nagra.

Arbeitsbericht NAB 14-81

Beurteilung der Tiefenlage in Bezug auf die geotechnischen Bedingungen: Grundlagen für die Abgrenzung und Bewertung der Lagerperimeter

Dezember 2014

Nagra

Nationale Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle

Hardstrasse 73
CH-5430 Wettingen
Telefon 056-437 11 11

www.nagra.ch

nagra.

Arbeitsbericht NAB 14-81

Beurteilung der Tiefenlage in Bezug auf die geotechnischen Bedingungen: Grundlagen für die Abgrenzung und Bewertung der Lagerperimeter

Dezember 2014

Nagra

KEYWORDS

Sachplan geologische Tiefenlager Etappe 2, Sicherheitstechnischer Vergleich, Tiefenlage unter Terrain, geomechanische Berechnungen, Langzeitsicherheit, technische Machbarkeit, Gebirgsstörung

Nationale Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle

Hardstrasse 73
CH-5430 Wettingen
Telefon 056-437 11 11

www.nagra.ch

Nagra Arbeitsberichte stellen Ergebnisse aus laufenden Forschungsaktivitäten dar, welche nicht zwingend einem vollumfänglichen Review unterzogen wurden. Diese Berichtsreihe dient dem Zweck der zügigen Verteilung aktueller Fachinformationen.

"Copyright © 2014 by Nagra, Wettingen (Schweiz) / Alle Rechte vorbehalten.
Das Werk einschliesslich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung ausserhalb der engen Grenzen des Urheberrechtsgesetzes ist ohne Zustimmung der Nagra unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Übersetzungen, Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen und Programmen, für Mikroverfilmungen, Vervielfältigungen usw."

Zusammenfassung

Die maximale Tiefe der Lagerebene ist für einige Standortgebiete von erheblicher Bedeutung für die Abgrenzung und Bewertung der Lagerperimeter und fliesst damit auch in den Einengungsentscheid ein. Die Tiefe der Lagerebene beeinflusst die geotechnischen Bedingungen für die Lagerkammern und die weiteren Bauten auf Lagerebene und ist wichtig für die Beurteilung der Möglichkeit der Beeinträchtigung des Barrierensystems in und direkt um die Lagerkammern. Dazu sind die folgenden übergeordneten Anforderungen zu beachten: (i) die Gewährleistung des sicheren und zuverlässigen Baus, Betriebs und Verschlusses der Untertaganlagen (inkl. der Lagerkammern), (ii) der begrenzte Einsatz von Baumaterialien, welche bei übermässiger Verwendung zu einer Schädigung insbesondere der technischen Barrieren (vor allem des Bentonits als Verfüll- und Versiegelungsmaterial) und nachgeordnet des umgebenden Wirtgesteins führen könnten, (iii) die Begrenzung der Störung und die Vermeidung einer unzulässigen Schädigung des Wirtgesteins im Nahbereich der Lagerkammern (BE/HAA-Lagerstollen) bzw. im Nahbereich der Versiegelungsstrecken (Wasserwegsamkeit parallel zu den BE/HAA-Lagerstollen bzw. den Versiegelungsstrecken und Beeinträchtigung der vertikalen Migrationsdistanz im Wirtgestein), sowie (iv) geeignete Bedingungen für den zuverlässigen Einbau des Verfüll- und Versiegelungsmaterials im Hinblick auf seine Barrierenwirkung (kurz- und mittelfristig wirksamer Quelldruck). Die einzelnen Aspekte werden nachfolgend kurz diskutiert.

Der Bau und Betrieb der Untertaganlagen kann bei Wahl eines geeigneten Bauvorgangs und bei Verwendung eines auf die geotechnischen Bedingungen ausgerichteten Ausbaus grundsätzlich sicher und zuverlässig bis in grössere Tiefen gewährleistet werden, falls bzgl. Störung des Gebirges im Lagerumfeld nur begrenzte Beschränkungen bestehen und auch keine Randbedingungen zum Einsatz von Material für die Sicherung und den Ausbau zu beachten sind[1]. Dies ist jedoch nicht der Fall, denn aus Sicht der Optimierung der Langzeitsicherheit soll die Störung des Gebirges klein bleiben und Beschränkungen beim Materialeinsatz sind zu beachten.

Im Sinne einer sicherheitsgerichteten Optimierung soll der Einsatz von Spritzbeton und weiteren zementhaltigen Materialien bei den BE/HAA-Lagerstollen und Versiegelungsstrecken soweit eingeschränkt werden, dass die Bentonitumwandlung begrenzt bleibt (kurzfristige Umwandlung von Na-Bentonit in Ca-Bentonit, langfristige Auswirkungen der pH-Fahne); die Spritzbetonstärke soll deshalb auf rund 30 cm beschränkt werden. Weiter ist auch die Menge an verwendetem Stahl aufgrund der möglichen Gasentwicklung zu begrenzen. Schliesslich ist der Ausbau der BE/HAA-Lagerstollen bzw. der Versiegelungsstrecken so zu gestalten, dass möglichst keine Hohlräume und kein loses Material im konturnahen Bereich der Ausbruchsicherung bzw. des Ausbaus auftreten. Im Bereich der Versiegelung sollen Stahlbögen eingesetzt werden können, so dass im Raum zwischen den Bögen der direkte Kontakt von Bentonit mit dem Wirtgestein gewährleistet ist.

Die Begrenzung der Störung des Gebirges soll sicherstellen, dass einerseits die Auflockerungszone um die BE/HAA-Lagerstollen bzw. die Versiegelungsstrecken so klein bleibt und die plastischen Verformungen mit Rissbildung derart sind, dass die Wasserführung in der Auflockerungszone nach Wiederaufsättigung und Selbstabdichtung parallel zu den Bauwerken genügend klein ist, um die Sicherheit nicht zu beeinträchtigen (vgl. dazu die Berechnungen in Poller et al. 2014). Weiter soll die Störung des Wirtgesteins im Umfeld der Lagerkammern und Versiege-

[1] Für die in Etappe 1 verwendeten und in Etappe 2 immer noch gültigen Mindestanforderungen an die Tiefenlage der Lagerebene (800 m u.T. für das SMA-Lager und 900 m u.T. für das HAA-Lager) können die erforderlichen Untertagbauten sicher gebaut werden, falls bzgl. Störung des Gebirges im Lagerumfeld nur begrenzte Anforderungen bestehen und auch keine Randbedingungen zum Einsatz von Material für die Sicherung und den Ausbau zu beachten sind.

lungsstrecken auf einen kleinen Teil des vertikalen Migrationspfads beschränkt werden, damit die Radionuklidfreisetzung in vertikaler Richtung durch das Wirtgestein möglichst wenig beeinflusst wird. Dazu ist die plastifizierte Zone um die Lagerkammern genügend klein zu halten. Für die HAA-Lagerstollen wird angestrebt, die Ausdehnung bzw. den Radius der plastifizierten Zone auf 5 m; für die SMA/LMA-Lagerkavernen auf 20 m zu beschränken.

Um alle diese Anforderungen zuverlässig zu erfüllen, wird bei der Optimierung der Abgrenzung der Lagerperimeter angestrebt, die maximale Tiefenlage der Lagerebene von 800 m u.T. (Mindestanforderung für das SMA-Lager) auf ca. 600 m u.T. bzw. von 900 m u.T. (Mindestanforderung für das HAA-Lager) auf ca. 700 m u.T. zu beschränken. Diese Anpassung berücksichtigt auch die Hinweise des ENSI und seiner Experten in ihren Gutachten zu Etappe 1 (ENSI 2010, ENSI 2011, ENSI 2012, KNE 2010) und entspricht auch dem Vorgehen anderer Entsorgungsorganisationen mit vergleichbarem Wirtgestein, wo z.B. in Frankreich für ein vergleichbares Wirtgestein die Tiefe der Lagerebene auf ca. 600 m u.T. beschränkt wurde (Erfahrungsaustausch Andra, pers. Kommunikation).

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung I

Inhaltsverzeichnis III

Tabellenverzeichnis VI

Figurenverzeichnis VIII

1 Einleitung 1
1.1 Ausgangslage und Zweck des Berichts 1
1.2 Methodik zur Beurteilung der maximalen Tiefenlage 1

2 Ziele, Anforderungen und Lagerkonzept 3
2.1 Übergeordnete Ziele 3
2.2 Abgeleitete Anforderungen aus Sicht der Langzeitsicherheit 3
2.2.1 Beschränkung der Ausdehnung der Gebirgsstörung und -schädigung 4
2.2.2 Beschränkung der Auflockerungszone 5
2.2.3 Geeignete Randbedingungen für den Einbau der technischen Barrieren 7
2.3 Erfahrungen im Untertagbau und Anforderungen aus Sicht der technischen Machbarkeit 9
2.3.1 Beschränkung der Beanspruchung des Gebirges und der Gebirgsauflockerung als Folge des Ausbruchs 10
2.3.2 Anforderungen abgeleitet aus der Tragsicherheit 12
2.3.3 Anforderungen abgeleitet aus der Gebrauchstauglichkeit 13
2.4 Beschreibung Lagerkonzept (Anlagenauslegung und Bauvorgang) 15
2.4.1 Übersicht über die Anlagenelemente und die Lagerarchitektur 15
2.4.2 BE/HAA-Lagerstollen 16
2.4.3 SMA/LMA-Lagerkavernen 18
2.4.4 Übrige Untertagbauwerke im Wirtgestein 20

3 Geotechnische Grundlagen 23
3.1 Geologische Verhältnisse in den Standortgebieten der Nordschweiz 23
3.2 Geomechanische Eigenschaften des Opalinustons 25
3.3 Strukturgeologische Verhältnisse und abgeleitete Gebirgsmodelle 30
3.4 Berechnungsniveaus 32

4 Vorgehen und Analyseverfahren 33
4.1 Für die Beurteilung der maximalen Tiefenlage verwendete Entwurfsindikatoren 33
4.2 Verwendete Analyseverfahren zur Beurteilung der maximalen Tiefenlage 35
4.3 Betrachtete Modellkonfigurationen 38
4.3.1 Referenzprofile für die geomechanischen Berechnungen 38
4.3.2 Betrachtete Analysefälle: verwendete Profile und geotechnische Bedingungen 39

5 Analyse des Einfluss der Tiefenlage: Resultate ... 41
5.1 Erfahrungen im Tunnelbau und phänomenologische Beobachtungen ... 41
5.2 Semi-empirische Überlegungen ... 43
5.3 Resultate numerischer Berechnungen mit FLAC ... 46
5.3.1 Resultate zur Beurteilung der Gebirgsstörung ... 46
5.3.2 Resultate numerischer Berechnungen zur Beurteilung der Stabilität ... 56
5.4 Untersuchung des Einflusses gebirgsstützender Massnahmen mit analytischen Ansätzen ... 58
5.4.1 Erläuterungen zum verwendeten Modellansatz ... 58
5.4.2 Grundsätzliche Bemerkungen zum Einfluss des Ausbaus basierend auf Resultaten des Kennlinienverfahrens ... 60
5.4.3 Analyse der Wirksamkeit von potenziellen Ausbauvarianten ... 62
5.5 Modellstudien zum Einfluss der anisotropen Steifigkeit ... 68
5.5.1 Relevanz und Modellansatz ... 68
5.5.2 Nomogramme zur Bewertung des Einflusses der Tiefenlage ... 70
5.5.3 Modellstudien zum Einfluss der anisotropen Steifigkeit: Erkenntnisse ... 77
5.6 Durchgeführte Analysen: Erkenntnisse ... 78

6 Weitere relevante Analysen und Vergleiche ... 83
6.1 Berechnungsresultate aus Amann & Löw (2009) ... 83
6.2 Vergleich mit Berechnungen der Nagra in 2010 für Opalinuston ... 87
6.2.1 Berechnungen für die BE/HAA-Lagerstollen ... 87
6.2.2 Berechnungen für die SMA/LMA-Lagerkavernen ... 91
6.3 Erfahrungen in Felslabors im Tonstein ... 93
6.3.1 Erfahrungen im Felslabor Mont Terri ... 93
6.3.2 Erfahrungen aus dem Felslabor Meuse/Haute Marne ... 98
6.4 Hinweise sowie Erfahrungen Tunnelbau im Tonstein ... 99
6.5 Fazit aus den weiteren Analysen und Vergleichen ... 100

7 Festlegung der bei der Optimierung zu verwendenden maximalen Tiefe der Lagerebene ... 101

8 Bezeichnungen, Abkürzungen, Übersetzungen und Glossar ... 105
8.1 Bezeichnungen ... 105
8.2 Glossar ... 106

9 Literaturverzeichnis ... 107

Anhang A Orientierende Ausbauwiderstände ... A-1
A.1 Spritzbetonausbau ... A-1
A.2 Stahlausbau mittels Stahlprofilen ... A-1
A.3 Nachgiebiger Ausbau ... A-2

Anhang B Eingabeparameter für Analysen B-1
B.1 Eingabeparameter Geodatensatz Opalinuston für semi-empirische Abschätzungen..... B-1
B.2 Eingabeparameter Geodatensatz Opalinuston für analytische Untersuchungen (Gebirgskennlinienverfahren)..... B-2
B.3 Eingabeparameter Geodatensatz Opalinuston für numerische Modellrechnungen mit FLAC2D in 2010 (Nagra 2010a, b)..... B-4
B.4 Eingabeparameter Geodatensatz Opalinuston für numerische Modellrechnungen mit FLAC2D..... B-5
B.5 Eingabeparameter Geodatensatz Opalinuston für numerische Modellberechnungen mit *Phase*^{2} B-10
B.6 Eingabeparameter Geodatensatz Palfris-Formation (Wellenberg) für Modellrechnungen mit FLAC2D..... B-11

Anhang C Modellnetze für die FLAC2D-Berechnungen C-1

Anhang D Hinweise zu den analytischen Ansätzen..... D-1

Anhang E Beurteilung der Tiefenlage in Bezug auf die geotechnischen Bedingungen in den Mergel-Formationen des Helvetikums.....E-1

Tabellenverzeichnis

Tab. 2.3-2: Ungefähre Zuordnung zwischen den normierten Konvergenzen und den Ansprüchen an den Bau von Tunnel durch druckhaftes Gebirge in Anlehnung an Hoek & Marinos (2000). ... 12

Tab. 2.3-1: Orientierende Nutzungsdauern für die wichtigsten Bauwerke und Bauteile. ... 14

Tab. 3.1-1: Szenarien der im Opalinuston vorherrschenden Spannungsverhältnisse. ... 24

Tab. 3.2-1: Resultate von uniaxialen Druckversuchen mit Opalinuston. ... 25

Tab. 3.2-2: Empfehlung von Parameterwerten für den geomechanischen Datensatz *Opalinuston tief*. ... 27

Tab. 4.1-1: Entwurfsindikatoren zur Beurteilung der geotechnischen Bedingungen und der maximalen Tiefenlage. ... 34

Tab. 4.2-1: Relevante Modellannahmen der analytischen und numerischen Berechnungsmethoden im Vergleich. ... 38

Tab. 4.3-1: Referenzprofile (Tunnelgeometrie) für die numerischen Parameter-berechnungen. ... 39

Tab. 4.3-2: Untersuchte Modellkonfigurationen zur Ableitung einer geeigneten maximalen Tiefenlage. ... 40

Tab. 5.5-1: Ergebnisse der Sensitivitätsrechnungen zur Form und Ausdehnung der plastifizierten Zone für Überlagerungen von 500, 700 und 900 m. ... 76

Tab. 6.2-1: Bezeichnung und Definition der Rechenfälle FLAC2D für verschiedene Tiefenlagen und Gebirgsmodelle (vgl. Nagra 2010a). ... 87

Tab. 6.2-2: Tabellarische Zusammenstellung der berechneten Ausdehnung der plastifizierten Zone ab Ausbruchrand und der Konvergenzen. ... 88

Tab. A.1-1: Eigenschaften des Spritzbetonausbaus. ... A-1

Tab. A.2-1: Eigenschaften Stahlausbau. ... A-2

Tab. A.3-1: Eigenschaften der Gleitanschlüsse des nachgiebigen Ausbaus ... A-3

Tab. A.3-2: Eigenschaften Duktilelemente des nachgiebigen Ausbaus ... A-4

Tab. B.1-1: Resultate von uniaxialen Druckversuchen mit Opalinuston. ... B-1

Tab. B.2-1: Parameterwerte für Gebirgsmodell GM 1 (intakter Opalinuston). ... B-2

Tab. B.2-2: Parameterwerte für Gebirgsmodell GM 3 (geschwächte Schichtung). ... B-3

Tab. B.3-1: Parametrisierung der Festigkeit des Modells für den intakten Opalinuston / intaktes Wirtgestein für die Berechnungen gemäss Nagra (2010a) und Nagra (2010b). ... B-4

Tab. B.3-2: Parametrisierung der Festigkeit des Modells für den vollständig tektonisch beanspruchten Opalinuston für die Berechnungen gemäss Nagra (2010a) und Nagra (2010b). ... B-4

Tab. B.4-1: Eingabeparameter der In situ-Spannungszustände. ... B-5

Tab. B.4-2: Parameterwerte für Gebirgsmodell GM 2 (geschwächte Matrix). ... B-7

Tab. B.4-3: Parameterwerte für Gebirgsmodell GM 3 (geschwächte Schichtung). ... B-8

Tab. B.4-4: Parameterwerte für Gebirgsmodell GM 4 (geschwächte Matrix und Schichtung). B-9

Tab. B.5-1: Empfehlung von Parameterwerten für die Ableitung von undrainierten Gebirgsfestigkeiten. B-10

Tab. B.5-2: Wassergehalte für verschiedene Tiefen zur Berechnung der undrainierten Scherfestigkeit S_u. B-10

Tab. B.5-3: Eingabeparameter zur Entwicklung der Nomogramme gemäss Lanyon et al. (2014). B-11

Tab. B.6-1: Eingabeparameter der In situ-Spannungszustände B-11

Tab. B.6-2: Parameterwerte für die Palfris-Formation (Wellenberg) entsprechend Gebirgsmodell GM 1 (intaktes Gebirge) aus Nagra (2010b). B-12

Tab. E.1-1: Vergleich der Referenzprofile für SMA-Lagerkavernen mit ausgeführtem Bauwerk Seelisbergtunnel, Abschnitt Huttegg (Quelle SIA Sonderdruck 1980). E-4

Tab. E.1-2: SMA-Lagerkavernentyp und dazugehörende maximale Tiefenlage mit günstigen Verhältnissen im Hinblick auf die bautechnische Machbarkeit unter Berücksichtigung der Anforderungen an die Langzeitsicherheit. E-5

Figurenverzeichnis

Fig. 1.2-1: Vorgehen zur Beurteilung der Tiefenlage im Hinblick auf die geotechnischen Bedingungen. ... 2

Fig. 2.2-1: Maximale Ausdehnung der plastifizierten Zone, hergeleitet aus der Mindestmächtigkeit des ungestörten Wirtgesteins. ... 5

Fig. 2.2-2: Freisetzungspfad entlang der AUZ um die BE/HAA-Lagerstollen und entlang der Zwischensiegel. ... 5

Fig. 2.2-3: Hydraulisches Leitvermögen $A_{AUZ} \cdot K_{eff,AUZ}$ der homogenisierten AUZ. ... 6

Fig. 2.2-4: Beziehung zwischen äquivalenter Mächtigkeit einer homogenen, schalenförmigen AUZ und der entsprechenden Porosität bzw. Durchlässigkeit (Alcolea et al. 2014). ... 7

Fig. 2.2-5: Illustration hinsichtlich möglicher ungünstiger bzw. inakzeptabler Einbaubedingungen ... 8

Fig. 2.2-6: Beobachtete konturnahe Ausbrüche und lokalisierte Auflockerungen infolge von Strukturen und anisotropen Spannungs- und Festigkeitsverhältnissen. ... 9

Fig. 2.3-1: Erwartete Konvergenzen für normierte Gebirgsfestigkeiten nach numerischen Berechnungen gestützt auf Detailstudien und Angabe der erwarteten tunnelbautechnischen Herausforderungen und resultierende Anforderungen. ... 11

Fig. 2.4-1a: Prinzipskizze eines HAA-Lagers. ... 15

Fig. 2.4-1b: Prinzipskizze eines SMA-Lagers. ... 16

Fig. 2.4-2: Längsschnitt und Normalprofil BE/HAA-Lagerstollen (Einlagerung, Verfüllung, Zwischensiegel). ... 17

Fig. 2.4-3: Schematische Darstellung möglicher Vortriebskonzepte zum Bau der BE/HAA-Lagerstollen. ... 18

Fig. 2.4-4: Modellhafte Typen für SMA/LMA-Lagerkavernen. ... 19

Fig. 2.4-5: Normalprofil SMA-Lagerkaverne K09 (links), LMA-Lagerkaverne K04 (rechts). ... 20

Fig. 2.4-6: Normalprofile für übrige Untertagbauwerke in der Lagerzone. ... 21

Fig. 3.2-1: Vereinfachung des Materialgesetzes für bautechnische Modellrechnungen. ... 26

Fig. 3.2-2: Spitzenfestigkeit und Restfestigkeit für "Matrix" gemäss aktualisierten Daten für den Opalinuston im Tiefenbereich 400 m – 900 m. ... 28

Fig. 3.2-3: Spitzenfestigkeit und Restfestigkeit für "Schichtung" gemäss aktualisierten Daten für den Opalinuston im Tiefenbereich 400 m – 900 m. ... 29

Fig. 3.3-1: Gebirgsmodelle zur Berücksichtigung der möglichen Entfestigung im Opalinuston als Folge der tektonischen Überprägung. ... 31

Fig. 4.1-1: Definition der Messgrössen zu den Entwurfsindikatoren. ... 35

Fig. 4.2-1: Schema der in den FLAC2D Modellen berücksichtigte Kurzzeit- (links) und Langzeit (rechts) Porenwasserdruckverteilung ... 37

Fig. 5.2-1: Prüfung der Standfestigkeit gemäss SIA 198 (2004b), Anhang E ... 44

Fig. 5.2-2: Prognostizierte normierte Konvergenzen für gemessene Druckfestigkeiten Benken auf der Basis der Trendkurve aus gemessenen normierten Konvergenzen im Tonstein (Lanyon et al. 2014). 45

Fig. 5.3-1: Modellergebnisse der FLAC2D Berechnungen am Beispiel des Profils F (BE/HAA-Lagerstollen) am Gebirgsmodell GM3 (geschwächte Schichtung)..... 47

Fig. 5.3-2: Vergleich der plastischen Dehnungen und des Verformungsverhaltens; Kurzzeit (undrainiert) und Langzeit (drainiert) mit/ohne Ausbau am Bsp. Profil F in 800 m..... 49

Fig. 5.3-3: Modellergebnisse der FLAC2D Berechnungen am Profil F (BE/HAA-Lagerstollen) am Gebirgsmodell GM3 (geschwächte Schichtung), X_k-Niveau, in-situ Spannungsregime RSR_{ref} ohne und mit Ausbau normal zu σ_H (ungünstige Orientierung) beispielhaft in grosser Tiefe von 800 m. 50

Fig. 5.3-4: Einfluss der Drainage auf die Gebirgsstörung (Porenwasserdrücke und plastische Dehnungen) sowie die Beanspruchung des Ausbaus..... 51

Fig. 5.3-5: Einfluss des E-Moduls auf die Konvergenzen und die plastifizierte Zone am Beispiel des Profil F (BE/HAA-Lagerstollen), X_k-Niveau, in-situ Spannungsregime RSR_{ref}, Gebirgsmodell GM3. 52

Fig. 5.3-6: Einfluss des E-Moduls auf die Konvergenzen, die plastischen Dehnungen und die Ausdehnung der plastifizierten Zone. 53

Fig. 5.3-7: Ausgewählte Resultate numerischer Berechnungen FLAC2D im Vergleich zu den Entwurfsindikatoren EI-1: maximale Ausdehnung der plastifizierten Zone, EI-2: Auflockerungszone, und EI-3/EI-4: Einbaubedingungen / Gebrauchstauglichkeit. 55

Fig. 5.3-8: Normierte Konvergenzen für ausgewählte numerische Berechnungen *FLAC2D* für Profil F und K09 in Abhängigkeit zur Tiefenlage im Vergleich auf X_k-Niveau (Gebrauchsniveau) und X_d-Niveau (Bemessungsniveau für Grenzzustand). 57

Fig. 5.4-1: Vergleich der normierten durchschnittlichen Gebirgsverformungen am Ausbruchsrand (links) und der normierten vertikalen Ausdehnung der plastifizierten Zone (rechts) der Profile F (oben), K04 (Mitte) und K09 (unten) der FLAC2D mit den analytischen Berechnungen für die X_k Parameter von GM1..... 59

Fig. 5.4-2: Gebirgs-, Ausbaukennlinien und Kennlinien der plastifizierten Zone für Tiefenlagen zwischen 400 und 900m für das Profil F (X_k-Niveau, Gebirgsmodell GM1)..... 61

Fig. 5.4-3a: Resultate Kennlinienverfahren für das Widerstandsprinzip im Vergleich zu den Entwurfsindikatoren EI-1, EI-2 und EI-3/EI-4 für GM3, X_k-Niveau. 65

Fig. 5.4-3b: Resultate Kennlinienverfahren für das Ausweichprinzip im Vergleich zu den Entwurfsindikatoren EI-1, EI-2 und EI-3/EI-4 für GM3, X_k-Niveau. 66

Fig. 5.5-1: Modellanalysen zum Einfluss der anisotropen Steifigkeit auf die Ausdehnung der plastifizierten Zone um einen kreisförmigen Hohlraum..... 69

Fig. 5.5-2: Methodik zur Ermittlung der plastischen Dehnung (nach Nagra 2014c / Dossier IV). 71

Fig. 5.5-3: Nomogramme zur Darstellung der plastischen Tunnelkonvergenz in Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit. 74

Fig. 5.5-4: Festlegungen zur Quantifizierung der der Grösse und Geometrie der plastifizierten zone (W und H) und der entsprechenden Konvergenzen ($D_e = 2 \cdot u_r/D$ [%]). 75

Fig. 5.5-5: Beispiele zur Form und Ausdehnung der plastifizierten Zone: Resultate der Sensitivitätsanalysen mit *Phase*^{2} (nach Lanyon et al. 2014). 75

Fig. 5.5-6: Normierte vertikale Ausdehnung der plastifzierten Zone und normierte Konvergenzen in Abhängigkeit der Tiefenlage für eine Variation von undrainierter Scherfestigkeit S_u auf der Basis von numerischen Berechnungen mit *Phase*^{2} gemäss Tab. 5.5-1 (aus Lanyon et al. 2014). 77

Fig. 6.1-1a: Berechnete Verschiebungen von Firste und Parament für BE/HAA-Lagerstollen (D_a = 2.5 m) für günstige Spannungsbedingungen in Abhängigkeit der Tiefenlage. 84

Fig. 6.1-1b: Berechnete Verschiebungen von Firste und Parament für BE/HAA-Lagerstollen (D_a = 2.5 m) für ungünstige Spannungsbedingungen in Abhängigkeit der Tiefenlage. 85

Fig. 6.1-2a: Darstellung der Plastifizierung. für die Tiefenlagen 400 m u.T. (links), 700 m u.T. (Mitte) und 900 m u.T. (rechts), K0 = 0.9, 100 % Vorentlastung und ohne Ausbau. 86

Fig. 6.1-2b: Darstellung der Plastifizierung. für die Tiefenlagen 400 m u.T. (links), 700 m u.T. (Mitte) und 900 m u.T. (rechts), K0 = 1.1, 100 % Vorentlastung und ohne Ausbau. 86

Fig. 6.2-1: Mittlere radiale Verschiebung für HAA-Lagerstollen im Opalinuston aus Gebirgskennlinien und FLAC2D in Variation der Überlagerung für das intakte Gebirge "FLAC softening" (entspricht ungefähr GM1) und zerschertes Gebirge "FLAC zerschertes Gebirge" (entspricht GM3b). 89

Fig. 6.2-2: Mittlere Ausdehnung der plastifizierten Zone der HAA-Lagerstollen im Opalinuston aus Gebirgskennlinien und FLAC2D in Variation der Überlagerung für das intakte Gebirge "FLAC softening" (entspricht ungefähr GM1) und zerschertes Gebirge "FLAC zerschertes Gebirge" (entspricht GM3b). 89

Fig. 6.2-3: Rechenfall 2D_U_0_0 (ungestörtes Wirtgestein): Darstellung der Plastifizierung. für die Tiefenlagen 400 m u.T. (links), 650 m u.T. (Mitte) und 900 m u.T. (rechts). 90

Fig. 6.2-4: Rechenfall 2D_G_0_0 (gestörtes Wirtgestein): Darstellung der Plastifizierung für die Tiefenlagen 400 m u.T. (links), 650 m u.T. (Mitte) und 900 m u.T. (rechts). 90

Fig. 6.2-5: Mittlere radiale Verschiebung für Lagerkaverne K09 im Opalinuston aus Gebirgskennlinien und FLAC2D in Abhängigkeit der Überlagerung für das intakte Gebirge "FLAC softening" (entspricht ungefähr GM1) und zerschertes Gebirge "FLAC zerschertes Gebirge" (entspricht GM3b). 91

Fig. 6.2-6: Mittlere Ausdehnung der Zone mit plastischen Elementen für Lagerkaverne K09 im Opalinuston aus Gebirgskennlinien und FLAC2D in Abhängigkeit der Überlagerung für das intakte Gebirge "FLAC softening" (entspricht ungefähr GM1) und zerschertes Gebirge "FLAC zerschertes Gebirge" (entspricht GM3b). 92

Fig. 6.2-7: Einfluss der Querschnittsgrösse auf die mittlere radiale Verschiebung im Opalinuston aus Gebirgskennlinien und FLAC2D in Variation der Überlagerung. 92

Fig. 6.2-8: K09 Opalinuston 300 m / 550 m / 800 m: Vergleich der plastifizierten Zonen bei Variation der Überlagerung (links 300 m / Mitte 550 m / rechts 800 m). 93

Fig. 6.3-1: Grundriss des Felslabor Mont Terri mit den ausgebrochenen Stollen und Nischen und den Hauptfazies und Störungen. 94

Fig. 6.3-2: Langzeitkonvergenzmessungen in der Mine-by Nische mit Lokation der Sensoren. 95

Fig. 6.3-3: Langzeitkonvergenzen im FE-Stollen mit Lokation der Sensoren. 96

Fig. 6.3-4: Lokation von Langzeit-Konvergenzprofilen (exkl. FE-Stollen) im Felslabor Mont Terri. 97

Fig. 6.3-5: Felslabor Meuse/Haute-Marne: Stollennetz. 98

Fig. 6.4-1: Gebirgsdruckfestigkeit/Tiefen-Diagramm in Anwendung auf ausgewählte Standorte gemäss Czaikowski et al. (2005). 99

Fig. A.3-1: Schematische Kennlinie eines nachgiebigen Ausbaus. A-2

Fig. A.3-2: Nachgiebiger Ausbau mittels Stahlprofilen und Gleitanschlüssen (links) und mittels Duktilelemente in der Spritzbetonschale (Bereich s; rechts). A-3

Fig. C.1-1: FLAC2D Modell für Profil F mit Vermaschung und Randbedingungen. C-2

Fig. C.1-2: FLAC2D Modell für Profil K04 mit Vermaschung und Randbedingungen. C-2

Fig. E.1-1a: Verschiebungsvektoren und plastifizierte Zone für SMA-Lagerkaverne K09 in den Mergel-Formationen des Helvetikums, parallel zu σ_H in Abhängigkeit der Tiefenlage zwischen 800 m und 1200 m. E-2

Fig. E.1-1b: Verschiebungsvektoren und plastifizierte Zone für SMA-Lagerkaverne K09 in den Mergel-Formationen des Helvetikums, Niveua X_m, senkrecht zu σ_H in Abhängigkeit der Tiefenlage zwischen 800 m und 1200 m. E-2

Fig. E.1-2: Gebirgsverhalten SMA-Lagerkaverne K09 in den Mergel-Formationen des Helvetikums , Niveau X_m in Abhängigkeit zur Tiefenlage zwischen 800 m bis 1200 m. E-3

Fig. E.1-3: Grundriss Lüftungszentrale Huttegg, Seelisbergtunnel in denMergel-Formationen des Helvetikums mit 500 m Überlagerung (aus SIA Sonderdruck 1980). E-4

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage und Zweck des Berichts

Innerhalb der in SGT Etappe 1 festgelegten geologischen Standortgebiete variiert die Tiefenlage (bzw. die Überlagerung auf Lagerebene) im Wirtgestein Opalinuston zwischen ca. 400 –900 m. Im Rahmen der Etappe 2 des Sachplans geologische Tiefenlager (SGT) bildet die Beurteilung der maximalen Tiefenlage im Hinblick auf die technische Machbarkeit und die Langzeitsicherheit unter Berücksichtigung der geotechnischen Bedingungen (Gebirgsfestigkeiten, Verformungsverhalten, In situ-Spannungen etc.) eine wichtige Grundlage zur Abgrenzung und Bewertung von Lagerperimetern und damit für den sicherheitstechnischen Vergleich der Standortgebiete.

In diesem Bericht wird die maximale Tiefenlage in Bezug auf die geotechnischen Bedingungen beurteilt. Dazu werden Grundlagen und Ergebnisse aus verschiedenen Referenzberichten als Synthese dargestellt und Empfehlungen für die Beurteilung der maximalen Tiefenlage abgeleitet. Die Gliederung des Berichts orientiert sich an der Methodik zur Beurteilung der Tiefenlage, wie sie im nächsten Kapitel beschrieben wird.

1.2 Methodik zur Beurteilung der maximalen Tiefenlage

Fig. 1.2-1 gibt einen Gesamtüberblick über die Vorgehensweise zur Beurteilung der geotechnischen Bedingungen im Hinblick auf die maximale Tiefenlage unter Berücksichtigung der unterschiedlichen geologischen Situationen in den vorgeschlagenen Standortgebieten. Das Vorgehen ist für beide Lagertypen SMA und HAA identisch.

In einem ersten Schritt (Kap. 2) werden die im Hinblick auf die Evaluation der anzustrebenden maximalen Tiefenlage massgebenden Ziele und die davon abgeleiteten Anforderungen aus Sicht der Langzeitsicherheit und technischen Machbarkeit festgelegt. Die Beurteilung stützt sich auf ein modellhaftes Lagerkonzept (Kap. 2.4) für beide Lagertypen SMA und HAA mit einer orientierenden Auslegung bezüglich Lagerarchitektur, Tunnelquerschnitte, Ausbauwiderstand und Bauvorgang.

Im zweiten Schritt (Kap. 3) werden repräsentative geotechnische Unterlagen zum betrachteten Wirtgestein (Opalinuston) in den Standortgebieten bereitgestellt[2]. Hierzu werden aus den vorhandenen geowissenschaftlichen Datengrundlagen die geomechanischen Datensätze abgeleitet, die auf die verwendeten Analyseverfahren abgestimmt sind und den konzeptuellen und parametrischen Ungewissheiten der geowissenschaftlichen Grundlagendaten Rechnung tragen.

Im dritten Schritt (Kap. 4) werden die verwendeten Analyseverfahren und das Vorgehen definiert. Dazu werden ausgehend von den übergeordneten Anforderungen Entwurfsindikatoren (EI) abgeleitet, welche die Einhaltung der übergeordneten Anforderungen transparent und überprüfbar machen. Des Weiteren werden die verwendeten Analyseverfahren und die zu untersuchenden Modellkonfigurationen festgelegt.

---

[2] Zusätzlich werden auch Angaben zur maximalen Tiefenlage in den Mergel-Formationen des Helvetikums gemacht, vgl. Anhang E.

Im vierten Schritt (Kap. 5 und Kap. 6) werden die Analysen durchgeführt. Mit Hilfe von konventionellen bautechnischen Analyseverfahren werden das Spektrum der vorgeschlagenen Auslegungsvarianten und deren Auswirkung auf die Tiefenlage untersucht (Kap. 5). Die kompilierten Modellierungsresultate werden mit den Entwurfsindikatoren verglichen, was Hinweise gibt, ob und wie gut die Anforderungen in Abhängigkeit der geotechnischen Bedingungen inkl. der Tiefenlage erfüllt werden. Eine Konsistenzprüfung der Modellierergebnisse erfolgt einerseits durch Vergleich der Resultate verschiedener Analysemethoden untereinander, andererseits aber auch anhand von Erfahrungen aus dem Untertagbau (Kap. 6).

Als letzter Schritt (Kap. 7) werden auf Basis der Analyseergebnisse Zielwerte bzw. Optimierungswerte hinsichtlich der maximalen Tiefenlage abgeleitet und Angaben zur Bewertung aus Sicht der Sicherheit gemacht. Die eigentliche Bewertung der verschiedenen Standorte bzw. Lagerperimeter ist Teil des sicherheitstechnischen Vergleichs (Nagra 2014a) und erfolgt nicht in diesem Bericht.

Fig. 1.2-1: Vorgehen zur Beurteilung der Tiefenlage im Hinblick auf die geotechnischen Bedingungen.

2 Ziele, Anforderungen und Lagerkonzept

2.1 Übergeordnete Ziele

Die maximale Tiefenlage der Lagerebene ist von Bedeutung für die geotechnischen Bedingungen für die Lagerkammern und die weiteren Bauten auf Lagerebene sowie für die mögliche Beeinträchtigung des Barrierensystems in und direkt um die Lagerkammern und um die Versiegelungsstrecken. Bezüglich Festlegungen zu den maximalen Tiefen der Lagerebene in Hinblick auf die Abgrenzung und Bewertung der Lagerperimeter gelten die folgenden übergeordneten Ziele:

- Als Mindestanforderung muss der Bau, Betrieb und Verschluss der Bauwerke in der Lagerebene nach den Regeln der Baukunst technisch machbar sein. Dazu wurden in Etappe 1 die Mindestanforderungen von 900 m u.T. (HAA-Lager) bzw. 800 m u.T. für (SMA-Lager) festgelegt, die auch in Etappe 2 noch Gültigkeit haben.
- Es ist eine maximale Tiefenlage anzustreben (Optimierung und Abwägung als Teil des sicherheitstechnischen Vergleichs), in welcher günstige Bedingungen für die Langzeitsicherheit vorliegen. Günstige Bedingungen im Hinblick auf die maximale Tiefenlage liegen vor, wenn:
  - die hervorragende Barrierenwirkung des Opalinustons durch eine minimale Störung des Gebirges möglichst wenig beeinträchtigt wird;
  - die gute Barrierenwirkung der technischen Barrieren durch geeignete Randbedingungen (Materialeinsatz, Hohlräume) möglichst wenig beeinträchtigt wird.

Aus diesen übergeordneten Zielen werden nachfolgend die im Einengungsprozess der Etappe 2 bezüglich der maximalen Tiefenlage verwendeten bau- und sicherheitstechnischen Optimierungsanforderungen abgeleitet. Die abgeleiteten Optimierungsanforderungen gehen von der in Etappe 1 festgelegten Mindestanforderung zur technischen Machbarkeit (Indikator 'Tiefenlage unter Terrain im Hinblick auf die bautechnische Machbarkeit') aus, wonach für Sedimentgesteine eine maximale Tiefenlage für das HAA-Lager von 900 m u.T. und für das SMA-Lager von 800 m u.T. einzuhalten ist. Darüber hinaus bestehen für Etappe 2 weitere Anforderungen, die im Rahmen der Optimierung und Abwägung[3] beim sicherheitstechnischen Vergleich zur Anwendung kommen (vgl. Nagra 2014a). Die abgeleiteten sicherheits- und bautechnischen Anforderungen werden nachfolgend diskutiert.

2.2 Abgeleitete Anforderungen aus Sicht der Langzeitsicherheit

Für die *Langzeitsicherheit* sollen weder die hervorragende Barrierenwirkung des Opalinustons noch die gute Barrierenwirkung der technischen Barrieren beeinträchtigt werden. In dieser Hinsicht stellt die Auflockerungszone (AUZ), die sich beim Bau eines geologischen Tiefenlagers direkt um die Untertagbauwerke entwickelt, nach Lagerverschluss parallel zu den BE/HAA-Lagerstollen und den Versiegelungsstrecken (Schlüsselzonen) einen möglichen Freisetzungspfad für Radionuklide dar, der im Rahmen der Langzeit-Sicherheitsanalysen zu berücksichtigen ist. Je nach Grösse und Auslegung der Untertagbauten und abhängig von den geomechanischen Eigenschaften und vom Selbstabdichtungsvermögen des Wirtgesteins sowie den vorherrschenden Gebirgsspannungen ist die hydraulische Durchlässigkeit der AUZ im Nahbereich der Untertagbauten unmittelbar nach Verschluss des Lagers unterschiedlich stark erhöht. Als Folge der Selbstabdichtung im Opalinuston nimmt diese Erhöhung der Durchlässigkeit jedoch wieder stark ab.

---

[3] Die Abwägung erfolgt in Form einer Nutzwertanalyse, vgl. Nagra (2014a).

Die sicherheitstechnischen Optimierungsanforderungen beziehen sich dementsprechend auf folgende Aspekte:

- Beschränkung der Ausdehnung der Gebirgsstörung und -schädigung im Umfeld der Lagerkammern, so dass die hervorragende Barrierenwirkung des Opalinustons nicht signifikant herabgesetzt wird bzw. ungestörte Wirtgesteinsbereiche mit ausreichender Mächtigkeit verbleiben.
- Beschränkung des hydraulischen Leitvermögens der AUZ längs der BE/HAA-Lagerstollen und der Versiegelungsstrecken (Schlüsselzonen) im Hinblick auf die Wirkung der AUZ als möglicher Freisetzungspfad für Radionuklide.
- Gewährleistung geeigneter Randbedingungen für den Einbau der technischen Barrieren.

2.2.1 Beschränkung der Ausdehnung der Gebirgsstörung und -schädigung

Die hervorragende Barrierenwirkung des Opalinustons gewährleistet den Einschluss bzw. die Rückhaltung der aus den technischen Barrieren freigesetzten Radionuklide, sofern der einschlusswirksame Gebirgsbereich eine geeignete Qualität hat und eine Mindestmächtigkeit nicht unterschreitet. Im Rahmen der Sicherheitsanalysen wurde dies durch umfangreiche Sensitivitätsstudien zur Radionuklidfreisetzung bestätigt (Nagra 2008a, Nagra 2014b). Sensitivitätsstudien zeigen, dass das Wirtgestein als Transportbarriere eine sehr hohe Wirksamkeit hat, sofern ein Schichtpaket von Opalinuston mit einer Mächtigkeit $M_{min,intakt}$ von rund 35 m (HAA-Lager) bzw. 20 m (SMA-Lager) hat (vgl. z.B. Nagra 2008a, Anhang 5).

Die aus diesem Sachverhalt abgeleitete sicherheitstechnische Anforderung für die maximale Ausdehnung der plastifizierten Zone ρ_v (Radius der plastifizierten Zone in vertikaler Richtung) ist in Fig. 2.2-1 graphisch dargestellt. Sie gilt sowohl für die Lagerkammern als auch für Schlüsselzonen in den Versiegelungsstrecken.

Unter praktischen Gegebenheiten weicht die tatsächliche Lage der Lagerkammern teilweise von der Solllage in der Mitte des Wirtgesteins ab. Darüber hinaus ist davon auszugehen, dass der Schichtverlauf des Wirtgesteins ebenfalls in gewissen Grenzen variiert. Daher wird für die Festlegung von ρ_v eine Abweichung von ± 10 m von der Solllage der Lagerkammern zugrunde gelegt. Geht man von Erwartungswerten aus mit einer Mächtigkeit des Wirtgesteins von 100 m, ergibt sich aus den oben genannten Überlegungen eine maximale Ausdehnung der plastifizierten Zone des SMA-Lagers von $\rho_{v,SMA}$ = 20 m und für das HAA-Lager eine Ausdehnung von $\rho_{v,HAA}$ = 5 m.

Die Ausdehnung der Gebirgsstörung soll weder während dem Bau, noch dem Betrieb, noch nach dem Verschluss des Lagers überschritten werden. Das Kriterium gilt daher für den ungünstigsten Fall (max. Ausdehnung) der Spannungs-Verformungsgeschichte der Lagerkammern. Angestrebt werden maximalen Tiefenlagen, bei welchen das Gebirge unabhängig vom Ausbau[4] nicht zu stark gestört wird bzw. die plastifizierte Zone innerhalb der angestrebten Ausdehnung beschränkt bleibt.

[4] Die Analysen zeigen, dass die Wirksamkeit des Ausbaus bzgl. Störung des Gebirges bei realistischen Annahmen beschränkt ist.

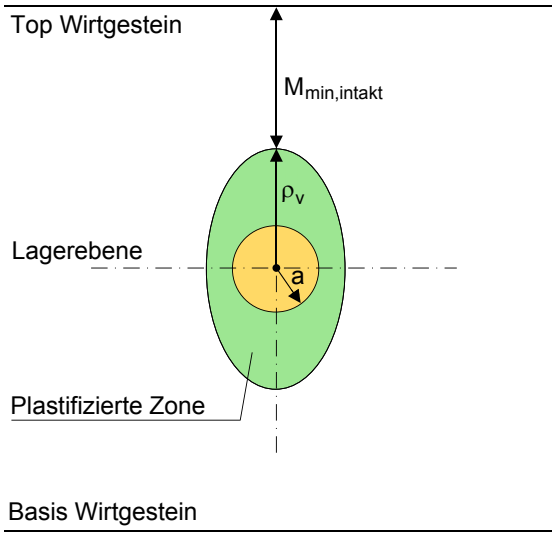


Fig. 2.2-1: Maximale Ausdehnung der plastifizierten Zone, hergeleitet aus der Mindestmächtigkeit des ungestörten Wirtgesteins.

2.2.2 Beschränkung der Auflockerungszone

Neben der beschränkten Beeinflussung der vertikalen Migrationsdistanz ist zusätzlich zu gewährleisten, dass der Wasserfluss entlang der BE/HAA-Lagerstollen und um die Versiegelungsstrecken/Schlüsselzonen (für beide Lagertypen HAA und SMA) genügend klein bleibt (Fig. 2.2-2). Daraus leitet sich eine sicherheitstechnische Anforderung bezüglich der Auflockerungszone (AUZ) ab.

Damit wird sichergestellt, dass der Radionuklidtransport entlang der Untertagbauwerke (d.h. BE/HAA-Lagerstollen, Schlüsselzonen der Verschluss- und Versiegelungsbauwerke) beschränkt bleibt. Dementsprechend zerfällt ein Grossteil der Radionuklide in den Lagerkammern bzw. im einschlusswirksamen Gebirgsbereich und die Radionuklid-Freisetzung aus dem einschlusswirksamen Gebirgsbereich und aus den Zugangsbauwerken ist so klein, dass das behördliche Schutzkriterium deutlich unterschritten wird.

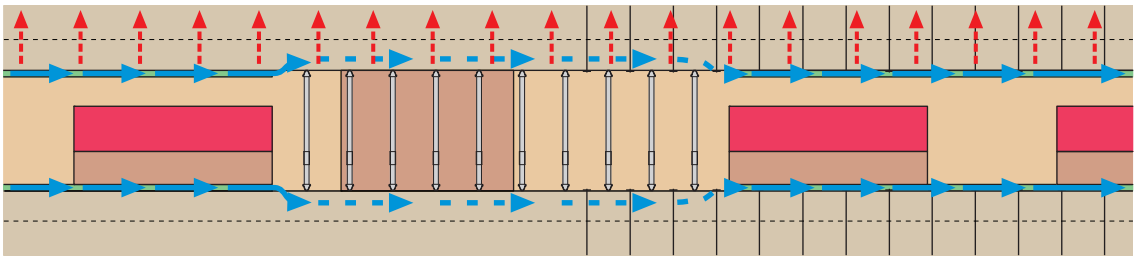


Fig. 2.2-2: Freisetzungspfad entlang der AUZ um die BE/HAA-Lagerstollen und entlang der Zwischensiegel.

Die quantitative Überprüfung der Einhaltung dieser Ziele erfolgt mittels Radionuklid-Freisetzungsberechnungen (vgl. Nagra 2014b, Poller et al. 2014). Die Modellwerkzeuge der Sicherheitsanalyse konzeptualisieren die AUZ um die verfüllten Untertagbauwerke als ringförmige Zone mit dem Radius ρ, innerhalb derer die hydraulische Durchlässigkeit $K_{eff,AUZ}$ gegenüber

dem intakten Wirtgestein zumindest anfänglich nach dem Ausbruch erhöht ist (Fig. 2.2-3). Das hydraulische Leitvermögen der AUZ, das als Produkt der effektiven Querschnittsfläche A_{AUZ} und der effektiven hydraulischen Durchlässigkeit $K_{eff,AUZ}$ dargestellt werden kann, wird in der Sicherheitsanalyse verwendet, um die Bedeutung dieses Freisetzungspfads zu analysieren. Es soll sichergestellt werden, dass die Radionuklid-Freisetzung über das Wirtgestein (rote Pfeile in Fig. 2.2-2) und nur untergeordnet entlang der Untertagbauwerke (blaue Pfeile in Fig. 2.2-2) erfolgt. Aus den Ergebnissen von Sensitivitätsrechnungen zur Radionuklidfreisetzung entlang der verfüllten Untertagbauwerke kann geschlossen werden, dass die AUZ um die verfüllten Untertagbauwerke einen unbedeutenden Freisetzungspfad darstellt, sofern das hydraulische Leitvermögen kleiner ist als. rund 1×10^{-7} m^3/s.

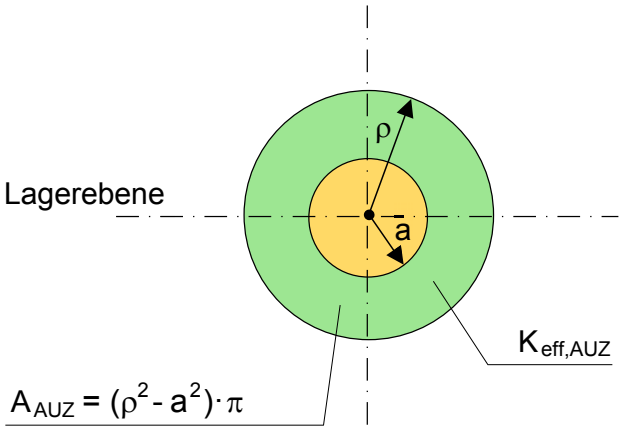


Fig. 2.2-3: Hydraulisches Leitvermögen $A_{AUZ} \cdot K_{eff,AUZ}$ der homogenisierten AUZ.

Konzeptualisierung der AUZ um die Untertagbauwerke als ringförmige Zone mit der effektiven Querschnittsfläche A_{AUZ} und der effektiven hydraulische Durchlässigkeit $K_{eff,AUZ}$.

Die Bereitstellung einer entsprechenden geotechnischen Masszahl für den sicherheitsbezogenen AUZ-Indikator "Hydraulisches Leitvermögen der AUZ" erfolgt durch hydro-mechanisch gekoppelte Modellanalysen, in welchen ein breites Spektrum von Annahmen bzgl. hydraulischer Eigenschaften der verfüllten und versiegelten Zugangsbauwerke und der zugehörigen AUZ betrachtet wird. Im Rahmen einer Sensitivitätsstudie werteten Alcolea et al. (2014) eine Vielzahl von Rissbildern für verschiedene Lagersituationen aus und ermittelten äquivalente hydraulische Parameter für die vereinfachte Darstellung der AUZ in Form einer schalenförmigen, homogenen Zone um die verfüllten BE/HAA-Lagerstollen sowie um horizontale Versiegelungsstrecken und Schächte. Aus der Gesamtheit der untersuchten Sensitivitätsfälle wurde eine Beziehung zwischen äquivalenter Mächtigkeit einer homogenen, schalenförmigen AUZ und der entsprechenden Porosität bzw. Durchlässigkeit abgeleitet (Fig. 2.2-4). Für das Beispiel einer 1 m mächtigen, homogenen AUZ um einen BE/HAA-Lagerstollen kann dementsprechend gemäss Fig. 2.2-4 eine äquivalente Porosität von ca. 18 % (Porosität des intakten Gesteins: 12 %) und eine äquivalente hydraulische Durchlässigkeit von 2×10^{-13} m/s ermittelt werden[5]. Die Berechnungen beruhen auf der Annahme einer maximalen normierten Konvergenz der Untertagbauwerke von < 4 % und zeigen, dass dann die sicherheitstechnischen Anforderungen zum hydraulischen Leitvermögen der AUZ erfüllt werden. Dieser Befund gilt sowohl für die BE/HAA-Lagerstollen als auch für die Schlüsselzonen für Versiegelungsstrecken und Schächte.

---

[5] Zum Vergleich die hydraulische Durchlässigkeit des ungestörten Opalinustons: 4.5×10^{-14} m/s, entspricht dem geometrischen Mittel aus $K_H = 1 \times 10^{-13}$ m/s (parallel zur Schichtung) und $K_V = 2 \times 10^{-14}$ m/s (senkrecht zur Schichtung).

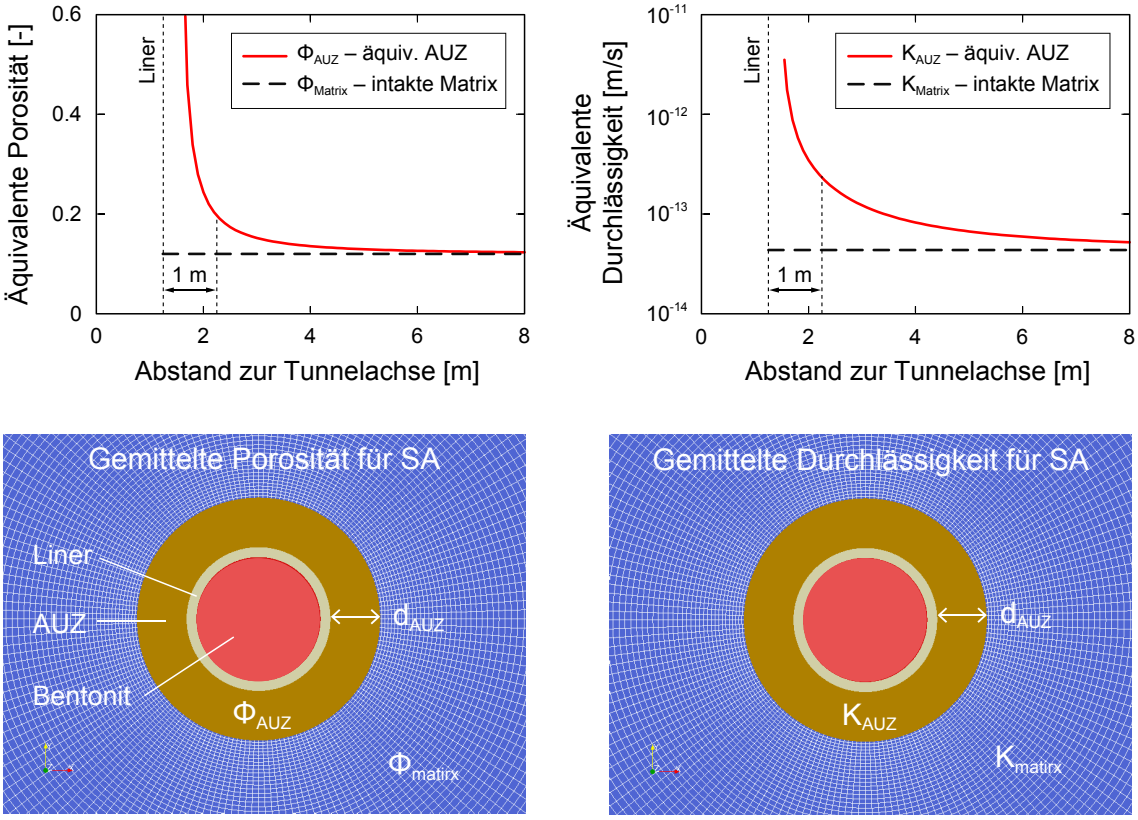


Fig. 2.2-4: Beziehung zwischen äquivalenter Mächtigkeit einer homogenen, schalenförmigen AUZ und der entsprechenden Porosität bzw. Durchlässigkeit (Alcolea et al. 2014).

Berechnet aus der Äquivalenz des Porenvolumens (Porosität) bzw. des spezischen Flusses (hydraulische Durchlässigkeit) durch die Querschnittsfläche der schalenförmigen AUZ. Für das Beispiel einer 1 m mächtigen, homogenen AUZ ergibt sich eine äquivalente Porosität von 18 % gegenüber der Porosität des intakten Opalinuston von 12 %. Die äquivalente hydraulische Durchlässigkeit liegt bei 2×10^{-13} m/s gegenüber der Durchlässigkeit des intakten Gesteins von 4.5×10^{-14} m/s (harmonisches Mittel aus $K_H = 1 \times 10^{-13}$ m/s und $K_V = 2 \times 10^{-14}$ m/s).

2.2.3 Geeignete Randbedingungen für den Einbau der technischen Barrieren

Im Sinne einer sicherheitsgerichteten Optimierung sollen in den mit Bentonit zu verfüllenden BE/HAA-Lagerstollen und Versiegelungsstrecken geeignete Bedingungen vorliegen, die den Einbau des Verfüll- und Versiegelungsmaterials und deren technische Wirkung möglichst wenig beeinträchtigen.

- Dazu soll der Einsatz von Spritzbeton und weiteren zementhaltigen Materialien bei den BE/HAA-Lagerstollen und Versiegelungsstrecken soweit eingeschränkt werden, dass die Bentonitumwandlung begrenzt bleibt (kurzfristige Umwandlung von Na-Bentonit in Ca-Bentonit, langfristige Auswirkungen der pH-Fahne); die Spritzbetonstärke soll deshalb auf rund 30 cm beschränkt werden.
- Zudem soll auch die Menge an Stahl (z.B. Armierung, Stahlbögen, Felsanker) und Organika (z.B. Zusatzmittel im Beton, GFK-Anker) aufgrund der möglichen Gasentwicklung und anderer unerwünschter Interaktionen beschränkt bleiben.

- Weiter ist der Ausbau der BE/HAA-Lagerstollen bzw. der Versiegelungsstrecken so zu gestalten, dass möglichst keine Hohlräume und kein loses Material im konturnahen Bereich der Sicherung bzw. des Ausbaus auftreten, welche den Aufbau eines genügenden Quelldrucks der Bentonitverfüllung/-versiegelung beeinträchtigen oder die lokale Porosität innerhalb der Verfüllung oder im ausbruchnahen Wirtgestein zu gross werden lässt (vgl. diesbezüglich die (extremen) Illustrationen in Fig. 2.2-5).
- Im Bereich der Versiegelung sollen linienförmige Stützelemente (z.B. Stahlbögen) eingesetzt werden können, so dass der direkte Kontakt von Bentonit (Dichtelement) mit dem Wirtgestein (Opalinuston) gewährleistet ist, ohne das Teile des Ausbaus vor dem Einbau der Versiegelung geraubt werden müssen.

Fig. 2.2-5: Illustration hinsichtlich möglicher ungünstiger bzw. inakzeptabler Einbaubedingungen

Links: Hohlräume ausbruchnah hinter Ausbau (Bruchmuster in Grossversuch im horizontal geschichteten Gebirge unter anisotropem Primärspannungszustand (Jacobi 1981); Mitte: Konturnaher Ausbruch mit unregelmässigem Profil; Rechts: Andauernde Auflockerung mit losen Gebirgsblöcken.

Unmittelbar nach dem Ausbruch und vor Einbringen der Felssicherung (Ausbau) ist das Gebirge ungesichert. Unabhängig von der Tiefenlage können sich gefüge- oder strukturinduziert Steine und Blöcke lösen und zu unregelmässiger Kontur oder ausbruchnahen Hohlräumen führen, was bei ruhig gelagerten, wenig tektonisierten Formationen nur sporadisch erwartet wird.

Zur konturnahen Gefügeauflockerung kann es aber vor Einbau der Sicherung auch infolge spannungsinduzierter und damit von der Tiefenlage abhängiger Entfestigungen kommen, welche zu unregelmässigen Ausbruchprofilen führen können. Diese Gefügeauflockerung und als Folge davon das geologische Überprofil werden umso ausgeprägter sein, je grösser die konturnahen deviatorischen Spannungen und Dehnungen sind und je grösser der Abstand des Ausbaus von der Ortsbrust mit ungesichertem Fels ist.

Besondere Verhältnisse liegen in Versiegelungsstrecken vor, wo der Opalinuston zwischen den linienhaften Stützmitteln (z.B. Stahlbögen) nur minimal gesichert werden kann und auch nach Einbau der Sicherung kein Stützdruck der Auflockerung zwischen den Bögen entgegenwirkt.

Bei ausgeprägt anisotropen Spannungs- und Festigkeitsverhältnissen und Dehnungskonzentrationen (beispielsweise infolge Trennflächen) sind erhöhte spannungsinduzierte Auflockerungen und lokalisierte Hohlräume zu erwarten (Fig. 2.2-6)

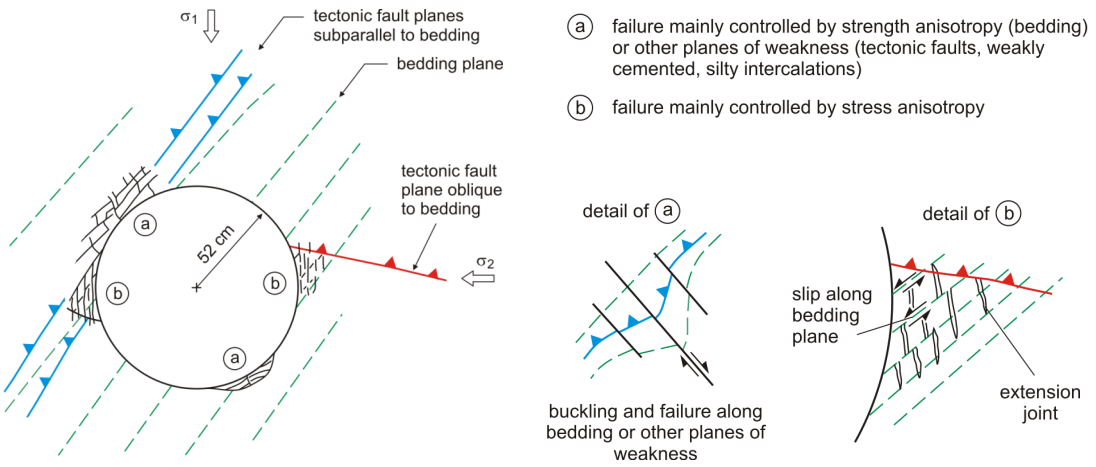


Fig. 2.2-6: Beobachtete konturnahe Ausbrüche und lokalisierte Auflockerungen infolge von Strukturen und anisotropen Spannungs- und Festigkeitsverhältnissen.

Strukturmodel der Auflockerung für den HG-A Mikrotunnel aus Marschall et. al. (2006)

Zur Abschätzung der konturnahen Auflockerung werden folgende Annahmen getroffen: Je grösser die konturnahe, tangentiale Stauchung vor Einbau der Sicherung, desto grösser die Auflockerung und die Möglichkeit gefüge- und strukturinduzierter Ausbrüche. Das Spannungs-Dehnungsverhalten von Druckfestigkeitsversuchen (p- und s-Versuche) an Opalinustonproben zeigen in Abhängigkeit des Seitendrucks, dass die Spitzenfestigkeit i.d.R. bei Stauchungen um 0.5 % (0.3 – 0.8 %) überschritten werden und bei Stauchungen um 1 % die Restfestigkeit erreicht wird (z.B. Nagra 2014c / Dossier IV). Beim kreisrunden Profil entspricht eine durchschnittliche Stauchung am Ausbruchrand von 1 % gerade einer normierten Konvergenz von 1 %. Unter der Annahme, dass die Entfestigung und konturnahe Auflockerung bei plastischen Dehnungen, welche die Restscherfestigkeit überschreiten, deutlich zunimmt, sind daher Kurzzeitdeformationen vor dem Einbau der Sicherung, welche 1 % Konvergenz nicht überschreiten in Bezug auf die konturnahe Auflockerung günstig zu beurteilen. Bei Konvergenzen, welche 2.5 % überschreiten, dürften konturnahe Ausbrüche deutlich ausgeprägter und daher ungünstig im Hinblick auf die Einbaubedingungen der technischen Barrieren sein.

2.3 Erfahrungen im Untertagbau und Anforderungen aus Sicht der technischen Machbarkeit

Neben den Anforderungen bzgl. Langzeitsicherheit sind auch die Erfahrungen im Untertagbau bzgl. Beschränkung der Beanspruchung des Gebirges sowie die Anforderungen aus Sicht der technischen Machbarkeit zu beachten. Einige diesbezüglich wichtige Punkte werden nachfolgend aufgeführt.

