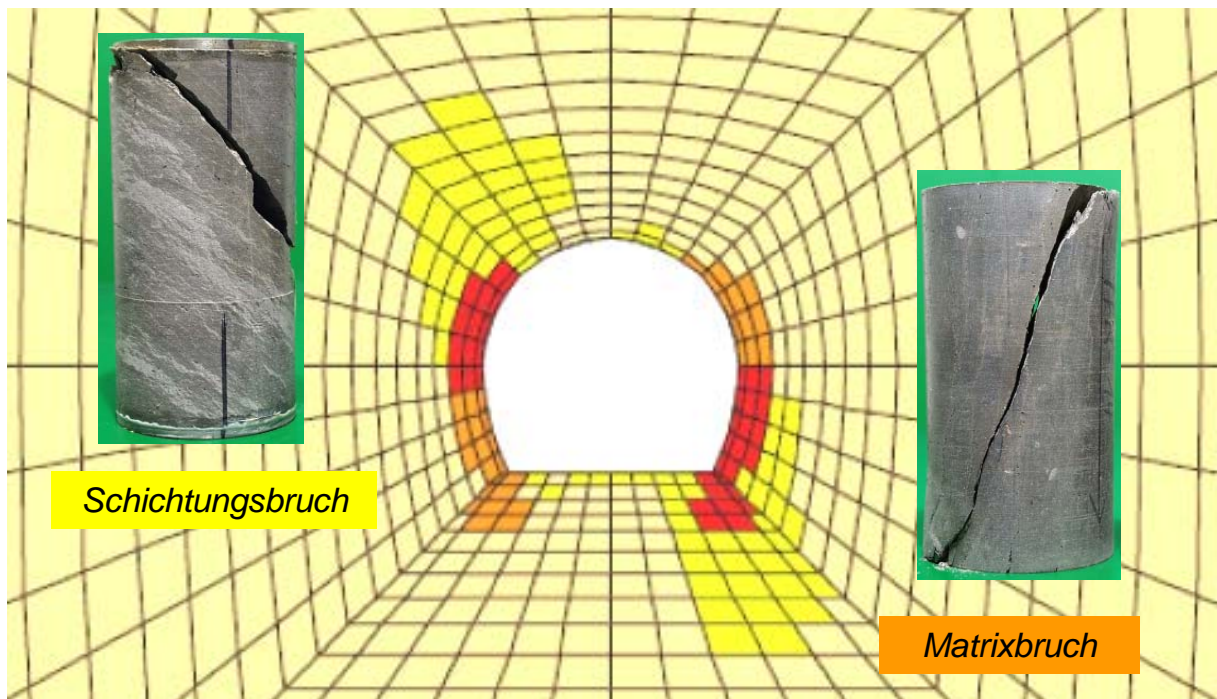

Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik Technische Universität Clausthal

FuE-Forschungsvorhaben im Auftrag des Projektträgers für Wasser-
technologie und Entsorgung im Forschungszentrum Karlsruhe

**Laborative und numerische Grundlagenuntersuchungen
zur Übertragbarkeit von Stoffmodellansätzen und EDV-Software
für Endlager im Salzgestein auf Endlager im Tonstein**



**Abschlussbericht zum BMWi – Forschungsvorhaben
mit dem Förderkennzeichen 02E9632
Zeitraum 01.04.2002 – 28.02.2006**



Abschlussbericht

zum BMWi- Forschungsvorhaben

Laborative und numerische Grundlagenuntersuchungen zur Übertragbarkeit von Stoffmodellansätzen und EDV-Software für Endlager im Salzgestein auf Endlager im Tonstein

Förderkennzeichen 02E9632

Zeitraum 01.04.2002 – 28.02.2006

Projektleiter: Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. K.-H. Lux

Sachbearbeiter: Dipl.-Ing. O. Czaikowski

Dipl.-Math. R. Wolters

Dr.-Ing. U. Düsterloh

Clausthal, im September 2006

.....
Dipl.-Ing. O. Czaikowski

.....
Dipl.-Math. R. Wolters

.....
Dr.-Ing. U. Düsterloh

.....
Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. K.-H. Lux

Das diesem Bericht zugrunde liegende Forschungsvorhaben wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Wissenschaft und Technologie (BMWi) unter dem Förderkennzeichen 02E9632, Laufzeit 01.04.2002 bis 28.02.2006 gefördert.

Die Verantwortung für den Inhalt der Veröffentlichung liegt bei den Autoren.



Zusammenfassung der Forschungsergebnisse

Die Untersuchung von zu Salzgestein alternativen Wirts- und Barrierengesteinen im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle setzt voraus, dass ein hinreichender Kenntnisstand zu den relevanten alternativen Geosystemen und zu ihrem Verhalten unter den endlagerbedingten technologischen Einwirkungen vorhanden ist. In Deutschland hat sich die endlagerbezogene Forschung in den letzten zwei bis drei Jahrzehnten auf das Salinargebirge als Wirts- und Barrierengestein konzentriert, sodass hier ein umfangreicher Kenntnisstand vorliegt, der zuverlässige Aussagen im Rahmen von Standortbewertungen und standortbezogenen Sicherheitsanalysen erwarten lässt. Dieser vertiefte Kenntnisstand liegt für alternative Geosysteme wie Ton- und Kristallingesteine in Deutschland nicht vor. Das hier bearbeitete Forschungsvorhaben sieht vor, mit einer Konzentration auf Tongesteine einerseits bestehende Defizite zu identifizieren und andererseits den bestehenden Kenntnisstand sowohl im Bereich der physikalischen Modellierung wie auch der numerischen Simulation weiter zu entwickeln.

Bei der Bearbeitung des Forschungsvorhabens war es daher nahe liegend, von dem vorhandenen Kenntnisstand zu Salinargesteinen auszugehen und in einem ersten Bearbeitungsschwerpunkt zunächst im Vergleich der Wirts- und Barrierengesteine Steinsalz und Tongestein Ähnlichkeiten und vor allem Unterschiede in den mechanischen Eigenschaften und im mechanischen Verhalten zu identifizieren. Auf dieser Analyse aufbauend erfolgten dann in einem zweiten Bearbeitungsschwerpunkt laborative Untersuchungen zum Materialverhalten von Tongesteinen, um einerseits die Versuchstechnik an diese Gesteine anzupassen und andererseits ihr mechanisches Verhalten im Vergleich zu Literaturdaten zu analysieren (Eigenschaften, Kennwerte).

Der dritte Bearbeitungsschwerpunkt befasste sich dann mit der physikalischen Modellierung. Ausgehend von für Salinargesteine entwickelten Stoffmodellen ist untersucht worden, inwieweit diese Modelle im Rahmen einer phänomenologischen Betrachtungsweise auf Tongesteine übertragen werden können und welche Änderungen bzw. Erweiterungen noch vorzunehmen sind.

In einem vierten Bearbeitungsschwerpunkt ist schließlich versucht worden, die übertragenen und in einem ersten Schritt modifizierten physikalischen Modelle in die numerische Simulation einzubeziehen und Fallbeispiele retrospektiv zu bearbeiten.

Zusammenfassend ist somit aus geomechanischer Sicht festzustellen:



- Das für Salinargestein vorhandene Modellierungs-/ Simulationsinstrumentarium ist als Grundausrüstung auf Tongestein übertragbar → bei phänomenologischer Betrachtung sind grundsätzliche Ähnlichkeiten vorhanden, wenngleich die mikromechanischen Mechanismen ausgesprochen verschiedenartig (und in ihren Wirkungen auch zu berücksichtigen) sind.
- Salzgesteine weisen im Vergleich zu anderen Materialien des Ingenieurbaus geomechanisch bereits ein komplexes Materialverhalten auf, Tongesteine erscheinen durch den Einfluss der Schichtung auf das Tragverhalten und die zusätzlichen Wechselwirkungen Gesteinsmatrix – Porenwasser signifikant komplexer.
- Bei Tongesteinen sind Gefügeeigenschaften in der physikalischen Modellierung explizit zu berücksichtigen (Schichtungsgefüge, Schieferungsgefüge, Trennflächengefüge).
- Porenwasser und Porenwasserdruck sind explizit in Raum und Zeit zu berücksichtigen (Veränderung von Materialeigenschaften, mechanische Wirkung → *Biot*-, *Skempton*-, *Bishop*-Koeffizient).
- Während bei einem Endlager im Salinargebirge eine *THM-C* Kopplung eher nur für die nicht grundsätzlich ausschließbaren Entwicklungen mit geringer Wahrscheinlichkeit im Rahmen von Szenarienanalysen erforderlich wird, erfordert bei einem Endlager im Tongestein bereits die Analyse / Prognose der Normalentwicklung eine *THM(C)*-Kopplung.
- Während für das Salinargebirge im Grundsatz von einem isotropen Primärspannungszustand ausgegangen werden kann, ist im Tonsteingebirge grundsätzlich ein anisotroper Primärspannungszustand anzunehmen und entsprechend messtechnisch mit der erforderlichen Zuverlässigkeit zu quantifizieren (Richtung, zahlenmäßige Größe der Primärspannungskomponenten).
- Die Standortcharakterisierung, die Identifizierung von Standortunterschieden und die Prognose der Standortentwicklung erscheinen bei dem Geosystem Tonsteingebirge komplexer als bei dem Geosystem Salinargebirge. Damit nehmen auch die Prognoseunsicherheiten tendenziell zu.
- Die durchgeführte Stoffmodellvalidierung zeigt, dass für eine hinreichend zuverlässige Validierung von physikalischen Modellen die Gegenüberstellung von Messbefunden und Ergebnissen aus numerischen Simulationen unerlässlich ist und im Rahmen einer *on site confirmation* die Verwendung von dreidimensionalen Berechnungsmodellen grundsätzlich



erforderlich ist (Berücksichtigung von nicht messbaren ortsbrustvorlaufenden Gebirgsdeformationen, Berücksichtigung eines anisotropen Primärspannungszustandes).

- Aus dreidimensionalen Simulationen ist zu ersehen, dass die explizite Berücksichtigung von Schichtflächen mit reduzierter Festigkeit einen nicht unerheblichen Einfluss auf das räumliche! Gebirgstragverhalten hat und somit nicht im Rahmen einer nur zweidimensionalen Simulation repräsentativ erfasst werden kann. (Schichtflächenorientierung im Raum, ortsbrustvorlaufende Spannungsumlagerungen).
- Im Gegensatz zu salinaren Geosystemen kann bei Tonsteinformationen nicht von vornherein ein mechanisch wirksames Trennflächengefüge ausgeschlossen werden. Anzeichen deuten darauf hin, dass latente Trennflächensysteme a priori vorhanden sein können, die dann durch den technischen Eingriff in das Gebirge mechanisch (und auch hydraulisch) aktiviert werden.

Schließlich ist festzustellen, dass neben den laborativen Arbeiten mit einer dem sensitiven Material Tongestein angepassten Zwischenlagerung des für gesteinsmechanische Untersuchungen vorgesehenen Bohrkernmaterials sowie der physikalischen Modellierung und der numerischen Simulation (3D, Kopplung THM) die Validation des eingesetzten Prognoseinstrumentariums von zentraler Bedeutung ist. Hierfür stehen international z.B. aus der Schweiz oder aus Frankreich und nunmehr auch in Deutschland Feldmessdaten und damit an verschiedenen Standorten in unterschiedlichen Tongesteinen aus diversen Messprogrammen und Feldexperimenten erhaltene in situ Befunde zur Verfügung, die in weiterführenden Arbeiten entsprechend genutzt werden sollten.



Inhaltsverzeichnis

1	<i>Aufgabenstellung und Überblick</i>	10
1.1	Aufgabenstellung	10
1.2	Bezug des Vorhabens zu den förderpolitischen Zielen des <i>BMWi</i> - Förderprogramms.....	18
1.3	Wissenschaftlicher und technischer Nutzen	19
1.4	Bisherige Arbeiten des Unterzeichnenden.....	20
1.5	Überblick über das Arbeitsprogramm.....	22
1.6	Danksagung.....	29
2	<i>Zum internationalen Kenntnisstand</i>	30
2.1	Materialeigenschaften und physikalische Modellierung	30
2.2	Zur Übertragbarkeit von Stoffmodellen für Steinsalz auf Tongestein.....	33
2.3	Erfahrungen mit Tragwerken in Tongesteinsformationen	35
2.3.1	Erfahrungen in der Schweiz.....	37
2.3.2	Erfahrungen in Frankreich	47
2.3.3	Erfahrungen in Deutschland	52
2.3.4	Weitere internationale Erfahrungen mit untertägigen Tragwerken in Tongesteinsformationen.....	61
2.4	Einige besondere Aspekte im Hinblick auf die Beschreibung der Materialeigenschaften von Tongesteinen und ihre physikalische Modellierung.....	64
2.5	Aspekte der physikalischen Modellierung im Tongestein.....	71
3	<i>Identifizierung grundsätzlicher gebirgsmechanischer Materialeigenschaften von Tongesteinsformationen</i>	73
3.1	Vorbemerkung	73
3.2	Deformationsverhalten.....	76
3.3	Bruch- und Restfestigkeiten.....	83
3.4	Dilatanzfestigkeit und dilatante Deformationen	84
3.5	Abhängigkeit der Materialeigenschaften vom Wassergehalt	86
3.6	Abhängigkeit der Materialeigenschaften vom Porenwasserdruck.....	87
4	<i>Laborative Untersuchungen</i>	90
4.1	Vorbemerkung	90
4.2	Bohrkernmaterial	91
4.3	Übersicht über das gesteinsmechanische Versuchsprogramm	92



4.4	Design und Aufbau von Prüfständen	95
4.5	Prüfkörperherstellung	98
4.6	Triaxialversuche zur Ermittlung des Festigkeitsverhaltens und des zeitunabhängigen Deformationsverhaltens von Tongestein	102
4.6.1	Versuchsaufbau und Versuchstechnik	102
4.6.2	Versuchsdurchführung und Versuchsauswertung	103
4.6.3	Versuchsergebnisse Tongestein	111
4.7	Versuchsergebnisse zum anisotropen Festigkeitsverhalten von Tongestein	114
4.8	Versuchsergebnisse zum wassergehaltsabhängigen Festigkeitsverhalten von Tongestein	116
4.9	Triaxialversuche zur Ermittlung des zeitabhängigen Materialverhaltens von Tongestein	118
4.9.1	Versuchsaufbau und Versuchstechnik	118
4.9.2	Versuchsdurchführung	119
4.9.3	Versuchsergebnisse für Tongestein	120
4.10	Weiterführende laborative Untersuchungen zu geomechanisch- geohydraulischen Wechselwirkungen bei Tongesteinen	138
4.10.1	Vorbemerkung	138
4.10.2	Druckbehälter-System zur Zwischenlagerung von Bohrkernmaterial bei isotropen (in situ-) Spannungsbedingungen	139
4.10.3	Erste laborative Ergebnisse	144
5	<i>Physikalische Modellierung des Deformationsverhaltens mit Stoffmodellen und Materialkennwerten</i>	151
5.1	Einige grundlegende Aspekte	151
5.2	Ausgewählte Stoffmodelle aus der internationalen Literatur	155
5.3	Klassischer Ansatz im Rahmen der Kontinuumsmechanik	159
5.4	Linear-elastisches Stoffmodell nach <i>Hooke</i>	161
5.5	Elasto-plastisches Stoffmodell und Bruch- / Fließkriterium nach <i>Mohr- Coulomb</i>	161
5.5.1	Elasto-plastisches Stoffmodell	161
5.5.2	Elasto-plastisches Stoffmodell mit Berücksichtigung der Restfestigkeit bzw. des Nachbruchverhaltens von Tongestein	164



5.5.3	Ausgewählte elasto-plastische Berechnungsergebnisse mit Berücksichtigung der Restfestigkeit bzw. des Nachbruchverhaltens von Tongestein.....	165
5.5.4	Abhängigkeit der Materialeigenschaften von Tongesteinen von den Schicht-/ Schieferungsflächen.....	170
5.5.5	Elasto-plastisches Stoffmodell mit Berücksichtigung einer reduzierten Festigkeit auf den Schichtflächen.....	176
5.6	Visko-plastisches Stoffmodell.....	177
5.7	Stoffmodell <i>Hou/Lux-T</i> (Kriech- und Schädigungsmodell) - Erweitertes Stoffmodell <i>Lubby2</i> mit Elementen der Schädigungsmechanik.....	178
5.7.1	Stoffmodellformulierung.....	178
5.7.2	Modifizierter Ansatz für das Stoffmodell <i>Hou/Lux-T</i> mit Berücksichtigung von Schichtungseinflüssen und Restfestigkeit.....	183
5.7.3	Ermittlung von Stoffmodellparametern auf der Grundlage international verfügbarer Literatur.....	186
6	<i>Ausgewählte Aspekte der numerischen Simulation</i>	191
6.1	Berücksichtigung der Anisotropie des primären Spannungszustandes.....	191
6.2	Übergang vom <i>FEM</i> -Programmsystem <i>MISES3</i> auf das <i>FDM</i> -Programmsystem <i>FLAC3D</i>	192
7	<i>Verifikation und Validierung</i>	194
7.1	Vorbemerkung.....	194
7.2	Verifikation.....	195
7.3	Validierungsstufe 1: Simulation von triaxialen Kriechversuchen.....	197
7.3.1	Simulation eines einstufigen triaxialen Kriechversuches.....	197
7.3.2	Simulation von mehrstufigen triaxialen Kriechversuchen.....	198
7.3.3	Simulation eines dreistufigen triaxialen Kriechversuches mit Schädigung / Kriechbruch.....	200
7.3.4	Ermittlung von Stoffmodellparametern auf der Grundlage durchgeführter eigener laborativer Untersuchungen – Eingabedatensatz Mont Terri.....	204
7.4	Validierungsstufe 2: Exemplarische Anwendung des Stoffmodells <i>Hou/Lux-T</i> auf Strecken im Tonsteingebirge im Vergleich zu einer elastisch-plastischen Modellierung.....	206
7.5	Validierungsstufe 3: Analyse des Tragwerkverhaltens von Grubenbauen im Tongestein.....	213



7.5.1	Grundsätzliche Vorgehensweise und Anforderungen an Prognosemodelle	213
7.5.2	Variationsanalyse mit einem 2D-Modell (ebenes scheibenartiges Tragsystem)	217
7.5.3	Variationsanalyse mit einem 3D-Modell (räumliches Tragsystem)	219
8	<i>Anwendung des Simulationsinstrumentariums auf eine exemplarische Strecke im Tongestein</i>	222
8.1	Vorbemerkung	222
8.2	In situ Beobachtungen zum Tragverhalten einer Strecke am Beispiel Mont Terri...	223
8.3	Messstrecke Mont Terri und geotechnische Randbedingungen	226
8.4	Erste Berechnungen zur Validierung des Stoffmodells <i>Hou/Lux-T</i>	228
8.5	Modifikationen.....	228
8.6	Berechnungsannahmen und Stoffmodellparameter für das 3D-Modell	229
8.7	Berechnungsannahmen, Vorstellung und Diskussion der Ergebnisse 3D	233
8.8	Schlussfolgerungen aus dem Vergleich Messdaten – Berechnungsdaten 3D.....	256
9	<i>Wesentliche Ergebnisse und Empfehlungen für das weitere Vorgehen.....</i>	259
9.1	Durchgeführte Untersuchungen und wesentliche Ergebnisse des Forschungsvorhabens.....	259
9.2	Ausblick und Empfehlungen für das weitere Vorgehen	261
	<i>Unterlagen</i>	265
	<i>Literatur</i>	266

1 Aufgabenstellung und Überblick

1.1 Aufgabenstellung

Zur Endlagerung radioaktiver Abfälle im Geosystem Salinargebirge liegen aus langjährigen Forschungs- und Entwicklungsarbeiten weitgehende Kenntnisse zu Materialeigenschaften und Tragwerksverhalten sowie geotechnischer Nachweisführung vor, z.B. *Düsterloh & Lux (2003)*, *Hunsche & Cristescu (1997)*, *Krone (2005)*, *Lux (2002a,b)*, *Schulze & Hunsche (2005)*, *Tsang (2005)*, *Wallner (2005)*, *Zhang et al. (2002)*. Um daher unter den Aspekten von Analyse und Nachweis der Betriebs- und Langzeitsicherheit im Rahmen von sowohl Standortvergleichen wie auch standortbezogenen Sicherheitsanalysen zu der langjährig erforschten Endlagerung im Wirts- und Barrierengestein Steinsalz gleichermaßen qualifizierte Vergleichsuntersuchungen in nichtsalinaren Wirtsgesteinsformationen durchführen zu können, müssen als Grundlagen u.a. das mechanische und das hydraulische Verhalten von Tongestein sowie die hydro-mechanischen Wechselwirkungen grundlegend erforscht werden. Dabei ist darauf hinzuweisen, dass gerade bei Tongesteinen die (thermo-) hydro-mechanischen Wechselwirkungen eine sehr viel größere Bedeutung haben als z.B. bei Kristallingesteinen oder bei Salzgesteinen. Darüber hinaus muss auch ein Instrumentarium erarbeitet werden, mit dessen Hilfe

- das Gebirge sowohl als Tragelement wie auch als geologische Barriere sowie
- die Damm- und Verschlussbauwerke als geotechnische Barrieren (Verbundkonstruktionen von umgebendem Gebirge und bautechnischen Abdichtungs- bzw. Tragelementen)

hinsichtlich ihres Tragverhaltens und ihrer Funktionstüchtigkeit hinreichend zuverlässig analysiert und prognostiziert werden können.

Bild 1.1 zeigt schematisch unabhängig von dem Typus des jeweiligen Geosystems (z.B. Salinargebirge oder Tonsteingebirge) ein Konzept für die methodische Vorgehensweise bei der Nachweisführung zum prognostischen Beleg der Sicherheit von Endlagersystemen. Danach wird im Hinblick auf die Simulation und Prognose der Endlagersystementwicklung je nach Eintrittswahrscheinlichkeit der geosystem- oder standortbezogen als Grundlage für die Sicherheitsnachweise zu identifizierenden und anzusetzenden Zustände, Ereignisse und Prozesse (*FEP's*) eine Einteilung vorgenommen in planmäßige oder außerplanmäßige Entwicklungsmöglichkeiten des Endlagersystems. Die planmäßige Entwicklung des Endlagersystems ist bei dieser Klassifizierung verbunden mit den *FEP's*, denen eine hohe Eintrittswahrschein-

lichkeit zugeordnet wird, während die *FEP*'s mit geringer Eintrittswahrscheinlichkeit in der außerplanmäßigen Endlagersystementwicklung subsumiert werden. Zustände, Ereignisse und Prozesse sind damit im Vorfeld numerischer Simulationen zu identifizieren und zu verstehen, in der Wahrscheinlichkeit ihres Eintretens zu bewerten sowie mit Hilfe möglichst realitätsnaher physiko-chemischer Modelle zu beschreiben und zu quantifizieren. Dabei ist zu bedenken, dass im Grundsatz auch gleiche Zustände, Ereignisse oder Prozesse je nach Typ des Geosystems und seinen spezifischen Bedingungen mit einer eher größeren oder einer eher geringeren Eintrittswahrscheinlichkeit zu erwarten sein können.

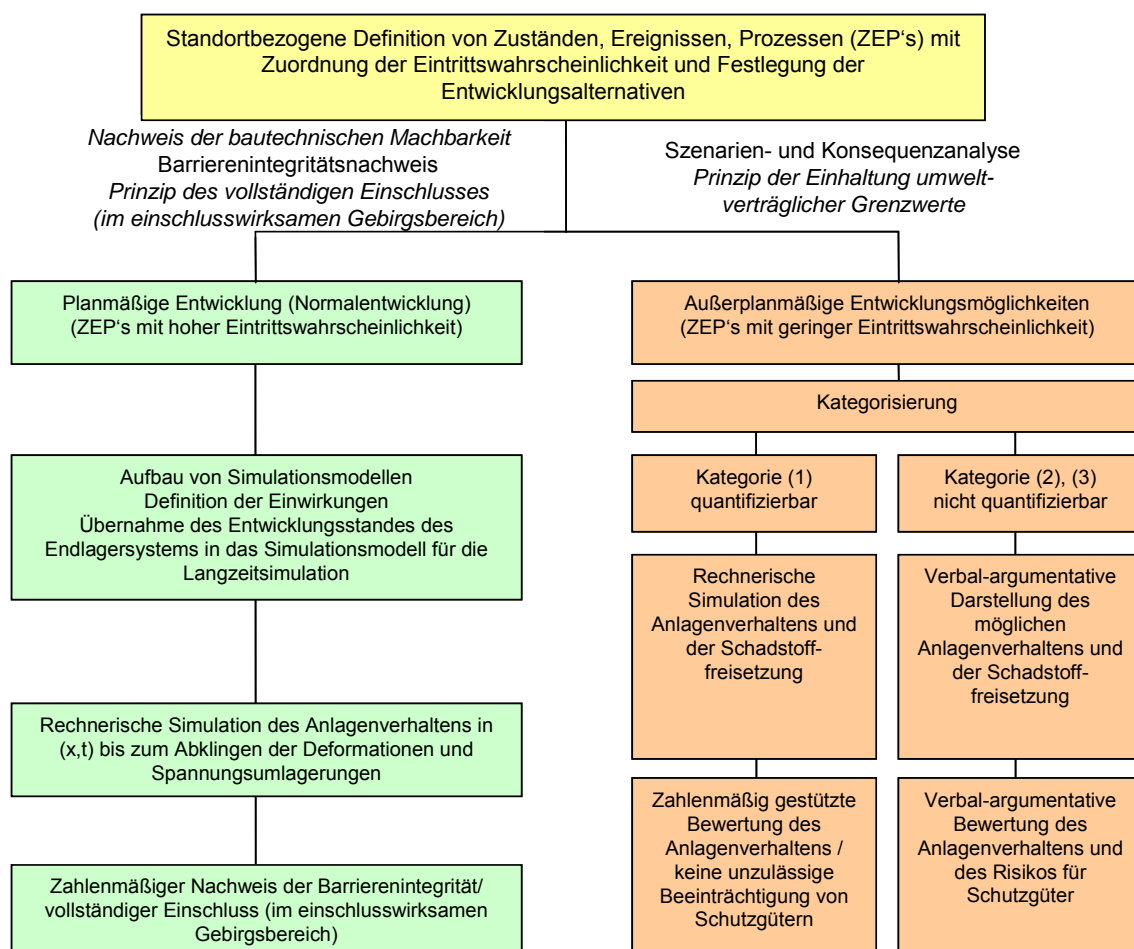


Bild 1.1: Konzept für die methodische Vorgehensweise bei der Nachweisführung zum prognostischen Beleg der Sicherheit von Endlagersystemen, Lux (2005)

Angesichts der Tatsache, dass in Deutschland das Wirts- und Barrierengestein Steinsalz u.a. in geomechanischer Hinsicht sehr viel intensiver untersucht worden ist als dazu alternative Wirtsgesteine, sind zur Erarbeitung eines gleichermaßen wie für das Salinargebirge qualifizierten Kenntnisstandes im Hinblick auf das methodische Konzept entsprechend Bild 1.1 und darauf begründete Aussagen zur Eignung oder Nichteignung dann nichtsalinärer Gebirgsfor-



mationen bzw. Geosysteme noch grundlegende Forschungs- und Entwicklungsarbeiten erforderlich. Ein wichtiger Aspekt ist dabei die physikalische Modellierung des Materialverhaltens des anstehenden Gebirges unter den relevanten Beanspruchungsbedingungen. Zu unterscheiden sind dabei insbesondere

- die Deformationseigenschaften mit zeitunabhängigen und zeitabhängigen Deformationen sowie volumentreuen und dilatanten bzw. kontraktanten Deformationen,
- die Festigkeitseigenschaften mit Spitzenfestigkeit, Restfestigkeit und Gefügefestigkeit sowie dem Entfestigungsverhalten und gegebenenfalls einer Rückbildung der Gefügeschädigungen sowie
- die hydraulischen Eigenschaften mit primärer und sekundärer Permeabilität.

Weiterhin von Bedeutung für das Tragverhalten können sein schichtungs- bzw. schieferungsbedingte Anisotropien an den Materialeigenschaften wie z.B. reduzierte Bruchfestigkeiten in Schichtungsflächen sowie ein tektonisch induziertes Trennflächengefüge, das dem Gestein aufgeprägt ist und in der Tendenz zu einer Verschlechterung der Materialeigenschaften führt, z.B. Zunahme der Deformationsfähigkeit, Abnahme der Festigkeit und Zunahme der Permeabilität.

Neben der Übernahme und Prüfung der Einsetzbarkeit bereits international für Tongesteine erarbeiteter physikalischer Modelle kann auch versucht werden, die aus der Forschungstätigkeit zur Analyse des Verhaltens salinärer Gesteinsformationen gewonnenen wissenschaftlichen Erkenntnisse und die in diesem Rahmen entwickelten Instrumentarien (Software) für die Untersuchungen zum Tragverhalten und zum Barrierenverhalten von Tongesteinen nach entsprechender Modifikation einzusetzen. Dazu gehören die für die Prognose der geomechanischen Prozesse entwickelten Simulationsmodelle sowie die zur Beschreibung der thermo-hydro-mechanischen Wechselwirkungen entwickelten Kopplungsmodelle (*THM-Modelle*). *Bild 1.2* zeigt in Anlehnung an *Cosenza & Ghorechy (1994)* die grundsätzlich im Geomilieu ablaufenden Prozesse und ihre prinzipielle Vernetzung.

Die Aufgabe besteht somit darin, zunächst grundsätzlich die relevanten Prozesse und ihre Wechselwirkungen zu identifizieren, zu verstehen und zu quantifizieren und darauf aufbauend dann geosystem- bzw. standortbezogen physikalische Modellierungen und numerische Simulationen vorzunehmen.

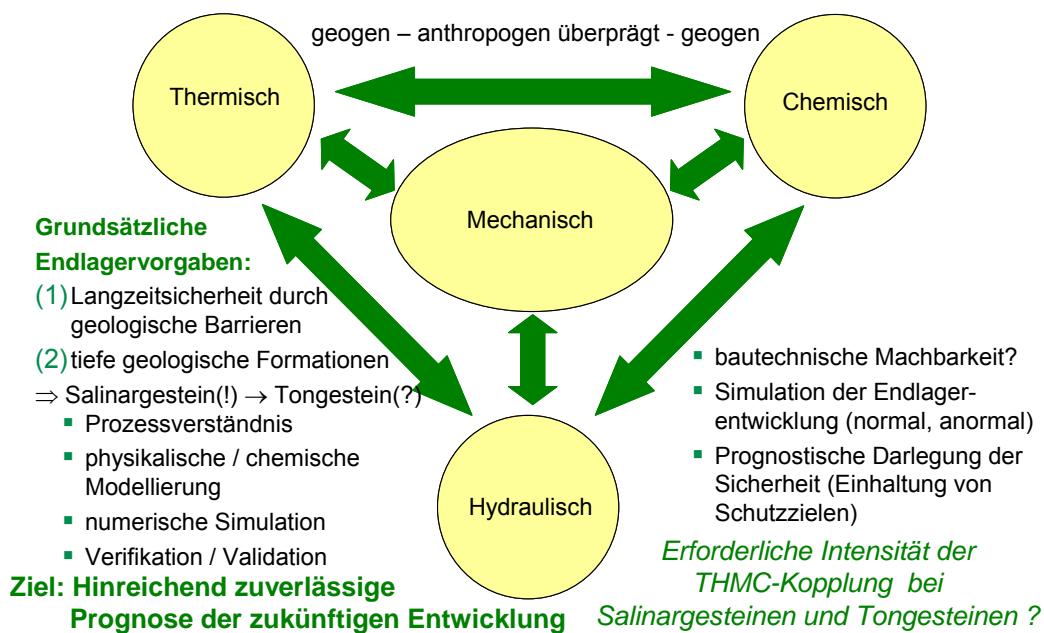


Bild 1.2: Grundsätzlich im Geomilieu ablaufenden Prozesse und ihre prinzipielle Vernetzung

Auf den ersten Blick mag dieser Ansatz überraschend sein, zeigen Salzgesteine und Tongesteine doch einen ganz unterschiedlichen strukturellen Gefügebau – hier porenraumarmes, dichtes polykristallines Gefüge auf der einen, dort porenraumreiches, feinklastisch-diagenetisch verfestigtes Gefüge mit teilgesättigtem bzw. gesättigtem Porenraum auf der anderen Seite.

Bei Verzicht auf mikromechanische und Beschränkung auf makromechanisch-phänomenologische Modellansätze erscheint diese auf die Korngefügebildung bezogene Diskrepanz nicht mehr so bedeutsam, da nunmehr von einem strukturlosen Ersatzmaterial ausgegangen wird und die Gefügeeigenschaften bzw. die Gefügereaktionen auf die äußeren Einwirkungen integral für diese fiktiven Ersatzmaterialien ohne die Einbeziehung mikrostrukturell basierter Mechanismen ermittelt und beschrieben werden. Dabei sind natürlich die jeweiligen physikalischen Mechanismen hinreichend zuverlässig zu identifizieren und zu quantifizieren, wobei die möglichen Einwirkungen und die erforderlichen Betrachtungszeiten besondere Beachtung finden müssen. Insbesondere kritisch zu bedenken ist bei dieser vorwiegend phänomenologischen Betrachtungsweise allerdings die Extrapolation auf laborativ nicht untersuchte Beanspruchungs-, Temperatur- und Zeitbereiche (grundsätzlicher Mechanismenwechsel möglich!). Ergänzend hinzuweisen ist darauf, dass zwar die physikalische Modellierung auf phänomenologischer Grundlage erfolgt, die beobachteten Phänomene aber hinsicht-



lich der wirksam werdenden Mechanismen nur auf mikromechanischer Grundlage interpretierbar sind.

Grundlegende Unterschiede bei Salinar- und Tongesteinen sind insbesondere zu erwarten infolge der genetisch bedingten Schichtung der Tongesteine und infolge des mehr oder weniger gesättigten Porenraumes der Tongesteine mit dem entsprechend unter Porenunter- bzw. Porenüberdruck stehenden Porenwasser. Dabei wirken die Porendrücke in einer vom Gefüge abhängigen Intensität mechanisch auf das Mineralkorngerüst und führen zu entsprechenden Veränderungen in den mechanischen Eigenschaften des Gesteins (*MH*-Kopplung).

Weiterhin ist nicht auszuschließen, dass im Tonsteingebirge ein tektonisch bedingtes Trennflächengefüge vorliegt, möglicherweise mit latent ausgebildeten Trennflächen, die geschlossen und im primären Zustand hydraulisch nicht wirksam sind, bei mechanischer oder thermischer Beanspruchung dann aber als Schwächezonen des Gebirges wirksam werden können.

Infolge der Auffahrung und der Offenhaltung sowie des Verfüllens und Verschließens der Endlagergrubenbaue (Infrastruktur, Ablagerung) und der Wärmefreisetzung im Fall hoch radioaktiver Abfälle sowie der Gasbildung werden im Nah- und Fernfeld des Endlagers zunächst thermo-mechanische (*TM*) Prozesse ablaufen. Infolge des grundsätzlich vorhandenen Porenwassers im Tongestein sind in diesem Geosystemtyp bereits in der Normalentwicklung des Endlagersystems weiterhin auch hydraulische (*H*) Prozesse zu erwarten, die dann auch mit den mechanischen und thermischen Prozessen in Wechselwirkung stehen.

Verstärkt wird die Komplexität dieser gekoppelten Prozesse, wenn darüber hinaus auch noch die geochemischen Prozesse zwischen Porenwasser und Gestein, Abfällen und auch Behältnissen Berücksichtigung finden. Hierbei sind die Einflüsse von Temperaturanstieg /-abfall, von Austrocknung und Wiederaufsättigung, von Änderungen des Porendruckes, von Quellung bzw. Schrumpfung und Kompaktion, von Auflockerung (Schädigung) und Wiederverheilung sowie von Gaserzeugung und -migration ebenso zu untersuchen wie von Korrosion, Alterung oder Sorption.

U.a. muss es daher Ziel der Tragwerksplanung für ein Endlager sein, die technogen induzierten Beanspruchungen und ihre Folgewirkungen in den konturnahen Bereichen der Hohlräume rechnerisch hinreichend zuverlässig ermitteln zu können (räumlich-zeitliche Ausdehnung der durch Spannungumlagerungen mit einer Beanspruchungsintensität oberhalb der Gefügefestigkeit entstehenden entfestigten Gebirgszone (*EDZ*) und der Intensität der Entfestigung). Daraus folgen einerseits



- Aussagen zur Standsicherheit der Grubenbaue und zu den erforderlichen Sicherungsmaßnahmen und andererseits
- Aussagen zu der Ausbildung der für den Langzeitsicherheitsnachweis zentralen Sekundärpermeabilität im Tongestein.

Bei Gewährleistung der Standsicherheit ist gleichzeitig die Ausbildung einer Sekundärpermeabilität durch das Endlagerdesign so gering wie möglich zu halten und im Rahmen einer (thermo-) hydraulisch-mechanischen Prozesssimulation in ihrer Auswirkung rechnerisch zu ermitteln (z.B. hydraulische Wirksamkeit von geotechnischen Barrieren mit Durchströmungszeit, Durchströmungsraten). Eine Ursache der konturnahen Gesteinsentfestigung mit Tragfähigkeitsreduzierung und Permeabilitätszunahme ist die mit dem technischen Eingriff in das Gebirge verbundene Ausbildung von zunächst singulären Rissen sowie ihre dann bei Risserweiterung und Risszunahme folgende Vernetzung (= Gefügeschädigung).

Dabei kann die Rissbildung auf zwei Mechanismen beruhen und zwar einerseits auf einer

- mechanischen Überbeanspruchung, d.h. die vorhandene Beanspruchung ist größer als die Gefüge- bzw. Dilatanzfestigkeit bzw. die Schichtungsflächenfestigkeit sowie andererseits auf einer
- Entsättigung des konturnahen Gesteins, d.h. die primären Porenwasserdrücke ändern sich zunächst entsprechend den durch die Auffahrung der Grubenbaue bedingten neuen hydraulischen Randbedingungen und damit entsprechend dem sekundären hydraulischen Potentialfeld (p_w an der Kontur $\equiv 0$ bzw. 0,1 MPa); bedingt durch die kontinuierliche Bewetterung erfolgt dann darüber hinaus im Lauf der Zeit eine Reduzierung des Sättigungsgrades im konturnahen Porenraum, so dass sich ein auf Kapillarspannungen beruhender Unterdruck ausbildet (suction).

Damit wird deutlich, dass in Verbindung mit *Bild 1.1* aus gebirgsmechanischer Sicht im Hinblick auf den Nachweis von Standsicherheit und Barrierenintegrität bei einem Endlager im Tongestein neben der thermo-mechanischen Kopplung auch eine mechanisch - (thermo-) hydraulische Kopplung bereits in die Analyse der Normalentwicklung des Endlagers einzubeziehen ist, während bei einem Endlager im Salinargestein aufgrund des impermeablen und nahezu trockenen Gesteins diese Notwendigkeit erst im Rahmen der Analyse von außergewöhnlichen Entwicklungen (Szenarien) besteht, *Bild 1.3* und *Bild 1.4*. Besondere Überlegungen er-

fordert hier allerdings der Prozess der durch die Wärmeentwicklung der Abfälle bedingten und dem thermischen Potentialfeld unterliegenden Migrationsbewegungen von salinarinternen Fluideinschlüssen mit seinen Folgewirkungen, z.B. korrosiv bedingte Radionuklidfreisetzung.

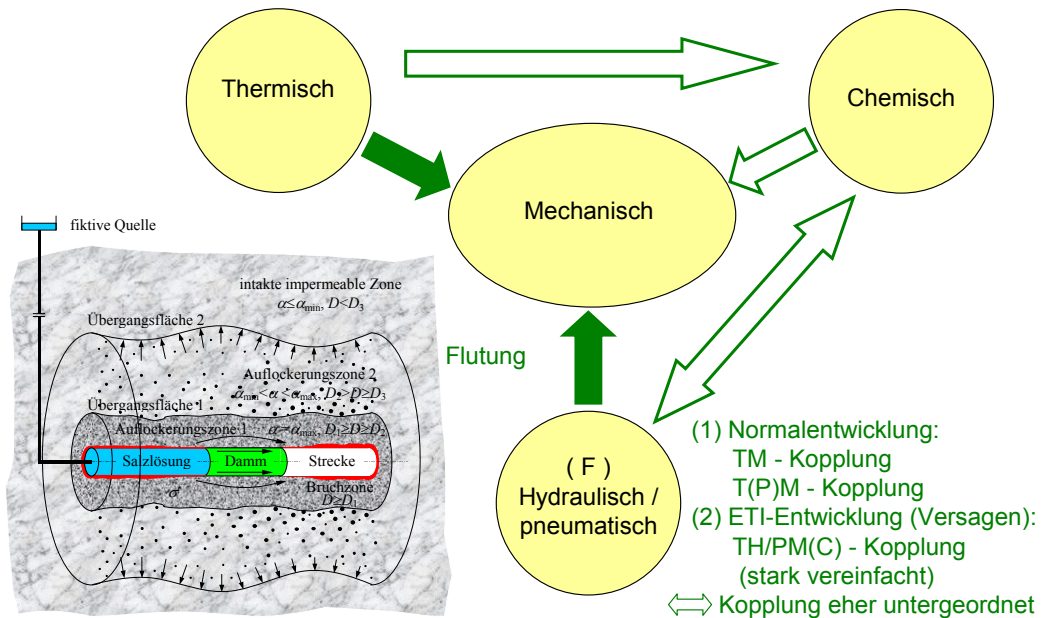


Bild 1.3: Stand der Prozesskopplung bei Salinargesteinen

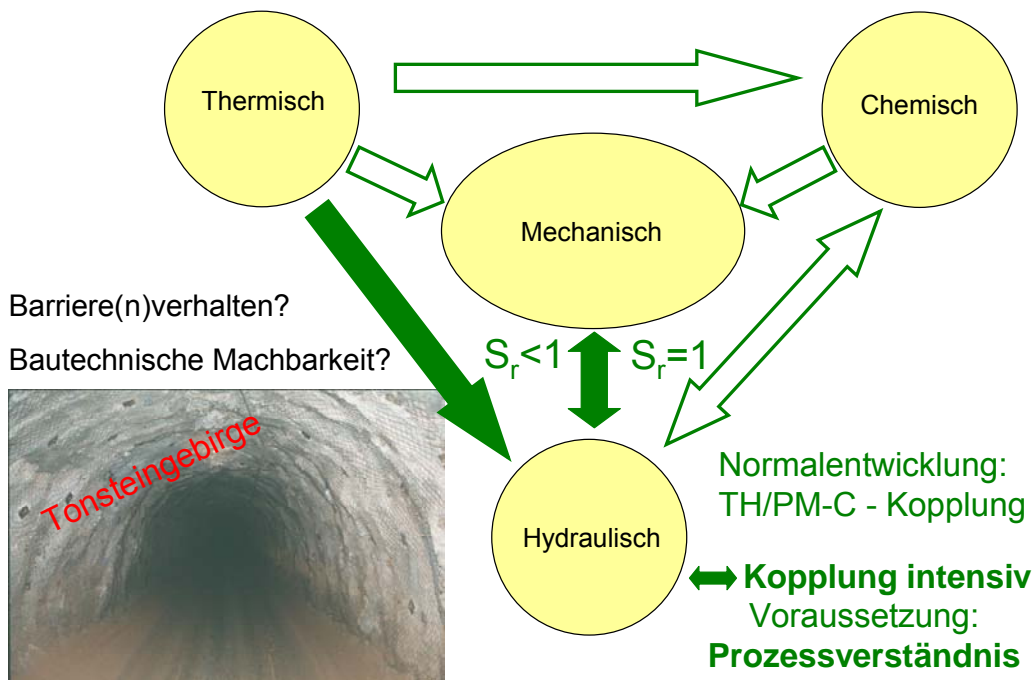


Bild 1.4: Stand der Prozesskopplung bei Tongesteinen (international)



Neben der technologischen induzierten Permeabilitätszunahme ist im Rahmen des Langzeitsicherheitsnachweises auch die Möglichkeit einer nachfolgenden Permeabilitätsabnahme zu berücksichtigen. Risse und Poren in Tongesteinen können infolge der Quellfähigkeit einiger Tonminerale und/oder durch den Aufbau kriechebedingter Kompaktionsdrücke verschlossen und verheilt werden, so dass entstandene Fluid-Wegsamkeiten auch rückgebildet werden können.

Grundsätzlich sind in einem einer Sickerströmung unterliegendem Gebirge zeitgleich mechanische und hydraulische Prozesse wirksam, die miteinander in Wechselwirkung stehen. Dabei wirken die im Fall der Durchsickerung aus dem hydraulischen Feld entstehenden Kräfte auf das mechanische Feld und führen letztlich zu einer Änderung der Spannungs- und Verformungszustände. Diese mechanischen Änderungen und hier insbesondere eine daraus folgende Dilatanzentwicklung verursachen eine Permeabilitätsänderung, aber auch infolge der Wassergehaltszunahme eine Reduzierung der Festigkeit in dem betroffenen Gebirgsbereich und damit zu Effekten, die dann wiederum zu Spannungsumlagerungen führen. Untersuchungen dieser komplexen Wechselwirkungen im Tongestein erfordern letztendlich Versuche bis in den Technikumsmaßstab unter bekannten und kontrollierten Randbedingungen zur Validierung theoretischer Konzepte.

Grundlegende Voraussetzung

- für die Tragwerksplanung des Grubengebäudes (Endlagerdesign) und
- für die planerische Entwicklung von geotechnischen Barrieren und den prognostischen Nachweis ihres Tragverhaltens bzw. ihrer Leistungsfähigkeit im Rahmen von Sicherheitsanalysen

ist somit die Entwicklung von auf das jeweilige Gestein / Gebirge und die zu erwartenden Beanspruchungsbedingungen spezialisierten Stoffmodellen. Daher ist die Stoffmodellentwicklung für Tongesteine unter Einbeziehung der hydraulisch-mechanischen Wechselwirkungen die erste Aufgabe bei der Erarbeitung eines Planungsinstrumentariums und die Prüfung der Übertragbarkeit bzw. Erweiterbarkeit bereits bestehender Modelle (national, international) eine ressourcen- und zeitschonende Vorgehensweise.

Der Unterzeichnende verfügt über ein im Rahmen der Forschungen zur Endlagerung radioaktiver Abfälle im Salzgestein entwickeltes Stoffmodell, mit dem sowohl das Verbundtragverhalten untertägiger Grubenbaue und Abdichtungsbauwerke unter Berücksichtigung von Dila-



tanz und Verheilung wie auch die gekoppelten mechanisch-hydraulischen Wechselwirkungen rechnerisch abgebildet werden können. Es ist daher Ziel dieses Forschungsvorhabens,

- (1) die grundsätzliche Übertragbarkeit des Stoffmodells von Salinargesteinen auf Tongesteine zu überprüfen und die erforderlichen Modifikationen vorzunehmen, die
- (2) für die Anwendung des Stoffmodells erforderlichen Parameter für Tongestein laborativ zu bestimmen und schließlich
- (3) durch numerische Vergleichsberechnungen eine Validierung des modifizierten Stoffmodells zu erreichen.

Dadurch sollen die noch bestehenden Defizite identifiziert werden und, soweit in dem Rahmen dieses Vorhabens möglich, die notwendigen Modifikationen / Ergänzungen vorgenommen werden, um das für Steinsalzformationen entwickelte Simulations-Instrumentarium auf Tonsteinformationen übertragen zu können.

Um die Komplexität nicht zusätzlich weiter zu vergrößern, wird das Quellverhalten von Tongesteinen bei dem hier bearbeiteten Vorhaben nicht explizit einbezogen.

1.2 Bezug des Vorhabens zu den förderpolitischen Zielen des BMWi-Förderprogramms

Das *BMWi* fördert Untersuchungen aus dem Bereich der anwendungsorientierten Grundlagenforschung, die zur generellen Thematik der Vorsorge für den Schutz von Mensch und Umwelt einen Beitrag leisten können. Auf dem Gebiet der Endlagerforschung werden Arbeiten gefördert, die zur kontinuierlichen Verbesserung der Sicherheit vor den potentiellen, insbesondere langzeitlichen Gefahren, die von den Abfällen ausgehen können, einen Beitrag leisten. Mit den Arbeiten werden die Kenntnisse zur Beantwortung sicherheitsrelevanter Fragestellungen vertieft sowie die Sicherheitstechnik und das Instrumentarium zur Bewertung der Langzeitsicherheit weiterentwickelt.

Das beantragte Vorhaben trägt dazu bei, die Prädiktionsqualität der für eine Prognose des Langzeitverhaltens und der Barrierenintegrität erforderlichen Nachweise zu erhöhen. Durch die im Rahmen des Vorhabens beabsichtigten Untersuchungen zum mechanisch-hydraulisch gekoppelten Materialverhalten von Tongesteinen sowie die qualitativ / quantitative Ertüchti-



gung des vorhandenen Simulationsinstrumentariums können die bei Standortvergleichen und Sicherheitsanalysen erforderlichen geomechanischen und geomechanisch-hydraulischen Nachweise auf verbesserter Grundlage geführt werden.

Das Vorhaben leistet damit einen wichtigen Beitrag zur sicherheitsanalytischen Bewertung eines Endlagers. Es berührt ferner Themen, deren Bearbeitung im *BMWi* und *BMBF*-Förderkonzept "Forschungsförderung zur Entsorgung gefährlicher Abfälle in tiefen geologischen Formationen" (2001 - 2006) als wünschenswert erachtet werden. Es hat insbesondere Bezug zu folgenden Themen:

- A Weiterentwicklung von Endlagern unter Sicherheitsgesichtspunkten
 - A4 Charakterisierung und Eigenschaften potentieller Wirtsgesteinsformationen
- B Verbesserung von Instrumentarien für die Sicherheitsbewertung von Endlagern
 - B5 Verhalten von geologischen Barrieren
 - B6 Methodenentwicklung und Rechenprogramme für Sicherheitsbewertungen
 - B7 Validierung von Modellen, Unsicherheitsanalyse

1.3 Wissenschaftlicher und technischer Nutzen

Für die Bundesrepublik Deutschland ist aufgrund der politischen Debatte zukünftig die Möglichkeit der Endlagerung radioaktiver Abfälle auch in anderen Formationen als in Steinsalzlagerstätten zu untersuchen. Aus diesem Grund hat der *BMU* im Februar 1999 den Arbeitskreis Auswahlverfahren Endlagerstandorte (*AkEnd*) eingerichtet. Der Arbeitskreis hat die Aufgabe, ein nachvollziehbares Verfahren für die Auswahl von Standorten zur Endlagerung aller Arten radioaktiver Abfälle in Deutschland zu entwickeln. Das vom Arbeitskreis zu entwickelnde Auswahlverfahren beinhaltet als ein wesentliches Element die Aufstellung von Auswahlkriterien, die dem internationalen Stand von Wissenschaft und Technik genügen und, bezogen auf die Gesamtfläche Deutschlands, die Auffindung und Auswahl und damit auch den Vergleich geeigneter Standorte zulassen müssen. Voraussetzung für die Anwendung der Kriterien sind insbesondere auch Kenntnisse über die mechanischen und hydraulischen Eigenschaften der Wirtsgesteinsformationen. Angesichts der Tatsache, dass das Wirtsgestein Steinsalz in den vergangenen Jahren sehr viel intensiver in Deutschland untersucht worden ist als dazu alterna-



tive Wirtsgesteine, sind für gleichermaßen qualifizierte Aussagen zur Eignung nichtsalinärer Gebirgsformationen weitergehende Untersuchungen erforderlich. Die Zielstellungen des Vorhabens mit

- laborativer Ermittlung der für das Stoffmodell *Hou/Lux-T* erforderlichen Kennwerte für Tongestein,
- Erarbeitung und Implementierung der erforderlichen Modifikationen / Erweiterungen für die Anwendung des Stoffmodells auf Tongesteine,
- Validierung des Stoffmodells durch Überprüfung / Nachrechnung ausgewählter Laborversuche mit Tongesteinen und schließlich
- Erarbeitung von erforderlichen Modifikationen für tonsteinbezogene Erweiterungen des beim Unterzeichnenden entwickelten *HM*-Kopplungskonzeptes als erste Stufe eines *THM*-Kopplungskonzeptes

bilden einen Baustein in dem Verfahren zur Auffindung und Auswahl geeigneter Endlagerstandorte wie auch die Grundlage für die Erarbeitung eines Planungsinstrumentariums für die Prognose der Langzeitsicherheit und der Barrierenintegrität. Vor diesem Hintergrund sollen die Zielstellungen des Vorhabens mithelfen, einige der heute noch bestehenden Lücken in den wissenschaftlichen Grundlagen zu schließen und damit die Standortfindung und Standortauswahl bei unterschiedlichen Wirts-/ Barrieregesteinen auf gleichartiger Grundlage zu ermöglichen und die Grundlagen für die Sicherheitsbewertung eines potentiellen Endlagers im Tongestein zu verbessern.

1.4 Bisherige Arbeiten des Unterzeichnenden

Am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik der Technischen Universität Clausthal ist in den letzten Jahren bereits mit zwei vom BMBF geförderten Projekten (02C0588 und 02C0720) mit der Überprüfung und Erweiterung theoretischer Prognosemodelle für Salzgestein begonnen worden. Dabei wurden u.a. Kriechversuche an axial gelochten Steinsalz-Großbohrkernen durchgeführt, um Erkenntnisse zum Entfestigungs- und Bruchverhalten zu gewinnen und dieses im Rahmen der Continuum-Damage-Theorie zu beschreiben. Die dazugehörigen Stoffparameter für Steinsalz aus der Lokation Asse sind laborativ ermittelt worden, *Lux et*



al. (2001). Die Erweiterung des Stoffmodells mit Berücksichtigung der Verheilung wird im Rahmen des Vorhabens 02C0720 durchgeführt, so dass in nächster Zeit ein um die Mechanismen Auflockerung bzw. Entfestigung und Verheilung erweitertes und damit auch ausgesprochen komplexes Stoffmodell für Steinsalz zur Verfügung stehen wird. Aufgrund der vorstehend für eine makroskopisch-phänomenologisch orientierte Betrachtungsweise postulierten Gleichartigkeit der Modellierungsansätze für Steinsalz und Tongestein kann das Stoffmodell zumindest in seinen wesentlichen Teilen auch für Tongestein herangezogen werden. Die notwendigen Modifikationen wegen der Besonderheiten von Tongestein, z.B. der Abhängigkeit der Festigkeit vom Schichtungsgefüge und vom Wassergehalt, sollen im Rahmen dieses Vorhabens durchgeführt werden.

Die numerischen Berechnungen werden in diesem Forschungsvorhaben mit dem von *TDV* (Österreich) erstellten und danach vom Unterzeichnenden weiterentwickelten *FEM*-Programmsystem *MISES3* und mit dem von *ITASCA (USA)* erstellten und ebenfalls vom Unterzeichnenden weiterentwickelten *FDM*-Programmsystem *FLAC3D* durchgeführt. Beide Programmsysteme sind speziell auf Fragestellungen aus dem Bereich der Fels- und Salzmechanik ausgerichtet und mit Modulen für elastisches, elasto-plastisches und viskoses Materialverhalten ausgestattet. Zusätzliche Stoffmodelle sind in beide Programmsysteme grundsätzlich implementierbar.

Das für Steinsalz unter Berücksichtigung von Schädigung und Schädigungsverheilung entwickelte Stoffmodell wird als Stoffmodell *Hou/Lux* bezeichnet und beruht auf dem Stoffmodell *Lubby2*, das um Ansätze aus der Damage-Mechanik erweitert worden ist. Dabei sind zusätzlich die geeignet erscheinenden Elemente der Stoffmodelle *MDCF* und *SUVIC* übernommen und die dort noch enthaltenen Schwächen eliminiert worden. Mit den im Rahmen des Vorhabens 02C0588 erzielten Ergebnissen aus einem Vergleich numerischer Berechnungen mit laborativen Befunden ist gezeigt worden, dass das Stoffmodell *Hou/Lux* in der Lage ist, folgende Phänomene unter Berücksichtigung der Spannungsgeometrie beschreiben zu können: das auf mehreren Verformungsmechanismen beruhende Kriechverhalten; die Gefügeschädigung und die Schädigungsentwicklung sowie die durch Schädigung zusätzlich induzierte Kriechrate; den Beginn des tertiären Kriechens und den Kriechbruch sowie die kurzzeitige und langzeitige sowie auch zeitabhängige Festigkeit. Die Beziehungen zwischen Standzeit, Minimalspannung und zulässigem Ausnutzungsgrad können zusätzlich ermittelt werden, *Hou (1997)* und *Hou & Lux (1998, 1999, 2000a)*.



Im Rahmen des Vorhabens 02C0588 ist vom Antragsteller ein völlig neues Kopplungskonzept (genannt: *TUC-HMK*) zur Beschreibung der geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen entwickelt und auf das geotechnische Tragwerk eines Streckendamms angewendet worden, *Xie (2001)*. Die Besonderheiten dieses neu entwickelten Kopplungskonzeptes sind u.a. die Einteilung des Gebirges in hydro-mechanisch unterschiedliche Zonen je nach ihrem Gefügestand, die Einführung einer hydraulischen Kraft ($\alpha \neq 1$ und $\alpha \neq \text{konst.}$) anstelle der Strömungskraft ($\alpha = 1$) und eine Aufteilung dieser hydraulischen Kraft in eine hydro-dynamische und eine hydro-statische Komponente, die Einführung eines hydro-mechanisch bedeutsamen Übergangs zwischen permeablen und impermeablen Gebirgsbereichen sowie die Ermittlung des Staudruckes an diesem Übergang. Nach den bislang bekannten und bereits in *Lux et al. (2001)* aufgeführten Konzepten wird das Salinargebirge im Berechnungsausschnitt insgesamt als durchströmt angesehen (wenngleich mit sehr geringer Permeabilität) und dementsprechend mit einem hydraulischen Potential und mit Strömungskräften bzw. Porenwasserdrücken bei der Analyse eines Fluidzutritts belegt. U.a. wird dieser offensichtliche Mangel in der bisherigen Simulation durch das neue Konzept eliminiert, so dass das impermeable Salzgebirge auch rechnerisch als nicht durchströmt modelliert bzw. simuliert wird und nur Gebirgsbereiche, in denen sich eine sekundäre Permeabilität ausgebildet hat, einer Durchströmung zugänglich sind.

Die numerische Umsetzung des vorstehend skizzierten Konzeptes ist bereits im Rahmen des Vorhabens 02C0588 durchgeführt worden.

Analog zum Stoffmodell *Hou/Lux* soll auch dieses Konzept mittelfristig auf das Tonsteingebirge übertragen werden. Die hierfür erforderlichen Modifizierungen sollen im Ergebnis dieses Vorhabens im Sinne erster Hinweise herausgearbeitet werden. Eine abschließende Übertragung des Kopplungskonzeptes auf Tongestein und die Erweiterung des mechanisch-hydraulischen Kopplungskonzeptes in ein *THM*-Konzept bleibt einem nachfolgenden Vorhaben vorbehalten.

1.5 Überblick über das Arbeitsprogramm

Grundlage für die Durchführung von Sicherheitsanalysen für Endlager ist u.a. die verlässliche rechnerische Prognose des Gebirgsverhaltens unter den zu erwartenden technogenen Einwir-



kungen, z.B. infolge der Auffahrung und Offenhaltung von Grubenbauen, der Ablagerung von Abfällen, dem Bau von geotechnischen Barrieren, dem Versatz von Grubenbauen. Dazu gehören insbesondere das Festigkeits- und Deformationsverhalten sowie die hydraulischen Eigenschaften des jeweiligen Gesteins, da aus diesem Verhalten bzw. diesen Eigenschaften u.a. Spannungsumlagerungen mit Entfestigung und die Ausbildung einer Sekundärpermeabilität sowie Änderungen des hydraulischen Potentialfeldes resultieren.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass das Festigkeitsverhalten von Tongestein in Abhängigkeit von der Spannungsgeometrie zunächst qualitativ ähnlich ist zu dem Festigkeitsverhalten von Steinsalz. Es unterscheidet sich allerdings nachhaltig durch seine Abhängigkeit vom Porenwasserdruck und Porenwassergehalt (Sättigungsgrad), der im Salzgebirge in dieser Ausprägung und Auswirkung nicht vorhanden ist und deshalb keine explizite Bedeutung hat, dem im Tonsteingebirge hinsichtlich des Tragverhaltens des Gesteins / des Gebirges aber eine Schlüsselrolle zufällt.

Allerdings ist im Fall der unbeabsichtigten Flutung in durchströmten aufgelockerten Konturzonen ein diesbezüglicher festigkeitsreduzierender Einfluss auch im Salzgestein zu berücksichtigen. Dieser Effekt ist daher bereits in das eigene Konzept zur Analyse des Tragverhaltens von geotechnischen Barrieren integriert, da hier im partiell einer Strömung unterliegenden Salzgebirge die hydro-mechanischen Wechselwirkungen von signifikanter Bedeutung für das Tragverhalten sind. Allerdings ist die Schädigungsmechanik bislang noch nicht in der Intensität bei Tonstein angewendet worden wie im Fall von Salzgesteinen.

Im Rahmen der Kontinuumsmechanik (*KM*) wird davon ausgegangen, dass das Material (hier: Gestein, Gebirge) unter der einwirkenden Beanspruchung (mechanisch, thermisch, hydraulisch) keine Veränderungen seiner Struktur durch Rissbildungen erfährt. Rissbedingte Versagenszustände sind durch externe Kriterien bzw. Grenzwerte spannungs- oder deformationsbezogen zu identifizieren.

Dagegen wird in einem Stoffmodell auf der Grundlage der Continuum-Damage-Mechanik (*CDM*) die Materialschädigung (Schädigungsintensität) durch eine interne Variable, den Damage-Parameter D , charakterisiert. Die Schädigung des Gesteinsgefüges durch Rissbildungen führt simultan zu einer Veränderung der physikalischen Eigenschaften des Materials, so dass als Maß für die Schädigungsintensität die während des Versuchs messbare Veränderung der einen oder anderen physikalischen Größe herangezogen werden kann. So werden als Damage-Parameter z.B. die 'effektive Spannung' (Belastung/effektive Fläche), der effektive E -Mo-



dul, die Volumenverformung, die Volumenänderungsarbeit, die tertiäre Verformung, die Dichte, die P -Wellengeschwindigkeit oder die akustische Emission vorgeschlagen, *Lemaitre (1992)*, *Kachanov (1986)*. In *Chan et al. (1995)* und in *Popp et al. (2001)* wird die S -Wellengeschwindigkeit als der am geeignetsten erscheinende physikalische Parameter zur Charakterisierung der Schädigung empfohlen. Angesichts dieser Vielzahl von Möglichkeiten könnte auch die Permeabilität ein vermessbarer und vielleicht sogar optimaler Damage-Parameter sein, da sie mit der Dilatanz (Auflockerung) und der Ausbildung von Mikrofissuren sehr eng zusammenhängt und da sie darüber hinaus ein Maß für die Bewertung der Gebirgsintegrität unter Bergbaueinwirkungen im Rahmen der hier später relevanten Sicherheitsnachweise darstellt. Sie ist deshalb also ohnehin bei der Planung von Abdichtungsbauwerken bzw. bei Integritätsnachweisen für die geologische Barriere zu ermitteln.

Hier wird als Maß für die Schädigung die Dilatanz mit

$$D \approx \varepsilon_{vol} \quad (1.1)$$

bzw. nach *Kachanov (1986)* und *Chan et al. (1995)* eine Kombination aus Dilatanz und Ultraschallwellenausbreitungsgeschwindigkeit mit

$$D = 1 - \frac{1}{1 - \varepsilon_{vol}} \cdot \left(\frac{v_p}{v_{p0}} \right)^2 \quad \text{bzw.} \quad D = 1 - \frac{1}{1 - \varepsilon_{vol}} \cdot \left(\frac{v_s}{v_{s0}} \right)^2. \quad (1.2)$$

angesetzt. Deutlich wird damit, dass erst dann, wenn die Grundlagendaten zum mechanisch-hydraulischen Verhalten beschafft worden sind und in ihren charakteristischen Zahlenwerten und Abhängigkeiten für relevante Tongesteine erkannt sind, versucht werden kann, in einem weiteren Schritt das Konzept für die (thermisch-) hydraulisch-mechanische Kopplung auf Tongesteine anzuwenden.

Unter Nutzung bestehender Software soll das vom Unterzeichnenden im Rahmen der Schädigungsmechanik entwickelte Stoffmodell *Hou/Lux* mit den notwendigen Modifikationen auf Tongesteine übertragen und in ersten Berechnungen angewandt werden. Ebenfalls soll das vom Unterzeichnenden entwickelte *HM*-Kopplungskonzept zur Beschreibung der geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen in untertägigen Tragwerken im Salinargebirge (hier bezogen z.B. auf die entfestigten Konturzonen) auch auf Tongestein übertragen werden. Parallel zu den laufenden mathematisch-analytischen Arbeiten zur Implementierung dieses Ansatzes in das *FEM*-Programmsystem *MISES3* soll versucht werden, anhand der Literatur die notwendigen Eingabeparameter zu bestimmen. Um später in den Verifikationsberechnun-



gen in *MISES3* entsprechende graphische Auswertungen vornehmen zu können, wurden die programmtechnischen Möglichkeiten auf diesem Gebiet erweitert.

Die beabsichtigte Validierung des zu entwickelnden Stoffmodellansatzes für Tonstein durch die Nachrechnung von unter definierten, geometrischen und materialtechnischen Randbedingungen durchgeführten Versuchen konnte mangels geeigneten Bohrkernmaterials bislang nicht erfolgen. Hierfür sind ausgewählte Projekte mit entsprechend verfügbaren Feldmessdaten herangezogen worden.

Aufbauend auf den vorhandenen laborativen Erkenntnissen und der Interpretation der Feldmessdaten soll herausgearbeitet werden, welche Erweiterungen und Korrekturen erforderlich sind, um auch für Endlager im Tongestein eine zuverlässige Prognose des Gebirgstragverhaltens mit Blick auf den Nachweis der Betriebs- und Langzeitsicherheit zu ermöglichen.

Als Teilziele des Vorhabens sind vor diesem Hintergrund entwickelt worden:

- Aufarbeitung des internationalen Kenntnisstandes und Versuch einer Integration in die internationale Forschungslandschaft (bilateral, *EU*-Netzwerk);
- Beschaffung von Bohrkernmaterial und Erarbeitung einer Technik zur Prüfkörperherstellung;
- Design und Aufbau von 4 Prüfständen für triaxiale Langzeitversuche mit Dilatanz- und Permeabilitätsmessung an Prüfkörpern mit $d/h \approx 10/20$ cm;
- Kurzzeit- und Langzeitversuche mit Dilatanz- und Permeabilitätsmessung, um das mechanische Verhalten von Tongestein und die generelle Übertragbarkeit der für Steinsalz entwickelten Stoffmodelle sowie die Wirkung aus Rissentstehung, Rissentwicklung und Riss-schließung / Rissverheilung zu untersuchen;
- Permeabilitätsmessungen bei unterschiedlichen Belastungen und Dilatanz, um die hydraulischen Eigenschaften von Tongestein sowie die Abhängigkeit der Permeabilität von den Parametern Gefügeschädigung und Dilatanz, Verheilung, Spannungszustand und Temperatur sowie Wassergehalt zu untersuchen;
- Überprüfung der Übertragbarkeit bestehender *EDV*-Software zur hydraulisch-mechanischen Tragwerksanalyse von Salzgestein auf Tongestein sowie Herausarbeitung, Implementierung und Validierung notwendiger Modifikationen im Stoffmodell und im *MH*-Kopplungsmodell.



Literaturrecherchen und wissenschaftlicher Austausch sind kontinuierliche Tätigkeiten und daher nicht als besonderes Arbeitspaket aufgeführt. Das Arbeitsprogramm ist unter Berücksichtigung dieses Aspektes entsprechend der gewählten Zielsetzung in Arbeitspakete mit folgenden Inhalten gegliedert:

Arbeitspaket 1: Bereitstellung von Bohrkernmaterial

(a) Beschaffung von Bohrkernmaterial aus Tonstein-Lagerstätten (→ natürliche Proben)

Als grundsätzliche Möglichkeiten werden gesehen:

- Tonstein / Tonmergelstein aus Konrad / Schacht 1/2,
- Tonstein / Tonmergelstein aus dem Ruhrgebiet (Ruhrkarbon),
- Tonstein aus Bure in Frankreich (z.B. über *G.3S*),
- Opalinuston aus Mont Terri in der Schweiz (über *NAGRA*),

(b) Gezielte Herstellung von Untersuchungsmaterial (→ künstliche Proben), falls (a) nicht erfolgreich.

Voraussetzung für die Untersuchung natürlicher Prüfkörper ist die Beschaffung von geeignetem Bohrkernmaterial. Dabei besteht die Möglichkeit, zwei Wege zu beschreiten:

- (1) Übernahme von Bohrkernmaterial aus Endlagerprojekten in der Schweiz und in Frankreich,
- (2) Eigene Gewinnung von Bohrkernmaterial oder Gewinnung mit Hilfe Dritter.

Arbeitspaket 2: Bau von Prüfständen zur Ergänzung der bestehenden Laborausstattung

- (a) Anlage zur Kompaktion von Ton (optional),
- (b) Triaxialprüfstände für Kriechversuche,
- (c) Nachrüstung bestehender Prüfanlagen zur Berücksichtigung von Porenwassereffekten.

Arbeitspaket 3: Kurzzeitversuche (TC-Versuche)

In diesem Arbeitspaket sollen zentrale Parameter, d.h. die Kurzzeitfestigkeit, die Volumenänderungs- und die Formänderungsarbeit unter Berücksichtigung der Spannungsgeometrie und



des Porenwasserdrucks bei Kurzzeitkompressionsversuchen bis zum Versagen sowie die Volumenkompaktion bzw. Verheilung der Schädigung bei deviatorischer Entlastung in ihren grundsätzlichen Zusammenhängen und auch in ihren lokationsbezogenen Streubreiten ermittelt werden, um einerseits Kennwerte für die Stoffmodelle erarbeiten zu können und andererseits später die Stoffmodelle auch hinsichtlich ihrer Prädiktionsqualität überprüfen zu können. Hierzu sollen Triaxialversuche bei unterschiedlichen Minimalspannungen und Porenwasserdrücken mit konstanter Deformations- und Belastungsgeschwindigkeit sowie mit Erhöhung des Manteldruckes oder Absenkung des Axialdruckes durchgeführt und der Damage- sowie der Verheilungsparameter, die Verformbarkeit und Festigkeit, die Dilatanzfestigkeit und die Dilatanz sowie die Volumen- und Formänderungsarbeit bestimmt werden.

Arbeitspaket 4: Kriechversuche (TCc-Versuche)

In Arbeitspaket 4 soll festgestellt werden, ob das Stoffmodell *Hou/Lux* grundsätzlich auch auf Tonstein angewendet kann und welche Damage-Parameter die Schädigung von Tongestein mit hinreichender Genauigkeit beschreiben können. Die vertikalen und radialen Deformationen und damit die Deformationsgeschwindigkeit sowie die Dilatanz sollen bis zum Kriechbruch gemessen werden. Dazu sollen triaxiale Versuche unter Dauerbeanspruchung und mit Lastwechsel bei unterschiedlichen Minimalspannungen und mit unterschiedlichen Ausnutzungsgraden unter Einbeziehung des tertiären Kriechens bis zum Kriechbruch durchgeführt und die Stoffparameter bestimmt werden.

Arbeitspaket 5: Durchströmungsversuche

Neben der laborativen Ermittlung der Parameter zur Charakterisierung des mechanischen Verhaltens von Tonstein ist in diesem Arbeitspaket die Ermittlung der hydraulischen Eigenschaften vorgesehen. Dabei steht im Zentrum der Untersuchung die Ableitung der Abhängigkeit der Permeabilität von den Beanspruchungsbedingungen $k = f(\sigma, p_{FI}, T, \varepsilon, s)$.

Arbeitspaket 6: Numerische Analysen zur Stoffmodellvalidierung

Für die beabsichtigte Validierung des Stoffmodells *Hou/Lux* werden u.a. die Messdaten aus Kriechversuchen mit Berücksichtigung der tertiären Kriechphase analysiert. Damit kann überprüft werden, inwieweit das Stoffmodell mit den zugehörig abgeleiteten Stoffkennwerten das



hochgradig nichtlineare und im Laborversuch unter bekannten geometrischen und beanspruchungsbezogenen Randbedingungen beobachtete Materialverhalten beschreiben kann.

Arbeitspaket 7: Bewertung der Ergebnisdaten

Überprüfung der Übertragbarkeit bestehender und in *EDV*-Software zur hydraulisch-mechanischen Tragwerksanalyse auf Tongestein sowie Herausarbeitung, Implementierung und Validierung notwendiger Modifikationen im Stoffmodell und im *MH*-Kopplungsmodell.

Arbeitspaket 8: Schlussbericht

Erarbeitung eines arbeitspaket-übergreifenden Schlussberichtes.

Während der Bearbeitung des Forschungsvorhabens hat sich gezeigt, dass der eine oder andere Schwerpunkt geändert werden musste, z.B. als Reaktion auf neue Erkenntnisse, Notwendigkeiten oder Möglichkeiten. Diese Modifikationen sind mit dem Projektträger abgestimmt worden.

Der nachstehende Forschungsbericht ist weniger an einer systematischen Beschreibung der im Rahmen der einzelnen Arbeitspakete durchgeführten Tätigkeiten orientiert als vielmehr an einer methodisch konsequenten Bearbeitung des Forschungsthemas. Daher werden als inhaltliche Schwerpunkte ausgewiesen:

- Aufarbeitung des internationalen Kenntnisstandes,
- Identifizierung grundsätzlicher Materialeigenschaften von Tongesteinen,
- Laborative Untersuchungen im eigenen gesteinmechanischen Labor,
- Physikalische Modellierung mit verwendeten Stoffmodellen und abgeleiteten Materialkennwerten,
- Implementierung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* in die Simulationssoftware (*MISES3*, *FLAC3D*),
- Validierung des Modellierungsansatzes,
- Anwendung des Simulationsinstrumentariums auf eine exemplarische Strecke mit 3D-Simulation,



- Ausblick und Empfehlungen.

Ergänzend ist anzumerken, dass in die vorlaufende und anfängliche Bearbeitung des Forschungsvorhabens orientierende Arbeiten zur Übertragung des Stoffmodells *Hou/Lux* von Steinsalz auf Tongestein von Herrn Dr.-Ing. Z. Hou durchgeführt worden sind. Die Ergebnisse dieser Arbeiten sind in seine Habilitationsschrift *Geomechanische Planungskonzepte für untertägige Tragwerke mit besonderer Berücksichtigung von Gefügeschädigung, Verheilung und hydromechanischer Kopplung* eingeflossen und werden - soweit hier noch relevant - in den Forschungsbericht übernommen, *Hou (2002)*. Herrn Dr.-Ing. Z. Hou sei an dieser Stelle für die seinerzeitigen Vorarbeiten gedankt.

1.6 Danksagung

Die erfolgreiche Bearbeitung des Forschungsvorhabens ist möglich geworden durch die freundliche Hilfe und Unterstützung von Fachkollegen insbesondere bei der Beschaffung von Bohrkernmaterial, aber auch durch Diskussionen zu einzelnen Sachverhalten bzw. Hinweise auf weiterführende Literatur. Zu danken ist insbesondere Herrn Dr. Blümling von der *NAGRA* für seine stetige Bereitschaft zur Zusammenarbeit und seine Mithilfe bei der Literaturbeschaffung, bei der Bohrkernmaterialbeschaffung und bei der Aufnahme des Bearbeiterteams in die internationale Tongesteins-Forschergemeinschaft.

Ein ebensolcher Dank gilt dem Projektträger mit den Herren Dr. Pitterich, Dr. Steininger, Dr. Bittdorf und Dipl.-Ing. Bühler für die jederzeitige Unterstützung bei der Überwindung von insbesondere organisatorischen und administrativen Hürden sowie dem Bundesministerium für Wissenschaft und Technologie (BMWi) für die Förderung dieses Forschungsvorhabens.



2 Zum internationalen Kenntnisstand

2.1 Materialeigenschaften und physikalische Modellierung

Tongesteine sind diagenetisch verfestigte, feinkörnige Sedimentgesteine, die sich von Lokation zu Lokation hinsichtlich Mineralbestand, diagenetischer Verfestigung und Wassergehalt voneinander unterscheiden und daher je nach Genese ein sehr unterschiedliches mechanisches und hydraulisches Verhalten aufweisen. Im Hinblick auf rechnerische Analysen zum Tragverhalten oder zur Barrierenwirksamkeit sind die Materialeigenschaften daher in jedem Fall entsprechend den jeweilig zu erwartenden Einwirkungen aus der Endlagerung (mechanisch, hydraulisch, thermisch) standortbezogen zu ermitteln. Trotz der zu erwartenden lokations- und faziesabhängigen quantitativen Unterschiede weisen die Tongesteine als poröse, aber nur gering permeable Sedimentgesteine grundsätzliche Gemeinsamkeiten in ihren stofflichen Eigenschaften auf, sodass im Hinblick auf Tragwerks- und Barrierenanalyse zunächst diese grundsätzlichen mechanischen und hydraulischen Eigenschaften in ihrer Abhängigkeit von den zu erwartenden Einwirkungen zu identifizieren sind (→ physikalische Modellierung).

Im Rahmen von Planung und Bau eines Endlagers in Tongesteininformationen sind als Grundlage für die Führung von rechnerischen (geotechnisch geprägten) Sicherheitsnachweisen nachstehende Gebirgseigenschaften von wesentlicher Bedeutung:

- Bruch- und Restfestigkeit in ihrer Abhängigkeit von Gefüge und Zeit (z.B. Schichtflächen),
- Kriechverhalten mit Kriechbruch,
- hydraulische Leitfähigkeit,
- Aufbau von Porenwasserdrücken,
- Einfluss von Porenwassergehaltsänderungen auf Festigkeit und Deformationsverhalten,
- Quellverhalten,
- Entwicklung und Aufnahme von Thermospannungen
- thermisch-hydraulisch-mechanische Wechselwirkungen.

Dabei ist insbesondere zu beachten, dass bei Tongesteinen die mechanischen Eigenschaften signifikant durch die jeweilig vorliegenden Wassergehalte und Porenwasserdrücke mitbestimmt werden.



Im Hinblick auf das Verständnis soll hier für den Begriff Tongestein (nicht Ton) gelten, dass es sich dabei um hinreichend konsolidierte Tone in fester Konsistenz oder um diagenetisch verfestigte Tongesteine handeln soll, die aufgrund ihrer Materialeigenschaften (Festigkeit, Verformbarkeit) den Festgesteinen zuzurechnen sind und aufgrund ihrer Tragfähigkeit das Gebirge zum Haupttragelement für die Aufnahme der Einwirkungen aus Auffahrung und Offenhaltung von Grubengebäuden sowie abgelagerten Abfällen werden lassen. Da Tone in der mechanischen Qualität von Lockergesteinen diese Tragfähigkeit nicht aufweisen und entsprechend die hier gestellten Anforderungen nicht erfüllen und somit aus derzeitiger Sicht als Endlagerformation auch nicht als präferabel erscheinen, wird hier der Kenntnisstand zu Tonen nicht weiter verfolgt (z.B. das weit verbreitete *CAM-Clay-Modell*). Gleichfalls steht hier nicht das Lockergestein Ton in der Form von z.B. Bentonit als möglicherweise eingesetztes Abdichtungsmaterial zur weiteren Diskussion.

Weiterhin ist anzumerken, dass in Tongesteinen zunächst und in der Tendenz im Vergleich zu anderen Festgesteinen eher kein mechanisch dominant wirksames Trennflächengefüge (eine oder mehrere Trennflächenscharen) zu erwarten ist, sodass die mechanischen und auch die hydraulischen Eigenschaften des Gebirges im Grundsatz laborativ im Größenbereich des Handstücks ermittelt und ohne maßstabsbedingte Modifikationen auch auf den Größenbereich des Gebirges übertragen werden können. Damit sind Mineralkorngefüge und Handstücke die für die Eigenschafts- und Kennwertermittlung relevanten Größenbereiche. Es ist allerdings nicht auszuschließen, dass auch infolge tektonischer Überbeanspruchung ein Trennflächengefüge existiert, das im primären Zustand geohydraulisch nicht wirksam ist, bei mechanischer Beanspruchung aber aktiviert wird und dann zu verminderter Gebirgstragfähigkeit und erhöhten Deformationen sowie erhöhter Permeabilität führt (latente Trennflächen). In diesem Fall wäre eine Ermittlung von Gebirgskennwerten nur auf der Grundlage von laborativen Untersuchungen an handstückgroßen Prüfkörpern unzureichend, auch nicht konservativ.

Untersuchungsergebnisse bei *Celerier et al. (1998)* zeigen, dass für künstlich überkonsolidierten Tonstein tendenziell ähnliche Gesteinseigenschaften ermittelt wurden wie für duktile Salzgesteine, *Hou et al. (1998)*, *Hou & Lux (2000a)* und *Lux & Hou (2000)*). Die bei *Celerier et al. (1998)* ausgewiesene Unterscheidung zwischen Kompressions- und Extensionsbruchfestigkeit, zwischen Bruch- und Dilatanzfestigkeit sowie die Abhängigkeit der Permeabilität vom Beanspruchungszustand bzw. vom Schädigungsgrad als für Tongesteine charakteristische Eigenschaften können durch das beim Unterzeichnenden entwickelte Stoffmodell im



Grundsatz beschrieben werden. Wesentliche Unterschiede zum plastisch-viskosen Materialverhalten von Salzgesteinen sind die bei den untersuchten Tongesteinen im Vergleich zur Bruchfestigkeit nicht so deutlich abgeminderte Dilatanzfestigkeit, die weniger deutlich ausgeprägte Kriechfähigkeit sowie die Anisotropie der mechanischen und hydraulischen Eigenschaften, bedingt durch das geschichtet aufgebaute Gesteinsgefüge.

Untersuchungen von *Thury & Bossart (1999)* und *Bock (2000)* an Opalinuston aus dem Untertagelabor Mont Terri in der Schweiz dokumentieren ein grundsätzlich visko-plastisches Materialverhalten für Tongestein. Analog zu dem beim Unterzeichnenden entwickelten Stoffmodell wird das zeitabhängige Materialverhalten des Opalinustons durch ein rheologisches Kriechmodell beschrieben. Die Kriechfähigkeit des Opalinustons erscheint im Vergleich zu Steinsalz üblicher Fazies gering ausgeprägt. Allerdings sind auch Steinsalzfazies bekannt, die ein nur ähnlich gering ausgeprägtes Kriechvermögen wie der Opalinuston aufweisen. Während die Rissfreiheit, die Homogenität und die geringe Primärpermeabilität von Opalinuston weitgehend vergleichbar ist mit Salzgesteinen, ist die bei Tongestein beobachtete signifikante Abnahme der Steifigkeit und der Festigkeit mit zunehmendem Wassergehalt bei Salzgesteinen aufgrund extrem geringer Porenfluidgehalte nicht Untersuchungsgegenstand. Die Reduzierung der Festigkeit von Salzgesteinen bei Erhöhung des dilatanzbedingten Porenraumes und damit auch des Lösungsgehaltes ist abgesehen von geochemisch bedingter Schwächung des Korngefüges (ungesättigte Lösungen) hauptsächlich auf den Porenwasserdruck sowie die ebenfalls dilatanzbedingte Erhöhung des *Biot'schen* Koeffizienten und damit letztendlich auf die Reduzierung der effektiven Minimalhauptspannung zurückzuführen. Weitere Hinweise für die grundsätzliche Ähnlichkeit des mechanisch-hydraulischen Materialverhaltens von Tongesteinen und Salzgesteinen ergeben sich aus der nur sehr geringen Quellfähigkeit des Opalinustons und der im Versuchsort "New Gallery 1996" in Mont Terri ermittelten Auflockerungszone im Gebirge. Sowohl die Entwicklung der Auflockerungszone im konturnahen Gebirge wie auch die in Mont Terri messtechnisch ermittelte Verteilung von Rissen infolge kriechbedingter Deformationsprozesse können mit dem beim Unterzeichnenden entwickelten Stoffmodell zunächst tendenziell rechnerisch erfasst werden.

Wesentliche Schlussfolgerungen zu Festigkeit, Dilatanz, Permeabilität, Porosität, Schädigung, Quellverhalten, Kriechverhalten, Stoffmodell, hydraulischem Verhalten sowie *THM*-Wechselwirkungen von Tongestein aus dem Untertagelabor Bure in Frankreich sind bei *Ghoreychi (1997, 1999)*, *Boutéca et al. (1999)* und *Shao et al. (1999)* zusammengefasst. Im Ergebnis sei-



ner Untersuchungen kommt *Ghoreychi (1997, 1999)* zu der Aussage, dass "*qualitativ ähnliche Versuchsergebnisse bezüglich Festigkeit, Schädigung / Dilatanz und Kriechen / Kriechbruch auch bei Untersuchungen an Steinsalz erzielt wurden*". Daher soll das für Steinsalz entwickelte Stoffmodell und der ebenfalls für Steinsalz entwickelte Ansatz (= Konzept) zur Beschreibung der *THM*-Wechselwirkungen auf Tongestein in der ersten Phase übertragen werden. Ein Schädigungsansatz wird für notwendig gehalten, ist aber bislang noch nicht entwickelt. Insofern kann das bislang bestehende Stoffmodell die in den Laborversuchen von *Ghoreychi (1999)* beobachtete tertiäre Kriechphase sowie den Kriechbruch nicht beschreiben. Gerade diese fehlenden Entwicklungen sind in dem vom Antragsteller entwickelten Stoffmodell *Hou/Lux, Lux et al. (2001)* bereits enthalten.

In *Thury (1995)* wird u.a. ein Kopplungskonzept für Tongestein vorgeschlagen. Das Konzept basiert weitgehend auf der Basis der effektiven Spannung nach *Terzaghi* und gilt eigentlich nicht für gering permeable Materialien wie Tongesteine oder auch Salzgesteine.

Alonso (2000) berichtet über die Untertagedeponieforschung in Spanien und von einem entwickelten *THM*-Modell für Bentonit. Das thermisch-hydraulisch-mechanische Verhalten von Bentonit befindet sich weniger in Übereinstimmung mit dem von diagenetisch verfestigten Tongesteinen. Eine nähere Diskussion soll hier nicht erfolgen, zumal Details zu dem Kopplungsmodell aus der Publikation nicht zu ersehen sind.

Festigkeitsmechanische Untersuchungen an Gesteinsproben aus den Schachtwiderlagerbohrungen in den Schächten Konrad 1 und 2 wurden von der BGR durchgeführt, *Schnier (1986, 1987)*. Kriechversuche und die Formulierung von fortgeschriebenen Stoffmodellen zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens waren damals vermutlich nicht vorgesehen, da hierzu keine Angaben zu finden sind.

2.2 Zur Übertragbarkeit von Stoffmodellen für Steinsalz auf Tongestein

Grundsätzlich ist festzustellen, dass sowohl Salzgesteine wie auch Tongesteine ein ausgesprochen komplexes, hochgradig nichtlineares und sensitiv auf Beanspruchungs- und Milieubedingungen reagierendes Materialverhalten aufweisen, insbesondere unter dem für die Endlagerung relevanten Beanspruchungsbedingungen und Prognosezeiträumen. *Bild 2.1* gibt eine Zusammenstellung der wesentlichen Materialeigenschaften, die anlässlich des Projektstatus-

gesprächs am 03.05.2006 im Forschungszentrum Karlsruhe erarbeitet worden ist und den Stand der Erfahrungen im Jahr 2003 aus deutscher Sicht reflektiert, *Lux & Czaikowski (2006)*.

Merkmale		Salinargesteine (Steinsalz)	Tongesteine	
■ Deformationen	elastisch	+	+	Eigenschaft + = vorhanden - = nicht vorhanden (+) = bedingt vorhanden
	plastisch	+	+	
	viskos	+	+	
	klastisch	+	+	
■ Festigkeit	Bruch-	+	+	+ ⇒ Eigenschaft im Vorhaben berücksichtigt
	Nachbruch-	+	+	
	Dilatanz-	+	+	
	Gefüge-	+	?	
■ Fluiddruckinduzierte Infiltration		+	+	zusätzliche Prozesse
■ Anisotropie		-	+	
■ Trennflächengefüge		-	+	} $S_r < 1,0$ $S_r = 1,0$ ⇒ Kapillardruck, Kapillarkohäsion (Saugspannung), Schrumpfen, Quellen, Konsolidation/ Schwellen
■ Wassergehalt	ungeschädigt	-	+	
	geschädigt	(+)	+	
■ Porenwasserdruck	ungeschädigt	-	+	
	geschädigt	(+)	+	

Bild 2.1: Wesentliche Materialeigenschaften von Salinargesteinen und Tongesteinen

Dieser direkte Vergleich zeigt, dass Tongesteine aufgrund des Porenwassers und seines Einflusses auf die mechanischen Eigenschaften des Mineralkorngerüsts unter der Anforderung einer zuverlässigen physikalischen Modellierung einen eher noch größeren Untersuchungsbedarf bedingen als Salinargesteine.

Die Ausführungen zum Stand von Wissenschaft und Technik in *Abschnitt 2.1* lassen erkennen, dass die für Steinsalz entwickelten physikalischen Modelle bei Verzicht auf einen mikro-mechanischen Ansatz und der üblichen Beschränkung auf ein bezüglich des Korngefüges strukturloses Ersatzmaterial im Grundsatz auch für die Anwendung auf Tongesteine geeignet sind. Wesentliche gemeinsame Aspekte sind dabei das Fehlen eines mechanisch signifikanten Trennflächengefüges und die physikalische Modellierung des Materialverhaltens im Rahmen der Elasto-Viskoplastizitätstheorie in Verbindung mit der Continuum-Damage-Mechanik-Theorie. Gravierende Unterschiede bestehen allerdings aufgrund des bei Tongesteinen vorhandenen Porenwassers und aufgrund der schichtungsbedingten mechanischen Anisotropie. Somit ist bei der Übertragung zu berücksichtigen, dass aufgrund phänomenologisch ähnlicher mechanischer Eigenschaften von Ton- und Salzgesteinen zwar die grundsätzliche Anwend-



barkeit des einen oder anderen bereits entwickelten physikalischen Modells gegeben ist, jedoch durch entsprechende Labor- und in situ-Untersuchungen sorgfältig zu identifizieren ist, welche Modifikationen bzw. Ergänzungen in den vorhandenen Modellen noch erforderlich sind und welche quantitativen Größen für die verschiedenen Kennwerte / Parameter bei einer Anwendung auf Tongestein(e) einzuführen sind.

2.3 Erfahrungen mit Tragwerken in Tongesteinsformationen

Tongesteinsformationen im tiefen geologischen Untergrund werden weltweit für die Endlagerung radioaktiver Abfälle in Erwägung gezogen. In einigen Ländern sind daher in derartigen Formationen Untertagelabors errichtet worden, um die Eigenschaften dieses Gesteinstyps als Wirtsgestein zur Errichtung eines Endlagers (bautechnische Machbarkeit) und als natürliche Barriere gegen die Freisetzung bzw. Ausbreitung von Radionukliden (Isolationspotential) zu untersuchen. Zusätzlich werden tonhaltige Materialien bezüglich ihrer Eignung als Verfüll- und Verschlussmaterialien für Bohrlöcher, Strecken und Schächte untersucht. Infolge der Auffahrung und Offenhaltung sowie des Versatzes und des Verschließens der Endlagergrubenbaue (Infrastruktur, Ablagerung), der Gasbildung und der Wärmefreisetzung im Fall hoch radioaktiver Abfälle werden im Nah- und Fernfeld des Endlagers zunächst thermomechanische (*TM*) Prozesse ablaufen. Infolge des grundsätzlich vorhandenen Porenwassers sind weiterhin auch hydraulische (*H*) Prozesse zu erwarten, die mit den mechanischen und thermischen Prozessen in Wechselwirkung stehen. Dieses gilt darüber hinaus auch noch für geochemische (*C*) Prozesse zwischen Porenwasser und Gestein, Abfällen und Behältnissen. Hierbei sind die Einflüsse von Temperaturanstieg und -abfall, von Austrocknung und Wiederaufsättigung, von Änderungen des Porendruckes, von Quellung bzw. Schrumpfung und Kompaktion, von Auflockerung (Schädigung) und Wiederverheilung sowie von Gaserzeugung und -migration ebenso zu untersuchen wie von Korrosion, Alterung oder Sorption. Um die im Geosystem und in den Verfüll- bzw. Versatzmaterialien ablaufenden thermischen, hydro- / mechanischen und chemischen (*THMC*) Prozesse in Langzeitsicherheitsanalysen hinreichend genau berücksichtigen zu können, ist es notwendig, geeignete physiko-chemische Modelle zu entwickeln und die in den Modellen verwendeten Materialparameter in Labor- und in situ-Untersuchungen zu ermitteln bzw. abzusichern, *GRS (2001)*.



Als bisheriges Ergebnis der in den vergangenen ein bis zwei Jahrzehnten durchgeführten internationalen Untersuchungen zum Material- und Tragverhalten von Tongestein stehen für einen Erfahrungsaustausch Veröffentlichungen und technische Berichte in großem Umfang zur Verfügung. Im folgenden Abschnitt wird eine Übersicht über grundsätzliche Untersuchungsergebnisse zu einzelnen Lokationen, geordnet nach Ihrer Staatszugehörigkeit, gegeben. Im Vordergrund steht dabei, Erkundungsbefunde (Gebirgsbau, Bohrlochaufschlüsse, gesteinsmechanische Daten) und längerfristiges Gebirgsverhalten (Konvergenz, Konturentfestigung, Ausbau- und Sicherungsmittel) skizzenhaft darzustellen. Als der Erarbeitung wissenschaftlicher Grundlagen dienende und auf internationalen Tagungen und in Diskussionen häufig zitierte Lokationen sind an erster Stelle das Untertagelabor im Opalinuston in Mont Terri in der Schweiz und das im Bau befindliche Erkundungsbergwerk am Standort Bure in der Tonsteinlagerstätte „*Argilite de l'Est Callovo Oxfordien*“ im *Meuse/Haute-Marne* Department in Frankreich zu nennen. Darüber hinaus werden in Frankreich am Standort Tournemire in einem alten Eisenbahntunnel wissenschaftliche Untersuchungen zum Tragverhalten des dort anstehenden Tongesteins durchgeführt. Weitere Untersuchungsergebnisse liegen für den Standort der Tono-Mine in Japan sowie für das auf dem Gelände des belgischen Studienzentrums für Kernenergie *SCK / CEN* in Mol errichtete Untertagelabor Hades in der Boom Clay Formation vor. Die Boom Clay Formation ist allerdings als plastischer Ton einzustufen und damit als Lockergestein einzuordnen, während die Tongesteinfazies der anderen Standorte den Festgesteinen zuzuordnen sind.

Die für den deutschen Raum dokumentierten Erfahrungen beschränken sich in erster Linie auf die im Zusammenhang mit der Auffahrung von Grubenbauen der Schachanlage Konrad, einem ehemaligen Eisenerzbergwerk bei Salzgitter, durchgeführten geologischen und geotechnischen Untersuchungen. Die im Rahmen des Genehmigungsverfahrens für das Endlager Konrad zur Ablagerung schwach und mittel radioaktiver Abfälle ohne Wärmeentwicklung durchgeführten Untersuchungen sind allerdings bislang nur in einem sehr begrenzten Umfang veröffentlicht worden.

In einem neueren Vorhaben des *BfS* sind dem Unterzeichnenden Daten zum Gebirgsbau, zu den mechanischen Eigenschaften der verschiedenen Homogenbereiche und zum Konvergenzverhalten von ausgewählten Strecken im Grubengebäude Konrad zur Verfügung gestellt worden. Es ist versucht worden, dass in situ beobachtete und messtechnisch über einen Zeitraum von bis zu 15 Jahren quantifizierte Tragverhalten des im Bereich der ausgewählten Messquer-



schnitte anstehenden Tonsteingebirges rechnerisch nachzuvollziehen, *Lux et al. (2005)*. Mit den nunmehr für das Grubengebäude Konrad aufbereiteten und dokumentierten Daten liegt eine erste systematisch aufgearbeitete Datenbasis vor, die für die grundsätzliche Validierung von Stoffmodellen insbesondere im Hinblick auf das langzeitige Tragverhalten von Grubenbauen in Tongesteinen genutzt werden kann. Bedauerlicherweise steht noch kein Bohrkernmaterial für aktualisierte laborative Untersuchungen zur Verfügung.

2.3.1 Erfahrungen in der Schweiz

Das in der Schweiz verfolgte Entsorgungskonzept sieht nach *NTB 88-25 (1988)* die Endlagerung der verglasten hochradioaktiven Abfälle und der langlebigen mittelaktiven Abfälle in einem tiefliegenden Stollensystem vor. Mit den Projekten *Gewähr 1985* sowie *Kristallin I* wird die Sicherheit und Machbarkeit eines solchen Lagers im Kristallingestein der Nordschweiz prinzipiell nachgewiesen. Die nachfolgenden Untersuchungsprogramme haben die Lokalisierung potentieller Standorte zum Ziel. Parallel zu den Kristallinprogrammen laufen bei der *NAGRA* auch Untersuchungen zur Eignung feinklastischer sedimentärer Gesteine für die Errichtung eines Endlagers. In ihrer Stellungnahme zum Projekt *Gewähr 1985* haben die Schweizer Aufsichtsbehörden eine Intensivierung des Studiums der Sedimentgesteine angeregt. Gleichzeitig wurde die *NAGRA* verpflichtet, einen für die Endlagerung langlebiger mittelaktiver Abfälle geeigneten Sediment-Standort zu bezeichnen. Aufgrund der generellen Forderungen nach ausreichender Mächtigkeit, geringer Durchlässigkeit und eines guten Rückhaltevermögens für Radionuklide sind die nachfolgend vorgestellten Formationen als potentielles Wirts- und Barrierengestein eingestuft worden. Ausgewählte, der Literatur entnommene Materialparameter sind in den *Tabellen 2.1 bis Tabelle 2.4* im Anschluss an die textliche Beschreibung der verschiedenen Formationen zusammengestellt.

Palfris-Formation (Tonmergelstein) / Wellenberg,

Das Gebiet des Standortes Wellenberg liegt auf der östlichen Seite des Engelbergertals zwischen den Ortschaften Wolfenschiessen, Grafenort und Oberrickenbach. Das Untersuchungsgebiet weist eine Gesamtfläche von ca. 50 km² auf. Im Zentrum befindet sich der 1341 m hohe Wellenberg, nach dem das potentielle Standortgebiet benannt wurde. Im Untersuchungs-

gebiet dominiert die Schichtenfolge der Drusberg-Decke, deren älteste Kreide-Einheit die Palfris-Formation ist. Diese setzt sich aus wechselnden Ablagerungen zusammen, bestehend aus Mergeln und Tonmergeln mit zwischengelagerten geringmächtigen Kalkbänken. In allen erbohrten Formationen stellen die Karbonatminerale (Calcit, Dolomit, Ankerit), die Tonminerale (Illit, Illit / Smektit-Wechsellagerungen, Chlorid) und Quarz die Hauptgemengeteile der jeweilig vorhandenen Gesteine dar. Die ursprüngliche Mächtigkeit der Palfris-Formation wurde mit 250 – 350 m veranschlagt. *Bild 2.2* zeigt ein geologisches Profil der Palfris-Formation am Standort Wellenberg.

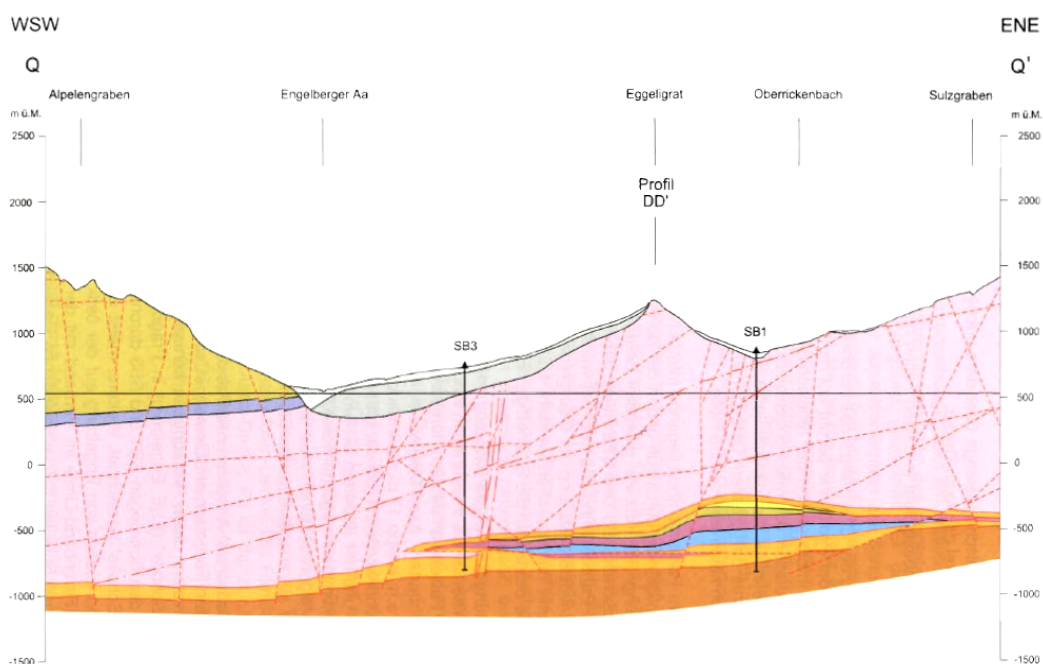


Bild 2.2: Geologisches Profil der Palfris-Formation am Standort Wellenberg, NTB 96-01 (1997)

Die aufgrund der Analyse der aus durchgeführten Tiefbohrungen entnommenen Bohrkern ermittelte Mächtigkeit ergab nach *NTB 96-01 (1997)* jedoch ein Vielfaches dieser Werte. Die felsmechanischen Parameter für die relevanten Gesteine am Standort Wellenberg beruhen nach *NTB 96-01 (1997)* hauptsächlich auf den Untersuchungen der Bohrkernproben und nur in geringem Umfang auf in situ Messungen in Bohrungen. Die nach Abschluss aller Messungen zusammengetragenen und statistisch ausgewerteten Resultate zeigen für das vorgesehene Wirtsgestein große Streuungen in den Daten, die durch die Inhomogenität der Tongesteinsformation bedingt sind.

Die Ergebnisse der in situ Messungen zum Primärspannungszustand für den Wellenberg zeigen ein sehr konsistentes Bild. Während das Spannungsfeld bis maximal 500 m unter dem



Bohransatzpunkt bedingt durch topographische Einflüsse noch kein ganz einheitliches Bild aufweist, zeigen sich in größeren Teufen doch sehr einheitliche Verhältnisse. Die ermittelten Spannungsprofile ergeben im endlagerrelevanten Bereich eine nahezu lineare Teufenabhängigkeit. In Verbindung mit durchgeführten Modellrechnungen nach *NTB 96-01 (1997)* kann der Spannungszustand wie folgt dargestellt werden (endlagerrelevante Referenzteufenlage 650 m): In der Teufe des geplanten Endlagers ist die maximale horizontale Spannungskomponente zwei- bis dreimal größer als die minimale horizontale Spannungskomponente, wobei diese etwas kleiner ist als die vertikale Komponente.

Die in *Tabelle 2.1* zusammengestellten felsmechanischen Parameter basieren hauptsächlich auf Laboruntersuchungen an Bohrkernen und stellen somit die Parameter des intakten Gesteins ohne Berücksichtigung von Trennflächen dar.

Parameter (Einheiten)	Matrixparameter	Parameter für die Schichtung
Wassergehalt (%)	-	
Dichte (kg/m ³)	2710	
Verformungseigenschaften:		
Elastizitätsmodul (MPa)	30000 (parallel zur Schichtung)	12000 (senkrecht zur Schichtung)
Poisson-Zahl ν (-)	0,21	
Festigkeitseigenschaften:		
Einaxiale Druckfestigkeit σ_f (MPa)	53,0 (parallel zur Schichtung)	48,0 (senkrecht zur Schichtung)
Zugfestigkeit (MPa)	4,0	-
Kohäsion c_f (MPa)	10,0	2,0
Restfestigkeit c_r (MPa)	5,0	-
Reibungswinkel φ_f (°)	37,0	32,0
Restreibungswinkel φ_r (°)	24,0	-
Dilatanzwinkel ψ (°)	0,0	0,0
Weitere geotechnische Eigenschaften		
Quelldruck (MPa)	0,6	-
Quellhebung (%)	1,1	-
Primäre Porosität (Vol.-%)	1,43 (totale Porosität)	
Primäre Permeabilität	-	
Primärspannungszustand (in situ Werte in 650 m Teufe)		
Vertikalspannung S_V (MPa)	14 - 18	
Horizontalspannung S_H (MPa)	25 - 30	
Horizontalspannung S_h (MPa)	11 - 14	

Tabelle 2.1: Tongesteinsformationen in der Schweiz – ausgewählte Materialparameter für die Palfris-Formation (Wellenberg) nach NTB 96-01 (1997)

Opalinuston / Benken (Zürcher Weinland)

Die nachfolgend vorgestellten Untersuchungsergebnisse sind dem Untersuchungsbericht der Sondierbohrung Benken entnommen, *NTB 00-01 (2001)*. Diese Bohrung ist neben der 3D-Seismikkampagne zentraler Bestandteil der lokalen Felduntersuchungen im nördlichen Zürcher Weinland. Die lokalen Untersuchungen werden durch die im Weiteren dargestellten Ar-

beiten im Opalinuston-Felslabor Mont Terri und grundsätzliche Studien ergänzt. Gemeinsam bilden die Resultate dieser umfangreichen Arbeiten die geowissenschaftliche Grundlage für das Projekt *Entsorgungsnachweis* der *NAGRA*, welches für die Option Opalinuston die Machbarkeit der geologischen Tiefenlagerung hochaktiver Abfälle in der Schweiz darlegen soll, siehe auch *NTB 02-02 (2002a)*. Die Sondierbohrung Benken ist die achte im Rahmen des *NAGRA*-Tiefbohrprogramms der Schweiz abgeteufte Bohrung.

Die felsmechanischen Untersuchungen hatten zwei Ziele. Einerseits war ein geowissenschaftlicher Datensatz für bautechnische Zwecke zu erstellen, um die generelle bautechnische Machbarkeit eines Endlagers im Opalinuston zu untersuchen. Andererseits sollten Grundlagen geschaffen werden, die zum Verständnis gekoppelter physikalischer und chemischer Prozesse beitragen und die Modellierung des Langzeitverhaltens eines Endlagers im Rahmen der Sicherheitsanalyse erlauben (*THMC-Modelling*). Die in *NTB 00-01 (2001)* beschriebenen Arbeiten konzentrieren sich einerseits auf die Bestimmung der felsmechanischen und gesteinsphysikalischen Parameter in Laboruntersuchungen an Bohrkernen und in situ Versuchen und andererseits auf die Ermittlung des Primärspannungsfeldes im Bereich der Bohrung. Bei der Ermittlung der Gesteinsparameter lag der Schwerpunkt der Arbeiten entsprechend dem Arbeitsprogramm aus *NTB 96-01 (1997)* auf der Untersuchung des Opalinustons (= Wirts- und Barrierengestein).

Der Standort der Sondierbohrung Benken liegt im südlichen Teil des Zürcher Weinlandes, ca. 700 m SSW des Dorfrandes von Benken am Südrand der zwischen Ossingen und Dachsen gelegenen Geländesenke. *Bild 2.3* zeigt ein geologisches Querprofil der Sondierbohrung Benken im Zürcher Weinland.

