JAEA-Research 2011-028



岩石の強度回復特性・ 一般化応力緩和挙動に関する研究(IV)

Studies about Strength Recovery and Generalized Relaxation Behavior of Rock (IV)

真田 昌慶 林 克彦 岸 裕和 武部 篤治 大久保 誠介

Masanori SANADA, Katsuhiko HAYASHI, Hirokazu KISHI, Atsuji TAKEBE and Seisuke OKUBO

地層処分研究開発部門 地層処分基盤研究開発ユニット

Geological Isolation Research Unit Geological Isolation Research and Development Directorate November 2011

日本原子力研究開発機構

Japan Atomic Energy Agency

本レポートは独立行政法人日本原子力研究開発機構が不定期に発行する成果報告書です。 本レポートの入手並びに著作権利用に関するお問い合わせは、下記あてにお問い合わせ下さい。 なお、本レポートの全文は日本原子力研究開発機構ホームページ(<u>http://www.jaea.go.jp</u>) より発信されています。

独立行政法人日本原子力研究開発機構 研究技術情報部 研究技術情報課
〒319-1195 茨城県那珂郡東海村白方白根2番地4
電話 029-282-6387, Fax 029-282-5920, E-mail:ird-support@jaea.go.jp

This report is issued irregularly by Japan Atomic Energy Agency Inquiries about availability and/or copyright of this report should be addressed to Intellectual Resources Section, Intellectual Resources Department, Japan Atomic Energy Agency 2-4 Shirakata Shirane, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki-ken 319-1195 Japan Tel +81-29-282-6387, Fax +81-29-282-5920, E-mail:ird-support@jaea.go.jp

© Japan Atomic Energy Agency, 2011

岩石の強度回復特性・一般化応力緩和挙動に関する研究 (IV)

日本原子力研究開発機構 地層処分研究開発部門 地層処分基盤研究開発ユニット

真田 昌慶*, 林 克彦*1, 岸 裕和, 武部 篤治*1, 大久保 誠介*2

(2011年9月1日受理)

坑道掘削により壁面付近では応力が増大し,岩盤強度と初期地圧に応じた岩盤の破壊が生ずる。 NATM (New Austrian Tunneling Method)では、吹付けコンクリートやロックボルトが支保効 果を発揮することによって破壊を抑制し、本来岩盤が保有している支持能力を最大限に発揮させ る。最近になって、支保の背部では時間の経過に伴い破壊した岩盤の強度が回復する場合のある ことがわかってきた。この強度回復特性は、空洞の安定性や処分場閉鎖後の長期力学挙動の評価 において配慮すべきものと考えられる。

岩盤の粘弾性挙動については,通常,クリープ試験によって検討されることが多いが,実際の 岩盤では,支保工や岩盤の不均一性により,クリープと応力緩和が同時に進行している。この様 な挙動の検討にあたっては,荷重と変位の双方を制御する一般化応力緩和試験が有効である。ま た,処分場の閉鎖後,ベントナイトやオーバーパックの膨張により,処分孔や処分坑道近傍の岩 盤中に引張応力場が生じる。そのため,岩盤の引張応力下での挙動を把握しておくことが重要と なる。上記特性については,これまで幌延深地層研究計画で採取されたボーリングコアに対して 検討を進めてきた。しかしながら,主としてデータのバラツキにより定量的な評価やモデル化に までは至らなかった。データのバラツキの要因としては,気中で試験を行っているため,試験片 表面からの水分の蒸発が試験結果に影響を与える可能性があることが予想された。

本研究では、「強度回復試験」、「一般化応力緩和試験」「引張強度試験」を、稚内層硬質頁岩を 用いて実施した。その結果、一旦破壊した岩石が、条件が整いさえすれば強度、透水係数ともに 回復することがわかった。この結果は、長期間にわたる密閉性、隔離性、安定性、信頼性の確保 が極めて重要な岩盤内空洞の安定性評価にとって重要といえる。一般化応力緩和挙動については 試験片を水没させた状態で試験を行った。水中で試験を行うことにより、試験片ごとのばらつき の少ない試験結果が得られた。また、一般化応力緩和を開始するまでの載荷過程における歪速度 によって、一般化応力緩和試験の結果が異なることを確認した。さらに引張特性については圧裂 引張試験と一軸引張試験を水中で行ったところ、気乾状態と比較して、強度が低下し試験片ごと のばらつきの少ない試験結果が得られた。これらの結果は、今後の構成方程式や予測モデルの改 良に役立つと言える。

核燃料サイクル工学研究所(駐在):〒319-1194 茨城県那珂郡東海村村松 4-33 ※ 技術開発協力員 *1前田建設工業株式会社 *2東京大学

Studies about Strength Recovery and Generalized Relaxation Behavior of Rock(IV)

Masanori SANADA^{**}, Katsuhiko HAYASHI^{*1}, Hirokazu KISHI , Atsuji TAKEBE^{*1} and Seisuke OKUBO^{*2}

Geological Isolation Research Unit Geological Isolation Research and Development Directorate Japan Atomic Energy Agency Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki-ken

(Received September 1, 2011)

Surrounding rock failure occurs due to the increasing stress with tunnel excavation and extent of the failure depends on rock strength and rock stress. The NATM (New Austrian Tunneling Method) assumes that supporting effects by shotcrete and rock bolt prevent rock failure maximizing the potential capability of rock mass. Recently, it was found that failed rock just behind tunnel support recovers its strength. This phenomenon should take into account in evaluation of tunnel stability and long-term mechanical behavior of rock mass after closure of a repository for high-level radioactive waste (HLW).

Visco-elastic behavior of rock is frequently studied by creep testing, but creep occasionally occurs together with relaxation in-situ due to the effect of various supports and rock heterogeneity. Therefore generalized stress relaxation in which both load and displacement are controlled is proper to study such behavior under the complicated conditions. It is also important to understand rock behavior in tensile stress field which may be developed in the surrounding rock of deposition hole or tunnel by swelling of bentonite or volume expansion of overpack with corrosion after the repository closure. Cores sampled at "Horonobe Underground Research Laboratory" has been tested to reveal the above-mentioned behavior. Quantitative evaluation and modeling of the rock behavior, however, have not been established mainly because of large scatter of data. As a factor of the large scatter of data , it was expected that the evaporation of moisture from the surface of the test piece influences the test outcome because it tested in the nature.

In this study, strength recovery, generalized stress relaxation and two tensile strength tests were carried out using shale sampled in the Wakkanai-formation. As the results, recovery of failed rocks in strength and hydraulic conductivity were observed under a certain condition. We believe this result is very important for the stability evaluation of underground space in the bedrock that needs good sealing up characteristic, isolation characteristic, safety and high reliability for long term. Generalized stress relaxation test was conducted submerging samples in water. Experimental results showed comparatively smaller scatter than those in air-dried condition. It was also found that testing results were affected by strain rate up to the starting point of generalized relaxation test. Splitting tensile strength tests and uniaxial tensile strength tests were also conducted submerging samples in water and smaller tensile strength with smaller scatter were obtained than those in air-dried condition. It is believed that the results are informative for future investigation and improvement of a constitutive equation or a model.

Keywords : Strength Recovery, Generalized Relaxation Behavior, Creep, Relaxation※ Collaborating Engineer, *1 Maeda Corporation, *2 The University of Tokyo

目 次

1. 1	まじる	めに1
2. ‡	昔石(の強度回復特性に関する検討
2.	1	はじめに
2.	2	透水係数に関する過去の研究
2.	3	試料岩石と試験方法
2.	4	試験結果
2.	5	強度回復特性を表す構成方程式
2.	6	構成方程式の押し込み試験への適用45
2.	7	まとめおよび今後の課題47
J	世	石の一般化広力経和送動に関する検討 48
บ. ว	1	ロック 版 [1] (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1)
ບ. ຊ	2	10 11 11 11 11 11 11 11 11 11 11 11 11 1
ປ. ຊ	2	W11石石石CEW研入石
3.	4	まとめおよび今後の課題
4	-11-	
4.	515	最応力下での力字特性
4.	1	$\frac{67}{200}$
4.	2	試料岩石と試験力法
4.	3	上裂引張試験結果
4.	4	一軸引張試験結果
4.	5	2008年度までおよび 2009年度の試験結果の比較
4.	6	まとめおよび今後の課題98
5. ≵	おわ	り に
参考了	文献	

CONTENTS

1. Inti	roduction ······ 1
2. Exa	amination on the characteristics of strength recovery
2.1	Introduction ······ 3
2.2	Past studies about the hydraulic conductivity
2.3	Sample rock and testing method
2.4	Test results ·····21
2.5	The constitutive equation for strength recovery
2.6	Application of constitutive equation to Compaction test
2.7	Summary and open issues for further R&D47
0 F	
3. Exa	amination on the behavior in general relaxation
3.1	Introduction 48
3.2	Sample rock and testing method
3.3	Test results
3.4	Summary and open issues for further R&D ······ 66
4. Mee	chanical characteristics in tensile stress field67
4.1	Introduction
4.2	Sample rock and testing method
4.3	Splitting Tensile Strength Test results
4.4	Uniaxial Tensile Strength Test results
4.5	Comparison of the test result of the past four years
4.6	Summary and open issues for further R&D
5. Cor	ncluding remarks
Refere	ence

表 目 次

表 2-1	押し込み試験お	よび透水試験に用い	いた試験片の諸元
-------	---------	-----------	----------

	(a) 採取深度 500m 付近
	(b) 採取深度 1000m 付近
表 2-2	押し込み試験と透水試験の結果
表 2-3	コンプライアンス可変型構成方程式の解析解41
表 3-1	一般化応力緩和試験前後における試験片の諸元
表 3-2	一般化応力緩和試験の結果
表 4-1	圧裂引張試験に用いた試験片の諸元と試験結果
表 4-2	一軸引張試験に用いた試験片の諸元と試験結果

図目次

図 2-1	ボーリング調査など位置図	·····4
図 2-2	地質・地質構造平面図	····5
図 2-3	地質・地質構造断面図	·····5
図 2-4	稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真(1/9)	
	(a)HDB11, No.1, 採取深度 545.4 ~ 545.65 m	9
	(b)HDB11, No.2, 採取深度 545.9 ~ 546.0 m	9
図 2-4	稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真(2/9)	
	(c)HDB11, No.3, 採取深度 546.5 ~ 547.0 m	…10
	(d)HDB11, No.4, 採取深度 546.15 ~ 546.5 m	…10
図 2-4	稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真(3/9)	
	(e)HDB11,No.5,採取深度 548.0 ~ 548.38 m	11
	(f) HDB11, No.6, 採取深度 537.0 ~ 537.45 m	11
図 2-4	稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真(4/9)	
	(g) HDB11, No.7, 採取深度 539.0 ~ 539.2 m	····12
	(h) HDB11, No.8, 採取深度 543.3 ~ 543.55 m	····12
図 2-4	稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真(5/9)	
	(i) HDB11, No.9, 採取深度 528.0 ~ 528.09 m	····13
	(j) HDB11, No.10, 採取深度 528.3 ~ 528.45m	····13
図 2-4	稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真(6/9)	
	(k) HDB11, No.11, 採取深度 532.7 ~ 533.0 m	14
	(1) HDB11, No.12, 採取深度 532.6 ~ 532.68 m ······	14
図 2-4	稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真(7/9)	
	(m) HDB11, No.13, 採取深度 972.5 ~ 973.0 m	15
	(n) HDB11, No.14, 採取深度 972.1~ 972.5 m	····15
図 2-4	稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真(8/9)	
	(o) HDB11, No.15, 採取深度 973.1 ~ 973.7 m	16
	(p) HDB11, No.16, 採取深度 986.6 ~ 987.0 m ······	16
凶 2-4	椎内層硬質頁岩のボーリングコア写真(9/9)	
	(q) HDB11, No.17, 採取深度 986.0 ~ 986.5 m ·······	····17
	(r) HDB11, No.18, 採取深度 987.45 ~ 987.75 m	····17
図 2-5	押し込み試験および透水試験の手順	19
図 2-6	押し込み試験の写真	
	(a) 試験片	19
	 (b) 押し込み試験中の様子	19
→	(c) 押し込み試験後の様子(試験片番号 5-18)	19
图 2-7	金網を貼った厚肉円筒の写具 ····································	····20
图 2-8	透水試験の様子・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	$\cdots 20$
凶 2-9	押し込み試験における応力ー軸金曲線	
	(a) 深度 500m 付近 ···································	$\cdots 23$
	(b) 深度 1000m 付近	$\cdots 23$

図 2-10	押し込み試験終了時の試験片と厚肉円筒の写真(深度 500m 付近,No.5-19)	
	(a)上方からの写真	25
	(b)下方からの写真	25
図 2-11	押し込み試験終了時の試験片と厚肉円筒の写真(深度 1000 m 付近, No.15-23)	
	(a) 上方からの写真	26
	(b)下方からの写真	26
図 2-12	透水試験結果 (深度 500 m 付近, 押し込み最大荷重 9.8 kN(赤), 14.7 kN(青と緑	:))
	(a)透水量の経時変化	27
	(b)水頭の経時変化	27
図 2-13	透水試験結果(深度 500 m 付近,押し込み最大荷重 19.6 kN)	
	(a)透水量の経時変化	28
	(b)水頭の経時変化	28
図 2-14	透水試験結果(深度 500 m 付近,押し込み最大荷重 24.5 kN)	
	(a)透水量の経時変化	29
	(b)水頭の経時変化	29
図 2-15	透水試験結果(深度 1000 m 付近,押し込み最大荷重 9.8 kN)	
	(a)透水量の経時変化	30
	(b)水頭の経時変化	30
図 2-16	透水試験結果(深度 1000 m 付近,押し込み最大荷重 14.7 kN)	
	(a)透水量の経時変化	31
	(b)水頭の経時変化	31
図 2-17	透水試験結果(深度 1000 m 付近,押し込み最大荷重 19.6 kN)	
	(a) 透水量の経時変化	32
	(b) 水頭の経時変化	32
図 2-18	透水試験終了後の試験片の写真(深度 500 m 付近)(1/2)	33
図 2-18	透水試験終了後の試験片の写真(深度 500 m 付近)(2/2)	34
図 2-19	透水試験終了後の試験片の写真(深度 1000 m 付近)	35
図 2-20	押し込み最大荷重での軸歪と,押し込み試験終了後の試験片の透水係数	36
図 2-21	コンプライアンス可変型構成方程式の解析解	12
図 2-22	破壊限接近度の説明図	13
図 2-23	クーロンの破壊基準を仮定した際の安定領域(斜線部分)	14
図 3-1	水中での試験用に作製したプラテンと透明容器の写真(1/2)	
	(a) プラテン	51
	(b) 容器	51
	(c)組み立てた様子	51
図 3-1	水中での試験用に作製したプラテンと透明容器の写真(2/2)	
	(d) 試験機に設置した様子	52
図 3-2	水中での試験用に作製したプラテンと透明容器の組立図	53
図 3-3	一般化応力緩和試験の概念図	54
図 3-4	一般化応力緩和試験の分類	54
図 3-5	一般化応力緩和試験直前までの載荷過程における応力-歪曲線	
	(a) 深度 500m 付近	57

	(b) 深度 1000m 付近	$\cdots 57$
図 3-6	緩和応力および歪の経時変化(深度 500 m 付近,緩和方向係数 γ *=-∞)	
	(a) 緩和応力	59
	(b) 歪	59
図 3-7	緩和応力および歪の経時変化(深度 500 m 付近,緩和方向係数 y *=-2)	
	(a) 緩和応力	60
	(b) 歪	60
図 3-8	緩和応力および歪の経時変化(深度 500 m 付近,緩和方向係数 γ *=0)	
	(a) 緩和応力	61
	(b) 歪	61
図 3-9	緩和応力および歪の経時変化(深度 1000 m 付近,緩和方向係数 γ *=-∞)	
	(a) 緩和応力	62
	(b) 歪	62
図 3-10	緩和応力および歪の経時変化(深度 1000 m 付近,緩和方向係数γ*=-2)	
	(a) 緩和応力	63
	(b) 歪	63
図 3-11	緩和応力および歪の経時変化(深度 1000 m 付近,緩和方向係数 y *=0)	
	(a) 緩和応力	64
	(b) 歪	64
図 3-12	一般化応力緩和試験終了後の一軸圧縮強度試験結果	
	(a)深度 500m 付近	65
	(b)深度 1000m 付近	65
図 4-1	水中での圧裂引張試験用に作製したプラテンと透明容器の写真	
	(a)上部プラテン	$\cdots 72$
	(b)下部プラテン	$\cdots 72$
	(c) 台座	$\cdots 72$
	(d) 円筒形の透明容器	$\cdots 72$
	(e)組み立てた様子	$\cdots 72$
	(f) 試験機に設置した様子	$\cdots 72$
図 4-2	水中での圧裂引張試験用に作製したプラテンと透明容器の組立図	$\cdots 73$
図 4-3	水中での一軸引張試験用に作製したプラテンと透明容器の写真(1/2)	
	(a)上部プラテン	74
	(b)下部プラテン	74
	(c) 円筒形の透明容器	74
	(d)組み立てた様子	74
図 4-3	水中での一軸引張試験用に作製したプラテンと透明容器の写真(2/2)	
	(e)透明容器を上げた状態	75
<u> </u>	 (f) 透明容器を下げた状態	75
图 4-4	水中での一軸引張試験用に作製したブラテンと透明容器の組立図	76
凶 4-5	上裂引張試験で得られた荷重-変位曲線 (1/3)	
	(a) 深皮 500 m 付近 ··································	78

図 4-5 圧裂引張試験で得られた荷重-変位曲線(2/3)

		(b-1) 深度 1000 m 付近
义	4-5	圧裂引張試験で得られた荷重-変位曲線(3/3)
		(b-2) 深度 1000 m 付近80
义	4-6	圧裂引張試験後の試験片の写真(1/2)
		(a) 深度 500 m 付近81
义	4-6	圧裂引張試験後の試験片の写真(2/2)
		(b) 深度 1000 m 付近 ······82
叉	4-7	一軸引張試験で得られた応力-歪曲線(1/4)
		(a-1) 深度 500 m 付近84
义	4-7	一軸引張試験で得られた応力-歪曲線(2/4)
		(a-2) 深度 500 m 付近85
叉	4-7	一軸引張試験で得られた応力-歪曲線(3/4)
		(b-1) 深度 1000 m 付近86
义	4-7	一軸引張試験で得られた応力-歪曲線(4/4)
		(b-2) 深度 1000 m 付近 ······87
义	4-8	一軸引張試験後の試験片の写真(1/2)
		(a) 深度 500 m 付近 ······88
义	4-8	一軸引張試験後の試験片の写真(2/2)
		(b) 深度 1000 m 付近89
义	4-9	一軸引張試験で得られた応力-歪曲線(1/2)
		(a) 深度 500 m 付近
义	4-9	一軸引張試験で得られた応力-歪曲線(2/2)
		(b) 深度 1000 m 付近
义	4-10	強度と採取深度の関係(HDB-11)(1/5)
		(a) 一軸圧縮強度
义	4-10	強度と採取深度の関係(HDB-11)(2/5)
		(b) 圧裂引張強度
义	4-10	強度と採取深度の関係(HDB-11)(3/5)
		(c) 一軸引張強度
义	4-10	強度と採取深度の関係(HDB-11)(4/5)
		(d) 一軸圧縮強度と引張強度(2009年度)
义	4-10	強度と採取深度の関係(HDB-11)(5/5)
		(e) 一軸圧縮強度と引張強度(2008年度までおよび 2009年度)97

This is a blank page.

