

Planfeststellungsverfahren zur Stilllegung des Endlagers für radioaktive Abfälle Morsleben

Verfahrensunterlage

Titel: Stilllegung Endlager Morsleben
Verfüllen von Strecken mit hohen Anforderungen
Bauzustände für horizontale Strecken (ergänzende Untersuchungen zum
Nachweis der Rissbeschränkung im Salzbeton) und Nachweiskonzept für das
südliche Wetterrollloch)

Autor: Mauke, R. & Laske, D.

Erscheinungsjahr: 2007

Unterlagen-Nr.: P 255

Revision: 00

Unterlagenteil:



KURZFASSUNG

Verfasser: Ralf Mauke, **ZERNA**

Titel: Stilllegung Endlager Morsleben, Verfüllen von Strecken mit hohen Anforderungen, Bauzustände für horizontale Strecken (ergänzende Untersuchungen zum Nachweis der Rissbeschränkung im Salzbeton) und Nachweiskonzept für das südliche Wetterrollloch

Stand: 16.03.2007

Stichworte: ERAM, Stilllegung, Streckenabdichtungen, Rissbeschränkung, Injektion, Wetterrolllöcher

Das in der Unterlage vorgestellte Nachweiskonzept zu den Abdichtungsbauwerken im Steinsalz ergänzt den Sicherheitsnachweis [1] für frühe Zeitpunkte während der Errichtungsphase. Die Betrachtungen zeigen, dass die Bauwerke bei geeigneter Bauausführung rissfrei in die Nachbetriebsphase entlassen werden können. Diese in [1] vorausgesetzte Bedingung ist damit erfüllt. Das Konzept besteht aus insgesamt vier Nachweisschritten, welche zuerst erläutert und dann nacheinander bearbeitet werden. Sie stützen sich sowohl auf Labor- und in situ-Versuche, Plausibilitätsbetrachtungen und Berechnungen als auch auf Erkenntnisse aus der Untersuchung eines vergleichbaren Bauwerks, des „ASSE-Vordamms“.

Die Untersuchungen im Rahmen des Nachweiskonzepts zeigen, dass keine besonderen Anforderungen hinsichtlich der Einbringtemperatur des Baustoffes (Kühlung), seines Verhaltens hinsichtlich des autogenen Schwindens oder die Betoniergeschwindigkeit gestellt werden müssen. Es wird nachgewiesen, dass Zwangsspannungen, die durch Einspannung des Betonkörpers im Gebirge entstehen können, durch ein temporäres Versagen in der Kontaktzone abgebaut werden. Im Baukörper entstehen dann keine unzulässigen Spannungen durch inneren Zwang infolge der Hydratationswärme und der anschließenden Abkühlung. Der Gebrauchstauglichkeitsnachweis der Bauwerke ist damit erbracht.

Jede theoretische Nachweisführung sollte die Realisierbarkeit der vorausgesetzten technischen Maßnahmen aufzeigen. Die hier skizzierten technischen Maßnahmen gründen auf Erfahrungen der an der Unterlagenerstellung Beteiligten mit vergleichbaren Bauwerken. Solche Erfahrungen beschränken sich naturgemäß auf wenige Projekte. Insofern können die vorgeschlagenen Vorgehensweisen als Planungsgrundlage dienen. Eine detaillierte Herausarbeitung der bautechnischen Vorgehensweise erfolgt in weiteren Planungsschritten.

Die durchzuführenden bautechnischen Maßnahmen sind als realisierbar einzustufen. Das Konzept verlangt jedoch die Akzeptanz einer möglichen temporären Rissbildung in der Fuge zwischen Gebirge und Saumbereich der Abdichtungen, die während der Errichtung auftreten kann. Die entstandenen Risse in der Kontaktfuge zwischen Bauwerk und Gebirge lassen sich durch Injektionen der Fuge nach dem Stand der Technik beheben. Dabei steht die Dichtwirkung der technischen Maßnahmen im Vordergrund, weshalb die zu erreichenden Verpressdrücke nur etwa 20 bar betragen müssen. Der Wert orientiert sich an realisierten Projekten. Die geforderte langfristige Vorspannung des Bauwerks wird durch das Aufkriechen des anstehenden Salzgebirges gewährleistet.

Neben einem aus dem beschriebenen Nachweiskonzept resultierenden Bauwerksentwurf für die Streckenabdichtungen wird ein Entwurf eines Sonderbauwerks für das Verschließen der vertikalen Wetterrolllöcher vorgestellt.

INHALTSVERZEICHNIS

Kurzfassung.....	3
Inhaltsverzeichnis.....	4
Abbildungsverzeichnis.....	6
Tabellenverzeichnis.....	8
1 Einleitung.....	9
2 Nachweisskizze für die Rissbeschränkung der Abdichtungsbauwerke.....	11
2.1 Grundlegende Gedanken zur Rissbildung.....	11
2.2 Zulässige Rissbildung.....	13
2.3 Nachweislogik und Nachweisschritte.....	14
3 Ort der möglichen Rissbildung im Gesamtsystem.....	16
3.1 Theoretische Grundlagen des Nachweises.....	16
3.1.1 Gaußsche Normalverteilung.....	17
3.1.2 Logarithmische Normalverteilung.....	17
3.1.3 Vorgehensweise bei der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit.....	18
3.2 Experimentelle Grundlagen des Nachweises.....	20
3.2.1 Versuchsergebnisse zur Zugfestigkeit des Salzbetons.....	20
3.2.2 Versuchsergebnisse zur Druckfestigkeit.....	23
3.2.3 Versuchsergebnisse zur Haftzugfestigkeit der Kontaktzone.....	25
3.3 Fuge als Ort einer möglichen Rissbildung.....	27
3.3.1 Berechnungen zur Schubverteilung im Bauwerk.....	27
3.3.2 Nachweis des bevorzugten Zugversagens in der Fuge.....	33
4 Nachweis der Rissbeschränkung des Betonkörpers.....	38
4.1 Methoden der Rissbeherrschung in massigen Betonbauteilen während der Erhärtung.....	38
4.1.1 Allgemeines - Erfahrung und Planungswerkzeug.....	38
4.1.2 Anwendung des Planungswerkzeuges für massive Betonbauteile im Bauwesen.....	40
4.1.3 Anwendung des Ingenieur-Modells zur rechnerischen Prognose von Zwangsspannungen bei der Herstellung von Verschlussbauwerken im ERAM.....	40
4.2 Rechnerische Umsetzung mit dem Programm HEAT 2.5D Version 7.1.....	48
4.2.1 Bauwerksgeometrie, mechanische Randbedingungen und Berechnungsschnitte.....	48
4.2.2 Thermische Randbedingungen.....	51
4.2.3 Materialparameter von Salzbeton und Gebirge.....	51
4.3 Ergebnisse.....	61
4.3.1 Berechnungs- bzw. Auswertungspunkte.....	61
4.3.2 Ergebnisse in Querrichtung.....	63
4.3.3 Ergebnisse in Längsrichtung.....	69
4.3.4 Bautechnische Bewertung.....	78
5 Zielgerichtete Abdichtung der verbleibenden Wegsamkeiten.....	79
5.1 Übertragbarkeit von Ergebnissen der Untersuchung der Kontaktzone am „ASSE-Vordamm“.....	79
5.1.1 Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse am Asse-Vordamm.....	86
5.2 Injektionsmaßnahmen.....	86
5.2.1 Herleitung des notwendigen Injektionsdrucks.....	87
5.2.2 Technische Realisierung.....	89
6 Resultierender Bauwerksentwurf und bautechnischer Nachweis.....	91
6.1 Vorbereitende Maßnahmen.....	91
6.2 Nachriss der Streckenkontur.....	92
6.3 Einbauten.....	92
6.3.1 Injektionssystem.....	92
6.3.2 Verfülleitung.....	93
6.3.3 Querschnittsschwächung.....	93
6.4 Schalung.....	93
6.5 Verfüllung.....	93
6.6 Aushärtung.....	94
6.7 Injektion.....	94

6.8	Überbohren und Verpressen des Hüllrohrs	96
6.9	Herstellung der Dehnungsfuge	97
7	Sonderbauwerk für das Verschließen der Wetterrolllöcher	98
7.1	Grundsätzliche Überlegungen	98
7.2	Bauwerksentwurf und Auswahl der Baustoffe	101
7.2.1	Unteres Widerlager	103
7.2.2	Filterlage	103
7.2.3	Dichtelement	103
7.2.4	Oberes Widerlager	104
7.2.5	Geometrische Abmessungen, Auflockerungszone	105
7.3	Nachweisführung	106
7.3.1	Betrachtete Lastfälle	107
7.3.2	Langzeitbeständigkeit der eingesetzten Materialien	108
7.3.3	Nachweiskriterien	109
7.3.4	Bauzustände	109
7.4	Ergebnisse der Nachweise	110
7.4.1	Setzungsnachweis	111
7.4.2	Beanspruchung der Fuge	112
7.4.3	Spannungsnachweis	113
7.4.4	Nachweis gegen Auslaufen des Schotters	114
7.4.5	Dilatanz des Saumbereichs	114
7.5	Gebrauchstauglichkeitsnachweis	115
7.6	Bauaustechnische Realisierbarkeit	115
	Literaturverzeichnis	117

Gesamtseitenzahl: 118

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 1: Zugspannungs- und Zugfestigkeitsentwicklung im Beton, Beispiel ohne Schwinden	12
Abb. 2: Dichtefunktion der Grenzzustandsgröße $g = R - E$	20
Abb. 3: Angenommene Dichten und Verteilungsfunktionen der Zugfestigkeit nach $t_e = 28$ d.....	21
Abb. 4: Probekörper zur Bestimmung von Haftzugfestigkeiten untertage mit Haftzug-Prüfgerät	25
Abb. 5: Diskretisierter Gebirgsausschnitt mit Dammbauwerk	29
Abb. 6: Kontaktstatus für $k_{coh} = 0$ MPa (Fester Verbund in der Mitte, Gleiten an den Bauwerksenden)	31
Abb. 7: Schubspannungen τ_{yz} in Längsrichtung in der Firste / Sohle ($k_{coh} = 5$ MPa).....	31
Abb. 8 Schubspannungen τ_{xz} in Längsrichtung an den Stößen ($k_{coh} = 5$ MPa)	32
Abb. 9: Schubspannungen τ_{xy} über den Umfang ($k_{coh} = 5$ MPa).....	32
Abb. 10: Schematische Darstellung der Schubspannung τ_{xy} über den Umfang ($k_{coh} = 5$ MPa)	33
Abb. 11: Vergleichsspannung σ_{eqv} nach von Mises ($k_{coh} = 5$ MPa).....	33
Abb. 12: Empirische Methoden zur Risskontrolle und Bausteine des Planungswerkzeuges	39
Abb. 13: Planungswerkzeug für Risskontrolle bei der Herstellung massiger Betonbauteile während der Erhärtung, aus [29].....	41
Abb. 14: Maxwellkettenmodell	44
Abb. 15: Vergleich Messwerte und Kriechkurve der Materieldatenbank - Zugkriechen 4 d	45
Abb. 16: Vergleich Messwerte und Kriechkurve der Materieldatenbank - Zugkriechen 7 d	45
Abb. 17: Vergleich Messwerte und Kriechkurve der Materieldatenbank - Zugkriechen 10 d	46
Abb. 18: Vergleich Messwerte und Kriechkurve der Materieldatenbank - Zugkriechen 14 d	46
Abb. 19: Vergleich Messwerte und Kriechkurve der Materieldatenbank - Zugkriechen 28 d	47
Abb. 20: Vergleich Messwerte und Kriechkurve der Materieldatenbank - Zugkriechen 56 d	47
Abb. 21: Geometrie des Abdichtungsbauwerkes als Berechnungsgrundlage (Querschnitt)	49
Abb. 22: Geometrie des Abdichtungsbauwerkes als Berechnungsgrundlage (Längsschnitt)	50
Abb. 23: Adiabatische Temperaturentwicklung des Salzbetons im Kalorimeterversuch (Materialparameter) in Abhängigkeit vom realen Betonalter.....	53
Abb. 24: Entwicklung der Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter t_e , Messwerte	55
Abb. 25: Entwicklung der Zylinderdruckfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter t_e , Messwerte	55
Abb. 26: Entwicklung des Zug-Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter t_e , Messwerte	56
Abb. 27: Entwicklung des Druck-Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter t_e , Messwerte	56
Abb. 28: Schwinddehnung des Salzbetons (Materialparameter), Ergebnisse der Schwindversuche und Annahmen für die Simulationsberechnungen [11]	58
Abb. 29: Messpunkte mit Koordinaten der Simulationsauswertung im Querschnitt.....	62
Abb. 30: 9 Messpunkte der Simulationsauswertung im Längsschnitt bei berücksichtigter Stirnseitenauskühlung	62
Abb. 31: Maßgebende Messpunkte (3) der Simulationsauswertung im Längsschnitt	63
Abb. 32 Zeitliche Entwicklung der Spannungen und der Festigkeiten in Querrichtung; Fester Sohlverbund, Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden.....	64

Abb. 33: Graphische Darstellung des Rissindex γ_{cr} für den Salzbetonkörper in Querrichtung über der Zeit; Fester Sohlverbund, Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden	64
Abb. 34: Zeitliche Entwicklung der Spannungen und der Festigkeiten in Querrichtung; Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden	66
Abb. 35: Zeitpunkt 50 h; beginnende Rissbildung in der Kontaktzone.....	66
Abb. 36: Zeitpunkt 100 h; fortschreitende Rissbildung in der Kontaktzone, Ecken noch fest.....	66
Abb. 37: Zeitpunkt 170 h; kaum Veränderungen zum Zeitpunkt 100 h.....	67
Abb. 38: Zeitpunkt 210 h; Ecken vollständig vom Salzgebirge abgelöst, erheblicher Spannungssprung; vgl. Abbildung 34.....	67
Abb. 39: Zeitpunkt 230 h; in der Symmetrieachse sind noch letzte Stellen mit Haftverbund in der Kontaktzone vorhanden	67
Abb. 40: Zeitpunkt 270 h; vollständiger Riss in der Kontaktzone	67
Abb. 41: Graphische Darstellung des Rissindex γ_{cr} für den Salzbetonkörper in Querrichtung über der Zeit; Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden	68
Abb. 42: Temperaturentwicklung der Lamellen in Bauteilmitte (unterste Lamelle: Nr. 1, oberste Lamelle: Nr. 16)	70
Abb. 43: Zeitliche Entwicklung der Spannungen in x-Richtung und der Festigkeiten in Längsrichtung; Fester Sohlverbund, Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m.....	71
Abb. 44: Graphische Darstellung des Rissindex γ_{cr} in Längsrichtung der Spannungen in x-Richtung über der Zeit; Fester Sohlverbund, Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m	71
Abb. 45: Zeitliche Entwicklung der Spannungen in y-Richtung und der Festigkeiten in Längsrichtung; Fester Sohlverbund, Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m.....	72
Abb. 46: Graphische Darstellung des Rissindex γ_{cr} in Längsrichtung der Spannungen in y-Richtung über der Zeit; Fester Sohlverbund, Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m.....	72
Abb. 47: Zeitliche Entwicklung der Spannungen in x-Richtung und der Festigkeiten in Längsrichtung; Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m	75
Abb. 48: Graphische Darstellung des Rissindex γ_{cr} in Längsrichtung der Spannungen in x-Richtung über der Zeit; Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m.....	75
Abb. 49: Zeitliche Entwicklung der Spannungen in y-Richtung und der Festigkeiten in Längsrichtung; Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m	76
Abb. 50: Graphische Darstellung des Rissindex γ_{cr} in Längsrichtung der Spannungen in y-Richtung über der Zeit; Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m.....	76
Abb. 51: Lage des Dammbaufeld im Bereich der 945m-Sohle mit Auffahrungsverlauf und Messstellen.....	80
Abb. 52: Versuchsdamm im Forschungsbergwerk Asse, Prototyp 1990	80
Abb. 53: Lage der Bohrungen für Permeabilitäts- und Hydrofracmessungen.....	81
Abb. 54: Ergebnisse der Permeabilitätsmessungen in den Bohrungen in die Firste und die Sohle	81
Abb. 55: ASSE-Vordamm mit Betonierabschnitten, teilweise verfüllter Firstspalt und Injektionsleitungen.....	82
Abb. 56: Lage der Bohrungen für die Ultraschallmessungen	84
Abb. 57: Seismogramm der Bohrung U18.....	84
Abb. 58: Spannungsevolution in der Fuge und Entwicklung des anstehenden Lösungsdrucks.....	88
Abb. 59: Skizze zum Bauwerksentwurf „Strecke im Steinsalz“	96
Abb. 60: Darstellung des Grubengebäudes im Bereich der zu verschließenden Rolllöcher	99
Abb. 61: Prinzipskizze der geometrischen und geologischen Verhältnisse	100
Abb. 62: Bauwerksentwurf für das Abdichtungssystem „Wetterrolllöcher zwischen 1. und 4. Sohle“	102

Abb. 63: Blick in das Wetterrollloch von der 1. Sohle aus nach unten.....	105
Abb. 64: FE-Modell zum Nachweis der Standsicherheit	111

TABELLENVERZEICHNIS

Tab. 1: Gemessene Einzelwerte der Zugfestigkeit f_{ct} [MPa] des Salzbetons M2 nach Altersstufen t_e	21
Tab. 2: Gemessene Einzelwerte der einachsigen Druckfestigkeit f_{cc} [MPa] nach Altersstufen t_e	23
Tab. 3: Gemessene Einzelwerte der Haftzugfestigkeit f_{tF} [MPa] nach Altersstufen t_e	26
Tab. 4: Ermittelte Versagenswahrscheinlichkeiten und Sicherheitsindikatoren.....	35
Tab. 5: Einseitige Konfidenzintervalle für die Mittelwerte der Zugfestigkeiten ($\alpha = 0,05$).....	37
Tab. 6: Zusammensetzung des Baustoffs Salzbeton M2.....	52
Tab. 7: Mittelwerte der Zug- und Druckfestigkeit sowie des Zug-E-Moduls des Salzbetons (Materialparameter) in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter	54
Tab. 8: Zugkriechzahlen (s. a. Abbildung 15 bis 20).....	59
Tab. 9: Parameter der Maxwellketten für den Salzbeton (Materialparameter)	61
Tab. 10: Ausgewertete Rissindices für den Salzbetonkörper der Simulationsberechnungen in Querrichtung mit Auflockerungszone (Querschnitt 4,6 x 5,7 m ²).....	68
Tab. 11: Ausgewertete Rissindices für Spannungen in x- und y-Richtung des Salzbetonkörpers der Simulationsberechnungen in Längsrichtung mit festem Sohlverbund für verschiedene Abschnittslängen	73
Tab. 12: Ausgewertete Rissindices für den Salzbetonkörper der Simulationsberechnungen in Längsrichtung unter Berücksichtigung der Stirnseitenauskühlung; Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m.....	74
Tab. 13: Ausgewertete Rissindices der Simulationsberechnungen in Längsrichtung für eine Segmentlänge von 25 m mit Kontaktzone an der Sohle und freiem Rand an der Oberseite (Querschnitt 4,6 x 5,7 m ²)	77
Tab. 14: Ausgewertete Rissindices der Simulationsberechnungen in Längsrichtung für eine Segmentlänge von 8,50 m mit Kontaktzone an der Sohle und freiem Rand an der Oberseite (Querschnitt 4,6 x 5,7 m ²)	77
Tab. 15: In der Kontaktzone gemessene Permeabilitäten und Ruhedrucke.....	83
Tab. 16: Zusammenfassende Auflistung der geometrischen Daten	106
Tab. 17: Betrachtete Lastfälle.....	108
Tab. 18: Setzungen ausgewählter Punkte auf der Symmetrieachse nach Flutung der Grube.....	112

1 EINLEITUNG

Wesentliche Elemente im Langzeitsicherheitsnachweis für das stillgelegte Endlager für radioaktive Abfälle Morsleben (ERAM) stellen 21 Abdichtungen dar, die den Zufluss von Lösung zu den Abfällen in die Einlagerungsbereiche West-Südfeld und Ostfeld sowie das Auspressen von potenziell kontaminierter Lösung aus den abgedichteten Einlagerungsbereichen in die Restgrube verzögern. An die Bauwerke werden hinsichtlich ihres hydraulischen Widerstandes hohe Anforderungen gestellt, die Permeabilität soll im Mittel 10^{-18} m^2 nicht überschreiten. Genauere Angaben zur im Langzeitsicherheitsnachweis angesetzten Verteilungsfunktion, die weniger anspruchsvolle Anforderungen beinhaltet, finden sich beispielsweise in [2].

Die Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe (DBE GmbH) erarbeitete eine Konzeptplanung und ein Nachweiskonzept für das „Verfüllen von Strecken mit hohen Anforderungen“ [1]. Die hohe Anforderung an die geringe Durchlässigkeit der Bauwerke setzt deren Rissfreiheit bzw. -beschränkung voraus. In [1] wurde der Nachweis der Rissbeschränkung für die Hydratationsphase des Baustoffs, d. h. den jungen Beton, mit Hilfe eines so genannten Temperaturkriteriums geführt. Der Nachweis gelang, wenn auch unter schwierigen technologischen Randbedingungen. Nach [1] ist die Rissfreiheit bzw. -beschränkung des Betonkörpers nach dem Erhärtungsprozess u. a. erst dann gewährleistet, wenn der zu verwendende Baustoff, Salzbeton der Rezeptur M2, mit einer Temperatur von ca. 2 °C eingebracht wird.

Da die Übertragbarkeit der angewendeten Empfehlungen und Vorschriften auf untertägige Verhältnisse fragwürdig war und sich nicht einschätzen ließ, wie konservativ das Temperaturkriterium im vorliegenden Fall tatsächlich einzuschätzen ist, entschied sich das BfS zu einer zusätzlichen, alternativen Nachweisführung. Dabei sollte die Rissbeschränkung mit Hilfe eines Spannungskriteriums gezeigt werden. Die maximal im Bauwerk auftretende Zugspannung darf dabei die Zugfestigkeit im Bauwerk inklusive Sicherheitsabschlag zu keinem Zeitpunkt überschreiten. Mit der Durchführung der notwendigen Laboruntersuchungen und Berechnungen zum jungen Beton wurde die TU Braunschweig, Materialprüfanstalt (MPA) für das Bauwesen, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz beauftragt.

Als Basis der theoretischen Betrachtungen wurde die zeitliche Entwicklung der thermischen und mechanischen Eigenschaften des jungen Betons während der Hydratation benötigt. Bei der Durchführung der Versuche stellte sich dann heraus, dass der Salzbeton M2 im Gegensatz zu einem Normalbeton deutlich stärker autogen schwindet. Das autogene Schwinden muss strikt vom so genannten Trocknungsschwinden unterschieden werden und kann daher nicht durch geeignete technische Maßnahmen wie Bewässern auf der Baustelle reduziert oder gar verhindert werden. Mit dieser neuen Erkenntnis war nicht nur die Anwendbarkeit der gängigen Normen in [1] hinfällig. Es zeigte sich, dass der Nachweis der Rissbeschränkung des Abdichtungssystems unter der neuen Randbedingung mit dem Spannungskriterium auch bei Unterstellung vergleichbar niedriger Einbautemperaturen des Baustoffs und festem Verbund zwischen Bauwerk und Gebirge während der Bauzustände nicht zu erbringen ist [11].

Folgt man den bisherigen Erkenntnissen, kann die Rissfreiheit bzw. -beschränkung eines untertägigen Abdichtungsbauwerkes, welches mit dem Salzbeton M2 errichtet wird, ohne weitere technische Maßnahmen deshalb nicht garantiert werden. Der vorliegende Bericht stellt ein Nachweiskonzept und die Ergebnisse der darauf basierenden Nachweisführung bezüglich der Rissbeschränkung vor, das einerseits auf dem Baustoff M2 basiert und sich andererseits auf den aktuellen technologischen Stand bezüglich des Verpressens von Rissen stützt.

Das Auftreten von Rissen wird bei diesem Nachweis bewusst in Kauf genommen und diese werden nach dem Betonieren des Bauwerks mit in der Praxis bewährten Verfahren injiziert. Die Vorgehensweise beinhaltet einen enormen technischen Vorteil insofern, dass keine besonderen Anforderungen an die Einbringtemperatur des Baustoffs gestellt werden. Die extreme Kühlung entsprechend der Nachweisführung auf Basis des Temperaturkriteriums ist nicht mehr erforderlich und die dafür notwendige Infrastruktur muss nicht geplant werden, ganz abgesehen von der Tatsache, dass bisher keine entsprechenden Erfahrungen im Untertagebereich vorliegen. Die in dieser Unterlage vorgestellte Nachweisführung deckt alle Abdichtungslokalitäten im ERAM, welche sich im Steinsalz befinden, ab. Sie ist folglich standortunabhängig.

Der vorliegende Bericht beinhaltet noch drei weitere, für die praktische Umsetzung der Baumaßnahme wesentliche Aspekte:

- Die Größe des autogenen Schwindens spielt beim Nachweis keine Rolle mehr. Diese im Labor schwierig zu messende Größe und ihre Übertragbarkeit auf ein reales Bauwerk müssen daher nicht detailliert behandelt werden. Von Bedeutung ist lediglich, nach welchem Zeitraum das autogene Schwinden weitgehend abgeklungen ist, was aus Versuchen abgeleitet werden kann.
- Die Betoniergeschwindigkeit ist bei dem in der vorliegenden Unterlage geführten Nachweis nahezu beliebig, da auf den sich einstellenden Temperaturverlauf keine Rücksicht genommen werden muss. Sie kann sich damit an den technologischen und logistischen Randbedingungen orientieren, so dass ein Betonieren „frisch in frisch“ gewährleistet ist.
- Bei Einhaltung des Fluidkriteriums in der verpressten Kontaktfuge zwischen Abdichtung und Gebirge, kann abhängig von der Teufenlage ein moderater Injektionsdruck festgelegt werden, wenn man von der Flutungsrate des Endlagers Kredit nimmt und gleichzeitig das Aufkriechen des Salzes auf die Bauwerke berücksichtigt.

Der vorliegende Bericht ersetzt nicht die Unterlage [1], vielmehr ergänzt er sie um den Nachweis der Rissbeschränkung der Abdichtungen während der Errichtungsphase. Werden die Abdichtungen rissfrei in die Nachbetriebsphase entlassen, dann greift die Nachweisführung in [1]. Beide Berichte gemeinsam zeigen daher die prinzipielle Realisierbarkeit der geplanten Bauwerke unter den geforderten Randbedingungen hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit auf.

Für die Abdichtung im Wetterrolloch wird abweichend zu [1] ein gesonderter Bauwerksentwurf vorgestellt. Da es sich um eine vertikale Verbindung handelt, die bautechnisch einfacher abzudichten ist als eine horizontale Strecke, gestalten sich die Nachweisführung und die Bauausführung ebenfalls einfacher. Im Detail orientiert sie sich an der Konzeptplanung zu den Schächten im ERAM.

2 NACHWEISSKIZZE FÜR DIE RISSBESCHRÄNKUNG DER ABDICHTUNGSBAUWERKE

Das Abdichtungssystem für einen Feldesteil des Endlagers für radioaktive Abfälle Morsleben (ERAM) besteht aus mehreren Einzelabdichtungen. Eine Einzelabdichtung umfasst die Komponenten

- Betonkörper,
- Fuge zwischen Betonkörper und Gebirge sowie
- Auflockerungsbereich des Gebirges um den Betonkörper.

Alle drei Komponenten müssen den gestellten Forderungen bezüglich der Gebrauchstauglichkeit, d.h. Dichtheit, genügen. Prinzipiell setzt der Nachweis der Dichtheit die Rissfreiheit bzw. -beschränkung des Gesamtsystems voraus. Mit anderen Worten dürfen in der Nachbetriebsphase des Endlagers in keinem der drei Elemente hydraulisch relevante Risse auftreten.

2.1 GRUNDLEGENDE GEDANKEN ZUR RISSBILDUNG

Risse können insbesondere kurzfristig (Zeitraum etwa mehrere Wochen) während der Errichtungsphase infolge der beim Abbinden des zementhaltigen Baustoffs freiwerdenden Hydratationswärme sowie infolge von Schwindphänomenen entstehen oder langfristig (etwa mehrere hundert bis tausende Jahre) durch zunehmende Beanspruchungen des Bauwerks in der Nachbetriebsphase des Endlagers induziert werden. Im zweiten Fall verursacht das aufkriechende Gebirge fortwährend ungünstigere Spannungszustände im Betonkörper oder im Saumbereich, bis schließlich die Festigkeitsgrenze des Betons oder, im ERAM, des Salinargebirges erreicht ist. Dieser Art des Versagens kann durch eine geeignete Auslegung des Bauwerksentwurfs, zum Beispiel durch die geeignete Anordnung von elastischen Dehnfugen bzw. Widerlagern, begegnet werden. Der Aspekt wurde in [1] ausführlich betrachtet und ist daher nicht Gegenstand des Nachweises der vorliegenden Unterlage, welche sich nur mit der Rissbildung während und kurz nach der Errichtungsphase beschäftigt.

Die beim Abbinden des Baustoffs entstehende Hydratationswärme führt zunächst zu einer Überdrückung des Bauwerks. Die dabei entstehenden Druck- bzw. Scherbeanspruchungen liegen weit unterhalb kritischer Werte und gefährden die Gebrauchstauglichkeit des Betonkörpers nicht. Sobald das Bauwerk wieder abkühlt, entwickeln sich Zugspannungen, die von diversen mechanischen und thermomechanischen Eigenschaften abhängen. Schwindphänomene induzieren ebenfalls Zugbeanspruchungen und beide Effekte überlagern sich. Gleichzeitig steigen die aktuelle Zugfestigkeit und Scherfestigkeit des Baustoffs mit fortschreitender Hydratation bis zu ihrem Maximalwert an. Die Gefahr eines Zugversagens des Betonkörpers besteht genau dann, wenn die aktuell größte Hauptnormalspannung die aktuelle Zugfestigkeit übersteigt. Da Zugspannungen aus dem Bauwerk aus Gleichgewichtsgründen in das Gebirge abgetragen werden müssen, sind Fuge und Saumbereich analog zu betrachten. Der Vergleich gestaltet sich hierbei teilweise einfacher, weil die Zugfestigkeiten des Saumbereichs als zeitlich konstant angesehen werden können.

Beispielhaft zeigt Abbildung 1 die Entwicklung der Hauptnormalspannungen mit einem Modell entsprechend Abbildung 29 unter gewissen, bezüglich der Rissbildung relativ günstigen Einbaubedingungen (geringe Temperatur, lange Betonierzeit) und der Voraussetzung, dass kein autogenes Schwinden auftritt. Deutlich erkennt man die Überdrückung des Bauwerks zu frühen Zeiten sowie das Ansteigen der Normalspannungen auf bis zu 2,3 MPa. Zu allen Zeiten bleiben die Normalspannungen in diesem Beispiel kleiner als die Bauteilzugfestigkeit, die der mit einem geeigneten Sicherheitsfaktor (s. Abbildung 1) versehenen Laborzugfestigkeit entspricht. Die Aussage darf jedoch nicht auf beliebige Randbedingungen verallgemeinert werden.

Vor der Errichtung der Abdichtungsbauwerke soll die Auflockerungszone im Salzgebirge schonend entfernt werden, um einen nahezu ungeschädigten Gebirgssaum zu erhalten. Zwar bilden sich dilatante Bereiche an

der Streckenkontur umgehend neu, Dilatanz bedeutet jedoch nur das Auftreten von Mikrorissen, welche mit der Zeit wieder verheilen (vergleiche Kapitel 5.1). Das Rauben der Auflockerungszone entfernt folglich alle „makroskopischen“ Schäden des Gebirges aus dem Bereich der späteren Abdichtungen. Das gilt insbesondere für großflächige Risse und Abschalungen. Unter dieser Voraussetzung kann davon ausgegangen werden, dass die Kontaktfuge zwischen Betonkörper und Gebirge immer eine geringere Festigkeit besitzt, als der (wenn auch dilatante) Saumbereich. Die Aussage wird durch zahlreiche Experimente, welche untertage im ERAM durchgeführt wurden, verifiziert [11] (s. auch Abschnitt 3.2.3).

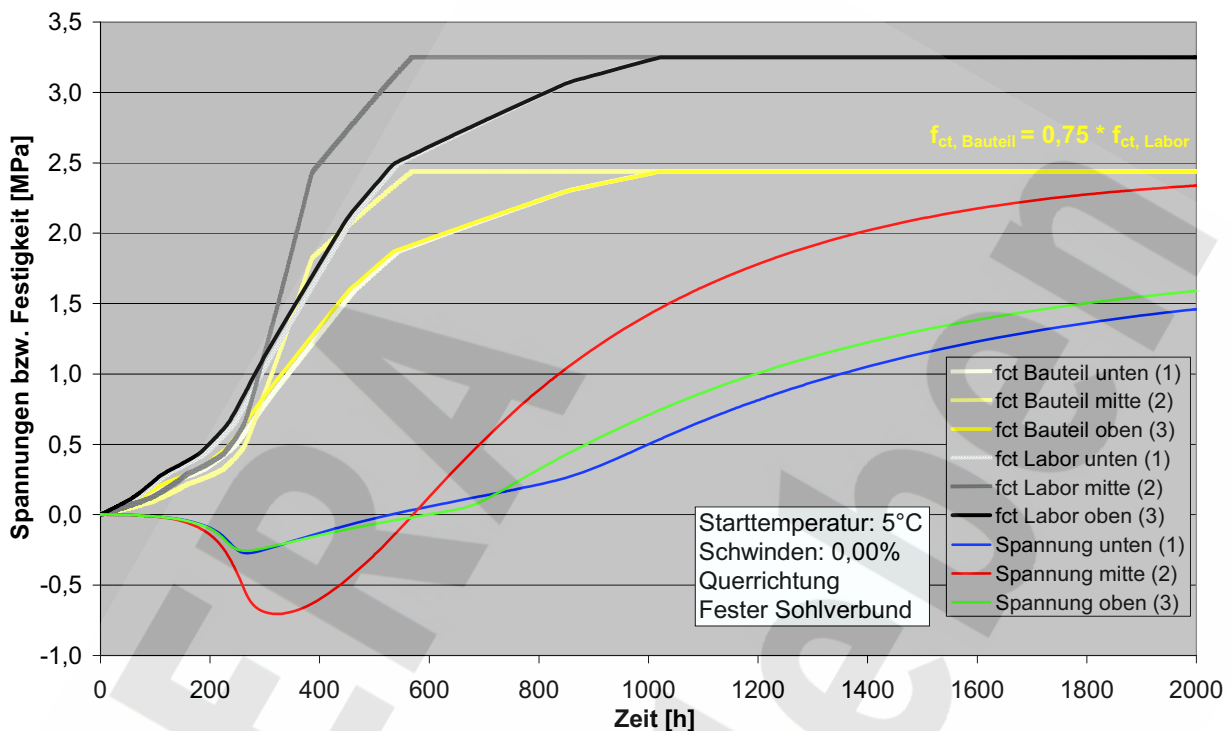


Abb. 1: Zugspannungs- und Zugfestigkeitsentwicklung im Beton, Beispiel ohne Schwinden

Die Zugfestigkeiten der Kontaktfuge sind in den genannten Experimenten zu festgelegten effektiven Betonaltern beziehungsweise Altersstufen t_e ermittelt worden. Ebenso wurde die Evolution der Zugfestigkeit des Salzbetons in verschiedenen Versuchsreihen zu den gleichen Altersstufen bestimmt. Ab einem Alter von t_e von 21 bis 28 Tagen übersteigt die Zugfestigkeit des Betons die Haftzugfestigkeit der Fuge so stark, dass ein Aufreißen des Betons praktisch ausgeschlossen ist. Auf der anderen Seite überdrückt die Temperaturerhöhung infolge Hydratation das Bauwerk und die Kontaktfuge zu Beginn des Abbindprozesses. Beispielfhaft zeigt Abbildung 1 die Entwicklung erster Zugspannungen im Bauwerk nach etwa 25 Tagen. Unter ungünstigeren Randbedingungen, insbesondere höheren Einbautemperaturen und deutlichem autogenen Schwinden, bilden sich erste Zugspannungen bereits nach ca. 10 Tagen aus (s. a. Abbildung 32).

Ein Nachweis, der zeigen soll, dass Risse durch Zugbeanspruchung in bestimmten Bereichen des Abdichtungsbauwerks auftreten, muss demnach insbesondere die Haftzugfestigkeit der Fuge mit der Zugfestigkeit des Salzbetons im Zeitraum t_e von 7 bis 28 Tagen vergleichen. Für $t_e < 7$ Tage ist eine Rissbildung im Bauwerk nicht zu besorgen, da aufgrund der Überdrückung infolge Temperaturerhöhung durch Hydratation keine Zugspannungen auftreten. Für $t_e > 28$ Tage versagt wegen der ab diesem Zeitpunkt großen Betonzugfestigkeit mit hoher Wahrscheinlichkeit die Fuge. Der Sicherheitsnachweis muss zudem geeignete Fraktilenwerte für beide zu vergleichenden Größen berücksichtigen. Alternativ kann auch mit einem globalen Sicherheitsbeiwert gearbeitet werden. Die belastbarsten Aussagen können jedoch mit Hilfe einer statistischen Auswertung hergeleitet werden, falls jeweils eine ausreichende Datenbasis für die beiden zu vergleichenden Größen vorliegt. In Abschnitt 3.3.2 wird die letztgenannte Vorgehensweise gewählt.

2.2 ZULÄSSIGE RISSBILDUNG

Wenn der Nachweis der Rissfreiheit bzw. -beschränkung untertägiger Dammbauwerke aus Beton (z.B. im Steinkohlenbergbau) nicht sicher geführt werden kann, verpresst man sie üblicherweise nach ihrer Fertigstellung mit Hilfe geeigneter Injektionsmaßnahmen. Da die lokale Verteilung der auftretenden Risse im Allgemeinen nicht a priori determiniert werden kann, muss man prinzipiell Injektionsmaßnahmen im gesamten Betonkörper, in der Fuge und, falls klüftig, im anstehenden Gebirge vorsehen. Das führt zu langen Bauzeiten, hohen Kosten und aufwendiger Technik.

Die im Abschnitt 2.3 entwickelte Nachweisskizze geht von einem bezüglich des autogenen Schwindverhaltens nicht modifizierten Baustoff, dem Referenzmaterial M2, aus, so dass sich der Nachweis der Rissbeschränkung am Gesamtsystem nicht ohne weiteres führen lässt (siehe oben). Für ein Sicherheitskonzept stellt sich unter dieser Voraussetzung zunächst die Frage, wo Risse eventuell akzeptiert werden können. Grundsätzlich darf ein Nachweiskonzept der hier vorgestellten Art Risse nur dort zulassen, wo ihnen durch technische Maßnahmen, sprich Injektionen, nach Errichtung des Bauwerks begegnet werden kann.

Im Salzgebirge führt zusätzlich die Konvergenz über längere Zeiträume zu mechanisch günstigeren Verhältnissen, die mit einer weitgehenden Verheilung von Schädigungen einhergehen (Abschnitt 5.1). Das ist bei einer Bewertung zu berücksichtigen. Um die Lokationen zu identifizieren, an denen Risse durch geeignete Injektionsmaßnahmen verpresst werden können, werden die oben genannten drei Komponenten einer Abdichtung genauer betrachtet:

Betonkörper:

Das nachträgliche Verpressen von Betonkörpern unter Tage ist in mehreren Fällen beim Bau von Wasserdämmen erfolgreich angewendet worden (z. B. [3]). Hierbei wurde entweder der betonierte Damm mehrfach überbohrt, oder bereits vor dem Betonieren baute man ein Netz von später zu nutzenden Injektionsschläuchen ein, weil der Ort der Rissbildung im Betonkörper nicht prognostizierbar war. Beide Verfahren gestalten sich technologisch aufwendig, zeitintensiv und teuer.

Fuge zwischen Betonkörper und Gebirge:

Die Fuge stellt das „am leichtesten“ zu injizierende Element einer Abdichtung dar. Auch hier kommen die Alternativen mehrfaches Überbohren und die Anwendung von Verpressschläuchen oder Lanzen in Frage. Die Verpressmaßnahme kann nicht a priori auf die Stöße und die Firste beschränkt werden, sondern muss auch die Sohle umfassen. Zu frühen Zeiten des Hydratationsprozesses bewirkt der Temperaturanstieg im Betonkörper zwar eine Überdrückung der Fuge in normaler, d.h. senkrecht zur Fuge verlaufender Richtung. Die Temperaturdifferenz zwischen Baustoff und Gebirge führt aber zu Zwängungen in der Fuge, welche sich in einer zu starken Schubbeanspruchung des Saumbereichs äußern können.

Auflockerungsbereich des Gebirges um den Betonkörper:

Zum qualitativ hochwertigen Verpressen von Rissen und Klüften im Salzgebirge liegen praktisch keine Erfahrungen vor. Jedoch hat sich bei den Untersuchungen der Kontaktzone am „ASSE-Vordamm“ gezeigt, dass Auflockerungszonen bzw. dilatante Bereiche im Saumbereich des Bauwerks innerhalb relativ kurzer Zeit hydraulisch abdichten. Die am ASSE-Vordamm gemessenen verbliebenen Durchlässigkeiten waren äußerst gering [4]. Die „makroskopischen“ Schädigungen des Salzgebirges, Risse und Klüfte, werden durch das Rauben der Auflockerungszone ohnehin entfernt (siehe oben). Somit ist das Injizieren der Auflockerungszone nicht nur unnötig, sondern eventuell sogar kontraproduktiv, denn es müsste ein nahezu intakter Gebirgsbereich überbohrt werden. Wider erwarten lokal vorhandene kleine Risse an der Kontur des Salzgebirges erfasst die im vorigen Punkt beschriebene Kontaktfugeninjektion.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass Rissen, die sich während der Erhärtungsphase des jungen Betons ausbilden, sowohl im Betonkörper als auch in der Kontaktfuge bautechnisch begegnet werden kann.

Die in Abschnitt 2.1 dargestellten Gedanken legen die Fuge zwischen Betonkörper und Gebirge als maßgeblichen Ort der Rissbildung nahe. Tatsächlich lässt sich zeigen, dass mit sehr hoher Wahrscheinlichkeit die Fuge und nicht der Betonkörper oder das Gebirge versagen, wenn gewisse Randbedingungen hinsichtlich der Betonierabschnitte eingehalten werden (siehe Kapitel 3 und 4). Das im nächsten Abschnitt zusammenfassend dargestellte Nachweiskonzept nimmt deshalb von der Rissfreiheit bzw. -beschränkung des Betonkörpers und des Gebirges Kredit und beschränkt die erforderlichen Injektionsarbeiten auf die Fuge.

2.3 NACHWEISLOGIK UND NACHWEISSCHRITTE

Nachfolgend werden die einzelnen Schritte und die Logik eines Nachweises, der die Rissbildung in der Kontaktfuge nicht nur zulässt, sondern quasi in Anspruch nimmt, erläutert. Er trägt damit den in den vorangegangenen Abschnitten geäußerten Gedanken Rechnung, indem er die praktisch unvermeidliche Rissbildung in der Fuge zwischen Betonkörper und Gebirge akzeptiert.

1. Schritt: Die Bildung von Rissen wird an der Fuge, und nur dort, zugelassen.

Es ist zu zeigen, dass die Wahrscheinlichkeit für eine Rissbildung in der Fuge wesentlich größer ist als die Wahrscheinlichkeit, dass im Betonkörper ein Riss auftritt. Hierbei wird die Querschnittsebene des Bauwerks (Spannungen normal zur Fuge) betrachtet.

Analoges gilt für das Versagen der Fuge auf Schub im Vergleich zu einem Druckversagen des Betons, welches bruchmechanisch den analogen Mechanismus darstellt. Der Nachweis erfordert an dieser Stelle die Betrachtung der Spannungen tangential zum Bauwerk.

Die erforderlichen Überlegungen und Berechnungen finden sich in Kapitel 3.

2. Schritt: Risse im Betonkörper quer zur Strömungsrichtung sind bautechnisch zu vermeiden beziehungsweise dürfen keine hydraulische Relevanz besitzen.

Risse quer zur Strömungsrichtung zeichnen sich geometrisch dadurch aus, dass die Rissebene mit der Querschnittsebene des Betonkörpers übereinstimmt und selbigen sozusagen segmentiert. Sie besitzen daher keine hydraulische Relevanz. Ihr ungewolltes Auftreten kann durch eine abschnittsweise Errichtung des Betonkörpers vollständig vermieden werden, weil dann von außen nur ein geringer, mechanisch zulässiger Zwang auf den entsprechenden Betonierabschnitt ausgeübt wird. Eine geeignete Länge eines Betonierabschnitts wird rechnerisch unter Berücksichtigung von Sicherheitsbeiwerten bestätigt. Hydraulisch relevante Risse werden sozusagen durch hydraulisch unbedeutende Arbeitsfugen ersetzt.

Alternativ kann ein Abdichtungssegment in einem einzigen Abschnitt betoniert werden, wenn durch geeignete technische Maßnahmen die Ausbildung der Rissfläche in der Querschnittsebene garantiert ist. Das kann zum Beispiel durch das Einhängen von Folien in den Betonierabschnitt geschehen. Dann ist die Strömungsrichtung als Richtung der maximal auftretenden Zugspannungen determiniert.

Der Nachweis wird in Abschnitt 4.3.3 erbracht.

3. Schritt: Im Betonkörper treten nachweislich keine Risse senkrecht zum Querschnitt auf.

Risse senkrecht zum Bauwerksquerschnitt besitzen hydraulische Relevanz und müssen daher ausgeschlossen werden. Der Nachweis setzt eine erfolgreiche Bearbeitung des 1. Schrittes voraus, damit kein unzulässiger Zwang im Querschnitt auftritt. Die zugehörigen Ausführungen finden sich in Abschnitt 4.3.2.

4. Schritt: Hydraulisch relevante Wegsamkeiten werden zielgerichtet und systematisch abgedichtet.

Als hydraulisch relevante Wegsamkeit verbleibt nach der erfolgreichen Führung der Nachweise in den beiden vorhergehenden Schritten, der Betonkörper selbst ist dann rissfrei, nur die Kontaktfuge. Sie wird mit Hilfe geeigneter Injektionsmaßnahmen verpresst.

Auch das Rauben der betroffenen Strecke kurz vor Errichtung des Bauwerks kann die sofortige Neubildung einer, wenn auch kleinen dilatanten Zone im Saumbereich nicht verhindern. Diese dilatante Zone stellt zu Beginn der Nachbetriebsphase ebenfalls eine potenzielle Wegsamkeit dar. Die Untersuchungen am ASSE-Vordamm [4] zeigen jedoch, dass entsprechende dilatante Bereiche im Vergleich zur Dauer der Nachbetriebsphase ihre potenzielle hydraulische Relevanz sehr schnell verlieren. Sie stellen daher langfristig keine hydraulisch wirksame Wegsamkeit dar.

Die zugehörigen Überlegungen, Abschätzungen und technischen Maßnahmen erläutert Kapitel 5.

ERA
Morsleben

3 ORT DER MÖGLICHEN RISSBILDUNG IM GESAMTSYSTEM

Im ERAM werden überwiegend Abdichtungen, welche aus mehreren Segmenten bestehen, errichtet. Daher gestalten sich Injektionsmaßnahmen, welche die gesamte Abdichtung abdecken sollen, aufwendig sowie zeit- und kostenintensiv. Aufgrund der gegebenen Randbedingungen wird in diesem Kapitel jedoch gezeigt, dass das Auftreten von Rissen mit ausreichend hoher Wahrscheinlichkeit auf die Fuge zwischen Bauwerk und Gebirge beschränkt ist. Darüber hinaus reicht das Injizieren beim ersten wasserseitigen (bzw. fluidseitigen) Segment aus (siehe Abschnitt 5.2.1). Der Saumbereich des Gebirges darf zwar in geringem Maße dilatant geschädigt sein, d. h. Mikrorisse dürfen auftreten. Er darf aber keine Schädigungen auf Makroebene, etwa großflächige Risse oder gar Abschalungen, aufweisen. Diese Forderung wird durch gebirgsschonendes Rauben der Auflockerungszone zeitnah vor Errichtung des Bauwerks erfüllt. Unter der genannten Voraussetzung ist die Kontaktfuge das „schwächste Glied“, wie Versuche im ERAM gezeigt haben (Abschnitt 3.2.3). Entsprechende, speziell untertage auf das Salz aufbetonierte Probekörper rissen zu allen untersuchten Altersstufen an der Kontaktfläche zum Salz ab, wie dies auch anschaulich zu erwarten ist. Kein einziger von etwa hundert Versuchen zeigte einen Zugbruch des Betonkörpers oder des Salzgesteins [11].

Aufgrund der Versuchsergebnisse und der im betrachteten kurzen Zeitraum konstanten Eigenschaften des Salzgebirges erfolgt kein detaillierter Vergleich der Kontaktfuge und des Gebirgssaums. Im Gegensatz dazu weisen die beiden Größen Haftzugfestigkeit der Fuge und Zugfestigkeit des Betons ein zeitabhängiges Verhalten auf und werden daher genauer untersucht.

Deshalb zeigt der Nachweis im vorliegenden Kapitel, dass bei unzulässig hohen mechanischen Beanspruchungen während der Hydratationsphase des Baustoffs die Kontaktfuge mit wesentlich höherer Wahrscheinlichkeit versagt als der Betonkörper. Basierend auf Versuchsergebnissen zu den Festigkeiten des Baustoffs und der Kontaktzone wird diejenige Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt, mit der Risse im Betonkörper auftreten können. Fällt sie ausreichend gering aus, dann versagt mit hoher Wahrscheinlichkeit die Fuge zwischen Bauwerk und Saumbereich und der Betonkörper bleibt rissfrei.

Nachfolgend werden zunächst die theoretischen Grundlagen des Nachweises zusammengefasst. Anschließend erfolgt die Erläuterung der Versuchsergebnisse sowie ihre Aufbereitung und Interpretation. Schließlich wird die benötigte Versagenswahrscheinlichkeit zu unterschiedlichen Zeitpunkten und für die Versagensform „Zugbruch“ berechnet. Für die Versagensform „Schubbruch“ lässt sich der Nachweis rechnerisch führen.

3.1 THEORETISCHE GRUNDLAGEN DES NACHWEISES

Im Bauwesen werden zur statistischen Beschreibung von Einwirkungen und Widerständen im Wesentlichen drei verschiedene Verteilungsfunktionen bzw. Dichtefunktionen für die Zufallsvariable X verwendet. Von diesen spielen bei der hier gestellten Aufgabe nur die Gaußsche Normalverteilung und die logarithmische Normalverteilung eine Rolle. Wichtige Größen bei der Bemessung sind dabei

- der Erwartungswert m_x ,
- die Standardabweichung σ_x beziehungsweise Varianz σ_x^2 ,
- der Variationskoeffizient $V_x = \frac{\sigma_x}{m_x}$ sowie
- das $p\%$ -Fraktil x_p , welches den Wert beschreibt, der mit einer Wahrscheinlichkeit von $p\%$ unterschritten wird.

Des Weiteren verwendet man häufig noch den „Fraktilenfaktor“ k_n .

3.1.1 Gaußsche Normalverteilung

Die Gaußsche Normalverteilung wird durch die folgenden Gleichungen beschrieben:

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - m_x}{\sigma_x}\right)^2\right] \quad \text{Dichtefunktion} \quad (3.1)$$

$$F_x(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\bar{x} - m_x}{\sigma_x}\right)^2\right] d\bar{x} \quad \text{Verteilungsfunktion} \quad (3.2)$$

Mittels Transformation entsprechend Gleichung (3.3) erhält man die normierte und zentrierte Normalverteilung (3.4):

$$k = \frac{x - m_x}{\sigma_x}; \quad dx = \sigma_x \cdot dk \quad \text{Transformation} \quad (3.3)$$

$$\Phi(k) = \Phi\left(\frac{x - m_x}{\sigma_x}\right) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^k \exp\left[-\frac{1}{2} k^2\right] d\bar{x} \quad \begin{array}{l} \text{normierte und zentrierte} \\ \text{Normalverteilung} \end{array} \quad (3.4)$$

Damit bestimmt sich der Fraktilwert x_p zu

$$x_p = m_x \pm k_p \cdot \sigma_x \quad \text{Fraktilwert} \quad (3.5)$$

Die Funktionswerte $\Phi(k)$ sind nicht in geschlossener Form integrierbar und werden numerisch oder mit Hilfe von Tabellen ermittelt.

Eine wesentliche Eigenschaft der Gaußsche Normalverteilung besteht darin, dass jede Linearkombination von unabhängigen, normalverteilten Größen wiederum normalverteilt ist. Aus diesem Grund ist sie für praktische Probleme sehr brauchbar und wird im Bauwesen vor allem zur Beschreibung von ständigen Einwirkungen (z.B. Eigengewicht) und nur gering streuenden Widerständen verwendet. Die Normalverteilung weist jedoch den Nachteil so genannter „unbegrenzter Enden“ auf. Insbesondere bei stärker streuenden Größen können deshalb rechnerisch mit sehr geringer Wahrscheinlichkeit auch negative Werte auftreten. Dies ist bei der logarithmischen Normalverteilung nicht der Fall.

3.1.2 Logarithmische Normalverteilung

Größen, die keine negativen Werte annehmen können, haben im Allgemeinen auch sehr kleine Wahrscheinlichkeiten für kleine positive Werte. Für solche Zufallsgrößen, z. B. Materialeigenschaften, wird deshalb oft die (schiefe) logarithmische Normalverteilung verwendet. Die Logarithmen X_k der Zufallsgröße Y sind normalverteilt: $X_k = \ln Y_k$. Entsprechend der Gaußschen Normalverteilung werden Dichtefunktion und Verteilungsfunktion wie folgt definiert:

$$f_y(y) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \frac{1}{y} \exp\left(-\frac{(\ln y - m_x)^2}{2 \cdot \sigma_x^2}\right) \quad \text{Dichtefunktion (} y > 0 \text{)} \quad (3.6)$$

$$F_y(y) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \int_0^y \frac{1}{\bar{y}} \exp\left(-\frac{(\ln \bar{y} - m_x)^2}{2 \cdot \sigma_x^2}\right) d\bar{y} \quad \text{Verteilungsfunktion} \quad (3.7)$$

Dabei beschreiben m_x und σ_x den Erwartungswert und die Standardabweichung der normalverteilten Zufallsgröße $\ln Y$. Mittelwert und Standardabweichung (bzw. Varianz) der logarithmischen Normalverteilung lassen sich mit Hilfe der Gleichungen (3.8) und (3.9) beschreiben.

$$m_y = \exp\left(m_x + \frac{\sigma_x^2}{2}\right) \quad \text{Erwartungswert} \quad (3.8)$$

$$\sigma_y^2 = \exp(2 \cdot m_x + \sigma_x^2) \cdot (\exp(\sigma_x^2) - 1) \quad \text{Varianz} \quad (3.9)$$

Es sei noch erwähnt, dass der Variationskoeffizient nun nicht vom Mittelwert m_x abhängt:

$$V_y = \frac{\sigma_y}{m_y} = \sqrt{\exp(\sigma_x^2) - 1} \quad \text{Variationskoeffizient} \quad (3.10)$$

3.1.3 Vorgehensweise bei der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit

Das Bauteil „Betonkörper“ der Abdichtung besitzt den Widerstand R und wird durch die Einwirkung E beansprucht. Der Widerstand entspricht der gemessenen Zugfestigkeit des Salzbetons auf Basis einer aus Versuchen ermittelten Stichprobe, vergleiche Abschnitt 3.2. Die wirkende Beanspruchung des Betons ist durch die „Haftzugfestigkeit“ des Verbundes von Gebirge und Betonkörper in der Kontaktfuge beschränkt. Insofern kann der Widerstand der Kontaktfuge gegen Aufreißen als maximal mögliche Einwirkung des Bauwerks interpretiert werden. Er gründet ebenfalls auf einer Stichprobe, deren Werte aus in situ-Versuchen bestimmt wurden. Mit Hilfe der beiden Größen lässt sich die Versagenswahrscheinlichkeit des Betonkörpers, d. h. die Wahrscheinlichkeit mit der der Betonkörper aufreißt, quantifizieren. Die Berechnung erfolgt auf Basis einer Zuverlässigkeitsmethode 1. Ordnung (first order reliability method, FORM) (s. dazu auch [7]).