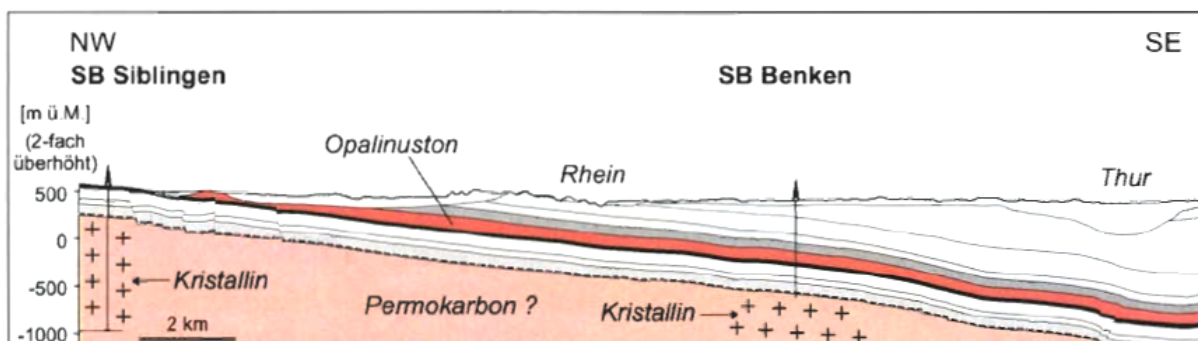


Bild 2.3: Geologisches Querprofil Sondierbohrung Benken, NTB 00-01 (2001)

Bei dem untersuchten Tonstein handelt es sich um die mit Opalinuston bezeichnete lithostratigraphische Unterdogger-Einheit, die in der Bohrung mit einer Mächtigkeit von 93,5 m in



einem Teufenbereich von 558,52 - 652,04 m ansteht. Der Opalinuston besteht generell aus dunkelgrauen siltigen, kalkigen und glimmerhaltigen Tonsteinen mit vereinzelt anzutreffenden dünnen Silt- und Sandsteinlagen.

Das Laborprogramm umfasst weitgehend Standardtests, die entsprechend den Empfehlungen der International Society for Rock Mechanics (*ISRM*) ausgeführt wurden. Die Gesteinsproben wurden dabei unmittelbar nach der Bohrkernentnahme noch auf der Bohrstelle in Kunststoffolie verschweißt, in Aluminiumfolie verpackt oder mit einem Latexschlauch ummantelt in Beton gegossen und in speziell entwickelten Druckbehältern (axiale Druckbeanspruchung durch manuelle Verschraubung) gelagert, um ein Austrocknen des Gesteins sowie die Entstehung von Trocknungsrisse zu vermeiden. Die Prüfkörperherstellung erfolgte grundsätzlich ohne Wasser, um ein Quellen des Tongesteins zu verhindern. Der vor der Versuchsdurchführung bestimmte natürliche Wassergehalt in Gewichtsprozent liegt schichtungsabhängig bei $w = 4,6 \pm 0,7 \%$.

Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen zeigen auf Korngefügeebene (Gesteinsmatrix) eine ausgeprägte Anisotropie der elastischen Deformationseigenschaften und der Festigkeiten in Abhängigkeit von der Schichtung. Neben der Richtungsanisotropie zeigen die Deformations- und Festigkeitsparameter auch eine deutliche Abhängigkeit vom Wassergehalt. Zudem wird ein Übergang vom spröden Materialverhalten bei niedrigen Wassergehalten zu einem duktilen Deformationsverhalten bei hohen Wassergehalten festgestellt. Signifikante, nach *NTB 00-01 (2001)* auf die Entstehung und Ausbreitung von Mikrorissen zurückzuführende relative Volumenzunahmen (Dilatanz) sind jedoch in den Laborversuchen nicht festgestellt worden.

Mit Ausnahme des von der unterschiedlichen tonmineralogischen Zusammensetzung abhängigen Quellverhaltens bestehen Abhängigkeiten der gesteinsphysikalischen Eigenschaften von der Mineralzusammensetzung des Opalinuston erst nachrangig.

Die Ergebnisse der in situ-Dilatometertests stimmen mit den Ergebnissen der aus einaxialen und triaxialen Druckversuchen bestimmten *E*-Moduli sowie der aus Kriechversuchen im Labor abgeleiteten Gesteinsviskosität überein. Der geringe Unterschied zwischen Laborbefunden (Handstück) und Feldbefunden (begrenzter Gebirgsbereich) erlaubt die Übertragung der im Labor bestimmten Gesteinseigenschaften auf den Gebirgsmaßstab ohne trennflächengefügebezogene Modifikation.

Zur Bestimmung von Betrag und Richtung des in situ Primärspannungsfeldes am Standort Benken wurden Hydraulic-Fracturing-Messungen durchgeführt sowie die Orientierung von



Bohrlochrandausbrüchen und bohrungs-induzierten Rissen bestimmt. Die Ergebnisse der Hydrofrac-Versuche in verschiedenen Gesteinshorizonten liefern Beiträge für die Horizontalspannungen mit deutlichen Variationen und nichtlinearen Zunahmen mit der Tiefe. Im Opalinuston sind die Ergebnisse jedoch durch die konsistenten Resultate der Messungen für die endlagerrelevante Teufe mit einer übereinstimmenden Orientierung der maximalen horizontalen Hauptspannung eindeutig belegt.

Nach *NTB 00-01 (2001)* stellen die Ergebnisse der felsmechanischen Untersuchungen die bautechnische Machbarkeit eines geologischen Tiefenlagers im Opalinuston nicht in Frage. Die Ergebnisse zeigen eine eindeutige Abhängigkeit der Gesteinsfestigkeiten vom Wassergehalt und eine Richtungsabhängigkeit bezüglich der Schichtung. Die an den laborativen Untersuchungen abgeleiteten Gesteinsparameter werden in *Tabelle 2.2* unter Berücksichtigung der Anisotropie exemplarisch dargestellt.

Parameter (Einheiten)	Matrixparameter		Parameter für die Schichtung
Wassergehalt (%)	4,6 ± 0,7		
Dichte (kg/m ³)	2520		
Verformungseigenschaften:			
Elastizitätsmodul (MPa)	11400 (parallel zur Schichtung)	5500 (senkrecht zur Schichtung)	
Poisson-Zahl ν (-)	0,27		
Festigkeitseigenschaften:			
Einaxiale Druckfestigkeit σ_f (MPa)	28,0(parallel zur Schichtung)	6,1 (um 45° geneigt zur Schichtung)	30,3 (senkrecht zur Schichtung)
Zugfestigkeit (MPa)	2,7 (parallel zur Schichtung)	1,2 (senkrecht zur Schichtung)	
Kohäsion c_f (MPa)	11,5 (parallel zur Schichtung)	11,4 (senkrecht zur Schichtung)	
Restfestigkeit c_r (MPa)	8,0 (parallel zur Schichtung)	7,5 (senkrecht zur Schichtung)	
Reibungswinkel ϕ_f (°)	20,1 (parallel zur Schichtung)	16,5 (senkrecht zur Schichtung)	
Restreibungswinkel ϕ_r (°)	18,0 (parallel zur Schichtung)	12,0 (senkrecht zur Schichtung)	
Dilatanzwinkel ψ (°)	-		-
Weitere geotechnische Eigenschaften			
Quelldruck (MPa)	0,6	-	
Quellhebung (%)	1,1	-	
Primäre Porosität (Vol.-%)	1,43 (totale Porosität)		
Primäre Permeabilität	-		
Primärspannungszustand (in situ Werte in 630 m Teufe)			
Vertikalspannung S_v (MPa)	15,5		
Horizontalspannung S_H (MPa)	19,7		
Horizontalspannung S_h (MPa)	14,6		

Tabelle 2.2: Tongesteinsformationen in der Schweiz – ausgewählte Materialparameter für Opalinuston (Benken) nach NTB 00-01 (2001)

Zusätzlich zu den felsmechanischen Versuchen wurde exemplarisch die Wärmeleitfähigkeit des Opalinuston für Proben mit natürlichem sowie reduziertem Wassergehalt durchgeführt. Die dabei festgestellte Richtungsanisotropie der Wärmeleitfähigkeit wird durch den Schichtenaufbau erklärt. Parallel zu den Schichtflächen bestimmen quarzreiche Lagen mit hoher

Wärmeleitfähigkeit den Wärmefluss, während senkrecht zu den Schichtflächen die Wärmeleitfähigkeit durch tonreiche Lagen mit geringerer Wärmeleitfähigkeit kontrolliert wird. Weiterhin ist eine Reduzierung der Wärmeleitfähigkeit mit Abnahme des Quarzgehaltes zu verzeichnen. Die deutlich niedrigeren Wärmeleitfähigkeiten für getrocknete Proben sind durch die unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeiten von Luft und Wasser bedingt.

Opalinuston / Mont Terri

Die Beurteilung des für ein Endlager vorgesehenen Wirtsgesteins in Bezug auf seine sicherheitliche und bautechnische sowie standortbezogene Eignung erfordert ein breites Spektrum von Daten verschiedener Herkunft, *NTB 02-03 (2002b)*. Das Untersuchungsprogramm für die Tongesteinsinformation orientiert sich an dieser Forderung durch die Festlegung von zwei Schwerpunkten. Der eine Schwerpunkt betrifft die lokale geowissenschaftliche Erkundung des jeweiligen Untersuchungsgebietes mit Hilfe von Sondierbohrungen und Laboruntersuchungen an Bohrkernen zur Erstellung eines standortbezogenen geotechnischen Parametersatzes. Dieser Schwerpunkt ist bereits in den vorhergehenden Abschnitten für den Standort Wellenberg und die Bohrung Benken entsprechend dargestellt worden. Der andere Schwerpunkt liegt in der Erarbeitung zusätzlicher geotechnischer Daten und Erfahrungen über das Gestein Opalinuston, die sein Verhalten bei Auffahrungen und betriebstypischen Einwirkungen betreffen. Hierzu dienen insbesondere die Experimente im Felslabor Mont Terri.

Bereits Ende der 80^{er}-Jahre konnten in der Opalinuston-Teilstrecke des Pilotstollens für den Tunnel der Autobahn *A16* durch den Mont Terri Beobachtungen und Untersuchungen bezüglich der Wasserführung und der felsmechanischen Eigenschaften gewonnen werden. Aus diesen Erfahrungen entstand die Idee, ein internationales Forschungs- und Entwicklungsprogramm zu etablieren, um gemeinsam die Eignung von Tongesteinen für die Entsorgung von nuklearen Abfällen zu erkunden. Dieses Forschungsprogramm wurde offiziell im Jahr 1996 begonnen. Mittlerweile sind elf Organisationen aus sechs Ländern am Projekt beteiligt.

Bild 2.4 zeigt einen geologischen Schnitt durch die Formation im Bereich der aufgefahrenen Strecken.

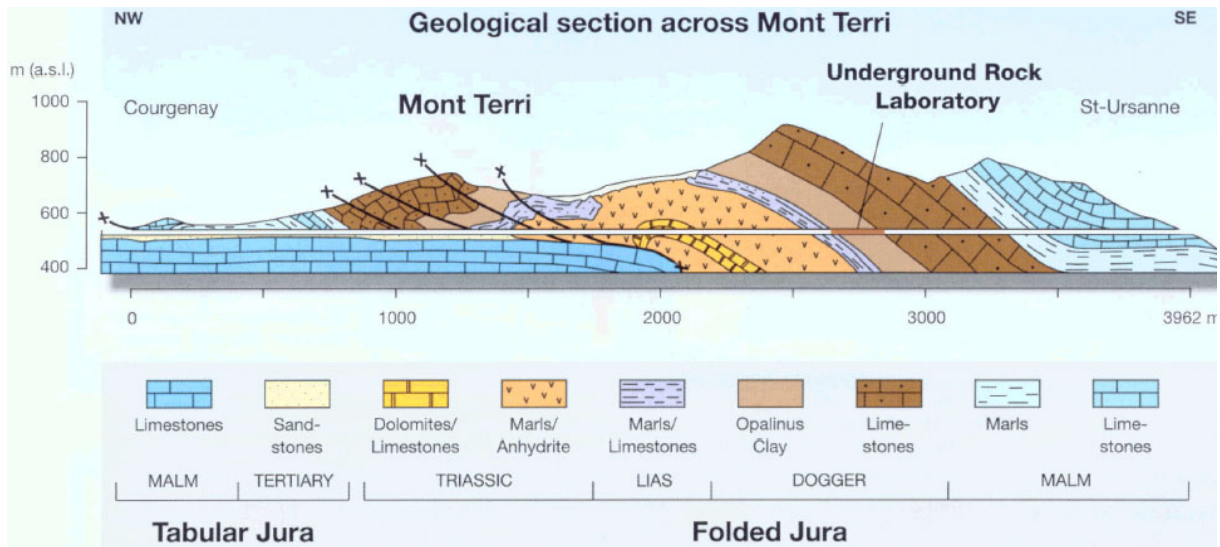


Bild 2.4: Geologische Situation im Bereich des Feldlabors Mont Terri aus Martin & Lanyon (2002)

Die im Lauf der Jahre ermittelten mechanischen Gesteinsparameter werden in Anlehnung an Bock (2001) in Tabelle 2.3 angegeben.

Parameter (Einheiten)	Matrixparameter	Parameter für die Schichtung
Wassergehalt (%)	6,1	
Dichte (kg/m ³)	2540	
Verformungseigenschaften:		
Elastizitätsmodul (MPa)	10000 (parallel zur Schichtung)	4000 (senkrecht zur Schichtung)
Poisson-Zahl ν (-)	0,27	
Festigkeitseigenschaften:		
Einaxiale Druckfestigkeit σ_f (MPa)	10,0 (parallel zur Schichtung)	16,0 (senkrecht zur Schichtung)
Zugfestigkeit (MPa)	2,0 (parallel zur Schichtung)	1,0 (senkrecht zur Schichtung)
Kohäsion c_f (MPa)	2,2 (parallel zur Schichtung) 5,0 (senkrecht zur Schichtung)	1,0
Restfestigkeit c_r (MPa)	-	-
Reibungswinkel ϕ_f (°)	25,0	23,0
Restreibungswinkel ϕ_r (°)	-	-
Dilatanzwinkel ψ (°)	0,0	-
Weitere geotechnische Eigenschaften		
Quelldruck (MPa)	0,6 (parallel zur Schichtung)	1,2 (senkrecht zur Schichtung)
Quellhebung (%)	1,0 (parallel zur Schichtung)	7,0 (senkrecht zur Schichtung)
Primäre Porosität (Vol.-%)	13,7	
Primäre Permeabilität (m ²)	$2 \cdot 10^{-20}$ (45° zur Schichtung)	$8 \cdot 10^{-21}$ (senkrecht zur Schichtung)
Primärspannungszustand (in situ Werte)		
Vertikalspannung S_V (MPa)	6,5 (NTB 02-03 (2002b))	
Horizontalspannung S_H (MPa)	4,2 (NTB 02-03 (2002b))	
Horizontalspannung S_h (MPa)	0,6 - 4,0 (NTB 02-03 (2002b))	

Tabelle 2.3: Tongesteinsformationen in der Schweiz – ausgewählte Materialparameter für Opalinuston (Mont Terri) nach Bock (2001)



Das Untertagelabor befindet sich in einer Teufe von ca. 265 m. Untersucht werden insbesondere bau- und sicherheitstechnisch relevante Fragestellungen, die für ihre Beantwortung umfangreiche und längerfristige Experimente erfordern wie beispielsweise das Konvergenzverhalten von Stollen, die Ausdehnung und Eigenschaften von Auflockerungszonen, hydro-mechanisch gekoppelte Prozesse, thermische Einflüsse auf das Wirtsgestein, Wasser- und Gastransport, Diffusion, Selbstabdichtung von Rissen in der Auflockerungszone, Wechselwirkung von Opalinuston mit technischen Barrieren oder messtechnische Entwicklung und Optimierung.

Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse Opalinuston

In dem Bericht *NTB 02-03 (2002b)* erfolgt eine Zusammenfassung und Verdichtung der Untersuchungsergebnisse im Opalinuston zu einem Datensatz, mit dessen Hilfe die Auslegungsberechnungen für die verschiedenen Untertagebauten eines geologischen Tiefenlagers im Opalinuston durchgeführt werden können (Erkundungsergebnisse der Bohrung Benken sowie der Ergebnisse aus dem Mont Terri Projekt). Der abgeleitete und in *Tabelle 2.4* am Ende dieses Abschnitts dargestellte Datensatz bezieht sich auf den Opalinuston in einer Tiefe von 600 ± 50 m unter *GOK*. Die Primärspannungsdaten und die in situ Temperatur wurden für eine Teufe von 650 m abgeleitet.

Zusammenfassend können die felsmechanischen Eigenschaften des Wirts- und Barrierengesteins Opalinuston wie folgt formuliert werden, *NTB 02-03 (2002b)*: Die felsmechanischen Eigenschaften des Opalinuston werden weitgehend durch seine Mikrostruktur bestimmt. Von großer Bedeutung ist der Kompaktionsgrad und damit der Wassergehalt des Tonsteins. Makroskopisch äußert sich dieser Zusammenhang u.a. durch die starke Abhängigkeit der Festigkeit vom Wassergehalt. Während das Deformationsverhalten bei hohem Wassergehalt (Sättigung) eher plastisch ist, führen geringere Wassergehalte (Teilsättigung) durch die Auswirkung von Kapillarspannungen zu einer Verfestigung des Gefüges, die sich makroskopisch in einer Abnahme der Duktilität und einer wesentlichen Erhöhung der Festigkeit auswirkt. Aus dieser Perspektive ist die wetterbedingte Austrocknung des Gesteins in den Grubenbaukonturbereichen während der Bau- und Betriebsphase ein positiver Effekt, der zur Stabilisierung des konturnahen Gebirges beiträgt. Die Grenze dieser positiven Wirkung wird allerdings dann erreicht, wenn die induzierten Kapillarspannungen so groß werden, dass sie zur Ausbildung von Schrumpfrissen führen, die dann wiederum eine rissbildungsbedingte Entfestigung des



zuvor verfestigten Gesteins bewirken mit entsprechender Abnahme der Tragfähigkeit. Die nach Verschluss des Endlagers erfolgende Wiederaufsättigung der Porenräume führt aufgrund der Abnahme der Kapillarspannungen und der damit verbundenen Zunahme der Duktilität zu zeitabhängigen Deformationen und in Verbindung mit Quelldeformationen vielleicht auch zur Rissrückbildung und damit zur Selbstabdichtung des durch die Auffahrung der Untertagebauten aufgelockerten Gebirges.

Erfahrungen über mehr als hundert Jahre mit Untertagebauten im Opalinuston (Tunnelbauwerke) zeigen, dass die Tunnel im Opalinuston des Faltenjura aus bautechnischer Sicht meist problemlos realisiert werden konnten, auch bei Überlagerungen von bis zu 800 m und trotz zahlreicher Störungen im Gebirge. Bei einem Vergleich mit anderen Tunnelbauwerken müssen jeweils die unterschiedliche Ausrichtung der Gesteinsanisotropie zur Streckenachse, der Wassergehalt und die lokalen Gebirgsspannungen berücksichtigt werden. Unter Berücksichtigung dieser Abhängigkeiten sind die Beobachtungen aus anderen Untertagebauwerken (z.B. Untertagelabor Mont Terri) auf den Opalinuston des Zürcher Weinlands übertragbar.

Parameter (Einheiten)	Matrixparameter	Parameter für die Schichtung
Wassergehalt (%)		4,0
Dichte (kg/m ³)		2520
Verformungseigenschaften:		
Elastizitätsmodul (MPa)	11400 (parallel zur Schichtung)	5500 (senkrecht zur Schichtung)
Poisson-Zahl ν (-)		0,27
Festigkeitseigenschaften:		
Einaxiale Druckfestigkeit σ_f (MPa)	28,0 (parallel zur Schichtung)	30,3 (senkrecht zur Schichtung)
Zugfestigkeit (MPa)	2,7	1,2
Kohäsion c_f (MPa)	8,6	1,9
Restfestigkeit c_r (MPa)	4,3	1,0
Reibungswinkel φ_f (°)	24,6	24,1
Restreibungswinkel φ_r (°)	24,0	22,0
Dilatanzwinkel ψ (°)	0,0	0,0
Weitere geotechnische Eigenschaften		
Quelldruck (MPa)	0,1 – 0,2	0,8 – 1,4
Quellhebung (%)	1,0 – 4,5	1,4 – 7,5
Primäre Porosität (Vol.-%)		11,4
Hydraulische Durchlässigkeit k_f (m/s)	$1 \cdot 10^{-13}$ (parallel zur Schichtung)	$2 \cdot 10^{-14}$ (senkrecht zur Schichtung)
Primärspannungszustand (in situ Werte in 650 m Teufe)		
Vertikalspannung S_V (MPa)		15,9
Horizontalspannung S_H (MPa)		22,6
Horizontalspannung S_h (MPa)		15,1

Tabelle 2.4: Tongesteinsformationen in der Schweiz – ausgewählte Materialparameter für Opalinuston nach NTB 02-03 (2002b)



Numerische Simulationen, die auf den felsmechanischen Kennwerten und primären Spannungen der Bohrung Benken beruhen, zeigen nach *NTB 02-02 (2002a)*, dass für die verschiedenen Hohlraumarten eines geologischen Tiefenlagers die Standsicherheit gegeben ist.

2.3.2 Erfahrungen in Frankreich

Aufgrund der beabsichtigten Endlagerung der hochradioaktiven Abfälle in Tongesteinsformationen werden in Frankreich intensive Labor- und in situ Untersuchungen an Tongesteinen durchgeführt. Exemplarisch werden im Folgenden zwei Standorte angesprochen sowie ausgewählte Materialparameter in den *Tabellen 2.5* und *Tabelle 2.6* im Anschluss an die textliche Beschreibung der genannten Standorte gegeben.

Erfahrungen in Bure

Am Standort Bure wird in der Tonsteinlagerstätte „*Argilite de l'Est Callovo Oxfordien*“ im *Meuse/Haute-Marne* Department ein Untertagelabor aufgeföhren. Die Tonsteinlagerstätte liegt in einer Teufe zwischen 442 m und 552 m unter der Geländeoberfläche und hat eine durchschnittliche Mächtigkeit von ca. 130 m. Für diese Tongesteinsformationen wird eine primäre Permeabilität von $k < 10^{-20} \text{ m}^2$ genannt. Im Hangenden und Liegenden stehen verhältnismäßig gering durchlässige Kalksteinformationen an. Vom geomechanischen Standpunkt aus gesehen kann die Tongesteinsformation in fünf Schichten mit entsprechend unterschiedlichen geomechanischen Eigenschaften unterteilt werden. Diese Unterschiede ergeben sich im wesentlichen aus den in situ Untersuchungsergebnissen in Bohrlöchern sowie aus der Bestimmung der physikalischen und mechanischen Eigenschaften an Prüfkörpern. Die für die Untersuchungen relevante Gesteinsschicht besteht mineralogisch zu 50-60 % aus Quarz und Calzit sowie zu 40-45 % aus Tonmineralen, im Wesentlichen aus Illit und Smectit, sowie aus weiteren Mineralen mit geringen Anteilen. *Bild 2.5* zeigt in einer generellen Darstellung die Konfiguration des am Standort Bure aufgeföhrenen Untertagelabors.

Das Untertagelabor befindet sich in einer Teufe von 490 m und ist durch zwei Schächte mit der Oberfläche verbunden. Um die horizontale Ausdehnung der Gesteinsformation erkunden zu können, sollen zwei horizontale Strecken, eine aufwärtsgerichtet und eine abwärtsorientiert, aufgeföhren werden.

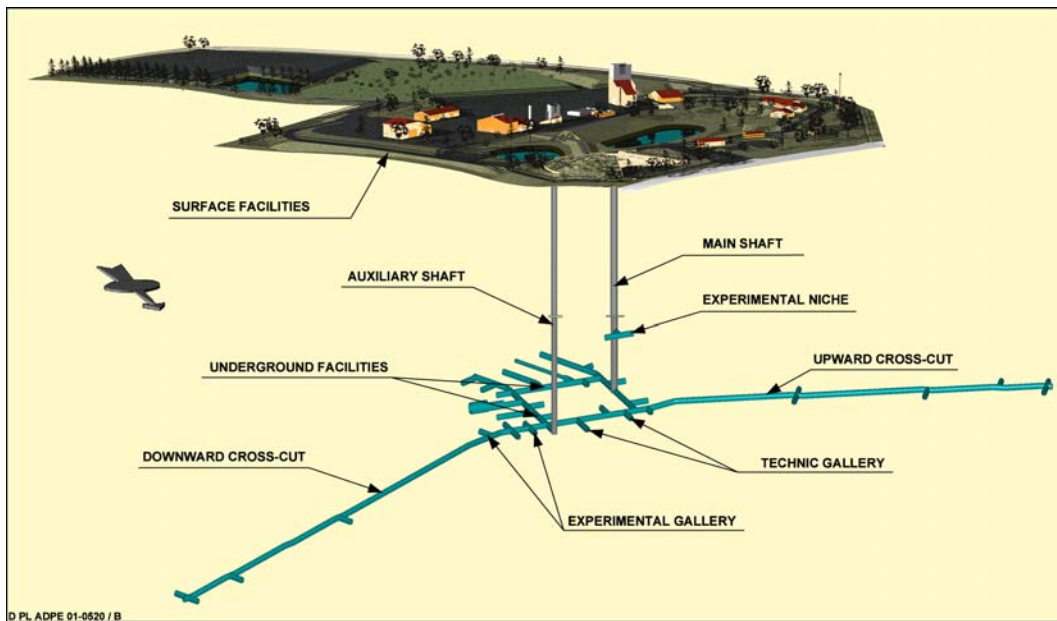


Bild 2.5: Schematischer Überblick des Untertagelabors in Bure, Su (2003)

Aufgrund der Tatsache, dass die vollständige Auffahrung der untertägigen Anlagen erst im ersten Quartal 2006 realisiert worden ist, wurde der Schwerpunkt bislang auf die Vorausmodellierung der geplanten Untertageexperimente gelegt. Nachträglich sollen die prognostizierten Ergebnisse den Ergebnissen der in situ Messungen (= Experimente) gegenübergestellt und auf der Grundlage dieser Befunde die Modelle validiert werden. Diese Experimente befassen sich mit den folgenden Fragestellungen:

- Das *REP*-Experiment (Response / Excavation / Puits (shaft)) ist ein auffahrungsparalleles Experiment mit dem Ziel, die hydromechanischen Wirkungen aus dem Schachtvortrieb auf das umgebende Gebirge zu beobachten. Dabei stehen die Ausbreitung der EDZ sowie die Validation bestehender hydro-mechanisch gekoppelter numerischer Modelle im Mittelpunkt. Zu diesem Vorhaben existiert bereits ein gefördertes EU-Projekt mit der Bezeichnung *MODEX-REP*, an welchem sich 11 europäische Partner beteiligt haben. Im ersten Teil wurde die Schachtauffahrung numerisch modelliert und die zu erwartenden Zustände (Deformationen, Gebirgsspannungen, Porenwasserdrücke) prognostiziert. Im zweiten Schritt erfolgt dann eine umfassende Validation der berechneten Ergebnisse. Ein entsprechender Forschungsbericht ist bis zur Fertigstellung der Vortriebsarbeiten ausgesetzt worden.
- Das *GIS*-Experiment (Geomechanical / Initial / Stress) beschreibt verschiedene in situ Messungen von untertage aus. Dabei stehen die Erkundung der anisotropen Gesteinsei-



enschaften durch unterschiedlich schichtungsorientierte Bohrungen sowie Primärspannungsmessungen im Vordergrund.

- Das *TER*-Experiment (ThERmal loading) soll dazu dienen, Kenntnisse zu den thermo-hydro-mechanischen Eigenschaften des Tongesteins durch Erhitzertests in Bohrlöchern zu erarbeiten.
- Das *KEY*-Experiment ist ein in situ Versuch zur Beschreibung der „self-healing“ Eigenschaften des Tongesteins. Dabei wird nach entsprechender Einbringung von Messinstrumenten ein radial verlaufender Schlitz im Bereich der *EDZ* aufgeföhren und das induzierte Gebirgsverhalten studiert.

Grundlage der beschriebenen Experimente stellt der Bericht *ANDRA RP ADS 99-01* dar. Er enthält eine Zusammenstellung von allen im Lauf der Zeit durchgeföhrt in situ Untersuchungen sowie Laborversuchen zur Ermittlung von geologisch und geomechanisch relevanten Daten zur Erstellung eines endlagerbezogenen Eingabedatensatzes zur numerischen Modellierung im Rahmen der Standortsicherheitsanalyse. In *Tabelle 2.5* werden die entsprechenden geomechanischen Parameterwerte für den endlagerrelevanten Bereich zusammengestellt. Weiterföhrende Arbeiten werden derzeit im Rahmen des *Dossier (2005)* realisiert.

Parameter (Einheiten)	Matrixparameter	Parameter für die Schichtung
Wassergehalt (%)		6,7
Dichte (kg/m ³)		2420
Verformungseigenschaften:		
Elastizitätsmodul (MPa)		4900
Poisson-Zahl ν (-)		0,3
Festigkeitseigenschaften:		
Einaxiale Druckfestigkeit σ_f (MPa)		26,0
Zugfestigkeit (MPa)		2,6
Kohäsion c_f (MPa)		4,5
Restfestigkeit c_r (MPa)		2,4
Reibungswinkel ϕ_f (°)		15,0
Restreibungswinkel ϕ_r (°)		12,0
Dilatanzwinkel ψ (°)		-
Weitere geotechnische Eigenschaften		
Quelldruck (MPa)		-
Quellhebung (%)		-
Primäre Porosität (Vol.-%)		14,0
Primäre Permeabilität (m ²)		$1 \cdot 10^{-19}$
Primärspannungszustand (in situ Werte in 460 m Teufe)		
Vertikalspannung S_v (MPa)		12,0
Horizontalspannung S_H (MPa)		12,0
Horizontalspannung S_h (MPa)		12,0

Tabelle 2.5: Tongesteinsformationen in Frankreich – ausgewählte Materialparameter für Tongestein am Standort Bure nach ANDRA RP ADS 99-01 (1999)



Um den Effekt der Austrocknung auf das mechanische Verhalten intensiver analysieren zu können, wurden zahlreiche hydro-mechanisch gekoppelte Tests durchgeführt. Das elastische Verhalten des Materials ist nachweislich abhängig von dem Grad der Sättigung und somit vom Wassergehalt der Gesteine. Das zeitabhängige Verformungsverhalten war ebenfalls Gegenstand der durchgeführten Untersuchungen. Es wurde festgestellt, dass der Tonstein auch unter ungesättigten Bedingungen ein deutliches Kriechverhalten zeigt, *Su (2003)*. Dabei ist der Einfluss des anisotropen Gesteinsaufbaus ebenso relevant wie die äußeren Temperatureinflüsse während der Versuchsdurchführung.

Erfahrungen in Tournemire

Im Rahmen der beabsichtigten Endlagerung radioaktiver Abfälle in Sedimentformationen in Frankreich werden begleitend zu den Untersuchungen am Standort Bure seit Anfang der 90^{er}-Jahre Labor- und in situ Untersuchungen an Tongesteinen der Tournemire-Formation bei Aveyron durch das *IRSN* durchgeführt. Über einen 100 Jahre alten Eisenbahntunnel ist die Tonformation in 270 m Teufe aufgeschlossen. Sie besitzt eine durchschnittliche Mächtigkeit von 250 m und wird im Hangenden und im Liegenden von Kalksteinschichten begrenzt. 1996 wurden in der Tunnelmitte zwei querschläglich horizontal vom Tunnel abgehende 30 m lange Strecken für in situ Experimente aufgefahren. Weiterhin wurden vertikale Kernbohrungen abgeteuft, um umfangreiche laborative Untersuchungen an Bohrkernmaterial bezüglich der Abhängigkeit der mechanischen Festigkeitseigenschaften des Tonsteins vom Sättigungsgehalt bzw. bei Variation des Wassergehalts durchzuführen. Die Ergebnisse zeigen eine eindeutige Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften des Tongesteins von dem Prozess der Entsättigung in Verbindung mit der anisotropen Gefügeausbildung. *Bild 2.6* zeigt die geologische Situation am Standort Tournemire.

Von der *GRS* sind erste in situ-Untersuchungen vor dem Hintergrund durchgeführt worden, dass durch Auffahrung und Bewetterung eines Tunnels bzw. eines Grubenbaus eine begrenzte Entfeuchtung des Gebirges stattfindet, ähnlich wie sie auch in der Umgebung von Endlagerstrecken im Tonstein zu erwarten ist. Die Messungen sollten darüber Aufschluss geben, inwieweit eine derartige Entsättigung zu einer Erhöhung der Gesteinsdurchlässigkeit führt. Bei dem Experiment wurde aus einem speziellen Bohrloch, das zum Tunnel hin luftdicht verschlossen war, die eintretende Gebirgsfeuchte mittels Ventilation abgeführt. Die räumlichen und zeitlichen Entsättigungsvorgänge wurden von der *GRS* dabei mit gleichstromgeoelektri-

schen Messverfahren untersucht. Zumindest mit der gewählten Auslegung im Technikumsmaßstab konnten wider Erwarten in dem 3-jährigen Versuch weder eine Austrocknung noch eine damit gekoppelte Permeabilitätserhöhung des Gebirges nachgewiesen werden, GRS (2001).

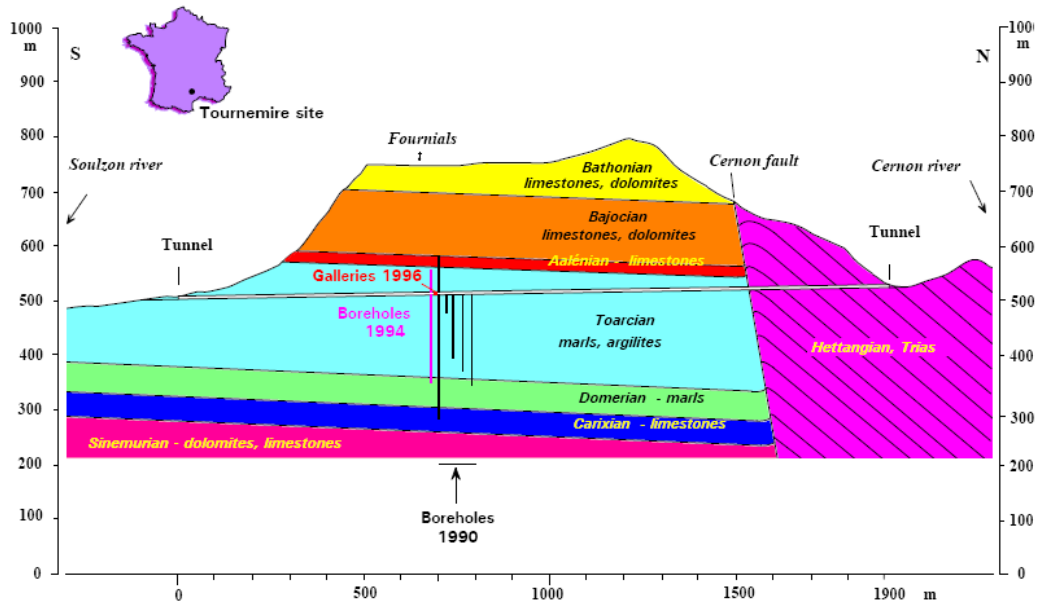


Bild 2.6: Geologische Situation am Standort Tournemire, Cabrera et al. (1999)

Im Jahr 2003 wurde zu Forschungszwecken ein weiterer Stollen aufgeföhren, um unter dem Stichwort 'mine by test' Experimente zur Charakterisierung der EDZ durchföhren zu können, IRSN 04-30 (2004). Somit stehen am Standort Tournemire Daten über die Entwicklung der Auflockerungszone aus drei verschiedenen Zeitepochen zur Verfügung und zwar

- (1) der ursprüngliche Tunnel selbst, der um die Jahrhundertwende aufgeföhren und mit Mauerwerk ausgebaut worden ist,
- (2) zwei ca. 30 m lange, senkrecht zu dem ursprünglichen Tunnel im Jahr 1996 aufgeföhrene Strecken (Querstollen) sowie
- (3) die im Jahr 2003 ebenfalls senkrecht zu dem ursprünglichen Tunnel aufgeföhrene und ca. 40 m lange "main gallery".

Die zeitliche Entwicklung der EDZ wird derzeit wissenschaftlich im Rahmen des DECOVALEX-THMC Projektes analysiert, Rejeb & Cabrera (2004)

In Tabelle 2.6 werden die entsprechenden geomechanischen Parameterwerte für den Standort Tournemire zusammengestellt.



Parameter (Einheiten)	Matrixparameter	Parameter für die Schichtung
Wassergehalt (%)		1 - 5
Dichte (kg/m ³)		2700
Verformungseigenschaften:		
Elastizitätsmodul (MPa)	E ₁ = 27680, E ₂ = 9270, G ₁₂ = 3940	
Poisson-Zahl ν (-)	ν ₁ = 0,17, ν ₂ = 0,20	
Festigkeitseigenschaften:		
Einaxiale Druckfestigkeit σ _f (MPa)	13,0 – 32,0	
Zugfestigkeit (MPa)	3,6	
Kohäsion c _f (MPa)	6,7 – 10,8	
Restfestigkeit c _r (MPa)	1,4	
Reibungswinkel φ _f (°)	20,0	
Restreibungswinkel φ _r (°)	-	
Dilatanzwinkel ψ (°)	-	
Weitere geotechnische Eigenschaften		
Quelldruck (MPa)	0,5	
Quellhebung (%)	-	
Primäre Porosität (Vol.-%)	6 - 9	
Primäre Permeabilität (m ²)	1*10 ⁻²⁰ - 1*10 ⁻²²	
Primärspannungszustand (in situ Werte in 250 – 270 m Teufe)		
Vertikalspannung S _V (MPa)	3,8	
Horizontalspannung S _H (MPa)	4,0	
Horizontalspannung S _h (MPa)	2,1	

Tabelle 2.6: Tongesteinsformationen in Frankreich – ausgewählte Materialparameter für Tongestein am Standort Tournemire, Rejeb et al. (2006)

2.3.3 Erfahrungen in Deutschland

(a) Standort Schacht Konrad

In der Bundesrepublik Deutschland wurde nach der aus Wirtschaftlichkeitsgründen erfolgten Einstellung der Erzförderung die Eignung der Schachanlage Konrad für die Endlagerung radioaktiver Abfälle seit Oktober 1976 untersucht, *BfS (1992)*. Die weiträumige Eisenerzlagstätte ist Teil eines Systems von Salzstockrandsenken, deren erzführender Bereich sich über eine Länge von etwa 60 km von Salzgitter-Hallendorf bis in das Gebiet von Vorhop, nördlich von Gifhorn, erstreckt. Das Erzvorkommen ist zwischen etwa 800 m und 1300 m Tiefe aufgeschlossen. Wesentliche Merkmale für das Eisenerzbergwerk Konrad sind dabei die Lage des Eisenerzhorizontes in großer Tiefe und die gute Abdichtung gegen oberflächennahes Grundwasser durch ein überwiegend aus Ton- und Mergelsteinen aufgebautes Deckgebirge. Für die Untersuchung der Barriereigenschaften des Deckgebirges und möglicher wasserführender Schichten im Hangenden und Liegenden des Erzlagers wurde eine Tiefbohrung in der Nähe des Schachtes Konrad 2 niedergebracht. Die Bohrung mit der Bezeichnung Konrad 101 lieferte bis zu ihrer Endteufe bei 1001,75 m ein geologisches Profil von der Tagesoberfläche

durch das Deckgebirge bis in das Liegende des Erzlagers. *Bild 2.7* zeigt die geologische Situation am Standort Schacht Konrad.

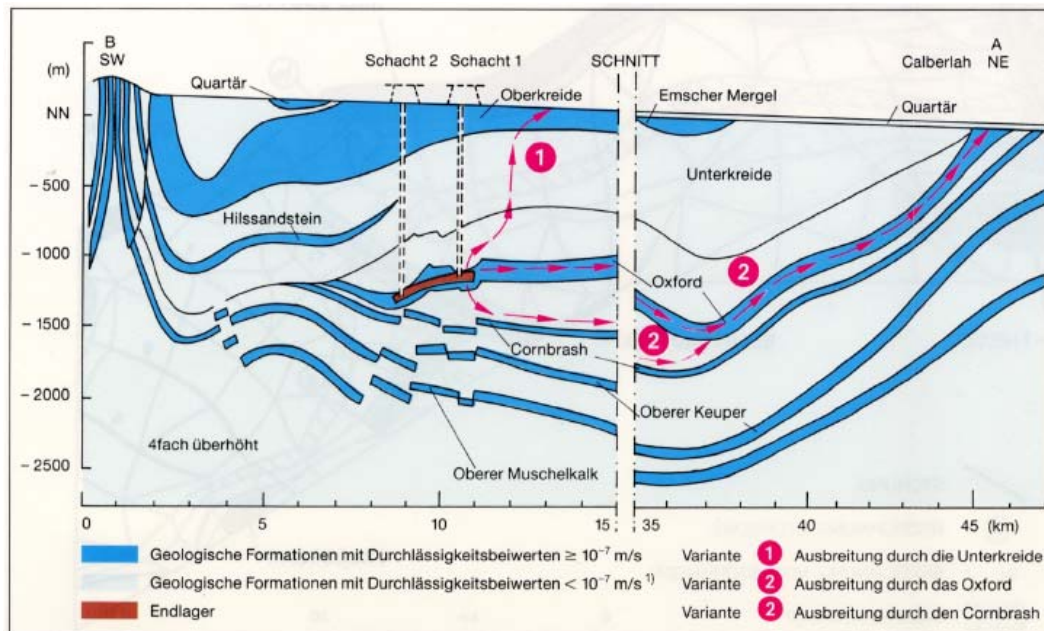


Bild 2.7: Geologische Situation am Standort Schacht Konrad Müller-Hoeppe et al. (2005)

Im Rahmen der Erarbeitung der Planfeststellungsunterlagen sind für die durch die Schachtanlage Konrad aufgeschlossenen Gesteinshorizonte geomechanische Untersuchungen durchgeführt worden. Grundlegende Ergebnisse werden im Folgenden exemplarisch dargestellt.

Für das Endlager Konrad sind die bautechnische Machbarkeit und die Standsicherheit in einem großmaßstäblichen Feldversuch nachgewiesen worden. Dazu ist nach *BGR (1991)* im Feld 5/1 der Schachtanlage ein aus drei parallelen Einlagerungskammern und einer darüber liegenden Abwettersammelstrecke mit dazugehörigen Abwetterbohrlöchern bestehendes Streckensystem aufgeföhren worden. Mit der Herstellung des für die geplanten Einlagerungskammern repräsentativen Streckensystems und mit der Durchführung begleitender geotechnischer Messungen und gebirgsmechanischer Berechnungen wird sowohl die Standfestigkeit der zwischen den Strecken befindlichen Gebirgsfesten als auch die betriebssichere Offenhaltung der Strecken für mehrere Jahre nachgewiesen. Ein tragender Ausbau ist nicht vorgesehen. Die Kontursicherung erfolgt durch eine Systemankerung mit Maschendrahtverzug.

Aus den für die Schachtanlage Konrad zur Verfügung stehenden Untersuchungsberichten zum Versuchsfeld 5/1 und zum Tragverhalten des Grubengebäudes bzw. weiterer Erkundungsorte werden nachfolgend die hier relevanten Erkenntnisse / Befunde skizziert, *BGR (1991)*:



Die parallelen Strecken befinden sich stratigraphisch überwiegend im Unteren Lager des Mittleren Korallenoolith. Die Gesteine bestehen aus Eisenoolithen und eisenerzführenden Kalkoolithen mit Wechselfolgen von Tonmergelsteinen und Kalkoolithlagen. Das angetroffene Trennflächengefüge setzt sich aus vorwiegend N-S- und weniger häufig E-W-streichenden Klüften und Störungen zusammen und schneidet die Streckenachse verlaufabhängig unter Winkeln von 30° bis 45° bzw. unter 70° bis 85°. Streckenparallele Klüfte oder Störungen sind nicht angetroffen worden. Wasserzutritte im Unteren Lager waren vorwiegend auf N-S-gerichteten Trennflächen zu beobachten. Die austretenden geringen Wassermengen versiegten bald nach dem Anschlagen. Die Primärspannungsmessungen im Feld 5/1 ergaben für die subvertikal orientierten Spannungen Werte zwischen 18,0 MPa und 24,5 MPa mit einem Mittelwert von 21,0 MPa, der ca. 13 % über der sich aus dem Druck der überlagernden Gebirges ergebenden theoretischen Vertikalspannung von 18,6 MPa liegt. Die annähernd horizontal gerichteten minimalen Spannungswerte der Messungen liegen zwischen 12,0 MPa und 17,6 MPa. Hieraus ergibt sich ein mittlerer Seitendruckwert von $K_0 = 0,7$. Die Messungen der Spannungsänderungen während der Auffahrung der Versuchsstrecken ergaben teilweise deutliche Spannungserhöhungen in der Firste und in den Stößen, die jedoch nach einigen Wochen weitgehend zum Stillstand kamen. Die größte Spannungserhöhung im Streckennahbereich erfolgte in der bankrechten Spannungskomponente. Auffahrungsbedingte Spannungsänderungen traten bereits vor Durchfahrung der Messlokation und vor der messbaren Änderung von Verformungen in den Bohrungen der Messquerschnitte auf.

Die Ergebnisse der Lageänderungsmessungen in vier angeordneten Messquerschnitten haben gezeigt, dass zu keinem Zeitpunkt innerhalb des Beobachtungszeitraums Verformungen beobachtet wurden, die eine Gefährdung der Standsicherheit der Festen und damit des Streckensystems zur Folge gehabt hätten. Die zeitlichen Konvergenzverläufe aller Messstationen in Verbindung mit den Untersuchungsergebnissen der Lageänderungsmessungen weisen darauf hin, dass eine Beeinträchtigung der Standsicherheit der Strecken auch bei längerem Offenstehen nicht zu erwarten ist. Dieses Ergebnis steht im Einklang mit den Ergebnissen der im Plan Konrad enthaltenen gebirgsmechanischen Berechnungen, die die Tragfähigkeit der Festen bei dem geplanten Kammer-Festen-Verhältnis als gegeben ausweisen. Im Hinblick auf die längerfristige Offenhaltung von Kammern mit ca. 40 m² Querschnittsfläche sollten betriebliche Streckenunterhaltungsmaßnahmen (Konturberaubung) nicht unberücksichtigt bleiben.



Im Rahmen einer umfassenden Überarbeitung der bisher veröffentlichten Prüfberichte und Laborergebnisse wurde von der *DBE* für die Schachanlage Konrad ein geomechanisches Normalprofil erstellt, in dem für die einzelnen Gesteinsformationen die geologische Beschreibung sowie die festigkeitsbezogenen Gesteinsparameter zusammengefasst und als Mittelwerte unter Angabe der erhaltenen Bandbreiten dargestellt werden. In *Tabelle 2.7* werden exemplarisch Daten für die Formationen Malm und Dogger angegeben, *DBE (1998)*.

Parameter (Einheiten)	Malm	Dogger
Wassergehalt (%)	-	
Dichte (kg/m ³)	2400	
Verformungseigenschaften:		
Elastizitätsmodul (MPa)	29900	12780
Poisson-Zahl ν (-)	0,27	
Festigkeitseigenschaften:		
Einaxiale Druckfestigkeit σ_f (MPa)	35,0 – 42,0	-
Zugfestigkeit (MPa)	3,1	-
Kohäsion c_f (MPa)	8,3	10,8
Restfestigkeit c_r (MPa)	2,4	2,8
Reibungswinkel φ_f (°)	48,4	27,1
Restreibungswinkel φ_r (°)	40,1	27,1
Dilatanzwinkel ψ (°)	-	-
Weitere geotechnische Eigenschaften		
Quelldruck (MPa)	-	-
Quellhebung (%)	-	-
Primäre Porosität (Vol.-%)	-	
Hydraul. Durchlässigkeit k_f (m/s)	-	
Primärspannungszustand (in situ Werte in 800-1000 m Teufe)		
Vertikalspannung S_v (MPa)	21,0	
Horizontalspannung S_H (MPa)	17,6	
Horizontalspannung S_h (MPa)	12,0	

Tabelle 2.7: Tongesteinsformationen in Deutschland – ausgewählte Materialparameter für Schacht Konrad nach DBE (1998)

Ergänzend wird angemerkt, dass in den letzten Jahren von der *BGR* das Fachinformationssystem *BETTON* (Barrierewirksame Eigenschaften von Ton und Tonstein) für den Bereich der Tonforschung im Rahmen der Endlagerforschung als Werkzeug für die Standortauswahl von Deponien oder für die technologische Nutzung von Ton und Tonstein in Deutschland entwickelt worden ist. Die Datenbank soll die zu einer Lokation bekannten Daten schnell und umfassend zur Verfügung stellen. Weitere Informationen sind bei *Gerardi (2005)* zu finden.

(b) Generische Untersuchungen (GEIST)

Im Rahmen der Entwicklung von repräsentativen geologischen Modellen zur sicherheitstechnischen Auslegung von generischen Endlagern im Tongestein werden entsprechend den geo-

tektonischen Verhältnissen in grundsätzlich möglichen Standortregionen in Deutschland zwei Geosystemtypen unterschieden, die die Mindestanforderungen des *AkEnd* erfüllen. Dabei wird u.a. davon ausgegangen, dass der einschlusswirksame Gebirgsbereich in einem Teufenbereich zwischen $z = 300$ m bis $z = 1500$ m liegt und eine Mindestmächtigkeit von 100 m aufweisen sollte. Für die thermo-mechanischen Berechnungen werden im Fall einer tonhaltigen technischen Barriere (Bentonit) Maximaltemperaturen von $T = 100$ °C bzw. im Fall einer steinsalzhaltigen Barriere (Salzgrus im Salinargebirge) Maximaltemperaturen von $T = 200$ °C als zulässig angesehen. *Bild 2.8* und *Bild 2.9* zeigen die für die generische Modellbildung herangezogenen Geosysteme und die vorgesehenen Endlagerformationen.

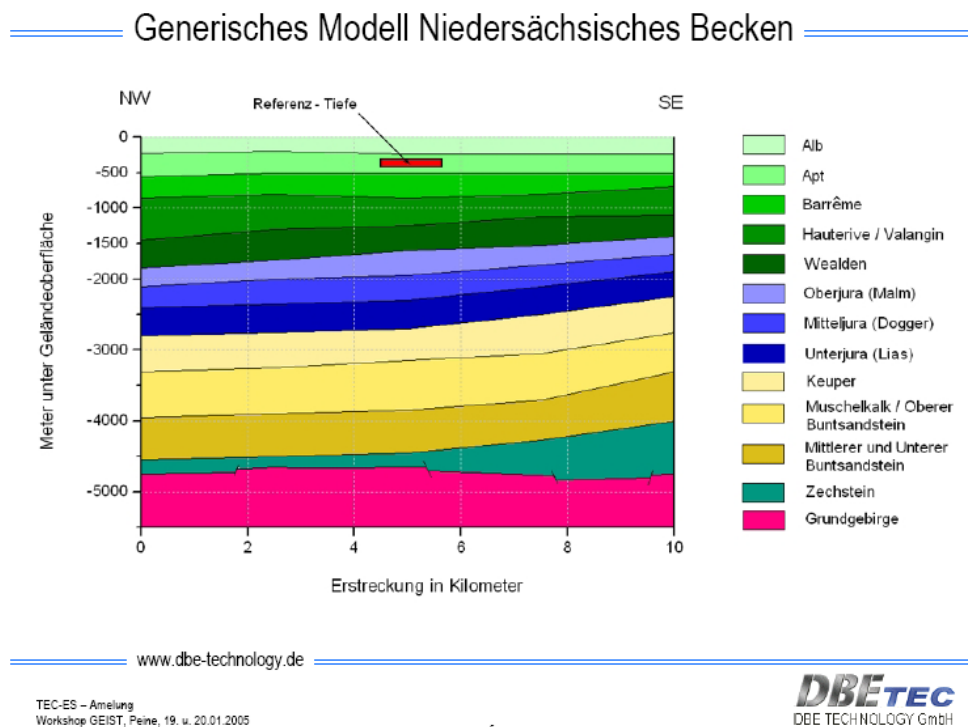
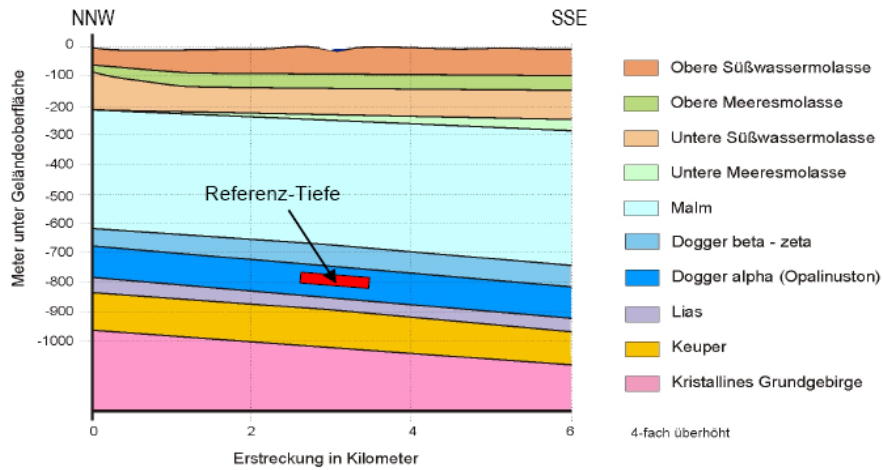


Bild 2.8: Generisches Modell Niedersächsisches Becken nach Amelung et al. (2005)

Das aus einem komplexen lithologischen System bestehende generische Modell des Niedersächsischen Beckens weist nach *Amelung et al. (2005)* im Ostteil eine einfache, thermomechanisch günstige geologische Gesamtsituation auf. Dem gegenüber wird eingeschätzt, dass der im Rahmen des generischen Modells für Süddeutschland betrachtete Opalinuston zwar durch einfache geotektonische Verhältnisse geprägt ist, im Vergleich zu den Unterkreide-Tonen aber eine deutlich geringere Mächtigkeit aufweist und somit eine thermo-mechanisch ungünstigere Situation erwarten lässt.



Generisches Modell Süddeutschland



www.dbe-technology.de

TEC-ES - Amelung
 Workshop GEIST, Peine, 19. u. 20.01.2005

9

DBE-TEC
 DBE TECHNOLOGY GmbH

Bild 2.9: Generisches Modell Süddeutschland nach Amelung et al. (2005)

Systemcharakteristik - Einlagerungsvarianten

	Streckenlagerung		Bohrlochlagerung	
Salz		Behälter Salzgrus Wirtsgestein		Behälter Salzgrus Wirtsgestein
Ton		Behälter Zwischen- schicht Puffer Strecken- verfüllung Stabilisierung Wirtsgestein		Behälter Zwischen- schicht Puffer Stabilisierung Wirtsgestein

www.dbe-technology.de

TEC-ES - Lerch
 Workshop Geist, Peine, 19. u. 20.01.2005

DBE-TEC
 DBE TECHNOLOGY GmbH

Bild 2.10: Einlagerungsvarianten für thermomechanische Auslegungsberechnungen nach Lerch et al. (2005)



Ausgehend von diesen generischen Lagerstättenmodellen wurden von *Lerch et al. (2005)* numerische Berechnungen zur Endlagerauslegung im Steinsalz und im Tongestein durchgeführt und vergleichend gegenübergestellt. Diesen thermo-mechanischen Auslegungsberechnungen sind entsprechend den vorstehend genannten Grenztemperaturen die Einlagerungsvarianten nach *Bild 2.10* zugrunde gelegt worden. Übergeordnete Zielsetzung der Auslegungsberechnungen ist es, im Rahmen einer Optimierung eine möglichst geringe übertägige Zwischenlagerzeit (Kosten, Sicherheit) und eine möglichst geringe flächenhafte Ausdehnung des Endlagers zu erreichen (Kosten, Realisierbarkeit).

Ausgehend von einem einheitlichen repräsentativen Abfallaufkommen für beide Wirtsgesteinsformationen (Salinargebirge, Tonsteingebirge) ist für das im Tonsteingebirge angeordnete Endlager bei Ansatz einer formationsbezogen angepassten Behälterbeladung (Einhaltung maximal zulässiger Gebirgstemperaturen) sowohl eine erheblich längere Zwischenlagerzeit der Abfälle zur Reduzierung der Wärmeentwicklung als auch eine erheblich größere erforderliche flächenbezogene Ausdehnung ermittelt worden.

Bei Einsatz der in Deutschland für die Endlagerung im Steinsalz konzipierten Abfallgebäude auch im Tonsteingebirge ergibt sich diesen Untersuchungen folgend für ein Endlager im Tongestein im Vergleich zu einem Endlager im Steinsalz ein 6 bis 7-fach größerer Flächenbedarf. Die Größe des Grubengebäudes sowie die erforderlichen Sicherungsmaßnahmen zur Gewährleistung der Standsicherheit führen im Tonsteingebirge zu einem deutlich größeren Errichtungs- und Unterhaltungsaufwand als im Steinsalzgebirge. *Bild 2.11* zeigt im Vergleich den erforderlichen Endlagerflächenbedarf nach *Filbert et al. (2005)*.

Weiterführende Untersuchungen, die das deutsche Steinsalzkonzept in einen Vergleich zu internationalen und nationalen Endlagerkonzepten im Tonsteingebirge stellen, ergeben nach *Filbert et al. (2005)*, dass eine direkte Übertragbarkeit internationaler Entwürfe für Endlager-systeme im Tongestein auf deutsche Verhältnisse ohne detaillierte Untersuchungen aufgrund der signifikanten Standortabhängigkeit der Konzepte nicht möglich ist.

Offene Fragestellungen ergeben sich auch für ingenieurtechnische Nachweise zur Integrität geotechnischer Barrieren im Salz und Tongestein (Strecken- und Schachtverschlüsse), da bislang nur Untersuchungen zu Einzelementen vorgenommen wurden und nicht wie bereits im Steinsalz derartige Nachweise standortspezifisch erbracht (*ERAM*) oder großtechnische Experimente (Prototypen: Asse-Vordamm bzw. Schachtverschluß Salzdettfurth) durchgeführt worden sind, *Müller-Hoeppe et al. (2005)*.

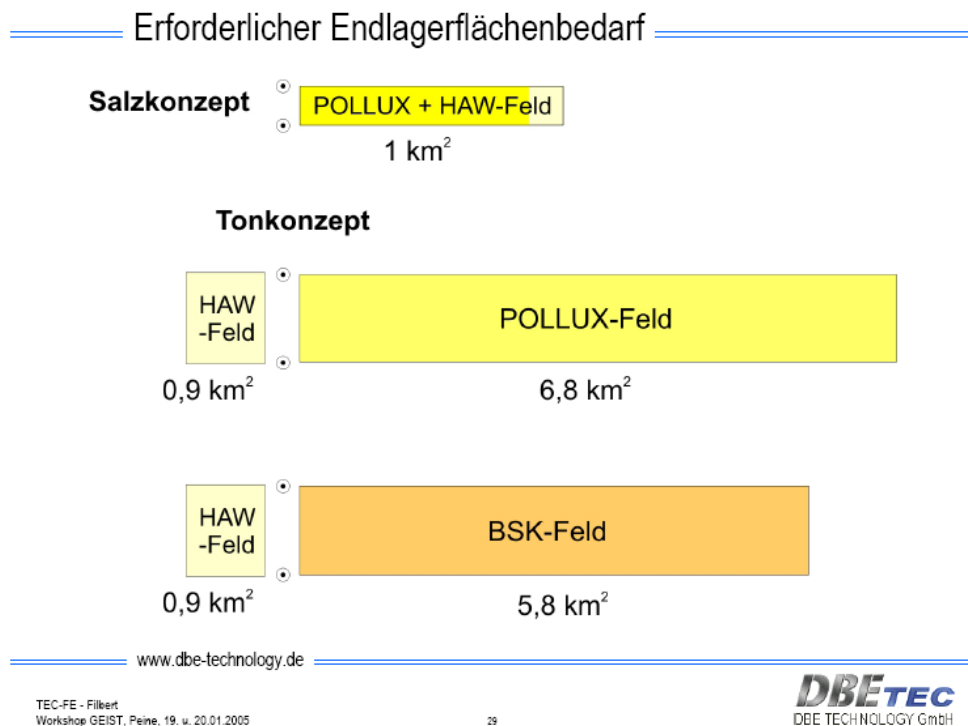


Bild 2.11: Erforderlicher Endlagerflächenbedarf für verschiedene Wirtsgesteine nach Filbert et al. (2005)

Auf internationaler Ebene durchgeführte Projekte waren bislang die einzige Möglichkeit, ein tieferes Verständnis der (hydro-)mechanischen Materialeigenschaften von Tongesteinsformationen zu erarbeiten, Schulze et al. (2005) und Alheid et al. (2005); die Identifizierung eher von weiteren Defiziten vor dem Hintergrund des bereits sehr weit entwickelten mechanischen Verständnisses für Steinsalz / Salinargesteine kennzeichnet danach die laborativen Untersuchungen an Tongesteinen.

Ausgangspunkt für eine den deutschen Kenntnisstand im Tonsteingebirge beschreibende Zusammenfassung bilden nach Krone (2005) die anfangs vorgestellten geologischen Standortmodelle mit dem Nahziel der Ausweisung grundsätzlich geeigneter, hinreichend großer und gut charakterisierbarer Homogenbereiche. Die geringe Teufenlage der Unterkreide-Tone im Niedersächsischen Becken führt unter thermo-mechanischen Gesichtspunkten zu Temperaturreserven, die der im generischen Modell Süddeutschland betrachtete Opalinuston bedingt durch seine größere Teufenlage nicht vorweisen kann. Hinsichtlich der Barrierenwirksamkeit sind für das Endlagerkonzept Ton im Rahmen des Integritätsnachweises Prozesse wie Diffusion und Sorption als relevant einzustufen, die für ein Konzept im Steinsalz als vernachlässigbar gelten.



Den Ausführungen in *Müller-Hoeppe et al. (2005)* folgend sind

- Nachweise im Rahmen des geotechnischen Barrierensystems insbesondere für das Verschlusselement Streckenverschluss zu führen und
- ist im Hinblick auf die thermische Endlagerauslegung im Tongestein von ungefähr zehnfach größeren Zwischenlagerzeiten auszugehen.



2.3.4 Weitere internationale Erfahrungen mit untertägigen Tragwerken in Tongesteinsformationen

Erfahrungen in Belgien

Im Rahmen der nationalen Untersuchungen zur Auswahl und Erkundung von geologischen Formationen zur Endlagerung von radioaktiven Abfällen wurde Anfang der 80^{er}-Jahre auf dem Gelände des belgischen Studienzentrums für Kernenergie *SCK / CEN* in Mol das Untertagelabor Hades in 220 m Tiefe in der Boom Clay Formation errichtet. Um eine Reihe von umfassenden in situ Experimenten durchführen zu können, sind die bestehenden untertägigen Anlagen in den letzten zehn Jahren durch einen zweiten Schacht ergänzt und mit einer schildgestützten Teilschnittmaschine durch die sogenannte „Connecting Gallery“ verbunden worden. Begleitend wurden in situ-Versuche zur Ermittlung des hydro-mechanischen Verhaltens des umgebenden Gebirges in Verbindung mit dem Einfluss des Vortriebs auf die *EDZ* durchgeführt.

Aufgrund der Tatsache, dass der Boom Clay als plastischer Ton den Lockergesteinen zuzuordnen ist und umfangreichen Laborversuchen zufolge nur relativ geringe Festigkeiten aufweist, ist als Ausbau ein ortsbrustnah im Schutz eines Rohrschildes eingebauter Stahlbetontübbingausbau mit einer Stärke von 0,4 m vorgesehen worden. Die Auswertung der Felduntersuchungen zeigte eine durch den Vortrieb induzierte Rissbildung in axialer Richtung verlaufend auf ca. 6,0 m Länge. Weitere Untersuchungen dieser Rissstrukturen ergaben allerdings eine Beschränkung der Ausdehnung der Auflockerungszone in radialer Richtung auf etwa 1,0 m. Nach Fertigstellung der Ausbrucharbeiten zeigten die begleitend durchgeführten Porenwasserdruckmessungen nach anfänglicher Reduktion im Bereich der *EDZ* bereits nach wenigen Tagen einen schnellen Anstieg. Dieser Effekt ist nach *Bastiaens et al. (2003)* auf eine mit der Risschließung und Rissverheilung bedingte Aufsättigung des Tonmaterials in Verbindung mit seinem Kriechverhalten zurückzuführen.

Vor dem Hintergrund, dass es sich bei dem Boom Clay nicht um diagenetisch verfestigten Tonstein handelt, wird im Rahmen der hier relevanten Aufgabenstellung der in Mol erarbeitete Kenntnisstand an dieser Stelle nicht weiter verfolgt. Von besonderem grundlegenden Interesse sind allerdings die Untersuchungsbefunde zu den vortriebsbedingten Porenwasserdruckänderungen und zu den Veränderungen des Materialverhaltens in Verbindung mit dem Vortrieb, *Bastiaens et al. (2003)*.



Erfahrungen in Ungarn

Die Suche nach einer für die Endlagerung radioaktiver Abfälle geeigneten Gesteinsformation in Ungarn fiel nach *Witherspoon (1996)* aufgrund weniger Alternativen auf die Boda Tonstein Formation in den Mesceck Mountains. Diese Formation aus Tonsteinen besitzt eine Mächtigkeit von bis zu 800 m und ist im Hangenden und im Liegenden durch eine massive Sandsteinschicht begrenzt. Der obere Horizont enthält eine bereits seit 40 Jahren durch die Mesceck Ore Mining Company betriebene Uran Mine. Diese Erfahrungen sollten in Verbindung mit untertägig ausgeführten Bohrungen im ersten Schritt die grundsätzliche Eignung der Gesteinsformation für die Endlagerung von hochradioaktiven Abfällen nachweisen. Im Anschluss an die bestehenden Hohlräume wurde in einer Teufe von 1030 – 1080 m ein Untertagelabor aufgeföhren, um das hydro-mechanische Verhalten der Tongesteinsformation eingehender zu untersuchen. Der Mineralbestand des Gesteins zeigte teufenabhängig einen nahezu konstanten Gehalt an Quarz und Feldspat in Verbindung mit einem vorwiegenden Anteil an Tonmineralien. Für das hoch kompaktierte Gestein wurde ein Wasserdurchlässigkeitsbeiwert $k_f < 10^{-10}$ m/s nachgewiesen. Die Formation wird stellenweise von *WSW-ENE* verlaufenden Störungen durchzogen, die mit Kalzit und Tonmineralen gefüllt und damit für eine Grundwasserbewegung strömungsdicht verschlossen sind. In situ-Messungen der primären Gebirgstemperatur haben Werte um 45°C ergeben.

Nach *OECD / NEA (2003)* ergaben die in den Jahren 1993 bis 1999 durchgeführten laborativen Untersuchungen an Bohrkernen in Verbindung mit den Ergebnissen der in situ-Experimente die grundsätzliche Eignung der Boda Tonstein Formation zur Endlagerung radioaktiver Abfälle und somit zum Bau entsprechender untertägiger Anlagen. Aufgrund der Tatsache, dass das untersuchte Gebiet bereits durch die Aufföhierung der in der Sandstein Formation gelegenen Uran Mine sowie durch die langjährigen untertägigen Abbauarbeiten beeinflusst worden ist, wurden 1999 die Arbeiten eingestellt und die Grube geflutet.

Um die primären Grundwasserströmungen und die Gebirgspermeabilität untersuchen zu können, sollen zunächst an einer durch die bisherigen Arbeiten unbeeinflussten Stelle der Boda Tonstein Formation weitere Tiefbohrungen abgesetzt werden. Für die Zukunft ist dann nach *Witherspoon (1996)* in diesem Bereich die Errichtung eines weiteren Untertagelabors geplant, dessen Anlagen zu einem späteren Zeitpunkt in den Bereich des Endlagers integriert werden sollen. Ein Beschluss der ungarischen Regierung stellte im Mai 2003 die Mittel zur Planung und Bau eines Untertagelabors in einer Tiefe von 400 m in der Boda Tonstein Formation zur



Verfügung, *Perger (2003)*. Weitere Arbeiten zur Charakterisierung der angesprochenen Formation wurden von z.B. *Maros et al. (2005)* und *Földvári (2005)* durchgeführt.

Erfahrungen in Japan

Im Jahre 1999 wurde in Japan der *H12-Report* zur Endlagerung von radioaktiven Abfällen in geologischen Formationen veröffentlicht, *JNC (1999)*. Dabei stehen nicht die Suche und das Auswahlverfahren von potentiellen Endlagerstandorten im Vordergrund, sondern ein genereller Nachweis der bautechnischen Machbarkeit von untertägigen Anlagen zum Zweck der Endlagerung in den in Japan anstehenden Formationen. So wurden aus der nationalen und internationalen Literatur Informationen zu anstehenden Formationen zusammengetragen und bewertet. Die Generalisierung der gebirgsmechanischen Parameter war ebenso Teil dieses Berichtes wie beispielsweise die lokal vorhandenen vulkanischen Aktivitäten. Auf diese Art war es möglich, einen umfassenden Überblick über die in Japan vorhandenen Gesteinsformationen zu erhalten, um im Anschluss konkrete Ausschlusskriterien für die Suche nach einer geeigneten Formation zur Auffahrung eines potentiellen Endlagers zu benennen. Unterstützend sollen dabei die Ergebnisse der geplanten Untertagebohrungen im kristallinen Gestein sowie die Untersuchungen in sedimentären Formationen in Hokkaido wirken.

Exemplarisch werden an dieser Stelle die Untersuchungen der Mizunami Group in der Tono Mine angeführt. Die Tono Uran Mine befindet sich in einer Teufe von 150 m unter *GOK* und verläuft im Liegenden durch eine anstehende Granitformation sowie im Hangenden durch sedimentäre Gesteinshorizonte. In den Bereichen des anstehenden Tonsteins wurde eine Galerie zur Durchführung von in situ-Experimenten aufgeföhrt. Die Ergebnisse dieser Experimente ergaben in Verbindung mit an aus Untertagebohrungen gewonnenen Prüfkörpern durchgeführten gesteinsmechanischen laborativen Untersuchungen die grundlegende Eignung des Gesteins zur Aufnahme eines potentiellen Endlagers. Als Gründe werden hinreichende Festigkeiten, geringe hydraulische Durchlässigkeiten und nahezu nicht vorhandene hydraulisch wirksame Schichtungs- bzw. Schieferungsflächen angegeben. Aufgrund der geringen Teufenlage von nur 150 m und der damit bestehenden Möglichkeit des erosionsbedingten Abtrages des Deckgebirges ist der Nachweis des langzeitsicheren Einschlusses von radioaktiven Abfallstoffen allerdings nicht zu erbringen. Daher ist der Standort der Tono Mine nur exemplarisch für den Nachweis der grundsätzlichen Machbarkeit der Endlagerung in einer



sedimentären Formation anzusehen, jedoch nicht bei der Wahl von potentiellen Standorten zu berücksichtigen.

2.4 Einige besondere Aspekte im Hinblick auf die Beschreibung der Materialeigenschaften von Tongesteinen und ihre physikalische Modellierung

Auf Grundlage von Erkundungsbefunden (Untersuchungen mit geophysikalischen Verfahren, Übertagebohrungen mit Bohrkernentnahme und bohrlochgeophysikalischen Untersuchungen) werden die anstehenden Gesteine aus lithologisch bzw. stratigraphischer Sicht Homogenbereichen zugeordnet und darauf aufbauend wird dann der räumliche (Modell-) Gebirgsbau konstruiert. Für diese Homogenbereiche sind danach die (thermo-/ hydro-) mechanischen Materialeigenschaften zusammen mit repräsentativen Kennwerten zu ermitteln. Dabei sind erfahrungsgemäß gesteinsart typische Charakteristika zu beachten. Bei Tongesteinen sind hier über Salinargesteine hinausgehend insbesondere zu benennen

- die Einschätzung von Gebirgskennwerten unter Einbeziehung eines Trennflächengefüges,
- das Mineralkorngefüge mit anisotropen Gesteinseigenschaften und
- das Porenwasser mit seinen physiko-chemischen Wirkungen.

(a) Gestein und Gebirge

Grundlage für die Beurteilung der bautechnischen Machbarkeit wie auch für die rechnerische Simulation des Langzeitverhaltens eines Endlagersystems an einem vorgegebenen Standort ist das Verständnis der einerseits die Tragfähigkeit des Gebirges und der andererseits die Barrierenintegrität gewährleistenden Prozesse. Dieses Prozessverständnis umfasst Identifizierung, Beschreibung und physikalische bzw. chemische Modellierung der für die jeweilige Aufgabenstellung relevanten Prozesse unter den standort- und endlagerrelevanten Einwirkungen.

Aus geomechanischer Sicht werden das Tragverhalten und das Barrierenverhalten durch die gleichen Prozesse beschrieben, wobei allerdings die Analysen zum Barrierenverhalten sehr viel größere Zeiträume umfassen und daher weniger mit üblichen felsmechanisch-konservativen Ansätzen und ihrem relativ hohen Abstraktionsgrad zu erfassen sind. Vielmehr ist hier eine möglichst realistische, auf den tatsächlich ablaufenden physikalischen und chemi-



schen Prozessen beruhende Modellierung erforderlich. Die klassische bautechnische Modellierung, die unter dem Gesichtspunkt des Standsicherheits- bzw. Gebrauchstauglichkeitsnachweises die geomechanischen Prozesse in den Mittelpunkt stellt, bildet den Anfang, nicht aber auch zugleich das Ende der Anstrengungen. Hier und gerade auch im Tonsteingebirge ist vielmehr mit Blick auf das langfristige Trag- und Barrierenverhalten im Rahmen von Sicherheitsanalysen die Kopplung der geomechanischen mit den thermischen, hydraulischen und chemischen Prozessen in den Vordergrund zu stellen. Vernachlässigungen einzelner Prozesse oder Prozessbestandteile können erst dann erfolgen, wenn mit Blick auf ihren Beitrag zur Gewährleistung der geforderten Sicherheit nachweislich ihre mindestens geringe Bedeutung belegt ist. Vermutungen und Einschätzungen erscheinen hier nicht angemessen. Insbesondere sind diejenigen Mechanismen und Prozesse einer vertieften Analyse zu unterziehen, die sich nachteilig auf die sicherheitstechnisch relevanten Komponenten des Endlagersystems auswirken könnten.

Allerdings erscheint es methodisch sinnvoll, sich dem Prozessverständnis von der klassischen Seite her zu nähern und in einem ersten Schritt zu versuchen, zunächst die bautechnisch relevanten Aspekte mit hinreichender Zuverlässigkeit modellieren und simulieren und damit auch prognostizieren zu können. Darauf aufbauend kann dann in einem zweiten Schritt die Erweiterung auf gekoppelte Prozesse mit ihren Wechselwirkungen erfolgen und schließlich in einem dritten Schritt die Ausdehnung auf größere Zeiträume. Während für den ersten Schritt die mit der Auffahrung und der Offenhaltung von Grubenbauen verbundenen bautechnischen Erfahrungen und Messungen zur Validierung herangezogen werden können, sind es für den zweiten Schritt spezielle Experimente, die erforderlich werden, um die jeweils relevanten Prozesse zu aktivieren und messtechnisch in ihrem Ablauf nach Maß und Zahl zu dokumentieren. Diese Dokumentationen sind dann der Validierung zugrunde zu legen. Für den dritten Schritt schließlich mit deutlich über die Beobachtungs- und Messzeiträume und den ingenieurtechnischen Erfahrungsbereich hinausgehenden Zeiträumen bleiben als methodische Elemente die *back-analysis* natürlicher Analoga zum Beleg von Prozessverständnis und vielleicht auch hinreichend zuverlässiger Prognosefähigkeit, die Inanspruchnahme von nur weitgehend oder im Grundsatz belegten Prozessen als zusätzliche sicherheitsgewährleistende Komponenten, die modellhafte, nachweisbezogen konservativ ausgerichtete Überzeichnung nicht hinreichend zuverlässig beschreibbarer, die Sicherheitskomponenten aber möglicherweise nachteilig verändernder Prozesse sowie die Anwendung eines möglichst für alle Endlagersystemkomponenten mit Sicherheitsfunktion geltenden Ansatzes, der nur diejenigen Prozesse und



Sachverhalte berücksichtigt, die im Lauf der Zeit tendenziell keine Schwächung, sondern eine stetige Verbesserung der sicherheitlich relevanten Eigenschaften dieser Systemkomponenten erwarten lassen.

Im Rahmen dieses Vorhabens sollen sich die Untersuchungen vornehmlich auf den ersten Schritt konzentrieren. Damit stehen die geomechanischen Prozesse im Vordergrund. Weitere Prozesse sind dann einzubeziehen, wenn sie signifikanten Einfluss auf die geomechanischen Prozesse haben (einseitige Kopplung). Bei der Ermittlung der Gebirgseigenschaften für die Tragwerksplanung im Salinargebirge sind die nachstehenden Aspekte, die im üblichen Felsbau von großer Bedeutung sind bzw. sein können, von grundsätzlich nur untergeordneter Bedeutung:

- (1) Gesteins- und Gebirgseigenschaften werden als nicht unterschiedlich angesehen, da ein mechanisch wirksames Trennflächengefüge im viskoplastisch-duktilen Salinargebirge nicht vorgefunden wird (→ Salzmechanik als Korngefügemechanik).
- (2) Die Gesteinseigenschaften werden als isotrop angesehen. Eine genetisch bedingte texturale Ausrichtung von Salzkristallen ist bekannt, allerdings wird davon ausgegangen, dass unter mehraxialen Beanspruchungszuständen eine Isotropisierung der Materialeigenschaften erfolgt.
- (3) Visko-plastisch duktile Salinargesteine werden als impermeabel angesehen. Abgesehen von mengenmäßig unbedeutenden fossilen Fluideinschlüssen (fluid inclusions) ist das Gestein trocken. Damit ist bei Erhalt der primären Gesteinseigenschaften eine mechanisch-hydraulische Interaktion mit Einfluss auf die mechanischen Gesteinseigenschaften nicht existent.

Aus der Erfahrung ist bekannt, dass diese für Salinargesteine typischen und die Modellierung vereinfachenden Materialeigenschaften gerade bei Tongestein nicht vorliegen. Im Einzelnen ist dazu skizzenhaft anzumerken:

Aus geomechanischer Sicht ist grundsätzlich zwischen Gesteins- und Gebirgseigenschaften zu unterscheiden. Generell wird im Hinblick auf die physikalisch-geomechanische Modellierung homogenbereichsbezogen folgendermaßen vorgegangen:

- (1) Entnahme von repräsentativem Bohrkernmaterial und Prüfkörperherstellung (möglichst wenig vorgeschädigt),



- (2) Laborative Untersuchungen im Hinblick auf die mechanischen Eigenschaften bei Beachtung des Handstückgefüges (Kleingefüge oder Matrixgefüge),
- (3) Identifizierung der dominanten Materialeigenschaften, Übernahme oder Entwicklung entsprechender physikalischer Modelle und modellbezogene Ableitung der zugehörigen Kennwerte aus den Untersuchungsbefunden auf Gesteinsebene bei ingenieurtechnischer Behandlung der Streubreiten (möglichst realistisch bei Fallstudien, konservativ bei Nachweisführungen) → Gesteinskennwerte,
- (4) Berücksichtigung des Einflusses eines ggf. vorhandenen Trennflächengefüges (Großgefüge) auf die Materialkennwerte → Gebirgskennwerte.

Die Bearbeitung von (1) und (2) ist national und international zumindest teilweise in fachtechnischen Empfehlungen (*DGGT*, *ISRM*) geregelt und Stand der Technik (z.B. Kurz- und Langzeitversuche unter einaxialer und triaxialer Beanspruchung, direkte Scherversuche, Untersuchungen zur Durchlässigkeit). Dabei ist Voraussetzung, dass entsprechend dem vorhandenen Gesteinsgefüge repräsentatives Bohrkernmaterial für die Untersuchungen zur Verfügung steht. Bei Tongesteinen sind erfahrungsgemäß nach der Bohrkernentnahme entlastungs- und austrocknungsbedingte Rissbildungen im Bohrkernmaterial nicht auszuschließen, die die Materialeigenschaften des Gesteins nachteilig verändern.

Die Bearbeitung von (3) ist die eigentliche Herausforderung. Hier ist zu entscheiden, welche Versuche in welcher Anzahl durchgeführt werden, welche Beanspruchungs- und Milieubedingungen vorliegen sollen, welche Eigenschaften oder Parameter wie gemessen werden, wie die Auswertung der Messdaten erfolgt, welche physikalischen Eigenschaften vorliegen und welche physikalischen Modelle herangezogen werden, wie die Parameterermittlung erfolgt und auf welche Weise die Stoffmodelle validiert werden.

Die Bearbeitung von (4) setzt voraus, dass ein ggf. vorhandenes Trennflächengefüge aus dem Bohrkernmaterial und/oder aus Bohrlochuntersuchungen sowie Erkundungsauffahrungen hinreichend zuverlässig detektiert, quantifiziert und auf den Gebirgsraum übertragen werden kann. Mit dieser Voraussetzung besteht dann die Aufgabe, die geomechanische Wirksamkeit dieses Trennflächengefüges einzuschätzen (Erfahrung oder rechnerische Ableitung) und die Gesteinskennwerte entsprechend zu modifizieren, so dass dann mit für die jeweiligen Homogenbereiche repräsentativen Gebirgskennwerten weitergearbeitet werden kann.

b) Mineralkorngefüge (Schichtungsflächen)

Die Ermittlung von ersten Eindrücken zu den Materialeigenschaften (mechanisch, hydraulisch) erfolgt homogenbereichsbezogen durch laborative Untersuchungen an Bohrkernmaterial. Dabei stellt sich bei sedimentären Gesteinen wie Tongesteinen mit einem genesebedingten Schichtungsgefüge die Frage nach dem Einfluss der Schichtungsflächen auf die mechanisch-hydraulischen Eigenschaften. Grundsätzlich werden Matrix- und Schichtflächeneigenschaften unterschieden. Bild 2.12 zeigt eine übliche vertikale Bohrung mit Bohrkernentnahme bei horizontaler Lagerung des Gebirges.

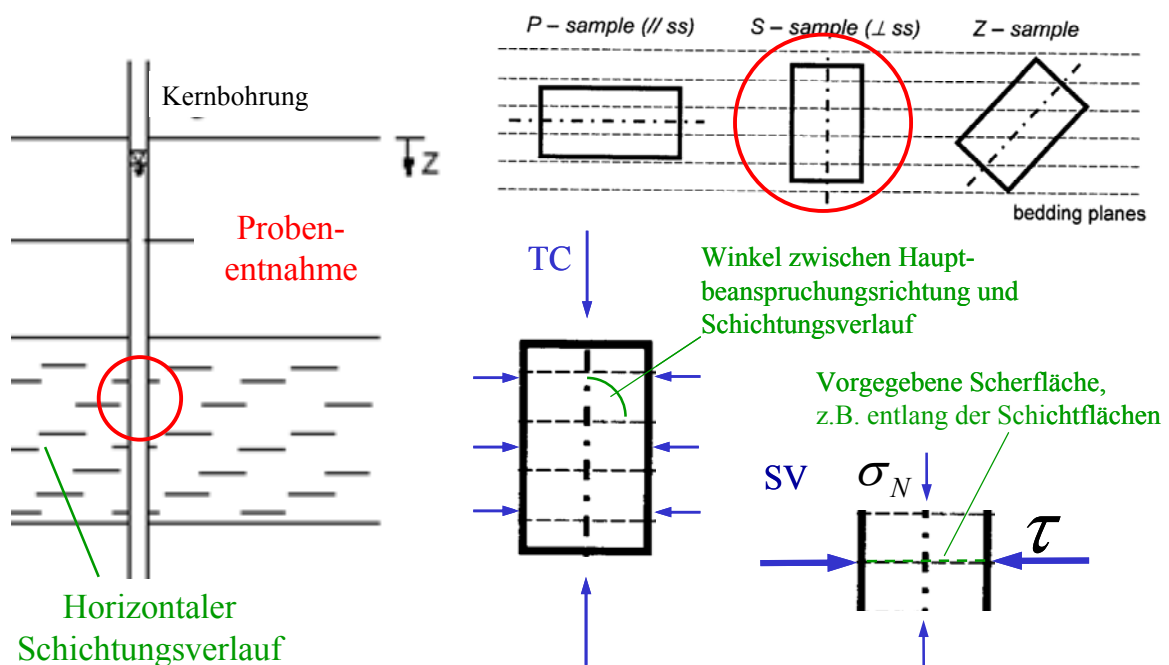


Bild 2.12: Laborative Ermittlung von schichtungsabhängigen Gesteinseigenschaften an Bohrkernproben

Die aus dem Bohrkernmaterial hergestellten Prüfkörper mit Längsachse entsprechend Bohrlochachse weisen eine vorgegebene Orientierung zur Schichtung auf, die das in TC- oder TE-Versuchen ermittelte mechanische Verhalten und damit die daraus abgeleiteten Gesteinseigenschaften beeinflusst. Je nach Größe des Winkels zwischen Prüfkörperachse und Schichtflächenneigung wird eine von der Schichtflächenfestigkeit mitbestimmte Druck- bzw. daraus abgeleitete Scherfestigkeit für den Prüfkörper erhalten. Nur durch Versuche mit Prüfkörpern mit unterschiedlicher Zuordnung Prüfkörperachse – Schichtflächenneigung im Bereich $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$, die entweder aus entsprechend gerichteten Bohrungen oder durch



Herausbohren aus größeren Bohrkernen zu erhalten sind, sind Matrixfestigkeit und Schichtflächenfestigkeit zu identifizieren. Allerdings ist auch mit Hilfe eines Rahmenschergerätes im Gegensatz zu einer Triaxialprüfanlage die direkte Ermittlung der Scherfestigkeit (auf vorgegebener Scherfläche) möglich. Nur bei entsprechender laborativer Ausstattung und Verfügbarkeit von entsprechendem Bohrkernmaterial ist damit aus Übertagebohrungen eine vollständige Ermittlung der Gesteinseigenschaften unter Einbeziehung des Mineralkorngefüges möglich (z.B. isotrop, transversal isotrop).

Zusammenfassend zeigt die bisherige Erfahrung mit Tongesteinen im Hinblick auf den Einfluss des Mineralkorngefüges auf die Materialeigenschaften, dass über die mineralogische Zusammensetzung hinaus je nach tektonischer Vorbeanspruchung und diagenetischer Verfestigung als mechanisch wirksam

- auf Korngefügeebene grundsätzlich als Gefügeelemente Schichtungsflächen zu berücksichtigen sind, aber auch durch tektonische Überprägung ausgebildete Schieferungsflächen nicht ausgeschlossen werden können

und zusätzlich noch

- auf Großgefügeebene entsprechend (a) ein Trennflächengefüge bis hin zur auch unterschiedlich intensiven Ausbildung von mehreren Kluftscharen mit entsprechender Gebirgszerlegung grundsätzlich zu bedenken ist.

(c) *Porenwasser*

Tongesteine bestehen aus mineralischer Festsubstanz (vorwiegend Tonminerale, Quarz, Calcit) mit vernetzten Porenräumen, die vollständig oder teilweise mit Wasser gefüllt sind. Porenanteil und Wassergehalt sind von der Diagenese abhängig. Von Tonen her ist bekannt, dass ihre Materialeigenschaften in besonderer Weise von Sättigungsgrad, Wassergehalt und Porenwasserdruck abhängen. Damit ergibt sich die Frage, in welcher Weise das Porenwasser die mechanischen und hydraulischen Eigenschaften von Tongesteinen beeinflusst. Zur Beantwortung soll skizzenhaft der Lebenslauf einer Ablagerungskammer betrachtet werden mit den Einwirkungen, denen das Tongestein im Lauf der Zeit unterliegt:

Primär liegt ein porenwassergesättigtes Tongestein vor, wobei das Porenwasser entsprechend der regionalen geohydraulischen Situation unter einem Porenwasserdruck steht. Durch die Auffahrung des Hohlraumes wird konturnah durch Spannungsumlagerungen, deren Bean-



spruchungsintensität oberhalb der Gefügefestigkeit liegt eine entfestigte Gebirgszone (*EDZ*) geschaffen. In dieser Entfestigungs- bzw. Auflockerungszone wird zunächst der Porenwasserdruck abgebaut und dann dilatanzbedingt ein Entsättigungsprozess induziert. Danach folgen in der laufenden Offenhaltungs-/ (Betriebs-)phase aufgrund der Bewetterung (natürlich, künstlich) weitere Auf- und Entsättigungsprozesse im Wechsel. Nach Jahren schließt sich nach der Anordnung eines Streckenversatzes oder/und eines Abdichtungs- bzw. Abschlussystems für die jeweiligen Teilbereiche des Endlagers ein finaler Aufsättigungsprozess an. Bei der Ablagerung wärmeentwickelnder Abfälle unterliegen Gestein und Porenwasser zusätzlichen Einwirkungen durch den Erwärmungs- und Abkühlungsprozess. Um ein Verdampfen des Porenwassers bei Überschreitung des Siedepunktes mit intensiver Austrocknung und Schrumpfrissbildung zu verhindern, muss die Gebirgstemperatur auf $t < 100^\circ\text{C}$ begrenzt werden. Weiterhin hat auch die Gasbildung je nach Art des Gastransportes durch die Porenräume des Gesteins Einfluss auf das Porenwasser, z.B. Entsättigung.

Damit zeigt sich, dass das Tongestein mit seinem Porenraumwasser im Endlagerbereich im Lauf der Zeit vielfältigen Einwirkungen und daraus resultierenden Veränderungen unterliegt. Derartige gleichzeitig auftretende mechanische, hydraulische und thermische Prozesse können sowohl die mechanischen Eigenschaften und das mechanische Verhalten (z.B. Festigkeit, Verformbarkeit, Kompaktion / Dilatanz, Schädigung / Heilung, Kapillarspannungen, Quelldruck) wie auch die hydraulischen Eigenschaften des Gesteins bzw. seines Porenraumes (z.B. Permeabilität, Porosität, Dichte der Fluide, *Biot*'scher Koeffizient, Quellung, Schrumpfung) sowie die thermischen Eigenschaften (z.B. Wärmeleitfähigkeit, spezifische Wärmekapazität, Wärmeausdehnungskoeffizient) mehr als nur marginal verändern. Daher muss im Hinblick auf eine auch das Langzeitverhalten einschließende Sicherheitsanalyse für ein Endlager im Tongestein bereits in der Normalentwicklung das gekoppelte thermisch-hydraulisch-mechanische (und darüber hinaus auch das geochemische Verhalten) des Tonsteingebirges beobachtet, prozess- und zahlenmäßig charakterisiert sowie hinreichend zuverlässig prognostiziert werden. Besondere Beachtung ist dabei der *EDZ* zu widmen, da hier die auffahrungs-, offenhaltungs- und ablagerungsbedingt intensivsten Veränderungen der primären Gebirgsverhältnisse eintreten und sowohl bautechnisch (Konturbrüche, Reduzierung der Festigkeit, Zunahme der Deformationen) wie auch langfristig (Sekundärpermeabilität) Schwachstellen induziert werden können mit nachteiligem Einfluss insbesondere auf die geotechnischen und geologischen Barrieren und damit auf die Gewährleistung der Langzeitsicherheit.



2.5 Aspekte der physikalischen Modellierung im Tongestein

Die rechnerische Simulation und messtechnische Analyse des Gebirgstragverhaltens bei Auffahrung und Offenhaltung / Betrieb von Strecken (hier repräsentativ für Ablagerungskammern bzw. die Grubenbaue eines Endlagerbergwerkes insgesamt) hat nach *Lux et al. (2005)* ergeben, dass für das auffahrungsnahe wie auch für das langfristige Tragverhalten in der physikalischen Modellierung die Berücksichtigung folgender Eigenschaften / Parameter relevant ist:

- Gesteinseigenschaften (Handstück) der identifizierten Homogenbereiche (Festigkeiten, Deformationen, Permeabilitäten),
- Gebirgsaufbau (ein oder mehrere Homogenbereiche im Verbund, tektonische Gefügeelemente),
- Gebirgskennwerte,
- Entfestigungsverhalten der verschiedenen Gesteine (Gefügeentfestigung mit Dilatanz bzw. Kriechbruch im Konturbereich),
- Einflüsse aus Schichtung / Schieferung sowie Trennflächengefüge,
- zeitabhängige Deformationen,
- Porenwasserdrücke und Wassergehaltsänderungen (Teilsättigung) mit Auswirkungen,
- Quellen,
- Ausbildung von Sekundärpermeabilitäten.

Ein Stoffmodell für Tongestein muss im Grundsatz in der Lage sein, diese Eigenschaften zu beschreiben und in ihrer Abhängigkeit von äußeren Einwirkungen zu quantifizieren. Da Stoffmodelle für Salinargesteine diese Eigenschaften teilweise nicht abbilden müssen, zeichnen sich hier bereits erforderliche Erweiterungen in der Stoffmodellentwicklung ab.

Damit stellt sich aber auch die Frage, inwieweit diese geomechanisch relevanten Eigenschaften und Parameter durch Übertageerkundung an Bohrkernmaterial identifiziert und quantifiziert werden können.

Vorausgesetzt wird nachstehend, dass die geowissenschaftlichen Erkundungsverfahren eine hinreichend präzise Identifizierung des räumlichen Gebirgsaufbaus (z.B. Schichtenfolge,



Trennflächengefüge, Störungszonen → Identifizierung der Homogenbereiche aus lithologischer Sicht) ermöglichen.



3 Identifizierung grundsätzlicher gebirgsmechanischer Materialeigenschaften von Tongesteinsformationen

3.1 Vorbemerkung

Umfangreich dokumentierte Erfahrungen mit dem Tragverhalten von Grubenbauen (Strecken, Kammern) und Bohrlöchern im Tonsteingebirge sowie Ansätze zur physikalischen Modellierung als Grundlage für die numerische Simulation liegen international bereits vor, siehe *Abschnitt 2*. Hinsichtlich der Funktionalität des Tonsteingebirges sind zu unterscheiden

- (1) die Einlagerungsgrubenräume mit Standzeiten von Jahren mit den Nahfeldbereichen zu den abgelagerten Abfällen, gekennzeichnet durch die in Metallbehältnissen verpackten oder in eine Glasmatrix eingeschmolzenen wärmeentwickelnden Abfälle (z.B. abgebrannte Brennelemente, Abfälle aus der Wiederaufbereitung), einen möglichst vollständigen Resthohlraumversatz aus z.B. Bentonit (Granulat, Formsteine), um neben der Stabilisierung des Gebirges ein z.B. bezogen auf die Metallkorrosion günstiges geochemischen Milieu zu schaffen und das umgebende Gebirge,
- (2) die weiteren Grubenbaue (z.B. Infrastrukturstrecken, Schächte) im Tonsteingebirge, die längerfristige Standzeiten aufweisen im Bereich von Jahrzehnten, in denen Damm- und Verschlusskonstruktionen errichtet werden (geotechnische Barrieren) und die ebenfalls rückbauartig versetzt werden sowie
- (3) das bis auf die Schachtdurchörterungen unverritzte Tonsteingebirge, das langfristig über Jahrhunderttausende als einschlusswirksamer Gebirgsbereich und geologische Barriere den Wasserzutritt in das Endlager bzw. den Austritt kontaminierter Wässer auf das unvermeidliche Mindestmaß begrenzen soll.

Aus dieser Differenzierung wird deutlich, dass das Tonsteingebirge als Wirts- und Barrierengestein im Bereich des Endlagers unterschiedliche Funktionen zu erfüllen hat und unterschiedlichen Einwirkungen ausgesetzt ist. Da die intensivsten Beanspruchungen und physikochemischen Reaktionen aufgrund der Wärmefreisetzung (Erwärmung, Abkühlung) im Nahfeld der abgelagerten Abfälle zu erwarten sind und dort auch die Radionuklidfreisetzungprozesse wirksam werden, ist dieser stofflich und einwirkungsbezogen sehr komplexe Bereich bereits intensiv untersucht worden, aus geotechnischer Sicht insbesondere im Hinblick auf das Bentonitverhalten unter mechanischer Beanspruchung, Wärmeeinwirkung und Ent- bzw. Resättigung, z.B. *Alonso (2000)*.



Methodisch wird dabei so vorgegangen, dass zunächst die relevanten thermischen, hydraulischen, geomechanischen und geochemischen Prozesse identifiziert werden und dann jeweils für sich und nachfolgend in ihren jeweiligen Wechselwirkungen quantitativ beschrieben werden. Zur Validierung dieser Nahfeldmodelle sind auch bereits Feldexperimente durchgeführt worden, z.B. *Matray & Coste (2003)*, *Plötze et al. (2005)*.

In *Bild 1.2* sind bereits plakativ die Interpedenzen in Anlehnung an *Cosenza & Ghorechy (1994)* dargestellt worden.

In Deutschland sind die physiko-chemische Modellierung und die numerische Simulation hinsichtlich der Prozessbeschreibung den bisherigen Erfordernissen der Endlagerung im Salinargebirge entsprechend auf thermo-geomechanische und (stark vereinfachte) geohydraulische Prozesse begrenzt worden und diese eher getrennt behandelt worden und nicht auch auf eine vollständige *THMC*-Kopplung ausgerichtet gewesen, da bislang nicht vorgesehen war, Wärme entwickelnde Abfälle im Tongestein endzulagern und Tone auch nicht als Versatzmaterial vorgesehen waren.

Mit der Erweiterung der Blickrichtung von Steinsalz auch auf andere Wirts- und Barrierengesteine ändern sich die diesbezüglichen Erfordernisse erheblich. Im Rahmen des vom *AKEnd* entwickelten und an sicherheitlichen Aspekten orientierten Standortauswahlverfahrens sind vornehmlich die nachstehenden Bewertungen vorzunehmen:

- Standortbewertung aus geohydraulischer Sicht,
- Standortbewertung aus geotechnischer Sicht (bautechnische Machbarkeit),
- Standortbewertung aus langzeitsicherheitlicher Sicht (Isolationspotential bzw. Freisetzungsmöglichkeiten auf der Grundlage von Sicherheitsanalysen).

Damit wird deutlich, dass bereits ein (vergleichendes) Standortbewertungsverfahren umfangreiche Kenntnisse zum physiko-chemischen Verhalten der Wirts- und Barrierengesteins erfordert. Dazu müssen sowohl die relevanten Eigenschaften und Prozesse bekannt und quantifizierbar sein wie auch experimentelle und messtechnische Verfahren zur Verfügung stehen, um einerseits die erforderlichen Prozessabläufe und Kennwerte zu ermitteln und andererseits physiko-chemische Modelle validieren zu können.

Es ist nicht schwer nachzuvollziehen, dass bei zunächst als grundsätzlich für die Endlagerung geeignet anzusehenden Standortverhältnissen die nachhaltigen Veränderungen der geogenen Situation zunächst durch die Auffahrung und Offenhaltung der bergbaulichen Hohlräume



(Schächte, Strecken, Ablagerungskammern) bedingt sind, später dann auch durch die thermischen Einwirkungen aus den abgelagerten Abfällen. Der technologische Eingriff in die geomechanischen und geohydraulischen Verhältnisse am Standort induziert Spannungsänderungen und Deformationen im Gebirge sowie Porenwasserdruck- und Permeabilitätsänderungen, die insbesondere in nachteiliger Weise Einfluss nehmen auf die mechanische und hydraulische Qualität des Gebirges durch Mikro- bzw. Makro-Rissbildungen. Folgen sind u.a. eine Abnahme der Gebirgstragfähigkeit und bedingt durch zusätzliche Wegsamkeiten eine Zunahme der Gebirgspereabilität.

Vor diesem Hintergrund wird verständlich, dass in *Bild 1.2* die geomechanischen Eigenschaften und Prozesse in den Mittelpunkt der Betrachtungen gestellt sind und von hier ausgehend zunächst die Wechselwirkungen zur Geohydraulik und dann nachfolgend zur Geothermik und zur Geochemie zu behandeln sind. Darüber hinaus sind auch relevante Wechselwirkungen ohne Beteiligung der Geomechanik denkbar wie thermisch beeinflusste geochemische Prozesse (z.B. verstärkte Auf- und Umlösungsprozesse) oder geochemisch beeinflusste hydraulische Prozesse (z.B. Sekundärmineralisationen).

Im Rahmen dieses Vorhabens soll dieser Schwerpunktsetzung gefolgt werden. Im Mittelpunkt stehen daher die geomechanischen Prozesse und ihre Modellierung sowie numerische Simulation, die aber ohne enge Verbindung zu den geohydraulischen Prozessen und deren Einbeziehung nicht hinreichend realitätsnah zu beschreiben sind.

Weiterhin steht im Mittelpunkt der nachfolgenden Untersuchungen das Tonsteingebirge mit seinem Trag- und Abdichtverhalten, nicht aber das Ablagerungsnahfeld mit den abgelagerten Abfällen und dem Bentonitversatz.

Aus den internationalen Untersuchungen kann generalisierend ersehen werden, dass in physikalischen Modellen, die auf numerische Simulationen zum Tragwerks- und Barrierenverhalten ausgerichtet sind und daher eine hinreichend umfassende Abbildung des Materialverhaltens von Tongesteinen erfordern, folgende grundsätzliche Eigenschaften mindestens zu integrieren sind:

- elastische, plastische und viskose Deformationen (isotrop, anisotrop),
- Bruch- und Restfestigkeiten,
- Dilatanzfestigkeit und dilatante Deformationen,



- Verformbarkeit und Festigkeit sowie Permeabilität auf Schicht- bzw. Schieferungsflächen (modifiziert gegenüber Matrix),
- Abhängigkeit der Materialeigenschaften vom Wassergehalt,
- Abhängigkeit der Materialeigenschaften vom Porenwasserdruck,
- mechanische Wirkung des Porenwasserdrucks,
- Abhängigkeit der Materialeigenschaften von der Temperatur,
- (Quellverhalten.)

Ein mechanisch bzw. hydraulisch wirksames Trennflächengefüge wird dagegen für das Tonsteingebirge in der internationalen Literatur nicht thematisiert.

Der nachfolgende Abschnitt enthält eine kurze Zusammenfassung der internationalen Erfahrungen zu den genannten grundsätzlichen Eigenschaften von Tongesteinen. Dabei geht es allerdings nicht um eine umfassende Würdigung des Sachstandes, sondern mehr um eine plakative Darstellung der charakteristischen Phänomene anhand ausgewählter Beispiele. Diese charakteristischen Phänomene sind an den einzelnen Standorten je nach fazieller Ausbildung mehr oder weniger intensiv ausgeprägt. Die hinreichend zuverlässige Quantifizierung ist Aufgabe der Standorterkundung (z.B. Reduzierung von und Umgang mit Streubreiten).

3.2 Deformationsverhalten

Grundsätzlich werden bezüglich der Deformationen elastisches und inelastisches Materialverhalten unterschieden. Das inelastische Materialverhalten kann je nach Ausprägung seiner Zeitabhängigkeit in plastisches, visko-plastisches und viskoses Materialverhalten differenziert werden. Plastische und viskose Deformationen treten auf, wenn die Beanspruchung eine bestimmte Intensität überschreitet. Dieses Beanspruchungsniveau wird als Fließ- bzw. Kriechgrenze bezeichnet. Die Fließ- bzw. Kriechgrenze ist bei den verschiedenen Materialien unterschiedlich scharf ausgebildet, mitunter verschwindet sie auch.

Darüber hinaus werden die Gesteine hinsichtlich ihres Deformations- und Bruchverhaltens unterschieden in elastisch-spröde und plastisch / viskos-duktilen Gesteine. Hierzu zeigt *Bild 3.1* das tendenzielle Materialverhalten von elastisch-spröden Gesteinen (massiger An-

hydrit, Kalkmergel) und von plastisch / viskos-duktilen Gesteinen (grob- und feinkristallines Steinsalz) nach Lux (1984).

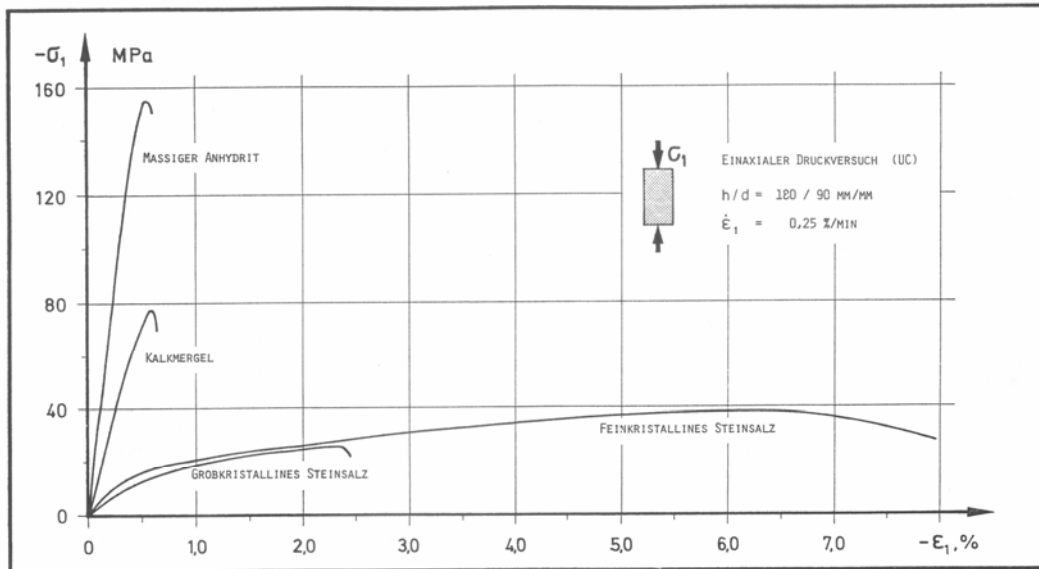


Bild 3.1: Spannungs-Verzerrungsdiagramme für verschiedene Gesteine im einaxialen Druckversuch nach Lux (1984)

Tongesteine mit in der Tendenz geringen Kalkgehalten (also noch keine Tonmergel- bzw. Kalkmergelgesteine) weisen auch im wassergesättigten Zustand weder das plastisch / viskos-duktilen Materialverhalten von Steinsalz noch das ausgeprägt elastisch-spröde Materialverhalten von Kristallingesteinen wie Granit oder Gneis auf. Allerdings sind größere Bruchdeformationen als $\epsilon_1 \approx 1$ % auch unter triaxialen Beanspruchungsbedingungen eher nicht zu erwarten. Im Vergleich zu Steinsalz erscheinen auch die wassergesättigten Tongesteine damit als wenig ausgeprägt viskoplastisch-duktil, während sie im Vergleich zu Kristallingesteinen deutliche inelastische Materialeigenschaften bis hin zu einem gewissen Kriechvermögen aufweisen. Das Bruchversagen ist allerdings weniger durch eine längere Kriechbruchphase mit akzelerierter Kriechrate gekennzeichnet als vielmehr durch ein eher abruptes Versagen.

Nach NTB 96-01 (1997) kann aus den durchgeführten Kurzzeit- und Langzeitversuchen zum Beispiel für die Palfris-Formation am Standort Wellenberg generell abgeleitet werden, dass das Verhalten der hier anstehenden Tongesteine von den Eigenschaften Anisotropie, Inhomogenität und auch sprödebruchartigem Verhalten geprägt wird:

- (1) Die schichtungsbedingte Anisotropie in den Materialeigenschaften wurde hauptsächlich in Laborversuchen festgestellt und sowohl für die elastischen Deformationsparameter wie auch für die Festigkeiten beobachtet. Aus den Untersuchungen der Kompressionswellen-

geschwindigkeiten unter einaxialer Druckbeanspruchung und aus Versuchen, in denen die axialen Verzerrungen eines Prüfkörpers unter isostatischer Druckbeanspruchung bestimmt worden sind, folgt, dass parallel zu den Schichtungsflächen orientierte Mikrorisse die Anisotropie des Gesteins prägen.

- (2) Die Inhomogenität des Gesteins beruht einerseits auf Variationen der mineralogischen Zusammensetzung, andererseits aber auch auf unterschiedlich großen Mikrorissdichten.
- (3) Triaxiale Deformationsversuche zeigen weiterhin, dass die inelastische Verformung durch die Bildung und/oder die Öffnung von Mikrorissen, ihrer Wechselwirkung und ihrem Zusammenwachsen kontrolliert wird.

In triaxialen Kompressionsversuchen zeigt gesättigter Tonstein ein tendenziell plastisches Deformationsverhalten. Aus *Bild 3.2* ist die Zunahme der Bruchfestigkeit, aber auch eine nicht einheitliche Entwicklung der Bruchdeformationen mit abnehmendem Wassergehalt zu sehen, *NTB 00-01 (2001)*.