1. はじめに

本研究は、ニアフィールド岩盤の長期安定性評価手法についての信頼性向上を目的としてい る。2005年度、2006年度には岩石の強度回復特性・一般化応力緩和挙動に関する研究²⁾(以 下,前報(I))として、押し込み試験による「強度回復特性」、一般化応力緩和試験による「一 般化応力緩和挙動」に関する検討を実施した。2007年度には岩石の強度回復特性・一般化応力 緩和挙動に関する研究(II)³⁾(以下,前報(II))として、押し込み試験、弾性波速度測定による 「強度回復特性」、一般化応力緩和試験による「一般化応力緩和挙動」,圧裂引張試験による「引 張強度特性」に関する検討を実施した(引張強度特性については 2006年度実施分を含む)。2008 年度には岩石の強度回復特性・一般化応力緩和挙動に関する研究(III)⁴⁾(以下,前報(III))とし て、押し込み試験、透水試験の予備検討による「強度回復特性」、一般化応力緩和試験による「一 般化応力緩和挙動」, 圧裂引張試験、一軸引張試験による「引張強度特性」に関する検討を実施 した。本報告では引続き岩石の「強度回復特性」、「一般化応力緩和挙動」、「引張強度特性」に ついて検討した。

2章では、岩石の「強度回復特性」について検討した。これまで地下構造物の長期挙動について多くの議論がなされてきているが、そのときに見逃してならないのが岩盤の「強度回復特性」である。堆積岩は、元々強度を持たない粒子が集まって、一定期間応力を受け続けた結果、現在の高い強度となっている性質を有している。よって、一旦破壊した岩石片においても、適当な条件下で応力を受け続けるならば、次第に強度が回復していくことが考えられる。実際のトンネルや坑道においても、掘削直後に発破などの影響で破砕された岩盤が、適当な支保工を打設した状態で一定期間放置されると、かなりの強度を持つようになることは多くの現場技術者の間で言い伝えられてきた。しかしながら、強度回復の現象は認知されているとは言い難く、原位置でのデータや実験室での検証結果もほとんど見受けられないのが現状である。そこで本報告では、前報(III)⁴⁾ 同様稚内層硬質頁岩を用いて室内試験を実施し、「強度回復特性」についての基礎データを蓄積するとともに、押し込み試験後の試験片の透水係数の変化を、変水位透水試験により測定した。さらに、岩石の強度回復特性を表す構成方程式について予備的な検討を実施した。

3章では、岩石の「一般化応力緩和挙動」について検討した。岩盤のクリープ試験では、荷 重を一定に保って歪の経時変化を観測する。一方、応力緩和試験では、変位を一定に保って応 力の経時変化を観測する。岩盤の時間依存性挙動を明らかにしようとする場合、両者は有効な 試験である。しかし、実際の地下構造物では、荷重と変位がともに経時変化していると考える のが自然であり、従来行われてきた試験では、岩盤の挙動を正確に予測するのは困難である。 これまでの試験結果より、稚内層硬質頁岩の一般化応力緩和試験では、試験片の含水状態や試 験片表面からの水分の蒸発が試験結果に影響を与える可能性があることが予想された。そのた め本報告では、試験片を水没させた状態で一般化応力緩和試験を行った。また、一般化応力緩 和を開始するまでの載荷過程が一般化応力緩和特性に及ぼす影響についても検討した。

4章では、幌延地下施設における原位置試験予定深度付近に堆積している稚内層硬質頁岩の ボーリングコアを用いて、圧裂引張試験と一軸引張試験を行い、引張応力下での力学特性について検討した。高レベル放射性廃棄物処分場における処分孔や処分坑道の周辺岩盤には、地圧 (外圧)のほかに、オーバーパックの腐食生成物の蓄積による体積膨張や地下水の飽和過程に 伴い発生する緩衝材の膨潤圧(内圧)が作用する。地下深部では一般に外圧が大きいため、内 圧が外圧を上回る可能性は小さいが、理論的には内圧が外圧を上回った場合には、坑道の周辺 岩盤には引張応力が生ずる。引張応力は、坑道壁面に亀裂を生じさせるとともにこれを広げる 方向に作用し、ニアフィールド岩盤の透水性に影響を及ぼす可能性が懸念される。従って、岩 盤の引張応力下での強度特性を把握するとともに、これを適切に評価して設計に反映すること が重要である。本報告では、試験片を水没させた状態で圧裂引張試験と一軸引張試験を行った。 また、過去4年間に得られた一軸圧縮強度、圧裂引張強度、一軸引張強度を比較検討した。

2. 岩石の強度回復特性に関する検討

2.1 はじめに

トンネルや坑道などの地下構造物を構築したとき、その周辺の岩盤は初期地圧の解放により、 応力の再配分やせん断破壊などが生じ、何らかの損傷を受ける。この損傷を受けた部分は掘削影 響領域(Excavation Disturbed Zone,以下 EDZ)と呼ばれ、これまでの認識では、わずかずつ ではあるが、時間の経過にともなって次第に拡大していき、その結果、坑道の安定性は低下し、 周辺の地下水流動も活発になると考えられてきた。充分に注意して設計された地下構造物では、 時間経過にともなう EDZ の拡大や安定性の低下は、多くの場合、充分小さなものであると考え られる。しかしながら、周辺の岩盤が次第に劣化していくと考える限り、構築した地下構造物を かなりの期間にわたって監視する必要があり、何年か後にどの様な状態になるかを問われたとき、 正確に回答することは困難である。

実際にトンネルや鉱山の坑道をはじめとする地下構造物では、時間の経過にともなって次第に 安定性が低下する場合もあるが、充分な強度・剛性を持つ支保が施された場合には、一旦緩んだ 坑道周辺の岩盤に、内からは支保の反力が加わり、外からは地圧が加わって、EDZの強度回復が 進行する可能性が考えられる。高レベル放射性廃棄物の地層処分では、長期に亘る周辺岩盤から の影響を評価することは非常に重要で、この強度回復特性は支保工の長期応力の算定や周辺岩盤 自体の長期挙動を予測する上で重要な要素と考えられる。支保工の場合には、強度回復特性を考 慮することで、現状より支保工仕様を小さく出来る可能性や現状の設計でより高い安全性が得ら れる可能性がある。また、周辺岩盤については、EDZの強度が回復することで高レベル放射性廃 棄物処分場システムの周辺岩盤への影響や地下水への影響を軽減できる可能性がある。処分場の レイアウトに関しても、坑道間隔を詰められる可能性がある。

本章では、幌延地下施設における原位置試験予定深度付近に堆積している稚内層硬質頁岩のボーリングコアを用いて、強度回復特性に関する室内試験を行った。

大久保ら¹⁾は, HDB-6孔(図 2-1,図 2-2,図 2-3 参照)の深度 400 m 付近から採取した試料 を用いて試験を行った。押し込み最大荷重を 9.8(深度 800m での地中初期応力相当), 19.6, 39.2, 58.8 kN の 4 条件(これらの荷重を試験片の初期断面積で割ると,約 20,40,80,120 MPa と なる)とし、強度回復における押し込み最大荷重の影響を調べた。その結果、稚内層硬質頁岩は、 田下凝灰岩や来待砂岩と同程度の強度回復が確認でき、その程度は押し込み試験における最大荷 重および軸歪と密接な関係があることがわかった。前報(I)2)では HDB-10 孔の深度 500 m 付近 および HDB-11 孔の深度 700 m 付近(図 2-1,図 2-2,図 2-3 参照)から採取した試料を用い, 押し込み最大荷重を一定の 39.2 kN とし、最大荷重に達した後、一定時間(10 秒、4 時間、24 時間の3通り)応力を加え続け、強度回復における時間の影響を調べるとともに、データを蓄積 した。前報(II)³⁾では, HDB-11 孔の深度 500 m 付近と深度 1000 m 付近から採取した試料を用 いて,前報(I)²⁰と同じ条件下での試験を行い,データを蓄積するとともに,採取場所や採取深 度の異なる試料の結果を比較検討した。さらに,押し込み試験後の試験片の弾性波速度を測定し, 強度回復特性と弾性波速度の変化について検討した。その結果、押し込み試験において荷重の保 持時間が長いほど弾性波速度が大きくなる傾向が認められた。すなわち、一軸圧縮強度だけでは なく,弾性波速度も強度回復の重要な指標となる可能性があることがわかった。前報(Ⅲ)4 では, HDB-11 孔の深度 500 m 付近と 1000 m 付近の試料を用いて,変位速度を交互に切り換える試験 により、押し込み試験後の試験片の載荷速度依存性について調べた。その結果、押し込み試験後 の試験片はもとの試験片と同程度の時間依存性を有する可能性があることが推察された。

岩盤内構造物の長期安定性を評価するには、いったん緩んだ周辺岩盤の強度回復特性を知ることが重要であるが、それとともに透水特性の変化を知ることも重要である。地下を掘削した後に 適切に支保を施した場合には、周辺岩盤の透水係数が回復する可能性を示唆する報告がわずかな がらある。杉原 5は、比較的一様な泥岩層(明世累層)において低圧ルジオン試験を実施して、 立坑壁面から約1~4.5 m離れた地点での透水係数は、掘削後に顕著に低下したと報告している。 Hou6は、岩塩の場合には一定の条件を満たした応力状態では損傷の回復が期待でき、それに伴 って透水係数が減少する可能性があると指摘している。

そこで本報告では、稚内層硬質頁岩を用いて、押し込み試験を行った後の試験片の透水係数を 測定することにした。まず、2.2項では透水係数に関する従来の研究を概観した。その際に、 古くからこの方面の研究がさかんに行われてきた土質力学の分野での研究もごく簡単に触れた。 試験では、強度破壊点を越えたときの透水係数や、押し込み荷重を変えたときの透水係数を測る 必要があるが、これまでの知見がない上に透水係数が広い範囲で変化すると予想された。そこで、 透水係数を測定する方法について検討した後に、試験を行った。稚内層硬質頁岩で得られた結果 は、これまで行った他の岩石の結果と比較した。最後に、岩石の強度回復特性を表す構成方程式 について予備的な検討を実施した。



図 2-1 ボーリング調査など位置図(出典: JNC TN5400 2005-002 一部加筆)



図 2-2 地質・地質構造平面図(出典: JNC TN5400 2004-007 一部加筆)



地質構造モデル

図 2-3 地質・地質構造断面図(出典: JNC TN5400 2005-001 一部加筆)

2.2 透水係数に関する過去の研究

圧密にともなう透水係数の変化については、土質力学の分野で古くから研究されてきた。土の 透水係数はさまざまな要因によって左右される。砂質土の場合には、主たる要因をあげると次の ようになる ⁷。

C:間隙の形状により決まる定数

γ_w:流体の単位体積重量

η:流体の粘性係数

e:間隙比

D_s:等価粒子径

以上の要因から透水係数 k を計算する式はいくつか提案されているが、よく使用されるものの ひとつに Kozeny-Carman の式 (4-1) がある。

k = C (
$$\gamma_{\rm w}/\eta$$
) {e³/(1+e)}D_s²

実務においては可能な限り簡易な式が望まれる。そのうちのひとつとして砂質土を対象とした ヘーズン(Hazen)の式[®]を式(4-2)に示す。

$$k = C_s (0.7 + 0.03 t) d_{10}^2$$

k(cm/s):透水係数

- d₁₀ (cm):10 %粒径または等価粒径
- t:温度(通常は15℃)
- C_s: 締まり方により決まる定数
 - 150 極大値(均等な粒子)
 - 116 細砂がゆるく締まった状態
 - 70 細砂がよく締まった状態
 - 60 極小値(大小粒子が混合)
 - 46 非常に汚れているとき

また,テルッアギ・ペック ⁹⁾ の式 (4-3) は,間隙比が 0.85 のときの透水係数 k_{0.85}を基準とした簡易な近似式で,かなり正確に透水係数をあらわすことができる。

$$k = 1.4 e^2 k_{0.85}$$

式 (4-3)

以上は、主として砂質土を対象としたものである。砂質土では粒子の剛性が高いので、多少の 応力が加わっても(締め固められても)透水係数の変化は数分の1程度である。一方、粘性土の 場合には、マトリックス自体はほとんど水を通さないので、支配的な水路の寸法が応力によって 変化して透水係数が大きく変化することがある。これを考慮した実験式として式(4-4)がある ¹⁰。

式(4-1)

式 (4-2)

$e - e_0 = C_p \log (k/k_0)$

ここで、 C_p は透水性変化指数で、下付添え字の"0"は初期値であることをあらわしている。 また、 e_0 が $0.8 \sim 3.0$ の範囲であれば、近似的に式(4-5)が成り立つ。

$$C_{\rm p} = 0.5 \, {\rm e}_0$$
 ${\rm ff}(4-5)$

岩石の円柱試験片の透水係数も、さまざまな要因で変化することが知られている¹¹)。例えば周 圧を加えると透水係数は顕著に低下することが多い。また、透水圧の上昇にともなって亀裂の隙 間(aperture)が開くので、透水係数は増加する傾向が見られる。この他、温度によっても透水 係数が顕著に変化することがある。岩石の場合には、マトリックス自体よりも亀裂の有無、形状、 寸法によって透水係数が大きく左右されることが多いので、亀裂の存在を前提とした研究が多く 行われてきた。例えば、Zhang et al.¹²)は、少数の支配的な亀裂がある場合について、実験的に 調べた結果、透水係数は亀裂の隙間の3乗に比例すると述べている(cubic low)。最近では亀裂 を含む岩石の透水係数を、理論的にあるいは計算機シミュレーションによって推定する試みが多 くみられる。例えば、Min et al.¹³)は、UDEC(Universal Distinct Element Code)を使用して数 値シミュレーションをおこなって応力状態と透水係数との関係を調べた。なお、対象としたのは、 亀裂を多く含む岩石である。計算結果を総合的にまとめると、応力が比較的小さい間は、透水係 数は減少するが、体積膨張が生じて亀裂が開きはじめると透水係数が増大するとの妥当な結論を 得ている¹⁴)。

岩盤内構造物の設計,施工においては湧水に関する事項が重要である。そのために,透水係数 や湧水に関する計測は数多くの現場でおこなわれてきた。しかしながら,湧水の挙動は極めて複 雑であり理論的に解明されているところは少なく,多くの場合,経験則に基づいて処理されるこ とが多い。トンネルにおけるデータは比較的多く残されている¹⁵⁾。まず,切羽からの湧水である が,多くの場合,時間の経過にともなって減少する。また,トンネル完成後の湧水もわずかずつ 減少していくことが多い。多くの場合,数年が経過すると,湧水の変化が少なくなるのでこれを 恒常湧水量と呼ぶことがある。どの時点を持って恒常湧水量とするかには異論があるが,例えば 5年経過後の湧水量は初期値の50~80%となることが多い。ただし,この方面のデータは少なく, 国内では高橋ら¹⁵⁾を中心とした旧日本鉄道技術研究所の研究成果が高く評価されている。しか しながら,今後の地下空間の開発で必要なより長期間にわたる湧水量変化に関する知見は不足し ている。

式 (4-4)

2.3 試料岩石と試験方法

試料岩石として稚内層硬質頁岩を用いた。試験片は幌延深地層研究計画におけるボーリング調 査で採取した直径約 80 mm のボーリングコア(HDB-11)から作製した。図 2-4(a)~図 2-4(r) に示したように、ボーリングコアは全部で18本(No.1~No.18)あり、採取深度は528.00~548.38 m(以下では深度 500 m付近と称する)および972.10~987.75 m(以下では深度 1000 m付近 と称する)である。なお図では、2008 年度までと同様に深度が浅い方が左側になるように示した。 いずれのボーリングコアも多数のクラックが観察された。試験には、深度 500 m付近では図 2-4(e)に示した No.5,深度 1000 m付近では図 2-4(o)に示した No.15 のボーリングコアより作 製した試験片を用いた。試験片は直径 25 mm,高さ 25 mmの円柱形とし、平面研削盤により両 端面は平行度±0.01 mm以内に仕上げた。整形後は水中で保存した。表 2-1 に試験片の諸元を示 す。