Aus Sicht der *technischen Machbarkeit* sind die notwendigen untertägigen Anlagen in der Lagerzone unter Berücksichtigung der Rahmenbedingungen und übergeordneten Anforderungen sicher und zuverlässig zu bauen, zu betreiben und zu verschliessen. Während der Betriebsphase ist sicherzustellen, dass die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Hohlräume und damit des stützenden Gebirges gewährleistet sind. Die Tragsicherheit ist auch in allen Bauzuständen während dem Bau sicherzustellen. Zudem ist während dem Bau die Gebirgsschädigung möglichst gering zu halten, um die bautechnischen Schwierigkeiten zu beschränken. Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit sind z.B. in der SIA-Norm 197 (SIA 2004a) oder SIA-Norm 267 (SIA 2013a) definiert. Die Realisierung muss so gestaltet sein, dass die Personensicherheit (Arbeitssicherheit und Gesundheitsschutz) und die radiologische Betriebssicherheit gewährleistet bleiben.

In Anlehnung an die Normen und Empfehlungen werden für die Berechnungen bezüglich der geotechnischen Parameter grundsätzlich drei Niveaus verwendet; in Anlehnung an SIA 197 (SIA 2004a) werden für die Bestimmung der geotechnischen Parameter Rechnungen mit Erwartungswerten X_m, mit charakteristischen Werten X_k[6] und mit Dimensionierungswerten X_d durchgeführt (vgl. auch Kap. 3.4). Die Berechnungen mit den Erwartungswerten und den charakteristischen Werten dienen der Beurteilung der Auswirkungen auf die Langzeitsicherheit und der Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit; die Berechnungen mit den Dimensionierungswerten X_d dienen dem Nachweis der Tragsicherheit und damit der Sicherheit während der Bau- und Betriebsphase.

2.3.1 Beschränkung der Beanspruchung des Gebirges und der Gebirgsauflockerung als Folge des Ausbruchs

Die Erfahrung im Untertagbau zeigt, dass die Gebirgsverformung ein wichtiger Faktor bei der Wahl der Baumethode und bei der Auslegung des Tunnelausbaus ist. Grosse Verformungen führen zur Reduktion der Gebirgsfestigkeit und induzieren bei einem Gebirge mit geringer Festigkeit und bei hohen Gebirgsspannungen und Porenwasserdrücken langanhaltende, grosse Verformungen mit druckhaftem Gebirgsverhalten (Kovári 1998, Cantieni & Anagnostou 2007). Mit zunehmender Intensität der Gebirgsverformung variieren auch die Konvergenzen und der Gebirgsdruck und damit die Beanspruchung des Tunnelausbaus.

Aus diesem Grund werden die Gebirgsverformungen in solchen Gebirgsverhältnissen auch als Indikator verwendet für die Beurteilung, wie anspruchsvoll Untertagbauprojekte sind (z.B. Chern et al. 1998). Diese Erfahrungen können auch als Hinweise für die geologischen Tiefenlager genutzt werden mit dem Ziel, die Störung bzw. Schädigung des Gebirges in direkter Umgebung der Lagerkammern bzw. Versiegelungsstrecken klein zu halten.

Ein Beispiel einer solchen semi-empirischen Gesetzmässigkeit für druckhaftes Gebirgsverhalten ("squeezing rocks") ist in Hoek & Marinos (2000) dokumentiert (Fig. 2.3-1). Hoek & Marinos verwendeten ein numerisches Modell und kalibrierten die Modellergebnisse mit einer Vielzahl von Feldbeobachtungen und Fallbeispielen von Tunnelbauten in Fels mit geringer Festigkeit ("Weak Rock"). Der Festigkeitsindex des Gebirges wird dabei als das Verhältnis zwischen der Gebirgsfestigkeit ("rock mass strength" RMS) und der Maximalspannung in der Umgebung dargestellt. Der RMS berücksichtigt dabei eine Vielzahl von Gebirgscharakteristika (Gesteinsfestigkeiten, Trennflächengefüge, Verformungsverhalten) und ermöglicht den Vergleich unterschiedlicher Untertagbauerfahrungen. Die daraus berechneten normierten Konvergenzen wurden basierend auf den Beobachtungen in Relation zum erforderlichen Ausbau gesetzt werden. Gemäss Hoek & Marinos (2000) sind bei normierten Konvergenzen < 1 % in der Regel wegen der beschränkten Störung des Gebirges keine besonderen Ansprüche zu erwarten (günstige Verhältnisse aus Sicht technische Machbarkeit, vgl. auch Tab. 2.3-2) und die Auswirkungen von Abweichungen der Gebirgsfestigkeit oder Gebirgsspannungen bleiben gering; im Bereich von ca. 1 % – 2.5 % nimmt die Störung des Gebirges zu, aber die Ansprüche sind noch begrenzt; die Sensitivität im Falle von Abweichungen der Gebirgsfestigkeit oder der Gebirgsspannungen nimmt deutlich zu. Mit zunehmenden normierten Konvergenzen (> 2.5 %) wird von druckhaften Verhältnissen ausgegangen, die zunehmend technisch anspruchsvoll werden, und die Sensitivität gegenüber Abweichungen der Gebirgsfestigkeit oder Gebirgsspannung wird signifikant.

---

[6] Dies entspricht vorsichtig gewählten Erwartungswerten für die Parameter.

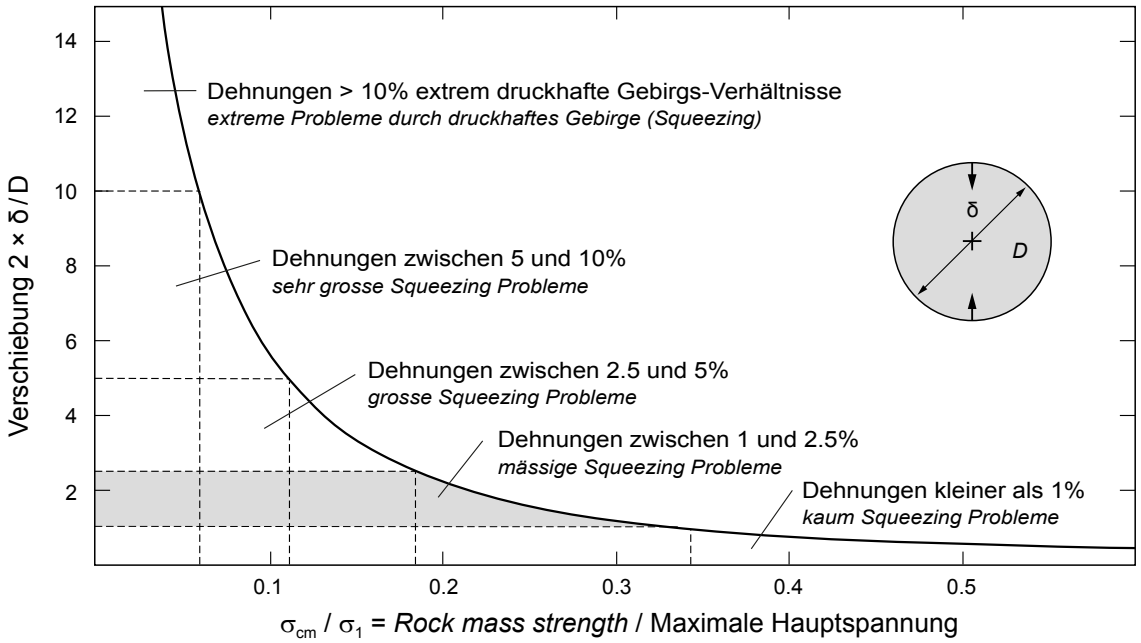


Fig. 2.3-1: Erwartete Konvergenzen für normierte Gebirgsfestigkeiten nach numerischen Berechnungen gestützt auf Detailstudien und Angabe der erwarteten tunnelbautechnischen Herausforderungen und resultierende Anforderungen.

Konvergenzen sind normiert auf den Tunneldurchmesser. Gebirgsfestigkeiten sind normiert auf die maximale Hauptspannung des Fernfelds. Gemäss Hoek & Marinos (2000).

Diese Überlegungen legen nahe, die Konvergenz der Kurzzeitverformungen generell auf maximal ca. 2.5 % zu beschränken, falls das Gebirge nur mässig beansprucht werden soll. Von günstigen, weil nicht druckhaften Verhältnissen kann bei Konvergenzen bis 1 % ausgegangen werden. Das gilt vor allem für die anspruchsvollen grossen Tunnelquerschnitte (SMA-Lagerkaverne Profil K09), bei welchen der Ausbauwiderstand begrenzt erhöht werden kann. Bei Beschränkung der Konvergenzen auf ca. 2.5 % bzw. idealerweise auf 1 % lässt sich aus den erfahrungsgemäss günstigen Bedingungen für den Tunnelbau ableiten, dass sich grössere Störungen im umgebenden Gebirge voraussichtlich weitgehend vermeiden lassen und dass die Bedingungen auch wenig empfindlich auf kleine Abweichungen der Gebirgseigenschaften als Folge der natürlichen Variabilität sind. Von einer erheblichen Störung des Gebirges, weil druckhaften Verhältnissen, kann bei Konvergenzen > 2.5 % ausgegangen werden.

Tab. 2.3-2: Ungefähre Zuordnung zwischen den normierten Konvergenzen und den Ansprüchen an den Bau von Tunnel durch druckhaftes Gebirge in Anlehnung an Hoek & Marinos (2000).

Normierte Konvergenz $\varepsilon(= 2\ u_a/D)$	Geotechnische Aspekte des reinen Gebirgsverhalten	Ausbautyp
Weniger als 1 %	Keine bzw. geringe Stabilitätsprobleme.	Sehr einfache Bedingungen für den Tunnelvortrieb. Minimaler Ausbau mit Anker und Spritzbeton als Stützmittel ausreichend.
1 bis 2.5 %	Lokale, ausbruchnahe Stabilitätsprobleme zu erwarten.	Mässig druckhaftes Gebirgsverhalten das tunnelbautechnisch in der Regel einfach mit Ankern und Spritzbeton; manchmal zusätzlich verstärkt mit leichten Stahlbögen oder Gitterträgern, beherrscht werden kann.
2.5 bis 5 %	Tiefer reichende Stabilitätsprobleme (plastifizierte Zone) zu erwarten. Ortsbruststabilitätsprobleme werden i.d.R. noch nicht beobachtet.	Stark druckhaftes Gebirge, das raschen Einbau von Gebirgsstützmittel erfordert. In der Regel sind Spritzbeton mit massivem Stahlbogenausbau erforderlich.
5 bis 10 %	Der Bau ist durch Stabilitätsprobleme an der Ortsbrust gekennzeichnet.	Sehr stark druckhaftes Gebirge und Stabilitätsprobleme an der Ortsbrust. Ortsbrustsicherungsmassnahmen (Spritzbeton, Ortsbrustverankerung) sind zusätzlich zur massiven Spritzbetonsicherung mit Stahlbogenverstärkung erforderlich.
Mehr als 10 %	Grosse Stabilitätsprobleme an der Ortsbrust in Kombination mit stark druckhaftem Gebirge.	Massiv druckhaftes Gebirge. Ortsbrustankerung und –verstärkung mit Spritzbeton sind i.d.R. erforderlich. Ausbau mit Duktilelementen erforderlich.

2.3.2 Anforderungen abgeleitet aus der Tragsicherheit

Das Tiefenlager soll die Anforderungen an die Tragsicherheit aus statischer Sicht während der geplanten Nutzungsdauer unter Einhaltung anerkannter Regeln der Baukunde erfüllen. Dazu zählen die angemessene Anwendung der geltenden Normen und Richtlinien und die Berücksichtigung der relevanten und aktuellen Forschung bei spezifischen Fragestellungen. Für das Tiefenlager und seine tragenden Bauteile gelten folgende Bedingungen:

- Die tragenden Bauteile (Ausbau) müssen einen ausreichenden Tragwiderstand aufweisen (Sicherheit vor Überschreiten des Tragwiderstands der tragenden Bauwerksteile – Grenzzustand GZ II gemäss SIA 260 (SIA 2013b))
- Die Gesamtstabilität muss in jedem Bauzustand gewährleistet sein (Sicherheit vor Verlust der Standfestigkeit des Gebirges – Grenzzustand GZ III gemäss SIA 260 Ziffer 4.2)

Die Grenzzustände der Tragsicherheit sind in der Norm SIA 260 (SIA 2013b) definiert. Die Umsetzung der Grenzzustände in Bezug auf geotechnische Fragestellungen wird in SIA 197 (SIA 2004a) oder SIA 267 (SIA 2013a) erläutert. Stand der Technik ist, dass die tragenden Bauwerksteile auch im Grenzzustand nicht versagen dürfen und für alle Nutzungszustände und Gefährdungsbilder stufengerecht eine ausreichende Tragsicherheit nachgewiesen werden kann. Die tragenden Bauwerksteile sind zudem so auszulegen, dass sie bei einer potenziellen Überbeanspruchung duktil versagen.

In der Ingenieurpraxis werden zur Beurteilung der Tragsicherheit zuerst Gefährdungen spezifiziert und in Bemessungssituationen übersetzt. Die für den Untertagbau massgebenden Gefährdungsbilder und der Umgang mit ihnen werden in der SIA 197 (SIA 2004a) Ziffer 7.1.3.3 resp. SIA 199 (SIA 1998) Anhang 5 beschrieben. Ziel ist es, den aufgelisteten Gefährdungen durch geeignete Massnahmen zu begegnen und deren Auswirkungen auf ein akzeptierbar kleines Mass zu reduzieren.

Im Untertagbau wird unter den Anforderungen aus der Tragsicherheit meist die Bereitstellung eines genügenden Ausbauwiderstands während der verschiedenen Nutzungsphasen (Bau, Betrieb, Verschluss) verstanden. Für die Bewertung der Tragsicherheit im Hinblick auf die anzustrebende maximalen Tiefenlage steht die Verhinderung von spannungsinduzierten Niederbrüchen und Verbrüchen bis zum vollständigen Kollaps des Hohlraums sowie die Beherrschung übergrosser Verformungen im Vordergrund[7].

Der Nachweis der Tragsicherheit des Ausbaus (Nachweis des Tragwiderstands nach Grenzzustand II der SIA 267 (SIA 2013a) oder der Gesamtstabilität (Sicherheit vor Verlust der Standfestigkeit des Gebirges – Grenzzustand GZ III) wird in dieser Projektierungsstufe nicht geführt. Es wird aber auf Basis rechnerisch ermittelter orientierender Ausbauwiderstände sowie numerischer und analytischer Modellberechnungen die Gefährdung durch spannungsinduziertes Versagen auch im Grenzzustand der Tragsicherheit (X_d-Niveau) analysiert.

2.3.3 Anforderungen abgeleitet aus der Gebrauchstauglichkeit

Das Tiefenlager muss funktionstüchtig und gebrauchstauglich sein, d.h. das Tiefenlager und seine Elemente müssen zuverlässig, dauerhaft und robust die geforderten Aufgaben und Funktionen während der gesamten Nutzungsdauer, in allen Betriebsarten und in jeder Realisierungsphase erfüllen können.

Dies führt zu Anforderungen, die sich beispielsweise in Form von Vorgaben an den lichten Raum der Untertagbauwerke, deren vertikale und horizontale geometrischen Verhältnisse (z.B. das Gefälle bzw. die Neigung von Arbeits- und Förderflächen, minimale Kurvenradien, maximale Länge), die zulässigen Verformungen (z.B. zulässige Verformungen von Kranbahnen), deren zulässige Abweichungen von Sollmassen (z.B. Abweichungen des Lichtraumprofil, Abweichung von der Sollachse des Lagerstollens) u.a. äussern. Die Ableitung dieser Anforderungen stützt sich in der heutigen Planungsstufe i.d.R. auf erprobte Technologien und Ingenieurmethoden, von denen angenommen werden kann, dass sie zuverlässig umgesetzt werden können. Dazu gehören beispielsweise orientierende Spezifikationen zu den Fördereinrichtungen und

---

[7] Weitere Gefährdungen, welche die Tragsicherheit des Hohlraums beeinträchtigen können, ergeben sich bspw. aus strukturinduzierten Verbrüchen (Blockversagen), Steinschlag, Ortsbrustversagen, Überbeanspruchung des Ausbaus infolge Tonquellen, Entfestigung wegen Feuchtigkeitseintrag, Versagen des Ausbaus infolge Brand oder Kollision. Gefährdungsbilder infolge Wasser, Wasser+Gebirge oder Erdgas können aufgrund der sehr kleinen Durchlässigkeiten des Opalinuston ausgeschlossen werden (dies gilt nicht für den Fall einer Überflutung durch Wassereinbruch aus den Schichten des Hangenden oder der Oberfläche, wobei diese Gefährdungen in Nagra (2014d) berücksichtigt sind; Erdgas kann ausgeschlossen werden. Durch raschen Einbau einer Sofortsicherung (z.B. Felsanker bei den grossen Ausbruchprofilen K09, K04 oder Spritzbeton und/oder Armierungsnetze beim Profil F) können strukturinduzierte Niederbrüche oder Ortsbrustversagen verhindert werden. Tonquellen kann durch die Meidung von Wasser beim Vortrieb minimiert werden. Zudem deckt der vorgesehene gebirgsstützende Ausbau im gesamten Tunnelumfang auch mögliche Quelldrücke ab. Ein Tunnelkollaps muss auch bei zu unterstellenden Bränden vermieden werden. Dies kann durch entsprechende Auslegung des Ausbaus oder durch die Verhinderung von Bränden erreicht werden (vgl. auch Nagra 2014e, Nagra 2014d).

deren Anforderungen an das Lichtraumprofil und die Trassierung[8], zu den Baumethoden und Vortriebseinrichtungen oder den zu verwendenden Baumaterialien. Diese Anforderungen sind in die zugrunde gelegten Lagerkonzepte gemäss Kap. 2.4 eingeflossen.

Grundsätzlich soll für Bauteile mit verschiedenen Nutzungsdauern[9] eine Periodizität von 20 – 30 Jahren festgelegt werden. Das Bauwerk und seine Komponenten sind so zu konzipieren, dass Bauteile und Komponenten mit kürzerer Lebensdauer leicht zugänglich sind und mit verhältnismässig geringem Aufwand ersetzt werden können, ohne dass der Betrieb bzw. die Betriebssicherheit während dem Ersatz signifikant eingeschränkt werden muss. Dabei ist insbesondere zu beachten, dass der Zugang zu den Lagerkammern (BE/HAA-Lagerstollen, SMA/LMA-Lagerkavernen) während dem Einlagerungsbetrieb aufgrund der radiologischen Bedingungen nur noch eingeschränkt möglich ist. Abgeleitet vom übergeordneten Realisierungsprogramm gemäss Nagra (2008c) kann die Nutzungsdauer für einzelne Bauwerke und Bauteile festgelegt werden. Die Bauwerke sind entsprechend Tab. 2.3-1 auszulegen:

Tab. 2.3-1: Orientierende Nutzungsdauern für die wichtigsten Bauwerke und Bauteile.

1) Die BE/HAA-Lagerstollen werden jeweils im Folgejahr der Auffahrung wieder verfüllt, so dass die geplante Nutzungsdauer effektiv 2 Jahre beträgt.

Bauwerke und ihre Bauwerksteile	**Orientierende Nutzungsdauer**
BE/HAA-Lagerstollen 1)	4 Jahre
SMA/LMA-Lagerkavernen	25 Jahre
Lagerfeldzugangsbauwerke (Betriebs-, Lüftungs- und Bautunnel)	40 Jahre
Übrige untertägige Anlagen in der Lagerzone	100 Jahre und mehr

Deformationen der Untertagbauwerke dürfen die Funktionalität (Gebrauchstauglichkeit) nicht unzulässig einschränken (z.B. Beschränkung der Verformungen nach dem Einbau von Kranbahnauflagern, Schleusentoren, Fahrbahn oder Gleisen o.ä.[10]).

---

8 Ein Beispiel ist die in den SMA/LMA-Lagerkavernen zugrunde gelegte Förderung der Endlagebehälter mit einem Laufkran und der Stapelung in der Kavernensohle. Diese Förderart und die Stapelung gehen von horizontal angeordneten Kavernen aus, was bei Ausrichtung der Kavernen in Fallrichtung der leicht geneigten Opalinustonschichten zwangsweise zu Abweichungen von der bevorzugten Platzierung der Kaverne in Mittellage des WG führt. Dies ist wiederum bei der Beurteilung der Auswirkungen der plastischen Zone und des intakten Wirtgesteins zu berücksichtigen (vgl. Kap. 2.2.1).

9 Die Nutzungsdauer wird definiert als die Zeitspanne der Offenhaltung, d.h. vom Zeitpunkt der Auffahrung (Bau) bis zur Verfüllung und Verschluss des jeweiligen Hohlraums.

10 Zulässige Verformungen für Einbauten und Fahrbahnen sind in der jetzigen Planungsphase noch nicht spezifiziert. Massgebend werden diesbezüglich vor allem zeitabhängige Verformungen nach dem Auffahren. Darunter fallen Verformungen infolge Gebirgsquellen und Kriechen des Gebirges. Aufgrund der geringen Förderintensitäten und -geschwindigkeiten dürften relativ grosse Verformungen zugelassen werden.

2.4 Beschreibung Lagerkonzept (Anlagenauslegung und Bauvorgang)

2.4.1 Übersicht über die Anlagenelemente und die Lagerarchitektur

Im Entsorgungsprogramm (Nagra 2008c) und in den Vorschlägen für die geologischen Standortgebiete (Nagra 2008a) wurden technische Auslegungsvarianten aufgezeigt, die es erlauben, für ein breites Spektrum an geologischen Bedingungen die technische Machbarkeit der geologischen Tiefenlager für HAA und SMA sicherzustellen. Bezüglich der maximalen Tiefenlage gelten die in Kap. 2.1, 2.2 und 2.3 aufgeführten Aspekte. Die Auslegung der Lagerkammern unter Berücksichtigung der unterschiedlichen geologischen Situationen wird im Folgenden beschrieben.

Die untertägigen Anlagen in der Lagerzone bestehen aus dem Hauptlager für die verschiedenen Abfallgebindetypen, dem Pilotlager und einem Infrastrukturteil. Das Hauptlager ist in Lagerfeldern angeordnet. Die Lagerfelder bestehen aus den Lagerkammern (BE/HAA-Lagerstollen und LMA-Lagerkavernen im HAA-Lager sowie den SMA-Lagerkavernen im SMA-Lager) und den Lagerfeldzugängen (Abzweigertunnel mit Umladebereich, Betriebs-, Bau- und optional Lüftungstunnel). Der Infrastrukturteil besteht aus Stollen und Nischen des Testbereichs, dem Zentralen Bereich, an welchen die Zugangsbauwerke anschliessen und separaten untertägigen Besuchereinrichtungen. Fig. 2.4-1a und b zeigen schematisch die vorgesehenen Lagerkonzepte für ein HAA- oder SMA-Lager.

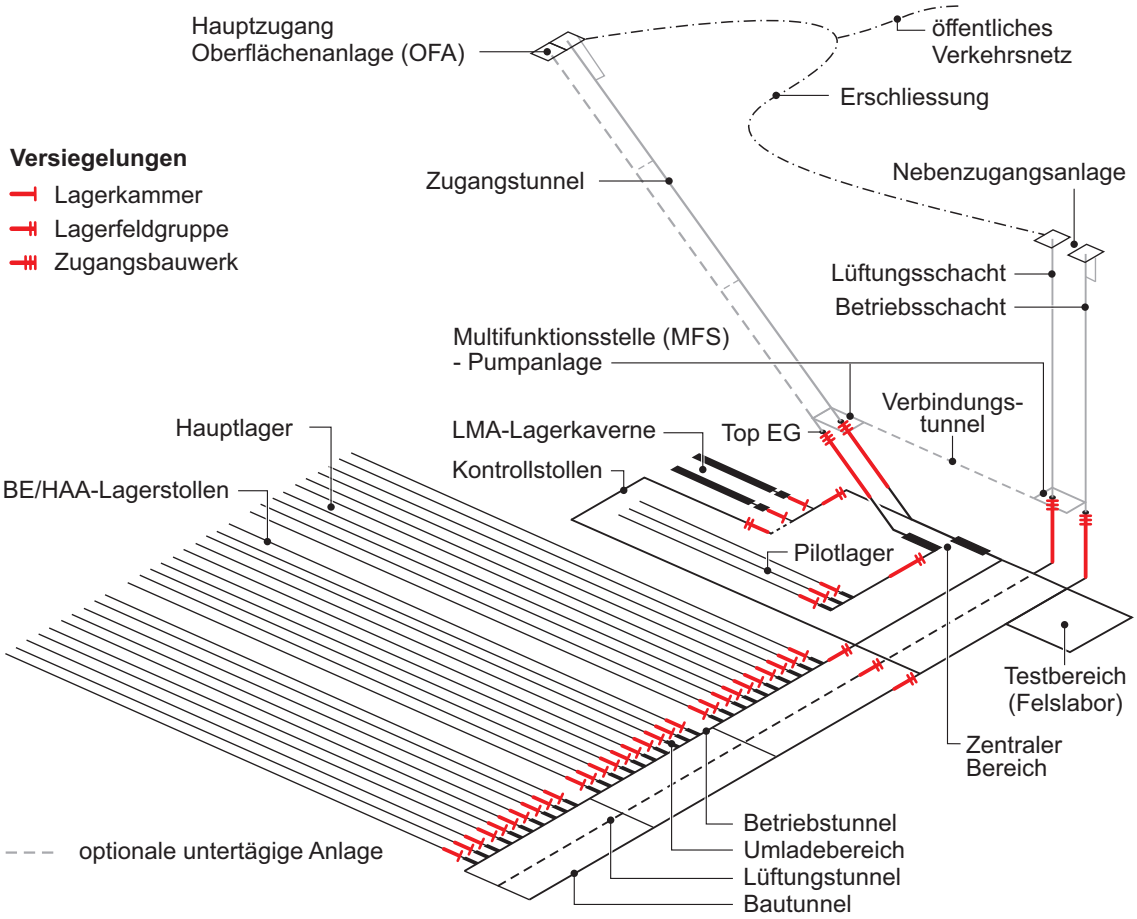


Fig. 2.4-1a: Prinzipskizze eines HAA-Lagers.

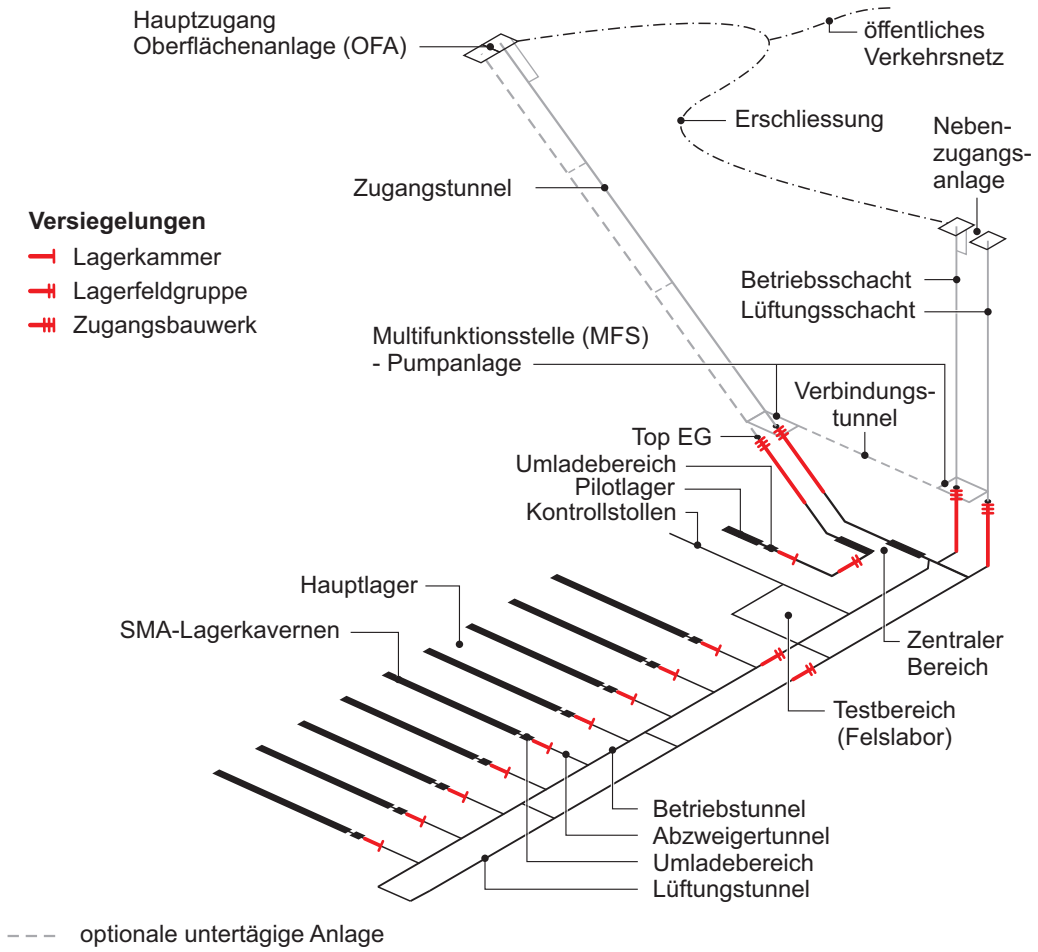


Fig. 2.4-1b: Prinzipskizze eines SMA-Lagers.

2.4.2 BE/HAA-Lagerstollen

Das Referenzkonzept sieht vor, die BE/HAA-Endlagerbehälter auf einem Sockel aus kompaktierten Bentonitblöcken zu platzieren (Fig. 2.4-2). Der Raum zwischen dem Endlagerbehälter / Bentonitsockel und dem Wirtgestein wird mit Bentonitgranulat verfüllt.

Die Lagerstollen sind so auszulegen, dass sie günstige Rahmenbedingungen für die Einlagerung der BE/HAA-Behälter bieten und das Einbringen des Bentonits ermöglichen und die weiteren Anforderungen gemäss Kap. 2.2 erfüllen.

Der lichte Durchmesser des kreisrunden BE/HAA-Lagerstollens beträgt 2.80 m. Dieser setzt sich aus dem lichten Mindestdurchmesser von 2.50 m (minimal geforderte Dicke der umhüllenden technischen Barriere von 0.70 m Bentonit und einem maximalen Durchmesser der Endlagerbehälter von 1.05 m) sowie dem Raum zur Aufnahme der Deformationen und Ausführungstoleranzen zusammen.

Im Hinblick auf die maximale Tiefenlage und unter Berücksichtigung der unterschiedlichen geomechanischen Bedingungen in den Standortgebieten kann der Ausbauwiderstand in gewissen Grenzen angepasst werden, um die Gebirgsstörung beschränken und die Standsicherheit der Lagerstollen bis zur Verfüllung zu gewährleisten.

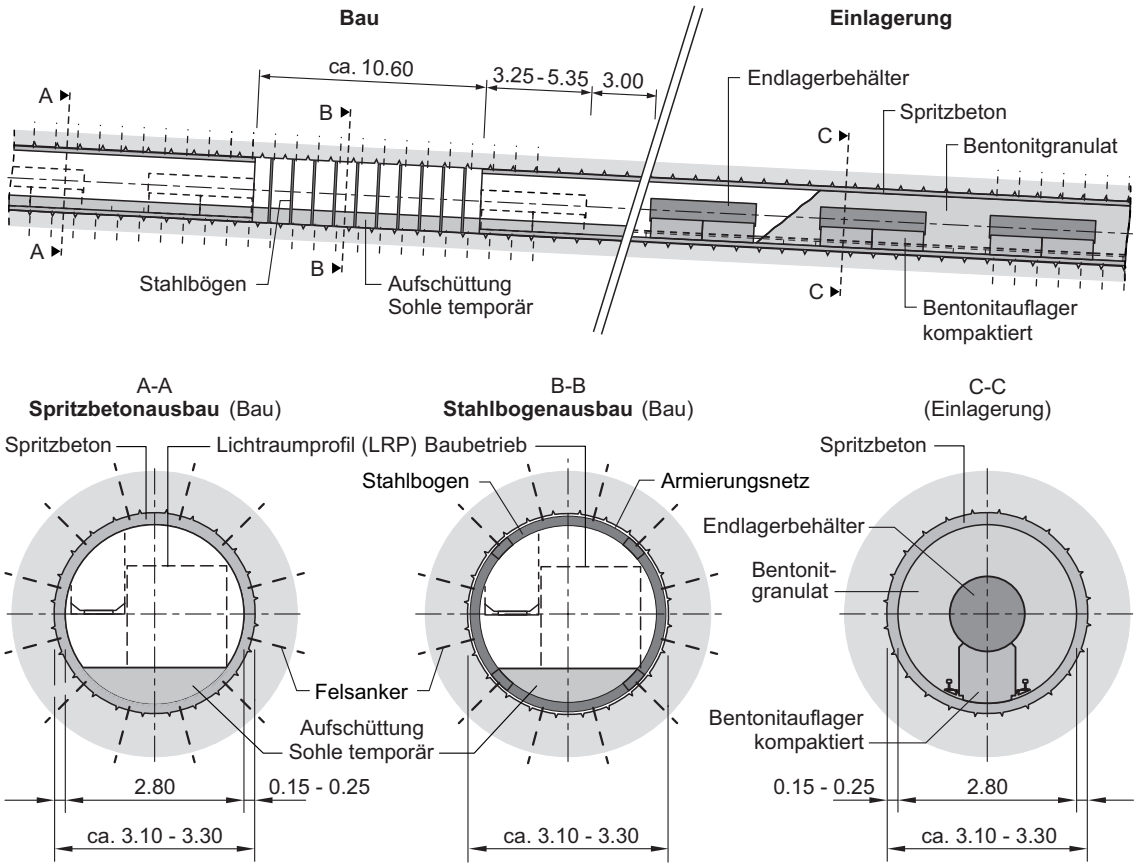


Fig. 2.4-2: Längsschnitt und Normalprofil BE/HAA-Lagerstollen (Einlagerung, Verfüllung, Zwischensiegel).

A-A: nach dem Bau, B-B: im Zwischensiegelbereich, C-C: nach Einbau Endlagerbehälter.

Die Wirkung und Wirksamkeit verschiedener Ausbaukonzepte (ohne Ausbau, vollflächiger Ausbau, Widerstandsprinzip oder Ausweichprinzip) wurde für unterschiedliche Rahmenbedingungen untersucht (vgl. Kap. 5.4 sowie frühere Arbeiten z.B. Nagra 2009, Nagra 2010a, b). Die Untersuchungen zeigen, dass insbesondere für grosse Tiefenlagen wegen der Grösse der Gebirgsstörung eine vollflächige Ausbruchssicherung erforderlich ist, welche während den Spannungsumlagerungen infolge des Vortriebs Niederbrüche verhindert und einen ausreichenden Ausbauwiderstand gewährleisten kann. Unter vollflächiger Ausbruchssicherung werden, wie in Fig. 2.4-2 gezeigt, gebirgsstützende Massnahmen verstanden, welche im gesamten Lagerstollenumfang einen Ausbauwiderstand erzeugen können. Eine klassische Stützung mit Stahlbögen im gesamten Profilumfang wird somit auch als vollflächig betrachtet.

Als grundsätzliche Möglichkeiten zur Erhöhung des Ausbauwiderstands werden eine Spritzbetonschale und Stahlbogen-Ringausbau in Betracht gezogen. Aus rein bautechnischer Sicht besteht grundsätzlich auch die Möglichkeit, Tübbinge oder Pressrohre als Ausbau zu verwenden; doch sind dadurch basierend auf heutiger Technologie Nachteile aus Sicht der Langzeitsicherheit infolge ungenügender Ringspaltfüllung und Fugenspalten zwischen den Bauelementen in Kauf zu nehmen.

Als orientierende Referenzauslegung für den Ausbau der BE/HAA-Lagerstollen wird folgender Ausbau zugrunde gelegt: Die Ausbruchsicherung besteht aus einer vollflächigen, kreisrunden bewehrten Spritzbetonsicherung über den gesamten Stollenumfang mit einer Sollstärke

zwischen 15 bis 25 cm. Je nach den geomechanischen Bedingungen ist der Spritzbeton mit Stahlbögen verstärkt (Widerstandsprinzip) oder mit Duktilelementen nachgiebig ausgelegt (Ausweichprinzip). In den Zwischensiegelbereichen besteht die Sicherung aus Stahlbögen mit Gleitschlössern und Bewehrungsnetzen als Steinschlagschutz zwischen den Bögen, um die Anforderungen an direkte Verbindung zwischen dem Dichtelement (Bentonit) und dem Wirtgestein (Opalinuston) sicherzustellen(vgl. Kap. 2.2.3). Diese Sicherungsmassnahmen resultieren in einem Aussendurchmesser zwischen 3.1 m bis 3.3 m. Der rechnerische Ausbauwiderstand einer solchen orientierenden Referenzauslegung beträgt ca. 0.5 MPa (Widerstandsprinzip) bzw. im Falle des Ausweichprinzip um 0.3 MPa (Anhang A), wobei die Zwischensiegelabschnitte mit reinem Stahlbogenausbau massgebend bzw. beschränkend wirken.

Aufgrund der kleinen Tunneldurchmesser stellen sich vor allem für die BE/HAA-Lagerstollen besondere Anforderungen an die Vortriebsmethode. Die langen Lagerstollen mit kleinem Durchmesser (Profil F, HAA-Lager) werden bevorzugt vollmechanisiert mit einer TBM aufgefahren. Dieses Bauverfahren erlaubt es, die jährlich erforderlichen Lagerstollen zuverlässig aufzufahren. Bei druckhaften Gebirgsverhalten besteht die Gefahr des Verklemmens der TBM, da die Ausbruchsicherung erst hinter dem Bohrkopf / Schild eingebaut werden kann. In dem Fall ist eine Teilschnittmaschine mit raschem Einbau der Sicherung nahe an der Ortsbrust erforderlich. Aufgrund der sehr beengten Platzverhältnisse wird dieser Bauvorgang als sehr anspruchsvoll beurteilt. Grundsätzlich stehen folgende zwei Möglichkeiten zur Verfügung (Nagra 2009):

- Tunnelbohrmaschine (TBM) mit Gripper: Vollschnittmaschine mit einem bevorzugt bombierten Bohrkopf und Gripper zur Verspannung mit dem Gebirge (Fig. 2.4-3, links) in eher günstigen Gebirgsverhältnissen mit Einbau der Ausbruchsicherung im Nachläuferbereich.
- Tunnelvortriebsmaschine mit Teilschnitt-Schrämkopf (TSM) und Gripper: beweglicher Schrämkopf in Schild und Gripper zur Verspannung mit dem Gebirge (Fig. 2.4-3, rechts) bei eher ungünstigen Gebirgsverhältnissen mit Einbau der Ausbruchsicherung direkt hinter der Ortsbrust.

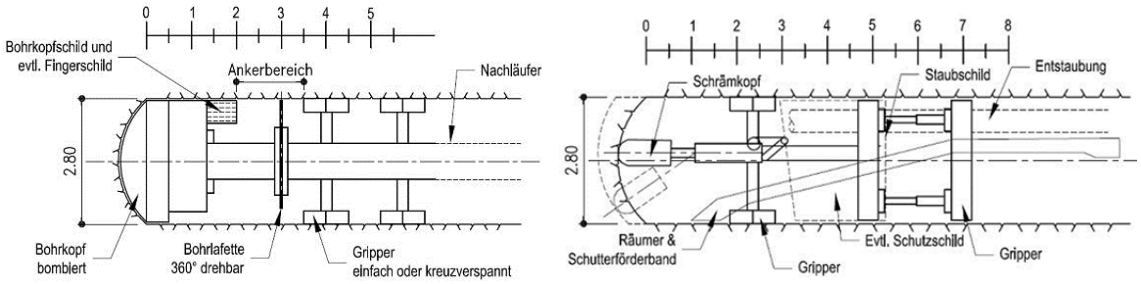


Fig. 2.4-3: Schematische Darstellung möglicher Vortriebskonzepte zum Bau der BE/HAA-Lagerstollen.

Links: Tunnelbohrmaschine mit Gripper für günstige Gebirgsverhältnisse; rechts: Tunnelvortriebsmaschine mit Teilschnitt-Schrämkopf (TSM) für ungünstige Gebirgsverhältnisse mit raschem Einbau der Ausbruchsicherung.

2.4.3 SMA/LMA-Lagerkavernen

Neben den in Kap. 2.1, 2.2 und 2.3 aufgeführten Anforderungen müssen die Lagerkavernen geeignete Rahmenbedingungen für die Einlagerung der Endlagerbehälter (Einbringen, Verfüllen) und für eine allfällige Rückholung der Endlagerbehälter bieten. Zudem sind die Lagerkammern so auszulegen, dass eine geeignete Versiegelung der Zugänge möglich ist.

Das Lagerkonzept sieht für die Einlagerung der SMA- oder LMA-Endlagerbehälter – grosse Lagercontainer aus vorgefertigtem Beton – horizontale Lagerkavernen mit Längen zwischen 150 und 250 m vor[11]. Die SMA- und LMA-Endlagerbehälter werden dazu reihenweise in der Kavernenwanne gestapelt. In der Kalotte wird eine weitere Lage Endlagerbehälter eingelagert.

Der Zugang zu den SMA/LMA-Lagerkavernen erfolgt über den Abzweigertunnel, welcher die Verbindung zwischen der Lagerkaverne und dem Betriebstunnel bildet.

Fig. 2.4-4 zeigt mögliche Auslegungen von SMA-/LMA-Lagerkavernen gemäss Nagra (2008a Anhang 2), welche als Planungsannahme verwendet werden. Die Grösse und Form der Kaverne sowie deren Länge und Gewölbeausbau kann den geomechanischen Randbedingungen und den räumlichen Verhältnissen (z.B. Mächtigkeit) des Wirtgesteins angepasst werden.

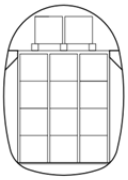
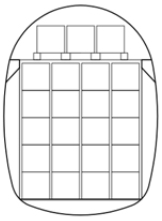
K04	K06	K09	K12	K16	K20
					
LRF: 58 m^2 LH: 9.5 m LB: 7.3 m	LRF: 77 m^2 LH: 11.9 m LB: 7.6 m	LRF: 110 m^2 LH: 12.6 m LB: 10.4 m	LRF: 136 m^2 LH: 15.0 m LB: 10.6 m	LRF: 182 m^2 LH: 16.1 m LB: 13.4 m	LRF: 215 m^2 LH: 18.5 m LB: 13.6 m

Fig. 2.4-4: Modellhafte Typen für SMA/LMA-Lagerkavernen.

Aus Sicht geomechanische Gebirgsstörung und des Platzbedarfs repräsentiert der Kavernentyp K09 die optimierte Lagerkaverne. Sie wird als Basis für die Beurteilung der Tiefenlage verwendet und im Folgenden etwas ausführlicher beschrieben.

Als orientierende Referenzauslegung für den Ausbau der SMA-Lagerkavernen K09 wird folgender Ausbau zugrunde gelegt: Die Ausbruchsicherung besteht aus Felsankern und einer vollflächigen, bewehrten Spritzbetonsicherung mit Sohlgewölbe. Die Sollstärke der Spritzbetonschale beträgt je nach den geomechanischen Bedingungen zwischen 30 bis 70 cm und kann mit Gitterträgern verstärkt (Widerstandsprinzip) oder mit Duktilelementen nachgiebig (Ausweichprinzip) ausgebildet werden. Der Ausbruch erfolgt aus heutiger Sicht bevorzugt im Teilausbruch Kalotte mit anschliessender Aufweitung Strosse und Sohle mit einer Teilschnittmaschine. Bei ungünstigen Gebirgsverhältnissen erfolgt der Ausbruch ebenfalls in Teilausbrüchen aber mit abgetreppter Ortsbrust (Kalotte, Strosse, Sohle) sowie raschem Ringschluss (d.h. im Abstand von ca. einem Ausbruchdurchmesser von der Ortsbrust). Die Ausrichtung erfolgt aus bautechnischen Gründen bevorzugt parallel zur maximalen Hauptspannungsrichtung. Der rechnerische Ausbauwiderstand einer solchen orientierenden Referenzauslegung beträgt für ein Profil K09 ca. 0.45 MPa (Widerstandsprinzip) bzw. im Falle des Ausweichprinzip um 0.35 MPa als Fliessplateau (Anhang A).

[11] Diese Längenbeschränkung leitet sich vor allem daraus ab, dass im subhorizontal geneigten Opalinuston bei Anordnung der horizontalen Lagerkavernen in Fallrichtung die wirksame Wirtgesteinsmächtigkeit geometrisch bedingt verringert. Diese Längenbeschränkung gilt nicht unbedingt für Wirtgesteinsformationen mit grosser Mächtigkeit, wie sie bspw. in den Mergel-Formationen des Helvetikums im Standortgebiet Wellenberg vorliegen.

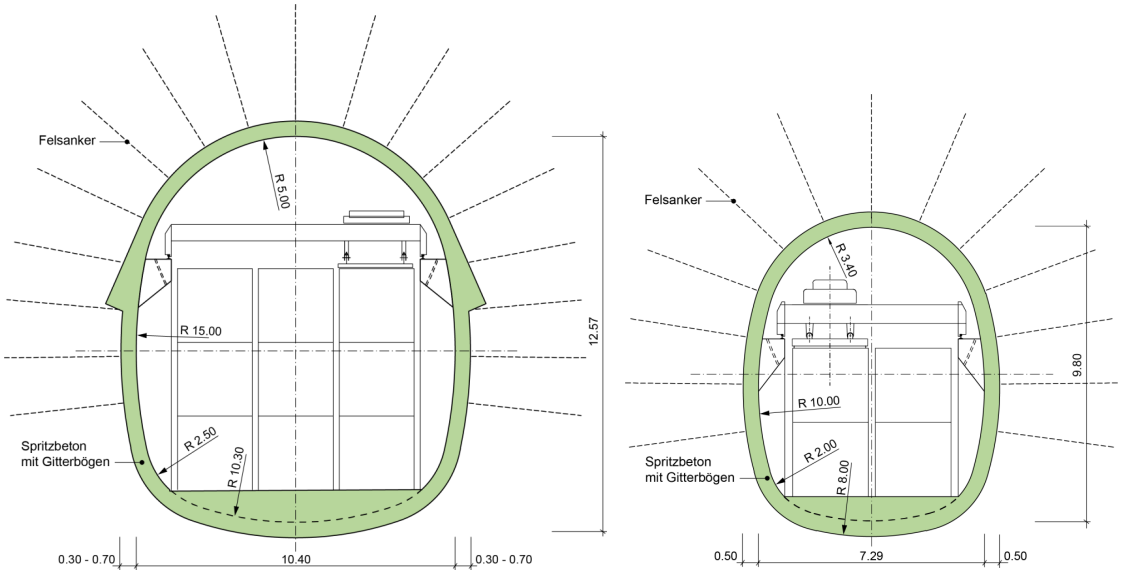


Fig. 2.4-5: Normalprofil SMA-Lagerkaverne K09 (links), LMA-Lagerkaverne K04 (rechts).

Die bautechnische Machbarkeit der SMA-Lagerkavernen wurde für unterschiedliche Rahmenbedingungen (Tiefenlage, Wirtgestein, Hauptspannungsrichtung) in diversen orientierenden geomechanischen Berechnungen untersucht (Nagra 2010b).

2.4.4 Übrige Untertagbauwerke im Wirtgestein

Für die übrigen Zugangsbauwerke im Wirtgestein (Zugangs- und Betriebstunnel, Felslabor, Zentraler Bereich) müssen mit Ausnahme von Versiegelungsstrecken keine spezifischen Anforderungen in Bezug auf die Langzeitsicherheit eingehalten werden. Es gelten somit die technischen Anforderungen für konventionelle untertägige Anlagen. Generell soll aber das Wirtgestein nicht unnötig geschwächt werden. Dennoch stellen Bau und Betrieb dieser Anlagenteile eine nicht zu unterschätzende bautechnische Herausforderung dar. Die lange Nutzungsdauer einzelner Anlagenteile bis zum endgültigen Verschluss, die relativ grossen Querschnitte einzelner untertägigen Bauwerke (doppelspuriger Zugangstunnel, Zentraler Bereich, vgl. auch Fig. 2.4-6), die aus logistischen Gründen notwendige räumliche Orientierung einzelner Zugangsbauwerke quer zur maximalen Horizontalspannung und nicht zuletzt die relativ geringe Festigkeit des Wirtgesteins sind hierbei zu berücksichtigen. Dazu gehören auch die Verzweigungsbauwerke mit Spannungskonzentrationen in den Felspfeilern und nominell grösseren Spannweiten.

Innerhalb der übrigen Untertagbauwerke befinden sich auch die Schlüsselpositionen für Versiegelungsbauwerke (vgl. Fig. 2.4-1a und b) für die vergleichbar zu den Lagerkammern spezifische Anforderungen in Bezug auf die Langzeitsicherheit gelten.

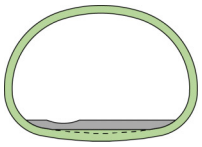
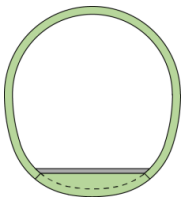
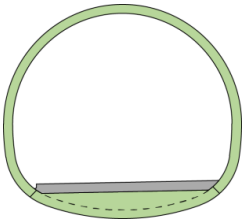
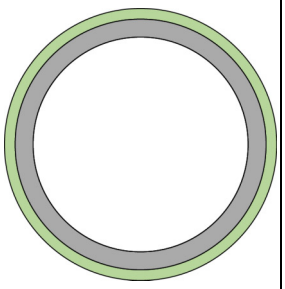
Profil E	Profil D	Profil A	Profil S (Schacht)
			
LRF: 17 m^2 LH: 3.70 m LB: 5.60 m AF: 22 m^2	LRF: 25 m^2 LH: 5.35 m LB: 5.20 m AF: 30 m^2	LRF: 32 m^2 LH: 6.30 m LB: 7.00 m AF: 43 m^2	LRF: 28 – 63 m^2 D_i: 6.0 bis 9.0 m AF: 38 - 85 m^2

Fig. 2.4-6: Normalprofile für übrige Untertagbauwerke in der Lagerzone.

Der Ausbruch erfolgt i.d.R. mit Hilfe von Teilschnittmaschinen im Vollausbruch. Als Ausbruchsicherung stehen Felsanker und eine einschalige Spritzbetonschale zwischen 25 bis 50 cm Stärke im Vordergrund. Je nach den geotechnischen Bedingungen kann die Spritzbetonschale mit Gitterbögen verstärkt oder mit Duktilelementen (Ausweichprinzip) ausgebildet werden. Verzweigungsbauwerke und Felspfeiler werden nach Bedarf zusätzlich verstärkt (Betonersatz, durchgehende Felsanker). In der Regel wird jeweils ein Sohlgewölbe und ein rascher Ringschluss innerhalb von ca. einem Ausbruchdurchmesser zur Beschränkung der Gebirgsstörung angestrebt.

In Schlüsselzonen für Versiegelungen sind anstelle einer durchgehenden Spritzbetonschale ringförmige Sicherungsmittel (z.B. Stahlbogenausbau)[12] im Abstand von ca. 0.7 – 1.0 m vorgesehen, so dass nach dem Einbau des Dichtelements aus Bentonit der direkte Kontakt zwischen Bentonit und Wirtgestein gewährleistet bleibt. Die Bereiche zwischen den Bögen müssen während der Nutzungsdauer mit Armierungsnetzen oder evtl. Felsanker aus Gründen des Arbeitsschutzes minimal gesichert werden (Steinschlagschutz). Der rechnerische Ausbauwiderstand einer solchen orientierenden Referenzauslegung mit Stahlbögen beträgt für ein Profil K04 ca. 0.4 bis 0.55 MPa (Widerstandsprinzip) bzw. im Falle des Ausweichprinzips um 0.09 MPa als Fliessplateau (Anhang A).

[12] Wichtig für eine wirksame Gebirgsstützung zur Beschränkung der Gebirgsstörung sind eine profilgenaue Kontur beim Ausbruch und eine gute Bettung der Stahlbögen. Letzteres kann beispielsweise durch mit Mörtel verpresste Geotextilschläuche (z.B. System BULLFLEX) sichergestellt werden. Denkbar ist auch, die Schläuche mit Bentonit zu verpressen.

3 Geotechnische Grundlagen

Die Referenzwerte zu den geomechanischen Gebirgseigenschaften des Opalinustons sind in Nagra (2014c / Dossier IV) detailliert beschrieben. Die nachfolgenden Ausführungen fassen die wichtigsten Erkenntnisse zum Verformungsverhalten des Opalinustons zusammen. Die geomechanischen Eigenschaften der Palfris-Formation sowie die Gebirgsverhältnisse im Standortgebiet Wellenberg wurden in Nagra (1997) umfassend erläutert; im vorliegenden Bericht wird mit Ausnahme der für Modellrechnungen verwendeten Kennwerte in Anhang B.6 nicht weiter auf die geomechanischen Verhältnisse in der Palfris-Formation des Standortgebiets Wellenberg eingegangen.

3.1 Geologische Verhältnisse in den Standortgebieten der Nordschweiz

Der Opalinuston ist in den Standortgebieten in der Nordschweiz etwa 70 bis 130 m mächtig. Im Vergleich zu anderen mesozoischen Formationen der Nordschweiz handelt es sich um ein sehr homogenes Sedimentpaket ohne markante laterale Fazieswechsel und einer moderaten Variabilität des Tonmineralgehalts von typischerweise 60-80 % (Nagra 2014c / Dossier IV). Aufgrund der planaren Einregelung der Tonminerale weist er im Dezimeter- bis Millimeterbereich eine Feinschichtung auf. Diese Schichtung ist eine wichtige Eigenschaft des Gesteins und Ursache der anisotropen (transversal isotropen) hydraulischen und mechanischen Eigenschaften (s. Kap. 3.2). Im Bereich der Standortgebiete kann die Schichtung in erster Näherung als horizontal betrachtet werden.

Auf der Grundlage einer umfassenden Kompilation regionaler Spannungsdaten wurden mit Hilfe numerischer Sensitivitätsrechnungen unter Berücksichtigung von tonspezifischen konzeptuellen Modellansätzen drei verschiedene Szenarien formuliert, um die in-situ Spannungsverhältnisse auf Lagerebene für die verschiedenen Standortgebiete abdeckend zu beschreiben (Nagra 2014c / Dossier IV). Diese sind für spezifische Tiefen in Tab. 3.1-1 aufgeführt und kontinuierlich bis in eine Tiefe von 900 m und ausgedrückt durch den Seitendruckbeiwert K in Fig. 3.1-1 dargestellt. Nebst Referenzwerten (RSR_{ref}), basierend auf den in-situ Spannungsmessungen im Opalinuston der Bohrung Benken werden auch Spannungswerte bei geringen (RSR_{min}) und hohen lateralen, tektonischen Spannungen (RSR_{max}) betrachtet. Die verschiedenen Szenarien haben zum Ziel, das Spektrum der Erwartungswerte zu den horizontalen Spannungsmagnituden in den Standortgebieten der Nordschweiz abzudecken. Die Ungewissheiten für die vertikalen Spannungsmagnituden sind gering, da sie durch geophysikalische Daten gut abgeschätzt werden können. Für den Porendruck wird in erster Näherung von hydrostatischen Verhältnissen ausgegangen (Beauheim 2013).

Tab. 3.1-1: Szenarien der im Opalinuston vorherrschenden Spannungsverhältnisse. Aus Nagra (2014c / Dossier IV).

Spannungsmagnituden	**Einheit**	**Werte für spezifische Tiefen** in [m]			
		400	**600**	**700**	**800**
Vertikalspannung σ_v (γ = 2'500 kg/m^3)	[MPa]	9.8	14.7	17.2	19.6
Horizontale Spannungen					
Referenzwerte (RSR_{ref})					
minimale horizontale Spannungsmagnitude ($\sigma_{h\,ref}$)	[MPa]	9.3	14.0	16.3	18.6
maximale horizontale Spannungsmagnitude ($\sigma_{H\,ref}$)	[MPa]	12.6	18.9	22.0	25.2
$K_{\sigma h/\sigma v_ref}$	[-]	0.95	0.95	0.95	0.95
$K_{\sigma H/\sigma v_ref}$	[-]	1.28	1.28	1.28	1.28
Alternativwerte bei geringen tektonischen Spannungen (RSR_{min})					
minimale horizontale Spannungsmagnitude ($\sigma_{h\,min}$)	[MPa]	8.3	12.0	13.8	15.7
maximale horizontale Spannungsmagnitude ($\sigma_{H\,min}$)	[MPa]	11.2	16.2	18.7	21.2
$K_{\sigma h/\sigma v_min}$	[-]	0.84	0.81	0.81	0.80
$K_{\sigma H/\sigma v_min}$	[-]	1.14	1.10	1.09	1.08
Alternativwerte bei hohen tektonischen Spannungen (RSR_{max})					
minimale horizontale Spannungsmagnitude ($\sigma_{h\,max}$)	[MPa]	13.9	20.5	23.8	27.1
maximale horizontale Spannungsmagnitude ($\sigma_{H\,max}$)	[MPa]	18.7	27.7	32.2	36.6
$K_{\sigma h/\sigma v_max}$	[-]	1.41	1.39	1.39	1.38
$K_{\sigma H/\sigma v_max}$	[-]	1.91	1.88	1.87	1.87

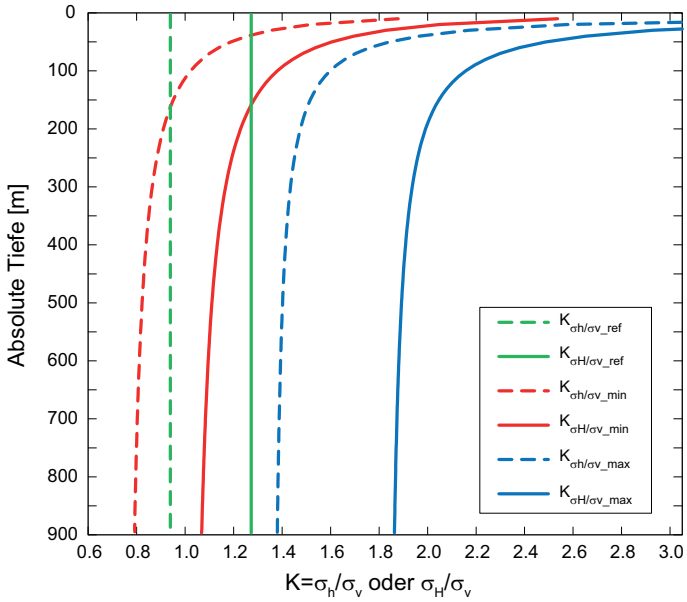


Fig. 3.1-1: Graphische Darstellung der Gebirgsspannungen gemäss Giger & Marschall (2014). Beispiele für die Werte des Seitendruckbeiwerts K sind in Tab. 3.1-1 aufgeführt. Aus Nagra (2014c / Dossier IV).

3.2 Geomechanische Eigenschaften des Opalinustons

Der Opalinuston kann entsprechend seiner mineralogischen Zusammensetzung und Korngrössenverteilung als siltig-sandiger Tonstein oder tonig-sandiger Siltstein mit mässiger bis mittlerer Festigkeit (Übergang von "soft rock" zu "hard rock") klassifiziert werden (Nagra 2014c / Dossier IV). Auf Lagerebene ist der Opalinuston ein mässig überkonsolidierter Tonstein (Überkonsolidierungsgrad ca. 1.5 bis 4).

Gekoppelte hydro-mechanische Prozesse spielen im Verformungsverhalten des Opalinustons aufgrund seiner geringen hydraulischen Durchlässigkeit sowie seiner geringen Zugfestigkeit und der moderaten Quellfähigkeit eine bedeutende Rolle. Scherfestigkeit und Steifigkeit sind abhängig von der Überlagerungsgeschichte des Gesteins und damit vom Konsolidierungsgrad (vgl. Tab. 3.2-1).

Tab. 3.2-1: Resultate von uniaxialen Druckversuchen mit Opalinuston.

Gemäss Giger & Marschall (2014).

Uniaxiale Druckversuche (UCS)	**Probenherkunft**		
	Mont Terri	**Benken**	**Schlattingen-1**
Mittlere Tiefe [m]	275	605	890
Durchschnittswerte [MPa]	17	29	37
Spektrum [MPa]	12 - 24	17 – 38	31 – 42
Anzahl Testversuche	14	13	7

Der Übergang von elastischer zu plastischer Deformation (Grenzzustände) kann für den Opalinuston durch elasto-plastische Materialgesetze auf der Grundlage der *critical state* Theorie beschrieben werden. Dabei wird das Konsolidierungsverhalten im normal- und schwach-überkonsolidierten Zustand nach dem Gesetz von Roscoe beschrieben, während im stark überkonsolidierten Zustand das von Hvorslev formulierte Scherverhalten gültig ist (Fig. 3.2-1a; vgl. auch Nagra 2014c / Dossier IV).

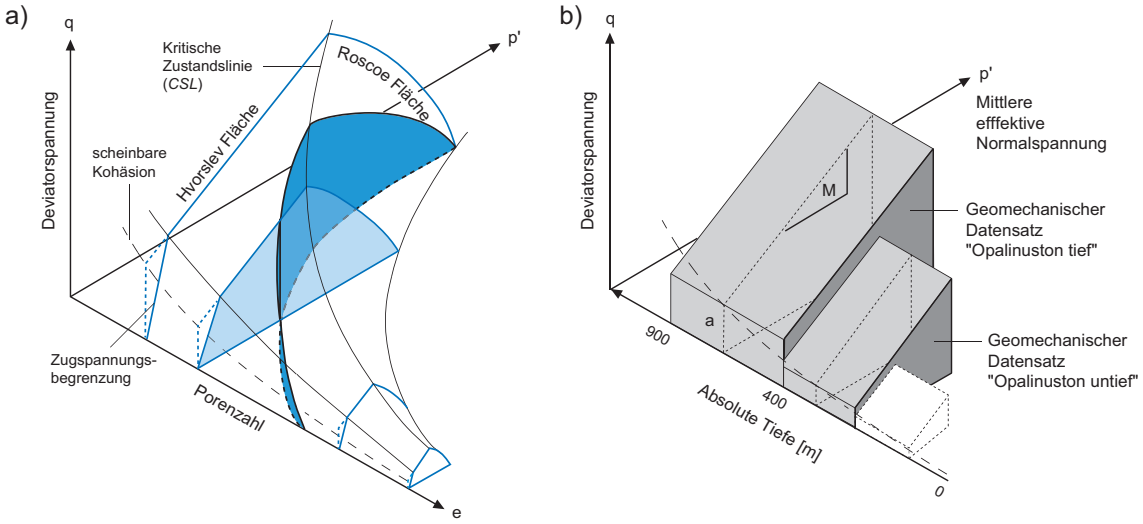


Fig. 3.2-1: Vereinfachung des Materialgesetzes für bautechnische Modellrechnungen.

a) Schematische Darstellung des übergeordnetes Materialgesetzes von Opalinuston zur Beschreibung des deviatorischen und volumetrischen Verhaltens bei mechanischer Beanspruchung.

b) Vereinfachung für bautechnische, numerische Modellrechnungen mit FLAC. Aus Nagra (2014c / Dossier IV).

Für die in Kap. 5.3 beschriebenen Modellrechnungen mit dem geomechanischen Modellierwerkzeug FLAC wurde das in Fig. 3.2-1a dargestellte, übergeordneten Materialgesetz folgendermassen vereinfacht (Fig. 3.2-1b):

- Das Konsolidierungsverhalten (Roscoe-Fläche in Fig. 3.2-1a) wird nicht betrachtet, da die entsprechenden Spannungspfade in Hinblick auf geotechnische Fragestellungen von untergeordneter Bedeutung sind.
- Bei undrainierten Randbedingungen bleibt das Gesteinsvolumen bis zum Erreichen des Grenzzustands konstant. Die möglichen Spannungspfade können im e–p'–q-Zustandsraum deshalb durch eine Schnittebene bei konstanter Porenzahl dargestellt werden (Fig. 3.2-1a).
- Die Abhängigkeit der Steifigkeit und der Festigkeit von der mittleren Effektivspannung wird in vereinfachter Form durch zwei separate geomechanische Datensätze mit konstanten geomechanischen Parametern berücksichtigt (vgl. Giger & Marschall 2014). Der Datensatz *Opalinuston untief* repräsentiert das Verformungsverhalten des Opalinustons bis maximal etwa 400 m Tiefe, der Datensatz *Opalinuston tief* dasjenige im Tiefenbereich von etwa 400 – 900 m. Aufgrund der Fragestellung wird in diesem Bericht nur der Datensatz *Opalinuston tief* verwendet. Dieser basiert auf den Grundlagedaten von Kernproben der Bohrungen Benken und Schlattingen-1.