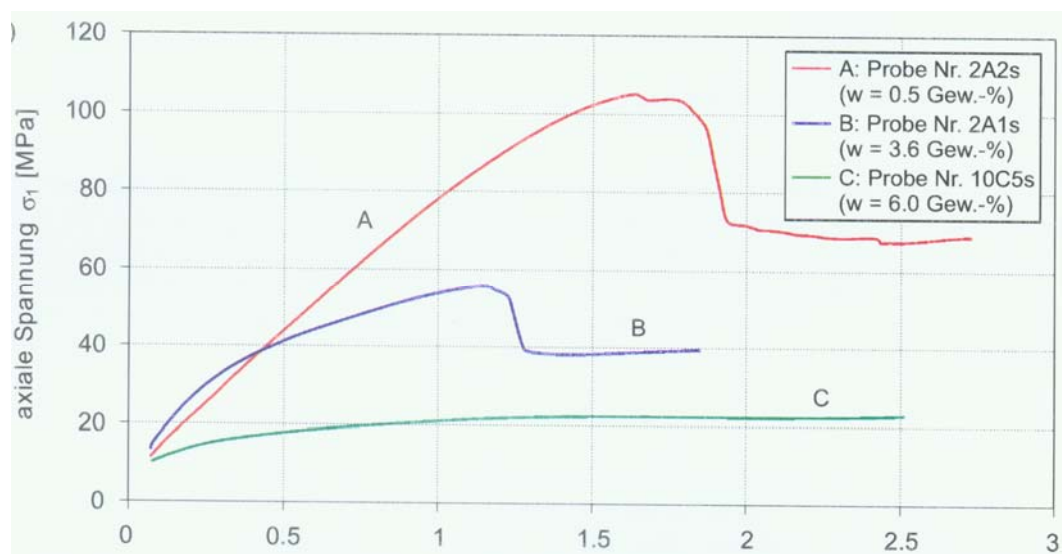


Bild 3.2: Spannungs-Verzerrungsdiagramme aus Triaxialversuchen für Opalinuston mit unterschiedlichen Wassergehalten nach NTB 00-01 (2001)

Diese Versuche haben allerdings den einen Nachteil, dass der Porendruck während der Versuchsdurchführung nicht gemessen wurde. Außerdem besteht ein weiterer zweiter Nachteil in der Versuchsdurchführung darin, dass nicht bekannt ist, inwiefern die untersuchten Gesteinskörper vor Versuchsbeginn in der Zwischenlagerzeit schon einem Austrocknungsprozess unterlegen gewesen sind, sodass eine Teilsättigung vorliegt. Möglicherweise ist in dieser Zeit auch bereits eine porenwasser(über)druckbedingte Entfestigung eingetreten. Unbekannt ist

damit, wie sich das Gestein in seinen Eigenschaften und in seinem Gefügestand nach der Entnahme aus dem Gesteinsverband und der dadurch bedingten äußeren mechanischen und hydraulischen Entlastung verändert hat.

Bild 3.3 zeigt zur Illustration dieses Alterungs-/ Veränderungsprozesses exemplarisch einen Bohrkern nach kurzer Lagerungsdauer im Vergleich mit einem ca. 6 Monate alten Tongesteins-Bohrkern, die in Plastikfolie verschweißt über diese Zeiträume in Holzkisten zwischengelagert worden sind. Der Entfestigungsprozess auf den parallel zur Bohrkernachse orientierten Schichtflächen ist bei dem 6 Monate zwischengelagerten Prüfkörper bereits so weit fort geschritten, dass die Schädigungen visuell deutlich erkennbar und das Bohrkernmaterial daher als Prüfkörpermaterial unbrauchbar geworden ist.



Nach Entnahme aus Kernkiste nach kurzer Lagerung (6 Wochen)



6 Monate später
(ca. 40 – 60% nicht untersucht bzw. Untersuchung nicht möglich)

Bild 3.3: Zwischenlagerungsabhängige Alterungs- / Veränderungsprozesse an Tongesteinsprüfkörpern

Um den Effekt der Austrocknung (= Teilsättigung) auf das mechanische Verhalten intensiver studieren zu können, sind zahlreiche Versuche mit Messung des Wassergehalts durchgeführt worden. Variationsparameter ist dann der Sättigungsgrad. *Bild 3.4* zeigt repräsentative Ergebnisse nach *Vales et al. (2002)*.

Die Ergebnisse nach *Bild 3.4* lassen erkennen, dass das Festigkeitsverhalten des Materials nachweislich abhängig von dem Grad der Sättigung und somit vom Wassergehalt des Gesteins ist, *Vales et al. (2002)*. Dieses Verhalten wird auf die Ausbildung einer Kapillarspan-

nung, (Saugspannung, Suction) bei Teilsättigung zurückgeführt, die nach *Su et al. (2003)* für die Schließung vorhandener Mikrorisse und somit für das veränderte Verhalten des Materials verantwortlich ist. Phänomenologisch führt die Kapillarspannung zu einer Zunahme der Kohäsion.

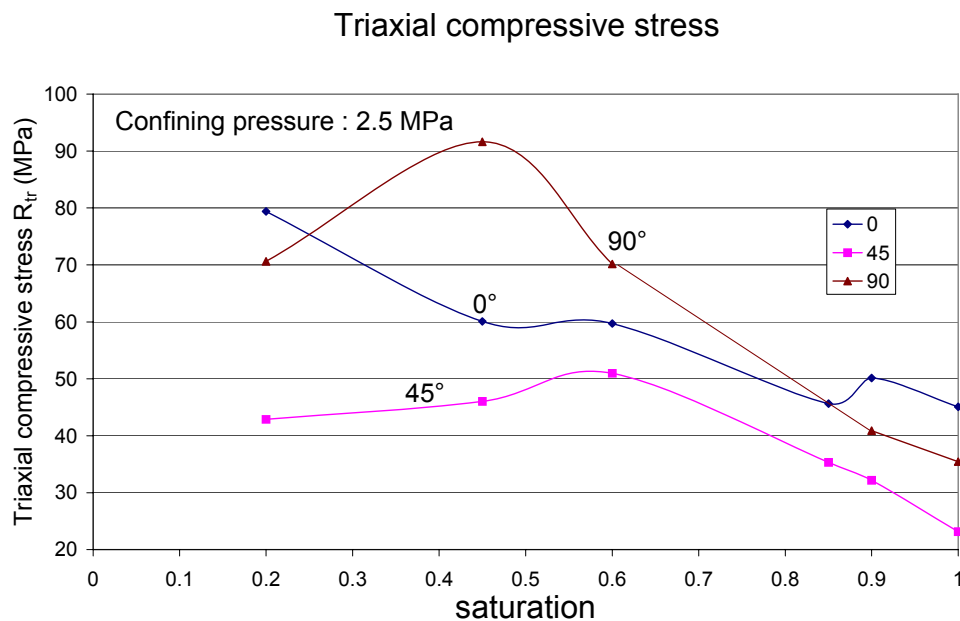


Bild 3.4: Kompressionsbruchfestigkeiten aus Laborversuchen an Tonstein aus Tournemire unter Berücksichtigung der Anisotropie bei Entsättigung nach *Vales et al. (2002)*

Das zeitabhängige Verformungsverhalten von Tongesteinen war ebenfalls Gegenstand von laborativen Untersuchungen. Dabei wurde festgestellt, dass das untersuchte Tongestein sowohl unter gesättigten wie auch unter teilgesättigten Bedingungen ein deutliches zeitabhängiges Verhalten zeigt. Als Mechanismen sind neben der Konsolidation auch Kriechprozesse wirksam. Dabei ist der Einfluss des anisotropen Gesteinsaufbaus ebenso relevant wie die äußeren Temperaturbedingungen während der Versuchsdurchführung, *Su et al. (2003)*.

In Rahmen einer Zusammenarbeit mit der *ANDRA* werden von der *GRS* Untersuchungen am *Callovo-Oxfordian*-Tongestein zur Ermittlung des Kriechverhaltens und der Gesteinsfestigkeit durchgeführt. Exemplarisch sollen an dieser Stelle einige der Ergebnisse dargestellt werden.

Bild 3.5 zeigt exemplarisch einaxiale Mehrstufenkriechversuche an Tonstein aus Bure unter Berücksichtigung der Anisotropie und bei Entsättigung. Die Kriechversuche sind in einer Messzelle bei einaxialer Beanspruchung und Raumtemperatur durchgeführt worden, wobei

die Belastung auf die Prüfkörper stufenweise erhöht worden ist. Die Messzelle erlaubt die gezielte Änderung der Luftfeuchtigkeit und damit des Sättigungsgrades des Prüfkörpers. Aus den Versuchen folgt nach *Zhang et al. (2002)*, dass die Kriechdeformationen und die Kriechraten nichtlinear von der Beanspruchung abhängen und der Kriechprozess bereits bei einer relativ geringen Beanspruchung von ca. 2 MPa beginnt (keine / marginale Kriechgrenze).

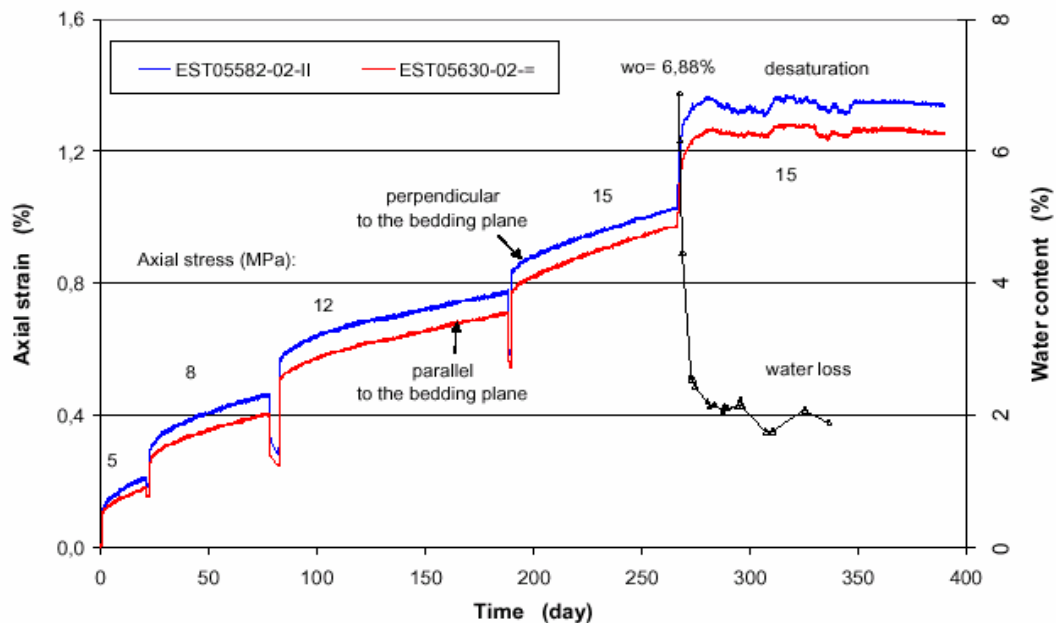


Bild 3.5: Vergleich von einaxialen Kriechversuchen an Tonstein aus Bure unter Berücksichtigung der Anisotropie und bei Entsättigung nach *Zhang et al. (2002)*

Weiterhin ist beobachtet worden, dass Kriechdeformationen und Kriechraten bei Beanspruchung senkrecht zur Schichtung größer sind als bei Beanspruchungen parallel zur Schichtung. Dieser Befund wird auf eine anisotrope Ausbildung von Mikrorissen zurückgeführt – Mikrorisse parallel zur Schichtung sind länger als Mikrorisse senkrecht zur Schichtung. Allerdings sind die Unterschiede eher im transienten Kriechanteil nach Beanspruchungserhöhungen zu sehen als in den stationären Kriechraten, die etwa gleich sind, *Zhang et al. (2002)*.

Ein nach ca. 270 Tagen herbeigeführter Wasserentzug aus dem Prüfkörper mit einer Abnahme des Wassergehaltes von $w = 6,88\%$ auf $w \approx 2\%$ führt in der folgenden Zeitperiode von ca. 100 Tagen zu einer deutlichen Reduzierung der bislang beobachteten Deformationsraten bei weiterhin konstanter Beanspruchung.

Zwei weitere aus *Bild 3.5* ablesbare Befunde sollen noch kurz angesprochen werden:

- (1) Die Kriechverzerrungen erreichen nach ca. 220 Tagen Versuchszeit und einem Beanspruchungsniveau von zuletzt $\sigma_1 = 15 \text{ MPa}$ ($\approx 60\%$ der Kurzzeit-Bruchfestigkeit, $\beta^{\text{UC}} \approx 26 \text{ MPa}$) die Größenordnung von $\varepsilon_1 \approx 1\%$ ohne Anzeichen für eine akzelerierte Kriechnrate.
- (2) Die aus den einzelnen Laststufen abgeleiteten stationären Kriechnraten sind in *Bild 3.6* in einem $\log \dot{\varepsilon} / \sigma_V$ -Diagramm aufgetragen. Zusätzlich und zur Orientierung sind stationäre Kriechnraten für Steinsalze aus dem norddeutschen Raum mit einerseits einer oberen Kriechcharakteristik (stark kriechfähig) und andererseits mit einer unteren Kriechcharakteristik (gering kriechfähig) dargestellt. Der Vergleich zeigt, dass die aus den Versuchen abgeleiteten Tonstein-Kriechnraten in der Größenordnung der Kriechnraten von Steinsalz (verschiedene Fazies) liegen und somit das Kriechverhalten von Tongestein langfristig bei entsprechenden Aufgabenstellungen von Bedeutung sein kann.

Anmerkung: Da die hier zitierten Versuche bei konstanter Luftfeuchtigkeit durchgeführt wurden, sind entsättigungsbedingte Effekte zumindest reduziert, vielleicht auch weitgehend auszuschließen. Inwieweit die zeitabhängigen Deformationen auf Konsolidationseffekte zurück zu führen sind, kann hier nicht festgestellt werden. Dafür müsste der Porenwasserdruck online gemessen werden.

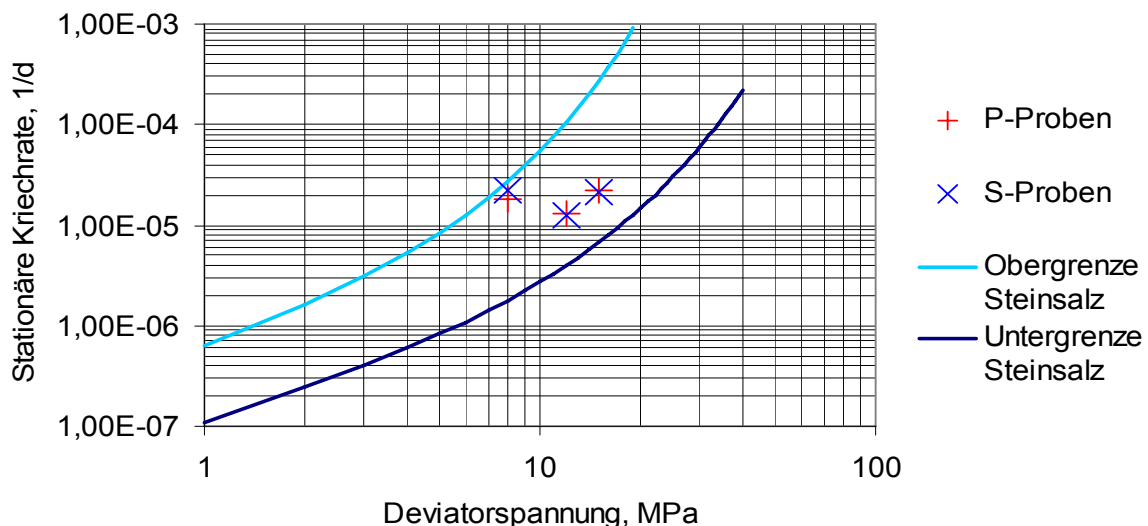


Bild 3.6: Auf der Grundlage von einaxialen Kriechversuchen an Tonstein aus Bure nach Zhang et al. (2002) ermittelte stationäre Kriechnraten



Insgesamt ergibt sich also für Tongestein ein ausgesprochen komplexes Deformationsverhalten mit einer Abhängigkeit der Deformationen nicht nur von der Fazies (Mineralzusammensetzung, Kompaktionsgrad, Anisotropie), sondern auch von Wassergehalt (Sättigung, Teilsättigung) und Porenwasserdruck, von der Beanspruchungsrate sowie vom Beanspruchungsniveau und nicht zuletzt (wohl) auch von der Art der Versuchsdurchführung.

Daher sind die in Abschnitt 4 vorgestellten eigenen laborativen Versuchsergebnisse für die das Deformationsverhalten charakterisierenden Materialeigenschaften und Kennwerte immer auch unter dem Aspekt des jeweilig vorhandenen (raum-/ zeitveränderlichen) Wassergehalts bzw. des Sättigungsgrades und (im Rahmen dieses Forschungsvorhabens zahlenmäßig unbekannt) Porenwasserdrucks zu betrachten.

3.3 Bruch- und Restfestigkeiten

Grundsätzlich sind zu unterscheiden und dementsprechend zu untersuchen Bruch- und Restfestigkeiten sowie vom Korngefüge abhängige Festigkeitsanisotropien. In umfangreichen Laborversuchen sind z.B. die Festigkeiten der verschiedenen Gesteine der Palfris-Formation ermittelt worden, *Bild 3.7* nach *NTB 96-01 (1997)*.

Sie zeigen eine sehr starke Heterogenität. Die im Triaxialversuch als Mittelwerte bestimmten Werte für Kohäsion und Reibungswinkel ergeben unterschiedliche Resultate bei geringen bzw. bei hohen Minimalspannungen. Möglicherweise sind hier unterschiedliche Bruchmechanismen die Ursache. Auch könnte bei höheren Minimalspannungen der (nicht gemessene und damit in den Versuchsdaten nicht eliminierte) Porenwasserdruckaufbau phänomenologisch zu einer tendenziellen Plastifizierung des Tongesteins geführt haben.

Nach *NTB 00-01 (2001)* ergeben sich für Tongestein aus Benken gefügebezogen erhebliche Unterschiede für laborativ ermittelte Maximal- und Restfestigkeiten bei schichtungsbezogen erbohrten Prüfkörpern (schichtungsparallel, senkrecht bzw. geneigt zur Schichtung), wobei die Schichtungsflächen grundsätzlich als latente Trennflächen verminderter Festigkeit anzusehen sind. Derartig erhebliche richtungsbezogene Unterschiede in der Festigkeit sind bei der rechnerischen Analyse des Tragverhaltens angemessen zu berücksichtigen.

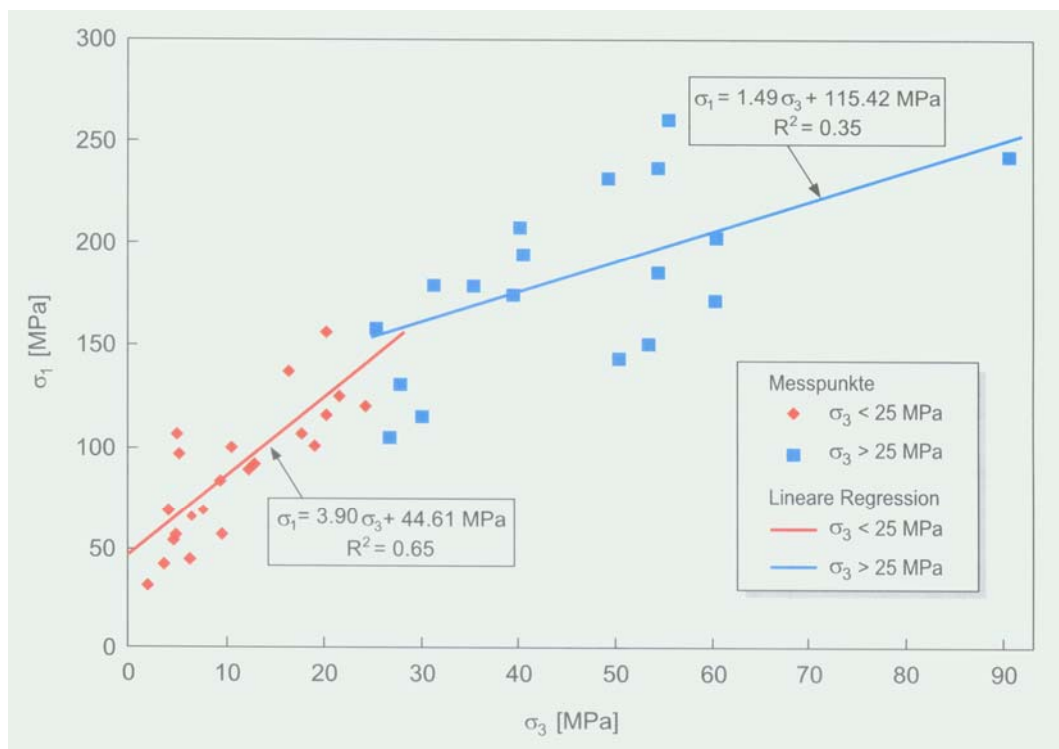


Bild 3.7: Darstellung der Spitzenfestigkeiten (σ_1) als Funktion des Manteldrucks aus Triaxialversuchen an Kernproben der Palfris-Formation nach NTB 96-01 (1997)

3.4 Dilatanzfestigkeit und dilatante Deformationen

Horseman (2003) verfolgt den Ansatz, bezüglich des Dilatanzverhaltens von Tongesteinen die Konzepte für Steinsalz grundsätzlich zu übernehmen, da die phänomenologischen Wirkungen der Gebirgsauflockerungen bei Überschreiten der Dilatanzfestigkeitsgrenze ähnlich sind.

Diese Konzeption wird auch beim Unterzeichnenden verfolgt, um Elemente der Schädigungsmechanik (CDM) zumindest phänomenologisch und insbesondere im Hinblick auf die geomechanisch-geohydraulischen Wirkungen von Salzgestein auf Tongesteine zu übertragen. Dass die jeweiligen Prozesse infolge des verschiedenartigen Gefügebau auf unterschiedlichen Mechanismen beruhen und sich quantitativ unterschiedlich zeigen, ist dabei selbstverständlich.

Im Rahmen der laborativen Untersuchungen an Tongestein der Sondierbohrung Benken wurde bei den triaxialen Kompressionsversuchen auch die Volumenänderung der Prüfkörper ge-

messen. Aus *Bild 3.8* ist zu erkennen, dass bei anfänglicher axialer Deformation die Prüfkörper zunächst angenähert linear kompaktiert werden ($\Delta V > 0$ entspricht einer Volumenabnahme). Vor Erreichen der Maximalfestigkeit nimmt die Steigung der Volumenverzerrungskurve bis hin zu einem Wechsel in einen abfallenden Verlauf ab, d.h. die Kompaktion wird bei zunehmender Belastung zunehmend von einer Volumenzunahme überlagert, die schließlich auch dominiert und die als Dilatanz bezeichnet und durch die Entstehung, Ausbreitung und Vernetzung von Mikrorissen verursacht wird.

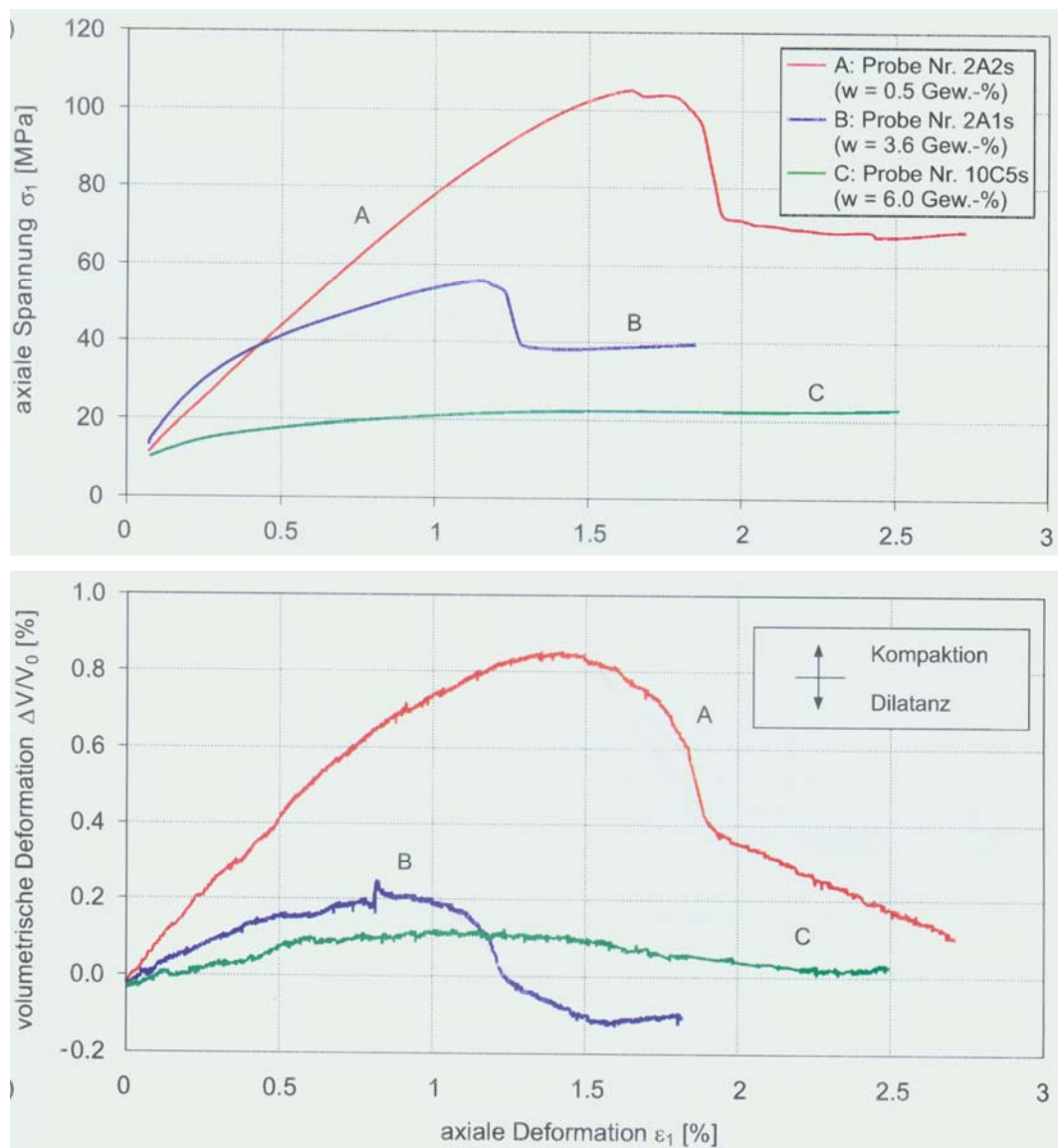


Bild 3.8: Axialspannung und Volumenverformung als Funktion der axialen Verformung für Opalinuston mit unterschiedlichem Wassergehalt nach NTB 00-01 (2001)

Die relative Volumenzunahme ist besonders markant, sobald sich die Kurvensteigung umkehrt und die integrale Kompaktion in eine integrale Dilatanz übergeht. Diese Phase ist durch

zunehmende Rissvernetzung und die Ausbreitung von makroskopischen Bruchflächen gekennzeichnet und endet mit dem bruchhaften Versagen des Prüfkörpers bei Erreichen der Spitzenbruchfestigkeit und seinem Übergang in die Nachbruchphase, *Bild 3.8, NTB 00-01 (2001)*.

3.5 Abhängigkeit der Materialeigenschaften vom Wassergehalt

Die mechanischen Eigenschaften der Tongesteine werden weitgehend durch die Ausbildung der Mikrostruktur bestimmt, die neben der Mineralzusammensetzung vornehmlich geprägt ist durch den Kompaktionsgrad und den davon abhängigen absoluten bzw. relativen Wassergehalt (Sättigungsgrad). Makroskopisch zeigt sich dieser Zusammenhang u.a. durch die signifikante Abhängigkeit der Festigkeit und des Deformationsverhaltens vom Wassergehalt. *Bild 3.9* zeigt exemplarisch ermittelte einaxiale Druckfestigkeiten ausgewählter Lokationen in Abhängigkeit vom natürlichen Wassergehalt nach *NTB 02-03 (2002b)*. Dabei ist wohl davon auszugehen, dass zumindest näherungsweise ein Sättigungsgrad von $S_r \approx 1,0$ vorliegt.

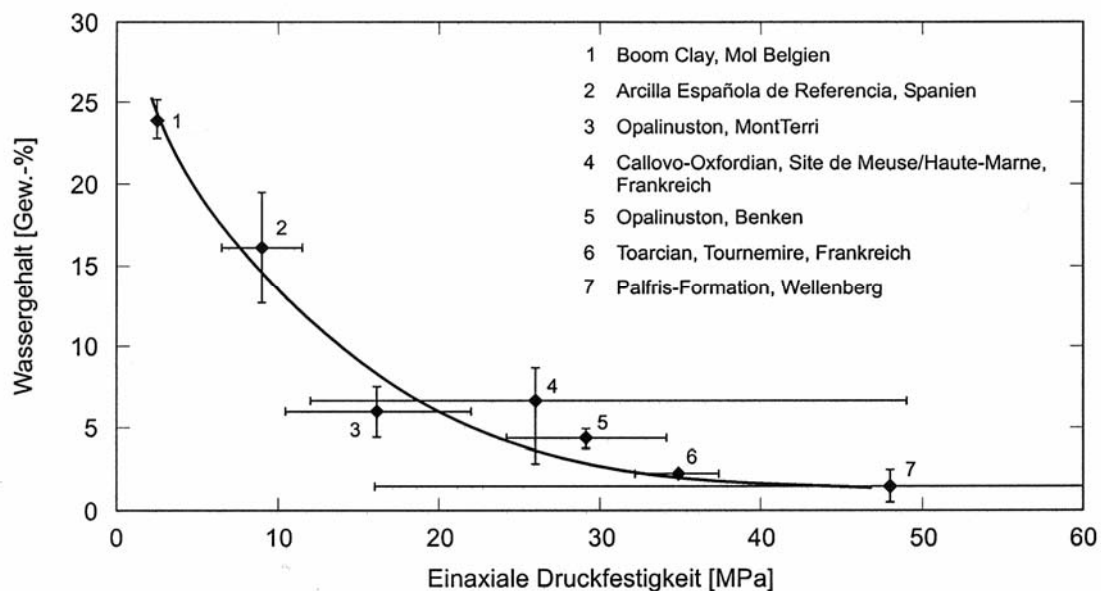


Bild 3.9: Einaxiale Druckfestigkeiten von Tongesteinen verschiedener Lokationen in Abhängigkeit vom natürlichen Wassergehalt nach NTB 02-03 (2002b)



In der Tendenz gilt:

- (1) Bei hohen Wassergehalten ist das Deformationsverhalten eher plastisch, während bei geringen Wassergehalten eine Abnahme der Deformationsfähigkeit zu beobachten ist und sich das Materialverhalten einer linear-elastischen Charakteristik annähert.
- (2) Mit höheren Wassergehalten nimmt die Bruchfestigkeit ab, während geringe Wassergehalte bei Sättigung (bedingt durch die höhere Kompaktion und den dadurch geringeren Partikelabstand mit Zunahme der atomaren Bindungskräfte) und bei Teilsättigung (bedingt durch die Auswirkung von Kapillarspannungen) zu einer wesentlichen Erhöhung der Festigkeit und auch zu einer Zunahme der Steifigkeit führen.

Für das Tragverhalten folgt daraus: Die wetterführungsbedingte Austrocknung des Gesteins in den Grubenbauen während der Bau- und Betriebsphase ist zunächst ein positiver Effekt, der bei entsprechend geringer Permeabilität und nach Abbau des Porenwasserdrucks durch Reduzierung des relativen Wassergehaltes (Sättigungsgrades) zur Stabilisierung des konturnahen Gebirges beiträgt. Allerdings ist hier zu beachten, dass sich bei einer zu starken Austrocknung auch bevorzugt von den Schichtungsflächen ausgehende Schrumpfrisse ausbilden können, die sich dann der vorherigen Verfestigung überlagern und insgesamt zu einer Entfestigung des Gesteins führen. Schrumpfrisse mit negativen Folgen nicht nur für das Tragverhalten, sondern auch für Abdichtwirkung des Gebirges (Zunahme der Permeabilität) können sich auch ausbilden, wenn Tongestein im Nahfeld der abgelagerten Abfälle durch die wärmeentwicklungsbedingte Temperaturerhöhung austrocknet oder bei Abkühlung thermospannungsinduzierte Risse entstehen. Die nach Verschluss des Endlagers erfolgende Wiederaufsättigung der Porenräume führt zu zeitabhängigen Deformationen und wahrscheinlich auch zur Selbstabdichtung des durch die Untertagebauten konturnah aufgelockerten Gebirges, *NTB 02-03 (2002b)*.

3.6 Abhängigkeit der Materialeigenschaften vom Porenwasserdruck

In der einschlägigen Literatur wie z.B. *Tsang et al. (2005)* wird zur Beschreibung der Spannungszustände in gesättigtem und teilgesättigtem Tongestein der Einfluss des Porenwassers auf die mechanischen Eigenschaften insbesondere aus zwei Blickwinkeln behandelt:

- (1) Auswirkung des Porenwasserdrucks bei gesättigtem Porenraum auf den Spannungszustand im Korngefüge (→ Konzept der effektiven Spannungen),



(2) Auswirkung des Sättigungsgrades auf die mechanischen Eigenschaften (→ Konzept der Saugspannungen (suction)).

Im Rahmen der Standorterkundung und des Standortvergleiches muss daher sichergestellt sein, dass

- die geohydraulischen Verhältnisse durch die ausgewählten Erkundungsverfahren hinreichend zuverlässig ermittelt werden können und
- die Veränderungen der geohydraulischen Verhältnisse durch die technogen bedingten Einwirkungen einerseits und die daraus resultierenden Einflüsse auf die geomechanischen Eigenschaften andererseits hinreichend zuverlässig ermittelt werden können.

Die dazu notwendigen Grundkenntnisse sind vorab zu erarbeiten. Allerdings ist ergänzend darauf hinzuweisen, dass die Wechselwirkungen zwischen geomechanischen und geohydraulischen Prozessen signifikant verstärkt werden können durch Einbeziehung der geothermischen Einwirkungen (abfallbedingte Anhebung bzw. Absenkung der Gebirgstemperatur) (→ *THM* - Kopplung).

Da Tongesteine ein vernetztes fluidgefülltes Porenraumgefüge aufweisen, ist grundsätzlich zwischen totalen und effektiven Spannungen zu unterscheiden. Bei wassergesättigten Gesteinen ($S_r = 1,0$) gilt:

$$\sigma' = \sigma - \alpha \cdot p \quad (3.6)$$

mit

σ' effektive, d.h. im Mineralkorngefüge wirkende Spannung, MPa

σ totale Spannung (im Gleichgewicht mit den äußeren Lasten, wassergesättigtes Gestein), MPa

p Porenwasserdruck, MPa

α *Biot*-Koeffizient, der in Abhängigkeit von der Ausbildung des Gesteinsgefüges (Porosität) die mechanische Wirksamkeit des Porenwasserdruckes auf das Korngerüst beschreibt, -

Bei teilgesättigten Gesteinen ($S_r < 1,0$) gilt in Erweiterung von Gl. (3.6) nach *Bishop (1954)*:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (3.7)$$

mit

σ' effektive, d.h. im Mineralkorngefüge wirkende Spannung, MPa

σ totale Spannung (im Gleichgewicht mit den äußeren Lasten, teilgesättigtes Gestein), MPa



u_a Porengasdruck, MPa

u_w Porenwasserdruck, MPa

χ *Bishop*'scher Koeffizient (Definitionsbereich 0 – 1)

Die in Laborversuchen ermittelten Materialeigenschaften sind damit auch davon abhängig, welcher Porendruck im Gesteinsprüfkörper vorliegt, abhängig z.B. vom Sättigungsgrad (gesättigt, teilgesättigt) und von der Versuchsdurchführung (drainiert, undrainiert). Daher sind bei den Versuchsdaten die Art der Versuchsdurchführung sowie die gemessenen Porenwasserdrücke im Hinblick auf eine Berücksichtigung der mechanischen Wirkung des Porenwassers anzugeben. Nicht gemessene, aber auch versuchstechnisch nicht grundsätzlich ausgeschlossene Porenwasserdrücke wären ebenfalls bei der Auswertung der Versuchsdaten zu bedenken.

Grundsätzlich sind phänomenologisch u.a. folgende Tendenzen zu beachten:

- Porenwasser(über)druck: bei Nichtbeachtung reduzierte Scherfestigkeitsparameter in der Versuchsauswertung; Reduzierung der aktuellen Scherfestigkeit infolge verminderter effektiver Spannung entsprechend Gl. (3.6);
- Porenwasserunterdruck (Saugspannung): Zunahme der Druck- und Scherfestigkeit (Ausbildung von Saugspannungen bei Teilsättigung), aber auch Abnahme der Druck- und Scherfestigkeit bei Ausbildung von Schrumpfrissen.



4 Laborative Untersuchungen

4.1 Vorbemerkung

Im Hinblick auf das Verständnis soll hier für den Begriff Tongestein gelten, dass es sich dabei um diagenetisch verfestigte Tone unterschiedlicher Mineralzusammensetzung handeln soll, die aufgrund ihrer Gefügeeigenschaften den Festgesteinen zuzurechnen sind und aufgrund ihrer Tragfähigkeit das Gebirge zum Haupttraglelement für die Aufnahme der Einwirkungen aus Grubengebäude und abgelagerten Abfällen werden lassen. Voraussetzung ist nach dieser Definition für diese Zuordnung ein versteinertes Gefüge, das nicht auf Feuchtigkeit oder Wasser mit Veränderung der Materialeigenschaften reagiert. Die hier betrachteten Tongesteine sind allerdings in faziell unterschiedlicher Ausbildung sensitiv in Bezug auf Wassergehaltsänderungen; sie sind damit den so genannten veränderlich festen Gesteinen zuzuordnen.

In *Su & Ozanam (1999)* ist ein Zusammenhang zwischen der Trockendichte von Tongesteinen und den physikalischen sowie mechanischen Eigenschaften festgestellt worden. Daraufhin wurde eine Klassifikation für Tongesteine vorgeschlagen, die in *Tabelle 4.1* wiedergegeben wird. Danach gehören sowohl der Tonstein (Argilite de l'Est Callovo Oxfordien) aus Bure wie auch der Opalinuston aus Mont Terri zur Klasse 2.

<i>Parameter</i>	<i>Klasse 1</i>	<i>Klasse 2</i>	<i>Klasse 3</i>
<i>Trockendichte [g/cm³]</i>	<i>< 2,15</i>	<i>2,15 – 2,35</i>	<i>> 2,35</i>
<i>Wassergehalt (bezogen auf Gewicht) [%]</i>	<i>> 9,5</i>	<i>5,5 – 9,5</i>	<i>< 5,5</i>
<i>Porosität [%]</i>	<i>> 20</i>	<i>13 - 20</i>	<i>< 13</i>
<i>Schallgeschwindigkeit v_p [m/s]</i>	<i>< 2000</i>	<i>2000 - 3000</i>	<i>> 3000</i>
<i>Einaxialdruckfestigkeit σ_d [MPa]</i>	<i>< 15</i>	<i>15 - 35</i>	<i>> 35</i>
<i>Deformationsverhalten</i>	<i>duktil</i>	<i>-</i>	<i>spröde</i>

Tabelle 4.1: Klassifikation für Tongesteine nach Su & Ozanam (1999)

Wegen der vielfältigen faziellen Ausbildung und der großen Streubreiten in den Materialeigenschaften von Tongesteinen erfolgt im Rahmen der vorliegenden Arbeit eine Beschränkung der laborativen Untersuchungen im Wesentlichen auf Opalinuston aus Mont Terri und auf



Tonstein aus Bure. Das heißt, entsprechend *Tabelle 4.1* wird nur Tongestein der Klasse 2 untersucht, wobei die Quellfähigkeit vorerst unberücksichtigt bleibt.

4.2 Bohrkernmaterial

Voraussetzung für die Durchführung der im Rahmen des Forschungsvorhabens geplanten Laboruntersuchungen ist die Verfügbarkeit von geeignetem Bohrkernmaterial aus Tonstein. Da in der Bundesrepublik Deutschland derzeit geeignetes Bohrkernmaterial aus tiefen geologischen Formationen nicht bzw. nicht im erforderlichen Umfang verfügbar ist, wurden die *NAGRA*, stellvertretend für das Untertagelabor im Opalinuston am Standort Mont Terri sowie die *ANDRA*, zuständig für die Tonsteinlagerstätte „Argilite de l'Est Callovo Oxfordien“ am Standort Bure, mit der Bitte um Überlassung von Bohrkernmaterial konsultiert. Von beiden Institutionen wurde Bohrkernmaterial zur Verfügung gestellt, allerdings in unterschiedlichem Umfang und leider auch in teilweise für mechanisch-hydraulische Untersuchungen ungeeignetem Zustand (Gefügeschädigungen, Rissbildungen). Im Fall Mont Terri ist im Lauf des Vorhabens die Möglichkeit genutzt worden, Bohrkernmaterial im Rahmen spezieller Bohrkampagnen auf dem Niveau des Untertagelabors zu gewinnen. In beiden Fällen wurde mit der Option auf weiteres Bohrkernmaterial vereinbart, die Ergebnisse der Untersuchungen in Laborberichten zu dokumentieren und der jeweiligen Institution zur Verfügung zu stellen.

Die in Arbeitspaket 1b) vorgeschlagene gezielte Herstellung von Untersuchungsmaterial (→ künstliche Proben) wurde aufgrund der positiven Lage bei der Beschaffung von Bohrkernmaterial aus Mont Terri verworfen. Die Beschaffung von Bohrkernmaterial aus dem Ruhrgebiet (Ruhrkarbon) wurde aus den gleichen Gründen verworfen.

Es ist ausdrücklich darauf hinzuweisen, dass die nachstehend vorgestellten laborativen Untersuchungen an Tongestein einen Anfang darstellen und lediglich orientierenden Charakter haben. Noch ausführlich zu untersuchen sind neben anderen Einflussparametern (z.B. Teilsättigung und Kapillarspannungen, Temperaturänderungen, Aus- und Rückbildung von Gefügeschädigungen) wesentliche Eigenschaften wie die wassergehaltsabhängigen Festigkeits- und Deformationseigenschaften (z.B. Kriechen, Schrumpfen, Quellen) und die Wirkung des Porenwasserdrucks auf die mechanischen Zustandsgrößen. Weiterhin sind ebenfalls das Alter der Proben, die Art der Aufbewahrung sowie der Aufbewahrungsort (untertage bzw. überta-



ge) im Hinblick auf ihren Einfluss auf die Versuchsergebnisse systematisch zu untersuchen, insbesondere dann, wenn es sich um längere Zeit zwischengelagertes Bohrkernmaterial handelt.

4.3 Übersicht über das gesteinsmechanische Versuchsprogramm

Das Untersuchungsprogramm zur orientierenden Ermittlung relevanter Materialeigenschaften hat sich im Lauf der Bearbeitung des Forschungsvorhabens entsprechend den zunehmenden Kenntnissen aus Literatur und eigenen Untersuchungen sowie den Fortschritten bei der rechnerischen Simulation des Gebirgstragverhaltens und der Feldmessdatenanalyse weiter entwickelt. Grundsätzlich ist in folgenden Schritten vorgegangen worden:

- *Versuchsserie 1 (Abschnitt 4.6)*

Ermittlung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften in triaxialen Kurzzeitversuchen mit Ableitung der Scherparameter und des Verformungsmoduls sowie der Bruch- und Dilatanzfestigkeit bei Raumtemperatur.

- *Versuchsserie 2 (Abschnitt 4.7)*

Ermittlung des zeitabhängigen Deformationsverhaltens, exemplarisch auch des Kriechbruchverhaltens in mehrstufigen triaxialen Versuchen bei Raumtemperatur.

- *Versuchsserie 3 (Abschnitt 4.8)*

Scherversuche im Rahmenschergerät zur generellen Ermittlung der direkten Scherfestigkeit, insbesondere in Schichtflächen bei Raumtemperatur.

- *Versuchsserie 4 (Abschnitt 4.9)*

Durchführung laborativer Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen im Tongestein, zusätzlich zu den in Versuchsserie 1 durchgeführten Indexversuchen an Tonstein der Lokation Mont Terri.

Entsprechend der Zusammenstellung der Versuchsrandbedingungen in *Tabelle 4.2* umfasst das Untersuchungsprogramm der ersten Versuchsserie 32 triaxiale Kompressionsversuche (TC). Bei den Versuchen Nr. 1 - 4 erfolgte vor Versuchsdurchführung eine ca. eintägige Rekompaktion unter isotroper Beanspruchung von $\sigma_{1,2,3} = 20$ MPa. Den Versuchen Nr. 5-7 wurde eine ca. eintägige Rekompaktion mit $\sigma_{1,2,3} = 5$ MPa vorgeschaltet. Die Versuche Nr.



14-24 der Versuchsserie I erfolgten ohne Rekompaktionsphase, während den Versuchen Nr. 41-58 wieder eine ebenfalls eintägige Rekompaktion, allerdings mit nur $\sigma_{1,2,3} = 7 \text{ MPa}$ vorgeschaltet wurde.

Die Bestimmung des Wassergehaltes der Tonsteinprüfkörper erfolgte durch Ofentrocknung von Bohrkernstückchen aus dem unmittelbar stirn- bzw. fußseitig an den Prüfkörper angrenzenden Bohrkernmaterial sowie durch Ofentrocknung des Tonsteinprüfkörpers nach dem Versuch. Dazu wurden die Bohrkernstückchen unmittelbar nach Öffnen der Verschweißung und dem Ablängen des Prüfkörpers gewogen und anschließend bei 105°C bis zur Gewichtskonstanz getrocknet.

Pro be	Bohrung	Teufe*	Durchmesser	Höhe	Masse	Wichte	Ver such sart	σ_1	σ_3	V-Rate	T
[-]	[-]	[m]	[mm]	[mm]	[g]	[kN/m ³]	[-]	[MPa]	[MPa]	[%/min]	[°C]
1	BLT 7/13	7.21 – 7.59	90.0	180.0	2754,7	23,60	TC	-	2.00	0.025	RT
2	BLT 7/11	6.30 – 6.67	90.0	180.0	2755,8	23,61	TC	-	4.00	0.025	RT
3	BLT 7/1	0.70 – 0.98	90.0	180.0	2769,4	23,73	TC	-	6.00	0.025	RT
4	BLT 7/12	6.67 – 7.21	90.0	180.0	2750,9	23,57	TC	-	9.00	0.025	RT
5	BLT 7/10	5.53 – 6.30	90.0	180.0	2757,3	23,62	TC	-	2.00	0.025	RT
6	BLT 7/10	5.53 – 6.30	89.9	180.0	2760,2	23,70	TC	-	4.00	0.025	RT
14	BLT 7/4	2.17 – 2.81	90.0	180.0	2762,0	23,66	TC	-	2.00	0.025	RT
15	BLT 7/4	2.17 – 2.81	90.0	180.0	2760,1	23,65	TC	-	2.00	0.025	RT
17	BLT 8/6	2.53 – 3.18	90.0	180.0	2826,5	24,21	TC	-	0.50	0.1MPa/min	RT
18	BLT 8/3	1.27 – 1.96	101.0	200.0	3858,9	23,62	TC	-	0.50	0.025	RT
19	BLT 8/15	7.00 – 8.06	106.0	190.0	3673,2	23,86	TC	-	1.00	0.1MPa/min	RT
20	BLT 8/2	0.92 – 1.22	90.0	180.0	2750,6	23,56	TC	-	2.00	0.025	RT
21	BLT 8/7	3.18 – 3.50	101.0	200.0	3861,1	23,64	TC	-	3.00	0.1MPa/min	RT
22	BLT 8/3	1.27 – 1.96	101.0	200.0	3864,4	23,66	TC	-	4.00	0.1MPa/min	RT
23	BLT 8/15	7.00 – 8.06	100.6	187.5	3636,2	23,93	TC	-	5.00	0.1MPa/min	RT
24	BLT 8/4	2.03 – 2.30	90.0	180.0	2785,0	23,86	TC	-	6.00	0.025	RT
41	BSE 3/3	2.62 – 3.10	80.0	160.0	1953,7	23,83	TC	-	7.00	0.025	RT
42	BSE 3/9	5.58 – 6.08	80.0	160.0	1949,8	23,78	TC	-	7.00	0.025	RT
43	BSE 3/8	5.08 – 5.58	80.0	160.0	1930,9	23,55	TC	-	5.00	0.025	RT
44	BSE 3/8	5.08 – 5.58	80.0	160.0	1933,5	23,58	TC	-	5.00	0.025	RT
45	BSE 3/8	5.08 – 5.58	80.0	160.0	1914,0	23,35	TC	-	3.00	0.025	RT
46	BSE 3/20	10.06 – 10.45	79.9	160.0	1946,6	23,80	TC	-	5.00	0.025	RT
47	BSE 3/20	10.06 – 10,45	79.9	160.0	1940,8	23,73	TC	-	5.00	0.025	RT
48	BSE 3/19	9,65 – 10.06	80.0	160.0	1943,7	23,71	TC	-	1.00	0.025	RT
50	BSE 3/9	5.58 – 6.08	80.0	160.0	1955,2	23,85	TC	-	7.00	0.025	RT
51	BSE 3/4	3.10 – 3.60	80.0	160.0	1950,8	23,80	TC	-	1.00	0.025	RT
52	BSE 3/4	3.10 – 3.60	80.0	160.0	1950,7	23,79	TC	-	3.00	0.025	RT
53	BSE 3/9	5.58 – 6.08	80.0	160.0	1947,7	23,76	TC	-	7.00	0.025	RT
54	BSE 3/10	6.08 – 6.58	80.0	160.0	1947,6	23,76	TC	-	3.00	0.025	RT
55	BSE 3/10	6.08 – 6.58	80.0	160.0	1946,2	23,74	TC	-	3.00	0.025	RT
56	BRA 1/29	11.62 – 12.04	80.0	160.0	1979,3	24,14	TC	-	1.00	0.025	RT
58	BRA 1/28	11.06 – 11.46	80.0	160.0	2018,1	24,62	TC	-	1.00	0.025	RT

Tabelle 4.2: Zusammenstellung des untersuchten Bohrkernmaterials der Lokation Mont Terri – Triaxiale Kompressionsbruchversuche (TC) bei Raumtemperatur (RT) (*Teufenangaben beziehen sich auf die Kernentnahmestellen im Bohrloch)



Das Untersuchungsprogramm der zweiten Versuchsserie umfasst 8 triaxiale Kriechversuche mit jeweils 2 bis 5 Laststufen, *Tabelle 4.3*. Allen Versuchen geht eine ca. 24-stündige Re-kompaktionsphase bei einer isotropen Beanspruchung in Höhe der gewählten Minimalspannung voraus.

Probe	Bohrung	Teufe	Durchmesser	Höhe	Masse	Wichte	Ver-suchs-art	σ_1	σ_3	T
[-]	[-]	[m]	[mm]	[mm]	[g]	[kN/m ³]	[-]	[MPa]	[M Pa]	[°C]
7	BLT 7/10	5.53 – 6.30	90.0	180.0	2753,8	23,59	TCc	25/30	10	RT
8	BLT 7/6	3.60 – 4.17	90.0	180.0	2748,0	23,54	TCc	25/28	10	RT
9	BLT 7/6	3.60 – 4.17	40.0	80.0	239,8	23,40	TCc	30/33/36/39/42	15	RT
10	BLT 7/10	5.53 – 6.30	40.0	80.0	239,2	23,34	TCc	30/33/36/39/42	15	RT
11	BLT 7/12	6.67 – 7.21	40.0	80.0	238,6	23,28	TCc	30/33/36/39/42	15	RT
12	BLT 7/1	0.70 – 0.98	40.0	80.0	241,2	23,54	TCc	25/28/31/34	10	RT
13	BLT 7/13	7.21 – 7.59	40.0	80.0	242,0	23,61	TCc	25/28/31/34/37	10	RT
16	BLT 7/4	2.17 – 2.81	90.0	180.0	2766,6	23,70	TCc	25/28	10	RT

Tabelle 4.3: Zusammenstellung des untersuchten Bohrkernmaterials der Lokation Mont Terri – Triaxiale Dauerstandsversuche (TCc) bei Raumtemperatur (RT)

Im Rahmen der laborativen Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten von Tongestein sind weiterhin Dauerstandversuche mit 33 Laststufen über einen gesamten Zeitraum von 953 Tagen durchgeführt worden. *Tabelle 4.4* gibt eine Übersicht.

Lokation	Ab-messungen (mm)	Proben-anzahl	Anzahl der Laststufen je Probe	Zeitraum je Laststufe	Versuchs-dauer je Probe	Totale Versuchs-dauer
Mont Terri	80 x 40	5	5	32d	162d	778d
Mont Terri	180 x 90	3	2-3	28d – 32d	44 – 69d	175d
		8	33			953d

Tabelle 4.4: Übersicht über die laborativen Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten von Tongestein

4.4 Design und Aufbau von Prüfständen

Bild 4.1 zeigt exemplarisch eine der im Rahmen des Vorhabens konstruierte Triaxialzelle zur Durchführung von Dauerstandversuchen. Die maximale Axiallast beträgt 400 kN, der maximaler Manteldruck beträgt 35 MPa bei einer maximal vorgebbaren Temperatur von 70°C. Der maximale Kolbenhub ergibt sich zu 105 mm.



Bild 4.1: Triaxialzelle für Dauerstandversuche

Der konstruktive Aufbau einer Triaxialzelle ist gemäß *Bild 4.2* charakterisiert durch die 4 Module

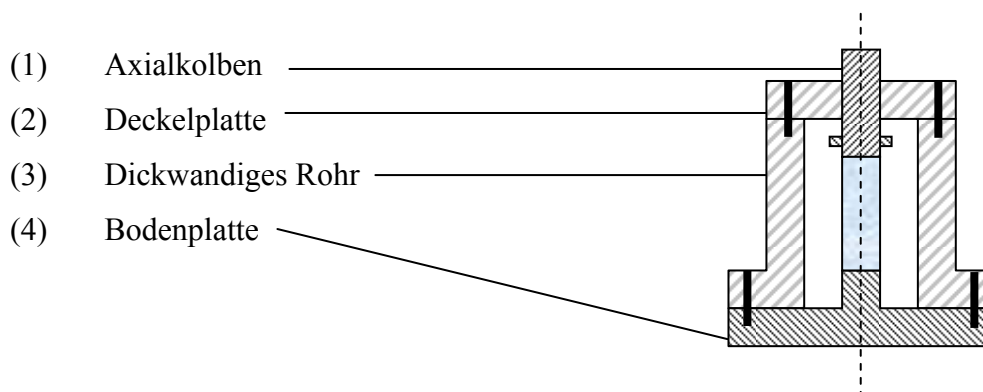


Bild 4.2 Prinzipsskizze Triaxialzelle



Deckel- und Bodenplatte sind mit dem dickwandigen Rohr kraftschlüssig verschraubt. Die Abdichtung erfolgt entsprechend den anliegenden Konstruktionszeichnungen über umlaufende Dichtungen. Schweißverbindungen existieren nicht. Der Axialkolben ist mittels Mehrfachdichtungen verschieblich gelagert.

Die Triaxialzelle dient der Durchführung gesteinsmechanischer Untersuchungen an zylindrischen Gesteinsprüfkörpern. Dazu werden die Gesteinsprüfkörper zwischen Axialkolben und Bodenplatte eingebaut und unter variierten radialen Drücken axial spannungs- oder verzerungsgeregelt bis zum Bruch des Prüfkörpers bzw. bis zum Erreichen einer vorgegebenen Verzerrung gestaucht (Kompressionsversuch) oder gelängt (Extensionsversuch). Die Steuerung der radialen und axialen Prüfkörperbelastungen erfolgt über entsprechende Computerprogramme (Rechner-Steuerung).

Die Prüfkörperherstellung erfolgt entsprechend den im folgenden *Abschnitt 4.5* dargestellten Ausführungen. Aus dem für die Untersuchungen verfügbaren Bohrkernmaterial werden soweit möglich zylindrische Prüfkörper mit planparallelen Endflächen und glatter Mantelfläche der Dimension $h = 180 \text{ mm}$ und $d = 90 \text{ mm}$ hergestellt. Zur Dokumentation von Habitus und Gefüge des untersuchten Bohrkernmaterials werden die Prüfkörper vor der Durchführung der gesteinsmechanischen Laborversuche fotografiert und die dynamischen Kennwerte ermittelt. Um die Prüfkörper gegen das Eindringen des Druckmediums zu schützen, werden sie vor Einbau in die Triaxialzellen mit einer undurchlässigen 3 mm dicken Gummiummantelung versehen.

Der Einbau eines Prüfkörpers in eine Triaxialzelle erfolgt durch Absenken der Einheit aus Deckelplatte, Axialkolben und dickwandigem Rohr auf die Bodenplatte und der nachfolgenden Verschraubung von Bodenplatte und dickwandigem Rohr. Die Befüllung der Triaxialzelle mit dem Druckmedium wird über eine Zugangsbohrung in der Bodenplatte mittels Pumpe durchgeführt. Die Versuchsdurchführung erfolgt entsprechend den Ausführungen in *Abschnitt 4.9.2*. Nach Versuchsende wird die Triaxialzelle für den Ausbau der Prüfkörper drucklos gefahren, das Manteldruckmedium (Hydrauliköl) abgepumpt und die Schraubenverbindungen zwischen dem dickwandigen Rohr und der Bodenplatte gelöst. Anschließend wird mittels Hebezug die Einheit *dickwandiges Rohr, Deckelplatte und Axialkolben* von der Bodenplatte getrennt und angehoben, so dass der Prüfkörper von der Bodenplatte entfernt und aus der Gummiummantelung ausgebaut werden kann.

Die Triaxialprüfanlage ist mit einer so genannten Dilatanzmesseinrichtung ausgerüstet. Ziel der Dilatanzmessung ist es, die bei Überschreitung der Dauerfestigkeit des Prüfkörpermaterials einsetzenden Gefügeschädigungen (Mikrofissuren, Risse) durch eine online-Vermessung des Prüfkörpervolumens zu beobachten. Hierzu wird das bei dilatanter Prüfkörperverformung (Volumenvergrößerung infolge Ausbildung von Rissen) aus der Triaxialzelle verdrängte Ölvolumen bzw. das bei einer kontraktanten Prüfkörperverformung (Volumenverringern infolge Risschließung / elastischer Kompaktion der Prüfkörpermatrix) in die Triaxialzelle geförderte Ölvolumen über einen zweiseitig wirkenden Zylinder (= Druckbehälter) geführt. Entsprechend *Bild 4.3* ist der konstruktive Aufbau des Dilatanzzylinders charakterisiert durch die Module

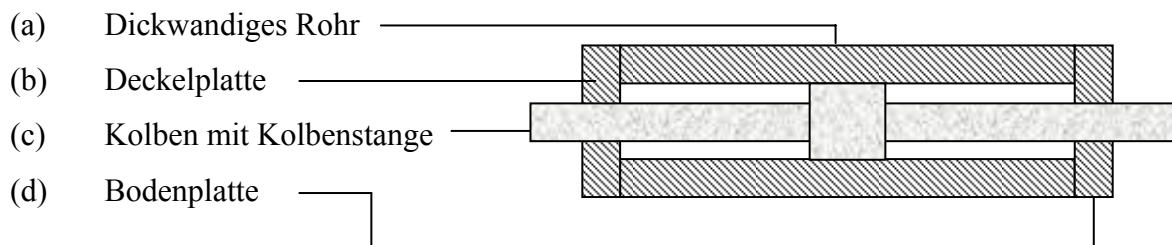


Bild 4.3 Prinzipskizze Dilatanzzylinder

Der Kolben mit der nach außen geführten Kolbenstange unterteilt den Dilatanzzylinder in zwei Druckkammern, die je nach Prüfkörperverformung (Dilatanz, Kontraktanz) den Kolben in axialer Richtung verschieben. Eine Druckdifferenz zwischen den beiden Druckkammern des Dilatanzzylinders existiert im Betrieb nicht, da beide Kammern in den Manteldruckkreislauf integriert sind. Die Höhe des Innendruckes im Dilatanzzylinder entspricht grundsätzlich der Höhe des Manteldruckes in der Triaxialzelle. Der Zusammenbau von Druckbehälter (dickwandiger Hohlzylinder) und Deckel- sowie Bodenplatte erfolgt kraftschlüssig mittels Verschraubung. Schweißnähte existieren nicht. Die Abdichtung wird über umlaufende Dichtungsringe gewährleistet. Um Temperaturschwankungen des Hydrauliköls auf ein Minimum zu reduzieren, wird der Dilatanzzylinder über entsprechend umlaufend angebrachte Heizleitungen auf einem konstanten, den Versuchsrandbedingungen entsprechenden Temperaturniveau gehalten.

4.5 Prüfkörperherstellung

Aus den für die gesteinsmechanischen Laboruntersuchungen ausgewählten Bohrkernen sind auf einer Drehbank zylindrische Prüfkörper mit planparallelen Endflächen hergestellt worden, *Bild 4.4.*

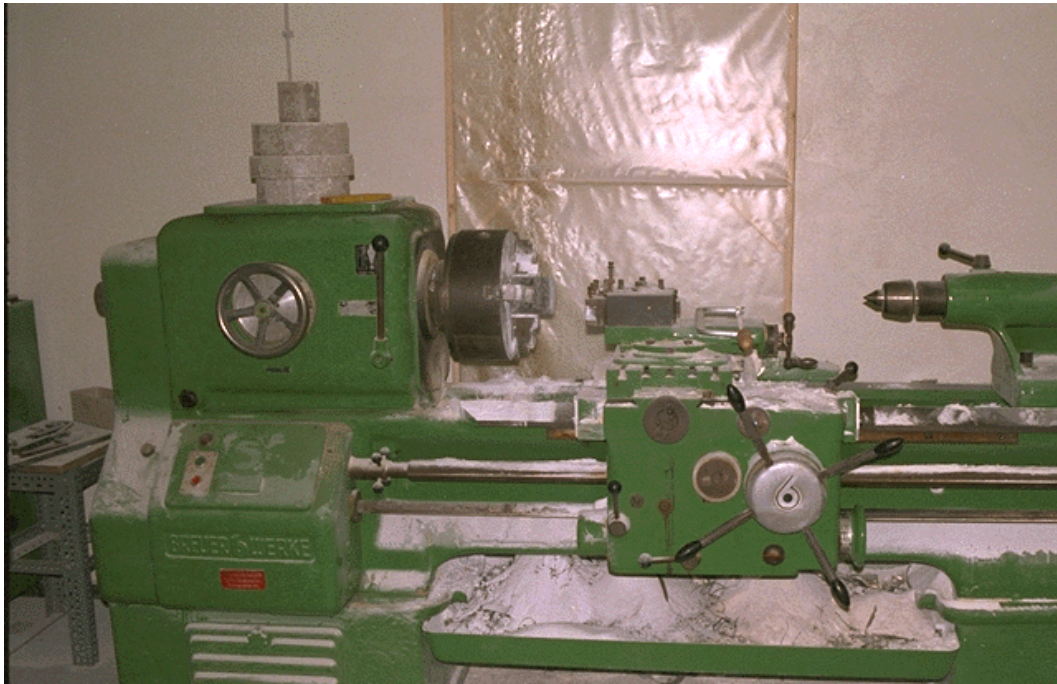


Bild 4.4: Drehbank zur Herstellung von Gesteinsprüfkörpern am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik

Die Herstellung der Prüfkörper erfolgte unmittelbar nach Öffnen der Verschweißung. Die Länge l_0 der Prüfkörper entspricht regelmäßig dem zweifachen des Prüfkörperdurchmessers d_0 ($l_0/d_0 = 2$). Die Aufnahme der Abmessungen erfolgte mittels Schieblehre auf halber Prüfkörperhöhe bzw. längs der Mittelachse der zylindrischen Prüfkörper unmittelbar nach Prüfkörperherstellung. Durchmesser und Länge sowie die aus Gewicht und Volumen der Prüfkörper berechneten Gesteinswichten sind in den *Tabellen 4.2* und *4.3* zusammengestellt.

Die Ermittlung der Gesteinswichte erfolgte nach Gl. (4.1):

$$\gamma = \frac{4 \cdot m}{\pi \cdot d_0^2 \cdot l_0} \cdot g \quad (4.1)$$

mit γ Gesteinswichte (N/m^3)

m Prüfkörpermasse (kg)

d_0 Durchmesser des beanspruchten Prüfkörpers (m)

l_0 Länge des beanspruchten Prüfkörpers (m)

g Erdbeschleunigung (m/s^2)

Zur Dokumentation von Habitus und Gefüge des untersuchten Bohrkernmaterials werden die Prüfkörper vor der Durchführung der gesteinsmechanischen Laborversuche fotografiert. Die *Bilder 4.5* und *4.6* zeigen exemplarisch einaxial belastete Tongesteinsprüfkörper aus Mont Terri vor und nach der Versuchsdurchführung.



Bild 4.5: Tongesteinsprüfkörper vor und nach der Versuchsdurchführung mit Belastung parallel zum Schichtungsverlauf

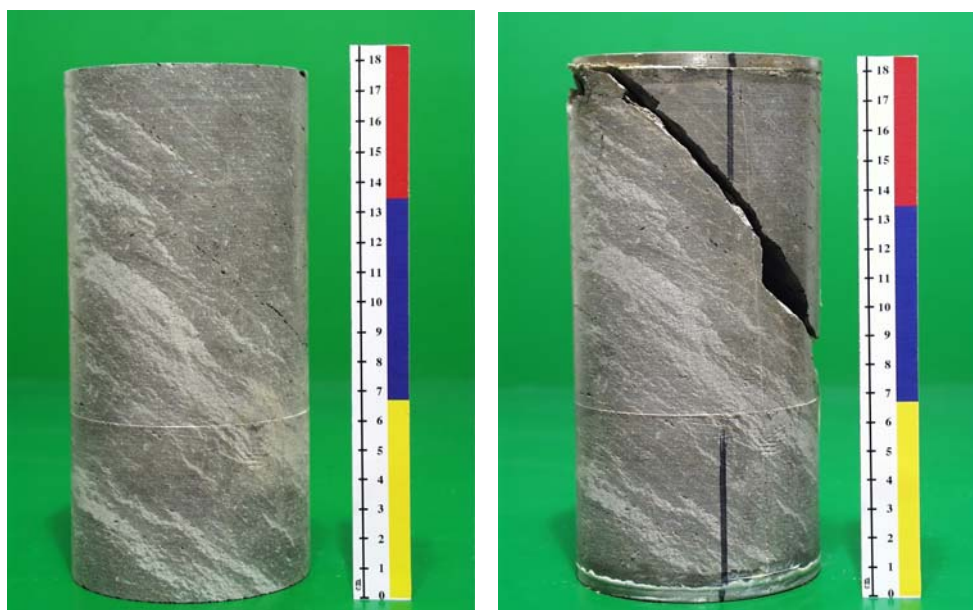


Bild 4.6: Tongesteinsprüfkörper vor und nach der Versuchsdurchführung mit Belastung ca. 45 ° geneigt zum Schichtungsverlauf

Bild 4.5 zeigt einen Prüfkörper, der parallel zur Schichtung belastet wurde. Der Bruchwinkel beträgt ca. 70° . Bild 4.6 zeigt dagegen einen Prüfkörper, der im Winkel von ca. 45° geneigt zum Schichtungsverlauf belastet wurde. Die Scherbruchfläche verläuft in diesem Fall entlang der Schichtflächen unter ca. 45° .

Nach der fotografischen Dokumentation werden die Prüfkörper in einem Dehnmessgerät der Firma Geotron-Elektronik in axialer Richtung durchschallt, Bild 4.7.



Bild 4.7: Dehnmessplatz am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik

Aus den gemessenen Ultraschallwellengeschwindigkeiten der P- bzw. Longitudinalwelle (v_p) und der S- bzw. Transversalwelle (v_s) werden mit den Gl. (4.2) und (4.3) der dynamische Elastizitätsmodul E_{dyn} und die dynamische Poissonzahl ν_{dyn} berechnet:

$$E_{dyn} = \frac{v_s^2 \cdot \rho \cdot (3v_p^2 - 4v_s^2)}{v_p^2 - v_s^2} \quad (4.2)$$

$$\nu_{dyn} = \frac{v_p^2 - v_s^2}{2 \cdot (v_p^2 - v_s^2)} \quad (4.3)$$

mit E_{dyn} dynamischer Elastizitätsmodul (kPa)

ν_{dyn} dynamische Poissonzahl (-)

ρ Gesteinsdichte (t/m^3)

v_p Longitudinalwellengeschwindigkeit (m/s)

v_s Transversalwellengeschwindigkeit (m/s)



Eine Zusammenstellung der für die Prüfkörper ermittelten dynamischen Moduli ist in *Tabelle 4.5* zu finden.

Probe	Bohrung	Teufe	Durchmesser	Höhe	Masse	E_{dyn}	ν_{dyn}
[-]	[-]	[m]	[mm]	[mm]	[g]	[MPa]	[-]
1	BLT 7/13	7.21 – 7.59	90.0	180.0	2754,7	7880	0,434
2	BLT 7/11	6.30 – 6.67	90.0	180.0	2755,8	12153	0,379
3	BLT 7/1	0.70 – 0.98	90.0	180.0	2769,4	10315	0,374
4	BLT 7/12	6.67 – 7.21	90.0	180.0	2750,9	12057	0,364
5	BLT 7/10	5.53 – 6.30	90.0	180.0	2757,3	13138	0,377
6	BLT 7/10	5.53 – 6.30	89.9	180.0	2760,2	8709	0,428
14	BLT 7/4	2.17 – 2.81	90.0	180.0	2762,0	12141	0,442
15	BLT 7/4	2.17 – 2.81	90.0	180.0	2760,1	9466	0,405
17	BLT 8/6	2.53 – 3.18	90.0	180.0	2826,5	7255	0,318
18	BLT 8/3	1.27 – 1.96	101.0	200.0	3858,9	3266	0,422
19	BLT 8/15	7.00 – 8.06	106.0	190.0	3673,2	2599	0,434
20	BLT 8/2	0.92 – 1.22	90.0	180.0	2750,6	2271	0,403
21	BLT 8/7	3.18 – 3.50	101.0	200.0	3861,1	3256	0,410
22	BLT 8/3	1.27 – 1.96	101.0	200.0	3864,4	2436	0,437
23	BLT 8/15	7.00 – 8.06	100.6	187.5	3636,2	7927	0,159
24	BLT 8/4	2.03 – 2.30	90.0	180.0	2785,0	8474	0,119
41	BSE 3/3	2.62 – 3.10	80.0	160.0	1953,7	15760	0,349
42	BSE 3/9	5.58 – 6.08	80.0	160.0	1949,8	8978	0,424
43	BSE 3/8	5.08 – 5.58	80.0	160.0	1930,9	16423	0,309
44	BSE 3/8	5.08 – 5.58	80.0	160.0	1933,5	6848	0,441
45	BSE 3/8	5.08 – 5.58	80.0	160.0	1914,0	18181	0,265
46	BSE 3/20	10.06 – 10.45	79.9	160.0	1946,6	13922	0,374
47	BSE 3/20	10.06 – 10,45	79.9	160.0	1940,8	12982	0,383
48	BSE 3/19	9,65 – 10.06	80.0	160.0	1943,7	12132	0,393
50	BSE 3/9	5.58 – 6.08	80.0	160.0	1955,2	6299	0,447
51	BSE 3/4	3.10 – 3.60	80.0	160.0	1950,8	11338	0,397
52	BSE 3/4	3.10 – 3.60	80.0	160.0	1950,7	18602	0,278
53	BSE 3/9	5.58 – 6.08	80.0	160.0	1947,7	8259	0,430
54	BSE 3/10	6.08 – 6.58	80.0	160.0	1947,6	15647	0,334
55	BSE 3/10	6.08 – 6.58	80.0	160.0	1946,2	18526	0,278
56	BRA 1/29	11.62 – 12.04	80.0	160.0	1979,3	19933	0,281
58	BRA 1/28	11.06 – 11.46	80.0	160.0	2018,1	19432	0,339

Tabelle 4.5: Zusammenstellung des untersuchten Bohrkernmaterials der Lokation Mont Terri – ermittelte dynamische Parameter

Um ein Austrocknen der Prüfkörper zu verhindern, erfolgten die vorstehend beschriebenen versuchsvorbereitenden Arbeiten wie das Öffnen der Verschweißung, die Bearbeitung auf der Drehbank, die geometrische Vermessung, die Wägung, die Durchschallung und die fotografische Dokumentation jeweils ohne zeitliche Zwischenlagerung der Prüfkörper. Der Einbau der Prüfkörper in die Versuchsanlage und die Versuchsdurchführung erfolgte unmittelbar im Anschluss an die Prüfkörpervorbereitung.

4.6 Triaxialversuche zur Ermittlung des Festigkeitsverhaltens und des zeitunabhängigen Deformationsverhaltens von Tongestein

4.6.1 Versuchsaufbau und Versuchstechnik

Zur laborativen Untersuchung der Abhängigkeit zwischen Bruchfestigkeit und Dilatanzfestigkeit wurden triaxiale Kompressionsversuche mit messtechnischer Erfassung der Volumendilatanz durchgeführt. Eine fotografische Ansicht der hierfür eingesetzten Prüfanlagen zeigt *Bild 4.8*.



Bild 4.8: Triaxialprüfanlagen am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik

Mit den Triaxialprüfanlagen können axiale Prüfkräfte bis zu 2500 kN und Manteldrücke bis zu 75 MPa unabhängig von einander erzeugt und geregelt werden. Über die klassische Messung von Axialdruck, Manteldruck, Axialverformung und Temperatur hinaus können mit den in *Bild 4.8* gezeigten Versuchsanlagen zur messtechnischen Erfassung der Dilatanz die Volumenänderungen des Prüfkörpers während des Versuchs messtechnisch bestimmt werden.

Hierzu wird neben der induktiven Messung der axialen Prüfkörperdeformation Δl die volumetrische Änderung des Ölvolumens in der Triaxialzelle ermittelt. Das während des Versuchs in der Triaxialzelle verdrängte Ölvolumen $\pm \Delta V$ wird über einen doppelt wirkenden Messzylinder geführt. Mit dem skizzierten Messsystem können Volumenänderungen in der Größenordnung von $\Delta V = 0,025 \%$ des Prüfkörpervolumens erfasst werden.

4.6.2 Versuchsdurchführung und Versuchsauswertung

Aus dem für die Untersuchungen verfügbaren Bohrkernmaterial wurden soweit möglich zylindrische Prüfkörper mit planparallelen Endflächen und glatter Mantelfläche der Dimension $h = 180 \text{ mm}$ und $d = 90 \text{ mm}$ hergestellt. Um die Prüfkörper gegen das Eindringen des Druckmediums zu schützen, wurden sie vor Einbau in die Triaxialzellen mit einer undurchlässigen 3 mm dicken Gummiummantelung versehen. Die Versuchsdurchführung erfolgte verzerrungsgeregelt mit variierten Stauchungsraten von $\dot{\epsilon} = 0,025 \%/ \text{min}$ ($4,20 \cdot 10^{-6} \text{ sec}^{-1}$) bzw. in fünf Fällen spannungsgeregelt mit einer Laststeigerung von 0,1 MPa/min unter Raumtemperatur ($T \approx 30^\circ\text{C}$).

Zu Versuchsbeginn wurden zunächst der Axialdruck und der Manteldruck bis zum Niveau des jeweils vorgegebenen Manteldrucks gleichmäßig isotrop gesteigert. Anschließend wurde die Axialspannung σ_1 bei konstantem Manteldruck $\sigma_2 = \sigma_3$ und einer konstanten Stauchungsrate bis zum Bruch des Prüfkörpers erhöht. Für die Festlegung der Bruchfestigkeit und der Bruchstauchung wurden entsprechend *Bild 4.10* die während des Versuchs abgespeicherten Messwerte im Spannungs-Verzerrungs-Diagramm aufgetragen. Die Bruchspannung wird als die maximale in dem Versuch gemessene Axialspannung bezogen auf die aktuelle Prüfkörperquerschnittsfläche im Bruchzustand festgelegt. Die zu diesem Spannungswert korrespondierende Verzerrung wird als Bruchverzerrung bezeichnet. Die Dilatanzfestigkeit kennzeichnet entsprechend *Bild 4.11* diejenige Axialspannung, bei der die volumetrische Prüfkörperdeformation ein Minimum aufweist (nach Überschreiten von $\min \epsilon_{\text{vol}}$ überwiegen dilatante Deformationen) bzw. die Reduktion der Ultraschallwellenlaufzeiten auf eine Ausbildung von Mikrofissuren hinweist, *Bild 4.12*.

Während der Kurzzeitversuche unter triaxialer Kompressionsbeanspruchung wurden in Zeitintervallen von 1 Sekunde die Messwerte der drei Induktivwegaufnehmer sowie des Absolut-

druckaufnehmers abgefragt und elektronisch gespeichert. Aus diesen Daten erfolgt die Berechnung der Axialverzerrung ε_1 der Prüfkörper entsprechend Gl. (4.4) bzw. Gl. (4.5). Bei der Beschränkung auf kleine Verformungen ($\varepsilon \leq 2\%$) kann die Berechnung der Verzerrungen entsprechend der üblichen Verzerrungsdefinition als technische Verzerrung ε_t durchgeführt werden. Die technische Verzerrung ergibt sich als Quotient aus der vertikalen Veränderung der Prüfkörperlänge Δl und der Anfangslänge l_0 :

$$\varepsilon_t = \frac{\left(\frac{l_1 + l_2 + l_3}{3}\right)}{l_0} \cdot 100\% = \frac{\Delta l}{l} \cdot 100\% \quad (4.4)$$

mit

ε_t technische Verzerrung (%),

l_1, l_2, l_3 mit den drei Induktivwegaufnehmern gemessene Axialverformung (mm),

l_0 Länge des unbeanspruchten Prüfkörpers (mm),

Δl gemessene Axialverformung des Prüfkörpers (mm).

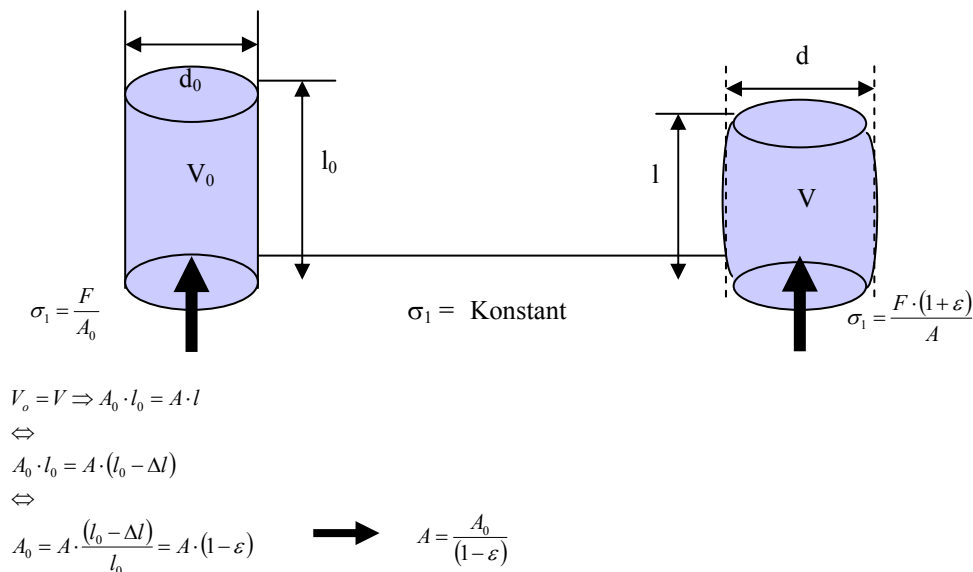


Bild 4.9: Einfluss der Prüfkörperdeformation während der Versuchsdurchführung

Bei Prüfkörperverformungen ($\varepsilon > 2\%$) wird anstelle der technischen Verzerrung ε_t die natürliche oder auch wahre (logarithmische) Verzerrung ε_{ln} verwendet, die sich als das Integral des Quotienten aus der momentanen (infinitesimalen) Änderung der Prüfkörperlänge dl und der momentanen (aktuellen) Länge l berechnet:

$$\varepsilon_{ln} = \left| \int_{l_0}^l \frac{dl}{l} \right| \cdot 100\% = \left| \ln \frac{l}{l_0} \right| \cdot 100\% = |\ln(1 - \varepsilon_t)| \cdot 100\% \quad (4.5)$$

mit

ε_{ln} wahre (logarithmische) Verzerrung (%),

l aktuelle Länge des (beanspruchten) Prüfkörpers = $l_0 - \Delta l$ (mm),

l_0 Länge des unbeanspruchten Prüfkörpers (mm).

Der aufgebrauchte Axialdruck wird aus dem messtechnisch ermittelten Hydraulikdruck im Prüfcylinder unter Berücksichtigung der Querschnittsflächen-Verhältnisse zwischen dem Druckkolben des Hydraulikzylinders und dem Prüfkörper gemäß Gl. (4.6) berechnet:

$$P_P = P_K \cdot \frac{A_K}{A_P} \quad (4.6)$$

mit

P_P Axialdruck auf Prüfkörper (MPa),

P_K Axialdruck im Hydraulikzylinder (MPa),

A_K Querschnittsfläche des Druckkolbens (Hydraulikzylinder) (mm²),

A_P Querschnittsfläche des Prüfkörpers (mm²).

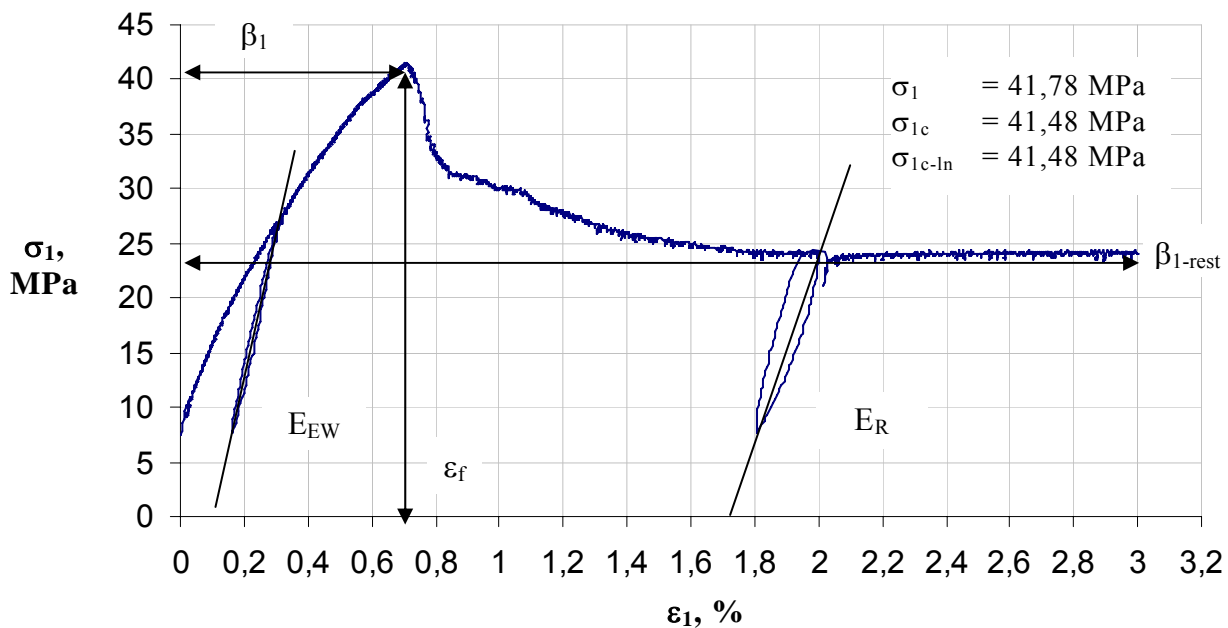


Bild 4.10: Exemplarisches Spannungs-Verzerrungs-Diagramm für Probe Nr. 41 mit Festlegung von Bruchfestigkeit β_1 und Bruchverzerrung ε_f sowie Ent- und Wiederbelastungsmodul E_{EW} , Restfestigkeit β_{1-rest} und Restverformungsmodul E_R



Zur Dokumentation der Kurzzeitversuche unter triaxialer Kompressionsbeanspruchung ist in *Bild 4.7* exemplarisch ein Spannungs-Verzerrungs-Diagramm beigelegt. Dabei zeigt die Darstellung der Messwerte im Spannungs-Verzerrungs-Diagramm die Arbeitskennlinie des Prüfkörpers. Für die Auswertung werden sowohl die unkorrigierte Spannungs-Verzerrungs-Kurve mit σ_1 entsprechend Gl. (4.7) wie auch eine korrigierte Spannungs-Verzerrungs-Kurve entsprechend G. (4.8) bzw. Gl. (4.9) aufgetragen:

$$\sigma_1 = \frac{F_1}{A_0} \quad \text{mit} \quad A_0 = \frac{\pi \cdot (d_{a0}^2 - d_{i0}^2)}{4} \quad (4.7)$$

$$\sigma_{1c} = \frac{F_1}{A} \quad \text{mit} \quad A = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_t} \quad (4.8)$$

$$\sigma_{1c-\ln} = \frac{F_1}{A} \quad \text{mit} \quad A = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_{\ln}} \quad (4.9)$$

mit

σ_{1uc} linear korrigierte Vertikalspannung (MPa)

$\sigma_{1uc-\ln}$ logarithmisch korrigierte Vertikalspannung (MPa)

F_1 Vertikalkraft (MN)

A Querschnittsfläche des beanspruchten Prüfkörpers (m^2)

A_0 Querschnittsfläche des unbeanspruchten Prüfkörpers (m^2)

l_0 Länge des unbeanspruchten Prüfkörpers (m)

ε_t technische Verzerrung (-)

ε_{\ln} wahre (logarithmische) Verzerrung (-)

Die Ermittlung der korrigierten Spannung kann damit über eine lineare oder eine logarithmische Korrektur der sich mit der Stauchung Δl ändernden Querschnittsfläche A der Prüfkörper erfolgen.

Dem Spannungs-Verzerrungs-Diagramm können die jeweilige Bruchfestigkeit β^D (=Höchstwert der Vertikalspannung bzw. der Deviatorspannung) sowie die Bruchverzerrung $\varepsilon_{\ln-\text{Bruch}}$ entnommen werden. Als Kurzzeitfestigkeit β^D wird entsprechend *Bild 4.10* der Spannungszustand definiert, bei dem während des Versuchs eine lokale Zerstörung im Prüfkörper mit der Folge einer deutlichen Lastabnahme eintritt. Die zu diesem Spannungswert korrespondierende Stauchung wird als Bruchstauchung $\varepsilon_{\text{Bruch}}^-$ bezeichnet. Als Restfestigkeit β_{Rest}^D

wird entsprechend *Bild 4.10* das im Nachbruchbereich nach größeren Deformationen realisierte Spannungsniveau bezeichnet. Die Verformungsmoduli im Vor- und Nachbruchbereich werden als Sekantensteigung zwischen den Wendepunkten der Ent- und Wiederbelastungszyklen festgelegt.

Über die klassische Messung von Axialdruck, Manteldruck, Axialverformung und Temperatur hinaus wurde die Volumenänderung der Prüfkörper während des Versuchs messtechnisch bestimmt. Zur Erfassung der Volumenänderung wird entsprechend *Bild 4.11* neben der induktiven Messung der axialen Prüfkörperdeformation Δl die volumetrische Änderung des Ölolumens in der Triaxialzelle ermittelt.

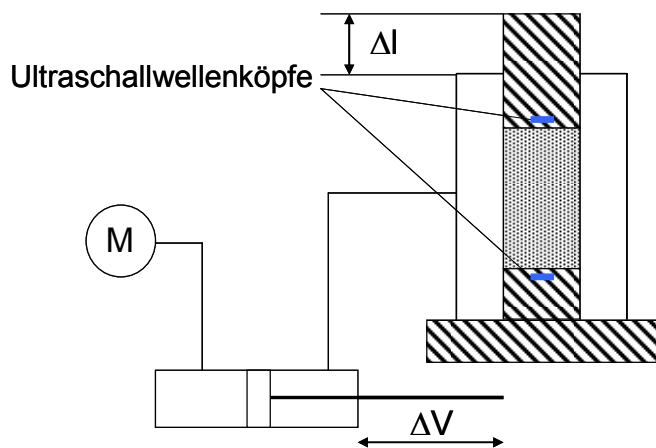


Bild 4.11: Prinzipskizze der Dilatanzmessung

Das während des Versuchs in der Triaxialzelle verdrängte Ölolumen $\pm \Delta V$ wird über einen doppelt wirkenden Messzylinder geführt. Dabei entspricht 1 mm Verfahrweg des Kolbens im Messzylinder einem konstruktiv definierten Volumen von 2,6 ml. Bei einer Messgenauigkeit der am Kolben des Messzylinders angeschlagenen Wegmessung von 1/100 mm können mit dem skizzierten System Volumenänderungen in der Größenordnung von 0,025 ‰ des Prüfkörpervolumens erfasst werden.

Die auf Grundlage der Volumenänderung des Gesteins festgelegte Dilatanzfestigkeit kennzeichnet entsprechend *Bild 4.12* diejenige Axialspannung σ_{1Dil} , bei der die volumetrische Prüfkörperdeformation ein Minimum ausweist (nach Überschreiten von $\min \epsilon_{vol}$ überwiegen dilatante Deformationen).

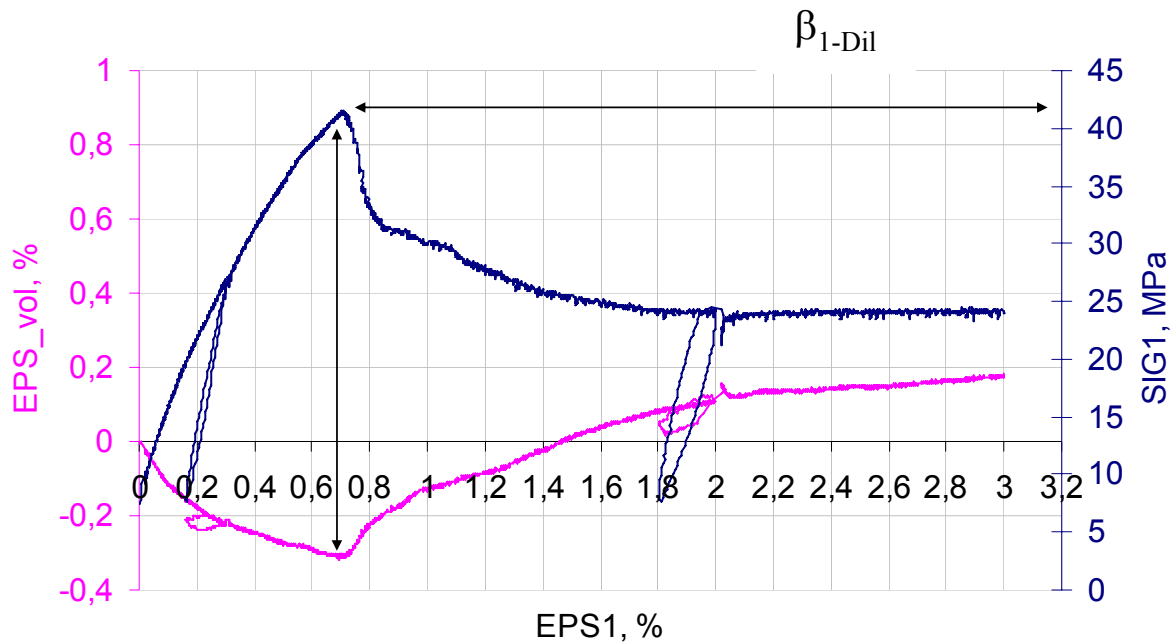


Bild 4.12: Festlegung der Dilatanzfestigkeit auf Grundlage der Volumenverzerrung

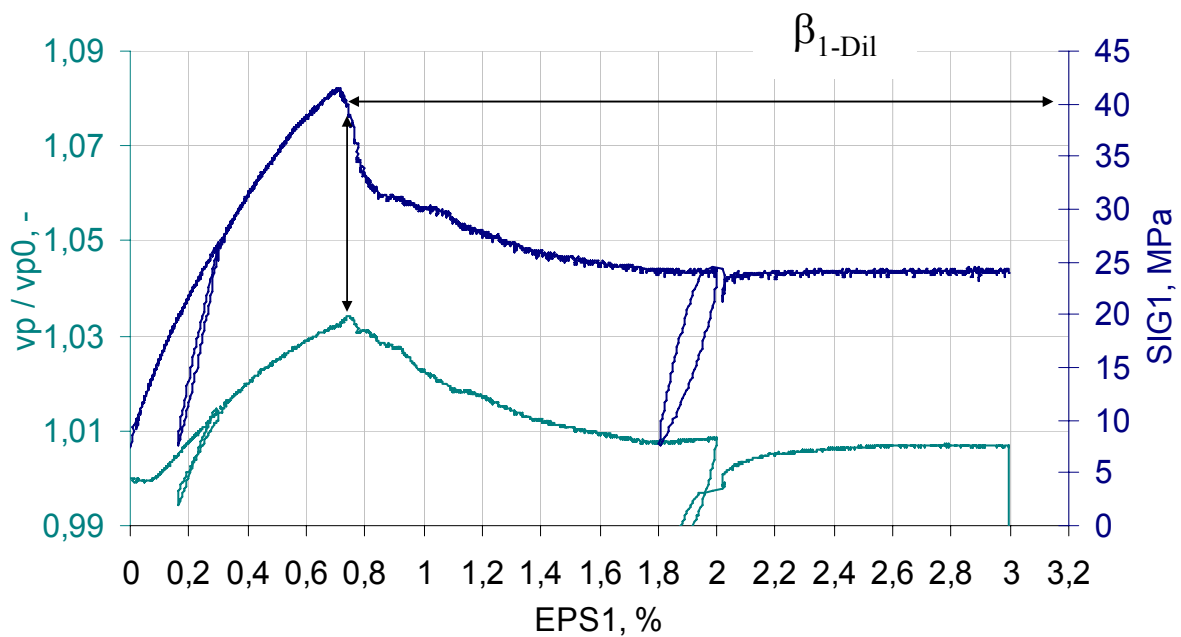


Bild 4.13: Festlegung der Dilatanzfestigkeit auf Grundlage der Schallwellenlaufgeschwindigkeit

Eine weitere Präzisierung der Dilatanzfestigkeit mittels der in Bild 4.13 gezeigten Ultraschallprüfköpfe konnte im Rahmen der Untersuchungen zur Versuchsserie 1 nicht bei allen

Versuchen erfolgen, da die diesbezüglich erforderlichen konstruktiven Änderungen der Prüfmaschinen noch nicht abgeschlossen waren.

Untersuchungen zur vergleichenden Festlegung der Dilatanzfestigkeit auf Basis der Volumendilatanz und einer online-Messung der Ultraschallwellenlaufzeiten erfolgen im Rahmen der Versuche Nr. 41-58. Durch die kontinuierliche Durchschallung der Prüfkörper während des Versuchs mit messtechnischer Aufzeichnung der Schallwellenlaufzeiten ist beabsichtigt, eine von der Volumenmessung unabhängige Festlegung der Dilatanzfestigkeit als demjenigen Beanspruchungsniveau zu treffen, bei dem infolge der Ausbildung von Materialschädigungen (Mikrofissuren) eine Reduktion der Schallwellenlaufzeiten beobachtet wird. Die in *Bild 4.13* exemplarisch dargestellten Untersuchungsergebnisse für die Probe Nr. 41 zeigen jedoch erst im Bruchbereich der Probe eine Reduzierung der Laufzeitenverhältnisse. Daher wird im Folgenden in Anlehnung an die Theorie nach *Horseman (2003)* zunächst das Dilatanzkonzept von Steinsalz auf Tongestein übertragen, das die Vorgänge während einer triaxialen Belastung wie folgt beschreibt: Im Rahmen der axialen Belastungserhöhung wird das Gestein zunächst etwa linear kompaktiert (Volumenabnahme). Bereits deutlich vor Erreichen des Bruchfestigkeitsniveaus wird der Vorgang der Kompaktion durch eine Volumenvergrößerung infolge der Ausbildung von Materialschädigungen (Mikrofissuren) überlagert, *Bild 4.14*.

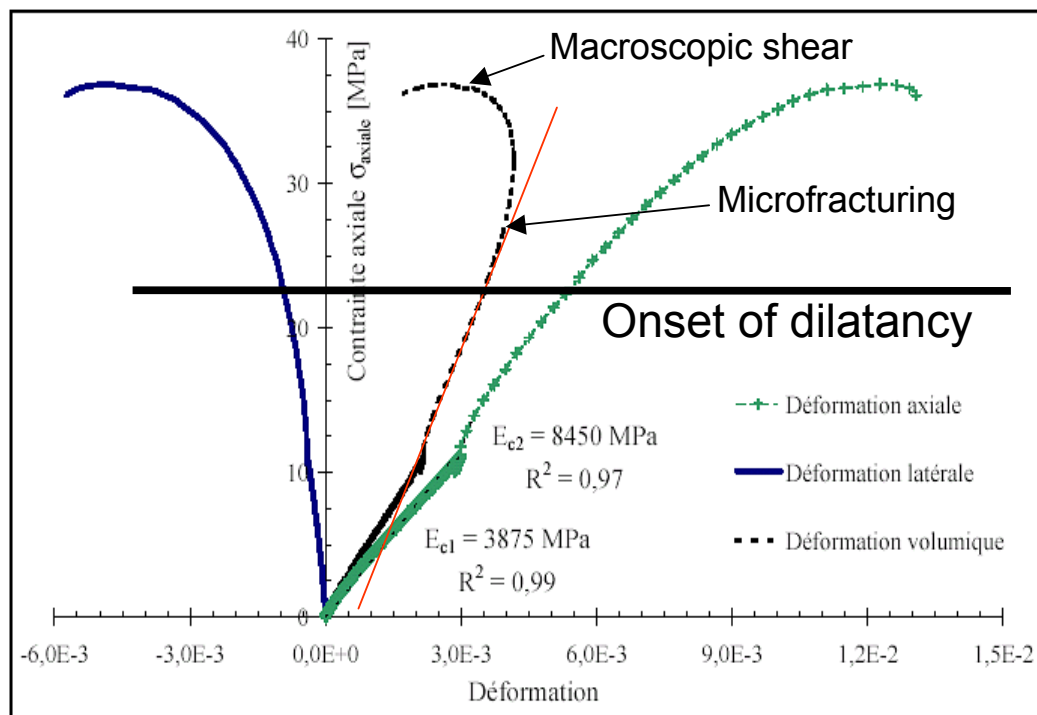


Bild 4.14: Ermittlung der Dilatanzfestigkeit für Tongestein aus Bure nach Horseman (2003)

Die Abweichung der gemessenen Volumendehnung von dem mit linearer Charakteristik verlaufenden Kompaktionsvorgang, der in *Bild 4.15* mit einer roten Linie idealisiert dargestellt ist und der der anfänglichen nichtlinear geprägten Kompaktionsphase (z.B. Schließen von Porenräumen) folgt, kennzeichnet das nachhaltige Einsetzen von Mikrofissuren und somit eine Überschreitung der Dilatanzfestigkeit (Dilatanzfestigkeit = Gefügefestigkeit).

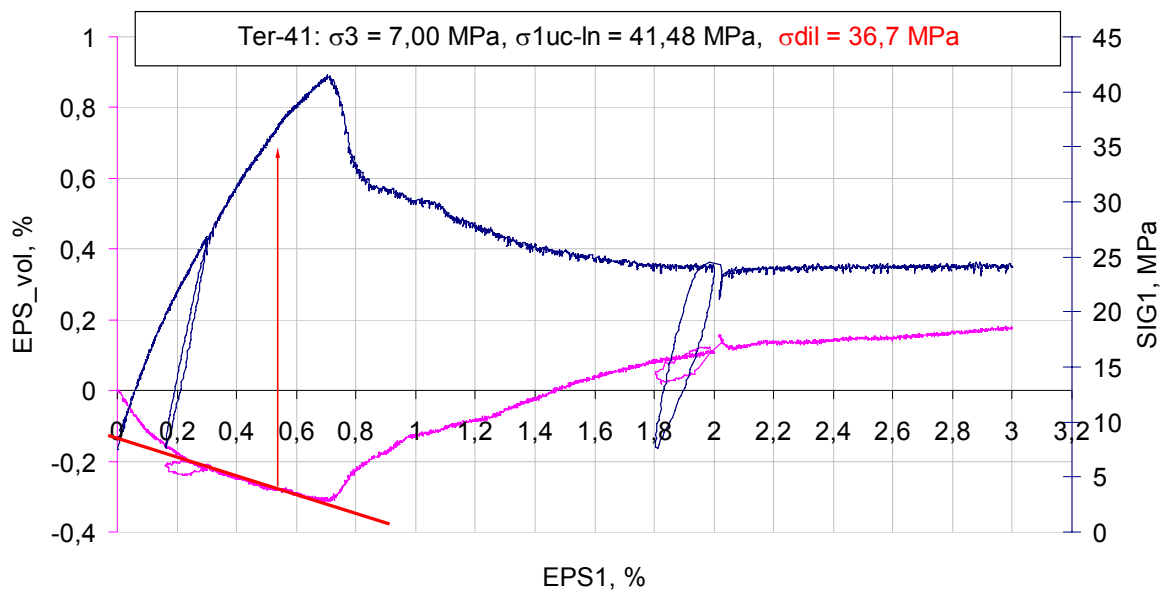


Bild 4.15: Ausgewählte Untersuchungsergebnisse für den Prüfkörper Nr. 41 zur Ermittlung der Dilatanzfestigkeit auf Basis der Volumendehnung



4.6.3 Versuchsergebnisse Tongestein

Bruchfestigkeit

Eine Zusammenstellung der im Rahmen triaxialer Kompressionsversuche an Tongestein der Lokation Mont Terri ermittelten Materialkenndaten zeigt *Tabelle 4.6*. Die Laboruntersuchungen erfolgten vornehmlich an den im Rahmen der Bohrungen BLT7 und BLT9 (Bezeichnung BSE und BRA) gewonnenen Prüfkörpern mit einer Ausrichtung der Schichtung parallel zur Prüfkörperachse (P-Proben). Die bei der Bohrung BLT8 gewonnenen Prüfkörper mit einer um ca. 45 ° geneigten Ausrichtung der Schichtung zur Prüfkörperachse (Z-Proben) zeigen tendenziell eine deutlich reduzierte Festigkeit.

Probe [Nr.]	Bohrung [-]	Durchmesser [mm]	Höhe [mm]	Manteldruck [MPa]	Deformationsrate [%/min]	T [°C]	β_1 [MPa]	β_{1c} [MPa]	β_{1c-lin} [MPa]	β_{1-dil} [MPa]	β_{1-Res} [MPa]	Wassergehalt [M-%]	Sättigungsgrad [-]	$\epsilon_{fracture}$ [%]	E_{EW} [MPa]	E_R [-]
1	BLT 7/13	90.0	180.0	2.00	0.025	25.00	26.22	26.08	26.08	18.46	-	7.25	1.00	0.53	-	-
2	BLT 7/11	90.0	180.0	4.00	0.025	25.00	31.88	31.66	31.65	31.50	-	7.30	1.00	0.70	-	-
3	BLT 7/1	90.0	180.0	6.00	0.025	25.00	29.09	28.88	28.88	28.07	-	6.37	1.00	0.75	-	-
4	BLT 7/12	90.0	180.0	9.00	0.025	25.00	41.00	40.67	40.67	40.50	-	7.20	1.00	0.75	-	-
5	BLT 7/10	90.0	180.0	2.00	0.025	25.00	24.85	24.73	24.73	21.67	-	7.10	1.00	0.49	-	-
6	BLT 7/10	89.9	180.0	4.00	0.025	25.00	26.40	26.25	26.25	25.70	-	7.25	1.00	0.60	-	-
14	BLT 7/4	90.0	180.0	2.00	0.025	25.00	23.90	23.78	23.78	23.78	10.00	-	-	0.50	23284	14648
15	BLT 7/4	90.0	180.0	2.00	0.025	25.00	20.09	19.98	19.98	19.00	10.00	-	-	0.60	6765	5439
17	BLT 8/6	90.0	180.0	0.50	0.1MPa/min	25.00	10.19	10.12	10.12	10.12	-	6.30	1.00	0.62	-	-
18	BLT 8/3	101.0	200.0	0.50	0.025	25.00	7.73	7.67	7.67	7.67	-	6.50	1.00	0.70	-	-
19	BLT 8/15	106.0	190.0	1.00	0.1MPa/min	25.00	7.44	7.41	7.41	7.30	-	6.30	1.00	0.42	-	-
20	BLT 8/2	90.0	180.0	2.00	0.025	25.00	9.15	9.09	9.09	9.00	-	6.80	1.00	0.58	-	-
21	BLT 8/7	101.0	200.0	3.00	0.1MPa/min	25.00	12.09	11.99	11.98	11.45	-	6.40	1.00	0.84	-	-
22	BLT 8/3	101.0	200.0	4.00	0.1MPa/min	25.00	9.66	9.18	9.16	9.07	-	6.40	1.00	0.52	-	-
23	BLT 8/15	100.6	187.5	5.00	0.1MPa/min	25.00	13.63	13.57	13.57	13.57	-	6.20	1.00	0.51	-	-
24	BLT 8/4	90.0	180.0	6.00	0.025	25.00	13.11	13.07	13.07	13.07	-	6.60	1.00	1.20	-	-
41	BSE 3/3	80.0	160.0	7.00	0.025	25.00	41.78	41.48	41.48	36.70	24.00	6.37	1.00	0.71	13609	8314
42	BSE 3/9	80.0	160.0	7.00	0.025	25.00	39.46	39.19	39.19	36.52	-	6.82	1.00	0.68	11598	-
43	BSE 3/8	80.0	160.0	5.00	0.025	25.00	30.14	29.96	29.96	25.60	13.18	6.62	1.00	0.62	11590	5888
44	BSE 3/8	80.0	160.0	5.00	0.025	25.00	33.77	33.57	33.57	27.90	19.55	6.57	0.99	0.57	8241	5585
45	BSE 3/8	80.0	160.0	3.00	0.025	25.00	25.46	25.36	25.36	21.10	-	6.52	0.99	0.42	7862	-
46	BSE 3/20	79.9	160.0	5.00	0.025	25.00	39.30	39.06	39.06	-	22.00	5.49	0.81	0.60	-	-
47	BSE 3/20	79.9	160.0	5.00	0.025	25.00	38.35	38.10	38.10	-	26.32	6.80	1.00	0.69	-	-
48	BSE 3/19	80.0	160.0	1.00	0.025	25.00	24.39	24.30	24.30	17.30	-	6.38	1.00	0.36	9036	-
50	BSE 3/9	80.0	160.0	7.00	0.025	25.00	46.70	46.33	46.33	-	26.33	5.33	0.78	0.80	-	-
51	BSE 3/4	80.0	160.0	1.00	0.025	25.00	18.62	18.57	18.57	12.70	-	6.61	1.00	0.28	9414	-
52	BSE 3/4	80.0	160.0	3.00	0.025	25.00	28.66	28.53	28.53	21.70	13.00	6.21	0.94	0.48	9049	6425
53	BSE 3/9	80.0	160.0	7.00	0.025	25.00	50.12	49.75	49.75	-	31.50	3.97	0.58	0.74	-	-
54	BSE 3/10	80.0	160.0	3.00	0.025	25.00	30.80	30.65	30.65	-	14.30	5.33	0.74	0.50	-	-
55	BSE 3/10	80.0	160.0	3.00	0.025	25.00	36.08	35.85	35.85	-	15.00	4.49	0.62	0.66	-	-
56	BRA 1/29	80.0	160.0	1.00	0.025	25.00	26.86	26.73	26.73	-	9.60	3.41	0.58	0.49	-	-
58	BRA 1/28	80.0	160.0	1.00	0.025	25.00	21.31	21.24	21.24	-	8.85	3.74	0.67	0.45	-	-

Tabelle 4.6: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse an Bohrkernmaterials der Lokation Mont Terri – Triaxiale Kompressionsbruchversuche

Insgesamt wurden entsprechend *Tabelle 4.6* Versuche mit variierten Manteldrücken von $\sigma_{23} = 0,5$ bis 9,0 MPa durchgeführt. Analog zu Salzgesteinen zeigen die untersuchten Tongesteine in der Tendenz eine Abhängigkeit der Bruchfestigkeit von der Minimalspannung. Auch kann der graphischen Auftragung der Bruchfestigkeiten β_{1c-lin} in Abhängigkeit von der Mini-

malspannung in *Bild 4.16* eine deutliche Zunahme der Bruchfestigkeit mit zunehmender Minimalspannung entnommen werden.

