

**Projekt ANSICHT**

**Systemanalyse für die  
Endlagerstandortmodelle**

**Methode und exemplarische  
Berechnungen zum  
Sicherheitsnachweis**





| PROJ | PSP | OBJ | FUNK | KOMP | BAUG | AG | UA | LFNR | RV |
|------|-----|-----|------|------|------|----|----|------|----|
| FE   |     |     |      |      |      | BE | BY | 0013 | 00 |

DOKID: 11780531  
ULV-Nr.: 659487

# Projekt ANSICHT

## Systemanalyse für die Endlagerstandortmodelle

### Methode und exemplarische Berechnungen zum Sicherheitsnachweis

Autoren:

M. Jobmann (Koordinator)  
V. Burlaka  
P. Herold  
E. Kuate Simo  
J. Maßmann  
A. Meleshyn  
A. Rübel  
G. Ziefle

FuE-Vorhaben: **ANSICHT**  
Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweis-  
konzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein

Auftraggeber: BMWi vertreten durch KIT, Projektträger Karlsruhe,  
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

FKZ: 02E11061A/B

Berichtsnummer: TEC-29-2016-AB

Februar 2017

Die diesem Bericht zugrunde liegenden Arbeiten wurden im Auftrag des BMWi vertreten durch den Projektträger Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie (KIT) von der BGR und unter den Förderkennzeichen 02E11061A und 02E11061B von der GRS bzw. DBE TECHNOLOGY GmbH durchgeführt. Die Verantwortung für den Inhalt liegt jedoch allein bei den Autoren.



**PTKA**  
**Projektträger Karlsruhe**  
Karlsruher Institut für Technologie

## Inhaltsverzeichnis

|          |                                                                                   |            |
|----------|-----------------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>1</b> | <b>Einleitung .....</b>                                                           | <b>6</b>   |
| <b>2</b> | <b>Integritätsnachweis geologische Barriere .....</b>                             | <b>7</b>   |
| 2.1      | Methodik .....                                                                    | 7          |
| 2.1.1    | Anforderungen .....                                                               | 7          |
| 2.1.2    | Thermisch, hydraulisch, mechanisch, chemisch (THMC) gekoppelte Modellierung ..... | 8          |
| 2.1.3    | Modellierungskonzept .....                                                        | 11         |
| 2.1.4    | Soft- und Hardware .....                                                          | 14         |
| 2.1.5    | Konzept zur Berechnung der Integrität der geologischen Barriere .....             | 14         |
| 2.1.5.1  | Einschlusswirksamer Gebirgsbereich (ewG) .....                                    | 14         |
| 2.1.5.2  | Advektions-Kriterium .....                                                        | 15         |
| 2.1.5.3  | Temperatur-Kriterium .....                                                        | 16         |
| 2.1.5.4  | Fluiddruck-Kriterium .....                                                        | 16         |
| 2.1.5.5  | Dilatanz-Kriterium .....                                                          | 16         |
| 2.2      | Analysen .....                                                                    | 17         |
| 2.2.1    | Gemeinsame Grundlagen .....                                                       | 17         |
| 2.2.2    | Berechnungsmodell A: 3D-Gesamtmodell, NORD .....                                  | 18         |
| 2.2.2.1  | Mathematisch-physikalisches Modell (Modell A, NORD) .....                         | 18         |
| 2.2.2.2  | Lage und Geometrie des Grubengebäudes (NORD) .....                                | 20         |
| 2.2.2.3  | Gesteins- und Fluideigenschaften (NORD) .....                                     | 22         |
| 2.2.2.4  | Geometrie und Berechnungsnetz (Modell A, NORD) .....                              | 25         |
| 2.2.2.5  | Wärmeleitung der Abfälle (NORD) .....                                             | 27         |
| 2.2.2.6  | Anfangs- und Randbedingungen (Modell A, NORD) .....                               | 28         |
| 2.2.2.7  | Ergebnisse (Modell A, NORD) .....                                                 | 31         |
| 2.2.2.8  | Auswertung der Integritätskriterien .....                                         | 49         |
| 2.2.3    | Berechnungsmodell B: 2D-Gesamtmodell, SÜD .....                                   | 60         |
| 2.2.3.1  | Mathematisch-physikalisches Modell (Modell B, SÜD) .....                          | 60         |
| 2.2.3.2  | Lage und Geometrie des Grubengebäudes (SÜD) .....                                 | 61         |
| 2.2.3.3  | Gesteins- und Fluideigenschaften (SÜD) .....                                      | 63         |
| 2.2.3.4  | Geometrie und Berechnungsnetz (Modell B, SÜD) .....                               | 66         |
| 2.2.3.5  | Wärmeleistung der Abfälle (SÜD) .....                                             | 67         |
| 2.2.3.6  | Anfangs- und Randbedingungen (Modell B, SÜD) .....                                | 68         |
| 2.2.3.7  | Ergebnisse des Modells B .....                                                    | 71         |
| 2.2.3.8  | Auswertung der Integritätskriterien .....                                         | 97         |
| 2.2.4    | Diskussion der Analyseergebnisse .....                                            | 101        |
| 2.2.4.1  | Thermisch-hydraulisch-mechanisches Systemverhalten .....                          | 101        |
| 2.2.4.2  | Nachweisrechnungen und Auswertung der Integritätskriterien .....                  | 103        |
| <b>3</b> | <b>Integritätsnachweis geotechnische Barrieren .....</b>                          | <b>105</b> |
| 3.1      | Konzeptionelles Design der geotechnischen Barrieren .....                         | 107        |
| 3.2      | Nachweis der strukturellen Integrität .....                                       | 109        |
| 3.2.1    | Ermittlung der Einwirkungen und Widerstände .....                                 | 109        |
| 3.2.2    | Strukturelle Stabilität .....                                                     | 109        |
| 3.2.3    | Rissbeschränkung .....                                                            | 110        |
| 3.2.4    | Verformungsbeschränkung .....                                                     | 110        |
| 3.2.5    | Filterstabilität .....                                                            | 110        |

|          |                                                                                              |            |
|----------|----------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| 3.2.6    | Dauerhaftigkeit .....                                                                        | 111        |
| 3.3      | Nachweismethode zur strukturellen Integrität und Dichtheit.....                              | 111        |
| 3.4      | Funktionsdauer geotechnischer Barrieren .....                                                | 115        |
| 3.5      | Nachweis der Einhaltung des Advektionskriteriums .....                                       | 117        |
| 3.6      | Beispielrechnungen zum Nachweis der strukturellen Integrität am<br>Bohrlochverschluss.....   | 120        |
| 3.6.1    | Einwirkungen und Bemessungssituationen.....                                                  | 120        |
| 3.6.2    | Ermittlung der Beanspruchungen des Bohrlochverschlusses.....                                 | 122        |
| 3.6.2.1  | Modellbildung .....                                                                          | 122        |
| 3.6.2.2  | Materialverhalten .....                                                                      | 123        |
| 3.6.2.3  | Berechnungsergebnisse .....                                                                  | 126        |
| 3.6.3    | Beispielhafte Nachweise für die Bauwerkskomponenten .....                                    | 130        |
| 3.6.3.1  | Bentonitdichtelement .....                                                                   | 130        |
| 3.6.3.2  | Widerlager .....                                                                             | 134        |
| 3.7      | Nachweis zur Einhaltung des Advektions-Kriteriums .....                                      | 143        |
| 3.7.1    | Spezifizierung des hydraulischen Widerstandes des Bohrlochverschlusses .....                 | 144        |
| 3.7.1.1  | Permeabilität des Dichtelementes.....                                                        | 144        |
| 3.7.1.2  | Permeabilität der Kontaktzone .....                                                          | 147        |
| 3.7.1.3  | Permeabilität der ALZ .....                                                                  | 149        |
| 3.7.1.4  | Integrale Permeabilität .....                                                                | 151        |
| 3.7.1.5  | Bemessungssituationen BS-A und BS-T (Sättigung entsprechend des<br>Referenzszenarios).....   | 152        |
| 3.7.2    | Spezifizierung des hydraulischen Widerstandes eines<br>Streckenverschlusselementes .....     | 155        |
| 3.7.2.1  | Permeabilität der ALZ .....                                                                  | 156        |
| 3.7.2.2  | Permeabilität des Dichtelementes.....                                                        | 160        |
| 3.7.2.3  | Integrale Permeabilität .....                                                                | 163        |
| 3.7.2.4  | Auswirkungen eines Schlitzes .....                                                           | 164        |
| 3.7.3    | Beispielrechnungen zum Nachweis der Einhaltung des Advektionskriteriums .....                | 170        |
| <b>4</b> | <b>Nachweiskonzept für den radiologischen Nachweis .....</b>                                 | <b>173</b> |
| 4.1      | Nachweisführung .....                                                                        | 173        |
| 4.1.1    | Transportpfade im Wirtsgestein .....                                                         | 174        |
| 4.1.1.1  | Diffusiver Transport gelöster Radionuklide .....                                             | 174        |
| 4.1.1.2  | Advektiver Transport gelöster Radionuklide.....                                              | 175        |
| 4.1.1.3  | Transport gasförmiger Radionuklide .....                                                     | 177        |
| 4.1.2    | Transportpfade im Grubengebäude .....                                                        | 178        |
| 4.1.2.1  | Diffusiver Transport gelöster Radionuklide .....                                             | 178        |
| 4.1.2.2  | Advektiver Transport gelöster Radionuklide.....                                              | 178        |
| 4.1.2.3  | Transport gasförmiger Radionuklide .....                                                     | 180        |
| 4.1.3    | Fazit .....                                                                                  | 180        |
| 4.2      | Eingangsdaten für den radiologischen Nachweis.....                                           | 182        |
| 4.2.1    | Parameter zur Berechnung der Radionuklidmobilisierung.....                                   | 182        |
| 4.2.2    | Parameter zur Berechnung des Transports im Nahfeld und in den Strecken<br>und Schächten..... | 184        |
| 4.2.3    | Parameter zur Berechnung des Transports im Wirtsgestein .....                                | 189        |
| 4.2.4    | Fazit .....                                                                                  | 192        |
| 4.3      | Beispielrechnungen zur Radionuklidausbreitung .....                                          | 193        |

|          |                                                                          |            |
|----------|--------------------------------------------------------------------------|------------|
| 4.3.1    | Diffusive Freisetzung gelöster Radionuklide durch das Wirtsgestein ..... | 193        |
| 4.3.2    | Freisetzung von gasförmigem C-14 entlang der Strecken und Schächte ..... | 198        |
| 4.3.3    | Fazit .....                                                              | 203        |
| 4.4      | Offene Fragen mit Blick auf die radiologische Nachweisführung .....      | 203        |
| <b>5</b> | <b>Zusammenfassung und Bewertung .....</b>                               | <b>205</b> |
| <b>6</b> | <b>Literaturverzeichnis.....</b>                                         | <b>208</b> |

## 1 Einleitung

Im Rahmen des Projektes ANSICHT wurde eine Methode entwickelt, wie ein Sicherheitsnachweis für ein Endlager für hoch-radioaktive und wärmeentwickelnde Abfälle im Tongestein in Deutschland geführt werden kann. Die generelle Vorgehensweise bei einem derartigen Nachweis ist im Synthesebericht zu diesem Projekt erläutert (Jobmann et al. 2017).

Maßgebend für die Entwicklung von Sicherheits- und Nachweiskonzepten sind zunächst die Sicherheitsanforderungen an die Endlagerung wärmeentwickelnder radioaktiver Abfälle (BMU 2010). In diesen Sicherheitsanforderungen ist das sogenannte „ewG-Konzept“ verankert, welches besagt, dass vom Antragsteller ein einschlusswirksamer Gebirgsbereich (ewG) ausgewiesen werden muss, der im Zusammenwirken mit den technischen Verschlüssen den sicheren Einschluss der Abfälle gewährleistet. Das Einschlussvermögen des einschlusswirksamen Gebirgsbereichs muss über den Nachweiszeitraum von einer Million Jahre sicherstellen, dass allenfalls nur geringfügige Mengen radioaktiver Stoffe in die Biosphäre freigesetzt werden können.

In den Sicherheitsanforderungen ist die Ausweisung eines einschlusswirksamen Gebirgsbereiches streng mit der Prüfung seiner „Integrität“ verknüpft. Der Begriff Integrität ist in den Sicherheitsanforderungen wie folgt definiert:

*Der Begriff „Integrität“ beschreibt den Erhalt der Eigenschaften des Einschlussvermögens des einschlusswirksamen Gebirgsbereichs eines Endlagers.*

Für die wahrscheinlichen Entwicklungen ist für den einschlusswirksamen Gebirgsbereich auf der Grundlage einer geowissenschaftlichen Langzeitprognose nachzuweisen, dass die Integrität dieses Gebirgsbereichs über den Nachweiszeitraum von einer Million Jahre sichergestellt ist.

Die Sicherheits- und Nachweismethode ist prinzipiell in zwei Blöcke aufgeteilt. Der erste Block beinhaltet die Erstellung aller Grundlagenmodule, deren Inhalte und Daten benötigt werden, um einen vollständigen Sicherheitsnachweis führen zu können. Der zweite Block umfasst die vollständige Beschreibung und Analyse des Endlagersystems anhand eines standortspezifischen FEP-Kataloges, einer daraus systematisch abgeleiteten Szenarienentwicklung und der Durchführung der drei sogenannten "Kernnachweise",

- dem Nachweis zur Integrität der geologischen Barriere (Wirtsgestein bzw. ewG)
- dem Nachweis der Integrität der geotechnischen Barrieren (Abdichtbauwerke) und
- dem radiologischen Nachweis (zur Geringfügigkeit einer Freisetzung aus dem ewG)

Im Rahmen dieses Berichtes wird erläutert, wie auf Basis vorgegebener Nachweiskriterien, die einzelnen Nachweise rechnerisch geführt werden können. Die Vorgehensweise wird anhand einzelner Beispiele zu Nachweisberechnungen für beide hier im Projekt betrachteten Endlagerstandortmodelle NORD und SÜD (Reinhold et al. 2013 und Reinhold et al. 2016) sowie den zugehörigen Endlagerkonzepten illustriert.

## 2 Integritätsnachweis geologische Barriere

*Maßmann, J. & Zieffle, G.*

Gemäß den Sicherheitsanforderungen (BMU 2010: §7.2) stellt der Integritätsnachweis der geologischen Barriere als „Langzeitaussage zur Integrität des einschlusswirksamen Gebirgsbereichs“ einen Nachweis zur Bewertung der Langzeitsicherheit dar. Hierbei gilt die Integrität einer geologischen Barriere als gewahrt, wenn die einschlusswirksamen Eigenschaften vorliegen. Dieses muss über den gesamten Nachweiszeitraum von einer Millionen Jahre sichergestellt werden. Grundlage für die Bewertung der Integrität bilden Kriterien, die in BMU (2010) benannt sind. Diese sind in Jobmann et al. (2015) ausführlich dargestellt und im Hinblick auf numerische Berechnungen interpretiert.

Ziel der Arbeiten ist es, eine Methodik zur Nachweisführung der Integrität der geologischen Barriere zu entwickeln und exemplarisch an den beiden hier im Projekt betrachteten generischen Standortmodellen anzuwenden (Reinhold et al. 2013 und Reinhold et al. 2016). Hierbei soll auch die Anwendbarkeit der Methodik und der Rechenprogramme diskutiert werden. Es wird im Rahmen des Projektes ANSICHT jedoch kein vollumfänglicher Sicherheitsnachweis geführt. Offene Punkte, die einen Forschungs- und Entwicklungsbedarf erkennen lassen, werden aufgezeigt.

Die im Folgenden vorgestellte Methodik fundiert auf numerischen Modellberechnungen von Prozessen auf Basis einer mathematisch-physikalischen Formulierung. In den Ergebnissen finden sich folglich grundsätzlich nur solche Effekte wieder, wie sie bei der Formulierung berücksichtigt wurden. Die Eingangsdaten zum Aufbau der numerischen Modelle der generischen Standorte sind den Standortberichten Nowak & Maßmann (2013) und Maßmann (2016) entnommen. Nur in begründeten Einzelfällen wird hiervon abgewichen.

### 2.1 Methodik

#### 2.1.1 Anforderungen

Um die Integrität der geologischen Barriere über den Nachweiszeitraum von einer Million Jahre beurteilen zu können, muss ein umfangreiches Systemverständnis vorliegen. Dieses muss zum einen die hydrogeologischen Verhältnisse und petrophysikalischen Eigenschaften des Wirtsgestein und der umgebenden Einheiten zum Einlagerungszeitpunkt als auch zum zweiten deren zukünftige Entwicklung umfassen. Es genügt daher nicht, die Eigenschaften zu beschreiben, sondern es muss eine Modellvorstellung über die Prozesse erarbeitet werden, die zu einer Änderung der einschlussrelevanten Eigenschaften führen können. Diese Modellvorstellung wurde mit den FEP-Katalogen (Stark et al. 2014, 2016), der Szenarientwicklung (Lommerzheim et al. 2015) und den geowissenschaftlichen Langzeitprognosen (Mrugalla 2014, Stark 2014) erarbeitet. Für die Bewertung der Integrität sind allerdings rechnerische Auswertungen notwendig. Überschlägige Rechnungen können mit Hilfe bekannter analytischer Lösungen geführt werden. Allerdings würden diese Methoden bei komplexen Geometrien und einem stark nicht-linearen, instationären System von gekoppelten Prozessen nur sehr grobe Näherungen darstellen. Deshalb werden numerische Berechnungsprogramme eingesetzt. Diese zerlegen das Gesamtproblem in kleine räumliche und örtliche Einheiten (Diskretisierung) und lösen die zu Grunde liegenden Differentialgleichungen durch Näherungsverfahren.

Zur Wahl eines geeigneten numerischen Modells und damit auch der Hard- und Softwarekomponenten müssen vorab die Anforderungen bekannt sein. Wichtige Merkmale stellen die zu berücksichtigenden Szenarien und Prozesse, die geometrische Größe und der Detaillierungsgrad sowie der Zeithorizont und die zeitliche Auflösung dar:

- *Szenarien*: Im Rahmen des exemplarischen Integritätsnachweises werden nur wahrscheinliche Entwicklungen betrachtet. Folglich wird nur das Referenzszenario betrachtet. Die Methodik und Anwendung der Szenarienentwicklung ist in Lommerzheim et al. (2015) dargestellt.
- *Prozesse*: Durch die Auffahrung des Endlagers und die Einbringung wärmeentwickelnder Abfälle können thermische, hydraulische, mechanische, chemische und biologische (THMCB) Prozesse betroffen sein. Diese Prozesse sind aber nicht unabhängig voneinander zu betrachten, sondern beeinflussen sich gegenseitig, sodass auch Prozesskopplungen betrachtet werden müssen. Im FEP-Katalog erfolgt die Kopplung von Prozessen über Komponenten. Im Rahmen der FEP-Analyse wurden die Auswirkungen und Interaktionen systematisch untersucht und dargestellt (Stark et al. 2014, 2016).
- *Geometrische Größe*: Die Modellgröße richtet sich zum einen nach der Größe des Aussagebereichs und zum zweiten nach der Möglichkeit, sinnvolle Annahmen an den Modellgrenzen wählen zu können. Sie muss so groß gewählt werden, dass keine nennenswerte Beeinflussung von den Modellgrenzen auf den Aussagebereich besteht. Dies kann ggf. erst mit den Rechenergebnissen verifiziert werden.
- *Detaillierungsgrad*: Bei dem benötigten geometrischen Detaillierungsgrad muss zwischen dem Nah- und Fernfeld unterschieden werden. Im Nahfeld ist eine Auflösung bis in den Dezimeterbereich notwendig, während im Fernfeld, insbesondere außerhalb des Wirtsgesteins, eine Auflösung im Hundertermeterbereich ausreichend ist.
- *Zeithorizont*: Der Zeithorizont entspricht dem Nachweiszeitraum von einer Million Jahre.
- *Zeitliche Auflösung* (Zeitschrittweite): Die Zeitschrittweiten sind der Prozessgeschwindigkeit anzupassen. Zu Beginn der Einlagerungsphase werden die größten Temperatur- und Druckgradienten erwartet, folglich müssen die Zeitschritte hier am kleinsten gewählt werden, etwa im Bereich von Jahren. Am Ende des Nachweiszeitraums sind nur sehr geringe Gradienten zu erwarten, so dass große Zeitschritte, im Bereich von Zehntausenden von Jahren, ausreichen.

Zusätzlich müssen Anforderungen, die sich aus Gründen der numerischen Stabilität und der Rechengenauigkeit ergeben, erfüllt werden.

Nicht alle oben aufgeführten Anforderungen müssen zwangsläufig direkt in numerischen Berechnungen Berücksichtigung finden. Durch bewertende Betrachtungen und Näherungsrechnungen können die Anforderungen reduziert werden. Ferner müssen nicht alle Anforderungen in einem Modell erfüllt werden sondern es können mehrere Modelle zu verschiedenen Fragestellungen verwendet werden.

### **2.1.2 Thermisch, hydraulisch, mechanisch, chemisch (THMC) gekoppelte Modellierung**

Um den oben dargestellten Anforderungen gerecht zu werden, sind gekoppelte numerische Berechnungen unumgänglich. Dies bedeutet, dass Prozesse, die traditionell in verschiedenen wissenschaftlichen Disziplinen behandelt werden, in einer Berechnung zusammen treffen. Es wird unterschieden zwischen den Prozessen, die im Allgemeinen durch partielle Differentialgleichungen dargestellt werden können und denen eine feste Anzahl an primären Variablen zugeordnet wird und Kopplungsmechanismen, die die Beeinflussung zwischen den Prozessen beschreiben. Die Ansätze zur Berechnung von Prozessen und deren Kopplung sollen im Folgenden im Hinblick auf die Erbringung eines Integritätsnachweises der geologischen Barriere kurz dargestellt werden (vgl. Abb. 2.1):

- **Thermische Prozesse (T)** beschreiben den advektiven, dispersiven und diffusiven Transport von Wärme. Die primäre Variable ist die Temperatur  $T$  mit der Einheit °C oder K. Im porösen Medium werden für die wichtigsten Parameter Wärmeleitfähigkeit und Wärmekapazität gemittelte Werte verwendet, um die verschiedenen Eigenschaften von Festkörper, Liquid und Gas zu berücksichtigen. Da die Strömungsgeschwindigkeiten im geringdurchlässigen Wirtsgestein sehr gering sind, überwiegt hier meist der diffusive Anteil. Die wichtigste Wärmequelle stellen die Abfälle selbst dar. Außerdem muss der geothermische Temperaturgradient berücksichtigt werden.
- **Hydraulische Prozesse (H)** beschreiben das Druckfeld und die damit einhergehende Strömung von Fluiden. Bei einphasigen Formulierungen (Vollsättigung oder Richards Approximation (Richards 1931)) ist der Druck die primäre Variable. Bei Zweiphasenströmung (z. B. Liquid und Gas) können verschiedene Ansätze gewählt werden, wobei im Allgemeinen eine Variable pro Fluidphase notwendig ist: Wasserdruck und Gasdruck, Gasdruck und Wassersättigung, Gassättigung und Wassersättigung oder Wasserdruck und Gassättigung. Abgeleitete Variablen sind: Vektor der Fließgeschwindigkeit, Sättigung bzw. Druck. Im porösen Medium wird der Ansatz von Darcy gewählt, wobei ein linearer Zusammenhang zwischen Druckdifferenz und Fließgeschwindigkeit angenommen wird.

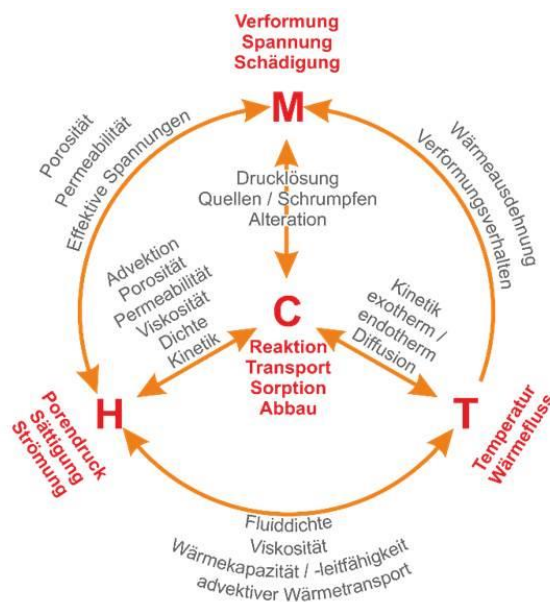


Abb. 2.1:  
Prozesse (rot) und deren Kopplungen (orange bzw. schwarz)

- **Mechanische Prozesse (M)** beschreiben das Spannungs-Dehnungsverhalten der Festphase. Die primäre Variable ist der Vektor der Verschiebungen, wobei je nach Materialgesetz weitere Variablen hinzukommen können. Abgeleitete Variablen sind beispielsweise die Spannungen und Dehnungen. Es existiert eine große Anzahl an Materialmodellen zur Beschreibung des mechanischen Prozesses; wichtige Klassen sind: Elastizität, Plastizität, Viskosität und Schädigung.
- **Chemische und Transportprozesse (C):** Unter chemischen Prozessen wird hier die Stoffumwandlung durch chemische Reaktionen verstanden. Die Abkürzung „C“ steht aber auch für Transport von Stoffen im Fluid mit den zugehörigen Mechanismen: Advektion, Dispersion, Diffusion, Sorption und Abbau. Primäre Variable ist die Konzentration.
- **Wärmeausdehnung ( $T \rightarrow M$ ,  $T \rightarrow H$ ):** Eine Änderung der Temperatur bewirkt eine Dichteänderung im Fluid und in der festen Phase. Dadurch kommt es im eingespannten Zustand zu Spannungsänderungen und zu einer Volumenänderung in der Fluidphase. Im gering durchlässigen Medium können durch Temperaturerhöhungen wesentliche Porendruckanstiege entstehen.
- **Thermisch induzierte Änderung von Materialkennwerten ( $T \rightarrow M$ ,  $T \rightarrow H$ ,  $T \rightarrow C$ ):** Fast alle Materialkennwerte sind mehr oder weniger temperaturabhängig. So wird das Verformungsverhalten, insbesondere die Viskosität, von der Temperatur beeinflusst. Für die Hydraulik ist die Änderung der Viskosität besonders wichtig, da im betrachteten Temperaturbereich die Fließgeschwindigkeiten um den Faktor 3 beeinflusst werden können. Auch

hängen die chemischen Reaktionsraten sowie die Stoff- und Wärmetransportmechanismen, insbesondere die Diffusion, von der Temperatur ab.

- *Chemisch induzierte Änderung von Materialkennwerten ( $C \rightarrow M$ ,  $C \rightarrow H$ ):* Durch Stoffumwandlung und Transport können sich die Kennwerte für das Deformationsverhalten verändern. So kann Alteration beispielsweise zu Materialschädigung führen. Wichtige hydraulische Eigenschaften, wie die Dichte und die Viskosität, hängen von eingelösten Stoffen ab. So ist auch die Dichte und Viskosität eines Fluids in Abhängigkeit vom Salzgehalt zu betrachten.
- *Wärmetransport ( $H \rightarrow T$ ):* Der advective und dispersive Wärmetransport ist durch das Strömungsfeld definiert. Solange nur kleine Verformungen auftreten und der Festkörper integer bleibt, kann der Festkörpertransport als Wärmetransportmechanismus vernachlässigt werden. Da Liquid, Gas und Festkörper unterschiedliche thermische Eigenschaften aufweisen, beeinflusst der Sättigungsgrad den Wärmetransport.
- *Reaktionswärme ( $C \rightarrow T$ ):* Chemische Reaktionen erzeugen (exotherm) oder benötigen (endotherm) Wärme. Dies stellt eine Wärmesenke, bzw. Quelle für den thermischen Prozess dar.
- *Änderung der Porosität ( $M \rightarrow H$ ,  $C \rightarrow H$ ):* Wie stark eine Volumenveränderung durch Deformation zu einer Änderung des Porenraums führt, wird durch den Biot-Koeffizienten bestimmt, der den Zusammenhang zwischen der Kompressibilität der festen Phase zur Kompressibilität des Gesteinskörpers darstellt. Eine deformationsbedingte Änderung der Porosität führt zur Änderung des Porendrucks. Ist der Körper wassergesättigt und nur gering durchlässig, kann so eine volumetrische Verformung zu großen Porenwasserdruckänderungen führen. Auch durch chemische Prozesse und Transport kann sich die Porosität verändern, z. B. durch Ausfällung und Ablagerung. Eine Änderung der Porosität bewirkt bei gleicher Durchströmung eine höhere Abstandsgeschwindigkeit, was zu einem schnelleren Transport führt.
- *Änderung der Permeabilität ( $M \rightarrow H$ ,  $C \rightarrow H$ ):* Eine Änderung der Permeabilität kann über eine Änderung der Porosität dargestellt werden, aber auch reine Verzerrungen können zu Permeabilitätsänderungen führen. Außerdem können Schädigungsparameter und/oder plastische Dehnungen herangezogen werden, um eine Permeabilitätsänderung zu berechnen. Des Weiteren kann durch chemische Prozesse und Transport die Permeabilität wesentlich beeinflusst werden. Auch wenn die Mechanismen im Grunde verstanden sind, ist eine Abschätzung der Permeabilitätsänderung schwierig. Man ist auf empirische Formeln angewiesen, die durch Versuche parametrisiert werden müssen. Die anisotropen Eigenschaften des Tonsteins verkomplizieren das Problem dabei zusätzlich.
- *Prinzip der effektiven Spannungen: ( $H \rightarrow M$ ):* Nach dem Prinzip der effektiven Spannungen, setzen sich die totalen, äußeren Spannungen eines porösen Mediums aus den Spannungen im Fluid und denen im Korngerüst zusammen. Das bedeutet, dass eine Änderung der Porendrücke Spannungsumlagerungen im Korngerüst zur Folge hat. So kommt es z. B. bei Wasserdrucksenkungen zu Bodensenkung. Bei Konsolidierungsproblemen hat das Porenwasser eine verzögernde Wirkung: Eine Lasterhöhung kann zunächst vom nahezu inkompressiblen Wasser aufgenommen werden. Die Druckerhöhung im Porenwasser führt langfristig aber zu einer Strömung und somit Druckminderung: Das Wasser wird herausgepresst und der Boden senkt sich. Schwieriger ist die Interpretation im teilgesättigten Bereich. Ein Teil der Saugspannungen wird an die Mechanik weitergegeben und führt zur Scheinkohäsion. Um im Tonstein die Wirkung der z. T. enorm großen Saugspannungen auf die Mechanik realistisch abzubilden, wird der Bishop-Koeffizient verwendet, der in Abhängigkeit der Sättigung den Ansatz der effektiven Spannungen wichtet.
- *Quellen und Schrumpfen ( $H \rightarrow C \rightarrow M$ ):* Quellen und Schrumpfen ist ein wichtiger Mechanismus im teilgesättigten Tonstein. Die Wassereinlagerung zwischen den Tonschichten

führt zu einer Volumenvergrößerung. Dies kann durch eine sättigungsabhängige Dehnung (wie in der Thermomechanik) oder einen zusätzlichen Spannungsterm modelliert werden.

- *Chemische Alteration (C→M)*: Durch Lösungs- bzw. Fällungs- und allgemeinen Alterationsprozessen können die Deformationseigenschaften des Festkörpers verändert werden.

Die dargestellten Prozesse und Kopplungen bilden die Basis für die numerischen Berechnungen. Basierend auf den Berechnungsziel und Randbedingungen werden Teilmengen davon berücksichtigt.

### 2.1.3 Modellierungskonzept

Die Simulation von gekoppelten, nicht-linearen Systemen auf großen Gebieten und in Teilbereichen mit großem Detaillierungsgrad stellt für die numerische Berechnungsverfahren, die Hard- und Software sowie den Modellaufbau eine große Herausforderung dar. Ein limitierender Faktor ist dabei der Rechenaufwand. Der Rechenaufwand lässt sich über die Anzahl der Freiheitsgrade und Anzahl der Rechenschritte abschätzen. Die Freiheitsgrade berechnen sich durch Multiplikation der primären Variablen mit der Anzahl der Knoten. So ergeben sich beispielsweise bei einem THM-Problem mit linearer Mechanik und Einphasenströmung auf einem Netz mit etwa 500.000 Tetraederelementen über 2 Millionen Freiheitsgrade. Mit dieser Anzahl an Elementen kann das gesamte geologische Modell grob und der Einlagerungsbereich mit einer Auflösung von etwa 40 Metern abgebildet werden. Für detaillierte Betrachtungen im Nahfeld der Behälter und im Wirtsgestein reicht diese Elementanzahl nicht aus. Allerdings ist die numerische Lösung des Systems bereits relativ aufwendig. So ergeben sich für den Nachweiszeitraum bereits Rechenzeiten von 8 Tagen (15 Rechenkerne, „shared memory“). Auch wenn eine weitere Reduzierung der Rechenzeit durch massive Parallelisierung und die Verwendung von Hochleistungsrechnern möglich wäre, wird klar, dass es, insbesondere im Rahmen dieses Projektes, einen unverhältnismäßigen Aufwand darstellt, allen Anforderungen in einem numerischen Modell zu begegnen.

Um den rechentechnischen Aufwand möglichst gering zu halten und trotzdem belastbare Aussagen über die Integrität zu erhalten, werden mehrere numerische Berechnungsmodelle verwendet. Bei Vereinfachungen kann man sich Symmetrien der Geometrie zu Nutze machen. Jedes Modell kann dabei einen Teil der Anforderungen erfüllen, sodass mit allen Modellen gemeinsam der Nachweis integral geführt werden kann.

Dieses Konzept ist nicht auf jeden beliebigen Standort übertragbar. Beispielsweise ist bei geologischen Strukturen, die eine starke 3-dimensionale Ausprägung haben und keine Symmetrie aufweisen, ein 2-dimensionaler Ansatz mit sehr viel größeren Fehlern behaftet. Die im Folgenden dargestellten Ansätze sind also dementsprechend exemplarisch zu verstehen und orientieren sich an den Gegebenheiten der generischen Standortmodelle. Grundsätzlich ist stets ein standortspezifisches Modellierungskonzept zu erarbeiten. Den Modellen liegen viele Annahmen zu Grunde. Diese müssten in weiteren Detailstudien verifiziert werden und sollten bei der Interpretation der Ergebnisse berücksichtigt werden.

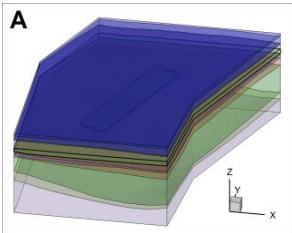
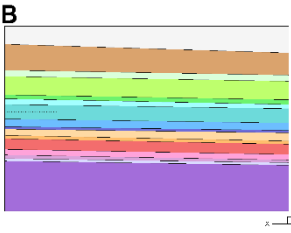
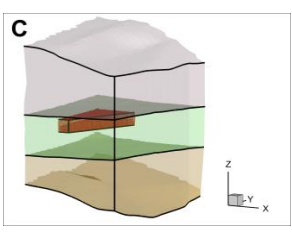
Im Folgenden wird das Konzept mit den drei Berechnungsmodellen vorgestellt (Tab. 2.1).

#### **Berechnungsmodell A, 3D-Gesamtmodell**

Das Berechnungsmodell A umfasst ein 3-dimensionales numerisches Modell des gesamten Endlagerstandortmodells. Um den Berechnungsaufwand zu begrenzen, weist es eine relativ grobe räumliche Diskretisierung auf. Von kleinen Vereinfachungen abgesehen (vgl. Abschnitt 2.2.2.3), werden alle geologischen Einheiten mit ihren unterschiedlichen Materialkennwerten und Geometrien berücksichtigt. Das Grubengebäude wird mit einheitlichen, zeitlich konstanten Parametern belegt, einzelne Strecken werden dabei nicht berücksichtigt. Ein Bereich, der

die Auffahrungen umgibt und durch Entsättigungsprozesse und lokale Spannungsumlagerungen beeinflusst sein könnte, wird a priori abgeschätzt und dem Grubengebäude zugeordnet. In diesem gestörten Bereich könnten die Eigenschaften vom ungestörten Gestein abweichen. Die Einlagerungsbereiche für ausgediente Brennelemente (RK-BE) und Wiederaufarbeitungsabfälle (RK-HA) im Endlagerkonzept NORD (Lommerzheim & Jobmann 2015) werden jeweils als eine räumlich gleichmäßige Volumen-Wärmequelle modelliert. Innerhalb der Einlagerungsbereiche können also keine Temperaturunterschiede simuliert werden. Je weiter man sich aber von dem Einlagerungsbereich entfernt, umso kleiner wird dieser Fehler.

Tab. 2.1: Übersicht der Berechnungsmodelle und Modellberechnungen zur Integrität der geologischen Barriere  
GOK= Geländeoberkante

| Modell                                             | A                                                                                   | B                                                                                    | C                                                                                                                     |
|----------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Charakter</b>                                   | 3D-Gesamtmodell                                                                     | 2D-Vertikalschnitt im Bereich des Einlagerungsbereichs RK-BE                         | 3D-Detailmodell RK-BE und Wirtsgestein (doppelt-vertikal-symmetrisch)                                                 |
| <b>Ausdehnung</b>                                  | Nord-Süd: 10 km<br>Ost-West: ca. 7 km<br>Teufe: GOK bis 3,5 km u. GOK               | Nordwest-Südost: ca. 8 km<br>Teufe: GOK bis 1,5 km u. GOK                            | Nord-Süd: 3 km<br>Ost-West: 3 km<br>Teufe: -220 bis -1000 m u. GOK                                                    |
| <b>Geologische Einheiten</b>                       | alle                                                                                | alle                                                                                 | Wirtsgestein und Nebengebirge bis zu den nächstliegenden Aquiferen                                                    |
| <b>Auflösung im Einlagerungsbereich</b>            | 30,0 m                                                                              | 0,5 m                                                                                | 0,5 m                                                                                                                 |
| <b>Auflösung im Nebengebirge</b>                   | bis zu 1400 m                                                                       | bis zu 75 m                                                                          | bis zu 20 m                                                                                                           |
| <b>Zeithorizont</b>                                | 1 Millionen Jahre                                                                   | 1 Millionen Jahre                                                                    | 100 000 Jahre                                                                                                         |
| <b>Prozesse</b>                                    | THM, vollgesättigt, linear elastisch                                                | THM, teilgesättigt                                                                   | THM, Zweiphasenströmung, Teilsättigung                                                                                |
| <b>Exemplarisch durchgeführt am Standortmodell</b> | NORD                                                                                | SÜD                                                                                  | NORD                                                                                                                  |
| <b>Ziele</b>                                       | Systemverständnis, Randbedingung für Detailmodell, Abschätzung zur Integrität       | Systemverständnis, Nachweis der Integrität der geologischen Barriere                 | Systemverständnis Nahbereich: Entwicklung der entsättigten Zone, Verifizierung von Vergrößerungen und Vereinfachungen |
| <b>Skizze</b>                                      |  |  |                                  |

Es werden gekoppelte THM-Berechnungen durchgeführt, wobei hydraulisch im gesamten Modellgebiet von einem vollständig mit Wasser gesättigten porösen Medium ausgegangen wird.

Ergebnisse dieses Modells tragen zum Systemverständnis bei. Es können Aussagen zum Einwirkungsbereich der Einlagerung getroffen werden bis hin zu Hebungen und Senkungen an der Geländeoberfläche. Es können auch erste Auswertung der Integritätskriterien durchgeführt werden, wobei die Auflösung im Bereich des Wirtsgesteins für endgültige

Betrachtungen nicht ausreicht. Ergebnisse dieses Modells können als Randbedingung für Detailmodelle genutzt werden.

### **Berechnungsmodell B, 2D-Modell**

Das Berechnungsmodell B umfasst einen vertikalen Schnitt durch das gesamte Endlagerstandortmodell SÜD (Jobmann & Lommerzheim 2016). Der Schnitt schneidet das Grubengebäude im Bereich des Einlagerungsbereiches für ausgediente Brennelemente (POLLUX®-3-BE), der die größte Wärmequelle darstellt. Da durch den 2-dimensionalen Ansatz Freiheitsgrade eingespart werden, kann eine wesentlich feinere Diskretisierung, insbesondere im Nahfeld der Einlagerung und im Wirtsgestein, realisiert werden. Von kleinen Vereinfachungen abgesehen, werden alle geologischen Einheiten mit ihren unterschiedlichen Materialkennwerten berücksichtigt. Bei einem 2D-Ansatz wird die Wärmequelle senkrecht zur Schnittebene als unendlich ausgedehnt angenommen. Die Wärmequelle wird also entlang der horizontalen Einlagerungsstrecke als konstant angenommen. Dieser Ansatz ist im Nahfeld nur mit kleinen Fehlern behaftet, da die Form des Einlagerungsbereiches auch im Endlagerkonzept gestreckt ist. Allerdings können unterschiedliche Temperaturen in Längsrichtung der Strecken nicht abgebildet werden und somit auch nicht die maximal zu erwartende Temperatur am Endlagerbehälter. Je weiter man sich von der Wärmequelle entfernt, umso mehr erhält sie den Charakter einer Punktquelle, sodass im Fernfeld die berechnete Temperatur zu hoch ist. Das 2D-Modell stellt also im Hinblick auf die Temperaturentstehung einen konservativen Ansatz dar, mit der Ausnahme der unmittelbaren Behälterumgebung. Prozesse, die von der Temperaturerhöhung abhängen, werden somit auch überschätzt. Dies betrifft insbesondere die thermisch induzierte Ausdehnung des Fluids und des Gesteins und die daraus folgende Erhöhung des Porendrucks sowie die Änderung der mechanischen effektiven Spannungen.

Es werden THM-Berechnungen durchgeführt, wobei der hydraulische Prozess mit dem Richards-Ansatz (Richards 1931) Berücksichtigung findet, der eine Berechnung von Teilsättigung ohne Gasdruckbeeinflussung ermöglicht. Die einzelnen Einlagerungsstrecken werden diskret erfasst, sodass es möglich ist, den Entsättigungs- und Wiederaufsättigungsprozess im Einlagerungsbereich zu simulieren. Bedingt durch den 2-dimensionalen Aufbau ist die Berechnung zur Sättigung in Bereichen, die durch Querschläge oder andere Auffahrungen (Infrastrukturbereiche) charakterisiert sind, nicht möglich.

Grundsätzlich kann bei einem 2-dimensionalen Modell eine Strömung nur in der Schnittebene berücksichtigt werden, dies betrifft natürlich auch die ungestörte, initiale Strömung. Ergebnisse des Berechnungsmodells B können zum Systemverständnis beitragen. Die Integrität kann in der Modelleinheit Wirtsgestein bewertet werden.

### **Berechnungsmodell C**

Das Berechnungsmodell C umfasst ein 3-dimensionales Modell eines Teilbereichs des Standortmodells NORD. Der näherungsweise doppelsymmetrische Aufbau des Einlagerungsbereiches RK-BE und die nahezu horizontale Schichtung werden sich zu Nutze gemacht, um nur ein Viertel des Einlagerungsbereiches zu simulieren. Im Hangenden und Liegenden werden die nächstliegenden Aquifere als Grenzen gewählt, sodass eine klare hydraulische Randbedingung gesetzt werden kann. Andere Randbedingungen können aus Ergebnissen des Berechnungsmodell A entnommen werden. Die im Vergleich zu Berechnungsmodell A deutlich geringere Modellgröße erlaubt eine feinere Diskretisierung des Nahbereiches. In diesem Modell sind nur gering durchlässige Tonschichten enthalten. Dadurch lässt sich das dreidimensionale Strömungsfeld gut untersuchen, da keine großen Unterschiede in den Permeabilitäten vorhanden sind.

Auch an diesem Modell werden THM-Berechnungen durchgeführt, wobei der hydraulische Prozess als Zweiphasenfluss Berücksichtigung findet. Die einzelnen Behälter werden diskret als Wärmequellen simuliert, was eine gute Abbildung der Temperatur im Nahfeld ermöglicht.

Die Entsättigungs- und Wiederaufsättigungsprozesse können bei dieser Auflösung simuliert werden, inklusive des Einflusses der Gasbildung und Gasdruckentwicklung.

Mit diesem Modell können Auswirkungen von Annahmen, die zu Modellvereinfachungen verwendet wurden, untersucht werden und so die Qualität der Ergebnisse abgeschätzt werden. Wichtige Vereinfachungen im Berechnungsmodell A bzw. B betreffen insbesondere die Entwicklung der ungesättigten Zone und des Temperaturfelds im Nahbereich und die Verwendung von 2D-Modellen.

#### 2.1.4 Soft- und Hardware

Bei den Modellberechnungen kommt die Software OpenGeoSys (OGS) (Kolditz et al. 2012a) zum Einsatz. OGS erfährt als offener wissenschaftlicher numerischer Berechnungscode eine ständige Weiterentwicklung unter Beteiligung zahlreicher nationaler und internationaler Institutionen, wie beispielsweise: Technische Universität Dresden, Christian-Albrechts Universität Kiel, University of Edinburgh (Großbritannien), BGR Hannover, Paul-Scherrer-Institut (Schweiz). Federführend bei der Entwicklung ist das Helmholtz Zentrum für Umweltforschung (UFZ), Department Umweltinformatik. Schwerpunkt ist die Implementierung und Anwendung von numerischen Methoden für die Simulation von thermisch-hydraulisch-mechanisch-chemisch gekoppelten Prozessen in porösen und klüftigen Medien. Wesentliche Anwendungsgebiete sind: CO<sub>2</sub>-Sequestrierung, Geothermie, Energiespeicher, Wasserressourcenmanagement, Hydrologie und Endlagerung radioaktiver Abfälle.

Zur Qualitätssicherung werden bei jeder Quellcodeänderung automatisierte Tests an Hand von Beispielen („Benchmarks“) durchgeführt, die häufig bekannte analytische Lösungen darstellen. Ein Teil dieser Benchmarks sind in Kolditz et al. (2012b, 2015 und 2016) ausführlich dargestellt. Im Rahmen des Projektes ANSICHT, wurde ein Code-Vergleich durchgeführt, der zeigte, dass wesentliche Prozesse mit OGS abgebildet werden können und die Ergebnisse eine gute Übereinstimmung mit anderen Codes zeigen (Maßmann et al. 2013).

Als Hardware kommen Linux Cluster Systeme zum Einsatz. Es werden DELL® Rechner mit Intel® XEON® Chipsätzen mit bis zu 20 CPUs verwendet.

#### 2.1.5 Konzept zur Berechnung der Integrität der geologischen Barriere

Basierend auf den Sicherheitsanforderungen des BMU (2010) wurden die Kriterien zur Gewährleistung der Integrität des einschlusswirksamen Gebirgsbereich (ewG) in Jobmann et al. (2015) im Hinblick auf numerische Berechnungen quantifiziert. Gefordert wird hier, dass

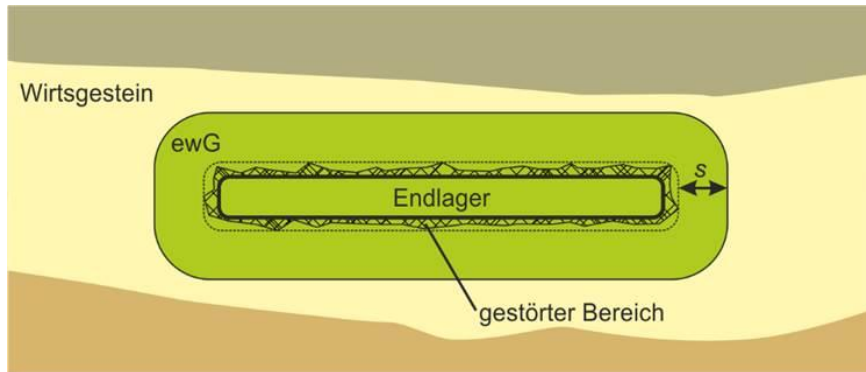
- das Advektions-Kriterium und
- das Temperatur-Kriterium im ewG eingehalten werden sowie
- das Fluiddruck-Kriterium und
- das Dilatanz-Kriterium innerhalb des ewG in einem Bereich eingehalten werden, der das Endlager mit einer Mindestausdehnung umschließt.

Im Folgenden werden diese Kriterien rekapituliert, wo notwendig konkretisiert und so dargestellt, wie sie bei den Analyserechnungen ausgewertet werden. Hierfür muss zunächst der örtliche Bezug durch eine Vorfestlegung des ewG hergestellt werden.

##### 2.1.5.1 Einschlusswirksamer Gebirgsbereich (ewG)

Der örtliche Bezug der Kriterien ist differenziert zu betrachten. Es wird von einem Endlagerkonzept ausgegangen, bei dem das Endlager, ohne Betrachtung der Schächte, vollständig im ewG liegt. Auch das Gestein in unmittelbarer Umgebung des Bergwerks ist Teil des ewG.

Der ewG liegt ferner vollständig im Wirtsgestein. Die Ausdehnung des ewG wird, ggf. iterativ, über die Auswertung der Kriterien bestimmt. Da zur Bewertung des Advektions-Kriteriums die Größe des ewG benötigt wird, muss eine erste Größenfestlegung a priori erfolgen. Die Größe und Lage des ewG wird durch die Mindestausdehnung  $s$  bestimmt. Die Größe  $s$  ist die Mächtigkeit des ungestörten ewG-Bereichs, der das Grubengebäude umgibt (vgl. Abb. 2.2). Der gestörte Bereich umfasst die Auflockerungszone (ALZ) und eine zeitweise entsättigte Zone.



In Anlehnung an AkEnd (2002) wird als Startwert für die Mindestmächtigkeit  $s = 35 \text{ m}$  gewählt.

Abb. 2.2: Konzept des ewG und Definition der Mindestausdehnung  $s$

### 2.1.5.2 Advektions-Kriterium

Nach Jobmann et al. (2015) wird das Advektions-Kriterium eingehalten, wenn ein gelöster konservativer Tracer innerhalb des Nachweiszeitraums nicht allein auf Grund der Bewegung des Porenwassers vom Einlagerungsbereich bis an den Rand des ewG transportiert werden kann.

Die durchschnittliche Mindestfließgeschwindigkeit,  $v_{\text{Grenz}}$ , die ein konservativer Tracer erfahren muss, um aus dem Einlagerungsbereich durch die geologische Barriere zu gelangen, kann wie folgt berechnet werden:

$$v_{\text{Grenz}} = \frac{s}{t} n_{\text{eff}} \quad (2.1)$$

wobei  $v_{\text{Grenz}}$ , die Filtergeschwindigkeit (Darcy-Geschwindigkeit),  $s$  die Länge des Fließpfades,  $t$  den Nachweiszeitraum und  $n_{\text{eff}}$  die fließwirksame effektive Porosität darstellt. Die Länge des Fließpfades wird hier gleichgesetzt mit der oben gewählten Mindestausdehnung. So wird sichergestellt, dass nur Transport im ungestörten Gestein außerhalb der EDZ und einer zeitweise entsättigten Zone betrachtet wird. Hier sind die hydraulischen Eigenschaften nicht durch das Endlager beeinflusst. Für einen Nachweiszeitraum von 1 Millionen Jahre und der effektiven Porosität wie sie in Nowak & Maßmann (2013) bzw. Maßmann (2016) für die Wirtsgesteinsschichten in den Standortmodellen NORD und SÜD gewählt wurden, ergibt sich:

$$v_{\text{Grenz},\text{NORD}} = \frac{35 \text{ m}}{1 \cdot 10^6 \text{ a} \cdot 3,1536 \cdot 10^7 \frac{\text{s}}{\text{a}}} \cdot 0,05 = 5,55 \cdot 10^{-14} \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (2.2a)$$

$$v_{\text{Grenz},\text{SÜD}} = \frac{35 \text{ m}}{1 \cdot 10^6 \text{ a} \cdot 3,1536 \cdot 10^7 \frac{\text{s}}{\text{a}}} \cdot 0,11 = 12,2 \cdot 10^{-14} \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (2.2b)$$

In den Ergebnissen der THM-Berechnungen steht die Darcy-Fließgeschwindigkeit vektoriell als abgeleitete Variable im gesamten Gebiet zu jedem Zeitschritt zur Auswertung zur Verfügung. In den Berechnungen zum Nachweis der Integrität der geologischen Barriere wird im Hinblick auf das Advektions-Kriterium ein Quotient (Gl. 2.3) im Wirtsgestein ausgewertet. In Bereichen, in denen dieser kleiner 1,0 ist, gilt das Kriterium als erfüllt:

$$\frac{\varnothing v}{v_{\text{Grenz}}} < 1,0 \quad (2.3)$$

Mit der Fließgeschwindigkeit  $v$ , die entlang des untersuchten Fließpfades aus dem Grubengebäude heraus gerichtet ist. Sie berechnet sich durch Projektion aus dem Darcy-Geschwindigkeitsvektor der flüssigen Phase auf die Richtung des Fließpfades. Somit werden nur die Anteile betrachtet, die in Richtung des Fließpfades weisen. Diese Fließgeschwindigkeit wird über repräsentative Fließpfade zeitlich gemittelt, wobei negative Werte nicht berücksichtigt werden, d. h. in Zeiträumen, in denen die Strömung zum Grubengebäude hin gerichtet ist, wird die Strömungsgeschwindigkeit bei der Mittelung als null gewertet.

### 2.1.5.3 Temperatur-Kriterium

Nach Jobmann et al. (2015) ist das Temperatur-Kriterium eingehalten, wenn eine Temperatur von  $150^\circ\text{C}$  ( $T_{\text{Grenz}}$ ) im gesamten ewG nicht überschritten wird.

Die Temperatur  $T$  ist eine primäre Ergebnis-Variable und steht somit aus den Berechnungen im gesamten Gebiet zu jedem Zeitschritt direkt zur Verfügung. In den Berechnungen zum Nachweis der Integrität der geologischen Barriere wird im Hinblick auf das Temperatur-Kriterium ein Quotient (Gl. 2.4) im Wirtsgestein ausgewertet. In Bereichen, in denen dieser in allen Zeitschritten kleiner 1,0 ist, gilt das Temperatur-Kriterium als erfüllt:

$$\frac{T}{T_{\text{Grenz}}} < 1,0 \quad (2.4)$$

### 2.1.5.4 Fluiddruck-Kriterium

Nach Jobmann et al. (2015) ist das Fluiddruck-Kriterium eingehalten, wenn die effektiven Spannungen in einem Bereich, der innerhalb des ewG liegt und der das Endlager mit einer Mindestausdehnung umschließt, nicht im Zugspannungsbereich liegen.

Bei den THM-Berechnungen stehen die effektiven Spannungen tensoriell als abgeleitete Variable in jedem Zeitschritt zur Verfügung. Die drei effektiven Hauptspannungen

$$\sigma_{\text{I}}^{\text{eff}} \leq \sigma_{\text{II}}^{\text{eff}} \leq \sigma_{\text{III}}^{\text{eff}} \quad (2.5)$$

können im Post-processing durch Eigenwertanalyse bestimmt werden und stehen dann im gesamten Gebiet zu jedem Zeitschritt zur Verfügung. Positive Werte stehen hier für Zugspannungen, negative für Druckspannungen. In den Berechnungen zum Nachweis der Integrität der geologischen Barriere wird im Hinblick auf das Fluiddruck-Kriterium die größte effektive Hauptspannung  $\sigma_{\text{III}}^{\text{eff}}$  ausgewertet. In Bereichen, in denen zu allen Zeitschritten die größte effektive Hauptspannung kleiner oder gleich Null ist (Gl. 2.6), gilt das Fluiddruck-Kriterium als erfüllt:

$$\sigma_{\text{III}}^{\text{eff}} \leq 0,0 \quad (2.6)$$

### 2.1.5.5 Dilatanz-Kriterium

Nach Jobmann et al. (2015) ist das Dilatanz-Kriterium eingehalten, wenn der Spannungszustand in einem Bereich, der innerhalb des ewG liegt und der das Endlager mit einer Mindestausdehnung umschließt, unterhalb der Schädigungsgrenze liegt.

Die Schädigungsgrenze ist von dem betrachteten Material und anderen Zuständen, wie z. B. dem Wassersättigungsgrad und der Temperatur abhängig. Sie stellt keinen skalaren Wert dar, sondern muss im dreidimensionalen Raum über eine Funktion, in Form eines Stoffgesetzes, ausgewertet werden. Zur Bestimmung eines geeigneten Stoffgesetzes sind umfangreiche Untersuchungen notwendig, die für das betrachtete Material nicht vorliegen. Für die exemplarischen Analysen im Projekt ANSICHT wird das relativ einfache, weit verbreitete Mohr-Coulomb Modell, dargestellt z. B. in Khan und Huang (1995), zur Bestimmung der Schädigungsgrenze aus dem Spannungszustand verwendet:

$$\tau = c - \sigma_n \tan \phi \quad (2.7)$$

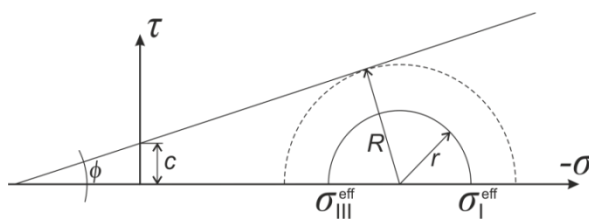


Abb. 2.3: Auswertung des Mohr-Coulomb-Kriteriums, dargestellt am Spannungskreis

mit der Schubspannung  $\tau$ , der Kohäsion  $c$ , der Normalspannung  $\sigma_n$  und dem Winkel der inneren Reibung  $\phi$ . Wie in Abb. 2.3 dargestellt, wird der Spannungszustand beim Bruch, dargestellt als Mohr'scher Spannungskreis  $R$ , mit dem berechneten Spannungszustand  $r$  verglichen.

Mit den oben dargestellten Definitionen der Hauptspannungen gilt hier:

$$r = \frac{\sigma_{III}^{eff} - \sigma_I^{eff}}{2} \quad \text{und} \quad (2.8)$$

$$R = c \cdot \cos \phi - \frac{(\sigma_{III}^{eff} + \sigma_I^{eff})}{2} \cdot \sin \phi .$$

Ausgewertet wird ein Quotient, der angibt, wie weit der berechnete Spannungszustand vom Mohr-Coulomb-Kriterium entfernt ist. In Bereichen, in denen dieser Quotient in allen Zeitschritten kleiner 1,0 ist, gilt das Dilatanz-Kriterium als erfüllt.

$$\frac{r}{R} < 1,0 \quad (2.9)$$

## 2.2 Analysen

### 2.2.1 Gemeinsame Grundlagen

Für Modellberechnungen werden die Modellgebiete in Bereiche aufgeteilt, in denen das Gestein als homogen angenommen wird. Diesen Modellbereichen kann jeweils ein einheitlicher Parametersatz, eine Materialgruppe (MG), zugeordnet werden. Diese Aufteilung beruht auf den Endlagerstandortmodellen (Reinhold et al. 2013, 2016). Die Materialeigenschaften der homogenen Modellbereiche wurden in Nowak & Maßmann (2013) und Maßmann (2016) zusammengestellt. Abweichungen hiervon werden, für die Endlagerstandortmodelle getrennt, im Folgenden dargestellt.

Grundsätzlich gilt, dass ein numerisches Berechnungsmodell so einfach wie möglich und so genau wie notwendig sein sollte. Bereiche können zusammengefasst werden, wenn sich Modellparameter nicht, oder nur marginal unterscheiden. Insbesondere gering mächtige Schichten stellen rechentechnisch ein Problem dar, da sie die Anzahl der notwendigen fini-

ten Elemente stark erhöhen. Die Notwendigkeit der diskreten Abbildung dieser Schichten muss daher betrachtet werden. Schichten, die in großer Entfernung zum Wirtsgestein liegen, können großzügiger zusammengefasst werden, da der Einfluss auf die Ergebnisse im relevanten Bereich nur gering ist.

Zur Lösung des Anfangswert-Randwert-Problems muss für alle primären Variablen ein Anfangszustand und an allen Rändern eine Randbedingung definiert werden. Außerdem müssen Randbedingungen definiert werden, die das Endlager betreffen. Der Anfangszustand beschreibt ein ungestörtes System ohne Berücksichtigung eines Endlagers. Die thermischen und hydraulischen Randbedingungen orientieren sich an Reinhold et al. (2013) bzw. Reinhold et al. (2016). Für die thermischen Berechnungen wird von einer konstanten Temperatur an der Geländeoberfläche und an der unteren Modellgrenze ausgegangen, klimatische Änderungen (Kaltzeiten) werden nicht betrachtet. Die Temperatur an der unteren Modellgrenze kann über den gegebenen Temperaturgradienten berechnet werden. Gasbildung und hierdurch bedingte Porendruckänderungen wurden in den durchgeführten Modellberechnungen zu Modell A und B nicht berücksichtigt.

Anfangsbedingungen der Temperatur, der Porenwasserdrücke und der Spannungen hängen von den Materialeigenschaften ab und müssen in Vorberechnungen bestimmt werden.

Alle Zeitangaben beziehen sich auf den Beginn der Auffahrungen (Jahr 0). Die Einlagerung beginnt im Jahr 10 und ist im Jahr 90 abgeschlossen. Im Jahr 100 beginnt die Nachverschlussphase (Abb. 2.4).

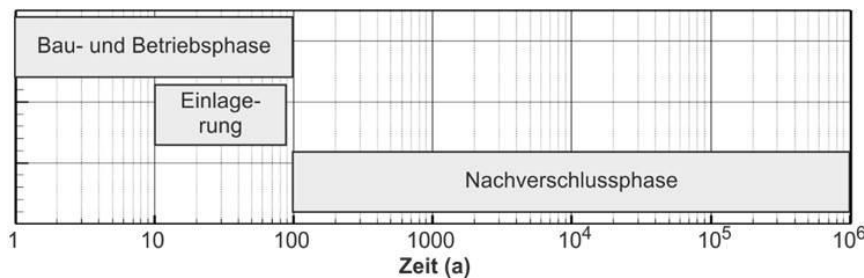


Abb. 2.4:  
Zeitliche Phasen

## 2.2.2 Berechnungsmodell A: 3D-Gesamtmodell, NORD

Das zu Grunde liegende Konzept für das Berechnungsmodell A ist in Abschnitt 2.1.3, weitere Grundlagen zur Modellerstellung in Abschnitt 2.2.1 dargelegt. In den folgenden Abschnitten ist der Aufbau des Modells A am Beispiel des Endlagerstandortmodells NORD) im Detail dargestellt, ferner werden Berechnungsergebnisse dargestellt und die Integritätskriterien ausgewertet. Die Diskussion der Ergebnisse findet sich in Abschnitt 2.2.4.

### 2.2.2.1 Mathematisch-physikalisches Modell (Modell A, NORD)

Das verwendete mathematisch-physikalische Modell basiert auf der nicht-isothermen dreidimensionalen Grundwasserströmungsgleichung für fluidgesättigte poröse Medien, linear-elastischer Deformation und Wärmetransport. Im Folgenden werden die Grundgleichungen des zugrunde liegenden mathematischen Modells dargestellt.

Der Wärmetransport wird über die Wärmetransportgleichung beschrieben:

$$\left( (1-n)\rho_s c_{ps} + n\rho_w c_{pw} \right) \frac{\partial T}{\partial t} - \nabla \cdot \left( ((1-n)\lambda_s + n\lambda_w) \mathbf{1} \nabla T \right) + c_{pw} \rho_l \mathbf{q} \cdot \nabla T + Q_T = 0 \quad (2.10)$$

mit der Porosität  $n$ , der Dichte des Festkörpers  $\rho_s$  und des Wassers  $\rho_w$ , der spezifischen Wärmekapazität des Festkörpers  $c_{ps}$  und des Wassers  $c_{pw}$ , der Temperatur  $T$ , der Zeit  $t$ , der

Wärmeleitfähigkeit des Festkörpers  $\lambda_s$  und des Wassers  $\lambda_w$ , der Wärmequelle  $Q_T$ , und dem Darcy-Fluss

$$\mathbf{q} = \frac{\mathbf{k}}{\mu} (-\nabla p + \rho_w \mathbf{g}) \quad (2.11)$$

mit dem Permeabilitätstensor  $\mathbf{k}$ , der dynamischen Viskosität  $\mu$ , dem Porenwasserdruck  $p$  und dem Vektor der Erdbeschleunigung  $\mathbf{g}$ .

Prozesskopplungen zwischen dem hydraulischen und dem mechanischen Modell ergeben sich nach dem 3-dimensionalen Ansatz der effektiven Spannungen

$$\boldsymbol{\sigma}^{\text{tot}} = \boldsymbol{\sigma}^{\text{eff}} - \mathbf{1} \alpha p \quad (2.12)$$

wobei  $\boldsymbol{\sigma}^{\text{tot}}$  den Tensor der totalen Spannungen,  $\boldsymbol{\sigma}$  den Tensor der effektiven Spannungen,  $\mathbf{1}$  den Einheitstensor und  $\alpha$  den *Biot*-Koeffizienten (Biot 1941) darstellt, sowie durch die Berücksichtigung der Deformationen  $\mathbf{u}$  und der Wärmeausdehnung des Wassers und des Festkörpers in der Volumenbilanz des Fluids in dem Porenraum des deformierbaren Mediums

$$\underbrace{\nabla \cdot \mathbf{q}}_{q=\text{Flussterm}} + \underbrace{S \frac{\partial p}{\partial t}}_{\text{Speicherterm}} - \underbrace{n \beta_w \frac{\partial T}{\partial t}}_{\text{Therm. Ausdehnung des Fluids}} - \underbrace{(\alpha - n) 3 \beta_s \frac{\partial T}{\partial t}}_{\text{Therm. Ausdehnung des Solids}} + \underbrace{\alpha \nabla \cdot \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t}}_{\text{Deformation}} - \underbrace{Q_w}_{\text{Quellterm}} = 0 \quad (2.13)$$

wobei  $S$  den spezifischen Speicherkoeffizienten,  $\beta_l$  den thermischen Raumausdehnungskoeffizienten des Wassers,  $\beta_s$  den thermischen Längenausdehnungskoeffizienten des Festkörpers und  $Q_w$  den Quellterm darstellt. Der Speicherterm ist wie folgt definiert:

$$S = \frac{1}{M} = \frac{n}{K_w} + \frac{(\alpha - n)}{K_s} \quad (2.14)$$

mit dem *Biot*-Modul  $M$ , dem Kompressionsmodul des Wassers  $K_w$  und dem Kompressionsmodul der festen Phase  $K_s$ . Der *Biot*-Koeffizient  $\alpha$  ist definiert als

$$\alpha = 1 - \frac{K}{K_s} \quad (2.15)$$

Wobei  $K$  den Kompressionsmodul des drainierten porösen Mediums darstellt und im isotropen Fall zu dem Elastizitätsmodul  $E$  und der Querdehnungszahl  $\nu$  im folgenden Verhältnis steht

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (2.16)$$

Das Deformationsmodell basiert auf dem Impulssatz, dynamische Kräfte werden auf Grund der geringen Beschleunigungen vernachlässigt

$$\nabla \cdot (\boldsymbol{\sigma}^{\text{tot}} - \alpha p \mathbf{I} - \beta_s \mathbf{C} \Delta T) = 0 \quad (2.17)$$

mit der Koeffizientenmatrix  $\mathbf{C}$ , die das linear-elastische Verhalten abbildet:

$$\boldsymbol{\sigma}^{\text{eff}} = \mathbf{C} : \boldsymbol{\varepsilon} \quad (2.18)$$

Einflüsse der Gravitation, die über die Bestimmung des Anfangsspannungszustands hinausgehen, werden vernachlässigt. Es wird von kleinen Deformationen ausgegangen, sodass sich der linearisierte Verzerrungstensor  $\boldsymbol{\varepsilon}$  aus dem Vektor der Deformationen  $\mathbf{u}$  folgendermaßen berechnen lässt:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{2} (\nabla \mathbf{u} + \nabla^T \mathbf{u}) \quad (2.19)$$

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass das THM-Problem über drei primäre Variablen definiert wird. Diese werden auf den Knoten des FEM-Berechnungsnetzes berechnet. Des Weiteren werden abgeleitete Größen berechnet, die auf die Elemente bezogen sind, wie in Tab. 2.2 dargestellt.

Tab. 2.2: Prozesse und Variablen

| Prozess  | primäre Variable                  | abgeleitete Größen                             |
|----------|-----------------------------------|------------------------------------------------|
| <b>T</b> | Temperatur, $T$                   | Wärmemenge                                     |
| <b>H</b> | Porenwasserdruck, $p$             | Vektor der Fließgeschwindigkeit, Wasservolumen |
| <b>M</b> | Verschiebungsvektor, $\mathbf{u}$ | Spannungstensor, Verzerrungstensor             |

### 2.2.2.2 Lage und Geometrie des Grubengebäudes (NORD)

Unter dem Begriff Grubengebäude sind im Projekt ANSICHT alle Auffahrungen sowie die sie umgebenden gestörten Bereiche zusammengefasst. Der gestörte Bereich ist durch Prozesse beeinflusst, die durch die Auffahrung der Hohlräume sowie die anschließende Offenstandszeit mit Bewetterung hervorgerufen werden und die Eigenschaften des Gesteins verändern können. Wesentliche Prozesse sind Spannungsumlagerungen durch die Auffahrung, die zu Dilatanz bzw. Schädigung führen können und somit zu der Ausbildung einer Auflockerungszone sowie Entsättigungsprozesse, die beispielsweise zu Trocknungsrissen führen könnten. Da die potentiell zeitweise ungesättigte Zone größer ist als die Auflockerungszone und diese umschließt, ist sie für die Ausdehnung des gestörten Bereichs maßgeblich. Unter entsättigter Zone wird der Bereich verstanden, in dem der Porenraum nicht komplett mit einem Liquid gefüllt ist. Als konservative Annahme wird hier davon ausgegangen dass die entsättigte Zone über und neben den Auffahrungen bis zu 20 m groß werden kann (Abb. 2.5).

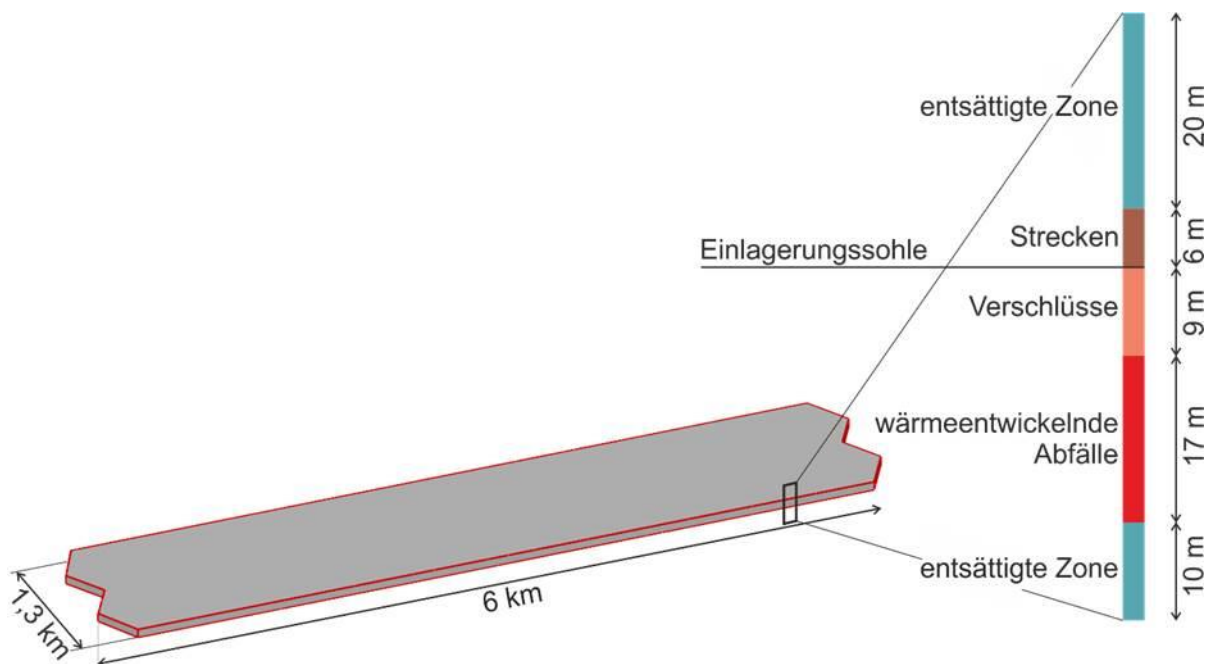
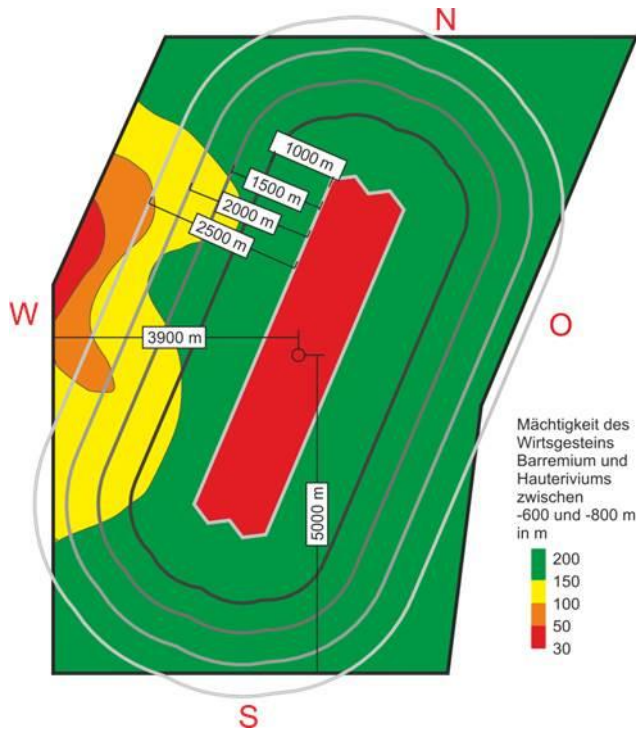


Abb. 2.5: Grubengebäude des Endlagerstandortmodells NORD

Unter dem Einlagerungsbereich, der nur kurze Offenstandzeiten aufweist, wird von maximal 10 m ausgegangen. Bedingt durch die grobe Diskretisierung des Grubengebäudes, ist auch die Ausdehnung des gestörten Bereichs stark vereinfacht angenommen. Sie umgibt die Umhüllende der Auffahrungen in Form eines geraden Prismas. In zwei Bereichen des Grubengebäudes (RK-BE und RK-HA) werden wärmeentwickelnde Abfälle eingelagert. Die Ausgestaltung des Endlagerbergwerkes ist in Lommerzheim & Jobmann (2015) detailliert dargestellt. Es ergibt sich hieraus ein Grubengebäude von etwa 6 km x 1,3 km x 62 m Größe, wie es in Abb. 2.5 dargestellt ist. Mit der Annahme der Mindestausdehnung  $s = 35$  m (siehe 2.1.5.1) ergibt sich eine minimale vertikale Mächtigkeit des ewG von 132 m.

Das Grubengebäude wurde so in dem struktureologischen Modell positioniert, dass eine



ausreichende Mächtigkeit des Wirtsgesteins und ein möglichst gleichmäßiger Abstand zu den Modellrändern gegeben sind (Abb. 2.6). Hierfür wurde das Grubengebäude um 23° zur Nord-Süd-Achse gedreht. In Abb. 2.7 ist die Lage des Grubengebäudes im 3-dimensionalen geologischen Modell des Endlagerstandortmodells NORD dargestellt.

Abb. 2.6:  
Horizontale Positionierung des Grubengebäudes im Endlagerstandortmodell NORD. Die grauen Linien geben den Abstand zum Grubengebäude an.

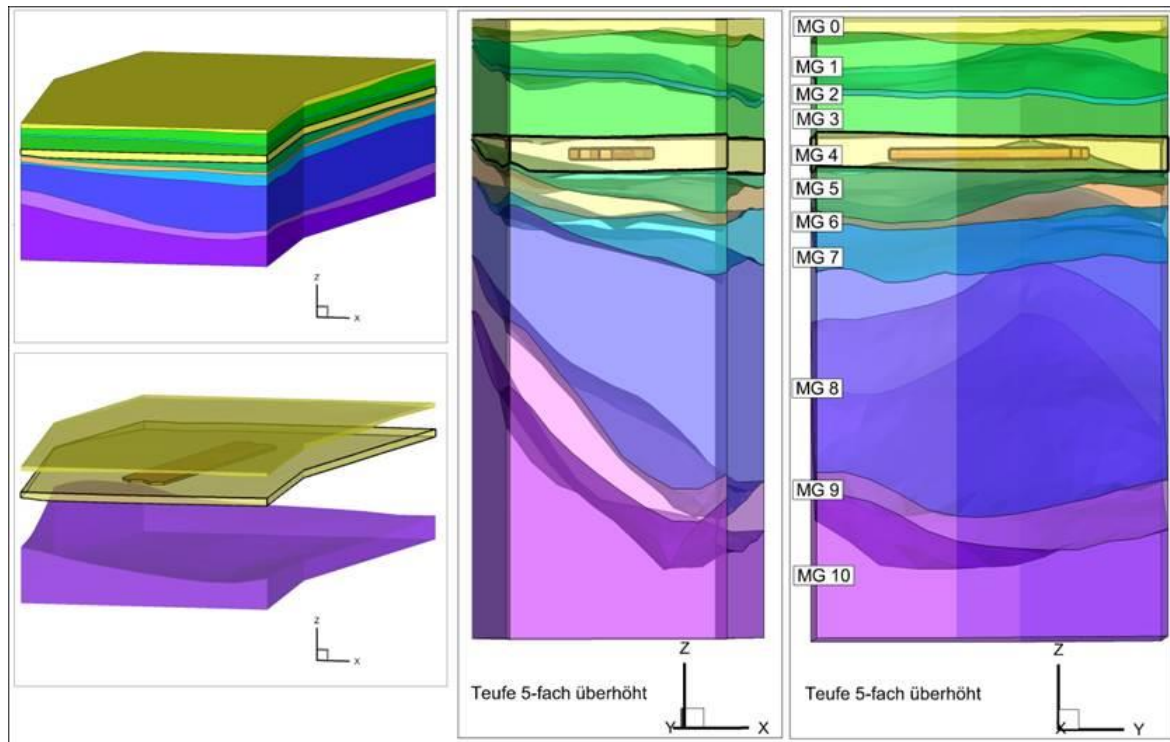


Abb. 2.7: Positionierung des Grubengebäudes im 3-dimensionalen geologischen Endlagerstandortmodell NORD

Die Höhenlage orientiert sich an der Teufenlage der Einlagerungssohle von 700 m u. NN (Lommerzheim & Jobmann 2015) und entspricht damit 770 m u. GOK. Die Oberkante des Endlagerbauwerks liegt somit bei 764 m u. GOK, die Oberkante des Grubengebäudes inklusive der entsättigten Zone bei 744 m u. GOK.

### 2.2.2.3 Gesteins- und Fluideigenschaften (NORD)

Die Modelleinheiten sind der Tab. 2.3 zu entnehmen. Die Materialeigenschaften der tonigen Schichten Aptium, Barremium, Hauterivium und Valanginium weisen nur geringe Unterschiede auf. Betrachtet man ferner die Unschärfe in den Materialparametern und den exemplarischen Charakter dieser Studie, können diese Bereiche zusammengefasst werden. Aus den gleichen Gründen können die Schichten des Mittel- und Unterjuras sowie des Buntsandsteins zusammengefasst werden. Der Zechstein wird nicht im Modell berücksichtigt. Hier wird auf Grund der Entfernung zum Endlager von keiner Beeinflussung ausgegangen. Im Bereich des Endlagers (600 m - 800 m u. GOK) wird nach Nowak & Maßmann (2013) von anderen Materialeigenschaften ausgegangen, als in den übrigen Bereichen der geologischen Einheiten Hauterivium und Barremium. Folglich wird dieser Bereich mit einer eigenen Materialgruppe belegt.

Die dem Endlager am nächsten gelegenen Aquifere, Hilssandstein und Wealden, können die hydraulischen Verhältnisse im Wirtsgestein wesentlich beeinflussen und sind daher diskret berücksichtigt. Die höhere hydraulische Durchlässigkeit der gering mächtigen Aquifere im Jura (S1 = Rhätsandstein und S2 = Aalensandstein) wird den umgebenden Schichten integral zugeordnet. Entsprechend wird mit den übrigen Materialparametern verfahren.

Zusammenstellungen der thermischen, hydraulischen und mechanischen Materialparameter der festen Phase für die numerischen Berechnungen des Standortmodells NORD finden sich in Tab. 2.4, Tab. 2.5, Tab. 2.6 und Tab. 2.7.

Tab. 2.3: Modelleinheiten des Standortmodells NORD; ganz links: nach (Reinhold et al. 2013); daneben: vereinfacht für Modellberechnungen mit den Materialgruppen (MG) 0 bis 10.

|       | Materialgruppe (MG) | Modelleinheit nach Reinhold et al. (2013) |                                                                        |
|-------|---------------------|-------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------|
|       |                     | Abkürzung                                 | Bezeichnung                                                            |
| q     | 0                   | q                                         | Quartär                                                                |
| krl   | 1                   | krl                                       | Albium                                                                 |
| S3    | 2                   | S3                                        | Hilssandstein                                                          |
| krp   | 3                   | krp+krb                                   | Aptium und Barremium über 600 m u. GOK                                 |
| krb   | 4                   | krb+krh                                   | Berremium und Hauterivium zwischen 600 und 800 m u. GOK                |
| krh   | 5                   | krh+krv                                   | Hauterivium unter 800 m u. GOK und Valanginium                         |
| krv   | 6                   | wd                                        | Wealden                                                                |
| wd    | 7                   | jo                                        | Oberjura                                                               |
| jo    | 8                   | jm+S2+ju                                  | Mitteljura, Aalensandstein und Unterjura                               |
| jm    | 9                   | S1+k                                      | Rhätsandstein und Keuper                                               |
| S2    | 10                  | so+m+su+sm                                | oberer Buntsandstein, Muschelkalk, mittlerer und unterer Buntsandstein |
| ju    |                     |                                           |                                                                        |
| S1    |                     |                                           |                                                                        |
| k     |                     |                                           |                                                                        |
| so+m  |                     |                                           |                                                                        |
| su+sm |                     |                                           |                                                                        |
| z     |                     |                                           |                                                                        |

Sämtliche Parameter des porösen Mediums werden bei der verwendeten Software für die Festphase und Fluidphase bzw. Fluidphasen getrennt eingegeben. Die Eigenschaften des porösen Mediums werden während des Berechnungslaufes, ggf. gewichtet mit der Porosität, dem Sättigungsgrad oder den Dichten, intern berechnet. Für die Wärmekapazität  $c_{pm}$  des porösen Mediums gilt bei einer Einphasenformulierung

$$c_{pm} = \frac{(1-n)c_{ps}\rho_s + nS\rho_f c_{pf}}{\underbrace{(1-n)\rho_s + nS\rho_f}_{\rho_m}} \quad (2.20)$$

mit der Porosität  $n$ , der Wärmekapazität der festen Phase  $c_{ps}$  und der Fluidphase  $c_{pf}$ , der Dichte der festen Phase  $\rho_s$ , der Fluidphase  $\rho_f$  und des porösen Mediums  $\rho_m$ . Da die Porositäten der Modellbereiche z. T. stark voneinander abweichen, ergeben sich bei der Annahme einer einheitlichen Wärmekapazität des Mediums, wie bei Nowak & Maßmann (2013) vorgeschlagen, unrealistische Werte für die Wärmekapazität der Festphase. Abweichend von Nowak & Maßmann (2013) wird hier daher  $c_{ps}$  anstelle von  $c_{pm}$  als konstant angenommen. Es wird der Wert der Wirtsgesteinsschichten verwendet.

Tab. 2.4: Thermische Materialeigenschaften der festen Phase (NORD)

| MG <sup>*</sup> | spezifische<br>Wärmekapazität<br>$c_{ps}$ [Jkg <sup>-1</sup> K <sup>-1</sup> ] | Wärmeleitfähigkeit,<br>in<br>Schichtungsebene<br>$\lambda_{\parallel}$ [Wm <sup>-1</sup> K <sup>-1</sup> ] | Wärmeleitfähigkeit,<br>senkrecht zur<br>Schichtungsebene<br>$\lambda_{\perp}$ [Wm <sup>-1</sup> K <sup>-1</sup> ] | thermischer<br>Längenausdehnungs-<br>koeffizient<br>$\beta_s$ [K <sup>-1</sup> ] |
|-----------------|--------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|
| 0               | 576,5                                                                          | 3,43                                                                                                       | 3,43                                                                                                              | 1,0e-5                                                                           |
| 1               | 576,5                                                                          | 2,66                                                                                                       | 1,75                                                                                                              | 0,7e-5                                                                           |
| 2               | 576,5                                                                          | 2,82                                                                                                       | 2,82                                                                                                              | 1,0e-5                                                                           |
| 3               | 576,5                                                                          | 2,57                                                                                                       | 1,7                                                                                                               | 0,7e-5                                                                           |
| 4               | 576,5                                                                          | 2,45                                                                                                       | 1,63                                                                                                              | 0,7e-5                                                                           |
| 5               | 576,5                                                                          | 2,37                                                                                                       | 1,59                                                                                                              | 0,7e-5                                                                           |
| 6               | 576,5                                                                          | 2,21                                                                                                       | 1,5                                                                                                               | 0,7e-5                                                                           |
| 7               | 576,5                                                                          | 2,84                                                                                                       | 2,25                                                                                                              | 1,0e-5                                                                           |
| 8               | 576,5                                                                          | 2,83                                                                                                       | 2,27                                                                                                              | 0,7e-5                                                                           |
| 9               | 576,5                                                                          | 2,65                                                                                                       | 2,65                                                                                                              | 1,0e-5                                                                           |
| 10              | 576,5                                                                          | 2,95                                                                                                       | 2,95                                                                                                              | 1,0e-5                                                                           |

\*MG=Materialgruppe

Tab. 2.5: Hydraulische Materialeigenschaften der festen Phase (NORD)

| MG <sup>*</sup> | Porosität<br>$n$ [-] | Fließwirksam effektive<br>Porosität<br>$n_{eff}\lambda$ [-] | Permeabilität in<br>Schichtungsebene<br>$k_{\parallel}$ [m <sup>2</sup> ] | Permeabilität<br>senkrecht zur Schichtung<br>$k_{\perp}$ [m <sup>2</sup> ] |
|-----------------|----------------------|-------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------|
| 0               | 0,4                  | 0,2                                                         | 1,19e-14                                                                  | 1,19e-14                                                                   |
| 1               | 0,32                 | 0,05                                                        | 1,19e-18                                                                  | 1,19e-18                                                                   |
| 2               | 0,1                  | 0,1                                                         | 1,19e-14                                                                  | 1,19e-14                                                                   |
| 3               | 0,288                | 0,05                                                        | 7,71e-18                                                                  | 7,71e-19                                                                   |
| 4               | 0,245                | 0,05                                                        | 1,19e-19                                                                  | 1,19e-20                                                                   |
| 5               | 0,21                 | 0,05                                                        | 5,48e-17                                                                  | 5,48e-18                                                                   |
| 6               | 0,13                 | 0,075                                                       | 1,19e-14                                                                  | 1,19e-14                                                                   |
| 7               | 0,15                 | 0,01                                                        | 1,19e-15                                                                  | 1,19e-15                                                                   |
| 8               | 0,148                | 0,02                                                        | 4,78e-15                                                                  | 4,78e-15                                                                   |
| 9               | 0,071                | 0,036                                                       | 8,02e-15                                                                  | 8,02e-15                                                                   |
| 10              | 0,15                 | 0,15                                                        | 1,19e-15                                                                  | 1,19e-15                                                                   |

\*MG=Materialgruppe

Bei starken Unterschieden in den hydraulischen Durchlässigkeiten im Gesamtmodell, würden sich erhöhte numerische Anforderungen ergeben, denen nur durch unverhältnismäßig hohen Rechenaufwand begegnet werden könnte. Da die detaillierten Strömungsvorgänge in den Aquiferen nicht Untersuchungsgegenstand sind, können hier Vereinfachungen vorgenommen werden. Wichtig ist es hierbei, dass die Bedeutung der Aquifere als Bereiche mit um Größenordnungen höheren hydraulischen Durchlässigkeiten, im Vergleich zu den umliegenden Schichten, erhalten bleibt. Folglich wird abweichend von Nowak & Maßmann (2013) der Durchlässigkeitsbeiwert in den Aquiferen Quartär und Hilssandstein verringert. Die Durchlässigkeit in den Aquiferen liegt dennoch deutlich höher als im umliegenden Gestein. In Tongesteinen ist die hydraulische Durchlässigkeit im Allgemeinen anisotrop ausgebildet: in Schichtungsrichtung ist sie deutlich höher als senkrecht hierzu. Um diesem Umstand Rechnung zu tragen, wird die Durchlässigkeit im Wirtsgestein in vertikaler Richtung um eine Größenordnung geringer angenommen als in horizontaler Richtung.

Tab. 2.6: Mechanische Materialeigenschaften der festen Phase (NORD)

| MG <sup>*</sup> | Korndichte<br>$\rho_s$ [kgm <sup>-3</sup> ] | Biot-Koeffizient<br>$\alpha$ [-] | Elastizitätsmodul<br>$E$ [MPa] | Querdehnungszahl<br>$\nu$ [-] |
|-----------------|---------------------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| 0               | 2620,0                                      | 0,6                              | 100,0                          | 0,33                          |
| 1               | 2620,0                                      | 0,6                              | 6000,0                         | 0,3                           |
| 2               | 2640,0                                      | 0,6                              | 15.000,0                       | 0,27                          |
| 3               | 2662,0                                      | 0,6                              | 6000,0                         | 0,3                           |
| 4               | 2685,0                                      | 0,6                              | 6000,0                         | 0,3                           |
| 5               | 2700,0                                      | 0,6                              | 6000,0                         | 0,3                           |
| 6               | 2700,0                                      | 0,6                              | 6000,0                         | 0,3                           |
| 7               | 2730,0                                      | 0,5                              | 12.000,0                       | 0,27                          |
| 8               | 2726,0                                      | 0,6                              | 12.100,0                       | 0,27                          |
| 9               | 2699,0                                      | 0,5                              | 12.100,0                       | 0,27                          |
| 10              | 2700,0                                      | 0,6                              | 15.000,0                       | 0,27                          |

\*MG=Materialgruppe

Tab. 2.7: Kohäsion und Winkel der inneren Reibung im Wirtsgestein (NORD)

| MG <sup>*</sup> | Kohäsion<br>$c$ [MPa] | Winkel der inneren Reibung<br>$\alpha$ [°] |
|-----------------|-----------------------|--------------------------------------------|
| 4               | 8,0                   | 30,0                                       |

Analog zu den oben beschriebenen Gesteinseigenschaften, sind auch die Fluideigenschaften in Nowak & Maßmann (2013) bzw. Maßmann (2016) beschrieben. Vereinfachend wird von einem einheitlichen, initial gesättigtem Grundwasserkörper und einem konstanten Salzgehalt ausgegangen. Dichte und Viskosität der wässrigen Lösung werden in Abhängigkeit von der Anfangstemperatur  $T_0$  und der Temperatur  $T$  [°C] während des Rechenlaufs intern bestimmt. Für die Dichte der wässrigen Lösung  $\rho_l$  wird dafür der volumetrische thermische Ausdehnungskoeffizienten  $\beta_l$  und die Referenzdichte  $\rho_{l0}$  verwendet:

$$\rho_l = \rho_{l0} \beta_l (T - T_0) \quad (2.21)$$

Die dynamische Viskosität  $\mu$  [Pa·s] wird nach der Näherungsgleichung nach Chierici (1994)

$$\mu = (1 + 2,765 \cdot 10^{-3} C) \cdot \exp(11,897 - 5,943 \cdot 10^{-2} (T + 273,15) + 6,422 \cdot 10^{-5} (T + 273,15)^2) \cdot 1e-3 \quad (2.22)$$

bestimmt. Die als konstant angenommenen Parameter der wässrigen Lösung sind in Tab. 2.8 zusammengestellt. Der Salzgehalt beträgt  $C = 150,0$  kg/m<sup>3</sup>, die Referenzdichte  $\rho_{l0} = 1095,0$  kg/m<sup>3</sup>.

Tab. 2.8: Konstante Parameter der wässrigen Lösung (NORD)

|               | spezifische<br>Wärmekapazität<br>$c_{pl}$ [Jkg <sup>-1</sup> K <sup>-1</sup> ] | Wärmeleitfähigkeit,<br>$\lambda$ [Wm <sup>-1</sup> K <sup>-1</sup> ] | thermischer<br>Volumenausdehnungskoeffizient<br>$\beta_l$ [K <sup>-1</sup> ] | Kompressibilität<br>$\kappa$ [Pa <sup>-1</sup> ] |
|---------------|--------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------|
| <b>Liquid</b> | 4200,0                                                                         | 0,6                                                                  | 5,0e-4                                                                       | 3,2e-10                                          |

#### 2.2.2.4 Geometrie und Berechnungsnetz (Model A, NORD)

Für numerische Berechnungen muss ein Berechnungsnetz des Untersuchungsgebietes erstellt werden. Dieses basiert auf einer geometrischen Beschreibung. Für das Berechnungsmodell A stellt das Endlagerstandortmodell NORD in seiner ganzen Ausdehnung, wie in Reinhold et al. (2013) dargestellt, die Grundlage der geometrischen Beschreibung dar. Neben den bereits oben ausgeführten Vereinfachungen bezüglich der zu berücksichtigenden homogenen Modellbereiche (Abschnitt 2.2.2.3), wird in folgenden Punkten vom Endlagerstandortmodell nach Reinhold et al. (2013) abgewichen: das

Oberflächenrelief und die Modellunterkante werden als horizontale Flächen vereinfacht. Die Modelloberkante liegt bei 70 m ü. NN, die Modellunterkante bei -3500 m ü. NN.

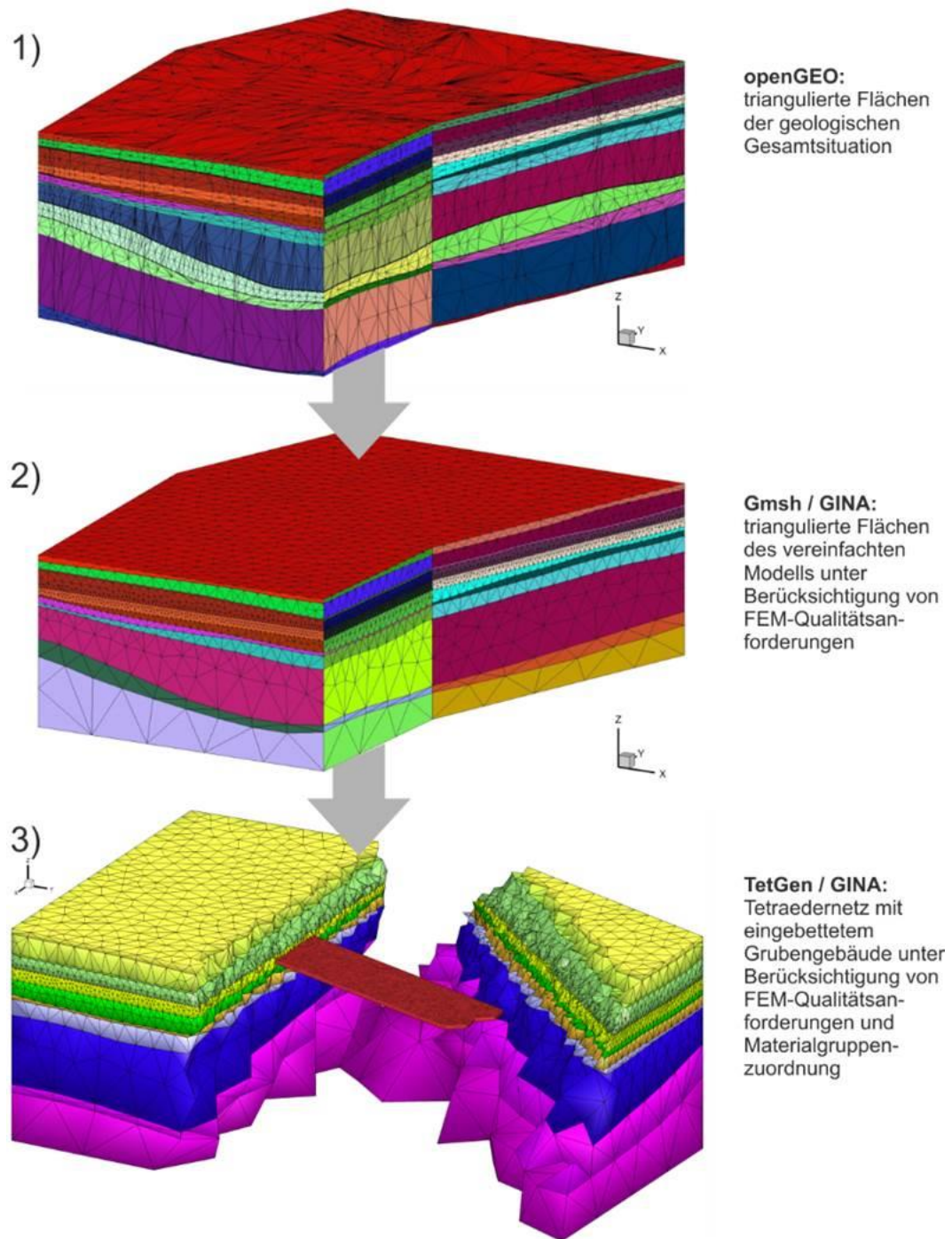


Abb. 2.8: Arbeitsschritte von dem geologischen Modell zum Berechnungsnetz (NORD)

Das Modell der geologischen Gesamtsituation im Gebiet des Referenzprofils NORD wurde mit der Software openGEO (Hammer et al. 2012) modelliert. Die geometrischen Informationen dieses Modells können in Form von triangulierten Flächen exportiert werden. Allerdings entspricht diese Triangulation nicht den Anforderungen, die für Berechnungen mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) bestehen. Deshalb war eine neue Triangulation der Flächen notwendig. Nötige Konvertierungen wurden mit der Software GINA (Kunz 2015), die Oberflächenvernetzung mit Gmsh (Geuzaine & Remacle 2009) und die Volumenvernetzung (Tetraeder) mit Tetgen (Si 2015) durchgeführt. Vor der Volumenvernetzung wurden die be-

reits vernetzten Oberflächen des Grubengebäudes, unter besonderer Berücksichtigung der wärmeentwickelnden Einlagerungsbereiche, in das geologische Modell eingefügt. Das verwendete Berechnungsnetz besteht aus 83.487 Knoten und 499.265 Elementen. In Abb. 2.8 sind die wesentlichen Arbeitsschritte zur Netzgenerierung dargestellt. Bei der Vernetzung wurden folgende Punkte priorisiert:

- Die Gesamtanzahl der Elemente sollte möglichst klein sein, um den Berechnungsaufwand zu minimieren. Als Obergrenze wurden 500.000 Elemente angesetzt.
- Das Grubengebäude sollte möglichst fein aufgelöst werden. Es wurde hier eine Kantenlänge von etwa 35 m gewählt.
- Das Wirtsgestein sollte möglichst fein aufgelöst werden. Es wurde ein maximales Elementvolumen der Tetraeder von  $0,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  gewählt.
- Abhängig vom Abstand zum Einlagerungshorizont kann das Netz vergrößert werden. Die Knotendichte an den Grenzflächen wurde linear in Abhängigkeit der Tiefe definiert. Es wurden Kantenlängen zwischen 50,0 m (-713,0 m ü. NN) und 2000 m, am unteren Modellrand, verwendet.
- Die Tetraeder sollten eine möglichst hohe Qualität bezüglich der Anforderungen der FEM-Berechnungen aufweisen. Indikatoren für die Netzqualität sind das maximale Radius-Kanten-Verhältnis (Quotient aus dem Radius der umgebenden Kugel und der kürzesten Kantenlänge) und der minimale Öffnungswinkel zwischen zwei benachbarten Tetraederflächen. Es wurden ein maximales Radius-Kanten-Verhältnis von 1,5 und ein minimaler Öffnungswinkel von  $10,0^\circ$  gewählt.

### 2.2.2.5 Wärmeleitung der Abfälle (NORD)

Die Berechnung der Wärmeleistung erfolgt basierend auf Annahmen von Lommerzheim & Jobmann (2015). Die wesentlichen Daten zu den Abfalltypen sind in Tab. 2.9 zusammengefasst.

Tab. 2.9: Eigenschaften der wärmeentwickelnden Abfälle mit der Zeit  $t$  [s] (NORD)

|                                                   | RK-BE <sup>1</sup>                                                                                                                                                                                                               | RK-HA <sup>2</sup>                                                                                                                                                                                                                           |
|---------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Anzahl Gebinde                                    | 10.600                                                                                                                                                                                                                           | 1865                                                                                                                                                                                                                                         |
| Anzahl Bohrlöcher                                 | 3534                                                                                                                                                                                                                             | 622                                                                                                                                                                                                                                          |
| Gebindevolumen (m <sup>3</sup> )                  | 0,72                                                                                                                                                                                                                             | 0,72                                                                                                                                                                                                                                         |
| Gesamtvolumen (m <sup>3</sup> )                   | 7632,0                                                                                                                                                                                                                           | 1342,8                                                                                                                                                                                                                                       |
| Zwischenlagerzeit (a)                             | 23                                                                                                                                                                                                                               | 30                                                                                                                                                                                                                                           |
| Wärmeleistung <sup>3</sup><br>(W/m <sup>3</sup> ) | $2 / 3$ $\begin{aligned} & * [ 842,65 * \exp(-t * 3,58e-11) \\ & + 1269,66 * \exp(-t * 2,95e-10) \\ & + 3895,17 * \exp(-t * 9,12e-10) \\ & + 8308,18 * \exp(-t * 1,04e-8) \\ & + 42.363,74 * \exp(-t * 2,62e-8) ] \end{aligned}$ | $2 * 0,182 / 0,72$ $\begin{aligned} & * [ 7583,16 * \exp(-t * 8,28e-09) \\ & + 2412,91 * \exp(-t * 6,16e-10) \\ & + 2458,56 * \exp(-t * 7,15e-10) \\ & + 2546,25 * \exp(-t * 7,15e-10) \\ & + 7231,62 * \exp(-t * 8,28e-09) ] \end{aligned}$ |

<sup>1</sup>RK-BE = rückholbare Kokillen mit Leistungsreaktorbrennelementen; <sup>2</sup>RK-HA = rückholbare Kokillen mit hochradioaktiven Wiederaufarbeitungsabfällen; <sup>3</sup>Wärmeleistung bezieht sich auf das Volumen der Behälter;  $t$  beschreibt die Zeit in Sekunden nach der Entladung aus dem Reaktor

Zur Bestimmung der Wärmeleistung des Endlagers sind die Zwischenlagerzeit bei Einlagerung der Behälter sowie der Zeitpunkt der Einlagerung zu berücksichtigen. Es wird davon ausgegangen, dass jeder Behälter zur Einlagerung genau die Mindest-Zwischenlagerzeit erreicht hat und die Befüllung gleichmäßig über einen Zeitraum von 80 Jahren erfolgt. Somit ergeben sich die Wärmeleistungen wie in Abb. 2.9 dargestellt.

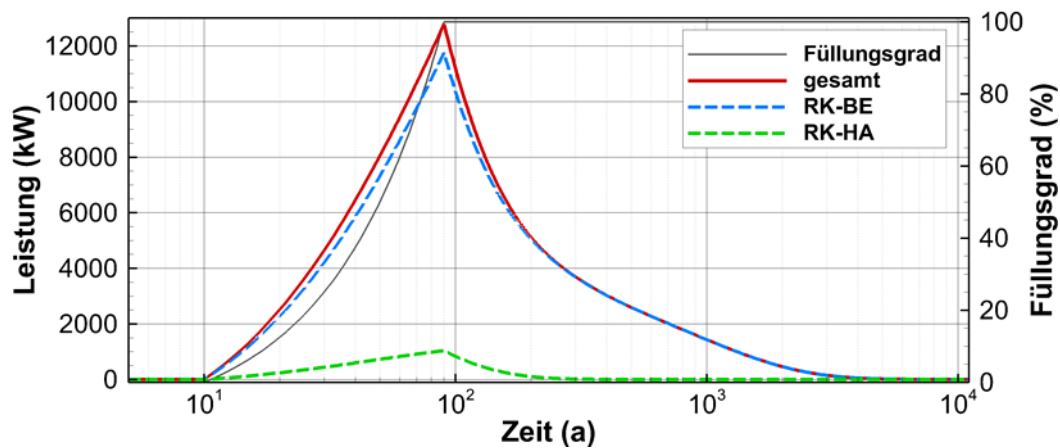


Abb. 2.9: Wärmeleistung der Einlagerungsbereiche im Endlagerstandortmodell NORD. Die Einlagerung beginnt im Jahr 10 und endet im Jahr 90

#### 2.2.2.6 Anfangs- und Randbedingungen (Modell A, NORD)

##### Thermisch und Hydraulisch

An der oberen Modellgrenze (70 m ü. NN) wird eine konstante Temperatur von 8°C angesetzt. Die Temperatur der unteren Modellgrenze (-3500 m ü. NN) errechnet sich über den geothermischen Gradienten von 40 K/km zu 142,8°C. Die hydraulischen Anfangs- und Randbedingungen sind so einzustellen, dass sich ein hydraulischer Gradient von Süd nach Nord von 0,2 % ergibt.

Die thermischen und hydraulischen Anfangsbedingungen müssen durch thermisch-hydraulisch gekoppelte Vorberechnungen ermittelt werden, denn der Porenwasserdruck ist an jeder Stelle von der integralen Dichte der darüber liegenden Wassersäule abhängig. Die Dichte ist von der Temperatur abhängig und das Temperaturfeld kann wiederum nur durch numerische Berechnungen bestimmt werden, da durch die verschiedenen thermischen Eigenschaften der Modellbereiche kein einheitlicher thermischer Gradient festgelegt werden kann. Es wurde in folgenden Schritten vorgegangen:

- 1) Stationäre Berechnung des Temperaturfeldes, ohne Berücksichtigung von Strömung; hierfür wurden konstante Temperaturen an der oberen- und unteren Modellgrenze angesetzt. Über alle anderen Modellgrenzen hinweg ist kein Wärmefluss möglich.
- 2) Thermisch-hydraulisch gekoppelte Berechnung ohne Berücksichtigung des Druckgradienten und mit Berücksichtigung der Schwerkraft; hierbei wurden die Ergebnisse aus 1) als Anfangsbedingung für die Temperatur verwendet. Die thermischen Randbedingungen bleiben zu 1) unverändert. Alle seitlichen und die untere Modellgrenze wurden als hydraulisch undurchlässig angenommen. An der oberen Modellgrenze wurde ein Festpotenzial von 0,0 Pa angelegt.
- 3) Thermisch-hydraulisch gekoppelte Berechnung mit Berücksichtigung des Druckgradienten in Richtung Norden von 21,5 Pa/m, ohne Berücksichtigung der Schwerkraft; die hydraulischen Anfangs- und Randbedingungen wurden aus der Annahme eines linearen Druckgradienten bestimmt und der Festlegung des Porenwasserdrucks von 0,0 Pa an der nördlichen, oberen Modellkante. Die thermischen Anfangs- und Randbedingungen bleiben zu 2) unverändert.
- 4) Addition der Ergebnisse der Porenwasserdrücke aus 2) und 3) ergeben die Anfangsbedingung für den Porenwasserdruck und die Randbedingung an den Einstromrändern.

Die Überlagerung wurde als knotenweise Addition der Porenwasserdrücke aus 2) und 3) ausgeführt.

- 5) An den Ausstromrändern wird aus der Berechnung 3) knotenweise der Volumenstrom über die Modellgrenze bestimmt. Hierfür wurde die rechte Seite des Gleichungssystems ausgewertet. Der bestimmte Volumenstrom wurde als Senke in Form einer Neumann-Randbedingung knotenweise verwendet. An den Einstromrändern wurde die in 1) berechnete Temperatur als Dirichlet-Randbedingung festgesetzt. Über alle anderen Modellgrenzen hinweg ist kein Wärmefluss möglich. Es wird als Anfangsbedingung für den Porenwasserdruck das Ergebnis aus 4) verwendet, für die Temperatur das Ergebnis aus 2). Die Rechnung wurde bis zur Erreichung eines quasi-stationären Zustands durchgeführt, wobei sich aber nur geringe Änderungen zu der Anfangsbedingung gezeigt haben. Es kann folglich davon ausgegangen werden, dass der Einfluss der ungestörten Strömung auf das Temperaturfeld gering ausgeprägt ist und deshalb an den thermischen Randbedingungen, die durch stationäre Berechnung bestimmt wurden, festgehalten werden kann.

Das Ergebnis aus Vorberechnung 5) wurde als Anfangsbedingung verwendet. Auch die Randbedingungen, die in Vorberechnung 5) verwendet wurden, wurden für die äußeren Modellränder verwendet. In Abb. 2.10 sind Anfangs- und Randbedingungen für den ungestörten Zustand dargestellt.

Der Wärmeeintrag durch die wärmeentwickelnden radioaktiven Abfälle wird durch Neumann-Randbedingungen als Volumen-Wärmequellen definiert. Es werden die zwei Einlagerungsbereiche RK-BE und RK-HA unterschieden. Beide Einlagerungsbereiche werden als gleichmäßig verteilte Wärmequelle in einem Prisma, das alle Kokillen des jeweiligen Typs umschließt, angenommen.

Die Auffahrung des Endlagers führt zu einer Absenkung des Porenwasserdrucks. Die folgende Bewetterung des Grubengebäudes verstärkt diese Potentialsenke und bestimmt wesentlich die Ausbildung der ungesättigten Zone, die die Auffahrungen umgibt. Mit dem Berechnungsmodell A kann diese Absenkung und Entwicklung der ungesättigten Zone nicht berechnet werden, da der Bereich des Endlagers hierfür nicht fein genug aufgelöst ist.

Vereinfachend werden bei den Berechnungen zwei Varianten unterschieden:

- A1** Im gesamten Grubengebäude wird während der Bau- und Betriebsphase der Porenwasserdruck mit dem atmosphärischen Druck gleichgesetzt. Hierbei wird von einer Bau- und Betriebsphase von 100 Jahren ausgegangen. Nach diesen 100 Jahren wird die hydraulische Randbedingung im Grubengebäude deaktiviert, sodass sich wieder ein höherer Porenwasserdruck einstellen kann.
- A2** Eine Porendruckabsenkung im Grubengebäude wird nicht berücksichtigt.

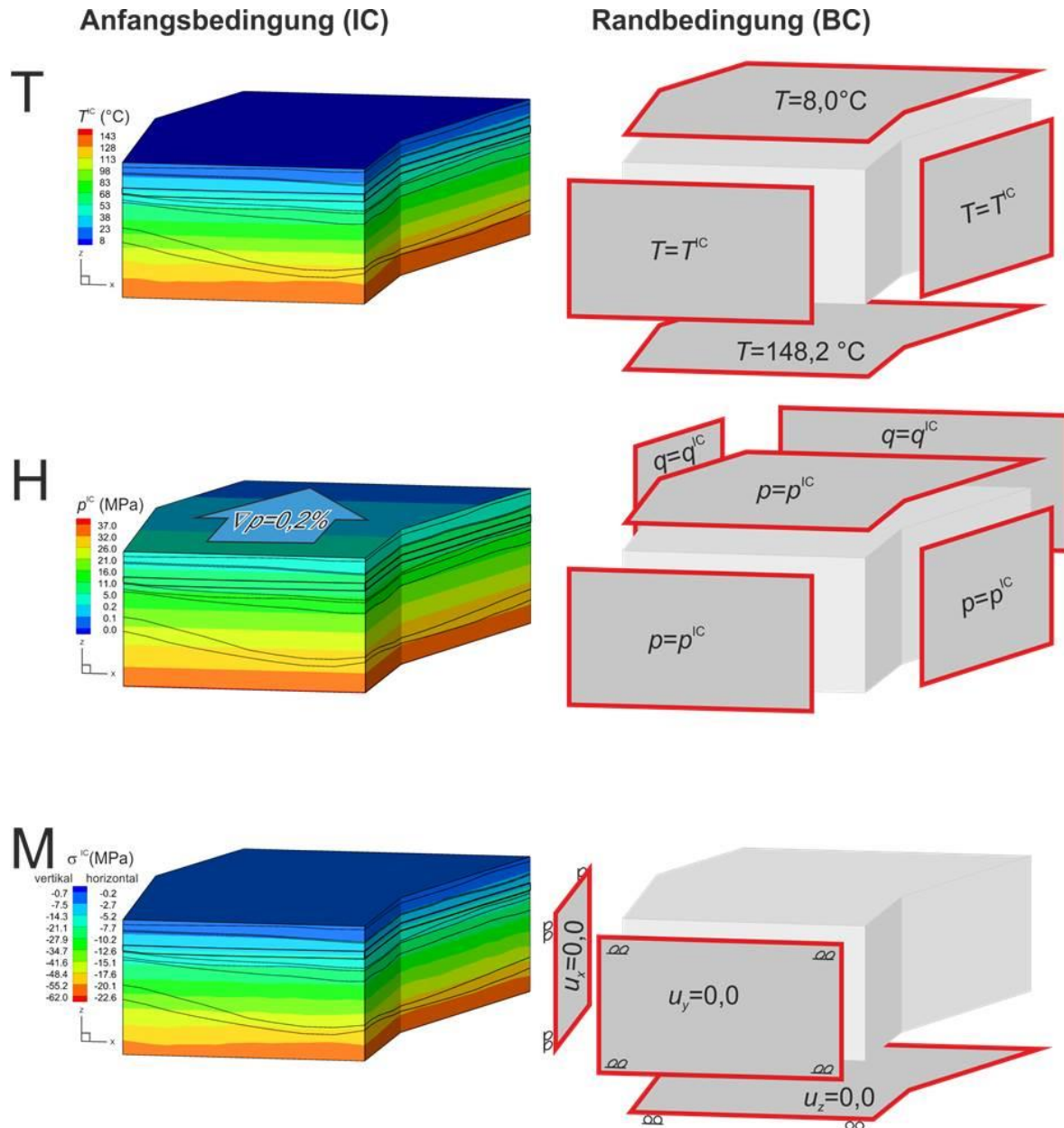


Abb. 2.10: Anfangs- und Randbedingung des Modells A (NORD)

### Mechanisch

Für die Berechnung des ungestörten Spannungszustands wird vereinfachend von einer konstanten Dichte ausgegangen. In einer Vorberechnung wird unter Berücksichtigung der Schwerkraft der Spannungszustand am unteren Modellrand berechnet. Für diese Berechnung werden die Seiten des Modells bezüglich Deformationen in der horizontalen Richtung fixiert. Unter der Annahme einer Überdeckung von 30 m über der Modellobergrenze (ungesättigte Zone), wird ein Tiefengradient berechnet, sodass sich die effektiven Anfangsspannungen in vertikaler Richtung  $\sigma_{zz}^{\text{IC}}$  und horizontaler Richtung  $\sigma_{xx}^{\text{IC}} = \sigma_{yy}^{\text{IC}}$  wie folgt im gesamten Gebiet darstellen lassen:

$$\begin{aligned}\sigma_{zz}^{\text{IC}} [\text{Pa}] &= -1,76e6 + 1,76e4 \cdot z \\ \sigma_{xx}^{\text{IC}} [\text{Pa}] &= \sigma_{yy}^{\text{IC}} = -0,642e6 + 0,642e4 \cdot z\end{aligned}\quad (2.23)$$

mit  $z[\text{m}]$  = Höhe ü. NN.

In den folgenden Berechnungen findet die Schwerkraft für den mechanischen Teil keine Berücksichtigung; es werden nur Spannungsänderungen berechnet und zur Auswertung mit dem Anfangsspannungszustand verrechnet. Der Anfangsspannungszustand erzeugt demnach keine Verformung. In Abb. 2.10 sind die Anfangs- und Randbedingungen dargestellt. An allen Rändern, an denen keine Verschiebung vorgegeben ist, wird eine äußere Spannung angesetzt, die mit dem Anfangsspannungszustand im Gleichgewicht steht.

Spannungsumlagerungen, die durch die Auffahrung des Endlagers entstehen, werden nicht berücksichtigt. Es wird davon ausgegangen, dass diese Spannungsumlagerungen örtlich begrenzt bleiben und daher in einem regionalen Modell keinen wesentlichen Einfluss haben.

### 2.2.2.7 Ergebnisse (Modell A, NORD)

Die Ergebnisse werden nach Prozessen geordnet dargestellt. Es werden Konturen der wichtigsten Variablen auf zwei vertikalen Schnitten über den gesamten Betrachtungsraum dargestellt sowie ausgewählte Isoflächen im 3D. Zusätzlich werden Zeitkurven von ausgewählten Punkten dargestellt.

Wie in Abb. 2.11 dargestellt, befindet sich ein Ausgabepunkt im Zentrum des Bereichs der wärmeentwickelnden Abfälle im Einlagerungsbereich RK-BE in einer Höhe von -717,5 m ü. NN (p0) und jeweils vier Punkte entlang von vier Achsen: direkt an dem Grubengebäude (p1, p10, p20, p30), in 20 m Abstand zum Grubengebäude (p2, p11, p21, p31), in 50 m Abstand (p3, p12, p22, p32) und 100 m Abstand (p4, p13, p23, p33). Die Punkte p23 und p33 liegen in den Modelleinheiten mit der Materialgruppen 3 und 5, alle anderen Punkte liegen in der Modelleinheit 4.

