

JNC TJ5400 2003-004

堆積軟岩の長期挙動に関する調査試験研究（その2）

概要版報告書

(核燃料サイクル開発機構 委託研究成果報告書)

2004年2月

大成建設株式会社

本資料の全部または一部を複写・複製・転載する場合は、下記にお問い合わせください。

〒319-1184 茨城県那珂郡東海村村松4番地49

核燃料サイクル開発機構

技術展開部 技術協力課

電話：029-282-1122（代表）

ファックス：029-282-7980

電子メール：jserv@jnc.go.jp

Inquires about copyright and reproduction should be addressed to:

Technical Cooperation Section,

Technology Management Division,

Japan Nuclear Cycle Development Institute

4-49 Muramatsu, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki 319-1194, Japan

© 核燃料サイクル開発機構

(Japan Nuclear Cycle Development Institute)

2004

2004年2月

堆積軟岩の長期挙動に関する調査試験研究（その2）

山本 卓也*、青木 智幸**、城 まゆみ**、瀧 治雄***

要 旨

地下深部の堆積軟岩中に建設される地下施設の合理的な設計や施工・操業時の安全確保の観点から、空洞周辺岩盤の長期的な安定性を検討する必要がある。特に、堆積軟岩の時間依存挙動は未だそのメカニズムに不明な点が多く、重要な検討項目の1つであると考えられる。このため、過去2年間、ボーリング調査で得られるコアを用いた室内試験を行い、数値解析による坑道周辺岩盤の安定性を検討した。今年度の検討内容と知見を以下に示す。

声問層と稚内層の岩石コアを対象に、2種類のひずみ速度で \overline{CU} 三軸試験を行い、試験結果を比較した。また、試験結果から多孔質弾性パラメータを決定した。

今年度の室内試験から求めた物性値を用いて施工中の坑道の応力-浸透連成挙動を考慮した安定解析を実施し、岩盤の初期応力が異方的であるの場合に注意を要することを示した。発破掘削と機械掘削を考慮した解析により、掘削速度の違いは坑道変形に対し大きな影響を与えないことが分かった。

坑道掘削時のような短期の場合について、修正カムクレイモデルとひずみ軟化モデルを用いた破壊規準の比較を行い、ひずみ軟化モデルの方が試験結果を良くシミュレーションできることが分かった。中～長期の破壊規準については、強度低下を表す3つのモデルが示された。また、これまでに実施した幌延地点の泥岩の一軸クリープ試験の破壊時間は一般的な評価に従うことが分かった。

数mスケールの裸孔の自立性を検討するため、ひずみ軟化モデルによる数値解析を行い、変形の局所化が起こる可能性を示した。

埋め戻し等で想定される材料の試験結果より物性値を決定し、数値解析により仮想的に坑道閉鎖後の長期安定性を検討した。岩盤と支保の劣化に関するシナリオを2つおり設定し、いずれも最大せん断ひずみが基準値を超え、変形の局所化が起こり得る結果となった。

本報告書は、大成建設株式会社が核燃料サイクル開発機構との契約により実施した業務成果に関するものである。

契約番号：1507A00146

サイクル機構担当部課室および担当者：

幌延深地層研究センター 深地層研究グループ グループリーダー 福島 龍朗

*)：大成建設株式会社エンジニアリング本部原燃サイクル施設グループ

**)：大成建設株式会社技術センター土木技術研究所地盤・岩盤研究室

***)：大成建設株式会社土木本部土木設計部トンネル地下設計室

February, 2004

Investigation on time-dependent behavior of sedimentary rock(Phase2)

Takuya Yamamoto*, Tomoyuki Aoki **, Mayumi Joh**, Haruo Taki***

ABSTRACT

For the rational design of the underground facility and for the safety during construction and operation it is necessary to consider the long-term stability of the rock mass around a drift. Especially, the time-dependent behavior of sedimentary rock is important because the mechanism of time-dependent is not well understood. Hence, laboratory tests of rock specimens collected from the borehole investigation and numerical analysis on the stability of the rock mass around a drift were discussed for last two years. The followings are studied and the findings are summarized.

Tri-axial undrained compression tests on the rock specimens from Koetoi and Wakkai Formation were conducted with two kinds of strain rate and the test results were compared. The poro-elastic parameters were estimated from the test results.

The stability of a drift under construction considering coupled stress-seepage behavior was analyzed using the parameters from the laboratory tests of this year's study and the case of anisotropic initial stress was shown to be paid attention. The different speed of excavation did not affect the deformation based on the analysis considering blasting and machine excavation.

Modified Cam-Clay model and strain-softening model were compared from the viewpoint of a failure criterion for the short-term stability of a drift excavation and strain-softening model could well simulate the test results. Three types of model that described stress drop were shown as a failure criterion for the intermediate to long-term stability of a drift. The failure time of previous uni-axial creep tests on the Horonobe mudstone followed the so-called general rules.

In order to estimate the stability of non-supported hole with several meters diameter numerical analysis was done considering strain-softening of rock mass and the possibility of localization of deformation was shown.

