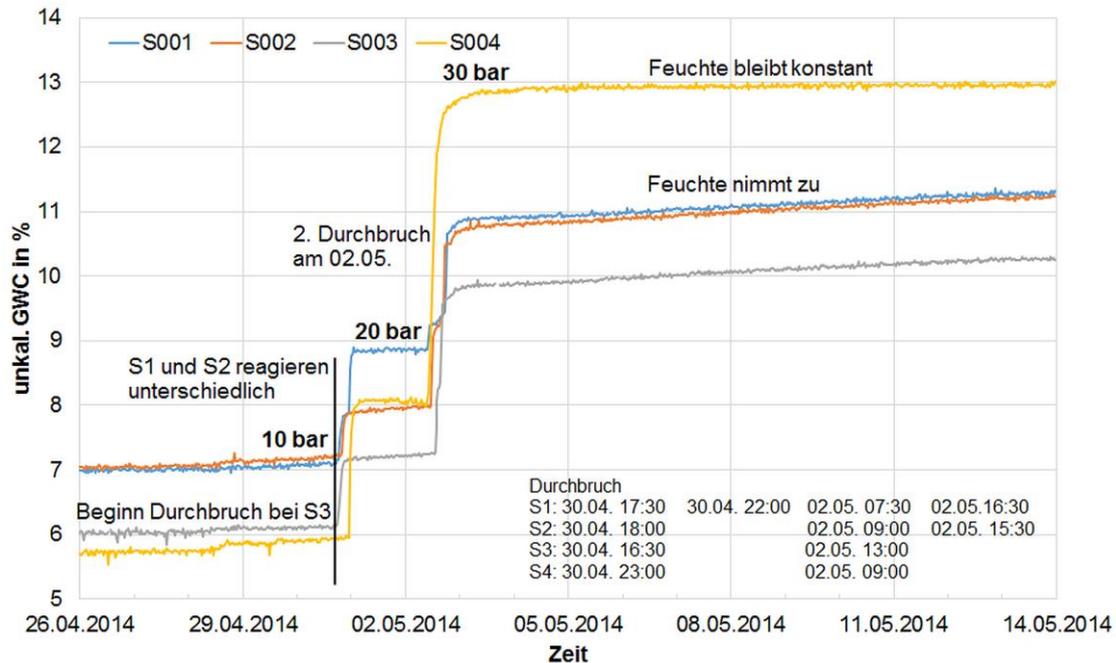


Abbildung 85: Durch Änderung des unkalibrierten Wassergehaltes reproduzierte Ereignisse im HTV-4

Mit der Methode der differentiellen TDR (dTDR) kann das TDR-Signal örtlich aufgelöst werden. Dabei wird auf die Amplitude der TDR-Rohsignale zurückgegriffen und daraus die Abweichung der Signalamplitude gegen einen Referenzzustand berechnet. Da drei parallel verlaufende Sensoren (S1 bis S3) ausgewertet werden, ist eine 2D-Darstellung der Wassergehaltsänderung möglich. Die Ergebnisse zeigt Abbildung 86. Aus der 2D-Darstellung zu verschiedenen Zeitpunkten ließ sich sehr gut der Versuchsablauf darstellen.

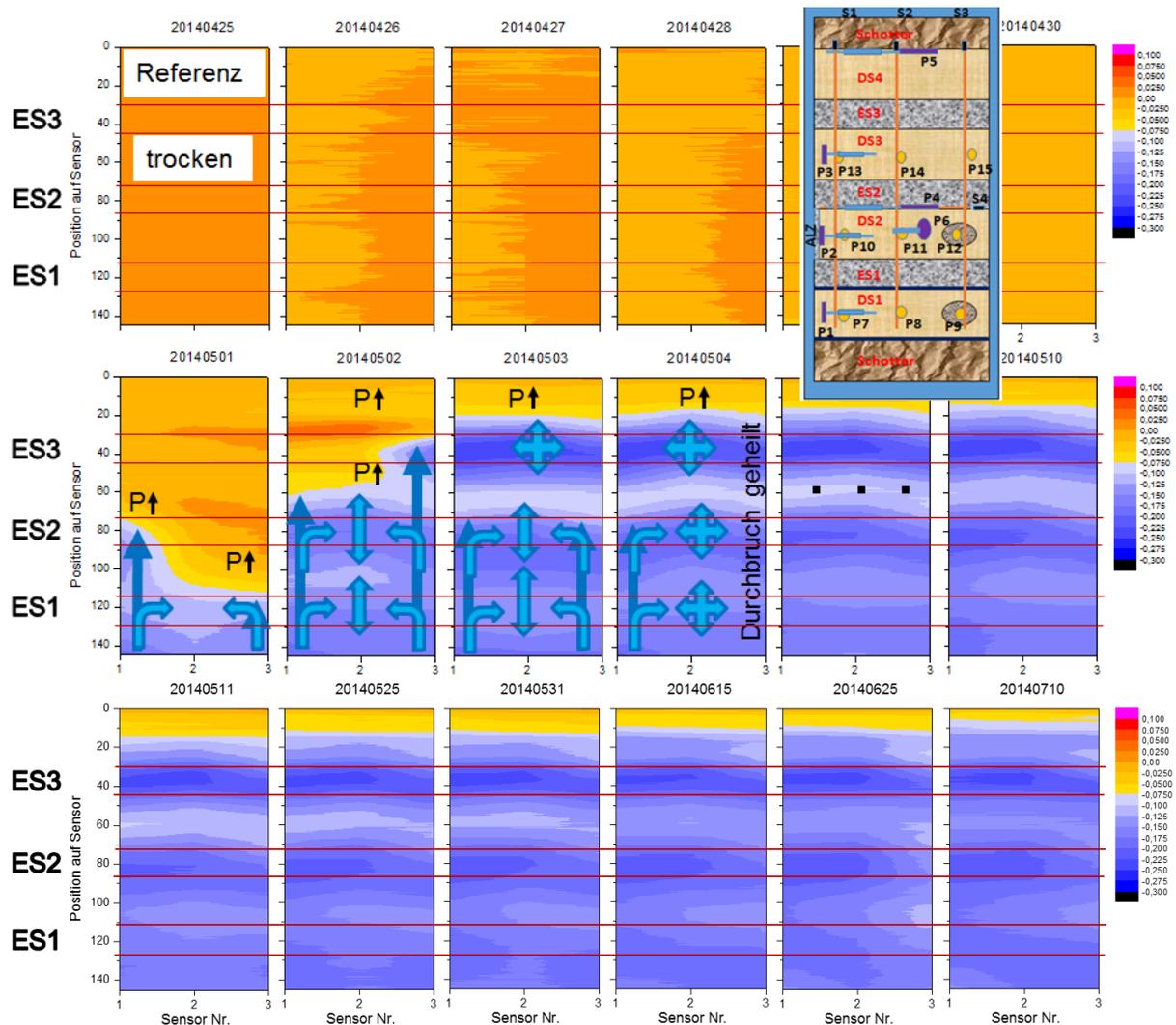


Abbildung 86: Entwicklung der Feuchteverteilung in der Ebene der Sensoren S1-S2-S3

Erst nach der sprunghaften Änderung des Fluiddrucks von 10 bar auf 20 bar (30.04.2014) begann die Feuchtefront bei S1 über die ALZ (DS1-ES2-DS2) nach ES2 und bei S3 über die Sandlinse in DS1 nach ES1 vorzudringen. Die weitere Druckerhöhung auf 30 bar (02.05.2014) bewirkte den kurzzeitigen Fluiddurchbruch entlang der Sensoren S1 und S3 als präferenzielle Fließwege (Fingering) bis nach ES3. Das Fluid hat sich homogen in ES1 und ES2 ausgebreitet und damit die Befeuchtung der angrenzenden DS eingeleitet. Der Quelldruck in den DS bildete sich unmittelbar aus und schloss die präferenziellen Fließwege, so dass bereits am 03.05.2014 keine signifikanten Mengen an Fluid nach ES3 geflossen sind. Nur über die ALZ und die Sandlinsen gelangte weiteres Fluid über ES1 nach ES2 und verbesserte dort die Dichtwirkung der angrenzenden DS über den weiteren Quellvorgang im Bentonit. Nach dem 04.05.2014 sind die Durchbrüche weitgehend geheilt und das weitere Vordringen der Feuchtefront gestoppt.

Nach 8 Monaten Versuchszeit wurde im Dezember 2014 die Flüssigkeitsdruckbelastung beendet und der Druckabfall im System gemessen. Mit der Methode der differentiellen TDR (dTDR) konnten in dieser Phase auch die Auflockerung im DS1 und die Umverteilung von Fluid aus den Sandlinsen in das DS1 beobachtet werden.

Das bedeutet, dass die Dichtwirkung des Gesamtsystems voll gegeben und der Feuchtetransport aus dem System nach außen minimal ist. Die ES würden über eine längere Zeitskala weiter die DS speisen und die Dichtwirkung stabil halten.

Nach Beendigung des Versuches wurden alle Schichten (DS und ES) vom 19.01.2015 bis 11.02.2015 rückgebaut und in 15 Ebenen beprobt und der Wassergehalt bestimmt. Weiterhin wurden die Lageveränderungen der einzelnen Schichten beim Rückbau gegenüber dem Einbauzustand bestimmt. Aus diesen Ergebnissen wurde Veränderung der Trockendichte der einzelnen Schichten bestimmt. Die Ergebnisse zeigen Tabelle 23 und Tabelle 24.

Tabelle 23: Mittlere Wassergehalte je Schicht (Trocknung bei 105 °C)

Segment	Ebene	Störzonen	Material	Wassergehalt		
				105 °C		
				Einbau	Ausbau	Veränderung
DS4	E-01		Bentonit	13,5	16,0	2,5
	E-02				18,6	5,2
	E-03				24,7	11,2
ES4	E-04		Sand N45	0,1	5,2	5,1
DS3	E-05		Bentonit	9,9	23,8	13,9
	E-06				20,4	10,5
	E-07				22,1	12,2
ES3	E-08		Sand N45	0,1	2,9	2,8
DS2	E-09		Bentonit	9,9	22,9	12,9
					19,3	9,4
	E-10	ALZ	Sand N45	0,1	4,0	3,9
		Sandlinse			0,0	-0,1
	E-11		Bentonit	9,9	23,3	13,4
ES2	E-12		Sand N45	0,1	17,2	17,1
DS1	E-13		Bentonit	10,0	29,8	19,8
					25,6	15,6
	E-14	Sandlinse	Sand N45	0,1	6,6	6,6
			Bentonit	10,0	34,7	24,7

Tabelle 24: Lageveränderung der einzelnen Schichten und Veränderungen der Trockendichte (Vergleich Einbau – Rückbau)

Schicht	Abstand zur Flutungsseite [cm]		Verschiebung [cm]	Schichtstärke [cm]			Trockendichte [kg/dm ³]				
	Einbau	Rückbau		Einbau	Rückbau	Veränd.	Einbau	Rückbau	Veränd.		
oberes Widerlager	145,0	146,0	1,0								
DS4	119,8	121,8	2,0	25,2	24,2	-1,0	1,61	1,68	0,07		
ES4	105,1	107,3	2,3	14,8	14,5	-0,3	1,57	1,60	0,03		
DS3	79,8	82,1	2,3	25,2	25,2	0,0	1,73	1,73	0,00		
ES3	64,6	67,2	2,6	15,3	14,9	-0,3	1,55	1,58	0,03		
DS2	Sandlinse in DS2	OS	57,2	59,7	2,5	10,0	10,9	0,9	1,56*	1,60*	0,04*
		US	47,2	48,8	1,6						
				39,9	41,9	2,0	24,6	25,2	0,6	1,74*	1,70*
ES2			25,3	28,0	2,6	14,6	14,0	-0,7	1,56	1,64	0,07
DS1	Sandlinse in DS1	OS	17,2	19,0	1,8	10,0	10,3	0,3	1,56*	1,60*	0,04*
		US	7,2	8,7	1,5						
				0,0	-0,3	-0,3	25,3	28,3	2,9	1,67*	1,50*

In Tabelle 24 ist zu erkennen, dass DS1 und DS2 infolge des Quellens bei gleichzeitiger Ausdehnung nach oben ihre Dichte reduziert haben. Die Dichtezunahme im DS4 ist ein Ergebnis der Kompaktion infolge des von unten wirkenden Quelldruck aus DS1, DS2 und teilweise DS3.

4.5.3 Halbtechnischer Versuch HTV-5

Nach der Generalüberholung der Versuchsanlage startete der Versuch HTV-5 am 04.05.2017. Der Aufbau des HTV-5 ist aus Abbildung 83 zu sehen. Die Flüssigkeitsdruckbeaufschlagung begann mit 0,5 MPa (5 bar) Fluiddruck. Danach wurde der Druck stufenweise bis zum Enddruck von ca. 9,0 MPa bis 9,2 MPa (90 bar bis 92 bar) erhöht, wenn sich die eintretende Fluidmenge der vorangegangenen Belastungsstufe nicht wesentlich weiter erhöhte. Den Verlauf des Flüssigkeitsdruckes und das eingepresste Fluidvolumen zeigt Abbildung 87.

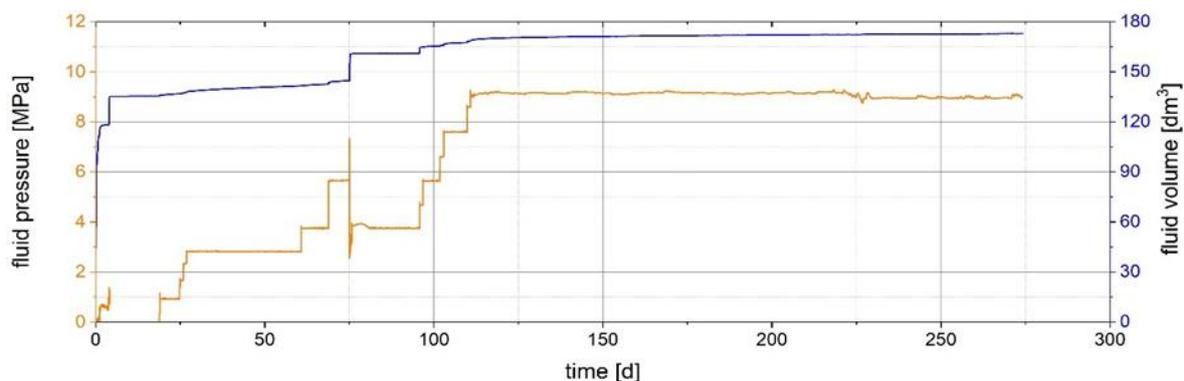


Abbildung 87: Flüssigkeitsdruck und Fluidvolumen in Abhängigkeit von der Zeit beim HTV-5

Während der Flüssigkeitsdruckbelastung traten Leckagen an der Anschlussseite des TDR-Sensors S14 und am Kabel des Drucksensors P8 auf, die zu einem Komplettausfall der Elektronik führten. Nach 10 Tagen konnte der Versuch wieder neu gestartet werden.

Insgesamt wurden 174,5 kg Pearson-Water in das Bauwerk eingepresst. Dabei hat sich der eingehende Volumenstrom über die gesamte Laufzeit trotz gesteigertem Flüssigkeitsdruck einem Endwert von $< 0,01 \text{ dm}^3/\text{Tag}$ angenähert.

Den Druckverlauf im System zeigt Abbildung 88. Besonders im DS 1 um die Sandlinse SL1 (Kugelsensor P9) hat sich schnell ein Quelldruck ausgebildet, dessen Betrag von Anfang an deutlich über dem Fluiddruck lag und sich auch in der Haltephase bei konstanter Druckbeaufschlagung kontinuierlich weiterentwickelte. Der Druckabfall an Tag 71 bildete sich ebenfalls auf dem P9-Signal ab, aber die Druckentwicklung erholte sich sehr schnell und erreichte die Obergrenze des Messbereichs bei 11 MPa (110 bar) am 102. Tag. Danach standen keine Daten mehr zur Verfügung.

Der Druck am Kugeldrucksensor P7 (im DS1) folgte unmittelbar dem Fluiddruck. Die Steigerung während der Haltephase zeigte ebenfalls die Ausbildung von Quelldruck an, dieser lag aber immer deutlich unterhalb dem in Sandlinse 1 (SL1) gemessenen Druck. An Tag 88 setzte P7 aus (4,7 MPa), zeigte aber eine kurze Reaktion an Tag 101/102 mit einem Wert um 11 MPa (110 bar) als oberem Grenzwert. Kugeldrucksensor P8 zeigte bis Tag 88 ein vergleichbares Bild wie P7. Anschließend stieg der angezeigte Druck bis zum Versuchsende auf etwa 10,8 MPa und zeigte damit eine Druckdifferenz gegenüber dem Fluiddruck von 1,6 MPa.

Interessant ist das Verhalten des Plattendrucksensors P1 in Richtung Wand: Der angezeigte Druck folgte überwiegend dem von P8, stieg aber stärker im Bereich des hohen Fluiddrucks und fiel bei 11,3 MPa am 294. Tag mit Erreichen des oberen Grenzwertes aus. Der resultierende (Quell-)druck näherte sich einem Wert von 2,1 MPa (siehe Teilbericht AP4).

Abgesehen vom Druck in der Sandlinse SL1 (P9), wo die Druckdifferenz gegen den Fluiddruck bei 7,6 MPa bereits 3,4 MPa betrug, dürfte der Quelldruck im Dichtsegment DS1 den Wert von 3 MPa (P1) bei dem maximalen Fluiddruck von 9,2 MPa nicht überschreiten.

Ein Rückgang des Quelldrucks, der durch eine Auflockerung (Dichtereduktion) im Dichtsegment DS1 bei Sättigung bedingt sein könnte, zeigte sich noch nicht.

Im Dichtsegment DS2 ist der Druck am Sensor P11 in der Sandlinse SL2 am höchsten. Er stieg kontinuierlich und erreichte 9,5 MPa am Versuchsende. Der Wert lag damit nur wenig über dem Fluiddruck. Dies kann durch die höhere Mantelreibung des Materials an der Behälterwand abgeschwächt sein.

Am Kugeldrucksensor P10 stieg der Druck zum Versuchsende auf 7,5 MPa. Der Druck in P2 (Plattendruckgeber) in Richtung Wand folgte P1 unmittelbar bis Tag 71 und erreichte 4 MPa. Danach erhöhte sich der Druck in P2 nicht mehr so stark wie der Druck in P1. Der Maximaldruck bei P2 betrug etwa 8,3 MPa. Der Plattendruckgeber P6 in der Nähe von SL2 lieferte von Anfang an keine Daten. P4 für den axialen Druck in der Grenzschicht DS2/ES2 lieferte Daten bis Tag 20.

Im Dichtsegment DS3 zeigte der Kugeldrucksensor P12 einen kontinuierlichen Druckanstieg auf 4,5 MPa an, der keine offensichtlichen Abhängigkeiten auf Änderungen im Fluiddruck belegte. Der Plattendruckgeber P3 in Richtung Wand zeigte einen etwas niedrigeren Druck bis 3,9 MPa.

Im Dichtsegment DS4 zeigte der Plattendruckgeber P5 für den axialen Druck am oberen Ende der Säule zwischen DS4 und dem Schotter einen Enddruck von ca. 2,2 MPa. Der Druckabbau über die Wandreibung gegen den Fluiddruck betrug hier etwa 5 MPa.