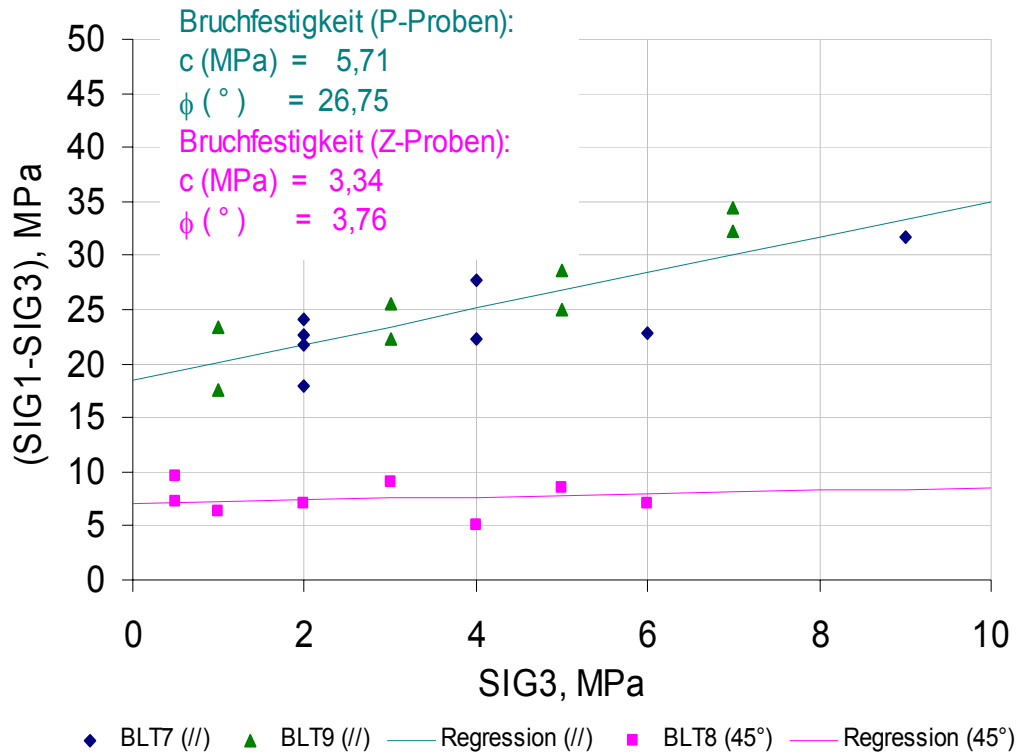


Bild 4.16: Ermittelte Bruchfestigkeiten β_{1c-l_n} in Abhängigkeit von der Minimalspannung

Mit Hilfe einer linearen Regression oder einer nachweisbezogen konservativen Abschätzung kann aus den Versuchsdaten mit Differenzierung nach der Herkunft/Lagerung des Bohrkernmaterials eine lineare Beziehung zwischen den Minimalspannungen und den Bruchspannungen abgeleitet werden. Die jeweils aus einer linearen Regression resultierende Ausgleichsgerade ist in *Bild 4.16* dargestellt. Für die untersuchten Tongesteine der Lokation Mont Terri wird ohne eine weiterführende Differenzierung bezogen auf Teufenlage, Lagerungsbedingungen oder mineralogische Zusammensetzung die Kohäsion für P-Proben der Bohrungen BLT7 und BLT9 berechnet zu $c = 5,71$ MPa und der Winkel der inneren Reibung $\phi \approx 27^\circ$. Für die Bohrung BLT8 wurden entgegen den in der Literatur beschriebenen laborativ ermittelten Daten wie z.B. *Bock (2001)* mit $c = 1,0$ MPa und $\phi = 23^\circ$ in einer ersten Abschätzung die Scherparameter mit $c = 3,34$ MPa und der Winkel der inneren Reibung mit $\phi \approx 4^\circ$ bestimmt.

Im Gegensatz zu Steinsalz konnten für das untersuchte Bohrkernmaterial keine signifikanten Unterschiede zwischen Bruchfestigkeit und Dilatanzfestigkeit aus der Volumenänderung der Prüfkörper und auch aus der Änderung der Schallwellenlaufzeiten mit der bestehenden Mess-

technik abgeleitet werden. *Bild 4.17* zeigt eine Gegenüberstellung der ermittelten Messdaten. Für kleine Minimalspannungen zeigt die Dilatanzfestigkeit Werte von durchschnittlich 70-80 % der Bruchfestigkeit, wohingegen sich die Dilatanzgrenze bei Minimalspannungen $\sigma_{23} > 10$ MPa der Bruchfestigkeitsgrenze stark annähert.

Es ist allerdings vorgesehen, den Verhältnissen bei Tongestein angepasst die Messtechnik noch zu modifizieren (z.B. maschinenbezogene Modifikation der Bauart der Ultraschallwellenköpfe, Messung / Auswertung der primären und sekundären Schallwellen (Longitudinal- bzw. Transversalwellen)).

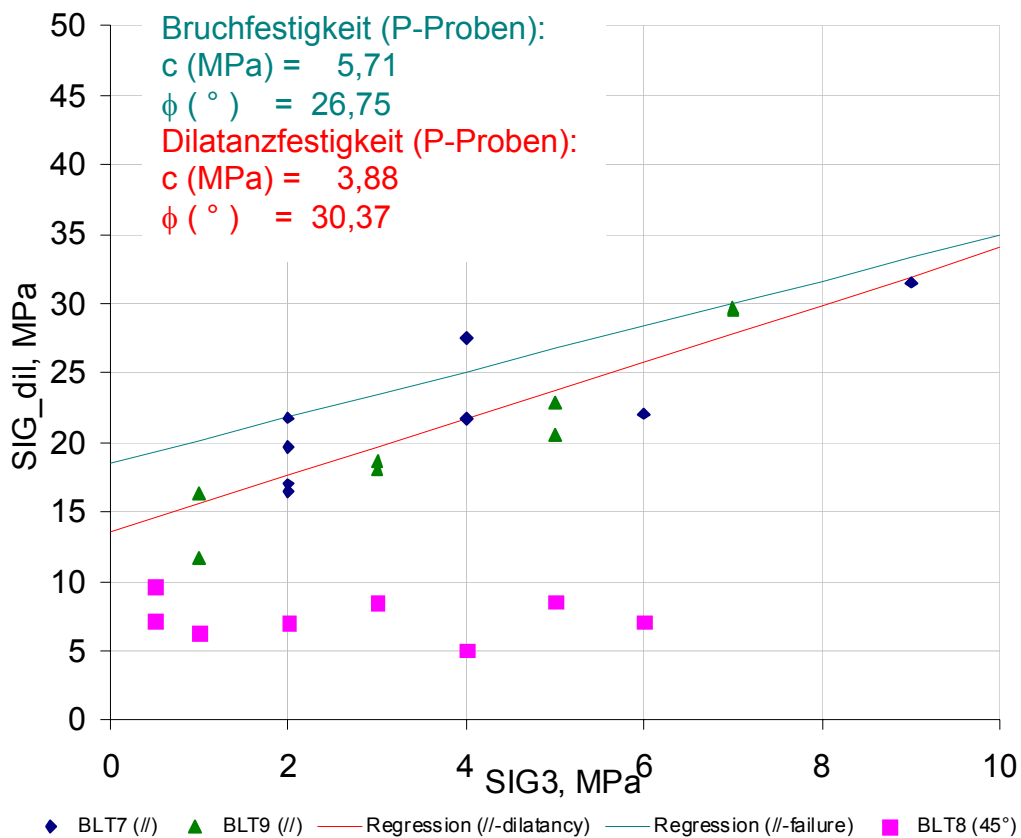


Bild 4.17: Ermittelte Dilatanzfestigkeiten für das untersuchte Bohrkernmaterial aus Mont Terri

Bruchdeformationen

In Bild 4.18 sind die aus den Ergebnissen der Kurzzeitversuche abgeleiteten Bruchdeformationen $\varepsilon_{1,f}^-$ (Bruchstauchungen) aufgetragen. Eine lineare Regression der entsprechend der Lokation und der Schichtungsausrichtung gekennzeichneten Bruchstauchungen zeigt, dass das untersuchte Tongestein bezüglich der Bruchdeformationen bei Bohrkernmaterial mit $\alpha = 0^\circ$ (BLT7, BLT9 \rightarrow P-Proben) eine relativ systematisch mit der Minimalspannung zunehmend und in nur sehr geringem Maße lokationsbezogene Abhängigkeit aufweisen, während sich bei dem Bohrkernmaterial mit $\alpha = 45^\circ$ (BLT8 \rightarrow Z-Proben) ein eher uneinheitliches Bild ergibt, das von einer relativ großen Streubreite geprägt ist. Analog zu Steinsalz zeigt sich bei dem untersuchten Tongestein damit tendenziell ebenfalls eine (wenn auch nur sehr geringfügige) Zunahme der Bruchstauchung bei zunehmender Minimalspannung; allerdings sind die Bruchverzerrungen absolut gesehen mit Zahlenwerten von generell $\varepsilon_{1,f}^- < 1\%$ signifikant kleiner als bei Steinsalz.

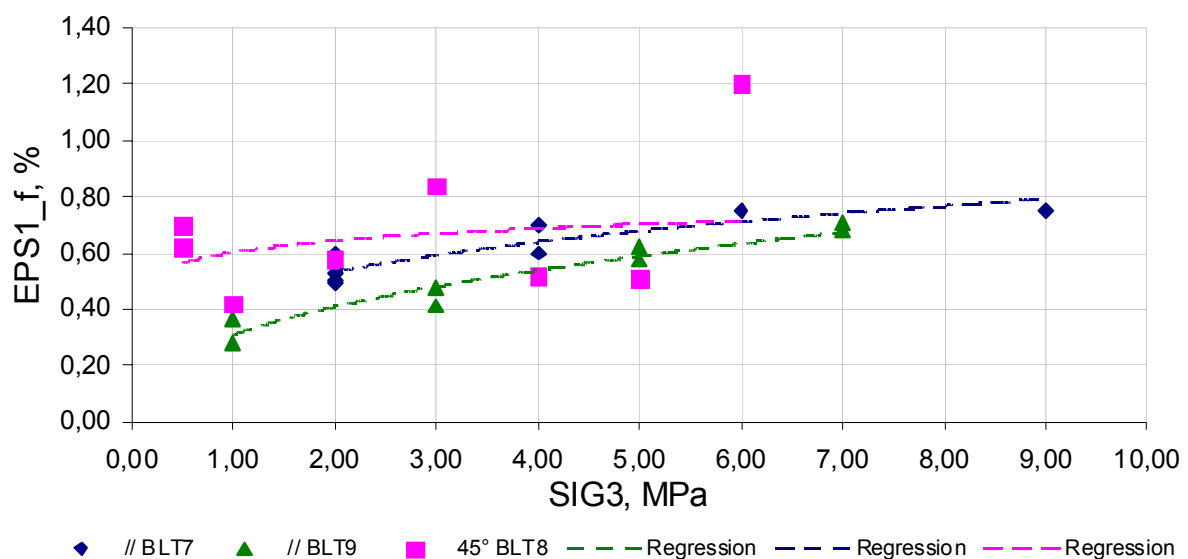


Bild 4.18: Ermittelte Bruchstauchungen an Tongestein aus Mont Terri für S- und Z-Proben

4.7 Versuchsergebnisse zum anisotropen Festigkeitsverhalten von Tongestein

Entsprechend den bereits dargestellten mechanischen Eigenschaften von Tongestein ist die Ermittlung der im Vergleich zur Gesteinsmatrix reduzierten Schichtflächenfestigkeit von

grundlegender Bedeutung für eine hinreichend zuverlässige Abschätzung der Gesteinsfestigkeit sowie bei der Übertragung der laborativ ermittelten Gesteinsparameter auf das Gebirge zur zahlenmäßigen Charakterisierung der Gebirgsfestigkeit. In Ergänzung zu den Triaxialversuchen können auch Rahmenscherversuche durchgeführt werden mit dem Vorteil, dass die Schichtflächenscherfestigkeit mit einer indirekten Ableitung der Scherfestigkeit durch entsprechenden Einbau des Prüfkörpers in das Versuchsgerät direkt ermittelt werden kann. *Bild 4.19* zeigt exemplarisch ein τ / u – Diagramm mit Angabe der ermittelten Scherfestigkeit τ_f bzw. Restscherfestigkeit τ_{fr} bei einer vorgegebenen Normalspannung σ_N .

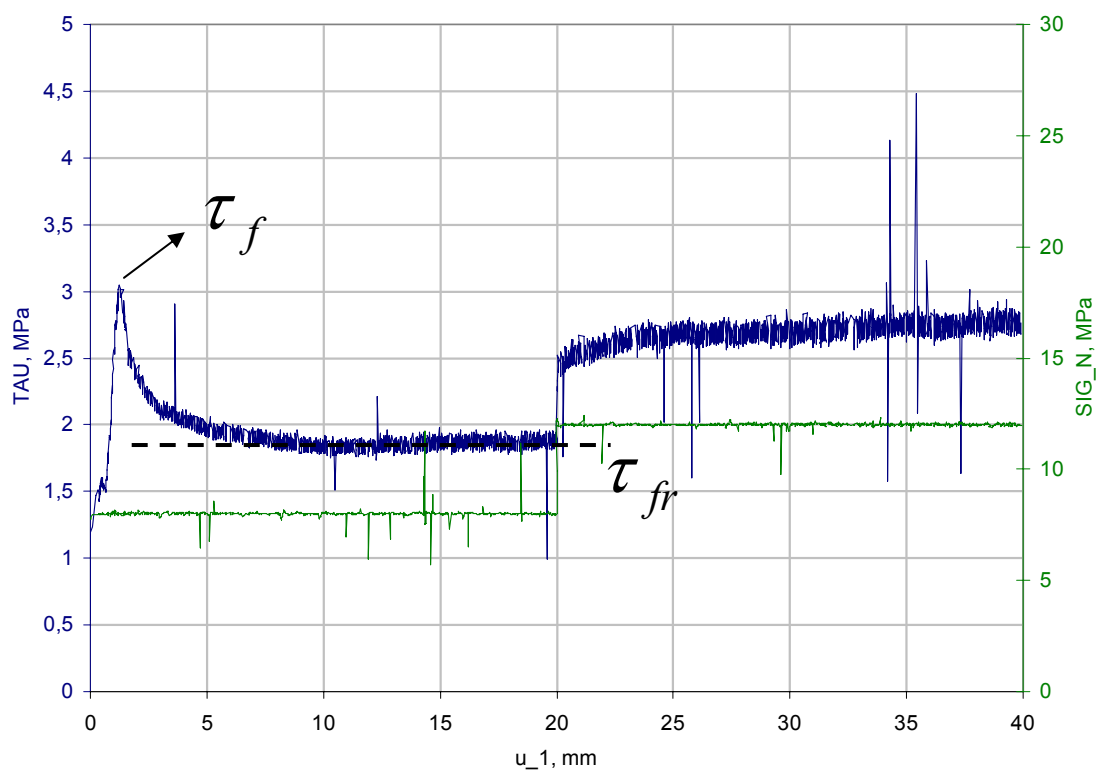


Bild 4.19: τ / u – Diagramm mit Angabe von Scherfestigkeit τ_f bzw. Restscherfestigkeit τ_{fr} bei vorgegebener Normalspannung σ_N

Mit direkten Scherversuchen ist es damit auch möglich, die Schichtflächenscherfestigkeit eines Prüfkörpers zu ermitteln, der senkrecht zum Schichtungsverlauf erbohrt wurde. *Bild 4.20* zeigt dazu neben einem Rahmenscherversuchsgerät Versuchsergebnisse im Vergleich. Im Vergleich mit den aus triaxialen Kompressionsbruchversuchen ermittelten und schichtungsspezifisch untersuchten Bruchfestigkeiten nach *Bock (2001)* zeigt sich eine als Ergebnis der eigenen Untersuchungen erheblich reduzierte Schichtflächenfestigkeit, die annähernd der in

Rahmenscherversuchen erhaltenen Restfestigkeit bei senkrechter Anordnung der Schichtflächen bezogen auf die vorgegebene Scherfläche entspricht.

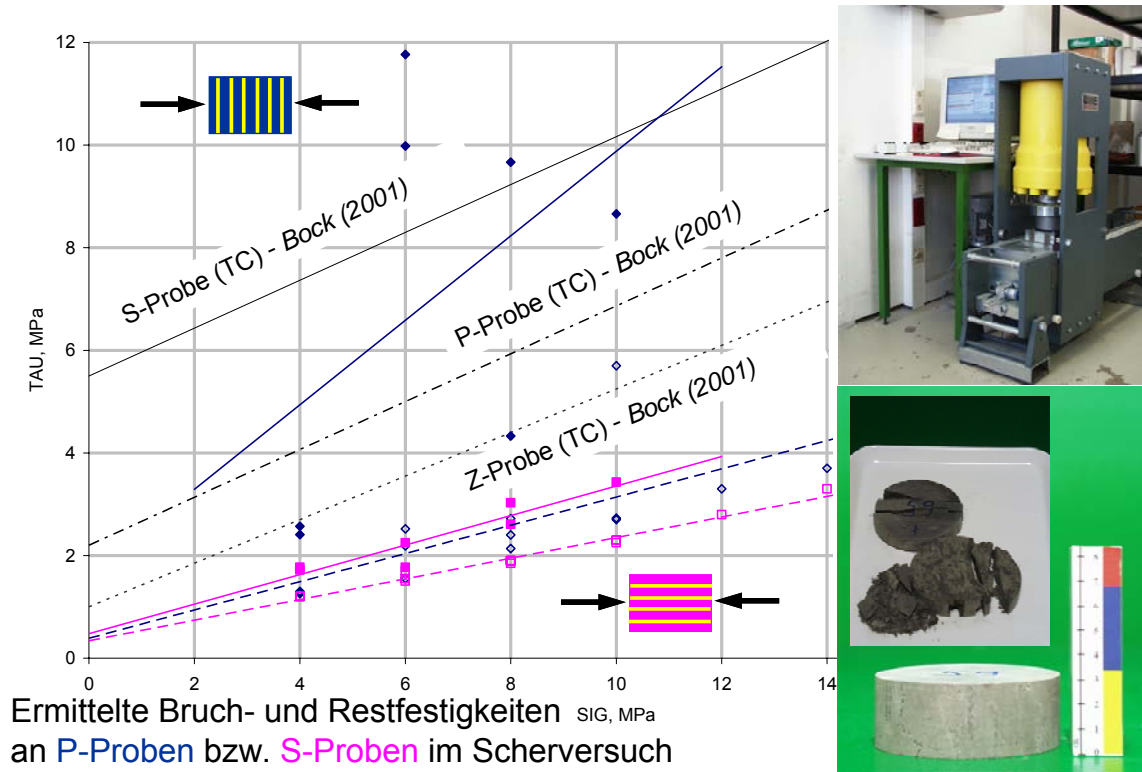


Bild 4.20: Einfluss der Gesteinsschichtung auf das Tragvermögen

4.8 Versuchsergebnisse zum wassergehaltsabhängigen Festigkeitsverhalten von Tongestein

Die mechanischen Eigenschaften von Tongesteinen werden weitgehend durch die Ausbildung der Mikrostruktur bestimmt, die neben der Mineralzusammensetzung vornehmlich geprägt ist durch den Kompaktionsgrad und den davon abhängigen absoluten bzw. relativen Wassergehalt (Sättigungsgrad). Makroskopisch zeigt sich dieser Zusammenhang u.a. durch die signifikante Abhängigkeit der Festigkeit und des Deformationsverhaltens vom Wassergehalt. In der Tendenz gilt:

- (1) Bei hohen Wassergehalten ist das Deformationsverhalten eher elasto-plastisch, während bei geringen Wassergehalten eine Abnahme der Deformationsfähigkeit zu beobachten ist und sich das Deformationsverhalten einer linear-elastischen Charakteristik annähert.

- (2) Mit höheren Wassergehalten nimmt die Bruchfestigkeit tendenziell ab, während geringe Wassergehalte bei Sättigung (bedingt durch die höhere Kompaktion und den dadurch geringeren Partikelabstand mit Zunahme der atomaren Bindungskräfte) und bei Teilsättigung (bedingt durch die Auswirkung von Kapillarspannungen) zu einer wesentlichen Erhöhung der Festigkeit und auch einer Zunahme der Steifigkeit führen. Das Bruchverhalten ist in beiden Fällen eher als sprödebruchartig zu kennzeichnen.

Für das Tragverhalten von Tongesteinen folgt daraus: Die wetterführungsbedingte konturnahe Austrocknung des Gesteins in den Grubenbauen während der Bau- und Betriebsphase ist zunächst ein positiver Effekt, der bei entsprechend geringer Permeabilität und nach Abbau des Porenwasserdrucks durch Reduzierung des relativen Wassergehaltes (Sättigungsgrades) zur Erhöhung der Tragfähigkeit des konturnahen Gebirges beiträgt, *Bild 4.21*. Allerdings ist hier zu beachten, dass sich bei einer zu starken Austrocknung auch Schrumpfrisse ausbilden können, die sich dann der vorherigen Verfestigung überlagern und insgesamt zu einer Entfestigung des Gesteins führen.

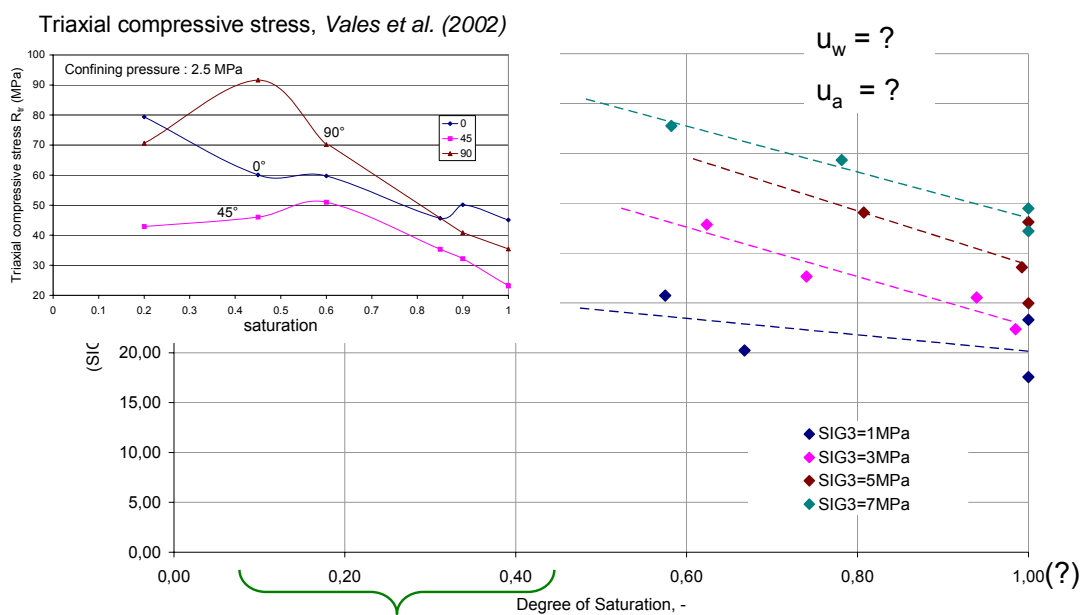


Bild 4.21: Einfluss einer Teilsättigung auf das Festigkeitsverhalten

Schrumpfrisse mit negativen Folgen insbesondere für die im ungeschädigten (wassergesättigten) Zustand geringe Tongesteinspermeabilität können sich auch ausbilden, wenn das Tongestein im Nahfeld der abgelagerten Abfälle durch die wärmeentwicklungsbedingte Temperaturerhöhung austrocknet. Bei Abkühlung können ebenfalls bedingt durch eine behinderte De-

formationsfähigkeit des Gesteins so genannte Thermospannungen und dadurch bedingte thermospannungsinduzierte Risse entstehen (Zwängsspannungen). Die nach Verschluss des Endlagers erfolgende Wiederaufsättigung der Porenräume führt zu zeitabhängigen Deformationen und möglicherweise auch zu einer Selbstabdichtung der durch die Auffahrung und Offenhaltung der Grubenbaue konturnah aufgelockerten Gebirgsbereiche, *NTB 02-03 (2002)*.

4.9 Triaxialversuche zur Ermittlung des zeitabhängigen Materialverhaltens von Tonstein

4.9.1 Versuchsaufbau und Versuchstechnik

Die Durchführung von Dauerstandversuchen unter triaxialer Kompressionsbeanspruchung (TCc) erfolgt mit den bereits in *Bild 4.5* gezeigten Prüfanlagen an Prüfkörpern mit einem Durchmesser von $d = 90$ mm und einer Länge von $l = 180$ mm. Mit den ergänzend in *Bild 4.22* dargestellten Dauerstanddruckwaagen werden TCc-Versuche an Prüfkörpern mit einem Durchmesser von $d = 40$ mm und einer Länge von $l = 80$ mm durchgeführt.

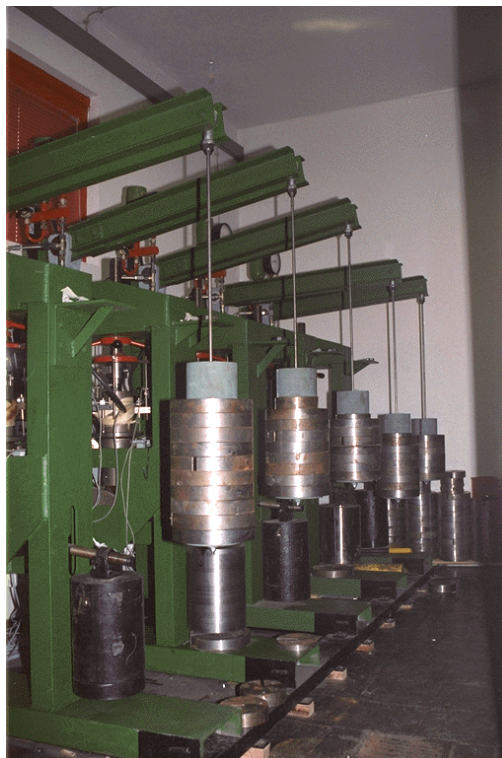


Bild 4.22: Prüfanlagen für Kriechversuche am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik



Die über einen Hebelarmmechanismus gravimetrisch aufgebrachte Axiallast der Kriechstände beträgt max. 200 kN. Die Triaxialzellen können mit einem konstanten Manteldruck von max. 60 MPa beaufschlagt werden. Die messtechnische Überwachung der triaxialen Kriechversuche erfolgt rechnergesteuert mittels

- drei Induktivwegaufnehmern, deren Mittelwert als Messwert für die Registrierung der axialen Prüfkörperstauchung herangezogen wird,
- einer Kraftmessdose, die unmittelbar zwischen der Triaxialzelle und der unverschieblich gelagerten Kopfplatte des Belastungsrahmens die axiale Prüfkörperbelastung ermittelt,
- einem Absolutdruckaufnehmer zur kontinuierlichen Messung und Überwachung des Manteldruckes in der Zelle sowie
- einem Pt100 Aufnehmer zur Kontrolle der vorgegebenen Temperatur.

Um die Prüfkörper gegen ein Eindringen des Druckmediums zu schützen, sind sie vor dem Einbau in die Triaxialzellen mit Gummischläuchen ummantelt worden.

4.9.2 Versuchsdurchführung

Nach dem Einbau der Prüfkörper in die Triaxialzellen wurde zunächst durch wechselseitige Erhöhung von Axiallast und Manteldruck ein isotropes Spannungsniveau entsprechend dem vorgegebenen Manteldruck eingestellt. Nach 24 h Standzeit unter isotropen Spannungsniveau bei Raumtemperatur erfolgte schließlich die deviatorische Laststeigerung durch Auflegen von Gewichten mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $\dot{\sigma} = 500 \text{ MPa/h}$.

Um während des gesamten Versuches die Axialspannung konstant zu halten, ist die Axiallast in Abhängigkeit von der verformungsbedingten Änderung des Prüfkörperquerschnitts in regelmäßigen Abständen neu berechnet und durch Nachlegen von Gewichten in definierten Zeitintervallen korrigiert worden.

Während der Kriechversuche sind die installierten Messwertaufnehmer jedes Kriechstandes (3 Induktivwegaufnehmer, 1 Kraftmessdose, 1 Absolutdruckaufnehmer, 1 Pt100 Aufnehmer) in Intervallen von 30 Minuten abgefragt und die ermittelten Messwerte elektronisch gespeichert worden.

4.9.3 Versuchsergebnisse für Tongestein

(a) Vergleich Tongestein - Steinsalz

Eine Zusammenstellung der aus den Messwerten der Kriechversuche abgeleiteten Verzerrungs-/Zeit-Diagramme und Belastungs-/Zeit-Diagramme wird in *Bild 4.23* exemplarisch für den Prüfkörper MT8 gezeigt (Mehrstufenversuch). Während die graphische Darstellung der aufgetragenen Belastung über die Versuchszeit die Einhaltung der vorgegebenen und abschnittsweise konstanten Versuchsrandbedingungen dokumentiert, wird im Verzerrungs-/Zeit-Diagramm eine Zunahme der Deformationen im Lauf der Zeit auch bei konstanter Beanspruchung sichtbar, so dass ein zeitabhängiges Deformationsverhalten des Prüfkörpers vorliegt. Allerdings kann ohne Vergleich die Ausprägung des Kriechvermögens nicht eingeschätzt werden.

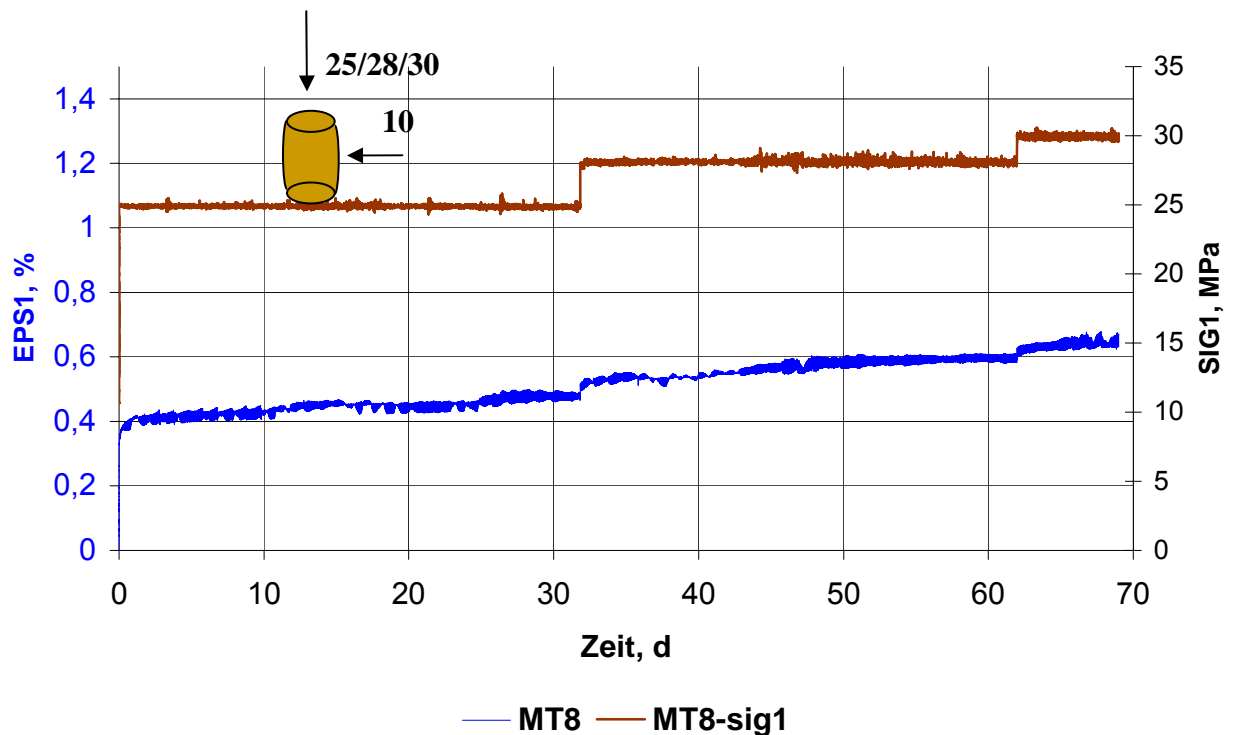


Bild 4.23: Exemplarische Verzerrungs / Zeit- und Belastungs / Zeit-Diagramme für Prüfkörper Nr. 8 zur Ermittlung des zeitabhängigen Deformationsverhaltens

Bild 4.24 zeigt daher zum Vergleich das für einen Kriechversuch an Steinsalz typische Deformationsverhalten in Form eines Verzerrungs / Zeit-Diagramms. Die Messkurve zeigt deutlich eine ausgeprägte transiente Kriechphase zu Beginn des Versuchs nach Ende der Erstbelastungsphase und auch nach Ende der Belastungserhöhung sowie das Einsetzen des stationä-

ren Kriechverhaltens etwa 10 bis 15 Tage nach Versuchsbeginn bzw. nach Belastungserhöhung.

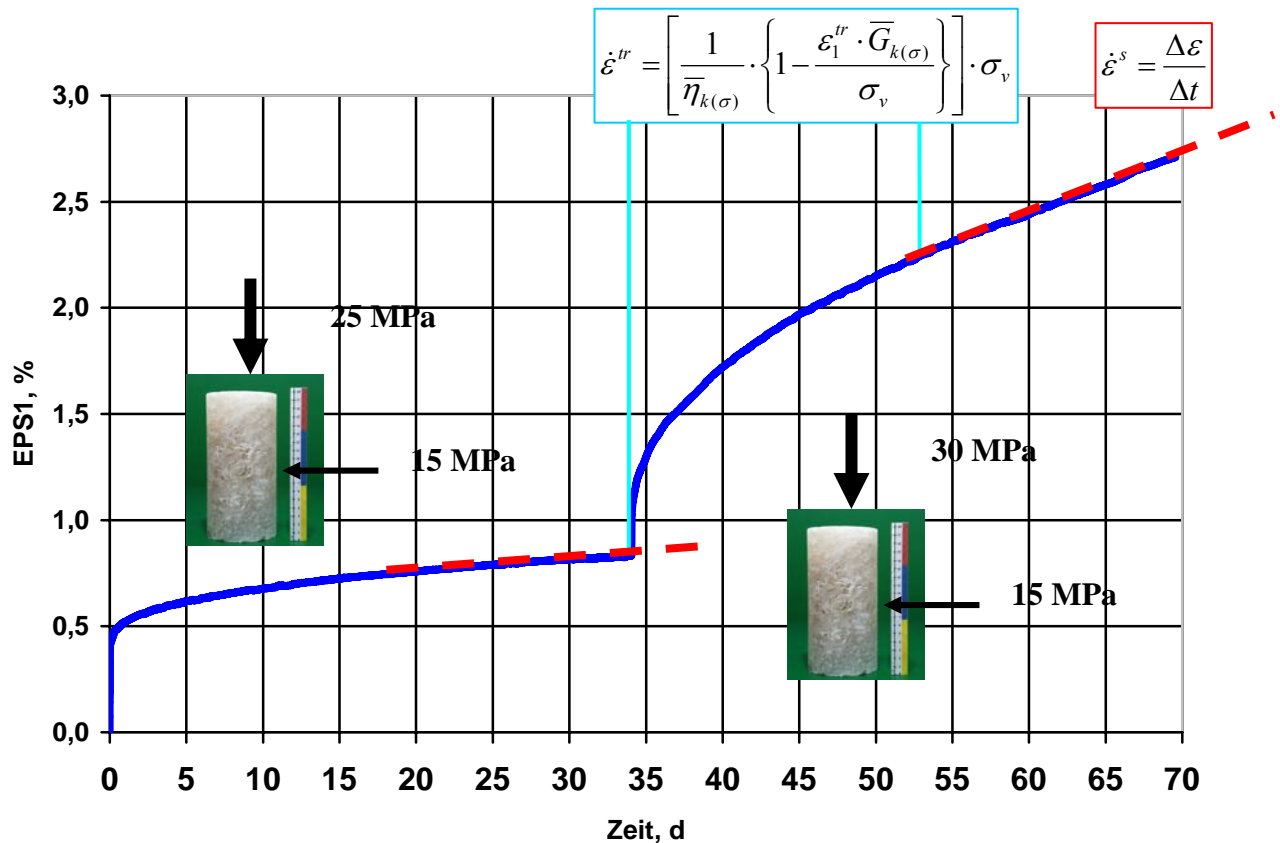


Bild 4.24: Transientes und stationäres Deformationsverhalten von Steinsalz bei triaxialer Kompressionsbeanspruchung

Dieses transiente Kriechverhalten ist bei Tongesteinen nur in sehr geringem Maße vorhanden. Die stationäre Kriechrate ergibt sich aus der Steigung der Verzerrungs / Zeit-Kurve. Die Steigung der Versuchskurve ist dabei signifikant vom Beanspruchungsniveau (Deviatorspannung) abhängig. Je größer die deviatorische Beanspruchung, desto größer ist auch die Steigung und damit die Kriechrate.

Folglich sind zur Bestimmung der stationären Kriechrate Dauerstandversuche bei unterschiedlichen Beanspruchungsniveaus durchzuführen.

Ein erster qualitativer Vergleich zwischen Bild 4.23 (Tongestein) und Bild 4.24 (Steinsalz) zeigt, dass der Tongesteinsprüfkörper bei etwa gleicher Änderung der Deviatorspannung in sehr viel geringerem Maße mit einer Zunahme der Kriechrate reagiert als der Steinsalzprüfkörper.

Insgesamt sind die stationären Kriechraten bei gleicher Deviatorspannung bei dem Tongesteinsprüfkörper signifikant geringer als bei dem Steinsalzprüfkörper.

Bild 4.25 zeigt das zeitabhängige Deformationsverhalten von Steinsalz und Tongestein im direkten Vergleich bei etwa gleichen Deviatorspannungen. Auch hier ist der signifikante Unterschied in der quantitativen Ausprägung zu sehen. Dabei wird das Kriechverhalten des Tongesteins in Relation zu Steinsalz maßgeblich durch die folgenden Faktoren charakterisiert:

- ein im Vergleich zu Steinsalz relativ geringes Kriechvermögen,
- eine gering ausgeprägte Beanspruchungsabhängigkeit der stationären Kriechrate und
- keine signifikante transiente Kriechphase bei Beanspruchungserhöhung.

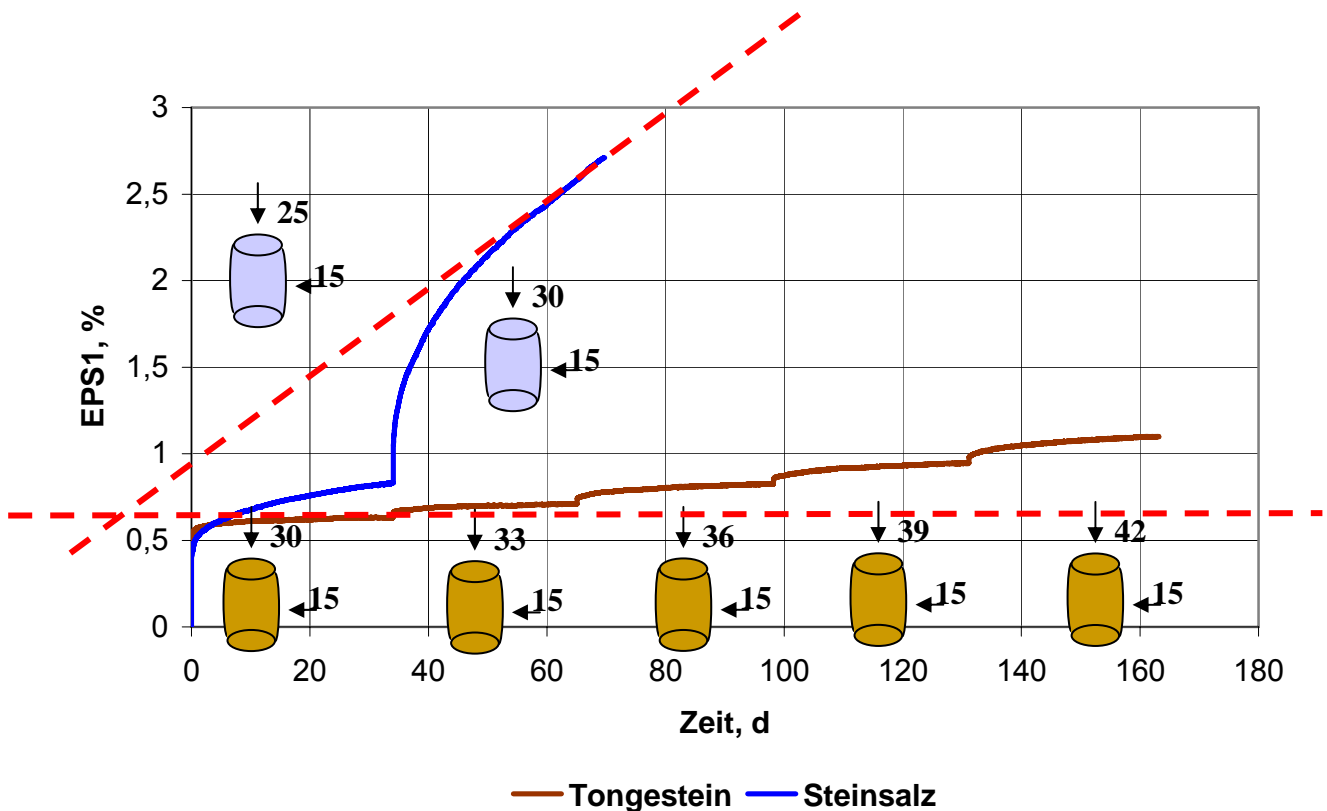


Bild 4.25: Zeitabhängiges Deformationsverhalten von Steinsalz und Tongestein im Vergleich

Bild 4.26 gibt einen weiteren Eindruck von dem relativ zu Steinsalz gesehen nur geringen Kriechdeformationen eines exemplarisch ausgewählten Tongesteinprüfkörpers. Der Versuch erfolgte über einen Zeitraum von etwa einem halben Jahr bei einer Beanspruchungsintensität von ca. 35 -60 % der Bruchfestigkeit. Die gemessenen zeitabhängigen Verzerrungen liegen in einem Bereich von $\epsilon_1 = 0,01\%$ bis $\epsilon_1 = 0,03\%$ für einen Versuchszeitraum von $t = 20$ Tagen.

Für den Prüfkörper mit einer Länge von $l = 80 \text{ mm}$ bedeuten diese Verzerrungen eine zeitabhängige Deformation von $\Delta l \approx 0,01 \text{ mm}$. Für die Versuchstechnik liegen diese geringen Deformationen im unteren Grenzbereich für einen für Steinsalz verwendeten Messwertaufnehmer. Ein Detailausschnitt der Kriechkurve aus *Bild 4.26* zeigt in *Bild 4.27* die zweite Laststufe mit vergrößertem Maßstab.

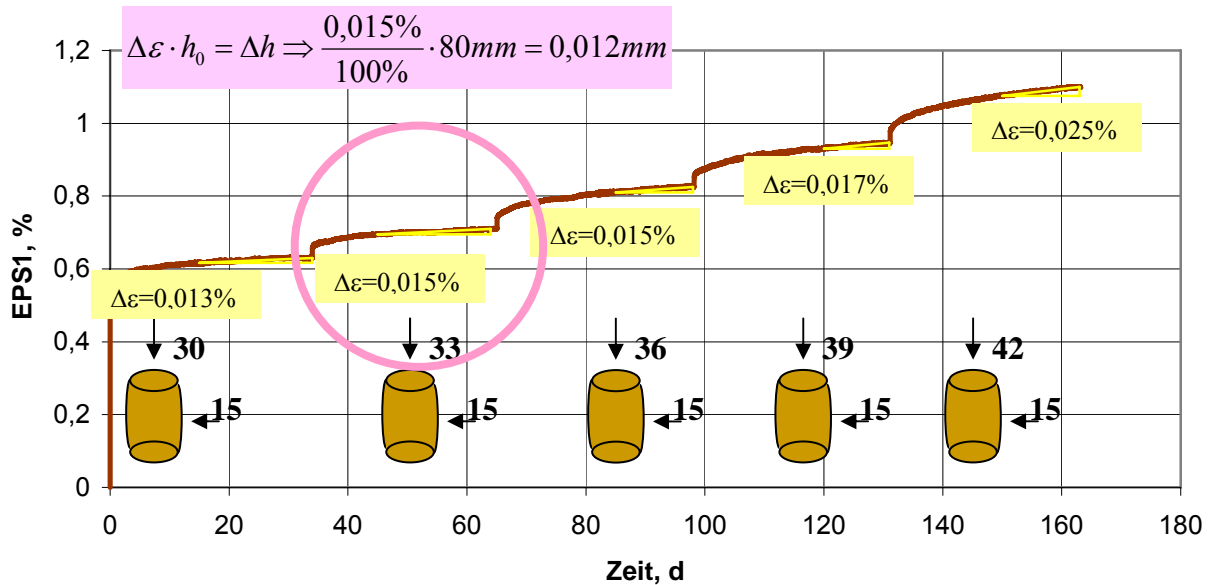


Bild 4.26: Kriechkurve eines 5-stufigen Triaxialversuchs mit Tongestein

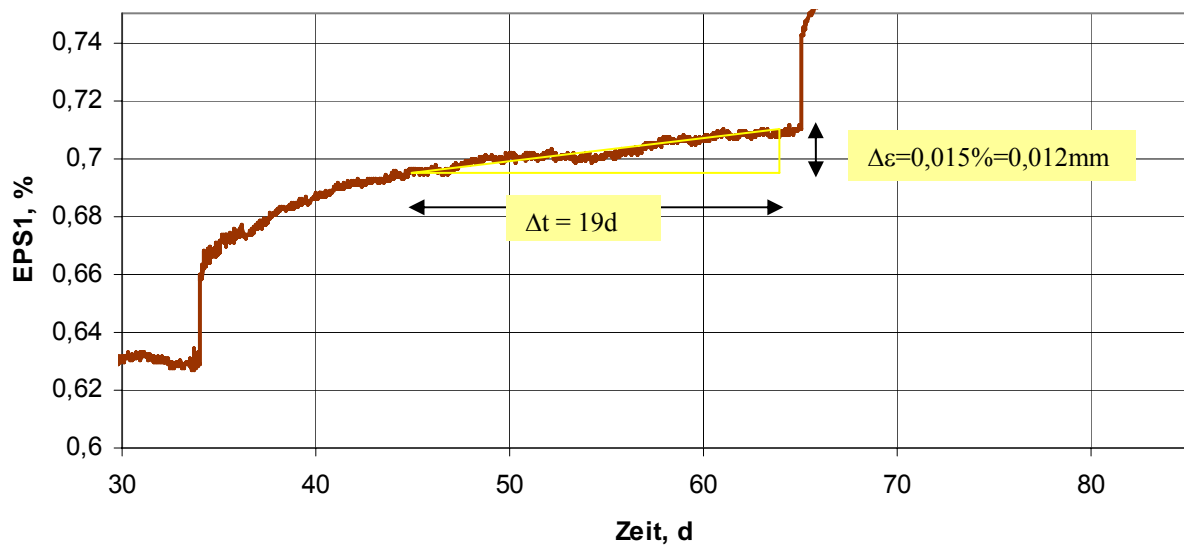


Bild 4.27: Detailausschnitt der zweiten Laststufe aus Bild 4.26

Bezugnehmend auf die geringen zeitabhängigen Deformationen, die bei den durchgeführten Laborversuchen gemessen worden sind, können nachstehend einige Empfehlungen für die Durchführung von Kriechversuchen an Tongesteinen formuliert werden:

- Verwendung von Verformungsmesswegaufnehmern mit hoher Genauigkeit,
- Verhältnis von Probenlänge zu Probendurchmesser im Bereich von 2 bis 3,
- Maximale Prüfkörperabmessungen sowie
- Versuchszeit je Laststufe in der Größenordnung von 50 bis 60 Tagen (oder auch wenn möglich >60 d).

(b) Untersuchungsprogramm und Versuchsdaten Tongestein

Bild 4.27 gibt einen Eindruck der in 5 triaxialen Mehrstufen-Versuchen gemessenen zeitabhängigen Deformationen.

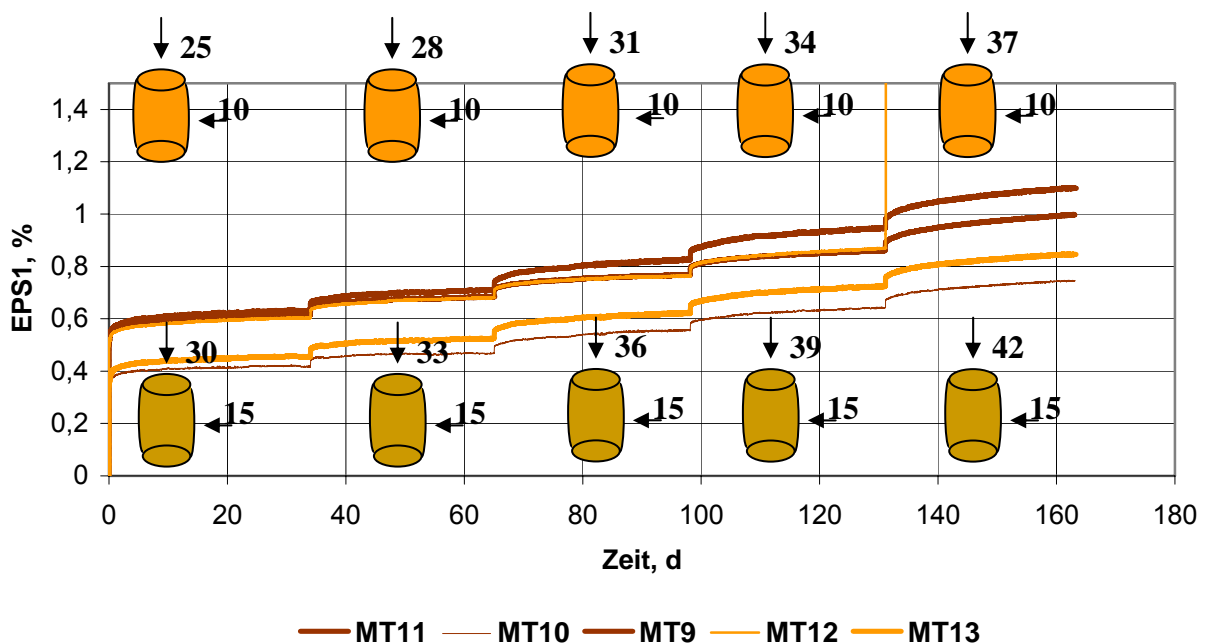


Bild 4.27: Versuchsergebnisse der Prüfkörper Nr. 9 bis Nr. 13 ($h/d = 80\text{mm}/40\text{mm}$)

Die Darstellung zeigt einen qualitativ relativ einheitlichen Verlauf der Messkurven. Quantitativ liegen größere Unterschiede vor. Allerdings sind die wesentlichen Unterschiede in den Deformationen bereits bei der Aufbringung der ersten Belastungsstufe aufgetreten. Bis auf Prüfkörper Nr. 12 sind die fünf Versuche mit fünf Laststufen über einen Zeitraum von insgesamt 162 Tagen durchgeführt worden. Prüfkörper Nr. 12 ist bei der Belastungserhöhung zur

5. Laststufe zerbrochen. Alle in *Bild 4.27* dargestellten Versuche sind an Tonsteinprüfkörpern mit einer Länge von $l = 80$ mm und einem Durchmesser von $d = 40$ mm durchgeführt worden. Drei der fünf dargestellten Versuche wurden bei einer Minimalspannung von $\sigma_{2,3} = 15$ MPa, zwei Versuche bei einer Minimalspannung von $\sigma_{2,3} = 10$ MPa durchgeführt. Jeder Prüfkörper ist stufenweise mit einer Deviatorspannung von $\sigma_v = 15$ MPa bis 27 MPa mit Belastungsschritten von jeweils $\Delta\sigma_v = 3$ MPa belastet worden.

Bild 4.28 zeigt die Ergebnisse von drei ergänzend durchgeführten Laborversuchen an größeren Tonsteinprüfkörpern mit einer Länge von $l = 180$ mm und einem Durchmesser von $d = 90$ mm. Diese Versuche wurden einheitlich bei einer Minimalspannung von $\sigma_{2,3} = 10$ MPa durchgeführt.

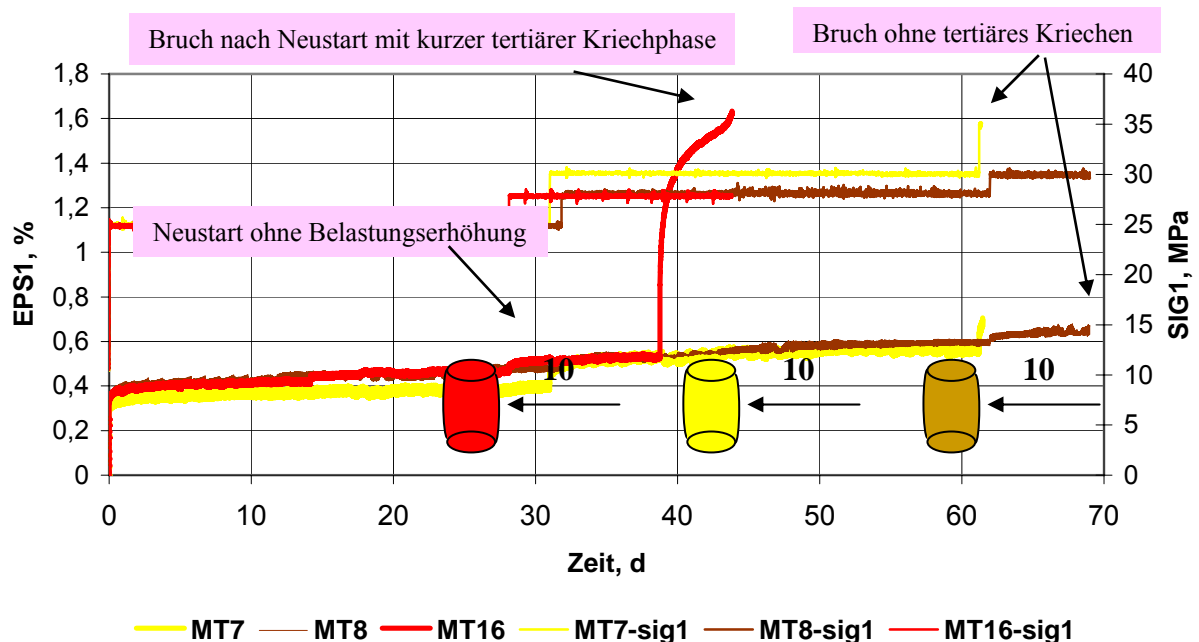


Bild 4.28: Versuchsergebnisse der Prüfkörper Nr. 7, Nr. 8 und Nr. 16 ($h/d = 180\text{mm}/90\text{mm}$)

Prüfkörper Nr. 7 ist mit Deviatorspannungen von $\sigma_v = 15$ MPa, 20 MPa und 25 MPa beansprucht worden. Bei der Belastungserhöhung zur dritten Laststufe zerbrach der Prüfkörper allerdings.

Prüfkörper Nr. 8 wurde mit Deviatorspannungen von $\sigma_v = 15$ MPa, 18 MPa und 20 MPa beansprucht. Der Prüfkörper zerbrach 7 Tage nach Beginn der dritten Laststufe ohne Anzeichen von tertiärem Kriechen.

Prüfkörper Nr. 16 ist mit Deviatorspannungen von $\sigma_v = 15$ MPa und 18 MPa beansprucht worden. Bedauerlicherweise musste die auf diesen Prüfkörper aufgebrachte Belastung auf-

grund von elektronischen Problemen zweimal neu gestartet werden. Die zweite unfreiwillige Belastungserhöhung führte nach einer kurzen tertiären Kriechphase zum Bruch.

(c) Ermittlung von Kriechparametern

Um das zeitabhängige Deformationsverhalten von Tonstein der Lokation Mont Terri in einem physikalischen Modell abzubilden, sind zunächst in *Bild 4.29* die aus den triaxialen Laborversuchen abgeleiteten stationären Kriechraten dargestellt. Das doppelt logarithmische Diagramm zeigt die Abhängigkeit der stationären Kriechrate von der Deviatorspannung. Jeder dargestellte Punkt kennzeichnet die aus Messdaten abgeleitete Kriechrate für eine Laststufe.

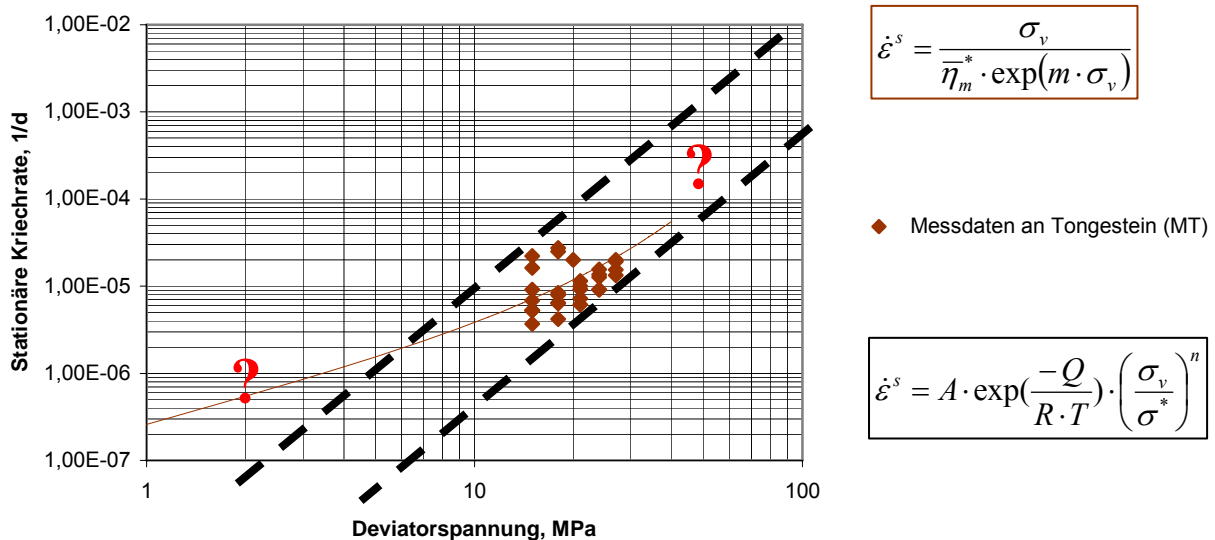


Bild 4.29: Versuchsergebnisse aus triaxialen Laborversuchen an Tonstein der Lokation Mont Terri

Zusätzlich sind in *Bild 4.30* die Ergebnisse eines Kriechversuchs an Tonstein der Lokation Mont Terri nach *BGR (2005)* dargestellt. Die aus diesem Versuch abgeleiteten stationären Kriechraten sind im Vergleich und ergänzend zu den eigenen Versuchsergebnissen in *Bild 4.31* eingefügt. Weiterhin zeigt *Bild 4.31* einen Größenbereich für die stationäre Kriechrate bei einer Deviatorspannung von $\sigma_v = 10$ MPa, der in *NTB 02-03 (2002)* angegeben ist.

Es zeigt sich, dass diese Streubreite bei konstanter Deviatorspannung in der Größenordnung von einer Dekade etwa auch der selbst gemessenen Streubreite entspricht. Auch fügen sich die Messwerte recht gut in das eigene Messdatenkollektiv ein. Allerdings bleibt offen, wie die

Versuchsdaten über den Beobachtungsbereich hinaus verlaufen (konstante oder doch eher degressive Kriechrate, evtl. auch akzelerierte Kriechrate).

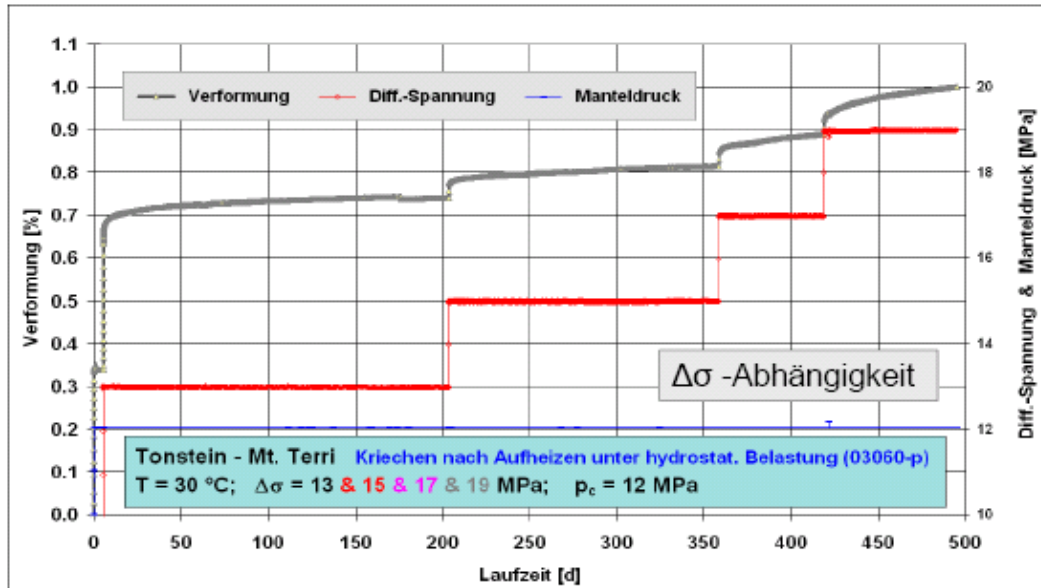


Bild 4.30: Versuchsergebnisse aus triaxialen Laborversuchen an Tonstein der Lokation Mont Terri nach BGR (2005)

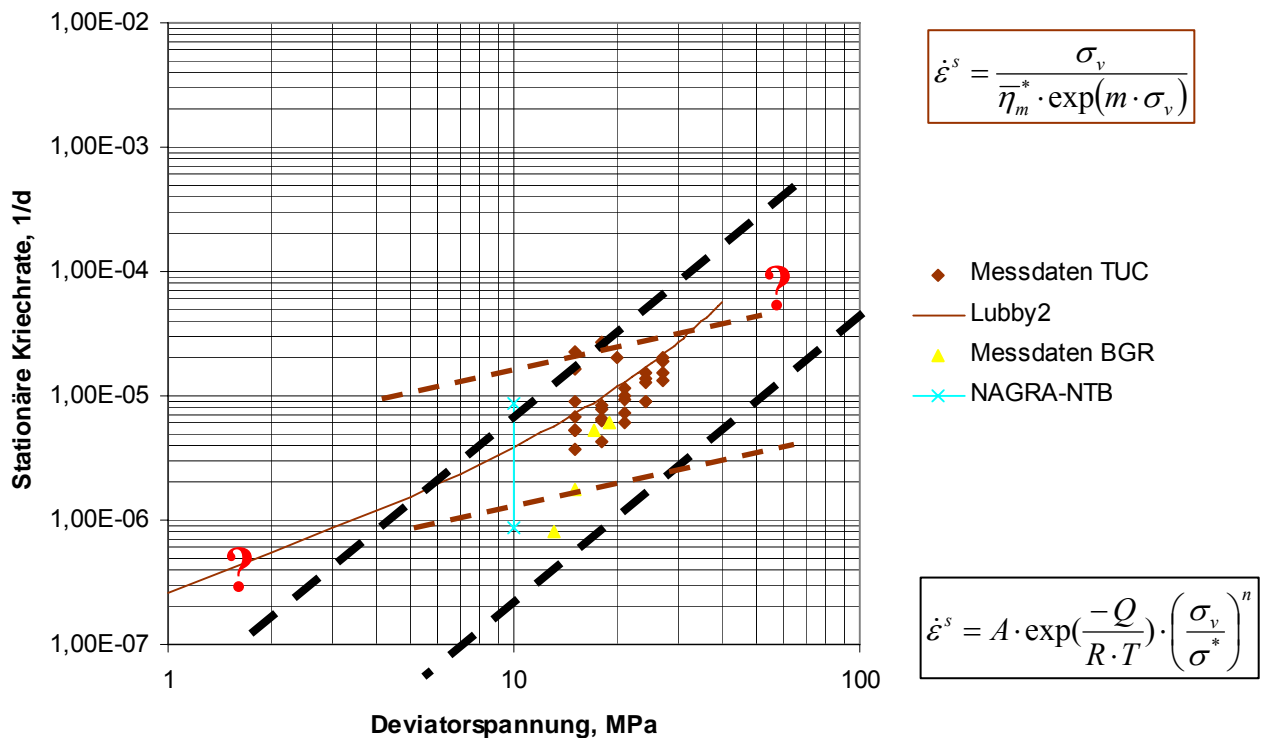


Bild 4.31: Vergleich von Versuchsergebnissen aus triaxialen Laborversuchen an Tonstein der Lokation Mont Terri aus verschiedenen Bohrungen

Der Ansatz einer stationären Kriechrate gilt damit streng genommen nur für den Beobachtungsbereich. Die bei der Anwendung erfolgende Extrapolation auf größere Zeiträume ist dann eher spekulativ. Zusammenfassend dokumentiert *Bild 4.31* eine relative große Streubreite der ermittelten stationären Kriechraten über einen Messbereich, der bei Einschluss der BGR-Daten die Größenordnung von 1,5 Zehnerpotenzen erreicht, einhergehend mit einer im Vergleich zu Steinsalz relativ geringen Spannungsabhängigkeit.

Bei der Betrachtung der Versuchsdaten und ihrer Streubereiche erscheint es kaum möglich, einen Stoffmodellansatz mit einigermaßen zumindest in der Tendenz belegter Extrapolationsfähigkeit über den Messbereich hinaus zu identifizieren (z.B. Potenz- oder Exponentialansatz).

Um die Versuchsergebnisse trotz der relativ großen Streubreite der ermittelten stationären Kriechraten sowie der relativ geringen Spannungsabhängigkeit und des offensichtlich auch relativ eng begrenzten Beanspruchungsbereiches, der angesichts der geringen absoluten Deformationen laborativ untersucht wurde, weiter eingrenzen und detaillierter dokumentieren zu können, wird als Ausgangsbasis bei der Parameterermittlung nicht das Datenkollektiv insgesamt gewählt, sondern es wird von den einzelnen Mehrstufenversuchen ausgegangen.

Bild 4.32 zeigt für variierte Beanspruchungsniveaus deutlich die relativ große Bandbreite der Ergebnisdaten an verschiedenen Tonsteinprüfkörpern derselben Lokation, während sich für Steinsalz eine (über einen allerdings erheblich größeren Beanspruchungsbereich) relativ klare Zuordnung stationäre Kriechrate – Deviatorspannung ablesen lässt. *Bild 4.33* zeigt ergänzend die Spannungsabhängigkeit der aus einem Mehrstufen-Versuch an Tonstein ermittelten stationären Kriechraten im Vergleich zu an verschiedenen Steinsalzprüfkörpern ermittelten Kriechraten. Hier zeigen die Versuchsergebnisse, die an einem einzigen Tonsteinprüfkörper bei variiertem Deviatorspannung ermittelt worden sind, dass sich nunmehr ebenfalls eine klare Abhängigkeit der stationären Kriechrate von der Beanspruchung ergibt. Allerdings wird bei dem direkten Vergleich auch die signifikant geringere Spannungsabhängigkeit der stationären Kriechrate bei Tongestein offensichtlich. Die zahlenmäßige Größe der Kriechdeformationen ist für $\sigma_v > 15$ MPa sicher deutlich geringer bei dem untersuchten Tongestein als bei Steinsalz; für $\sigma_v \leq 10$ MPa stellt sich bei der angedeuteten Extrapolation, die zu Kriechraten in gleicher Größenordnung führt, die Frage nach einem laborativen Beleg.

Um aufzuzeigen, welche stationären Kriechraten bei Tongestein überhaupt möglich sind, sind in *Bild 4.34* für verschiedene Lokationen die ermittelten Kriechraten zusammengestellt. Dar-

aus zu ersehen ist eine für Tonsteine grundsätzlich relativ geringe Spannungsabhängigkeit der stationären Kriechrate einhergehend mit einer doch relativ großen Streubreite der Messdaten, wobei für Spannungen $\sigma_v \leq 10$ MPa auch größere Kriechraten als bei Steinsalz möglich sind.

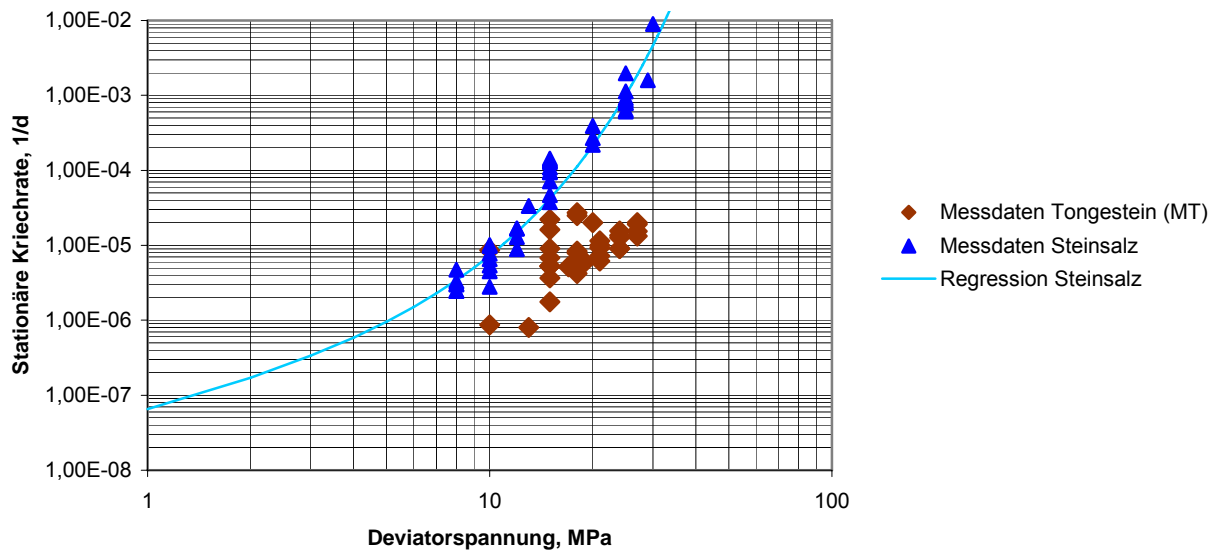


Bild 4.32: Vergleich stationärer Kriechraten von Steinsalz und Tonstein für **verschiedene** Prüfkörper aus einer Lokation

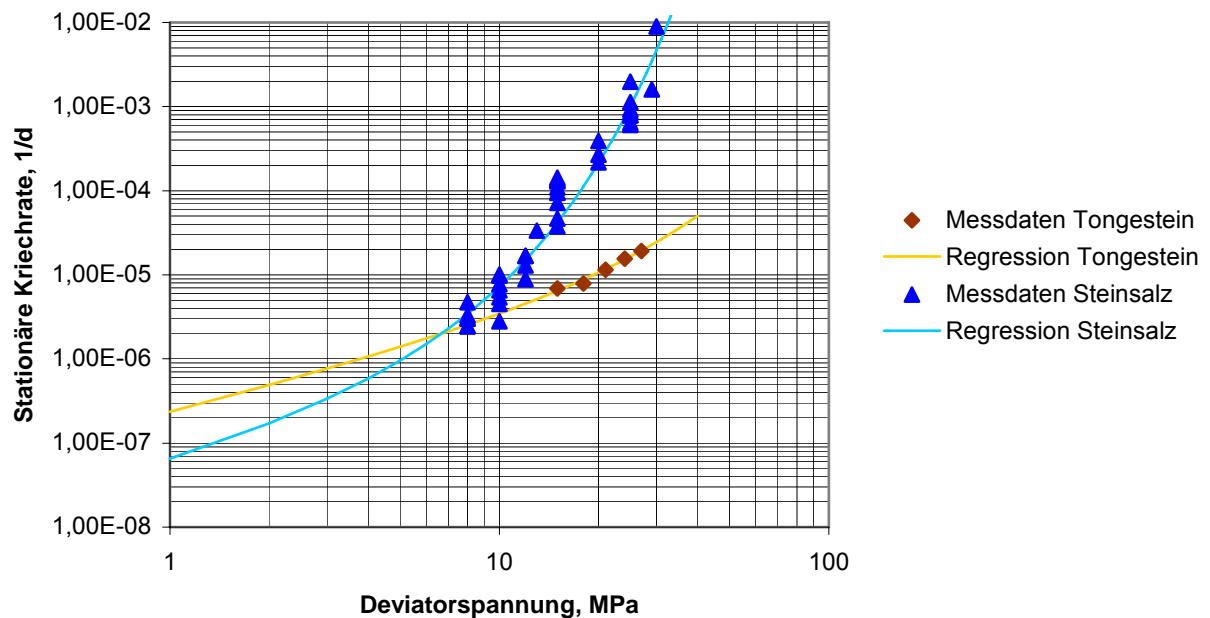


Bild 4.33: Vergleich von aus **einem** Mehrstufenversuch an Tonstein ermittelten stationären Kriechraten mit an **verschiedenen** Steinsalzprüfkörpern ermittelten stationären Kriechraten

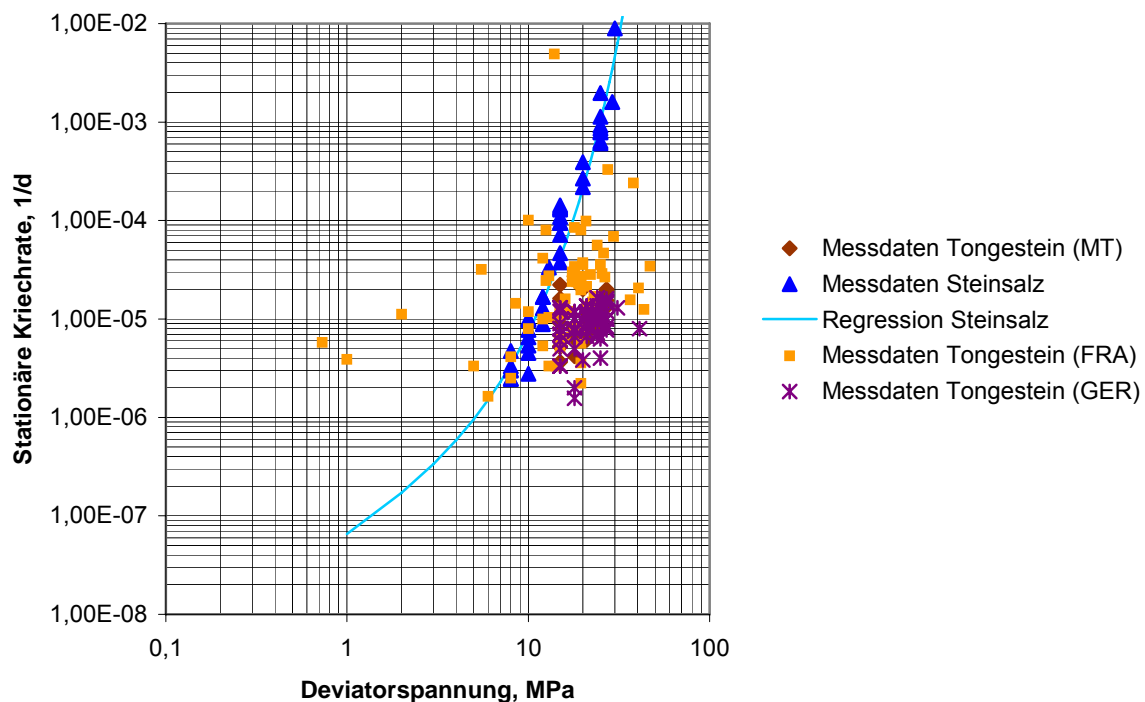


Bild 4.34: Vergleich stationärer Kriechraten von Steinsalz einer Lokation und von Tongesteinen verschiedener Lokationen

Bei der Ableitung der Materialkennwerte für das Stoffmodell *Lubby2* bzw. *How/Lux-T* für Tongestein der Lokation Mont Terri wird aufgrund dieser Befunde nunmehr folgender Weg eingeschlagen: Die Ermittlung der das stationäre Kriechverhalten beschreibenden Materialparameter des Stoffmodells *Lubby2* und entsprechend des Stoffmodells *How/Lux-T* zeigt Bild 4.35. Danach charakterisieren die Stoffmodellkennwerte $\bar{\eta}_m$ und m die stationäre Kriechrate in Abhängigkeit von der Deviatorspannung. Die Ableitung des *Maxwell*-Viskositätskoeffizienten $\bar{\eta}_m$ erfolgt aus den stationären Kriechraten $\dot{\epsilon}_1^s$. Der *Maxwell*-Viskositätskoeffizient $\bar{\eta}_m$ ist definiert als Quotient aus der Vergleichsspannung σ_V und der stationären Kriechrate $\dot{\epsilon}^s$. Je kleiner der *Maxwell*-Viskositätskoeffizient ist, desto größer ist die bei einer definierten Vergleichsspannung resultierende stationäre Kriechrate. Analog dem E-Modul, der die *zeitunabhängige Steifigkeit* eines Materials im *Hooke'schen* Stoffmodell beschreibt, beschreibt dieser Kennwert die *zeitabhängige Steifigkeit* eines viskosen Materials im Stoffmodell *Lubby2*. Für die Berechnung des Spannungsexponenten m und des Vorfaktors $\bar{\eta}_m^*$ werden die für einzelne Versuche / Laststufen abgeleiteten *Maxwell*-Viskositätskoeffizienten in einer halblogarithmischen Darstellung über der Vergleichsspannung aufgetragen, Bild 4.35. Die durch lineare Regression ermittelte Ausgleichsgerade durch

die Wertepaare $\ln(\bar{\eta}_{m(\sigma,T)})$ und σ_v liefert als Steigung den Spannungsexponenten m und als Achsenabschnitt den Parameter $\bar{\eta}_m^*$.

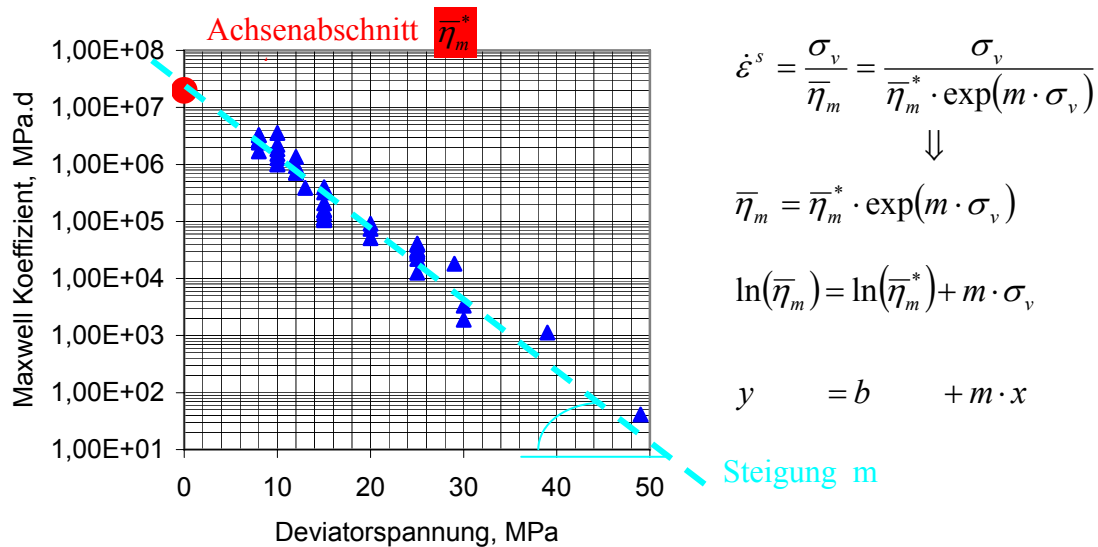


Bild 4.35: Ermittlung der das stationäre Kriechverhalten von Steinsalz beschreibenden Materialparameter des Stoffmodells Lubby2

Analog zu dieser Vorgehensweise zeigt Bild 4.36 die aus den Messergebnissen der an Tongestein der Lokation Mont Terri durchgeführten Laborversuche abgeleiteten Maxwell-Moduli im Vergleich zu den Steinsalz-Moduli. Offensichtlich zeigt sich in dieser halblogarithmischen Auftragung für das Steinsalz eine relativ eindeutige Linearität, während im Gegensatz dazu die aus Versuchen an Tongestein abgeleiteten Maxwell-Koeffizienten einen eher nicht eindeutig interpretierbaren Zusammenhang aufweisen.

An dieser Stelle zeigt sich sehr deutlich, dass sich das für Steinsalz verwendete Verfahren zur Ermittlung der Stoffmodellparameter bei der Übertragung auf Tongesteine als wenig geeignet oder sogar als ungeeignet erweist.

Auf der Grundlage der vorstehend beschriebenen Erfahrungen wird zur Ermittlung der die Kriechcharakteristik beschreibenden Materialparameter daher ein modifiziertes Verfahren angewendet. Wie Bild 4.37 links zeigt, sind bei Anwendung des vorstehend beschriebenen Verfahrens auf jeden einzelnen der mehrstufigen triaxialen Laborversuche an Tonstein ebenfalls relativ eindeutige Ergebnisse zu erwarten. Mit den so bestimmten Stoffparametern kann dann entsprechend Bild 4.37 rechts die stationäre Kriechrate als Funktion der Vergleichsspannung den Laborversuchen gegenübergestellt werden. Die Bilder 4.38 bis Bild 4.44 zeigen

in einer Gegenüberstellung die nach dieser Vorgehensweise für die Lokation Mont Terri laborativ ermittelten stationären Kriechraten im Vergleich mit den Kriechraten des physikalischen Modells. Zusätzlich sind die für die Einzelversuche abgeleiteten Stoffkennwerte angegeben.

Bild 4.45 zeigt abschließend eine Zusammenstellung der individuell für jeden Mehrstufen-Versuch ermittelten stationären Kriechraten in einem einzigen Diagramm. Aus dieser Darstellung ist nunmehr eine eindeutige Bandbreite in den spannungsabhängigen Kriechraten für das untersuchte Bohrkernmaterial der Lokation Mont Terri zu erahnen. Aus diesen Untersuchungen ergeben sich für den Maxwell-Viskositätskoeffizient $\bar{\eta}_m$ und den Spannungsexponenten m folgende Zahlenwerte:

(1) Obere Kriechcharakteristik (maximale Kriechrate):

$$\bar{\eta}_m^* = 8,0E06 \text{ MPa} \cdot d \text{ und } m = -0,06 \text{ 1/MPa}$$

(2) Untere Kriechcharakteristik (minimale Kriechrate):

$$\bar{\eta}_m^* = 1,5E07 \text{ MPa} \cdot d \text{ und } m = -0,06 \text{ 1/MPa}$$

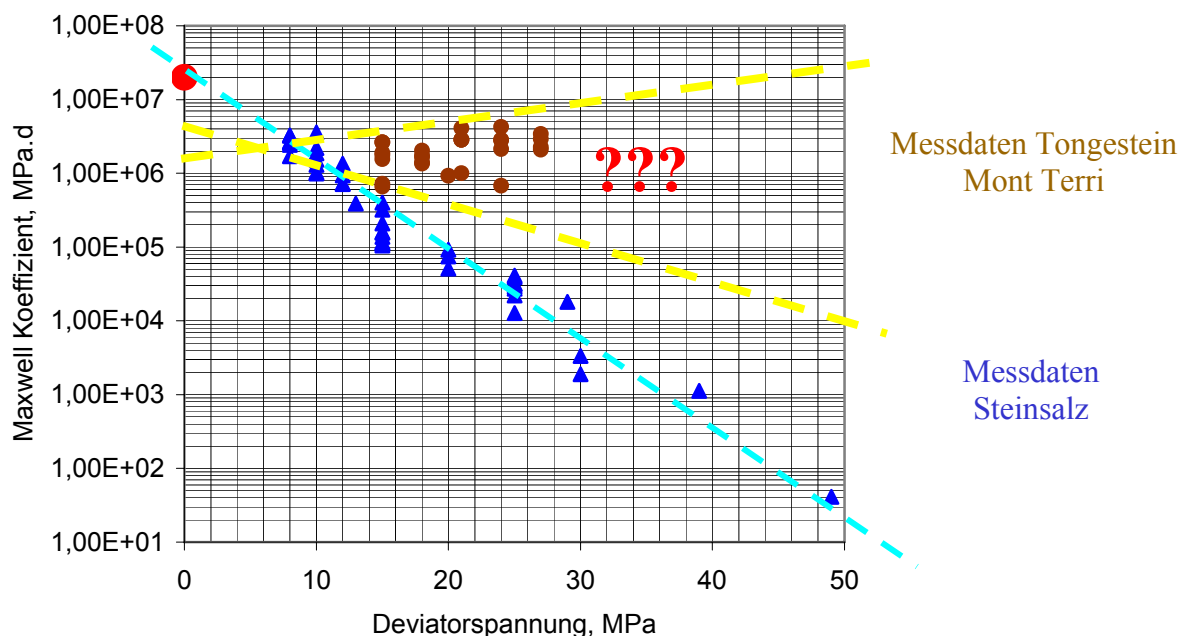


Bild 4.36: Messergebnisse der an Tonstein der Lokation Mont Terri durchgeführten Laborversuche im Vergleich mit an Steinsalz gewonnenen Versuchsdaten

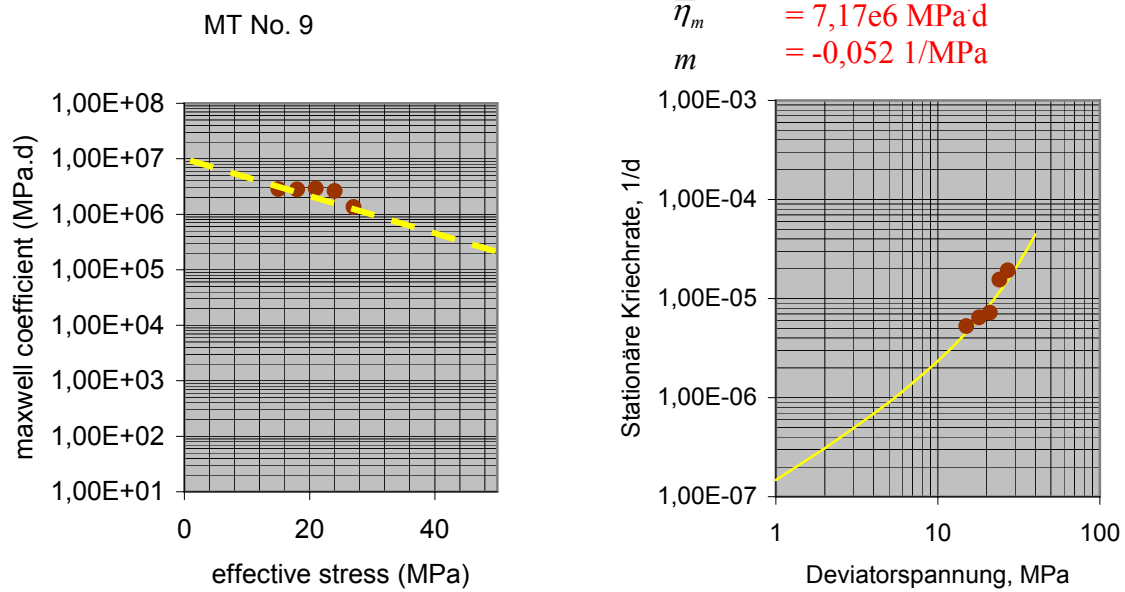


Bild 4.37: Ermittlung der Stoffmodellparameter für Prüfkörper Nr. 9

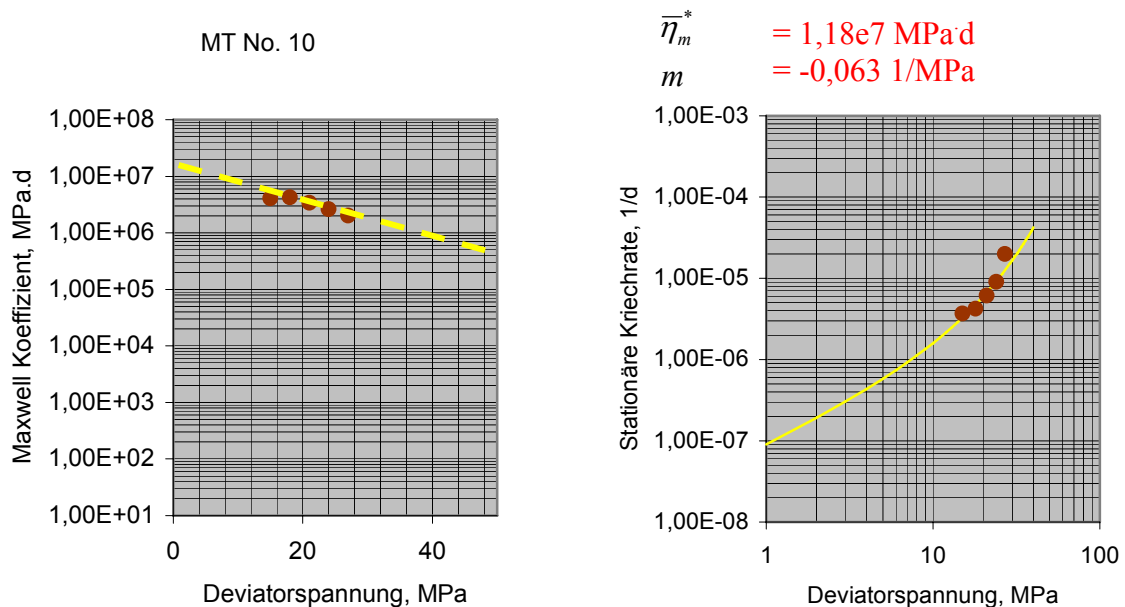


Bild 4.38: Ermittlung der Stoffmodellparameter für Prüfkörper Nr. 10

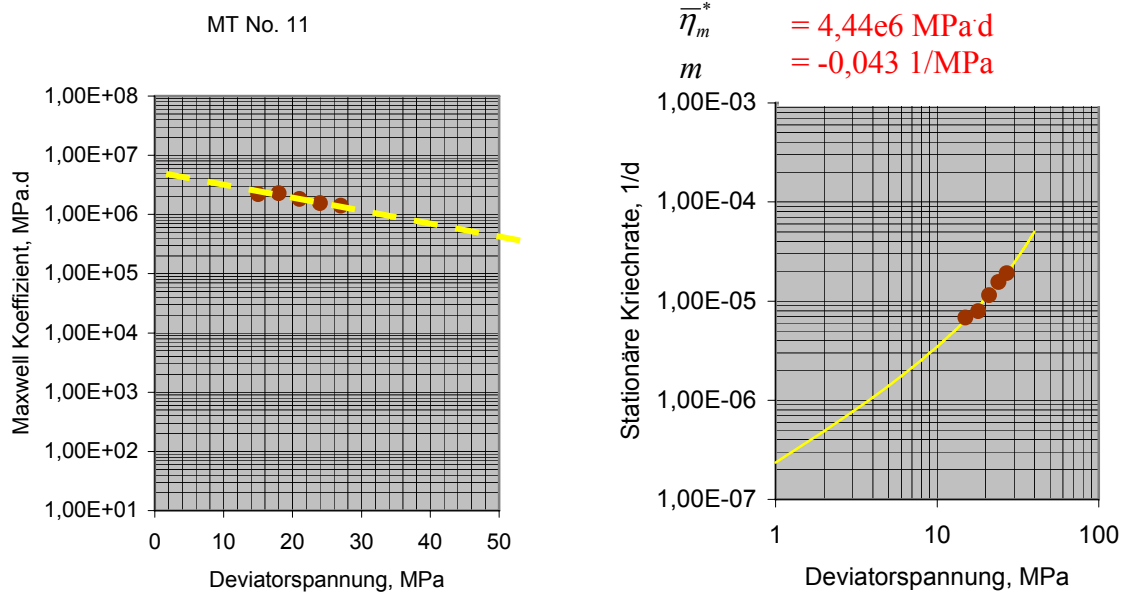


Bild 4.39: Ermittlung der Stoffmodellparameter für Prüfkörper Nr. 11

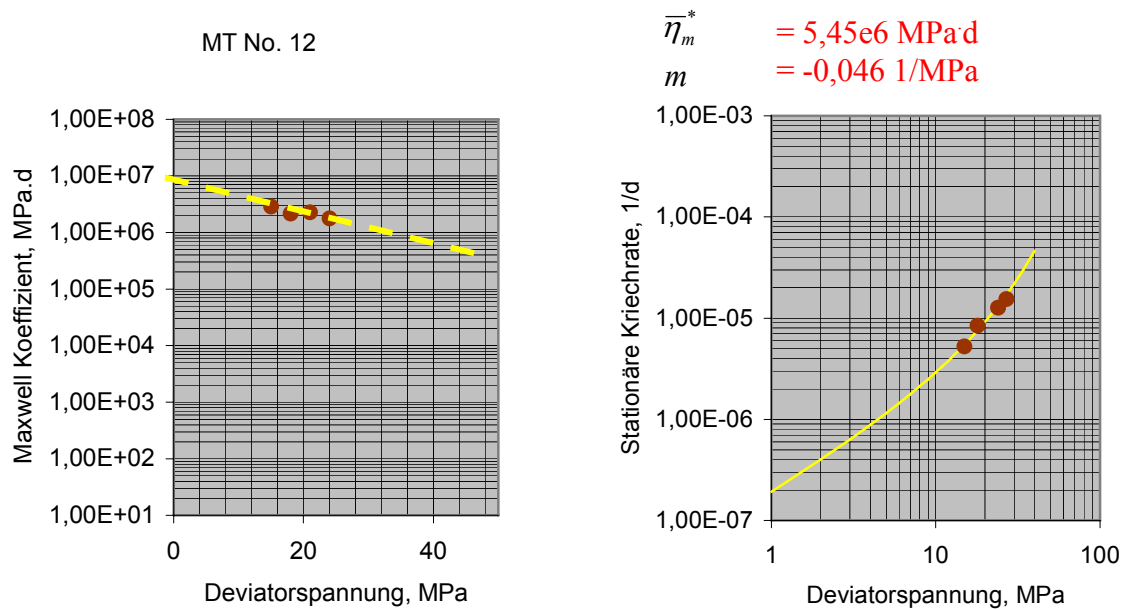


Bild 4.40: Ermittlung der Stoffmodellparameter für Prüfkörper Nr. 12

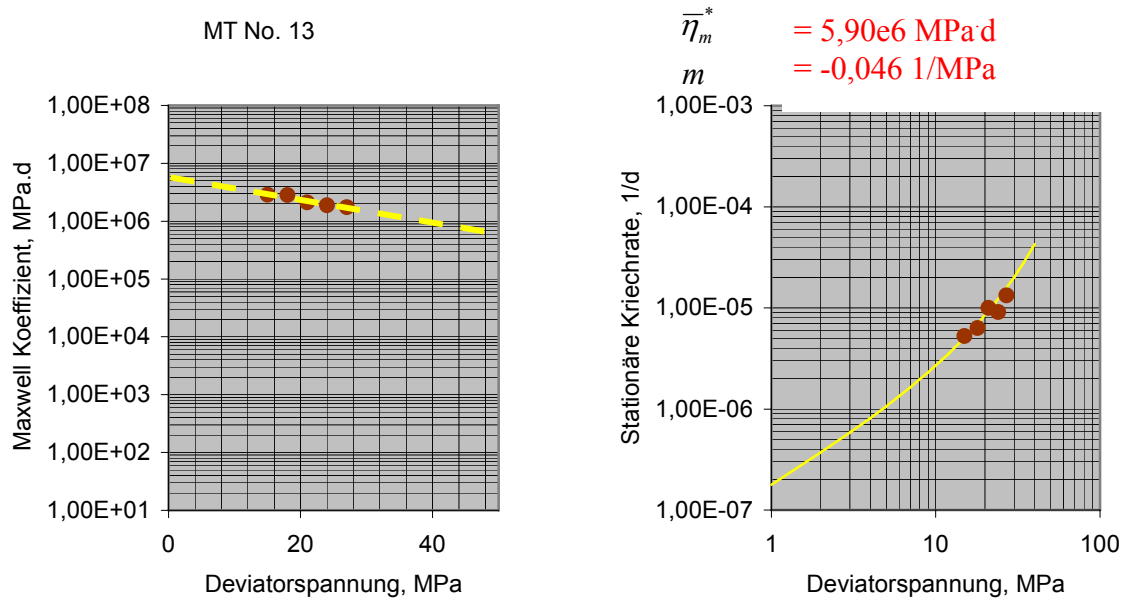


Bild 4.41: Ermittlung der Stoffmodellparameter für Prüfkörper Nr. 13

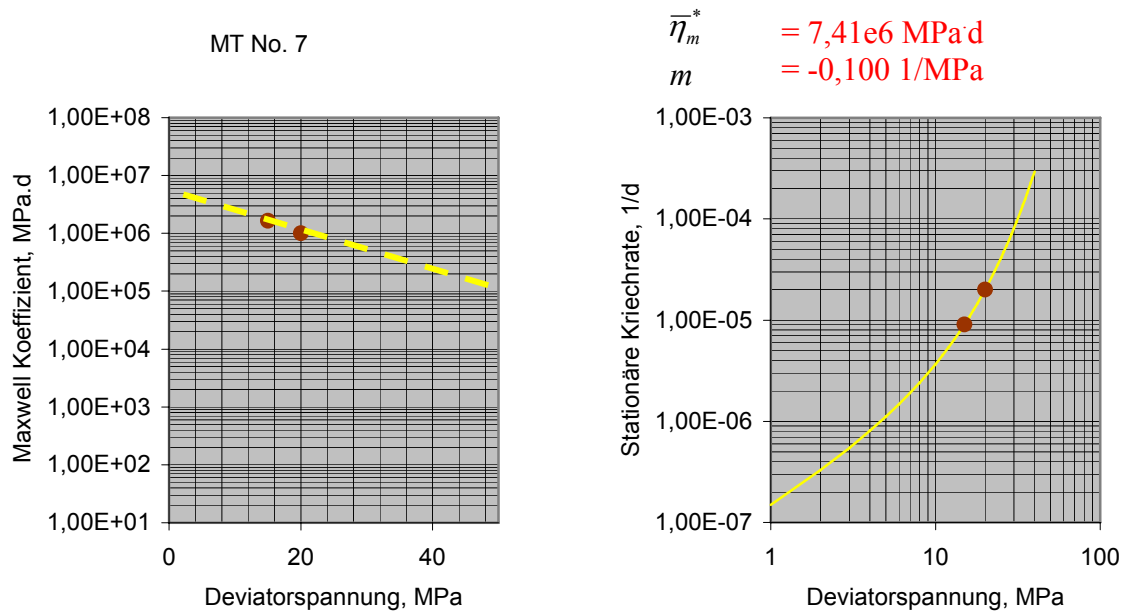


Bild 4.42: Ermittlung der Stoffmodellparameter für Prüfkörper Nr. 7

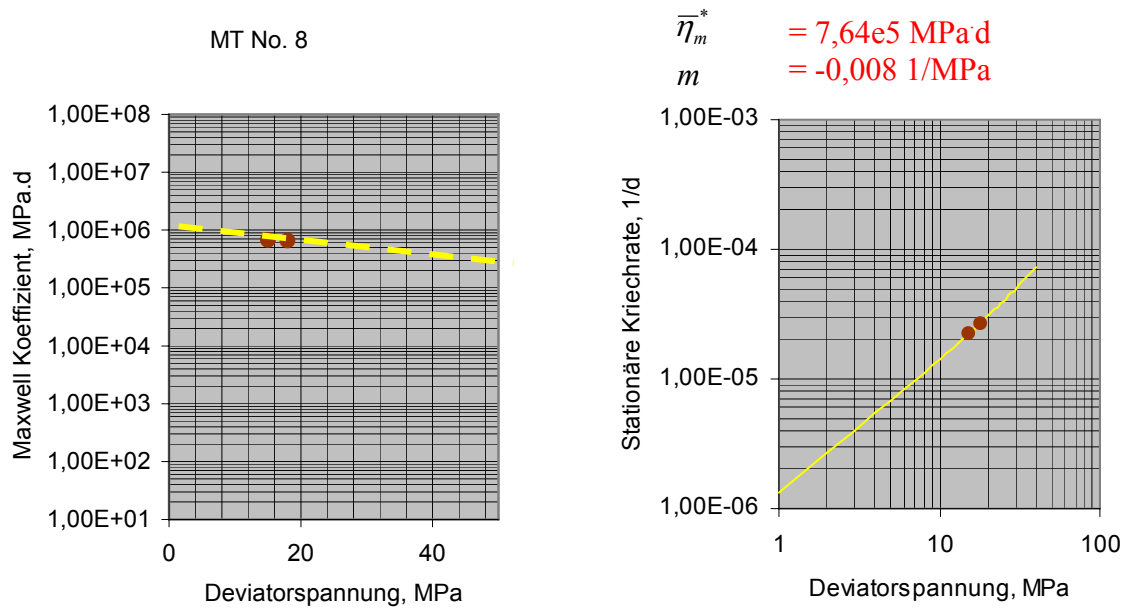


Bild 4.43: Ermittlung der Stoffmodellparametern für Prüfkörper Nr. 8

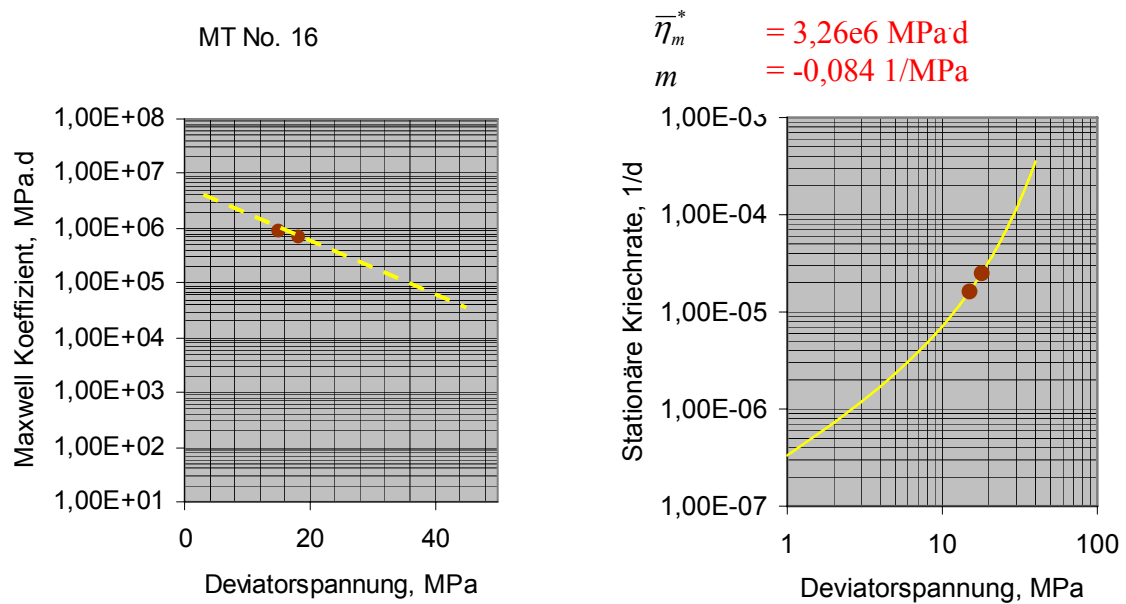
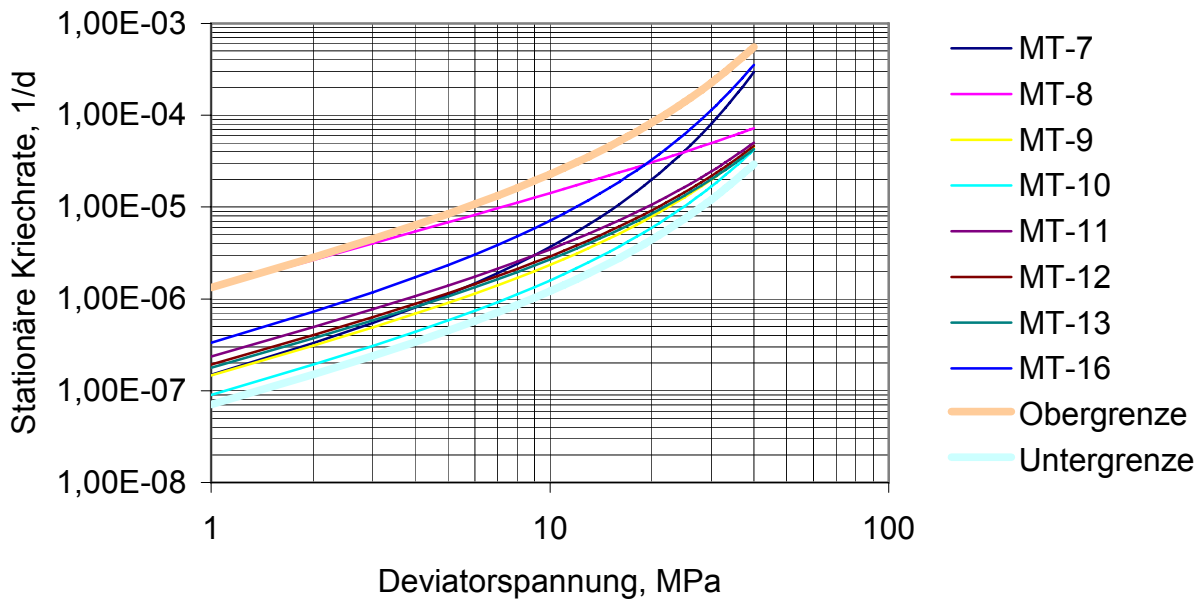


Bild 4.44: Ermittlung der Stoffmodellparameter für Prüfkörper Nr. 16



(1) Obergrenze: $\bar{\eta}_m^* = 8,0E06 \text{ MPa}\cdot\text{d}$ und $m = -0,06 \text{ 1/MPa}$

(2) Untergrenze: $\bar{\eta}_m^* = 1,5E07 \text{ MPa}\cdot\text{d}$ und $m = -0,06 \text{ 1/MPa}$

Bild 4.45: Zusammenfassende Darstellung der individuell für jeden Mehrstufen-Versuch ermittelten stationären Kriechratencharakteristik mit Angabe der Stoffkennwerte für Ober- und Untergrenze des Datenkollektivs für das untersuchte Bohrkernmaterial der Lokation Mont Terri.



4.10 Weiterführende laborative Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen bei Tongesteinen

4.10.1 Vorbemerkung

Bei der Bearbeitung des Vorhabens haben sich aufgrund von zwischenzeitlich erarbeiteten neuen Erkenntnissen folgende Zieländerungen gegenüber der ursprünglichen Planung ergeben:

Im Rahmen der Durchführung laborativer Untersuchungen zum Verformungs- und Festigkeitsverhalten von Tongestein wurde zusätzlich zu den bereits durchgeführten Indexversuchen an Tonsteinprüfkörpern der Lokation Mont Terri im Hinblick auf die Ermittlung des Einflusses der in situ anstehenden Porenwasserdrücke sowie der damit verbundenen geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen auf das Tragverhalten ein neu entwickeltes Druckbehälter-System zur Zwischenlagerung von Bohrkernmaterial unter isotropen (in situ-) Spannungen eingesetzt. Diese Druckbehälter wirken der bei der Bohrkernentnahme und nachfolgenden Zwischenlagerung im Lauf der Zeit entstehenden Reduktion des Porenwasserdruckes und der Austrocknung (Entsättigung) entgegen. Durchgeführte laborative Untersuchungen haben gezeigt, dass zur Ermittlung der in situ anstehenden Materialeigenschaften der Tongesteine der Erhalt des Porenwasserdrucks von grundsätzlicher Bedeutung sein kann. Es scheint daher auf der Grundlage dieser Ergebnisse angebracht zu sein, über eine grundlegende Überarbeitung der international üblichen Bohrkernmaterialzwischenlagerung (Bohrkerne eingeschweißt in Alufolie zur Verhinderung von Wasserverlusten) nachzudenken.