Die empfohlenen Parameterwerte sind in Tab. 3.2-2 aufgeführt.

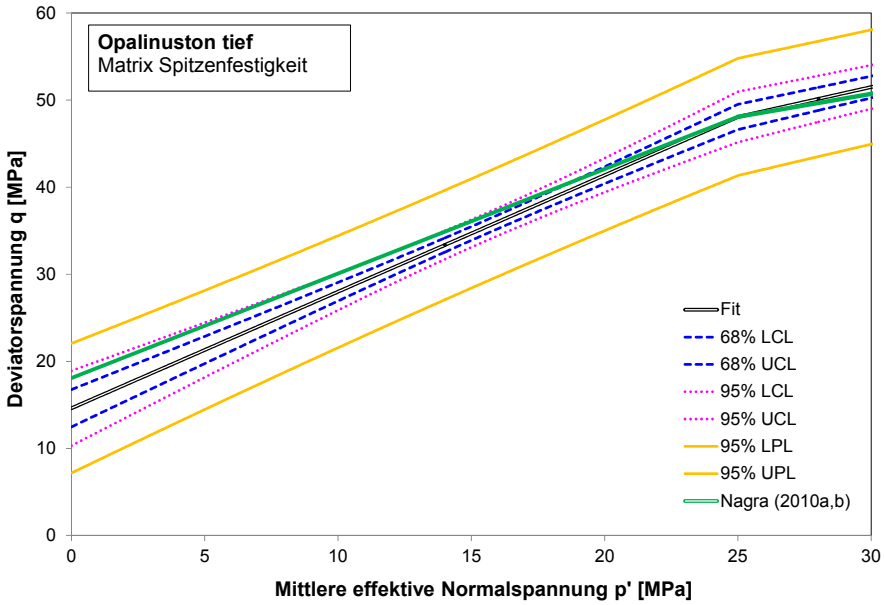
Tab. 3.2-2: Empfehlung von Parameterwerten für den geomechanischen Datensatz *Opalinuston tief*.

Aus Nagra (2014c / Dossier IV).

Parameter		**Einheit**	**Opalinuston tief (400 – 900 m)**	
			Wert ∥ Schichtung	Wert ⊥ Schichtung
Gesteinsdichte (natürlicher Wassergehalt)		[g/cm^3]	2.52	
Gesteinsdichte getrocknet		[g/cm^3]	2.43	
Korndichte		[g/cm^3]	2.71	
Wassergehalt		[Gew.-%]	4.5	
Physikalische Porosität		[Vol.-%]	11	
E-Modul	Drainiert[a]	[GPa]	4	
	Undrainiert[a]	[GPa]	18	9
Poissonzahl		[-]	0.27	0.27
Einaxiale Druckfestigkeit (gemessen)		[MPa]	33	31
Zugfestigkeit		[MPa]	1.4	2.7
Festigkeitsparameter (Mohr-Coulomb)				
Spitzenfestigkeit[b]				
Matrix	effektive Kohäsion	[MPa]	7.1 / 14.6	
	effektiver Reibungswinkel	[°]	33 / 18	
Schichtung	effektive Kohäsion		3.9 / 7.4	
	effektiver Reibungswinkel		24 / 17	
Festigkeit im Nachbruchbereich				
Matrix	effektive Kohäsion	[MPa]	5.2	
	effektiver Reibungswinkel	[°]	22.0	
Schichtung	effektive Kohäsion		2.3	
	effektiver Reibungswinkel		20	
Dilatanzwinkel		[°]	0	
Biot Koeffizient (a)		[-]	0.8	

[a] gemessen in Entlastungs/Wiederbelastungszyklus
[b] bilineares Modell ($0 \leq p' \leq 25$ MPa / $p' > 25$ MPa)

Die in Nagra (2010a, b) gezeigten Modellrechnungen mit dem geomechanischen Code FLAC wurden mit einem Datensatz durchgeführt, der sich von den in Tab. 3.2-2 empfohlenen Werten nur geringfügig unterscheidet. Dies ist in Fig. 3.2-2 und 3.2-3 dargestellt. Die schwarzen Linien zeigen jeweils die angepassten Kurvendiagramme mit den in Tab. 3.2-2 aufgeführten Werten (Giger & Marschall 2014), die grünen Linien die Datensätze gemäss Nagra (2010a, b). Grössere Abweichungen würden sich aufgrund der flacheren Steigung der Grenzzustandslinie aus Nagra (2010a, b) hauptsächlich für die Restfestigkeiten und nur für hohe Spannungswerte ergeben. Es ist jedoch zu beachten, dass entsprechend hohe Spannungen ($p' > 30$ MPa) für die Modellrechnungen bis zu 900 m Tiefe nicht relevant sind.



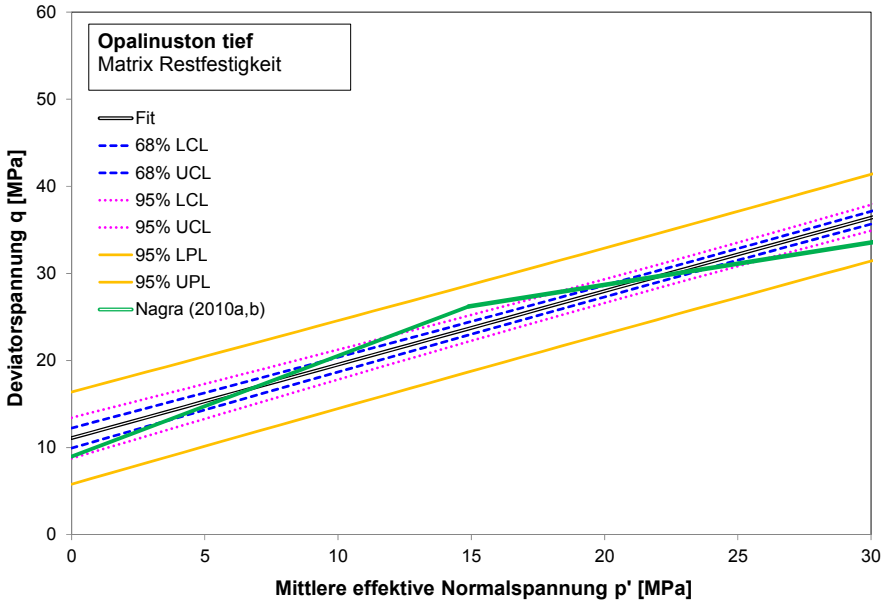
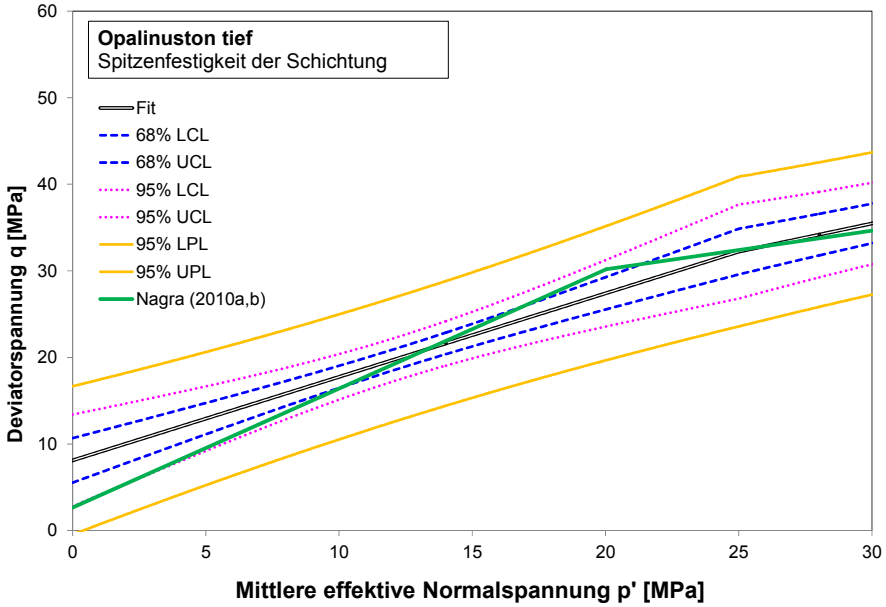


Fig. 3.2-2: Spitzenfestigkeit und Restfestigkeit für "Matrix" gemäss aktualisierten Daten für den Opalinuston im Tiefenbereich 400 m – 900 m.

Schwarze Linie: Mittelwert aus Regression (vgl. Tab. 3.2-2), blau gestrichelte Linie: 68 %-Konfidenzband[13] (lower/upper confidence limit LCL/UCL), pink gepunktete Linie: 95 %-Konfidenzband, orange Linie: 95 % Prognoseband[13] (lower/upper prediction limit LPL/UPL). Nach Giger & Marschall (2014). Die grüne Linie zeigt den in Nagra (2010a, b) verwendeten Datensatz.

[13] Konfidenz- und Prognosebänder gemäss Regression in Origin Software. Für die statistischen Unterschiede wird auf das Software Manual sowie entsprechende Lehrbücher verwiesen (z.B. Crow et al. 1960).



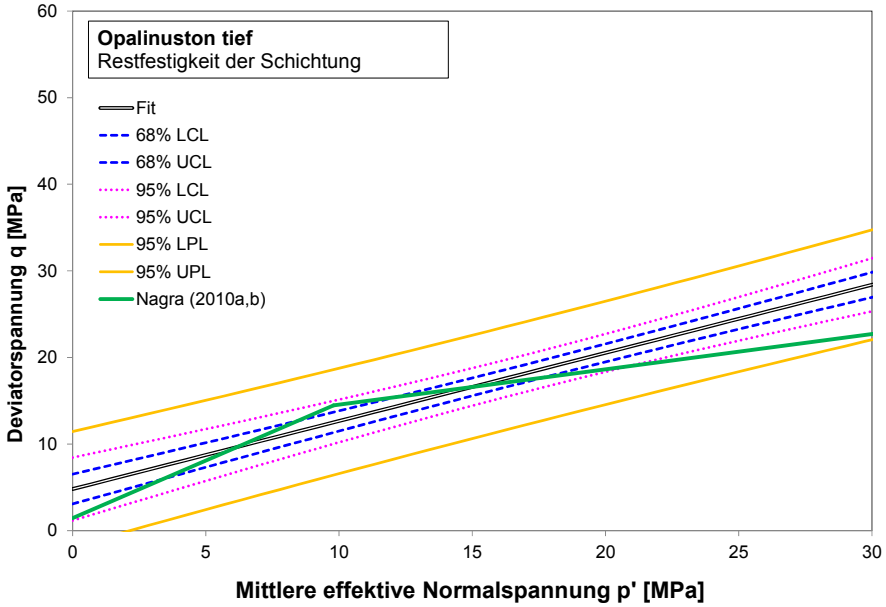


Fig. 3.2-3: Spitzenfestigkeit und Restfestigkeit für "Schichtung" gemäss aktualisierten Daten für den Opalinuston im Tiefenbereich 400 m – 900 m.

Schwarze Linie: Mittelwert aus Regression (vgl. Tab. 3.2-2), blau gestrichelte Linie: 68 %-Konfidenzband (lower/upper confidence limit LCL/UCL), pink gepunktete Linie: 95 %-Konfidenzband, orange Linie: 95 % Prognoseband (lower/upper prediction limit LPL/UPL). Nach Giger & Marschall (2014). Die grüne Linie zeigt den in Nagra (2010a, b) verwendeten Datensatz.

3.3 Strukturgeologische Verhältnisse und abgeleitete Gebirgsmodelle

Reflexionsseismische Untersuchungen, Bohrkernbeschreibungen und geodynamische Modellvorstellungen weisen auf eine unterschiedliche tektonische Überprägung der Standortgebiete hin (Nagra 2014c / Dossier II und Dossier IV). Um die tektonische Überprägung als zusätzliche Information für die Bewertung der Standortgebiete zu berücksichtigen (Indikator 'Tiefenlage unter Terrain im Hinblick auf die bautechnische Machbarkeit'), wurde im Rahmen des Abstraktionsprozesses für die geotechnischen Materialgesetze ein vereinfachtes Modellkonzept gewählt. Zu diesem Zweck wurde der Einfluss der tektonische Überprägung durch eine abgestufte Entfestigung des Gebirges auf Grundlage des SUBI-Materialgesetzes ausgedrückt, indem die Festigkeitsparameter von Schichtung und Matrix graduell reduziert wurden (Fig. 3.3-1; vgl. auch Nagra 2014c / Dossier IV). Für die Implementierung der tektonischen Überprägung wurden 7 konzeptuelle Gebirgsmodelle formuliert, wobei jedoch nur die Gebirgsmodelle 1 bis 4 als repräsentativ angesehen werden für vergleichende Rechnungen in den verschiedenen Standortgebieten. Die Gebirgsmodelle 5 und 6 werden nur in ergänzenden Betrachtungen diskutiert (vgl. Kap. 5.5). Gebirgsmodell 7 dient nur der konzeptuellen Darstellung (Vollständigkeit).

Nach den in Fig. 3.3-1b skizzierten Schemata werden aus den Resultaten von Laborversuchen Festigkeitsdaten für die verschiedenen Gebirgsmodelle hergeleitet. Bei den Gebirgsmodellen werden also die Matrix- und Schichtfestigkeiten des intakten Gesteins (Tab. 3.2-2) reduziert. Die daraus resultierenden Festigkeitswerte für die Gebirgsmodelle GM1 bis 4 in Opalinuston sind in Anhang B.3 und Anhang B.4 dokumentiert. Gebirgsmodell 3b in Fig. 3.3-1 zeigt schematisch einen Fall eines tektonisch beanspruchten Opalinustons, wie es schon für die Berechnungen in Nagra (2010a, b) verwendet wurde.

Im Gegensatz zur Festigkeit wird bezüglich der Steifigkeit (E-Moduln) für die verschiedenen Gebirgsmodelle gegenüber Tab. 3.2-2 aus folgenden Gründen auf eine Abstufung verzichtet:

- Der Abfall der Steifigkeit nach Überschreiten der Spitzenfestigkeit ist in den Laborversuchen relativ gering. Bei den Versuchen an den Kernproben von Schlattingen-1 (Jahns Gesteinslabor 2013) entspricht das E-Modul bei der Wiederbelastung im Nachbruchbereich beispielsweise etwa 80 % des Werts von intakten Proben (Jahns Gesteinslabor 2013).
- Die aus den Laborversuchen bestimmte Steifigkeitsanisotropie zwischen Werten parallel und senkrecht zur Schichtung ist gegenüber dem Steifigkeitsabfall zwischen Vor- und Nachbruchbereich viel bedeutender (s. Tab. 3.2-2). Für eine vorsichtige Abschätzung von Tunnelkonvergenzen in bautechnischen Modellrechnungen wurde deshalb empfohlen, das undrainierte, isotrope E-Modul dem geringeren Wert anzunähern, also senkrecht zur Schichtung (für den Datensatz Opalinuston tief also $E_{isotrop} \approx E_{\perp} \approx 9GPa$)[14]. Zudem wurde der Einfluss des E-Moduls (Variation E = 3 / 6 / 9 GPa) auf die Resultate der numerischen Berechnungen gemäss Kap. 5.3 untersucht.
- Vergleiche mit In situ-Messungen (Dilatometertests) deuten sowohl für die Bohrung Benken als auch für das Felslabor Mont Terri darauf hin, dass die Werte zumindest parallel zur Schichtung mit den Laborversuchen vergleichbar sind (Nagra 2002b).
- Der Einfluss von hohen Steifigkeitsanisotropien zwischen Schichtung und Matrix auf die Auflockerungszone in Untertagbauwerken wurde in Lanyon et al. (2014) in einem alternativen Ansatz vertieft untersucht. Die theoretischen Grundlagen dazu wurden in Nagra (2014c / Dossier IV) erläutert und die Erkenntnisse aus diesen Analysen im Hinblick auf die maximale Tiefenlage sind in Kap. 5.5 zusammengefasst.

---

[14] Für den Grossteil der in Kap. 5.3 ausgeführten Rechnungen wurde für das undrainierte, isotrope E-Modul ein Erwartungswert von X_m= 8.16 GPa, bzw. ein charakteristischer Wert von X_k = 6.12 GPa zugrunde gelegt.

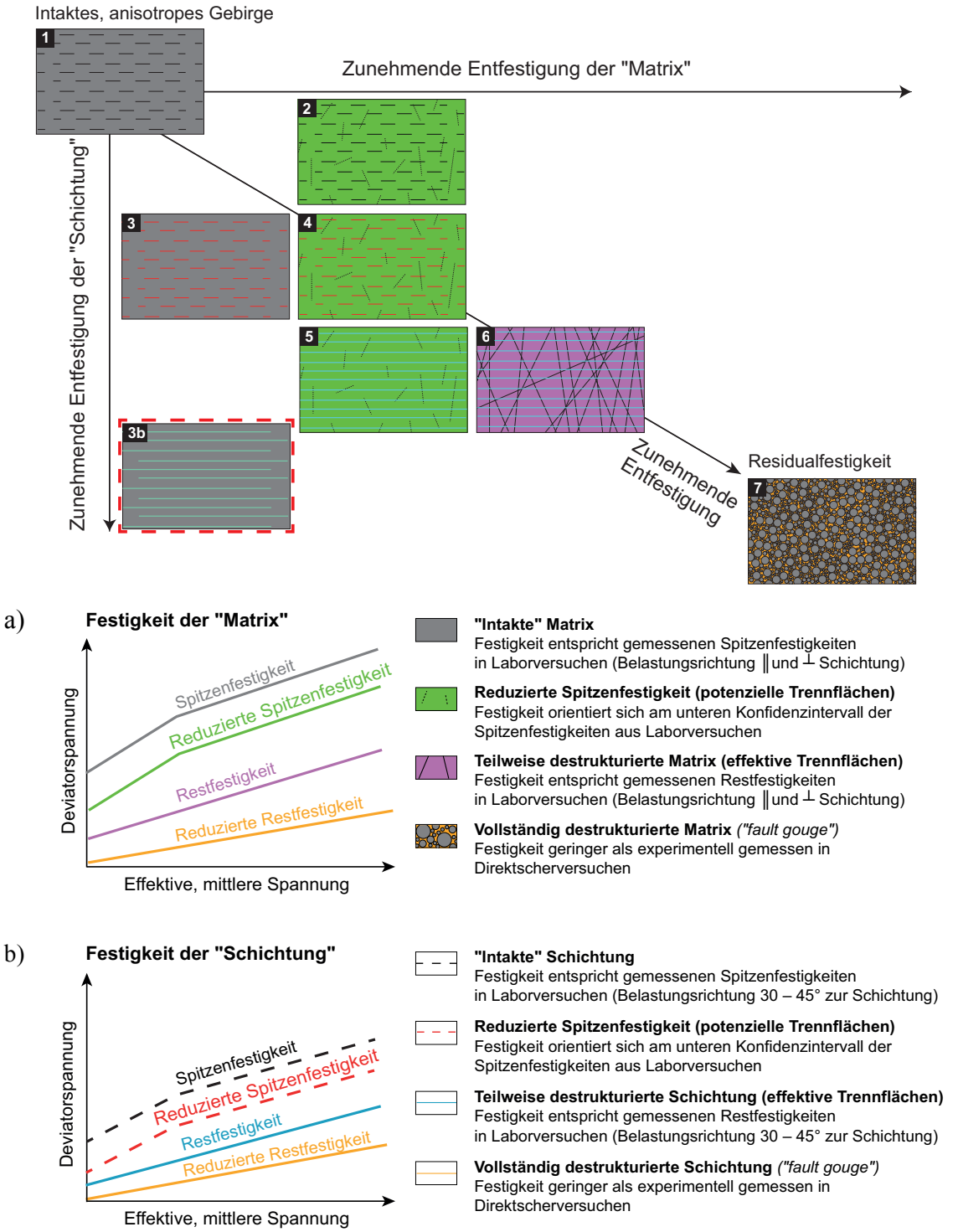


Fig. 3.3-1: Gebirgsmodelle zur Berücksichtigung der möglichen Entfestigung im Opalinuston als Folge der tektonischen Überprägung.

a) Konzeptuelles Schema und Zuweisung von Gebirgsmodellen GM1 bis 7 gemäss Giger & Marschall (2014). Das GM3b entspricht dem "zerscherten Gebirge" aus FLAC-Modellrechnungen in Nagra (2010a, b). b) Verknüpfung von Laborfestigkeitswerten mit konzeptuellen Gebirgsmodellen. Beispiel anhand Gebirgsmodell 3 (GM3): Teilweise Entfestigung in Schichtung führt zu reduzierter Schichtfestigkeit, für die Matrix gelten die intakten Spitzenfestigkeiten.

Für geotechnische Anwendungen (z.B. Grenzzustandsanalysen mit Totalspannungsansätzen; vgl. Kap. 5.5) ist es oft ausreichend, statt der drainierten Festigkeitsparameter (Kohäsion c' und Reibungswinkel φ') auf die undrainierte Scherfestigkeit S_u zurückzugreifen, die mit weniger grossem experimentellen Aufwand im Rahmen von undrainierten, unkonsolidierten Scherversuchen (UU-Versuche) ermittelt wird. Die undrainierte Scherfestigkeit (S_u) ist definiert als $S_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = q_f/2$, wobei q_f die Deviatorspannung bei Versagen darstellt. Häufig wird die undrainierte Scherfestigkeit gesättigter Materialien über die Beziehung zum Wassergehalt w ausgedrückt (vgl. auch Nagra 2014c / Dossier IV):

$$S_u = A \cdot \exp(-B \cdot w) \tag{3.3-1}$$

Die Koeffizienten A und B leiten sich aus intrinsischen Materialkonstanten ab, die mittels geomechanischer Labortests bestimmt werden können. In Tab. B5-1 (Anhang B5) sind die entsprechenden Parametermodelle zur undrainierten Scherfestigkeit für die Gebirgsmodelle GM1 – GM6 tabellarisch dargestellt. Darüber hinaus werden in Tab. B5-2 (Anhang B5) für 3 verschiedenen Tiefenlagen (500, 700 und 900 m u.T.) die entsprechenden Referenzwassergehalte des Opalinustons festgelegt. Für die Entwicklung der in Kap. 5.5 vorgestellten Nomogramme wurden die Eingabeparameter gemäss Tab. B5-3 (Anhang B5) verwendet.

3.4 Berechnungsniveaus

Für die hier diskutierten Berechnungen wurden in einem ersten Schritt die verschiedenen Parameterniveaus (X_m, X_k und X_d) festgelegt. X_m entspricht dem Mittelwert gemäss Tab. B4-1 bis B4-4 (Anhang B4); X_k entspricht dem sogenannten charakteristischen Wert[15], hier dem unteren Rand der 68 %-Fraktile gemäss Fig. 3.2-3 und Fig. 3.2-4. Für die Bestimmung der charakteristischen Festigkeiten X_k der Gebirgsmodelle GM2 bis GM4 wurde eine vorsichtige Interpretation der Verhältnisse angewandt, bei der die Spitzenfestigkeit jeweils auf die Restfestigkeit reduziert wurde (GM2 für die Matrix, GM3 für die Schichtung, GM4 sowohl für die Matrix als auch für die Schichtung). Für die Zugfestigkeit liegt keine genügende Datenmenge vor, die eine statistische Interpretation erlauben würde. Für die Reduktion von der gemessenen mittleren Zugfestigkeit X_m zur charakteristischen Zugfestigkeit X_k wurde pauschal ein Faktor 2 eingeführt.

Die Ableitung der Dimensionierungswerte (X_d) erfolgt gemäss der Norm SIA 267 (SIA 2013a) wie folgt:

- $c_d = c_k / 1.5$
- $\tan(\varphi_d) = \tan(\varphi_k) / 1.2$
- $T_d = T_k / 1.5$
- $E_d = E_k / 1.5$

Dies ergibt die in Tab. B.4-1 bis B.4-4 (Anhang B.4) aufgeführten Zahlen für die hier beschriebenen gebirgsmechanischen Berechnungen.

[15] Bzw. vorsichtig gewählter Erwartungswert

4 Vorgehen und Analyseverfahren

4.1 Für die Beurteilung der maximalen Tiefenlage verwendete Entwurfsindikatoren

Bei der Abgrenzung der Lagerperimeter wird eine maximale Tiefe für die Lagerebene angestrebt, in der günstige geotechnische Bedingungen vorherrschen. Günstige Bedingungen liegen dann vor, wenn die übergeordneten Anforderungen zuverlässig und robust, d.h. auch unter Berücksichtigung möglicher Ungewissheiten und Abweichungen erfüllt werden.

Um diesbezüglich nachvollziehbare Grundlagen und Vorgaben zu schaffen, wird bei den Analysen zur Beurteilung der anzustrebenden maximalen Tiefenlage der Lagerebene wie folgt vorgegangen:

Ausgehend von den übergeordneten Anforderungen (Kap. 2) werden Entwurfsindikatoren (EI) definiert, mit welchen die Einhaltung der übergeordneten Anforderungen auf der Basis von entsprechenden Berechnungen und Argumenten transparent und überprüfbar aufgezeigt wird. Auf der Basis von Erfahrungen (z.B. Felslabor Mont Terri), semi-empirischen Abschätzungen und geomechanischen Berechnungen an repräsentativen Tunnelprofilen (Referenzprofile) wird das erwartete Gebirgs- und Systemverhalten analysiert und Messgrössen (z.B. Konvergenzen, Ausdehnung plastifizierte Zone) abgeschätzt, die mit den Vorgaben aus den Entwurfsindikatoren verglichen werden. Damit kann nachvollziehbar beurteilt werden, ob und wie robust[16] die übergeordneten Anforderungen unter Berücksichtigung unterschiedlicher geomechanischer Randbedingungen (insbesondere in Bezug auf maximale Tiefenlage sowie Gesteinsfestigkeiten und Verformungsverhalten) erfüllt werden.

In Tab. 4.1-1 sind die übergeordneten Anforderungen gemäss Kap. 2.2 und 2.3 nochmals aufgelistet und die davon abgeleiteten Entwurfsindikatoren definiert. Die Definition der Messgrössen zu den Entwurfsindikatoren ist auch in Fig. 4.1-1 dargestellt.

---

[16] Robust bedeutet, dass die Aussage (bzw. das Systemverhalten) wenig empfindlich ist gegenüber nicht auszuschliessenden Abweichungen.

Tab. 4.1-1: Entwurfsindikatoren zur Beurteilung der geotechnischen Bedingungen und der maximalen Tiefenlage.

Referenzprofile gemäss Tab. 4.3-1: Profil F: BE/HAA-Lagerstollen (äquivalenter Radius $a_{äqu}$ = 1.6 m; Profil K09: SMA-Lagerkaverne ($a_{äqu}$ = 6.15 m); Profil K04: LMA-Lagerkaverne und Schlüsselzonen für Versiegelungen ($a_{äqu}$ = 4.6 m).

[1)] Die Werte wurden gerundet; die exakt berechneten normierte Ausdehnung der plastifizierten Zone abgeleitet von den geforderten maximalen Ausdehnungen wären: Profil F = 3.12 m (5 m/1.6 m); Profil K04 = 4.3 m (20 m/4.6 m); Profil K09 = 3.2 m (20 m/6.15 m).

Übergeordnete Anforderung	**Entwurfsindikator (Kriterium)**	**Referenzprofil**		
		F	K09	K04
Ungestörte vertikale Migrationsdistanz im Wirtgestein (Langzeitsicherheit): HAA-Lagerstollen: ≥ 35 m SMA-Lagerkaverne: ≥ 20 m Versiegelung: ≥ 20 m	EI-1: Normierte vertikale Ausdehnung der plastifizierten Zone $2 \cdot \rho / D_{äqu}$ [-] (Kurz-/Langzeitverhalten und ohne/mit Ausbau) auf X_k-Niveau unter Berücksichtigung einer Abweichung der Solllage des Hohlraums von ± 10 m [1)] HAA-Lagerstollen: ≤ 4.0 SMA-Lagerkaverne: ≤ 3.5 Versiegelung / LMA-Lagerkaverne: ≤ 4.0 Angestrebt: erfüllt ohne Ausbau; Geprüft: mit Ausbau	×	×	×
Beschränkung der Durchlässigkeit der Auflockerungszone (Langzeitsicherheit) Äquiv. hydr. Leitvermögen: 7×10^{-8} m³/s ($A_{AUZ} \approx 7$ m², $K_{eff,AUZ} = 1 \times 10^{-8}$ m/s).	EI-2: Nomierte mittlere Konvergenz u_a/a [%] (Kurz-/Langzeitverhalten und mit/ohne Ausbau) auf X_k-Niveau: angestrebt: ≤ 4 % ohne Ausbau geprüft: ≤ 4 % mit Ausbau	×		×
Qualität der Einbaubedingungen (Ausbruch, Ausbau) für die technischen Barrieren	EI-3: Nomierte Konvergenz u(e)/a [%] (Kurzzeitverhalten und ohne Ausbau) X_k-Niveau angestrebt: ≤ 1 % (ohne Ausbau) geprüft: 1 % < .. ≤ 2.5 % (vor Einbau des Ausbaus)	×		×
Beschränkung der Beanspruchung des Gebirges Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit (Funktionstüchtigkeit, Dauerhaftigkeit, Verformungen während der Nutzungsdauer)	EI-4: Nomierte Konvergenz u(e)/a [%] (Kurzzeitverhalten und ohne Ausbau) X_k-Niveau angestrebt: ≤ 1 % (ohne Ausbau) geprüft: 1 % < .. ≤ 2.5 % (vor Einbau des Ausbaus)	×	×	×
Hohlraumstabilität im Grenzzustand während Bau und Nutzungsdauer (Tragsicherheit technische Machbarkeit)	EI-5: Beurteilung der Gebirgstragfähigkeit (Grenzzustand III) und des Tragwiderstands des Ausbaus (Grenzzustand II) in Anlehnung an SIA 267 (2013a) auf X_d-Niveau (Kurzzeitverhalten und bis zum Verschluss sowie mit Ausbau) Mindestanforderung: - Tragwiderstand Ausbau: Verwendung von nominel len Ausbauwiderständen auf Basis orientierender Vordimensionierung - Gebirgstragfähigkeit: Gleichgewicht unter Verwendung nomineller Ausbauwiderstände	×	×	×

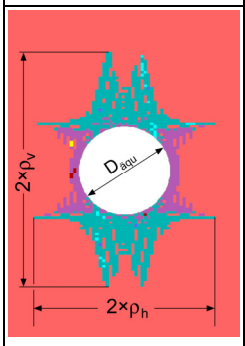
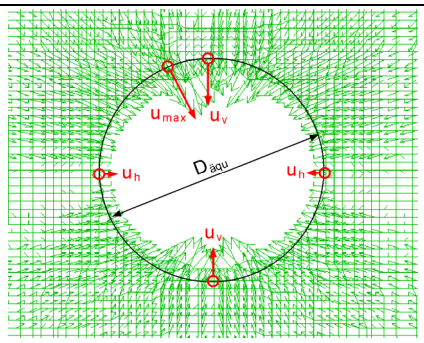
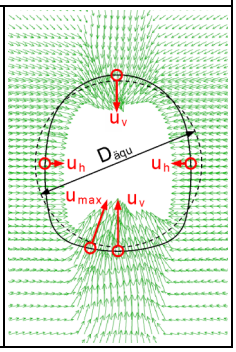
EI-1	EI-2	EI-3	EI-4
Normierte vertikale Ausdehnung der plastifizierten Zone	Normierte mittlere Konvergenz	Normierte mittlere Konvergenz	Normierte mittlere Konvergenz
$\frac{\sum_u^o \rho_{v,n}}{D_{äqu}}$	$\frac{\sum_1^5 u_n}{5 \cdot \frac{D_{äqu}}{2}}$		
			

Fig. 4.1-1: Definition der Messgrössen zu den Entwurfsindikatoren.

4.2 Verwendete Analyseverfahren zur Beurteilung der maximalen Tiefenlage

Für bautechnische Fragestellungen werden im Rahmen von SGT Etappe 2 unter Berücksichtigung der Materialgesetze aus früheren Synthesearbeiten Nagra (2002a, b) und den Erfahrungen mit den damals genutzten numerischen Codes die in Nagra (2014c / Dossier IV) beschriebenen Modellkonzepte genutzt, welche sowohl die früher verwendeten Referenzparameter als auch die neuen geomechanischen Labordaten aus der Bohrung Schlattingen-1 zufriedenstellend abbilden.

Für Etappe 2 wurden für die Bewertung der maximalen Tiefenlage und der geotechnischen Bedingungen komplementäre Design- und Analyseverfahren verwendet. Hierzu zählen:

- *Analytische und semi-analytische Verfahren aus der Praxis des Untertagbaus*: Die sehr robusten und schnellen Verfahren basieren auf einfachen und klaren physikalischen Grundsätzen und erlauben es, die radiale Verschiebung des Tunnelprofils, die Spannungsverteilung im Gebirge und die Ausdehnung der plastifizierten Zone mit und ohne Ausbau zu bestimmen. Die Modelle basieren auf Totalspannungsanalysen in einem Einphasenmodell. Dazu wird ein rotationsymmetrisches Modell eines tiefen, gleichmässig gestützten, kreisförmigen Tunnels, welcher ein homogenes und isotropes Gebirge unter einem hydrostatischen initialen Spannungszustand durchquert, betrachtet. Unter der zusätzlichen Annahme des ebenen Spannungszustands wird das Problem ein-dimensional und kann analytisch gelöst werden. Diese analytischen Modelle berücksichtigen allerdings weder eine Anisotropie der In Situ-Spannungen, noch eine Festigkeits- bzw. Verformungsanisotropie. Die Spannungsanisotropie wird angenähert berücksichtigt durch Annahme des initialen Spannungszustands als Mittelwert der vertikalen σ_v und horizontalen Hauptspannung σ_H oder σ_h. Um den Einfluss der Festigkeitsanisotropie zu würdigen, werden zur Eingabelung nur die Festigkeit der Matrix oder nur die Festigkeit der Schichtung in die Berechnung eingeführt. Das Materialverhalten mit Entfestigung nach Überschreiten der Spitzenfestigkeit wurde mit einem ideal-elastisch spröd-plastischen Ansatz für das Materialgesetz berücksichtigt. Es wird die Mohr-Coulomb-Bruchbedingung mit Spitzen- und Restfestigkeiten angewendet. Eine geschlossene analytische Lösung wird für die Spannungs- und Verformungsanalyse

herbeigezogen (vgl. Anhang D). Mit dem Kennlinienverfahren wird die Interaktion zwischen Gebirge und Ausbau untersucht. Die Kennlinien des Ausbaus werden ebenfalls unter der Berücksichtigung der Rotationsymetrie bestimmt. Die Gebirgsverformungen vor dem Einbau der Sicherung werden mit dem iterativen Verfahren nach Panet (1995) bestimmt. Je stärker die tatsächliche Form des Ausbaus von der Kreisform abweicht, desto stärker wird der tatsächliche Ausbauwiderstand überschätzt.

- *Geomechanische Kontinuumsmodelle aus der Softwarefamilie FLAC von ITASCA (FLAC2D/Version 7, FLAC3D/Version 4).* Beide Programme arbeiten nach der Methode der finiten Differenzen, die sich in einigen Punkten wesentlich von der etwas weiter verbreiteten Methode der finiten Elemente unterscheidet (beschrieben z.B. in Carter et al. 2000). Auf die Einzelheiten zu den Berechnungsalgorithmen wird hier nicht näher eingegangen, sie können FLAC (2005) resp. FLAC3D (2003) entnommen werden. Als Stoffgesetz zur Beschreibung des geomechanischen Gebirgsverhaltens wurde das in Nagra (2002b) beschriebene Stoffmodell "Bi-Linear Ubiquitous Joints with Strain Hardening Softening" (SUBI) ausgewählt. Mit dem Modell können eine Anisotropie der In-Situ-Spannungen, eine Festigkeitsanisotropie, die Entfestigung und hydromechanische Kopplungen explizit berücksichtigt werden. Hingegen wird von einem isotropen Steifigkeitsverhalten (E-Modul konstant) ausgegangen. Die entsprechenden numerischen Simulationen sind sehr aufwändig. Dies gilt insbesondere für 3D-Modellierungen und für die Berücksichtigung der hydromechanischen Kopplung. Im Rahmen der Abklärungen zur Lagerung radioaktiver Abfälle im Opalinuston wurden in der Vergangenheit bereits mehrere geomechanische Modellberechnungen mit FLAC durchgeführt, wobei in allen Studien grundsätzlich die gleichen Modellansätze verwendet wurden (z.B. Konietzky et al. 2003, Amman & Löw 2009). Auch für andere ingenieurtechnische Berechnungen von Hohlräumen in Tonsteinen in grosser Tiefe kamen diese Berechnungsmodelle zur Anwendung (Czaikowski et al. 2005, Czaikowski 2011, Graziani & Boldini 2012, Boldini & Graziani 2012, Stahlmann et al. 2014). Konietzky et al. (2003) haben sowohl das geomechanische Verhalten von Opalinuston als auch die Tauglichkeit des Softwarepakets FLAC mit dem konstitutiven Ansatz für die Berücksichtigung einer anisotropen Festigkeit für verschmierte Trennflächeneigenschaften untersucht (*ubiquitous joints*). Grosse Aufmerksamkeit wurde auch dem Einfluss der Entfestigung des Materials und auf die hydraulischen Eigenschaften in der Auflockerungszone gelegt. Zur Berücksichtigung der hydromechanischen Kopplung sind verschiedene konzeptuelle Modelle denkbar. Für die Untersuchungen des Kurzzeitverformungsverhaltens wurde ein Modell zugrunde gelegt, mit undrainiertem Verhalten und der Beschränkung von negativen Porenwasserüberdrücken auf -100 kPa (vgl. auch Boldini & Graziani 2012), vgl. Fig. 4.2-1, links. Für das Langzeitverformungsverhalten wurden die Berechnungen so lange weitergeführt, bis die Porenwasserüberdrücke abgebaut waren und sich ein möglichst uniformer Gradient zum Hohlraum hin gebildet hat (mit Porenwasserdruck am Ausbruchrand gleich p_0 atmosphärischer Druck). Eine mögliche Änderung der Durchlässigkeit innerhalb der plastifizierten Zone wurde im Modell nicht berücksichtigt (Fig. 4.2-1, rechts). Als hydraulische Randbedingung wurde am oberen und unteren Modellrand jeweils der fixe hydrostatische Porenwasserdruck entsprechend der Tiefenlage vorgegeben. Der verwendete Geodatensatz ist in Kap. 3.3 beschrieben und in Anhang B.3 aufgelistet. Die verwendeten Modellnetze sind in Anhang C abgebildet[17]. In Bezug auf die Modellsequenzen wurden die Profile F und K04 als Vollausbruch und das grosse Profil K09 in drei Teilausbrüchen Kalotte, Strosse, Sohle modelliert.

[17] Aus historischen Gründen variieren die Netze zwischen den einzelnen Profilen: absolute Maschenweite Profil F und K04 identisch, K09 gröbere Auflösung; als Folge davon abweichende relative Maschenweite zur Profilgrösse.

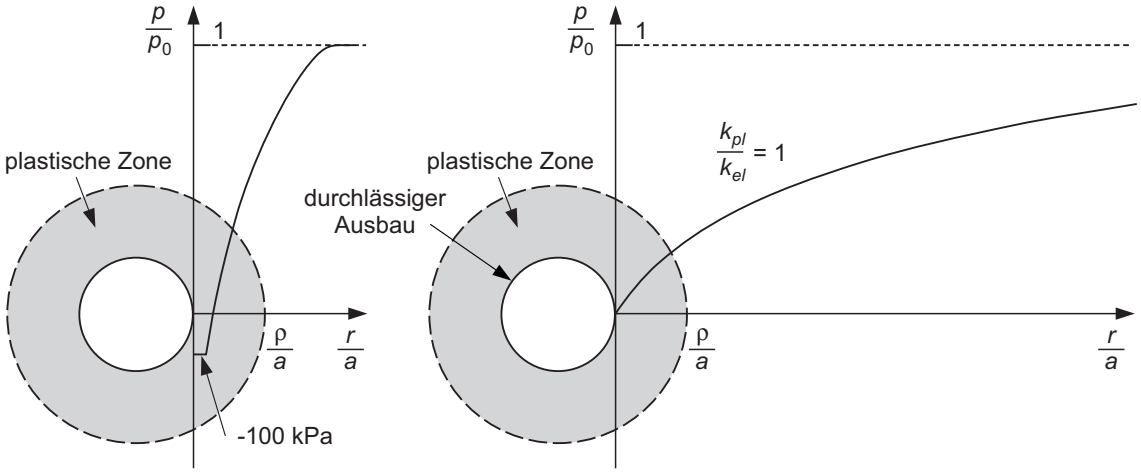


Fig. 4.2-1: Schema der in den FLAC2D Modellen berücksichtigten Kurzzeit- (links) und Langzeit (rechts) Porenwasserdruckverteilung

Abbildung in Anlehnung an Boldini & Graziani (2012)

- Der kommerzielle 2D-Code *Phase*^{2} von Rockscience (Toronto/Kanada). Der Code wurde in einer Sensitivitätsstudie eingesetzt, um für einfache Modellgeometrien (kreisförmiger Tunnelquerschnitt) den Einfluss der anisotropen Steifigkeit des Opalinustons auf die vortriebsbedingte Konvergenz des Tunnelquerschnitts und die resultierende Ausdehnung der plastifizierten Zone abzuschätzen, da dies mit dem Stoffmodell SUBI von FLAC nicht möglich ist (Lanyon et al. 2014, Nagra 2014c / Dossier IV). Die Modellanalysen wurden ohne Berücksichtigung des Porenwasserdrucks mit einem Totalspannungsansatz durchgeführt. Der vereinfachte Totalspannungsansatz ist für die Abschätzung der kurzfristigen Tunnelkonvergenzen unmittelbar nach dem Auffahren gerechtfertigt, da diese unter undrainierten Bedingungen auftreten, während die Langzeitkonvergenzen massgeblich durch die Entwicklung des Porenwasserdrucks im Umfeld der Untertagbauwerke beeinflusst werden. Der verwendete Geodatensatz ist in Kap. 3.3 beschrieben und in Anhang B.5 aufgeführt.

Die verwendeten Analyseverfahren (analytisches Modell, numerische Ansätze mit *FLAC2D* sowie *Phase*^{2}) zeigen mehrere unterschiedliche Modellannahmen, welche in Tab. 4.2-1 zusammengefasst und gegenübergestellt werden.

Tab. 4.2-1: Relevante Modellannahmen der analytischen und numerischen Berechnungsmethoden im Vergleich.

Modellannahme	**Analytische Modelle**	**FLAC2D**	***Phase*[2]**
Dimensionen	1-dimensional	2-dimensional	2-dimensional
Phasenmodell	1-Phasenmodell	2-Phasenmodell	1-Phasenmodell
Primärspannungen	hydrostatisch $\sigma_v^* = 0.5 \times (\sigma_v + \sigma_v \times K_o)$	anisotrop, gravitativ	anisotrop gravitativ
Spannungsabhängige Festigkeit	nicht berücksichtigt	berücksichtigt	nicht berücksichtigt
Bruchverhalten Gebirge	elastisch spröd-plastisch	elastisch spröd-plastisch	elastisch spröd-plastisch
Festigkeit	isotrop, Totalspannungen	Anisotrop, effektive Parameter	isotrop, undrainierte Scherfestigkeit S_u
Verformbarkeit (E-Modul)	isotrop, nicht Tiefen- und Gebirgsmodell-abhängig	isotrop, nicht Tiefen- und Gebirgsmodell-abhängig	anisotrop
Hydromechanische Kopplung	nicht berücksichtigt (totale Spannungen)	berücksichtigt	nicht berücksichtigt
Vorentlastung Gebirge	Kennlinienverfahren (Panet 1995)	Reduktion Stützdruck – Vorentlastung	Reduktion Stützdruck

4.3 Betrachtete Modellkonfigurationen

4.3.1 Referenzprofile für die geomechanischen Berechnungen

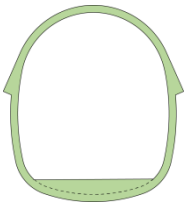
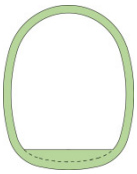
Die Profilgrösse der untertägigen Bauwerke und die Orientierung der Bauwerksachse haben einen Einfluss auf die Gebirgsstörung und die Tragsicherheit und sind somit relevant für die Beurteilung der übergeordneten Anforderungen. Beide Faktoren (Profilgrösse und Bauwerksachse) sind nicht frei wählbar und unterliegen gewissen funktionalen Anforderungen (Kap. 2.4), welche Bestandteil der Gebrauchstauglichkeit sind. Ausgehend davon werden für die Berechnungen der maximalen Tiefenlage Referenzprofile gemäss Tab. 4.3-1 gewählt. Die gewählten Referenzprofile decken folgende Bauwerke in der Lagerzone ab:

- Das Referenzprofil F (BE/HAA-Lagerstollen) repräsentiert die BE/HAA-Lagerstollen im HAA-Lager.
- Das Referenzprofil K09 (SMA-Lagerkaverne) repräsentiert die SMA-Lagerkavernen im SMA-Lager.
- Das Referenzprofil K04 (übrige Untertagbauwerke) repräsentiert die LMA-Lagerkaverne des HAA-Lagers, sämtliche Infrastruktur- und Zugangsbauwerke in der Lagerzone und deren Verzweigungen[18], sowie Schlüsselzonen für Versiegelungsbauwerke in beiden Lagertypen SMA und HAA mit erhöhten Anforderungen an die Langzeitsicherheit.

[18] Das Gebirgs- und Systemverhalten bei Verzweigungsbauwerken ist in der Regel ungünstiger, als jenes linearer Hohlräume gleicher Querschnittsfläche. Das bedeutet, dass bei grösseren Tiefenlagen zur Gebirgsstabilisierung stärkere Ausbaumassnahmen getroffen werden müssen und dass die erwartete Gebirgsschädigung ausgeprägter ausfallen wird. Das Referenzprofil K04 ist deutlich grösser als jenes typischer Verzweigungsbauwerke, weshalb das Gebirgsverhalten im Rahmen dieser Untersuchungen mit dem Referenzprofil K04 als abdeckend für die

Tab. 4.3-1: Referenzprofile (Tunnelgeometrie) für die numerischen Parameterberechnungen.

LRF: Lichtraumfläche; L∅: lichter Innendurchmesser; LH: lichte Höhe; LB: lichte Breite; AF: Ausbruchfläche

Abdeckende Normalprofile	HAA-Lagerstollen	SMA-Lagerkaverne	Übrige Untertagbauwerke
Referenzprofil	Profil F	Profil K09 	Profil K04 
Geometrie	LRF: 6.2 m^2 L∅: 2.8 m AF: 8.0 m^2	LRF: 110 m^2 LH: 12.6 m LB: 10.4 m AF: 118 m^2	LRF: 58 m^2 LH: 9.8 m LB: 7.3 m AF: 66 m^2
Äquivalenter Ausbruchdurchmesser	$D_{äqu}$: 3.2 m	$D_{äqu}$: 12.3 m	$D_{äqu}$: 9.2 m

4.3.2 Betrachtete Analysefälle: verwendete Profile und geotechnische Bedingungen

Die Bandbreite und die Ungewissheiten der tatsächlichen standortspezifischen in-situ Bedingungen sind beträchtlich. Aus diesem Grunde wurden breit angelegte Berechnungen zur Erfassung der relevanten Einflussfaktoren durchgeführt. Auf der Basis einer breiten Parameteruntersuchung und unter Verwendung unterschiedlicher Analyseverfahren wurde das Spektrum der möglichen Entwurfsindikatoren in Abhängigkeit zur Tiefenlage geprüft, um basierend darauf eine geeignete maximale Tiefenlage abzuleiten. Die relevanten Einflussfaktoren und die verwendeten Parameterbandbreiten für jedes verwendete Analyseverfahren sind in Tab. 4.3-2 aufgeführt. Eine repräsentative Auswahl von Resultaten der durchgeführten Berechnungen ist in diesem Bericht in Kap. 5 aufgeführt.

Beurteilung der maximalen Tiefenlage betrachtet wird. Das spezifische Verhalten von Verzweigungsbauwerken im Opalinuston wird in einer späteren Phase untersucht.

Tab. 4.3-2: Untersuchte Modellkonfigurationen zur Ableitung einer geeigneten maximalen Tiefenlage.

Modell-parameter	**Analytische Berechnungen** (Kap. 5.4)	**Numerische Berechnungen mit FLAC2D** (Kap. 5.3)	**Numerische Berechnungen *Phase²*** (Kap. 5.5)
Tiefenlage Lagerebene	400 / 500 / 600 / 700 / 800 / 900 m	400 / 600 / 700 / 800 m	500 / 700 / 900 m
Untersuchte Normalprofile (Querschnitte)	Kreisprofile: F (HAA): A = 8 m^2, a = 1.6 m K04: A = 66 m^2, a = 4.6 m K09: A = 110 m^2, a = 6.15 m	F (HAA): A = 8 m^2, a = 1.6 m K04: gemäss Tab. 4.3-1 K09: gemäss Tab. 4.3-1	F (HAA): A = 4.9 m^2, a = 1.25 m
Gesteinspara-meter	X_m: gemäss Anhang A $X_k = X_m - 1$ x Standard-abweichung $X_d = X_k/\gamma$ gemäss SIA 267	X_m: gemäss Anhang A $X_k = X_m - 1$ x Standard-abweichung $X_d = X_k/\gamma$ gemäss SIA 267	Undrainierte Scherfestig-keiten: 2 – 20 MPa; weitere Parameter: vgl. Kap. 5.5
In situ Gebirgsspannung en	Berücksichtigung der Spannungsanisotropie über eine Erhöhung oder Verring-erung der lithostatischen Spannung: σv: $\sigma v^* = 0.5 \times (\sigma v + \sigma v \times Ko)$ mit Ko = 0.95 – 1.28:	Ausgewählte Modellvarianten mit: RSR_{ref} = ($\sigma h:\sigma v:\sigma H$ = 0.95:1.0:1.28) RSR_{High} = ($\sigma h:\sigma v:\sigma H$ = 1.10:1.0:2.04) RSR_{Iso} = isotrop	Ausgewählte Modellvarianten mit: RSR_{ref} ($\sigma h:\sigma v:\sigma H$ = 0.95:1.0:1.28) RSR_{max} ($\sigma h:\sigma v:\sigma H$ = 1.39:1.0:1.88) RSR_{min} ($\sigma h:\sigma v:\sigma H$ = 0.81:1.0:1.10)
Verwendete Gebirgsmodelle (GM) (S: Schichtung, M: Matrix)	GM1 – intaktes Gebirge GM3 – geschwächte S.	GM1 – intaktes Gebirge GM2 – geschwächte M. GM3 – geschwächte S. GM4 – M&S geschwächt	GM1– intaktes Gebirge GM2 – geschwächte M. GM3 – geschwächte S. GM4 – M&S geschwächt GM5 und GM6
Zustand	Langzeitverformungsverhalten	Kurzzeit (Bau) – undrainiert Verschluss (Nutzungsdauer) d.h. teildrainiert. Langzeit – drainiert	Kurzzeitverformungsverhalten (undrainierte Festigkeit)
Orientierung Bauwerksachse	Normal zu σ_H	Parallel zu σ_H Normal zu σ_H	Normal zu σ_H
Ausbau	Ungesichert mit Ausbau im Widerstands-prinzip und Ausweichprinzip. Ausbauwiderstände zwischen ca. p_a= 0 – 1 MPa	Ungesichert (ohne Liner) mit Ausbau (mit Liner) im Ausweichprinzip: F: 20 cm Spritzbeton*, K04: 40 cm Spritzbeton*, K09: 40 cm Spritzbeton*, *mit Duktilelement 8 MPa	Ungesichert (ohne Liner)
Modelliersequenz	Vollausbruch	Vollausbruch (Profil F, K04) 3 Teilausbrüche (Profil K09)	Vollausbruch

5 Analyse des Einfluss der Tiefenlage: Resultate

5.1 Erfahrungen im Tunnelbau und phänomenologische Beobachtungen

In der Schweiz existieren Erfahrungen im Tunnelbau im Opalinuston seit mehr als 100 Jahren (Nagra 2002a, Kapitel 7.2.1: *Erfahrungen aus dem Tunnelbau im Opalinuston*). Die Erfahrungen beim Tunnelbau im Opalinuston reichen bis zu Überlagerungen von 700 – 800 m (Grenchenberg-Bahntunnel), wobei die Mehrzahl der übrigen Tunnel Überlagerungen zwischen 100 und 400 m aufweisen. Der Bau dieser Tunnel stellte keine grösseren Probleme dar. Während dem Bau und verstärkt im Laufe des Betriebs zeigten sich jedoch teilweise signifikante Schäden (z.B. Sohlhebungen), die grösstenteils auf das Eindringen von Wasser und den damit verbundenen Quellprozess und der Entfestigung zurückgeführt werden. Mit der Hilfe von Einbauten und Stützmassnahmen lassen sich die zeitabhängigen Deformationen verringern bzw. stoppen. Die Tunnel sind grösstenteils nicht parallel zur Schichtung gebaut und geben damit nur bedingt Hinweise auf das Deformationsverhalten der im geologischen Tiefenlager geplanten schichtparallelen Lagerstollen. Beobachtungen aus horizontalen Bohrungen bzw. parallel zur Schichtung laufender Stollen im Mont Terri in Tonsteinen und Tonschiefern zeigen, dass schichtparallele Hohlräume instabiler als Hohlräume in andere Richtungen sind.

Neben expliziten Erfahrungen im Opalinuston bestehen weltweit weitere Erfahrungen im Hohlraumbau durch Gebirge mit geringer Gebirgsfestigkeit und hoher Überlagerung. Dazu zählen jahrzehntelange Erfahrungen beim Bau von Förderstrecken im Bergbau mit Durchmesser von bis zu 6 – 8 m bei hohen Überlagerungen von 1000 m und mehr (vgl. auch Czaikowski et al. 2005, Czaikowski 2011, Stahlmann et al. 2014) oder die neuen Eisenbahnstrecken zwischen Bologna und Florenz mit grossen Ausbruchflächen von 100 – 120 m^2 und Überlagerungen bis 500 m (Boldini & Graziani 201, Lunardi 1998).

In der Schweiz sind es vor allem die aktuellen Erfahrungen aus dem Bau der Alpentransversalen, z.B. dem Bau des Abschnitt TZM-Nord des Gotthardbasistunnel mit Überlagerungen bis 800 m, Ausbruchdurchmesser von rund 8 – 13 m und teilweise weichen, kakiritisierten Gesteinen mit duktilem Bruchverhalten und sehr kleinen Gebirgsfestigkeiten. Durch sorgfältige Wahl des Bauvorgangs und der Ausbruchsicherung konnten diese Tunnelabschnitte erfolgreich aufgefahren werden mit gemessenen durchschnittlichen radialen Deformationen zwischen 5 – 25 cm (entspricht normierten Konvergenzen von ca. 1 – 2.5 %) und Spitzenwerten bis 70 cm (Konvergenzen bis 10 %), Kovari & Ehrbar (2008).

Der vertikale Überlagerungsdruck nimmt mit der Tiefe zu und damit auch die mittleren Gebirgsspannungen. Bei gleichbleibenden Gebirgsfestigkeiten nehmen somit auch die spannungsinduzierten Brucherscheinungen und folglich die Gebirgsschädigung infolge Bau von Hohlräumen ab einer bestimmten Tiefe mit derselben zu.

Beobachtungen und theoretische Überlegungen zeigen, dass sich anisotrope In situ-Gebirgsspannungen ungünstig auf das Gebirgstragverhalten und die Gebirgsstörungen auswirken. Die Spannungsanisotropie im überkonsolidierten Opalinuston der Nordschweiz ist in flacheren Tiefenlagen deutlich ausgeprägter als in grösserer Tiefe. Gemäss den in Nagra (2014c / Dossier IV) aufgeführten Gebirgsspannungsregimes ist in den Tiefen von 200 – 400 m eine deutlich ausgeprägtere Spannungsanisotropie zu erwarten als im Tiefenbereich von 400 – 900 m (vgl. Fig. 3.1-1). Da der zu untersuchende Tiefenbereich zwischen 400 m und 900 m liegt, spielt die abnehmende In situ-Spannungsanisotropie mit zunehmender Tiefenlage eine untergeordnete Rolle.

Die Erfahrung hat gezeigt, dass der Bau von Hohlräumen mit druckhaftem Gebirgsverhalten (d.h. im Falle von Gesteinsarten mit geringer Festigkeit, hohen Gebirgsspannungen und Porenwasserdrücken) grosse Variabilität im Verformungsverhalten und der Beanspruchung der Sicherungsmittel zeigen kann. Die Empfindlichkeit (Sensitivität) der Verformungen und der Gebirgsstörung gegenüber der Gebirgsfestigkeit und der In situ-Spannungsanisotropie steigt mit zunehmender Überlagerung (Kovari 1998).

Aus Erfahrung wird das Gebirgsverhalten bzw. das Ausmass der Gebirgsstörung in grösserer Tiefenlage von mehreren Faktoren beeinflusst:

- Die Orientierung der Bauwerksachsen gegenüber der Schichtung spielt eine grosse Rolle: schichtparallel angeordnete Stollenachsen verursachen grössere Gebirgsstörungen als solche normal zur Fallrichtung angeordnete. Weil der Opalinuston in allen Lagerperimetern subhorizontal gelagert ist, wirkt sich dieser Faktor weder auf die Tiefenlage noch die Standortgebiete differenzierend aus. Die Erfahrungen im Felslabor Mont Terri mit Stollen in Streichrichtung (ca. West-Ost Orientierung) sind daher eher auf die Standortgebiete übertragbar als solche normal zum Streichen (vgl. auch Kap. 6.3).
- Liegt eine Anisotropie der Hauptspannungen vor, werden bei einer Orientierung der Bauwerksachse normal zur maximalen horizontalen Spannung σ_H i.d.R. deutlich grössere Deformationen und konturnahe Ausbrüche beobachtet als bei einer Orientierung parallel zu σ_H. Im Tiefenlager sind die Bauwerke aus funktionalen Gründen sowohl parallel als auch normal zur maximalen horizontalen Hauptspannung σ_H zu erstellen. Es wird aber angestrebt, die Lagerkammern parallel und damit günstig zur maximalen horizontalen Hauptspannung auszurichten. Da die tatsächliche Hauptspannungsorientierung in den Standortgebieten heute noch nicht ausreichend bekannt ist, diese innerhalb der Lagerzone zudem variieren kann und aufgrund von anderen Randbedingungen die Lagerbauwerke nicht in jedem Fall entsprechend der Hauptspannung ausgerichtet werden können, muss auch die ungünstige Orientierung der Bauwerksachse beurteilt werden.
- Festigkeit, Steifigkeit und Quellverhalten des Opalinustons sind abhängig von der mineralogischen Zusammensetzung, vom lithologischen Aufbau und nicht zuletzt von seiner Versenkungsgeschichte. Im Felslabor Mont Terri wurden deutliche Hinweise für ein unterschiedliches Verformungsverhalten von sandiger und toniger Fazies gefunden. Die Befunde aus geomechanischen Tests an gemahlenem Gesteinsmaterial weisen darauf hin, dass die Scherfestigkeit des Opalinustons in einem begrenzten Mass durch eine kohäsive Komponente (Zementation) bestimmt wird. Ein weiteres wichtiges Merkmal im Verformungsverhalten des Opalinustons ist die ausgeprägte Anisotropie von Steifigkeit und Festigkeit aufgrund des geschichteten Gefügeaufbaus.
- Die standortabhängige tektonische Überprägung des Wirtgesteins ist verbunden mit skalenübergreifenden Veränderungen in Festigkeit und Steifigkeit des Gebirges. Das Inventar der tektonischen Diskontinuitäten umfasst kleinskalige Trennflächensysteme sowie lokale und regionale[19] Störungssysteme. Festigkeitsverlust des Gebirges und zunehmende Nachgiebigkeit ("compliance") können dabei bevorzugt in Schicht- oder Matrixrichtung oder in beiden Richtungen gleichzeitig auftreten. Eine ausgeprägte Anisotropie im Nachgiebigkeitsverhalten kann beim Tunnelvortrieb zu weitreichenden Porendruckänderungen infolge von Scherdeformationen führen, verbunden mit progressivem Gebirgsversagen.

---

[19] Regionale Störungszonen werden als Lagerzone ohnehin gemieden, so dass solche Trennflächensysteme irrelevant sind.

- Gekoppelte thermo-hydro-mechanische Prozesse haben einen signifikanten Einfluss auf das Verformungsverhalten des Opalinustons während des Baus und Betriebs der untertägigen Anlagen. Das Lüftungskonzept (Temperatur, Luftfeuchte, Ventilationsrate) und diverse Nutzungsanforderungen während der Betriebsphase können zu einer langfristigen Vergrösserung der Auflockerungszone führen. Typische Auflockerungsphänomene während der Betriebsphase sind Trocknungsrisse an der Tunnelwand, die im Zusammenhang mit saisonalen Schwankungen von Luftfeuchtigkeit und Temperatur zu einer fortschreitenden Degradation der Auflockerungszone führen.

Fazit: Die weltweite Erfahrung im Untertagbau zeigt, dass Hohlräume mit vergleichbaren Querschnittsflächen wie die Referenzprofile (Tab. 4.3-1) durch Gebirge mit geringer Festigkeit und hohen Überlagerungen bis 800 m (SMA-Lager) bzw. 900 m (HAA-Lager) bei geeigneter Wahl des Ausbaus und des Bauvorgangs sicher erstellt werden können. Die bautechnischen Herausforderungen steigen mit zunehmender Tiefe aber signifikant an, was sich in geringen Vortriebsleistungen und hohem Aufwand an Sicherungsmittel widerspiegelt. Dabei müssen i.d.R. Baumethoden gewählt werden, welche grosse Deformationen und damit einhergehend eine beträchtliche Gebirgsstörung bzw. Gebirgsschädigung zulassen. Aus den Erfahrungen und Beobachtungen sind neben der Tiefenlage auch die wesentlichen übrigen Einflussfaktoren und das prinzipielle Gebirgs- und Systemverhalten bekannt.

5.2 Semi-empirische Überlegungen

Erfahrungen und theoretische Untersuchungen zum spannungsinduzierten Bruchverhalten und damit auch zur Gebirgsstörung haben sich in zahlreichen semiempirischen Empfehlungen niedergeschlagen, welche eine verbreitete Grundlage für die Beurteilung und Auslegung der Tunnelbauwerke darstellen. Die Quantifizierung von diesbezüglichen Erfahrungswerten basieren meistens auf dem Verhältnis zwischen Gebirgsfestigkeit und Gebirgsspannung (vgl. z.B. Chern et al. 1998, Carranza-Torres & Fairhurst 1999, SIA 2004b, Martin & Lanyon 2002, Hoek & Marinos 2000, Lanyon et al. 2014). Solche normierten Quantifizierungen vereinfachen auch den Vergleich der Erfahrungen aus verschiedenen Untertagbauwerken.

Eine einfache Möglichkeit zur Abschätzung der erwarteten bautechnischen Herausforderungen und Gebirgsschädigung bildet das Verhältnis der maximalen vertikalen in-situ Spannungen zur einaxialen Druckfestigkeit des Gebirges. Ein solcher Ansatz findet sich auch in der Norm SIA 198 (2004b): Untertagbau Ausführung, Anhang E: *Möglicher Einsatzbereich von Tunnelvortriebsmaschinen (TVM)*. Als Richtwert für Grenzzustände in Bezug auf die Standfestigkeit des Gebirges wird dort für Fels vorgeschlagen (vgl. Fig. 5.2-1):

- UCS > 2 σ_v standfest bis leicht nachbrüchig
- UCS < 1.5 σ_v Plastifizierung / Instabilität Ortsbrust

Auf dBasis der gemessenen Gebirgsparameter Benken gemäss Kap. 3.2, Tab. 3.2-1 sowie Anhang B.1 (entspricht X_m-Niveau mit Durchschnittswert UCS = 29 MPa und Bandbreite von 17 – 38 MPa) kann bis in eine Tiefe von 600 m u.T. mit *standfestem bis leicht nachbrüchigem* Gebirgsverhalten gerechnet werden (Fig. 5.2-1). Ab einer Tiefe über 800 m u.T. ist mit *Plastifizierungen und Instabilität der Ortsbrust* zu rechnen. Der Übergangsbereich von 600 – 800 m wird durch zunehmende Plastifizierungen um den Hohlraum und druckhafte Gebirgsverhältnisse bestimmt.