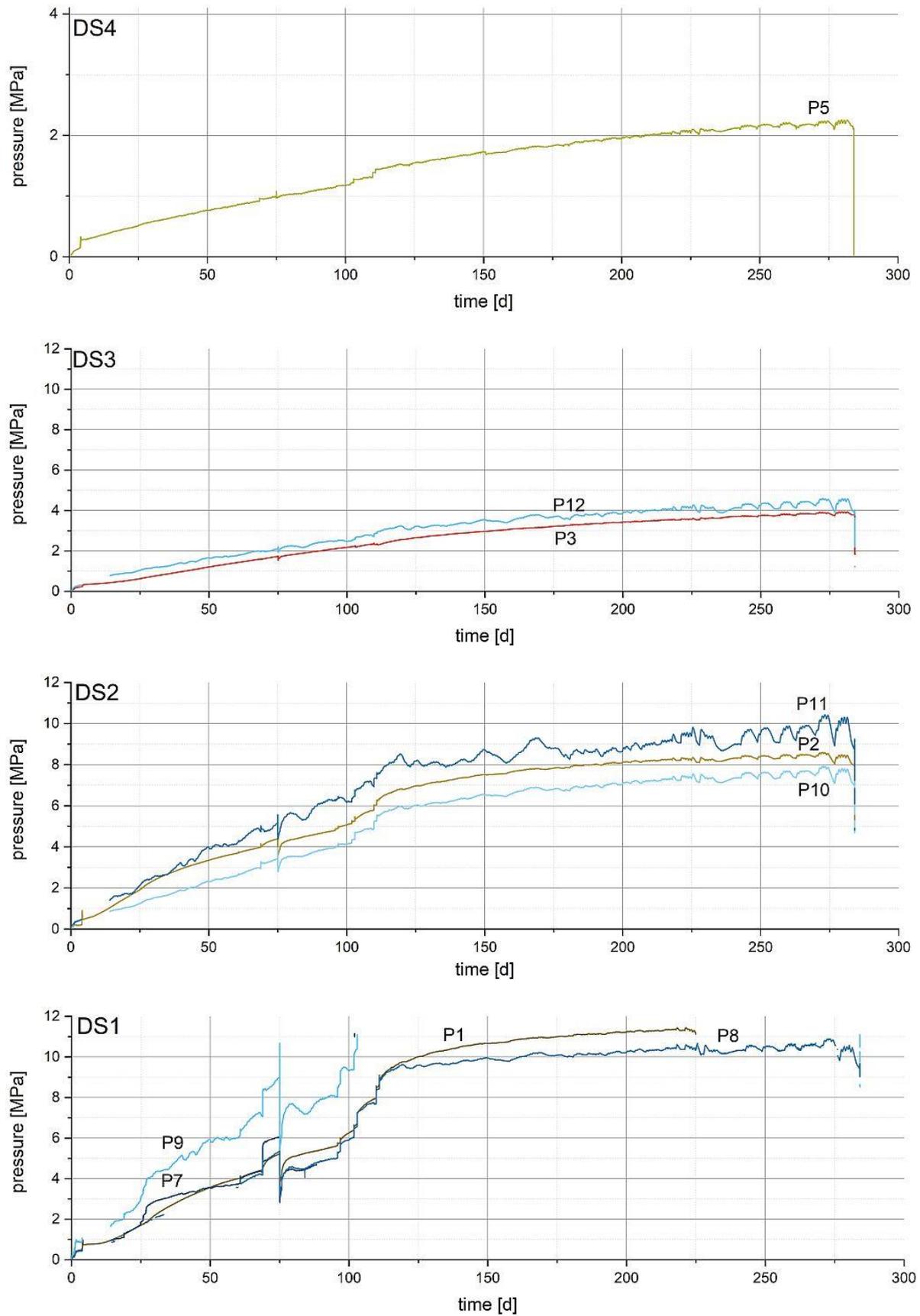


Abbildung 88: Druck in den DS (von unten (DS1) nach oben (DS4))

Aus den Verläufen der TDR-Signale konnten folgende Vorgänge im Sandwich-System registriert werden:

Nach dem Anlegen des Flüssigkeitsdrucks (Pearson-Water) von 0,5 MPa brach die Flüssigkeit spontan entlang S12 über die Sandlinse 1 nach ES1 durch. Durch den entstehenden Quelldruck, der direkt durch die Flüssigkeit im Ton um die Sandlinse herum induziert wurde, wurde der präferenzielle Fließweg entlang S12 abgedichtet. Später konnte das Fluid die Sandwichdichtung weiter nach oben durchdringen, zuerst entlang S13 (= mittlerer TDR-Strang; siehe Abbildung 83) und dann über S11. Am Ende des ersten Tages führte ein weiterer Durchbruch entlang S13 zu einer zunehmenden Wasseraufnahme von ES2, was auch zu einem Durchbruch bei der "simulierten EDZ" zwischen ES1 und ES2 und zu einem weiteren Durchbruch nach ES2 führte. Ein weiterer Durchbruch entlang S11 zu Beginn des zweiten Tages unterstützte dies. Weitere Hydratation am zweiten Tag über S12 beschleunigte den Fluidzugang zu ES1 und ES2.

Nach 14 Tagen sickerte Fluid über S13 zu ES1 durch.

Am Tag 71 trat ein Druckabfall direkt nach der Erhöhung des Fluiddrucks auf 80 bar auf. Dieses Ereignis ist an allen drei Sensoren sichtbar und lässt sich darauf zurückführen, dass die Flüssigkeit das gesamte DS1 durchbrochen hatte. Danach wurde eine langsame Entleerung des ES1/ES2 durch die höhere Saugleistung des Bentonits in DS2 und DS3 beobachtet.

Die Funktion eines Äquipotenzialsegments ES konnte somit dokumentiert werden. Aufgrund der hohen hydraulischen Leitfähigkeit des ES-Materials bei niedrigem Wassergehalt (im Vergleich zu Bentonit bei mittlerem Wassergehalt) verteilt sich die eindringende Flüssigkeit sehr schnell über das gesamte ES-Volumen. Dem ES wird durch das benachbarte DS das Fluid entzogen. Am Ende scheint das Gleichgewicht zwischen ES2 und DS2/DS3 fast erreicht zu sein.

Durch die Anwendung des differenziellen TDR (dTDR)-Verfahrens konnte die Veränderung des Wassergehaltes orts aufgelöst und über die gesamte Versuchszeit dargestellt werden. Die Ergebnisse zeigt Abbildung 89.

Dabei werden die im Laufe des Experiments vorhandenen Zustände und Veränderungen dargestellt. Flüssigkeitsdurchbrüche und -verteilung werden sichtbar und lokal erkennbar. Der erste Durchbruch (Tag 1 19:00 Uhr) über die EDZ zu ES2 ist deutlich zu sehen. Nachdem das Wasser zuvor ES1 erreicht hatte, passierte der Durchbruch zuerst über S12, dann S13 und wenig später auch über S11. Die Wasserverteilung in ES2 ist sichtbar und auch die zunehmende Hydratation in DS2 von ES2 bis ES2 verlief nahezu homogen. Gleichzeitig verdichteten sich DS3 und DS4 aufgrund des Quelldrucks in DS1 und DS2. Fast zeitgleich wurde DS3 mit Flüssigkeit aus ES2 versorgt und damit begann auch dort die Quellung. Der zweite große Durchbruch (Tag 75) verlief über S12 und die sandige Linse in DS2 und sorgte für eine zusätzliche Flüssigkeitszufuhr von ES1 nach ES2, was den Quellprozess weiter vorantrieb. Das System war dann bis zum Rückbau stabil.

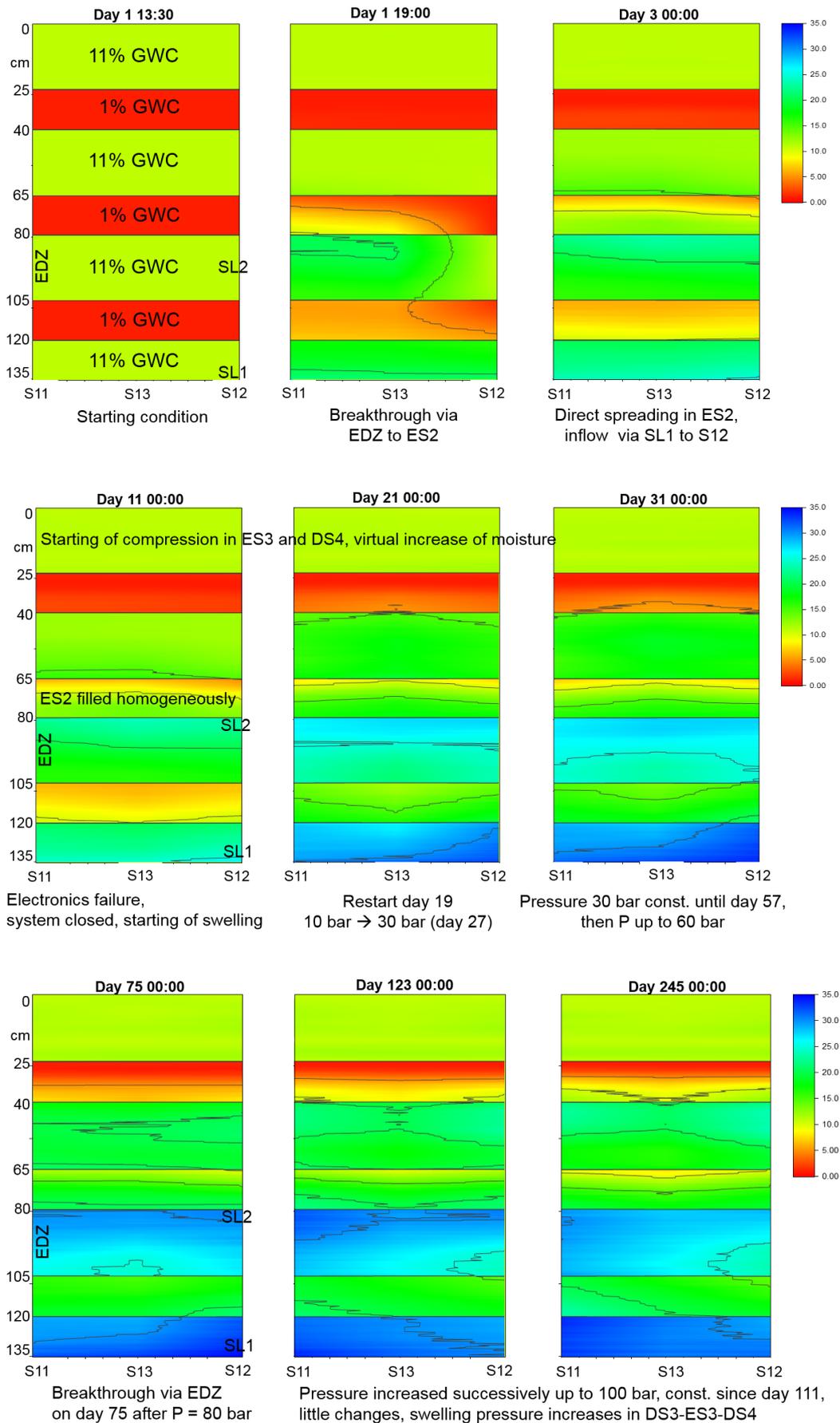


Abbildung 89: Entwicklung der Wassergehaltsverteilung im HTV-5 (Skala für w in Legende rechts)

Nach 276 Tagen seit dem Versuchsbeginn (04.02.2018) wurde das Einlassventil geschlossen und die Pumpe abgeschaltet, um eventuelle Setzungen im Aufbau während der drucklosen Phase zu beobachten. Der Rückbau begann am 285. Tag (12.02.2018). Dabei wurde in allen Schichten in 18 Ebenen 342 Proben für die Bestimmung des gravimetrischen Wassergehaltes durch Ofentrocknung bei 105 °C (ES und DS) und 200 °C (nur DS) genommen.

Der mittlere Wassergehalt der einzelnen Schichten ist in Tabelle 25 angegeben.

Tabelle 25: Zusammenstellung der mittleren Wassergehalte je Schicht

Segment	Ebene	Störzonen	Material	Wassergehalt		
				110 °C		105°C
				Einbau	Ausbau	Veränderung
DS4	E-01		Bentonit	11,1	11,9	0,8
	E-02				12,2	1,0
	E-03				12,6	1,5
ES3	E-04		Sand N45	0,1	0,0	0,0
	E-05				0,0	0,0
DS3	E-06		Bentonit	11,1	16,7	5,6
	E-07				19,3	8,2
	E-08				24,1	13,0
ES2	E-09		Sand N45	0,1	3,1	3,1
	E-10				3,3	3,2
DS2	E-11		Bentonit	11,1	27,4	16,3
	E-12	ALZ			Sand N45	0,1
		Sandlinse	0,1	0,0		
	E-13		Bentonit	11,1	25,7	14,6
ES1	E-14		Sand N45	0,1	15,5	15,5
	E-15				23,0	22,9
DS1	E-16		Bentonit	11,1	30,1	19,0
	E-17				26,3	15,1
			Sandlinse	Sand N45	0,1	8,6
	E-18		Bentonit	11,1	34,5	23,3

Die Lageänderungen und die Dichteänderungen aller Schichten zeigt Tabelle 26. Dabei wurde zur Vereinfachung angenommen, dass sich die Dichte der Sandlinsen und der künstlichen "ALZ" nicht verändert hat.

Die größten Dichteänderungen traten in den Dichtsegmenten DS1 (Verringerung der Trockendichte) und DS4 (Erhöhung der Trockendichte) auf. Die Auflockerung von DS1 ist typisch für die

Flüssigkeitsdruckseite, an der der Bentonit gut durchfeuchtet wird und der Quelldruck bei gleichzeitiger Verformungsmöglichkeit zu einer Auflockerung führt. Das praktisch "trockene" Dichtsegment DS4 wurde aufgrund der axialen Belastung und des von unten wirkenden Quelldrucks kompaktiert. Dadurch verringerte sich die hydraulische Leitfähigkeit und erhöhte sich der Quelldruck dieses Teils des Verschlussystems, wodurch sich die Dichtwirkung des Gesamtsystems im Falle eines Flüssigkeitszutritts verbesserte.

Tabelle 26: Lageveränderung der einzelnen Schichten und Veränderungen der Trockendichte (Vergleich Einbau – Rückbau)

Schicht	Abstand zur Flutungsseite [cm]		Verschiebung [cm]	Schichtstärke [cm]			Trockendichte [kg/dm³]				
	Einbau	Rückbau		Einbau	Rückbau	Veränd.	Einbau	Rückbau	Veränd.		
oberes Widerlager	146,5	148,1	1,6								
DS4	121,3	124,0	2,7	25,2	24,1	-1,1	1,64	1,72	0,08		
ES3	106,2	109,1	2,9	15,1	15,0	-0,1	1,55	1,57	0,02		
DS3	81,2	84,3	3,1	25,0	24,8	-0,2	1,65	1,66	0,01		
ES2	65,6	69,3	3,7	15,5	14,9	-0,6	1,56	1,62	0,06		
DS2	Sandlinse in DS2	OS	57,4	60,4	3,0	10,7	11,9	1,2	1,57	1,57	0,00
		US	46,7	48,5	1,8						
			40,0	41,9	1,8	25,6	27,4	1,8	1,69	1,57	-0,12
ES1	24,6	27,0	2,4	15,5	14,9	-0,6	1,57	1,62	0,05		
DS1	Sandlinse in DS1	OS	15,2			10,2			1,57	1,62	0,05
		US	5,2	6,8	1,6						
			0,0	0,2	0,2	24,6	26,8	2,2	1,69	1,54	-0,14

Auch bei diesem Versuch (HTV-5) konnte die Wirkungsweise der Äquipotenzialsegmente im System mit künstlichen "Schwächezonen" (Sandlinsen, künstliche "ALZ" aus Sand) nachgewiesen werden. Nach dem Flüssigkeitszutritt in ein Äquipotenzialsegment verteilt sich das Wasser wieder in das benachbarte Bentonitelement (höhere Saugspannung) und im Äquipotenzialsegment sinkt danach der Wassergehalt (sofern nicht Wasser durch einen Durchbruch in das Äquipotenzialsegment weiter eindringen kann).

4.5.4 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der beiden halbtechnischen Versuche HTV-4 und HTV-5 bestätigen die Funktionstüchtigkeit des Bentonitdichtsystems mit Äquipotenzialsegmenten. Auch die eingesetzte Messtechnik hat sich für das Langzeitmonitoring des Aufsättigungsprozesses bewährt. Gemäß den Erfahrungen beim Einbau stören die Sensoren das SANDWICH-Prinzip nicht. Es muss auf die Dichtheit der Anschlusskästen der Sensoren (Verguss mit Epoxidharz) geachtet werden, damit keine Flüssigkeit in die Kabel eintritt. Fließwege in den Kabeln können zu Defekten an der Messwerterfassung (Kurzschluss) führen.

In Fortsetzung der Untersuchungen wurde der Nachfolgeversuch HTV-6 als Verwertung der Erkenntnisse aus dem ELSA-Vorhaben im Rahmen des SANDWICH-Vorprojektes (02E11587 A) im Auftrag von KIT-CMM durchgeführt. Im Rahmen des SANDWICH-Hauptprojektes sollen weitere halbtechnische Versuche nach ähnlicher Betriebsweise folgen.

Insgesamt können aus den halbtechnischen Versuch folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- In beiden Fällen (Zutritt von NaCl-Lösung und von Wasser) kann die Funktion der Äquipotenzialsegmente und des Gesamtsystems belegt werden.
- Das Äquipotenzialsegment bewässert nachhaltig die benachbarten Dichtsegmente (Saugspannung des Bentonits > Saugspannung des Sandes).
- Die TDR-Sensoren sind geeignet für das Langzeitmonitoring des Aufsättigungsprozesses.
- Die Sensoren stören das SANDWICH-Prinzip nicht und können für ein Monitoring-System in Versuchsverschlussbauwerken eingesetzt werden.

5 MODELLIERUNG

5.1 Einleitung

Das folgende Kapitel fasst die Ergebnisse des Arbeitspakets 5 – Modellierung innerhalb des Vorhabens ELSA - Phase 2 zusammen. Die Labor- und halbtechnischen Versuche des Vorhabens wurden durch numerische Analysen begleitet. Diese umfassen die Simulation einer Erdbeben-induzierten Setzung innerhalb einer Schottersäule, die Simulation von Bauzuständen beim Einbau von Bitumendichtsystemen in einen Schacht und die hydraulische Modellierung in Bezug zu den Untersuchungen an einem Bentonitdichtelement.

Als Teilaufgabe bei der numerischen Analyse wurde ursprünglich die Idee verfolgt, Kalotten als zusätzliche Widerlagerelemente in Verfüllsäulen zu integrieren. Werden solche zusätzlichen Widerlager in eine Schottersäule integriert, kann eine höhere Setzungsstabilität der gesamten Widerlagerkonstruktion erreicht werden. Einfach zu realisieren sind Kalotten oder Bogenelemente aus Formsteinen. Als Material sollte Naturstein, Basalt oder Diabas, oder Formsteine aus Schmelzbasalt eingesetzt werden. Die Entwicklung von Kalottenelementen wurde auf Grund der in Abschnitt 3.2 genannten Gründe jedoch nicht weiterverfolgt. Da das System als technisch nicht umsetzbar eingeschätzt wurde, wurden auch keine weiteren Modellierungen dazu durchgeführt.

5.2 Simulation einer Erdbeben-induzierten Setzung

5.2.1 Zielstellung

Ziel der Arbeiten war, zu überprüfen, inwieweit sich die Setzung einer Schottersäule in einem Schacht unter Erdbebenbelastung mit Hilfe numerischer Codes abschätzen lässt. Ein wichtiges Augenmerk sollte auf der realitätsnahen Simulation des Reibungs- und Verschiebungsverhaltens zwischen Schotterpartikeln sowie entlang der Schachtwandung liegen, da diese Prozesse die Setzung maßgeblich bestimmen. Des Weiteren sollte die Simulation dynamischer Prozesse und damit einhergehend die mechanischen Schwingungen der Schotterpartikel mit Hilfe des Berechnungscodes möglich sein. Die Simulation erfolgte in einem 2D und einem 3D Modell, siehe Abbildung 90.

5.2.2 Umsetzung im 2D-Modell

Im ersten Teil des Arbeitspaketes wurden repräsentative Partikelproben bestehend aus Schotterpartikeln unterschiedlicher Form und Größe generiert. Um entsprechende Eingangsgrößen für die Modellbildung abzuleiten, wurden fotooptische computergestützte Analysen der Schotterpartikel durchgeführt. Durch die Kombination möglichst weniger kreisrunder Elemente wurde anschließend die Größe und Form (Länge-zu-Breite-Verhältnis) von Schotterpartikeln in Form von sogenannten Clumps im Berechnungscode nachempfunden.