The virtual long-term stability of a drift after backfill was numerically analyzed using parameters from the test results of the material which is planned to be used for backfill. Two different scenarios of rock mass and support deterioration were considered and the maximum shear strain became larger than the standard value for both scenarios and the localization of deformation could be mobilized.

This work was performed by Taisei Corporation under contract with Japan Nuclear Cycle Development Institute. (Contract number 1507A00146)

JNC Liaison : Horonobe Underground Research Center Mr. Tatsuo Fukushima

*) : Taisei Corporation, Engineering Division **) : Taisei Corporation, Technology Center

***) : Taisei Corporation, Civil Engineering Division

堆積軟岩の長期挙動に関する調査試験研究（その2）

担当者一覧

山 本 卓 也

青 木 智 幸

城 まゆみ

瀧 治 雄

窪 田 茂

下 野 正 人

小 野 誠

<目次>

1. はじめに	1-1
2. ひずみ速度を変えた <u>CU</u> 三軸圧縮試験	2-1
2. 1 試験計画	2-1
2. 2 試験結果	2-4
2. 3 試験結果の評価	2-7
2. 3. 1 有効応力経路の比較	2-7
2. 3. 2 多孔質弾性パラメータの決定	2-7
3. 施工中の坑道の応力－浸透連成挙動の検討	3-1
3. 1 目的	3-1
3. 2 坑道の応力－浸透連成挙動の検討	3-1
3. 3 掘削方式の違いに関する検討	3-8
3. 4 まとめ	3-11
4. 破壊基準の検討	4-1
4. 1 概要	4-1
4. 2 短期的破壊規準	4-1
4. 2. 1 概要	4-1
4. 2. 2 幌延泥岩の変形・破壊挙動	4-1
4. 2. 3 修正カムクレイモデル	4-2
4. 2. 4 ひずみ軟化モデル	4-5
4. 2. 5 まとめ	4-7
4. 3 中・長期的破壊規準	4-8
4. 3. 1 概要	4-8
4. 3. 2 長期強度モデルの文献調査	4-8
4. 3. 3 クリープ試験結果の分析	4-10
4. 3. 4 まとめ	4-12
4. 4 まとめ	4-13
5. 試験孔の裸孔自立性の検討	5-1
5. 1 目的	5-1
5. 2 解析条件および手順について	5-1
5. 3 解析結果	5-2
5. 4 メッシュ依存性の検討	5-6
5. 5 まとめ	5-8

6.	坑道の長期安定性の検討	6-1
6. 1	目的	6-1
6. 2	埋め戻し材の物性	6-1
6. 3	長期間における地山および支保劣化のシナリオ	6-2
6. 4	坑道の長期安定性に関する数値解析	6-3
6. 5	まとめ	6-12
7.	まとめ	7-1
参考文献		参考-1

1. はじめに

高レベル放射性廃棄物の処分坑道を地下深部の堆積軟岩中に建設する場合、施工中・操業中・閉鎖後のすべての段階において、空洞周辺岩盤の安定性について検討する必要がある。特に、堆積軟岩の時間依存挙動は未だそのメカニズムに不明な点が多く、重要な検討項目の1つであると考えられる。

平成13年度は、既往の研究事例を調査し、堆積軟岩の長期挙動研究の現状、課題を整理した。また、ボーリング調査で得られるコアを用いた室内試験（クリープ試験および三軸排水三軸圧縮試験）を実施し、基礎データを取得した。さらに、それらの検討結果を踏まえ、今後の調査試験計画を策定した。

平成14年度では、平成13年度に実施した室内試験の結果から物性値を決定し、予備解析として、数値解析による坑道周辺岩盤の安定性を検討した。数値解析は、坑道掘削時（短期）の坑道安定性、閉鎖後（超長期）の坑道および埋め戻し材の変形挙動、坑道の応力－浸透連成現象による時間依存変形挙動の3つの検討項目を対象に行った。また、平成13年度の試験よりも長期（1ヶ月程度）の室内クリープ試験を実施し、平成13年度に求めた物性値との比較を行った。さらに、平成13年度に策定した調査試験計画を基に、この年実施した予備解析によって得られた知見を加味し、原位置試験を含んだ具体的な調査・試験計画を検討した。

今年度は、室内試験および破壊規準の検討を主目的とし、以下の内容を検討した。

「(1) ひずみ速度を変えた \overline{CU} 三軸試験」では、声問層と稚内層の2岩種を対象に、ひずみ速度 $0.01\%/min$ と $0.0008\%/min$ で \overline{CU} 三軸試験を行い、試験結果の比較を行った。また、試験結果から物性値を決定した。

「(2) 施工中の坑道の応力－浸透連成挙動の検討」では、(1)で求めた物性値を使って数値解析を実施し、応力－浸透連成挙動の検討を行った。最初に、昨年度と同様の解析手順で、今年度新規に求めた物性値を使用して、改めて応力－浸透連成挙動のシミュレーション解析を実施し、坑道周辺岩盤の変形挙動を確認した。次に、実際の施工（発破掘削と機械掘削）を考慮した応力－浸透連成挙動のシミュレーション解析を行い、掘削速度の違いによる応力－浸透連成挙動の坑道変形挙動に及ぼす影響を把握した。