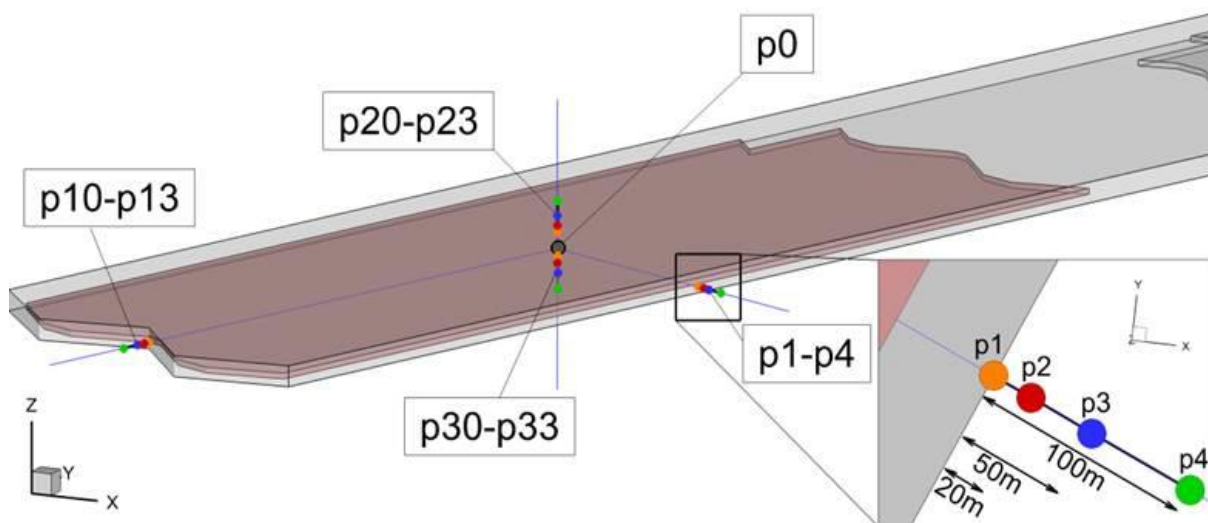


Abb. 2.11: Lage von Ausgabepunkten im Modell A (NORD)

### Thermisch

In den Abb. 2.12 und Abb. 2.13 sind die Temperaturen und die Änderungen der Temperatur im Vergleich zum Anfangszustand im gesamten Modellgebiet zu verschiedenen Zeiten dargestellt. Es wurde darauf verzichtet, ein Ergebnis nach 1 Mill. Jahren darzustellen, da sich im absoluten Temperaturprofil im Vergleich zu dem Ergebnis nach 100.000 Jahren kein Unterschied erkennen lassen würde und die Temperatur nach 1 Mill. Jahren dem Anfangszustand entspricht und daher auch keine Temperaturänderung mehr dargestellt werden kann.

In der Abb. 2.14 sind die zeitlichen Temperaturentwicklungen an ausgewählten Punkten dargestellt (zur Lage vgl. Abb. 2.11).

Im Berechnungsmodell A1 wird im Wirtsgestein nach 600 Jahren die höchste Temperatur von 83,0°C erreicht. Die maximale Temperaturerhöhung beträgt 38,0 K. Eine Zone, in der die Erwärmung 10,0 K übersteigt, erstreckt sich im Horizontalen nur wenige 10er m über das Grubengebäude hinaus, im Vertikalen erreicht sie im Liegenden den Wealden und im Hangenden das Aptium. Die größte Ausdehnung dieser Zone wird nach etwa 2000 Jahren erreicht. Das Gebiet, das eine Temperaturerhöhung über 1,0 K erfährt, hat seine größte Ausdehnung nach etwa 10.000 Jahren erreicht und reicht vom Quartär bis zum Keuper.

Die Temperaturentwicklung, die sich mit dem Berechnungsmodell A2 ergibt, unterscheidet sich nur unmerklich von der hier dargestellten.

Betrachtet man die Temperatur im gesamten Modellgebiet, ist sie vom geothermischen Gradienten dominiert und nur lokal und zeitlich eingeschränkt ist eine Beeinflussung durch das Endlager zu erkennen. Die Darstellung der Temperaturdifferenz zum Anfangszustand lässt den Einfluss des Endlagers besser erkennen. Maßgeblich ist der Einlagerungsbereich der rückholbaren Kokillen mit Leistungsreaktorbrennelementen (RK-BE): Hier treten, im Vergleich zum Einlagerungsbereich der rückholbaren Kokillen mit hochradioaktiven Wiederaufarbeitungsabfällen (RK-HA), deutlich höhere Temperaturen auf und bleiben Temperaturerhöhungen über einen längeren Zeitraum erhalten.

Die Abkühlung findet im Wesentlichen über die Geländeoberfläche statt. Dies erklärt die vertikale Asymmetrie der Temperaturdifferenz. Eine Beeinflussung durch die vertikalen Modellgrenzen ist nicht erkennbar.

Die Temperatur in den Aquiferen (Hilssandstein und Wealden) wird durch das Endlager zeitweise erhöht. In dem Hilssandstein stellt sich auf Grund der großen Entfernung zum Endlager (etwa 500 m) und der Nähe zur Geländeoberfläche (etwa 250 m) eine geringe Temperaturerhöhung von maximal 5,0 K (gemittelt über die Mächtigkeit) nach 4500 Jahren ein. Im Wealden (etwa 200 m unter Endlagerniveau) wird die maximale Temperaturerhöhung bereits nach 2000 Jahren mit 12,0 K berechnet (gemittelt über die Mächtigkeit).

Der advective Wärmetransport ist im Modell berücksichtigt, ist aber von untergeordneter Rolle. Dies liegt an den geringen Strömungsgeschwindigkeiten (Abstandsgeschwindigkeit beträgt etwa 0,06 m/a) in den Aquiferen, die sich bei dem gegebenen Gradienten und Durchlässigkeiten einstellen. Aus numerischen Gründen wurde allerdings die Permeabilität im Hilssandstein um zwei Größenordnungen abgesenkt (vgl. Abschnitt 2.2.2.3), also wird hier die Strömungsgeschwindigkeit um rund zwei Größenordnungen unterschätzt. Aber auch mit höheren Strömungsgeschwindigkeiten würde der advective Transport im Hilssandstein nicht wesentlich zur Abkühlung beitragen, da die Erwärmung nur gering ist. Allerdings wäre der Effekt deutlich sichtbar.

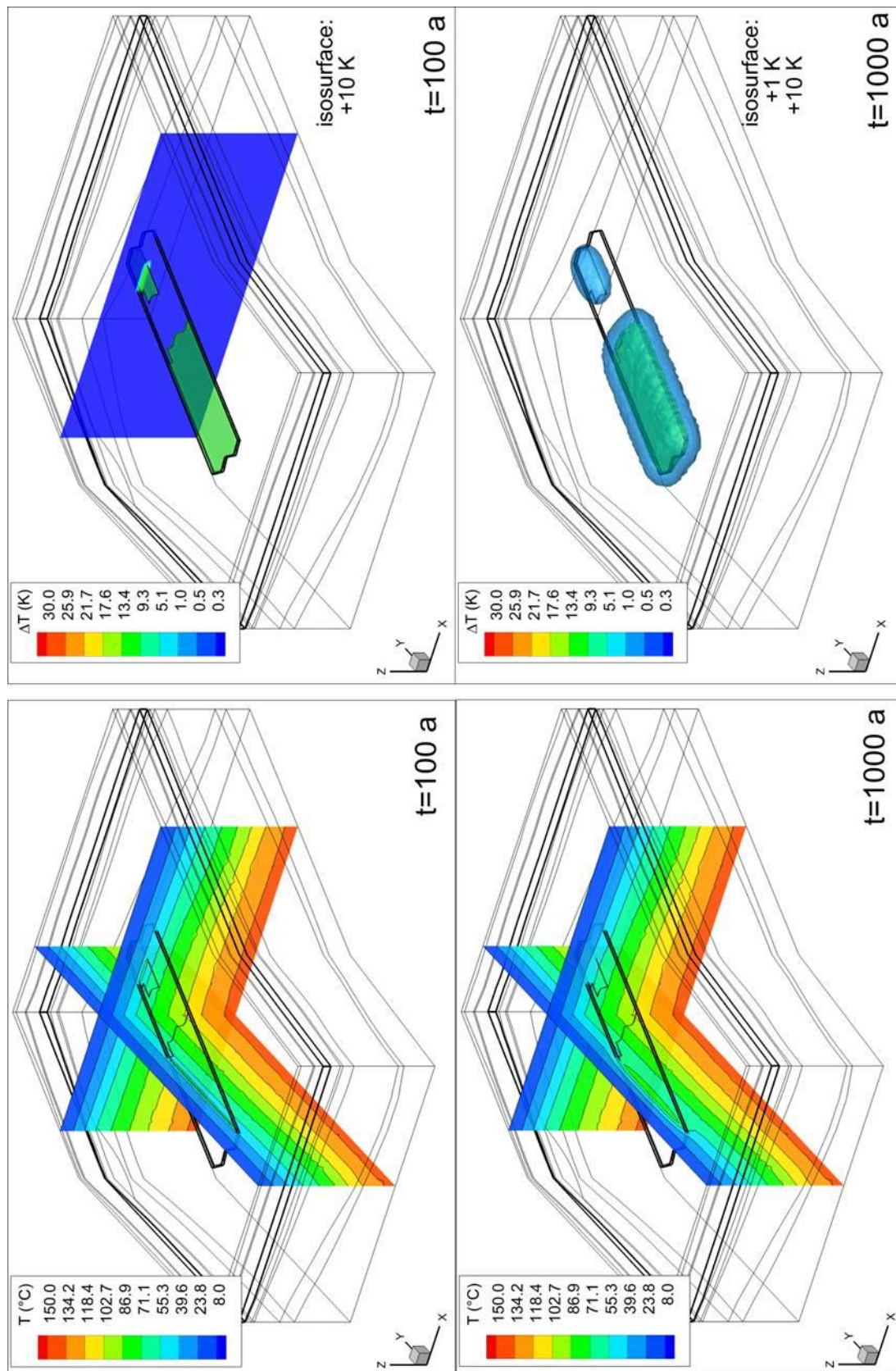


Abb. 2.12: Berechnungsergebnisse Modell A1 (NORD): Temperatur und Temperaturänderung im gesamten Modellgebiet nach 100 und 1000 Jahren. Dargestellt sind die Temperaturen als Konturen an bis zu zwei vertikalen Schnitten sowie ausgewählte Isoflächen im Raum.

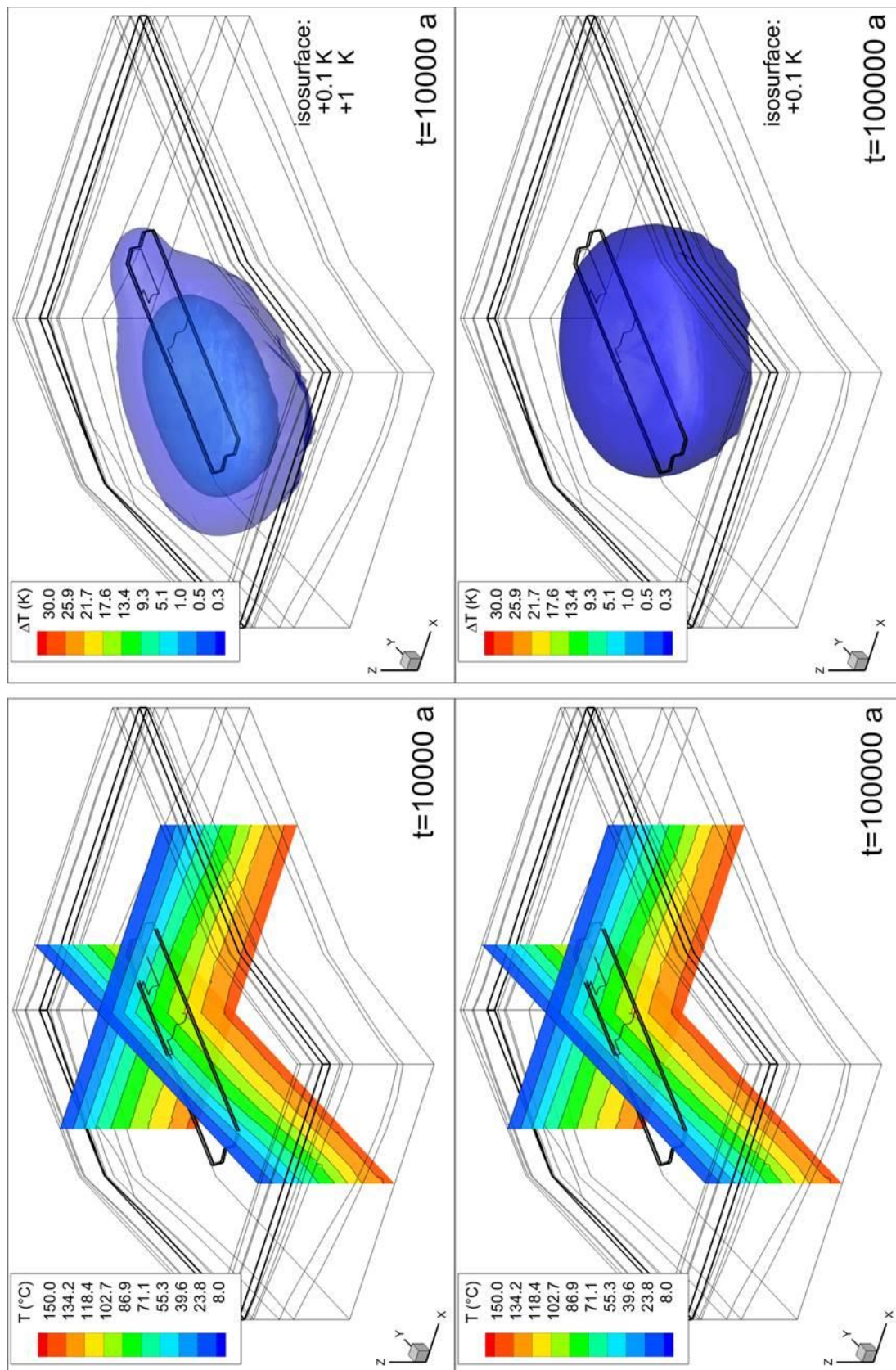


Abb. 2.13: Berechnungsergebnisse Modell A1 (NORD): Temperatur und Temperaturänderung im gesamten Modellgebiet nach 10.000 und 100.000 Jahren. Dargestellt sind die Temperaturen als Konturen an zwei vertikalen Schnitten sowie ausgewählte Isoflächen im Raum.

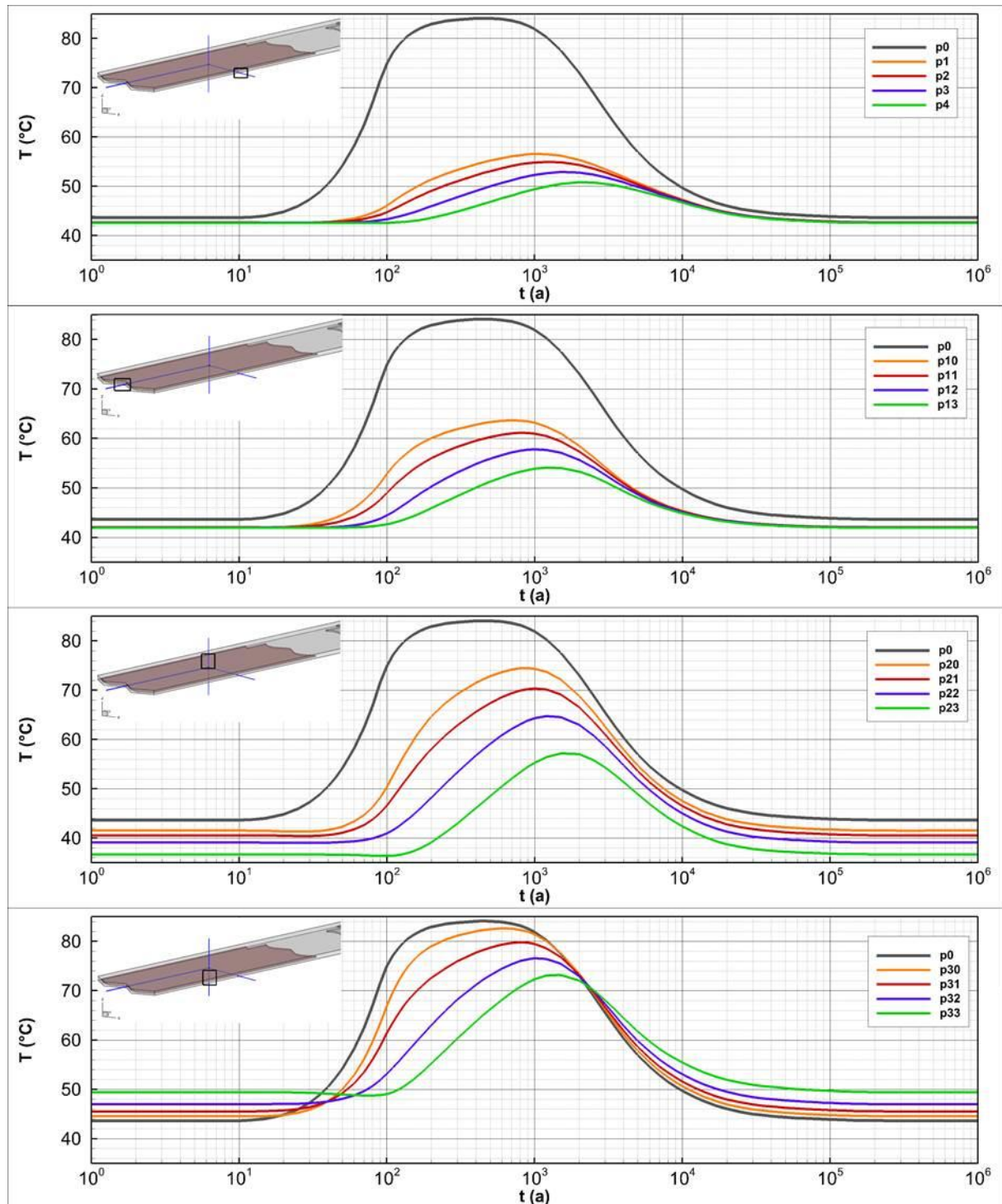


Abb. 2.14: Berechnungsergebnisse Modell A1 (NORD): Entwicklung der Temperatur über die Zeit an ausgewählten Punkten: p0: zentral im Einlagerungsbereich; p1, p10, p20, p30 an der Grenze des Grubengebäudes zum Wirtsgestein; p2, p11, p21, p31: 20 m Abstand; p3, p12, p22, p32: 50 m Abstand und p4, p13, p23, p33: 100 m Abstand zum Grubengebäude (vgl. Abb. 2.11).

## Hydraulisch

In den Abb. 2.15 und Abb. 2.16 sind die Porenwasserdrücke und die Änderung der Porenwasserdrücke im Vergleich zum Anfangszustand im gesamten Modellgebiet zu verschiedenen Zeiten dargestellt. Es wurde darauf verzichtet, ein Ergebnis nach 1 Mill. Jahren darzustellen, da sich im absoluten Druckprofil zu dem Ergebnis nach 100.000 Jahren

kein Unterschied erkennen lassen würde und eine Druckdifferenz zum Anfangszustand nach 1 Mill. Jahren nicht mehr vorhanden ist.

In der Abb. 2.17 sind die zeitlichen Porenwasserdruckentwicklungen an ausgewählten Punkten dargestellt (zur Lage vgl. Abb. 2.11).

Mit dem Berechnungsmodell A entwickelt sich in dem Zeitraum, in dem die größte Temperaturerhöhung stattfindet (bis etwa 1000 Jahre) eine Zone neben und über dem Endlager, in der eine Porenwasserdruckerhöhung berechnet wird. Im Wirtsgestein über dem Einlagerungsbereich RK-BE wird nach 500 Jahren die maximale Porenwasserdruckerhöhung von 2,41 MPa berechnet. Danach baut sich die Druckdifferenz wieder ab und nach etwa 8000 Jahren ist im gesamten Berechnungsgebiet keine Porenwasserdruckerhöhung von mehr als 0,1 MPa mehr vorhanden.

Im Grubengebäude lässt sich über die ersten 30.000 Jahre eine Porenwasserdruckabsenkung von mindestens 0,1 MPa beobachten. Nach 10 Jahren wird die maximale Porenwasserdruckabsenkung von -8,6 MPa bestimmt.

Der Abb. 2.17 ist zu entnehmen, dass entlang der zwei betrachteten Horizontalen im Wirtsgestein (p1-p4 und p10-p13) die größten Gradienten des Porenwasserdrucks innerhalb der ersten 10.000 Jahre auftreten und zum Grubengebäude hin gerichtet sind.

Die Abb. 2.18, Abb. 2.19 und Abb. 2.20 zeigen die Ergebnisse des Berechnungsmodells A2. Im Unterschied zum Modell A1 ist eine Porenwasserdruckabsenkung im Bereich des Grubengebäudes hier nicht berücksichtigt.

Mit dem Berechnungsmodell A2 wird im Wirtsgestein nach 300 Jahren die maximale Porenwasserdruckerhöhung von 11,7 MPa und nach 5000 Jahren die maximale Porenwasserdruckabsenkung von -1,8 MPa bestimmt.

Auch mit dem Berechnungsmodell A2 entwickelt sich in dem Zeitraum, in dem die größte Temperaturerhöhung stattfindet, eine Zone, in der der Porenwasserdruck im Vergleich zum Anfangswert deutlich erhöht ist. Im Gegensatz zu A1 erstreckt sie sich auch über das Grubengebäude selbst und ist deutlich stärker ausgeprägt. Maximale Porenwasserdruckerhöhungen werden hier direkt an der Grenze des Grubengebäudes über und unter dem Einlagerungsbereich RK-BE berechnet. Danach baut sich die Druckdifferenz wieder ab und nach etwa 8000 Jahren ist im gesamten Berechnungsgebiet keine Porenwasserdruckerhöhung von über 0,1 MPa mehr vorhanden. In der Abkühlungsphase bilden sich Zonen mit vermindertem Porenwasserdruck um die beiden Einlagerungsbereiche: im Bereich des Einlagerungsbereiches RK-HA etwa zwischen 1500 und 5000 Jahren, im Bereich RK-BE etwa zwischen 3000 und 20.000 Jahren.

Die Grundwasserfließrichtungen in den umliegenden Aquiferen sind zeitweise durch das Endlager leicht beeinflusst. Im Wirtsgestein ist die ungestörte Fließrichtung nach unten gerichtet (vgl. Abschnitt 2.2.4.1).

Der Abb. 2.20 ist zu entnehmen, dass entlang der zwei betrachteten Horizontalen im Wirtsgestein (p1-p4 und p10-p13) zu Beginn ein Gradient des Porenwasserdrucks in Richtung des Grubengebäudes berechnet wird, sich dieser Gradient nach 1000 bis 3000 Jahren allerdings umkehrt.

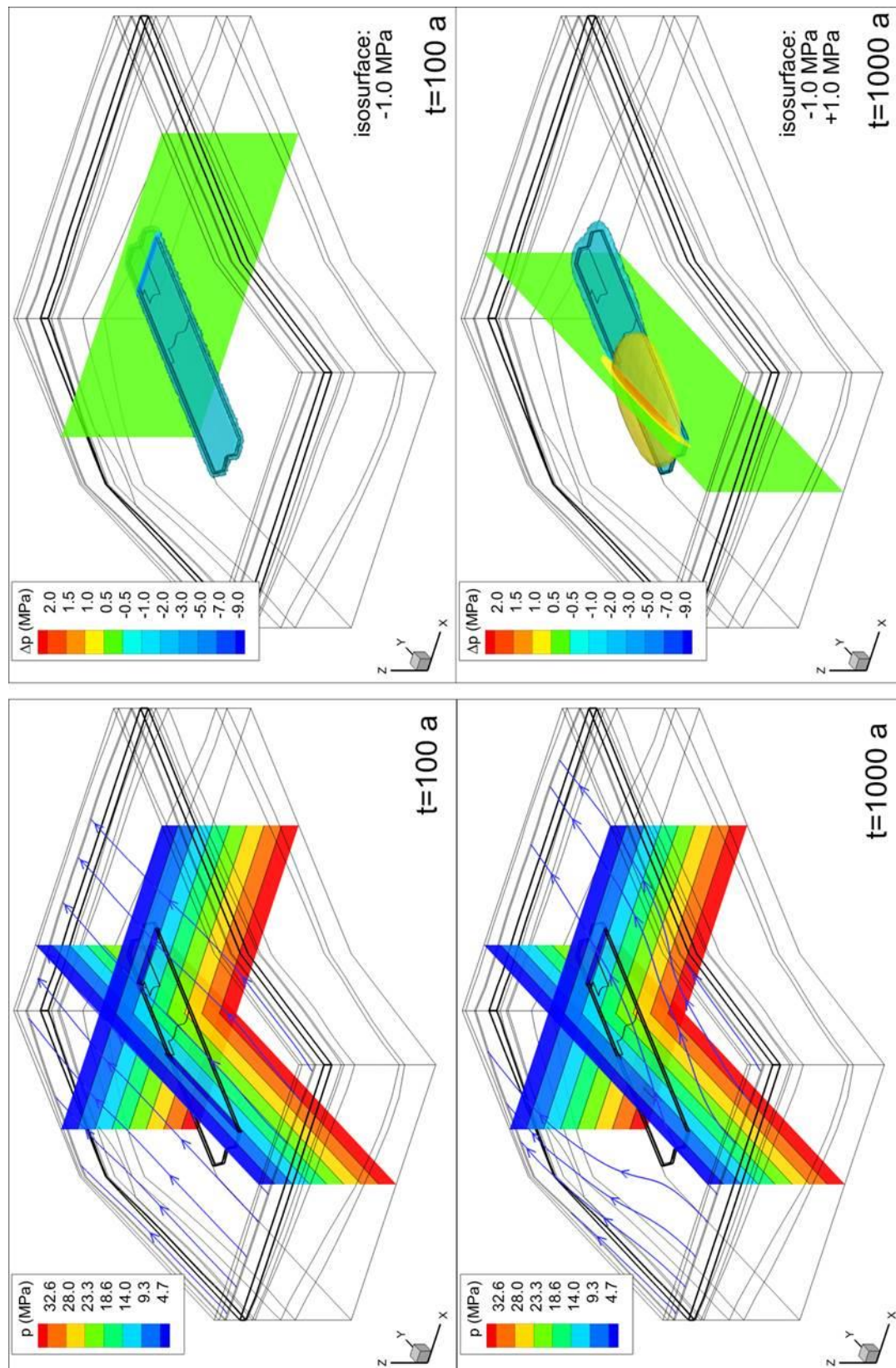


Abb. 2.15: Berechnungsergebnisse Modell A1 (NORD): Porenwasserdruck und Porenwasserdruckänderung im gesamten Modellgebiet nach 100 und 1000 Jahren. Dargestellt sind die Konturen an zwei vertikalen Schnitten sowie ausgewählte Isoflächen im Raum. Die Stromlinien repräsentieren die Strömung im ersten Aquifer über dem Endlager (Hilssandstein).

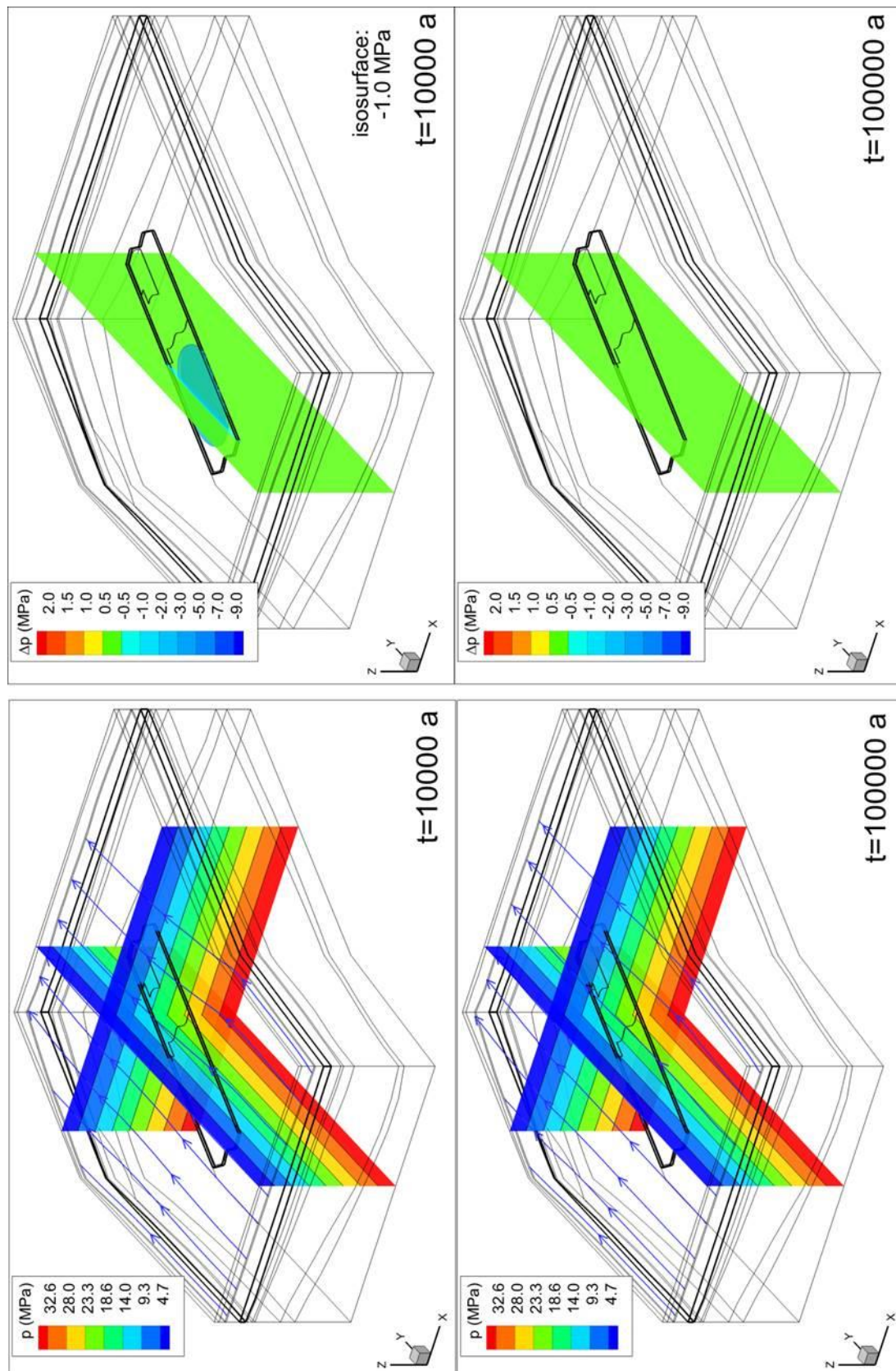


Abb. 2.16: Berechnungsergebnisse Modell A1 (NORD): Porenwasserdruck und Porenwasserdruckänderung im gesamten Modellgebiet nach 10.000 und 100.000 Jahren. Dargestellt sind die Konturen an zwei vertikalen Schnitten sowie ausgewählte Isoflächen im Raum. Die Stromlinien repräsentieren die Strömung im ersten Aquifer über dem Endlager (Hilssandstein).

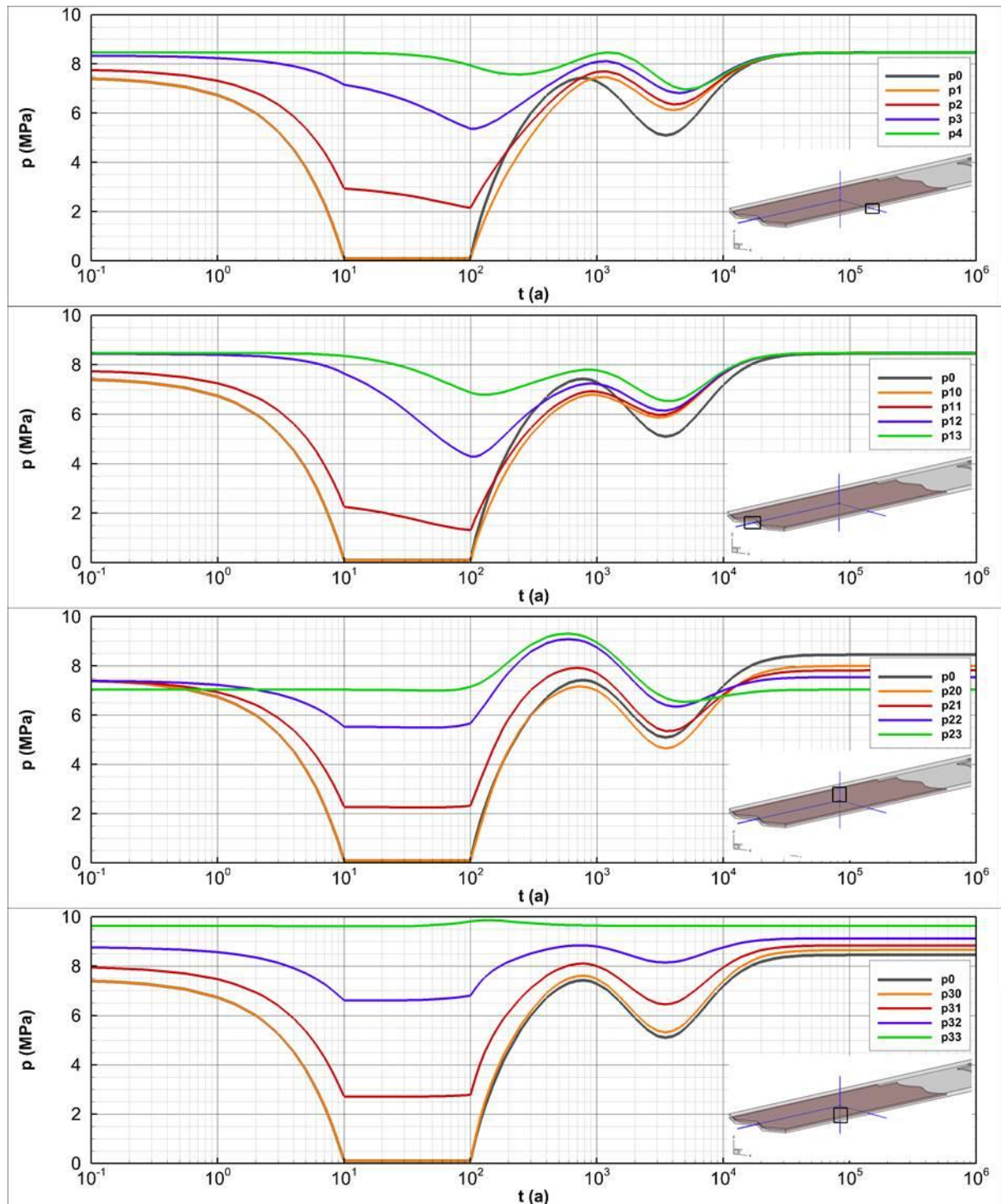


Abb. 2.17: Berechnungsergebnisse Modell A1 (NORD): Entwicklung des Porenwasserdrucks über die Zeit an ausgewählten Punkten: p0: zentral im Einlagerungsbereich; p1, p10, p20, p30 an der Grenze des Grubengebäudes zum Wirtsgestein; p2, p11, p21, p31: 20 m Abstand; p3, p12, p22, p32: 50 m Abstand und p4, p13, p23, p33: 100 m Abstand zum Grubengebäude (vgl. Abb. 2.11).

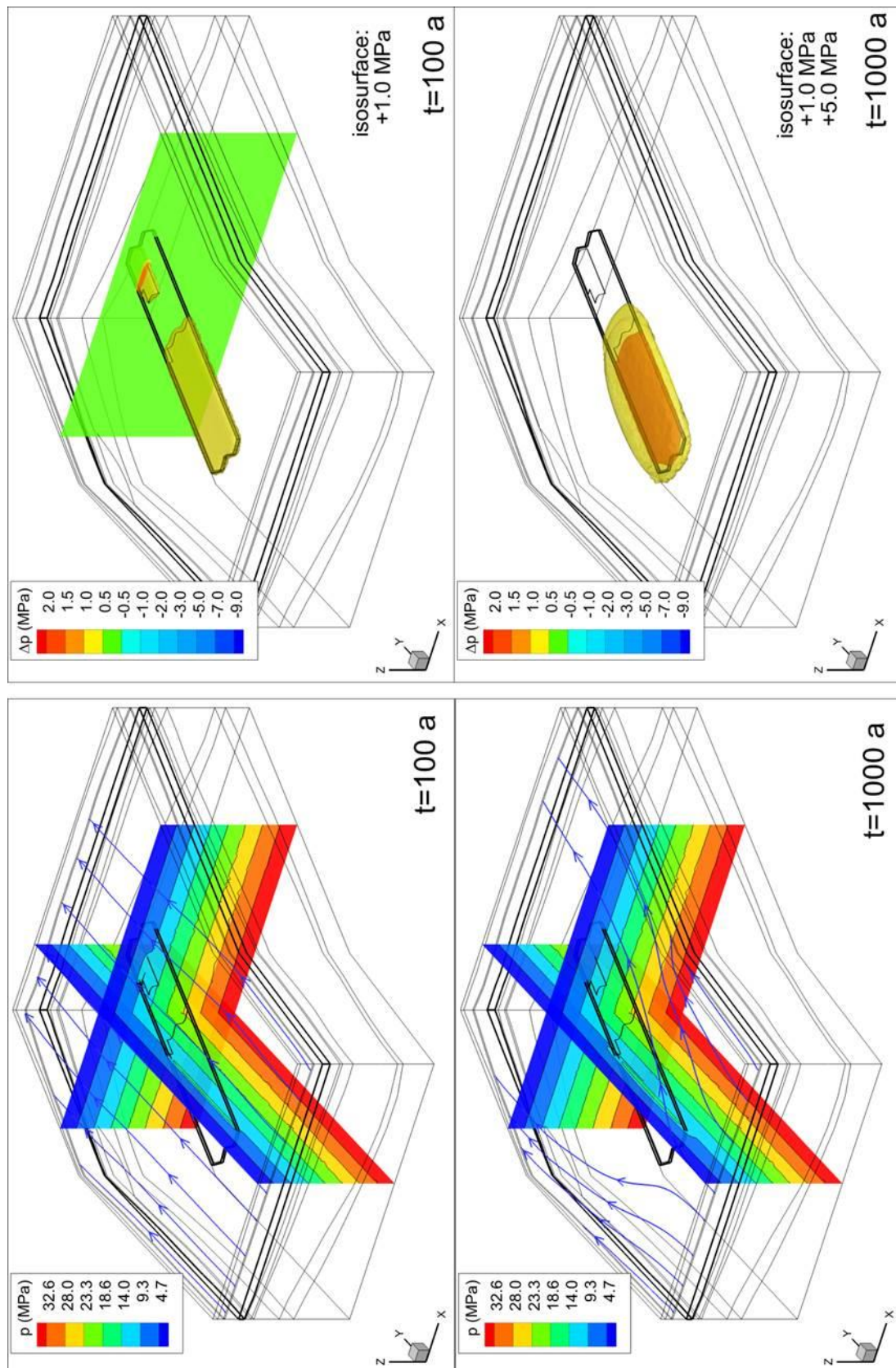


Abb. 2.18: Berechnungsergebnisse Modell A2 (NORD): Porenwasserdruck und Porenwasserdruckänderung im gesamten Modellgebiet nach 100 und 1000 Jahren. Dargestellt sind die Konturen an zwei vertikalen Schnitten sowie ausgewählte Isoflächen im Raum. Die Stromlinien repräsentieren die Strömung im ersten Aquifer über dem Endlager (Hilssandstein).

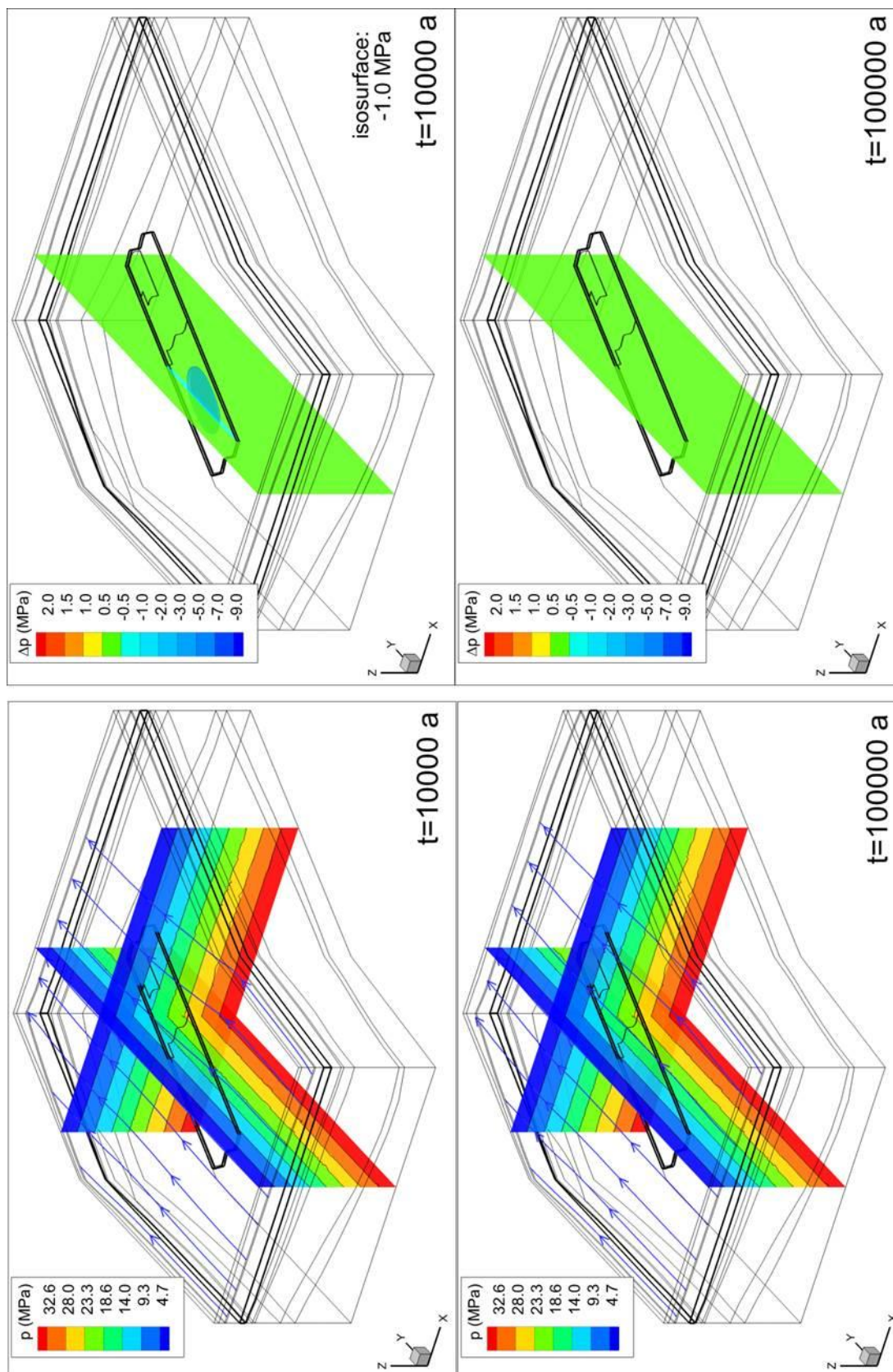


Abb. 2.19: Berechnungsergebnisse Modell A2 (NORD): Porenwasserdruck und Porenwasserdruckänderung im gesamten Modellgebiet nach 10.000 und 100.000 Jahren. Dargestellt sind die Konturen an zwei vertikalen Schnitten sowie ausgewählte Isoflächen im Raum. Die Stromlinien repräsentieren die Strömung im ersten Aquifer über dem Endlager (Hilssandstein).

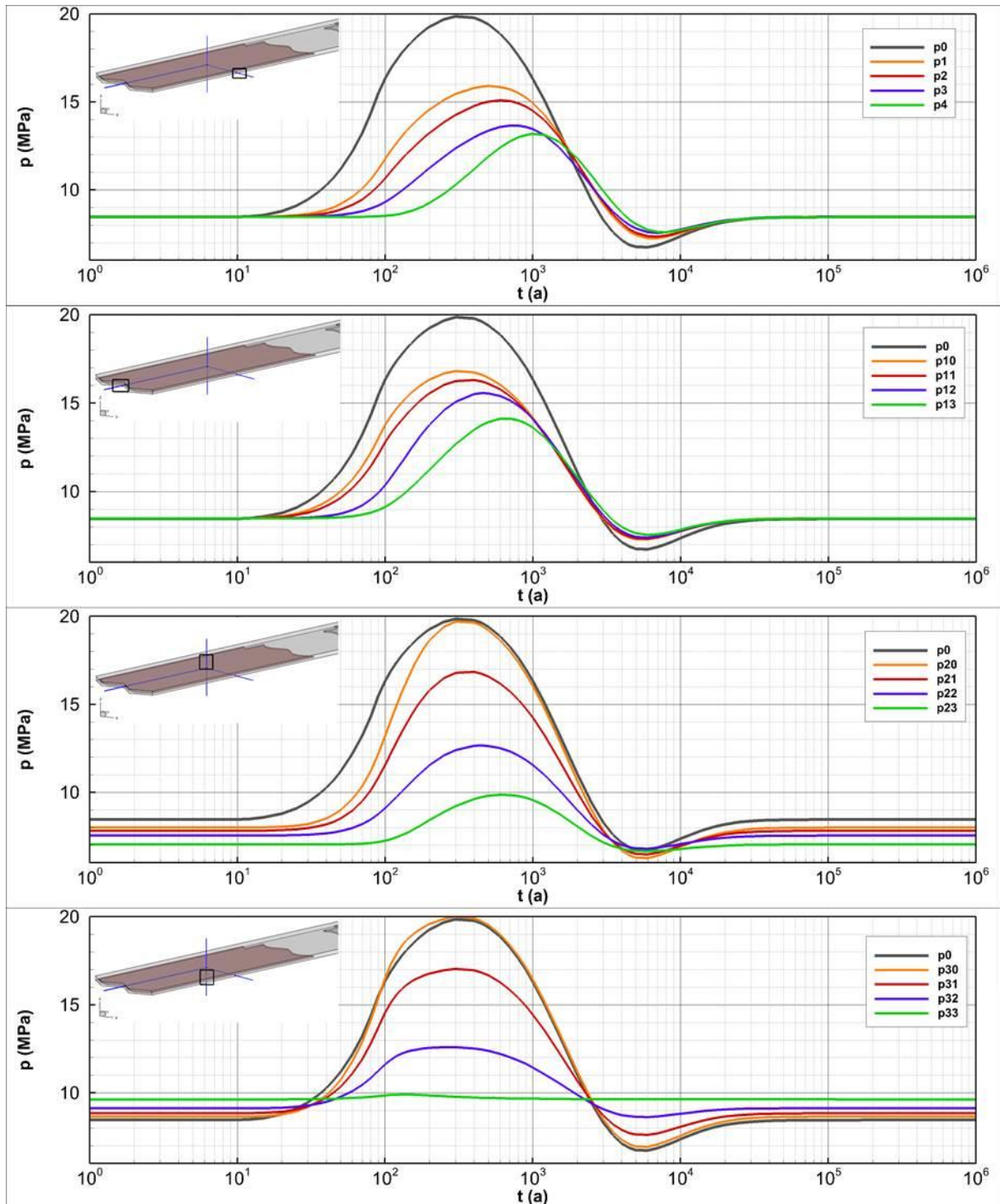


Abb. 2.20: Berechnungsergebnisse Modell A2 (NORD): Entwicklung des Porenwasserdrucks über die Zeit an ausgewählten Punkten: p0: zentral im Einlagerungsbereich; p1, p10, p20, p30 an der Grenze des Grubengebäudes zum Wirtsgestein; p2, p11, p21, p31: 20 m Abstand; p3, p12, p22, p32: 50 m Abstand und p4, p13, p23, p33: 100 m Abstand zum Grubengebäude (vgl. Abb. 2.11).

## Mechanisch

In den Abb. 2.21 und Abb. 2.22 sind die Spannungen, in Form der Spur des effektiven Spannungstensors ( $\text{Spur } \sigma^{\text{eff}} = \sigma_{xx}^{\text{eff}} + \sigma_{yy}^{\text{eff}} + \sigma_{zz}^{\text{eff}}$ ), und die vertikalen Verschiebungen im gesamten Modellgebiet zu verschiedenen Zeiten dargestellt. Die Isoflächen in der Spannungsauswer-

tung zeigen Flächen gleicher Änderung der Spur des effektiven Spannungstensors im Vergleich zum Anfangsspannungszustand.

Es wurde darauf verzichtet, ein Ergebnis nach 1 Mill. Jahren darzustellen, da sich im absoluten effektiven Spannungsprofil zu dem Ergebnis nach 100.000 Jahren kein Unterschied erkennen lassen würde und nach 1 Mill. Jahren keine Verschiebungen mehr berechnet werden.

In der Abb. 2.23 sind die zeitlichen Verläufe der Spannungen an ausgewählten Punkten dargestellt (zur Lage vgl. Abb. 2.11).

Eine Eigenwertanalyse des effektiven Spannungstensors ergibt, dass mit dem Berechnungsmodell A1 im Wirtsgestein nach 100 Jahren die maximale effektive Druckspannung von -20,0 MPa und nach 800 Jahren die minimale Druckspannung von -4,1 MPa erreicht wird. Eine Zugspannung tritt im Wirtsgestein nicht auf. Die maximale Senkung an der Geländeoberfläche wird nach 23 Jahren mit 8,0 cm und die maximale Hebung nach 1200 Jahren mit 11,5 cm erreicht.

Die Abb. 2.24, Abb. 2.25 und Abb. 2.26 zeigen die Spannungen und die vertikalen Verschiebungen des Berechnungsmodells A2, d. h. ohne Berücksichtigung einer Druckabsenkung im Grubengebäude.

Mit dem Berechnungsmodell A2 wird im Wirtsgestein nach 100 Jahren die maximale effektive Druckspannung von -17,0 MPa und nach 300 Jahren die minimale Druckspannung von -3,0 MPa erreicht. Eine Zugspannung tritt im Wirtsgestein nicht auf. Die maximale Hebung an der Geländeoberkante wird nach 800 Jahren mit 20,0 cm erreicht, eine Senkung tritt zu keinem Zeitpunkt auf.

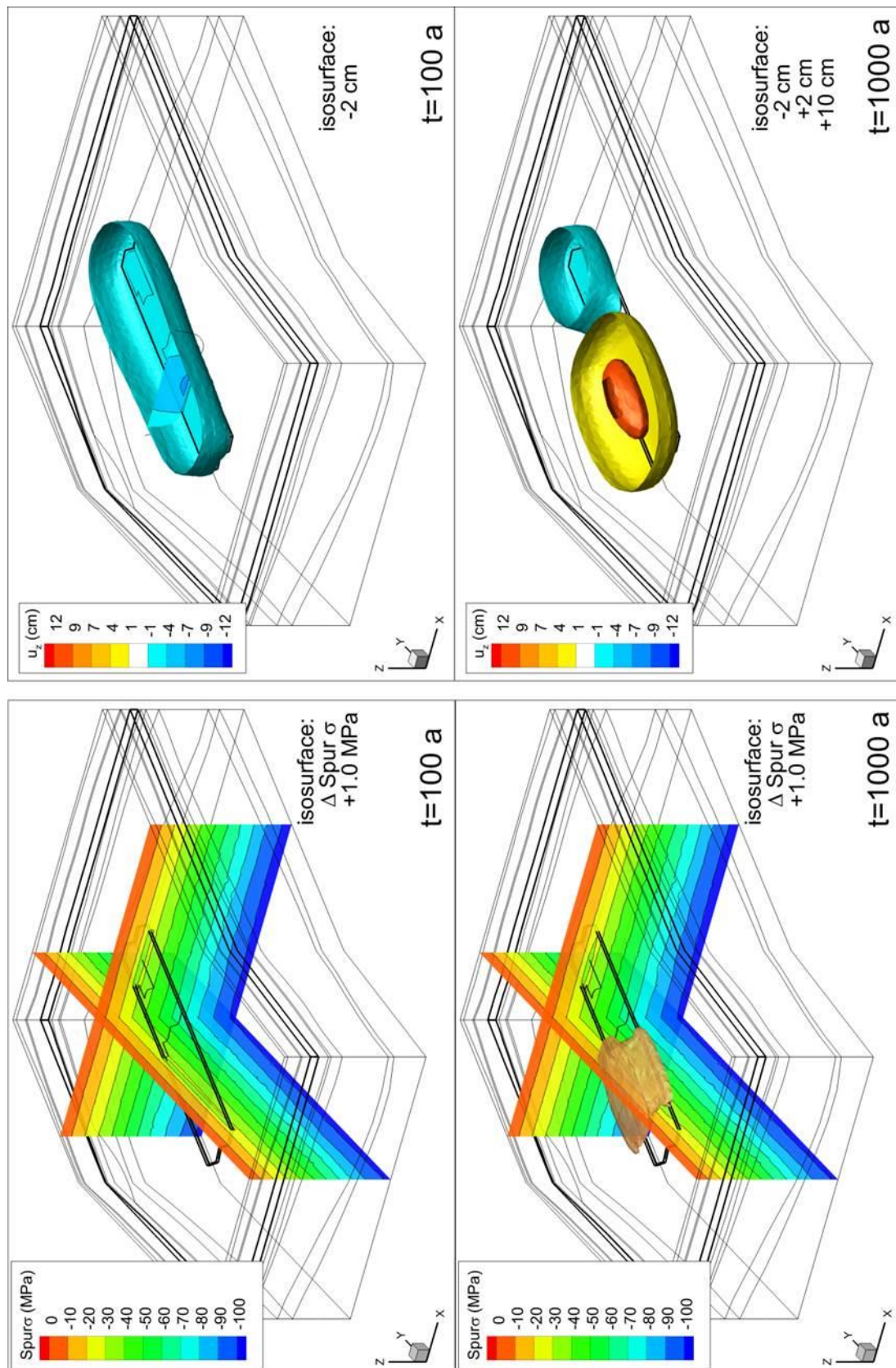


Abb. 2.21: Berechnungsergebnisse Modell A1 (NORD): Spur des effektiven Spannungstensors, Isofläche der Änderung der Spur des effektiven Spannungsvektors um 1 MPa in Richtung Zugbelastung und vertikale Verschiebungen nach 100 und 1000 Jahren

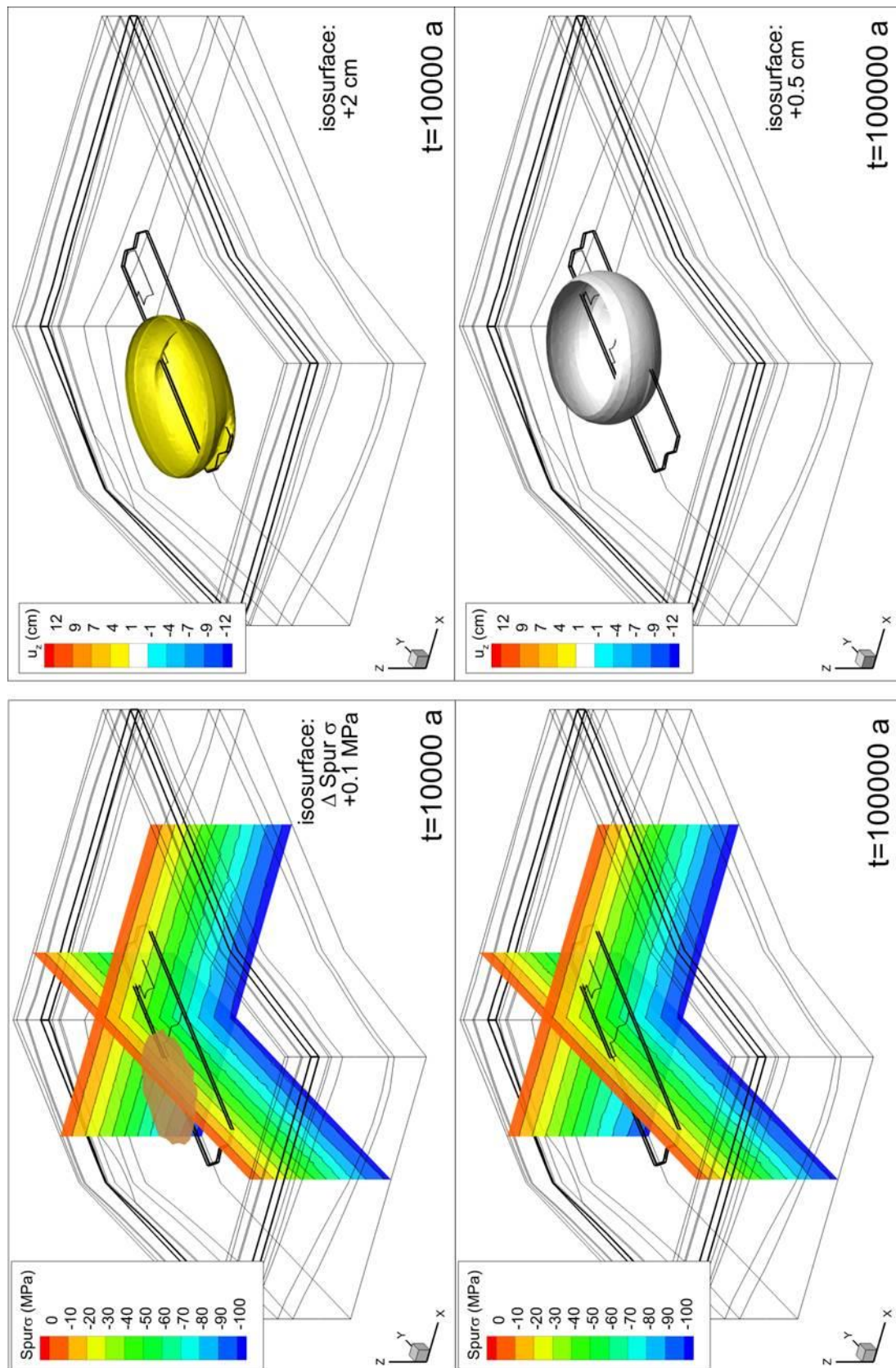


Abb. 2.22: Berechnungsergebnisse Modell A1 (NORD): Spur des effektiven Spannungstensors, Isofläche der Änderung der Spur des effektiven Spannungstensors um 1 MPa in Richtung Zugbelastung und vertikale Verschiebungen nach 10.00 und 100.000 Jahren

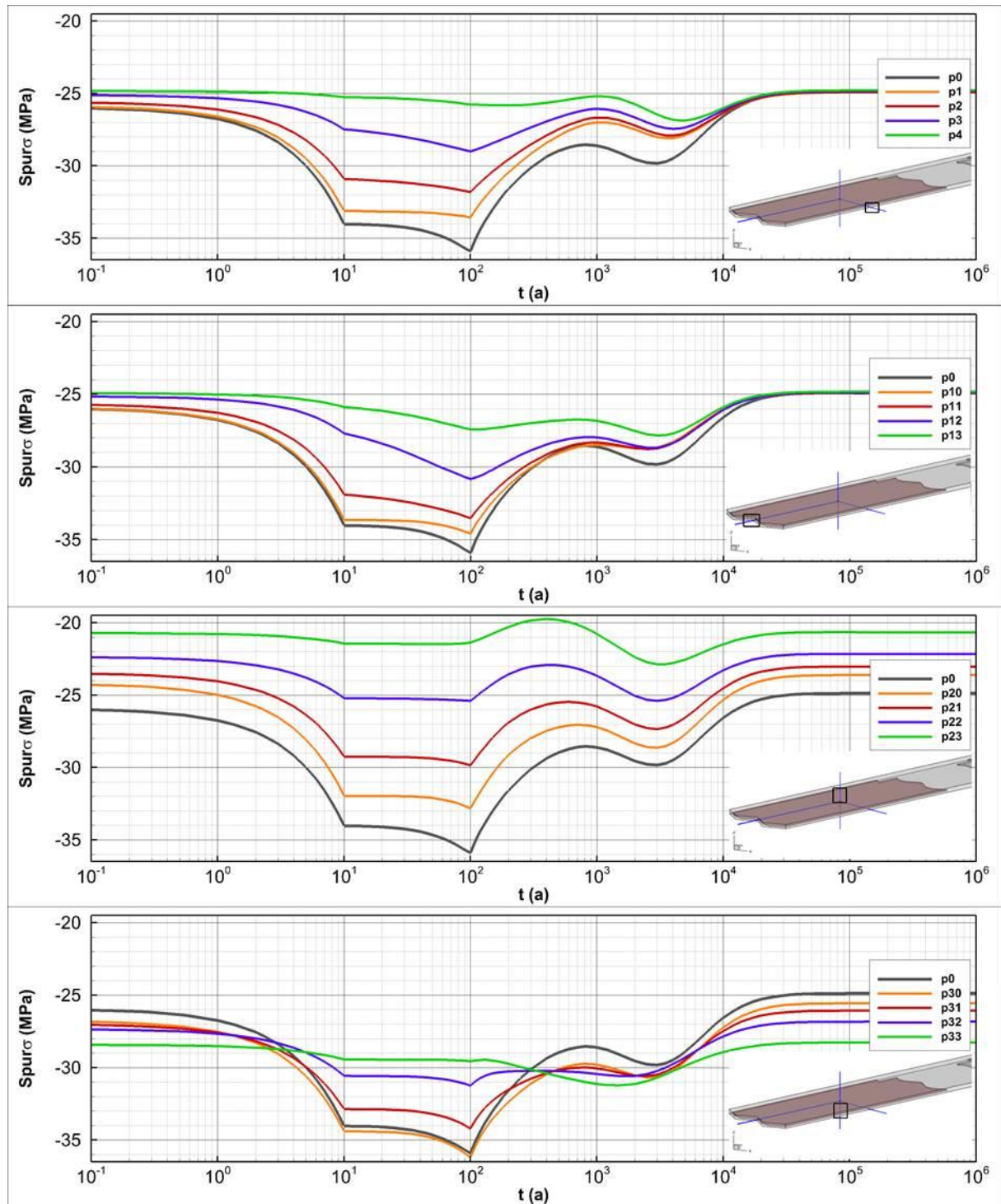


Abb. 2.23: Berechnungsergebnisse Modell A1 (NORD): Entwicklung der Spur des effektiven Spannungstensors über die Zeit an ausgewählten Punkten: p0: zentral im Einlagerungsbereich; p1, p10, p20, p30 an der Grenze des Grubengebäudes zum Wirtsgestein; p2, p11, p21, p31: 20 m Abstand; p3, p12, p22, p32: 50 m Abstand und p4, p13, p23, p33: 100 m Abstand zum Grubengebäude (vgl. Abb. 2.11)

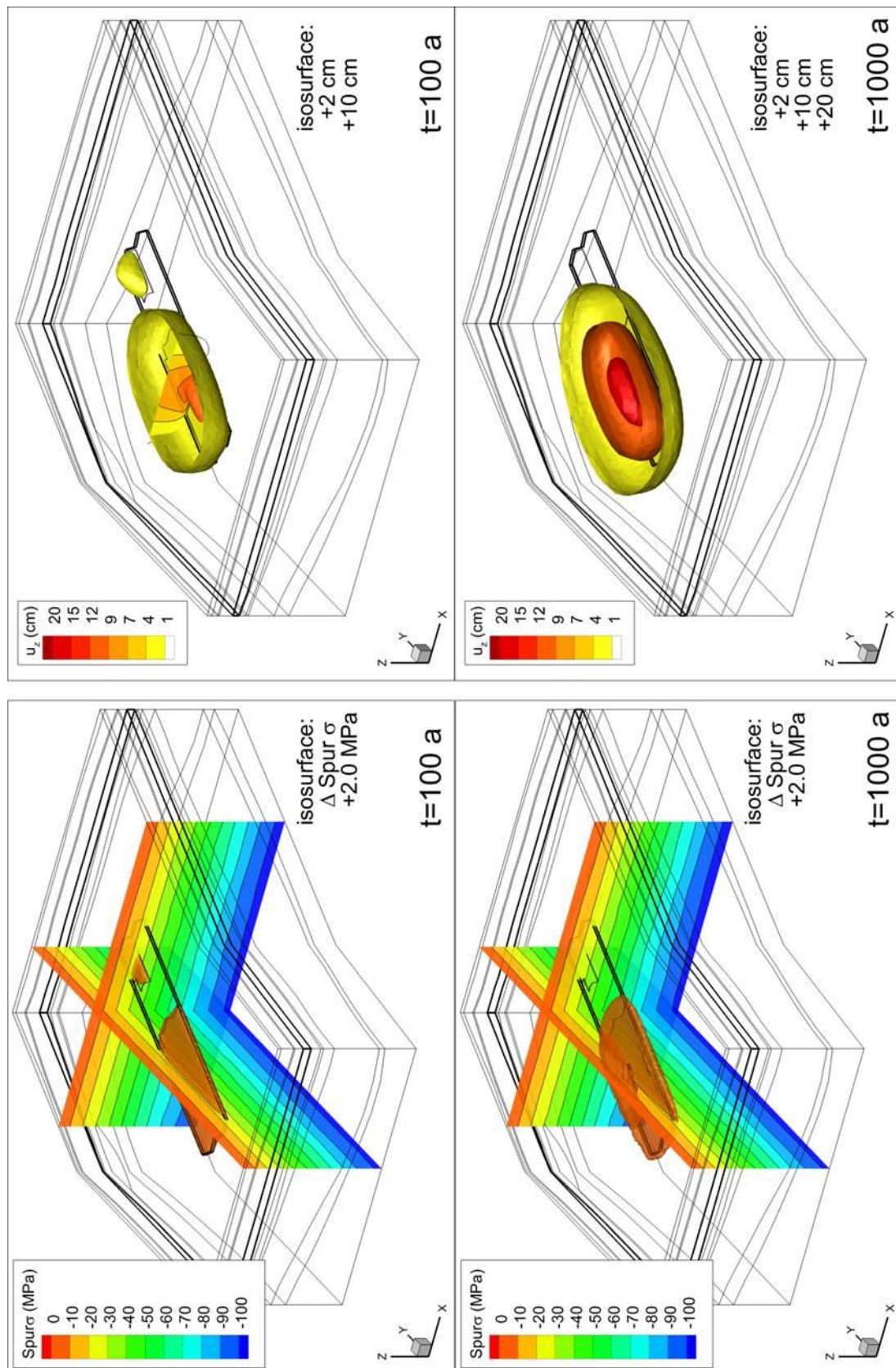


Abb. 2.24: Berechnungsergebnisse Modell A2 (NORD): Spur des effektiven Spannungstensors, Isofläche der Änderung der Spur des effektiven Spannungstensors um 2 MPa in Richtung Zugbelastung und vertikale Verschiebungen nach 100 und 1000 Jahren

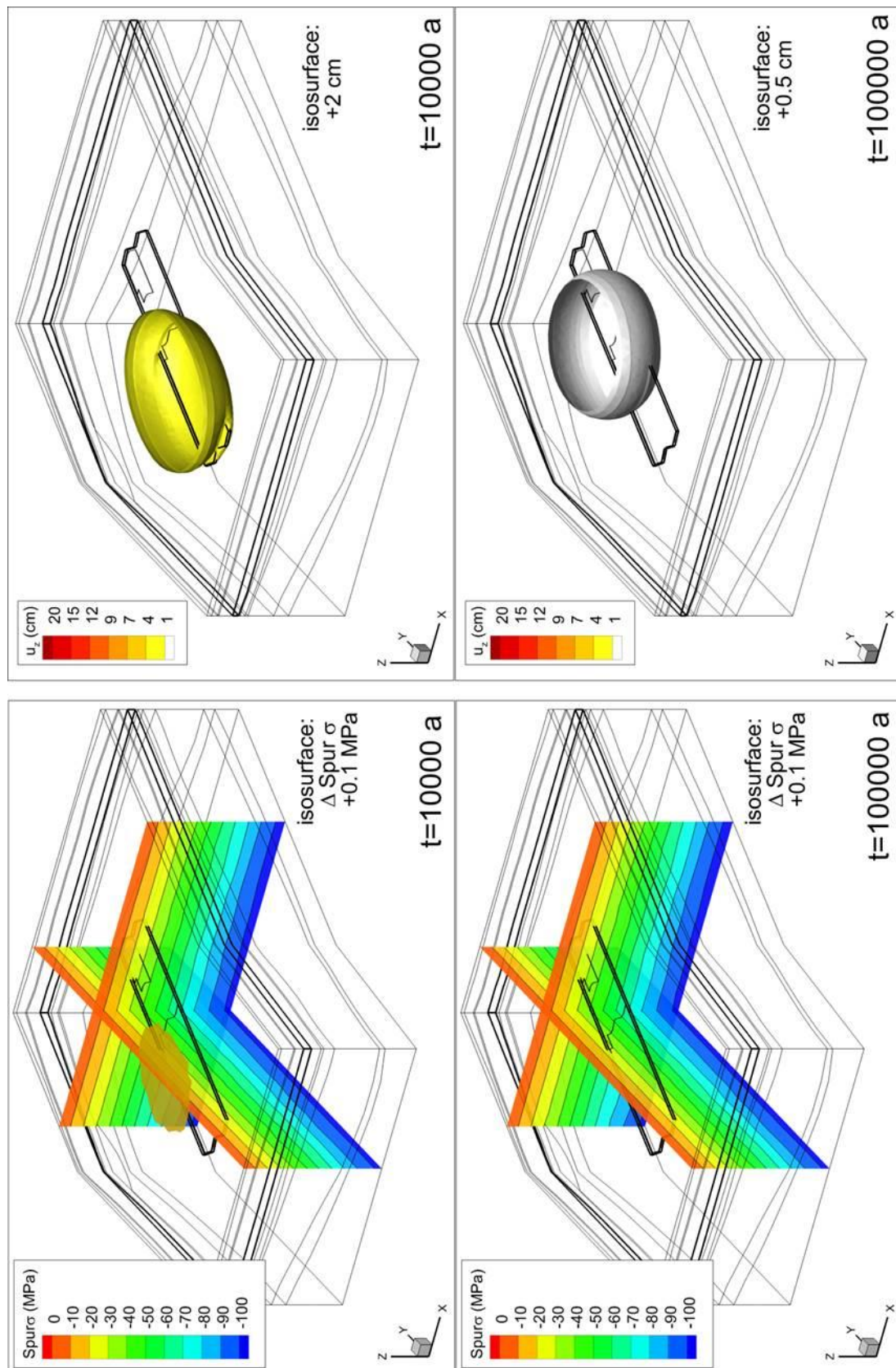


Abb. 2.25: Berechnungsergebnisse Modell A2 (NORD): Spur des effektiven Spannungstensors, Isofläche der Änderung der Spur des effektiven Spannungstensors um 0,1 MPa in Richtung Zugbelastung und vertikale Verschiebungen nach 10.000 und 100.000 Jahren

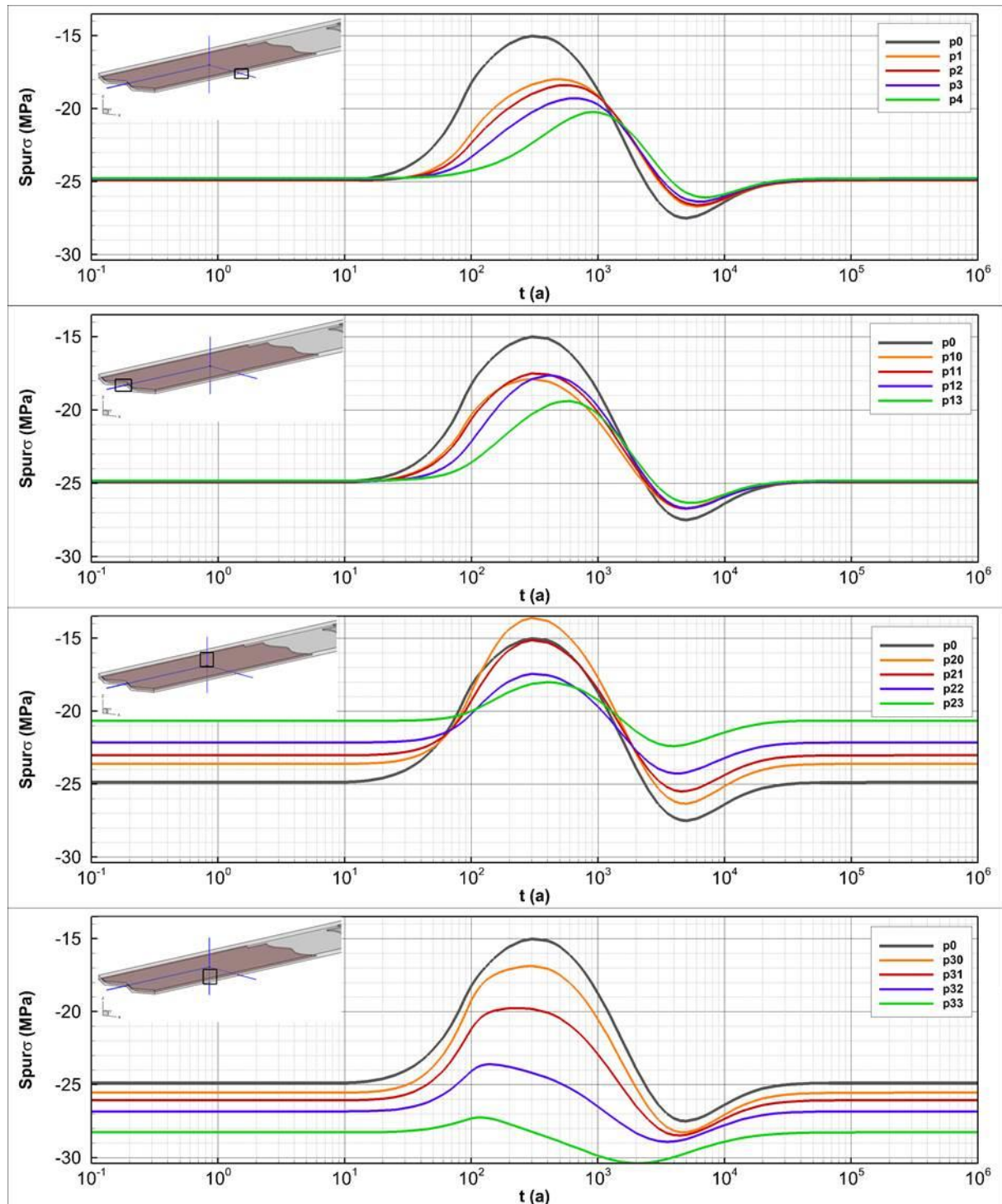


Abb. 2.26: Berechnungsergebnisse Modell A2 (NORD): Entwicklung der Spur des effektiven Spannungstensors über die Zeit an ausgewählten Punkten: p0: zentral im Einlagerungsbereich; p1, p10, p20, p30 an der Grenze des Grubengebäudes zum Wirtsgestein; p2, p11, p21, p31: 20 m Abstand; p3, p12, p22, p32: 50 m Abstand und p4, p13, p23, p33: 100 m Abstand zum Grubengebäude (vgl. Abb. 2.11))

### 2.2.2.8 Auswertung der Integritätskriterien

Die Integritätskriterien werden im Folgenden, wie in Abschnitt 2.1.5 dargestellt, im Wirtsgestein (Materialgruppe 4) ausgewertet. Zur Auswertung des Temperatur-, Fluiddruck- und Dilatanz-Kriteriums wird jeweils eine Variable über Raum und Zeit ausgewertet. So ist ersichtlich, in welchen Zeiträumen und in welchem Raum eine Verletzung eines Kriteriums

vorliegt. Es ist hierbei nicht notwendig, den einschlusswirksamen Gebirgsbereich a priori festzulegen. Wie in Tab. 2.1 dargestellt, können die Berechnungen mit dem Modell A nur erste Abschätzungen zur Integrität geben. Die Auswertung der Kriterien im Modell A erfolgt exemplarisch, um das grundsätzliche Vorgehen zu illustrieren. Auf Grund der groben Diskretisierung im Wirtsgestein können die Gradienten nicht hinreichend genau abgebildet werden und die Aussagen wären daher mit weiteren Modellberechnungen zu hinterlegen, die, wie Modell B und C, eine hinreichend feine Auflösung im Wirtsgestein aufweisen.

Die Auswertung des Advektions-Kriteriums unterscheidet sich grundsätzlich von den anderen Integritätskriterien, da die Auswertung über Zeit und Raum gemittelt durchgeführt werden muss. Hierfür muss also eine Länge des Fließpfades definiert werden. Es wird von einer Mindestlänge von 35 m ausgegangen (vgl. Abschnitt 2.1.5.1).

#### 2.2.2.8.1 Temperatur-Kriterium

Wie in der Abb. 2.27 dargestellt, wird auch zum Zeitpunkt, zu dem die maximale Temperatur im Wirtsgestein auftritt, das Temperatur-Kriterium deutlich eingehalten. Die Auswertung des Kriteriums ist mit dem Berechnungsmodell A unkompliziert zu realisieren.

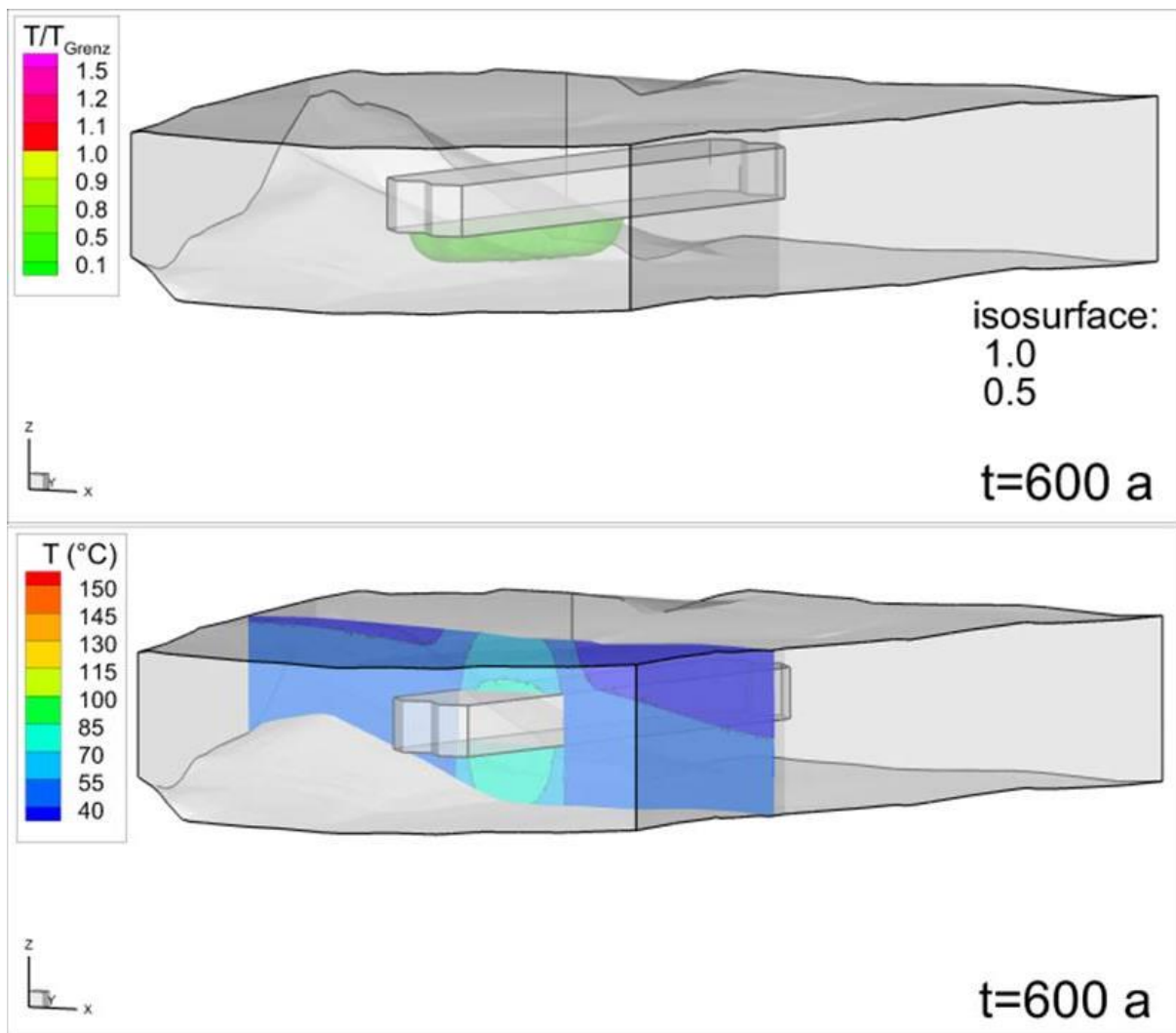


Abb. 2.27: Berechnungsmodell A (NORD): Auswertung des Temperatur-Kriteriums im Wirtsgestein. Die Darstellung ist 10-fach überhöht. Das Kriterium ist erfüllt, wenn  $T/T_{\text{Grenz}} < 1$  ist. Dargestellt ist der Zeitpunkt, an dem die höchste Temperatur im Wirtsgestein berechnet wurde. Das Kriterium ist im Wirtsgestein zu keinem Zeitpunkt verletzt.

### 2.2.2.8.2 Fluidruck-Kriterium

In der Abb. 2.28 und Abb. 2.29 sind die Auswertungen des Fluidruck-Kriteriums zu dem Zeitpunkt dargestellt, zu dem in dem jeweiligen Berechnungsmodell die geringsten Druckspannungen vorliegen. Es handelt sich also um eine direkte Auswertung der dritten Hauptspannung des effektiven Spannungstensors. Das Kriterium wird über den gesamten Betrachtungszeitraum bei beiden Berechnungsmodellen eingehalten. Im Berechnungsmodell A2 liegt die minimale Druckspannung mit -3,0 MPa etwas ungünstiger als im Berechnungsmodell A1 mit -4,1 MPa. Zugspannungen treten in beiden Berechnungsmodellen nicht auf, folglich wird das Fluidruck-Kriterium nicht verletzt.

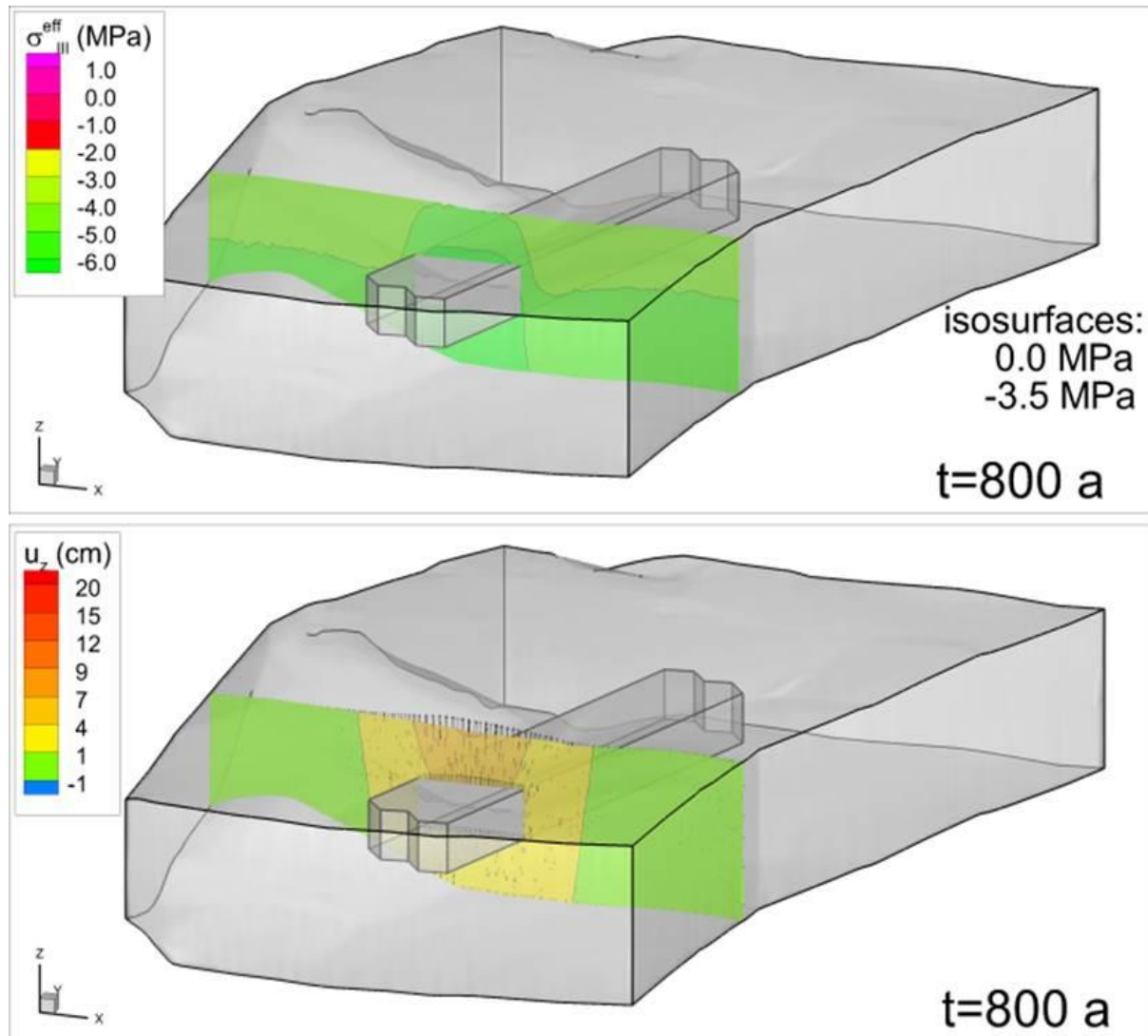


Abb. 2.28: Berechnungsmodell A1 (NORD): Auswertung des Fluidruck-Kriteriums im Wirtsgestein. Die Darstellung ist 10-fach überhöht. Das Kriterium ist erfüllt, wenn  $\sigma_{III}^{eff} < 0$  ist. Dargestellt ist der Zeitpunkt, an dem die geringste Druckspannung (höchster numerischer Wert) im Wirtsgestein berechnet wurde. Das Kriterium ist im Wirtsgestein zu keinem Zeitpunkt verletzt.

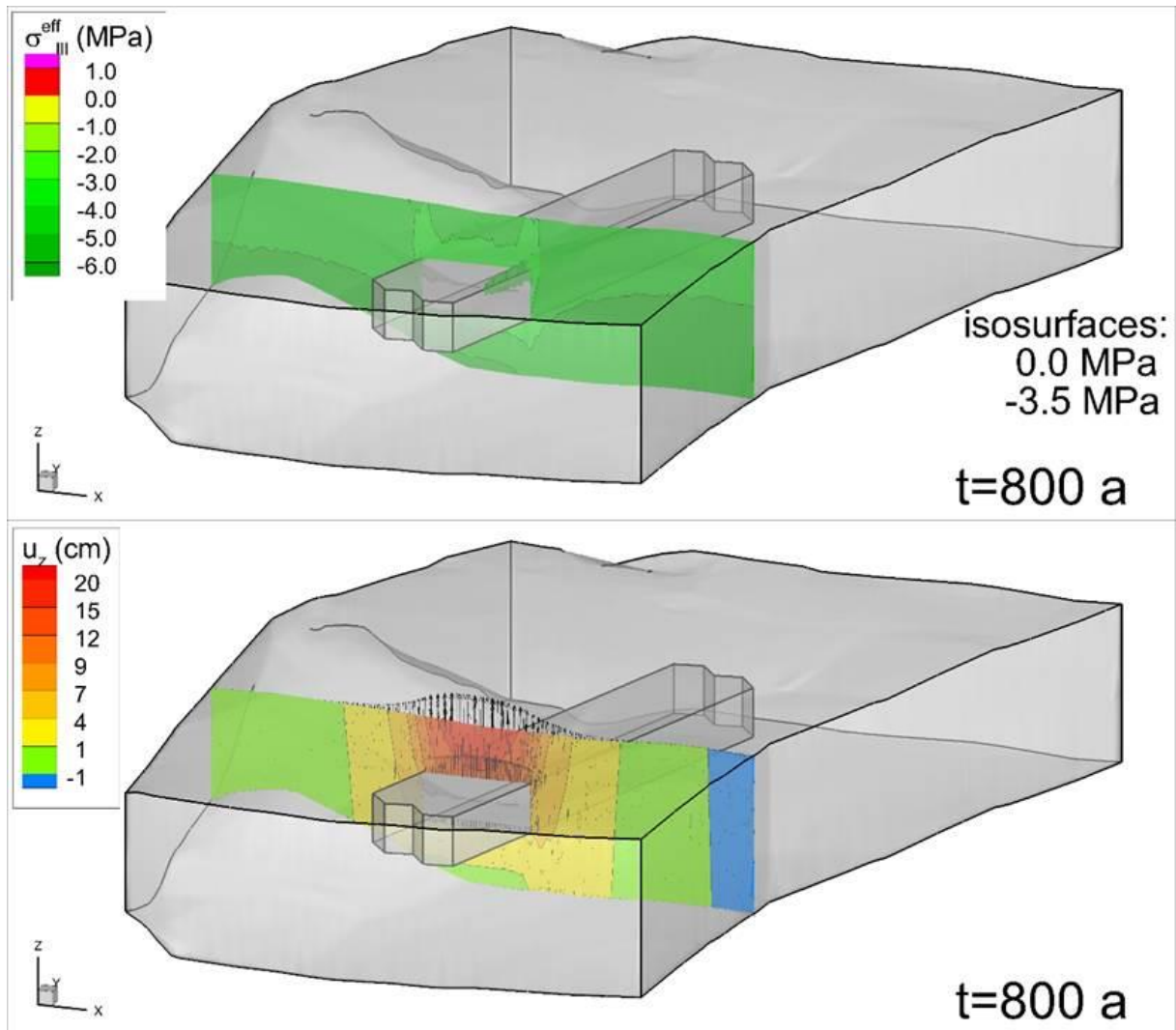


Abb. 2.29: Berechnungsmodell A2 (NORD): Auswertung des Fluidruck-Kriteriums im Wirtsgestein. Die Darstellung ist 10-fach überhöht. Das Kriterium ist erfüllt, wenn  $\sigma_{eff}^{III} < 0$  ist. Dargestellt ist der Zeitpunkt, an dem die geringste Druckspannung (höchster numerischer Wert) im Wirtsgestein berechnet wurde. Das Kriterium ist im Wirtsgestein zu keinem Zeitpunkt verletzt.

### 2.2.2.8.3 Dilatanz-Kriterium

Es wird das Kriterium, wie in Abschnitt 2.1.5.4 dargestellt, ausgewertet. Es muss zu jedem Zeitpunkt im Wirtsgestein gelten:  $r/R < 1$ . Der maximale Wert für das auszuwertende Kriterium ( $r/R$ ) ergibt sich mit dem Berechnungsmodell A1 nach 10 Jahren zu 0,49, mit dem Berechnungsmodell A2 nach 110 Jahren zu 0,44. Für diese Zeitpunkte ist in Abb. 2.30 und Abb. 2.31 das Kriterium dargestellt. Das Dilatanz-Kriterium ist zu keinem Zeitpunkt verletzt.

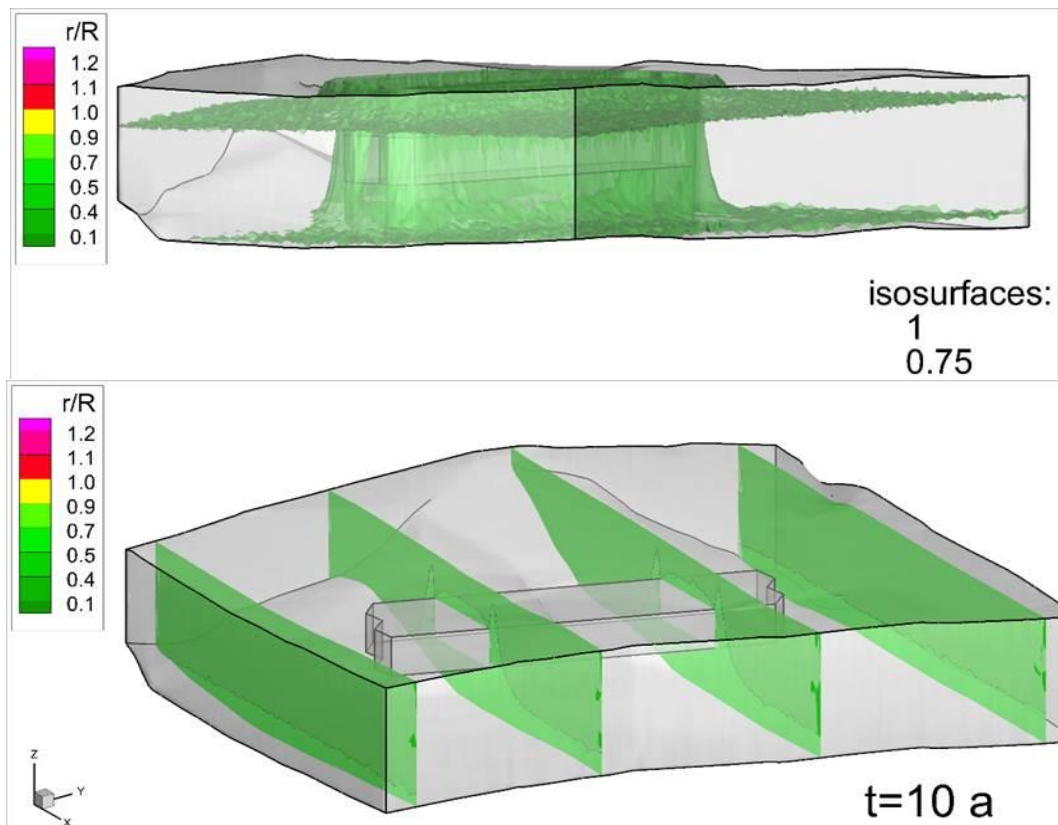


Abb. 2.30: Berechnungsmodell A1 (NORD): Auswertung des Dilatanz-Kriteriums im Wirtsgestein. (Darstellung 10-fach überhöht). Das Kriterium ist erfüllt, wenn  $r/R < 1$  ist. Dargestellt ist der Zeitpunkt, an dem der größte Wert für das Kriterium im Wirtsgestein berechnet wurde. Das Kriterium ist im Wirtsgestein zu keinem Zeitpunkt verletzt.

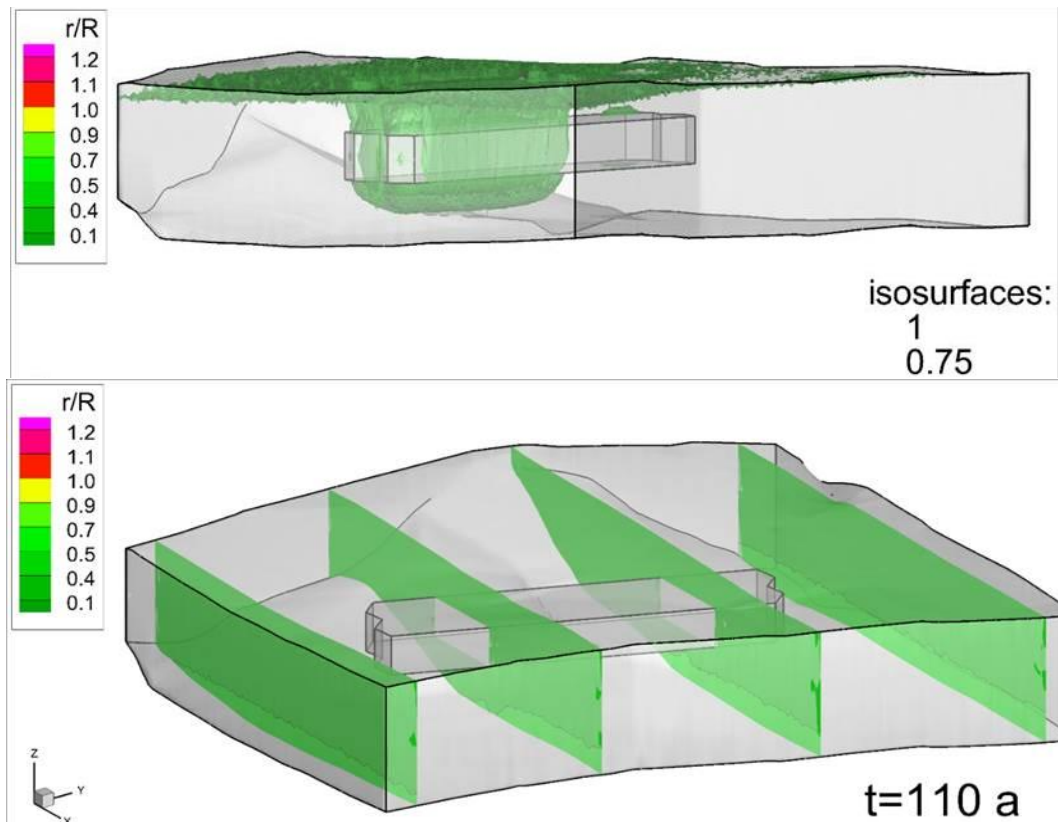


Abb. 2.31: Berechnungsmodell A2 (NORD): Auswertung des Dilatanz-Kriteriums im Wirtsgestein. (Darstellung 10-fach überhöht). Das Kriterium ist erfüllt, wenn  $r/R < 1$  ist. Dargestellt ist der Zeitpunkt, an dem der größte Wert für das Kriterium im Wirtsgestein berechnet wurde. Das Kriterium ist im Wirtsgestein zu keinem Zeitpunkt verletzt.

#### 2.2.2.8.4 Advektions-Kriterium

Für die Auswertung des Advektions-Kriteriums werden Fließpfade im ungestörten Wirtsgestein auf einer Länge von 35 m, ausgehend vom Endlager (inklusive des gestörten Bereichs) untersucht.

Einen Überblick der Entwicklung der Fließgeschwindigkeiten und Richtungen gibt die Abb. 2.33 für den Berechnungsfall A1 und Abb. 2.35 für den Berechnungsfall A2. Im ungestörten Fall, also vor den Auffahrungen und dem Wärmeeintrag und nach etwa 100.000 Jahren, stellt sich ein nach unten gerichtetes Strömungsfeld ein, bei dem geringe Fließgeschwindigkeiten, die unter der Grenzggeschwindigkeit liegen, vorliegen. Es ist ersichtlich, dass die größten Fließgeschwindigkeiten innerhalb der ersten 1000 Jahre auftreten. Im Berechnungsfall A1, in dem eine Druckabsenkung im Grubengebäude berücksichtigt wird, sind alle höheren Fließgeschwindigkeiten zum Endlager hin gerichtet.

Im Berechnungsfall A2, bei dem keine Druckabsenkung im Grubengebäude berücksichtigt ist, stellt sich bis etwa 2000 Jahre ein Strömungsbild ein, das vom Endlager weg gerichtet ist. Nach einer Übergangszeit (etwa 1000 bis 5000 Jahre nach Einlagerungsbeginn), in der die Fließrichtungen variieren, stellt sich eine Strömung mit geringeren Fließgeschwindigkeiten, wiederum vom Endlager weg ein.

Diese erste Auswertung weist darauf hin, dass insbesondere die ersten 5000 Jahre im Berechnungsmodell A2 zur Auswertung des Advektions-Kriteriums wesentlich sind.

Es wird davon ausgegangen, dass die größten Fließgeschwindigkeiten senkrecht zu den Begrenzungsflächen des Einlagerungsfeldes mit der größten Wärmeentwicklung auftreten, da hier die thermischen Gradienten am größten sind und der Einfluss der Ränder am geringsten ist. Zur genaueren quantitativen Betrachtung werden vier repräsentative Strömungspfade betrachtet, die alle senkrecht vom Zentrum des Einlagerungsbereichs RK-BE weg gerichtet sind (vgl. Abb. 2.32).

An jeweils vier Punkten entlang jedes Fließpfades werden die Geschwindigkeiten ausgewertet.

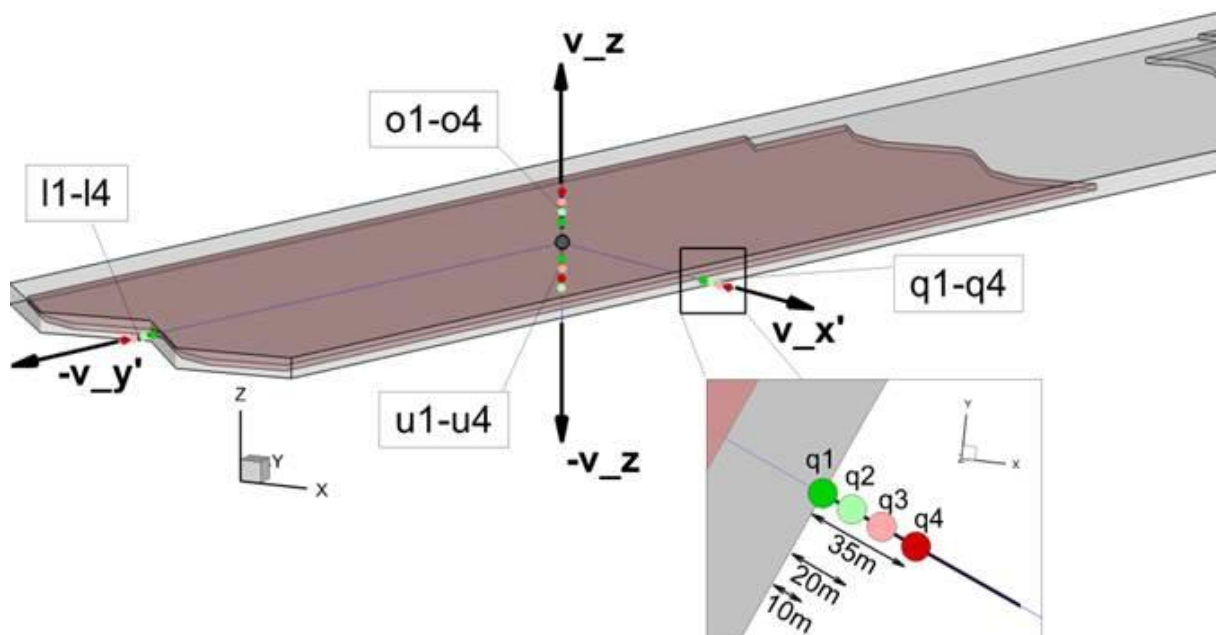


Abb. 2.32: Lage von Auswertepunkten und Fließpfaden zur Auswertung des Advektions-Kriteriums (NORD)

In Abb. 2.34 bzw. Abb. 2.36 sind diese Grundwasserfließgeschwindigkeiten (Darcy-Geschwindigkeiten) dargestellt. Für jeden Fließpfad ist die zeitliche Entwicklung der auf den Fließpfad projizierten Geschwindigkeit mit logarithmischer Zeitskala (links) sowie logarithmischer Geschwindigkeit (rechts) dargestellt. Positive Beträge kennzeichnen hier stets Strömung aus dem Endlager, negative stehen für Fließgeschwindigkeiten in Richtung Endlager. Negative Fließgeschwindigkeiten sind in der logarithmischen Form nicht darstellbar, daher ergeben sich Lücken in den Linien. Wird im gesamten Betrachtungszeitraum entlang eines Fließpfades keine Strömung aus dem Endlager berechnet, bleibt der entsprechende Graph leer. Insgesamt bestätigt sich das Bild, das man aus den ersten Auswertungen erhalten hat: Die höchsten Geschwindigkeiten treten innerhalb der ersten 1000 Jahre auf und sind im Berechnungsfall A1 negativ, also in Richtung Endlager gerichtet und im Berechnungsfall A2 positiv, also vom Endlager weg gerichtet. Die auf der linken Seite dargestellte logarithmische Auswertung der Geschwindigkeit zeigt außerdem, dass entlang der horizontalen Fließpfade ( $v_x'$  und  $-v_y'$ ) und entlang des Fließpfades unter dem Endlager ( $-v_z'$ ) die Strömung nach etwa 10.000 Jahren bis zum Ende des Betrachtungszeitraums zum Endlager hin gerichtet ist. Die Geschwindigkeiten liegen hier unter der Grenzgeschwindigkeit aber in einigen Fällen in der gleichen Größenordnung.

Zur quantitativen Auswertung des Advektions-Kriteriums werden die Fließgeschwindigkeiten an den Fließpfaden über den Betrachtungszeitraum von 1 Mill. Jahre zeitlich arithmetisch gemittelt. Eine räumliche Mittelung wird nicht durchgeführt, sondern stets die höchste Geschwindigkeit entlang eines Fließpfades verwendet. In Zeiträumen, in denen eine Strömung in Richtung Endlager berechnet wurde, wird bei der Mittelwertbildung  $v = 0,0$  m/a angesetzt. Die so berechnete Durchschnittsgeschwindigkeit wird mit der Grenzgeschwindigkeit (vgl. Abschnitt 2.1.5.2) ins Verhältnis gesetzt. Ist dieser Quotient kleiner als 1,0, ist das Advektions-Kriterium erfüllt. Die größeren Quotienten ergeben sich im Berechnungsmodell A1 und hier entlang des Strömungspfad, der senkrecht vom Endlager nach unten gerichtet ist ( $-v_z$ ). Die Druckabsenkung im Grubengebäude wirkt offensichtlich der thermisch induzierten Strömung entgegen. Entlang des Strömungspfad  $-v_z$  addieren sich die thermisch induzierte und die ungestörte Strömung, sodass hier höhere Werte berechnet wurden. An keinem Strömungspfad wurde das Advektions-Kriterium verletzt.

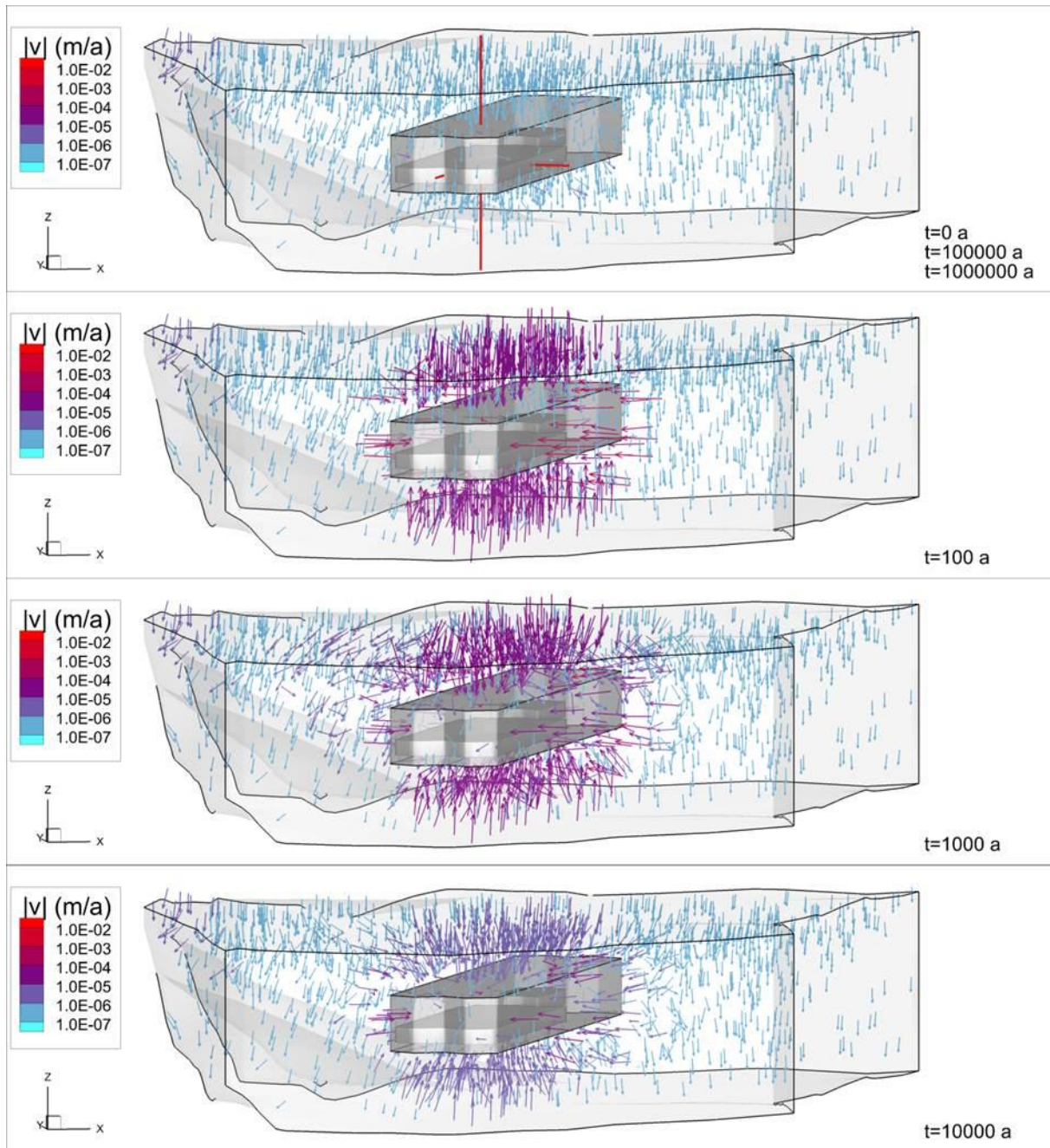


Abb. 2.33: Berechnungsmodell A1 (NORD): Grundwasserströmungsfeld im Wirtsgestein. Die Darstellung ist 10-fach überhöht. Dargestellt sind die Vektoren der Grundwasserfließgeschwindigkeiten (Darcy-Geschwindigkeiten) im Wirtsgestein zu verschiedenen Zeiten. Die Farbe repräsentiert den Betrag der Fließgeschwindigkeit.

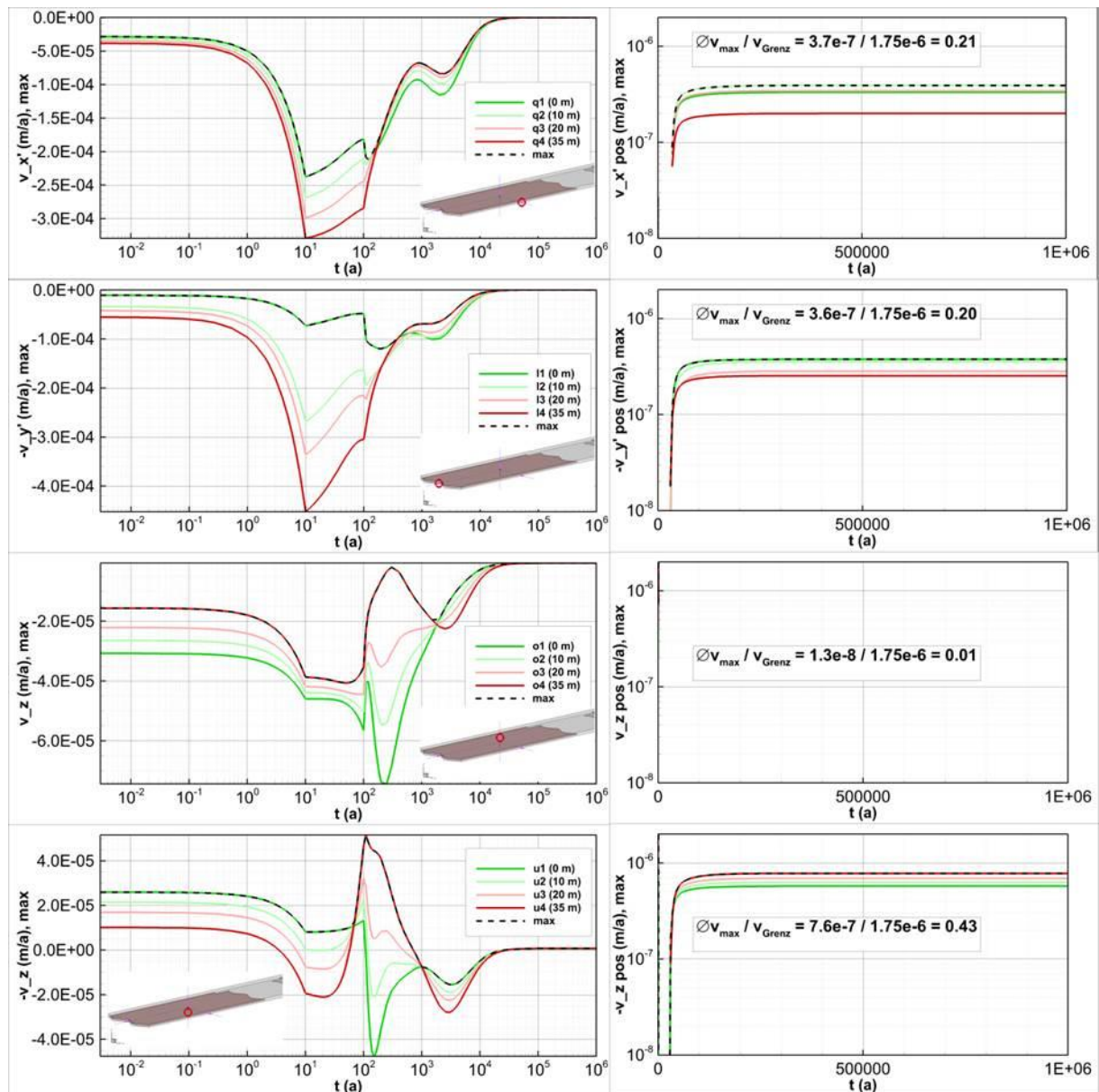


Abb. 2.34: Berechnungsmodell A1 (NORD): Auswertung des Advektions-Kriteriums entlang der vier repräsentativen Fließpfade  $v_{x'}$ ,  $-v_{y'}$ ,  $v_z$  und  $-v_z$  (vgl. Abb. 2.32). Links ist die Zeit und rechts die Fließgeschwindigkeit logarithmisch dargestellt. Ausgewertet wurde der arithmetische zeitliche Mittelwert der vom Endlager weg gerichteten maximalen Geschwindigkeiten entlang der vier Fließpfade innerhalb des Nachweisraums. Ist der Quotient größer 1,0, ist das Advektions-Kriterium verletzt.

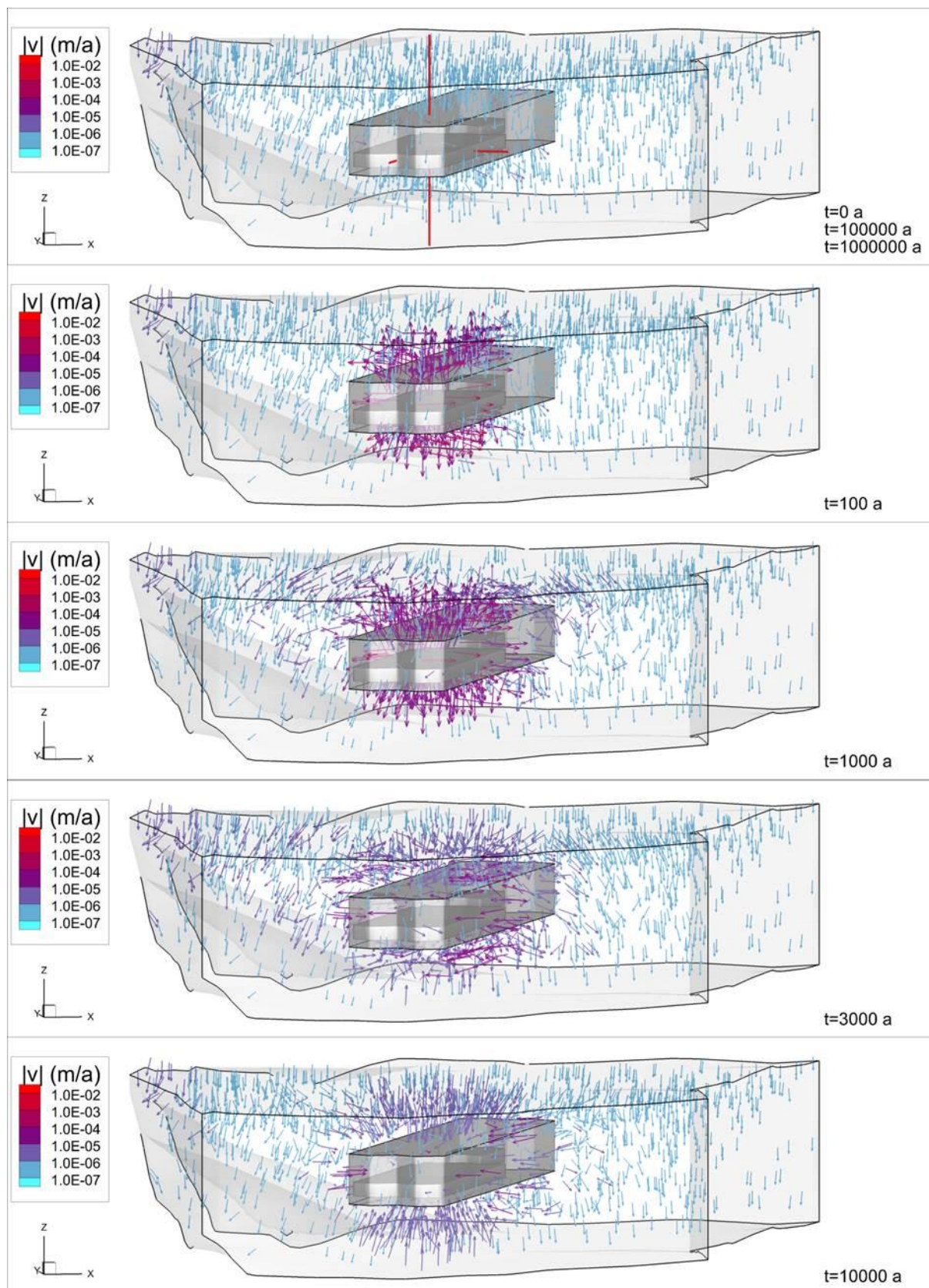


Abb. 2.35: Berechnungsmodell A2 (NORD): Grundwasserströmungsfeld im Wirtsgestein. Die Darstellung ist 10-fach überhöht. Dargestellt sind die Vektoren der Grundwasserfließgeschwindigkeiten (Darcy-Geschwindigkeiten) im Wirtsgestein zu verschiedenen Zeiten. Die Farbe repräsentiert den Betrag der Fließgeschwindigkeit.