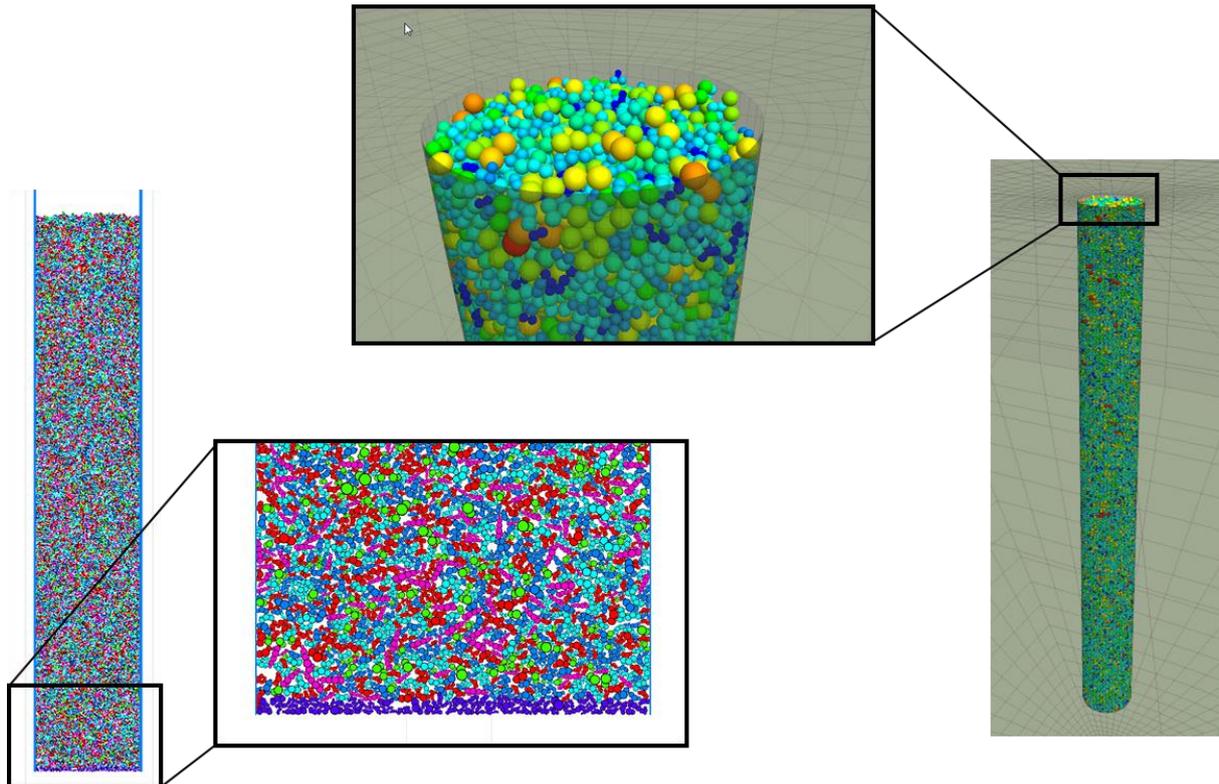


Abbildung 90: Visualisierung der Schottersäule im 2D-Modell (links) und 3D-Modell (rechts)

In einem zweiten Berechnungsschritt wurden die in den Stoffgesetzen enthaltenen mechanischen Parameter auf Grundlage von Laborversuchen ermittelt. Das verwendete Stoffgesetz wird über den Elastizitätsmodul E^* eines Kontaktes, sowie einem parallel geschalteten Dämpfungsglied und einem Reibungskoeffizienten gesteuert. Der Reibungskoeffizient konnte durch das Nachrechnen des im Technikum durchgeführten Schüttversuchs hinreichend genau ermittelt werden. Da keine Versuche zur Steifigkeit vorlagen, wurde die Steifigkeit mit Hilfe von Literaturdaten grob abgeschätzt und durch einfache Kompressionsversuche überprüft. Schwierig war, geeignete Werte für die Dämpfungsglieder abzuschätzen.

Im Weiteren wurde mit Hilfe der kalibrierten Modelle die Setzung einer Schottersäule simuliert und die Ergebnisse mit der analytischen Lösung nach [Janssen 1895] verglichen. Dazu wurden Schotterpartikel lose in einem Behälter in einem 2D-Modell erzeugt und eine Setzung unter Einwirkung der Schwerkraft initiiert. Mit 50.000 Clumps wurde eine 46 m hohe und 2 m breite Schottersäule simuliert. Es wurden Vergleichsrechnungen mit unterschiedlichen Wandreibungskoeffizienten durchgeführt. Die Spannungsverhältnisse und die Porosität wurden innerhalb der Schottersäule in Messquerschnitten numerisch bestimmt und mit der Janssen-Formel verglichen. Es zeigte sich, dass die Partikelanordnung nur einen geringen Einfluss auf die Vertikal- und Horizontalspannung an der Schachtwandung hat und daher nur von einer geringen statistischen Schwankung der Spannungsverläufe und der Porosität ausgegangen werden kann. Des Weiteren zeigte sich, dass der Siloeffekt realitätsnah abgebildet werden konnte. Der Vertikal- und Horizontalspannungsverlauf an der Schachtwandung über die Tiefe gleicht den analytischen Ergebnissen. Allerdings sind die numerisch berechneten Vertikal- und Horizontalspannungen höher als die analytisch bestimmten Spannungen, was mit der zweidimensionalen Modellierung und der Reduzierung auf einen zweidimensionalen Verzerrungszustand erklärt werden kann.

In einem letzten Schritt wurden dynamische Simulationen unter Verwendung einer realistischen Erdbebenbelastung an der generierten Schottersäule durchgeführt. Es wurden vereinfachte

Randbedingungen angenommen. An der Basis der Schottersäule wurde die Bewegung des dort anstehenden Festgesteins angenommen, indem die unterste Lage von Clump-Partikeln mit einem charakteristischen Geschwindigkeits-Zeit-Profil beaufschlagt wurde. Das dabei in Betracht gezogene Erdbeben stammt aus [Neubert 2014] und wurde anhand seismologischer Kenndaten und aus aufgezeichneten Erdbebenverläufen aus Norddeutschland erzeugt. Eine Verstärkung der Partikelgeschwindigkeit bzw. des Erdbebensignals durch lokale geologische Gegebenheiten (Amplifikation) beim Übergang der Welle in eine Schotterschicht mit geringerer Impedanz wurde nicht berücksichtigt. Die Oberfläche der Schottersäule wurde als freie Oberfläche und die Seitenwände der Schottersäule als starre Wände simuliert. Des Weiteren wurde aufgrund der beschriebenen Problematik im Zusammenhang mit den Dämpfungswerten in PFC ein Wert von 0,5 für die Dämpfungsglieder angenommen, so dass keine "artefaktartigen" Spannungskonzentrationen im oberen Säulenbereich auftraten. Für drei Messpunkte innerhalb der Schottersäule wurde das Systemverhalten untersucht und auf Plausibilität hin überprüft. Mit zunehmender Entfernung von der Basis in Richtung Säulenoberfläche wurden die Wellenamplituden des Erdbebens aufgrund von Verschiebungs- und Dämpfungsprozessen fortlaufend abgeschwächt. Nach Beendigung der dynamischen Anregung an der Basis nahmen die Bewegungen innerhalb der Schottersäule deutlich ab und das System näherte sich asymptotisch der Ruhelage. Allerdings ist die Abnahme der Verformungen nicht über die Höhe der Schottersäule gleichverteilt. Während der untere Teil der Schottersäule nach einer gewissen Zeit schon zur Ruhe gekommen war, sind im oberen Bereich der Schottersäule noch deutliche Partikelverschiebungen zu messen. Die Partikelbewegungen im oberen Säulenbereich stellen Konsolidierungsprozesse dar, die sich durch eine Neuordnung der Partikel in den darunterliegenden Bereichen ergeben. Nach 30 s Beobachtungszeit wurde an der Oberfläche der Schottersäule eine Setzung von ca. 16 cm berechnet. Allerdings sind die Setzungen zu diesem Zeitpunkt noch nicht abgeschlossen. Des Weiteren zeigen die Ergebnisse, dass auch nach einem Erdbeben der Siloeffekt noch vorhanden ist.

5.2.3 Umsetzung im 3D-Modell

Zur Überprüfung des Einflusses des 2D-Modells auf den Verzerrungszustand wurde auch ein 3D-Modell berechnet. Für die Berechnung großräumiger dreidimensionaler Schottersäulen wird eine große Partikelanzahl benötigt, die mit dem verwendeten Rechencode und aktueller Rechnerkapazitäten keine praxistauglichen Rechenzeiten zulässt. Im Zuge der Umsetzung wurden daher verschiedene Strategien untersucht, die eine Reduzierung der Anzahl der im Modell verwendeten Partikel ermöglichen. Im Rahmen der Untersuchungen wurden drei Strategien näher betrachtet: Vereinfachung der Partikel- bzw. Clumpform, Ausnutzung von Symmetrieeffekten bei Betrachtung einer zylindrischen Form, Hochskalierung der Korngrößen durch einen definierten Faktor.

Im Rahmen der bisherigen Untersuchungen wurden vereinfachte Partikelformen verwendet. Dabei wurde die Kornform über die sog. Clump-Logik realisiert, indem die zu simulierenden Schotterpartikel durch unterschiedlich große und überlappende Kugeln nachgebildet wurden. [Tuan & Konietzky 2016] konnten zeigen, dass das mechanische Verhalten von Schotterpartikeln über eine Kornform auch mit deutlich weniger Partikeln abgebildet werden kann, in dem mit einem aus zwei gleichgroßen Kugeln aufgebauten Clump die mechanischen Eigenschaften von Schotter nachgestellt werden. Dieser Ansatz wurde für das 3D-Modell übernommen. Die Modellparameter wurden an Schüttversuchen kalibriert (siehe Abbildung 91).

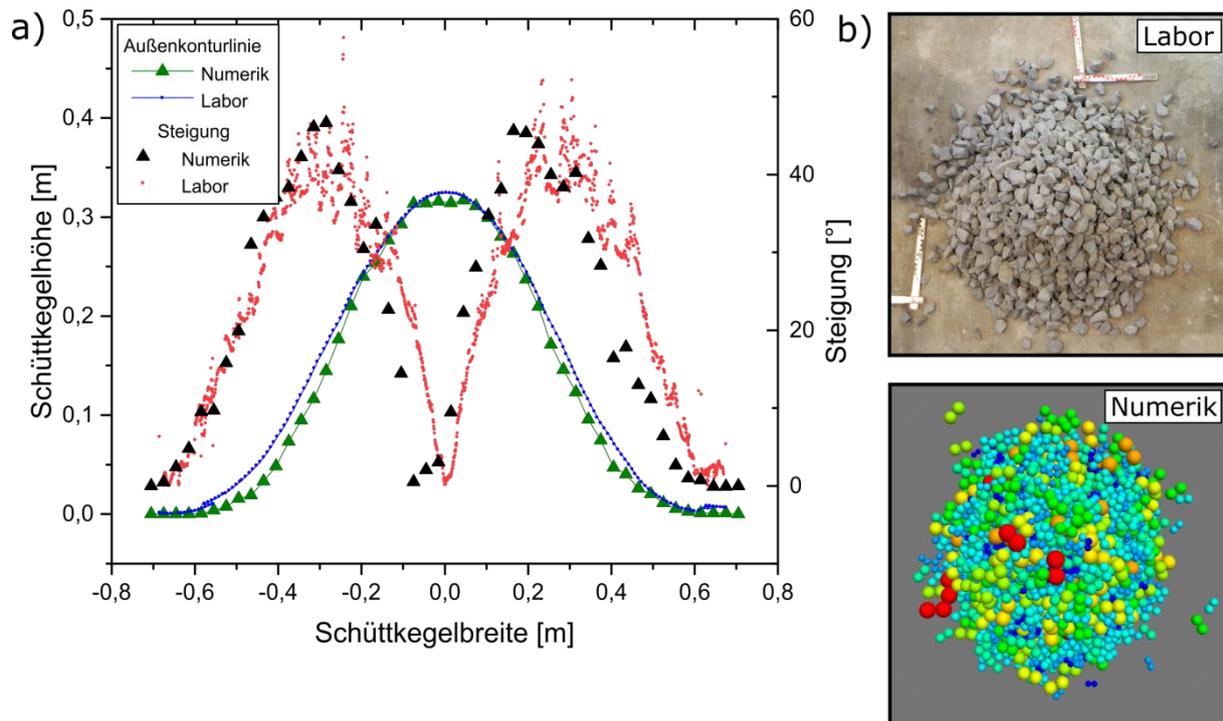


Abbildung 91: Bild eines Schüttversuchs (rechts oben) und des vereinfachten Partikelmodells (rechts unten) und mittlere Konturlinie der Schüttversuche im Vergleich zum Partikelmodell (links)

Durch die Ausnutzung der Symmetrie und die Betrachtung eines Zylindersegments ("Tortensstück") konnte das 3D-Modell in Bezug auf die Partikelanzahl erheblich vereinfacht werden. Durch die Vergrößerung der Partikel gegenüber der normalen Größe der Schotterkörner konnte die Partikelanzahl in einem Schacht deutlich verringert werden. Dies stellt ein probates Mittel zur Verringerung der Rechenzeiten dar. Je größer die Skalierung der Partikel desto größer sind die berechneten Horizontal- und Vertikalspannungen. Hinsichtlich der berechneten Spannungsverhältnisse sind zwischen dem Skalierungsfaktor 3 und 6 nur geringfügige Unterschiede, bei den Rechenzeiten jedoch deutliche Unterschiede festzustellen (3 Tage vs. 18 Tage; 2x Intel Xeon; 24 Kerne). Ein Skalierungsfaktor von 6 kann daher als ein Kompromiss zwischen Rechendauer und Rechengenauigkeit bezeichnet werden. Die dreidimensionale Partikel-Modellierung eines mit Schotterpartikeln gefüllten Schachtes bei Berücksichtigung realistischer Modelldimensionen ist durch die Vereinfachung der Partikelform, die Ausnutzung von Symmetrieeffekten und über eine Größenskalierung der Partikelform durchführbar. Während die beiden ersten Modellierungsstrategien nur einen unwesentlichen Einfluss auf das mechanische Verhalten haben, kann die Größenskalierung den Siloeffekt maßgeblich beeinflussen.

Das partikelbasierte Modell wurde in einem weiteren Schritt in eine kontinuumsmechanische Umgebung eingebettet. Konkret wurde das Schottermodell (PFC3D) mit FLAC3D gekoppelt und anschließend verifiziert.

Zu Verifizierung der Rechenergebnisse wurde die Ergebnisse des in-situ-Versuches Salzdetfurth [Breidung 2002] genutzt. Da der damalige Vorversuch zum Test einer Schottersäule im Schacht I besser der Modellgröße entspricht, wurde dieser Versuch als Basis für die Berechnungen gewählt. Durch modelltechnische Anpassungen (Reibungswinkel an der Kontur = Winkel der inneren Reibung = $37,5^\circ$, Kalibrierung der Horizontal- und Vertikalspannungen gegen analytische Lösung der Silotheorie und gegen Ergebnisse der Schüttversuche) konnte eine bessere Übereinstimmung der Ergebnisse der Modellrechnungen mit den experimentellen Daten erreicht werden (vgl. Abbildung 92). Im Füllortbereich hat sich ein Böschungswinkel von 38° gebildet.

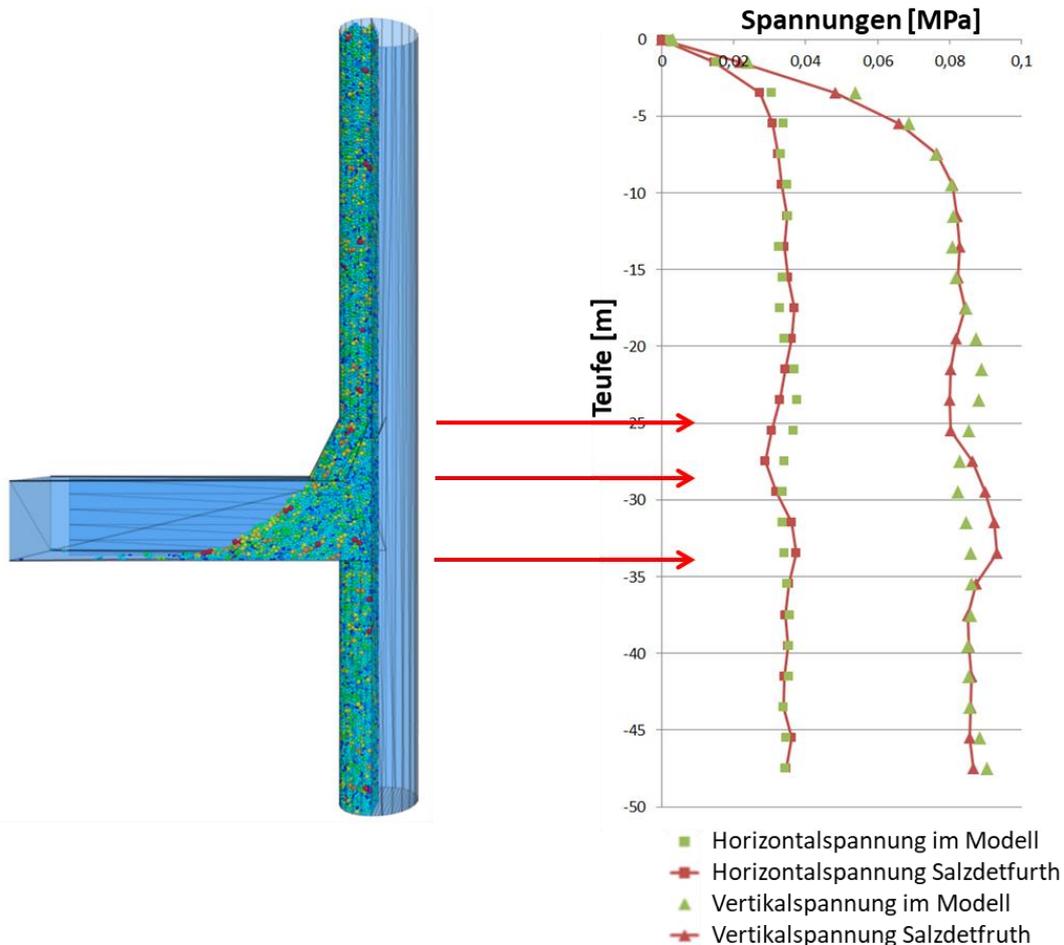


Abbildung 92: Vergleich der Vertikal- und Horizontalspannungen im Modell (grün) und in situ (rot)

Für die Abschätzung der Setzung einer Schotterssäule unter Erdbebenbelastung wurden die dynamischen Randbedingungen in FLAC3D (umliegendes Gebirge mit Spannungszustand und dynamischer Anregung) aufgebracht und mit PFC3D (Simulation der Schotterssäule mit diskreten Partikeln) gekoppelt. Das rechteckige FLAC3D-Modell hatte eine Ausdehnung von 200 m in Richtung der horizontalen Raumrichtungen und eine vertikale Ausdehnung von 60 m. Der obere Modellrand wurde mit einer Gebirgslast, die einem Teufenbereich von 650 m entspricht, belastet. Für das Gebirge wurde vereinfachend linear-elastisches Verhalten angenommen. Als mechanische Kennwerte wurden ein E-Modul von 25 GPa, eine Querdehnzahl von 0,25 sowie eine Korndichte von 3000 kg/m^3 gewählt. Der Schacht wird nach Berechnung des Grundspannungszustandes abgeteuft. In einem weiteren Schritt muss eine Kopplung zwischen FLAC3D und PFC3D hergestellt werden. Die Grundidee dabei ist, dass PFC3D Wände in Übereinstimmung mit FLAC3D-Zonen erzeugt werden. Wände in PFC3D bestehen aus triangulierten Flächen, bei denen die Eckpunktgeschwindigkeiten und -positionen als Funktion der Zeit angegeben werden kann. Die Kopplungslogik arbeitet, indem sie die Kontaktkräfte und -momente an den Wandflächen nimmt und ein äquivalentes Kräftesystem an den Flächengitterpunkten bestimmt. Diese Kräfte werden zusammen mit den Steifigkeitsbeiträgen an die FLAC3D-Zonengitterpunkte weitergeleitet. Anschließend wird die Schotterssäule kontinuierlich durch eine lose, zufällig orientierte Partikelmenge oberhalb der aktuellen Schütteebe eingbracht.