Die Zuverlässigkeitsmethode betrachtet einen Grenzzustand des Versagens mit Hilfe einer Grenzzustandsgleichung, die sich als Funktion g der Zufallsvariablen X_i darstellen lässt, und es gilt:

- $g(X_i) > 0$: Sicherer Bereich
- $g(X_i) < 0$: Unsicherer Bereich
- $g(X_i) = 0$: Rechnerischer Grenzzustand unter Modellannahmen

Die Versagenswahrscheinlichkeit kann dann mittels

$$P_f = P(g(X_1, \dots, X_n) < 0) = \iiint_G f_{X_1, \dots, X_n} dx_1 \dots dx_n \quad \text{Versagenswahrscheinlichkeit} \quad (3.11)$$

berechnet werden, wobei $G = G(g(X_i) < 0)$ das Gebiet des unsicheren Bereichs und $f(x_i)$ die „Verbundverteilungsdichte“ der Variablen X_i beschreibt. Die Auswertung von Gleichung (3.11) ist im allgemeinen Fall nicht trivial und erfolgt numerisch mit geeigneten Programmen. Bei der hier gestellten Aufgabe kann die Versagenswahrscheinlichkeit des Betonkörpers jedoch nachvollziehbar in wenigen Schritten berechnet werden.

Für den Betonkörper mit dem Widerstand R unter der Einwirkung E ergibt sich:

$$g = R - E \quad \text{Grenzzustandsgleichung} \quad (3.12)$$

Ist die Festigkeit des Salzbetons geringer als die „Festigkeit“ in der Kontaktfuge und damit $g < 0$, reißt der Betonkörper auf, andernfalls die Kontaktfuge.

Die beiden Variablen der Widerstandseite und der Einwirkungsseite werden zunächst als normalverteilt mit den Dichten $f_R(r)$ und $f_E(e)$ angenommen. Unter dieser Voraussetzung ist die Differenz beider Größen, also die linke Seite der Grenzzustandsgleichung, ebenfalls normalverteilt (siehe Abschnitt 3.1.1). Ihre Parameter können in diesem Spezialfall einfach ermittelt werden, wobei die Indices $()_R$, $()_E$ und $()_g$ sich auf die Größen Widerstand, Einwirkung und Grenzzustand beziehen.

$$m_g = m_R - m_E \quad \text{Mittelwert} \quad (3.13)$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} \quad \text{Standardabweichung} \quad (3.14)$$

$$V_g = \frac{\sigma_g}{m_g} \quad \text{Variationskoeffizient} \quad (3.15)$$

Abbildung 2 zeigt die zugehörige Dichtefunktion mit Kennzeichnung der Bereiche, in denen ein Riss im Beton auftritt (schraffiert) beziehungsweise die Kontaktfuge reißt. Die schraffierte Fläche kennzeichnet im vorliegenden Fall die „Versagenswahrscheinlichkeit“ p_f . Sie kann nach Anwendung der Transformation (3.3) und (3.4) mit Hilfe von

$$p_f = \int_{-\infty}^0 f_g(g) dg = \Phi\left(\frac{-m_g}{\sigma_g}\right) \quad (3.16)$$

berechnet werden, was sich auch unmittelbar aus der Abbildung 2 grafisch ablesen lässt.

Bei der Auswertung der in den Zugversuchen gemessenen Haftzugfestigkeiten der Fuge ergaben sich teilweise relativ kleine Zahlenwerte, was bei Anwendung der Gaußschen Normalverteilung zu (rein theoretisch) negativen Fraktilwerten für die Festigkeit führt. Die Versagenswahrscheinlichkeit wurde deshalb mit Hilfe einer logarithmischen Normalverteilung ein weiteres Mal abgeschätzt.

Da nun die Logarithmen der Basisvariablen einer Normalverteilung genügen, kann zur Berechnung der Wahrscheinlichkeit, dass der Riss im Betonkörper auftritt, der Formalismus von oben erneut verwendet werden. Erforderlich ist dabei nur die Ermittlung des Erwartungswertes m_x und der Standardabweichung σ_x der normalverteilten Größen $\ln Y_i$ aus den Originaldaten, um die Dichtefunktionen addieren zu dürfen.

Liegen der Mittelwert und die Standardabweichung und somit auch die Variationskoeffizienten $V_R = \sigma_R/m_R$ und $V_E = \sigma_E/m_E$ der ursprünglichen Daten (nicht der Logarithmen) vor, dann ergibt sich nach Auflösen von (3.10) nach σ_{xR} bzw. σ_{xE} und Einsetzen in (3.14)

$$\sigma_{xg} = \sqrt{\ln\left(1 + V_R^2\right) + \ln\left(1 + V_E^2\right)} \quad (3.17)$$

für die gesuchte Standardabweichung.

Entsprechend liefert Einsetzen von (3.8) und (3.10) in (3.13) den benötigten Mittelwert:

$$m_{xg} = \frac{1}{2} \cdot \ln \frac{m_R^2 (1 + V_E^2)}{m_E^2 (1 + V_R^2)} \quad (3.18)$$

Schließlich erhält man die gesuchte Versagenswahrscheinlichkeit analog zu (3.16):

$$p_f = \Phi\left(\frac{-m_{xg}}{\sigma_{xg}}\right) \quad (3.19)$$

Damit liegen sämtliche Gleichungen vor, welche nach Bereitstellung der Versuchsdaten benötigt werden, um die gesuchte Versagenswahrscheinlichkeit für eine Rissbildung im Betonkörper zu quantifizieren. Zunächst müssen jedoch die benötigten Rohdaten, die in Versuchen gemessen worden sind, ausgewertet werden.

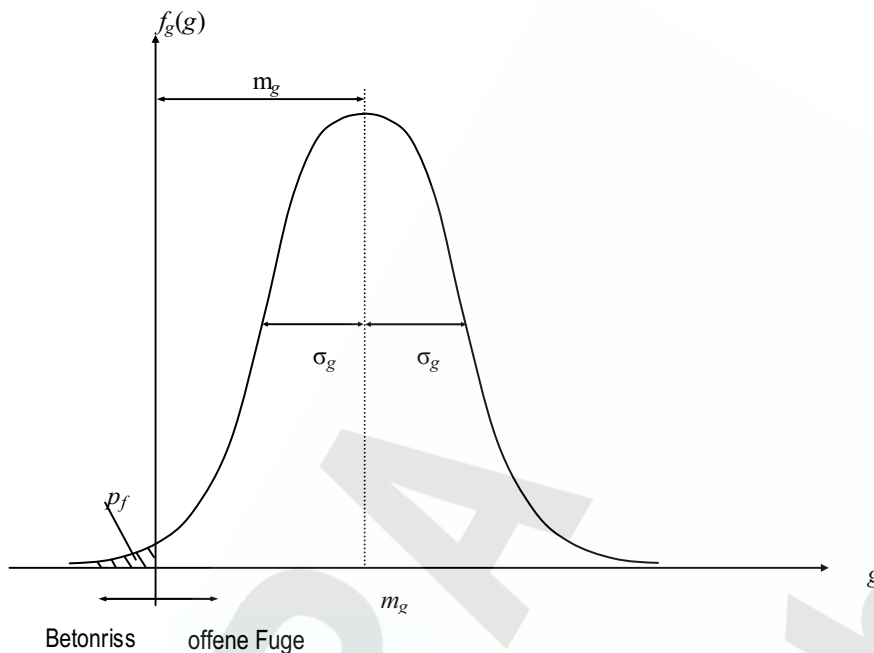


Abb. 2: Dichtefunktion der Grenzzustandsgröße $g = R - E$

3.2 EXPERIMENTELLE GRUNDLAGEN DES NACHWEISES

Im Rahmen der Untersuchungen zum mechanischen Verhalten des jungen Salzbetons M2 wurde eine große Zahl von Labor- und in situ-Experimenten durchgeführt. Sie liefern unter anderem die benötigten Basisdaten bezüglich der Zug- und Druckfestigkeiten des abbindenden Baustoffs bei unterschiedlichen Altersstufen t_e . Auch die Kontaktfuge wurde mit Hilfe von Zugversuchen im ERAM untersucht, um die Haftzugfestigkeit quantifizieren zu können.

Hinsichtlich der Zugfestigkeit werden die Rohdaten der benötigten Kenngrößen zusammengefasst und für den ersten Nachweisschritt aufgearbeitet. Bezüglich der Scherbeanspruchung von Bauwerk und Fuge wird daher ein rechnerischer Nachweis geführt (siehe Abschnitt 3.3.1). Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen an den Betonproben sind in Abschnitt 3.3.2 der Vollständigkeit halber angegeben.

3.2.1 Versuchsergebnisse zur Zugfestigkeit des Salzbetons

In Abhängigkeit vom wirksamen Betonzeitalter t_e wurde die Zugfestigkeit f_{ct} in mehreren Versuchsreihen bestimmt [11]. Tabelle 1 fasst die gemessenen Rohdaten zusammen, wobei an dieser Stelle auf die Altersstufe $t_e = 10$ d verzichtet wird, weil hier nur drei Einzelwerte vorliegen.

Des Weiteren zeigt Tabelle 1 eine Auswertung der Rohdaten (s. dazu auch Abbildung 24) unter der Annahme einer Normalverteilung (nv) sowie einer logarithmischen Normalverteilung (lv) der gemessenen Größen. Diese beiden Verteilungen werden im Bauwesen üblicherweise für Widerstände angesetzt. Angegeben sind jeweils Erwartungswert m_R , Standardabweichung σ_R , 5%-Fraktile $f_{ct,5\%}$ sowie 95%-Fraktile $f_{ct,95\%}$. Zur Berechnung finden die in den Abschnitten 3.1.1 und 3.1.2 aufgeführten Gleichungen Verwendung.

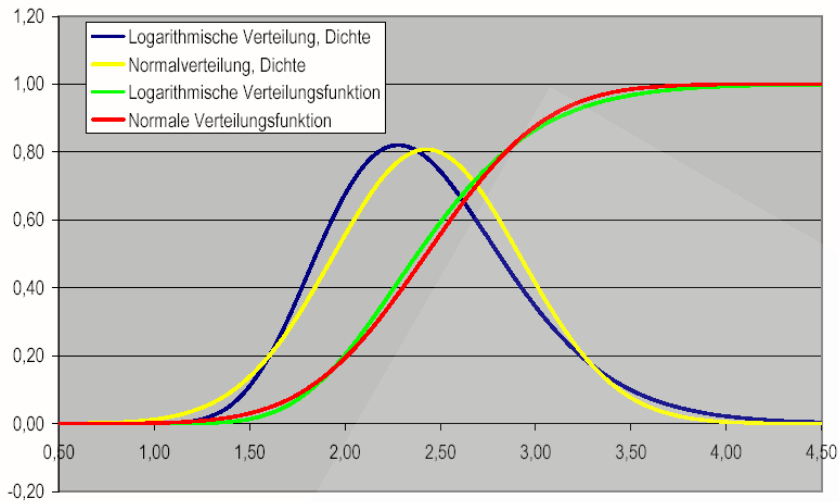


Abb. 3: Angenommene Dichten und Verteilungsfunktionen der Zugfestigkeit nach $t_e = 28$ d

Wie die Auswertung der Daten zeigt, liefern beide Verteilungen vergleichbare Ergebnisse bezüglich der statistisch relevanten Parameter. Abbildung 3 stellt die angenommenen Verteilungsfunktionen und die zugehörigen Dichten für das wirksame Betonalter $t_e = 28$ d grafisch dar und veranschaulicht, dass zwischen beiden Annahmen bezüglich der Verteilung keine wesentlichen Unterschiede bestehen.

Tab. 1: Gemessene Einzelwerte der Zugfestigkeit f_{ct} [MPa] des Salzbetons M2 nach Altersstufen t_e

t_e [d]	2	3	4	7	14	28	56
$f_{ct,1}$	0,15	0,25	0,35	0,41	0,84	1,80	2,89
$f_{ct,2}$	0,19	0,23	0,25	0,42	1,00	1,85	3,84
$f_{ct,3}$	0,13	0,17	0,23	0,44	0,94	2,54	2,86
$f_{ct,4}$	0,12	0,24	0,27	0,29	1,16	3,12	2,89
$f_{ct,5}$	0,11	0,24	0,27	0,33	0,89	3,03	3,84
$f_{ct,6}$	0,13	0,19	0,23	0,29	1,10	3,09	2,86
$f_{ct,7}$	0,13	0,19	0,25	0,49	0,98	2,75	3,45
$f_{ct,8}$	0,14	0,16	0,32	0,35	0,93	2,61	3,37
$f_{ct,9}$	0,11	0,21	0,30	0,46	1,04	1,83	
$f_{ct,10}$	0,08		0,24	0,48	1,16	2,71	
$f_{ct,11}$	0,10		0,23	0,49	0,94	2,49	
$f_{ct,12}$	0,11		0,23	0,47	1,02	1,91	

t_e [d]	2	3	4	7	14	28	56
$f_{ct,13}$	0,11		0,24	0,46	1,20	2,38	
$f_{ct,14}$	0,11		0,29	0,38	1,06	1,88	
$f_{ct,15}$			0,29	0,34	1,53		
$f_{ct,16}$			0,30	0,41	1,63		
$f_{ct,17}$			0,27	0,39			
$f_{ct,18}$			0,25	0,43			
$f_{ct,19}$			0,40	0,29			
$f_{ct,20}$			0,43	0,40			
$f_{ct,21}$			0,29	0,76			
$f_{ct,22}$			0,36	0,64			
$f_{ct,23}$			0,39	0,45			
$f_{ct,24}$				0,49			
Statistische Auswertung der Rohdaten							
m_R (nv)	0,1229	0,2089	0,2904	0,4317	1,0888	2,4279	3,2500
σ_R (nv)	0,0261	0,0330	0,0590	0,1062	0,2174	0,4937	0,4333
$f_{ct,5\%}$ (nv)	0,0799	0,1547	0,1933	0,2570	0,7312	1,6156	2,5373
$f_{ct,95\%}$ (nv)	0,1659	0,2631	0,3876	0,6063	1,4463	3,2401	3,9627
m_R (lv)	0,1230	0,2092	0,2905	0,4318	1,0888	2,4325	3,2532
σ_R (lv)	0,0253	0,0342	0,0560	0,1008	0,1991	0,5135	0,4284
σ_R (lv)	0,0253	0,0342	0,0560	0,1008	0,1991	0,5135	0,4284
$f_{ct,5\%}$ (lv)	0,0862	0,1581	0,2083	0,2878	0,7948	1,6881	2,5997
$f_{ct,95\%}$ (lv)	0,1684	0,2696	0,3905	0,6143	1,4433	3,3555	4,0017

Bei der Normalverteilung entspricht der Erwartungswert (hier gleichzeitig Median) der Position des Hochpunktes der entsprechenden Dichtefunktion, wohingegen sich der Erwartungswert bei der logarithmischen Normalverteilung aufgrund ihrer Schiefe rechts vom Hochpunkt befindet.

Beim hier diskutierten Fall gilt immer $m_R(nv) \approx m_R(lv)$. Tendenziell liefert die logarithmische Normalverteilung geringfügig höhere 5%- bzw. 95%-Fraktilewerte und praktisch vergleichbare Streuungen. Bei der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit des Betonkörpers kommen beide angenommenen Verteilungen zur Anwendung.

3.2.2 Versuchsergebnisse zur Druckfestigkeit

Neben der Zugfestigkeit wurde auch die zeitliche Entwicklung der einachsigen Druckfestigkeit f_{cc} des Salzbetons in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter t_e experimentell bestimmt [11]. Bruchmechanisch betrachtet entspricht der Mechanismus, den man als einachsiges Druckversagen kennt, immer einem Versagen auf Schub, jedoch unter einem gewissen Winkel zur Richtung des wirkenden Drucks. Obwohl der entsprechende Nachweis unten rechnerisch geführt wird, werden die Versuchsergebnisse der Vollständigkeit halber hier angegeben und ausgewertet.

Tabelle 2 listet die ermittelten Rohdaten der Versuche (s. dazu auch Abbildung 25) auf und zeigt gleichzeitig die statistische Auswertung. Auf die Betrachtung der Altersstufe $t_e = 3$ d wurde verzichtet, da hierzu nur drei Messwerte vorliegen. Ähnlich wie im vorigen Abschnitt 3.2.1 spielt die Wahl der angenommenen Verteilungsfunktion praktisch keine Rolle.

Tab. 2: Gemessene Einzelwerte der einachsigen Druckfestigkeit f_{cc} [MPa] nach Altersstufen t_e

t_e [d]	2	4	7	10	14	28	56
$f_{cc,1}$	0,61	1,37	2,90	4,91	7,35	27,60	33,80
$f_{cc,2}$	0,58	1,44	2,82	4,96	8,28	27,70	33,70
$f_{cc,3}$	0,52	1,45	2,83	5,38	8,25	26,90	32,00
$f_{cc,4}$	0,55	1,63	2,90	4,91	9,11	24,89	28,05
$f_{cc,5}$	0,44	1,65	2,82	4,96	7,34	24,31	29,50
$f_{cc,6}$	0,56	1,68	2,83	5,38	9,01	24,10	27,61
$f_{cc,7}$	0,58	1,61	3,95	4,81	9,95	24,52	26,72
$f_{cc,8}$		1,65	3,87	4,51	9,24	24,96	28,59
$f_{cc,9}$		1,30	3,90	4,68	9,43	24,89	29,31
$f_{cc,10}$		1,41	3,02	4,83	7,34	24,31	28,83
$f_{cc,11}$		1,44	3,26	4,72	9,00	25,10	

t_e [d]	2	4	7	10	14	28	56
$f_{cc,12}$		0,93	3,34	4,95	9,13	24,51	
$f_{cc,13}$		0,97	1,84		8,49	24,96	
$f_{cc,14}$		1,03	1,67		8,55	25,96	
$f_{cc,15}$		1,05	1,87		8,41	25,16	
$f_{cc,16}$		1,39	2,12		7,56	25,75	
$f_{cc,17}$		1,56	2,04		8,06	25,15	
$f_{cc,18}$		1,18	2,75		8,35		
$f_{cc,19}$		1,27	2,24		6,79		
$f_{cc,20}$		1,26	3,04		10,19		
$f_{cc,21}$		1,32	3,00		10,10		
$f_{cc,22}$		1,59			9,75		
$f_{cc,23}$					7,14		
$f_{cc,24}$					9,63		
$f_{cc,25}$					8,46		
Statistische Auswertung der Rohdaten							
m_R (nv)	0,5486	1,3718	2,8100	4,9167	8,5964	25,3394	29,8110
σ_R (nv)	0,0555	0,2307	0,6621	0,2546	0,9753	1,1041	2,4973
$f_{cc,5\%}$ (nv)	0,4573	0,9923	1,7209	4,4978	6,9921	23,5232	25,7029
$f_{cc,95\%}$ (nv)	0,6399	1,7514	3,8991	5,3356	10,2007	27,1556	33,9191
m_R (lv)	0,5491	1,3737	2,8172	4,9172	8,5993	25,3403	29,8198
σ_R (lv)	0,0592	0,2477	0,7091	0,2516	0,9951	1,0807	2,4504
$f_{cc,5\%}$ (lv)	0,4575	1,0073	1,8172	4,5146	7,0662	23,6029	25,9667
$f_{cc,95\%}$ (lv)	0,6515	1,8144	4,1073	5,3416	10,3269	27,1565	34,0136

3.2.3 Versuchsergebnisse zur Haftzugfestigkeit der Kontaktzone

Die Haftzugfestigkeit der Verbundzone zwischen Salzbeton M2 und Salzgebirge wurde in mehreren Versuchsreihen untertage im ERAM ermittelt [11].

Insgesamt wurden bei unterschiedlichen Altersstufen t_e etwa hundert Versuche durchgeführt. Als die Realität am besten beschreibend stellte sich eine Versuchsanordnung heraus, bei der die Salzbetonproben direkt auf das Steinsalz aufbetoniert wurden. Einen Eindruck vom Versuchsaufbau vermittelt Abbildung 4.



Abb. 4: Probekörper zur Bestimmung von Haftzugfestigkeiten untertage mit Haftzug-Prüfgerät

Als wichtigstes Ergebnis bleibt festzuhalten, dass bei keinem einzigen Experiment der Salzbeton oder der Saumbereich des Steinsalzes gerissen ist. Die Materialtrennung erfolgte bei beliebigem Versuchsaufbau und beliebiger Altersstufe t_e immer an der Fuge. Dies ist ein qualitativer Nachweis dafür, dass das Zugversagen beim späteren Bauwerk wie erwartet in der Fuge und nicht im Betonkörper auftreten wird. Die Fuge ist aber auch im Vergleich zum anstehenden Steinsalz das deutlich schwächere „Bauteil“. Eine detaillierte Untersuchung hierzu ist wegen der großen Anzahl von Experimenten nicht erforderlich. Die Haftzugfestigkeit f_{IF} wurde in allen Einzelexperimenten gemessen und so steht nach Abschluss der Versuche eine Datenbasis vergleichbar der zu den am Salzbeton gemessenen Zugfestigkeiten zur Verfügung. Die statistische Auswertung der Einzeldaten erfolgt deshalb analog zu Abschnitt 3.2.1 (siehe Tabelle 3). Wieder spielt die Wahl der angenommenen Verteilungsfunktion nur eine untergeordnete Rolle.

Tab. 3: Gemessene Einzelwerte der Haftzugfestigkeit f_{tF} [MPa] nach Altersstufen t_e

t_e [d]	7	10	14	21	28	51
$f_{tF,1}$	0,11	0,24	0,28	0,45	0,54	0,56
$f_{tF,2}$	0,12	0,24	0,26	0,44	0,48	1,06
$f_{tF,3}$	0,19	0,19	0,28	0,55	0,67	0,54
$f_{tF,4}$	0,19	0,20	0,21	0,47	0,62	0,50
$f_{tF,5}$	0,07	0,11	0,19	0,32	0,59	0,71
$f_{tF,6}$	0,13	0,13	0,26	0,66	0,59	0,59
$f_{tF,7}$	0,12	0,13	0,24	0,39	0,39	0,97
$f_{tF,8}$	0,12	0,16	0,24	0,39	0,67	0,71
$f_{tF,9}$	0,11	0,21	0,30	0,37	0,39	0,91
$f_{tF,10}$	0,08	0,17	0,24	0,32	0,43	0,65
$f_{tF,11}$	0,06	0,12	0,19	0,30	0,56	0,51
$f_{tF,12}$	0,11	0,15	0,20	0,34	0,81	0,62
$f_{tF,13}$	0,16	0,11	0,26	0,47	0,78	0,59
$f_{tF,14}$	0,13	0,16	0,26	0,56	0,63	0,72
$f_{tF,15}$		0,16	0,23	0,44		0,87
$f_{tF,16}$			0,22	0,59		
$f_{tF,17}$			0,30	0,39		
Statistische Auswertung der Rohdaten						
m_E (nv)	0,1214	0,1653	0,2447	0,4382	0,5821	0,7007
σ_E (nv)	0,0388	0,0431	0,0350	0,1031	0,1301	0,1754
$f_{tF,5\%}$ (nv)	0,0576	0,0945	0,1871	0,2686	0,3681	0,4122
$f_{tF,95\%}$ (nv)	0,1853	0,2362	0,3023	0,6078	0,7962	0,9891

t_e [d]	7	10	14	21	28	51
m_E (lv)	0,1222	0,1657	0,2449	0,4388	0,5836	0,7014
σ_E (lv)	0,0421	0,0437	0,0359	0,1020	0,1366	0,1695
$f_{tF,5\%}$ (lv)	0,0666	0,1046	0,1906	0,2930	0,3886	0,4607
$f_{tF,95\%}$ (lv)	0,2003	0,2454	0,3080	0,6234	0,8309	1,0089

3.3 FUGE ALS ORT EINER MÖGLICHEN RISSBILDUNG

Der Nachweis, dass nur die Fuge als Ort einer möglichen Rissbildung in Frage kommt, wird getrennt für die Belastungsfälle „Zug“ und „Schub“ geführt. Als Resümee bleibt festzuhalten, dass sowohl ein Schub- als auch ein Zugversagen mit sehr hoher Wahrscheinlichkeit am Gebirgssaum stattfindet.

3.3.1 Berechnungen zur Schubverteilung im Bauwerk

Versuche zur Bestimmung der Schubfestigkeit in der Fuge zwischen Salzgebirge und Salzbeton sind komplizierter und weniger belastbar als Versuche zur zentralen Zugfestigkeit. Eine Beurteilung der Schubfestigkeiten aufgrund von Experimenten stellt sich daher als schwierig dar. Sie soll im Folgenden durch theoretische Überlegungen ersetzt werden, welche sich mit dem qualitativen Verlauf der Schubspannungen im Abdichtungsbauwerk infolge des Zwangs aus Hydratationswärme befassen. Ziel dieser Überlegungen ist es, eine qualitative Aussage zu treffen, an welchem Ort mit dem Auftreten der maximalen Schubspannungen zu rechnen ist. Eine analytische Lösung für die Schubspannungsverteilung im Bauwerk steht nicht zur Verfügung, weil a priori nicht bekannt ist, ob und in welchem Ausmaß Gleiten in der Fuge auftritt. Daher wird mit Hilfe von numerischen Berechnungen der qualitative Verlauf untersucht.

Anschaulich liegt nahe, dass während der Hydratationsphase der Schub im Betonkörper sein Maximum immer am Rand erreicht. Lässt sich diese Aussage durch numerische Berechnungen bestätigen, dann findet Schubversagen, wenn es denn überhaupt dazu kommt, zwar formal im Bauwerk aber direkt am Gebirgssaum statt. Da die Temperatur infolge Hydratation im Zentrum des Baustoffkörpers am schnellsten ansteigt, läuft der Abbindeprozess hier auch am schnellsten ab. Folglich steigen die Festigkeiten des hydratisierenden Betons tendenziell in der Mitte am schnellsten und am Rand am langsamsten. Damit wird das bevorzugte Versagen am Rand noch weiter unterstützt.

Es ist unerheblich, ob formal die Fuge selbst oder das Bauwerk an der Fuge oder das Gebirge an der Fuge auf Schub versagen. Alle drei Versagensformen führen zum gleichen Ergebnis, nämlich einer tangentialen Relativverschiebung von Bauwerk und Gebirge an der Fuge. Auch werden alle drei Versagensarten durch die abschließende Injektion kompensiert. Die Verpressmaßnahme in der Fuge zwischen Damm und Gebirge sichert somit die Rissfreiheit bzw. -beschränkung des Abdichtungsbauwerkes auch für den Fall eines möglicherweise auftretenden Versagens des Baustoffs auf Zug. Die Dichtigkeit der Fuge wird zusätzlich durch das Konvergenzverhalten des Gebirges unterstützt, weil durch das Aufkriechen des Gebirges etwaige Risse (langfristig selbst ohne Verpressmaßnahme) geschlossen werden beziehungsweise der Druck in der Kontaktfuge kontinuierlich ansteigt.

Numerische Modellierung

Der Nachweis erfolgt mit Hilfe von Finite-Elemente-Berechnungen, die einen Damm unter konstanter Temperaturbelastung untersuchen. Ziel der Untersuchung ist es, die obige Aussage hinsichtlich des qualitativen Verlaufs der Schubspannungen im Damm zu bestätigen. Die Berechnung erfolgt in einer stark vereinfachten Form, da nur der qualitative Verlauf der Schubspannungen im Bauwerk zu untersuchen ist. Kompliziertere und aufwendigere Vorgehensweisen sind an dieser Stelle nicht erforderlich.

Die Abmessungen des Damms orientieren sich an der Abdichtung mit dem größten angenommenen Querschnitt. Das Modell beinhaltet ein Segment des Damms und nutzt die vertikale Symmetrieebene aus, so dass nur der halbe Betonkörper diskretisiert wird. Die Ecken sind mit einem Radius von $r = 0,40$ m abgerundet und die übrigen geometrischen Daten werden wie folgt gewählt:

- Breite: $b = 5,70$ m
- Höhe: $h = 4,60$ m
- Länge: $l = 26$ m

Die Materialparameter des angrenzenden Gebirges (Salzgestein) lauten [5]:

- Elastizitätsmodul: $E_{\text{Geb}} = 25.000$ MPa
- Querdehnzahl: $\nu_{\text{Geb}} = 0,27$
- Dichte: $\rho_{\text{Geb}} = 2200$ kg/m³

und die des Dammkörpers (Salzbeton) [6]:

- Elastizitätsmodul: $E_{\text{Damm}} = 15.350$ MPa
- Querdehnzahl: $\nu_{\text{Damm}} = 0,3$
- Dichte: $\rho_{\text{Damm}} = 1970$ kg/m³
- Wärmeausdehnungskoeffizient: $\alpha_{T,\text{Damm}} = 2 \cdot 10^{-5}$ 1/K

Der Reibungskoeffizient zwischen Damm und Gebirge beträgt $\mu = 0,5$.

Plastische Materialeigenschaften müssen in der hier beschriebenen Untersuchung nicht angesetzt werden, da lediglich der qualitative Verlauf der Schubspannungen beziehungsweise der einachsigen Vergleichsspannung von Bedeutung ist, um den Ort zu bestimmen, an dem das Versagen auftritt. Dieser Ort zeichnet sich durch die höchste einachsige Vergleichsspannung aus, die im Betonkörper aus einer rein elastischen Untersuchung berechnet wird.

In der Realität erfolgt Bruch beziehungsweise in einem Modell plastisches Fließen sowie eine Entlastung des Materials, wenn die einachsige Vergleichsspannung ein kritisches Niveau erreicht. Die Berechnung des sich im plastischen Regime einstellenden Spannungszustands ist prinzipiell möglich aber für die hier gestellte Aufgabe nicht von Interesse. Die wesentlichen Ergebnisse lassen sich besser an der Spannungsverteilung erläutern, die sich unmittelbar vor dem eventuellen Versagen einstellt, so dass dieser Weg gewählt wurde.

Die gewählten Abmessungen des diskretisierten Gebirgsbereichs schließen eine Beeinflussung der Spannungen im Betonkörper durch die Modellränder aus. Das Modell umfasst auf beiden Seiten des Bauwerks einen unverfüllten Streckenabschnitt von 15 m, so dass sich eine Gesamtlänge von 56 m ergibt. Die modellierte Breite beträgt etwa 25 m, die Höhe etwa $2 \cdot 21$ m. Der untere Rand und die seitlichen Ränder sind wie üblich in Richtung der Normalen unverschieblich gelagert. Die Streckenmittelachse befindet sich in einer Teufe von ca. 500 m. Im Modell ergibt sich der Gebirgsdruck aus dem Eigengewicht und einer geeigneten, konstanten Auflast am oberen Rand. Er hat für die hier durchzuführende Untersuchung keine Bedeutung, so dass die Ergebnisse für alle Abdichtungsstandorte Gültigkeit haben. Abbildung 5 zeigt das Modell und die gewählte Diskretisierung.

Die Berechnung startet mit einem isotropen Primärspannungszustand. Es folgt im zweiten Bauzustand der Ausbruch der Strecke und im dritten Bauzustand der spannungsfreie Einbau der Abdichtung. Die Modellierung einer Standzeit der Strecke zwischen dem zweiten und dem dritten Bauzustand von mehreren Jahrzehnten liefert vergleichbare qualitative Verläufe der Schubspannungen. Die Standzeit spielt somit wie erwartet keine Rolle bezüglich des Ortes, an dem Versagen auftreten kann. Im letzten Bauzustand wird der Dammkörper gleichmäßig erwärmt, was zu einem Zwang im Bauwerk und im angrenzenden Gebirge führt. Eine Untersuchung mit exakter Temperaturverteilung, die den Zwang im Bauwerk selbst untersucht, ist an dieser Stelle nicht notwendig. Die zugehörige Berechnung findet sich in Kapitel 4. Da hier nur der letzte Bauzustand von Bedeutung ist, beschränkt sich die Darstellung von Ergebnissen auf diesen.

Steinsalz ist ein kristallin aufgebautes Material und ähnelt in seiner Mikrostruktur duktilen Metallen. Der maximale Schub tritt in solchen Werkstoffen in der so genannten Oktaederfläche auf und kann mit Hilfe der Gleichung $\tau_{\text{oct}} = \sqrt{2}/3 \cdot \sigma_{\text{eqv}}$ aus der einachsigen Vergleichsspannung berechnet werden. Wie in Abschnitt 3.2.2 bereits erwähnt wurde, ist jedes Druckversagen schlussendlich ein Versagen auf Schub. Entsprechend der Gleichung kann das Steinsalzgebirge somit ungefähr die Hälfte seiner gemessenen Druckfestigkeit in der Fuge lokal als Schub aufnehmen. Aus dieser Tatsache folgt unmittelbar, dass ein Schubversagen des intakten Gebirges im Vergleich zum abbindenden Beton oder im Vergleich zur Fuge nicht zu besorgen ist. Eine Ausnahme könnten extreme Schwächezonen im Saumbereich darstellen, deren unwahrscheinliches (aber potenzielles) Versagen jedoch durch die geplanten Injektionsmaßnahmen und das aufkriechende Gebirge „geheilt“ wird. Auf eine besondere Darstellung der Spannungsverteilungen im Salzgebirge wird aufgrund der geschilderten Verhältnisse verzichtet.

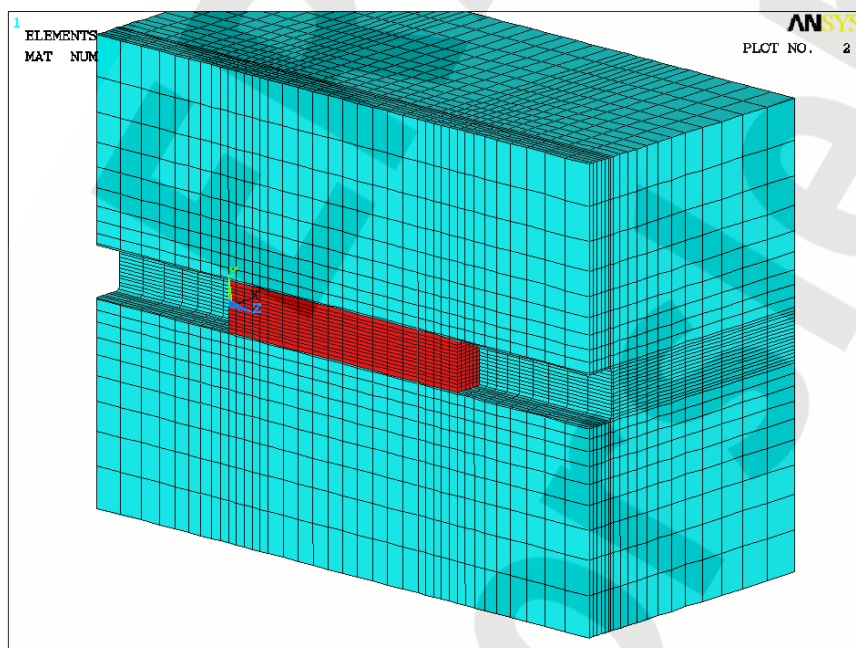


Abb. 5: Diskretisierter Gebirgsausschnitt mit Dammbauwerk

Berechnungsvarianten

In Abhängigkeit von der Beanspruchung der Fuge und ihren mechanischen Eigenschaften, Reibungswinkel und Kohäsion, herrscht an der Fuge entweder ein fester Verbund oder Bauwerk und Gebirge verschieben sich relativ zueinander. Im Falle eines solchen Gleitens stellen sich im Bauwerk andere Spannungszustände ein als bei Haftung. Um den Einfluss der verschiedenen Kontaktzustände beurteilen zu können, werden zwei Untersuchungen mit unterschiedlichen Werten für die Kohäsion durchgeführt. Im ersten Fall wird die Kohäsion in der Fuge zwischen Damm und Gebirge zu Null gesetzt, $k_{\text{coh}} \equiv 0$, um den Bereich der Fuge, in

dem Relativverschiebungen auftreten, zu maximieren. Im zweiten Fall besitzt die Fuge eine Kohäsion von $k_{\text{coh}} = 5 \text{ MPa}$. Damit sind die beiden vorstellbaren Extremfälle abgedeckt.

Die im letzten Bauzustand wirkende Temperaturdifferenz variiert in dem zu erwartenden Bereich zwischen $\Delta T = 10 \text{ K}$ und $\Delta T = 40 \text{ K}$. In diesem Intervall beeinflusst sie die Ausdehnung des Bereichs der Fuge, in dem Gleiten auftritt, nur wenig und die berechneten Spannungen hängen daher annähernd linear von der Temperaturdifferenz ab. Der qualitative Verlauf der Spannungen verändert sich folglich ebenfalls kaum, so dass im Folgenden nur Ergebnisse für eine Temperaturänderung von $\Delta T = 40 \text{ K}$ gezeigt werden.

Berechnungsergebnisse

Abbildung 6 zeigt den Kontaktstatus in der Fuge bei verschwindender Kohäsion. Eine Relativverschiebung zwischen Damm und Gebirge wird nur in den Randbereichen ausgewiesen (orangefarbene Bereiche kennzeichnen Gleiten, rot dargestellte Bereiche Haften). Im Fall $k_{\text{coh}} = 5 \text{ MPa}$ herrscht in der ganzen Fuge fester Verbund. Eine Darstellung analog zu Abbildung 6 lieferte folglich einen komplett rot gefärbten Kontaktbereich. Die Interpretation der Ergebnisse und der qualitative Verlauf der Spannungen sind in beiden Fällen gleich. Anzumerken bleibt lediglich, dass der feste Verbund aus numerischen Gründen zu einer Glättung der Isolinien führt. Im Folgenden sind nur die Spannungsplots für eine Kohäsion $k_{\text{coh}} = 5 \text{ MPa}$, d. h. festen Verbund, wiedergegeben.

Alle nachfolgenden Abbildungen zur Darstellung der Berechnungsergebnisse sind derartig skaliert, dass eine gleichmäßige Abstufung der Farbbänder gewährleistet ist. Numerisch bedingte Spitzenwerte an den Ecken werden so eliminiert. Die Schubspannungen wirken der angestrebten Ausdehnung des Dammkörpers infolge Temperatur sowohl in Längsrichtung als auch am Querschnittsrand entgegen.

In Längsrichtung verschwinden in der Dammmitte die Schubspannungen τ_{yz} an der Firste und der Sohle (Abbildung 7) und die Schubspannungen τ_{xz} an den Stößen (Abbildung 8). Sie steigen dem Betrag nach zur Vorder- beziehungsweise Rückseite hin an. Dieser erwartete Verlauf korrespondiert mit einer verschwindenden Relativverschiebung in der Mitte des Damms (jeweils vertikale Symmetrieebene im Querschnitt der Dammmitte). Die beiden anderen Symmetrieebenen werden durch $\tau_{yz} = 0$ bei $y = 0$ sowie $\tau_{xz} = 0$ bei $x = 0$ gekennzeichnet.

Abbildung 9 zeigt die „umlaufenden“ Schubspannungen τ_{xy} . Anschaulich betrachtet wirken sie wieder der Ausdehnung des Damms infolge der Temperaturerhöhung über die Breite und über die Höhe entgegen. Entsprechend verschwindet τ_{xy} auf den beiden Symmetrieebenen $x = 0$ und $y = 0$.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Schubspannung τ_{yz} in vertikaler Richtung zum unteren beziehungsweise oberen Rand hin zunimmt. Vergleichbares gilt für die Schubspannung τ_{xz} in horizontaler Richtung und etwas differenzierter auch für die Spannung in τ_{xy} (siehe Abbildung 10). Wie gezeigt werden sollte, tritt der maximale Schub an den Rändern des Betonkörpers auf.

Das Ergebnis wird durch die Auswertung der einachsigen Vergleichsspannung nach von Mises σ_{eqv} unterstützt, die als Indikator für die Schubbeanspruchung eines Bauteils interpretiert werden kann. Auch sie steigt zum Rand hin an, wie die Abbildung 11 für den Randquerschnitt zeigt. Die Auswertung von σ_{eqv} in anderen Querschnitten des Betonkörpers liefert analoge Resultate.

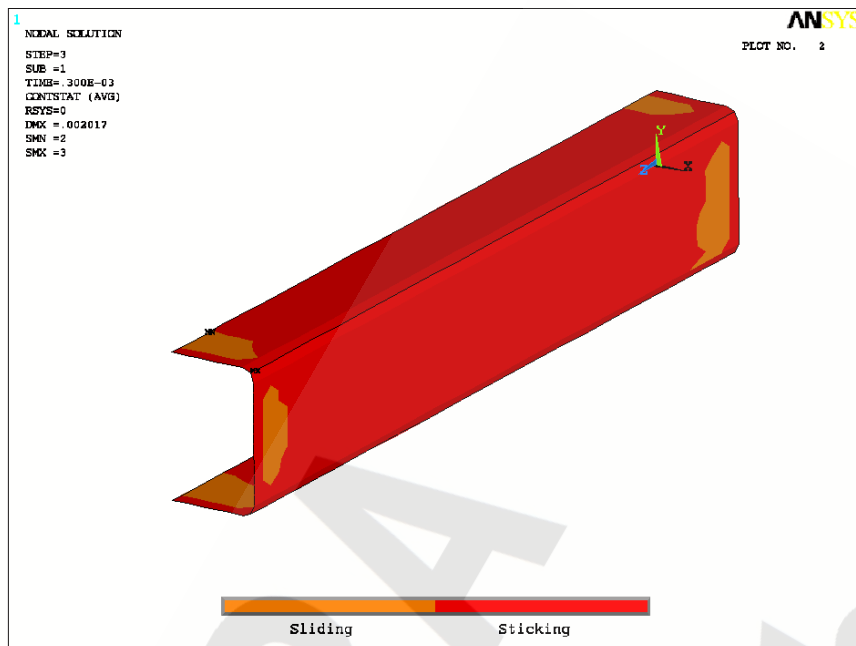


Abb. 6: Kontaktstatus für $k_{\text{coh}} = 0 \text{ MPa}$ (Fester Verbund in der Mitte, Gleiten an den Bauwerksenden)

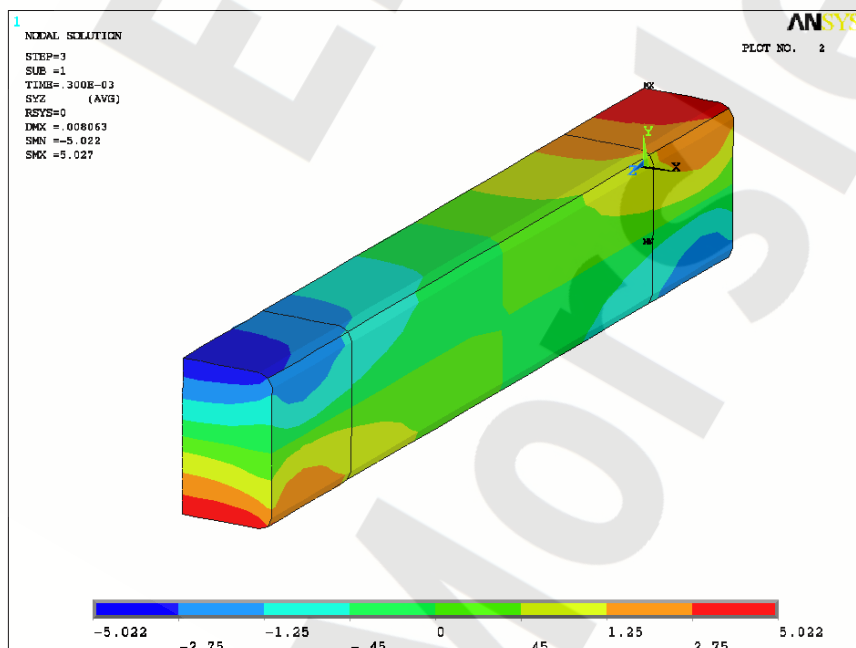


Abb. 7: Schubspannungen τ_{yz} in Längsrichtung in der Firste / Sohle ($k_{\text{coh}} = 5 \text{ MPa}$)

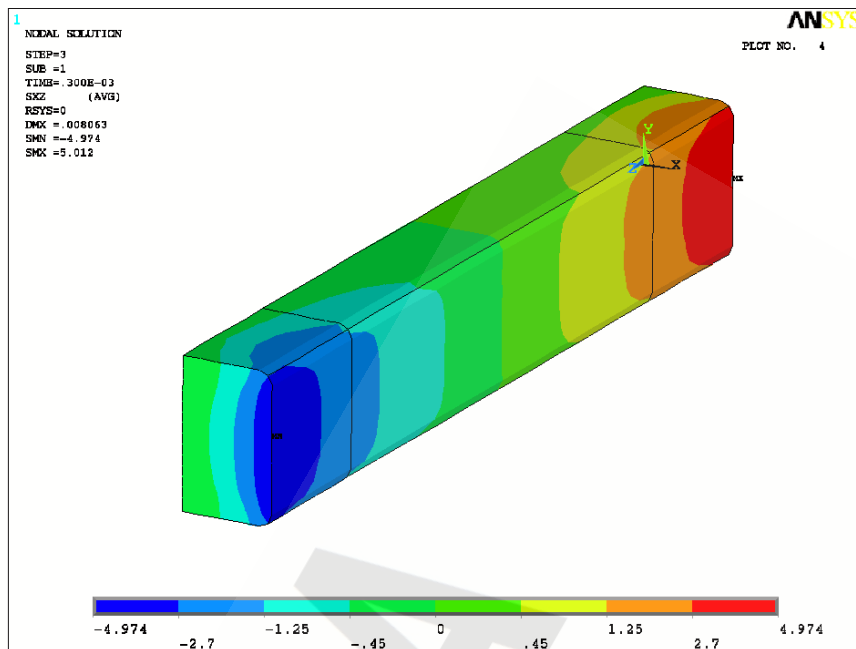


Abb. 8 Schubspannungen τ_{xz} in Längsrichtung an den Stößen ($k_{\text{coh}} = 5 \text{ MPa}$)

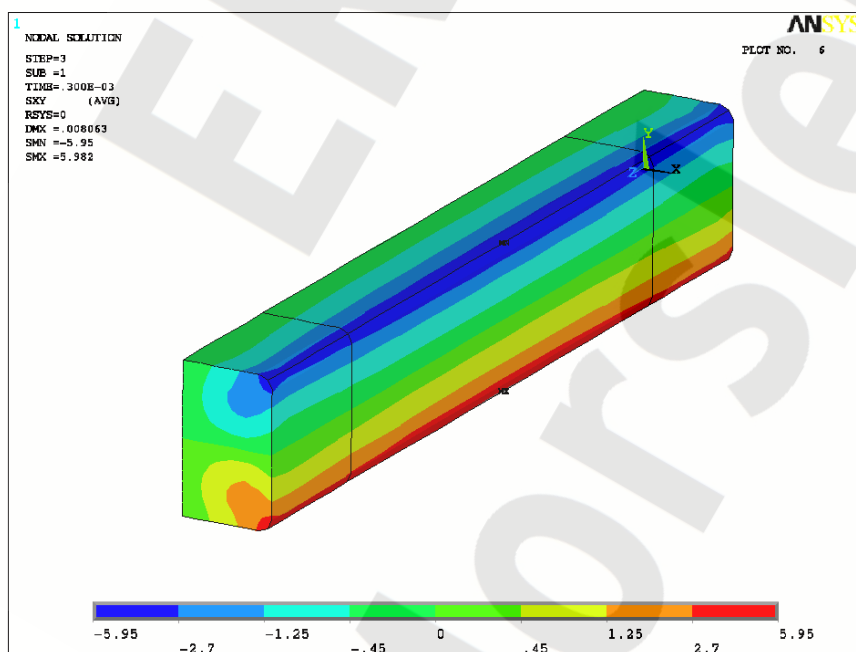


Abb. 9: Schubspannungen τ_{xy} über den Umfang ($k_{\text{coh}} = 5 \text{ MPa}$)

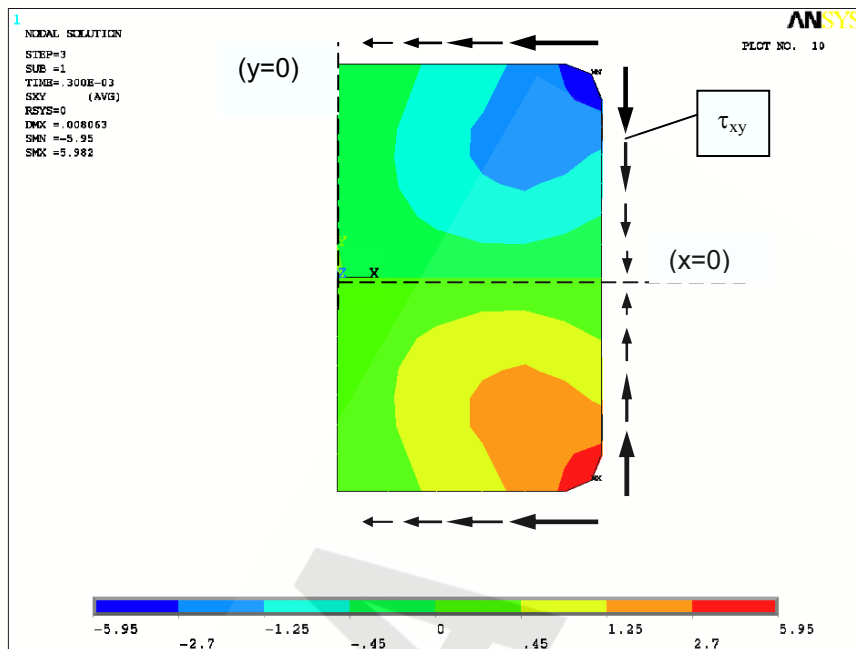


Abb. 10: Schematische Darstellung der Schubspannung τ_{xy} über den Umfang ($k_{coh} = 5$ MPa)

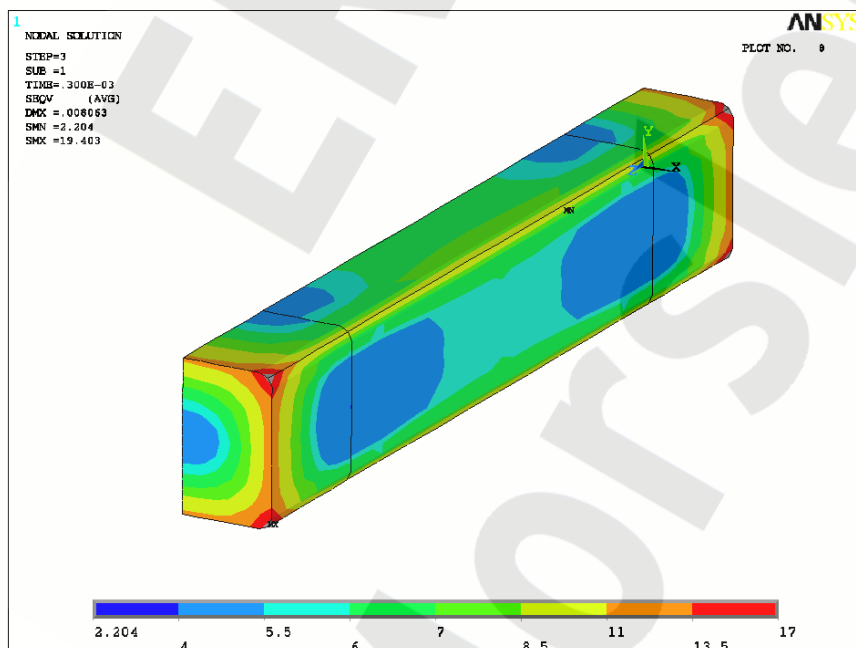


Abb. 11: Vergleichsspannung σ_{eqv} nach von Mises ($k_{coh} = 5$ MPa)

3.3.2 Nachweis des bevorzugten Zugversagens in der Fuge

Im letzten Abschnitt 3.3.1 ist rechnerisch gezeigt worden, dass ein Schubversagen des Bauwerks nur an seinem Rand, d. h. an der Fuge zum Salzgebirge auftreten kann. Der Nachweis basiert auf theoretischen

Überlegungen zur Schubspannungsverteilung im Betonkörper und ist durch Berechnungen verifiziert worden.

Entsprechende Überlegungen führen hinsichtlich eines Zugversagens nicht zum Ziel. Der Nachweis lässt sich aber mit den gewonnenen Daten zur Zugfestigkeit des Baustoffs und zur Haftzugfestigkeit der Fuge führen. Er basiert auf den Ausführungen im Kapitel 3.1.

Der Nachweis geht von der Vorstellung aus, dass die Zugspannungen im Bauwerk und im Gebirgssaum aus Gleichgewichtsgründen gleich groß sein müssen. Anschaulich wird eine Kette betrachtet, die aus den drei Gliedern

- erhärtender Baustoff (über die Zeit zunehmende Zugfestigkeit f_{ct} ; Tabelle 1),
- Kontaktfuge (über die Zeit zunehmende Haftzugfestigkeit f_{tF} ; Tabelle 3) sowie
- Saumbereich des Salzgebirges

besteht. Sie unterliegt einer aufgetragenen Zugspannung infolge des Abkühlens und Schwindens des Baustoffs. Im Folgenden wird gezeigt, dass Versagen mit sehr hoher Wahrscheinlichkeit am mittleren Kettenglied, der Kontaktfuge, auftritt.

Wie in Kapitel 2.1 erläutert wurde, deckt die Betrachtung von Altersstufen t_e zwischen 7 und 28 Tagen den kritischen Zeitraum, in dem Zugrissbildung im Beton stattfinden kann, ab. Die Beurteilung der Sicherheit gegen Rissbildung im Betonkörper erfolgt auf Grundlage von drei Kriterien:

- Ausgehend von der Modellvorstellung der Kette wird die Zugfestigkeit des Betons f_{ct} als Widerstand R angesetzt. Die Haftzugfestigkeit der Fuge f_{tF} entspricht der zu erwartenden Einwirkung E . Im Sinne einer bautechnischen Bemessung wird nun die Versagenswahrscheinlichkeit, d. h. die Wahrscheinlichkeit der Rissbildung im Beton, gemäß Gleichung (3.16) bei Annahme normalverteilter Größen R und E (nv) beziehungsweise nach Gleichung (3.19) bei Annahme logarithmisch normalverteilter Größen (lv) ermittelt. Die dazu benötigten Eingangsdaten sind in den oben genannten Tabellen bereits berechnet worden. Die für den Betonkörper ermittelte Versagenswahrscheinlichkeit ist die maßgebliche Größe im hier geführten Sicherheitsnachweis.
- Der früher gelegentlich verwendete „Zentrale Sicherheitskoeffizient“ vergleicht den Mittelwert des Widerstandes mit dem Mittelwert der Einwirkung: $\gamma_z = m_R/m_E$. Er dient hier als Sicherheitsindikator und ist mit dem Rissindex vergleichbar (s. dazu Kapitel 4), hat aber eher abschätzenden Charakter. Die Anwendung erfolgt für die Annahme normalverteilter Größen.
- Die bautechnische Normung vergleicht oft die 5%-Fraktilen der Widerstände mit den 95%-Fraktilen von Einwirkungen. Als dritte Bewertungsgröße dient daher der Quotient aus den beiden Fraktilwerten $\gamma_{FW} = f_{ct,5\%}^R / f_{tF,95\%}^E$, wobei $f_{ct,5\%}^R$ für den 5%-Fraktilwert der Betonzugfestigkeit und $f_{tF,95\%}^E$ für den 95%-Fraktilwert der Haftzugfestigkeit der Fuge stehen. Auch diese Größe hat eher indikativen Charakter und wird für die Annahme von Normalverteilungen ausgewertet.