「(3) 破壊規準の検討」では、経過時間を短期の場合と中～長期の場合に分けて検討した。短期の場合については、幌延泥岩を対象とした既往の室内三軸試験結果を分析し、構成モデルを2種類（修正カムクレイモデルとひずみ軟化モデル）選択して、数値解析によるシミュレーションを行った。中～長期の場合については、強度低下に関するモデルの既往文献調査を実施し、3編のモデルについて概説した。また、これまで実施した幌延泥岩の一軸クリープ試験結果を分析し、既往の試験結果との比較により、破壊時間の一般的評価を行った。

「(4) 裸孔自立性の検討」では、(3)で検討したひずみ軟化モデルによる数値解析を行い、数mスケールの裸孔の自立性について検討した。また、比較のため、完全弾塑性モデルによる数値解析も行った。

「(5) 坑道の長期安定性の検討」では、掘削ズリとベントナイトの混合試料による圧密排水三軸試験結果より、埋め戻し材の物性値を決定し、数値解析を実施した。その結果、周辺岩盤の埋め戻し材に与える影響を検討した。

2. ひずみ速度を変えた \overline{CU} 三軸圧縮試験

2. 1 試験計画

幌延地区に分布する岩石の強度、変形特性、および水-応力連成挙動に関する基礎データを取得するため、軟岩の圧密非排水 (\overline{CU}) 三軸圧縮試験を実施した。試験を行った岩石はすべて、本年度（2003年度）実施したボーリング（孔名：HDB-6孔）のコアから採取した岩石である。

(1) 岩石試料について

(a) 試料採取位置：HDB-6孔 深度 253.00m～253.56m

岩種：珪藻質泥岩

試験を実施した試験体：2本

表 2.1.1 試料物性値一覧表（珪藻質泥岩）

	直徑 (mm)	高さ (mm)	質量 (g)	断面積 (cm ²)	体積 (cm ³)	飽和 密度 (g/cm ³)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ν
試験体 1	49.46	94.41	306.72	19.21	181.35	1.69	1,888	651	0.43
試験体 2	49.40	98.15	318.26	19.17	188.15	1.69	1,852	625	0.44

(b) 試料採取位置：HDB-6孔 深度 496.55m～497.00m、497.80m～498.00m

岩種：硬質頁岩

試験を実施した試験体：2本

表 2.1.2 試料物性値一覧表（硬質頁岩）

採取 深度 (m)	試験 体名	直徑 (mm)	高さ (mm)	質量 (g)	断面積 (cm ²)	体積 (cm ³)	飽和 密度 (g/cm ³)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ν
496.55 ～ 497.00	試験体 3	49.45	99.58	366.24	19.20	191.22	1.92	2174	950	0.38
497.80 ～ 498.00	試験体 4	49.33	99.81	365.15	19.11	190.71	1.91	2170	935	0.39

(2) 試験条件

試験条件を表2.1.3に示した。なお、有効拘束圧は一昨年のCD試験と同じ条件とするため、湿潤単位体積重量 20kN/m³と仮定したコア採取深度相当とした。

表 2.1.3 圧密非排水三軸圧縮試験 試験条件

試験体名	1	2	3	4
採取深度	253.00m~253.56m	253.00m~253.56m	496.55m~497.00m	497.80m~498.00m
岩種	珪藻質泥岩	珪藻質泥岩	硬質頁岩	硬質頁岩
温度 (°C)	常温	常温	常温	常温
側圧 (MPa)	3.0	3.0	5.5	5.5
背圧 (MPa)	0.5	0.5	0.5	0.5
有効拘束圧 (MPa)	2.5	2.5	5.0	5.0
軸載荷速度 (%/min)	0.0008	0.01	0.01	0.0008
備考	試験時間が長期にわたるので、バイトンゴムスリーブを使用。 ひずみゲージ測定なし。	シリコンゴム(RTV)による被覆。 ひずみゲージ測定。	シリコンゴム(RTV)による被覆。 ひずみゲージ測定。	試験時間が長期にわたるので、バイトンゴムスリーブを使用。 ひずみゲージ測定なし。