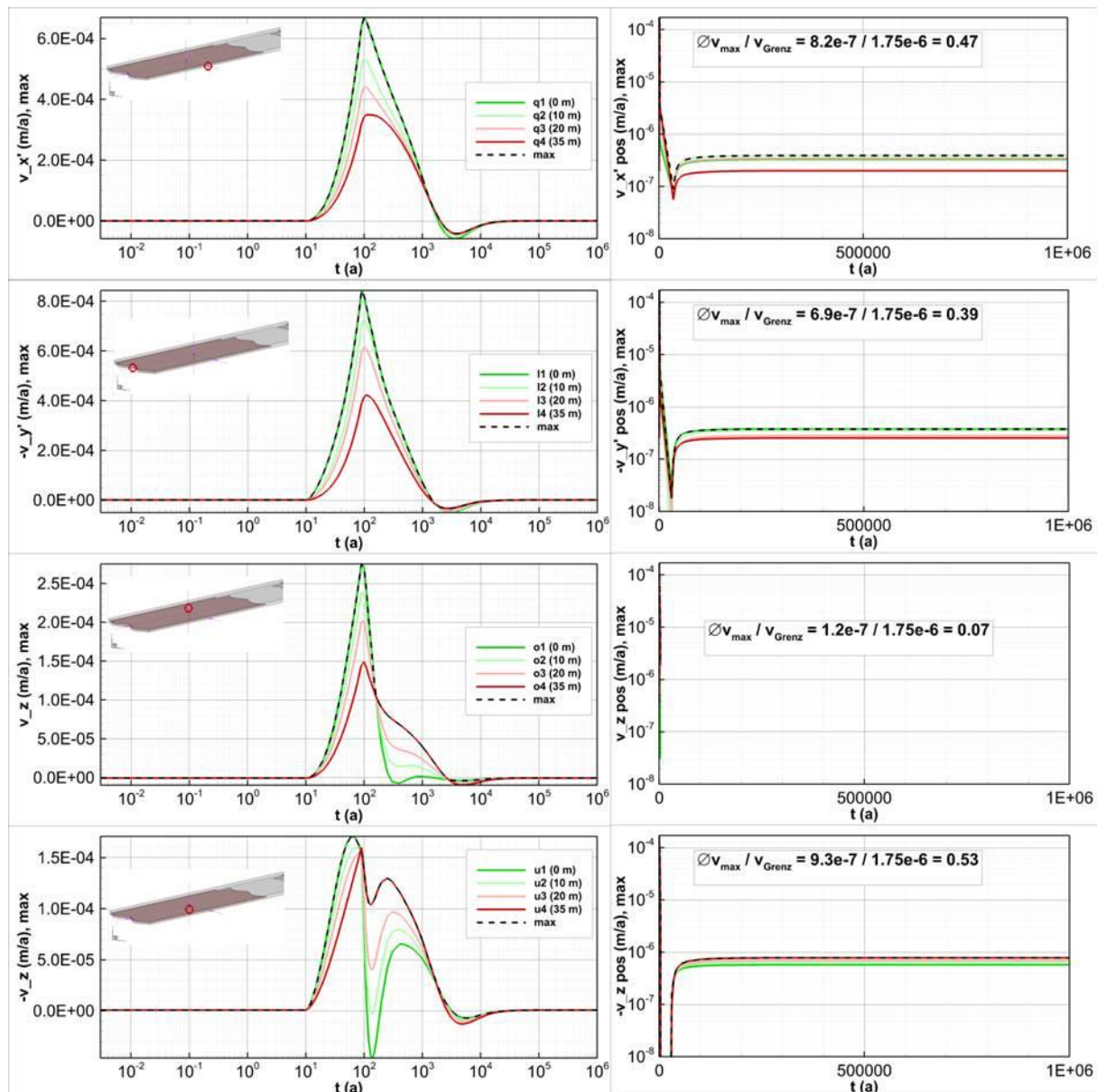


Abb. 2.36: Berechnungsmodell A2 (NORD): Auswertung des Advektions-Kriteriums entlang der vier repräsentativen Fließpfade v<sub>x'</sub>, -v<sub>y'</sub>, v<sub>z</sub> und -v<sub>z</sub> (vgl. Abb. 2.32). Links ist die Zeit und rechts die Fließgeschwindigkeit logarithmisch dargestellt. Ausgewertet wurde der arithmetische zeitliche Mittelwert der vom Endlager weg gerichteten maximalen Geschwindigkeiten entlang der vier Fließpfade innerhalb des Nachweisraums. Ist der Quotient größer 1,0, ist das Advektions-Kriterium verletzt.

#### 2.2.2.8.5 Zusammenfassende Auswertung der Integritätskriterien (Modell A, NORD)

Die exemplarischen Berechnungen weisen keine Verletzung der Integrität der geologischen Barriere nach. Ein ewG, der einen Bereich einschließt, der unmittelbar an der gestörten Zone anschließt und diese mit einer Mächtigkeit von 35 m vollkommen umschließt, wäre nach diesen abschätzenden Berechnungen für die Integrität der geologischen Barriere ausreichend. Allerdings sind die Ergebnisse aus Modell A nur bedingt verwertbar, da die Diskretisierung zu grob für gesicherte Aussagen ist und Prozesse, wie Gasbildung, nicht berücksichtigt wurden.

### 2.2.3 Berechnungsmodell B: 2D-Gesamtmodell, SÜD

Das zu Grunde liegende Konzept für das Berechnungsmodell B ist in Abschnitt 2.1.3, weitere Grundlagen im Abschnitt 2.2.1 dargelegt. In den folgenden Abschnitten ist der Aufbau des Modells am Beispiel des Endlagerstandortmodells SÜD im Detail dargestellt. Die Berechnungsergebnisse werden abgebildet und die Integritätskriterien ausgewertet.

#### 2.2.3.1 Mathematisch-physikalisches Modell (Modell B, SÜD)

Das verwendete mathematisch-physikalische Modell basiert auf der nicht-isothermen dreidimensionalen Grundwasserströmungsgleichung für teilgesättigte poröse Medien, linear-elastischer Deformation und Wärmetransport. Es wird der Richards-Ansatz (Richards 1931) verwendet, bei dem zwar eine Entsättigung berechnet werden kann aber kein Gasdruck berücksichtigt wird. Die Kapillarspannung  $p_c$  ergibt sich direkt aus dem Porenwasserdruck  $p$ , unter der Annahme, dass der Gasdruck  $p_g = 0,0$  ist:

$$p_c = p_g - p \approx -p \quad (2.24)$$

Die zugrunde liegenden mathematischen Gleichungen sind denen, die im Absatz 2.2.2.1 dargestellt sind, sehr ähnlich, allerdings werden nun die Wassersättigung  $S_w$  und die thermisch induzierte Wasserdampfdiffusion berücksichtigt. Im Folgenden werden nur abweichende Formeln aufgeführt. Erläuterungen zu den verwendeten Formelzeichen finden sich auch im Absatz 2.2.2.1.

Der Wärmetransport wird über die Wärmetransportgleichung beschrieben:

$$\left( (1-n)\rho_s c_{ps} + S_w n \rho_w c_{pl} \right) \frac{\partial T}{\partial t} - \nabla \cdot \left( ((1-n)\lambda_s + S_w n \lambda_w) \mathbf{1} \nabla T \right) + c_{pw} \mathbf{q} \cdot \nabla T + Q_T = 0 \quad (2.25)$$

mit dem modifizierten Darcy-Fluss

$$\mathbf{q} = n S_w \rho_l \frac{k_{rel} \mathbf{k}}{\mu} (-\nabla p + \rho_w \mathbf{g}) \quad (2.26)$$

mit der relativen Permeabilität  $k_{rel}$  (siehe Abb. 2.41, S. 66).

Der thermisch induzierte Wasserdampf-Fluss wird über das molekulare Diffusionsmodell nach Philip & de Vries (1957) berücksichtigt:

$$\mathbf{q}_v = -D_{pv} \nabla p - D_{Tv} \nabla T \quad (2.27)$$

mit den zwei Diffusions-Koeffizienten für Druck  $D_{pv}$  und Temperatur  $D_{Tv}$ :

$$D_{pv} = \frac{D_v \rho_v}{\rho_w R T} \quad \text{und} \quad D_{Tv} = D_v \left( h_{rel} \frac{\partial \rho_{vs}}{\partial T} - \frac{\rho_v p}{\rho_w R T^2} \right) \quad (2.28)$$

wobei der Dampf-Diffusions-Koeffizient definiert ist als:

$$D_v = \tau \cdot (1 - S_w) \cdot n \cdot 2.16 \cdot 10^{-5} \cdot (T / 273.15)^{1.8} \quad (2.29)$$

mit der Dichte des Wasserdampfs  $\rho_v = h_{\text{rel}} \rho_{vS}$ , der spezifischen Gaskonstanten  $R$  ( $=461,5 \text{ J/kg/K}$ ), der gesättigten Wasserdampf-Dichte  $\rho_{vS} = 10^{-3} e^{19,81-4976/T}$ , der relativen Feuchtigkeit  $h_{\text{rel}} = e^{p/(\rho_w RT)}$  und der Tortuosität  $\tau$ .

Der Ansatz der effektiven Spannungen wird um den Bishop-Koeffizienten  $\chi$  erweitert:

$$\sigma^{\text{tot}} = \sigma^{\text{eff}} - 1\alpha\chi p \quad (2.30)$$

Hier wird im teilgesättigten Fall eine Kopplung über diesen Ansatz vernachlässigt:

$$\chi = \begin{cases} 0, & \text{wenn } S_w < 1 \\ 1, & \text{sonst} \end{cases} \quad (2.31)$$

Die Volumenbilanz des Wassers in dem Porenraum des deformierbaren Mediums ist:

$$\begin{aligned} & n \left[ \underbrace{\frac{\rho_w - \rho_v}{\rho_w} \frac{\partial S_w}{\partial p} + (1 - S_w) \frac{\rho_v}{\rho_w^2 RT}}_{\text{Speicherterm}} \right] \frac{\partial S_w}{\partial t} + \left( \frac{n}{K_w} + \frac{\alpha - n}{K_s} \right) \frac{\partial p}{\partial t} + \underbrace{\nabla \cdot (\mathbf{q} + \mathbf{q}_v)}_{\text{Flussterm}} / \rho_w \\ & + \underbrace{S_w \alpha \nabla \cdot \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t}}_{\text{Deformation}} + n \underbrace{\frac{1 - S_w}{\rho_w} \left( h_{\text{rel}} \frac{\partial \rho_{vS}}{\partial T} + \frac{\rho_v p}{RT^2} \right)}_{\text{Dampfdiffusion}} \frac{\partial T}{\partial t} - \underbrace{(n S_w \beta_w + (\alpha - n) 3 \beta_s)}_{\text{Thermische Expansion}} \frac{\partial T}{\partial t} = 0 \end{aligned} \quad (2.32)$$

Die Ableitung der Sättigung nach der Zeit wird mit dem VanGenuchten-Modell approximiert (siehe Abschnitt 2.2.3.3).

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass das THM-Problem über drei primäre Variablen definiert wird. Diese werden auf den Knoten des FEM-Berechnungsnetzes berechnet. Des Weiteren werden abgeleitete Größen berechnet, die auf die Elemente bezogen sind, wie in der Tab. 2.10 dargestellt.

Tab. 2.10: Prozesse und Variablen (Modell B, SÜD)

| Prozess  | primäre Variable                  | abgeleitete Größen                                                                |
|----------|-----------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| <b>T</b> | Temperatur, $T$                   | Wärmemenge                                                                        |
| <b>H</b> | Porenwasserdruck, $p$             | Kapillarspannung, Wassersättigung, Vektor der Fließgeschwindigkeit, Wasservolumen |
| <b>M</b> | Verschiebungsvektor, $\mathbf{u}$ | Spannungstensor, Verzerrungstensor                                                |

### 2.2.3.2 Lage und Geometrie des Grubengebäudes (SÜD)

Im Berechnungsmodell B (SÜD) soll unter anderem der im Streckennahbereich stattfindende Entsättigungs- und Wiederaufsättigungsprozess abgebildet werden, sodass die zum Grubengebäude gehörenden Strecken im Modell diskret berücksichtigt werden müssen. Die Angaben zur Geometrie des Grubengebäudes sowie des Tunnelquerschnitts sind Jobmann & Lommerzheim (2015) zu entnehmen und bilden die Basis für die folgenden Überlegungen.

Die Abmessungen des Grubengebäudes ergeben sich zu einer Länge von ca. 8000 m, einer Breite von ca. 1250 m und einer Höhe von ca. 5 m. Unter Annahme einer 20 m ausgedehnten gestörten Zone sowohl ober- als auch unterhalb des Grubenbereiches sowie einer

Mindestausdehnung von 35 m (vgl. Abschnitt 2.1.5) ergibt sich daraus eine erforderliche Mächtigkeit des Einlagerungsbereiches von ca. 115 m.

Die Positionierung des Grubengebäudes im geologischen Modell basiert auf der Beschreibung des geologischen Standortmodells nach Reinhold et al. (2016). Abb. 2.37 zeigt das 3-dimensionale geologische Standortmodell mit dem Wirtsgestein (jm1) im Jura. Die Abb. 2.38 verdeutlicht die Mächtigkeit und die Isobathen der Basisfläche des Wirtsgesteins sowie die gewählte Positionierung des Grubengebäudes. Die Positionierung wurde dabei so durchgeführt, dass eine möglichst große Mächtigkeit in Kombination mit einer geringen Neigung der Einlagerungsschicht im Bereich des Grubengebäudes gegeben ist. Die Längsachse des Grubengebäudes ist demnach in Richtung Nordost ausgerichtet.

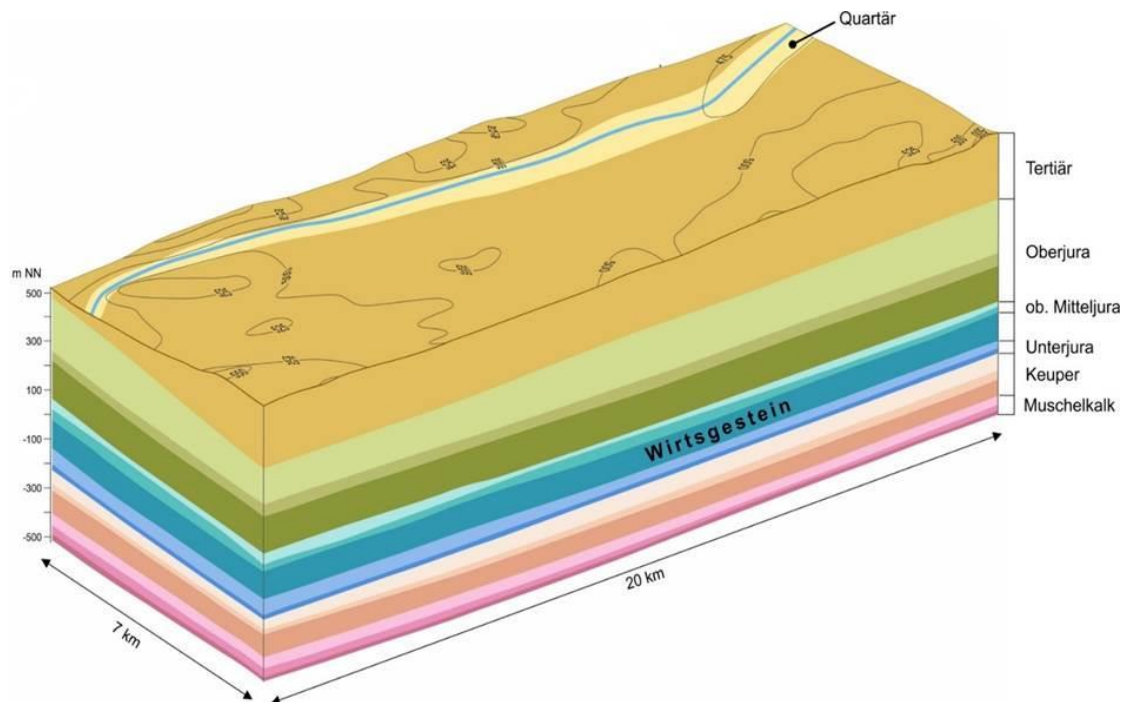


Abb. 2.37: 3-dimensionales geologisches Standortmodell SÜD nach Reinhold et al. (2016)

Die Untersuchungen des Berechnungsmodells B werden an einem Vertikalschnitt durch die Querachse des Grubengebäudes durchgeführt. Der Verlauf dieses Schnittes im 3-dimensionalen Modell ist in Abb. 2.38 in Form der gestrichelten Linie dargestellt.

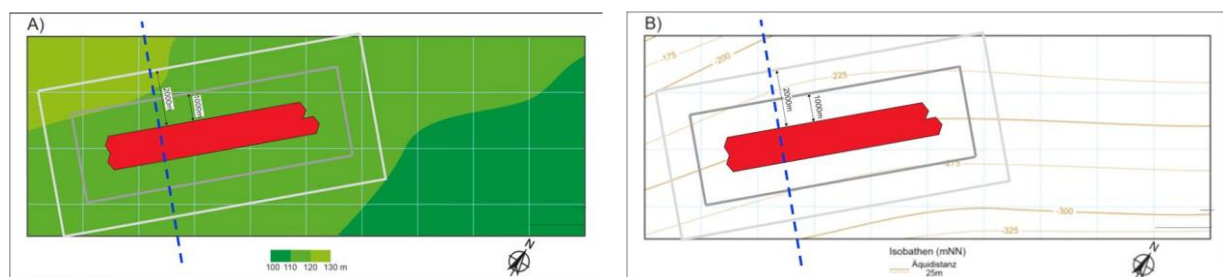


Abb. 2.38: Mächtigkeit A) und Isobathen B) der Basisfläche der geologischen Modell-Einheit jm1 nach Reinhold et al. (2016) sowie Positionierung des Grubenbauwerkes

Die Positionierung des Grubengebäudes bzw. der 45 parallel liegenden Strecken im geologischen Vertikalschnitt ist der Abb. 2.39 zu entnehmen. Der grau dargestellte Bereich markiert hier die erforderliche Mächtigkeit des Wirtsgesteins, wie sie sich aus oben genannter überschläglicher Kalkulation ergibt (115 m). Die Positionierung erfolgt in einer möglichst großen Tiefenlage im Bereich des Wirtsgesteins, da die unterhalb des Wirtsgesteins liegende

Schicht ju2 (Unterjura) günstigere Eigenschaften aufweist als die oberhalb liegende Schicht jm2 (Mitteljura). Dargestellt sind weiterhin 23 Strecken sowie die Symmetrieachse des Endlagers. Weil das geologische Profil nur eine geringe Neigung aufweist, wird es näherungsweise als symmetrisch betrachtet und die folgenden Berechnungen beispielhaft nur für die Hälfte des Grubenbauwerkes durchgeführt. Aufgrund der im Verhältnis eher durchlässigen Gesteinsschicht oberhalb des Wirtsgesteins wird hier die tiefer liegende, süd-östlich gelegene Hälfte gewählt. In Abb. 2.40 sind die im Berechnungsmodell berücksichtigten Strecken im Vertikalschnitt des hälftig dargestellten geologischen Modells abgebildet.

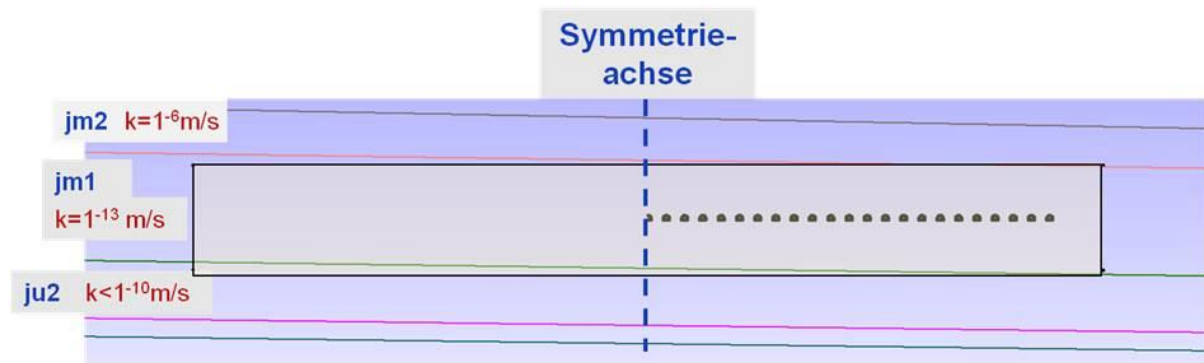


Abb. 2.39: Positionierung der Strecken des Grubenbauwerkes im Vertikalschnitt (Nahbereich, SÜD)

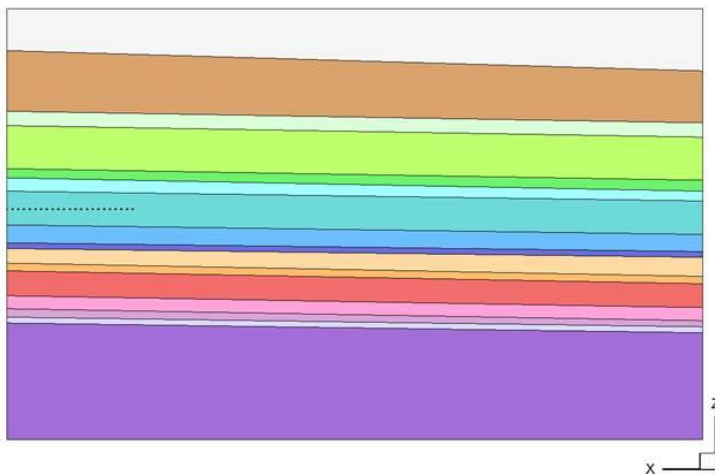
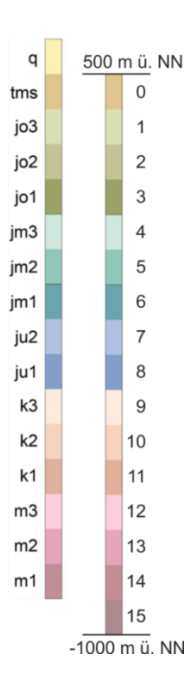


Abb. 2.40:  
Positionierung der Strecken des  
Grubenbauwerkes im geologischen  
Schnitt (SÜD)

### 2.2.3.3 Gesteins- und Fluideigenschaften (SÜD)

Die Modelleinheiten im Vergleich zu Reinhold et al. (2013) sind der Tab. 2.11 zu entnehmen. Die Modelleinheit q wurde nicht berücksichtigt, da sie nur sehr geringmächtig ausgeprägt ist und keine flächendeckende Verbreitung im Modellgebiet aufweist. Um einen ausreichenden Abstand zwischen dem Endlagerniveau und der unteren Modellbegrenzung zu erhalten, wurde die zusätzliche Modelleinheit Grundgebirge (gg) hinzugefügt.

Tab. 2.11: Modelleinheiten SÜD: ganz links: nach Standortbericht (Reinhold et al. 2016); daneben: für Modellberechnungen mit den Materialgruppen 0 bis 15



| Materialgruppe (MG) | Modelleinheit, basierend auf Reinhold et al. (2016) | Epoche                     |
|---------------------|-----------------------------------------------------|----------------------------|
| 0                   | tms                                                 | Tertiär                    |
| 1                   | jo3                                                 | Oberjura                   |
| 2                   | jo2                                                 | Oberjura                   |
| 3                   | jo1                                                 | Oberjura                   |
| 4                   | jm3                                                 | Mitteljura                 |
| 5                   | jm2                                                 | Mitteljura                 |
| 6                   | jm1                                                 | Mitteljura (Wirtsgestein)  |
| 7                   | ju2                                                 | Unterjura                  |
| 8                   | ju1                                                 | Unterjura                  |
| 9                   | k3                                                  | Mittlerer Keuper           |
| 10                  | k2                                                  | Mittlerer Keuper           |
| 11                  | k1                                                  | Unterer / Mittlerer Keuper |
| 12                  | m3                                                  | Oberer Muschelkalk         |
| 13                  | m2                                                  | Mittlerer Muschelkalk      |
| 14                  | m1                                                  | Unterer Muschelkalk        |
| 15                  | gg                                                  | Grundgebirge               |

Zusammenstellungen der thermischen, hydraulischen und mechanischen Materialparameter der festen Phase für die numerischen Berechnungen des Standortmodells SÜD finden sich in Tab. 2.12, Tab. 2.13, Tab. 2.14 und Tab. 2.15.

Tab. 2.12: Thermische Materialeigenschaften der festen Phase (SÜD)

| MG* | spezifische Wärmekapazität<br>$c_{ps}$ [Jkg <sup>-1</sup> K <sup>-1</sup> ] | Wärmeleitfähigkeit<br>$\lambda$ [Wm <sup>-1</sup> K <sup>-1</sup> ] | thermischer<br>Längenausdehnungskoeffizient<br>$\beta_s$ [K <sup>-1</sup> ] |
|-----|-----------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|
| 0   | 841,0                                                                       | 3,0                                                                 | 0,8e-5                                                                      |
| 1   | 646,0                                                                       | 3,0                                                                 | 0,8e-5                                                                      |
| 2   | 646,0                                                                       | 3,0                                                                 | 0,8e-5                                                                      |
| 3   | 642,0                                                                       | 3,0                                                                 | 0,8e-5                                                                      |
| 4   | 647,0                                                                       | 3,0                                                                 | 0,9e-5                                                                      |
| 5   | 715,0                                                                       | 2,6                                                                 | 0,9e-5                                                                      |
| 6   | 960,0                                                                       | ⊥ 1,6*    2,8*                                                      | ⊥ 2,0e-5*    0,9e-5*                                                        |
| 7   | 625,0                                                                       | 2,4                                                                 | 0,9e-5                                                                      |
| 8   | 790,0                                                                       | 2,6                                                                 | 0,9e-5                                                                      |
| 9   | 739,0                                                                       | 2,3                                                                 | 0,8e-5                                                                      |
| 10  | 734,0                                                                       | 2,3                                                                 | 0,9e-5                                                                      |
| 11  | 736,0                                                                       | 4,5                                                                 | 0,9e-5                                                                      |
| 12  | 741,0                                                                       | 2,3                                                                 | 0,9e-5                                                                      |
| 13  | 890,0                                                                       | 4,5                                                                 | 0,3e-5                                                                      |
| 14  | 859,0                                                                       | 2,3                                                                 | 1,1e-5                                                                      |
| 15  | 864,0                                                                       | 2,5                                                                 | 1,0e-5                                                                      |

\*MG=Materialgruppe; ⊥ - senkrecht zur Schichtungsebene; || - in Schichtungsebene

Tab. 2.13: Hydraulische Materialeigenschaften der festen Phase (SÜD)

| MG | Porosität<br>$n$ [-] | Fließwirksam effektive Porosität<br>$n_{eff}\lambda$ [-] | Permeabilität<br>$k$ [m <sup>2</sup> ] |
|----|----------------------|----------------------------------------------------------|----------------------------------------|
| 0  | 0,2                  | 0,1                                                      | 1,0e-16                                |
| 1  | 0,15                 | 0,12                                                     | 1,0e-16                                |
| 2  | 0,15                 | 0,12                                                     | 1,0e-16                                |
| 3  | 0,15                 | 0,12                                                     | 1,0e-16                                |
| 4  | 0,15                 | 0,1                                                      | 1,0e-17                                |
| 5  | 0,2                  | 0,13                                                     | 1,0e-16                                |
| 6  | 0,11                 | 0,07                                                     | $\perp$ 6,5e-21* $\parallel$ 1,7e-20*  |
| 7  | 0,15                 | 0,1                                                      | 1,0e-17                                |
| 8  | 0,15                 | 0,1                                                      | 1,0e-16                                |
| 9  | 0,2                  | 0,14                                                     | 1,0e-17                                |
| 10 | 0,2                  | 0,15                                                     | 1,0e-16                                |
| 11 | 0,2                  | 0,15                                                     | 1,0e-16                                |
| 12 | 0,2                  | 0,15                                                     | 1,0e-16                                |
| 13 | 0,1                  | 0,05                                                     | 1,0e-16                                |
| 14 | 0,12                 | 0,1                                                      | 1,0e-16                                |
| 15 | 0,1                  | 0,05                                                     | 1,0e-19                                |

\*MG=Materialgruppe;  $\perp$  - senkrecht zur Schichtungsebene;  $\parallel$  - in Schichtungsebene

Tab. 2.14: Mechanische Materialeigenschaften der festen Phase (SÜD)

| MG | Korndichte<br>$\rho_s$ [kgm <sup>-3</sup> ] | Biot-Koeffizient<br>$\alpha$ [-] | Elastizitätsmodul (Schubmodul)<br>$E$ [MPa]                                       | Querdehnungszahl<br>$\nu$ [-]                                   |
|----|---------------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|
| 0  | 2750,0                                      | 0,6                              | 20.000,0                                                                          | 0,25                                                            |
| 1  | 2750,0                                      | 0,6                              | 40.000,0                                                                          | 0,25                                                            |
| 2  | 2750,0                                      | 0,6                              | 20.000,0                                                                          | 0,25                                                            |
| 3  | 2700,0                                      | 0,6                              | 25.000,0                                                                          | 0,25                                                            |
| 4  | 2760,0                                      | 0,6                              | 20.000,0                                                                          | 0,25                                                            |
| 5  | 2800,0                                      | 0,7                              | 20.000,0                                                                          | 0,28                                                            |
| 6  | 2720,0                                      | 0,6                              | $E_{\perp} = 4000,0$ $E_{\parallel} = 10.000,0$ ( $G_{\perp\parallel} = 3500,0$ ) | $\nu_{\perp\parallel} = 0,25$ $\nu_{\parallel\parallel} = 0,35$ |
| 7  | 2750,0                                      | 0,6                              | 20.000,0                                                                          | 0,25                                                            |
| 8  | 2680,0                                      | 0,7                              | 20.000,0                                                                          | 0,25                                                            |
| 9  | 2820,0                                      | 0,6                              | 20.000,0                                                                          | 0,25                                                            |
| 10 | 2770,0                                      | 0,7                              | 20.000,0                                                                          | 0,3                                                             |
| 11 | 2790,0                                      | 0,7                              | 20.000,0                                                                          | 0,25                                                            |
| 12 | 2840,0                                      | 0,5                              | 20.000,0                                                                          | 0,25                                                            |
| 13 | 2720,0                                      | 0,2                              | 20.000,0                                                                          | 0,25                                                            |
| 14 | 2680,0                                      | 0,7                              | 20.000,0                                                                          | 0,25                                                            |
| 15 | 2600,0                                      | 0,6                              | 50.000,0                                                                          | 0,25                                                            |

\*MG=Materialgruppe;  $\perp$  - senkrecht zur Schichtungsebene;  $\parallel$  - in Schichtungsebene

Tab. 2.15: Kohäsion und Winkel der inneren Reibung im Wirtsgestein (SÜD)

| MG | Kohäsion<br>$c$ [MPa] | Winkel der inneren Reibung<br>$\alpha$ [°] |
|----|-----------------------|--------------------------------------------|
| 4  | 3,5                   | 23,0                                       |

Wie in Abschnitt 2.2.2.3 für das Endlagerstandortmodell NORD dargestellt, wird auch für das Modell SÜD der Wertebereich der hydraulischen Durchlässigkeiten beschränkt. Die größte verwendete Permeabilität beträgt  $1 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ .

Basierend auf Maßmann (2016) wird das VanGenuchten-Modell für die Kapillardruck-Sättigungsbeziehung und das Mualem-Modell für die relative Permeabilität-Sättigungsbeziehung verwendet:

$$p_c = \frac{1}{\alpha} \cdot \left( S_{ec}^{\frac{n}{1-n}} - 1 \right)^{\frac{1}{n}} \quad \text{mit} \quad S_{ec} = \frac{S_w - S_{wr}}{1 - S_{wr}} \quad (2.33)$$

$$k_{rel} = S_e^{\frac{1}{2}} \left( 1 - \left( 1 - S_e^{\frac{n}{n-1}} \right)^{\frac{n-1}{n}} \right)^2 \quad \text{mit} \quad S_e = \frac{S_w - S_{wr}}{1 - S_{gr} - S_{wr}} \quad (2.34)$$

mit dem Kapillardruck  $p_c$ , dem scheinbaren Gaseindringdruck  $1/\alpha = 20,0 \text{ MPa}$ , dem Formfaktor  $n = 1,7$ , der Wassersättigung  $S_w$ , der residualen Wassersättigung  $S_{wr} = 0,0$ , der relativen Wasserpermeabilität  $k_{rel}$  und der residualen Gassättigung  $S_{gr} = 0,0$ . Mit diesen Parametern

ergeben sich die in Abb. 2.41 dargestellten Verläufe.

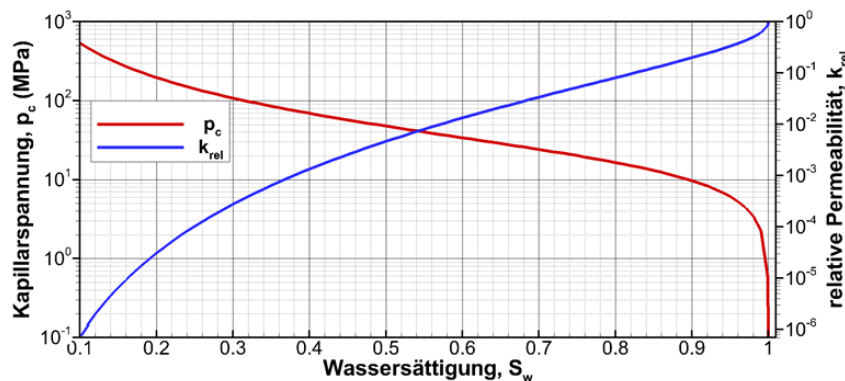


Abb. 2.41: Kapillardruck-Sättigungsbeziehung und relative Permeabilität-Sättigungsbeziehung im Wirtsgestein

Wie im Standortmodell NORD (vgl. Abschnitt 2.2.2.3) dargestellt, wird auch im Modell SÜD die Fluidichte und Viskosität in Abhängigkeit von der Temperatur und Salzkonzentration berechnet. Die als konstant angenommenen Parameter der wässrigen Lösung sind in Tab. 2.16 zusammengestellt. Der Salzgehalt beträgt  $C = 15,0 \text{ kg/m}^3$ , die Referenzdichte  $\rho_{10} = 1004,4 \text{ kg/m}^3$ .

Tab. 2.16: Konstante Parameter der wässrigen Lösung (SÜD)

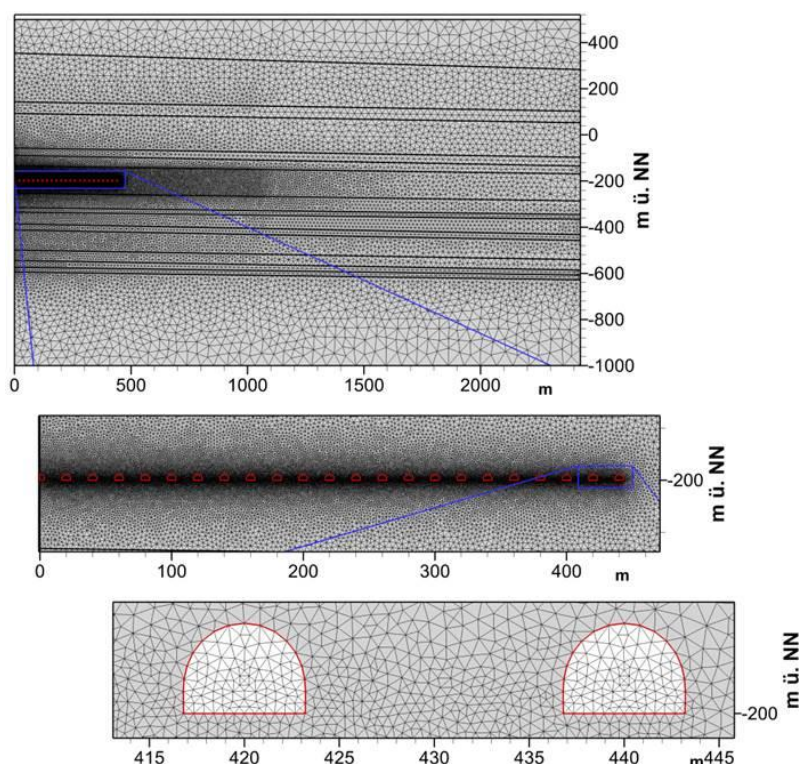
|               | spez. Wärme-<br>kapazität<br>$c_{pl} [\text{Jkg}^{-1}\text{K}^{-1}]$ | Wärmeleitfähigkeit<br>$\lambda [\text{Wm}^{-1}\text{K}^{-1}]$ | thermischer<br>Volumenausdehnungskoeff.<br>$\beta_i [\text{K}^{-1}]$ | Kompressibilität<br>$\kappa [\text{Pa}^{-1}]$ |
|---------------|----------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| <b>Liquid</b> | 4178,0                                                               | 0,66                                                          | 5,5e-4                                                               | 3,4e-10                                       |

#### 2.2.3.4 Geometrie und Berechnungsnetz (Modell B, SÜD)

Für das Berechnungsmodell B stellt das Endlagerstandortmodell SÜD, wie in Reinhold et al. (2016) dargestellt, die Grundlage der geometrischen Beschreibung dar. Es wurde ein repräsentativer 2D-Schnitt erstellt und an der Symmetrieachse geschnitten. Abweichend vom geometrischen Modell wurde die Modelloberkante auf eine feste Höhe von 500 m ü. NN und die Modellunterkante auf -1000 m ü. NN gesetzt. Das Modell der geologischen Gesamtsituation im Gebiet des Referenzprofils SÜD wurde mit der Software openGEO erstellt. Die Entwicklung von openGEO ist von der BGR initiiert und diese Software wurde im Rahmen mehrerer Projekte verwendet (Hammer et al. 2012).

Nötige Konvertierungen wurden mit der Software GINA (Kunz 2015) und die Oberflächenvernetzung mit Gmsh (Geuzaine & Remacle 2009) durchgeführt. Bei der Vernetzung wurden folgende Punkte priorisiert:

- Die Gesamtanzahl der Elemente sollte möglichst klein sein, um den Berechnungsaufwand zu minimieren. Als Obergrenze wurden 100.000 Elemente angesetzt.
- Das Gebiet im Bereich der Einlagerungsstrecken sollte möglichst fein aufgelöst werden. Es wurde hier eine Kantenlänge von etwa 0,5 m gewählt.
- Das Wirtsgestein sollte möglichst fein aufgelöst werden.
- Abhängig vom Abstand zum Einlagerungshorizont kann das Netz vergrößert werden. Es wurden Kantenlängen bis zu 70 m am unteren Modellrand verwendet.



Das verwendete Berechnungsnetz, wie in Abb. 2.42 dargestellt, besteht aus 40.985 Knoten und 81.663 Elementen.

Abb. 2.42:  
Berechnungsnetz für das Modell B (SÜD)

### 2.2.3.5 Wärmeleistung der Abfälle (SÜD)

Im Berechnungsmodell B wird ein 2D-Schnitt durch das BE-Feld betrachtet. Das Inventar besteht hier aus Pollux-3-BE Behältern. Die wesentlichen Daten zur Wärmeentwicklung sind in Tab. 2.17 dargestellt.

Tab. 2.17: Eigenschaften der wärmeentwickelnden Abfälle (Zeit  $t$  [s])

| Pollux-3-BE                                    |                                                                                                                                                                                                                             |
|------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Anzahl Behälter                                | 7068                                                                                                                                                                                                                        |
| Gebindevolumen (m <sup>3</sup> )               | 6,175                                                                                                                                                                                                                       |
| Gesamtvolumen (m <sup>3</sup> )                | 43.645                                                                                                                                                                                                                      |
| Zwischenlagerzeit (a)                          | 23                                                                                                                                                                                                                          |
| Wärmeleistung <sup>1</sup> (W/m <sup>3</sup> ) | $28,84 \cdot \exp(-t \cdot 4,61e-12)$<br>$+ 505,54 \cdot \exp(-t \cdot 7,51e-10)$<br>$+ 352,21 \cdot \exp(-t \cdot 5,93e-9)$<br>$+ 293.443.802,20 \cdot \exp(-t \cdot 9,19e-8)$<br>$+ 126,28 \cdot \exp(-t \cdot 9,15e-11)$ |

<sup>1</sup>Wärmeleistung bezieht sich auf das Volumen der Behälter;  $t$  beschreibt die Zeit in Sekunden nach der Entladung aus dem Reaktor

Zur Bestimmung der Wärmeleistung des Einlagerungsbereichs sind die Zwischenlagerzeit bei Einlagerung der Behälter sowie der Zeitpunkt der Einlagerung zu berücksichtigen. Es wird davon ausgegangen, dass jeder Behälter zur Einlagerung genau die Mindest-Zwischenlagerzeit erreicht hat und die Befüllung gleichmäßig über einen Zeitraum von 80 Jahren erfolgt. Somit ergibt sich die Wärmeleistung wie in Abb. 2.43 dargestellt.

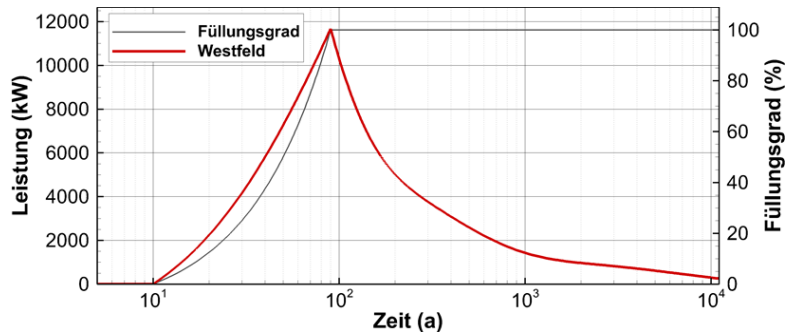


Abb. 2.43:  
Wärmeleistung des gesamten  
Einlagerungsbereichs Westfeld  
 $P_{\text{Westfeld}}$  im Endlagerstandortmodell  
SÜD. Die Einlagerung beginnt im Jahr  
10 und endet im Jahr 90.

Die Leistung pro Meter Einlagerungsstrecke  $P_{2d}$  [W/m] entspricht der Gesamtleistung  $P_{\text{Westfeld}}$  geteilt durch Anzahl der Einlagerungsstrecken (in einem Nord-Süd Schnitt) und der Ausdehnung des Westfeldes in Ost-West-Richtung:  $P_{2d} = P_{\text{Westfeld}} / (36 \cdot 5646,4 \text{ m})$ .

### 2.2.3.6 Anfangs- und Randbedingungen (Modell B, SÜD)

#### 2.2.3.6.1 Thermisch und hydraulisch

An der oberen Modellgrenze (500,0 m ü. NN) wird eine konstante Temperatur von 9,0°C angesetzt. Die Temperatur der unteren Modellgrenze (-1000 m ü. NN) errechnet sich über den geothermischen Gradienten von 45,0 K/km zu 76,5°C.

Die thermischen und hydraulischen Anfangsbedingung müssen durch thermisch-hydraulisch gekoppelte Vorberechnungen ermittelt werden, denn der Porenwasserdruck ist an jeder Stelle von der integralen Dichte der darüber liegenden Wassersäule abhängig, die Dichte von der Temperatur. Das Temperaturfeld kann wiederum nur durch numerische Berechnungen bestimmt werden, da durch die verschiedenen thermischen Eigenschaften der Modellbereiche kein einheitlicher thermischer Gradient festgelegt werden kann. Es wurde in folgenden Schritten vorgegangen:

- 1) Stationäre Berechnung des Temperaturfeldes, ohne Berücksichtigung von Strömung; hierfür wurden konstante Temperaturen an der oberen- und unteren Modellgrenze angesetzt. Über alle anderen Modellgrenzen hinweg ist kein Wärmefluss möglich.
- 2) Thermisch-hydraulisch gekoppelte Berechnung mit Berücksichtigung der Schwerkraft: hierbei wurden die Ergebnisse aus 1) als Anfangsbedingung für die Temperatur verwendet. Die thermischen Randbedingungen bleiben zu 1) unverändert. Alle seitlichen und die untere Modellgrenze wurden hydraulisch undurchlässig angenommen. An der oberen Modellgrenze wurde ein Festpotenzial von 100.000,0 Pa angelegt. Die Rechnung wurde bis zur Erreichung eines quasi-stationären Zustands durchgeführt.

Das Ergebnis aus Vorberechnung 2) wurde als Anfangsbedingung verwendet. Der Wärmeeintrag durch die wärmeentwickelnden radioaktiven Abfälle wird durch Neumann-Randbedingungen als Flächen-Wärmequelle zentral in den Einlagerungsstrecken definiert, in denen wärmeentwickelnde Abfälle eingelagert werden, wie in Abb. 2.44 dargestellt. In Abb. 2.45 sind Anfangs- und Randbedingungen für den ungestörten Zustand dargestellt.

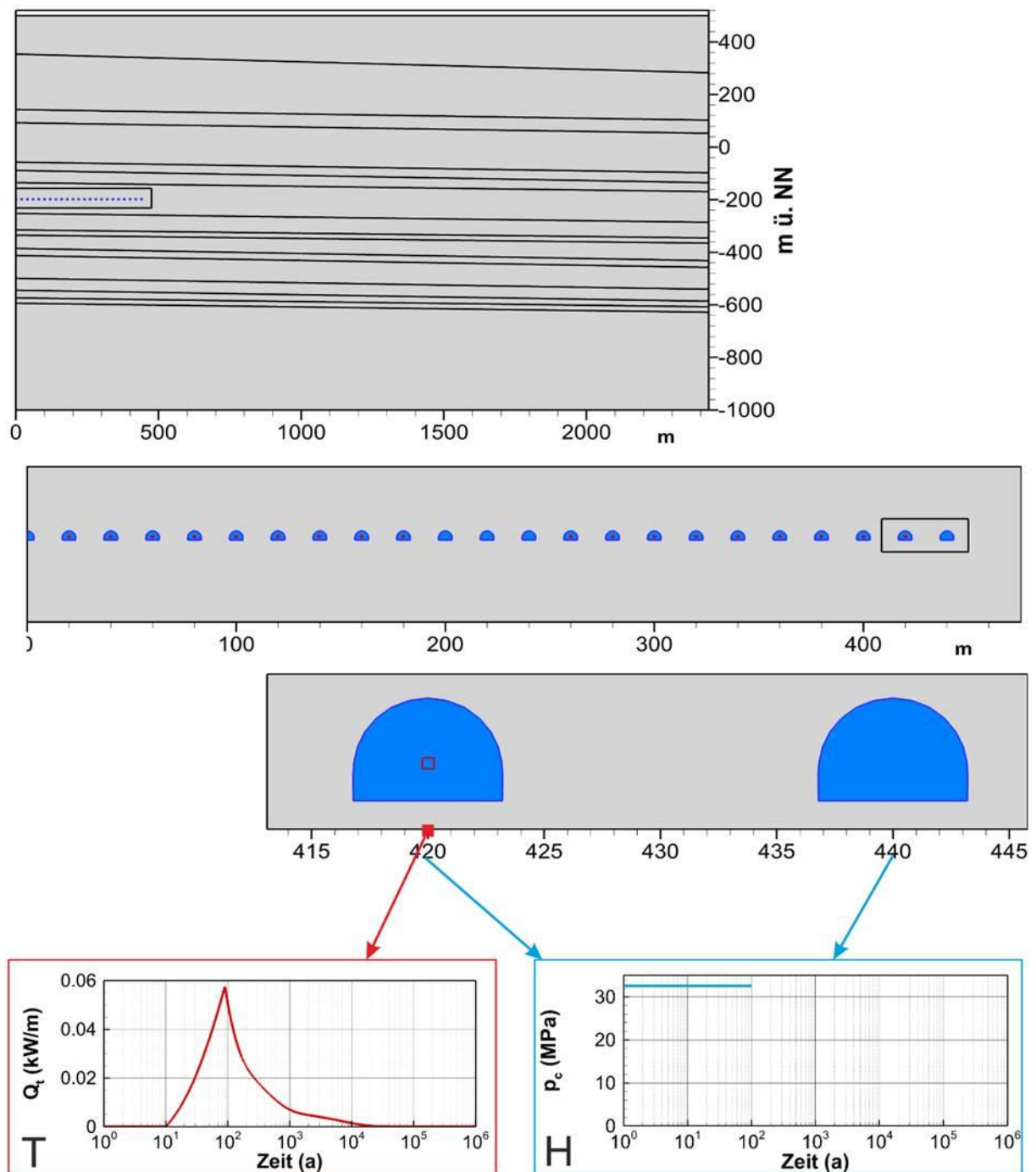


Abb. 2.44: Modell B (SÜD): Thermische und hydraulische Randbedingungen an den Strecken. Thermische Quellen werden nur in den Einlagerungsstrecken definiert.

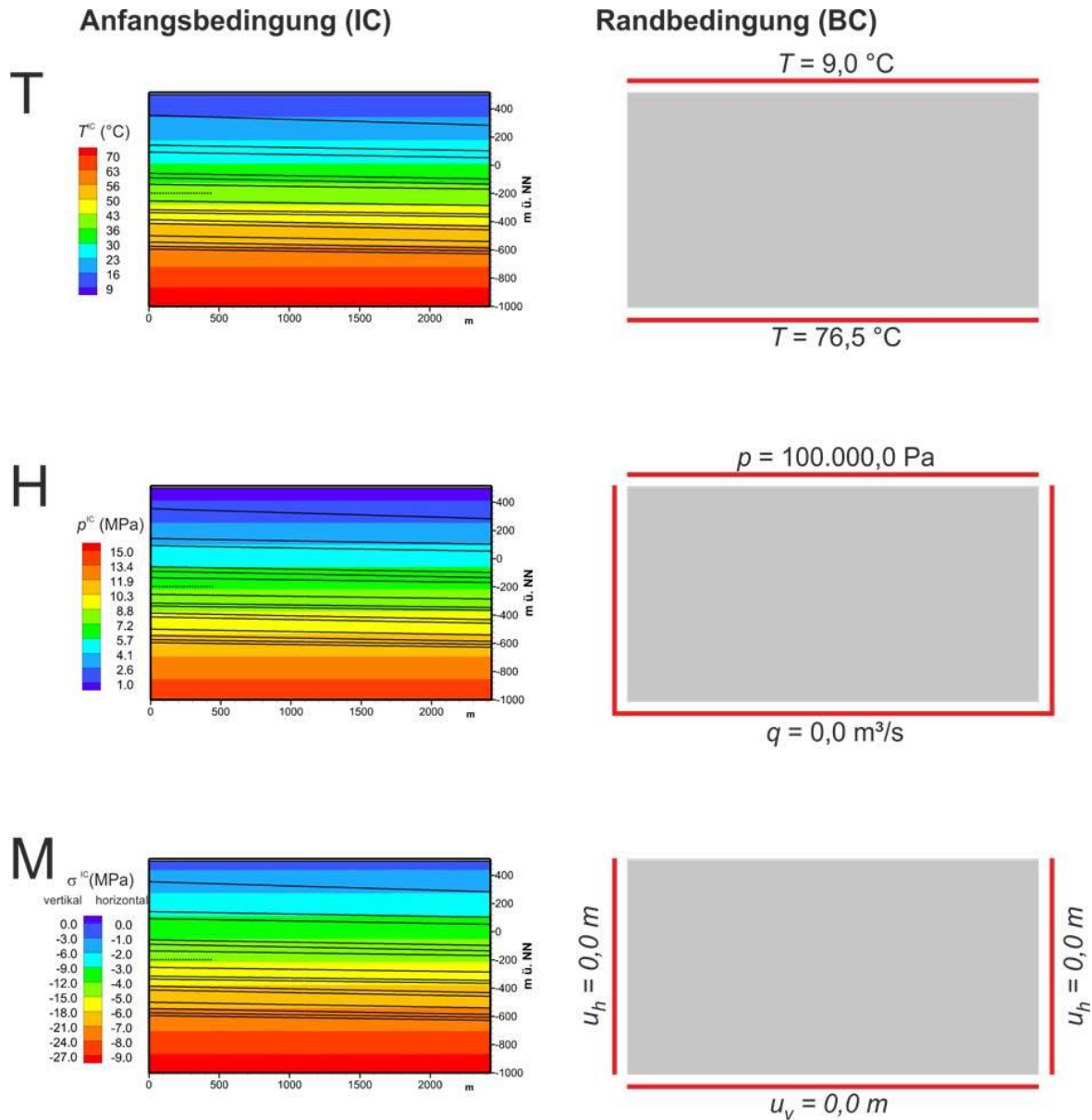


Abb. 2.45: Anfangs- und Randbedingung des Berechnungsmodells B (SÜD)

Hydraulisch wurde an allen Strecken innerhalb der ersten 100 Jahre, die die Bau- und Betriebsphase des Endlagers widerspiegeln, eine Kapillarspannung angesetzt. Der Wert wurde über die Annahme einer relativen Luftfeuchtigkeit in den Strecken von  $h_{\text{rel}} = 80\text{ \%}$  über die Kelvin-Gleichung (Fisher & Israelachvili 1979) abgeschätzt:

$$\begin{aligned}
 p_c &= -\frac{\rho_w \cdot R \cdot T'}{M_v} \ln h_{\text{rel}} \\
 &= -\frac{1004,4\text{ kg/m}^3 \cdot 8,314\text{ J/mol/K} \cdot 313,15\text{ K}}{0,018\text{ kg/mol}} \ln 0,8 = 32,42\text{ MPa}
 \end{aligned}
 \tag{2.35}$$

mit der universellen Gaskonstanten  $R$ , der absoluten Temperatur  $T'$  und der molaren Masse  $M_v$  des Wassers.

Diese Kapillarspannung entspricht im Wirtsgestein einer Wassersättigung von 61 %.

### 2.2.3.6.2 Mechanisch

Für die Berechnung des ungestörten Spannungszustands wird vereinfachend von einer einheitlichen konstanten Dichte ausgegangen. In einer Vorberechnung wird unter Berücksichtigung der Schwerkraft der Spannungszustand am unteren Modellrand berechnet. Für diese Berechnung werden die Seiten des Modells bezüglich Deformationen in der horizontalen Richtung fixiert. Unter der Annahme einer Überdeckung von 100 m über der Modellobergrenze (ungesättigte Zone), wird ein Tiefengradient berechnet, sodass sich die effektiven Anfangsspannungen unter Berücksichtigung des Koordinatensystems in vertikaler Richtung  $\sigma_{zz}^{IC}$  und horizontaler Richtung  $\sigma_{xx}^{IC} = \sigma_{yy}^{IC}$  wie folgt im gesamten Gebiet darstellen lassen:

$$\begin{aligned}\sigma_{zz}^{IC} [\text{Pa}] &= -1.1e7 + 1,84e4 \cdot z \\ \sigma_{xx}^{IC} [\text{Pa}] &= \sigma_{yy}^{IC} = -3,68e6 + 0,613e4 \cdot z\end{aligned}\quad (2.36)$$

wobei  $z[\text{m}]$  = Höhe ü. NN.

In den folgenden Berechnungen findet die Schwerkraft für den mechanischen Teil keine Berücksichtigung; es werden nur Spannungsänderungen berechnet und zur Auswertung mit dem Anfangsspannungszustand verrechnet. Der Anfangsspannungszustand erzeugt demnach keine Verformung. In Abb. 2.45 sind die Anfangs- und Randbedingungen dargestellt. Spannungsumlagerungen, die durch die Auffahrung des Endlagers entstehen, werden nicht berücksichtigt. Es wird davon ausgegangen, dass diese Spannungsumlagerungen örtlich begrenzt bleiben und daher in einem regionalen Modell keinen signifikanten Einfluss haben.

### 2.2.3.7 Ergebnisse des Modells B

Die Ergebnisse werden nach Prozessen geordnet dargestellt. Es werden Konturen der wichtigsten Variablen über den gesamten Betrachtungszeitraum dargestellt sowie ausgewählte Zeitkurven. Wie in Abb. 2.46 dargestellt, befindet sich ein Ausgabepunkt im Bereich der wärmeentwickelnden Abfälle in einer Höhe von -198,0 m ü. NN (p0) und weitere Punkte entlang einer horizontalen

(p1-p6) und vertikalen Achse (p11-p24). Die Koordinaten sind in Tab. 2.18 gelistet

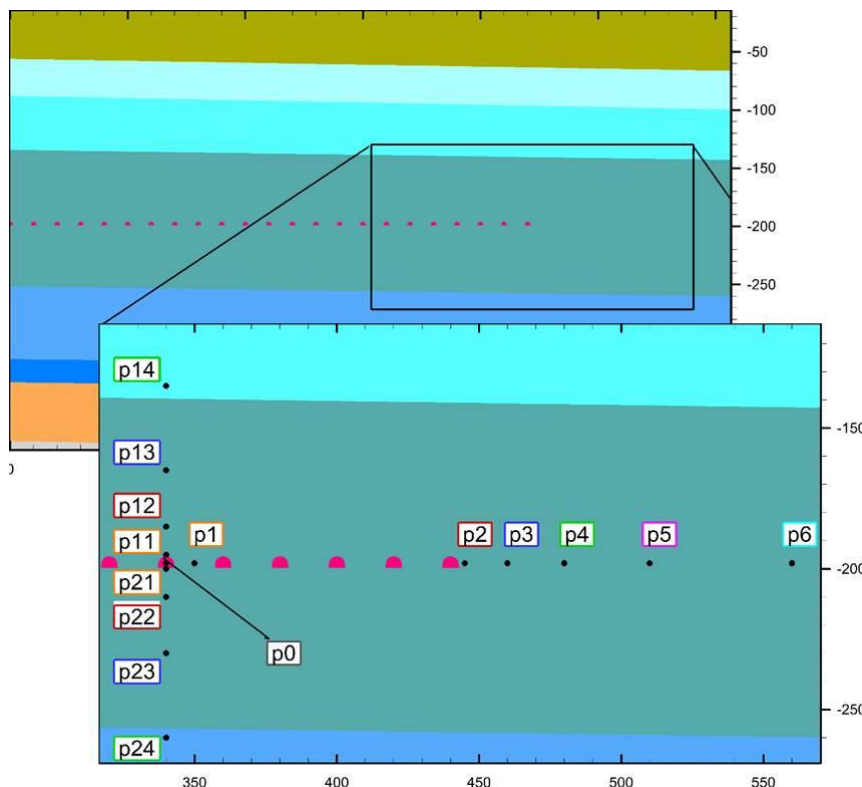


Abb. 2.46:  
Lage von Ausgabepunkten  
im Modell B

Tab. 2.18: Koordinaten der Ausgabepunkte für Modell B (SÜD)

| Bezeichnung | Höhe (m ü. NN) | Horizontaler Abstand zu p0 (m) | Bezeichnung | Höhe (m ü. NN) | Horizontaler Abstand zu p0 (m) |
|-------------|----------------|--------------------------------|-------------|----------------|--------------------------------|
| p0          | -198,0         | 0,0                            | p11         | -200,0         | 0,0                            |
| p1          | -198,0         | 10,0                           | p12         | -210,0         | 0,0                            |
| p2          | -198,0         | 105,0                          | p13         | -230,0         | 0,0                            |
| p3          | -198,0         | 120,0                          | p14         | -260,0         | 0,0                            |
| p4          | -198,0         | 140,0                          | p21         | -195,0         | 0,0                            |
| p5          | -198,0         | 170,0                          | p22         | -185,0         | 0,0                            |
| p6          | -198,0         | 220,0                          | p23         | -165,0         | 0,0                            |
|             |                |                                | p24         | -135,0         | 0,0                            |

### 2.2.3.7.1 Thermisch

In der Abb. 2.47, Abb. 2.48 sowie Abb. 2.49 sind die Temperaturen und in Abb. 2.50, Abb. 2.51, Abb. 2.52 sowie Abb. 2.53 die Änderung der Temperatur im Vergleich zum Anfangszustand im gesamten Modellgebiet zu verschiedenen Zeiten dargestellt. Es wurde darauf verzichtet, Ergebnisse zu späteren Zeitpunkten darzustellen, wenn keine Änderung zum Anfangszustand mehr zu erkennen wäre. In der Abb. 2.54 sind die zeitlichen Temperaturentwicklungen an ausgewählten Punkten dargestellt (zur Lage vgl. Abb. 2.46).

Mit dem Berechnungsmodell B wird im Wirtsgestein, außerhalb der Strecken nach 120 Jahren die höchste Temperatur von 68,0°C erreicht. Die maximale Temperaturerhöhung beträgt 28,0 K. Eine Zone, in der die Erwärmung 10,0 K übersteigt, erstreckt sich im Horizontalen nur wenige Meter über das Grubengebäude hinaus, im Vertikalen erreicht sie im Liegenden den Oberjura (jo1) und im Hangenden den mittleren Keuper. Die größte Ausdehnung dieser Zone wird nach etwa 2000 Jahren erreicht. Das Gebiet, das eine Temperaturerhöhung über 1,0 K erfährt, hat seine größte Ausdehnung nach etwa 10.000 Jahren erreicht und reicht vom Tertiär bis zum Grundgebirge.

Betrachtet man die Temperatur im gesamten Modellgebiet, ist sie vom geothermischen Gradienten dominiert und nur lokal und zeitlich eingeschränkt ist eine Beeinflussung durch das Endlager zu erkennen. Die Darstellung der Temperaturdifferenz zum Anfangszustand lässt den Einfluss des Endlagers besser erkennen.

Die Temperatur in den Aquiferen (jm2 und k2) wird durch das Endlager zeitweise erhöht. In dem jm2 stellt sich eine Temperaturerhöhung von maximal 15,0 K (gemittelt über die Mächtigkeit) nach 800 Jahren ein. Im k2 wird die maximale Temperaturerhöhung nach 3000 Jahren mit 10,0 K berechnet (gemittelt über die Mächtigkeit).

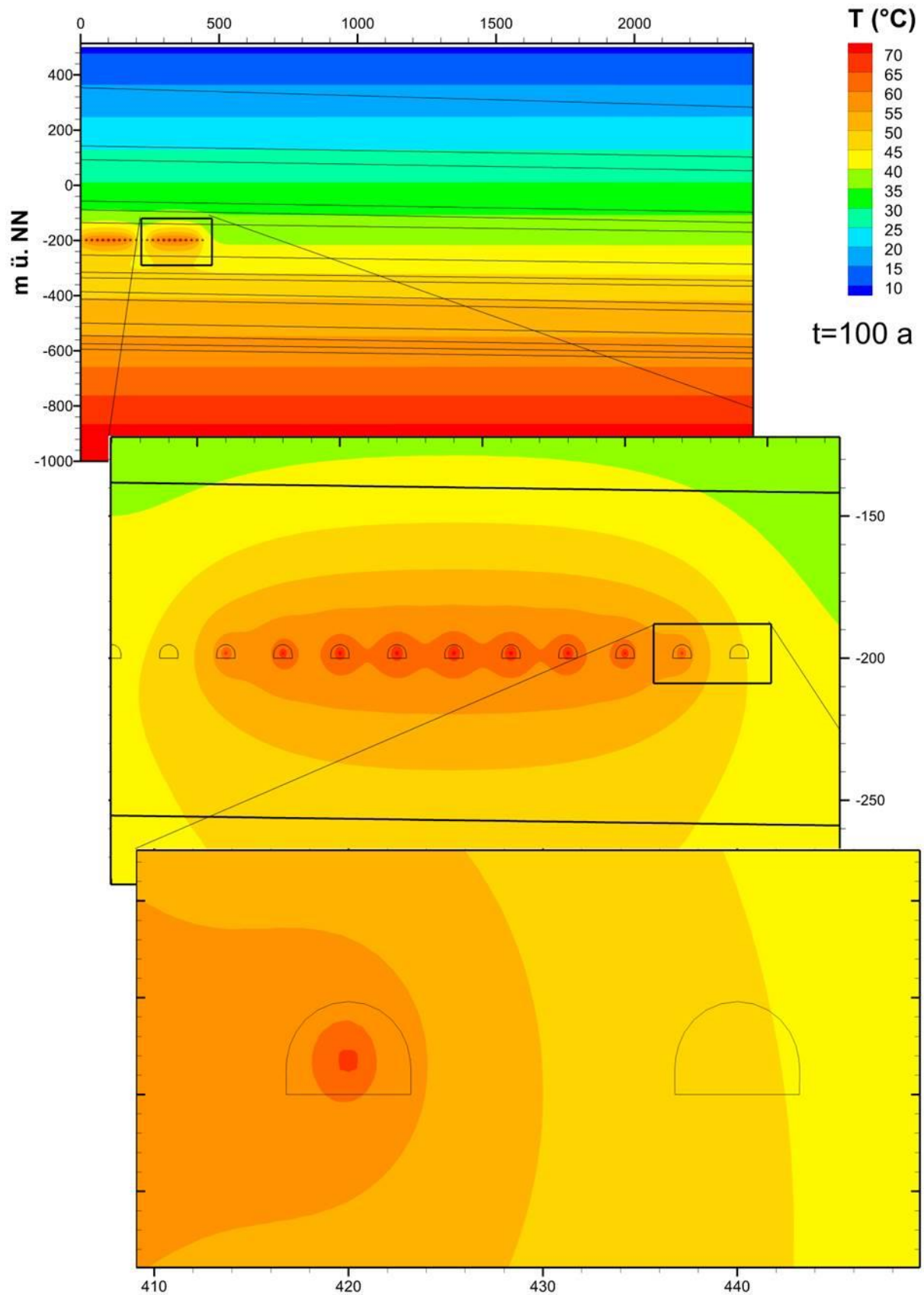


Abb. 2.47: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Temperatur nach 100 Jahren

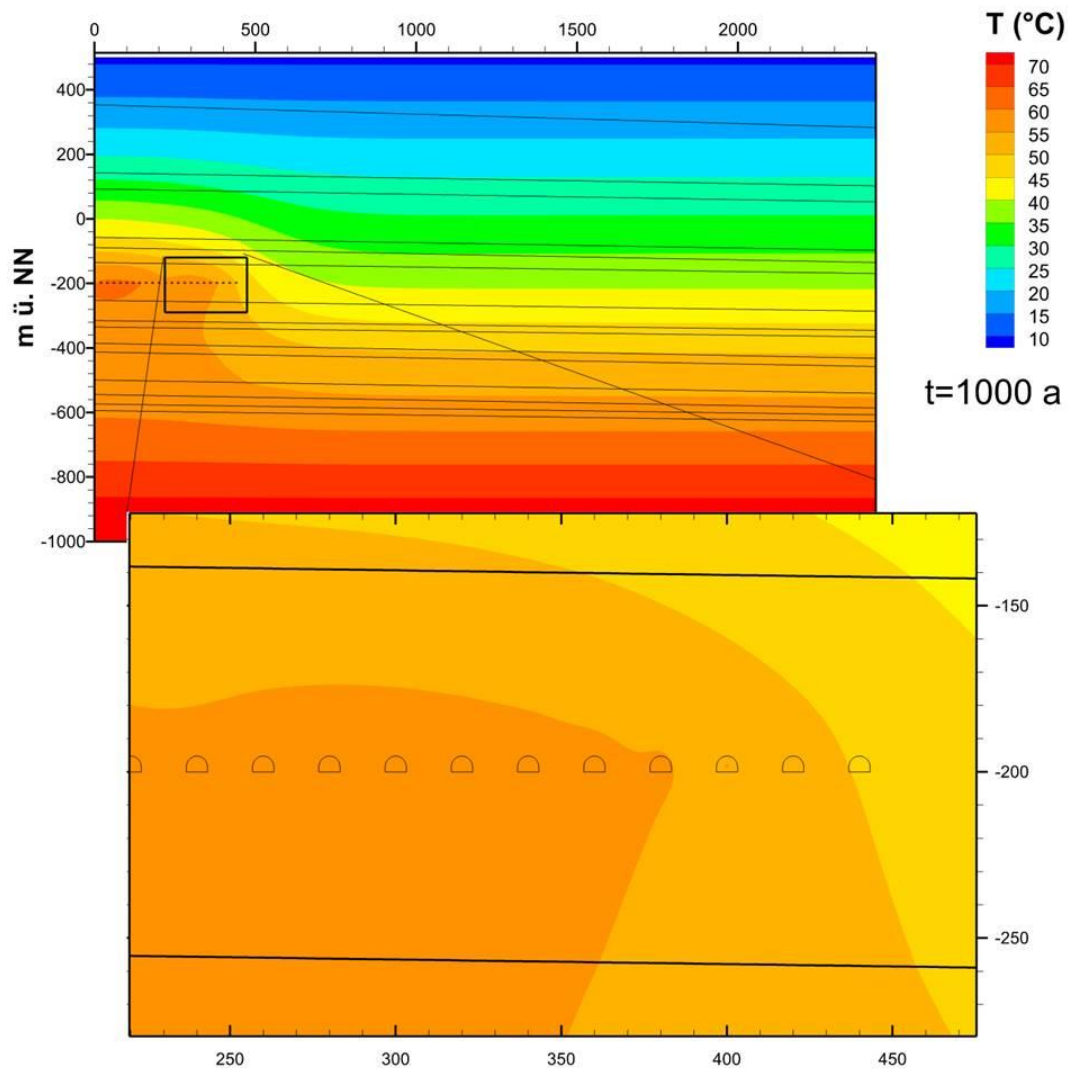


Abb. 2.48: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Temperatur nach 1000 Jahren

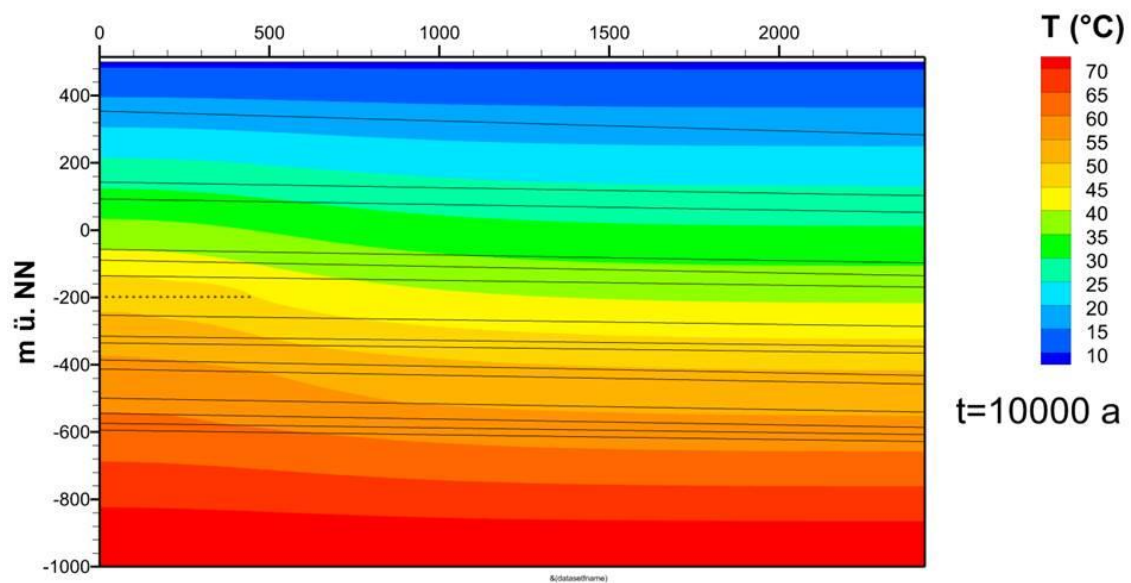


Abb. 2.49: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Temperatur nach 10.000 Jahren

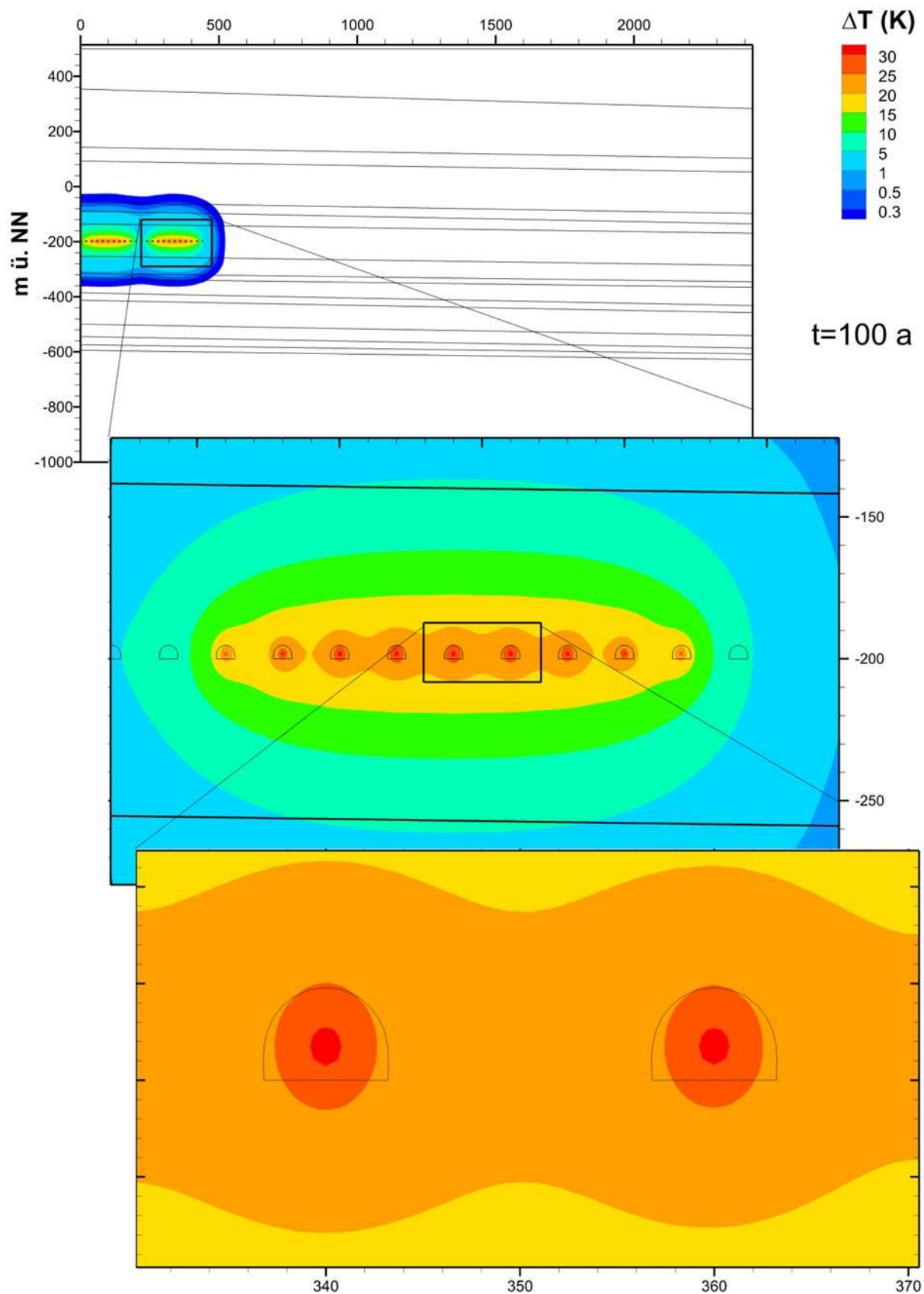


Abb. 2.50: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Temperaturdifferenz im Vergleich zum ungestörten Zustand nach 100 Jahren

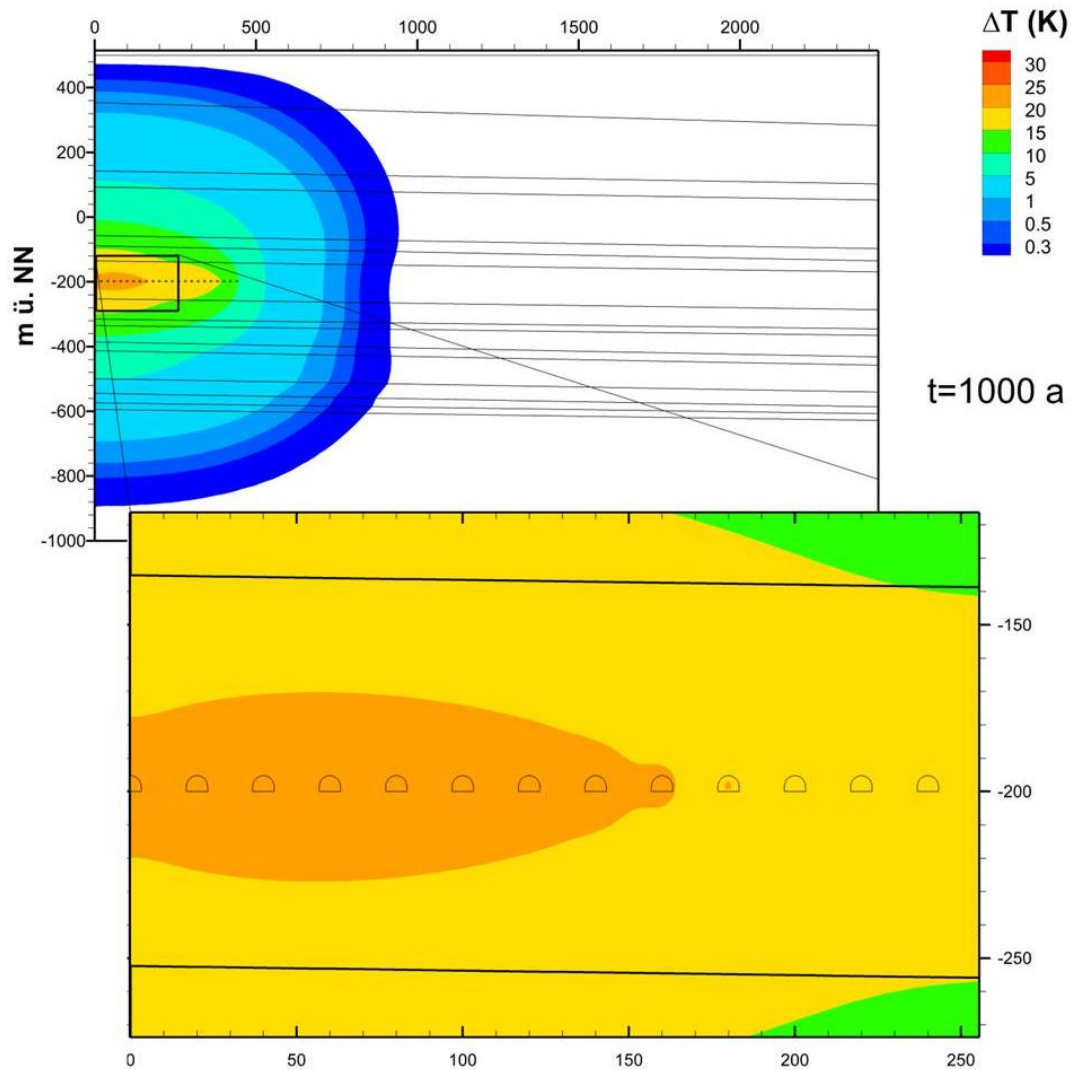


Abb. 2.51: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Temperaturdifferenz im Vergleich zum ungestörten Zustand nach 1000 Jahren

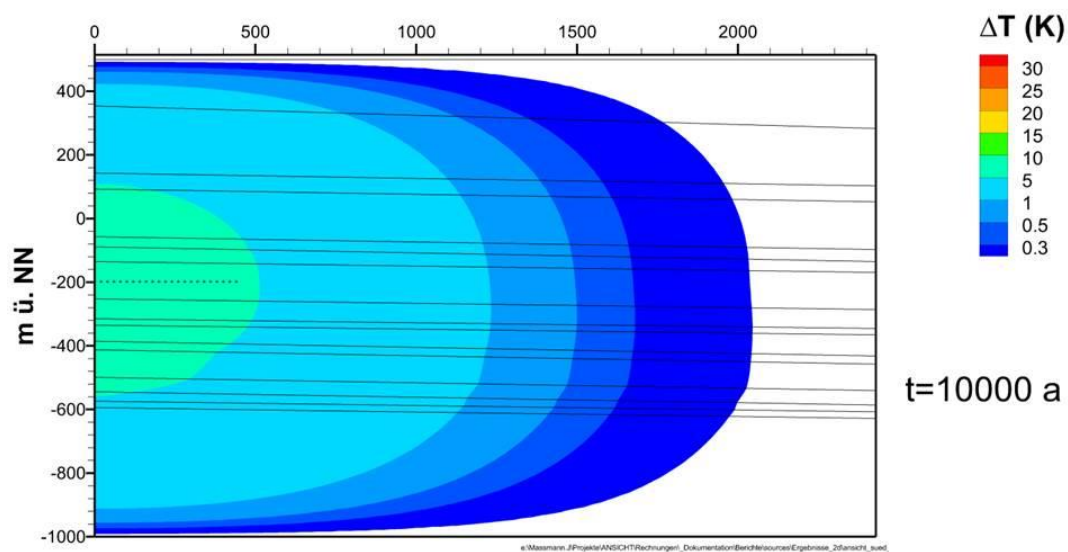


Abb. 2.52: Thermische Ergebnisse Modell B (SÜD): Temperaturdifferenz im Vergleich zum ungestörten Zustand nach 10.000 Jahren

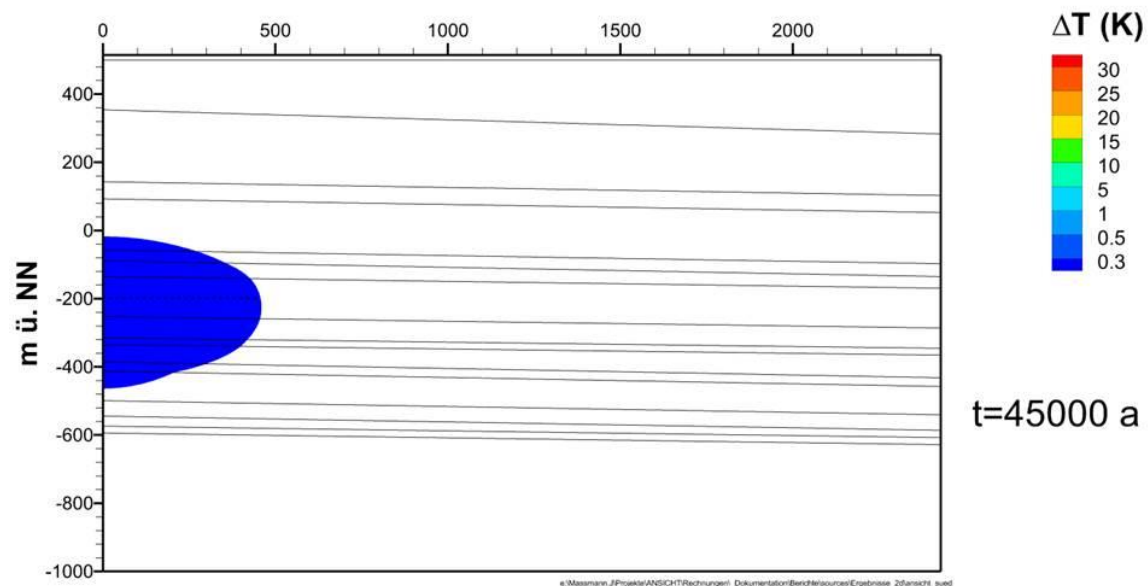


Abb. 2.53: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Temperaturdifferenz im Vergleich zum ungestörten Zustand nach 45.000 Jahren

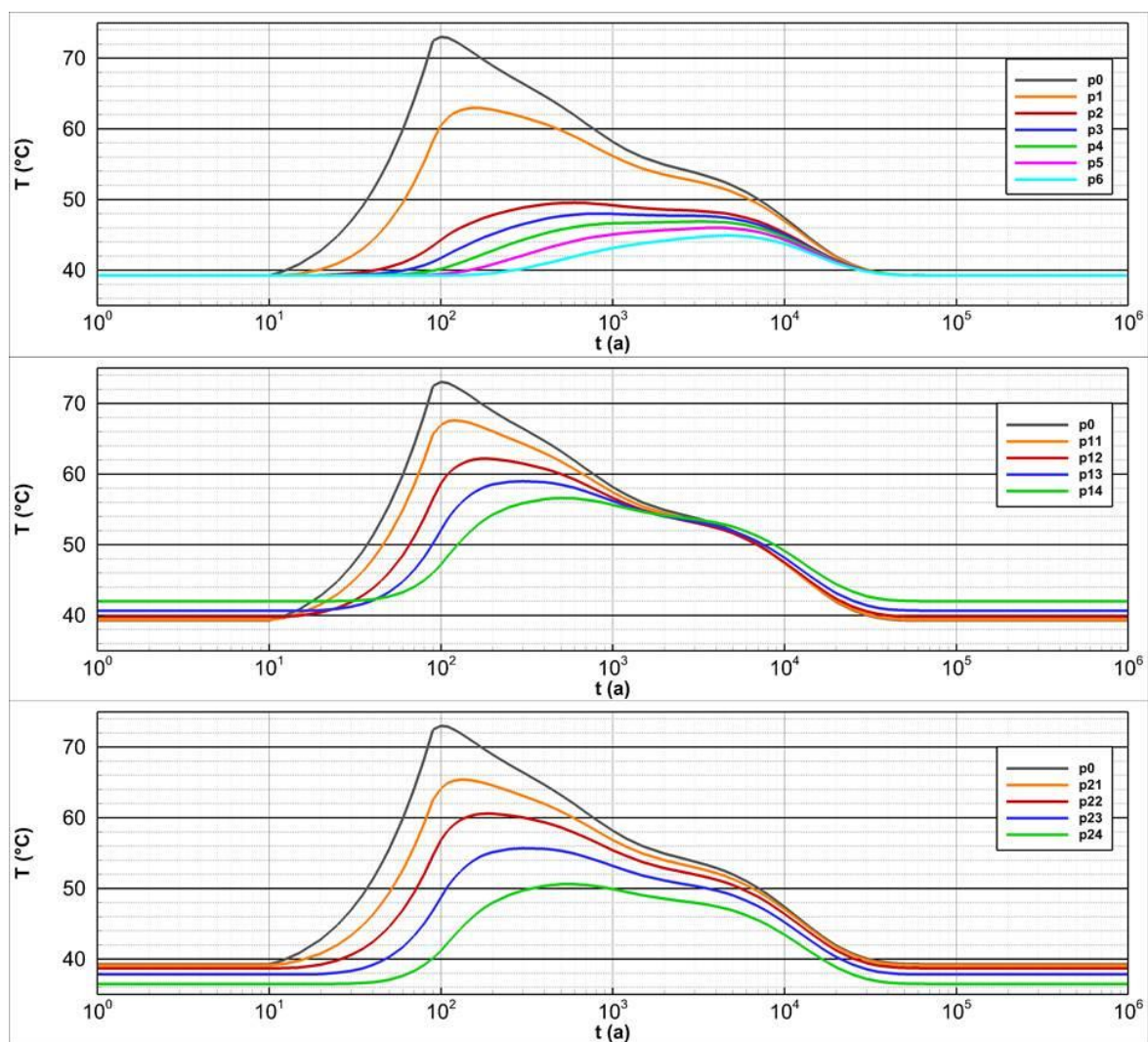


Abb. 2.54: Berechnungsergebnisse, Modell B (SÜD): Zeitliche Entwicklung der Temperatur an ausgewählten Punkten (zur Lage siehe Abb. 2.46)

#### 2.2.3.7.2 Hydraulisch

In Abb. 2.55, Abb. 2.56 sowie Abb. 2.57 sind die Porenwasserdrücke und in Abb. 2.58, Abb. 2.59 sowie Abb. 2.60 die Änderung der Porenwasserdrücke im Vergleich zum Anfangszustand im gesamten Modellgebiet zu verschiedenen Zeiten dargestellt. In Abb. 2.61, Abb. 2.62 sowie Abb. 2.63 sind die Wassersättigungen zu verschiedenen Zeitpunkten dargestellt, sodass sich die Entwicklung der entsättigten Zone nachvollziehen lässt. Es wurde darauf verzichtet, Ergebnisse zu späteren Zeitpunkten darzustellen, wenn keine Änderung zum Anfangszustand mehr zu erkennen wäre. In der Abb. 2.64 sind die zeitlichen Porenwasserdruckentwicklungen an ausgewählten Punkten dargestellt (zur Lage vgl. Abb. 2.46, S. 71).

Mit dem Berechnungsmodell B wird im Wirtsgestein nach 250 Jahren die maximale Porenwasserdruckerhöhung von 4,6 MPa berechnet. Die entsättigte Zone, in der der Porenraum des Gesteins nicht vollkommen mit Wasser gefüllt ist, erreicht ihre größte Ausdehnung nach etwa 400 Jahren. Sie umhüllt zu diesem Zeitpunkt den Bereich der Strecken mit einem Abstand von etwa 4,5 m. Nach 1000 Jahren werden keine entsättigten Bereiche mehr berechnet.

Der zeitliche Verlauf des Porenwasserdrucks lässt sich in der Abb. 2.64 nachvollziehen. Im Einlagerungsbereich und in unmittelbarer Nähe hierzu ist der Verlauf geprägt durch eine Zone der anfängliche Entsättigung (negative Drücke), die sich stetig aufsättigt, bis nach 1000 Jahren eine Vollsättigung wieder erreicht ist. Hier findet keine absolute Druckerhöhung im Vergleich zum ungestörten Zustand statt. In einigen Zehnermetern Entfernung über und unter dem Einlagerungsbereich (vgl. Abb. 2.55) entsteht eine Zone, in der eine Erhöhung des Porenwasserdrucks berechnet wird und im weiteren Verlauf, nach ca. 400 bis 1000 Jahren, eine etwas geringer ausgeprägte Absenkung des Porenwasserdrucks. Dieser Verlauf geht einher mit der Temperaturerhöhung bzw. Temperatursenkung.

Die Grundwasserströmung wird durch das Endlager beeinflusst. Im Nahfeld findet, bedingt durch die Entsättigung, eine Strömung in Richtung der Strecken statt. Während die Wiederaufsättigung in diesem Bereich nach etwa 1000 Jahren abgeschlossen ist, wird erst nach etwa 50.000 Jahren der ungestörte Porenwasserdruck wieder erreicht.

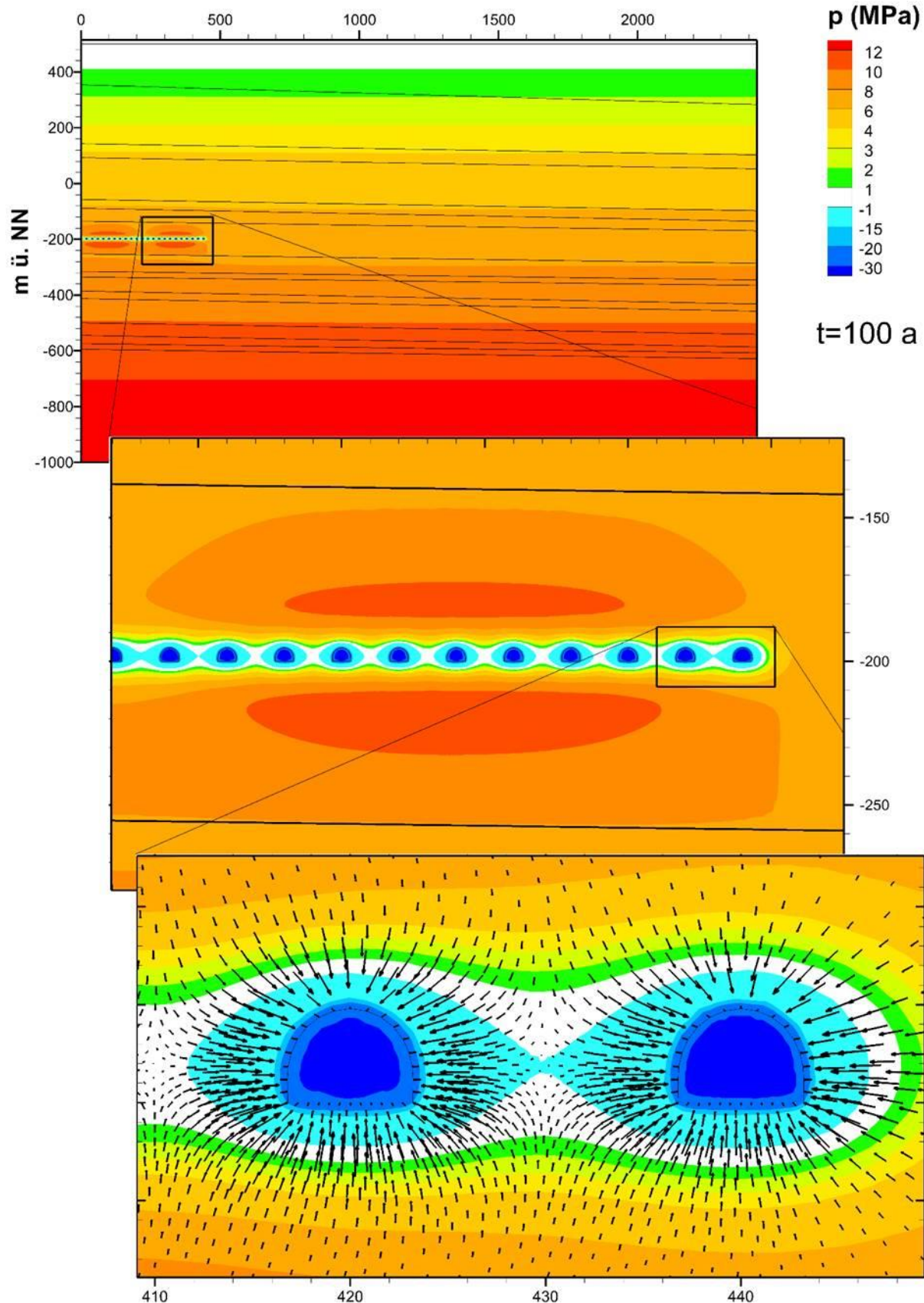


Abb. 2.55: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Porenwasserdruck nach 100 Jahren. Negative Werte bedeuten Saugspannungen in der ungesättigten Zone. Die Vektoren zeigen die Strömungsrichtung und qualitativ die Strömungsgeschwindigkeit.

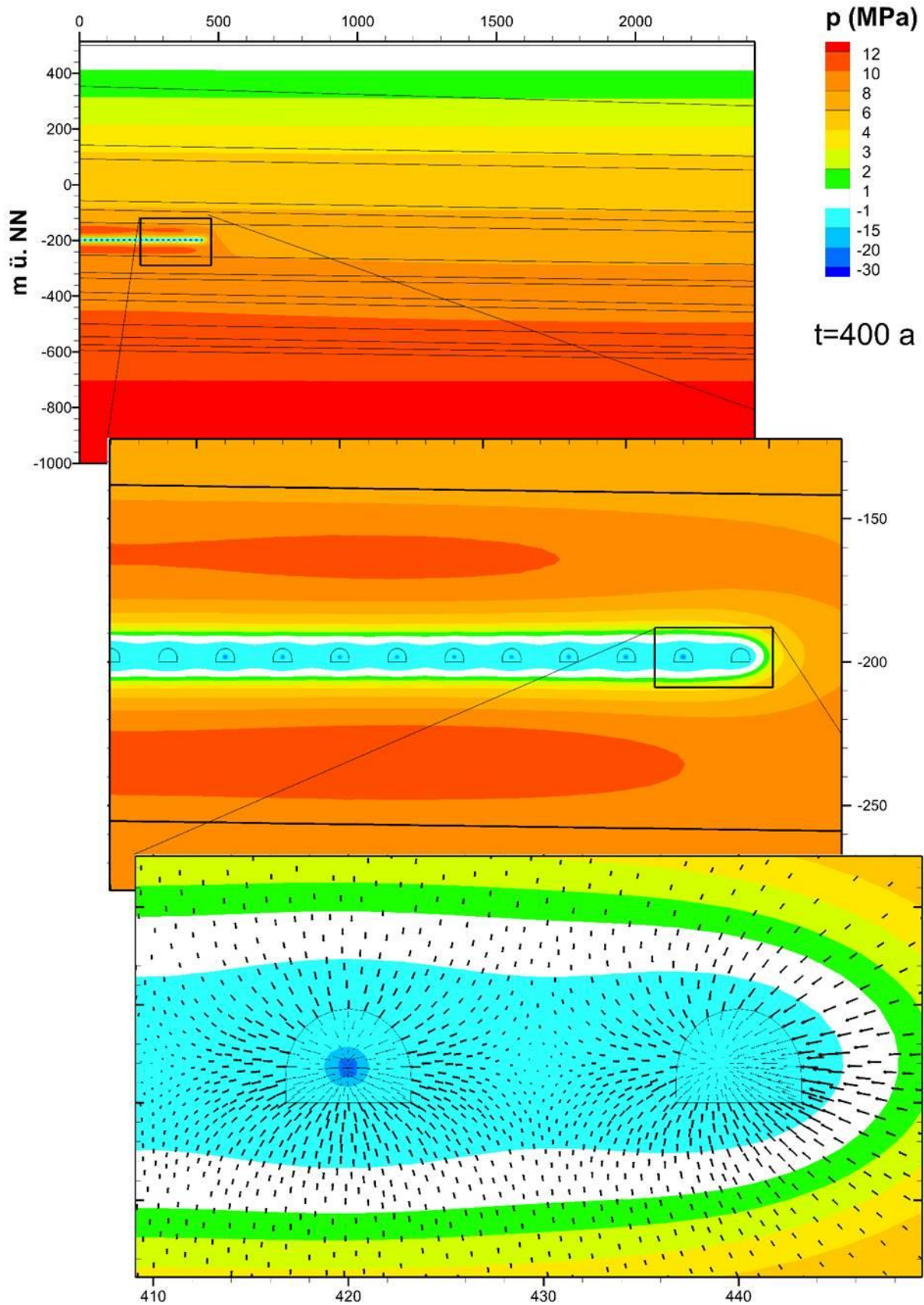


Abb. 2.56: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Porenwasserdruck nach 400 Jahren. Negative Werte bedeuten Saugspannungen in der ungesättigten Zone. Die Vektoren zeigen die Strömungsrichtung und qualitativ die Strömungsgeschwindigkeit.

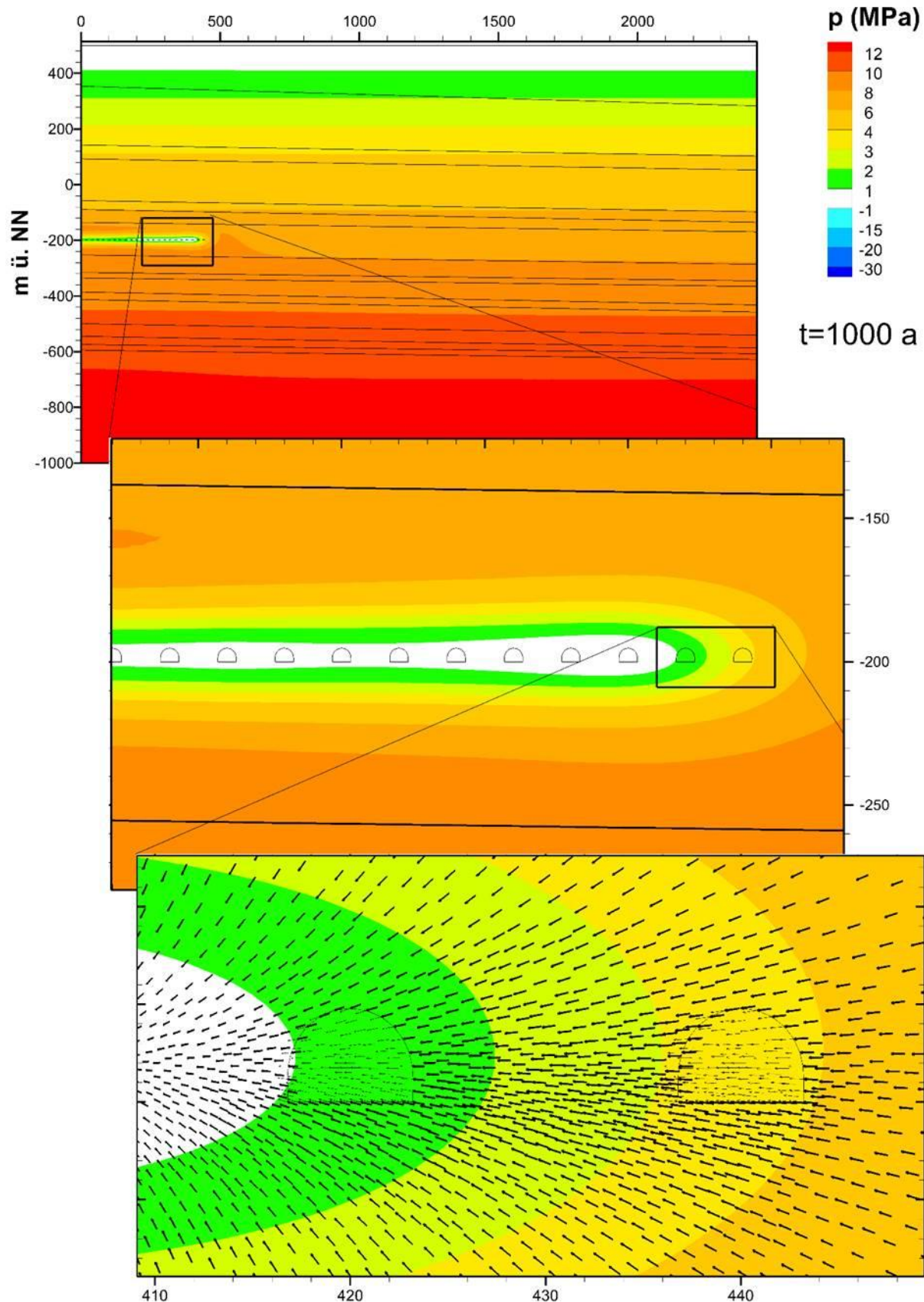


Abb. 2.57: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Porenwasserdruck nach 1000 Jahren. Negative Werte bedeuten Saugspannungen in der ungesättigten Zone. Die Vektoren zeigen die Strömungsrichtung und qualitativ die Strömungsgeschwindigkeit.

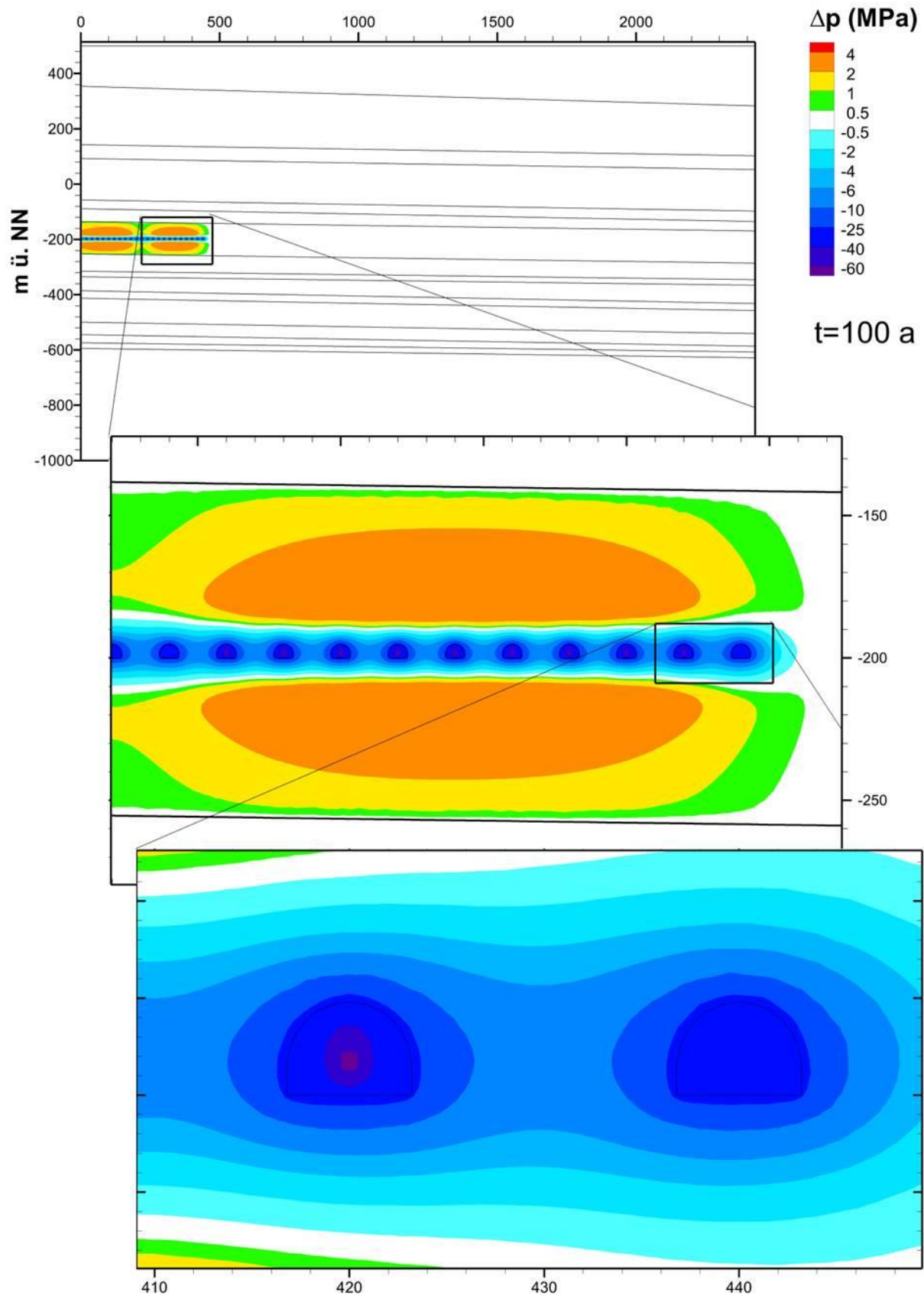


Abb. 2.58: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Änderungen im Porenwasserdruck nach 100 Jahren im Vergleich zum ungestörten Zustand

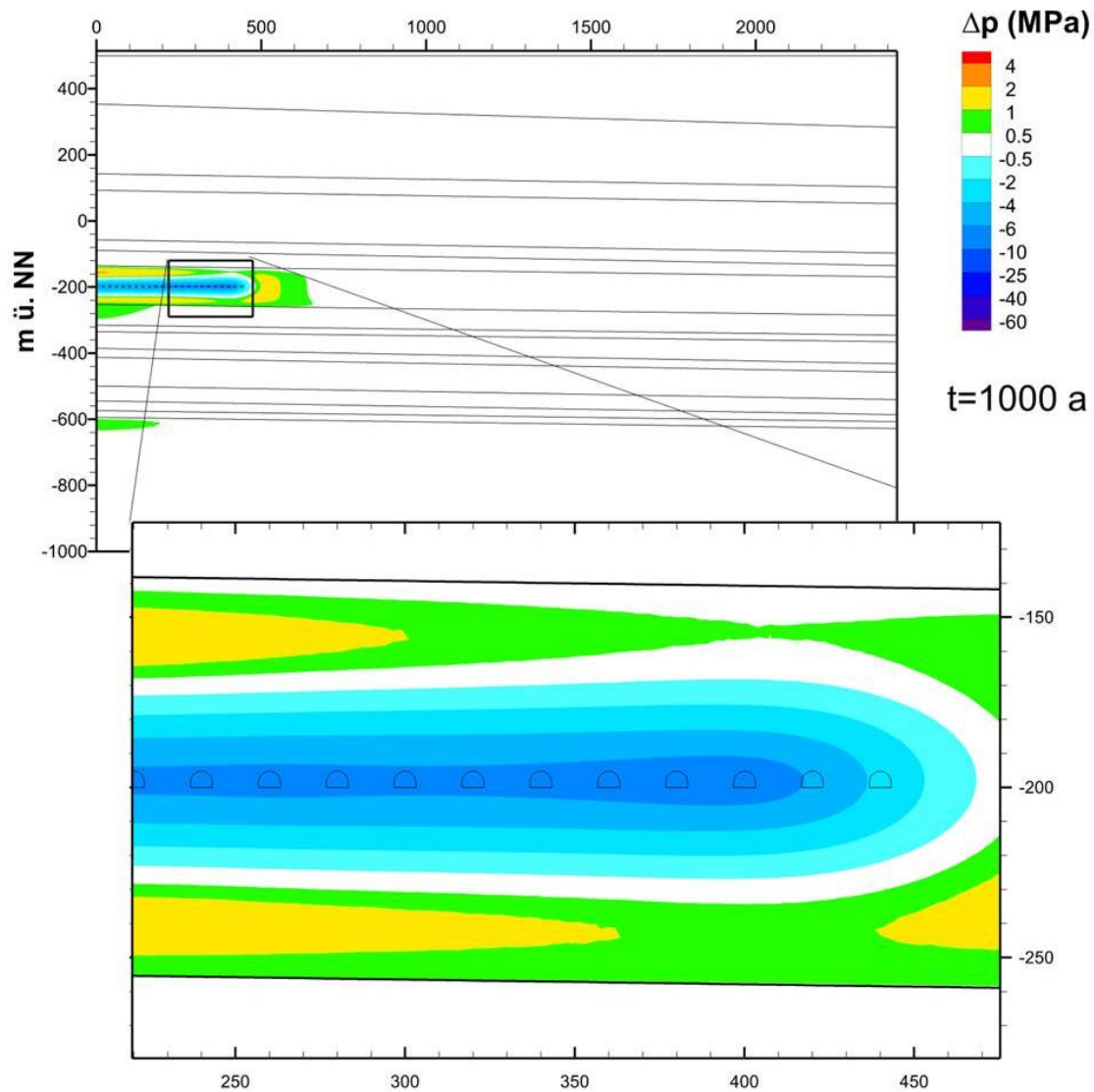


Abb. 2.59: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Änderungen im Porenwasserdruck nach 1000 Jahren im Vergleich zum ungestörten Zustand

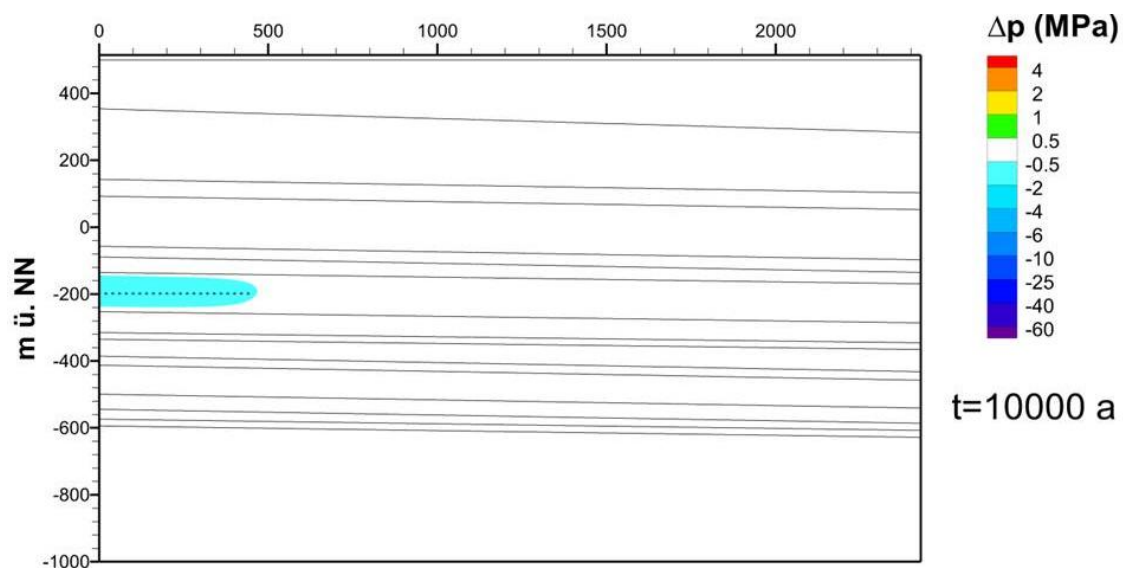


Abb. 2.60: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Änderungen im Porenwasserdruck nach 10.000 Jahren im Vergleich zum ungestörten Zustand

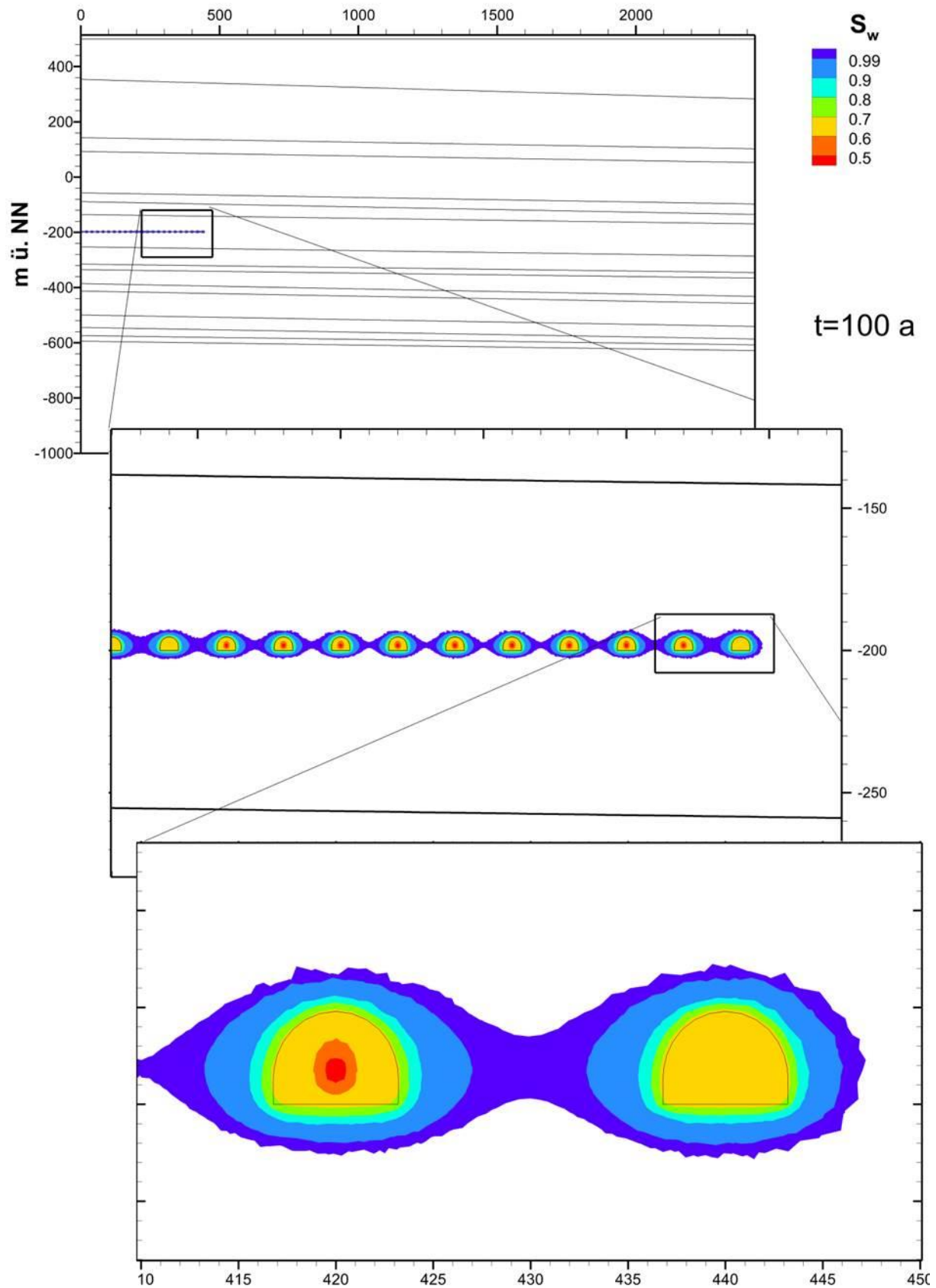


Abb. 2.61: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Ungesättigte Zone nach 100 Jahren. Gesättigte Bereiche (über 99,99 % Wassersättigung) sind nicht eingefärbt.