Bei den Altersstufen $t_e = 10$ Tage und $t_e = 21$ Tage liegt keine ausreichende Zahl von Versuchsdaten für die Zugfestigkeit des Salzbetons vor. Die benötigten Werte für m_R können aber mit dem Hydratationsmodell, auf dem die Berechnungen in Kapitel 4 basieren, aus den Daten zu den übrigen Altersstufen ermittelt werden. Für die Annahme einer Normalverteilung lassen sich die zugehörigen Standardabweichungen mit Hilfe des über alle Altersstufen gemittelten Variationskoeffizienten näherungsweise bestimmen. Vergleichbares gilt zunächst auch für die Altersstufe $t_e = 51$ Tage, wobei sich jedoch die gleichen Werte wie bei 56 Tagen ergeben. Der Abbindeprozess des Betons ist bis dahin praktisch abgeschlossen. Tabelle 4 fasst die verwendeten Daten, die berechneten Versagenswahrscheinlichkeiten und die resultierenden Sicherheitsindikatoren zusammen. Ergebnisse zu den zuvor genannten Kriterien sind grau hervorgehoben.

Tab. 4: Ermittelte Versagenswahrscheinlichkeiten und Sicherheitsindikatoren

t_e [d]	7	10	14	21	28	51/56
Versagenswahrscheinlichkeit bei Annahme normalverteilter Größen						
m_R (nv)	0,4317	0,7000	1,0888	1,9000	2,4279	3,2500
σ_R (nv)	0,1062	0,1360	0,2174	0,3690	0,4937	0,4333
m_E (nv)	0,1214	0,1653	0,2447	0,4382	0,5821	0,7007
σ_E (nv)	0,0388	0,0431	0,0350	0,1031	0,1301	0,1754
m_g (nv)	0,3102	0,5347	0,8440	1,4618	1,8457	2,5493
σ_g (nv)	0,1131	0,1427	0,2202	0,3831	0,5106	0,4674
p_f (nv)	$3,0 \cdot 10^{-3}$	$8,9 \cdot 10^{-5}$	$6,3 \cdot 10^{-5}$	$6,8 \cdot 10^{-5}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-8}$
Versagenswahrscheinlichkeit bei Annahme logarithmisch normalverteilter Größen						
m_R (lv)	0,4318	---	1,0888	---	2,4325	3,2532
σ_R (lv)	0,1008	---	0,1991	---	0,5135	0,4284
m_E (lv)	0,1222	0,1657	0,2449	0,4388	0,5836	0,7014
σ_E (lv)	0,0412	0,0437	0,0350	0,1020	0,1366	0,1695
m_{xg} (lv)	1,2919	---	1,4862	---	1,4323	1,5448
σ_{xg} (lv)	0,4063	---	0,2328	---	0,3114	0,2648
p_f (lv)	$7,4 \cdot 10^{-4}$	---	$8,6 \cdot 10^{-11}$	---	$2,1 \cdot 10^{-6}$	$5,5 \cdot 10^{-9}$
„Zentraler Sicherheitskoeffizient“						
γ_z (nv)	3,5549	4,2339	4,4492	4,3356	4,1706	4,6384
Quotient der Fraktilewerte						
$f_{ct,5\%}^R$ (nv)	0,2570	0,4763	0,7312	1,2930	1,6156	2,5373
$f_{tF,95\%}^E$ (nv)	0,1853	0,2362	0,3023	0,6078	0,7962	0,9891
γ_{FW} (nv)	1,3872	2,0165	2,4186	2,1273	2,0293	2,5652

Die Wahrscheinlichkeit einer Rissbildung im Betonkörper beträgt für beliebige Altersstufen $t_e \geq 10$ Tage weniger als 0,02%, wenn man für die beiden Eingangsgrößen Normalverteilungen zugrunde legt. Unter der Annahme von logarithmischen Normalverteilungen reduziert sich die Versagenswahrscheinlichkeit demgegenüber nochmals um Größenordnungen. Der Indikator „Zentraler Sicherheitskoeffizient“ erreicht mindestens den Wert 4 und beim Vergleich der Fraktilenwerte ergeben sich Sicherheitsindikatoren von mindestens 2.

Die Ergebnisse für $t_e = 7$ Tage sind etwas ungünstiger. Sie zeigen aber ebenfalls deutlich, dass die Rissbildung mit sehr hoher Wahrscheinlichkeit an der Fuge stattfindet, falls das Bauwerk überhaupt durch Zug belastet werden sollte. Dieser Fall ist zu dem genannten frühen Zeitpunkt jedoch eher auszuschließen, wie das Beispiel in Abbildung 1 gezeigt hat. Vielmehr ist nach einer Woche noch von einer Überdrückung der Kontaktfuge durch die Temperaturerhöhung infolge von Hydratationswärme auszugehen, weshalb die Resultate zur Altersstufe $t_e = 7$ Tage fast unbedeutend sind.

Zusammenfassung der statistischen Betrachtung

Die Berechnungen weisen eine Versagenswahrscheinlichkeit der Fuge von mehr als 99,98% für alle betrachteten Altersstufen t_e aus, wenn überhaupt unzulässig hohe Zugspannungen auftreten. Eine Rissbildung im Betonkörper ist somit so gut wie ausgeschlossen. Die beiden Sicherheitsindikatoren „Zentraler Sicherheitskoeffizient“ und „Quotient der Fraktilenwerte“ unterstützen mit Werten ≥ 4 beziehungsweise ≥ 2 diese Aussage.

Anmerkungen zum Vertrauensniveau der Verteilungsparameter

Die oben ermittelten Parameter der verwendeten Verteilungen sind naturgemäß mit gewissen Unsicherheiten behaftet, denn ihnen liegen Stichproben und nicht Grundgesamtheiten zugrunde. Die Unsicherheit kann mathematisch mit Hilfe des Signifikanzniveaus α (früher „Irrtumswahrscheinlichkeit“) quantifiziert werden. Entsprechend heißt die Größe $1 - \alpha$ Vertrauensniveau (früher „statistische Sicherheit“). Im Bauwesen übliche Signifikanzniveaus sind $\alpha = 0,05$ und $\alpha = 0,01$ [7]. Die nachfolgende Betrachtung zeigt beispielhaft für den Mittelwert der Widerstandsseite, dass die Datenbasen, auf denen die hier durchgeführten statistischen Untersuchungen beruhen, eine ausreichende Güte besitzen.

Anschaulich ist unmittelbar einsichtig, dass eine umfangreichere Stichprobe zu vertrauenswürdigeren Ergebnissen führt als eine weniger umfangreiche. Als Beispiel sei der Mittelwert der berechneten Betonzugfestigkeiten betrachtet. Hierbei interessiert insbesondere, welchen zu bestimmenden Wert der tatsächliche, aber unbekannte Mittelwert der Grundgesamtheit bei einem vorgegebenen Signifikanzniveau mindestens erreicht. Die Abschätzung erfolgt demgemäß für den Widerstand einseitig nach unten (3.20). Entsprechend würde man bei der Einwirkung einseitig nach oben abschätzen:

$$P\left(\mu_R \geq m_R - t_{f,1-\alpha} \cdot \frac{\sigma_R}{\sqrt{n}}\right) = 1 - \alpha \quad (3.20)$$

Mit der Gleichung (3.20) wird eine Grenze für den Mittelwert μ_R der Grundgesamtheit derart bestimmt, dass auf Basis der gezogenen Stichprobe (vom Umfang n und mit den Parametern m_R und σ_R) die Wahrscheinlichkeit, dass der tatsächliche (unbekannte) Mittelwert μ_R größer als die angegebene Intervallgrenze ist, gerade $1 - \alpha$ beträgt. Für die Zahl der Freiheitsgrade der t-Verteilung $t_{f,1-\alpha}$ gilt dabei $f = n - 1$. Eine Auswertung der Zugfestigkeiten des Salzbetons für alle Altersstufen t_e bei einem geforderten Signifikanzniveau von $\alpha = 0,05$ zeigt Tabelle 5. Wie erwartet liegt die „untere Schätzung“ des Mittelwertes für die Grundgesamtheit (grau hinterlegt) unterhalb des Mittelwertes der Stichprobe, die Abweichung ist aber gering.

Es sei explizit darauf hingewiesen, dass der tatsächliche Mittelwert der Grundgesamtheit deshalb nicht kleiner, d. h. ungünstiger sein muss als der der Stichprobe. Die Schätzung sagt lediglich aus, dass μ_R mit einer Wahrscheinlichkeit von 95% mindestens den angegebenen Wert erreicht.

Ein vergleichbares Konfidenzintervall kann für die tatsächlichen, aber unbekannt Standardabweichungen der Grundgesamtheiten σ_{GG} angegeben werden. Die Abschätzung erfolgt nun nach oben mit Hilfe der Chi-Quadrat-Verteilung mit $f = n - 1$ Freiheitsgraden:

$$P\left(\sigma_{GG} \leq \sqrt{\frac{f}{\chi_{f,\alpha}^2}} \cdot \sigma_R\right) = 1 - \alpha \quad (3.21)$$

Im Vergleich zu den Mittelwerten ergeben sich bei gleichem Signifikanzniveau α etwas größere Unterschiede zwischen den Standardabweichungen σ_R der Stichproben und den „oberen Schätzwerten“ für die Standardabweichung der Grundgesamtheit. Auf eine Darstellung wird verzichtet.

Die hier ausgewiesenen Schätzwerte eignen sich nicht zur weiteren Verwendung zum Beispiel bei der Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten. Sie dienen lediglich zur Einschätzung der Güte der ermittelten Verteilungsparameter m_R und σ_R . Die gleiche Aussage gilt selbstverständlich für die Bemessungsgrößen der Einwirkungsseite. Die Wahrscheinlichkeiten für eine Schädigung des Betonkörpers wurden oben daher auf Basis der Verteilungen der Stichproben ermittelt.

Tab. 5: Einseitige Konfidenzintervalle für die Mittelwerte der Zugfestigkeiten ($\alpha = 0,05$)

t_e [d]	2	3	4	7	14	28	56
m_R (nv)	0,1229	0,2089	0,2904	0,4317	1,0888	2,4279	3,2500
σ_R (nv)	0,0261	0,0330	0,0590	0,1062	0,2174	0,4937	0,4333
n	14	9	23	24	16	14	8
$f = n - 1$	13	8	22	23	15	13	7
$t_{f,1-\alpha}$	1,771	1,860	1,717	1,714	1,753	1,771	1,895
$\mu_R \geq \dots$	0,1105	0,1884	0,2692	0,3945	0,9935	2,1942	2,9597

4 NACHWEIS DER RISSBESCHRÄNKUNG DES BETONKÖRPERS

In Kapitel 3 wurde gezeigt, dass bei vergleichbarer Beanspruchung von Betonkörper und Gebirge die Kontaktfuge mit wesentlich höherer Wahrscheinlichkeit aufreißt als der Betonkörper selbst. Das bedeutet, dass Zwangsspannungen, die durch die Einspannung des Betonkörpers im Gebirge entstehen durch Versagen der Kontaktfuge abgebaut werden. Darüber hinaus kann das frisch betonierete Bauwerk jedoch auch allein durch inneren Zwang infolge der Hydratationswärme geschädigt werden. In diesem Kapitel wird gezeigt, dass aus einem derartigen inneren Zwang keine Spannungen resultieren, die kritische Werte erreichen. Der Betonkörper bleibt also insgesamt rissfrei.

4.1 METHODEN DER RISSBEHERRSCHUNG IN MASSIGEN BETONBAUTEILEN WÄHREND DER ERHÄRTUNG

4.1.1 Allgemeines - Erfahrung und Planungswerkzeug

Das sichere Beherrschen von Rissen in massigen Betonbauteilen hat im Bauwesen immer dann eine sehr hohe Priorität, wenn es um die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Bauteilen im Hinblick auf deren Dichtigkeit geht.

Die bei der Hydratation von Beton freigesetzte Wärmemenge führt bei massigen Betonbauwerken mit zunehmender Bauteildicke zunächst zu einer Aufheizung und anschließend durch Wärmeabfluss zu einer Abkühlung der Konstruktion. Aufbau und Abfluss der Hydratationswärme gehen mit einer freien thermischen Verformung einher. Werden diese behindert, entstehen Spannungen. Bei Erreichen von Zugfestigkeit bzw. Zugdehnfähigkeit des jungen Betons entstehen Risse.

Die Rissgefahr in Betonbauteilen während der Erhärtung wird durch die sich entwickelnden Materialeigenschaften des jungen Betons insbesondere der Steifigkeit noch verschärft. Hierzu zählen die nicht vergleichbar verlaufende Entwicklung der mechanischen Eigenschaften sowie das autogene Schwinden bei Verwendung besonderer Betone.

Entscheidend für die Rissgefahr eines neu erstellten Betonbauwerks sind dessen Zwangsrandbedingungen bzw. der Behinderungsgrad. Darüber hinaus wird die Rissgefahr von der Betontechnologie (u.a. Zementart, -menge, Frischbetontemperatur) und der Ausführung (Temperaturen, Baufolgen, Fristen) bestimmt. Die Einflussgrößen Konstruktion, Betontechnologie und Ausführung stehen zum Teil in einer Wechselwirkung zueinander und entscheiden über die Rissgefahr eines erhärtenden Betonbauteils.

Zur gezielten Abschätzung der Rissgefahr wurden Planungswerkzeuge entwickelt, mit denen die spezifischen Randbedingungen einer jeweiligen Planungs- oder Bauaufgabe durch Ingenieurmodelle berücksichtigt werden können. Sie helfen bzw. ermöglichen erst, die Einflussgrößen und deren Auswirkungen auf das Gesamtbauwerk zu beurteilen und optimieren zu können, alles mit dem Ziel einer zuverlässigen Beherrschung der Rissbildung bis hin zur vollständigen Rissvermeidung. Entscheidende Bausteine des Planungswerkzeugs sind neben Kenntnissen über Konstruktion, Betontechnologie und Ausführung die Materialdaten der verwendeten Betone sowie Stoffmodelle für deren Beschreibung in Berechnungen (Abbildung 12).

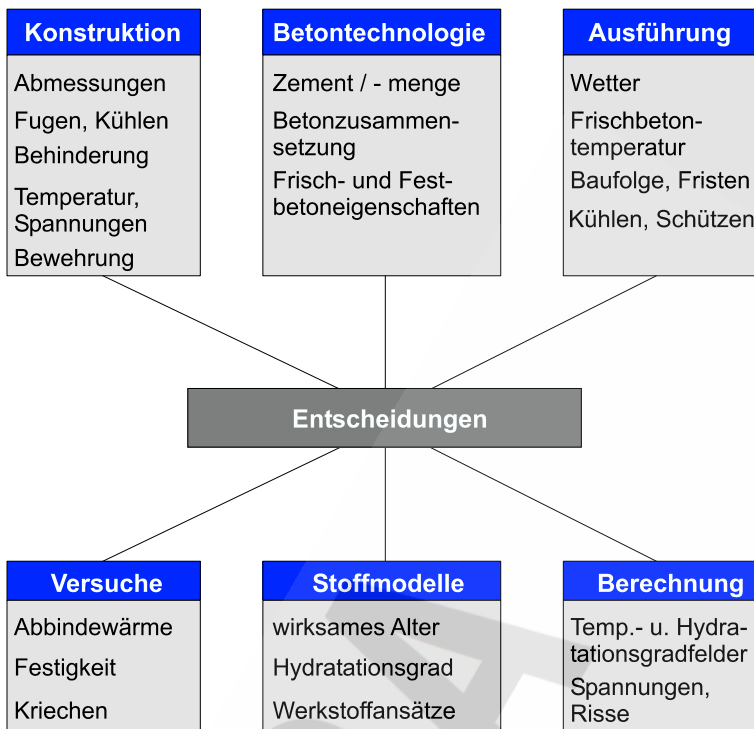


Abb. 12: Empirische Methoden zur Risskontrolle und Bausteine des Planungswerkzeuges

Auf dieser Basis lässt sich ein Ablaufschema ableiten, dass als Planungswerkzeug für die Herstellung massiger Betonbauteile mit hohen Anforderungen an die Rissicherheit universell angewendet werden kann (Abbildung 13).

Zentraler Punkt des Planungswerkzeuges ist ein ingenieurmäßiges Berechnungsmodell, das die Ergebnisse zur Beurteilung der Rissgefahr unter allen relevanten Randbedingungen liefert. Die Berechnung muss dabei auf möglichst realistische Eingangsdaten zurückgreifen. Dazu gehören Betondaten, Klimarandbedingungen und Bauwerksgeometrie. Sollten thermische und mechanische Materialdaten des Betons während der Erhärtung nicht vorliegen, sind diese experimentell zu bestimmen. Bauteilgeometrien liegen meist detailliert vor. Bauablauf und -reihenfolge sollen häufig mit Hilfe des Planungswerkzeuges so eingestellt werden, dass die Rissbildung minimiert wird.

Entscheidend für die Ermittlung der Rissgefahr mit dem Planungswerkzeug ist die zutreffende Abschätzung der Zwangsrandbedingung, die Bauteilbehinderung. Dabei ist zwischen innerem und äußerem Zwang zu unterscheiden. Innerer Zwang betrifft nur das erhärtende Bauteil selbst und führt zu Eigenspannungen. Die Einschätzung dieser Behinderung ist vergleichsweise einfach. Weitaus schwieriger ist die Einschätzung von äußerem Zwang durch mehr oder weniger kraftschlüssig verbundene steife Nachbarbauteile. Hierbei ist auch der Ankopplungsgrad neues Bauteil - altes Bauteil entscheidend. Baupraktisch liegt der größte Behinderungsgrad im Allgemeinen bei neu erstellten Bauteilen auf sehr steifen Untergründen vor, z.B. Wand auf Fundament oder Sohlplatte auf Fels. Da auch der Behinderungsgrad ein sehr wichtiger Eingangsparameter für die Berechnung innerhalb des Planungswerkzeuges ist, führen eventuelle Fehleinschätzungen hier zu Unsicherheiten bei der Bewertung der Rissgefahr. Dabei ist zu beachten, dass gerade der Behinderungsgrad meist nicht direkt gemessen werden kann, sondern z.B. über Streifigkeitsbetrachtungen oder Verbundannahmen abgeschätzt werden muss.

Die Bausteine eines Planungswerkzeuges wurden in [9, 10] vorgestellt und ausführlich erläutert.

Das grundsätzliche Vorgehen des Planungswerkzeuges wurde auch für den hier vorliegenden Nachweis angewendet.

4.1.2 Anwendung des Planungswerkzeuges für massige Betonbauteile im Bauwesen

Die Anwendung eines in Abschnitt 4.1 beschriebenen Planungswerkzeuges für die Herstellung massiger Betonbauteile und zur Minimierung von Zwangsrisen während der Erhärtung ist aus wissenschaftlicher Sicht inzwischen weltweit zwar "Stand der Technik", aber in der Baupraxis bei weitem noch nicht flächendeckend verbreitet. Das liegt zum einen daran, dass erforderliche Eingangsparameter für eine Temperatur-Spannungs-Berechnung noch nicht zu den standardmäßig ermittelten Materialkennwerten von Beton gehören. Hier sind u. a. die adiabatische Wärmeentwicklung, altersabhängige Festigkeiten und Elastizitätsmoduln sowie das viskoelastische Verhalten des jungen Betons zu nennen. Zum anderen ist entsprechende Software zur Berechnung von altersabhängigen Temperatur- und Spannungsfeldern bei planenden Ingenieuren kaum oder gar nicht verbreitet, weil die Einsatzmöglichkeit solcher Programme auf derartige (seltene) Anwendungsfälle beschränkt ist und weil Bauwerks- und materialspezifische Eingangsparameter, die meist projektbezogen experimentell ermittelt werden müssen, zwingend erforderlich sind.

Bei den Programmen für altersabhängige Temperatur- und Spannungsfeldberechnungen in massigen Betonbauteilen während der Erhärtung handelt es sich meist um Finite-Elemente-Programme (FE-Programme), mit denen die Materialeigenschaften von erhärtendem Beton zeit- und temperaturabhängig berücksichtigt werden. Die Programme können Bauteilgeometrie fast ausschließlich nur 2-dimensional abbilden, (2D-Programme). Die 3. Dimension wird nur z.T. ansatzweise erfasst, d.h. entweder total gezwängt oder ungezwängt (2,5D-Programme). Der Verlust der 3. Dimension in der Berechnung erfordert deshalb zusätzlichen Aufwand bei der realitätsnahen Abbildung.

In der Baupraxis wurde ein Planungswerkzeug für die Erstellung massiger Betonbauteile deshalb meist nur bei besonderen Bauwerken angewandt. In Skandinavien wurden Elemente eines Planungswerkzeuges z.B. bei der Planung und Ausführung der großen weitgespannten Brücken über den Großen Belt und den Oeresund angewendet, vgl. [9, 10]. Dabei wurden zur Rissbreitenbeschränkung Temperatur- und Spannungskriterien abgeleitet, die es bei der Ausführung einzuhalten galt. In Japan sind für die Ausführung massiger Betonbauteile Bemessungsregeln normativ festgelegt, vgl. [9, 10]. In Deutschland wurde u.a. bei der Herstellung von Schleusenbauwerken, Tunneln, Baugruben in Berlin sowie massigen Sohlplatten in Frankfurt, Berlin und München nach dem in Abschnitt 4.1 beschriebenen Planungswerkzeug in der Planungs- und/oder Ausführungsphase vorgegangen. Ziele waren entweder Machbarkeitsstudien, Optimierungsaufgaben oder die Bemessung, d.h. Wahl der erforderlichen rissbreitenbeschränkenden Stahlbewehrung.

4.1.3 Anwendung des Ingenieur-Modells zur rechnerischen Prognose von Zwangsspannungen bei der Herstellung von Verschlussbauwerken im ERAM

Allgemeines

Die Aufgabe des rechnerischen Nachweises der Streckenabdichtung besteht darin, die Rissbeschränkung des Betonkörpers nachzuweisen, nachdem in vorherigen Untersuchungen und Berechnungen gezeigt worden ist, dass sich Risse in der Fuge zwischen Salzgebirge und Salzbetonbauwerk aufgrund der Zwangsrandbedingungen eher ausbilden als im Salzbetonkörper selbst.

Für den Nachweis der Rissfreiheit bzw. -beschränkung des Betonkörpers wurden numerische Berechnungen mit dem 2,5D-Temperaturspannungsprogramm HEAT 2,5D (Femmasse) zur Simulation der Herstellung der Streckenabschlüsse ausgeführt. Da keine 3-dimensionale Simulation möglich war, musste die 3-dimensionale durch sinnvolle Berechnungsschritte und Vereinfachungen auf eine 2- bzw. 2,5-dimensionale Simulation reduziert werden. Die für die Berechnung erforderlichen Materialparameter wurden im Vorfeld der

Berechnungen in Laborversuchen an dem für die Ausführung vorgesehenen Salzbeton bestimmt, um daraus eine Materialdatenbank für die numerische Simulation zu generieren.

Die sichere Planung von risskontrollierenden Maßnahmen in den Bereichen Konstruktion, Betontechnologie und Ausführung setzt die Prognose und die Beurteilung der zu erwartenden Zwangsspannungen in den erhärtenden Betonbauteilen voraus.

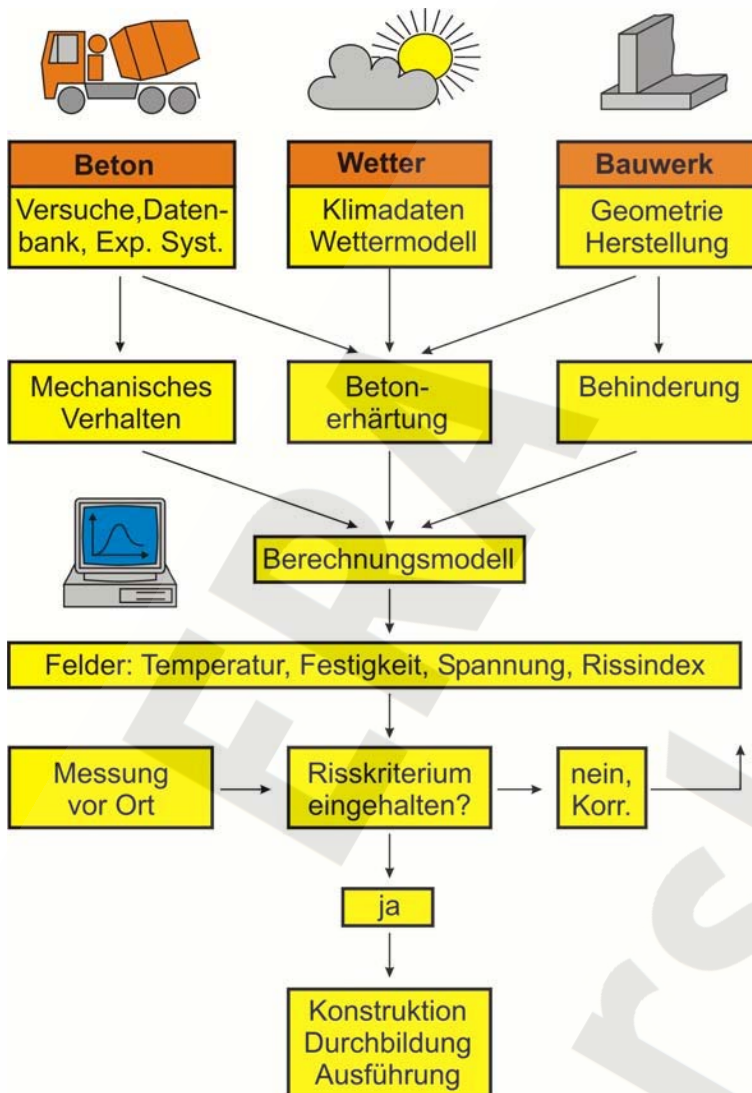


Abb. 13: Planungswerkzeug für Risskontrolle bei der Herstellung massiger Betonbauteile während der Erhärtung, aus [29]

Wie in Abbildung 13 schematisch dargestellt, wurden auch bei den vorliegenden Untersuchungen in Bezug auf die Verschlussbauwerke im ERAM folgende Arbeitsblöcke für die rechnerische Prognose von Zwangsspannungen bearbeitet:

- Erfassung von Konstruktion und Ausführungsbedingungen zur Implementierung in die rechnerische Simulation.
- Untersuchung der relevanten Betoneigenschaften während der Erhärtungsphase und generieren einer spezifischen Materialdatenbank.
- Beschreibung der Materialeigenschaften des Baugrunds und angrenzender Bauteile.
- Berechnung und Auswertung von Temperaturfeldern infolge Hydratationswärme freisetzung sowie der Zwangsspannungen aufgrund der Behinderung der lastunabhängigen Verformung.

- Definition eines Risskriteriums zur Beurteilung der Einhaltung von Anforderungen hinsichtlich Rissicherheit im Hinblick auf Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit und Dichtigkeit des Bauwerks aus Salzbeton.

Diese Teilbereiche sowie die Arbeitsweise des verwendeten Temperaturspannungsprogramms HEAT 2,5D werden in den nächsten Abschnitten verallgemeinert erläutert. Die konkret bei den Simulationen der Herstellung der Streckenabschlüsse verwendeten Parameter werden in den folgenden Abschnitten beschrieben.

Konstruktion und Ausführung

Geometriedaten von herzustellendem Bauteil und Nachbarbauteilen sowie die Ausführungsrandbedingungen, wie z.B. Temperaturübergangsbedingungen, Schalungsarten, Frischbetontemperaturen, Betonierablauf, Nachbehandlungsarten usw. wurden für das Berechnungsprogramm durch eine 2-dimensionale Modellierung erfasst.

Der Temperatenausgleich zwischen zwei benachbarten Bauteilen erfolgt durch Wärmeübergang. Die Wärmeübergangsbedingung bei einem Übergang Bauteil - Luft wird durch einen Wärmeübergangskoeffizienten berücksichtigt. Die Strömungsgeschwindigkeit der Luft, auch aufgrund von vorhandener Schalung wird dabei indirekt durch kalibrierte Erfahrungswerte berücksichtigt.

Weitere Details zu den konkreten Berechnungsparametern sind in [11] und Abschnitt 4.2 genannt.

Materialeigenschaften

Generell ist zwischen der Beschreibung der Materialeigenschaften des erhärtenden Salzbetons und anderer relevanter Objekte, wie des angrenzenden Salzgebirges, zu unterscheiden.

Zu den für die Berechnung relevanten Eigenschaften des erhärtenden Salzbetons gehören die folgenden Kennwerte:

- Thermische Materialkennwerte und Rohdichte,
- Alterstransformation,
- Hydratationswärme,
- mechanische Kurzzeiteigenschaften,
- viskoelastisches Verhalten,
- autogenes Schwinden.

Die Bestimmung bzw. Bestätigung dieser Materialkennwerte war das Ziel der Baustoffuntersuchungen (s. Abschnitt 4.2.3.).

Thermische Materialkennwerte und Rohdichte:

Zu den thermischen Materialkennwerten werden die Parameter Wärmekapazität c_c , Wärmeleitfähigkeit λ_c und Wärmeausdehnungskoeffizient α_T gezählt. Sie wurden bis auf den Wärmeausdehnungskoeffizient α_T aus vorausgegangenen Untersuchungen übernommen (siehe [6]). Der Wärmeausdehnungskoeffizient α_T wurde im Rahmen der Materialuntersuchungen erneut bestimmt (s. Abschnitt 4.2.3). Diese Untersuchungsergebnisse wurden für die Berechnung übernommen. Als Rohdichte wurde die Frischbetonrohndichte angesetzt.

Die ermittelten Kennwerte sind Abschnitt 4.2.3 zu entnehmen.

Alterstransformation:

Der Erhärtungsprozess von Beton ist eine chemische Reaktion, bei der Zeit und Temperatur miteinander gekoppelt sind. Zur Kopplung von Zeit und Temperatur während der Betonerhärtung wurde das wirksame Betonalter eingeführt. Für die Transformation von zwei Hydratationsprozessen bei unterschiedlicher Prozesstemperatur werden verschiedene Zeitfunktionen verwendet. Der Ansatz nach Freiesleben Hansen/Petersen, der auf dem Arrhenius-Ansatz beruht, hat sich für die Anwendung bei erhärtendem Beton am besten bewährt, siehe u. a. [9, 12]. Der temperaturabhängige Erhärtungsprozess wird dabei unter Anwendung des wirksamen Betonalters auf einen Referenzprozess bei 20 °C transformiert. Alleiniger Parameter ist die Aktivierungsenergie E_A [J/mol]. Für das wirksame Betonalter gilt:

$$t_e = \int_0^t \exp \frac{E_A}{R} \left[\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T(\tilde{t})} \right] d\tilde{t} \quad (4.1)$$

mit:

$T(t)$, Betontemperatur [°C]

R , Gaskonstante, $R = 8,315$ [J/mol K]

E_A , Aktivierungsenergie, $T > 20$ °C: $E_A(T) = 33,5$ [kJ/mol]

$T \leq 20$ °C: $E_A(T) = 33,5 + 1,47 \cdot (20 - T)$ [kJ/mol].

Hydratationswärme $Q(t)$:

Für die Berechnung von Temperaturen und Temperaturspannungen während der Betonerhärtung muss die alters- und prozesstemperaturabhängige Freisetzung der Hydratationswärme des Betons bekannt sein. Die schnellste Wärmefreisetzung erfolgt unter adiabatischen Bedingungen, d.h. ohne Wärmeabfluss an die Umgebung. In der Praxis hat sich u.a. deshalb die adiabatische Kalorimetrie zur Bestimmung der Wärmefreisetzung von Beton durchgesetzt.

Die adiabatische Kalorimetrie wurde auch bei der Untersuchung der Wärmefreisetzung des Salzbetons angewendet. Die adiabatische Temperaturentwicklung wird über Wertepaare aus dem Kalorimeterversuch in das Programm HEAT 2,5D als Wärmequellfunktion eingefügt.

Mechanische Kurzzeiteigenschaften:

Die wichtigsten Kurzzeiteigenschaften zur Prognose von Zwangsspannungen in erhärtenden Betonbauteilen sind der zeitliche Verlauf der Druckfestigkeit, der Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls.

In dem Programm HEAT 2,5D erfolgt die Berücksichtigung der mechanischen Eigenschaften durch die Wertepaare wirksames Betonalter und mechanische Kurzzeiteigenschaft, so dass ein Polygonzug entsteht. Zwischenwerte werden linear interpoliert.

Der Elastizitätsmodul unter Druckbelastung wird bei Temperaturspannungsprogrammen demjenigen unter Zugbelastung im Regelfall gleich gesetzt. Dies ist auch bei HEAT 2,5D der Fall. Unterschiedliche Elastizitätsmoduli für Druck- und Zugbeanspruchung können in HEAT 2,5D nicht implementiert werden.

Viskoelastisches Verhalten:

Die Beschreibung des viskoelastischen Kriechverhaltens des Salzbetons erfolgt in HEAT 2,5D als Maxwellmodell. Es besteht aus Hooke'schen Feder- und Newton'schen Dämpferelementen. Eine geeignete Darstellung der Kriechdehnung erreicht man durch die Parallelschaltung mehrerer Maxwellelemente zu einer Maxwellkette (Abbildung 14).

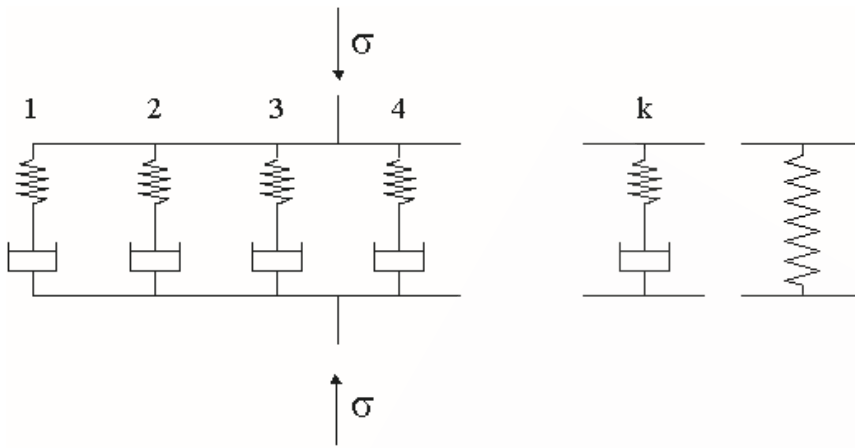


Abb. 14: Maxwellkettenmodell

Aufbauend darauf kann das viskoelastische Verhalten dann mit Hilfe der Funktion gemäß (Gleichung 4.2) abgebildet werden.

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_1}{E_1} \left[1 + \varphi_\infty \sum_{j=1}^k c_j \left(1 - e^{-\frac{t-t_1}{\tau_j}} \right) \right] \quad (4.2)$$

mit:

$$\sum_{j=1}^k c_j = 1$$

c_j Beiwert für die Dämpfungviskosität

τ_j Retardationszeit

φ_∞ Endkriechmaß

Die Federkonstante wird über den ersten Term berücksichtigt. Mit der Spannung und dem Elastizitätsmodul lässt sich die elastische Dehnung ermitteln. Die unterschiedlichen Dämpfungviskositäten in Abhängigkeit vom Alter werden durch c_j berücksichtigt. Die Summe ($\sum c_j = 1$) wird auf φ_∞ normiert, so dass sie immer eins ergibt. Auf diese Weise wird jede Kriechkurve in eine Maxwellkette überführt und dem jeweiligen Prüfalter zugeordnet.

Die errechneten Parameter der Maxwellketten (s. Abschnitt 4.2.3 unter Implementierung des viskoelastischen Verhaltens) fließen direkt in eine Maxwellkettenmatrix ein und werden durch das Simulationsprogramm in den Spannungsberechnungen berücksichtigt.

Die durchgeführten Kriechversuche am Salzbeton wurden mit dem Simulationsprogramm HEAT 2,5D nachgestellt, um die Modellparameter zu kalibrieren. Die Dehnungsgeschichten von Versuchen und rechnerischen Simulationen waren nahezu identisch (s. Abbildungen 15 bis 20). Dies lässt den Schluss zu, dass mit dem Programm das Kriechen des Salzbetons im jungen Alter gut abgebildet werden kann. Details zu den verwendeten Parametern zur Modellierung des Kriechens sind in Abschnitt 4.2.3 unter Kriechen des Salzbetons zu finden.

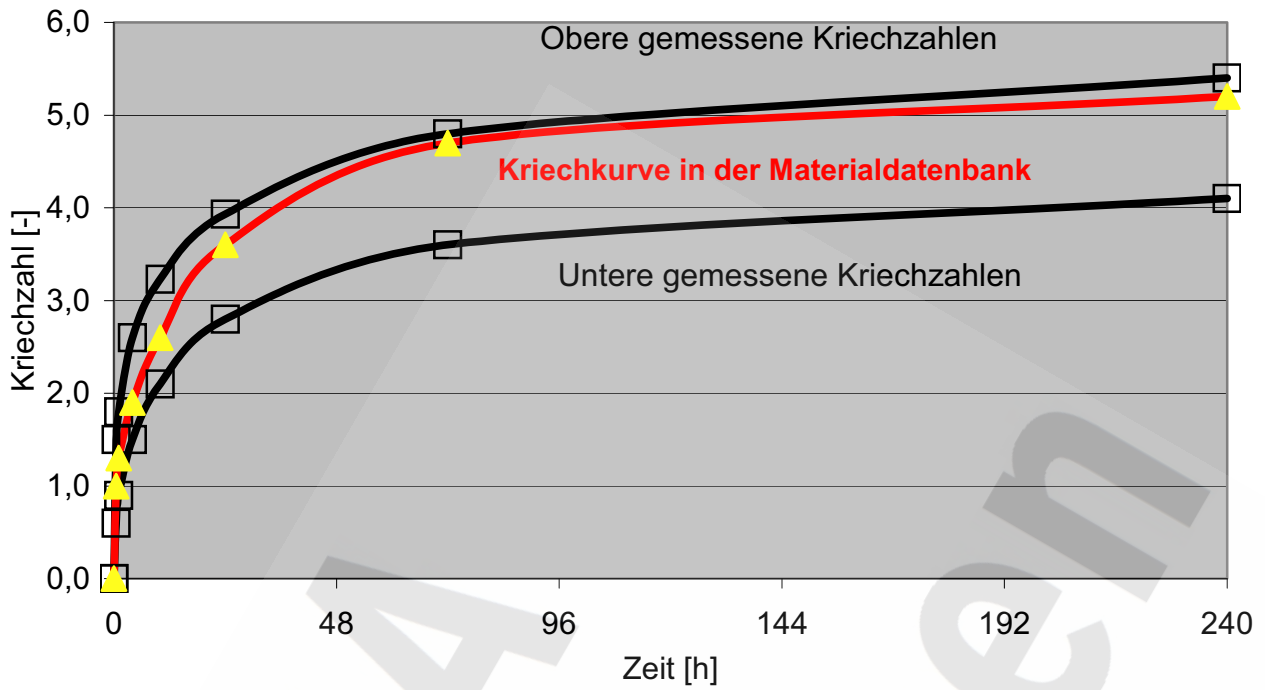


Abb. 15: Vergleich Messwerte und Kriechkurve der Materialdatenbank - Zugkriechen 4 d

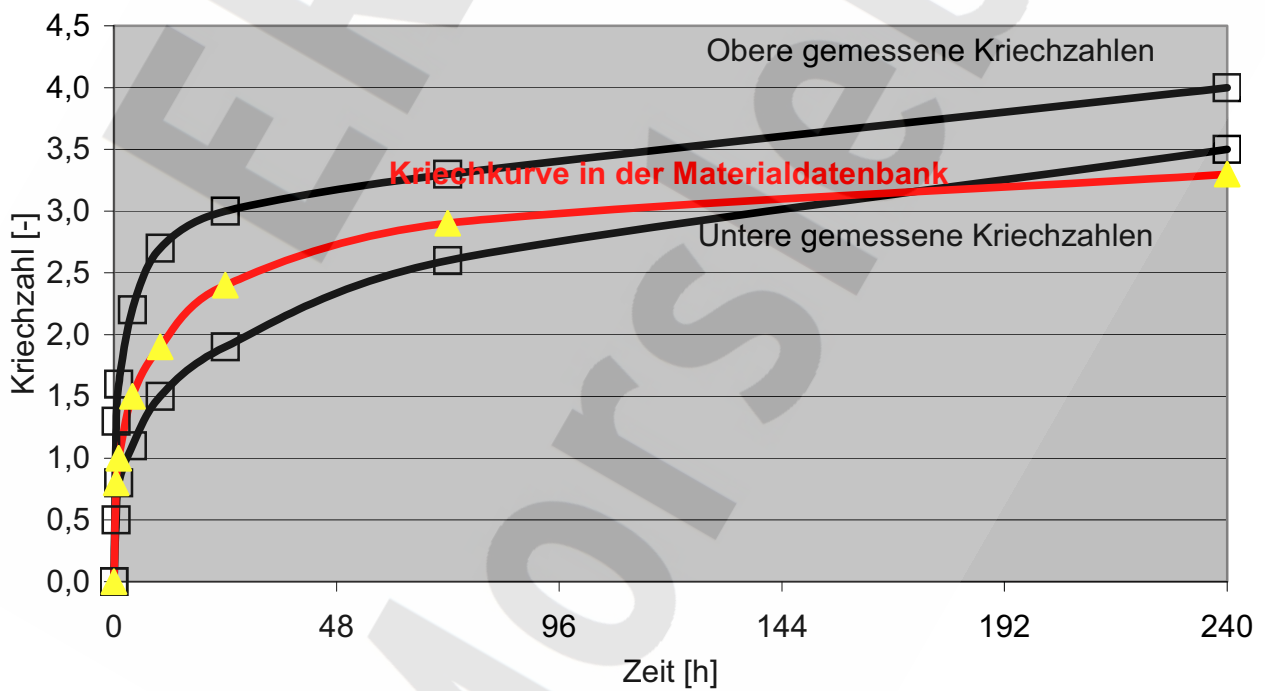


Abb. 16: Vergleich Messwerte und Kriechkurve der Materialdatenbank - Zugkriechen 7 d

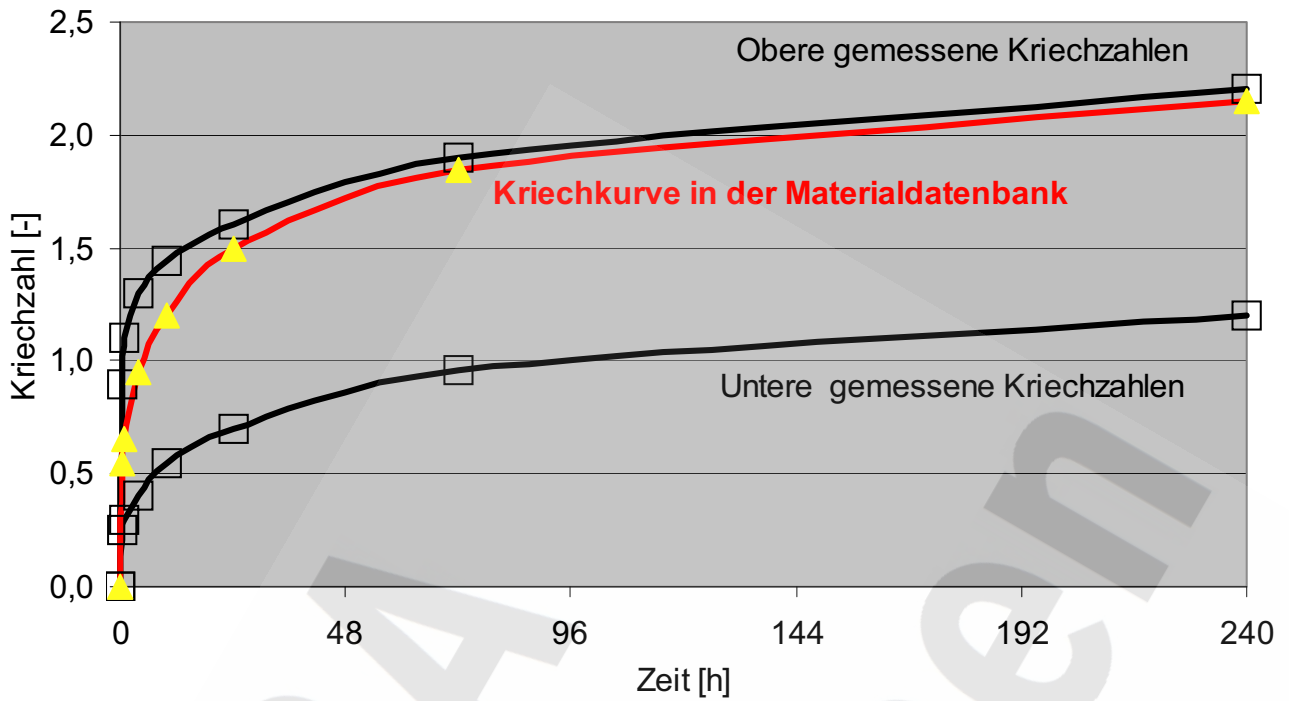


Abb. 17: Vergleich Messwerte und Kriechkurve der Materialdatenbank - Zugkriechen 10 d

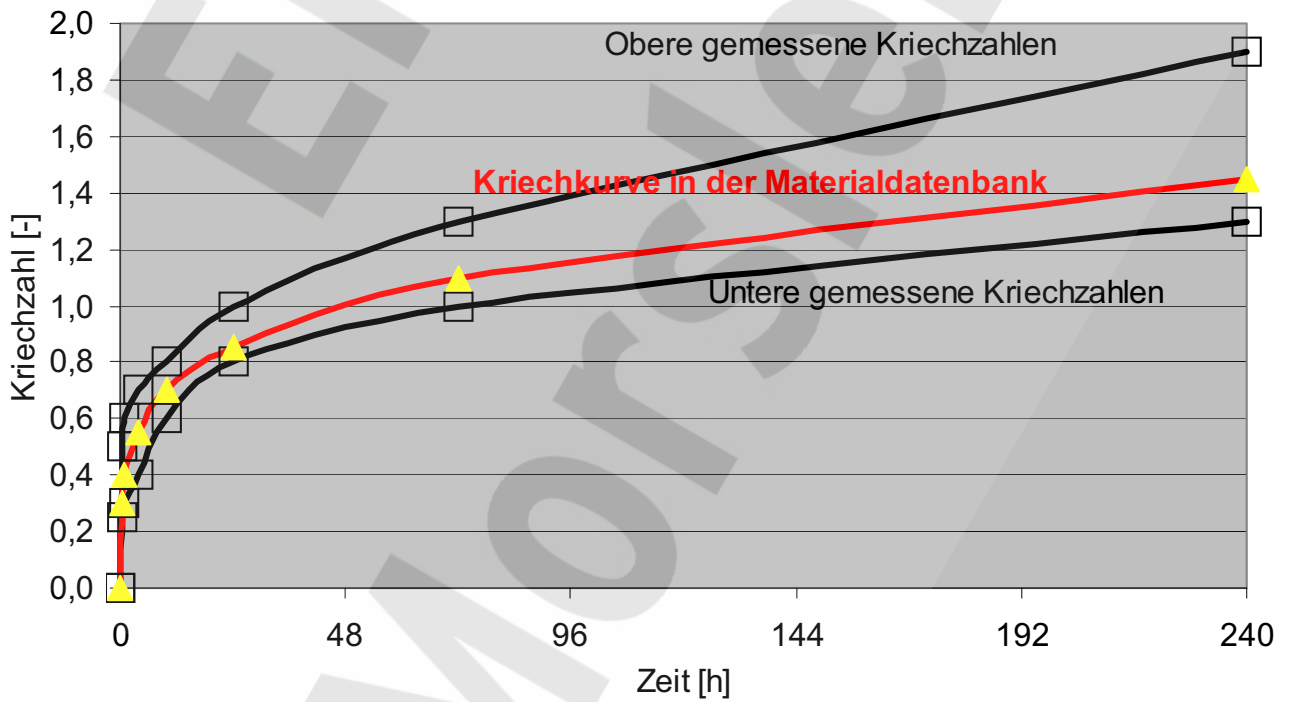


Abb. 18: Vergleich Messwerte und Kriechkurve der Materialdatenbank - Zugkriechen 14 d

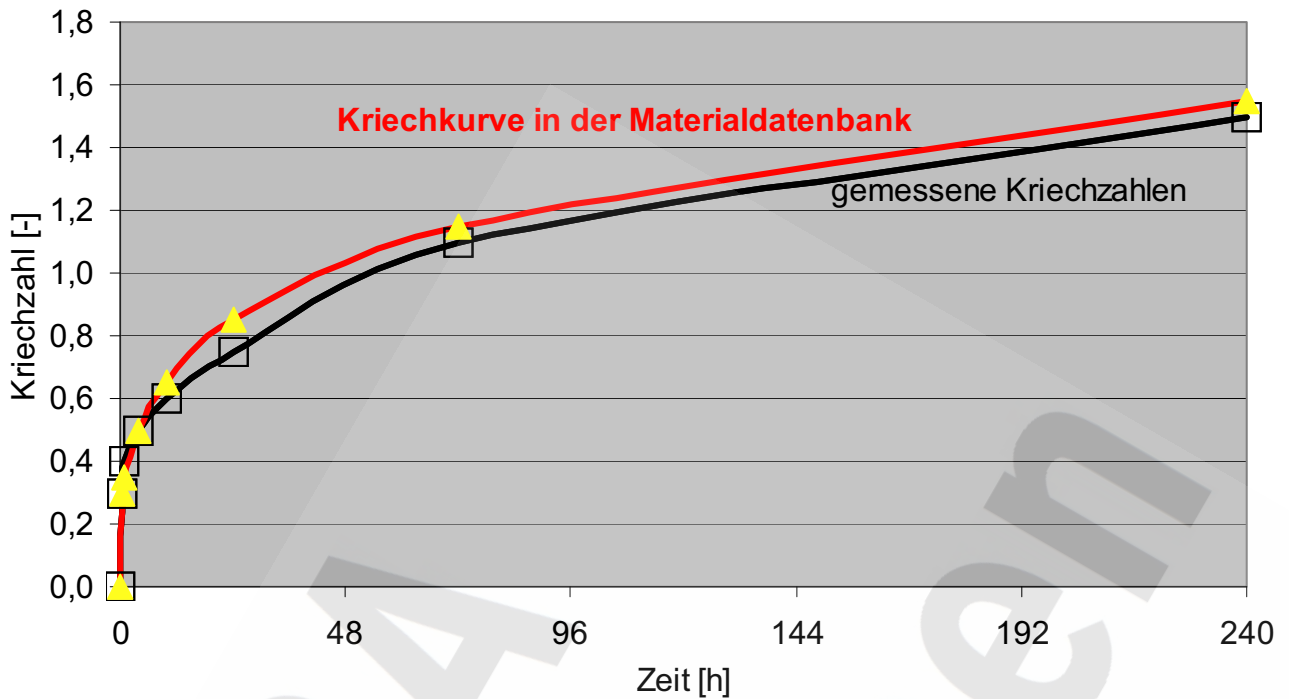


Abb. 19: Vergleich Messwerte und Kriechkurve der Materialdatenbank - Zugkriechen 28 d

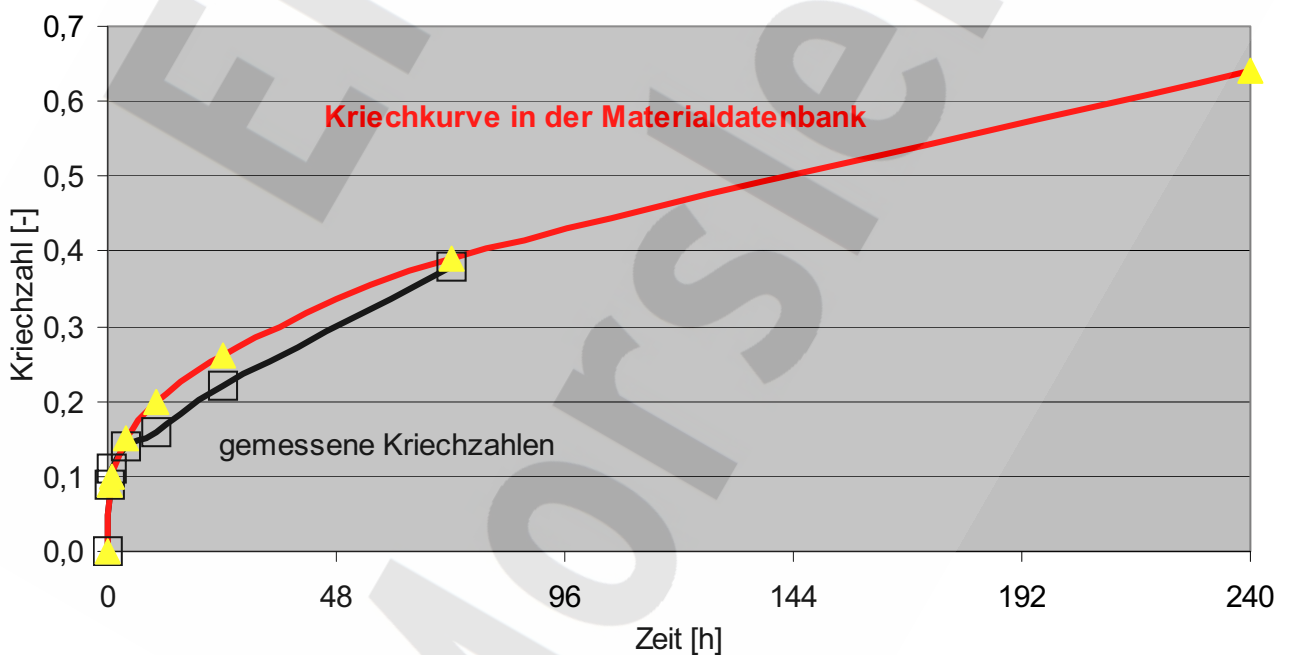


Abb. 20: Vergleich Messwerte und Kriechkurve der Materialdatenbank - Zugkriechen 56 d

Autogenes Schwinden (s. a. Abschnitt 4.2.3):

Das Schwinden ist eine lastunabhängige Verformung, die durch die zeitliche Änderung des Wasserhaushaltes des Zementsteins hervorgerufen wird. Verformungen treten sowohl bei einer Wasserabgabe an die Umgebung als auch bei versiegelter Lagerung auf. Verformungen treten auch an versiegeltem Beton während der Hydratation bedingt durch die Reaktion von Zement und Wasser auf

(chemisches Schwinden bzw. chemisches Schrumpfen hervorgerufen durch Volumenabnahme und Selbst austrocknung des Porenraumes).