*バイトンは登録商標

排水は、両条件ともにナイロンメッシュ（メッシュサイズ $10\mu\text{m}$ ）によるサイドドレンと両端面のポーラスメタルによって行った。

(3) 試験手順

試験方法は地盤工学会基準(JGS 2533-2002)に基づいて行った。試験手順の概略を図 2.1.1 に示す。

CU三軸圧縮試験

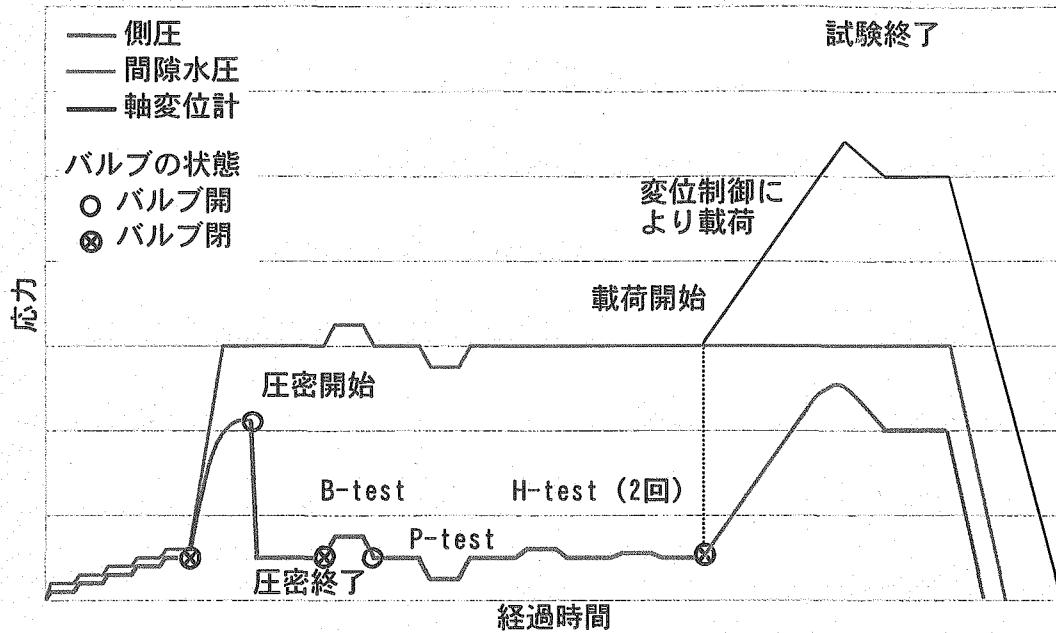


図 2.1.1 試験手順

(B-test, H-test, P-test の詳細は 2.3.2(2) パラメータ決定のための試験についてを参照)