試験の手順の概略を図 2-5, 写真を図 2-6 に示す。まず,図 2-6(a)の試験片を,外径 50 mm, 内径 27 mm の鋼製厚肉円筒に入れ、直径 25 mm の押し棒を試験片の上部に置く。容量 1,500 kN のサーボ試験機を用いて、図 2-6(b)に示すように変位速度一定制御(5.0×10⁻³ mm/s)で押し 棒を押し込む。図 2-5 に示すように試験開始時の試験片側面と厚肉円筒内壁の間には充分な隙間 があるので、一軸圧縮応力下で試験片は載荷され、やがて一軸圧縮強度に達し、その後、応力が 低下していく。押し棒を押し込み続けると試験片は横に膨らんでいき、やがて試験片側面が厚肉 円筒内壁と接触し、荷重が増加し始める。所定の押し込み荷重(押し込み最大荷重)に達したと きに、すみやかに荷重を除荷する(ここまでを押し込み試験と称する)。この状態の試験片の透水 係数を測定することを試みた。破壊した試験片は、大小さまざまな寸法の岩片から成り立ってお り、通常の透水試験で用いるフィルターでは目詰まりをおこすので、使用することはできない。 試行錯誤の後に,図2-7に示すように,あらかじめ金網を厚肉円筒の下面に取り付けておき,こ の中に試験片を入れて押し込み試験をすることにした。押し込み試験終了後に,図2-8に示すよ うに、試験片が入ったままの厚肉円筒の上に高さ100 cmのスタンドパイプを載せ、試験片の上 面に水圧を加えて変水位透水試験を行った。なお、厚肉円筒とスタンドパイプの間からの水漏れ を防ぐために両者の間にグリースを塗り、ゴムチューブを被せた。透水量は厚肉円筒の下方に設 置した電子天秤で測定し、測定値はRS-232C(パソコンと計測機を接続するシリアル通信方式の インターフェース)により PC に取り込んだ。



(a) HDB11, No.1, 採取深度 545.4 ~ 545.65 m



(b) HDB11, No.2, 採取深度 545.9 ~ 546.0 m

図 2-4 稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真(1/9)



(c) HDB11, No.3, 採取深度 546.5 ~ 547.0 m



(d) HDB11, No. 4, 採取深度 546.15 ~ 546.5 m

図 2-4 稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真(2/9)



(e) HDB11, No.5, 採取深度 548.0 ~ 548.38 m



(f) HDB11, No.6, 採取深度 537.0 ~ 537.45 m

図 2-4 稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真 (3/9)



(g) HDB11, No.7, 採取深度 539.0 ~ 539.2 m



(h) HDB11, No.8, 採取深度 543.3 ~ 543.55 m

図 2-4 稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真 (4/9)



(i) HDB11, No.9, 採取深度 528.0 ~ 528.09 m



(j) HDB11, No. 10, 採取深度 528.3 ~ 528.45 m

図 2-4 稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真(5/9)



(k) HDB11, No.11, 採取深度 532.7 ~ 533.0 m



(I) HDB11, No.12, 採取深度 532.6 ~ 532.68 m

図 2-4 稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真(6/9)



(m) HDB11, No.13, 採取深度 972.5 ~ 973.0 m



(n) HDB11, No. 14, 採取深度 972.1 ~ 972.5 m

図 2-4 稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真(7/9)



(o) HDB11, No. 15, 採取深度 973.1 ~ 973.7 m



(p) HDB11, No. 16, 採取深度 986.6 ~ 987.0 m

図 2-4 稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真(8/9)



(q) HDB11, No. 17, 採取深度 986.0 ~ 986.5 m



(r) HDB11, No.18, 採取深度 987.45 ~ 987.75 m

図 2-4 稚内層硬質頁岩のボーリングコア写真 (9/9)

表 2-1 押し込み試験および透水試験に用いた試験片の諸元

試験片番号	深度 (m)	直径 (mm)	さ (mm)	体積 (cm ³)	質量 (g)	密度 (g/cm³)	押し込み 最大荷重 (kN)
5-15		25.1	25.0	12.37	23.15	1.87	9.8
5-16		25.1	25.0	12.37	23.23	1.88	14 7
5-19		25.1	25.0	12.37	23.15	1.87	14.7
5-17		25.1	25.0	12.37	23.16	1.87	10.0
5-20	548-548.38	25.1	25.0	12.37	23.11	1.87	19.6
5-18		25.1	25.0	12.37	23.24	1.88	
5-21		25.1	25.0	12.37	23.25	1.88	24.5
5-22		25.1	25.0	12.37	23.06	1.86	

(a) 採取深度 500 m 付近

(b) 採取深度 1000 m 付近

試験片番号	深度 (m)	直径 (mm)	高さ (mm)	体積 (cm³)	質量 (g)	密度 (g/cm³)	押し込み 最大荷重 (kN)
15-18		25.1	25.0	12.37	25.07	2.03	0.0
15-22		25.1	25.0	12.37	25.06	2.03	9.8
15-20	050 1 050 5	25.1	25.1	12.42	25.00	2.01	14 5
15-23	973. 1–973. 7	25.1	25.0	12.37	25.04	2.02	14.7
15-21		25.1	25.1	12.42	25.06	2.02	10.0
15-25		25.1	25.0	12.37	24.96	2.02	19.6



図 2-5 押し込み試験および透水試験の手順



(a) 試験片



(b) 押し込み試験中の様子



(c)押し込み試験後の様子(試験片番号 5-18)

図 2-6 押し込み試験の写真



図 2-7 金網を貼った厚肉円筒の写真



図 2-8 透水試験の様子

2. 4 試験結果

図 2-9 に押し込み試験における応力-軸歪曲線を示す。試験片はかなり大変形するが、簡明さ を重んじて、軸歪は初期長さを基準とし、応力は初期断面積を基準として計算した。すなわち、 微小変形の時と同じ計算方法で軸歪と応力をもとめた。従って、みかけの軸歪、みかけの応力と するのが正しいが、煩雑さを避けるため以下では単に軸歪、応力とする。

図 2-9(a) は深度 500 m 付近の試料から得られた 8 本の試験結果である。試験開始後,ほぼ直線的に応力が増加していき,軸歪 1.5~2.5 %で 17~33 MPa の一軸圧縮強度に達した。その後,応力は減少し,軸歪 4 %程度で最小値 9~13 MPa になった。それ以降は,応力は増加に転じ,若干下に凸の曲線を描きながら増加した。表 2-2 にも示すように,押し込み最大荷重が 9.8 kN での軸歪は 7 %程度,押し込み最大荷重が 24.5 kN での軸歪は 11~14 %であった。

図 2-9(b) は深度 1000 m 付近の試料から得られた 6 本の試験結果である。深度 500 m 付近の 結果と同様に,試験開始後,ほぼ直線的に応力が増加していき,軸歪 1.5~2.5%で 11~20 MPa の一軸圧縮強度に達した。その後,応力は減少し,軸歪 4~5%で最小値 7~10 MPa になった。 それ以降は,応力は増加に転じ,若干下に凸の曲線を描きながら増加した。押し込み最大荷重が 9.8 kN での軸歪は 8~9%,押し込み最大荷重が 19.6 kN での軸歪は 12%程度であった。これら の結果は表 2-2 にまとめたが,押し込み最大荷重が同じ場合,深度 1000 m 付近の試験片の方が 深度 500 m 付近の試験片よりも,軸歪が若干大きくなる傾向が見られた。

図 2-10 と図 2-11 には、深度 500 m 付近と深度 1000 m 付近の試料を対象とした押し込み試験 後の試験片の写真をそれぞれ一例ずつ示す。いずれも押し込み最大荷重が 14.7 kN の場合の結果 であるが、試験前にあった試験片と厚肉円筒との隙間がふさがっていることがわかる。

透水試験での透水量の経時変化を図 2-12(a) ~図 2-17(a) に示す。なお,試験開始時には高さ 100 cm のスタンドパイプの上端まで水を注ぎ,水頭が 80 cm 低下するまでの変化を図に示した。 いずれの試験片でも,試験開始から若干上に凸の曲線を描きながら透水量が増加していることが わかる。透水量から水頭の変化を計算して図 2-12(b) ~図 2-17(b) に示す。なお,試験開始時の水 頭はスタンドパイプの高さ100 cm に厚肉円筒と試験片の高さの差4 cm を加えた104 cm である。 深度 500 m 付近の試験片に関しては,押し込み最大荷重が 24.5 kN の No.5-18 以外は,対数目 盛で示した水頭が時間に対してほぼ直線的に減少した。深度 1000 m 付近の試験片に関しても, 押し込み最大荷重が 19.6 kN の No.15-25 以外は,対数目盛で示した水頭が時間に対してほぼ直 線的に減少した。

これらの結果を用いて,式(4-6)により透水係数k(cm/s)を計算した¹⁶⁾。

$$k = \frac{A_1}{A_2} \frac{L}{t} ln \frac{H_1}{H_2}$$
 $\vec{x} (4-6)$

ここで、H₁と H₂は初期水頭と試験終了時の水頭(cm)である。L は試験片長さ(cm)で、t は試 験時間[s]である。また、A₁はスタンドパイプの断面積(cm²)、A₂は試験片の断面積(cm²)である。 H₁は 104 cm であり、H₂は 24 cm とした。すなわち、図 2-12(b) ~図 2-17(b)のグラフの始点と 終点を結んだ直線の傾きから透水係数を求めた。透水係数を計算した結果を表 2-2 に示すが、押 し込み最大荷重が 9.8 kN での透水係数は 10^{-2} ~ 10^{-1} cm/s とかなり大きかった。また、同じ押し 込み最大荷重では、深度 1000 m 付近の試料の方が深度 500 m 付近の試料よりも、透水係数が若 干小さくなる傾向が見られた。

透水試験終了後に厚肉円筒から取り出した試験片の写真を図 2-18 と図 2-19 に示す。なお、試

験片 No.15-20 は厚肉円筒から取り出す際に崩れてしまったため、写真は示さなかった。まず、 深度 500 m 付近の試験片について見ていくと、押し込み最大荷重が 9.8 kN の試験片 No.5-15 に は、側面や上下端面に開口した亀裂が明瞭に観察された。押し込み最大荷重が 24.5 kN の 3 本の 試験片にも、側面や上下端面に開口した亀裂が多数観察された。写真からわかるように、押し込 み最大荷重が大きくなっても、試験片の様子にそれほど大きな変化は見られなかった。深度 1000 m 付近の試験片についてもほぼ同様であり、いずれの試験片でも側面や上下端面に開口した多数 の亀裂が観察された。

大久保ら ¹⁷ は,押し込み試験後の一軸圧縮強度を縦軸にとり,横軸を押し込み最大荷重での軸 歪にとって試験結果を整理した。そして,"これを見るとだいたいどの岩石も一つの下に凸の曲線 上にのっている。これから即断するのは難しいが,軸歪を測定することで一軸圧縮強度を知るこ とができる可能性があるといえよう"と述べている。そこで,大久保ら ¹⁷ にならって,横軸を 押し込み最大荷重での軸歪にとって透水試験結果を整理したのが図 2-20 である。なお,雷¹⁸ が 行った,三城目安山岩,本小松安山岩,田下凝灰岩,来待砂岩,河津凝灰岩の結果も合わせて示 した。図より,いずれの岩石でも,押し込み最大荷重での軸歪の増加に従い,透水係数がほぼ直 線的に減少していることがわかる。同じ軸歪に対して見ると,今回行った稚内層硬質頁岩の深度 500 m 付近と深度 1000 m 付近の結果は,いずれも河津凝灰岩や本小松安山岩と同程度であった。 またその他の岩石は,同じ軸歪に対して田下凝灰岩,来待砂岩,三城目安山岩の順に透水係数が 小さくなる傾向が見られた。

JAEA-Research 2011-028



図 2-9 押し込み試験における応力ー軸歪曲線

表 2-2 押し込み試験と透水試験の結果

押し込み 最大荷重 (kN)	試験片番号	押し込み 最大荷重 での軸歪 (%)	透水係数 (cm/s)
9.8	5-15	7.3	0.0914
14 7	5-16	10.0	0.0101
14. (5-19	9.7	0.0323
10.6	5-17	11.4	0.0116
19.0	5-20	10.9	0.0064
	5-18	12.8	0.0004
24.5	5-21	13.4	0.0036
	5-22	11.7	0.0118

(a) 採取深度 500 m 付近

(b) 採取深度 1000 m 付近

押し込み 最大荷重 (kN)	試験片番号	押し込み 最大荷重 での軸歪 (%)	透水係数 (cm/s)
0.9	15-18	8.4	0.0586
9.0	15-22	9.0	0.0257
14 7	15-20	10.8	0.0068
14.7	15-23	10.4	0.0035
10 6	15-21	12.5	0.0006
19.0	15-25	12.0	0.0005


(a) 上方からの写真



(b) 下方からの写真

図 2-10 押し込み試験終了時の試験片と厚肉円筒の写真(深度 500 m 付近, No. 5-19)



(a) 上方からの写真



(b) 下方からの写真

図 2-11 押し込み試験終了時の試験片と厚肉円筒の写真(深度 1000 m 付近, No. 15-23)

JAEA-Research 2011-028



図 2-12 透水試験結果(深度 500 m 付近,押し込み最大荷重 9.8 kN(赤), 14.7 kN(青と緑))



(b) 水頭の経時変化

図 2-13 透水試験結果(深度 500 m 付近,押し込み最大荷重 19.6 kN)



図 2-14 透水試験結果(深度 500 m 付近,押し込み最大荷重 24.5 kN)

JAEA-Research 2011-028



図 2-15 透水試験結果(深度 1000 m 付近, 押し込み最大荷重 9.8 kN)

JAEA-Research 2011-028



図 2-16 透水試験結果(深度 1000 m 付近,押し込み最大荷重 14.7 kN)



図 2-17 透水試験結果(深度 1000 m 付近,押し込み最大荷重 19.6 kN)



No.5-15 (押し込み最大荷重 9.8 kN)



No.5-16 (押し込み最大荷重 14.7 kN)



No.5-19 (押し込み最大荷重 14.7 kN)



No.5-17 (押し込み最大荷重 19.6 kN)

図 2-18 透水試験終了後の試験片の写真(深度 500 m 付近)(1/2)



No.5-20 (押し込み最大荷重 19.6 kN)



No.5-18 (押し込み最大荷重 24.5 kN)



No.5-21 (押し込み最大荷重 24.5 kN)



No.5-22 (押し込み最大荷重 24.5 kN)

図 2-18 透水試験終了後の試験片の写真(深度 500 m 付近)(2/2)



No.15-18 (押し込み最大荷重 9.8 kN)



No.15-22 (押し込み最大荷重 9.8 kN)



No.15-23 (押し込み最大荷重 14.7 kN)



No.15-21 (押し込み最大荷重 19.6 kN)



No.15-25 (押し込み最大荷重 19.6 kN)

図 2-19 透水試験終了後の試験片の写真(深度 1000 m 付近)



図 2-20 押し込み最大荷重での軸歪と,押し込み試験終了後の試験片の透水係数

2.5 強度回復特性を表す構成方程式

ここで構成方程式というのは、歪と応力の関係式という比較的狭義の意味である。この考え方 によると、一次元応力下での歪 ϵ と応力 σ をコンプライアンス λ で結びつけたフック弾性の式 $\epsilon = \lambda \sigma$ は、最も基本的な構成方程式ということになる。このフック弾性の式に時間依存性を 導入するひとつの方法は、時間とともに非弾性歪が増えていくことを重くみたものである。これ は、他の分野でもよく使われる構成方程式で、例えば山口 ¹⁹⁾が検討し、既に論文として発表され ている。もう一つの方法は、コンプライアンス λ が時間とともに増加するとした扱いである。実 際には、非弾性歪の増加とコンプライアンスの増加が同時に起こっている。しかし、両者を分離 しようとした大久保ら ²⁰⁾ や He et al.²¹⁾ は、5 種類の岩石に関する分離に成功しただけである。 なお、どちらか一方だけを重くみた式であっても、大きな差が出るのは、応力が大きく変動する ときだけである。

検討の末,解析的な検討に便利なコンプライアンス可変型構成方程式 20,22) 式(4-7)を採用する ことにした。

λ はコンプライアンスであり、応力を受け続けると、時間 t の経過とともにこの値が次第に大 きくなっていって変形が進んでいく。*a*は λ の増加速度を決める比例定数であり、この値が大き いほど λ の増加速度が速くなる。したがって*a*が大きいと、定歪速度試験をシミュレートした場 合には強度が低下するし、クリープ試験をシミュレートした場合には寿命が短くなる。この構成 方程式では、いったん λ が大きくなりはじめると、その変化速度は λ^mに比例して増加してい くので、m が大きいほど急速に λ は増加していく。おおよその目安であるが、m が n より大き いと、いわゆる Class II の特性を示すことになる ²⁰⁾。ここでいう Class II とは、歪が一定値を越 えると、歪を一定に保った状態で(外部からエネルギーが加わらなくとも)完全に破壊する特性 である。n は λ の増加速度の応力依存性を示すパラメータである。この値が大きいと、例えばク リープ試験では、わずかなクリープ応力の差異で寿命が大きく異なることになる ²³⁾。

式 (4-7)で表される構成方程式の最大の特徴は、多くの条件下で解析解を持つことである。表 2-3には、Okubo & Fukui²⁴⁾が求めた解析解を示した。これからわかるように、クリープ試験 と定応力速度試験の解は、無次元化した後には同じ形となる。また、無次元化した後には、定歪 速度試験と応力緩和試験の解は同じ形となる。この表 2-3をグラフ化したのが図 2-21である。ク リープ試験と定応力速度試験の場合には、縦軸は無次元化した歪 ϵ *である。横軸の無次元化し た時間 t*は 0 から出発して次第に増加していく。t*が増加するに従って β のいかんにかかわら ず ϵ *が増加していく。殊に β が小さい (m が大きい)と、 ϵ *の増加は顕著となる。ついで、 定歪速度試験と応力緩和試験の場合についてみていく。この場合の縦軸は、無次元化した応力 σ * である。横軸の無次元化した時間 t*は表 2-3に示したように実時間 t と符号が反転しているため、 t の経過に伴って、t* は 0 よりはじまって次第に減少していく。したがって、例えば応力緩和試 験の場合を考えてみると、t の経過に伴って σ * が次第に減少していく。

最も簡単な Coulomb の破壊基準は主応力線図上では直線で表される。このほかにも、曲線で 表される Mohr の破壊基準や Janach の破壊基準などがある。破壊限接近度とは、応力状態がこ の破壊基準にどの程度まで接近しているかを表す指標である。破壊限接近度は、応力状態が破壊 基準と一致しているときに1となり、これより応力が増加すると大きくなり、応力が減少すると 小さくなる。破壊限接近度は破壊基準ごとに定義されてきたが,西松ら²⁵⁾は,どのような破壊 基準にも適用できる一般化された破壊限接近度を,次のように定義した。まず図 2-22 に示すよう に主応力座標系を用いて,破壊条件ないし降伏条件を表す曲面を考える。次に,任意の応力状態 を表す点Aと原点(0,0,0)とを結ぶ直線式(4-8)

$$\frac{x}{\sigma_1} = \frac{y}{\sigma_2} = \frac{z}{\sigma_3}$$
 $\vec{z} (4-8)$