Risskriterium

Wenn Berechnungsergebnisse der numerischen Simulation für ein Betonbauteil (ERAM: Abdichtungsbauwerke der Strecken) in Form von Temperatur-, Spannungs- und Festigkeitsfeldern zeit- und ortsvariant vorliegen, muss die mögliche Rissbildung bewertet werden.

Derzeit erfolgt dies zunehmend durch Spannungskriterien als Risskriterium, da damit die mechanischen und thermischen Verhältnisse realitätsnah abgebildet werden können.

Bei einem Spannungskriterium als Risskriterium hat sich als Vergleichsmaßstab, der so genannte Rissindex durchgesetzt (vgl. [13]):

$$\gamma_{cr} = \frac{f_{cte}}{\sigma} \quad (4.3)$$

Hier bezeichnet f_{cte} die Schätzung der Zugfestigkeit im Bauwerk und σ die rechnerische Hauptzugspannung. f_{cte} beträgt ca. 75% der Laborfestigkeit aus zentrischen Zugversuchen.

In den derzeit im Bauwesen gerade ansatzweise angewandten probabilistischen Nachweiskonzepten werden Rissindices γ_{cr} von 1,94 bis 2,64 angesetzt. Die Größe des Rissindex hängt dabei auch vom Konfidenzbereich $\lim \gamma_{cr}$ ab. Mit zunehmender Größe des Konfidenzintervalls wird der Rissindex graduell größer.

Für die Auslegung der Streckenabschnittsbauwerke im ERAM wird mit einem 95% Konfidenzbereich (entsprechend 5% Quantile) ein Wert von $\gamma_{cr} \geq 2,0$ zu Grunde gelegt. Der Wert liegt damit in der gleichen Größenordnung wie die derzeit bei der Rissabschätzung massiger Stahlbetonbauteile angewandten Rissindices von 1,94 – 2,14.

4.2 RECHNERISCHE UMSETZUNG MIT DEM PROGRAMM HEAT 2.5D VERSION 7.1

4.2.1 Bauwerksgeometrie, mechanische Randbedingungen und Berechnungsschnitte

Die Berechnung der Temperatur- und Spannungsfelder der Abdichtungsbauwerke wurde in Quer- und Längsrichtung vorgenommen. Das berechnete Abdichtungsbauwerk ist 4,6 m hoch, 5,7 m breit und hat eine Länge von 25 m.

- Querschnitt: In der rechnerischen Simulation wurde der Querschnitt nur durch eine Hälfte mit 2,85 m Breite berücksichtigt, da eine vertikale Symmetrieachse in Bauteilmitte vorliegt (s. a. Abbildung 21). Das angrenzende Salzgebirge ist im FE-Modell mit einer Mächtigkeit von 10 m berücksichtigt.
- Längsschnitt: Aufgrund der Symmetrie in Längsrichtung wurde im FE-Modell jeweils nur die halbe Bauteillänge von z. B. 12,5 m bei einer Bauwerkslänge von 25 m verwendet (s. a. Abbildung 22). Das angrenzende Gebirge wurde (wie im Querschnitt) mit einer Mächtigkeit von 10 m berücksichtigt. Von der vertikalen Schalung über den Streckenquerschnitt $4,6 \times 5,7 \text{ m}^2$ aus Salzbricketts wurden nur die thermischen Eigenschaften im FE-Modell berücksichtigt. Zwischen Abdichtungsbauwerk und Salzgebirge

wurde eine Kontakt- bzw. Auflockerungszone modelliert. An der Oberseite des Baukörpers wurde ein freier Rand angesetzt. Diese Berechnungsannahme wurde gewählt, weil davon ausgegangen wird, dass die Verbundankopplung des Salzbetonkörpers beim Einbringen des Frischbetons an das Salzgestein an der Oberseite schlechter als an Sohle und Stoß ist. Kleinste Hohlräume an der Firste können nicht ausgeschlossen werden.

Die Betoniergeschwindigkeit wurde durch eine lagenweise Anordnung von horizontalen FE-Lamellen in Abhängigkeit von der Zeit abgebildet.

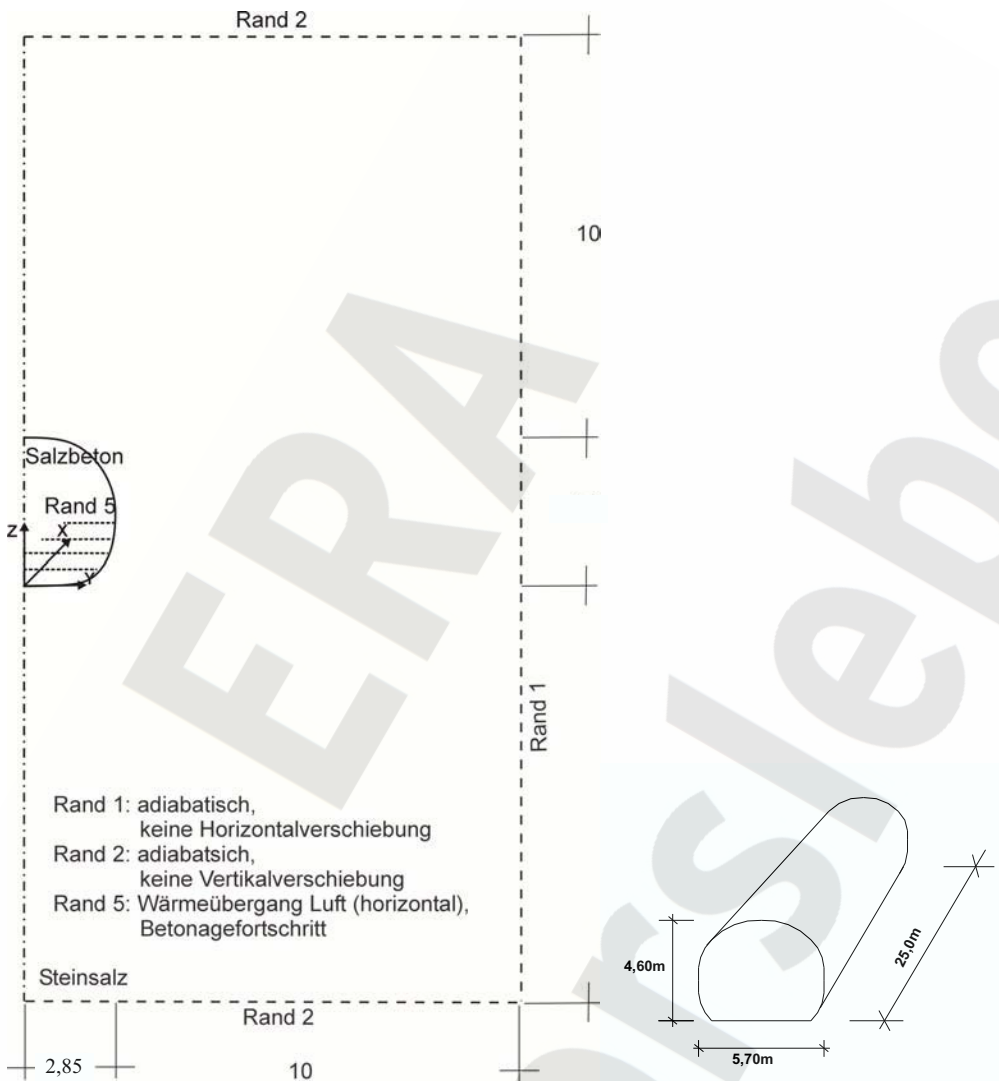


Abb. 21: Geometrie des Abdichtungsbauwerkes als Berechnungsgrundlage (Querschnitt)

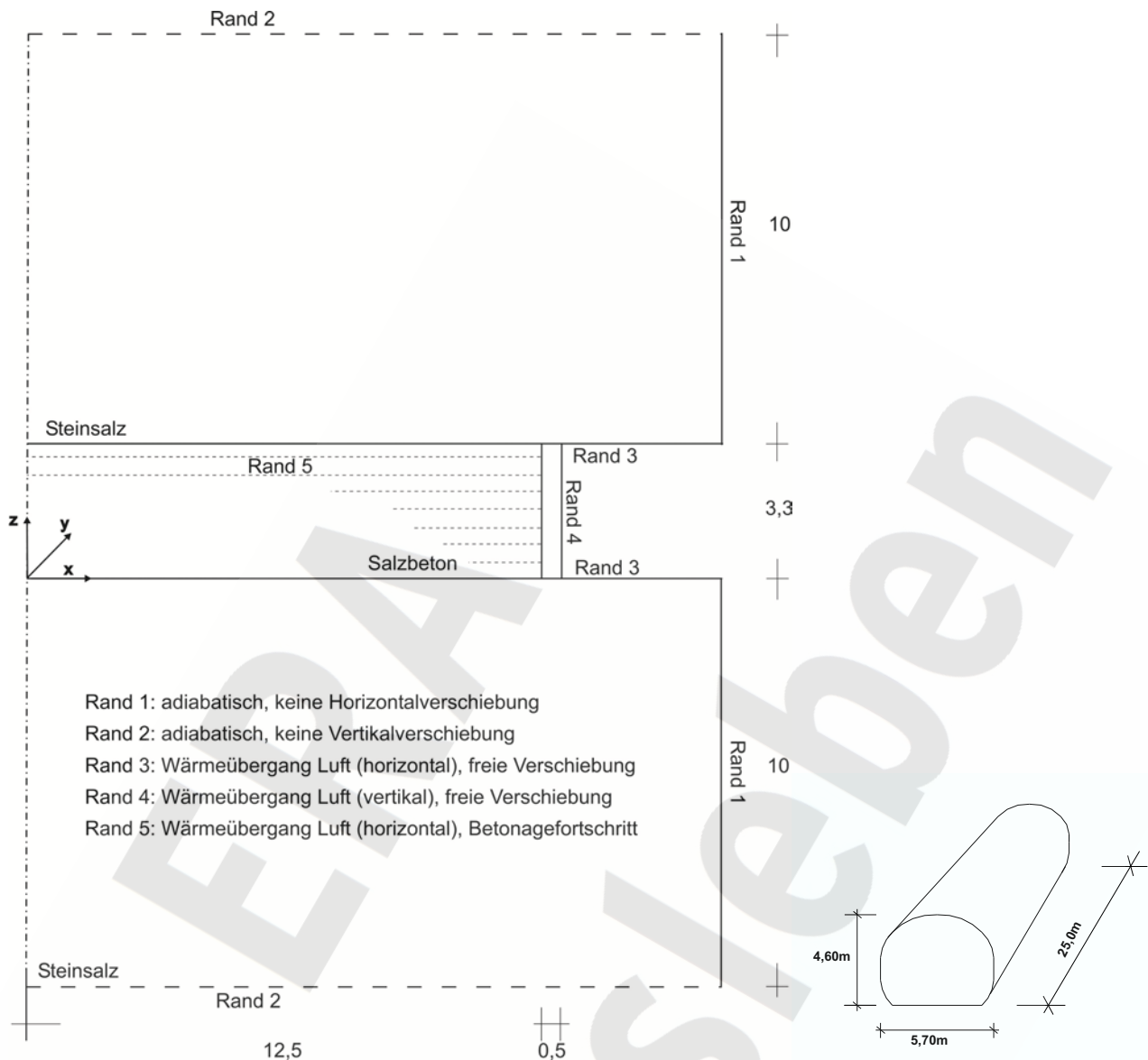


Abb. 22: Geometrie des Abdichtungsbauwerkes als Berechnungsgrundlage (Längsschnitt)

Das an den Simulationsquerschnitt (rd. 25 x 50 m²) angrenzende Gebirge wird in der Berechnung als unverschiebliches Linienlager berücksichtigt.

In Abschnitt 3.3 wurde ausführlich erläutert, dass die in der Verbundzone Salzbeton-Salzgebirge anzusetzende Zugfestigkeit kleiner als die des Salzes ist. Die Zugfestigkeit des Salzbetons ist demgegenüber zeitabhängig, erreicht im Alter von 7 Tagen jedoch schon einen Wert von im Mittel 0,43 MPa. Wie in Abschnitt 3.3 ausführlich dargelegt, kann deshalb davon ausgegangen werden, dass ein Zwangsriss in der Kontaktfuge Salzbeton-Salz auftritt.

Zur Modellierung der Verbundschicht Salzbeton-Salz wurde in den Berechnungen um den erhärtenden Salzbetonbaukörper eine dünne Verbundzone mit den Materialeigenschaften des Salzes (zeit- und ortsunabhängig) mit einer Zugfestigkeit von 0,2 MPa angesetzt. Um die Verbundzone herum wurde das Salzgestein, innerhalb der Verbundzone der erhärtende Salzbetonbaukörper mit den hydratationsgradabhängigen Materialparametern den Berechnungen zu Grunde gelegt.

Bei den Berechnungen wurde eine ebene Sohle vorausgesetzt und keine Behinderung durch eine Grobverzahnung des Salzbetonkörpers (z. B. durch eine Abstufung in der Sohle, welche Zwang erzeugen kann) im Gebirge.

Weitere Details zur Berechnung sowie zu den Eingangsparametern für die Querrichtung finden sich bei den Berechnungsergebnissen in Abschnitt 4.3.2 und für die Längsrichtung in Abschnitt 4.3.3.

4.2.2 Thermische Randbedingungen

Hier werden nur die angewendeten thermischen Randbedingungsarten beschrieben.

Adiabatische Randbedingung:

Es findet kein Wärmeaustausch mit der Umgebung statt. Dies ist vergleichbar mit den adiabatischen Versuchen zur Ermittlung der Wärmefreisetzungsrate und der Wärmemenge.

Randbedingung mit Wärmeübergang:

Der Wärmeübergang findet je nach Luft- bzw. Wettergeschwindigkeit, Schalmaterial und Schalldicke unterschiedlich stark statt. Je stärker die Wetterbewegung, je dünner die Schalung und je größer die Temperaturdifferenz zwischen Umgebung und Salzbeton desto höher ist auch der Wärmeübergang an der entsprechenden Oberfläche. Strahlung und Konvektion werden nicht berücksichtigt.

Der Wärmeübergang zur Luft wurde immer mit $5,6 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ angesetzt. Das entspricht einer Wettergeschwindigkeit von 0 m/s. Die Wettertemperatur wurde in Anlehnung an die Gebirgstemperatur mit $20,5 \text{ }^\circ\text{C}$ angesetzt.

Die Übertragung der Temperaturfunktion vom Querschnitt auf den Längsschnitt erfolgte durch Temperaturfelder. Sie zwingen die eingeschlossene Geometrie auf die angegebene Temperatur.

Die thermischen und mechanischen Randbedingungen sind in Abbildung 21 und Abbildung 22 dargestellt.

4.2.3 Materialparameter von Salzbeton und Gebirge

Altersunabhängige Materialparameter

Rezeptur des Salzbetons M2

Der Baustoff Salzbeton M2 für die Erstellung der Abdichtungsbauwerke setzt sich gemäß Tabelle 6 zusammen. Die Ausgangsstoffe der Salzbeton-Rezeptur M2 wurden zeitnah vor den Untersuchungen von den in Tabelle 6 angegebenen Lieferanten bezogen.

Allgemeines

Zu den altersunabhängigen Parametern zählen: Rohdichte, Wärmeausdehnkoeffizient, Wärmeleitfähigkeit und Querdehnzahl. Sie werden einmalig eingelesen und werden dann zu jedem Zeitpunkt und an jedem Ort gleich verwendet. Sie sind für alle berechnungsrelevanten Stoffe entweder aus der Literatur bekannt oder wurden experimentell ermittelt [6, 11].

Tab. 6: Zusammensetzung des Baustoffs Salzbeton M2

Menge [kg]	Ausgangsstoff	Bezeichnung	Bezugsquelle / Lieferant
328	Zement	CEM III/B 32,5-NW/HS/NA	Holcim (Deutschland) AG vormals Alsen, Werk Höver
328	Steinkohlenflugasche	Safament HKV	Safa-Vertriebs-GmbH Heizkraftwerk Völklingen (HKV)
1072	Zuschlag	Salzgrus (Rückstand; NaCl)	Kali + Salz GmbH, Werk Zielitz
267	Wasser	Leitungswasser (Trinkwasser)	Trinkwassernetz Braunschweig

Thermische Materialkennwerte und Rohdichte des Salzbetons

Die folgenden Materialkennwerte [11] wurden in den Berechnungen angesetzt und für die gesamte Simulationszeit als konstant angenommen.

Wärmeleitfähigkeit: 1,14 W/(m · K)

Wärmekapazität: 1.841 kJ/(m³ · K)

Wärmeausdehnungskoeffizient: $2,0 \cdot 10^{-5}$ 1/K

Rohdichte: 1.970 kg/m³

Querdehnzahl: 0,33

Materialparameter des Salzgebirges, der Kontaktzone und der Salzbricketts

Die Eigenschaften des Salzgebirges, der Kontaktzone und der Salzbricketts wurden für die gesamte Simulationszeit als konstant angenommen.

Wärmeleitfähigkeit: 5,2 W/(m · K)

Wärmekapazität: 1.881 kJ/(m³ · K)

Wärmeausdehnungskoeffizient: $4,0 \cdot 10^{-5}$ 1/K

Rohdichte: 2.200 kg/m³

E-Modul: 25 GPa

Querdehnzahl: 0,27

Das Salzgebirge wurde in der Simulation mechanisch als linear elastisch angenommen. Kriechen bzw. Relaxation wurden nicht berücksichtigt.

Die Zugfestigkeit der Kontaktzone beträgt 0,2 MPa, vgl. Abschnitt 4.2.1.

Adiabatische Temperaturerhöhung – Wärmequellfunktion

Zur Bestimmung der Wärmequellfunktion des Betons wurde die adiabatische Temperaturentwicklung mit einem adiabatischen Kalorimeter für Beton ermittelt.

Die adiabatische Temperaturmessung wurde mindestens 330 bis maximal 500 Stunden durchgeführt. Der Mittelwert der adiabatischen Temperaturerhöhung ΔT_{ad} aus 5 Betonagen mit Frischbetontemperaturen von 11,5 °C bis 18,0 °C betrug 44,2 K.

Die Abbildung der Wärmequellfunktion erfolgt über das Einlesen der gemessenen adiabatischen Temperaturentwicklung (vgl. Abschnitt 4.1.3). Die Zeitachse wird nicht in das wirksame Alter umgerechnet, es wird die tatsächliche gemessene Zeit in das Programm eingelesen. Die Umrechnung auf das wirksame Betonalter t_e erfolgt durch das Programm auf Basis des Arrhenius-Ansatzes (s.o.).

Abbildung 23 zeigt beispielhaft die adiabatische Temperaturerhöhung des untersuchten Salzbetons M2.

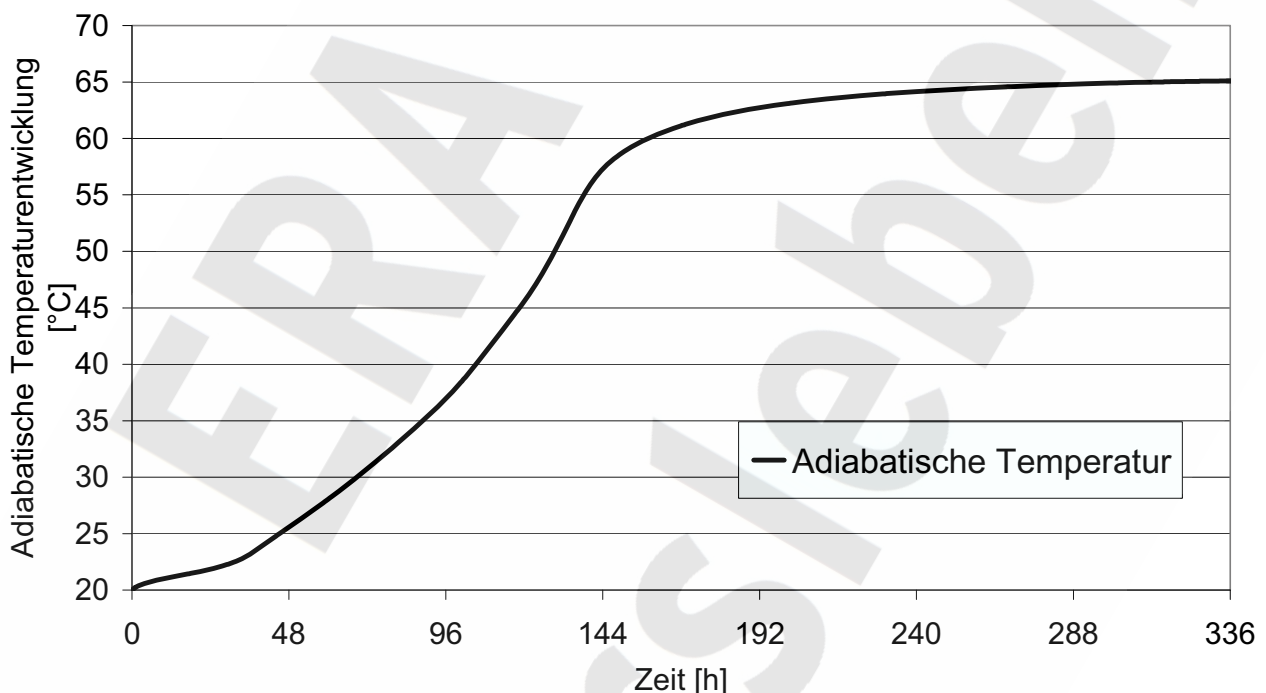


Abb. 23: Adiabatische Temperaturentwicklung des Salzbetons im Kalorimeterversuch (Materialparameter) in Abhängigkeit vom realen Betonalter

Mechanische Kurzzeiteigenschaften des Salzbetons

Zu den altersabhängigen Parametern zählen: Zugfestigkeit, Druckfestigkeit sowie Zug- und Druck-Elastizitätsmodul. Sie wurden für den Salzbeton experimentell ermittelt [11].

Tabelle 7 zeigt eine Übersicht über die Mittelwerte in Abhängigkeit des Betonalters. In den Abbildungen 24 bis 27 sind die Ergebnisse der Versuche grafisch dargestellt.

Die in den Versuchen bestimmten Mittelwerte von Zug- und Druckfestigkeit wurden für die numerischen Berechnungen um 25% abgemindert (Zugfestigkeit: $f_{cte} = 0,75 \cdot f_{ctm}$), weil die baupraktische Erfahrungen und Versuche der Vergangenheit [9, 25] gezeigt haben, dass die wirksame Bauwerkszugfestigkeit um rd. 25% geringer als die im Labor ermittelte mittlere Betonzugfestigkeit ist.

Da die Proben der Zug- und Druckfestigkeitsbestimmungen unter isothermen Bedingungen bei 20 °C lagerten, entspricht das reale Prüfalter t im Versuch dem wirksamen Betonalter t_e . Die Parametereingabe in

die Materialdatenbank erfolgte in allen Fällen durch Wertepaare in Form eines Polygonzuges bestehend aus wirksamen Betonalter t_e und zugehörigem und altersabhängigem Materialparameter.

Programmtechnisch ist eine Unterscheidung zwischen Druck- und Zug-Elastizitätsmodul nicht möglich. Deshalb wurden nur Wertepaare für den Zug-Elastizitätsmodul programmtechnisch berücksichtigt, weil dieser für die Berechnung von Zugspannungen in erhärtenden Bauteilen maßgebend ist.

Tab. 7: Mittelwerte der Zug- und Druckfestigkeit sowie des Zug-E-Moduls des Salzbetons (Materialparameter) in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter

wirksames Betonalter t_e [h]	Zugfestigkeit [MPa]	Druckfestigkeit [MPa]	Zug-E-Modul [GPa]
48	0,12	0,55	0,69
96	0,29	1,37	1,68
168	0,43	2,81	2,78
240	0,70 ¹⁾	4,92	4,20 ¹⁾
336	1,09	8,60	6,92
672	2,43	25,34	15,06
1.344	3,25	29,81	17,48

1) Die Werte für das wirksame Betonalter von 240 Stunden wurden interpoliert

Die Rechenwerte für Zug- und Druckfestigkeit werden aus den Mittelwerten durch Multiplikation mit einem Teilsicherheitsbeiwert von 0,75 gebildet.

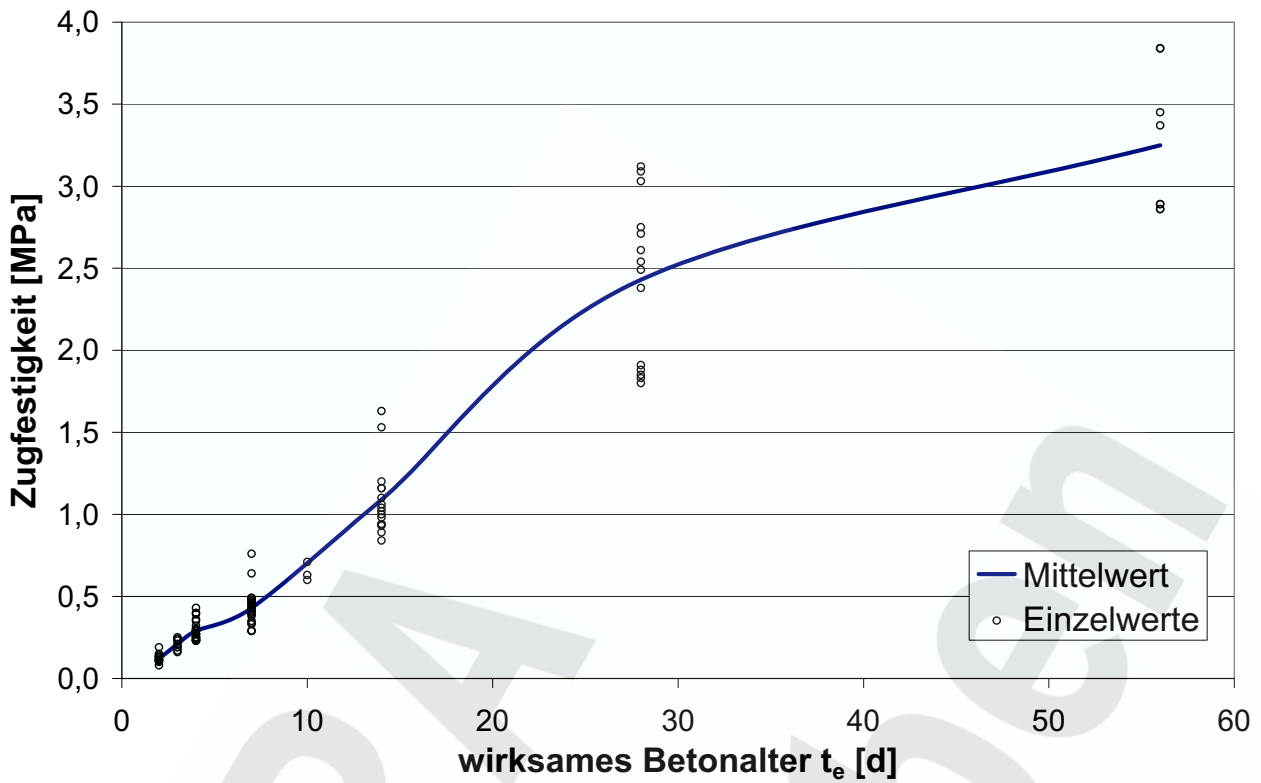


Abb. 24: Entwicklung der Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter t_e , Messwerte

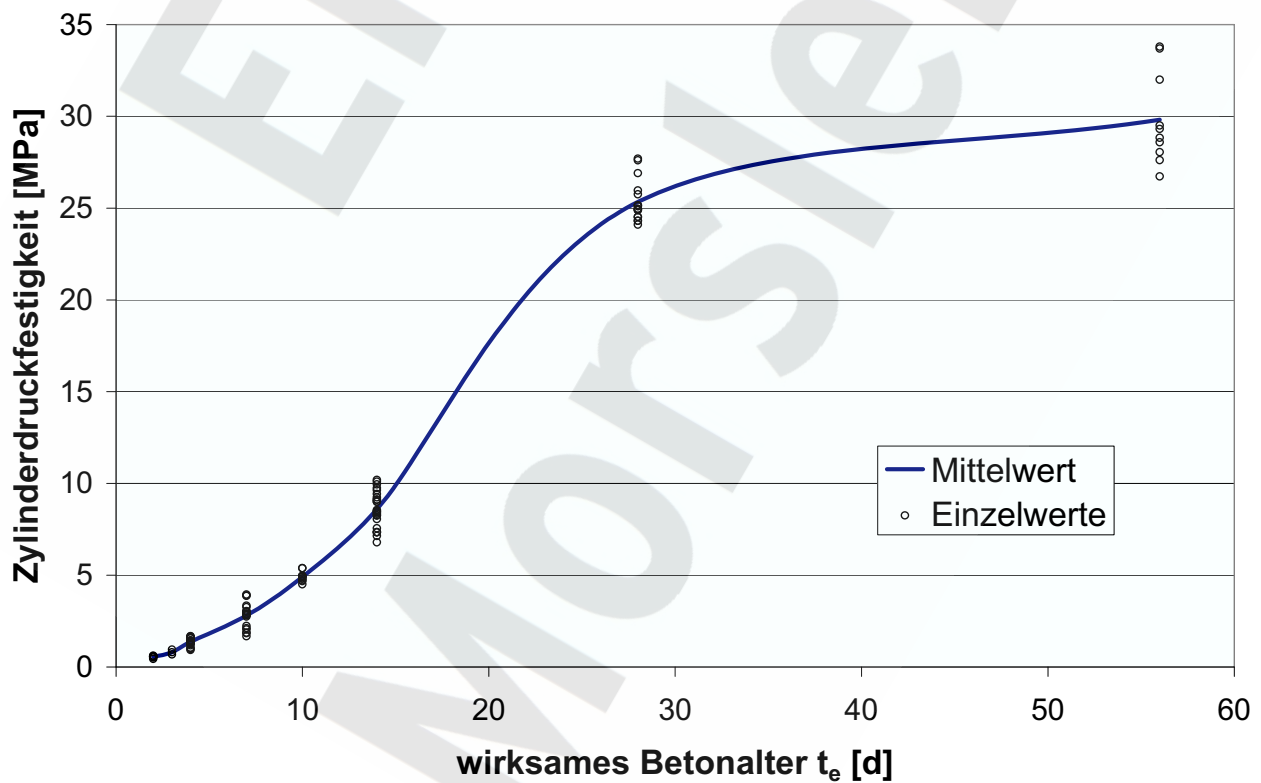


Abb. 25: Entwicklung der Zylinderdruckfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter t_e , Messwerte

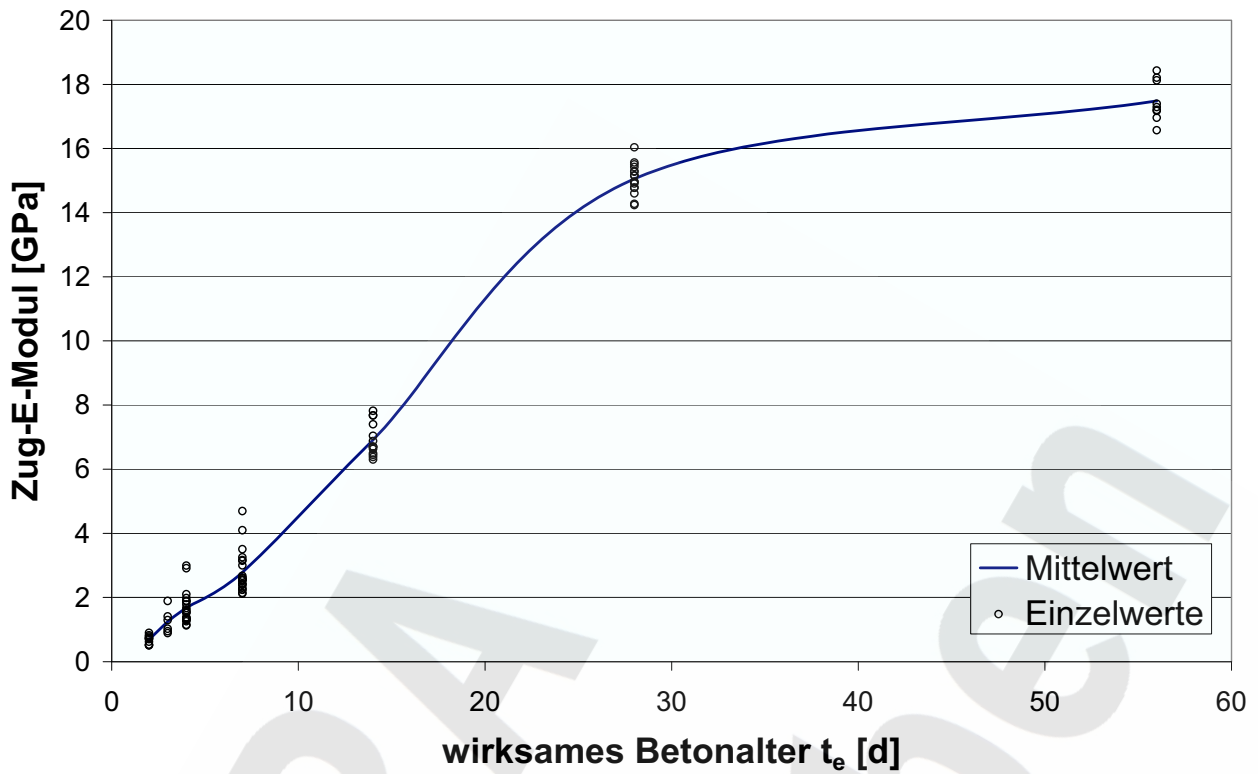


Abb. 26: Entwicklung des Zug-Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter t_e , Messwerte

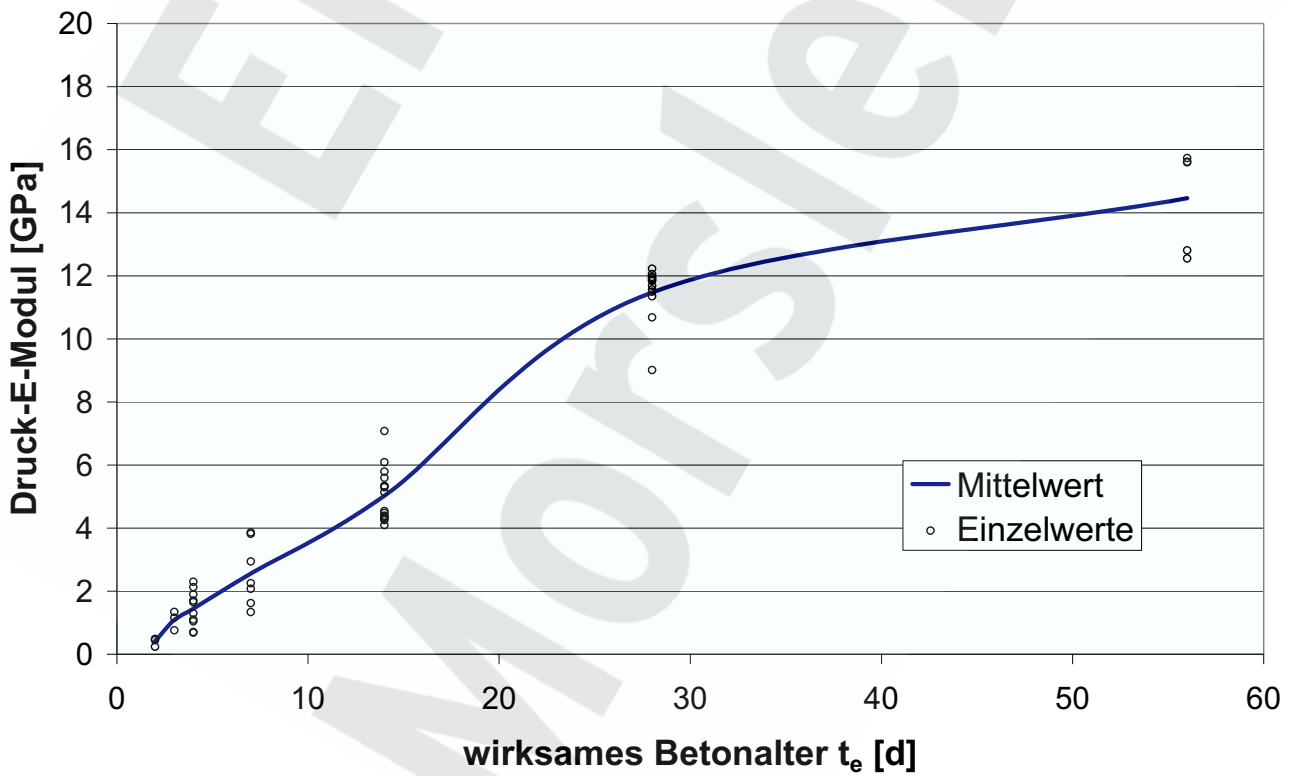


Abb. 27: Entwicklung des Druck-Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter t_e , Messwerte

Nichtlinearer Elastizitätsmodul des Salzbetons

Die erhärtungsabhängige Nichtlinearität der Spannung-Dehnungsbeziehung kann durch das Programm HEAT nicht berücksichtigt werden. Ein nichtlineares zeit- und erhärtungsabhängiges Spannung-Dehnungsverhalten von Werkstoffen ist derzeit ohnehin numerisch nicht zu verarbeiten

Für die Berechnungen wurde als Elastizitätsmodul der Sekantenmodul zwischen 5 und 55% der Zugfestigkeit verwendet. Bei Dehnungen unterhalb 55% der erhärtungsabhängigen Zugfestigkeit findet dabei eine geringfügige Unterschätzung der berechneten Spannung statt; bei einer Überschreitung von 55% der Zugfestigkeit im Gegenzug eine Überschätzung.

Autogenes Schwinden des Salzbetons

Vorbemerkungen

Bei Normalbeton spielen neben lastabhängigen Verformungen auch lastunabhängige Verformungen eine wichtige Rolle. Zu den letzteren zählen solche, die durch Temperatur- oder Feuchteänderung hervorgerufen werden. Ferner ist mit der Erhärtung von Normalbeton durch die Reaktion von Zement und Wasser eine Volumenverringerng durch Teilchen-Kompaktion verbunden, die auch zu einer lastunabhängigen Verformung führt.

Beim Salzbeton wurde deshalb auch das autogene Schwinden, d.h. das Schwinden von versiegeltem Beton untersucht. Das autogene Schwinden kann bei der Erhärtung von massigen Betonbauteilen auftreten. Mit Trocknungsschwinden ist bei massigen Bauteilen, insbesondere im Fall der Streckenabdichtungen, die im praktisch impermeablen Salzgebirge liegen, nicht zu rechnen, weil es nur bei Bauteilen mit einem hohen Verhältnis von Oberfläche zu Volumen auftritt.

Ergebnisse zum autogenen Schwinden

Da die Messungen der lastunabhängigen Verformungen parallel zu den Kriechversuchen mit unterschiedlichem Erstbelastungsalter gestartet wurden, sind die Ergebnisse der Schwindversuche vom Messbeginn an nicht deckungsgleich. Werden die autogenen Schwindkurven jedoch um den Messbeginn auf der Zeitachse und gleichzeitig um einen aus früh begonnenen Schwindversuchen abgeschätzten Schwindbetrag auf der Dehnungsachse verschoben aufgetragen, zeigt sich eine gute Übereinstimmung im Kurvenverlauf aller Schwindkurven.

Die Ergebnisse zeigen, dass das autogene Schwinden von Salzbeton deutlich größer als das von Normalbeton war und zudem einer nicht unerheblichen Streuung unterliegt. Aus allen Versuchen zum autogenen Schwinden kann ein Streuband ermittelt werden, in dessen Grenzen sich die autogenen Schwindverformungen bewegen. Diese experimentell festgestellte Streuung wird in den Simulationsberechnungen aufgegriffen, indem in den Berechnungsläufen verschiedenen Schwindkurven zu Grunde gelegt werden. Es werden zwei verschiedene Schwindkurven in den Berechnungen berücksichtigt (s. Abbildung 28).

Die autogene Schwinddehnung wird als Wertepaar auf Basis des wirksamen Betonalters polygonzugartig in das Programm eingebunden.

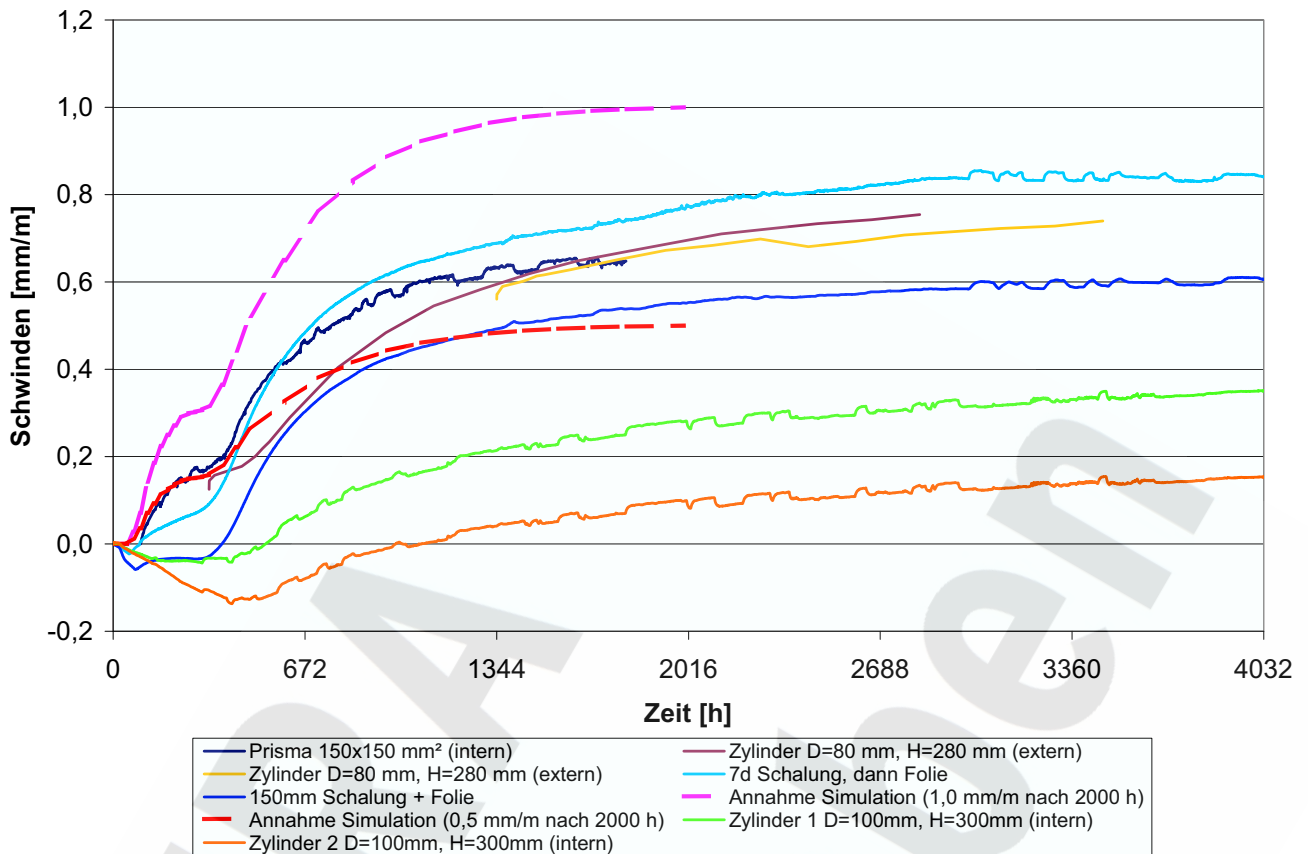


Abb. 28: Schwinddehnung des Salzbetons (Materialparameter), Ergebnisse der Schwindversuche und Annahmen für die Simulationsberechnungen [11]

Kriechen des Salzbetons

Versuchsergebnisse zum Kriechen

Die Zugkriechversuche wurden ausgeführt, da vom Salzbeton bisher noch keine Erkenntnisse über das Zugkriechverhalten während der Erhärtung, sondern nur über das Druckkriechverhalten vorlagen [s. 6]. Während der Erhärtung entstehen in jungen Betonbauteilen jedoch Zugspannungen, die zur Rissbildung führen können. Deshalb ist die genaue Kenntnis des viskoelastischen Verhaltens des erhärtenden Salzbetons unter Zugbeanspruchung besonders wichtig.

Für die Untersuchungen wurden Zugkriechergebnisse im Alter von 4 d, 7 d, 10 d, 14 d, 28 d und 56 d bei einer Temperatur von 20 °C ermittelt. Die Prüfkörper wurden mit einer Last beansprucht, die 50% der Zugfestigkeit ($0,5 \cdot f_{ct}$) zum Belastungszeitpunkt entsprach.

Die Kombination von Gesamtdehnung, Schwinddehnung und elastischer Dehnung ergibt gemäß Gleichung 4.4 die Kriechzahl.

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{ges} - \varepsilon_s - \varepsilon_{el}}{\varepsilon_{el}} \quad (4.4)$$

mit:

- φ Kriechzahl
- ε_{ges} Gesamtdehnung
- ε_s Schwinddehnung
- ε_{el} elastische Anfangsdehnung infolge Belastungsspannung

Die Ergebnisse der Kriechversuche sind in Form von Kriechzahlen in Tabelle 8 zusammengestellt.

Tab. 8: Zugkriechzahlen (s. a. Abbildung 15 bis 20)

Zeit [h]	Kriechzahl	
	Mittelwert	Streuung
Prüfbeginn 96 h		
0 h	0,00	-
0,5 h	1,05	±0,45
1 h	1,35	±0,45
4 h	2,05	±0,55
10 h	2,65	±0,55
24 h	3,35	±0,55
72 h	4,20	±0,60
240 h	4,75	±0,65

Zeit [h]	Kriechzahl	
	Mittelwert	Streuung
Prüfbeginn 168 h		
0 h	0,00	-
0,5 h	0,90	±0,40
1 h	1,20	±0,40
4 h	1,65	±0,55
10 h	2,10	±0,60
24 h	2,45	±0,55
72 h	2,95	±0,35
240 h	3,75	±0,25

Zeit	Kriechzahl	
	Mittelwert	Streuung
Prüfbeginn 240 h		
0 h	0,00	-
0,5 h	0,58	±0,33
1 h	0,70	±0,40
4 h	0,85	±0,45
10 h	1,00	±0,44
24 h	1,15	±0,45
72 h	1,43	±0,47
240 h	1,70	±0,50

	Kriechzahl	
	Mittelwert	Streuung
Prüfbeginn 336 h		
0 h	0,00	-
0,5 h	0,38	±0,12
1 h	0,45	±0,15
4 h	0,55	±0,15
10 h	0,70	±0,10
24 h	0,90	±0,10
72 h	1,15	±0,15
240 h	1,60	±0,30

Zeit	Kriechzahl	
	Mittelwert	Streuung
Prüfbeginn 672 h		
0 h	0,00	-
0,5 h	0,30	-
1 h	0,40	-
4 h	0,50	-
10 h	0,60	-
24 h	0,75	-
72 h	1,10	-
240 h	1,50	-

	Kriechzahl	
	Mittelwert	Streuung
Prüfbeginn 1344 h		
0 h	0,00	-
0,5 h	0,09	-
1 h	0,11	-
4 h	0,14	-
10 h	0,16	-
24 h	0,22	-
72 h	0,38	-
240 h		

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass das Kriechvermögen mit dem Betonalter abnimmt.

Versuche zeigten, dass das Druckkriechen bei Salzbeton im jungen Betonalter unerwartet größer als das Zugkriechen ist, und zwar um den Faktor 3 bis 8 in Abhängigkeit vom Erstbelastungsalter. Im Erstbelastungsalter 4 d bis 7 d ist das Druckkriechen um den Faktor 3 bis 4 größer als das Zugkriechen. Mit steigendem Erstbelastungsalter steigt dieser Faktor noch an. Bis zum Erstbelastungsalter von 56 Tagen steigt das Verhältnis Druckkriechen/Zugkriechen bis auf einen Wert von rd. 8 an.

Für die Modellierung in den Berechnungen wird das Zugkriechen zu Grunde gelegt, weil für den Abbau von rissrelevanten Zwangsspannungen das viskoelastische Verhalten des Salzbetons unter Zugbeanspruchung maßgebend ist und weil sich in den Versuchen zum Druck- und Zugkriechen herausgestellt hat, dass das Zugkriechen kleiner als das Druckkriechen ist. Durch eine Modellierung des Zugkriechens wird das viskoelastische Verhalten des Betons somit realistisch für zugrelevante Bedingungen, bzw. bei kurzzeitigen Druckspannungen im Querschnitt auf der sicheren Seite liegend berücksichtigt.

Implementierung des viskoelastischen Verhaltens

In zwangsbeanspruchten Betonbauteilen ist das Auftreten von Zugspannungen maßgeblich für den Nachweis der Rissbeschränkung während der Erhärtung. Deshalb wird bei derartigen Berechnungen vorzugsweise das Zugkriechen und nicht das Druckkriechen verwendet. Beim Salzbeton stellt sich wie im vorherigen Abschnitt erwähnt, heraus, dass das Zugkriechen geringer als das Druckkriechen ist. Programmtechnisch ist eine Unterscheidung zwischen Zug- und Druckkriechen nicht möglich.

Die durchgeführten Zugkriechversuche am Salzbeton wurden mit dem Simulationsprogramm HEAT 2,5D nachgerechnet, um die Modellparameter zu kalibrieren. Die Dehnungsgeschichten der Zugkriechversuche und der rechnerischen Simulationen waren nach Anpassung der Maxwellketten praktisch identisch (s. Abbildungen 15 bis 20). Dies lässt den Schluss zu, dass mit dem Programm und den anhand der

Kriechversuche kalibrierten Modellparametern der Maxwellketten das Zugkriechen des Salzbetons im jungen Alter gut abgebildet werden kann. Die Parameter der Maxwellketten sind in Tabelle 9 dargestellt.

Tab. 9: Parameter der Maxwellketten für den Salzbeton (Materialparameter)

Belastungs- alter [h]	E-Modul [GPa]	Retardationszeit [h]							
		0,01	0,1	1	10	100	1.000	10.000	100.000
0	0,00	0,50	0,15	0,15	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,69	0,43	0,15	0,15	0,22	0,05	0,00	0,00	0,00
4	1,68	0,31	0,15	0,15	0,22	0,08	0,05	0,03	0,01
7	2,78	0,25	0,15	0,15	0,18	0,11	0,10	0,04	0,02
10	4,20	0,18	0,13	0,13	0,17	0,14	0,13	0,10	0,02
14	6,92	0,10	0,10	0,10	0,16	0,16	0,16	0,15	0,07
28	15,06	0,09	0,10	0,10	0,16	0,16	0,16	0,16	0,07
56	17,48	0,03	0,03	0,04	0,07	0,20	0,24	0,24	0,15
Dämpferviskosität für die Maxwellkörper									

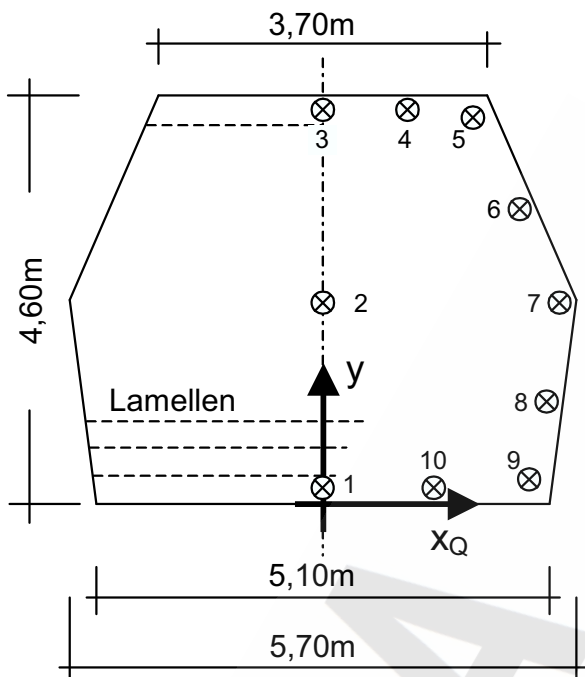
4.3 ERGEBNISSE

4.3.1 Berechnungs- bzw. Auswertungspunkte

Für die Auswertung der Berechnungsergebnisse wurden für die Temperatur- und Spannungsfelder Auswertungspunkte festgelegt.

In Querrichtung wurden zwei Arten der Auswertung gewählt.

- Jede Lamelle liefert eine Funktion des Temperaturverlaufes über der Zeit. Die Temperatur-Zeit-Funktion dient als Eingangsgröße für die Spannungsberechnung in Querrichtung.
- In der Mitte des Querschnitts und umlaufend am Rand wurden insgesamt 10 Auswertepunkte festgelegt (s. Abbildung 29). Dabei wurden Hauptspannungs- und Festigkeitsverläufe über der Zeit ausgewertet und dargestellt.



Punkt 1:	(0,00/0,10)
Punkt 2:	(0,00/2,30)
Punkt 3:	(0,00/4,50)
Punkt 4:	(0,90/4,50)
Punkt 5:	(1,75/4,40)
Punkt 6:	(2,30/3,35)
Punkt 7:	(2,75/2,30)
Punkt 8:	(2,60/1,15)
Punkt 9:	(2,37/0,20)
Punkt 10:	(1,20/0,10)

Abb. 29: Messpunkte mit Koordinaten der Simulationsauswertung im Querschnitt

In Längsrichtung wurden zunächst 9 Auswertepunkte gewählt. Sie befinden sich unten, in der Mitte und oben auf der Symmetrieachse des Bauwerkes sowie in identischer Höhenlage 0,05 m und 1,25 m von der Stirnseite entfernt (s. Abbildung 30). Für die weitere Auswertung der Simulationsberechnungen wurden ausschließlich die maßgebenden 3 Punkte in der Symmetrieachse ausgewertet (s. Abbildung 31), weil die Berechnungen ergeben haben, dass die Rissgefahr im Endbereich ($x = 12,45$ m) durch die randzonenbedingte Abkühlung an den Enden sehr ausgeprägt ist. Aber schon in einem Abstand von 1,25 m vom Ende ($x = 11,25$ m) unterscheidet sich die Rissgefahr nur unwesentlich von derjenigen im Kern (Symmetrieachse, $x = 0$ m), s. Abschnitt 4.3.3 unter Ergebnisse der Berechnung „Längsrichtung – mit Stirnseitenauskühlung“. Als risskritische Auswertepunkte wurden deshalb diejenigen Punkte auf der Symmetrieachse zu Grunde gelegt. In der 0,5 m breiten Randzone ist folglich mit erhöhter Rissgefahr zu rechnen. Dieser Ort wird deshalb zur Bewertung der Rissgefahr des Bauwerkes nicht weiter ausgewertet.