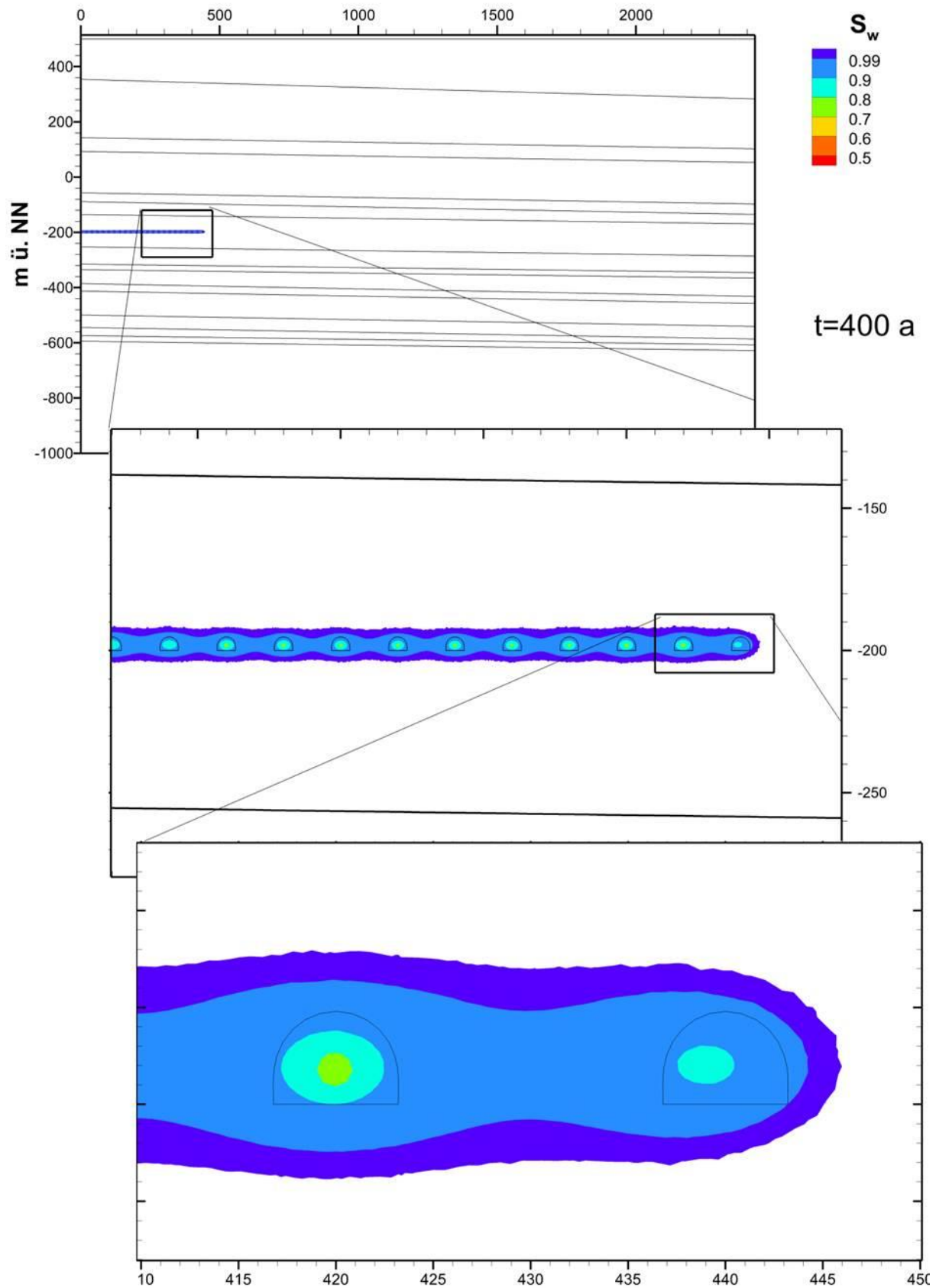


Abb. 2.62: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Ungesättigte Zone nach 400 Jahren. Gesättigte Bereiche (über 99,99 % Wassersättigung) sind nicht eingefärbt.

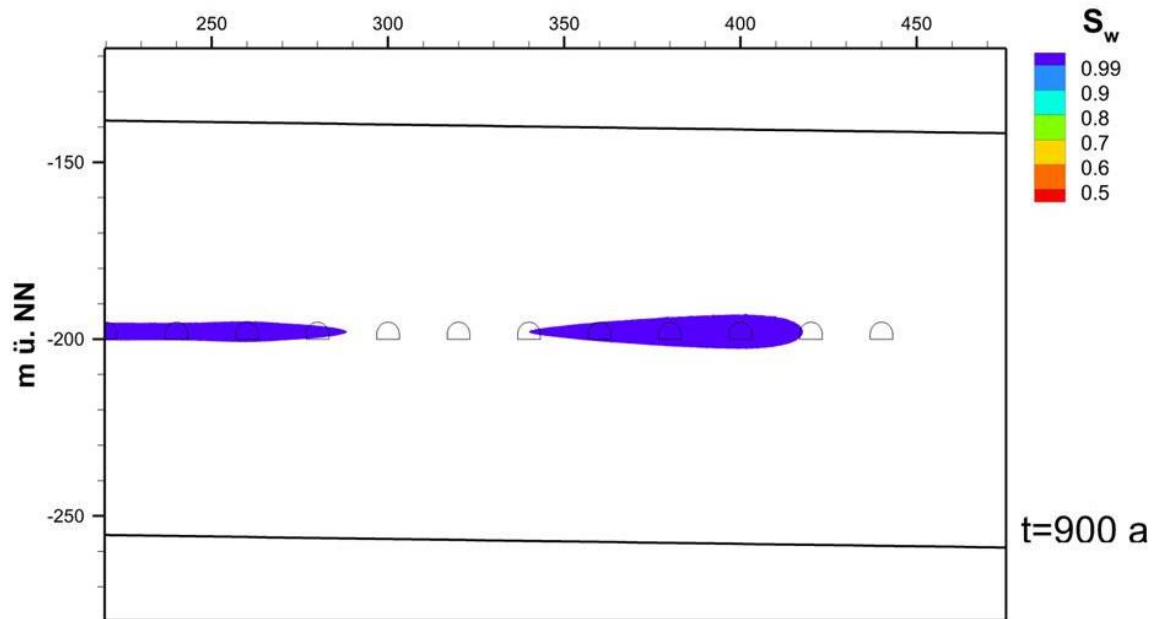


Abb. 2.63: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Ungesättigte Zone nach 900 Jahren. Gesättigte Bereiche (über 99,99 % Wassersättigung) sind nicht eingefärbt.

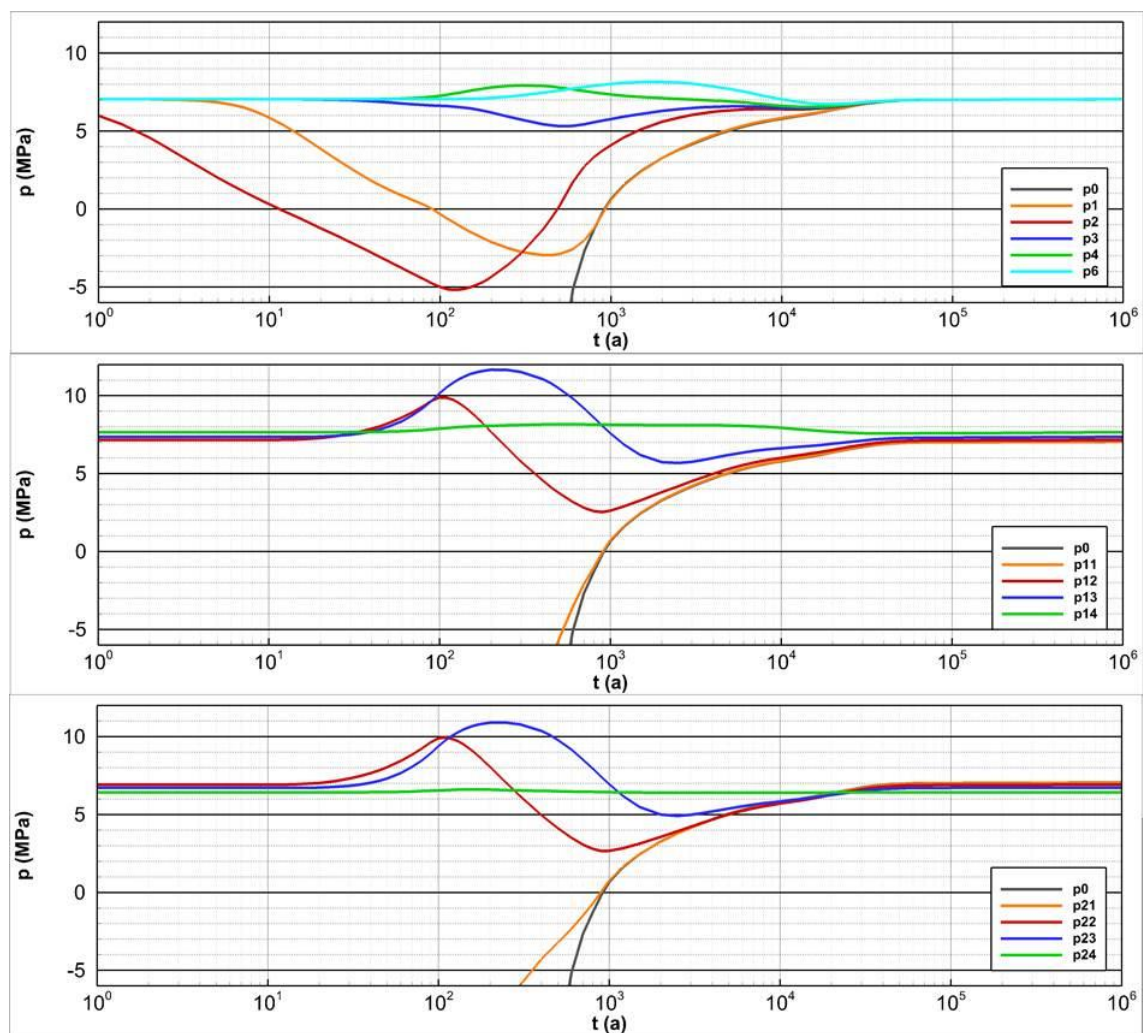


Abb. 2.64: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Zeitliche Entwicklung des Porenwasserdrucks an ausgewählten Punkten (zur Lage siehe Abb. 2.46)

### 2.2.3.7.3 Mechanisch

In den Abb. 2.65, Abb. 2.66, Abb. 2.67 sowie Abb. 2.68 sind die Vertikalverschiebungen und in Abb. 2.69, Abb. 2.70 sowie Abb. 2.71 die Spannungen und in Abb. 2.72, Abb. 2.73, Abb. 2.74 sowie Abb. 2.75 deren Änderung im Vergleich zum ungestörten Zustand und in Abb. 2.76 die zeitliche Entwicklung der Spannungen an ausgewählten Punkten dargestellt. Der effektive Spannungstensor ist in Form der Spur des effektiven Spannungstensors ( $\text{Spur } \sigma^{\text{eff}} = \sigma_{xx}^{\text{eff}} + \sigma_{yy}^{\text{eff}} + \sigma_{zz}^{\text{eff}}$ ) ausgewertet. Es wurde darauf verzichtet, Ergebnisse zu späteren Zeitpunkten darzustellen, wenn keine Änderung zum Anfangszustand mehr zu erkennen wäre.

Eine Eigenwertanalyse des effektiven Spannungstensors ergibt, dass mit dem Berechnungsmodell B im Wirtsgestein nach 140 Jahren die maximale effektive Druckspannung von -21,3 MPa und nach 7 Jahren die minimale Druckspannung von -3,6 MPa erreicht wird. Eine Zugspannung tritt im Wirtsgestein nicht auf. Die maximale Senkung an der Geländeoberkante wird nach 15 Jahren mit 1,2 mm und die maximale Hebung nach 4000 Jahren mit 10,0 cm erreicht.

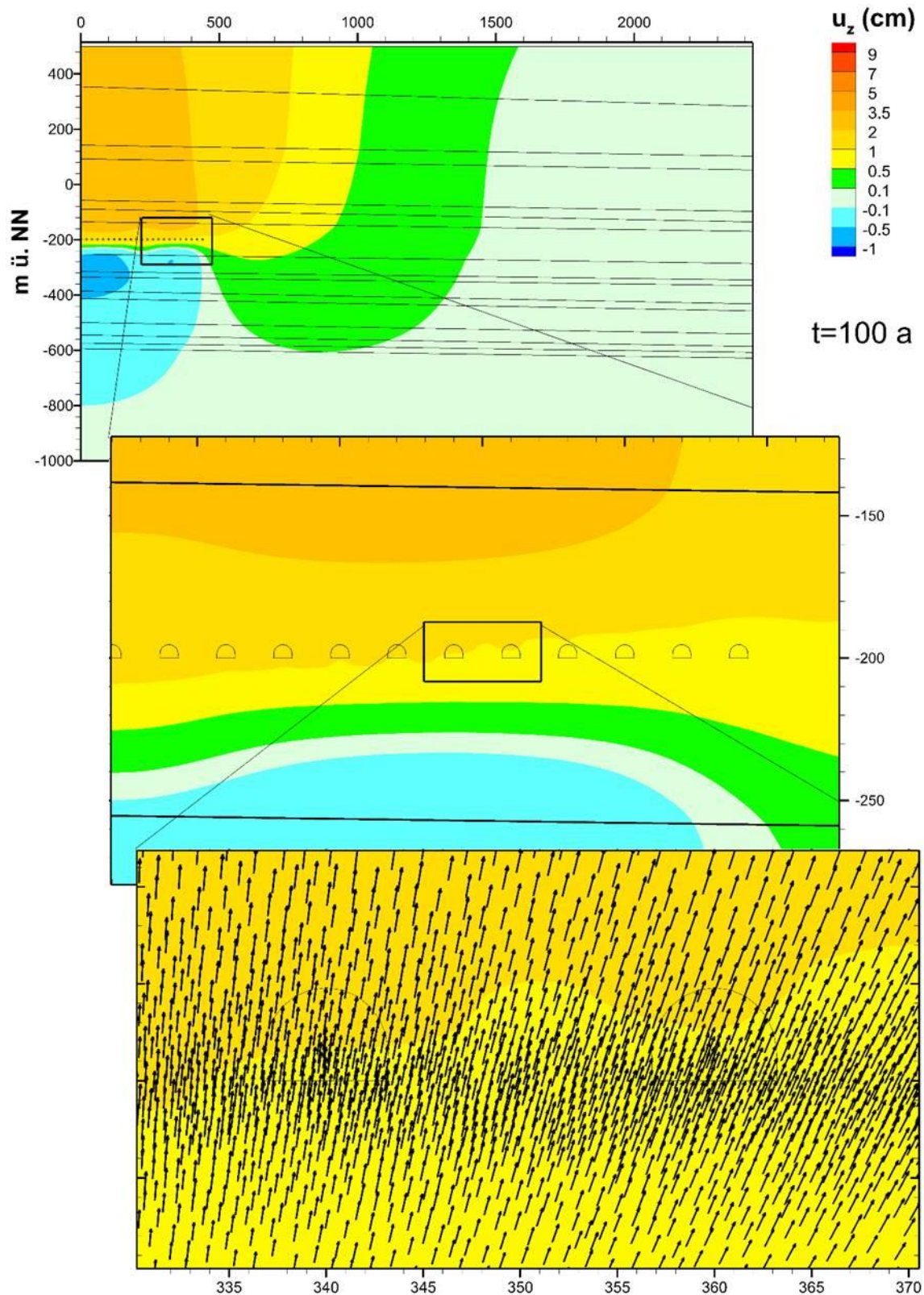


Abb. 2.65: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Verschiebungen in vertikaler Richtung nach 100 Jahren. Positive Werte stehen für Hebungen, negative Werte für Senkungen. Die Vektoren zeigen Richtung und Betrag der Verschiebungen an.

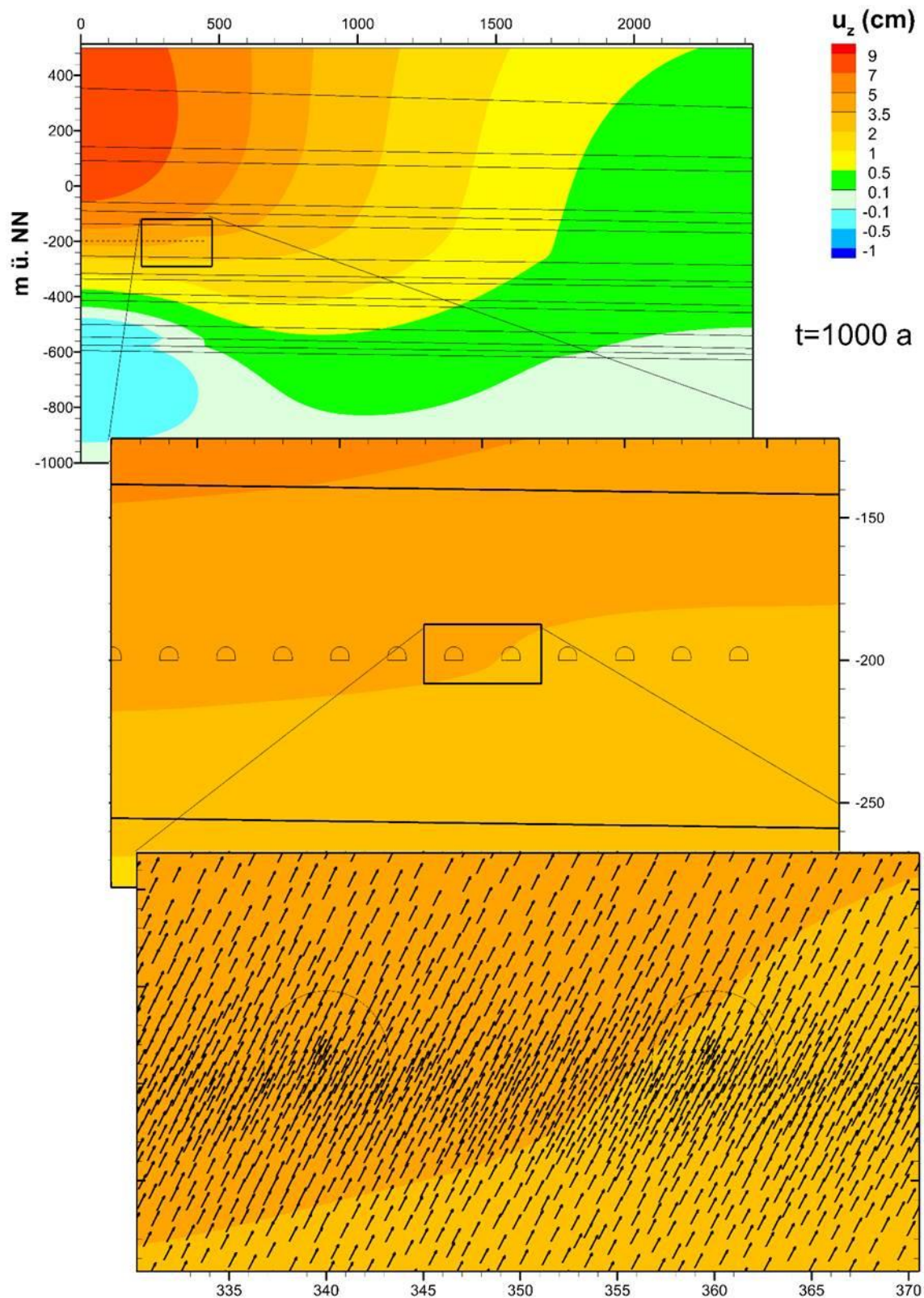
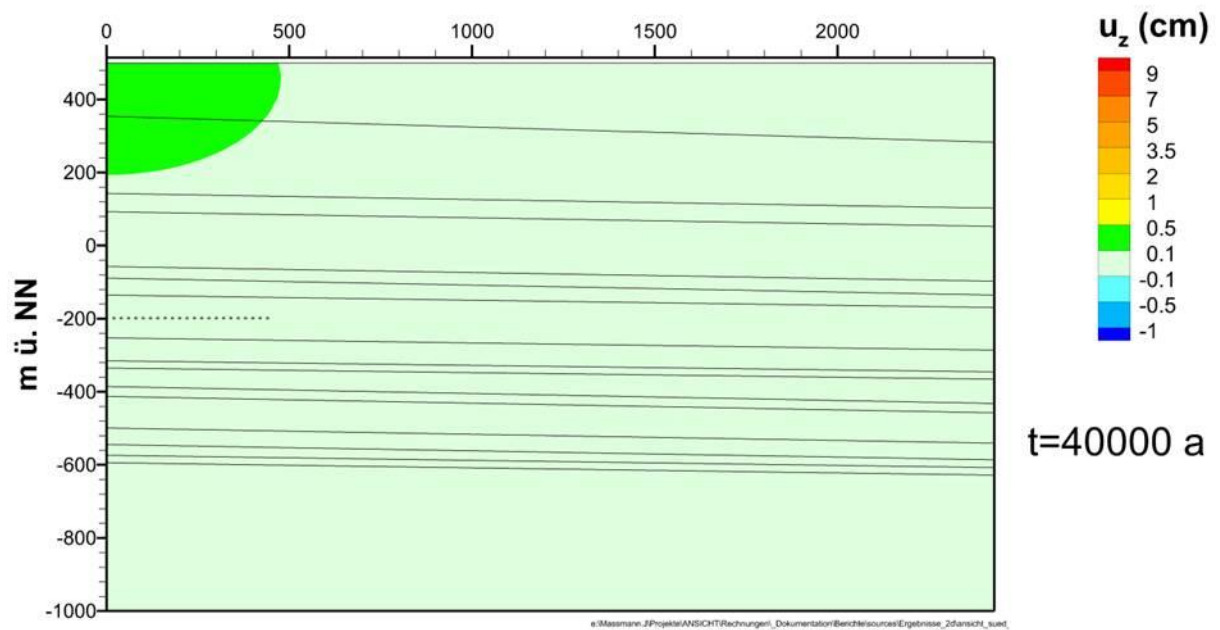
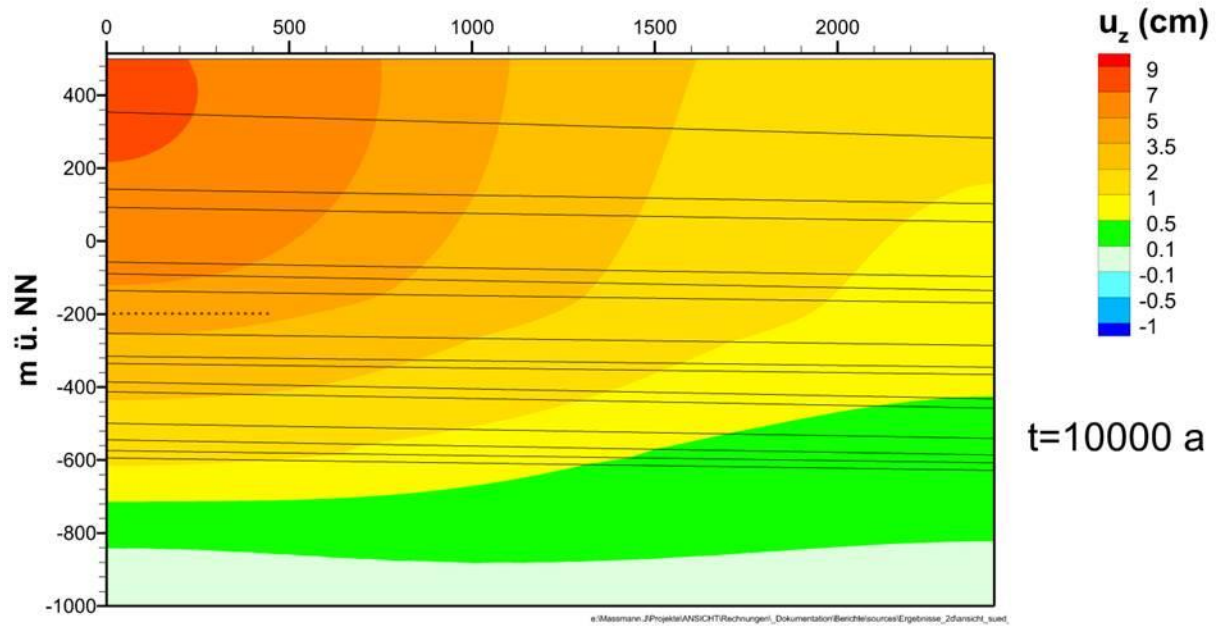


Abb. 2.66: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Verschiebungen in vertikaler Richtung nach 1000 Jahren. Positive Werte stehen für Hebungen, negative Werte für Senkungen. Die Vektoren zeigen Richtung und Betrag der Verschiebungen an.



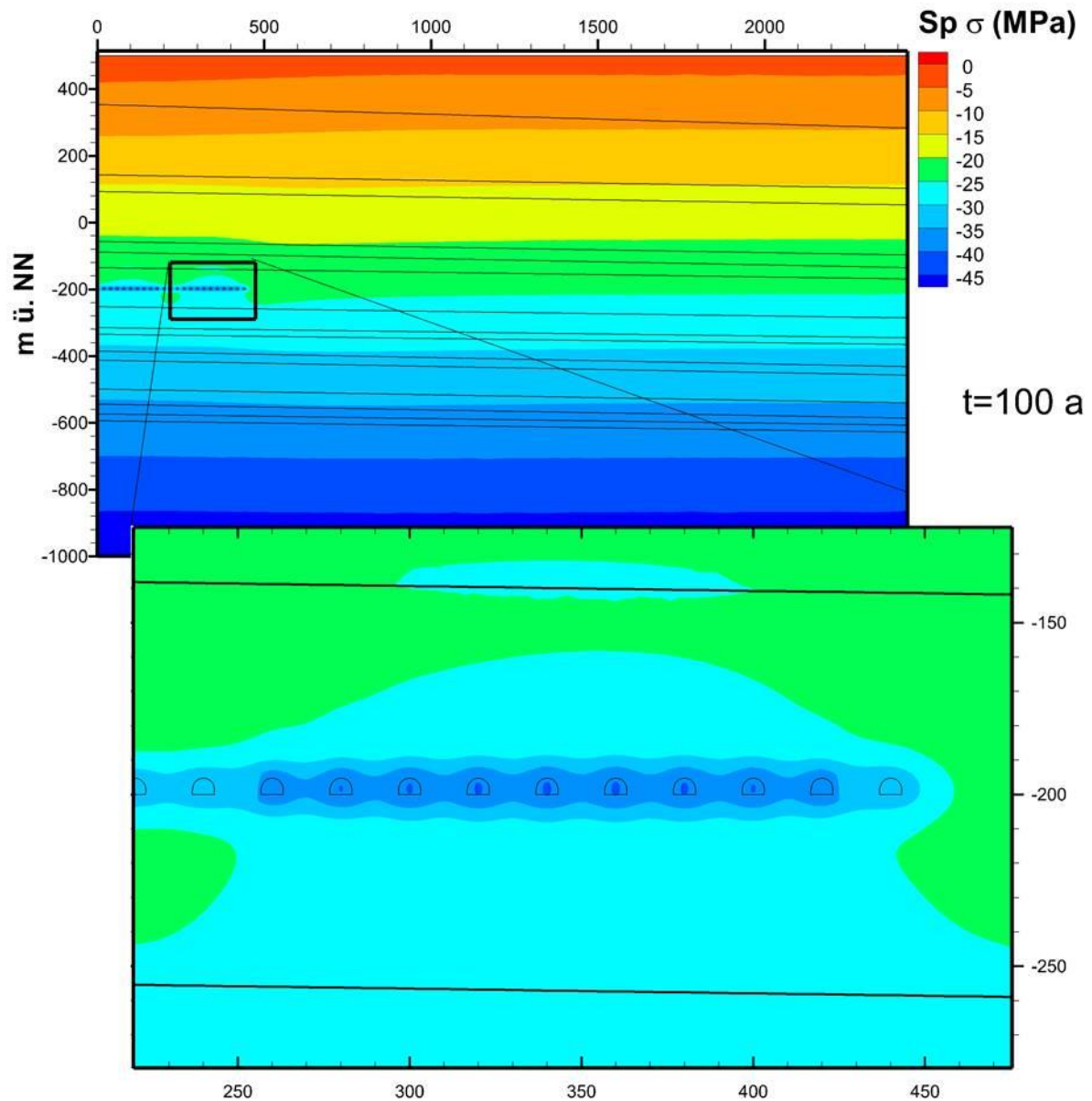


Abb. 2.69: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Spur des effektiven Spannungstensors nach 100 Jahren. Negative Werte stehen für Druckspannungen.

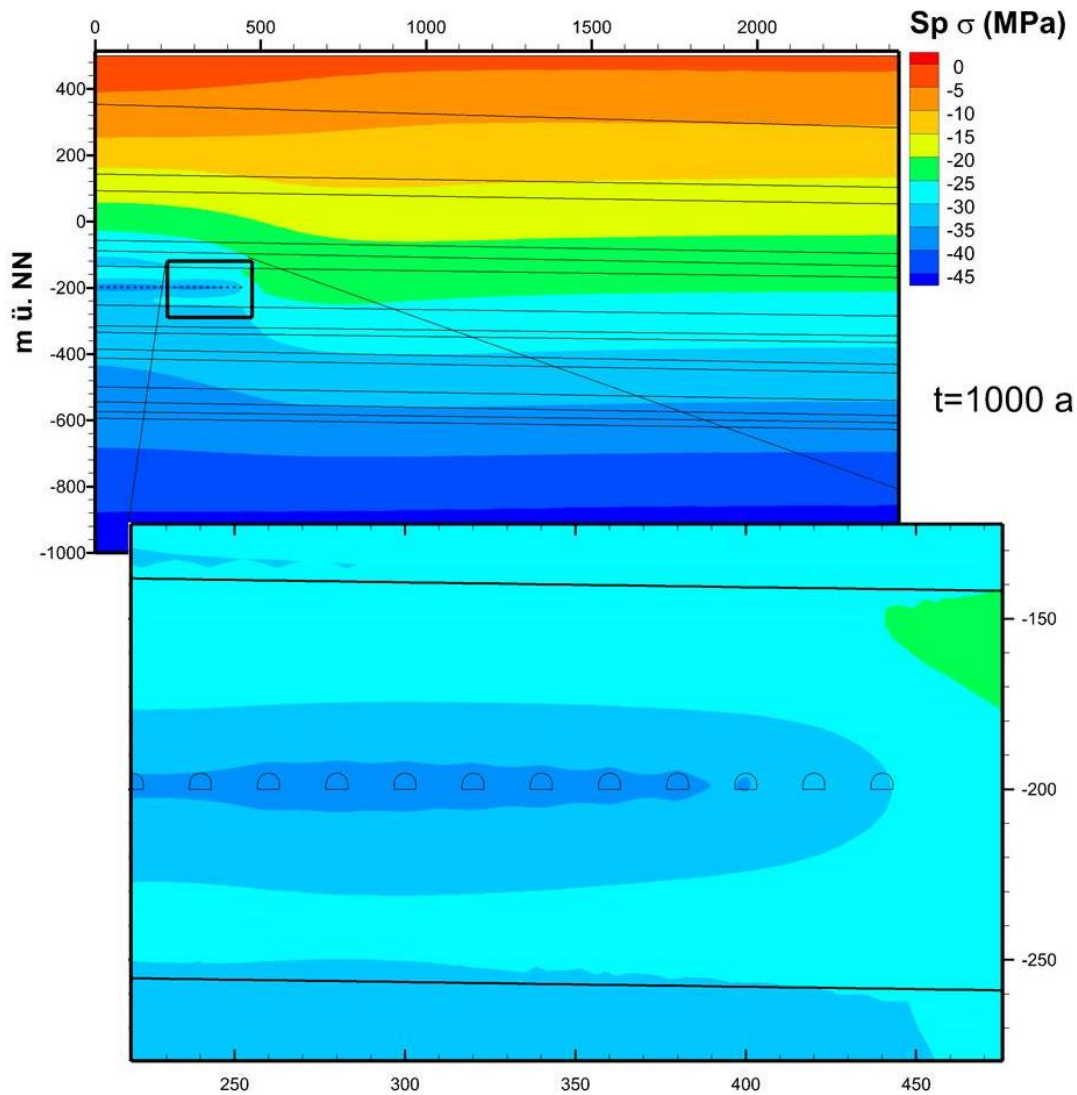


Abb. 2.70: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Spur des effektiven Spannungstensors nach 1000 Jahren. Negative Werte stehen für Druckspannungen.

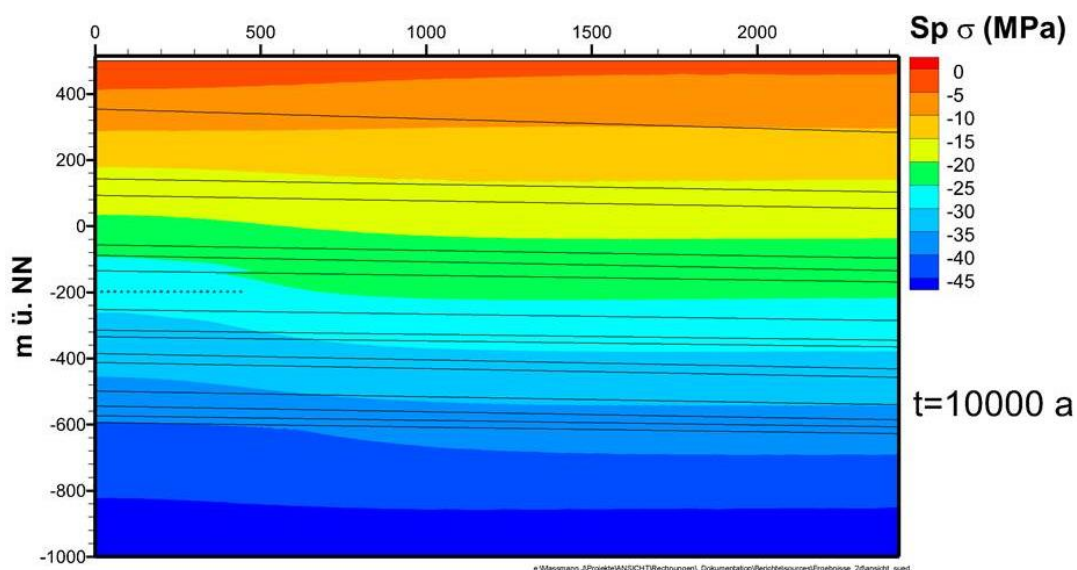


Abb. 2.71: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Spur des effektiven Spannungstensors nach 10.000 Jahren. Negative Werte stehen für Druckspannungen.

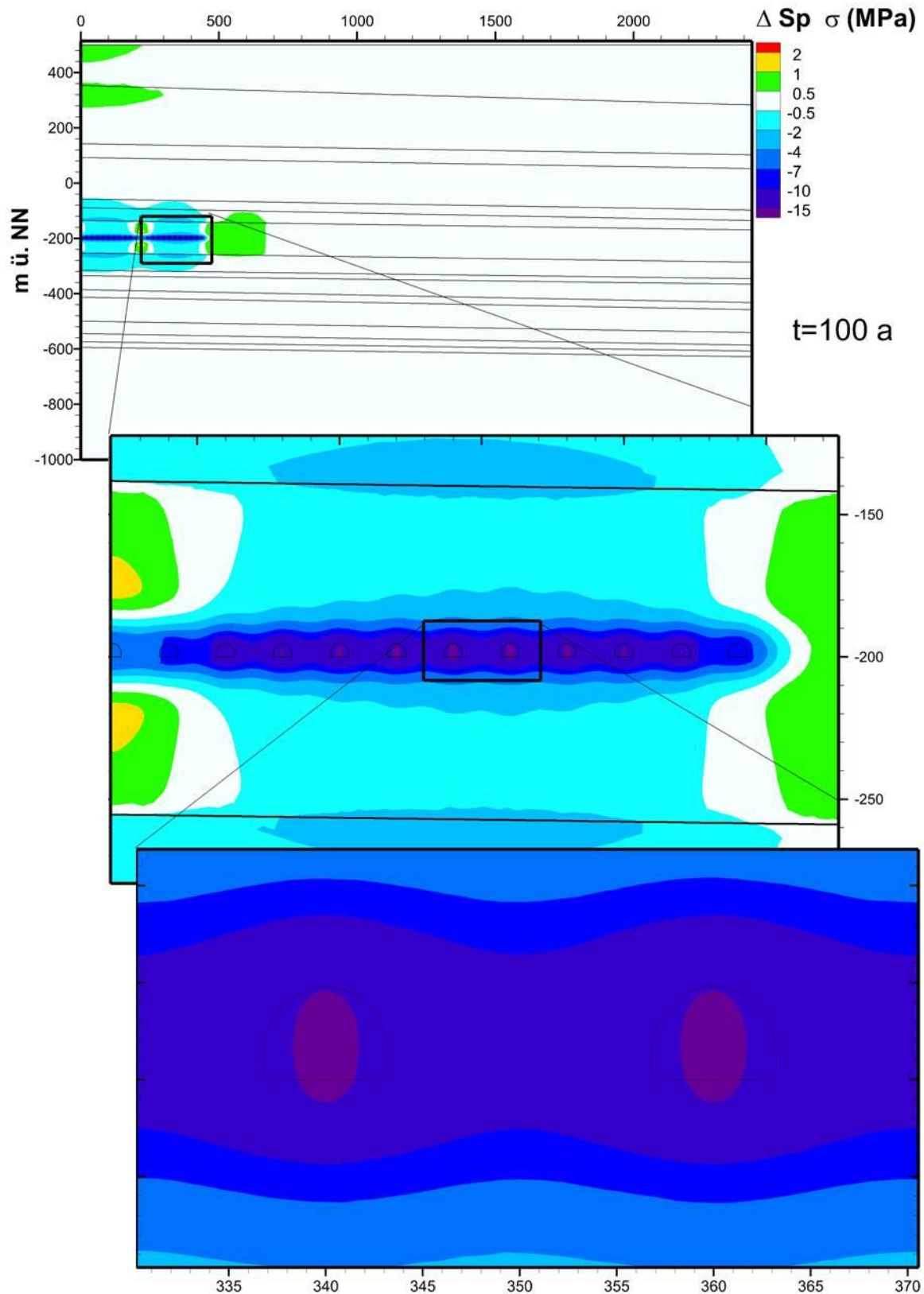


Abb. 2.72: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Änderungen in der Spur des effektiven Spannungstensors nach 100 Jahren im Vergleich zum ungestörten Zustand. Negative Werte stehen für eine Erhöhung der Druckspannungen, positive Werte für eine Verringerung der Druckspannungen.

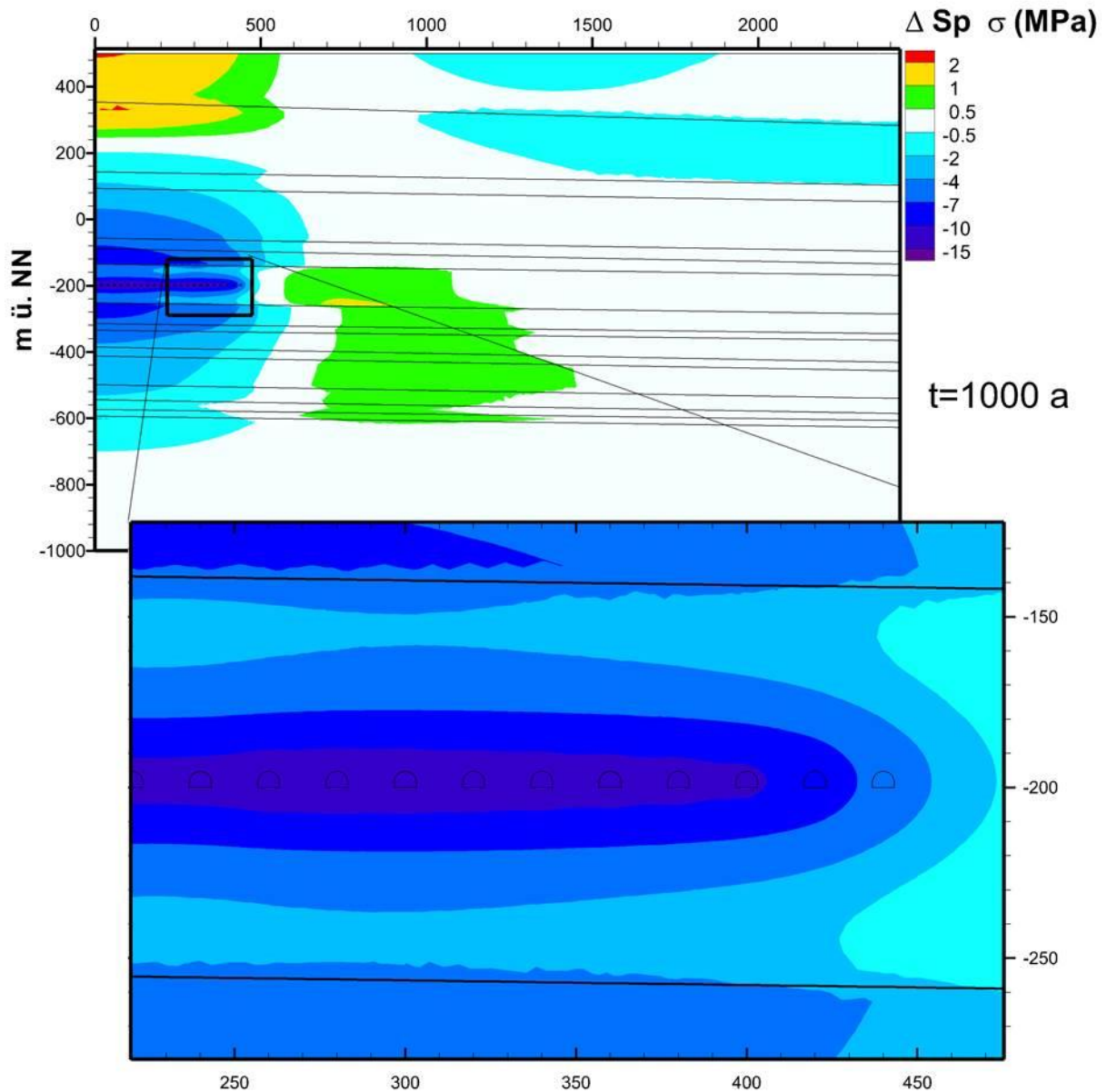


Abb. 2.73: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Änderungen in der Spur des effektiven Spannungstensors nach 1000 Jahren im Vergleich zum ungestörten Zustand. Negative Werte stehen für eine Erhöhung der Druckspannungen, positive Werte für eine Verringerung der Druckspannungen.

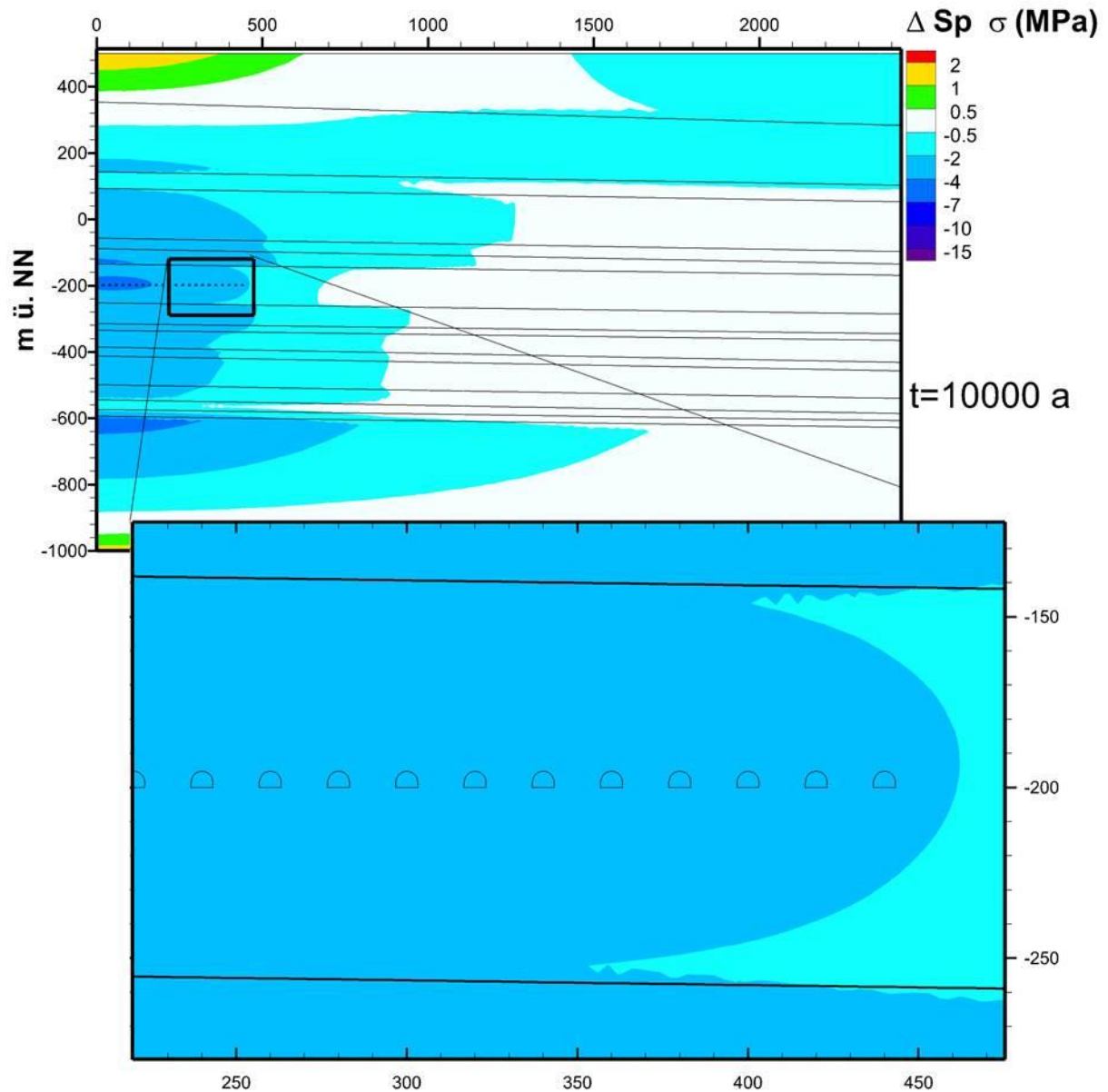


Abb. 2.74: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Änderungen in der Spur des effektiven Spannungstensors nach 1000 Jahren im Vergleich zum ungestörten Zustand. Negative Werte stehen für eine Erhöhung der Druckspannungen, positive Werte für eine Verringerung der Druckspannungen.

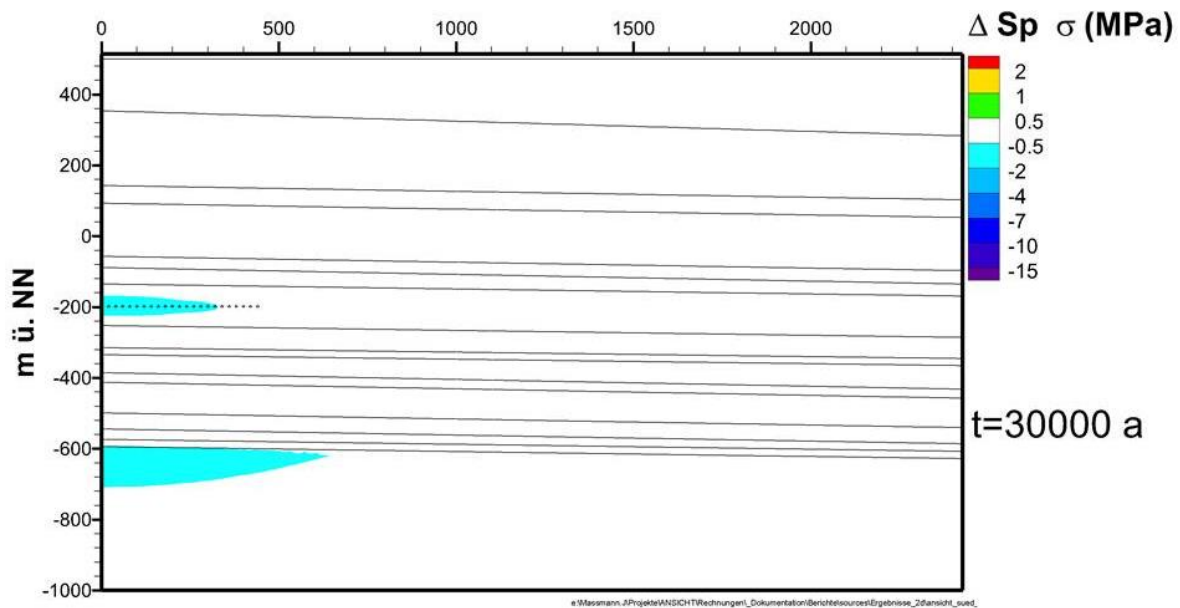


Abb. 2.75: Berechnungsergebnisse Modell B (SÜD): Änderungen in der Spur des effektiven Spannungstensors nach 30.000 Jahren im Vergleich zum ungestörten Zustand. Negative Werte stehen für eine Erhöhung der Druckspannungen, positive Werte für eine Verringerung der Druckspannungen.

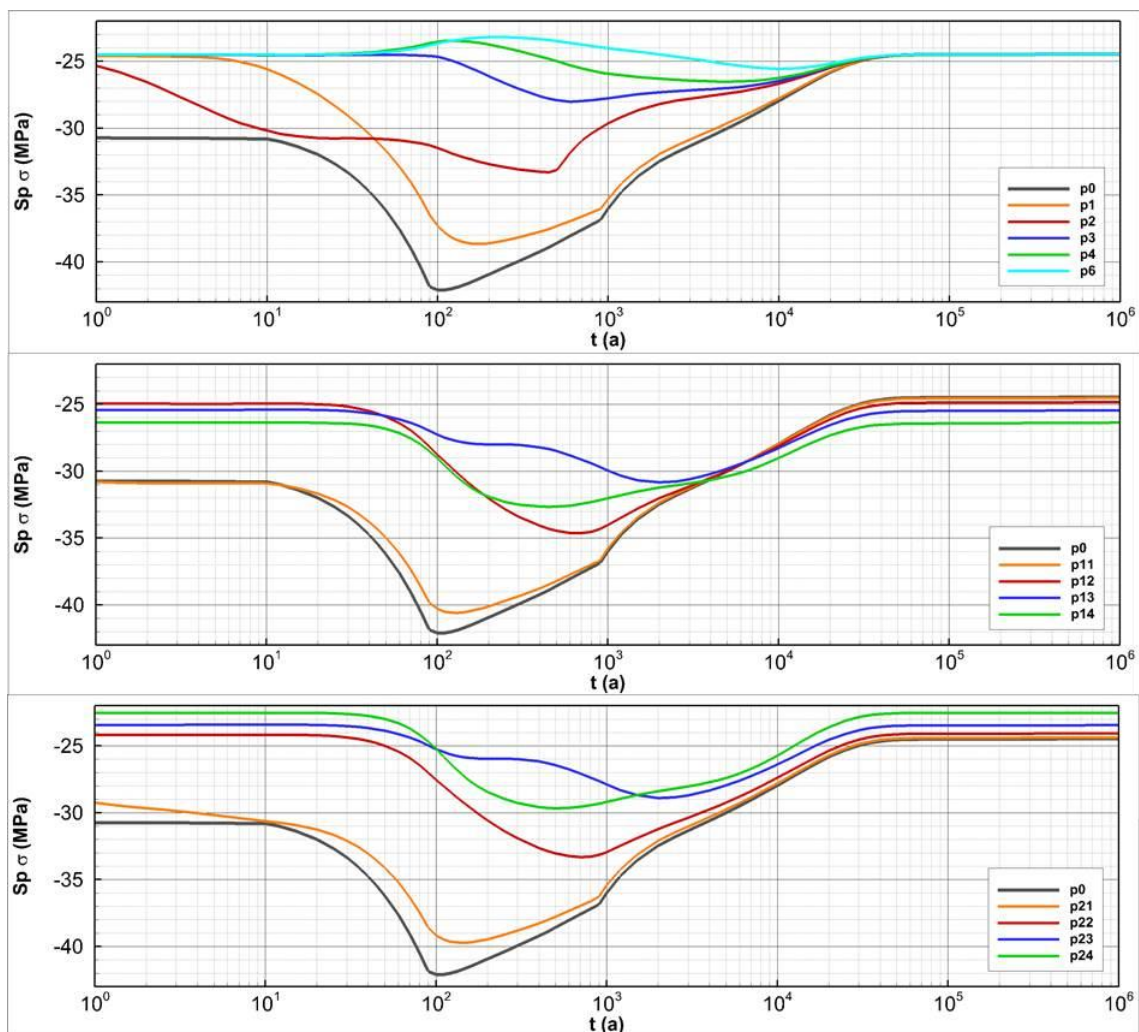


Abb. 2.76: Mechanische Ergebnisse Modell B (SÜD): Zeitlicher Verlauf der Spur des effektiven Spannungstensors an ausgewählten Punkten (zur Lage siehe Abb. 2.46)

### 2.2.3.8 Auswertung der Integritätskriterien

Die Integritätskriterien werden im Folgenden wie in Abschnitt 2.1.5 dargestellt, analog zum Standortmodell NORD (Abschnitt 2.2.2.8) im Wirtsgestein ausgewertet.

#### 2.2.3.8.1 Temperatur-Kriterium

Zum Zeitpunkt, zu dem die maximale Temperatur im Wirtsgestein auftritt, wird das Temperatur-Kriterium deutlich eingehalten (Abb. 2.77). Die Auswertung des Kriteriums ist mit dem Berechnungsmodell A unkompliziert zu realisieren.

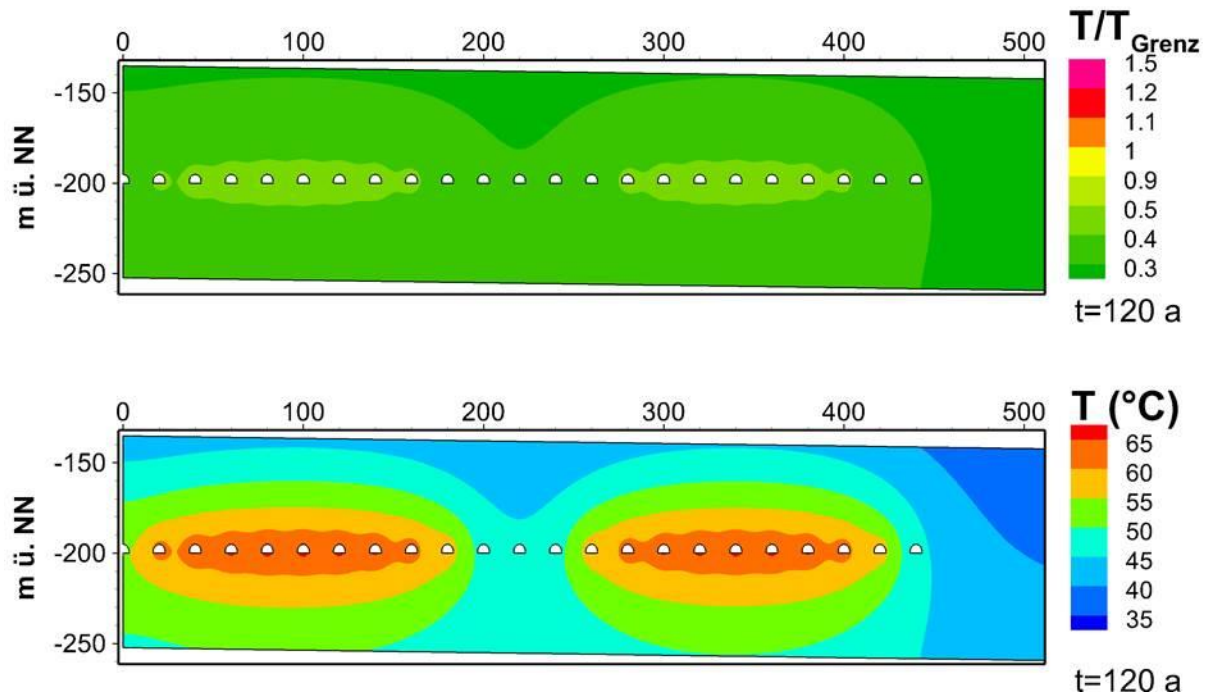


Abb. 2.77: Berechnungsmodell B (SÜD): Auswertung des Temperatur-Kriteriums im Wirtsgestein. Das Kriterium ist erfüllt, wenn  $T/T_{\text{Grenz}} < 1,0$  ist. Dargestellt ist der Zeitpunkt, an dem die höchste Temperatur im Wirtsgestein berechnet wurde. Das Kriterium ist im Wirtsgestein zu keinem Zeitpunkt verletzt.

#### 2.2.3.8.2 Fluiddruck-Kriterium

In der Abb. 2.78 sind die Auswertungen des Fluiddruck-Kriteriums zu dem Zeitpunkt dargestellt, an dem die geringsten Druckspannungen berechnet wurden. Es handelt sich also um eine direkte Auswertung der dritten Hauptspannung des effektiven Spannungstensors.

Das Kriterium wird über den gesamten Betrachtungszeitraum eingehalten, Zugspannungen treten nicht auf.

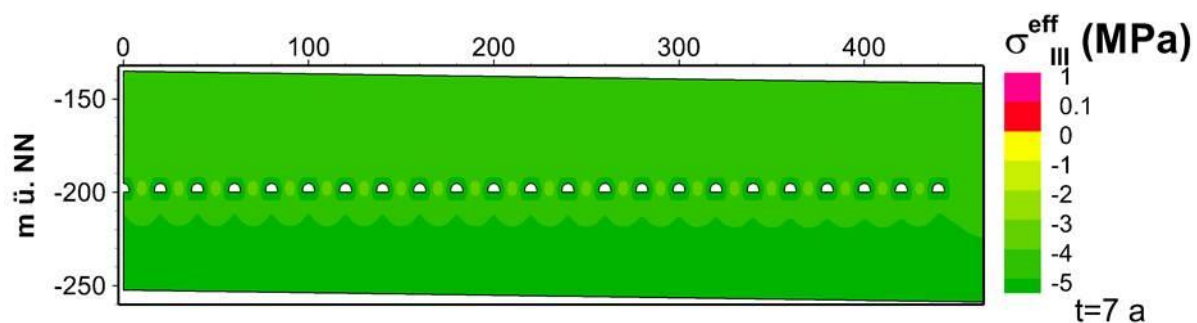


Abb. 2.78: Berechnungsmodell B (SÜD): Auswertung des Fluiddruck-Kriteriums im Wirtsgestein. Das Kriterium ist erfüllt, wenn  $\sigma_{\text{III}}^{\text{eff}} < 0,0$  ist. Dargestellt ist der Zeitpunkt, an dem die geringste Druckspannung (höchster numerischer Wert) im Wirtsgestein berechnet wurde. Das Kriterium ist zu keinem Zeitpunkt im Wirtsgestein verletzt.

### 2.2.3.8.3 Dilatanz-Kriterium

Es wird das Kriterium, wie in Abschnitt 2.1.5.4 dargestellt, ausgewertet. Hiernach muss zu jedem Zeitpunkt im Wirtsgestein gelten:  $r/R < 1,0$ . Der maximale Wert für das auszuwertende Kriterium ( $r/R$ ) ergibt sich mit dem Berechnungsmodell B nach 15 Jahren zu 0,92. Für diesen Zeitpunkt ist in Abb. 2.79 das Kriterium dargestellt. Das Dilatanz-Kriterium ist also zu keinem Zeitpunkt verletzt.

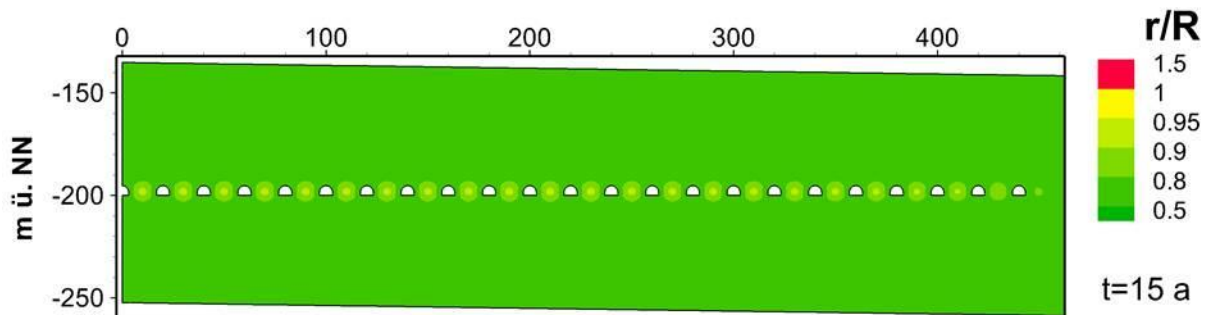


Abb. 2.79: Berechnungsmodell B (SÜD): Auswertung des Dilatanz-Kriteriums im Wirtsgestein. Das Kriterium ist erfüllt, wenn  $r/R < 1,0$  ist. Dargestellt ist der Zeitpunkt, an dem der größte Wert für das Kriterium im Wirtsgestein berechnet wurde. Das Kriterium ist zu keinem Zeitpunkt im Wirtsgestein verletzt.

### 2.2.3.8.4 Advektions-Kriterium

Für die Auswertung des Advektions-Kriteriums wird zunächst das berechnete Strömungsgeschehen im Wirtsgestein, insbesondere im Nahfeld der Einlagerungsstrecken, analysiert. In der Abb. 2.80, Abb. 2.81, Abb. 2.82, Abb. 2.83 und Abb. 2.84 sind die Beträge der Fließgeschwindigkeiten im gesamten Wirtsgestein sowie die Fließrichtungen an zwei ausgewählten Bereichen zu verschiedenen Zeiten dargestellt. In den gelb und grün eingefärbten Bereichen liegt die berechnete Geschwindigkeit unter der Grenzgeschwindigkeit. Es bildet sich um die Strecken herum eine Zone mit relativ hohen Fließgeschwindigkeiten, die zum Endlager hin gerichtet sind, aus (bis zu 0,001 m/a). Diese Zone vergrößert sich, bis sie nach etwa 100 Jahren fast das gesamte Wirtsgestein ausmacht. Ab etwa 1000 Jahren nehmen die Geschwindigkeiten wieder ab, bis nach 6000 Jahren im gesamten Streckenbereich und nach 20.000 Jahren im gesamten Wirtsgestein nur noch Geschwindigkeiten berechnet werden, die unter der Grenzgeschwindigkeit liegen. Während dieses Zeitraums sind sämtliche Fließrichtungen stets in Richtung des Endlagers gerichtet. Ab 35.000 Jahren bildet sich eine Strömung aus, die das gesamte Wirtsgestein vertikal von oben nach unten durchströmt. Die Fließgeschwindigkeiten liegen hier unter  $1 \cdot 10^{-7} \text{ m/a}$  und damit mehr als eine Größenordnung unter der Grenzgeschwindigkeit.

Somit lässt sich kein Fließpfad finden, der aus dem Streckenbereich herausführt und entlang dessen zu einem Zeitpunkt die Grenzgeschwindigkeit erreicht wird. Eine zahlenmäßige Auswertung, wie für das Modell A (NORD) in Abschnitt 2.2.2.8.4 durchgeführt, ist daher für das Modell B nicht notwendig.

Das Advektions-Kriterium ist erfüllt.

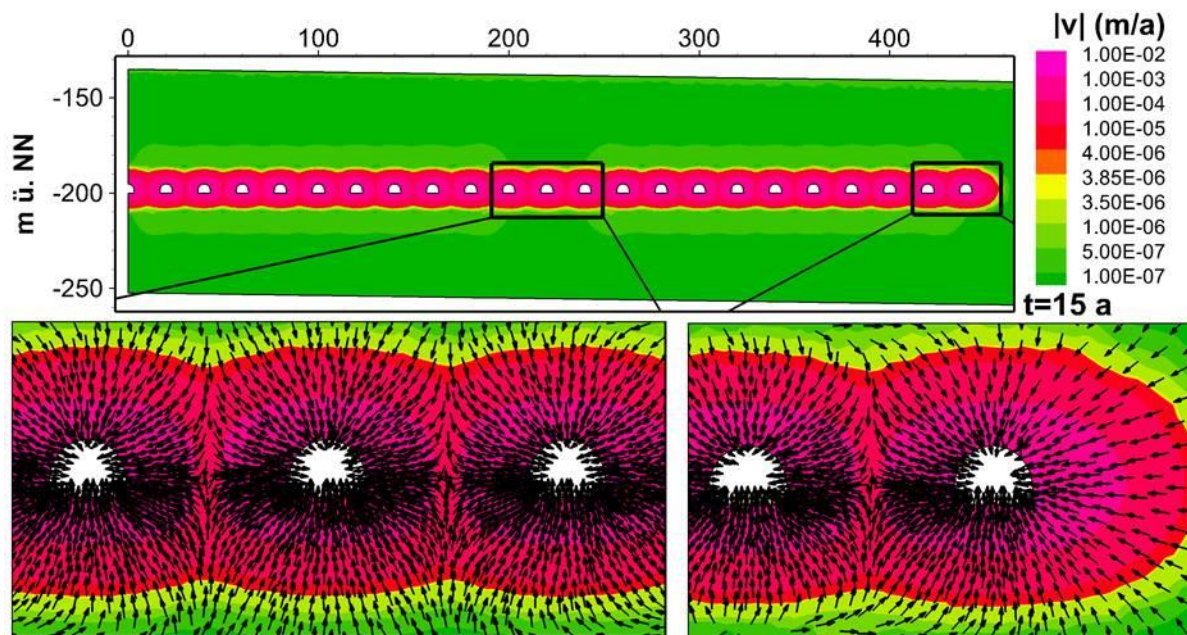


Abb. 2.80: Berechnungsmodell B (SÜD): Vektoren der Grundwasserfließgeschwindigkeiten (Darcy-Geschwindigkeiten) im Wirtsgestein nach 15 Jahren. Die Farbe repräsentiert den Betrag der Fließgeschwindigkeit. Gelb- und Grüntöne repräsentieren Bereiche, in denen die Grenzgeschwindigkeit nicht erreicht wird.

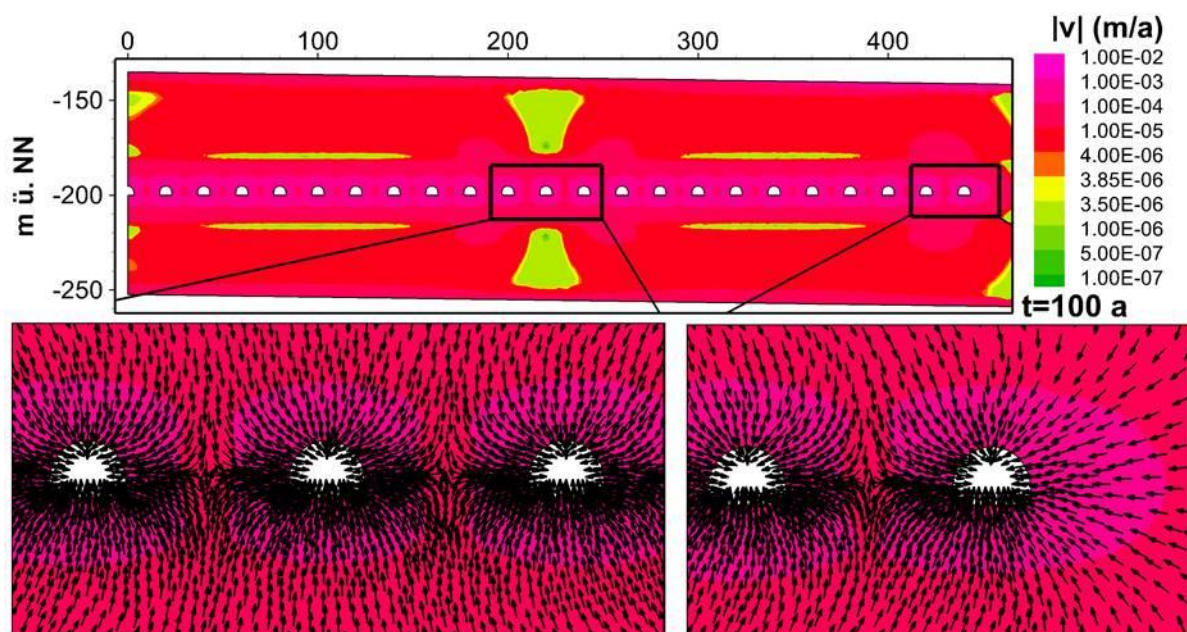


Abb. 2.81: Berechnungsmodell B (SÜD): Vektoren der Grundwasserfließgeschwindigkeiten (Darcy-Geschwindigkeiten) im Wirtsgestein nach 100 Jahren. Die Farbe repräsentiert den Betrag der Fließgeschwindigkeit. Gelb- und Grüntöne repräsentieren Bereiche, in denen die Grenzgeschwindigkeit nicht erreicht wird.

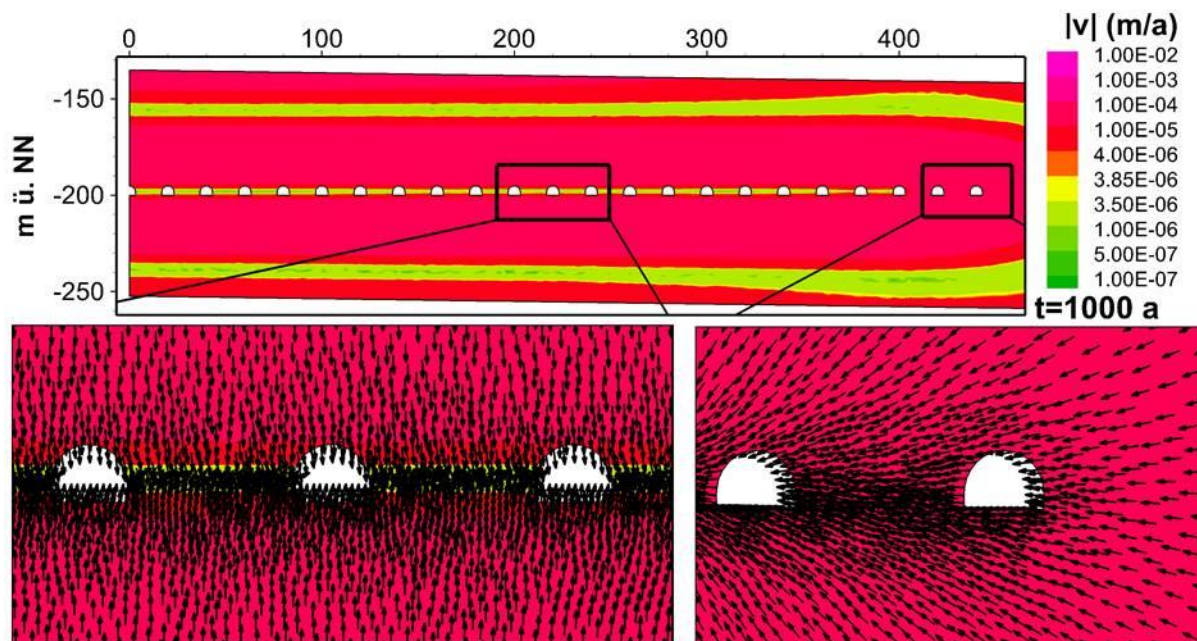


Abb. 2.82: Berechnungsmodell B (SÜD): Vektoren der Grundwasserfließgeschwindigkeiten (Darcy-Geschwindigkeiten) im Wirtsgestein nach 1000 Jahren. Die Farbe repräsentiert den Betrag der Fließgeschwindigkeit. Gelb- und Grüntöne repräsentieren Bereiche, in denen die Grenzgeschwindigkeit nicht erreicht wird.

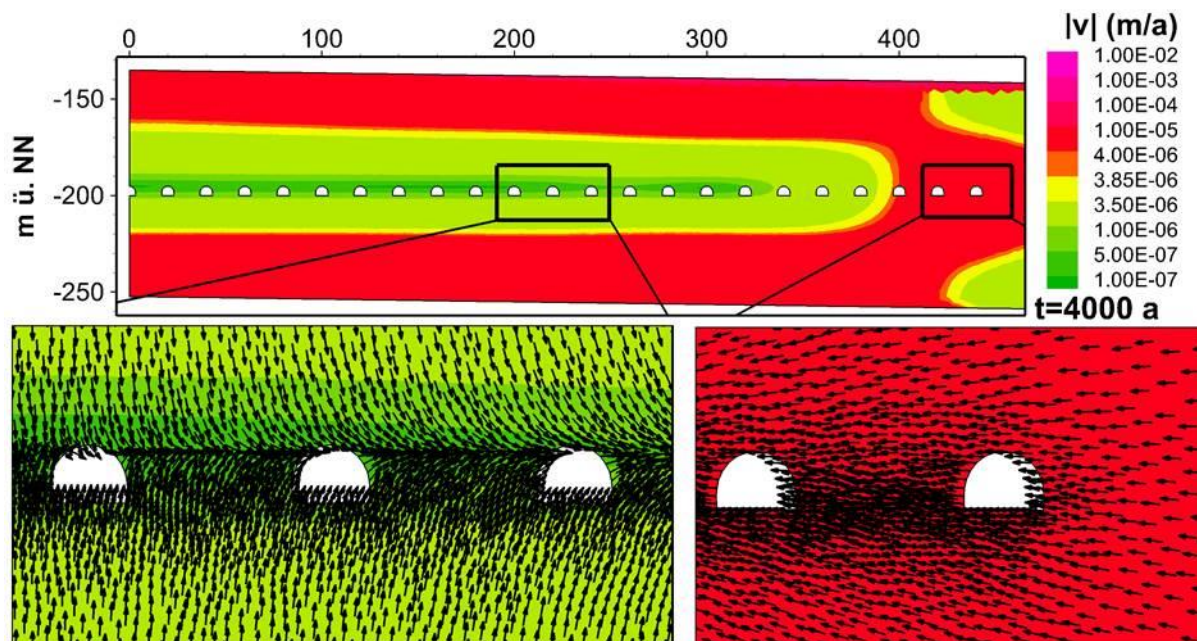


Abb. 2.83: Berechnungsmodell B (SÜD): Vektoren der Grundwasserfließgeschwindigkeiten (Darcy-Geschwindigkeiten) im Wirtsgestein nach 4000 Jahren. Die Farbe repräsentiert den Betrag der Fließgeschwindigkeit. Gelb- und Grüntöne repräsentieren Bereiche, in denen die Grenzgeschwindigkeit nicht erreicht wird.

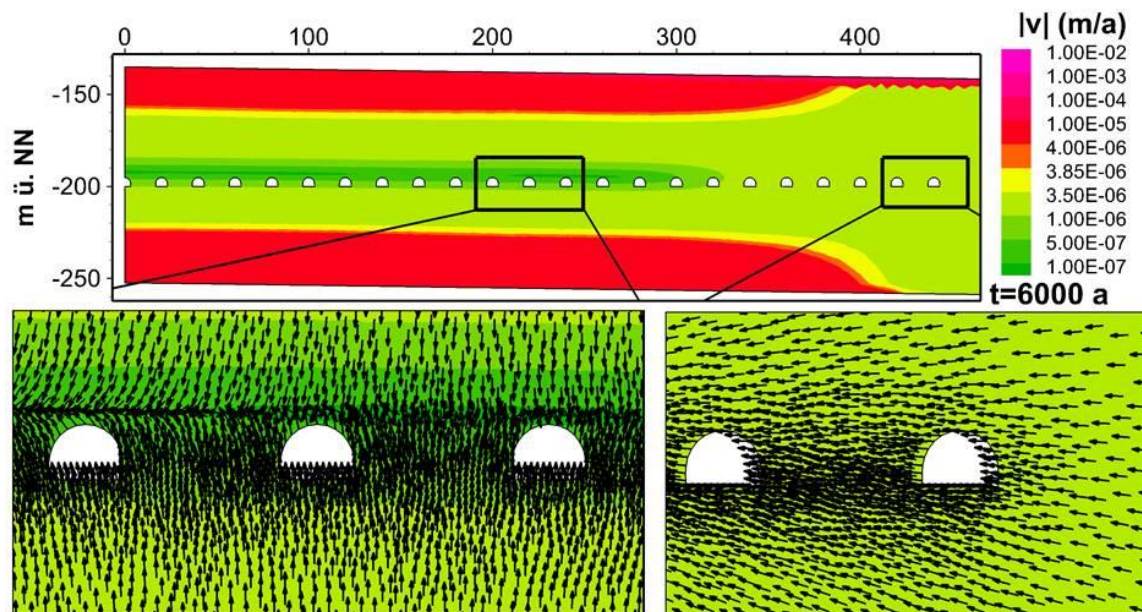


Abb. 2.84: Berechnungsmodell B (SÜD): Vektoren der Grundwasserfließgeschwindigkeiten (Darcy-Geschwindigkeiten) im Wirtsgestein nach 6000 Jahren. Die Farbe repräsentiert den Betrag der Fließgeschwindigkeit. Gelb- und Grüntöne repräsentieren Bereiche, in denen die Grenzgeschwindigkeit nicht erreicht wird.

#### 2.2.3.8.5 Zusammenfassende Auswertung der Integritätskriterien

Im gesamten Wirtsgestein konnte die Integrität der geologischen Barriere exemplarisch nachgewiesen werden. Die Berechnungen liefern bezüglich der Mindestgröße des ewG keine weiteren Einschränkungen. Es kann an der A-priori-Festlegung einer Mindestmächtigkeit von 35 m festgehalten werden. Da eine zeitweise entsättigte Zone mit einer Mächtigkeit von etwa 4,5 m um die Strecken berechnet wurde, sollte die Außengrenze des ewG in einem Mindestabstand zu den Strecken von etwa 40 m verlaufen.

### 2.2.4 Diskussion der Analyseergebnisse

#### 2.2.4.1 Thermisch-hydraulisch-mechanisches Systemverhalten

Es wurden exemplarische Berechnungen an zwei Standorten mit unterschiedlicher Geologie und verschiedenen Einlagerungskonzepten durchgeführt. Die Berechnungskonzepte unterscheiden sich ebenfalls wesentlich in der Abbildung der Prozesse und der Geometrie. Mit allen Berechnungsmodellen (A1, A2 und B) wird das THM-Verhalten des Gesteinskörpers unter Vernachlässigung der Gasbildung und –strömung, berücksichtigt. Allerdings lässt das Modell A durch die recht grobe räumliche Diskretisierung detailliertere Aussagen im Nahfeld des Endlagers kaum zu. Insbesondere die Porendruckentwicklung im Grubengebäude, inklusive der Ent- und Wiederaufsättigungsprozesse, können mit dem Berechnungsmodell A nicht dargestellt werden. Um diesen Umstand zu begegnen, wurden zwei Varianten betrachtet: Bei dem Berechnungsmodell A1 wird während der gesamten Bau- und Betriebsphase ein atmosphärischer Porenwasserdruck in einem Gebiet angenommen, der das gesamte Grubengebäude, inklusive einer potenziell gestörten Zone, umschließt; im Berechnungsmodell A2 wird keine Porenwasserdruckabsenkung betrachtet.

Die feinere räumliche Diskretisierung des 2D-Modells B lässt detailliertere Aussagen im Nahfeld der Strecken zu, wie beispielsweise die Entwicklung der entsättigten Zone. Trotz dieser Unterschiede werden die charakteristischen Prozesse in allen Berechnungsmodellen vergleichbar abgebildet. So zeigen die exemplarischen Berechnungen ein stark gekoppeltes THM-System. Im Wesentlichen sind folgende, zum Teil konkurrierende, Mechanismen auszuweisen:

- 1) Die Entsättigung und Druckabsenkung im Einlagerungsbereich führt zur Erhöhung der effektiven Druckspannungen und so zu einer Kompaktion, die zu einer Senkung an der Geländeoberfläche führt. Hydraulisch führt die Druckabsenkung zu einer Strömung in Richtung Grubengebäude. Dieser Mechanismus hat seine stärkste Ausprägung zu Beginn der Bauzeit bis zum Verschluss des Endlagers.
- 2) Der Wärmeeintrag durch die wärmeentwickelnden radioaktiven Abfälle führt zur Ausdehnung des Gesteins und so zu Hebungen an der Geländeoberfläche. Im vorliegenden teileingespannten Zustand erhöhen sich außerdem die effektiven Druckspannungen.
- 3) Der Wärmeeintrag führt zu einer Ausdehnung des Fluids und so zu einer Erhöhung des Porenwasserdrucks, die sich im gering durchlässigen Gestein nur langsam abbaut. Durch den Ansatz der effektiven Spannungen führt dies zu einer Verringerung der effektiven Druckspannungen. Hydraulisch führt dies zu einer Strömung aus diesen Bereichen heraus. Mechanismen, die durch Temperaturerhöhung ausgelöst werden, haben die stärkste Auswirkung mit Beginn der Einlagerungsphase bis etwa 1000 Jahre.
- 4) Die Abkühlung des Gesteins führt zur Kontraktion, bzw. Druckspannungsverminderung im teileingespannten Zustand. Dies führt zu Senkungen an der Geländeoberfläche.
- 5) Die Abkühlung des Fluids führt zur Kontraktion des Fluids und so zu einer Verminderung des Porenwasserdrucks. Durch den Ansatz der effektiven Spannungen führt dies zu einer Erhöhung der effektiven Druckspannungen. Mechanismen, die durch eine Abkühlung hervorgerufen werden, zeigen ihre stärkste Ausprägung zwischen 1000 und 5000 Jahren.

Die Temperaturentwicklung ist durch die Wärmeleitung, also diffusiv, dominiert. Die Abhängigkeit von anderen Prozessen ist im gesättigten Wirtsgestein klein. Die 3D-Berechnungsmodelle geben hier einen guten Eindruck der Temperaturentwicklung über den Betrachtungszeitraum im gesamten Berechnungsgebiet, das 2D-Modell im Nahfeld der Strecken. Im Nahbereich des Einlagerungsbereichs führt die Entsättigung und Absenkung des Porenwasserdrucks zur Kompensation der temperaturbedingten Porenwasserdruckerhöhung. Dies zeigt sich im Modell A1 und Modell B, bei denen die Störung des hydraulischen Systems durch Auffahrung und Bewetterung durch entsprechende Randbedingungen berücksichtigt ist.

Bedingt durch die unterschiedlichen Gesteinseigenschaften und Einlagerungskonzepte ergeben sich Unterschiede in der zahlenmäßigen Auswertung. Da im Modell B eine zweidimensionale Approximation der Geometrie erfolgt, wird die Temperatur, insbesondere im Fernfeld, überschätzt. Grundsätzlich führt Streckenlagerung bei sonst gleichen Bedingungen zu geringeren Temperaturen als vertikale Lagerung, weil das Einlagerungskonzept der Streckenlagerung eine Verteilung des Wärmeeintrages auf ein größeres Volumen zur Folge hat und eine etwas höhere effektive Wärmeleitfähigkeit im Wirtsgestein im Standortmodell SÜD vorliegt.

Der Effekt der Entsättigung und Wiederaufsättigung wird im Modell B wesentlich genauer abgebildet als im Modell A. Es zeigt sich, dass der im Modell A1 gewählte Ansatz, im gesamten Endlagerbereich über die Betriebsphase einen atmosphärischen hydraulischen Druck anzusetzen, den Einfluss der Porenwasserdruckminderung auf Senkungen überschätzt. So werden im Modell B nur sehr geringe Senkungen (1,2 mm) an der Geländeoberfläche im Vergleich zum Modell A1 (8,0 cm) berechnet. Die berechneten Hebungen (8,0 – 20,0 cm), effektiven Spannungen und Porenwasserdruckerhöhungen sind bei den verschiedenen Modellen durchaus vergleichbar.

Die Grundwasserfließrichtung in gering durchlässigen Medien folgt nicht grundsätzlich dem regionalen Druckgradienten. Das regionale Strömungsfeld ist im Wesentlichen von den Aquiferen bestimmt. Je nach Transmissivität und Geometrie stellen sich die Druckverhältnisse in jedem Aquifer unterschiedlich ein. Die Fließgeschwindigkeiten, und damit auch die Durchflüsse im Aquitard, sind im Vergleich zu denen im Aquifer vernachlässigbar klein. Liegt das Wirtsgestein, das als Aquitard gesehen werden kann, zwischen zwei unabhängigen Aquiferen, kann die Strömung im Wirtsgestein von der vertikalen Druckdifferenz zwischen den Aquiferen stärker beeinflusst sein, als von einem regionalen, horizontalen Gradienten. Dies ist in dem Modell A der Fall. So liegt im ungestörten Anfangszustand eine nach unten gerichtete Strömung im Wirtsgestein vor.

#### 2.2.4.2 Nachweisrechnungen und Auswertung der Integritätskriterien

Die Einhaltung des **Temperatur-Kriteriums** kann direkt aus den thermischen Ergebnissen abgeleitet werden. Mit zunehmendem Abstand zu der Wärmequelle ist das Temperaturmaximum weniger stark ausgeprägt und wird später erreicht. Das Temperatur-Kriterium wird in allen Modellberechnungen im gesamten Wirtsgestein zu jedem Zeitpunkt deutlich eingehalten.

Zur Auswertung der mechanischen Kriterien ist anzumerken, dass das Fluidruck-Kriterium Zugversagen abdeckt, das sowohl auf eine direkte mechanische Spannungsumlagerung als auch auf eine Porenwasserdruckerhöhung zurückgeführt werden kann. Das Dilatanz-Kriterium bildet das Versagen durch Druck- bzw. Schubbeanspruchung ab.

Die Einhaltung des **Fluidruck-Kriteriums** kann aus den Ergebnissen eines THM-gekoppelten Modells mit einer Hauptwertanalyse des effektiven Spannungstensors abgeleitet werden. Der Anfangsspannungszustand wird zeitweise in Teilbereichen deutlich in Richtung Zug verschoben. Ein wichtiger Mechanismus hierfür ist die temperaturbedingte Erhöhung des Porenwasserdrucks und damit einhergehende Verringerung der effektiven Druckspannungen. In den hier gezeigten exemplarischen Auswertungen erhöhen sich die Porenwasserdrücke im Vergleich zum Anfangszustand um bis zu 12,0 MPa. Diese Druckerhöhung hängt im Wesentlichen von der Geschwindigkeit der Temperaturerhöhung und der hydraulischen Durchlässigkeit ab.

In dem Modell B, bei dem die Einlagerungsstrecken diskret berücksichtigt sind, treten die geringsten Druckspannungen zu Beginn der Berechnung auf. Zu diesem Zeitpunkt ist die Berechnung von der beginnenden Entsättigung dominiert. Während die Entsättigung direkt an den Strecken zur Absenkung des Porenwasserdrucks führt und damit zu einer Erhöhung der effektiven Druckspannungen und zu einer Kompaktion, besteht zwischen den Strecken, auf Grund der geringen Permeabilität, noch fast der initiale Porenwasserdruck. In Kombination mit den benachbarten Bereichen der Kompaktion führt dies zur Absenkung der Druckspannungen und zu einer Expansion in den Bereichen zwischen den Strecken.

Ein weiterer Mechanismus, der zu einer Erhöhung der Druckspannungen im Wirtsgestein führt, ist die Abkühlung des wassergesättigten Mediums, welche ebenfalls zu Porenwasserdruckabsenkung führt. Allerdings ist dieser Mechanismus hier nur von untergeordneter Bedeutung. Gasbildung kann ebenfalls zu einer Erhöhung des Porendrucks führen, wurde hier allerdings nicht betrachtet. In den betrachteten Berechnungen treten keine effektiven Zugspannungen auf, sodass das Fluidruck-Kriterium eingehalten wird.

Die durchgeführte Auswertung des **Dilatanz-Kriteriums** ist exemplarisch zu interpretieren, da die Auswertung des Kriteriums den Eigenschaften des Wirtsgesteins anzupassen ist. Da keine genauen Daten zum mechanischen Verhalten vorliegen, wird der effektive Spannungstensor über das Mohr-Coulomb-Kriterium ausgewertet, das ein Versagen durch Schubbeanspruchung beschreibt.

Im Berechnungsmodell A1 führt die Absenkung des Porenwasserdrucks im Grubengebäude zu einer Erhöhung der Druckspannungen und damit einhergehenden Erhöhung der Schubspannungen. Der ungünstigste Wert für das Dilatanz-Kriterium liegt daher zeitlich sehr früh und deutlich höher als im Berechnungsmodell A2. Im Berechnungsmodell A2 führt die Temperaturerhöhung zu der größten Erhöhung der Schubspannungen im Wirtsgestein. Die größten Temperaturerhöhungen treten gleich zu Beginn der Einlagerungsphase auf, wenn das Endlager voll befüllt ist und die größte Wärmeleistung erreicht ist. Im Modell B tritt die größte Schubbeanspruchung zu Beginn der Berechnung zwischen den Strecken auf (vgl. oben).

Im Standortmodell SÜD ist die Kohäsion wesentlich geringer als im Standortmodell NORD. Hierdurch wird das Mohr-Coulomb-Kriterium bei geringerer Schubbeanspruchung erreicht. In den betrachteten Berechnungen wird das Mohr-Coulomb-Kriterium nicht erreicht und so das Dilatanz-Kriterium eingehalten.

Die Auswertung des **Advektions-Kriteriums** unterscheidet sich wesentlich von den anderen Kriterien, da keine Auswertung an jedem Punkt des Wirtsgesteins erfolgen kann, sondern eine über Ort und Zeit integrierte Betrachtung notwendig ist. Durch die Festlegung der Größe und Lage des ewG a priori, kann eine Grenzggeschwindigkeit definiert werden, die entlang jedes Strömungspfades zwischen dem Einlagerungsbereich und der äußeren Begrenzung des ewG im zeitlichen Durchschnitt über den Nachweiszeitraum nicht überschritten werden darf. Eine Auswertung des Strömungsfeldes im 2D-Modell B hat ergeben, dass Fließgeschwindigkeiten über der Grenzggeschwindigkeit stets in Richtung des Endlagers gerichtet sind und deshalb eine genauere Auswertung nicht notwendig ist.

Trotz der geringen Auflösung des Berechnungsgitters wurde auch im Modell A eine detaillierte Betrachtung der Strömungsgeschwindigkeiten und Richtungen vorgenommen. Hier ergeben sich auf Fließpfaden aus dem Einlagerungsbereich zeitlich und örtlich begrenzte Überschreitungen der Grenzggeschwindigkeit. Dies bedeutet allerdings nicht, dass das Advektions-Kriterium insgesamt verletzt ist. Wertet man die Fließgeschwindigkeiten entlang repräsentativer Fließpfade über den gesamten Nachweiszeitraum aus, ergeben sich gemittelte Geschwindigkeiten, die deutlich unter der Grenzggeschwindigkeit liegen. In den hier dargestellten exemplarischen Berechnungen wird folglich das Advektions-Kriterium eingehalten.

### 3 Integritätsnachweis geotechnische Barrieren

*Herold, P., Jobmann, M. & Kuate Simo, E.*

Der sichere Einschluss der Radionuklide wird im Zusammenspiel der geologischen und des geotechnischen Barrierensystems gewährleistet. Die geotechnischen Barrieren dienen dem Verschluss der durchörterten Gebirgsbereiche. Die Verfüllung des Grubengebäudes mit art-eigenem Material stützt das konvergierende Gebirge führt langfristig zu einer Angleichung der Eigenschaften des beeinträchtigten Gebirgsbereiche an die des unverritzten Gebirges. Langfristig übernimmt so die geologische Barriere die Hauptfunktion der Dichtwirkung.

Aus dem übergeordneten Schutzziel den Mensch bzw. die Biosphäre im Allgemeinen vor den schädlichen Auswirkungen der einzulagernden Abfallstoffe zu schützen ergeben sich für die geotechnischen Barrieren grundlegende objektbezogene Anforderungen. Die geotechnischen Barrieren müssen während eines definierten Funktionszeitraumes einen hinreichenden hydraulischen Widerstand zur Vermeidung eines Fluidtransports in das Endlager hinein bzw. aus diesem heraus aufweisen. Um die Erhaltung dieser Eigenschaft über den Funktionszeitraum sicherzustellen, muss die Bauwerksintegrität nachgewiesen werden. Stehen den Einwirkungen oder Einwirkungskombinationen hinreichende Widerstände der Barriere im jeweiligen Bemessungsfall gegenüber und ist der Nachweis der Herstellbarkeit der Konstruktion erbracht, gilt auch der Funktionsnachweis als erbracht. Die prinzipielle Struktur des Nachweises ist in Abb. 3.1 gezeigt.

Grundlage für den Nachweis bildet das konzeptionelle Design der einzelnen Barrieren, die im Grundlagenmodul „Verfüll- und Verschlusskonzept“ (gelbe Boxen) beschrieben sind. Der dann folgende Nachweis ist prinzipiell zweigeteilt.

In dem ersten Schritt muss für jede einzelne Barriere der Nachweis der strukturellen Integrität (obere hellblaue Box) erbracht werden. Um die strukturelle Integrität nachzuweisen, müssen zunächst die Einwirkungen bzw. die Lasten, die auf die jeweilige Barriere nach deren Errichtung wirken werden, spezifiziert werden. Dies kann mit Hilfe des standortspezifischen FEP-Kataloges ermittelt werden. Aus diesem FEP-Katalog können diejenigen FEP identifiziert werden, die eine Einwirkung auf die jeweilige Barriere beschreiben. Sind die FEP und damit die einwirkenden Prozesse identifiziert, können die Einwirkungen auf die jeweilige Barriere spezifiziert werden. Wie der Nachweis im Detail geführt wird, ist in Kapitel 3.4 beschrieben.

In dem zweiten Schritt muss dann der Nachweis erbracht werden, dass mit Hilfe aller geotechnischen Barrieren inklusive des Versatzes in den untertägigen Richtstrecken und Querschlägen das Advektions-Kriterium eingehalten werden kann (untere hellblaue Box). Zu diesem Zweck werden die hydraulischen Widerstände aller Barrieren und des Versatzes im Zusammenwirken betrachtet und geprüft, ob der gesamte hydraulische Widerstand ausreichend groß ist. In diesem Zusammenhang und mit Blick auf die geforderte Redundanz und Diversität des Barrierensystems ist zu prüfen, inwieweit der Ausfall einzelner Barrierekomponenten den Nachweis ggf. beeinträchtigt. Zu diesem Zweck müssen die hydraulischen Bedingungen spezifiziert werden. Dies betrifft die hydraulischen Widerstände aller Barrieren und des Versatzes sowie die hydraulischen Gradienten, die sich im Grubengebäude langfristig einstellen, da diese den Antrieb für eine Strömung durch das Barrierensystem darstellen. Wie der Nachweis im Detail geführt wird, ist in Kapitel 3.6 beschrieben.

Kann gezeigt werden, dass auch das Advektions-Kriterium eingehalten wird, so gilt der Nachweis für die Integrität der geotechnischen Barrieren als erbracht.

Im Folgenden werden die einzelnen Nachweise sowie die Nachweismethodik erläutert.

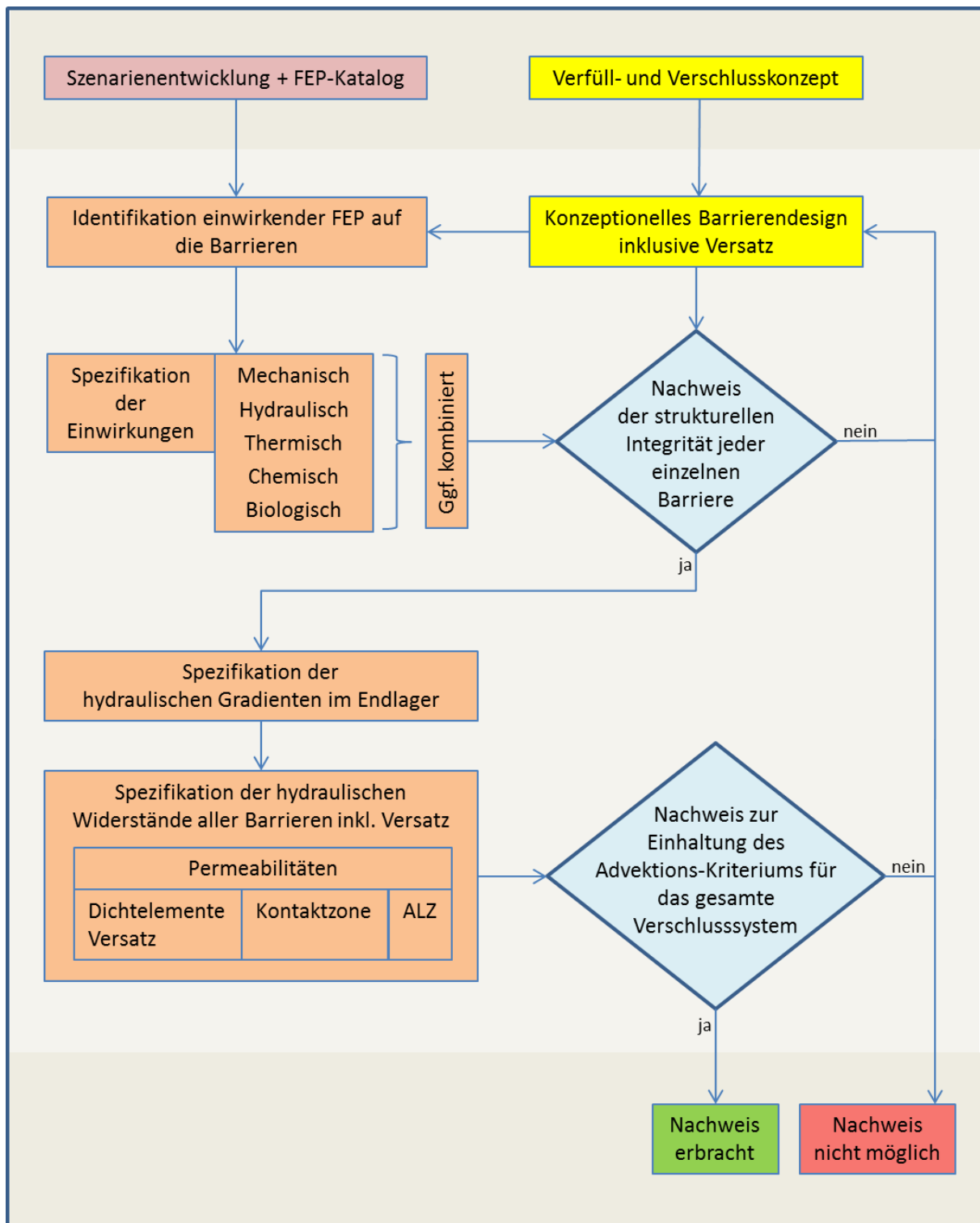
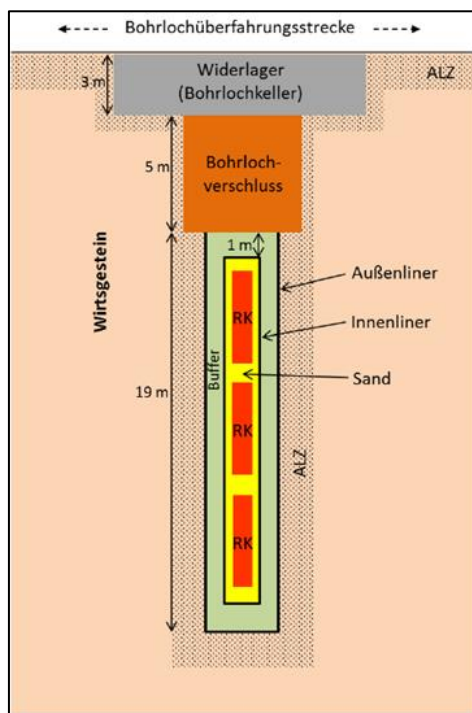


Abb. 3.1: Struktur für den Nachweis der Integrität der geotechnischen Barrieren

### 3.1 Konzeptionelles Design der geotechnischen Barrieren

Im Zusammenhang mit dem Verfüll- und Verschlusskonzept wird ein konzeptionelles Design der geotechnischen Barrieren erstellt. Gemäß den Endlagerkonzepten besteht das Verschlusskonzept aus insgesamt vier (Konzept NORD) bzw. drei (Konzept SÜD) sich gegenseitig ergänzenden Verschlussbauwerken. Dies sind die

- Bohrlochverschlüsse (nur Konzept NORD)
- Streckenverschlüsse zu den einzelnen Einlagerungsfeldern (Im Konzept SÜD Migrations-sperren genannt)
- Streckenverschlüsse zum Infrastrukturbereich
- Schachtverschlüsse



Das Endlagerkonzept für das Endlagerstandortmodell NORD sieht vor, je drei rückholbare Kokillen in 27 m tiefe vertikale Bohrlöcher einzulagern. Der Bohrlochverschluss besteht aus einem Bentonitdichtelement innerhalb des Bohrloches und einem Betonwiderlager im Bohrlochkeller (Abb. 3.2).

Abb. 3.2:  
Schematische Darstellung des verschlossenen  
Einlagerungsbohrloches inklusive Auflockerungszone  
(Lommerzheim & Jobmann 2015)

Die Streckenverschlüsse (Konzept NORD) und Migrationssperren (Konzept SÜD) sind unterschiedlich ausgeführt. Alle Streckenverschlüsse des Konzepts NORD bestehen aus Bentonitdichtelementen und Betonwiderlagern. Im Konzept SÜD wurden beide Typen der Streckenverschlüsse mit zusätzlichen Dichtelementen aus Asphalt/Bitumen versehen (Jobmann & Lommerzheim 2015). Das Konzept SÜD mit den ergänzenden Dichtelementen wird als Weiterentwicklung des Konzeptes NORD angesehen.

Der Zugang zu den Einlagerungsstrecken erfolgt über die Hauptstrecken und Querschläge, die mit Versatzmaterial verfüllt werden. Aufgrund des nicht entfernten Ausbaus übernimmt der Versatz in allen Strecken erst zu späten Zeiten eine Dichtfunktion. Der Ausbau kann, vor allem solange er nicht korrodiert und kompaktiert ist, einen potenziellen Fließweg darstellen.

An den beiden Enden der Querschläge, also an den Übergängen zu den Richtstrecken, werden jeweils Migrationssperren (Abb. 3.3) errichtet. Diese enthalten einlagerungsseitig ein Asphalt-Dichtelement, das eine sofortwirksame Abdichtwirkung hat. Das sich anschließende Bentonit-Dichtelement benötigt einige Zeit zur Aufsättigung und Quelldruckentwicklung und damit zur Entwicklung seiner vollen Dichtfunktion. Durch die Sofortwirksamkeit der Asphalt-Komponente werden für den Fall instantan defekter Abfallbehälter und/oder schnell zutretender Fluide eventuell kontaminierte Fluide zurückgehalten und das Bentonit-Dichtelement hat Zeit, seine Dichtwirkung zu entfalten.

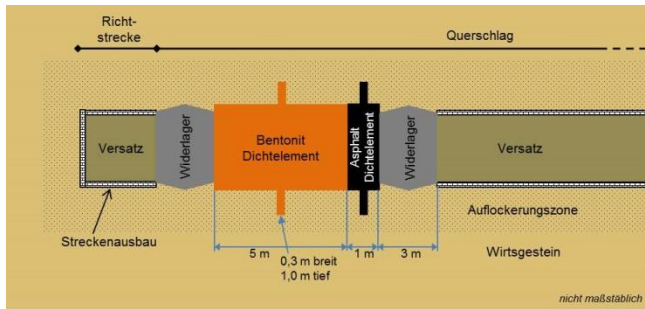


Abb. 3.3: Prinzipieller Aufbau einer Migrationssperre an den Einmündungen zur Richtstrecke aus Jobmann & Lommerzheim (2015)

Innerhalb der Streckenverschlüsse, die an der Grenze zum Infrastrukturbereich in allen Richtstrecken errichtet werden, ist auch ein Asphalt-Dichtelement vorgesehen, diesmal aber schachtseitig angeordnet (Abb. 3.4). Durch die frühe Abdichtwirkung des Asphaltes soll erreicht werden, dass Lösungen, die über einen eventuell undichten Schachtverschluss eindringen, nicht zu frühen Zeiten in die Einlagerungsfelder migrieren können und dort das hydrochemische Milieu verändern. Analog zu den Migrationssperren verschafft auch hier das Asphalt-Dichtelement den beiden Bentonit-Dichtelementen genügend Zeit zur Entwicklung ihrer vollen Abdichtwirkung.

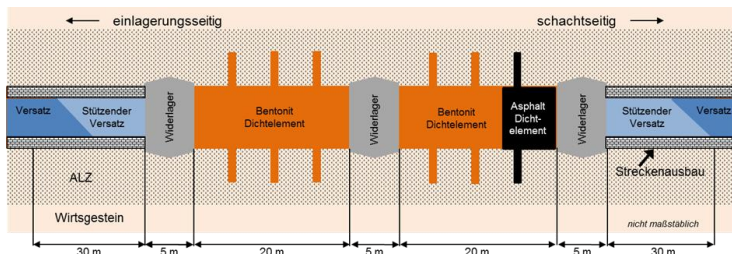


Abb. 3.4: Konzeption für einen Streckenverschluss SÜD aus Jobmann & Lommerzheim (2015)

Den letzten Teil des Barriersystems bilden die Schachtverschlüsse. Diese gliedern sich in zwei Module, dem oberen und dem unteren Verschlussmodul. Letzteres liegt im Tiefenbereich des Wirtsgesteins unterhalb von 600 m und innerhalb des ewG. Der obere Abschluss des Moduls liegt an der Grenze des ewG. Die Hauptaufgabe des oberen Verschlussmoduls ist es, das untere Verschlussmodul vor zu schnell eindringenden Oberflächenwässern zu

schützen und die Aquifere verschiedener Horizonte im Deckgebirge voneinander zu trennen. Abb. 3.5 zeigt eine schematische Übersicht des prinzipiellen Verschlusssystems für beide Konzepte.

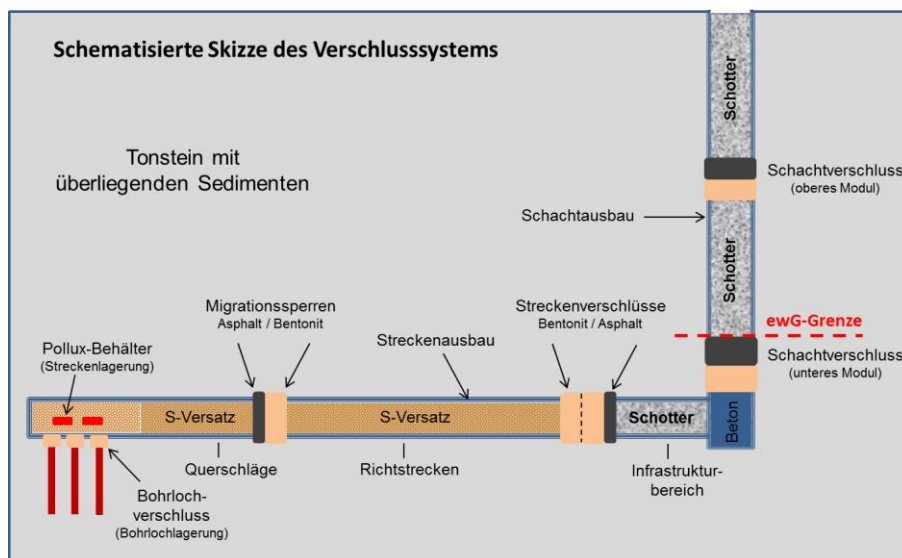


Abb. 3.5: Schematisierte Prinzipskizze des Verschlusssystems

### 3.2 Nachweis der strukturellen Integrität

Der Nachweis der strukturellen Integrität besteht aus den folgenden fünf Einzelnachweisen (Müller-Hoeppel et al. 2012a):

- Strukturelle Stabilität (i. A. auch als „Tragfähigkeit“ bezeichnet)
- Rissbeschränkung
- Verformungsbeschränkung
- Filterstabilität
- Langzeitstabilität (i. A. auch als „Dauerhaftigkeit“ bezeichnet)

Kann einer der fünf Einzelnachweise nicht erbracht werden, so muss das konzeptionelle Design der entsprechenden Barriere solange überarbeitet werden, bis alle Einzelnachweise erbracht werden können.

#### 3.2.1 Ermittlung der Einwirkungen und Widerstände

Zur Durchführung der verschiedenen Einzelnachweise müssen die erwarteten Einwirkungen auf das jeweilige Verschlusselement ermittelt werden. Diese können thermischer, hydraulischer, mechanischer, chemischer oder biologischer Natur, ggf. auch in Kombination, sein. Eine gute Grundlage für die Ermittlungen der Einwirkungen bieten ein standortspezifischer FEP-Katalog Stark et al. (2014) und die darauf basierende Szenarienentwicklung (Lommerzheim et al. 2015). Der FEP-Katalog bietet einen Überblick zu allen relevanten Vorgängen im Endlager und erlaubt eine Abschätzung über die zu erwartenden Einwirkungen.

Im Rahmen der Szenarienanalyse werden sowohl das Referenzszenario als auch Alternativszenarien abgeleitet. Anhand der Szenarien können die jeweiligen FEP identifiziert werden, die zu einer Einwirkung auf das Verschlusselement führen.

#### 3.2.2 Strukturelle Stabilität

Dichtwirkung und Lastabtrag bilden die beiden Hauptfunktionen von Verschlüssen. Innerhalb eines Verschlussbauwerkes werden diese Funktionen von verschiedenen Elementen übernommen. Einem Verschlusselement wird in der Regel nur eine der beiden Funktionen zugeordnet. Lastabtrag und damit mechanische Tragfähigkeit sind Funktionen der Widerlager. Diese können als kohäsive oder nicht kohäsive Widerlager ausgeführt werden.

Die Tragfähigkeit nicht kohäsiver Widerlager, wie beispielsweise Schottersäulen bei Schachtverschlüssen, wird im Wesentlichen über die Setzungsstabilität definiert.

Unter kohäsiven Baustoffen werden solche verstanden, die durch Bindemittel eine Adhäsion innerhalb des Baustoffs und zwischen Baustoff und angrenzendem Gebirge entwickeln, wie beispielsweise Betonwiderlager. Bei Widerlagern aus kohäsiven Baustoffen wird der Nachweis der mechanischen Tragfähigkeit durch den Nachweis der Rissbeschränkung abgedeckt. Einer mechanischen Schädigung gehen bei kohäsiven Baustoffen immer Rissbildungen voraus. Kann für diese Baustoffe der Nachweis der Rissbeschränkung erbracht werden, ist somit auch eine mechanische Schädigung ausgeschlossen und der Nachweis der mechanischen Tragfähigkeit erbracht. Gelingt der Nachweis der Rissbeschränkung nicht, muss die mechanische Tragfähigkeit gesondert gezeigt werden.

### 3.2.3 Rissbeschränkung

Der Nachweis der Rissbeschränkung ist sowohl für Dichtelemente als auch für Widerlager relevant. Rissbildungen werden durch mechanische Überbeanspruchung der einzelnen Teilsysteme (vgl. oberen Abschnitt) oder thermomechanische/chemische Prozesse während des Einbauprozesses begünstigt.

Beispielhaft für Rissbildungen infolge von Volumen- und/oder Temperaturänderungen sei an dieser Stelle der Abkühlprozess heißeingebauter Bitumen- oder Asphalt dichtungen erwähnt, bei dem das Dichtmaterial einen abkühlungsbedingten Volumenschwund erfährt. Wie in der Praxis beobachtet, kann dieser Volumenschwund zu einer Verringerung der wirksamen Dichtungslänge des Dichtelementes durch ein Zusammenziehen und Ablösen von der Kontur im oberen Teil des Dichtelementes führen (Herold 2011).

Je nach eingesetztem Dichtungsmaterial können Rissbildungen insbesondere durch eine Verletzung des Fluidruck-Kriteriums im Dichtelement und im Kontaktbereich und den entsprechenden Grenzzuständen möglich sein (Müller-Hoeppel & Krone 1999). Eine Überschreitung ist dann gegeben, wenn der Fluidruck die kleinste Hauptspannung überschreitet. Als Beispiel sei hierfür der Großversuch zur Herstellung eines Schachtverschlusses in Salzdetfurth erwähnt. Hier führte eine zu schnelle Beaufschlagung eines Bentonitdichtelementes zur Schädigung der Dichtung (Teichmann et al. 2002).

### 3.2.4 Verformungsbeschränkung

Verschlussbauwerke sind in der Regel dadurch gekennzeichnet, dass ein oder mehrere Dichtelemente durch Widerlager in ihrer Position gehalten werden. Dies ist insbesondere bei Dichtelementen aus quellfähigem Material notwendig. Der Quellprozess des Dichtmaterials führt nur dann zu einer Abdichtung, wenn der geplante Quelldruck innerhalb des Dichtelementes auch erreicht wird. Kommt es zu einer unplanmäßig großen Volumenausdehnung des Dichtelementes durch das Quellen, so wird der geplante Quelldruck nicht erreicht. Die Widerlager, speziell bei Streckenverschlüssen, müssen also selbst verformungsstabil sein und außerdem fest im Gebirge verankert werden, um die Lagestabilität zu gewährleisten.

Speziell bei Schachtverschlüssen bedarf es zur Gewährleistung der Lagestabilität der Dichtungen eines Nachweises der ausreichend kleinen Setzungen in den Widerlagern und Filterschichten, die als Stütze für die jeweiligen Dichtungen fungieren.

### 3.2.5 Filterstabilität

Die Teilsysteme der einzelnen Verschlüsse, speziell Dichtelemente, die aus granularen Materialien hergestellt sind, müssen auf ihre Filterstabilität überprüft werden. Diese Filterstabilität kann durch die Vermeidung von Erosions- und Suffosionsvorgängen im betrachteten Teilsystem beschrieben werden. Aufgrund hoher hydraulischer Gradienten infolge Flüssigkeitszutritts aus ggf. existierenden Grundwasserleitern kann speziell während der Aufsättigungsphase ein höheres Erosions- und Suffosionsrisiko bestehen. Diesem ist durch konstruktive Maßnahmen entgegenzuwirken. Abb. 3.6 verdeutlicht die grundlegenden Erosions- und Suffosionsvorgänge. Eine fehlende Filterstabilität kann beispielsweise an Dichtelementen zu einer Reduzierung der Dichtigkeit führen.

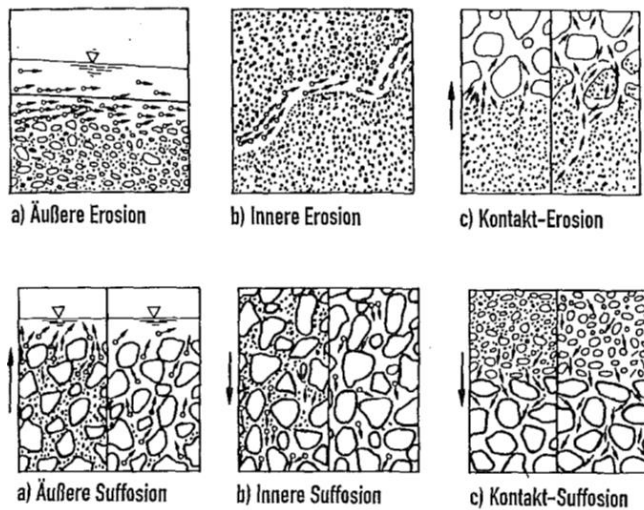


Abb. 3.6:  
Schematische Darstellung grundlegender  
Erosions- und Suffosionsvorgänge (DGGT  
1997).

### 3.2.6 Dauerhaftigkeit

Die Dauerhaftigkeit der Verschlussmaterialien beeinflusst den realisierbaren Funktionszeitraum der Verschlussbauwerke entscheidend. Die Dauerhaftigkeit bzw. das Langzeitverhalten der verwendeten Materialien kann durch natürliche Analoga belegt werden. Für Verschlusselemente im Tongestein sind arteigene bzw. weitgehend arteigene Verschlussmaterialien, wie Tone (z. B. Bentonit) als langzeitstabile Materialien nutzbar. Für Baustoffe bei denen eigenschaftsverändernde Alterationsprozesse zu erwarten sind, wie beispielsweise zementbasierte Betonbaustoffe, muss ein entsprechender Funktionszeitraum definiert werden. Materialien wie Bitumen oder Asphalt, die als undurchlässig für Flüssigkeiten und Gase angesehen werden können, werden zwar auch als langzeitstabile Materialien angesehen (Herold et al. 2016), aber über den Nachweiszeitraum von 1 Million Jahre können Veränderungen z. B. durch mikrobielle Aktivitäten nicht ausgeschlossen werden, so dass für diese Materialien Funktionszeiträume definiert werden müssen.

### 3.3 Nachweismethode zur strukturellen Integrität und Dichtheit

Geotechnische Verschlussbauwerke sind in der Regel durch einen gestaffelten Aufbau gekennzeichnet. Innerhalb des Bauwerks übernehmen die einzelnen Komponenten verschiedene Aufgaben. Typische Komponenten sind Dichtelemente und Widerlager, hinzu kommen Verfüllsäulen und Filterschichten. Entsprechend der gestellten Anforderungen und Systemeigenschaften können die Teilsysteme diversitär und redundant angeordnet sein. Durch die Funktionstrennung und die konstruktive Ausführung sind für die Teilsysteme jeweils unterschiedliche funktionsbezogene Einzelnachweise entscheidend. Die konkreten Anforderungen an das Teilelement und der entsprechende Nachweis leiten sich aus den übergeordneten Schutzziele und den gestellten Anforderungen ab.