Das vollständig gefüllte Schachtmodell und die berechneten Horizontal- und Vertikalspannungen innerhalb der Schotterssäule sind in Abbildung 93 und Abbildung 94 dargestellt. Zum Vergleich

wurden zusätzlich die Ergebnisse aus den reinen PFC3D-Modellierungen aufgeführt. Die numerischen Ergebnisse zeigen, dass die Kopplungslogik keinen Einfluss auf die für den Siloeffekt verantwortlichen Prozesse hat. Da die in Abbildung 94 dargestellten beiden Schottersäulen (je eine in PFC und PFC-FLAC) auf einer zufälligen Generation von Partikeln beruht, ergeben sich unterschiedliche räumliche Partikelanordnungen. Die daraus resultierende Heterogenität führt zu geringen Spannungsunterschieden, die jedoch mit maximal 0,01 MPa marginal ausfallen.

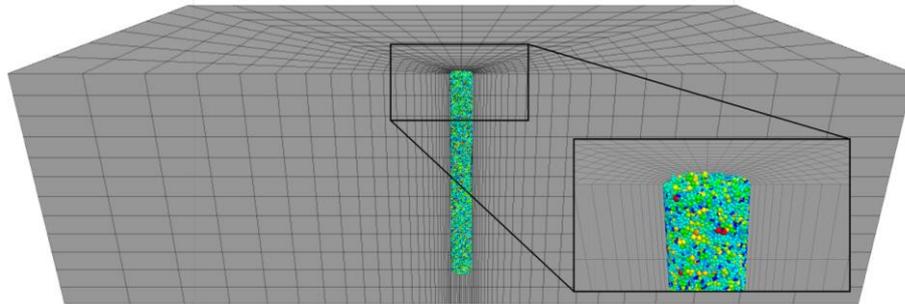


Abbildung 93: Darstellung des vollständig gefüllten Schachtmodells (vordere Hälfte des FLAC3D-Modells nicht dargestellt).

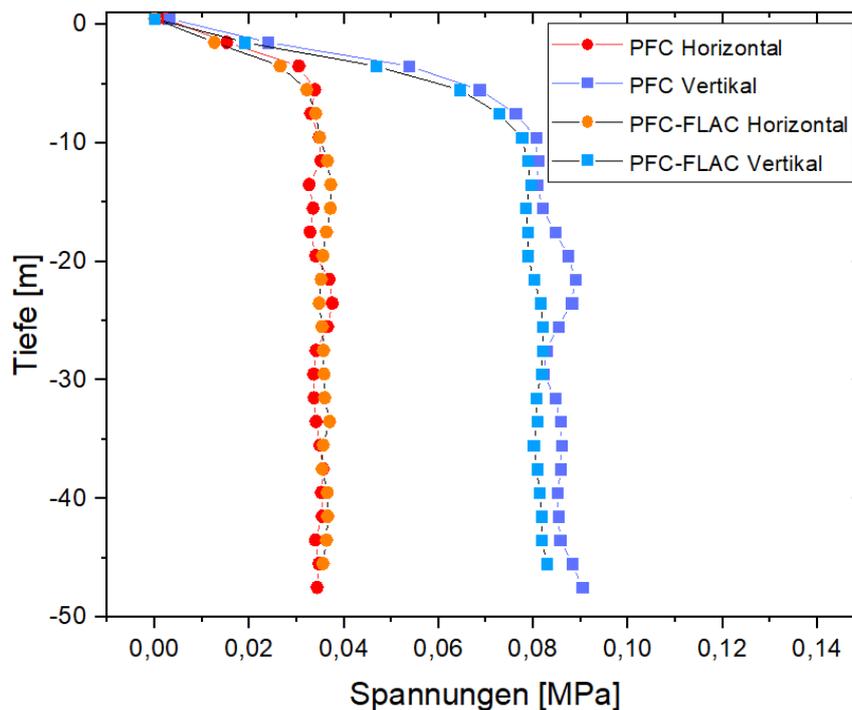


Abbildung 94: Auswertung der Vertikal- und Horizontalspannungen im reinen PFC3D-Modell und im FLAC3D-PFC3D-Modell.

Ziel war es, die seismische Beanspruchung einer Schottersäule mit dem zuvor generierten FLAC3D-PFC3D-Modell bei geeigneten Randbedingungen zu untersuchen. Die Wahl geeigneter Randbedingungen spielt bei dynamischen Berechnungen eine wesentliche Rolle, da Raumwellen an Grenzflächen gebrochen, reflektiert, gebeugt, gestreut und absorbiert werden können. Damit verbunden ist eine Überlagerung der Wellen hin zu komplexen Wellenformen, die die dynamische Belastung maßgebend beeinflussen können. Mittel der Wahl sind geeignete dynamische Randbedingungen, wie sie in FLAC3D durch sog. *Quiet-Boundaries* und *Free-Field-Boundaries*

ermöglicht werden. Quiet-Boundaries stellen viskose Ränder dar und verhindern durch Absorption die Reflexionen von Wellen an den Modellrändern. Die in FLAC3D verwendete Methode nutzt freie Dämpfer in Normalen- und Scherrichtung an den Modellrändern. Bei der Free-Field-Methode werden absorbierende Ränder durch ein zusätzliches Gitter entlang der Modellkanten ermöglicht. Dieses Gitter ist mit Hilfe viskoser Dämpfer mit dem Berechnungsmodell verbunden, um entsprechende Kräfte übertragen zu können.

Abbildung 95 zeigt den Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf in z-Richtung und y-Richtung für eine unterhalb der Schottersäule liegende FLAC3d-Zone sowie exemplarisch für zwei Clump-Partikel, die sich im unteren sowie oberen Bereich der Schottersäule befinden. Die abgeleiteten und als Randbedingungen zeitlich veränderlich am unteren Modellrand aufgebrauchten Normal- und Scherspannungen bilden das Geschwindigkeits-Zeit-Profil des Erdbebenimpulses präzise ab. Die Wellengeschwindigkeit in vertikaler Richtung (P-Wellen) ist etwa halb so groß wie die Wellengeschwindigkeit in horizontaler Richtung (S-Wellen). Des Weiteren ist zu erkennen, dass die Clump-Partikel den Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf des FLAC3d-Modells korrekt abbilden, d.h. die Weiterleitung des dynamischen Erdbebenimpulses vom FLAC3d-Modell zum PFC3d-Modell mittels der Kopplungslogik greift. Aufgrund der größeren Entfernung zum unteren Modellrand erfährt der obere Bereich der Schottersäule im Vergleich zum unteren Bereich die Impulsänderung mit einer geringen zeitlichen Verzögerung. Eine Verringerung der Wellenamplituden mit zunehmender Entfernung zum unteren Modellrand ist nicht erkennbar. Die räumliche Ausdehnung des Modells ist zu klein um diesen Effekt beobachten zu können.

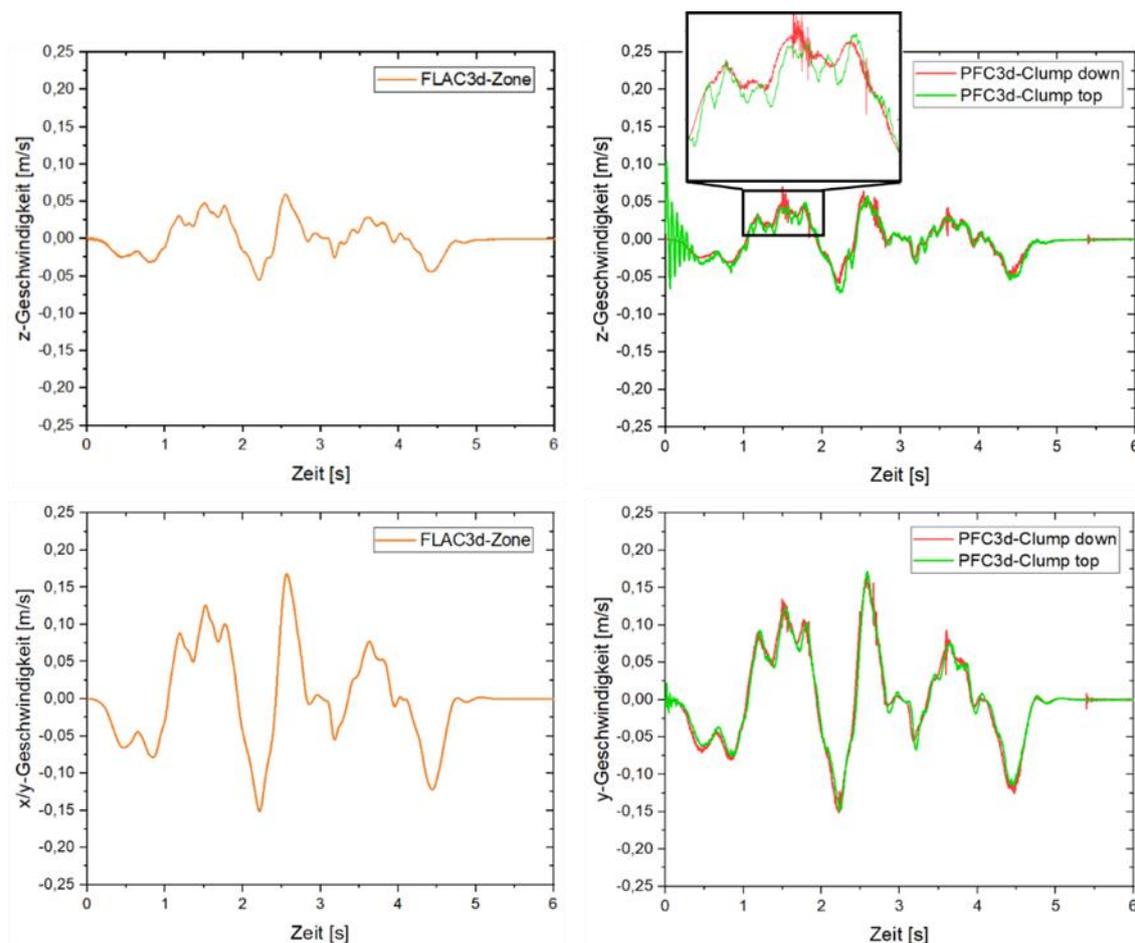


Abbildung 95: Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf für FLAC3d-Zonen unterhalb der Schottersäule (links) sowie exemplarisch für PFC3d-Clumps im unteren und oberen Bereich der Schottersäule (rechts).

Um die Setzungen innerhalb der Schottersäule zu quantifizieren, wurden analog zu den Geschwindigkeiten die vertikalen und horizontalen Verschiebungen untersucht. Die maximalen horizontalen Verschiebungen (x/y-Richtung) im FLAC3d-Modell für Zonen unterhalb der Schottersäule betragen weniger als 4 cm während des Erdbebens. Die Verschiebungen aus dem FLAC3d-Modell sind der gleichen Größenordnung wie im PFC3d-Modell. Im PFC3d-Modell sind auf Grund der verwendeten Partikelkopplung allerdings plastische Verformungen aufgrund von räumlichen Partikelverschiebungen möglich. Allerdings ist der aufgebrachte dynamische Impuls zu gering, um größere Partikelumordnungen bzw. -setzungen hervorzurufen. Aufgrund der Nähe zum FLAC3d-Modellrand führen die untersten Partikel in der Schottersäule die induzierten Bewegungen direkt nach und erreichen nach Abklingen des dynamischen Impulses ihre Ausgangslage. Im oberen Teil der Schottersäule nimmt durch Partikelumordnungen in darunterliegenden Bereichen mit der Zeit die Setzung zu. Der charakteristische Verschiebungs-Zeit-Verlauf ist leicht nach unten verschoben. Allerdings sind die Setzungen mit Werten von etwa 1 cm am Ende der Belastung gering (siehe Abbildung 95).

Um die Auswirkungen unterschiedlicher Partikelgrößen zu untersuchen, wurden die Verschiebungs-Zeit-Verläufe ausgewählter Partikel am unteren und oberen Rand der abgebildeten Korngrößenverteilung analysiert. Die Verschiebungs-Zeit-Verläufe kleinerer Partikel (Partikel an der unteren Grenze der Korngrößenverteilung) zeigen gegenüber den größeren Partikeln (Partikel an der oberen Grenze der Korngrößenverteilung) eine leicht größere Schwankungsbreite der Verschiebungen, siehe Abbildung 96. Allerdings füllen kleinere Partikel häufig Hohlräume zwischen großen Partikeln, in denen sie sich bei einem dynamischen Impuls gegenüber großen Partikeln "freier" bewegen können.

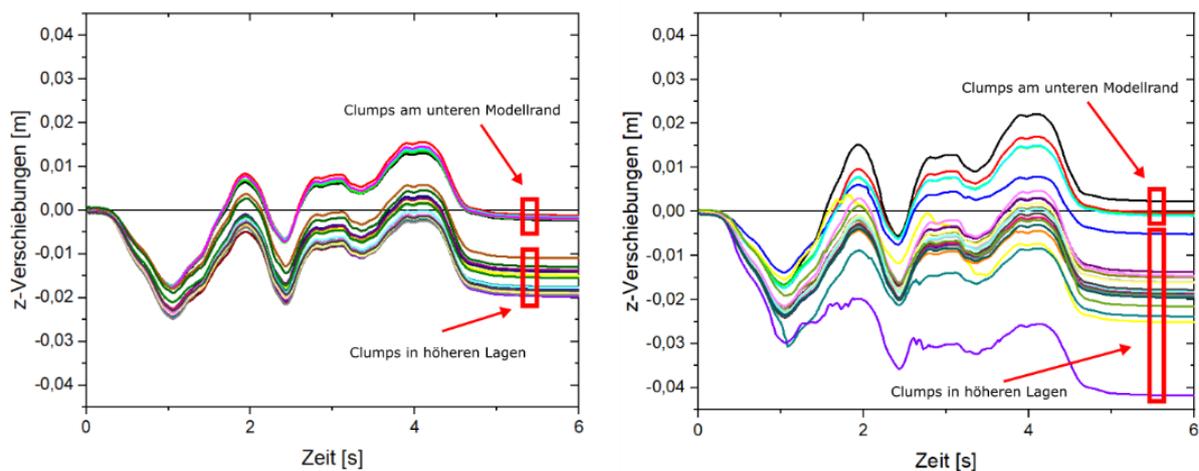


Abbildung 96: Verschiebungen in vertikaler Richtung für größere (links) und kleinere (rechts) Clumps in verschiedenen Bereichen der Schottersäule.

Um den Einfluss dynamischer Belastungen auf die Schottersäule weiter zu untersuchen, wurde im Anschluss an das erste Erdbeben ein zweites, identisches Erdbeben aufgebracht. Eine Auswertung der Verschiebungen in den Clumps zeigte, dass das zweite Erdbeben erneut vergleichbare Setzungen von etwa 2 cm hervorruft (Abbildung 97). Des Weiteren hat das zweite Erdbeben einen weiteren Einfluss auf den Spannungszustand. Die Vertikalspannungen nehmen mit der Tiefe nach dem zweiten Erdbeben im Vergleich zu den Vertikalspannungen nach dem ersten Erdbeben erneut zu. Der Einfluss des zweiten Erdbebens auf die Porosität der Schottersäule kann vernachlässigt werden.

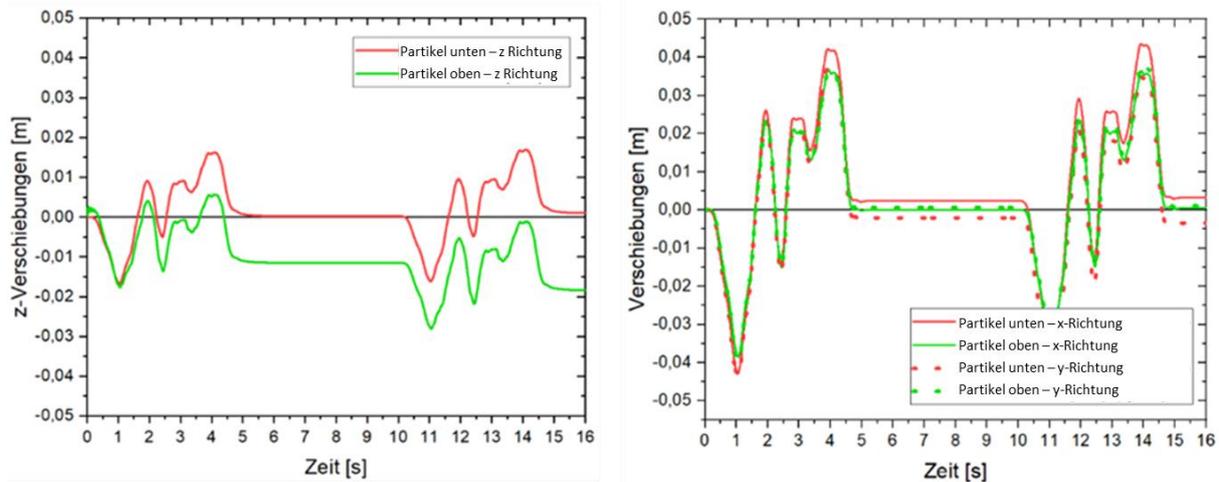


Abbildung 97: Setzungen im unteren (rot) und oberen Bereich (grün) der Schottersäule in z- (links) und x/y-Richtung (rechts) nach zwei Erdbebenereignissen.

5.2.4 Zusammenfassung

Bei den dynamischen Simulationen zur Berechnung der Setzungen einer Schottersäule unter Erdbebenbelastung konnte erfolgreich eine Kopplung zwischen PFC3D und FLAC3D implementiert werden. Auf diese Weise ist die Simulationen eines Gebirges mit FLAC3D, das den Schacht mit seiner Partikelfüllung (PFC3D) umgibt, möglich. Des Weiteren konnten im 3D-Modell auf die Problemstellung besser zugeschnittene dynamische Randbedingungen verwendet werden. Die numerischen Berechnungen zu den Setzungen zeigen, dass der aufgebrachte dynamische Impuls zu gering ist, um größere Partikelumordnungen bzw. –setzungen hervorzurufen. Die maximalen Verschiebungen der Oberfläche der Schottersäule in vertikaler Richtung liegen bei 2 cm; in horizontaler Richtung sind Verschiebungen von maximal 4 cm berechnet worden. Am Ende des Erdbebens zeigen sich Setzungen von etwa 1 cm. Auch ein zweites identisches, zeitlich versetztes dynamisches Ereignis führte erneut nur zu Setzungen kleiner als 2 cm. Allerdings hatte das zweite Erdbeben unter Berücksichtigung der verwendeten Materialkennwerte einen weiteren Einfluss auf die Spannungsverhältnisse in der Schottersäule. Ein Siloeffekt tritt weiterhin auf, die Horizontalspannungen und Vertikalspannungen nehmen zu. Der Einfluss des Erdbebens auf die Porosität der Schottersäule ist vernachlässigbar gering, so dass nicht von einer Verdichtung des Materials oder größeren Partikelumordnungen ausgegangen werden kann bzw. muss.