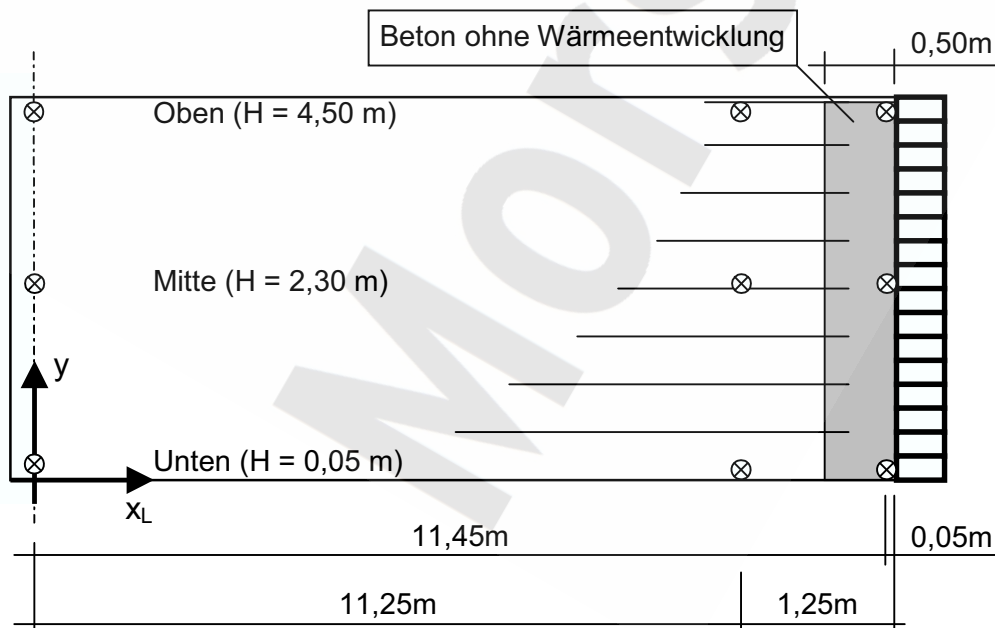


Abb. 30: 9 Messpunkte der Simulationsauswertung im Längsschnitt bei berücksichtigter Stirnseitenauskühlung

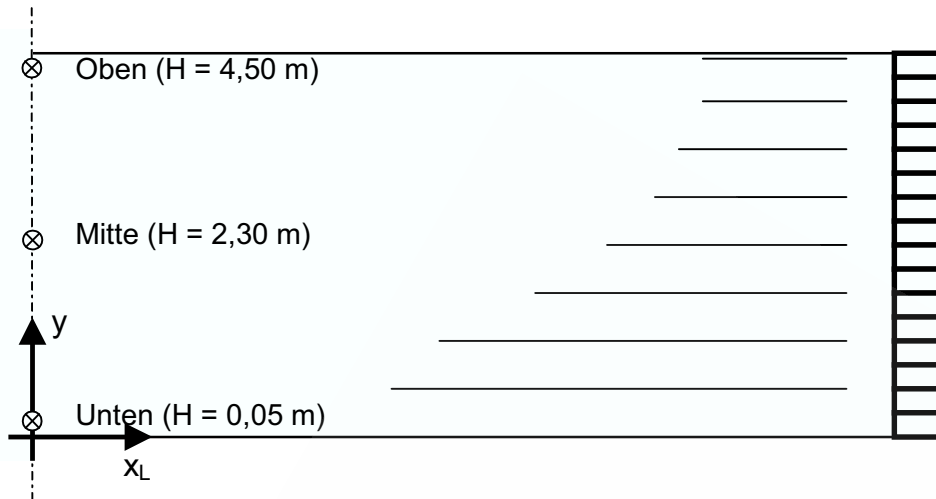


Abb. 31: Maßgebende Messpunkte (3) der Simulationsauswertung im Längsschnitt

4.3.2 Ergebnisse in Querrichtung

Querrichtung mit festem Verbund

Die Temperaturspannungsberechnungen in Querrichtungen waren erforderlich, um die Bildung von hydraulisch wirksamen Rissen zu untersuchen. Die Berechnungen wurden deshalb auf der ungünstigen Seite liegend zunächst mit festem Verbund (ohne Kontaktzone) ausgeführt.

Die Spannungs- und Festigkeitsverläufe über der Zeit sind in Abbildung 32 dargestellt. Alle Spannungen überschreiten nach rd. 500 Stunden die Bauwerkszugfestigkeit und erreichen Werte, die rund 2-fach über der Zugfestigkeit liegen. Der Rissindex beträgt demzufolge nur rd. 0,52, s. Abbildung 33. Im Bauwerk entstehen Risse, d.h. es liegt erhebliche Rissgefahr vor.

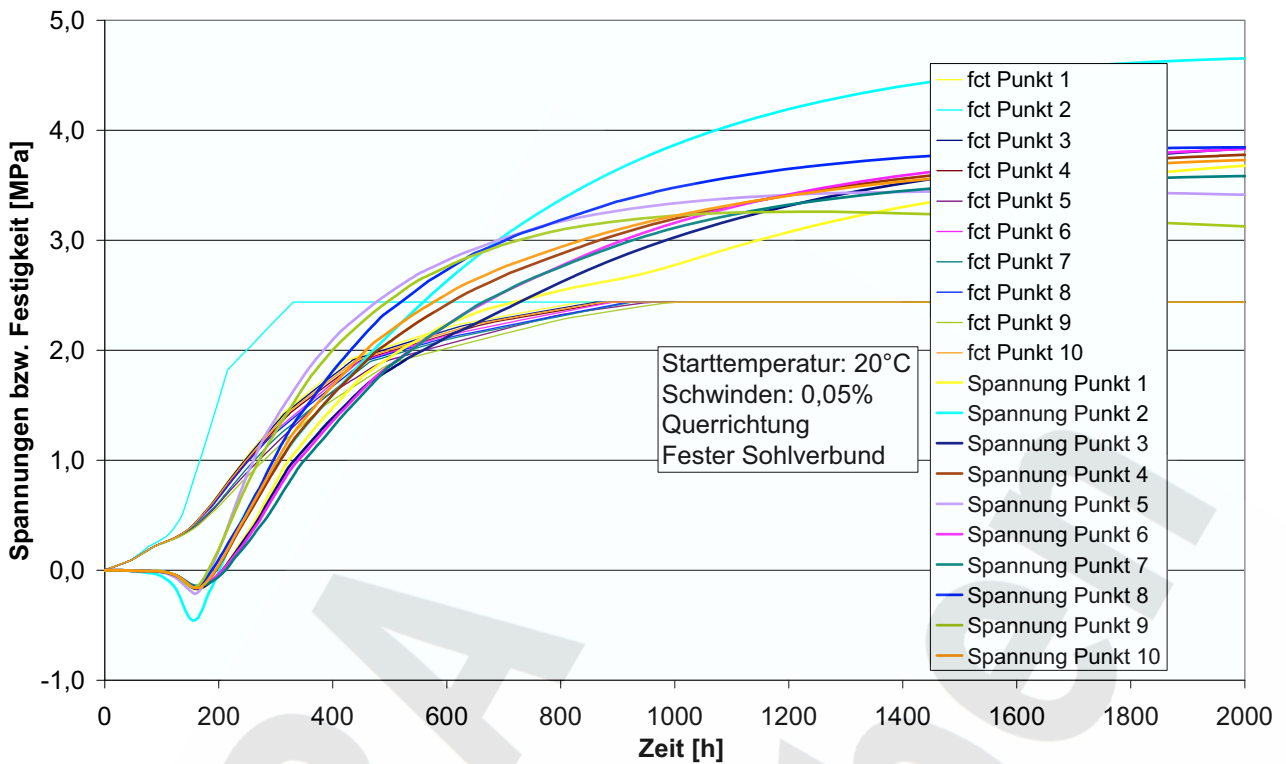


Abb. 32 Zeitliche Entwicklung der Spannungen und der Festigkeiten in Querrichtung; Fester Sohlverbund, Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden

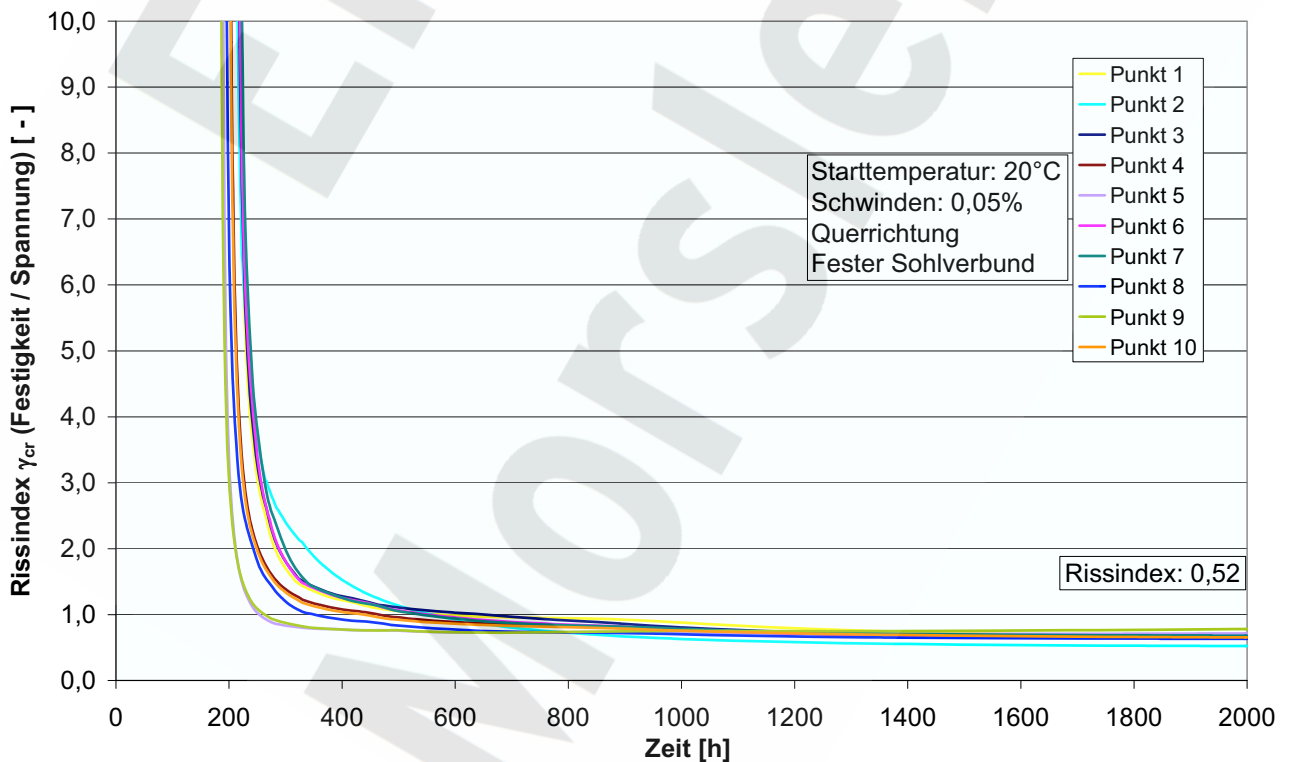


Abb. 33: Graphische Darstellung des Rissindexes γ_{cr} für den Salzbetonkörper in Querrichtung über der Zeit; Fester Sohlverbund, Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden

Querrichtung mit Kontaktzone

Durch diese Berechnungsvariation sollte untersucht werden, wie sich das zugrunde Liegen einer Kontaktzone auf die Spannungen auswirkt. Dabei wurde realistischer Weise unterstellt, dass sich das Bauwerk durch Rissbildung vom Gebirge löst und die Rissgefahr im übrigen Bauwerk durch diesen Zwangabbau reduziert werden kann.

Für die Kontaktzone zum Bauwerk wurden in der Berechnung grundsätzlich die mechanischen Eigenschaften des Salzgebirges zu Grunde gelegt. Die unterstellten Materialeigenschaften weichen jedoch in zwei Punkten von denen des Salzgebirges ab:

- Die Zugfestigkeit in der Kontakt- bzw. Verbundzone wird mit 0,2 MPa angesetzt.
- Spannungen über der Zugfestigkeit führen in der Kontakt- bzw. Verbundzone zum Riss.

Für die Berechnungen wurde ein vereinfachter Querschnitt gewählt. Die Außenabmessungen des Abdichtungsbauwerks wurden im Wesentlichen beibehalten (siehe Abbildung 21), während die Betoniergeschwindigkeit nicht berücksichtigt wurde, weil die Betoniergeschwindigkeit nur eine untergeordnete Rolle bei der Betrachtung des Rissindex spielt.

In Abbildung 34 sind die Spannungsverläufe für einen Berechnungsfall über der Zeit für diese Punkte dargestellt. Zusätzlich ist die erhärtungsabhängige Zugfestigkeitsentwicklung für diese Punkte aufgetragen.

Bis in ein Alter von 180 h entstehen in den Auswertepunkten zunächst Druckspannungen mit einem Maximum nach 155 h. Danach kehren sich die Spannungen um und es entstehen Zugspannungen. Nach rd. 210 h wird das Maximum der Zugspannungen erreicht, danach nehmen die Zugspannungen drastisch ab. Dies liegt daran, dass es zu diesem Zeitpunkt zu Rissen in der Kontaktzone kommt. Die Risse in der Kontaktzone führen zu diesem Zeitpunkt zu einer deutlichen Verminderung des Zwangs, was zu der in Abbildung 34 sichtbaren sprunghaften Zugspannungsabnahme führt. Bei diesem lokalen Zugspannungsmaximum wird der minimale Rissindex von 2,06 erreicht.

Die Entstehung des Risses in der Kontaktzone ist exemplarisch in den Abbildung 35 bis 40 dargestellt. Die Abbildungen zeigen für verschiedene Zeitpunkte die geometrische Ausbildung der Risse im Querschnitt. Farbabstufungen entlang der Kontaktzone zeigen den Riss und die Rissgefahr. Die rote Farbe kennzeichnet den Riss mit der vollständigen Kraftentkopplung.

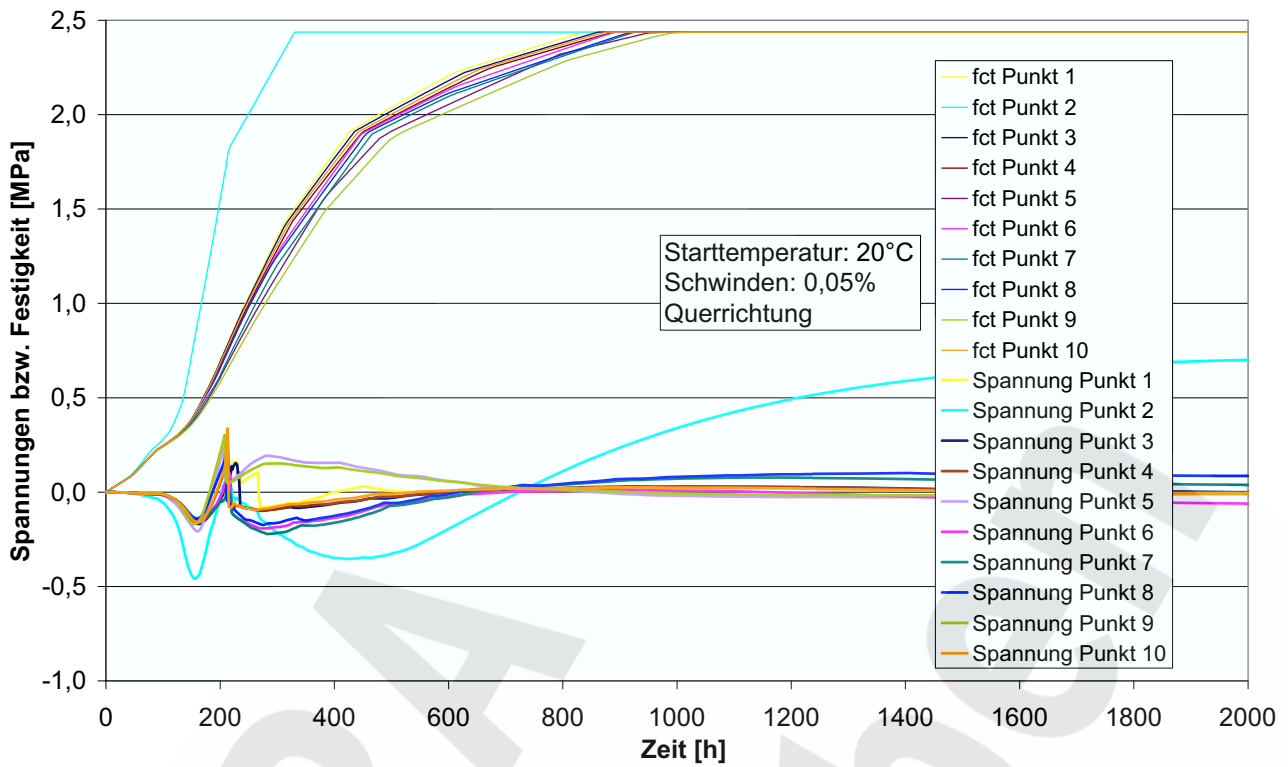


Abb. 34: Zeitliche Entwicklung der Spannungen und der Festigkeiten in Querrichtung; Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden

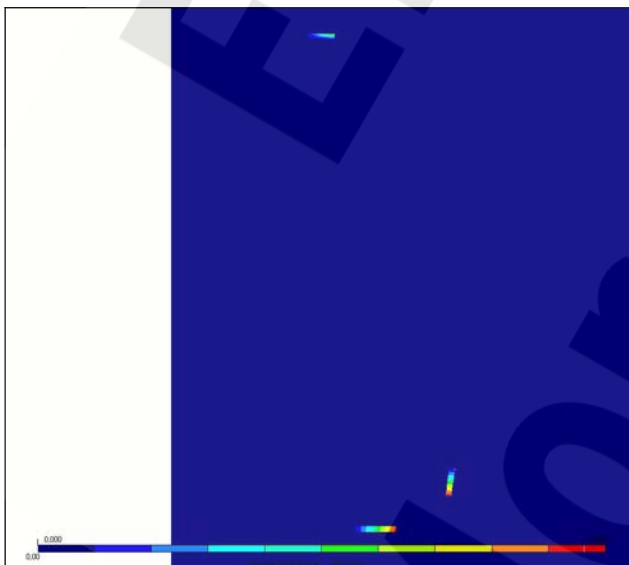


Abb. 35: Zeitpunkt 50 h; beginnende Rissbildung in der Kontaktzone

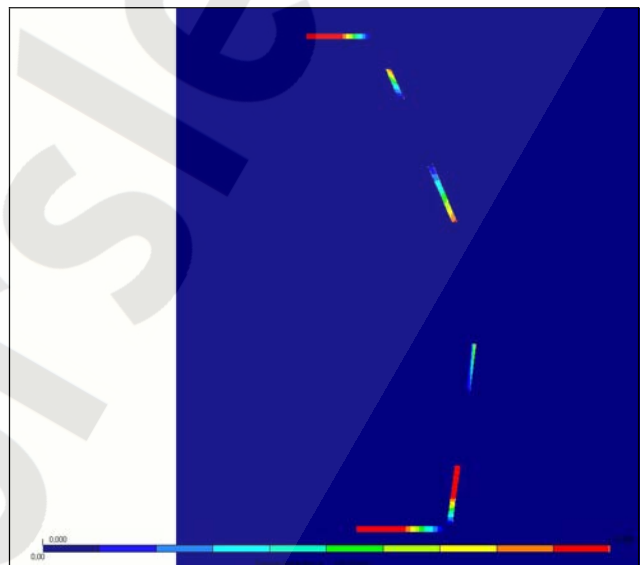


Abb. 36: Zeitpunkt 100 h; fortschreitende Rissbildung in der Kontaktzone, Ecken noch fest

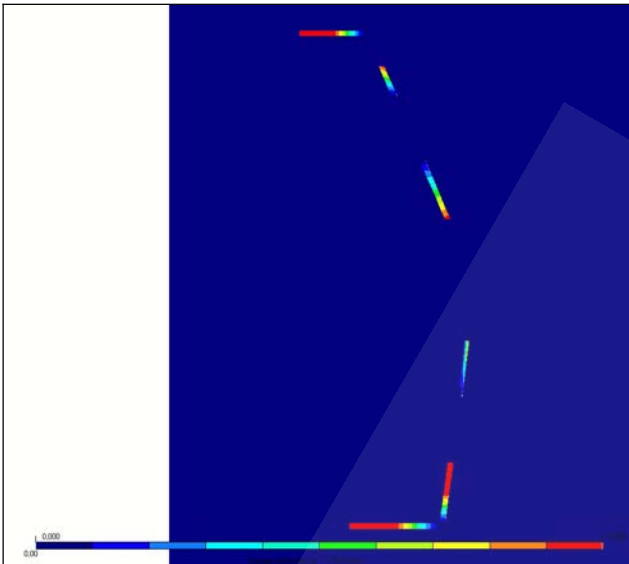


Abb. 37: Zeitpunkt 170 h; kaum Veränderungen zum Zeitpunkt 100 h

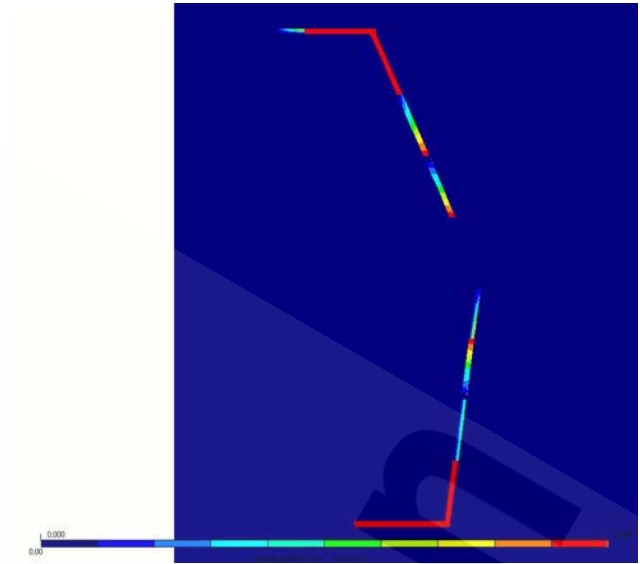


Abb. 38: Zeitpunkt 210 h; Ecken vollständig vom Salzgebirge abgelöst, erheblicher Spannungssprung; vgl. Abbildung 34

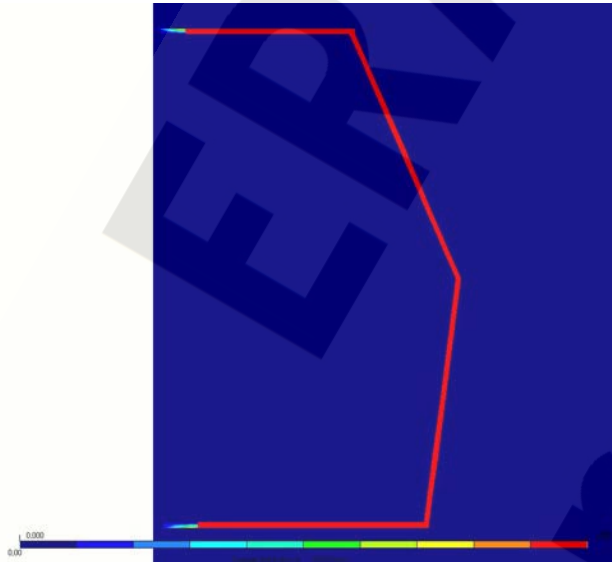


Abb. 39: Zeitpunkt 230 h; in der Symmetrieachse sind noch letzte Stellen mit Haftverbund in der Kontaktzone vorhanden

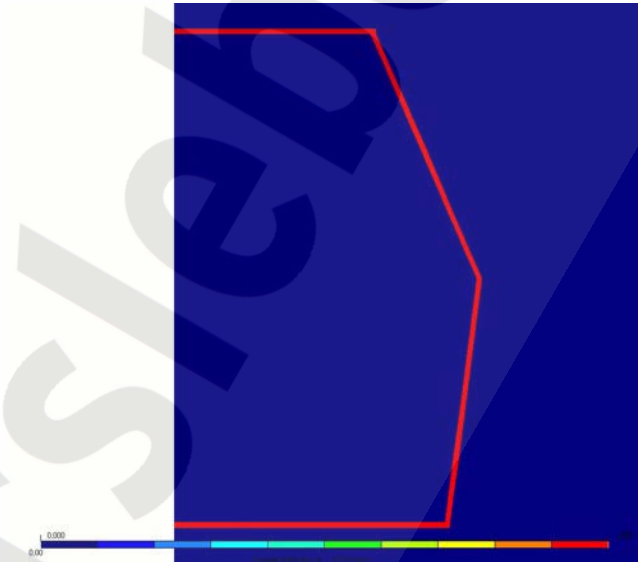


Abb. 40: Zeitpunkt 270 h; vollständiger Riss in der Kontaktzone

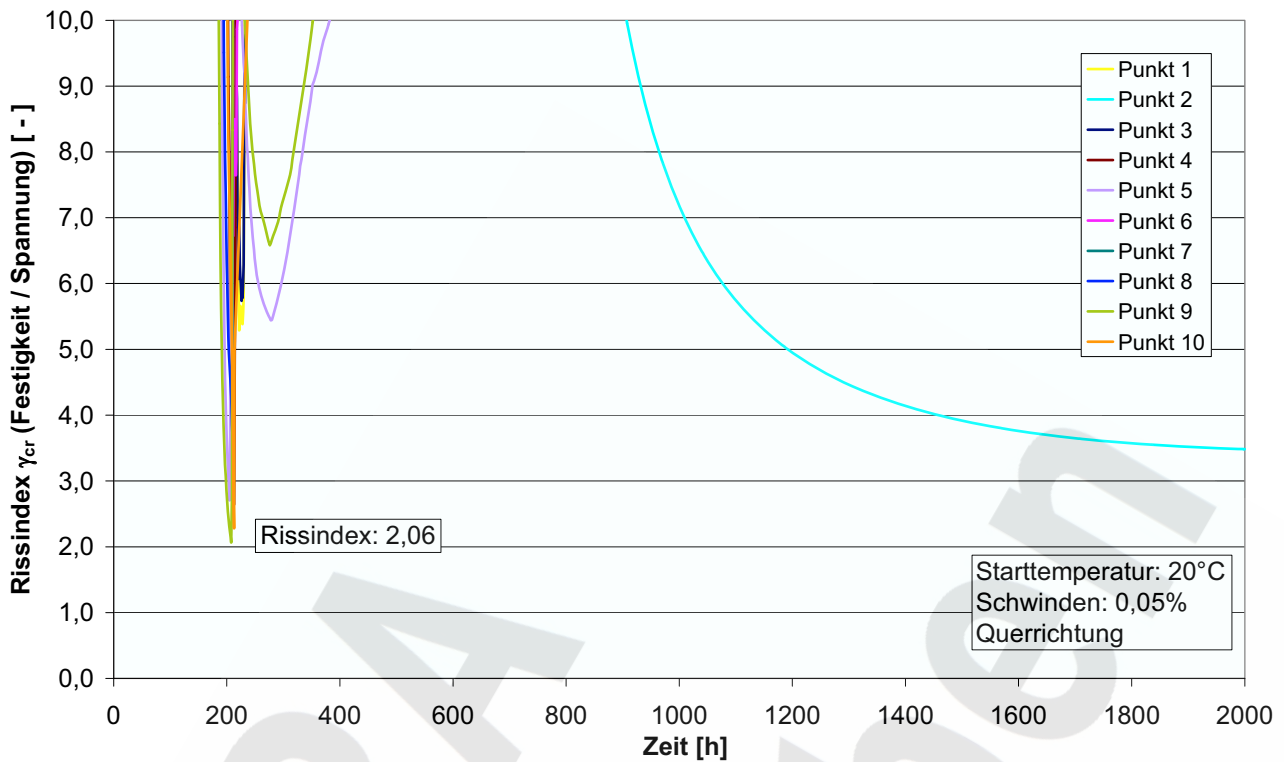


Abb. 41: Graphische Darstellung des Rissindexes γ_{cr} für den Salzbetonkörper in Querrichtung über der Zeit; Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden

Aus den Verläufen von Spannungen und Festigkeitsentwicklung über der Zeit kann dann der Rissindex ($\gamma_{cr} = f_{ct}/\sigma$) in Abhängigkeit von der Zeit berechnet und dargestellt werden (s. Abbildung 41). Für alle anderen Berechnungsrandbedingungen (Frischbetontemperatur, Schwinddehnung) sind die entsprechenden Diagramme in [11] enthalten.

In Tabelle 10 sind für alle Berechnungsrandbedingungen die minimalen (und damit maßgeblichen) Rissindices während der Erhärtungsdauer bzw. des Berechnungszeitraumes zusammengestellt.

Tab. 10: Ausgewertete Rissindices für den Salzbetonkörper der Simulationsberechnungen in Querrichtung mit Auflockerungszone (Querschnitt 4,6 x 5,7 m²)

Rissindex γ_{cr}		Frischbetontemperatur [°C]		
		20	25	30
Schwinddehnung nach 2000 Stunden [mm/m]	1,00	1,73	(2,22) ¹⁾	(2,18) ¹⁾
	0,80	1,80	-	-
	0,50	2,06	-	(2,23) ¹⁾

1) Berechnungsergebnisse sind nur eingeschränkt vergleichbar (s. u.)

Die Berechnungen für die Frischbetontemperatur von 20 °C ergeben, dass der Rissindex bei einem Schwinden von $\geq 0,80$ mm/m kleiner als 2,0 ist. Dies bedeutet, dass bei einer Einbringtemperatur von 20 °C eine leicht erhöhte Risswahrscheinlichkeit festzustellen ist. Die Kontaktzone ist wie in den Abbildungen 35 bis 40 gezeigt, gerissen.

Für Frischbetontemperaturen von 25 und 30 °C ist der Rissindex größer als unter gleichen Bedingungen bei 20 °C. Dies ist dadurch zu erklären, dass sich in der Simulationsberechnung bei Frischbetontemperaturen von 25 und 30 °C bereits direkt nach dem Einbringen des Frischbetons ein Riss in der Kontaktzone an der Sohle bildet. Dies führt in der weiteren Berechnung zu einer Reduktion des Zwangs und somit zu geringeren Zwangsspannungen im Bauwerk, was wiederum zu einem höheren Rissindex führt.

Dieses Berechnungsergebnis bedarf allerdings einer weiteren Interpretation. Die modellierte Kontaktzone mit einer Zugfestigkeit von 0,20 MPa ab dem Betonalter von 0 Stunden wird plötzlich durch das Einbringen des Frischbetons erwärmt und dehnt sich aus. Durch die feste Anbindung an das Salzgebirge entstehen unmittelbar Zwangsspannungen in der modellierten Kontaktzone, die deren Zugfestigkeit überschreiten und folglich zum Riss führen.

Die in der Simulation modellierte Kontaktzone stellt ein Modell des Haftverbundes zwischen Beton und Gebirge dar. Dieser Haftverbund kann in der Realität nicht gelöst werden bzw. liegt noch nicht vor, solange der Beton noch frisch ist und noch keine Festigkeit hat. Bei dem Vergleich von Berechnung und Realität bei Frischbetontemperaturen von 25 °C und 30 °C ist zu folgern, dass sich der in der Berechnung ergebende Riss in der Kontaktzone in der Realität nicht so früh einstellen wird wie es die Berechnung vermuten lässt. Aufgrund des fehlenden Zwangs durch den sofortigen Riss an der Bauwerkssohle ist ein Vergleich der Ergebnisse mit 25 und 30 °C Frischbetontemperatur mit den Ergebnissen bei 20 °C Frischbetontemperatur deshalb nur bedingt aussagekräftig.

Dennoch kann davon ausgegangen werden, dass sich Risse in der Kontaktzone auch für Frischbetontemperaturen ≥ 25 °C wie bei den Berechnungen mit 20 °C Frischbetontemperatur einstellen werden. Unter gleichen Randbedingungen wäre für diese Berechnungsfälle mit steigender Frischbetontemperatur mit einem geringeren Rissindex zu rechnen.

In allen Berechnungsläufen der Simulationsvarianten hat sich das Abdichtungsbauwerk vom Gebirge abgelöst. Der in den Berechnungen aufgetretene Riss ist komplett umlaufend und verläuft in der Kontaktzone. Dies beruht auf der geringen Festigkeit der Kontaktzone.

Die Rissbildung (bis hin zum Ringspalt) an dieser Stelle führt gleichzeitig zu einer Verringerung der Dehnungsbehinderung in Quer- und auch in Längsrichtung (Zwangabbau). Für das Abdichtungsbauwerk bedeutet dies, dass die Spannungsentwicklung im Abdichtungsbauwerk nach erfolgter Rissbildung in der Kontaktzone nur noch von Eigenspannungen dominiert wird. Externer Zwang nach dem Bruch der Verbundfuge Salzbetonkörper - Gebirge entsteht nicht mehr.

4.3.3 Ergebnisse in Längsrichtung

Übertragung der Temperaturfeldberechnungen von Quer- in Längsrichtung

Die Berechnung der Temperaturentwicklung im Bauteil erfolgte grundsätzlich in Querrichtung, weil durch die zweidimensionale Berechnungsweise der tatsächlich 3-dimensionale Wärmeabfluss über die Querrichtung realistischer nachgebildet werden kann als in Längsrichtung. Bei der Temperaturberechnung in Längsrichtung würde der Wärmetransport vom Salzbeton in das Gebirge stark unterschätzt und dadurch zu unrealistischen Ergebnissen führen.

Die zeitabhängigen Temperaturfelder der einzelnen Lamellen in Querrichtung wurden ausgewertet und auf die Lamellen in Längsrichtung übertragen. Die übertragenen Temperaturverläufe sind in Abbildung 42 dargestellt.

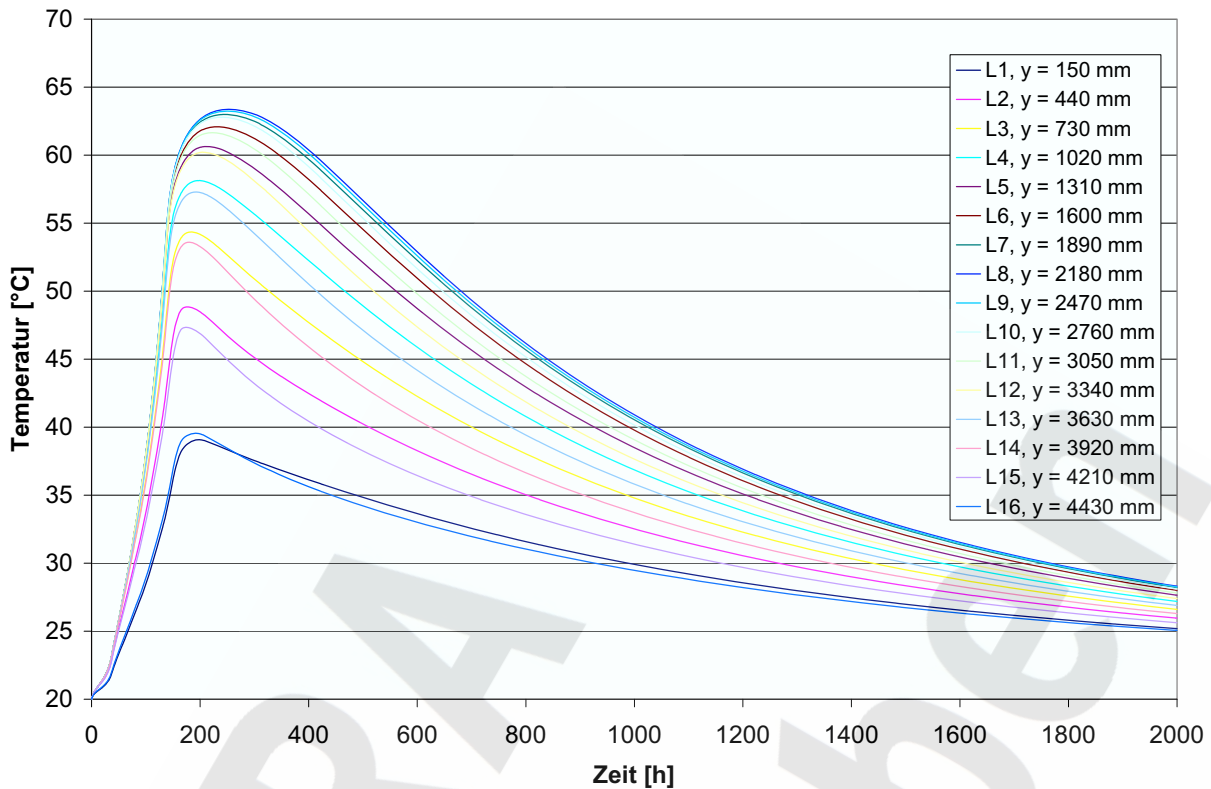


Abb. 42: Temperaturentwicklung der Lamellen in Bauteilmitte (unterste Lamelle: Nr. 1, oberste Lamelle: Nr. 16)

Ergebnisse der Temperaturspannungsberechnungen in Längsrichtung

Ergebnisse der Berechnungen „Längsrichtung – mit festem Sohlverbund“

Die Berechnungen in Längsrichtung mit festem Sohlverbund sind in den folgenden Abbildungen dargestellt. Dabei wurden die Spannungen in x-Richtung (Bauwerkslängsachse) und y-Richtung (vertikale Achse) unterschieden. Die Spannungen in x-Richtung können im Fall von Rissbildung zu einer Segmentierung des Bauwerkes in Längsrichtung führen. Dabei entstehen allerdings keine hydraulisch wirksamen Risse. Die Spannungen in y-Richtung können zu Rissen in einer horizontalen Ebene führen, die somit hydraulisch wirksam und damit zu vermeiden sind.

In Abbildung 43 ist der Fall $T_{c0} = 20 \text{ °C}$, 0,05% Schwinden bei einer Bauwerkslänge (= Segmentlänge) von 25 m dargestellt. Die Spannungen in x-Richtung erreichen nach rd. 400 h rd. 50% der Bauwerkszugfestigkeit, so dass der Rissindex auf einen Wert < 2 abfällt, Abbildung 44. Der Rissindex beträgt schließlich 0,59, d.h. deutliche Rissgefahr.

Die Spannungsentwicklungen in y-Richtung sind in Abbildung 45. dargestellt, der zugehörige Rissindex in Abbildung 46. Die Spannungen blieben hier sehr deutlich unter der Zugspannung, was sich in einem minimalen Rissindex von 13,0 äußert.

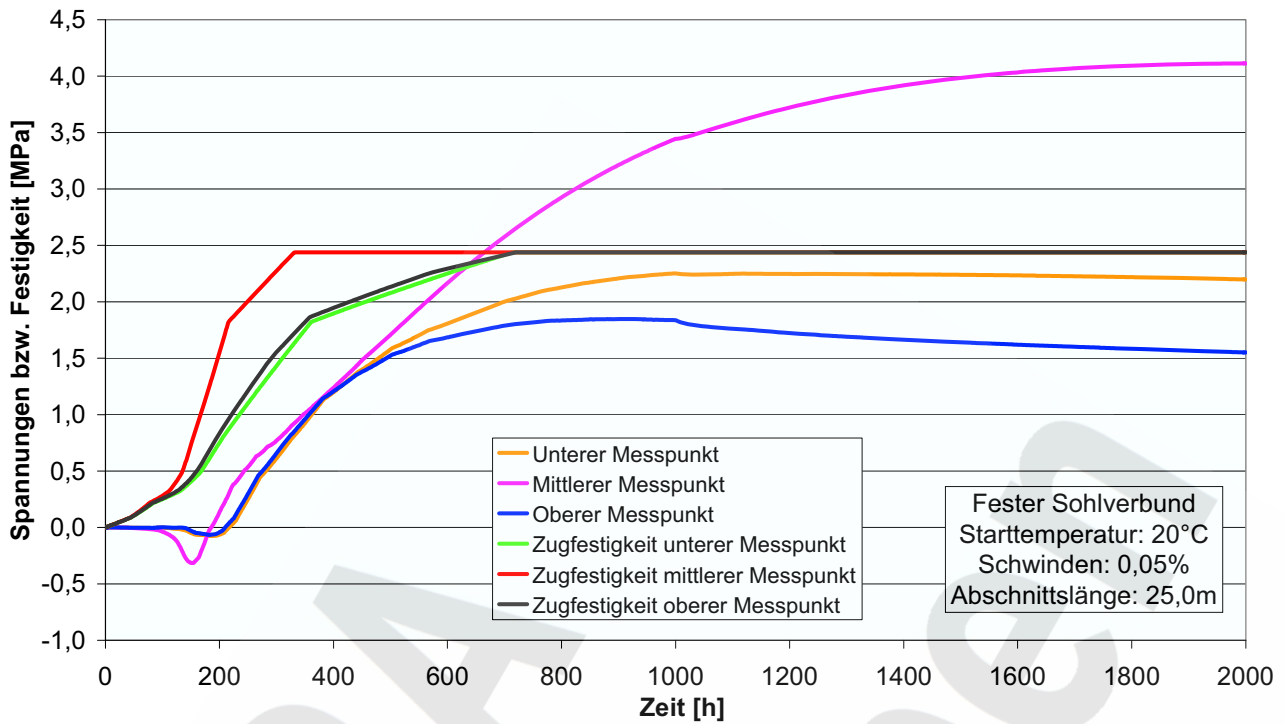


Abb. 43: Zeitliche Entwicklung der Spannungen in x-Richtung und der Festigkeiten in Längsrichtung; Fester Sohlverbund, Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m

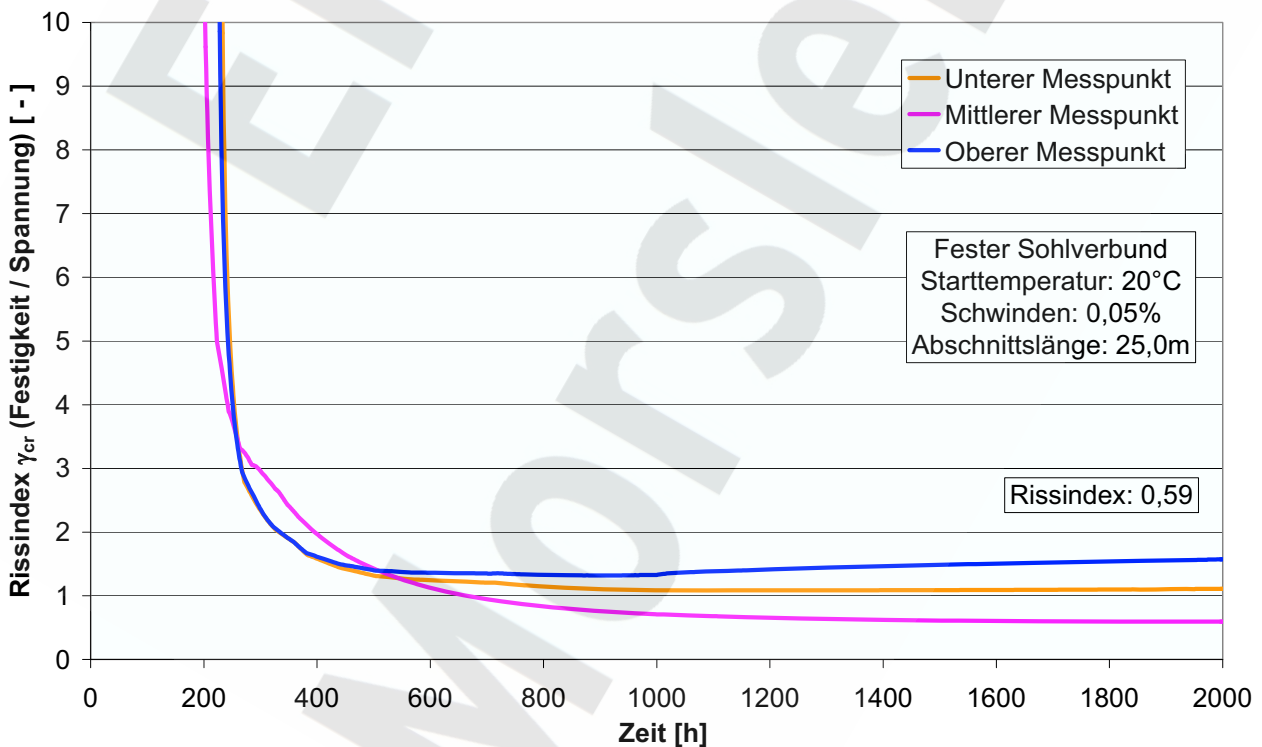


Abb. 44: Graphische Darstellung des Rissindex γ_{cr} in Längsrichtung der Spannungen in x-Richtung über der Zeit; Fester Sohlverbund, Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m

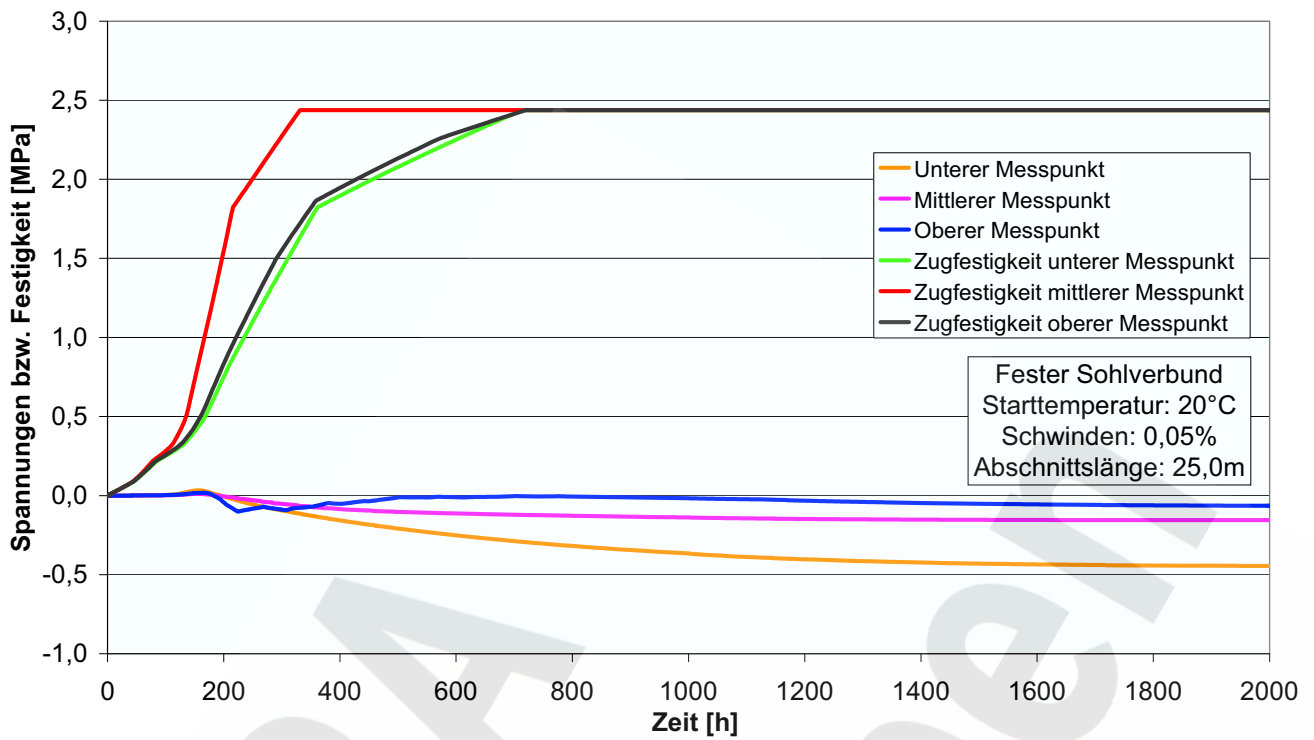


Abb. 45: Zeitliche Entwicklung der Spannungen in y-Richtung und der Festigkeiten in Längsrichtung; Fester Sohlverbund, Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m

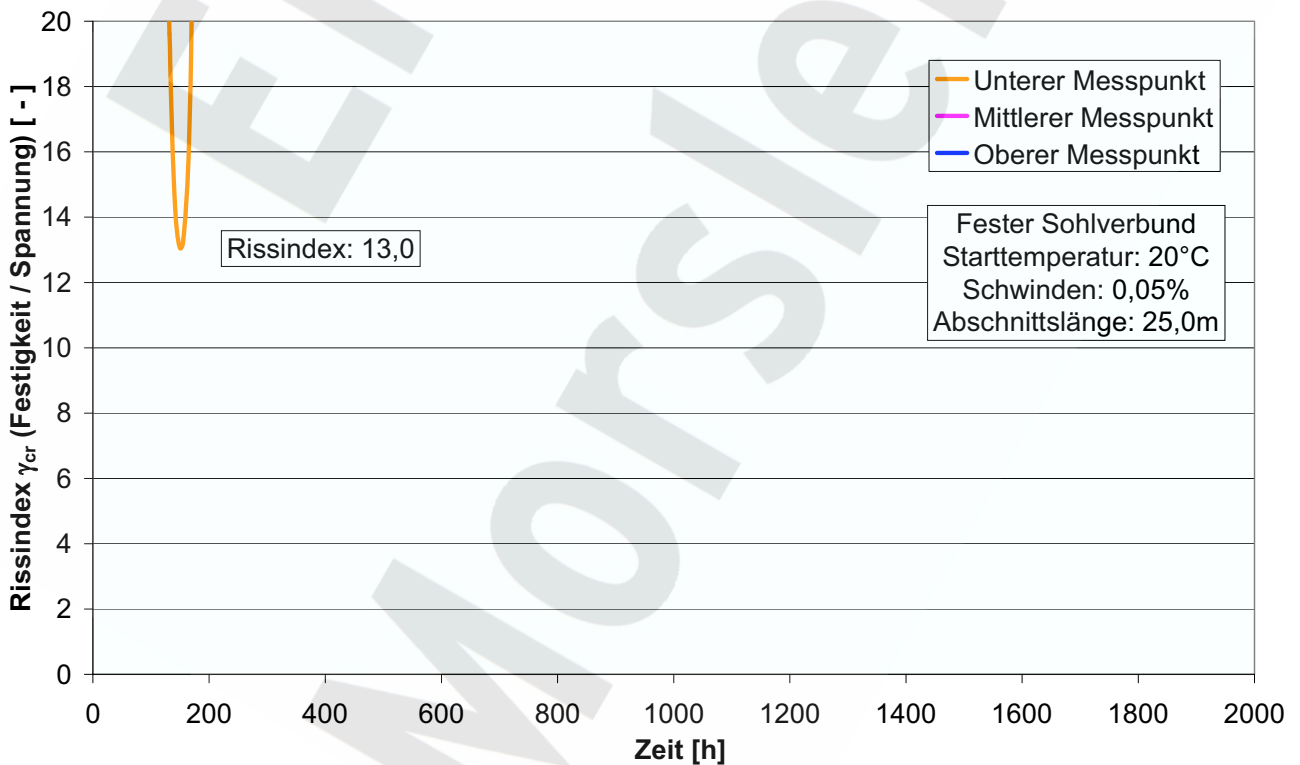


Abb. 46: Graphische Darstellung des Rissindex γ_{cr} in Längsrichtung der Spannungen in y-Richtung über der Zeit; Fester Sohlverbund, Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m

Zur Untersuchung der Risswahrscheinlichkeit wurde in Längsrichtung noch weitere Berechnungen mit kürzeren Segmentlängen, und zwar von 8,50 m und 5,0 m ausgeführt. Die Diagramme der Spannungs- und Rissindex-Verläufe sind in [11] zusammengestellt.

Zusammenfassend sind für alle Berechnungen in Tabelle 11 die minimalen Rissindices für die Berechnungsvarianten dargestellt. Der Rissindex für die Spannungen in x-Richtung nimmt mit abnehmender Segmentlänge deutlich zu, bleibt aber < 2,0, d.h. es ist mit segmentbildenden Rissen über den Querschnitt zu rechnen, sofern vollständiger Verbund vorliegt.

Da der Rissindex für die Spannungen in y-Richtung stets deutlich größer als 2 ist, ist hier trotz vollständig angenommenem Sohlverbund nicht mit einer Rissbildung zu rechnen.

Tab. 11: Ausgewertete Rissindices für Spannungen in x- und y-Richtung des Salzbetonkörpers der Simulationsberechnungen in Längsrichtung mit festem Sohlverbund für verschiedene Abschnittslängen

Rissindex γ_{cr}		Frischbetontemperatur 20 °C Schwinddehnung nach 2000 h: 0,5%	
		für σ_{xx}	für σ_{yy}
Abschnittslänge	25,0	0,59	13,0
	8,50	1,35	10,4
	5,00	1,38	5,72

Ergebnisse der Berechnungen „Längsrichtung – mit Stirnseitenauskühlung“

Durch den Ansatz, dass die in Querrichtung berechneten Temperaturen auf Temperaturlamellen in Längsrichtung übertragen wurden, erfolgt bei den Simulationsberechnungen in Längsrichtung keine Auskühlung des Betonkörpers an den Stirnseiten. Um den Einfluss der Abkühlung an den Bauwerksenden in Längsrichtung dennoch näherungsweise simulieren zu können, wurde in einer Berechnungseinheit eine 0,5 m breite Betonzone ohne Ansatz einer Wärmequellfunktion, aber mit der zeitlichen Entwicklung der mechanischen Eigenschaften angesetzt (s. Abbildung 30). Dadurch sollte erreicht werden, dass das Temperaturfeld dieser Betonzone durch die tatsächlichen Temperaturfelder des Bauwerks auf der einen und die Luftumgebungsbedingungen auf der anderen Seite beeinflusst wird. Die Temperaturentwicklung an den Enden wird so realistischer nachgebildet. Für die anschließende Spannungsberechnung wurden sowohl die Temperaturfelder als auch die erhärtungsabhängigen Materialeigenschaften des Betons sowie die mechanische Ankopplung an den Enden realistisch erfasst.

Tabelle 12 zeigt, dass der Rissindex für die x-Richtung (Segmentierung) in der Symmetrieachse ($x = 0,00$ m) am niedrigsten ist. Als risskritische Auswertepunkte wurden deshalb für die folgenden Berechnungen die Punkte auf der Symmetrieachse zu Grunde gelegt.

Die Auswertung der Spannungen in y-Richtung ergaben für die Stirnseite des Bauwerks mit $\gamma_{cr} = 1,96$ zwar den mit Abstand niedrigsten Rissindex. Hier zeigt sich die ausgeprägte Rissgefahr der Stirnseitenoberfläche in y-Richtung. Betrachtet man hingegen die Schnitte bei $x = 11,25$ m und $x = 0,0$ m, so ist der Rissindex in y-Richtung etwa um den Faktor 4 bzw. 6 größer als bei $x = 12,45$ m. Die Rissgefahr für den Salzbetonkörper in y-Richtung ist somit insgesamt vernachlässigbar klein. In der rd. 0,5 m breiten Endrandzone kann jedoch eine oberflächennahe Rissbildung grundsätzlich nicht ausgeschlossen werden. Sie ist für die Bauwerksdichtigkeit jedoch nicht maßgebend.

Tab. 12: Ausgewertete Rissindices für den Salzbetonkörper der Simulationsberechnungen in Längsrichtung unter Berücksichtigung der Stirnseitenauskühlung; Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m

Rissindex γ_{cr}	Schnitt bei x = ...		
	0,00 m	11,25 m	12,45
für Spannungen in x-Richtung	3,26	4,00	4,15
für Spannungen in y-Richtung	12,4	8,71	1,96

Ergebnisse der Berechnungen „Längsrichtung – mit Kontaktzone auf der Sohle“

Allgemeines

Nachdem durch Haftzugversuche an der Kontaktzone "Salzbeton-Salzgebirge" und bei den Berechnungen in Querrichtung gezeigt wurde, dass die Kontaktzone mit einer verminderten Zugfestigkeit vorliegen wird und zum anderen dies zu einem nennenswerten Zwangabbau für den Salzbetonkörper führen wird, sind die Berechnungen in diesem Abschnitt auch entscheidend für die Bewertung der Rissgefahr in Längsrichtung. Die zuvor erläuterten Berechnungen in stellen lediglich die ungünstigsten aller denkbaren Fälle dar. Sie sollten als Parameterstudie dienen, um zu zeigen, durch welche Maßnahmen das Bauwerk mit einer kontrollierbaren Risswahrscheinlichkeit realisiert werden kann.