Für die Durchführung der Auslegung und Nachweisführung wird für alle Barrieren ein einheitliches Konzept verwendet. In Anlehnung an den international anerkannten Stand der Technik soll dies mit der **Methode der Teilsicherheitsbeiwerte** realisiert werden. Das semiprobabilistische, zuverlässigkeitsorientierte Sicherheitsnachweis-konzept der Teilsicherheitsbeiwerte beruht auf dem Regelwerk der Eurocodes (DIN EN 1990) und ist im Bauwesen für den Nachweis der Tragfähigkeit als Stand der Technik anerkannt. In einem früheren FuE-Vorhaben wurde dieses Verfahren bereits beispielhaft auf ein Element eines generischen Schachtverschlusses übertragen (Müller-Hoeppe & Ebert 2009) und im Rahmen der vorläufigen Sicherheitsanalyse für den Standort Gorleben (VSG) für die Auslegung und Nachweisführung des Verschlusskonzeptes für Schächte im Steinsalz angewendet (Müller-Hoeppe et al. 2012a,b). Ein weiteres Anwendungsbeispiel ist in Kudla et al. (2013) enthalten.

Darin wurde die Nachweisführung anhand eines Dicht- und eines Stützelementes im Steinsalz beispielhaft gezeigt.

Die Übertragung des baupraktischen Ansatzes auf das Nachweiskonzept für geotechnische Barrieren erlaubt die Beschreibung des Bauwerks und seiner Eigenschaften in den jeweiligen Bemessungssituationen durch Gleichgewichtszustände. Der eigentliche Nachweis erfolgt durch eine Grenzwertbetrachtung, bei der die Einwirkungen auf das Bauwerk den Widerständen der Konstruktion gegenübergestellt werden. Entsprechend der auslegungsbestimmenden Einwirkungskombinationen und Systemeigenschaften ergeben sich so Rechencfälle (entspricht den Lastfällen im Eurocode) mit denen die Grenzwertbetrachtung durchgeführt werden kann.

Der Bezug auf einen Grenzzustand ist insofern sinnvoll, da sich sowohl Einwirkungen, als auch Widerstände aus typischen Verteilungsfunktionen ergeben. Durch die sich aus den Verteilungen ergebende Streuung der beiden Größen treten eine ganze Reihe möglicher Zustände auf. Mit dem Grenzzustand wird der Zustand im Bauwerk beschrieben, bei dem die Konstruktion gerade noch die Anforderungen erfüllt und nach dessen Überschreiten eine Einhaltung der Entwurfsanforderungen nicht mehr gegeben ist. Dem entsprechend muss zur Erfüllung der Anforderungsbedingung formal gelten, dass die Widerstände größer oder gleich den Einwirkungen sind. Die Bemessungswerte werden aus den charakteristischen Werten der Einwirkungen und der Eigenschaften der Barriere in Kombination mit den Teilsicherheitsbeiwerten bestimmt. Dieser Ansatz wird in Abb. 3.7 verdeutlicht. Dieses Vorgehen wird für alle Einwirkungen und Widerstände angewendet.

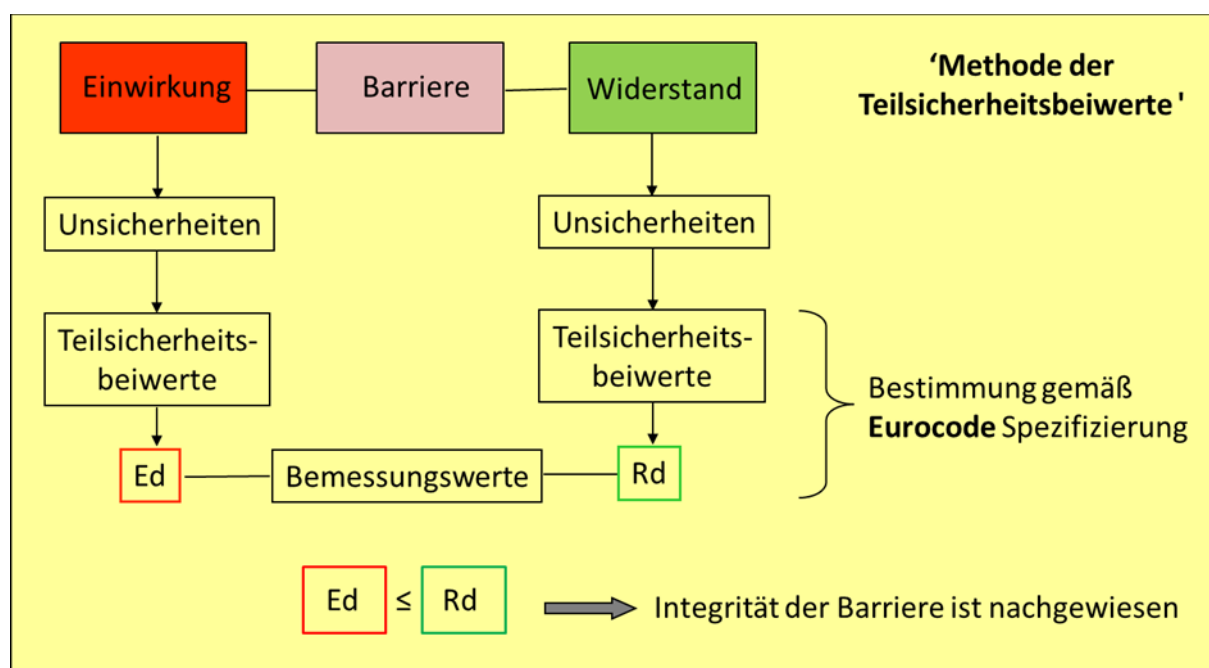


Abb. 3.7: Grundsätzliches Prinzip der Methode der Teilsicherheitsbeiwerte

Für die Einzelnachweise ergeben sich die Bemessungswerte aus den charakteristischen Werten der Einwirkungen und Eigenschaften der Barriere in Kombination mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten. Durch die Anwendung der Methode der Teilsicherheitsbeiwerte werden Einwirkungen und Widerstände bzw. die enthaltenen Parameter der Zielbeziehung mit Teilsicherheitsbeiwerten versehen. Einwirkungen ( $E_d$ ) werden mit den Teilsicherheiten multipliziert und somit erhöht. Wohingegen Widerstände ( $R_d$ ) durch die Teilsicherheiten dividiert werden und somit eine Minderung erfahren. Dieses Vorgehen und die Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte decken generell Unsicherheiten der repräsentativen

Werte der Einwirkungen und Unsicherheiten der Eigenschaften der Konstruktion ab. Modellunsicherheiten bei Einwirkungen und Widerständen werden soweit erforderlich in Abhängigkeit der Modellbildung über Modellfaktoren erfasst. Bei einer hohen Genauigkeit der Modelle werden in der Regel keine Modellfaktoren berücksichtigt (Müller-Hoeppe & Ebert 2009). Die Ausgangsforderung

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

gliedert sich somit in konkrete Berechnungen für beide Terme. Auf der Einwirkungsseite gilt für  $E_d$

$$E_d = \gamma_{Ed} \cdot E(F_{di}; a_{di}; X_{di}) \quad (3.2)$$

Mit

- $F_{di}$  Bemessungswerte verschiedener Einwirkungen (i)
- $a_{di}$  Bemessungswerte der jeweiligen geometrischen Größen
- $X_{di}$  Bemessungswerte der jeweiligen Baustoffeigenschaften

Die Bemessungswerte der Einwirkung  $F_d$  werden durch die Multiplikation des charakteristischen Einzelwertes ( $F_k$ ) mit dem Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkung ( $\gamma_f$ ) ermittelt.

$$F_d = \gamma_f \cdot F_k \quad (3.3)$$

Für die Bemessungswerte der Baustoffeigenschaften  $X_d$  gilt, entsprechend den vorherigen Ausführungen

$$X_d = \frac{\eta \cdot X_k}{\gamma_m} \quad (3.4)$$

Mit

- $\eta$  Umrechnungsfaktor für Lastdauer, Feuchte, etc.
- $X_k$  charakteristischer Wert der Baustoffeigenschaften
- $\gamma_m$  Teilsicherheitsbeiwert der Baustoffeigenschaft

Anders als bei den bereits genannten Einwirkungen werden geometrische Größen nicht mit einem Teilsicherheitsbeiwert versehen. Der Bemessungswert einer geometrischen Größe ( $a_d$ ) summiert sich aus dem Nennwert ( $a_{nom}$ ) und der berücksichtigten Abweichung ( $\Delta a$ ) vom Nennwert. Die Berücksichtigung der Abweichung ( $\Delta a$ ) ist besonders für sensitiv reagierende geometrische Größen wichtig und wird über die zu erwartenden Änderungen der jeweiligen Größe bestimmt. Als Beispiel soll an dieser Stelle die Knicklänge einer steilstehenden Gebirgsschicht dienen. Die Längenänderungen wirken sich unmittelbar auf das Knickverhalten aus und eine zusätzliche Berücksichtigung einer Abweichung  $\Delta a$  ist notwendig.

$$a_d = a_{nom} + \Delta a \quad (3.5)$$

Auf der Widerstandsseite ergibt sich der Bemessungswiderstand aus

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R(a_{di}; X_{di}) \quad (3.6)$$

Mit:

- $\gamma_{Rd}$  Teilsicherheitsbeiwert für die Modellunsicherheit im Widerstandsmodell

Die unterschiedlichen Einflussgrößen können sowohl über deterministische, als auch über probabilistische Verfahren ermittelt werden. So resultiert beispielsweise die Geometrie der

Konstruktion aus dem Entwurf und dem Beanspruchungsmodell, Einwirkungen lassen sich auf statistischer Basis und Grenzwertabschätzungen ermitteln und Baustoffeigenschaften sind ebenfalls aus einer statistischen Grundlage heraus ermittelbar (Müller-Hoeppel & Krone 1999).

Sofern im geltenden Regelwerk keine geeigneten Teilsicherheitsbeiwerte beschrieben sind, können diese ebenfalls über probabilistische Methoden oder eine Kalibrierung ermittelt werden (Kreienmeyer et al. 2008). Abb. 3.8 verdeutlicht schematisch die Methoden zur Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte.

Die durchzuführenden Einzelnachweise der zu betrachtenden Grenzzustände sind "im Range von Tragsicherheitsnachweisen" durchzuführen, was bedeutet, dass das Zuverlässigkeitsniveau eines Tragfähigkeitsnachweises erreicht wird. Dieses Sicherheitskonzept ist notwendig, um eine anforderungsgerechte Bemessung zu gewährleisten. So ist bei den betrachteten Bauwerken der Dichtheitsnachweis im Range eines Tragsicherheitsnachweises zu sehen, da es bei dem Verlust der Dichtheit zu einer "Gefahr für Leib und Leben" kommen kann (DAfStb 2011). Abweichend von den Definitionen des Eurocodes wird unter dem Begriff Tragfähigkeit nicht allein die mechanische Stabilität verstanden. Der Begriff dient als Synonym für die Vermeidung einer Gefahr für Leib und Leben und kann beispielsweise auch auf den hydraulischen Widerstand angewendet werden. Die Einhaltung des Zuverlässigkeitsniveaus für Tragfähigkeit im entsprechenden Nachweis gewährleistet die Funktionsfähigkeit der Konstruktion.

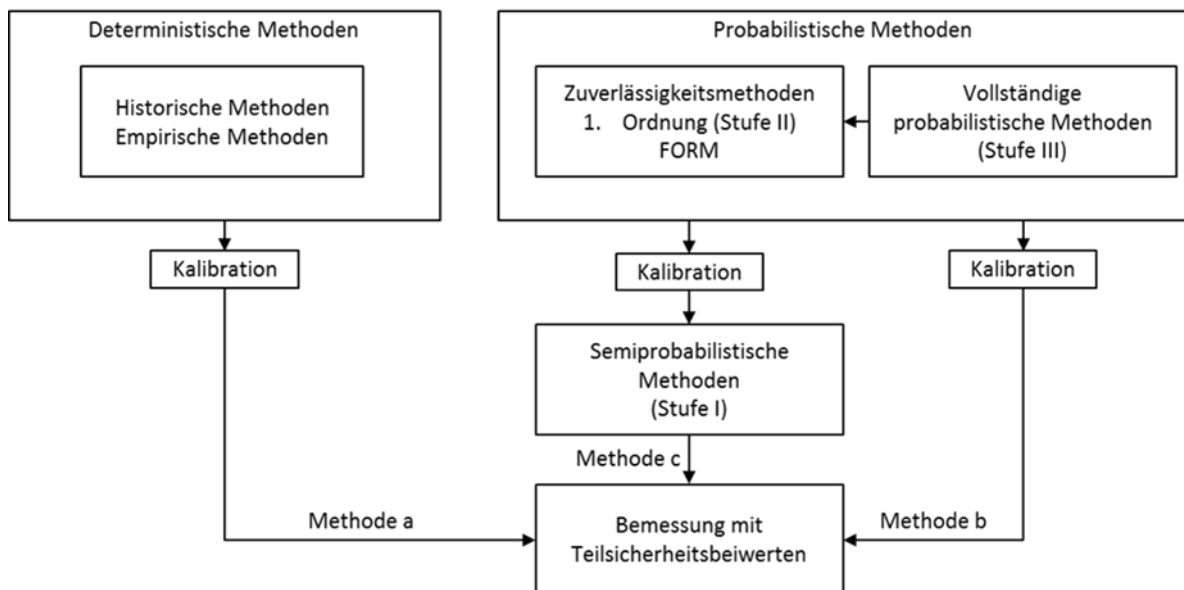


Abb. 3.8: Zuverlässigkeitsmethoden zur Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten (DIN EN 1990)

Für die Einzelnachweise müssen gemäß DIN 1054 vier Bemessungssituationen (BS) berücksichtigt werden:

- BS-P: ständig/permanent
- BS-T: vorübergehend/temporär
- BS-A: außergewöhnlich
- BS-E: Erdbeben

Die durchzuführenden Einzelnachweise sind bei einer geotechnischen Barriere im Rang eines Tragsicherheitsnachweises auszuführen. Die Anwendung eines entsprechenden Zuverlässigkeitsniveaus ist zur anforderungsgerechten Bemessung notwendig, da andernfalls durch ein Versagen der Dichtwirkung oder Bauwerksintegrität eine "Gefahr für Leib und

Leben" entstehen würde. Dies wirkt sich vor allem auf das anzuwendende Konfidenzniveau des Zuverlässigkeitsnachweises aus. Die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  ist für einen Tragfähigkeitsnachweis mit  $10^{-4}$  über die vorgesehenen Nutzungs- bzw. Funktionsdauer hinreichend beschrieben (DAfStb 2011). Somit beinhaltet der Funktionsnachweis, dass die Barriere bezogen auf die Lebensdauer mit einer Versagenswahrscheinlichkeit von  $p_f \leq 10^{-4}$  nicht vorzeitig versagt bzw. die Überlebenswahrscheinlichkeit  $p_s$  der Barriere  $p_s = 1 - p_f$  beträgt (Müller-Hoeppe & Krone 1999).

Technische Regelwerke die zur Nachweisführung herangezogen werden können, sind in erster Linie:

- Eurocode 0, Grundlagen der Tragwerksplanung (DIN EN 1990)
- Eurocode 1, Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 4: Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter (DIN EN 1991-1)
- Eurocode 7: Entwurf, Bemessung und Berechnung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln (DIN EN 1997-1)
- GDA-Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten (DGGT 1997)
- DAfStb-Richtlinie Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen (DAfStb 2011)

Für Verschlusskonzepte für Endlager im Tongestein bzw. für die Verschlusskonzepte zu den Endlagerstandortmodellen NORD und SÜD sind für folgende geotechnische Barrieren Funktionsnachweise zu erbringen:

- **Schachtverschluss** bestehend aus verschiedenen Dichtelementen mit dazugehörigen Widerlagern, Filterschichten und Verfüllsäulen
- **Streckenverschluss** bzw. **Migrationssperre** bestehend aus verschiedenen Dichtelementen mit beidseitigen Widerlagern, ggf. in redundanter Ausführung
- **Bohrlochverschluss** bestehend aus einem Dichtelement und einem Widerlager

Der Endlagerbehälter selbst wird bei der Nachweisführung nicht mit betrachtet. Der Nachweis der Behälterintegrität und die Einhaltung aller weiteren geforderten Eigenschaften ist Aufgabe der Ablieferungspflichtigen und erfolgt somit gesondert zur Nachweisführung der Verschlusselemente.

### 3.4 Funktionsdauer geotechnischer Barrieren

Gemäß den Sicherheitsanforderungen (BMU 2010) muss die Integrität der geologischen Barriere für den festgeschriebenen Zeitraum von 1 Mio. Jahre anhand gegebener Kriterien nachgewiesen werden. Für die geotechnischen Barrieren ist entsprechend den Entwicklungen ein Funktionszeitraum zu definieren, innerhalb dessen deren Funktionsfähigkeit gegeben sein muss. Ziel des Integritätsnachweises für die geotechnischen Barrieren ist es, die Funktionsfähigkeit der geotechnischen Barrieren über diesen Funktionszeitraum hinweg nachzuweisen.

Die Definition des Funktionszeitraumes der Verschlusselemente hängt von der langfristigen Entwicklung des Endlagersystems ab. Ähnlich der Endlagerkonzepte im Salzgestein soll auch im Tongestein der langfristig sichere Einschluss maßgeblich vom Wirtsgestein und dem kompaktierten Versatz im Grubengebäude gewährleistet werden.

Gemäß den im Rahmen der Sicherheits- und Nachweisstrategie getroffenen planerischen Festlegungen (Jobmann et al. 2016, Kap. 2.2) soll die Integrität der geotechnischen Verschlussbauwerke für die **transiente Phase** des thermo-hydro-mechanischen (THM) Systems nachgewiesen werden. Das heißt, bis sich das THM-System wieder dem natürlichen Zustand

angenähert hat. Für den verbleibenden Nachweiszeitraum bis 1 Million Jahre ist davon auszugehen, dass, insbesondere durch die Verwendung arteigener Materialien wie Ausbruchsmaterial oder Bentonit, die Verschlussbauwerke durch eventuelle geologische Prozesse nicht stärker beansprucht werden, als das Wirtsgestein selbst, so dass die Integrität vergleichbar bleibt. Nach Abschluss der transienten Phase kommen potenzielle Antriebsmechanismen für endlagerinduzierte Transportprozesse mit Ausnahme der Diffusion zum Erliegen. Der Abschluss der transienten Phase des THM-Systems gilt als erreicht, wenn:

- T** Das Maximum der Temperatur im gesamten ewG überschritten ist und die Temperatur in der Umgebung der Verschlussbauwerke wieder innerhalb der ursprünglichen natürlichen Bandbreite der Temperatur im ewG liegt.
- H** Die Gasproduktion im Endlager weitgehend abgeschlossen ist und der Fluiddruck im ewG wieder überall innerhalb der ursprünglichen natürlichen Bandbreite des Fluiddrucks im ewG liegt.
- M** Der Spannungszustand im ewG wieder überall innerhalb der ursprünglichen natürlichen Bandbreite des Spannungszustandes im ewG liegt.

Dieser Zeitraum ist durch Prozessanalysen zu spezifizieren. Auf Basis erster indikativer Berechnungen zur Integrität der geologischen Barriere liegt dieser Zeitraum größenordnungsmäßig im Bereich von etwa 50.000 Jahren. Es konnte gezeigt werden, dass nach 8000 Jahren keine hydraulischen Druckunterschiede  $>0,1$  MPa im System mehr vorhanden sind (vgl. Kapitel 2.2.2.7). Innerhalb dieses Zeitraums hat der Versatz in den Strecken ausreichend Zeit, seinen Endzustand zu erreichen und somit eine Dichtfunktion zu übernehmen. Ein noch ungeklärtes Problem in dem Zusammenhang ist der in den Strecken verbleibende Streckenausbau. Da dieser aus zementbasierten Materialien errichtet wird, wird der Ausbau entsprechend korrodieren und seine mechanische Stützwirkung verlieren. Die verbleibenden Bestandteile werden zusammen mit dem Versatz im Laufe der Zeit kompaktiert. Aus derzeitiger Sicht wird als Arbeitshypothese davon ausgegangen, dass dieser Prozess innerhalb der "transienten Phase" (ca. 50.000 Jahre) abgeschlossen sein wird. Diese Hypothese ist noch durch entsprechende Untersuchungen abzusichern.

In Müller-Hoeppel et al. (2012a) wird die Funktionsdauer eines Schachtverschlusses für ein Endlager im Steinsalz zunächst auf einen Zeitraum bis zum wahrscheinlichen Einsetzen der nächsten Eiszeit in 50.000 Jahren festgelegt (vgl. auch Mrugalla 2013 und Stark 2015). Innerhalb dieses Zeitraums scheinen Prognosen zur hydrogeologischen Entwicklung in der Standortregion verlässlich möglich. Diese Festlegung wurde für die Schachtverschlusskonzepte im Tongestein für die Standortmodelle NORD und SÜD übernommen. Diese Schachtverschlusskonzepte weisen jeweils zwei Abdichtmodule auf, die unteren und die oberen Verschlussmodule. Die oberen Verschlussmodule haben als wesentliche Aufgabe, die unteren Verschlussmodule vor dem Eindringen oberflächennaher Lösungen zu schützen und damit das hydrochemische Milieu zu wahren. Nach jetziger Kenntnis (s. o.) ist die Dauer der transienten Phase  $\leq 50.000$  Jahre. Das heißt, selbst wenn nach etwa 50.000 Jahren die oberen Verschlussmodule eiszeitlich bedingt versagen, ist die Dichtwirkung durch den Versatz in den Strecken und die Streckenverschlüsse bereits erreicht.

Die einzelnen Verschlussbauwerke in den Strecken und Schächten bestehen jeweils aus unterschiedlichen Komponenten wie Dichtelementen aus Bitumen/Asphalt oder Bentonit und Widerlagern aus Beton, die ihrerseits unterschiedliche Funktionsdauern haben können. Aus vielen Labor- und vor allem In-situ-Untersuchungen ist bekannt, dass hochverdichtete Bentonite eine lange Zeit zur Aufsättigung benötigen, bis die Sättigung vorliegt, bei der der bei der Auslegung vorgesehene Quelldruck erreicht ist. Erst durch diesen Quelldruck wird die anforderungsgerechte Dichtwirkung erreicht. Der Aufsättigungsprozess und damit das Erreichen der anforderungsgerechten Dichtwirkung kann je nach Größe des Dichtelementes diverse Jahrzehnte dauern und sollte durch spezifische Prozessanalysen bestimmt werden.

Die Funktionsdauer der Bentonit-Dichtelemente beginnt also erst nach Beendigung ihrer Aufsättigung.

Um auch den Anfangszeitraum abzudecken, werden Bitumen/Asphalt-Dichtelemente in Kombination zu den Bentonit-Dichtelementen verwendet. Bitumen/Asphalt-Dichtelemente besitzen bereits direkt nach der Installation ihre volle Dichtwirkung. Wie bereits oben angedeutet, werden Bitumen und Asphalt zwar auch als langzeitstabile Materialien angesehen Herold et al. (2016), aber über den Nachweiszeitraum von 1 Million Jahre können Veränderungen z. B. durch mikrobielle Aktivitäten nicht ausgeschlossen werden, die die Dichtwirkung beeinträchtigen könnten. Aus diesem Grund wird für die Bitumen/Asphalt-Dichtelemente die Funktionsdauer für den Nachweis auf die transiente Phase beschränkt.

Die zementbasierten Baustoffe der Widerlager sind analog zum Strecken- und Schachtausbau von Korrosion betroffen. Nach ersten indikativen Berechnungen ist nach etwa 1000 Jahren der Versatz in den Strecken aufgesättigt und ein ausgeglichenes Druckniveau und damit eine Stützwirkung im Streckensystem erreicht (Burlaka 2016). Die Berechnungen berücksichtigen nicht den Quelldruckaufbau des Versatzes und die Kompaktion durch das auflaufende Gebirge und sind daher hinsichtlich der Dauer als konservativ anzusehen.

Ohne genauere Kenntnisse der Korrosionsbedingungen und Abläufe, wird als Arbeitshypothese angenommen, dass die Widerlager durch ihre mächtige Ausprägung ihre Funktion über diesen Zeitraum hinweg ausüben können. Dies ist durch entsprechende Prozessanalysen zu überprüfen.

### 3.5 Nachweis der Einhaltung des Advektionskriteriums

Ist der Nachweis der strukturellen Integrität jeder einzelnen geotechnischen Barriere erbracht, so muss abschließend gezeigt werden, dass mit dem gesamten Verschlussystem also mit dem Zusammenwirken aller Abdichtmodule inklusive des Versatzes in den Strecken das Advektions-Kriterium eingehalten werden kann. Das Advektions-Kriterium besagt, dass im Nachweiszeitraum durch rein advektiven Transport die Radionuklide auf ihrem Weg durch das Strecken- und Schachtsystem nicht den Rand des ewG – in diesem Fall im Bereich des Schachtes - erreichen (Jobmann et al. 2015).

Um diesen Rand des ewG zu erreichen, müssen ggf. kontaminierte Lösungen die gesamte Abfolge der geotechnischen Barrieren (s. Abb. 3.5) durchdringen. Für das in Abb. 3.5 dargestellte Barrierensystem sind dies

1. der Bohrlochverschluss,
2. der Versatz in den Querschlägen,
3. die Migrationssperre,
4. der Versatz in den Richtstrecken,
5. der Streckenverschluss,
6. der Versatz im Infrastrukturbereich und
7. das untere Modul des Schachtverschlusses.

Jedes dieser einzelnen Elemente hat einen Strömungswiderstand, der die Migration von Lösungen innerhalb des Streckensystems behindert. Die hydraulischen Widerstände der einzelnen Elemente müssen spezifiziert werden. Eine solche Spezifikation wird allgemein auch als „Dichtheitsnachweis“ bezeichnet wird. Der Nachweis einer hinreichend geringen hydraulischen Durchlässigkeit eines Abdichtbauwerkes beinhaltet nicht nur den Dichtkörper selbst, sondern auch die hydraulisch wirksame Kontaktzone und die Auflockerungszone (ALZ) im konturnahen Gebirgsbereich. Die hydraulische Durchlässigkeit jeder dieser drei Komponenten muss bekannt sein. Die Durchlässigkeit im Dichtkörper kann aus Laborversu-

chen, halbtechnischen Versuchen und In-situ-Versuchen bestimmt werden. Die Durchlässigkeit der ALZ hängt von verschiedenen Faktoren ab, z. B. der Art der Auffahrung, der Standzeit, den Gebirgseigenschaften und dem Spannungszustand. In jedem Fall führt die auffahrungsbedingte Spannungsänderung zu einer Auflockerung im Konturbereich und damit temporär zu einer Erhöhung der Durchlässigkeit.

Anhand von In-situ-Messungen kann die Änderung der hydraulischen Durchlässigkeit in Abhängigkeit vom Abstand von der Kontur bestimmt werden. Die Durchlässigkeit der Kontaktzone ist mit den größten Unsicherheiten behaftet. Durch einen qualitätsgesicherten Einbau werden Fehlstellen weitgehend ausgeschlossen.

Bei Verwendung quellfähiger Materialien für ein Dichtelement, wie z. B. smektithaltige Tone (Bentonit) führt das Quellen des Bentonits zum Verschluss der verbleibenden Lücken. Durch die Oberflächenrauigkeit der Kontur und die Partikelform der Minerale können kleinste Fehlstellen nie ganz ausgeschlossen werden, sodass entlang der Kontur eine Durchlässigkeit ungleich der Durchlässigkeit im Dichtkörper und der ALZ zu erwarten ist. Bei Verwendung nicht quellfähiger Materialien, wie z. B. Asphalt oder Bitumen, führt die Benetzung der Materialien sowie auftretende äußere Drücke durch Überlagerung und Eigengewicht oder durch konvergierendes Gebirge zu einem Verschluss der Kontaktzone.

Die Durchlässigkeit des Dichtungsstandortes wird schließlich als „integrale“ Permeabilität aus den drei Komponenten Dichtelement, Kontaktzone und ALZ bestimmt. Sie ist für den Zeitraum der frühen Nachverschlussphase charakteristisch, in dem die ALZ noch nicht geschlossen ist. Zu späteren Zeiten, wenn die ALZ geschlossen ist, ist die Permeabilität des Dichtelementes ausschlaggebend.

Der gesamte Strömungswiderstand ergibt sich aus der Summe der Einzelwiderstände (Abb. 3.9). Die insgesamt zurückzulegende Wegstrecke (s) ist dabei konservativ zu bestimmen. D. h., es wird die kürzeste Verbindung vom Schacht bis zum nächstgelegenen Einlagerungsbohrloch im nächstgelegenen Einlagerungsfeld gewählt. Gemäß dem aktuellen Endlagerkonzept ist diese Entfernung etwa 500 m.

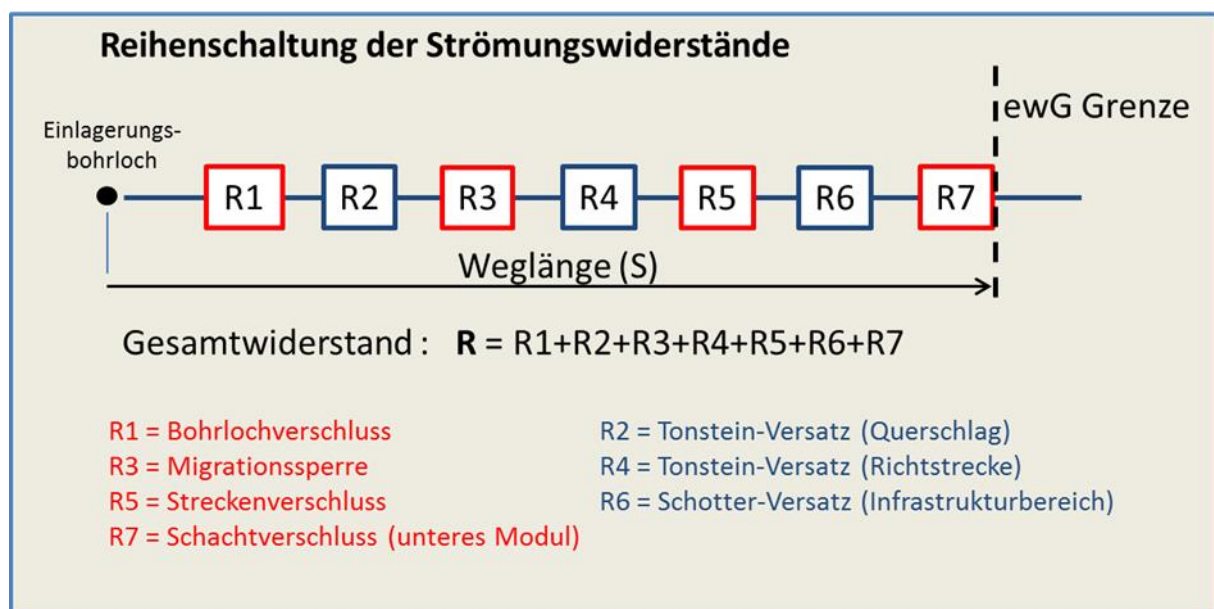


Abb. 3.9: Strömungswiderstände im Streckensystem bis zum Rand des ewG

Der Nachweis der Einhaltung des Advektionskriteriums für den Weg durch die geologische Barriere wird mittels einer definierten Grenzgeschwindigkeit geführt (vgl. Kap. 2.2.5.2). Für

den Weg durch das geotechnische Barriersystem wird der Nachweis in analoger Form geführt. Demnach kann die durchschnittliche Mindestfließgeschwindigkeit,  $v_{\text{Grenz}}$ , die ein konservativer Tracer erfahren muss, um aus dem Einlagerungsbereich durch die geotechnischen Barrieren zum Rand des ewG zu gelangen, wie folgt berechnet werden.

$$v_{\text{Grenz}} = \frac{s}{t} n_{\text{eff}} \quad (3.7)$$

wobei  $v_{\text{Grenz}}$ , die Filtergeschwindigkeit (Darcy-Geschwindigkeit),  $s$  die Weglänge durch das gesamte Verschlussystem,  $t$  der Nachweiszeitraum und  $n_{\text{eff}}$  die fließwirksame effektive Porosität darstellt. In den Berechnungen zum Nachweis der Integrität wird im Hinblick auf das Advektionskriterium das Verhältnis der durchschnittlichen Filtergeschwindigkeit  $v$  zur Grenzgeschwindigkeit ausgewertet (Gleichung (3.8)). Ist dieser Quotient kleiner 1, gilt das Advektionskriterium als erfüllt.

$$\frac{v}{v_{\text{Grenz}}} < 1 \quad (3.8)$$

Zur Berechnung der mittleren Strömungsgeschwindigkeit  $v$  durch das geotechnische Barriersystem werden zunächst die Strömungswiderstände (siehe Abb. 3.9) der einzelnen Barrierenmodule bestimmt. Die Strömungswiderstände  $R_i$  lassen sich gemäß folgender Gleichung bestimmen (Hirse Korn et al. 1999):

$$R_i = \frac{\mu \cdot L_i}{F_i \cdot k_i} \quad (3.9)$$

mit

|       |   |                                                 |
|-------|---|-------------------------------------------------|
| $\mu$ | = | dynamische Viskosität der Lösung [Pa·s]         |
| $L_i$ | = | Länge des Moduls [m]                            |
| $F_i$ | = | Querschnittsfläche des Moduls [m <sup>2</sup> ] |
| $k_i$ | = | Permeabilität des Moduls [m <sup>2</sup> ]      |

Der Gesamtwiderstand des Verschlussystems ergibt sich dann als Summe der Einzelwiderstände

$$R = \sum R_i \quad (3.10)$$

Für die Strömung wässriger Lösungen wird das Darcy-Gesetz verwendet, wonach sich der Volumenstrom  $Q$  in Abhängigkeit von dem anstehenden Druckunterschied  $\Delta p$  wie folgt berechnen lässt:

$$Q = \frac{1}{R} \cdot \Delta p \quad (3.11)$$

Die notwendigen Druckgradienten lassen sich prinzipiell dem 3D-Modell entnehmen, mit dessen Hilfe der Integritätsnachweis der geologischen Barriere geführt wurde. Aus diesen Berechnungen ergeben sich für den Nachweiszeitraum im gesamten Wirtsgestein fließwirksame vertikale Druckgradienten von ca. 1000 Pa/m und regionale horizontale Druckgradienten von ca. 20 Pa/m. Zur Volumenstromberechnung für die vertikal angeordneten Verschlussbauwerke wie Bohrlochverschluss und Schachtverschlussmodule wird der vertikale Druckgradient verwendet. Für die horizontal liegenden Streckenverschlüsse und den Streckenversatz wird der regionale horizontale Druckgradient verwendet. Die benötigte mittlere Geschwindigkeit  $v$  ergibt sich damit zu

$$v = Q/A \quad (3.12)$$

wobei  $A$  den mittleren Strömungsquerschnitt über der zurückzulegenden Strecke  $s$  darstellt (vgl. Abb. 3.9). Der mittlere Strömungsquerschnitt  $A$  wird als gewichtetes Mittel berechnet wobei die Wichtung über die Längen der einzelnen Strömungswiderstände erfolgt (Gleichung ((3.13)).

$$A = \frac{\sum (L_i \cdot A_i)}{\sum L_i} \quad (3.13)$$

### 3.6 Beispielrechnungen zum Nachweis der strukturellen Integrität am Bohrlochverschluss

#### 3.6.1 Einwirkungen und Bemessungssituationen

Die Verschlusskonstruktion am Bohrlochmund soll eine Lösungsmigration sowohl in das Bohrloch hinein als auch aus dem Bohrloch heraus minimieren und gleichzeitig die Auflockerungszone um das Bohrloch und im Sohlenbereich der Einlagerungsstrecke abdichten. Vorbereitend zur Abdichtung muss zunächst der Innenliner am Bohrlochmund gekürzt, verschlossen und der kopfseitige Abschluss des Buffers errichtet werden. Der Bohrlochverschluss besteht aus einem Bentonitdichtelement innerhalb des Bohrloches und einem Betonwiderlager im Bohrlochkeller (Abb. 3.2).

Vor dem Einbau des Bohrlochverschlusses werden die oberen 5,0 m des Außenliners entfernt und die Auflockerungszone um die Bohrlochwandung wird, nach heutiger Einschätzung, bis in eine Tiefe von ca. 0,5 m nachgeschnitten. Das Dichtelement soll aus einem binären Gemisch analog dem Salzdetfurth-Referenzmaterial (Breidung 2002) erstellt und in-situ kompaktiert werden. Nach der Einbringung des Materials wird sich der Bentonit durch das Porenwasser des Wirtsgesteins langsam aufsättigen. Aufgrund der geringen Permeabilität des Wirtsgesteins (Jahn & Sönnke 2013), kann dieser Prozess ggf. diverse Jahrzehnte dauern.

Das Widerlager wird als Betonwiderlager im Bohrlochkeller des Einlagerungsbohrloches errichtet. Der eingesetzte Beton muss gemäß dem Verschlusskonzept hoch-fest, gering durchlässig, unbewehrt und langzeitstabil sein. Eine exakte Materialauswahl erfolgte bisher nicht. Für den aus Betonformsteinen bestehenden Ausbau ist die Anwendung eines Betons der Festigkeitsklasse C40/50 vorgesehen. Ein Beton dieser Festigkeitsklasse wurde bereits durch Jobmann et al. (2007) für orientierende Berechnungen zur Auslegung eines Streckenausbaus berücksichtigt. Für die beispielhafte Bemessung des Widerlagers soll im ersten Ansatz ein Beton der gleichen Festigkeitsklasse berücksichtigt werden.

Die Einwirkungen auf den Bohrlochverschluss können wie folgt klassifiziert werden (DGGT 1997, Müller-Hoeppe et al. 2012a und Stark et al. 2014):

- Mechanische Einwirkungen
- Hydraulische Einwirkungen
- Chemische Einwirkungen
- Thermische Einwirkungen
- Biologische Einwirkungen (Mikroben)

Im Rahmen der ingenieurtechnischen Vorbemessung zur Nachweisführung sind besonders die mechanischen und hydraulischen Einwirkungen auf den Bohrlochverschluss relevant. Thermische Einwirkungen führen durch thermo-mechanische Prozesse zu einer zusätzlichen mechanischen Belastung. Chemische und biologische Einwirkungen sind für die Langzeitentwicklung der Barrieren relevant, werden für die ingenieurtechnische Vorbemessung aber an dieser Stelle nicht berücksichtigt.

Für die Auslegung und Nachweisführung werden die Einwirkungen aus dem FEP-Katalog ermittelt. Die als relevant identifizierten FEPs sind in Tab. 3.1 angegeben. Neben Beschreibungen zu den Einwirkungen enthalten die FEP auch Beschreibungen zu den Eigenschaften der Barrieren, also Widerstände und Bemessungssituationen. Aus den wahrscheinlichen Kombinationen der Einwirkungen ergeben sich die Bemessungssituationen, für die zusammen mit den Eigenschaften der Barrieren die Rechenfälle für die Nachweisführung abgeleitet werden.

Tab. 3.1: Übersicht der für die Bohrlochverschlüsse relevanten FEP (E=Einwirkung, W=Widerstand, BS=Bemessungssituation)

| FEP-Nr.   | FEP-Name                                        | Zuordnung | Bemerkung                                                                                                                                                    |
|-----------|-------------------------------------------------|-----------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1.2.03.01 | Erdbeben                                        | BS        | Spezieller Bemessungsfall                                                                                                                                    |
| 1.3.03.01 | Transgression oder Regression                   | E         | höherer Meeresspiegel wirkt als zusätzliche Auflast                                                                                                          |
| 2.1.05.01 | Verschlussmaterial                              | W         | beschreibt Eigenschaften der Materialien für die Dichtelemente                                                                                               |
| 2.1.05.06 | Bohrlochverschlüsse                             | W         | beschreibt Eigenschaften der Bohrlochverschlüsse                                                                                                             |
| 2.1.05.07 | Alteration von Verschlussbauwerken              | E         | chemische Einwirkung, begrenzt Funktionsfähigkeit                                                                                                            |
| 2.1.07.02 | Fluiddruck                                      | E         | mechanische Belastung                                                                                                                                        |
| 2.1.07.03 | Versatzkompaktion                               | E         | Druckaufbau                                                                                                                                                  |
| 2.1.07.05 | Vorzeitiges Versagen eines Schachtverschlusses  | BS        | Fluiddruck steht ggf. frühzeitig am Bohrlochverschluss an                                                                                                    |
| 2.1.07.06 | Vorzeitiges Versagen eines Streckenverschlusses | BS        | Fluiddruck steht ggf. frühzeitig am Bohrlochverschluss an                                                                                                    |
| 2.1.08.01 | Lösungsmengen im Grubenbau                      | E         | beeinflussen den Fluiddruck                                                                                                                                  |
| 2.1.08.05 | Quellen und Schrumpfen von Tonmineralen         | E         | Quelldruck des Bentonits und des Buffermaterials als Einwirkung auf das Widerlager                                                                           |
| 2.1.09.01 | Hydrochemische Verhältnisse im Grubenbau        | E         | beschreibt chemische Veränderung/Korrosion der Materialien                                                                                                   |
| 2.1.09.06 | Korrosion von Materialien mit Zementphasen      | E         | beeinflusst Dauerhaftigkeit und Funktionsfähigkeit der Widerlager                                                                                            |
| 2.1.10.02 | Mikrobielle Prozesse im Grubengebäude           | E         | beeinflusst Dauerhaftigkeit und Funktionsfähigkeit der Dichtelemente                                                                                         |
| 2.1.11.01 | Thermische Expansion oder Kontraktion           | E         | Expansion, vor allem der Fluide, als Einwirkung auf das Widerlager                                                                                           |
| 2.1.11.04 | Wärmestrom                                      | E         | Führt zu Temperaturveränderungen in den Bauwerken, die z. B. Reaktionskinetiken verändern können. Mechanische Effekte sind durch das FEP 2.1.11.01 abgedeckt |
| 2.1.12.01 | Gasbildung                                      | E         | Gasdruck als Einwirkung auf Widerlager und Dichtelement                                                                                                      |
| 2.2.01.01 | Auflockerungszone und ungesättigte Zone         | W         | Teil des abzudichtenden Systems, beschreibt vor allem die Eigenschaften der ALZ                                                                              |
| 2.2.02.01 | Wirtsgestein                                    | E         | Auflast                                                                                                                                                      |
| 2.2.03.01 | Nebengebirge                                    | E         | Auflast                                                                                                                                                      |
| 2.2.06.01 | Spannungsänderung und Spannungsumlagerung       | E         | Ursachen liegen in anderen FEP, charakterisieren Belastungen (inkl. Auflaufen des Gebirges)                                                                  |

Die Bemessungssituationen nach DIN 1054 sind:

- BS-P: ständig/permanent
- BS-T: vorübergehend/temporär
- BS-A: außergewöhnlich
- BS-E: Erdbeben

Dementsprechend wurden aus dem FEP-Katalog folgende Rechenfälle abgeleitet:

- Schnelle bzw. instantane maximale Fluiddruckbelastung (hydrostatischer Druck) am Dichtelement (BS-A)
- Aufsättigung und Quelldruckentwicklung im Dichtelement entsprechend des Referenzszenarios, Thermische Expansion (Fluid und Matrix), ansteigender hydraulischer Druck durch Zulauf und auflaufender Gebirgsdruck am Widerlager (BS-T)
- Statische Belastung des Widerlagers durch petrostatischen Druck, hydrostatischen Druck und Quelldruck (BS-P)
- Erdbeben (BS-E)

### 3.6.2 Ermittlung der Beanspruchungen des Bohrlochverschlusses

Zur Ermittlung der Beanspruchungen eines Bohrlochverschlusses wurden Prozessanalysen zur thermo-hydro-mechanischen Entwicklung des Systems durchgeführt.

#### 3.6.2.1 Modellbildung

Das numerische Modell zum Nachweis der Verformungsstabilität und der Integrität am Bohrlochverschluss nutzt die Symmetrieeigenschaften des Einlagerungskonzeptes. Im Modell wird ein Viertel des Einlagerungsbohrloches abgebildet. Die Bohrlochüberfahrungsstrecke ist entlang der Streckenachse geteilt. An der gegenüberliegenden Modellseite ist im vorgegebenen Abstand von 20 m eine weite halbe Bohrlochüberfahrungsstrecke abgebildet. Ein zweites Bohrloch liegt dem ersten diagonal gegenüber (Abb. 3.10). Das Modell umfasst damit einen Bereich von ca. 25 m Breite und 23 m Länge. Die Überdeckung durch Wirts- und Nebengestein wird als Auflast abgebildet. Das Modell erschreckt sich über eine Gesamtteufe von 860 m. Der Streckenquerschnitt beträgt ca. 40 m<sup>2</sup>. Die Berechnungen wurden mit der Simulationssoftware FLAC3D in der Version 5.01.142 durchgeführt.

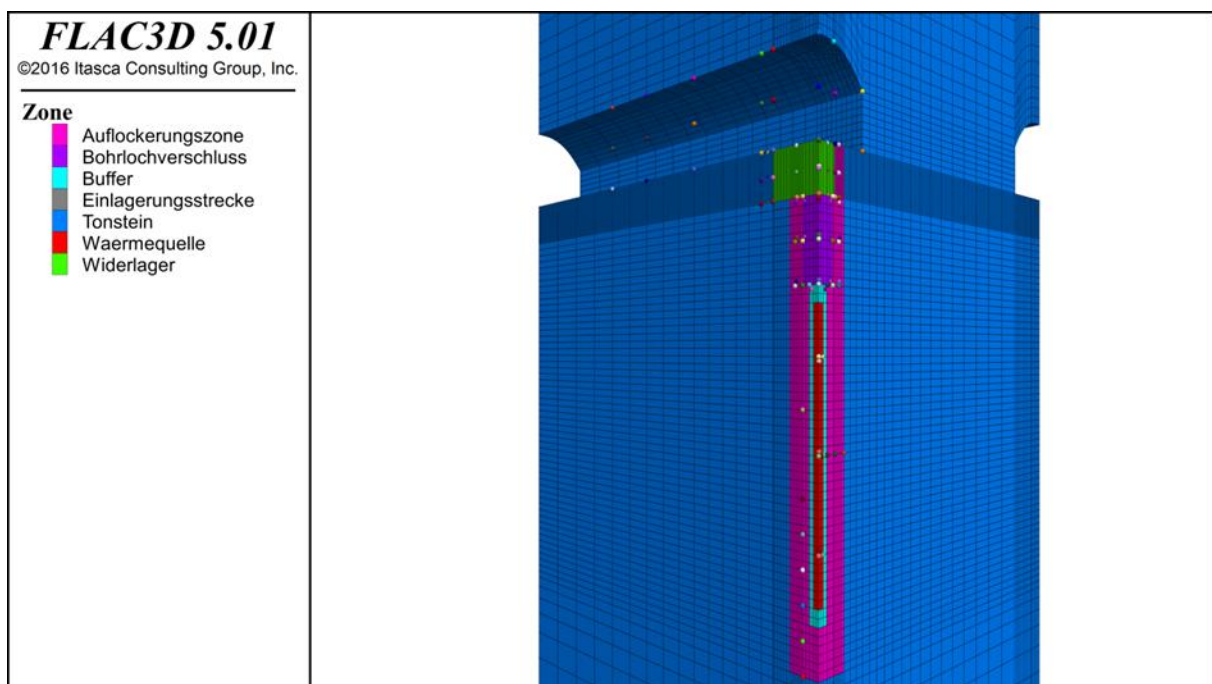
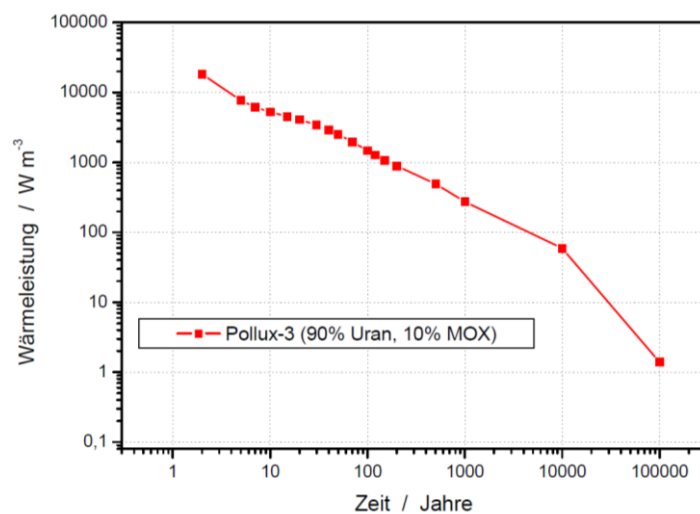


Abb. 3.10: Ausschnitt aus dem Berechnungsmodell

Für die Nachweise am Widerlager und am Dichtelement sind die THM-Prozesse im Buffer, dem Bohrlochverschluss, der ALZ, dem Wirtsgestein, dem Streckenversatz und dem Widerlager selbst relevant. Der Streckenausbau wird im Modell vernachlässigt. Bisher liegt keine Dimensionierung des Ausbaus vor.

Die Baustoffeigenschaften und auch Langzeiteigenschaften des Streckenausbaus sind unbekannt. Vereinfachend wird daher angenommen, dass die Standfestigkeit des Gebirges über den Einlagerungsprozess hinweg gegeben ist. Versatz und Gebirge grenzen später direkt aneinander und die Spannungumlagerungen bzw. Verformungen des Gebirges wirken direkt auf den Versatz.

Der Innenliner soll gemäß Endlagerkonzept (Lommerzheim & Jobmann 2015) gasdicht sein und den erwarteten mechanischen Beanspruchungen standhalten. Mechanische und hydraulische Prozesse im Inneren finden damit weitgehend unabhängig von den Prozessen im Nahfeld des Bohrloches statt und können vernachlässigt werden. Innenliner und Behälter

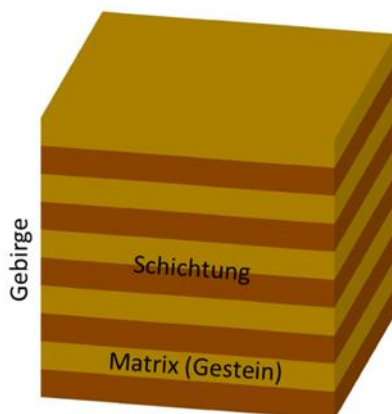


werden homogenisiert, d. h. verschmiert modelliert. D. h., die Wärmequellen werden über das Volumen des Liners gleichmäßig verteilt. Die Wärmeleistung einer einzelnen Kokille wird entsprechend Abb. 3.11 angenommen.

Abb. 3.11:  
Volumenspezifische Wärmeleistung einer BSK Kokille (Jobmann et al. 2007).

### 3.6.2.2 Materialverhalten

Das betrachtete Wirtsgestein ist durch eine ausgeprägte Anisotropie ihres thermo-hydro-mechanischen Verhaltens gekennzeichnet (Abb. 3.12). Die Tongesteine bestehen aus maritimen Sedimenten und sind geschichtet (Reinhold et al. 2013). Durch die Schichtung besitzt das Gebirge andere Eigenschaften als die reine Gesteinsmatrix, so dass das Gebirge durch



ein ausgeprägt transversal anisotropes Verhalten der mechanischen und auch thermischen Materialparameter gekennzeichnet. Zur Modellierung des Materialverhaltens des Wirtsgesteins wird ein elasto-plastisches Stoffmodell zugrunde gelegt. Zur Berücksichtigung der Anisotropie werden in Orientierung der Schichtungen abgeminderte Festigkeitsparameter eingesetzt.

Abb. 3.12:  
Schematische Darstellung des Gebirgskörpers (geschichtete homogen isotrope Bereiche)

Als elasto-plastisches Stoffmodell kommt das sogenannte Softening Ubiquitous-Joint Modell (SUBI-Modell) zum Einsatz. Das SUBI-Modell basiert auf dem Mohr-Coulomb Modell und erweitert dieses um einen Entfestigungsansatz. Nach Erreichen einer definierten plastischen Verformung  $\varepsilon_1$  werden mit fortschreitenden plastischen Dehnungen die Zug- und Scherfestigkeitsparameter für die Schichtung und die Matrix herabgesetzt. Die Herabsetzung erfolgt linear, bis zu einer definierten plastischen Verformung  $\varepsilon_2$ . Ab dieser Dehnungsgrenze gelten sowohl für die Schichtung als auch für die Matrix konstante Restscher- und Restzugfestigkeitswerte über die plastische Dehnung (Itasca 2005). Abb. 3.13 zeigt illustrativ anhand des Beispiels des Reibungswinkels, wie die Materialeigenschaften bei wachsenden Dehnungen herabgesetzt werden.  $\varepsilon_1$  und  $\varepsilon_2$  entsprechen jeweils den oben beschriebenen plastischen Dehnungen, ab der die Entfestigung beginnt ( $\varepsilon_1$ ) bzw. das Restfestigkeitsniveau erreicht wird ( $\varepsilon_2$ ). Links in der Abb. 3.13 wird eine lineare Herabsetzung des Reibungswinkels zwischen  $\varepsilon_1$  und  $\varepsilon_2$  gezeigt. Rechts davon wird der Reibungswinkel nach Erreichen der Dehnungsgrenze sofort auf seinen Residualwert herabgesetzt.

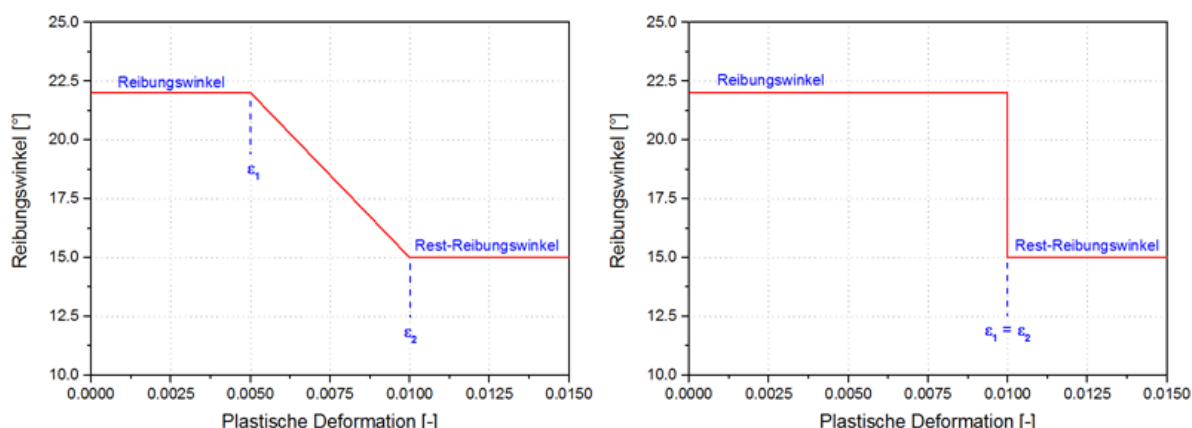


Abb. 3.13: Herabsetzung der Materialparameter über die plastische Dehnung: lineare (links) und instantane (rechts) Herabsetzung.

Die momentan bekannten mechanischen Kennwerte für die Tonsteine des Barremium und Hauterivium sind mit großen Unsicherheiten behaftet (Jahn & Sönnke 2013). Aus diesem Grund wurde für die vorliegende Analyse mit verringerten Festigkeitsparameter gerechnet. So wurden beispielsweise die Zugfestigkeiten für Tonstein auf null gesetzt. Die Nutzung dieser Parameter entspricht somit einer konservativen Annahme. In Tab. 3.2 sind diese Materialparameter angegeben.

Tab. 3.2: Verwendete Parameter für den Tonstein nach Nowak & Maßmann (2013) unter Verwendung verringerter Festigkeitsparameter gemäß Jobmann et al. (2007).

| Parameter          | Einheit              | Werte  |            |
|--------------------|----------------------|--------|------------|
| Dichte             | [kg/m <sup>3</sup> ] | 2340   |            |
| E-Modul            | [GPa]                | 4,8    |            |
| Querdehnzahl       | [-]                  | 0,3    |            |
| Einfallwinkel      | [°]                  | 0,0    |            |
| Einfallrichtung    | [°]                  | 0,0    |            |
|                    |                      | Matrix | Schichtung |
| Zugfestigkeit      | [MPa]                | 0      | 0          |
| Restzugfestigkeit  | [MPa]                | 0      | 0          |
| Kohäsion           | [MPa]                | 6,1    | 0,9        |
| Restkohäsion       | [MPa]                | 3,0    | 0,5        |
| Reibungswinkel     | [°]                  | 28,8   | 28,4       |
| Restreibungswinkel | [°]                  | 23,9   | 27,5       |
| Dilatanzwinkel     | [°]                  | 0      | 0          |
| Restdilatanzwinkel | [°]                  | 0      | 0          |

Bei den Baustoffen der Dichtsysteme wird von einem isotropen Materialverhalten ausgegangen. Für Beton wird vereinfachend ein linear-elastisches Verhalten angenommen. Für Bentonit (Dichtelement) und das Versatzmaterial der Strecken wird das Mohr-Coulomb Stoffmodell verwendet. Aus Konservativitätsgründen wird die Kohäsion nicht berücksichtigt. Zugfestigkeit und Dilatanzwinkel werden ebenfalls zu null gesetzt. Verwendete Materialparameter sind in Tab. 3.3 angegeben.

Tab. 3.3: Materialparameter für Bentonit, Versatz und Beton

| Material | Dichte [kg/m <sup>3</sup> ] | E-Modul [GPa] | Querdehnzahl [-] | Reibungswinkel [°] | Kohäsion [MPa] | Quelle                    |
|----------|-----------------------------|---------------|------------------|--------------------|----------------|---------------------------|
| Beton    | 2000                        | 30            | 0,2              | –                  | –              | Schneider & Bertig (1994) |
| Bentonit | 1700                        | 5             | 0,3              | 28,8               | 0              | Breidung (2002)           |
| Versatz  | 1700                        | 4             | 0,3              | 28,8               | 0              | Zhang (2014)              |

Die Wärmeübertragung in der Struktur wird durch die Wärmeleitung beschrieben. Während für die Baustoffe Beton und Bentonit von einem thermisch isotropen Verhalten ausgegangen werden kann, zeigen die Tonsteine ein thermisch anisotropes Verhalten. Die Wärmeleitfähigkeit bei diesen Tongesteinen ist parallel zur Schichtung höher als senkrecht dazu. Die dafür benötigten Materialparameter sind in Tab. 3.4 zusammengestellt.

Tab. 3.4: Thermische Materialparameter

| Material                  | Massespezifische Wärmekapazität [J/(kg K)] | Wärmeleitfähigkeit [W/(K m)] |      | Quelle                    |
|---------------------------|--------------------------------------------|------------------------------|------|---------------------------|
| Barremium und Hauterivium | 1000                                       | Parallel:                    | 2,0  | Nowak & Maßmann (2013)    |
|                           |                                            | Senkrecht:                   | 1,38 |                           |
| Beton                     | 880                                        | 2,1                          |      | Schneider & Bertig (1994) |
| Bentonit                  | 900                                        | 1,6                          |      | Karnland et al. (2006)    |
| Versatz                   | 900                                        | 1,6                          |      | Zhang (2014)              |

In einer thermomechanisch gekoppelten Berechnung bewirkt die Temperaturänderung über die thermische Expansion eine Spannungsänderung im (teil-) eingespannten Zustand. Der Koppelparamester zwischen den beiden Seiten ist der thermische Ausdehnungskoeffizient (linear), der hier als isotrop angenommen wird. Die für diese Analyse verwendeten thermischen Ausdehnungskoeffizienten sind in Tab. 3.5 angegeben.

Tab. 3.5: Thermische Ausdehnungskoeffizienten

| Material                  | Thermischer Ausdehnungskoeffizient [ $10^{-6} \text{ K}^{-1}$ ] | Quelle                    |
|---------------------------|-----------------------------------------------------------------|---------------------------|
| Barremium und Hauterivium | 7                                                               | Nowak & Maßmann (2013)    |
| Beton                     | 7                                                               | Schneider & Bertig (1994) |
| Bentonit                  | 5                                                               | Karnland et al. (2006)    |
| Versatz                   | 1                                                               | Zhang (2014)              |

Die Elemente des Verschlussystems werden als isotrop hinsichtlich ihres hydraulischen Materialverhaltens angesehen. Bedingt durch seine Schichtung weist Tonstein ein anisotropes hydraulisches Verhalten auf. Die Permeabilität in Schichtrichtung wird um eine Größenordnung höher als senkrecht dazu angenommen basierend auf Conil et al. (2012), Nagra (2002b) und Jobmann et al. (2013). Der Auflockerungszone wird eine im Vergleich zum intakten Gebirge höhere Permeabilität zugewiesen. Die hydraulischen Parameter Permeabilität, Anfangssättigung, Porosität für alle Materialgruppen im Modell sind in Tab. 3.6 angegeben. Die Porenwasserdruckwirksamkeit wird durch den Biot-Koeffizient quantifiziert. Die verwendeten Werte für die Materialgruppen im Modell sind auch in Tab. 3.6 angegeben. Die Porendruckverteilung im Gebirge wird als hydrostatisch angenommen, wobei sich der Porendruck aus einer Lösungssäule ergibt, welche bis zur Geländeoberkante reicht. Der Anfangsporenwasserdruck beträgt auf der Streckensohle ca. 7.1 MPa. Der atmosphärische Druck wird vernachlässigt. Der Porenwasserdruck in den anderen Materialgruppen wird zu null gesetzt.

Tab. 3.6: Übersicht der gewählten hydraulischen Parameter und Anfangsbedingungen

| Material     | Permeabilität [ $\text{m}^2$ ] | Anfangssättigung [%] | Effektive Fließporosität [-] | Biot-Koeffizient [-] |
|--------------|--------------------------------|----------------------|------------------------------|----------------------|
| Gebirge      | $1,19 \cdot 10^{-20}$          | 100                  | 0,05                         | 0,6                  |
|              | $1,19 \cdot 10^{-19}$          |                      |                              |                      |
| ALZ          | $9,2 \cdot 10^{-19}$           | 50                   | 0,2                          | 0,6                  |
| Versatz      | $1,0 \cdot 10^{-17}$           | 30                   | 0,2                          | 0,6                  |
| Buffer       | $1,2 \cdot 10^{-20}$           | 85                   | 0,2                          | 1,0                  |
| Dichtelement | $1,2 \cdot 10^{-20}$           | 45                   | 0,1                          | 1,0                  |
| Widerlager   | $1,0 \cdot 10^{-18}$           | 80                   | 0,1                          | 0,6                  |

Die Simulation erfolgt unter einseitiger Kopplung der thermischen und unter gegenseitiger Kopplung der hydraulischen mit der mechanischen Prozessklasse sowie unter einseitiger Kopplung der thermischen mit der hydraulischen Prozessklasse. Der Kopplungsparameter zwischen dem mechanischen und dem thermischen Prozess ist bekanntlich der Wärmeausdehnungskoeffizient und wurde zuvor bereits erläutert. Die Ausbreitung der Wärme im Gebirge führt zu einer Expansion des Tonsteins und des im Tonstein enthaltenen Wassers und damit auch zu einer mechanischen Beanspruchung des Tonsteins. Der dafür benötigte Parameter ist der undrainierte thermische Ausdehnungskoeffizient  $\alpha_{utc}$  und ist wie folgt definiert:

$$\alpha_{utc} = 3[\alpha_g(\beta - n) + \alpha_f \cdot n] \quad (3.14)$$

Mit

|                |   |                                                                             |
|----------------|---|-----------------------------------------------------------------------------|
| $\alpha_{utc}$ | = | undrainierter thermischer Ausdehnungskoeffizient                            |
| $\alpha_g$     | = | thermischer Ausdehnungskoeffizient der Körner                               |
| $\alpha_f$     | = | thermischer Ausdehnungskoeffizient des Wassers ( $2 \cdot 10^{-4} K^{-1}$ ) |
| $\beta$        | = | Biot-Koeffizient                                                            |
| $n$            | = | Porosität                                                                   |

Das für die Analyse erforderliche Fluidmodul von Wasser beträgt für destilliertes Wasser  $2 \cdot 10^9$  Pa. Aus numerischen Gründen wurde dieser Wert für dieses Beispiel um eine Größenordnung reduziert, um den numerischen Zeitschritt des hydraulischen Prozesses auf eine zeitlich akzeptable Größe anzuheben. Das Fluidmodul hat Einfluss auf die Aufsättigung im Modell. Kleine Fluidmodulwerte führen zu einer schnelleren Aufsättigung aber auch zu einem etwas langsameren Druckanstieg. Demgegenüber entsteht durch die schnellere Erhöhung der Sättigung im Dichtelement durch thermische Expansion der Flüssigkeit frühzeitig ein höherer Druck wodurch die Last auf das Widerlager erhöht wird. Die Unterschiede sind insgesamt gering aber im realen Nachweisfall sollte auf diese rechentechnische Vereinfachung verzichtet werden.

### 3.6.2.3 Berechnungsergebnisse

Die Simulation beginnt mit der Initialisierung des Primärspannungszustandes. Anschließend wird die Einlagerungstrecke aufgefahren. In einem weiteren Schritt wird das Bohrloch abgeteuft. Nach jedem Berechnungsschritt wird das Modell zum mechanischen Gleichgewicht gerechnet. Die Implementierung der Wärmequellen und der Elemente des Bohrlochverschlusses sowie des Versatzmaterials in der Strecke, erfolgt instantan. Da das gewählte Stoffmodell für Tonstein keine zeitabhängige Komponente (Kriechen) enthält, ist die Spannungsentwicklung im Modell während der Simulationsdauer ausschließlich das Resultat der thermischen und hydraulischen Entwicklungen. Rheologische Prozesse bzw. das Aufkriechen des Gebirges bleibt zunächst unberücksichtigt. Es wird davon ausgegangen, dass ein langsames Aufkriechen des Gebirges zu einer weiteren Einspannung des Verschlusses führt. Dies wirkt einer Schädigung bzw. Verschiebung entgegen. Bei Vorliegen einer Gesetzmäßigkeit für das 'Kriechen' der Formation Hauterivium sollte dies durch Prozessanalysen verifiziert werden. Die Simulationsdauer für das Berechnungsbeispiel beträgt 150 Jahre.

Während der Simulation werden die Spannungen an verschiedenen Lokationen im Widerlager und im Dichtelement ausgewertet. Sie werden als Grundlage für die Nachweise der Elemente des Verschlussystems zugrunde gelegt. In Abb. 3.10 sind die Positionen der Auswertepunkte dargestellt. Der Spannungszustand (totale Spannungen) im Gebirge wird anhand der Hauptspannungskomponente  $\sigma_3$  in Abb. 3.14 nach 150 Jahren gezeigt. Es gelten die Konventionen der technischen Mechanik:  $\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$ ;  $\sigma > 0 \rightarrow Zug$ . Das dazu korrespondierende Verschiebungsbild ist in Abb. 3.15 dargestellt. Die infolge der Auffahrung der Strecke hervorgerufenen instantanen Verschiebungen im Modell sind nicht mit dargestellt, da diese für den Zweck dieses Nachweises nicht von Relevanz sind. Die

Verschiebungen wurden deshalb nach Auffahrung der Strecke im Modell zurückgesetzt. Somit sind nur die Verschiebungen, die durch die eingelagerten, wärmeentwickelnden Abfälle entstehen, dargestellt.

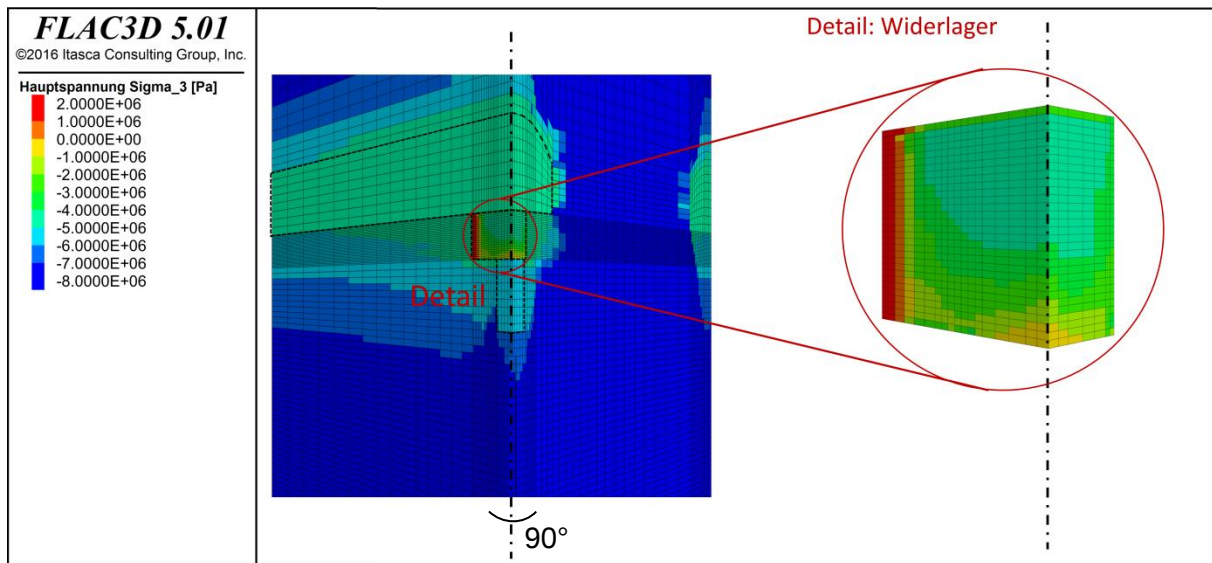


Abb. 3.14: Hauptspannung  $\sigma_3$  im Modell nach 150 Jahren

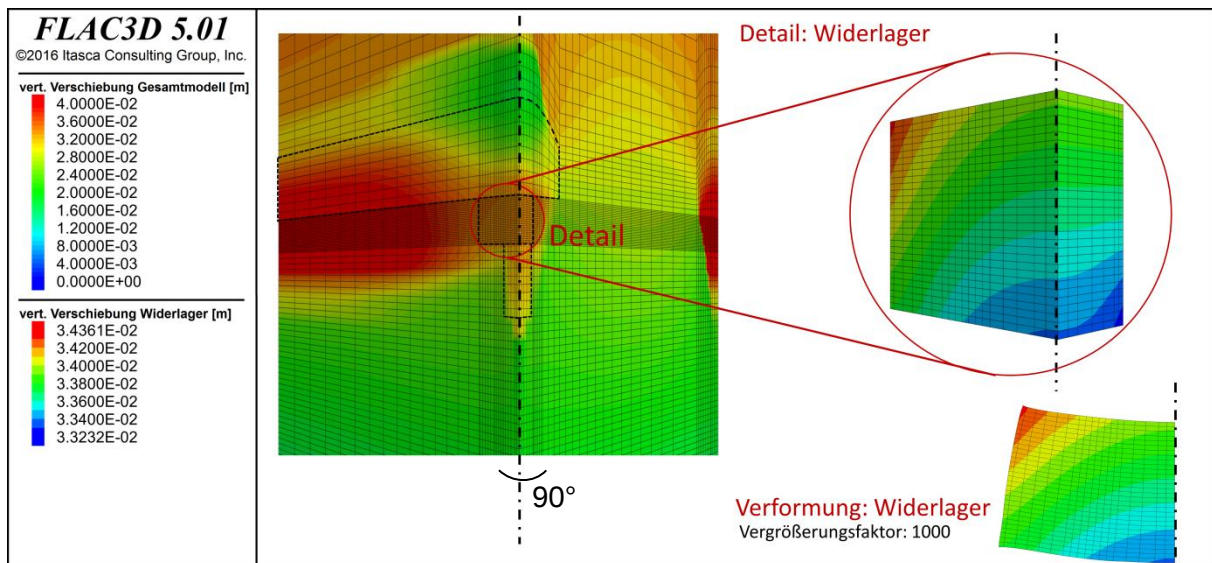


Abb. 3.15: Vertikale Verschiebung im Modell nach 150 Jahren

Abb. 3.14 zeigt erwartungsgemäß eine Absenkung der Spannungen im umgebenden Gebirgsbereich der aufgefahrenen Strecke. Nach Verfüllung der Strecke, steigen die Spannungen infolge der thermischen und hydraulischen Beanspruchungen wieder an. Die Sohlhebung in der Bohrlochüberfahrungsstrecke nimmt mit der Entfernung zum Bohrlochverschluss zu, vgl. Abb. 3.15. Dies lässt sich damit begründen, dass die Sohlhebung im Bereich des Bohrlochverschlusses durch das Widerlager behindert wird. Das hat zur Folge, dass das Versatzmaterial stärker im entfernten Bereich des Bohrloches kompaktiert als unmittelbar daneben. Die Behinderung der Sohlhebung durch das Widerlager führt zu Scherbeanspruchungen im Kontaktbereich Widerlager/Gebirge. Aus diesem Grund weist das Widerlager Zugspannungen im Randbereich aus, während der Kern im Druckbereich bleibt (vgl. Abb. 3.14 ‚Detail‘). Die Verformungen des Widerlagers in Abb. 3.15 ‚Detail‘ bestätigen diese Aussage. Dort wird ersichtlich, dass der Randbereich des Widerlagers im Kontakt zum

Gebirge sich am stärksten verformt. Dieser Bereich korreliert mit der Zugspannungsregion aus Abb. 3.14 ‚Detail‘. Im Widerlagerbereich über dem Dichtelement sind auch Zugspannungen festzustellen. Diese Zugspannungen sind das Ergebnis horizontaler Dehnungen, die sich an der unteren Seite des Widerlagers einstellen, wenn das Widerlager sich verformt. Das Verformungsbild des Widerlagers in Abb. 3.15 ‚Detail‘ zeigt, dass der untere Bereich des Widerlagers während der Verformung gezogen wird. Dabei entstehen Zugspannungen. Das Dichtelement bleibt während der ganzen Simulationsdauer im Druckbereich. Die Verschiebungen im Dichtelement betragen nach einer Berechnungszeit von 150 Jahren maximal 3,5 cm wobei die maximalen Werte erwartungsgemäß an der Außenkontur festzustellen sind.

Die Entwicklung der Sättigung und des Porenwasserdrucks im Gebirge vermittelt einen Eindruck über das hydraulische Verhalten des Gesamtsystems. Abb. 3.16 und Abb. 3.17 zeigen die Verteilung des Sättigungsgrades (links) und des Porenwasserdrucks (rechts) im Gebirge jeweils nach 30 Jahren und nach 150 Jahren. Prozesse der Mehrphasenströmung wurden bei diesen Berechnungen vernachlässigt.

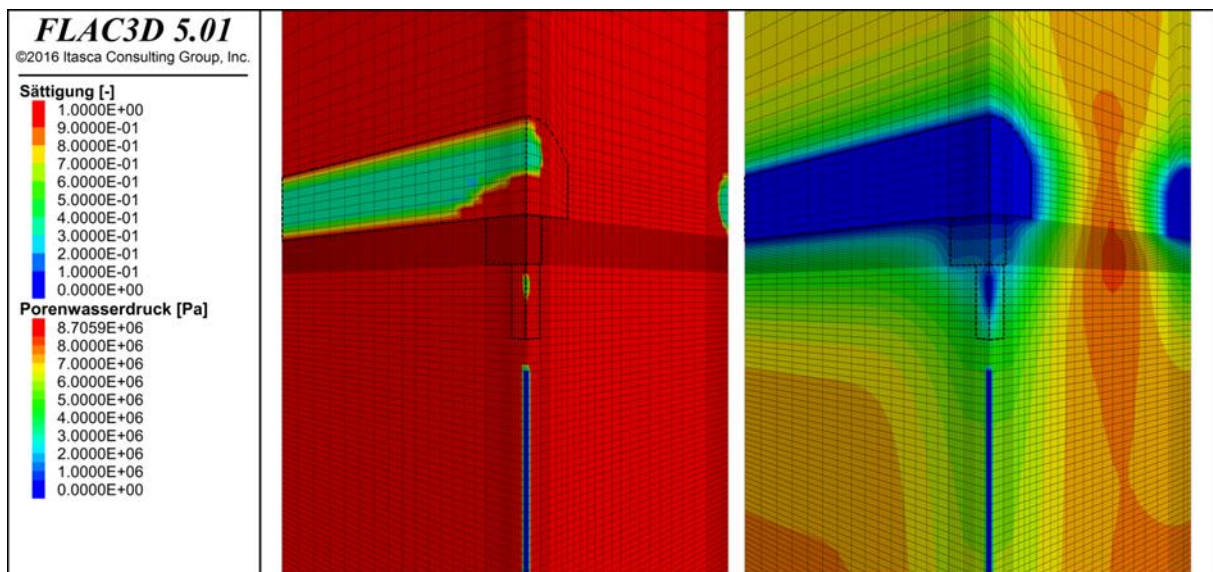


Abb. 3.16: Sättigungsverteilung (links) und Porenwasserdruckverteilung (rechts) im Modell nach 30 Jahren

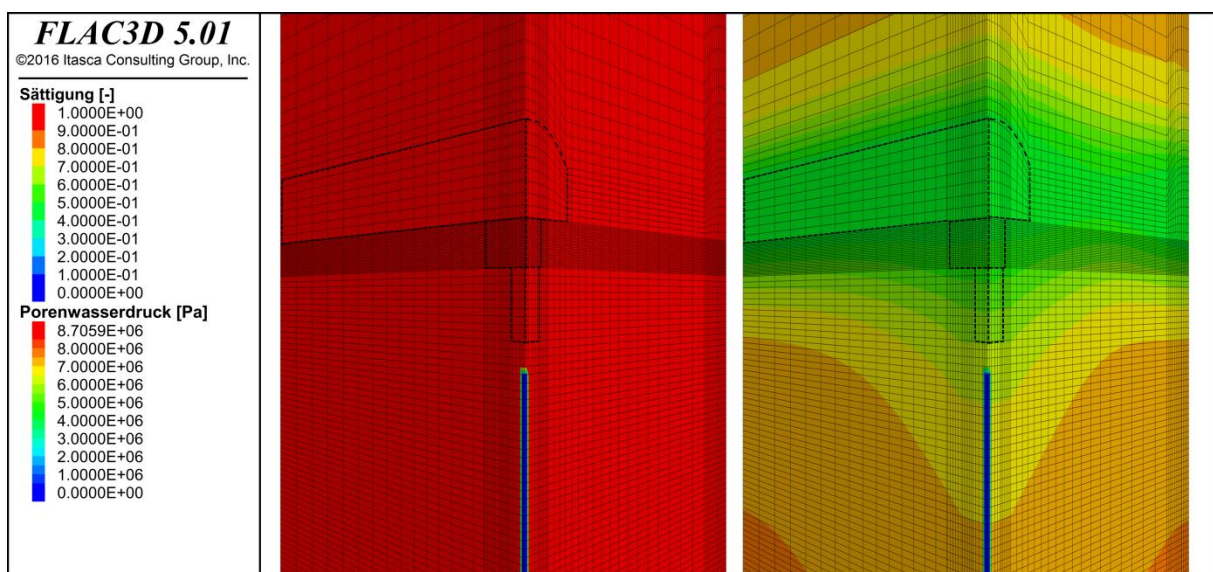


Abb. 3.17: Sättigungsverteilung (links) und Porenwasserdruckverteilung (rechts) im Modell nach 150 Jahren

Nach 30 Jahren sind der Buffer und das Widerlager gesättigt. Grund dafür ist die hohe Anfangssättigung von über 80% dieser Materialien. Nach 30 Jahren hat die Sättigung in der Strecke ca. 40% erreicht. Die Aufsättigung erfolgt überwiegend vom Stoß aus. Dies lässt sich zum einen damit begründen, dass das Maximum des Porenwasserdrucks in dem Pfeiler zwischen den Strecken konzentriert ist und zum anderen ist die horizontale Permeabilität um eine Größenordnung höher als die vertikale Permeabilität. Die Sättigung im Bereich der Sohle ist nach 30 Jahren in einen Teilbereich über dem Widerlager erhöht. Die Begründung dafür ist, dass das Betonwiderlager eine höhere Permeabilität im Vergleich zu Tonstein ausweist. Nach 150 Jahren ist die Strecke gesättigt (Abb. 3.17).

Das Dichtelement ist nach 30 Jahren teilweise gesättigt (vgl. Abb. 3.16). Der Kern des Materials bleibt bis zu diesem Zeitpunkt ungesättigt. Eine vergrößerte Darstellung der Verteilung des Porenwasserdrucks im Dichtelement kann Abb. 3.18. und Abb. 3.19. jeweils für die Zeitpunkte 30 Jahre und 150 Jahre entnommen werden.

Abb. 3.18. zeigt, dass die Aufsättigung des Dichtelementes von unten nach oben und vom Randbereich in den Kern erfolgt. Diese Erkenntnis ist konsistent mit dem hydraulischen Druckgefälle und den symmetrischen Randbedingungen. Die Fließrichtung erfolgt in vertikaler Richtung von unten nach oben. Sobald Sättigung vorliegt, werden Druckdifferenzen innerhalb des Dichtelementes abgebaut (vgl. Abb. 3.19).

Im Vorfeld der Simulation wurde an bestimmten Stellen im Dichtelement Auswertelocationen für den Porenwasserdruck definiert (Abb. 3.18). Die zeitliche Entwicklung des Porenwasserdrucks in diesen Punkten zeigt einen charakteristisch parabolischen Verlauf. Festzustellen ist, dass die Aufsättigung zeitlich versetzt von unten nach oben und von außen nach innen erfolgt. Nach 30 Jahren beträgt der Maximalwert des Porenwasserdrucks im Dichtelement ca. 4,5 MPa. Ab ca. 40 Jahren steigt der Porenwasserdruck stärker in den Auswertepunkten. Dieser Anstieg findet erst statt, wenn der Porenwasserdruck in der Strecke zu steigen beginnt. Deshalb sind die Auswertepunkte an der Oberkante des Dichtelements am stärksten von dieser Entwicklung betroffen, da sie die kleinste Entfernung zur Strecke haben. Zusammenfassend wird festgehalten, dass die Aufsättigung der Strecke zu einer zusätzlichen Beanspruchung des Dichtsystems führt (Abb. 3.19).

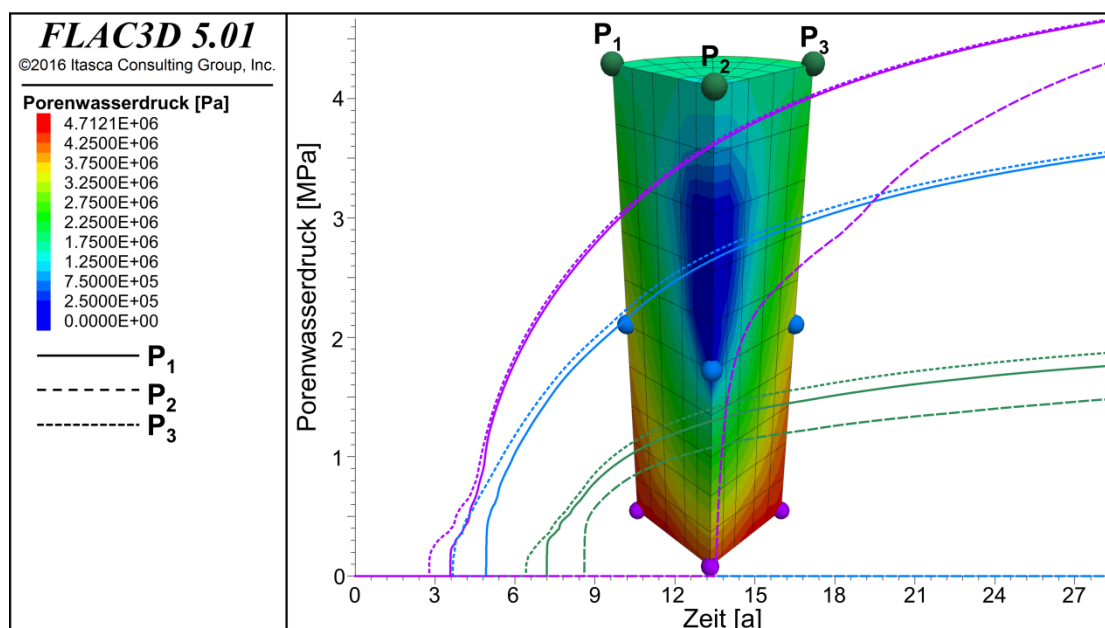


Abb. 3.18: Porenwasserdruckentwicklung im Dichtelement nach 30 Jahren

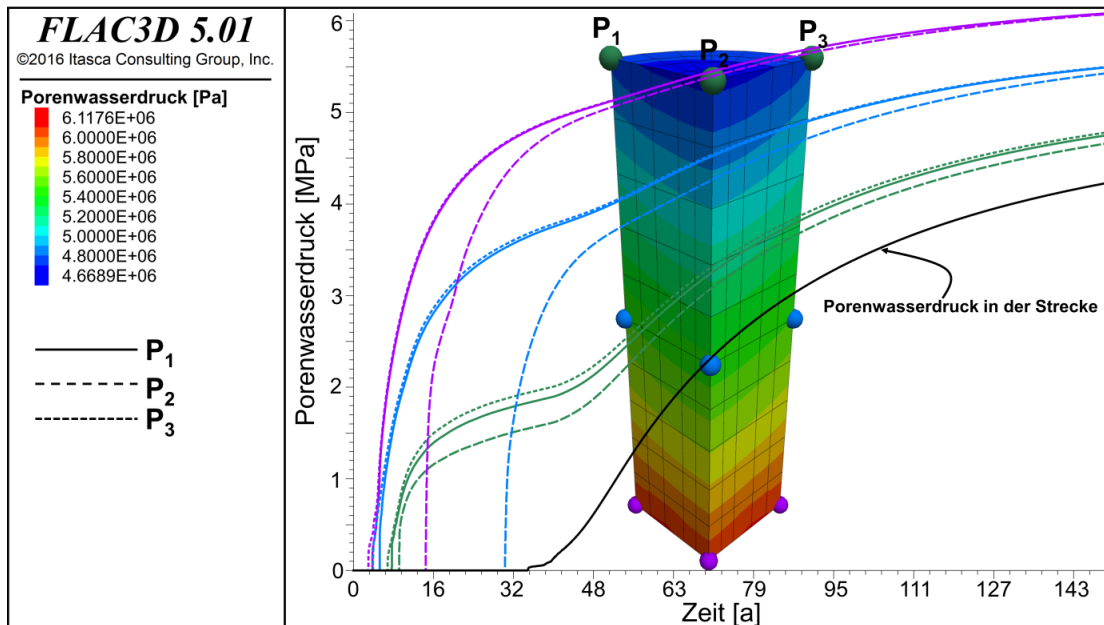


Abb. 3.19: Porenwasserdruckentwicklung im Dichtelement nach 150 Jahren

### 3.6.3 Beispielhafte Nachweise für die Bauwerkskomponenten

Die in Kapitel 3.2 dargestellte Nachweisführung zur strukturellen Integrität beinhaltet alle für ein Verschlussbauwerk relevanten Einzelnachweise. Für die einzelnen Elemente innerhalb des Verschlussbauwerkes sind entsprechend ihrer Funktion nur bestimmte Nachweise zu erbringen.

#### 3.6.3.1 Bentonitdichtelement

Für das Bentonitdichtelement müssen die Nachweise der Rissbeschränkung, der Dauerhaftigkeit und der Herstellbarkeit erbracht werden.

##### 3.6.3.1.1 Rissbeschränkung

Der Nachweis der Rissbeschränkung am Dichtungsort ist nötig, um zu zeigen, dass die auslegungsbestimmenden Einwirkungskombinationen keine Auflockerung im Dichtungssystem zur Folge haben. Auflockerungen und Risse würden die hydraulische Leitfähigkeit der Dichtung deutlich erhöhen und damit die Dichtfunktion beeinträchtigen.

Im Bentonitkörper können Einwirkungskombinationen verschiedener mechanischer Einwirkungen zu einer Rissbildung führen. Diese Einwirkungen sind beispielsweise Fluiddruck, Eigengewicht, Gebirgsdruck oder Zwangsspannungen. Nach Breidung (2002) führen außerdem zu schnelle Belastungsraten des Bentonitkörpers zur Rissbildung.

Durch das Bauwerk wird den Einwirkungskombinationen ein Widerstand entgegengesetzt, der sich aus der Einspannung und den Materialeigenschaften ergibt. Nachweiskriterien sind die Dilatanz und das Mindestdruckkriterium sowie das Fluiddruckkriterium (Müller-Hoeppel et al. 2012).

Die Dilatanzbedingung (Mikrorissgrenze) kann aus dem Modell über die Hauptspannungen und die Oktaederschubspannung bestimmt werden. Die gesteinspezifischen Dilatanzparameter werden im Modell aus NAGRA (2002) übernommen. Die Bewertung des Dilatanzkriteriums findet nur für das Gebirge statt. Die Bewertung des Fluiddruckkriteriums findet für die ALZ, für die Kontaktzone und für das Bentonitdichtelement statt. Für das Fluid-

ruckkriterium am Bentonitdichtelement und der Kontaktzone gilt nach Müller-Hoepe et al. (2012b):

$$\sigma'_3 = \sigma_{3,ges} - p_{Fl} > 0 \quad (3.15)$$

wobei

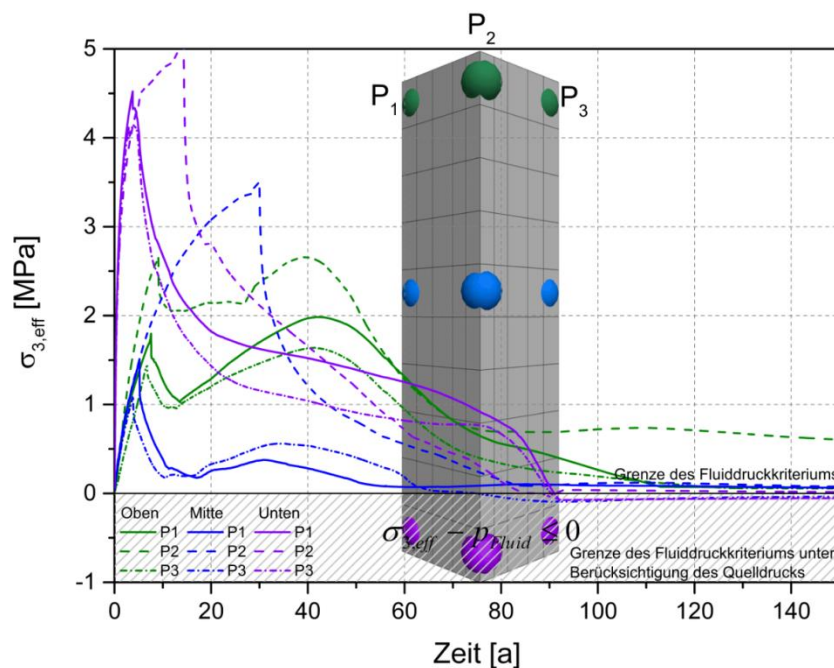
$$\sigma_{3,ges} = \sigma_{3,E} + p_q + p_{Fl} \quad (3.16)$$

mit

- $\sigma'_3$  = kleinste effektive Hauptspannung [MPa]
- $\sigma_{3,ges}$  = kleinste totale Hauptspannung [MPa]
- $\sigma_{3,E}$  = kleinste totale Hauptspannung infolge Einwirkungen [MPa]
- $p_q$  = wirksamer Quelldruck [MPa]
- $p_{Fl}$  = Porendruck [MPa]

Wie bereits oben erwähnt, ist für die Kontaktzone in Ergänzung zum hydraulischen Widerstand der Nachweis der Rissbeschränkung zu erbringen. Der körnige Baustoff Bentonit geht keine kohäsive Bindung mit dem Gebirge ein. Daher ist nachzuweisen, dass der Kontaktdruck zwischen Dichtkörper und Gebirge ausreichend groß ist, um ein Aufreißen der Kontaktzone zu verhindern.

Die Bewertung des Fluidruckkriteriums am Bentonitdichtelement erfolgt auf Basis der Berechnungsergebnisse der THM-Simulation. Die Berechnungen erfolgen zunächst ohne Berücksichtigung eines sich einstellenden Quelldruckes im Dichtelement. Dies stellt hinsichtlich des Nachweises der Rissbeschränkung eine konservative Annahme dar. Im Endlagerkonzept (Lommerzheim & Jobmann 2015) ist vorgesehen, das Dichtelement so zu konfigurieren, dass ein Quelldruck von 1 MPa entsteht, der den totalen Druck entsprechend erhöht. Zur Auswertung wurden am Bentonitdichtelement neun Auswertelocationen für die Hauptspannungskomponente  $\sigma_3$  und den Porenwasserdruck gewählt. Die Auswertepunkte befinden sich in der oberen, der mittleren und der unteren Lage des Dichtelements jeweils am Rand und im Zentrum des Elements. Mit den ausgezeichneten Daten wurde das Fluidruckkriterium an jedem Punkt über die Berechnungsdauer ausgewertet. Das Kriterium ist



nicht eingehalten, wenn die effektive Hauptspannung  $\sigma'_3$  negativ wird. Die Ergebnisse dieser Auswertung sind in Abb. 3.20 dargestellt. In der Abbildung sind auch die Auswertepunkte im Modell illustriert.

Abb. 3.20: Auswertung des Fluidruckkriteriums im Dichtelement nach 150 Jahren

Die effektive Spannung steigt bis der Porenwasserdruck (Abb. 3.18 und Abb. 3.19) in den Auswertepunkten zu steigen beginnt. Dann fällt die effektive Spannung um den entspre-

chenden Betrag bis zum Erreichen eines Minimums. Dieses Minimum liegt bei den meisten Auswertepunkten bis zum Zeitpunkt 150 Jahre leicht unter null. Da sich auslegungsgemäß ein Quelldruck und damit eine Erhöhung des totalen Drucken von 1 MPa nach vollständiger Sättigung des Dichtelements einstellen wird, ist rechnerisch eine Reserve gegen die Fluidruckwirksamkeit im Dichtelement vorhanden. Unter Berücksichtigung dieser Reserve kann das Kriterium in allen Punkten des Dichtelements eingehalten werden. Der Verlauf der effektiven Spannung ab 90 Jahren zeigt ein stationäres Verhalten, sodass derzeit davon ausgegangen wird, dass das Fluidruckkriterium über der Simulationsdauer hinaus auch eingehalten ist (Abb. 3.20).

#### **3.6.3.1.2 Dauerhaftigkeit**

Die Langzeitstabilität des Bentonits oder Tonminerale im Allgemeinen wird durch chemische oder mineralogische Veränderungen im Materialgemisch bestimmt, die durch biologische oder chemische Prozesse hervorgerufen werden. Als Teil der Verschlussauslegung ist ein geeigneter Bentonit mit einer ähnlichen chemischen Zusammensetzung wie im Wirtsgestein auszuwählen. Ziel muss es sein neben allen weiteren Anforderungen chemisch/mineralogische Wechselwirkungen zwischen Wirtsgestein und Porenwässern möglichst zu minimieren. Zusätzlich müssen Korrosionsprodukte aus den Zementphasen von Ausbau und Widerlagern, salinare und/oder eisenhaltige Lösungen, mikrobielle Umwandlungen und erhöhte Temperaturen als eigenschaftsverändernde Einflussfaktoren benannt werden. Wechselwirkungen und damit verbundene Umwandlungsprozesse können die Langzeitstabilität begrenzen und zu einer Abnahme der Quell- und Sorptionsfähigkeit führen. Stark et al. (2014)

Unter den herrschenden anaeroben Bedingungen treten vor allem Eisen-reduzierende, Sulfat-reduzierende, Methan-produzierende und fermentative Mikroben auf. Auch unter diesen Bedingungen kann eine mikrobielle Aktivität zumindest indirekt zu einer Schädigung des Betons führen. Biogene niedrigmolekulare Säure, wie sie etwa bei Fermentationsprozessen oder auch von Pilzen gebildet werden können, kann die Korrosion zement-haltiger Materialien stark beschleunigen und damit die Funktionsfähigkeit des Widerlager negativ beeinflussen Stark et al. (2014).

Aus diversen natürlichen Analoga ist bekannt, dass die entsprechenden Alterationsprozesse über sehr lange Zeiträume wirken. Beispielhaft sei dazu auf Alexander et al. (2012), Honty et al. (2004), Hueckel und Pellegrini (2002) und Pelayo et al. (2011) verwiesen. Über den Funktionszeitraum der Verschlüsse kann daher von einer Langzeitbeständigkeit des Bentonits im Sinne eines Erhalts der Dichtfunktion und der wesentlichen Eigenschaften ausgegangen werden. Gleichwohl können Eigenschaftsänderungen in Folge der Wechselwirkungen nicht ausgeschlossen bzw. kann deren Qualität nicht abgeleitet werden.

Ein vollständiger Nachweis der chemischen Langzeitbeständigkeit ist allein aus der Betrachtung natürlicher Analoga nicht ableitbar. Auf Grund der Vielzahl möglicher Alterationsprozesse und der bisher nicht näher bestimmten Spezifikationen der beteiligten Lösungen und Materialien ist eine zuverlässige Prognose der Langzeitbeständigkeit des Bentonits gegenwärtig nicht möglich. Erst mit einer möglichst genauen Beschreibung der Bestandteile aller wechselwirkenden Lösungen und Materialien sowie der stattfindenden Prozesse können auch die Wechselwirkungen beschrieben werden und kann eine Analyse der stattfindenden Reaktionen erfolgen. Damit wird letztlich auch der Nachweis der chemischen Langzeitbeständigkeit möglich.

#### **3.6.3.1.3 Herstellbarkeit**

Der folgende Abschnitt zeigt Beispiele auf, die die Herstellbarkeit eines funktionsfähigen Bentonitdichtelementes belegen. Dabei wird auf eine umfängliche Darstellung des Standes

von Wissenschaft und Technik zur Errichtung von Bitumendichteelementen verzichtet. Stattdessen sei auf Breidung (2002) und van Geet et al. (2009) verwiesen. Der Stand von Wissenschaft und Technik zur Herstellung langzeitstabiler Schachtverschlüsse ist in Kudla et al. (2013) beschrieben. Die nachfolgend beschriebenen Dichteelemente wurden für den Einbau im Schacht konzipiert. Eine Übertragung auf die vertikalen Bohrlöcher ist aber möglich. In-situ Versuche zur Errichtung und Funktionsfähigkeit von Bentonitdichtungen in Schächten wurden in einem reduzierten Maßstab durchgeführt. Mit abgedichteten Durchmessern von rund 2,5 m entsprechen diese Experimente aber etwa dem Durchmesser der Einlagerungsbohrlöcher.

Im "...Forschungsprojekt "Schachtverschluss Salzdetfurth Schacht II" wurde mit dem Ziel die Realisierbarkeit und Funktionstüchtigkeit eines langzeitstabilen und flüssigkeitsdichten Schachtverschlusses nachzuweisen,..." (Breidung 2002) ein Widerlager aus Schotter und ein Bentonitdichteelement in einem Bohrschacht mit einem Durchmesser von 2,5 m errichtet. Das zweigeteilte Dichteelement bestand aus einem natürlichen Ca-Bentonit. Dieser wurde als binäres Gemisch aus Pellets und Granulat eingebaut und verdichtet (siehe Abb. 3.21). Für den Nachweis der Dichtfunktion erfolgte die Beaufschlagung einer Druckkammer zwischen einem oberen und unteren Teil des Dichteelementes. Der obere Teil des Dichteelementes war 5,5 m mächtig und der untere 5,0 m. Während der Druckphasen des Versuches wurden für das Dichtsystem Eindringraten von ca.  $5 \cdot 10^{-11}$  m/s gemessen und ein Quelldruck von mindestens 1 MPa ermittelt. Nach der ca. einjährigen Druckbelastung war die Aufsättigung des Dichteelementes (instationäre Phase) noch nicht abgeschlossen. Für die tatsächliche hydraulische Leitfähigkeit des gesättigten Gesamtsystems (stationäre Phase) wird ein Wert um wenigstens eine Zehnerpotenz kleiner als die Messwerte erwartet (Breidung 2002).



Abb. 3.21: Komponenten der Bentonitdichtung, links Bentonitgranulat 0–3 mm, mitte: Bentonitpressinge, binäres Gemisch im Einbauzustand (Wilsnak et al. 2008)

Mit dem belgischen "RESEAL II" Projekt wurde im Untertagelabor in Mol die Errichtung und Funktionstüchtigkeit eines Bentonitdichteelementes im plastischen Ton nachgewiesen. Innerhalb eines eigens errichteten Blindschachtes (Durchmesser 2,2 m) wurde eine 2,24 m hohe Bentonitdichtung errichtet. Es kam ein natürlicher FoCa Ton, benannt nach dem Herkunftsort im französischen Fourges-Cahaignes, zum Einsatz. Der Bentonit wurde wie auch in Salzdetfurth als binäres Gemisch aus Pellets und Granulat eingebaut und verdichtet (siehe Abb. 3.22). Die gemessene hydraulische Leitfähigkeit im Dichtkörper lag zwischen  $2,5$  bis  $3,5 \cdot 10^{-12}$  m/s und entsprach damit der Durchlässigkeit des Wirtsgesteins (van Geet et al. 2009).



Abb. 3.22: Links: Temporärer Ausbau und Kontaktfläche des Wirtsgesteins am Dichtungstandort, rechts: Dichtelement während des Einbaus (van Geet et al. 2009)

Beispiele für die Errichtung von Dichtelementen mit Bentonitformsteinen sind durch den schwedischen "Canister Retrieval Test (CRT) field experiment" (Dueck et al. 2011), das kanadische "Enhanced Sealing Project (ESP)" (Dixon et al. 2009), den Großversuch zur Errichtung eines Streckenverschlusses in Sondershausen (Aland et al. 1999) und das belgische PRACLAY-Experiment (van Marcke 2011) gegeben. Nicht zuletzt wurde in dem von der europäischen Kommission geförderten Verbundvorhaben DOPAS (DOPAS Consortium 2016) die prinzipielle Herstellbarkeit von Streckenverschlüssen gezeigt.

### 3.6.3.2 Widerlager

Die Hauptaufgaben des Widerlagers oberhalb des Dichtelementes sind die Gewährleistung der Form- und Lagestabilität des Dichtelementes. Das Dichtelement darf nach Wagner (2005) nicht mehr als 3 Vol.-% Auflockerung erfahren. Nachfolgend wird beispielhaft der Nachweis der Verformungsstabilität am Widerlager geführt.

Für die ingenieurtechnische Vorbemessung wurden die Einwirkungen aus dem FEP-Katalog ermittelt, vgl. dazu Tab. 3.1. Neben den Einwirkungen enthalten die FEP auch Eigenschaften der Barrieren, also Widerstände und Bemessungssituationen. Aus den Bemessungssituationen und den wahrscheinlichen Kombinationen der Einwirkungen ergeben sich zusammen mit den Eigenschaften der Barrieren die Rechenfälle für die Nachweisführung. Für die Nachweisführung am Widerlager wurden folgende Rechenfälle abgeleitet:

- Statische Belastung des Widerlagers durch die Gebirgslast (BS-P)
- Statische Belastung des Widerlagers durch Gasdruck, Quelldruck und thermische Expansion aus dem Buffer/Bohrlochverschluss (BS-T)
- Erdbeben (BS-E)

Zum Nachweis der Verformungsstabilität ist zu zeigen, dass (Wagner 2005)

*mögliche Verschiebungen am Widerlager maximal zu einer Auflockerung des Dichtelementes führen, die kleiner sind als 3 Vol.-% des Elementes.*

Treten am Widerlager keine Schädigungen auf, ist der Nachweis der Verformungsstabilität und gleichzeitig auch der Rissbeschränkung erbracht. Ohne Schädigung (=Risse) ist die Verformungsstabilität nachgewiesen. Der Nachweis der Verformungsstabilität wird durch die Anwendung eines Vier-Parameter-Modells zur Bewertung des mehraxialen Belastungszustandes erbracht. Zu diesem Zweck wurde ein numerisches Modell des Bohrloches erstellt. Damit ist es möglich, die relevanten thermischen, mechanischen und hydraulischen Prozesse abzubilden.

### 3.6.3.2.1 Verformungsstabilität (Rissbeschränkung)

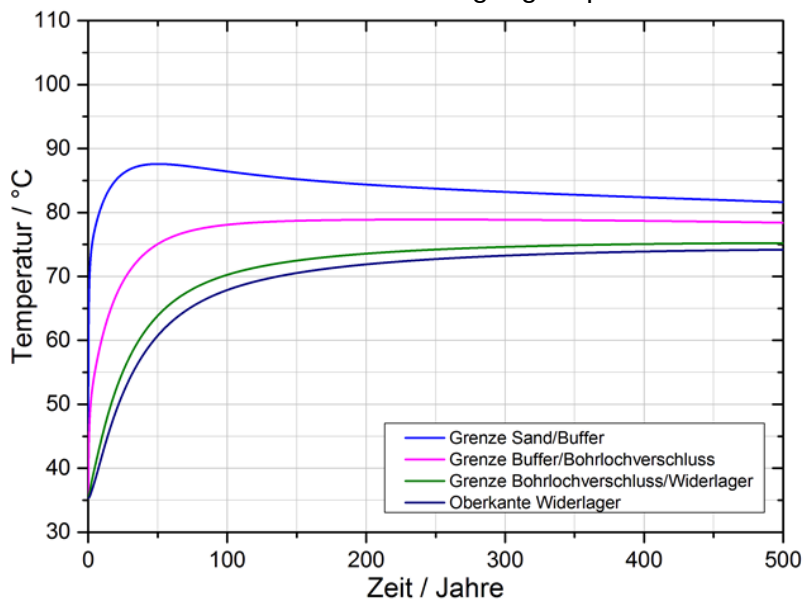
#### Einwirkungen

Der Funktionszeitraum des Bohrlochverschlusses beginnt direkt nach dessen Errichtung. Der Bohrlochverschluss muss seine Dichtwirkung wenigstens bis zur vollständigen Aufsättigung des Grubengebäudes beibehalten. Innerhalb des gesättigten Grubengebäudes werden deutlich geringere Potenzialunterschiede erwartet und auch die anderen geotechnischen Barrieren entfalten ihre volle Dichtfunktion.

Nach dem Verschluss der Überfahrungsstrecke bleibt deren Ausbau zunächst erhalten und übt eine Stützwirkung aus. Der Verlust der Stützwirkung setzt erst mit voranschreitender Korrosion (Alterung) des Ausbaus ein. Der volle lithostatische Druck wirkt also erst deutlich später auf den Bohrlochverschluss. Die mechanischen Einwirkungen auf das Widerlager resultieren aus dem maximalen hydrostatischen Druck. Für alle Rechenfälle wird angenommen, dass sich dieser nach der Aufsättigung des Versatzkörpers einstellt. Der hydrostatische Druck im Niveau des Grubengebäudes beträgt ca. 8,27 MPa. Als Beanspruchung aus einer ständigen Einwirkung wird dem hydrostatischen Druck ein Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_F = 1,35$  zugeordnet (vgl. Tabelle A2.1 aus DIN 1054). Damit beträgt der Bemessungswert 11,2 MPa.

Neben der Auflast des Gebirges wirken auf das Widerlager außerdem Lasten aus dem Dichtelement bzw. Bohrloch selbst heraus. Diese Einwirkungen resultieren aus der Aufsättigung des Bentonits (Quelldruck), der thermischen Expansion infolge des Wärmeeintrags der eingelagerten Abfälle und der Gasentwicklung infolge von Korrosionsprozessen. Das thermo-hydro-mechanische Verhalten von Tongestein und Bentonit ist sehr komplex und kann im Rahmen der vereinfachten Nachweisführung nur bedingt berücksichtigt werden. Es werden daher vereinfachende Annahmen getroffen. Der Quelldruck der Bentonitdichtung wird stets konstant mit 1,0 MPa (Breidung 2002) angenommen. Eine zeitliche Entwicklung als Funktion der Aufsättigung wird an dieser Stelle nicht berücksichtigt. Diese Annahme ist konservativ, da der volle mechanische Druck von Anfang an auf das Widerlager wirkt. Der Gasdruck resultiert aus der thermischen Expansion der vorhandenen Luftanteile. Korrosionsprozesse als Beitrag zur Gasdruckentwicklung werden an dieser Stelle vernachlässigt.

Aus der Temperaturänderung infolge des Wärmeeintrags der Behälter resultiert eine Expansion der im Temperaturfeld enthaltenen Medien. Nach der Einlagerung führt der Wärmeeintrag der Abfälle an der Unterseite des Bentonitdichtelementes gemäß erster indikativer Berechnungen innerhalb von ca. 100 Jahren zu einer stetigen Temperaturerhöhung bis zu maximal 78°C. Bei einer Ausgangstemperatur von 35°C entspricht dies einer Temperaturerhöhung um maximal 43 K. Mit größer werdendem Abstand verlangsamt sich der Temperaturanstieg. An der Oberkante des Dichtelementes wird eine Maximaltemperatur von ca. 75°C erst deutlich später erreicht.



temperaturerhöhung um maximal 43 K. Mit größer werdendem Abstand verlangsamt sich der Temperaturanstieg. An der Oberkante des Dichtelementes wird eine Maximaltemperatur von ca. 75°C erst deutlich später erreicht.

Abb. 3.23: Temperaturentwicklung im Nahfeld eines Einlagerungsbohrloches

## Widerstände

Den Einwirkungen aus der Auflast steht ein Widerstand  $R$  des Widerlagers in Form der Zugfestigkeit bzw. Biegezugfestigkeit des Betons gegenüber. Die Zuordnung des Betons zu einer Festigkeitsklasse zeigt an, welche charakteristischen Druck- bzw. Zugfestigkeit der Beton besitzt. Das Widerlager wird in Anlehnung an Eurocode 2 Abschnitt 12 (DIN EN 1992) als unbewehrtes Streifen- bzw. Flächenfundament betrachtet. Gemäß DIN EN (1992) ergibt sich der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit  $f_{cd}$  aus:

Einaxiale Druckfestigkeit:

$$f_{cd} = \alpha_{cd,pl} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.17)$$

|                  |                                                                    |
|------------------|--------------------------------------------------------------------|
| $f_{cd}$         | Bemessungswert der einaxialen Betondruckfestigkeit                 |
| $\alpha_{cd,pl}$ | Beiwert                                                            |
| $f_{ck}$         | charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen |
| $\gamma_c$       | Teilsicherheitsbeiwerte für Beton                                  |

Der Teilsicherheitsbeiwert für Beton wird für ständige Einwirkungen mit  $\gamma_c = 1,5$  festgelegt (Tabelle 2.1 in DIN EN 1992-1-1/NA). Im Nationalen Anhang (DIN EN 1992-1-1/NA, Eurocode 2, 2010) wird der Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen  $\alpha_{cd,pl} = 0,7$  festgelegt. Bei der Bemessung darf keine höhere Festigkeit als es für einen Beton der Klasse C35/45 typisch ist, angenommen werden Eurocode 2 N/A 2010. Die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck}$  eines Betons der Festigkeitsklasse C35/40 liegt bei 35 N/mm<sup>2</sup>. Damit ergibt sich gemäß (3.52) ein Bemessungswert der Druckfestigkeit  $f_{cd} = 16,3$  N/mm<sup>2</sup>.

Einaxiale Zugfestigkeit:

Widerstandsseitig muss für den Betonkörper die Betonzugfestigkeit angesetzt werden. Gemäß Eurocode 2 (DIN EN 1992) ist dafür maximal die Betonzugfestigkeit der Festigkeitsklasse C35/45 zu verwenden. Nach DIN EN 1992-1-1/NA ist für den unbewehrten Beton sowie für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen ein Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_c = 1,5$  zu wählen. Als Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betonzugfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung ist  $\alpha_{ct,pl} = 0,7$  zu wählen. Die mittlere Zugfestigkeit eines Beton C35/45 beträgt  $f_{ctk;0,05} = 2,2$  N/mm<sup>2</sup>. Gemäß DIN EN 1992 Abschnitt 12 ergibt sich daraus ein Bemessungswert von:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct,pl} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = 0,7 \cdot \frac{2,2 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 1,03 \text{ N/mm}^2 \quad (3.18)$$

|                  |                                                     |
|------------------|-----------------------------------------------------|
| $f_{ctd}$        | Bemessungswert der Betonzugfestigkeit               |
| $\alpha_{ct,pl}$ | Beiwert                                             |
| $f_{ctk;0,05}$   | Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons |
| $\gamma_c$       | Teilsicherheitsbeiwerte für Beton                   |

Biaxiale Druckfestigkeit:

$$f_{c2c} = \left(1,2 - \frac{f_{ck}}{1000}\right) \cdot f_{ck} \quad (3.19)$$

|           |                                                                     |
|-----------|---------------------------------------------------------------------|
| $f_{c2c}$ | charakteristischer Wert für die biaxiale Druckfestigkeit des Betons |
|-----------|---------------------------------------------------------------------|

Bei der Bemessung darf keine höhere Festigkeit als es für einen Beton der Klasse C35/45 typisch ist, angenommen werden (DIN EN 1992-1-1/NA). Die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck}$  eines Betons der Festigkeitsklasse C35/40 liegt bei 35 N/mm<sup>2</sup>. Daraus ergibt sich eine charakteristische biaxiale Druckfestigkeit von 40,775 N/mm<sup>2</sup>. Nach DIN EN

1992-1-1/NA ist für den unbewehrten Beton sowie für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen ein Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_c = 1,5$  zu wählen. Als Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betonzugfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung ist  $\alpha_{cc,pl} = 0,7$  zu wählen. Der Bemessungswert der biaxialen Betondruckfestigkeit beträgt  $19,03 \text{ N/mm}^2$  (FIB 2010).

$$f_{c2cd} = \alpha_{cc,pl} \cdot \frac{f_{c2c}}{\gamma_c} \quad (3.20)$$

|                  |                                                             |
|------------------|-------------------------------------------------------------|
| $f_{c2cd}$       | Bemessungswert der biaxialen Betondruckfestigkeit           |
| $\alpha_{cc,pl}$ | Beiwert                                                     |
| $f_{c2c}$        | charakteristischer Wert biaxiale Druckfestigkeit des Betons |
| $\gamma_c$       | Teilsicherheitsbeiwerte für Beton                           |

### Auswertung

Für die Bewertung der Verformungsbeständigkeit des Widerlagers soll das Bruchkriterium nach Ottosen (1977) genutzt werden, vgl. dazu auch Speck (2010). Das Kriterium beschreibt eine einheitliche Triaxialfestigkeitsgrenze für Beton in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse. Es berücksichtigt alle Schädigungsmechanismen infolge von dreidimensionalen Belastungen. Ein Versagen tritt ein, wenn folgende Ungleichung nicht mehr erfüllt ist:

$$A \cdot \frac{J_2}{f_{cd}^2} + \lambda \cdot \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cd}} + B \cdot \frac{I_1}{f_{cd}} \leq 1 \quad (3.21)$$

mit

$$\lambda = c_1 \cdot \left[ \frac{1}{3} \cdot \arccos(c_2 \cdot \cos 3\theta) \right] \quad (3.22)$$

und

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \quad (3.23)$$

Die Parameter  $J_2$ ,  $J_3$  und  $I_1$  sind Invarianten des Spannungsfeldes und werden bestimmt über:

$$J_2 = \frac{1}{6} + [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (3.24)$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_0) \cdot (\sigma_2 - \sigma_0) \cdot (\sigma_3 - \sigma_0) \quad (3.25)$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (3.26)$$

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3.27)$$

$$\tau_0 = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (3.28)$$

Die Konstanten A, B,  $c_1$  und  $c_2$  ergeben nach FIB (2010), Ottosen (1977) und Speck (2010) aus:

$$A = \frac{H \cdot B - \sqrt{2}}{y} \quad (3.29)$$

$$B = \frac{\sqrt{2} - \frac{3 \cdot y}{k \cdot f_{cd}}}{H - \frac{9 \cdot y}{f_{c2} - k}} \quad (3.30)$$

Mit

$$k = \frac{f_{ct}}{f_{cd}}; f_{2c} = \frac{f_{c2c}}{f_{cd}}; x = \frac{\sigma_0}{f_{cd}}; y = \frac{\tau_0}{f_{cd}} \quad (3.31)$$

$$H = \frac{\sqrt{2} \cdot x + y}{\frac{y}{\sqrt{2}} - \frac{1}{3}} \quad (3.32)$$

$$\lambda_c = \lambda(\theta = 60^\circ) = \left(1 - \frac{H}{3 \cdot y}\right) \cdot \sqrt{3} \cdot B + \sqrt{3} + \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3} \cdot y} \quad (3.33)$$

$$\lambda_t = \lambda(\theta = 0^\circ) = \left(2 \cdot \sqrt{3} - \frac{f_{2c} \cdot H}{\sqrt{3} \cdot y}\right) \cdot B + \frac{\sqrt{3}}{f_{2c}} + \frac{\sqrt{2} \cdot f_{2c}}{\sqrt{3} \cdot y} \quad (3.34)$$

$$c_2 = \cos \left\{ 3 \cdot \arctan \left[ \frac{\left(2 \cdot \frac{\lambda_c}{\lambda_t} - 1\right)}{\sqrt{3}} \right] \right\} \quad \text{für } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} > \frac{1}{2} \quad (3.35)$$

$$c_2 = 1 \quad \text{für } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} \leq \frac{1}{2} \quad (3.36)$$

$$c_1 = (2 \cdot \cos \theta - 1) \cdot \lambda_t + 4 \cdot (1 - \cos \theta) \cdot \lambda_c \quad \text{für } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} \leq \frac{1}{2} \quad (3.37)$$

$$c_1 = \frac{\lambda_c}{\cos \left[ \frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cdot \arccos(c_2) \right]} \quad \text{für } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} > \frac{1}{2} \quad (3.38)$$

Die Bewertung der Triaxialfestigkeit des Betonwiderlagers erfolgt auf Basis der Berechnungsergebnisse einer THM-Simulation. Zu diesem Zweck wurden am Widerlager 24 Auswertelokationen für alle Hauptspannungskomponenten festgelegt. Die Simulation wurde bis 240 Jahren weitergeführt, um einen stationären Spannungszustand zu erreichen. Die Auswertepunkte befinden sich in der oberen, der mittleren und der unteren Lage des Widerlagers. Mit den ausgezeichneten Daten wurde die Gleichung (3.21) an jedem Punkt über die Berechnungsdauer ausgewertet. Eine Illustration des Modells des Widerlagers mit den Auswertepunkten ist in Abb. 3.24, a zu finden. Das Kriterium ist nicht eingehalten, wenn der Faktor  $F$ , in Abbildung definiert, positiv wird. Die Ergebnisse dieser Auswertung sind in Abb. 3.24, b, c und d dargestellt.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Ungleichung (3.21) in den Randpunkten P6, P7 und P8 an der Oberfläche des Widerlagers nicht mehr erfüllt ist. Dort ist eine lokale Schädigung zu erwarten, vgl. Abb. 3.24, b. In Widerlagermitte wird zunächst im Randpunkt P6 und 50 bis 60 Jahre nach Verfüllung der Strecke auch in den Randpunkten P7 und P8 die Ungleichung nicht erfüllt, vgl. Abb. 3.24, c. An der Basis des Widerlagers wird die Ungleichung in den

Punkten P4, P6, P7 und P8 nicht erfüllt, vgl. Abb. 3.24, d. In den Punkten P2, P3 und P4 ist die Ungleichung zeitweise nicht erfüllt. Ab ca. 70 Jahre sind die Spannungsverhältnisse so, dass die Ungleichung in diesen Punkten wieder erfüllt werden kann. Eventuell aufgetretene Risse werden ggf. verschlossen. Die spätere Verletzung der Ungleichung in den Punkten P7 und P8 könnte auf eine Beanspruchung des Widerlagers infolge des Porenwasserdruckanstiegs in der Strecke zurückgeführt werden. Ab ca. 160 Jahren geht das Widerlager in einen stationären Spannungszustand über. Eine weitere Schädigung des Widerlagers ist deshalb nicht mehr zu erwarten. Die maximale Beanspruchung des Widerlagers erfolgt in den ersten 60 Jahren nach Beginn der Simulation.