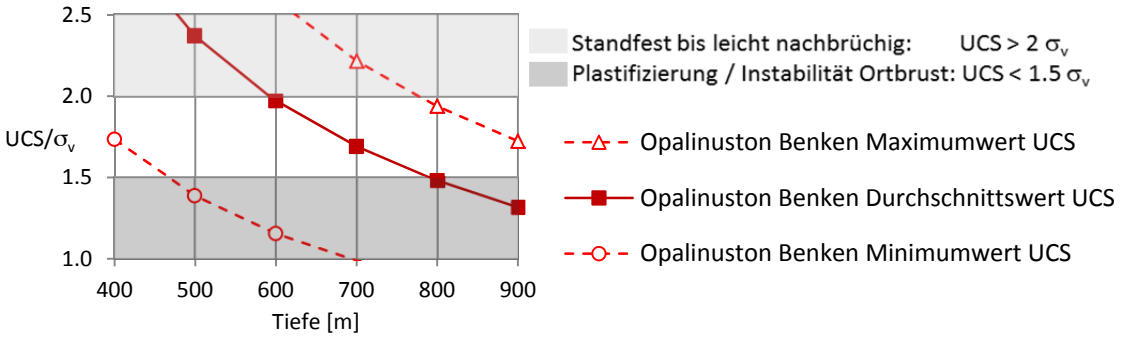


Fig. 5.2-1: Prüfung der Standfestigkeit gemäss SIA 198 (2004b), Anhang E

Das Diagramm zeigt, dass je nach angenommenen Festigkeiten bei einer Tiefenlage zwischen 600 m und 800 m u.T. der Übergang von günstigen zu ungünstigen Verhältnissen in Bezug auf Gebirgsstörung zu erwarten ist.

Lanyon et al. (2014) haben die Erfahrung aus verschiedenen Tunnels in Tonsteinen zusammengetragen und die gemessenen normierten Konvergenzen in Abhängigkeit zum "Squeezing Index" ausgedrückt als UCS/σ_{max} dargestellt und daraus eine Trendlinie abgeleitet (Fig. 5.2-2). Die tangentiale Spannung σ_{max} am Ausbruchrand kann beispielsweise nach der Formel von Kirsch (1898) mit $\sigma_{max} = 3 \cdot \sigma_1 - \sigma_3$ für einen kreisrunden Hohlraum abgeschätzt werden.

Die Beobachtungen zur Gebirgsstörung einzelner dargestellter Messpunkte sind in Lanyon et al. (2014) umfassend dargestellt. Sie können wie folgt zusammengefasst werden:

- Die gemessenen normierten Konvergenzen in der Gallery08 (Ga08) im Felslabor Mont Terri, welche zur Hauptsache normal zum Schichtstreichen aufgefahren wurde, lagen zwischen 0 – 1.2 %; die beobachtete Ausdehnung der AUZ betrug 2 m (entspricht einer normierten Ausdehnung der plastifizierten Zone von ca. 1.8 a) wobei innerhalb von 1 m ein gut vernetztes Rissbild beobachtet wurde. Die Gebirgsschädigung war also beschränkt und der Bau ohne grössere Schwierigkeiten erfolgt. Die grössten Deformationen wurden im Bereich einer bestehenden normal zur Tunnelachse verlaufenden Störung beobachtet.
- Die gemessenen normierten Konvergenzen beim in Streichrichtung der Schichtung aufgefahrenen Mine-by Test (MB) lagen bei 0.9 – 1.7 %. Die normierte Ausdehnung der AUZ mit einer signifikanten Durchlässigkeitserhöhung betrug 2.2 a, mögliche plastifizierte Zonen wurden bis zu einer Ausdehnung von 3.5 a und darüber hinaus gemessen. Die Gebirgsschädigung war demnach schon relevant.
- Beim ebenfalls in Streichrichtung der Schichtung aufgefahrenen FE-Stollen (FE) wurden normierte Konvergenzen von 0.1 – 4 % gemessen. Die AUZ mit vernetzen Rissen wurde bis 1.5 a gemessen, die plastifizierte Zone bis 4 a beobachtet. Die Gebirgsstörung war also beträchtlich.

Ausgehend von der Trendlinie gemäss Fig. 5.2-2 können Konvergenzprognosen für verschiedene Gebirgsfestigkeiten und In situ-Gebirgsspannungen gemacht werden. Beispielhaft sind die daraus prognostizierten Konvergenzen in Abhängigkeit der Tiefenlage für die gemessene einaxiale Druckfestigkeit aus Kernbohrungen in Benken gemäss Tab. 3.2-1 mit einem Durchschnittswert UCS_m von 29 MPa bei einer Bandbreite von 17 – 38 MPa abgeleitet (Fig. 5.2-2 rechts): Demnach ist ab einer Tiefe von ca. 600 m mit normierten Konvergenzen von 1 % und ab einer Tiefe von etwas unter 900 m mit > 2.5 % zu rechnen. Berücksichtigt man die Bandbreite der gemessenen UCS, so ist mit normierten Konvergenzen von > 2.5 % ab Tiefen zwischen ca. 510 und 1'150 m zu rechnen.

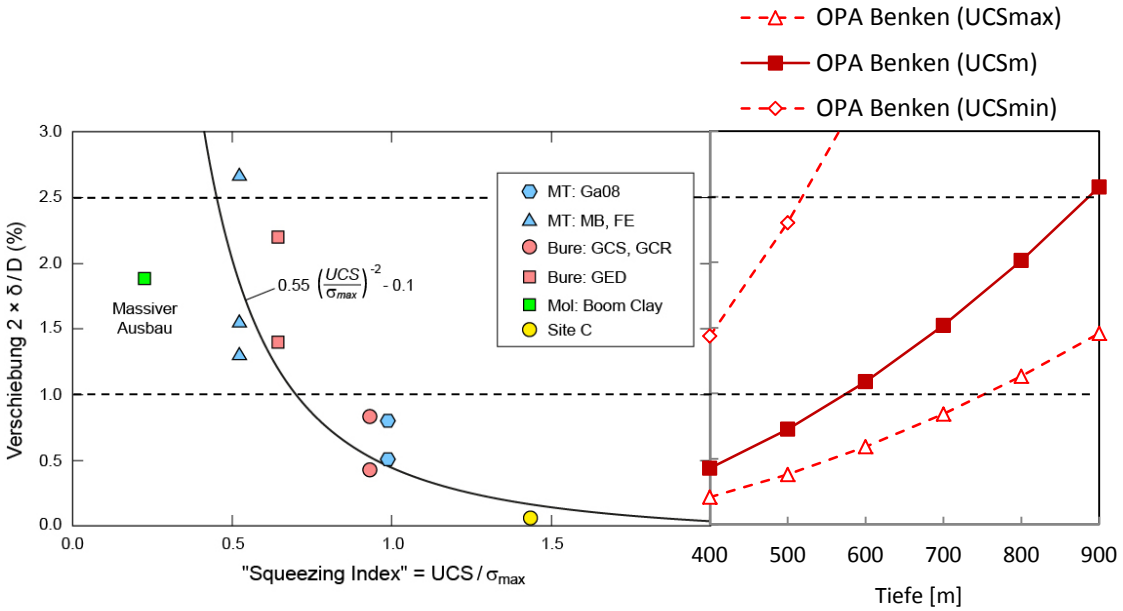


Fig. 5.2-2: Prognostizierte normierte Konvergenzen für gemessene Druckfestigkeiten Benken auf der Basis der Trendkurve aus gemessenen normierten Konvergenzen im Tonstein (Lanyon et al. 2014).

Die Kurven rechts zeigen die normierten Konvergenzen in Abhängigkeit zur Tiefenlage unter Annahme der aus Beobachtungen in Tonsteinen abgeleiteten Trendlinie (gemäss Lanyon et al. 2014, Figur 6-8) und gemessenen UCS aus der Bohrung Benken (gemäss Tab. 3.2-1) 29 MPa (17 – 38 MPa). Danach wäre bei Festigkeitswerten gemäss Mittelwert in Benken in Tiefen von ca. 600 m mit normierten Konvergenzen über 1 % zu rechnen. Berücksichtigt man den unteren gemessenen Wert, dann ist in Tiefen über ca. 520 m von Konvergenzen über 2.5 % auszugehen.

Fazit: Die Normierung der Gebirgsfestigkeit mit den Gebirgsspannungen erlaubt es, das Gebirgstragverhalten bei unterschiedlichen geomechanischen Bedingungen miteinander zu vergleichen. Damit können empirische und theoretische Erkenntnisse in Bezug auf den Einfluss der Tiefe beim Bau von Untertagbauwerken in grosser Tiefe genutzt werden. Tatsächlich sind die Gebirgsfestigkeiten des Opalinuston in den Standortgebieten nicht genau bekannt und haben voraussichtlich auch eine gewisse Variabilität. Je nach Interpretation der Messergebnisse und den Modellvorstellungen zum Trennflächengefüge variieren die Gebirgsfestigkeiten. Einaxiale Druckfestigkeiten der Matrix um 30 MPa ±10 MPa (vgl. Tab. 3.2-1) lassen auf der Basis von semi-empirischen Überlegungen erwarten, dass bei Gebirgsspannungen in Tiefen zwischen 500 m und 900 m ein Übergang von grundsätzlich standfesten Bedingungen mit sehr begrenzter Gebirgsstörung zu druckhaften Bedingungen mit zunehmender Gebirgsstörung stattfindet. Die analysierten Fälle geben Hinweise, dass dieser Übergang typischerweise in Tiefen von 600 m bis 800 m liegt.

5.3 Resultate numerischer Berechnungen mit FLAC

5.3.1 Resultate zur Beurteilung der Gebirgsstörung

Mit Hilfe von *FLAC2D* Berechnungen wurde das Spannungs- und Verformungsverhalten für eine grosse Zahl von Modellkonfigurationen (Tab. 4.3-1) berechnet. Ziel war es, den Einfluss der Tiefenlage auf das Ausmass der Gebirgsstörung unter Berücksichtigung möglicher Variationen der Gebirgsfestigkeiten, Gebirgsspannungen, Tunnelprofilgrössen und -ausbau sowie Orientierung der Bauwerksachsen in Bezug auf die Spannungsanisotropie zu analysieren. Die Resultate werden zudem mit den Entwurfsindikatoren gemäss Tab. 4.1-1 verglichen, um Hinweise auf die Erfüllung der Anforderungen zu erhalten.

Generelles Gebirgs- und Systemverhalten und Einfluss der Tiefenlage auf die Gebirgsstörung:

Fig. 5.3-1 zeigt am Beispiel des Profils F für das Gebirgsmodell GM3 (geschwächte Schichtung) das Kurzzeit- und Langzeitverhalten ohne Berücksichtigung gebirgsstützender Massnahmen. Die Berechnungen zeigen die auch aus Beobachtungen erwarteten spannungsinduzierten Versagensmechanismen in überkonsolidierten Tonsteinformationen (vgl. auch Nagra 2014c / Dossier IV). Typisch sind die Entfestigungen in den Kämpfern (oben und unten) und Scherbrüche entlang der Schichtung in Firste und Sohle, sowie die zunehmende Ausbildung von steilstehenden Scherbändern in Firste und Sohle mit der Möglichkeit des Einknickens ("buckling") und Ausbildung grösserer Auflockerung in vertikaler Richtung. Je nach den geomechanischen Bedingungen bilden sich in den Paramenten parallel und nah zum Ausbruchrand zudem Zugrisse aus. Die Gebirgsstörung (Ausdehnung der plastifizierten Zone und Auflockerung) nimmt mit zunehmender Tiefenlage zu. Während die maximale Ausdehnung der plastifizierten Zone mit der Tiefe unterproportional zunimmt (vgl. Fig. 5.3-1 (a) plastifizierte Zone), steigen die Deformationen und die Dehnungen innerhalb der Auflockerungszone überproportional (vgl. Fig. 5.3-1 (b) Kurzzeitdeformationen und (c) plastische Dehnungen). Aus den Verformungsmustern ist auch das Einknicken der Schichten in der Firste und die damit einhergehende Auflockerung zu erkennen, das auch aus Beobachtungen aus Bohrungen bekannt ist (Nagra 2014c / Dossier IV). Je nach Ausprägung der einzelnen angesprochenen Festigkeiten (Scher- und Zugfestigkeit von Matrix und Schichtung) wird das Plastifizierungsmuster unterschiedlich beeinflusst. Dies wird zumindest teilweise im Konzept der Gebirgsmodelle reflektiert. Ausdruck davon sind auch die zunehmenden Konvergenzen. Die Diagramme (e) zeigen die Gebirgskennlinien der normierten maximalen Konvergenzen in Abhängigkeit der Tiefenlage. Bei 100 % der Vorentlastung kann die gemäss Modell berechnete Zunahme der Langzeitdeformationen infolge Konsolidation abgelesen werden. Sowohl der Anteil der Kurzzeitdeformationen als auch der Anteil der Langzeitdeformationen nach Ausbruch nehmen mit der Tiefe überproportional zu.

Zusatztext zu Fig. 5.3-1 (rechte Seite)

X_k-Niveau, ohne Ausbau normal zu σ_H (ungünstige Orientierung). Die Figuren zeigen generell die deutliche Zunahme der Gebirgsstörung mit der Tiefe. Sie illustrieren auch das anisotrope Deformations- (b) und Bruchmuster (a). Sichtbar wird auch die Korrelanz zwischen den Verformungen (b) und der Auflockerung (c) und die Zunahme der Auflockerung (c), (d) und Deformationen (e) aufgrund der Drainage. Legende: siehe Fig. 5.3-2.

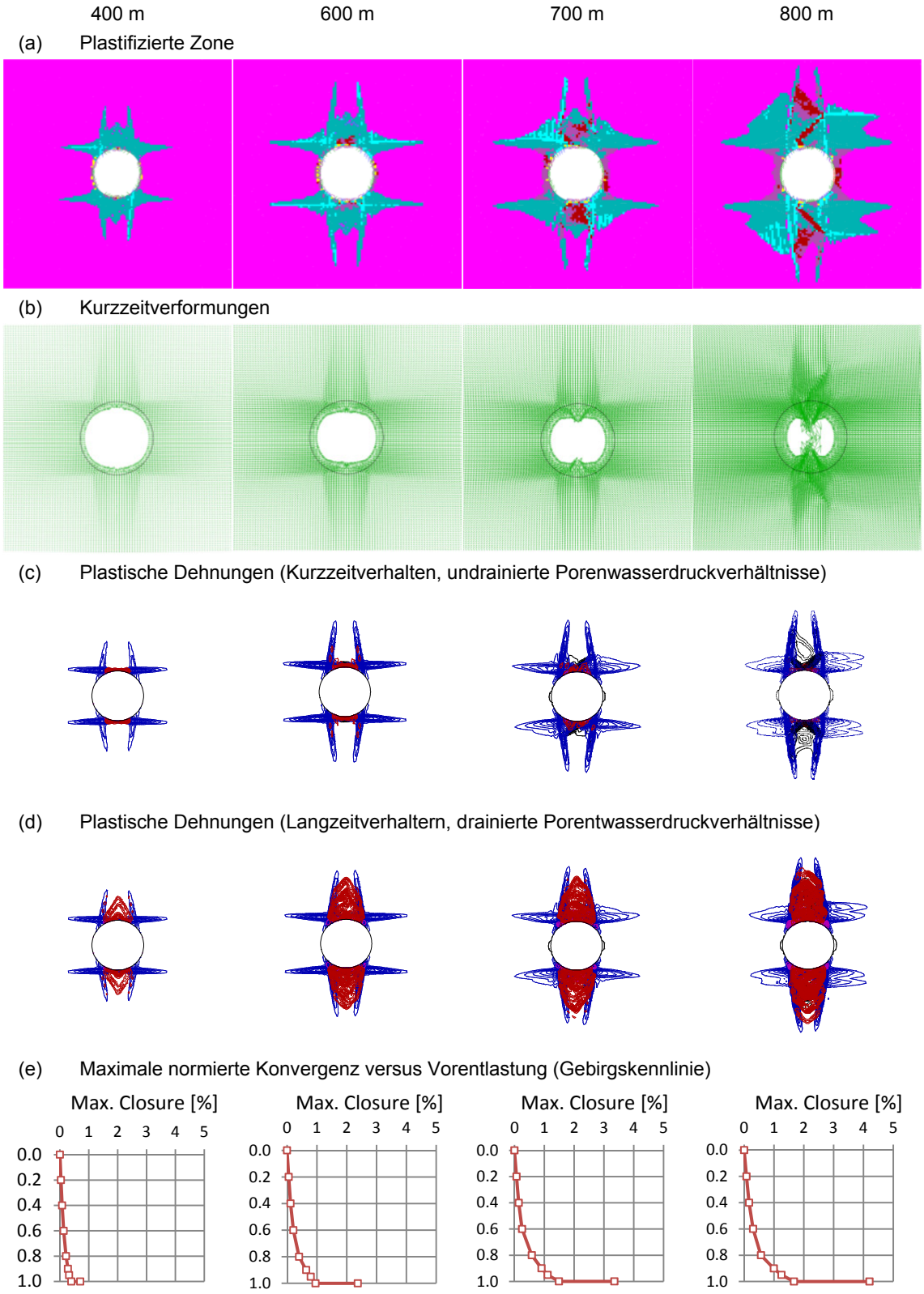


Fig. 5.3-1: Modellergebnisse der FLAC2D Berechnungen am Beispiel des Profils F (BE/HAA-Lagerstollen) am Gebirgsmodell GM3 (geschwächte Schichtung).

Einfluss der Drainage auf die Gebirgsschädigung mit und ohne Ausbau:

Fig. 5.3-2 zeigt am Beispiel des Profil F (BE/HAA-Lagerstollen) Modellergebnisse des Kurzzeit- und Langzeitverhaltens im Gebirgsmodell GM1 (intaktes Gebirge) beispielhaft in grosser Tiefe von 800 m Tiefe einmal ohne Ausbau (ungesichert, bzw. reines Gebirgstragverhalten) im Vergleich mit Ausbau (20 cm Spritzbeton mit Duktilelement). Das Kurzzeitverhalten (Zeitpunkt t0) entspricht ungefähr dem Zustand kurz nach dem Ausbruch, wenn im Zweiphasenmodell noch von undrainierten Verhältnissen mit Porenwasserüber- und -unterdrücken ausgegangen werden muss. Das Langzeitverhalten (t2) berücksichtigt voll drainierte Verhältnisse, d.h. das Modell hat sich konsolidiert (stationärer Zustand mit atmosphärischem Porenwasserdruck am Ausbruchrand). Im Falle mit Ausbau stellt der Zeitpunkt t1 den Zustand bei voll drainierten Verhältnissen aber intaktem Ausbau dar. Danach wird angenommen, dass der Ausbau seine stützende Wirkung verliert und es erneut zu Spannungsumlagerungen und Konsolidation bis zum Zustand t2 ohne Ausbau und voll drainierten Verhältnissen kommt. Aufgrund der sehr kleinen Durchlässigkeit des Opalinuston kann es 100 oder mehr Jahre dauern, bis sich t2 eingestellt hat. Es muss davon ausgegangen werden, dass der Ausbau seine gebirgsstützende Wirkung verloren hat, bevor die Bentonitverfüllung gesättigt und den vollen Quelldruck aufgebaut hat. Die Modellberechnungen zeigen, dass die Gebirgsstörung mit Ausbau gegenüber solchen ohne Ausbau langfristig kleiner sind, auch wenn der Ausbau seine gebirgsstützende Wirkung nach langer Zeit verliert. Der Modellzustand t2 ohne Ausbau überschätzt die tatsächliche Gebirgsstörung eher, während der Modellzustand t2 mit Ausbau diese eher unterschätzt. Die tatsächlichen Langzeitkonvergenzen und die plastifizierte Zone werden zwischen diesen beiden Modellen liegen.

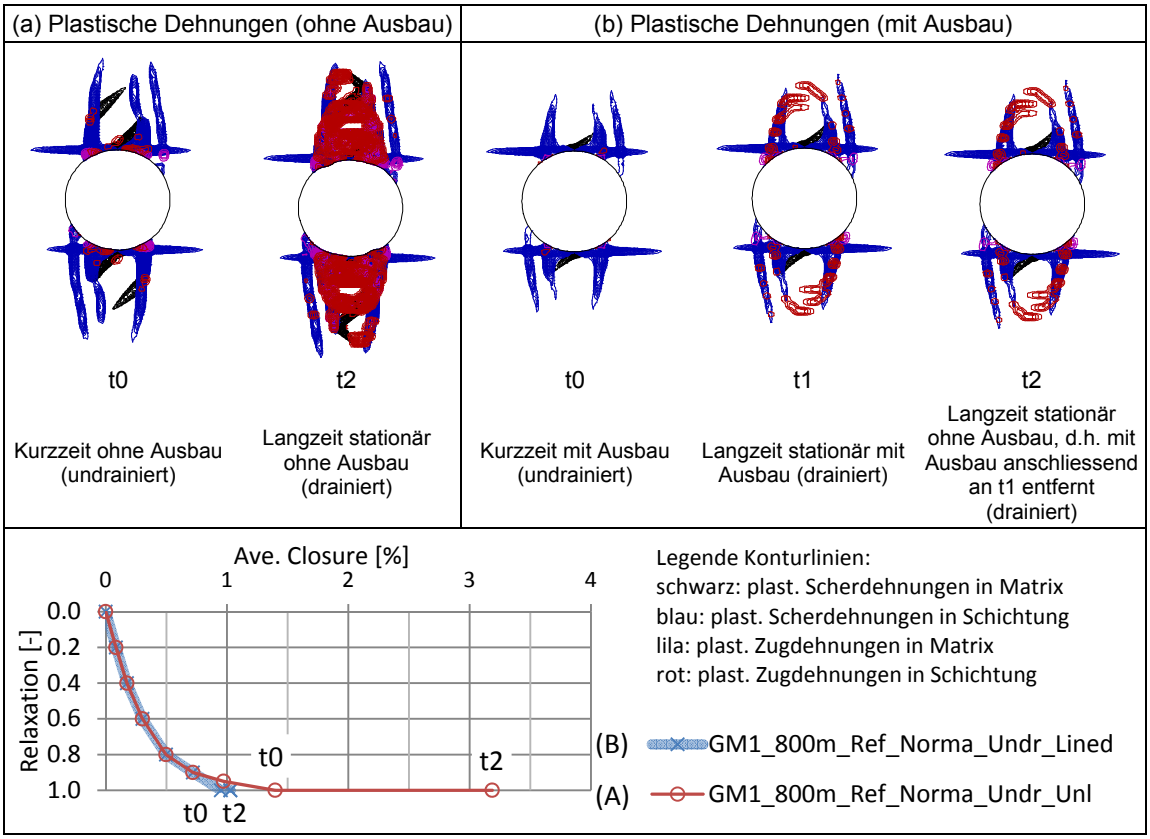


Fig. 5.3-2: Vergleich der plastischen Dehnungen und des Verformungsverhaltens; Kurzzeit (undrainiert) und Langzeit (drainiert) mit/ohne Ausbau am Bsp. Profil F in 800 m.

Gebirgsmodell GM1, X_k-Niveau, in-situ Spannungsregime RSR_{ref} normal zu σ_H. Die Figur zeigt den Einfluss des Ausbaus auf die Kurzzeit- und Langzeit-Gebirgsstörung. Da der Ausbau seine gebirgsstützende Funktion möglicherweise verliert, bevor der Bentonit den notwendigen Quelldruck aufgebaut hat, ist auch die Gebirgsstörung ohne Ausbau von Relevanz. Günstig sind Gebirgsverhältnisse, welche unabhängig vom Ausbau die Entwurfsindikatoren an die Gebirgsstörung erfüllen

Einfluss der Drainage auf die Porenwasserdruckverhältnisse:

Fig. 5.3-3 zeigt wieder am Beispiel des Profils F (BE/HAA-Lagerstollen) die Porenwasserdruckverhältnisse bei undrainierten Verhältnissen (Kurzzeitverhalten) im Vergleich zu teildrainierten (beim Verschluss[20]) bzw. drainierten (Langzeit) Verhältnissen unter Annahme atmosphärischer Porenwasserdruckbedingungen am Ausbruchrand und einem durchlässigen Ausbau. Generell geben die Modellergebnisse auch die aus Beobachtungen bekannten Porenwasserdruckverteilungen im undrainierten und drainierten Zustand wieder: Unmittelbar nach dem Ausbruch bilden sich entsprechend den Volumenänderungen (Kompression, Extension) ausbruchnah Porenwasserüber- und –unterdrücke aus, welche mit fortschreitender Drainage Richtung Hohlraum abgebaut werden, so dass sich ein gleichmässiger Absenktrichter einstellt. Mit zunehmender Drainagedauer breitet sich dieser Absenktrichter immer weiter aus. Diese

[20] D.h. nach einer Nuzungsdauer von ca. 4 Jahren.

Porenwasserdruckänderungen nach dem Ausbruch führen im 2-Phasenmodell zu Spannungsänderungen im Korngerüst und zu zusätzlichen Konvergenzen und Entfestigungen.

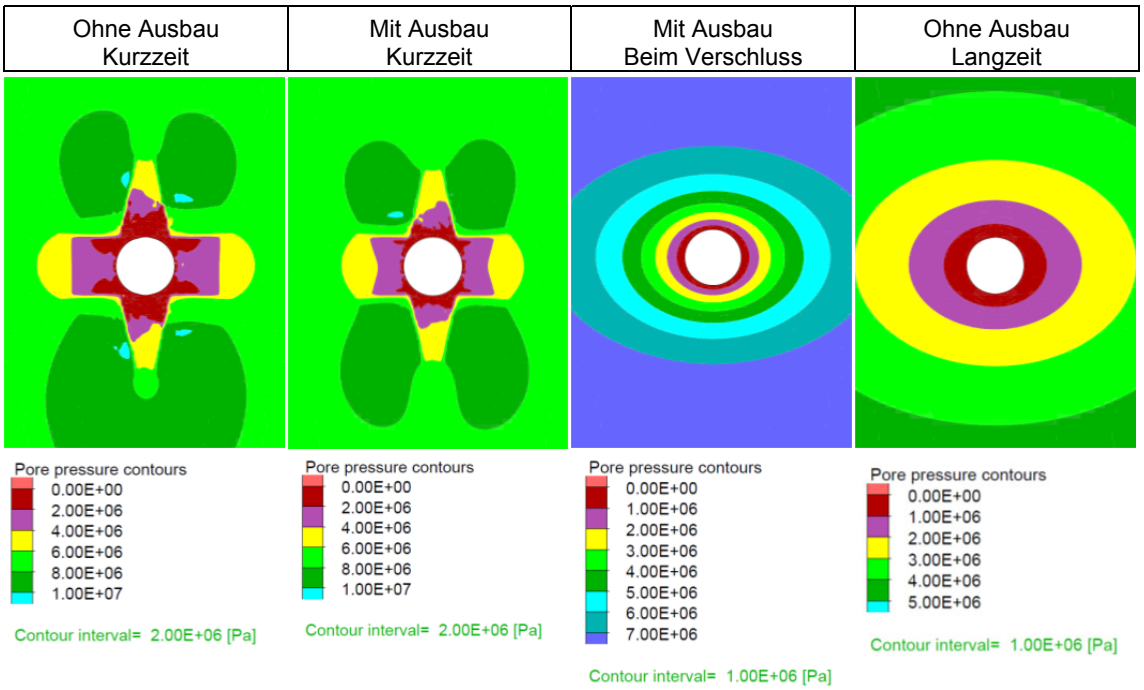


Fig. 5.3-3: Modellergebnisse der FLAC2D Berechnungen am Profil F (BE/HAA-Lagerstollen) am Gebirgsmodell GM3 (geschwächte Schichtung), X_k-Niveau, in-situ Spannungsregime RSR_{ref} ohne und mit Ausbau normal zu σ_H (ungünstige Orientierung) beispielhaft in grosser Tiefe von 800 m.

Die Figur zeigt den Einfluss der volumetrischen Dehnungen infolge Spannungsumlagerungen während dem Ausbruch auf die Porenwasserdrücke (ausbruchnahe Porenwasserüber- und -unterdrücke) und den Langzeiteinfluss der Drainage mit Abbau der Porenwasserüberdrücke mit zunehmendem Absenktrichter über die Zeit, welche im 2-Phasenmodell zu langandauernden Spannungsumlagerungen und Verformungen führen.

Einfluss der Drainage auf die Beanspruchung des Ausbaus und die Gebirgsstörung:

Fig. 5.3-4 zeigt erneut am Beispiel des Profils F (BE/HAA-Lagerstollen) den Einfluss der Drainage. Die Diagramme zeigen Modellergebnisse zum Kurzzeitverhalten kurz nach dem Ausbruch (undrainierter Zustand) im Vergleich zum Zustand beim Verschluss (teildrainiert nach 4 Jahren). Während durch die Drainage die Porenwasserüberdrücke im Nahfeld abgebaut werden und sich ein gleichmässiger Fluiddruck Richtung Stollen ausbildet, hat die Beanspruchung des Ausbaus (Zunahme der Ausbaudeformationen und der Schnittkräfte) zugenommen. Die Ausdehnung der Auflockerungszone (dargestellt sind die plastischen Dehnungen) bleibt praktisch unverändert, hingegen nehmen die plastischen Dehnungen innerhalb der Auflockerungszone deutlich zu. Im gezeigten Beispiel für das Gebirgsmodell GM3 (X_k-Niveau) auf 800 m nimmt die maximale Ausbaudeformation um ca. 60 % zu; die Schnittkräfte nehmen um ca. 12 % zu.

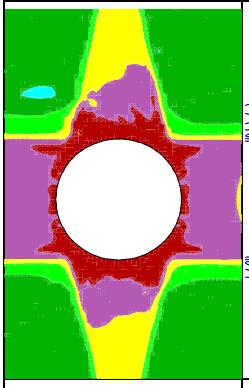
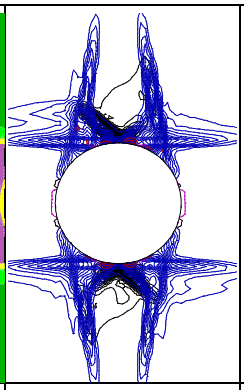
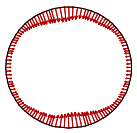
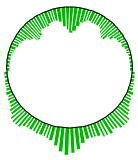
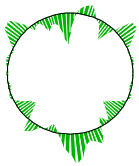
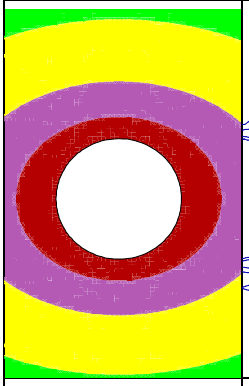
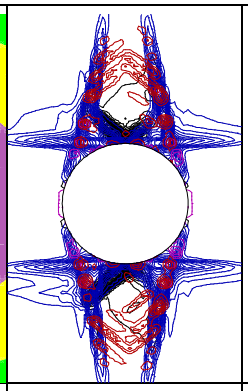
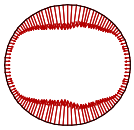
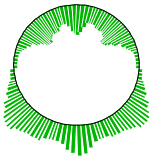
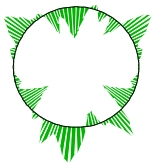
Porenwasserdrücke (Fläche=2MPa)	Plastische Dehnungen ε_{plast}	Verschiebungen des Ausbaus	Normalkräfte N im Ausbau	Biegemoment M im Ausbau
a) Kurzzeitverhalten (undrainiert)				
				
	ρ_{ε_plast}=9.7m	u_{max}=5.5mm	N_{max}=2813kN	M_{max}=33kNm
b) beim Verschluss (teildrainiert)				
				
	ρ_{ε_plast}=10.2m	u_{max}=9.2mm	N_{max}=3158kN	M_{max}=37kNm

Fig. 5.3-4: Einfluss der Drainage auf die Gebirgsstörung (Porenwasserdrücke und plastische Dehnungen) sowie die Beanspruchung des Ausbaus.

Modellergebnisse der FLAC2D Berechnungen am Profil F (BE/HAA-Lagerstollen) am Gebirgsmodell GM3 (geschwächte Schichtung), X_k-Niveau, In situ-Spannungsregime RSR_{ref} mit Ausbau normal zu σ_H (ungünstige Orientierung) in 800 m Tiefe. Die Figur zeigt beispielhaft die Zunahme der Gebirgsstörung und Beanspruchung des Ausbaus infolge Drainage.

Legende Konturlinien plast. Dehnungen: schwarz: plast. Scherdehnungen in Matrix; blau: plast. Scherdehnungen in Schichtung; lila: plast. Zugdehnungen in Matrix; rot: plast. Zugdehnungen in Schichtung. Legende Porenwasserdrücke: vgl. Fig. 5.3-3.

Einfluss der Steifigkeit (E-Modul) auf die Gebirgsstörung:

Die Analyse mit den numerischen Modellen mit *FLAC2D* wurde mit einem Geodatensatz gemäss Anhang B.4 durchgeführt. Dabei wurde Modell-bedingt ein isotropes E-Modul gewählt, welcher für die Gebirgsmodelle unverändert d.h. konstant gewählt wurde (Begründung vgl. Kap. 3.3). Dabei wurde von einem vorsichtigen E-Modul auf X_k-Niveau (vorsichtiger Erwartungswert) von E_k = 6.12 GPa (75 % von E_m = 8.16 GPa) ausgegangen. Das E-Modul beeinflusst vor allem die elastischen Deformationen vor dem Bruch. Dieser Anteil der Deformationen ist kein geeigneter Entwurfsindikator zur Beurteilung der Gebirgsstörung bzw. -schädigung,

doch kann er das Gebirgstrag- und Systemverhalten beeinflussen und hat vor allem bei anisotropen Spannungs- und Festigkeitsbedingungen auch einen Einfluss auf die Verteilung der plastischen Dehnungen und auf die Ausdehnung und Form der plastifizierten Zone.

Fig. 5.3-6 zeigt am Beispiel von Modellergebnissen des Profils F (BE/HAA-Lagerstollen) den Einfluss des E-Moduls. Das E-Modul wurde variiert mit 3, 6 und 9 GPa. Erwartungsgemäss variieren die Konvergenzen beträchtlich, wobei ein wesentlicher Anteil auf elastische Deformationen vor dem Bruch zurückzuführen ist. Hingegen bleibt der Einfluss des E-Moduls auf die Gebirgsstörung bzw. –schädigung marginal, bleibt doch die Ausdehnung der plastifizierten Zone ungefähr gleich.

Fig. 5.3-5 stellt die normierte vertikale Ausdehnung der plastifizierten Zone (Entwurfsindikator EI-1) und die normierten mittleren Konvergenzen (Entwurfsindikator EI-2 und EI-3) für die Modellberechnungen mit *FLAC2D* mit der Parametervariation des E-Moduls am Beispiel des Profil F in Abhängigkeit der Tiefe dar. Der Einfluss der E-Modulvariation auf die Ausdehnung der plastifizierten Zone ist marginal. Die Konvergenzen hingegen nehmen bei reduzierter Steifigkeit deutlich zu, wobei der wesentliche Anteil der Deformationen auf elastische und somit unkritische Verformungen zurückgeführt werden kann.

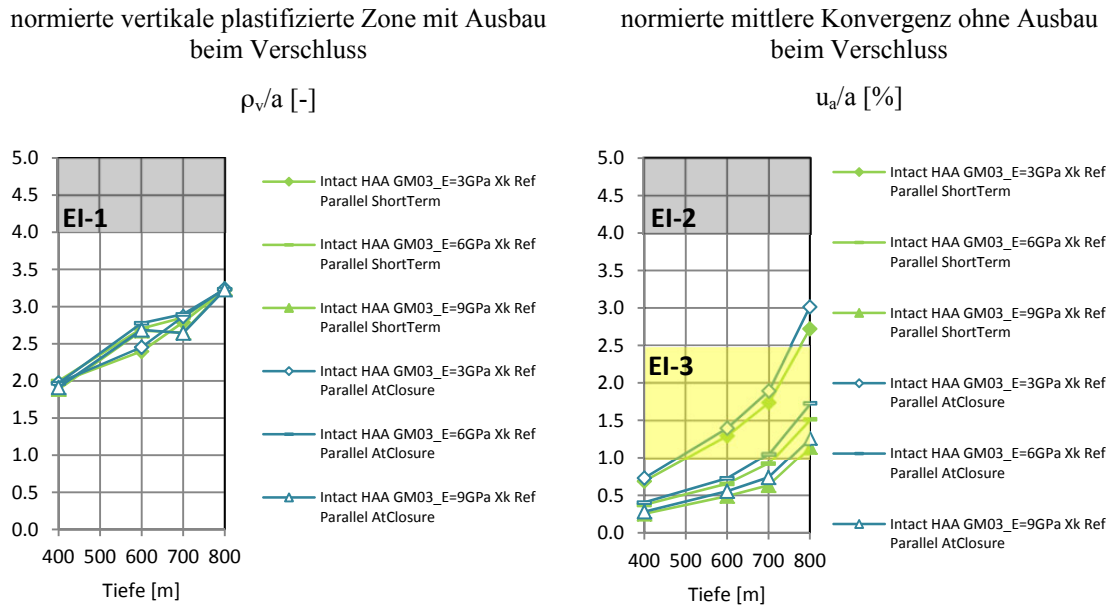


Fig. 5.3-5: Einfluss des E-Moduls auf die Konvergenzen und die plastifizierte Zone am Beispiel des Profil F (BE/HAA-Lagerstollen), X_k-Niveau, in-situ Spannungsregime RSR_{ref}, Gebirgsmodell GM3.

Variation E-Modul: 3GPa, 6GPa, 9GPa. Die Variation des E-Moduls hat nur einen marginalen Einfluss auf die Ausdehnung der plastifizierten Zone bzw. die plastischen Dehnungen, aber einen signifikanten Einfluss auf die elastischen Deformationen vor dem Bruch.

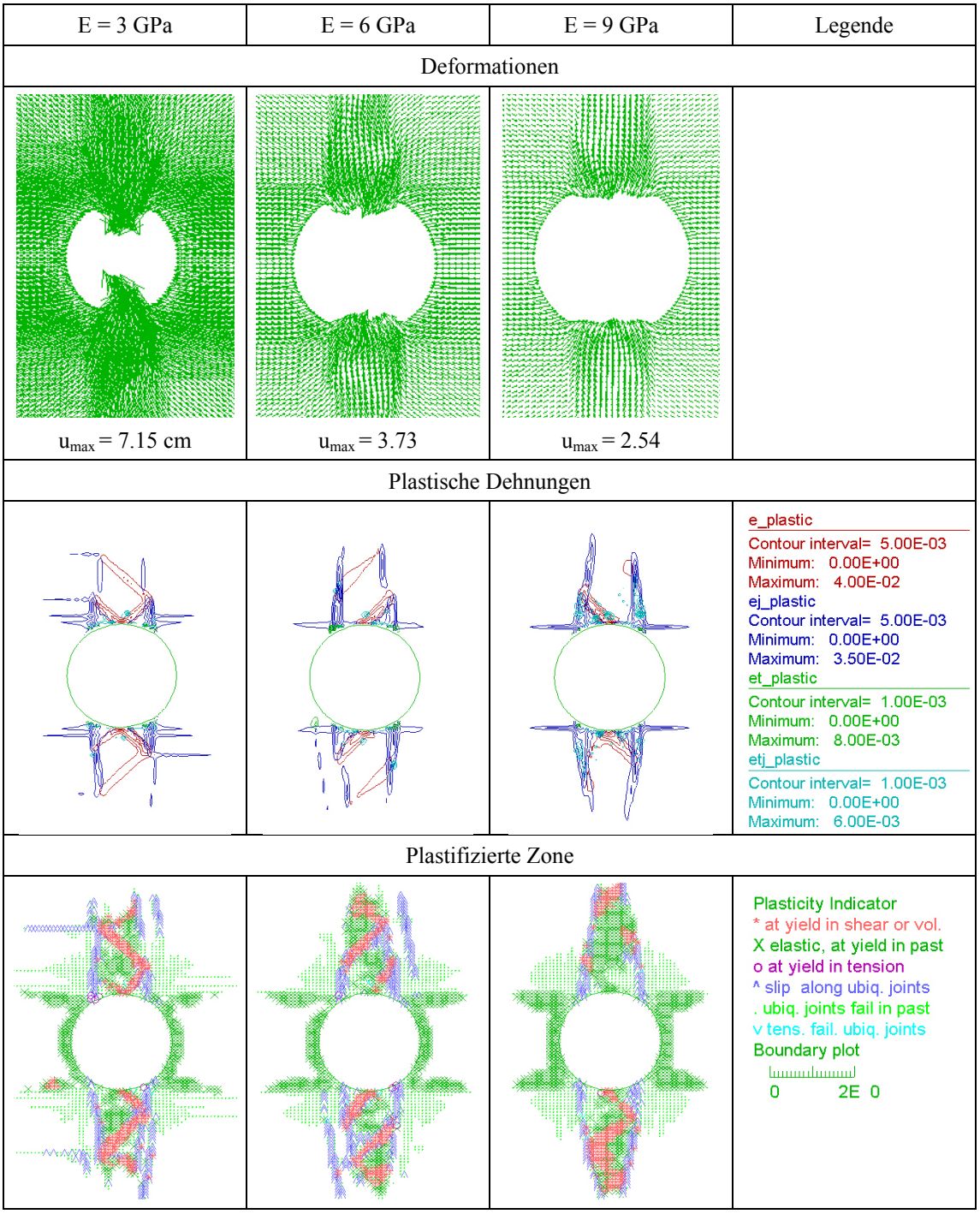


Fig. 5.3-6: Einfluss des E-Moduls auf die Konvergenzen, die plastischen Dehnungen und die Ausdehnung der plastifizierten Zone.

Modellergebnisse der FLAC2D Berechnungen am Profil F (BE/HAA-Lagerstollen) am Gebirgsmodell GM3 (geschwächte Schichtung), X_k-Niveau, In situ-Spannungsregime RSR_{ref} mit Ausbau parallel zu σ_H (ungünstige Orientierung) in 800 m Tiefe.

Die Variation des E-Moduls hat nur einen marginalen Einfluss auf die Ausdehnung der plastifizierten Zone bzw. die plastischen Dehnungen, aber einen signifikanten Einfluss auf die elastischen Deformationen vor dem Bruch.

Fazit: Die Modellberechnungen mit *FLAC2D* basieren auf einem vorsichtigen (tiefen) E-Modul auf charakteristischem Niveau X_k. Die Ausdehnung der plastifizierten Zone sowie die Auflockerung um den Hohlraum werden vor allem durch die Festigkeits- und Gebirgsspannungsverhältnisse und nur wenig durch das E-Modul beeinflusst. Für die Analyse der anzustrebenden Tiefenlage mit FLAC2D-Berechnungen wird daher ein konstantes E-Modul gemäss Anhang B.4 als ausreichend abdeckend beurteilt.

Fig. 5.3-7 zeigt die mit *FLAC2D* berechneten normierten Konvergenzen und Ausdehnung der plastifizierten Zone für eine Auswahl von Gebirgs- und Auslegungsparameter in Abhängigkeit zur Tiefenlage und vergleicht diese mit den Entwurfsindikatoren (gemäss Tab. 4.1-1). Gemäss den Berechnungen nimmt die Ausdehnung der plastifizierten Zone linear bis unterproportional mit der Tiefe zu, während dem die Konvergenzen überproportional steigen. Die Konvergenzen sind auch ein Mass der Volumenzunahme und Auflockerung innerhalb der plastifizierten Zone. Mit zunehmender Tiefe nimmt auch die Sensitivität in Bezug auf die Gebirgsfestigkeiten und das anisotrope Spannungsregime zu[21]. Das gilt in besonderem Mass für die Konvergenzen, welche zumindest im Falle des Referenz-Gebirgsspannungsregime (RSR_{ref}) bis in Tiefenlagen von ca. 600 m deutlich weniger variieren, als in grösseren Tiefenlagen. Einen noch signifikanteren Tiefeneinfluss zeigen Modellkonfigurationen mit dem Gebirgsspannungsregime RSR_{High}.

Der Vergleich mit den Entwurfsindikatoren zeigt, dass im Falle des HAA-Lagers (Referenzprofil F und K04) die angestrebten Entwurfsindikatoren gemäss Tab. 4.1-1 bis in Tiefenlagen von 700 m alle erfüllt sind. Eine Ausnahme bildet der Entwurfsindikator EI-3 (günstige "Einbaubedingungen für Bentonitverfüllung"), welche im Falle des ungünstigen Spannungsregime "RSR_{High}" bei ungünstiger Orientierung der Lagerstollen quer zur maximalen horizontalen Hauptspannung nur noch als 'bedingt günstig' beurteilt werden. Im Falle von erhöhter Gebirgsspannungsanisotropie sind angestrebte 'günstige' Bedingungen in Bezug auf die Gebirgsstörung nur bei Orientierung der Lagerstollen parallel zur maximalen horizontalen Hauptspannung zu erwarten.

Im Falle des SMA-Lagers (Referenzprofil K04 und K09) werden günstige Verhältnisse für alle dargestellten Modellkonfigurationen im Gebirgsspannungsregime "RSR_{ref}" nur bis in eine Tiefe von 600 m erwartet. Im Falle des ungünstigen Spannungsregime "RSR_{High}" müssen die Lagerkavernen praktisch über die gesamte Tiefenlage parallel zur maximalen horizontalen Hauptspannung ausgerichtet sein, um die angestrebten Entwurfsindikatoren zu erfüllen. Massgebend in Bezug auf die anzustrebende maximale Tiefenlage wird gemäss diesen Modellrechnungen in erster Linie die Beschränkung der plastifizierten Zone (Entwurfsindikator EI-1) für die K09 Lagerkaverne, welche bei ungünstigen Modellkonfigurationen (Gebirgsfestigkeiten, Orientierung der Bauwerksachse, Gebirgsspannungsregime) in Tiefen über 600 m überschritten wird.

---

[21] Es fällt auf, dass die normierten Konvergenzen des Profils K04 gegenüber dem Profil F wesentlich günstiger verlaufen. Der direkte Vergleich der Profile wird dadurch erschwert, dass die Modellierung verschiedene Unterschiede aufweist, wie Form (F Kreisprofil, K04 & K09 oval mit abgeflachter Sohle); absolute Maschenweite (F & K04 identisches Netz, K09 gröbere Auflösung); relative Maschenweite zur Profilgrösse; Stärke des Ausbaus (F 0.2 m,/ K04 & K09 0.4 m); Modellsequenzen (F & K04 Vollausbruch, K09 3 Teilausbrüche). Das allgemeine Plastifizierungsmuster der drei verwendeten Profile ist aber durchaus vergleichbar.

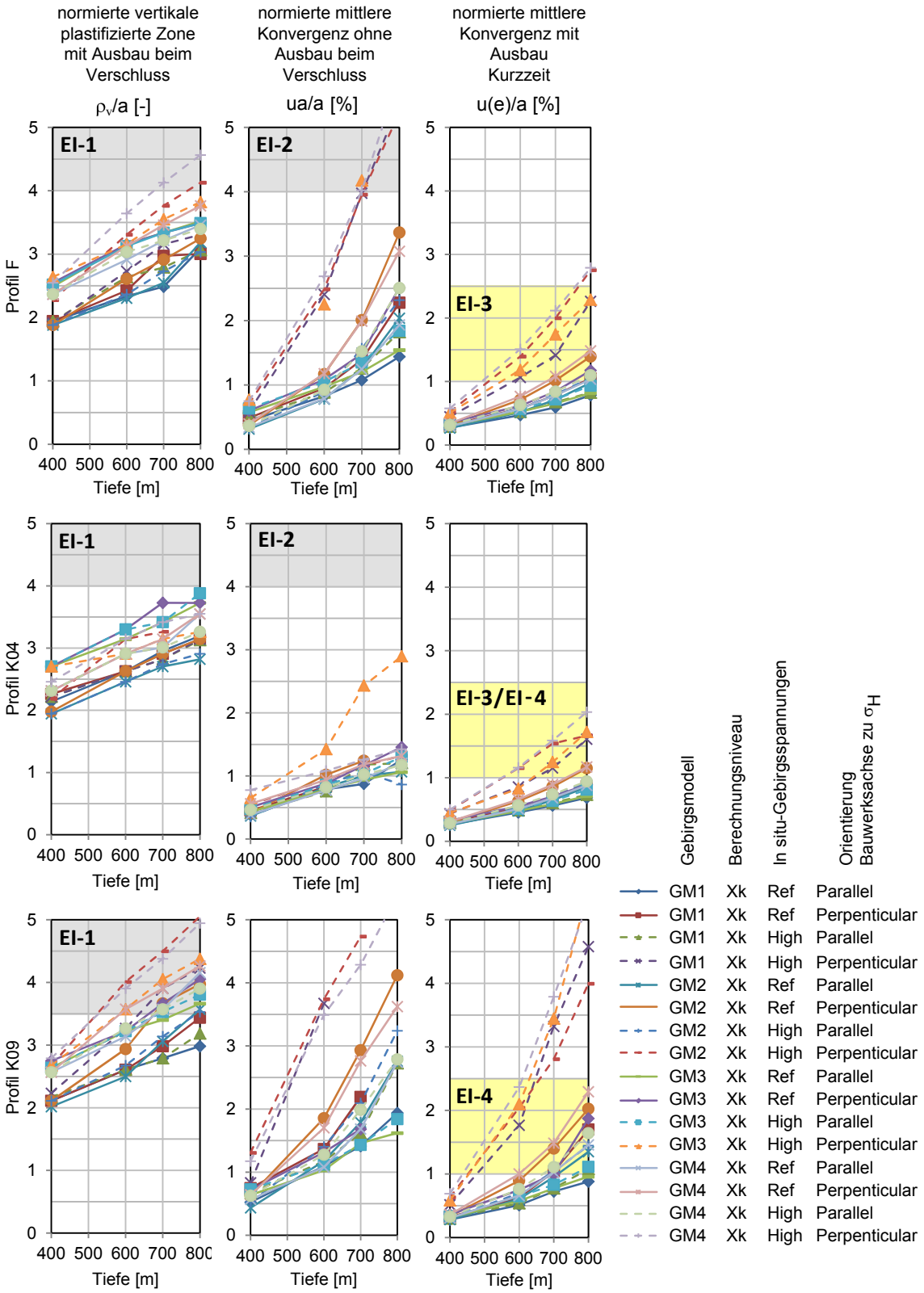


Fig. 5.3-7: Ausgewählte Resultate numerischer Berechnungen FLAC2D im Vergleich zu den Entwurfsindikatoren EI-1: maximale Ausdehnung der plastifizierten Zone, EI-2: Auflockerungszone, und EI-3/EI-4: Einbaubedingungen /Gebrauchstauglichkeit.

Fazit: Die Resultate der numerischen Modellrechnungen mit *FLAC2D* zeigen für die verwendeten Geodatensätze und Gebirgsmodelle Ergebnisse, die grundsätzlich mit den phänomenologischen Beobachtungen und der Erfahrungen übereinstimmen. Die Analyseergebnisse bestätigen, dass mit zunehmender Tiefenlage sowohl die Gebirgsstörung (Ausdehnung der plastifizierten Zone, Konvergenzen, Einbaubedingungen für die technischen Barrieren) als auch die Herausforderungen an die technische Machbarkeit zunehmen. Diese Tiefenabhängigkeit ist bei günstigen geotechnischen Bedingungen weniger ausgeprägt, wird aber bei ungünstigeren Bedingungen für die untersuchten Gebirgsmodelle ab einer gewissen Tiefenlage dann aber relevant bzw. sensitiv. Konkret ergeben die Modellrechnungen mit *FLAC2D*, dass für das HAA-Lager auch im Falle von eher ungünstigen, aber nicht auszuschliessenden geotechnischen Bedingungen bis in Tiefen von ca. 700 m 'günstige' Verhältnisse in Bezug auf die Gebirgsstörung erwartet werden können, was einer robusten Auslegung entspricht. Das gleiche gilt für SMA-Lager bis in Tiefen von ca. 600 m.

5.3.2 Resultate numerischer Berechnungen zur Beurteilung der Stabilität

Tragfähigkeit Gebirge

Der Grenzzustand der Tragsicherheit zur Betrachtung der globalen Gebirgsstabilität ist in einem Kontinuumsmodell nicht direkt oder nur schwer erfassbar. Es können aber Indikatoren herangezogen werden, die Rückschlüsse auf das Verhalten zulassen. Gemäss Norm SIA 260 (SIA 2013b) resp. SIA 267 (SIA 2013a) wird der Nachweis der Gesamtstabilität im Grenzzustand GZ lll anhand eines Modells mit verringerter Festigkeit und ungünstiger Steifigkeit ermittelt – auf Parameterniveau X_d (vgl. Eingabeparameter Anhang B.4). Externe Lasten werden mit dem partiellen Sicherheitsfaktor $\gamma = 1.0$ berücksichtigt, verbleiben also unverändert. Da für den Nachweis der Tragsicherheit die absoluten Deformationen nicht relevant sind, reicht im Wesentlichen der Nachweis eines stabilen Gleichgewichtszustands aus. Beim Einsatz numerischer Berechnungsmethoden kann der Nachweis eines stabilen Gleichgewichts über eine Aussage zur numerischen Konvergenz erbracht werden. Im Untertagbau ist dies aber kein etabliertes Vorgehen.

Der explizite Berechnungsalgorithmus der Methode der finiten Differenzen kennt in der sog. "small strain" Konfiguration (alle Punkte im Gitternetz behalten trotz der berechneten Verschiebungen ihre Position) kein Abbruchkriterium. In der hier angewandten "large strain" Konfiguration (die berechneten Verschiebungen werden auf das Gitternetz übertragen, die Position der Punkte ändert sich) wird seitens des Programms ein rein geometrisches Abbruchkriterium verwendet. Sobald sich die einzelnen Elemente zu stark deformiert haben, wird die Berechnung beendet, da davon auszugehen ist, dass keine vernünftigen Ergebnisse mehr erzielt werden können. Ein solcher Berechnungsabbruch kann als Indiz herangezogen werden, dass aus einer solchen Berechnung kein gültiges Ergebnis abgeleitet werden kann.

Die lokale Stabilität des Gebirges wird vor allem über bautechnische Massnahmen sichergestellt; z.B. Wahl der Abschlagslängen, Wahl der ungestützten Länge, Wahl der Sicherungsmittel. Der Nachweis der lokalen Stabilität des Gebirges wird demnach implizit über den Nachweis der Tragfähigkeit des Ausbaus geführt (siehe Kapitel 5.4).

Tragfähigkeit System

Es ist davon auszugehen, dass vor allem bei grossen Überlagerungen zwingend ein Ausbau vorzusehen ist. Sobald der Ausbau Lasten übernimmt, ist nicht mehr das Gebirgsverhalten alleine sondern das Systemverhalten massgebend. Wird davon ausgegangen, dass für die

Gewährleistung der lokalen Stabilität der sich bietende Spielraum – Abschlagslängen, ungestützte Länge, Wahl der Sicherungsmittel – genutzt werden kann, d.h. ein Ausbau eingebracht werden kann, so wird rechnerisch für alle betrachteten Konfigurationen im undrainierten Fall bei ungünstiger Orientierung der Tunnel zu den Hauptspannungen auch im Grenzzustand (X_d-Niveau) ein Gleichgewicht erzielt.

Für die Berechnungen wurde der Ausbau mittels elasto-plastischer Rahmenelemente berücksichtigt. Die Tragfähigkeit der Rahmenelemente wurde mit N-M Interaktionsdiagrammen beschrieben, d.h. der Ausbau hat die Möglichkeit, bei Überlastung zu versagen. Dies ist für die Betrachtung insofern wichtig, als dass die normalerweise für eine Ausbaudimensionierung verwendeten elastischen Rahmenelemente beliebig viel Last aufnehmen können und damit für das Systemverhalten zu günstig wirken.

In der nachfolgenden Fig. 5.3-8 sind die normierten mittleren Konvergenzen für die beiden betrachteten Profile F und K09 gegenüber der Tiefenlage aufgetragen. Es wird sofort ersichtlich, dass die mittlere Konvergenz auf Parameterniveau X_d bedeutend grösser wird als auf dem charakteristischen Parameterniveau X_k. Es ist zu beachten, dass die rechnerische Ausbaustärke in den beiden Profilen weder identisch noch linear abgestuft ist: Im Profil F beträgt die Spritzbetonstärke 20 cm, im Profil K09 hingegen 40 cm, was nominellen Ausbauwiderständen von ca. 0.5 MPa (Profil F) bzw. 0.3 MPa (Profil K09) entspricht.

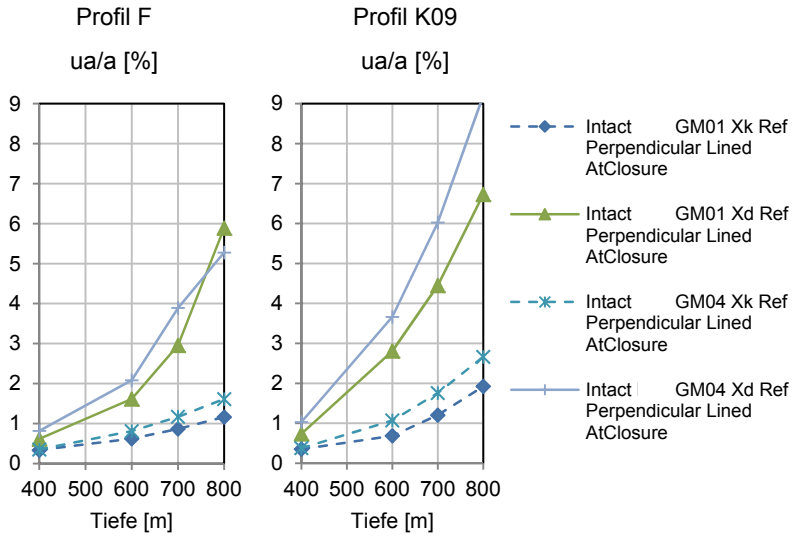


Fig. 5.3-8: Normierte Konvergenzen für ausgewählte numerische Berechnungen *FLAC2D* für Profil F und K09 in Abhängigkeit zur Tiefenlage im Vergleich auf X_k-Niveau (Gebrauchsniveau) und X_d-Niveau (Bemessungsniveau für Grenzzustand).

Gebirgsmodell GM1 und GM4, in-situ Spannungsregime RSR_{ref}, Orientierung Bauwerksachse normal zu σ_H. Nomineller Ausbauwiderstand Profil F: p_a = ca. 0.5 MPa, K09: p_a = ca. 0.3 MPa

Fazit: Die numerischen Berechnungen mit FLAC2D zeigen, dass unter nominellen Ausbauwiderständen von 0.5 bzw. 0.3 MPa auch im Grenzzustand (Parameter-Niveau X_d) bis in Tiefenlagen von 900 m ein Gleichgewichtszustand gefunden werden kann und damit eine genügende Standsicherheit erwartet werden kann. Für die Dimensionierung des Ausbaus wird auf das nach-

folgende Kapitel 5.4 verwiesen. Die in der numerischen Berechnung für die Betrachtung der Gesamtstabilität verwendeten elasto-plastischen Rahmenelemente können jedoch für eine Dimensionierung nicht direkt verwendet werden.

5.4 Untersuchung des Einflusses gebirgsstützender Massnahmen mit analytischen Ansätzen

5.4.1 Erläuterungen zum verwendeten Modellansatz

Ein analytischer Ansatz für die Gebirgskennlinie zusammen mit dem Kennlinienverfahren wurde verwendet, um den Einfluss von gebirgsstützenden Massnahmen (im Folgenden auch als Ausbau bezeichnet) auf die Gebirgsstörung zu untersuchen (vgl. auch Kap. 4.2). Diese Untersuchungen geben auch Hinweise auf die erforderlichen Ausbauwiderstände und damit auf die Beurteilung der Tragsicherheit.

Für verschiedene Tiefenlagen wird die Wirksamkeit der gebirgsstützenden Massnahmen bezüglich einer Reduktion der Gebirgsstörung gegenüber dem reinen Gebirgsverhalten aufgezeigt. Um Rückschlüsse auf die anzustrebenden maximalen Tiefenlagen zu erhalten, wird weiter untersucht, mit welchen möglichen Ausbauvarianten die Entwurfsindikatoren bis zu welcher Tiefenlage erfüllt werden können. Mögliche Ausbauvarianten sind solche, welche basierend auf heutiger Technologie und Ingenieurmethoden zuverlässig realisiert und tragsicher ausgelegt werden können.

Diese Untersuchungen stützen sich auf analytische Modelle für das linear elastisch spröd-plastische Gebirgsverhalten des Opalinustons (vgl. Kap. 4.2 und Anhang D). Das analytische Modell weist gegenüber den numerischen Ansätzen (mit *FLAC2D*) unterschiedliche Modellannahmen auf, die in Kap. 4.2 (vgl. auch Tab. 4.2-1) gegenübergestellt werden.

Trotz der unterschiedlichen Modellannahmen zeigen die beiden Berechnungsmethoden ähnliche Resultate. Fig. 5.4-1 zeigt beispielhaft die normierte Ausdehnung der plastifizierten Zone und die normierten Gebirgsverformungen am Ausbruchsrand für die Profile F, K04 und K09 am Beispiel des Gebirgsmodell GM1 (intaktes Gebirge). Im Gegensatz zu den anisotropen numerischen Berechnungen berücksichtigt die analytische Lösung ein isotropes Gebirgsverhalten. Aus diesem Grund werden in Fig. 5.4-1 die analytisch berechneten Resultate der Matrix- und der "Bedding Plane"-Parameter (Schichtung) gezeigt.

Die gemittelten, normierten Radialverformungen der *FLAC2D* Berechnungen für einen ungesicherten Hohlraum bewegen sich im Bereich der analytischen Resultate für einen ungesicherten und leicht gesicherten Stollen unter Berücksichtigung der "Bedding Plane"-Parameter. Durch den stabilisierenden Effekt der festeren Matrix befinden sich die *FLAC2D* Resultate in der Regel tiefer als die reinen "Bedding Plane"-Resultate. Lediglich bei Profil K09 befindet sich die Kurve der "long-term"-Konvergenzen oberhalb der analytischen Lösung für einen ungesicherten Ausbruchsrand.

Die gemittelten, normierten Radialverformungen für einen gesicherten Hohlraum der *FLAC2D* Berechnungen liegen in der Regel tiefer als die analytisch bestimmten Werte für einen gesicherten Hohlraum, jedoch höher als die Werte für reine Matrixparameter.

Die vertikale Ausdehnung der plastifizierten Zone für einen ungesicherten Hohlraum der *FLAC2D* Resultate stimmen gut mit den analytischen Ergebnissen für die "Bedding Plane"-Berechnungen überein.