Berechnung für 25 m Segmentlänge

In Abbildung 47 sind die Spannungsentwicklungen der x-Spannungen für die Randbedingungen $T_{c0} = 20^{\circ}\text{C}$, 0,05% Schwinden, Segment Länge 25 m dargestellt. Den zugehörigen Verlauf des Rissindex zeigt Abbildung 48. Die Spannungen blieben deutlich unterhalb der Zugspannungen, der Rissindex deutlich über 2,0. Dabei ist jedoch zu beachten, dass es zu einem Versagen der Kontaktzone in der Sohle kommt, wodurch die Dehnungsbehinderung abgebaut wird und somit die Risswahrscheinlichkeit des Salzbetonblockes deutlich reduziert wird.

In y-Richtung entstehen keine nennenswerten Spannungen (Abbildung 49), was zu einem sehr hohen Rissindex von 13,1 führt, s. Abbildung 50.

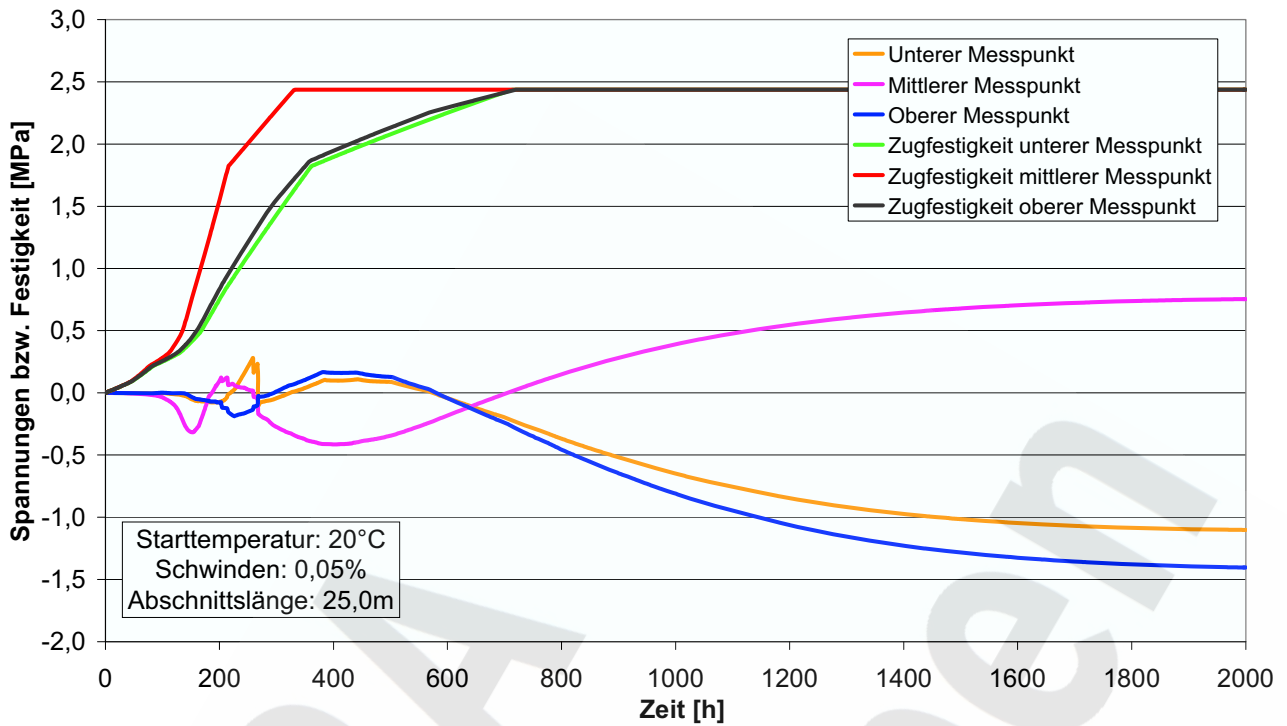


Abb. 47: Zeitliche Entwicklung der Spannungen in x-Richtung und der Festigkeiten in Längsrichtung; Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m

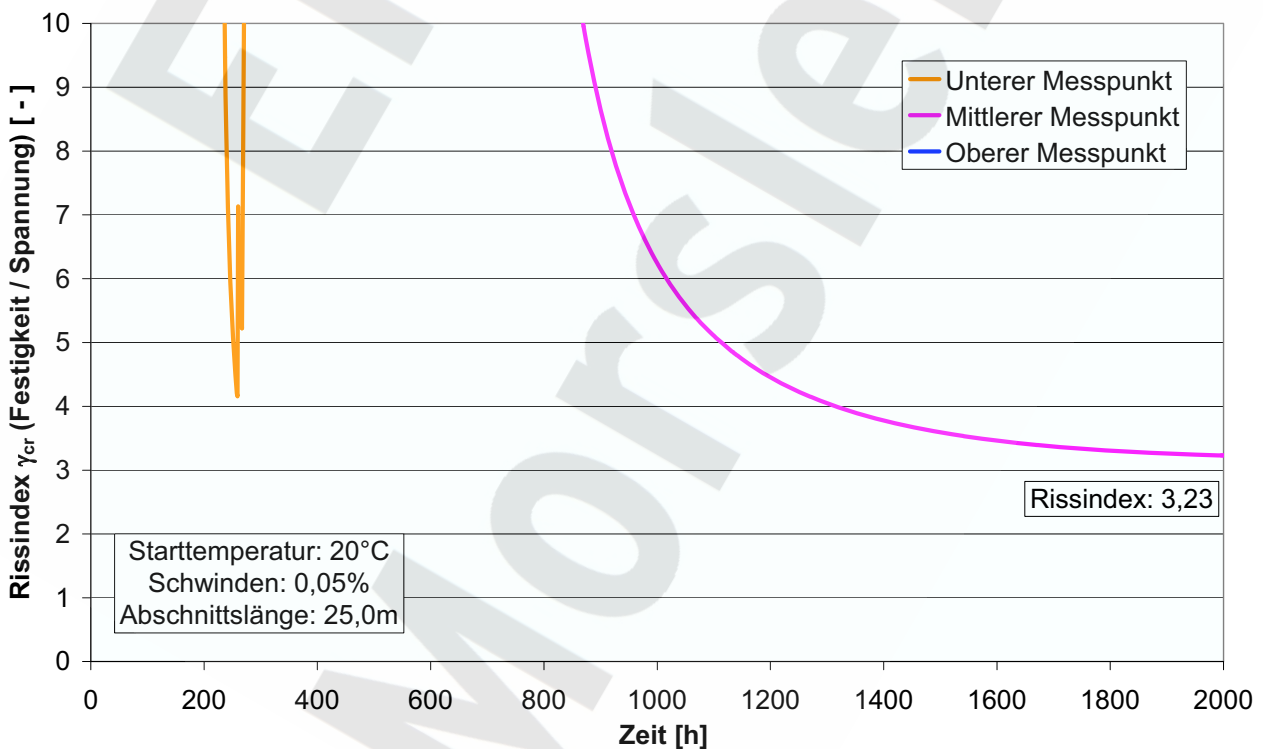


Abb. 48: Graphische Darstellung des Rissindex γ_{cr} in Längsrichtung der Spannungen in x-Richtung über der Zeit; Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m

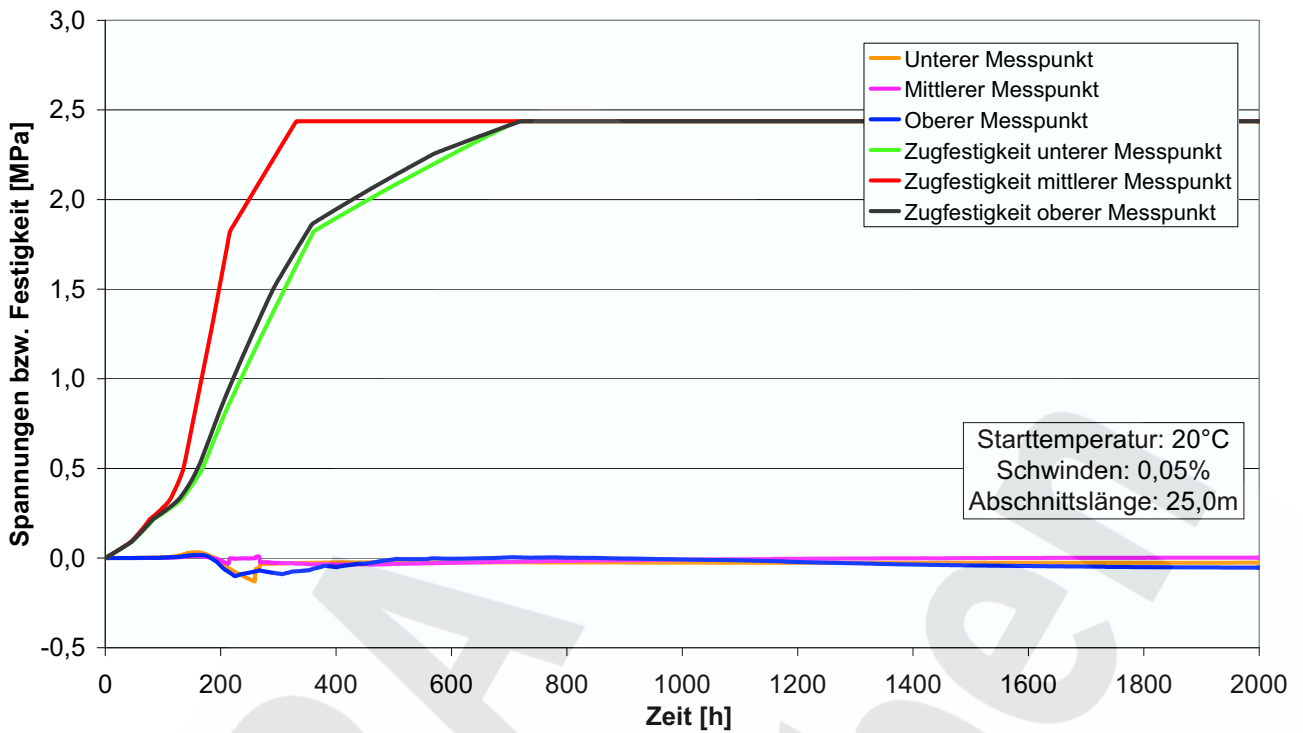


Abb. 49: Zeitliche Entwicklung der Spannungen in y-Richtung und der Festigkeiten in Längsrichtung; Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m

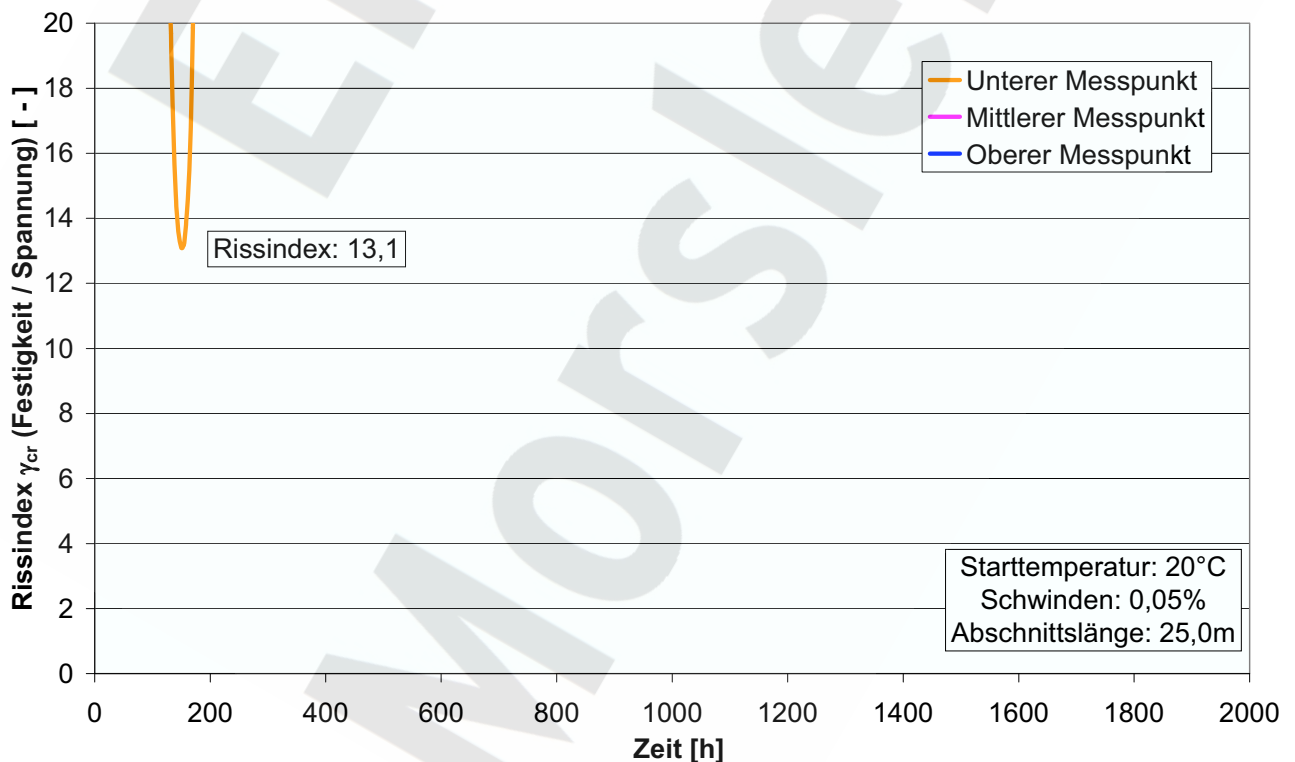


Abb. 50: Graphische Darstellung des Rissindex γ_{cr} in Längsrichtung der Spannungen in y-Richtung über der Zeit; Frischbetontemperatur 20 °C, 0,05% Schwinden, Abschnittslänge 25 m

In Analogie zu Abschnitt 4.3.2 wurde der für die gesamte Berechnungszeit aller in dieser Einheit ausgeführten Berechnungen minimale und maßgebende Rissindex ermittelt und in Tabelle 13 für die Spannungen in x- und y-Richtung zusammengestellt. Die zugehörigen Diagramme sind in [11] dargestellt.

Tab. 13: Ausgewertete Rissindices der Simulationsberechnungen in Längsrichtung für eine Segmentlänge von 25 m mit Kontaktzone an der Sohle und freiem Rand an der Oberseite (Querschnitt 4,6 x 5,7 m²)

Rissindex γ_{cr}		Frischbetontemperatur [°C]			
		20		30	
		für σ_{xx}	für σ_{yy}	für σ_{xx}	für σ_{yy}
Schwinddehnung nach 2000 Stunden [mm/m]	1,00	3,73	15,8	2,21	8,57
	0,50	3,23	13,1	2,68	16,8

Der Rissindex ist für die y-Richtung stets deutlich größer als 2,0, so dass nicht mit hydraulisch relevanten Rissen zu rechnen ist. In x-Richtung ist der Rissindex für den Salzbetonkörper im Vergleich zur Berechnung mit festem Sohlverbund stets größer als 2,0. Durch die Annahme der Auflockerungszone mit einer Haftzugfestigkeit von 0,2 MPa ist hier jedoch ein Riss in der Auflockerungszone entstanden, der zu einer Zwangsreduktion des Salzbetonkörpers geführt hat.

Berechnung für 8,50 m Segmentlänge

Für den Berechnungsfall 30 °C Frischbetontemperatur und 0,05% Schwinden nach 2000 h wurde vergleichend zur Berechnung für eine 25 m lange Segmentlänge eine Simulationsberechnung für eine Abschnittslänge von 8,50 m durchgeführt. In Analogie zu Abschnitt 4.3.2 wurde der für die gesamte Berechnungszeit aller in dieser Einheit ausgeführten Berechnungen minimale und maßgebende Rissindex ermittelt und in Tabelle 14 für die Spannungen in x- und y-Richtung zusammengestellt. Die zugehörigen Diagramme sind in [11] dargestellt.

Tab. 14: Ausgewertete Rissindices der Simulationsberechnungen in Längsrichtung für eine Segmentlänge von 8,50 m mit Kontaktzone an der Sohle und freiem Rand an der Oberseite (Querschnitt 4,6 x 5,7 m²)

Rissindex γ_{cr}		Frischbetontemperatur 30 °C	
		für σ_{xx}	für σ_{yy}
Schwinddehnung nach 2000 Stunden [mm/m]	1,00	2,19	8,69

Der Rissindex ist für beide Spannungsrichtungen praktisch gleich geblieben. Auch bei dieser Simulationsberechnung kommt es zu einem Versagen der Kontaktzone, was dazu führt, dass auch hier eine Zwangsentkopplung stattfindet. Dies hat zur Folge, dass die Bauwerkslänge einen untergeordneten Einfluss auf die Zwangsspannungen hat.

4.3.4 Bautechnische Bewertung

Die Berechnungen haben zusammenfassend gezeigt, dass es nahezu ausgeschlossen ist, das Bauwerk unter den vorgegebenen Randbedingungen (Temperatur, Frischbetontemperatur, Behinderungsgrad Bauwerk-Gebirge) rissfrei herzustellen, wenn in der Berechnung ein vollständiger Verbund unterstellt wird. Tatsächlich hat sich in der Realität immer wieder gezeigt, dass sich beim Aufbetonieren eines Betonblocks auf ein mehr oder weniger frisch geschnittenes Gebirge eine geschwächte Verbundzone Salzbeton-Gebirge mit verminderten Festigkeitseigenschaften entwickelt. Parallel zu den Berechnungen ausgeführte Versuche unter Tage haben dies bestätigt. Die Haftzugfestigkeit der Verbund- bzw. Kontaktzone ist stets kleiner als die des Salzbetons und des intakten Gebirges.

Die Versuche erbringen den Nachweis, dass es gerechtfertigt ist, in der Berechnung eine geschwächte Verbundzone zwischen Salzbetonkörper und Gebirge mit reduzierten Festigkeitseigenschaften anzusetzen. Dies hat zur Folge, dass die Kontaktzone frühzeitig durch Rissbildung versagt und - in Querrichtung betrachtet - ein Ringspalt zwischen dem Gebirge und dem Betonkörper entsteht. Die Zwangbehinderung wird durch diese Risse in der Auflockerungszone nachhaltig verringert, so dass die Rissgefahr im Salzbetonkörper während der Erhärtung deutlich reduziert wird, bzw. sogar zu einer Art Eigenspannungsproblem reduziert wird. Dies kommt in einem Rissindex zum Ausdruck, der in der Regel deutlich größer als 2,0 ist.

Die Einbringtemperatur des Salzbetons bei Einbringtemperaturen zwischen 20 °C und 30 °C ist von untergeordneter Bedeutung.

5 ZIELGERICHTETE ABDICHTUNG DER VERBLEIBENDEN WEGSAMKEITEN

In den Kapiteln 3 und 4 sind die beiden ersten Schritte der in dieser Unterlage dargestellten Nachweisführung erläutert worden. Sie zeigen, dass bei zu hohem, aus der Hydratation des Baustoffs resultierendem thermomechanischem Zwang, die Kontaktfuge aufreißt, der Betonkörper jedoch rissfrei bleibt. Weil das Bauwerk nicht gebrauchsuntauglich in die Nachbetriebsphase entlassen werden soll, muss die Schwächezone Kontaktfuge zeitnah wieder abgedichtet werden. Zusätzlich ist der dilatante Bereich im Streckensaum genauer zu betrachten, der zunächst ebenfalls als potenzielle Wegsamkeit zu interpretieren ist.

Die Abdichtung der möglicherweise während der Hydratationsphase gerissenen Kontaktfuge erfolgt bautechnisch mit Hilfe von Injektionsmaßnahmen. Diese Arbeiten korrespondieren also mit dem Nachweis der Rissbeschränkung bzw. Gebrauchstauglichkeit zu frühen Zeitpunkten, der in der vorliegenden Unterlage behandelt wird.

Die dilatante Zone bildet sich durch die Konvergenz des Salzgebirges und das dadurch verursachte Aufkriechen des Gebirges auf das Abdichtungsbauwerk von alleine wieder zurück, wie Erfahrungen insbesondere bei den in situ-Untersuchungen der Kontaktzone am „ASSE-Vordamm“ (Forschungsbergwerk Asse, 945-m-Sohle) sowie beim ALOHA2-Projekt [14], welches ebenfalls im Forschungsbergwerk Asse stattfand, zeigen. Daher gehören Analogieschlüsse, die auf Basis des Berichts zu diesem Bauwerk gezogen werden [4], thematisch zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit zu späten Zeitpunkten, der bereits in [1] geführt worden ist.

Die nachfolgenden Abschnitte behandeln beide Aspekte der Nachweisführung im Detail.

5.1 ÜBERTRAGBARKEIT VON ERGEBNISSEN DER UNTERSUCHUNG DER KONTAKTZONE AM „ASSE-VORDAMM“

Zur mathematischen Beschreibung der Verheilung von Rissen und Klüften beziehungsweise dilatanten Bereichen im Salzgebirge existieren bis heute keine allgemein anerkannten oder universell einsetzbaren Theorien oder Modelle. Andererseits ist die relativ schnelle Rückbildung von dilatanten Zonen im Steinsalz allgemein akzeptiert. Auch die Verheilung der Fuge zwischen dem Bauwerk und dem Salzgebirge kann derzeit nicht rechnerisch erfasst werden. „Verheilung“ bedeutet in diesem Zusammenhang eine mit der Zeit derart weitgehende Reduktion der hydraulischen Durchlässigkeit des Saumbereichs durch das aufkriechende Gebirge, dass sowohl die Kontaktfuge als auch das anstehende Gebirge als ausreichend hydraulisch dicht bezeichnet werden können.

Das bautechnische Regelwerk, im vorliegenden Fall insbesondere [15] und [16], erlaubt die Übertragung von Eigenschaften der Kontaktzone bei vergleichbaren Bauwerken. Davon wird im vorliegenden Fall Kredit genommen, denn im Forschungsbergwerk Asse ist ein entsprechender (Vor-)Damm aus einem vergleichbaren Material erstellt worden. Auf der 945 m-Sohle erfolgte in den Jahren 1989 bis 1992 die Auffahrung, 1991 und 1992 wurde das genannte Bauwerk mit den Abmessungen $8,0 \cdot 5,5 \cdot 3,5 \text{ m}^3$ erstellt. Die Abbildungen 51 und 52 zeigen die Lage des Dammbaufeldes sowie das gesamte geplante Projekt, welches nach Errichtung des Vordamms abgebrochen wurde.

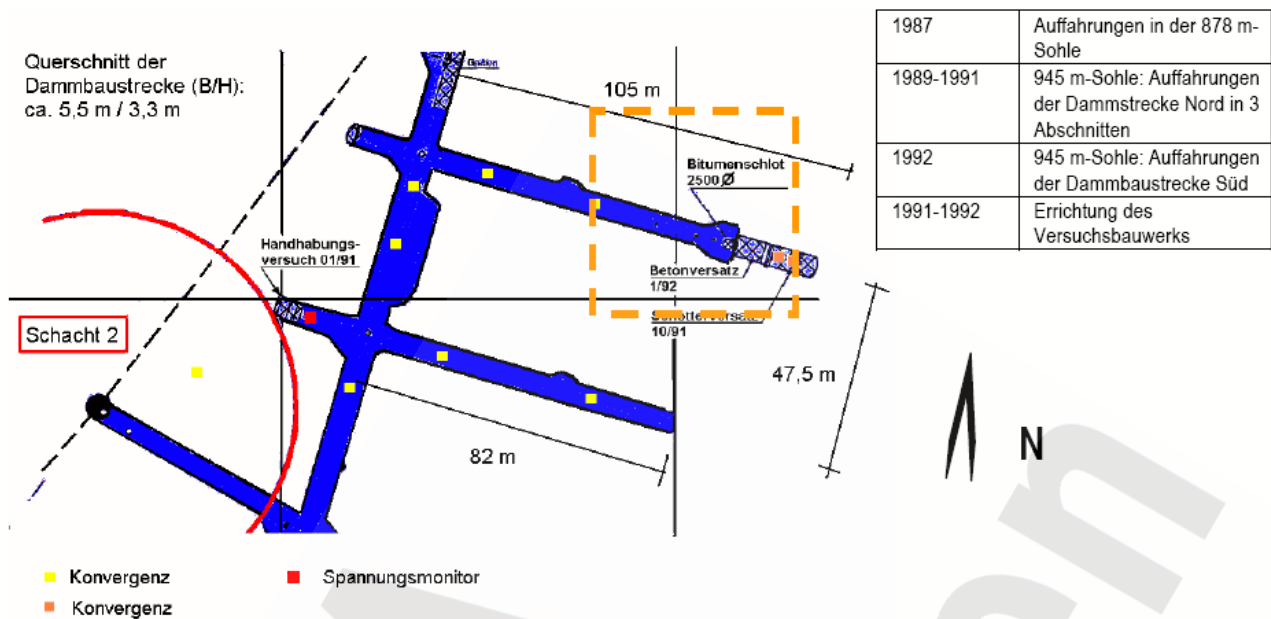


Abb. 51: Lage des Dammbaufeld im Bereich der 945m-Sohle mit Auffahrungsverlauf und Messstellen

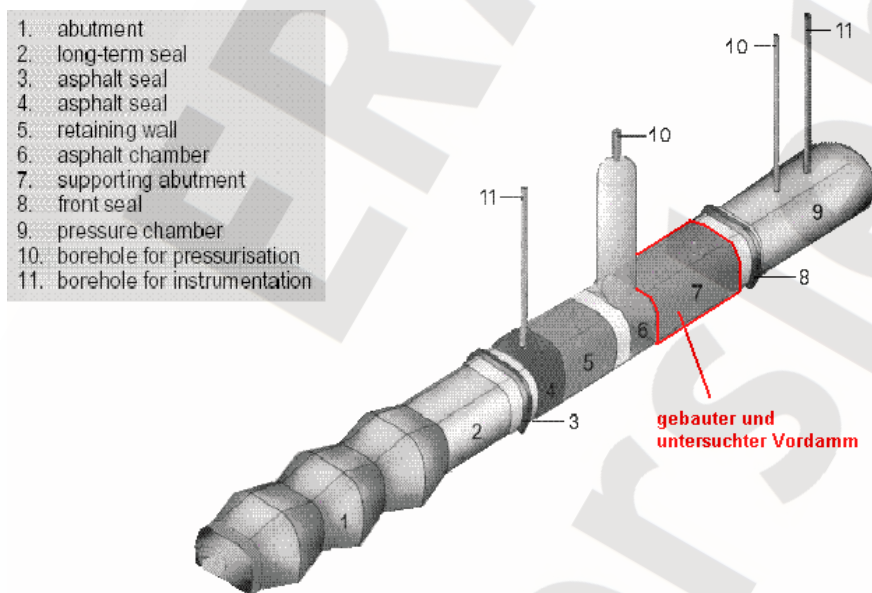


Abb. 52: Versuchsdamm im Forschungsbergwerk Asse, Prototyp 1990

Seit seiner Erstellung im März 1992 ist das Bauwerk dem aufkriechenden Gebirge ausgesetzt und wird durch ein umfangreiches geotechnisches Messprogramm überwacht. Die Verformungs-, Spannungs- und Temperaturmessungen erfolgten vorlaufend (vor der Errichtung des Dammbauwerks), begleitend zum Bau und bis zu 10 Jahre nachlaufend. Systematische Untersuchungen zur Permeabilität der Kontaktzone fanden in den Jahren 2003 und 2004 statt und sind in [4] beschrieben. Die nachfolgend vorgestellten Ergebnisse entstammen dieser Unterlage.

Die Bohrungen, die zur Durchführung von Permeabilitäts- und Hydrofracmessungen gestoßen worden sind, veranschaulicht Abbildung 53. Sie decken alle wesentlichen Richtungen, d. h. Firste, Stöße und Sohle ab. Die Permeabilitätsuntersuchungen erfolgten generell als Pulstests mit 2 bis 4-tägiger Beobachtungsphase, in der Firste wurden zusätzlich cp-Tests (constant pressure) durchgeführt.

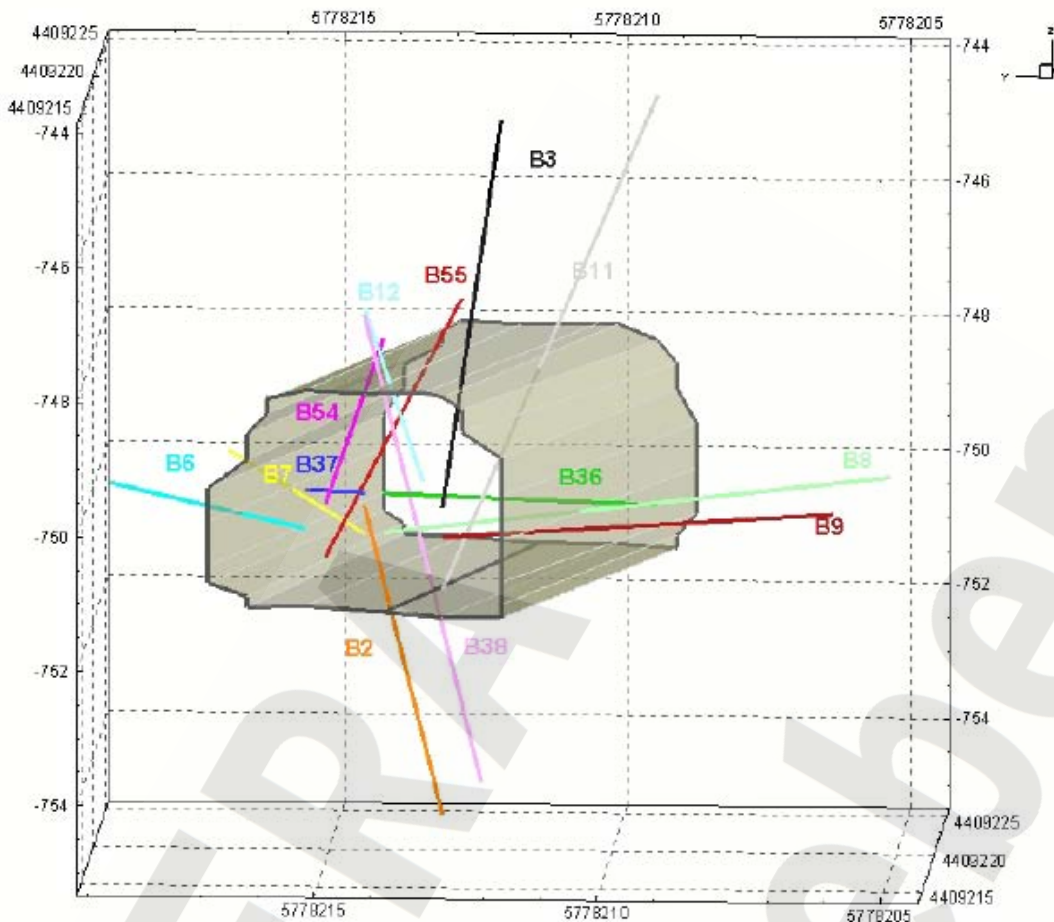


Abb. 53: Lage der Bohrungen für Permeabilitäts- und Hydrofracmessungen

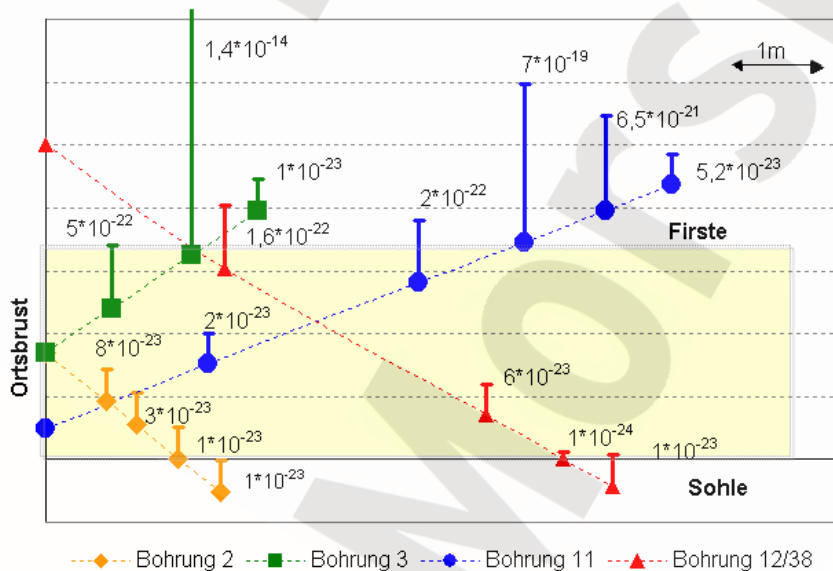


Abb. 54: Ergebnisse der Permeabilitätsmessungen in den Bohrungen in die Firste und die Sohle

Beispielhaft zeigt Abbildung 54 die Resultate der Permeabilitätsmessungen in den Bohrungen in die Firste und die Sohle. Lediglich ein einziger, in der Kontaktfuge der Firste lokal ermittelter Wert lag mit $1,4 \cdot 10^{-14} \text{ m}^2$ (s. Zeile 3 in Tabelle 15) oberhalb der geforderten integralen oder mittleren Permeabilität von 10^{-18} m^2 . Hierbei ist zu bedenken, dass der Firstspalt, welcher naturgemäß den Schwachpunkt hinsichtlich

der hydraulischen Anforderungen darstellt, während der Bauausführung nur durch „Stopfen mit Hand“ verdichtet worden war (s. Abbildung 55). Qualifizierte Injektionsmaßnahmen, wie sie für die Abdichtungsbauwerke im ERAM vorgesehen sind, wurden beim Bau des Vordammes nicht ausgeführt. Auf dem Foto (Abbildung 55) sind zwar Injektionsleitungen sichtbar, es gibt aber keine gesicherten Informationen (z. B. aus Bautagebüchern) über eventuell durchgeführte Injektionen und Verpressmaterialien. Darüber hinaus befand sich der zugehörige Messabschnitt in der Nähe des so genannten Bitumenschlotts, welcher als Großbohrloch über der geplanten Asphaltkammer (siehe Abbildung 52, Nr. 6) angelegt wurde, so dass an dieser Stelle ein hinsichtlich der Rückbildung von dilatanten Zonen ungünstiger Spannungszustand wirkte.



Abb. 55: ASSE-Vordamm mit Betonierabschnitten, teilweise verfüllter Firstspalt und Injektionsleitungen

Obwohl der Firstbereich nur handverstopft wurde, lieferte die zweite (s. Zeile 2 in Tabelle 15) in der Firstfuge durchgeführte Messung bereits nach 10 Jahren Standzeit lokal die geforderte Dichtigkeit. Alle anderen Messwerte lagen mindestens zwei Größenordnungen unterhalb des Bemessungsziels. Daher kann davon ausgegangen werden, dass es sich bei dem lokal ermittelten hohen Wert um einen Ausreißer handelt, der auf eine an dieser speziellen Stelle unzureichende Bauausführung und / oder den Bitumenschlott zurückzuführen ist. Vergleichbare Ausführungsmängel sind bei den Abdichtungsbauwerken im ERAM durch eine qualitativ höherwertige Firstverfüllung und die anschließende Injektion des Kontaktbereichs praktisch ausgeschlossen. Verletzungen des Salzgebirges im Bereich der Abdichtungsbauwerke sind im ERAM nicht vorgesehen beziehungsweise untersagt.

Die in der Kontaktzone gemessenen Permeabilitäten fasst Tabelle 15 zusammen. Sieht man von der oben diskutierten Ausnahme ab, deren Ergebnis aus den genannten Gründen nicht repräsentativ ist, dann lässt sich die geforderte integrale Permeabilität der Abdichtungen im ERAM für die Kontaktzone des vergleichbaren Bauwerks im Forschungsbergwerk Asse sogar lokal nachweisen. Mit anderen Worten wird die Anforderung an die Permeabilität nicht nur im Mittel sondern von jedem einzelnen Messpunkt erfüllt. Der lokale Nachweis macht eine Gewichtung der Einzelpermeabilitäten von Bauwerk und Kontaktzone, zum Beispiel mit den jeweiligen Flächen, überflüssig. Auch eine bis zu einem gewissen Maß höhere Durchlässigkeit der Kontaktzone würde das integrale Bemessungsziel für das komplette Abdichtungsbauwerk, bestehend aus Betonkörper, Fuge und Saumbereich nicht gefährden.

An den Orten der Permeabilitätsmessungen sind auch die größten Hauptnormalspannungen σ_1 mit Hilfe von Hydrofracmessungen bestimmt worden [17]. Anschaulich sollte die betragsmäßig kleinste Hauptnormalspannung in der Fuge näherungsweise gerade dem Kontaktdruck entsprechen. Tabelle 15 listet die ermittelten Spannungen auf. Wie leicht zu erkennen ist, kann keine Korrelation zwischen dem an einem

Ort gemessenen Ruhedruck beziehungsweise σ_1 und der zugehörigen Permeabilität festgestellt werden. Offensichtlich reichen schon relativ geringe Druckspannungen aus, um den Abdichtungsprozess der Kontaktzone zu initiieren und voranzutreiben. Dieser findet folgerichtig auch in geringeren Teufen statt, so dass die Ergebnisse qualitativ auch auf Standorte übertragbar sind, deren Gebirgsdruck geringer ist als derjenige am Standort des ASSE-Vordamms.

Tab. 15: In der Kontaktzone gemessene Permeabilitäten und Ruhedrucke

Nummer der Bohrung	Ort	Permeabilität [m ²]	Ruhedruck [MPa]
2	Sohle, nahe der Ortsbrust	$1 \cdot 10^{-23}$	3,45
3	Firste, nahe der Ortsbrust	$1,4 \cdot 10^{-14}$	-
11	Firste, Mittelbereich des Damms	$7 \cdot 10^{-19}$	2,05
12/38	Sohle, Mittelbereich des Damms	$1 \cdot 10^{-24}$	15,59
8	südlicher Stoß, Mittelbereich des Damms	$1 \cdot 10^{-22}$	13,09
9	südlicher Stoß, nahe der Ortsbrust	$4 \cdot 10^{-23}$	6,64
7	nördlicher Stoß, Mittelbereich des Damms	$5 \cdot 10^{-22}$	6,93
6	nördlicher Stoß, nahe der Ortsbrust	$3 \cdot 10^{-23}$	2,53

Die günstigen Ergebnisse der Permeabilitätsmessungen wurden in den Jahren 2003 und 2004 durch Ultraschallmessungen verifiziert [18]. Mit ihrer Hilfe sollte beurteilt werden, ob die Permeabilitätsmessungen als repräsentativ gelten können oder ob die Messungen zufällig an Lokationen mit über- oder unterdurchschnittlich vielen Fehlstellen im Gebirgsaum stattgefunden hatten. Abbildung 56 zeigt die Lage der zu diesem Zweck gestoßenen Bohrungen.

Die Reflexions- und Durchschallungsmessungen wurden mit relativ hohen Frequenzen bis 224 kHz durchgeführt. Diese Tatsache lässt bereits auf einen weitgehend intakten Gesteinsverband ohne nennenswerte Auflockerungen und ein Bauwerk ohne Klüfte und Fugen schließen. Eine Auflockerung des Gebirges hätte zur Folge gehabt, dass die hochfrequenten Signale bereits vor Erreichen des Kontaktbereichs gestreut und reflektiert werden und in diesem Frequenzbereich keine Reflexion zu erkennen ist. Der Bereich der handverstopften Firste ließ sich über die gesamte Bauwerkslänge mit Hilfe von Reflexionen identifizieren (Abbildung 57). Dagegen stellte man an den Stößen keine und an der Sohle nur vereinzelt sehr schwache Reflexionen fest. Die Ultraschallmessungen bestätigten somit die Repräsentativität der oben vorgestellten Permeabilitätsuntersuchungen.

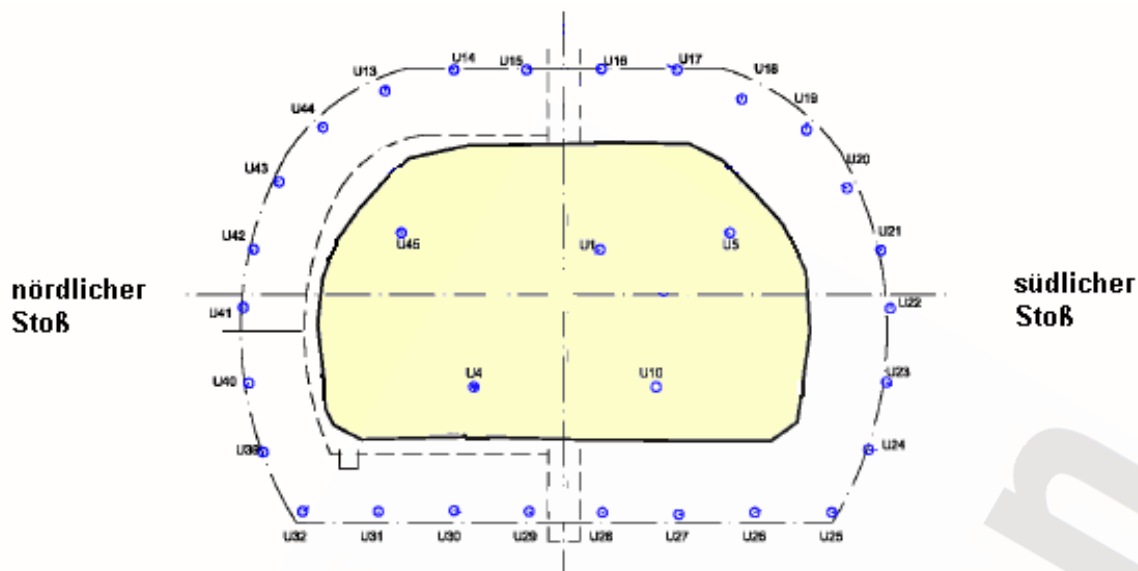


Abb. 56: Lage der Bohrungen für die Ultraschallmessungen

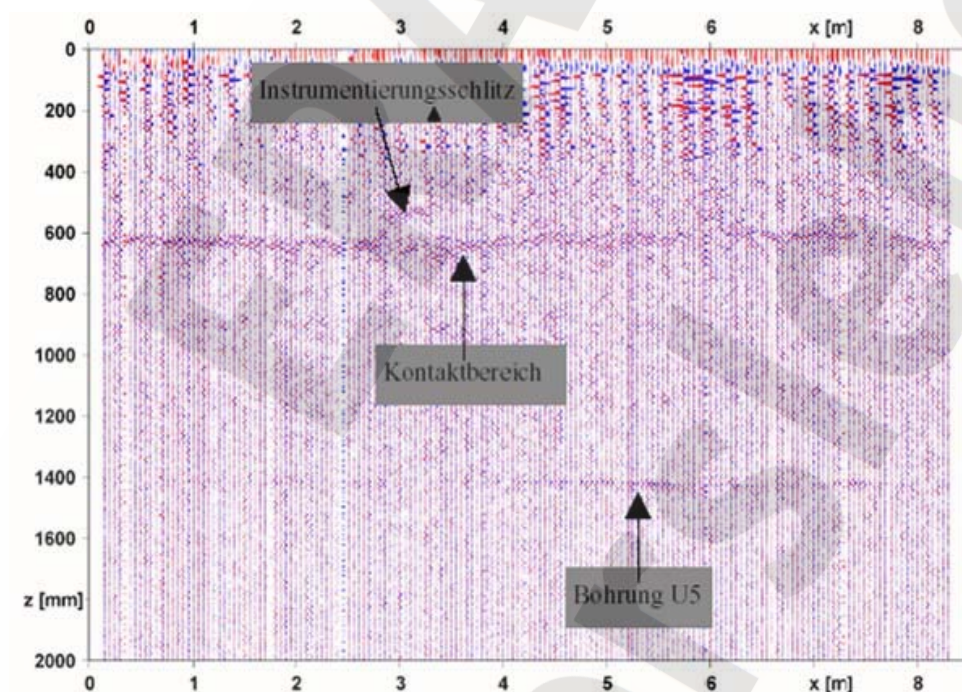


Abb. 57: Seismogramm der Bohrung U18

Zusammenfassend lässt sich aus den beschriebenen Untersuchungsergebnissen ableiten, dass am ASSE-Vordamm bereits nach 10 Jahren Standzeit das globale Bemessungsziel bezüglich der Permeabilität von 10^{-18} m^2 an allen (nicht durch die Auffahrung des Bitumenschlotts beeinträchtigten) Messpunkten lokal erreicht worden ist. Diese Aussage basiert nicht auf zufällig günstig ausgewählten Messpunkten, sondern kann verallgemeinert werden, wie oben erläutert worden ist. Das aufkriechende Salzgebirge sorgt demnach relativ schnell für die Abdichtung von dilatanten Zonen im Saumbereich und für eine ausreichende Überdrückung der Kontaktfuge, so dass sich potenzielle Lösungswegsamkeiten auch hier praktisch vollständig zurückbilden. Dies ist umso erstaunlicher, da bei der Errichtung des ASSE-Vordamms keine besondere bautechnische Behandlung (wie z. B. eine Ringinjektion) der Fuge zwischen Bauwerk und Gebirge erfolgte.

Wie oben bereits erwähnt wurde, erlaubt die bautechnische Normung die Übertragung der Eigenschaften der Kontaktzone beim ASSE-Vordamm auf die Kontaktzone der im ERAM zu errichtenden Abdichtungen. Mit

den Untersuchungen im Forschungsbergwerk Asse ist daher nachgewiesen, dass das aufkriechende Salzgebirge alle potenziellen Wegsamkeiten abdichtet. Jedoch ist abschließend noch abzuschätzen, wann das der Fall sein wird. Dazu werden die Größenordnungen der Dehnungsraten beim Aufkriechen des Salzgebirges auf die beiden Bauwerke miteinander verglichen.

Die einachsige Kriechrate berechnet sich als Funktion der einachsigen Vergleichsspannung σ gemäß der Gleichung

$$\dot{\epsilon} = A_0 \cdot A^* \cdot \exp\left(\frac{-Q}{R \cdot T}\right) \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^5, \quad (5.1)$$

wobei der sekundäre Kriechanteil für die Abschätzung ausreicht (Temperatur T in [K]).

Die „Aktivierungsenergie“ des Steinsalzes beträgt $Q = 54 \text{ kJ/mol}$, die universelle Gaskonstante ist $R = 8,3143 \cdot 10^{-3} \text{ kJ/(mol}\cdot\text{K)}$ und es gilt $\sigma_0 = 1 \text{ MPa}$ zwecks Normierung. Maßgebliche Unterschiede in der Kriechgeschwindigkeit resultieren aus den zeitunabhängigen Größen Gebirgstemperatur und Kriechklasse des anstehenden Steinsalzes. Beim ERAM liegt allen gebirgsmechanischen Berechnungen eine natürliche Temperatur des Gebirges von $22 \text{ }^\circ\text{C}$ zugrunde, am Versuchsort im Forschungsbergwerk Asse kann von etwa $36 \text{ }^\circ\text{C}$ [26] ausgegangen werden. Zusätzlich muss berücksichtigt werden, dass das Gebirge an einigen Abdichtungslokalationen im ERAM „nur“ Kriechklasse 1 entsprechend [27] besitzt (Vorfaktor $A^* \approx 1/16$). Im Forschungsbergwerk Asse wird demgegenüber von Kriechklasse 5 [28] ausgegangen (Vorfaktor $A^* \approx 1,0$), da das Steinsalz hier erfahrungsgemäß ca. eine Größenordnung „kriechfreudiger“ ist. Damit ergibt sich insgesamt ein Faktor 45, um den das Salz bei vergleichbaren Spannungszuständen im Forschungsbergwerk Asse schneller als im ERAM kriecht.

Wenn das Gebirge auf das Bauwerk aufkriecht, reduziert sich die einachsige Vergleichsspannung, die die Gebirgskonvergenz antreibt, verhältnismäßig schnell (siehe Gleichung 5.1 und Abbildung 58 im nächsten Abschnitt). Anfangs große Unterschiede zwischen den Spannungszuständen an verschiedenen Lokationen werden überproportional schnell abgebaut (5.1). Mit anderen Worten bewirken zum Beispiel unterschiedliche Teufenlagen nur zu Beginn des Aufkriechens hohe Unterschiede in den Kriechraten, mit der Zeit gleichen sich die Kriechraten an. Eine Lokation mit natürlicherweise geringerer Gebirgskonvergenz wird demnach gegenüber einer Lokation mit natürlicherweise höherer Konvergenz mit der Zeit „aufholen“, was den Abbau der einachsigen Vergleichsspannung betrifft (man vergleiche zur Anschauung zwei abklingende Exponentialfunktionen). Zwar stellen sich schlussendlich unterschiedliche Gebirgsdrücke ein, die Zeitpunkte, zu denen die einachsige Vergleichsspannung ein relativ geringes Niveau erreicht, sind aber vergleichbar.

Aus der mathematischen Interpretation der Gleichung 5.1 und ihrer (indirekten) Darstellung in Abbildung 58 folgt, dass der oben hergeleitete Vorfaktor 45 schon nach relativ kurzer Zeit durch den spannungsabhängigen Term in der genannten Gleichung reduziert wird. Er stellt damit eine Obergrenze dar, um wie viel das Gebirge im Forschungsbergwerk Asse schneller auf ein Dammbauwerk aufkriecht als im ERAM, bis vergleichbare Zustände erreicht worden sind. Diese Aussage gründet auf der herrschenden Temperatur und dem inneren Aufbau des Salzgesteins.

Die großräumige Geologie, die Teufe und die Geometrie der in einem Bergwerk aufgefahrenen Hohlräume beeinflussen den Spannungszustand im Kontaktbereich zu Beginn des Aufkriechens. Folgt man den bisherigen Ausführungen, dann besitzt dieser anfängliche Spannungszustand nur geringen Einfluss auf den Zeitpunkt, zu dem der Prozess des Aufkriechens zu einem bestimmten Zustand geführt hat. Beispielhaft sei wieder auf die Abbildung 58 verwiesen. Im Vergleich zu dem Zeitraum, der benötigt wird, bis der Kontaktdruck die zu erreichende Größe von etwa $6,0 \text{ MPa}$ annimmt, ist der Zeitraum, in dem er beispielsweise $2,0 \text{ MPa}$ erreicht, vernachlässigbar. Dies gilt entsprechend auch für den im nächsten Abschnitt herzuleitenden notwendigen Injektionsdruck. Grafisch veranschaulicht die genannte Abbildung diesen Sachverhalt durch einen Vergleich der blauen durchgezogenen mit der magentafarbenen gestrichelten Kurve.

5.1.1 Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse am Asse-Vordamm

Am ASSE-Vordamm konnte durch Versuche belegt werden, dass sich aufgrund der Gebirgskonvergenz die dilatanten Bereiche um das Bauwerk innerhalb von 10 Jahren zurückgebildet haben und die Fuge derart überdrückt worden ist, dass die gesamte Kontaktzone als hydraulisch dicht bezeichnet werden kann. Diese Schlussfolgerung gilt gemäß den Messergebnissen vor Ort schon bei relativ geringen, mittleren Drücken im Saumbereich. Die Ergebnisse belegen die Erfüllung des Gebrauchstauglichkeitskriteriums $k \leq 10^{-18} \text{ m}^2$ für die Permeabilität und damit die geforderte Rissfreiheit bzw. -beschränkung von Damm, Fuge und angrenzendem Gebirge.

Die bautechnischen Normen erlauben die Übertragung der genannten Eigenschaften der Kontaktzone auf die Abdichtungen im ERAM, weil es sich um vergleichbare Bauwerke handelt. Der Zeitraum bis zum Eintreten des vergleichbaren Zustandes kann mit Hilfe einfacher Überlegungen konservativ abgeschätzt werden. Als obere Grenze ergibt sich ein Faktor von etwa 45 gegenüber dem Forschungsbergwerk Asse, d. h. ein Zeitraum von etwa 450 Jahren bis vergleichbare Verhältnisse zu erwarten sind.

Berücksichtigt man einen „Sicherheitsfaktor“ von 2 für zusätzliche, diverse Unwägbarkeiten, dann kann unterstellt werden, dass die Abdichtungen und ihre Kontaktzone nach spätestens 1.000 Jahren hydraulisch dicht im Sinne des Gebrauchstauglichkeitskriteriums sein werden. Zu diesem Zeitpunkt wird der Lösungsspiegel bei unterstellter potenzieller Flutung im ERAM gerade die 3. Sohle erreicht haben. Der anstehende Fluidruck auf der 4. Sohle wird dann erst 5 bar betragen (Abbildung 58) und die anderen Hauptsohlen oberhalb werden noch trocken sein. Diesem geringen Druck würden die Abdichtungen auf der 4. Sohle schon zu Beginn der Nachbetriebsphase ohne Aufkriechen des Gebirges allein aufgrund der technischen Maßnahme „Injektion mit etwa 20 bar“ (vgl. nächstes Kapitel 5.2) im Sinne der Gebrauchstauglichkeit widerstehen können.

Die Eigenschaften der Kontaktzonen um alle Abdichtungsbauwerke im Steinsalz werden sich wesentlich früher den heutigen Verhältnissen im Forschungsbergwerk Asse angleichen, als es bezogen auf den Sicherheitsnachweis tatsächlich notwendig ist. Diese Aussage gilt trotz des oben eingeführten Sicherheitsfaktors. Zudem bleibt zu berücksichtigen, dass einige ausgewählte Abdichtungssegmente im ERAM im Gegensatz zum ASSE-Vordamm qualifiziert injiziert werden sollen. Daher besteht eine weitere Sicherheitsreserve.

Die Dichtigkeit der gesamten Abdichtung inklusive Saumbereich ist damit auch unter der Voraussetzung, dass während der Errichtungsphase temporär ein Aufreißen der Fuge zugelassen wird, nachgewiesen.

5.2 INJEKTIONSMAßNAHMEN

Die Injektionsmaßnahmen bleiben, wie bereits ausführlich erläutert wurde, auf die Fuge zwischen Betonkörper und Gebirgssaum beschränkt. Sie dienen der Abdichtung dieser potenziellen Wegsamkeit. Bei der Planung der Verpressarbeiten sind drei Forderungen zu berücksichtigen:

- **Gebrauchstauglichkeit:** Das Bauwerk darf nicht gebrauchsuntauglich in die Nachbetriebsphase entlassen werden. Eine ausreichende Dichtigkeit der Kontaktfuge ist bereits unmittelbar nach Verschluss des ERAM zu gewährleisten.
- **Standicherheit:** In der Nachbetriebsphase steigt der auf die Stirnseiten wirkende Fluidruck langsam an, entweder durch den Zufluss von Lösungen in die Restgrube und / oder durch Gasbildung in den abgedichteten Einlagerungsbereichen. Die Verspannung des Betonkörpers im umgebenden Gebirge muss ausreichen, um diese in die axiale Richtung des Bauwerks wirkenden Lasten über Schub in das Gebirge abtragen zu können.

- **Realisierbarkeit:** Alle geplanten Maßnahmen müssen realisierbar und möglichst in der Praxis erprobt sein.

Die drei genannten Punkte implizieren schlussendlich Anforderungen an die Injektionstechnik, das Injektionsmaterial und den Injektionsdruck.