(4) 試験装置

試験に使用した三軸試験機のレイアウトを図 2.1.2 に示す。

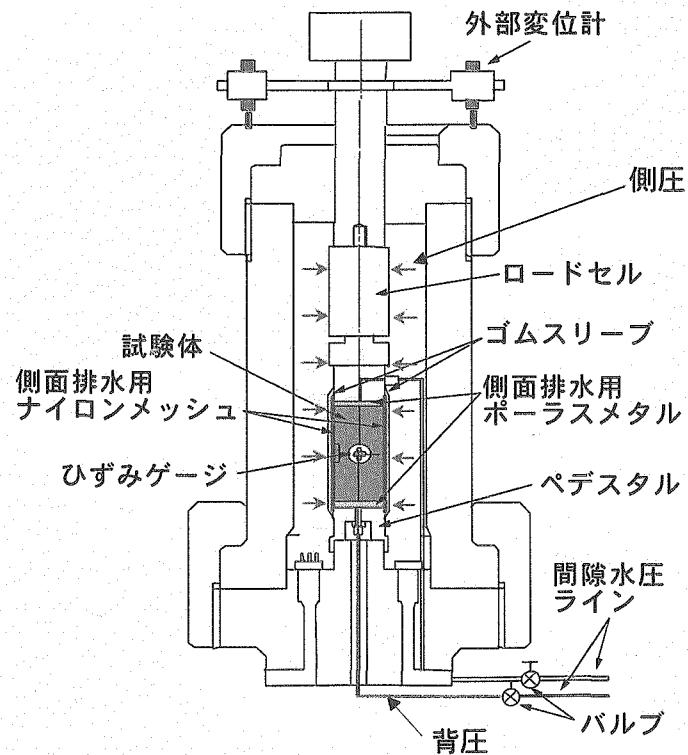


図 2.1.2 三軸試験機のレイアウト

2. 2 試験結果

(1) 試験体 1 の試験結果

試験体 1 の試験結果を図 2.2.1 に示す。

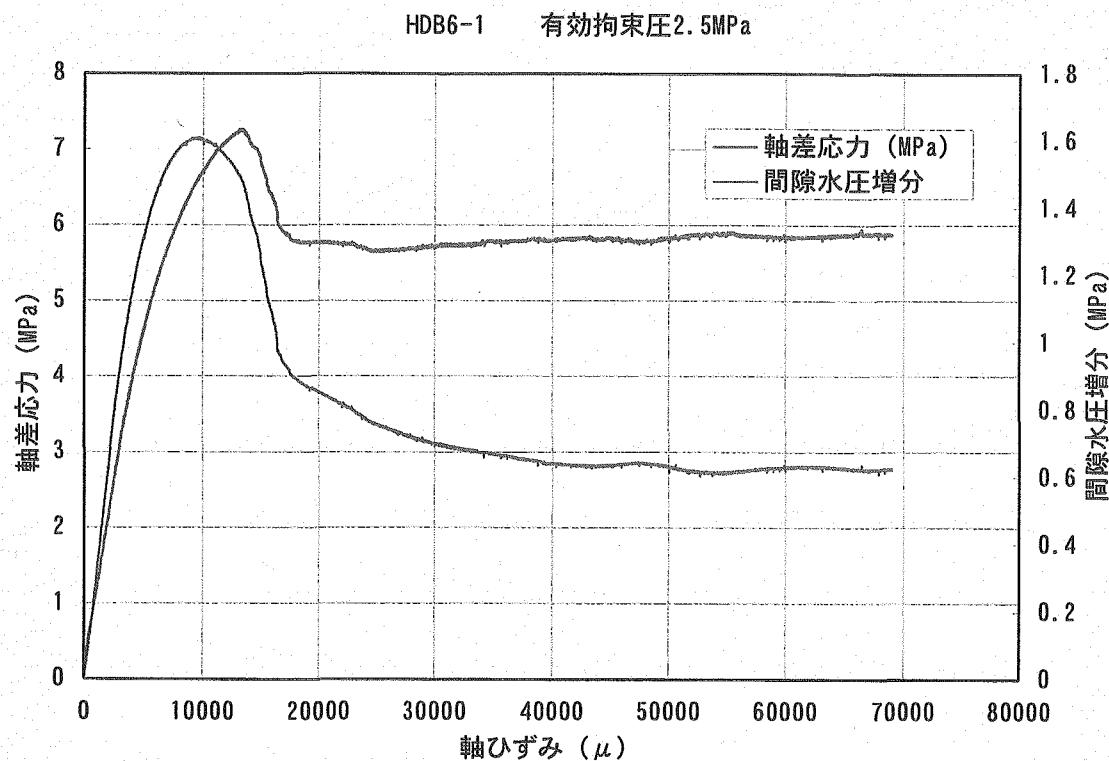


図 2.2.2 主応力差・間隙水圧増分ー軸ひずみ線図

(2) 試験体 2 の試験結果

試験体 2 の試験結果を図 2.2.2 に示す。

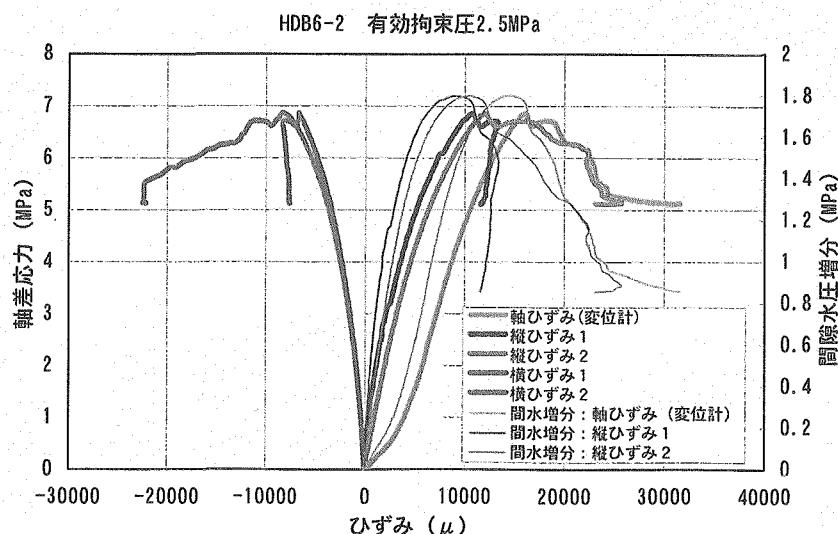


図 2.2.2 主応力差・間隙水圧増分ー軸ひずみ線図

応力-ひずみ線図から求めた物性値を表 2.2.1 に示す。なお、ひずみの値はひずみゲージ 1 の値（縦ひずみ 1 と横ひずみ 1）を使用した。これは、珪藻質泥岩の B-TEST 時にひずみゲージ 2 の横ひずみの値が異常な挙動（拘束圧を上昇させる前に横ひずみ 2 の値が増加）を示したためである。

表 2.2.1 硅藻質泥岩の物性値

破壊強度 (MPa)	6.85
破壊ひずみ (%)	1.602
破壊強度の 50% 応力 (MPa)	3.43
破壊強度の 50% 応力レベルの軸ひずみ (%) : ひずみゲージ	0.3659
破壊強度の 50% 応力レベルの横ひずみ (%) : ひずみゲージ	0.1756
破壊強度の 50% 応力レベルのポアソン比 : ひずみゲージ	0.4799
破壊強度の 50% 応力レベル接線勾配 : 接線弾性係数 (MPa)	700