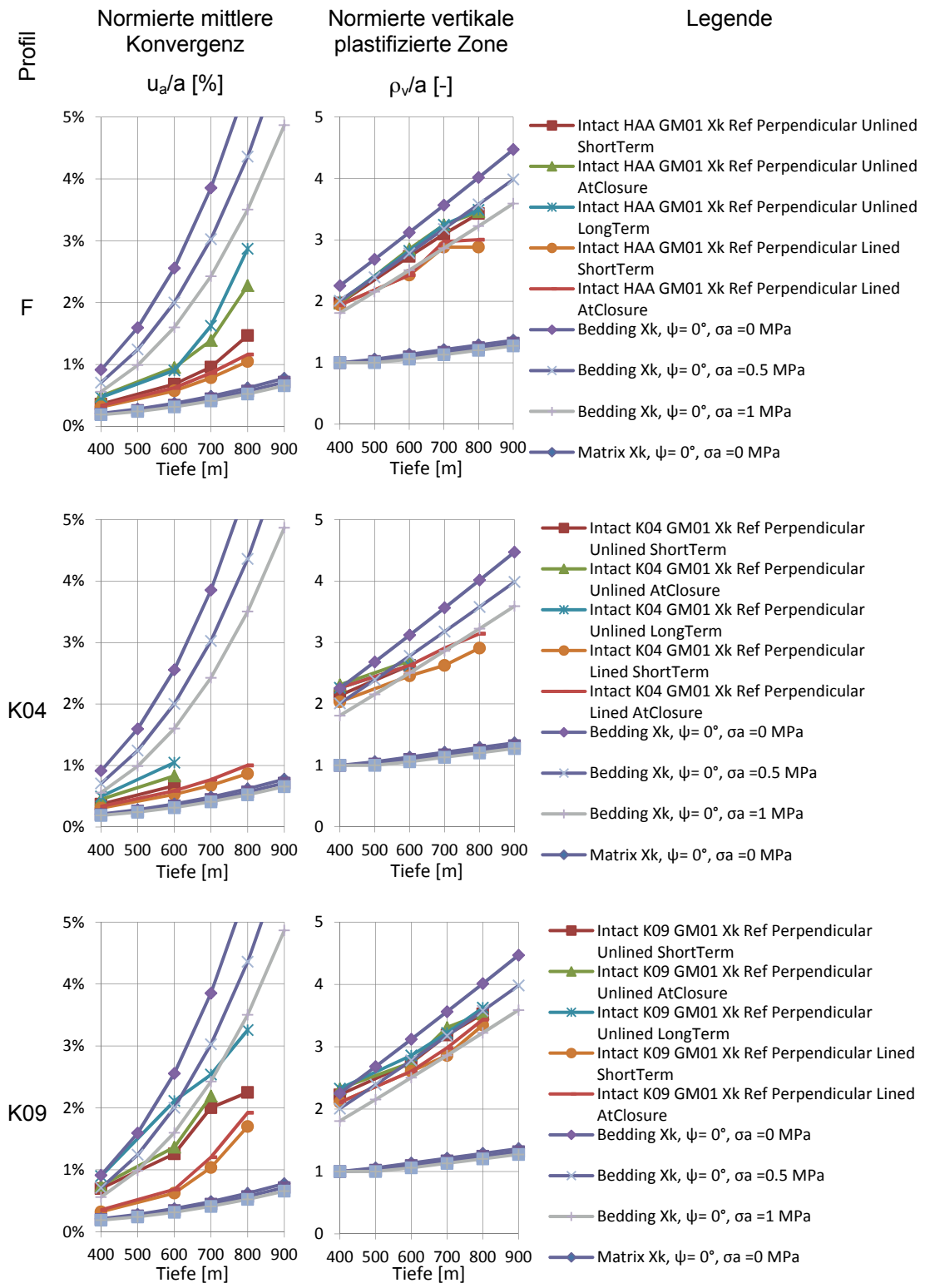


Fig. 5.4-1: Vergleich der normierten durchschnittlichen Gebirgsverformungen am Ausbruchsrand (links) und der normierten vertikalen Ausdehnung der plastifizierten Zone (rechts) der Profile F (oben), K04 (Mitte) und K09 (unten) der FLAC2D mit den analytischen Berechnungen für die X_k Parameter von GM1.

Die vertikale Ausdehnung der plastifizierten Zone für einen gesicherten Hohlraum der *FLAC2D* Berechnungen stimmen etwa mit den analytischen Resultaten für einen mit einem Ausbauwiderstand von p_a = 0.5 MPa gesicherten Hohlraum für die "Bedding Plane"-Werte überein.

Fazit: Die analytischen Lösungen unter Berücksichtigung der "Bedding Plane"-Parameter zeigen bzgl. der Schlussfolgerungen eine gute Übereinstimmung mit den *FLAC2D*-Berechnungen. Bei der Ausdehnung der plastifizierten Zone stimmen auch die absoluten Werte sehr gut mit den Ergebnissen der FLAC2D-Berechnungen überein. Die Radialverformungen werden in der Regel mit der analytischen Lösung überschätzt. Das liegt einerseits am stabilisierenden Effekt der Matrix, welcher im analytischen Modell nicht berücksichtigt wird, anderseits daran, dass es sich bei den numerischen Werten um einen Mittelwert der Radialverformungen über den gesamten Ausbruchsrand und nicht um den Maximalwert handelt.

5.4.2 Grundsätzliche Bemerkungen zum Einfluss des Ausbaus basierend auf Resultaten des Kennlinienverfahrens

Der Einfluss von möglichen Ausbauvarianten auf die Gebirgsstörung wurde systematisch mit Hilfe des analytischen Kennlinienverfahrens unter Berücksichtigung der Gebirgs- und Ausbaukennlinie untersucht.

Fig. 5.4-2 zeigt am Beispiel des Profils F (BE/HAA-Lagerstollen) typische Gebirgs- und Ausbaukennlinien für die "Bedding Plane"-Parameter von GM1 und einer radialen Steifigkeit des Ausbaus von k = 546.9 MPa/m (entspricht 0.2 m Spritzbeton mit einem E-Modul von 7 GPa) für einen Einbau/Wirksamkeit des Ausbaus in einem Abstand von $e=1\times D_{äqu}$ und $e=3\times D_{äqu}$ von der Ortsbrust. Der Abstand zwischen der Ortsbrust und dem Ausbau wird mit dem Parameter *e* beschrieben. Dieser Wert setzt sich aus dem Abstand des kraftschlüssigen Sicherungseinbaus (d.h. inkl. Ringschluss) zur Ortsbrust und der Abschlagslänge zusammen. Unterhalb der Kennlinie zeigt Fig. 5.4-2 zudem die Ausdehnung der plastifizierten Zone in Funktion des Stützdrucks p_a.

Bei ungesicherten Verhältnissen nimmt bei gleichbleibenden Gebirgsfestigkeiten die Deformation mit der Tiefe überproportional zu. Sie liegt bei 400 m bei ca. 1.5 cm, bei 700 m bei 6 cm und bei 900 m über 12 cm.

Bei Ausbaumassnahmen im Widerstandsprinzip (steifer Ausbau, möglichst früh eingebracht, vgl. Fig. 5.4-2 links) können die ohnehin kleinen Deformationen in geringen Tiefenlagen nur beschränkt reduziert werden. In grossen Tiefenlagen ist die theoretisch mögliche Reduktion der Deformationen und Gebirgsstörungen durch das Einbringen eines steifen Ausbaus nahe an der Ortsbrust signifikant. Letzteres erfordert jedoch Ausbaumassnahmen mit sehr grossen Ausbauwiderständen (p_a > 2 – 3 MPa), welche mit herkömmlichen Technologien nicht realisierbar sind. Ähnliches gilt insbesondere auch für die grossen Profile K09 und K04.

Bei sehr hohen Überlagerungen besteht die Möglichkeit, den Gebirgsdruck zu reduzieren, indem Ausbauten basierend auf dem Ausweichprinzip verwendet werden. Duktilelemente oder Gleitanschlüsse beschränken die Spannungen im Ausbau durch ein Fliessen unter konstanter vorgegebener Spannung. Ein ähnliches Verhalten kann bei einem Ausbau mit einer Spritzbetonschale mit raschem Ringschluss bei einem schnellen Vortrieb beobachtet werden: Da der "junge" Spritzbeton ein ausgeprägt spannungsabhängiges Kriechverhalten aufweist, weist er ein ähnliches Tragverhalten auf wie ein Ausbau mit Duktilelementen. Einen ähnlichen Effekt auf die Gebirgsstörung und die Beanspruchung des Ausbaus kann mit einem späten Einbau der

steifen Sicherung[22] hinter der Ortsbrust modelliert werden (vgl. Fig. 5.4-2 rechts). Eine Beschränkung der Deformationen und der Ausdehnung der plastifizierten Zone ist damit systembedingt nur beschränkt möglich.

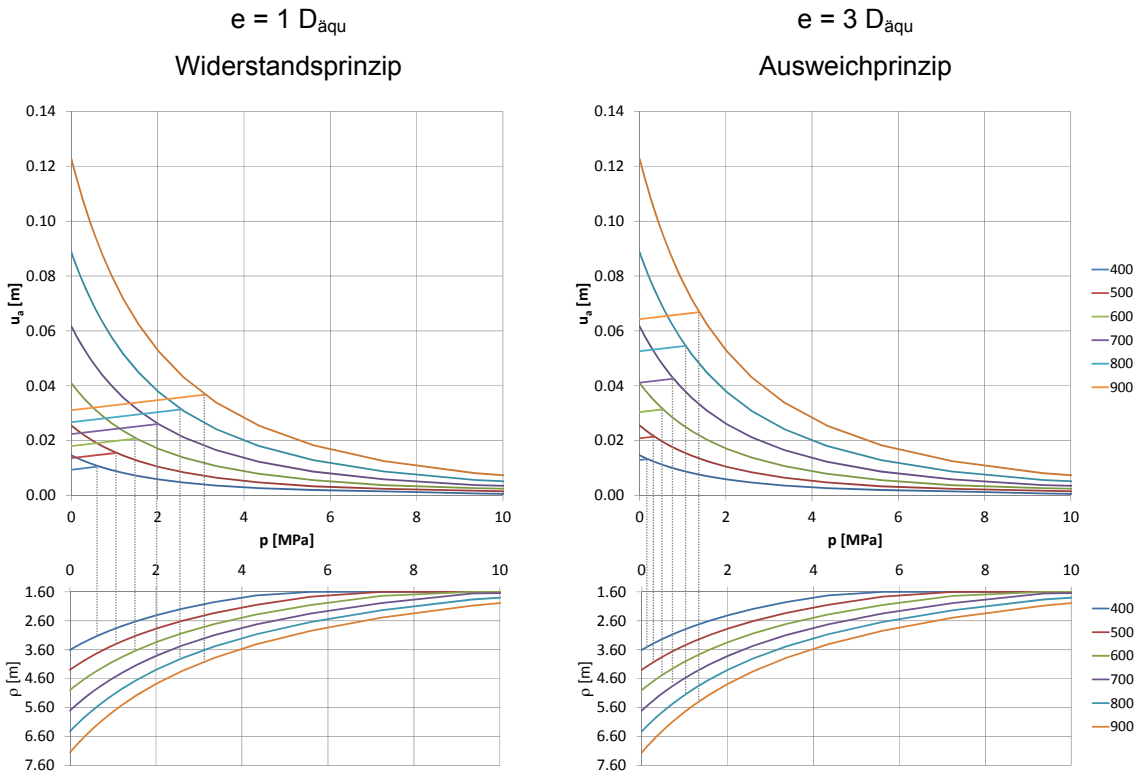


Fig. 5.4-2: Gebirgs-, Ausbaukennlinien und Kennlinien der plastifizierten Zone für Tiefenlagen zwischen 400 und 900m für das Profil F (X_k-Niveau, Gebirgsmodell GM1).

Ausbaukennlinien für einen Einbau der Sicherung in einem Abstand $e=1\times D_{äqu}$ nach dem Widerstandsprinzip (Figuren links) und $e = 3 \times D_{äqu}$ nach dem Ausweichprinzip (Figuren rechts).

Die Figur zeigt grundsätzlich den Einfluss des Ausbaus im Widerstandsprinzip im Vergleich zum Ausweichprinzip und die Grenzen des Ausbaus (beschränkter Einfluss auf Gebirgsstörung bei geringen Überlagerungen, übergrosse erforderliche Ausbauwiderstände im Falle des Widerstandsprinzip bei grossen Überlagerungen).

22 Auch ein später Ringschluss, d.h. Einbau des aussteifenden Sohlgewölbes des Ausbaus erst in grösserem Abstand von der Ortsbrust, hat den gleichen Effekt.

5.4.3 Analyse der Wirksamkeit von potenziellen Ausbauvarianten

Vorgehen

Mit Hilfe des Kennlinienverfahrens (vgl. Beispiel in Fig. 5.4.-2) wurde eine grosse Bandbreite von Ausbauvarianten für die Profile F, K04 und K09 untersucht (Tab. 5.4-1).

Der Einfluss der Steifigkeit des Betonausbaus wurde durch die Wahl von drei unterschiedlichen Elastizitätsmoduli berücksichtigt:

- Das nicht-lineare und spannungs- sowie zeitabhängige Verhalten des jungen Spritzbetons bei einem schnellen Vortrieb wurde vereinfacht durch die Wahl von einem effektiven Elastizitätsmodul des Spritzbetons von 7 GPa berücksichtigt (Pöttler 1990).
- Für einen langsamen Vortrieb oder für einen Spritzbeton mit erhöhten Anforderungen an die Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklung wird ein effektiver Elastizitätsmodul von 14 GPa berücksichtigt.
- Für eine Sicherung mit Fertigelementen (Tübbingen) wird ein Elastizitätsmodul von 28 GPa berücksichtigt.

Der maximale Ausbauwiderstand des Spritzbetonrings wurde mittels der Kesselformel bestimmt. Eine ungleichmässige Verteilung des Gebirgsdrucks wurde mit einem "Reduktionsfaktor" des Ausbauwiderstands berücksichtigt (vgl. Kovári 1998). Ein Reduktionsfaktor k von 0.5 wurde für eine ungleichmässige Verteilung mit dem Verhältnis von ca. 1.3 (entspricht ca. dem Verhältnis der Spannungsanisotropie) für alle Profile angewendet. Bei der Bestimmung des maximalen Ausbauwiderstands eines Tübbingausbaus wurde wegen der niedrigeren Biegesteifigkeit infolge der Längsfugen ein günstigerer Reduktionsfaktor k von 0.66 gewählt.

Der maximale Ausbauwiderstand des reinen Stahlbogenausbaus (in Schlüsselzonen für Versiegelungen, vgl. Anforderung gemäss Kap. 2.2.3) wurde ebenfalls mittels der Kesselformel bestimmt und mit einem Reduktionsfaktor von k = 0.5, basierend auf den Ergebnissen der Grossmodellversuche im Rahmen des Vortriebs TA Sedrun des Gotthard Basistunnels (Theiler et al. 2013), abgemindert.

Tab. 5.4-1: Ausbauvarianten für die Profile F, K04 und K09.

Ausbauvariante	**Profil F**	**Profil K04**	**Profil K09**
1a Widerstandsprinzip (e = 1×$D_{äqu}$)	TH25-Stahlprofile Einfachbögen alle 0.7 m: A= 0.0046 m^2/m; E = 210 GPa (k = 375.0 MPa/m)	TH44-Stahlprofile Doppelbögen alle 1.0 m: A= 0.0112 m^2/m; E = 210 GPa (k = 111.2 MPa/m)	Spritzbeton: d = 0.7 m; E = 7 GPa (k = 129.6 MPa/m)
1b Ausweichprinzip (e = 3×$D_{äqu}$)			
2a Widerstandsprinzip (e = 1×$D_{äqu}$)	Spritzbeton: d = 0.2 m; E = 7 GPa (k = 546.9 MPa/m)	Spritzbeton: d = 0.5 m; E = 7 GPa (k = 165.4 MPa/m)	Spritzbeton: d = 0.7 m; E = 14 GPa (k = 259.1 MPa/m)
2b Ausweichprinzip (e = 3×$D_{äqu}$)			
3a Widerstandsprinzip (e = 1×$D_{äqu}$)	Tübbinge: d = 0.25 m; E = 14 GPa (k = 1367.2 MPa/m)	Spritzbeton: d = 0.5 m; E = 14 GPa (k = 330.8 MPa/m)	Spritzbeton: d = 1.4 m; E = 14 GPa (k = 518.2 MPa/m)
3b Ausweichprinzip (e = 3×$D_{äqu}$)			
4a Widerstandsprinzip (e = 1×$D_{äqu}$)	Tübbinge: d = 0.25 m; E = 28 GPa (k = 2734.4 MPa/m)	Spritzbeton: d = 0.5 m; E = 28 GPa (k = 661.6 MPa/m)	-
4b Ausweichprinzip (e = 3×$D_{äqu}$)			

Vorauseilende Massnahmen zur Stützung des Ausbruchrandes und Massnahmen zur Stützung der Ortsbrust mit dem Ziel, die Gebirgsstörung zu reduzieren, wurden nicht untersucht. Eine, der Ortsbrust vorauseilende Installation des Ausbaus wurde aus Gründen der baulichen Machbarkeit nicht weiter untersucht. Ein solcher Ausbau, der vor die Ortsbrust getrieben wird, sollte im Extremfall in der Lage sein, die volle Primärspannung aufzunehmen. Die Herstellung eines solchen Ringes ist unter den gegebenen Randbedingungen mit den heutigen Technologien kaum realisierbar. Ortsbruststützende Massnahmen zur Reduktion der Gebirgsstörung wurden nicht berücksichtigt, da gemäss Cantieni et al. (2011) zwar die Extrusion der Ortsbrust und somit auch die Konvergenz an der Ortsbrust mit einer Stützung reduziert werden können, die Konvergenzen, die im ungesicherten Bereich hinter der Ortsbrust auftreten, nehmen jedoch mit zunehmendem Stützdruck zu und reduzieren somit den positiven Effekt einer solchen Massnahme auf die Endkonvergenzen zu einem grossen Teil.

Resultate

Die Fig. 5.4-3a und 5.4-3b zeigen die Resultate der Analyse mit dem Kennlinienverfahren der Ausbauvarianten für das Gebirgsmodell GM3. Die Figuren stellen die berechneten normierten Endkonvergenzen u_a/a, Konvergenzen beim Einbau der Sicherung $u(e)/a$ und die normierte maximale Ausdehnung der plastifizierten Zone ρ/a für die Profile F, K04 und K09 für die untersuchten Ausbauvarianten (Tab. 5.4-1) dar. Zudem sind in den Figuren farbige Indikatoren dargestellt (grüne, orange und rote Punkte), welche die Höhe der berechneten Spannungen im Ausbau (mittels der Kesselformel bestimmt) in Relation zu realistischerweise erreichbaren Ausbaufestigkeiten (mit einem Reduktionsfaktor k von 0.5 bzw. 0.66 abgemindert) markieren:

- Grüne Indikatoren stehen für Spannungen, die mit verbreiteten Materialqualitäten erreicht werden können (Stahl warmgewalzt: 0.5 × 350 MPa = 175 MPa; Spritzbeton: 0.5 × 30 MPa = 15 MPa).
- Orange Indikatoren stehen für Materialien mit erhöhten Eigenschaften (Stahl vergütet: 0.5 × 520 MPa = 260 MPa; Beton Fertigelemente: 0.66 × 45 MPa = 30 MPa).
- Rote Indikatoren stehen für Spannungen die diese Werte überschreiten und somit auf Basis heutiger Technologie nicht machbar sind.

Die Betrachtung erfolgte auf charakteristischem Niveau X_k.

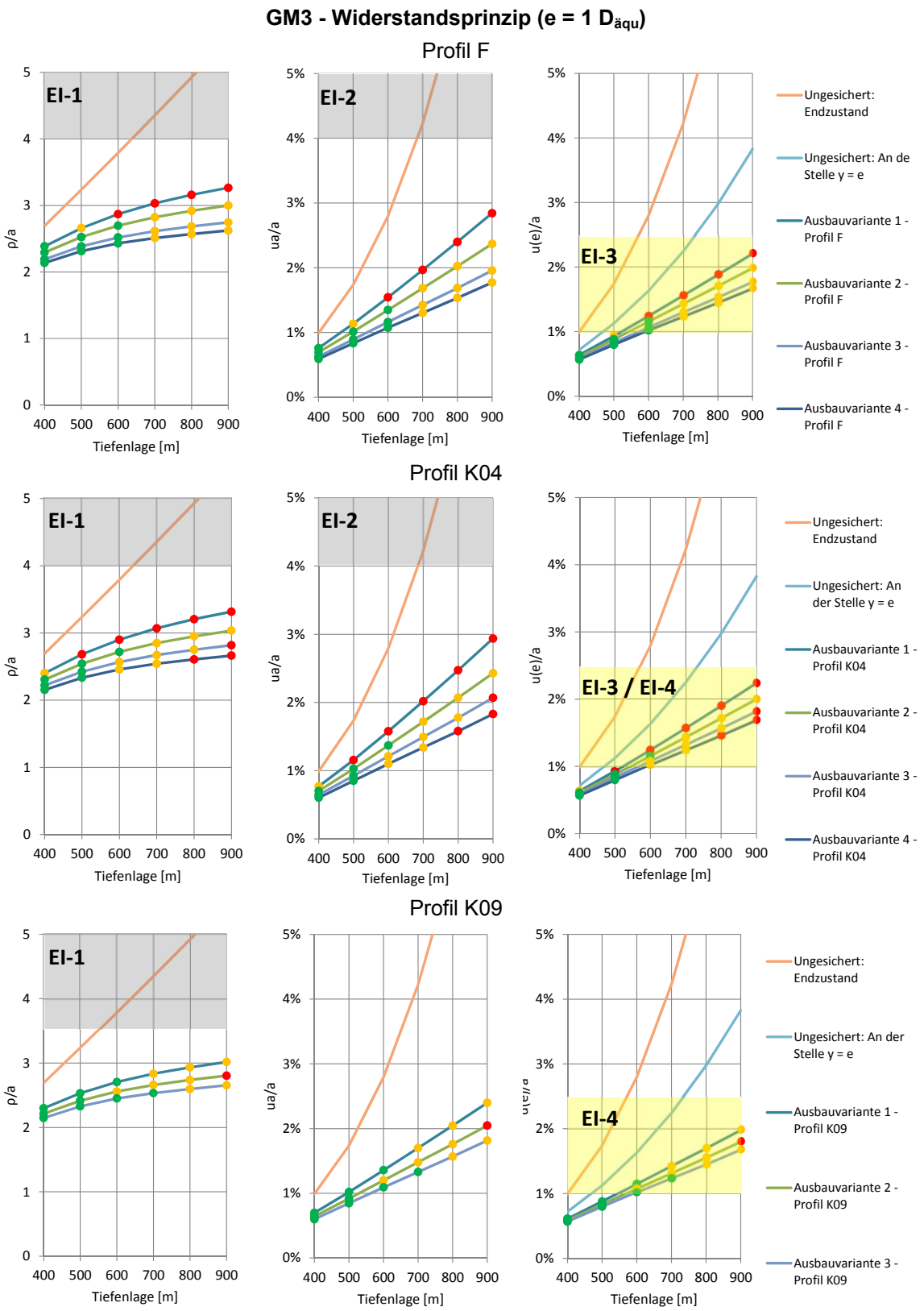


Fig. 5.4-3a: Resultate Kennlinienverfahren für das Widerstandsprinzip im Vergleich zu den Entwurfsindikatoren EI-1, EI-2 und EI-3/EI-4 für GM3, X_k-Niveau.

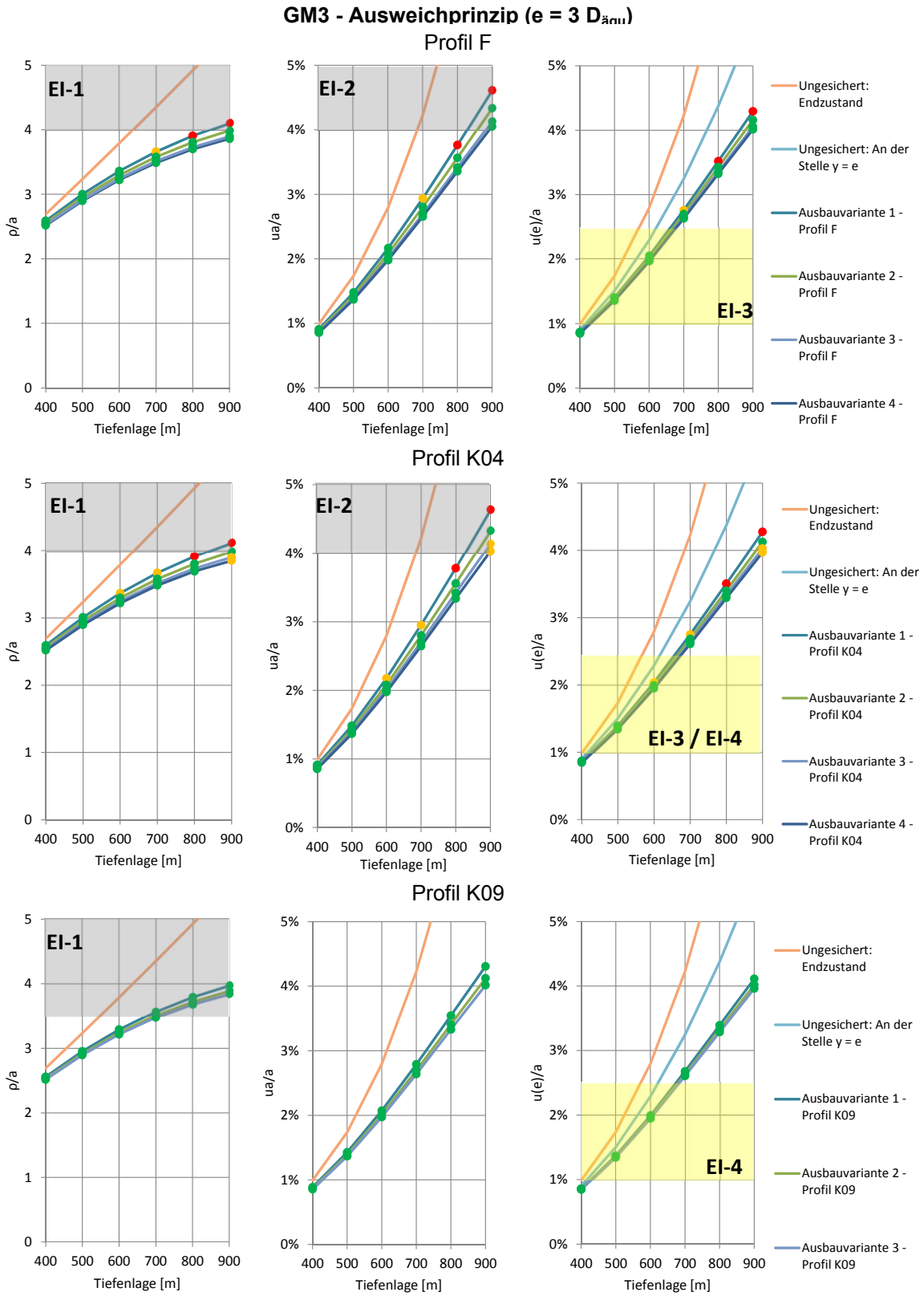


Fig. 5.4-3b: Resultate Kennlinienverfahren für das Ausweichprinzip im Vergleich zu den Entwurfsindikatoren EI-1, EI-2 und EI-3/EI-4 für GM3, X_k-Niveau.

Diskussion HAA-Lager (Referenzprofil F und K04)

Für die Auslegung des Ausbaus wird das Gebirgsmodell GM3 betrachtet. Der Vergleich mit den Entwurfsindikatoren gemäss Tab. 4.1-1 zeigt, dass:

- die Entwurfsindikatoren EI-1 und EI-2 für den ungesicherten Fall (bzw. sehr leichter Ausbau oder Verlust des Ausbaus) für Profil K04 und F bis in Tiefen von ca. 650 m (EI-1) bzw. 680 m u.T. (EI-2) erfüllt werden. Mit Ausbaumassnahmen im Widerstandsprinzip werden EI-1 und EI-2 immer erfüllt. Bei der Anwendung des Ausweichprinzips im Bereich der Versiegelungszone (Ausbauvariante 1b) können EI-1 und EI-2 ab einer Tiefe von ca. 830 m u.T. nicht mehr eingehalten werden.
- der Entwurfsindikator EI-3 / EI-4 für einen ungesicherten Hohlraum bereits ab 570 m als ungünstig beurteilt wird. Unter Anwendung des Widerstandprinzips kann ab einer Tiefe von ca. 530 m mit allen Ausbauvarianten mit bedingt günstigen Bedingungen gerechnet werden. Unter Anwendung des Ausweichprinzips ist ab einer Tiefe von ca. 660 m u.T. von ungünstigen (unter der Annahme, dass keine nachgiebige Stützung vor $3\times D_{äqu}$ hinter der Ortsbrust eingebracht wird) ausgegangen werden. Dies ist z.B. bei einem offenen Schildvortrieb der Fall, wo der Ausbruchsrand über die Länge des Schilds ungestützt ist. Unter der Annahme, dass die nachgiebige Stützung bei $1 \times D_{äqu}$ hinter der Ortsbrust eingebaut wird und an der Stelle $3\times D_{äqu}$ das Verformungsvermögen erschöpft ist, muss gemäss der Kurve "Ungesichert: An der Stelle y = e" für $e = 1 \times D_{äqu}$ ab einer Tiefe von ca. 740 m u.T. mit ungünstigen Bedingungen gerechnet werden.
- die Tragfähigkeit des Ausbaus bei der Anwendung des Widerstandprinzips mit der Ausbauvariante 1a (Stahlprofile im Bereich der Versiegelungsstrecke) schon ab Tiefen von 400 – 500 m u.T. überschritten wird (auf charakteristischem Niveau). Unter Anwendung des Ausweichprinzips können Tiefen bis ca. 600 – 700 m u.T. mit der Ausbauvariante 1a gesichert werden. Bei den vollflächigen Ausbauvarianten im Widerstandsprinzip (2a, 3a und 4a) werden hohe Spannungen in den Ausbauten erwartet, der Einsatz ist jedoch, bis auf die Ausnahme des sehr steifen Ausbaus nahe an der Ortsbrust (Ausbauvariante 4a – Profil K04), bis in grossen Tiefen machbar.

Fazit: Die Sicherung der Versiegelungszone ist unter dem Gesichtspunkt des Ausbaus bestimmend für die maximale Tiefenlage des HAA-Lagers: Ein Ausbau im Widerstandsprinzip ist mit herkömmlichen Methoden schwierig zu realisieren, da die Spannungen im Ausbau wegen der linienartigen Stützung sehr hoch werden. Bedingt günstige Bedingungen sind bis in eine Tiefenlage von ca. 740 m u.T. zu erwarten, da ab dieser Tiefe eine erhöhte Auflockerung zum Zeitpunkt des Einbaus der nachgiebigen Stützung erwartet wird. Ab einer Tiefe von ca. 700 m u.T. wird die Festigkeit der Sicherung der Versiegelungszone auch bei der Anwendung des Ausweichprinzips überschritten. Ab einer Tiefe von 830 m u.T. werden EI-1 und EI-2 verletzt. Bis zu einer Tiefenlage von max. 500 m u.T. kann die Versiegelungszone mit dem Widerstandsprinzip gesichert werden, und es kann von günstigen Bedingungen ausgegangen werden.

Diskussion SMA-Lager (Referenzprofil K09 und K04)

Für die Auslegung des Ausbaus wird ebenfalls das Gebirgsmodell GM3 betrachtet. Der Vergleich mit den Entwurfsindikatoren gemäss Tab. 4.1-1 zeigt, dass:

- die Entwurfsindikatoren EI-1 und EI-2 für den ungesicherten Fall (bzw. sehr leichter Ausbau oder Verlust des Ausbaus) für Profil K04 und K09 bis in Tiefen von 550 m (EI-1 für K09) bzw. 680 m u.T. (EI-2 für K04) erfüllt werden. Mit Ausbaumassnahmen im Widerstandsprinzip werden EI-1 und EI-2 immer erfüllt. Bei der Anwendung des Aus-

weichprinzips im Bereich der Versiegelungszone im Profil K04 (Ausbauvariante 1b) kann EI-2 ab einer Tiefe von ca. 830 m u.T. nicht mehr eingehalten werden. Bei der Anwendung des Ausweichprinzips beim Profil K09 wird der EI-1 bereits ab Tiefen von ca. 680 m u.T. überschritten.

- der Entwurfsindikator EI-3 / EI-4 für einen ungesicherten Hohlraum bereits ab 570 m u.T. als ungünstig beurteilt wird. Unter Anwendung des Widerstandprinzips kann ab einer Tiefe von ca. 530 m mit allen Ausbauvarianten mit bedingt günstigen Bedingungen gerechnet werden. Unter Anwendung des Ausweichprinzips ist ab einer Tiefe von ca. 660 m u.T. von ungünstigen (unter der Annahme, dass keine nachgiebige Stützung vor $3 \times D_{äqu}$ hinter der Ortsbrust eingebracht wird) ausgegangen werden. Unter der Annahme, dass die nachgiebige Stützung bei $1 \times D_{äqu}$ hinter der Ortsbrust eingebaut wird und an der Stelle $3 \times D_{äqu}$ das Verformungsvermögen erschöpft ist, muss gemäss der Kurve "Ungesichert: An der Stelle y = e" für $e = 1 \times D_{äqu}$ ab einer Tiefe von ca. 740 m mit ungünstigen Bedingungen gerechnet werden.
- die Tragfähigkeit des Ausbaus bei der Anwendung des Widerstandprinzips mit der Ausbauvariante 1a im Profil K04 ab Tiefen von 400 – 500 m u.T. überschritten wird (auf charakteristischem Niveau). Unter Anwendung des Ausweichprinzips können Tiefen bis 600 – 700 m u.T. mit der Ausbauvariante 1a im Profil K04 gesichert werden. Bei den vollflächigen Ausbauvarianten im Widerstandsprinzip (2a, 3a und 4a) im Profil K04 werden hohe Spannungen in den Ausbauten erwartet, der Einsatz ist jedoch, bis auf die Ausnahme des sehr steifen Ausbaus nahe an der Ortsbrust (Ausbauvariante 4a – Profil K04), bis in grossen Tiefen machbar. Beim Profil K09 wird ab ca. 600 – 700 m u.T. eine hohe Beanspruchung der Ausbauten im Widerstandsprinzip erwartet. Unter Anwendung des Ausweichprinzips kann die Belastung der Ausbauten auf ein niedriges Niveau reduziert werden.

Fazit: Unter Anwendung des Widerstandsprinzips im Profil K09 ist ab ca. 600 bis 700 m u.T. mit einer Überbeanspruchung des Spritzbetonausbaus zu rechnen. Das Ausweichprinzip hingegen kann beim Profil K09 nur bis 680 m u.T. eingesetzt werden, da grössere Tiefen zu einer Verletzung des EI-1 führen würden.

5.5 Modellstudien zum Einfluss der anisotropen Steifigkeit

5.5.1 Relevanz und Modellansatz

In Kap. 5.3 wurde für die Bewertung des Einflusses der Tiefenlage auf die Gebirgsstörung auf das in der Softwarefamilie FLAC implementierte Stoffgesetz SUBI[23] zurückgegriffen. Mit dem Modellansatz wurden umfassende Sensitivitätsstudien zur Ausdehnung der plastifizierten Zone erstellt, die neben dem Einfluss der Lagertiefe auch die Relevanz des Spannungsregimes und der Festigkeitsanisotropie für 2- und 3-dimensionale Geometrien der Lagerkammern unter drainierten und undrainierten Bedingungen untersuchen. In diesen Berechnungen wird im Stoffgesetz SUBI jedoch das elastische Verformungsverhalten als isotrop angenommen, so dass die in Kap. 3.3 erwähnten Kopplungen zwischen Scherdeformation und Porenwasserdruck als Folge der anisotropen Steifigkeit nicht adäquat nachgebildet werden können.

Aus diesem Grund wurde als Analysewerkzeug zusätzlich der kommerzielle 2D-Code *Phase*^{2} von Rockscience (Toronto/Kanada) eingesetzt, um den Einfluss der anisotropen Steifigkeit des Opalinustons abzuschätzen. Mit *Phase*^{2} wurden mit einem Totalspannungsansatz, d.h. ohne

[23] *"Bi-Linear Ubiquitous Joints with Strain Hardening Softening"*, vgl. Kap. 4.2.

Berücksichtigung von Porendruck-Effekten, für die Modellgeometrie der BE/HAA-Lagerstollen (kreisförmiger Stollenquerschnitt, vgl. Fig. 5.5-1) Sensitivitätsstudien zur Stollenkonvergenz und zur Ausdehnung der plastifizierten Zone durchgeführt. Der vereinfachte Totalspannungsansatz ist für die Abschätzung der kurzfristigen Stollenkonvergenzen unmittelbar nach dem Auffahren gerechtfertigt, da diese unter undrainierten Bedingungen auftreten, während die Langzeitkonvergenzen massgeblich durch die Entwicklung des Porenwasserdrucks im Umfeld der Untertagbauwerke beeinflusst werden.

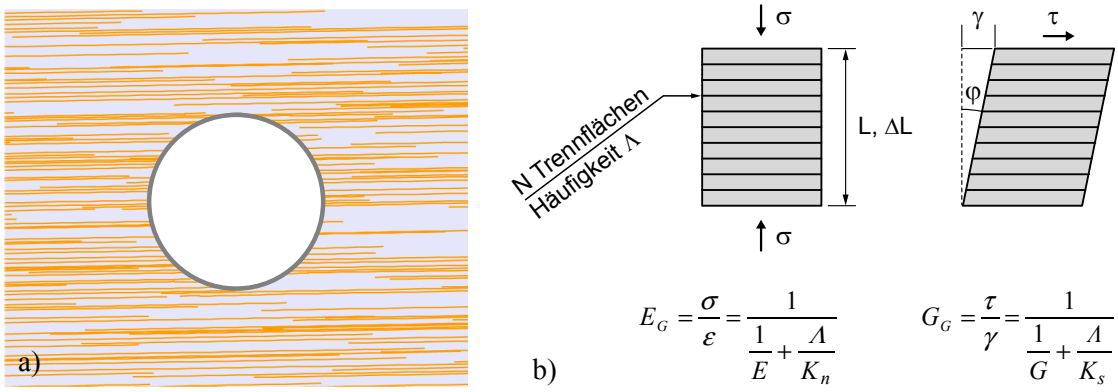


Fig. 5.5-1: Modellanalysen zum Einfluss der anisotropen Steifigkeit auf die Ausdehnung der plastifizierten Zone um einen kreisförmigen Hohlraum.

(a) Modellimplementierung im 2D-Code Phase^2. Die Schichtflächen sind als horizontale stochastisch verteilte lineare Strukturelemente in einer homogenen Gesteinsmatrix dargestellt.

(b) Das effektive Verformungsmodul E_G senkrecht zur Schichtung berechnet sich aus dem harmonischen Mittel der Steifigkeiten der Matrix E und der Schichtflächen K_n ab, wobei Λ die mittlere Anzahl der Schichtflächen pro Meter senkrecht zur Schichtung darstellt (Duncan & Goodman 1968). Entsprechend kann auch das effektive Schermodul G_G aus den Steifigkeiten des intakten Gesteins G und der Schichtflächen K_s abgeleitet werden.

In den mit *Phase^2* durchgeführten Modellanalysen wird das Gebirge als zusammengesetztes Kontinuum ("composite medium") betrachtet, welches aus einer homogenen und isotropen Gesteinsmatrix und stochastisch verteilten Schicht- bzw. Trennflächen besteht, die in der 2D-Darstellung als Lineamente vorgegebener Länge, Orientierung und räumlicher Frequenz definiert sind. In den vorliegenden Rechnungen wurde eine horizontale Schichtung angenommen. Die effektiven elastischen und plastischen Verformungseigenschaften des Gebirges ergeben sich aus dem Zusammenwirken von Matrix und Schichtung. Insbesondere berechnet sich das effektive Verformungsmodul E_G gemäss Fig. 5.5-1b senkrecht zur Schichtung in erster Näherung aus dem harmonischen Mittel der E-Moduln des intakten Gesteins E und der Schichtflächen K_n, wobei Λ die mittlere Anzahl der Schichtflächen pro Meter senkrecht zur Schichtung darstellt. Das E-Modul parallel zur Schichtung ist hingegen praktisch identisch mit dem Verformungsmodul der Matrix, so dass sich in erster Näherung $A = \sqrt{E/E_G}$ als effektiv wirksamer Anisotropiekoeffizient des Steifigkeitstensors ergibt.

Basierend auf Modellierungen verschiedener in situ Experimente im Felslabor Mont Terri (Lanyon et al., 2014) wurden für den Opalinuston zum Teil sehr grosse Anisotropiekoeffizienten bis $A = \sqrt{50} \approx 7$ ermittelt, die sich von den für das intakte Gestein ermittelten Werten

(Tab. 3.2-2) signifikant unterscheiden. Mögliche Erklärungen für den grossen Unterschied zwischen den elastischen Eigenschaften des intakten Gesteins und den effektiven Gebirgseigenschaften auf der Meter- bzw. Dekameter-Skala sind einerseits schichtparallele tektonische Strukturen, andererseits könnten auch kleinskalige Variabilitäten in den sedimentären Strukturen (tonig-sandige Wechsellagerungen) lokal zu erhöhten Anisotropiekoeffizienten führen. Im Hinblick auf das Verformungsverhalten des Opalinustons während des Stollenvortriebs bedeutet ein grosser Anisotropiekoeffizient, dass selbst geringe Scherspannungen im Umfeld eines neu erstellten Stollens zu weitreichenden volumetrischen Deformationen und damit zu signifikanten Porendruckerhöhungen führen können (vgl. Nagra 2014c / Dossier IV). In den hier dargestellten Sensitivitätsstudien wurde daher ein weites Spektrum von Anisotropiekoeffizienten von $1 \leq A \leq 7$ untersucht.

5.5.2 Nomogramme zur Bewertung des Einflusses der Tiefenlage

Die mit *Phase*^{2} im Hinblick auf die maximale Tiefe der Lagerebene durchgeführten Sensitivitätsstudien wurden in Form von Nomogrammen aufbereitet. Eine umfassende Beschreibung des gewählten Modellansatzes sowie die Ergebnisse der Modellanalysen inklusive der Nomogramme zur Sensitivität des Konvergenzverhaltens der Untertagbauten in Bezug auf die Lagertiefe, die In situ-Spannungsverhältnisse und die Gebirgseigenschaften unter besonderer Berücksichtigung der anisotropen Steifigkeit ist in Lanyon et al. (2014) zu finden. Im Folgenden wird eine kurze Zusammenfassung der *Phase*^{2}-Sensitivitätsstudien zur maximalen Tiefenlage präsentiert.

Während des Stollenvortriebs im geringdurchlässigen Wirtgestein (Opalinuston) wird das Gebirge in der Regel so schnell entlastet, dass die Dissipation der vortriebsbedingten Porendruckänderungen nicht unmittelbar erfolgen kann (undrainierte Bedingungen, d.h. keine unmittelbare Änderung des Porenvolumens $\delta\varepsilon_p = 0$ als Reaktion auf die vortriebsbedingte Spannungsumlagerung $\delta\varepsilon_p = 0$). Zur Abschätzung der kurzzeitigen Stollenkonvergenz (d.h. direkt nach dem Ausbruch) und der Ausdehnung der plastifizierten Zone kann daher im Rahmen einer Totalspannungsanalyse die undrainierte Scherfestigkeit S_u als Festigkeitskriterium herangezogen werden (Azizi 1999). Wie in Fig. 5.5-2b gezeigt, stellt die undrainierte Scherfestigkeit in der τ-σ-Zustandsebene die maximale Scherspannung dar, der das Gebirge ohne irreversible Verformung standhält, d.h. das Versagenskriterium in der Betrachtung der Totalspannungen ist $\tau = \pm S_u$ mit dem Reibungswinkel[24] $\phi = 0°$.

Im Rahmen elastoplastischer Verformungskonzepte auf der Grundlage der *critical state* Theorie (vgl. Nagra 2014c / Dossier IV) ist die undrainierte Scherfestigkeit eindeutig mit der Deviatorspannung q_f verknüpft, welche den kritischen Zustand eines konsolidierbaren Materials einem gegebenen Wassergehalt zuordnet und somit die Festigkeit des Materials im undrainierten Fall ($\delta\varepsilon_p = 0$) eindeutig definiert.

---

[24] Im undrainierten Fall ($\delta\varepsilon_p = 0$) kann der Grenzzustand im $\tau - \sigma$-Diagramm gemäss Fig. 5.5-2b durch verschiedene gleichwertige Spannungszustände dargestellt werden (Mohr-Kreise T_1, T_2, etc.), die entlang der Achse der mittleren Totalspannung um den Betrag des Porenwasserdrucks verschoben sind. Im $\tau - \sigma'$-Diagramm entsprechen diese Spannungszustände einem einzigen Mohr-Kreis E.

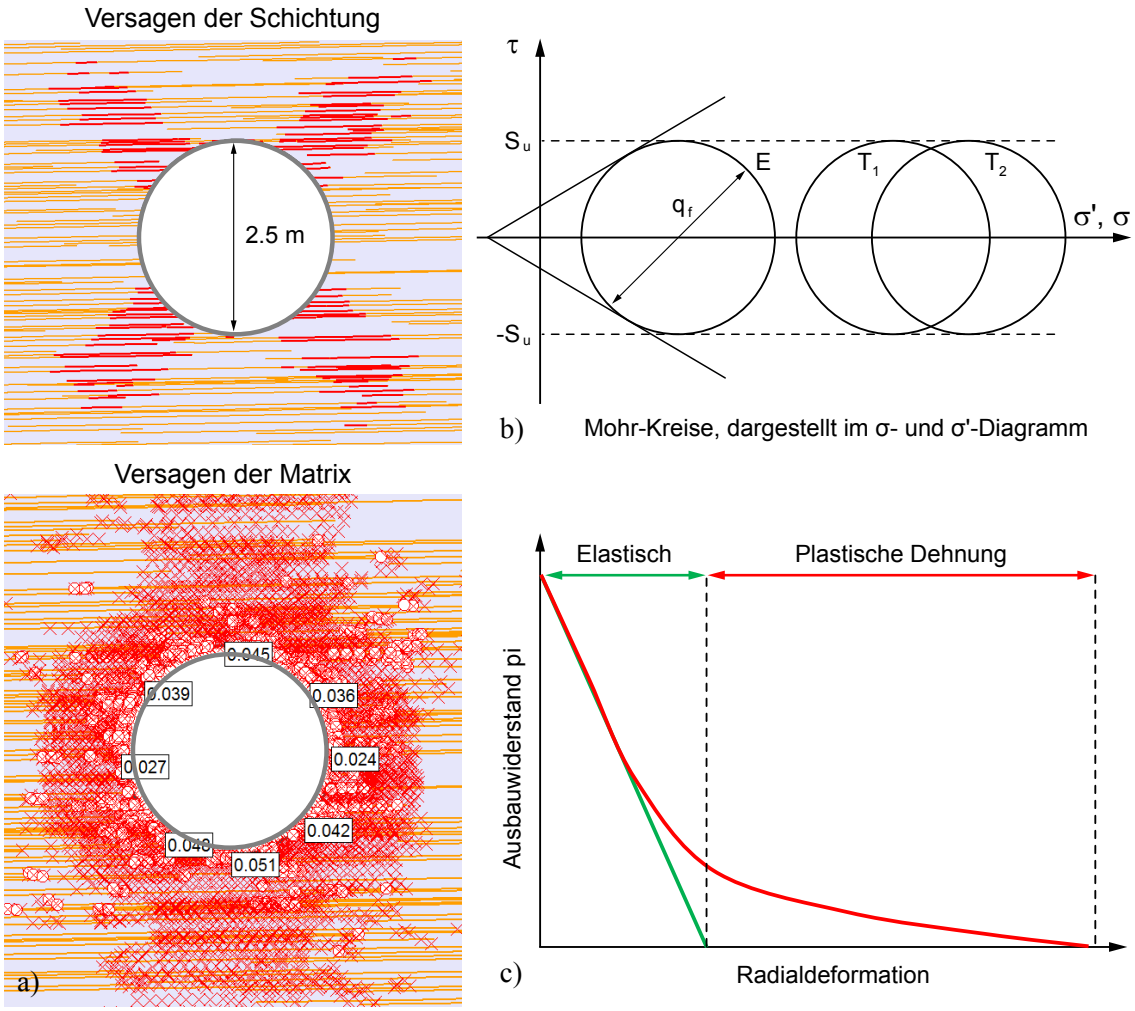


Fig. 5.5-2: Methodik zur Ermittlung der plastischen Dehnung (nach Nagra 2014c / Dossier IV).

(a) 2D-Modellierung der AUZ eines kreisförmigen Stollenquerschnitts mit dem 2D-Code *Phase*^{2}. Die roten Markierungen kennzeichnen plastifizierte Bereiche in der Matrix (x–Scherversagen, o–Zugversagen) und entlang der Schichtung. Die Zahlenwerte entlang des Stollenquerschnitts geben die diskreten Radialverschiebungen der Stollenwand in [m] an.

(b) Mohr-Kreise in den Zustandsebenen der Effektivspannung $\tau - \sigma'$ und der Totalspannung $\tau - \sigma$ zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen der Deviatorspannung bei Versagen q_f (Kreis E im $\tau - \sigma'$-Diagramm) und der undrainierten Scherfestigkeit S_u (Kreise T_1 und T_2 im $\tau - \sigma$-Diagramm).

(c) Prinzipskizze der Gebirgskennlinie zur Unterscheidung von elastischer (grüne Linie) und plastischer Verformung (rote Linie).

Für die mit *Phase*^{2} durchgeführten Modellanalysen wurde der oben beschriebene Totalspannungs-Ansatz mit dem Versagenskriterium $\tau = \pm S_u$ gewählt, mit dem die Verformung des Gebirges während des Stollenvortriebs unter undrainierten Bedingungen beschrieben wird. Als weitere Vereinfachung wurde angenommen, dass das Versagenskriterium für Schichtung und Matrix gleichermassen gültig ist, d.h. die Festigkeiten von Schichtung und Matrix unterscheiden sich nicht (isotrope Festigkeit). Das elastische Verhalten des Gebirges hingegen unterscheidet

sich markant entlang der Hauptachsen des Steifigkeitstensors, da das Schermodul G die Steigung der elastischen Gebirgskennlinie festlegt (vgl. Fig. 5.5-2; grüne Linie). Bei einem isotropen E-Modul der Matrix von E = 18 GPa[25], einer für die Schichtung angenommenen Schichtflächensteifigkeit von K_n = 8 GPa/m (vgl. Giger & Marschall 2014) und einer mittleren Schichthäufigkeit[26] Λ von 5–20 m^{-1} ergeben sich in erster Näherung effektive Anisotropiekoeffizienten $A = \sqrt{E \cdot \Lambda / K_n)}$ im Wertebereich von 3.5 ≤ A ≤ 6.8 (Tab. 5.3-1).

Die Modellierungsprodukte der Sensitivitätsstudie umfassen einerseits die Grösse und Form (Elliptizität) der plastifizierten Zone und andererseits die maximale Stollenkonvergenz (die Konvergenz wird im Folgenden entsprechend Fig. 2.3.1 in % des nominellen Stollendurchmessers angegeben; vgl. auch Fig. 5.5-4). Fig. 5.5-2a zeigt beispielhaft die Ausdehnung der plastifizierten Bereiche in Matrix und Schichtung sowie die dazugehörigen Versagensmechanismen (Zug- bzw. Scherversagen). Das Vorgehen bei der Auswertung der Stollenkonvergenzen ist in Fig. 5.5-2c dargestellt. Für jeden Rechenfall wurde aus den Modellierergebnissen die entsprechende Gebirgskennlinie für den Extremfall ermittelt, dass keine Ausbaumassnahmen getroffen werden (Ausbauwiderstand p_i = 0 MPa). Um den reversiblen Anteil der Verformung vom plastischen Anteil zu separieren, wurde für jeden Rechenfall zusätzlich eine rein elastische Simulation durchgeführt. Für die Erstellung der Nomogramme wurde nur der plastische Anteil der Verformung berücksichtigt.

Wie in Lanyon et al. (2014) ausführlich beschrieben, wurden Modellanalysen für verschiedene Spannungsszenarien (vgl. Tab. 3.1-1) und Lagertiefen von 500 m, 700 m und 900 m durchgeführt. Für jedes Spannungsszenario und jede Lagertiefe wurden Rechenfälle 4 – 6 Rechenfälle mit unterschiedlichen S_u-Werten ausgeführt; die Bandbreite der undrainierten Scherfestigkeiten lag zwischen 2 und 20 MPa. Aus den 4 – 6 Sensitivitäts-Rechenfällen pro Lagertiefe und Spannungsszenario wurden mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate Potenzansatz-Funktionen der Form $\delta d/D = X + Y \cdot e^{Z \cdot S_u}$ abgeleitet. Die so dargestellten plastischen Konvergenzen liegen je nach angenommener Lagertiefe zwischen 0.5 und 8 %. Die abgeleiteten Parametermodelle zeigen unabhängig vom gewählten Spannungsszenario und der Lagertiefe einen charakteristischen Verlauf (vgl. Fig. 5.5-3). Während sich für hohe undrainierte Scherfestigkeiten die normierte Konvergenz mit der Tiefe nur geringfügig ändert, beobachtet man bei geringen Festigkeiten eine massive Zunahme der plastischen Verformung. Dazwischen liegt ein Übergangsbereich, der durch eine mässige Zunahme der Verformung mit abnehmender Festigkeit gekennzeichnet ist.

Mit Hilfe der in Fig. 5.5-3 dargestellten Nomogramme können für die in Kap. 3.3 spezifizierten Gebirgsmodelle und die in Kap. 3.1 definierten Referenzspannungsszenarios zu den obengenannten Lagerniveaus die entsprechenden plastischen Konvergenzen abgeschätzt werden. Hierzu werden aus den Parametermodellen zur undrainierten Gebirgsfestigkeit (Tab. B.5-1) mit Hilfe von Gleichung 3.3-1 die S_u-Werte auf Lagerniveau berechnet. Die charakteristischen Wassergehalte für eine spezifische Tiefe wurden aus dem Konsolidierungsverhalten des Opalinustons anhand der Entlastungs-/Wiederbelastungskurven abgeleitet (Tab. B.5-2; vgl. auch Nagra 2014c / Dossier IV und Lanyon et al. 2014). Zur Abschätzung der Bandbreite der charakteristischen Wassergehalte für den Tiefenbereich von 500 bis 900 m u.T. wurden zwei unterschiedliche κ-Werte verwendet (κ - negative Steigung der aus Ödometertests ermittelten Entlastungs-/Wiederbelastungskurve). Für κ = 0.04 resultieren Wassergehalte zwischen 4.3 %

---

25 Entspricht dem oberen Eckwert für den Datensatz Opalinuston tief (vgl. Tab. 3.2-2; Fig. 3.2-2 und 3.2-3).

26 Die mittlere Schichthäufigkeit ergibt sich aus Rückrechnung mit Erfahrungswerten aus Mont Terri (vgl. Lanyon et al. 2014).

(900 m) und 5.2 % (500 m). Dies entspricht einer physikalischen Porosität von 10.4 bis 12.3 %, was mit den Messungen an nicht eingespannten Proben vergleichbar ist. Schliesslich wurden auch Wassergehalte für $\kappa = 0.01$ berechnet, was den experimentell bestimmten Werten näher kommt (vgl. Giger & Marschall 2014). Die errechneten Wassergehalte variieren dann nur gering zwischen 3.6 % (900 m) und 3.8 % (500 m).

Die auf diese Weise berechneten S_u-Werte[27] der Gebirgsmodelle GM1-GM6 werden in Fig. 5.5 3 in zwei ausgewählten Nomogrammen verwendet.

Der Effekt eines hohen elastischen Anisotropiekoeffizienten ($A \approx 7$) gegenüber der äquivalent-isotropen Steifigkeit ($A \approx 1$) auf die Konvergenz in einer Tiefe von 700 m ist in Fig. 5.5-3a dargestellt. Die aus dem Nomogramm abgeschätzten Konvergenzwerte sind für die hohe elastische Anisotropie gegenüber der isotropen Steifigkeit um rund etwa eine Grössenordnung erhöht. Die effektiven Werte der normierten plastischen Konvergenzen sind allerdings für die Gebirgsmodelle GM1 bis GM4 auch bei $A \approx 7$ relativ gering (ca. 1 – 1.5 %) und der Einfluss der unterschiedlichen Festigkeiten aufgrund der Gebirgsmodelle ist ebenfalls moderat. Bei noch geringeren Festigkeiten (GM5 und GM6) hingegen nehmen die erwarteten normierten Konvergenzen massiv zu und es sind Werte von über 5 % zu erwarten.

Unter der Annahme einer starken elastischen Anisotropie ($A \approx 7$) hat die Tiefenlage einen signifikanten Einfluss auf die plastischen Konvergenzen (Fig. 5.5-3b). Für Festigkeiten von $S_u < 12$ MPa nehmen die Konvergenzwerte mit zunehmender Tiefe stark zu. Zwar wird dieser Effekt durch die zunehmende Festigkeit mit grösserer Tiefe etwas abgefedert, es muss für 900 m Tiefe und dem Referenzspannungszustand RSR_{ref} jedoch schon für die Gebirgsmodelle GM3 und 4 mit normierten Konvergenzen von bis zu 3 % gerechnet werden. Dieser Wert ist fast doppelt so hoch wie für 700 m Tiefe bei den gleichen Gebirgsmodellen (GM3 und 4).

Weitere Sensitivitätsanalysen wurden durchgeführt, um den Einfluss des Spannungsregimes und der Schichtflächensteifigkeit zu erfassen (Lanyon et al. 2014; vgl. auch Tab. B.5-3). Die Analyse der Sensitivitätsrechnungen beschränkte sich nicht nur auf die Konvergenzen sondern umfasste auch die Form und Ausdehnung der plastifizierten Zone. Die Auswertung der Simulationsergebnisse erfolgte für die Lagertiefen von 500, 700 und 900 m und das Referenz-Spannungsregime RSR_{ref} mit den für diesen Tiefenbereich relevanten S_u-Werten zwischen 6 und 10 MPa. Abschätzungen zur horizontalen und vertikalen Ausdehnung W und H der plastifizierten Zone wurden graphisch aus den Zonen des Matrixversagens ermittelt (vgl. Fig. 5.5-4). Als Mass für die Querschnittsfläche der plastifizierten Zone wurde die äquivalente Fläche A_e in Form einer Ellipse (Fläche der Ellipse minus Querschnittsfläche des Tunnelprofils) ermittelt und mittels der Querschnittsfläche des Tunnels normiert. Die Normierung der vertikalen Ausdehnung H mit dem Tunnelradius a zur Abschätzung des Entwurfsindikators EI-1 ist in Fig. 5.5-6a dargestellt.

[27] Für die nachfolgenden Betrachtungen werden die S_u-Werte der Schichtung zugrunde gelegt, so dass die aus den Nomogrammen ermittelten Konvergenzen eine obere Schranke darstellen.

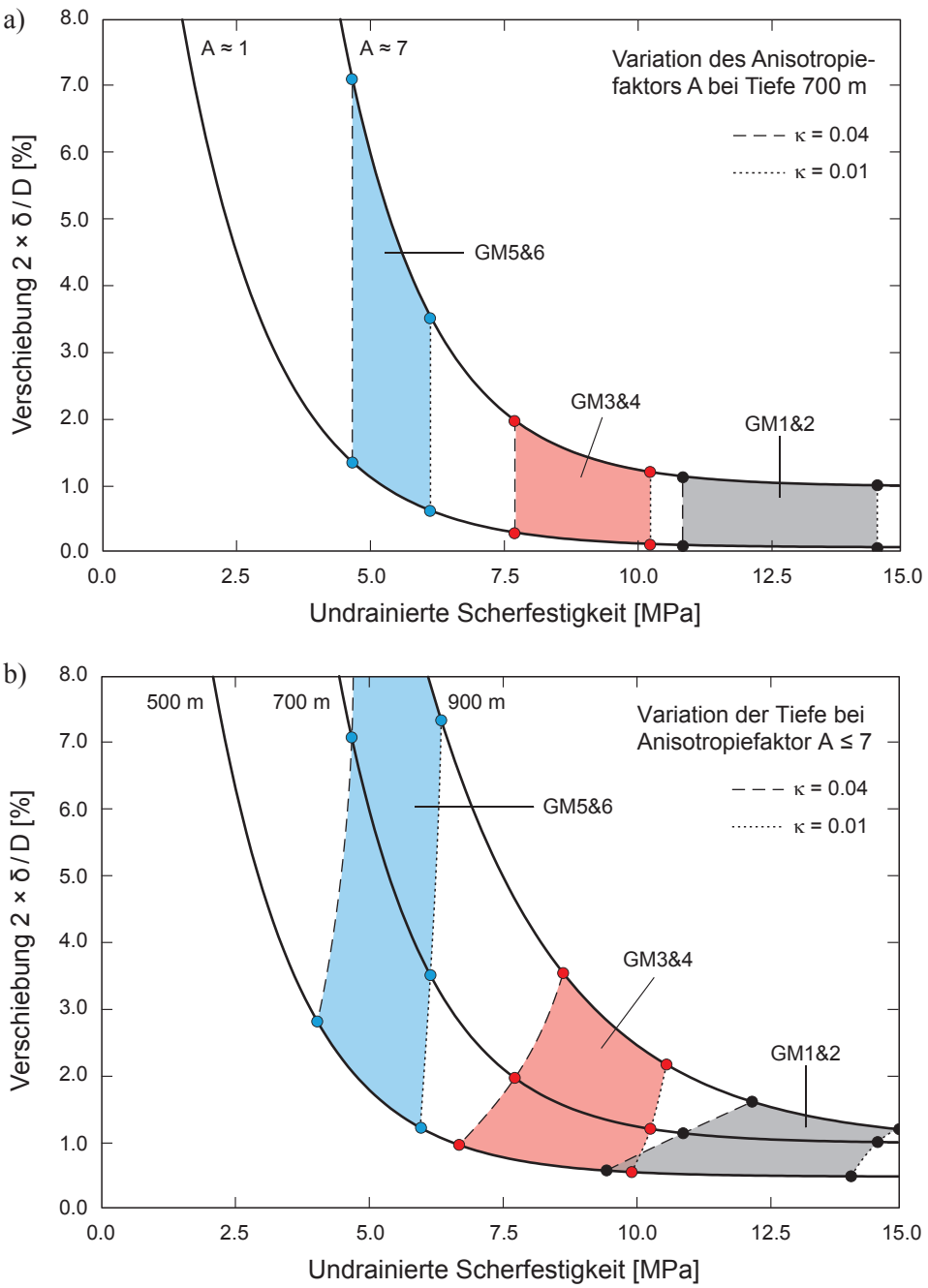


Fig. 5.5-3: Nomogramme zur Darstellung der plastischen Tunnelkonvergenz in Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit.

(a) Einfluss des Anisotropiekoeffizienten A auf die plastischen Konvergenzen bei einer Tiefe von 700 m. A ≈ 1 bedeutet, dass die Elastizität senkrecht und parallel der Schichtung nahezu identisch ist (isotrop, vgl. Tab. 5.3-1). A ≈ 7 geht von einer starken elastischen Anisotropie aus mit Maximalwerten von etwa 7 (3.5 ≤ A ≤ 6.8, vgl. Tab. 5.3-1).

(b) Einfluss der zunehmenden Tiefe auf die plastischen Konvergenzen bei konstanter, starker Anisotropie (A ≈ 7). Für die Berechnung der hier dargestellten Kurven in beiden Nomogrammen wurde der Referenzspannungszustand verwendet (Tab. 3.3-1). Aus Lanyon et al. (2014).

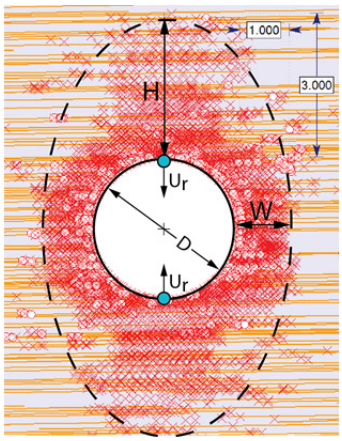


Fig. 5.5-4: Festlegungen zur Quantifizierung der der Grösse und Geometrie der plastifizierten zone (W und H) und der entsprechenden Konvergenzen ($D_e = 2 \cdot u_r/D$ [%]).

Die äquivalente Fläche der plastifizierten Zone (A_e) wird graphisch ermittelt und hat die Form einer Ellipse (Fläche der Ellipse minus Querschnittsfläche des Tunnelprofils), die mittels der Querschnittsfläche des Tunnels normiert wird. u_r stellt die radiale Dehnung am Tunnelrand dar.

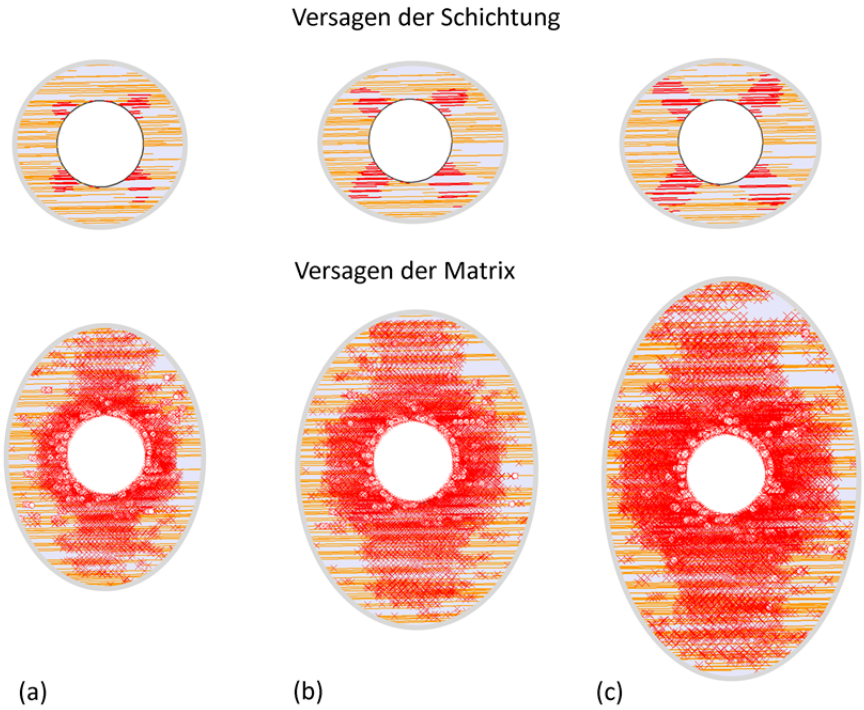


Fig. 5.5-5: Beispiele zur Form und Ausdehnung der plastifizierten Zone: Resultate der Sensitivitätsanalysen mit *Phase*[2] (nach Lanyon et al. 2014).