5.2.1 Herleitung des notwendigen Injektionsdrucks

Der mindestens notwendige Injektionsdruck lässt sich aus dem sogenannten Fluidkriterium herleiten. Es vergleicht in einem materiellen Punkt den anstehenden Lösungs- bzw. Fluiddruck p_{FI} mit der größten Hauptspannung $\sigma_1 < 0$ im Gebirge und fordert: $|\sigma_1| \geq |p_{FI}|$. Dem Kriterium liegt die Vorstellung zugrunde, dass sich ein mit Lösung gefüllter Riss frühestens dann fortpflanzen kann, wenn der Fluiddruck die beiden Rissufer im Bereich der Risspitze auseinander drückt. Dazu muss der anstehende Lösungsdruck jedoch mindestens so groß sein wie die Normalspannung, welche den Riss überdrückt. Ansonsten wird die Risspitze überhaupt nicht auf Zug belastet und der Riss verlängert sich nicht.

Bei der Übertragung des Kriteriums vom Gebirge auf die Kontaktfuge kann die Normalspannung senkrecht zur Fuge angesetzt werden, da deren Orientierung bekannt ist. Aus der Bruchmechanik ist zudem bekannt, dass eine Zugbelastung an einer Risspitze kein hinreichendes Kriterium für das Laufen eines Risses darstellt. Vielmehr müssen komplexere Kriterien (zum Beispiel Konzept der Spannungsintensitätsfaktoren) erfüllt sein. Die folgenden Betrachtungen nehmen davon jedoch nicht Kredit und liegen daher auf der sicheren Seite.

In [1] wurde in diesem Zusammenhang für das zunächst trockene Endlager die Überdrückung der Kontaktfuge als Funktion der Zeit berechnet. Dort wurde ein jeweils etwa ein Meter langer Bereich an den Stirnflächen des Bauwerks, der nicht abdichtend wirkt, ermittelt. Diese Tatsache hat keine Bedeutung für den Sicherheitsnachweis, da der genannte Bereich ohnehin für eine so genannte „Vorinjektion“ benötigt wird (vgl. Kapitel 6). Die Berechnung in [1] erfolgte beispielhaft für das Bauwerk in der nördlichen Verbindungsstrecke auf der 3. Sohle. Im Berechnungsfall 1 wurde ein elastisch-plastisches Verhalten des Salzbetons M2 unterstellt.

Die Entwicklung des Kontaktdrucks beziehungsweise des zulässigen Fluiddrucks bei Annahme eines elastisch-plastischen Verhaltens [1] zeigt Abbildung 58. Im Beispiel vergeht ein relativ langer Zeitraum, bis der Kontaktdruck eine Größe von 5 bis 6 MPa erreicht. Das ist der realistischen Modellierung in [1] geschuldet, bei der die betrachtete Abdichtungslokation, die nördliche Verbindungsstrecke 15YKA26R001 auf der 3. Sohle, unmittelbar durch 2 Anhydritschollen begrenzt wird. Deshalb zeichnet sich das Gebirge dort durch ein vergleichbar geringes Kriechvermögen aus. Folgerichtig liegt das in [1] gewählte Referenzmodell hinsichtlich des Aufkriechens des Salzgebirges auf der sicheren Seite. Auf ihm basieren die nachfolgenden Abschätzungen und Erläuterungen.

Die zeitliche Entwicklung des Lösungsdrucks lässt sich näherungsweise wie folgt abschätzen. Auf den einzelnen Sohlen steht nach Beendigung der Verfüllmaßnahmen das folgende Resthohlraumvolumen in der Restgrube Bartensleben zur Verfügung [19]:

- 4. Sohle: 284.429 m³
- 3. Sohle: 322.781 m³
- 2. Sohle: 123.317 m³
- 1. Sohle: 78.622 m³

Der für zutretende Lösung zur Verfügung stehende Hohlraum reduziert sich infolge der Konvergenz des Salzgebirges. Gleichzeitig füllt sich das Grubengebäude außerhalb der abgedichteten Einlagerungsbereiche

mit konstanter Rate von unten nach oben. Der Zeitpunkt t_i , zu dem eine Sohle i vollständig zugelaufen ist, kann mit Hilfe der Gleichung

$$V(t_i) = V_0 \cdot \exp(-c_v \cdot t_i) = Q \cdot t_i \quad (5.2)$$

für die zeitliche Entwicklung des Volumens und die zugetretene Lösungsmenge berechnet werden. Hierbei beschreibt V_0 das auf der Sohle i und allen darunter liegenden Sohlen vorhandene Hohlraumvolumen bei Stilllegung des Endlagers, c_v die Konvergenzrate des unvertulierten Hohlraumvolumens und Q die Zuflussrate in das Grubengebäude. Abschätzung (5.2) und ihre folgende Anwendung beinhaltet einige bezüglich der gestellten Aufgabe konservative Vereinfachungen:

- Der zusätzlich zur Verfügung stehende Porenraum im Altversatz wird vernachlässigt.
- Wässer treten ausschließlich über den Grubenteil Bartensleben in das ERAM zu und ein Übertritt in den Grubenteil Marie ist ausgeschlossen.
- Neugebildeter Hohlraum infolge der Aufsättigung von zutretenden Wässern oder Umlösung von Kalilagern wird nicht berücksichtigt.
- Die Stützwirkung durch gebildetes Gas oder den sich langsam aufbauenden Fluiddruck wird vernachlässigt.
- Die Reduktion des Flusses in die Grube durch den sich aufbauenden Gegendruck in der Grube wird vernachlässigt.

Der Langzeitsicherheitsnachweis für das ERAM [2] verwendet eine Konvergenzrate von $4,0 \cdot 10^{-5}$ /a (Referenzwert) und eine maximale zu erwartende Zuflussrate von $260 \text{ m}^3/\text{a}$. Diese Parameter werden im Folgenden für den „Referenzfall“ verwendet. Der „ungünstige Fall“ basiert hingegen auf der oberen Grenze der Bandbreite für die Konvergenzrate $1,0 \cdot 10^{-4}$ /a [2]. Die Abbildung 58 zeigt die zeitliche Entwicklung des Fluiddrucks vor den Abdichtungen auf den einzelnen Sohlen für beide Szenarien. Der maximale Druck wird nach vollständigem Volllaufen des Endlagers erreicht und beträgt 6 MPa .

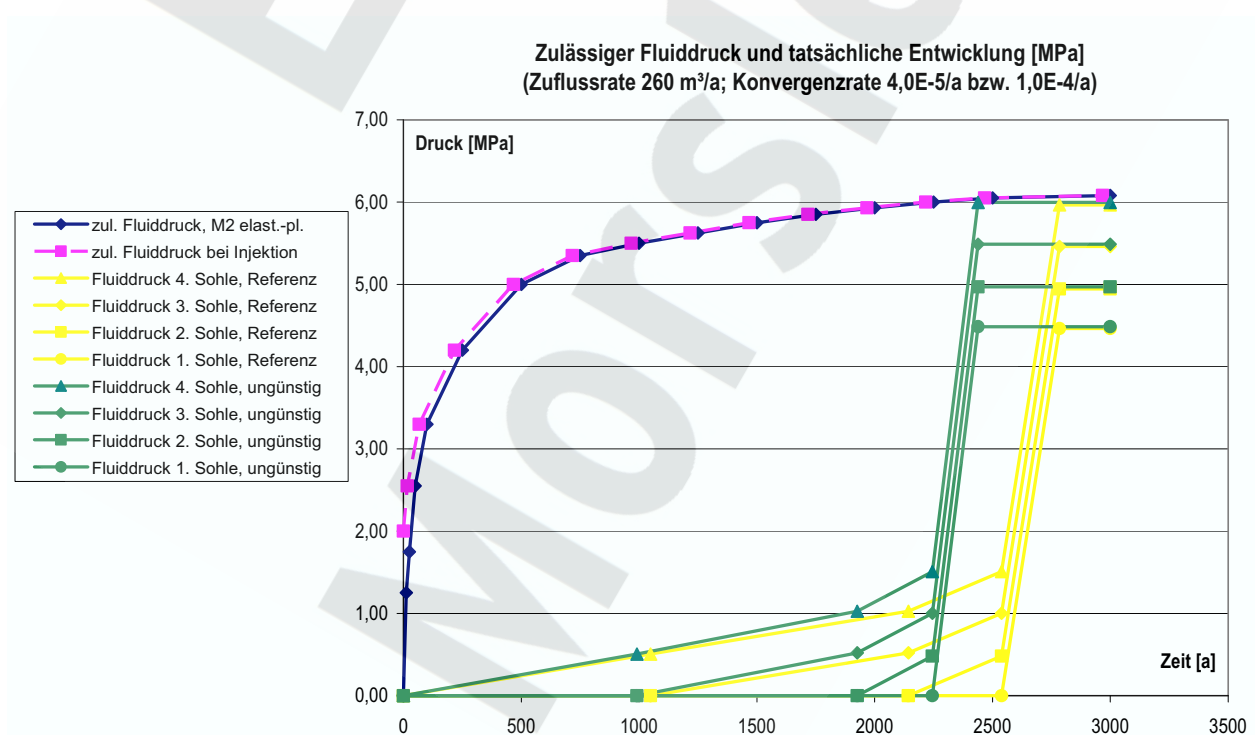


Abb. 58: Spannungsevolution in der Fuge und Entwicklung des anstehenden Lösungsdrucks

Eine Gegenüberstellung mit dem zulässigen Fluiddruck, welcher der Überdrückung der Fuge entspricht, veranschaulicht eine hohe Sicherheit gegen Verletzung des Fluidkriteriums zu frühen Zeitpunkten. Ohne

eine genauere oder weiterführende Betrachtung kann festgestellt werden, dass das Aufkriechen des Salzgebirges, verglichen mit dem Zulaufen der Grube, relativ schnell stattfindet und dass die hier geäußerten Feststellungen auf alle anderen Abdichtungslokationen übertragen werden können.

Wird die Kontaktfuge unmittelbar nach Errichtung des Bauwerks verpresst, dann stellt sich dort ein anderer Spannungsverlauf infolge des Aufkriechens dar. Der Injektionsdruck darf gedanklich nicht einfach zum zulässigen Druck addiert werden, weil sich die Kriechrate mit der Vergleichsspannung überproportional vermindert (siehe Erläuterungen im vorigen Abschnitt 5.1). Eine Verschiebung der blauen Kurve, die den zulässigen Druck beschreibt, nach links dürfte dem zu erwartenden Spannungsverlauf wesentlich besser entsprechen. Das Verschieben erfolgt dabei derartig, dass die Kurve im Punkt ($t = 0$; $p_{zul} = p_{Injektion}$) startet, welcher damit die anfängliche Einspannung $p_{Injektion}$ des Betonkörpers infolge Verpressens unmittelbar nach Verschluss des Endlagers widerspiegelt. Die Abbildung 58 stellt die erläuterte Näherung für $p_{Injektion} = 2,0 \text{ MPa}$ anhand der magentafarbenen, gestrichelten Linie dar.

Die Kurve des zulässigen Drucks verläuft anfangs relativ steil. Ein hoher Verpressdruck hat daher nur geringen Einfluss auf den zeitlichen Verlauf des Fluidkriteriums, wie die soeben erläuterten Zusammenhänge verdeutlichen. Den weitaus größten Anteil des Kontaktfugendrucks induziert das aufkriechende Gebirge. Auch bei der Annahme hoher Konvergenz (grüne Kurven), hier wird das dann auch schnellere Aufkriechen des Gebirges als günstige Randbedingung vernachlässigt, verlangt die Einhaltung des Fluidkriteriums praktisch überhaupt keine Überdrückung der Fuge durch die Verpressmaßnahme. Diese Aussage findet sich bereits in [1] im dortigen Kapitel 3.2. Mit anderen Worten erfordert die Gebrauchstauglichkeit einen gewissen Injektionsdruck nur, um die ordnungsgemäße Durchführung der Verpressarbeiten zu gewährleisten und die vorgegebene geringe Permeabilität des Kontaktfugenbereichs zu erreichen.

In der Praxis des deutschen Steinkohlenbergbaus haben sich Verpressdrücke im Bereich von etwa 20 bar bei ähnlichen Aufgabenstellungen bewährt (z. B. [3]). Sie garantieren auch im Salzgebirge eine ausreichende Verspannung des Dammbauwerks im anstehenden Gebirge und somit die Standsicherheit des Dammes. Das zeigen ergänzend auch die in [1] durchgeführten Standsicherheitsuntersuchungen. Des Weiteren lassen sich Injektionsdrücke der angegebenen Größenordnung auch dauerhaft mit herkömmlichen Verfahren erzielen, die Realisierbarkeit ist deshalb mit dem heutigen Stand der Technik gegeben. Ergänzend ist darauf hinzuweisen, dass die hier diskutierten Aspekte die Beschränkung der Injektionsmaßnahmen auf das jeweils erste wasserseitige Abdichtungssegment (ca. 25 m Länge) erlauben, falls sich eine Abdichtung durch eine große Gesamtlänge auszeichnet.

Die Ausführungen zur technischen Realisierung der Verpressmaßnahmen legen den genannten Injektionsdruck zugrunde. Er erfüllt alle drei zu Beginn des Abschnitts genannten Forderungen.

5.2.2 Technische Realisierung

Injektionsmaßnahmen an untertägigen Dämmen können auf unterschiedliche Weise durchgeführt werden. In der Praxis bietet sich zum Beispiel das Überbohren des bereits betonierten Bauwerks mit anschließendem Verpressen an. Anwendung fand diese Technik zum Beispiel am Hochdruckwasserdamm Königsborn der Werksdirektion Heinrich Robert (heute Bergwerk Ost der „Deutsche Steinkohle AG“, DSK) der damaligen Ruhrkohle AG Westfalen. Hierbei wurden nicht nur die Fuge, sondern auch der Damm selbst und der Saumbereich des Gebirges im Nachhinein vergütet. Das Bauwerk stellt praktisch den ersten Hochdruckwasserdamm im deutschen Bergbau dar, der planmäßig und erfolgreich auf einen anstehenden Fluidruck von 10 MPa ausgelegt ist, dabei eine Querschnittsfläche von etwa 35 m² aufweist und ausschließlich aus Beton errichtet ist. Die Planungen und der Bau erfolgten ab 1993. Der Damm ist heute mit mehreren hundert Metern überstaut, die auf der Luftseite gefassten Wassermengen tendieren gegen Null.

Das Überbohren verursacht jedoch aufgrund der vielen erforderlichen Bohrmeter unverhältnismäßig hohe Kosten. Außerdem ist das (wenn auch bautechnisch sinnvolle) „Durchlöchern“ eines gerade errichteten Dammbauwerks mit mehreren Bohrkränzen nur schwer kommunizierbar. Daher suchte man in der Vergangenheit nach Alternativen, wobei sich u. a. beim letzten vergleichbaren Projekt im Steinkohlenbergbau [3] die Injektion der Fuge mit Verpressschläuchen als Stand der Technik bewährt hat. Dieser Vorgehensweise wird auch für die Injektionsarbeiten bei den Abdichtungen im ERAM gefolgt. Detaillierte Ausführungen zu diesem Injektionskonzept finden sich im nachfolgenden Kapitel 6.

ERA
Morsleben

6 RESULTIERENDER BAUWERKSENTWURF UND BAUTECHNISCHER NACHWEIS

Der in den vorangegangenen Kapiteln dargestellte Sicherheitsnachweis führt zu einem konkreten Bauwerksentwurf beziehungsweise zu einem Vorschlag zur bautechnischen Realisierung der Abdichtungssegmente. Der im Folgenden dargestellte Bauwerksentwurf zeigt ausschließlich die prinzipielle Machbarkeit der Abdichtungen auf und ist Grundlage der notwendigen weiteren Planungsarbeiten.

Die Herstellung des Bauwerks gliedert sich in mehrere Schritte:

- Vorbereitende Maßnahmen
- Nachriss der Streckenkontur
- Einbauten (Injektionssystem, Verfülllanze, Querschnittsschwächung)
- Schalung
- Verfüllung
- Aushärtung
- Injektion
- Überbohren und Verpressen des Hüllrohrs
- Herstellen einer Dehnungsfuge

Ausgangspunkt für den Bauwerksentwurf ist das im Nachweiskonzept angesetzte Standardbauwerk für eine Strecke im Steinsalz. Die ursprüngliche Strecke hat einen nahezu rechteckigen Querschnitt mit einer Höhe von 3,0 m und einer Breite von 4,0 m. Die Abdichtungen bestehen in der Regel aus mehreren hintereinander angeordneten Segmenten, wobei gemäß [1] die Länge der einzelnen Segmente auf 15 bis 30 m beschränkt bleiben soll. Grundsätzlich werden die Streckenbereiche vor und hinter den Abdichtungen, und dies gilt auch für größere Bereiche zwischen zwei Segmenten, ebenfalls mit Salzbeton verfüllt. Sie sind jedoch durch Dehnungsfugen, z. B. aus Salzbriketts, vom Abdichtungsbauwerk getrennt. Wie im Nachweis beschrieben wurde, reicht bei einer Abdichtung aus mehreren Segmenten die Begrenzung der Injektionsmaßnahme auf ein Segment aus. Dabei ist für die Injektion das der Restgrube nächstgelegene Segment zu wählen, weil hier im Falle des Absaufens der Grube die Lösung anstehen wird.

6.1 VORBEREITENDE MAßNAHMEN

Zu den vorbereitenden Maßnahmen gehören alle Infrastrukturmaßnahmen bzw. Arbeiten, die erforderlich sind, um mit der eigentlichen Herstellung des Bauwerks beginnen zu können. Hierzu zählen:

- Herstellen der Arbeitssicherheit
- Bereitstellung der erforderlichen Transportkapazitäten
- Bereitstellung einer Spannungsversorgung und einer Kommunikationseinrichtung
- Bereitstellung der erforderlichen Wettermengen
- Bereitstellung der erforderlichen Maschinenteknik
- Bereitstellung der Baustoffversorgung
- Verfüllung von relevanten Bohrungen

Einige der geplanten Lokationen befinden sich in Bereichen, die nicht ohne weiteres für die erforderliche Maschinentchnik zugänglich sind. Entsprechende Grubenbaue müssen so hergerichtet werden, dass die Zugänglichkeit unter arbeitssicherheitlichen Gesichtspunkten gewährleistet ist.

6.2 NACHRISS DER STRECKENKONTUR

Der Nachriss der Streckenkantur entfernt die Auflockerungszone, die sich im Saumbereich der Strecke gebildet hat und schafft die geometrische Kontur des späteren Bauwerks.

Die Lokationen für die Streckenabdichtungen im Steinsalz befinden sich vorzugsweise in wenig durchbauten Bereichen der Grube. Es wird daher vorausgesetzt, dass nach Entfernung der Auflockerungszone das umgebende Gebirge bis auf einen wenige Zentimeter tiefen konturnahen Bereich hydraulisch dicht ist. Im konturnahen Bereich bildet sich sofort nach Herausnahme der Auflockerungszone, auch bei noch so schonender Bearbeitung, wieder ein dilatanter Bereich aus.

Im Rahmen der Konzeptplanung wird die Auflockerungszone zunächst als konstant über den Querschnitt mit einer Tiefe von 0,5 m angenommen. Die genaue bzw. notwendige Nachrissstiefe wird im Rahmen der weiteren Planungsarbeiten lokationsspezifisch durch Permeabilitätsmessungen bestimmt. Das Nachschneiden erfolgt unmittelbar vor Erstellung des Abdichtungssegments, um die Neubildung einer Auflockerungszone so gering wie möglich zu halten. Die maximale Zeitspanne zwischen den Nachrissarbeiten und dem Betonieren ist auf 3 Monate begrenzt [20].

Als weitere Anforderung an die Streckenkantur ergibt sich aus den bautechnischen Erfordernissen eine zur Verfüllseite ansteigende bzw. angeschrägte Firste. Der Neigungswinkel soll ca. 2 Gon betragen, um eine Entlüftung des Firstspaltes während der Verfüllung zu ermöglichen. Hierdurch wird der formschlüssige Einbau des Salzbetons gewährleistet.

6.3 EINBAUTEN

Der Umfang der Einbauten ist so gering wie möglich zu halten. Zwingend erforderliche Einbauten müssen gegen Auftrieb gesichert werden. Dies geschieht mit Hilfe von Gebirgsankern (Dübel) und ggf. durch Verspannen der Einbauten. Die dabei entstehenden punktuellen Gebirgsschädigungen sind unvermeidlich, haben aber keinen Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit der Abdichtung.

6.3.1 Injektionssystem

Im Kontaktbereich zwischen Gebirge und Bauwerk bilden sich während der Abbindephase des Baustoffs bzw. infolge der thermischen Kontraktion und des Schwindens Risse zum Abbau von Spannungen. Diese werden mit Hilfe von Injektionsmaßnahmen vergütet, sodass das Abdichtungsbauwerk in einem definierten Zustand in die Nachbetriebsphase entlassen wird.

Die Injektion erfolgt entsprechend dem Stand der Technik mit perforierten Manschettenrohren oder Injektionsschläuchen. Die Injektionsschläuche/Manschettenrohre werden im Abstand von ca. 1 bis 2 m ringförmig in der Querschnittsebene an den Stößen, an der Firste und in der Sohle verlegt. Die Perforation ist derartig konzipiert, dass bereits ein geringer Überdruck im Schlauch oder Manschettenrohr den Austritt des Injektionsgutes ermöglicht.

Die Injektionsschläuche/Manschettenrohre sind jeweils an einer Vor- und Rücklaufleitung angeschlossen und werden über die Vorlaufleitung mit dem Injektionsmaterial versorgt. Die Entlüftung der Injektionsschläuche/Manschettenrohre erfolgt über die Rücklaufleitung, die im Firsthöchsten angeschlossen ist. Sämtliche Vor- und Rücklaufleitungen werden gebündelt in einem in der Streckenlängsachse verlaufenden Hüllrohr aus dem Bauwerk geführt, welches in der Mitte des Bauwerks leicht einfallend (2 Gon) fixiert ist.

6.3.2 Verfülleitung

Der Salzbeton wird über eine Verfülleitung eingebracht, die in das hintere Bauwerksdrittel geführt wird. Als Führung können z. B. Ringanker verwendet werden, die in geeigneten Abständen an den Hochpunkten in der Firste gesetzt werden und in denen die Leitung beweglich durchgeführt wird. Die Verfülleitung wird im Firsthöchsten z. B. über einen verschleißbaren Dichtungsflansch aus der Schalung geführt und wird während der Verfüllung (bei Erreichen des Firstniveaus) sukzessiv zurückgezogen.

6.3.3 Querschnittsschwächung

Mit Hilfe der Querschnittsschwächungen wird die Bildung von quer zur Strömungsrichtung orientierten Spannungsrissen (infolge thermischer Kontraktion und/oder autogenem Schwinden) an definierten Orten zugelassen. Hierdurch wird eine möglicherweise willkürlich verlaufende Rissbildung während der Abbindephase des Baustoffs verhindert (vgl. Abschnitt 4.3.3). Dazu werden im Abstand von einigen Metern perforierte Folien (ggf. auch Bleche) in die Querschnittsebene eingehängt und am Stoß fixiert. Die Folien sind kleiner als der Gesamtquerschnitt und besitzen ausreichend große Perforationen, sodass sie vom Baustoff um- bzw. durchflossen werden.

6.4 SCHALUNG

Nachdem sämtliche Einbauten installiert bzw. fixiert sind, erfolgt das Stellen der Schalung. Beim ersten zu bauenden Salzbetonsegment wird neben einer luftseitigen Schalung auch eine rückseitige verlorene Schalung aufgestellt. Die luftseitige Schalung ist mit je einer Öffnung für die Verfülleitung und einer für die Entlüftung im Firsthöchsten versehen. Die Schalungen oder verwendeten Schalsysteme werden gegen den hydrostatischen Druck des Salzbetons und gegen den maximal auftretenden Verfülldruck ausgelegt.

Vorzugsweise sollen Schalsysteme mit Aufstellböcken zum Einsatz kommen, die rückgebaut und wieder verwendet werden können. Nachdem die Schalung/en aufgestellt ist/sind, werden die Randbereiche gegen Baustoffaustritt abgedichtet.

6.5 VERFÜLLUNG

Als Baustoff kommt das Referenzmaterial Salzbeton M2 zur Anwendung, dessen Eigenschaften in [6] beschrieben und durch qualitätssichernde Maßnahmen zu gewährleisten sind. Die Verfüllung erfolgt frisch in frisch über eine Rohrleitung, die entweder von über Tage oder von einer untertägigen Baustoffmischanlage versorgt wird. Das in den vorigen Kapiteln dargestellte Sicherheitskonzept stellt neben dem „frisch in frisch

Einbau“ keine Anforderungen hinsichtlich der Verfüllleistung bzw. der Verfüllzeit. Die maximale Betontemperatur darf zum Zeitpunkt des Betonierens nicht mehr als 30 °C betragen.

Der Salzbeton wird über die im Firsthöchsten frei bewegliche Verfüllleitung bis in das letzte Drittel des zu errichtenden Segments gepumpt und tritt dort im freien Auslauf aus. Von dort aus breitet sich der Salzbeton unter Bildung eines geringen Fließwinkels annähernd gleichmäßig aus. Er umfließt dabei die zur Querschnittsschwächung eingebauten und perforierten Folien oder Bleche. Da die Neigung der Firste (2 Gon) größer ist als der Fließwinkel des Salzbetons (ca. 0,8 Gon [6]), ist der Formschluss immer gewährleistet. Die Verfüllung wird solange fortgeführt, bis der Salzbeton aus der im Firsthöchsten der Schalung angeordneten Entlüftung austritt. Diese wird dann verschlossen und die Verfüllleitung bei geringem Verfülldruck sukzessive aus dem noch nicht ausgehärteten Beton gezogen.

6.6 AUSHÄRTUNG

Nach Verfüllung des Segments beginnt der Beton abzubinden. Die bei der Hydratation freigesetzte Wärme dominiert das bereits zu diesem Zeitpunkt einsetzende autogene Schwinden und überdrückt die Kontaktfuge durch Temperaturdehnung. Das Temperaturmaximum tritt nach ca. 5 bis 9 Tagen auf (vgl. vorige Kapitel). Der dann folgende Abkühlungs- und der weiterlaufende Schwindprozess induzieren Zugspannungen, die zu einem Aufreißen der Kontaktfuge führen können.

Die Injektionsarbeiten werden erst durchgeführt, wenn beide Prozesse (Schwinden und thermische Kontraktion) weitgehend abgeklungen sind. Die Bedingungen werden erfahrungsgemäß erst nach etwa 60 Tagen erfüllt. Der Zeitpunkt des Beginns der Injektionsarbeiten wird im Rahmen weiterer Planungsarbeiten festgelegt.

6.7 INJEKTION

Im Kontaktbereich zwischen Gebirge und Bauwerk können beim Abbau der Spannungen, die aus Schwindverformungen und der thermischen Kontraktion des Salzbetons herrühren, Risse entstehen. Diese müssen mit der Injektionsmaßnahme vergütet werden, sodass das Abdichtungsbauwerk in einem gebrauchstauglichen Zustand in die Nachbetriebsphase entlassen wird.

Das Schwindmaß des Salzbetons bestimmt die Ausdehnung der verbleibenden, durch die Injektionsmaßnahme abzudichtende Fuge (Kontaktbereich zwischen Salzbeton und Streckenkantur), die bis zu einigen Millimetern betragen kann. Aufgrund des Eigengewichts liegt der Salzbetonkörper auf der Sohle auf, sodass sich eine Fuge nur im Stoß- und Firstbereich bilden kann.

Der für den Bau der Abdichtungen vorgesehene Salzbeton (Referenzmaterial M2) weist gemäß Laboruntersuchungen Permeabilitäten von weniger als 10^{-18} m² auf und kann somit kein Injektionsmaterial aufnehmen.

Als Injektionsmaterial ist eine Suspension aus handelsüblichen Feinstbindemitteln (z. B. MIKRODUR®R-U) vorgesehen. Das Injektionsmaterial muss unter den gegebenen Randbedingungen (anstehendes Salzgestein, Temperatur des abbindenden Betons, etc.) noch in Risse bis zu 0,1 mm eindringen können.

Die Injektion beschränkt sich auf die jeweils ersten der Restgrube zugewandten Segmente. D. h., an Lokationen, an denen nur ein Segment gebaut wird, wird dies injiziert. An Lokationen, an denen mehrere hintereinander liegende Segmente errichtet werden, wird nur das unmittelbar der Restgrube zugewandte Segment bzw. das vom jeweiligen Einlagerungsbereich am weitesten entfernte Abdichtungssegment verpresst.

An den Manschettenrohren/Injektionsschläuchen werden jeweils eine Vor- und Rücklaufleitung angeschlossen. Die Versorgung der Injektionsringe mit der Feinstbindemittelsuspension erfolgt über die Vorlaufleitung. Diese ist am tiefsten Punkt (Sohle) mit der Ringleitung verbunden, sodass sich die Suspension von unten nach oben ausbreiten kann. Die Rücklaufleitung dient der Entlüftung bzw. der Rückführung der Suspension und ist im Firsthöchsten an die Ringleitung angeschlossen. Sämtliche Vor- und Rücklaufleitungen werden über ein in der Streckenlängsachse verlaufendes, leicht einfallendes Hüllrohr aus dem Bauwerk geführt. Da diese Einbauten potenzielle Wegsamkeiten darstellen und aus nicht langzeitstabilem Material bestehen, wird das Hüllrohr nach erfolgter Injektion überbohrt und das verbleibende Bohrloch mit geeignetem Material abgedichtet.

In geringem Abstand zu den Stirnflächen des Abdichtungssegments wird jeweils die erste Ringleitung für die Vorinjektion mit z. B. Kunstharz bzw. Epoxidharz verwendet. Hierdurch wird der Ringspalt im Bereich der Stirnseiten verschlossen bzw. abgedichtet, sodass später (bei der Injektion mit Feinstbindemitteln) der Austritt von Suspension an den Stirnseiten verhindert wird.

Nachdem die Vorinjektion abgeschlossen ist und die Fugen im Bereich der Stirnseiten verschlossen sind, wird mit der „eigentlichen“ Injektion begonnen. In einem ersten Arbeitsschritt (Auffüllphase) werden die Ringleitungen mit dem Feinstbindemittel über die Vorlaufleitungen stufenweise beaufschlagt, sodass sich der Injektionsschleier von der hintersten Ringleitung in Richtung der Luftseite und von der Sohle in Richtung Firste langsam ausbreitet. Die bei der Injektion verdrängte Luft entweicht über die Rückläufe. Die Auffüllphase ist beendet, wenn aus keiner der Rücklaufleitungen mehr Luft austritt.

In dem zweiten Arbeitsschritt (Aufbau des Injektionsdrucks) werden die Rücklaufleitungen verschlossen und die Vorlaufleitungen weiter mit dem Feinstbindemittel beaufschlagt. Dabei wird der Injektionsdruck langsam bzw. stufenweise bis zum maximalen Injektionsdruck von etwa 20 bar erhöht (Druckstufeninjektion). Hierdurch soll eine vorzeitige Brückenbildung der Bindemittelpartikel an engen Stellen oder in kleinen Rissen verhindert werden. Luft, die noch in Zwickelräumen oder in Rissen vorhanden ist bzw. bei der Auffüllphase nicht verdrängt werden konnte, wird entsprechend dem Injektionsdruck komprimiert und auf einen Bruchteil ihres ursprünglichen Volumens zusammengedrückt.

Ist der maximale Injektionsdruck erreicht, beginnt in einem dritten Arbeitsschritt die Druckhaltephase. In der Druckhaltephase wird das Salzbetonsegment entsprechend dem Injektionsdruck vorgespannt. Die Druckhaltephase wird so lange fortgesetzt, bis der Verpressdruck nahezu konstant bleibt und kein Feinstbindemittel mehr nachinjiziert werden kann. Die gesamte Maßnahme soll einen Injektionsdruck von ca. 20 bar garantieren und bis zum Abbinden des Feinstbindemittels konstant bleiben. Die Dauer der Druckhaltephase hängt im Wesentlichen vom verwendeten Injektionsmaterial ab und wird im Rahmen weiterer Planungsarbeiten genau festgelegt.

Abbildung 59 zeigt eine prinzipielle Darstellung des Bauwerksentwurfs eines Abdichtungssegments mit Injektion der Kontaktfuge im Steinsalz.

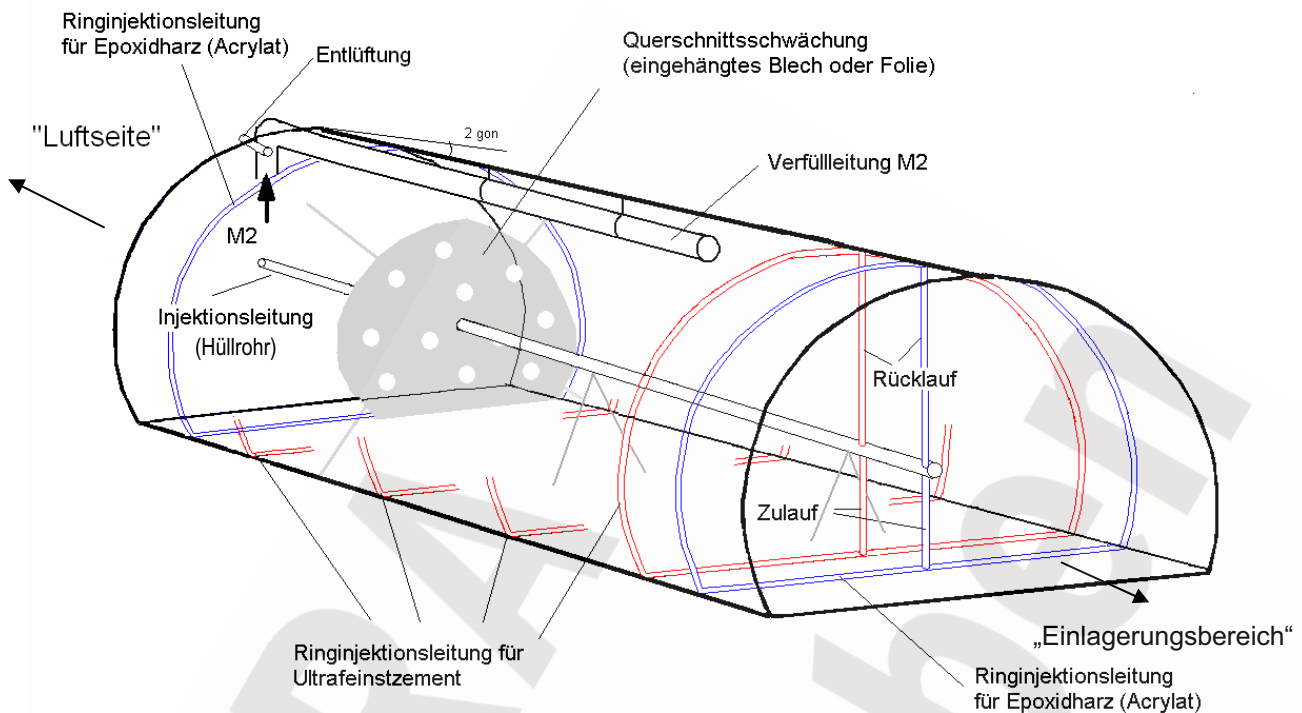


Abb. 59: Skizze zum Bauwerksentwurf „Strecke im Steinsalz“

6.8 ÜBERBOHREN UND VERPRESSEN DES HÜLLROHRS

Nach Abschluss der Injektionsarbeiten wird das Hüllrohr, in dem sämtliche Vor- und Rücklaufleitungen verlaufen, überbohrt und das Bohrloch mit Salzbeton (Referenzmaterial M2) verfüllt. Die Bohrkronen sind so bemessen, dass sämtliche in Richtung der Streckenachse verlaufenden Leitungen herausgeschnitten werden. Die in der Querschnittsebene verlegten Leitungsreste der Zu- und Rückführleitungen sowie die entlang der Streckenkontur verlegten ringförmigen Injektionsschläuche verbleiben im Bauwerk, da diese keine hydraulisch relevanten Wegsamkeiten darstellen. Die Bohrung wird bis zum letzten Injektionsring mit dem Einfallen (2 Gon) des Hüllrohrs gestoßen, wodurch das spätere Verfüllen der Bohrung erleichtert wird. Der ungestörte hintere Teil im Salzbetonsegment dient gleichzeitig als Widerlager für das Verpressen des überbohrten Hüllrohrs.

Ist das Hüllrohr überbohrt und das Bohrklein vollständig entfernt, wird die einfallende Bohrung mit Salzbeton (Referenzrezeptur M2) formschlüssig verfüllt. Der Einbau erfolgt mit Hilfe einer Verfülllanze, die bis in das Bohrloch tiefste geführt und während der Verfüllung sukzessiv zurückgezogen wird. Der Bohrlochmund ist mit einem Packer, durch den die Verfülllanze geführt wird, verschlossen. Des Weiteren verfügt der Packer über eine verschließbare Entlüftung, durch die die bei der Verfüllung verdrängte Luft entweichen kann. Wenn der Salzbeton aus der Entlüftung austritt, wird die Entlüftung verschlossen und die Verfülllanze unter leichtem Baustoffüberdruck herausgezogen.

Nachdem die Verfülllanze herausgezogen ist, wird der Packer verschlossen und eine Hochdruckleitung, z. B. an die Entlüftung, angeschlossen. Über die Hochdruckleitung wird dann weiterer Salzbeton in die Bohrung verpresst, wobei der gesamte (noch fließfähige) Salzbeton entsprechend dem Verpressdruck vorgespannt wird. Der für die Vorspannung des Salzbetons mindestens aufzubringende Druck wird vor der

Bauausführung festgelegt. Dieser ist abhängig von der Kompressibilität der Salzbetonsuspension, dem Schwindvermögen des Salzbetons und dem Bohrlochdurchmesser. Der Druck wird ähnlich der Injektion in einer Druckhaltephase bis zum Abbinden des Salzbetons konstant gehalten.

6.9 HERSTELLUNG DER DEHNUNGSFUGE

Nach dem Verpressen des Hüllrohrs und nach Rückbau der luftseitigen Schalung, wird eine Dehnfuge erstellt. Durch die Dehnfuge sollen die Abdichtungssegmente entkoppelt werden, sodass Gebirgsbewegungen zu keinen Zwangsspannungen führen können. Die Dehnungsfuge kann z. B. aus hochverdichteten Salzbriketts hergestellt werden. Sind aus bautechnischen Gründen größere Zwischenräume zwischen den einzelnen Abdichtungssegmenten erforderlich, so wird der Streckenbereich zwischen den Dehnfugen mit Salzbeton (ohne Entfernen der Auflockerungszone und ohne Ringspaltinjektion) verfüllt.

ERA
Morsleben

7 SONDERBAUWERK FÜR DAS VERSCHLIEßEN DER WETTERROLLÖCHER

Im Langzeitsicherheitsnachweis für das ERA Morsleben [2] wird unter anderem eine hydraulische Trennung des Zentralteils und des Westsüdfeldes vorausgesetzt. Diese Trennung erfolgt durch die Errichtung von Abdichtungsbauwerken in den Verbindungsstrecken zwischen den beiden genannten Grubenteilen. Der Bericht [1] listet alle zu errichtenden Bauwerke in Tabelle 2.5-1 auf.

Das dem Langzeitsicherheitsnachweis (LZS) zugrunde liegende hydraulische Modell des gesamten Abdichtungssystems zwischen dem Zentralteil und dem Westsüdfeld besteht aus ausschließlich parallel geschalteten Widerständen. Dabei wird zu Grunde gelegt, dass der Fluss über die abgedichteten Rolllöcher von der 1. bis zur 2. Sohle (Wetterrollloch: 09YEA52_RL003) und von der 2. bis zur 4. Sohle (Wetterrollloch: 12YER51_RL003) als vernachlässigbar gegenüber dem Fluss über die abgedichteten horizontalen Verbindungsstrecken eingestuft werden kann. Dies ist für einen Zeitraum von 20.000 Jahren nachzuweisen, da zu späteren Zeitpunkten die Dichtwirkung der Streckenabdichtungen nicht mehr gezeigt werden muss. Eine länger bestehende Dichtwirkung (über dem Nachweiszeitraum hinaus) hat keinen Einfluss auf den Langzeitsicherheitsnachweis.

Anders als die Streckenabdichtungen stellen die Wetterrolllöcher vertikale Sohlenverbindungen im Grubengebäude dar. Daher und aufgrund ähnlicher, wenn auch nachweistekhnisch einfacherer Verhältnisse lehnt sich die Vorgehensweise beim Verschließen der Rolllöcher an die Maßnahmen beim Verschließen der Schächte an [21].

7.1 GRUNDSÄTZLICHE ÜBERLEGUNGEN

Die Rolllöcher selbst bilden eine durchgängige Wegsamkeit von der 1. bis zur 4. Sohle, die durch einen Versprung (von wenigen Metern) auf der 2. Sohle getrennt werden (Abbildung 60). Für den Sicherheitsnachweis ist es ausreichend, die jeweiligen Teilabschnitte der Rolllöcher zwischen den einzelnen Sohlen getrennt zu betrachten. Der Nachweis der Gebraustauglichkeit wird für den ungünstigsten Fall bzw. als abdeckender Nachweis für eine (Referenz-) Rolllochabdichtung geführt. Die dazu notwendigen Voraussetzungen sind wie folgt gegeben:

- Die 3 Teilabschnitte besitzen etwa die gleichen Längen ($l_{\text{oben}} = 38 \text{ m}$, $l_{\text{mitte}} = 41 \text{ m}$ und $l_{\text{unten}} = 40 \text{ m}$).
- Die Durchmesser betragen nach dem Rauben der Auflockerungszone $d_{\text{oben}} = 3,7 \text{ m}$, $d_{\text{mitte}} = 2,7 \text{ m}$ und $d_{\text{unten}} = 4,0 \text{ m}$ (siehe Abschnitt 7.2.5).
- Bei allen drei Teilabschnitten beträgt der Abstand zu benachbarten Grubenbauen mindestens das Zehnfache des nachgeschnittenen Rolllochradius (siehe Abbildung 60). Damit ist eine gegenseitige mechanische Beeinflussung der Rolllöcher und benachbarter Grubenbaue ausgeschlossen, so dass jene im Modell für den rechnerischen Nachweis nicht abgebildet werden müssen.
- Alle drei Teilabschnitte befinden sich vollständig im Hauptsalz z2HS des östlichen Schachtsattels [5], sodass die geologischen Verhältnisse in einem Nachweis als vergleichbar angenommen werden können.
- Im Bereich der angeschlagenen Sohlen sind die Wetterrolllöcher der Art zu verfüllen, dass ein Auslaufen der Verfüllsäulen ausgeschlossen ist.

Für den Nachweis wird der untere Teilabschnitt zwischen der 3. und 4. Sohle mit einer Länge von 40 m als Referenzabschnitt gewählt. Dieser besitzt den größten Durchmesser und damit das ungünstigste Verhältnis zwischen dem zu tragendem Eigengewicht, dem anstehenden Lösungsdruck und dem in der Fuge zum Gebirge aufnehmbaren Schub.

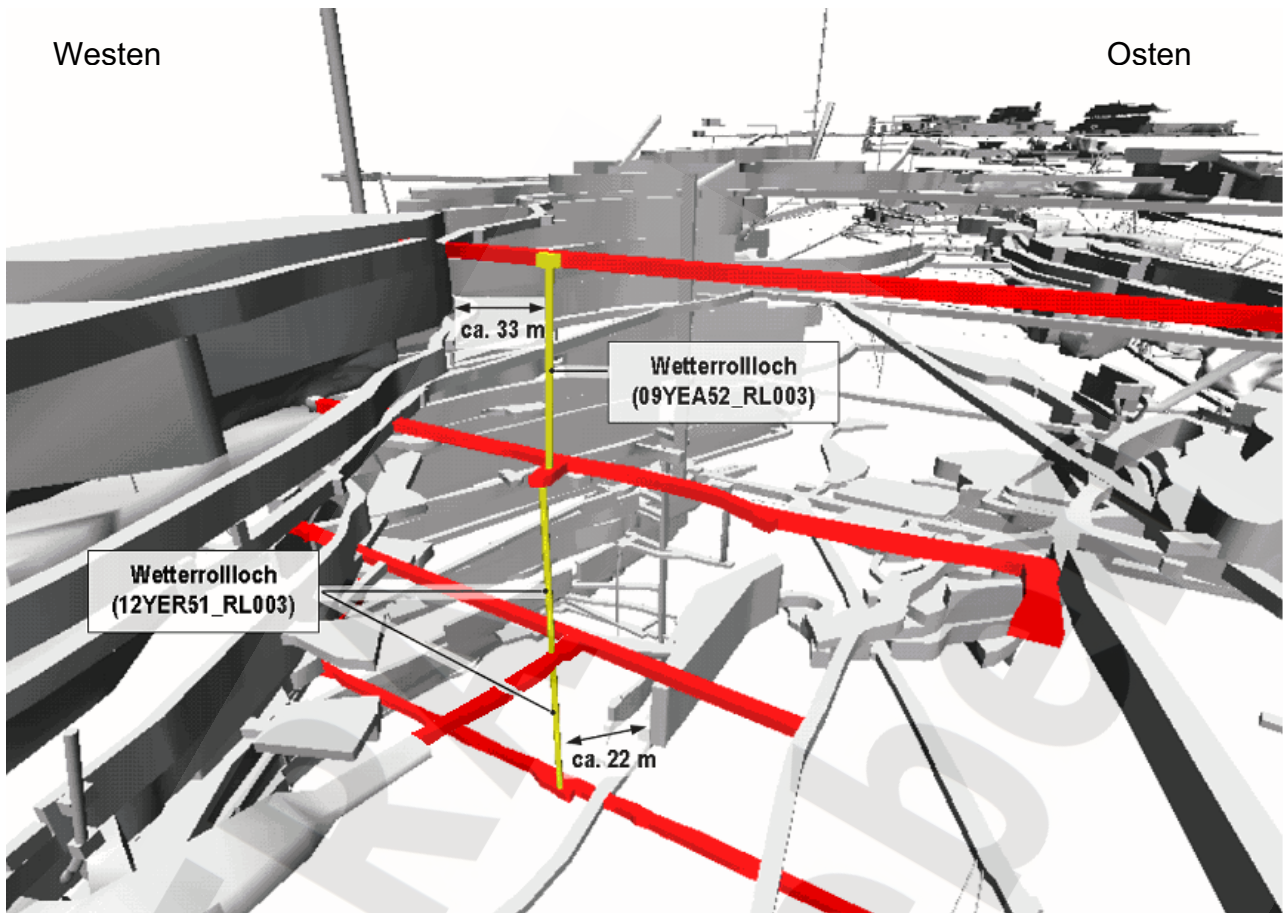


Abb. 60: Darstellung des Grubengebäudes im Bereich der zu verschließenden Rolllöcher

Abbildung 61 zeigt eine Prinzipskizze der geologischen und der geometrischen Verhältnisse sowie der geplanten Abdichtungen.

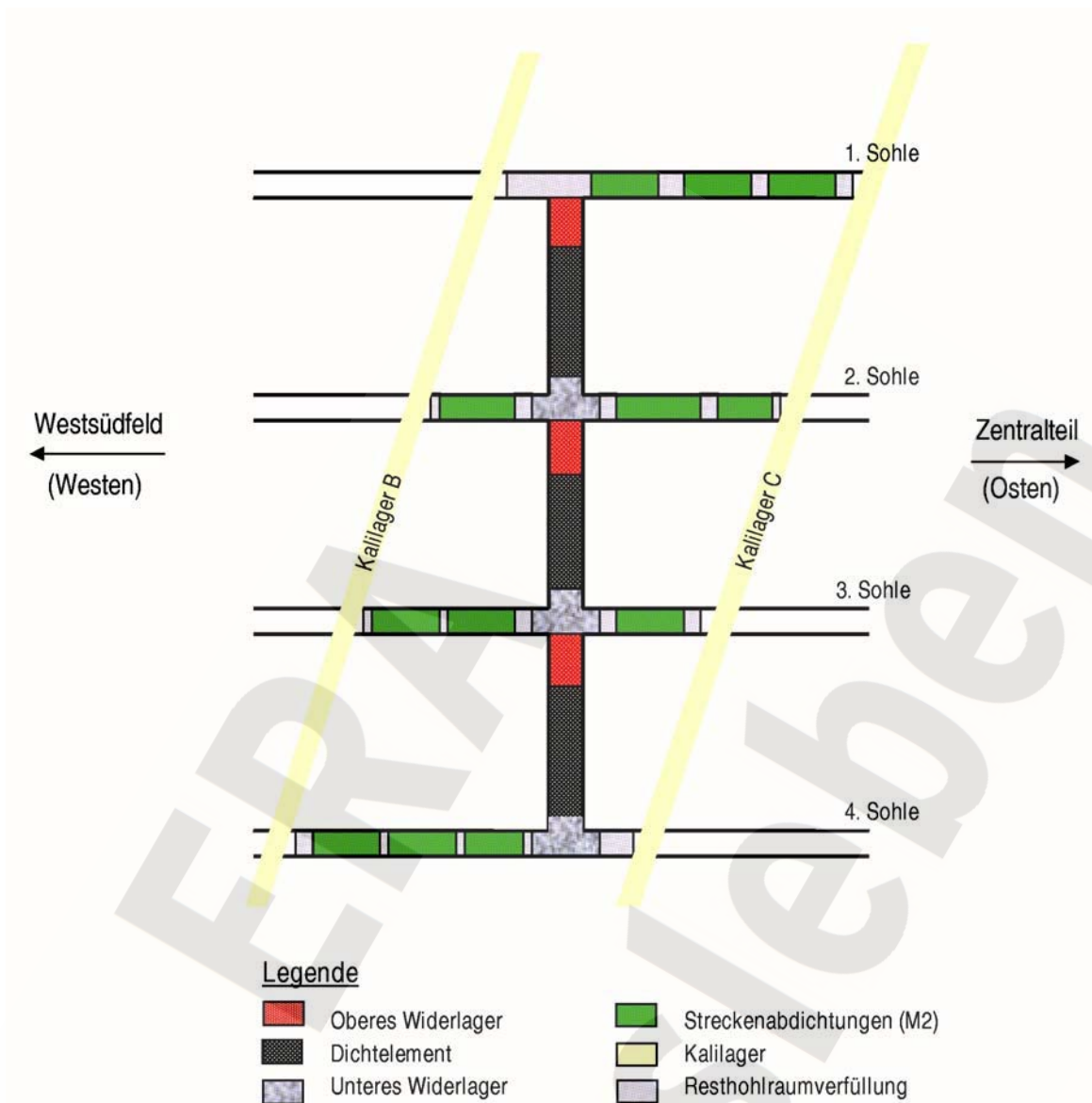


Abb. 61: Prinzipskizze der geometrischen und geologischen Verhältnisse

Gemäß den Annahmen im Langzeitsicherheitsnachweis wird von einem Lösungszufluss vom Zentralteil in das Westsüdfeld ausgegangen, d. h. in der Abbildung ist die Strömungsrichtung in der Zuflussphase von rechts nach links orientiert. Die Auspressphase spielt für die Bemessung der Verschlüsse in den Wetterrolllöchern keine Rolle, da dann im Langzeitsicherheitsnachweis entweder kein wesentlicher hydraulischer Widerstand zwischen dem Zentralteil und dem Westsüdfeld mehr angesetzt wird oder vergleichbare hydraulische Verhältnisse wie in der Zuflussphase anzunehmen sind.

Die drei in den Wetterrolllöchern zu realisierenden Verschlussysteme bestehen jeweils aus einem unteren Widerlager, einem Dichtelement und einem oberen Widerlager (Abbildung 61). Bei der Auslegung und Materialauswahl sind folgende Randbedingungen zu beachten:

- Damit über die Wetterrolllöcher keine vertikalen Fließpfade bestehen, müssen insgesamt drei Abschnitte abgedichtet werden.
- Potenziell wirksame Wegsamkeiten über die Rolllöcher verlaufen von tieferen zu höheren Sohlen, weil sich hierbei unter Berücksichtigung der Segmente der horizontalen Abdichtungen die geringsten hydraulischen Widerstände ergeben. Das Verschlussystem ist demnach gegen einen Fluidruck von unten auszulegen.

- Der Langzeitsicherheitsnachweis setzt eine Vernachlässigbarkeit des Flusses über die Wetterrolllöcher voraus. Deshalb muss jedes vertikale Dichtelement (schwarz) einen höheren hydraulischen Widerstand besitzen, als ein einzelnes Segment (grün) der horizontalen Salzbetonabdichtungen (Abbildung 61). Die horizontalen und vertikalen Dichtelemente haben etwa die gleiche Länge. Daher müssen die vertikalen Dichtelemente auf einem Material basieren, welches eine deutlich geringere Permeabilität als die bei den Streckenabdichtungen zugrunde gelegte Systempermeabilität von weniger als 10^{-18} m^2 besitzt.
- Die Dichtelemente müssen lagestabil und gegenüber den anstehenden Lösungen langzeitstabil sein.
- Die in den Rolllöchern zur Verfügung stehenden Abdichtungslängen sind durch die Sohlenabstände festgelegt.
- Die potenziellen horizontalen Fließpfade treffen auf die jeweiligen unteren Widerlager der einzelnen Verfüllabschnitte in den Wetterrolllöchern. Die unteren Widerlager sind daher aus einem gegenüber den anstehenden Lösungen langzeitbeständigen und setzungsarmen Baustoff zu errichten.
- Das obere Widerlager muss in dem Zeitraum, in dem die Gebrauchstauglichkeit (abdichtende Wirkung) der Abdichtung im Wetterrolloch garantiert werden muss, korrosionsstabil und setzungsarm sein bzw. im Nachweiszeitraum sind die Setzungen auf ein akzeptables Maß zu beschränken oder auszuschließen.

Die aufgezählten Grundsätze werden im Bauwerksentwurf berücksichtigt.

7.2 BAUWERKSENTWURF UND AUSWAHL DER BAUSTOFFE

Den Bauwerksentwurf für das Verschlussbauwerk in den beiden Rolllöchern zeigt Abbildung 62. Jeder Teilabschnitt besteht aus einem unteren - und oberem Widerlager, einem Dichtelement und einer Filterlage zwischen dem unteren Widerlager und dem Dichtelement. Ggf. sind Trennschichten zwischen dem Dichtelement und dem oberen Widerlager sowie dem oberen Widerlager und dem unteren Widerlager des nächst höheren Abschnitts als bautechnische Maßnahme bzw. aus baupraktischen Gründen notwendig. Diese sind ebenfalls eingezeichnet, aber für die Funktionstüchtigkeit nicht erforderlich.

7.2.1 Unteres Widerlager

Das untere Widerlager soll die Lagestabilität der sich nach oben anschließenden Filterlage sowie des Dichtelements garantieren. Es ist Teil eines potenziellen horizontalen Lösungspfad vom Zentralteil in den Einlagerungsbereich Westsüdfeld, siehe Abbildung 61, und muss aus diesem Grund langzeitbeständig gegen sämtliche, möglicherweise im Zentralteil anstehenden Lösungen ausgelegt werden. Eine Korrosion könnte seine Funktionstüchtigkeit beeinträchtigen.