Aus diesem Grund wurden die ursprünglich geplanten Durchströmungsversuche im Rahmen dieses Vorhabens zurückgestellt, bis die Zusammenhänge zwischen Art der Bohrkernzwischenlagerung und den mechanischen Materialeigenschaften eindeutig geklärt sind und damit darüber hinaus eine zuverlässige Grundlage für die Versuchsdurchführung bei Tongesteinen (online-Messung von Porenwasserdrücken, versuchsbegleitende Bestimmung von hydro-mechanischen Materialparametern (Biot-/ Skempton-/ Bishop-Koeffizient)) geschaffen worden ist.

Eine zusätzlich durchgeführte und nachstehend dokumentierte Untersuchungsreihe soll den Einfluss der Art der Zwischenlagerung des Tonsteinbohrkernmaterials weiter belegen.

4.10.2 Druckbehälter-System zur Zwischenlagerung von Bohrkernmaterial bei isotropen (in situ-) Spannungsbedingungen

Die bislang durchgeführten und im vorhergehenden Abschnitt beschriebenen Versuche haben den grundsätzlichen Nachteil, dass der Porenwasserdruck während der Versuchsdurchführung nicht gemessen worden ist. Außerdem besteht ein weiterer zweiter Nachteil in der Versuchsdurchführung darin, dass nicht bekannt ist, inwiefern die untersuchten Gesteinsprüfkörper vor Versuchsbeginn in der Zwischenlagerzeit schon einem Austrocknungsprozess unterlegen gewesen sind, so dass eine Teilsättigung vorliegt. Möglicherweise ist in dieser Zeit auch bereits eine porenwasser(unter)druckbedingte Entfestigung eingetreten. Unbekannt ist damit, wie sich das Gestein in seinen Eigenschaften und in seinem Gefügestand nach der Entnahme aus dem Gesteinsverband und der dadurch bedingten äußeren mechanischen und hydraulischen Entlastung in der Zeit der Zwischenlagerung verändert hat. Möglicherweise wird der Wasserdruck auch bereits durch die elastische Rückverformung des Bohrkernmaterials nach der Entnahme aus dem Gebirgsverband und der dadurch bedingten Entlastung abgebaut.

Um daher zu gewährleisten, dass das in Laborversuchen ermittelte Materialverhalten das in situ anstehende Gestein in seinen jeweilig untersuchten Eigenschaften hinreichend repräsentativ charakterisiert, müssen die Bohrkernmaterialien nach Entnahme aus dem Gebirgsverband und vor Durchführung der Versuche zum Schutz gegen (nachhaltige) Porenwasserdruckänderung / Entfestigung / Austrocknung entsprechend gelagert werden. Üblicherweise wird das in dieser Hinsicht sensitive Bohrkernmaterial (vornehmlich Tone, Tongesteine) zum Schutz gegen Austrocknung oder die Aufnahme von Feuchtigkeit aus der Umgebungsluft in Plastik- oder besser Alufolie verschweißt und unter klimatisch geeigneten Umgebungsbedingungen zwischengelagert.

Bild 4.46 zeigt analog zu *Bild 3.3* exemplarisch einen Bohrkern nach kurzer Lagerungsdauer im Vergleich mit einem ca. 6 Monate alten Tongesteins-Bohrkern, die entsprechend der üblichen Vorgehensweise in Plastikfolie verschweißt über diese Zeiträume in Holzkisten zwischengelagert worden sind. Der Entfestigungsprozess auf den parallel zur Bohrkernachse orientierten Schichtflächen ist bei dem 6 Monate zwischengelagerten Prüfkörper bereits so weit fort geschritten, dass die Schädigungen visuell deutlich erkennbar und das Bohrkernmaterial daher als Prüfkörpermaterial für mechanisch-hydraulische Untersuchungen unbrauchbar geworden ist. Gesteine, die darüber hinaus unter Porenwasserdruck stehen, zeigen ungeachtet der klimatisierten und gegen Feuchtigkeitsverlust oder Feuchtigkeitszutritt geschützten Zwi-

schenlagerung eine mit der Lagerungsdauer zunehmende Veränderung ihrer mechanischen Eigenschaften (Gefügeentfestigung).

Zwischenlagerung in Holzkiste und Plastikfolie



Nach Entnahme aus Kernkiste nach kurzer Lagerung (6 Wochen)



6 Monate später
(ca. 40 – 60% nicht untersucht bzw.
Untersuchung nicht möglich)

Bild 4.46: Erhalt der Qualität des Bohrkernmaterials

Eine weitere Ursache neben der teilsättigungsbedingten Schrumpfrissbildung könnte unter diesen Bedingungen darin bestehen, dass entsprechend der in *Bild 4.47* gezeigten Skizze nach Entnahme des Bohrkernmaterials aus dem Gebirgsverband der Porenwasserdruck im Porenraum des Gesteins weiterhin aufgrund der geringen hydraulischen Leitfähigkeit wirksam ist, während die der Entnahmelokation entsprechenden und von außen auf das Bohrkerngestein eingewirkt habenden mechanischen Gebirgsspannungen und hydraulischen Drücke auf das Niveau des atmosphärischen Luftdruckes abgesenkt sind.

In der Folge entstehen innerhalb der Gesteinsstruktur des Prüfkörpers in Richtung Prüfkörperoberfläche zunehmende, tangential orientierte Zugspannungen, die je nach Gesteinsgefüge mit zunehmender Zwischenlagerungsdauer zu einer mehr oder weniger stark ausgeprägten Veränderung der mechanischen und hydraulischen Eigenschaften der Gesteinsmatrix führen können (Mikrorissbildung, Entfestigung).

Allerdings könnte der Porenwasserdruck durch die elastische Volumenvergrößerung der Gesteinsmatrix infolge Entspannung nach der Entnahme aus dem Gebirgsverband auch weitgehend reduziert sein, so dass nur die Schrumpfrissbildung als Mechanismus verbleibt.

Aus diesen Prozessen insgesamt können phänomenologisch abhängig von der Zwischenlagerungsdauer folgende Eigenschaftsänderungen auftreten:

- eine Zunahme der Scherfestigkeit des Gesteins (Erhöhung der Effektivspannung durch Reduktion des Porenwasserdruckes bzw. Entsättigung (Aufbau einer Saugspannung)),
- eine zunehmende Schädigung bzw. Zerstörung des Gesteinsgefüges durch die in der Matrix wirkende Differenz zwischen Porenwasserdruck und dem auf Atmosphärenniveau abgesenkten Umgebungsdruck, welche sich in der Ausbildung von Mikrofissuren und Rissen im Gestein zeigt sowie
- eine zunehmende Zerstörung des Gesteinsgefüges durch weitere Entsättigung mit der Folge von Schrumpfrissbildung (zunehmende Saugspannung).

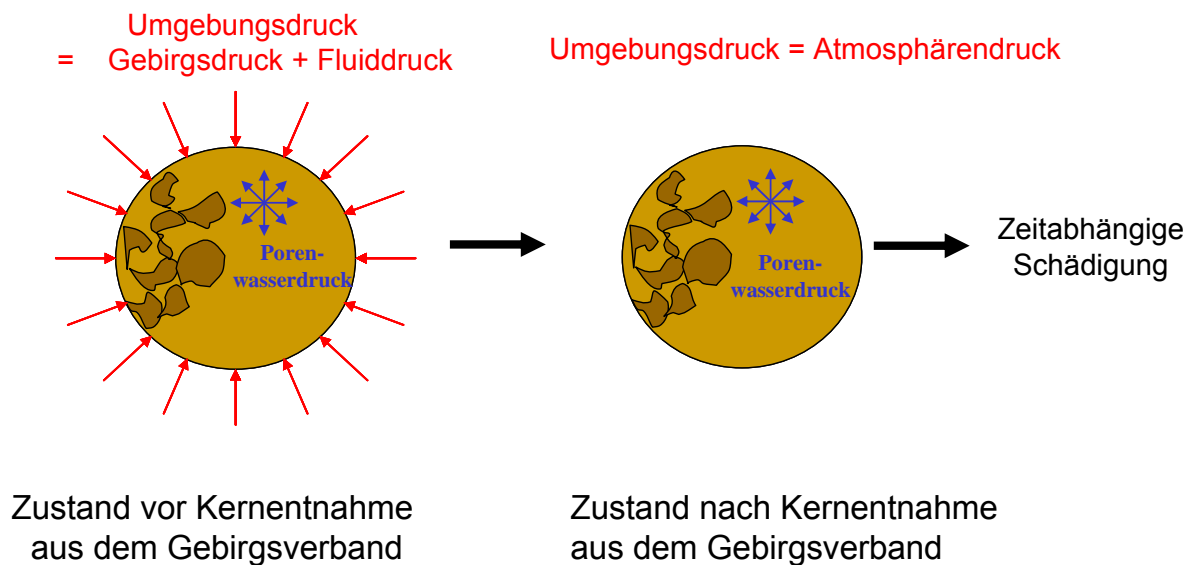


Bild 4.47: Entfestigungsprozess – mögliche Ursachen

Eine nachweislich erfolgreiche Methode zur Vermeidung der vorstehend skizzierten Alterungseffekte ist die Zwischenlagerung der Bohrkerns unmittelbar nach ihrer Entnahme aus dem Gebirgsverband in speziellen Probenlagerungsbehältern (Druckzellen).

Der in Bild 4.48 gezeigte Probenlagerungsbehälter gewährleistet einerseits den Schutz der Prüfkörper gegen Austrocknung bzw. Wasser-/ Feuchtigkeitszutritt und ermöglicht andererseits die Vorgabe und Konstanthaltung eines dem Gebirgsspannungszustand bzw. mindestens dem Porenwasserdruck der Entnahmelokation entsprechenden isostatischen Spannungszustandes.



Bild 4.48: Zwischenlagerungssysteme für Tongestein

Auf der Grundlage bisher durchgeführter Untersuchungen an Tongesteinen kann bzgl. der Auswirkungen der Druckbehälterzwischenlagerung gegenüber einer konventionellen Zwischenlagerung in Form folienverschweißter Bohrkernstücke in Holzkisten unter atmosphärischen Druckbedingungen folgender Sachverhalt festgehalten werden:

- Bei konventioneller Zwischenlagerung wird mit zunehmender Zwischenlagerungsdauer entweder ein sogenanntes Disking beobachtet, d.h. die zunächst bei der Einlagerung kompakten Bohrkernstücke zerfallen mit zunehmender Lagerungszeit in einzelne Gesteinscheiben von wenigen Zentimetern Länge (*bedding* senkrecht zur Bohrkernachse) oder es zeigt sich entsprechend Bild 4.46 eine makroskopisch sichtbare Gefügeschädigung des Bohrkernmaterials durch die Ausbildung achsparalleler Risse (*bedding* parallel zur Bohrkernachse). Analoge Beobachtungen konnten bei den in Druckbehältern zwischen gelagerten Bohrkernen / Bohrkernstücken bisher nicht beobachtet werden → **Die Druckbehälter bewirken zumindest visuell den Erhalt der Gesteinsqualität.**
- Die bisher an Tongesteinen gleicher Entnahmelokation und Lagerungsdauer durchgeführten Vergleichsuntersuchungen zur Kompressionsbruchfestigkeit zeigen abhängig von der Zwischenlagerungsart (folienverschweißte Zwischenlagerung unter Atmosphärendruck bzw. Zwischenlagerung im Druckbehälter) signifikante Unterschiede in den laborativ ermittelten Deformations- und Festigkeitseigenschaften, Bild 4.49 und Bild 4.50.

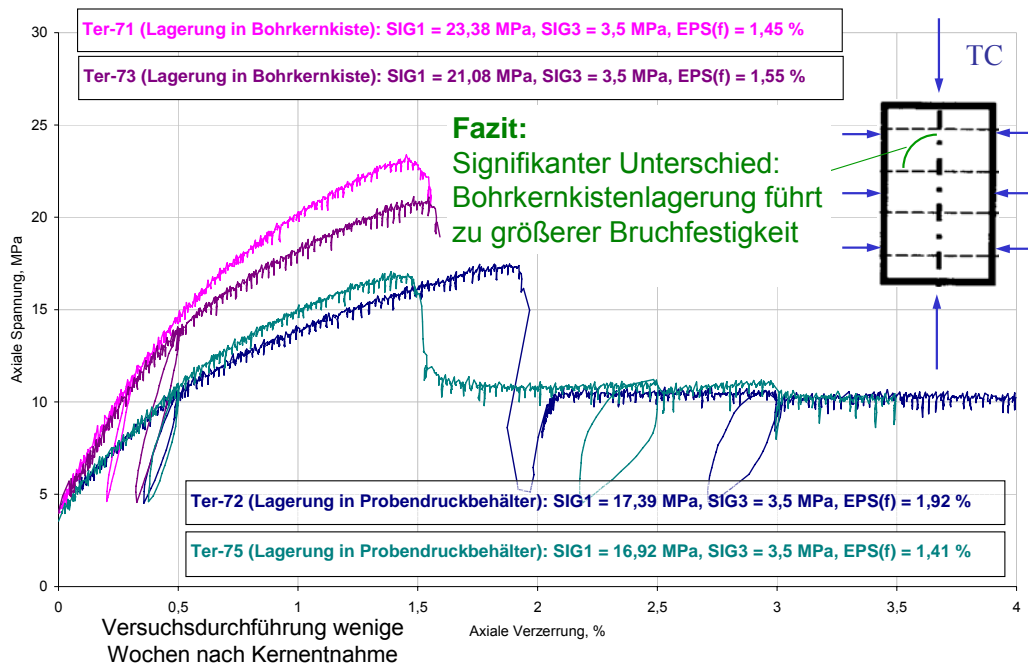


Bild 4.49: Einfluss unterschiedlicher Zwischenlagerung auf das Materialverhalten

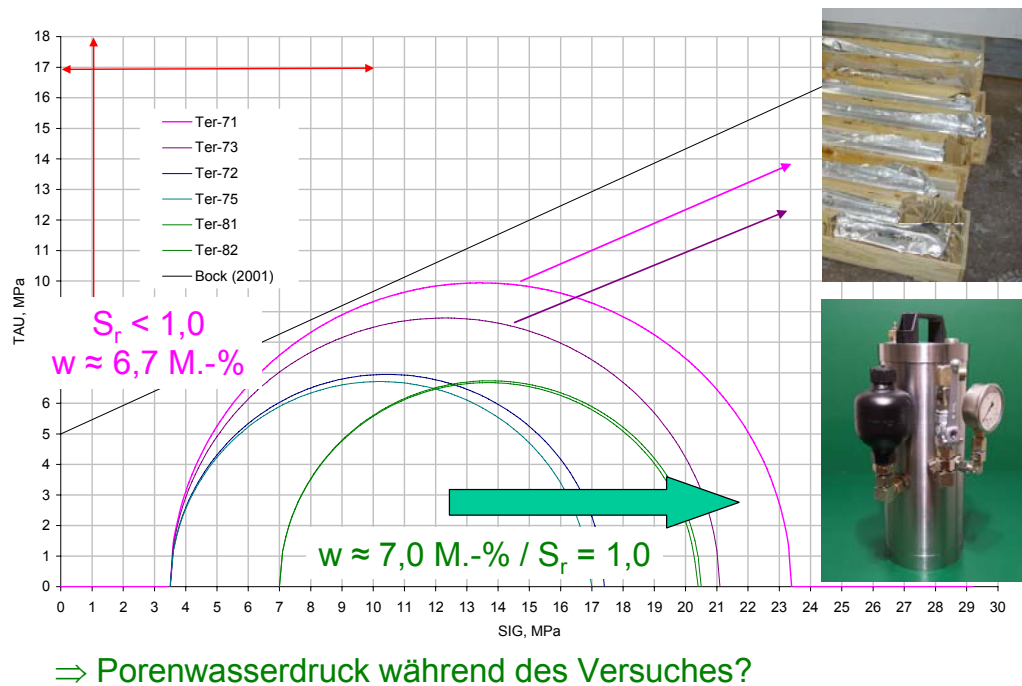


Bild 4.50: Interpretation der Untersuchungsbefunde – Porenwasserdruck?

Gemäß der Darstellung in Bild 4.47 führt die Druckbehälterzwischenlagerung nicht zu der bei folienverschweißter Zwischenlagerung unter Atmosphärendruck beobachteten Verfestigung des Materials infolge mäßiger Entsättigung. Offensichtlich bleiben die hydraulischen Eigenschaften bei Druckbehälterzwischenlagerung über die Zeit der Zwischenlagerung erhalten, so

dass die Druckbehälter eine **Reproduzierbarkeit der Versuchsbefunde auch nach längerer Zwischenlagerung** bewirken. Entsprechend *Bild 4.50* resultiert hieraus auch eine von den bisherigen Ansätzen (schwarze Linie) deutlich abweichende Einschätzung des Festigkeitsverhaltens, gekennzeichnet durch keine Festigkeitszunahme bei Zunahme des Manteldrucks - ein deutlicher Hinweis auf die Ausbildung eines Porenwasserüberdruckes auch bei Tongestein (und damit nicht nur bei plastischen Tonen), der aber mit der bestehenden Versuchsausstattung noch nicht gemessen werden konnte. An einer Erweiterung der Prüfanlagen um eine Vorrichtung zur online-Messung des Porenwasserüberdruckes wird derzeit gearbeitet.

4.10.3 Erste laborative Ergebnisse

Entsprechend den in *Abschnitt 4.10.2* dargestellten laborativen Erkenntnissen sind an Tongestein der Lokation Mont Terri weitere laborative Untersuchungen zum zeitunabhängigen Festigkeitsverhalten im Hinblick auf den Einfluss der Druckbehälterzwischenlagerung durchgeführt worden. Eine Zusammenstellung der im Rahmen triaxialer Kompressionsversuche bei Manteldrücken von $\sigma_3 = 3,5$ MPa und $\sigma_3 = 7,0$ MPa ermittelten Bruchspannungen σ_{1f} zeigt *Bild 4.51* im σ_{1f}/σ_3 - Diagramm. Die ausschließlich an schichtungsparell erbohrten Prüfkörpern aus der Druckbehälterzwischenlagerung durchgeführten Untersuchungen werden in *Bild 4.51* mit einem rautenförmigen Symbol \diamond in grüner Farbe dargestellt. Im Rahmen dieser Bohrung konnten zwei weitere Prüfkörper gewonnen werden, die nicht in Druckzellen, sondern lediglich in einer Plastikfolie luftdicht verschweißt zwischengelagert worden sind. Die mit diesen Prüfkörpern durchgeführten laborativen Untersuchungen wurden unmittelbar nach Bohrkernentnahme (~ 1 Woche) durchgeführt und werden bei der Aufbereitung der Untersuchungsergebnisse vergleichend mit einem rautenförmigen Symbol \diamond in roter Farbe dargestellt.

Ergänzend sind die bereits in *Abschnitt 4.6.3* vorgestellten Bruchfestigkeiten bohrungsabhängig in blauer Farbe (entsprechend der unterschiedlichen symbolischen Darstellung: \blacktriangle *BLT7*, \blacksquare *BLT9*) zusammen mit der daraus ermittelten Bruchfestigkeitsgrenze für P-Proben dargestellt. Das Bohrkernmaterial dieser Versuche ist entsprechend der üblichen Vorgehensweise in Plastikfolie verschweißt und in Holzkisten zwischengelagert worden. Zusätzlich ist auch noch die in der Literatur nach *Bock (2001)* angegebene Bruchfestigkeitsgrenze für P-Proben der Lokation Mont Terri aufgetragen.

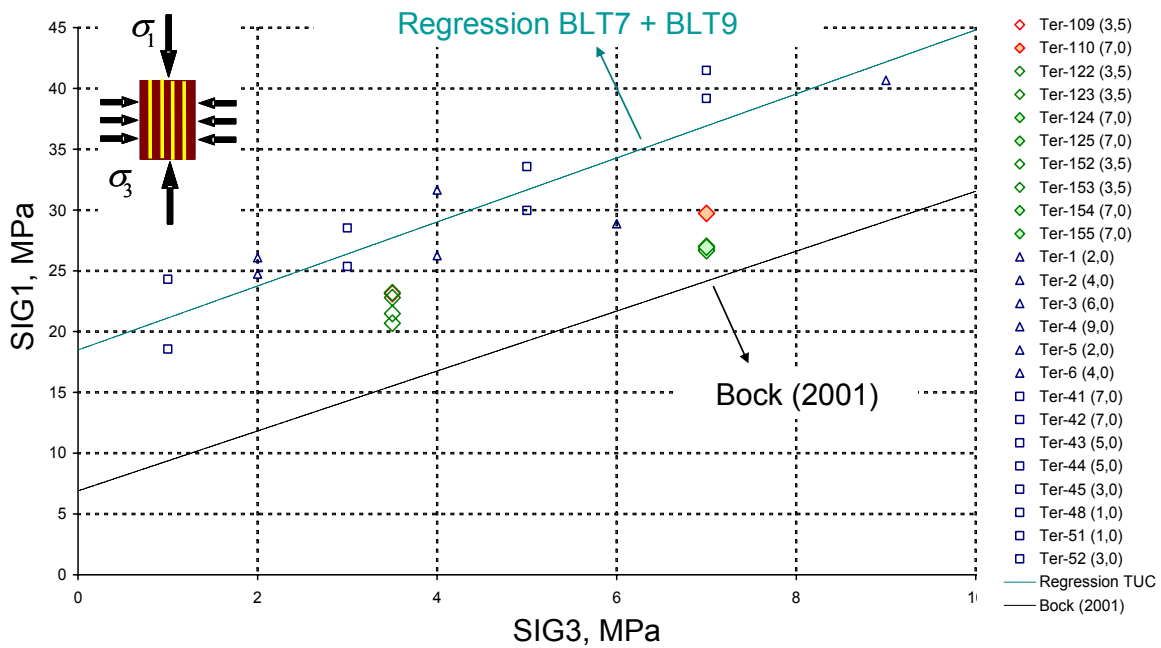


Bild 4.51: Bruchspannungen σ_{1f} bei Manteldrücken von $\sigma_3 = 3,5$ MPa und $\sigma_3 = 7,0$ MPa im σ_{1f}/σ_3 – Diagramm

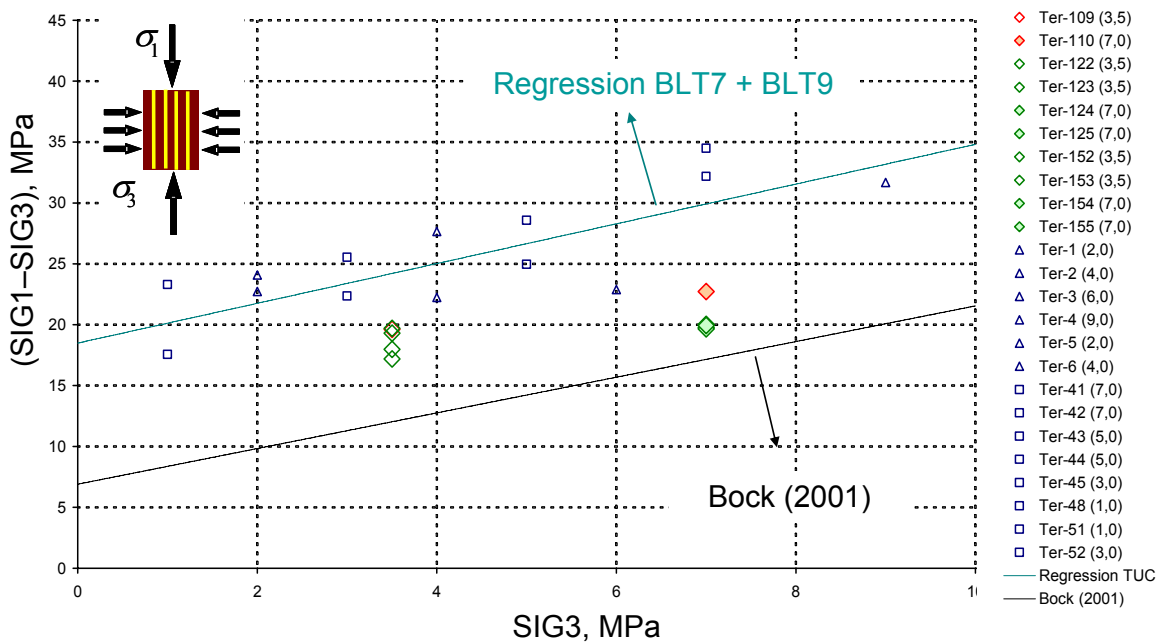


Bild 4.52: Deviatorspannungen im Bruchzustand in Abhängigkeit von der Minimalspannung

Die Darstellung der Deviatorspannung über die Minimalspannung in Bild 4.52 zeigt, dass die für die entsprechend Abschnitt 4.6.3 durchgeführten laborativen Untersuchungen nachgewiesene deutliche Zunahme der Bruchfestigkeit mit zunehmender Minimalspannung für die Prüfkörper aus der Druckbehälterzwischenlagerung nicht oder nur marginal gegeben ist. Unab-

hängig von der Minimalspannung zeigen diese Befunde ein von den Prüfkörpern ertragbares Beanspruchungsniveau von $(\sigma_{1f}-\sigma_3) \approx 20$ MPa. Dieser Befund weist auf das Vorhandensein eines mit der Minimalspannung zunehmenden Porenwasserdrucks hin (\rightarrow Übergang zu Effektivspannungen).

Bild 4.53 zeigt die im Bruchzustand ermittelten Deviatorspannungen in Abhängigkeit des Wassergehaltes der einzelnen Prüfkörper. Einhergehend mit dem ermittelten minimalspannungsunabhängigen Beanspruchungsniveau von $(\sigma_{1f}-\sigma_3) \approx 20$ MPa ergibt sich für den Wassergehalt eine Streubreite von $w = 6,8$ M.-% bis $w = 7,3$ M.-% für die Ergebnisse der Untersuchungen an Prüfkörpern aus der Druckbehälterzwischenlagerung. Diese nicht mit der in Abschnitt 4.8 beschriebenen wassergehaltsabhängigen Veränderung der Festigkeitseigenschaften verbundene Streubreite der Wassergehalte (\rightarrow Tendenz: Zunahme der Bruchfestigkeit bei Abnehmendem Wassergehalt) deutet ebenfalls auf das Vorhandensein eines Porenwasserdruckes hin.

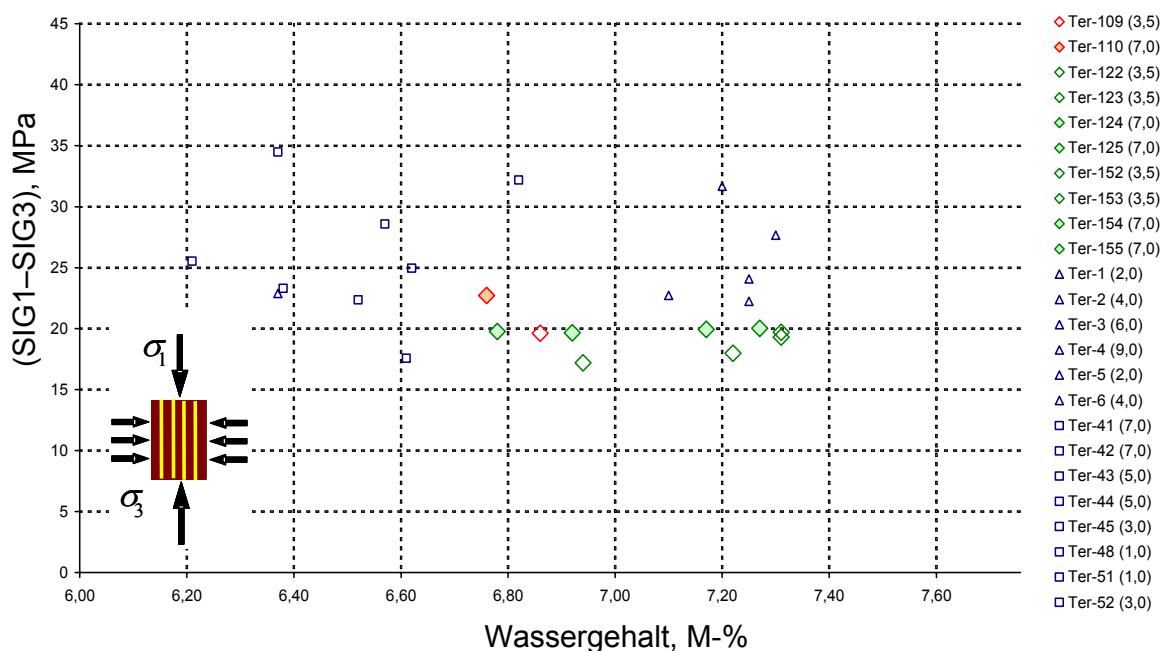


Bild 4.53: Deviatorspannungen im Bruchzustand in Abhängigkeit des Wassergehaltes

Weiterhin ist bei den in diesem Abschnitt dokumentierten laborativen Untersuchungen nicht wie in Abschnitt 4.8 beschrieben eine wassergehaltsabhängige Veränderung der Steifigkeit (für den Bereich von $6,6 \leq w \leq 7,4$ M.-%) festgestellt worden.

In *Bild 4.54* sind die aus den Ergebnissen der Kurzzeitversuche abgeleiteten Bruchdeformationen $\varepsilon_{1,f}^-$ (Bruchstauchungen) aufgetragen und den Ergebnissen aus *Abschnitt 4.6.3* gegenübergestellt. Die in *Bild 4.18* dargestellten und nach Lokation und Schichtungsausrichtung gekennzeichneten Bruchstauchungen zeigen für die untersuchten Prüfkörper der Bohrungen *BLT7* und *BLT9* eine deutliche und systematisch mit der Minimalspannung zunehmende, aber in nur sehr geringem Maße lokationsbezogene Abhängigkeit. Dagegen weisen die Ergebnisse der Untersuchungen an Prüfkörpern aus der Druckbehälterzwischenlagerung unabhängig von der Minimalspannung annähernd identische Zahlenwerte von $\varepsilon_{1,f}^- \approx 0,4 - 0,5$ % auf.

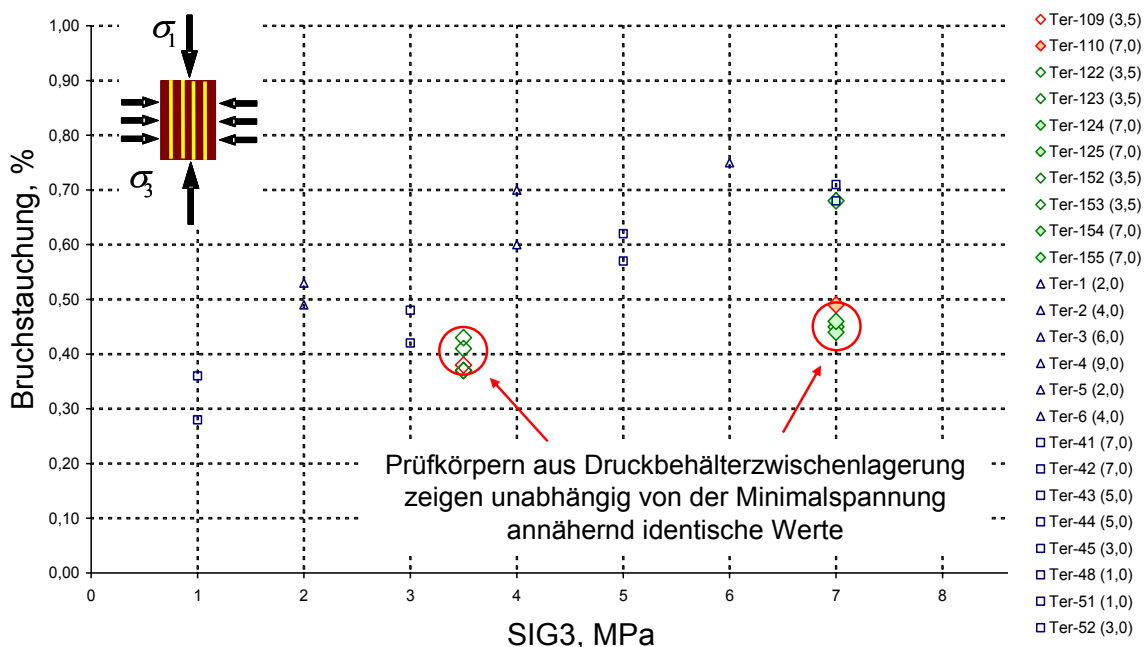


Bild 4.54: Bruchdeformationen aus triaxialen Kurzzeitversuchen (Bruchstauchungen) in Abhängigkeit von der Minimalspannung

Um zusätzlich zu den in *Abschnitt 4.10.2* vorgestellten Beobachtungen zum visuellen Erhalt der Gesteinsqualität bei den in Druckbehältern zwischengelagerten Prüfkörpern auch Aussagen zum mechanischen Erhalt der Gesteinsqualität zu erhalten, sind in *Bild 4.55* die im Rahmen dieser Untersuchungsreihe im Bruchzustand erhaltenen Deviatorspannungen in Abhängigkeit von der Zwischenlagerungsdauer der einzelnen Prüfkörper dargestellt. Es ergeben sich hier für Prüfkörper, die erst 25 Wochen nach der Bohrkernentnahme aus dem Gebirgsverband untersucht worden sind, die gleichen Zahlenwerte für die deviatorischen Bruchspannungen und die gleichen geringen Streubreiten wie für die Prüfkörper mit einer deutlich geringeren Zwischenlagerungsdauer von etwa 6 – 7 Wochen. Dieser Befund steht in deutlichem Gegen-

satz zu den bisherigen Untersuchungsergebnissen aus der internationalen Literatur. Hier zeigt sich eindrucksvoll die eigenschaftskonservierende Wirkung der konstruierten Druckbehälter.

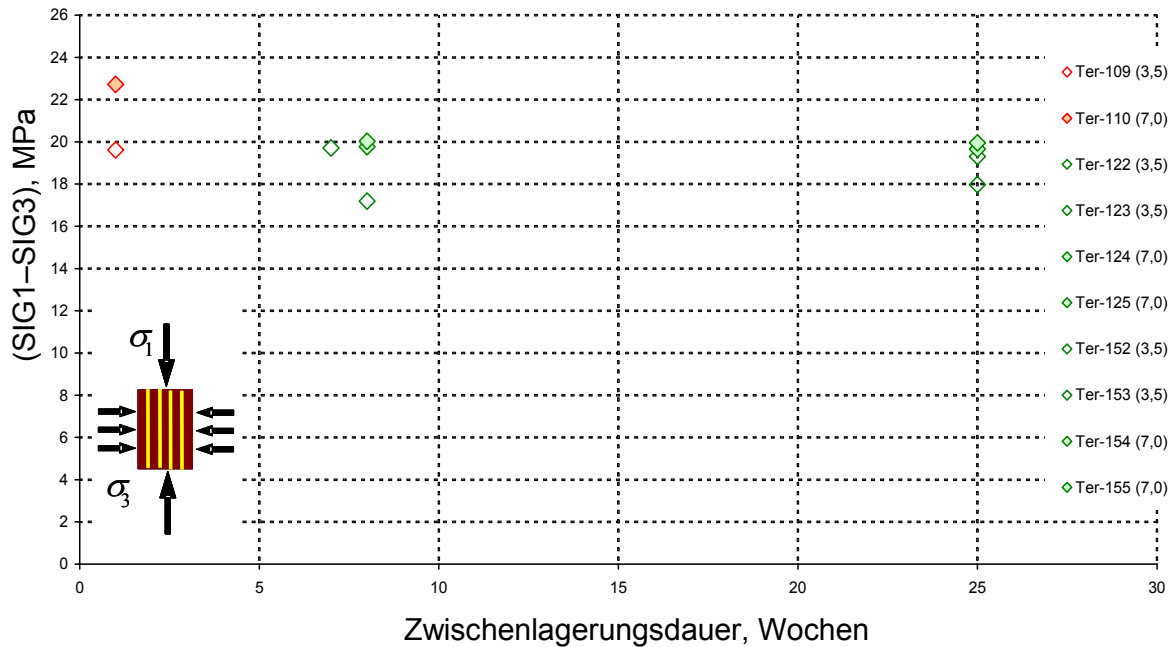


Bild 4.55: Deviatorspannungen im Bruchzustand in Abhängigkeit von der Zwischenlagerungsdauer der einzelnen Prüfkörper

Um grundsätzlich auf die Gesteinsqualität einwirkende tektonisch bedingte Effekte aus dem Gebirgsaufbau (Wahl geeigneter Gebirgsbereiche zur Bohrkernentnahme), Einflüsse der Auflockerungszone der Strecke sowie um eine eventuell bei der Bohrkernentnahme unabsichtlich hervorgerufene Schädigungen des Bohrkernmaterials (einseitige mechanische Beanspruchungen beim Bohrungsprozess, Teilsättigung bei der Handhabung des Bohrkernmaterials) zu identifizieren, werden in Bild 4.56 die im Bruchzustand erhaltenen Deviatorspannungen in Abhängigkeit von der Lage der einzelnen Prüfkörper in der Bohrung dargestellt. Als Lageparameter wird die Entfernung der Bohrkernentnahmestelle zur Streckenkontur eingeführt. Eine von der bereits beschriebenen relativ gesehen geringen Streubreite abweichende Ergebnisdarstellung, die auf eine Abhängigkeit der Bruchfestigkeit von der Lage der einzelnen Prüfkörper in der Bohrung hinweisen könnte, ist nicht erkennbar. Es ist damit davon auszugehen, dass das Bohrkernmaterial nicht durch Mikrorisse nachhaltig vorgeschädigt ist. Über die Ausdehnung der EDZ ist damit keine Aussage verbunden, da sich die Schädigungen auch im Bereich von konturparallelen Makrorissen konzentrieren können und dazwischen intaktes oder nur sehr gering geschädigtes Gestein verbleibt (Extensionsbrüche).

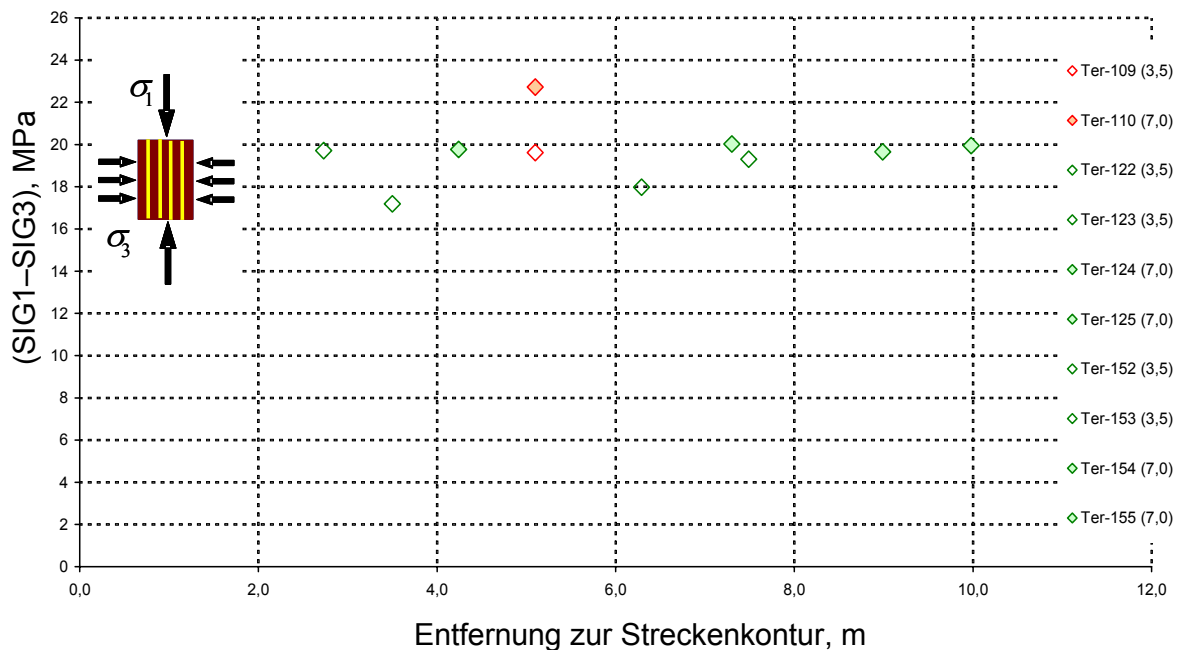


Bild 4.56: Deviatorspannungen im Bruchzustand in Abhängigkeit von der Lage der einzelnen Prüfkörper in der Bohrung (Entfernung der Entnahmelokation zur Streckenkontur)

Abschließend zeigt Bild 4.57 eine Gegenüberstellung der im Rahmen der laborativen Untersuchungen an schichtungsparell erbohrtem Bohrkernmaterial der Lokation Mont Terri erhaltene Versuchsdaten zur Bruchfestigkeit in einem $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} / \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ - Diagramm (entsprechend p/q -Diagramm nach Schmidt (2001)). Grundsätzlich und wohl erstmalig wird das Vorhandensein eines mit der Minimalspannung zunehmenden Porenwasserdruckes detektiert. Die Detektion dieses Mechanismus ist offensichtlich auf den über die Zeit der Zwischenlagerung erfolgten weitgehenden Erhalt der in situ vorhandenen hydraulischen Eigenschaften der Gesteinsformation (Porenwasser(über)druck, Wassergehalt) im Bohrkernmaterial bedingt durch die Druckbehälterzwischenlagerung zurückzuführen.

Weiterhin wird deutlich, dass aufgrund der vorstehend vorgestellten laborativen Untersuchungsbefunde eine Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse bei Verwendung der Druckbehälterzwischenlagerung zu beobachten ist und eine Konservierung der Materialeigenschaften erfolgt.

An einer Erweiterung der Prüfanlagen um eine Vorrichtung zur online-Messung des Porenwasserdruckes wird derzeit intensiv gearbeitet, so dass später auch die Ausbildung eines Porenwasserüberdruckes über die hier gefundenen indirekten Hinweise hinaus (keine / nur mar-

ginale Zunahme der im Bruchzustand ermittelten Deviatorspannungen mit steigender Minimalspannung) auch bei Tongestein (und damit nicht nur bei plastischen Tonen) zahlenmäßig belegt werden kann.

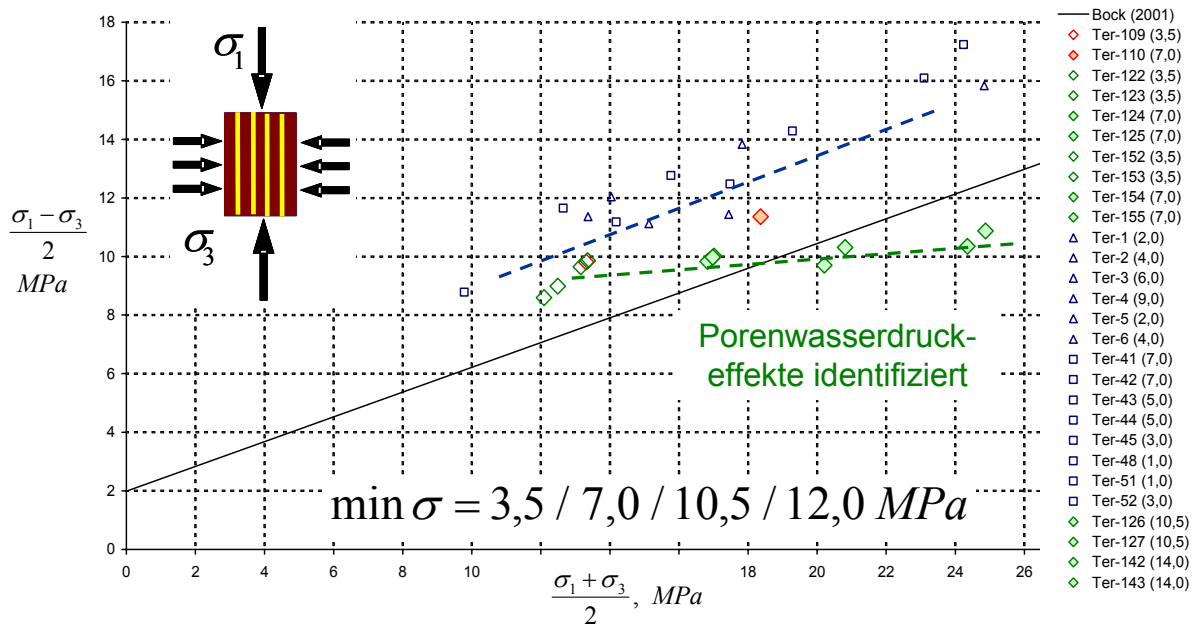


Bild 4.57: Gegenüberstellung der im Rahmen von laborativen Untersuchungen an schichtungsparell erbohrtem Bohrkernmaterial der Lokation Mont Terri erhaltenen Befunde zur Bruchfestigkeit bei triaxialer Beanspruchung



5 Physikalische Modellierung des Deformationsverhaltens mit Stoffmodellen und Materialkennwerten

5.1 Einige grundlegende Aspekte

Die physikalische Modellierung eines Gesteins betrifft vornehmlich die Abbildung der Deformationseigenschaften, der Festigkeitseigenschaften und der hydraulischen Eigenschaften in entsprechende mechanische und hydraulische Modelle. Ausgangspunkt für die Erarbeitung mechanischer Modelle ist die laborativ ermittelte Abhängigkeit der gemessenen Deformationen in der Form der Verzerrungen von vorgegebenen Variationsparametern wie der Beanspruchung, der Verzerrungsrate, der plastischen Deformation, der Materialstruktur, der Temperatur und der Luftfeuchtigkeit, *Lux (1984)*. Danach können bei phänomenologischer Betrachtungsweise aus den gemessenen Verformungen berechnete Verzerrungen durch Zwischenentlastungen zunächst unterschieden werden in reversible (elastische) und irreversible (inelastische) Verzerrungsanteile. Die inelastischen Verformungsvorgänge werden zunächst allgemein als „Fließen“ bezeichnet. Nach *Langer (1979)* können ein plastisches Fließen und ein viskoses Fließen unterschieden werden. Während das plastische Fließen eines Materials an die Überschreitung einer „Fließ“-Grenzbeanspruchung gebunden ist, erfolgt das viskose Fließen unabhängig von der Überschreitung einer Grenzbeanspruchung. Bei dem plastischen Fließen ist darüber hinaus die Differenzierung in ein zeitunabhängiges und in ein zeitabhängiges plastisches Fließen möglich.

Nachfolgend werden die inelastischen zeitunabhängigen Verformungen als *plastisches Fließen*, die zeitabhängigen, nach Überschreitung einer Fließgrenze auftretenden viskosen Verformungen als *visko-plastische Fließen* und die zeitabhängigen, nicht an eine Fließgrenze gebundenen viskosen Verformungen als *viskoses Fließen* oder *Kriechen* bezeichnet. Mit dieser Klassifizierung wird das komplexe Verhalten realer Materialien idealisiert und durch das Verhalten idealer Materialien angenähert. Allerdings ist das von den Messgeräten registrierte Materialverhalten nicht nur abhängig von den Materialeigenschaften, sondern auch abhängig von den versuchstechnischen Bedingungen und den messtechnischen Möglichkeiten.

Die „gemessene“ Verzerrung ε enthält im allgemeinen Fall einen elastischen, einen thermischen, einen plastischen und einen viskosen Anteil. Mit der *Boltzmann*'schen Hypothese von der Additivität der verschiedenen Verzerrungsanteile folgt dann

$$\varepsilon = \varepsilon^{\text{el}} + \varepsilon^{\text{th}} + \varepsilon^{\text{p}} + \varepsilon^{\text{v}} \quad (5.1)$$



Dieser Ansatz gilt auch für die Inkremente und bietet für die Formulierung von Stoffmodellen den Vorteil, dass die einzelnen Verzerrungsanteile getrennt voneinander in Versuchen ermittelt und durch theoretische Ansätze beschrieben werden können, verlangt andererseits aber auch die versuchstechnisch eindeutige Aufspaltung der Gesamtverzerrung in die einzelnen Anteile. Die Spezialisierung von Gl. (5.1) führt auf nachstehende Systematik:

Unter isothermen Versuchsbedingungen verschwindet der thermische Anteil ε^{th} . Der viskose Anteil ε^{v} kann vernachlässigt werden, wenn eine nur geringe Zeitabhängigkeit vorliegt, so dass Gl. (5.1) in diesem Fall übergeht in

$$\varepsilon = \varepsilon^{\text{el}} + \varepsilon^{\text{p}} \quad \text{bzw.} \quad (5.2a)$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^{\text{el}} + d\varepsilon^{\text{p}} \quad (5.2b)$$

Ein derartiges Stoffverhalten kann im Rahmen der Elastoplastizitätstheorie mit zeitunabhängigen elastisch-plastischen Stoffmodellen beschrieben werden. Bei größerer Zeitabhängigkeit der Verzerrungen lassen sich der plastische und der viskose Anteil versuchstechnisch nicht mehr eindeutig trennen. Die inelastischen Verzerrungsanteile können jedoch zu viskoplastischen Verzerrungen ε^{vp} zusammengefasst werden. Gl. (5.1) geht damit über in

$$\varepsilon = \varepsilon^{\text{el}} + \varepsilon^{\text{vp}} \quad \text{bzw.} \quad (5.2c)$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^{\text{el}} + d\varepsilon^{\text{vp}} \quad (5.2d)$$

Zur Beschreibung dieses Stoffverhaltens wird die Elasto-Viskoplastizitätstheorie herangezogen. Liegt schließlich eine ausgeprägte Zeitabhängigkeit der Verzerrungen vor, so kann der plastische Verzerrungsanteil gegenüber dem viskosen Anteil vernachlässigt werden und aus Gl. (5.1) folgt:

$$\varepsilon = \varepsilon^{\text{el}} + \varepsilon^{\text{v}} \quad \text{bzw.} \quad (5.2e)$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^{\text{el}} + d\varepsilon^{\text{v}} \quad (5.2f)$$

Dieses Stoffverhalten wird im Rahmen der linearen und nichtlinearen Elastoviskositätstheorie behandelt. Der Begriff *Elastoviskositätstheorie* wird in Anlehnung an den Begriff der *Elastoplastizitätstheorie* für zweckmäßiger gehalten als der Begriff der *Viskoelastizitätstheorie*, der eine Beschränkung auf ein visko-elastisches, d.h. ein viskos-reversibles Verformungsverhalten erwarten lässt. Im Rahmen dieser Theorie wird aber auch ein viskos-irreversibles Materialverhalten behandelt. Mit der Bezeichnung *Elastoviskosität* wird dagegen nicht ausgesagt, ob die viskosen Verformungen reversibel oder irreversibel sind, Lux (1984).



Wesentlich bei der Modellierung des Materialverhaltens von Tongesteinen ist vor diesem Hintergrund die Entscheidung, ob mit einem zeitunabhängigen elasto-plastischen Ansatz oder mit einem zeitabhängigen elasto-viskoplastischen oder elasto-viskosen Ansatz gearbeitet wird.

Aufgrund der Ergebnisse der orientierenden laborativen Untersuchungen aus *Abschnitt 4* soll hier im Hinblick auf die physikalische Modellierung ein elasto-viskoser Ansatz in der Abbildung der Deformationseigenschaften weiterverfolgt werden, da sich

- in den laborativen Untersuchungen in Relation zu den elasto-plastischen Deformationen doch auch noch signifikante viskose Deformationen insbesondere auch bei größeren Betrachtungszeiten ergeben haben und
- die zeitabhängigen Deformationseigenschaften bei der Anwendung auf Tragwerke zu zeitabhängigen Gebirgsdeformationen und zeitabhängigen Spannungsumlagerungen führen.

Eine Beschränkung nur auf einen elasto-plastischen Modellansatz könnte auch bei annähernder Erfassung der totalen Deformationen bei einer 3D-Modellierung die Spannungsumlagerungen Gebirge – Ausbau nur unzureichend wiedergeben und die grundsätzlichen Modellierungsmöglichkeiten sowie die Simulation des Tragwerkverhaltens in doch erheblichem Maße einschränken (z.B. Gegenüberstellung von Feldmessdaten mit Berechnungsdaten im Rahmen einer Validationsanalyse). Dabei bleibt im Rahmen der phänomenologischen Betrachtungsweise die Frage unbeantwortet, welche Mechanismen den zeitabhängigen Deformationen letztlich zugrunde liegen. Die Beantwortung dieser Frage ist allerdings dann von zentraler Bedeutung, wenn es darum geht, die laborativ in vergleichsweise kurzen Zeiträumen beobachteten Deformationen auf sehr viel längere Zeiträume zu übertragen. Eine der grundlegenden Fragen befasst sich dann mit der Entscheidung darüber, ob die in Versuchen beobachteten viskosen Deformationen als bloßes, wenngleich lang anhaltendes Übergangskriechen oder doch eher als eine Kombination aus Übergangskriechen und stationärem Kriechen zu interpretieren und entsprechend zu modellieren sind. Da ein zunächst breiter angelegter Modellansatz die Möglichkeit bietet, im Rahmen der Anwendung später entsprechende einschränkende Spezialisierungen vorzunehmen, soll hier dieser Weg beschritten werden. Damit ist die grundsätzliche Übertragung der für Steinsalz formulierten Stoffmodelle vorgezeichnet. Von hier ausgehend werden dann die erforderlichen Modifikationen und Erweiterungen vorgenommen.

Hinzuweisen ist darauf, dass bei Steinsalz von einer verschwindend geringen Kriechgrenze ausgegangen wird, d.h. deviatorische Spannungen führen grundsätzlich zu Kriechdeformationen. Ob bei Tongestein eine Kriechgrenzfestigkeit anzusetzen ist und wenn ja in welcher zahlenmäßigen Größe, muss noch untersucht werden. Damit hängt allerdings auch die Frage nach der Art der zeitabhängigen Verformungen bei Tongesteinen zusammen (z.B. Konsolidationsdeformationen als Folge von Porenwasserdruckänderungen oder viskose Deformationen als Folge von Gleitbewegungen im Mineralkorngefüge).

Die Verformbarkeit von Tongesteinen und hier insbesondere die Kriechfähigkeit erscheint im Vergleich zu Salzgesteinen üblicher Fazies eher gering ausgeprägt. Allerdings sind auch Steinsalzfazies bekannt, die ein nur ähnlich gering ausgeprägtes Kriechvermögen wie Tongesteine aufweisen. *Bild 5.1* zeigt einen Vergleich stationärer Kriechraten für Tongesteine aus Mont Terri und Steinsalz. Für Tongesteine aus Bure hatten sich entsprechend *Bild 3.6* noch deutlich größere stationäre Kriechraten (vgl. Obergrenze Mont Terri) ergeben.

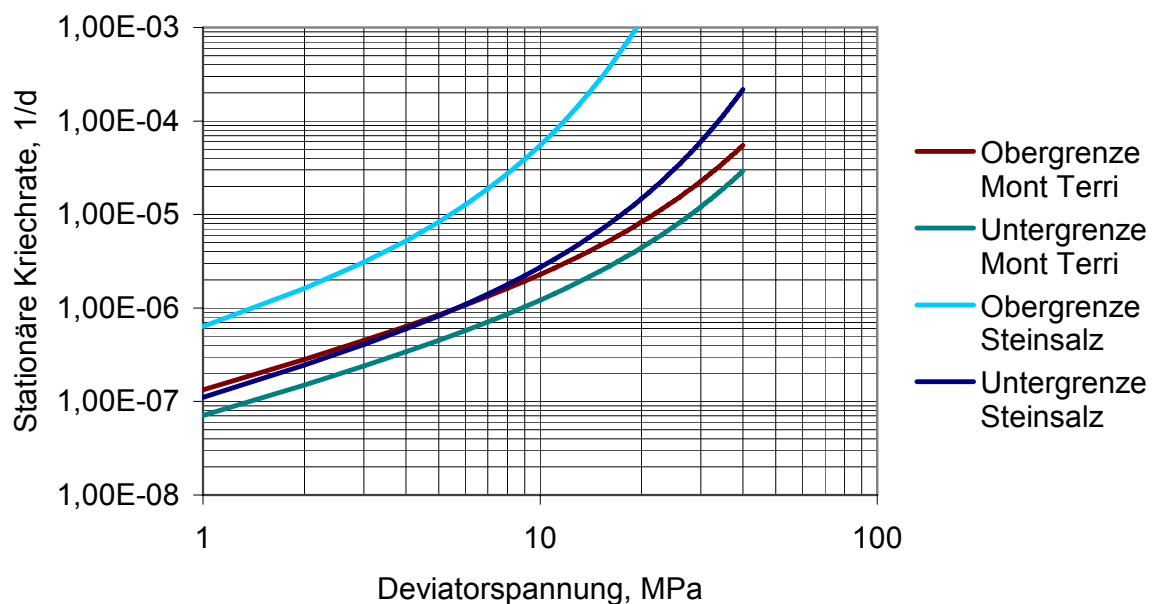


Bild 5.1: Vergleich stationärer Kriechraten von Steinsalz und Tongestein der Lokation Mont Terri

Zur physikalischen Modellierung des Kriechverhaltens von Tongesteinen sind zwar einige Stoffmodelle vorgeschlagen worden, z.B. *Su & Ozanam (1999)*, *Ghoreychi (1997, 1999)*, *Thury & Bossart (1999)* und *Bock (2000)*. Diese sind im Vergleich mit den Stoffmodellen für Salzgesteine allerdings noch weit weniger intensiv entwickelt. Nachstehend sollen zunächst einige typische Stoffmodelle für Tongesteine vorgestellt werden.

5.2 Ausgewählte Stoffmodelle aus der internationalen Literatur

(a) *Rheologisches Burgers-Modell nach Thury & Bossart (1999)*

Zur Beschreibung des Kriechverhaltens von Opalinuston (= Tongestein) aus dem Untertagelabor Mont Terri in der Schweiz wird in *Thury & Bossart (1999)* das rheologische lineare *Burgers-Modell* angewendet:

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_{tr} + \dot{\epsilon}_s = \frac{\sigma_v}{\eta_k} \cdot \exp\left[-\frac{\bar{G}_k}{\eta_k} \cdot t\right] + \frac{\sigma_v}{\eta_m} \quad (5.3)$$

Das *Burgers-Modell* besteht aus einer additiven Überlagerung der Kriechraten des *Kelvin-* und des *Maxwell-Modells*. Ein *Zeitverfestigungsansatz*, der z.B. bei *Aristorenas (1992)* für die Beschreibung viskosen Materialverhaltens von Tonschiefer angewendet worden ist, ist ungeeignet für eine stufenweise Belastungserhöhung und kann das Rückwärtskriechen bei einer Belastungsreduzierung nach dem *Kelvin-Modell* grundsätzlich nicht beschreiben, *Lux (1984)*. Daher wurde für Steinsalz auf diesem linearen *Burgers-Ansatz* aufbauend eine nichtlineare Erweiterung vorgeschlagen (hier: Stoffmodell *Lubby2*). Bei dieser Modifikation ist auch der *Zeitverfestigungsansatz* durch einen *Dehnungsverfestigungsansatz* für das transiente Kriechen ersetzt worden.

Nach *Thury & Bossart (1999)* und *Bock (2000)* gehört der Opalinuston zu den Sedimentgesteinen, deren mechanisches Verhalten aufgrund der Gefügeanisotropie im Grundsatz mit einem transversal isotropen Modell zu beschreiben ist. Festigkeitseigenschaften und Deformationsverhalten von Opalinuston sind richtungsabhängig sowie signifikant abhängig vom Wassergehalt. Danach beträgt der Wassergehalt des Opalinustons im natürlichen Zustand $w = 6,1 \%$. Ein höherer Wassergehalt führt zu einer geringeren Steifigkeit, zu einer geringeren Festigkeit und zu einem deutlicher ausgeprägten elasto-viskoplastischen Verhalten. So nimmt bei einem Manteldruck von $\sigma_3 = 10 \text{ MPa}$ z.B. die Festigkeit von $\beta_1 \approx 75 \text{ MPa}$ bei $w \approx 2 \%$ auf $\beta_1 \approx 35 \text{ MPa}$ bei $w \approx 9 \%$ ab. Allerdings wird das Kriechverhalten von Opalinuston weniger stark richtungs- und wassergehaltsabhängig als die Festigkeit und die Verformbarkeit beschrieben.

Zusammengefasst in *Tabelle 5.1* in Abhängigkeit von der Schichtungsorientierung in Bezug auf die Hauptbeanspruchungsrichtung sowie aufgetragen als Funktion des Wassergehaltes für zwei unterschiedliche Minimalspannungsniveaus (Manteldruck) in *Bild 5.2* werden hier von

Thury & Bossart (1999) ermittelte Viskositätswerte für Opalinuston aus Benken wiedergegeben.

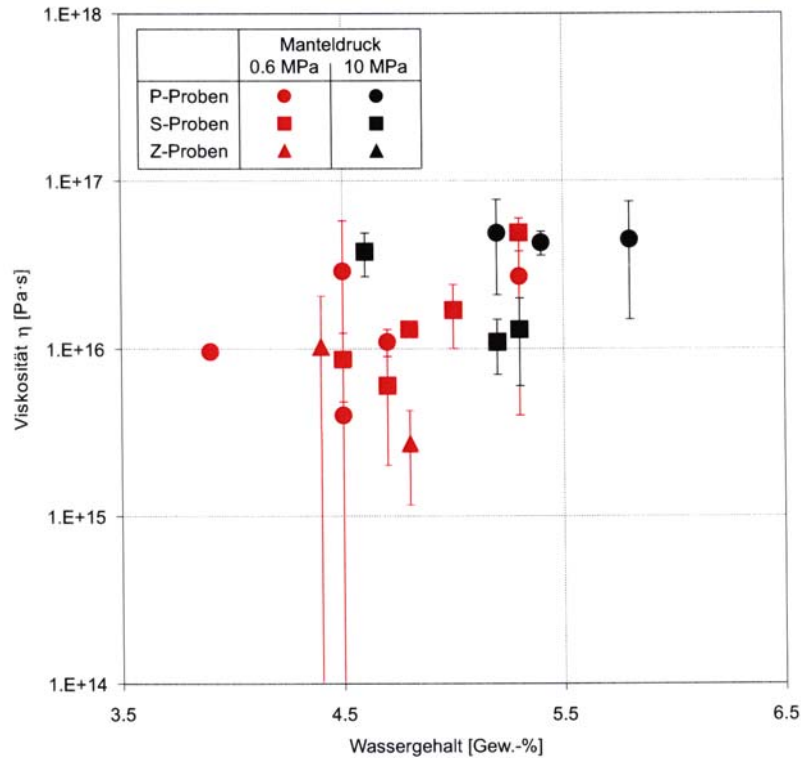


Bild 5.2 Gesteinsviskosität $\bar{\eta}_m$ für P-, S- und Z-Proben als Funktion des Wassergehaltes w nach Thury & Bossart (1999)

Parameter	P-Probe (parallel)	S-Probe (senkrecht)	Z-Probe (45°)
$\bar{\eta}_m$ (MPa·s)	$(2,7 \pm 1,8) \cdot 10^{10}$	$(1,9 \pm 1,6) \cdot 10^{10}$	$(6,5 \pm 5,4) \cdot 10^9$

Tabelle 5.1: Gesteinsviskosität in Abhängigkeit von der Schichtflächenorientierung in Bezug auf die Prüfkörperachse (Hauptbelastungsrichtung) nach Thury & Bossart (1999)

Als Mittelwert kann danach bei Vernachlässigung der Abhängigkeit von der Minimalspannung und der Schichtungsorientierung, die in beiden Fällen eher (aufgrund der relativ großen Streubreite und der nicht dargestellten Versuchseinzelergebnisse) nicht systematisch erkennbar ist, angesetzt werden:

$$w \approx 4,5 \% \rightarrow \bar{\eta}_m \approx 1 \cdot 10^{10} \text{ MPa} \cdot \text{s} \cong 1,2 \cdot 10^5 \text{ d} \cdot \text{MPa}$$



$$w \approx 5,5 \% \rightarrow \bar{\eta}_m \approx 5 \cdot 10^{10} \text{ MPa} \cdot \text{s} \cong 5,8 \cdot 10^5 \text{ d} \cdot \text{MPa}$$

Zum Vergleich werden für Steinsalz mittlerer Kriechfähigkeit bei Raumtemperatur und einer Deviatorspannung von $\sigma_v = 10 \text{ MPa}$ *Maxwell*'sche Viskositätsmoduli in der Größenordnung von $\bar{\eta}_m \approx 1 \cdot 10^6 \text{ d} \cdot \text{MPa}$ angenommen.

(b) Stoffmodell auf Basis der Deformationsverfestigung nach Ghoreychi (1997, 1999)

Nach Aussage in *Ghoreychi (1997, 1999)* sind qualitativ ähnliche Versuchsergebnisse an Tonstein aus Bure bezüglich Festigkeit, Schädigung / Dilatanz und Kriechen / Kriechbruch wie bei den Untersuchungen an Steinsalz erhalten worden. Zur Ermittlung der elasto-viskoplastischen Verzerrungsrate wurde ein Stoffmodell auf der Basis der Deformationsverfestigungstheorie angesetzt. Das Stoffmodell beschreibt nur die transiente Kriechphase und wurde auch für Salzgesteine bis in die 80er Jahre angewendet (Dehnungsverfestigungsansatz):

$$\dot{\varepsilon}_v^{VP} = A \cdot \left(\frac{\sigma_v}{\sigma^*} \right)^n \cdot (\varepsilon_v^{VP})^{-m} \quad (5.4)$$

$$A = a \cdot \exp\left(-\frac{Q}{R \cdot T}\right) \quad (5.5)$$

mit: a $2,3 \cdot 10^{-12} \text{ 1/d}$,
 Q 41 kJ/mol ,
 n $2,4, m = 3$,
 σ^* 1 MPa ,
 R $8,314 \cdot 10^{-3} \text{ kJ/(mol} \cdot \text{K)}$,
 A $1,5 \cdot 10^{-19} \text{ 1/d}$ (für $T = 298 \text{ K}$) nach *Ghoreychi (1997, 1999)*.

Für dieses Stoffmodell ist von *Su & Ozanam (1999)* ein weiterer Parameterdatensatz ermittelt worden mit:

a 10^{-9} 1/d ,
 Q 63 kJ/mol ,
 n $6,8, m = 2,7$,
 σ^* 1 MPa ,
 R $8,314 \cdot 10^{-3} \text{ kJ/(mol} \cdot \text{K)}$,
 A $9,05 \cdot 10^{-21} \text{ 1/d}$ (für $T = 298 \text{ K}$).

Beide Parametersätze sind zum Teil in den Zahlenwerten sehr unterschiedlich, obwohl sie für den gleichen Tonstein aus Bure gelten sollen.

Ein Schädigungsansatz wird nach *Ghoreychi (1997, 1999)* für notwendig gehalten, ist aber bislang noch nicht entwickelt. Deswegen kann das bislang bestehende Stoffmodell die in den Laborversuchen beobachtete tertiäre Kriechphase sowie den Kriechbruch nicht beschreiben. Als Beispiel zeigt *Bild 5.3* die gemessenen Kriechdeformationen bei einem Manteldruck von $\sigma_{2,3} = 10$ MPa und Raumtemperatur sowie bei einer stufenweisen Belastungserhöhung bis zum Kriechbruch, *Ghoreychi (1997)*. Bis zu einer Belastung von $\sigma_v \approx 18$ MPa wurde keine Schädigung beobachtet. Der Kriechbruch trat unter einer Belastung von $\sigma_v \approx 28$ MPa und bei einer axialen Verzerrung von $\varepsilon_1 \approx 3,2$ % ein. Das in *Bild 5.3* beobachtete tertiäre Kriechen bzw. der Kriechbruch können mit den vorgestellten Stoffmodellen nicht beschrieben werden.

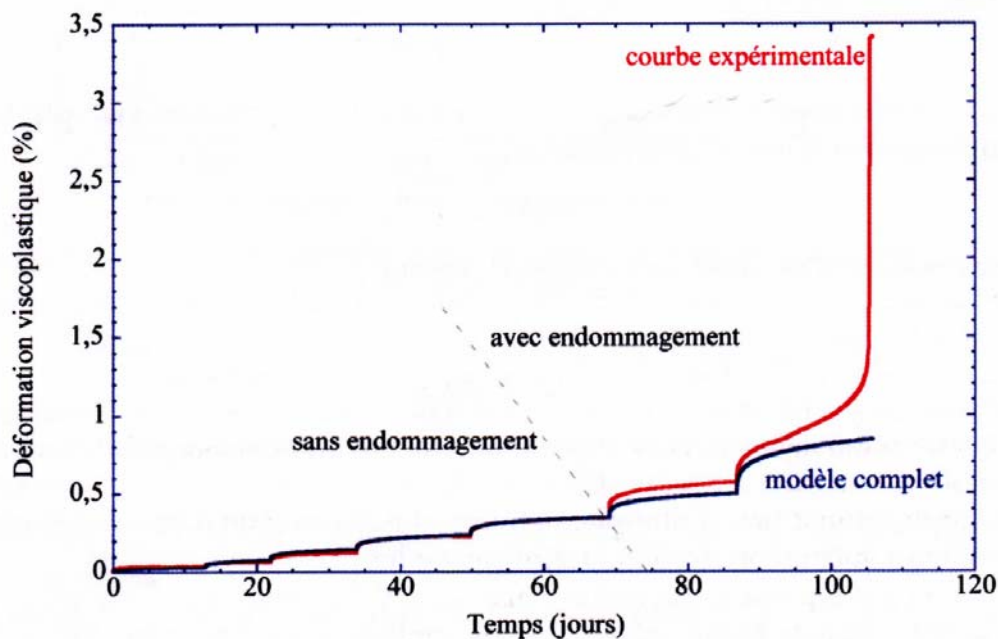


Bild 5.3: Kriechdeformation bei einem Manteldruck von $\sigma_{2,3} = 10$ MPa, Raumtemperatur und einer stufenweisen Belastungserhöhung bis zum Kriechbruch nach Ghoreychi (1997)

Anmerkung:

Aus der vorstehenden Darstellung, insbesondere dem Ansatz von *Ghoreychi (1997)* folgend, ist als Fazit festzuhalten, dass die Kriechfähigkeit von Tongesteinen zwar im Vergleich zu Steinsalz als relativ gesehen eher gering einzuordnen ist, bei einer langfristigen Simulation



des Tragverhaltens von Grubenbauen aber nicht vernachlässigt werden darf. Das Kriechverhalten von Tongesteinen und die Formulierung von Stoffmodellen für Tongesteine bedürfen noch einer intensiven Untersuchung. In einem ersten Schritt werden daher im Folgenden Stoffmodelle für Salzgesteine und hier insbesondere die beim Unterzeichnenden entwickelten Stoffmodelle für Salzgesteine auf Tongesteine übertragen. Diese Vorgehensweise bietet auch den Vorteil, dass auf einfache Weise vergleichende Betrachtungen angestellt werden können, um später Gemeinsamkeiten und Unterschiede beider Gesteinsarten bzw. Gebirgsformationen im Hinblick auf Prozessabläufe und Tragwerksverhalten identifizieren zu können.

5.3 Klassischer Ansatz im Rahmen der Kontinuumsmechanik

Zur Prognose des Tragverhaltens der hier relevanten Strecken im Tonsteingebirge wird ein linear-elastisch / visko-plastisches Stoffmodell herangezogen. Dabei wird davon ausgegangen, dass

- sich Gebirgsbereiche, deren Beanspruchung unterhalb einer Fließgrenzbedingung liegt, linear-elastisch verhalten und dass
- sich in Gebirgsbereichen, in denen die Beanspruchung größer ist als die der Fließgrenzbedingung entsprechende Beanspruchung, (wie auch immer rechnerisch simulierte) Spannungsumlagerungen einstellen derart, dass schließlich die Fließgrenzbedingung nicht überschritten wird. Diese Gebirgsbereiche werden unter dem Gesichtspunkt der rissbedingten Gefügeschwächungen als pseudo-plastische Zonen bezeichnet. In diesen pseudo-plastischen Zonen findet eine Gebirgsauflockerung statt, die mit einer Festigkeitsabnahme (→ deformationsabhängiger Abfall der Spitzenbruchfestigkeit auf die Restfestigkeit) und einer Zunahme der Deformationsfähigkeit verbunden sein kann. Bruchfestigkeit und Fließfestigkeit können im Grenzfall identisch sein. Es kann aber auch ein geringeres Beanspruchungsniveau als Fließgrenzfestigkeit angesetzt werden.

Für das linear-elastisch / visko-plastische Stoffmodell folgt die Gesamtverzerrungsrate aus dem Ansatz

$$\dot{\underline{\underline{\epsilon}}} = \dot{\underline{\underline{\epsilon}}}^{\text{el}} + \dot{\underline{\underline{\epsilon}}}^{\text{vp}} \quad (5.6)$$



d.h. die inelastischen Verzerrungen werden aus einem linear-elastischen und einem visko-plastischen Anteil additiv überlagert. Für die Berechnung der visko-plastischen Verzerrungen wird dabei eine Fließgrenzbedingung der Form $F(\sigma, \kappa)$ herangezogen. Die visko-plastische Berechnung wird abgebrochen, wenn im Berechnungsgebiet gilt: $F(\sigma, \kappa) \rightarrow 0$ und $\dot{\epsilon}^{vp} \rightarrow 0$, d.h. es wird im Berechnungsgebiet ein Zustand erreicht, bei dem keine Überschreitung der Fließgrenzbedingung mehr vorliegt und insofern keine weiteren pseudo-plastischen Zonen mehr entstehen und auch keine Spannungen mehr in geringer belastete Gebirgsbereiche oder einen Ausbau umgelagert werden müssen. Für den visko-plastischen Verzerrungsratenvektor $\dot{\underline{\epsilon}}^{vp}$ wird angenommen:

$$\dot{\underline{\epsilon}}^{vp} = \gamma \cdot A \cdot F(\sigma, \kappa) \cdot \frac{\partial Q(\sigma, \kappa)}{\partial \underline{\sigma}} \quad (5.7)$$

mit

$A = 0$ für $F(\sigma, \kappa) \leq 0$ und

$A = 1$ für $F(\sigma, \kappa) > 0$,

γ (fiktiver) Viskositätsparameter,

Q plastische Potentialfunktion.

Als Fließfunktion wird die Bruchbedingung nach *Mohr-Coulomb* eingesetzt. Damit gilt als Fließfunktion:

$$\tau_f = \sigma_n \cdot \tan \varphi + C \quad (5.8a)$$

bzw. in Abhängigkeit von den Koordinatenspannungen

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 = \sin^2(\sigma_x + \sigma_y + 2C/\tan\varphi)^2 \quad (5.8b)$$

mit

τ_f aufnehmbare Schubspannung im Bruchzustand in MPa,

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}$ Korrdinatenspannungen in MPa

σ_n Normalspannung senkrecht zur Bruchfläche in MPa,

φ Winkel der inneren Reibung in ° und

C Kohäsion in MPa.

Einzelheiten sind zu finden bei *Lux (1984), Pircher & Partner (1999), Hou (1997)*.



5.4 Linear-elastisches Stoffmodell nach *Hooke*

Berechnungen mit dem linear-elastischen Stoffmodell nach *Hooke* sind die Ausgangsbasis für weiterführende plastische oder viskose Berechnungen. Ihre Ergebnisse können auch zu einer ersten Überprüfung der Qualität der numerischen Ergebnisse herangezogen werden.

Das linear-elastische Stoffmodell nach *Hooke* kann in der Form der Gl. (5.9) dargestellt werden:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot I_1 \cdot \delta_{ij} \quad (5.9)$$

Die Materialkennwerte E (Verformungsmodul) und ν (*Poissonzahl*) werden gesteinsbezogen festgelegt.

5.5 Elasto-plastisches Stoffmodell und Bruch- / Fließkriterium nach *Mohr-Coulomb*

5.5.1 Elasto-plastisches Stoffmodell

Das linear elasto-plastische Materialverhalten ist dadurch gekennzeichnet, dass sich das Material bei Beanspruchungszunahme so lange linear-elastisch verhält, bis ein definiertes Beanspruchungsniveau, das als Fließgrenze bezeichnet wird, erreicht wird. Danach treten zusätzlich zu den elastisch-reversiblen auch plastisch-irreversible Verformungen auf. Je nach Festlegung des Fließgrenzniveaus in Bezug auf die Bruchfestigkeit können bei Überschreitung der Fließgrenze noch eine Zunahme der Beanspruchbarkeit erfolgen (plastische Verfestigung) oder aber eine Abnahme, zurückzuführen auf mehr oder weniger intensiv ausgeprägten Schädigungen, die zu einer Entfestigung im Materialgefüge führen (→ Abfall der Festigkeit bei zunehmender plastischer Deformation auf Restfestigkeitsniveau). Im idealen Fall ist bei Erreichen der Fließgrenze eine Beanspruchungszunahme nicht mehr möglich und die plastischen Deformationen erfolgen ohne Verfestigung und auch ohne Entfestigung.

Das elasto-plastische Stoffmodell eignet sich für die Analyse des Tragverhaltens von Konstruktionen in Geomaterialien, die kein oder kein ausgeprägtes Kriechverhalten aufweisen. Mit diesem Stoffmodell können u.a. pseudo-plastische Zonen ermittelt werden, Gebirgsbereiche also, in denen die Fließgrenzfestigkeit überschritten ist und in denen rupturale Prozesse



zu erwarten sind. Die Fließgrenzfestigkeit ist aus den Materialuntersuchungen abzuleiten. Sie wird oft auch mit der konservativ eingeschätzten Bruchfestigkeit gleich gesetzt.

Die Fließ- bzw. Bruchgrenze eines Materials kann durch verschiedene spannungs- und auch deformationsabhängige Funktionen beschrieben werden. Damit kann auch das *Mohr-Coulomb*'sche Bruchkriterium als Fließfunktion gedeutet und angewendet werden:

$$F^p = \tau - \sigma_n \cdot \tan \phi - c \quad (5.10a)$$

$$\text{Grenzfall (Bruchkriterium): } F^p = 0 \Rightarrow \tau = \tau_B = \sigma_n \cdot \tan \phi + c \quad (5.10b)$$

- mit τ_B aufnehmbare Schubspannung im Bruchzustand in MPa
 τ Schubspannungen in MPa
 σ_n Normalspannung senkrecht zur Bruchfläche in MPa
 c Kohäsion in MPa
 ϕ Winkel der inneren Reibung in °

Die Funktion nach Gl. (5.10a,b) kann auch mit den Hauptspannungen dargestellt werden. Dann folgt:

$$F^p = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} - 2c \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}} = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot N_\phi - 2c \cdot \sqrt{N_\phi} \quad (5.11a)$$

$$\text{mit } N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5.11b)$$

Erst wenn die Fließgrenze mit $F^p \geq 0$ erreicht bzw. überschritten wird, stellen sich plastische Verformungen ein. Bei weiterem Belastungseintrag in das Tragsystem verlagern sich die das Fließgrenzfestigkeitsniveau überschreitenden Beanspruchungsanteile durch deformationsbegleitete Spannungumlagerungen aus der plastischen Zone in den noch elastischen Nachbargebirgsbereich oder in einen Ausbau.

Der Grenzfall $F^p = 0$ beschreibt das Erreichen des Bruchzustandes. Die aufnehmbare Schubspannung τ entspricht der *Mohrschen* Scherfestigkeit τ_B .

Funktionswerte $F^p < 0$ kennzeichnen ein (noch) linear elastisches Verhalten.

Neben der Definition einer Fließ- bzw. Bruchbedingung ist festzulegen, wie sich das Material im plastischen Beanspruchungsbereich verhalten soll. Dazu wird eine Potentialfunktion Q^p eingeführt, deren Ableitung für jeden Spannungszustand die Richtung des Verzerrungsratenvektors angibt.

Dabei gibt es zwei Möglichkeiten zur Definition einer Potentialfunktion (Fließregel): Auf der einen Seite die Definition einer assoziierten Fließregel, bei der $F^P \equiv Q^P$ ist und auf der anderen Seite dann die Definition einer nichtassozierten Fließregel, für die $F^P \neq Q^P$ gilt. Die assoziierte Fließregel beschreibt bei näherer Betrachtung allerdings einen Sonderfall, der auch von der nichtassozierten Fließregel erfasst werden kann. Die Erfahrung zeigt, dass bei Ansatz einer assoziierten Fließregel in der Regel die Volumendilatanz überschätzt wird. Dagegen lässt sich die in Laborversuchen gemessene Volumenverzerrung aufgrund der Anpassungsmöglichkeiten bei Ansatz einer nichtassozierten Fließregel entsprechend den laborativen Befunden beschreiben. Daher wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit nur die nichtassozierte Fließregel mit einer Potentialfunktion Q^P vorgestellt, die verschieden ist von der Fließfunktion F^P . Weil die Potentialfunktion bei ihrer praktischen Anwendung nach den einzelnen Spannungskomponenten abgeleitet werden muss, hat eine Konstante wie die Kohäsion c keine Bedeutung, da sie bei der Differentiation wegfällt. Analog zur Fließfunktion F^P nach Gl. (5.10) oder Gl. (5.11a) kann die Potentialfunktion Q^P wie folgt dargestellt werden:

$$Q^P = \tau - \sigma_n \cdot \tan \psi \quad \text{oder} \quad Q^P = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot N_\psi \quad (5.12)$$

mit ψ Dilatanzwinkel in $^\circ$, mit $\arctan \psi = \varepsilon_{\text{vol}} / \varepsilon_v$

N_ψ Dilatanzfunktion in –

Ungeachtet des für die Potentialfunktion Q^P bedeutungslosen Parameters c liegt der einzige Unterschied zur Fließfunktion F^P darin, dass statt des Reibungswinkels ϕ der Dilatanzwinkel ψ in die Potentialfunktion Q^P eingeführt wird.

Da der Ansatz einer assoziierten Fließregel erfahrungsgemäß auf eine im Vergleich zu Messwerten zu große Dilatanz führt, folgt, dass der Dilatanzwinkel kleiner sein muss als der zugehörige Reibungswinkel. Daher darf auch der Wert der Dilatanzfunktion N_ψ höchstens den Wert von N_ϕ erreichen:

$$\psi \leq \phi \Rightarrow N_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \leq N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5.13)$$

Wenn beide Winkel gleich sind, folgt die assoziierte Fließregel, Gl. (5.14); sonst liegt eine nichtassozierte Fließregel vor:

$$\psi = \phi \Rightarrow Q^P \equiv F^P \quad \text{und} \quad \psi < \phi \Rightarrow Q^P \neq F^P \quad (5.14)$$



Ein Dilatanzwinkel von $\psi = 0$ bedeutet, dass keine Dilatanz auftritt. Mit einer Zunahme des Dilatanzwinkels nimmt auch der Zahlenwert der Dilatanzfunktion N_ψ zu. Der Grenzwert $\psi \rightarrow 90^\circ$ führt zu einer extrem großen und unrealistischen Dilatanz, Gl. (5.15):

$$\psi = 0 \Rightarrow \text{keine Dilatanz}; N_\psi = 1 \quad (5.15)$$

$$\psi \rightarrow 90^\circ \Rightarrow \text{extrem große Dilatanz}; N_\psi \rightarrow \infty$$

Die plastischen Verzerrungen werden mit dem Ansatz nach Gl. (5.16) berechnet:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \cdot \frac{\langle F^p \rangle}{|F^p|} \cdot \frac{\partial Q^p}{\partial \sigma_{ij}} \quad \langle x \rangle = \begin{cases} 0 & x \leq 0 \\ x & x > 0 \end{cases} \quad \text{und} \quad |x| = \begin{cases} -x & x < 0 \\ x & x \geq 0 \end{cases} \quad (5.16)$$

mit $d\varepsilon_{ij}^p$ Tensor der inkrementellen plastischen Verzerrungen in einem Rechenschritt
 in -

$d\lambda$ abzuleitender Vorfaktor in -

Plastische Verformungen, die sich bei Überschreitung der Fließgrenze einstellen, führen im Gebirge zu Gefügeentfestigungen, die eine Reduzierung der Bruchfestigkeit bedingen. Diese Festigkeitsreduktion kann ebenfalls mit dem elasto-plastischen Stoffmodell beschrieben werden.

5.5.2 Elasto-plastisches Stoffmodell mit Berücksichtigung der Restfestigkeit bzw. des Nachbruchverhaltens von Tongestein

In der pseudo-plastischen Zone entfestigt sich das Gebirge. Infolgedessen nimmt die Bruchfestigkeit bis auf die Restfestigkeit ab. Die Abnahme der Festigkeit ist eine Funktion der eingetretenen plastischen Deformation und erfolgt im Grenzfall momentan. Weil das eingesetzte FEM-Programm *Mises3* diese deformationsbezogene Abhängigkeit nicht berücksichtigt, kann bei den numerischen Berechnungen mit diesem Programm nur der Fall der momentanen Entfestigung behandelt werden.

Das Nachbruchverhalten kann in diesem Fall mit der Restfestigkeit (Restscherparameter c_r und ϕ_r) sowie mit dem Restdilatanzwinkel ψ_r beschrieben werden:

$$F^{pr} = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot N_{\phi_r} - 2c_r \cdot \sqrt{N_{\phi_r}} \quad (5.17)$$



$$N_{\phi_r} = \frac{1 + \sin \phi_r}{1 - \sin \phi_r} \quad (5.18)$$

$$Q^{pr} = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \psi_r}{1 - \sin \psi_r} = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot N_{\psi_r} \quad (5.19)$$

$$N_{\psi_r} = \frac{1 + \sin \psi_r}{1 - \sin \psi_r} \quad (5.20)$$

Im Rahmen der Arbeiten des AkEnd, *Lux et al. (2002a,b)* sind bereits laborative und numerische Grundlagenuntersuchungen zum Nachbruchverhalten von Tongesteinen durchgeführt worden. Nachfolgend sollen ausgewählte Ergebnisse exemplarisch angesprochen werden.

5.5.3 Ausgewählte elasto-plastische Berechnungsergebnisse mit Berücksichtigung der Restfestigkeit bzw. des Nachbruchverhaltens von Tongestein

Die für Tongestein angesetzten Materialkennwerte bezüglich der Bruch- und Restfestigkeit sowie der Dilatanzfestigkeit resultieren aus der Literatur (diverse Standorte bzw. Formationen), zitiert in Teil A, *Lux et al. (2002a)* und aus eigenen Untersuchungen, zitiert aus Teil B, *Lux et al. (2002b)*. In *Bild 5.4* sind die zugehörigen Versuchswerte zur Ermittlung des Dilatanzwinkels für Opalinuston dargestellt.

Bei grober und einschränkender Auswertung der laborativen Befunde kann für eine Variationsanalyse mit Blick auf die Auflockerungsintensität in der pseudo-plastischen Zone (Nachbruchbereich) folgender Ansatz formuliert werden:

- (1) Obergrenzenabschätzung $\psi = \psi_R = 25^\circ$,
- (2) Mittelwertabschätzung $\psi = \psi_R = 12,5^\circ$,
- (3) Untergrenzenabschätzung $\psi = \psi_R = 5^\circ$.

Bezüglich der Dilatanz (Gefügeauflockerungsintensität) sind entsprechend *Bild 5.4* nach Überschreitung der Dilatanzfestigkeit der Vorbruch- und der Nachbruchbereich zu unterscheiden. Der Dilatanzwinkel für den Beanspruchungsbereich zwischen Dilatanzfestigkeit und Bruchfestigkeit ergibt sich danach in einem Bereich von $6^\circ < \psi < 1^\circ$, während für den Nachbruchbereich erheblich größere Dilatanzwinkel im Bereich $25^\circ < \psi_R < 5^\circ$ erhalten werden.

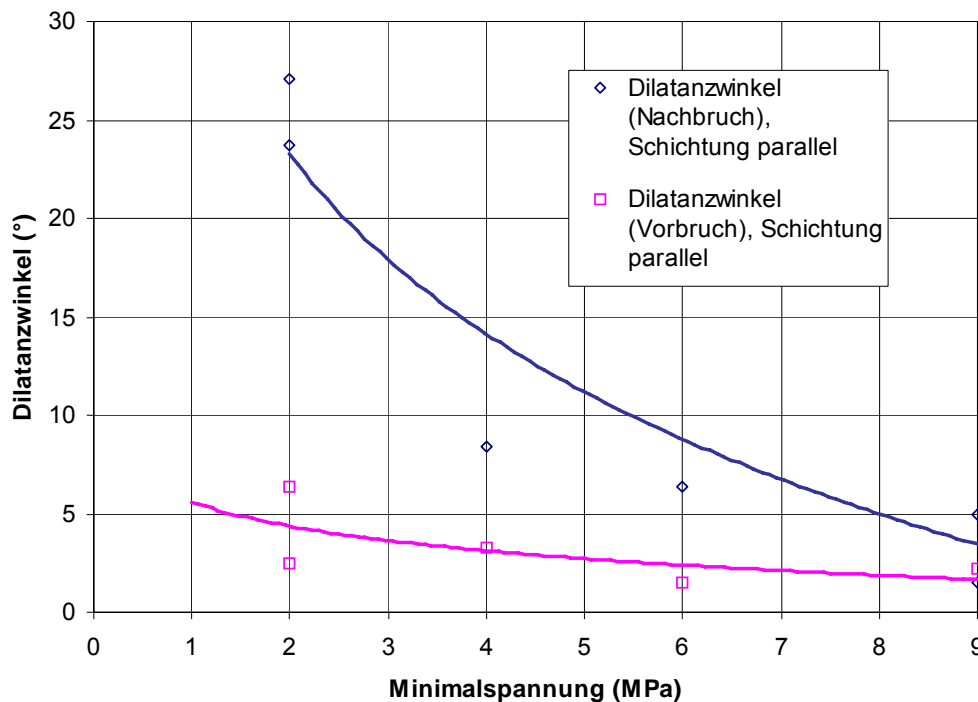


Bild 5.4: Dilatanzwinkel im Vor- und Nachbruchbereich in Abhängigkeit der Minimalspannung,

Im Programm *MISES3* kann allerdings nicht zwischen diesen Dilatanzwinkeln des Vor- und Nachbruchbereichs unterschieden werden. Daher wird eine Parametervariation durchgeführt, die insgesamt den Messwertbereich umfasst. Als Variationsparameter wird hier der Dilatanzwinkel ψ behandelt, der neben der Bruch-/ Fließfestigkeit entscheidenden Einfluss hat auf die Größe der in der pseudoplastischen Zone zu erwartenden Auflockerung (= Dilatanz, Volumendehnung), die wiederum eng verbunden ist mit der Ausbildung der Sekundärpermeabilität. Es ist bekannt, dass der Ansatz eines assoziierten Fließmodells mit $\psi \equiv \varphi$ in Geomaterialien zu einer unrealistisch großen Dilatanz führt. Daher erfolgt hier der Ansatz $\psi_1 = 25^\circ$ ($\equiv \varphi$), $\psi_2 = 12,5^\circ$ und $\psi_3 = 5^\circ$. Der Ansatz $\psi \neq \varphi$ führt dann auf das so genannte nicht-assoziierte Fließmodell.

In der ersten Berechnung wird mit $\psi_1 = 25,0^\circ$ ein assoziiertes Fließmodell verwendet, während durch Variation des Dilatanzwinkels ψ mit $\psi_2 = 12,5^\circ$ und $\psi_3 = 5,0^\circ$ für die weiteren Betrachtungen ein nicht-assoziiertes Fließmodell angenommen wird. Ziel dieser Variation ist es, den Einfluss des Dilatanzwinkels ψ auf die Dilatanz ε_{vol} in der pseudo-plastischen Zone zu ermitteln.



Es ist darauf hinzuweisen, dass der Parameter ψ_R in *MISES3* nicht angesetzt werden kann, so dass hier eine Differenzierung mit Ansatz der Dilatanzwinkel des Vorbruchbereichs ψ und des Nachbruchbereichs ψ_R entsprechend den laborativen Befunden nach *Bild 5.4* nicht möglich ist.

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Berechnungen eines repräsentativen Streckenquerschnittes in einer Teufenlage von $z = 600$ m und mit einem Seitendruckbeiwert von $K_0 = 0,775$ vorgestellt und im Hinblick auf die Ausdehnung pseudo-plastischer und dilatanter Zonen sowie Konturverzerrungen und Konturverschiebungen diskutiert, *Lux et al. (2002a)*.

Gebirgsbereiche mit Überschreitung der Bruch-/ Fließbedingung werden im Berechnungsmodell nicht eliminiert. Voraussetzung dafür ist im Rahmen der Berechnungen eine Kontursicherung, die nachhaltige Konturbrüche verhindert. Allerdings wird in diesem Gebirgsbereichen die Materialfestigkeit auf das Niveau der Restfestigkeit herabgesetzt.

Bild 5.5 und *Bild 5.6* zeigen die sekundäre Vertikalspannungsverteilung im Horizontalschnitt durch den Streckenstoßbereich mit *Bild 5.5* im Konturbereich und mit *Bild 5.6* im Gebirgsbereich bis zum Berechnungsmodellrand.

Das Vertikal-Spannungsmaximum bei $x = 8,0$ m kennzeichnet den Übergang vom elasto-plastischen in den linear-elastischen Beanspruchungsbereich. Im Gebirge mit $x < 8,0$ m sind die Vertikalspannungen (und die hier nicht dargestellten Horizontalspannungen) derart umgelagert, dass der Sekundärspannungszustand die Bruch-/ Fließbedingung einhält. Aus Gleichgewichtsgründen werden die im elasto-plastischen Beanspruchungsbereich nicht mehr aufnehmbaren Beanspruchungen in den Gebirgsbereich $x > 8,0$ m umgelagert, so dass dort im Vergleich zur linear elastischen Berechnung erhöhte Vertikalspannungen vorliegen.

Auffallend an den Berechnungsergebnissen ist, dass sich die Variation des Dilatanzwinkels mit $\psi = 25^\circ$, $\psi = 12,5^\circ$ und $\psi = 5^\circ$ augenscheinlich nicht wesentlich auf die Vertikalspannungsverteilung und damit auf den Sekundärspannungszustand auswirkt.

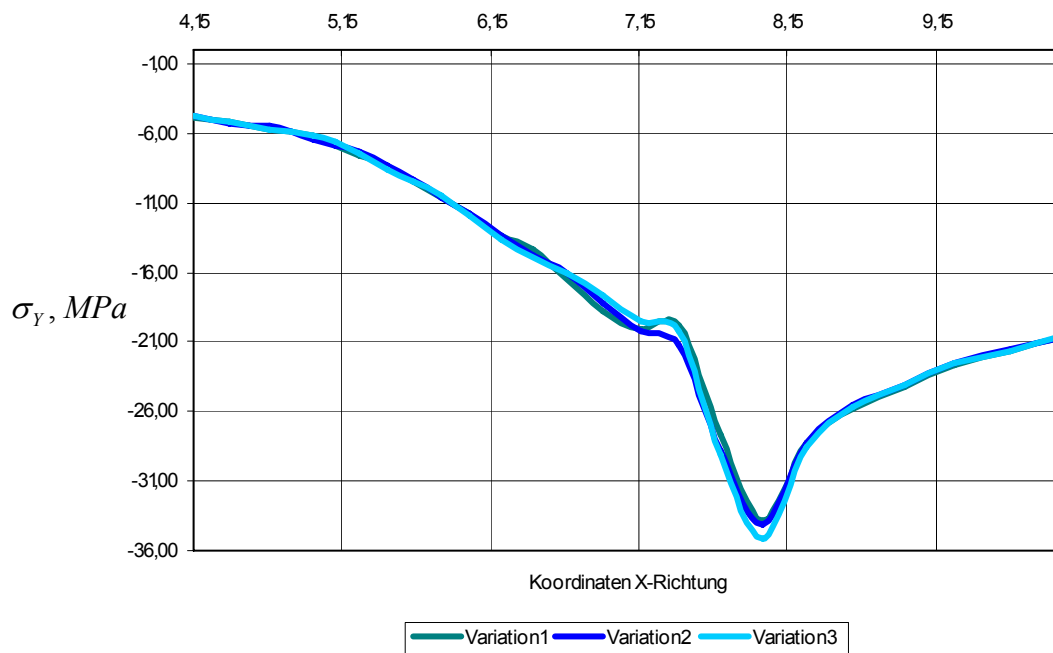


Bild 5.5: Horizontalschnitt / Vertikalspannungen im Konturnahbereich bei Variation des Dilatanzwinkels

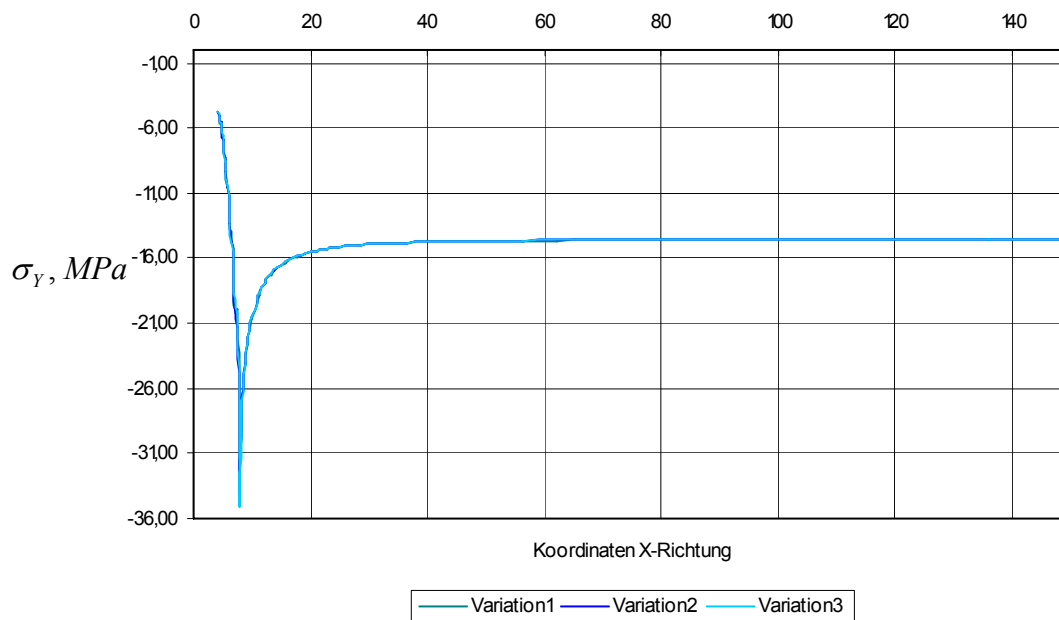


Bild 5.6: Horizontalschnitt / Vertikalspannungen bei Variation des Dilatanzwinkels

Grundsätzlich zeigen die Berechnungsergebnisse, dass sich pseudo-plastische Zonen nur im Stoßbereich der Strecke ausbilden. Bild 5.7 zeigt dazu den Verlauf der Vergleichspannung σ_v im Horizontalschnitt.

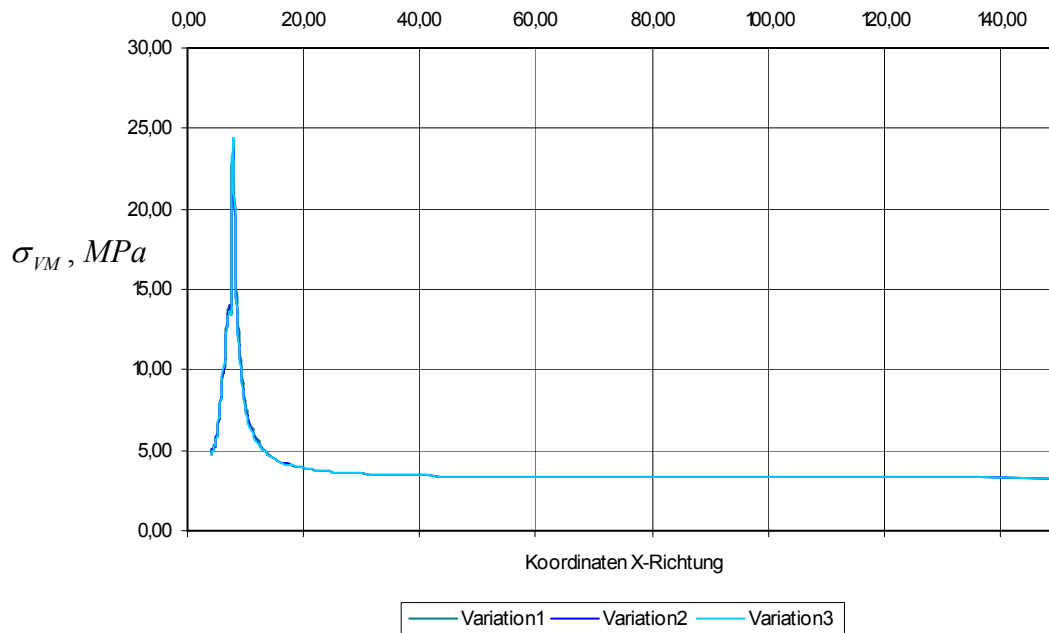


Bild 5.7: Horizontalschnitt / Von Mises-Spannungen (Vergleichsspannung) bei Variation des Dilatanzwinkels und Ausdehnung der pseudo-plastischen Zone

Die Grenze der pseudo-plastischen Zone ist dort erreicht, wo die Vergleichsspannung ein Maximum erreicht. Aus dieser Darstellung ist die laterale Ausdehnung der pseudo-plastischen Zone in einer Größe von $r_{pl} \cong 3,8$ m zu entnehmen (Kontur bis Extremalwert σ_v). Die Vergleichsspannung innerhalb der pseudo-plastischen Zone muss in ihrem Verlauf Zahlenwerte annehmen, die gerade der jeweiligen Schubfestigkeit aus der Bruch-/ Fließfunktion entsprechen (abhängig von Scherparametern und ortsbezogener Minimalspannung). Gebirgsmechanisch ist davon auszugehen, dass das Gebirge innerhalb der pseudo-plastischen Zone Risse aufweist und zu Konturbrüchen neigt. Daher ist zur Verhinderung von progressiven Abschalungen eine statisch hinreichende Kontursicherung vorzunehmen.

Die laterale Ausdehnung der pseudo-plastischen Zonen in den untersuchten Variationen zeigt entsprechend Bild 5.7 überraschend keine Unterschiede ($r_{pl} \approx 3,8$ m in allen Fällen). Dieser Befund bedeutet zunächst jedoch nicht, dass damit auch die anderen Zustandsgrößen identisch sind unabhängig von den angesetzten Materialkennwerten.

Wie aufgrund der Ausbildung der pseudoplastischen Zonen zu erwarten ist, werden die größten Gebirgsbewegungen an der Kontur im Stoß erhalten, da hier zu der elastischen Deformation noch die Deformationsanteile aus der inelastischen Spannungsumlagerung hinzukommen (Verformungsmodul nicht reduziert). In Tabelle 5.2 sind die berechneten Zahlenwerte für die



Verschiebungen in Firste, Stoß und Sohle eingetragen (Firstsenkung, Stoßschiebung, Sohlenhebung).

Konturverschiebung für $z = 600\text{m}$, in m			
	<i>Variation 1 ($\psi = 25^\circ$)</i>	<i>Variation 2 ($\psi = 12,5^\circ$)</i>	<i>Variation 3 ($\psi = 5^\circ$)</i>
<i>Firste</i>	-3,22E-02	-3,21E-02	-3,21E-02
<i>Stoß/Ulme</i>	-1,04E-01	-5,62E-02	-4,24E-02
<i>Sohle</i>	3,08E-02	3,07E-02	3,07E-02

Tabelle 5.2: Vertikale und laterale Konturverschiebungen für die Teufe $z = 600\text{ m}$

Bei den Gebirgsdeformationen an der Streckenkantur zeigen sich variationsabhängig deutliche Unterschiede im Stoßbereich. Tendenziell wird mit zunehmendem Dilatanzwinkel ψ die Konturverformung größer. Grund für die zunehmende Konturverformung ist die mit zunehmendem Dilatanzwinkel auch zunehmende Gefügauflockerung. Damit wird die bekannte Tatsache bestätigt, dass bei einem assoziierten Fließmodell mit $\psi \equiv \varphi$ die größten Gefügauflockerungen berechnet werden, die allerdings die tatsächlich zu erwartende Dilatanz erheblich überschätzen.

Werden die Ergebnisse der Berechnungen mit dem assoziierten Fließmodell mit den Ergebnissen der Berechnung mit dem nicht-assozierten Fließmodell verglichen, so zeigt sich bei der Beanspruchung (Spannungszustand) kein signifikanter Unterschied. Allerdings tritt deutlich der Unterschied in der ermittelten Konvergenz im Stoßbereich hervor. Im Mittel liegt diese bei den nicht-assozierten Fließmodellen um mehr als 50 % unter den Werten für das assoziierte Fließmodell.

5.5.4 Abhängigkeit der Materialeigenschaften von Tongesteinen von den Schicht-/Schieferungsflächen

Bei der Bearbeitung des Forschungsvorhabens hat sich das anisotrope Materialverhalten des untersuchten Tongesteins bereits in *Abschnitt 4.7* als eine charakteristische Materialeigenschaft herausgestellt, die im Hinblick auf eine realitätsnahe physikalische Modellierung dementsprechend zu berücksichtigen ist. Dieser Abschnitt beschreibt Ansätze zur Berücksichti-

gung von Festigkeitsanisotropien bei der physikalischen Modellbildung und stellt vor diesem Hintergrund ein elasto-plastisches Stoffmodell mit Berücksichtigung einer reduzierten Festigkeit auf Schichtflächen vor.

Die in den vorhergehenden Abschnitten skizzierten mechanischen Materialeigenschaften von Tongesteinen zeigen eine grundsätzliche Abhängigkeit von der Ausbildung des Korngefüges und damit eine mehr oder weniger ausgeprägte Anisotropie. Diese Abhängigkeit zeigt sich u.a. durch reduzierte Festigkeiten auf Schicht-/ Schieferungsflächen. Untersuchungen zum Tragverhalten von Grubenbauen zeigen, dass ohne Berücksichtigung dieser anisotropen Eigenschaften eine Re-Analyse von Feldbeobachtungen Defizite aufweisen könnte. Daher sollen nachstehend kurz Möglichkeiten skizziert werden, wie anisotrope Materialeigenschaften in die physikalische Modellierung integriert werden können.

(a) Elastisches Verhalten

Für das in *Bild 5.8a* dargestellten Gestein mit richtungslosem Korngefüge (feinkristallines Steinsalz, Granit) ergeben sich bei axialer Beanspruchung unterhalb der Gesteinsfestigkeit weitgehend elastische Deformationen. Zwei Kenngrößen, der Elastizitätsmodul E und die Poissonzahl ν , reichen dann zur Beschreibung des linear-elastischen Spannungsverzerrungsverhaltens aus.

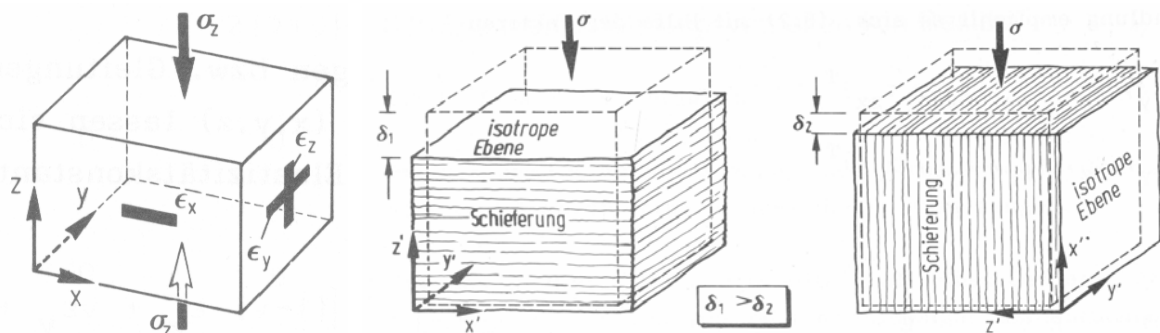


Bild 5.8: (a) Modell mit richtungslosem Korngefüge, (b) Modell mit flächigem Gefüge nach Wittke (1984)

Bei dem im *Bild 5.8b* dargestellten Modell eines Gesteins mit flächigem Gefüge (Tongestein) stellt die Annahme eines isotropen elastischen Verhaltens eine unzulässige Vereinfachung dar. Erfahrungsgemäß weisen diese Gesteine eine wesentlich stärkere Zusammendrückbarkeit senkrecht zur Gefügebene als parallel dazu auf. In der Ebene des flächigen Gefüges ist das Spannungsverzerrungsverhalten dagegen isotrop. Die einfachste Möglichkeit, ein solches

Verhalten im elastischen Deformationsbereich zu beschreiben, besteht in der Idealisierung als transversal isotropes Material. Das Spannungsverzerrungsverhalten wird dann durch fünf voneinander unabhängigen Elastizitätskonstanten charakterisiert. Diese fünf Materialkennwerte sind die Elastizitätsmoduli E_1 und E_2 für die Richtungen parallel bzw. senkrecht zur isotropen Ebene, der Schubmodul G_2 für Schubbeanspruchungen in der isotropen Ebene sowie die zwei Poisson-Zahlen ν_1 und ν_2 entsprechend den Elastizitätsmoduli. Die Materialkennwerte sind aus entsprechend orientierten Versuchen abzuleiten. Die Herleitung der Materialkennwerte für das transversal isotrope Materialverhalten ist z.B. bei *Wittke (1984)* zu finden.