Ein Vergleich zwischen den 2D- und 3D-Modellierungen zeigte, dass sich die beim 2D-Modell im Vergleich zur analytischen Lösungen berechneten zu hohen Spannungsverhältnisse im Anschluss an die Schüttphase durch einen Wechsel auf ein 3D-Modell verringern. Des Weiteren konnte, insbesondere auch durch eine weiterführende Anpassung der Partikelform, eine realistischere Schotterporosität simuliert werden. Die 2D-Simulationen zum Einfluss des Erdbebens zeigten, dass sich das System insgesamt „dynamischer“ verhält und Partikelbewegungen auch nach Beendigung der dynamischen Anregung andauern können. Ein vergleichbares Ergebnis konnte mit den 3D-Modellierungen nicht reproduziert werden. Die sich hier einstellenden Setzungen fallen deutlich geringer aus und die Partikelbewegungen klingen nach Abschluss des Erdbebens direkt ab. Die 2D-Modellierungen erscheinen wesentlich sensibler auf die Wahl geeigneter Dämpfungswerte. Ein wesentlicher Einfluss verschiedener Dämpfungswerte auf das Ergebnis des Schüttungsprozesses oder der Erdbebenberechnungen (Setzungen und Spannungen) konnte bei den 3D-Modellierungen nicht festgestellt werden.

5.3 Simulation von Bauzuständen beim Einbau von Bitumendichtsystemen in einen Schacht

5.3.1 Das Burgers-Modell zur Beschreibung von Bitumen

Bitumen ist ein künstliches oder natürliches kolloid-disperses System aus verschiedenen Kohlenwasserstoffen. Gemische aus Bitumen und Gesteinskörnungen werden als Asphalt bezeichnet. Beide Baustoffe (Bitumen und Asphalt) eignen sich auf Grund ihrer günstigen Eigenschaften zur Errichtung von Verschlusselementen. Bitumen ist wasserundurchlässig und auch Asphalt wird in der Literatur bei einem Hohlraumgehalt kleiner 3% als konvektionsdicht gesehen [Burkhardt & Egloffstein 1995], [Haas 1995]. Die Eigenschaften der Baustoffe können entsprechend den geltenden Anforderungen über die Auswahl verschiedener Bitumensorten und Gesteinskörnungen eingestellt werden. Der kolloid-disperse Aufbau des Bitumens bedingt das besondere rheologische Verhalten. Das Stoffgemisch hat immer auch einen Flüssigkeitscharakter, der abhängig ist von der Temperatur und der bei Langzeitbetrachtungen eine Rolle spielt. Bei normalen Umgebungstemperaturen hat Asphalt eher Feststoffeigenschaften. Doch bereits eine Temperaturerhöhung um 10 K bis 20 K kann zu erheblichen Eigenschaftsänderungen führen. Der Flüssigkeitscharakter wird in vielen technischen Anwendungen ausgenutzt.

Zur Beschreibung des rheologischen Verhaltens von Bitumen als komplexes Stoffgemisch verschiedenster Kohlenwasserstoffe kann das Burgers-Modell herangezogen werden. Im Einzelnen besteht das Burgers-Modell aus einer Reihenschaltung eines Maxwell-Elementes und eines Kelvin-Elementes (siehe Abbildung 98). Das Maxwell-Element besteht aus einem in Serie geschalteten Feder-Dämpfer-System. Das Kelvin-Element wiederum besteht aus einer Parallelschaltung einer Feder und eines Dämpfers. Das zeitabhängige Deformationsverhalten des Bitumens wird im Wesentlichen vom Kelvin-Element und dem in Reihe geschalteten Dämpfer beschrieben. Die Gesamtdehnungsrate ergibt sich aus der Summe der in Reihe geschalteten Einzeldehnungsraten.

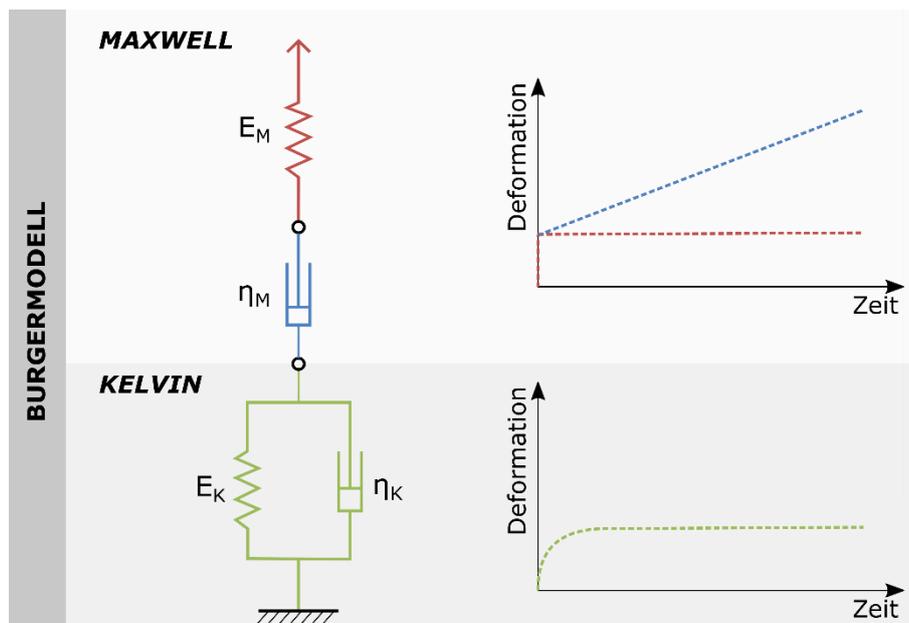


Abbildung 98: Aufgliederung der Elemente des physikalischen Modells nach Burgers und seine jeweiligen Deformationsverlauf bei konstanter Belastung

Die Parameter der Elemente (Feder, Dämpfer) des rheologischen Modells sind auch von der Temperatur abhängig. Mit steigender Temperatur und auch über lange Belastungszeiträume hinweg treten die Wirkung des Kelvin-Elements und die spontane Verformung der einzelnen Federn in den Hintergrund. Die Eigenschaften des Bitumens werden mehr und mehr durch den newtonschen Dämpfer bestimmt und ähneln damit einer Flüssigkeit. Vom Bitumen ist ebenfalls bekannt, dass es eine Strukturviskosität besitzt [Arand 1998], [Lacher 1965].

5.3.2 Das numerische Modell

Für die numerische Abbildung des Bitumens bei der Anwendung in geotechnischen Verschlussbauwerken soll das rheologische Verhalten simuliert werden. Die verwendeten Modellparameter müssen an reproduzierbaren Versuchen getestet und kalibriert werden. In einem ersten Teilschritt sollen die temperaturabhängigen Eigenschaften bestimmt werden. Die Einflüsse der Strukturviskosität werden gesondert untersucht.

Die Entwicklung des numerischen Modells ist an einen Scherversuch im Labor mit einem Platte-Platte-Rheometer angelehnt. Das Rheometer hat zwei parallele Platten, zwischen denen die Probe eingebaut ist. Im Versuchsaufbau ist die untere Platte feststehend. Die obere Platte ist drehbar gelagert und mit einem Antrieb verbunden. Über die obere Platte wird ein Drehmoment M aufgebracht, aus dem eine Scherspannung als Eingangsgröße des Versuchs berechnet wird. Als Ausgangsgröße wird die Scherrate bzw. die Scherdehnung gemessen. Die Scherrate $\dot{\gamma}$ hängt von der Antriebsgeschwindigkeit ω , vom Radius r und der Höhe h der Probe zwischen den beiden Platten ab, siehe Formel 7 [Osswald & Rudolph 2015].

$$\dot{\gamma}(r) = \frac{\omega r}{h}$$

Formel 7

Eine skizzenhafte Darstellung des Platte-Platte-Rheometers ist in Abbildung 99 zu finden. Es wird angenommen, dass die Scherrate konstant über die Höhe der Probe ist.

Aus den labortechnischen Größen (Drehmoment $M \rightarrow$ Drehgeschwindigkeit ω) werden die rheologischen Größen (Scherspannung $\tau \rightarrow$ Scherdehnung ϵ bzw. Scherrate $\dot{\gamma}$) berechnet. Die Eingangsgrößen (M, τ) sind mit den Ausgangsgrößen (ω, ϵ bzw. $\dot{\epsilon}$) durch die dynamische Viskosität des zu untersuchenden Bitumens verbunden. Ziel der Simulation war, das viskose Verhalten des Bitumens numerisch abzubilden.

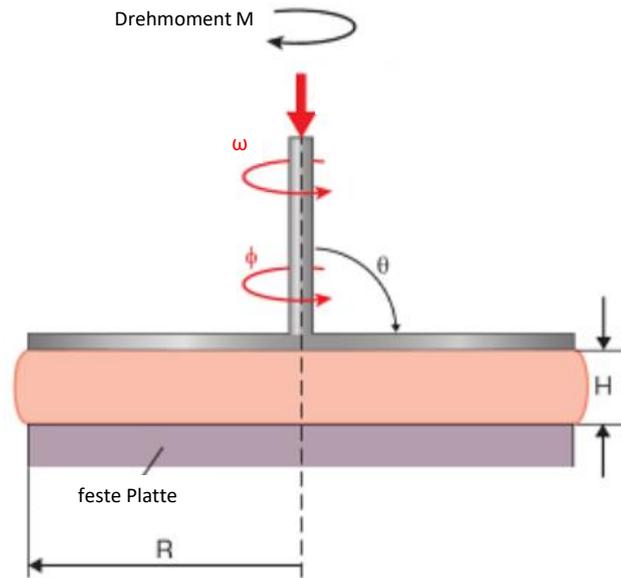


Abbildung 99: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus, nach [Osswald & Rudolph 2015]

Aufgrund des kreisförmigen Querschnitts der Probe und der Belastungsart konnte im Modell die Rotationssymmetrie ausgenutzt werden und die Modellierung auf einen Kreissektor reduziert werden. Deshalb wurde der Keilwinkel des modellierten Kreissektors auf 3° festgelegt. Diese Modellannahme hatte zusätzlich den Vorteil, dass bei sehr kleinen Winkeln des Kreissektors die Rotationsscherspannung durch eine tangentielle Scherspannung angenähert werden konnte. In Abbildung 100 und Abbildung 101 ist das diskretisierte Modell dargestellt.

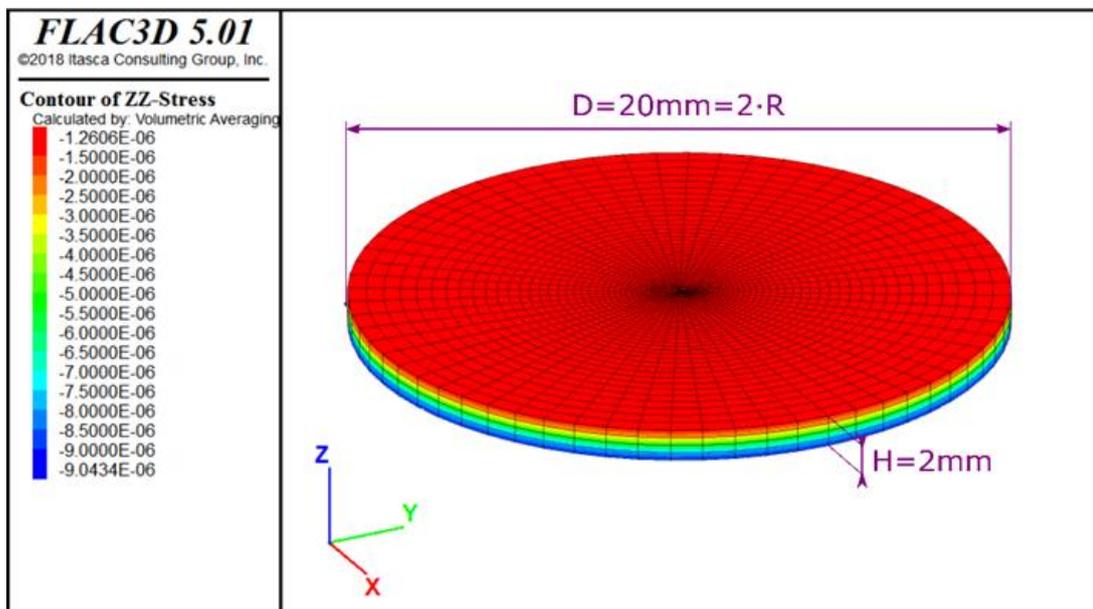


Abbildung 100: Geometrie des Modells der Bitumenprobe (ganz)

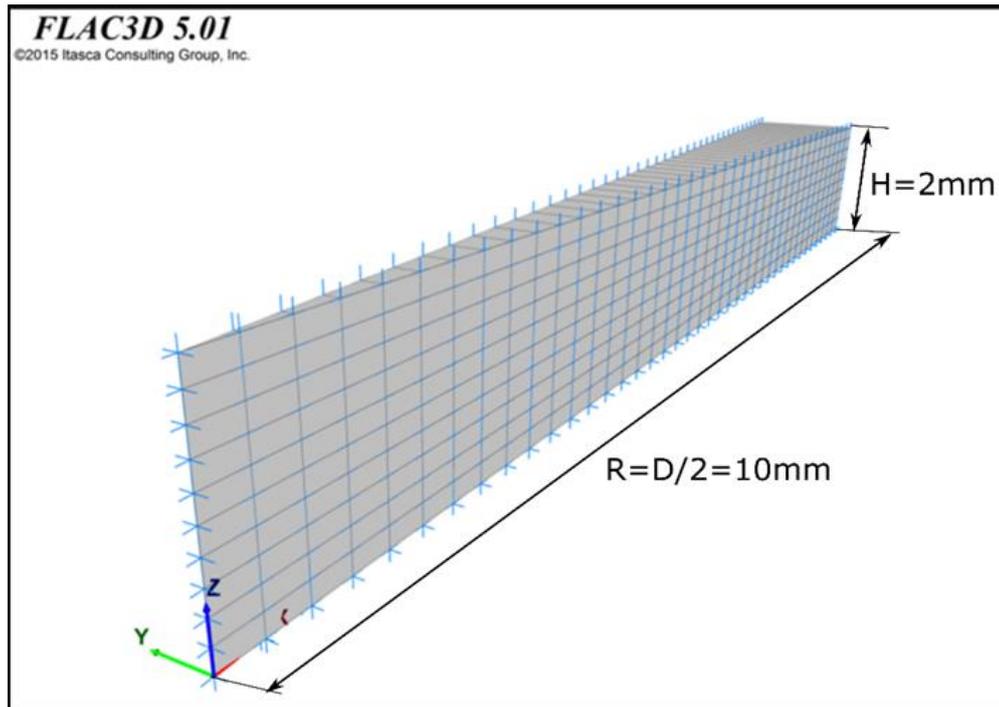


Abbildung 101: Abmessungen und Diskretisierung des numerischen Modells

5.3.3 Parameterbestimmung im Labor

Für die Identifikation der Parameter des Burgers-Modells wurden Daten aus zwei Versuchsreihen mit dem Platte-Platte-Rheometer genutzt, die von der TU Bergakademie Freiberg ausgeführt wurden. Bei der ersten Versuchsreihe wurden an zwei unterschiedlichen Bitumen (ein Destillationsbitumen – Handelsname AZALT 70/100 und ein Oxidationsbitumen – Handelsname STELOX 85/25) Dehnungen zu unterschiedlichen Temperaturen generiert.

In einer zweiten Versuchsreihe wurden neben der Temperatur auch die Spannungen variiert. Damit war es mit den Ergebnissen beider Versuchsreihen möglich, das Materialverhalten bei jeweils gleicher Temperatur von 25 °C, 35 °C und 45 °C, aber bei unterschiedlichen Scherspannung zu vergleichen.

Basierend auf den Rheometerversuchen mit Oxidationsbitumen STELOX 85/25 wurden die Parameter der Burgers-Parameter identifiziert. Hierfür wurde aus unterschiedlichen Ansätzen der Ansatz von [Hase 1991] als am besten geeignet bewertet und für die Kalibrierung des Modells angewendet. Anders als bei den Analysen der ersten Versuchsreihe wurde berücksichtigt, dass die Feder- und Dämpfer-Parameter des Maxwell-Anteils (GM) von der Temperatur und der Belastung abhängig sind. Dadurch konnte die numerisch berechnete Scherdehnung wesentlich besser der im Labor gemessenen Scherdehnung angepasst werden, wie in Abbildung 102 zu sehen ist. Die Abweichungen der simulierten Scherrate von der im Labor gemessenen Scherrate ist nur sehr gering. In Abbildung 103 ist aber zu erkennen, dass leichte Abweichungen der mit FLAC3D simulierten Parameter vorhanden sind. Diese Abweichungen können auf den Kelvin-Anteil (η_K) zurückgeführt werden. Die Bestimmtheitsmaße der Werte der Burgers-Parameter mit den berechneten Materialkonstanten nach den Ansatz von Hase sind relativ hoch für die Maxwell-Anteile und etwas niedriger für die Kelvin-Anteile. Die Ergebnisse sind plausibel und eine geringere Abhängigkeit der Parameter von der Belastung ist zu erkennen. Eine Ausnahme hiervon ist die Viskosität des Kelvin-Anteils, die umso höher ist, je niedriger die Temperatur ist.

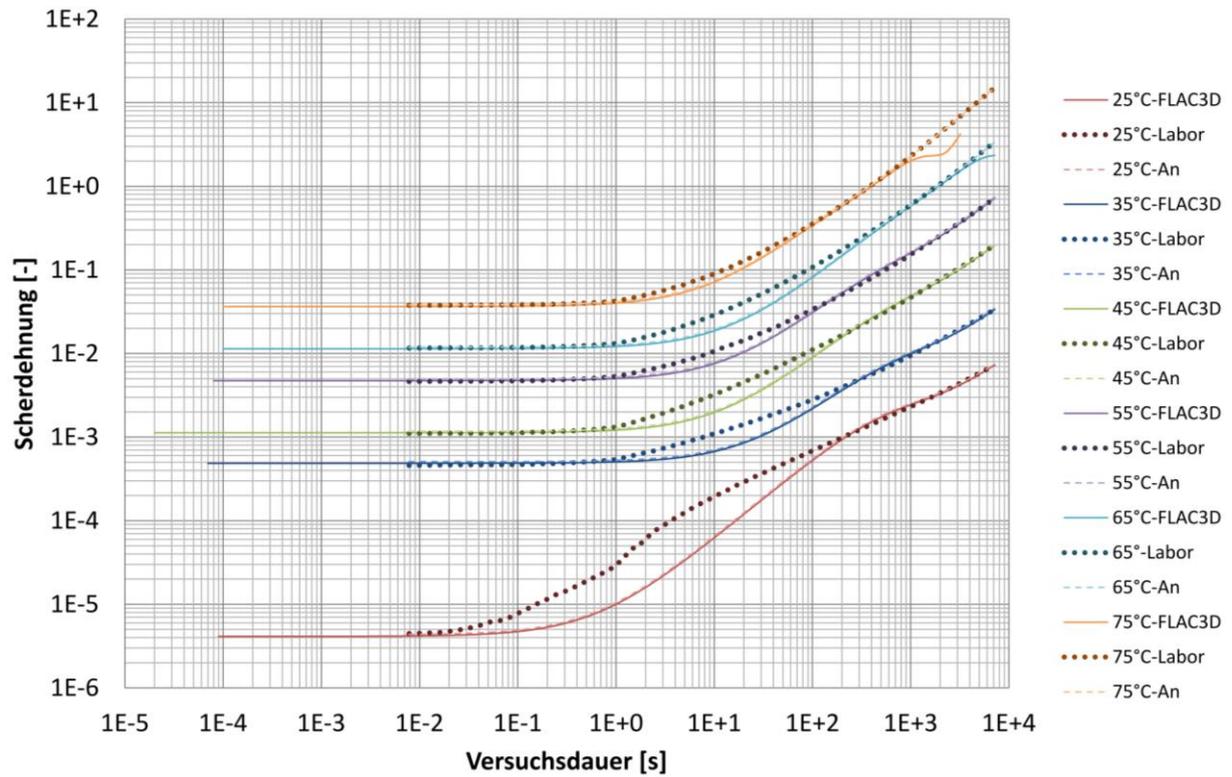


Abbildung 102: Gegenüberstellung von den Ergebnisse der Labormessungen, den Ergebnissen der analytischen Lösung und den Simulationsergebnissen mit FLAC3D, für STELOX 85/25 mit $\tau=100\text{Pa}$