In Anlehnung an die Planungen zu den Schachtverschlüssen [21] soll das untere Widerlager aus einem setzungsarmen Hartgesteinsschotter gemäß [22] bestehen. Für Hartgesteinsschotter ist die Langzeitbeständigkeit gegenüber salinaren Lösungen nachgewiesen. Die Füllhöhe beträgt etwa 7 m. Das Schotterskelett übernimmt dabei die Widerlagerfunktion bzw. sorgt für die tragende Wirkung. Hinsichtlich seiner Durchlässigkeit stellt das untere Widerlager keinen nennenswerten hydraulischen Widerstand dar.

Im Rahmen der Nachweisführung ist die Standsicherheit des unteren Widerlagers zu zeigen. D. h., dass ein Auslaufen des Schotters in die sich anschließenden Streckenabschnitte infolge Eigengewicht des Abdichtungssystems ausgeschlossen ist. Der Nachweis wurde analog wie in [30] geführt.

7.2.2 Filterlage

Die Filterlage zwischen dem unteren Widerlager und dem Dichtelement besteht aus gestuften Kiesen und Sanden, wobei der Korndurchmesser von unten nach oben abnimmt. Hierdurch wird „das Auslaufen“ des Bitumens aus dem darüber liegenden Dichtelement in das Widerlager aus Hartgesteinsschotter unter dem Einfluss der Schwerkraft verhindert. Die Langzeitbeständigkeit von Kiesen und Sanden ist durch natürliche Analoga nachgewiesen.

Im Vergleich zu den anderen Elementen des Dichtsystems besitzt die Filterlage eine etwas geringere Steifigkeit und deshalb ein größeres Deformationspotenzial. Daher ist sie mit einer möglichst geringen Höhe konstruktiv auszubilden. In der Nachweisführung wird die Höhe der Filterschicht mit 2 m (konservativ) angenommen. Die genaue Höhe (< 2 m) ist in weiteren Planungen festzulegen, wobei eine geringere Höhe bezüglich der Standsicherheit zu vergleichbaren bis günstigeren Ergebnissen führt.

Alternativ kann das untere Viertel der Filterschicht, etwa 0,5 m, in setzungsarmem Hartgesteinsschotter ausgeführt werden, wobei dessen Porenraum mit einer Sole-Zement-Flugasche-Suspension vergossen wird. Diese Schicht verhindert wie die darüber liegenden Kiese und Sande ein Auslaufen des Bitumens aus dem sich oberhalb anschließenden Dichtelement und wirkt damit redundant zu den Kiessandschichten.

Die im unteren Viertel modifizierte Filterschicht hat keine Auswirkungen auf den Sicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweis. Eine möglicherweise mit der Zeit eintretende Korrosion des „Zementsteins“ beeinträchtigt die Standsicherheit nicht, da die tragende Wirkung ausschließlich vom Schotterskelett übernommen wird.

7.2.3 Dichtelement

Das Dichtelement muss im Vergleich zum Salzbeton eine deutlich geringere Permeabilität aufweisen. Der Bauwerksentwurf sieht deshalb ein Dichtelement aus Schotter-Bitumen vor, wobei der Schotter die tragende und das Bitumen die dichtende Aufgabe übernimmt. Für Schotter ist die Langzeitbeständigkeit gegenüber salinaren Lösungen nachgewiesen. Bitumen oder Asphalte sind gegenüber Lösungen undurchlässig, aber nur bedingt langzeitstabil und unterliegen sowohl im anaeroben als auch im aeroben Milieu der Degradation (siehe Kapitel 7.3.2).

Bei der Errichtung wird zunächst ein setzungsarmer Hartgesteinsschotter analog zum unteren Dichtelement eingebracht, lagenweise verdichtet und anschließend mit heißem Bitumen vergossen. Die Temperaturerhöhung des Bitumens vor dem Einbau reduziert seine Viskosität und ermöglicht das Eindringen sowohl in den Porenraum der Schottersäule als auch in Risse und Klüfte im Saumbereich des Gebirges. Die Einbautemperatur darf nicht zu einer Schädigung des umgebenden Salzgesteins führen.

Die Filterlage unterhalb des Dichtelements verhindert das Auslaufen des Bitumens in das untere Widerlager. Läuft das Grubengebäude voll, dann geschieht dies erwartungsgemäß im Zentralteil und zwar gleichmäßig von unten nach oben. Wie der Abbildung 62 entnommen werden kann, wird der Fluiddruck an allen drei Verschlussystemen mit hoher Wahrscheinlichkeit, im unteren Abschnitt mit Sicherheit, zuerst am unteren Rand des jeweiligen Dichtelements wirken. Die Dichte der anstehenden Lösung beträgt mindestens 1.200 kg/m^3 (gesättigte NaCl-Lösung). Wird ein Bitumen (z. B. B 80) analog zu [21] eingesetzt, dann schwimmt es auf der anstehenden Lösung auf, da seine Dichte nur etwa 1.000 kg/m^3 beträgt. Den dabei wirkenden Fluiddruck trägt das Dichtelement teilweise selbst über Reibung in das umgebende Gebirge ab, teilweise wird er vom oberen Widerlager aufgenommen.

Die Länge der einzelnen Dichtelemente ergibt sich aus den Sohlenabständen. Das untere Widerlager, das obere Widerlager und die Filterlage besitzen in allen drei Abschnitten fest vorgegebene Abmaße. Die verbleibende Länge steht jeweils für das Dichtelement zur Verfügung. Möglicherweise erfordern die späteren weiteren Planungen noch zwei weitere Trennschichten unter- und oberhalb des oberen Widerlagers. Daher wird im Rahmen des Gebrauchtauglichkeitsnachweises das jeweilige Dichtelement um einen Meter verkürzt angenommen (Kapitel 7.2.5).

7.2.4 Oberes Widerlager

Für das obere Widerlager wird eine Höhe von 8 m zugrunde gelegt. Es besteht ebenfalls aus langzeitstabilem und setzungsarmem Hartgesteinsschotter. Das Schotterskelett übernimmt wie beim Dichtelement die tragende Wirkung. Entgegen dem unteren Widerlager wird der gesamte Porenraum im Schotter mit einer Sole-Zement-Flugasche-Suspension vergossen. Durch das Vergießen des Porenraums wird die Steifigkeit des oberen Widerlagers erhöht und somit dessen Deformationsfähigkeit reduziert. Das obere Widerlager übernimmt mehrere Aufgaben:

- Aufnahme des Anteils des Lösungsdrucks von unten, den das Dichtelement nicht selbst über Reibung abtragen kann.
- Aufnahme des Lösungsdrucks von oben, falls das obere Widerlager im Gegensatz zur Annahme im Gebrauchtauglichkeitsnachweis hydraulisch dicht ist.
- Verhinderung eines Aufstiegs des Bitumens.
- Begrenzung der Setzung am oberen Ende des jeweiligen Teilabschnitts zur Gewährleistung der unabhängigen Funktionstüchtigkeit der drei Abschnitte.

Oberhalb des oberen Widerlagers können in der Nachbetriebsphase Lösungen anstehen, die den erhärteten „Zementstein“ korrodieren. Wie die Abbildung 62 verdeutlicht, müssen dazu die weiter östlich positionierten Segmente der horizontalen Abdichtungen vollständig korrodiert sein. Zu diesem Zeitpunkt verlieren die unterhalb des Zutritts liegenden Abdichtungsabschnitte an Bedeutung und es bestehen keine Anforderungen mehr an ihre abdichtende Wirkung. Daher muss im Nachweis die Korrosion des „Zementsteins“ im oberen Widerlager nicht betrachtet werden und es bestehen keine Anforderungen an die Langzeitbeständigkeit des Sole-Zementsteins.

Dagegen ist die Standsicherheit der Verfüllsäule weiterhin erforderlich und durch das tragende Schotterskelett auch gegeben.

7.2.5 Geometrische Abmessungen, Auflockerungszone

Die für die Nachweisführung notwendigen geometrischen Abmessungen sind für jeden Teilabschnitt in Tabelle 16 aufgeführt.

Prinzipiell wird in jedem Teilabschnitt die Höhe des oberen Widerlagers mit 8 m, der Filterlage mit 2 m und des unteren Widerlagers mit 7 m angesetzt. Die zwischen den Sohlen verbleibende, zur Verfügung stehende Länge füllt das Dichtelement aus. Wie oben erwähnt, können bautechnische Erfordernisse zu zwei weiteren Trennschichten führen, weshalb der Gebrauchstauglichkeitsnachweis auf einem um einen Meter verkürzten Dichtelement basiert, während der Standsicherheitsnachweis auf Grundlage der genannten Abmessungen geführt wird (konservativ).

Die Querschnitte der Wetterrolllöcher zeichnen sich durch eine extreme Unregelmäßigkeit aus (s. Abbildung 63). Teilweise sind einspringende Nischen ähnlich breiten Klüften vorhanden. Hinsichtlich des zu verfüllenden Querschnittes wird von einer Kreisform ausgegangen. Die aufzuwältigenden Durchmesser der einzelnen Verfüllabschnitte orientieren sich an Laservermessungen, die mit einem Videosatellit durchgeführt wurden [23]. Für die einzelnen Verfüllabschnitte ergaben sich umhüllende Kreise zwischen 1,7 m und 3,0 m. Innerhalb der Konzeptplanung wird von einer Auflockerungszone (ALZ) von zusätzlich 0,5 m ausgegangen, welche zeitnah vor dem Start der Verfüllmaßnahmen „schonend“ herausgeschnitten wird. Dies kann z. B. mit dem „Raise-Bore-Verfahren“ erfolgen.



Abb. 63: Blick in das Wetterrollloch von der 1. Sohle aus nach unten

Tab. 16: Zusammenfassende Auflistung der geometrischen Daten

	Unterer Verfüllabschnitt	Mittlerer Verfüllabschnitt	Oberer Verfüllabschnitt
Teufe am unteren Rand [mNN]	-372 (4. Sohle)	-332 (3. Sohle)	-291 (2. Sohle)
Teufe am oberen Rand [mNN]	-332 (3. Sohle)	-291 (2. Sohle)	-253 (1. Sohle)
Durchmesser nach Aufwältigen [m]	3,00	1,70	2,70
Durchmesser nach Rauben der ALZ [m]	4,00	2,70	3,70
Höhe des unteren Widerlagers [m]	7,00	7,00	7,00
Stärke der Filterlage [m]	2,00	2,00	2,00
Länge des Dichtelements [m]	23,00	24,00	21,00
Höhe des oberen Widerlagers [m]	8,00	8,00	8,00
Reduzierte Höhe des Dichtelements im Gebrauchstauglichkeitsnachweis [m]	22,00	23,00	20,00

7.3 NACHWEISFÜHRUNG

Die Nachweisführung der Abdichtungen in den beiden Wetterrolllöchern bezüglich Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit erfolgt vergleichbar zu der bei den Schächten Bartensleben und Marie [21]. Für analoge Baustoffe werden gleiche Materialparameter und konstitutive Ansätze verwendet. Gleiches gilt für die Reibungswinkel in den Kontaktfugen, die Eigenschaften des umgebenden Salzgebirges und weitere erforderliche Basisdaten.

Der Nachweis erfolgt abdeckend für den unteren Verfüllabschnitt, da dieser hinsichtlich der geometrischen Abmessungen den ungünstigsten Fall darstellt. Der Nachweiszeitraum beträgt, den Ergebnissen des Langzeitsicherheitsnachweises [2] folgend, 20.000 Jahre. Nach diesem Zeitraum ist das Westsüdfeld des ERAM im Referenzfall des Langzeitsicherheitsnachweises geflutet. Tatsächlich ist davon auszugehen, dass die Abdichtungen in den Wetterrolllöchern ihre Funktionstüchtigkeit wesentlich länger behalten werden. Wie bei den horizontalen Streckenabdichtungen führt das Aufkriechen des Gebirges zu immer günstigeren Spannungsverhältnissen und die Tragwirkung der Verfüllsäule verbessert sich stetig. Daher stellt der Zeitpunkt des Einbaus den ungünstigsten Fall dar.

Die Standsicherheitsberechnungen werden mit dem Finite-Elemente Programm ANSYS 9.0 durchgeführt. Das Programm wird für die Lösung vergleichbarer Problemstellungen verbreitet eingesetzt. Das Programm ist validiert sowie verifiziert und genügt wissenschaftlichen Ansprüchen.

Die Gebrauchstauglichkeit der Rollochabdichtungen basiert ausschließlich auf dem hydraulischen Widerstand der Dichtelemente aus Bitumen/Schotter. Bitumen ist technisch dicht. Dies gilt auch für eine mit Bitumen vergossene, setzungsstabile Schottersäule. Für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis reicht

deshalb eine Abschätzung des potenziellen Lösungsflusses über den Saumbereich des anstehenden Salzgebirges aus. Von den hydraulischen Widerständen der Filterschichten und des mit Zementstein verfüllten Porenraums des oberen Widerlagers wird kein Kredit genommen.

Zusätzlich ist als wesentliche Voraussetzung eine verschwindende beziehungsweise vernachlässigbare Vertikalverschiebung am oberen Rand eines jeden Verfüllsäulenabschnitts nachzuweisen. Sie wird durch einen geeigneten Bauwerksentwurf garantiert und im Rahmen des Standsicherheitsnachweises verifiziert.

7.3.1 Betrachtete Lastfälle

Als angreifende Lasten wirken neben dem Eigengewicht des Gebirges und der Bauwerke die aus dem Kriechvermögen des umgebenden Salzgebirges resultierende Spannungen sowie ein Lösungsdruck von unten und ein Lösungsdruck von oben (jeweils am Dichtelement). Die Drücke entsprechen den auf der Sohle unterhalb beziehungsweise der Sohle oberhalb anstehenden Lösungsdrücken. Ihre zeitliche Entwicklung entspricht den Angaben in Abbildung 58. Das vollständig geflutete Grubengebäude stellt den ungünstigsten, potenziell möglichen Belastungsverlauf für die nachfolgend diskutierten Lastfälle (LF) dar.

Der einfachste Lastfall LF 1 ergibt sich aus dem Szenario, in dem die Grube trocken bleibt. Dann wirken keine Lösungsdrücke auf das Dichtelement bzw. es sind keine Lösungsdrücke als äußere Lasten zu berücksichtigen.

Bei der Herleitung der zu betrachtenden Lastfälle für die vollgelaufene Grube ist zu beachten, dass am Dichtelement des unteren Abschnitts in jedem Fall ein Lösungsdruck von unten wirkt, da auf der 4. Sohle in Richtung Zentralteil (östliche Richtung) keine Streckenabdichtung vorhanden ist (Abbildung 61). Demgegenüber kann kein Lösungsdruck am oberen Ende dieses Dichtelements wirken, solange das Streckenabdichtungssegment auf der 3. Sohle in Richtung Zentralteil nicht versagt. Aus diesem Szenario ergibt sich der Lastfall „Einseitiger Lösungsdruck von unten“ (LF 2). Dieser Lastfall liefert für den unteren Teilabschnitt wegen seiner Teufenlage die größten Beanspruchungen und deckt somit analoge Belastungen an den beiden darüber liegenden Teilabschnitten mit ab. Diese sind als unwahrscheinlich einzustufen, aber nicht auszuschließen.

Versagt das östlich vom Wetterrollloch liegende Segment der Streckenabdichtung auf der 3. Sohle, dann erhält man den Lastfall „Lösungsdruck von oben und unten“ (LF 3). Der reale Differenzdruck hängt von der Länge des Dichtelements ab, welche in allen drei Teilabschnitten der beiden Wetterrolllöcher in etwa vergleichbar ist (zwischen 21 und 24 m). Da auf den oberen Sohlen die anstehenden Lösungsdrücke geringer sind, deckt die Betrachtung des unteren Abschnitts die Untersuchung des mittleren und oberen Abschnitts ab.

Der Lastfall „Einseitiger Lösungsdruck von oben“ (LF 5) kann nur im mittleren und oberen Teilabschnitt auftreten und ist als sehr unwahrscheinlich einzustufen, da mit abnehmender Teufe die Anzahl der Streckenabdichtungssegmente östlich vom Wetterrollloch zunimmt (Abbildung 61). Der Lastfall LF 5 muss nicht gesondert untersucht werden, denn den Nachweis der ausreichenden Tragfähigkeit des Systems für diesen Fall implizieren die beiden anderen betrachteten Lastfälle LF 2 und LF 3.

Aufgrund seiner Konstruktion kann sich das obere Widerlager (Schotter mit Zementstein im Porenraum) als hydraulisch dicht herausstellen. Der Aspekt wird im Gebrauchstauglichkeitsnachweis auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Er führt aber dazu, dass der Lösungsdruck von oben eventuell nicht am oberen Rand des Dichtelements (LF 3), sondern am oberen Rand des oberen Widerlagers angreift. Die Möglichkeit ist bei den Standsicherheitsuntersuchungen als zusätzlicher Lastfall LF 4 zu betrachten. In Tabelle 17 werden alle im Nachweis zu betrachtende Lastfälle zusammenfassend dargestellt.

Tab. 17: Betrachtete Lastfälle

Nr.	Szenario / Lastfall	Lösungsdruck unten [MPa]	Lösungsdruck oben [MPa]
1	„Trockene Grube“	0,0	0,0
2	„Einseitiger Lösungsdruck von unten“	6,0	0,0
3	„Lösungsdruck von unten und oben“	6,0	5,5 (am Dichtelement)
4	„Lösungsdruck von unten und oben“	6,0	5,5 (am Widerlager)
5	„Einseitiger Lösungsdruck von oben“	Unwahrscheinlich; durch 2 und 3 abgedeckt	

7.3.2 Langzeitbeständigkeit der eingesetzten Materialien

Die Langzeitbeständigkeit der eingesetzten Baustoffe Hartgesteinsschotter, Kiese und Sande wird in [21] ausführlich diskutiert. Für diese Materialien ist die Langzeitbeständigkeit im salinaren Milieu nachgewiesen und durch natürliche Analoga belegt.

Das in den Dichtelementen einzusetzende Bitumen kann dagegen durch Degradation infolge mikrobieller Aktivität abgebaut werden. Die Degradation findet sowohl unter aeroben als auch anaeroben Bedingungen statt und führt zu entsprechenden Bitumenverlusten. In [21] werden für die jeweiligen Bedingungen folgende Abbauraten angegeben:

- aerobe: 20 bis 50 Gramm pro Quadratmeter und Jahr
- anaerobe: 0,2 bis 0,6 Gramm pro Quadratmeter und Jahr

Das Unterstellen von aeroben Bedingungen im Grubengebäude ist aufgrund der stattfindenden Eisenkorrosion bzw. des damit verbundenen Sauerstoffverbrauchs als unrealistisch einzustufen bzw. auszuschließen. Gemäß Langzeitsicherheitsnachweis ist die Gasbildung infolge Eisenkorrosion bereits nach etwa 1.000 Jahren wegen Sauerstoffmangel abgeschlossen.

Bei einer Querschnittsfläche des Dichtelements von 12,6 m² und einer Porosität (die dem Volumenanteil des Bitumens entspricht) des Schotters von 40%, ergeben sich etwa 5 m³ Bitumen pro Meter Höhe des Dichtelements. Bei einer Bitumendichte vom $\rho = 1.000 \text{ kg/m}^3$ werden daher etwa 5.000 kg Bitumen pro Meter Dichtelement eingebaut. Hieraus ergibt sich bei einer Dichtelementlänge von 22 m (unterer Teilabschnitt) eine verbaute Bitumenmasse von insgesamt 110.000 kg.

Entsprechend dem Nachweiszeitraum von 20.000 Jahren, einer Oberfläche (Ober- und Unterseite des Dichtelements) von 25,2 m² und der o. g. anaeroben Degradationsraten berechnen sich hieraus Bitumenverluste von 100,8 bis 302,4 kg. Dies entspricht einem Bitumenanteil von ca. 0,9 bis 2,7 ‰.

Selbst für den Fall, dass in den ersten 1.000 Jahren aerobe Bedingungen herrschen, erhöht sich der Bitumenverlust um 504 bis 1.260 kg, sodass insgesamt Bitumenverluste zwischen 600 und 1.560 kg bzw. etwa 0,5 bis 1,4 % der Bitumenmasse auftreten können.

Dies ist eine konservative Abschätzung, die nicht berücksichtigt, dass an das Dichtelement die obere Widerlagersäule grenzt, bei der der Porenraum mit einem Zementstein verschlossen und damit die Zugänglichkeit des Bitumens stark eingeschränkt ist. Des Weiteren wirkt sich die Salinität der anstehenden

Lösung stark hemmend auf die Abbaurrate aus. Ab 10 Massenprozent NaCl sind keine Bakterien bekannt, die unter diesen Bedingungen leben können [21].

Die Langzeitbeständigkeit des erhärteten „Zementsteins“ im Porenraum des oberen Widerlagers kann nicht nachgewiesen werden, ist für die Funktionstüchtigkeit des Verschlusssystems jedoch auch nicht maßgebend. Da die Dichtelemente nicht durchströmt werden können, beschränkt sich die Korrosion nur auf diffusive Prozesse. Daher ist eine Korrosion des Zementsteins nur in äußerst geringem Umfang zu erwarten. Hier bestehen somit sowohl hinsichtlich der Standsicherheit als auch der Gebrauchstauglichkeit Sicherheitsreserven, die im Nachweis aber nicht belastet werden.

7.3.3 Nachweiskriterien

Die Dichtfunktion der Verschlussbauwerke im Wetterrolloch wird genau dann gewährleistet, wenn die Lagestabilität der Dichtelemente nachgewiesen ist. Aufgrund der konstruktiven Durchbildung bleibt das Bitumen dann am vorgesehenen Ort und verhindert eine Durchströmung des Bauwerks. Zusätzlich ist zu zeigen, dass der Saumbereich des Gebirges nach Einbau des Dichtelements ausreichend überdrückt wird, damit sich die Durchlässigkeit der parallel zum Dichtelement geschalteten potentiellen Wegsamkeit „Auflockerungszone“ im Vergleich zum Anfangszustand unmittelbar nach Einbau nicht erhöht.

Die Druckbeanspruchungen der Schottersäule in den einzelnen Teilabschnitten werden mit der Zeit stetig zunehmen und sich vergleichmäßigen, der Spannungszustand wird günstiger. Sollten lokal unzulässig hohe Schubspannungen auftreten, werden diese durch inelastische Deformationen gemäß dem konstitutiven Ansatz abgebaut. Es ist nachzuweisen, dass die Belastungen aus den angenommenen Fluiddrücken über Reibung in das Gebirge abgetragen werden können.

Die Fuge wird im Modell nicht detailliert abgebildet sondern als Verbund angenommen. Diese Vorgehensweise ist zulässig, wenn die Bedingung für den Verbund während des gesamten Betrachtungszeitraums eingehalten wird. Das aufkriechende Gebirge sorgt dafür, dass die in der Fuge zulässigen Schubspannungen stetig zunehmen.

Aus den Erläuterungen ergeben sich die nachfolgend gelisteten Kriterien, welche einzuhalten sind:

- Die Setzungen am oberen Rand des oberen Widerlagers müssen beschränkt bleiben. Dort wird eine rechnerische Vertikalverschiebung von einigen Zentimetern nach unten als zulässig eingestuft.
- Die zulässige Schubspannung in der Fuge zwischen Verfüllsäule und anstehendem Gebirge darf nicht überschritten werden.
- In der Verfüllsäule dürfen keine Zugspannungen auftreten.
- Ein Auslaufen der Schottersäule in die unten angrenzenden Hohlräume muss auszuschließen sein.
- Über die Länge des Dichtelements soll das Dilatanzkriterium nach Hunsche im anstehenden Salzgebirge über den gesamten Betrachtungszeitraum erfüllt sein.

Werden die aufgezählten Kriterien erfüllt, dann ist die Lagestabilität der Verfüllsäule gewährleistet und es kann sich keine Auflockerungszone im Bereich des Dichtelements bilden. Unter dieser Voraussetzung kann dann ein vereinfachter Gebrauchstauglichkeitsnachweis geführt werden.

7.3.4 Bauzustände

Die Berechnungen zu den 4 Lastfällen (Kapitel 7.3.1) umfassen jeweils 7 Bauzustände (BZ). Die einzelnen Lastfälle unterscheiden sich nur durch die Angriffsstellen der Fluiddrücke, nicht aber durch deren zeitliche

Entwicklung. Die Unterschiede wirken sich daher erst ab dem 6. Bauzustand aus. Folgende Bauzustände werden berücksichtigt:

- Isotroper Primärspannungszustand bis $t = -100$ a
- Auffahrung der Wetterrolllöcher $t = -100$ a
- Offene Standzeit 100 Jahre $t = -100$ a bis $t = 0$ a
- Herausnahme der Auflockerungszone $t = 0$ a
- Einbau des Verschlussystems $t = 0$ a
- Flutung des Grubengebäudes $t = 0$ a bis $t = 2800$ a
- Aufkriechen des Gebirges $t = 2800$ a bis $t = 20.000$ a

Im letzten Bauzustand führt das Aufkriechen des Gebirges anschaulich zu immer günstigeren Spannungszuständen. Die Aussage lässt sich anhand der Berechnungsergebnisse verifizieren. Die ungünstigsten Bedingungen herrschen bis zum Zeitpunkt $t = 2.800$ a bzw. bis zum Zeitpunkt der vollständigen Flutung des Grubengebäudes. Die Darstellungen beschränken sich deshalb meistens auf diesen Zeitraum.

7.4 ERGEBNISSE DER NACHWEISE

Die Berechnungen werden mit Hilfe des in Abbildung 64 dargestellten rotationssymmetrischen FE-Modells durchgeführt. Die einzelnen Teilabschnitte sind farblich gekennzeichnet und die verwendeten Abmaße eingezeichnet. Ein oberhalb des oberen Widerlagers zusätzlich modellierter Teil des Salzgebirges verhindert eine Beeinflussung der in der Verfüllsäule berechneten Spannungen und Verschiebungen durch den Modellrand. Das gesamte Modell ist am rechten und am linken Rand horizontal unverschieblich und am unteren Rand vertikal unverschieblich gelagert.

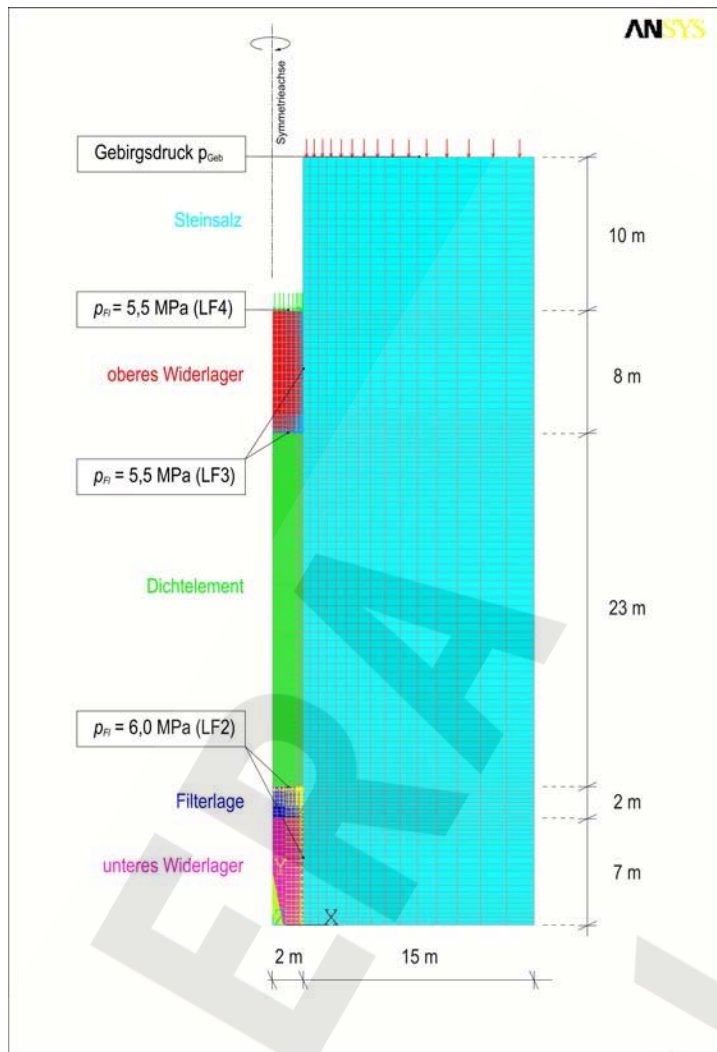


Abb. 64: FE-Modell zum Nachweis der Standsicherheit

Die Ausführungen in der vorliegenden Unterlage beschränken sich auf die wesentlichen Ergebnisse. Detaillierte Betrachtungen sind in [24] dargestellt.

7.4.1 Setzungsnachweis

Mit der Zeit werden sich in der Verfüllsäule aufgrund der Lösungsdrücke und des Gebirgsdrucks Verformungen aufbauen, die unter anderem zu Verschiebungen nach unten führen. Das Dichtelement wird so ausgebildet, dass vertikale Verschiebungen in der Verfüllsäule beschränkt werden (Setzungsstabilität der Schottersäule).

Die größten Verschiebungen in vertikaler Richtung werden rechnerisch an den Angriffspunkten der Lösungsdrücke auftreten, d. h. am unteren Rand des Dichtelements in den Lastfällen LF 2 bis LF 4 (nach oben) und zusätzlich am oberen Rand des Dichtelements im LF 3 (nach unten) beziehungsweise am oberen Rand des oberen Widerlagers im eher unwahrscheinlichen Lastfall LF 4 (nach unten). Die größten Auswirkungen hat dabei der LF 4, denn er impliziert die größten Setzungen an der Basis des nächst höheren Verfüllabschnitts.

Bleibt die Grube im LF 1 trocken, stellt sich nach 20.000 Jahren am unteren Ende des Dichtelements eine Verschiebung nach unten von rechnerisch etwa 1 Zentimeter ein. Am Fuß des nächst höheren Abschnitts erhält man eine Setzung von rechnerisch knapp 2 Zentimeter.

Wird die Grube im LF 2 geflutet, dann stellt sich am oberen Widerlager beziehungsweise am Fuß des nächsten Verfüllabschnitts ein vergleichbarer Setzungsverlauf wie im LF 1 ein. Die Maximalverschiebung erreicht nach 20.000 Jahren rechnerisch wieder knapp zwei Zentimeter.

Der Verschiebungsverlauf am unteren Ende des Dichtelements ist im LF 2 etwas komplizierter. Der Lösungsspiegel erreicht nach 2.550 Jahren das Niveau der 1. Sohle. Bis dahin halten sich die Folgen des nach oben wirkenden Fluiddrucks und des aufkriechenden Gebirges in etwa die Waage. Relevante Verschiebungen werden in diesem Zeitraum nicht ermittelt. Da auf der 1. Sohle und im Deckgebirge nur sehr wenig Hohlraumvolumen zur Verfügung steht, steigt der angreifende Fluiddruck, die Zuflussrate wird als zeitlich konstant vorausgesetzt, nun stark an und erreicht nach weiteren 200 Jahren sein Maximum (Abbildung 58). Das Kriechvermögen des Gebirges reicht nicht aus, um diesen schnellen Anstieg zu kompensieren. Als Konsequenz ergibt sich eine starke Erhöhung der Vertikalverschiebung. Zum Zeitpunkt der vollständigen Flutung des Grubengebäudes hat sich die Unterkante des Dichtelements rechnerisch um drei Zentimeter nach oben verschoben. Im weiteren Verlauf der Nachbetriebsphase ergibt sich ein ähnlicher Verlauf der Verschiebung wie im Lastfall 1. Die Verschiebung nach oben ergibt sich aus der elastischen Zusammendrückung des Dichtelements im unteren Bereich über etwa einen Meter Länge und eine gleichzeitige Entlastung der Filterlage.

Baupraktisch ist die für die Lastfälle LF 1 und LF 2 berechnete Verschiebung ohne Bedeutung, da sie die Lagestabilität des Dichtelements nicht beeinträchtigt.

In den unwahrscheinlicheren Lastfällen LF 3 und LF 4 werden im oberen Bereich des Verfüllabschnitts wegen der nun dort angreifenden Lösungsdrücke betragsmäßig größere Setzungen berechnet. Tabelle 18 gibt einen kurzen Überblick über die Maximalwerte zum Zeitpunkt der vollständigen Flutung, d. h. nach 2.800 Jahren. Dieser Zeitpunkt wird als der kritischste angesehen, weil die Belastung durch den Fluiddruck unmittelbar vorher relativ schnell ansteigt. Anschließend wird die Gebirgskonvergenz den Zustand des Systems im Sinne des Nachweises wieder verbessern. Die Vergleichswerte der trockenen Grube (LF 1) und des LF 2 sind ebenfalls angegeben. Der LF 3 wurde in konservativer Näherung an der oberen Kante des Dichtelements, dem Lastangriffspunkt des Fluiddrucks, ausgewertet. Die Ergebnisse der anderen Lastfälle beziehen sich auf den maßgeblichen Ort an der oberen Kante des oberen Widerlagers.

Tab. 18: Setzungen ausgewählter Punkte auf der Symmetrieachse nach Flutung der Grube

Lastfall	LF 1	LF 2	LF 3	LF 4
Ort (Oberkante)	oberes WL	oberes WL	Dichtelement	oberes WL
Setzung [cm]	1,1	1,0	3,6	3,9

Die größte berechnete Setzung beträgt knapp vier Zentimeter. In jedem Fall können alle berechneten Verschiebungen als für die Lagestabilität des Dichtelements und die Standsicherheit der Verfüllsäule unerheblich bezeichnet werden.

7.4.2 Beanspruchung der Fuge

Das zur Untersuchung verwendete FE-Modell beinhaltet einen festen Verbund zwischen Gebirge und Rolllochverfüllung. Diese Annahme ist zulässig, wenn die Bedingung für den Verbund während des

gesamten Betrachtungszeitraums eingehalten wird und eine relative Verschiebung zwischen Schotterverfüllung und Salzgebirge, also ein Gleiten, ausgeschlossen ist. Andererseits garantiert der feste Verbund, dass die aus den anstehenden Fluiddrücken resultierenden Belastungen über Schub in das Gebirge abgetragen werden können. Für die Beanspruchung der Fuge ist nur der Lastfall 3 relevant, der alle übrigen Lastfälle abdeckt.

Die ungünstigsten Spannungszustände treten zu dem Zeitpunkt auf, an dem das Grubengebäude gerade vollständig geflutet ist ($t = 2.800$ Jahre).

Bei den Berechnungen werden die zulässige Schub- und die vorhandene Schubspannung verglichen und der Quotient als Ausnutzungsgrad definiert. Ein Ausnutzungsgrad mit einem Betrag kleiner eins impliziert demnach eine Beanspruchung der Fuge, bei der kein Gleiten auftritt. Entsprechend den Berechnungen werden an den Übergängen der einzelnen Verfüllbaustoffe Spannungsüberhöhungen ausgewiesen. Sie sind durch die dort anstehenden Fluiddrücke in Verbindung mit einer Änderung der Materialeigenschaften begründet. In den ungestörten Bereichen am unteren Widerlager, am Dichtelement und am oberen Widerlager klingen die Spannungsüberhöhungen schnell ab, bis „stationäre“ Verhältnisse erreicht werden. Der Ausnutzungsgrad bleibt immer kleiner als eins. Hierdurch wird gezeigt, dass

- die Annahme eines festen Verbundes bei der Modellierung gerechtfertigt und
- der Lastabtrag des an der Oberkante und an der Unterkante des Dichtelements anstehenden Fluiddrucks gewährleistet ist.

Die höchsten Beanspruchungen der Fuge liefert wie erwartet der LF 3 in Verbindung mit dem 6. Bauzustand.

Als wesentliches Ergebnis für den Standsicherheitsnachweis bleibt festzuhalten, dass der Lastabtrag in der Verfüllsäule zu jedem Zeitpunkt und für alle möglicherweise auftretenden Lastfälle gewährleistet ist.

7.4.3 Spannungsnachweis

Ein spezieller Nachweis gegen Schub- beziehungsweise Druckversagen muss im hier betrachteten Fall der allseits eingespannten Schottersäule nicht geführt werden. Falls die Deviatorspannungen lokal ein kritisches Niveau erreichen, lagern sich die Spannungen um. Die dabei berechneten plastischen Dehnungen sind physikalisch als Kornbruch oder als relative Bewegung einzelner Körner zu interpretieren. Eine Schädigung des Materials im Sinne von Rissen, wie zum Beispiel bei einem Beton, besitzt anschaulich keine Bedeutung. Auch die Ausbildung einer Gleitfuge, wie sie aus der Bodenmechanik bekannt ist, spielt keine Rolle. Als wesentlicher Aspekt bleibt nur, dass sich bei plastischer Deformation ein neuer Gleichgewichtszustand einstellt. Das ist durch die allseitige Einspannung garantiert. Die lokale Reduktion des Porenvolumens in der Schottersäule infolge Kornbruchs kann vernachlässigt werden.

In Abschnitt 7.3.3 ist gefordert worden, dass in der Verfüllsäule während des gesamten Betrachtungszeitraums keine Zugspannungen auftreten. Das Maximum der größten Hauptnormalspannung beträgt $\sigma_{1,\max} = -0,7$ MPa und liegt damit wie gefordert im Druckbereich. Sie wird im Bereich der Filterlage ermittelt, da dort der am Dichtelement nach oben wirkende Fluiddruck die Filterlage selbst entlastet. Das Ergebnis demonstriert, dass die Entlastung jedoch nicht ausreicht, um die Überdrückung durch den anstehenden Gebirgsdruck auszugleichen. Vergleichbare Ergebnisse werden für alle Lastfälle zu allen Zeitpunkten ermittelt.

Einzige Ausnahme ist der Zeitpunkt, zu dem das Grubengebäude bei den Lastfällen LF 2 und LF 3 gerade vollständig geflutet worden ist. Der Lösungsdruck an der Filterlage hat nun so schnell zugenommen, dass trotz des ebenfalls ansteigenden Gebirgsdrucks die Filterlage vollständig entlastet wird. Formal liefert die Finite-Elemente-Berechnung deshalb in der Filterlage äußerst geringe, vertikal orientierte Zugspannungen in der Größenordnung einiger kPa. Die für den Ausnahmefall diskutierten, numerisch bedingten

Zugspannungen sind bereits im nächsten Zeitschritt der Berechnung, d. h. wenige Jahre später, wieder vollständig überdrückt. Sie haben für die Standsicherheit keine Bedeutung.

7.4.4 Nachweis gegen Auslaufen des Schotters

Die Setzungsstabilität der Füllsäule ist nur dann gewährleistet, wenn ihr Auslaufen in die sich unten anschließenden Strecken ausgeschlossen ist.

Der Nachweis lässt sich mit einer Gleichgewichtsbetrachtung und der Hypothese nach Mohr-Coulomb führen („Aktives Grenzspannungsverhältnis nach Rankine“). Er setzt keinerlei Verfüllung der unten anschließenden Streckenbereiche voraus und basiert lediglich auf einem Lastabtrag durch den „Siloeffekt“. Bei ausreichender Länge der Füllsäule beschränkt dieser die vertikalen Spannungen. Ein großer Teil der senkrechten Lasten wird über Reibung an das umgebende Gebirge abgegeben. Unter der Bedingung, dass ein kohäsionsloses Verfüllgut wie Schotter eingesetzt wird, stellt sich in der gerade erstellten Verfüllsäule bereits nach wenigen Zehnermetern eine ungestörte Vertikalspannung von etwa 0,16 MPa ein. In [30] wurde eine zulässige Grenzbelastung von 0,2 MPa abgeschätzt. Wird die Vertikalbelastung der geschichteten Schottersäule durch die Silowirkung auf den genannten Wert reduziert, dann ist die Stabilität einer freien, geschütteten Böschung am Fuß der Verfüllsäule gewährleistet und das Auslaufen kann ausgeschlossen werden.

Mit der Zeit wird das Gebirge auf die Verfüllsäule aufkriechen und die Spannungen im Bauwerk werden sich erhöhen und vergleichmäßigen, so dass sich das gesamte System zu immer günstigeren Beanspruchungszuständen hin entwickelt.

Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass unmittelbar nach der Baumaßnahme die Auslaufesicherheit der Verfüllsäule unter den angenommenen Bedingungen gewährleistet ist.

Außerdem sieht das Stilllegungskonzept eine Verfüllung der an die Wetterrolllöcher angrenzenden Streckenbereiche mit Salzbeton vor, sodass hierdurch eine zusätzliche Sicherheit gegen das Auslaufen der Schottersäule besteht.

7.4.5 Dilatanz des Saumbereichs

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeitsnachweis wird unter der Voraussetzung geführt, dass sich die Durchlässigkeit und die Ausdehnung der Auflockerungszone in der Nachbetriebsphase nicht erhöhen. Dies ist gewährleistet, wenn gezeigt werden kann, dass sich im Saumbereich keine dilatanten Bereiche ausbilden. Der Nachweis basiert auf dem Dilatanzkriterium nach Hunsche für Steinsalz [31].

Ein dilatanter Bereich kann sich erst ausbilden, wenn die auftretende Schubspannung ein kritisches Maß bzw. die zulässige Schubspannung übersteigt. Das Verhältnis der auftretenden Schubbeanspruchung zur zulässigen Schubbeanspruchung wird (wie bei der Fuge) als Ausnutzungsgrad definiert. Die Ausdehnung oder Neubildung dilatanter Bereiche erfordert Ausnutzungsgrade größer eins. Dies bedeutet mit anderen Worten, dass bei Ausnutzungsgraden von kleiner eins eine Verschlechterung der hydraulischen Eigenschaften des Salzgebirges ausgeschlossen ist.

Die Berechnungen [24] zeigen, dass der Ausnutzungsgrad mit der Zeit immer weiter abnimmt bzw. das System sich zu günstigeren Randbedingungen hin entwickelt. Ansteigende Werte werden nur während der etwa 200 Jahre dauernden Flutung der 1. Sohle ermittelt. Diese punktuellen Maxima sind lokal auf die Angriffsstellen des Lösungsdrucks beschränkt und besitzen keine Relevanz.

Die permanente Abnahme des Ausnutzungsgrades impliziert, dass sich die hydraulischen Eigenschaften des Saumbereichs mit der Zeit verbessern oder zumindest gleich bleiben. Es reicht daher aus, einen vereinfachten Nachweis mit den hydraulischen Eigenschaften der Auflockerungszone zum Verfüllzeitpunkt zu führen. Der ermittelte Fluss ist dabei als obere Schranke des Flusses während des gesamten Betrachtungszeitraums zu interpretieren.

7.5 GEBRAUCHSTAUGLICHKEITSNACHWEIS

Der Fluss entlang des verfüllten Wetterrolllochs ergibt sich aus den Teilflüssen durch das Dichtelement, entlang der Fuge und durch die Auflockerungszone des anstehenden Salzgebirges.

Das Bitumen kann als technisch dicht bezeichnet werden, so dass seine Permeabilität nach ordnungsgemäßem Einbau praktisch Null ist [21]. Zudem verhält es sich über lange Zeiträume betrachtet wie eine zähe Flüssigkeit, die langsam in vorhandene oder sich neu bildende Risse und Klüfte eindringt. Geringe Deformationen der Verfüllsäule beeinträchtigen die Dichtwirkung daher nicht. Da die Standsicherheitsuntersuchungen die Lagestabilität der Dichtelemente nachgewiesen haben, können sich in der Nachbetriebsphase keine großräumigen, hydraulisch relevanten Wegsamkeiten in den Dichtelementen bilden. Das viskose Bitumen verhindert damit eine potenzielle Durchströmung des eigentlichen Bauwerks und einen Lösungs-transport entlang der Fuge zum Gebirge.

Als potenzieller Lösungspfad entlang des Wetterrolllochs bleibt damit nur die Auflockerungszone übrig. Das anstehende und unverritzte Salzgestein ist wie das eingebrachte Bitumen technisch dicht. Nach dem schonenden Rauben der Auflockerungszone beginnt diese sich neu zu bilden. Der Prozess ist unvermeidlich, kann aber durch eine zügig folgende Bauausführung auf ein Minimum reduziert werden.

Die Abdichtungsbauwerke in den Strecken werden auf eine mittlere Permeabilität von $k = 10^{-18} \text{ m}^2$ bemessen. Die kleinste maßgebliche Querschnittsfläche der Streckenabdichtungen befindet sich in einer südlichen Verbindungen zwischen den Kalilagern B und C (3. Sohle) und beträgt $17,5 \text{ m}^2$. Eine sich neu ausbildende Auflockerungszone wird aufgrund der im Vergleich zum Schotter hohen Steifigkeit des Salzbetons M2 – dem Konstruktionsmaterial der Streckenabdichtungen – nicht angesetzt. Damit wird der Tatsache Rechnung getragen, dass das aufkriechende Gebirge die Auflockerungszone um die Streckenabdichtungen schneller verheilen wird als die Auflockerungszone im Bereich der Dichtelemente der Wetterrolllochverfüllungen. Die Prozesse lassen sich nicht quantifizieren, die Vorgehensweise ist aber konservativ.

Die Auflockerungszone des verfüllten Wetterrolllochs wird mit $d = 0,40 \text{ m}$ angenommen. Gemäß [21] wird am Stoß bzw. am Rand der sich neu bildenden Auflockerungszone eine Permeabilität von $k = 5 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ zugrunde gelegt. Für das intakte Gebirge wird eine Permeabilität von $k = 10^{-22} \text{ m}^2$ angenommen. Mit diesen Daten wird für die $0,40 \text{ m}$ mächtige Auflockerungszone eine mittlere Permeabilität von $4,28 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ berechnet [24].

Vergleicht man die Transmissibilitäten (Produkt aus Querschnittsfläche und Permeabilität) beider Abdichtungsbauwerke, so zeigt sich, dass die Transmissibilität im abgedichteten Wetterrollloch mindestens um den Faktor 7,4 geringer ist als in der abgedichteten Strecke. Damit ist der Nachweis für die Gebrauchstauglichkeit der Dichtelemente in den Wetterrolllöchern erbracht.

7.6 BAUAUTECHNISCHE REALISIERBARKEIT

Der Bauwerksentwurf für das Verschlussystem in den Wetterrolllöchern ähnelt dem der Schachtverschlüsse und entspricht dem Stand der Technik. Daher sind keine weiteren Nachweise zur technischen

Realisierbarkeit erforderlich. Allerdings wird an dieser Stelle auf einige wesentliche Aspekte hingewiesen, die bei den ausstehenden Entwurfs- und Ausführungsplanungen berücksichtigt werden müssen.

Unverzichtbar ist die ordnungsgemäße Verfüllung der Streckenanschlüsse unterhalb der einzelnen Verfüllsäulenabschnitte. „Ordnungsgemäß“ bedeutet in diesem Zusammenhang vollständig mit guter Verdichtung. Resthohlräume sind zu vermeiden.

Die Auflockerungszone ist zeitnah bzw. kurz vor Einbau der Verschlussysteme zu entfernen. Die Permeabilität der sich umgehend neu bildenden Auflockerungszone sollte stichprobenartig kontrolliert und die Annahmen des Gebrauchstauglichkeitsnachweises sollten verifiziert werden.

Die Auflockerungszone sollte schonend, d. h. schneidend entfernt werden. Dies kann z. B. mit dem „Raise-Bore-Verfahren“ erfolgen.

Es ist daran zu denken, dass auch größere Hohlräume, die aufgrund infrastruktureller Maßnahmen auf der 1. bis 4. Sohle erstellt werden, anschließend, wie oben beschrieben, wieder vollständig zu verfüllen sind.

Das Einbringen der Schottersäule erfolgt lagenweise und mit ausreichender Verdichtung, sodass spätere Setzungen so weit wie möglich minimiert werden. Beim Verdichten ist entsprechend den Erfahrungen aus dem Bahnbau auf die Vermeidung von Kornbruch zu achten.

In Bereichen, in denen anschließend der Porenraum mit Bitumen oder Zementsuspension vergossen wird, ist auf die vollständige Verfüllung des Porenraums zu achten. Ggf. müssen die Bauabschnitte der Viskosität und dem Erstarrungsverhalten angepasst werden.

Die Dichte des Bitumens muss kleiner 1.200 kg/m^3 sein. Vorgeschlagen wird Bitumen der Sorte B 80 nach alter Norm (DIN 1995 T1) beziehungsweise der Sorte B 70/100 nach neuer DIN EN 12591 (europäische Harmonisierung in 2008 vorgesehen).

Besondere Sorgfalt gebührt beim Umgang mit erhitztem Bitumen dem Arbeitsschutz. Das ausführende Unternehmen hat ein Sicherheitsdatenblatt gemäß Richtlinie 91/155/EWG vorzulegen. Darin sind die Maßnahmen festgelegt, die der Sicherheit und dem Schutz des eingesetzten Personals dienen.

Bei der Errichtung des Dichtelements ist zu berücksichtigen, dass der Bau des nächsten Abschnitts erst nach ausreichender Abkühlung des zuletzt vergossenen Bitumens beginnt.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe mbH (DBE): Verfüllen von Strecken mit hohen Anforderungen - Konzeptplanung und Nachweisführung, Stand 28.06.2004, Peine
- [2] Colenco Power Engineering AG (CPE): Endlager Morsleben – Langzeitsicherheitsnachweis für das verfüllte und verschlossene Endlager mit dem Programm PROSA, 9M 232 200 21, Stand 04.07.2004, Baden (Schweiz)
- [3] D. Opitz, **ZERNA**: Errichtung eines 55 bar Wasserdammes auf dem Steinkohlenbergwerk Auguste Victoria / Blumenthal, Vortrag auf dem Zweiten Internationalen Symposium – rapid mine development, Stand Juni 2006, Aachen
- [4] Ingenieurgesellschaft für Bergbau, Wasser- und Deponietechnik, Wilsnack und Partner: Untersuchungen am ASSE-Vordamm mittels Permeabilitäts- und Hydrofractmessungen – Teilleistung in situ Permeabilitätsmessungen, Abschlussbericht zu den in situ Permeabilitätsuntersuchungen, 9M/22310131/ECC/GA/LA/0010/00, Stand November 2006, Freiberg
- [5] Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR): ERA Morsleben - Gebirgsmechanische Beurteilung der Integrität der Salzbarriere in der Schachanlage Bartensleben, Archiv-Nr.: 0120259, Stand Dezember 2000, Hannover
- [6] Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe mbH (DBE): Verfüllmaterial für Strecken mit hohen Anforderungen – Materialeigenschaften und Materialkennwerte Salzbeton M2, 9M 223 430 21, Stand 17.11.2004, Peine
- [7] L. Fischer: Bautechnik Spezial - Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen, 2001 Ernst & Sohn, Berlin
- [8] Rostásy, F.S.; Budelmann, H.; Flender, E.; Krauß, M.: Rissbeherrschung massiger Betonbauteile, Bauwerk, Werkstoff, Simulation, Schriftenreihe Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz/MPA Braunschweig, Heft 153, 2001
- [9] Rostásy, F. S.; Krauß, M.; Budelmann, H.: Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen. Bautechnik, 79. Jahrg., Heft 7, S. 431ff; Heft 8, S. 523ff; Heft 9, S. 641ff; Heft 10, S. 697ff; Heft 11 S. 778ff; Heft 12, S. 869ff. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2002
- [10] Rostásy, F. S.; Krauß, M.: Frühe Risse in massigen Betonbauteilen - Ingenieurmodelle für die Planung von Gegenmaßnahmen. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau im DIN, Deutsches Institut für Normung e.V., Heft 520. Beuth, Berlin, 2001
- [11] Gutsch, A.-W.; Seifried A.: Untersuchungsbericht - ERA Morsleben Streckenabschlüsse T2, Nachweise; Verbundversuche, Berechnungen - (1026/791/07-a) TU Braunschweig, Materialprüfanstalt für das Bauwesen – Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, Stand 06.03.2007
- [12] Gutsch, A.-W.: Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, Heft 495, Beuth Verlag, Berlin, 1999
- [13] Krauß, M.: Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen. Heft 179 Schriftenreihe IBMB, TU-Braunschweig, 2004
- [14] Wieczorek, K.; Schwarzianek, P.: Untersuchung zur Auflockerungszone im Salinar (ALOHA2), GRS-198, Abschlussbericht, Stand April 2004, Braunschweig

- [15] DAfStb, Richtlinie „Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen“, 1996
- [16] DAfStb, Sicherheitskonzept für Bauten des Umweltschutzes, Erfahrungen mit Bauten des Umweltschutzes, Qualitätskontrollen bei Betonkonstruktionen, Heft 481, Beuth Verlag, Berlin, 1997
- [17] Kali-Umwelttechnik GmbH (K-UTEK): Hydraulic-fracturing-Messungen am ASSE-Vordamm, Messbohrungen 2, 3, 6, 7, 8, 9, 11, 38, 9M22310131/ECC/GC/BZ/0002/00, Sondershausen, Stand 03.01.2007
- [18] Gesellschaft für Materialprüfung und Geophysik mbH: Untersuchungen des Kontaktbereichs am ASSE-Vordamm mittels Ultraschallmessungen, 9M22310131/ECC/GH/BZ/0017/00, Ober-Mörlen, Stand Mai 2004
- [19] Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe mbH (DBE): Verfüllplanung zur Stilllegung des ERAM nach Durchführung der bergbaulichen Gefahrenabwehrmaßnahme im Zentralteil – Konzeptplanung, 9M 223 410 11, Stand 15.12.2005, Peine
- [20] Häfner, F. et al.: In-situ-Ermittlung von Strömungskennwerten natürlicher Salzgesteine in Auflockerungszonen gegenüber Gas und Salzlösungen unter den gegebenen Spannungsbedingungen im Gebirge, Abschlussbericht, Forschungsvorhaben FKZ 02 C 05276, Stand April 2001, Freiberg
- [21] Ercosplan, TU BA Freiberg, K+S: Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben, 9M 223 450 11, Stand 11.11.2003, Erfurt
- [22] Deutsche Bahn AG: Technische Lieferbedingungen Gleisschotter, TL 918061
- [23] Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe mbH (DBE): ERAM, Wetterrolllöcher zwischen der 1. und 4. Sohle, Befahrungsbericht, 9M/32341016/GH/BZ/0019/00, Stand 12.12.2005, Peine
- [24] ZERNA Ingenieure: Konzeptplanung und Nachweisführung für das Abdichten des südlichen Wetterrolllochs Stand 14.02.2007, Bochum
- [25] Onken, P.; Rostásy, F.S.: Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk bei früh einsetzendem Temperaturzwang, DAfStb Heft 449
- [26] GSF-Forschungszentrum für Umwelt und Gesundheit, GmbH (GSF-Forschungsbergwerk Asse): Dokumentation – Gebirgsmechanische Messungen im Dammbaubereich/Tiefenaufschluss, Arbeitsbericht des Teilbereiches Standortüberwachung Nr. 2/02, 2002, Remlingen
- [27] Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR): ERA Morsleben - Gebirgsmechanische und geotechnische Untersuchungen im Labor und in situ - Ingenieurgeologische Erkundung von Homogenbereichen. - Abschlußbericht zum AP 9M21310015. - Archiv-Nr. 117 213., 1998, Hannover
- [28] Bechthold, W.; et. al.: Backfilling and Sealing of Underground Repositories for Radioactive Waste in Salt (BAMBUS Project) – Final Report. EUR 19124 EN. Brüssel: European Commission, 1999
- [29] DBV (Deutscher Betonverein): Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau. DBV-Merkblatt, September 1996
- [30] D. Eckart, W. Hüls, T. Klemm: Geomechanische Untersuchung der Stabilität von Schotterschichten und –böschungen zur Sicherung von Versatzsäulen in Schächten, Neue Bergbautechnik, Heft 8, August 1976
- [31] Cristescu N. D.; Hunsche U.: Time Effects in Rock Mechanics, 1998, John Willy & Sons, Chichester