を考える。この直線が破壊条件を表す曲面と点 B で交わるとき、線分 OB と線分 OA の長さの比

$$Sv = \frac{\sigma_1}{\sigma_1'} = \frac{\sigma_2}{\sigma_2'} = \frac{\sigma_3}{\sigma_3'}$$
 $\ddagger (4-9)$

式(4-9)を一般化された破壊限接近度とした。

この破壊限接近度が増すと、破壊の進行速度が増すと考えられる。コンプライアンス可変型構成方程式もこの考えに基づいており、三次元応力下では式(4-7)のσをSvに置き換えている^{26),27)}。

なお,上記の式は等方な物質を前提としている。また,コンプライアンスλを無次元化することも考えたが²⁸⁾,分母となるコンプライアンスとしてどの時点のものを採用すればよいかを決めかねたので,今回は見送った。

- 例として Coulomb の破壊基準を採用すれば, 式(4-9)に基づいた破壊限接近度 Sv は式(4-11) となる^{27),28)}。

ただし、 σ_t は一軸引張強度、 σ_c は一軸圧縮強度、cは粘着力、 μ は内部摩擦係数である。これから直ちにわかるように、Svは $\sigma_1 \sigma_t - \sigma_3 \sigma_c > 0$ では正の値をとり、 $\sigma_1 \sigma_t - \sigma_3 \sigma_c < 0$ では負の値をとる。これまでの構成方程式を用いた検討²⁸⁾では、Svが正の値では破壊が進行するが、Svが負の値ではなにごともおこらないとしてきた。すなわち、式(4-11)で計算される Svが 負の値をとるときには、式(4-10)に代入する Svは0としてきた。羽柴ら²⁹⁾は、押し込み試験では Sv が負になる可能性があることを示した。また、大久保ら³⁰⁾は、図 2-23 に示す主応力線図($\sigma_1 - \sigma_3$ 線図)上で、ハッチングを施した部分は安定であり、長期間にわたって変化が少ないと 推測される岩盤で測定された地圧はこの領域にプロットできると指摘している。なお、このハッチングを施した部分と Sv が負の部分とは一致する。そこで今回の検討では、Sv が負の値をとる とき、強度回復を表現するために次の仮定をおくことにした。

Hp = -Sv

式 (4-13)

式(4-12)において*a*は正の値をとるので,式(4-12)右辺は負の値をとり時間の進行に伴って λ は減少していき,強度の回復を表現することができる。

検討の結果, 表 2-3 に示した解析解は式(4-12)に対しても適用できることがわかった。また, 図 2-21 も横軸の時間進行に注意を払えばそのまま適用できることがわかった。そこで,図 2-21 により,クリープ試験と定応力速度試験の解について述べることにする。実時間 t の経過に伴っ て,横軸の無次元化した時間 t* は 0 から出発して次第に減少していく。t* が減少するに従って β のいかんにかかわらず ϵ * が減少していく。ついで,定歪速度試験と応力緩和試験の場合につ いてみていく。横軸の無次元化した時間 t* が,実時間 t の経過に伴って,0 よりはじまって次第 に増加していく。したがって,tの経過に伴って σ * が次第に増加していく。

式(4-12)の欠点の一つは、場合によっては λ が果てしなく大きくなってしまうことである。 これが支障となる場合には例えば式(4-14)のように補正をすればよい。

ここに, λ₁は適当な定数(例えば初期コンプライアンス)である。

押し込み試験では,押し棒を一定速度で押し下げていくので,定歪速度試験の一種といえる。 そこで以下では,式(4-12)の定歪速度試験での解析解について検討してみることにした。表 2-3 を参照して,このときの解析解は次のように書ける。

 $\beta \neq 0$

 $\beta = 0$

ただし,

 $\sigma^* = \frac{\lambda_1 \sigma}{\varepsilon}$ $\ddagger (4-17)$

$$t^* = \frac{aC^n t^{n+1}}{(n+1)\lambda_1^{n-m+1}}$$
 $\mbox{$\frac{1}{2}$} (4-18)$

図 2-21 からわかるように、式(4-12)の解は β の値によって大きく変わるので、図 2-21 の場合と同様に β の大小によって 5 分類して吟味をしてみた。その結果をまとめてみると、 β が小さいほど、実時間 t に伴って σ *が急速に増加する。 β が 1 以下では実時間 t の増加に伴う σ *

の増加率が大きすぎるので,過去の押し込み試験結果に対しては $\beta > 1$ が適当であるといえる。また, t*が大きい場合には、 σ *は実時間 t の(n+1)/ β 乗に比例するので, n が既知ならば, σ *-t 曲線より β すなわち m を求めることができる。

	1	Relaxation	$(\varepsilon = \varepsilon_1)$	$\sigma = \sigma_1 = \epsilon_1 / \lambda_1$	$\sigma^* = \sigma \diagup \sigma_1$	$t^*=-a\;\lambda_1^{m-1}\sigma_1^nt$	$\beta=m-n-1$	-	$\frac{d\sigma^*}{dt^*} = (1+\beta t^*)^{\frac{1}{\beta}-1}$	$\frac{d\sigma^*}{dt^*} = \exp\left(t^*\right)$	m > n+1	• - 1 _ 1	$v_{c} = \frac{1}{m-n-1} \times \frac{1}{a} \lambda_{1}^{m-1} \sigma_{1}^{m}$	
~ = ~ = 0 < e		Constant Strain Rate	$(\dot{\epsilon} = C)$	$\lambda = \lambda_1$, $\varepsilon = 0$	$\sigma^* = \sigma / (\varepsilon / \lambda_1)$	$t^* = -\frac{a C^n t^{n+l}}{(n+1) \lambda_{n-m+l}^n}$	$\beta = m - n - 1$	$\beta \neq 0$	$\sigma^* = (1 + \beta t^*)^{\frac{1}{\beta}}$	$\beta = 0$ $\sigma^* = \exp(t^*)$	$m>0$, $m\neq n+1$ %	$\sigma_c = \left(\frac{m}{n+1}\right)^{\frac{m}{(n+1)(n-m+1)}} \lambda_1^{-\frac{m}{n+1}}$	\mathbf{x} \mathbf{C} \mathbf{C} \mathbf{n}^{-1}	
λ = ε / σ		Constant Stress Rate	$(\dot{\sigma} = C)$	$\lambda = \lambda_1$, $\sigma = 0$	$\mathfrak{E}^* = \mathfrak{E} \nearrow (\mathfrak{A}_1 \sigma)$	$t^* = \frac{a C^n t^{n+l}}{(n+1) \lambda_{l-m}^{1}}$	$\beta = 1 - m$		$\frac{d\epsilon^*}{dt^*} = (1+\beta t^*)^{\frac{1}{\beta}-1}$	$\frac{\mathrm{d}\varepsilon^*}{\mathrm{d}t^*} = \exp\left(t^*\right)$	m > 1	$\left(\left. n+1 \right. \right)^{rac{1}{n+1}}, \left. \stackrel{1-m}{\overset{1-m}{\ldots}} \left(\left. C \right. \right)^{rac{1}{n+1}}$	$\sigma_{c} = \left(\frac{m-1}{m-1}\right) \lambda_{1}^{m+1} \times \left(\frac{m}{a}\right)$	
$\frac{d\lambda}{d\lambda} = a \lambda^m \sigma^n$	αι	Creep	$(\sigma = \sigma_1)$	$\varepsilon = \varepsilon_1 = \lambda_1 \sigma_1$	$\varepsilon^* = \varepsilon \swarrow \varepsilon_1$	$t^* = a \ \lambda_1^{m-1} \ \sigma_1^n \ t$	$\beta = 1 - m$	$\beta \neq 0$	$\varepsilon^* = (1+\beta t^*)^{\frac{1}{\beta}}$	$\beta = 0$ $\epsilon^* = \exp(t^*)$	m > 1	1 1	$t_{c} = \frac{1}{m-1} \times \frac{a \lambda_{1}^{m-1} \sigma_{1}^{n}}{a \lambda_{1}^{m-1} \sigma_{1}^{n}}$	
Constitutive	Equation	Test	(Condition)	Initial Condition		Symbol				Solution		Life t_c	Strength σ_{e}	

表 2-3 コンプライアンス可変型構成方程式の解析解 20

- 41 -

 $\text{if } At \ m = n + 1, \quad \sigma_c = exp\left(-\frac{1}{n+1}\right) \cdot \lambda_1^{-1} \cdot \left(\frac{C}{a}\right)^{\frac{1}{n+1}}$



図 2-21 コンプライアンス可変型構成方程式の解析解 クリープ試験,定応力速度試験: β=1-m 応力緩和試験,定歪速度試験:β=m-n-1



図 2-22 破壊限接近度の説明図



図 2-23 クーロンの破壊基準を仮定した際の安定領域(斜線部分)

2.6 構成方程式の押し込み試験への適用

前章で提案した構成方程式の三次元応力状態での解について検討してみる。まず最も簡単な場 合として,応力とヤング率が等方的,ポアソン比が一定の場合を考えてみる。この場合には,以 下の式が成り立つ。

$$\sigma = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$$
$$\varepsilon = \varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3$$
$$E = E_1 = E_2 = E_3$$

また、この場合には、3つの主応力は等しいので式(4-20)が成り立つ。

よって, σ が一定, あるいは時間の関数として与えられているときには, 式(4-12)は解けることになる。

 ϵ が一定,あるいは時間の関数として与えられているときについて検討してみる。フックの法則によると、 $\epsilon_1 = \{\sigma_1 - \nu (\sigma_2 + \sigma_3)\}/E$ と書けるので、この場合には次式が成り立つ。

$$\varepsilon = \frac{1}{E} \left(\sigma - 2v\sigma \right)$$

λ=1/Eとして整理すれば次式となる。

$$\sigma = \frac{\varepsilon}{(1 - 2\nu)\lambda}$$

これを式(4-20)に代入すると、式(4-21)を得る。

$$Hp = \frac{\varepsilon}{(1-2\nu)\lambda} \frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sigma_c \sigma_t}$$
 $\ddagger (4-21)$

よって, ε が一定, あるいは時間の関数として与えられているときにも, 構成方程式は解ける ことになる。

Drucker-Prager の破壊基準は Coulomb の破壊基準を三次元に拡張したものとみなすことがで きる。この場合には、Hp を式(4-22)のように考えれば³¹⁾、これまでの議論がそのまま当てはま る (α 、k は正の定数)。

$$Hp = \frac{3\alpha}{k}\sigma = \frac{3\alpha}{k}\frac{\varepsilon}{(1-2\nu)\lambda}$$

式 (4-22)

次に,押し込み試験に近い場合を検討してみることにする。図 2-5 に示すように,押し込み試験では,破壊した試験片が厚肉円筒内に入れられるので,2 方向の歪は一定に保たれると考えてよい。さらに,残る1方向の歪は一定速度で増していくとすれば次式が成り立つ。

$$\varepsilon_1 = Ct$$
; $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$

ここで、簡単のためにポアソン比を一定と仮定すれば次式が成り立つ。

$$\sigma = \sigma_1 = f_1(v) \frac{Ct}{\lambda}$$
$$\sigma_2 = \sigma_3 = f_2(v) \frac{Ct}{\lambda} = \frac{f_2(v)}{f_1(v)} \sigma$$

ただし,

$$f_1(v) = \frac{1-v}{(1+v)(1-2v)}$$
$$f_2(v) = \frac{v}{(1+v)(1-2v)}$$

よって、CoulombやDrucker-Pragerの破壊基準では、式(4-23)が成り立つ。

これを代入して、一次元と同じ構成方程式を考えればよい。

2.7 まとめおよび今後の課題

岩盤内空洞の長期挙動の評価に際しては,強度の回復とともに透水係数の回復(減少)を把握 することも重要である。試験片を厚肉円筒に入れて破壊させると,強度破壊点を過ぎると応力は 次第に下がっていくが,厚肉円筒中の内壁に破壊した試験片が接触しはじめると応力が上昇する。 本章では,その後の透水係数の変化を測定した。

破壊した試験片は、大小さまざまな寸法の岩片からなりたっており、通常の透水試験で用いる フィルターでは目詰まりをおこすので、使用することはできないことがわかった。そこで、あら かじめ金網を厚肉円筒の下面に取り付けておき、この中に試験片を入れて押し込み試験をするこ とにした。押し込み試験終了後に、試験片が入ったままの厚肉円筒の上にスタンドパイプを載せ、 試験片の上面に水圧を加えて変水位透水試験を行った。予測したとおり、押し込み最大荷重が小 さいと透水係数は非常に大きな値を示した。その後に、次第に強度回復していく過程における透 水係数を測定したが、興味深いことに、透水係数は急激に低下していくことがわかった。押し込 み試験における押し込み最大荷重での軸歪と透水係数の対数の間には直線的な関係が見られ、軸 歪を測定することで一軸圧縮強度だけでなく、透水係数も知ることができる可能性があることが わかった。このように、強度回復過程での各段階の透水係数の測定は、おそらく初めて実施され たものと考えられ、試行錯誤を重ねた後に、ある程度の精度をもったデータを収集することがで きたと考える。今後の追試験が必要ではあるが、今回の試験結果に関する限りでは、一旦破壊し た (緩んだ) 岩石は、条件が整いさえすれば強度、透水係数ともに徐々に回復するといえる。こ の結果は、長期間にわたる密閉性、隔離性、安定性、信頼性の確保が極めて重要な岩盤内空洞の 安定性評価に役立つものと考える。

次いで、これまでに得られた知見をもとに、岩石の強度回復特性を表現できる構成方程式につ いて検討を行った。構成方程式としては、大久保ら 20 が提案しているコンプライアンス可変型 構成方程式を採用して検討することにした。まず,この構成方程式について簡単に紹介した後に, 拡張した破壊限接近度をこの構成方程式に導入することによって、強度回復を表現することを試 みた。これまでの構成方程式では、主応力線図上で破壊基準を表す直線より上では破壊が進行す るが,それより下ではなにごともおこらないとしてきた。今回の検討では,Sv が負の値をとる時, 強度回復が生ずると仮定して議論を進めた。この仮定のもとでも表 2-3 に示した解析解は適用で きるし、また、図2-21も横軸の時間進行に注意を払えばそのまま適用できることを示した。強度 回復試験は三次元応力状態で実施しているので、提案した構成方程式を三次元応力状態に拡張す ることを試みた。まず最も簡単な場合として、応力が等方的、ポアソン比が一定の場合を考えて みた。また、実験に近い場合も検討してみた。試験では破壊した試験片が厚肉円筒内にいれられ るので、2方向の歪は一定に保たれると考えた。 雷ら 32)は、提案した構成方程式によって、定性 的にではあるが田下凝灰岩と来待砂岩の押し込み試験結果を表現できたとしている。提案した構 成方程式を押し込み試験に適用するには、試験中の最大・最小主応力の変化を知る必要がある。 本章の試験では、最大主応力は押し込み荷重から計算できたが、最小主応力は測定していないの で、本報告では構成方程式の適用は見送った。提案した構成方程式を稚内層硬質頁岩の押し込み 試験に適用し、その妥当性を検証することが今後の課題である。

3. 岩石の一般化応力緩和挙動に関する検討

3.1 はじめに

本章では,幌延地下施設における原位置試験予定深度付近に堆積している稚内層硬質頁岩のボ ーリングコアを用いて,一般化応力緩和挙動に関する室内試験を行った。

前報(I)²⁰では、HDB-10 孔の深度 500 m付近および HDB-11 孔の深度 700 m付近から採取 した試料を用いて一般化応力緩和挙動に関する試験を行い、他の岩石(三城目安山岩と河津凝灰 岩)との比較を行うとともに、データを蓄積した。前報(II)³⁰では、HDB-11 孔の深度 500 m付 近と 1000 m付近の試料を用いて試験を行い、データをさらに蓄積するとともに、採取場所や採 取深度の異なる試料の結果と比較検討した。また、一般化応力緩和挙動を表現できる予測モデル について検討を行った。前報(III)⁴⁰では、稚内層硬質頁岩と他の岩石の時間依存性挙動を比較検 討した後に、試験中の試験片の様子や試験片の排水条件に着目して、HDB-11 孔の深度 500 m付 近と 1000 m付近の試料を用いて試験を行った。

前報(III)⁴⁾の観察結果によると、試験の直前には試験片の表面に水滴はほとんど見られなかっ たが、試験開始直後に試験片から水が搾り出されたり、試験片表面に水滴が現れたりする様子が 観察される場合があった。試験中は、試験片をラップで覆ってなるべく乾燥しないようにしたが、 試験片表面は徐々に乾燥していき、試験片終了時には試験片の表面に水滴はほとんど見られなく なった。その結果、試験後は試験前に比べて試験片の質量が0.1~0.4g減少した。これらの結果 より、稚内層硬質頁岩の試験では、試験片の含水状態や試験片表面からの水分の蒸発が試験結果 に影響を与える可能性があることが予想された。そこで本報告では、試験片を水没させた状態で 一般化応力緩和試験を行った。また、一般化応力緩和を開始するまでの載荷過程が一般化応力緩 和特性に及ぼす影響についても検討した。

3.2 試料岩石と試験方法

試料岩石として稚内層硬質頁岩を用いた。試験片は幌延深地層計画におけるボーリング調査の 直径約 80 mm のボーリングコア(HDB-11)から作製した。図 2-4(a)~図 2-4(r)に示したよう に、ボーリングコアは全部で18本(No.1~No.18)あり、採取深度は528.00~548.38 m(以下 では深度 500 m 付近と称する)および 972.10~987.75 m(以下では深度 1000 m 付近と称する) である。いずれのボーリングコアも多数のクラックが観察された。試験には、深度 500 m 付近で は図 2-4(e)に示した No.5、深度 1000 m 付近では図 2-4(o)に示した No.15 のボーリングコアよ り作製した試験片を用いた。試験片は直径 25 mm、高さ 50 mm の円柱形に整形し、平面研削盤 により両端面は平行度±0.01 mm 以内に仕上げた。整形後は水中で保存した。表 3-1 に試験片の 諸元を示す。