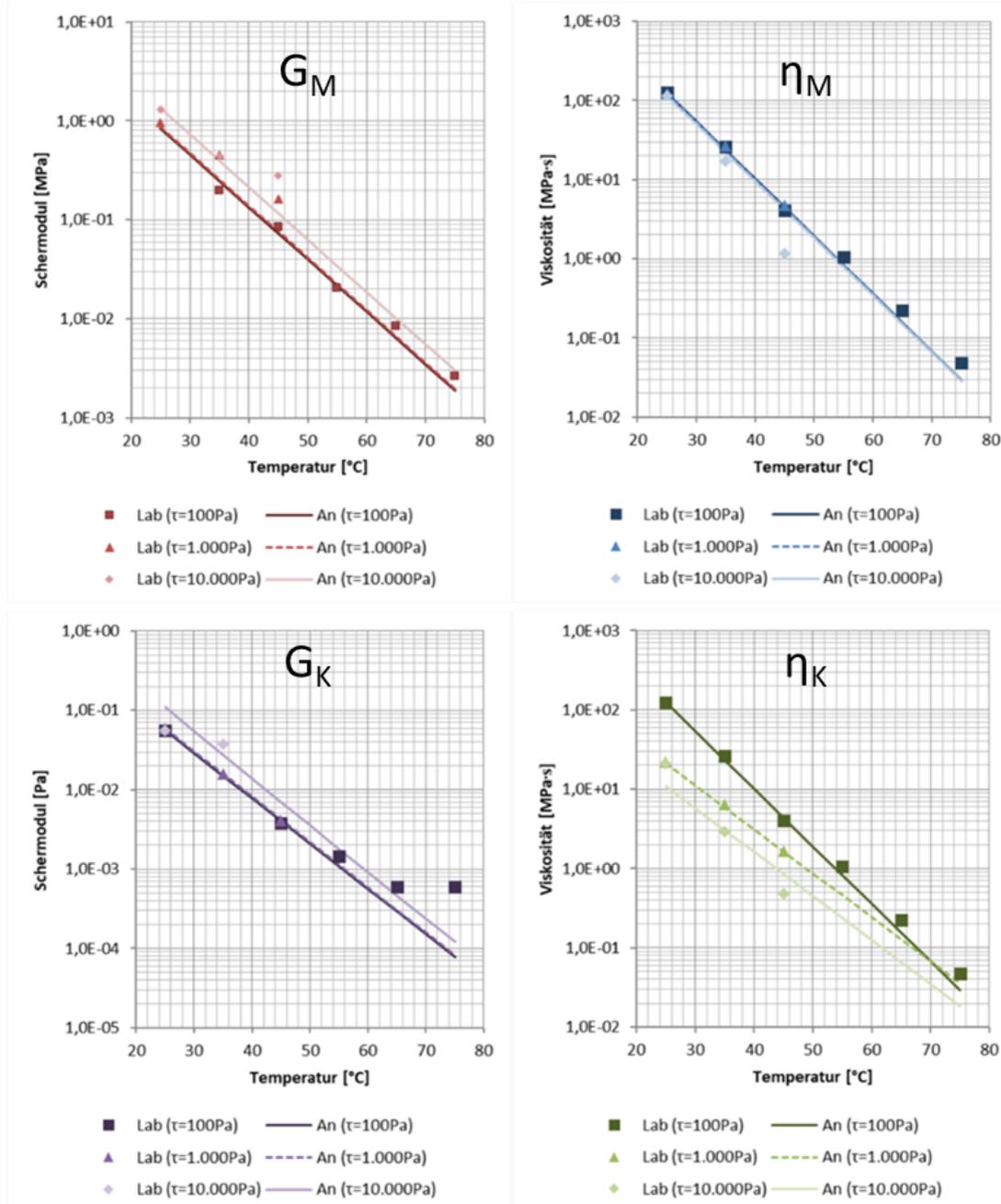


Abbildung 103: Gegenüberstellung der im Versuch (Lab) ermittelten Burgers-Parameter und der zunächst analytisch (An) berechneten Burgers-Parameter für das Oxidationsbitumen STELOX 85/25

Basierend auf den Rotationsversuchen mit STELOX 85/25 und AZALT 70/100 wurde jeweils ein Ansatz für die Beschreibung des Materialverhaltens dieser Bitumensorten unter Berücksichtigung der Temperatur- und Spannungsabhängigkeit entwickelt. Insgesamt hat die Anwendung des Ansatzes von [Hase 1991] zur Parameterermittlung gute Ergebnisse gezeigt. Der Kelvin-Anteil im Burgers-Modell für AZALT 70/100 wurde konstant gesetzt, da die Datenanalyse keinen signifikanten Einfluss des Kelvin-Anteiles auf die Berechnungsergebnisse zeigte. Dies ist insofern plausibel, da der Flüssigkeitscharakter des Bitumens deutlich dominanter ist als bei dem ebenfalls betrachteten STELOX. Temperatur- und Spannungserhöhungen resultieren in einer weiteren Zunahme dieses Flüssigkeitscharakters und reduzieren den ohnehin geringen Einfluss des Kelvin-Anteils weiter. Insgesamt konnte mit dem gewählten Ansatz das Materialverhalten beider Bitumensorten zufriedenstellend beschrieben werden.

5.4 Numerische Ermittlung der Auflockerungszone im umgebenden Tonstein eines Schachtverschlusses

5.4.1 Einleitung

Während des Abteufens des Schachtes entsteht aufgrund von Spannungsumlagerungen in der umgebenden Gesteinsformation eine Auflockerungszone, die eine erhöhte Permeabilität im Vergleich zu intaktem Gestein ausweist und somit eine potenzielle Wegsamkeit für Fluide darstellt. Um diese Wegsamkeit zu unterbinden, wird der Schacht u.a. mit Bentonit- und Asphalt-dichtele-menten derart verschlossen, dass die Auflockerungszone entlang des Schachtes unterbrochen wird. In der Regel wird vor Einbau der Dichtelemente die Schachtkontur nachgeschnitten, um das Ausmaß der Auflockerungszone zu beschränken. Als Bemessungsgrundlage für den Nachschnitt ist es erforderlich, dass zunächst die Tiefe der Auflockerungszone und in einem weiteren Schritt auch die zugehörige Schädigung bestimmt wird.

Am Beispiel des im FuE Projekt AnSichT entwickelten Endlagerstandortmodells NORD wird im Rahmen dieser Analyse die Auflockerungszone entlang der Schachtes anhand von numerischen Berechnungen bestimmt. Ferner wird der Einfluss der Wärme, die während des Einbaus der heißen Bitumensäule im Schacht freigesetzt wird, auf die Auflockerungszone untersucht.

5.4.2 Ziel der Berechnungen

Das Ziel der durchgeführten Analyse war, die Tiefe der Auflockerungszone, die durch das Abteufen des Schachtes erzeugt wird, entsprechend der Teufenlage zu bestimmen. Des Weiteren sollte die mit der Schädigung einhergehende Permeabilitätserhöhung simuliert werden, um nicht nur geschädigte Bereiche auszuweisen, sondern auch den Grad der Schädigung in der Auflockerungszone zu quantifizieren. In einem weiteren Schritt wurde schließlich untersucht, ob der Wärmeeintrag durch die Bitumensäule sich negativ auf das Wirtsgestein und die Auflockerungszone auswirkt und zu einer zusätzlichen Schädigung führt. In einem zusätzlichen Schritt wurde abschließend überprüft, ob durch einen entsprechenden Nachschnitt das Ausmaß der Auflockerungszone reduziert werden kann.

5.4.3 Verwendetes Stoffmodell

Die für die Modellbildung berücksichtigten Tonsteine des Barremium und Hauterivium (Referenzmodell Nord) bestehen aus geschichteten marinen Sedimenten. Aufgrund der Schichtung zeigen die Tonsteine ein ausgeprägt transversal anisotropes Verhalten der thermischen, hydraulischen und mechanischen Materialparameter. Zur Modellierung des Materialverhaltens wird ein elastoplastisches Stoffmodell zugrunde gelegt, das die Schichtung durch abgeminderte Festigkeitsparameter simuliert.

Das sogenannte Softening Ubiquitous-Joint Modell (SUBI-Modell) basiert auf einem Mohr-Coulomb-Ansatz und erweitert diesen um einen Entfestigungsansatz. Nach Erreichen der zulässigen elastischen Dehnungsgrenze werden mit fortschreitenden plastischen Dehnungen die Zug- und Scherfestigkeitsparameter für die Schichtung und die Matrix herabgesetzt. Wenn die zulässige Dehnungsgrenze erreicht wird, wird auch die Spitzenzugfestigkeit und die Spitzenscherfestigkeit erreicht. Die Festigkeitsparameter werden linear herabgesetzt, bis die maximal zulässige plastische Dehnung erreicht ist. Ab dieser Dehnungsgrenze gelten sowohl für die Schichtung als auch für die Matrix konstante Restscher- und Restzugfestigkeitswerte über die plastische Dehnung. Für die Ermittlung der Auflockerungszone ist das Dilatanzkriterium das Bemessungskriterium, da eine Permeabilitätserhöhung bereits vorhanden ist, sobald der

Spannungszustand im Gebirge über der Dilatanzgrenze liegt. Die Dilatanzfestigkeit ist in der Regel kleiner als die Fließgrenze bzw. Bruchgrenze. Nach Jobmann et al. (2015) ist für Tonstein die Dilatanzgrenze 50 % kleiner als die Bruchgrenze. Um den Beginn der Schädigung bei Überschreiten der Dilatanzgrenze mit Hilfe eines Mohr-Coulomb-Ansatzes zu simulieren, wurden die entsprechenden Scherparameter um 50 % reduziert. Die berechnete Schädigung in den diskretisierten Elementen entspricht deshalb einem Versagen infolge Dilatanz. Diese Vorgehensweise ist konservativ, da an der Dilatanzgrenze immer plastische Verformungen stattfinden, so dass es hier immer zu Spannungsumlagerungen kommt.

5.4.4 Berechnung der Breite der Auflockerungszone und der Permeabilität in der Auflockerungszone beim Abteufen des Schachtes

Die mit dem Abteufen des Schachtes induzierten Spannungsänderungen resultieren in plastischen Verformungen, die eine Änderung wesentlicher gesteinsphysikalischer Eigenschaften, insbesondere der Permeabilität, bewirken. Die Abschätzung der Gesteinspermeabilität basiert auf einem in Jobmann et al. (2016) beschriebenen Stoffmodell, das die Permeabilität in Abhängigkeit des effektiven Spannungszustandes und dem Vektor der plastischen Dehnung berechnet. Die Permeabilität ist abhängig von einem Anteil, der von der effektiven Spannung abhängt und einem Anteil, der vom Vektor der plastischen Dehnung abhängt. Die entsprechenden Kennwerte parallel und senkrecht zur Schichtung sind in Abbildung 104 graphisch dargestellt.

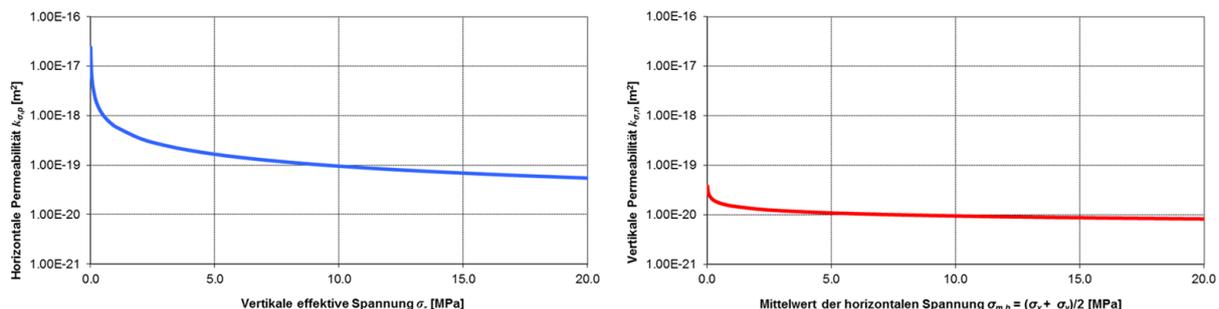


Abbildung 104: Abhängigkeit zwischen der vertikalen effektiven Spannung σ_{eff} und der horizontalen Permeabilität (links) und Abhängigkeit zwischen dem Mittelwert der horizontalen effektiven Spannung σ_{eff} und der vertikalen Permeabilität (rechts)

Unter Berücksichtigung einer hydro-mechanischen Kopplung finden nach Schachtausbruch instantan poroelastische Verformungen statt. In der Nähe der Schachtwandungen kommt es aufgrund der Spannungsumlagerung in Richtung Schacht zu einer Entlastung, die zu einer Verringerung des Porendrucks in diesem Bereich führt. Der maßgebliche Versagensmodus aufgrund des Schachtausbruchs ist Scherversagen, das an der Oberkante des Wirtsgesteins bis in eine Tiefe von horizontal ca. 1 Meter reicht und im Schachttiefsten auf horizontal bis zu 20 m ansteigt (Abbildung 105). Die Auflockerung im Schachttiefsten in Folge der Sohlhebung ist mit 10 m zu beziffern. Im späteren Einbaubereich der bitumenverfüllten Schottersäule reicht die Schädigungstiefe 6 bis 8 m ins Gebirge.

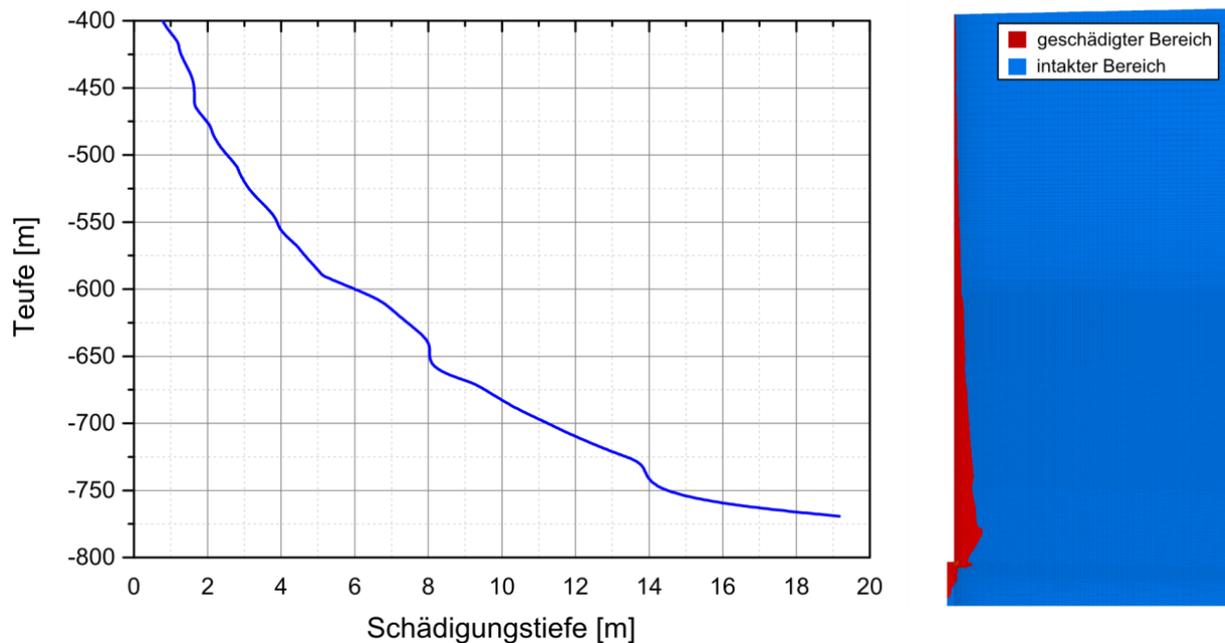


Abbildung 105: Tiefe der von der Auffahrung beeinflussten Zone

Infolge des Schachtabteufens und damit verbundener Spannungsumlagerungen kommt es entlang der Schachtwand zu einer Permeabilitätssteigerung. Die entsprechende Permeabilitätsverteilung für die Richtungen x, y und z ist in Abbildung 106 dargestellt. Die simulierte horizontale Permeabilität senkrecht zur Schachtwand (k_1) steigt in der betrachteten Gebirgstiefe auf $1,1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ bis $9,0 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$. Die simulierte Permeabilität parallel zur Schachtwand (k_2 und k_3) beträgt $1,4 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ bis $1,0 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$. Parallel zur Schachtwand (axial) ergibt sich gegenüber der radialen Richtung (senkrecht zur Schachtwand) eine um ca. eine Größenordnung höhere Permeabilität. Infolge der poroelastischen Lösung kommt es in der Nähe der Schachtwand aufgrund der Spannungsumlagerungen zu einer Entlastung, die zu einer Verringerung des Porendrucks in diesem Bereich führt. Neben diesen instantanen Prozessen finden Drainageprozesse statt, die je nach gesetzten Randbedingungen für einen Porendruckausgleich sorgen und sukzessive zu Veränderungen im Porendruck führen. Der betrachtete effektive Spannungszustand hängt somit wesentlich vom Zeitraum ab, über den die Drainageprozesse ablaufen. Die Simulationen beschreiben daher (nur) einen Zustand, bei dem unmittelbar im Anschluss an den Schachtausbruch mit dem Einbau der Bitumenelemente begonnen wird. Die Jahre lange Standzeit des Schachtes muss in weiteren Simulationen berücksichtigt werden.

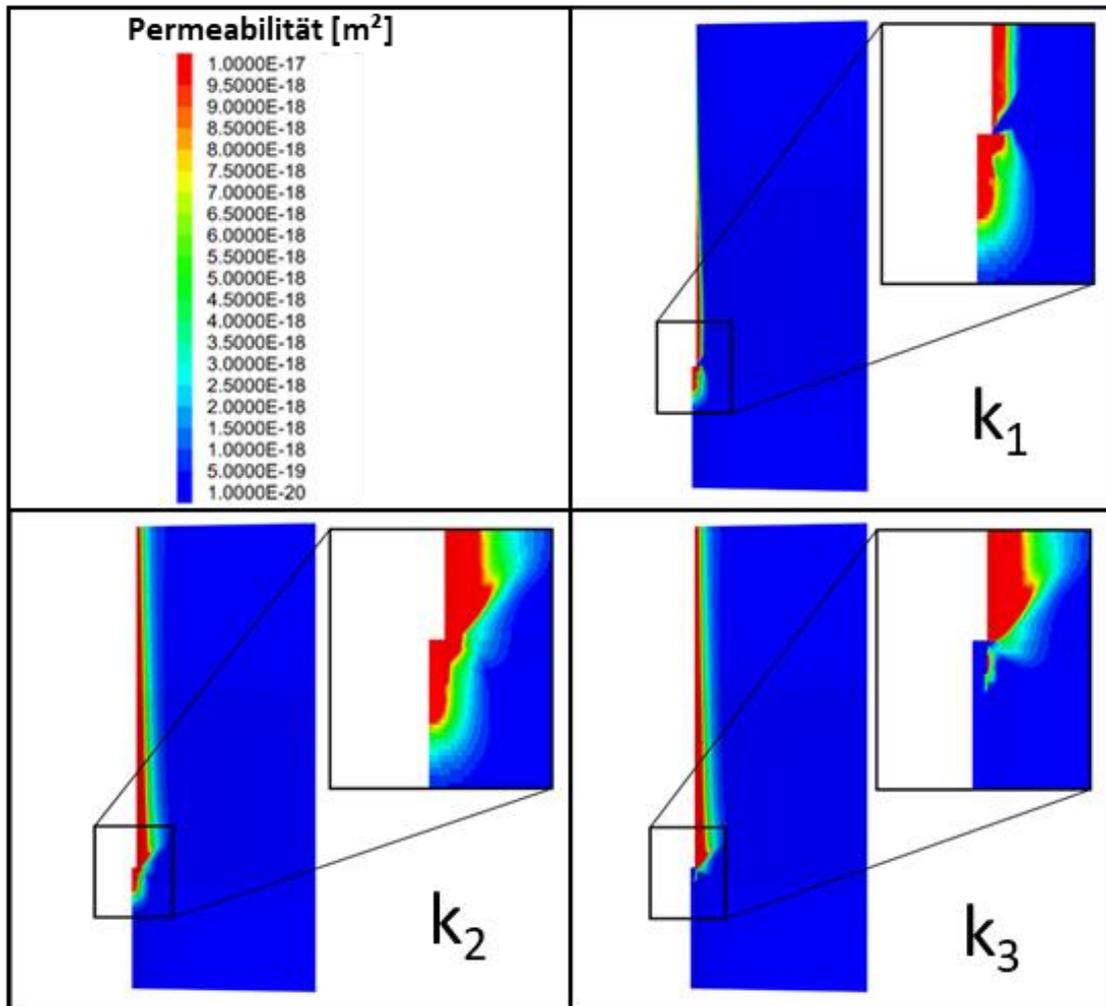


Abbildung 106: Die mit dem Stoffmodell berechnete spannungsabhängige und dehnungsabhängige Permeabilität nach Abteufen des Schachtes in x-Richtung - senkrecht zur Schachtwandung (rechts oben), in y-Richtung - radial zur Schachtwandung (links unten) und in z-Richtung - in Richtung des Schachtes (rechts unten)

5.4.5 Berechnung der Permeabilität um den Schacht ohne Rückschnitt der Auflockerungszone vor dem Einbau des Bitumens

Der Wärmeeintrag des Bitumens in das Gebirge führt zu Beginn des Schichteinbaus (Abbildung 107, Zeitpunkt 150 Tage) zu einem Anstieg der Temperatur in dem benachbarten äußeren Gebirgsbereich. Eine damit verbundene thermische Dehnung führt in diesem Gebirgsbereich (10 cm Tiefe) unter Berücksichtigung des verwendeten Stoffmodells und der zu betrachteten Dehnungs- und Spannungsanteile zu einer Erhöhung der Permeabilität von $9,0 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ auf $1,6 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$. Die Dehnungen in der Gebirgskontur bis 10 cm Tiefe haben gleichzeitig einen Einfluss auf tieferliegende, noch nicht sehr erhitze Gebirgsbereiche. In 60 cm Abstand von der Kontur führen diese konturnahen Dehnungen temporär zu einer Stauchung und damit verbundenen geringfügigen Permeabilitätsverringern von $8,5 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ auf $8,1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$. Langfristig (Zeitpunkt 270 Tage) spielt der Einfluss des Wärmeeintrags durch das Bitumen auf die Permeabilität nur in direkter Umgebung der Schachtkontur (10 cm Tiefe) eine wesentliche Rolle. Dort ist eine Erhöhung der Permeabilität zu erwarten (vergl. Abbildung 107).