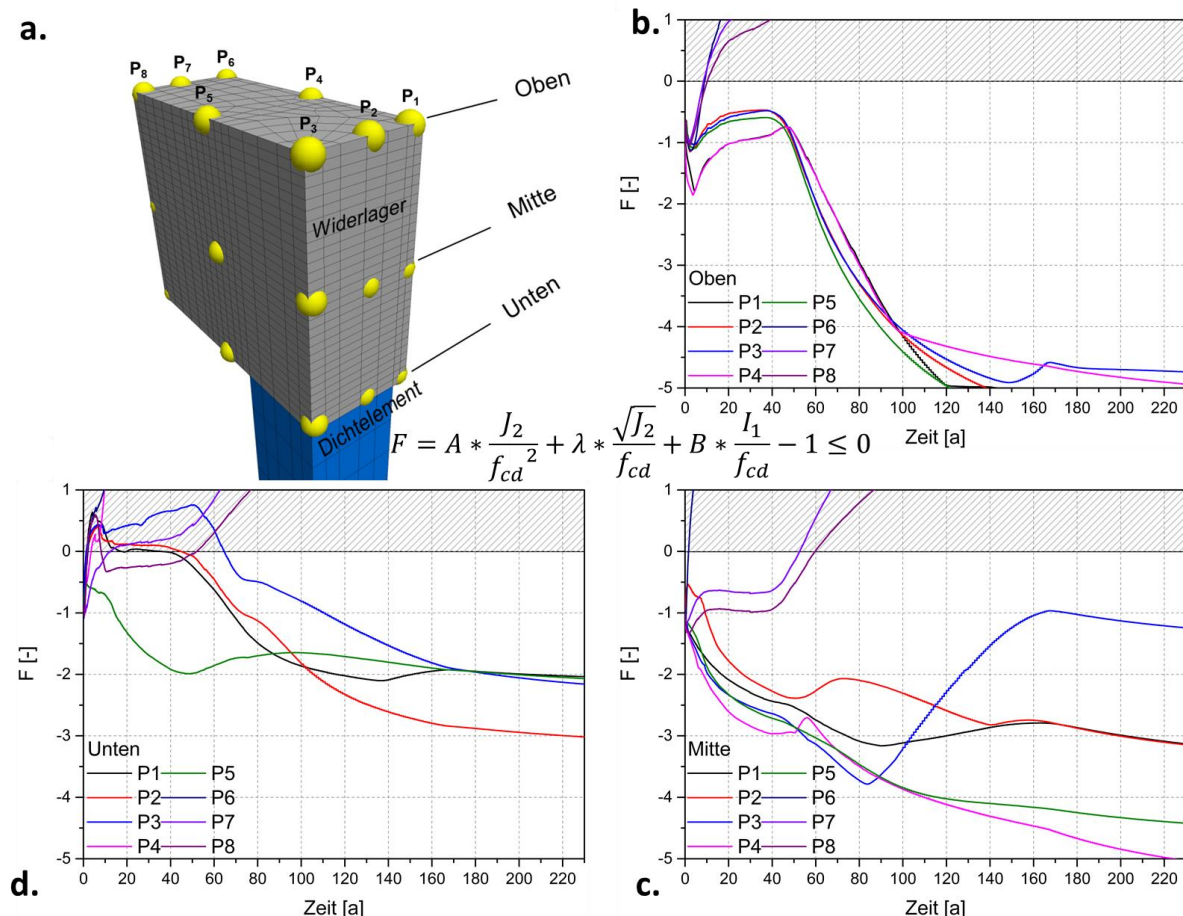


Abb. 3.24: Auswertung der Triaxialfestigkeit im Modell nach 230 Jahren

Eine alternative Bewertung der Triaxialfestigkeit kann für einen bestimmten Zeitpunkt graphisch realisiert werden, indem die Ungleichung (3.21) in jeder finiten Zone im Modell des Widerlagers ausgewertet wird. Das Ergebnis dieser Auswertung wird für jede finite Zone mithilfe einer Farbskala dargestellt. Die Farbskala geht von Blau über Grün bis Rot. Die Farbe Rot zeigt die geschädigten Bereiche im Widerlager. Die Farbe Grün gibt Auskunft über die stark beanspruchten Bereiche und die blaue Farbe gibt die unbedenklichen Bereiche an.

Abb. 3.25 zeigt das Ergebnis dieser Auswertung für den Zeitpunkt 60 Jahre, wo die maximale Schädigung gemäß Abb. 3.24 auftritt. Die Schädigung im Modell stimmt mit den Ergebnissen aus Abb. 3.24 überein. Abb. 3.25 bringt aber eine zusätzliche Erkenntnis über die Gesamtverteilung der Schädigung im Widerlager. Die Verteilung der Schädigung in Abb. 3.25 korreliert gut mit der Spannungsverteilung aus Abb. 3.14. Daraus kann man schlussfolgern, dass überwiegend Zugversagen im Beton auftritt. Außerdem ist eine Konzentration der Schädigung in den Randbereichen zu erkennen. Der Kern des Widerlagers bleibt weitestgehend unbeschädigt. An der unteren Seite des Widerlagers stellen sich horizontale

Dehnungen ein, wenn das Widerlager sich verformt und führen zu entsprechenden Schädigungen (vgl. auch Abb. 3.14). Die Schädigungen an den Randflächen konzentrieren sich überwiegend an den Kanten des Widerlagers. Die Schädigung wird durch Scherbeanspruchung hervorgerufen und wird ggf. durch Spannungskonzentrationseffekte an den Modellkanten verstärkt. Die Wahl eines zylindrischen Widerlagers würde sehr wahrscheinlich zu geringeren Schädigungen führen. Die Wahl eines so geformten Widerlagers wäre in der weiteren Entwicklung des Endlagerkonzeptes zu prüfen.

Ab 60 Jahren verbessert sich der Spannungszustand im Widerlager. Es tritt deshalb keine zusätzliche Schädigung auf. Die Schädigungsverteilung in Abb. 3.25 bleibt erhalten. Wegen der günstigen Einspannbedingungen ist aber davon auszugehen, dass entstandene Risse im Widerlager im weiteren Verlauf überdrückt werden.

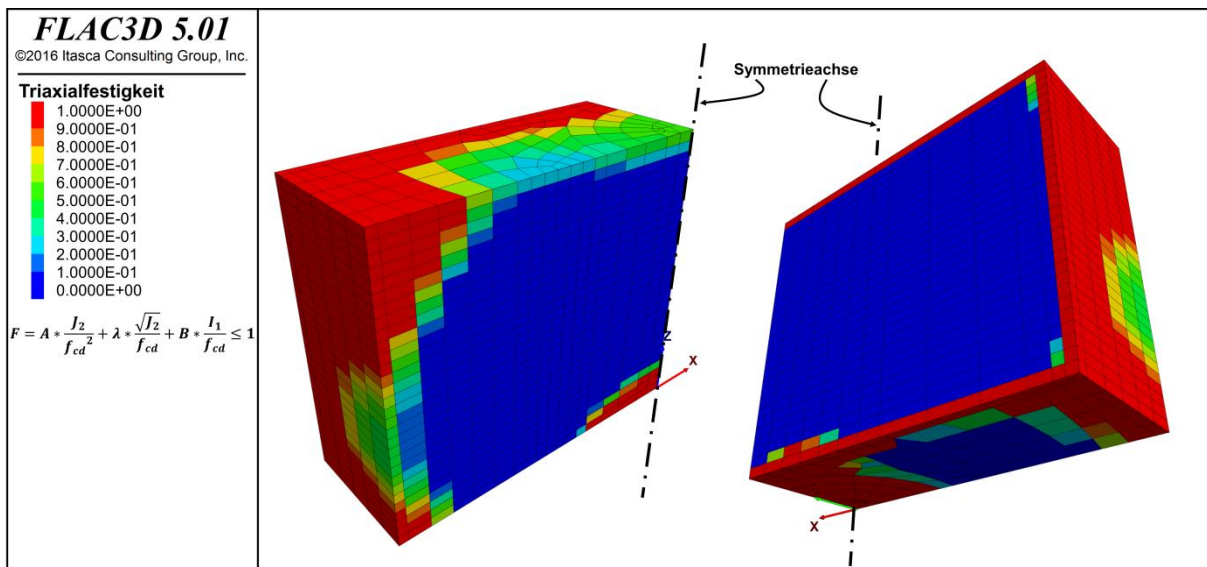


Abb. 3.25: Schädigungsverteilung im Widerlager nach 60 Jahren. Zur Lage im Modell vergleiche Abb. 3.14.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die auftretende Schädigung die Funktion des Widerlagers – Garantie der Lagestabilität des Bentonitdichtelementes – nicht beeinträchtigt. Es sind aber an den Rändern des Widerlagers Risse infolge Gebirgsverformungen zu erwarten. Diese Risse führen zu einer Verringerung des Wandreibungswinkels zwischen dem Widerlager und dem umgebenden Gebirge. Dies könnte im ungünstigsten Fall zur Folge haben, dass das Widerlager seine Lagestabilität verliert, wenn die Scherbeanspruchungen infolge der Auftriebskräfte unterhalb des Widerlagers zu groß werden. Um dies entgegenzuwirken reicht eine konservative Bemessung des Widerlagers ohne Berücksichtigung der Scherfestigkeit im Kontaktbereich zum Gebirge (Wandreibungswinkel gleich null). In diesem Fall muss das Gewicht des Widerlagers so dimensioniert sein, dass es in jedem Zeitpunkt größer als die Auftriebskräfte ist. Hierbei kann ggf. auch das Gewicht des aufliegenden Versatzes berücksichtigt werden.

Nach Wagner (2005) darf das Bentonitdichtelement eine maximale Auflockerung von 3 Vol.-% erreichen. Bei einer Höhe des Verschlusses von 5,0 m entspricht dies einer vertikalen Verschiebung von maximal 0,15 m. Nach 150 Jahren beträgt die mittlere vertikale Verschiebung im Widerlager nur 3,5 cm und im Dichtelement knapp 3 cm (Abb. 3.26). Eine Konsolidierung der Verschiebungsanstiegsrate ist zu erwarten. Mit Blick auf die Ergebnisse ist nicht zu erwarten, dass sich das einstellende Maximum der Verschiebung nach Extrapolation auf 15 cm erhöht. Die Verschiebungen in Abb. 3.26 werden ausschließlich durch THM-Beanspruchungen hervorgerufen. Es ist jedoch noch zu überprüfen, ob eventuelle Kriecheffekte im Tonstein das Verformungsverhalten des Abdichtsystems signifikant beeinflussen.

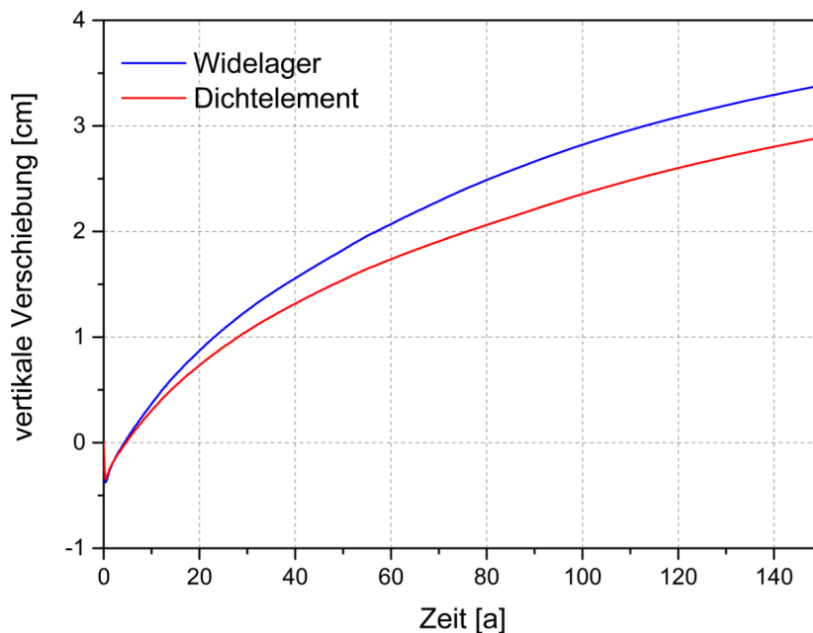


Abb. 3.26: Mittlere vertikale Verschiebungen (aller Auswertepunkte) im Widerlager und im Dichtelement

### 3.6.3.2.2 Dauerhaftigkeit

Nach der Aufsättigung des Bohrlochverschlusses treten die Porenwässer des Wirtsgesteins mit den Verschlussmaterialien in Wechselwirkung.

*"Die Grund- und Porenwässer in der Teufenlage zwischen 600 und 800 m sind im Norddeutschen Becken hauptsächlich Salzwässer und Solen mit Gehalten in der Größenordnung 100 g/l (Wolfgramm et al. 2011). Es handelt sich vor allem um Na-Ca-Mg-Chloridwässer, mit einer dominierenden Na-Konzentration gegenüber Calcium und Magnesium ( $\text{Na} \gg \text{Ca} > \text{Mg}$ ). Als Anion dominiert Chlorid; Sulfat kommt demgegenüber in geringen Mengen vor. Es liegen in der Regel reduzierende Verhältnisse vor" (Stark et al. 2014). "Auch die bei der Überwachung des Chemismus der Grubenwässer in der Schachanlage Konrad durchgeführten Analysen zeigen vergleichbare Ergebnisse. Für das Jahr 1981 ergaben sich folgende Durchschnittsgehalte (GSF 1982): Natrium 77.722 mg/l, Kalium 212 mg/l, Lithium 1 mg/l, Calcium 8939 mg/l, Magnesium 2761 mg/l, Strontium 376 mg/l, Chlorid 135.556 mg/l, Sulfat 832 mg/l, Bromid 822 mg/l, Jodid 28 mg/l, Borat 84 mg/l. Der durchschnittliche pH-Wert der analysierten Grubenwässer liegt bei 6,2." (Stark et al. 2014).*

Im Beton führen vor allem die im Porenwasser gelösten Chloride und Sulfate zu einer Korrosion des Zementanteils. Mit dem Austausch von  $\text{OH}^-$  und  $\text{Cl}^-$  wird der pH-Wert der Porenwässer erhöht und verschiebt sich in den basischen Bereich. Ein erhöhter pH-Wert und die gelösten Kationen können das Quellvermögen des Bentonits negativ beeinflussen. Zur Reduzierung der negativen Einflüsse kann durch die Substitution von Teilen des Zementanteils durch Puzzolane (z. B.: Flugasche) der pH-Wert des Betons gesenkt werden. Auch ein Beton mit niedrigem pH-Wert unterliegt jedoch einer Korrosion.

Die chemische Wechselwirkung zwischen Porenwasser und Beton, speziell dem Zementanteil, führen zu Lösungserscheinungen und Mineralumbildungen meist mit einhergehender Volumenvergrößerung ggf. auch zu Volumenverringerung. Langfristig resultiert aus den ablaufenden Prozessen ein Verlust der Festigkeit und damit auch der Funktionsfähigkeit der Betonkonstruktion (Stark et al. 2014). Der zeitliche Verlauf und die Intensität der Korrosion sind von vielen Faktoren abhängig. Die Konzentration der gelösten Stoffe, die Fließgeschwindigkeit der Porenwässer (und damit der stetige Andrang neuer Reaktionspartner), die Umgebungsbedingungen, die Betonzusammensetzung inklusive der Porosität und Permeabilität sind relevante Einflussfaktoren. Viele dieser Einflussfaktoren sind im bisherigen Konzept nicht oder nur unzureichend quantitativ bestimmt. Eine zuverlässige quantitative

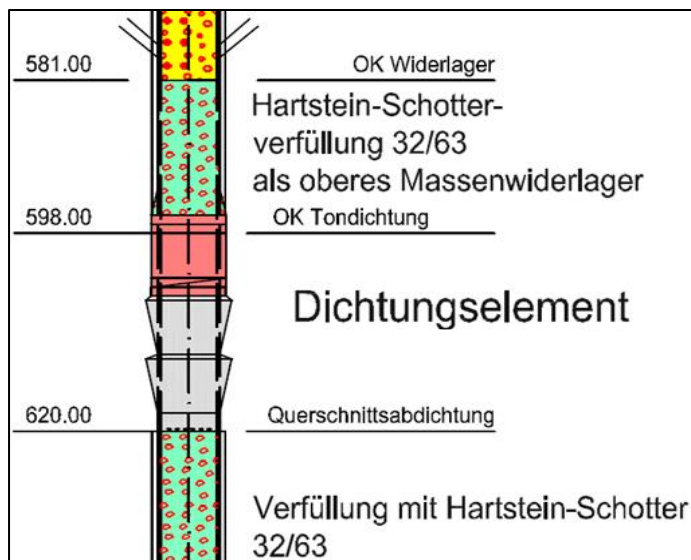
Vorhersage der zu erwartenden Eigenschaftsveränderungen ist auf dieser Datenbasis bzw. mit dem aktuellen Planungstand nicht möglich.

Mit der Errichtung und dem Betrieb des Endlagers gelangen auch Mikroben in den Untergrund. Offene Grubenbaue, der Versatzkörper, die Verschlusselemente, verbleibende Einbauten und auch die ALZ können geeignete Umgebungsbedingungen für mikrobielle Aktivität bereithalten. Mikrobielle Korrosionserscheinungen am Beton gehen mit einer biogenen Säurebildung einher. Besonders ist hier die biogene Schwefelsäurebildung hervorzuheben. Unter aeroben Bedingungen kann aufbauend auf einer zuvor ablaufenden H<sub>2</sub>S-Bildung (Sulfat-Reduktion im anaeroben Milieu) eine Oxidation hin zur Schwefelsäure entstehen. Diese wiederum kann den Zementstein und ggf. die Gesteinskörnung angreifen. Derartige Prozesse sind aus Abwasseranlagen bekannt (Stark & Wicht 2013). Für ein Endlager ist dieser Prozess aber nicht relevant, da nach dem Versatz und Verschluss der Grubenteile mit einem zügigen Verbrauch des Luftsauerstoffs zu rechnen ist und damit der oxidierende Teil des Prozesses nicht stattfinden kann (Stark et al. 2014).

Unter anaeroben Bedingungen treten vor allem Eisen-reduzierende, Sulfat-reduzierende, Methan-produzierende und fermentative Mikroben auf. Auch unter diesen Bedingungen kann eine mikrobielle Aktivität zumindest indirekt zu einer Schädigung des Betons führen. Biogene niedrigmolekulare Säure, wie sie etwa bei Fermentationsprozessen oder auch von Pilzen gebildet werden können, kann die Korrosion zementhaltiger Materialien stark beschleunigen und die Funktionsfähigkeit des Widerlagers negativ beeinflussen (Stark et al. 2014).

### 3.6.3.2.3 Herstellbarkeit

Die Errichtung von Betonwiderlager als Elemente innerhalb eines Schachtverschlüssen können als Stand der Technik beschrieben werden. Neben dem Verschluss von Untertagedeponien und Endlagern sind vor allem aus der Verwahrung konventioneller Schächte eine Vielzahl Anwendungen bekannt. Entsprechend der mechanischen Anforderungen können diese einfach-parallel, verzahnt, kegelstumpfförmig oder auch als Kugelkalotte ausgeführt werden (Herold 2011).



Der Schacht Immenrode kann als Beispiel für einen konventionellen Schacht, der nach den geltenden Richtlinien verwahrt wurde, aufgeführt werden. Zur Gewährleistung der langfristigen Lagestabilität des Dichtsystems wurde hier ein zweifaches Kegelstumpfwiderlager errichtet (Abb. 3.27) (SBN 2011).

Abb. 3.27:  
Zweifaches Kegelstumpfwiderlager im verwahten Schacht Immenrode (SBN 2011)

Ein Beispiel für die Nutzung von Betonwiderlagern unter Berücksichtigung der erhöhten Anforderungen eines Endlagers bildet das kanadische "Enhanced Sealing Project (ESP)" (Dixon et al. 2009). Das Projekt beinhaltet den Bau und die messtechnische Überwachung zweier baugleicher Verschlüsse in einem 5 m weiten Schacht und einem 1,8 m weitem Wetterbohrloch.

Das Verschlusssystem ist aus zwei kegelstumpfförmigen Betonwiderlagern und einem dazwischenliegenden Dichtelement aus Formsteinen eines Bentonit-Sand-Gemisches zusammengesetzt (Abb. 3.28).

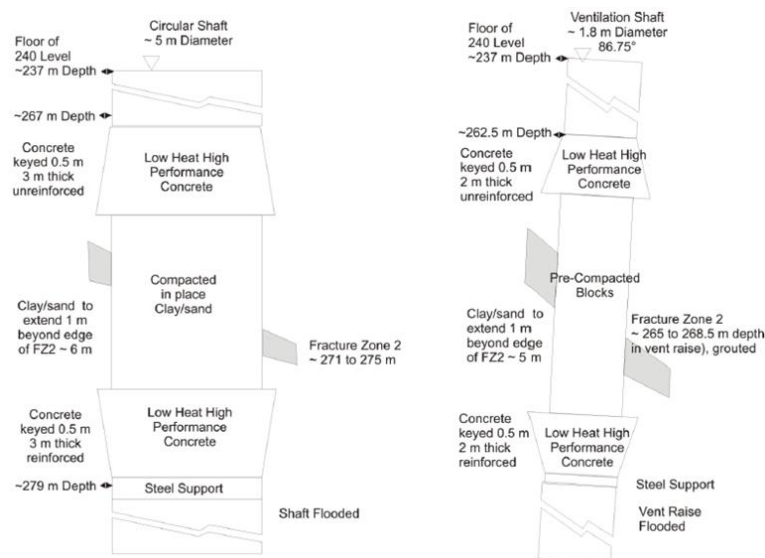


Abb. 3.28: Dichtungen und Widerlager der beiden Schächte (Dixon et al. 2009)

Um das Quellvermögen der Tonminerale langfristig nicht zu beeinträchtigen, wurde für die Widerlager ein Beton mit einem niedrigen pH-Wert (geringer Alkalianteil) verwendet. Dies wird durch die teilweise Substituierung des Zementanteils durch Puzzolane, wie Flugasche erreicht. Tab. 3.7 fasst die Zusammensetzung des Beton und wesentlichen Eigenschaften zusammen.

Tab. 3.7: Betonzusammensetzung und -eigenschaften der Widerlager im ESP-Verschluss (Dixon et al. 2009)

| Material                                                | Anteil in kg für 1 m³ |         |
|---------------------------------------------------------|-----------------------|---------|
| Cement (Typ 50) , entspricht HS-Zement nach DIN 1164-10 | 96,31                 |         |
| Silicastaub                                             | 96,31                 |         |
| Silicamehl                                              | 192,42                |         |
| Sand                                                    | 888,14                |         |
| Grobe Zuschlagsstoffe                                   | 1031,92               |         |
| Fließmittel                                             | 10,0                  |         |
| Wasser                                                  | 109,3                 |         |
| Eigenschaft                                             | Wert                  | Einheit |
| Dichte                                                  | 2424,4                | kg/m³   |
| Porenanteil                                             | 2,75                  | %       |
| Ausbreitmaß                                             | 170                   | Mm      |
| einaxiale Druckfestigkeit (28 Tage)                     | 70                    | MPa     |

### 3.7 Nachweis zur Einhaltung des Advektions-Kriteriums

Die beispielhafte Nachweisführung findet in Form einer hydraulischen Vorbemessung zur Spezifizierung des hydraulischen Widerstandes statt. Bedingt durch den gegenwärtigen Wissensstand zum Standortmodell muss eine Reihe von Annahmen zu den Eigenschaften des Dichtungsstandortes und der Dichtmaterialien getroffen werden.

Aus Tab. 3.1 ist ersichtlich, dass die FEPs vorzeitiges Versagen eines Schachtverschlusses oder eines Streckenverschlusses als Bemessungssituationen zugeordnet werden können. Aus dem vorzeitigen Versagen der Verschlusssysteme resultiert eine schnellere Belastung des Bohrlochverschlusses und damit ein Eintreten der Maximaldrücke zu einem ungünstigeren Zeitpunkt (entspricht BS-A). Dieser Einwirkung stehen zu Beginn des Funktionszeitraums

die geringsten Widerstände entgegen. Zu diesem Zeitpunkt hat die ALZ noch keine Verheilung in Folge des Quelldrucks und der Konvergenz des Gebirges erfahren. Die hydraulische Durchlässigkeit am Bohrlochverschluss ist am größten. Kann im Rahmen der Nachweisführung gezeigt werden, dass auch für diesen theoretischen Fall ein hinreichender hydraulischer Widerstand am Dichtungsstandort existiert, ist davon auszugehen, dass auch über den Funktionszeitraum eine hinreichende Dichtwirkung erhalten bleibt.

Der Rechenfall "Maximale Fluiddruckbelastung am Bohrlochverschluss" stellt als außergewöhnlicher Bemessungsfall ein wenig wahrscheinliches Szenario dar. Für diesen Fall soll im Rahmen der vereinfachten Nachweisführung der Rechenfall "Sättigung des Bentonits entsprechend des Referenzszenarios" (BS-T) betrachtet werden.

### 3.7.1 Spezifizierung des hydraulischen Widerstandes des Bohrlochverschlusses

Die Hauptfunktion des Bohrlochverschlusses ist die Behinderung einer Lösungsmigration zwischen dem Bohrloch und der versetzten Zugangsstrecke. Dies betrifft auch die Abdichtung der Auflockerungszone im Übergangsbereich Bohrloch und Sohle der Einlagerungsstrecke. Der hydraulische Widerstand und somit auch dessen Nachweis setzt sich aus den drei parallel geschalteten Elementen

- Dichtungskörper,
- Kontaktzone und
- Auflockerungszone (ALZ)

zusammen. Allgemein wird für das Dichtungssystem eine integrale Permeabilität (Gleichung (3.39)) möglichst nahe an der Permeabilität des unverritzten Wirtsgesteins gefordert.

$$K_{int} = \frac{K_D \cdot A_D + K_K \cdot A_K + K_{ALZ} \cdot A_{ALZ}}{A_D} \quad (3.39)$$

Die integrale Permeabilität ist die mit dem Flächenanteilen gewichtete Permeabilität parallel geschalteter Einzelelemente bezogen auf eine Bezugsfläche (Müller-Hoeppel et al. 2012a). Als Bezugsfläche wird stets der offene Querschnitt des Grubenbaus inkl. Nachschnitt gewählt. Dieser ist auch in frühen Planungs-/Nachweisphasen bereits bekannt bzw. bestimmbar. Der Bezug auf den Querschnitt des Grubenbaus führt gegenüber einer Wichtung auf den Gesamtquerschnitt zu einer systematischen Überschätzung der Permeabilität des Dichtungssystems. Die Nutzung der integralen Permeabilität kann damit als konservative Annahme betrachtet werden.

Da in der ALZ zu Beginn des Funktionszeitraumes immer eine erhöhte Permeabilität vorliegt, kann die integrale Permeabilität der Dichtung die Permeabilität des Wirtsgesteines nicht sofort erreichen. Mögliche Verheilungseffekte innerhalb der ALZ werden zunächst nicht berücksichtigt.

#### 3.7.1.1 Permeabilität des Dichtelementes

Das Verschlusskonzept beinhaltet als Referenzmaterial für alle Bentonitdichtelemente einen Ca-reichen Bentonit vom Typ Salzdetfurth. Das Material wurde im Großversuch erfolgreich für die Errichtung eines flüssigkeitsdichten Schachtverschlusses im Salz angewendet (Breitung 2002). Der Bentonit wird als binäres Gemisch aus einem Granulat und Presslingen eingebaut. Die Presslinge besitzen ein Volumen von je ca. 10 cm<sup>3</sup> und bilden zwischen 70 bis 80 Gewichts-% des Gemisches. Der verbleibende Masseanteil besteht aus einem Bentonitgranulat mit einem Kornband von 0 bis 3 mm (Gruner 2008). Die wesentlichen Kennwerte des Bentonits und des binären Gemisches sind in Tab. 3.8 zusammengefasst.

Tab. 3.8: Kennwerte des binären Gemisches und des Ca-Bentonites Typ Salzdetfurth beim In-situ-Versuch, nach Müller-Hoepple et al. (2012a) und Wilsnack et al. (2008)

| Binäres Gemisch                                      |                                             |
|------------------------------------------------------|---------------------------------------------|
| Einbautrockendichte [kg/m <sup>3</sup> ]             | 1700-1750                                   |
| Wassergehalt [%]                                     | <10                                         |
| Integrale Permeabilität, gesättigt [m <sup>2</sup> ] | $1,0 \cdot 10^{-17}$ - $7,8 \cdot 10^{-18}$ |
| Quelldruck [MPa]                                     | 1                                           |
| Ca-Bentonit                                          |                                             |
| Anteil Montmorillonit [%]                            | 60 - 70                                     |
| Wassergehalt [%]                                     | 9 + 3                                       |
| Korndichte [kg/m <sup>3</sup> ]                      | 2650                                        |

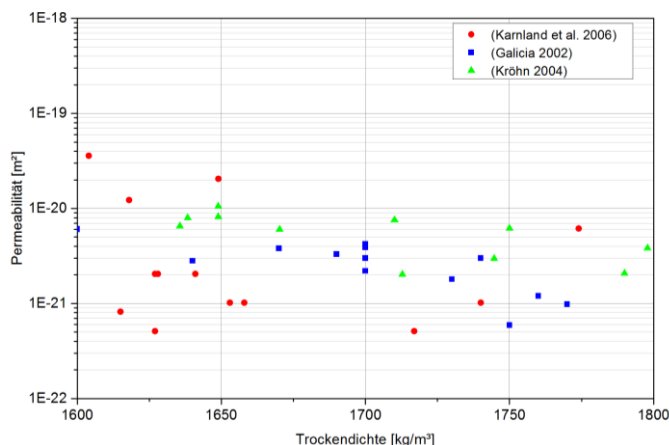
Da für den In-situ-Versuch keine ausreichenden Kennwerte der Durchlässigkeit im Dichtkörper bekannt sind, werden zur Bestimmung des Bemessungswertes Messreihen aus verschiedenen Literaturquellen berücksichtigt. Die Messungen beschreiben jeweils Laborversuche.

Karnland et al. (2006) erfasst für Bentonit aus verschiedenen Lagerstätten die wesentlichen Materialkennwerte, wie die mineralogische Zusammensetzung, Korngrößenverteilung, Korndichte, Quelldruck und auch hydraulische Durchlässigkeit. Die Durchlässigkeit wurde parallel zu den Quellversuchen mit Hilfe des Darcy-Gesetzes im gesättigten Zustand bestimmt. Als Prüfmedium diente reines Wasser. In ähnlicher Weise wurde auch in Galicia (2002) die hydraulische Durchlässigkeit für einen Bentonit einer spanischen Lagerstätte bestimmt. Kröhn (2004) fasst für einen Natrium-Bentonit (MX-80) die Permeabilität aus verschiedenen Literaturquellen zusammen. Über die einzelnen Versuchsbedingungen werden keine Angaben gemacht.

Zur Bestimmung des Bemessungswertes, werden aus allen drei Quellen die ermittelten Durchlässigkeits- und Permeabilitätswerte im Bereich einer Trockendichte von  $1700 \pm 100$  kg/m<sup>3</sup> berücksichtigt (siehe Abb. 3.29). Dieser Bereich der Einbautrockendichten konnte im In-situ-Schachtversuch in Salzdetfurth nachweislich erreicht werden.

Zur besseren Vergleichbarkeit erfolgt eine Umrechnung der hydraulischen Durchlässigkeit aus Karnland et al. (2006) und Galicia (2002) in die Permeabilität nach Gleichung (3.40). Für das Fluid wird reines Wasser bei 25°C Umgebungstemperatur verwendet (Dichte 1000 kg/m<sup>3</sup> und dynamische Viskosität  $0,891 \cdot 10^{-3}$  Pa·s), siehe Tab. 3.8.

$$K = \frac{k_f \cdot \eta}{\rho_F \cdot g} \quad (3.40)$$



$K$  = Permeabilität [m<sup>2</sup>]  
 $k_f$  = Hydraulische Durchlässigkeit [m/s]  
 $\eta$  = dynamische Viskosität [Pa·s]  
 $\rho_F$  = Fluidsdichte [kg/m<sup>3</sup>]  
 $g$  = Fallbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]

Abb. 3.29: Permeabilität der gesättigten Porben in Abhängigkeit der Bentonit-trockendichte

Tab. 3.9: Hydraulische Durchlässigkeit, Permeabilität und Einbautrockendichte von Bentonit, nach Karnland et al. (2006) Galicia (2002) und Kröhn (2004)

| Quelle                        | Einbautrockendichte [kg/m³] | $k_r$ [m/s] | K [m²]  | ln(K)  |
|-------------------------------|-----------------------------|-------------|---------|--------|
| Karnland et al. (2006)        | 1604                        | 3,5E-13     | 3,2E-20 | -44,90 |
|                               | 1615                        | 8,0E-15     | 7,3E-22 | -48,67 |
|                               | 1618                        | 1,2E-13     | 1,1E-20 | -45,97 |
|                               | 1627                        | 2,0E-14     | 1,8E-21 | -47,76 |
|                               | 1627                        | 5,0E-15     | 4,5E-22 | -49,14 |
|                               | 1628                        | 2,0E-14     | 1,8E-21 | -47,76 |
|                               | 1641                        | 2,0E-14     | 1,8E-21 | -47,76 |
|                               | 1649                        | 2,0E-13     | 1,8E-20 | -45,45 |
|                               | 1653                        | 1,0E-14     | 9,1E-22 | -48,45 |
|                               | 1658                        | 1,0E-14     | 9,1E-22 | -48,45 |
|                               | 1717                        | 5,0E-15     | 4,5E-22 | -49,14 |
|                               | 1740                        | 1,0E-14     | 9,1E-22 | -48,45 |
|                               | 1774                        | 6,0E-14     | 5,4E-21 | -46,66 |
| (Galicia 2002)                | 1600                        | 5,9E-14     | 5,4E-21 | -46,68 |
|                               | 1600                        | 6,0E-14     | 5,4E-21 | -46,66 |
|                               | 1610                        | 5,9E-14     | 5,4E-21 | -46,68 |
|                               | 1640                        | 2,8E-14     | 2,5E-21 | -47,42 |
|                               | 1670                        | 3,7E-14     | 3,4E-21 | -47,14 |
|                               | 1690                        | 3,2E-14     | 2,9E-21 | -47,29 |
|                               | 1700                        | 2,2E-14     | 2,0E-21 | -47,66 |
|                               | 1700                        | 3,8E-14     | 3,5E-21 | -47,12 |
|                               | 1700                        | 2,9E-14     | 2,6E-21 | -47,39 |
|                               | 1700                        | 3,8E-14     | 3,5E-21 | -47,12 |
|                               | 1700                        | 4,1E-14     | 3,7E-21 | -47,04 |
|                               | 1730                        | 1,8E-14     | 1,6E-21 | -47,86 |
|                               | 1740                        | 3,0E-14     | 2,7E-21 | -47,35 |
|                               | 1750                        | 5,8E-15     | 5,3E-22 | -49,00 |
|                               | 1760                        | 1,2E-14     | 1,1E-21 | -48,27 |
|                               | 1770                        | 9,6E-15     | 8,7E-22 | -48,49 |
|                               | 1651                        | -           | 8,1E-21 | -46,26 |
|                               | 1638                        | -           | 7,8E-21 | -46,31 |
|                               | 1638                        | -           | 6,3E-21 | -46,51 |
|                               | 1712                        | -           | 7,4E-21 | -46,35 |
|                               | 1752                        | -           | 6,1E-21 | -46,55 |
|                               | 1745                        | -           | 3,0E-21 | -47,27 |
|                               | 1744                        | -           | 3,0E-21 | -47,26 |
|                               | 1714                        | -           | 2,0E-21 | -47,66 |
|                               | 1789                        | -           | 2,0E-21 | -47,65 |
|                               | 1800                        | -           | 3,7E-21 | -47,03 |
| Mittelwert $m_y$ :            |                             |             |         | -47,31 |
| Standardabweichung $s_y$ :    |                             |             |         | 0,9850 |
| Variationskoeffizient $V_y$ : |                             |             |         | 0,0208 |

Die mittlere Permeabilität  $m_x$  beträgt  $2,8 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$  bei einer Standardabweichung  $s_x = 5,9 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$  (Variationskoeffizient  $V_x = 2,0912$ ). Aus den Messwerten kann der Bemessungswert der hydraulischen Leitfähigkeit bzw. Permeabilität abgeleitet werden. Die Vorzugsvariante gemäß Eurocode (DIN EN 1990) ist die Bestimmung des Bemessungswertes über den charakteristischen Wert (A). Alternativ kann der Bemessungswert auch direkt (B) oder als vorsichtig geschätzter Mittelwert (C) bestimmt werden.

#### A) Bestimmung des Bemessungswertes über den charakteristischen Wert

Die Bestimmung des Bemessungswertes über den charakteristischen Wert erfolgt aus einer Log-Normalverteilung unter der Annahme, dass die Versuchswerte logarithmisch normalverteilt sind. Die Berechnung erfolgt gemäß Anhang D7.2 DIN EN 1990 über:

$$X_d = \frac{\eta_d}{\gamma_m} \cdot e^{[m_y - k_n \cdot s_y]} \quad (3.41)$$

Der Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft  $\gamma_m$  und der Umrechnungsfaktor  $\eta_d$  sind entsprechend dem Anwendungsfall, in den die Versuche fallen, aus der jeweiligen Norm zu entnehmen. In diesem Fall DIN EN 1997 Teil 1 und DIN 1054. Der Umrechnungsfaktor  $\eta_d$  ist gemäß Anhang B.3 DIN EN 1997 gleich 1,0 und kann auch im Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_m$

enthalten sein [siehe dazu auch Abschnitt 6.3.3 in DIN EN 1990. Für die Laborversuche zur Ermittlung der Permeabilität wird entsprechend Tabelle A 2.3 DIN 1054 ein Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_m = 1,3$  (Bemessungssituation BS-T) festgelegt. Der Mittelwert  $m_y$  und die Standardabweichung  $s_y$  der Log-Normalverteilung sind in Tabelle 4 angegeben. Der Fraktilenfaktor für charakteristische Werte  $k_n$  muss aus Tabelle D.1 DIN EN 1990 bestimmt werden und ist für  $n = 40$  und unbekanntem Variationskoeffizient mit 1,7 bestimmt. Aus den Kenngrößen ergibt sich für die Permeabilität ein Bemessungswert  $X_d = 1,2 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ .

### B) Direkte Bestimmung des Bemessungswertes

Die direkte Bestimmung des Bemessungswertes für Tragfähigkeitsnachweise für eine Log-Normalverteilung ergibt sich aus:

$$X_d = \eta_d \cdot e^{[m_y - k_{d,n} \cdot s_y]} \quad (3.42)$$

$\eta_d$ ,  $m_y$  und  $s_y$  sind gleich den Werten zur Bestimmung des Bemessungswertes über den charakteristischen Wert. Der Fraktilenfaktor für Bemessungswerte  $k_{d,n}$  wird aus Tabelle D.2 DIN EN 1990 ermittelt und ist für  $n = 40$  Proben und einem unbestimmten Variationskoeffizienten gleich 3,24. Nach DIN EN 1990 beruht die Bestimmung auf der Annahme, dass der Bemessungswert logarithmisch normalverteilt ist und die Unterschreitungswahrscheinlichkeit ca. 0,1% beträgt. Der direkt bestimmte Bemessungswert ist  $X_d = 6,9 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ .

### C) Bestimmung des Bemessungswertes aus einem vorsichtig geschätzten Mittelwert (95%-Konfidenzintervall)

Nach Abschnitt 2.4.5.2 DIN EN 1997-1 ist für einen begrenzten Satz von Werten einer geotechnischen Kenngröße die Bestimmung des charakteristischen Wertes über einen 95%igen Vertrauensbereich möglich. Damit kann auch der Bemessungswert über diesen charakteristischen Wert ermittelt werden. Die Bestimmung des Bemessungswertes aus einem vorsichtig geschätzten Mittelwert (95%-Konfidenzintervall) erfolgt über:

$$X_d = \frac{\eta_d}{\gamma_m} \cdot \left[ m_x - \frac{t_{(n-1)}^{0,95} \cdot s_x}{\sqrt{n}} \right] \quad (3.43)$$

$\eta_d$  und  $\gamma_m$  sind gleich den vorangegangenen Werten zur Bestimmung eines Bemessungswertes. Der Mittelwert  $m_x$  der Messungen (vgl. Tab. 3.9) beträgt  $2,8 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$  und die Standardabweichung  $s_x = 5,9 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ . Entsprechend der  $t_{(n-1)}$ , der Faktor der Student-t-Verteilung, ist für  $n-1$  Freiheitsgrad gleich 1,685. Daraus ergibt sich ein Bemessungswert  $X_d = 3,4 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ .

#### 3.7.1.2 Permeabilität der Kontaktzone

Die genaue Ausprägung und die Permeabilität der Kontaktzone sind bisher unbekannt. Für die Errichtung der Dichtung wird die Kontur nachgeschnitten. Der Nachschnitt erfolgt mit Hilfe geeigneter bergmännischer Techniken, wie beispielsweise Schachtfräsen. Unebenheiten an der Kontur werden vom Gesteins- und Gebirgsverhalten sowie der Trennschärfe des Schneidwerkzeuges bestimmt. Am Stoß bleibt immer eine gewisse Oberflächenrauigkeit bestehen. Durch den qualitätsgesicherten Einbau und die Quelleigenschaften der Tonminerale bei Wasserzutritt sollen potenzielle Hohlräume oder durch Unebenheiten hervorgerufene Fehlstellen an der Kontaktfläche verschlossen werden.

Mit dem schrittweisen Einbau und der Verdichtung des losen Bentonitgemisches wird ein enger Kontakt zwischen Dichtmaterial und Kontur erreicht. Anders als beim Bitumen/Asphalt geht das Bentonit aber keine Haftverbindung mit dem Gebirge ein. Die Kontaktfläche des Dichtkörpers bildet somit eine potenzielle Schwächezone, an der eine erhöhte Permeabilität auftreten kann. Bei entsprechenden Einwirkungen geht außerdem eine Rissgefährdung von diesem Bereich aus. Dies erfordert im Rahmen der Nachweisführung eine Überprüfung der Rissbeschränkung.

Um die Kontaktzone mit in die Permeabilitätsabschätzung einbeziehen zu können, wird an dieser Stelle eine grobe Abschätzung mit Hilfe empirischer Verfahren vorgenommen. Für diese Abschätzung wird die Kontaktzone als ein dünner Riss, eine Kluft, im Gebirge angesehen. Die Permeabilität der Kontaktzone wäre somit von der Rauigkeit der Kontur und der Kluftbreite abhängig. Die Kluftbreite soll über die Partikelgröße des Bentonits definiert werden. Der Bentonit des Dichtkörpers und das umgebende Tongestein sind durch eine sehr feine Partikelstruktur mit Korngrößen im  $\mu\text{m}$ -Bereich gekennzeichnet. Das Größtkorn des Tongesteins wird mit  $63\ \mu\text{m}$  angenommen. Bentonitgemische, wie sie für die Herstellung des binären Gemisches verwendet werden, besitzen nach Madsen (1998) ein ähnliches Größtkorn von  $63\ \mu\text{m}$ . Als erste Näherung soll gelten, dass die Breite der Kluft dem Größtkorndurchmesser entspricht.

Die Eigenschaften der Kluftebene sollen durch die Kontur bestimmt werden. Unebenheiten an der Kontur werden vom Gesteins- und Gebirgsverhalten sowie der Trennschärfe des Schneidwerkzeuges bestimmt. Im ersten Ansatz wird eine hohe Rauigkeit der Kontur angenommen. Nach Barton (1982) kann der Kontur somit der Maximalwert des Joint Roughness

Coefficient (JRC) von 20 zugeordnet werden, vgl. dazu Abb. 3.30. Dies entspricht am Stoß einer Amplitude von ca. 5 cm pro Meter.

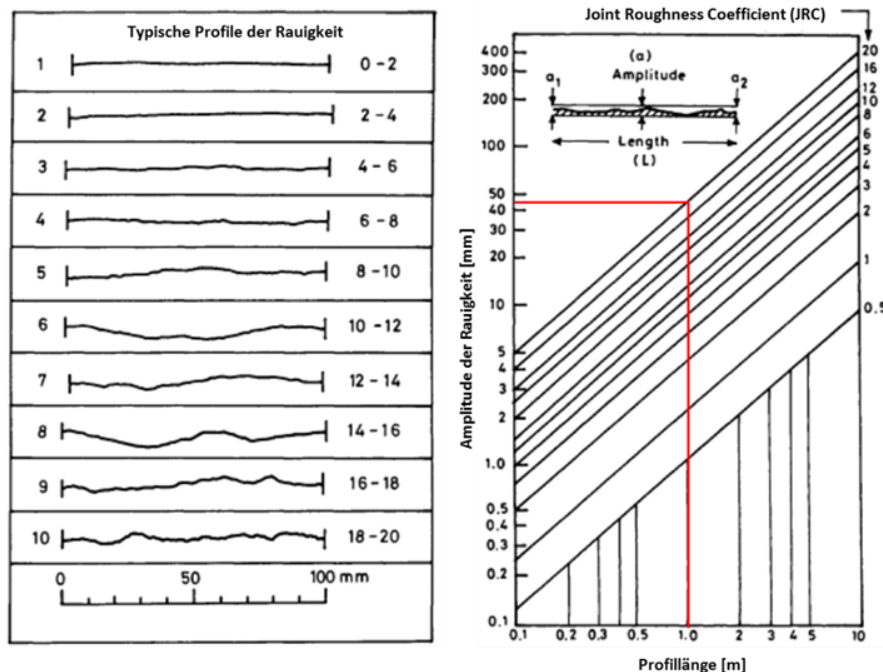


Abb. 3.30: links: typische Oberflächenprofile, rechts: Bestimmung des JRC. Rot markiert: angenommene maximale Auslenkung der Oberflächenrauigkeit bezogen auf einen Meter Länge (Singh & Goel 1999).

Die hydraulisch wirksame Breite lässt sich nach einem empirischen Ansatz aus der Breite der Kluft und dem JRC bestimmen, siehe Gl. (3.44) Barton et al. (1985).

$$b_{hyd}[\mu\text{m}] = \frac{b[\mu\text{m}]^2}{JRC^{2,5}} \quad (3.44)$$

Aus den getroffenen Annahmen zur Breite ( $b=d_{\text{max}}$ ), der Rauigkeit ( $JRC=20$ ) und dem Ansatz aus Gl. (3.45) ergibt sich eine hydraulisch wirksame Breite von  $2,2\ \mu\text{m}$ . An der Kontur ( $R=3,0\ \text{m}$ ) entspricht dies einer theoretischen Fläche  $2,1 \cdot 10^{-5}\ \text{m}^2$ . Nach Witherspoon et al. (1980) lässt sich aus der Breite auch eine Permeabilität der hypothetischen Kluft abschätzen, siehe Gl. (3.45).

$$K = \frac{b_{hyd}^2}{12} \quad (3.45)$$

Die so ermittelte Permeabilität der Kontaktzone beträgt  $4,0 \cdot 10^{-13}\ \text{m}^2$ .

Der beschriebene Ansatz ermöglicht die Beurteilung der Eigenschaften der Kontaktzone und damit auch eine Bewertung dieser. Entsprechend dem aktuellen Kenntnisstand musste eine Vielzahl an Annahmen getroffen werden. Alle Parameter lassen sich aber mit Hilfe gezielter Untersuchungen bestimmen. Der gewählte Ansatz zur Beschreibung von Klufteigenschaften ist bereits aus anderen geowissenschaftlichen Anwendungen bekannt, vgl. dazu Barton (1982), Barton et al. (1985) und Witherspoon et al. (1980).

### 3.7.1.3 Permeabilität der ALZ

Da für das Endlagerstandortmodell NORD bisher keine Daten zur Ausprägung einer Auflockerungszone vorliegen, sollen für die beispielhafte Nachweisführung Kenndaten einer ähnlichen Auffahrung in einem vergleichbaren Tonstandort genutzt werden. Als Beispiel soll der im Untertagelabor Mont Terri in der Schweiz aufgefahrene Mikrotunnel des "Ventilation Experiments" (Abb. 3.31) dienen (Mayor et al. 2005). Der horizontale Tunnel wurde im Jahr 1999 mit einer Raise-Boring-Anlage errichtet. Der Durchmesser beträgt 1,3 m und ist damit 0,7 m kleiner als der geplante Durchmesser des Einlagerungsbohrloches.

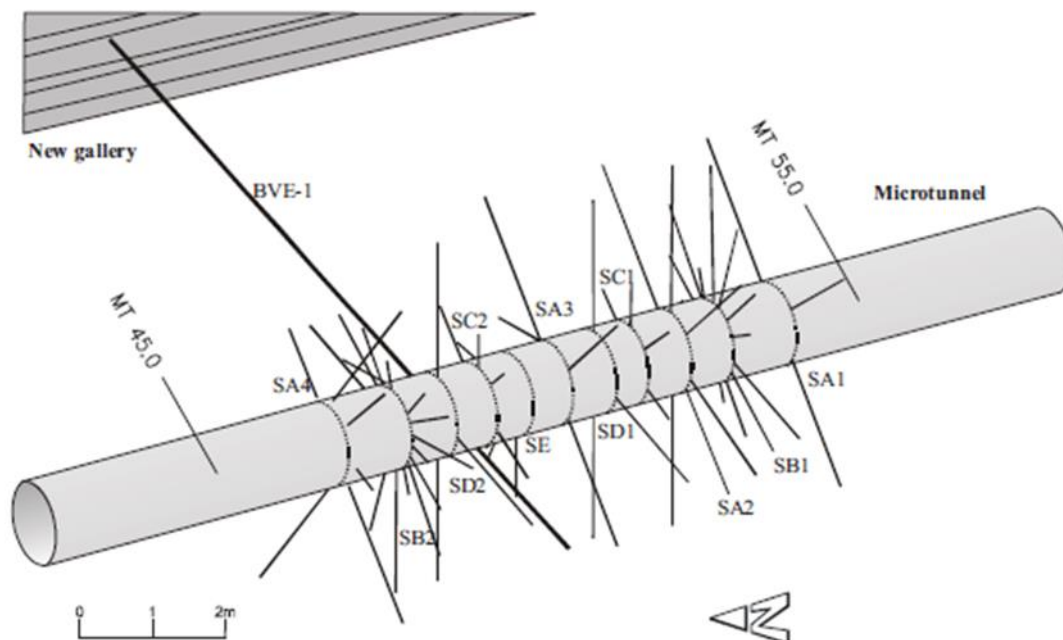


Abb. 3.31: Übersicht des Mikrotunnels mit den Messhorizonten (Mayor et al. 2005)

Im unausgebauten Bohrloch des "Ventilation Experiments" wurden auf einer ca. 10 m langen Messstrecke eine Vielzahl von Bohrungen senkrecht zur Tunnelachse zum Einbau der Instrumentierung gestoßen. In den Messebenen SA-1 bis SA-4 wurden jeweils Permeabilitätsmessungen (Hydro-Pulse-Tests) durchgeführt und damit die hydraulische Durchlässigkeit im Nahbereich des Mikrotunnels bestimmt.

Das eigentliche "Ventilation Experiment" erfolgte ca. 3,5 Jahre nach der Auffahrung über einen Zeitraum von mehreren Monaten. Nach Mayor & Velasco (2008) weist das ungestörte Gebirge am Standort in Abhängigkeit zur Schichtung eine hydraulische Durchlässigkeit von  $1,2$  bis  $5,8 \cdot 10^{-13}$  m/s auf. Dieses entspricht unter Berücksichtigung der in Jahn & Sönnke (2013) gegebenen Fluideigenschaften einer Permeabilität von ca.  $1,4$  bis  $7,0 \cdot 10^{-20}$  m<sup>2</sup>.

Nach Wagner (2005) kann für elasto-plastische Modelle über die Mohr-Coulomb-Bruchbedingung für einen isotrop belasteten kreisrunden Hohlraum die entstehende Auflockerungszone mit folgenden Gleichungen bestimmt werden:

$$\frac{r_0}{r_a} = \left[ \frac{2}{\kappa + 1} \cdot \frac{(\kappa - 1) \cdot p_G + \sigma_D}{\sigma_D} \right]^{\frac{1}{\kappa - 1}} \quad (3.46)$$

$$\text{mit } \kappa = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3.47)$$

$$\text{und } p_G = g \cdot h \cdot \rho_G \quad (3.48)$$

Das Tongestein am Standort Mont Terri weist eine einaxiale Druckfestigkeit von 10,5 MPa und einen Winkel der inneren Reibung von 24° auf. Die mittlere Gebirgsdichte beträgt  $\rho_G = 2500 \text{ kg/m}^3$  (Bossart 2014).

Bei einer Übertragung der Kennwerte auf das Endlagerstandortmodell NORD mit einer Überdeckung  $h_G = 770 \text{ m}$  ergibt sich aus den Gleichungen (3.46) bis (3.48) bei einem Radius der Einlagerungsbohrungen von 1,0 m ein konturnaher, nichttragfähiger Bereich  $r_0 = 1,5 \text{ m}$  und eine weitere Ausdehnung der ALZ von  $r_{ALZ} = 2,3 \text{ m}$ . Nach dem geplanten Nachschnitt von 0,5 m Tiefe würde um die Kontur am Dichtungsstandort ( $R=1,5 \text{ m}$ ) eine ALZ von ca. 0,8 m Breite verbleiben.

Die durchgeführten Permeabilitätsmessungen am Standort Mont Terri beinhalten für den Mikrotunnel Durchlässigkeitsmessungen bis 2,1 m Abstand zur Kontur. Im Bereich der erwarteten ALZ zwischen 0,5 und 1,3 m Abstand zur Bohrlochkontur wurden fünf Messungen durchgeführt (Abb. 3.32). Diese Werte werden repräsentativ für die Beschreibung der verbleibenden ALZ um das Einlagerungsbohrloch genutzt, vgl. Tab. 3.10

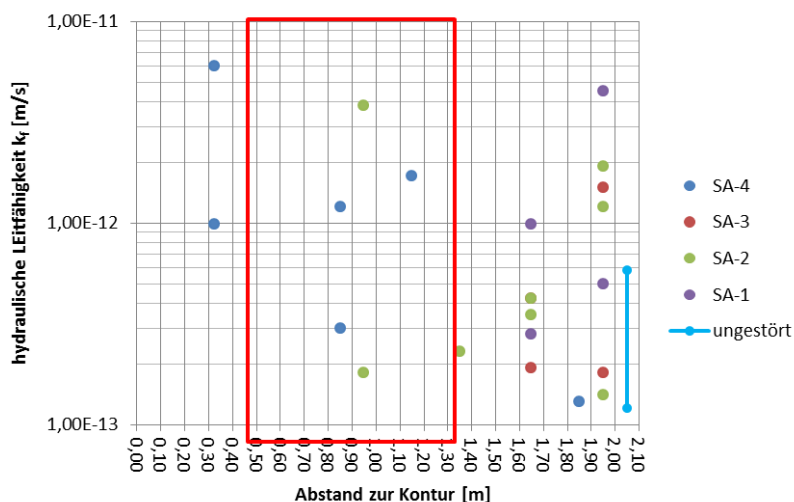


Abb. 3.32:  
Hydraulische Leitfähigkeit  $k_f$  in den Messebenen SA-1 bis SA-4 um den Mikrotunnel (Major et al. 2005), Ausdehnung ALZ am Einlagerungsbohrloch (rot umrandet),  $k_f$  im ungestörten Gebirge (blau).

Tab. 3.10: Messwerte der hydraulischen Durchlässigkeit innerhalb der erwarteten ALZ (Major et al. 2005)

| Bohrung                       | Länge des Intervalls [m] | Tiefe des Intervalls [m] | Hydraulische Durchlässigkeit $k_f$ [m/s] | $\ln(k_f)$ [-] |
|-------------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------------------------|----------------|
| SA-4                          | 0,3                      | 0,7-1,0                  | 1,20E-12                                 | -27,449        |
| SA-4                          | 0,3                      | 0,7-1,0                  | 3,00E-13                                 | -28,835        |
| SA-4                          | 0,3                      | 1,0-1,3                  | 1,70E-12                                 | -27,100        |
| SA-2                          | 0,3                      | 0,8-1,1                  | 1,80E-13                                 | -29,346        |
| SA-2                          | 0,3                      | 0,8-1,1                  | 3,80E-12                                 | -26,296        |
| Mittelwert $m_y$ :            |                          |                          |                                          | -28,136        |
| Standardabweichung $s_y$ :    |                          |                          |                                          | 1,355          |
| Variationskoeffizient $V_y$ : |                          |                          |                                          | 0,048          |

Der Mittelwert der natürlichen Logarithmen der fünf Messwerte beträgt  $\bar{m}_y = -28,136$ . Die Standardabweichung ist  $s_y = 1,355$  und der geschätzte Variationskoeffizient beträgt  $V_y =$

0,048. Der Mittelwert  $m_x$  der hydraulischen Durchlässigkeit ist  $6,0 \cdot 10^{-13}$  m/s, mit einer Standardabweichung  $s_x = 1,7 \cdot 10^{-12}$  m/s und einem Variationskoeffizienten  $V_x = 2,848$ . Analog des Dichtungskörpers wird die hydraulische Durchlässigkeit (Gleichungen (3.40), (3.41) und (3.42)) innerhalb der ALZ über die drei bekannten Verfahren abgeschätzt.

#### A) Bestimmung des Bemessungswertes über den charakteristischen Wert

Der Bemessungswert des Umrechnungsfaktors beträgt  $\eta_d = 1,0$  und der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_m = 1,5$ . Der Mittelwert und die Standardabweichung  $s_y$  der Log-Normalverteilung sind  $m_y = -28,136$  und  $s_y = 1,355$ . Der Fraktilenfaktor für charakteristische Werte  $k_n$  muss aus Tabelle D.1 DIN EN 1990 bestimmt werden und ist für  $n = 5$  und unbekanntem Variationskoeffizient mit 2,33 bestimmt. Daraus ergibt sich für die hydraulische Durchlässigkeit ein Bemessungswert  $k_{f,d} = 9,2 \cdot 10^{-12}$  m/s. Bei dem Prüfmedium Wasser entspricht das einer Permeabilität von  $K_d = 9,2 \cdot 10^{-19}$  m<sup>2</sup>.

#### B) Direkte Bestimmung des Bemessungswertes

$\eta_d$ ,  $m_y$  und  $s_y$  sind gleich der Werte zur Bestimmung des Bemessungswertes über den charakteristischen Wert. Der Fraktilenfaktor für Bemessungswerte  $k_{d,n}$  wird aus Tabelle D.2 DIN EN 1990 ermittelt und ist für  $n = 5$  Proben und einem unbestimmten Variationskoeffizienten gleich 7,85. Die Bestimmung beruht auf der Annahme, dass der Bemessungswert normalverteilt ist und die Unterschreitungswahrscheinlichkeit ca. 0,1 % beträgt. Der direkt bestimmte Bemessungswert ist  $k_{f,d} = 1,7 \cdot 10^{-8}$  m/s bzw.  $K_d = 1,7 \cdot 10^{-15}$  m<sup>2</sup>.

#### C) Bestimmung des Bemessungswertes aus einem vorsichtig geschätzten Mittelwert (95%-Konfidenzintervall)

$\eta_d$  und  $\gamma_m$  sind gleich den vorangegangenen Werten zur Bestimmung eines Bemessungswertes. Der Mittelwert beträgt  $m_x = 1,24 \cdot 10^{-12}$  m/s und die Standardabweichung  $s_x = 1,7 \cdot 10^{-12}$ . Entsprechend der Student-t Verteilung ist  $k_n = 2,571$ . Daraus ergibt sich ein Bemessungswert  $k_{f,d} = 1,7 \cdot 10^{-12}$  m/s bzw.  $K_d = 1,7 \cdot 10^{-19}$  m<sup>2</sup>.

### 3.7.1.4 Integrale Permeabilität

Tab. 3.11 fasst die zuvor ermittelten Flächeninhalte und Permeabilitäten am Dichtungsstandort zusammen.

Tab. 3.11: Übersicht über die ermittelten Kennwerte

| Kennwert                        | Dichtungskörper                                                                           | Kontaktzone          | ALZ                                                                                       |
|---------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------|
| Fläche [m <sup>2</sup> ]        | 7,1                                                                                       | $2,1 \cdot 10^{-5}$  | 9,6                                                                                       |
| Permeabilität [m <sup>2</sup> ] | A) $K = 1,2 \cdot 10^{-20}$<br>B) $K = 6,9 \cdot 10^{-20}$<br>C) $K = 3,4 \cdot 10^{-21}$ | $4,0 \cdot 10^{-13}$ | A) $K = 9,2 \cdot 10^{-19}$<br>B) $K = 1,7 \cdot 10^{-15}$<br>C) $K = 1,7 \cdot 10^{-19}$ |

Nach Gleichung (3.39) kann, unter den getroffenen Abnahmen und der berücksichtigten Bemessungswerte, für den Dichtungsstandort folgende integrale Permeabilität ausgewiesen werden:

- A) integrale Permeabilität mit über den charakteristischen Wert ermittelten Bemessungswerten:  $K_{int} = 2,4 \cdot 10^{-18}$  m<sup>2</sup>
- B) integrale Permeabilität mit direkt bestimmten Bemessungswerten:  $K_{int} = 2,3 \cdot 10^{-15}$  m<sup>2</sup>
- C) integrale Permeabilität mit Bemessungswerten aus den vorsichtig geschätzten Mittelwerten (95%-Konfidenzintervall):  $K_{int} = 1,4 \cdot 10^{-18}$  m<sup>2</sup>

Da gemäß Eurocode das Verfahren A favorisierte wird, kann am Dichtungsstandort nach dem Einbau eine integrale Permeabilität von wenigstens von  $2,4 \cdot 10^{-18}$  m<sup>2</sup> abgeschätzt werden. der Bemessungswert liegt damit eine Zehnerpotenz über den in der Literatur

angegeben Werten für das ungestörte Wirtsgestein. Damit ist die Forderung erfüllt, am Dichtungsstandort eine Durchlässigkeit ähnlich dem ungestörten Wirtsgestein zu erzeugen.

Beim Vergleich der ermittelten Bemessungswerte fällt auf, dass die direkt bestimmte Permeabilität (B) deutlich größer ist als bei den anderen beiden Verfahren (A und C). Die Ursache der Abweichung liegt im Datensatz zur Ermittlung des Bemessungswertes der Permeabilität der ALZ. Auf Grund der geringen Probenanzahl N und der Annahme einer Normalverteilung ergibt sich eine hohe Standardabweichung für die Permeabilität der ALZ. Dies gilt zunächst für alle drei Verfahren. Für die direkte Bestimmung bedingt die geringe Probenanzahl einen hohen Fraktillenwert  $k_{d,n}$ . Mit größer werdender Probenanzahl kann die Standardabweichung der Verteilung verkleinert werden. Der Fraktillenwert  $k_{d,n}$  nähert sich für  $N \rightarrow \infty$  einen Wert von 3,04 an. Dementsprechend würde der Bemessungswert für die Permeabilität der ALZ gegen einen Wert von rund  $2,7 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$  streben und sich damit den Bemessungswerten der anderen beiden Verfahren annähern.

Die unterschiedlichen Ergebnisse der verschiedenen Verfahren zeigen, dass hohe Unsicherheiten zu einer ungünstigen Bewertung der Permeabilität bzw. allgemein der Kennwerte führen kann. Dies macht deutlich, wie wichtig für einen gesicherten Nachweis die ausreichende Verfügbarkeit von Messdaten zur Permeabilität sowohl der Dichtelemente als auch der ALZ sind.

### 3.7.1.5 Bemessungssituationen BS-A und BS-T (Sättigung entsprechend des Referenzszenarios)

Der Sättigungsgrad des konturnahen Gebirgsbereichs ist von den Gebirgseigenschaften, der Offenstandszeit, der Anfangssättigung und den klimatischen Bedingungen der Grubenwetter abhängig. Das "Ventilation Experiment" in Mont Terri (Major et al. 2005) zeigt, dass auch bei stetiger Bewetterung mit trockener Luft die Austrocknung des konturnahen Bereiches eher gering ist. Im Experiment wurden nach mehrmonatiger Bewetterung nur in den ersten 40 cm Sättigungen kleiner 95% gemessen. Ohne stete Bewetterung erfolgte die Aufsättigung des teilgesättigten Bereichs innerhalb mehrerer Monate.

Um die unbewetterten Einlagerungsbohrlöcher wird während der Betriebsphase ebenfalls eine geringmächtige teilgesättigte Zone entstehen. Nach der Einlagerung und dem Verschluss der Bohrlöcher wird dieser Bereich vom Gebirge heraus wieder gesättigt. In gleicher Weise werden auch alle anderen Grubenbaue mit Porenwasser gesättigt. Treffen die Porenwässer auf das Dichtelement, wird dieses - beim gleichzeitigen Aufbau eines Quelldruckes - gesättigt. Das Eindringen des Porenwassers führt zunächst zu einer Aufsättigung des konturnahen Bereichs des Dichtkörpers. In diesem Bereich baut sich der Quelldruck auf und führt so zur endgültigen Permeabilität, wie sie zuvor bestimmt wurde. Die Permeabilität dieses bereits gesättigten Randbereiches definiert den weiteren Zustrom in den Dichtkörper und damit die resultierende Geschwindigkeit der Aufsättigung.

Für die Bemessungssituation der instationären Sättigungsphase bilden die Einwirkungen (Fluidruck) und die Widerstände (resultieren aus den Eigenschaften des Dichtelementes) den abdeckenden Rechenfall. Die Dichtwirkung des Bohrlochverschlusses sollte während der Phase der Aufsättigung des gesamten Grubengebäudes erhalten bleiben. Sind Bohrloch und Grubengebäude gesättigt reduzieren sich die Potenzialunterschiede und es verbleiben nur noch die durch thermische Expansion des Porenfluids in den Bohrungen bedingten Druckunterschiede. Die Dauer der Aufsättigung bzw. Durchströmungszeit des integralen Dichtungsstandortes kann in erster Näherung über Gleichung (3.49) ermittelt werden:

$$t = \frac{(n \cdot [1 - S_0] \cdot \eta)}{K \cdot p_F} \cdot \frac{(L)^2}{2} \quad (3.49)$$

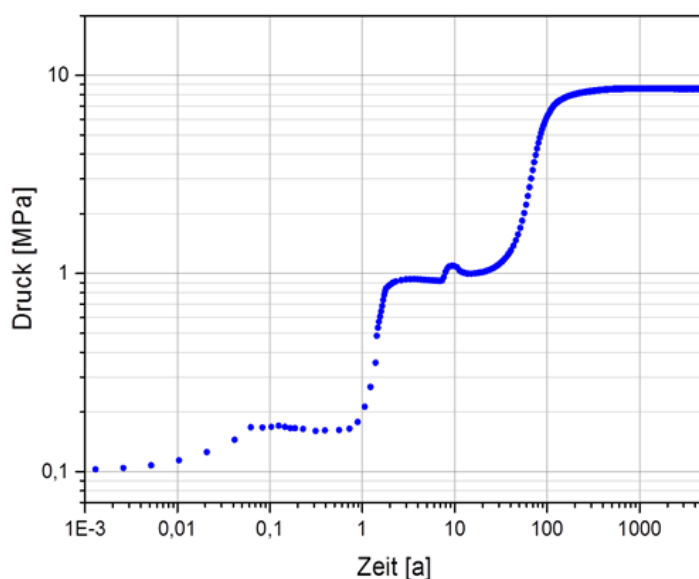
Mit der Porosität  $n = 10\%$ , der Anfangssättigung  $S_0 = 45\%$ , den integralen Permeabilität nach A, B und C, der Viskosität  $\eta = 1,28 \text{ mPa}\cdot\text{s}$ , der Dichtungslänge  $L = 5 \text{ m}$  und dem hydrostatischen Druck,  $p_F = 8,27 \text{ MPa}$  (maximal). Der maximale hydrostatische Druck errechnet sich aus:

$$p_F = h \cdot \rho_F \cdot g \quad (3.50)$$

$p_F$  hydrostatischer Druck  
 $h$  Teufe (GOK bis Endlagersohle)  
 $\rho_F$  Dichte des Fluids

Mit zunehmender Teufe steigt die Salinität der Lösungen und damit die Dichte. Nach Jahn & Sönke (2013) ist im Einlagerungshorizont ein Salzgehalt von ca.  $150 \text{ kg/m}^3$  zu erwarten. Dies entspricht einer Lösungsdichte von ca.  $1095 \text{ kg/m}^3$  (Nowak & Maßmann 2013). Die Bestimmung des maximalen Fluiddruckes unterliegt der Annahme, dass die Fluidichte über die Gesamtteufe konstant bleibt.

Die Berücksichtigung des instantan anstehenden maximalen hydrostatischen Drucks (BS-A) kann als ungünstigste und abdeckende Bemessungssituation aller möglichen Druckentwicklungen am Dichtelement angenommen werden. Dieses Szenario setzt ein Versagen von Schacht- und Streckenverschluss voraus und würde einer vollständigen Sättigung des Grubengebäudes direkt nach der Errichtung des Bohrlochverschlusses entsprechen. Was mit einem Absaufen des Endlagers vergleichbar ist. Als wahrscheinlichere Entwicklung soll die erwartete Druckentwicklung am Dichtelement entsprechend der Prozessanalyse (Burlaka 2016) berücksichtigt werden (BS-T).



Die Modellrechnungen für das Grubengebäude zeigen, dass im Zuge der Aufsättigung der Strecken der maximale hydrostatische Druck am Dichtelement sich spätestens nach ca. 500 Jahren ausbildet (Abb. 3.33).

Abb. 3.33: Druckentwicklung an der Oberkante des Dichtelementes (Burlaka 2016)

Im Modell wurde dem Dichtelement eine Permeabilität von  $1,0 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$  zugeordnet. Die Anfangssättigung des Dichtelementes und des Streckenversatzes beträgt  $45\%$ . Die Simulation berücksichtigt auch die Gasentwicklung in Folge der Korrosion der Metallbestandteile im Endlager. Aus (3.49) ist durch Umformung nach der Länge  $L$  die Dauer der Durchströmung ableitbar (3.51):

$$L = \sqrt{\frac{2 \cdot K \cdot t \cdot p_F(t)}{\eta \cdot n \cdot (1 - S_0)}} \quad (3.51)$$

Unter Berücksichtigung der erwarteten Druckentwicklung wird die Dichtungslänge von fünf Metern, bei einer Permeabilität von  $2,4 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ , innerhalb von ca. 11,3 Jahren durchströmt. Der Lösungszutritt erfolgt im Wesentlichen radial, aus dem umgebenden Gebirge. Zu diesem Zeitpunkt herrscht an der Oberkante des Dichtelementes ein hydrostatischer Druck von ca.  $1,0 \text{ MPa}$ . Dieser Druck führt zu einem rechnerischen Volumenstrom von  $4,6 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$  bzw.

0,14 m<sup>3</sup>/a. Dieser Volumenstrom steigt mit zunehmendem Druck weiter an. Bei dem Rechenfall BS-A (hydrostatischer Druck steht instantan an) ist die Durchströmung bereits nach ca. 1,6 a abgeschlossen. Die Durchflussmenge steigt auf ca. 0,69 m<sup>3</sup>/a. Im Rechenfall BS-A erfolgt der Lösungszutritt im Wesentlichen von oben. Tab. 3.12 fasst die Ergebnisse der Auswertung zusammen.

$$\dot{V} = \frac{K \cdot p \cdot A}{\eta \cdot L} \quad (3.52)$$

Tab. 3.12: Durchströmungsdauer und erwarteter Volumenstrom in Abhängigkeit des anstehenden Drucks an der Oberkante des Dichteelementes

| Bemessungswert                          | Dauer der Aufsättigung | Durchflussmenge nach Aufsättigung (BS-T) | Maximale Durchflussmenge (BS-A) |
|-----------------------------------------|------------------------|------------------------------------------|---------------------------------|
| A) $K = 2,4 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ | 11,3 a                 | 0,14 m <sup>3</sup> /a                   | 0,69 m <sup>3</sup> /a          |
| B) $K = 2,3 \cdot 10^{-15} \text{ m}^2$ | 26 d                   | 22,6 m <sup>3</sup> /a                   | 665 m <sup>3</sup> /a           |
| C) $K = 1,4 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ | 20 a                   | 0,08 m <sup>3</sup> /a                   | 0,41 m <sup>3</sup> /a          |

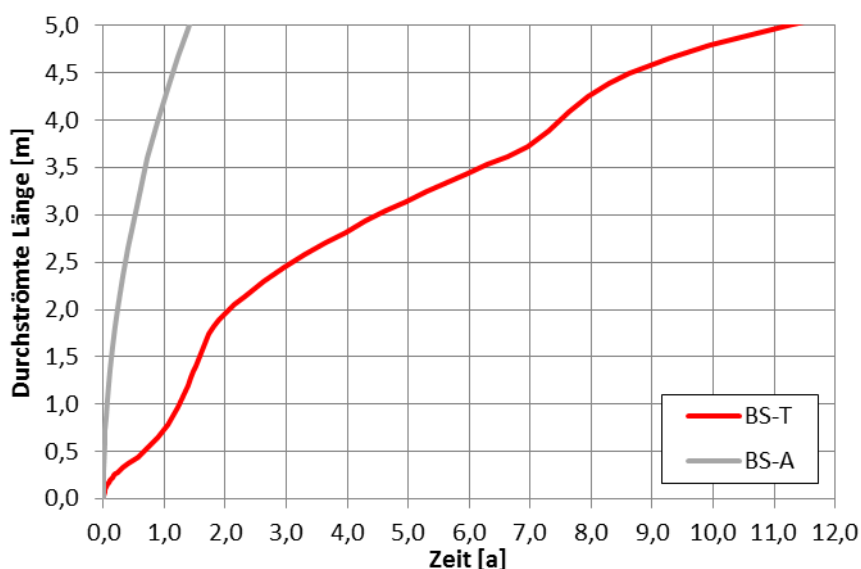


Abb. 3.34:  
Zeitliche Entwicklung der durchströmten Länge des Dichteelementes ( $K=2,4 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ ) für die Rechenfälle BS-A und BS-T

Der errechnete Volumenstrom kann als hinreichend gering und das Dichtsystem als technisch dicht angesehen werden. Dichtheit bedeutet im technischen Sprachgebrauch "Frei von Lecks entsprechend einer gegebenen Spezifikation" (DIN EN 1330-8). Anders als in verschiedenen technischen Anwendungsfeldern existiert für geotechnische Verschlussysteme bisher keine entsprechende Spezifikation. Es finden sich in verschiedenen Quellen Ansätze zur Beurteilung der technischen Dichtheit. Beispielhaft sei dazu auf Wagner (2005) und Gruner (2008) verwiesen.

Eine überschlägige ingenieurtechnische Einschätzung der berechneten Volumenströme kann über eine Beurteilung der virtuellen Leckagerate erfolgen (Herold et al. 2016). Ein virtuelles Leck ist per Definition "ein scheinbares (nicht wirklich vorhandenes) Leck, hervorgerufen durch langsame Abgabe von sorbierten oder okkludierten Gasen [...] aus teilweise abgeschlossenen Volumina innerhalb des Systems." (DIN EN 1330-8) Die Leckagerate lässt sich als Durchlass pro Zeiteinheit nach Gleichung (3.53) berechnen.

$$q = \Delta p \cdot \dot{V} \quad (3.53)$$

q      Leckagerate [Pa·m<sup>3</sup>/s]  
 $\Delta p$     Druckdifferenz [Pa]  
 $\dot{V}$       Volumenstrom [m<sup>3</sup>/s]

Für den Rechenfall BS-T ergibt sich eine Leckagerate von  $4,7 \cdot 10^{-3} \text{ Pa m}^3/\text{s}$ . Für den Rechenfall BS-A ergibt sich eine Leckagerate von  $0,023 \text{ Pa m}^3/\text{s}$ . Leckageraten kleiner  $10^{-3} \text{ Pa m}^3/\text{s}$  werden allgemein als wasserdicht bezeichnet (Umrath 1997). Es bleibt aber festzustellen, dass bisher kein allgemein akzeptiertes Grenzkriterium für den zulässigen Volumenstrom bzw. Leckrate an einem Verschlussbauwerk existiert. Die Forderung einer integralen Permeabilität des Dichtelementes möglichst nah an der des ungestörten Gebirges dient als Grenzkriterium. Zusätzliche Kenngrößen wie die Bestimmung der Aufsättigungsdauer und auch des erwartete Durchflusses sind von der integralen Permeabilität abhängig. Die Definition einer maximalen Leckagerate kann ein solches Grenzkriterium liefern und gleichzeitig die Vergleichbarkeit zwischen verschiedenen Verschlussystemen und Szenarien verbessern.

### 3.7.2 Spezifizierung des hydraulischen Widerstandes eines Streckenverschlusselementes

In den nachfolgenden Abschnitten soll beispielhaft die Dichtwirkung eines Streckenverschlusselementes bestehend aus Bentonit abgeschätzt bzw. der hydraulische Widerstand spezifiziert werden. In Folge mangelnder Kenntnisse über die tatsächlichen Standortgegebenheiten werden für die beispielhafte Bemessung geeignete Datensätze aus verschiedenen Literaturquellen verwendet. Die Berechnungen sind keine abschließende Bemessung sondern sollen

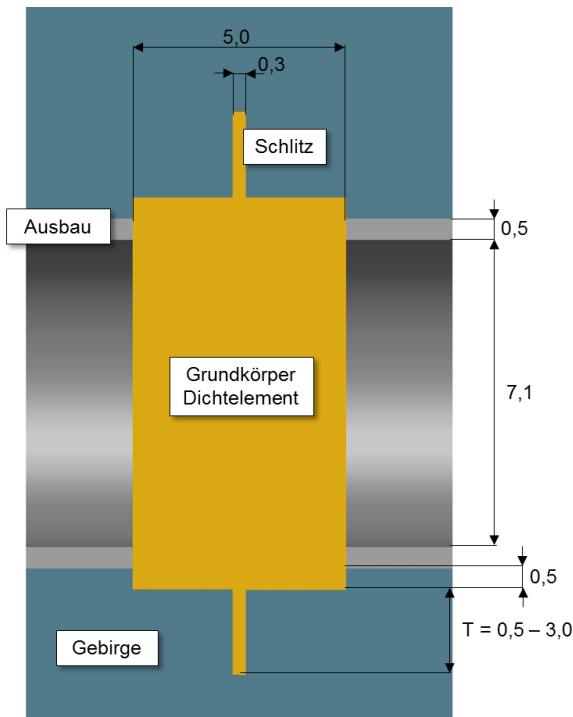
- A) einen Beitrag leisten, um den Nutzen der in Abb. 3.3 und Abb. 3.4 eingezeichneten Schlitz abzuschatzen. Die Schlitz werden in der Auflockerungszone im Bereich der Dichtelemente gezogen und sollen, nachdem sie mit Dichtmaterial ausgefüllt sind, eventuelle Umläufigkeiten reduzieren.
- B) das grundlegende Vorgehen zur Bemessung und Nachweisführung eines Streckenverschlusses aufzeigen.

Konfigurationen für die Streckenverschlüsse und Migrationssperren sind in Abb. 3.3 und Abb. 3.4 im Abschnitt 3.1 gezeigt. An allen Dichtelementen ist vorgesehen, durch zusätzliche Schlitz ins Gebirge mögliche Firstspalte zu unterbrechen und die integrale Permeabilität der Dichtungsstandorte weiter zu verringern. Im aktuellen Endlagerkonzept wird angenommen, dass diese Schlitz ca. 0,3 m breit sind und bis zu 3 m tief ins umgebende Gebirge reichen. Die Festlegung der endgültigen Anzahl, Lage und Ausführung der Schlitz kann erst nach einer lokationsspezifischen Analyse der ALZ und einer ingenieurtechnischen Auslegung erfolgen.



Abb. 3.35: Installation von Bentonitblöcken in ausgesägten Schlitz in den Streckenkontur (KEY experiment) im Meuse/Haute-Marne URL (ANDRA 2005)

Die Querschlüge und Richtstrecken, in denen die Streckenverschlüsse platziert sind, weisen alle denselben Querschnitt auf. Der Flächeninhalt von 40 m<sup>2</sup> entspricht bei der kreisrunden Ausführung der Strecken einem Durchmesser von ca. 7,1 m. Stellvertretend für den späteren Ausbau ist im Endlagerkonzept ein geschlossener Betonliner von 0,5 m dicke geplant. Die Endgültige Form und Dicke des Ausbaus ist noch durch eine entsprechende Dimensionierung zu bestimmen.



Für die Bentonitdichtelemente in allen Verschlussarten kann ein Grundkörper definiert werden. Diese kleinste Einheit besteht aus einem 5 m langen Bentonitkörper in dessen Mitte ein Schlitz in das umgebende Gebirge reicht. Die nachfolgenden Überlegungen dienen einer ersten konzeptionellen Abschätzung zur möglichen Ausprägung der Schlitzes und der Wirkung dieser auf das Dichtsystem.

Abb. 3.36: Grundkörper Streckenverschluss, Angaben in Meter

### 3.7.2.1 Permeabilität der ALZ

Die Standorte der Streckenverschlüsse unterscheiden sich in den Endlagerkonzepten NORD und SÜD durch Geologie, Teufenlage und geomechanische Randbedingungen. Jahn & Sönke (2013) fassen den gegenwärtigen Kenntnisstand zu den beiden Standortregionen und deren Eigenschaften zusammen.

Jede untertägige Auffahrung beeinflusst das umliegende Gebirge und führt zu Veränderungen der hydro- und geomechanischen Eigenschaften. Änderungen der Permeabilität und der Transporteigenschaften innerhalb dieser Auflockerungszone (ALZ) sind auch für die Bewertung eines Dichtungsstandortes relevant. Für die Bewertung des hydraulischen Widerstandes eines Dichtungsbauwerks ist die Berücksichtigung dieses gestörten konturnahen Gebirgsbereiches unerlässlich.

Aus den Versuchsprogrammen verschiedener Untertagelabore ist bekannt, dass die Art und Ausprägung ALZ um einen horizontalen Grubenbau stark von den Gebirgseigenschaften, den lokalen geomechanischen Bedingungen, der Geometrie des Grubenbaus und der Auffahrungstechnik abhängig sind, vgl. Abb. 3.37. Entsprechend der gewählten Definitionen kann der gestörte Bereich auch in weitere Einheiten unterteilt werden, siehe dazu auch NWMO (2011). Im Tongestein können diese Veränderungen innerhalb der ALZ reversibel sein. Risse, Klüfte oder Auflockerungen können beispielsweise durch Quellprozesse oder weitere Spannungsumlagerungen verheilen. Langfristig kann so mit einer Erhöhung des hydraulischen Widerstandes der ALZ gerechnet werden. Für die nachfolgende Abschätzung werden derartige "sealing and healing" Effekte vernachlässigt.

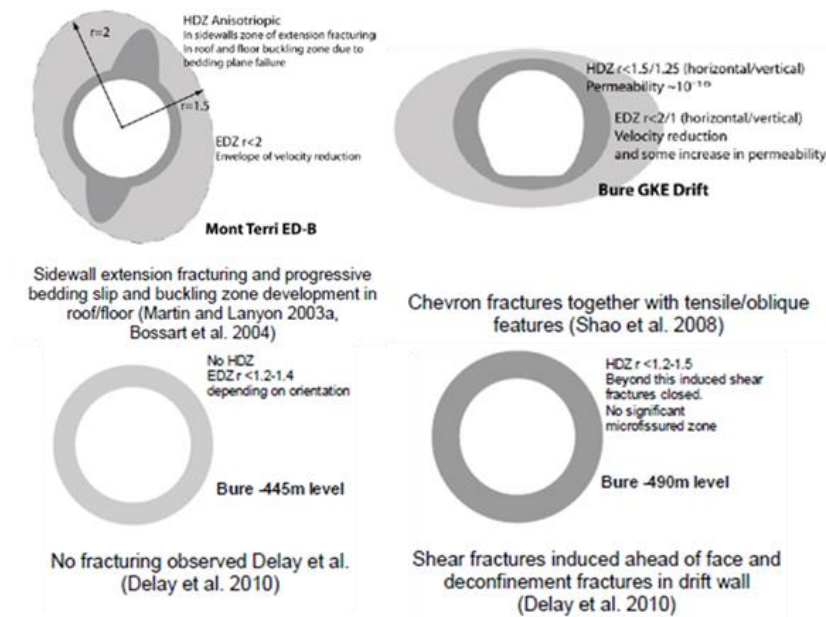


Abb. 3.37:  
Beobachtete ALZ an unterschiedlichen Standorten (NWMO 2011).

Gegenwärtig existieren in Deutschland keine untertägigen Aufschlüsse der für die Einlagerung relevanten Tongesteine. Es liegen keine praktischen Erfahrungen über die Ausprägung der ALZ in diesen Wirtsgesteinen vor. Zur Abschätzung der Eigenschaften des Dichtungsstandortes wird daher eine modellhafte ALZ erarbeitet. Die Datenbasis dafür bilden verschiedene Experimente aus bestehenden Untertagelaboren in vergleichbaren Tongesteinsformationen. Auf eine Vorhersage der Ausprägung der ALZ nach dem Plastizitätsansatz nach Wagner (2005) wird an dieser Stelle verzichtet. Die modellhafte ALZ bildet auf Grund der Fülle an getroffenen Annahmen und Vereinfachungen nur ein theoretisches Beispiel und ist keineswegs repräsentativ.

Eine Übersicht verschiedener messtechnischer Ergebnisse zu den hydraulischen Verhältnissen innerhalb der ALZ um Strecken in Tongesteinsformationen ist in Jobmann (2014) gegeben. Die verschiedenen Kenndaten stammen aus dem Untertagelabor Meuse/Haute-Marne, Frankreich (Shao et al. 2008, Baechler et al. 2011) und dem Untertagelabor Mont Terri, Schweiz (Martin et al. 2001, Bossart et al. 2004). Die genannten Literaturdaten aus den verschiedenen Formationen umfassen Gas- und Flüssigkeitsmessungen und wurden mit unterschiedlichen Messverfahren ermittelt. Eine Vergleichbarkeit ist daher nur bedingt gegeben. Da, wie bereits erläutert, keine standortspezifischen Daten vorliegen, sollen diese Quellen trotzdem berücksichtigt werden. Zusätzlich wird angenommen, dass die Kennwerte die absolute Permeabilität darstellen und diese für den Strömungsprozess verfügbar ist. Die relative Permeabilität, und damit eine mögliche 2-Phasen-Strömung, ist nicht bekannt und wird vernachlässigt.

Erfahrungsgemäß ist die ALZ im Bereich einer Strecke nicht homogen. Vereinfachend wird der konturnahe Bereich um die Strecke in einen Firstbereich, die Sohle und die Stöße unterteilt. Die Messdaten aus den Literaturquellen werden diesen drei Bereichen zugeordnet, vgl. Abb. 3.38. Bei Vorliegen von Standortdaten sollte geprüft werden, ob eine Einteilung orientiert am in-situ Spannungsfeld effektiver ist, da die Ausbildung einer ALZ vom Spannungsfeld abhängt.

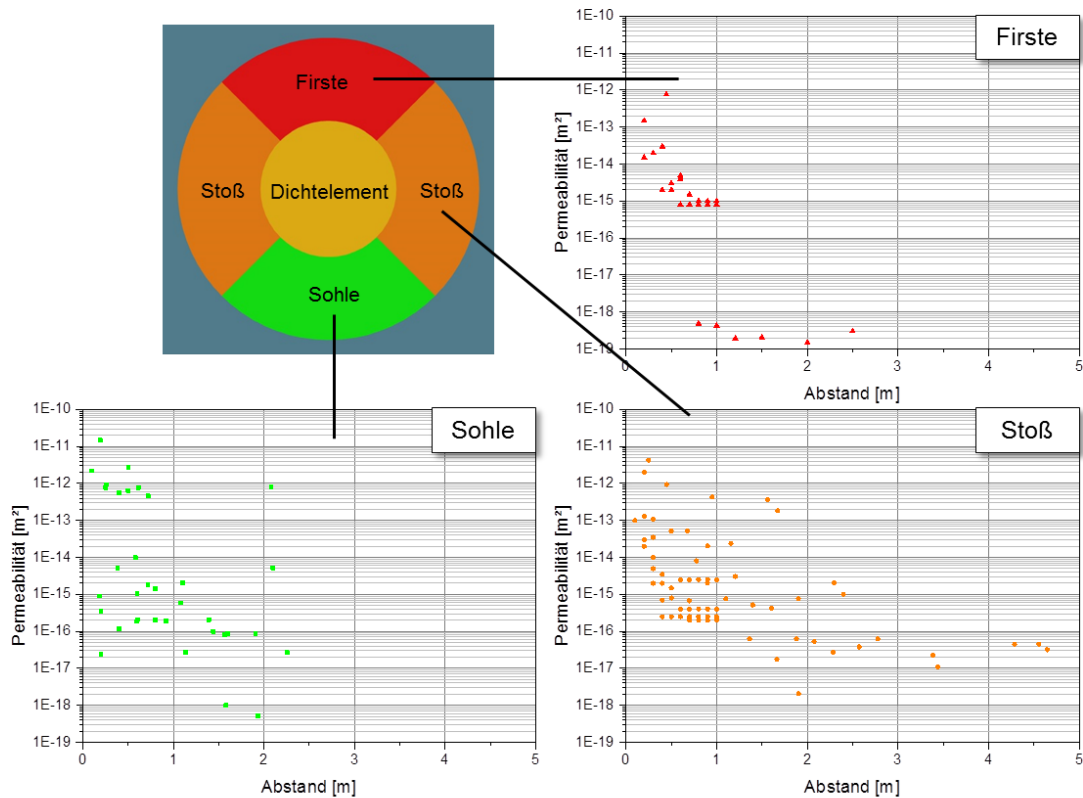


Abb. 3.38: Einteilung der ALZ und Kennwerte in den einzelnen Bereichen

Um eine bessere Vergleichbarkeit zu erreichen, werden alle Messdaten zunächst auf die jeweilige ungestörte Permeabilität des Gebirges genormt (siehe Abb. 3.39). Die Gebirgspermeabilität der Tongesteinsformationen ist (Tab. 3.13):

Tab. 3.13: Übersicht der hydraulischen Durchlässigkeit und Permeabilität der ungestörten Gesteinsformationen

| Formation            | hydr. Durchlässigkeit<br>[m/s]             | Permeabilität<br>[m²]                     |
|----------------------|--------------------------------------------|-------------------------------------------|
| Calovo-Oxvordian (F) | $1,0 \cdot 10^{-13}$ (Mazurek et al. 2008) | $7,0 \cdot 10^{-20}$ (Souley et al. 2007) |
| Opalinus Ton (CH)    | $2,0 \cdot 10^{-13}$ (Bossart et al. 2004) | $2,4 \cdot 10^{-20(1)}$                   |

(1) Berechnet unter Berücksichtigung der Fluideigenschaften nach Nowak & Maßmann (2013), Dichte  $1095 \text{ kg/m}^3$ , Viskosität  $1,28 \text{ mPas}$

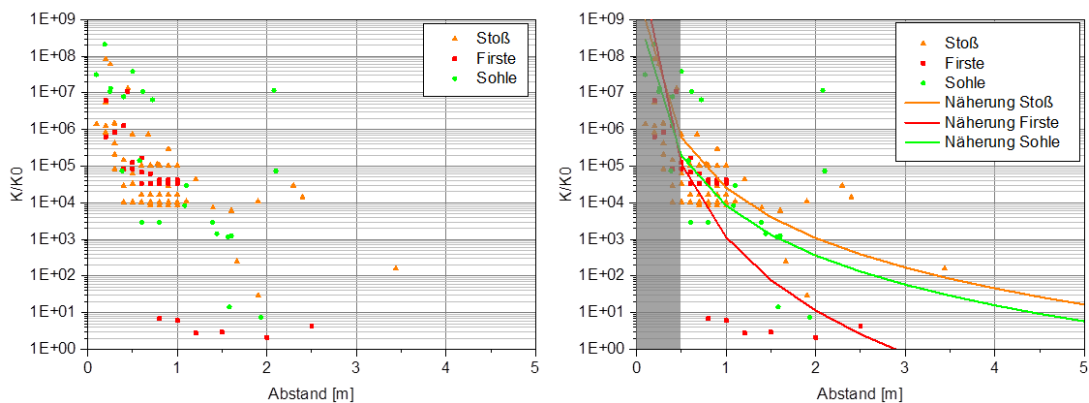


Abb. 3.39: Links: Gemessene Permeabilitäten bezogen auf die ungestörte Gebirgspermeabilität. Rechts: Näherungsfunktionen für die Bereiche Stoß, Firste und Sohle, grau = Bereich des Nachschnitts.

Über die Beziehung aus Gl. (3.54) wird eine Näherungsfunktion für die Veränderung der Permeabilität in Abhängigkeit des Abstandes zur Kontur ermittelt und dabei die Wichtungsfunktion nach Gl. (3.55) berücksichtigt. Die in Abb. 3.40 rechts dargestellten Näherungsfunktionen bilden auf Grund der Fülle an getroffenen Annahmen und Vereinfachungen nur ein theoretisches Beispiel. In wie weit diese aus verschiedenen Datensätzen konstruierte ALZ der tatsächlich am Dichtungsstandort zu erwartenden ALZ entspricht kann gegenwärtig nicht beurteilt werden.

Für eine erste Permeabilitätsschätzung am Dichtungsstandort und einer Beurteilung Effekte resultierend aus der Errichtung von Dichtschlitzen ist dieses gedankentheoretische Beispiel aber ausreichend. Nicht zuletzt, da über die ALZ am Dichtungsstandort keine Informationen verfügbar sind. Exakte Aussagen zur ALZ am Dichtungsstandort sind letztlich nur durch entsprechende Untersuchungen des Wirtsgesteins möglich.

$$\frac{K(x)}{K_0} = A \cdot x^{-B} \quad (3.54)$$

|                |                                                     |                   |
|----------------|-----------------------------------------------------|-------------------|
| K(x)           | Permeabilität als Funktion des Abstandes zur Kontur | [m <sup>2</sup> ] |
| K <sub>0</sub> | Permeabilität des ungestörten Gebirges              | [m <sup>2</sup> ] |
| A              | Parameter                                           | [-]               |
| B              | Parameter                                           | [-]               |
| x              | Abstand zur Kontur                                  | [m]               |

$$w = \frac{1}{K_m^2} \quad (3.55)$$

|                |                            |                   |
|----------------|----------------------------|-------------------|
| w              | Wichtung                   | [-]               |
| K <sub>m</sub> | Messwert der Permeabilität | [m <sup>2</sup> ] |

Die hydraulische Durchlässigkeit des Gebirges beträgt am Standort NORD nach Nowak & Maßmann (2013) 10<sup>-12</sup> m/s. Dies entspricht einer Permeabilität von ca. 1,2·10<sup>-19</sup> m<sup>2</sup>. Der Opalinuston des Modellstandortes SÜD weist nach Jahn et al. (2016) eine etwas geringere hydraulische Durchlässigkeit von 10<sup>-13</sup> m/s auf. Für die weitere Betrachtung wird die Permeabilität des Standorts NORD berücksichtigt. Die mittlere Permeabilität der Konturbereiche wird gemäß Gl. (3.56) ermittelt. Tab. 3.14 fasst die Parameter der Näherungsfunktionen und die Eigenschaften der Teilbereiche der ALZ zusammen.

$$\bar{K} = \frac{A \cdot K_0}{b - a} \cdot \int_a^b x^{-B} dx \quad (3.56)$$

|           |                                                  |                   |
|-----------|--------------------------------------------------|-------------------|
| $\bar{K}$ | Mittlere Permeabilität                           | [m <sup>2</sup> ] |
| a         | Untere Grenze (Radius Dichtung nach Nachschnitt) | [m]               |
| b         | Obere Grenze (Maximaler Radius der ALZ)          | [m]               |

Für die Erarbeitung der modellhaften ALZ wird stets angenommen, dass der Ausbau am Dichtungsstandort (d = 0,5 m) entnommen und der konturnahe Bereich um weitere 0,5 m nachgeschnitten wird. Der Radius des Dichtkörpers wächst damit von 3,55 m (Innerer Radius der Strecke) auf 4,55 m an. Dies entspricht einem Querschnitt von ca. 65 m<sup>2</sup>. Die modellhafte ALZ beginnt an der Außenkante des Ausbaus. Die mittlere Permeabilität der ALZ berücksichtigt jeweils den Nachschnitt. Zusätzliche Auflockerungen resultierend aus der Entnahme des Ausbaus oder dem Nachschnitt werden nicht berücksichtigt.

Tab. 3.14: Übersicht Näherungsfunktion und Eigenschaften der modellhaften ALZ

| Parameter                                                                   | Stoß                 | Firste               | Sohle                |
|-----------------------------------------------------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Permeabilität ungestörtes Gebirge $K_0$ [m <sup>2</sup> ]                   | $1,2 \cdot 10^{-19}$ | $1,2 \cdot 10^{-19}$ | $1,2 \cdot 10^{-19}$ |
| Parameter A [-]                                                             | 25.688,00            | 1150,06              | 8379,91              |
| Parameter B [-]                                                             | 4,56                 | 6,65                 | 4,52                 |
| Tiefe der ALZ [m]                                                           | 9,27                 | 2,89                 | 7,38                 |
| Fläche ALZ [m <sup>2</sup> ]                                                | 246,15               | 21,52                | 86,32                |
| Mittlere Permeabilität der ALZ,<br>nach 0,5 m Nachschnitt [m <sup>2</sup> ] | $1,2 \cdot 10^{-15}$ | $5,1 \cdot 10^{-16}$ | $4,7 \cdot 10^{-16}$ |

Die modellhafte ALZ weist eine elliptische Form auf, siehe Abb. 3.40. Ähnliche Ausprägungen wurden auch um Strecken des Untertage Labors in Bure (F) beobachtet (vgl. dazu Abb. 3.37). Die Stoßbereiche sind von der tiefsten Auflockerung gekennzeichnet. Die Schädigungstiefen in Firste und Sohle sind geringer. Die mittlere Permeabilität der einzelnen Bereiche liegt zwischen  $10^{-17}$  und  $10^{-18}$  m<sup>2</sup>.

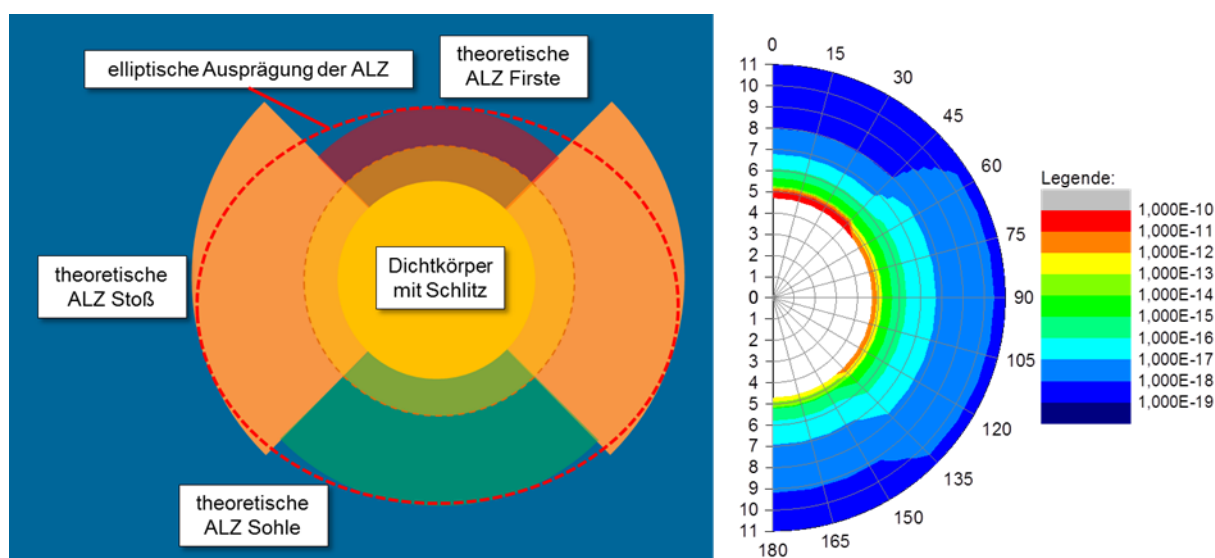


Abb. 3.40: Grafische Darstellung der theoretischen Ausprägung der ALZ (links) und Visualisierung der berechneten Permeabilitätsverteilung (rechts)

### 3.7.2.2 Permeabilität des Dichtelementes

Der Hohlraumradius am Dichtungsstandort beträgt 4,55 m. Dies entspricht einer Fläche von 65,04 m<sup>2</sup>. Die Verfüllung des kreisrunden Querschnitts am Dichtungsstandort erfolgt mit losem Bentonitgranulat und Bentonitformsteinen (kurz FS). Im ersten Arbeitsschritt wird mit dem losen Bentonit auf der Sohle des Dichtungsstandortes eine ebene Arbeitsfläche errichtet. Die Arbeitsebene bildet die Auflagefläche der Bentonitformsteine. Die Füllhöhe der Schüttung beträgt 0,5 m. Dies entspricht einer Fläche von ca. 1,4 m<sup>2</sup> vom Gesamtquerschnitt. Das Material wird in mehreren Schichten zu je 0,15 m eingebaut und mit einer konventionellen Rüttelplatte verdichtet. Nach Wimelius & Pusch (2008) sind mit dieser Technik Einbaudichten von ca. 1200 kg/m<sup>3</sup> erreichbar. Auch Autio et al. (2012) sind Einbaudichten von (1250 +/- 100) kg/m<sup>3</sup> bekannt. Für die Verfüllung im Grundkörper wird eine Dichte zwischen 1150 und 1250 kg/m<sup>3</sup> angenommen.

Der Großteil des Dichtungsquerschnittes wird mit den Formsteinen verfüllt (Abb. 3.41). Die Steine werden in Reihen über den gesamten Querschnitt gestapelt. Die Geometrie der Blöcke ist an die Bedingungen in der Strecke anzupassen. Gleichzeitig müssen die Blöcke aber auch noch handbar sein. Für den konzeptionellen Verschluss wird angenommen, dass die verwendeten Formsteine eine Standardgröße von 250 mm x 125 mm x 62,5 mm besitzen, siehe dazu Gruner (2008). In Wimelius & Pusch (2008) werden weitere maschinelle Einbautechniken mit unterschiedlichen Geometrien diskutiert.



Abb. 3.41:  
Anwendungsbeispiel für den  
Einbau von Bentonit-  
formsteinen im Verschluss-  
bauwerk Sondershausen  
(Gruner 2008)

Mit der angenommenen Konfiguration werden pro Reihe 137 Schichten der Formsteine gestapelt. Jede Reihe umfasst 9970 Formsteine. Eine Reihe belegt 62,0 m<sup>2</sup> des Gesamtquerschnittes (Abb. 3.42).

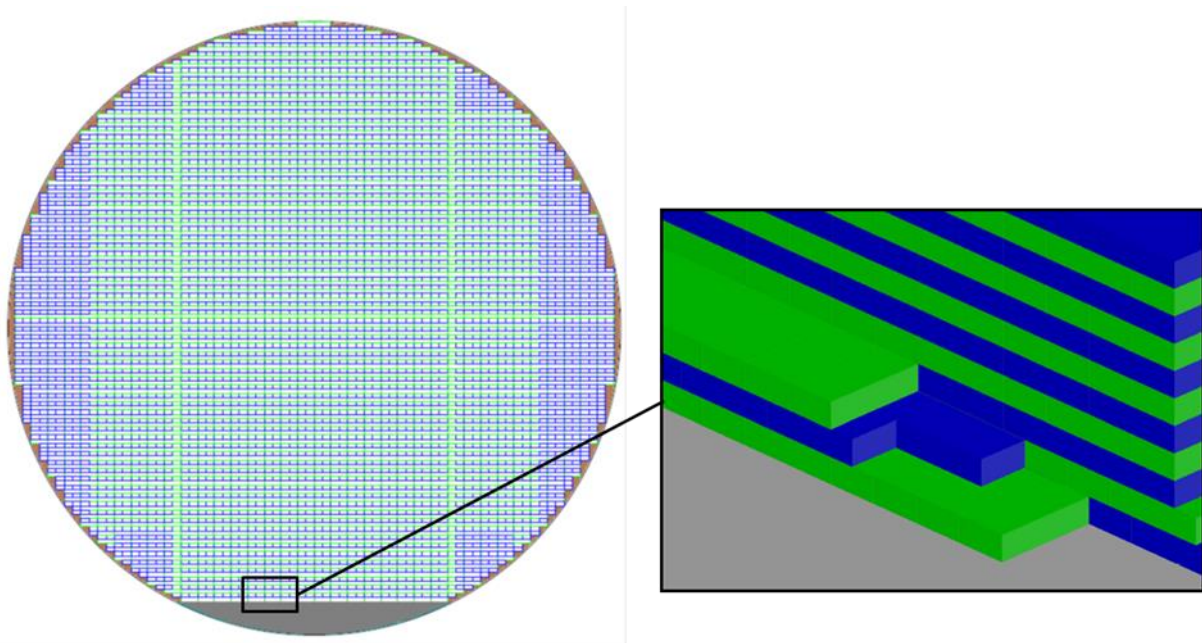


Abb. 3.42: Illustration des Stapelschemas und 3D-Ansicht

Die Formsteine besitzen die höchste Einzeldichte der verwendeten Verschlussmaterialien. Die Trockendichte der Steine liegt zwischen 2000 und 2200 kg/m<sup>3</sup> (Gruner 2008). Autio et al. (2012) geben für Bentonitblöcke Trockendichten von 2030 +/- 40 kg/m<sup>3</sup> bei einer Steingröße von 550 x 470 x 330 mm aus. Für die Permeabilitätsschätzung wird konservativ angenom-

men, dass die Trockendichte der Steine nicht über 2000 kg/m<sup>3</sup> liegt. Die Mindesttrockendichte wird mit 1800 kg/m<sup>3</sup> angenommen.

Beim Aufstapeln der Steine bleiben die Randbereiche des kreisrunden Querschnitts frei. Die verbleibenden Hohlräume an der Kontur werden mit losem Bentonit bzw. Bentonitpellets verfüllt. Eine Nachverdichtung dieser Bereiche ist nur manuell möglich und sehr zeitintensiv. Die Schüttdichte dieser Bereiche wird mit 900 bis 1100 kg/m<sup>3</sup> angenommen (Autio et al. 2012).

Tab. 3.15: Übersicht der Einbaudichten in den verschiedenen Komponenten

| Anteil        | Querschnitt [m <sup>2</sup> ] | Min. Einbaudichte [kg/m <sup>3</sup> ] | Max. Einbaudichte [kg/m <sup>3</sup> ] |
|---------------|-------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|
| Sohlschüttung | 1,40                          | 1150                                   | 1250                                   |
| Formsteine    | 62,00                         | 1800                                   | 2000                                   |
| Randbereiche  | 1,64                          | 900                                    | 1100                                   |
| Gesamt        | 65,04                         | 1763*                                  | 1961*                                  |

\*gewichtet anhand der Querschnittsfläche

Die Permeabilität des Dichtkörpers soll analog dem Vorgehen am Bohrlochverschluss (siehe Abschnitt 3.7.1.1) abgeschätzt werden. Die dort verwendeten Literaturdaten decken den Bereich der erwarteten Einbaudichte aber nicht hinreichend ab. Hansen et al. (2009) liefern zusätzliche Permeabilitätskennwerte in Abhängigkeit der Trockendichte (siehe Abb. 3.43).

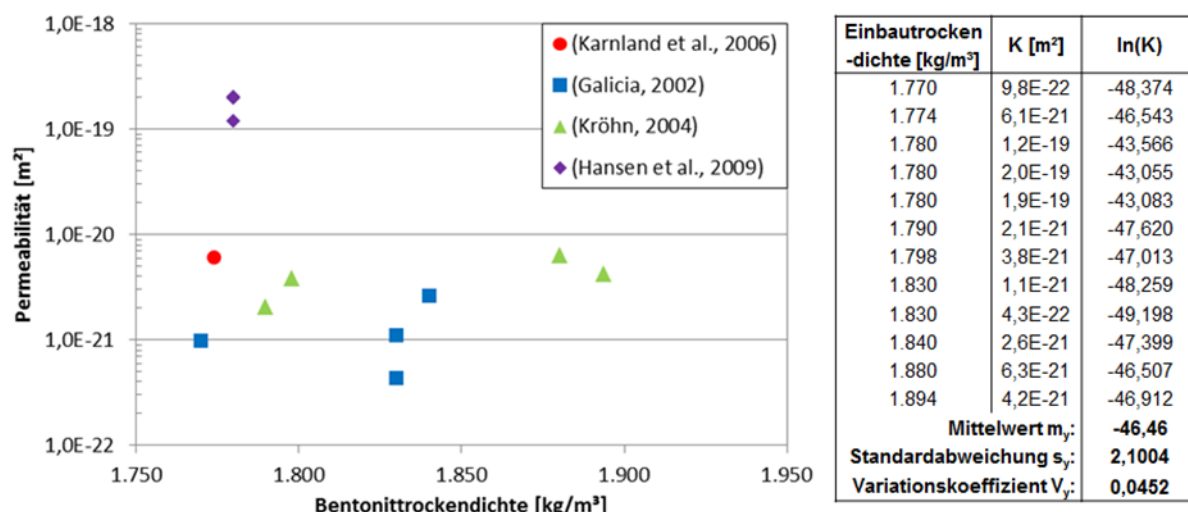


Abb. 3.43: Permeabilität von Bentonit bei Einbautrockendichten zwischen 1765 und 1950 kg/m<sup>3</sup>, nach Karnland et al. (2006), Galicia (2002), Kröhn (2004) und Hansen et al. (2009)

### A) Bestimmung des Bemessungswertes über den charakteristischen Wert

Die Bestimmung der Bemessungswerte aus dem charakteristischen Wert ist nach DIN EN 1990 als bevorzugte Methode vorzuziehen. Die Bestimmung des Bemessungswertes über den charakteristischen Wert erfolgt aus einer Log-Normalverteilung unter der Annahme, dass die Versuchswerte logarithmisch normalverteilt sind. Die Berechnung erfolgt gemäß Anhang D7.2 DIN EN 1990 über:

$$X_d = \frac{\eta_d}{\gamma_m} * e^{[m_y - k_n * s_y]} \quad (3.57)$$

Der Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft  $\gamma_m$  und der Umrechnungsfaktor  $\eta_d$  sind entsprechend dem Anwendungsfall, in den die Versuche fallen, aus der jeweiligen Norm zu entnehmen; in diesem Fall DIN EN 1997 Teil 1 und DIN 1054. Der Umrechnungsfaktor  $\eta_d$  ist gemäß Anhang B.3 DIN EN 1997 gleich 1,0 und kann auch im Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_m$  enthalten sein (siehe dazu auch Abschnitt 6.3.3 in DIN EN 1990). Für die Laborversuche zur

Ermittlung der hydraulischen Durchlässigkeit wird entsprechend Tabelle A 2.3 DIN 1054 ein Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_m = 1,3$  (Bemessungssituation BS-T) festgelegt. Der Mittelwert  $m_y$  und die Standardabweichung  $s_y$  der Log-Normalverteilung sind in Tabelle 4 angegeben. Der Fraktillenfaktor für charakteristische Werte  $k_n$  muss aus Tabelle D.1 DIN EN 1990 bestimmt werden und ist für  $n = 12$  und unbekanntem Variationskoeffizient mit 1,89 bestimmt. Aus den Kenngrößen gemäß Abb. 3.43 ergibt sich für die Permeabilität ein Bemessungswert  $X_d = 2,7 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ .

### B) Direkte Bestimmung des Bemessungswertes

Die direkte Bestimmung des Bemessungswertes für Tragfähigkeitsnachweise für eine In-normierte Verteilung ergibt sich aus:

$$X_d = \eta_d * e^{[m_y - k_{d,n} * s_y]} \quad (3.58)$$

$\eta_d$ ,  $m_y$  und  $s_y$  sind gleich den Werten zur Bestimmung des Bemessungswertes über den charakteristischen Wert. Der Fraktillenfaktor für Bemessungswerte  $k_{d,n}$  wird aus Tabelle D.2 DIN EN 1990 ermittelt und ist für  $n = 12$  Proben und einem unbestimmten Variationskoeffizienten gleich 4,34. Nach DIN EN 1990 beruht die Bestimmung auf der Annahme, dass der Bemessungswert logarithmisch normalverteilt ist und die Unterschreitungswahrscheinlichkeit ca. 0,1 % beträgt. Der direkt bestimmte Bemessungswert ist  $X_d = 6,0 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ .

### C) Bestimmung des Bemessungswertes aus einem vorsichtig geschätzten Mittelwert (95%-Konfidenzintervall)

Nach Abschnitt 2.4.5.2 DIN EN 1997-1 ist für einen begrenzten Satz von Werten einer geotechnischen Kenngröße die Bestimmung des charakteristischen Wertes über einen 95%igen Vertrauensbereich möglich. Damit kann auch der Bemessungswert über diesen charakteristischen Wert ermittelt werden. Die Bestimmung des Bemessungswertes aus einem vorsichtig geschätzten Mittelwert (95%-Konfidenzintervall) erfolgt über:

$$X_d = \frac{\eta_d}{\gamma_m} * \left[ m_x - \frac{t_{(n-1)}^{0,95} * s_x}{\sqrt{n}} \right] \quad (3.59)$$

$\eta_d$  und  $\gamma_m$  sind gleich den vorangegangenen Werten zur Bestimmung eines Bemessungswertes. Der Mittelwert  $m_x$  beträgt  $6,6 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$  und die Standardabweichung  $s_x = 8,8 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$  (vgl. Abb. 3.43). Entsprechend der  $t_{(n-1)}$ , der Faktor der Student-t-Verteilung, ist für  $n-1$  Freiheitsgrad gleich 1,782. Daraus ergibt sich ein Bemessungswert  $X_d = 4,0 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ .

### 3.7.2.3 Integrale Permeabilität

Die integrale Permeabilität am Dichtungsstandort berechnet sich gemäß Gl. (3.60). Tab. 3.16 fasst die Kennwerte des Dichtkörpers und der ALZ zusammen. Für die Permeabilität und Breite der Kontaktzone wurden beispielhaft die Werte aus Abschnitt 3.8.1.2 übernommen.

$$K_{int} = \frac{A_D * K_D + A_K * K_K + A_{Stoß} * K_{Stoß} + A_{Sohle} * K_{Sohle} + A_{Firste} * K_{Firste}}{A_D} \quad (3.60)$$

Tab. 3.16: Übersicht über die ermittelten Kennwerte

| Kennwert           | Dichtungskörper                                                                           | Kontaktzone          | ALZ Firste           | ALZ Stoß             | ALZ Sohle            |
|--------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Fläche [m²]        | 65,04                                                                                     | $1,26 \cdot 10^{-4}$ | 21,52                | 246,15               | 86,32                |
| Permeabilität [m²] | A) $K = 2,7 \cdot 10^{-19}$<br>B) $K = 6,0 \cdot 10^{-17}$<br>C) $K = 4,0 \cdot 10^{-20}$ | $4,0 \cdot 10^{-13}$ | $1,2 \cdot 10^{-15}$ | $5,1 \cdot 10^{-16}$ | $4,7 \cdot 10^{-16}$ |

Nach Gl. (3.60) kann, in Abhängigkeit der getroffenen Annahmen und der berücksichtigten Bemessungswerte, für den Dichtungsstandort folgende integrale Permeabilität ausgewiesen werden:

- A) integrale Permeabilität mit über den charakteristischen Wert ermittelten Bemessungswerten:  $K_{\text{int}} = 5,2 \cdot 10^{-15} \text{ m}^2$
- B) integrale Permeabilität mit direkt bestimmten Bemessungswerten:  $K_{\text{int}} = 5,2 \cdot 10^{-15} \text{ m}^2$
- C) integrale Permeabilität mit Bemessungswerten aus den vorsichtig geschätzten Mittelwerten (95%-Konfidenzintervall):  $K_{\text{int}} = 5,2 \cdot 10^{-15} \text{ m}^2$

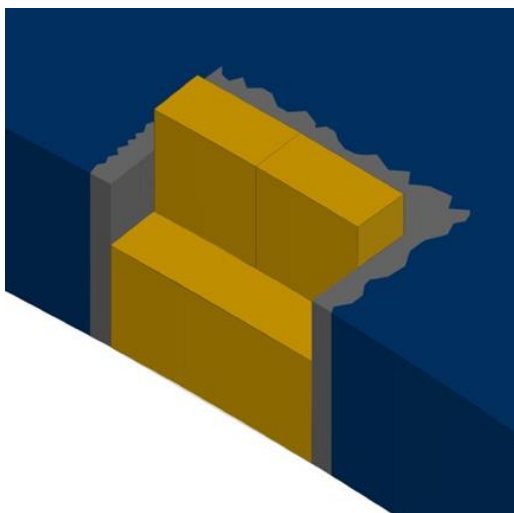
### 3.7.2.4 Auswirkungen eines Schlitzes

Die Verfüllung der Schlitz erfolgt mit eigenen Formsteinen. Die Steine sind an den Durchmesser des Schlitzes angepasst und werden in mehreren Lagen eingebaut. Unebenheiten innerhalb des Schlitzes werden mit losem Bentonit ausgefüllt und wenn möglich verdichtet. Die Schlitztiefe  $T$  variiert in der abschätzenden Betrachtung zwischen 0 bis 3 m. Die Schlitzbreite  $B$  beträgt 0,3 m. Jeder Kreisring ist mit entsprechend geformten Steinen ausgestattet, die in ihren Abmessungen etwa der Standardform entsprechen ( $T_{\text{FS}} = 0,0625 \text{ m}$ ,  $B_{\text{FS}} = 0,25 \text{ m}$ ,  $L_{\text{FS}} = 0,125 \text{ m}$ ).

Die Kontur des Schlitzes besitzt auffahrungsbedingt eine Rauigkeit. Mit der geplanten Schlitzbreite von 0,3 m liegt ein gewisses Übermaß vor. Damit wird der Einbau der Formsteine gesichert. Der verbleibende Hohlraum im Schlitz wird, soweit wie möglich, mit losen Bentonit verfüllt. Im Tiefsten des Schlitzes wird ebenfalls loser Bentonit geschüttet. Die Formsteine liegen nicht direkt an der Kontur an (Abb. 3.44). Für die nachfolgende Abschätzung wird angenommen, dass in Abhängigkeit der Schlitztiefe  $T$  stets eine Steinreihe weniger eingebaut wird als rechnerisch möglich. Es gilt die Einbauregel:

$$N = \left( \frac{T}{T_{\text{FS}}} \right) - 1 \quad (3.61)$$

$N$  = Anzahl der Formsteinreihen



Die durchschnittliche Einbaudichte im Schlitz ist von den Einbaudichten der Komponenten und jeweiligen Volumenanteilen abhängig (Tab. 3.17). Den Formsteinen des Schlitzes wird die gleiche Einbaudichte wie den Standardformsteinen zugeordnet (1800 bis 2000 kg/m<sup>3</sup>). Die Einbaudichte der Hohlraumverfüllung entspricht ebenfalls der Verfüllung im eigentlichen Dichtkörper (900 bis 1100 kg/m<sup>3</sup>).

Abb. 3.44:  
Schematische Darstellung Schlitz

$$\rho_S = \frac{\rho_{\text{FS}} \cdot V_{\text{FS}} + \rho_V \cdot V_V}{V_S} \quad (3.62)$$

mit

$\rho_S$  Einbaudichte Schlitz  
 $\rho_{\text{FS}}$  Einbaudichte Formsteine  
 $\rho_V$  Einbaudichte Verfüllung

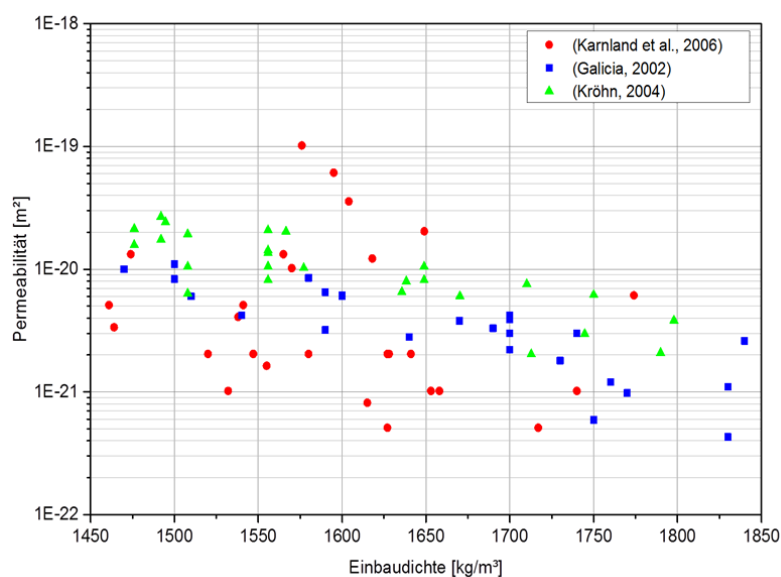
|                 |                    |
|-----------------|--------------------|
| $V_S$           | Volumen Schlitz    |
| $V_{\text{FS}}$ | Volumen Formsteine |
| $V_V$           | Volumen Verfüllung |

Tab. 3.17: Übersicht Volumenanteile Schlitz und erwartete Einbaudichte

| Schlitztiefe T [m] | Anzahl Formsteinreihen N | Volumen Schlitz [m <sup>3</sup> ] | Volumen Formsteine [m <sup>3</sup> ] | Volumen Verfüllung [m <sup>3</sup> ] | Einbaudichte Schlitz [kg/m <sup>3</sup> ] |      |
|--------------------|--------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------------|------|
|                    |                          |                                   |                                      |                                      | Min                                       | Max  |
| 0,25               | 3                        | 2,20                              | 1,37                                 | 0,84                                 | 1459                                      | 1659 |
| 0,50               | 7                        | 4,52                              | 3,28                                 | 1,25                                 | 1552                                      | 1752 |
| 0,75               | 11                       | 6,96                              | 5,28                                 | 1,68                                 | 1583                                      | 1783 |
| 1,00               | 15                       | 9,52                              | 7,39                                 | 2,13                                 | 1599                                      | 1799 |
| 1,25               | 19                       | 12,19                             | 9,59                                 | 2,60                                 | 1608                                      | 1808 |
| 1,50               | 23                       | 14,99                             | 11,90                                | 3,09                                 | 1615                                      | 1815 |
| 1,75               | 27                       | 17,90                             | 14,30                                | 3,60                                 | 1619                                      | 1819 |
| 2,00               | 31                       | 20,92                             | 16,80                                | 4,13                                 | 1622                                      | 1822 |
| 2,25               | 35                       | 24,07                             | 19,39                                | 4,68                                 | 1625                                      | 1825 |
| 2,50               | 39                       | 27,33                             | 22,09                                | 5,24                                 | 1627                                      | 1827 |
| 2,75               | 43                       | 30,71                             | 24,88                                | 5,83                                 | 1629                                      | 1829 |
| 3,00               | 47                       | 34,21                             | 27,77                                | 6,44                                 | 1631                                      | 1831 |

Da keine ausreichenden Kennwerte zur Permeabilität im Schlitz bekannt sind, werden zur Bestimmung des Bemessungswertes Messreihen aus verschiedenen Literaturquellen berücksichtigt. Die Messungen beschreiben jeweils Laborversuche.

Karnland et al. (2006) erfasst für Bentonit aus verschiedenen Lagerstätten die wesentlichen Materialkennwerte, wie die mineralogische Zusammensetzung, Korngrößenverteilung, Korndichte, Quelldruck und auch hydraulische Durchlässigkeit. Die Durchlässigkeit wurde parallel zu den Quellversuchen mit Hilfe des Darcy-Gesetzes im gesättigten Zustand bestimmt. Als Prüfmedium diente reines Wasser. In ähnlicher Weise wurde auch in Galicia (2002) die hydraulische Durchlässigkeit für einen Bentonit einer spanischen Lagerstätte bestimmt.



Kröhn (2004) fasst für einen Natrium-Bentonit (MX-80) die Permeabilität aus verschiedenen Literaturquellen zusammen. Über die einzelnen Versuchsbedingungen werden aber keine Angaben gemacht.

Abb. 3.45: Permeabilität in Abhängigkeit der Bentonittrockendichte

Die mittlere Permeabilität  $m_x$  beträgt  $4,8 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ . Aus den Messwerten werden zur Bestimmung des Bemessungswertes der Permeabilität drei vergleichende Berechnungen durchgeführt. Der Bemessungswert der Permeabilität des Schlitzes soll gemäß Eurocode bestimmt werden. Die Änderung der Einbaudichte wird pro zusätzlichen Meter Schlitztiefe berücksichtigt. Die nachfolgenden Bemessungswerte gelten für die gesamte Variationsbreite der Einbaudichte. Gemäß Anhang D.7 des Eurocodes (DIN EN 1990) soll der Bemessungswert zum einen über den charakteristischen Wert und zum anderen direkt bestimmt werden. Als dritte Möglichkeit soll entsprechend den Vorgaben des Eurocode 7 Teil 1 (DIN EN 1997) der Bemessungswert als vorsichtig geschätzter Mittelwert bestimmt werden.

#### A) Bestimmung des Bemessungswertes über den charakteristischen Wert

Grundlage zur Bestimmung des Bemessungswertes sind verfügbare Messergebnisse zur Permeabilität. Diese sind in Tab. 3.18 dargestellt.

Tab. 3.18: Permeabilität in Abhängigkeit der Einbautrockendichte für verschiedene Bentonitsorten.

| Quelle                        | Dichte<br>kg/m <sup>3</sup> | Permeabilität<br>m <sup>2</sup> | ln(K)  |
|-------------------------------|-----------------------------|---------------------------------|--------|
| Karland et al., 2006          | 1461                        | 5,1E-21                         | -46,73 |
| Galicia 2002                  | 1470                        | 1,0E-20                         | -46,05 |
| Galicia 2002                  | 1500                        | 1,1E-20                         | -45,96 |
| Galicia 2002                  | 1500                        | 8,3E-21                         | -46,24 |
| Galicia 2002                  | 1510                        | 6,0E-21                         | -46,56 |
| Galicia 2002                  | 1540                        | 4,2E-21                         | -46,92 |
| Galicia 2002                  | 1580                        | 8,5E-21                         | -46,21 |
| Galicia 2002                  | 1590                        | 3,2E-21                         | -47,19 |
| Galicia 2002                  | 1590                        | 6,5E-21                         | -46,48 |
| Galicia 2002                  | 1600                        | 6,0E-21                         | -46,56 |
| Galicia 2002                  | 1600                        | 6,1E-21                         | -46,55 |
| Galicia 2002                  | 1640                        | 2,8E-21                         | -47,32 |
| Galicia 2002                  | 1670                        | 3,8E-21                         | -47,02 |
| Galicia 2002                  | 1690                        | 3,3E-21                         | -47,16 |
| Galicia 2002                  | 1700                        | 2,2E-21                         | -47,57 |
| Galicia 2002                  | 1700                        | 3,9E-21                         | -46,99 |
| Galicia 2002                  | 1700                        | 3,0E-21                         | -47,26 |
| Galicia 2002                  | 1700                        | 3,9E-21                         | -46,99 |
| Galicia 2002                  | 1700                        | 4,2E-21                         | -46,92 |
| Galicia 2002                  | 1730                        | 1,8E-21                         | -47,77 |
| Galicia 2002                  | 1740                        | 3,0E-21                         | -47,26 |
| Galicia 2002                  | 1750                        | 5,9E-22                         | -48,88 |
| Galicia 2002                  | 1760                        | 1,2E-21                         | -48,17 |
| Galicia 2002                  | 1770                        | 9,8E-22                         | -48,37 |
| Galicia 2002                  | 1830                        | 1,1E-21                         | -48,26 |
| Galicia 2002                  | 1830                        | 4,3E-22                         | -49,20 |
| Galicia 2002                  | 1840                        | 2,6E-21                         | -47,40 |
| Karland et al., 2006          | 1464                        | 3,4E-21                         | -47,14 |
| Karland et al., 2006          | 1474                        | 1,3E-20                         | -45,77 |
| Karland et al., 2006          | 1520                        | 2,0E-21                         | -47,64 |
| Karland et al., 2006          | 1532                        | 1,0E-21                         | -48,34 |
| Karland et al., 2006          | 1538                        | 4,1E-21                         | -46,95 |
| Karland et al., 2006          | 1541                        | 5,1E-21                         | -46,73 |
| Karland et al., 2006          | 1547                        | 2,0E-21                         | -47,64 |
| Karland et al., 2006          | 1555                        | 1,6E-21                         | -47,87 |
| Karland et al., 2006          | 1565                        | 1,3E-20                         | -45,77 |
| Karland et al., 2006          | 1570                        | 1,0E-20                         | -46,03 |
| Karland et al., 2006          | 1576                        | 1,0E-19                         | -43,73 |
| Karland et al., 2006          | 1580                        | 2,0E-21                         | -47,64 |
| Karland et al., 2006          | 1595                        | 6,1E-20                         | -44,24 |
| Karland et al., 2006          | 1604                        | 3,6E-20                         | -44,78 |
| Karland et al., 2006          | 1615                        | 8,2E-22                         | -48,56 |
| Karland et al., 2006          | 1618                        | 1,2E-20                         | -45,85 |
| Karland et al., 2006          | 1627                        | 2,0E-21                         | -47,64 |
| Karland et al., 2006          | 1627                        | 5,1E-22                         | -49,03 |
| Karland et al., 2006          | 1628                        | 2,0E-21                         | -47,64 |
| Karland et al., 2006          | 1641                        | 2,0E-21                         | -47,64 |
| Karland et al., 2006          | 1649                        | 2,0E-20                         | -45,34 |
| Karland et al., 2006          | 1653                        | 1,0E-21                         | -48,34 |
| Karland et al., 2006          | 1658                        | 1,0E-21                         | -48,34 |
| Karland et al., 2006          | 1717                        | 5,1E-22                         | -49,03 |
| Karland et al., 2006          | 1740                        | 1,0E-21                         | -48,34 |
| Karland et al., 2006          | 1774                        | 6,1E-21                         | -46,54 |
| Kröhn 2004                    | 1476                        | 1,6E-20                         | -45,60 |
| Kröhn 2004                    | 1476                        | 2,1E-20                         | -45,29 |
| Kröhn 2004                    | 1492                        | 2,7E-20                         | -45,06 |
| Kröhn 2004                    | 1492                        | 1,7E-20                         | -45,50 |
| Kröhn 2004                    | 1495                        | 2,4E-20                         | -45,17 |
| Kröhn 2004                    | 1508                        | 1,9E-20                         | -45,39 |
| Kröhn 2004                    | 1508                        | 1,1E-20                         | -46,00 |
| Kröhn 2004                    | 1508                        | 6,3E-21                         | -46,51 |
| Kröhn 2004                    | 1556                        | 2,1E-20                         | -45,32 |
| Kröhn 2004                    | 1556                        | 1,4E-20                         | -45,70 |
| Kröhn 2004                    | 1556                        | 1,4E-20                         | -45,75 |
| Kröhn 2004                    | 1556                        | 1,1E-20                         | -46,00 |
| Kröhn 2004                    | 1556                        | 8,2E-21                         | -46,25 |
| Kröhn 2004                    | 1566                        | 2,0E-20                         | -45,34 |
| Kröhn 2004                    | 1577                        | 1,0E-20                         | -46,03 |
| Kröhn 2004                    | 1636                        | 6,5E-21                         | -46,48 |
| Kröhn 2004                    | 1638                        | 8,0E-21                         | -46,28 |
| Kröhn 2004                    | 1649                        | 1,1E-20                         | -46,00 |
| Kröhn 2004                    | 1649                        | 8,2E-21                         | -46,25 |
| Kröhn 2004                    | 1670                        | 6,0E-21                         | -46,56 |
| Kröhn 2004                    | 1710                        | 7,6E-21                         | -46,33 |
| Kröhn 2004                    | 1713                        | 2,0E-21                         | -47,65 |
| Kröhn 2004                    | 1745                        | 3,0E-21                         | -47,27 |
| Kröhn 2004                    | 1750                        | 6,2E-21                         | -46,53 |
| Kröhn 2004                    | 1790                        | 2,1E-21                         | -47,62 |
| Kröhn 2004                    | 1798                        | 3,8E-21                         | -47,01 |
| Mittelwert $m_y$ :            |                             |                                 | -46,78 |
| Standardabweichung $s_y$ :    |                             |                                 | 1,1373 |
| Variationskoeffizient $V_y$ : |                             |                                 | 0,0243 |

Der Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft  $\gamma_m$  und der Umrechnungsfaktor  $\eta_d$  sind entsprechend dem Anwendungsfall, in den die Versuche fallen, aus der jeweiligen Norm zu entnehmen. In diesem Fall DIN EN 1997 Teil 1 und DIN 1054. Der Umrechnungsfaktor  $\eta_d$

ist gemäß Anhang B.3 DIN EN 1997 gleich 1,0 und kann auch im Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  enthalten sein (siehe dazu auch Abschnitt 6.3.3 in DIN EN 1990). Für die Laborversuche zur Ermittlung der Permeabilität wird entsprechend Tabelle A 2.3 DIN 1054 ein Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_m = 1,3$  (Bemessungssituation BS-T) festgelegt. Der Mittelwert  $m_y$  und die Standardabweichung  $s_y$  der ln-normierten Verteilung sind in Tab. 3.18 angegeben. Der Fraktilenfaktor für charakteristische Werte  $k_n$  muss aus Tabelle D.1 DIN EN 1990 bestimmt werden und ist für  $n = 79$  und unbekanntem Variationskoeffizient mit 1,64 bestimmt. Aus den Kenngrößen ergibt sich für die Permeabilität ein Bemessungswert  $X_d = 2,4 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ .

### B) Direkte Bestimmung des Bemessungswertes

$\eta_d$ ,  $m_y$  und  $s_y$  sind gleich den Werten zur Bestimmung des Bemessungswertes über den charakteristischen Wert. Der Fraktilenfaktor für Bemessungswerte  $k_{d,n}$  wird aus Tabelle D.2 DIN EN 1990 ermittelt und ist für  $n = 79$  Proben und einem unbestimmten Variationskoeffizienten gleich 3,04. Nach DIN EN 1990 beruht die Bestimmung auf der Annahme, dass der Bemessungswert normalverteilt ist und die Unterschreitungswahrscheinlichkeit ca. 0,1% beträgt. Der direkt bestimmte Bemessungswert ist  $X_d = 1,5 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ .

### C) Bestimmung des Bemessungswertes aus einem vorsichtig geschätzten Mittelwert (95%-Konfidenzintervall)

$\eta_d$  und  $\gamma_m$  sind gleich den vorangegangenen Werten zur Bestimmung eines Bemessungswertes. Der Mittelwert  $m_x$  beträgt  $4,8 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$  und die Standardabweichung  $s_x = 1,5 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ . Entsprechend der  $t_{(n-1)}$ , der Faktor der Student-t-Verteilung, ist für  $n-1$  Freiheitsgrad gleich 1,664. Daraus ergibt sich ein Bemessungswert  $X_d = 5,8 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ .

Der Anteil des Schlitzes muss im Weiteren in die Berechnung der integralen Permeabilität aufgenommen werden, vgl. Gl. (3.63). Die verbleibende Auflockerungszone verringert sich in Abhängigkeit der Schlitztiefe. Eine mögliche zusätzliche Schädigung der ALZ durch die Errichtung des Schlitzes wird zunächst vernachlässigt. Die Ermittlung der integralen Permeabilität erfolgt vergleichend jeweils für die drei Verfahren zur Bestimmung des Bemessungswertes. Die Tab. 3.19 bis Tab. 3.21 fassen die Ergebnisse zusammen.

$$K_{int} = \frac{A_D \cdot K_D + A_{Sch} \cdot K_{Sch} + A_{Stoß} \cdot K_{Stoß} + A_{Sohle} \cdot K_{Sohle} + A_{Firste} \cdot K_{Firste}}{A_D} \quad (3.63)$$

Die Tab. 3.19 bis Tab. 3.21 fassen die erwartete integrale Permeabilität am Schlitz zusammen. Mit der Errichtung eines Schlitzes wird die ALZ lokal über den Nachschnitt hinaus entfernt. Wie aus Tab. 3.19 bis Tab. 3.21 ersichtlich ist, führt dies zu einer Verringerung der integralen Permeabilität. Die Verringerung ist erwartungsgemäß proportional zur Schlitztiefe (Abb. 3.46).

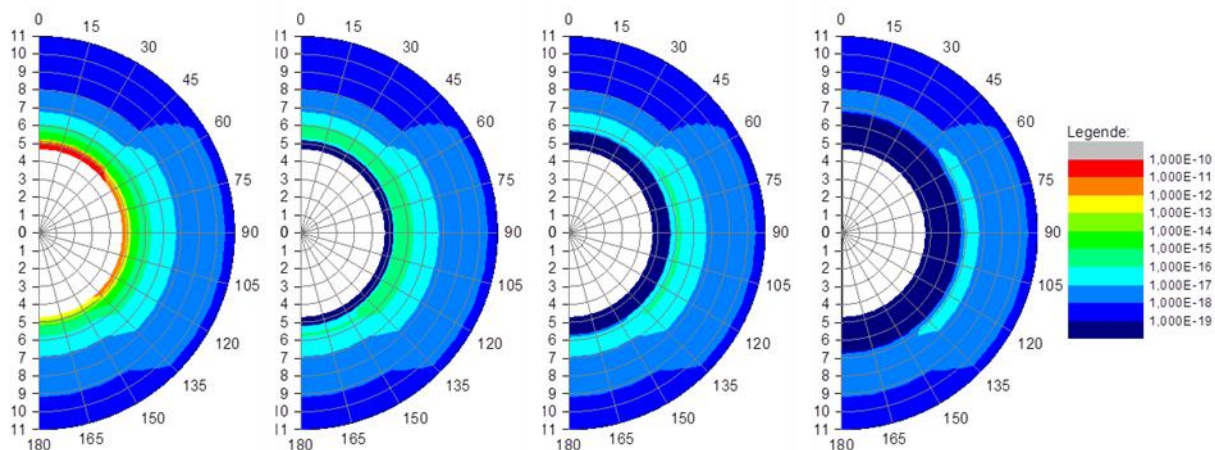


Abb. 3.46: Permeabilitätsverteilung in der ALZ (links) und bei Schlitztiefen von 0,5 (2. v.l.), 1 m (2. v.r.) und 2 m (rechts)

Unter den getroffenen Annahmen führt der Schlitz also zu einer Verbesserung der Dichtwirkung. Mit Hilfe von Schlitzen in das umgebende Gebirge hinein können Wegsamkeiten entlang des Ausbaus und innerhalb der ALZ wirksam unterbrochen werden.

Der konventionelle Dichtkörper und die Abdichtung des Querschnittes mit Ergänzung eines Schlitzes stellen modulare Systeme dar, die jeweils eine bestimmte Dichtwirkung entfalten oder in Kombination zu einer Erhöhung der Dichtwirkung führen. Die Dichtwirkung von Dichtkörper und Schlitz sind vergleichend in Abb. 3.47 dargestellt. Die Abbildung verdeutlicht, dass durch einen Schlitz bestimmter Tiefe eine gewisse Dichtungslänge substituiert werden kann bzw. die Errichtung eines Schlitzes der Vergrößerung der Dichtungslänge gleich kommt. So entspricht ein Schlitz von 0,5 m Tiefe beispielsweise der gleichen Leckagerate wie eine Dichtung von ca. 3 m Länge (vgl. blaue Linien in Abb. 3.47, rechts). In Ergänzung dazu zeigt (Abb. 3.47, links) den Vergleich der virtuellen Leckageraten bzw. der Dichtwirkung einer Dichtung ohne Schlitz und der Errichtung mehrerer Schlitze verschiedener Tiefe.

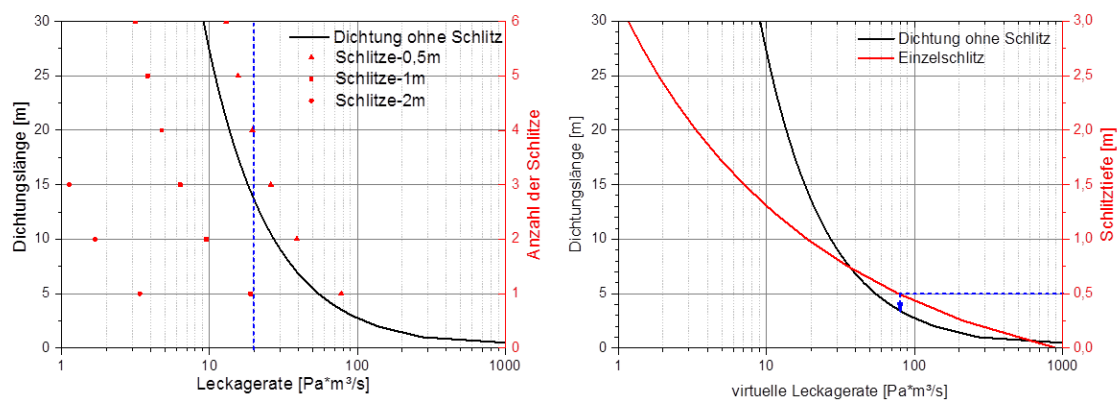


Abb. 3.47: Rechts: Vergleich der virtuellen Leckagerate am Einzelschlitz (rot) mit einer konventionellen Dichtung ohne Schlitz (schwarz). Links: Vergleich der virtuellen Leckagerate für Serien mehrerer Schlitze und eines konventionellen Dichtkörpers

Ein einzelner Schlitz von 1 m Tiefe entspricht einer Dichtungslänge von 5,5 m. Eine Ähnliche virtuelle Leckagerate bzw. Dichtwirkung wird aber auch durch 3 Schlitze von nur 0,5 m Tiefe erreicht (vgl. blaue Line in Abb. 3.47, links).

Die beispielhafte Betrachtung verdeutlicht, dass die Entnahme des Ausbaus über eine vergleichsweise große Dichtungslänge nicht zwingend nötig ist. Theoretisch ist auch die Errichtung verkürzter Dichtelemente mit geschlitztem Ausbau und geschlitzter ALZ denkbar bzw. kann durch die Ergänzung von Schlitzen die Dichtwirkung eines Dichtelementes erhöht werden. Dies ist insofern interessant, da die exakten geomechanischen Bedingungen am Dichtungsstandort heute nicht bekannt sind, sehr wohl aber als ungünstig eingeschätzt werden können. Die großflächige Entnahme des Ausbaus kann mit erheblichen Risiken der betrieblichen Sicherheit verbunden sein und auch zu einer zusätzlichen und weiträumigen Auflockerung im Gebirge führen. Im Gegensatz dazu sind Spannungumlagerungen bei der Errichtung von Schlitzen lokal begrenzt und die Arbeiten können unter einer höheren betrieblichen Sicherheit (Tragwirkung des Ausbaus bleibt erhalten) stattfinden.

Tab. 3.19: Integrale Permeabilität am Dichtungsstandort mit Bestimmung des Bemessungswertes über den charakteristischen Wert

| Tiefe<br>Schlitz [m] | Dichtelement |          | Kontaktzone |          | Schlitz |          | ALZ           |               |              |              |             |             | K int [m²] |
|----------------------|--------------|----------|-------------|----------|---------|----------|---------------|---------------|--------------|--------------|-------------|-------------|------------|
|                      | AD [m²]      | K D [m²] | AK [m²]     | K K [m²] | AS [m²] | K S [m²] | A Firste [m²] | K Firste [m²] | A Sohle [m²] | K Sohle [m²] | A Stoß [m²] | K Stoß [m²] |            |
| 0,00                 |              |          |             |          |         |          | 21,52         | 5,1E-16       | 86,32        | 4,7E-16      | 246,15      | 1,2E-15     | 5,2E-15    |
| 0,25                 |              |          |             |          | 7,34    | 1,2E-20  | 19,69         | 5,8E-17       | 84,49        | 1,2E-16      | 242,47      | 2,8E-16     | 1,2E-15    |
| 0,50                 |              |          |             |          | 15,08   | 1,2E-20  | 17,75         | 1,3E-17       | 82,55        | 4,4E-17      | 238,61      | 1,0E-16     | 4,4E-16    |
| 0,75                 |              |          |             |          | 23,21   | 1,2E-20  | 15,72         | 4,2E-18       | 80,52        | 2,1E-17      | 234,54      | 4,8E-17     | 2,0E-16    |
| 1,00                 |              |          |             |          | 31,73   | 1,2E-20  | 13,59         | 1,7E-18       | 78,39        | 1,2E-17      | 230,28      | 2,6E-17     | 1,1E-16    |
| 1,25                 |              |          |             |          | 40,64   | 9,1E-21  | 11,36         | 8,5E-19       | 76,16        | 7,0E-18      | 225,82      | 1,6E-17     | 6,3E-17    |
| 1,50                 | 65,04        | 2,7E-19  | 1,3E-04     | 4,0E-13  | 49,95   | 9,1E-21  | 9,03          | 4,8E-19       | 73,84        | 4,6E-18      | 221,17      | 1,0E-17     | 4,0E-17    |
| 1,75                 |              |          |             |          | 59,65   | 9,1E-21  | 6,61          | 2,9E-19       | 71,41        | 3,1E-18      | 216,32      | 6,8E-18     | 2,7E-17    |
| 2,00                 |              |          |             |          | 69,74   | 9,1E-21  | 4,09          | 2,0E-19       | 68,89        | 2,3E-18      | 211,27      | 4,8E-18     | 1,9E-17    |
| 2,25                 |              |          |             |          | 80,23   | 9,3E-21  | 1,46          | 1,4E-19       | 66,27        | 1,7E-18      | 206,03      | 3,6E-18     | 1,4E-17    |
| 2,50                 |              |          |             |          | 91,11   | 9,3E-21  | 0,00          | 1,2E-19       | 63,55        | 1,3E-18      | 200,59      | 2,7E-18     | 1,1E-17    |
| 2,75                 |              |          |             |          | 102,38  | 9,3E-21  | 0,00          | 1,2E-19       | 60,73        | 1,0E-18      | 194,96      | 2,1E-18     | 8,3E-18    |
| 3,00                 |              |          |             |          | 114,04  | 9,3E-21  | 0,00          | 1,2E-19       | 57,81        | 8,2E-19      | 189,13      | 1,7E-18     | 6,7E-18    |

Tab. 3.20: Integrale Permeabilität am Dichtungsstandort mit direkter Bestimmung des Bemessungswertes

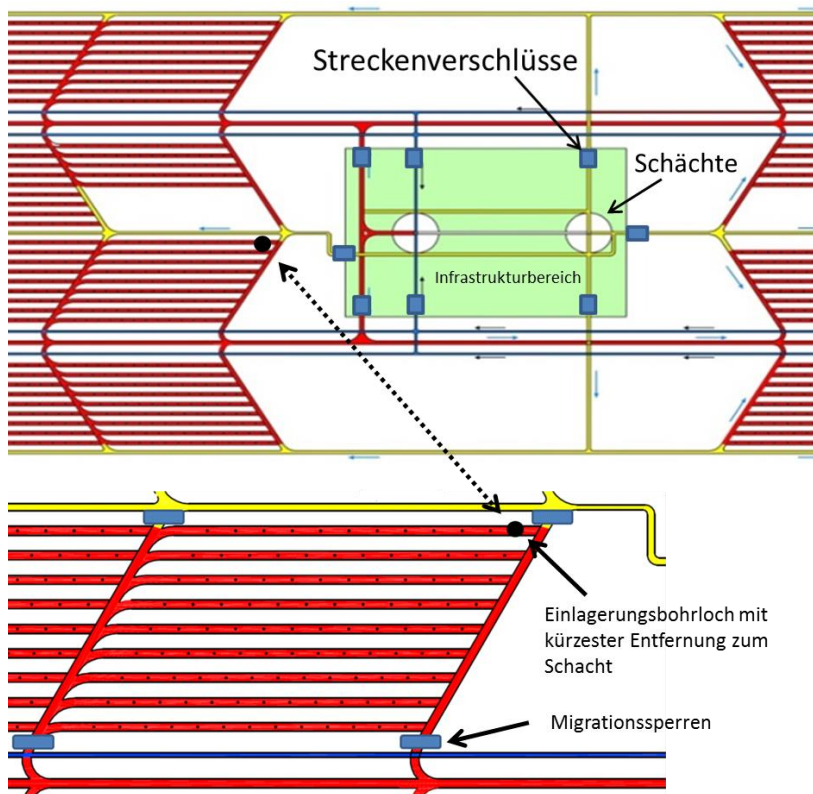
| Tiefe<br>Schlitz [m] | Dichtelement |          | Kontaktzone |          | Schlitz |          | ALZ           |               |              |              |             |             | K int [m²] |
|----------------------|--------------|----------|-------------|----------|---------|----------|---------------|---------------|--------------|--------------|-------------|-------------|------------|
|                      | AD [m²]      | K D [m²] | AK [m²]     | K K [m²] | AS [m²] | K S [m²] | A Firste [m²] | K Firste [m²] | A Sohle [m²] | K Sohle [m²] | A Stoß [m²] | K Stoß [m²] |            |
| 0,00                 |              |          |             |          |         |          | 48,43         | 5,1E-16       | 115,60       | 4,7E-16      | 304,97      | 1,2E-15     | 5,2E-15    |
| 0,25                 |              |          |             |          | 7,42    | 1,5E-19  | 46,58         | 5,8E-17       | 113,75       | 1,2E-16      | 301,26      | 2,8E-16     | 1,3E-15    |
| 0,50                 |              |          |             |          | 15,24   | 1,5E-19  | 44,62         | 1,3E-17       | 111,79       | 4,4E-17      | 297,35      | 1,0E-16     | 5,0E-16    |
| 0,75                 |              |          |             |          | 23,44   | 1,5E-19  | 42,57         | 4,2E-18       | 109,74       | 2,1E-17      | 293,25      | 4,8E-17     | 2,6E-16    |
| 1,00                 |              |          |             |          | 32,04   | 1,5E-19  | 40,42         | 1,7E-18       | 107,59       | 1,2E-17      | 288,95      | 2,6E-17     | 1,7E-16    |
| 1,25                 |              |          |             |          | 41,04   | 1,5E-19  | 38,17         | 8,5E-19       | 105,34       | 7,0E-18      | 284,45      | 1,6E-17     | 1,2E-16    |
| 1,50                 | 65,04        | 6,0E-17  | 1,3E-04     | 4,0E-13  | 50,42   | 1,5E-19  | 35,83         | 4,8E-19       | 103,00       | 4,6E-18      | 279,76      | 1,0E-17     | 1,0E-16    |
| 1,75                 |              |          |             |          | 60,20   | 1,5E-19  | 33,38         | 2,9E-19       | 100,55       | 3,1E-18      | 274,87      | 6,8E-18     | 8,7E-17    |
| 2,00                 |              |          |             |          | 70,37   | 1,5E-19  | 30,84         | 2,0E-19       | 98,01        | 2,3E-18      | 269,79      | 4,8E-18     | 7,9E-17    |
| 2,25                 |              |          |             |          | 80,94   | 1,5E-19  | 28,20         | 1,4E-19       | 95,37        | 1,7E-18      | 264,50      | 3,6E-18     | 7,4E-17    |
| 2,50                 |              |          |             |          | 91,89   | 1,5E-19  | 25,46         | 1,2E-19       | 92,63        | 1,3E-18      | 259,03      | 2,7E-18     | 7,1E-17    |
| 2,75                 |              |          |             |          | 103,24  | 1,5E-19  | 22,62         | 1,2E-19       | 89,79        | 1,0E-18      | 253,35      | 2,1E-18     | 6,9E-17    |
| 3,00                 |              |          |             |          | 114,98  | 1,5E-19  | 19,69         | 1,2E-19       | 86,86        | 8,2E-19      | 247,48      | 1,7E-18     | 6,7E-17    |

Tab. 3.21: Integrale Permeabilität am Dichtungsstandort mit Bestimmung des Bemessungswertes aus einem vorsichtig geschätzten Mittelwert (95%-Konfidenzintervall)

| Tiefe<br>Schlitz [m] | Dichtelement |          | Kontaktzone |          | Schlitz |          | ALZ           |               |              |              |             |             | K int [m²] |
|----------------------|--------------|----------|-------------|----------|---------|----------|---------------|---------------|--------------|--------------|-------------|-------------|------------|
|                      | AD [m²]      | K D [m²] | AK [m²]     | K K [m²] | AS [m²] | K S [m²] | A Firste [m²] | K Firste [m²] | A Sohle [m²] | K Sohle [m²] | A Stoß [m²] | K Stoß [m²] |            |
| 0,00                 |              |          |             |          |         |          | 48,43         | 5,1E-16       | 115,60       | 4,7E-16      | 304,97      | 1,2E-15     | 5,2E-15    |
| 0,25                 |              |          |             |          | 7,42    | 5,8E-21  | 46,58         | 5,8E-17       | 113,75       | 1,2E-16      | 301,26      | 2,8E-16     | 1,2E-15    |
| 0,50                 |              |          |             |          | 15,24   | 5,8E-21  | 44,62         | 1,3E-17       | 111,79       | 4,4E-17      | 297,35      | 1,0E-16     | 4,4E-16    |
| 0,75                 |              |          |             |          | 23,44   | 5,8E-21  | 42,57         | 4,2E-18       | 109,74       | 2,1E-17      | 293,25      | 4,8E-17     | 2,0E-16    |
| 1,00                 |              |          |             |          | 32,04   | 5,8E-21  | 40,42         | 1,7E-18       | 107,59       | 1,2E-17      | 288,95      | 2,6E-17     | 1,1E-16    |
| 1,25                 |              |          |             |          | 41,04   | 5,8E-21  | 38,17         | 8,5E-19       | 105,34       | 7,0E-18      | 284,45      | 1,6E-17     | 6,3E-17    |
| 1,50                 | 65,04        | 4,0E-20  | 1,3E-04     | 4,0E-13  | 50,42   | 5,8E-21  | 35,83         | 4,8E-19       | 103,00       | 4,6E-18      | 279,76      | 1,0E-17     | 4,0E-17    |
| 1,75                 |              |          |             |          | 60,20   | 5,8E-21  | 33,38         | 2,9E-19       | 100,55       | 3,1E-18      | 274,87      | 6,8E-18     | 2,7E-17    |
| 2,00                 |              |          |             |          | 70,37   | 5,8E-21  | 30,84         | 2,0E-19       | 98,01        | 2,3E-18      | 269,79      | 4,8E-18     | 1,9E-17    |
| 2,25                 |              |          |             |          | 80,94   | 5,8E-21  | 28,20         | 1,4E-19       | 95,37        | 1,7E-18      | 264,50      | 3,6E-18     | 1,4E-17    |
| 2,50                 |              |          |             |          | 91,89   | 5,8E-21  | 25,46         | 1,2E-19       | 92,63        | 1,3E-18      | 259,03      | 2,7E-18     | 1,0E-17    |
| 2,75                 |              |          |             |          | 103,24  | 5,8E-21  | 22,62         | 1,2E-19       | 89,79        | 1,0E-18      | 253,35      | 2,1E-18     | 8,1E-18    |
| 3,00                 |              |          |             |          | 114,98  | 5,8E-21  | 19,69         | 1,2E-19       | 86,86        | 8,2E-19      | 247,48      | 1,7E-18     | 6,4E-18    |

### 3.7.3 Beispielrechnungen zum Nachweis der Einhaltung des Advektionskriteriums

Wenn für alle Barrieren die hydraulischen Strömungswiderstände spezifiziert sind und sämtliche Einzelnachweise zur Integrität erbracht sind, muss abschließend geprüft werden, ob mit dem gesamten Verschlussystem, also mit dem Zusammenwirken aller Abdichtmodule das Advektionskriterium eingehalten werden kann. Wie in Abschnitt 3.5 ausgeführt, wird der Nachweis der Einhaltung des Advektionskriteriums für den Weg durch die geologische Barriere mittels einer definierten Grenzgeschwindigkeit geführt (vgl. Gleichung (3.7) und (3.8)).



Für den zurückzulegenden Weg wird für einen abdeckenden Berechnungsfall das Einlagerungsbohrloch mit der kürzesten Entfernung zum nächstgelegenen Schacht gewählt.

Abb. 3.48:  
Lage der Streckenverschlüsse und des für den Nachweis verwendeten Einlagerungsbohrloches im Grubengebäude

Wie in Abb. 3.48 gezeigt, ist dies das erste Einlagerungsbohrloch im ersten Einlagerungsfeld. Die Entfernung zum Schacht beträgt etwa  $s=500$  m. Mit einem Nachweiszeitraum von  $t=1$  Millionen Jahre und der mittleren effektiven Porosität von  $n_{eff}=0,05$  ergibt sich:

$$v_{grenz} = \frac{s}{t} \cdot n_{eff} = \frac{500 \text{ m}}{1 \cdot 10^6 \text{ a} \cdot 3,1536 \frac{\text{s}}{\text{a}}} \cdot 0,05 = 7,94 \cdot 10^{-13} \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (3.64)$$

Um die Einhaltung des Advektionskriteriums

$$\frac{v}{v_{grenz}} < 1 \quad (3.65)$$

zu prüfen, muss die durchschnittliche Filtergeschwindigkeit auf dem zurückzulegenden Weg ermittelt werden.

In den vorangegangenen Abschnitten wurde beispielhaft für Dichtelemente aus Bentonit gezeigt, wie die hydraulischen Widerstände, speziell für die transiente Phase auf Basis des Eurocode (vgl. Abschnitt 3.4), bestimmt werden. In analoger Weise lassen sich auch die hyd-

raulischen Widerstände für die Dichtelemente aus Asphalt/Bitumen bestimmen. Tab. 3.22 gibt einen Überblick über die so ermittelten integralen Permeabilitäten für die einzelnen Elemente. Ebenfalls eingetragen sind die integralen Permeabilitäten für den Zeitraum nach der transienten Phase also für den gesamten Nachweiszeitraum. Die integralen Permeabilitäten für die transiente Phase sind deutlich geprägt durch die erhöhte Durchlässigkeit in der jeweiligen Auflockerungszone.

Tab. 3.22: Geometrie und integrale Permeabilitäten der einzelnen Verschlusselemente

| Widerstandselement            |                              | Länge [m]  | Fläche [m <sup>2</sup> ] | Integrale Permeabilität Transiente Phase [m <sup>2</sup> ] | Integrale Permeabilität Nachweiszeitraum [m <sup>2</sup> ] | Integrale Permeabilität Nachweiszeitraum (ohne DE) [m <sup>2</sup> ] |
|-------------------------------|------------------------------|------------|--------------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------|
| R1                            | Bohrlochverschluss           | 5          | 7,1                      | 2,4E-18                                                    | 2,8E-20                                                    | -                                                                    |
| R2                            | Versatz Querschlag           | 50         | 42                       | 1,3E-16                                                    | 6,7E-19                                                    | 6,7E-19                                                              |
| R3A                           | Migrationssperre Asphalt     | 1          | 68,1                     | 7,2E-17                                                    | 2,7E-19                                                    | -                                                                    |
| R3B                           | Migrationssperre Bentonit    | 5          | 68,1                     | 7,3E-17                                                    | 5,4E-19                                                    | -                                                                    |
| R4                            | Versatz Richtstrecke         | 150        | 30                       | 1,6E-16                                                    | 8,0E-19                                                    | 8,0E-19                                                              |
| R5B                           | Streckenverschluss Bentonit  | 34         | 52,6                     | 8,7E-17                                                    | 5,9E-19                                                    | -                                                                    |
| R5A                           | Streckenverschluss Asphalt   | 6          | 52,6                     | 8,6E-17                                                    | 3,2E-19                                                    | -                                                                    |
| R6                            | Versatz Infrastrukturbereich | 150        | 30                       | 1,0E-10                                                    | 1,0E-10                                                    | 1,0E-10                                                              |
| R7B                           | Schachtverschluss Bentonit   | 50         | 63,6                     | 2,9E-17                                                    | 3,9E-20                                                    | -                                                                    |
| R7A                           | Schachtverschluss Asphalt    | 50         | 63,6                     | 3,1E-18                                                    | 2,7E-20                                                    | -                                                                    |
| Gesamte Weglänge im ewG (ca.) |                              | <b>500</b> |                          |                                                            |                                                            |                                                                      |

Nach Abschluss der transienten Phase, also nach etwa 50.000 Jahren (vgl. Abschnitt 3.4) ist davon auszugehen, dass durch das konvergierende Gebirge die Auflockerungszone geschlossen ist und dieser Gebirgsbereich wieder die ursprüngliche Gebirgspermeabilität aufweist. Die Kontaktzonen sind nach 50.000 Jahren durch den aufgelaufenen Gebirgsdruck ebenfalls nicht mehr hydraulisch wirksam. Gemäß Gleichung (3.39) ergeben sich dadurch verringerte integrale Permeabilitäten. Dies gilt allerdings unter der Annahme, dass die Dichtelemente der Abdichtbauwerke weiterhin ihre Funktion wahrnehmen. Der Nachweis zur strukturellen Integrität der Abdichtbauwerke ist gemäß jetziger Konzeption auf die Funktionsdauer von 50.000 Jahren begrenzt. Im Anschluss daran übernimmt der Versatz in den Strecken die Abdichtfunktion. Für diesen Nachweisfall sind die Permeabilitäten in der letzten (grünen) Spalte aufgeführt. Dort sind nur noch die Permeabilitäten im jeweiligen Versatz aufgeführt.

Der gesamte Strömungswiderstand ergibt sich als Summe der Einzelwiderstände gemäß Gleichung 3.11 zu  $R = 4,0 \cdot 10^{14} \text{ Pa} \cdot \text{s/m}^3$  für die transiente Phase und  $R = 5,5 \cdot 10^{16} \text{ Pa} \cdot \text{s/m}^3$  für den gesamten Nachweiszeitraum. Für die Berechnung wurde eine dynamische Viskosität für das migrierende Fluid von  $0,65 \cdot 10^{-3} \text{ Pa} \cdot \text{s}$  verwendet. Dieser Wert ergibt sich bei einem Salzgehalt in der Lösung von  $150 \text{ kg/m}^3$  (Nowak & Maßmann 2013) und einer Temperatur von  $60^\circ\text{C}$ . Diese Temperatur wird nur im Bohrlochverschluss erreicht. In den übrigen Verschlussmodulen, vor allem im Schachtverschluss, sind die Temperaturen deutlich niedriger und die Viskosität entsprechend höher.

Mittels Gleichung (3.11) lassen sich daraus die entsprechenden Volumenströme unter Ansatz der vorhandenen regionalen hydraulischen Druckgradienten berechnen. Analog bzw. mit Bezug zu den Berechnungsergebnissen zum Integritätsnachweis der geologischen Barriere (vgl. Kap. 2) werden ein regionaler horizontaler Druckgradient von  $20 \text{ Pa/m}$  und ein vertikaler Druckgradient von  $1000 \text{ Pa/m}$  angesetzt. Der horizontale Druckgradient wird bei den Verschlussmodulen im Streckensystem angesetzt und der vertikale Druckgradient im Einlagerungsbohrloch und innerhalb des Schachtes. Bei dem vertikalen Druckgradienten ist anzumerken, dass laut dem regionalen Strömungsmodell die dadurch erzeugte Fließrichtung nach unten, also in die Tiefe gerichtet ist. Dieser Druckgradient würde also keine Strömung

nach oben aus dem Schacht erzeugen. Ungeachtet dessen wird dieser Druckgradient als konservative Annahme im Einlagerungsbohrloch und im Schacht eingesetzt.

Unter diesen Bedingungen ergibt sich für den Nachweisfall (grün) ein durchschnittlicher Volumenstrom von  $2,3 \cdot 10^{-12} \text{ m}^3/\text{s}$  für den Nachweiszeitraum von 1 Million Jahre. Gemäß den Gleichungen (3.12) und (3.13) ergibt sich rechnerisch eine durchschnittliche Filtergeschwindigkeit von  $5,75 \cdot 10^{-14} \text{ m/s}$  und damit ein Geschwindigkeitsquotient von

$$\frac{v}{v_{\text{grenz}}} = 0,0724 (< 1) \quad (3.66)$$

Der Quotient ist somit deutlich kleiner als 1 und das Advektionskriterium wäre damit eingehalten.

### Diskussion

Die Basis zur Berechnung der einzelnen Strömungswiderstände sind die integralen Permeabilitäten, die im Zuge der Dichtheitsnachweise ermittelt werden. Mit diesen Permeabilitäten ergeben sich unter Verwendung der Gleichungen (3.7) bis (3.13) die in Tab. 3.23 dargestellten Geschwindigkeitsquotienten für den Nachweiszeitraum. Durch die modulare Zusammensetzung des Widerstandssystems ist es möglich, den Ausfall einzelner oder mehrerer Module bzw. Verschlussbauwerke zu simulieren. Dies geschieht, indem die integrale Permeabilität der jeweiligen Module auf einen sehr großen Wert gesetzt wird. Solche Ausfallszenarien sind in Tab. 3.23 mit dargestellt. Eine weitere Möglichkeit dieser Widerstandsberechnung ist anzugeben, welche Permeabilität das Verschlusssystem mindestens haben muss, damit der Nachweis erbracht werden kann.

Tab. 3.23: Geschwindigkeitsquotient für verschiedene Widerstandskombinationen (grün = Nachweisfall)

| Fall | Widerstandselemente                                                                                                | Geschwindigkeitsquotient<br>[-] | Nachweis<br>erbracht ? |
|------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------|------------------------|
| 1    | Alle Module wirksam                                                                                                | 0,007                           | ja                     |
| 2    | Ausfall R1                                                                                                         | 0,01                            | ja                     |
| 3    | Ausfall R1 + R7B + R7A                                                                                             | 0,06                            | ja                     |
| 4    | Ausfall R1 + R3A + R3B + R5B + R5A + R6 + R7B + R7A<br>(nur Streckenversatz wirkt, alle Dichtelemente ausgefallen) | 0,07                            | ja                     |
| 5    | Fall 4 + Ausfall R4 (nur eine versetzte Strecke wirksam)                                                           | 0,32                            | ja                     |
| 6    | Alle Module wirksam (Permeabilität einheitlich $10^{-17} \text{ m}^2$ )                                            | 0,62                            | ja                     |
| 7    | Alle Module wirksam (Permeabilität einheitlich $10^{-16} \text{ m}^2$ )                                            | 6,23                            | nein                   |

Mit Blick auf die Ergebnisse in Tab. 3.23 wird deutlich, dass mit den erzielbaren Permeabilitäten unter den gegebenen hydraulischen Druckverhältnissen der Nachweis der Einhaltung des Advektionskriteriums erbracht werden kann. Die Fälle 4 und 5 zeigen ausdrücklich, dass, wenn der Versatz in den Strecken nach Beendigung der transienten Phase seine volle Dichtwirkung erreicht hat, auch bei Ausfall aller Abdichtbauwerke der Nachweis erbracht werden kann. Der Versatz kann also die gewünschte Langzeitabdichtung übernehmen. Das macht aber auch deutlich, wie wichtig es ist, die Ausbaurückbildung und dessen Einwirkung auf die Entwicklung der integralen Permeabilität im Bereich der Strecken zu bewerten. Hier besteht noch entsprechender Untersuchungsbedarf. Aus den Fällen 6 und 7 lässt sich als Richtwert für die Erstellung von Abdichtbauwerken ableiten, dass mindestens eine integrale Permeabilität von  $10^{-17} \text{ m}^2$  erreicht werden sollte. Vergleicht man die beiden Fälle mit den integralen Permeabilitäten für die transiente Phase (Tab. 3.23), so wird deutlich, dass der Versatz zu diesen Zeiten noch eine unzureichende integrale Permeabilität aufweist. Dies unterstreicht nochmals die Bedeutung der langfristigen Versatzentwicklung im Zusammenhang mit der Ausbaurückbildung.

## 4 Nachweiskonzept für den radiologischen Nachweis

Rübel, A.

### 4.1 Nachweisführung

Das Ziel des radiologischen Nachweises für ein Endlager für radioaktive Abfälle ist, die Einhaltung des Schutzziels des Atomgesetzes (ATG 2016) zum dauerhaften Schutz von Mensch und Umwelt vor der ionisierenden Strahlung nachzuweisen. Die Sicherheitsanforderungen (BMU 2010) geben zwei Möglichkeiten vor, wie der Nachweis ausgeführt werden kann und welche Schutzziele dabei jeweils einzuhalten sind. Im Projekt ANSICHT wird angestrebt, die sogenannte vereinfachte radiologische Langzeitaussage gemäß den Sicherheitsanforderungen zu erbringen (Jobmann et al. 2017). In der vereinfachten Langzeitaussage wird der Nachweis erbracht, ohne dass die Ausbreitung der Schadstoffe über den gesamten Ausbreitungspfad bis in die Biosphäre betrachtet wird. Die Transportzeit und die Verdünnung der Radionuklide im Deckgebirge und den umliegenden Gesteinen des Endlagerstandorts werden dabei vernachlässigt. Stattdessen wird der Radionuklidstrom am Rand des sogenannten einschlusswirksamen Gebirgsbereich (ewG) berechnet und in eine potenzielle Strahlenexposition umgerechnet. Der ewG ist Teil des Endlagersystems und kann als eine einhüllende Grenzfläche um das gesamte Endlager betrachtet werden. Entsprechend den Sicherheitsanforderungen ist für die vereinfachte radiologische Langzeitaussage ein Schutzziel am Rand des ewG von  $K_{RGI} = 0,1$  Personen-Millisievert pro Jahr für wahrscheinliche und 1 Personen-Millisievert pro Jahr für weniger wahrscheinliche zukünftige Entwicklungen des Endlagersystems einzuhalten (Rübel & Meleshyn 2014).

Die Freisetzung von Radionukliden aus dem ewG kann durch diffusiven Transport auf Grund von Konzentrationsgradienten oder advektiv auf Grund von Potentialunterschieden erfolgen. Entsprechend der Sicherheitsanforderungen ist für die Langzeitaussage zur Integrität des ewG zu zeigen, dass das *„im einschlusswirksamen Gebirgsbereich vorhandene Porenwasser nicht am hydrogeologischen Kreislauf im Sinne des Wasserrechts teilnimmt. Dies gilt als erfüllt, wenn die Ausbreitung von Schadstoffen im einschlusswirksamen Gebirgsbereich durch advective Transportprozesse allenfalls vergleichbar zur Ausbreitung durch diffusive Transportprozesse erfolgt.“*. Nach §48 Abs. 2 zur Reinhaltung des Grundwassers im Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts (Wasserhaushaltsgesetz – WHG) (WHG 2016) heißt es *„Stoffe dürfen nur so gelagert oder abgelagert werden, dass eine nachteilige Veränderung der Grundwasserbeschaffenheit nicht zu besorgen ist.“*. Unter der Voraussetzung, dass die Langzeitaussage zur Integrität des ewG erbracht wird, kann demnach der advective Transport von Radionukliden nur eine untergeordnete Rolle spielen, so dass für den radiologischen Nachweis primär nachzuweisen ist, dass

- die Freisetzung von gelösten Radionukliden durch diffusiven Transport in Lösung unterhalb der in den Sicherheitsanforderungen genannten Grenzwerten bleibt und
- die Freisetzung von gasförmigen Radionukliden aus dem ewG durch advektiven bzw. diffusiven Transport in der Gasphase unterhalb der in den Sicherheitsanforderungen genannten Grenzwerte bleibt.

Der Transport der Radionuklide vom Einlagerungsort zum Rand des ewG kann entlang von zwei möglichen, deutlich unterscheidbaren Transportpfaden erfolgen. Dies ist zum einen der Transport durch das vom Bergwerk unbeeinflusste Wirtsgestein und zum anderen jener entlang der zur Auffahrung des Endlagers errichteten Strecken und Schächte. Obwohl die beiden Transportpfade im Allgemeinen nicht unabhängig voneinander sind, wird in den folgenden Abschnitten der Transport von Radionukliden entlang dieser beiden Transportpfade zuerst getrennt und jeweils für den diffusiven und den advektiven Anteil beschrieben, und die für den radiologischen Nachweis verfügbaren Rechenprogramme der GRS Braunschweig werden benannt. Am Ende jedes Abschnittes sind die Programme jeweils tabellarisch aufge-

listet und es wird zusätzlich angegeben, ob die Programme dazu geeignet sind, probabilistische Rechnungen im Sinne der geforderten Nachweisführung durchzuführen.

#### 4.1.1 Transportpfade im Wirtsgestein

Der Transport von Radionukliden im Wirtsgestein erfolgt prinzipiell auf drei Arten: dem diffusiven Transport gelöster Radionuklide, dem advektiven Transport gelöster Radionuklide und dem Transport gasförmiger Radionuklide.

##### 4.1.1.1 Diffusiver Transport gelöster Radionuklide

Der diffusive Transport von gelösten Radionukliden erfolgt in Richtung eines Konzentrationsgradienten. Wie in Abb. 4.1 schematisch dargestellt, führt die Diffusion zu Beginn, nach dem Ausfall der Endlagerbehälter, zu einer kugelförmigen Ausbreitung der Schadstoffwolke (a). Die Situation ändert sich zu dem Zeitpunkt, an dem die Schadstoffwolken benachbarter Einlagerungsbehälter bzw. Einlagerungsbohrlöcher aufeinandertreffen (b und c). Das Aufeinandertreffen der Schadstoffwolken führt zu einer Verringerung der Konzentrationsgradienten und einer Verringerung des diffusiven Transports in Richtung der benachbarten Schadstoffwolke. Bei einem einsöhligen Endlager ist in der Fläche innerhalb der begrenzenden Richtstrecken zu erwarten, dass sich mit der Zeit eine räumlich nahezu konstante Schadstoffkonzentration im Tiefenhorizont des Endlagers einstellt (d). Ein eventueller advektiver Transport entlang der Strecken des Endlagers kann diesen Konzentrationsausgleich in der Endlagerebene zusätzlich beschleunigen.

Bei einer Gleichverteilung der Konzentration innerhalb des Endlagerbereichs ist dann für den diffusiven Transport nur die Schadstoffkonzentration an der Außenfläche des Endlagerbereichs maßgeblich. Auf Grund der geringen Höhe des Endlagerbereichs (einige 10 m bei der Bohrlochlagerung, etwa 10 m bei der Streckenlagerung) im Vergleich zur großen lateralen Ausdehnung (einige Quadratkilometer) findet der quantitative Schadstoffstrom vorwiegend in senkrechter Richtung zur Endlagerebene statt.

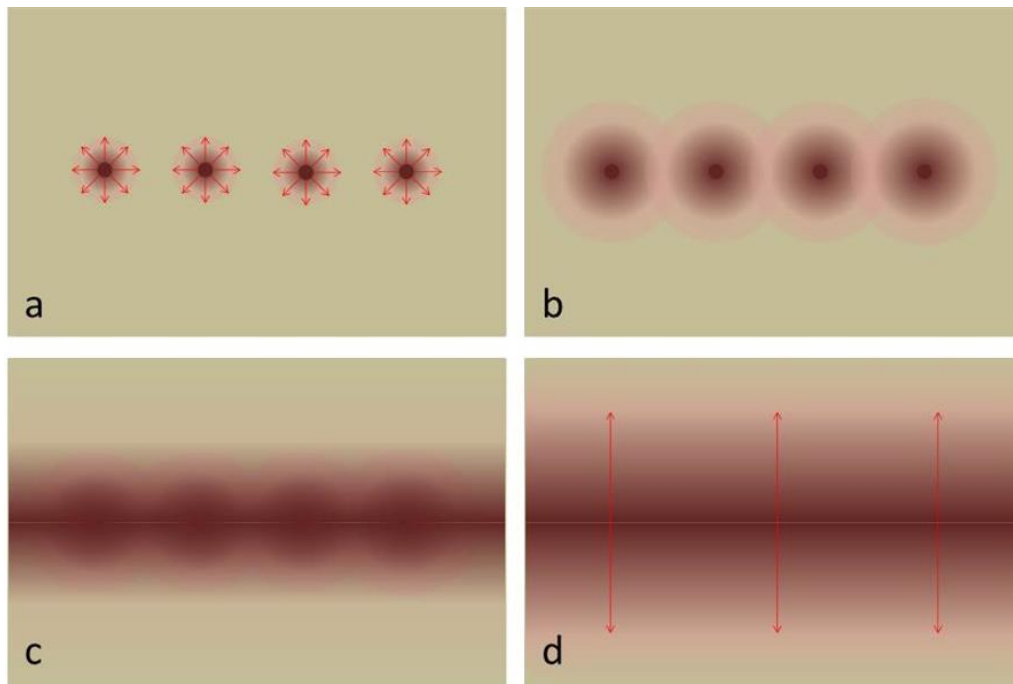


Abb. 4.1: Schematische Darstellung der diffusiven Ausbreitung einer punktförmigen Schadstoffwolke für vier verschiedene Zeitpunkte bei zunehmender Zeit von links oben (a) nach rechts unten (d). Die roten Pfeile Symbolisierung den Gradienten der Schadstoffkonzentration und somit auch die Hauptausbreitungsrichtung.

Etwas verringert wird dieser Effekt unter Umständen auf Grund einer Anisotropie der Diffusion, die in Tonen häufig zu einer Bevorzugung des diffusiven Transports in horizontaler Richtung führt.

Die Berechnung des diffusiven Schadstofftransports im Wirtsgestein kann mit Hilfe des Programms CLAYPOS erfolgen (Rübel et al. 2007). In CLAYPOS wird die Annahme getroffen, dass die Schadstoffe in der Endlagerebene schon von Beginn an eine gleichverteilte Konzentration aufweisen. Der Radionuklidtransport erfolgt dann nur noch senkrecht zur Außenfläche des Endlagers und kann somit eindimensional betrachtet werden. Diese Annahme wird getroffen, um die Rechenzeiten des sicherheitsanalytischen Rechenprogramms zu verringern, da ansonsten probabilistische Rechnungen mit mehreren tausend Rechenläufen nicht durchführbar wären. Allerdings führt diese Annahme zu einer Überschätzung des Radionuklidstroms, da die Konzentrationsverteilung in Wirklichkeit in horizontaler Richtung nicht gleichmäßig ist, was zu geringeren Schadstoffströmen mit wachsendem Abstand zum nächsten Bohrloch bzw. Behälter führt. Das Ausmaß der Überschätzung hängt vor allem von der Endlagergeometrie - dem Verhältnis von Bohrlochabstand bzw. Einlagerungsstreckenabstand zu Formationsmächtigkeit - ab. Weiterhin wird angenommen, dass die Diffusionskoeffizienten der Schadstoffe zeitlich konstant sind. Somit wird z. B. der Einfluss der zeitlich variablen Temperatur auf die Diffusion vernachlässigt. Dies ist dann zu berücksichtigen, falls der Behälterausfall bereits zu einem Zeitpunkt erfolgt, zu dem die Temperatur im Endlagersystem noch signifikant erhöht ist.

Das Endlagerkonzept sieht bei der Bohrlochlagerung eine Anordnung der Abfälle mit einem Bohrlochabstand von ca. 30 m vor. Bei der Streckenlagerung ist der Behälterabstand mit 20 – 25 m geringer. Bei einem beispielhaften Abstand des Endlagers zur Außengrenze des ewG von 100 m ist das Seitenverhältnis einer repräsentativen „Einheitszelle“ des Endlagers 10:3 bis 5:1 (100 m zu 30 m bzw. 20 m). Bei den Rechnungen im Projekt TONI (Rübel et al. 2007) mit dem 1D-Programm CLAYPOS wurde bei einem Seitenverhältnis der Einheitszelle von 2:1 eine Überschätzung des Schadstoffstroms je nach Nuklid von bis zu drei Größenordnungen festgestellt. Generell wird erwartet, dass mit zunehmendem Höhe-Breiten-Verhältnis der Einheitszelle die Überschätzung des Schadstoffstroms abnimmt. Eine Abschätzung zum Grad der Überschätzung des Radionuklidstroms kann durch 3D-Vergleichsrechnungen, z. B. mit  $r^3t$  (Fein 2004) erfolgen. Sollte sich zeigen, dass die Konservativität durch die Verwendung eines eindimensionalen Transportmodells so hoch ist, dass der Nachweis der Einhaltung des Schutzziels dadurch gefährdet ist, dann ist zum Abbau der Konservativität ein entsprechendes langzeitsicherheitsanalytisches Rechenprogramm zu entwickeln, das einen mehrdimensionalen Transport berücksichtigt.

Tab. 4.1: Verfügbare Rechenprogramme zur Berechnung des diffusiven Transports gelöster Schadstoffe im Wirtsgestein

| Programmname | Möglichkeit probabilistischer Rechnungen |
|--------------|------------------------------------------|
| CLAYPOS      | ja                                       |
| $r^3t$       | nein                                     |

#### 4.1.1.2 Advektiver Transport gelöster Radionuklide

Die Advektion gelöster Radionuklide im ewG sollte entsprechend der Sicherheitskriterien an einem geeigneten Standort keine wesentliche Rolle spielen. Advektionsgeschwindigkeiten lassen sich über das hydraulische Potential und die Permeabilität des durchströmten Mediums abschätzen. Für das Endlagerstandortmodell in Norddeutschland ist fraglich, ob es überhaupt ein relevantes natürliches hydraulisches Potential im Einlagerungshorizont gibt, da die Aquifere weit vom Endlagerniveau entfernt sind (Reinhold et al. 2013). Für das Endlagerstandortmodell im Opalinuston (SÜD) sind hydraulische Gradienten im Endlagerniveau anzunehmen. Berechnungen zur Lösungsbewegung und dem Radionuklidtransport auf

Grund des natürlichen hydraulischen Gradienten können für einzelne Fälle mit  $d^3f/r^3t$  (Fein & Schneider 1999) und (Fein 2004) durchgeführt werden. Probabilistische Berechnungen können, falls erforderlich, mit GeoTREND-SP (Reiche et al. 2011) durchgeführt werden. Zusätzlich zum natürlichen hydraulischen Potenzial werden weitere hydraulische Potenziale durch das Endlager induziert. So wird das hydraulische Potenzial verändert durch

- die teilweise Entsättigung und Wiederaufsättigung von Gebirgsbereichen in Folge der Auffahrung und Verfüllung des Grubengebäudes,
- Saugspannungen in ungesättigten Bereichen und das Quellen von Tonmineralen,
- die Produktion von Gasen,
- die Kompression der Gase durch Konvergenz- und Kompaktionsprozesse,
- die thermische Expansion von Fluiden und des Wirtsgesteins als Folge der Wärmeproduktion und
- Dichteunterschiede der Lösung als Folge der Auflösung bzw. Ausfällung von in das Endlager eingebrachten Stoffen.

Der hydraulische Gradient zwischen Grubengebäude und Wirtsgestein, der durch die Entsättigung von Gebirgsbereichen während der Auffahrung und Verfüllung des Endlagers resultiert, führt zu Beginn der Nachverschlussphase zu einer Lösungsbewegung in das Endlagerbergwerk hinein und zur Wiederaufsättigung des Nahfeldes mit einem Quellen von Tonmineralen. Der resultierende Lösungsstrom wirkt somit prinzipiell einer Ausbreitung von Schadstoffen aus dem Endlager durch das Gebirge entgegen. Dieser Effekt ist allerdings noch durch Prozessanalysen zu quantifizieren.

Der Gasdruck auf Grund der Gasproduktion im Grubengebäude und einer eventuellen Kompression erzeugt nur dann im Wirtsgestein einen hydraulischen Gradienten und eine Lösungsbewegung, wenn das Gas in den Porenraum des Wirtsgesteins eindringen und dabei Lösung verdrängen kann. Dies erscheint auf Grund des derzeitigen Forschungsstands nur als gering wahrscheinlich (Shaw 2013). Der zu erwartende Gaseindringdruck von Tongesteinen für einen Zweiphasenfluss ist im Allgemeinen so hoch, dass kein Zweiphasenfluss möglich ist. Ein eventueller Gastransport durch das Wirtsgestein erfolgt wenn überhaupt, dann vermutlich auf zusätzlich erzeugten Porenräumen (Porenaufweitung oder Fracs), ohne dass dabei signifikante Mengen von Porenwasser verdrängt werden. Dieser Umstand muss jedoch für die spezifischen Tongesteine an einem Endlagerstandort bestätigt werden. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass das Entstehen von Fracs außerhalb der ohnehin durch die Auffahrungen entstandenen geschädigten Saumzone im Zuge des Integritätsnachweises für die geologische Barriere auszuschließen ist. Das bedeutet, dass der Gastransport nur im Falle einer Porenaufweitung erfolgen kann.

Die thermische Expansion der Porenwässer beginnt direkt nach der Einlagerung der Endlagerbehälter mit der Aufheizung des umliegenden Gebirges. Solange das Grubengebäude noch nicht vollständig aufgesättigt ist, wird die thermische Expansion der Porenwässer zu einer Verstärkung des Lösungsstroms in das Endlager und einer Beschleunigung der Wiederaufsättigung führen und somit zu einem Lösungsstrom entgegen der Hauptausbreitungsrichtung der Schadstoffe. Wenn das Temperaturmaximum zum Zeitpunkt der vollständigen Wiederaufsättigung noch nicht erreicht wurde, dann kann nach diesem Zeitpunkt eine zusätzliche thermische Expansion der Porenwässer den Schadstofftransport beschleunigen.

Die Dichteunterschiede, die durch die Auflösung und Ausfällung von in das Endlager eingebrachten Materialien innerhalb der Lösung erzeugt werden, werden als nicht groß genug eingeschätzt, als dass sie bei der geringen Permeabilität des Wirtsgesteins einen relevanten Druckunterschied für eine mögliche advective Lösungsbewegung erzeugen. Diese Einschät-

zung ist in einem Sicherheitsnachweis unter Berücksichtigung der in das Endlager eingebrachten Stoffe zu überprüfen. Nach Abschluss der Aufsättigung, der Gasproduktion und dem Abklingen der Wärmeproduktion wird sich langfristig wieder der natürliche hydraulische Gradient am Endlagerstandortmodell einstellen.

Tab. 4.2: Verfügbare Rechenprogramme zur Berechnung des advektiven Transports gelöster Schadstoffe im Wirtsgestein

| Programmname | Möglichkeit probabilistischer Rechnungen |
|--------------|------------------------------------------|
| GeoTREND-SP  | ja                                       |
| $d^3f/r^3t$  | nein                                     |

#### 4.1.1.3 Transport gasförmiger Radionuklide

Der Zweiphasenfluss von Gasen im Wirtsgestein erscheint auf Grund der derzeitigen Forschungsergebnisse nur als gering wahrscheinlich. Der zu erwartende Gaseindringdruck von Tongesteinen für einen Zweiphasenfluss ist auf Grund der geringen Porenweite in Tongesteinen sehr hoch. Ein eventueller Gastransport durch das Wirtsgestein erfolgt vermutlich eher durch neu erzeugte Porenräume (Porenaufweitung). Der dazu notwendige Druck hängt von den mechanischen Eigenschaften und den Spannungszuständen des Tongesteins ab und ist eventuell geringer als der Gaseindringdruck. Dieser Transportmechanismus ist derzeit noch nicht vollständig verstanden und es fehlen mechanistische Gesetzmäßigkeiten, die eine detaillierte Prozessmodellierung erlauben. Es existieren derzeit nur phänomenologische Rechenmodelle, mit denen durchgeführte Experimente zwar zufriedenstellend nachmodelliert werden können, die allerdings nicht dazu geeignet erscheinen, den Gastransport im Wirtsgestein für lange Zeiträume zu prognostizieren (Shaw 2013).

Je nach Situation sind bei der Betrachtung des Transports gasförmiger Radionuklide im Wirtsgestein drei Situationen möglich. Zum einen besteht die Möglichkeit, dass es eine gegenseitige Beeinflussung beider Phasen durch Zweiphasenfluss gibt. Dann ist eine mit dem Lösungspfad gekoppelte Betrachtung des Gastransports notwendig. Oder zum anderen, dass es im Falle der Porenweitung nur eine vernachlässigbare Beeinflussung beider Phasen gibt. In diesem Fall ist eine zum Lösungspfad zusätzliche Betrachtung des Gastransports notwendig. Eine dritte Möglichkeit besteht darin, dass alles Gas im Nahfeld gelöst wird. In diesem Fall ist eine Betrachtung mit dem Lösungspfad möglich.

Auf Grund der prinzipiellen Ungewissheiten im Stand von Wissenschaft und Forschung bezüglich des Gastransportmechanismus im Wirtsgestein ist aus Sicht des radiologischen Nachweises derzeit ein Endlager- und Sicherheitskonzept vorzuziehen, das den Gasdruck im Grubengebäude so weit beschränkt, dass kein Transport in einer freien Gasphase im Wirtsgestein stattfindet, sondern die Gase entweder gelöst und im gelösten Zustand transportiert werden, oder der Gastransport entlang der Strecken und Schächte stattfindet. Dies ist weder eine Anforderung des Sicherheits- noch des Endlagerkonzepts, sondern allein dadurch gegeben, die Prognostizierbarkeit der Transportprozesse zu verbessern. Daher ist entweder die Ungewissheit bezüglich des Gastransports zu verringern, oder das Endlagerkonzept dahingehend zu optimieren, dass die gestellte Anforderung erfüllt wird.

Eine Modellierung des Gastransports, der Lösung der Gase im Nahfeld und des Transports in Lösung ist z. B. mit TOUGH2 (Pruess et al. 2012) möglich.

Tab. 4.3: Verfügbare Rechenprogramme zur Berechnung des Gastransports im Wirtsgestein

| Programmname          | Möglichkeit probabilistischer Rechnungen |
|-----------------------|------------------------------------------|
| TOUGH2 <sup>(1)</sup> | nein                                     |

<sup>(1)</sup> Derzeit ist unklar, ob ein Zweiphasenfluss im Wirtsgestein überhaupt stattfindet.

#### 4.1.2 Transportpfade im Grubengebäude

Der Transport von Radionukliden im Grubengebäude erfolgt prinzipiell auf die gleichen drei Arten wie im Wirtsgestein: dem diffusiven Transport gelöster Radionuklide, dem advektiven Transport gelöster Radionuklide und dem Transport gasförmiger Radionuklide.

##### 4.1.2.1 Diffusiver Transport gelöster Radionuklide

Der diffusive Transport von gelösten Radionukliden erfolgt in Richtung eines Konzentrationsgradienten. Zu Beginn der Nachbetriebsphase sind die Strecken und Schächte nicht vollständig gesättigt, was den diffusiven Transport verringert, da Diffusion nur in dem lösungserfüllten Anteil des Porenraums stattfindet. Solange es noch keinen verbundenen lösungserfüllten Porenraum gibt, ist gar kein diffusiver Transport gelöster Radionuklide möglich. Im Laufe der Zeit erfolgt eine Wiederaufsättigung des Grubengebäudes und es ist davon auszugehen, dass nach einer gewissen Zeit sich in allen Bohrlöchern (Endlagerstandortmodell NORD) und Einlagerungsstrecken (Endlagerstandortmodell SÜD) defekte Endlagerbehälter befinden, aus denen Schadstoffe in das Nahfeld freigesetzt werden.

Die Diffusion gelöster Stoffe entlang der Strecken kann im Prinzip nur so weit stattfinden, bis die sich diffusiv ausbreitende Schadstoffwolke eines Bohrlochs bzw. Einlagerungsstrecke auf jene des nächsten Bohrlochs bzw. Einlagerungsstrecke trifft. Dann kommt der Transport zum Erliegen, da sich der Konzentrationsgradient in der Endlagerebene sukzessive ausgleicht. Zum Transport aus dem ewG entlang der Strecken tragen bei rein diffusivem Transport daher praktisch nur diejenigen Bohrlöcher bzw. Einlagerungsstrecken bei, die am Rand der Einlagerungsfelder hin zum Schacht liegen. Diese weisen jedoch auch die kürzeste Transportdistanz zum Rand des ewG auf.

Eine Modellierung des diffusiven Transports gelöster Schadstoffe entlang der Strecken und Schächte kann für Abschätzungen mit dem Programm GeoTREND-SP erfolgen. Eine genauere Modellierung ist hiermit allerdings nicht möglich, da die Grubengebäudestruktur mit diesem Programm nicht nachgebildet werden kann. Dies könnte mit dem sich noch in der Entwicklung befindlichen NahTREND erreicht werden. Eine Modellierung des diffusiven Transports gelöster Schadstoffe im Grubengebäude gemeinsam mit jenem im Wirtsgestein kann mit dem Programm  $r^3t$  erfolgen. Dabei kann auch eine Anisotropie der Ausbreitungsrichtungen berücksichtigt werden. Eine Berücksichtigung der zeitlichen Veränderung der Diffusion auf Grund der Temperaturentwicklung erfolgt in keinem der genannten Programme.

Tab. 4.4: Verfügbare Rechenprogramme zur Berechnung des diffusiven Transports gelöster Schadstoffe im Grubengebäude

| Programmname                  | Möglichkeit probabilistischer Rechnungen |
|-------------------------------|------------------------------------------|
| GeoTREND-SP                   | ja                                       |
| NahTREND (in der Entwicklung) | ja                                       |
| $r^3t$                        | nein                                     |

##### 4.1.2.2 Advektiver Transport gelöster Radionuklide

Advektiver Transport von gelösten Radionukliden entlang der Strecken und Schächte erfolgt nur dann, wenn sowohl Lösung, als auch ein entsprechender hydraulischer Gradient vorhanden ist. Zu Beginn der Nachbetriebsphase bestehen große Permeabilitätsunterschiede zwischen den Materialien in den Strecken (Versatz und Ausbau sowie Abdichtungsbauwerke) und dem Wirtsgestein. Die Permeabilität der in das Endlager eingebrachten Verschlussmaterialien wird durch die Vorgaben im Endlagerkonzept festgelegt und die Einhaltung der Mindestanforderungen soll durch Qualitätssicherungsmaßnahmen gewährleistet werden. Für den Streckenversatz kann aus seiner Einbaudichte auf die Anfangspermeabilität rückgeschlossen werden. Für das Gesamtsystem aus Streckenausbau, Streckenversatz und eventuell verbleibender Hohlräume an der Firste ist die querschnittsgemittelte Permeabilität

derzeit aber nicht bekannt. Es wird erwartet, dass die Permeabilität während der Aufsättigung durch das Quellen von Tonmineralen mit der Zeit abnimmt. Es existieren derzeit aber noch keine Prozessstudien zur Prognose des zeitlichen Verhaltens der Versatzpermeabilität. Die Permeabilität der in den Endlagerkonzepten vorgesehenen Abdichtbauwerke (Migrationsperren, Streckenverschlüsse und Schachtverschlüsse) wird im Rahmen der Integritätsanalyse der geotechnischen Barriere (vgl. vorangegangene Abschnitte) spezifiziert. Die integrale Permeabilität der Abdichtbauwerke (inkl. Kontaktzone und Auflockerungszone) wird nach momentanem Kenntnisstand nicht ganz die Permeabilität des Wirtsgesteins erreichen, aber langfristig nahe kommen. Für den advektiven Transport entlang von Strecken und Schächten spielen, speziell in der frühen Nachverschlussphase, wenn das Versatz-Ausbau-System noch hoch permeabel ist, diese Abdichtbauwerke die entscheidende Rolle.

Der hydraulische Gradient im Grubengebäude kann in vollständig gesättigten Bereichen durch die Konvergenz der Strecken nach Korrosion und damit Versagen des Streckenausbau oder die Gasproduktion hervorgerufen werden. Dichteunterschiede in der Lösung können ebenfalls einen Beitrag zum hydraulischen Gradienten liefern. In nur teilweise gesättigten Bereichen kann der hydraulische Gradient und somit die Advektion zusätzlich durch die Saugspannung beeinflusst werden. Durch die Entsättigung von Gebirgsbereichen während der Auffahrung besteht zu Beginn der Nachverschlussphase ein großer hydraulischer Gradient zwischen dem Grubengebäude und den umgebenden Gesteinsschichten. Dieser führt zu einer Lösungsbewegung in das Endlagerbergwerk hinein.

Die Konvergenz der Strecken und Schächte spielt nach derzeitiger Einschätzung als Antrieb für die Advektion nur eine untergeordnete Rolle: Die Konvergenz ist als Antriebsmechanismus nur dann relevant, wenn die Strecken vollständig gesättigt sind und wenn der Streckenausbau korrodiert ist und damit seine Stützfunktion nicht mehr erfüllt. Da aber im Endlagerkonzept die Verwendung von quelfähigem Versatz in den Strecken vorgesehen ist, wird sich mit dem Erreichen der vollständigen Sättigung auch der Quelldruck des Versatzmaterials weitgehend ausbilden, der eine Konvergenz des Grubengebäudes auch nach dem mechanischen Versagen des Ausbaus stark behindern wird.

Die Gasproduktion kann durch Gasspeicherung oder durch den Zweiphasenfluss ein Antriebsmechanismus für eine Lösungsbewegung sein. Wenn die Menge der im Endlager produzierten Gase nicht im Porenraum der Versatzmaterialien gespeichert werden kann, dann führt dies zu einem Gastransport, welcher wiederum durch den Zweiphasenfluss auch zu einer Lösungsbewegung führen kann. Nach dem derzeitigen Stand der Forschung ist mit einem Eindringen der Gase in das Wirtsgestein erst bei hohen Gasdrücken größer der minimalen Hauptspannung zu rechnen, so dass die Gasbewegung zumindest zu Beginn der Nachverschlussphase vorwiegend entlang der Strecken erfolgen wird.

Die Dichteunterschiede, die durch die Auflösung und Ausfällung von in das Endlager eingebrachten Materialien in den Lösungen erzeugt werden, werden als nicht relevant für eine mögliche advektive Lösungsbewegung eingeschätzt (Rübel et al. 2010), was für ein gegebenes Endlagerkonzept zu überprüfen ist. Dazu kann das Programm d<sup>3</sup>f eingesetzt werden. Der advektiv-dispersiv-diffusive Transport entlang der Strecken und Schächte könnte mit einer modifizierten Version des Nahfeldmoduls LOPOS (Hirse Korn et al. 1999) modelliert werden. Dazu wäre das Parametermodell für die Konvergenz an die Prozesse im Tongestein anzupassen. Gleiches gilt für das sich in der Entwicklung befindende Programm NahTREND.

Tab. 4.5: Verfügbare Rechenprogramme zur Berechnung des advektiven Transports gelöster Schadstoffe im Grubengebäude

| Programmname                   | Möglichkeit probabilistischer Rechnungen |
|--------------------------------|------------------------------------------|
| LOPOS (Anpassung erforderlich) | ja                                       |
| NahTREND (in der Entwicklung)  | ja                                       |

#### 4.1.2.3 Transport gasförmiger Radionuklide

Der Gastransport im Grubengebäude erfolgt auf Grund der Druckgradienten im Grubengebäude. Die Druckgradienten werden durch die Gasproduktion erzeugt, die hauptsächlich von der anaeroben Korrosion von Eisen herrührt. Da das Nahfeld im Endlager im Tongestein von Beginn an teilgesättigt ist, wird bei dem Transport in den Strecken und Schächten zumindest zeitweise ein Zweiphasenfluss zu betrachten sein.

Durch verschiedene Prozesse im Nahfeld, wie z. B. die Wiederaufsättigung, die Alteration des Streckenausbaus, das Quellen von Tonmineralen oder die Konvergenz in den Strecken werden sich die Zweiphasenparameter in der Nachverschlussphase ändern. Für die Nachverschlussphase müssen daher die Zweiphasenparameter der Nahfeldmaterialien durch Prozessmodellierung prognostiziert werden. Für das Gesamtsystem aus Streckenausbau, Streckenversatz und eventuell verbleibender Hohlräume an der Firste ist die Prognostizierbarkeit von Zweiphasenparametern zumindest fraglich. Entlang der Strecken und Schächte ist insbesondere die Rolle des gestörten Bereichs um die Strecken (ALZ) als möglicher Ausbreitungspfad für Gase hervorzuheben (Shaw 2013). Dieser Bereich weist auch nach der Wiederaufsättigung eine erhöhte Gaspermeabilität auf.

Für die Verschlussbauwerke ist eine abschließende ingenieurtechnische Bemessung derzeit noch nicht vorhanden. Bei Bauwerken aus hoch kompaktiertem Bentonit sind ähnliche Fragestellungen zum Gastransport offen, wie für das Wirtsgestein. Hoch kompaktierter Bentonit weist typischerweise hohe Gaseindringdrücke auf, so dass ein Gastransport in den Verschlussbauwerken durch Zweiphasenfluss zumindest fraglich ist. Auch hier spielen die Randbereiche um die Verschlussbauwerke eventuell eine besondere Rolle für den Gas-transport.

Der Zweiphasenfluss im Grubengebäude kann im Prinzip mit dem Programm TOUGH2 modelliert werden. Eine gleichzeitige Betrachtung detaillierter Effekte, wie der Berücksichtigung der Auflockerungszone um die Strecken und großer Teile des Grubengebäudes ist allerdings mit der allgemeinen verfügbaren Version von TOUGH2 nur eingeschränkt möglich. Mit einer zukünftigen Version von NaHTREND mit Zweiphasenfluss wäre eine Modellierung denkbar. Damit könnten mit einer entsprechenden Anpassung auch die Konvergenzprozesse erfasst werden.

Tab. 4.6: Verfügbare Rechenprogramme zur Berechnung des Gastransports im Grubengebäude

| Programmname                  | Möglichkeit probabilistischer Rechnungen |
|-------------------------------|------------------------------------------|
| NaHTREND (in der Entwicklung) | ja                                       |
| TOUGH2                        | nein                                     |

#### 4.1.3 Fazit

Im Prinzip erfordert die radiologische Bewertung des Endlagers im Tongestein eine integrierte Modellierung des Gesamtsystems von Wirtsgestein und den Strecken und Schächten, sowohl für gelöste, wie auch für gasförmige Radionuklide. Ein solches vollumfängliches und zusätzlich noch probabilistikfähiges Rechenprogramm steht derzeit in Deutschland nicht zur Verfügung. Ein entsprechendes Programm wird von der Nagra in Zusammenarbeit mit externen Partnern entwickelt (Finsterle et al. 2010). Zum einen führt die Verwendung eines Rechenprogramms mit Berücksichtigung aller Ausbreitungspfade zu sehr langen Rechenzeiten, die probabilistische Rechnungen erschweren, und zum anderen bestehen offene Fragen zum tatsächlichen Mechanismus des Gastransports im Wirtsgestein und hoch kompaktierten Bentoniten. Als Folge beider Punkte erscheint es derzeit noch sinnvoll, für erste orientierende Analysen eine getrennte Betrachtung der einzelnen Transportpfade vorzunehmen. Dafür wird das bestehende, oder sich derzeit in Entwicklung befindliche Instrumentarium als ausreichend angesehen.

Die Ausbreitung der Schadstoffe kann advektiv mit dem Fluid oder diffusiv erfolgen. Entsprechend der Sicherheitsanforderungen darf das im einschlusswirksamen Gebirgsbereich vorhandene Porenwasser nicht am hydrogeologischen Kreislauf teilnehmen. Zur Gewährleistung dieser Forderung wird ein Wirtsgestein mit einer ausreichend geringen Permeabilität gewählt, so dass die Diffusion die Schadstoffausbreitung dominiert. Die Strecken und Schächte werden mit Versatz verfüllt und mit Verschlussbauwerken verschlossen. Zu Beginn der Nachverschlussphase ist die Permeabilität des Gesamtsystems aus Streckenversatz und Streckenausbau zu hoch, um eine Lösungsbewegung entlang der Strecken zu verhindern. Diese Funktion wird daher zu Beginn von den Verschlussbauwerken und mit der sukzessiven Verringerung der Permeabilität des Streckenversatzes zusätzlich von diesem übernommen. Die Zeitdauer bis zum Erreichen einer ausreichend geringen Permeabilität des Streckenversatzes muss durch Prozessanalysen bestimmt werden und ist bisher noch eine offene Frage.

In jedem Fall erfolgt ein diffusiver Radionuklidtransport in der flüssigen Phase im Wirtsgestein und entlang der Strecken und Schächte. Ein geringer Anteil kann unter Umständen auch advektiv transportiert werden, falls hydraulische Gradienten existieren. Neben dem natürlichen hydraulischen Gradienten sind durch das Endlager induzierte hydraulische Gradienten zu berücksichtigen.

Nach dem derzeitigen Stand der Wissenschaft kann ein Eindringen der Gase in das Wirtsgestein durch Zweiphasenfluss als gering wahrscheinlich angesehen werden. Zu Beginn der Nachverschlussphase erfolgt die Gasausbreitung auf Grund der geringeren Permeabilität und des geringeren Gaseindringdrucks des Streckenversatzes und -ausbaus entlang der Strecken und Schächte bis zu den jeweiligen Verschlussbauwerken. Dort wird die Gasausbreitung signifikant verzögert. Durch den Druckaufbau wird ein Teil der Gase dabei im Porenwasser des Wirtsgesteins gelöst. Zu späteren Zeiten kann ein hoher Gasdruck im Grubengebäude zur Bildung von Gaswegsamkeiten im Wirtsgestein durch die Bildung einer Porenaufweitung führen.

Solange der Transportprozess von Gasen im Wirtsgestein noch nicht vollständig verstanden ist, erscheint es sinnvoller, die beiden Transportwege Strecken/Schächte und Wirtsgestein getrennt zu betrachten, als eine Berechnung des Gesamtsystems mittels Zweiphasenfluss durchzuführen, deren Belastbarkeit nicht belegt werden kann. In diesem Fall ist dann in konservativer Weise für beide Ausbreitungspfade jeweils das gesamte Inventar zu berücksichtigen. Für erste orientierende Sicherheitsanalysen erscheint dieses Vorgehen ausreichend.

Seitens der GRS ist eine probabilistische Modellierung des lösungsgebundenen Schadstofftransports mit den Programmen NahTrend (derzeit in der Entwicklung) für den Transport in den Strecken und Schächten und CLAYPOS für den diffusiven Transport durch das Wirtsgestein möglich. Die Berechnungen mit NahTREND gehen davon aus, dass ein Eindringen von Gasen in das Wirtsgestein nicht stattfindet. Beide Ausbreitungspfade würden den Transport überschätzen, so dass die Summe aus beiden Ergebnissen als Sicherheitsindikator zulässig wäre. Bei einem Überschreiten der Indikatorwerte von Schutzzielen wäre zum Abbau der Konservativität eine Modellierung des Gesamtsystems notwendig. Dies gilt insbesondere für die Berechnung des Transports mit dem Modell CLAYPOS, dem lediglich eine eindimensionale Geometrie zu Grunde liegt, deren Anwendung zu einer erheblichen Überschätzung des Radionuklidtransports führen kann. Für den Referenzfall sollten zur Abschätzung der Konservativität in jedem Fall zusätzliche Modellierungen mit einem dreidimensionalen Code, wie  $d^3f/r^3t$  durchgeführt werden.

Wenn ein Eindringen von Gasen in das Wirtsgestein nicht ausgeschlossen werden kann, dann kann in der konservativen Abschätzung als dritter Weg der Radionuklidtransport in der Gasphase durch das Wirtsgestein betrachtet werden. Dafür ist derzeit kein Rechenpro-

gramm vorhanden. Abschätzungen könnten über Tracerberechnungen mit TOUGH2 erfolgen, sie würden jedoch nur hinweisenden Charakter haben, solange der Transportmechanismus im Wirtsgestein nicht ausreichend verstanden ist.

Tab. 4.7: Verfügbare Rechencodes und ihre Anwendungsgebiete

| Programm                | Quellterm | Statistik | Transport    |      |                  |               |                  |     |
|-------------------------|-----------|-----------|--------------|------|------------------|---------------|------------------|-----|
|                         |           |           | Wirtsgestein |      |                  | Grubengebäude |                  |     |
|                         |           |           | Diff.        | Adv. | Gas              | Diff.         | Adv.             | Gas |
| CLAYPOS                 | X         | X         | X            |      |                  |               |                  |     |
| GeoTREND                |           | X         | X            | X    |                  |               |                  |     |
| LOPOS                   | X         | X         |              |      |                  | X             | X <sup>(1)</sup> |     |
| NahTREND <sup>(2)</sup> | X         | X         |              |      |                  | X             | X <sup>(1)</sup> | X   |
| $d^3f/r^3t$             |           |           | X            | X    |                  | X             | X                |     |
| TOUGH2 <sup>(3)</sup>   |           |           | X            | X    | X <sup>(4)</sup> | X             | X                | X   |

<sup>(1)</sup> Die Berücksichtigung der Konvergenz als Antriebsmechanismus für die Advektion erfordert für Tongestein als Wirtsgestein eine Erweiterung des Programms.

<sup>(2)</sup> Das Programm existiert derzeit noch nicht, sondern befindet sich in der Entwicklung. Die Angaben entsprechen der Planung der zukünftigen Entwicklungsschritte zum Zeitpunkt der Berichtserstellung.

<sup>(3)</sup> In TOUGH2 ist nur der Transport eines Radionuklids mit einem Tochternuklid möglich.

<sup>(4)</sup> Derzeit ist unklar, ob ein Zweiphasenfluss im Wirtsgestein überhaupt stattfindet.

## 4.2 Eingangsdaten für den radiologischen Nachweis

Die Materialdaten für die Endlagerstandortmodelle NORD und SÜD wurden von der BGR anhand des existierenden Wissenstandes zusammengestellt (Nowak & Maßmann 2013; Maßmann 2016). Daten zum Endlagerkonzept sind in Lommerzheim & Jobmann (2015) und Jobmann & Lommerzheim (2015) beschrieben. In den folgenden Abschnitten wird dargestellt, welche Daten für die Rechenprogramme zum Langzeitsicherheitsnachweis benötigt werden, ob diese Daten für eine orientierende Langzeitsicherheitsanalyse zur Verfügung stehen und welchen Einfluss die Ungewissheiten der Daten auf das Ergebnis der langzeitsicherheitsanalytischen Rechnungen haben. Die Einschätzung der Relevanz einzelner Parameter auf das Ergebnis der langzeitsicherheitsanalytischen Rechnungen wird anhand der Parametervariationen und probabilistischen Rechnungen wie in Rübel et al. (2007), Rübel et al. (2010), Spiessl et al. (2012), Nagra (2002) und Nagra (2010) als Expertenschätzung vorgenommen. Es muss darauf hingewiesen werden, dass in den genannten Berichten die Radionuklidfreisetzung über den Gaspfad nicht detailliert betrachtet wurde. Die folgenden Aussagen zu der Relevanz einzelner Parameter für die Radionuklidausbreitung beziehen sich daher vor allem auf die Ausbreitung gelöster Radionuklide.

### 4.2.1 Parameter zur Berechnung der Radionuklidmobilisierung

Die Radionuklidmobilisierung wird in den Nahfeldmodulen des Programmpakets GeoTrend berechnet. Verwendet werden können die Module CLAYPOS und nach Modifikationen das Modul LOPOS. Weiterhin soll das derzeit in Entwicklung befindliche Modul NahTrend eingesetzt werden. Die Parameter zur Mobilisierung sind:

- **Behälterlebensdauer:** Die Behälterlebensdauer wird bei der Annahme flächenhafter Korrosion durch die Korrosionsrate des Materials unter den gegebenen hydrochemischen Bedingungen und die Dicke der Behälterwand festgelegt. Die Behälterspezifikation wird in den Endlagerkonzepten gegeben.  
Korrosionsraten für die in Betracht gezogenen Behältermaterialien wurden vom Smailos bestimmt (Smailos et al. 2002). Die Bandbreite der durchgeführten Untersuchungen schließt den erwarteten Temperaturbereich und die an den Endlagerstandortmodellen erwartete Salinität ein. Nicht untersucht wurden jedoch der Einfluss anderer in das Nahfeld eingebrachter Materialien, wie z. B. des Betons des Ausbaus und der Einfluss mikrobieller Prozesse auf die Korrosion. Auch international gibt es eine Vielzahl von Untersuchungen

zum Korrosionsverhalten von Behältermaterialien, die allerdings in den meisten Fällen einen geringen Salinitätsbereich abdecken und daher zumindest für das Endlagerstandortmodell Nord weniger geeignet sind. Im Allgemeinen wird davon ausgegangen, dass die Korrosionsrate mit der Zeit zurückgeht, allerdings sind die Zeiträume der experimentellen Belege dieser Annahme naturgemäß sehr begrenzt.

Langzeitsicherheitsanalytische Rechnungen zeigen nur einen geringen Einfluss der Behälterlebensdauer auf den Radionuklidstrom in die Biosphäre. Grundlage der Rechnungen ist jedoch in allen Fällen, dass die Behälter für mindestens 1000 Jahre den Einschluss gewährleisten und dass auch bei einem vorzeitigen Ausfall der Behälter keine anderen Transportprozesse zum Tragen kommen als bei einer längeren Behälterlebensdauer. Da in den für das Projekt ANSICHT beschriebenen Endlagerkonzepten jedoch von einer geringeren Behälterfunktionsdauer von nur mindestens 500 Jahren ausgegangen wird, ist diese Aussage noch für kürzere Behälterlebensdauern zu überprüfen, bzw. ist durch Prozessmodellierung zu zeigen, dass die anzunehmende Behälterlebensdauer die Funktionsdauer übersteigt.

Insgesamt wird die Datenlage zum Korrosionsverhalten und damit zur Behälterlebensdauer als noch ausreichend für orientierende Sicherheitsanalysen eingeschätzt.

- **Inventar:** Das Inventar an abgebrannten Brennelementen und verglasten Abfällen aus der Wiederaufarbeitung ist durch den Beschluss zum Ausstieg aus der Nutzung der Kernenergie bis 2022 relativ gut zu prognostizieren. Eine Zusammenstellung der Inventare ist in Peiffer et al. (2011) gegeben. Eine größere Ungewissheit ergibt sich, wenn auch andere Abfallarten, wie z. B. abgereichertes Uran (Urantails) aus der Brennelementherstellung, betrachtet werden.

Die Menge an eingelagertem Inventar hat einen nahezu linearen Einfluss auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager, falls ein größeres oder kleineres Inventar auch in einer entsprechend größeren oder kleineren Nutzungsfläche des Endlagers resultiert, wie dies bei der Streckenlagerung im Endlagerstandortmodell Süd der Fall ist. Ebenso wird ein deutlicher Einfluss auf den Radionuklidstrom erwartet, wenn eine erhöhte Behälterbeladung vorliegt, da für die wichtigsten dosisrelevanten Radionuklide keine Löslichkeitsbegrenzung der Schadstoffkonzentration im Behälter zu erwarten ist.

Kein, oder ein allenfalls sehr geringer Einfluss des Inventars auf den Radionuklidstrom ist zu erwarten, falls das veränderte Inventar bei einem Bohrlochkonzept, wie für das Endlagerstandortmodell NORD, in einer veränderten Anzahl Behälter pro Bohrloch resultiert, da bei einer rein diffusiven Schadstoffausbreitung vor allem die außenliegenden Behälter jedes Bohrlochs zum Schadstofftransport beitragen.

Insgesamt wird die Datenlage zum Inventar an abgebrannten Brennelementen und verglasten Abfällen aus der Wiederaufarbeitung als gut eingeschätzt.

- **Mobilisierungsraten:** Für die Mobilisierung der Radionuklide aus den Brennelementen und verglasten Wiederaufarbeitungsabfällen sind experimentelle Daten für unterschiedliche hydrochemische Umgebungsverhältnisse verfügbar. Eine Ungewissheit besteht zum einen über den Anteil schnell mobilisierbarer Radionuklide und über die Extrapolation der Daten für große Zeiträume. Dazu werden international unterschiedliche Modelle verwendet, die zu deutlich unterschiedlichen Mobilisierungsdauern führen können. Übliche Modelle sind z. B.:
  - Die in den Experimenten bestimmten Mobilisierungsraten werden als zeitlich konstant angenommen. Da ein Rückgang der Mobilisierungsraten mit der Zeit erwartet wird, stellt dies ein konservatives Vorgehen dar.
  - Die Mobilisierungsrate verringert sich beim Erreichen von Löslichkeitsgrenzen jenes Stoffes, aus dem die Abfallmatrix überwiegend besteht (Uran bei den Brennelementen und Silizium bei den verglasten Abfällen).

- Für abgebrannte Brennelemente wird häufig angenommen, dass die Mobilisierungsrate entsprechend der Aktivität der Alphastrahler zeitlich abnimmt.

Der Einfluss der Ungewissheit der Mobilisierungsraten für abgebrannte Brennelemente und verglaste Wiederaufarbeitungsabfälle auf den Radionuklidstrom in die Biosphäre wird mit einer Ausnahme als nur gering eingeschätzt. Der Grund liegt für die verglasten Abfälle darin, dass diese nur einen geringen Anteil am Inventar im Endlager darstellen und der Radionuklidstrom durch die Freisetzung aus den Brennelementen bestimmt wird. Für abgebrannte Brennelemente ist der Grund, dass die dosisbestimmenden Radionuklide Spaltprodukte sind, die einen nicht unerheblichen schnell mobilisierbaren Anteil ihres Inventars haben, der unabhängig vom Mobilisierungsmodell praktisch sofort nach dem Behälterausfall aus den Brennelementen frei gesetzt wird. Dieser Anteil wird auch Instant Release Fraction (IRF) genannt.

Die Ausnahme besteht in der Ungewissheit des Anteils der IRF am Inventar, insbesondere beim dosisrelevanten Radionuklid I-129. Probabilistische Analysen zeigen eine signifikante Sensitivität des Anteils der IRF am Inventar von I-129 auf den Radionuklidstrom in die Biosphäre.

- **Löslichkeitsgrenzen:** Für die Löslichkeitsgrenzen sind Daten für eine große Bandbreite hydrochemischer Verhältnisse bekannt. Es existieren jedoch keine Daten, die den Randbedingungen im Nahfeld der spezifischen Endlagerkonzepte in ANSICHT mit den dort vorgesehenen Materialien entsprechen.

Der Einfluss der Löslichkeitsgrenzen auf den Radionuklidstrom in die Biosphäre wird als nur gering eingeschätzt. Grund dafür ist die Tatsache, dass die Löslichkeitsgrenzen der dosisrelevanten Radionuklide eher nicht erreicht werden, da sie entweder gar keine Löslichkeitsgrenzen aufweisen, oder die Löslichkeitsgrenzen der entsprechenden Radionuklide sehr hoch sind. Aus diesem Grund wird die bestehende Datenbasis als ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

#### 4.2.2 Parameter zur Berechnung des Transports im Nahfeld und in den Strecken und Schächten

Zur Berechnung des Transports gelöster Radionuklide im Nahfeld können je nach Aufgabenstellung eine Vielzahl unterschiedlicher Transportprogramme eingesetzt werden. Für die Langzeitsicherheitsanalyse bei der GRS sind dies die Programme CLAYPOS,  $d^3f/r^3t$  und nach Modifikationen auch LOPOS. Zur Berechnung des Gastransports kann das Programm TOUGH2 und nach dessen Entwicklung das Programm NahTREND eingesetzt werden. Die Parameter zur Berechnung des Transports im Nahfeld sind:

- **Endlagergeometrie:** Die Endlagergeometrie bestimmt die Distanz, über die die Schadstoffe transportiert werden müssen. Mit der Festlegung eines Endlagerkonzeptes ist die Endlagergeometrie und somit die Transportdistanz gut bekannt. Eventuelle Ungewissheiten können über die Ausdehnung der Auflockerungszone bestehen. Die Länge des Transportweges ist einer der wichtigen Parameter, die die Transportdauer bestimmen und ist prinzipiell von großer Bedeutung. Die relative Bedeutung der Ungewissheit nimmt naturgemäß mit zunehmender Mächtigkeit des Wirtsgesteins ab. Daher ist die Ungewissheit am Endlagerstandortmodell Süd als größer einzuschätzen als am Endlagerstandortmodell Nord. Die bestehende Datenbasis wird als ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.
- **Porosität der Nahfeldmaterialien:** Die Porosität der in das Endlager eingebrachten Verschluss-, Versatz- und sonstiger Materialien kann je nach eingesetztem Material sehr unterschiedlich sein. Für den Zeitpunkt der Einbringung wird die Porosität durch das je-

weilige Endlagerkonzept festgelegt. Für einen Teil der einzubringenden Materialien liegt derzeit noch keine detaillierte Spezifikation vor. Durch verschiedene Prozesse im Nahfeld, wie z. B. die Wiederaufsättigung, die Alteration des Streckenausbaus, das Quellen von Tonmineralen oder die Konvergenz in den Strecken wird sich die Porosität der Materialien – insbesondere des Versatzes in den Strecken – in der Nachverschlussphase noch ändern. Für die Nachverschlussphase kann daher die Porosität der Nahfeldmaterialien nur durch Prozessmodellierung prognostiziert werden. Derzeit existieren noch keine Prozessstudien zum zeitlichen Verhalten der Porosität der Nahfeldmaterialien. Die zu erwartende Bandbreite der Porositätswerte und somit auch der relative Fehler werden jedoch als eher gering eingeschätzt.

Die Porosität der Materialien beeinflusst direkt den Lösungstransport und den diffusiven Transport von Schadstoffen. Parametervariationen und probabilistische Analysen weisen darauf hin, dass in der zu erwartenden Bandbreite der Werte für die Porosität der Einfluss auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager eher als gering einzuschätzen ist. Aus diesem Grund wird die bestehende Datenbasis als ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Dichte der Nahfeldmaterialien:** Die Dichte der in das Endlager eingebrachten Verschluss-, Versatz- und sonstiger Materialien wird durch das Endlagerkonzept festgelegt. Für Verschluss- und Versatzmaterialien werden Vorgaben gemacht, welche Mindestdichte bei der Einbringung zu erreichen ist. Es gilt wie für die Porosität, dass sich die Dichte durch verschiedene Prozesse im Nahfeld, wie z. B. die Wiederaufsättigung, die Alteration des Streckenausbaus, das Quellen von Tonmineralen oder die Konvergenz in den Strecken in der Nachverschlussphase noch ändern wird. Für die Nachverschlussphase kann daher die Dichte der Nahfeldmaterialien nur durch Prozessmodellierung prognostiziert werden. Derzeit existieren noch keine Prozessstudien zum zeitlichen Verhalten der Dichte.

Die Dichte der Materialien beeinflusst den Radionuklidstrom nur indirekt über die Sorption. Je höher die Dichte, desto mehr Sorptionsmaterial wird in einem bestimmten Volumen zur Verfügung gestellt. Der Einfluss der Dichte auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager ist daher nur als gering einzuschätzen und die bestehende Datenbasis wird als ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Permeabilität der Nahfeldmaterialien:** Die Permeabilität der in das Endlager eingebrachten Verschlussmaterialien wird durch die Vorgaben im Endlagerkonzept festgelegt und die Einhaltung der Mindestanforderung soll durch Qualitätssicherungsmaßnahmen gewährleistet werden. In der Integritätsanalyse der Verschlussbauwerke wird die Einhaltung der Permeabilitätsanforderung für die vorgesehene Funktionsdauer nachgewiesen. Für die Zeit nach der Funktionsdauer muss die Permeabilität der Verschlussbauwerke durch Prozessmodellierungen prognostiziert werden. Diese Modellierungen stehen derzeit noch nicht zur Verfügung. Für die Versatz- und sonstigen Materialien ist eine Mindestanforderung für die Permeabilität zum Zeitpunkt der Einbringung derzeit nicht festgelegt.

Für den Streckenversatz kann aus seiner Einbaudichte auf die Permeabilität rückgeschlossen werden. Für das Gesamtsystem aus Streckenausbau, Streckenversatz und eventuell verbleibender Hohlräume an der Firste ist die querschnittsgemittelte Permeabilität derzeit aber nicht bekannt. Es wird erwartet, dass die Permeabilität des Streckenversatzes durch Quellen und Kompaktion im Laufe der Nachverschlussphase mit der Zeit abnimmt. Es existieren derzeit aber noch keine Prozessstudien zur Prognose des zeitlichen Verhaltens der Versatzpermeabilität.

Ergebnisse aus Sensitivitätsstudien zum Einfluss der Permeabilität der Nahfeldmaterialien auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager sind nicht bekannt. Für den Transport gelöster Schadstoffe kann man folgende Überlegung anstellen: Ist die Permeabilität niedrig genug, so dass der Transport hauptsächlich diffusiv erfolgt, so ist ein nur geringer Einfluss

auf den Radionuklidstrom zu erwarten, da dann der Transportweg durch das Wirtsgestein wegen der größeren effektiven Querschnittsfläche deutlich gegenüber jenem durch die Strecken und Schächte überwiegt. Ist die Permeabilität der Nahfeldmaterialien so hoch, dass es einen signifikanten advektiven Radionuklidtransport entlang der Strecken gibt, so ist ein größerer Einfluss der Permeabilität der Nahfeldmaterialien auf den Radionuklidstrom zu erwarten. Entsprechend der Sicherheitsanforderungen ist der Nachweis zu erbringen, dass der advektive Transport gelöster Radionuklide nicht größer ist, als der diffusive Transport. Für den Transport gasförmiger Radionuklide ist zu erwarten, dass der Transport in erster Linie entlang der Strecken und Schächte erfolgt. Daher ist für die gasförmigen Radionuklide ein großer Einfluss der Permeabilität der Nahfeldmaterialien zu erwarten.

Insgesamt wird die bestehende Datenbasis auf Grund der fehlenden Prognose der zeitlichen Entwicklung der Permeabilität über den gesamten Nachweiszeitraum und dem für diese Prognose notwendigen Prozessverständnis als nicht ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen. Der in den Sicherheitsanforderungen geforderte Nachweis kann daher auf der Basis der bestehenden Datenlage nicht erbracht werden.

- **Diffusionskoeffizienten:** Für die im Endlager errichteten Verschlüsse werden Mindestanforderungen für die Porosität, Permeabilität und Einbaudichte im Endlagerkonzept festgelegt. Die Einhaltung der Vorgaben sollen später im Rahmen der Qualitätssicherungsmaßnahmen überprüft werden. Daher sind die Eigenschaften der Verschlussbauwerke zu Beginn der Nachverschlussphase gut definiert. Diffusionskoeffizienten für Schadstoffe in Verschlussbauwerken aus vorkompaktiertem Bentonit sind aus verschiedenen Forschungsprogrammen bekannt. Aus den Werten für Permeabilität und Einbaudichte der Verschlussmaterialien kann mit der bestehenden Datenbasis aus anderen Untersuchungsprogrammen auf erwartete Werte der Diffusionskoeffizienten in den Verschlussmaterialien geschlossen werden. Eine detailliertere Untersuchung für das spezifische Verschlusskonzept ist jedoch erst nach der genauen Spezifikation der Materialien und Bemessung der Verschlussbauwerke möglich.

Die Eigenschaften der in die Strecken eingebrachten Versatzmaterialien werden sich nach dem Verschluss des Endlagers durch die Aufsättigung und damit das Quellen des Versatzes ändern. Nach Korrosion des Ausbaus erfolgt ggf. eine weitere kompaktionsbedingte Änderung durch die Konvergenz der Grubenbaue. Für den Streckenversatz kann aus seiner Einbaudichte auf die Permeabilität und damit auch auf die Größenordnung von Diffusionskoeffizienten rückgeschlossen werden. Für das Gesamtsystem aus Streckenausbau, Streckenversatz und eventuell verbleibender Hohlräume an der Firste sind Prozessstudien zur Prognose des zeitlichen Verhaltens notwendig, um Voraussagen zur Größenordnung von Diffusionskoeffizienten zu treffen, oder auch um experimentelle Untersuchungen zu den Diffusionskoeffizienten durchführen zu können.

Ergebnisse aus Sensitivitätsstudien zum Einfluss der Diffusionskoeffizienten in den Nahfeldmaterialien zeigen, dass diese einen signifikanten Einfluss auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager haben können. Wenn der Transport vorwiegend im Wirtsgestein abläuft, dann nimmt der Einfluss der Diffusionskoeffizienten in den Nahfeldmaterialien mit steigender Mächtigkeit des Wirtsgesteins ab.

Insgesamt wird die bestehende Datenbasis auf Grund der fehlenden Prognose der zeitlichen Entwicklung der Nahverschlussmaterialien über den gesamten Nachweiszeitraum und dem für diese Prognose notwendigen Prozessverständnis als nicht ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Sorptionskoeffizienten:** Sorptionskoeffizienten sind in den nationalen und internationalen Endlagerprogrammen für eine Vielzahl von potenziell in ein Endlager einzubringenden Stoffen bestimmt worden. Diese Datenbasis umschließt u. a. auch Sand, unterschiedliche Bentonite und Tongesteine, insbesondere auch den Opalinuston im Endlagerstandortmodell Süd. Für Unterkreidetone im Endlagerstandortmodell Nord existieren einige

Messungen von Sorptionskoeffizienten an Tonen des Apt und Alb aus dem Untersuchungsprogramm für den Standort Konrad. Für orientierende Rechnungen zur Schadstoffausbreitung aus dem Endlager kann die bestehende Datenbasis verwendet werden, jedoch ist zu beachten, dass die Daten nicht unbedingt von einem auf ein ähnliches Material übertragbar sind, sondern je nach spezifischer Mineralzusammensetzung deutliche Abweichungen aufweisen können.

Die Sorption ist ein sehr wichtiger Prozess zur Rückhaltung der Radionuklide im Endlager in Tongestein. Trotzdem zeigt der Radionuklidstrom in die Biosphäre teilweise nur eine geringe Sensitivität auf die Sorptionskoeffizienten der Radionuklide im Nahfeld in Variationsrechnungen und probabilistischen Analysen. Die Ursache dafür ist, dass eine Erhöhung der Sorptionskoeffizienten für Radionuklide am Versatz des Nahfelds über bestimmte Werte hinaus dazu führt, dass alle Radionuklide im Endlager zurückgehalten werden. Viele Radionuklide, wie vor allem die Aktiniden, zeigen so hohe Sorptionskoeffizienten an Tonmineralen, dass selbst eine Verringerung der Sorptionskoeffizienten um eine oder zwei Größenordnungen immer noch ausreicht, um alle Radionuklide bereits im Nahfeld zurückzuhalten, so dass die Ungewissheit der Sorptionskoeffizienten in diesem Fall keine Auswirkung auf die Variabilität des Radionuklidstroms in die Biosphäre hat. Andererseits sind die Sorptionskoeffizienten der üblicherweise dosisbestimmenden Radionuklide im Radionuklidstrom aus einem Endlager im Tongestein (Iod, Chlor, Kohlenstoff und Selen) so gering, dass ohne spezifische Messungen an dem verwendeten Material in sicherheitsanalytischen Rechnungen in konservativer Weise keine Sorption angenommen werden kann. Wenn für eines oder mehrere der genannten Radionuklide (insbesondere Iod) eine Sorption angenommen wird, dann ist mit einem großen Einfluss der Ungewissheit im Sorptionskoeffizienten auf den Radionuklidstrom in die Biosphäre zu rechnen.

Insgesamt wird die bestehende Datenbasis als schwach, aber trotzdem ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Dichte der Lösung:** Die Lösungsdichte im Nahfeld hängt von der Salinität des zutretenden Porenwassers, der Temperatur und gegebenenfalls von weiteren gelösten Stoffen, wie z. B. aus der Betonkorrosion des Streckenausbaus ab. Für die Salinität der Lösung in der jeweiligen Endlagerteufe ist ein zu erwartender Wert aus den Endlagerstandortmodellen bekannt. Die Abhängigkeit der Lösungsdichte von der Salinität wird z. B. in Kröhn (2010) beschrieben. Falls weitere gelöste Stoffe eine Rolle spielen, dann kann die Dichte der Lösung aus einer hydrochemischen Modellierung der Lösung in Kontakt mit den im Nahfeld eingebrachten Stoffen errechnet werden. Diese Art der Modellierung ist derzeit noch nicht vorhanden.

Der Einfluss der Dichte der Lösung auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager wird als sehr gering eingeschätzt. Bei einem rein diffusiven Schadstofftransport ist kein Einfluss zu erwarten.

Die bestehende Datenbasis wird als ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Viskosität der Lösung:** Die Viskosität der Lösung hängt in erster Linie von der Salinität des zutretenden Porenwassers, der Temperatur und unter Umständen auch von den sonstigen in der Lösung gelösten Stoffen ab. Für die Salinität der Lösung in Endlagerteufe ist ein zu erwartender Wert in den Endlagerstandortmodellen angegeben. Die Abhängigkeit der Viskosität von der Salinität wird z. B. in Kröhn (2010) beschrieben.