試験には容量 500 kN のサーボ試験機 ⁴ を用いた。荷重はロードセルで、変位は差動変圧器式 変位計で測定した。試験片を水没させた状態で試験を行うため、図 3-1 と図 3-2 に示すようなプ ラテンと透明容器を作製した。プラテンはステンレス(SUS303)製とした。透明容器の台座も ステンレス(SUS303)製とし、円筒はアクリル製とした。水漏れを防ぐため、台座と円筒との 間には 2 個の 0 リングを設置した。試験の手順は以下の通りである。

- 1. 図 3-1(d) および図 3-2 のように,試験片と水を入れた透明容器を試験機に設置し,変位の 0 点を調整する。
- 2. 図 3-3 に示すように、0 点から A 点まで一定の歪速度で載荷を行う(一般化応力緩和試験 開始までの載荷過程)。
- 3. 図 3-3 に示すように, A 点以降, 式(3-1)の関係を保つように荷重と変位を制御する(一般 化応力緩和試験)。

 $\sigma^* = \gamma^* \varepsilon + C^*$

式(3-1)

ただし、 σ^* はヤング率 E で正規化した応力、 ϵ は歪、 γ^* (緩和方向係数) と C* は定数 である。

- 4. 一般化応力緩和試験の開始から3時間経過した時点で除荷し、試験片を取り出して寸法を 測定する。
- 5. 再度, 図 3-1(d) および図 3-2 のように, 試験片と水を入れた透明容器を試験機に設置し, 変位の0点を調整する。
- 6. 一定の歪速度で強度試験を行う(一軸圧縮強度試験)。

 $0 < \gamma^* < 1$ は図 3-4の Case I に対応し、応力と歪の両者とも増加する場合に相当する。 $\gamma^* = 1$ は応力-歪曲線に沿って移動し、 $\gamma^* = 0$ は通常のクリープとなる。 $\gamma^* < 0$ は Case II に対応し、応力は増加するが歪は減少する場合に相当する。 $\gamma^* が - \infty$ に近付くに従って通常の応力緩和に近付いていく。 $\gamma^* > 1$ は Case III に対応し、応力と歪の両者とも減少する場合に相当する。 2009 年度の試験では、一般化応力緩和試験開始までの載荷過程(図 3-3 の 0 点から A 点)での 歪速度を 10⁻⁴ /s と 10⁻⁵ /s の 2 通りとした。一般化応力緩和試験を開始する A 点の応力は 6 MPa とした。一般化応力緩和試験での γ^* は $-\infty$ (応力緩和)、-2、0(クリープ)の 3 通りとした。 一般化応力緩和試験終了後の一軸圧縮強度試験での歪速度は 10⁻⁴ /s とした。

	深度 (m)	試験前					試験後					試験前後	
試験片番号		直径 (mm)	高さ (mm)	体積 (cm ³)	質量 (g)	密度 (g/cm ³)	直径 (mm)	高さ (mm)	体積 (cm ³)	質量 (g)	密度 (g/cm ³)	の質量 変化 (g)	
5-1		25.0	50.5	24. 79	46.61	1.88	25.0	50.5	24.79	46.58	1.88	-0.03	
5-2		25.1	50.5	24.99	46.82	1.87	25.1	50.5	24.99	46.81	1.87	-0.01	
5-3		25.1	50.5	24.99	46.85	1.87	25.1	50.5	24.99	46.85	1.87	0.00	
5-4		25.1	50.5	24.99	46.86	1.88	25.1	50.5	24.99	46.83	1.87	-0.03	
5-5		25.1	50.5	24.99	46.91	1.88	25.1	50.5	24.99	46.89	1.88	-0.02	
5-6	548 -	25.1	50.5	24.99	46.82	1.87	25.1	50.5	24.99	46.81	1.87	-0.01	
5-7	548.38	25.0	50.5	24. 79	46.60	1.88	25.1	50.5	24.99	46.59	1.86	-0.01	
5-8		25.1	50.5	24.99	46.99	1.88	25.1	50.5	24.99	46.97	1.88	-0.02	
5-9			25.0	50.5	24. 79	46.67	1.88	25.1	50.5	24.99	46.65	1.87	-0.02
5-10		25.1	50.5	24.99	46.74	1.87	25.1	50.5	24.99	46.71	1.87	-0.03	
5-11		25.1	50.5	24.99	46.80	1.87	25.1	50.5	24.99	46.78	1.87	-0.02	
5-12		25.1	50. 5	24.99	46.81	1.87	25.1	50.5	24. 99	46.78	1.87	-0.03	
15-1		25.1	50. 5	24.99	50.59	2.02	25.1	50.5	24.99	50.34	2.01	-0.25	
15-2		25.1	50.5	24.99	50.24	2.01	25.1	50.5	24.99	50.2	2.01	-0.04	
15-3		25.1	50. 5	24.99	50.71	2.03	25.1	50.5	24.99	50.66	2.03	-0.05	
15-5		25.1	50.6	25.04	50.51	2.02	25.1	50.5	24. 99	50.45	2.02	-0.06	
15-6		25.1	50.5	24.99	50.67	2.03	25.1	50.5	24. 99	50.63	2.03	-0.04	
15-7	973. 1– 973. 7	25.1	50.6	25.04	51.16	2.04	25.1	50.5	24. 99	51.11	2.05	-0.05	
15-8		25.1	50.5	24.99	50.21	2.01	25.1	50.5	24.99	50.18	2.01	-0.03	
15-9		25.1	50.6	25.04	51.50	2.06	25.1	50.5	24.99	51.45	2.06	-0.05	
15-10		25.1	50.6	25.04	50.56	2.02	25.1	50.5	24.99	50.49	2.02	-0.07	
15-11		25.1	50.6	25.04	50.64	2.02	25.1	50.5	24.99	50.57	2.02	-0.07	
15-12		25.1	50.6	25.04	51.44	2.05	25.1	50.5	24.99	51.38	2.06	-0.06	
15-13		25.1	50.6	25.04	51.38	2.05	25.1	50.5	24.99	51.29	2.05	-0.09	

表 3-1 一般化応力緩和試験前後における試験片の諸元



上部プラテン



下部プラテン

(a) プラテン



台座



円筒形の透明容器

(b) 容器



(c) 組み立てた様子

図 3-1 水中での試験用に作製したプラテンと透明容器の写真(1/2)



(d) 試験機に設置した様子

図 3-1 水中での試験用に作製したプラテンと透明容器の写真(2/2)



図 3-2 水中での試験用に作製したプラテンと透明容器の組立図

JAEA-Research 2011-028



図 3-3 一般化応力緩和試験の概念図



図 3-4 一般化応力緩和試験の分類

3.3 試験結果

ー般化応力緩和試験開始までの載荷過程における応力-歪曲線を図 3-5 に示す。図では,歪速度 10⁴ /s での結果を赤で,歪速度 10⁵ /s での結果を青で示した。図 3-5(a) に示した深度 500 m 付近の試験片では,いずれの歪速度でも試験開始直後は応力-歪曲線がやや下に凸であるが,応力が 0.5 MPa よりも大きくなるとほぼ直線になっている。表 3-2 に示すように,一般化応力緩和試験開始時点での歪は,歪速度 10⁴ /s では 1800~2200×10⁶,歪速度 10⁵ /s では 2200~2400×10⁶ であった。歪速度が大きい方が一般化応力緩和試験開始時点での歪がやや小さく,歪速度 10⁻⁴ /s と 10⁻⁵ /s での平均値の差は 290×10⁶ であった。図 3-5(b) に示した深度 1000 m 付近の試験片でも深度 500 m 付近の試験片とほぼ同様に,いずれの歪速度でも試験開始直後は応力-歪曲線がやや下に凸であるが,応力が 0.5 MPa よりも大きくなるとほぼ直線になっている。一般化応力緩和試験開始時点での歪は,歪速度 10⁻⁴ /s では 1900~4100×10⁶, 歪速度 10⁻⁵ /s では 3400~4400×10⁶ であった。試験片ごとのばらつきが大きかったが,歪速度が大きい方が一般化応力緩和試験開始時点での歪がやや小さい傾向が見られ,歪速度 10⁻⁴ /s と 10⁻⁵ /s での平均値の差は 810×10⁶ であった。

深度 500 m 付近の試験片で得られた,一般化応力緩和試験での緩和応力と歪の経時変化を図 3-6~図 3-8 に示す。いずれの図でも、一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が 10⁻⁴ /s の結果を赤系統の色で, 歪速度が 10⁻⁵ /s の結果を青系統の色で示した。図 3-6 は γ*=-∞ (応力緩和)の試験結果である。一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が 104 /s の場合は、試験開始から緩和応力が若干上に凸の曲線を描きながら減少している。100 s 程度 経過した時点でグラフの傾きがやや緩やかになっているが, 2007 年度 3 や 2008 年度 4 に見ら れたほど急激な屈曲ではなかった。一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が 10⁻⁵/sの場合は、試験開始からほぼ直線的に緩和応力が減少している。グラフの傾きは、一般化 応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が 10⁴/s の場合の 100 s 以降の部分とほぼ同じ であった。図 3-7 は y*=-2 の試験結果である。図 3-6(a) と同様に,一般化応力緩和試験開始ま での載荷過程における歪速度が 10⁻⁴/s の場合は, 試験開始から緩和応力が若干上に凸の曲線を描 きながら減少し, 100 s 程度経過した時点でグラフの傾きがやや緩やかになっている。一般化応 力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が 10⁵/s の場合は, 試験開始からほぼ直線的に緩 和応力が減少し, グラフの傾きは, 一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が 104 /sの場合の100 s以降の部分とほぼ同じであった。正負は異なるが、歪に関しても緩和応力と似 た傾向が見られ、一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が10⁻⁴/sの場合は、試 験開始から若干下に凸の曲線を描きながら増加し,100 s 程度経過した時点でグラフの傾きがや や緩やかになっている。一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が 10⁵/s の場合 は、歪は試験開始からほぼ直線的に増加し、グラフの傾きは、一般化応力緩和試験開始までの載 荷過程における歪速度が 10⁻⁴/s の場合の 100 s 以降の部分とほぼ同じであった。図 3-8 は γ*=0 (クリープ)の試験結果である。図3-7(b)と同様に、一般化応力緩和試験開始までの載荷過程に おける歪速度が104/sの場合は、試験開始から歪が若干下に凸の曲線を描きながら増加し、100s 程度経過した時点でグラフの傾きがやや緩やかになっている。一般化応力緩和試験開始までの載 荷過程における歪速度が 105 / あの場合は、 歪は試験開始から比較的直線的に増加し、 グラフの傾 きは、一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が 10-4 /s の場合の 100 s 以降の部 分とほぼ同じであった。図 3-8 で一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が 104 /s と 10⁻⁵/s での結果を比較してみると,試験開始後 100 s の時点と 10000 s の時点におけるクリ ープ歪の差は 200×10⁻⁶ 程度とほとんど変化しなかった。この差は、一般化応力緩和試験開始時 点での歪の差 290×10-6と近い値であった。

深度 1000 m 付近の試験片で得られた,一般化応力緩和試験での緩和応力と歪の経時変化を図 **3-9~図 3-11** に示す。図 3-9 は γ*= −∞ (応力緩和)の試験結果である。一般化応力緩和試験開 始までの載荷過程における歪速度が 10⁴/s の場合は, 試験開始から緩和応力が若干上に凸の曲線 を描きながら減少している。100 s 程度経過した時点でグラフの傾きがやや緩やかになっている が,2007 年度 3 や 2008 年度 4 に見られたほど急激な屈曲ではなかった。一般化応力緩和試験 開始までの載荷過程における歪速度が 10⁵/s の場合は、試験開始から比較的直線的に緩和応力が 減少している。グラフの傾きは,一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が 10⁴/s の場合の 100 s 以降の部分とほぼ同じであった。図 3-10 は y*=-2 の試験結果である。図 3-7(a) と同様に、一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が 10⁻⁴/s の場合は、試験開始 から緩和応力が若干上に凸の曲線を描きながら減少し、100 s 程度経過した時点でグラフの傾き がやや緩やかになっている。一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が 10⁻⁵/s の 場合は、試験開始から比較的直線的に緩和応力が減少し、グラフの傾きは、一般化応力緩和試験 開始までの載荷過程における歪速度が 10⁻⁴/s の場合の 100 s 以降の部分とほぼ同じであった。正 負は異なるが、歪に関しても緩和応力と似た傾向が見られた。すなわち、一般化応力緩和試験開 始までの載荷過程における歪速度が 10⁻⁴/s の場合は、試験開始から若干下に凸の曲線を描きなが ら増加し、100 s 程度経過した時点でグラフの傾きがやや緩やかになっている。一般化応力緩和 試験開始までの載荷過程における歪速度が 10⁵/s の場合は, 歪は試験開始から比較的直線的に増 加し、グラフの傾きは、一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が 10-4/s の場合 の100s以降の部分とほぼ同じであった。図3-11はy*=0(クリープ)の試験結果である。4本 のいずれの試験結果とも、試験開始から歪が若干下に凸の曲線を描きながら増加し、100 s 程度 経過した時点でグラフの傾きがやや緩やかになっている。それ以降はほぼ直線的に歪が増加して いる。深度 500 m 付近の試験片に比べて試験片ごとのばらつきが大きく,一般化応力緩和試験開 始までの載荷過程における歪速度が 10⁴/s と 10⁵/s でのクリープ歪の差と, 一般化応力緩和試験 開始時点での歪の差を比較することは難しかった。

いずれの試験結果でも、一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が大きい方が、 試験開始後の約 100 s 間の緩和応力や歪の変化が大きかった。試験開始から約 100 s 以上経過す るとグラフはほぼ直線になり、対数クリープ則に似た傾向を示した。なお、表 3-1 に示したよう に一般化応力緩和試験前後の試験片の質量変化は十分小さかった。

図 3-12 には、一般化応力緩和試験終了後の一軸圧縮強度試験の結果を示す。図では、一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が 10⁻⁴/s での結果を赤で、10⁻⁵/s での結果を青で示した。深度 500 m 付近の試験片では、試験開始からほぼ直線的に応力が増加した。強度破壊点付近で小さな応力の減少が数回見られる場合があったが、いずれの試験片でも強度破壊点以降で急激に応力が減少した。深度 1000 m 付近の試験片では、試験開始からほぼ直線的に応力が増加し、強度破壊点に達した後は、深度 500 m 付近の試験片に比べると緩やかに応力が減少した。 **表 3-2** に各試験片の一軸圧縮強度をまとめたが、試験片ごとのばらつきが大きく、一般化応力緩和試験開始までの載荷過程や一般化応力緩和試験の試験条件による影響は見られなかった。



図 3-5 一般化応力緩和試験直前までの載荷過程における応力-歪曲線

|--|

	深度	一般化応力緩和試験 開始までの載荷過程	一般化応	力緩和試験	一般化応力緩和試験終了後 の一軸圧縮強度試験		
試験 斤 番 方	(m)	歪速度 (/s)	開始時の歪 (×10 ⁻⁶)	緩和方向係数	一軸圧縮強度 (MPa)		
5-3			1992	~~~	28.0		
5-9			1986		28.4		
5-2		10^{-4}	2174	_9	14.4		
5-8			1983	-2	20.8		
5-1			1892	0	33.0		
5-7	548-		1942	0	35.4		
5-6	548.38		2273	-~~	31.8		
5-12			2359		25.2		
5-5		10^{-5}	2313	_9	16.5		
5-11			2233	-2	32.7		
5-4			2248	0	27.0		
5-10			2310	0	36.5		
15-3			2891		16.2		
15-9			4082	~~~	7.8		
15-2		10 ⁻⁴	2768	_ 9	13.3		
15-8		10	3117	-2	11.0		
15-1			2792	0	15.7		
15-7	973.1-		1941	0	11.6		
15-6	973.7		3500		13.2		
15-12			4363		9.1		
15-5		10 ⁻⁵	3459	0	13.0		
15-11		10	3558	-2	15.5		
15-10			3499	0	16.1		
15-13			4100	U	10.7		



図 3-6 緩和応力および歪の経時変化(深度 500 m 付近,緩和方向係数 γ*=-∞)



(a) 緩和応力



図 3-7 緩和応力および歪の経時変化(深度 500 m 付近,緩和方向係数 γ*=-2)


(a) 緩和応力



図 3-8 緩和応力および歪の経時変化(深度 500 m 付近,緩和方向係数 γ*=0)



(a) 緩和応力



図 3-9 緩和応力および歪の経時変化(深度 1000 m 付近,緩和方向係数 γ*=-∞)



(a) 緩和応力



図 3-10 緩和応力および歪の経時変化(深度 1000 m 付近,緩和方向係数 γ*=-2)



(a) 緩和応力



図 3-11 緩和応力および歪の経時変化(深度 1000 m 付近,緩和方向係数 γ*=0)

JAEA-Research 2011-028







(b) 深度 1000 m 付近

図 3-12 一般化応力緩和試験終了後の一軸圧縮強度試験結果

3. 4 まとめおよび今後の課題

本章では、前報(III)⁴に引き続き、稚内層硬質頁岩を用いて一般化応力緩和特性に関する試験 を行った。前報(III)⁴での観察結果より、稚内層硬質頁岩の試験では、試験片の含水状態や試験片 表面からの水分の蒸発が試験結果に影響を与える可能性があることが予想された。そこで本報告 では、試験片を水没させた状態で一般化応力緩和試験を行った。まず、試験片を水没させた状態 で試験を行うため、新しいプラテンと透明容器を新たに作製した。プラテンはステンレス製とし た。透明容器の台座もステンレス製とし、円筒はアクリル製とした。試験を水中で行ったことで、 試験中の試験片の乾燥や含水状態の変化を抑えることができ、一般化応力緩和試験前後の試験片 の質量変化は十分小さかった。