(b) Elasto-plastisches Verhalten nach Mohr-Coulomb

Der Beanspruchungsbereich, in dem die Spannungen und Verformungen durch die lineare Elastizitätstheorie beschrieben werden können, ist durch die Fließgrenze begrenzt. Beanspruchungen oberhalb sind mit elasto-plastischen Deformationen verbunden. Gesteine mit richtungslosem Korngefüge werden im Allgemeinen hinsichtlich ihrer Festigkeit als isotrop angesehen. Bei Gesteinen mit flächigem Korngefüge sind durch die Gefügeebenen in der Regel Ebenen bevorzugter Spaltbarkeit bzw. abgeminderter Festigkeit vorgegeben. Zur Beschreibung der Scherfestigkeit in den Gefügeebenen bei Gesteinen mit flächigem Korngefüge wird ebenso wie bei Gesteinen mit richtungslosem Korngefüge das *Mohr-Coulomb*'sche Bruchkriterium herangezogen. Dabei werden auf Seite der Beanspruchung die resultierende Schubspannung τ_{res} in dieser Ebene und die entsprechende Normalspannung σ_n herangezogen. Die Abminderung gegenüber der Festigkeit des Gesteins wird dabei durch die Wahl entsprechender Scherparameter ϕ_s und c_s berücksichtigt:

$$\tau_{res} = \sigma_n \cdot \tan \phi_s + c_s \quad (5.21)$$

Auch nach Überschreitung der Scherfestigkeit kann Gestein in der Regel in begrenztem Umfang noch Schubspannungen übertragen. Dieser Zustand wird mit Hilfe der Parameter Restreibungswinkel sowie Restkohäsion beschrieben. Bei einem gegebenen Spannungszustand muss folglich für die Schichtungsebene sowie für die richtungsunabhängige homogene Matrix getrennt überprüft werden, ob eines der Bruchkriterien verletzt wird, *Bild 5.9a/b*.

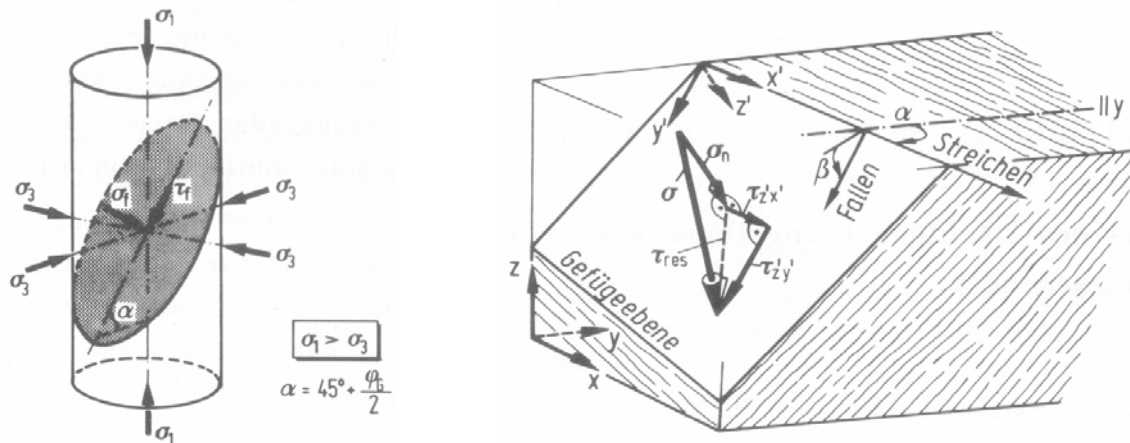


Bild 5.9: (a) Modell mit richtungslosem Korngefüge, (b) Modell mit flächigem Gefüge nach Wittke (1984)

(c) **Elasto-plastisches Verhalten mit nichtlinearem Bruchkriterium**

Bei der Beschreibung der Festigkeit von Schichtflächen wird von der in der Schichtflächenebene wirkenden Schubspannung τ_{res} und der senkrecht zur Schichtfläche gerichteten Normalspannung σ_n ausgegangen. In Analogie zu der Beschreibung der Scherfestigkeit von Trennflächen könnte die Größe der Normalspannungen dabei in Abhängigkeit von der geometrischen Ausbildung der Schichtflächen Einfluss haben auf die Scherfestigkeit. Bei unebenen Schichtflächen kann ein Schubbruch nach Bild 5.10a/b auf zweierlei Arten erfolgen, Wittke (1984):

- Ist infolge einer relativ geringen Normalspannung senkrecht zur Schichtfläche eine gegenseitige Verschiebung der beiden Schichtflächenufer in Verbindung mit einem Aufgleiten möglich, gilt als Bruchkriterium:

$$\tau_{res} = \sigma_n \cdot \tan(\phi + i)_s + c_s \tag{5.22}$$

Je nach Größe des Aufgleitwinkels i ergeben sich auch bei kleineren Normalspannungen höhere Scherfestigkeiten als bei ebener Ausbildung der Schichtfläche.

- In Abhängigkeit von den Festigkeitseigenschaften des Gesteins sowie der Geometrie der Unebenheiten werden ab einer bestimmten Größe der Normalspannung anstelle eines Aufgleitens die in der Abstraktion als sägezahnartig angenommenen Unebenheiten der Schichtflächenoberfläche abgeschert. Für diesen Schervorgang müssen Reibung und Kohäsion überwunden werden. Als Bruchkriterium wird erhalten:

$$\tau_{res} = \sigma_n \cdot \tan \phi_s + c_s \quad (5.23)$$

Beide Bruchmechanismen werden auch in nichtlinearen Bruchkriterien gemeinsam betrachtet. Dabei entscheidet die Größe der Normalspannung, welcher Bruchmechanismus aktiviert wird.

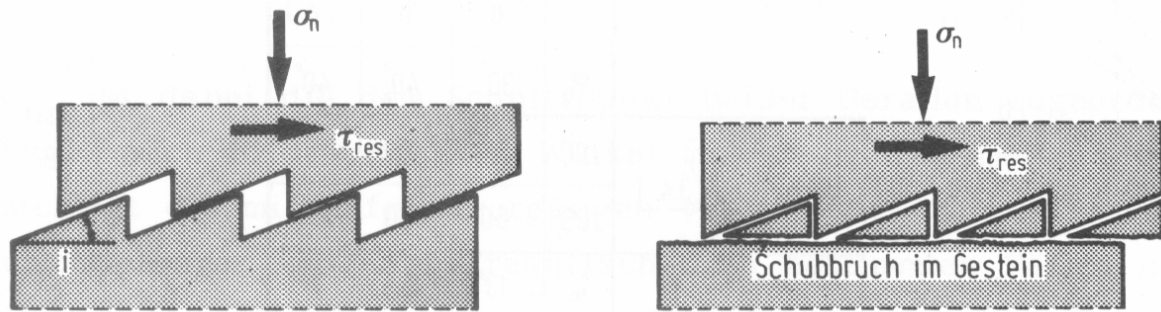


Bild 5.10: (a) Schubbruch infolge Aufgleiten, (b) Schubbruch infolge Abscherung nach Wittke (1984)

Bei den laborativen Materialuntersuchungen zum Deformations- und Festigkeitsverhalten sind somit neben den Gesteinsparametern für die Matrix auch die Parameter für die Schichtflächen bzw. die Wirkung des Schichtflächengefüges auf die Materialparameter zu ermitteln. Bezüglich der Probenauswahl für laborative Untersuchungen und der aus den Ergebnissen abgeleiteten Gesteinsparameter ist folglich immer die Bohrungsrichtung bezogen auf den Einfall der Schichtung zu beachten bzw. anzugeben.

(d) Abhängigkeit der einaxialen Gebirgsdruckfestigkeit von Schichtungs- und Hauptbeanspruchungsrichtung

Zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit eines Gesteins mit flächigem Korngefüge werden im Labor Versuche mit unterschiedlicher Neigung β der Gefügeebenen zur Belastungsrichtung durchgeführt. Die gemessenen Druckfestigkeiten werden in einem Polardiagramm als Funktion des Neigungswinkels mit $\sigma_d = f(\beta)$ aufgetragen. Die Ermittlung der Scherparameter φ_s, c_s in den Gefügeflächen erfolgt unter der Annahme $\beta_{min} = 45^\circ + \varphi_s/2$ wie folgt:

$$\varphi_s = 2(\beta_{min} - 45^\circ) \quad (5.24)$$

$$c_s = \sigma_{d,s} \cdot (\beta_{min} \cdot \cos \beta_{min} - \cos^2 \beta_{min} \cdot \tan \varphi_s) \quad (5.25)$$

mit β_{min} Winkel, bei dem die einaxiale Druckfestigkeit den kleinsten Wert aufweist,°

$\sigma_{d,s}$ minimale einaxiale Druckfestigkeit, MPa

Bild 5.11 zeigt die theoretische Darstellung der einaxialen Druckfestigkeit eines Gesteins mit flächigem Korngefüge nach Wittke (1984).

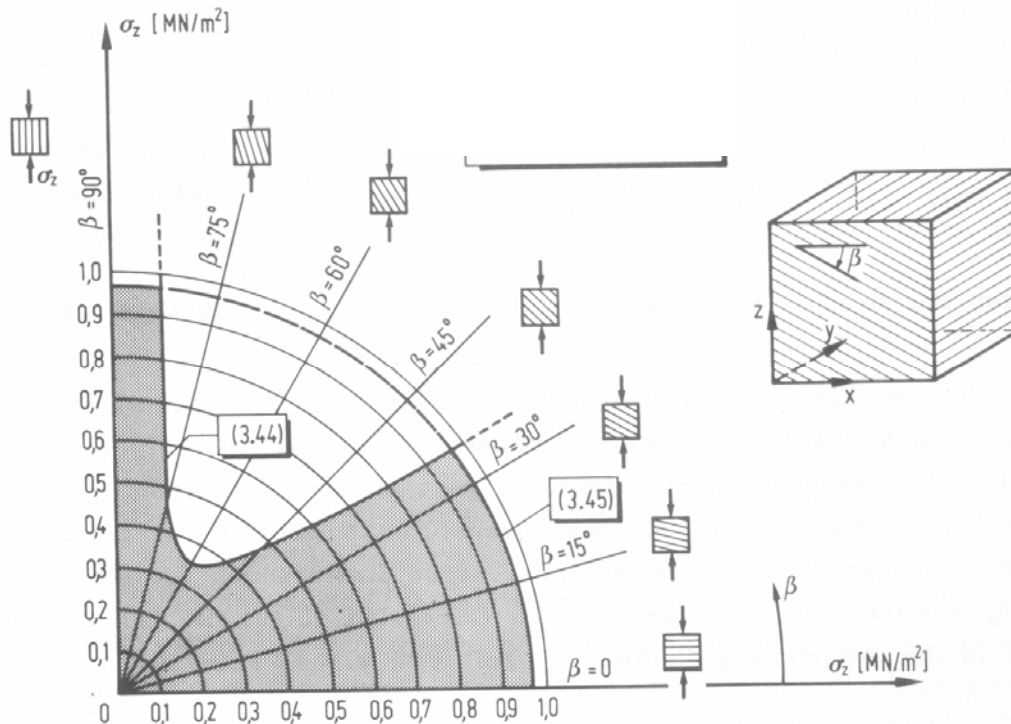


Bild 5.11: Einaxiale Druckfestigkeit eines Gesteins mit flächigem Korngefüge nach Wittke (1984).

In Bild 5.12 sind die Werte für Opalinuston der Bohrung Benken nach NTB 00-01 (2001) ebenfalls in einem Polardiagramm eingetragen. Eine erste vorsichtige Interpretation aus dieser Darstellung könnte wie folgt aussehen:

- Die Schichtflächenfestigkeit ist sehr stark reduziert gegenüber der Matrixfestigkeit.
- Die richtungsbezogenen Beanspruchungsbereiche, in denen die Schichtflächenfestigkeit die Gesteinsdruckfestigkeit beeinflusst und herabsetzt, sind relativ groß ($20^\circ \leq \beta \leq 80^\circ$).
- Die Gesteinsdruckfestigkeit ist durch die reduzierte Schichtflächenfestigkeit in großen Bereichen der Grubenbaukontur abgemindert.

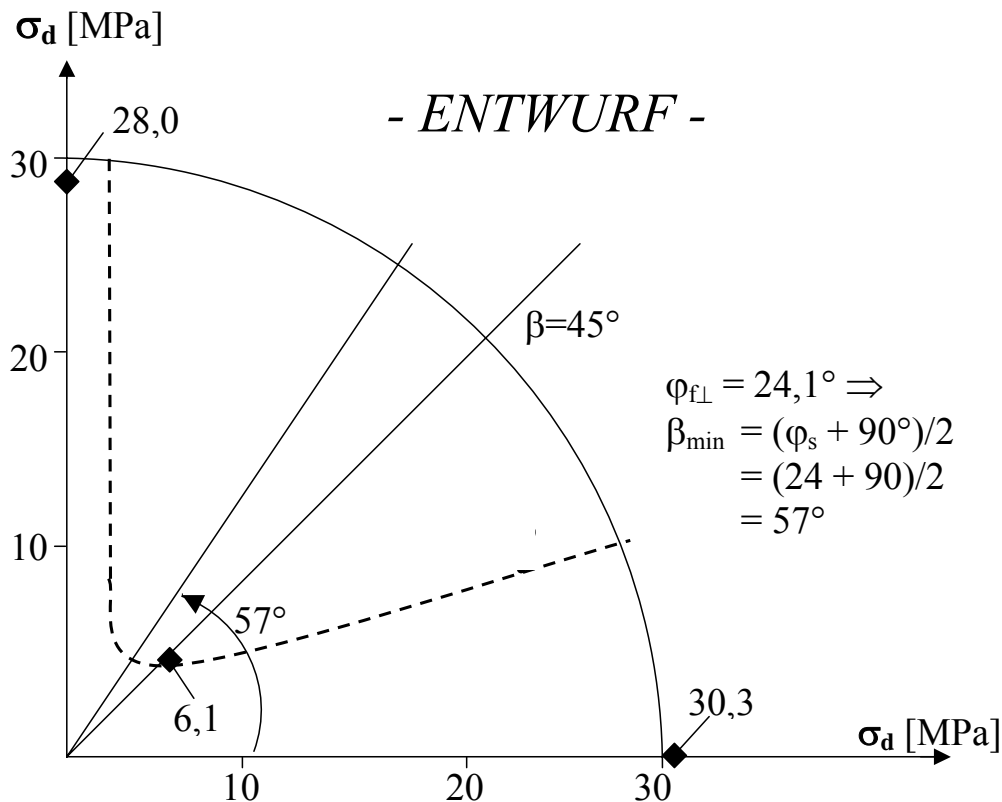


Bild 5.12: Einaxiale Druckfestigkeiten für Opalinuston der Bohrung Benken nach NAGRA NTB 00-01 (2001) – Entwurf zur Ausbildung der schichtrichtungsabhängigen Gebirgsdruckfestigkeit

5.5.5 Elasto-plastisches Stoffmodell mit Berücksichtigung einer reduzierten Festigkeit auf den Schichtflächen

Bei der numerischen Umsetzung des elasto-plastischen Stoffmodells mit Berücksichtigung der reduzierten Bruchfestigkeit auf Schicht- und Schieferungsflächen müssen neben derjenigen Gebirgsbereiche, in denen die Matrixfestigkeit überschritten wird, auch diejenigen Gebirgsbereiche identifiziert werden, in denen die Schichtflächenfestigkeit überschritten wird. Daher wird im Rahmen des üblichen Iterationsprozesses so vorgegangen, dass zunächst in einem ersten Schritt die jeweils aktuell untersuchte (Gebirgs-) Zone im Berechnungsmodell (FDM) daraufhin geprüft wird, ob dort eine Überschreitung der Matrixfestigkeit vorliegt oder nicht. Der Ablauf dieser Überprüfung ist analog zu dem in *Abschnitt 5.4.1* beschriebenen Stoffmodell von *Mohr-Coulomb*. In einem zweiten Schritt wird der vorhandene oder nach der



gegebenenfalls erfolgten Spannungsumlagerung aufgrund einer Überschreitung der Matrixfestigkeit der dann neue Spannungszustand in das durch die Schichtflächenschar vorgegebene Koordinatensystem transformiert. Danach werden die Spannung $\sigma_{S,n}$, welche normal zu den Schichtflächen wirkt, und die Scherspannung τ_S in den Schichtflächen berechnet. Mit diesen Spannungskomponenten und einer für die Schichtflächen angesetzten Kohäsion c_S sowie einem für die Schichtflächen angesetzten Reibungswinkel ϕ_S lässt sich nun ermitteln, ob der aktuelle Spannungszustand oberhalb der Schichtflächenfestigkeit liegt oder nicht.

Die Schichtflächenfestigkeit ist gegeben durch

$$\tau_{S,f} = \sigma_{S,n} \cdot \tan(\phi_S) + c_S \quad (5.26)$$

Das Ausmaß der Festigkeitsüberschreitung ergibt sich somit durch

$$f^S = \tau_{S,f} - \sigma_{S,n} \cdot \tan(\phi_S) - c_S \quad (5.27)$$

Zusätzlich wird der Spannungszustand auch im Hinblick auf eine Überschreitung der Zugfestigkeit β'_S in den Schichtflächen anhand der Gl. (5.28) geprüft:

$$f^Z = \beta'_S - \sigma_{S,n} \quad (5.28)$$

Falls der aktuelle Spannungszustand die Scher- oder Zugfestigkeit der Schichtung überschreitet ($f^S > 0$ oder $f^Z > 0$), werden Spannungsumlagerungen induziert, wobei die Potentialfunktionen nach Gl. (5.29) und Gl. (5.30) verwendet werden:

$$Q^S = \tau_{S,f} - \sigma_{S,n} \cdot \tan(\psi_S) \quad (5.29)$$

ψ_S Dilatanzwinkel der Schichtflächen

$$Q^Z = \sigma'_S \quad (5.30)$$

5.6 Visko-plastisches Stoffmodell

Inelastische Deformationsanteile werden nach der Elasto-Viskoplastizitätstheorie berechnet mit:



$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \frac{1}{\eta_{vp}} \cdot \left\langle \phi \left(\frac{F}{F_0} \right) \right\rangle \cdot \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (5.31)$$

mit

$$F = \tau - \sigma \cdot \tan \varphi - c \quad (5.32a)$$

$$\phi \left(\frac{F}{F_0} \right) = \frac{F}{F_0} \quad (5.32b)$$

$$\left\langle \phi \left(\frac{F}{F_0} \right) \right\rangle = \begin{cases} 0 & \text{für } \frac{F}{F_0} < 0 \\ \frac{F}{F_0} & \text{für } \frac{F}{F_0} \geq 0 \end{cases} \quad (5.32c)$$

Für $F \leq 0$ ergeben sich nur elastische Verformungen, für $F > 0$ ergeben sich visko-plastische Verformungen, deren Rate abhängig ist von dem Viskositätsparameter η_{vp} . Weitere Ausführungen hierzu und besonders der Übergang zu elastisch-viskosen Materialmodellen ohne Ansatz einer Fließ- bzw. Kriechgrenze sind zu finden z.B. bei *Lux (1984)*. Das nachfolgend vorgestellte und hier zur Anwendung gebrachte Stoffmodell *Hou/Lux-T* folgt in seinem Grundansatz der Elasto-Viskositätstheorie, so dass elastisch-viskose Stoffmodelle im nächsten Abschnitt beschrieben werden.

5.7 Stoffmodell *Hou/Lux-T* (Kriech- und Schädigungsmodell) - Erweitertes Stoffmodell *Lubby2* mit Elementen der Schädigungsmechanik

5.7.1 Stoffmodellformulierung

Mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* (eine Modifikation des Stoffmodells *Hou/Lux* für die Anwendung auf Tongesteine) kann ein elastisch-viskoses Materialverhalten unter Einbeziehung von Schädigung und einer wassergehaltsabhängigen Festigkeit beschrieben werden, wobei letztere noch nicht an entsprechenden Laborversuchsdaten validiert worden ist. Das Stoffmodell besteht hauptsächlich aus zwei Teilmodellen, die durch einen entsprechenden Parameteransatz auf das jeweilige Gestein bzw. die jeweilige Gesteinsformation spezialisiert werden:



- (a) Teilmodell *Hou/Lux-ODS* (ohne direkte Schädigung): Dieses Teilmodell beschreibt eine volumentreue Kriechdeformation des Materials mit indirekter Schädigung bei Überschreitung der Schädigungsgrenze. Es baut auf dem Kriechmodell *Lubby2* nach *Lux (1984)* mit Dehnungsverfestigung auf.
- (b) Teilmodell *Hou/Lux-MDS* (mit direkter Schädigung): Dieses Teilmodell beschreibt ein mit zusätzlicher Schädigung verbundenes Entfestigungs- und Deformationsverhalten. Die Gefügeschädigung führt auch zu dilatantem Materialverhalten. Durch einen zusätzlichen Term zur Berücksichtigung eines schädigungsbedingten Deformationsratenanteils wird die Kriechrate nach dem Stoffmodell *Hou/Lux-ODS* verstärkt.

Die totale Verzerrungsrate $\dot{\varepsilon}_{ij}$ ergibt sich nach dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* aus additiver Überlagerung elastischer ($\dot{\varepsilon}_{ij}^e$), viskoplastisch-volumentreuer ($\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$) sowie schädigungsinduziert- dilatanter ($\dot{\varepsilon}_{ij}^d$) Deformationsanteile, *Hou (1997, 2000)*:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^{ie} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} + \dot{\varepsilon}_{ij}^d \quad (5.33)$$

Die additive Verknüpfung der einzelnen Verzerrungsratenanteile ermöglicht eine entsprechende labortechnische Identifizierung der einzelnen Anteile.

Die viskoplastische Verzerrungsrate ($\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$) ergibt sich beim Stoffmodell *Hou/Lux* aus dem Ansatz Gl. (5.34) - Stoffmodellteil *Hou/Lux-ODS*, *Hou (1997, 2000)* sowie *Hou & Lux (1998, 2002)*:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{3}{2} \cdot \left[\frac{1}{\eta_k} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon^{tr}}{\max \varepsilon^{tr}} \right) + \frac{1}{\eta_m} \right] \cdot \frac{s_{ij}}{1-D} \quad (5.34)$$

$$\eta_k = \bar{\eta}_k^* \cdot \exp\left(k_2 \cdot \frac{\sigma_v}{1-D}\right) \quad (5.35)$$

$$\eta_m = \bar{\eta}_m^* \cdot \exp\left(m \cdot \frac{\sigma_v}{1-D}\right) \cdot \exp(l \cdot T) \quad (5.36)$$

$$\max \varepsilon^{tr} = \frac{1}{G_k} \cdot \frac{\sigma_v}{1-D} \quad (5.37)$$



$$G_k = \begin{cases} \bar{G}_k^* \cdot \exp\left(k_1 \cdot \frac{\sigma_v}{1-D}\right) \cdot \exp(l_1 \cdot T) & (\varepsilon^{tr} < \max \varepsilon^{tr}, \text{Verfestigung}) \\ \bar{G}_{kE}^* \cdot \exp\left(k_{1E} \cdot \frac{\sigma_v}{1-D}\right) \cdot \exp(l_{1E} \cdot T) & (\varepsilon^{tr} > \max \varepsilon^{tr}, \text{Erholung}) \end{cases} \quad (5.38)$$

$$\bar{G}_{kE}^* \cdot \exp\left(k_{1E} \cdot \frac{\sigma_v}{1-D}\right) \cdot \exp(l_{1E} \cdot T) \leq \bar{G}_k^* \cdot \exp\left(k_1 \cdot \frac{\sigma_v}{1-D}\right) \cdot \exp(l_1 \cdot T) \quad (5.39)$$

- mit \bar{G}_k^*, k_1, l_1 Materialparameter für Verfestigung in MPa, MPa⁻¹ und K⁻¹
 $\bar{G}_{kE}^*, k_{1E}, l_{1E}$ Materialparameter für Erholung in MPa, MPa⁻¹ und K⁻¹
 $\bar{\eta}_k^*, k_2$ Materialparameter in MPa·d und MPa⁻¹
 m, l Materialparameter in MPa⁻¹ und K⁻¹
 D Schädigung (Schädigungsintensität, Damage)

Die Verzerrungsraten ($\dot{\varepsilon}_{ij}^d$) in Folge der Schädigung werden beim Stoffmodell *Hou/Lux-MDS-T* mit dem Ansatz Gl.(5.40) berechnet. Dieser Ansatz enthält eine nichtassoziierte Fließregel, um so die rechnerisch erhaltenen Volumenänderungen den Laborbefunden anpassen zu können, *Hou (1997, 2002)*:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^d = \dot{\varepsilon}_{ij}^{ds} + \dot{\varepsilon}_{ij}^{dz} = a_3 \cdot \frac{\left\langle \frac{F^{ds}}{F^*} \right\rangle^{a_1}}{(1-D)^{a_2}} \cdot \frac{\partial Q^{ds}}{\partial \sigma_{ij}} + a_3 \cdot \frac{\left\langle \frac{F^{dz}}{F^*} \right\rangle^{a_1}}{(1-D)^{a_2}} \cdot \frac{\partial Q^{dz}}{\partial \sigma_{ij}} \quad (5.40)$$

mit $\langle x \rangle = \begin{cases} 0 & x \leq 0 \\ x & x > 0 \end{cases}$

- F^{ds}, F^{dz} Fließfunktion für die Gefügeschädigung durch Druck-/ Schub- und Zugspannungen in MPa
 Q^{ds}, Q^{dz} Potentialfunktion für die Gefügeschädigung durch Druck-/ Schub- und Zugspannungen in MPa
 $\dot{\varepsilon}_{ij}^{ds}, \dot{\varepsilon}_{ij}^{dz}$ durch Schädigung infolge von Druck-/ Schub- und Zugspannungen induzierter viskoplastischer Verzerrungsraten-Tensor in 1/d
 ε_{Vol} Volumenverzerrung in –
 F^* Normierungsspannung in $F^* = 1$ MPa
 a_1-a_3 Materialparameter für den Schädigungsprozess in –, –, 1/d
 D Schädigung (Schädigungsintensität, Damage) in –



Die Abhängigkeit der Festigkeit vom Wassergehalt kann durch die Einführung einer Vorfaktorfunktion f_w in das Festigkeitsmodell mit den Gln. (5.41) bis (5.47) beschrieben werden:

$$\beta^{TC} = \beta^{TC}(\sigma_3, w) = f_w \cdot \beta^{TC}(\sigma_3, w) = f_w \cdot [a6 - a7 \cdot \exp(-a8 \cdot \sigma_3)] \quad (5.41)$$

$$f_w = f_w(w) = \exp \left[a_w \cdot \left(\frac{w_0}{w} - 1 \right) \right] \quad (5.42)$$

$$\beta^{TC}(\sigma_3, w_0) = a6 - a7 \cdot \exp(-a8 \cdot \sigma_3) \quad (5.43)$$

$$\beta(\sigma_3, \theta, w_0) = \beta^{TC}(\sigma_3, w_0) \cdot k_\beta(\sigma_3, \theta) \quad (5.44)$$

$$k_\beta(\sigma_3, \theta) = \left[\frac{1}{\cos\left(\theta + \frac{\pi}{6}\right) + a9 \cdot \sin\left(\theta + \frac{\pi}{6}\right)} \right]^{\exp(-a10 \cdot \sigma_3)} \quad (5.45)$$

$$\beta_D(\sigma_3, \theta, w) = f_w \cdot \beta_D(\sigma_3, \theta, w_0) = f_w \cdot \eta_D(\sigma_3) \cdot \beta(\sigma_3, \theta, W_{g0}) \quad (5.46)$$

$$\eta_D(\sigma_3) = 1 - a4 \cdot \exp(-a5 \cdot \sigma_3) \quad (5.47)$$

mit f_w	Vorfaktor für die Abhängigkeit der Festigkeit vom Wassergehalt in –
w_0	primärer Wassergehalt bei Festigkeitsversuchen, bezogen auf das Gewicht in %
w	aktueller Wassergehalt bezogen auf das Gewicht in %
$\beta(\sigma_3, \theta, w_0)$	Festigkeitsfunktion mit dem primären Wassergehalt in MPa
$\beta(\sigma_3, \theta, w)$	Festigkeitsfunktion mit dem aktuellen Wassergehalt in MPa
$\beta_D(\sigma_3, \theta, w)$	Schädigungsgrenze mit dem aktuellen Wassergehalt in MPa
$\eta_D(\sigma_3)$	Funktion zur Beschreibung der Bedingung für den Beginn der Gefügeschädigung in Form des Ausnutzungsgrades in –
$k_\beta(\sigma_3, \theta)$	Korrekturfunktion zur Beschreibung der Einflüsse der Spannungsgeometrie auf die Festigkeit in –
σ_3	minimale Hauptspannung in MPa
θ	Lode-Winkel in °
$a_w, a4 \sim a14$	Stoffparameter

Nach neueren Überlegungen erscheint es allerdings zweckmäßig, anstelle des Wassergehalts den Sättigungsgrad als Parameter in das Stoffmodell einzuführen. Diese Modifikation soll zukünftig vorgenommen werden. Hier ergibt sich dann auch eine Schnittstelle /



Kopplungsstelle zu der geohydraulischen Prozeßsimulation, bei der der Sättigungsgrad als Zustandsgröße berechnet wird.

Die im Schädigungs-Stoffmodell *Hou/Lux-MDS* Gl. (5.40) verwendeten Fließfunktionen F^{ds} und F^{dz} werden durch die Ansätze in den Gln. (5.48a) und (5.48b) definiert, *Hou (1997)*. Mit den Potentialfunktionen Q^{ds} nach Gl. (5.49) und Q^{dz} nach Gl. (5.50) werden die entsprechenden Fließrichtungen bestimmt. Nach *Hou & Lux (2002)* folgt im Einzelnen:

$$F^{ds} = \sigma_v - \beta_D(\sigma_3, \theta, w) \quad (5.48a)$$

$$F^{dz} = 6 \langle -\sigma_3 \rangle \quad (5.48b)$$

$$Q^{ds} = \sigma_v - a_0 \cdot \beta(\sigma_3, \theta) = \sigma_v - a_0 \cdot \beta^{TC}(\sigma_3) \cdot k_\beta(\sigma_3, \theta) \quad (5.49)$$

$$Q^{dz} = 6 \langle -\sigma_3 \rangle \quad (5.50)$$

mit σ_v Vergleichsspannung in MPa
 σ_3 Minimalspannung in MPa
 a_0 Materialparameter in –

Die Schädigungsentwicklung wird mit der Potenzfunktion Gl. (5.51) beschrieben:

$$\dot{D} = a_{15} \frac{\left[\left\langle \frac{F^{ds}}{F^*} \right\rangle + \left\langle \frac{F^{dz}}{F^*} \right\rangle \right]^{a_{16}}}{(1-D)^{a_{17}}} \quad (5.51)$$

Mit a_{15} - a_{17} Materialparameter
 F^{ds} , F^{dz} Fließfunktion für die Gefügeschädigung durch Druck-/ Schub- und Zugspannungen in MPa
 F^* Normierungsspannung in $F^* = 1$ MPa
 D Schädigung (Schädigungsintensität, Damage) in –

Auf eine ausführlichere Darstellung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* wird an dieser Stelle verzichtet. Dazu wird auf die Literatur verwiesen, *Hou (2002)*.

5.7.2 Modifizierter Ansatz für das Stoffmodell *Hou/Lux-T* mit Berücksichtigung von Schichtungseinflüssen und Restfestigkeit

Inelastische Stoffmodelle mit Berücksichtigung einer Gefügeschädigung sind für Tongesteine nicht Stand der Wissenschaft; daher besteht auf diesem Gebiet weiterer Entwicklungsbedarf. Ansätze auf der Grundlage der Viskoplastizitätstheorie werden an dieser Stelle nicht weiter verfolgt, da bei diesen nur phänomenologisch eine Zeitabhängigkeit im Deformationsverhalten beschrieben, den tatsächlich auftretenden Mechanismen aber nicht nachgegangen wird und insbesondere der Viskositätsparameter η_{vp} entsprechend Gl. (5.31) und Gl. (5.32) zunächst auf laborativer Grundlage einzuschätzen wäre, bevor eine Validierung über Feldmesswerte erfolgt.

Um einen direkten Vergleich der Berechnungsergebnisse mit dem Ansatz eines elasto-plastischen Stoffmodells und mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* zu ermöglichen, werden in beiden Fällen gleiche Versagensfestigkeiten angesetzt, d.h. im Gegensatz zu den im Rahmen des AkEnd in *Lux (2002a,b)* getroffenen Annahmen wird hier die Dilatanzfestigkeit mit der Bruchfestigkeit gleichgesetzt. Das bedeutet, dass die Bruchfestigkeit des elasto-plastischen Stoffmodells identisch ist mit der Dilatanzfestigkeit des Stoffmodells *Hou/Lux-T*. Physikalisch folgt daraus notwendigerweise der Ansatz von pseudo-plastischen Zonen und damit von Gebirgsbereichen, in denen bei Erreichen der Versagensgrenze lediglich eine allmähliche Entfestigung des Gebirges einsetzt, nicht aber ein momentanes, auf Makrorissen beruhendes Konturbruchversagen erfolgt.

(a) *Prinzip der Erweiterung*

Tongestein weist genetisch bedingt oft ein Schichtungsgefüge auf, dessen Festigkeit deutlich unterhalb der Festigkeit der Matrix liegen kann. Daher soll dieser Sachverhalt bei einer Erweiterung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* berücksichtigt werden. Das Prinzip der Erweiterung wird in *Bild 5.13* dargestellt. Danach wird in jedem Berechnungsschritt zunächst der vorhandene Spannungszustand mit der Dilatanzfestigkeit der Matrix verglichen. Bei Überschreitung dieser Festigkeitsgrenze folgen schädigungsbedingte Spannungsumlagerungen und zusätzliche Deformationen. Der resultierende Spannungszustand wird dann in das durch die Schichtung induzierte Koordinatensystem transformiert und mit der Dilatanzfestigkeit der Schichtung verglichen. Gegebenenfalls werden wiederum (schichtungsbezogene) Schädigungen in-

duziert, so dass sich dadurch weitere Spannungsumlagerungen und weitere Deformationen ergeben. Die Transformation wird im folgenden Abschnitt beschrieben.

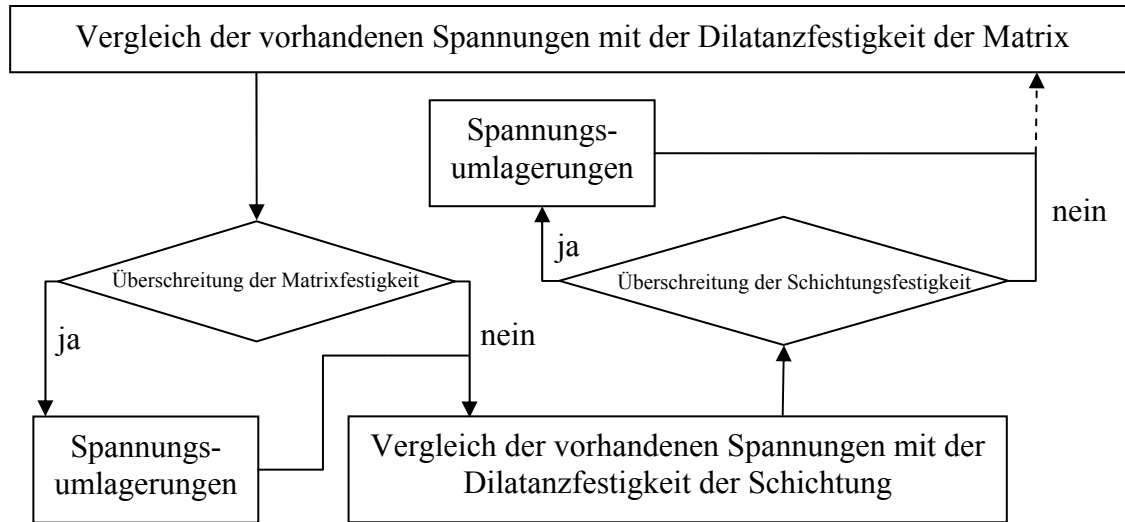


Bild 5.13: Flussdiagramm zur Erweiterung des Stoffmodells How/Lux-T

(b) Umrechnung der Koordinatenspannungen in die Normal- und Schubspannung in der Ebene der Schichtung

Zur Beurteilung der Festigkeitsüberschreitung in den Schichtungsflächen müssen die Koordinatenspannungen in die Normal- und Scherspannungen in der Ebene der Schichtungsflächen transformiert werden. Mit der x' -, y' - und z' -Richtung als der Streich-, Einfalls- und Normalrichtung der Schichtflächen gilt:

$$\begin{pmatrix} x' \\ y' \\ z' \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} l_1 & m_1 & n_1 \\ l_2 & m_2 & n_2 \\ l_3 & m_3 & n_3 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} x \\ y \\ z \end{pmatrix} \quad (5.52)$$

mit

$$l_i^2 + m_i^2 + n_i^2 = 1 \quad (i = 1,2,3) \quad (5.53)$$

$$a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 = 1 \quad (a = l,m,n) \quad (5.54)$$

$$l_i \cdot l_j + m_i \cdot m_j + n_i \cdot n_j = 0 \quad (i < j, j = 2,3) \quad (5.55)$$

Die Spannungen in den Schichtflächen eines Gebirgselementes können mit den Gln. (5.56), (5.57) und (5.58) ermittelt werden:



$$\sigma_{z'} = l_3^2 \cdot \sigma_x + m_3^2 \cdot \sigma_y + n_3^2 \cdot \sigma_z + 2 \cdot l_3 \cdot m_3 \cdot \tau_{xy} + 2 \cdot m_3 \cdot n_3 \cdot \tau_{yz} + 2 \cdot l_3 \cdot n_3 \cdot \tau_{xz} \quad (5.56)$$

$$\tau_{x'z'} = l_1 \cdot l_3 \cdot \sigma_x + m_1 \cdot m_3 \cdot \sigma_y + n_1 \cdot n_3 \cdot \sigma_z + (l_1 \cdot m_3 + l_3 \cdot m_1) \cdot \tau_{xy} + (m_1 \cdot n_3 + m_3 \cdot n_1) \cdot \tau_{yz} + (l_1 \cdot n_3 + l_3 \cdot n_1) \cdot \tau_{xz} \quad (5.57)$$

$$\tau_{y'z'} = l_2 \cdot l_3 \cdot \sigma_x + m_2 \cdot m_3 \cdot \sigma_y + n_2 \cdot n_3 \cdot \sigma_z + (l_2 \cdot m_3 + l_3 \cdot m_2) \cdot \tau_{xy} + (m_2 \cdot n_3 + m_3 \cdot n_2) \cdot \tau_{yz} + (l_2 \cdot n_3 + l_3 \cdot n_2) \cdot \tau_{xz} \quad (5.58)$$

Nach dieser Transformation der Spannungen können die Normalspannung und die Scherspannung in der Schichtung eines Gebirgselements mit den Gln. (5.59) und (5.60) ermittelt werden:

$$\sigma_n = \sigma_{z'} \quad (5.59)$$

$$\tau_n = \sqrt{(\tau_{x'z'})^2 + (\tau_{y'z'})^2} \quad (5.60)$$

(c) Ermittlung der Dilatanzgrenze in den Schichtflächen

Die Fließfunktion der Schichtflächen ist definiert durch

$$F^{ds} = \tau_n - (\sigma_n \cdot \tan(\phi) + c). \quad (5.61)$$

Der Term $F^{ds} = 0$ repräsentiert dabei die Dilatanzfestigkeit der Schichtflächen.

(d) Bestimmung der schädigungsinduzierten Verzerrungsrate

Mit Hilfe des Zahlenwertes von F^{ds} und der Gl. (5.62) kann die schädigungsinduzierte Verzerrungsrate für ein Versagen in den Schichtflächen analog zum Versagen in der Matrix bestimmt werden:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^d = a_3 \cdot \frac{\left\langle \frac{F^{ds}}{F^*} \right\rangle^{a_1}}{(1-D)^{a_2}} \cdot \frac{\partial Q^{ds}}{\partial \sigma_{ij}} \quad (5.62)$$

mit

$$Q^{ds} = \tau_n - a_0 \cdot (\sigma_n \cdot \tan(\phi) + c) \quad (5.63)$$

$$\langle x \rangle = \begin{cases} 0 & x \leq 0 \\ x & x > 0 \end{cases} \quad (5.64)$$



$a_0 - a_3$ Materialparameter für den Schädigungsprozess in $-, -, -, 1/d$

5.7.3 Ermittlung von Stoffmodellparametern auf der Grundlage international verfügbarer Literatur

In Hou (2002) zu finden und hier in Tabelle 5.3 wiedergegeben ist eine Zusammenstellung der für das Stoffmodell Hou/Lux-T erforderlichen Parameter für Tonstein aus Bure sowie für Opalinuston aus Mont Terri.

<i>Hou/Lux-ODS (Tonstein aus Bure)</i>			<i>Hou/Lux-MDS (Tonstein aus Bure)</i>			<i>Hou/Lux-ODS (Opalinuston aus Mont Terri)</i>			<i>Hou/Lux-MDS (Opalinuston aus Mont Terri)</i>		
$\bar{\eta}_k^*$	MPa·d	$3,25 \cdot 10^7$	a_0	-	0,1	$\bar{\eta}_k^*$	MPa·d	$3,25 \cdot 10^7$	a_0	-	0,1
k_2	1/MPa	-0,104	a_1	-	6,0	k_2	1/MPa	-0,104	a_1	-	6,0
\bar{G}_k^*	MPa·d	$1,15 \cdot 10^4$	a_2	-	10,0	\bar{G}_k^*	MPa·d	$1,15 \cdot 10^4$	a_2	-	10,0
k_1	1/MPa	-0,005	a_3	1/d	$2,0 \cdot 10^{-10}$	k_1	1/MPa	-0,005	a_3	1/d	$2,0 \cdot 10^{-10}$
$\bar{\eta}_m^*$	MPa·d	$9,0 \cdot 10^8$	a_4	-	0,45	$\bar{\eta}_m^*$	MPa·d	$1,0 \cdot 10^{29}$	a_4	-	0,45
m	1/MPa	-0,001	a_5	1/MPa	0,0003	m	1/MPa	0	a_5	1/MPa	0,0003
l	1/K	0	a_6	MPa	75,0	l	1/K	0	a_6	MPa	75,0
T	K	298	a_7	MPa	56,0	T	K	298	a_7	MPa	64,5
			a_8	1/MPa	0,025				a_8	1/MPa	0,025
			a_9	-	1,75				a_9	-	1,15
			a_{10}	1/MPa	0,0001				a_{10}	1/MPa	0,0001
			a_{15}	1/d	$1,0 \cdot 10^{-14}$				a_{15}	1/d	$1,0 \cdot 10^{-14}$
			a_{16}	-	12,5				a_{16}	-	12,5
			a_{17}	-	5,0				a_{17}	-	5,0
Elastische Parameter			W_{g0}	%	5,0 – 8,0	Elastische Parameter			W_{g0}	%	6,1
E	MPa	5000	a_w	-	3,0	E	MPa	5000	a_w	-	3,0
μ	-	0,27	b_w	-	3,0	μ	-	0,27	b_w	-	3,0

Tabelle 5.3 Zusammenstellung der auf einer Auswertung international verfügbarer Literatur basierenden Parameter für das Stoffmodell Hou/Lux-T für Tonstein aus Bure sowie für Opalinuston aus Mont Terri nach Hou (2002), teilweise Abschätzungen

Grundlage dafür ist die Auswertung international verfügbarer Literatur. So werden in *Ghoreychi (1997)* Versuchswerte zur Festigkeit und zur Schädigungsgrenze des Tonsteins aus Bure angegeben (natürlicher Wassergehalt $w_0 \approx 5 - 8 \%$), *Bild 5.14*.

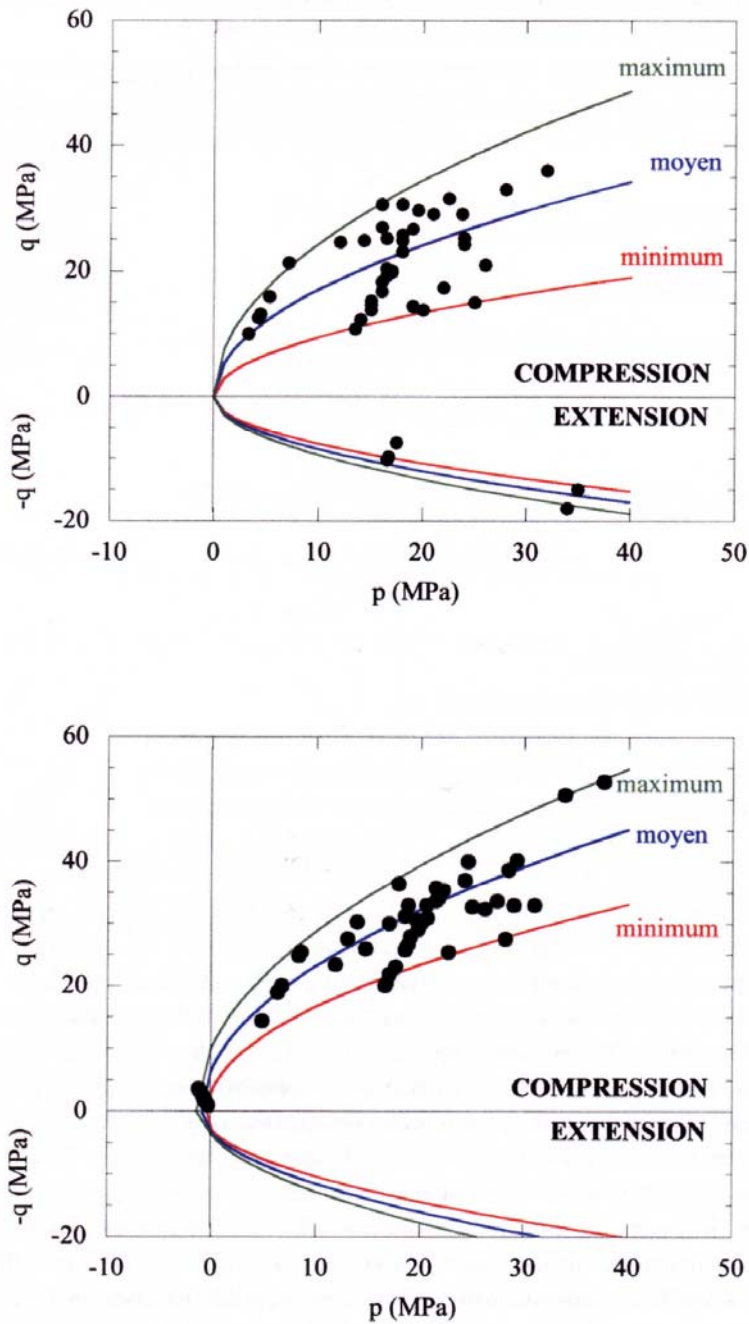


Bild 5.14 Schädigungsgrenze (oben) und Spitzenfestigkeit (unten) des Tongesteins in Bure nach Ghoreychi (1997), Anmerkung: $p = I_1/3 = \sigma_m$, $q = \sigma_v$

Auf diesen Versuchsdaten aufbauend sind jeweils eine untere, eine mittlere und eine obere Festigkeitsfunktion sowohl unter TC-Beanspruchungen wie auch unter TE-Beanspruchungen

formuliert worden. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit sind nur die mittlere Festigkeit und die zugehörige Schädigungsgrenze in die Betrachtung einbezogen und nach *Tabelle 5.3* übernommen worden.

Auf die Abhängigkeit der Bruchfestigkeit vom Wassergehalt wird in *Bild 5.15 (oben)* hingewiesen.

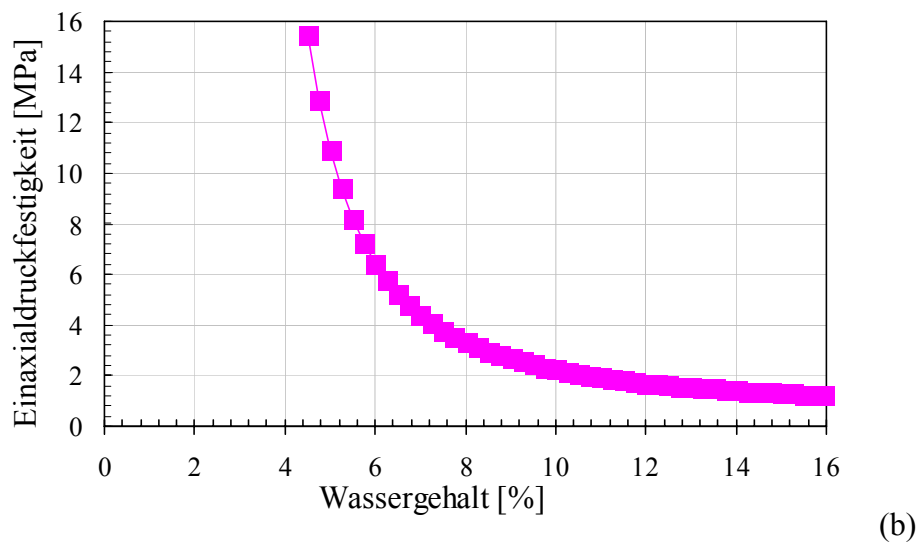
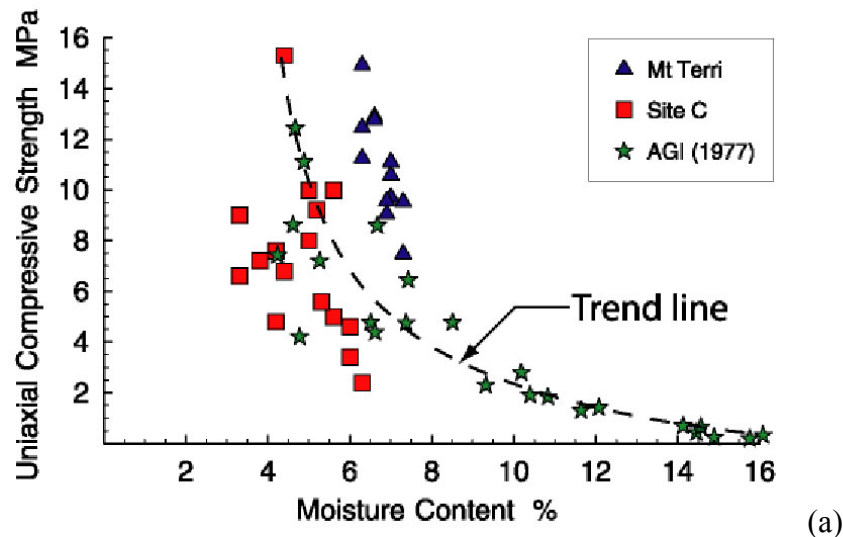
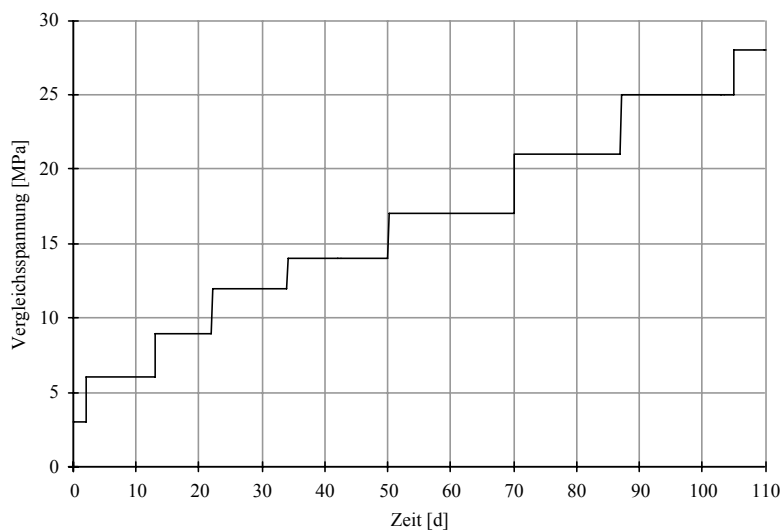


Bild 5.15 Einaxialdruckfestigkeit von Opalinuston in Abhängigkeit vom Wassergehalt (a) Versuchswerte in Martin & Lanyon (2001), (b) Rechenwerte mit dem Festigkeitsmodell nach Hou (2002)

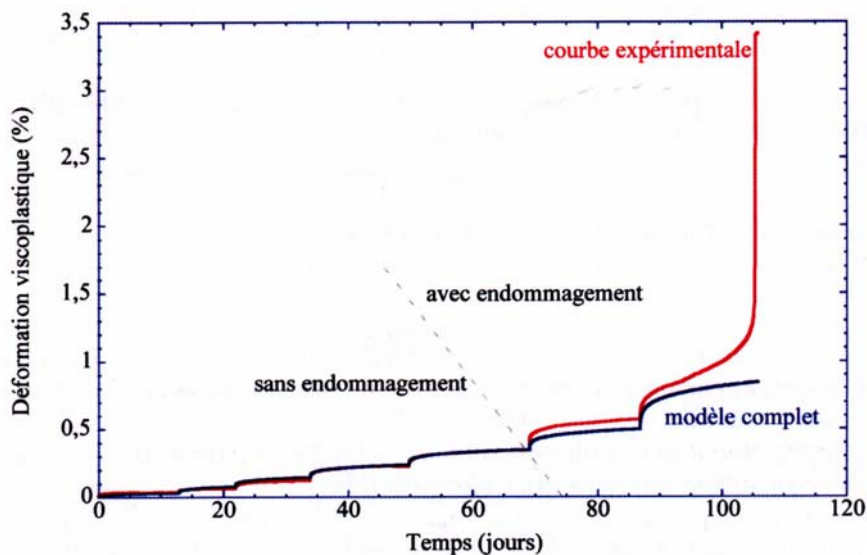
Die in Gl. (5.42) enthaltenen Materialparameter zur Bestimmung der Abhängigkeit der Festigkeit vom Wassergehalt müssen lokationsbezogen ermittelt werden. Da Versuchsdaten in dieser Hinsicht nicht ausreichend vorhanden sind, können die Materialparameter a_w und b_w für den Tonstein aus Bure sowie für den Opalinuston aus Mont Terri noch nicht explizit abge-

leitet werden. Im Rahmen von *Hou (2002)* sind diese Parameter abgeschätzt und in *Tabelle 5.3* übernommen worden. Die Abschätzung zeigt *Bild 5.15 (unten)*.

Versuchsergebnisse zum Kriechbruchverhalten zeigt *Bild 5.16, Ghoreychi (1997)*. Die Belastungsgeschichte des Mehrstufenversuchs ist aus *Bild 5.16a* zu entnehmen. *Bild 5.16b* zeigt gemessene Kriechdeformationen bei einem Manteldruck von $\sigma_3 = 10$ MPa und Raumtemperatur sowie bei einer stufenweisen Belastungserhöhung bis zum Kriechbruch.



(a)



(b)

Bild 5.16: Kriechverhalten von Tonstein aus der Lokation Bure nach Ghoreychi (1997) mit (a) Belastungsgeschichte und (b) gemessene Vertikalverzerrung nach Ghoreychi (1997)

Mit den Parametern aus *Tabelle 5.3* ist es nach *Hou (2002)* gelungen, die Versuchskurve bis zum Kriechbruch mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* rechnerisch nachzufahren, *Bild 5.17*. Dar-

aus ist zu ersehen, dass die Vertikalverzerrung bis zum Beginn des tertiären Kriechens mit verschiedenen Stoffmodellen zufrieden stellend abgebildet werden kann, dass das in *Bild 5.16b* zu beobachtende tertiäre Kriechen bzw. der Kriechbruch aber im Rahmen dieses Vergleiches nur mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* beschrieben werden kann, *Hou (2002)*.

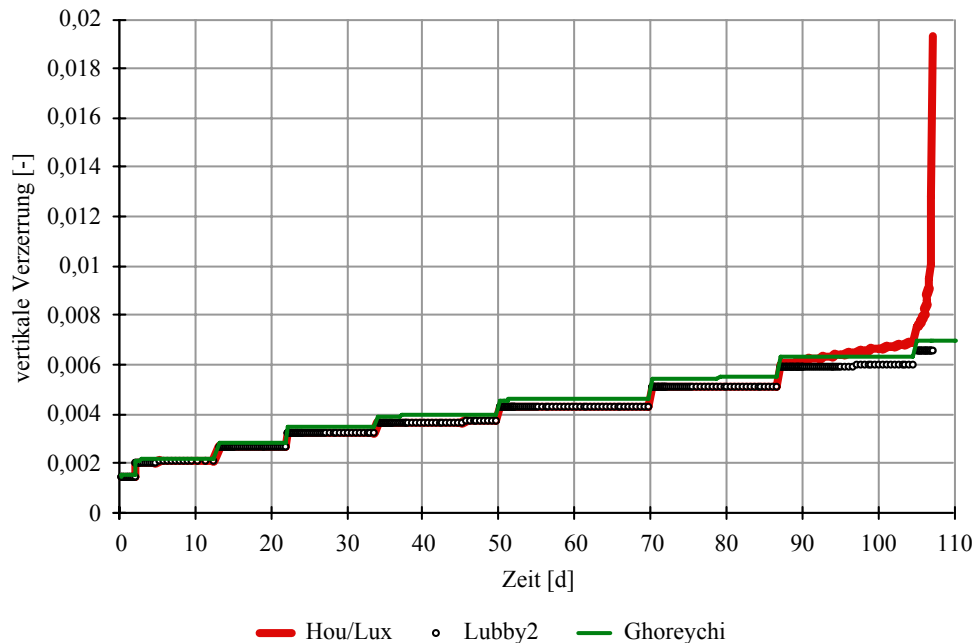


Bild 5.17: Nachrechnung eines Kriechversuchs mit Tonstein bei Beanspruchung bis zum Kriechbruch aus Ghoreychi (1997), hier: mit unterschiedlichen Stoffmodellen berechnete Vertikalverzerrung

Zusammen mit den ermittelten Festigkeits- und Schädigungsgrenzparametern wurden die restlichen Parameter für das Teilmodell *Hou-Lux-T-MDS* für Tonstein aus Bure und für Opalinuston aus Mont Terri abgeschätzt und in *Tabelle 5.3* zusammengestellt. Dabei sind die Festigkeitsparameter von Opalinuston aus Mont Terri entsprechend den Angaben in *Martin & Lanyon (2001)* angepasst ($c = 3 \text{ MPa}$ und $\phi = 25^\circ$). Eine stationäre Kriechrate ist zunächst auf der Grundlage der in der Literatur beschriebenen laborativen Beobachtungen nicht in Ansatz gebracht worden. Die Verheilungsparameter a_{11} bis a_{14} tauchen nicht auf, da das Verheilungsverhalten wie auch das Quellverhalten und das Schrumpfverhalten des untersuchten Tonsteins aus Bure und auch des Opalinustons aus Mont Terri vernachlässigbar klein scheinen bzw. hier nicht einbezogen werden. Weiterhin sind drei neue Parameter zur Beschreibung der Abhängigkeit der Festigkeit, der Schädigungsgrenze und der Steifigkeit vom Wassergehalt eingeführt worden, *Hou (2002)*.

6 Ausgewählte Aspekte der numerischen Simulation

6.1 Berücksichtigung der Anisotropie des primären Spannungszustandes

Bei der Analyse von Tragwerken im Salinargebirge wird von einem isotropen Primärspannungszustand ausgegangen und einer verschwindend geringen Kriechgrenzfestigkeit. Anisotrope primäre Gebirgsspannungszustände führen im Stoffmodell *Hou/Lux-T* bei der derzeitigen Formulierung dazu, dass auch in Gebirgsbereichen, die weiter entfernt von den aufgefahrenen Hohlräumen sind und keinen sekundären deviatorischen Spannungen unterliegen, infolge der primären deviatorischen Spannungen Kriechdeformationen berechnet werden. Es hat sich im Extremfall sogar gezeigt, dass Kriechdeformationen auch dann berechnet werden, wenn das Gebirge ohne Hohlräumezeitabhängig berechnet wird. Der Grund dafür liegt darin, dass bei einer Anisotropie im primären Gebirgsspannungszustand von Beginn an ein Spannungsdeviator im Berechnungsgebiet vorliegt, der Kriechdeformationen erzeugt.

Zur plausiblen Berücksichtigung einer Anisotropie im primären Gebirgsspannungszustand, bei der die Kriechdeformationen auf das Nahfeld der aufgefahrenen Hohlräume beschränkt sein sollten, ist das Stoffmodell *Hou/Lux-T* derart modifiziert worden, dass nur die Spannungsabweichungen vom anisotropen primären Gebirgsspannungszustand zu Kriechdeformationen führen. Dabei ist zu beachten, dass ebenso wie im nicht modifizierten Stoffmodell *Hou/Lux-T* schon geringe Abweichungen vom Primärspannungszustand zu Kriechdeformationen führen, d.h. es gibt auch weiterhin (noch) keine Kriechgrenze.

Der Primärspannungszustand wird dadurch berücksichtigt, dass in die Gleichungen des viskosen Stoffmodells nicht die totalen Spannungen, sondern die Differenzspannungen aus den aktuellen totalen und den primären Spannungen eingesetzt werden, d.h. σ_{ij} ist in den Gleichungen (5.34)-(5.39) durch $\sigma_{ij} - \sigma_{ij,Primär}$ zu ersetzen. Es ergeben sich somit die Gleichungen (6.1)-(6.7):

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{3}{2} \cdot \left[\frac{1}{\eta_k} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon^{tr}}{\max \varepsilon^{tr}} \right) + \frac{1}{\eta_m} \right] \cdot \frac{\sigma_{ij} - \sigma_{ij,Primär}}{1 - D} \quad (6.1)$$

$$\eta_k = \bar{\eta}_k^* \cdot \exp\left(k_2 \cdot \frac{\sigma_v^*}{1 - D} \right) \quad (6.2)$$



$$\eta_m = \bar{\eta}_m^* \cdot \exp\left(m \cdot \frac{\sigma_v^*}{1-D}\right) \cdot \exp(l \cdot T) \quad (6.3)$$

$$\max \varepsilon^{tr} = \frac{1}{G_k} \cdot \frac{\sigma_v^*}{1-D} \quad (6.4)$$

$$G_k = \begin{cases} \bar{G}_k^* \cdot \exp\left(k_1 \cdot \frac{\sigma_v^*}{1-D}\right) \cdot \exp(l_1 \cdot T) & (\varepsilon^{tr} < \max \varepsilon^{tr}, \text{Verfestigung}) \\ \bar{G}_{kE}^* \cdot \exp\left(k_{1E} \cdot \frac{\sigma_v^*}{1-D}\right) \cdot \exp(l_{1E} \cdot T) & (\varepsilon^{tr} > \max \varepsilon^{tr}, \text{Erholung}) \end{cases} \quad (6.5)$$

$$\bar{G}_{kE}^* \cdot \exp\left(k_{1E} \cdot \frac{\sigma_v^*}{1-D}\right) \cdot \exp(l_{1E} \cdot T) \leq \bar{G}_k^* \cdot \exp\left(k_1 \cdot \frac{\sigma_v^*}{1-D}\right) \cdot \exp(l_1 \cdot T) \quad (6.6)$$

$$\sigma_v^* = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot \left((\sigma_x - \sigma_{x,Pr imär})^2 + (\sigma_y - \sigma_{y,Pr imär})^2 + (\sigma_z - \sigma_{z,Pr imär})^2 \right) + 3 \cdot \left((\tau_{xy} - \tau_{xy,Pr imär})^2 + (\tau_{xy} - \tau_{xy,Pr imär})^2 + (\tau_{xy} - \tau_{xy,Pr imär})^2 \right)} \quad (6.7)$$

mit \bar{G}_k^*, k_1, l_1 - Materialparameter für Verfestigung in MPa, MPa⁻¹ und K⁻¹

$\bar{G}_{kE}^*, k_{1E}, l_{1E}$ - Materialparameter für Erholung in MPa, MPa⁻¹ und K⁻¹

$\bar{\eta}_k^*, k_2$ - Materialparameter in MPa·d und MPa⁻¹

m, l - Materialparameter in MPa⁻¹ und K⁻¹

D - Schädigung (Schädigungsintensität, Damage)

6.2 Übergang vom FEM-Programmsystem MISES3 auf das FDM-Programmsystem FLAC3D

Die in *Abschnitt 5.5.3* dargestellten elasto-plastischen Berechnungsergebnisse mit Berücksichtigung der Restfestigkeit bzw. des Nachbruchverhaltens von Tongestein anhand eines repräsentativen Streckenquerschnitts zeigen tendenziell eine mit zunehmendem Dilatanzwinkel ψ größer werdende Konturverformung. Grund für die zunehmende Konturverformung ist die mit zunehmendem Dilatanzwinkel auch zunehmende Gefügauflockerung. Bei der Verwendung des FEM-Programms *MISES3* kann der Parameter ψ_R nicht in Ansatz gebracht wer-



den, so dass hier eine Differenzierung mit Ansatz der Dilatanzwinkel des Vorbruchbereichs ψ und des Nachbruchbereichs ψ_R entsprechend den eigenen laborativen Befunden nach *Bild 5.4* nicht möglich ist. Daher wird an dieser Stelle darauf verzichtet, weiterführende Berechnungen auf der Grundlage des *FEM*-Programms *MISES3* durchzuführen.

Das *FDM*-Programmsystem *FLAC3D* ist u.a. für die numerische Simulation von dreidimensionalen Strecken und Grubenbauen ein international gängiges Mittel zur Tragwerksanalyse und erscheint daher besser geeignet um den Ansatz eines differenzierten Dilatanzwinkels fortzuführen. *FLAC3D* bietet in jedem Zeitschritt die Möglichkeit, vorgegebene Materialkenngrößen über eine programminterne Abfrage (*Fish*-Funktion) in Abhängigkeit von berechneten Zustandsgrößen (z.B. bewirkt eine Überschreitung der Fließgrenzbedingung in einer Zone die Reduzierung der Bruchfestigkeit auf Restfestigkeitsniveau) zu variieren. Um daher auch zusätzlich im internationalen Kontext eine mögliche Vergleichbarkeit der berechneten Ergebnisse zu schaffen, werden die in den nachfolgenden Abschnitten dargestellten dreidimensionalen numerischen Simulationen mit dem *FDM*-Programmsystem *FLAC3D* unter Beibehaltung der vorstehend beschriebenen Modellannahmen durchgeführt.



7 Verifikation und Validierung

7.1 Vorbemerkung

Die in *Abschnitt 2* dargestellten Untersuchungsbefunde und Erfahrungen aus dem Feld wie *Lux (2005)* zeigen, dass in Verbindung mit der Auffahrung einer Strecke im Tonsteingebirge sehr unterschiedliche Deformationen auftreten, z.B. neben den elastischen Verformungen und zeitlich sehr begrenzten transienten Verformungen auch sich längere Zeit noch weiter fortsetzende Deformationen, die als stationäres Kriechen interpretiert werden. Weiterhin ist es grundsätzlich möglich, dass durch fortgesetzte Entfestigungsprozesse zusätzliche, dann schädigungsbedingte Deformationen induziert werden, die ebenfalls als zeitabhängig erscheinen, nicht aber auf einem viskosen Materialverhalten beruhen. Tongestein zeigt damit im Grundsatz ein mehr als nur marginales zeitabhängiges Deformationsverhalten, das allerdings auf verschiedenen Mechanismen beruhen kann.

Zur Beschreibung derartiger Prozesse ist das Stoffmodell *Hou/Lux-T* grundsätzlich in der Lage. Dieses Stoffmodell umfasst neben den elastischen und transienten sowie stationären Verformungen noch einen Ansatz für das Entfestigungsverhalten von Tongestein, das zu zusätzlichen Verformungen mit dann akzelerierter Deformationscharakteristik führen kann.

Im Rahmen einer ersten Validierung der in *Abschnitt 5.7.3* nach *Hou (2002)* ermittelten Stoffmodellparameter hat sich gezeigt, dass eine zufrieden stellende numerische Simulation eigener laborativer Messergebnisse nicht erreicht werden kann. Daher ist im Rahmen der nachstehenden Validierung eine Modifikation der Stoffmodellparameter vorgenommen worden, die nunmehr die eigenen laborativen Ergebnisse in hinreichendem Maße abbilden.

Die in *Abschnitt 4* dokumentierten laborativen Untersuchungen an Opalinuston aus Mont Terri zeigen generalisiert folgende Materialcharakteristik:

- Elasto-plastische Anfangsverformung (ausgeprägte transiente Kriechanteile eher nicht beobachtet),
- Vorhandensein einer schwach überlinear spannungsabhängigen stationären Kriechrate,
- Keine ausgeprägten tertiären Kriechdeformationen (Kriechbruch erfolgt relativ kurzfristig innerhalb von 2-5h)

Nach einer Berechnung zur Verifikation des implementierten Stoffmodells *Hou/Lux-T* an einem exemplarischen Prüfkörper erfolgt die Validierung des Stoffmodells in drei Stufen mit

den Stufen 1 und 2 in diesem *Abschnitt 7* unter 7.3 und 7.4 und der Stufe 3 in dem nachfolgenden *Abschnitt 8* mit

- Stufe 1: Rechnerische Simulation von Laborversuchen,
- Stufe 2: Numerische Vergleichsberechnungen mit Ansatz unterschiedlicher Stoffmodelle,
- Stufe 3: Analyse eines Fallbeispiels.

7.2 Verifikation

Im Rahmen von orientierenden Verifikationsberechnungen wird das Stoffmodell *Hou/Lux-T* bei der rechnerischen Simulation eines einstufigen Kriechversuches angewendet, der mit einem Tongesteinprüfkörper unter triaxialer Beanspruchung mit $\sigma_1 = 39$ MPa und $\sigma_3 = 10$ MPa ($\sigma_v = 29$ MPa) durchgeführt worden ist. *Bild 7.1* zeigt als Ergebnis der rechnerischen Simulation des TCC-Versuchs unter konstanter Beanspruchung die Axialverzerrung, die in Abhängigkeit von der Zeit aufgetragen ist. Die verwendeten Parameter sind hier zunächst unabhängig von realen Laborversuchen gewählt. Sie sind so gewählt, dass mit ihnen die einzelnen Verzerrungsanteile plakativ zur Wirkung kommen.

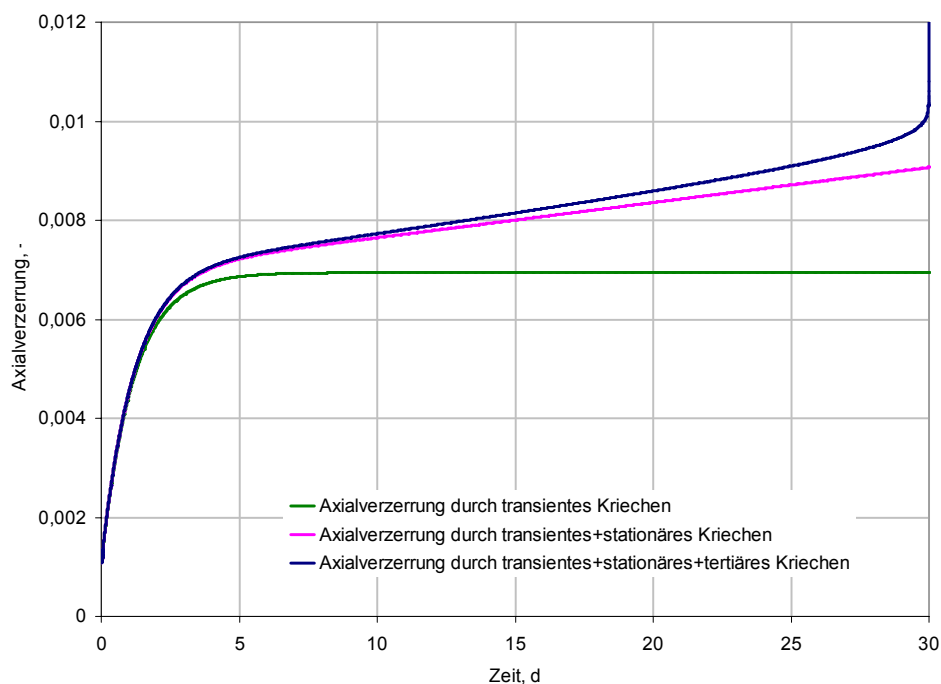


Bild 7.1: Axiale Verzerrung eines rechnerisch simulierten triaxialen Kriechversuches mit zeitabhängiger Darstellung der unterschiedlichen Kriechdeformationsanteile

Kurve 1 (grün) beschreibt das transiente Kriechverhalten des Prüfkörpers. Eine anfänglich sehr hohe transiente Kriechrate klingt bei dem Parameteransatz schon nach wenigen Tagen sehr stark ab, bis sie schließlich auf Null zurückgeht. Dem transienten Kriechen überlagert ist in der zweiten Kurve (magenta) das stationäre Kriechverhalten mit einer stationären Kriechrate, die mit dem daraus resultierenden stationären Kriechanteil in ihrer zahlenmäßigen Auswirkung auf die Gesamtverzerrung allerdings in den ersten Tagen im Vergleich zum transienten Kriechanteil verschwindend gering ist. Deshalb sind die beiden Kriechkurven in der Anfangsphase nahezu gleich. Erst mit dem Abklingen der transienten Verzerrungsrate und weiter fortschreitender Zeit tritt der stationäre Kriechanteil signifikant hervor. Dieser Kriechanteil bewirkt, dass langfristig eine konstante, aber von Null verschiedene Kriechrate besteht, so dass die Verzerrungen und damit die Kriechdeformationen nicht zum Stillstand kommen.

Bild 7.2 zeigt ergänzend die zu den in *Bild 7.1* dargestellten zeitabhängigen Deformationen gehörende Schädigung D und Dilatanz ε_{vol} , ebenfalls im Verlauf der Zeit.

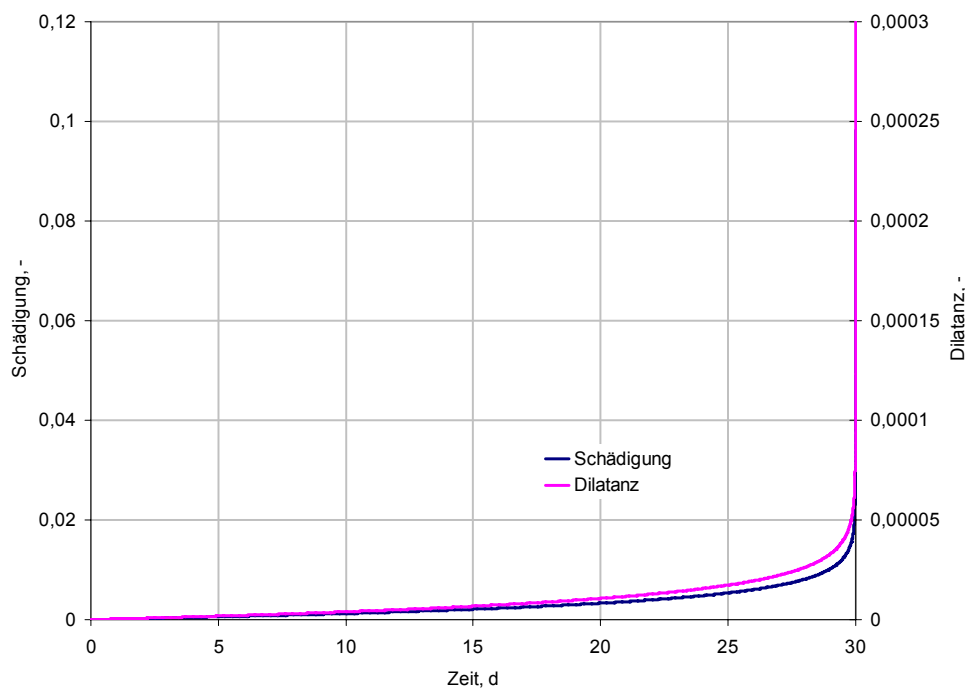


Bild 7.2: Schädigung und Dilatanz eines rechnerisch simulierten triaxialen Kriechversuches in zeitabhängiger Darstellung (magenta = Dilatanz, blau = Schädigung)

Durch den weiterhin überlagerten Deformationsmechanismus des tertiären (= schädigungsinduzierten) Kriechens wird in der dritten Kurve (blau) deutlich, dass das auch akzelerierte Kriechen mit dem finalen Kriechbruchversagen simuliert werden kann. Der Anstieg der Axialverzerrung ist deutlich als überlinear zu erkennen, d.h. die Rate der axialen

Verzerrung nimmt in dieser Phase (im Bild etwa ab dem 20. Tag) sehr stark zu, zurückzuführen auf den zeitabhängigen Schädigungsprozess in Verbindung mit dem durch die Schädigung zusätzlich induzierten Kriechanteil.

Für den Modellansatz 1 mit transientem Kriechen und auch für den Modellansatz 2 mit kombiniertem transient-stationärem Kriechen ergeben sich weder eine Schädigung noch eine Dilatanz. Nur für den Modellansatz 3 mit der Berücksichtigung eines schädigungsinduzierten Kriechens entwickeln sich Schädigung und Dilatanz im Lauf der Zeit.

7.3 Validierungsstufe 1: Simulation von triaxialen Kriechversuchen

7.3.1 Simulation eines einstufigen triaxialen Kriechversuches

In einer ersten Validierungsstufe wird das Stoffmodell *Hou/Lux-T* mit den für Opalinuston Mont Terri abgeleiteten Kennwerten zur numerischen Simulation des Kriechverhaltens eines Tongesteinprüfkörpers der Lokation Mont Terri mit der internen Bezeichnung *Ter-114* angewendet. Der Prüfkörper wurde über einen Zeitraum von mehr als 200 Tagen mit einer triaxialen Belastung von $\sigma_1 = 16$ MPa und $\sigma_3 = 3$ MPa ($\sigma_V = 13$ Pa) beansprucht. Da es sich bei dieser Untersuchung um einen noch nicht abgeschlossenen Kriechversuch handelt, sind die Ergebnisse nicht in *Abschnitt 4.10.3* dargestellt worden. *Bild 7.3* zeigt die zeitabhängig gemessenen Verzerrungen (rote Kurve) in einem ε_1 / t – Diagramm.

Den Messbefunden gegenüber gestellt wird die aus der numerischen Simulation erhaltene Prüfkörperdeformation in Form der Axialverzerrung (grüne Kurve). Im Hinblick auf die Intention, mit dem Parametersatz nach *Tabelle 7.1* das Materialverhalten des untersuchten Tongesteins aus Mont Terri möglichst zutreffend abzubilden, ist festgestellt worden, dass zwar die gemessenen viskosen Deformationen einigermaßen zutreffend erhalten werden, nicht aber die elastisch / plastischen Deformationen bei / kurz nach Aufbringen der Belastung. Um hier eine möglichst gute Übereinstimmung zu erreichen, musste der Verformungsmodul von dem Mittelwert $\bar{E}_V = 5000$ MPa auf einen prüfkörperindividuellen Zahlenwert von $E_V = 8000$ MPa erhöht werden. Aus *Bild 7.3* ist damit eine insgesamt relativ gute Übereinstimmung Messwerte – Berechnungswerte erhalten worden. Allerdings ist nicht zu erwarten,

dass in jedem Fall eine derart gute Übereinstimmung Messkurve – Berechnungskurve vorliegen wird (→ natürliche Streubreite).

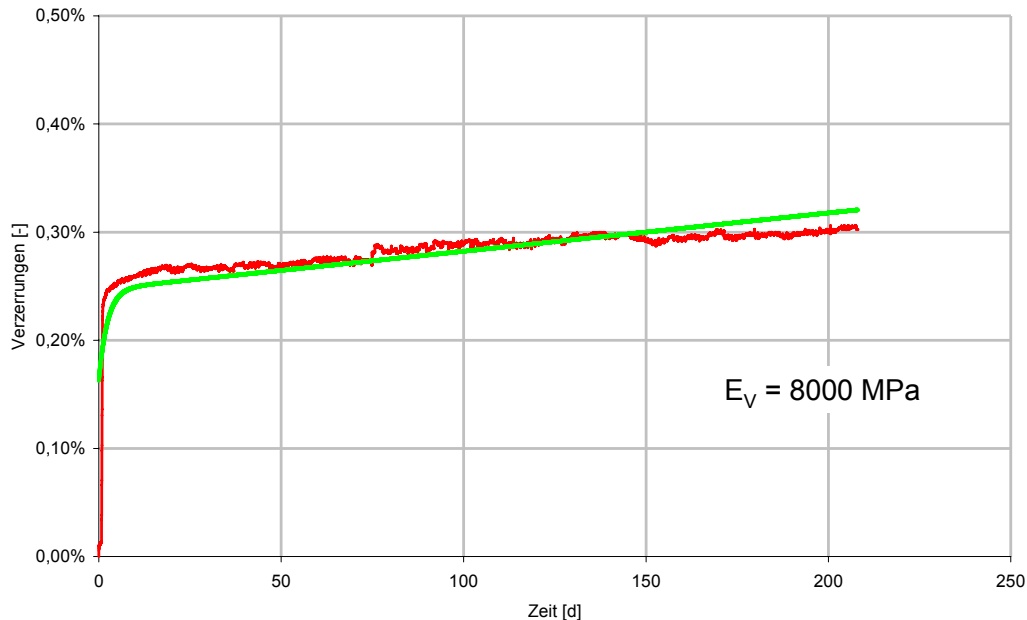


Bild 7.3: Laborativ im einstufigen Triaxialversuch ermittelte Verzerrungen für Tongestein aus Mont Terri im Vergleich mit numerisch simulierten Verzerrungen im ε_1 / t -Diagramm

7.3.2 Simulation von mehrstufigen triaxialen Kriechversuchen

Um zu zeigen, dass auch das Deformationsverhalten bei einem Anstieg der deviatorischen Beanspruchung abgebildet werden kann, ist in einem weiteren Teil dieser Validationsstufe eine rechnerische Simulation von mehrstufigen triaxialen Kriechversuchen durchgeführt worden. Eine Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Deformationen mit den Versuchsergebnissen aus Bild 4.27 (insgesamt 5 Versuche bei jeweils gleicher deviatorischer Beanspruchung, aber unterschiedlicher Minimalspannung von $\sigma_3 = 10$ MPa bzw. $\sigma_3 = 15$ MPa, Prüfkörperdimension $d / h = 40 / 80$ mm) zeigt Bild 7.4a. Die Berechnungsergebnisse sind in grüner Farbe dargestellt.

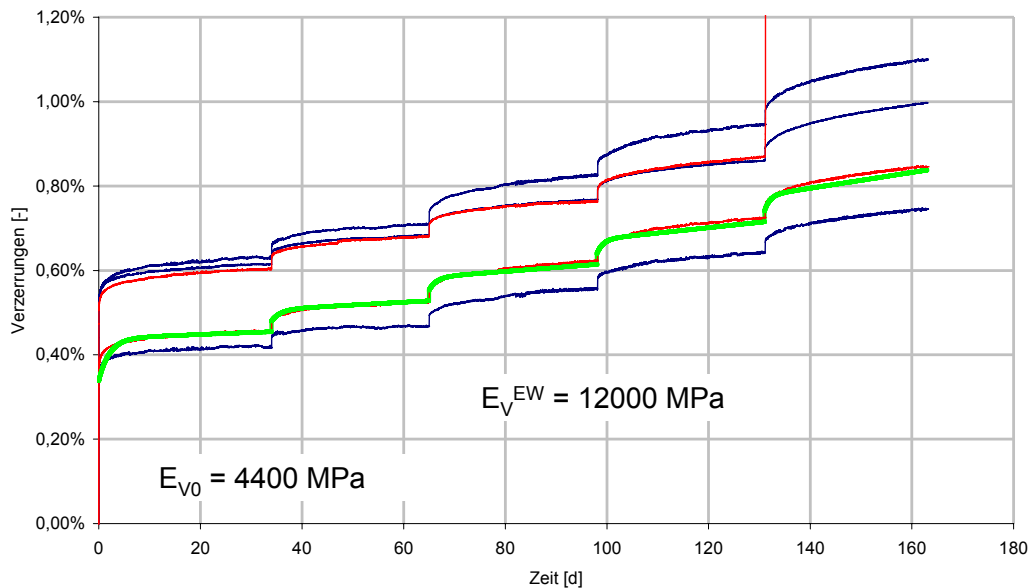


Bild 7.4a: Laborativ im mehrstufigen Triaxialversuch ermittelte Verzerrungen für Tongestein aus Mont Terri im Vergleich mit aus der numerischen Simulation erhaltenen Verzerrungen im ε_1 / t – Diagramm

Grundlage für den Vergleich hier sind die Messdaten der Prüfkörper *Ter-12* sowie *Ter-13* (rote Kurven). Entsprechend *Abschnitt 4.9.3* wurden die Prüfkörper in einer ersten Laststufe über einen Zeitraum von ca. 30 Tagen mit einer axialen Belastung von $\sigma_1 = 25$ MPa bei einem Manteldruck von $\sigma_3 = 10$ MPa ($\sigma_v = 15$ MPa) beansprucht. Um auch die zusätzlich induzierten Deformationen bei diskontinuierlicher Belastungserhöhung ermitteln zu können, wurde die deviatorische Beanspruchung durch Erhöhung der Axiallast um jeweils $\Delta\sigma = 3$ MPa in Abständen von ca. 30 Tagen intensiviert. Der Prüfkörper *Ter-12* versagte bei der 5. Belastungserhöhung ohne Anzeichen von zusätzlichen tertiären Deformationen mit einem Sprödbuch. *Bild 7.4* zeigt für den Prüfkörper *Ter-13* in dem ε_1 / t – Diagramm die zeitabhängig gemessenen Verzerrungen im Vergleich mit den berechneten Verzerrungen. Dabei ist allerdings auch hier ein prüfkörperindividueller Verformungsmodul von $E_{V_0} = 4400$ MPa bei Erstbelastung sowie ein betragsmäßig sehr viel größerer Ent-/ Wiederbelastungsmodul von $E_{EW} = 12000$ MPa angesetzt worden.

Die Ergebnisdaten von weiteren nach dem gleichen Schema bei einem Manteldruck von $\sigma_3 = 15$ MPa durchgeführten fünfstufigen Kriechversuche (in *Bild 7.4a* einheitlich mit blauer Farbe dargestellt) zeigen tendenziell ein ähnliches zeitabhängiges Verhalten wie das vorstehend beschriebene Deformationsverhalten des Prüfkörpers *Ter-13*. Die einzelnen Messkurven

scheinen sich auf den ersten Blick nur um die elastische Anfangsdeformation bei Erstbelastung zu unterscheiden. Um die Versuchsergebnisse in Bezug auf die zeitabhängigen Deformationen vergleichen zu können, sind in Bild 7.4b die bei einem Manteldruck von $\sigma_3 = 15$ MPa durchgeführten fünfstufigen Kriechversuche durch Variation der elastischen Anfangsdeformation (durch Variation des Erstbelastungsmoduls von $E_{V0} = 3000 - 5200$ MPa) gegenübergestellt. Diese modifizierte Darstellung gibt zumindest einen qualitativen Eindruck von der guten Übereinstimmung von gemessenen und berechneten Prüfkörperdeformationen.

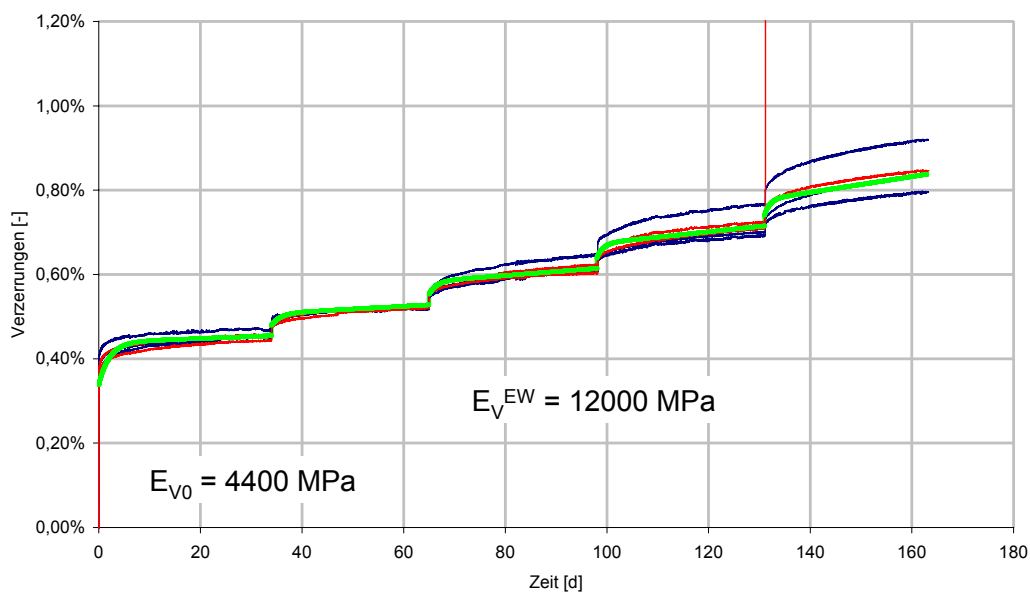


Bild 7.4b: Laborativ im mehrstufigen Triaxialversuch ermittelte Verzerrungen für Tongestein aus Mont Terri im Vergleich mit aus der numerischen Simulation erhaltenen Verzerrungen im ε_1 / t – Diagramm

7.3.3 Simulation eines dreistufigen triaxialen Kriechversuches mit Schädigung / Kriechbruch

In Anlehnung an die in *Abschnitt 4.9.3* beschriebenen laborativen Untersuchungen zur Ermittlung schädigungsinduzierter Deformationen wird das Stoffmodell *Hou/Lux-T* mit den im vorstehenden Abschnitt ermittelten Verformungsmoduli und den verwendeten viskosen Materialkennwerten zur numerischen Simulation des Kriechverhaltens des Tonsteinprüfkörpers (Prüfkörperdimension $d / h = 90 / 180$ mm) mit der internen Bezeichnung *Ter-16* angewendet.



Der Prüfkörper ist über einen Zeitraum von jeweils 30 Tagen mit einer triaxialen Belastung mit Deviatorspannungen von $\sigma_v = 15$ MPa und 18 MPa beansprucht worden. Bedauerlicherweise musste die auf diesen Prüfkörper aufgebrachte Belastung aufgrund von elektronischen Problemen zweimal neu gestartet werden. Die zweite unfreiwillige Belastungserhöhung von $\sigma_v = 20$ MPa führte nach einer kurzen tertiären Kriechphase zum Bruch. Den Messbefunden gegenüber gestellt wird die aus der numerischen Simulation erhaltene Prüfkörperdeformation in Form der Axialverzerrung, *Bild 7.5a*.

Im Hinblick auf die Intention, mit einem Parameterdatensatz das Materialverhalten möglichst zutreffend abzubilden, ist hier ein prüfkörperindividueller Verformungsmodul von $E_{V0} = 4400$ MPa bei Erstbelastung sowie ein betragsmäßig sehr viel größerer Ent-/ Wiederbelastungsmodul von $E_{EW} = 12000$ MPa angesetzt worden. Die Gegenüberstellung zeigt, dass die Messdaten mit den verwendeten Parametern zwar tendenziell im Größenbereich der gemessenen Prüfkörperdeformationen liegen, die Kurvenverlauf sowie die Deformationszunahme nach Belastungserhöhung betragsmäßig jedoch nicht zutreffend abbilden. Der nach einer kurzen tertiären Kriechphase eingetretene Bruch ist ebenfalls nicht unter den gegebenen Deviatorspannungen abzubilden.

Daher erfolgt in *Bild 7.5b* eine weitere Modifikation der Verformungsmoduli mit einem prüfkörperindividuellern Verformungsmodul von $E_{V0} = 5200$ MPa bei Erstbelastung sowie einem sehr viel kleineren Ent-/ Wiederbelastungsmodul von $E_{EW} = 3500$ MPa. Wird die vorstehend beschriebene zweite unfreiwillige Belastungserhöhung mit einer deviatorischen Belastungserhöhung von $\sigma_v = 24,4$ MPa durch Reduzierung der Minimalspannung auf von $\sigma_3 = 5,6$ MPa bei gleich bleibender axialer Beanspruchung von $\sigma_1 = 30$ MPa gleichgesetzt, kann der nach einer kurzen tertiären Kriechphase eingetretene Bruch simuliert werden.

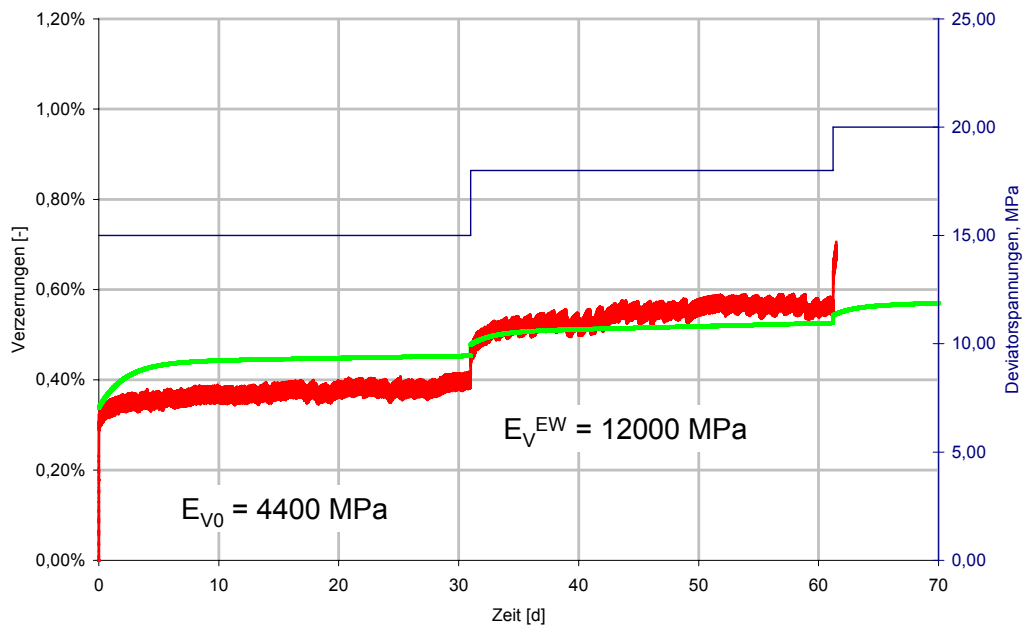


Bild 7.5a: Laborativ im dreistufigen Triaxialversuch ermittelte Verzerrungen für Tongestein aus Mont Terri im Vergleich mit aus numerischer Simulation erhaltenen Verzerrungen im ε_1 / t -Diagramm (Prüfkörperdimension $d / h = 90 / 180 \text{ mm}$)

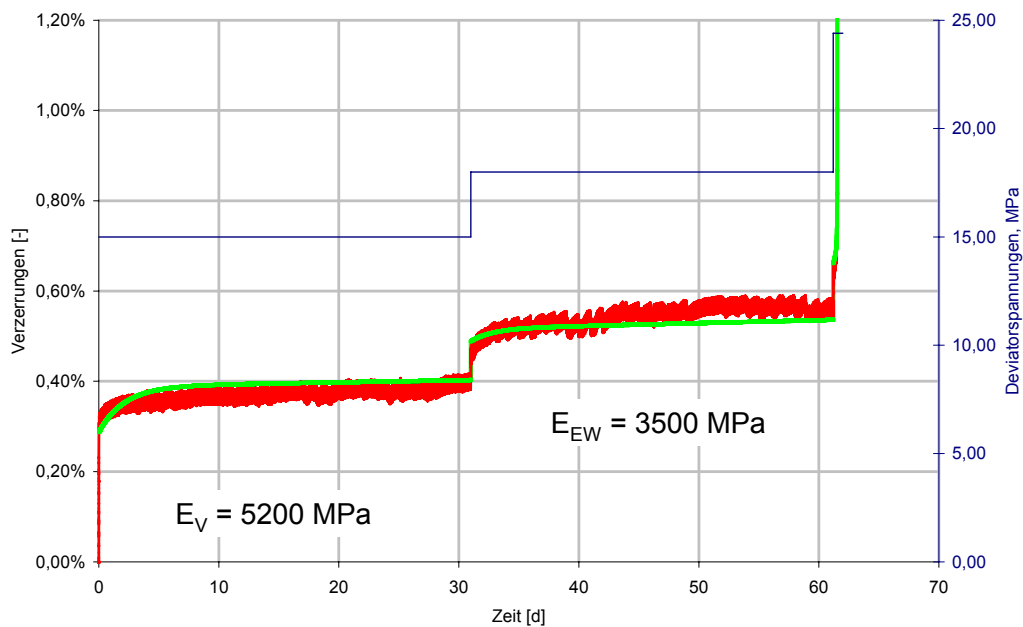


Bild 7.5b: Laborativ im dreistufigen Triaxialversuch ermittelte Verzerrungen für Tongestein aus Mont Terri im Vergleich mit aus numerischer Simulation erhaltenen Verzerrungen im ε_1 / t -Diagramm (Prüfkörperdimension $d / h = 90 / 180 \text{ mm}$)



Fazit

Die vorstehend dargestellten Ergebnisse der ersten Validierungsstufe zeigen zusammenfassend, dass mit einigen, unkonventionellen auf den Erstbelastungsmodul beschränkten Modifikationen das Kriechbruchverhalten des Tongesteins Mont Terri relativ gut abgebildet wird und das Stoffmodell das Kriechbruchverhalten mit schädigungsbedingter akzelerierter Kriechrate im Grundsatz nachvollziehen kann. Hier fehlen allerdings noch weitere auch zahlenmäßige Versuche zur Validierung.

Aufgrund dieser Befunde soll nun nachfolgend im Rahmen einer zweiten Validierungsstufe zunächst eine exemplarische Anwendung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* auf Strecken im Tonsteingebirge erfolgen im Vergleich zu einer elastisch-plastischen Modellierung.



7.3.4 Ermittlung von Stoffmodellparametern auf der Grundlage durchgeführter eigener laborativer Untersuchungen – Eingabedatensatz Mont Terri

Eine zusammenfassende Betrachtung der hier durchgeführten umfangreichen laborativen Untersuchungen an Tongesteinen aus Mont Terri führt zu folgenden, teilweise von der bisherigen z.B. bei *Hou (2002)* dargestellten Betrachtungsweise abweichenden Beobachtungen und Schlussfolgerungen führen:

- Das untersuchte Tongestein weist bei triaxialer Kompressionsbeanspruchung mit stufenweiser deviatorischer Beanspruchungssteigerung nach dem Lastwechsel zusätzlich zu dem elastischen Deformationsanteil einen inelastischen Deformationsanteil auf (*plastischer Deformationsanteil*).
- Bei einer moderaten Zunahme der deviatorischen Beanspruchung zeigt das untersuchte Tongestein keine mit der Spannungserhöhung einhergehende signifikante kurzfristige Deformationszunahme (*keine signifikante transiente Deformationsphase bei moderater Erhöhung der Deviatorspannung*).
- Der anfänglich überlinear zunehmende inelastische Deformationsanteil wird bereits nach kurzer Versuchsdauer (2 – 4 Tage) von einem während eines Zeitraums von mehr als 100 Tagen eindeutig erkennbaren, linear mit der Zeit zunehmendem Deformationsanteil überlagert (*stationäre Kriechrate eindeutig detektierbar*).
- Triaxiale Kompressionsversuche zur Ermittlung von u.a. der von Tongestein kurzfristig bruchlos ertragbaren Verzerrung ergeben in Relation zu Steinsalz gesehen sehr geringe Zahlenwerte für die Bruchdeformation von $\varepsilon_1^- = 0,5 - 1,5 \%$.
- Die von Tongestein kurzfristig bruchlos ertragbaren Verzerrungen sind eindeutig von anisotropen Materialeigenschaften dominiert und können betragsmäßig der Beanspruchungsrichtung zugeordnet werden (P-Proben mit $\varepsilon_1^- \approx 0,5 \%$ / S-Proben mit $\varepsilon_1^- \approx 1,5 \%$).
- Eine im Vergleich zu Steinsalz eindeutig definierbare schädigungsinduzierte zusätzliche Gesteinsdeformation kann an den unter einer isotropen Beanspruchung in Probendruckbehältern zwischengelagerten Tonsteinprüfkörpern nicht nachgewiesen werden (längerfristige tertiäre Kriechdeformationen mit akzelerierter Kriechrate nicht beobachtet (Abriss erfolgt kurzfristig (2-5h)).

Auf der Grundlage der in *Abschnitt 4* dokumentierten laborativen Untersuchungen wird der Eingabedatensatz für Opalinuston aus Mont Terri entsprechend *Tabelle 7.1* modifiziert.

Hou/Lux-ODS (Opalinuston aus Mont Terri)			Hou/Lux-MDS (Opalinuston aus Mont Terri)		
$\bar{\eta}_k^*$	MPa·d	$1,0 \cdot 10^5$	a_0	-	1,0
k_2	1/MPa	-0,077	a_1	-	6,0
\bar{G}_k^*	MPa·d	$2,0 \cdot 10^4$	a_2	-	10,0
k_1	1/MPa	-0,02	a_3	1/d	$2,0 \cdot 10^{-10}$
$\bar{\eta}_m^*$	MPa·d	$8,0 \cdot 10^6$	a_4	-	0,2
m	1/MPa	-0,06	a_5	1/MPa	0,09
l	1/K	0	a_6	MPa	5000,0
T	K	298	a_7	MPa	4988,23
			a_8	1/MPa	0,00028
			a_9	-	1,15
			a_{10}	1/MPa	0,0001
			a_{15}	1/d	$1,0 \cdot 10^{-14}$
			a_{16}	-	16,0
			a_{17}	-	5,0
Elastische Parameter			W_{g0}	%	6,1
E	MPa	5000*	a_w	-	3,0
μ	-	0,27	b_w	-	3,0

*Tabelle 7.1 Zusammenstellung der auf einer Auswertung eigener laborativer Untersuchungen basierenden Parameter für das Stoffmodell Hou/Lux-T für Opalinuston aus Mont Terri (*Mittelwert $\bar{E}_V = 5000$ MPa, prüfkörperindividuellen Zahlenwert für Erstbelastungsmodul von $E_{V0} = 4400 - 8000$ MPa bzw. Ent-/Wiederbelastungsmodul von $E_V^{EW} = 12000$ MPa)*

Zusätzlich wird bei der *Validierung / on site confirmation* des Stoffmodells *Hou/Lux-T* die im Vergleich zu Steinsalz betragsmäßig geringe bruchlos ertragbare Verzerrung berücksichtigt, *Abschnitt 8.6*.



7.4 Validierungsstufe 2: Exemplarische Anwendung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* auf Strecken im Tonsteingebirge im Vergleich zu einer elastisch-plastischen Modellierung

Grundsätzlich wird das Tragverhalten von Hohlräumen im Fels (Festgebirge) mit einem elasto-plastischen Stoffmodell (ohne / mit deformationsabhängiger Entfestigung) simuliert → sekundärer Spannungszustand, Ausdehnung pseudo-plastischer Zonen, Gebirgsdeformationen. Weiterentwicklungen sind der Ansatz eines elasto-viskoplastischen bzw. elasto-viskosen Stoffmodells und die Berücksichtigung eines anisotropen Gefüges aufgrund von Schichtungs- bzw. Schieferungsflächen im Mineralkorngefüge, z.B. *Wittke (1984)*.

Mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* können diese Materialeigenschaften ebenfalls simuliert werden. Darüber hinaus werden mit den Parametern Schädigungsgrad und Dilatanz weitere Informationen zum Zustand des Gebirges in den geschädigten Zonen erhalten, die für eine differenzierte Bewertung des Tragverhaltens und für weiterführende hydro-mechanisch gekoppelte Berechnungen herangezogen werden können bzw. erforderlich sind. Daher liegt es nahe, unter möglichst gleichen Annahmen z.B. im Hinblick auf die Materialkennwerte einen Vergleich zwischen dem Stoffmodell nach klassischer Elastoplastizitätstheorie und dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* vorzunehmen. Dabei werden nachfolgend insbesondere betrachtet mit Differenzierung in Matrixversagen und Schichtflächenversagen zu einem (möglichst) identischen Auswertungszeitpunkt (Darstellung der Zustandsgrößen am betrachteten Messquerschnitt in Abhängigkeit vom Stand der Ortsbrust im 3D-Modell) die

- Ausdehnung der pseudo-plastischen Zonen sowie die
- Lage der pseudo-plastischen Zonen

in Abhängigkeit vom Schichtungseinfallen. Im Hinblick auf die Untersuchung des Schichtungseinflusses auf den Schädigungs- und Entfestigungsprozess bei Vergleich des Stoffmodells *Hou/Lux-T* mit einem elasto-plastischen Stoffmodell sind zwei unterschiedliche Schichtungswinkel vorgegeben worden, um die sich rechnerisch ergebenden Zonen des geschädigten / entfestigten Gesteins in Abhängigkeit vom Schichtungswinkel zu ermitteln und zu vergleichen. Dargestellt werden jeweils die Gebirgsbereiche, in denen die Schädigungsgrenze bzw. die Plastizitätsgrenze überschritten ist. In Anlehnung an *Lux (2005)* wird die Schädigungsgrenze bzw. Plastizitätsgrenze mit der Bruchgrenzfestigkeit nach *Mohr / Coulomb* gleichgesetzt mit folgenden Scherparametern:



- (1) Matrix: $c = 3,0 \text{ MPa}$, $\varphi = 25^\circ$ und
- (2) Schichtung: $c_s = 1,0 \text{ MPa}$, $\varphi_s = 17^\circ$.

Zusätzlich angegeben ist auch die Intensität der Schädigung in Form des Schädigungsgrades D , allerdings ohne weitere zahlenmäßige Bewertung, da hierfür die bis dato vorliegenden laborativen Befunde und makroskopischen Beobachtungen noch nicht ausreichen. Die Berechnungen wurden mit dem *FDM*-Programm *FLAC3D* durchgeführt.

Im Folgenden werden zwei Berechnungsvariationen vorgestellt:

(1) Schichtungswinkel $\alpha_s = 22,5^\circ$

Bei der ersten Berechnungsvariation wird im gesamten Modell ein Einfallswinkel für die Schichtung von $\alpha_s = 22,5^\circ$ angenommen, wobei die Schichtung von links unten nach rechts oben verläuft. In *Bild 7.6* sind die mit dem elasto-plastischen Stoffmodell unter Berücksichtigung der Schichtung berechneten pseudo-plastischen Zonen dargestellt. Ein Vergleich mit *Bild 7.7*, das die mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* berechneten geschädigten Zonen zeigt, ergibt eine gute Übereinstimmung der Gebirgsbereiche mit Festigkeitsüberschreitung. *Bild 7.8* zeigt zusätzlich die Intensität der Schädigung. Die am stärksten ausgeprägten entfestigten Zonen treten danach dort auf, wo die Tangentialspannung etwa unter einem Winkel von $\alpha \approx 35^\circ - 40^\circ$ zu der Schichtung verläuft. Die Entfestigung in den Schichtflächen ist die Folge einer Kombination aus der Größe der Tangentialspannung und der Richtung der Tangentialspannung zur Schichtungsebene. Der Winkel $\alpha \approx 37^\circ \approx 90^\circ - \beta_{\min}$ mit $\beta_{\min} = \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$ ist bei einem gegebenen Reibungswinkel von $\phi_s = 17^\circ$ für die Schichtflächen in sehr guter Übereinstimmung mit dem Polardiagramm nach *Wittke (1984)*, das die minimale Gesteinsfestigkeit bei geschichtetem Gebirge und dazu variierter Hauptbeanspruchungsrichtung darstellt. Das dortige Minimum bedingt die extremale Intensität der Schädigung in den Gebirgsbereichen, in denen durch die reduzierte Schichtflächenfestigkeit die Gebirgsfestigkeit drastisch herabgesetzt und überschritten wird. In *Bild 7.8a* ist allerdings nicht in jeder nach *Bild 7.7* als geschädigt ausgewiesenen Zonen ein Schädigungsgrad zu erkennen. Grund hierfür ist die gewählte Skalierung. Da der dort berechnete Schädigungsgrad zahlenmäßig noch relativ gering ist, liegt er in diesen Zonen unterhalb des kleinsten als verschieden von Null dargestellten Schädigungsgrades. *Bild 7.8b* zeigt daher ergänzend in einer anderen Skalierung die entspre-



chend *Lux et al. (2002b)* äquivalent zum Steinsalz mit einem Schädigungsgrad von $D = 10^{-4}$ festgelegten hydraulisch geschädigten Gebirgsbereiche.