(3) 試験体 3 の試験結果

試験体 3 の試験結果を図 2.2.3 に示す。

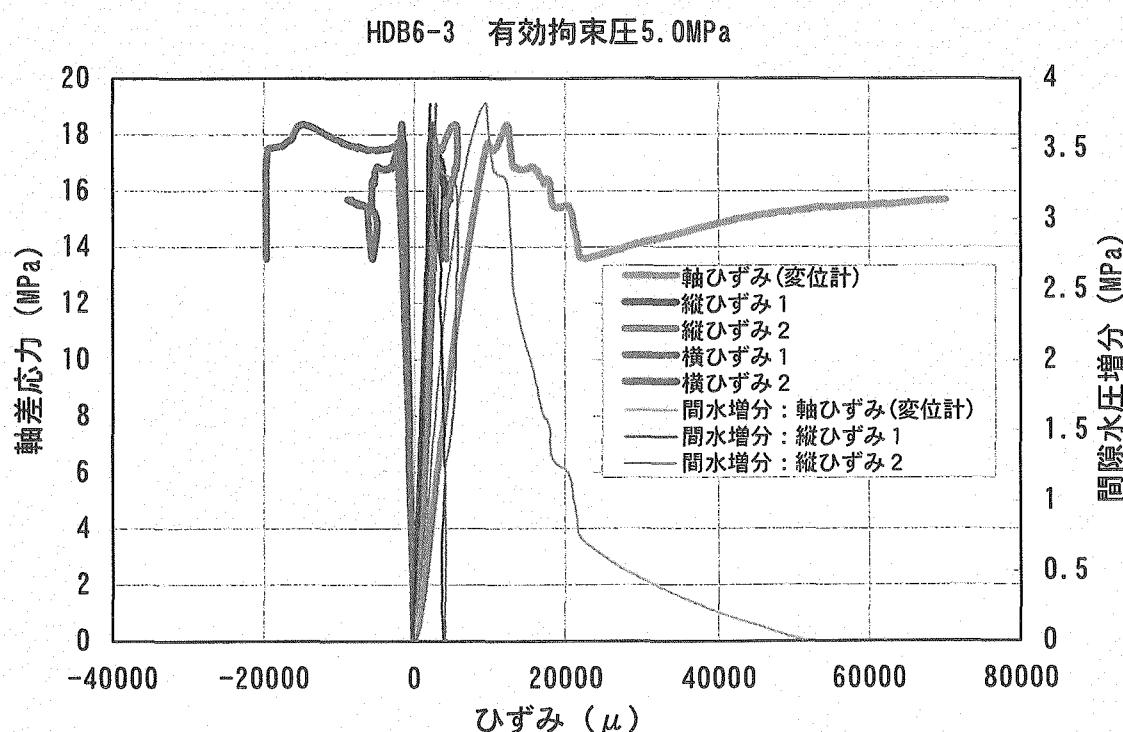


図 2.2.3 主応力差・間隙水圧増分-軸ひずみ線図

応力-ひずみ線図から求めた物性値を表 2.2.2 に示す。なお、接線弾性係数とポアソン比は珪藻質泥岩の場合と同様に、破壊強度の 50% 応力レベルで求めたが、ポアソン比が 0.5 を超える値となった。この結果より、破壊強度の 50% 応力レベルではひずみゲージが剥離している可能性が懸念されたため、この応力レベルよりも低い位置（破壊強度の 25%）で接線弾性係数とポアソン比を求めることとした。ひずみの値はひずみゲージ 1（縦ひずみ 1、横ひずみ 1）と 2（縦ひずみ 2、横ひずみ 2）の平均値を使用した。

表 2.2.2 硬質頁岩の物性値

破壊強度 (MPa)	18.34
破壊ひずみ (%)	1.227
破壊強度の 50% 応力 (MPa)	9.17
破壊強度の 50% 応力レベルの軸ひずみ (%) : ひずみゲージ	0.1746
破壊強度の 50% 応力レベルの横ひずみ (%) : ひずみゲージ	0.0873
破壊強度の 50% 応力レベルのポアソン比	0.503
破壊強度の 50% 応力レベル接線勾配 : 接線弾性係数 (MPa)	6406
破壊強度の 25% 応力 (MPa)	4.585
破壊強度の 25% 応力レベルの軸ひずみ (%) : ひずみゲージ	0.0979
破壊強度の 25% 応力レベルの横ひずみ (%) : ひずみゲージ	0.0419
破壊強度の 25% 応力レベルのポアソン比	0.428
破壊強度の 25% 応力レベル接線勾配 : 接線弾性係数 (MPa)	5564