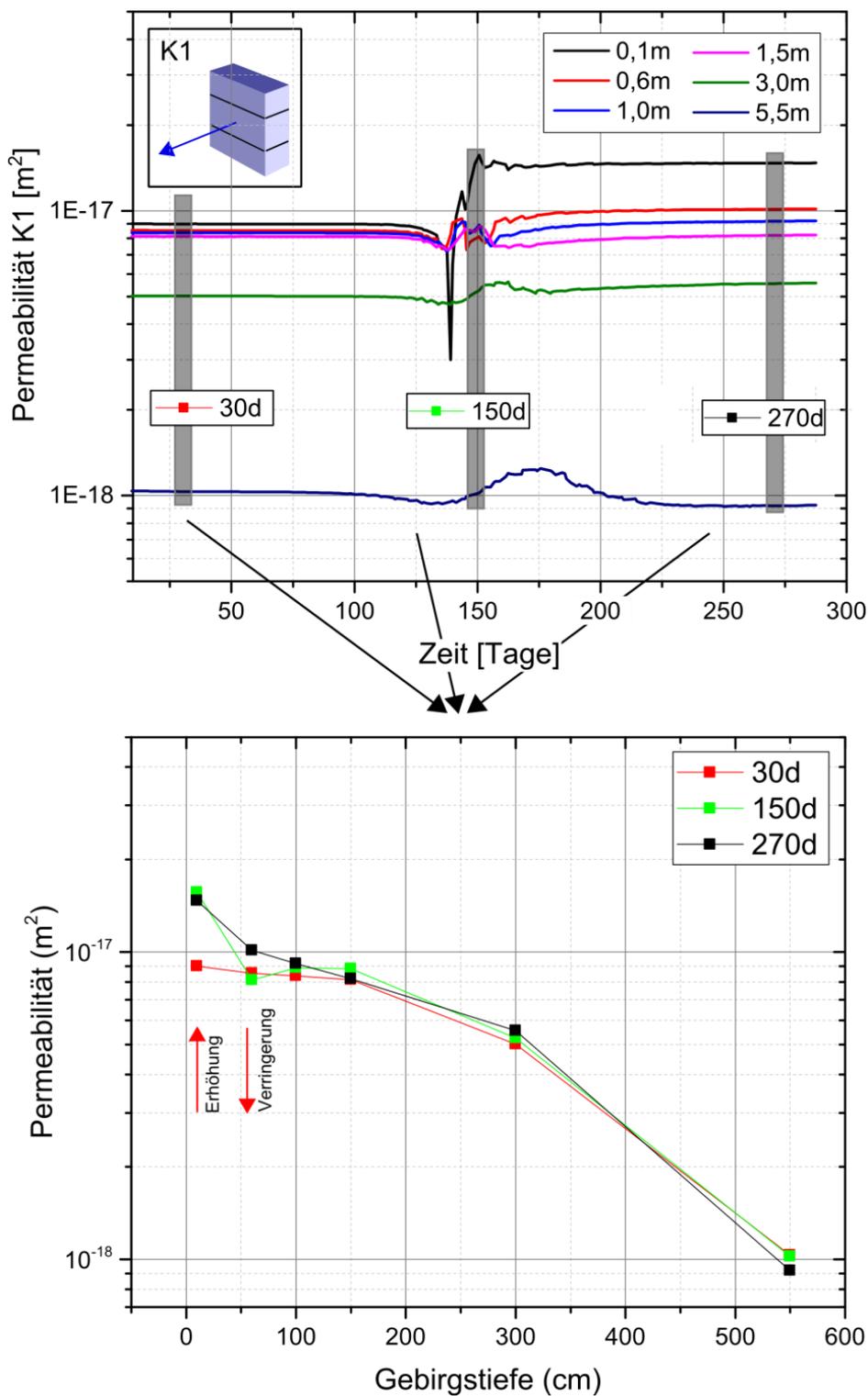


Abbildung 107: Verlauf der Permeabilität über die Zeit für verschiedene Gebirgstiefen (oben) sowie über die Gebirgstiefe für verschiedene Zeitpunkte (unten)

Im äußeren Gebirgsbereich (mehr als 100 cm von der Schachtwand entfernt) hat der Wärmeintrag durch den schichtweisen Einbau der Bitumenschicht keinen Einfluss auf die Permeabilität. Im äußersten Konturbereich ist die Permeabilität durch den im Stoffmodell definierten Maximalwert von $1,0 \cdot 10^{-16} m^2$ für den dehnungsabhängigen Anteil bereits gedeckelt (siehe Abbildung

104), so dass die in den betrachteten Richtungen auftretenden Dehnungs- und Spannungsänderungen im Hinblick auf die Permeabilität unwirksam bleiben. In der Tiefe von 0 bis 100 cm sind nur geringe Permeabilitätsänderungen durch den Wärmeeintrag des Bitumens vorhanden. Ab einer Tiefe von 150 cm ist die Permeabilität nahezu konstant. Im Allgemeinen kann daher festgestellt werden, dass der Einfluss der Temperaturerhöhung aus dem Einbau der Bitumenschicht auf die Permeabilität gegenüber dem Schachtausbruch vernachlässigbar ist.

5.4.6 Berechnungen der Permeabilität um den Schacht mit Rückschnitt der Auflockerungszone vor dem Einbau des Bitumens

Die vorausgegangenen Berechnungen zeigten, dass zwischen impermeabler Bitumenschicht und gering permeablem Gebirge geschädigte Gebirgsbereiche vorliegen, deren Permeabilität um Größenordnungen über der des intakten Gebirges liegt. In den vorausgegangenen Berechnungen wurde das Gebirge in dem Bereich, in dem die Bitumenschicht eingebaut wurde, nicht zurückgeschnitten. Im Weiteren wurde daher überprüft, ob mit Hilfe eines geeigneten Nachschnitts der Gebirgskontur dieser Bereich im Ausmaß reduziert werden kann. Analog zur bisherigen Betrachtung wird ein schichtweiser Einbau der Bitumensäule und zusätzlich ein schichtweiser Nachschnitt der Schachtkontur über 50 Teilschritte realisiert. Jeder Teilschritt umfasst den Nachschnitt von einem 0,5 m Tiefe über eine Höhe von 2 m mit anschließender Gleichgewichtsiteration sowie den instantanen Einbau einer Bitumenschicht mit der Mächtigkeit von 1 m. Sobald die Oberfläche der Bitumenschicht auf 35 °C abgekühlt ist, erfolgt der nächste Teilschritt. Die modelltechnische Umsetzung des Nachschnitts über das Entfernen eines ringförmigen Gebirgsausschnitts führt zu einer Art Überhang und damit verbundenen Entlastung und Dehnung (in z-Richtung) in den hangenden und vom Nachschnitt noch nicht betroffenen Gebirgsbereichen. In diesen hangenden Gebirgsbereichen kommt es aufgrund der simulierten Dilatation in z-Richtung im verwendeten Stoffmodell zu einer Permeabilitätserhöhung in x-Richtung. Da der Nachschnitt analog zum Bitumeneinbau schichtweise erfolgt, ist der Anstieg der Permeabilität stufenförmig. Gleichzeitig kommt es unterhalb des Nachschnitts zu einer Einschnürung (Stauchung) in den angrenzenden Gebirgsbereichen im Bereich des Nachschnitts, die in Abhängigkeit des verwendeten Stoffmodells zu einer Verringerung der Permeabilität führt. Mit der Zeit, d.h. mit jedem weiteren Einbau einer Bitumenschicht verschiebt sich der gedehnte Bereich des hangenden Gebirges nach oben und die Dehnungen nehmen in den betroffenen Bereichen wieder ab. Übertragen auf den Messpunkt in 625 m Teufe (Oberkante der 25. Einbauschicht) ruft das beschriebene mechanische Verhalten zunächst eine Permeabilitätserhöhung und eine anschließende Permeabilitätsverringerung in den betrachteten Gebirgsbereichen hervor bis abschließend wieder eine Permeabilitätserhöhung zu beobachten ist (siehe Abbildung 108). Ein Nachschnitt von 0,5 m Tiefe wirkt sich aufgrund der erneut induzierten Spannungsumlagerungen nachteilig auf die Permeabilität aus. Allerdings erfolgte der Nachschnitt modelltechnisch bedingt ungünstig durch das instantane Entfernen von Zonen, d.h. eines ringförmigen Gebirgsausschnitts. Die damit einhergehende Entlastung in den hangenden Gebirgsbereichen führt zu einer Permeabilitätserhöhung in den betrachteten Gebirgsbereichen und ließe sich evtl. durch einen abgerundeten oder abgeflacht modellierten Nachschnitt in Teilen vermeiden.

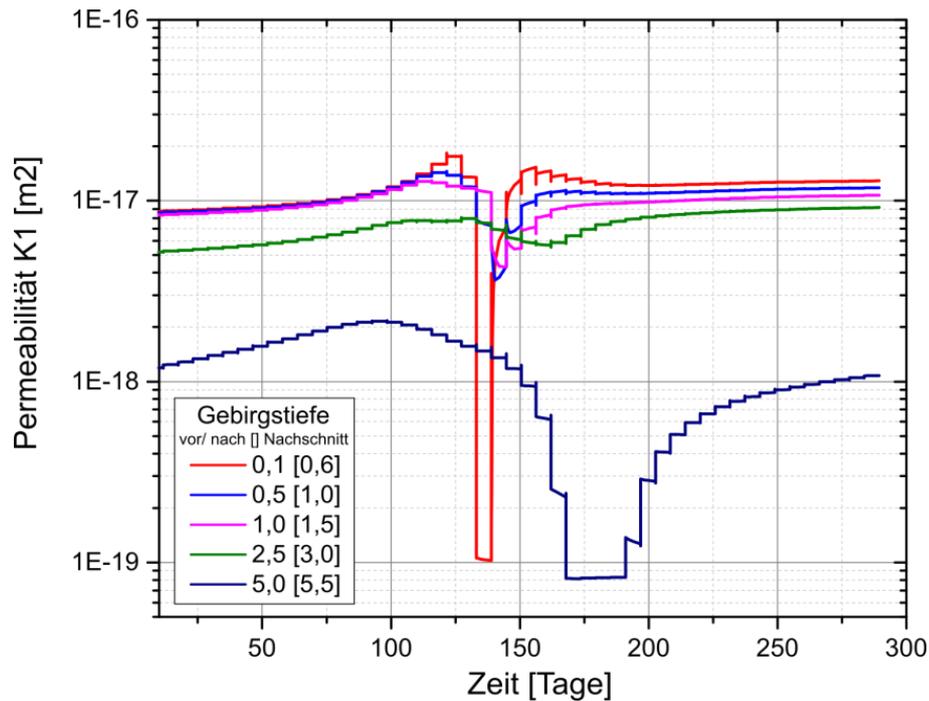


Abbildung 108: Verlauf der Permeabilität über die Zeit für verschiedene Gebirgstiefen

5.4.7 Zusammenfassung

Mit den durchgeführten Berechnungen wurden sowohl die Tiefe der Auflockerungszone als auch die Permeabilitätsveränderungen als Folge des Schachtabteufens und des Heißeinbaus einer bitumenverfüllten Schottersäule bzw. Bitumendichtung während des Verschlusses des Schachtes bestimmt. Die Berechnungen zeigen, dass bei einem realistischen, schichtweisen Einbau einer bitumenverfüllten Schottersäule kaum zusätzliche Schädigungen zu erwarten sind. Auch im Fall einer unrealistischen instantanen Verfüllung einer 50 m mächtigen Säule ist die zusätzliche Schädigung und damit verbundene Permeabilitätsänderung durch thermo-mechanische Prozesse minimal und damit vernachlässigbar im Vergleich zur Schädigung bzw. Permeabilitätserhöhung der Auflockerungszone, die bereits durch das Abteufen des Schachtes entstanden ist. Marginale Permeabilitätsveränderungen beschränken sich auf den konturnahen, bereits stark geschädigten Bereich (Abstand kleiner ein Meter). Ein Nachschnitt von 50 cm Tiefe wirkt sich aufgrund der erneut induzierten Spannungumlagerungen nachteilig auf die Permeabilität aus. Allerdings erfolgte der Nachschnitt modelltechnisch bedingt ungünstig durch das instantane Entfernen von Zonen, d.h. eines rechtwinkligen Gebirgsausschnitts. Die damit einhergehende Entlastung in den hangenden Gebirgsbereichen führt zu einer Permeabilitätserhöhung in den betrachteten Gebirgsbereichen und ließe sich evtl. durch einen abgerundeten oder abgeflacht modellierten Nachschnitt in Teilen vermeiden. Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass der Schachtausbruch und die damit einhergehenden Dehnungen und Spannungumlagerung bestimmend für die Permeabilitätsveränderungen des Tonsteins sind. Die thermo-mechanischen Prozesse des Heißeinbaus des Bitumens sind demgegenüber vernachlässigbar.

5.5 Hydraulische Modellierung in Bezug zu den Untersuchungen am Bentonitelement

Für die Untersuchungen zum Quelldruckverhalten von Bentonit (Parameterbestimmung) wurden folgende Schwerpunkte bearbeitet:

- Parametrisierung Bentonit Calcigel – mineralogische Untersuchungen, Wassergehalt, Korndichte,
- Planung, Bau und Test von 6 volumenstabilen, durchströmbaren Quelldruckzellen,
- Durchführung von 6 Quelldruckversuchen für Calcium-Bentonit mit vier unterschiedlichen Einbaufeuchtdichten ($1,81 \text{ g/cm}^3$; $1,75 \text{ g/cm}^3$; $1,65 \text{ g/cm}^3$ sowie $1,45 \text{ g/cm}^3$),
- Aufsättigung der Quelldruckproben mit Wasser mit Überwachung des Quelldruckes und der Probenmasse als Grundlage der Sättigungsbeurteilung,
- Instationäre Durchströmungsapparatur für Lösungsporeabilitätsuntersuchungen bei unterschiedlichen Testdrücken.

Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen sind im Abschnitt 3.5.3 zusammengefasst (ausführliche Beschreibung siehe Teilbericht AP3).

Für die numerische Modellierung der Strömung in einem Bentonitdichtelement im Tonstein wurden die verfügbaren Material- und Standortparameter für ein Schachtverschlussystem im Tonstein recherchiert, im Projekt abgestimmt und den Modellszenarien zu Grunde gelegt. Daraus resultiert die Darstellung in Abbildung 109. Einzelheiten sind im Teilbericht AP5 erläutert.

Zur Prognose der Ganglinie des hydrostatischen Druckanstieges auf einem Schachtverschluss erfolgte im ersten Schritt die Simulation des Zuflussprozesses als einphasige Strömung von Wasser. Die Berechnungen wurden mit dem Programmsystem MODMST durchgeführt.

Im zweiten Schritt wurde die Zweiphasenströmung von Gas und Wasser in einem Bentonit-Schachtverschluss im Tonstein mit dem Programmsystem ToughReact modelliert. Dazu wurden die erforderlichen Parameterfunktionen für die relative Permeabilität und die Kapillardruck-Sättigungsfunktionen ausgewertet (siehe Abbildung 25) und im Modell umgesetzt. Für die Parametrisierung der Auflockerungszone (ALZ) wurden die Sättigungsverteilung und die Permeabilitätsverteilung ausgewertet und in das Modell implementiert.

Es wurden Modellrechnungen zur Abbildung der Zweiphasenströmung von Gas und Flüssigkeit in dem initial ungesättigten System aus Verschlusselementen und Gebirge durchgeführt. Die komplexen und zeitintensiven Modellrechnungen berücksichtigen den Einfluss des Quellprozesses von hoch quellfähigen Bentoniten in den Dichtelementen und die prognostizierte Gasdruckentwicklung im Endlager.

In Abhängigkeit von den gewählten Quellfunktionen variiert für die betrachteten Beobachtungspunkte die Zeitdauer für die Aufsättigung des 50 m langen Dichtelementes für die vorgegebenen Randbedingungen, Parameter und vereinfachten Funktionen in einer Spanne von ca. 20 bis ca. 100 Jahren.

Die erwarteten Gasbildungsraten und damit verbundene Gasdruckentwicklung wurden vom FuE-Vorhaben AnSichT übernommen. Unterhalb des Bentonitdichtelementes steigt der Gasdruck ab ca. 200 Jahre nach Verschluss stetig an. Der Maximaldruck liegt bei ca. 8,4 MPa. Aus den Modellrechnungen wird deutlich, dass das Verschlusselement zunächst aus dem Gebirge heraus mit Porenlösung aufgesättigt wird. Das darüber angeordnete Asphaltelelement verhindert einen schnellen Zulauf von oben. Die Positionierung am Übergang der beiden Wirtsgesteinsschichten

mit unterschiedlicher Durchlässigkeit führt zu einer schnelleren Aufsättigung im oberen Bereich der Dichtung. Mit zunehmender Gasdruckentwicklung wird die Lösung wieder aus dem Dichtelement verdrängt. Das Gas führt zu einer dichtegetriebenen Umschichtung in der Asphaltssäule. In den Modellen wird dieser Prozess nicht abgebildet und es stellt sich ein bevorzugter Gaspfad im Gebirge entlang der ALZ um den Schacht ein (siehe Abbildung 109).