Plastifizierte Zone der Schichtung (oben) und der Matrix (unten): (a) Undrainierte Scherfestigkeit S_u = 6 MPa, Lagertiefe 500 m; (b) S_u = 7 MPa / 700 m; (c) S_u = 8 MPa / 900 m.

Fig. 5.5.-5 stellt beispielhaft die Form der plastifizierten Zonen von Schichtung und Matrix für drei Sensitivitätsfälle dar. In Fig. 5.5-5a wird eine Lagertiefe von 500 m und eine undrainierte Scherfestigkeit von 6 MPa angenommen. Das Versagen der Schichtflächen ist begrenzt auf eine schmale Zone um die Tunnelwand mit einer Mächtigkeit von weniger als 1 Tunnelradius, wohingegen die plastifizierte Zone der Matrix eine elliptische Form mit einer Mächtigkeit von 0.4 – 1.2 Tunneldurchmessern aufweist. Mit zunehmender Tiefe vergrössert sich die plastifizierte Zone signifikant (Fig. 5.5-5b, c). Zu beachten ist hierbei, dass in den gezeigten Beispielen einer allfälligen kompaktionsbedingten Zunahme der undrainierten Scherfestigkeit mit der Tiefe Rechnung getragen wird (S_u = 7 MPa / 700 m; S_u = 8 MPa / 900 m). Die Ergebnisse der Sensitivitätsstudie sind in Tab. 5.5-1 zusammengefasst. Sie zeigen, dass die Ausdehnung der plastifizierten Zone mit zunehmender Überlagerung zunimmt. Dieser Befund spiegelt sich auch in Fig. 5.5-6 wider, in der die normierte vertikale Ausdehnung der plastifizierten Zone und die normierte Konvergenz gegenüber der Tiefe für die relevanten S_u-Werte zwischen 6 und 10 MPa dargestellt ist.

Tab. 5.5-1: Ergebnisse der Sensitivitätsrechnungen zur Form und Ausdehnung der plastifizierten Zone für Überlagerungen von 500, 700 und 900 m.

Die Rechnungen wurden mit dem Referenz-Spannungsszenario RSR_{ref} für S_u-Werte zwischen 6 und 10 MPa durchgeführt (Definitionen der Geometrieparameter in Fig. 5.5-4).

Tiefe	**Geometrie der AUZ**	**S_u 6 MPa**	**S_u 7 MPa**	**S_u 8 MPa**	**S_u 10 MPa**
500 m	W [m]	1	1	0.9	0.8
	H [m]	3	1.8	1.5	0.9
	D_e [%]	1.1	0.82	0.65	0.54
	A_e [-]	4	2.7	2.2	1.45
700 m	W [m]	2.5	1.8	1.3	1
	H [m]	5.5	3.4	3.0	1.8
	D_e [%]	3.7	2.6	1.9	1.3
	A_e [-]	11.4	6.2	4.6	2.7
900 m	W [m]	4.5	3.3	2.3	1.3
	H [m]	11	6.8	5.1	3.2
	D_e [%]	9.5	6.2	4.3	2.6
	A_e [-]	32	16.7	10	4.8

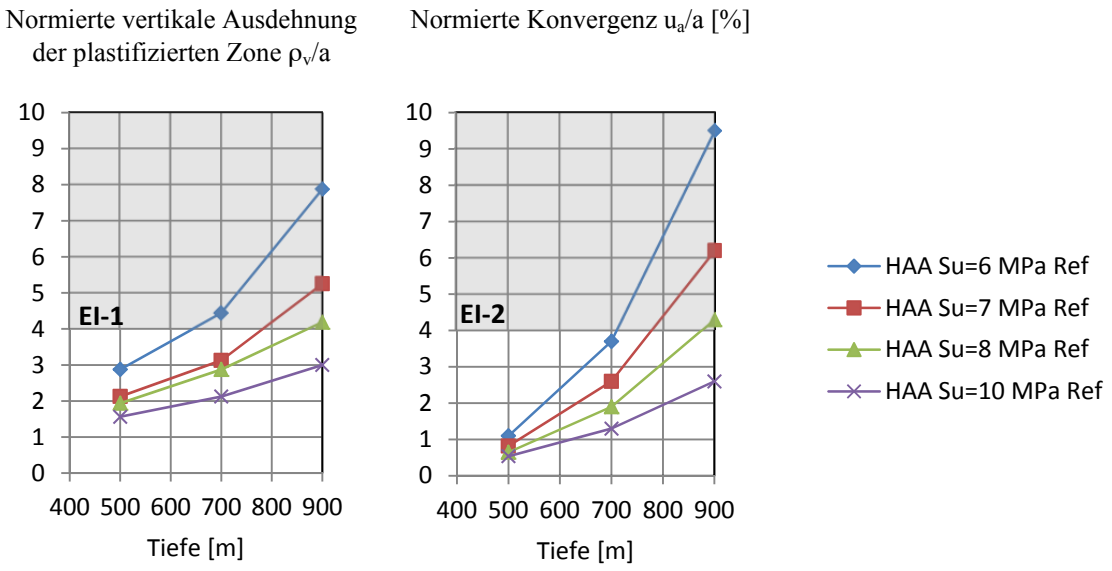


Fig. 5.5-6: Normierte vertikale Ausdehnung der plastifzierten Zone und normierte Konvergenzen in Abhängigkeit der Tiefenlage für eine Variation von undrainierter Scherfestigkeit S_u auf der Basis von numerischen Berechnungen mit *Phase*^{2} gemäss Tab. 5.5-1 (aus Lanyon et al. 2014).

5.5.3 Modellstudien zum Einfluss der anisotropen Steifigkeit: Erkenntnisse

Die mit *Phase*^{2} im Hinblick auf die maximale Tiefe der Lagerebene durchgeführten Sensitivitätsstudien zur Bildung einer plastifizierten Zone und zum Konvergenzverhalten der Untertagbauten zeigen auf, dass die in-situ Spannungsverhältnisse, die Gesteinseigenschaften und die tektonischen Verhältnisse wichtige Einflussfaktoren sind (Lanyon et al. 2014). Konzeptuelle und parametrische Ungewissheiten bezüglich dieser Einflussfaktoren können dazu führen, dass die Anforderungen gemäss Kap. 2 nicht für alle betrachteten Situationen (Tiefenlage/ Spannungsfeld, Festigkeiten, Verformungseigenschaften) mit ausreichender Sicherheitsmarge erfüllt werden. Im Folgenden werden wichtige Schlussfolgerungen aus den *Phase*^{2}-Sensitivitätsstudien zur maximalen Tiefenlage zusammengefasst:

- Die Gebirgsspannungsverhältnisse sind gekennzeichnet durch einen linearen Zuwachs der mittleren Effektivspannung mit der Tiefe. Hingegen ändern sich die horizontalen Magnitudenverhältnisse im Tiefenbereich zwischen 500 und 900 m nur wenig, da topographische Effekte weitgehend abgeklungen sind. Die für die Form der plastifizierten Zone relevanten minimalen und maximalen Seitendruckbeiwerte ($K_{\sigma h/\sigma v}$, $K_{\sigma H/\sigma v}$) verringern sich mit zunehmender Tiefe geringfügig und dementsprechend nimmt die horizontale Ausdehnung der plastifizierten Zone gegenüber der vertikalen Ausdehnung mit der Tiefe tendenziell zu.
- Steifigkeit und Festigkeit des intakten Opalinustons nehmen theoretisch tendenziell mit der Tiefe zu. Die Bandbreite der an Kernproben ermittelten Festigkeiten ist allerdings gross, was sich unter anderem in der grossen Streuung der undrainierten Scherfestigkeiten widerspiegelt[28] (vgl. auch Nagra 2014c / Dossier IV). In Bezug auf die Ausdehnung der plastifi-

[28] Mögliche Ursachen für die grosse Streuung der undrainierten Scherfestigkeit sind neben der nicht auszuschliessenden Vorschädigung des Probenmaterials auch messtechnischen Ungewissheiten (Porendruckkontrolle) sowie die natürliche Variabilität der mineralogischen Zusammensetzung des Opalinustons.

zierten Zone ist die Festigkeit des Gesteins ein entscheidender Faktor. Die *Phase*^{2}-Sensitivitätsstudien zeigen, dass bei geringen Gesteinsfestigkeiten die plastifizierte Zone eine vergleichsweise hohe Sensitivität aufweist, d.h. kleine Änderungen der Festigkeit können zu einer überproportionalen Vergrösserung der plastifizierten Zone führen. Insbesondere in tonreichen Fazieseinheiten (im unteren Teil des Opalinustons) sind solche Zonen mit reduzierter Festigkeit nicht auszuschliessen.

- Steifigkeit und Festigkeit des intakten Opalinustons weisen eine ausgeprägte Anisotropie bezüglich der Schichtung auf, die allenfalls durch schichtparallele sedimentäre und tektonische Strukturen noch verstärkt wird. Die Steifigkeitsanisotropie ist mit erheblichen konzeptuellen Unsicherheiten bezüglich des Deformationsverhaltens des Gebirges verbunden, da durch die Kopplung von deviatorischem und volumetrischem Verhalten während des Vortriebs weitreichende Porendruckanomalien auftreten können. Besonders im Zusammenwirken mit einer anisotropen Festigkeit kann dies zum fortschreitenden Versagen des Gebirges (*progressive failure*) führen. Solche Phänomene, die sich unter anderem durch das weitreichende Einknicken der Schichtung bemerkbar machen (z.B. *chimney failure*), wurden im Felslabor Mont Terri vor allem in kleinkalibrigen Vortriebs-Querschnitten und in tektonisch beanspruchten Gebirgsbereichen beobachtet (Lanyon et al. 2014). In Bezug auf ein geologisches Tiefenlager im Opalinuston gilt, dass sich die durch die Steifigkeitsanisotropie des Gebirge bedingte Tendenz zu einem progressiven Versagen der Schichtung mit zunehmender Überlagerung verstärkt, da die mittlere Effektivspannung zunimmt.
- Die tektonische Überprägung kann die effektiven geomechanischen Eigenschaften des Wirtgesteins wesentlich beeinflussen und ist somit für die Entstehung und Entwicklung der plastifizierten Zone von zentraler Bedeutung. Erfahrungen aus verschiedenen *Mine-By* Experimenten im Felslabor Mont Terri zeigen, dass in tektonisch stark beanspruchten Zonen die effektive Steifigkeit und Festigkeit des Gebirges im Meter- bis Dekameter-Massstab gegenüber den an intakten Kernproben gemessenen Werten wesentlich herabgesetzt ist. In Bezug auf ein geologisches Tiefenlager im Opalinuston gilt, dass sich die durch die Steifigkeitsanisotropie des Gebirge bedingte Tendenz zu einem progressiven Versagen der Schichtung mit zunehmender Überlagerung verstärkt, da die mittlere Effektivspannung zunimmt.
- Auch diese Modellstudien zum Einfluss der anisotropen Steifigkeiten zeigen, dass je nach gewählten Parametern im Bereich einer Überlagerung von 700 m die Konvergenz und die Ausdehnung der plastifizierten Zone erheblich sind und die Bedingungen für ein HAA-Lager als weniger günstig einzustufen sind.

5.6 Durchgeführte Analysen: Erkenntnisse

In den vorangegangenen Kapiteln wurde gestützt auf Beobachtungen und unterschiedliche Analyseverfahren der Einfluss der Tiefenlage auf das Gebirgs- und Systemverhalten sowie auf die Erfüllung der übergeordneten Anforderungen untersucht. Nachfolgend werden die wichtigsten Erkenntnisse im Hinblick auf die Festlegung der anzustrebenden maximalen Tiefenlage zusammengefasst:

Basisannahmen:

- Neben allgemeinen Erfahrungen und Beobachtungen wurden für die Modellberechnungen die Konvergenzen und die Ausdehnung der plastifizierten Zone infolge der Spannungsumlagerungen beim Vortrieb als Indikator zur Beurteilung der Tiefenlage im Hinblick auf die Erfüllung der übergeordneten Anforderungen an die Langzeitsicherheit und technische Machbarkeit herangezogen.

- Während die Ausdehnung der plastifizierten Zone im Wesentlichen nur von den Gleichgewichtsbedingungen und den Bruchbedingungen des Gebirges abhängen, muss zur Abschätzung der Konvergenzen auch das Verformungsverhalten des Gebirges bekannt sein. Ersteres kann i. d. R. relativ zuverlässig abgeschätzt werden, währenddessen die Abschätzung des Verformungsverhaltens mit grösseren Ungewissheiten verbunden ist (zusätzliche Materialgesetze und -parameter erforderlich).
- Um die vorhandenen Ungewissheiten der tatsächlichen geotechnischen Bedingungen in allen Standortgebieten im Hinblick auf die Beurteilung der Tiefenlage abdecken zu können, basieren die Analyseverfahren auf verschiedenen Gebirgsmodellen (Kap. 3.3) und geotechnischen Datensätzen. Diese Datensätze sind das Ergebnis einer umfassenden und aktualisierten Kompilation und Auswertung der bis heute gemessenen Labor- und Felddaten (Kap. 3). Während für bestimmte Analyseverfahren gemessene Kennwerte und ihre Bandbreiten zugrunde gelegt wurden (vgl. semi-empirische Analysen Kap. 5.2), wurde für die numerischen Berechnungen mit *FLAC2D* (Kap. 5.3) und die analytischen Berechnungen (Kap. 5.4) charakteristische Gebirgskennwerte (d.h. vorsichtige Erwartungswerte X_k-Niveau, Kap. 3.4) zugrunde gelegt. Für Sensitivitätsstudien mit dem numerischen Analyseverfahren auf der Basis von *Phase*^{2} mit einem vereinfachten Totalspannungsansatz wiederum wurde von Mittelwerten der Datensätze zu jedem Gebirgsmodell ausgegangen.
- Die verwendeten verschiedenen Analyseverfahren (Beobachtungen, semi-empirische Ansätze, analytische Berechnungsverfahren, numerische Berechnungsverfahren mit Totalspannungsansatz oder effektiven Spannungen) führen prinzipiell zu vergleichbaren Resultaten und Tendenzen in Bezug auf die Konvergenzen und die Ausdehnung der plastifizierten Zone. Sowohl die einfachen analytischen (Kap. 5.4) als auch die aufwendigen numerischen Berechnungen (Kap. 5.3 und 5.5) führen zu ähnlichen Resultaten. Diese Modellierungsergebnisse sind auch in Übereinstimmung mit den generellen Erfahrungen im Untertagbau (Kap. 5.1 und 5.2) als auch mit den spezifischen Beobachtungen im Opalinuston (z.B. Felslabor Mont Terri, Kap. 6.3). Die Analysen vermitteln daher eine vernünftig zuverlässige Prognose des erwarteten Gebirgs- und Systemverhaltens unter Berücksichtigung der Tiefenlage.

Grundsätzliche technische Machbarkeit:

- Gestützt auf die Erfahrungen im Untertagbau im Gebirge mit geringer Festigkeit und hoher Überlagerung (Kap. 5.1) sowie auf die Modellresultate (Kap. 5.3.2 und 5.4) ist trotz beschränkter Felssicherungs- und Ausbaumassnahmen (Kap. 2.4, Anhang A) auch im Grenzzustand die Stabilität und der sichere Bau der untertägigen Anlagen bis in Tiefen von 900 m (HAA-Lager mit kleinen Querschnitten) bzw. 800 m (SMA-Lager mit grossen Querschnitten) technisch machbar.
- Die Analysen zeigen aber, dass mit zunehmender Tiefe trotz gebirgsstützender Massnahmen die Gebirgsstörung und Gebirgsschädigung überproportional zunimmt (Fig. 5.3-7 bzw. 5.4-3a,b) und entsprechend der Bedarf an Sicherungsmitteln steigt, was aus Sicht der Langzeitsicherheit nicht erwünscht ist. Die technischen Möglichkeiten zur Beschränkung der Gebirgsstörung mit Hilfe von Ausbaumöglichkeiten sind beschränkt. Vernünftig machbare Ausbruchsicherungsmassnahmen im Widerstandsprinzip sind bis Tiefenlagen von ca. 600 – 700 m möglich (Fig. 5.4-3a), in grösseren Tiefenlagen sind aus heutiger Sicht Ausbauten im Ausweichprinzip erforderlich, welche die Gebirgsschädigung nur wenig beschränken können.
- Als Folge der Gebirgsschädigung und Auflockerung nehmen auch die Herausforderungen in Bezug auf die technische Machbarkeit zu. Generell steigt der bautechnische Aufwand und

der Handlungsspielraum (Verwendung Baumaterial, Toleranzen, etc.) nimmt ab. Als Folge der erhöhten Sensitivität bzgl. Änderungen der geotechnischen Bedingungen in grösserer Tiefe nimmt auch die Zuverlässigkeit der Ausführung ab und eine grössere Schädigung des umgebenden Gebirges ist zu erwarten. So können unvorhergesehene Gebirgssituationen, bspw. eine Störungszone in grösserer Tiefe, die Anpassung des Bauvorgangs und des Ausbaus oder die Aufgabe von einzelnen Lagerbauwerken nach sich ziehen.

- Dies führt auch dazu, dass in grösserer Tiefe andere Bauvorgänge und Ausbaumethoden erforderlich werden, als in geringerer Tiefe (Kap. 5.4), was vor allem für den Bau der Lagerkammern und der Versiegelungsstrecken bedeutenden Einfluss hat[29 30 31].

Optimierung der Tiefenlage in Bezug auf die Langzeitsicherheit:

- Die Analysen zeigen, dass es in grösseren Tiefen auch mit Ausbau zu Gebirgsstörungen und -schädigungen kommt. Aus Sicht der Optimierung hinsichtlich der Langzeitsicherheit wird eine maximale Tiefenlage angestrebt, in welcher die Anforderungen an die Langzeitsicherheit (Kap. 2.2) ohne grösseren Ausbau erfüllt werden.
- Je nach Analyseverfahren kommt es auch bei ungünstigen geotechnischen Bedingungen bis in Tiefenlagen von rund 600 – 700 m u.T. mit Einschränkung auch ohne gebirgsstützende Ausbaumassnahmen nicht zu einer Überschreitung der wesentlichen Entwurfsindikatoren "Ausdehnung der plastifizierten Zone EI-1" und der "Konvergenzen zur Beschränkung der Durchlässigkeit EI-2" (Fig. 5.2-1, Fig. 5.2-2, Fig. 5.3-7, Fig. 5.4-3a,b, Fig. 5.5-4).

---

[29] Die langen Lagerstollen mit kleinem Durchmesser (Profil F, HAA-Lager) werden bevorzugt vollmechanisiert mit einer TBM aufgefahren. Dieses Bauverfahren erlaubt es, die jährlich erforderlichen Lagerstollen zuverlässig aufzufahren, was aus Sicht der technischen Machbarkeit angestrebt wird. Bei druckhaftem Gebirgsverhalten besteht die Gefahr des Verklemmens der TBM, da die Ausbruchsicherung erst hinter dem Bohrkopf / Schild eingebaut werden kann. In dem Fall ist eine Teilschnittmaschine mit raschem Einbau der Sicherung nahe an der Ortsbrust erforderlich. Aufgrund der sehr beengten Platzverhältnisse wird dieser Bauvorgang sehr anspruchsvoll in Bezug auf die bauliche Machbarkeit und Bauzeit, ist also aus Sicht der technischen Machbarkeit ungünstig. Mit echt druckhaftem Verhalten muss bei Konvergenzen um 2.5 % gerechnet werden (Kap. 2.3.1), womit für das Profil F je nach Analyseverfahren und Gebirgsmodell ab Tiefen von 700 m gerechnet werden muss.

[30] Die grossen Lagerkavernen (Profil K09) werden bevorzugt im Teilausbruch Kalotte mit anschliessender Aufweitung Strosse und Sohle aufgefahren, was aus Sicht der technischen Machbarkeit angestrebt wird. Bei druckhaftem Gebirgsverhalten ist dies nicht mehr möglich; Es muss ein möglichst rascher, gebirgsstützender Ausbau im gesamten Profilumfang mit raschem Ringschluss eingebracht werden. Dies erfordert aufwändige Etappierungen und Installationen mit abgetreppter Ortsbrust und zusätzlichen Ortsbrustsicherungen aufgrund der grossen Querschnittshöhe (LH = 12.6 m). Dieser Bauvorgang wird hinsichtlich der baulichen Machbarkeit und Bauzeit anspruchsvoll, ist also aus Sicht der technischen Machbarkeit ungünstig. Für das Profil K09 sind je nach Analyseverfahren und Gebirgsmodell ab Tiefen um 600 m mit druckhaftem Verhalten und damit ungünstigen Verhältnissen zu rechnen.

[31] Die bevorzugte Ausbaumethode in Schlüsselzonen der Versiegelungen (Profil F und K04) besteht aus radial angeordneten Linienstützelementen (z.B. Stahlbögen) und Zwischenräumen, so dass zwischen dem Opalinuston und dem späteren Dichtelement aus Bentonit ein direkter Kontakt besteht. Damit kann vermieden werden, dass beim Verschluss und Einbau der Versiegelung die Ausbruchsicherung aufwändig geraubt und dass Bentonit eingebracht werden muss. Letzteres dürfte insbesondere aufgrund der radiologischen Verhältnisse für die Zwischensiegel in den Lagerstollen baulich kaum machbar sein. Eine Ausbruchsicherung in den Versiegelungsbereichen nur mit Stahlbögen ist aus Sicht der technischen Machbarkeit anzustreben, ein vollflächiger Ausbau ungünstig. Auf Basis einfacher analytischer Analyseverfahren ist ein reiner Stahlbogenausbau für das Profil F und K04 knapp bis ca. 700 m möglich und daher bis in diese Tiefe günstig zu beurteilen.

- Für die BE/HAA-Lagerstollen (Profil F) werden diese Anforderungen je nach Analyseverfahren für praktisch alle untersuchten geomechanischen Parametervarianten bis in Tiefen von 600 m u.T. erfüllt, im Falle des Referenzspannungsregime 'RSR_{ref}' bis in 700 m u.T.. Kritisch ist hier vor allem die Beschränkung der Ausdehnung der plastifizierten Zone ($\rho/a \leq 4$, d.h. intakter Migrationspfad > ca. 35 m), während die Beschränkung der Konvergenz auf ($u(a)/a \leq 4$ %) nur im Falle des ungünstigen Spannungsregime 'RSR_{High}' ab 700 m u.T. kritisch wird.
- Für das grosse Referenzprofil K09 (SMA-Lagerkavernen) werden die Anforderungen an die Ausdehnung der plastifizierten Zone ($\rho/a \leq 3.5$, d.h. intakter Migrationspfad >20 m) für praktisch alle untersuchten geomechanischen Parametervarianten bis in Tiefen von 500 m erfüllt, im Falle des Referenzspannungsregime 'RSR_{ref}' bis in 600 m u.T.

- Die Parameteruntersuchungen und verschiedenen Analyseverfahren zeigen auch, dass die Sensitivität der Ausdehnung der plastifizierten Zone und der Konvergenzen bzgl. Abweichungen in der Festigkeit und der Orientierung des Spannungsfelds ab Tiefen um 600 m bzw. 700 m u.T. deutlich zunimmt (z.B. Fig. 5.3-7)[32]. Damit muss ab Tiefen ab 600 m bzw. 700 m u.T. davon ausgegangen werden, dass die angestrebte Robustheit der Vermeidung einer bedeutenden Schädigung des umgebenden Wirtgesteins deutlich abnimmt im Vergleich zu geringeren Tiefenlagen.

Fazit:

- Für die Beurteilung der maximalen Tiefenlage im Hinblick auf die Erfüllung der Anforderungen an die Langzeitsicherheit und technische Machbarkeit wurden alle verfügbaren Informationen ausgewertet und eine Vielzahl von Analyseverfahren angewendet. Trotzdem verbleibt eine gewisse Bandbreite von Ungewissheiten und Streuung der Resultate, weshalb bei der Ableitung der anzustrebenden maximalen Tiefenlage nicht an die Grenze gegangen wird.
- Die Analysen zeigen, dass für einen Teil der geotechnischen Bedingungen innerhalb der erwarteten Streubreiten die Gebirgsstörung bzw. Gebirgsschädigung in Tiefenlagen der Lagerebene über 600 m im Falle des SMA-Lagers mit den grossen Querschnitten bzw. über 700 m u.T. im Falle des HAA-Lagers mit den kleineren Querschnitten das angestrebte Mass überschreitet, d.h. sowohl die Auflockerungszone und damit die Durchlässigkeit um die Lagerstollen und die Versiegelungsstrecken als auch die Ausdehnung der plastifizierten Zone zu gross werden könnten. Dies zeigt, dass die übergeordneten Anforderungen an die Langzeitsicherheit in grösseren Tiefen nicht ausreichend robust und zuverlässig erfüllt werden können.
- Die maximale Tiefenlage von 600 m u.T. bzw. 700 m u.T. gilt insbesondere für Standortgebiete mit erhöhter tektonischer Überprägung und damit anzunehmenden ungünstigen geotechnischen Bedingungen.

---

[32] Das bedeutet, dass in grösserer Tiefe bspw. die Notwendigkeit zur Orientierung der Lagerkammern oder Versiegelungsstrecken in Richtung der maximalen horizontalen Hauptspannung steigt und zugleich der Handlungsspielraum zur Ausnutzung des beschränkten Platzbedarfs schwindet (ein Beispiel: In 700 m Tiefe können Lagerstollen in jede Richtung angeordnet werden, in grosser Tiefe vermutlich nur in Richtung σ_H).

6 Weitere relevante Analysen und Vergleiche

Der Einfluss der Tiefenlage auf das Gebirgstragverhalten wurde bereits in früheren Arbeiten untersucht. Die Beurteilung der maximalen Tiefenlage war auch Teil der Identifikation möglicher geologischer Standortgebiete in SGT Etappe 1. Die dabei zu verwendende maximale Tiefenlage wurde unter anderem auch von den Sicherheitsbehörden und ihren Experten beurteilt und kommentiert. Zur Klärung der Notwendigkeit ergänzender geologischer Untersuchungen für die provisorischen Sicherheitsanalysen in SGT Etappe 2 (Nagra 2010c) wurden zusätzliche Modelluntersuchungen durchgeführt.

Zwar liegen kaum Erfahrungen in subhorizontal gelagerten mit Opalinuston vergleichbaren Tonsteinen in Tiefen über 400 m u.T. vor, doch konnten wertvolle Erfahrungen durch intensive Forschungs- und Experimentarbeiten in überkonsolidiertem Tonstein in den Felslabors Mont Terri (Opalinuston), Meuse/Haute-Marne (Callovo-Oxfordian) sowie Tournemire (Tournemire argillite) in Frankreich gewonnen werden, welche bei der Beurteilung der maximalen Tiefenlage einfliessen können.

Nicht zuletzt besteht weltweit eine grosse Erfahrung beim Bau von Untertagbauwerken in tonreichen Sedimentgesteinen in grosser Tiefe, die ebenfalls Hinweise geben können.

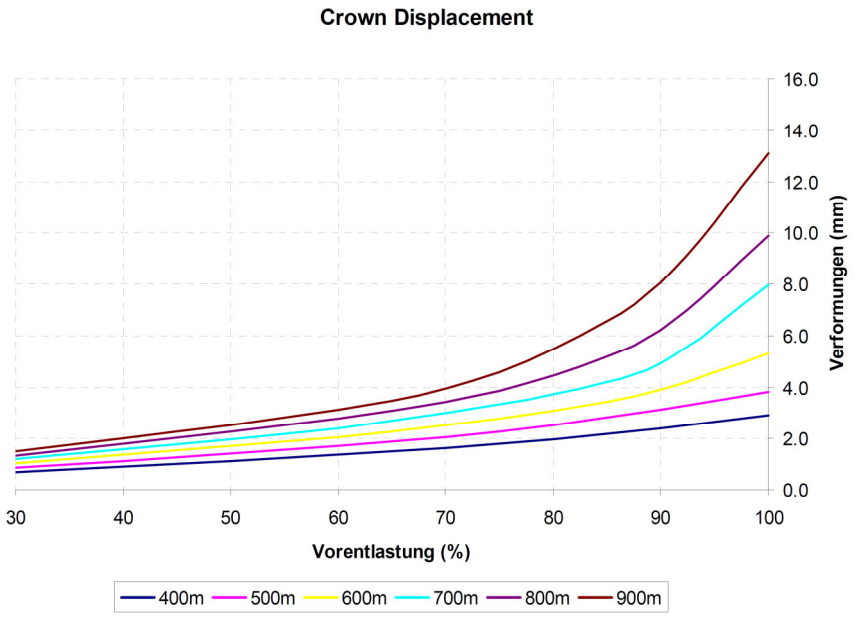
Eine Auswahl dieser Informationen wird nachfolgend zum Vergleich mit den Analysen in Kap. 5 diskutiert.

6.1 Berechnungsresultate aus Amann & Löw (2009)

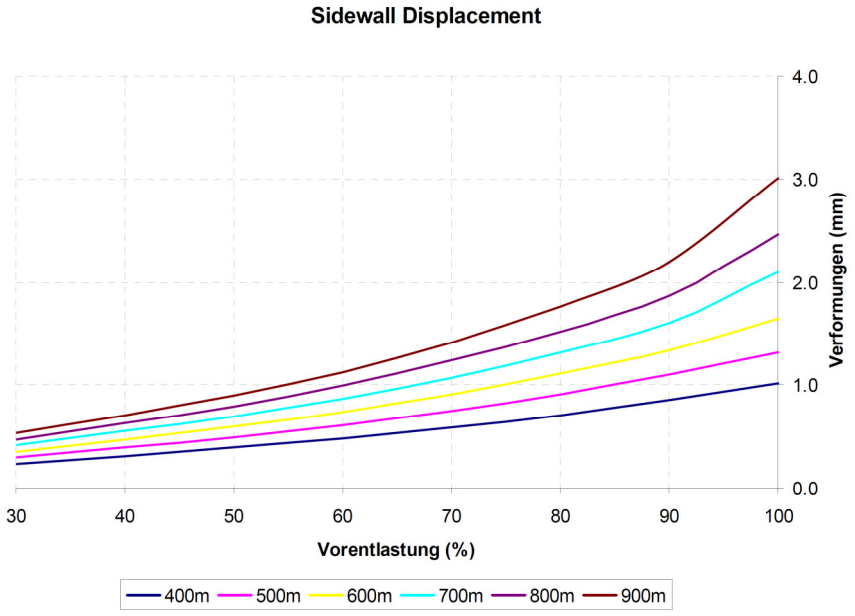
Amann & Löw (2009) stellten im Rahmen der Überprüfung der in SGT Etappe 1 vorgeschlagenen Standortgebiete die Resultate einer Reihe von numerischen FLAC2D Modellierungsrechnungen zu den BE/HAA-Lagerstollen (mit Durchmesser D_a = 2.5 m) zusammen. Diese Berechnungen wurden mit Gebirgsparametern gemäss Amann & Löw (2009), Anhang A.1 und A.2 durchgeführt, welche etwa vergleichbar sind mit dem für die Berechnungen der Nagra (2010a, 2010b) verwendeten Modell des ungestörten Gebirges (vgl. Kap. 6.2).

Die Resultate aus Amann & Löw (2009) in Abhängigkeit zur Tiefenlage und für unterschiedliche Spannungsbedingungen (Seitendruckbeiwert λ = 0.9 / 1.1) zu den Verschiebungen sind in Fig. 6.1-1a und 6.1-2b und für die Ausdehnung der plastifizierten Zone in Fig. 6.1-2a und 6.1-2b dargestellt.

Die berechnete maximale Konvergenz für den Fall einer ungünstigen Orientierung des Bauwerks bzgl. σ_H beträgt in 700 m u.T. ca. 12 mm was einer normierten Konvergenz von 1 % entspricht. In grösserer Tiefe (800 bzw. 900 m u.T.) wird gemäss diesen Berechnungen der anzustrebende Entwurfsindikator EI-3 überschritten.



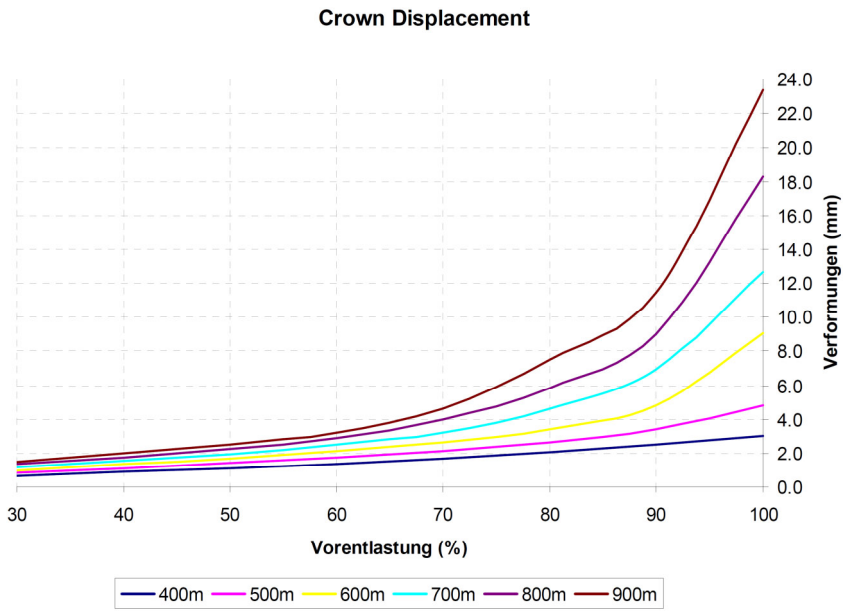
Totale Verschiebungen der Tunnelfirste (k_0=0.9) gegenüber der Vorentlastung.



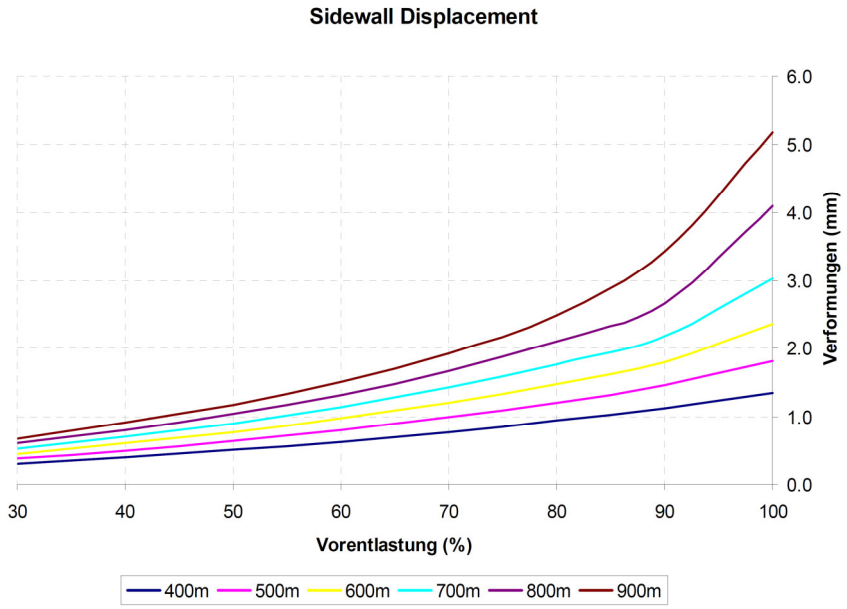
Totale Verschiebungen der Ulmen (k_0=0.9) gegenüber der Vorentlastung.

Fig. 6.1-1a: Berechnete Verschiebungen von Firste und Parament für BE/HAA-Lagerstollen (D_a = 2.5 m) für günstige Spannungsbedingungen in Abhängigkeit der Tiefenlage.

Abb. Anhang B.1 aus Amann & Löw (2009): Eine Verschiebung von 12.5 mm entspricht einer normierten Konvergenz von 1 %.



Totale Verschiebungen der Tunnelfirste (k_0=1.1) gegenüber der Vorentlastung.



Totale Verschiebungen der Ulmen (k_0=1.1) gegenüber der Vorentlastung.

Fig. 6.1-1b: Berechnete Verschiebungen von Firste und Parament für BE/HAA-Lagerstollen (D_a = 2.5 m) für ungünstige Spannungsbedingungen in Abhängigkeit der Tiefenlage.

Abb. Anhang B.2 aus Amann & Löw (2009): Eine Verschiebung von 12.5 mm entspricht einer normierten Konvergenz von 1 %.

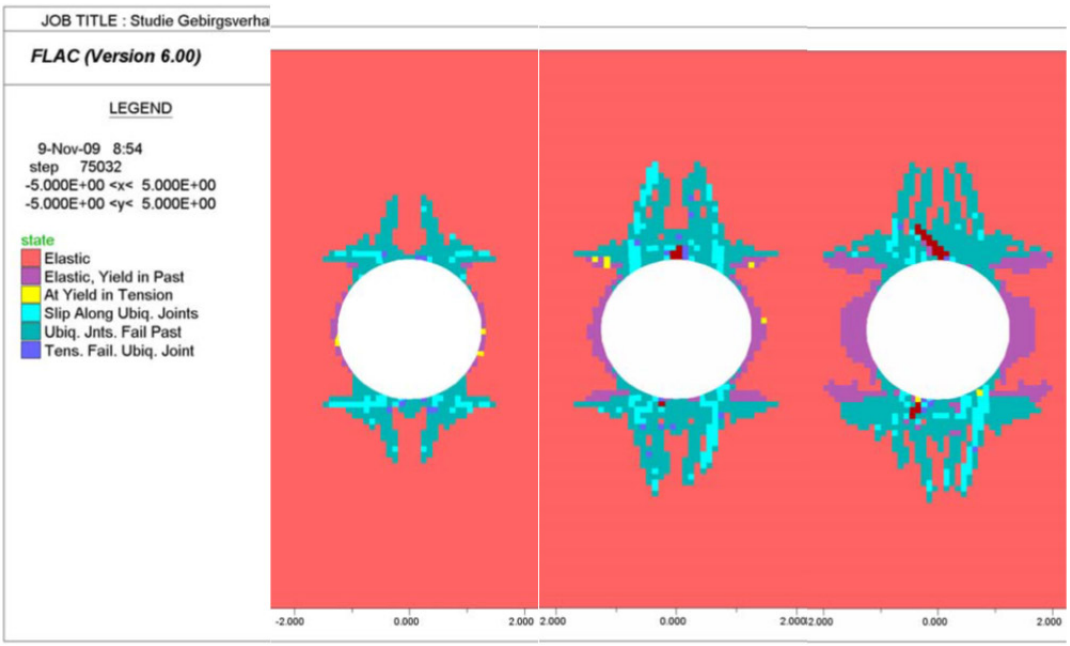


Fig. 6.1-2a: Darstellung der Plastifizierung. für die Tiefenlagen 400 m u.T. (links), 700 m u.T. (Mitte) und 900 m u.T. (rechts), K0 = 0.9, 100 % Vorentlastung und ohne Ausbau.

Abb. Anhang B.1 aus Amann & Löw (2009).

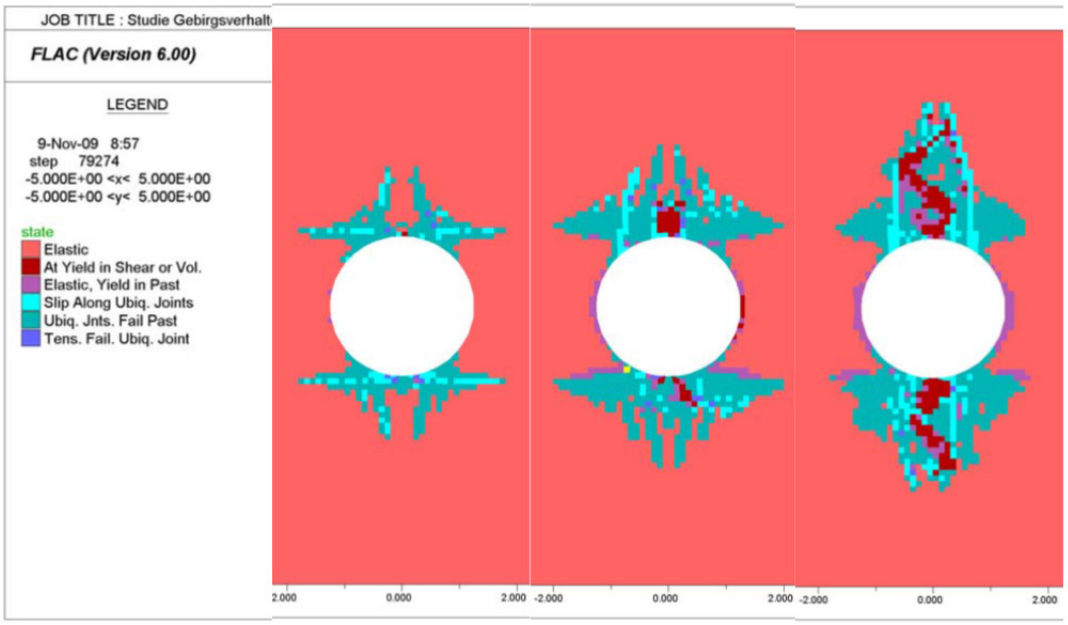


Fig. 6.1-2b: Darstellung der Plastifizierung. für die Tiefenlagen 400 m u.T. (links), 700 m u.T. (Mitte) und 900 m u.T. (rechts), K0 = 1.1, 100 % Vorentlastung und ohne Ausbau.

Abb. Anhang B.2 aus Amann & Löw (2009).

Fazit: Die Tiefenabhängigkeit des Gebirgs- und Systemverhalten wurde im Rahmen der behördlichen Prüfung der Unterlagen in SGT Etappe 1 unter anderem auch auf der Basis von FLAC2D Modellberechnungen untersucht. Sowohl das Analyseverfahren als auch die Resultate sind vergleichbar mit den in Kap. 5.3 vorgestellten Modellberechnungen.

6.2 Vergleich mit Berechnungen der Nagra in 2010 für Opalinuston

6.2.1 Berechnungen für die BE/HAA-Lagerstollen

Im Zusammenhang mit der Klärung der Notwendigkeit ergänzender geologischer Untersuchungen (Nagra 2010c) wurde in 2010 eine Serie zusätzlicher orientierender felsmechanischer Berechnungen für die BE/HAA-Lagerstollen und die SMA/LMA-Lagerkavernen durchgeführt (Nagra 2010a, 2010b). Dabei wurde ausschliesslich auf Prognoseniveau gerechnet (X_m auf der Basis von Laborversuchen an Proben aus der Bohrung Benken (Nagra 2002b). Das Verhalten eines geschwächten Gebirges (Gebirgsmodell GM3b gemäss Kap. 3.3) ähnlich zu den aktuellen Gebirgsmodellen GM3 gemäss Kap. 3.3, wurde in einzelnen Rechenfällen ebenfalls berücksichtigt. Zusätzlich wurde eine Vordimensionierung der Ausbruchsicherung durchgeführt.

Ein Vergleich der Festigkeitsdaten, wie sie für Nagra (2010a, 2010b) verwendet wurden, mit den aktuellen Daten sind in Fig. 3.2-2 und Fig. 3.2-3 dargestellt. Der Vergleich zeigt eine recht gute Übereinstimmung, sodass die in Nagra (2010a und 2010b) dokumentierten Rechnungen auch für die Überlegungen zur maximalen Tiefenlage mit verwendet werden können. Die verwendeten Geodatensätze sind in Tab. B.3-1 und Tab. B.3-2 in Anhang B.3 zusammengefasst.

Nachstehend werden zuerst ausgewählte Resultate aus Nagra (2010a) dargestellt mit einem Parametersatz, welcher Tab. 5.1-2 und 5.1-3 entnommen werden kann. Es werden nur die Resultate von *FLAC2D* Berechnungen für BE/HAA-Lagerstollen ohne Ausbau und in günstiger Orientierung d.h. parallel zur maximalen horizontalen Hauptspannung σ_H dargestellt. Der zugrunde gelegte Ausbruchdurchmesser D_a beträgt 2.8 m.

Tab. 6.2-1: Bezeichnung und Definition der Rechenfälle FLAC2D für verschiedene Tiefenlagen und Gebirgsmodelle (vgl. Nagra 2010a).

[1)] Schichtflächenparameter gemäss Nagra (2010a). Schichtflächen 'Gestört' entspricht dem Gebirgsmodell GM3b ("zerschertes Gebirge") gemäss Fig. 3.3-1.

Nr.	Bezeichnung	Überlagerung	Dimension	Schichtflächen [1)]
13	2D_U_0_0_400	400 m	2D	Ungestört (A)
14	2D_U_0_0_650	650 m	2D	Ungestört (A)
15	2D_U_0_0_900	900 m	2D	Ungestört (A)
25	2D_G_0_0_400	400 m	2D	Gestört (B)
26	2D_G_0_0_650	650 m	2D	Gestört (B)
27	2D_G_0_0_900	900 m	2D	Gestört (B)

Die berechneten Konvergenzen in horizontaler und vertikaler Richtung, die maximale radiale Verschiebung am Ausbruchrand sowie die Ausdehnung der plastifizierten Zone vom Ausbruchrand für die Rechenfälle gemäss Tab. 6.2-1 sind in Tab. 6.2-2 aufgeführt. Die mittlere radiale Verschiebung ist beispielhaft auch graphisch in Fig. 6.2-1 und die mittlere Ausdehnung der plastifizierten Zone in Fig. 6.2-2 sowie Fig. 6.2-3 und 6.2-4 dargestellt. In diesen Figuren sind neben den Ergebnissen der numerischen Berechnungen mit *FLAC2D* auch Berechnungsresultate mit dem Gebirgskennlinienverfahren nach Corbetta et al. (1991) integriert, wobei die resultierenden Verformungen und die Ausdehnung der plastifizierten Zone mit einem Skalierungsfaktor von 3.29 erhöht werden mussten, um eine gute Übereinstimmung mit den numerischen Berechnungen zu erzielen. Dies lässt sich insofern rechtfertigen, als mit den analytischen Berechnungen das anisotrope Gebirgsverhalten nicht modelliert werden kann und damit bei Verwendung der Matrixparameter die Werte unterschätzt werden[33].

Tab. 6.2-2: Tabellarische Zusammenstellung der berechneten Ausdehnung der plastifizierten Zone ab Ausbruchrand und der Konvergenzen.

Nr.	**Bezeichnung**	**Numerische Konvergenz / Stabilität**	**Horizontale Ausdehnung plast. Zone** [m]	**Vertikale Ausdehnung plast. Zone** [m]	**Horizontale Konvergenz** [m]	**Vertikale Konvergenz** [m]	**Maximale Verschiebung** [m]
13	2D_U_0_0_400	Ja	0.40	1.23	0.006	0.007	0.005
14	2D_U_0_0_650	Ja	0.96	1.80	0.010	0.017	0.011
15	2D_U_0_0_900	Ja	1.07	2.58	0.016	0.024	0.024
25	2D_G_0_0_400	Ja	1.80	3.59	0.007	0.011	0.008
26	2D_G_0_0_650	Ja	2.58	4.18	0.013	0.031	0.034
27	2D_G_0_0_900	Ja	3.00	4.93	0.021	0.063	0.067

[33] Vergleiche dazu auch die Feststellungen gemäss Kap. 5.4.1, wonach der Geodatensatz "Bedding plane" für die analytischen Untersuchungen in guter Übereinstimmung mit den numerischen Berechnungen mit FLAC2D liegt.

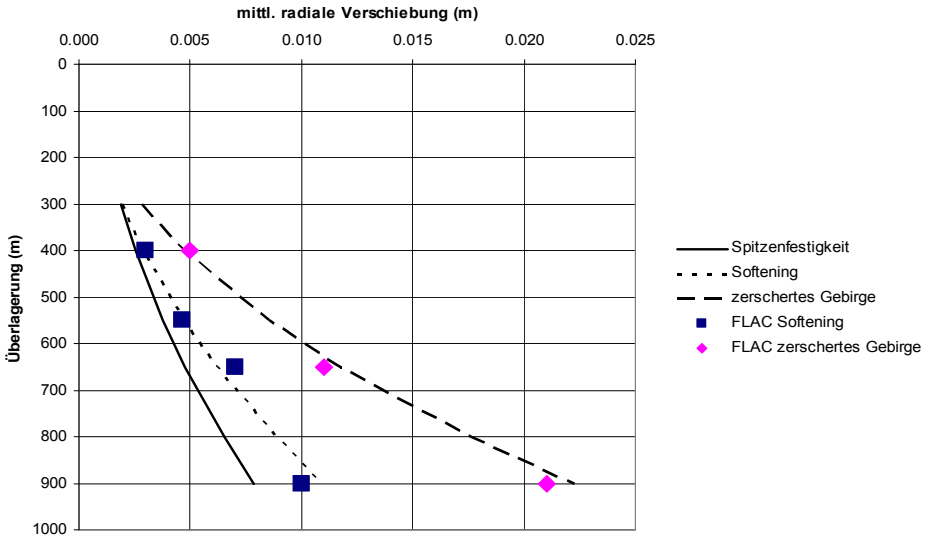


Fig. 6.2-1: Mittlere radiale Verschiebung für HAA-Lagerstollen im Opalinuston aus Gebirgskennlinien und FLAC2D in Variation der Überlagerung für das intakte Gebirge "FLAC softening" (entspricht ungefähr GM1) und zerschertes Gebirge "FLAC zerschertes Gebirge" (entspricht GM3b).

Abb. 22 aus Nagra (2010a) / Gebirgskennlinie mit Skalierungsfaktor 3.29 erhöht. Die mittlere radiale Verschiebung liegt bspw. für das zerscherte Gebirge (GM3b) zwischen 0.5 cm in 400 m und 2.1 cm in 900 m u.T. was einer mittleren normierten Konvergenz von 0.4 % bis 1.7 % entspricht.

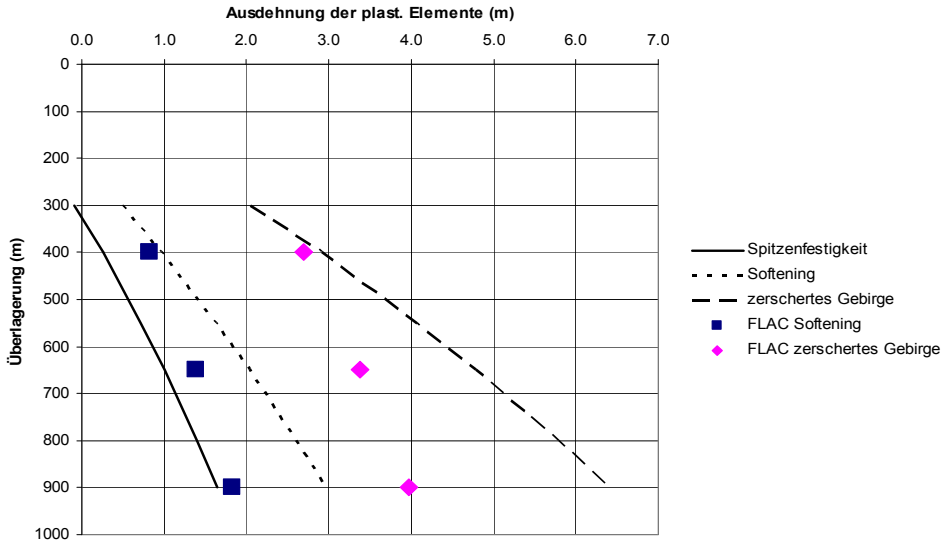


Fig. 6.2-2: Mittlere Ausdehnung der plastifizierten Zone der HAA-Lagerstollen im Opalinuston aus Gebirgskennlinien und FLAC2D in Variation der Überlagerung für das intakte Gebirge "FLAC softening" (entspricht ungefähr GM1) und zerschertes Gebirge "FLAC zerschertes Gebirge" (entspricht GM3b).

Abb. 23 aus Nagra (2010a) / Gebirgskennlinie mit Skalierungsfaktor 3.29 erhöht. Die Ausdehnung bzw. der Radius der plastifizierten Zone bspw. für das zerscherte Gebirge (GM3b) liegt zwischen ca. 4 m in 400 m und 5.25 m in 900 m u.T. was einer normierten plastifizierten Zone von 3.2 a bis 4.2 a entspricht.

Die hier dokumentierten Berechnungen zeigen, dass im untersuchten Bereich der Tiefenlage die maximale Ausdehnung der plastifizierten Zone mit zunehmender Tiefe unterproportional, die radialen Verschiebungen bzw. Konvergenzen hingegen überproportional zunehmen. Der Einfluss der Gebirgseigenschaften (v.a. Gebirgsfestigkeiten) ist sowohl in Bezug auf die Konvergenzen als auch die Ausdehnung der plastifizierten Zone deutlich grösser als derjenige der Tiefenlage. Bei ungünstigen Gebirgseigenschaften nimmt die Sensitivität in Bezug auf die Konvergenzen in Tiefenlagen von mehr als ca. 700 m u.T. markant zu.

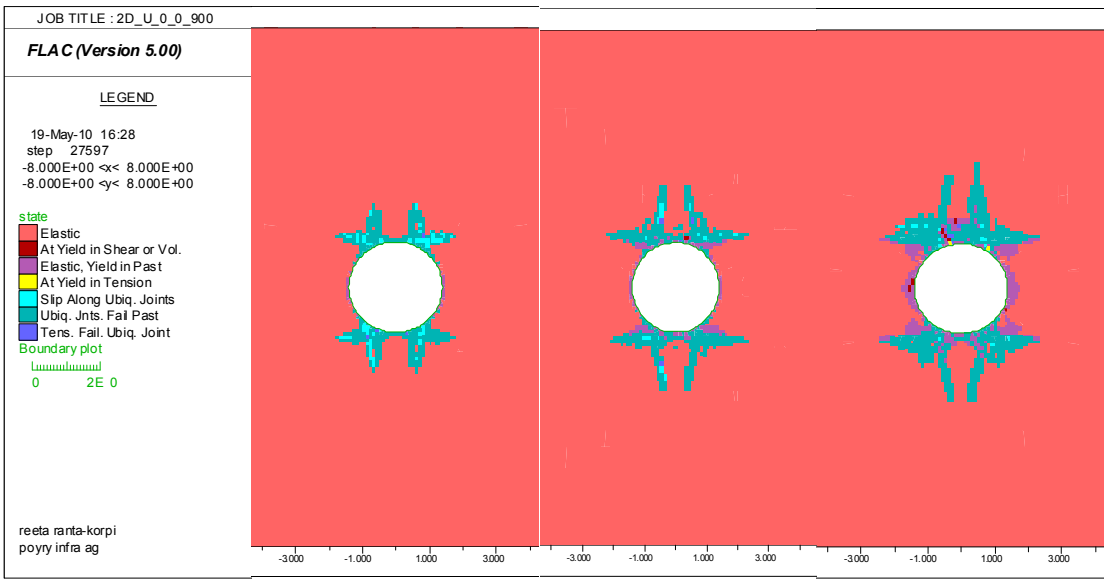


Fig. 6.2-3: Rechenfall 2D_U_0_0 (ungestörtes Wirtgestein): Darstellung der Plastifizierung. für die Tiefenlagen 400 m u.T. (links), 650 m u.T. (Mitte) und 900 m u.T. (rechts).

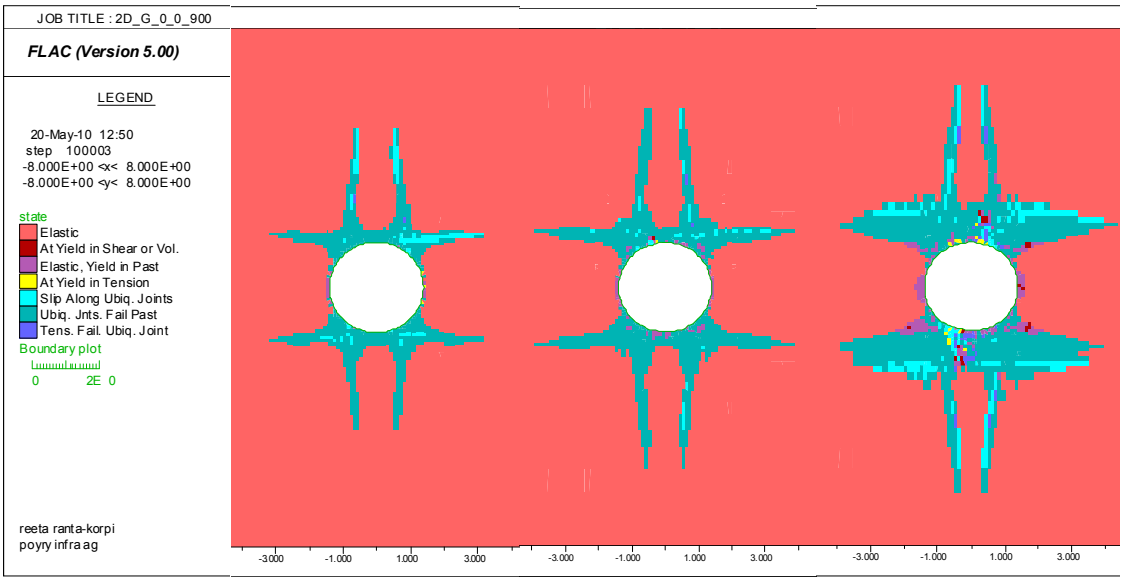


Fig. 6.2-4: Rechenfall 2D_G_0_0 (gestörtes Wirtgestein): Darstellung der Plastifizierung für die Tiefenlagen 400 m u.T. (links), 650 m u.T. (Mitte) und 900 m u.T. (rechts).

6.2.2 Berechnungen für die SMA/LMA-Lagerkavernen

Ausgewählte Resultate der in Nagra (2010b) für LMA/SMA-Lagerkavernen durchgeführten Berechnungen für den Opalinuston sind am Beispiel der SMA-Lagerkaverne Typ K09 in Fig. 6.2-5 bis 6.2-10 dargestellt.

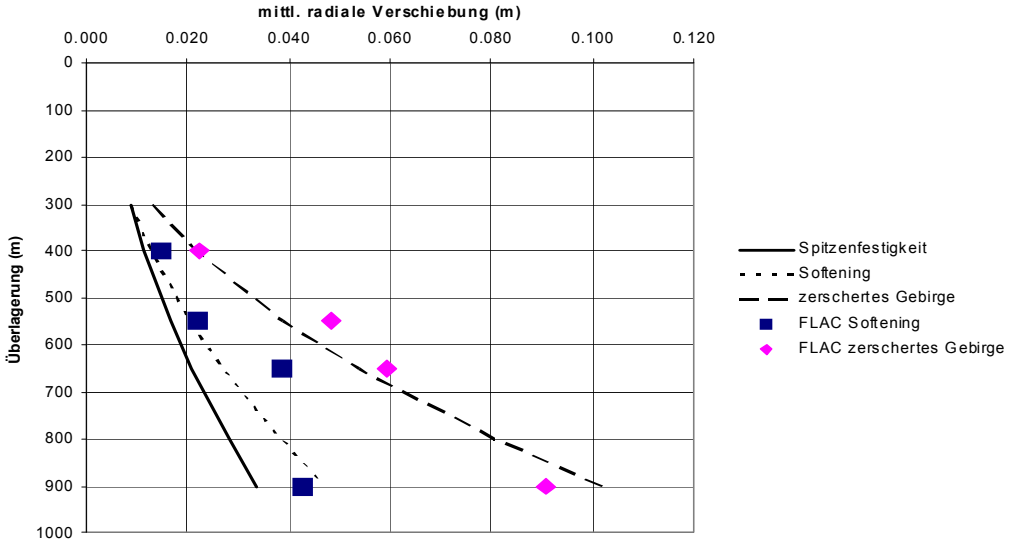


Fig. 6.2-5: Mittlere radiale Verschiebung für Lagerkaverne K09 im Opalinuston aus Gebirgskennlinien und FLAC2D in Abhängigkeit der Überlagerung für das intakte Gebirge "FLAC softening" (entspricht ungefähr GM1) und zerschertes Gebirge "FLAC zerschertes Gebirge" (entspricht GM3b).

Abb. 15 bzw. 26 aus Nagra (2010b) / Gebirgskennlinie mit Skalierungsfaktor 3.29 erhöht. Die mittlere radiale Verschiebung liegt bspw. für das zerscherte Gebirge (GM3b) zwischen 2.1 cm in 400 m und 9 cm in 900 m u.T. was einer mittleren normierten Konvergenz von 0.35 % bis 1.5 % entspricht.

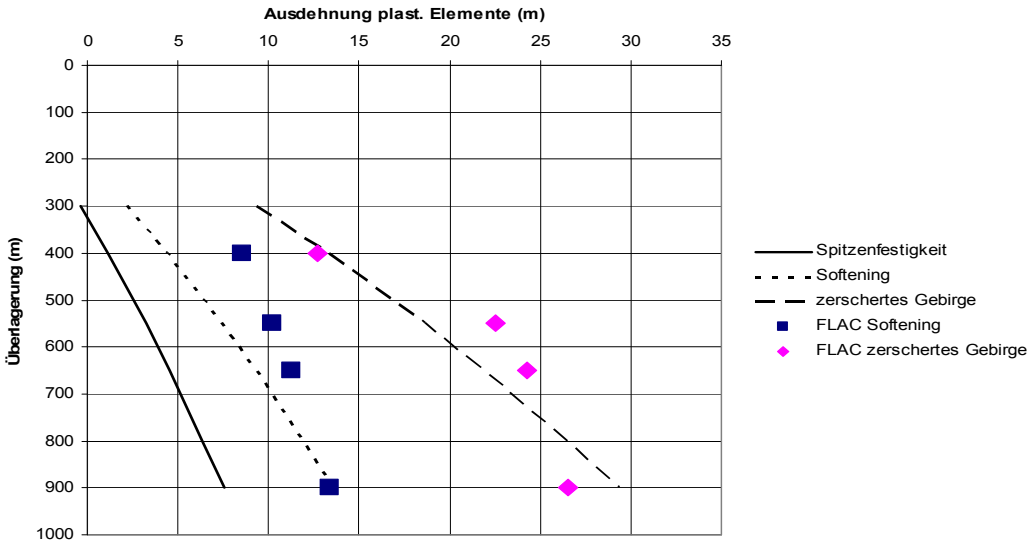


Fig. 6.2-6: Mittlere Ausdehnung der Zone mit plastischen Elementen für Lagerkaverne K09 im Opalinuston aus Gebirgskennlinien und FLAC2D in Abhängigkeit der Überlagerung für das intakte Gebirge "FLAC softening" (entspricht ungefähr GM1) und zerschertes Gebirge "FLAC zerschertes Gebirge" (entspricht GM3b).

Abb. 16 bzw. 27 aus Nagra (2010b) / Gebirgskennlinie mit Skalierungsfaktor 3.29 erhöht. Die Ausdehnung bzw. der Radius der plastifizierten Zone bspw. für das zerscherte Gebirge (GM3b) liegt zwischen ca. 12.5 m in 400 m bzw. 26 m in 900 m u.T., was einer normierten plastifizierten Zone von 3 a bis 5.2 a entspricht.

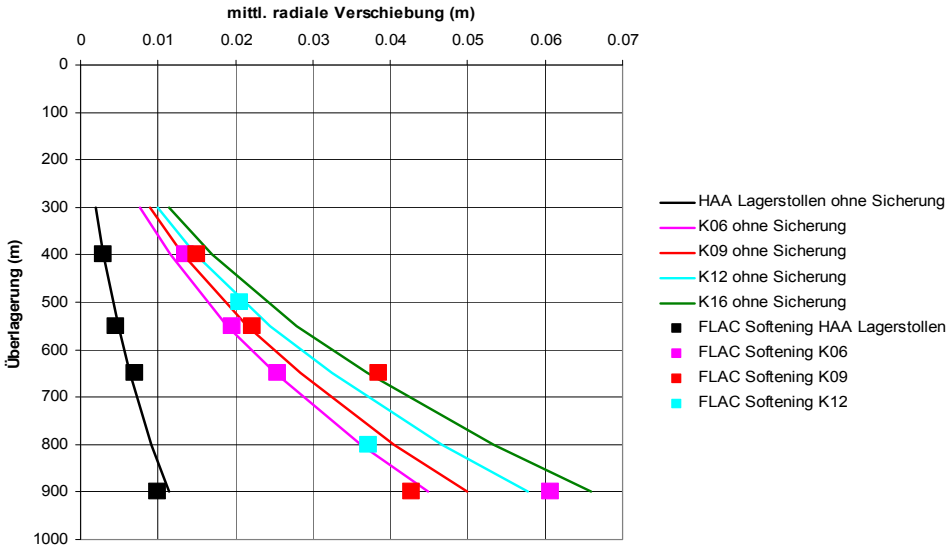


Fig. 6.2-7: Einfluss der Querschnittsgrösse auf die mittlere radiale Verschiebung im Opalinuston aus Gebirgskennlinien und FLAC2D in Variation der Überlagerung.