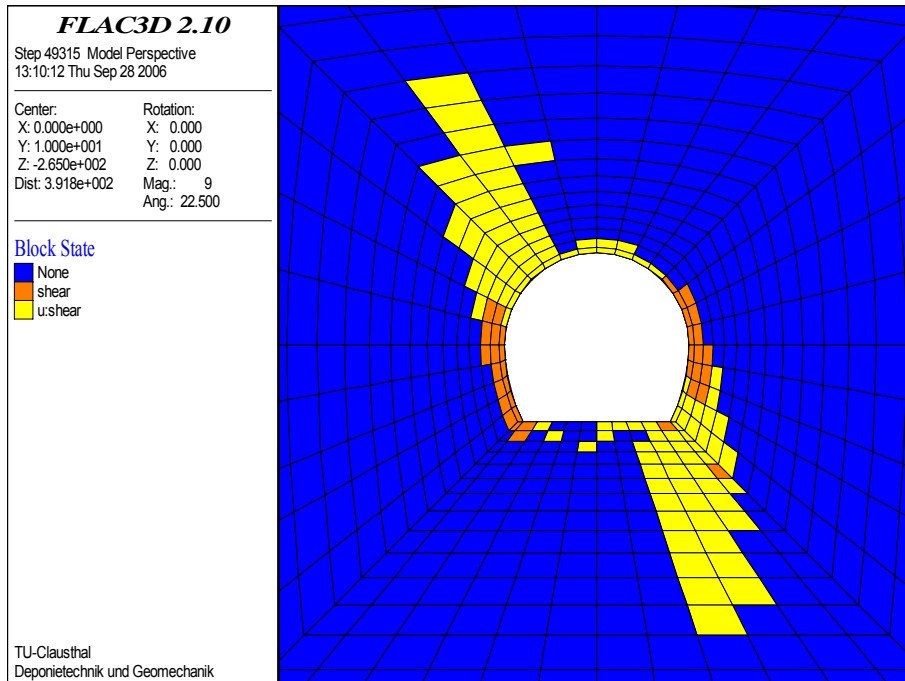


Bild 7.6: Pseudoplastische Zonen im Konturbereich der Referenzstrecke bei $\alpha_S = 22,5^\circ$ Schichtungsneigung (elastisch-plastische Berechnung; gelb = Schichtungsversagen; orange = Matrixversagen)

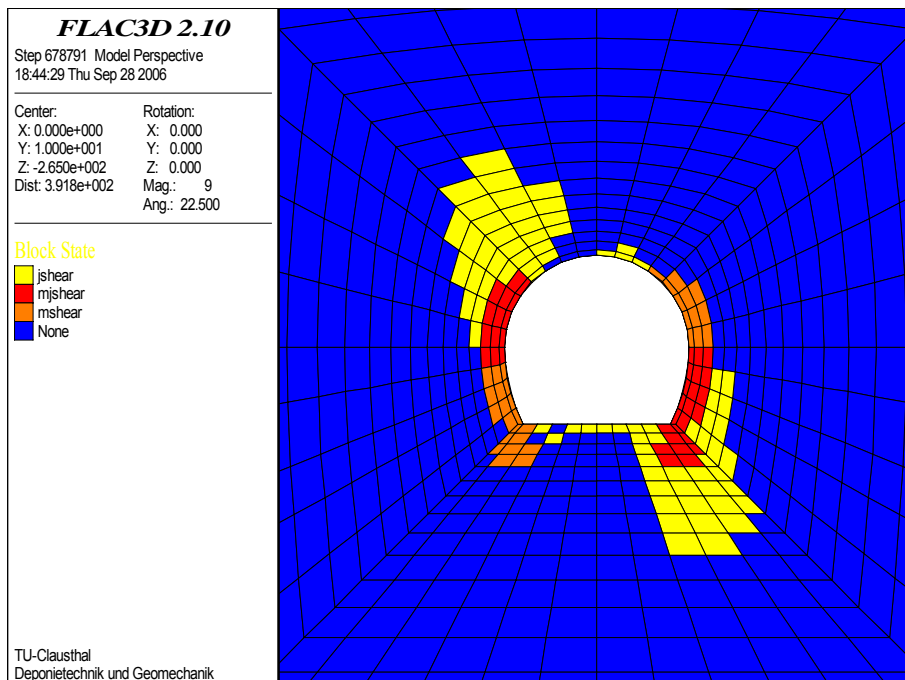


Bild 7.7: Geschädigte Zonen im Konturbereich der Referenzstrecke bei $\alpha_S = 22,5^\circ$ Schichtungsneigung (Berechnung mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T; gelb = Schichtungs-



versagen ; orange = Matrixversagen ; rot = Schichtungsversagen und Matrixversagen)

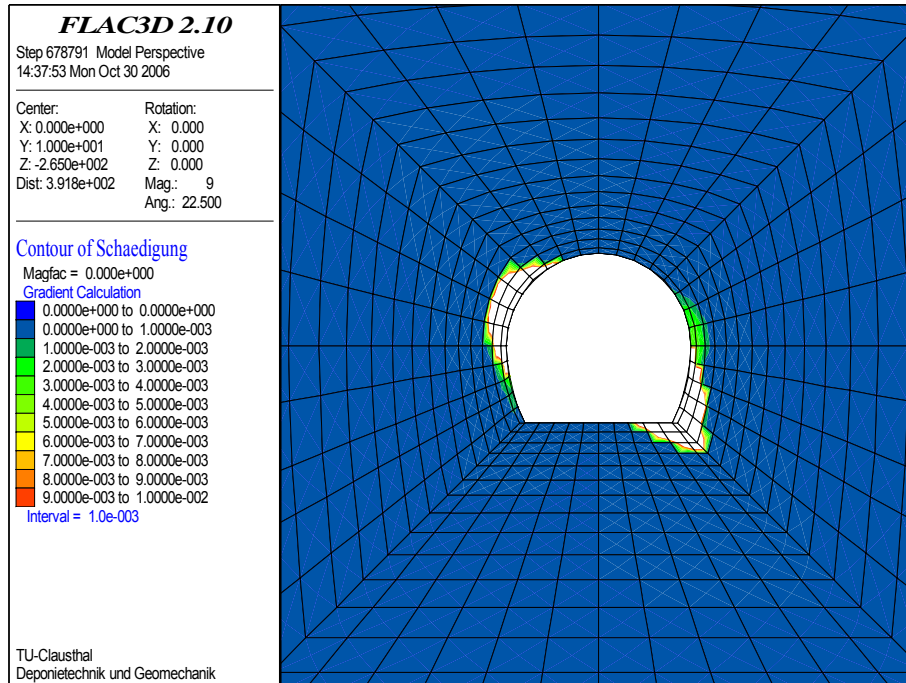


Bild 7.8a: Schädigungsgrad in den geschädigten Zonen im Konturbereich der Referenzstrecke bei $\alpha_S = 22,5^\circ$ Schichtungsneigung nach Hou/Lux-T

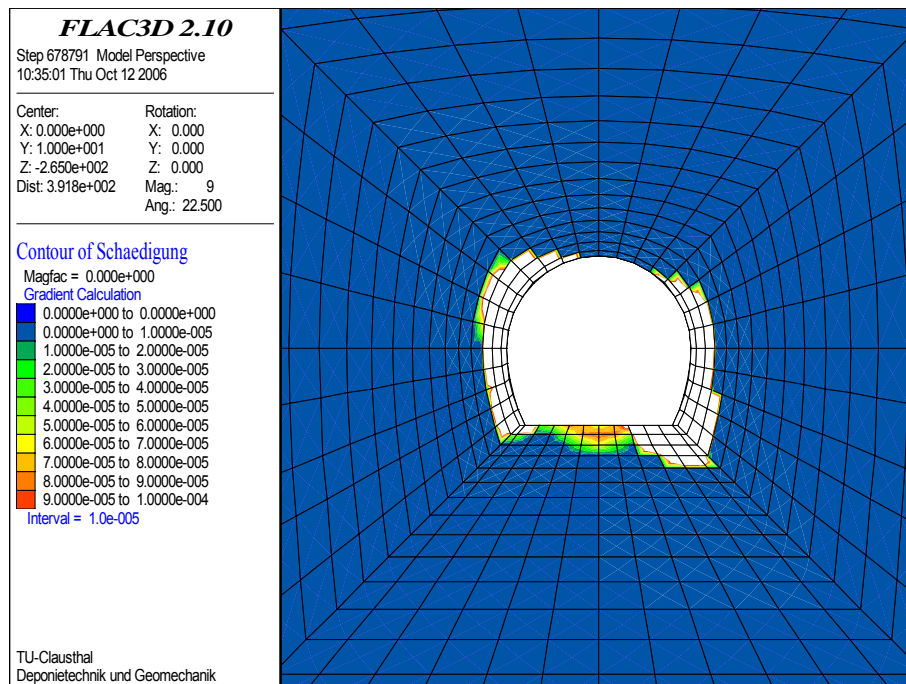


Bild 7.8b: Schädigungsgrad in den hydraulisch geschädigten Zonen ($\max D = 10^{-4}$) im Konturbereich der Referenzstrecke bei $\alpha_S = 22,5^\circ$ Schichtungsneigung nach Hou/Lux-T

(2) Schichtungswinkel $\alpha_S = 90^\circ$

Bei der zweiten Berechnungsvariation wird angenommen, dass der Schichtungswinkel $\alpha_S = 90^\circ$ beträgt, die Schichtung also vertikal verläuft (auch entsprechend einer vertikalen Schieferung). Nach *Bild 7.9* und *Bild 7.10* sind die pseudo-plastischen bzw. geschädigten Zonen erwartungsgemäß symmetrisch zur vertikalen Mittelebene der Strecke ausgebildet. Die von einer Festigkeitsüberschreitung betroffenen Gebirgsbereiche liegen in beiden Fällen vornehmlich in den oberen und unteren seitlichen Konturbereichen (Eckbereichen) und weisen eine etwa gleichgroße zonale Ausdehnungen auf.

Nach *Bild 7.11a,b* ist die maximale Entfestigung auch hier wieder dort zu beobachten, wo die Tangentialspannung etwa unter einem Winkel von $\alpha \approx 35^\circ - 40^\circ$ zur Schichtungsrichtung verläuft, da auch hier der Reibungswinkel der Schichtungsflächen mit $\phi_S = 17^\circ$ angesetzt ist. In der Firste und in der Sohle gibt es bei dieser Variation keine bzw. nur eine geringe Entfestigungszone, die allerdings auf Überschreitung der Schichtflächenfestigkeit beruht. Die Matrixfestigkeit wird dort nicht überschritten, *Bild 7.9* und *Bild 7.10*.

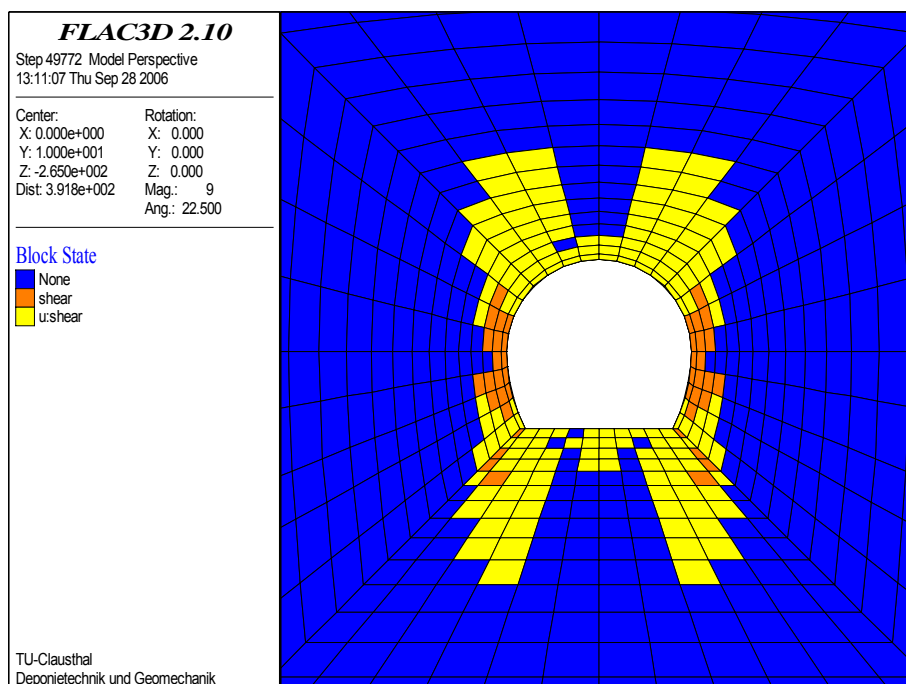


Bild 7.9: Pseudo-plastische Zonen im Konturbereich der Referenzstrecke bei einer senkrechten Schichtung (elastisch-plastische Berechnung ; gelb = Schichtungsversagen ; orange = Matrixversagen)

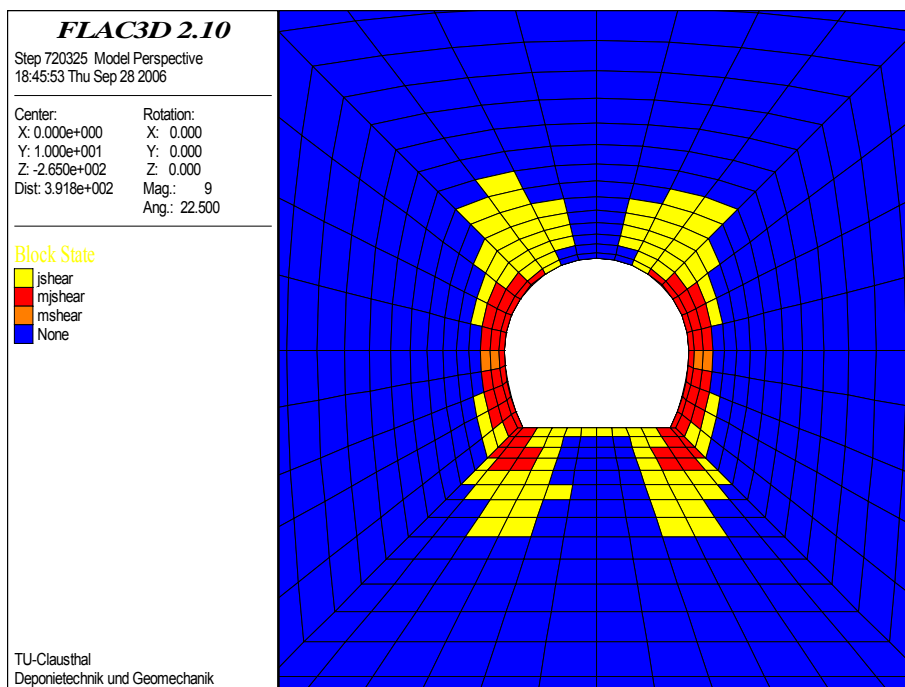


Bild 7.10: Geschädigte Zonen im Konturbereich der Referenzstrecke bei einer senkrechten Schichtung (Berechnung mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T; gelb = Schichtungsversagen ; orange = Matrixversagen ; rot = Schichtungsversagen und Matrixversagen)

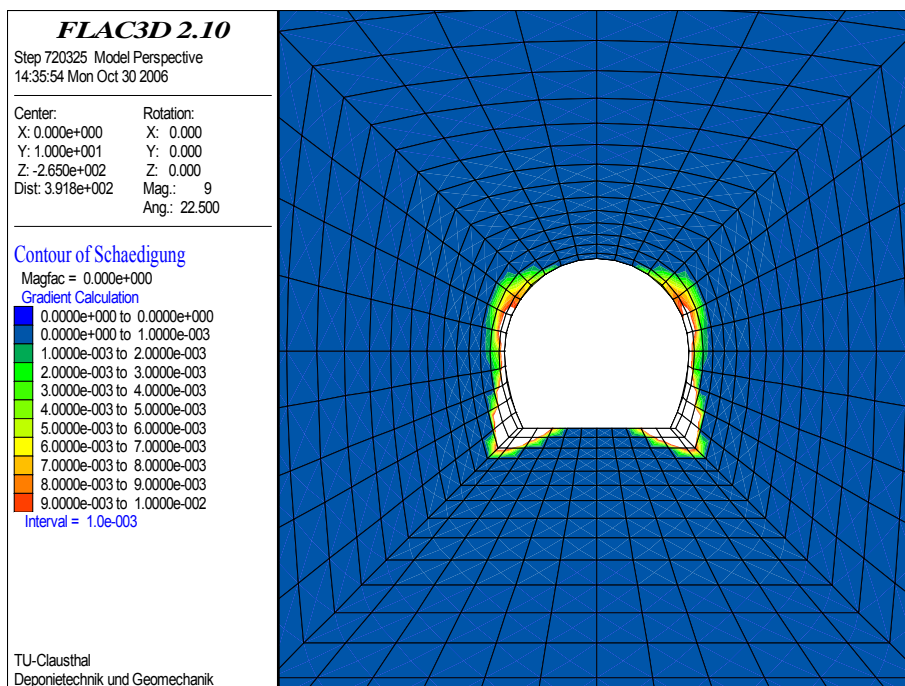
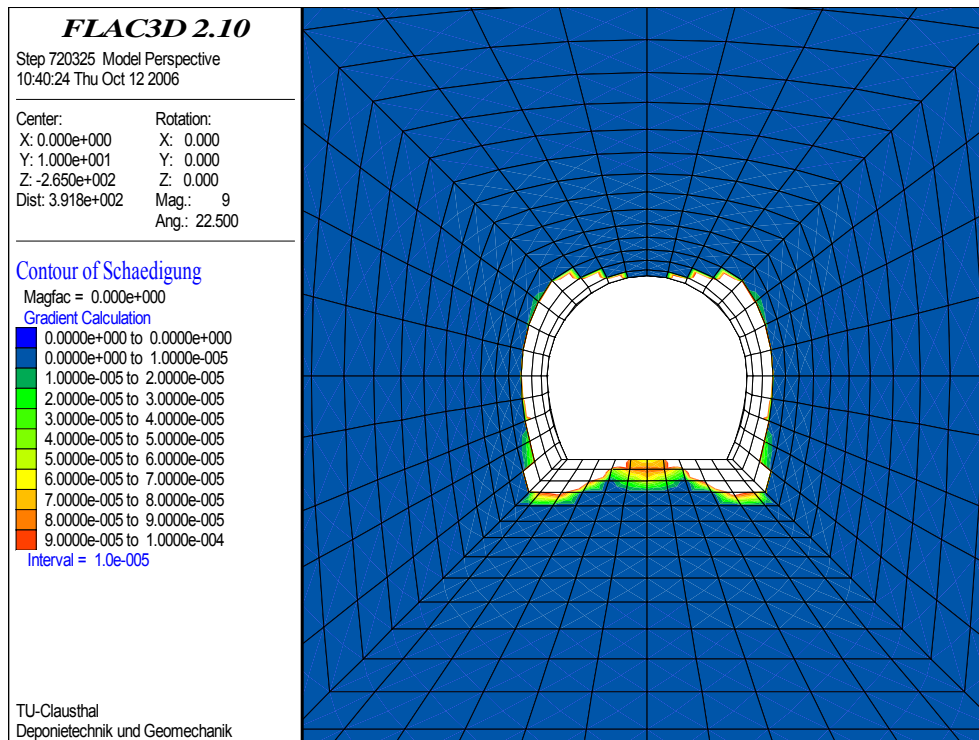


Bild 7.11a: Schädigungsgrad in den geschädigten Zonen im Konturbereich der Referenzstrecke bei einer senkrechten Schichtung nach Hou/Lux-T



*Bild 7.11b: Schädigungsgrad in den hydraulisch geschädigten Zonen ($\max D = 10^{-4}$) im Kon-
turbereich der Referenzstrecke bei einer senkrechten Schichtung nach Hou/Lux-T*



7.5 Validierungsstufe 3: Analyse des Tragwerkverhaltens von Grubenbauen im Ton- gestein

7.5.1 Grundsätzliche Vorgehensweise und Anforderungen an Prognosemodelle

Grundsätzlich sollte ein Prognosemodell das Tragwerksverhalten unter den Standort bezogen vorliegenden bzw. zu erwartenden relevanten Einwirkungen möglichst realistisch und auch mit hinreichender Zuverlässigkeit beschreiben. Die Erfahrung zeigt, dass diese Anforderungen nach Realitätsnähe und Zuverlässigkeit bei Konstruktionen des untertägigen Bauens aus methodischen Gründen eher nicht in dem aus anderen Ingenieurdisziplinen bekannten Maß erfüllt werden können. Ursache dafür sind gerade bei untertägigen Konstruktionen mit einem natürlich entstandenen Gebirge, das sowohl als Tragelement wie auch als Baustoff fungiert, einerseits vielfältige geomechanisch / sicherheitsnachweisbezogen relevante und entsprechend zu quantifizierende Eigenschaften und Parameter sowie andererseits auch verbleibende und in Entwurf / Ausführung methodisch einzubeziehende Imponderabilien. Diese Imponderabilien ergeben sich aus einem komplexen Gesteinsverhalten, einem tektonisch regional unterschiedlich vorbeanspruchten Gebirge und nur begrenzten Aufschlussmöglichkeiten hinsichtlich Gebirgsbau, tektonischem Inventar und primären Spannungszustand. Daher ist es erforderlich, die Eignung von Prognosemodellen gebirgsartbezogen durch die Analyse von in vergleichbaren Geosystemen ausgeführten und in ihrem Tragverhalten messtechnisch beobachteten Tragwerken zu belegen. In der Ingenieurpraxis ist es unter diesen Umständen üblich, die Tragwerksplanung prinzipiell konservativ auszulegen und darüber hinaus flexibel zu gestalten sowie in Verbindung mit einer die möglichen Verhältnisse eingrenzenden Vorausplanung die Ausführung z.B. hinsichtlich der Sicherungsmittel den jeweiligen Vorort-Erfahrungen anzupassen und außerdem Auffahrung und Offenhaltung von Grubenbauen durch geotechnische Messungen zu begleiten.

Entsprechend den aus dem Tonsteingebirge verfügbaren Mess- und Beobachtungsdaten ist es zweckmäßig, im Rahmen der Modellvalidierung eine Fokussierung auf das Gebirgstragverhalten von streckenartigen Grubenbauen vorzunehmen. Dabei sind bezüglich eines Messortes zwei Phasen zu unterscheiden: zunächst als erste Phase der Streckenvortrieb (Streckenauffahrung) selbst im Nahfeld des Messortes über einige Tage sowie dann nachfolgend als zweite Phase die jahre- oder jahrzehntelange Standzeit der offenen Strecke.



Grundsätzlich wird durch eine Streckenauffahrung mit dem sukzessiven Einbau der Sicherungsmittel ein räumliches, in der Zeit veränderliches Tragsystem im Gebirge geschaffen, das geomechanisch als Verbundtragsystem Gebirge / Ausbau angesehen wird. Die vorliegende Erfahrung mit der rechnerischen Simulation des Tragverhaltens von Strecken bzw. Tunnelbauwerken zeigt, dass schon vom Ansatz her eine realistische Modellierung der im Gebirge durch Auffahrung und Sicherung / Ausbau induzierten Prozesse nur gelingen kann, wenn die räumlich-zeitliche Tragwirkung berücksichtigt wird, z.B. *Rokahr & Lux (1986)*, *Schröpfer (1995)*, *Yin (1996)*, *Beer (2003)*. Daher ist die Gegenüberstellung von Messdaten und Berechnungsdaten im Rahmen einer Validierung grundsätzlich an dem räumlich-zeitlichen Tragverhalten und seiner numerischen Simulation zu orientieren. Ausgangspunkt für den Aufbau eines aussagekräftigen und hinreichend realitätsnahen Prognosemodells ist daher die Notwendigkeit, die Streckenauffahrung mit der nachfolgenden Sicherung in einer räumlich-zeitlichen Simulation des Auffahrungs- und Sicherungsprozesses zu modellieren. Daraus folgt als erster wesentlicher Schritt der Modellierung die Erarbeitung eines dreidimensionalen Gebirgs- und Berechnungsmodells.

Lediglich für den Fall, dass das grundlegende Tragverhalten des Verbundtragsystems Gebirge-Ausbau mit 3D-Modellen analysiert worden ist und der Einfluss von z.B. Parameterstreuweiten ermittelt werden soll, können die Parametervariationen hilfsweise auch mit 2D-Berechnungsmodellen durchgeführt werden (→ Reduzierung der Rechenzeit).

In einem zweiten Schritt ist die Abbildung der physikalischen Verhältnisse vorzunehmen (Materialverhalten von Gebirge und Sicherungsmitteln / Ausbau). Grundlage hierfür sind generelle Erfahrungen mit dem tektonischen Bau und den mechanischen Eigenschaften in dem spezifischen Gesteins- bzw. Gebirgstyp sowie laborative Erkenntnisse zum Gesteinsverhalten (grundsätzlich und standortbezogen). Wesentlich für den physikalischen Modellierungsansatz ist zunächst die Frage, ob ein mechanisch signifikantes Trennflächengefüge vorliegt. Da hier grundsätzlich eine Gebirgsformation mit möglichst geringer primärer Durchlässigkeit gesucht wird, kann vorausgesetzt werden, dass bei als geeignet ausgewählten Lagerstätten primär ein hydraulisch wirksames Trennflächengefüge nicht vorliegen dürfte. Damit ist auch ein mechanisch signifikant wirksames Trennflächengefüge in der Tendenz eher nicht zu erwarten. Allerdings ist diese Hypothese noch grundsätzlich standortbezogen im Einzelfall zu belegen (Anmerkung: Ein augenscheinlich trockenes Gebirge muss nicht zwangsläufig frei von einem Korn- oder Trennflächengefüge sein, da die geringe bzw. verschwindende Wasserführung in



der relevanten Formation auch auf abdichtend wirkenden Gebirgsformationen im Umfeld beruhen könnte). Daraus folgt in einem ersten Ansatz, dass Gebirgs- und Gesteinseigenschaften nicht signifikant voneinander abweichen (Größenordnung vielleicht eine Gebirgsklasse in der Klassifizierung nach *Hoek / Brown*, siehe *Lux (2002a)*) und die für die Modellierung zentralen Materialeigenschaften unmittelbar aus Laboruntersuchungen abgeleitet werden können.

Damit ist in diesem ersten Ansatz die Übertragbarkeit von gesteinsmechanischen Daten, die aus Untersuchungen an Bohrkernmaterial erhalten werden, auf den Gebirgsverband, d.h. auf das großräumige Gebirge, gegeben. Kleingefügebedingte und auf Unterschieden in mineralogischer Zusammensetzung sowie strukturellen und texturellen Gefügeparametern beruhende Streubreiten in den Materialkennwerten sind damit durch entsprechend weiträumig entnommenes und in hinreichender Intensität untersuchtes Bohrkernmaterial laborativ zu erarbeiten. Dabei ist der abgeminderten Schichtflächenfestigkeit und der dadurch beeinflussten Gesteinsfestigkeit sowie den gefügebezogenen Deformationseigenschaften besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Hinzu kommt auf Gesteinsebene auch die Möglichkeit eines Schieferungsgefüges als Folge tektonischer Beanspruchung mit dann ausgeprägter Festigkeits- und möglicherweise auch Deformationsanisotropie.

Ein vorhandenes, laborativ nicht erfasstes und in nur geringem Maße mechanisch wirksames Trennflächengefüge kann in der Tendenz auch dadurch berücksichtigt werden, dass die kalkulatorisch anzusetzenden Materialkennwerte der bezogen auf die betreffende und bewertungsrelevante Zustandsgröße jeweils konservativ wirkenden Grenze des laborativ erhaltenen Streubreitenbandes der einzelnen Materialkennwerte angepasst werden. Die Existenz latenter Trennflächen in Form von Kluftscharen, die in ihrer räumlichen Anordnung (z.B. Abstand) deutlich über den Gesteinsmaßstab (= Handstück) hinausgehen und in Verbindung mit dem primären Gebirgsspannungsfeld zwar nicht hydraulisch wirksam sind, aber die mechanische Qualität des Gebirges systematisch beeinflussen, ist grundsätzlich zu bedenken und wäre dann in einem zweiten verbesserten Ansatz zu erfassen.

Aus den vorstehenden Abschnitten ist zu entnehmen, dass in Modelle zur Abbildung des Materialverhaltens von Tongesteinen bei der Tragwerksanalyse folgende grundsätzliche Eigenschaften / Sachverhalte zu integrieren sind:

- elastische, plastische und viskose Deformationen (isotrop, anisotrop),
- Bruch- und Restfestigkeiten (anisotrop),



- Dilatanzfestigkeit und schädigungsinduziert-dilatante Deformationen,
- Abhängigkeit der Materialeigenschaften vom Wassergehalt,
- Abhängigkeit der Materialeigenschaften vom Porenwasserdruck,
- erhöhte Verformbarkeit und reduzierte Festigkeit auf Schicht- bzw. Schieferungsflächen,
- Trennflächengefüge.

Inwieweit und in welcher Intensität einzelne Eigenschaften wirksam werden, hängt von der geogenen Ausprägung des Tongesteins und seiner technogenen Beanspruchung bzw. Veränderung am jeweiligen Standort ab und ist laborativ bzw. rechnerisch bezüglich der vorhandenen bzw. zu erwartenden Einwirkungen / Veränderungen der geogenen Situation zu ermitteln.

Dabei sind bei Tongestein der primär vorhandene hydraulische Zustand und die auffahrungsbedingten Veränderungen des hydraulischen Zustandes sowie seine materialeigenschaftsbezogenen Folgen besonders zu beachten.

Bild 7.12 gibt eine Übersicht zu den geotechnisch / geomechanischen Elementen eines Prognosemodells. Danach sind neben der schon angesprochenen generellen geometrischen Abstraktion und dem Gebirgsbau mit der Abbildung der physikalischen Eigenschaften weiter erforderlich für ein Prognosemodell

- der primäre Gebirgsspannungszustand,
- die primäre Gebirgstemperatur,
- die auf das Tragwerk anzusetzenden Einwirkungen (Umlagerungskräfte, Temperaturänderungen, hydraulische Kräfte, Veränderungen von Miliubedingungen) sowie
- Kriterien und Grenzwerte zur Charakterisierung von Versagenszuständen (Rissbildungen, Konturbrüche, Abschalungen).

Aufgrund von Erfahrungen aus der Durchführung von Fallstudien sowie aufgrund vorstehend skizzierter grundsätzlicher Erfahrungen mit dem Tragverhalten von Strecken / Hohlräumen im Tonsteingebirge wird eine zweistufige Vorgehensweise bei der Validierung und bei Bedarf dann auch bei der Ertüchtigung des Prognosemodells gewählt. Diese zweistufige Vorgehensweise mit zunächst einer orientierenden Analyse des Tragwerks-Endzustandes mit Hilfe von 2D-Modellen und dann mit einer mehr realitätsnahen Analyse der räumlich-zeitlichen Ent-

wicklung bis zum Tragwerks-Endzustand mit Hilfe von 3D-Modellen führt zu einer erheblichen Reduzierung des rechnerischen Aufwandes.

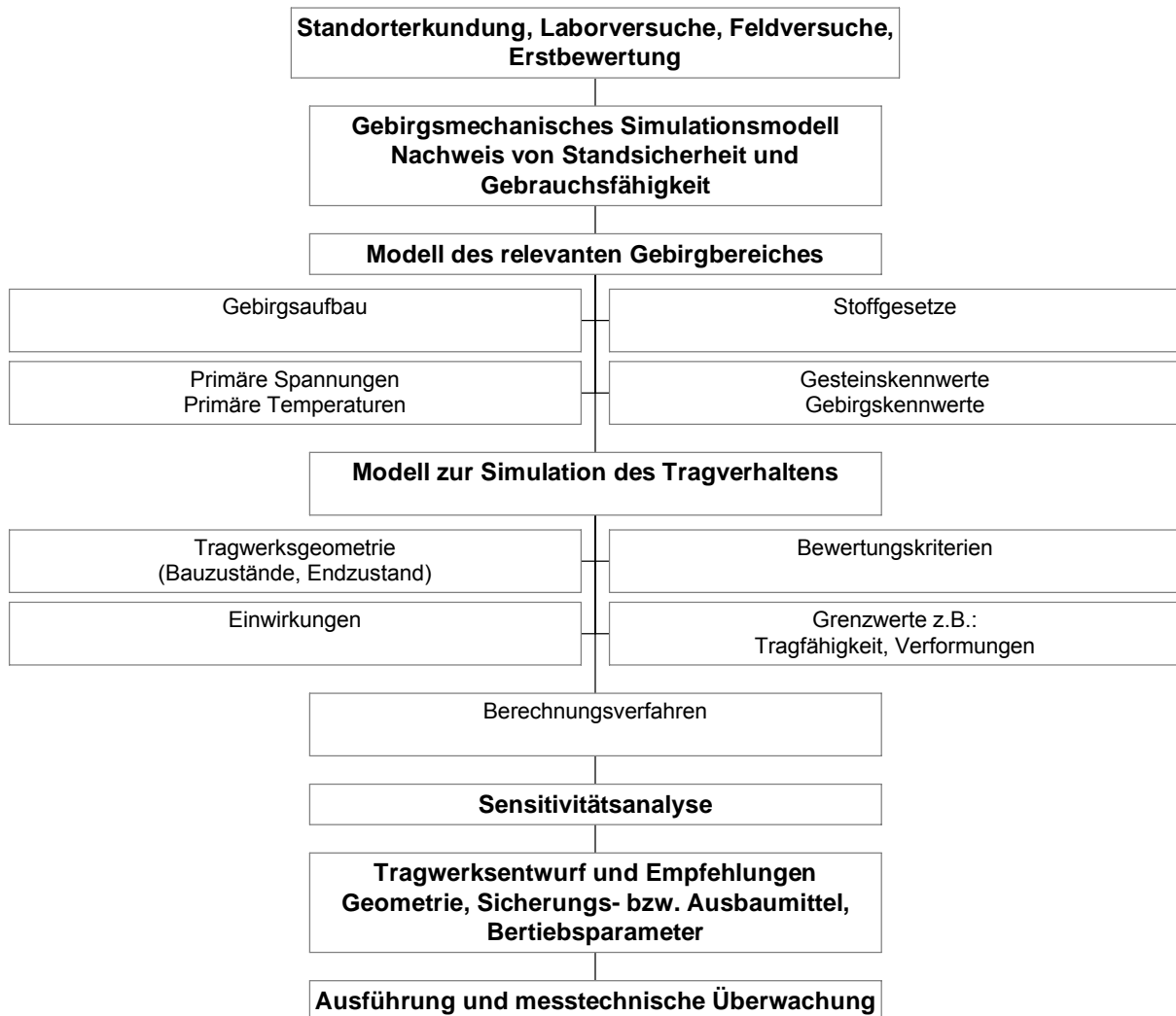


Bild 7.12: Übersicht zu den Elementen eines Prognosemodells in Verbindung mit dem Ablauf einer geotechnischen Tragwerksplanung

7.5.2 Variationsanalyse mit einem 2D-Modell (ebenes scheibenartiges Tragsystem)

Für die Variationsanalyse mit einem 2D-Modell werden folgende grundlegende Annahmen getroffen:

- ebenes, scheibenartiges Gebirgs- und Berechnungsmodell mit homogenem Gebirgsaufbau,



- Primärspannungszustand mit lithostatischem Überlagerungsdruck und einheitlichem Seitendruckbeiwert von $K_0 = 0,7$ ($K_0 \neq 1,0$),
- keine explizite Berücksichtigung der Gebirgstemperatur,
- Materialmodelle als Variationsparameter mit gestufter Komplexität und folgenden Komponenten:
 - elastischer Deformationsanteil → Stoffmodell *Hooke*,
 - plastischer Deformationsanteil → plastisches Stoffmodell mit Bruchbedingung nach *Mohr/Coulomb* ohne/mit Entfestigung auf Restfestigkeitsniveau sowie Dilatanz,
 - viskoser Deformationsanteil → Stoffmodell *Hou/Lux-T*,
 - schädigungsbedingter Deformationsanteil → Stoffmodell *Hou/Lux-T*.

Die Materialkennwerte werden soweit möglich aus in der Literatur dokumentierten laborativen Untersuchungen abgeleitet bzw. eingeschätzt, siehe *Abschnitt 5.7.3*. Das Vorliegen einer signifikanten Bandbreite bedingt die Grundlage für eine Sensibilitätsanalyse mit Parametervariation.

Ziel der numerischen Analyse mit einem 2D-Modell ist es, durch systematische Variationen zunächst eine generelle, d.h. qualitative und zahlenmäßig tendenzielle Übereinstimmung von Berechnungswerten und Messwerten zu erreichen, so dass davon ausgegangen werden kann, dass die wesentlichen Mechanismen und Phänomene erkannt und einigermaßen zutreffend in das Prognosemodell integriert sind.

Die Nachteile der zweidimensionalen Berechnungsmodelle liegen im Abstraktionsansatz, bei dem ein räumlich-zeitlich veränderliches Tragwerk mit nichtlinearem Materialverhalten geometrisch auf ein ebenes 2D-Modell reduziert wird. Die Berechnungsergebnisse zeigen ausschließlich den Endzustand und können somit einzelne Bauzustände mit der zeitabhängigen Auffahrung nicht abbilden. Das gilt insbesondere dann, wenn die Strecke mit einem Ausbau versehen ist bzw. werden muss. Ein Vergleich der 2D-Berechnungsdaten mit den Deformations-Messdaten, deren Nullmessung erst nach Durchfahrung des Messquerschnittes erfolgt und die somit grundsätzlich nur einen Teil der Gesamtdeformationen erfassen können, kann folglich nicht ohne weitere Annahmen erfolgen.

Das nachstehende *Bild 7.13* zeigt das verwendete Berechnungsmodell (Strecke mit einem kreisförmigen Querschnitt (Doppelsymmetrie)).

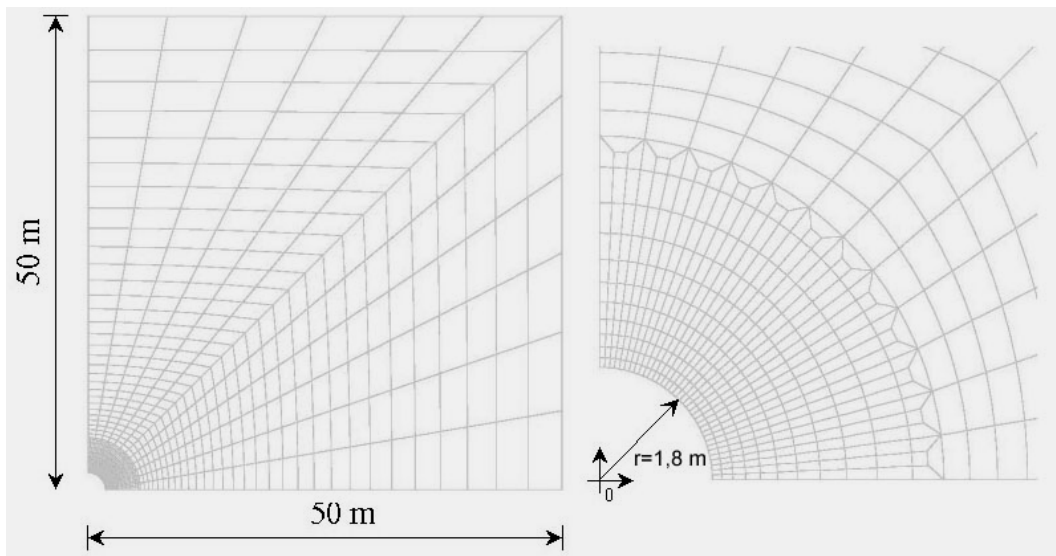


Bild 7.13: 2D-Modell (ebenes scheibenartiges Tragsystem)

7.5.3 Variationsanalyse mit einem 3D-Modell (räumliches Tragsystem)

Das Tragverhalten eines Tunnelbauwerks bzw. einer Bergwerksstrecke kann mit einem 2D-Modell grundsätzlich nur begrenzt realistisch simuliert werden. Simuliert werden können weder die räumlich-zeitliche Entwicklung der Deformationen noch können standzeitbezogen die bautechnisch mitunter erforderlichen nachträglichen Eingriffe in das Tragsystem wie Nachfirsten (Nachschneiden) der Kontur oder Anordnung zusätzlicher Kontursicherungsmaßnahmen berücksichtigt werden. Daher werden für die *Variationsanalyse mit einem 3D-Modell* folgende Erweiterungen in der Modellierung vorgenommen:

- räumliches Gebirgsmodell (3D) mit homogenem Gebirgsaufbau,
- weitere Annahmen wie Variationsanalyse mit 2D-Modellansatz.

Ziel dieser Variationsanalyse ist damit die Erfassung des räumlich-zeitlichen Tragverhaltens. Da diese Berechnungen sehr aufwändig sind (Rechenzeit), bauen sie auf den Erkenntnissen der vorlaufenden Variationsanalyse auf.

Im Hinblick auf die Simulation weiterer Streckenquerschnitte mit horizontal ausgebildeter Sohle ist ein entsprechendes Streckenprofil gewählt worden. Das zuvor verwendete scheibenartige kreisförmige Gebirgsmodell wird unter Anpassung der Streckengeometrie (Streckenquerschnitt Mont Terri mit nachträglich aufgefüllter und verdichteter Sohle) in Streckenachs-

richtung auf einen Gebirgsblock mit einer Gesamtlänge von 120 m erweitert. Dabei wird so vorgegangen, dass in Modellmitte ein relativ fein diskretisierter Gebirgsbereich mit der Möglichkeit, bei einem angenommenen Streckenvortrieb von 4 m pro Tag diesen Vortrieb in Meterabschlägen zu simulieren, entsteht.

Das nachstehende *Bild 7.14* zeigt die rechte Modellhälfte des verwendeten 3D-Berechnungsmodells mit seiner Diskretisierung. Dabei ist bei dem gewählten Maßstab die verfeinerte Diskretisierung im Bereich der Strecke und im Bereich der Modellmitte grafisch gerade noch auflösbar.

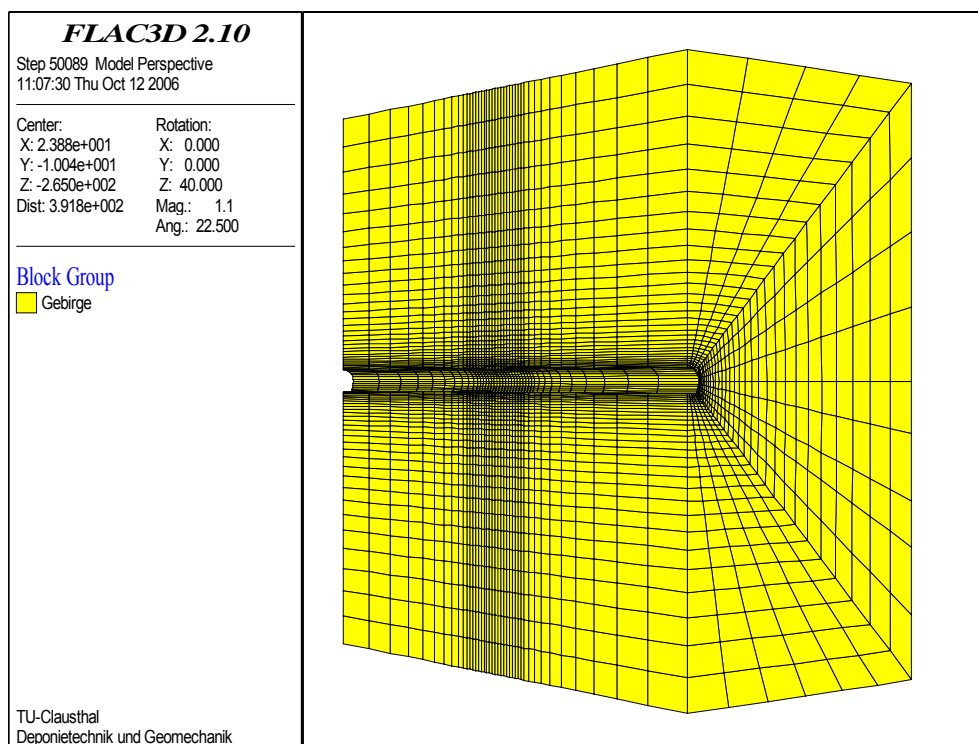


Bild 7.14: 3D-Berechnungsmodell mit Diskretisierung (rechte Modellhälfte)

Ergänzend werden daher in *Bild 7.15* Details zu der Streckenauffahrung im Streckennahbereich (Strecke, Konturzone, temporäre Ortsbrust) bei Erreichen des Messquerschnittbereichs sowie in *Bild 7.16* die Streckengeometrie mit den einzelnen Zonen dargestellt (leicht perspektivische Darstellung). Ein Ausbau kann ebenfalls simuliert werden; dafür ist an der Kontur speziell eine nur 20 cm breite Zone diskretisiert worden, der Gebirgskennwerte oder Ausbaukennwerte zugewiesen werden können. Die Wirkung des Spritzbetonausbau kann im Rahmen einer Parametervariation auch zusätzlich durch einen statisch äquivalenten Ausbauwiderstand exemplarisch angenähert werden.

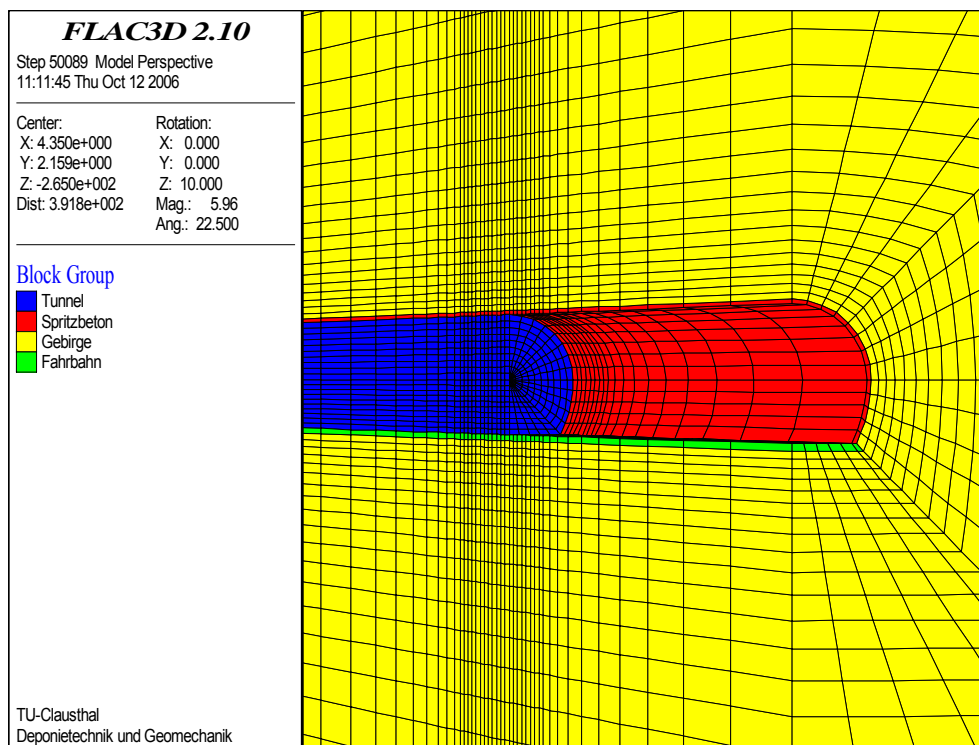


Bild 7.15: 3D-Berechnungsmodell mit Details zu der Streckenauffahrung im Streckennahbereich (Strecke, Konturzone, temporäre Ortsbrust)

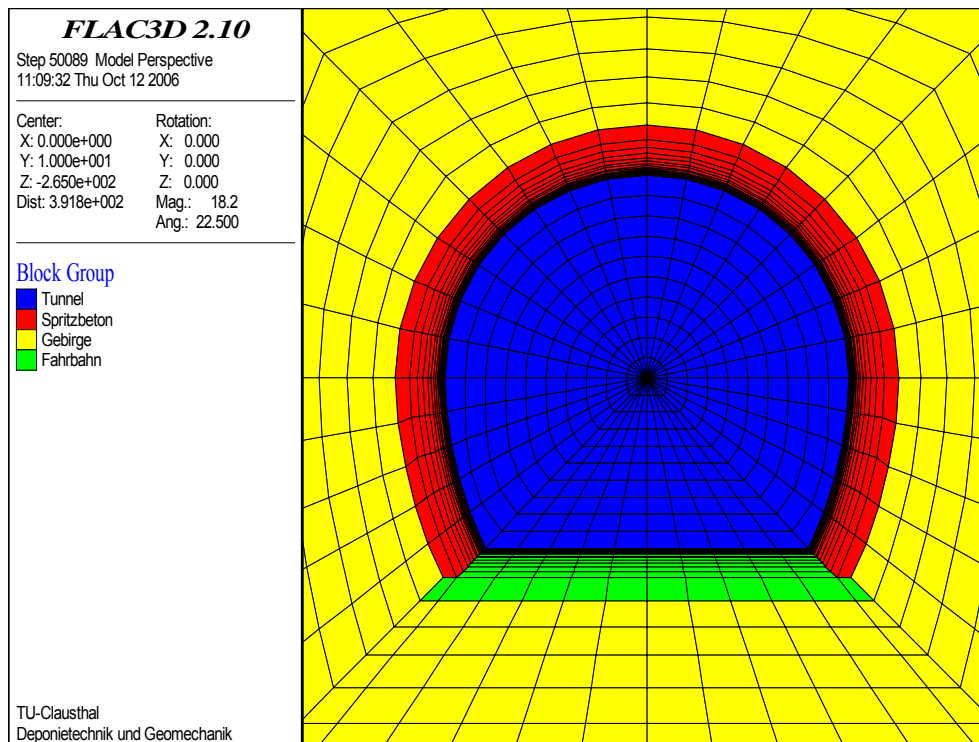


Bild 7.16: 3D-Berechnungsmodell mit Streckengeometrie mit den einzelnen Elementen

8 Anwendung des Simulationsinstrumentariums auf eine exemplarische Strecke im Tongestein

8.1 Vorbemerkung

Auflockerungszonen im Nahbereich von Strecken, Schächten und Bohrlöchern mit erhöhter Permeabilität setzen die Wirksamkeit geotechnischer Barrieren gegen eine Fluidmigration und Schadstofffreisetzung herab. Die gesetzlich geforderte sichere und nachsorgefreie Ablagerung von Abfällen in untertägigen Deponien erfordert eine rechnerische Prognose der geohydraulisch-geomechanischen Wechselwirkungen in den Auflockerungszonen derart, dass eine potenzielle Umläufigkeit im Gebirgs-Nahbereich von Verschlussbauwerken in Raum und Zeit quantifiziert und damit die Verschlussbauwerke in ihrer hydraulischen Wirksamkeit/Funktionstüchtigkeit bewertet werden können.

Laborativ wurde durch Versuche an axial gelochten Großbohrkernen festgestellt, dass die Entstehung von Auflockerungszonen und damit auch hydraulischen Wegsamkeiten mit der Überschreitung der entsprechenden Schädigungsgrenze eng verbunden ist, *Lux et al. (2002)*. Wenn eine Beanspruchung unterhalb der entsprechenden Schädigungsgrenze bleibt, gibt es und wird es im Lauf der Zeit keine Gefügeschädigungen bzw. Auflockerungen geben. In diesem Fall können die möglicherweise schon latent bestehenden Fissuren nicht aktiviert werden, eher sogar zurückgebildet bzw. verheilt werden. Die Ausbildung und Weiterentwicklung neuer Poren und Risse ist damit ausgeschlossen.

Es ist vorstehend schon darauf hingewiesen worden, dass der Konturbereich von Grubenbauen in Abhängigkeit vieler Parameter im Lauf der Zeit einer zunehmenden Auflockerung unterliegt. Beobachtungen von *Stormont et al. (1991)*, *Wittke (1999)* und *Häfner et al. (2001)* zeigen, dass nach einer Auffahrung bzw. gebirgsmechanischen Eingriffen in der Konturzone die Gefügauflockerungen im zeitlichen Nahbereich zunächst intensiver ausgeprägt sind als in späterer Zeit, aber im Grundsatz doch zeitabhängig fortschreiten.

Zur vertiefenden Charakterisierung der Auflockerungszone in dem hier in Verbindung mit Abdichtungsbauwerken relevanten konturnahen Gebirgsbereich (aufgelockerte Saumzone, Saumzonenpermeabilität) sollen noch einige Ausführungen folgen. Die Permeabilität des Gebirges in Auflockerungszonen von Grubenbauen verläuft nach messtechnischen Befunden entsprechend *Bild 8.1* annähernd logarithmisch-linear von der Kontur in das Gebirge hinein abnehmend.

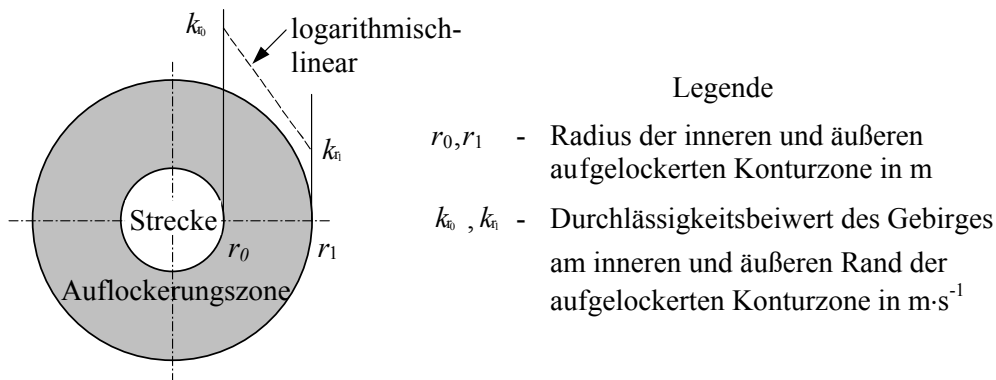


Bild 8.1 Logarithmisch-lineare Entwicklung der Durchlässigkeiten des Gebirges in Auflockerungszonen

Dabei ist die Permeabilität an der Kontur am größten, während sie im Gebirge auf den Wert der Primärpermeabilität abfällt. Dadurch ist auch die äußere Berandung der Auflockerungszone definiert. Im Hinblick auf die Beschreibung der Strömung eines Fluids parallel zur Grubenbauachse in der Auflockerungszone, die ein Abdichtungsbauwerk umgibt, kann mit dem Permeabilitätsverlauf nach Bild 8.1 eine äquivalente Permeabilität k_e abgeleitet werden zu:

$$k_e \text{ bzw. } k_{axi} = \frac{2}{\ln k_{r_0} - \ln k_{r_1}} \cdot \left\{ \frac{r_0 \cdot k_{r_0} - r_1 \cdot k_{r_1}}{r_0 + r_1} + \frac{k_{r_0} - k_{r_1}}{\ln k_{r_0} - \ln k_{r_1}} \right\} \quad (8.1)$$

Nach in situ Beobachtungen liegen die Auflockerungszonen im Salz-, Ton- und Granitgestein je nach den primären Spannungszuständen, den Teufenlagen, Hohlraumgrößen und Festigkeiten des Gesteins in der Größenordnung von einigen Metern. Dabei ist vorausgesetzt, dass das Gebirge jeweils so tragfähig ist, dass es entweder allein oder zumindest als Haupttragelement die einwirkenden Lasten aufnehmen kann.

8.2 In situ Beobachtungen zum Tragverhalten einer Strecke am Beispiel Mont Terri

Bild 8.2a und Bild 8.2b zeigen das Tragverhalten einer mit Spritzbeton ausgebauten Strecke im Opalinuston am Standort Mont Terri nach Lux (2002a). Aus der zusätzlich querschlägig aufgefahrenen Nische ist zu erkennen, dass auch bei Anordnung eines Spritzbetonausbaus im konturnahen Gebirge hinter dem Streckenausbau ein nicht nur marginaler aufgelockerter und entfestigter Gebirgsbereich (EDZ) entstanden ist. Deutlich zu sehen sind von dem aufgefahrenen Querstollen aus mit nachträglich fensterartig ausgebrochenem Spritzbeton die angespro-



chenen Konturbrüche, die schalenartig und etwa konturparallel zur Hauptstrecke verlaufen und zu einer Gebirgsentfestigung bzw. Gebirgsauflockerung führen.



Bild 8.2a: Strecke mit Spritzbetonausbau mit Konturentfestigung nach Lux (2002a)



Bild 8.2b: Strecke mit Spritzbetonausbau mit Konturentfestigung im Detail nach Lux (2002a)



Bild 8.2c vermittelt in einer Prinzipskizze einen Eindruck von den komplexen Ursachen, vom Verlauf und von der Intensität der Rissausbildung im Konturbereich (konzeptionelles Modell der EDZ mit Entfestigungszonen und Porenwasserdruckänderungen).

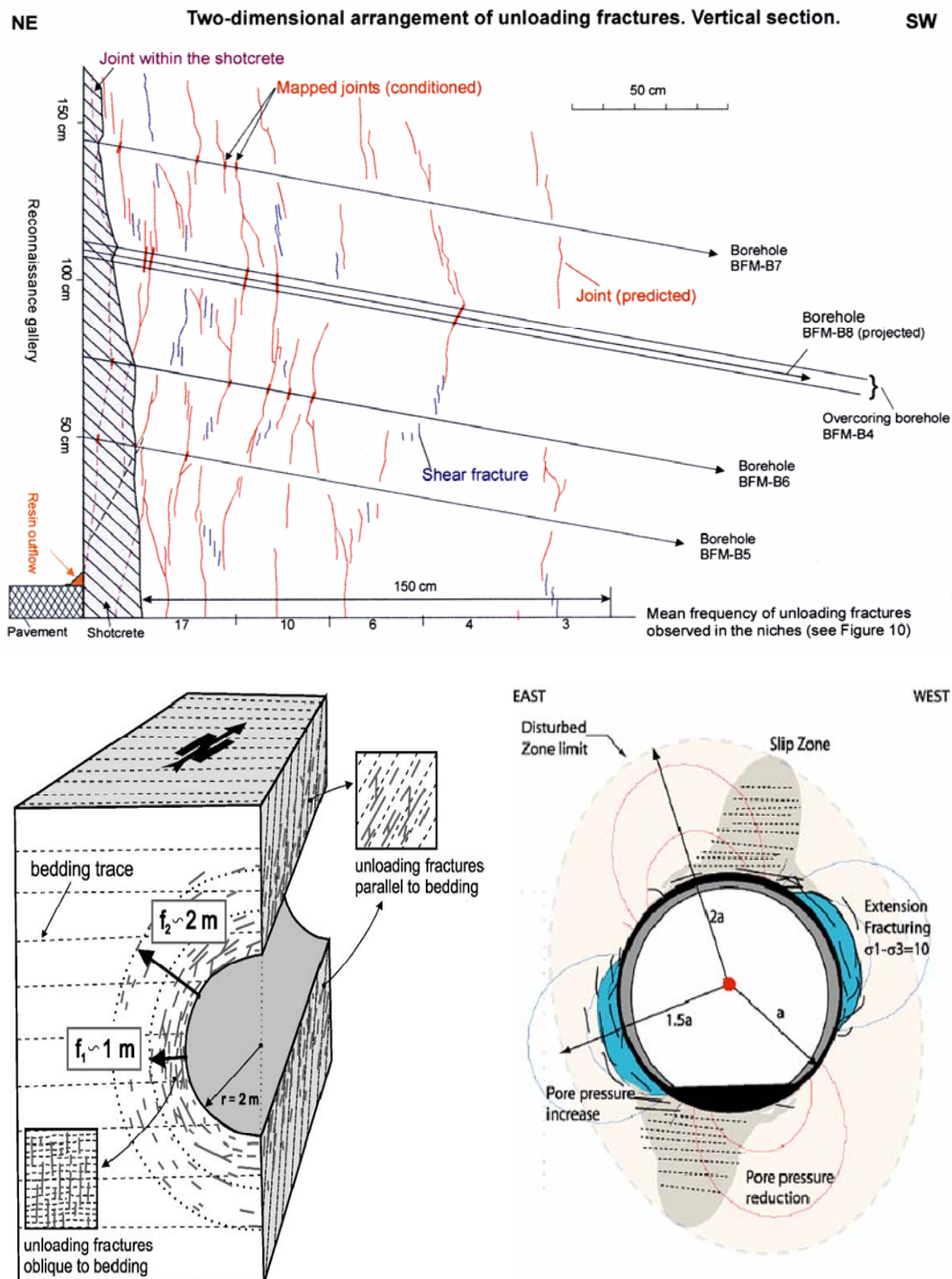


Bild 8.2c: Konzeptuelles Modell der Auflockerungszone nach NTB 02-02 (2002a) und NTB 02-03 (2002b)

8.3 Messstrecke Mont Terri und geotechnische Randbedingungen

In der nordwestlichen Schweiz in Mont Terri befindet sich ein Untertagelabor in einer Teufe von $z \approx 265$ m im Opalinuston, siehe *Abschnitt 2.3.1*. Der hier betrachtete Versuchstunnel (= New Gallery) wurde von März 1997 bis Mai 1998 aufgeföhren und dient u.a. als Grundlage für die Untersuchung der Einwirkungen aus der Tunnelaufföhren auf das Gebirge. Die Lage des Versuchstunnels ist aus *Bild 8.3* zu ersehen. Der Radius des kreisförmigen Versuchstunnels betröhgt ca. $r_0 = 1,8$ m.

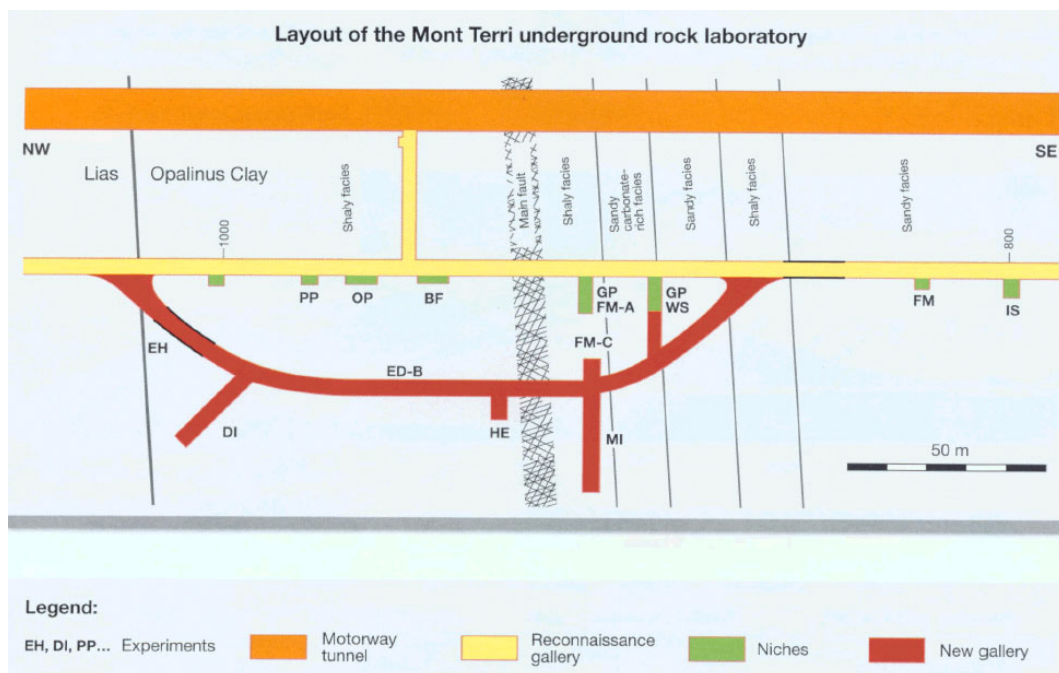


Bild 8.3: New Gallery (ED-B) in Mont Terri aus Martin & Lanyon (2002)

Das mechanische Verhalten des Opalinuston ist bereits in den vorhergehenden Abschnitten vorgestellt worden. An dieser Stelle werden exemplarisch in situ Beobachtungen bezüglich der Ausbildung von Auflockerungszonen aus *Martin & Lanyon (2002)* zusammengestellt, siehe dazu *Tabelle 8.1* und *Bild 8.2*:

- Der primäre Porenwasserdruck in Mont Terri betröhgt $p_w \approx 2$ MPa. Wenn das *Terzaghi*'sche Konzept der effektiven Spannungen mit $\alpha = 1,0$ angewendet würde, müsste die effektive Zugspannung in der Horizontalrichtung mit $\sigma' = -1,4$ MPa (ausgehend von gemessenen Primärspannungen $P_h = 0,6$ MPa) längst zu Makrorissen im Gebirge geföhrt haben. Daher muss unter der Voraussetzung von $P_h = 0,6$ MPa der *Biot*'sche Koeffizient $\alpha < 1,0$ sein, so dass nur ein Teil des Porenwasserdrucks wirksam wird oder aber die gemessenen



primären Spannungen müssten entsprechend korrigiert werden. Unter Berücksichtigung einer sehr kleinen effektiven Primärporosität des Opalinuston scheint unabhängig von der Größe der horizontalen Primärspannungen ein *Biot*'scher Koeffizient von $\alpha < 1,0$ sehr wahrscheinlich zu sein.

- Die Daten zu den beobachteten Auflockerungszonen sind in *Tabelle 8.1* und *Bild 8.2* zusammengefasst. Als Mechanismen werden (1) Extensions-Risse ($\text{vorh } \varepsilon^+ > \text{krit } \varepsilon^+$) im Stoßbereich, (2) „bedding plane slip“ (schichtungsbezogene Aufblätterung) in der Firste und der Sohle infolge der anisotropen primären Gebirgsspannungen und der anisotropen Gefügefestigkeiten infolge des geschichteten Materialgefüges und (3) zeitabhängige Entfestigung und Quellen des Tongesteins genannt.
- Die gemessenen zeitabhängigen Deformationen könnten auf allmählich fortschreitende Entfestigung infolge Gefügeschädigung und Austrocknung des konturnahen Gebirges durch Bewetterung / natürliche Luftzirkulation sowie auf die Veränderung von Porenwasserdrücken in Verbindung mit mit Wassergehaltsänderungen zurückzuführen sein.

<i>Messmethode</i>	<i>Ausdehnung der ALZ im Stoßbereich (Stoß)</i> [m]	<i>Ausdehnung der ALZ in der Firste/Sohle (Firste/Sohle)</i> [m]
<i>Schallgeschwindigkeit</i>	0,5	< 1,5
<i>Akustische Emission</i>	0,5	< 1,5
<i>Geologische Beobachtung</i> <i>u.a. Bedding plane slip</i>	0,0	< 1,0

Tabelle 8.1: Zusammenfassung der in situ Messungen zu den Auflockerungszonen in Mont Terri aus Martin & Lanyon (2002)

Ein großer Teil der zeitabhängig erscheinenden Deformationen sowie die dazu gehörende Spannungsumlagerung sind somit auf zeitabhängige Entfestigungen des Gebirges zurückzuführen, die wiederum auf unterschiedlichen Ursachen beruhen können, u.a. auf einer moderaten mechanischen Überbeanspruchung, auf der Bewetterung oder auf einem veränderlichen Porenwasserdruck. Zur rechnerischen Ermittlung der Auflockerungszonen in Mont Terri sind elastische, elasto-plastische und auch hydro-mechanisch gekoppelte elasto-plastische Analysen durchgeführt worden, *Martin & Lanyon (2002)*. Als Ergänzung zu diesen Ansätzen soll die zeitabhängige Entfestigung mit dem Schädigungsmodell *Hou/Lux-T* simuliert werden.



8.4 Erste Berechnungen zur Validierung des Stoffmodells *Hou/Lux-T*

Erste Berechnungen zur Validierung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* durch Vergleich mit Feldmessdaten aus der *New Gallery* in Mont Terri sind von Z. Hou durchgeführt und ausgewertet worden, *Hou (2002)*. Für die Berechnungen ist dazu ein 2D-Modell mit kreisförmigen Streckenquerschnitt entwickelt worden. Als Feldmessdaten sind Konvergenzmessungen in drei Messquerschnitten der *New Gallery* herangezogen worden.

Trotz umfangreicher Berechnungen konnten die Messdaten, die sich über einen Zeitraum von ca. 1300 Tagen erstrecken, im Rahmen der numerischen Simulation nicht zufrieden stellend nachvollzogen werden. In *Hou (2002)* heißt es dazu:

Aus dem Vergleich zwischen den berechneten und gemessenen Konvergenzen / Divergenzen ist festzustellen, dass keine zufrieden stellende Übereinstimmung vorliegt – trotz der bereits weit entwickelten und in Ansatz gebrachten Instrumentarien. Dabei ist zu bedenken, dass vielleicht wesentliche weitere Deformationsmechanismen (z.B. Schrumpfung mit Rissbildung und auch Verfestigung) sowie lokationsbezogene Sachverhalte (z.B. hydromechanische Wechselwirkungen, primärer Spannungszustand und Biot'scher Koeffizient, anisotrope Festigkeit) noch zu klären sind und nicht in dieser Berechnung berücksichtigt werden konnten.

In der Zwischenzeit sind umfangreiche eigene laborative Untersuchungen an Bohrkernmaterial aus Mont Terri durchgeführt worden und das Stoffmodell *Hou/Lux-T* ist um die Berücksichtigung der reduzierten Schichtflächenfestigkeit erweitert worden. Außerdem ist die Beschränkung auf ein 2D-Modell als methodischer Mangel anzusehen wenn es darum geht, Feldmessdaten und Berechnungsdaten aus Tunnel- bzw. Streckenauffahrungen mit einander zu vergleichen. Daher soll erneut versucht werden, die Feldmessdaten der *New Gallery* für eine Modellvalidierung heranzuziehen, allerdings mit modifizierten physikalischen und geomechanischen Modellen.

8.5 Modifikationen

Entsprechend den Ausführungen in *Abschnitt 7.5.2* kann das Tragverhalten eines Tunnelbauwerks mit dem von *Hou (2002)* verwendeten 2D-Modell grundsätzlich nur begrenzt realistisch simuliert werden. Daher wird für eine weiterführende retrospektive Analyse der vorste-



hend dargestellten Messbefunde ein räumliches Gebirgsmodell (3D) entsprechend den Ausführungen in *Abschnitt 7.5.3* verwendet.

Der auswertungsbezogen analysierte Messquerschnitt befindet sich bei dem gewählten dreidimensionalen Modell in Modellmitte, so dass sich durch die Wahl der relativ feinen Diskretisierung im Zentrum des Berechnungsmodells auf einer Länge von 20 m die bereits angesprochene räumlich-zeitliche Tragwerksentwicklung und damit auch die Entwicklung der Deformationen grundsätzlich durch einen realitätsnahen sukzessiven abschnittswisen Ausbruch der Strecke im Berechnungsmodell simulieren lässt.

Die Auswertung der Berechnungsdaten erfolgt damit für einen Referenzquerschnitt im Modellzentrum (= fiktiver Messquerschnitt). Auf diese Weise wird es möglich, einerseits die Gebirgsreaktion auf die Streckenauffahrung bei Annäherung der Ortsbrust, bei Durchgang der Ortsbrust und nach Durchgang der Ortsbrust (*ausbruchsnahes Tragverhalten*) sowie andererseits die Gebirgsreaktion auf die Auffahrung in der dann nachfolgenden Offenhaltungs(= Betriebs)zeit (*langfristiges Tragverhalten*) rechnerisch detailliert und dem realen Entwicklungsprozess weitgehend folgend zu analysieren.

Ein weiterer ebenfalls nicht unerheblicher Aspekt bei der angestrebten retrospektiven Analyse ist die Interpretation der Messbefunde. Entsprechend den Ausführungen nach *Martin & Lanyon (2002)* sind drei Messquerschnitte eingerichtet worden, mit deren Hilfe das Tragverhalten messtechnisch beobachtet wurde. Für eine Gegenüberstellung mit den Berechnungsergebnissen der numerischen Simulation ist in *Abschnitt 8.4* entsprechend Hou (2002) jedoch nur ein einziger (möglicherweise nicht repräsentativer) Messquerschnitt verwendet worden. Daher werden nachstehend die dokumentierten Messbefunde insgesamt aufgearbeitet und in eine Gegenüberstellung einbezogen.

8.6 Berechnungsannahmen und Stoffmodellparameter für das 3D-Modell

Bild 8.4 zeigt die Messergebnisse für die bereits vorhergehend angesprochenen drei Messquerschnitte, die unmittelbar nach dem Ortsbrustdurchgang eingerichtet und erstvermessen worden sind, *Martin & Lanyon (2002)*. In den Messdaten des *Bildes 8.4* ist die in der Zeit von Juni 1998 bis Februar 1999 durchgeführte Messpause deutlich erkennbar.

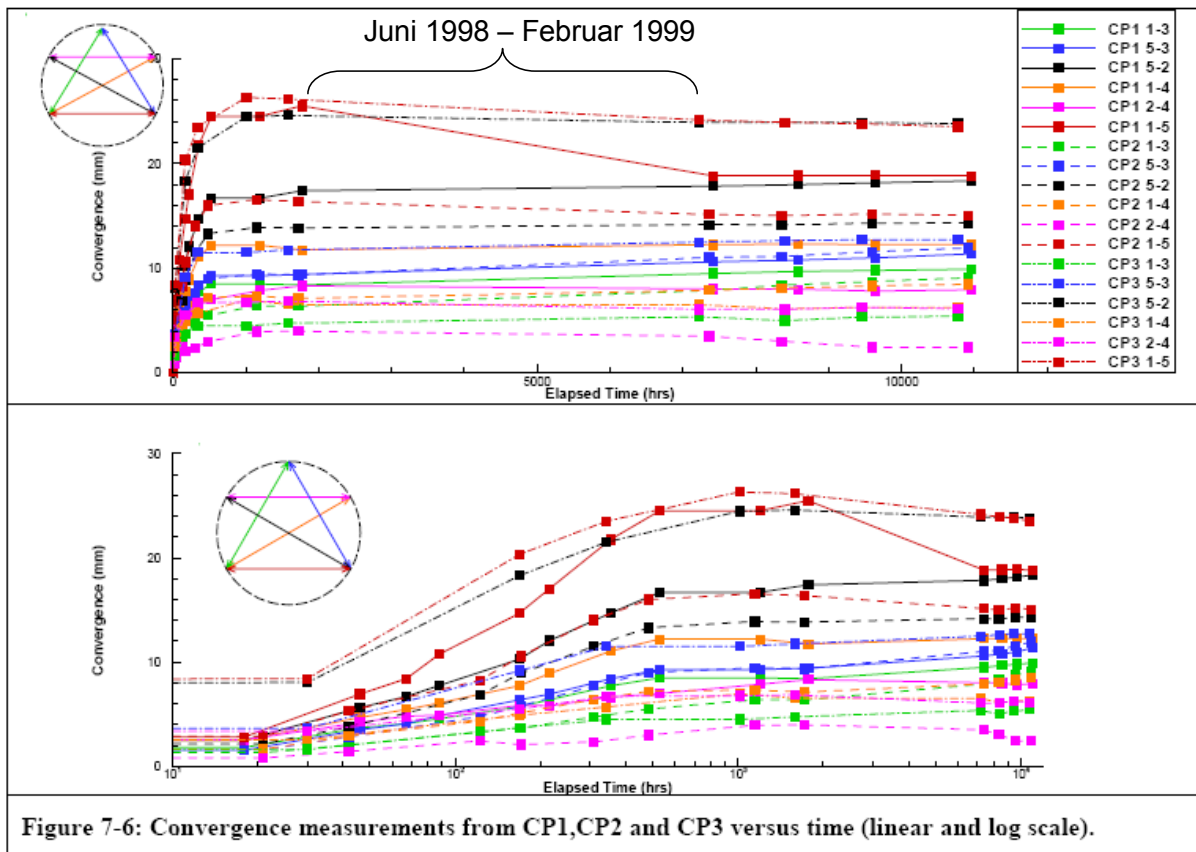


Bild 8.4: Konvergenzmessungen der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 nach Martin & Lanyon (2002)

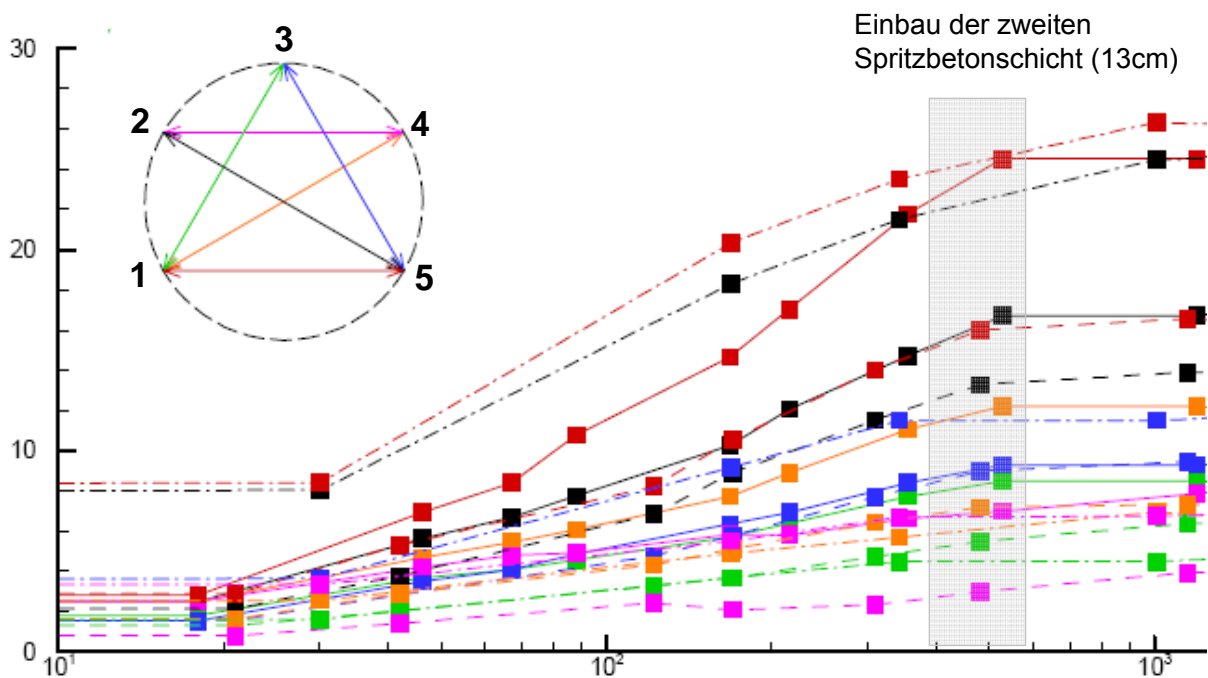


Bild 8.5: Konvergenzmessungen der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Detail nach Martin & Lanyon (2002)

Der Zeitpunkt des Spritzbetoneinbaus mit einer Stärke von $d = 13$ cm, der 400 bis 600 Stunden, im Durchschnitt etwa 16 Tage nach Messbeginn zusätzlich zu der zur Kontursicherung abschlagsnah eingebauten Konsolidierungsschicht von $d = 3$ cm eingebaut worden ist, ist aus der detaillierten logarithmischen Darstellung der Messbefunde in *Bild 8.5* deutlich erkennbar. Diese Baumaßnahme führt im Grundsatz zu einer Abnahme der beobachteten Konvergenzraten und ist somit ein wesentlicher Parameter, der bei einer räumlichen Simulation zu berücksichtigen ist.

Für eine retrospektive Analyse der Messbefunde und einer damit einhergehenden Gegenüberstellung mit Berechnungsergebnissen empfiehlt sich eine von den einzelnen Messquerschnitten losgelöste zusammenfassende Darstellung der Konvergenzen entsprechend den nach *Bild 8.5* für die Ermittlung der Konvergenz gewählten Messlinien (horizontal, vertikal, diagonal). Eine diesbezügliche Zuordnung der Messbefunde ist den *Bildern 8.6 bis 8.8* zu entnehmen, wobei die Messlinien durch entsprechende Farbgebung und die Messquerschnitte durch entsprechende Zeichen gekennzeichnet sind. Ein zusätzlich dargestellter, sich an der gemessenen Streubreite orientierender und graphisch hervorgehobener Bereich zeigt den grundsätzlichen tendenziellen Verlauf der Messbefunde als Grundlage für eine vergleichende Gegenüberstellung mit den rechnerisch ermittelten Konvergenzen, die aus der durchzuführenden retrospektiven Analyse erhalten werden.

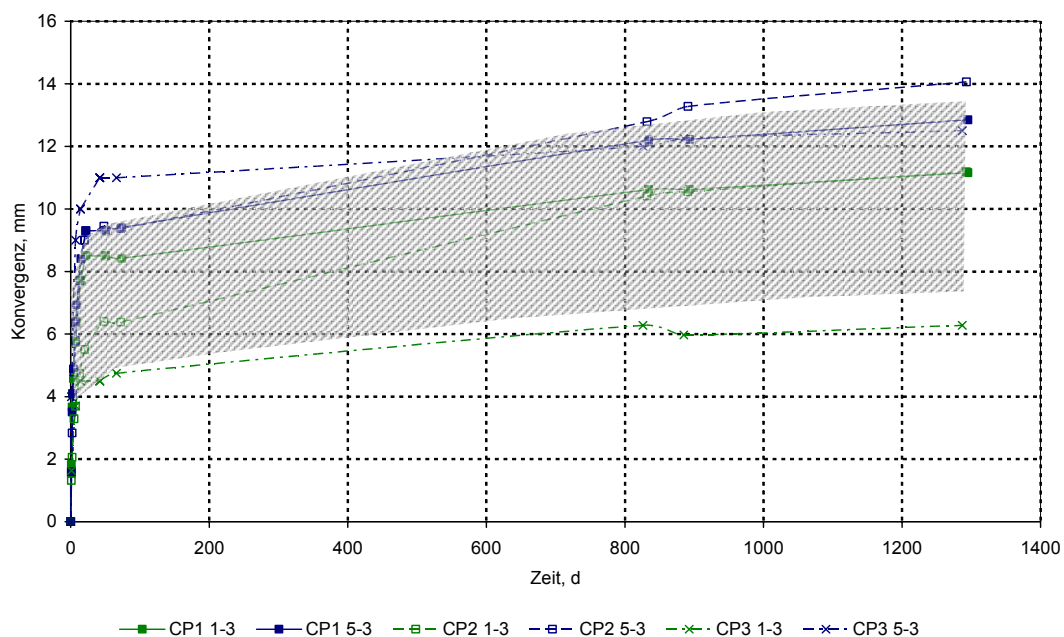


Bild 8.6: Vertikale Konvergenzmessungen (Messlinien 1-3 und 5-3) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 nach Martin & Lanyon (2002)

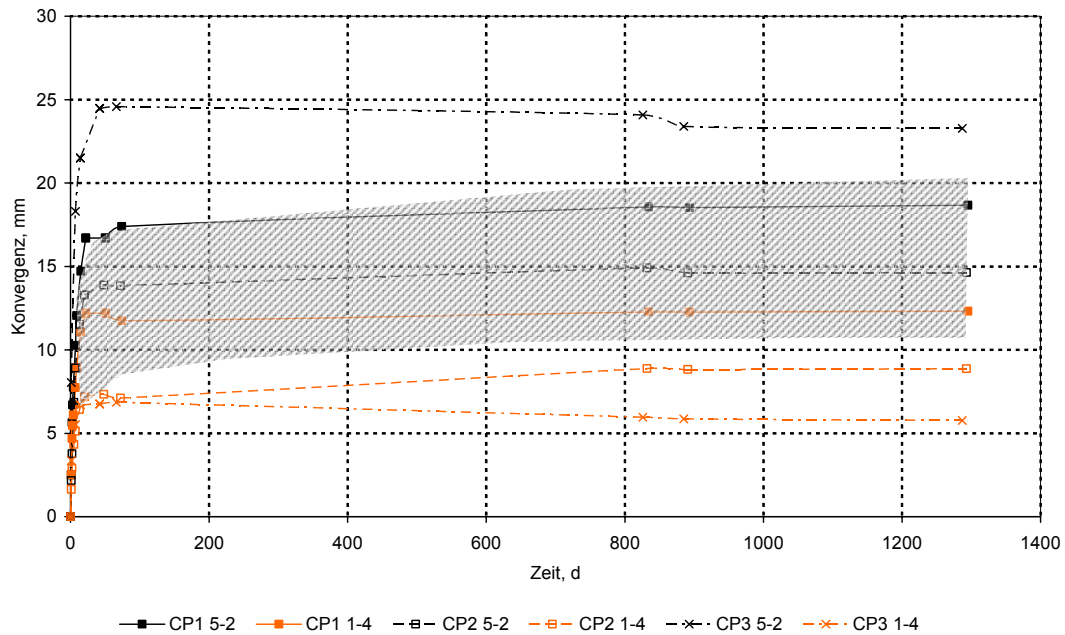


Bild 8.7: Diagonale Konvergenzmessungen (Messlinien 1-4 und 5-2) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 nach Martin & Lanyon (2002)

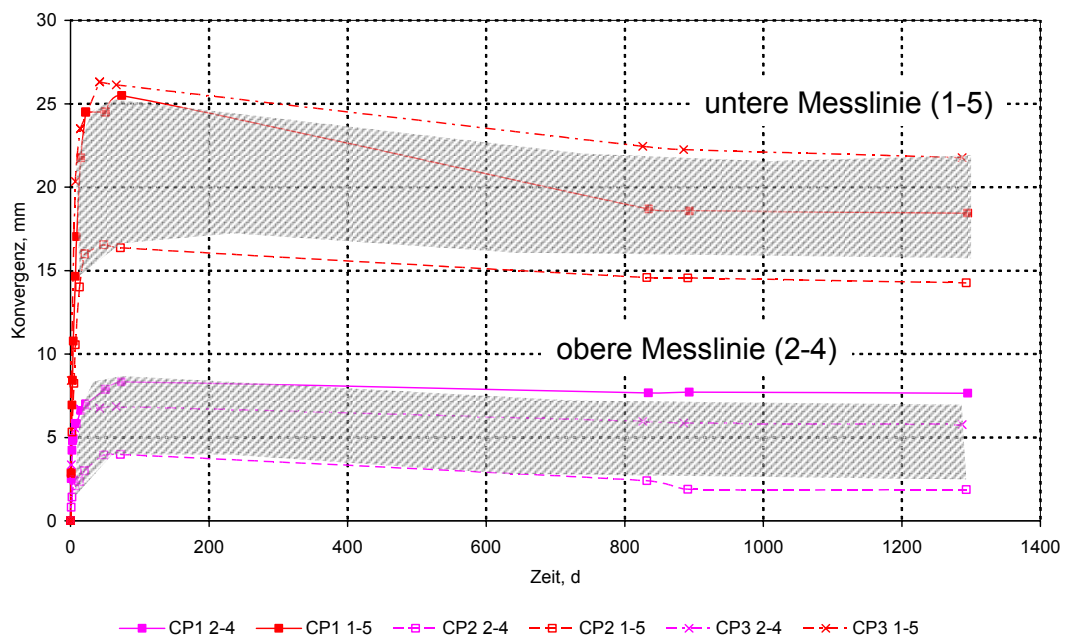
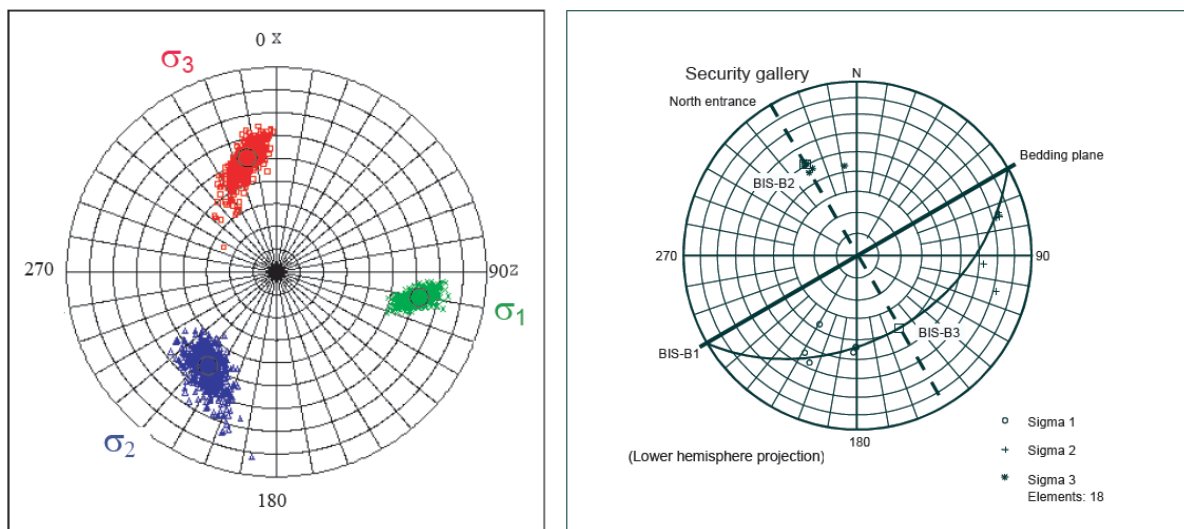


Bild 8.8: Horizontale Konvergenzmessungen (Messlinien 1-5 und 2-4) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 nach Martin & Lanyon (2002)

Neben dem 3D-Vortrieb und der Berücksichtigung des Ausbaus sollte bei einer räumlichen Simulation auch die Anisotropie des Primärspannungszustandes soweit möglich berücksichtigt werden. *Bild 8.9* zeigt dazu die Ergebnisse aus Primärspannungsmessungen in einem Polardiagramm mit Blick in Richtung Ortsbrust (links) und Draufsicht (rechts), *NTB 02-03 (2002)*.



Primärspannungsmessbefunde im Polardiagramm, *NTB 02-03 (2002)*

Bild 8.9: Primärspannungsmessbefunde im Polardiagramm nach NTB 02-03 (2002)

Nach *NTB 02-03 (2002)* verläuft die maximale horizontale Hauptspannung mit $P_H = 4,0$ MPa etwa parallel zur Streckenachse und die minimale horizontale Hauptspannung mit $P_h = 0,6$ bis $2,0$ MPa dementsprechend nahezu senkrecht dazu. Bei einer alternativen Größenabschätzung der minimalen primären Hauptspannung mit $P_h = 2,0$ bis $3,0$ MPa wird davon ausgegangen, dass P_h größer als der Porenwasserdruck im ungestörten Gebirge sein muss und auch kein totales Versagen der Grubenbaue aus dem Spannungsfeld resultieren darf.

In den nachfolgenden Berechnungen wird die Anisotropie des Primärspannungszustandes mit den beiden alternativen Ansätzen betrachtet.

8.7 Berechnungsannahmen, Vorstellung und Diskussion der Ergebnisse 3D

Im Rahmen von laborativen Untersuchungen an Tongesteinprüfkörpern der Lokation Mont Terri sind in *Abschnitt 7.3.4* Materialkennwerte für das Stoffmodell *Hou/Lux-T* abgeleitet und

entsprechend den Ausführungen in *Abschnitt 7.3* und *Abschnitt 7.4* in einer ersten Stufe bei Anwendung auf triaxiale Kriechversuche und darauf aufbauend in einer zweiten Stufe bei Anwendung auf Strecken im Tonsteingebirge im Vergleich zu einer elasto-plastischen Modellierung validiert worden. Aufbauend auf diesen Erkenntnissen werden in diesem Abschnitt dreidimensionale Simulationen mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* unter Berücksichtigung der Anisotropie des Primärspannungszustandes durchgeführt und den Messbefunden gegenübergestellt. Das Primärspannungsfeld wird nach *NTB 02-03 (2002)* so angenommen, dass die maximale primäre horizontale Hauptspannung mit $P_H = 4,0$ MPa parallel zur Tunnelachse verläuft und die minimale primäre Hauptspannung mit $P_h = 2,0$ MPa senkrecht dazu gerichtet ist. Die größte Primärspannung ist in allen nachfolgend vorgestellten Berechnungen in Richtung der z-Achse und damit vertikal verlaufend (ohne Berücksichtigung eines Neigungswinkels) mit $P_V = 6,5$ MPa angenommen worden.

In den nachstehenden Bildern ist für die Darstellung der Konvergenzen ein einheitlicher Maßstab gewählt worden, um die Unterschiede zwischen vertikalen, diagonalen und horizontalen Deformationen zu visualisieren.

(a) 3D-Simulation mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung der Anisotropie des Primärspannungszustandes

Die *Bilder 8.10 bis 8.12* zeigen als Ergebnisse der numerischen Simulation mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* die berechneten Konvergenzen vor ($t < 0$ d), während ($t = 0$ d) und nach ($t > 0$ d) Ortsbrustdurchgang im repräsentativen Messquerschnitt im Vergleich zu den entsprechenden Feldmessdaten.

Aus dem Vergleich wird deutlich, dass bei der infolge der 3D-Simulation im Gegensatz zu einer 2D-Simulation automatisch erfolgenden Berücksichtigung der bereits unmittelbar vor und bei Ortsbrustdurchgang erfolgten Gebirgsdeformation zahlenmäßig die Messbefunde aus den drei Messquerschnitten CP1, CP2 und CP3 deutlich nicht erreicht werden.

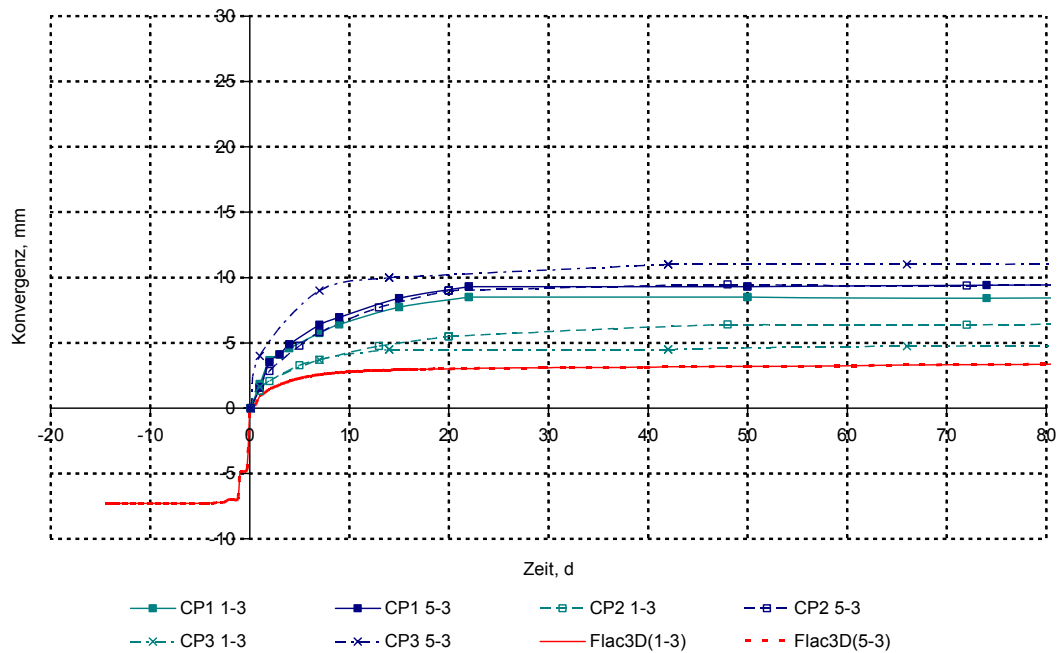


Bild 8.10: Vertikale Konvergenzen (Messlinien 1-3 und 5-3) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung der Anisotropie des Primärspannungszustandes

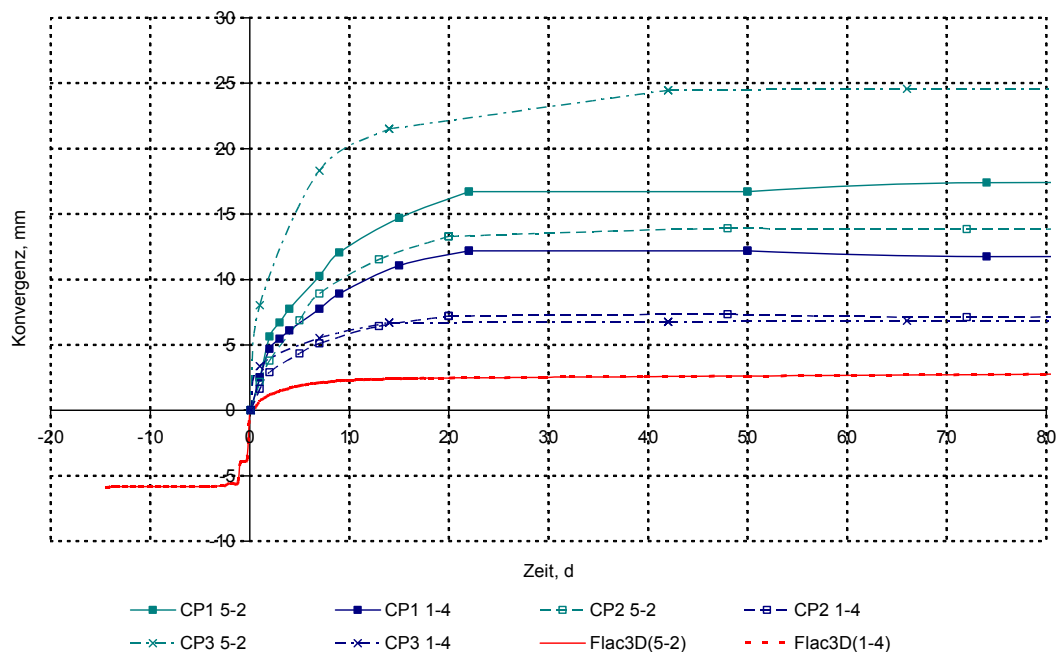


Bild 8.11: Diagonale Konvergenzen (Messlinien 1-4 und 5-2) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung der Anisotropie des Primärspannungszustandes

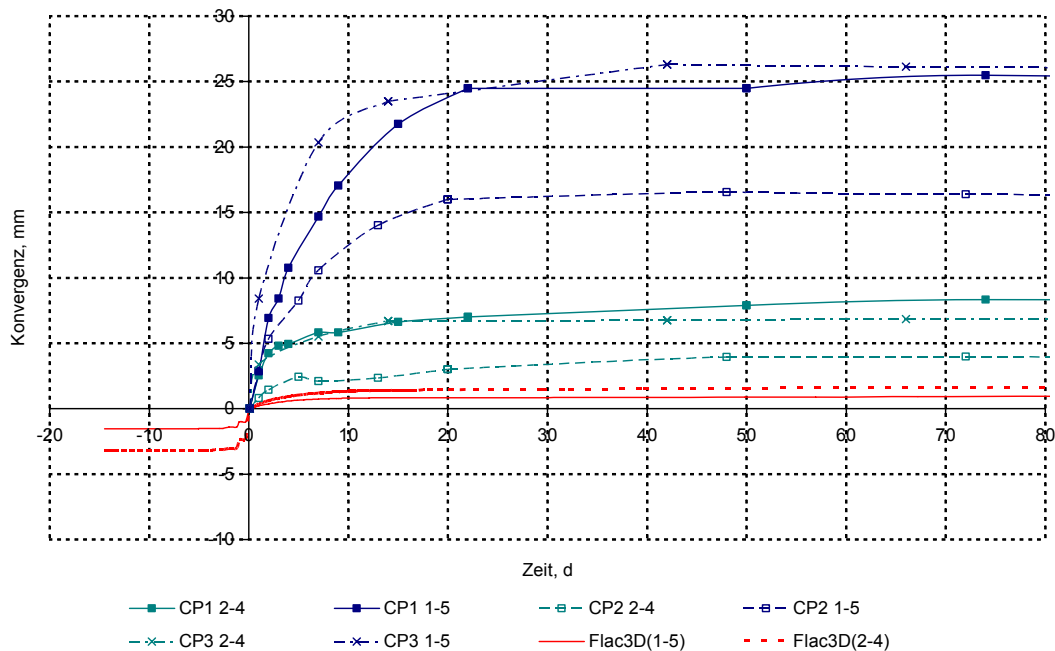


Bild 8.12: Horizontale Konvergenzen (Messlinien 1-5 und 2-4) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung der Anisotropie des Primärspannungszustandes

(b) 3D-Simulation mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T mit schädigungsabhängiger Reduzierung der Deformations- und Festigkeitseigenschaften

In der vorstehenden Berechnung wird davon ausgegangen, dass die Festigkeits- und Deformationseigenschaften unabhängig von der Intensität der Schädigung unverändert bleiben. Tatsächlich ergibt sich mit zunehmender Schädigung jedoch eine Reduzierung der Festigkeit bei gleichzeitiger Zunahme der Deformationsfähigkeit.

Grundsätzlich wird angenommen, dass Gebirgszonen mit einem Schädigungsgrad von $D = 0,01$ als stark geschädigt anzunehmen sind.

Bei einer Schädigung von $D = 0,01$ wird in der betroffenen Zone die Bruchfestigkeit des Gesteins auf den laborativ ermittelten Wert der Restfestigkeit abgesenkt und die in Abschnitt 7.3.4 angegebene Verformbarkeit auf das Fünffache vergrößert. Bild 8.13 zeigt mit roter Farbe dargestellt die Zonen mit modifizierten Deformations- und Festigkeitseigenschaften ($D = 0,01$).

Auf eine explizite Darstellung der nunmehr berechneten Querschnittsdeformationen wird an dieser Stelle verzichtet, da sich im Vergleich zu den in den Bildern 8.10 bis 8.12 dargestellten

Berechnungsergebnissen durch diese Modifikation die Konvergenzen nicht wesentlich erhöht haben.

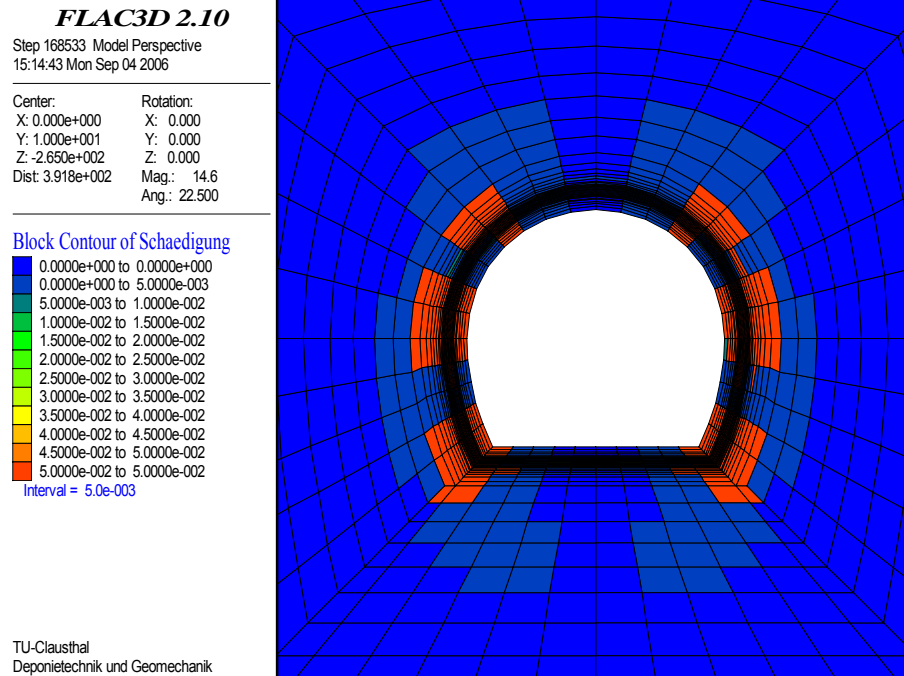


Bild 8.13: 3D-Simulation mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung der Anisotropie des Primärspannungszustandes - Zonen mit modifizierten Deformations- und Festigkeitseigenschaften

(c) 3D-Simulation mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T mit Berücksichtigung eines Trennflächengefüges durch Modifikation der zeitabhängigen Deformationseigenschaften

Aus den zur Verfügung stehenden Literaturstellen und den dort beschriebenen Beobachtungen ist nicht ersichtlich, ob dem Schichtungsflächengefüge auch ein geotektonisch bedingtes Trennflächengefüge überlagert sein kann. Daher soll im Folgenden entsprechend den Ausführungen in *Lux et al. (2005)* eine tendenzielle und exemplarische Berücksichtigung eines Trennflächengefüges implizit durch Abminderung des Verformungsmoduls E_V sowie des die zeitabhängigen Deformationen beeinflussenden *Kelvin*-Schubmoduls \bar{G}_K erfolgen.

Die *Bilder 8.14 bis Bild 8.16* zeigen die Ergebnisse der numerischen Simulation mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* bei grundsätzlicher Annahme eines Trennflächengefüges, wobei allerdings zunächst nur der *Kelvin*-Schubmodul auf $\bar{G}_K = 5000 \text{ MPa-d}$ herabgesetzt worden ist, um lediglich die zeitabhängigen Deformationsanteile zu vergrößern.