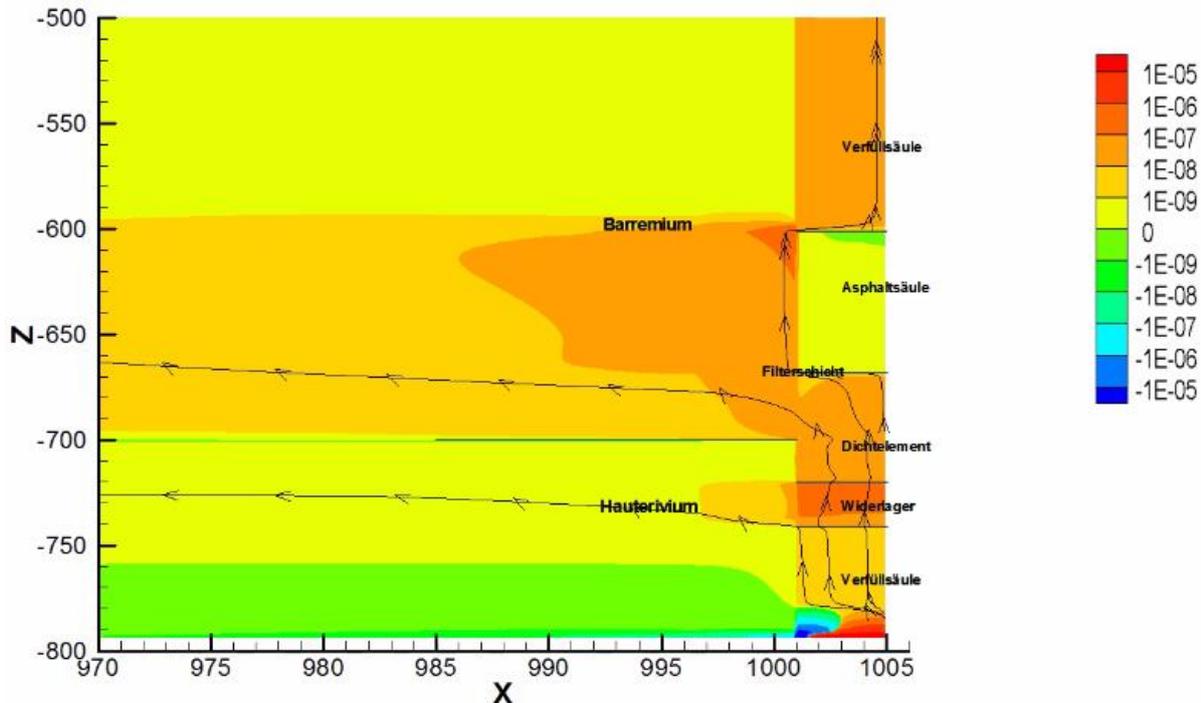


Abbildung 109: Modellausschnitt; Gasgeschwindigkeiten [m/s] in z-Richtung zum Zeitpunkt 700 Jahre nach Verschluss

Die Ergebnisse der Modellierung von Strömungsprozessen im Schacht lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Auf Basis der getroffenen Annahmen (Gasdruckentwicklung aus FuE-Vorhaben AnSichT) wird eine mögliche Gasdruckbelastung von 16 MPa (von unten) angenommen.
- Durch eine Verdrängung von Porenlösung aus dem gequollenen Bentonit entsteht eine "Ventilwirkung". Dabei wird die Wirkung der Konvergenz berücksichtigt.
- Der Aufsättigungsprozess im Bentonitdichtelement (50 m Länge) verläuft unter den Randbedingungen der Modellrechnungen im Zeitrahmen von Jahrzehnten bis Jahrhunderten. Die zeitliche Entwicklung des Quelldrucks und der Permeabilität der beteiligten Materialien hängen von der Standzeit bis zum Flüssigkeitszutritt und der während der Standzeit noch erfolgenden Kompaktion des trockenen Bentonitdichtelementes ab.
- Eine konkrete Prognose für einen Beispielschacht ist nur mit standortbezogenen Daten möglich.
- Die Gasströmung im Gebirge wird maßgeblich durch die geringe Permeabilität der Widerlager-elemente und des Asphalt-dichtelementes bestimmt. Für die Nutzung der "Ventilwirkung" des Bentonitdichtelementes ist die konkrete Position des Asphalt-dichtelementes und der Widerlager-elemente in der jeweiligen Ausführung des Schachtverschlusses relevant.

LITERATURVERZEICHNIS

- Adam, Chr., et al. (2011): Der Impulsverdichter zur mitteltiefen Verdichtung und Verbesserung von Böden: Tagungsband Baugrundverbesserung in der Geotechnik; Institut für Geotechnik der Universität Siegen, ISBN: 978-3-936533-42-2, S. 113-121
- Arand, W. (1998): Zur Strukturviskosität von Bitumen. Bitumen-Magazin, Band 3, pp. 82-90.
- Baechler, S.; Lavanchy, J. M.; Armand, G.; Cruchaudet, M. (2011): Characterisation of the hydraulic properties within the EDZ around drifts at level -490 m of the Meuse/Haute-Marne URL: A methodology for consistent interpretation of hydraulic tests. In: Physics and Chemistry of the Earth 36 (2011), S.1922 - S.1931
- Bastiaens, W.; Bernier, F.; Li, X. L. (2007): SELFRAC: Experiment and conclusions on fracturing, self-healing and self-sealing processes in clays. In: Physics and Chemistry of the Earth 32 (2007), S.600 – S.615
- Bauer, J.; Kreienmeyer, M.; Stielow, B.; Schröpfer, Th.; Wollrath, J. (2019): Experiences from an in situ test site for a sealing element in shafts and vertical excavations. Rock Salt. 10. US/German Workshop on Salt Repository Research, Design and Operation, Rapid City, US America, May 28-29, 2019.
- Bentz, D. P.; Jensen, O. M.; Coats, A. M.; Glasser, F. P. (2000): Influence of silica fume on diffusivity in cement-based materials I. Experimental and computer modelling studies on cement pastes. In: Cement and Concrete Research 30 (2000), S.953 – S.962
- BMU (2010): Sicherheitsanforderungen an die Endlagerung wärmeentwickelnder radioaktiver Abfälle. Verordnung des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit.
- Bossard, P.; Trick, T.; Meier, P. M.; Mayor, J.-C. (2004): Structural and hydrogeological characterisation of the excavation-disturbed zone in the Opalinus Clay (Mont Terri Project, Switzerland). In: Applied Clay Science 26 (2004), S.429 – S.448
- Breidung, K.P. (2002): Forschungsprojekt Schachtverschluss Salzdetfurth Schacht II. Abschlussbericht - Kurzfassung. Hg. v. K+S AG. Bad Salzdetfurth, 2002.
- Burkhardt, G.; Egloffstein, T., (1995): Asphalt dichtungen im Deponiebau - eine Standortbestimmung. Renningen-Malmsheim: Expert Verlag.
- Cau Dit Coumes, C.; Courtois, S.; Nectoux, D.; Leclercq, S.; Bourbon X. (2006): Formulating a low-alkalinity, high-resistance and low-heat concrete for radioactive waste repositories. Cement and Concrete Research 36 (2006), S.2152 – S.2163
- CLARIANT: Produkt-Information CALCIGEL
- Codina, M.; Cau Dit Coumes, C.; Le Bescop, P.; Verdier, J.; Ollivier, J. P. (2008): Design and characterization of low-heat and low-alkalinity cements. Cement and Concrete Research 38 (2008), S.437 – S.448
- Cohen, M.D.; Goldman, A.; Chen, W. (1994): The role of silica fume in mortar: transition zone versus bulk paste modification. Cement and Concrete Research 24 (1994), S.95 – S.98
- Davidovits, J. (1991): GEOPOLYMERS - Inorganic polymeric new materials. In: Journal of Thermal Analysis 37 (1991), S.1633 – S.1656

- Davidovits, J. (1994): Geopolymers: man-made rock geosynthesis and the resulting development of very early high strength cement. *Journal of Materials Education* 16 (1994), S.91 – S.139
- Düsterloh, U.; Lerche, S.; Dyogtyev, O.; Feierabend, J. (2018): Langzeitsicheres Abdichtungselement aus Salzschnittblöcken – Bautechnische Realisierung Technikprüfstand mit Durchführung und Auswertung erster Versuche. Abschlussbericht zum BMWi-Vorhaben 02E11425, August 2018.
- Durekovic, A. (1995): Cement pastes of low water to solid ratio: an investigation of the porosity characteristics under the influence of a superplasticizer and silica fume. *Cement and Concrete Research* 25 (1995), S.365 – S.375
- Engelhardt, I. (2004): Experimental and numerical investigations with respect to the material properties of geotechnical barriers. Dissertation. Eberhard-Karls-Universität Tübingen.
- Freyer, D.; Gruner, M.; Popp, T. (2015): Zusammenhang von Chemismus und mechanischen Eigenschaften des MgO-Baustoffs. *Freiberger Forschungshefte. Serie E15 Naturwissenschaften*. TU Bergakademie Freiberg, 2015. ISBN 978-3-86012-8.
- Frias, M.; Cabrera, J. (2000): Pore size distribution and degree of hydration of metakaolin-cement pastes. *Cement and Concrete Research* 30 (2000), S.561 – S.569
- Fu, X.; Wang, Z.; Tao, W.; Yang, C.; Hou, W.; Dong, Y.; Wu, X. (2002): Studies on blended cement with a large amount of fly ash. In: *Cement and Concrete Research* 32 (2002), S.1153 – S.1159
- Fuller, W.B. & Thomson, S.E.: (1907): The laws of proportioning concrete; *Transactions of the American Society of Civil Engineers*; 59.
- Glaubach, U.; Hofmann, M.; Kudla, W. (2013): BiSETO - Durchführung eines Großversuchs über Tage zur Optimierung der Einbringtechnologie bei der Herstellung der Widerlager-Dichtelemente aus Bitumen und Schotter. BfS: 9M/32345011/GHS/RB/0008: Bundesamt für Strahlenschutz, Unterlage I517.
- Glaubach, U.; Hofmann, M.; Teichert, Th.; Kudla, W. (2014): New development of a combined abutment and sealing assembly made of bitumen and gravel. In *International Conference on the Performance of Engineered Barriers*, 6.-7.02.2014; Hannover: Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe. S. 149-151
- Haas, H., (1995): Deponieabdichtungssysteme mit Asphalt - Anmerkungen zum Forschungsbericht 201 der Bundesanstalt für Materialforschung und Materialprüfung. *Bitumen-Magazin*, 1, pp. 16 - 19.
- Hase, M. (1991): Zur Zugviskosität von Asphalten bei hohen und tiefen Temperaturen. *Schriftenreihe Straßenwesen. I. f. Straßenwesen*, Technische Universität Braunschweig: 177.
- Herbert, H.-J.; Moog, H. C.; Meyer, L.; Reichelt, Ch. (2006): Modellentwicklung zur Quellung hochkompakter Bentonite. *Gesellschaft für Anlagen und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, GRS-211*, Braunschweig.
- Heydorn, M.; Teichmann, L.; Meyer, Th. (2016): Schachtanlage Asse II Anwendungsversuch Pilotströmungsbarriere PSB A1. *Bergbau* 4 (2016), S. 165 – 171.

- Hoffmann, R. (2016): Untersuchungen zum Einbau einer neuen Asphaltrezeptur als Dichtelement in zukünftigen Schachtverschlüssen für HAW-Endlager. Diplomarbeit Studienrichtung Bergbau, TU Bergakademie Freiberg.
- Huang, C.; Feldman, R. F. (1985a): Influence of silica fume on the microstructural development in cement mortars. *Cement and Concrete Research* 36 (1985), S.285 – S.294.
- Huang, C.; Feldman, R. F. (1985b): Hydration reactions in portland cement-silica fume blends. *Cement and Concrete Research* 36 (1985), S.585 – S.592.
- IAEA-TECDOC-1718 (2013): Characterization of swelling clays as components of the engineered barrier system for geological repositories. Results of an IAEA coordinated research project 2002–2007. IAEA, Vienna.
- Janssen, H.A. (1895): Versuche über Getreidedruck in Silozellen. *Zeitschr. d. Vereins deutscher Ingenieure*, 39(35), S. 1045 - 1049.
- Jobmann, M.; Meleshyn, A.; Maßmann, J.; Polster, M. (2015): Quantifizierung von Kriterien für Integritätsnachweise im Tongestein, Peine, Hannover, Braunschweig.: sine nomine.
- Jobmann, M.; Burlaka, V. H.; Maßmann, J.; Meleshyn, A.; Rübel, A. (2016): Systemanalyse für die Endlagerstandortmodelle, ANSICHT - Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein. Technischer Bericht, DBE TECHNOLOGY GmbH, BGR, GRS, Peine, Hannover, Braunschweig.
- Jobmann, M. (2020): Mikrostrukturelle Untersuchungen an Salzgrus-Ton-Gemischen und Bitumen-Steinsalz Proben. Bericht. BGE TEC 2020-10.
- Karnland, O.; Olsson, S.; Nilsson, U. (2006): Mineralogy and sealing properties of various bentonites and smectite-rich clay materials. SKB Technical Report TR-06-30. Clay Technology AB, December 2006
- Knabe, Ph. (2019): Vergleich der Druck- und Zugfestigkeit unterschiedlicher MgO-Betonrezepturen. Studienarbeit in der Studienrichtung Bergbau, Institut für Bergbau und Spezialtiefbau der TU Bergakademie Freiberg, März 2019.
- Knorr, P. (2013): Möglichkeiten des Einsatzes der Impulsverdichtung für den Einbau einer Füllsäule aus Salzgrus als Schachtverschlusselement; Studienarbeit Studienrichtung Bergbau, TU Bergakademie Freiberg.
- Kröhn, K.P., Stührenberg, D., Herklotz, M., Heemann, U., Lerch, Chr., Xie, M. (2009): Restporosität und -permeabilität von kompaktierendem Salzgrus-Versatz, REPOPERM Phase 1; Verbundprojekt GRS, BGR, DBETEC; Bericht GRS-254.
- Kudla, W.; Dahlhaus, F.; Glaubach, U.; Gruner, M.; Haucke, J. (2009): Diversitäre und redundante Dichtelemente für langzeitstabile Verschlussbauwerke. Abschlussbericht FKZ 02C1124. TU Bergakademie Freiberg.
- Kudla, W.; Schreiter, F.; Gruner, M., Jobmann, M.; Bollingerfehr, W.; Müller-Hoeppe, N. et al. (2013): Schachtverschlüsse für Endlager für hochradioaktive Abfälle – ELSA Teil 1 – Abschlussbericht, TUBAF & DBE-TEC, Freiberg.
- Lacher, H. (1965): Über die viskoelastischen Eigenschaften von destilliertem Bitumen. *Bitumen-Magazin*, Band 5, pp. 125-131.

- Matray, J. M.; Savoye, S.; Crabrera, J. (2007): Desaturation and structure relationships around drifts excavated in the well-compacted Tournemire's argillite (Aveyron, France). *Engineering Geology* 90 (2007), S.1 – S.16
- Miehe, R.; Kröhn, K.-P.; Moog, H. (2003): *Hydraulische Kennwerte tonhaltiger Mineralgemische zum Verschluss von Untertagedeponien (KENTON)*. Köln: GRS (GRS, 193)
- Minkley, W.; Wüste, U.; Popp, T.; Naumann, D.; Wiedemann, M. J. B. et al. (2010): *Beweissicherungsprogramm zum geomechanischen Verhalten von Salinarbarrieren nach starker dynamischer Beanspruchung und Entwicklung einer Dimensionierungsrichtlinie zum dauerhaften Einschluss*. Abschlussbericht, IfG, Leipzig.
- Neubert, N. (2014): *Standicherheit und Integrität von geotechnischen Barrieren unter Erdbebeneinwirkung*. Diplomarbeit TU Bergakademie Freiberg.
- Oh, B.H.; Cha, S.W.; Jang, B.S.; Jang, S.Y. (2002): Development of high-performance concrete having high resistance to chloride penetration. In: *Nuclear Engineering and Design* 212 (2002), S.221 – S.231
- Osswald, T.; Rudolph, N. (2015): *Polymer Rheology - Fundamentals and Applications*. Hanser Verlag.
- Rauche, H.; Sitz, P.; Lukas, V.; Rumphorst, K.; Lippmann, G.; Wagner, K.; Teichert, Th. (2003): *Planfeststellungsverfahren zur Stilllegung des Endlagers für radioaktive Abfälle Morsleben, Verfahrensunterlage: Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben, Unterlagen-Nr.: P 177*. TU Bergakademie Freiberg ERCOSPLAN, K+S Consulting; Erfurt.
- Rauche, H.; Sitz, P.; Lukas, V.; Rumphorst, K.; Lippmann, G.; Wagner, K.; Teichert, Th. (2004): *Planfeststellungsverfahren zur Stilllegung des Endlagers für radioaktive Abfälle Morsleben, Verfahrensunterlage: Konzeptplanung der Schachtverschlüsse Bartensleben und Marie des ERA Morsleben, Unterlagen-Nr.: P 182*; TU Bergakademie Freiberg ERCOSPLAN, K+S Consulting; Bundesamt für Strahlenschutz.
- Reinhold, K.; Sönke, J. (2012): *Geologische Referenzprofile in Süd- und Norddeutschland als Grundlage für Endlagerstandortmodelle in Tongestein. Projekt ANSICHT - Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein*. Technischer Bericht, BGR, Hannover.
- Reinhold, K.; Jahn, S.; Kühnlenz, T.; Ptock, L.; Sönke, J. (2013): *Endlagerstandortmodell Nord (AnSichT) - Teil I: Beschreibung des geologischen Endlagerstandortmodells. Projekt AnSichT - Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein*. BGR, Hannover.
- Reinhold, K.; Stark, L.; Kühnlenz, T.; Ptock, L. (2014): *Endlagerstandortmodell SÜD - Teil I: Beschreibung des geologischen Endlagerstandortmodells*. Technischer Bericht, BGR, Hannover.
- Rothfuchs, T.; Jockwer, N.; Miehe, R.; Zhang, C.-L (2005): *Self sealing barriers of clay/mineral mixtures in a clay repository. SB experiment in the Mont Terri Rock Laboratory, final report of the pre-project*. Köln, Hannover: GRS; GRS-212)
- Schönian, E. (1999): *The Shell Bitumen hydraulic engineering handbook*; London: Shell International Petroleum Company Ltd.

- Schulze, R. (2014): Optimierung von Salzgrusgemischen für Schachtverschlusselemente mit hoher Einbaudichte. Studienarbeit Studienrichtung Bergbau, TU Bergakademie Freiberg.
- Shao, H.; Schuster, K.; Sönke, J.; Bräuer, V. (2008): EDZ development in indurated clay formations – in situ borehole measurements and coupled HM modelling. *Physics and Chemistry of the Earth* 33 (2008), S.388 – S.395
- Skvara, F.; Jilek, T.; Kopecky, L. (2005): Geopolymer materials based on fly ash. *Ceramics-Silicaty* 49 (2005), S.195 – S.204
- Skvara, F.; Kopecky, L.; Nemecek, J.; Bittnar, Z. (2006): Microstructure of geopolymer materials based on fly ash. *Ceramics-Silikaty* 50 (2006), S.208 – S.215
- Stührenberg, D.; Herbert, H.-J.; Salzer, K. (2010): Arteigene Verschlussmaterialien. Workshop Verschlussysteme in Endlagern für wärmeentwickelnde Abfälle in Salzformationen. GRS – 267, Braunschweig 2010.
- Tuan, N. Q.; Konietzky, H. (2015): Simulation of shaft backfilling using DEM. *Sine loco, sine nomine*.
- Van de Velde, P.A.; Ebbens, E.H.; Van Herpen, J.A. (1985): The use of asphalt in hydraulic engineering. Rijkswaterstaat communications Nr. 37; Den Hague: Technical advisory committee on Waterdefences.
- Wild, S.; Khatib, J.M.; Jones, A. (1996): Relative strength, pozzolanic activity and cement hydration in superplasticized metakaolin concrete. *Cement and Concrete Research* 26 (1996), S.1537 – S.1544
- Xu, H.; Van Deventer, J. S. J. (2000): The geopolymerisation of alumino-silicate minerals. *International Journal of mineral processing* 59 (2000), S.247 – S.266
- Xu, H.; Van Deventer, J.S.J. (2002): Microstructural characterisation of geopolymers synthesized from kaolinite/stilbite mixtures using XRD, MAS-NMR, SEM/EDX, TEM /EDX, and HREM. *Cement and Concrete Research* 32 (2002), S.1705 – S.1716