一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が大きい方が,一般化応力緩和試験開 始後の約 100 s 間の緩和応力や歪の変化が大きかった。試験開始から約 100 s 以上経過するとグ ラフはほぼ直線になり,対数クリープ則に似た傾向を示した。深度 500 m 付近の試験片の結果は ばらつきが小さく,緩和方向係数が 0 (クリープ) での試験開始後 100 s の時点と 10000 s の時 点におけるクリープ歪の差は 200×10⁻⁶ 程度であった。この差は,一般化応力緩和試験開始まで の載荷過程における歪速度が 10⁻⁴/s と 10⁻⁵/s での,一般化応力緩和試験開始時点での歪の差 290 ×10⁻⁶ と近い値であった。すなわち,一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における歪速度が 大きいほど,一般化応力緩和試験開始時点までの粘弾性的な変形が小さくなり,その結果,一般 化応力緩和試験開始直後の緩和応力や歪の変化が大きくなったと考えられる。

図 3-6~図 3-11 に示したように、今回、水中で試験を行ったことにより、試験片の含水状態の 変化や試験片表面からの水分の蒸発の影響を抑えることができ、試験片ごとのばらつきの少ない 結果が得られるようになった。今後の課題としては、まず、一般化応力緩和試験開始までの載荷 過程が一般化応力緩和特性に及ぼす影響の把握と機構の解明が挙げられる。また、一般化応力緩 和試験開始までの載荷過程における歪速度によって、一般化応力緩和試験開始直後の緩和応力や 歪の変化が異なることから、応力-歪曲線と一般化応力緩和挙動の関係についてもさらに検討す る必要がある。これらの検討は、稚内層硬質頁岩の時間依存性挙動の把握と機構の解明につなが るものと考える。

4. 引張応力下での力学特性

4.1 はじめに

本章では, 幌延地下施設における原位置試験予定深度付近に堆積している稚内層硬質頁岩のボ ーリングコアを用いて, 圧裂引張試験と一軸引張試験を行い, 引張応力下での力学特性について 検討した。

前報(II)³⁾では、HDB-11 孔の深度 500 m 付近,700 m 付近および 1000 m 付近から採取した 試料を用いて圧裂引張試験を行い、データを蓄積した。これらの試験結果を整理したところ、強 度のばらつきは大きいものの、稚内層硬質頁岩の脆性度(一軸圧縮強度/引張強度)は 6~12 で あり、標準的な岩石の範囲内にあることがわかった。前報(III)⁴⁾では、さらにデータを蓄積する ため、HDB-11 孔の深度 500 m 付近と 1000 m 付近の試料を用いて前報(II)³⁾と同様に圧裂引張 試験を行った。引張応力下での時間依存性挙動を調べるために、2 種類の変位速度を交互に切り 換えながら試験を行ったところ、強度破壊点付近で載荷速度依存性を示すことが確認された。一 軸圧縮強度の目盛を圧裂引張強度の目盛の 10 倍にして、試験結果と試料の採取深度との関係を 表示したところ、一軸圧縮強度と圧裂引張強度の分布する範囲が各深度で比較的良く一致した。 この結果は、かなりばらつきがあるものの、稚内層硬質頁岩の脆性度が 10 程度であることを示 唆している。前報(III)⁴⁾では、引張応力下での変形・破壊特性を把握するために一軸引張試験も 実施した。一軸引張応力下での完全応力-歪曲線の取得に成功し、わずかではあるが残留強度を 示すことが確認された。

前報(III)での稚内層硬質頁岩の一軸引張試験 4 は,試験片に湿った脱脂綿を巻きつけ,さらに その外側をラップで覆った状態で行った。第3章でも述べたように,約3時間にわたる稚内層硬 質頁岩の一般化応力緩和試験では,試験片の含水状態や試験片表面からの水分の蒸発が試験結果 に影響を与える可能性があることが予想された。一軸引張試験では試験片を上下のプラテンに接 着するが,接着剤が硬化するのに1日程度待った。その間における,脱脂綿を巻いていない試験 片端面からの水分の蒸発(試験片の乾燥)が,試験結果に影響を与える可能性があると考えられ た。そこで本報告では,試験片を水没させた状態で一軸引張試験を行うことにした。稚内層硬質 頁岩の圧裂引張試験の試験時間は長くても 10 分程度であったが,より精度の高い結果を得るた めには水中で行う方が良いと考えた。そこで,圧裂引張試験も試験片を水没させた状態で行うこ とにした。

4.2 試料岩石と試験方法

試料岩石として稚内層硬質頁岩を用いた。試験片は幌延深地層研究計画におけるボーリング調査で採取した直径約80mmのボーリングコア(HDB-11)から作製した。図2-4(a)~図2-4(r)に示したように、ボーリングコアは全部で18本(No.1~No.18)あり、採取深度は528.00~548.38m(以下では深度500m付近と称する)および972.10~987.75m(以下では深度1000m付近と称する)である。いずれのボーリングコアも多数のクラックが観察された。試験には、深度500m付近では図2-4(d)に示したNo.4、深度1000m付近では図2-4(m)に示したNo.13と図2-4(o)に示したNo.15のボーリングコアより作製した試験片を用いた。圧裂引張試験には直径25mm,高さ12mm程度の円柱形試験片を用いた。一軸引張試験には直径25mm,高さ50mmで、両端面の平行度を±0.01mm以内に仕上げた円柱形試験片を用いた。いずれの試験片とも整形後は水中で保存した。圧裂引張試験と一軸引張試験に用いた試験片の諸元を、それぞれ表4-1と表4-2に示す。圧裂引張試験,一軸引張試験ともに、容量10kNのサーボ試験機を用いた。荷重はロードセルで、変位は差動変圧器式変位計で測定した。

試験片を水没させた状態で圧裂引張試験を行うため,図4-1と図4-2に示すようなプラテンと 透明容器を作製した。プラテンはステンレス(SUS303)製とした。透明容器の台座もステンレ ス(SUS303)製とし,円筒はアクリル製とした。水漏れを防ぐため、台座と円筒との間には2 個のOリングを設置した。圧裂引張試験では、変位のO点を調整する際に試験片の位置や向きを 指で調整する必要があるため、透明容器は比較的大きめのものとした。前報(III)4と同様に、圧 裂引張試験では、試験開始から変位が 0.015 mm 増加するごとに変位速度を 0.0005 mm/s と 0.005 mm/s とで交互に切り換えた。

岩石の一軸引張試験に関する過去の研究成果を調査したところ、これまでの試験は気乾状態で 行われることがほとんどであった^{33)~37)}。大久保ら³⁸⁾は水を含んだ土丹の一軸引張試験を行った が、前報(III)での稚内層硬質頁岩の試験⁴⁾とほぼ同様に、試験片に湿った脱脂綿を巻きつけ、さ らにその外側をビニール袋で覆った状態で試験を行った。すなわち、水中での岩石の一軸引張試 験は今回が初めての試みであった。そこで、図4-3と図4-4に示すようなプラテンと透明容器を 作製した。プラテンはステンレス(SUS303)製とし、円筒はアクリル製とした。図4-1と図4-2 に示した圧裂引張試験用や第5章で示した一軸圧縮試験用では、下部プラテンと透明容器の台座 とは別々のものとした。しかし、一軸引張試験では剛性の低下などを防ぐため、ねじ部などはな るべく少ない方が良い。そこで、下部プラテンと透明容器の台座を図4-4のように一体化するこ とにした。その際に問題となったのは、試験機へのプラテンの設置とプラテンへの試験片の接着 であった。下部プラテンと透明容器の台座を一体化すると、試験片を容器内に入れた状態で試験 機に設置することが困難になることがわかった。さらに、試験片を容器内に入れた状態で試験 機に設置することが困難になることがわかった。さらに、試験片を接着する際の位置の調整など も困難になる。そこで試行錯誤の末、透明容器の円筒を上下に動かせるような設計とした。円筒 を上げた状態が図4-3(e)、下げた状態が図4-3(f)である。円筒を容易に動かせるようにするため、 設計段階では2個のOリングを設置する予定であったが、試験の際には1個に減らした。

接着剤は、前報(III)⁴⁾ と同様にエポキシ系接着剤(ニチバン製アラルダイト)を用いることに した。試験片とプラテン間の接着力を調べるため、圧裂引張強度が約20MPaの仙台粘板岩を用 いて、稚内層硬質頁岩と同じ手順で一軸引張試験を行った。得られた応力-歪曲線を見ると、試 験開始から応力が7 MPa 程度に達するまでの直線性は良く、その後若干上に凸の曲線を描き、 応力が9 MPa 程度に達した時点で接着部が剥れた。Okubo and Fukui³⁵⁾ は気乾状態でほぼ同様 の試験を行い、17 MPa で接着部が剥れたとしている。水中で接着を行うと気乾状態に比べて接 着力が低下することがわかった。しかし、2008 年度の試験結果⁴⁾ では、稚内層硬質頁岩の一軸 引張強度は 0.8~2.5 MPa であり、水中で接着した場合でも接着剤の接着力は十分大きく、接着 部での非弾性歪は十分小さいことがわかった。

以上のような検討を行った後に、次のような手順で一軸引張試験を実施した。

- 1. 上下のプラテンと透明容器を試験機に設置し, 図 4-3(f)のように透明容器を下げた状態に する。
- 2. 上下端面にエポキシ系接着剤を塗った試験片を下部プラテンに置き密着させる。
- 3. 透明容器を図 4-3(e) や図 4-4 のように上げた状態にし,試験片の乾燥を防ぐため水を注ぎ 入れる。ただし,試験片の上端面に塗った接着剤に水が触れないように,水面が試験片の 上端面よりも下になるようにする。
- 4. 上部プラテンを下げて試験片に密着させ、試験片に 100 N 程度の圧縮荷重をかける。
- 5. 試験片が水没するまで水を注ぎ入れる。
- 6. 上下プラテンの位置を固定したまま、1日程度接着剤が硬化するのを待つ。
- 7. 歪速度 10⁻⁵ /s で一軸引張試験を実施する。

深度	試験片	直径	高さ	質量	密度	破壊荷重	強度
m	番号	mm	mm	g	g/cm^3	kN	MPa
546. 15∼ 546. 5	4-28	25.1	12.0	11.04	1.87	1.27	2.68
	4-29	25.1	12.2	11.24	1.87	1.68	3. 49
	4-30	25.1	12.1	11.20	1.88	1.29	2.70
	4-31	25.1	12.3	11.34	1.86	1.48	3.05
	4-32	25.1	12.5	11.45	1.87	1.32	2.68
	4-33	25.1	12.5	11.47	1.85	1.58	3.21
972.5∼ 973.0	13-39	25.1	12.3	12.08	2.00	1.00	2.06
	13-40	25.1	12.4	12.39	2.04	1.02	2.09
	13-41	25.0	12.3	12.09	2.01	1.22	2.53
973. 1~ 973. 7	15-44	25.1	12.7	12.75	2.04	1.18	2.36
	15-45	25.1	12.4	12.27	2.02	1.20	2.45
	15-46	25.1	12.5	12.49	2.02	1.26	2.56
深度 500 m 付近平均		25.1	12.3	11. 29	1.87	1.44	2.97
標準偏差							0.31
変動係数							10.44
深度 1000 m 付近平均		25.1	12.4	12.35	2.02	1.15	2.34
標準偏差							0.20
変動係数							8.55

表 4-1 圧裂引張試験に用いた試験片の諸元と試験結果

深度	試験片	直径	高さ	質量	密度	強度
m	番号	mm	mm	g	g/cm^3	MPa
546. 15∼ 546. 5	4-1	25.0	50.5	46.91	1.89	1.14
	4-2	25.0	50.5	46.76	1.89	1.69
	4-3	25.0	50.5	46.63	1.88	1.81
	4-4	25.1	50.6	46.77	1.88	1.82
	4-5	25.1	50.6	47.14	1.89	1.28
	4-6	25.0	50.5	46.82	1.89	1.53
972.5∼ 973.0	13-1	25.1	50.5	51.13	2.05	0.45
	13-2	25.1	50.6	50.78	2.04	1.05
	13-3	25.1	50.6	50.77	2.04	0.63
973.1~ 973.7	15-14	25.1	50.6	50.13	2.01	1.03
	15-15	25.1	50.6	51.05	2.05	0.53
深度 500 m 付近平均		25.0	50.5	46.84	1.89	1.55
	標準偏差					0.26
変動係数						16.77
深度 1000	m付近平均	25.1	50.6	50.77	2.04	0.74
	標準偏差					0.25
変動係数						33. 78

表 4-2 一軸引張試験に用いた試験片の諸元と試験結果



(a) 上部プラテン



(b) 下部プラテン



(c) 台座



(d) 円筒形の透明容器



(e) 組み立てた様子



(f) 試験機に設置した様子

図 4-1 水中での圧裂引張試験用に作製したプラテンと透明容器の写真



図 4-2 水中での圧裂引張試験用に作製したプラテンと透明容器の組立図



(a) 上部プラテン



(b) 下部プラテン



(c) 円筒形の透明容器



(d) 組み立てた様子

図 4-3 水中での一軸引張試験用に作製したプラテンと透明容器の写真(1/2)



(e) 透明容器を上げた状態



(f) 透明容器を下げた状態

図 4-3 水中での一軸引張試験用に作製したプラテンと透明容器の写真(2/2)



図 4-4 水中での一軸引張試験用に作製したプラテンと透明容器の組立図

4.3 圧裂引張試験結果

図 4-5(a)には、深度 500 m 付近の試料の圧裂引張試験で得られた荷重-変位曲線を示す。い ずれの試験片でも、試験開始直後は若干下に凸の曲線を描いているが、その後はほぼ直線的に荷 重が増加している。比較的低い荷重から、変位速度の切り換えによって荷重が増減する様子が見 られた。強度破壊点を迎えると荷重が 0.5~0.7 kN まで急激に減少し、その後、荷重は増減を繰 り返した。強度破壊点直後の荷重の減少が急激なため、2 種類の変位速度に対応する強度を推定 することは困難であったが、2008 年度 4 と同様に圧裂引張試験での荷重-変位曲線は載荷速度 依存性を示すことが確認された。図 4-6(a)には試験終了後の試験片の写真を示す。No.4-30 には 試験片のほぼ中心を通る直線状の破断面が生じた。その他の5 個の試験片に生じた破断面はやや 弧を描いたものであった。これらの5 個の試験片では、三日月状の破片がさらに2 個の破片に分 割し、全部で3 個の破片に分割した。このように、6 個の試験片の荷重-変位曲線の形状や破壊 状況は比較的似かよったものであった。

図 4-5(b)には,深度 1000 m 付近の試料で得られた圧裂引張試験結果を示す。なお,見やすさ を考慮して,図は(b-1)と(b-2)に分けた。深度 500 m 付近の試験片と同様に,いずれの試験片で も,試験開始直後は若干下に凸の曲線を描いているが,その後はほぼ直線的に荷重が増加してい る。また,いずれの試験片でも比較的低い荷重から変位速度の切換による影響が出ていることが わかる。図 4-5(b-1)に示した 4 個の試験片では,強度破壊点を迎えると荷重が 0.5 kN 程度まで 急激に減少し,その後,荷重は徐々に減少した。図 4-5(b-2)に示した 2 個の試験片では,強度破 壊点を迎えた後の荷重の減少が比較的小さく,その後も荷重は増減を繰り返した。図 4-6(b)には 試験終了後の試験片の写真を示す。No.13-39, No.15-46, No.15-47 の 3 個の試験片は,図 4-6(a) に示した No.4-30 と同様に 2 個の破片に分割した。しかし,No.4-30 に比べて破断面はかなり凹 凸であった。No.13-41 と No.15-45 は,図 4-6(a)の No.4-30 以外の試験片と同様に,三日月状の 破片がさらに 2 個の破片に分割し,全部で 3 個の破片に分割した。No.13-40 の試験片は半月状 の破片 2 個と薄板状の破片 1 個に分割した。深度 500 m 付近の試料に比べると,試験片ごとの破 壊状況の違いが大きかった。なお,破壊状況と荷重一変位曲線との関係は見出せなかった。

表 4-1 に圧裂引張強度をまとめたが, 500 m 付近と 1000 m 付近の試料とで, 平均値, 変動係 数とも同程度の値であった。



図 4-5 圧裂引張試験で得られた荷重-変位曲線(1/3)



(b-1) 深度 1000 m 付近

図 4-5 圧裂引張試験で得られた荷重-変位曲線(2/3)



(b-2) 深度 1000 m 付近

図 4-5 圧裂引張試験で得られた荷重-変位曲線(3/3)



No. 4-28



No. 4-29



No. 4-30



No. 4-31



No. 4-32



No. 4-33

(a) 深度 500 m 付近

図 4-6 圧裂引張試験後の試験片の写真(1/2)



No. 13-39



No. 13-40



No. 13-41



No. 15-45



No. 15-46



No. 15-47

(b) 深度 1000 m 付近

図 4-6 圧裂引張試験後の試験片の写真(2/2)

4. 4 一軸引張試験結果

図 4-7(a)には、深度 500 m 付近の試料の一軸引張試験で得られた応力-歪曲線を示す。なお、 見やすさを考慮して、図は(a-1)と(a-2)に分けた。いずれの試験片でも、試験開始からほぼ直線的 に応力が増加していき、その後、応力-歪曲線は若干上に凸の曲線を描いた。図 4-7(a-1)に示し た 3 本の試験片では、強度破壊点以降で急激に応力が減少した。図 4-7(a-2)に示した 3 本の試験 片では、応力-歪曲線が強度破壊点付近で上に凸の比較的滑らかな曲線を描いており、強度破壊 点以降で歪がある程度増加するまで応力の減少は緩やかであった。6 本の試験片とも残留強度は 0.05 MPa 程度であった。図 4-8(a)には試験終了後の試験片の写真を示す。なお、No.4-1 と No.4-6 では、試験終了後のミスにより試験片を破壊してしまったので、写真は示していない。図 4-7(a-1) に示した No.4-2、No.4-4、No.4-5 には、試験片の中央付近にやや傾いた破断面が生じたことがわ わかる。一方、図 4-7(a-2)に示した No.4-3 には、試験片の端面付近に破断面が生じたことがわ かる。図 4-7(a-2)に示したと、強度破壊点以降で歪がある程度増加するまで応力の減少が緩 やかであった原因の一つとして、試験片端面の近傍で生じた亀裂が、ある程度延びた時点で端面 に達し、それ以降は亀裂が延びにくくなったことが考えられる。