Der Einfluss der Viskosität der Lösung auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager wird als gering eingeschätzt, falls der Beitrag der Lösungsbewegung zum Schadstofftransport gering ist. Bei einem rein diffusiven Schadstofftransport ist kein Einfluss zu erwarten.

Die bestehende Datenbasis wird als ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Gaslöslichkeit:** Die Löslichkeit von Gasen in der Lösung hängt in erster Linie von der Art des Gases, Druck, Temperatur und der Salinität des zutretenden Porenwassers ab. Für die Salinität der Lösung in der jeweiligen Endlagerteufe ist ein zu erwartender Wert aus den Endlagerstandortmodellen bekannt. Die Löslichkeit von Gasen in Abhängigkeit der Salinität wird durch die Sechenov-Beziehung beschrieben, wonach der Logarithmus der Löslichkeit eine lineare Funktion der Salzkonzentration ist. Experimentelle Werte sind z. B. in D'Ans & Lax (1967) aufgeführt.

Die Gaslöslichkeit beeinflusst ausschließlich den Transport volatiler Radionuklide. Eine Untersuchung des Einflusses der Gaslöslichkeit auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager anhand von Parametervariationen oder Sensitivitätsanalysen ist nicht bekannt.

Die bestehende Datenbasis wird als ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Gaseindringdruck:** Die Nahfeldmaterialien werden in einem teilgesättigten Zustand in das Endlager eingebracht. In diesem Zustand weisen die Materialien keinen Gaseindringdruck auf. Der Gaseindringdruck der Nahfeldmaterialien spielt erst ab dem Zeitpunkt eine Rolle für den Schadstofftransport aus dem Endlager, sobald das Nahfeld wieder mit Lösung aufgesättigt wurde. Der dann erwartete Gaseindringdruck hängt stark von dem Zustand des Materials ab, wie von der Dichte und vor allem von seiner Homogenität. Dieser Zustand entspricht für die meisten der eingebrachten Materialien nicht dem Einbauzustand, sondern resultiert vor allem für tonmineralhaltige Materialien aus der Entwicklung während der Aufsättigung. Je nach der Ausprägung der Gasbildung ist es ggf. möglich, dass eine vollständige Lösungssättigung der Nahfeldmaterialien erst dann erreicht wird, wenn die Gasproduktion abgeschlossen ist.

Werte für den Gaseindringdruck sind in den internationalen Endlagerprogrammen für unterschiedliche Materialien bestimmt worden. Für das System aus Streckenausbau und Streckenversatz sind Prozessstudien zur Prognose des zeitlichen Verhaltens notwendig, um Voraussagen zum Zustand und damit zum Gaseindringdruck treffen zu können, oder auch um experimentelle Untersuchungen durchführen zu können.

Eine Untersuchung des Einflusses des Gaseindringdrucks auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager anhand von Parametervariationen oder Sensitivitätsanalysen ist nicht bekannt.

Insgesamt wird die bestehende Datenbasis als schwach, aber trotzdem ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Zweiphasenparameter:** Der Zweiphasenfluss wird mit Hilfe einer relativen Permeabilität jeweils für die flüssige und gasförmige Phase und dem Kapillardruck beschrieben. Diese Größen sind dabei eine Funktion der Lösungssättigung des Porenraums. In die Modellierung des Schadstofftransports gehen nicht die genannten Größen direkt ein, sondern sie werden anhand von Parametermodellen abgebildet. Die am häufigsten verwendeten Parametermodelle sind jene nach Mualem - van Genuchten und Brooks-Corey. Dementsprechend sind die für die Modellierung benötigten Parameter vom verwendeten Modell abhängig. Diese Parameter werden durch Anpassung an experimentelle Daten ermittelt. Die Zweiphasenparameter hängen stark von dem Zustand des betrachteten Materials ab, wie z. B. der Porengrößenverteilung und seiner Homogenität. Dieser Zustand entspricht für die meisten der eingebrachten Materialien nicht dem Einbauzustand, sondern ist nach dem Verschluss des Endlagers zeitlich veränderlich, z. B. durch das Quellen des Versatzes oder der Betonkorrosion des Streckenausbaus.

Werte für Zweiphasenparameter sind in den internationalen Endlagerprogrammen für unterschiedliche Materialien bestimmt worden. Für das System aus Streckenausbau und Streckenversatz sind Prozessstudien zur Prognose des zeitlichen Verhaltens notwendig, um Voraussagen zum Zustand und damit zu den Zweiphasenparametern treffen zu können, oder auch um Randbedingungen für experimentelle Untersuchungen festlegen zu können.

können. Eine Untersuchung des Einflusses der Zweiphasenparameter auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager anhand von Parametervariationen oder Sensitivitätsanalysen ist nicht bekannt.

Insgesamt wird die bestehende Datenbasis als nicht ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

#### 4.2.3 Parameter zur Berechnung des Transports im Wirtsgestein

Zur Berechnung des Radionuklidtransports im Wirtsgestein können u. a. die Programme CLAYPOS und  $d^3f/r^3t$  eingesetzt werden. Die Parameter zur Berechnung des Transports im Wirtsgestein sind:

- **Mächtigkeit der Formation:** Die Mächtigkeit der Wirtsgesteinsformation innerhalb des ewG bestimmt zusammen mit dem Endlagerlayout die Distanz, über die die Schadstoffe im Wirtsgestein transportiert werden. Der Wert ist durch das geologische Profil und das Endlagerkonzept gut definiert. Neben der Mächtigkeit des Wirtsgesteins innerhalb des zu betrachtenden ewG ist zur Berechnung des Schadstoffstroms aus dem Endlager gegebenenfalls auch die Mächtigkeit anderer gering durchlässiger Tongesteine außerhalb des ewG als Randbedingung relevant. Bestimmend ist dafür der Abstand des ewG zur nächsten höherpermeablen Gesteinsschicht, in der Grundwasser zirkuliert. Bei einem zukünftigen Untersuchungsprogramm erfolgt die Ermittlung des geologischen Profils mit einer übertägigen Erkundung, wodurch auch die Mächtigkeit der Schichten festgestellt wird.

Die Länge des Transportweges hat einen großen Einfluss auf den Radionuklidfluss aus dem ewG. Die bestehende Datenbasis wird als ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Porosität des Wirtsgesteins:** Die Daten zur Porosität des Wirtsgesteins stammen für das Endlagerstandortmodell Nord größtenteils aus Messungen im Untersuchungsprogramm zum Standort Konrad und jene für das Endlagerstandortmodell Süd aus dem Untersuchungsprogramm zum Opalinuston der Nagra. Die Bandbreite der angegebenen Werte für die Porosität des Wirtsgesteins am Endlagerstandortmodell Nord beträgt fast eine Größenordnung. Bei einem zukünftigen Untersuchungsprogramm kann dieser Parameter leicht an Bohrkernproben aus der übertägigen Untersuchung bestimmt werden.

Die Porosität der Materialien beeinflusst direkt den Lösungstransport und den diffusiven Transport von Schadstoffen. Parametervariationen und probabilistische Analysen zeigen jedoch, dass der Einfluss der Porosität auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager eher als gering einzuschätzen ist. Aus diesem Grund wird die bestehende Datenbasis trotz der großen Bandbreite der vorliegenden Daten als ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Dichte des Wirtsgesteins:** Daten zur Dichte des Wirtsgesteins werden in den Endlagerstandortmodellen angegeben. Die Bandbreite der Werte beträgt etwa 10%. Die Dichte ist somit verhältnismäßig gut charakterisiert.

Die Dichte des Wirtsgesteins beeinflusst den Radionuklidstrom nur indirekt über die Sorption. Je höher die Dichte, desto mehr Sorptionsmaterial wird in einem bestimmten Volumen zur Verfügung gestellt. Der Einfluss der Dichte auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager ist daher nur als gering einzuschätzen.

Die bestehende Datenbasis wird als ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Permeabilität des Wirtsgesteins:** Für den hydraulischen Durchlässigkeitsbeiwert des Wirtsgesteins im ewG wird am Endlagerstandortmodell Nord ein maximaler Wert von

$10^{-12}$  m/s bei der Auswahl des Endlagerstandortmodells als Mindestanforderung vorgegeben. Dies entspricht einer Permeabilität von etwa  $10^{-19}$  m<sup>2</sup>. Daten zur Anisotropie des Wirtsgesteins im Hinblick auf dessen Permeabilität sind für das Endlagerstandortmodell Nord nicht bestimmt, sondern aufgrund Erfahrungen aus den europäischen Untertagelaboratorien auf eine Größenordnung geschätzt worden. Die genannte Permeabilität wird als ausreichend erachtet, die Anforderung der Sicherheitsanforderungen zu erfüllen, dass eine Ausbreitung von Schadstoffen im einschlusswirksamen Gebirgsbereich durch advective Transportprozesse allenfalls vergleichbar zur Ausbreitung durch diffusive Transportprozesse erfolgt.

Am Endlagerstandortmodell SÜD sind in erster Linie Daten aus dem Untersuchungsprogramm zum Opalinuston der Nagra eingeflossen (Jahn et al. 2016, Maßmann 2016). Ergebnisse aus Sensitivitätsstudien zeigen einen mäßigen Einfluss der Permeabilität des Wirtsgesteins auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager. Bei sehr mächtigen Tonformationen kann auf Grund eines fehlenden hydrostatischen Druckgefälles der Einfluss sogar nur gering sein.

Insgesamt wird die bestehende Datenbasis als ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Diffusionskoeffizienten im Wirtsgestein:** Werte für die Diffusionskoeffizienten von Schadstoffen in Unterkreidetonen am Endlagerstandortmodell NORD sind bisher nicht bestimmt worden. In nationalen und vor allem internationalen Forschungsvorhaben und Standorterkundungsprogrammen wurde eine Vielzahl von Diffusionskoeffizienten für den Stofftransport in geringdurchlässigen Tongesteinsformationen ermittelt, woraus sich eine Bandbreite für typischerweise zu erwartende Werte des Diffusionskoeffizienten von knapp einer Größenordnung ableiten lässt. Für den Opalinuston am Endlagerstandortmodell SÜD lassen sich Werte aus dem Untersuchungsprogramm der Nagra übertragen. Auf Grund der Übertragung von einem anderen Standort ist auch hier mit einer Bandbreite in der Ungewissheit der Diffusionskoeffizienten von einer Größenordnung zu rechnen.

Ergebnisse von Sensitivitätsanalysen zum Einfluss des Diffusionskoeffizienten im Wirtsgestein auf den Radionuklidstrom in die Biosphäre zeigen, dass dieser in allen Zeitbereichen des Nachweiszeitraums der wichtigste den Transport bestimmende Parameter ist.

Auf Grund des starken Einflusses der Diffusionskoeffizienten auf den Radionuklidstrom in die Biosphäre wird die bestehende Datenbasis als nicht ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Sorptionskoeffizienten im Wirtsgestein:** Sorptionskoeffizienten sind in den nationalen und internationalen Endlagerprogrammen für verschiedene Tongesteinsformationen bestimmt worden. Im Untersuchungsprogramm am Standort Konrad wurden für einige Radionuklide Sorptionskoeffizienten an den im Endlagerstandortmodell vorkommenden Gesteinen des Alb und Hauterivium bestimmt. Für den Opalinuston am Endlagerstandortmodell Süd können Daten aus dem Untersuchungsprogramm der Nagra übertragen werden.

Die Sorption ist ein sehr wichtiger Prozess zur Rückhaltung der Radionuklide im Endlager. Trotzdem zeigt der Radionuklidstrom in die Biosphäre teilweise nur eine geringe Sensitivität auf die Sorptionskoeffizienten der Radionuklide im Wirtsgestein in Variationsrechnungen und probabilistischen Analysen. Die Ursache dafür ist, dass eine Erhöhung der Sorptionskoeffizienten für Radionuklide am Wirtsgestein über bestimmte Werte hinaus dazu führt, dass alle Radionuklide im Wirtsgestein zurückgehalten werden. Viele Radionuklide, wie vor allem die Aktiniden, zeigen so hohe Sorptionskoeffizienten an Tonmineralen, dass selbst eine Verringerung der Sorptionskoeffizienten um eine oder zwei Größenordnungen immer noch ausreicht, um alle Radionuklide zurückzuhalten, so dass die Ungewissheit der Sorptionskoeffizienten in diesem Fall keine Auswirkung auf die

Variabilität des Radionuklidstroms in die Biosphäre hat. Andererseits sind die Sorptionskoeffizienten der üblicherweise dosisbestimmenden Radionuklide im Radionuklidstrom aus einem Endlager im Ton (Iod, Chlor, Kohlenstoff und Selen) so gering, dass für orientierende sicherheitsanalytische Rechnungen keine Sorption angenommen werden kann, wenn keine Messwerte für das gewählte Wirtsgestein vorliegen. Wenn insbesondere für Iod, oder ein anderes der genannten Radionuklide eine Sorption angenommen wird, dann ist mit einem großen Einfluss der Ungewissheiten auf den Radionuklidstrom in die Biosphäre zu rechnen.

Insgesamt wird die bestehende Datenbasis – insbesondere für die Sorptionskoeffizienten der Elemente Iod, Selen und Chlor – als nicht ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Dichte der Lösung:** Die Lösungsdichte im Wirtsgestein hängt überwiegend von der Salinität des Porenwassers im Wirtsgestein ab. Die Temperatur spielt im Wirtsgestein höchstens in der Nähe der Einlagerungsgrubenbaue eine Rolle. Für die Salinität der Lösung in der jeweiligen Endlagerteufe ist ein erwarteter Wert in den Berichten zu den Endlagerstandortmodellen angegeben. Die Abhängigkeit der Lösungsdichte von der Salinität wird z. B. in Kröhn (2010) beschrieben.

Der Einfluss der Dichte der Lösung auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager wird als sehr gering eingeschätzt. Bei einem rein diffusiven Schadstofftransport ist kein Einfluss zu erwarten.

Die bestehende Datenbasis wird als ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Viskosität der Lösung:** Die Viskosität der Lösung im Wirtsgestein hängt vor allem von dessen Salinität ab. Die Temperatur spielt im Wirtsgestein höchstens in der Nähe der Einlagerungsgrubenbaue eine Rolle. Für die Salinität der Lösung in der jeweiligen Endlagerteufe ist ein erwarteter Wert in den Berichten zu den Endlagerstandortmodellen angegeben. Die Abhängigkeit der Viskosität von der Salinität wird z. B. in Kröhn (2010) beschrieben.

Der Einfluss der Viskosität der Lösung auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager wird als gering eingeschätzt. Bei einem rein diffusiven Schadstofftransport ist kein Einfluss zu erwarten.

Die bestehende Datenbasis wird als ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Gaslöslichkeit:** Die Löslichkeit von Gasen in der Lösung hängt in erster Linie von der Art des Gases und der Salinität des Porenwassers im Wirtsgestein ab. Für die Salinität der Lösung in der jeweiligen Endlagerteufe ist ein erwarteter Wert in den Berichten zu den Endlagerstandortmodellen angegeben. Die Löslichkeit von Gasen in Abhängigkeit der Salinität wird durch die Sechenov-Beziehung beschrieben, wonach der Logarithmus der Löslichkeit eine lineare Funktion der Salzkonzentration ist. Experimentelle Werte sind z. B. in D'Ans & Lax (1967) aufgeführt.

Die Gaslöslichkeit beeinflusst ausschließlich den Transport volatiler Radionuklide, die am Rand des Nahfelds im Porenwasser des Wirtsgesteins gelöst werden können und dann in gelöster Form durch das Wirtsgestein transportiert werden. Eine Untersuchung des Einflusses der Gaslöslichkeit auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager anhand von Parametervariationen oder Sensitivitätsanalysen ist nicht bekannt.

Die bestehende Datenbasis wird als ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

- **Gaseindringdruck:** Das Wirtsgestein ist im ungestörten Zustand mit Lösung gesättigt. Ob Gase aus dem Nahfeld in das Wirtsgestein eindringen und dort Lösung verdrängen kön-

nen, hängt vom Gaseindringdruck ab. Werte für den Gaseindringdruck von Tongesteinen sind in den internationalen Endlagerprogrammen für unterschiedliche Wirtsgesteine bestimmt worden. Dabei zeigen sich im Allgemeinen hohe Gaseindringdrücke. Nach dem derzeitigen Stand von Wissenschaft und Technik ist es unklar, ob auf Grund des hohen Gaseindringdrucks überhaupt ein Gastransport durch Zweiphasenfluss im Wirtsgestein möglich ist, oder ob das Eindringen von Gasen in das Wirtsgestein durch die Schaffung zusätzlicher Porenräume, ohne die Verdrängung von signifikanten Lösungsmengen erfolgt. Der notwendige Druck zur Schaffung zusätzlicher Porenräume hängt von den mechanischen Eigenschaften des Tongesteins ab und ist eventuell niedriger als der Gaseindringdruck.

Eine Untersuchung des Einflusses des Gaseindringdrucks auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager anhand von Parametervariationen oder Sensitivitätsanalysen ist nicht bekannt.

Insgesamt wird die bestehende Datenbasis als nicht ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen. Grund dafür ist vor allem die Ungewissheit im Prozessverständnis, die eine quantitative Prognose des Gastransports im Wirtsgestein nicht zulässt.

- **Zweiphasenparameter:** Der Zweiphasenfluss wird mit Hilfe einer relativen Permeabilität jeweils für die flüssige und gasförmige Phase und dem Kapillardruck beschrieben. Diese Größen sind dabei eine Funktion der Lösungssättigung des Porenraums. In die Modellierung des Schadstofftransports gehen nicht die genannten Größen direkt ein, sondern sie werden anhand von Parametermodellen abgebildet. Die am häufigsten verwendeten Parametermodelle sind jene nach Mualem - van Genuchten und Brooks-Corey. Dementsprechend sind die für die Modellierung benötigten Parameter vom verwendeten Modell abhängig. Diese Parameter werden durch Anpassung an experimentelle Daten ermittelt. Die Zweiphasenparameter hängen stark von dem Zustand des betrachteten Materials ab, wie z. B. der Porengrößenverteilung und seiner Homogenität.

Nach dem derzeitigen Stand von Wissenschaft und Technik ist es unklar, ob überhaupt ein Gastransport im Wirtsgestein durch Zweiphasenfluss erfolgt, oder ob das Eindringen von Gasen in das Wirtsgestein durch die Schaffung zusätzlicher Porenräume, ohne die Verdrängung von signifikanten Lösungsmengen erfolgt. Dieser Prozess der Porenweite ist jedoch derzeit noch nicht ausreichend verstanden, so dass keine Modelle existieren mit denen eine quantitative Prognose des Gastransports möglich ist.

Eine Untersuchung des Einflusses der Zweiphasenparameter auf den Radionuklidstrom aus dem Endlager anhand von Parametervariationen oder Sensitivitätsanalysen ist nicht bekannt.

Insgesamt wird die bestehende Datenbasis als nicht ausreichend für erste orientierende Sicherheitsanalysen angesehen.

#### 4.2.4 Fazit

In der folgenden Tabelle werden die im Vorangegangenen getroffenen Aussagen bezüglich Relevanz und Datenqualität der für die sicherheitsanalytische Modellierung des Schadstofftransports benötigten Eingangsdaten zusammengefasst (Tab. 4.8). Insgesamt wird die derzeit vorliegende Datenlage als nicht ausreichend zur Durchführung erster orientierender Sicherheitsanalysen erachtet. Die höchste Priorität zur Verbesserung der Datenlage in Bezug auf die radiologische Konsequenzanalyse hat dabei die Bestimmung standortspezifischer Diffusionskoeffizienten und Sorptionskoeffizienten für die betrachteten Wirtsgesteine.

Tab. 4.8: Parameter zur Modellierung des Radionuklidtransports

| Parameter                                           | Codes       | Relevanz | Qualität |
|-----------------------------------------------------|-------------|----------|----------|
| <b>Mobilisierung</b>                                |             |          |          |
| Behälterlebensdauer                                 | C L N       | – / O    | O        |
| Inventar                                            | C L N       | O / +    | +        |
| Mobilisierungsraten                                 | C L N       | +        | O        |
| Löslichkeitsgrenzen                                 | C L N       | –        | O        |
| <b>Transport im Nahfeld, Strecken und Schächten</b> |             |          |          |
| Endlagergeometrie                                   | C L N G T D | +        | +        |
| Porosität der Nahfeldmaterialien                    | C L N G T D | –        | O        |
| Dichte der Nahfeldmaterialien                       | C L N G T D | –        | O        |
| Permeabilität der Nahfeldmaterialien                | C L N G T D | ?        | –        |
| Diffusionskoeffizienten in Nahfeldmaterialien       | C L N G T D | O        | –        |
| Sorptionskoeffizienten an Nahfeldmaterialien        | C L N G T D | O        | O        |
| Dichte der Lösung                                   | L N G T D   | –        | +        |
| Viskosität der Lösung                               | L N G T D   | –        | +        |
| Gaslöslichkeit                                      | N T         | ?        | +        |
| Gaseindringdruck                                    | N T         | ?        | O        |
| Zweiphasenparameter                                 | N T         | ?        | –        |
| <b>Transport Wirtsgestein</b>                       |             |          |          |
| Mächtigkeit der Formation                           | C G T D     | +        | +        |
| Porosität des Wirtsgesteins                         | C G T D     | O        | O        |
| Dichte des Wirtsgesteins                            | C G T D     | –        | O        |
| Permeabilität des Wirtsgesteins                     | C G T D     | O        | O        |
| Diffusionskoeffizienten im Wirtsgestein             | C G T D     | +        | –        |
| Sorptionskoeffizienten im Wirtsgestein              | C G T D     | +        | –        |
| Dichte der Lösung                                   | L N G T D   | –        | +        |
| Viskosität der Lösung                               | L N G T D   | –        | +        |
| Gaslöslichkeit                                      | T           | ?        | +        |
| Gaseindringdruck                                    | T           | ?        | –        |
| Zweiphasenparameter                                 | T           | ?        | –        |

Codes: C = CLAYPOS, L = LOPOS, G = GeoTrend, N = NahTrend, T = TOUGH2, D =  $d^3f/r^3$   
 Relevanz: + = hoch, O = mäßig, – = gering, ? = Relevanz kann derzeit nicht bewertet werden  
 Qualität: + = gute Datenbasis, Werte für das Wirtsgestein bzw. Endlagerkonzept vorhanden  
 O = ausreichende Datenbasis für erste orientierende Sicherheitsanalysen,  
 – = keine ausreichende Datenbasis für erste orientierende Analysen  
 Werte können aus anderer Formation, bzw. anderem Konzept übertragen werden

### 4.3 Beispielrechnungen zur Radionuklidausbreitung

In diesem Abschnitt wird beispielhaft für zwei der beschriebenen Transportpfade die Radionuklidausbreitung berechnet. Dies betrifft die Freisetzung gelöster Radionuklide durch den diffusiven Transport durch das Wirtsgestein und die Freisetzung gasförmiger Radionuklide mit dem Gasstrom entlang der aufgefahrenen Strecken und Schächte des Grubengebäudes.

Auf Grund des exemplarischen Charakters der Rechnungen sind die Rechnungen nicht dazu geeignet eine Aussage über die notwendige Größe eines ewG bzw. Einhaltung von Schutzzielen zu machen.

#### 4.3.1 Diffusive Freisetzung gelöster Radionuklide durch das Wirtsgestein

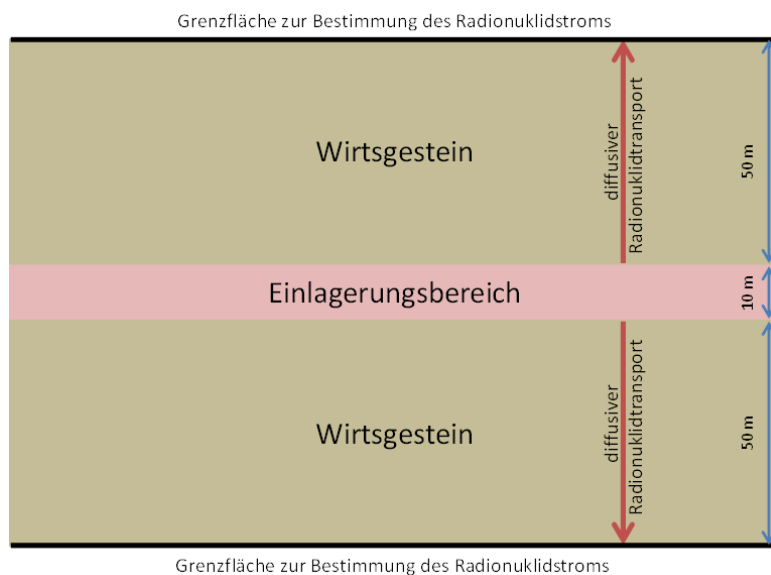
In diesem Abschnitt wird beispielhaft die diffusive Radionuklidausbreitung durch das Wirtsgestein aus einem Endlager im Ton modelliert. Dazu wird das Modul CLAYPOS verwendet. Für das folgende Beispiel werden nur die abgebrannten Brennelemente als Inventar im Endlager berücksichtigt. Diese dominieren das eingelagerte Inventar bei weitem. Es wird das Endlagerkonzept am Endlagerstandortmodell Nord zu Grunde gelegt (Lommerzheim & Jobmann 2015). Dieses Endlagerkonzept sieht eine Bohrlochlagerung vor, bei der drei

Rückholbare Kokillen mit je zwei Brennelementen pro Bohrloch eingelagert werden. Die wichtigsten Eingabeparameter des Moduls CLAYPOS sind in Tab. 4.9 zusammengestellt. Weitere Daten wurden entsprechend Nowak & Maßmann (2013) gewählt. Zusätzliche Daten, vor allem für die Nahfeldmaterialien, wurden entsprechend Nagra (2002) und Rübel (2007) ergänzend übertragen.

Es wird in der im Folgenden beschriebenen Beispielrechnung mit dem Modul CLAYPOS angenommen, dass die Endlagerbehälter eine Lebensdauer von 1000 Jahren haben. Diese Dauer ist größer, als die im Endlagerkonzept angegebene Funktionsdauer von 500 Jahren, die eine Mindestanforderung als Folge der Sicherheitsanforderungen darstellt. Abschätzungen zur Gasproduktion ergeben bei flächenhafter Korrosion einen Ausfall der Kokillen im Endlagerstandortmodell NORD nach 5500 Jahren und nach mehreren 10.000 Jahren für die Pollux-behälter beim Endlagerstandortmodell SÜD. Da aber eine Lochfraß-Korrosion und somit eine frühere Freisetzung der Radionuklide nicht auszuschließen sind, wurden hier als Schätzung 1000 Jahre als Behälterlebensdauer angenommen. Die tatsächliche Behälterlebensdauer ist in jedem Fall durch weitere Prozessanalysen zu ermitteln.

Solange die Behälter intakt sind, ändert sich das Inventar in den Behältern durch den radioaktiven Zerfall und die Bildung von Tochternukliden. Nach dem Versagen der Behälter werden die Radionuklide mobilisiert und transportiert. Es wird angenommen, dass alle Behälter im Endlager gleichzeitig versagen. Die Radionuklide werden im Porenwasser gelöst. Ein Teil der Radionuklide wird unter Umständen wieder ausgefällt, falls ihre Löslichkeitsgrenzen erreicht werden. Es werden keine zeitlichen oder räumlichen Änderungen der chemischen Lösungszusammensetzung berücksichtigt. Daher werden Radionuklide – wenn überhaupt – nur im Behälter wieder ausgefällt.

Während des Transports bleiben einmal gelöste Radionuklide immer in Lösung. Die Radionuklide werden diffusiv zuerst durch den Versatz im Grubengebäude und die Nahfeldbarrieren und dann durch das Wirtsgestein transportiert. Für die Länge der Transportstrecke im Nahfeld werden 5 m und für die im Wirtsgestein 50 m angenommen. Die Radionuklide können an den Nahfeldmaterialien oder im Wirtsgestein sorbiert werden, wodurch sich der Transport verzögert. Es wird der Radionuklidstrom in einem Abstand von 50 m vom Grubengebäude berechnet. Dabei wird angenommen, dass die Konzentration der Radionuklide in diesem Abstand z. B. durch eine Grundwasserströmung immer nahe null gehalten wird. Dadurch werden in konservativer Weise maximale Radionuklidströme berechnet. Für die Berechnung des Indikators der potenziellen Strahlenexposition am Rand des



Wirtsgesteins werden entsprechend dem Vorgehen in der VSG (Larue et al. 2013) die Dosiskonversionsfaktoren von Pröhl & Gering (2002) und ein Wasservolumen von 5000 m<sup>3</sup> zu Grunde gelegt. Eine schematische Darstellung des Modells zur Berechnung des Radionuklidtransports mit CLAYPOS zeigt Abb. 4.2.

Abb. 4.2: Schematische Darstellung des Modells zur Berechnung des Radionuklidtransports mit CLAYPOS

Aus den bisher durchgeführten Rechnungen zur Radionuklidausbreitung in Ton (z. B. Nagra 2002a, Rübel et al. 2007) ist bekannt, dass I-129 üblicherweise das wichtigste Radionuklid für die potenzielle Strahlenexposition zum Zeitpunkt der maximalen potenziellen Strahlenexposition ist. Auf Grund der Ungewissheiten im Sorptionsverhalten von Iod wurde in der Rechnung keine Sorption von Iod im Nahfeld oder dem Wirtsgestein angenommen. Weiterhin wurde für Iod keine Begrenzung der Löslichkeit angenommen. Drei Prozent des Iod werden direkt nach dem Versagen der Behälter, die restlichen 97% werden über eine Million Jahre mit konstanter Rate mobilisiert.

Das Ergebnis der Rechnung ist in Abb. 4.3 dargestellt. Da der Radionuklidstrom am Ende des Nachweiszeitraums von einer Million Jahren noch ansteigt, ist in den Abbildungen ein Zeitraum bis 10 Millionen Jahren dargestellt. Der Zeitraum nach dem eigentlichen Nachweiszeitraum ist dabei zur Verdeutlichung grau hinterlegt. Es muss hier noch einmal darauf hingewiesen werden, dass auf Grund des exemplarischen Charakters der Rechnung, den sehr konservativen Annahmen und der großen Ungewissheiten in den zu Grunde liegenden Daten – insbesondere bei den Diffusionskoeffizienten und den Sorptionskoeffizienten – die Rechnungen nicht dazu geeignet sind eine Aussage über die notwendige Größe eines ewG bzw. Einhaltung von Schutzziele zu machen.

Abb. 4.3 zeigt einen Indikator, der einer potenziellen Strahlenexposition auf Grund des Radionuklidstroms an der Grenzfläche in einer Entfernung von 50 m zum Endlager entspricht. Der Maximalwert des Indikators wird vor allem durch das Radionuklid I-129 bestimmt. Weitere Radionuklide mit einem Beitrag sind Cl-36 und Se-79. Die Vernachlässigung der Sorption von I-129 ist wie bereits gesagt eine konservative Annahme. Bereits eine sehr geringe Sorption von Iod am Wirtsgestein würde zu einer wesentlichen Verzögerung des Transports und damit zu einer Verringerung des Radionuklidstroms im Nachweiszeitraum führen. In Abb. 4.4 ist beispielhaft der Einfluss eines geringen Sorptionskoeffizienten von  $k_d = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{kg}$  dargestellt. Dieser geringe Sorptionskoeffizient reicht aus, dass das Radionuklid I-129 während des Nachweiszeitraums von 1 Million Jahren praktisch vollständig innerhalb des Bereichs von 50 m zurückgehalten wird.

In Abb. 4.5 ist zusätzlich dargestellt, wie sich eine Variation der Transportdistanz im Wirtsgestein auf das Ergebnis der Berechnung auswirkt. Erwartungsgemäß sinkt der Maximalwert des Indikators mit zunehmender Transportdistanz durch das Wirtsgestein. Bei einer Verdopplung der Transportdistanz von 50 m auf 100 m sinkt der Maximalwert des Indikators um einen Faktor 3,5. Der bedeutendere Einfluss ist jedoch, dass durch die größere Transportdistanz auch eine Verzögerung des Radionuklidtransports auftritt. Dadurch tritt das Maximum des Indikators erst nach dem Ende des Nachweiszeitraums auf, was zu einem geringeren Maximalwert innerhalb des Nachweiszeitraums führt. So sinkt der bis zum Ende des Nachweiszeitraums von 1 Million Jahren erreichte Maximalwert bei einer Verdopplung der Transportdistanz von 50 m auf 100 m um den Faktor 890.

Tab. 4.9: Die wichtigsten verwendeten Parameter für die Modellierung des Radionuklidtransports mit dem Modul CLAYPOS

| Parameter                                              | Wert                                     |
|--------------------------------------------------------|------------------------------------------|
| <b>Geometriedaten</b>                                  |                                          |
| Repräsentative Endlagerfläche pro Bohrloch             | [m <sup>2</sup> ] 730                    |
| Transportstrecke im Nahfeld                            | [m] 5                                    |
| Transportstrecke im Wirtsgestein (Variationen)         | [m] 50                                   |
| <b>Daten zum Inventar und zur Mobilisierung</b>        |                                          |
| Anzahl Bohrlöcher                                      | 6400                                     |
| Anzahl DWR-BE pro Bohrloch                             | 6                                        |
| Inventar I-129 pro Bohrloch                            | [Bq] $5,1 \cdot 10^9$                    |
| Anteil des I-129 Inventars in der Matrix               | [%] 97                                   |
| Anteil des I-129 Inventars in der IRF                  | [%] 3                                    |
| Mobilisierungsrate der Radionuklide aus der der Matrix | [1/a] $1 \cdot 10^{-6}$                  |
| Zwischenlagerzeit                                      | [a] 40                                   |
| Behälterlebensdauer                                    | [a] 1000                                 |
| <b>Transportparameter</b>                              |                                          |
| Löslichkeitsgrenze Iod                                 | [Mol/m <sup>3</sup> ] 0                  |
| Porosität im Versatzmaterial                           | 0,36                                     |
| Porosität im Wirtsgestein                              | 0,05                                     |
| K <sub>d</sub> -Wert von Iod im Versatzmaterial        | [m <sup>3</sup> /kg] 0                   |
| K <sub>d</sub> -Wert von Iod im Wirtsgestein           | [m <sup>3</sup> /kg] 0                   |
| Diffusionskoeffizient von Iod im Versatzmaterial       | [m <sup>2</sup> /s] $5,5 \cdot 10^{-10}$ |
| Diffusionskoeffizient von Iod im Wirtsgestein          | [m <sup>2</sup> /s] $1 \cdot 10^{-11}$   |

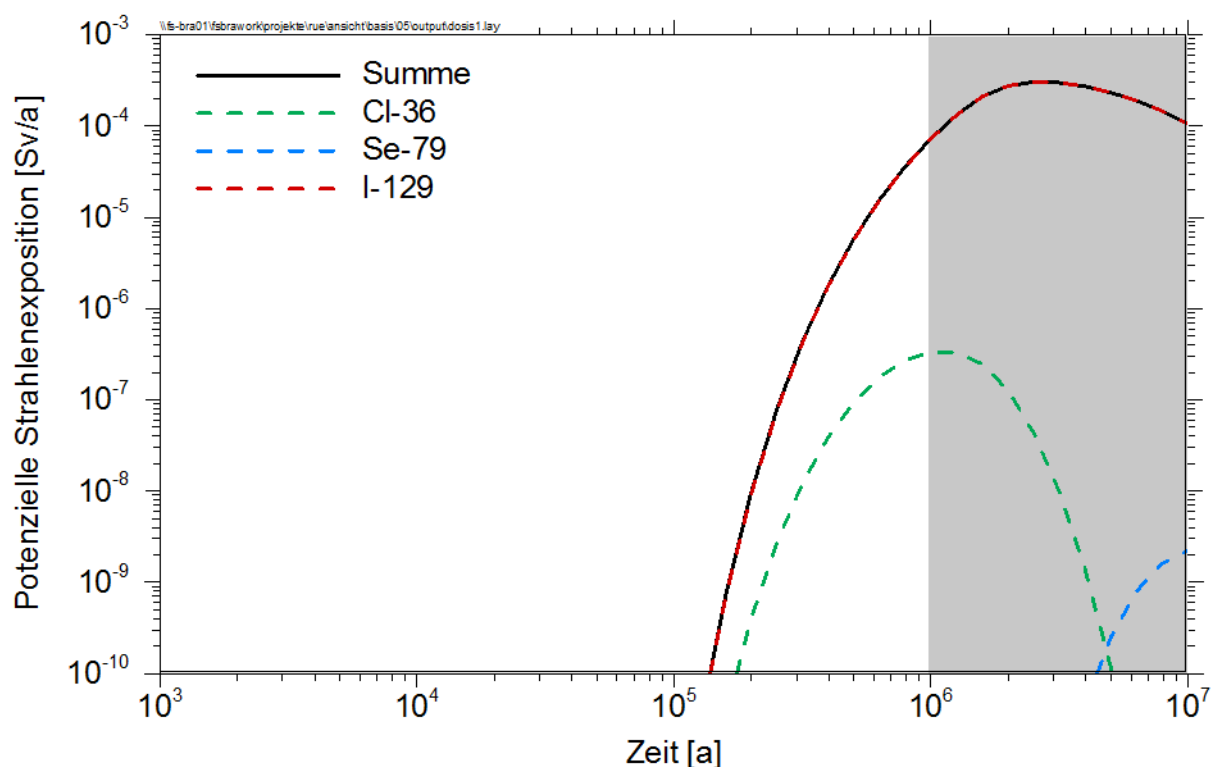


Abb. 4.3: Beitrag einzelner Radionuklide zum Indikator der dem Radionuklidstrom entsprechenden potenziellen Strahlenexposition bei einem Abstand zum Endlager von 50 m

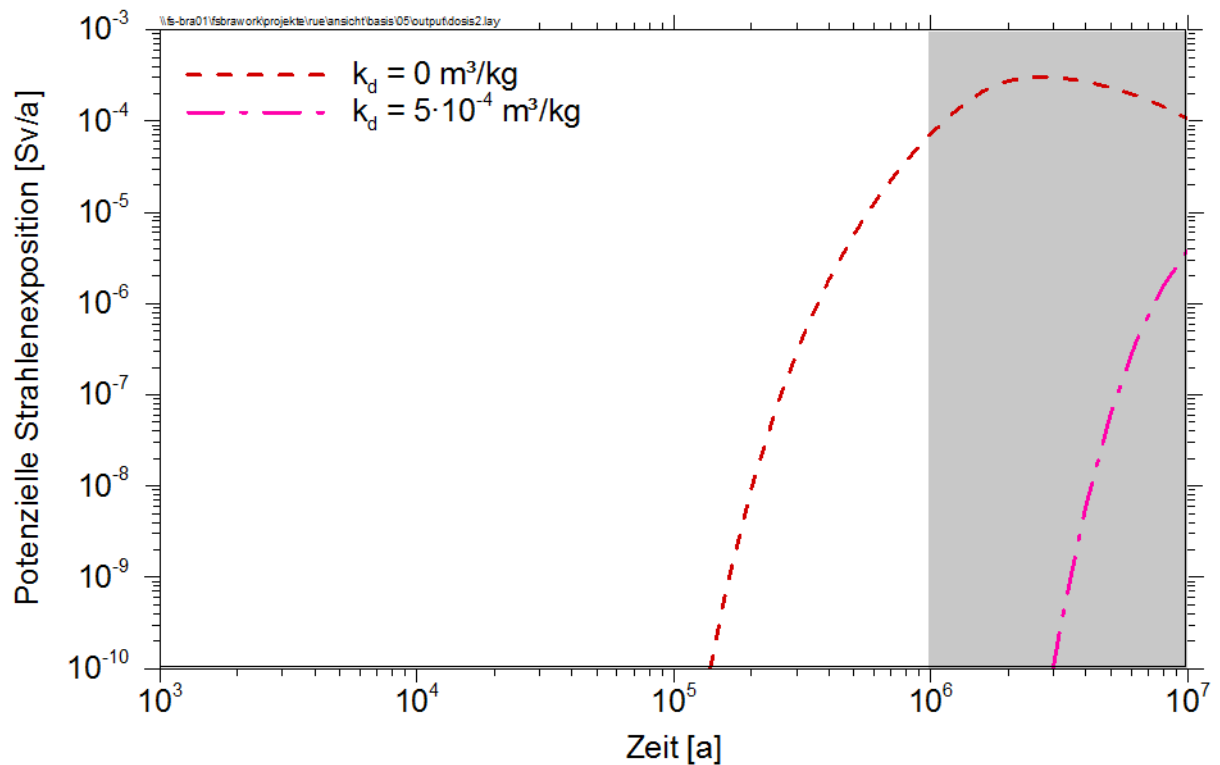


Abb. 4.4: Indikator der dem Radionuklidstrom entsprechenden potenziellen Strahlenexposition bei einem Abstand zum Endlager von 50 m bei einer Variation des  $k_d$ -Werts für die Sorption von Iod am Wirtsgestein

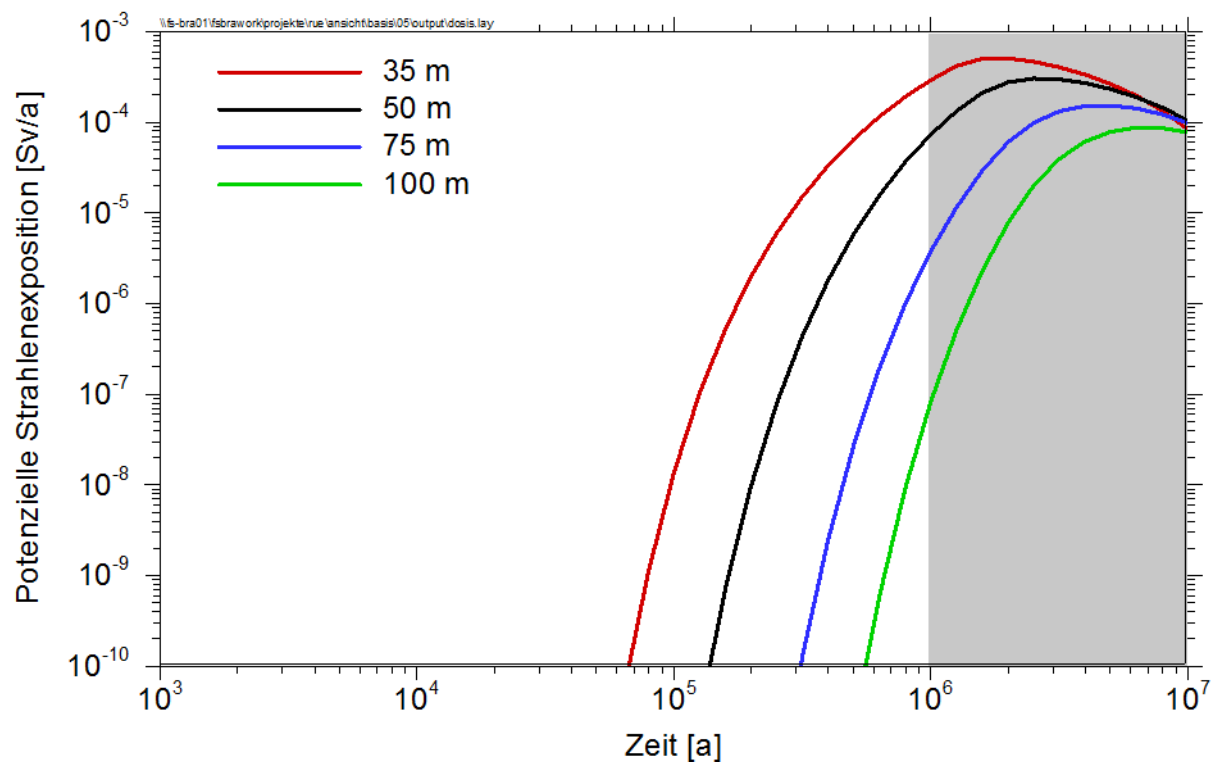


Abb. 4.5: Indikator der dem Radionuklidstrom entsprechenden potenziellen Strahlenexposition in Abhängigkeit vom Abstand zum Endlager

#### 4.3.2 Freisetzung von gasförmigem C-14 entlang der Strecken und Schächte

Neben der Freisetzung gelöster Radionuklide ist auch eine Freisetzung gasförmiger Radionuklide zusammen mit dem Gasstrom entlang von Strecken und Schächten möglich. Der Gasstrom entsteht dabei hauptsächlich durch die Metallkorrosion der Endlagerbehälter und im Falle der Bohrlochlagerung zusätzlich der Bohrlochverrohrungen. Prozessanalysen zum Gastransport in den Strecken und Schächten des Endlagers wurden mit Hilfe des Programms TOUGH2 durchgeführt und sind in Rübel (2016) und Burlaka (2016) beschrieben. Auf Basis dieser durchgeführten Rechnungen soll im Folgenden der Radionuklidstrom aus dem Endlager untersucht werden. Dabei wird im Folgenden C-14 als Radionuklid betrachtet. Dieses kann in signifikanten Mengen im gasförmigen Zustand vorkommen und wurde auch bei den meisten bisher im internationalen Rahmen durchgeführten Sicherheitsanalysen für Endlager im Ton betrachtet (z. B. Nagra 2002a). Die im Rahmen der Prozessanalysen zum Gastransport durchgeführten Rechnungen zeigen, dass es erst zu einem späten Zeitpunkt zu einer Freisetzung von Gasen aus dem Endlager über den Schacht kommt. Es wird erwartet, dass diese Verzögerung der Gasfreisetzung zu einer signifikanten Verringerung des C-14-Inventars führt, da C-14 mit 5730 Jahren eine vergleichsweise geringe Halbwertszeit hat. Dieser Effekt soll im Folgenden genauer quantifiziert werden.

Die Mobilisierung von gasförmigen C-14 aus aktivierten Metallen, wie den Hüllrohren und Strukturteilen abgebrannter Brennelemente und den abgebrannten Brennelementen selbst ist mit großen Ungewissheiten behaftet und Gegenstand der Forschung. Für die folgenden Abschätzungen wird eine Mobilisierung angenommen, wie sie in Rübel et al. (2013) beschrieben wurde. Demnach liegen die als IRF benannten Anteile des C-14 Inventars als Oxidfilm vor, der innerhalb 400 Jahren aufgelöst wird. Der restliche Anteil des in den Hüllrohren befindliche C-14 wird durch kongruente Korrosion des Zirkalloy innerhalb von 20.000 Jahren freigesetzt. Das C-14 in der Brennstoffmatrix wird kongruent mit der Korrosion der Brennstoffmatrix freigesetzt. Die Freisetzung des letztgenannten Anteils ist so langsam, dass er für die C-14-Konzentration in der Gasphase keine Rolle spielt. Die Daten zum C-14-Inventar und der Mobilisierung sind in Tab. 4.10 zusammengefasst. Die resultierende Quellrate von C-14 pro Einlagerungsfeld im TOUGH2-Modell zeigt Abb. 4.6.

Die durchgeführten Rechnungen zur C-14-Ausbreitung in der Gasphase entsprechen dem Rechenfall A2 der Prozessmodellierungen (Rübel 2016). Die Eingangsdaten des Rechenfalls sind in Tab. 4.11 zusammengefasst, und die Struktur des Modells ist in Abb. 4.7 dargestellt. Die Quellenangaben der Daten und weitere Informationen sind im Bericht zu den Prozessmodellierungen mit aufgeführt. Es soll darauf hingewiesen werden, dass mit diesem Modell nur ein Teil des Grubengebäudes modelliert wird. Bei einer Modellierung des gesamten Grubengebäudes ist daher ein proportional höherer Wert der Radionuklidströme zu erwarten. Unter Umständen ist auch eine andere Ausprägung der Gasströme möglich, die sich zusätzlich auf die Radionuklidfreisetzung auswirken kann. Im Gegensatz zum Rechenfall A2 wurde im Folgenden das TOUGH2-Modul EOS7R zur Modellierung der Radionuklidausbreitung eingesetzt. Dadurch sind unter Umständen leichte Abweichungen in den Ergebnissen gegenüber den Prozessmodellierungen zu erwarten.

Tab. 4.10: Daten zum C 14-Inventar und der Mobilisierung

| Abfallkomponente |                | Anteil [%] | Mobilisierungsdauer [a] | C-14 Inventar [GBq / Bohrloch] |
|------------------|----------------|------------|-------------------------|--------------------------------|
| Hüllrohre        | Zirkonia (IRF) | 9,2        | 400                     | 10,8                           |
|                  | Zirkalloy      | 36,8       | 20.000                  | 43,3                           |
| Brennstoffmatrix | IRF            | 5,4        | 400                     | 6,4                            |
|                  | Matrix         | 48,6       | 1.000.000               | 57,2                           |
| Summe            |                | 100,0      |                         | 118,0                          |

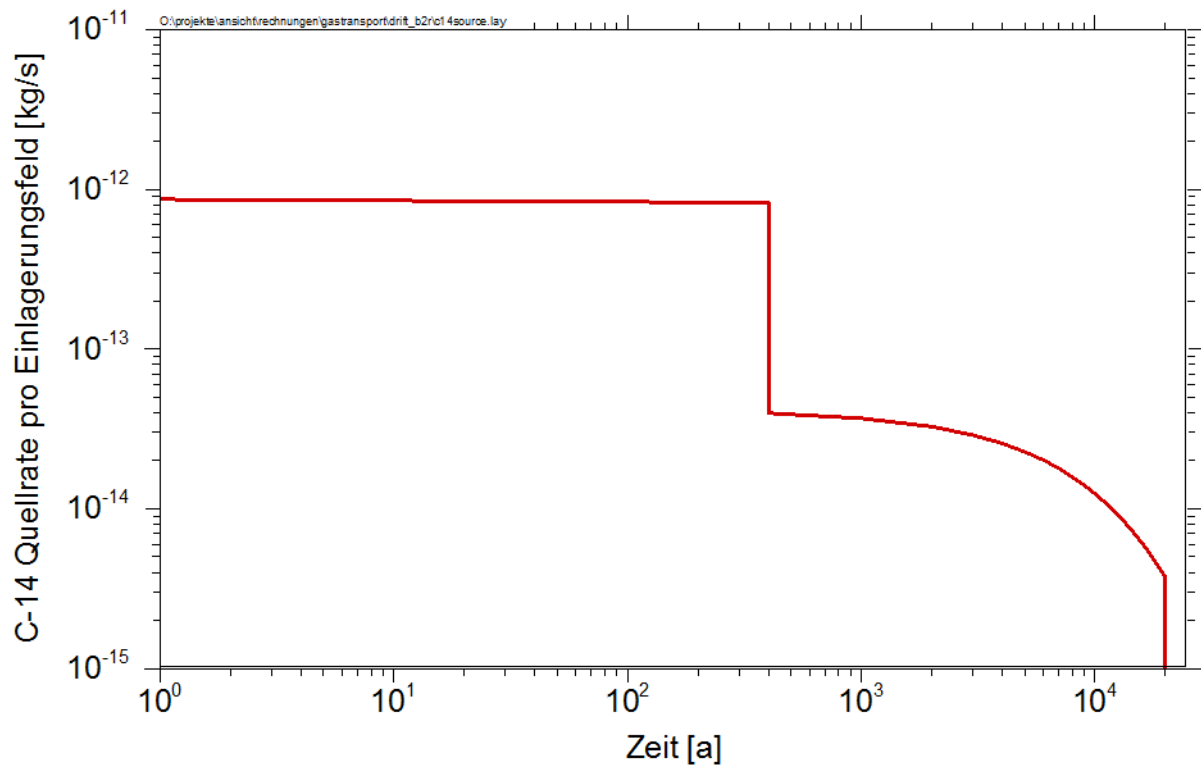


Abb. 4.6: Quellrate von C 14 pro Einlagerungsfeld im TOUGH2-Modell

Tab. 4.11: Die wichtigsten Eingabedaten für die Modellierung des Radionuklidtransports mit TOUGH2

| Parameter                                             |                      | Wert              |
|-------------------------------------------------------|----------------------|-------------------|
| <b>Hydraulische Parameter</b>                         |                      |                   |
| Hydrostatischer Druck an der Modelloberkante          | [MPa]                | 2,7               |
| Porosität                                             |                      | 0,3               |
| Permeabilität Versatz                                 | [m <sup>2</sup> ]    | 10 <sup>-17</sup> |
| Permeabilität Verschluss                              | [m <sup>2</sup> ]    | 10 <sup>-19</sup> |
| Dichte                                                | [kg/m <sup>3</sup> ] | 2650              |
| <b>Zweiphasenparameter</b>                            |                      |                   |
| Anfängliche Sättigung Versatz                         |                      | 0,6               |
| Anfängliche Sättigung Verschluss                      |                      | 0,9               |
| Formparameter $\lambda$                               |                      | 0,43              |
| Residuale Wassersättigung der relativen Permeabilität |                      | 0,25              |
| Residuale Wassersättigung in der Kapillardruckkurve   |                      | 0,2               |
| Maximale Wassersättigung                              |                      | 1                 |
| Residuale Gassättigung                                |                      | 0,2               |
| Gaseindringdruck $P_0$                                | [MPa]                | 0,5               |
| Porenkompressibilität                                 | [MPa]                | 26.110            |
| Klinkenberg Parameter                                 | [MPa]                | 7,0               |

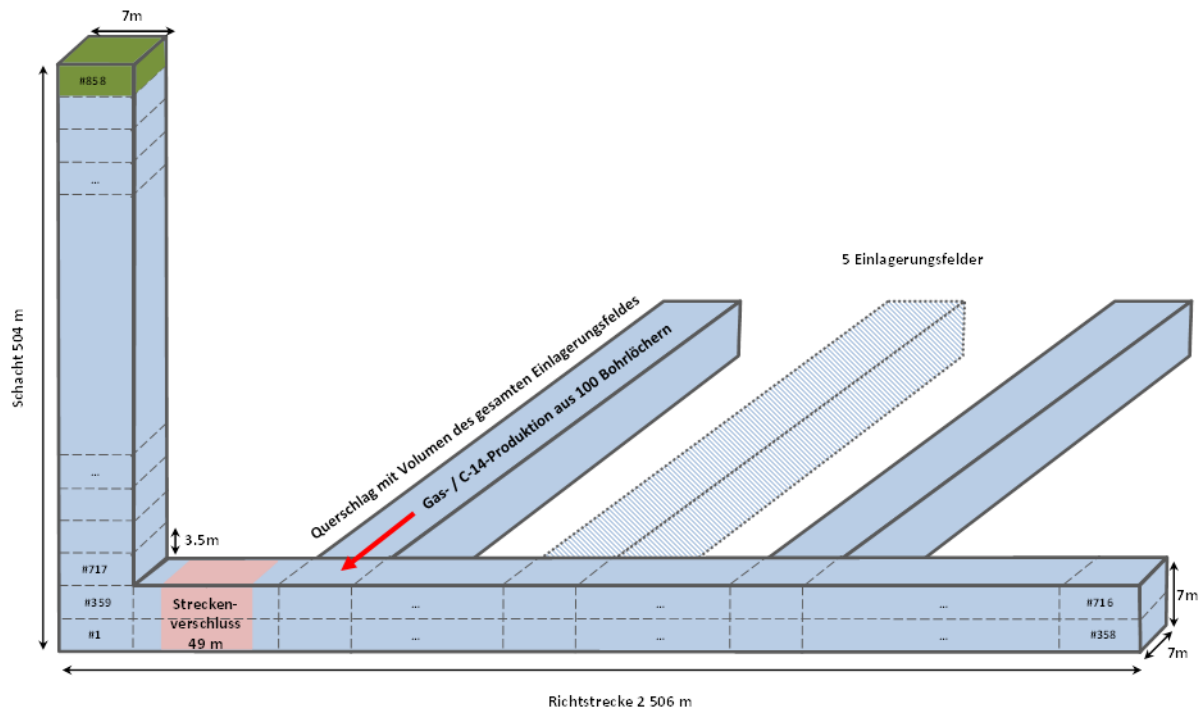


Abb. 4.7: Schematische Darstellung des Modells zur Berechnung des Radionuklidtransports mit TOUGH2 (nicht maßstabsgetreu)

Abb. 4.8 zeigt die zeitliche Entwicklung des Drucks, des Gasflusses und der C-14-Konzentration in der Gasphase im Schacht in 50 m Abstand zur Endlagerteufe. Damit entspricht diese Abbildung weitgehend der Abbildung 3-5 im Bericht zu den Prozessanalysen (Rübel 2016), wobei sich die Abbildung dort auf den Rechenfall A1 und somit auf die Betrachtung von Wasserstoff anstatt von Luft als transportiertem Gas bezieht. Trotz der Verwendung eines anderen TOUGH2-Moduls und der Betrachtung von Wasserstoff anstatt von Luft, sind die Kurven für den Druck und den Gasfluss in der Größenordnung vergleichbar. Ein Unterschied ergibt sich für den Zeitpunkt des Einsetzens des Gasflusses. Das frühere Einsetzen des Gasflusses im Fall des Rechenfalles A1 ist vermutlich auf eine höhere Mobilität von Wasserstoff zurückzuführen.

In Abb. 4.9 ist zu sehen, dass im Schacht nach einigen 1000 Jahren eine Konzentration von C-14 in einem Abstand von 50 m zum Grubengebäude errechnet wird. Diese C-14-Konzentration ist vor allem auf eine diffusive Ausbreitung von C-14 in der Gasphase zurückzuführen, da zu diesem Zeitpunkt noch kein Gasstrom aus dem Endlager an dieser Stelle auftritt. Abb. 4.9 und Abb. 4.10 zeigen zum Vergleich zusätzlich die zeitliche Entwicklung des Drucks, des Gasflusses und der C-14-Konzentration in der Gasphase an der Außenkante, bzw. an der Innenkante des Streckenverschlusses. In der Strecke wird schon zu frühen Zeiten eine Gasströmung ermittelt. In allen Fällen steigt die Konzentration von C-14 in der Gasphase erst nach etwa 1000 Jahren deutlich an. Dies ist zurückzuführen zum einen auf die Freisetzungsdauer von 400 Jahren des überwiegenden Anteils des C-14 und zum anderen auf die Transportdauer des C-14 aus den Einlagerungsbereichen bis zu dem Ort für den die Konzentration aufgetragen wurde. In allen Fällen sinkt die C-14-Konzentration nach einigen 10.000 Jahren auf Grund des radioaktiven Zerfalls des C-14 wieder deutlich ab. Der advektiv transportierte Anteil des C-14 beträgt an der Außenkante des Streckenverschlusses nach etwa 10.000 Jahren entsprechend Abb. 4.9 im Maximum etwa 120 Bq/a.

Eine zusätzliche Abschätzung des C-14-Stroms aus dem Ergebnis für den Gasstrom lässt sich auch unter der Annahme einer Gleichverteilung des C-14 im Gas errechnen. Die An-

nahme erscheint daher gerechtfertigt, da der Hauptteil der Gase im Endlager aus der Korrosion des Eisens in den Einlagerungsbohrlöchern stammt und somit den gleichen Ort der Quelle wie das C-14 hat und somit gemeinsam transportiert wird. Zu beachten ist allerdings, dass die Gasproduktion bereits nach 12.000 Jahren endet, während die C-14-Freisetzung bis 20.000 Jahre anhält. Die insgesamt im Modell gebildete Gasmenge für 5 Einlagerungsfelder à 100 Bohrlöcher beträgt  $1,9 \cdot 10^7 \text{ Nm}^3$ . Demgegenüber ist das Luftvolumen im teilgesättigten Porenraum von  $1,3 \cdot 10^5 \text{ Nm}^3$  praktisch zu vernachlässigen. Die im Modell freigesetzte C-14 Menge beträgt etwa  $5,9 \cdot 10^{13} \text{ Bq}$ , woraus sich eine C-14-Konzentration im Gas von etwa  $3,15 \text{ MBq/Nm}^3$  ergibt. Diese Konzentration muss für einen zu betrachtenden Zeitpunkt entsprechend der Halbwertszeit von 5730 Jahren zerfallskorrigiert werden. So beträgt die entsprechende C-14-Konzentration nach 10.000 Jahren nur noch  $0,94 \text{ MBq/Nm}^3$ . Ein berechneter Gasstrom von  $1 \text{ kg/a}$  entspricht für Luft etwa  $0,7 \text{ Nm}^3/\text{a}$ . Der errechnete Gasstrom von  $5 \cdot 10^{-4} \text{ kg/a}$  an der Außenkante des Streckenverschlusses zum Zeitpunkt von 10.000 Jahren entsprechend Abb. 4.9 ergibt somit einen C-14-Strom von  $330 \text{ Bq/a}$ . Dieser Wert passt innerhalb einer zu erwartenden Bandbreite zu dem vorher angegebenen Wert. Der etwas geringere Wert in der TOUGH2-Rechnung lässt darauf schließen, dass die Gleichverteilung des C-14 nicht vollständig gegeben ist und der zuerst freigesetzte Gasstrom eine geringere C-14-Konzentration enthält. Auf diese Art lassen sich prinzipiell auch andere Rechnungen zum Gastransport auf den Radionuklidtransport übertragen.

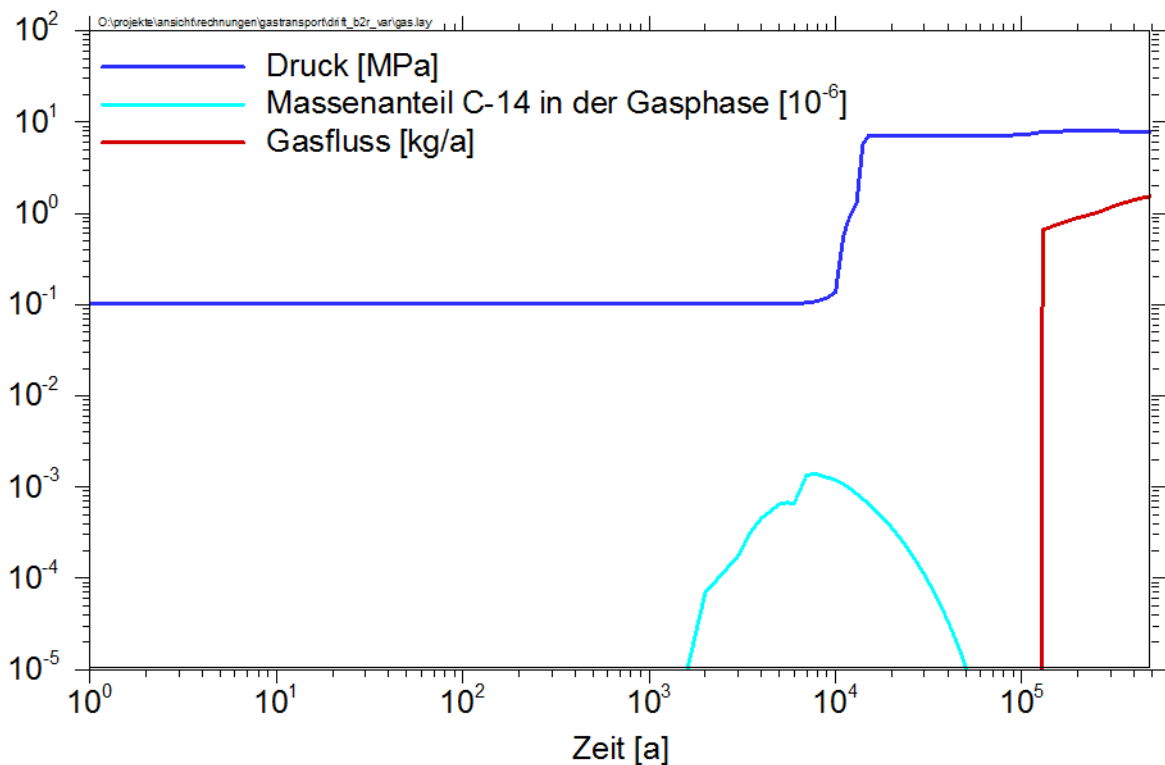


Abb. 4.8: Druck, Gasfluss und C-14-Gehalt in der Gasphase im Schacht in einem Abstand von 50 m zum Grubengebäude

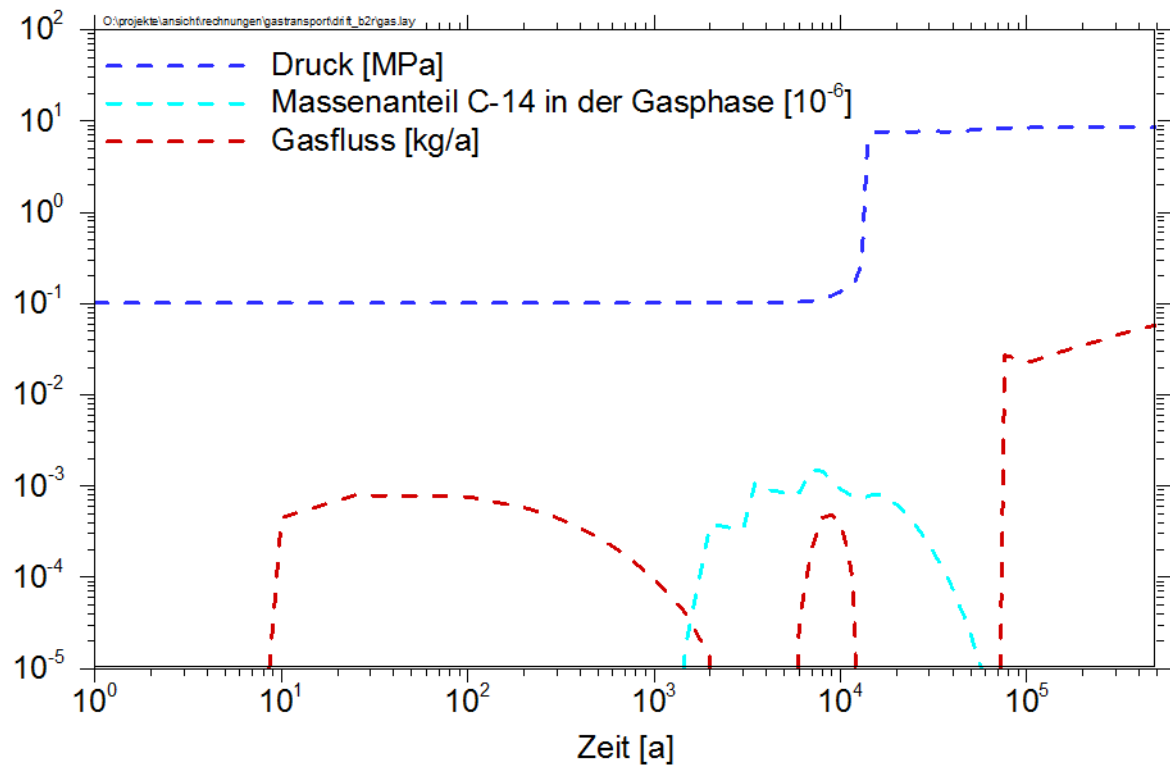


Abb. 4.9: Druck, Gasfluss und C-14-Gehalt in der Gasphase an der Außenkante des Streckenverschlusses

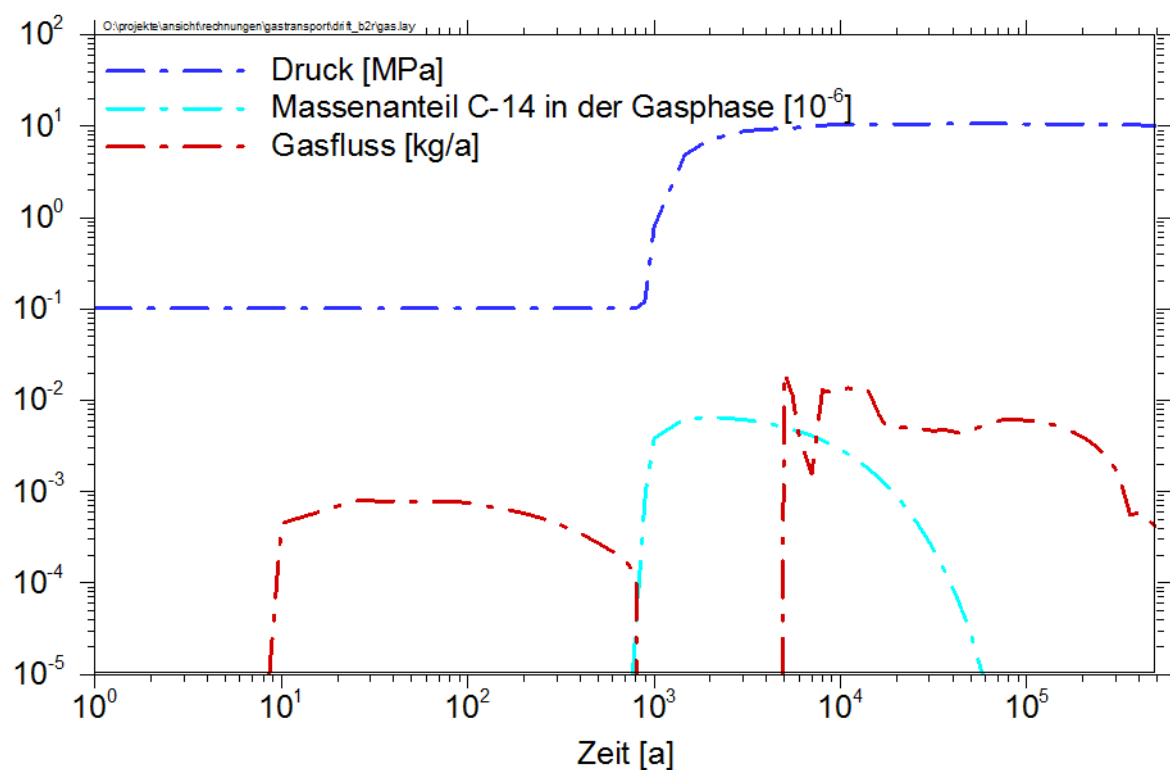


Abb. 4.10: Druck, Gasfluss und C-14-Gehalt in der Gasphase an der Innenkante des Streckenverschlusses

#### 4.3.3 Fazit

Die Rechnungen zur Freisetzung gelöster Radionuklide per Diffusion durch das Wirtsgestein bestätigen die Ergebnisse früherer Projekte (wie z. B. Rübel 2007), nämlich dass der berechnete Radionuklidstrom am Rand des ewG sehr sensitiv auf bestimmte Transportparameter reagiert. Insbesondere hervorzuheben ist dabei der Sorptionskoeffizient der Radionuklide am Wirtsgestein. Radionuklide deren Sorptionskoeffizient über einem bestimmten Schwellwert liegt, erfahren einen so langsamen Transport, dass sie über den gesamten Nachweiszeitraum hinweg im ewG zurückgehalten werden. Eine entsprechend starke Sorption ist z. B. für alle Aktiniden anzunehmen, für die keine Freisetzung aus dem ewG zu erwarten ist.

Im Hinblick auf die Freisetzung aus dem ewG sind jene Radionuklide relevant, für die keine oder nur eine sehr schwache Sorption im Wirtsgestein besteht und die eine ausreichend lange Halbwertszeit haben, dass sie nicht bereits während der langen Transportzeit durch den langsamen diffusiven Transport im Wirtsgestein weitgehend zerfallen. Radionuklide, für die beide Voraussetzungen gegeben sind, sind vor allem Cl-36, Se-79 und I-129 und mit Einschränkungen auch C-14. Diese vier Radionuklide zeigen in allen nationalen und internationalen Untersuchungen der Ausbreitung gelöster Radionuklide aus einem Endlager im Ton die größte Relevanz. Bei C-14 gilt dies nur mit Einschränkungen, da die Halbwertszeit mit 5730 Jahren eher gering ist, so dass im Allgemeinen C-14 praktisch vollständig auf dem Transportweg zerfällt, bis es aus dem Wirtsgestein frei gesetzt wird.

Die durchgeführten Beispielrechnungen zeigen, dass für das Radionuklid I-129, das die größte Freisetzung am Rand des ewG aufweist, bereits eine Berücksichtigung einer geringfügigen Sorption dazu führt, dass eine relevante Freisetzung erst nach dem Ende des Nachweiszeitraums erfolgt.

Die Rechnungen zur Freisetzung von gasförmigen C-14 zeigen, dass durch die Durchmischung und den Transport im Grubengebäude eine signifikante Verzögerung des C-14 erfolgt, wodurch bereits der Zerfall des C-14 wirksam wird. Die durchgeführten Rechnungen können allerdings nur einen beispielhaften Charakter haben. Wie die Variationsrechnungen zum Gastransport und der Entwicklung des Gasdrucks gezeigt haben (Rübel 2016), zeigt die Gasdruckentwicklung je nach angenommenen Parametern eine große Bandbreite. Es ist zu erwarten, dass sich diese Bandbreite auch auf den C-14-Strom am Rand des ewG auswirkt.

#### 4.4 Offene Fragen mit Blick auf die radiologische Nachweisführung

In den vorangegangenen Abschnitten wurde an unterschiedlichen Stellen Forschungs- und Entwicklungsbedarf identifiziert. Diese Fragen werden im Folgenden kurz zusammengefasst.

Offene Fragen bezüglich des Prozessverständnisses:

- Relevanz der Advektion als Transportprozess in dem Zeitraum der transienten Phase, bis das Endlager wieder in einem Zustand thermischen und hydrostatischen Gleichgewichts ist.
  - Welchen Einfluss haben die Lösungsströme zur Aufsättigung des Versatzes auf den Radionuklidtransport und inwieweit findet in dem teilgesättigten Versatz ein Radionuklidtransport in Lösung statt?
  - Welche Auswirkung hat die thermische Expansion der Lösung auf die Lösungsbewegung und den Radionuklidtransport?
  - Kann die Auflösung von Materialien mit Zementphasen, wie z. B. der Streckenausbau eventuell Dichteunterschiede in der Lösung hervorrufen, die konvektive Strömungen zur Folge haben?

- Modell für den Transportprozess von Gasen im ungestörten Tongestein und in kompaktiertem Bentonit bei einer Porenaufweitung.
- Prognose der zeitlichen Entwicklung des Systems aus Streckenversatz und Streckenausbau im Hinblick auf die zu erwartenden Werte der Modellparameter Porosität, Permeabilität und 2-Phasen-Parametern.
- Einfluss der eingebrachten Materialien und von Mikroben auf die Korrosion der Behälter zur besseren Quantifizierung der Behälterlebensdauer.

Offene Fragen bezüglich der einzusetzenden Rechenmodelle:

- Rechenmodell für den Gas- und Lösungstransport im Grubengebäude. Dieser Entwicklungsbedarf wird nach dem derzeitigen Stand weitgehend von der derzeitigen Entwicklung des Nahfeldmoduls NaTREND abgedeckt.
- Rechenmodell für das gesamte Endlagersystem. Dieser Entwicklungsbedarf kann erst dann abgedeckt werden, wenn ein Modell für den Transport von Gasen im Wirtsgestein vorliegt (siehe offene Fragen zum Prozessverständnis).

Offene Fragen bezüglich der Datenbasis:

- Verbesserung der Datenlage zur Durchführung orientierender Sicherheitsanalysen, insbesondere die Bestimmung standortspezifischer Diffusionskoeffizienten und Sorptionskoeffizienten für die betrachteten Wirtsgesteine.
- Quantifizierung der IRF für die dosisrelevanten Radionuklide, insbesondere I-129. Zu diesem Thema wurde Anfang 2015 der Abschlussbericht des europäischen Forschungsprojekts „First Nuclides“ veröffentlicht. Die Ergebnisse dieses Projekts müssen zuerst im Hinblick auf die langzeitsicherheitsanalytische Relevanz überprüft werden, bevor weiterer Forschungsbedarf spezifiziert werden kann.

## 5 Zusammenfassung und Bewertung

Im Rahmen dieses Berichtes wird erläutert, wie auf Basis vorgegebener Nachweiskriterien, die einzelnen Nachweise rechnerisch geführt werden können. Die Vorgehensweise wird anhand einzelner Beispiele

- zum Nachweis zur Integrität der geologischen Barriere,
- zum Nachweis der Integrität der geotechnischen Barrieren und
- zum radiologischen Nachweis

erläutert. Im Folgenden sind die wesentlichen Ergebnisse zusammengefasst.

### Nachweis zur Integrität der geologischen Barriere

Im ersten Teil wurde eine Methodik zum Nachweis der Integrität der geologischen Barriere dargestellt. Vor diesem Hintergrund wurden drei Modellberechnungen exemplarisch durchgeführt und ausgewertet. Der Integritätsnachweis basiert dabei auf den Sicherheitsanforderungen (BMU 2010) und den darin angegebenen Integritätskriterien sowie deren Quantifizierung in Jobmann et al. (2015). Es wird vorgeschlagen, den Nachweis anhand mehrerer Berechnungsmodelle zu führen, die sich im Detaillierungsgrad, der Größe und den berücksichtigten Prozessen unterscheiden. Nach diesem Ansatz sind mindestens drei Modelle notwendig: A) ein 3D-Übersichtsmodell und B) ein 2D-Modell, die das gesamte beeinflusste Gebiet umfassen, sowie C) ein detailliertes 3D-Modell, das nur einen Teil des Wirtsgesteins sowie darüber und darunter liegendes Gestein bis zum nächsten Aquifer umfasst. Exemplarisch dargestellt wurde hier das Modell A für das Endlagerstandortmodell NORD und das Modell B für das Endlagerstandortmodell SÜD.

Es konnte gezeigt werden, dass die Ziele der Analyse mit den Modellen A und B grundsätzlich erreicht werden können. Mit dem relativ groben Modell A kann die Entwicklung der thermischen, hydraulischen und mechanischen Größen über eine Millionen Jahre mit überschaubarem numerischem Aufwand berechnet werden. Mit diesem Modell sind Auswertungen zur Integrität möglich, allerdings können diese nur abschätzenden Charakter haben, da die Diskretisierung im Wirtsgestein zu grob ist. Das Modell B weist eine genügend feine Auflösung im Nahfeld der Strecken auf, um auch dort die Integritätskriterien sinnvoll auswerten zu können. Durch den 2D-Ansatz im Modell B ist die Berücksichtigung von Entsättigungsprozessen numerisch gut handhabbar. Durch einen Vergleich mit dem Modell A kann der Fehler, der durch den 2D-Ansatz insbesondere im Fernfeld entsteht, quantifiziert werden, durch das Modell C Abweichungen im Nahfeld. Die Systemanalyse konnte nicht vollständig illustriert werden, da nur exemplarisch Berechnungen durchgeführt wurden. So fehlt insbesondere noch die Analyse von Modell C.

Weiterentwicklungen der numerischen Methoden und der Hardware könnten in Zukunft einen wesentlich größeren Rechenaufwand handhabbar machen und es so ermöglichen, alle Anforderungen an die Modellberechnungen in einem einzigen numerischen Modell zu erfüllen.

Bezüglich der betrachteten Prozesse konnten wichtige Kopplungen aufgezeigt werden, die für die Betrachtung der Integrität essenziell sind. In allen Modellberechnungen ist die hydraulisch-mechanische Kopplung für die Ergebnisse wesentlich und in Bereichen größerer Temperaturgradienten zusätzlich der Einfluss der Temperatur. Es wurde allerdings nicht untersucht, ob die Vernachlässigung von chemischen und biologischen Prozessen, wie auch der Gasbildung, vertretbar ist. Ebenso bleibt der Einfluss von Inhomogenitäten noch ungeklärt. Auch wurden mechanische und hydraulische Prozesse, insbesondere im Nahfeld, stark vereinfacht abgebildet. So wurde eine konstante Permeabilität und transversal-isotrope lineare Elastizität angesetzt unter Vernachlässigung von Viskosität, Plastizität und Schädigung sowie der mechanischen Folgen der Auffahrung. Die vom Wirtsgestein abweichenden Mate-

rialeigenschaften von Versatz- und Abdichtungsmaterial sowie Änderungen der Materialeigenschaften in der gestörten Zone blieben unberücksichtigt. Für Nahfeldbetrachtungen sollten diese Prozesse mit einbezogen werden. Es verbleibt zu prüfen, in wie weit Prozesse im Nahfeld der Behälter und im Endlagerbergwerk bei der Integritätsbetrachtung der geologischen Barriere berücksichtigt werden müssen.

Unsicherheiten entstehen bei der numerischen Modellierung auch durch die Varianz in den Materialparametern. Eine Sensitivitätsuntersuchung wäre im Rahmen einer Sicherheitsanalyse daher wichtig. Dies stellt eine Herausforderung dar, weil, bedingt durch die Kopplung, verschiedene Kombinationen von einer großen Anzahl von Materialparametern untersucht werden müssten. Das oft angewendete Konzept von konservativen Abschätzungen oder Sicherheitsaufschlägen greift hier zu kurz, da es sich um ein stark gekoppeltes System handelt, bei dem nicht ein Wirkungsmechanismus unabhängig von anderen betrachtet werden kann. Beispielsweise führt eine Verringerung der Permeabilität zu geringeren Fließraten und wirkt so positiv auf das Advektions-Kriterium; andererseits wird eine temperaturinduzierte Porenwasserdruckerhöhung verstärkt, was negativ auf das Fluidruck-Kriterium wirkt.

Das verwendete Softwaresystem, OpenGeoSys (OGS) hat sich für die dargestellten Berechnungen als geeignet erwiesen. Das offene Konzept ermöglicht einen direkten Zugriff auf den Quellcode, sodass die verwendeten Methoden im Detail einsehbar sind und evtl. notwendige Ergänzungen direkt umgesetzt werden können. OGS wird zurzeit von mehreren Forschungsgruppen eingesetzt und fortentwickelt. Dadurch bleibt die Kontinuität und Zukunftsfähigkeit gewährleistet.

### **Nachweis der Integrität der geotechnischen Barrieren**

Im zweiten Teil wurde erläutert, auf welche Weise die einzelnen Nachweise für die verschiedenen Abdichtbauwerke geführt werden können.

Dieser Nachweis teilt sich insgesamt in zwei Blöcke auf. Im ersten Block muss die strukturelle Integrität jedes einzelnen Abdichtbauwerkes gezeigt werden. Die beschriebene Nachweismethode greift dabei auf qualifizierte Verfahren zurück, die im Rahmen der internationalen EUROCODE-Standards dokumentiert sind. Darin werden die nachweislich herstellbaren Widerstandsfähigkeiten einer Barriere mit ihren im Laufe der Endlagerentwicklung zu erwartenden Belastungen verglichen. Kann unter Berücksichtigung ausreichender Sicherheiten, die anhand von sogenannten Sicherheitsbeiwerten ebenfalls nach den EUROCODE-Standards spezifiziert werden, gezeigt werden, dass die Widerstände größer sind als die zu erwartenden Belastungen, gilt der Nachweis der strukturellen Integrität als geführt.

Am Beispiel des Bohrlochverschlusses wurde die Anwendung dieses Verfahrens illustriert. Die zu erwartenden Einwirkungen auf die Barriere wurden unter Zuhilfenahme des standortspezifischen FEP-Kataloges identifiziert und abdeckende Belastungsfälle abgeleitet. Es konnte gezeigt werden, dass die vorliegende Konzeption für einen Bohrlochverschluss, bestehend aus einem Dichtelement aus Bentonit und einem Widerlager aus Beton ausreichende Widerstandsfähigkeiten aufweist.

Im zweiten Block muss die ausreichend hohe Dichtheit des gesamten Verschlussystems im Strecken- und Schachtsystem gezeigt werden. Hintergrund ist der Nachweis der Einhaltung des Advektions-Kriteriums. Die Einhaltung ist nicht nur für das Wirtsgestein zu zeigen, sondern auch für das Strecken- und Schachtsystem, da auch über diesen Weg der Rand des ewG von in der Flüssigkeit transportierten Stoffen erreicht werden könnte. Zu diesem Zweck wurde ein Modell entwickelt, dass eine Serienschaltung aller Strömungswiderstände der einzelnen Barrieren berücksichtigt und damit die Migrationsgeschwindigkeit von Flüssigkeiten im Strecken- und Schachtsystem berechnen kann. Anhand verschiedener Berechnungsfälle

wurde illustriert, welche Auswirkungen der Ausfall einzelner Barrieren auf die Einhaltung des Advektions-Kriteriums haben. Für den Nachweisfall, dass nach Ausfall aller Abdichtbauwerke einzig der Streckenversatz die Strömungsbarriere darstellt, konnte die Einhaltung des Advektions-Kriteriums gezeigt werden. Es muss aber festgehalten werden, dass diese Ergebnisse nur orientierenden Charakter haben, da zum einen die Eingangsdaten eine hohe Unsicherheit aufweisen und zum anderen keine Wechselwirkungen mit dem Wirtsgestein berücksichtigt werden können, so dass mit abdeckenden Annahmen gearbeitet werden muss.

### **Radiologischer Nachweis**

Im dritten Teil wurden Analysen im Hinblick auf den radiologischen Nachweis durchgeführt. Dabei wurde insbesondere untersucht, ob die bereits vorhandenen Rechencodes geeignet sind, um diese für einen radiologische Nachweis im Tongestein zu verwenden.

Ein radiologischer Nachweis im Tongestein erfordert prinzipiell eine integrierte Modellierung des Gesamtsystems von Wirtsgestein und den Strecken und Schächten, sowohl für gelöste, wie auch für gasförmige Radionuklide. Ein entsprechend umfängliches Rechenprogramm steht derzeit in Deutschland noch nicht zur Verfügung. Für orientierende Analysen mit einer getrennten Betrachtung der einzelnen Transportpfade wird das bestehende, oder sich derzeit in Entwicklung befindliche Instrumentarium als ausreichend angesehen.

Die Ausbreitung der Schadstoffe kann advektiv mit der Lösung oder diffusiv erfolgen. In jedem Fall wird ein diffusiver Radionuklidtransport in der flüssigen Phase im Wirtsgestein und entlang der Strecken und Schächte stattfinden. Ein geringer Anteil kann unter Umständen auch advektiv transportiert werden, falls entsprechende hydraulische Gradienten existieren. Nach derzeitigem Wissen kann ein Gastransport im Wirtsgestein durch Zweiphasenfluss als gering wahrscheinlich angesehen werden. Transportprozess von Gasen im Wirtsgestein sind noch nicht vollständig verstanden. Es erscheint daher sinnvoll, die beiden Transportwege Strecken/Schächte und Wirtsgestein getrennt zu betrachten. In diesem Fall ist dann in konservativer Weise für beide Ausbreitungspfade jeweils das gesamte Inventar zu berücksichtigen. Für orientierende Sicherheitsanalysen erscheint dieses Vorgehen ausreichend. Zu diesem Zweck können die Programme CLAYPOS und NahTREND (zurzeit in der Entwicklung) eingesetzt werden.

Bezüglich Relevanz und Datenqualität der für die sicherheitsanalytische Modellierung des Schadstofftransports benötigten Eingangsdaten wird insgesamt die derzeit vorliegende Datenlage als nicht ausreichend zur Durchführung erster orientierender Sicherheitsanalysen erachtet. Die höchste Priorität zur Verbesserung der Datenlage in Bezug auf den radiologischen Nachweis hat die Bestimmung standortspezifischer Diffusions- und Sorptionskoeffizienten.

Die Rechnungen zur Freisetzung gelöster Radionuklide per Diffusion durch das Wirtsgestein zeigen, dass der berechnete Radionuklidstrom am Rand des ewG sehr sensitiv auf bestimmte Transportparameter, insbesondere der Sorptionskoeffizienten, reagiert. Radionuklide mit einem hohen Sorptionskoeffizienten, wie z. B. alle Aktiniden, werden im gesamten Nachweiszeitraum im ewG zurückgehalten. Eine Freisetzung ist vor allem von den Nukliden Cl-36, Se-79 und I-129 zu erwarten wobei speziell für I-129 eine geringe Sorption bereits ausreicht, die Freisetzung im Nachweiszeitraum zu verhindern.

## 6 Literaturverzeichnis

- AkEnd (2002). Auswahlverfahren für Endlagerstandorte. Empfehlungen des AkEnd – Arbeitskreis Auswahlverfahren Endlagerstandorte.
- Aland, H.-J., Handke, N., Leuschner, J., Bodenstein, J., Maelzer, K., Sitz, P., Gruner, M. & Springer, H. (1999). Langzeitfunktionstüchtiger Streckenverschluss aus kompaktiertem Bentonit im Bergwerk Sondershausen. Kali und Steinsalz 12 (1999) Nr. 9, S. 24 - 29 & Geotechnik 22 Nr. 1, S. 56 - 62.
- Alexander, R., Milodowski, A. E., Pitty, A. F., Hardie, S. M. L., Kemp, S. J., Korkeakoski, P., Rigas, M., Rushton, J. C., Sellin, P., Tweed, C. J. (2012): Reaction of bentonite in low-alkali cement leachates: an overview of the Cyprus Natural Analogue Project (CNAP). Mineralogical Magazine 76, 3019-3022.
- ATG (2016). Atomgesetz in der Fassung der Bekanntmachung vom 15. Juli 1985 (BGBl. I S. 1565), zuletzt geändert durch Artikel 1 des Gesetzes vom 26. Juli 2016 (BGBl. I S. 1843).
- ANDRA (2005). Dossier 2005 Argile - Evaluation of the feasibility of a geological repository in an argillaceous formation, Paris.
- Autio, J., Hassan, M. M., Karttunen, P. & Keto, P. (2012). Backfill Design, Technical Report, POSIVA 2012-15, POSIVA OY, Olkiluoto.
- Baechler, S., Lavanchy, J., Armand, G., & Cruchaudet, M. (2011). Characterisation of the hydraulic properties within the EDZ around drifts at level -490m of the Meuse/Haute-Marne URL: A methodology for consistent interpretation of hydraulic tests. Physics and Chemistry of the Earth, 36, 1922-1931.
- Barton, N. (1982). Modeling rock joint behavior from in situ block tests; implications for nuclear waste repository design. Technical Report, ONWI-308, Terra Tec Inc., Utah.
- Barton, N., Bandis, S. & Bakhtar, K. (1985). Strength, Deformation and Conductivity Coupling of Rock Joints, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 22. No 3, pp 121-140, UK.
- Biot, M. A. (1941). General Theory of Three-Dimensional Consolidation. Journal of Applied Physics, 12(2): 155-164.
- BMU (2010): Sicherheitsanforderungen an die Endlagerung wärmeentwickelnder radioaktiver Abfälle. Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit. Stand: 30. September 2010, Bonn.
- Bock, H., Dehandschutter, B., Martin, C.D., Mazurek, M., de Haller, A., Skoczylas, F. & Davy, C. (2010). Self-sealing of Fractures in Argillaceous Formations in the Context of Geological Disposal of Radioactive Waste – Review and Synthesis. NEA No. 6184.
- Bossart, P. (2004). Structural and hydrogeological characterization of the excavation-disturbed zone in Opalinus Clay (Mont Terri Project Switzerland).
- Bossart, P. (2014). Petrophysical properties of the Opalinus Clay, Online Zitat, gelesen am 24.03.2014: [http://www.mont-terri.ch/internet/mont-terri/en/home/geology/key\\_characteristics.html](http://www.mont-terri.ch/internet/mont-terri/en/home/geology/key_characteristics.html).
- Breidung (2002). Forschungsprojekt Schachtverschluss Salzdetfurth Schacht II - Abschlussbericht, K+S AG, Kassel.
- Burlaka, V. (2016). 3D-Modellierungen zum gekoppelten Lösungs- und Gastransport im Endlager. In: Jobmann, M. (ed.): Spezifische Prozessanalysen, Projekt ANSICHT – Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, DBE TECHNOLOGY GmbH, BGR, GRS, Peine, Hannover, Braunschweig.
- Chierici, G. L. (1994). Principles of Petroleum Reservoir Engineering, Band 1, Springer Verlag Berlin.
- Conil, N., Armand, G., Garitte, B., Jobmann, M., Jellouli, M., Fillipi, M., et al. (2012). In situ heating test in the Callovo-Oxfordian clay: Measurement and interpretation. Clays in Natural and Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement, 5th International meeting, Montpellier, France.
- DAfStb (2011). Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen Teil 1: Grundlagen, Bemessung und Konstruktion unbeschichteter Betonbauten. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, März 2011 (ersetzt DAfStb 2004).
- D'Ans, J. & Lax, E. (1967). Taschenbuch für Chemiker und Physiker. Springer Verlag Berlin, Heidelberg, New-York.
- Dueck, A., Johannesson, L.-E., Kristensson, O. & Olsson, S. (2011). Report on hydro-mechanical and chemical-mineralogical analyses of the bentonite buffer in Canister Retrieval Test, Technical Report TR-11-07, Clay Technology, SKB, Sweden.
- DGGT (1997). Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. 1997: GDA-Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten, Verlag Ernst und Sohn, 3. Auflage.

- DIN 1054:2010-12: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1
- DIN EN 1330-8: Zerstörungsfreie Prüfung - Terminologie - Teil 8: Begriffe der Dichtheitsprüfung, 1998
- DIN EN 1990 Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010, Dezember 2010
- DIN EN 1991-1 - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Allgemeine Einwirkungen
- DIN EN 1992 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1.1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. 2011.
- DIN EN 1992-1-1/NA, Nationaler Anhang – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2010.
- DIN EN 1997-1 Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004
- Dixon, D.A., Martino, J.B. & Onagi, D.P. (2009). Enhanced Sealing Project (ESP): Design, Construction and Instrumentation Plan, APM-REP-01601-0001, Atomic Energy of Canada Limited.
- DOPAS Consortium (2016). Full Scale Demonstration of Plugs and Seals, Final Report, Grant Agreement number: 323273.
- Fein, E. (Ed.) (2004). Software Package  $r^3t$  - Model for Transport and Retention in Porous Media. GRS-192, Gesellschaft für Anlagen und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Braunschweig.
- Fein, E. & Schneider, A. (Ed.) (1999).  $d^3f$  - Ein Programmpaket zur Modellierung von Dichteströmungen. GRS-136, Gesellschaft für Anlagen und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Braunschweig.
- FIB (2010). Fédération internationale du béton/ International Federation for structural Concrete (2010): fib Model Code for Concrete Structures, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- Finsterle, S., Robinson, P., Kuhlmann, U. & Schneider, J. (2010). Software Architecture Report PAMI-NA Milestone D2.2.E.1, NAB 10-37, Nagra, Wettingen.
- Fisher, L.R. & Israelachvili, J.N. (1979). Direct experimental verification of the Kelvin equation for capillary-held liquids. *J. Colloid Interface Sci.* 69, 486-92.
- Galicia (2002). Thermo-hydro-mechanical characterization of a bentonite from Cabo de Gata – A study applied to the use of bentonite as sealing material in high level radioactive waste repositories, PUBLICACIÓN TÉCNICA 04/2002, ENRESA, Madrid.
- Geuzaine, C. & Remacle, J.-F (2009). Gmsh: a three-dimensional finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 79(11), pp. 1309-1331.
- Gruner (2008). Design and Emplacement of Bentonite Barriers. International Conference Underground Disposal Unit Design & Emplacement Processes for a Deep Geological Repository, 16-18 June 2008, Prague.
- GSF - Gesellschaft für Strahlen- und Umweltforschung mbH (1982). Eignungsprüfung der Schachtanlage Konrad für die Endlagerung radioaktiver Abfälle: Band I. - Abschlussbericht GSF – T136, München.
- Hammer, J., Dresbach, C., Behlau, J., Mingerzahn, G., Fleig, S., Kühnlenz, T., Pusch, M., Heusermann, S., Fahland, S., Vogel, P. & Eickemeier, R. (2012). Geologische 3D-Modelle für UTD-Standorte - Generierung, Visualisierung, Nutzung. In: Abschlussveranstaltung BMBF-Förderschwerpunkt „Entsorgung chemotoxischer Abfälle in tiefen geologischen Formationen“, Februar 2012. Materialienband, FZKA-PTE, Karlsruhe, pp. 221-273.
- Hansen, J., Korkiala-Tanttu, L., Keski-Kuha, E. & Keto, P. (2009). Deposition Tunnel Backfill Design for a KBS-3V Repository, Working Report 2009-129, POSIVA Oy, Olkiluoto, March 2010.
- Herold, P. (2011). Diplomarbeit. Auswertung der Bauausführung bisheriger Asphalt- und Bitumendichtungen in Schachtverschlüssen im Salinar und Schlussfolgerungen für zukünftige Dichtsysteme auf Basis von Asphalt und Bitumen. Hg. v. Institut für Bergbau und Spezialtiefbau TU Bergakademie Freiberg.
- Herold et al. (2016). Konzeptentwicklung für Schachtverschlüsse im Ton- und Salzgestein, FuE-Projekt ELSA Phase II, Teilbericht zum Arbeitspaket 1, DBE TECHNOLOGY GmbH, TU Bergakademie Freiberg, Peine, Freiberg, ENTWURF Stand Dezember 2016.
- Hirse Korn, R.-P., Boese, B., Buhmann, D. (1999). LOPOS: Programm zur Berechnung der Schadstofffreisetzung aus netzwerkartigen Grubengebäuden. GRS-157, Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Braunschweig.
- Honty, M., Uhlík, P., Šucha, V., Čaplovičová, F., Franců, J., Clauer, N. & Biroň, A. (2004). Smectite-to-illite alteration in salt-bearing bentonites (the East Slovak Basin). *Clays and Clay Minerals* 52, 533-551.

- Hueckel, T. & Pellegrini, R. (2002). Reactive plasticity for clays: application to a natural analog of long-term geomechanical effects of nuclear waste disposal. *Engineering Geology* 64, 195-215.
- Itasca (2005). *FLAC3D Manuals*, s.l.: s.n.
- Jahn, S. & Sönnke, J. (2013). Endlagerstandortmodell Nord - Teil II: Zusammenstellung von Gesteinseigenschaften für den Langzeitsicherheitsnachweis eines HAW-Endlagers am Endlagerstandortmodell NORD, Projekt ANSICHT - Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein. Technischer Bericht, BGR, Hannover.
- Jahn, S., Mrugalla, S. & Stark, L. (2016). Endlagerstandortmodell SÜD - Teil II: Zusammenstellung von Gesteinseigenschaften für den Langzeitsicherheitsnachweis, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR), Hannover.
- Jobmann, M., Uhlig, L., Amelung, P., Billaux, D., Polster, M. & Schmidt, H. (2007). Untersuchungen zur sicherheitstechnischen Auslegung eines generischen Endlagers im Tonstein in Deutschland. FuE-Projekt GENESIS, FKZ 02 E 9733, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine.
- Jobmann, M., Breustedt, M., Li, S., Polster, M., & Schirmer, S. (2013). Investigations on THM effects in buffer, EDZ and argillaceous host rock. Final Report. FKZ 02E10086, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine.
- Jobmann M. (2014). Zusammenstellung messtechnischer Ergebnisse zu den hydraulischen Verhältnissen im Bereich der Auflockerungszone im Ton und Tonstein. Technischer Bericht, FuE-Vorhaben "Schachtverschlüsse für Endlager für hochradioaktive Abfälle - ELSA Phase II", DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine.
- Jobmann, M., Meleshyn, A., Maßmann, J., & Polster, M. (2015). Quantifizierung von Kriterien für Integritätsnachweise im Tongestein. Technischer Bericht, DBE TECHNOLOGY GmbH, BGR, GRS, Peine, Hannover, Braunschweig.
- Jobmann & Lommerzheim (2015). Endlagerkonzept sowie Verfüll- und Verschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell SÜD, Projekt ANSICHT: Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein. Technischer Bericht, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine.
- Jobmann, M., Bebiolka, A., Jahn, S., Lommerzheim, A., Maßmann, J., Meleshyn, A., Mrugalla, S., Reinhold, K., Rübel, A., Stark, L. & Zieflé, G. (2017). Sicherheits- und Nachweismethodik für ein Endlager in einer Tongesteinsformation in Deutschland. Projekt ANSICHT: Methodik Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein. Synthesebericht, DBE TECHNOLOGY GmbH, BGR, GRS. Peine, Hannover, Braunschweig (ENTWURF Stand Dezember 2016).
- Karnland, O., Olsson, S. & Nilsson, U. (2006). Mineralogy and sealing properties of various bentonites and smectite-rich clay materials, Technical Report TR-06-30, SKB, Stockholm.
- Kreienmeyer, M., Lerch, C., Polster, M. & Tholen, M. (2008). Projekt ISIBEL, AP5, Nachweiskonzept zur Integrität der einschlusswirksamen technischen Barrieren, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine.
- Kröhn, K.-P. (2004). Modelling the re-saturation of bentonite in final repositories in crystalline rock. GRS-199, Gesellschaft für Anlagen und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Braunschweig.
- Kröhn, K.-P. (2010). State Variables for Modelling Thermohaline Flow in Rocks. GRS-268, Gesellschaft für Anlagen und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Braunschweig.
- Kolditz, O., Bauer, S., Bilke, L., Böttcher, N., Delfs, J.O., Fischer, T., Görke, U.J., Kalbacher, T., Kosakowski, G., McDermott, C.I., Park, C.H., Radu, F., Rink, K., Shao, H., Shao, H.B., Sun, F., Sun, Y.Y., Singh, A.K., Taron, J., Walther, M., Wang, W., Watanabe, N., Wu, N., Xie, M., Xu, W. & Zehner, B. (2012a). OpenGeoSys: an open-source initiative for numerical simulation of thermo-hydro-mechanical/chemical (THM/C) processes in porous media. *Environmental Earth Sciences*, 67: 589-599.
- Kolditz, O. Görke, U.J., Shao, H., Wang, W. & Bauer, S. (Hrsg.) (2016). Thermo-Hydro-Mechanical-Chemical Processes in Fractured Porous Media: Modelling and Benchmarking. Benchmarking Initiatives. Springer.
- Kolditz, O., Shao, H., Wang, W. & Bauer, S. (Hrsg.) (2015): Thermo-Hydro-Mechanical-Chemical Processes in Fractured Porous Media: Modelling and Benchmarking. Closed Form Solutions. Springer.
- Kolditz, O., Görke, U.J., Shao, H. & Wang, W. (2012b). Thermo-Hydro-Mechanical-Chemical Processes in Porous Media: Benchmarks and Examples. In: *Lecture Notes in Computational Science and Engineering*, Springer.
- Khan, A.S. & Huang, S. (1995). *Continuum Theory of Plasticity*, John Wiley and Sons, New York.

- Kudla, W., Schreiter, F., Gruner, M., Jobmann, M., Bollingerfehr, W., Müller-Hoepe, N., Herold, P., Freyer, D., Wilsnack, T. & Grafe, F. (2013). Schachtverschlüsse für Endlager für hochradioaktive Abfälle (ELSA Teil 1) - Abschlussbericht, TU Bergakademie Freiberg, Freiberg.
- Kunz (2015). GINA-OGS. Appendix D. In: Kolditz, O., Shao, H., Wang, W. & Bauer, S. (Hrsg.) (2015): Thermo-Hydro-Mechanical-Chemical Processes in Fractured Porous Media: Modelling and Benchmarking. Closed Form Solutions. Springer.
- Larue, J., Baltes, B., Fischer, H., Frieling, G., Kock, I., Navarro, M. & Seher, H. (2013). Radiologische Konsequenzenanalyse. Bericht zum Arbeitspaket 10. Vorläufige Sicherheitsanalyse für den Standort Gorleben. GRS-289, Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit, Köln.
- Lommerzheim, A., Bebiolka, A., Jahn, S., Jobmann, M., Meleshyn, A., Mrugalla, S., Reinhold, K., Rübel, A. & Stark, L. (2015). Szenarienentwicklung für das Endlagerstandortmodell NORD - Methodik und Anwendung -, Projekt ANSICHT, Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, Technischer Bericht, GRS, BGR, DBE TECHNOLOGY GmbH, Braunschweig, Hannover, Peine.
- Lommerzheim, A. & Jobmann, M. (2015). Endlagerkonzept sowie Verfüll- und Verschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell NORD, Technischer Bericht, Projekt ANSICHT, Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine.
- Major et al. (2005). Ventilation Experiment in Opalinus Clay for the Disposal of Radioactive Waste in Underground Repositories – VE, Final Report.
- Madsen, F.T. (1998). Clay mineralogical investigations related to nuclear waste disposal. Clay Minerals 33, pp. 109-129.
- Matray, J. M., Savoye, S. & Cabrera, J. (2007). Desaturation and structure relationships around drifts excavated in the well-compacted Tournemire's argillite, Aveyron, France.
- Martin, C. D., Lanyon, G. W., Blümling, P. & Mayor, J.-C. (2001). Excavation Disturbed Zone (EDZ) in Clay Shale: Mont Terri, TECHNICAL REPORT 2001-01.
- Maßmann, J. (2016) Endlagerstandortmodell SÜD. Teil III: Auswahl von Gesteins- und Fluideigenschaften für numerische Modellberechnungen im Rahmen des Langzeitsicherheitsnachweises. Projekt ANSICHT: Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein. Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover.
- Maßmann, J., Jobmann, M., Polster, M., Li, S. & Nowak, T. (2013). Code-Benchmark zur Vorbereitung numerischer Berechnungen zum Nachweis der Integrität der geologischen Barriere, Technischer Bericht, Projekt ANSICHT: Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, DBE TECHNOLOGY GmbH, BGR, Peine, Hannover.
- Mayor & Velasco (2008). Ventilation Test (VE) Experiment: Final activity report for ENRESA, WP 4.3 The Ventilation Experiment Phase II (Synthesis Report).
- Mazurek, M., Gautschi, A., Marschall, P., Vigneron, G., Lebon, P. & Delay J. (2008). Transferability of geoscientific information from various sources (study sites, underground rock laboratories, natural analogues) to support safety cases for radioactive waste repositories, Physics and Chemistry of the Earth 33, P. 95-105.
- Mrugalla, S. (2014). Geowissenschaftliche Langzeitprognose für Norddeutschland – ohne Endlagereinfluss. Projekt ANSICHT, Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR), Ergebnisbericht, Hannover.
- Müller-Hoepe & Krone (1999). Ein neuer Ansatz zur Bewertung der Wirksamkeit von Barrieren im Endlager – Abschlussbericht DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine.
- Müller-Hoepe & Ebert (2009). Übertragung des Sicherheitsnachweiskonzeptes für ein Endlager im Salz auf andere Wirtsgesteine (Projekt Übersicht) Abschlussbericht, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine.
- Müller-Hoepe, N., Buhmann, D., Czaikowski, O., Engelhardt, H.-J., Herbert, H.-J., Lerch, C., Linkamp, M., Wieczorek, K. & Xie, M. (2012a). Integrität geotechnischer Barrieren, Teil 1 Vorbemessung, Bericht zum Arbeitspaket 9.2, GRS-287, Vorläufige Sicherheitsanalyse für den Standort Gorleben, Köln.
- Müller-Hoepe, N., Breustedt, M., Czaikowski, O., Wieczorek, K. & Wolf, J. (2012b). Integrität geotechnischer Barrieren, Teil 2 Vertiefte Nachweisführung, Bericht zum Arbeitspaket 9.2, GRS-288, Vorläufige Sicherheitsanalyse für den Standort Gorleben, Köln.

- Nagra (2002a). Projekt Opalinus Clay: The long-term safety of a repository for spent fuel, vitrified high-level waste and long-lived intermediate-level waste sited in the Opalinus Clay of the Züricher Weinland. NTB 02-05, Nagra, Wettingen.
- Nagra (2002b). Projekt Opalinuston, Synthese der geowissenschaftlichen Untersuchungsergebnisse. Tech. rep., NTB 02\_03, Nagra, Wettingen.
- Nagra (2010). Fully Probabilistic Safety Assessment. PAMINA Deliverable D2.2.E.1, NAB 10-37, Nagra, Wettingen.
- Nowak, T. & Maßmann, J. (2013). Endlagerstandortmodell NORD, Teil III: Auswahl von Gesteins- und Fluideigenschaften für den Langzeitsicherheitsnachweis am Endlagerstandortmodell NORD für numerische Modellberechnungen. BGR, B3.1/B50112-43/2012-0009, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover.
- NWMO (2011). Excavation Damaged Zones Assessment, DGR-TR-2011-21, Fracture Systems Ltd.
- Ottosen, N. S. (1977). A Failure Criterion for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division.
- Peiffer, F., McStocker, B., Gründler, D., Ewig, F., Thomauske, B., Havenith, A. & Kettler, J. (2011). Abfallspezifikation und Mengengerüst. Basis Ausstieg aus der Kernenergienutzung (Juli 2011). Bericht zum Arbeitspaket 3, Vorläufige Sicherheitsanalyse für den Standort Gorleben, GRS-278, Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit, Köln.
- Pelayo, M., García-Romero, E., Labajo, M. A. & Pérez del Villar, L. (2011). Occurrence of Fe–Mg-rich smectites and corrensite in the Morrón de Mateo bentonite deposit (Cabo de Gata region, Spain): A natural analogue of the bentonite barrier in a radwaste repository. Applied Geochemistry 26, 1153-1168.
- Philip, J.R. & de Vries, D.A. (1957). Moisture movement in porous materials under temperature gradients, Transactions American Geophysical Union, 38(2), 222-232.
- Pröhl, G. & Gering, F. (2002). Dosiskonversionsfaktoren zur Berechnung der Strahlenexposition in der Nachbetriebsphase von Endlagern nach dem Entwurf der Allgemeinen Verwaltungsvorschrift zu §47 Strahlenschutzverordnung. GSF-Forschungszentrum Umwelt und Gesundheit, Institut für Strahlenschutz: Neuherberg.
- Pruess, K., Oldenburg, C. & Moridis, G. (2012). TOUGH2 User's Guide, Version 2.1. LBNL-43134, Earth Sciences Division, Lawrence Berkeley National Laboratory, Berkeley.
- Reiche, T., Becker, D., Buhmann, D. & Lauke, T. (2011). Anpassung des Programmpakets EMOS an moderne Softwareanforderungen. ADEMOS – Phase 1. GRS-A-3623, Gesellschaft für Anlagen und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Braunschweig.
- Reinhold, K., Jahn, S., Kühnlenz, T., Ptock, L. & Sönnke, J. (2013). Endlagerstandortmodell NORD - Teil I: Beschreibung des geologischen Endlagerstandortmodells, Technischer Bericht, FuE-Projekt ANSICHT: Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, BGR, Hannover.
- Reinhold, K., Stark, L., Kühnlenz, T. & Ptock, L. (2016). Endlagerstandortmodell SÜD - Teil I: Beschreibung des geologischen Endlagerstandortmodells, Technischer Bericht, Projekt ANSICHT: Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, BGR, Hannover.
- Richards L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous media. J. Appl. Physics 1:318-333.
- Rübel, A., Becker, D.-A. & Fein, E. (2007). Radionuclide transport modelling to assess the safety of repositories in clays. GRS-228, Gesellschaft für Anlagen und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Braunschweig.
- Rübel, A., Becker, D.-A., Fein, E., Ionescu, A., Noseck, U., Lauke, T., Mönig, J., Schneider, A., Spieß, S. & Wolf, J. (2010). Development of Performance Assessment Methodologies. GRS-259, Gesellschaft für Anlagen und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Braunschweig.
- Rübel, A., Buhmann, D., Meleshyn, A., Mönig, J. & Spiessl, S. (2013). Aspects on the gas generation and migration in repositories for high level waste in salt formations. GRS-303, Gesellschaft für Anlagen und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Braunschweig.
- Rübel, A. & Meleshyn, A. (2014). Sicherheitskonzept und Nachweisstrategie, Projekt ANSICHT, Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein. Technischer Bericht, GRS-338, Gesellschaft für Anlagen und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Braunschweig.
- Rübel, A. (2016). Modellierungen zum Gastransport im Grubengebäude. In: Jobmann (ed.) et al. (2016) Spezifische Prozessanalysen, Projekt ANSICHT, Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, GRS, BGR, DBE TECHNOLOGY GmbH, Braunschweig, Hannover, Peine.

- SBN (2011). Schachtbau Nordhausen: Verwahrung des Altkalischachtes »Immenrode« im Bergwerk Immenrode – Ludwigshall, 2011 online: gelesen am 23.07.2014, [http://www.schachtbau.de/export/sites/www.schachtbau.de/pdf/projektblaetter\\_bergbau/SBN\\_2011\\_Schachtverwahrung\\_Immenrode.pdf](http://www.schachtbau.de/export/sites/www.schachtbau.de/pdf/projektblaetter_bergbau/SBN_2011_Schachtverwahrung_Immenrode.pdf)
- Schneider, K.-J. & Bertig, R., 1994. Bautabellen für Ingenieure. s.l.: Werner-Verlag.
- Shao, H., Schuster, K., Sönnke, J., & Bräuer, V. (2008). EDZ development in indurated clay formations - In-situ borehole measurements and coupled HM modelling. *Physics and Chemistry of the Earth*, 33, 5388-5395.
- Shaw, R.P. (Ed.) (2013). Gas Generation and Migration, International Symposium and Workshop, 5th to 7th February 2013, Luxembourg, Proceedings. Forge Report D0.09.
- Si, H. (2015). TetGen, a Delaunay-Based Quality Tetrahedral Mesh Generator. *ACM Trans. on Mathematical Software*, 41 (2), Article 11, 36 pages. DOI=10.1145/2629697, <http://doi.acm.org/10.1145/2629697>
- Singh, B. & Goel, R. K. (1999). Rock Mass Classification - A Practical Approach in Civil Engineering, Elsevier Science Ltd.
- Smailos, E., Cuñado, M.Á., Azkarate, I., Kursten, B. & Marx, G. (2002). Long-Term Performance of Candidate Materials for HLW/Spent Fuel Disposal Containers. Forschungszentrum Karlsruhe, FZKA 6706, Karlsruhe.
- Souley, M., Armand, G., Su, K., & Wileveau, Y. (2007). Poromechanical behaviour of deep claystone and permeability changes around shaft. International workshop on constitutive modelling development implementation evaluation and application, 12-13 janvier 2007, Hong Kong, Chine.
- Speck, K. (2010). Beton unter mehraxiale Beanspruchung – Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung, Dissertation an der Technischen Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Dresden.
- Spiessl, S.M., Becker, D.-A. & Rübel, A. (2012). EFAST analysis applied to a PA model for a generic HLW repository in clay. *Reliability Engineering and System Safety*. Vol. 107, pp. 190-204.
- Stark, L. (2014). Geowissenschaftliche Langzeitprognose für Süddeutschland - ohne Endlagereinfluss. Projekt ANSICHT: Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR), Ergebnisbericht, Hannover.
- Stark, L., Jahn, S., Jobmann, M., Lommerzheim, A., Meleshyn, A., Mrugalla, S., Reinhold, K., Rübel, A., Keller, S. & Gerardi, J. (2014). FEP-Katalog für das Endlagerstandortmodell NORD - Konzept und Aufbau, Technischer Bericht, Projekt ANSICHT: Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, DBE TECHNOLOGY GmbH, BGR, GRS, Peine, Hannover, Braunschweig.
- Stark, L., Jahn, S., Jobmann, M., Lommerzheim, A., Meleshyn, A., Mrugalla, S., Reinhold, K. & Rübel, A. (2015). FEP-Katalog für das Endlagerstandortmodell SÜD - Konzept und Aufbau, Projekt ANSICHT: Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein. Technischer Bericht, DBE TECHNOLOGY GmbH, BGR, GRS; Peine, Hannover, Braunschweig.
- Stark, J. & Wicht, B. (2009). Dauerhaftigkeit von Beton, 2. Auflage, Springer-Vieweg Verlag, Berlin Heidelberg.
- Teichmann, et al. (2002). FuE-Vorhaben Schachtverschluss Salzdetfurth, Geotechnische Messungen, Untersuchungen zur Schottersäule Schacht 1, DBE, Peine.
- Umrath, W. (1997). Grundlagen der Vakuumtechnik, Leybold Vakuum, 188 Seiten.
- Van Geet, M., Bastiaens, W., Volckaert, G., Weetjens, E., Sillen, X., Maes, N., Imbert, C., Billaud, P., Touzé, G., Filippi, M., Plas, F., Villar, M. V., García-Gutiérrez, M., Mingarro, M., Gens, A. & Vallejan, B. (2009). RESEAL II, A large-scale in situ demonstration test for repository sealing in an argillaceous host rock – Phase II, Final report, EUROPEAN COMMISSION.
- Van Marcke, P (2011). PRACLAY Seal & Heater experiment Experiment installation, HADES, 30 years of underground research laboratory, Radisson Blu Astrid Hotel Antwerp.
- Wagner, K. (2005). Beitrag zur Bewertung der Sicherheit untertägiger Verschlussbauwerke im Salinargebirge, Dissertation an der TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau und Spezialtiefbau, Freiberg.
- WHG (2016). Wasserhaushaltsgesetz vom 31. Juli 2009 (BGBl. I S. 2585), zuletzt geändert durch Artikel 1 des Gesetzes vom 4. August 2016 (BGBl. I S. 1972).
- Wilsnack, Th., Sitz, P., Rumphorst, K. & Hunstock, F. (2008). Flüssigkeitsdichte Verwahrung von Schächten. Kali und Steinsalz, Heft 3.
- Wimelius, H. & Pusch, R. (2008). Backfilling of KBS-3V deposition tunnels – possibilities and limitations, SKB, R-08-59, Stockholm.

- Witherspoon, P., Wang, J., Iwai, K., Gale, J. (1980). Validity of Cubic Law for Fluid Flow in a Deformable Rock Fracture, *Water Resources Research*, 16(6), (1980), 1016-1024.
- Wolfgramm, M., Thorwart, K., Rauppach, K. & Brandes, J. (2011). Zusammensetzung, Herkunft und Genese geothermaler Tiefengrundwässer im Norddeutschen Becken (NDB) und deren Relevanz für die geothermische Nutzung, *Z. geol. Wiss.*, 39 (3/4), 173-193, Berlin.
- Zhang (2014). Characterization of excavated claystone and claystone-bentonite mixtures as back-fill/seal material, Geological Society London, Special Publication, London.