(4) 試験体 4 の試験結果

試験体 4 の試験結果を図 2.2.4 に示す。

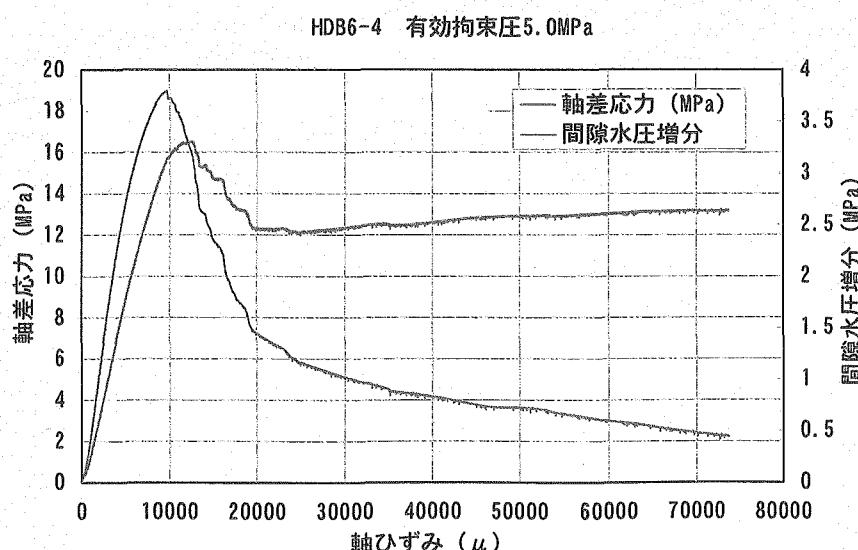


図 2.2.4 主応力差・間隙水圧増分-軸ひずみ線図

2. 3 試験結果の評価

2. 3. 1 有効応力経路の比較

珪藻質泥岩と硬質頁岩の有効応力経路を比較するため、試験結果を同一のグラフに示した（図 2.3.1）。図には既往の三軸試験結果（HDB-3 孔 深度 300m：）から求めた破壊包絡線も併せて示す。

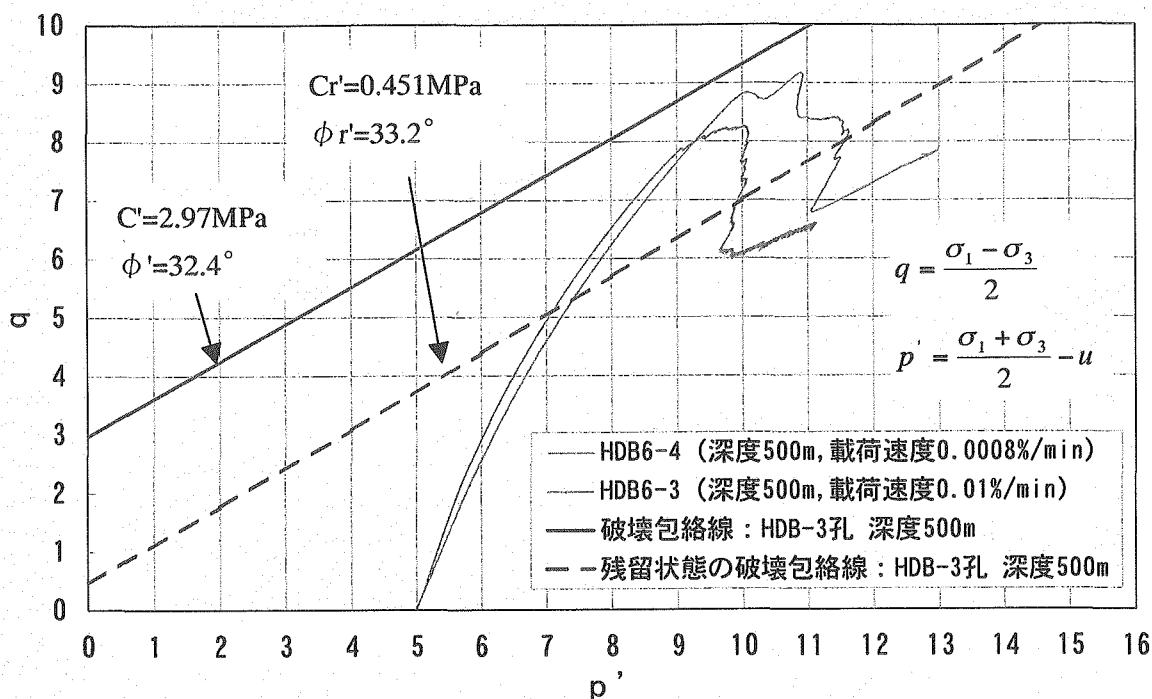


図 2.3.1 有効応力経路比較図

図より、以下の知見が得られた。

- ・珪藻質泥岩、硬質頁岩とともに有効応力経路は類似した傾向を示し、 q の増加に伴い p' も増加することがわかった。
- ・実験したひずみ速度の範囲では、載荷速度による破壊強度の違いは、明瞭には認められない。
- ・今回の試験では、破断はラミナ面が弱面となって発生したわけではないことを確認した。

2. 3. 2 多孔質弾性パラメータの決定

多孔質弾性理論の概要とパラメータについては、昨年度の研究報告¹⁾にて記した。ここでは、実験結果よりパラメータを同定することを念頭においていた理論の整理と具体的なパラメータの決定方法について記す。

(1) 多孔質弾性パラメータ決定法の概要

幌延泥岩を多孔質弾性体と仮定すると、多孔質弾性理論による応力-間隙水圧-ひずみ関係は以下の式で表現できる^{2) 3)}。

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\sigma_{ij} - \delta_{ij}\bar{\sigma}}{2G} + \frac{\delta_{ij}\bar{\sigma}}{3K} + \frac{\delta_{ij}p}{3H} \quad \dots \quad (2.3.1)$$

$$\bar{\sigma} = \frac{(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})}{3} \quad \dots \quad (2.3.2)$$