図4-7(b)には、深度1000m付近の試料の一軸引張試験で得られた応力-歪曲線を示す。なお、 見やすさを考慮して、図は(b-1)と(b-2)に分けた。いずれの試験片でも、試験開始からほぼ直線的 に応力が増加していき、その後、応力-歪曲線は若干上に凸の曲線を描いた。図4-7(b-1)に示し た3本の試験片では、強度破壊点以降、応力が緩やかに減少した。図4-7(b-2)に示した2本の試 験片では、図4-7(b-1)に示した3本の試験片よりも強度が大きく、強度破壊点以降で急激に応力 が減少した。しかし、5本の試験片の残留強度はいずれも0.1 MPa 程度であった。図4-8(b)には 試験終了後の試験片の写真を示す。No.13-3とNo.15-15には、試験片の端面に近い位置にやや傾 いた破断面が生じた。No.13-1、No.13-2、No.15-14に生じた破断面は複雑な形状をしており、 かなり凹凸が大きかった。なお、破壊状況と応力-歪曲線との関係は見出せなかった。

図 4-9 には、2008 年度 4 と 2009 年度に得られた一軸引張応力下での応力-歪曲線を、それぞれ青系統と赤~黄系統の色で示す。図 4-9(a) は深度 500 m 付近の試料の結果であるが、2009 年 度の結果は 2008 年度の 2 本の結果 4 に比べて強度が小さく、強度破壊点までに生じた歪が大き かった。図 4-9(b) は深度 1000 m 付近の試料の結果であるが、2008 年度の 2 本の強度 4 は、2009 年度の強度が大きい 2 本の試験片と強度が小さい 3 本の試験片の間に入った。強度破壊点までに 生じた歪は、2008 年度 4 よりも 2009 年度の方がやや大きかった。これらの結果より、一軸引張 応力下での変形・破壊特性が水中と大気中とで異なる可能性が考えられる。しかし、現状では試 験数が少ないため、今後もデータを蓄積する必要がある。

表 4-2 に一軸引張強度をまとめた。深度 500 m 付近の試料は強度のばらつきが比較的小さかったが,深度 1000 m 付近の試料では強度が大きい試験片(2本)と強度が小さい試験片(3本)があった。平均値でみると,深度 500 m 付近の試料の一軸引張強度は深度 1000 m 付近の試料の約 2 倍であった。また,深度 500 m 付近の試料の圧裂引張強度は一軸引張強度の約 2 倍であった。 深度 1000 m 付近の試料の圧裂引張強度は一軸引張強度の 3 倍程度であった。大久保ら³⁸⁾は,土 丹の圧裂引張強度(0.65 MPa)は一軸引張強度(0.33 MPa)の 2 倍程度となったと報告してい る。稚内層硬質頁岩の圧裂引張強度と一軸引張強度の比は土丹と同程度であることがわかった。 圧裂引張強度が一軸引張強度よりも大きくなる原因としては,①プラテンとの接触部が圧縮破壊 する,②プラテンとの接触部が塑性変形して面接触となる,③残留強度の影響で試験片中心部の 亀裂が直ちにマクロな破壊に結びつかないことなどが指摘されており,土丹では,このうちの③ の影響が大きいのではないかと報告されている³⁸⁾。図 4-8 を見ると,稚内層硬質頁岩では,これ らの影響に加えて層理面の影響もある可能性があり,今後も引張応力下での変形・破壊特性に関 する検討を進めていく必要がある。



(a-1) 深度 500 m 付近

図 4-7 一軸引張試験で得られた応力-歪曲線(1/4)



(a-2) 深度 500 m 付近

図 4-7 一軸引張試験で得られた応力-歪曲線(2/4)



(b-1) 深度 1000 m 付近

図 4-7 一軸引張試験で得られた応力-歪曲線(3/4)



(b-2) 深度 1000 m 付近

図 4-7 一軸引張試験で得られた応力-歪曲線(4/4)



No. 4-2



No. 4-3



No. 4-4



No. 4-5

(a) 深度 500 m 付近

図 4-8 一軸引張試験後の試験片の写真(1/2)







No. 13-2



No. 13-3



No. 15-14



No. 15-15

(b) 深度 1000 m 付近

図 4-8 一軸引張試験後の試験片の写真(2/2)



(a) 深度 500 m 付近

図 4-9 一軸引張試験で得られた応力-歪曲線(1/2)



(b) 深度 1000 m 付近

図 4-9 一軸引張試験で得られた応力-歪曲線(2/2)

4. 5 2008 年度までおよび 2009 年度の試験結果の比較

2008 年度まで(前報(II)³⁾,前報(III)⁴⁾ および 2009 年度の試験で得られた一軸圧縮強度と採 取深度との関係を図 4-10(a)に示す。図には、定歪速度試験、歪速度切換試験、一般化応力緩和 試験終了後の定歪速度試験の結果を示した。2009 年度は一般化応力緩和試験終了後の定歪速度試 験の結果である。いずれの試験結果とも HDB-11 孔のボーリングコアから得られたものであり、 2008 年度までは大気中で、2009 年度は水中で試験を行った。500 m 付近の試料の結果はばらつ きが大きかったが、2009 年度の結果は 2008 年度までの結果 ^{3),4)} と大きな違いは見られなかった。 2008 年度までに得られた 1000 m 付近の試料の結果 ^{3),4)} はばらつきが大きかったが、水中で試験 を行った 2009 年度の結果はばらつきが小さくなった。2008 年度までの結果 ^{3),4)} と比べると強度 がやや小さめになった。

2008 年度までの結果 ^{3,4} および 2009 年度の試験で得られた圧裂引張強度と採取深度との関係 を図 4-10 (b) に示す。前報(II)³では、10 kN 万能試験機を用いて深度 500 m 付近,深度 700 m 付近および深度 1000 m 付近の試料で試験を行った。深度 500 m 付近の試料の変動係数は約 24 %, 深度 1000 m 付近の試料の変動係数は約 28 %とかなりばらつきが大きかった。前報(III)⁴では 10 kN サーボ試験機で試験を行い、深度 500 m 付近の試料の変動係数は約 15 %,深度 1000 m 付近 の試料の変動係数は約 13 %とばらつきは小さくなった。2009 年度は水中で試験を行うことによ り、深度 500 m 付近の試料の変動係数は約 10 %,深度 1000 m 付近の試料の変動係数は約 8 % とばらつきをさらに小さくすることができた。図 4-10 (b) からわかるように、水中で試験を行っ た 2009 年度の結果は 2008 年度までの結果 ^{3,4} に比べてやや小さめであった。

前報(III)⁴⁾ と 2009 年度の試験で得られた一軸引張強度と採取深度との関係を図 6-10(c) に示す。 2008 年度は大気中で,2009 年度は水中で試験を行った。試験数が少ないが,深度 500 m 付近の 試料では,2009 年度の結果は前報(III)⁴よりもやや小さかった。深度 1000 m 付近の試料では, 前報(III)⁴と 2009 年度の結果とで大きな差異は見られなかった。2009 年度の一軸引張試験結果が 分布する範囲すなわち標準偏差は,2009 年度の圧裂引張試験結果と同程度であった。

図 4-10(d)では、上の目盛が下の目盛の 10 倍になるようにし、一軸圧縮強度は上の目盛に対応 するように、圧裂引張強度と一軸引張強度は下の目盛に対応するように、2009 年度の試験結果を 表示した。このように表示すると、深度 500 m 付近の試料では、圧裂引張強度は一軸圧縮強度の 大きめの結果の周辺に位置し、一軸引張強度は一軸圧縮強度の小さめの結果の周辺に位置してい る。深度 1000 m 付近の試料では、圧裂引張強度は一軸圧縮強度よりもやや大きくなり、一軸引 張強度は一軸圧縮強度の小さめの結果の周辺に位置している。すなわち、脆性度(一軸圧縮強度 /引張強度)を計算する際に、圧裂引張強度を用いた場合は 10 よりやや小さく、一軸引張強度 を用いた場合は 10 よりやや大きくなることがわかる。

図 4-10(e)には、図 4-10(d)と同様の表示方法で 2008 年度までの結果 ^{3),4)} および 2009 年度ま での結果を示す。いずれの深度でも、試験片ごとのばらつきが大きいが、このように表示すると 一軸圧縮強度、圧裂引張強度、一軸引張強度の分布する範囲が比較的良く一致した。しかし、深 度 500 m 付近と深度 1000 m 付近の試料の結果を細かく見ると、図 4-10(d)と同様に、圧裂引張 強度は一軸圧縮強度の大きめの結果の周辺に位置し、一軸引張強度は一軸圧縮強度の小さめの結 果の周辺に位置する傾向が見られる。



図 4-10 強度と採取深度の関係(HDB-11)(1/5)



(b) 圧裂引張強度

図 4-10 強度と採取深度の関係(HDB-11)(2/5)



(c) 一軸引張強度

図 4-10 強度と採取深度の関係(HDB-11)(3/5)



(d) 一軸圧縮強度と引張強度(2009年度)

図 4-10 強度と採取深度の関係(HDB-11)(4/5)


⁽e) 一軸圧縮強度と引張強度(2008年度までおよび2009年度)

図 4-10 強度と採取深度の関係(HDB-11)(5/5)

4.6 まとめおよび今後の課題

本章では、前報(III)⁴⁾ に引き続き、稚内層硬質頁岩の圧裂引張試験と一軸引張試験を行ったが、 2009 年度はいずれの試験とも試験片を水没させた状態で実施した。まず、試験片を水没させた状態で試験を行うため、プラテンと透明容器を作製した。プラテンはステンレス製とし、透明容器 はアクリル製とした。圧裂引張試験では、変位の0点を調整する際に試験片の位置や向きを指で 調整する必要があるため、透明容器は比較的大きめのものとした。一軸引張試験では剛性の低下 などを防ぐため、下部プラテンと透明容器の台座を一体化することにした。また、試験片のプラ テンへの接着を容易にするため、透明容器の円筒を上下に動かせるような設計とした。試験片と プラテンの接着にはエポキシ系接着剤を用いることにした。水中で接着を行う場合には、十分に 注意を払わないと気乾状態に比べて接着力が低下するが、稚内層硬質頁岩の試験では、水中で接 着した場合でも接着剤の接着力は十分大きく、接着部での非弾性歪は十分小さいことがわかった。

引張応力下での時間依存性挙動を調べるために, 圧裂引張試験では変位速度を交互に切り換え たが,荷重-変位曲線は載荷速度依存性を示すことが確認された。水中での岩石の一軸引張試験 は今回が初めての試みであったが,新しいプラテンと透明容器により,問題なく試験を行うこと ができた。平均値でみると,深度 500 m 付近の試料の一軸引張強度は深度 1000 m 付近の試料の 約2倍であった。また,深度 500 m 付近の試料の圧裂引張強度は一軸引張強度の約2倍であった。 深度 1000 m 付近の試料の圧裂引張強度は一軸引張強度の 3 倍程度であった。稚内層硬質頁岩の 圧裂引張強度と一軸引張強度の比は土丹と同程度であることがわかった。

最後に,2006年度から2009年度までに得られた一軸圧縮強度,圧裂引張強度,一軸引張強度 を比較した。一軸圧縮強度の目盛を引張強度の目盛の10倍にして,試験結果と試料の採取深度 との関係を表示したところ,一軸圧縮強度,圧裂引張強度,一軸引張強度の分布する範囲が比較 的良く一致した。この結果は,かなりばらつきがあるものの,稚内層硬質頁岩の脆性度が10程 度であることを示唆している。しかし,深度500m付近と深度1000m付近の試料の結果を細か く見ると,圧裂引張強度は一軸圧縮強度の大きめの結果の周辺に位置し,一軸引張強度は一軸圧 縮強度の小さめの結果の周辺に位置することが確認された。すなわち,脆性度(一軸圧縮強度/ 引張強度)を計算する際に,圧裂引張強度を用いた場合は10よりやや小さく,一軸引張強度を 用いた場合は10よりやや大きくなることになる。

水中での稚内層硬質頁岩の圧裂引張試験および一軸引張試験は、2009年度が初めての試みであった。水中で試験を行うことにより、試験片の含水状態の変化や試験片表面からの水分の蒸発の影響を抑えることができ、2008年度まで(前報(II)³⁾、前報(III)⁴⁾と比べて、試験片ごとのばらつきの少ない良好な試験結果が得られた。また、大気中に比べて水中で試験を行う方が、強度がやや小さくなる傾向が確認された。わが国は地下水位が高く、多くの地下構造物が湿潤状態に近い環境にあると考えられる。そのため、今後もデータを蓄積していき、水中における引張応力下での変形・破壊挙動を把握して、その機構を解明していく必要がある。

5. おわりに

本検討では、昨年度までの知見を踏まえ、設計手法の体系化や幌延深地層研究計画における地 下施設(以下,幌延 URL とする)にて得られたデータを用いて、ニアフィールド岩盤の力学的 特性を考慮した設計手法に関する検討を実施した。この結果、以下の結論を得た。

2章では、幌延地下施設における原位置試験予定深度付近に堆積している稚内層硬質頁岩のボ ーリングコアを用いて、強度回復特性に関する室内試験を行った。過去の経緯を振り返って見る と、2004 年度は、HDB・6 孔の深度 400 m 付近から採取した試料を用いて試験を行った。その結 果、稚内層硬質頁岩は、田下凝灰岩や来待砂岩と同程度の強度回復が確認でき、その程度は押し 込み試験における最大荷重および軸歪と密接な関係があることがわかった。また、2005 年度は、 HDB・10 孔の深度 500 m 付近から採取した試料を用い、押し込み最大荷重を一定の 39.2 kN と し、最大荷重に達した後、一定時間応力を加え続け、強度回復における時間の影響を調べた。2006 年度は、HDB・11 孔の深度 700 m 付近から採取した試料を用いて、2005 年度と同じ条件下にて 試験を行いデータの蓄積につとめた。2007 年度は、HDB・11 孔の深度 500 m 付近と没度 1000 m 付近から採取した試料を用いて、2005 年度および 2006 年度と同じ条件下での試験を行った。 2008 年度は、HDB・11 孔の深度 500 m 付近と 1000 m 付近の試料を用いて、押し込み試験後の 試験片の強度回復特性と時間依存性に関する検討を行った。2009 年度は、HDB・11 孔の深度 500 m 付近と 1000 m 付近の試料を用いて、押し込み試験後の試験片の透水係数の変化を、変水位透 水試験により測定した。さらに、岩石の強度回復特性を表す構成方程式について予備的な検討を 実施した。

3章では、幌延地下施設における原位置試験予定深度付近に堆積している稚内層硬質頁岩のボ ーリングコアを用いて、岩石の粘弾性的挙動を調べるのに有用と考えられる一般化応力緩和挙動 に関する室内試験を行った。参考までにこれまでの経緯を述べてみると、2005年度は、HDB-10 孔の深度 500 m 付近から採取した試料を用いて一般化応力緩和挙動に関する試験を行い, 三城目 安山岩と河津凝灰岩との比較を行った。また、2006年度は HDB-11 孔の深度 700 m 付近から採 取した試料を用いて試験を行い、データを蓄積した。ついで、2007年度は、HDB-11孔の深度 500 m 付近と 1000 m 付近の試料を用いて試験を行い、データをさらに蓄積するとともに、採取 場所や採取深度の異なる試料の結果と比較検討した。2008年度は、試験中の試験片の様子や試験 片の排水条件に着目して, HDB-11 孔の深度 500 m 付近と 1000 m 付近の試料を用いた一般応力 緩和試験を行った。これまでの試験結果より、稚内層硬質頁岩の一般化応力緩和試験では、試験 片の含水状態や試験片表面からの水分の蒸発が試験結果に影響を与える可能性があることが予想 された。そこで 2009 年度は、プラテンと透明容器を新たに作製し、HDB-11 孔の深度 500 m 付 近と1000 m 付近の試料を用いて,試験片を水没させた状態で一般化応力緩和試験を行った。水 中で試験を行うことにより、試験片ごとのばらつきの少ない良好な試験結果が得られた.また、 一般化応力緩和を開始するまでの載荷過程が一般化応力緩和特性に及ぼす影響についても検討し た。

4章では、幌延地下施設における原位置試験予定深度付近に堆積している稚内層硬質頁岩のボ ーリングコアを用いて、圧裂引張試験と一軸引張試験を行い、引張応力下での力学特性について 検討した。振り返って見ると、2006年度は、HDB-11 孔の深度 700 m付近から採取した試料を 用いて圧裂引張試験を行った。2007年度は、HDB-11 孔の深度 500 m付近と 1000 m付近から 採取した試料を用いて圧裂引張試験を行い,データを蓄積した。2008年度は,HDB-11 孔の深度 500m付近と1000m付近の試料を用いて,圧裂引張試験と一軸引張試験を行った。2009年度は, プラテンと透明容器を新たに作製し,HDB-11 孔の深度 500m付近と1000m付近の試料を用い て,試験片を水没させた状態で圧裂引張試験と一軸引張試験を行った。水中で試験を行うことに より,試験片ごとのばらつきの少ない良好な試験結果が得られた.また,2006年度から2009年 度までに得られた一軸圧縮強度,圧裂引張強度,一軸引張強度を比較検討した。