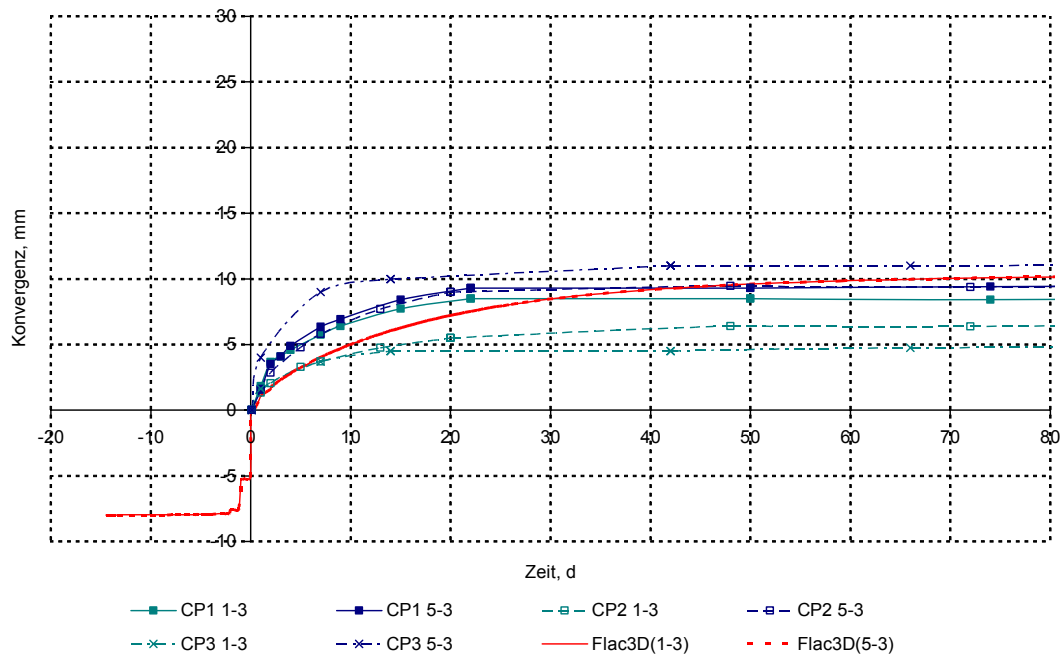


Bild 8.14: Vertikale Konvergenzen (Messlinien 1-3 und 5-3) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges durch Herabsetzung des Kelvin-Schubmoduls

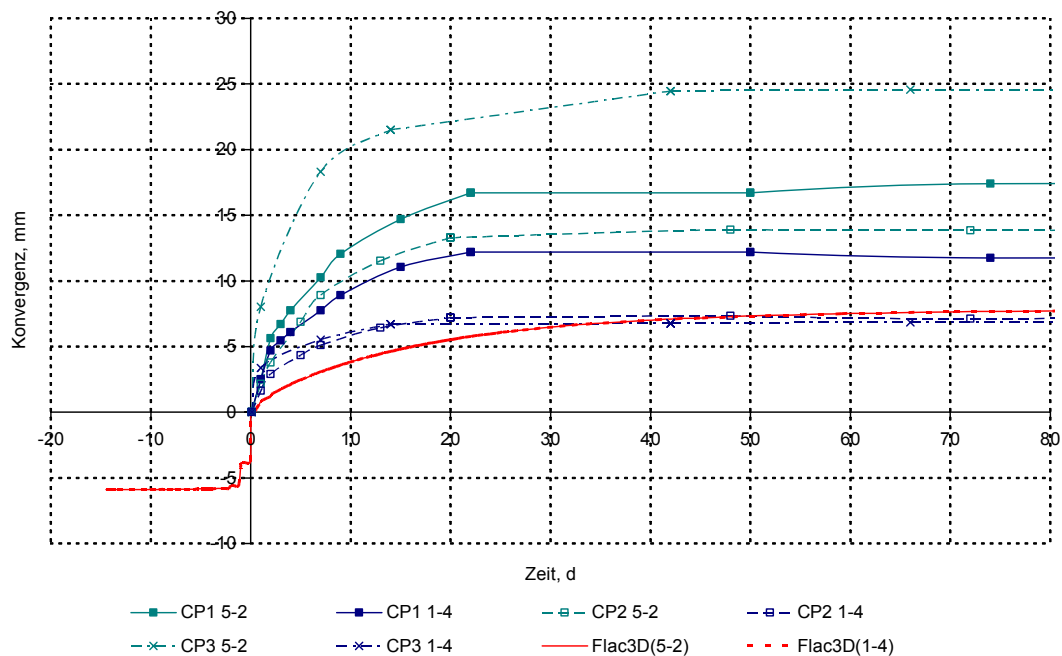


Bild 8.15: Diagonale Konvergenzen (Messlinien 1-4 und 5-2) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges durch Herabsetzung des Kelvin-Schubmoduls

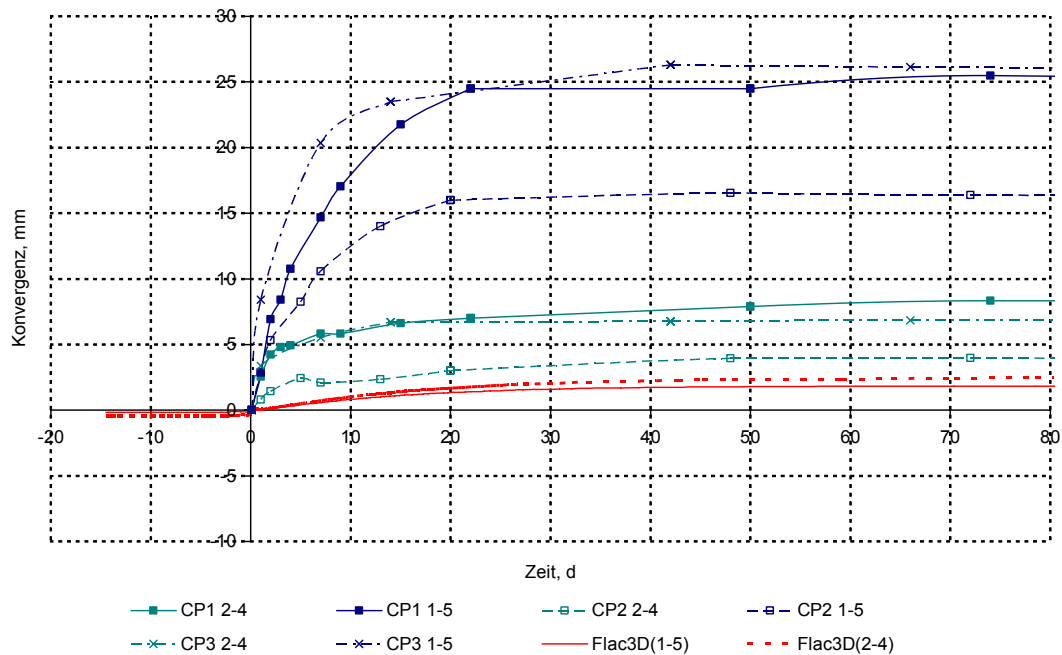


Bild 8.16: Horizontale Konvergenzen (Messlinien 1-5 und 2-4) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges durch Herabsetzung des Kelvin-Schubmoduls

Aus dem Vergleich wird deutlich, dass bei implizierter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges durch Herabsetzung des *Kelvin*-Schubmoduls die Messbefunde aus den drei Messquerschnitten CP1, CP2 und CP3 für die vertikalen und auch für die diagonalen Konvergenzen 30 – 40 Tage nach Ortsbrustdurchgang mit den Berechnungsergebnissen zwar zahlenmäßig angenähert worden sind, gleichzeitig aber eine hinreichend gute Übereinstimmung der berechneten horizontalen Konvergenzen mit den horizontalen Messbefunden ebenso wenig mit diesem Ansatz simuliert werden kann wie auch die unmittelbar (kurzfristig) nach Ortsbrustdurchgang ($0 \text{ d} \leq t \leq 30 \text{ d}$) gemessenen Querschnittsdeformationen für die vertikalen und diagonalen Messlinien.

Daher erfolgt aufbauend auf diesen Ergebnissen im Folgenden noch eine Intensivierung des zeitunabhängigen Deformationsverhaltens durch Modifikation des entsprechenden Stoffmodellparameters.

(d) 3D-Simulation mit einem elasto-plastischen Stoffmodell mit Berücksichtigung eines Trennflächengefüges durch Modifikation der zeitunabhängigen Deformationseigenschaften

Bei Annahme eines Trennflächengefüges im Gebirge sind entsprechend vorstehenden Ausführungen nicht nur die zeitabhängigen Materialparameter zu modifizieren, sondern auch der Gebirgsverformungsmodul, der von $E_V = 5000 \text{ MPa}$ auf $E_V = 1000 \text{ MPa}$ reduziert wird. Um diesen Einfluss auf die Konvergenzen herauszuarbeiten, wird nunmehr mit einem elasto-plastischen Stoffmodell mit Berücksichtigung einer reduzierten Festigkeit auf den Schichtflächen gearbeitet. Die Gegenüberstellung der Konvergenzen kann bei den folgenden Bildern 8.17 bis Bild 8.19 aufgrund der erheblich größeren elastischen Deformationen nicht mehr im gleichen Maßstab erfolgen wie bisher.

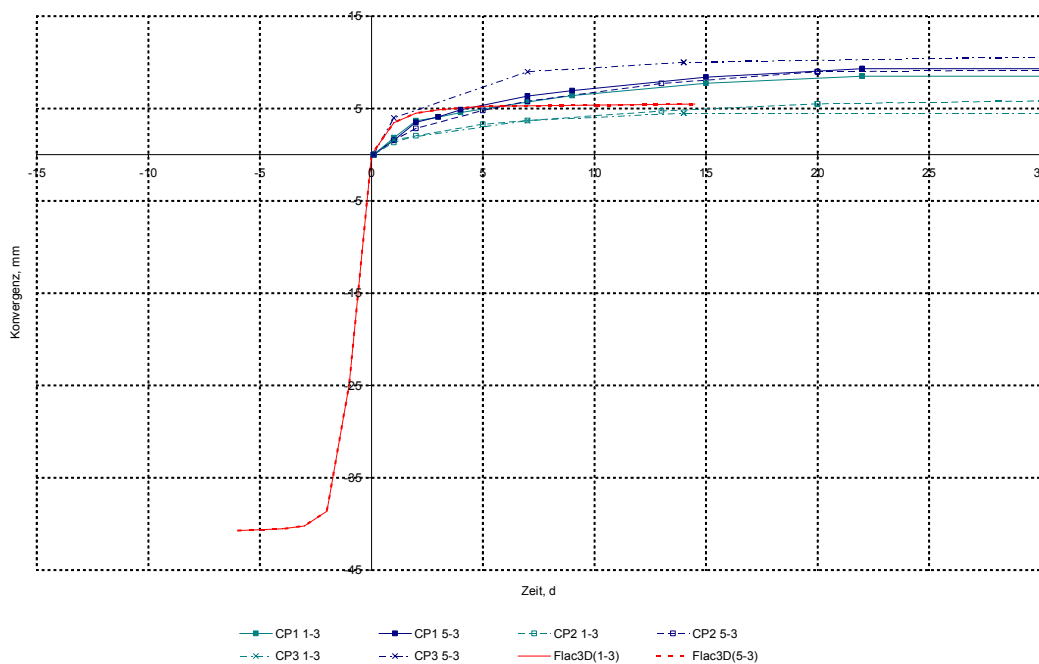


Bild 8.17: Vertikale Konvergenzen (Messlinien 1-3 und 5-3) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 3D-Simulationen mit einem elasto-plastischen Stoffmodell unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges durch Herabsetzung des Gebirgsverformungsmoduls

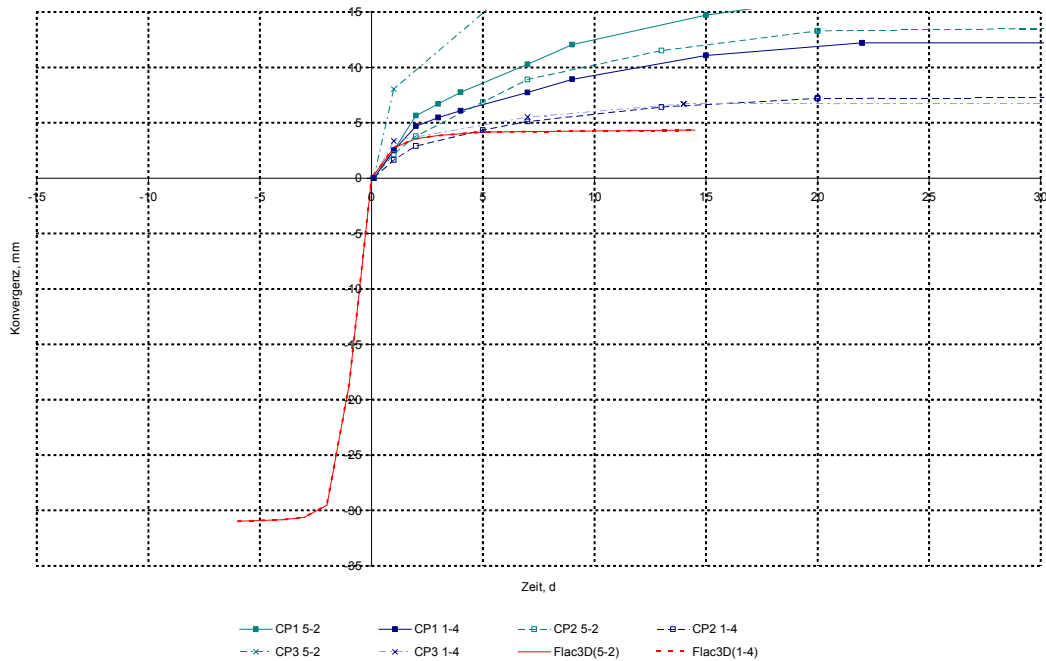


Bild 8.18: Diagonale Konvergenzen (Messlinien 1-4 und 5-2) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 3D-Simulationen mit einem elasto-plastischen Stoffmodell unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges durch Herabsetzung des Gebirgsverformungsmoduls

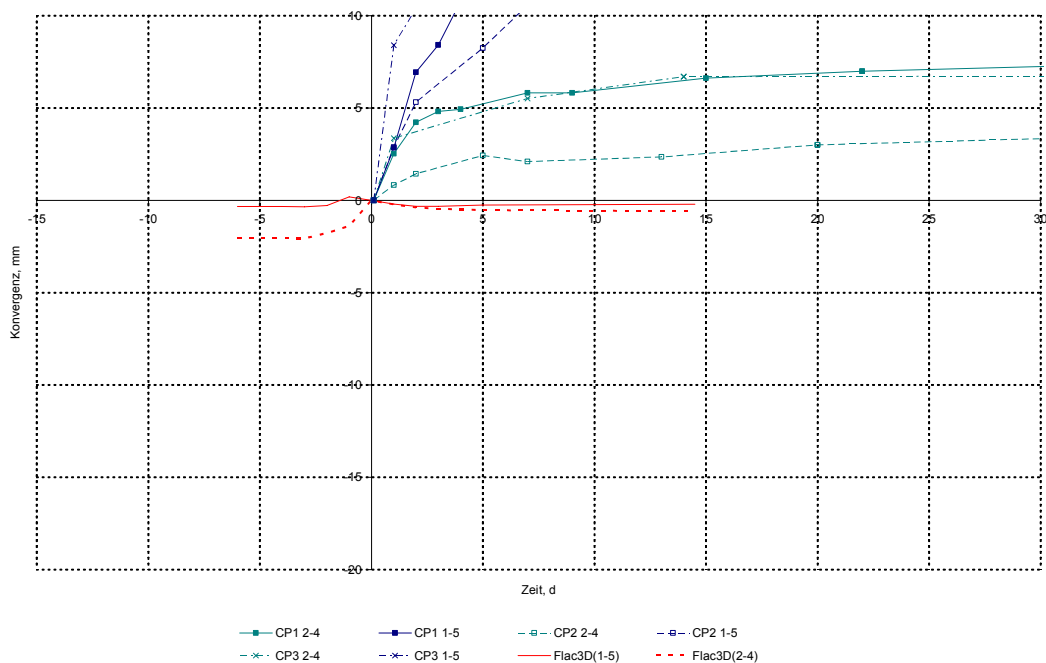


Bild 8.19: Horizontale Konvergenzen (Messlinien 1-5 und 2-4) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 3D-Simulationen mit einem elasto-plastischen Stoffmodell unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges durch Herabsetzung des Gebirgsverformungsmoduls

Der Ansatz eines um den Faktor 1/5 reduzierten Gebirgsverformungsmoduls erweist sich für die vertikalen Konvergenzen entsprechend *Bild 8.17* im Zeitraum ($0 \leq t \leq 30 \text{ d}$) als weitgehend zutreffend, während bei den diagonal gemessenen Konvergenzen die Untergrenze des Streubreitenbandes erreicht wird, *Bild 8.18*.

Eine Gegenüberstellung der in horizontaler Richtung numerisch ermittelten Konvergenzen in *Bild 8.19* zeigt jedoch speziell in der Zeit nach dem Ortsbrustdurchgang im Gegensatz zu den messtechnisch ermittelten Deformationen und den vorhergehenden Berechnungsergebnissen gerade im Stoßbereich keine weitere Zunahme der Deformationen, sondern eine geringfügige Abnahme.

(e) 3D-Simulation mit einem elasto-plastischen Stoffmodell zur Berücksichtigung des Einflusses der Anisotropie des Primärspannungszustandes

Bislang ist davon ausgegangen worden, dass die kleinere primäre Hauptspannung in Richtung quer zur Streckenachse verläuft. Als Variation soll eine Modifikation untersucht werden, bei der die horizontalen Primärspannungen vertauscht werden.

Bild 8.20 zeigt das Deformationsverhalten des Gebirges im Bereich der Messquerschnitte in Form der Knotenpunktverschiebungen bei Annahme des Primärspannungszustandes entsprechend dem vorhergehenden Abschnitt. Auffallend sind hier die im Stoßbereich nahezu verschwindenden horizontalen Deformationen zu sehen. Demgegenüber zeigt das in *Bild 8.21* dargestellte Deformationsverhalten bei Annahme des modifizierten anisotropen Primärspannungszustandes mit einer maximalen horizontalen Hauptspannung von $P_H = 4,0 \text{ MPa}$ senkrecht zur Streckenachse und einer minimalen Hauptspannung von $P_h = 2,0 \text{ MPa}$ parallel zur Streckenachse eine deutlich ausgeprägte Konvergenz im Stoßbereich.

Diese Zunahme in den numerisch erhaltenen horizontalen Konvergenzen zeigt sich auch in *Bild 8.22* im Vergleich zu *Bild 8.19*. Allerdings führt auch diese Zunahme noch nicht zu einer zahlenmäßig hinreichenden Übereinstimmung mit den Messbefunden.

Überraschend ist jedoch, dass dieser Primärspannungsansatz nicht zu einer Reduktion der pseudo-plastischen Zonen führt, sondern zu einer deutlichen Zunahme, bedingt durch eine einheitliche Überschreitung der Schichtflächenfestigkeit, *Bild 8.23*.

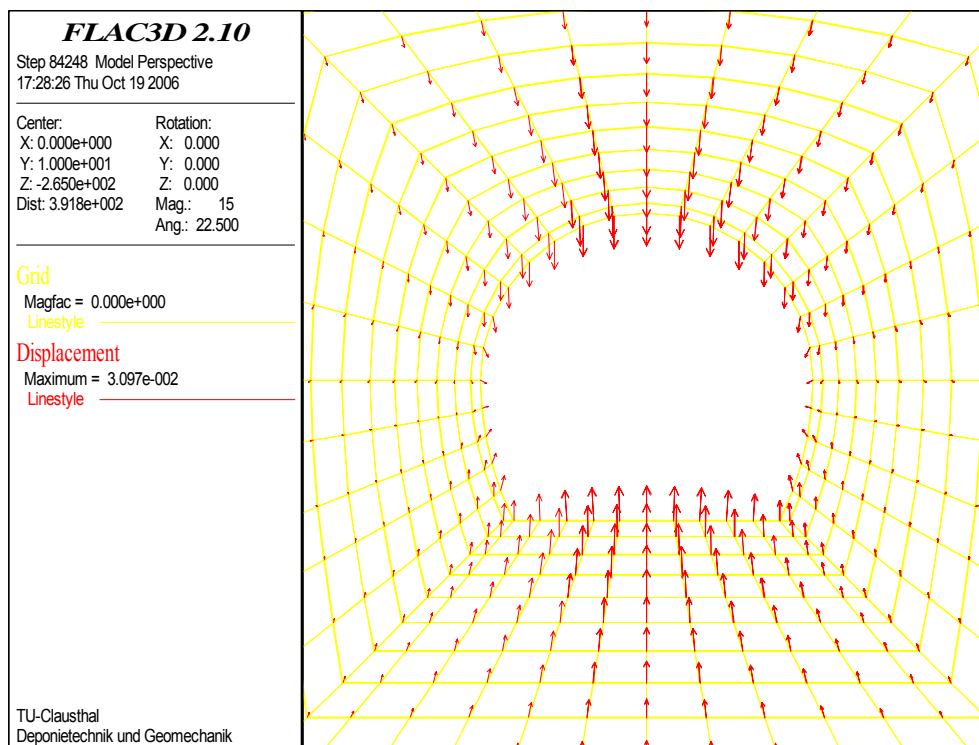


Bild 8.20: Messquerschnittdeformationen bei 3D-Simulation mit einem elasto-plastischen Stoffmodell unter Berücksichtigung der Anisotropie des Primärspannungszustandes ($P_h = P_{\perp} = 2,0 \text{ MPa}$)

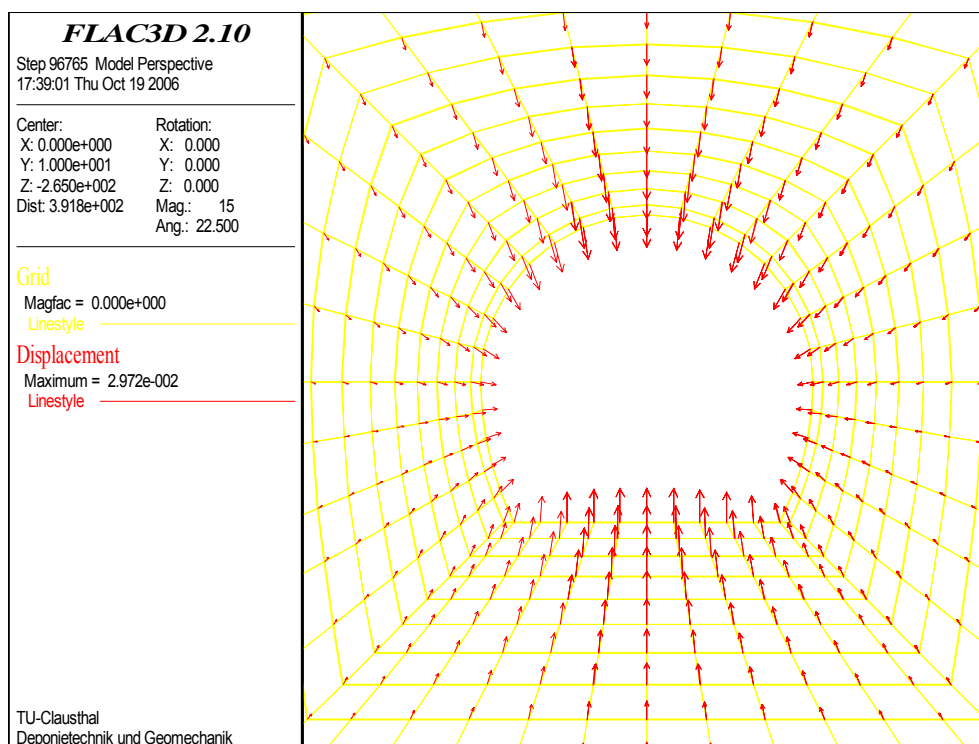


Bild 8.21: Messquerschnittdeformationen bei 3D-Simulation mit einem elasto-plastischen Stoffmodell unter Berücksichtigung eines modifizierten Primärspannungszustandes ($P_H = P_{\perp} = 4,0 \text{ MPa}$)

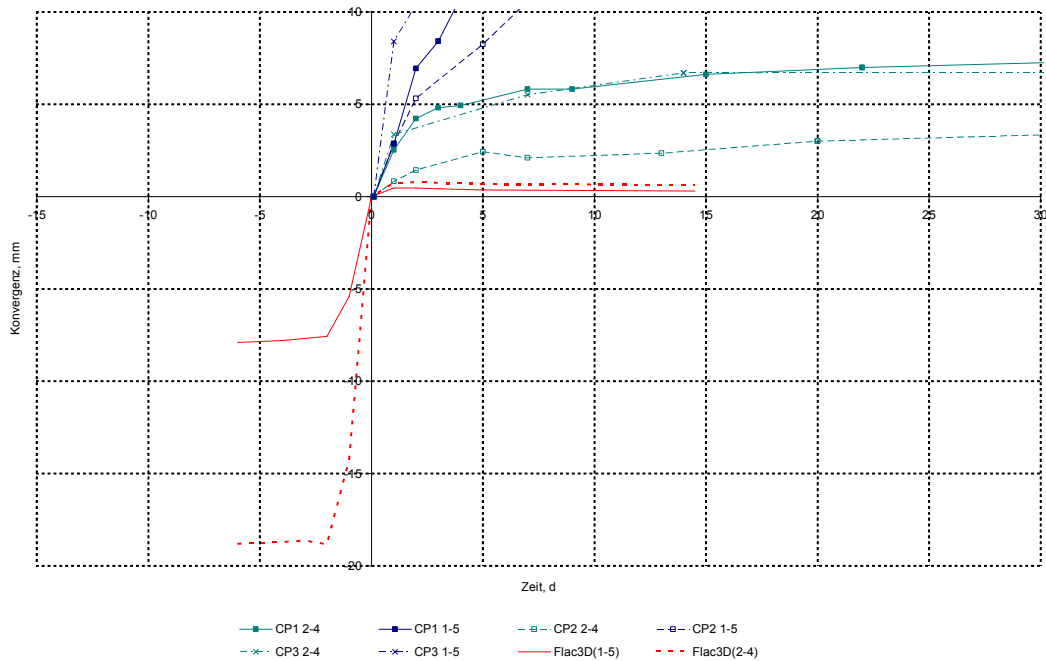


Bild 8.22: Horizontale Konvergenzen (Messlinien 1-5 und 2-4) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 3D-Simulation mit einem elasto-plastischen Stoffmodell unter Berücksichtigung eines modifizierten Primärspannungszustandes

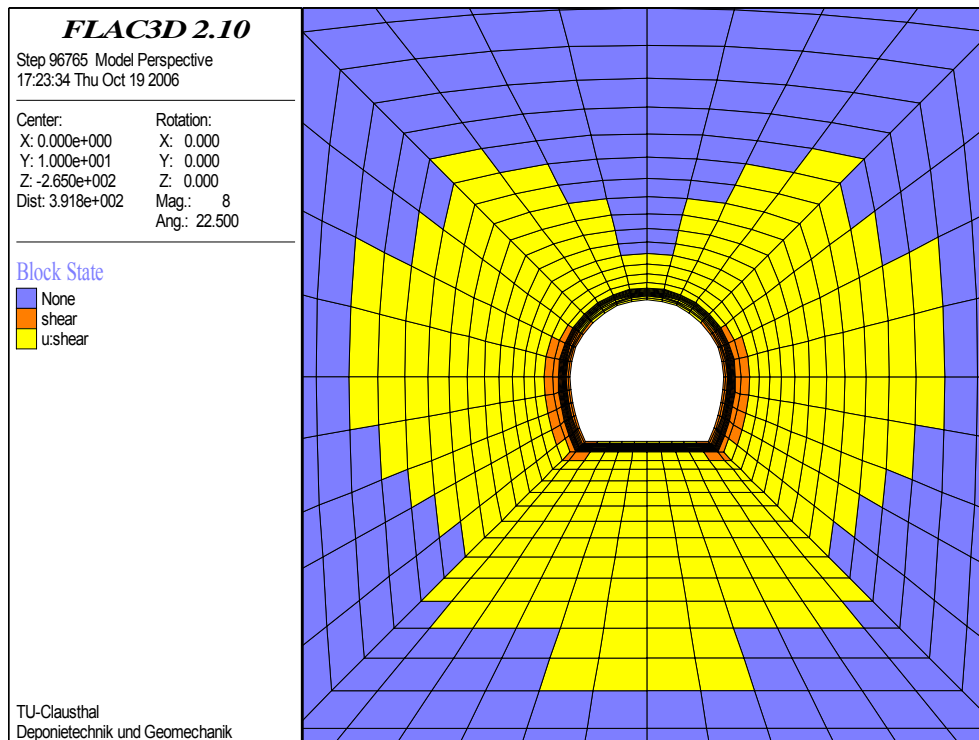


Bild 8.23: Darstellung der geschädigten (block state shear bzw. u:shear) Zonen bei 3D-Simulation mit einem elasto-plastischen Stoffmodell unter Berücksichtigung eines modifizierten Primärspannungszustandes ($P_H = P_{\perp} = 4,0 \text{ MPa}$)

Dass bei der 3D-Simulation mit Berücksichtigung von vortriebsbegleitenden Spannungsumlagerungen in Streckenlängsrichtung durch die Modifikation des Primärspannungszustandes nunmehr eine deutliche Zunahme der pseudo-plastischen Zonen (*block state shear* bzw. *u:shear*) erhalten worden ist, zeigen die *Bilder 8.24 bis 8.27*. Bei Annahme des modifizierten anisotropen Primärspannungszustandes mit einer maximalen horizontalen Hauptspannung von $P_H = 4,0$ MPa senkrecht zur Streckenachse und einer minimalen Hauptspannung von $P_h = 2,0$ MPa parallel zur Streckenachse, zeigen sich in dem vor der Ortsbrust anstehenden Gebirgsbereich bereits deutliche Überschreitungen der Schichtflächenfestigkeit (*block state u:shear*) im First- und besonders deutlich ausgeprägt im Sohlbereich, *Bild 8.24 und 8.25*. Der maßgeblich auf das Tragsystem ungünstig einwirkende Faktor ist demnach die Kombination des entsprechend der Darstellung in *Bild 8.2c* mit einem Winkel von 45° gegen die Horizontale in Streckenvortriebsrichtung einfallenden Schichtflächengefüges mit der parallel zur Streckenachse verlaufenden minimalen horizontalen Hauptspannung. Diese Kombination führt durch streckenparallele Spannungsumlagerungen zu den aus der numerischen Simulation erhaltenen signifikanten Überschreitungen der Schichtflächenfestigkeit schon im Ortsbrustbereich.

Ein weiterer Faktor mit Einfluss auf die Ausbildung der pseudo-plastischen Zonen ist der Ansatz der jeweiligen Abschlagslänge zu Simulation der Streckenvortriebsgeschwindigkeit. Hier zeigt sich entsprechend *Bild 8.24* bei der gewählten Abschlagslänge von 4 m im dargestellten feiner diskretisierten Gebirgsbereich die bereits angesprochene räumlich begrenzte Schichtflächenfestigkeitsüberschreitung im Firstbereich auf eine Länge von 3 m und mit einer Tiefe von 4 – 5 Zonen, wohingegen auf dem Abschlagslängenbereich zwischen 3 und 4 m lediglich eine einzige Zone an der Kontur plastifiziert.

Wird das Primärspannungsfeld nach *NTB 02-03 (2002)* so angenommen, dass die maximale primäre horizontale Hauptspannung mit $P_H = 4,0$ MPa parallel und die minimale primäre Hauptspannung mit $P_h = 2,0$ MPa senkrecht zur Tunnelachse verläuft, ist die Ausdehnung der pseudo-plastischen Zonen auf einen deutlich geringeren konturnahen Gebirgsbereich beschränkt. Eine in Vortriebsrichtung verlaufende Schichtflächenfestigkeitsüberschreitung wird nur für einen begrenzten Gebirgsbereich in Ortsbrustmitte auf einer Länge von 3 m erhalten. Weiterhin sind die vorhergehend beschriebenen vortriebsbegleitenden Effekte in First- und Sohlbereich nicht vorhanden bzw. nicht zu erkennen, *Bild 8.26 und 8.27*.

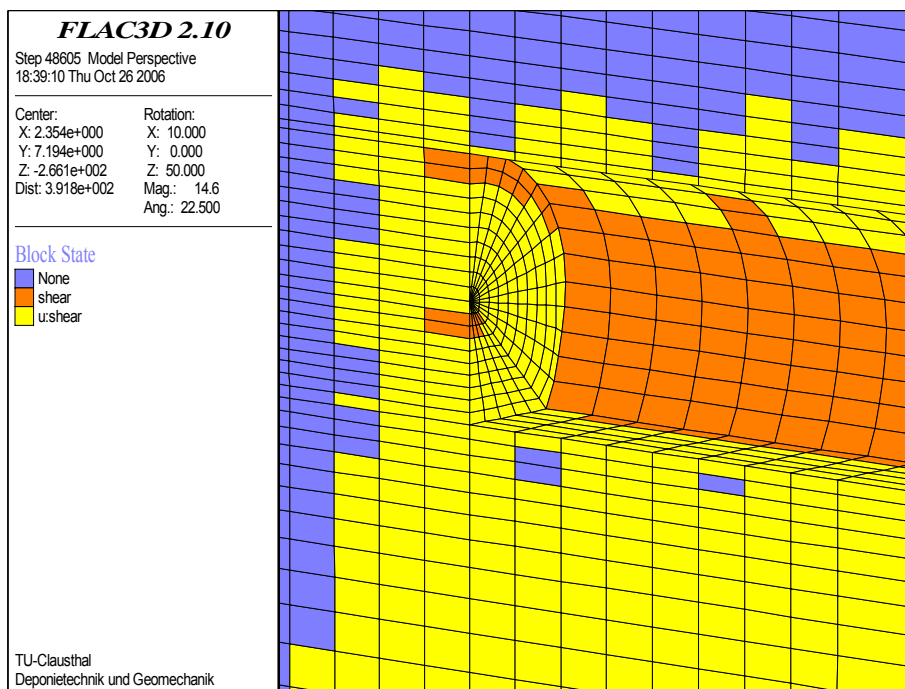


Bild 8.24: Darstellung der geschädigten Zonen bei 3D-Simulation mit einem elasto-plastischen Stoffmodell unter Berücksichtigung eines modifizierten Primärspannungszustandes ($P_H = P_{\perp} = 4,0 \text{ MPa}$) – Detaildarstellung des Ortsbrustnahbereiches

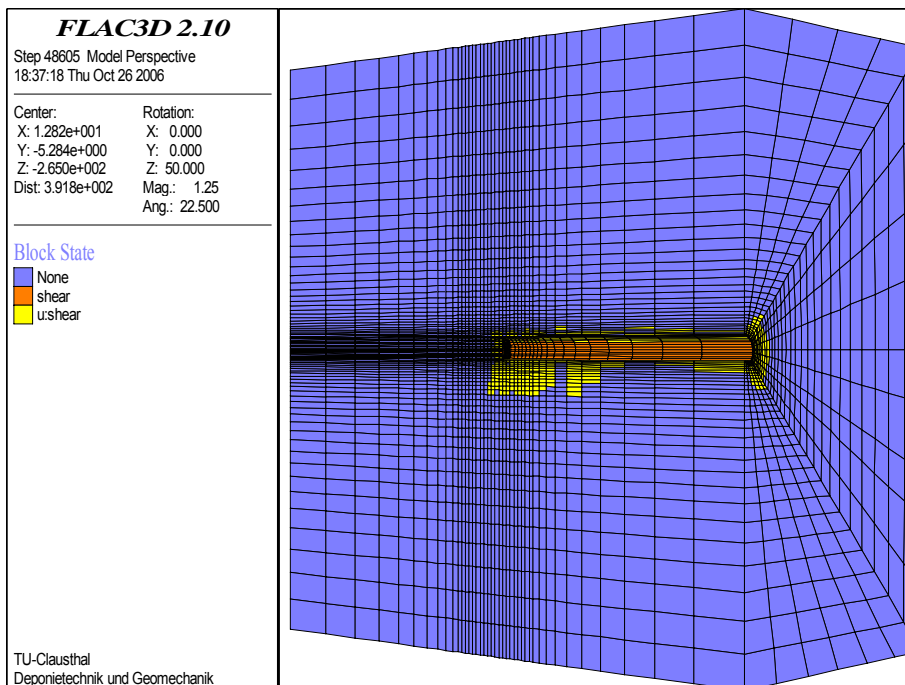


Bild 8.25: Darstellung der geschädigten Zonen bei 3D-Simulation mit einem elasto-plastischen Stoffmodell unter Berücksichtigung eines modifizierten Primärspannungszustandes ($P_H = P_{\perp} = 4,0 \text{ MPa}$) – Darstellung des Ortsbrustbereiches im Gesamtmodell

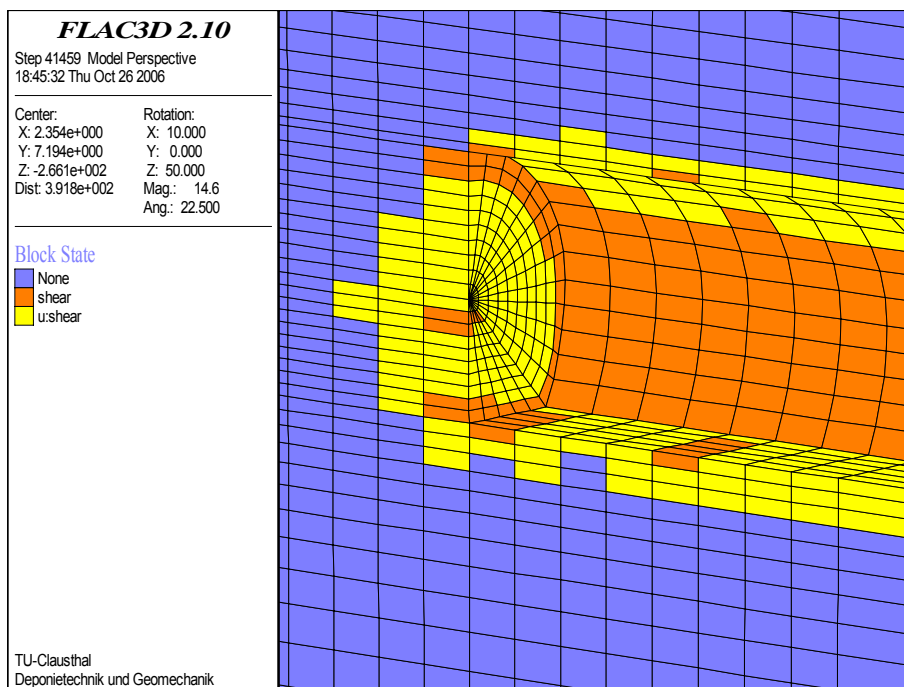


Bild 8.26: Darstellung der geschädigten Zonen bei 3D-Simulation mit einem elasto-plastischen Stoffmodell unter Berücksichtigung der Anisotropie des Primärspannungszustandes ($P_h = P_{\perp} = 2,0 \text{ MPa}$) – Detaildarstellung des Ortsbrustnahbereiches

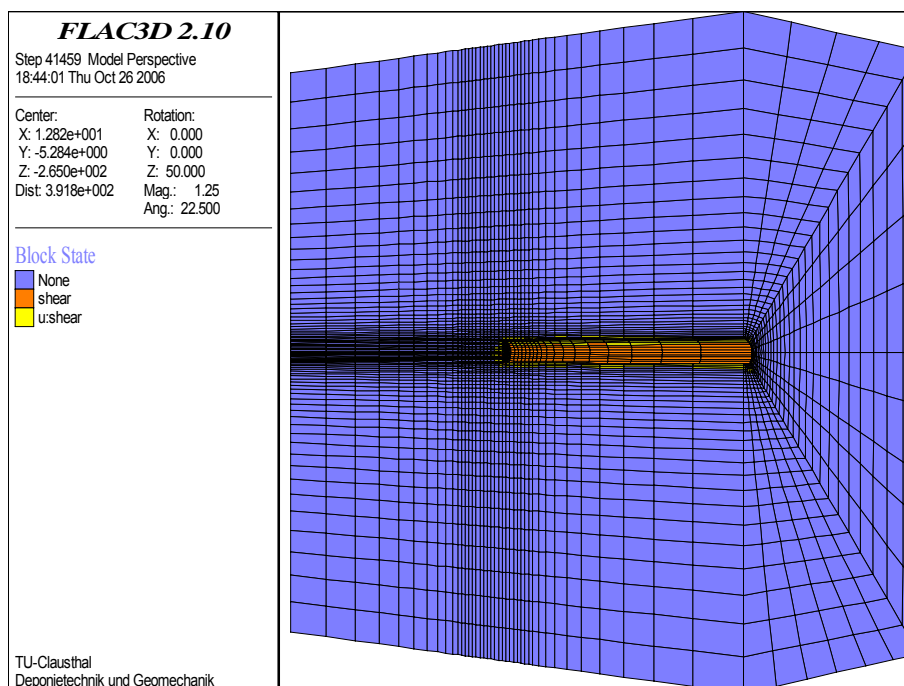


Bild 8.27: Darstellung der geschädigten Zonen bei 3D-Simulation mit einem elasto-plastischen Stoffmodell unter Berücksichtigung der Anisotropie des Primärspannungszustandes ($P_h = P_{\perp} = 2,0 \text{ MPa}$) – Darstellung des Ortsbrustbereiches im Gesamtmodell

(f) 3D-Simulation mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T mit Berücksichtigung von vortriebsbegleitenden Kontursicherungsmaßnahmen

Entsprechend den Ausführungen in *Abschnitt 8.4* kann das Tragverhalten eines Tunnelbauwerks mit einem *2D*-Modell grundsätzlich nur begrenzt realistisch simuliert werden. Daher ist für eine weiterführende retrospektive Analyse ein räumliches Gebirgsmodell (*3D*) verwendet worden, *Abschnitt 8.5*. Der in die Auswertung einbezogene Messquerschnitt befindet sich bei dem modifizierten dreidimensionalen Modell in Modellmitte, so dass sich die bereits angesprochene räumlich-zeitliche Tragwerksentwicklung und damit auch die Entwicklung der Deformationen im Berechnungsmodell grundsätzlich durch einen realitätsnahen sukzessiven abschnittswisen Ausbruch der Strecke simulieren lässt. Vorstehend beschriebene Untersuchungen haben gezeigt, dass auch die Wahl der simulierten Abschlagslänge Einfluss auf die Ausbildung der pseudo-plastischen Zonen und somit auf die Querschnittsdeformationen hat. Um diese Effekte weiter zu minimieren, ist bei der nachfolgend vorgestellten numerischen Simulation im Bereich des Referenzquerschnitts die Ausbruchslänge auf 2 m reduziert worden.

Ein weiterer wesentlicher Parameter, der bei einer räumlichen Simulation zu berücksichtigen ist, ist der Zeitpunkt des Spritzbetoneinbaus 16 Tage nach Orstbrustdurchgang mit einer Stärke von $d = 13$ cm. Im Rahmen der physikalischen Modellierung wird entsprechend *Bild 7.16* eine 15 cm starke Elementreihe entlang der Kontur aktiviert und in einer ersten Näherung mit den elastischen Stoffmodellparametern für Spritzbeton mit Zahlenwerten von $E = 10000$ MPa und $\nu = 0,25$ versehen. Die in situ zur Kontursicherung sofort nach dem Abschlag eingebrachte Konsolidierungsschicht von $d = 3$ cm wird vernachlässigt.

Die *Bilder 8.28 bis 8.30* zeigen als Ergebnisse der numerischen Simulation mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* die berechneten Konvergenzen vor ($t < 0$ d), während ($t = 0$ d) und nach ($t > 0$ d) Ortsbrustdurchgang im repräsentativen Messquerschnitt im Vergleich zu den entsprechenden Feldmessdaten für den auffahrungsnahen Zeitraum von 30 Tagen (Darstellung *(a)*) sowie für den gesamten Beobachtungszeitraum in einer zweiten Darstellung *(b)*. Zusätzlich sind als Ergebnisse der numerischen Simulation mit einem *2D*-Modell die berechneten Konvergenzen farblich differenziert in grün dargestellt.

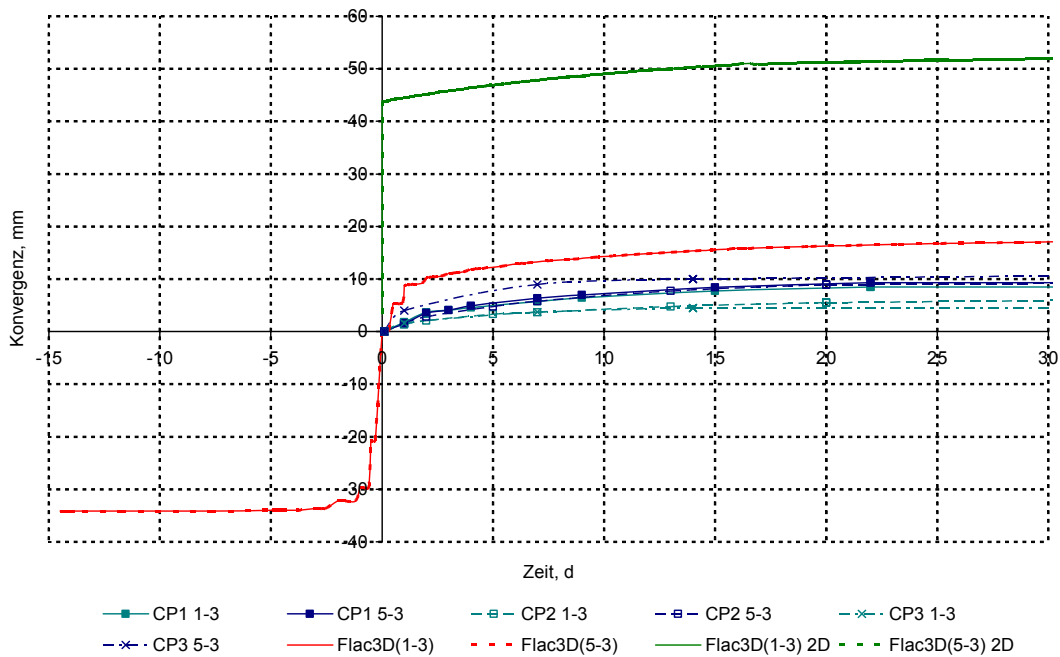


Bild 8.28a: Vertikale Konvergenzen (Messlinien 1-3 und 5-3) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 2D- und 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges - auf-fahrungsnaher Zeitraum

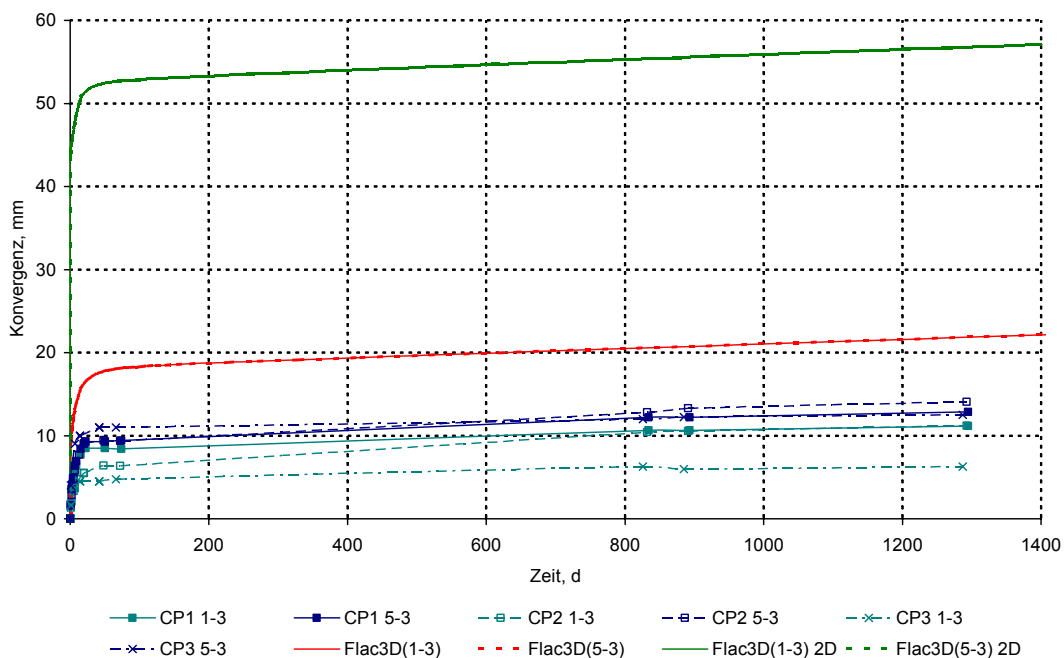


Bild 8.28b: Vertikale Konvergenzen (Messlinien 1-3 und 5-3) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 2D- und 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges - ge-samter Beobachtungszeitraum

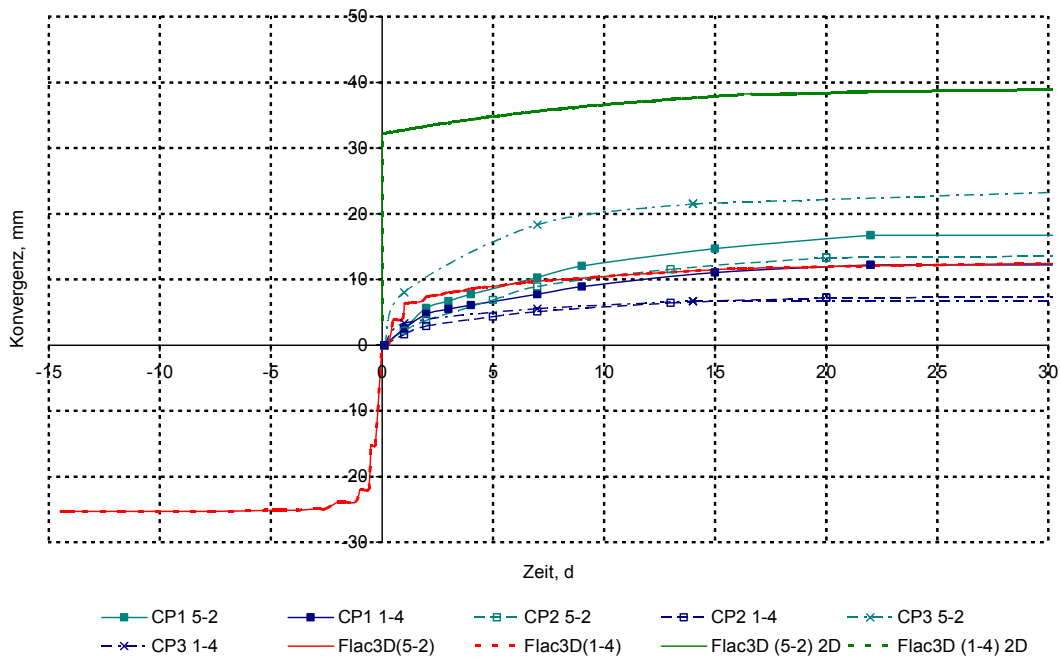


Bild 8.29a: Diagonale Konvergenzen (Messlinien 1-4 und 5-2) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 2D- und 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges - auffahrungsnaher Zeitraum

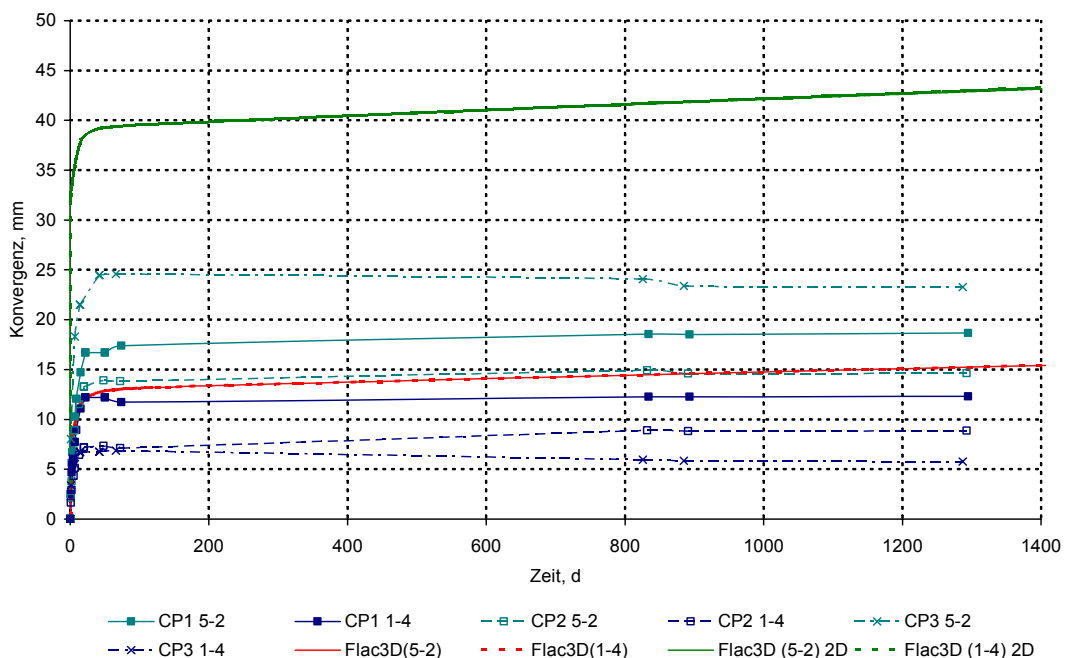


Bild 8.29b: Diagonale Konvergenzen (Messlinien 1-4 und 5-2) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 2D- und 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges - gesamter Beobachtungszeitraum

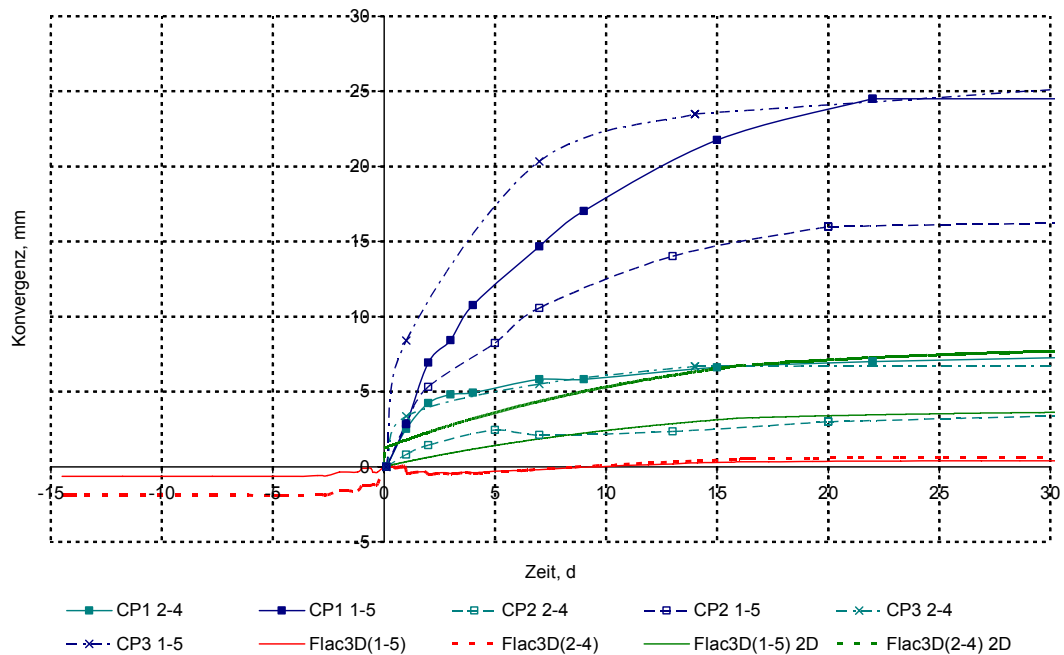


Bild 8.30a: Horizontale Konvergenzen (Messlinien 1-5 und 2-4) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 2D- und 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges - auffahrungsnaher Zeitraum

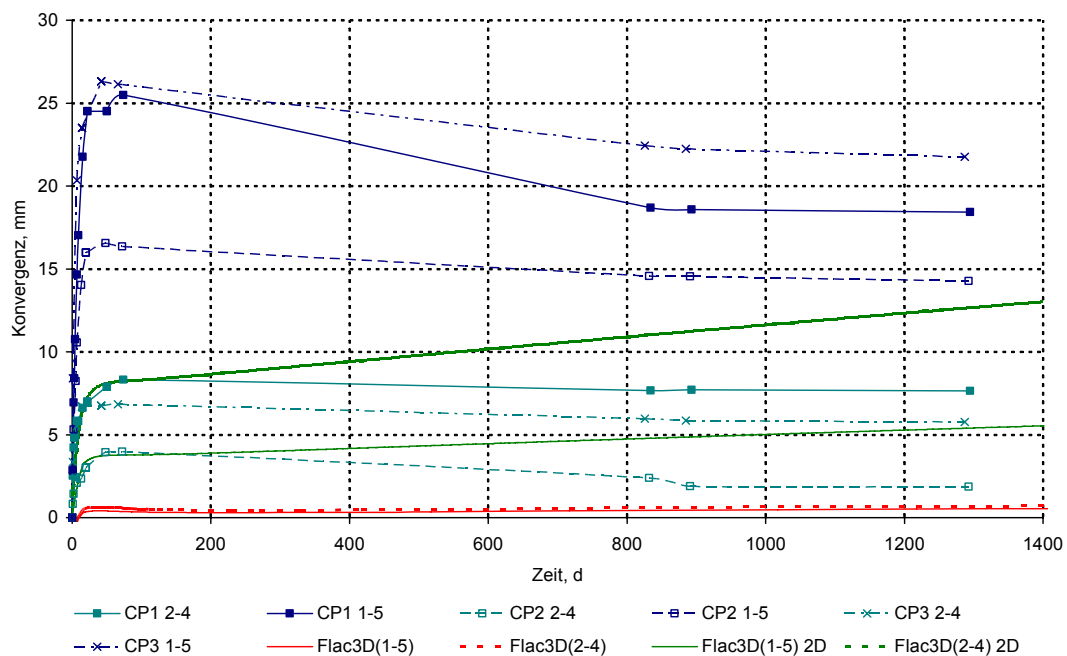


Bild 8.30b: Horizontale Konvergenzen (Messlinien 1-5 und 2-4) der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3 im Vergleich zu Ergebnissen der 2D- und 3D-Simulationen mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung eines Trennflächengefüges - gesamter Beobachtungszeitraum

Dieser Ansatz erweist sich im Rahmen der dreidimensionalen numerischen Simulation für die diagonal gemessenen Konvergenzen sowohl im auffahrungsnahen Zeitraum ($0 \text{ d} \leq t \leq 30 \text{ d}$) als auch für den gesamten Beobachtungszeitraum entsprechend *Bild 8.29a* und *8.29b* als weitgehend zutreffend, während bei den vertikalen Konvergenzen die Obergrenze des Streubreitenbandes nicht nur erreicht, sondern sogar um den Faktor 2 überschritten wird, *Bild 8.28a* und *8.28b*.

Eine Gegenüberstellung der in horizontaler Richtung numerisch ermittelten Konvergenzen in *Bild 8.30a* zeigt jedoch speziell in der Zeit nach dem Ortsbrustdurchgang im Gegensatz zu den messtechnisch ermittelten Deformationen und den vorhergehenden Berechnungsergebnissen gerade im Stoßbereich keine weitere Zunahme der Deformationen, sondern eine geringfügige Abnahme, die jedoch bereits nach kurzer Zeitdauer von etwa 5 Tagen von einer zeitabhängigen stationären Deformationszunahme überlagert wird. Eine zahlenmäßige Übereinstimmung der berechneten Konvergenzen mit den Messbefunden wird allerdings im gesamten Beobachtungszeitraum nicht erreicht, *Bild 8.30b*.

Die Berechnungsergebnisse der zweidimensionalen Simulation zeigen ausschließlich den Endzustand und können somit einzelne Bauzustände mit der zeitabhängigen Auffahrung nicht darstellen. Ein Vergleich dieser Berechnungsdaten mit den Konvergenzmesdaten, deren Nullmessung erst nach Durchfahung des Messquerschnittes erfolgt und die somit grundsätzlich nur einen Teil der Gesamtdeformationen erfassen können, kann folglich nicht ohne weitere Annahmen erfolgen, *Bild 8.28* bis *8.30*. Die gewählte Darstellung der Ergebnisse der zweidimensionalen Simulation zeigt daher für die Simulation der vertikalen Messbefunde und auch für die diagonal gemessenen Konvergenzen eine sehr deutliche Überschätzung der Querschnittsdeformationen sowohl für den auffahrungsnahen Zeitraum als auch für den gesamten Beobachtungszeitraum. Lediglich die Berechnungsergebnisse der in horizontaler Richtung numerisch ermittelten Konvergenzen liegen im auffahrungsnahen Zeitraum ($0 \text{ d} \leq t \leq 30 \text{ d}$) im Bereich des Streubreitenbandes für die obere horizontale Messlinie (2-4). Die zweidimensionale numerische Simulation des gesamten Beobachtungszeitraumes ergibt für die horizontal gemessenen Konvergenzen entsprechend *Bild 8.30b* einen differenzierten Verlauf für die beiden horizontalen Messlinien. Während die untere Messlinie (1-5) nur einen geringfügigen Deformationszuwachs aufweist und damit auch am Ende des Beobachtungszeitraumes noch im Streubreitenbereich der oberen Messlinie (2-4) liegt, zeigen die numerisch zweidimensional simulierten Messquerschnittsdeformationen der oberen Messlinie (2-4) eine deutliche Zu-



nahme der Konvergenzen, die nach einer Simulationszeit von ca. 4 Jahren dazu führt, dass die Berechnungsergebnisse der oberen Messlinie (2-4) den unteren Streubreitenbereich der in situ gemessenen unteren Messlinie (1-5) erreichen. Deutlich wird damit allerdings auch, dass Übereinstimmungen von 2D-Simulationen mit Messdaten kaum eine Aussagekraft haben.

Die nachfolgenden *Bilder 8.31* und *8.32* zeigen vergleichend Darstellungen von geschädigten Zonen bei 2D- und 3D-Simulation mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* unter Berücksichtigung der Anisotropie des Primärspannungszustandes und Annahme identischer Stoffmodellparameter. Die Ergebnisse der zweidimensionalen Simulation zeigen im First- und im Sohlbereich keine geschädigten Gebirgsbereiche im Gegensatz zu den Ergebnissen der Berechnung mit Berücksichtigung des ausbruchsnahen Tragverhaltens. Hier zeigen sich Unterschiede zu der bereits angesprochenen räumlich-zeitlichen Tragwerksentwicklung die auch Einfluss auf die Entwicklung der Deformationen haben könnten. Auffallend ist, dass die Horizontalkonvergenzen in den beiden Messlinien bei einer 2D-Simulation nicht einmal in der Tendenz übereinstimmen: während tatsächlich die Horizontalkonvergenzen der oberen Messlinien deutlich größer sind als die der unteren Messlinien, wird in den Berechnungen ein gerade umgekehrter Verlauf erhalten.

Die *Bilder 8.33* und *8.34* zeigen abschließend eine perspektivische Darstellung der geschädigten Zonen an der Ortsbrust im First- und Sohlbereich. Ergänzend ist an dieser Stelle auf den geringen, aber dennoch sichtbaren Einfluss der Reduktion der numerisch simulierten Abschlagslänge von 4 m in *Bild 8.26* auf 2 m in den *Bildern 8.33* und *8.34* hinzuweisen. Als Folge ergeben sich geringfügig verändert ausgeprägte geschädigte Zonen in First- und Sohlbereich.

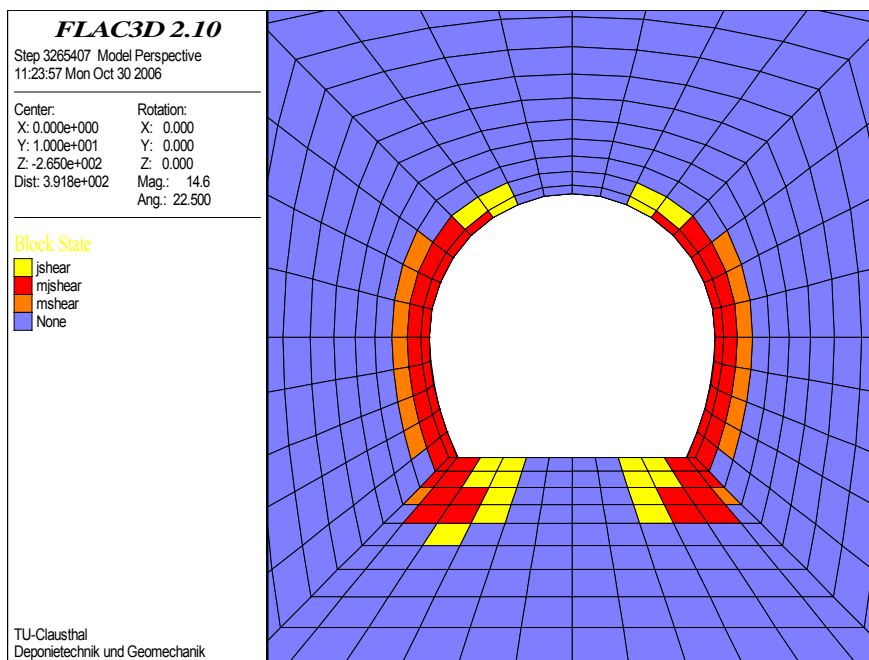


Bild 8.31: Darstellung der geschädigten Zonen bei 2D-Simulation mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung der Anisotropie des Primärspannungszustandes

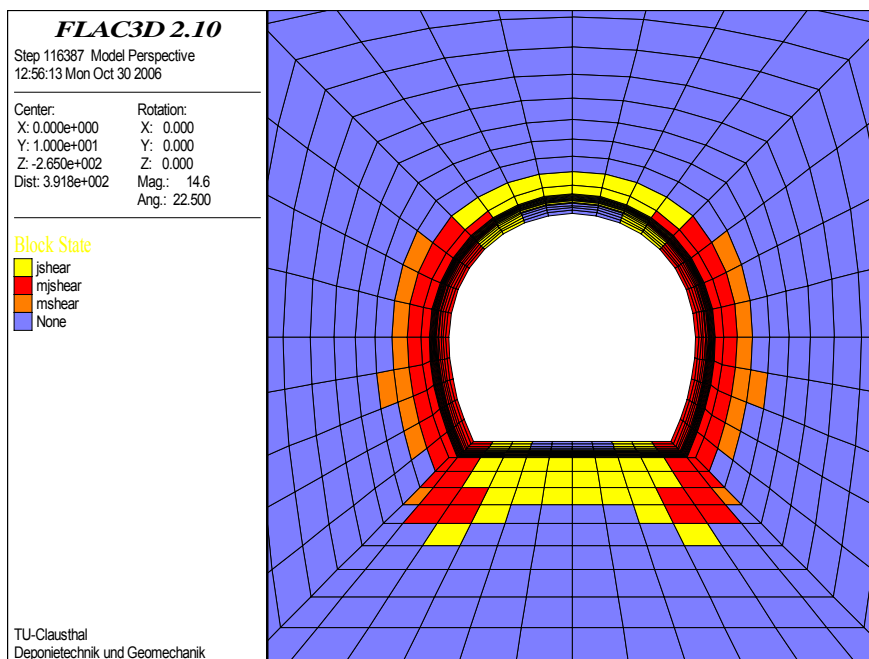


Bild 8.32: Darstellung der geschädigten Zonen bei 3D-Simulation mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung der Anisotropie des Primärspannungszustandes

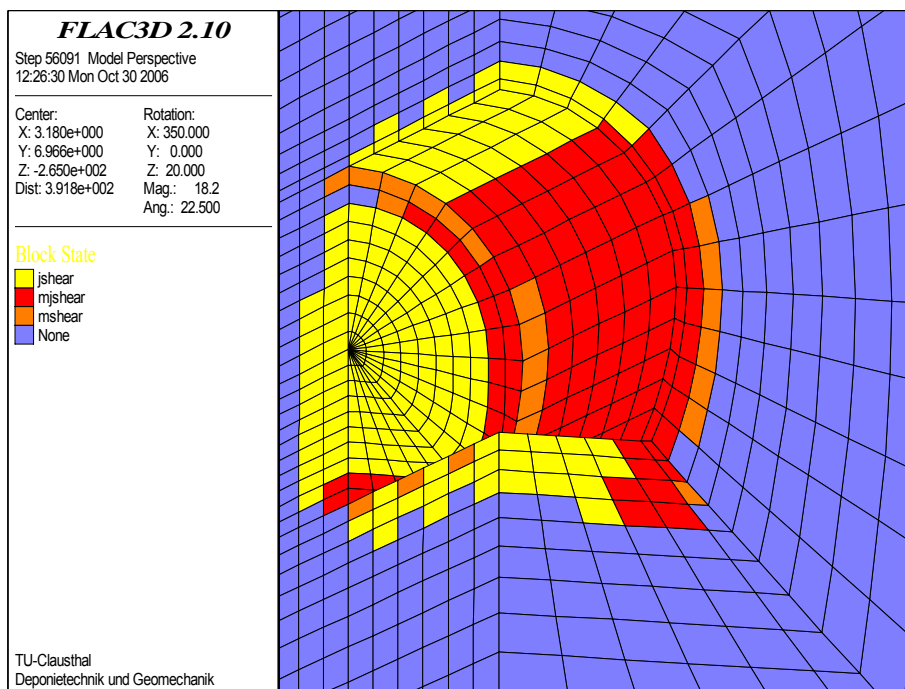


Bild 8.33: Darstellung der geschädigten Zonen bei 3D-Simulation mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung der Anisotropie des Primärspannungszustandes – perspektivische Darstellung Ortsbrust / Firste

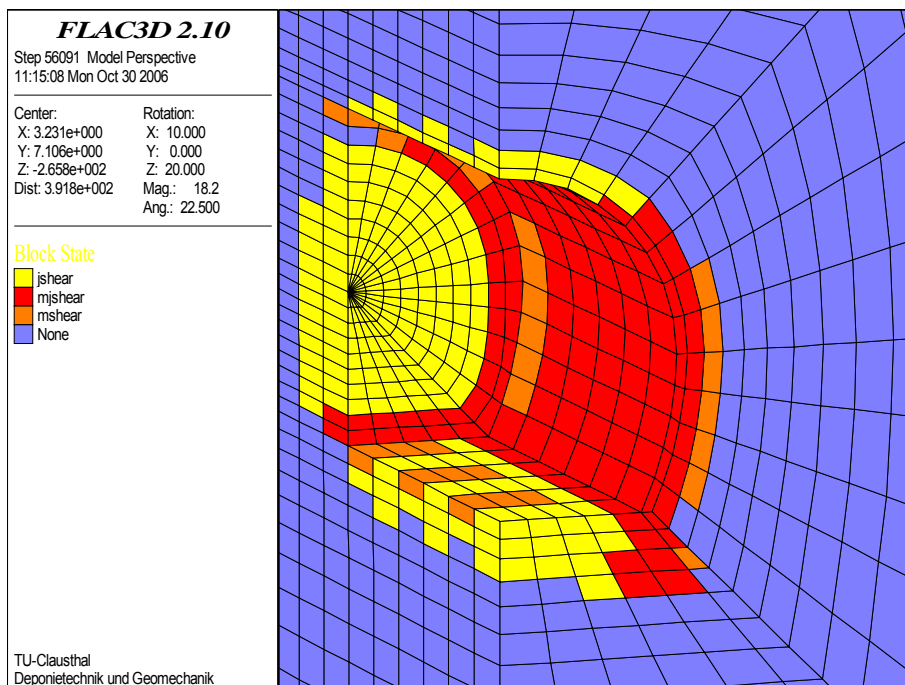


Bild 8.34: Darstellung der geschädigten Zonen bei 3D-Simulation mit dem Stoffmodell Hou/Lux-T unter Berücksichtigung der Anisotropie des Primärspannungszustandes – perspektivische Darstellung Ortsbrust / Sohle

8.8 Schlussfolgerungen aus dem Vergleich Messdaten – Berechnungsdaten 3D

Erste Berechnungen zur Validierung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* durch Vergleich mit Feldmessdaten aus der *New Gallery* in Mont Terri sind von Z. Hou durchgeführt und ausgewertet worden, *Hou (2002)*. Für die Berechnungen ist dazu ein 2D-Modell mit kreisförmigen Streckenquerschnitt entwickelt worden. Trotz umfangreicher Berechnungen konnten die Messdaten, die sich über einen Zeitraum von ca. 1300 Tagen erstrecken, im Rahmen der numerischen Simulation nicht zufrieden stellend nachvollzogen werden.

In der Zwischenzeit sind umfangreiche eigene laborative Untersuchungen an Bohrkernmaterial aus Mont Terri durchgeführt worden und das Stoffmodell *Hou/Lux-T* ist um die Berücksichtigung der reduzierten Schichtflächenfestigkeit erweitert worden. Außerdem ist die Beschränkung auf ein 2D-Modell dann als methodischer Mangel anzusehen wenn es darum geht, Feldmessdaten und Berechnungsdaten aus Tunnel- bzw. Streckenauffahrungen miteinander zu vergleichen. Daher wird für eine weiterführende retrospektive Analyse der vorstehend dargestellten Messbefunde ein räumliches Gebirgsmodell (3D) verwendet. Der analysierte Messquerschnitt befindet sich bei dem gewählten dreidimensionalen Modell in Modellmitte, so dass sich durch die Wahl der relativ feinen Diskretisierung im Zentrum des Berechnungsmodells auf einer Länge von 20 m die bereits angesprochene räumlich-zeitliche Tragwerksentwicklung und damit auch die Entwicklung der Deformationen grundsätzlich durch einen realitätsnahen sukzessiven abschnittswisen Ausbruch der Strecke im Berechnungsmodell simulieren lässt. Die Auswertung der Berechnungsdaten erfolgt damit für einen Referenzquerschnitt im Modellzentrum (= fiktiver Messquerschnitt). Auf diese Weise wird es möglich, einerseits die Gebirgsreaktion auf die Streckenauffahrung bei Annäherung der Ortsbrust, bei Durchgang der Ortsbrust und nach Durchgang der Ortsbrust (*ausbruchsnahes Tragverhalten*) sowie andererseits die Gebirgsreaktion auf die Auffahrung in der dann nachfolgenden Offenhaltungs- (= Betriebs)zeit (*langfristiges Tragverhalten*) rechnerisch detailliert und dem realen Entwicklungsprozess weitgehend folgend zu analysieren.

Das Stoffmodell *Hou/Lux-T* mit Berücksichtigung von vorhandenen Schichtflächen und einer dort reduzierten Schichtflächenfestigkeit ist grundsätzlich dazu geeignet, auch die verschiedenen zeitabhängigen Deformationsmechanismen zu beschreiben, nämlich eine im ausbruchsnahen Zeitraum stattfindende Anfangsdeformation (transiente Kriechdeformationen) sowie ein langfristiges stationäres Kriechen und ein zeitabhängiges Entfestigungsverhalten mit schädigungsinduziertem Kriechen. Es hat sich allerdings bei der retrospektiven Analyse der



Messquerschnitte gezeigt, dass die auf der Grundlage der durchgeführten Laborversuche ermittelten Parameter für das Stoffmodell *Hou/Lux-T* nicht abschließend zur Abbildung der gemessenen Querschnittsdeformationen geeignet sind. Der Grund könnte bei den kurzfristigen Verformungsanteilen vor allem darin zu sehen sein, dass durch ein tendenziell vorhandenes Trennflächengefüge im Gebirge sowohl größere elastische Verformungen wie auch ein größeres transientes Kriechpotential induziert werden. Die mechanische Wirkung eines Trennflächengefüges konnte allerdings in den Laborversuchen nicht ermittelt werden.

Im Rahmen der durchgeführten numerischen Simulationen sind folgende Aspekte berücksichtigt worden:

- Einführung eines Streubreitenbandes für die Messbefunde der Messquerschnitte CP1, CP2 und CP3,
- Berücksichtigung der Anisotropie des Primärspannungszustandes nach *NTB 02-03 (2002)*,
- Modellierung einer schädigungsabhängigen Reduzierung der Deformations- und Festigkeitseigenschaften,
- Berücksichtigung eines (etwaigen) Trennflächengefüges durch Modifikation von zeitunabhängigen und zeitabhängigen Deformationseigenschaften,
- Berücksichtigung des Einflusses der Anisotropie des Primärspannungszustandes durch Modifikation des Richtungsansatzes der horizontalen Hauptspannungen,
- Berücksichtigung von vortriebsbegleitenden Kontursicherungsmaßnahmen,
- Gegenüberstellung von zweidimensionalen und dreidimensionalen Berechnungsansätzen mit Herausarbeitung grundsätzlicher Unterschiede in Bezug auf ihre Aussagekraft bei retrospektiven Analysen von Messbefunden.

Aus den vorstehend beschriebenen Ausführungen in *Abschnitt 8.7* wird deutlich, dass bei Berücksichtigung eines Trennflächengefüges durch Herabsetzung des *Kelvin*-Schubmoduls in Verbindung mit dem Ansatz eines um den Faktor $1/5$ reduzierten Gebirgsverformungsmoduls die Messbefunde aus den drei Messquerschnitten CP1, CP2 und CP3 bei der dreidimensionalen Simulation die diagonal gemessenen Konvergenzen entsprechend *Bild 8.7* im Beobachtungszeitraum weitgehend zutreffend nachvollzogen werden. Während bei den vertikalen Konvergenzen die Obergrenze des Streubreitenbandes entsprechend *Bild 8.6* nicht nur erreicht, sondern um den Faktor 2 überschritten worden ist, kann gleichzeitig eine zahlenmäßige



Übereinstimmung der berechneten horizontalen Konvergenzen mit den horizontalen Messbefunden ebenso wenig mit diesem Ansatz erreicht werden, wie der beobachtete Rückgang der Deformationen im Beobachtungszeitraum ($100 \text{ d} \leq t \leq 800 \text{ d}$), *Bild 8.8*.

Es ist bekannt, dass sowohl die stationäre Kriechrate wie auch die Festigkeit des Gesteins durch den Wassergehalt beeinflusst werden. Erste weiterführende laborative Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen bei Tongesteinen an in Druckbehältern zwischengelagertem Bohrkernmaterial der Lokation Mont Terri haben eine grundsätzliche Abhängigkeit der mechanischen Gesteinseigenschaften von den in situ vorhandenen hydraulischen Eigenschaften der Gesteinsformation (Porenwasser(über)druck, Wassergehalt) gezeigt. Diese in situ vorhandenen geohydraulischen Verhältnisse sind bei einer weiterführenden numerischen Simulation im Rahmen von retrospektiven Analysen des in den Messquerschnitten beobachteten Deformationsverhaltens grundsätzlich zu berücksichtigen.

Die Fortführung dieser Arbeiten wird vom Unterzeichnenden im Rahmen eines von der EU teilfinanzierten internationalen Forschungsprojektes weiterverfolgt. Dort sollen auch aufgetretene Unsicherheiten z.B. bei der zahlenmäßigen Annahme des vorhandenen Primärspannungszustandes aufgearbeitet und im Rahmen einer numerischen Analyse umgesetzt werden. Die Fortführung der laborativen Untersuchungen mit online-Messung der während der Versuchsdauer im Gestein sich verändernden Porenwasserdrücke wird vom Unterzeichnenden zunächst mit eigenen Mitteln realisiert.



9 Wesentliche Ergebnisse und Empfehlungen für das weitere Vorgehen

9.1 Durchgeführte Untersuchungen und wesentliche Ergebnisse des Forschungsvorhabens

Die Untersuchung von zu Salzgestein alternativen Wirts- und Barrierengesteinen im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle setzt voraus, dass ein hinreichender Kenntnisstand zu den relevanten alternativen Geosystemen und zu ihrem Verhalten unter den endlagerbedingten technologischen Einwirkungen vorhanden ist. In Deutschland hat sich die endlagerbezogene Forschung in den letzten zwei bis drei Jahrzehnten auf das Salinargebirge als Wirts- und Barrierengestein konzentriert, sodass hier ein umfangreicher Kenntnisstand vorliegt, der zuverlässige Aussagen im Rahmen von Standortbewertungen und standortbezogenen Sicherheitsanalysen erwarten lässt. Dieser vertiefte Kenntnisstand liegt für alternative Geosysteme wie Ton- und Kristallingesteine in Deutschland nicht vor. Das hier bearbeitete Forschungsvorhaben sieht vor, mit einer Konzentration auf Tongesteine einerseits bestehende Defizite zu identifizieren und andererseits den bestehenden Kenntnisstand sowohl im Bereich der physikalischen Modellierung wie auch der numerischen Simulation weiter zu entwickeln.

Die moderne Endlagerforschung stellt die im jeweiligen Geosystem im Nah- und Fernfeld des Endlagers ablaufenden physikalisch-chemischen Prozesse (mechanisch, hydraulisch, thermisch, chemisch) und ihre Wechselwirkungen in den Vordergrund. Dabei stehen mit Blick auf Tragverhalten (bautechnische Machbarkeit, Standsicherheit) und Erhalt der primären Barrierenintegrität (Schadstoffisolation) die durch die Auffahrung von Hohlräumen im Gebirge induzierten geomechanischen Prozesse im Zentrum der Bearbeitung, mehr oder weniger je nach Geosystemtyp und Endlagerkonzept beeinflusst durch, aber auch einwirkend auf thermische, hydraulische und chemische Prozesse.

Bei der Bearbeitung des Forschungsvorhabens war es daher nahe liegend, von dem vorhandenen Kenntnisstand zu Salinargesteinen auszugehen und in einem ersten Bearbeitungsschwerpunkt zunächst im Vergleich der Wirts- und Barrierengesteine Steinsalz und Tongestein Ähnlichkeiten und vor allem Unterschiede in den mechanischen Eigenschaften und im mechanischen Verhalten zu identifizieren. Auf dieser Analyse aufbauend erfolgten dann in einem zweiten Bearbeitungsschwerpunkt laborative Untersuchungen zum Materialverhalten von Tongesteinen, um einerseits die Versuchstechnik an diese Gesteine anzupassen und anderer-



seits ihr mechanisches Verhalten im Vergleich zu Literaturdaten zu analysieren (Eigenschaften, Kennwerte).

Der dritte Bearbeitungsschwerpunkt befasste sich dann mit der physikalischen Modellierung. Ausgehend von für Salinargesteine entwickelten Stoffmodellen ist untersucht worden, inwieweit diese Modelle im Rahmen einer phänomenologischen Betrachtungsweise auf Tongesteine übertragen werden können und welche Änderungen bzw. Erweiterungen noch vorzunehmen sind. Aus mechanischer Sicht haben sich dabei im Vergleich zu Salinargesteinen bei Tongesteinen insbesondere zwei zusätzliche Aspekte als gravierend herausgestellt:

- reduzierte Festigkeiten auf Schichtflächen → anisotropes Gesteins- bzw. Gebirgsverhalten und
- mechanische Wirkungen aus dem Porenwasser → mechanisch-hydraulische Kopplung a priori und grundsätzlich und nicht nur wie bei der Endlagerung im Salinargebirge im Fall der Szenarienanalyse (Endlagersystementwicklungen mit geringer Eintrittswahrscheinlichkeit, z.B. Absaufen).

In einem vierten Bearbeitungsschwerpunkt ist schließlich versucht worden, die übertragenen und in einem ersten Schritt modifizierten physikalischen Modelle in die numerische Simulation einzubeziehen und Fallbeispiele retrospektiv zu bearbeiten.

In einem parallel zu bearbeitenden Vorhaben konnten umfangreiche Feldmessdaten zum Konvergenzverhalten von Strecken in einem Bergwerk im Tongestein eingesehen, aufgearbeitet und zu einem Vergleich mit rechnerischen Befunden herangezogen werden. Hier hat sich gezeigt, dass im Tongesteingebirge im Gegensatz zum Salinargebirge als dritter wesentlicher zusätzlicher Aspekt auch ein

- zunächst latentes, bei Beanspruchung aber mechanisch signifikant wirksames Trennflächengefüge

vorliegen kann, ohne dessen adäquate Berücksichtigung in der physikalischen Modellierung und in der numerischen Simulation eine zuverlässige Prognose des Gebirgsverhaltens mit Blick auf Tragvermögen und langzeitigem Tragverhalten nicht möglich ist. Diese drei Aspekte sind damit insbesondere bei Standorterkundung und Standortbewertung zu berücksichtigen.

9.2 Ausblick und Empfehlungen für das weitere Vorgehen

Grundsätzlich ist festzustellen, dass sowohl Salzgesteine wie auch Tongesteine ein ausgesprochen komplexes, hochgradig nichtlineares und sensitiv auf Veränderungen der Beanspruchungs- und Milieubedingungen reagierendes Materialverhalten aufweisen, insbesondere unter dem für die Endlagerung relevanten Beanspruchungsbedingungen und Prognosezeiträumen. In Anlehnung an *Bild 2.1* gibt *Bild 9.1* eine Zusammenstellung der wesentlichen Materialeigenschaften. Dieser direkte Vergleich zeigt, dass Tongesteine aufgrund des Porenwassers und seines Einflusses auf die mechanischen Eigenschaften des Mineralkorngefüges eher ein noch komplexeres Materialverhalten als Salinargesteine aufweisen und daher eher noch größere Anforderungen an eine zuverlässige physikalische Modellierung stellen als Salinargesteine.

Merkmal		Salinargesteine (Steinsalz)	Tongesteine	
▪ Deformationen	elastisch	+	+	Eigenschaft + = vorhanden - = nicht vorhanden (+) = bedingt vorhanden
	plastisch	+	+	
	viskos	+	+	
	klastisch	+	+	
▪ Festigkeit	Bruch-	+	+	+ ⇒ Eigenschaft im Vorhaben berücksichtigt
	Nachbruch-	+	+	
	Dilatanz-	+	+	
	Gefüge-	+	?	
▪ Fluiddruckinduzierte Infiltration		+	+	zusätzliche Prozesse
▪ Anisotropie		-	+	
▪ Trennflächengefüge		-	+	$S_r < 1,0$ $S_r = 1,0$ ⇒ Kapillardruck, Kapillarkohäsion (Saugspannung), Schrumpfen, Quellen, Konsolidation/ Schwellen
▪ Wassergehalt	ungeschädigt	-	+	
	geschädigt	(+)	+	
▪ Porenwasserdruck	ungeschädigt	-	+	
	geschädigt	(+)	+	

Bild 9.1: Grundlegende Materialeigenschaften - Salinargesteine / Tongesteine

Die beobachtete Ausbildung der *Excavated Damage Zone* (EDZ) sowie die als zugehörig identifizierte mechanischen und hydraulischen Prozesse lassen am Beispiel des Opalinustons aus Mont Terri in Anlehnung an *Blümling (2005)* erkennen, dass die für Steinsalz entwickelten physikalischen Modelle bei Verzicht auf einen mikromechanisch basierten Stoffmodellansatz und der im Rahmen einer phänomenologischen Betrachtung üblichen Beschränkung auf ein bezüglich des Korngefüges strukturloses Ersatzmaterial im Grundsatz auch für die An-



wendung auf Tongesteine geeignet sind. Wesentliche gemeinsame Aspekte sind dabei das Fehlen eines grundsätzlich anzunehmenden mechanisch signifikanten Trennflächengefüges und die physikalische Modellierung des Materialverhaltens im Rahmen der Elasto-plasto-Viskositätstheorie in Verbindung mit der Continuum-Damage-Mechanic-Theorie. Aus diesem erweiterten Ansatz folgt eine Quantifizierung der mit der Ausbildung pseudo-plastischer Zonen verbundenen Dilatanz des Gebirges, aus der dann mit Hilfe eines geeigneten PoroPerm-Modells die induzierte Sekundärpermeabilität berechnet werden kann.

Gravierende Unterschiede bestehen allerdings aufgrund des bei Tongesteinen vorhandenen Porenwassers und aufgrund der schichtungsbedingten mechanischen Anisotropie. Somit ist bei der Übertragung zu berücksichtigen, dass aufgrund phänomenologisch ähnlicher mechanischer Eigenschaften von Ton- und Salzgesteinen zwar die grundsätzliche Anwendbarkeit des einen oder anderen bereits entwickelten physikalischen Modells gegeben, jedoch durch entsprechende Labor- und in situ-Untersuchungen sorgfältig zu identifizieren ist, welche Modifikationen bzw. Ergänzungen in den vorhandenen Modellen noch erforderlich sind und welche quantitativen Größen für die verschiedenen Kennwerte / Parameter bei einer Anwendung auf Tongestein(e) einzuführen sind.

Darüber hinaus ist nicht grundsätzlich auszuschließen, dass im Tonsteingebirge aufgrund tektonischer Vorbeanspruchung ein latentes Trennflächengefüge vorhanden ist, das bei entsprechenden Einwirkungen aktiviert wird und sich dann nachteilig auf die mechanischen und hydraulischen Gebirgseigenschaften auswirkt (z.B. Verminderung der Festigkeit, Vergrößerung der Deformationsfähigkeit, Vergrößerung der Durchlässigkeit).

Zusammenfassend ist somit aus geomechanischer Sicht festzustellen:

- Das für Salinargestein vorhandene Modellierungs-/ Simulationsinstrumentarium ist als Grundausstattung auf Tongestein übertragbar → bei phänomenologischer Betrachtung sind grundsätzliche Ähnlichkeiten vorhanden, wenngleich die mikromechanischen Mechanismen ausgesprochen verschiedenartig (und in ihren Wirkungen auch zu berücksichtigen) sind.
- Salzgesteine weisen im Vergleich zu anderen Materialien des Ingenieurbaus geomechanisch bereits ein komplexes Materialverhalten auf, Tongesteine erscheinen durch den Einfluss der Schichtung auf das Tragverhalten und die zusätzlichen Wechselwirkungen Gesteinsmatrix – Porenwasser signifikant komplexer.



- Bei Tongesteinen sind Gefügeeigenschaften in der physikalischen Modellierung explizit zu berücksichtigen (Schichtungsgefüge, Schieferungsgefüge, Trennflächengefüge).
- Porenwasser / Porenwasserdruck sind explizit in Raum und Zeit zu berücksichtigen (Veränderung von Materialeigenschaften, mechanische Wirkung → *Biot*-, *Skempton*-, *Bishop*-Koeffizient).
- Während bei einem Endlager im Salinargebirge eine *THM-C* Kopplung eher nur für die nicht grundsätzlich ausschließbaren Entwicklungen mit geringer Wahrscheinlichkeit im Rahmen von Szenarienanalysen erforderlich wird, erfordert bei einem Endlager im Tongestein bereits die Analyse / Prognose der Normalentwicklung eine *THM(C)*-Kopplung.
- Während für das Salinargebirge im Grundsatz von einem isotropen Primärspannungszustand ausgegangen werden kann, ist im Tonsteingebirge grundsätzlich ein anisotroper Primärspannungszustand anzunehmen und entsprechend messtechnisch mit der erforderlichen Zuverlässigkeit zu quantifizieren (Richtung, zahlenmäßige Größe der Primärspannungskomponenten).
- Die Standortcharakterisierung, die Identifizierung von Standortunterschieden und die Prognose der Standortentwicklung erscheinen bei dem Geosystem Tonsteingebirge komplexer als bei dem Geosystem Salinargebirge. Damit nehmen auch die Prognoseunsicherheiten tendenziell zu.
- Die durchgeführte Stoffmodellvalidierung zeigt, dass für eine hinreichend zuverlässige Validierung von physikalischen Modellen die Gegenüberstellung von Messbefunden und Ergebnissen aus numerischen Simulationen unerlässlich ist und im Rahmen einer *on site confirmation* die Verwendung von dreidimensionalen Berechnungsmodellen grundsätzlich erforderlich ist (Berücksichtigung von nicht messbaren ortsbrustvorlaufenden Gebirgsdeformationen, Berücksichtigung eines anisotropen Primärspannungszustandes).
- Aus dreidimensionalen Simulationen ist zu ersehen, dass die explizite Berücksichtigung von Schichtflächen mit reduzierter Festigkeit einen nicht unerheblichen Einfluss auf das räumliche! Gebirgstragverhalten hat und somit nicht im Rahmen einer nur zweidimensionalen Simulation repräsentativ erfasst werden kann. (Schichtflächenorientierung im Raum, ortsbrustvorlaufende Spannungsumlagerungen).
- Im Gegensatz zu salinaren Geosystemen kann bei Tonsteinformationen nicht von vornherein ein mechanisch wirksames Trennflächengefüge ausgeschlossen werden. Anzeichen



deuten darauf hin, dass latente Trennflächensysteme a priori vorhanden sein können, die dann durch den technischen Eingriff in das Gebirge mechanisch (und auch hydraulisch) aktiviert werden.

Schließlich ist festzustellen, dass neben den laborativen Arbeiten mit einer dem sensitiven Material Tongestein angepassten Zwischenlagerung des für gesteinsmechanische Untersuchungen vorgesehenen Bohrkernmaterials sowie der physikalischen Modellierung und der numerischen Simulation (3D, Kopplung THM) die Validation des eingesetzten Prognoseinstrumentariums von zentraler Bedeutung ist. Hierfür stehen international z.B. aus der Schweiz oder aus Frankreich und nunmehr auch in Deutschland Feldmessdaten und damit an verschiedenen Standorten in unterschiedlichen Tongesteinen aus diversen Messprogrammen und Feldexperimenten erhaltene in situ Befunde zur Verfügung, die in weiterführenden Arbeiten entsprechend genutzt werden sollten.

Es erscheint für die weiterführenden Arbeiten als Herausforderung, den Messbefunden aus der *New Gallery* weiter nachgehen zu können, um hier eine zufrieden stellende qualitative und quantitative Übereinstimmung zwischen Mess- und Berechnungsdaten zu ermitteln.



Unterlagen

BGR (1991): Geologische und geotechnische Untersuchungen im Versuchsfeld 5/1 der Schachtanlage Konrad, Abschlussbericht: AP 9K 31892.34, Bräuer, V.; Diekmann, N.; Gerardi, J.; Heusermann, St.; Liedke, L.; Meister, D.; Schnier, H., 02/1991, BGR

DBE (1998): Schachtanlage Konrad – Geomechanisches Normalprofil, CAD-Nr. 26315200, 01/1998, DBE, Peine

Lux, K.-H., Düsterloh, U. (2003): Gesteinsmechanische Untersuchungen an Tonstein der Lokation Mont Terri, Laborbericht der Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik an der Technischen Universität Clausthal, März 2003 - *unveröffentlicht*

Wittke, W. (1991): Endlager Konrad, Schachtverfüllung / Alte Bohrungen, Bericht Teil AI + AII, Ergebnisse des Untersuchungsprogramms im Bereich der Unterkreide (343 m Sohle und 541 m Sohle), Wittke, W., 03/1991



Literatur

Alonso, E. E. (2000): Underground storage research in Spain. Proceedings of EUROCK 2000 Symposium, Aachen, 2000, pp. 131 - 140.

ANDRA (1999): Referentiel Geologique du Site de Meuse/Haute-Marne, Rapport ADS 99-005, 01/1999.

Aristorenas, G.V. (1992): Time dependent behaviour of tunnels excavated in shale. Submitted to the Department of Civil Engineering in Partial Fulfilment of the Requirements for the degree of Doctor of Philosophy, Massachusetts Institute of Technology, May 1992

Bastiaens et al. (2003): The Connecting Gallery – The extension of the HADES underground research facility at Mol, Belgium, Bastiaens, W.; Bernier, F.; Buyens, M.; Demarche, M.; Li, X.L.; Linotte, J.-M.; Verstricht, J.; EURIDICE report 03-294, Mol 12/2003.

BfS (1992): Schachanlage Konrad: Vom Erzbergwerk zum Endlager für radioaktive Abfälle, Bundesamt für Strahlenschutz, 10/1992, Salzgitter.

Bishop, A.W. (1954): “The use of pore pressure coefficients in practice”, *Geotechnique*, 4, No.4, 148-152.

Blümling, P. et al. (2005): The Excavation-Damaged Zone in Clay Formations – Time-dependent Behaviour and Influence on Performance Assessment. 2nd International Meeting on Clays in natural and engineered barriers for radioactive waste confinement, Tours (France), March, 14-18, 2005.

Bock, H. (2001): Rock Mechanics Analysis and Synthesis: Data Report on Rock Mechanics from the Mont Terri Underground Rock Laboratory. Technical Report TR 2000-02, Q+S Consult, 05/2001.

Boutéca, M.J.; Bary, D.; Piau, J.M.; Kessler, N.; Boisson, M.; Fourmaintraux, D. (1994): Contribution of poroelasticity to reservoir engineering: lab experiments, application to core decompression and implication in HP-HT reservoir depletion, Eurock '94, ISBN: 90-5410-502X.

Cabrera, J.; Volant, P.; Baker, C.; Pettitt, W.; Young, R. P. (1999): Structural and geophysical investigations of the EDZ in indurated argillaceous media: The tunnel and the galleries of the IPSN Tournemire site, France. Proc. of the 37th U.S. Rock Mech. Sympo. Vail, USA, 6-9 June 1999, pp. 957-964.

Celerier, B.; Raynaud, S. (1998): Irreversible deformation and its incidence on the hydraulic properties of clays. Proceedings of Conference: Fluid flow through faults and fractures in argillaceous formations, Bern, 10 - 12 June 1996. Nuclear Energy Agency of DECD, 1998, ISBN: 92-64-16021-3, pp. 259 - 271.Di.

Cosenza, P.; Ghoreychi, M. (1994): Thermo-Hydro-Chemico-Mechanical Processes in Salt, Application to the Measurement of Permeability to Gas and Brine. C.E.C., (Rep.) EUR 15734, p149-170, ISSN 0303-755X.

Dossier (2005) Argile – Synthesis: Evaluation of the feasibility of a geological repository in an argillaceous formation, Meuse/Haute-Marne site, Andra Raport Series, Dezember 2005 (franz.), englische Übersetzung seit Anfang 2007 verfügbar unter www.andra.fr.



Düsterloh, U. & Lux, K.-H. (2003): Geologische und geotechnische Barrieren – Gedanken zur Nachweisführung. Clausthaler Kolloquium zur Endlagerung 2003, 8-9 Mai 2003, Heft Nr.14 Schriftenreihe der Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik - TU Clausthal.

Gerardi, J. (2005): Barrierewirksame Eigenschaften von Ton und Tonstein: Fachinformationssystem BETTON. Bundesamt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Bereich: Geotechnik / Endlagerung, Projektlaufzeit 01/2002 – 12/2007, www.bgr.bund.de.

Ghoreychi, M. (1997): Comportement rhéologique et couplages thermo-hydro-mécaniques dans les argilites de l'Est: expériences macroscopiques et analyses microscopiques. Étude de l'Est du bassin parisien, Actes des journées scientifiques CNRS/ANDRA, Bar-le-Duc, 20 et 21 octobre 1997.

Ghoreychi, M. (1999): Comportement thermo-hydro-mécanique des argilites de l'Est et son incidence sur les ouvrages souterrains. Étude pour la faisabilité des stockages de déchets radioactifs, Actes des journées scientifiques ANDRA, Nancy, 7, 8 et 9 décembre 1999.

GRS (2001): Jahresbericht 2000/2001, Kapitel 6: Endlagerforschung in Tonsteinen, Brewitz, W.; Rothfuchs, T.; www.grs.de, GRS 2001.

Horseman, S.T. et al. (2003): Clay Club Initiative: Self-healing of Fractures in Clay-rich Host Rocks. Stability and buffering capacity of the geosphere for long term isolation of radioactive waste: Application to argillaceous media. IGSC "Geosphere Stability" Workshop under the auspices of the NEA Clay Club 9-11 December 2003, Braunschweig, Germany.

Hou, Z. (1997): Untersuchungen zum Nachweis der Standsicherheit für Untertagedeponien im Salzgebirge. Dissertation an der TU Clausthal.

Hou, Z. & Lux, K.-H. (1998): Ein neues Stoffmodell für duktile Salzgesteine mit Einbeziehung von Gefügeschädigung und tertiärem Kriechen auf der Grundlage der Continuum-Damage-Mechanik. 13. Nationales Festmechanik Symposium, 1998 in Aachen, Geotechnik 21 (1998) Nr. 3, pp. 259 - 263.

Hou, Z. & Lux, K.-H. (1999): A material model for rock salt including structural damages as well as practice-oriented applications. Proceedings of 5th Conference on Mechanical Behavior of Salt (Preprints), August 1999 in Bucharest, pp. 55-59.

Hou, Z. & Lux, K.-H. (2000): Ein Schädigungsmodell mit Kriechbruchkriterium für duktile Salzgesteine bei langzeitiger Beanspruchung auf der Grundlage der Continuum-Damage-Mechanik. Bauingenieur, Band 75, (13) 2000.

Hou, Z. (2002): Geomechanische Planungskonzepte für untertägige Tragwerke mit besonderer Berücksichtigung von Gefügeschädigung, Verheilung und hydromechanischer Kopplung, Heft Nr.13 Schriftenreihe der Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik am Institut für Aufbereitung und Deponietechnik, Technische Universität Clausthal, 2002.

Hunsche, U. & Cristescu, N. (1997): Time Effects in Rock Mechanics. Wiley John + Sons, 1997, ISBN: 0-471-95517-5.

JNC (1999): H12: Project to Establish the Scientific and Technical Basis for HLW Disposal in Japan, Technical Report, Japan Nuclear Cycle Department, 11/1999.

Kachanov, L. M. (1986): Introduction to continuum damage mechanics. Martinus Nijhoff Publishers.



- Krone, J. (2005):* Versuch eines Fazits hinsichtlich der Entwicklung von Endlagerkonzepten im Salz und Ton. Workshop: Gegenüberstellung von Endlagerkonzepten im Salz und Tongestein, DBE, 19.-20.01.2005, Peine.
- Lemaitre, J. (1992):* A course on damage mechanics. Springer - Verlag.
- Lux, K.-H. (1984):* Gebirgsmechanischer Entwurf und Felderfahrungen im Salzkavernenbau. Ferdinand Enke Verlag Stuttgart 1984.
- Lux, K.-H. & Rokahr, R.B. (1986):* Zur Verbesserung tiefliegender Tunnel im Fels - Teil A: Grundsätzliche Betrachtungen. Tunnelbau Taschenbuch 1986, Glückauf Verlag.
- Lux, K.-H. & Hou, Z. (2000):* New Developments in Mechanical Safety Analysis of Repositories in Rock Salt. Proceedings of International Conference on Radioactive Waste Disposal, Disposal Technologies and Concepts 2000, Berlin, 2000, pp. 279 - 286.
- Lux, K.-H.; Düsterloh, U.; Hou, Z. und Xie, Z. (2001):* 2. Zwischenbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben mit dem Förderkennzeichen 02 C 0588 - Berichtszeitraum 01.01.1999 - 31.12.2000, Lehrstühle für Deponietechnik und Geomechanik der TU Clausthal.
- Lux, K.-H. et al. (2002a):* Entwicklung und Fundierung der Anforderung "Günstige gebirgsmechanische Voraussetzungen". Teil A: Grundlegende rechnerische Untersuchungen März 2002 (TU Clausthal - Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik).
- Lux, K.-H. et al. (2002b):* Entwicklung und Fundierung der Anforderung "Günstige gebirgsmechanische Voraussetzungen ". Teil B: Weiterführende laborative und rechnerische Untersuchungen Dezember 2002 (TU Clausthal - Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik).
- Lux, K.-H. ; Düsterloh, U.; Wolters, P.; Czaikowski, O. (2005):* Gebirgsmechanische Beurteilung von Tongesteinsformationen im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle. Bericht im Auftrag des BfS, Technische Universität Clausthal, 03/2005, www.bfs.de.
- Lux, K.-H. (2005):* Sicherheitstechnische Einzelfragen der Endlagerung. AG3 Konzeptionelle Grundsatzfragen / Review, BfS Workshop, Hannover, 28/29.10.2005.
- Lux, K.-H. & Czaikowski, O. (2006):* Übertragbarkeit von Stoffmodellansätzen für Steinsalz auf Tongestein. 7. Projektstatusgespräch „Forschungsförderung zur Entsorgung gefährlicher Abfälle in tiefen geologischen Formationen, FZ Karlsruhe, 3/4.05.2006.
- Martin, C.D. & Lanyon, G.W. (2001):* EDZ in Shale: Mont Terri, Report on GeoScience Ltd, 10/2001.
- Matray, J.-M., Coste, F. (2003):* The ventilation experiment at Mont Terri: Preliminary results and interpretation of the low humidity-air phase. Eurosafe 2003, Paris, 25.-26. November 2003. Seminar 3: Waste management. GRS, IRSN, 45-54.
- NTB 88-25 (1988):* Sedimentstudie – Zwischenbericht 1988: Möglichkeiten zur Endlagerung langlebiger radioaktiver Abfälle in den Sedimenten der Schweiz (Textband), NAGRA Technischer Bericht NTB 88-25, 10/1988.
- NTB 96-01 (1997):* Geosynthese Wellenberg 1996, Ergebnisse der Untersuchungsphasen I und II (Textband). NAGRA Technischer Bericht NTB 96-01, 09/1997.
- NTB 96-01 (1997):* Geosynthese Wellenberg 1996, Ergebnisse der Untersuchungsphasen I und II (Anhänge und Beilagen). NAGRA Technischer Bericht NTB 96-01, 09/1997.
- NTB 00-01 (2001):* Sondiebohrung Benken Untersuchungsbericht (Textband). NAGRA Technischer Bericht NTB 00-01, 08/2001.



NTB 00-01 (2001): Sondiebohrung Benken Untersuchungsbericht (Beilagenband). NAGRA Technischer Bericht NTB 00-01, 08/2001.

NTB 02-02 (2002a): Konzept für Anlage und Betrieb eines Tiefenlagers, NAGRA Technischer Bericht NTB 02-02, 2002.

NTB 02-03 (2002b): Synthese geowissenschaftlicher Untersuchungen, NAGRA Technischer Bericht NTB 02-03, 2002.

OECD/NEA (2003): Features, Events and Processes – Evaluation Catalogue for Argillaceous Media, ISBN 92-6-02148-5.

Perger, A. (2003): Nuclear Risk and public Control – Nuclear safety and Waste Management, Part II National Report on Hungary. Energy Club, 2003.

Plötze, M., Kahr, G., Dohrmann, R. and Weber, H.P. (2005): Hydro-mechanical, geochemical and mineralogical characteristics of the bentonite buffer in a heater experiment: The HE-B Project at the Mont Terri Rock Laboratory. Abstract. 2nd International Meeting on Clays in natural and engineered barriers for radioactive waste confinement, Tours (France), 14-18th March 2005.

Popp, T.; Kern, H. & Schulze, O. (2001): Evolution of dilatancy and permeability in rock salt during hydrostatic compaction and triaxial deformation. Journal of geophysical research, vol. 106, No. B3, pp. 4061 - 4078.

Rejeb, A.; Millard, A.; Rouabhi, A.; Tijani, M. (2006): Modelling approaches of the excavation damaged zone (EDZ) around the old tunnel at the argillaceous Tournemire site. GeoProc 2006, The 2nd international conference on coupled THMC processes in geosystems, Nanjing, China, 22-24 May 2006.

Schmidt, H.-H. (2001): Grundlagen der Geotechnik, 2. Auflage, Teubner Verlag Stuttgart Leipzig Wiesbaden, 2001.

Schnier, H. (1986): Ergebnisse festigkeitsmechanischer Laboruntersuchungen an Proben aus den Schachtwiederlagerbohrungen im Schacht 2. Laborbericht von BGR, Hannover.

Schnier, H. (1987): Ergebnisse festigkeitsmechanischer Laboruntersuchungen an Gesteinsproben aus den Schachtwiederlagerbohrungen im Schacht 1. Laborbericht von BGR, Hannover.

Schulze, O. & Hunsche, U. (2005): Dilatanz und Permeabilität im Steinsalz und Tonstein. Workshop: Gegenüberstellung von Endlagerkonzepten im Salz und Tongestein, DBE, 19.-20.01.2005, Peine.

Shao, J.F.; Ata, N. & Ozanam, O. (1999): Modelling of desaturation process in Eas Claystone taking into account induced damage. Étude pour la faisabilité des stockages de déchets radioactifs, Actes des journées scientifiques ANDRA, Nancy, 7, 8 et 9 décembre 1999.

Stormont, J. C.; Daemen, J. J. K. & Desai, C. S. (1992): Prediction of Dilation and Permeability Changes in Rock Salt. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vpl. 16, pp. 545 - 569.

Su, K.; Hoteit, N.; Ozanam, O. (2003): Geomechanical Investigation of the Callovo-Oxfordian Argillaceous Formation at the Meuse/Haute-Marne Site of France, Clausthaler Kolloquium zur Endlagerung, 05/2003, Clausthal-Zellerfeld.

Thury, M. (1998): Relevance for waste isolation of flow through faults and fractures in argillaceous formations - Key questions to address during the workshop? Proceedings of conferen-



ce: Fluid flow through faults and fractures in argillaceous formations, Bern, 10 - 12 June 1996. Nuclear Energy Agency of DECD, 1998, ISBN: 92-64-16021-3, pp. 35 - 39.

Thury, M. & Bossart, P. (1999): Mont Terri Rock Laboratory - Results of the Hydrogeological, Geochemical and Geotechnical Experiments, Performed in 1996 and 1997.

Tsang, C.-F.; Bernier, F.; Davies, C. (2005): Geohydromechanical processes in the Excavation Damaged Zone in crystalline rock, rock salt, and indurated and plastic clays – in the context of radioactive waste disposal. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science 42 (2005), page 109 – 125.

Vales, F.; Bergues, J.; Nguyen Minh, D.; Garbi, H.; Rejeb, A. (2002): Experimental Study of the influence of the degree of saturation on physical and mechanical properties in Tournemire argillite (France), NARMS 2002, 7 -10 July, 2002, Toronto, Canada.

Wallner, M. (2005): Ergebnisse aus 25 Jahren Forschung der BGR zum Steinsalz. Clausthaler Kolloquium zur Endlagerung 2003, 8-9 Mai 2003, Heft Nr.14 der Schriftenreihe der Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik - TU Clausthal.

Wittke, W. (1984): Felsmechanik – Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. Springer-Verlag 1984, ISBN 3-540-13016-0.

Witherspoon, P.A. (1996): Geological Problems in Radioactive Waste Isolation - Second World Wide Review. LBNL-38915 UC-814, September 1996.

Zhang, C.-L.; Dittrich, J.; Müller, J.; Rothfuchs, T. (2002): Experimental study of the Hydromechanical Behaviour of the Callovo-Oxfordian Argilites. GRS Nr. 187, 12/2002.