Abb. 34 aus aus Nagra (2010b) / Gebirgskennlinie mit Skalierungsfaktor 3.29 erhöht.

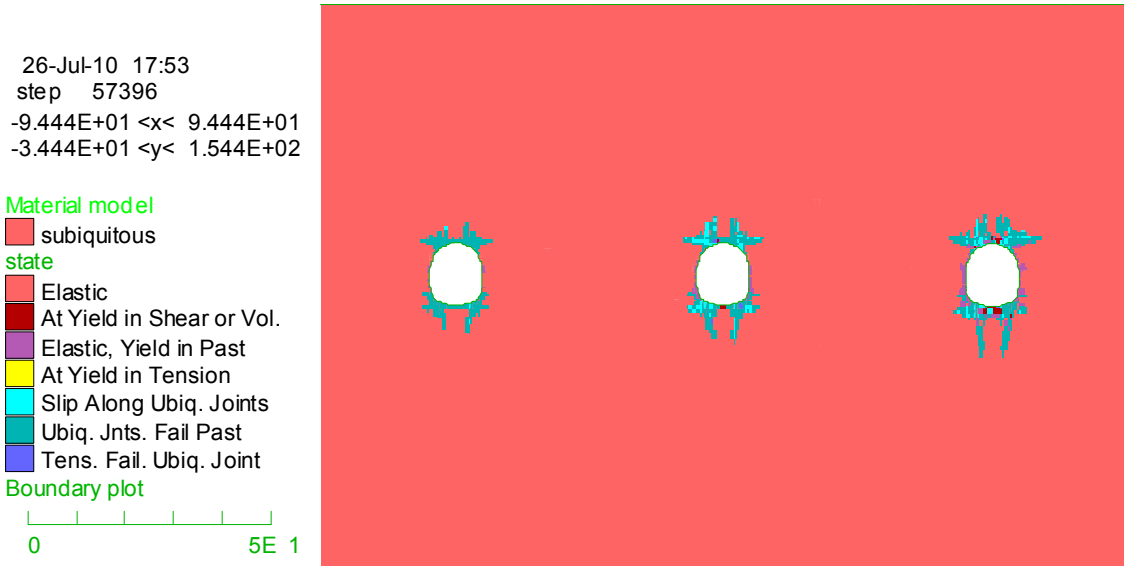


Fig. 6.2-8: K09 Opalinuston 300 m / 550 m / 800 m: Vergleich der plastifizierten Zonen bei Variation der Überlagerung (links 300 m / Mitte 550 m / rechts 800 m).

Abb. 7 aus Nagra (2010b).

Fazit: Die Berechnungen 2010 zeigen vergleichbare Tendenzen, wie die aktualisierten Berechnungen 2014.

6.3 Erfahrungen in Felslabors im Tonstein

In den Felslabors in Mont Terri (Schweiz), Tournemire (Frankreich) und Meuse/Haute-Marne (Frankreich) wurden grossmassstäbliche Experimente zur Auflockerungszone in Tonsteinen durchgeführt.Von besonderem Interesse sind dabei die Erfahrungen im Felslabor Mont Terri im Opalinuston und Felslabor Meuse/Haute-Marne Callovo-Oxfordian, das wegen den mit dem Opalinuston gut vergleichbaren lithostratigraphischen Eigenschaften direkt relevant ist.

6.3.1 Erfahrungen im Felslabor Mont Terri

Lanyon et al. (2014) haben eine umfassende Synopsis zu den Erfahrungen und Erkenntnisse aus dem Felslabor Mont Terri hinsichtlich der Gebirgsstörung als Folge des Tunnelausbruchs und deren Entwicklung in der Betriebsphase gegeben.

Das Felslabor befindet sich parallel zum Sicherheitsstollen des Mont Terri Autobahntunnels der A16 in einer Tiefe von rund 300 m. Das Felslabor liegt vollständig im Opalinuston im südöstlichen Rand der Antiklinale des Mont Terri. Die Schichten fallen gegen SSE ein mit einem Fallwinkel zwischen 30° und 50° (untere und obere Schichtgrenze). Der Opalinuston im Mont Terri kann in eine tonige, eine sandige und eine karbonatreiche, sandige Fazies unterteilt werden (vgl. Fig. 6.3-1).

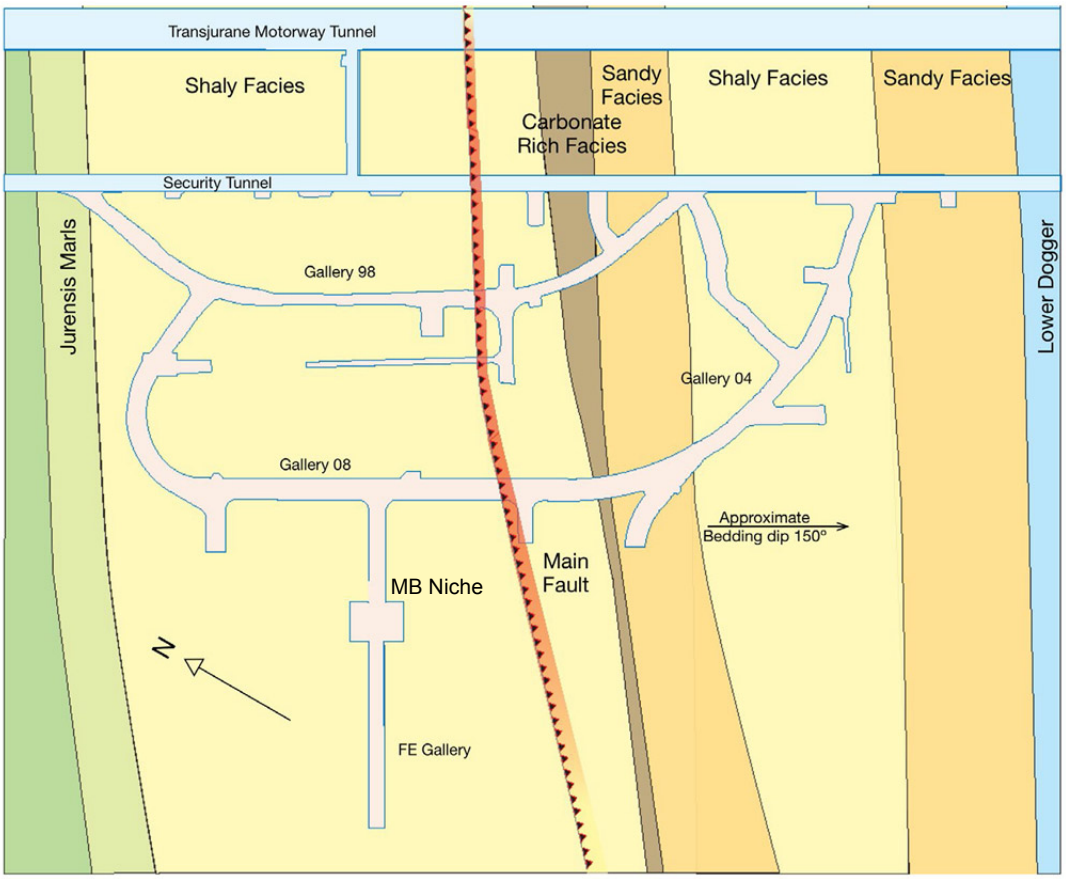


Fig. 6.3-1: Grundriss des Felslabor Mont Terri mit den ausgebrochenen Stollen und Nischen und den Hauptfazies und Störungen.

Die einaxiale Druckfestigkeit gemäss Giger & Marschall (2014) liegt bei 17 MPa parallel und normal zur Schichtung und bei 8 MPa mit geneigter Schichtung. Das E-Modul wird aufgrund von Laborversuchen (Bock 2000) mit 10 GPa parallel und 4 GPa normal zur Schichtung angenommen.

Nachfolgend werden die wichtigsten Erfahrungen aus zwei jüngeren Beispielen, dem Mine-by (MB) und dem Full-Emplacement-Experiment (FE) aus Lanyon et al. (2014) zusammengefasst. Beide Stollen wurden parallel zur Streichrichtung aufgefahren, was den Verhältnissen in den Standortgebieten am nächsten kommt. Im Überblick sind in Fig. 6.3-3 die gemessenen Deformationen in allen übrigen Bauwerken des Felslabors dargestellt.

Mine-by Experiment (MB):

Die rund 25 m lange MB-Nische mit einem kreisrunden Profil (a = 2.25 m) wurde parallel zum Schichtstreichen mit einer Teilschnittmaschine aufgefahren und mit 15 cm bewehrtem Spritzbeton und wenigen Ankern minimal gesichert.

Die in 5 Messquerschnitten an jeweils 5 Messpunkten gemessenen Deformationen variierten stark und lagen zwischen 3 bis 102 mm. Die daraus abgeleiteten normierten Konvergenzen am Ende des Ausbruchs betrugen typischerweise 0.1 – 1.2 %. Die Langzeitkonvergenzmessungen lagen zwischen 0.1 – 3 % mit Ausnahme eines Messpunkts, welcher ausgeprägte Deformatio-

nen in der Sohle normal zur Schichtung mit Konvergenzen von 4.7 % zeigte. Die Deformationen normal zur Schichtung waren signifikant höher als die übrigen Konvergenzen, vgl. hierzu Fig. 6.3-2.

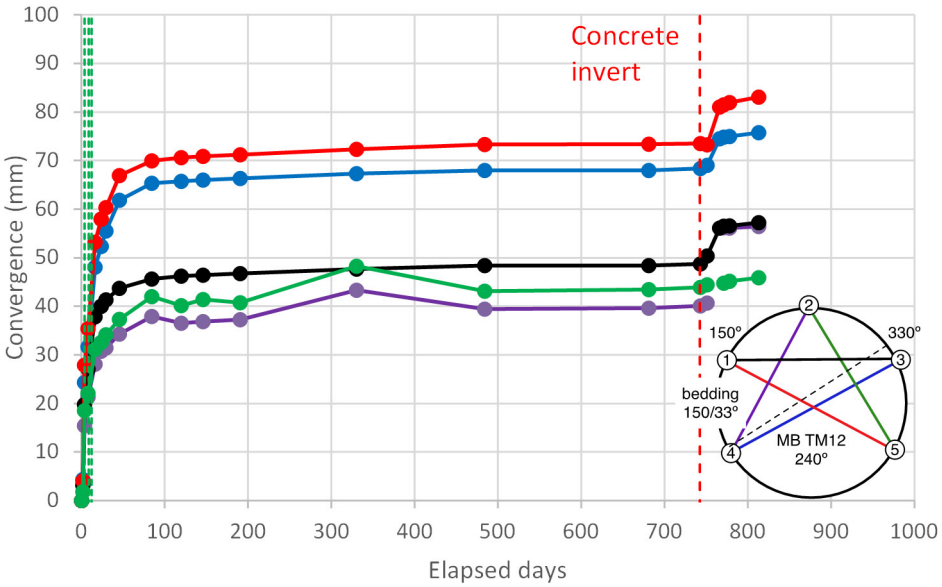


Fig. 6.3-2: Langzeitkonvergenzmessungen in der Mine-by Nische mit Lokation der Sensoren.

Aufgrund von Extensometermessungen, Porenwasserdruckmessungen und Beobachtungsbohrungen konnten Rückschlüsse auf die Ausdehnung der AUZ gewonnen werden (Fig. 6.3-2). Risse und Auflockerungen mit einer signifikanten Durchlässigkeitserhöhung konnten bis zu einem Radius von 2.2 a (5 m von der Tunnelachse) gemessen werden. Mögliche plastische Dehnungen konnten bis über 8 m (3.5 a) vermutet werden. Die Befunde weisen darauf hin, dass die AUZ deutlich grösser ist, als dies ursprünglich erwartet worden war. Mögliche Ursachen für die grosse Ausdehnung der AUZ im Mine-by Experiment sind einerseits die starke tektonische Überprägung des Gebirges und andererseits die ausgeprägte Anisotropie des lokalen Spannungsfelds.

FE-Experiment:

Das Full-scale Emplacement (FE) Experiment ist ein massstabsgetreuer Heizer Test basierend auf dem Schweizer Konzept der technischen Barrieren für BE/HAA. Das Experiment ist als Langzeitexperiment mit natürlicher Aufsättigung aus dem Gebirge aufgesetzt. Das Hauptziel des Experiments ist die Untersuchung der lagerinduzierten THM-Koppelungseffekte im Opalinuston. Dazu wurde ein 50 m langer, kreisrunder Stollen (a = 1.5 m) mit einem Kleinbagger mit Hammer und Schrämmkopf ungefähr parallel zum Schichtstreichen aufgefahren. Schleifend querte zudem eine Störungszone ab Stollenmeter GM14-5 von unten rechts das Profil. Als Sicherung wurde Spritzbeton mit Stahlbögen (Startbereich), 16 – 24 cm bewehrter Spritzbeton und ein reiner Stahlbogenausbau verwendet.

Die grössten normierten Konvergenzen betrugen 3 – 4 % im rechten Sohlbereich des reinen Spritzbetonausbaus in Verbindung mit Deformationen in der AUZ normal zur Schichtung. Die Konvergenzen in den übrigen reinen Spritzbetonabschnitten lagen typischerweise bei 1 – 2 %.

Im Abschnitt mit reinem Stahlbogenausbau lagen die Konvergenzen zwischen 1 – 2 %. Der Einfluss der Ausbruchsicherung ist anhand der Langzeitdeformationen ersichtlich: während die Deformationen nach der Sanierung des gebrochenen Spritzbetonsohlgewölbes sich praktisch stabilisiert hatten, nahmen sie im reinen Stahlbogenabschnitt weiterhin Log-linear zu. Einen Überblick gibt Fig. 6.3-3.

Porenwasserdruckmessgeber und Extensometermessungen gaben Hinweise, dass Risse bis 1.5 a von der Tunnelachse auftraten und plastische Dehnungen bis in Tiefen von 4 a. Ähnlich im im Mine-by Experiment weisen die Befunde auf eine ausgedehnte EDZ hin. Im Streichen des FE-Tunnels wurde eine steilstehende Störung kartiert, in deren Umgebung besonders ausgeprägte plastische Verformungen auftraten.

Zusammengefasst kommen Lanyon et al. (2014) zu folgenden Feststellungen:

- Ausbruchbedingtes Versagen wird durch Sprödbrüche und Abgleiten entlang von vorgeprägten Trennflächen verursacht (Amann et al. 2011a, b). Die beobachtete AUZ Struktur ist anisotrop und wird stark durch die Orientierung der Schichtung und der Hauptspannung geprägt.
- Es wurden signifikante Konvergenzen infolge Tunnelvortrieb gemessen. Fig. 6.3-4 zeigt beispielhaft die normierten Konvergenzen und Langzeitdeformationsraten verschiedener Stollen im Felslabor Mont Terri (exkl. FE-Stollen). Die Kurzzeitdeformationen für Vortriebe normal zum Schichtstreichen sind i.d.R. klein (ca. 0.5 %) mit dem Maximum bei 0.8 %. Die Konvergenzen sind relativ isotrop. Die Langzeitdeformationen sind kleiner als 1.1 %. Normierte Konvergenzen für Ausbrüche parallel zum Schichtstreichen sind deutlich grösser (ca. 1 %) mit dem Maximum bei 1.4 %. Die Verteilung der Konvergenzen ist anisotroper mit den grössten Konvergenzen typischerweise normal zur Schichtung. Langzeitdeformationen nehmen bis ca. 1.7 % zu.
- Lanyon et al. (2014) sehen viele Hinweise für eine relativ grosse Ausdehnung (grösser als 3 a ab Tunnelachse) der plastifizierten Zone um Tunnelausbrüche und Bohrungen parallel zur Schichtung.

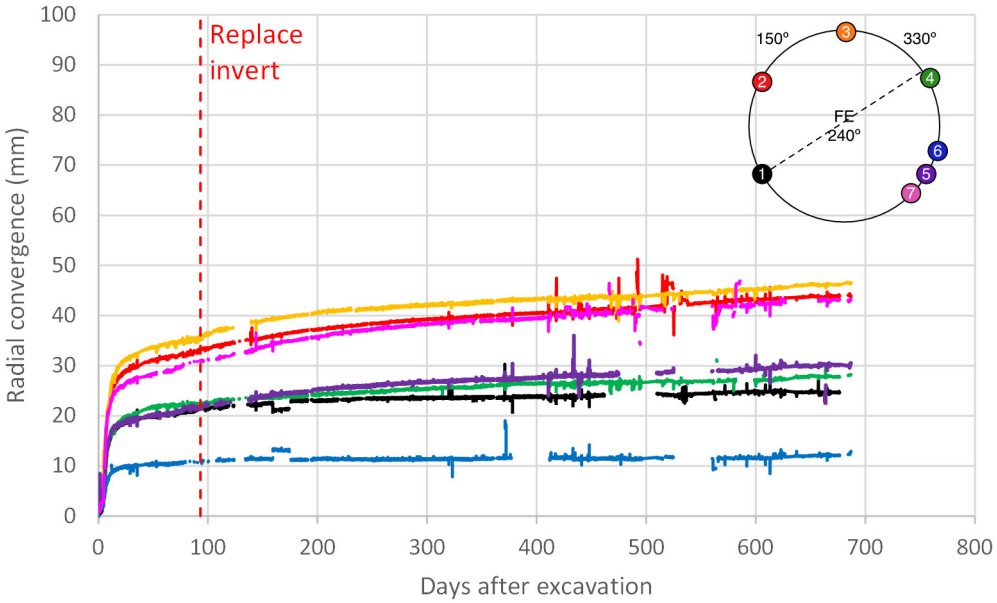


Fig. 6.3-3: Langzeitkonvergenzen im FE-Stollen mit Lokation der Sensoren.

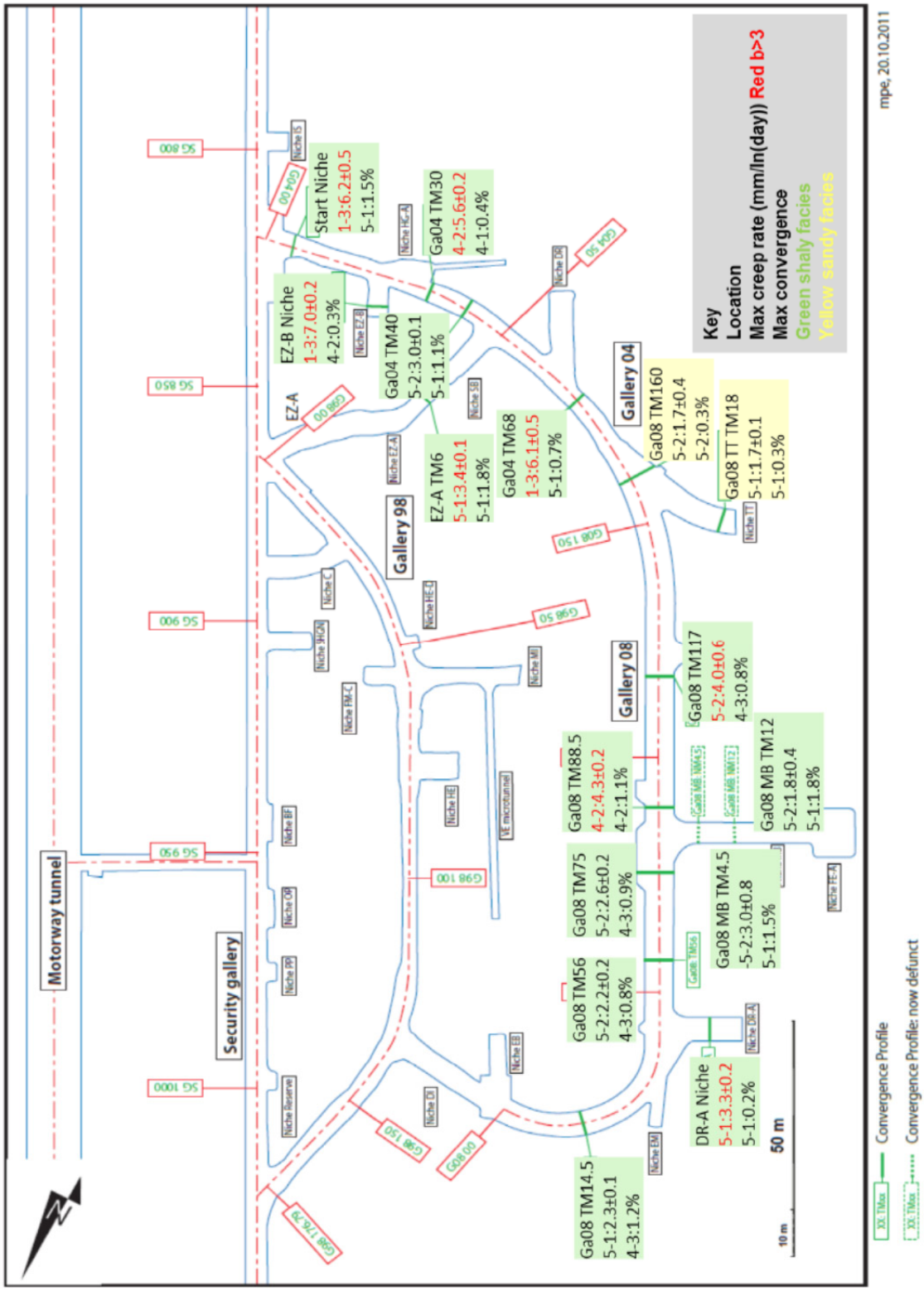


Fig. 6.3-4: Lokation von Langzeit-Konvergenzprofilen (exkl. FE-Stollen) im Felslabor Mont Terri.

Die Figur zeigt die maximal gemessenen normierten Konvergenzen und die Langzeit-Deformationsrate in (mm/ln (Tag)).

6.3.2 Erfahrungen aus dem Felslabor Meuse/Haute Marne

Das Felslabor Meuse/Haute-Marne in der Nähe von Bure (Frankreich) befindet sich im Standortgebiet des späteren französischen geologischen Tiefenlagers für hochradioaktive Abfälle auf rund 490 m unter Terrain im Tonstein des Callovo-Oxfordian (Fig. 6.3-5). Die Tiefe entspricht ungefähr der Tiefe der späteren Lagerebene. Die minimale horizontale Hauptspannungen σ_h entspricht ungefähr der vertikalen Hauptspannung σ_v. Das Verhältnis σ_H/σ_h ist ca. 1.3. Der Tonstein weist ein anisotropes Festigkeits- und Verformungsverhalten auf mit einer einaxialen Druckfestigkeit UCS = 21 ± 6.8 MPa und einem E-Modul senkrecht zur Schichtung von $E_\perp$ = 4000 ± 1470 MPa (Armand et al. 2013).

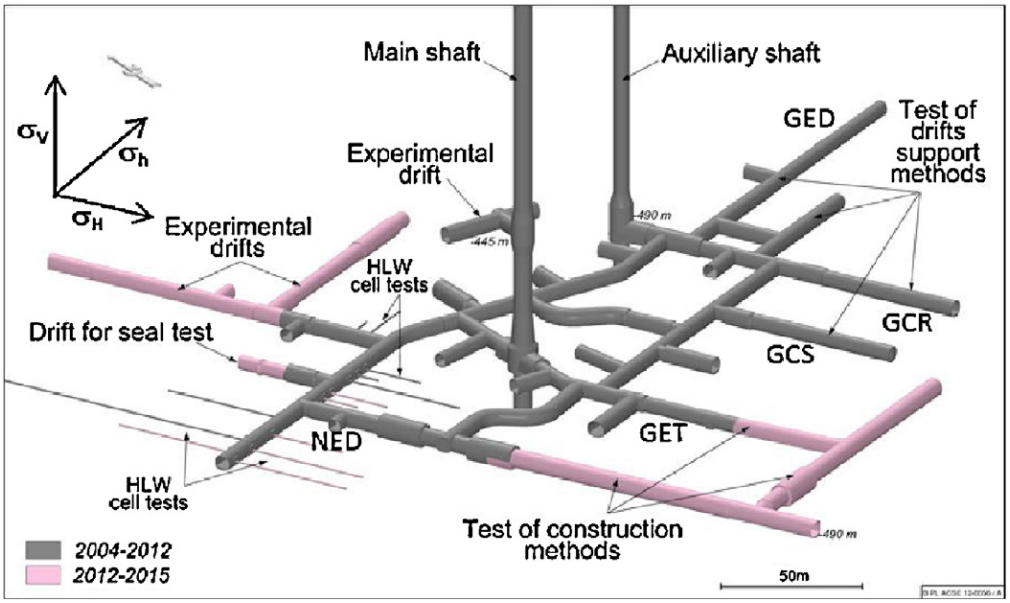


Fig. 6.3-5: Felslabor Meuse/Haute-Marne: Stollennetz.

Grau: bereits ausgebrochen; rosa: im Ausbruch oder in Planung.

Die meisten Stollen wurden mit Presslufthammer ausgebrochen und mit Felsankern, Stahlbögen mit Gleitschlössern oder Stahlfaserspritzbeton gesichert. Andere Techniken, wie Teilschnittmaschinenvortrieb, steifer und flexibler Ausbau wurden ebenfalls angewendet und ihre Auswirkungen auf das Gebirgsverhalten und die AUZ untersucht und charakterisiert. Das Stollennetz wurde nach den Hauptspannungen ausgerichtet. Mine-by Experimente wurden durchgeführt, um das hydro-mechanisch gekoppelte Gebirgsverhalten zu messen und die mechanische Belastung auf die Ausbausysteme und die Langzeitdeformationen zu untersuchen. Die AUZ weist aufgrund des Ausbruchs spannungsinduzierte Extensionsbrüche und Scherbrüche auf, wobei Scherbrüche überwiegen. Die Ausdehnung des induzierten Bruchnetzes hängt von der Stollenorientierung zum In situ-Spannungsfeld ab. Scherbrüche scheinen jeweils zuerst von der Ortsbrust auszugehen. Die maximale Ausdehnung der AUZ im Felslabor Meuse/Haute-Marne kann wie folgt zusammengefasst werden:

- Stollen parallel zu σ_H: Zugrisse und Scherbänder werden bis zu einem Abstand von 1.8 – 3.0 a in den Paramenten beobachtet. Über der Firste und unter der Sohle werden Zugrisse und Scherbänder bis in Abständen von 1.3 a festgestellt.
- Stollen parallel zu σ_h: Zugrisse und Scherbänder - werden bis zu einem Abstand von 2 – 3 a über der Firste und unter der Sohle bzw. 1.4 a in den Paramenten beobachtet.

6.4 Hinweise sowie Erfahrungen Tunnelbau im Tonstein

In Czaikowski et al. (2005) wurde in Deutschland im Zusammenhang mit Überlegungen zur Endlagersuche im Tongestein ein Diagramm publiziert, welches in Abhängigkeit zur erwarteten Gebirgsdruckfestigkeit günstige von bedingt bis weniger günstigen Tiefenlagen unterscheidet. Neuere Modellanalysen, die auf einer erweiterten experimentellen Datenbasis beruhen, sind in Czaikowski (2011) zu finden. Günstige Tiefenlagen werden als solche definiert, die nur einen minimalen kontursichernden Ausbau (kurze Felsanker und Netze) erfordern. Bei Gebirgsfestigkeiten gemäss Messungen von Benken wäre demnach eine Grenztiefe für günstige Gebirgsverhältnisse bei 800 m zu erwarten (vgl. Fig. 5.2-3). Auf der Basis der vorsichtig gewählten Erfahrungswerte auf X_k-Niveau für das Gebirgsmodell GM1 (vgl. Kap. 3.5) mit einer rechnerischen einaxialen Druckfestigkeit von 21.5 MPa wäre die Grenze bei ca. 680 m.

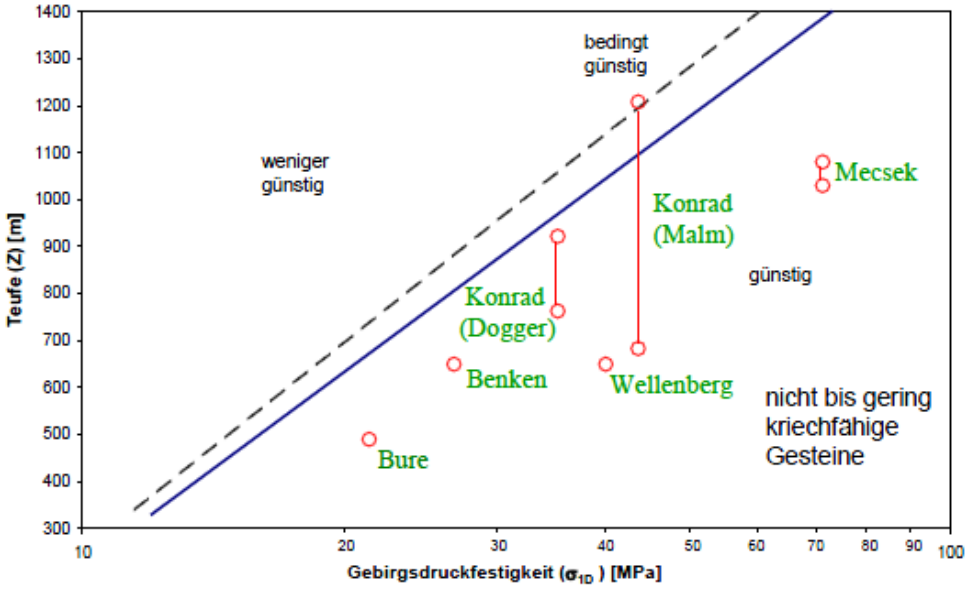


Fig. 6.4-1: Gebirgsdruckfestigkeit/Tiefen-Diagramm in Anwendung auf ausgewählte Standorte gemäss Czaikowski et al. (2005).

6.5 Fazit aus den weiteren Analysen und Vergleichen

Die in Kap. 5.6 angegebenen anzustrebenden maximalen Tiefenlagen von 600 – 700 m u.T. sind konsistent mit vorhandenen Erfahrungen und Überlegungen. So werden im Opalinuston des Felslabor Mont Terri bereits bei Tiefenlagen < 300 m erhöhte Gebirgsstörungen und Gebirgsschädigungen beobachtet, welche aber zumindest teilweise auf die deutlich ungünstigeren geotechnischen Bedingungen im Vergleich zu den Standortgebieten zurückgeführt werden können.

Das Felslabor Meuse/Haute-Marne für das französische Tiefenlager für hochradioaktive Abfälle in vergleichbaren Tongesteinen wie Opalinuston liegt in einer Tiefe von ca. 500 m, was der Lagerebene des späteren Lagers entspricht. In diesen Tiefenlagen werden bereits relevante Gebirgsstörungen beobachtet, doch liegen diese noch innerhalb der Anforderungen an die Langzeitsicherheit, was kompatibel mit der empfohlenen maximalen Tiefenlage für den Opalinuston ist.

Die in Deutschland in Zusammenhang mit der Endlagersuche im Tongestein gemachte Beurteilung der Tiefe der Lagerebene kommt auf eine etwa ähnliche Grenztiefe für den Übergang zwischen günstigen und ungünstigen Verhältnissen.

7 Festlegung der bei der Optimierung zu verwendenden maximalen Tiefe der Lagerebene

Innerhalb der in SGT Etappe 1 festgelegten geologischen Standortgebiete variieren die Tiefenlagen (bzw. die Überlagerung auf Lagerebene) im Wirtgestein Opalinuston zwischen ca. 400 und 900 m u.T. und damit die vertikalen In situ-Gebirgsspannungen σ_v von 10 MPa bis 22.4 MPa[34].

Bei zunehmenden In situ-Gebirgsspannungen kommt es in Abhängigkeit der Gebirgsfestigkeit und dem Verformungsverhalten ab einer bestimmten Tiefe zu Entfestigungen und zur Ausbildung einer plastistifizierten Zone um den Hohlraum. Dies führt zu einer Störung bzw. Schädigung des Wirtgesteins im Umfeld der Lagerkammern, die ab einer gewissen Grösse aus Sicht der Langzeitsicherheit unerwünscht sind, da das Barrierensystem in und direkt um die Lagerkammern und Schlüsselzonen für Versiegelungen beeinträchtigt wird.

Auch aus Sicht des Tunnelbaus erfordert diese ab einer bestimmten Tiefe erhebliche Entfestigung eine gebirgsstützende Felssicherung. Die Erfahrung und geomechanische Berechnungen zeigen aber, dass mit der Wahl eines geeigneten Bauvorgangs und eines auf die lokalen Bedingungen ausgerichteten Ausbaus druckhafte Gebirgsverhältnisse sicher gemeistert und Hohlräume so auch in grosser Tiefe realisiert werden können. Dies zeigt, dass für die Festlegung der maximalen Tiefenlage die Forderungen aus Sicht der Langzeitsicherheit ausschlaggebend sind. Diese Forderungen gelten dauerhaft, d.h. sowohl während der Realisierung als auch über den Verschluss hinaus. Dazu gehören insbesondere (i) die Begrenzung der Auflockerungszone im Wirtgestein im Nahbereich der Lagerkammern (BE/HAA-Lagerstollen) bzw. der Versiegelungsstrecken (mittelfristig (nach Selbstabdichtung) Begrenzung der Wasserwegsamkeit parallel zu den BE/HAA-Lagerstollen bzw. den Versiegelungsstrekken), (ii) die Begrenzung der vertikalen Ausdehnung der Gebirgsstörung bzw. der plastifizierten Zone als Teil des vertikalen Migrationsweges im Wirtgestein in der direkten Umgebung der Lagerkammern, sowie (iii) Gewährleistung geeigneter Bedingungen für den zuverlässigen Einbau des Verfüll- und Versiegelungsmaterials im Hinblick auf seine Barrierenwirkung (kurz- und mittelfristig wirksamer Quelldruck). Dabei ist sicher zu stellen, dass diese Forderungen robust[35] erfüllt werden.

Mit den anzustrebenden maximalen Tiefenlagen soll sichergestellt werden, dass die Anforderungen an die Ausdehnung der plastifizierten Zone und der Eigenschaften der Auflockerungszone auch ohne Berücksichtigung der Sicherung (d.h. für Berechnungen ohne Ausbau) erfüllt werden.

- Für die BE/HAA-Lagerstollen (Profil F) werden diese Anforderungen je nach Analyseverfahren für praktisch alle untersuchten geomechanischen Parametervarianten bis in Tiefen von 600 m u.T. erfüllt, im Falle des Referenzspannungsregime 'RSR_{ref}' bis in 700 m u.T. Kritisch ist hier vor allem die Beschränkung der Ausdehnung der plastifizierten Zone ($\rho/a \leq 4$, d.h. ungestörter Migrationspfad > ca. 35 m), während die Beschränkung der Konvergenz auf ($u(a)/a \leq 4$ %) nur im Falle des ungünstigen Spannungsregime 'RSR_{High}' ab 700 m u.T. kritisch wird.

---

[34] Totalspannungen unter Annahme einer Trockendichte von 25 kN/m^3.

[35] Robust bedeutet hier, dass die Einhaltung der Forderungen unempfindlich ist gegenüber Abweichungen im Rahmen der vorhandenen Ungewissheiten.

- Für das grosse Referenzprofil K09 (SMA-Lagerkavernen) werden die Anforderungen an die Ausdehnung der plastifizierten Zone ($\rho/a \leq 3.5$, d.h. intakter Migrationspfad > 20 m) für praktisch alle untersuchten geomechanischen Parametervarianten bis in Tiefen von 500 m u.T. erfüllt, im Falle des Referenzspannungsregime 'RSRref' bis in 600 m u.T.

Die Parameteruntersuchungen und verschiedene Analyseverfahren zeigen auch, dass die Sensitivität der Ausdehnung der plastifizierten Zone und der Konvergenzen bzgl. Abweichungen in der Festigkeit und der Orientierung des Spannungsfelds mit grösserer Tiefenlage deutlich zunimmt. Das bedeutet, dass in grösserer Tiefe beispielsweise die Notwendigkeit der Orientierung der Lagerkammern oder Versiegelungsstrecken in Richtung der maximalen horizontalen Hauptspannung steigt und zugleich der Handlungsspielraum zur Ausnutzung des beschränkten Platzbedarfs schwindet (ein Beispiel: In 700 m Tiefe können Lagerstollen in jede Richtung angeordnet werden, in grösserer Tiefe vermutlich nur in Richtung σ_H).

Zusammengefasst geben die Analysen unter Berücksichtigung der erwarteten Bandbreiten in den Standortgebieten klare Angaben zur angestrebten maximalen Tiefenlage in Bezug auf die geotechnischen Bedingungen.

Die "Mindestanforderungen (MA)" und "verschärften Anforderungen (VA)" gemäss SGT Etappe 1, die in Nagra (2008a) dokumentiert sind, bilden die Ausgangslage für die Abgrenzung der Lagerperimeter innerhalb der in SGT Etappe 1 festgelegten geologischen Standortgebiete. In Übereinstimmung mit SGT Etappe 1 gelten als Mindestanforderung für die maximale Tiefenlage für die Lagerebene für Sedimentgesteine[36]:

- für das HAA-Lager: ≤ 900 m u.T.
- für das SMA-Lager: ≤ 800 m u.T.

Die Mindestanforderungen und verschärften Anforderungen werden auch in SGT Etappe 2 verwendet bei der Abgrenzung der Lagerperimeter (Teilschritt 1 gemäss Nagra 2014a, Kapitel 4.2).

Für die Optimierung als zweiten Schritt bei der Abgrenzung der Lagerperimeter werden für die maximale Tiefenlage der Lagerebene für das Wirtgestein Opalinuston folgende Optimierungsanforderungen festgelegt:

- für das HAA-Lager: Optimierungsanforderung : ≤ 700 m u.T.
- für das SMA-Lager: Optimierungsanforderung : ≤ 600 m u.T.

Diese hier aufgeführten Optimierungsanforderungen differenzieren nicht zwischen den verschiedenen Gebirgsmodellen. Bei den tektonisch stärker überprägten Standortgebieten – wo evtl. von Gebirgsmodell 4 auszugehen wäre – sind diese Optimierungsanforderungen tendenziell eher noch zu verschärfen.

Die Bewertung der effektiv gewählten maximalen Tiefenlage geht von diesen Optimierungsanforderungen aus und ergibt:

- Die Bewertung "günstig" liegt im Bereich von 700 – 600 m u.T. für das HAA-Lager und 600 – 500 m u.T. für das SMA-Lager

---

[36] Die verschärften Anforderungen in SGT Etappe 1 sind nur wirksam für die östliche Subjurassische Zone und deshalb in Etappe 2 nur für das SMA-Lager für die Abgrenzung der Lagerperimeter im Standortgebiet Jura-Südfuss relevant: Es gilt dort die Anforderung ≤ 700 m u.T.

- Die Bewertung "sehr günstig" liegt im Bereich von ≤ 600 m u.T. für das HAA-Lager und ≤ 500 m u.T. für das SMA-Lager

Mit diesen Optimierungsanforderungen wird erreicht, dass die Gebirgsstörung bzw. -schädigung auch im direkten Umfeld der Lagerkammern bzw. der Versiegelungsstrecken beschränkt bleibt.

Weiter wird mit diesen Optimierungsanforderungen auch erreicht, dass unter Berücksichtigung der Ungewissheiten bei Änderung der geotechnischen Randbedingungen (Gebirgseigenschaften, in-situ Gebirgsspannungen, Orientierung der Hohlräume im in-situ Gebirgsspannungsfeld) die Gebirgsstörung weiterhin im zulässigen Mass beschränkt bleiben, da in diesen Tiefenlagen das Tragverhalten des Gebirges nicht sehr sensitiv reagiert.

8 Bezeichnungen, Abkürzungen, Übersetzungen und Glossar

8.1 Bezeichnungen

a: Ausbruchradius

A_{AUZ} Fläche der plastifizierten Zone

AF: Ausbruchfläche

AUZ: Auflockerungszone (in Englisch EDZ Excavation Damage Zone)

c‘: effektive KohäsionD_i: Innendurchmesser

D_a: Ausbruchdurchmesser

$D_{äqu}$ äquivalenter Ausbruchdurchmesser (Ausbruchfläche

EI: Entwurfsindikatoren

GM: Gebirgsmodell

$K_{eff,AUZ}$: hydraulische Durchlässigkeit

LRF: Lichtraumfläche

LH / LB: lichte Höhe / lichte Breite

$M_{min,intakt}$: Intakter vertikaler Freisetzungspfad

p_a: Ausbauwiderstand bzw. Stützdruck gegen das Gebirge

TVM: Tunnelvortriebsmaschine

TBM: Tunnelbohrmaschine

u: Verformung am Ausbruchrand

u_a: Endverformung am Ausbruchrand

u(e): Verformung am Ausbruchrand vor Einbau der Felssicherung

Xm: Mittelwerte nach SIA 260

Xk: Charakteristische Werte (vorsichtig gewählte Erwartungswerte) nach SIA 260

Xd: Bemessungswerte (im Grenzzustand der Tragsicherheit) nach SIA 260

λ oder K: Seitdendruckbeiwert σ_h/σ_v oder σ_H/σ_v

φ': effektiver Reibungswinkel

ρ: Radius der plastifizierten Zone

σ_h / σ_H: minimale / maximale horizontale Hauptspannung

σ_v: vertikale Hauptspannung

8.2 Glossar

Normierte Konvergenz:	Konvergenz zwischen zwei Punkten an der Ausbruchlaibung eines Untertagbauwerks dividiert durch den Abstand zwischen diesen beiden Punkten in %. (Wird auch als diametrale Konvergenz bezeichnet).
Normierte plastifizierte Zone:	Ausdehnung der plastifizierten Zone dividiert durch den äquivalenten Aussendurchmesser.Tiefenlage: In diesem Bericht wird darunter die Überlagerung auf Lagerebene verstanden. Die Lagerebene befindet sich in der Mittellage der Tunnelbauwerke.

9 Literaturverzeichnis

Alcolea, A., Kuhlmann, U., Lanyon, G.W. & Marschall, P. (2014): Hydraulic conductance of the EDZ around underground structures of a geological repository for radioactive waste – A sensitivity study for the candidate host rocks in the proposed siting regions in Northern Switzerland. Nagra Arbeitsber. NAB 13-94.

Amann, F. & Löw, S. (2009): Vorschlag geologischer Standortgebiete für das SMA- und das HAA-Lager: Beurteilung und Anwendung der bautechnischen Auswahlkriterien. Expertenbericht im Rahmen des Vorschlags geologische Standortgebiete für das SMA- und das HAA-Lager. Etappe 1, Sachplan geologische Tiefenlager. Eidgenössisches Nuklearsicherheitsinspektorat ENSI, Brugg.

Amann, F., Kaiser, P., & Button, E. A. (2011a): Experimental Study of Brittle Behavior of Clay Shale in Rapid Triaxial Compression. Rock Mechanics and Rock Engineering 45/1, 21-33. doi:10.1007/s00603-011-0195-9.

Amann, F., Button, E. A., Evans, K. F., Gischig, V. S., & Blümel, M. (2011b): Experimental Study of the Brittle Behavior of Clay shale in Rapid Unconfined Compression. Rock Mechanics and Rock Engineering 44/4, 415-430. doi:10.1007/s00603-011-0156-3.

Armand, G., Noiret, A., Zghondi, J., Seyedi, D.M. (2013): Short- and long-term behaviors of drifts in the Callovo-Oxfordian claystone atthe Meuse/Haute-Marne Underground Research Laboratory. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 5, 221-230.

Anagnostou, G. & Kovári, K. (1993): Significant parameters in elasto-plastic analysis of underground openings. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering 119/3, 401-419.

Azizi, F. (1999): Applied analyses in geotechnics. E & FN Spon, London.

Beauheim, R. (2013): Hydraulic conductivity and head distributions in the host rock formations of the proposed siting regions. Nagra Arbeitsbericht NAB 13-13. Nagra, Wettingen.

Bock, H. (2000): RA experiment – Rock mechanics analyses and synthesis: Data report on rock mechanics. Mont Terri Technical Report TR 2000-02.

Boldini, D. & Graziani, A. (2012): Remarks on axisymmetric modelling of deep tunnels in argillaceous formations. II: Fissured argillites. Tunnelling and Underground Space Technology 28 (2012), 80-89.

Cantieni, L. & Anagnostou, G. (2007): On the variability of squeezing in tunneling. Proc. 11th Congress of ISRM International Society of Rock Mechanics, 983-986.

Cantieni, L. & Anagnostou, G. (2009): The interaction between yielding supports and squeezing ground. Tunneling and Underground Space Technology 24/3, 309-322.

Cantieni, L., Anagnostou, G. & Hug, R. (2011): Interpretation of Core Extrusion Measurements When Tunnelling Through Squeezing Ground. Rock Mechanics and Rock Engineering 44/6, 641-670.

Carranza-Torres, C. & Fairhurst, C. (1999): General formulation of the elasto-plastic response of openings in rock using the Hoek-Brown failure criterion. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. 36/6, 777-809.

Carter, J.P., Desai, C.S., Potts, D.M., Schweiger, H.F. & Sloan, S.W. (2000): Computing and computer modelling in geotechnical engineering. GeoEng 2000, Int. Conf. on Geotechnical and Geological Engineering, Technomic, Melbourne, 1157-1252.

Chern, J.C., Shiao, F.Y. & Yu, C.W. (1998): An empirical safety criterion for tunnel construction. Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering, Nov. 20-22, 1998, Taipei, Taiwan, ROC.

Corbetta, F., Nguyen Minh. D. & Bernaud, D. (1991): Contribution à la méthode de convergence-confinement par le principe de la similitude. Revue Française de Géotechnique 54/1, 5-11.

Crow, E.L., Davis, F.A. & Maxfield, W. (1960): Statistics manual with examples taken from ordonance development. Dover Publications, Inc. New York-New York 1960.

Czaikowski, O., Wolters, R., Düsterloh, U. & Lux, K.-H. (2005): Gebirgsmechanische Beurteilung von Tongesteinsfromationen im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle – Abschlussbericht. Auftraggeber: Bundesamt für Strahlenschutz. Clausthal-Zellerfeld, Deutschland.

Czaikowski, O. (2011): Laborative und rechnerische Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen im Tongestein im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle. Dissertation, ISBN 978-3-86948-181-4, TU Clausthal.

Duncan, J. M. & Goodman, R. E. (1968): Finite element analyses of slopes in jointed rock. Contract report 8-68-3. US Army Engineers Waterways Experimental Station, Vicksburg.

Electrowatt Infra (2004): Entsorgungsprogramm 2005 Lagerkonzepte SMA: Unterlagen zur Beurteilung Standortoptionen SMA aus baulicher und wirtschaftlicher Sicht – Felsmechanische Berechnung Kavernenquerschnitte. Nagra Arbeitsber. NAB 04-11.

ENSI (2010): Sicherheitstechnisches Gutachten zum Vorschlag geologischer Standortgebiete. Sachplan geologische Tiefenlager, Etappe 1. ENSI 33/070 (Januar 2010). Eidgenössisches Nuklearsicherheitsinspektorat ENSI, Brugg.

ENSI (2011): Stellungnahme zu NTB 10-01 Beurteilung der geologischen Unterlagen für die provisorischen Sicherheitsanalysen in SGT Etappe 2. ENSI 33/115 (März 2011). Eidgenössisches Nuklearsicherheitsinspektorat ENSI, Brugg.

ENSI (2012): Sachplan geologische Tiefenlager, Etappe 1: Beurteilung der für das Einengungsverfahren verwendeten Indikatoren und der festgelegten Mindestanforderungen und Bewertungsskalen der Nagra. ENSI 33/43 (Januar 2012). Eidgenössisches Nuklearsicherheitsinspektorat ENSI, Brugg.

FLAC (2005): Fast Lagrangian Analyis of Continua. Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, Minnesota. USA.

FLAC3D (2003): Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, Minnesota. USA.

Giger, S. & Marschall, P. (2014): Geomechanical properties, rock models and in-situ stress conditions for Opalinus Clay in Northern Switzerland. Nagra Arbeitsber. NAB 14-01.

Graziani, A. & Boldini, D (2012): Remarks on axisymmetric modeling of deep tunnels in argillaceous formations. I: Plastic clays. Tunnelling and Underground Space Technologiy 28 (2012), 70-79.

Hoek, E. & Marinos, P. (2000): Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. Part 2: Estimation tunnel squeezing problems. Tunnels and Tunnelling December 2002, 33-36.

Jacobi, O. (1981): Praxis der Gebirgsbeherrschung. Verlag Glückauf, Essen.

Jahns Gesteinslabor (2013): Geomechanical laboratory tests on Opalinus Clay cores from the borehole Schlattingen SLA-1. Nagra Arbeitsber. NAB 13-18.

Kirsch, G. (1898): Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre, Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 29 (1898), 797-807.

KNE (2010): Sachplan Geologische Tiefenlager, Etappe 1 – Stellungnahme der KNE zur Sicherheit und bautechnischen Machbarkeit der vorgeschlagenen Standortgebiete. Kommission Nukleare Entsorgung KNE, 23. Februar 2010. Eidgenössisches Departement für Verkehr, Umwelt und Kommunikation UVEK.

Konietzky, H., Blümling, P. & te Kamp, L. (2003): Opalinuston: Felsmechanische Untersuchungen. Unpubl. Nagra Interner Ber.

Kovári, K. (1998): Tunnelling in squeezing rock. Tunnel 5, 12-31.

Kovári, K. & Ehrbar, H. (2008): Gorrhard Basistunnel, Teilabschnitt Sedrun – Die druckhaften Strecken im TZM-Nord - Projektierung und Realisierung. Swiss Tunnel Congress 2008, SIA Dokumentation D 0229, Band 7, 39-47.

Lanyon, G.W., Martin, D., Giger, S. & Marschall, P. (2014): Development and evolution of the Excavation Damaged Zone (EDZ) in the Opalinus Clay – A synopsis of the state of knowledge from Mont Terri. Nagra Arbeitsber. NAB 14-87.

Lunardi, P. (1998): Storia del collegamento ferroviario tra Bologna e Firenze. Gallerie e grandi opere sotterranee 54.

Marschall, P., Distinguin, M., Shao, H., Bossart, P., Enachescu, C. & Trick, T. (2006): Creation and evolution of damage zones around a microtunnel in a claystone formation of the Swiss Jura Mountains. International Symposium and Exhibition on Formation Damage Control.

Martin, C.D. & Lanyon, G.W. (2002): EDZ in Clay Shale: Mont Terri. Mont Terri Tech. Rep. TR 2001-01.

Nagra (1997): Geosynthese Wellenberg 1996: Ergebnisse der Untersuchungsphasen I und II: Textband. Nagra Tech. Ber. NTB 96-01.

Nagra (2002a): Projekt Opalinuston: Konzept für die Anlage und den Betrieb eines geologischen Tiefenlagers. Entsorgungsnachweis für abgebrannte Brennelemente, verglaste hochaktive sowie langlebige mittelaktive Abfälle. Nagra Tech. Ber. NTB 02-02.

Nagra (2002b): Projekt Opalinuston: Synthese der geowissenschaftlichen Untersuchungsergebnisse. Entsorgungsnachweis für abgebrannte Brennelemente, verglaste hochaktive sowie langlebige mittelaktive Abfälle. Nagra Tech. Ber. NTB 02-03.

Nagra (2008a): Vorschlag geologischer Standortgebiete für ein SMA- und ein HAA-Lager: Begründung der Abfallzuteilung, der Barrierensysteme und der Anforderungen an die Geologie (Bericht zur Sicherheit und Machbarkeit). Nagra Tech. Ber. NTB 08-05.

Nagra (2008b): Effects of post-disposal gas generation in a repository for low- and intermediate-level waste sited in the Opalinus Clay of Northern Switzerland. Nagra Tech. Ber. NTB 08-07.

Nagra (2008c): Entsorgungsprogramm 2008 der Entsorgungspflichtigen. Nagra Tech. Ber. NTB 08-01.

Nagra (2009): Standortunabhängige Grundlagen Anlagen und Betrieb – Alternatives Ausbaukonzept ("Liner Concept") für BE/HAA-Lagerstollen. Nagra Arbeitsber. NAB 09-07.

Nagra (2010a): Standortunabhängige Grundlagen Anlagen und Betrieb SGT Etappe 2 – Orientierende felsmechanische Berechnungen für BE/HAA-Lagerstollen in 400 m, 650 m und 900 m im intakten und gestörten Opalinuston. Nagra Arbeitsber. NAB 10-41.

Nagra (2010b): Standortunabhängige Grundlagen Anlagen und Betrieb SGT-ZE / SUG 2.2 – Orientierende felsmechanische Berechnungen und Vordimensionierung für SMA-Lagerkavernen in 300 bis 800 m Tiefe im intakten und gestörten Opalinuston, in der Palfris-Formation und den Effinger Schichten für Kavernentypen K06, K09, K12 und K16. Nagra Arbeitsber. NAB 10-42.

Nagra (2010c): Beurteilung der geologischen Unterlagen für die provisorischen Sicherheitsanalysen in SGT Etappe 2 - Klärung der Notwendigkeit ergänzender geologischer Untersuchungen. Nagra Tech. Ber. NTB 10-01.

Nagra (2014a): SGT Etappe 2: Vorschlag weiter zu untersuchender geologischer Standortgebiete mit zugehörigen Standortarealen für die Oberflächenanlage. Sicherheitstechnischer Bericht zu SGT Etappe 2. Sicherheitstechnischer Vergleich und Vorschlag der in Etappe 3 weiter zu untersuchenden geologischen Standortgebiete. Nagra Tech. Ber. NTB 14-01.

Nagra (2014b): Charakteristische Dosisintervalle und Unterlagen zur Bewertung der Barrierensysteme. Nagra Tech. Ber. NTB 14-03.

Nagra (2014c): Geologische Grundlagen. Nagra Tech. Ber. NTB 14-02.

Nagra (2014d): Bautechnische Risikoanalyse zur Realisierung der Zugangsbauwerke. Nagra Arbeitsber. NAB 14-50.

Nagra (2014e): Ergänzende Sicherheitsbetrachtungen für die Untertageanlagen der geologischen Tiefenlager in der Betriebsphase – Vorgaben, Vorgehen und Dokumentation der Ergebnisse. Nagra Arbeitsber. NAB 14-51.

Panet, M. (1995): Le calcul des tunnels par la méthode convergence–confinement. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

Poller, A., Smith, P. & Hayek, M. (2014): Modelling of Radionuclide Transport along the Underground Access Structures of Deep Geological Repositories. Nagra Tech. Ber. NTB 14-10.

Pöttler, R. (1990): Time-dependent rock–shotcrete interaction. A numerical shortcut. Comput. Geotech. 9, 149-169.

SIA (1998): Erfassen des Gebirges im Untertagbau. SIA 199 Empfehlung Ausgabe 1998. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich.

SIA (2004a): Projektierung Tunnel – Grundlagen. Schweizer Norm SN 505 197. SIA 197:2004 Bauwesen. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich.

SIA (2004b): Untertagbau – Ausführung. Schweizer Norm SN 531 198. SIA 198:2003 Bauwesen. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich.

SIA (2013a): Geotechnik. Schweizer Norm SN 505 267. SIA 267:2013 Bauwesen. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich.

SIA (2013b): Grundlagen der Projektierung von Tragwerken. Schweizer Norm SIA 260:2013 Bauwesen. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich.

SIA Sonderdruck (1980): Seelisberg-Strassentunnel. Schweizer Ingenieur und Architekt Sonderdruck aus Heft 50/1980.

Stahlmann, J., Missal, Chr., Hahn, P. & Edel, Th. (2014): Geotechnical conditions at the Konrad mine – Excavation of drifts and rooms in squeezing rock. Mining Report 150/5. Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

Theiler, A., Beeler, P. & Baumann-Heidenreich, B. (2013): Gotthard Base Tunnel, sector Sedrun – real scale testing of gliding steel ring beams. World Tunnel Congress WTC 2013, Geneva, 1706-1713.

Anhang A Orientierende Ausbauwiderstände

A.1 Spritzbetonausbau

Das nicht-lineare und spannungs- sowie zeitabhängige Verhalten des jungen Spritzbetons kann in einer ersten Näherung vereinfacht durch die Wahl von einem äquivalenten Elastizität-Modul des Spritzbetons von 7000 MPa berücksichtigt werden (Pöttler 1990).

Infolge von Relaxationsprozessen nehmen die Spannungen im Spritzbeton mit der Zeit ab. Bei der Bestimmung des Ausbauwiderstands wurde in einer ersten Näherung vereinfacht angenommen, dass die maximalen Spannungen im Spritzbeton in einem grossen Abstand zur Ortsbrust aus diesem Grund maximal 4.0 MPa betragen (Pöttler 1990).

Mit Hilfe der Kesselformel können damit die radiale Steifigkeit und der Ausbauwiderstand des Spritzbetonrings bestimmt werden (Tab. A.1-1).

Tab. A.1-1: Eigenschaften des Spritzbetonausbaus.

Profil F	Maximale Spannungen im Spritzbeton	$\sigma_c = 4$ MPa
(a = 1.6 m)	Hypothet. Steifigkeit Spritzbeton	$E_c = 7000$ MPa
	Typische Stärke Spritzbetonschale	d = 0.2 m
	Radiale Steifigkeit der Spritzbetonschale	$k_c = E_c \times d / a^2 = 546.9$ MPa/m
	Ausbauwiderstand der Spritzbetonschale	$p_{max,c} = d \times \sigma_c / a = 0.5$ MPa
Profil K09	Maximale Spannungen im Spritzbeton	$\sigma_c = 4$ MPa
(a = 6.15 m)	Steifigkeit Spritzbeton	$E_c = 7000$ MPa
	Typische Stärke Spritzbetonschale	d = 0.7 m
	Radiale Steifigkeit der Spritzbetonschale	$k_c = E_c \times d / a^2 = 129.6$ MPa/m
	Ausbauwiderstand der Spritzbetonschale	$p_{max,c} = d \times \sigma_c / a = 0.455$ MPa
Profil K04	Maximale Spannungen im Spritzbeton	$\sigma_c = 4$ MPa
(a = 4.6 m)	Steifigkeit Spritzbeton	$E_c = 7000$ MPa
	Typische Stärke Spritzbetonschale	d = 0.5 m
	Radiale Steifigkeit der Spritzbetonschale	$k_c = E_c \times d / a^2 = 165.4$ MPa/m
	Ausbauwiderstand der Spritzbetonschale	$p_{max,c} = d \times \sigma_c / a = 0.435$ MPa

A.2 Stahlausbau mittels Stahlprofilen

Für den Stahlausbau wurden TH-Profile gewählt. Im Profil F kommen TH25 und im Profil K04 TH44 zum Einsatz. Die radiale Steifigkeit und der Ausbauwiderstand wurden mit der Kesselformel bestimmt (Tab. A.2-1). Grossversuche im Rahmen des Vortriebs TA Sedrun des Gotthard-Basistunnels haben gezeigt, dass der experimentelle Ausbauwiderstand eines TH44 Doppelringes nur ca. 50 % des theoretischen Werts erreichen (Theiler et al. 2013). Die mit der Kesselformel bestimmten Ausbauwiderstände werden aus diesem Grund mit einem Reduktionsfaktor *k* von 0.5 multipliziert.

Tab. A.2-1: Eigenschaften Stahlausbau.

Profil F (a = 1.6 m)	Festigkeit Stahl (vergütet) Steifigkeit Stahl Querschnitssfläche TH25 Radiale Steifigkeit des Stahlbogens (Abstand Bögen b = 0.7 m) Ausbauwiderstand des Stahlbogens (Abstand Bögen b = 0.7 m)	σ_s = 520 MPa E_s = 210'000 MPa A = 0.0032 m^2 $k_s = E_s \times A / b / a^2$ = 375 MPa/m $p_{max,s} = k \times A \times \sigma_s / b / a$ = 0.74 MPa
Profil K04 (a = 4.60 m)	Festigkeit Stahl (vergütet) Steifigkeit Stahl Querschnitssfläche TH44 Radiale Steifigkeit des Doppelbogens (Abstand Bögen b = 1 m) Ausbauwiderstand des Doppelbogens (Abstand Bögen b = 1 m)	σ_s = 520 MPa E_s = 210'000 MPa A = 0.0056 m^2 $k_s = Es \times 2A / b / a^2$ = 111.2 MPa/m $p_{max,s} = k \times 2A \times \sigma s / b / a$ = 0.56 MPa

A.3 Nachgiebiger Ausbau

Mit dem nachgiebigen Ausbau (Ausweichprinzip) sollen Gebirgsverformungen kontrolliert zugelassen werden, um die Endbelastung des Ausbaus zu reduzieren. Die schematische Kennlinie des nachgiebigen Ausbaus kann in drei Phasen unterteilt werden (Fig. A.3-1). In der Phase I steigt die Belastung des Ausbaus bis die Fliessspannung der Gleitanschlüsse oder Duktilelemente erreicht wird. In Phase II verformt sich der Ausbau unter einer konstanten Belastung (p_y) bis der Mehrausbruch zur Aufnahme der Deformationen (u_y) aufgebraucht ist. In der Phase III steigt die Belastung des Ausbaus, bis das Gleichgewicht mit dem Gebirge erreicht wird.

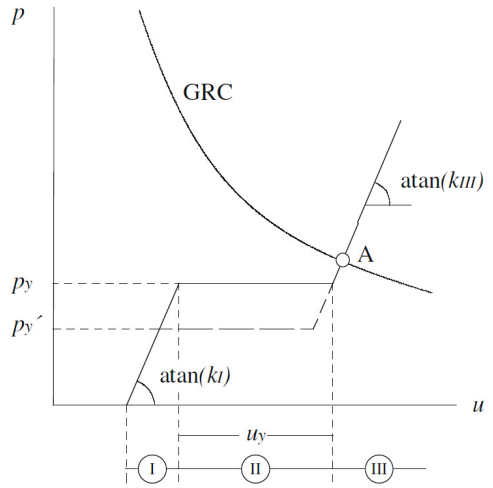


Fig. A.3-1: Schematische Kennlinie eines nachgiebigen Ausbaus.

Beim Stahlausbau werden die Stahlprofilsegmente mit Laschen verbunden, um einen nachgiebigen Ausbau unter konstanter Fliessspannung zu erhalten (Fig. A.3-2 links). Die Fliessspannung des nachgiebigen Ausbaus wird mit der Kesselformel berechnet (Tab. A.3-1). Pro Lasche wurde ein Gleitwiderstand von 100 kN angenommen (vgl. Theiler et al. 2013).

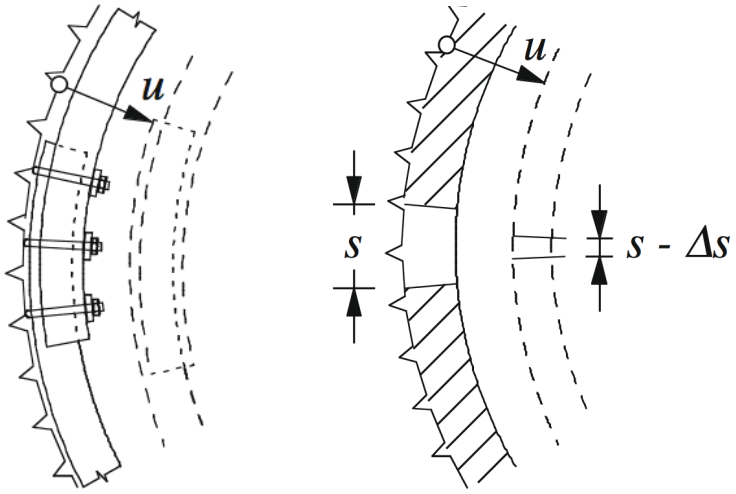


Fig. A.3-2: Nachgiebiger Ausbau mittels Stahlprofilen und Gleitanschlüssen (links) und mittels Duktilelemente in der Spritzbetonschale (Bereich s; rechts).