参考文献

- 大久保誠介: "ニアフィールド岩盤の長期安定性評価手法に関する研究(核燃料サイクル開 発機構 業務委託報告書)", JNC TJ8400 2004-018, (2005)
- 2) 平本正行,小林保之,大久保誠介: "岩石の強度回復特性・一般化応力緩和挙動に関する研究 (委託研究)", JAEA-Research 2008-002, (2008)
- 3) 大久保誠介,林克彦,小林保之,平本正行: "岩石の強度回復特性・一般化応力緩和挙動に 関する研究(Ⅱ)(委託研究)", JAEA-Research 2008-106, (2009)
- 4) 林克彦,岸裕和,小林保之,武部篤治,大久保誠介:"岩石の強度回復特性・一般化応力緩 和挙動に関する研究(Ⅲ)", JAEA-Research 2009-058, (2009)
- 5) 杉原弘造:東京大学博士論文, p.83, (2003)
- 6) Hou, Z. M. : Mechanical and hydraulic behavior of rock salt in the excavation disturbed zone around underground facilities, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 40, pp.725-738, (2003)
- 7) 足立格一郎: 土質力学, pp.35-37, 共立出版 (東京), (2002)
- 8) 鹿島建設土木設計部:設計の基礎知識, pp.36-39, 鹿島出版会(東京), (1993)
- 9) テルッアギ,ペック:土質力学 基礎編, pp.40-44, 丸善(東京), (1969)
- 10) 石原研而: 土質力学, pp.66-75, 丸善(東京), (1988)
- 11) 稲田善紀:岩盤工学, pp.9-15, 森北出版 (東京), (1997)
- 12) Zhang, J., Standifird, W. B., Roegiers, J.-C., and Zhang, Y. : "Stress-dependent fluid flow and permeability in fractured media: from lab experiments to engineering applications", Rock Mech. Rock Engng., 40, pp.3-21, (2007)
- Min, K. B., Rutqvist, J., Tsang, C. F. and Jing, L. R. : "Stress-dependent permeability of fractured rock masses: a numerical study", Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 41, pp.1191-1210, (2004)
- 14) Alkan, H., Cinar, Y. and Pusch, G. : "Rock salt dilatancy boundary from combined acoustic emission and triaxial compression tests", Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 44, pp.108-120, (2007)
- 15) 高橋彦治, 菊地宏吉, 吉川惠也, 桜井孝: 建設工事における地質工学, pp.306-315, 鹿島出 版会 (東京), (1985)
- 16) 諸戸靖史: 土質力学, pp.49-51, 現代工学社 (東京), (1986)
- 17) 大久保誠介,福井勝則,杉田隆博: "緩み領域の強度回復に関する基礎研究",資源・素材学 会誌,117,pp.631-638,(2001)
- 18) 雷鳴: "岩石の強度破壊点以降における時間依存性", 東京大学博士論文, 第5章, (2009)
- 19)山口勉: "岩石の変形及び破壊に対する時間の影響の研究",東京大学博士論文, pp.222-267, (1980)
- 20) 大久保誠介,何昌栄,西松裕一: "一軸圧縮応力下における時間依存性挙動-岩石の Post-failure Region での挙動(第1報)",日本鉱業会誌,103, pp.177-181, (1987)
- 21) He, C., Okubo, S. and Nishimatsu, Y. : "A Study on the class II behavior of rock", Rock Mech. Rock Engng., 23, pp.261-273, (1990)
- 22) 大久保誠介: "コンプライアンス可変型構成方程式の解析的検討", 資源・素材学会誌, 108, pp.601-606, (1992)
- 23) 大久保誠介,西松裕一: "三城目安山岩と河津凝灰岩のクリープ特性と構成方程式",日本鉱業会誌,102,pp.395-400,(1986)

- 24) Okubo, S. and Fukui, K. : "An analytical investigation of a variable-compliance-type constitutive equation", Rock Mech. Rock Engng., 39, pp.233-253, (2006)
- 25) 西松裕一,大久保誠介,福井勝則:"破壊限接近度と局所安全率に関する考察と拡張",資源・ 素材学会誌,110,pp.343-346,(1994)
- 26) 西松裕一: 岩盤力学, 東京大学出版会, 64-69 (1999)
- 27) 大久保誠介,福井勝則: "岩石のコンプライアンス可変型構成方程式とそのパラメータの取得法",資源・素材学会誌,117, pp.13-20, (2001)
- 28) 大久保誠介,福井勝則,張建東: "岩石の時間依存性を考慮した3次元 FEM 解析",資源・ 素材学会誌,114, pp.79-85, (1998)
- 29) 羽柴公博, 雷鳴, 大久保誠介, 福井勝則: "破砕した岩石の強度回復特性と載荷速度依存性", 資源・素材学会誌, 125, pp.481-488, (2009)
- 30) 大久保誠介,福井勝則,新孝一: "岩盤の破壊基準と長期強度に関する一考察",資源・素材 学会誌,115, pp.213-218, (1999)
- 31) Okubo, S., Fukui, K. and Nishimatsu, Y.: Rock Mech. Rock Engng., 30, pp.223-227, (1997)
- 32) 雷鳴, 大久保誠介, 福井勝則, 羽柴公博: "破砕した岩石の押し込み試験のシミュレーション", 資源・素材学会誌, vol.126, pp.64-71, (2010)
- 33) Peng, S.S. : "A note on the fracture propagation and time-dependent behavior of rocks in uniaxial tension", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 12, pp. 125-127, (1975)
- 34) Nova, R. and Zaninetti, A. : "An investigation into the tensile behaviour of a schistose rock", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 27, pp. 231-242, (1990)
- 35) Okubo, S. and Fukui, K. : "Complete stress-strain curves for various rock types in uniaxial tension", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.33, pp.549-556, (1996)
- 36) 福井勝則,大久保誠介,清水剛: "一軸引張応力下での岩石の破壊過程に関する研究",資源・ 素材学会誌,114, pp. 925-930, (1998)
- 37) 福井勝則,大久保誠介,岩野圭太: "一軸引張応力下での三城目安山岩と田下凝灰岩の載荷 速度依存性",土木学会論文集,729, pp. 59-71, (2003)
- 38) 大久保誠介,福井勝則,木村有仁:"土丹の力学的特性と構成方程式",トンネルと地下, Vol.33, pp.45-50, (2002)

表 1. SI 基本単位					
甘大昌	SI 基本単位				
盔半里	名称	記号			
長さ	メートル	m			
質 量	キログラム	kg			
時 間	秒	s			
電 流	アンペア	А			
熱力学温度	ケルビン	Κ			
物質量	モル	mol			
光度	カンデラ	cd			

表2. 基本単位を用い	いて表されるSI組立里(豆の例				
知辛量	SI 基本単位					
和立里	名称	記号				
面 積平方	メートル	m^2				
体 積立法	メートル	m^3				
速 さ , 速 度 メー	トル毎秒	m/s				
加速度メー	トル毎秒毎秒	m/s^2				
波 数 每メ	ートル	m ⁻¹				
密度,質量密度キロ	グラム毎立方メートル	kg/m ³				
面積密度キロ	グラム毎平方メートル	kg/m ²				
比 体 積立方	メートル毎キログラム	m ³ /kg				
電流密度アン	ペア毎平方メートル	A/m^2				
磁界の強さアン	ペア毎メートル	A/m				
量濃度(a),濃度モル	毎立方メートル	mol/m ³				
質量濃度+口	グラム毎立法メートル	kg/m ³				
輝 度 カン	デラ毎平方メートル	cd/m ²				
屈 折 率 ^(b) (数	字の) 1	1				
<u>比透磁率(b)</u> (数	字の) 1	1				
(a) 量濃度 (amount concentrati	on)は臨床化学の分野では	物質濃度				
(substance concentration) とも上げれる						

(substance concentration)ともよばれる。
 (b) これらは無次元量あるいは次元1をもつ量であるが、そのことを表す単位記号である数字の1は通常は表記しない。

表3. 固有の名称と記号で表されるSI組立単位

			SI 租立单位	
組立量	名称	記号	他のSI単位による 表し方	SI基本単位による 表し方
亚	5.37 v (b)	red	1 (b)	m/m
	() / / / / / / (b)	(c)	1 1 (b)	2/ 2
		sr II-	1	m m -1
同 仮 多		пг		S .
カ	ニュートン	N		m kg s ⁻²
E 力 , 応 力	パスカル	Pa	N/m ²	m ⁻¹ kg s ⁻²
エネルギー,仕事,熱量	ジュール	J	N m	$m^2 kg s^2$
仕事率, 工率, 放射束	ワット	W	J/s	m ² kg s ⁻³
電荷,電気量	クーロン	С		s A
電位差(電圧),起電力	ボルト	V	W/A	$m^2 kg s^{-3} A^{-1}$
静電容量	ファラド	F	C/V	$m^{-2} kg^{-1} s^4 A^2$
電気抵抗	オーム	Ω	V/A	$m^2 kg s^{\cdot 3} A^{\cdot 2}$
コンダクタンス	ジーメンス	s	A/V	$m^{2} kg^{1} s^{3} A^{2}$
磁東	ウエーバ	Wb	Vs	$m^2 kg s^2 A^1$
磁束密度	テスラ	Т	Wb/m ²	$\text{kg s}^{2} \text{A}^{1}$
インダクタンス	ヘンリー	Н	Wb/A	$m^2 kg s^{-2} A^{-2}$
セルシウス温度	セルシウス度 ^(e)	°C		K
光束	ルーメン	lm	cd sr ^(c)	cd
照度	ルクス	lx	lm/m ²	m ⁻² cd
放射性核種の放射能 ^(f)	ベクレル ^(d)	Βα		s ⁻¹
吸収線量 比エネルギー分与				~
カーマ	グレイ	Gy	J/kg	m ² s ²
線量当量,周辺線量当量,方向	2 ((g)	Su	Ulta	2 o ⁻²
性線量当量, 個人線量当量		50	o/kg	m s
酸素活性	カタール	kat		s ⁻¹ mol

酸素活性(カタール) kat [s¹ mol]
 (a)SI接頭語は固有の名称と記号を持つ組立単位と組み合わせても使用できる。しかし接頭語を付した単位はもはや ュヒーレントではない。
 (b)ラジアンとステラジアンは数字の1に対する単位の特別な名称で、量についての情報をつたえるために使われる。 実際には、使用する時には記号rad及びsrが用いられるが、習慣として組立単位としての記号である数字の1は明 示されない。
 (a)測光学ではステラジアンという名称と記号srを単位の表し方の中に、そのまま維持している。
 (d)へルツは周崩現象についてのみ、ペシレルは抜焼性核種の統計的過程についてのみ使用される。
 (a)セルシウス度はケルビンの特別な名称で、セルシウス温度度を表すために使用される。
 (d)やレシウス度はケルビンの特別な名称で、セルシウス温度を表すために使用される。
 (d)かけ性核種の放射能(activity referred to a radionuclide) は、しばしば誤った用語で"radioactivity"と記される。
 (g)単位シーベルト(PV,2002,70,205) についてはCIPM勧告2 (CI-2002) を参照。

表4.単位の中に固有の名称と記号を含むSI組立単位の例

	S	[組立単位	
組立量	名称	記号	SI 基本単位による 表し方
粘度	パスカル秒	Pa s	m ⁻¹ kg s ⁻¹
カのモーメント	ニュートンメートル	N m	m ² kg s ⁻²
表 面 張 九	リニュートン毎メートル	N/m	kg s ⁻²
角 速 度	ラジアン毎秒	rad/s	m m ⁻¹ s ⁻¹ =s ⁻¹
角 加 速 度	ラジアン毎秒毎秒	rad/s^2	m m ⁻¹ s ⁻² =s ⁻²
熱流密度,放射照度	ワット毎平方メートル	W/m^2	kg s ⁻³
熱容量、エントロピー	ジュール毎ケルビン	J/K	$m^2 kg s^{-2} K^{-1}$
比熱容量, 比エントロピー	ジュール毎キログラム毎ケルビン	J/(kg K)	$m^2 s^{-2} K^{-1}$
比エネルギー	ジュール毎キログラム	J/kg	$m^{2} s^{2}$
熱 伝 導 率	ワット毎メートル毎ケルビン	W/(m K)	m kg s ⁻³ K ⁻¹
体積エネルギー	ジュール毎立方メートル	J/m ³	m ⁻¹ kg s ⁻²
電界の強さ	ボルト毎メートル	V/m	m kg s ⁻³ A ⁻¹
電 荷 密 度	クーロン毎立方メートル	C/m ³	m ⁻³ sA
表 面 電 荷	「クーロン毎平方メートル	C/m ²	m ⁻² sA
電 束 密 度 , 電 気 変 位	クーロン毎平方メートル	C/m ²	m ⁻² sA
誘 電 率	シファラド毎メートル	F/m	$m^{-3} kg^{-1} s^4 A^2$
透 磁 率	ミヘンリー毎メートル	H/m	m kg s ⁻² A ⁻²
モルエネルギー	ジュール毎モル	J/mol	$m^2 kg s^2 mol^1$
モルエントロピー, モル熱容量	ジュール毎モル毎ケルビン	J/(mol K)	$m^2 kg s^{-2} K^{-1} mol^{-1}$
照射線量(X線及びγ線)	クーロン毎キログラム	C/kg	kg ⁻¹ sA
吸収線量率	ダレイ毎秒	Gy/s	$m^{2} s^{-3}$
放 射 強 度	ワット毎ステラジアン	W/sr	$m^4 m^{-2} kg s^{-3} = m^2 kg s^{-3}$
放 射 輝 度	ワット毎平方メートル毎ステラジアン	$W/(m^2 sr)$	m ² m ⁻² kg s ⁻³ =kg s ⁻³
酸素活性濃度	カタール毎立方メートル	kat/m ³	m ⁻³ e ⁻¹ mol

表 5. SI 接頭語							
乗数	接頭語	記号	乗数	接頭語	記号		
10^{24}	э 9	Y	10 ⁻¹	デシ	d		
10^{21}	ゼタ	Z	10 ⁻²	センチ	с		
10^{18}	エクサ	E	10 ⁻³	ミリ	m		
10^{15}	ペタ	Р	10 ⁻⁶	マイクロ	μ		
10^{12}	テラ	Т	10 ⁻⁹	ナノ	n		
10^{9}	ギガ	G	10^{-12}	ピコ	р		
10^{6}	メガ	M	10^{-15}	フェムト	f		
10^{3}	+ 1	k	10 ⁻¹⁸	アト	а		
10^{2}	ヘクト	h	10^{-21}	ゼプト	z		
10^{1}	デカ	da	10 ⁻²⁴	ヨクト	v		

表6.SIに属さないが、SIと併用される単位				
名称	記号	SI 単位による値		
分	min	1 min=60s		
時	h	1h =60 min=3600 s		
日	d	1 d=24 h=86 400 s		
度	٥	1°=(п/180) rad		
分	,	1'=(1/60)°=(п/10800) rad		
秒	"	1"=(1/60)'=(п/648000) rad		
ヘクタール	ha	1ha=1hm ² =10 ⁴ m ²		
リットル	L, 1	1L=11=1dm ³ =10 ³ cm ³ =10 ⁻³ m ³		
トン	t	$1t=10^{3}$ kg		

表7. SIに属さないが、SIと併用される単位で、SI単位で

衣される剱値が美缺的に侍られるもの					
	名	称		記号	SI 単位で表される数値
電	子 >	ボル	ŀ	eV	1eV=1.602 176 53(14)×10 ⁻¹⁹ J
ダ	N	ŀ	\sim	Da	1Da=1.660 538 86(28)×10 ⁻²⁷ kg
統-	一原子	質量単	单位	u	1u=1 Da
天	文	単	位	ua	1ua=1.495 978 706 91(6)×10 ¹¹ m

表8.SIに属さないが、SIと併用されるその他の単位

	名称		記号	SI 単位で表される数値
バ	-	N	bar	1 bar=0.1MPa=100kPa=10 ⁵ Pa
水銀	柱ミリメー	トル	mmHg	1mmHg=133.322Pa
オン	グストロー	- 4	Å	1 Å=0.1nm=100pm=10 ⁻¹⁰ m
海		里	М	1 M=1852m
バ	-	\sim	b	1 b=100fm ² =(10 ⁻¹² cm)2=10 ⁻²⁸ m ²
1	ッ	ŀ	kn	1 kn=(1852/3600)m/s
ネ	-	パ	Np	の形法はいかおはない
ベ		N	В	31単位との数値的な関係は、 対数量の定義に依存。
デ	ジベ	N	dB -	

表9. 固有の名称をもつCGS組立単位

名称	記号	SI 単位で表される数値			
エルグ	erg	1 erg=10 ⁻⁷ J			
ダイン	dyn	1 dyn=10 ⁻⁵ N			
ポアズ	Р	1 P=1 dyn s cm ⁻² =0.1Pa s			
ストークス	St	$1 \text{ St} = 1 \text{ cm}^2 \text{ s}^{-1} = 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$			
スチルブ	$^{\mathrm{sb}}$	$1 \text{ sb} = 1 \text{ cd } \text{ cm}^{\cdot 2} = 10^4 \text{ cd } \text{ m}^{\cdot 2}$			
フォト	ph	1 ph=1cd sr cm ⁻² 10 ⁴ lx			
ガ ル	Gal	1 Gal =1cm s ⁻² =10 ⁻² ms ⁻²			
マクスウェル	Mx	$1 \text{ Mx} = 1 \text{ G cm}^2 = 10^{-8} \text{Wb}$			
ガウス	G	$1 \text{ G} = 1 \text{Mx cm}^{-2} = 10^{-4} \text{T}$			
エルステッド ^(c)	Oe	1 Oe ≙ (10 ³ /4π)A m ^{·1}			
(c) 3元系のCGS単位系とSIでは直接比較できないため、等号「 △ 」					

は対応関係を示すものである。

		表	(10.	SIに 尾	禹さないその他の単位の例
	名称 訂			記号	SI 単位で表される数値
キ	ユ	IJ	ĺ	Ci	1 Ci=3.7×10 ¹⁰ Bq
$\scriptstyle u$	ン	トゲ	\sim	R	$1 \text{ R} = 2.58 \times 10^{-4} \text{C/kg}$
ラ			K	rad	1 rad=1cGy=10 ⁻² Gy
$\scriptstyle u$			ム	rem	1 rem=1 cSv=10 ⁻² Sv
ガ	:	\sim	7	γ	1 γ =1 nT=10-9T
フ	II.	N	"		1フェルミ=1 fm=10-15m
メー	ートルネ	系カラ:	ット		1メートル系カラット=200 mg=2×10-4kg
ŀ			N	Torr	1 Torr = (101 325/760) Pa
標	進	大気	圧	atm	1 atm = 101 325 Pa
力	П	IJ	ļ	cal	1cal=4.1858J(「15℃」カロリー), 4.1868J (「IT」カロリー) 4.184J(「熱化学」カロリー)
3	カ	17	~		$1 = 1 = 10^{-6} m$

この印刷物は再生紙を使用しています