Tab. A.3-1: Eigenschaften der Gleitanschlüsse des nachgiebigen Ausbaus

Profil F (a = 1.6 m)	Anzahl Laschen pro Gleitanschluss Gleitwiderstand pro Lasche Fliessspannung Nachgiebiger Ausbau (Abstand Bögen b = 0.7 m)	n_f = 4 Stück N_f = 100 kN $p_y = n_f \times N_f / b / a$ = 0.357 MPa
Profil K04 (a = 4.60 m)	Anzahl Laschen pro Gleitanschluss Gleitwiderstand pro Lasche Fliessspannung Nachgiebiger Ausbau (Abstand Bögen b = 1 m)	n_f = 4 Stück N_f = 100 kN $p_y = n_f \times N_f / b / a$ = 0.087 MPa

Eine Vielzahl von Duktilelementtypen mit einer grossen Bandbreite an Eigenschaften sind für den Einsatz in Kombination mit einer Spritzbetonschale verfügbar (Fig. A.3-2 rechts). Nach Cantieni & Anagnostou (2009) soll eine möglichst hohe Fliessspannung gewählt werden, um das Gebirge in der Deformationsphase zu stützen und die Ausdehnung der plastifizierten Zone zu minimieren. Eine hohe Fliessspannung hat auch einen positiven Einfluss auf die Endbelastung des Ausbaus. Ein weiterer positiver Effekt einer hohen Fliessspannung ist die erhöhte Sicherheit gegenüber auflockerungsbedingten Niederbrüchen im First- und Kämpferbereich. Die Fliessspannung des nachgiebigen Ausbaus (Tab. A.3-2) soll die Festigkeit des Spritzbetons nicht überschreiten.

Tab. A.3-2: Eigenschaften Duktilelemente des nachgiebigen Ausbaus

Profil F (a = 1.6 m)	Fliessspannung Duktilelement[1] Stärke des Duktilelements Länge des Duktilelements pro Meter Fliessspannung Nachgiebiger Ausbau	σ_d = 4 MPa d_d = 0.2 m b' = 1.0 m $p_y = \sigma_d \times d_d\ b' / a$ = 0.5 MPa
Profil K09 (a = 6.15 m)	Fliessspannung Duktilelement[1] Stärke des Duktilelements Länge des Duktilelements pro Meter[2] Fliessspannung Nachgiebiger Ausbau	σ_d = 4 MPa d_d = 0.7 m b' = 0.8 m $py = \sigma_d \times d_d\ b' / a$ = 0.36 MPa

Bemerkungen:

[1] Fliessspannung soll kleiner als die Festigkeit des Spritzbetons gewählt werden. Für das Kennlinienverfahren wurde angenommen, dass die Fliessspannung auch kleiner gleich den maximalen langfristigen Spannungen im Spritzbeton von 4 MPa ist.

[2] Werden Duktilelemente in Kombination mit Stahlbögen mit Gleitanschlüssen eingesetzt, ist die lichte Breite zwischen den Stahlbögen limitiert. Für das Kennlinienverfahren wurde die Fliessspannung der Gleitanschlüsse im Fall eines Spritzbetonausbaus vernachlässigt.

Anhang B Eingabeparameter für Analysen

In den nachfolgenden Tabellen sind alle Eingabeparameter für die verschiedenen verwendeten Analyseverfahren (semi-empirische Abschätzungen, analytische Verfahren (Gebirgskennlinien-verfahren), numerischen Berechnungen mit FLAC2D, numerische Berechnungen mit *Phase*^{2}) aufgelistet. Sie leiten sich aus dem empfohlenen Geodatensatz gemäss Kap. 3 ab. Die von dort übernommenen Werte entsprechen dem Niveau X_m.

B.1 Eingabeparameter Geodatensatz Opalinuston für semi-empirische Abschätzungen

Tab. B.1-1: Resultate von uniaxialen Druckversuchen mit Opalinuston.

Gemäss Giger & Marschall (2014).

Uniaxiale Druckversuche (UCS)	**Probenherkunft**		
	Mont Terri	**Benken**	**Schlattingen**
Mittlere Tiefe [m]	275	605	890
Durchschnittswerte [MPa]	17	29	37
Spektrum [MPa]	12 – 24	17 – 38	31 – 42
Anzahl Testversuche	14	13	7

B.2 Eingabeparameter Geodatensatz Opalinuston für analytische Untersuchungen (Gebirgskennlinienverfahren)

Tab. B.2-1: Parameterwerte für Gebirgsmodell GM 1 (intakter Opalinuston).

MP: Matrix-Eigenschaften; BP: Eigenschaften der "bedding planes".

GM1	**X_m**		**X_k**		**X_d**		
Ableitung	50 %		68 %		Partielle Sicherheiten		
Raumgewicht	2'520		2'520		2'520		kg/m^3
Steifigkeit			E_m x 0.75		E_k / 1.5		
E	8'160		6'120		4'080		MPa
λ (Querdehnzahl)	0.27		0.27		0.27		
Dilatanz Matrix	0 / 5° / 10°		0 / 5° / 10°		0 / 5° / 10°		
Dilatanz Schichtung	0 / 1° / 2°		0 / 1° / 2°		0 / 1° / 2°		
Scherfestigkeit	Spannung						
	niedrig	hoch	niedrig	hoch	niedrig	hoch	
Spitze							
c_{MP}	7.1	14.6	5.6	14.5	3.7	9.7	MPa
ϕ_{MP}	33.0	18.0	34.9	16.7	30.2	14.0	°
c_{BP}	3.9	7.5	1.7	7.5	1.1	5.0	MPa
ϕ_{BP}	24.0	17.0	26.3	14.5	22.4	12.2	°
Residual							
c_{Mr}	5.2	5.2	4.7	4.7	3.1	3.1	MPa
ϕ_{Mr}	22.0	22.0	21.0	21.0	17.7	17.7	°
c_{Br}	2.3	2.3	1.5	1.5	1.0	1.0	MPa
ϕ_{Br}	20.0	20.0	18.0	18.0	15.2	15.2	°

Tab. B.2-2: Parameterwerte für Gebirgsmodell GM 3 (geschwächte Schichtung).

MP: Matrix-Eigenschaften; BP: Eigenschaften der "bedding planes". Für die Berechnung auf Niveau X_k (und davon abgeleitet auch X_d) wurde die Festigkeit der Schichtung jeweils auf den Residualwert gesetzt, was einer vorsichtigen Annahme entspricht.

GM3	**X_m**		**X_k**		**X_d**		
Ableitung	50 %		68 %		Partielle Sicherheiten		
Raumgewicht	2'520		2'520		2'520		kg/m^3
Steifigkeit			$E_m \times 0.75$		E_k / 1.5		
E	8'160		6'120		4'080		MPa
λ (Querdehnzahl)	0.27		0.27		0.27		
Dilatanz Matrix	0 / 5° / 10°		0 / 5° / 10°		0 / 5° / 10°		
Dilatanz Schichtung	0 / 1° / 2°		0 / 1° / 2°		0 / 1° / 2°		
Scherfestigkeit	Spannung						
	niedrig	hoch	niedrig	hoch	niedrig	hoch	
Spitze							
c_{MP}	7.1	14.6	5.6	14.5	3.7	9.7	MPa
ϕ_{MP}	33.0	18.0	34.9	16.7	30.2	14.9	°
c_{BP}	2.9	5.8	1.5	1.5	1.0	1.0	MPa
ϕ_{BP}	21.0	18.0	18.0	18.0	15.0	15.0	°
Residual							
c_{Mr}	5.2	5.2	4.7	4.7	3.1	3.1	MPa
ϕ_{Mr}	22.0	22.0	21.0	21.0	17.7	17.7	°
c_{Br}	2.3	2.3	1.5	1.5	1.0	1.0	MPa
ϕ_{Br}	20.0	20.0	18.0	18.0	15.0	15.0	°

B.3 Eingabeparameter Geodatensatz Opalinuston für numerische Modellrechnungen mit FLAC2D in 2010 (Nagra 2010a, b)

Tab. B.3-1: Parametrisierung der Festigkeit des Modells für den intakten Opalinuston / intaktes Wirtgestein für die Berechnungen gemäss Nagra (2010a) und Nagra (2010b).

Die Nummern 1 und 2 beziehen sich auf den niedrigen und hohen Spannungsbereich im bi-linearen Festigkeitskriterium (s. Fig. 3.2-2 und Fig. 3.2-3).

Matrix		**maximal / residual**
Reibung	$\phi'1$	30° / 29°
	$\phi'2$	14° / 13°
Kohäsion	c'1	8.7 MPa / 4.3 MPa
	c'2	17.2 MPa / 9.0 MPa
Zugfestigkeit	t'	2.5 MPa / 0.01 MPa
Dilatanz	ψ	0°
Schichtflächen (A)		
Reibung	$\phi'1$	34° / 33°
	$\phi'2$	12° / 11°
Kohäsion	c'1	1.3 MPa / 0.7 MPa
	c'2	10.1 MPa / 5.0 MPa
Zugfestigkeit	t'	1.2 MPa / 0.01 MPa
Dilatanz	ψ	0°
Einfallen der Schichtung	α	0°

Tab. B.3-2: Parametrisierung der Festigkeit des Modells für den vollständig tektonisch beanspruchten Opalinuston für die Berechnungen gemäss Nagra (2010a) und Nagra (2010b).

Für den Vergleich mit den neu abgeleiteten Parameterwerten, s. Fig. 3.2-2 und Fig. 3.2-3. Die hier angegebenen Festigkeiten gelten für das in Fig. 3.3-1 dargestellte Gebirgsmodell GM 3b.

Matrix (s. Tab. B3-1)		
Schichtflächen (B)		
Reibung	ϕ'	22°
Kohäsion	c'	0.6 MPa
Zugfestigkeit	t'	0.0 MPa
Dilatanz	ψ	0°
Einfallen der Schichtung	α	0°

B.4 Eingabeparameter Geodatensatz Opalinuston für numerische Modellrechnungen mit FLAC2D

Tab. B.4-1: Eingabeparameter der In situ-Spannungszustände.

Für die FLAC2D Berechnungen mit dem Spannungsregime RSR_{High} (High End Alternative Stress Couple) wurde in Abweichung zu Tab. 3.1-1 eine mit der Tiefe konstante, aber ungünstigere Interpretation des Spannungsraums zugrunde gelegt.

Opalinuston	σ_v	$K\sigma_H/\sigma_v$	$K\sigma_{\square}/\sigma_v$
In situ-Spannungsmodell in Anlehnung an Giger & Marschall (2014) Tab. 3.1-1			
Iso. – isotrop, nur für die Modelle mit einer geneigten singulären Störung und HAA	γ*H	1.00	1.00
RSR_{ref} - Referenzfall		1.28	0.95
RSR_{High} – High End Alternative Stress Couple		2.04	1.10

Tab. B.4-1 (Fortsetzung): Parameterwerte für Gebirgsmodell GM 1 (intakter Opalinuston).

MP: Matrix-Eigenschaften; BP: Eigenschaften der "bedding planes".

GM1	**X_m**		**X_k**		**X_d**		
Ableitung	50 %		68 %		Partielle Sicherheiten		
Trockendichte / Gesättigte Dichte	2'415 / 2'524		2'415 / 2'524		2'415 / 2'524		kg/m^3
Steifigkeit			E_m x 0.75		E_k / 1.5		
E	8'160		6'120		4'080		MPa
λ (Querdehnzahl)	0.27		0.27		0.27		
Dilatanz	0		0		0		
α	0.8		0.8		0.8		-
M	6.9		6.5		5.9		GPa
Zugfestigkeit							
T_{MP}	2.7		1.4		0.9		MPa
T_{BP}	1.4		0.7		0.5		MPa
T_{MR} / T_{BR}	0.0		0.0		0.0		MPa
Plast.Plateau Zug: Matrix/Schichtung	0 / 0						-
Plast. Dehnung Zug zum Erreichen Residualfestigkeit (Matrix/Schichtung)	0.001 / 0.001						-
Scherfestigkeit	Spannung						
	niedrig	hoch	niedrig	hoch	niedrig	hoch	
Spitze							
c_{MP}	7.1	14.6	5.6	14.5	3.7	9.7	MPa
ϕ_{MP}	33.0	18.0	34.9	16.7	30.2	14.0	°
c_{BP}	3.9	7.5	1.7	7.5	1.1	5.0	MPa
ϕ_{BP}	24.0	17.0	26.3	14.5	22.4	12.2	°
Residual							
c_{Mr}	5.2	5.2	4.7	4.7	3.1	3.1	MPa
ϕ_{Mr}	22.0	22.0	21.0	21.0	17.7	17.7	°
c_{Br}	2.3	2.3	1.5	1.5	1.0	1.0	MPa
ϕ_{Br}	20.0	20.0	18.0	18.0	15.2	15.2	°
Plast. Plateau Schub (Matrix/Schichtg)	0.005 / 0.001						-
Plast.Dehnung Schub zum Erreichen der Residualfestigkeit (Mat/Schichtg)	0.01 / 0.005						-
Hydraul. Durchlässigkeit (hor / ver)	2.0×10^{-17} / 1.0×10^{-17}						$m^2/Pa/s$

Tab. B.4-2: Parameterwerte für Gebirgsmodell GM 2 (geschwächte Matrix).

MP: Matrix-Eigenschaften; BP: Eigenschaften der "bedding planes". Für die Berechnung auf Niveau X_k (und davon abgeleitet auch X_d) wurde die Festigkeit der Matrix jeweils auf den Residualwert gesetzt, was einer vorsichtigen Annahme entspricht.

GM2	**X_m**		**X_k**		**X_d**		
Ableitung	50 %		68 %		Partielle Sicherheiten		
Trockendichte / Gesättigte Dichte	2'415 / 2'524		2'415 / 2'524		2'415 / 2'524		kg/m^3
Steifigkeit			E_m x 0.75		E_k / 1.5		
E	8'160		6'20		4'080		MPa
λ (Querdehnzahl)	0.27		0.27		0.27		
Dilatanz	0		0		0		
α	0.8		0.8		0.8		-
M	6.9		6.5		5.9		GPa
Zugfestigkeit							
T_{MP}	0.0		0.0		0.0		MPa
T_{BP}	1.4		0.7		0.5		MPa
T_{MR} / T_{BR}	0.0		0.0		0.0		MPa
Plast.Plateau Zug: Matrix/Schichtung	0 / 0						-
Plast. Dehnung Zug zum Erreichen Residualfestigkeit (Matrix/Schichtung)	0.001 / 0.001						-
Scherfestigkeit	Spannung						
	niedrig	hoch	niedrig	hoch	niedrig	hoch	
Spitze							
c_{MP}	6.0	13.6	4.7	4.7	3.1	3.1	MPa
ϕ_{MP}	32.0	22.0	21.0	21.0	17.5	17.5	°
c_{BP}	3.9	7.4	1.7	7.5	1.1	5.0	MPa
ϕ_{BP}	24.0	17.0	26.3	14.5	21.9	12.1	°
Residual							
c_{Mr}	5.2	5.2	4.7	4.7	3.1	3.1	MPa
ϕ_{Mr}	22.0	22.0	21.0	21.0	17.5	17.5	°
c_{Br}	2.3	2.3	1.5	1.5	1.0	1.0	MPa
ϕ_{Br}	20.0	20.0	18.0	18.0	15.0	15.0	°
Plast. Plateau Schub (Matrix/Schichtg)	0.005 / 0.001						-
Plast.Dehnung Schub zum Erreichen der Residualfestigkeit (Mat/Schichtg)	0.01 / 0.005						-
Hydraul. Durchlässigkeit (hor / ver)	2.0×10^{-17} / 1.0×10^{-17}						$m^2/Pa/s$

Tab. B.4-3: Parameterwerte für Gebirgsmodell GM 3 (geschwächte Schichtung).

MP: Matrix-Eigenschaften; BP: Eigenschaften der "bedding planes". Für die Berechnung auf Niveau X_k (und davon abgeleitet auch X_d) wurde die Festigkeit der Schichtung jeweils auf den Residualwert gesetzt, was einer vorsichtigen Annahme entspricht.

GM3	**X_m**		**X_k**		**X_d**		
Ableitung	50 %		68 %		Partielle Sicherheiten		
Trockendichte / Gesättigte Dichte	2'415 / 2'524		2'415 / 2'524		2'415 / 2'524		kg/m^3
Steifigkeit			E_m x 0.75		E_k / 1.5		
E	8160		6120		4080		MPa
λ (Querdehnzahl)	0.27		0.27		0.27		
Dilatanz	0		0		0		
α	0.8		0.8		0.8		-
M	6.9		6.5		5.9		GPa
Zugfestigkeit							
T_{MP}	2.7		1.4		0.9		MPa
T_{BP}	0.0		0.0		0.0		MPa
T_{MR} / T_{BR}	0		0		0		MPa
Plast.Plateau Zug: Matrix/Schichtung	0 / 0						-
Plast. Dehnung Zug zum Erreichen Residualfestigkeit (Matrix/Schichtung)	0.001 / 0.001						-
Scherfestigkeit	Spannung						
	niedrig	hoch	niedrig	hoch	niedrig	hoch	
Spitze							
c_{MP}	7.1	14.6	5.6	14.5	3.7	9.7	MPa
ϕ_{MP}	33.0	18.0	34.9	16.7	30.2	14.9	°
c_{BP}	2.9	5.8	1.5	1.5	1.0	1.0	MPa
ϕ_{BP}	21.0	18.0	18.0	18.0	15.0	15.0	°
Residual							
c_{Mr}	5.2	5.2	4.7	4.7	3.1	3.1	MPa
ϕ_{Mr}	22.0	22.0	21.0	21.0	17.7	17.7	°
c_{Br}	2.3	2.3	1.5	1.5	1.0	1.0	MPa
ϕ_{Br}	20.0	20.0	18.0	18.0	15.0	15.0	°
Plast. Plateau Schub (Matrix/Schichtg)	0.005 / 0.001						-
Plast.Dehnung Schub zum Erreichen der Residualfestigkeit (Mat/Schichtg)	0.01 / 0.005						-
Hydraul. Durchlässigkeit (hor / ver)	2.0×10^{-17} / 1.0×10^{-17}						$m^2/Pa/s$

Tab. B.4-4: Parameterwerte für Gebirgsmodell GM 4 (geschwächte Matrix und Schichtung).

MP: Matrix-Eigenschaften; BP: Eigenschaften der "bedding planes". Für die Berechnung auf Niveau X_k (und davon abgeleitet auch X_d) wurde die Festigkeit der Matrix und der Schichtung jeweils auf den Residualwert gesetzt, was einer vorsichtigen Annahme entspricht.

GM4	**X_m**		**X_k**		**X_d**		
Ableitung	50 %		68 %		Partielle Sicherheiten		
Trockendichte / Gesättigte Dichte	2'415 / 2'524		2'415 / 2'524		2'415 / 2'524		kg/m^3
Steifigkeit			E_m x 0.75		E_k / 1.5		
E	8160		6120		4080		MPa
λ (Querdehnzahl)	0.27		0.27		0.27		
Dilatanz	0		0		0		
α	0.8		0.8		0.8		-
M	6.9		6.5		5.9		GPa
Zugfestigkeit							
T_{MP}	0.0		0.0		0.0		MPa
T_{BP}	0.0		0.0		0.0		MPa
T_{MR} / T_{BR}	0.0		0.0		0.0		MPa
Plast.Plateau Zug: Matrix/Schichtung	0 / 0						-
Plast. Dehnung Zug zum Erreichen Residualfestigkeit (Matrix/Schichtung)	0.001 / 0.001						-
Scherfestigkeit	Spannung						
	niedrig	hoch	niedrig	hoch	niedrig	hoch	
Spitze							
c_{MP}	6.0	13.4	4.7	4.7	3.1	3.1	MPa
ϕ_{MP}	32.0	17.0	21.0	21.0	17.5	17.5	°
c_{BP}	2.9	5.8	1.5	1.5	1.0	1.0	MPa
ϕ_{BP}	21.0	18.0	18.0	18.0	15.0	15.0	°
Residual							
c_{Mr}	5.2	5.2	4.7	4.7	3.1	3.1	MPa
ϕ_{Mr}	22.0	22.0	21.0	21.0	17.7	17.7	°
c_{Br}	2.3	2.3	1.5	1.5	1.0	1.0	MPa
ϕ_{Br}	20.0	20.0	18.0	18.0	15.0	15.0	°
Plast. Plateau Schub (Matrix/Schichtg)	0.005 / 0.001						-
Plast.Dehnung Schub zum Erreichen der Residualfestigkeit (Mat/Schichtg)	0.01 / 0.005						-
Hydraul. Durchlässigkeit (hor / ver)	2.0×10^{-17} / 1.0×10^{-17}						$m^2/Pa/s$

B.5 Eingabeparameter Geodatensatz Opalinuston für numerische Modellberechnungen mit *Phase*[2]

Tab. B.5-1: Empfehlung von Parameterwerten für die Ableitung von undrainierten Gebirgsfestigkeiten.

*Werte für S_u können gemäss Gleichung 3.3-1 (Kap. 3.3) und den entsprechenden Werten von A und B bestimmt werden. Dabei ist zu beachten, dass der Wassergehalt als Dezimalzahl ausgedrückt wird

Im Rahmen der Nomogramm-Analysen werden für die undrainierte Scherfestigkeit: $S_{u,GMi} = A_{GMi} \cdot \exp(-B_{GMi} \cdot w)$

die Parameterwerte A_S und B_S der Schichtung verwendet. Die Parameter λ_M und λ_S stellen die negative Steigung der Erstbelastungskurve (NCL) dar.

Gebirgs-modell	**Materialparameter für die Ableitung* von undrainierten Scherfestigkeiten S_u**					
	Festigkeit der Matrix			**Festigkeit der Schichtung**		
	A_M [MPa]	B_M [-]	λ_M [-]	A_S [MPa]	B_S [-]	λ_S [-]
GM 1	61.5	23.5	0.12	42.4	28.9	0.09
GM 2	35.0	23.5	0.12	42.4	28.9	0.09
GM 3	61.5	23.5	0.12	30.0	28.9	0.09
GM 4	35.0	23.5	0.12	30.0	28.9	0.09
GM 5	35.0	23.5	0.12	18.0	28.9	0.09
GM 6	20.0	23.5	0.12	18.0	28.9	0.09

Tab. B.5-2: Wassergehalte für verschiedene Tiefen zur Berechnung der undrainierten Scherfestigkeit S_u.

Die Wassergehalte ergeben sich aus zwei unterschiedlichen Entlastungskurven (siehe Lanyon et al. 2014).

Tiefe [m[	**500**	**700**	**900**
Wassergehalt $w_{\kappa = 0.01}$ [%]	5.2	4.7	4.3
Wassergehalt $w_{\kappa = 0.04}$ [%]	3.8	3.7	3.6

Der Wassergehalt w für eine spezifische Tiefe bei mittlerer Effektivspannung p_o' kann wie folgt aus der Wiederbelastungskurve (URL) abgeleitet werden:

$$w = w_o + \kappa \cdot \frac{\rho_w}{\rho_s} \cdot \ln \frac{p'}{p'_o}$$

wobei wo einem Referenzwassergehalt bei der effektiven mittleren Spannung po' entspricht, ρ_w und ρ_s der Dichte des Porenfluids bzw. des Gesteins und κ der negativen Steigung der Entlastungs-/ Wiederbelastungskurve.

Tab. B.5-3: Eingabeparameter zur Entwicklung der Nomogramme gemäss Lanyon et al. (2014).

	Baseline	**Stress regime**	**Bedding plane stiffness**
Matrix und Schichtung cu [MPa]	2 – 30	2 – 30	2 – 30
Matrix E-Modul [GPa]	18	18	18
Schichtung Steifigkeit in der Ebene [MPa/m]	K_a = 8'000 K_s = 8'000	K_a =8 '000 K_s = 8'000	K_a = 8'000, 800'000 K_s = 800 – 800'000
In-Situ-Spannungsregime	RSR_REF	RSR_REF, RSR-MIN, RSR_MAX	RSR_REF
Tiefenlage [m]	500 / 700 / 900 m	500 / 700 / 900 m	700 m
Nur Sensitivitätsanalyse für RSR_MAX			

B.6 Eingabeparameter Geodatensatz Palfris-Formation (Wellenberg) für Modellrechnungen mit FLAC2D

Tab. B.6-1: Eingabeparameter der In situ-Spannungszustände

Palfris-Formation	σv	λ σH – total	λ σh – total
In situ-Spannungsmodell gemäss Nagra (2010b), Tabelle 8	γ*H	1.44	0.95

Tab. B.6-2: Parameterwerte für die Palfris-Formation (Wellenberg) entsprechend Gebirgsmodell GM 1 (intaktes Gebirge) aus Nagra (2010b).

MP: Matrix-Eigenschaften; BP: Eigenschaften der "bedding planes". Die aus den oben genannten Berichten entnommenen Daten wurden als Mittelwerte X_m interpretiert. Ohne statistische Analysen wurden für die Festigkeit keine weiteren charakt. Werte abgeleitet.

GM1 – Palfris-Formation	**X_m**	**X_k**	**X_d**	
Ableitung	50 %	68 %	Partielle Sicherheiten	
Trockendichte / Gesättigte Dichte	2'675 / 2'710			kg/m^3
Steifigkeit		$E_m \times 0.75$	E_k / 1.5	
E	13'000	9'750	6'500	MPa
λ (Querdehnzahl)	0.23			
Dilatanz	0			
α	0.6			-
M	14.9			GPa
Zugfestigkeit				
T_{MP}	3.6			MPa
T_{BP}	3.6			MPa
T_{MR} / T_{BR}	0.0			MPa
Plast. Plateau Zug (Matrix/Schichtung)	0 / 0			-
Plast. Dehnung Zug zum Erreichen Residualfestigkeit (Matrix/Schichtung)	0.001 / 0.001			-
Scherfestigkeit	Spannung			
	niedrig	hoch		
Spitze				
c_{MP}	17.0	32.0		MPa
ϕ_{MP}	36.0	25.0		°
c_{BP}	13.0	22.0		MPa
ϕ_{BP}	19.0	12.0		°
Residual				
c_{Mr}	6.0	24.0		MPa
ϕ_{Mr}	36.0	17.0		°
c_{Br}	6.0	11.0		MPa
ϕ_{Br}	19.0	17.0		°
Plast. Plateau Schub (Matrix/Schicht'g	0.005 / 0.001			-
Plast.Dehnung Schub zum Erreichen der Residualfestigkeit (Mat/Schichtg)	0.01 / 0.005			-
Hydraul. Durchlässigkeit hor / ver	5.0×10^{-17} / 5.0×10^{-17}			m^2/Pa/s

Anhang C Modellnetze für die FLAC2D-Berechnungen

Fig. C.1-1 bis C.1-3 zeigen die Modellnetze und die angenommenen Randbedingungen für die numerischen FLAC2D Berechnungen. Die absolute Maschenweite der Netze zu den Profilen F und K04 sind identisch, während die absolute Maschenweite für das Profil K09 eine gröbere Auflösung ausweist. Entsprechend unterschiedlich fällt die relative Maschenweite zur Profilgrösse aus. Während das Profil F ein Kreisprofil ist, zeichnen sich die beiden Profile K04 und K09 durch eine ovale Form mit abgeflachter Sohle aus. In Bezug auf die Modellsequenz wurden die Profile F und K04 im Vollausbruch modelliert und das Profil K09 in drei Teilausbrüchen Kalotte, Strosse, Sohle. Tab. C.1-1 listet die wichtigsten geometrischen Unterschiede zwischen den Modellen nochmals auf.

Tab. C.1-1 Geometrische Unterschiede zwischen den Modellnetzen für die Profile F, K04 und K09 der numerischen Berichnungen FLAC2D.

Parameter	F (HAA)	K09	K04
Achsverhältnis Profil (Höhe/Breite)	1.0	1.211	1.342
Dicke Ausbau [m]	0.2	0.4	0.4
Spannungsverhältnis RSR_{Ref}: $K\sigma_h/\sigma_v$; $K\sigma_H/\sigma_v$	0.95 ; 1.28	0.95 ; 1.28	0.95 ; 1.28
Modellsequenz (Ausbrüche)	Vollausbruch	3 Teilausbr.	Vollausbruch
Netz (Elementanzahl in x und y)	160 x 200	136 x 93	160 x 200
Netzfeinheit (Anzahl Zonen pro HR-Durchmesser)	ca. 30	ca. 20	ca. 60
Modellgröße / Hohlraumradius	ca. 25	ca. 15 horiz. ca. 7 vert.	ca. 12
Randbedingung in X-Richtung	fixed xvel	applied sxx	fixed xvel
Randbedingung in Y-Richtung	fixed yvel	fixed yvel	fixed yvel

Diese Modellunterschiede können aus numerischen Gründen zu leicht abweichenden Resultaten hinsichtlich des abgebildeten Verhaltens und damit zu leicht abweichenden absoluten Resultaten zwischen den drei Profilen führen. Bezogen auf den Tiefentrend und den entsprechenden Muster bzgl. Spannungen, Deformationen und Plastifizierungen sind die Resultate aber ähnlich.[37]

[37] Die numerische Modellierung des Systemverhaltens des Opalinuston beim Hohlraumbau unter Berücksichtigung aller physikalischen relevanten Aspekte (z.B. undrainiertes Verhalten, Anisotropie, elasto-plastisches Systemverhalten) ist anspruchsvoll. Diesbezügliche Tätigkeiten und Untersuchungen werden fortgeführt.

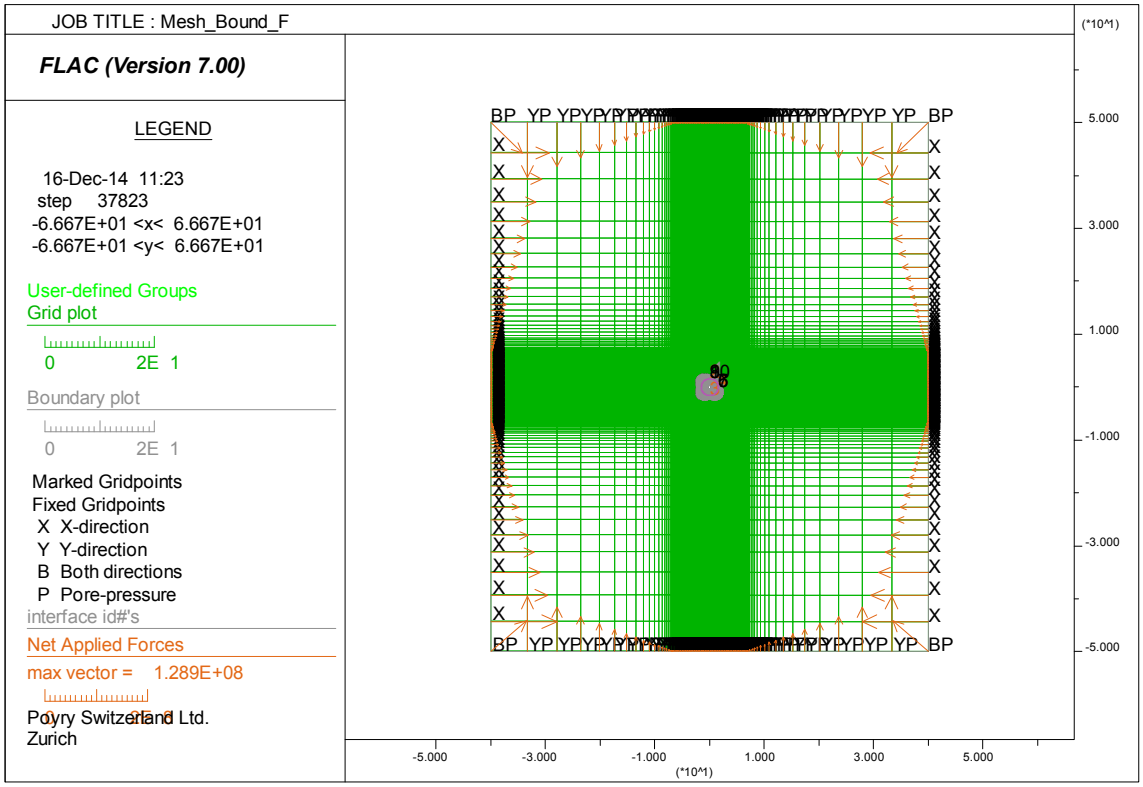


Fig. C.1-1: FLAC2D Modell für Profil F mit Vermaschung und Randbedingungen.

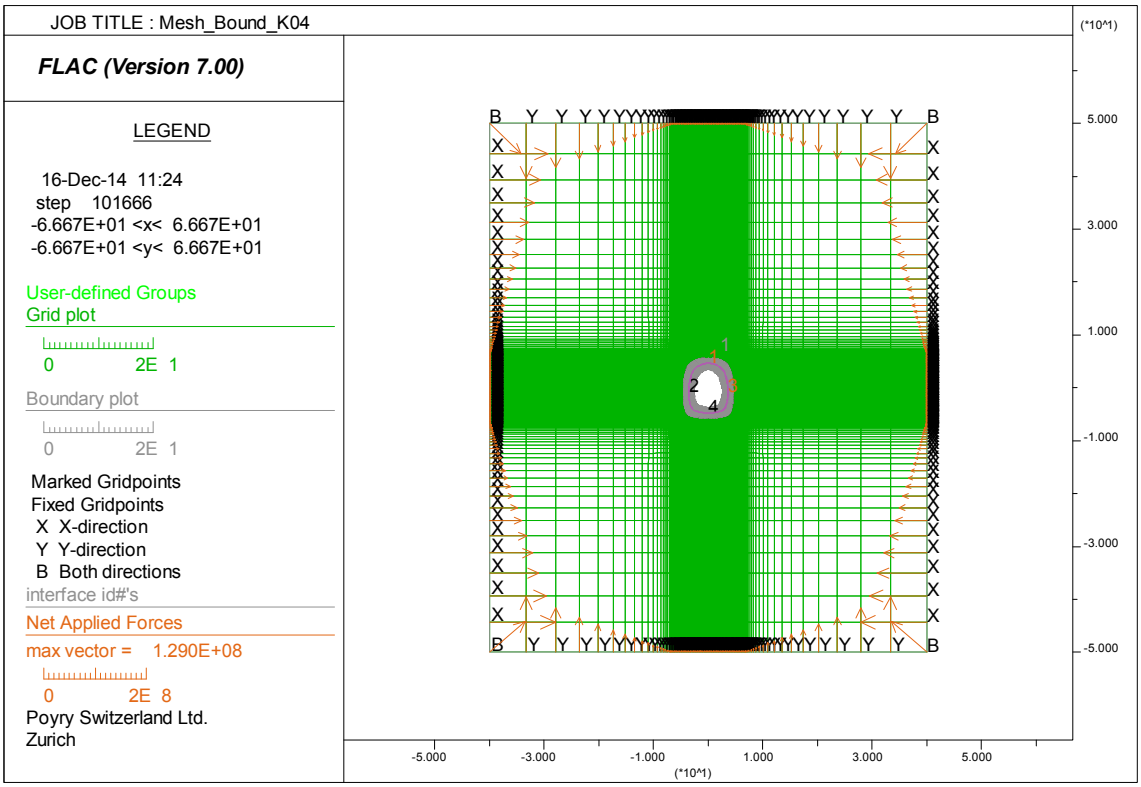


Fig. C.1-2: FLAC2D Modell für Profil K04 mit Vermaschung und Randbedingungen.

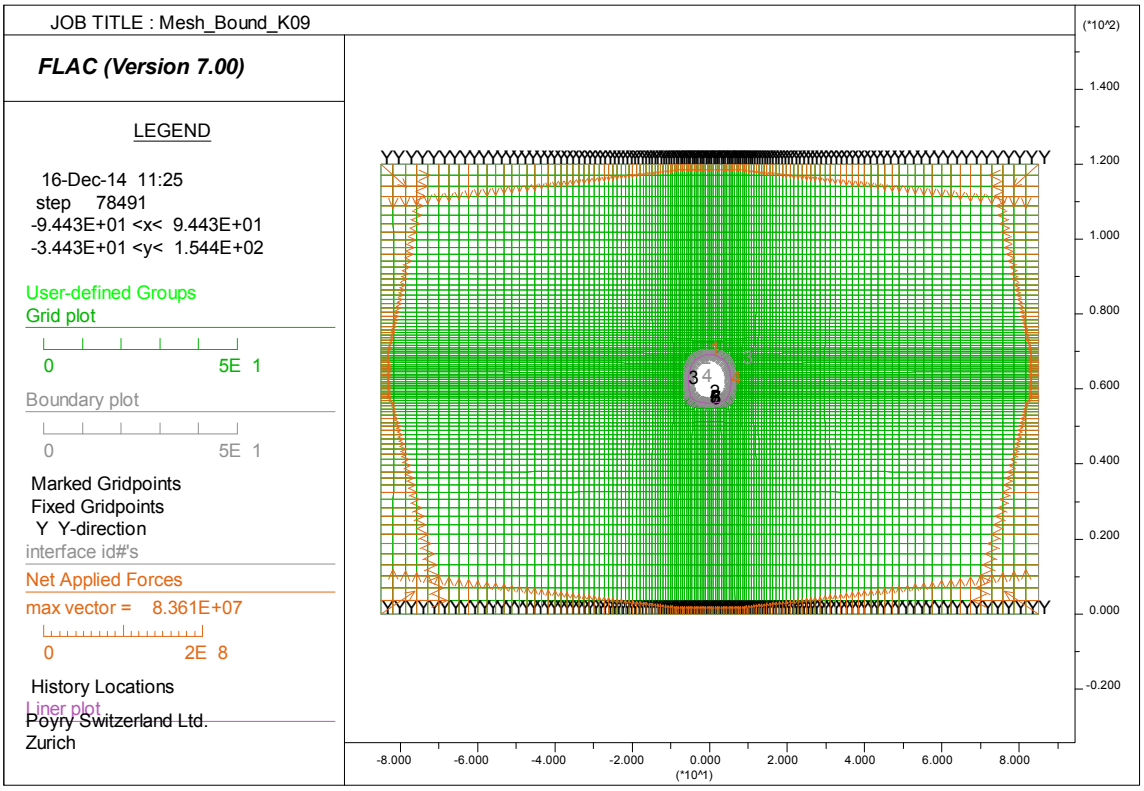


Fig. C.1-3: FLAC2D Modell für Profil K09 mit Vermaschung und Randbedingungen.

Anhang D Hinweise zu den analytischen Ansätzen

Vollständige Herleitung von $u(r)$ und $u(r = a)$ für ein elastisch spröd-plastisches Materialverhalten

Die Verzerrungen eines elasto-plastischen Modellmaterials setzen sich additiv aus einem elastischen und einem plastischen Anteil zusammen:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_t{}^{EL} + \varepsilon_t{}^{PL} \tag{1}$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_r{}^{EL} + \varepsilon_r{}^{PL} \tag{2}$$

Das Verhältnis der plastischen Verzerrungen wird durch das Fliessgesetz der Plastizitätstheorie festgelegt:

$$\frac{\varepsilon_r{}^{PL}}{\varepsilon_t{}^{PL}} = -\kappa, \quad \text{mit } \kappa = \frac{1+\sin\psi}{1-sin\psi} \tag{3}$$

Aus (1), (2), (3) $\Longrightarrow \varepsilon_r + \kappa\varepsilon_t = \varepsilon_r{}^{\mathrm{EL}} + \kappa\varepsilon_t{}^{EL}$

Mit den kinematischen Relationen $\varepsilon_r = \frac{du}{dr}$ und $\varepsilon_t = \frac{u}{r}$ folgt:

$$\frac{du}{dr} + \kappa\frac{u}{r} = \varepsilon_r{}^{EL} + \kappa\varepsilon_t{}^{EL} = f(r)$$

$$f(r) = \frac{1+\nu}{E}[(1-\nu)(\sigma_r - \sigma_o) - \nu(\sigma_t - \sigma_o)]$$

$$+ \frac{\kappa(1+\nu)}{E}[(1-\nu)(\sigma_t - \sigma_o) - \nu(\sigma_r - \sigma_o)]$$

mit

$$\sigma_r = \left(\frac{r}{a}\right)^{(m_R-1)}\left(\sigma_a + \frac{f_{cR}}{m_R-1}\right) - \frac{f_{cR}}{m_R-1} \text{ und}$$

$$\sigma_t = m_R\sigma_r + f_{cR}$$

Die Spannungen in der plastifizierten Zone sind lediglich von den Restfestigkeiten und nicht von den Höchstfestigkeiten abhängig. Die Lösung der Differentialgleichung (5) ist identisch mit der Lösung für das elasto-plastische Materialverhalten (vgl. Anagnostou & Kovári 1993):

$$u(r) = C\, r^{-\kappa} + \frac{a}{E}\left[-\mathrm{A}_1\bar{\sigma}_{oR}\left(\frac{r}{a}\right) + \mathrm{A}_2\,\bar{\sigma}_{aR}\left(\frac{r}{a}\right)^{m_R}\right] \tag{4}$$

mit $\mathrm{A}_1 = (1+\nu)(1-2\nu)$; $\mathrm{A}_2 = \frac{(1+\nu)(1-\nu+m\kappa-\nu m-\nu\kappa-\nu\kappa m)}{m+\kappa}$

Die Konstante C wird aus der Randbedingung an der Stelle ρ (Rand der plastifizierten Zone):

$$u(r=\rho)=u_\rho$$

ermittelt.

Der Radius der plastifizierten Zone ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung und der Coulomb'schen Bruchbedingung der Restfestigkeit, mit dem Indizes R, (Zustand in der plastifizierten Zone) zusammen mit der Coulomb'schen Bruchbedingung der Höchstfestigkeit, mit dem Indizes H, an der Stelle $r = \rho$. Die Verschiebung u_ρ an der Grenze $r = \rho$ der elastischen Zone ergeben sich aus der rein elastischen Gebirgskennlinie:

$$u_\rho=\frac{1+\nu}{\mathrm{E}}\rho\left(\sigma_O-\sigma_\rho\right)=\frac{1+\nu}{\mathrm{E}}\rho\frac{m_\mathrm{H}-1}{m_\mathrm{H}+1}\left(\sigma_o+\frac{f_{c\mathrm{H}}}{m_\mathrm{H}-1}\right) \tag{5}$$

mit $\rho=a\left(\frac{\frac{2\sigma_O-f_{c\mathrm{H}}}{m_\mathrm{H}+1}+\frac{f_{cR}}{m_R-1}}{\sigma_a+\frac{f_{cR}}{m_R-1}}\right)^{\frac{1}{m_R-1}}=a\left(\frac{\overline{\sigma}_{o\mathrm{H}R}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{\frac{1}{m_R-1}}$, mit $\overline{\sigma}_{aR}=\sigma_a+\frac{f_{cR}}{m_R-1}$ (6)

Durch Einsetzen von (5) und (6) in (4) folgt:

$$\frac{a(1+\nu)}{\mathrm{E}}\left(\frac{\frac{2\sigma_O-f_{cH}}{m_H+1}+\frac{f_{cR}}{m_R-1}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{\frac{1}{m_R-1}}\frac{m_\mathrm{H}-1}{m_\mathrm{H}+1}.\overline{\sigma}_{oH}=C\,\rho^{-\kappa}+\frac{a}{\mathrm{E}}\left[-A_1\overline{\sigma}_{oR}\left(\frac{\rho}{a}\right)+A_2\overline{\sigma}_{aR}\left(\frac{\rho}{a}\right)^{m_R}\right]$$

$$C\,\rho^{-\kappa}=\frac{a(1+\nu)}{E}\left(\frac{\frac{2\sigma_O-f_{cH}}{m_\mathrm{H}+1}+\frac{f_{cR}}{m_R-1}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{\frac{1}{m_R-1}}.\frac{m_\mathrm{H}-1}{m_\mathrm{H}+1}.\overline{\sigma}_{oH}-\frac{a}{\mathrm{E}}\left[-A_1\overline{\sigma}_{oR}\left(\frac{\rho}{a}\right)+\right.$$

$$\left.A_2\overline{\sigma}_{aR}\left(\frac{\rho}{a}\right)^{m_R}\right]$$

mit $\overline{\sigma}_{oHR}=\frac{2\sigma_O-f_{cH}}{m_H+1}+\frac{f_{cR}}{m_R-1}$, folgt:

$$C\,\rho^{-\kappa}=$$

$$\frac{a(1+\nu)}{E}\left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{\frac{1}{m_R-1}}.\frac{m_\mathrm{H}-1}{m_\mathrm{H}+1}.\overline{\sigma}_{oH}-\frac{a}{\mathrm{E}}\left[-A_1\overline{\sigma}_{oR}\left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{\frac{1}{m_R-1}}+A_2\overline{\sigma}_{aR}\left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{\frac{1}{m_R-1}}\right]$$

$$C\, a^{-\kappa}\left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{-\kappa\frac{1}{m_R-1}}$$

$$= \frac{a(1+\nu)}{E}\left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{\frac{1}{m_R-1}}\frac{m_{\mathrm{H}}-1}{m_{\mathrm{H}}+1}\overline{\sigma}_{oH}$$

$$-\frac{a}{\mathrm{E}}\left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{\frac{1}{m_R-1}}\left[-A_1\overline{\sigma}_{oR}+A_2\overline{\sigma}_{oR}\left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)\right]$$

$$C = \frac{a^{\kappa+1}(1+\nu)}{\mathrm{E}}\left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{\frac{\kappa+1}{m_R-1}}.\frac{m_{\mathrm{H}}-1}{m_{\mathrm{H}}+1}.\overline{\sigma}_{oH}-\frac{a^{\kappa+1}}{\mathrm{E}}.\left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{\frac{\kappa+1}{m_R-1}}\left[-A_1\overline{\sigma}_{oR}+A_2\overline{\sigma}_{aR}\left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)\right]$$

mit $\mathrm{A}_4 = \frac{\kappa+1}{m_R-1}$, folgt die Konstante C:

$$C = \frac{a^{\kappa+1}(1+\nu)}{\mathrm{E}}\left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{\mathrm{A}_4}\frac{m_{\mathrm{H}}-1}{m_{\mathrm{H}}+1}\overline{\sigma}_{oH}-\frac{a^{\kappa+1}}{\mathrm{E}}\left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{\mathrm{A}_4}.\left[-A_1\overline{\sigma}_{oR}+A_2\overline{\sigma}_{aR}\left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)\right]$$

Daraus ergibt sich die Radialverformung *u* in Abhängigkeit des Radius *r*:

$$u(r) = \frac{r^{-\kappa}a^{\kappa+1}(1+\nu)}{\mathrm{E}}\left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{\mathrm{A}_4}.\frac{m_{\mathrm{H}}-1}{m_{\mathrm{H}}+1}.\overline{\sigma}_{oH}$$

$$-\frac{r^{-\kappa}a^{\kappa+1}}{\mathrm{E}}.\left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{\mathrm{A}_4}\left[-A_1\overline{\sigma}_{oR}+A_2\overline{\sigma}_{aR}\left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)\right]$$

$$+\frac{a}{\mathrm{E}}\left[-A_1\overline{\sigma}_{oR}\left(\frac{r}{a}\right)+A_2\overline{\sigma_{aR}}\left(\frac{r}{a}\right)^{m_R}\right]$$

Die Gebirgskennlinie $u(r = a)$ an der Stelle $r = a$ ist folglich:

$$u(r = a)$$

$$= \frac{a(1+\nu)}{\mathrm{E}} \left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{\mathrm{A}_4} \frac{m_{\mathrm{H}} - 1}{m_{\mathrm{H}} + 1} \overline{\sigma}_{oH}$$

$$- \frac{a}{\mathrm{E}} \left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)^{\mathrm{A}_4} \left[-A_1 \overline{\sigma}_{oR} + A_2 \overline{\sigma}_{aR} \left(\frac{\overline{\sigma}_{oHR}}{\overline{\sigma}_{aR}}\right)\right]$$

$$+ \frac{a}{\mathrm{E}} \left[-A_1 \overline{\sigma}_{oR} + A_2 \overline{\sigma}_{aR}\right]$$

Anhang E Beurteilung der Tiefenlage in Bezug auf die geotechnischen Bedingungen in den Mergel-Formationen des Helvetikums

In 2004 wurden geomechanische Untersuchungen zur Beurteilung der Standsicherheit und des bautechnischen Aufwandes für verschiedene SMA-Lagerkavernen in den Mergel-Formationen des Helvetikums im Standortgebiet Wellenberg durchgeführt (Electrowatt Infra (2004). Basis bildeten numerische Berechnungen mit dem Programm FLAC2D für mögliche SMA-Lagerkavernentypen K12 und K16 (vgl. Fig. 3.2-6) mit Überlagerungen von 200 m bzw. 600 m. Die Ergebnisse zeigten, dass mit einer Ausbruchsicherung aus Spritzbeton (Stärke von 20 cm bis 25 cm) und Systemankerung die Kavernen erstellt werden können.

In 2010 wurden orientierende geomechanische Berechnungen und Vordimensionierungen für SMA-Lagerkavernen in 300 m bis 800 m Tiefe wiederum in Mergel-Formationen des Helvetikums (Palfris-Formation) für Kavernenprofile K06, K09, K12 und K16 durchgeführt (Nagra (2010b)). Dabei wurden zwei Gebirgsmodelle zugrunde gelegt: intaktes und zerschertes Gebirge. Diese Berechnungen basierten vor allem auf analytischen Untersuchungen mit Hilfe des Gebirgskennlinienverfahrens nach Corbetta (1991). Die Abschätzungen zeigten, dass auch bei den grossen Profilen K16 bis in Tiefenlagen von 800 m die normierten Konvergenzen unter 1 % bleiben und die Ausdehnung der plastifizierten Zone maximal 10m beträgt. Unter Berücksichtigung der Entwurfsindikatoren gemäss Kap. 4.1 sind also bis in Tiefenlagen von 800 m auch für grosse Profile K16 günstige Verhältnisse anzunehmen.

Aufgrund aktualisierter Lagerperimeter in Tiefenlagen bis 1000 m wurden in 2014 auf der Basis der gleichen geomechanischen Datensätze wie in Electrowatt Infra (2004) aktualisierte numerische Berechnungen mit FLAC2D in Tiefenlagen von 800 m, 1000 m und 1200 m durchgeführt.

Das Berechnungsmodell basiert auf dem gleichen Modell zur Untersuchung des Gebirgsverhaltens im Opalinuston gemäss Kap. 4.2. Die verwendeten Eingabeparameter können der Tab. B.6-1, Anhang B.6 (in-Situ Spannungszustand) und Tab. B6-2 (Gebirgsmodell) entnommen werden. In Bezug auf die Festigkeitswerte entsprechen die Kennwerte auf Niveau X_m denjenigen der Auswertung der felsmechanischen Versuchsresultate der Tonmergel des Helvetikums im Bereich des Wellenbergs (Nagra (2014c), Anhang A, Tab. A-1). Die verwendeten Eingabeparameter entsprechen dem Niveau X_m (Erwartungswerte).

Die aktualisierten numerischen Berechnungen wurden anhand des Referenzprofils K09 durchgeführt, jeweils mit Orientierung der Bauwerksachse parallel und senkrecht zur maximalen Horizontalspannung σ_H.

Fig. E.1-1a, b zeigen die Verschiebungsvektoren und plastifizierten Zonen für das reine Gebirgsverhalten (d.h. ohne Ausbau) und kurz nach dem Ausbruch (undrainiert) parallel und senkrecht zu σ_H in Abhängigkeit zur Tiefenlage zwischen 800 m und 1'200 m.

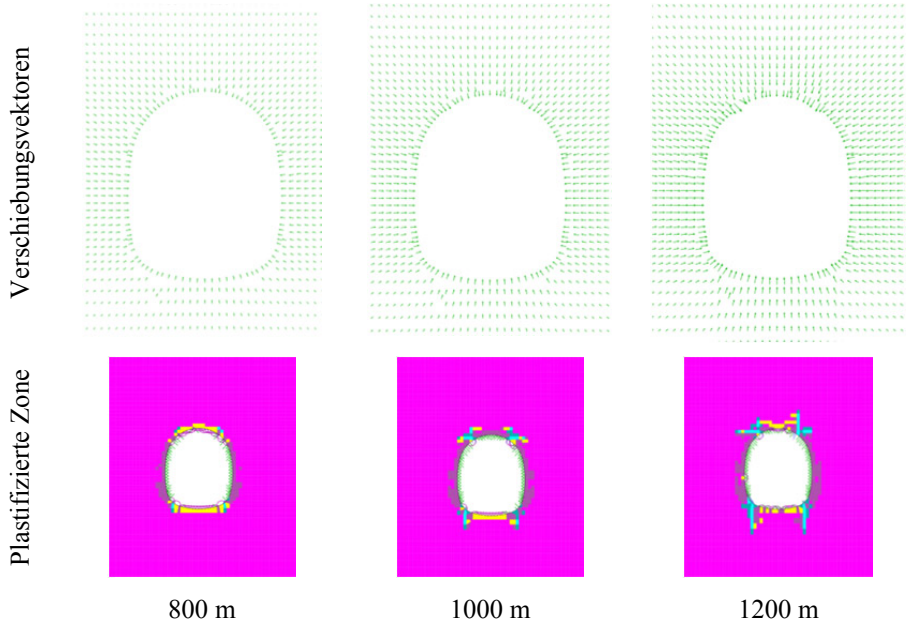


Fig. E.1-1a: Verschiebungsvektoren und plastifizierte Zone für SMA-Lagerkaverne K09 in den Mergel-Formationen des Helvetikums, parallel zu σ_H in Abhängigkeit der Tiefenlage zwischen 800 m und 1200 m.

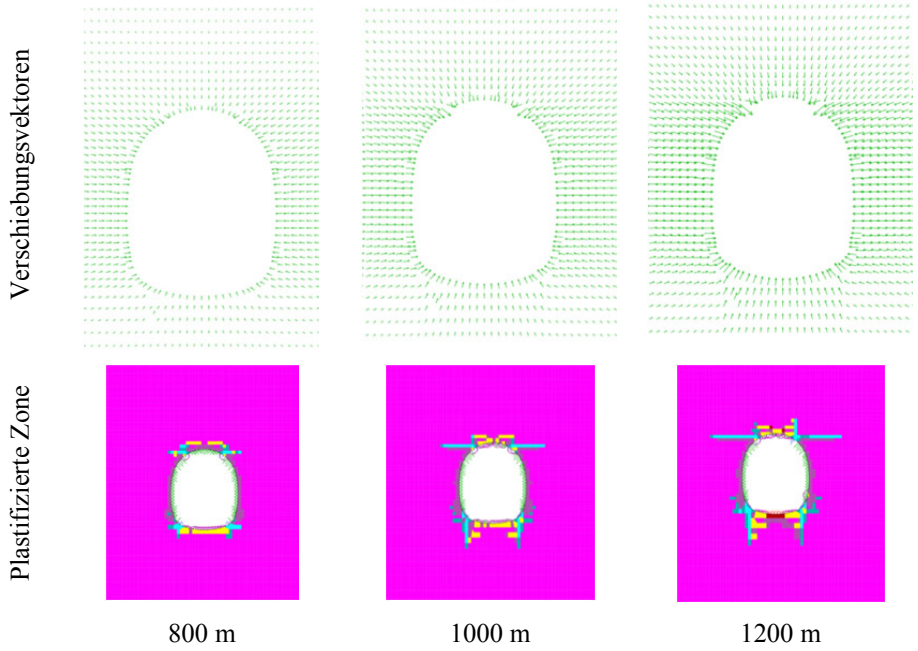
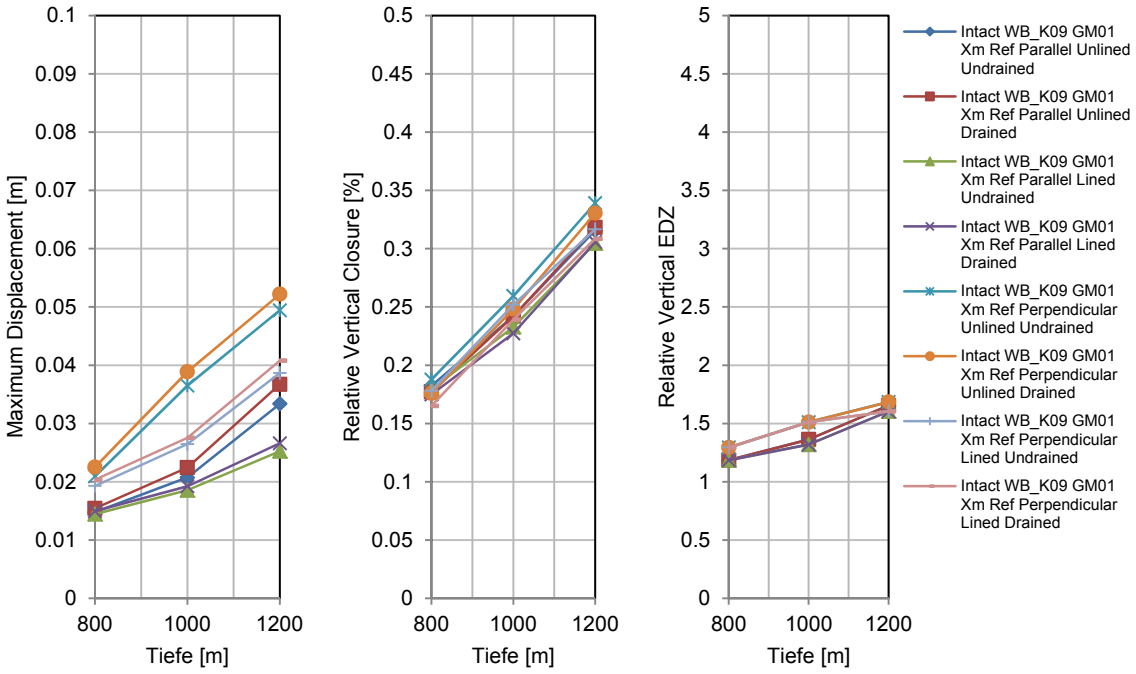


Fig. E.1-1b: Verschiebungsvektoren und plastifizierte Zone für SMA-Lagerkaverne K09 in den Mergel-Formationen des Helvetikums, Niveua X_m, senkrecht zu σ_H in Abhängigkeit der Tiefenlage zwischen 800 m und 1200 m.

Fig. E1-2 zeigt die maximalen Verschiebungen, die normierte vertikale Konvergenz und die normierte Ausdehnung der plastifizierten Zone in Abhängigkeit zur Tiefenlage für alle durchgeführten numerischen Berechnungen, d.h. ohne und mit Ausbau sowie undrainiert (Kurzzeit-

verformung) und drainiert (d.h. unter Berücksichtigung zeitabhängiger Verformungen infolge der Konsolidation). Die maximalen Deformationen variieren in 800 m zwischen 15 – 23 mm und in 1200 m zwischen 26 und52 mm. Daraus ergeben sich normierte vertikale Konvergenzen um ca. 0.2 % in 800 m bis 0.35 % in 1'200 m sowie normierte vertikale Ausdehnung der plastifizierten Zone von ca. 1.3 (800 m) bis ca. 1.6 (1'200 m). Damit liegen die Werte deutlich im günstigen Bereich gemäss den Entwurfsindikatoren (Kap. 4.1).



Max. Verformung | Normierte vertikale Konvergenz in % | Normierte vertikale Ausdehnung der plastifizierten Zone

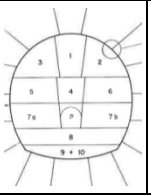
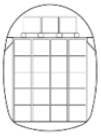
Fig. E.1-2: Gebirgsverhalten SMA-Lagerkaverne K09 in den Mergel-Formationen des Helvetikums , Niveau X_m in Abhängigkeit zur Tiefenlage zwischen 800 m bis 1200 m.

Tab. E1-1 stellt die möglichen SMA-Lagerkavernentypen K09, K12, K16 und K20 ausgeführten Kavernen und Tunnel des anfangs 1980 fertiggestellten Seelisbergtunnels SIA Sonderdruck (1980). Der Abschnitt Huttegg des Seelisbergtunnels führt durch die gleichen Mergel-Formationen des Helvetikums, wie das Wirtgestein des Standortgebiets Wellenberg. Die Überlagerung im Abschnitt Huttegg beträgt 500 m bis 800 m. Mit einer Ausbruchquerschnittsfläche von rund 118 m^2 entsprechen die beiden Tunnelröhren des Abschnitt Huttegg ziemlich genau dem Kavernentyp K09. Die Lüftungszentrale Huttegg mit 500 m Überlagerung ist ein geomechanisch anspruchsvolles Untertagbauwerk mit verschiedenen Verzweigungen und geringen Abständen zwischen den Bauwerken (vgl. Fig. E1-3). Das grösste Profil mit einem Ausbruchquerschnitt von ca. 270 m^2 entspricht ungefähr dem Kavernentyp K20. Die bautechnischen Schwierigkeiten konnten mit den gewählten Baumethoden und Ausbruchsicherungsmassnahmen gut beherrscht werden[38].

[38] Schäden am einschaligen Tübbingausbau in den beiden Tunnelröhren des Abschnitt Huttegg können auf eine unzureichende Ringspaltverfüllung (fehlende Bettung des einschaligen Tübbingausbaus) zurückgeführt werden. Dies kann bei Verwendung einer Spritzbetonsicherung, wie sie auch für die Kavernen der Lüftungszentrale verwendet wurden, ausgeschlossen werden.

Basierend auf den Berechnungen und den Erfahrungen aus dem Seelisbergtunnel können den Kavernentypen gemäss Tab. 2.4-4 für SMA-Lagerkavernen Tiefenbereiche zugeordnet werden, bei welchen mit günstigen Verhältnissen im Hinblick auf bautechnische Machbarkeit unter Berücksichtigung der Anforderungen an die Langzeitsicherheit gerechnet werden kann.

Tab. E.1-1: Vergleich der Referenzprofile für SMA-Lagerkavernen mit ausgeführtem Bauwerk Seelisbergtunnel, Abschnitt Huttegg (Quelle SIA Sonderdruck 1980).

	SBT: Röhre Huttegg	SBT: LZ Huttegg	K09	K12	K16	K20
Referenzprofile						
Ausbruchprofil	118 m^2	270 m^2	118 m^2	155 m^2	215 m^2	250 m^2
Ausbruch∅ $D_{äqu}$	12.2 m	18.5 m	12.3 m	14.0 m	16.5 m	17.8 m
Überlagerung	500 – 800m	500 m	≤ 1200 m	≤ 1000 m	≤ 800 m	≤ 600 m
UCS	40 MPa	40 MPa				
Ausbaustärke	0.4 – 0.5 m	0.75-0.95m	0.5 – 0.7 m	0.5 – 0.7 m	0.6 – 0.8 m	0.7 – 0.9 m

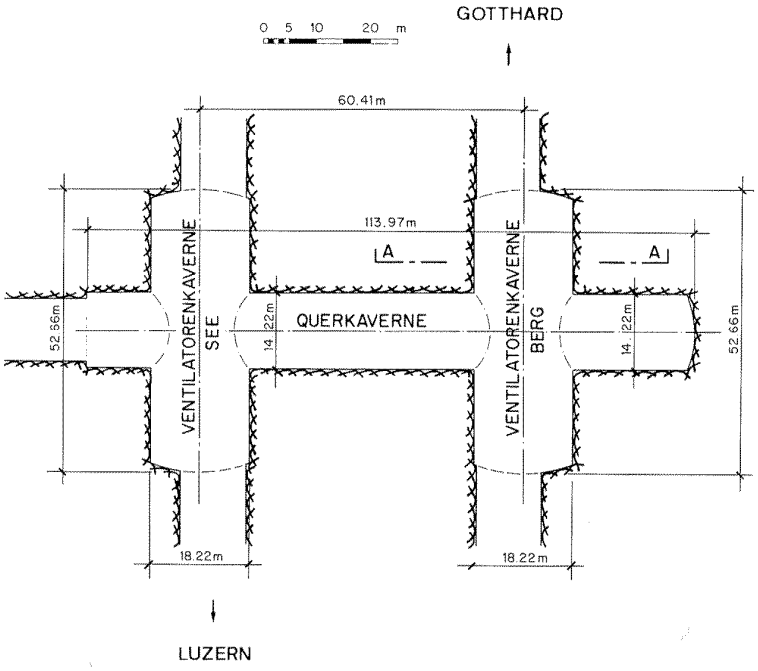


Fig. E.1-3: Grundriss Lüftungszentrale Huttegg, Seelisbergtunnel in den Mergel-Formationen des Helvetikums mit 500 m Überlagerung (aus SIA Sonderdruck 1980).

Tab. E.1-2: SMA-Lagerkavernentyp und dazugehörende maximale Tiefenlage mit günstigen Verhältnissen im Hinblick auf die bautechnische Machbarkeit unter Berücksichtigung der Anforderungen an die Langzeitsicherheit.

Orientierende Planungsannahme

SMA-Lagerkavernentyp	**Tiefenlage mit günstigen Verhältnissen in Bezug auf Gesteinsfestigkeiten und Verformungsverhalten**
K16 oder kleiner	< 800 m
K12 oder kleiner	800 m - 900 m
K09 oder kleiner	900 m – 1000 m