G 、 K はそれぞれ多孔質物体のせん断弾性係数、体積弾性係数である。

上式をせん断変形成分と体積変形成分に分離すると、以下のように表せる。

$$\text{せん断変形成分} \quad \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2G}\sigma_{ij} \quad (i \neq j) \quad \dots \quad (2.3.3)$$

$$\text{体積変形成分} \quad \varepsilon_v = \frac{\bar{\sigma}}{K} - \frac{p}{H} \quad \dots \quad (2.3.4)$$

これは、せん断変形成分は間隙水圧の影響を受けないことを示している。

また、式(2.3.4)は次のように変形できる。

$$\bar{\sigma} = \alpha p = K \varepsilon_v \quad \dots \quad (2.3.5)$$

α は有効応力係数と呼ばれる。

次に、含水量変化 ζ と応力、間隙水圧、ひずみとの関係を以下に記す。なお、非排水の場合 $\zeta=0$ である。

$$\zeta = \frac{\Delta m_f}{\rho_f V} \quad \dots \quad (2.3.6)$$

$$\zeta = -\alpha \varepsilon_v + \frac{p}{M} \quad \dots \quad (2.3.7)$$

$$p = B\bar{\sigma} + R'\zeta \quad \dots \quad (2.3.8)$$

$$\bar{\sigma} = K^u (\varepsilon_v + B\zeta) \quad \dots \quad (2.3.9)$$

ここで、 Δm_f は間隙流体（水）の含有質量変化、 ρ_f は間隙流体の密度、 V は多孔質物体（岩石）の体積、 K^u は非排水時の体積弾性係数である。 R' 、 M 、 H は多孔質弹性パラメータの一つであり、特に M はBiotの弾性係数と呼ばれる。 B はSkemptonの間隙水圧係数と呼ばれる。

以下に各物性パラメータの相互関係を示す。

$$\frac{1}{B} = 1 + \phi_0 \begin{pmatrix} \frac{1}{K_f} - \frac{1}{K_s} \\ \frac{1}{K} - \frac{1}{K_s} \end{pmatrix} \quad \dots \quad (2.3.12)$$

$$\frac{1}{R'} = \frac{1}{K} - \frac{1 + \phi_0}{K_s} + \frac{\phi_0}{K_f} \quad \dots \quad (2.3.13)$$

K_s 、 K_f はそれぞれ構成鉱物粒子、および間隙流体の体積弾性係数、 ϕ_0 は初期の間隙率である。

せん断弾性係数 G については、求めた K および、せん断過程の応力-ひずみ線図における圧縮強度の 50% 応力付近の接線勾配である接線弾性係数 (E_{s0})、ポアソン比 (ν_{s0}) から決定することとした。

岩石の K が K_s に比べて小さい場合、 B は α は 1 に近づく。その場合、 B も 1 に近づくが、これは K_f にも依存しているため、一般に α より小さい値をとる。 K_s の値は既往の調査研究から 30~50GPa であることが報告されているが、泥岩についての測定例はない。また、 K_f は、常温、1気圧下での水の場合、2.1GPa（理科年表）である。

また、 α と B の値は土質材料については $\alpha=1$ 、 $B=1$ として良いが、堆積軟岩については α は1に近い値をとるもの、 B は1よりもかなり小さい値をとることが多い⁴⁾。

昨年度の研究¹⁾では構成鉱物粒子の体積弾性係数 K_s が K に比べて十分大きい場合 ($\alpha=1$) を仮定して、既存データから必要な多孔弾性パラメータを推定した。この場合、式 (2.3.10) ~ (2.3.14) は次のようになる。

$$\alpha = 1 \quad \dots \quad (2.3.15)$$

(2) パラメータ決定のための試験について

今回実施した圧密非排水三軸試験から、水-応力連成拳動の評価に必要なパラメータを正

確に決定するために、CU 三軸試験中の圧密後に、B-TEST、P-TEST、H-TEST の 3 種類の TEST を実施した⁵⁾。以下に各 TEST の概略を記す。

① B-TEST

目的) 通常、飽和状況の確認のために行われるが、今回は非排水時における岩石の体積弾性係数 (K^u) についても求めることも目的として実施した。

実施方法) 非排水状態で等方応力を $\Delta \sigma$ (MPa) 増加させ、間隙水圧の増加量 Δu (MPa) を測定する。今回の B-TEST における $\Delta \sigma$ は背圧の 1/2 である 0.25 (MPa) とした。

② P-TEST

目的) 排水時における岩石の体積弾性係数 (K) を求める。

実施方法) 排水状態において等方応力を $\Delta \sigma$ (MPa) 減少させ、体積変化量 $\Delta \varepsilon_v$ を測定する。等方応力を減少させるのは、さらに圧密させることを避けるためである。今回の P-TEST における $\Delta \sigma$ は背圧の 1/2 である 0.25 (MPa) とした。

③ H-TEST

目的) 排水時における岩石と多孔質弾性パラメータ (H) を求める。

実施方法) 排水状態において等方応力を一定とし、間隙水圧を Δp (MPa) 増加させた際の、体積変化量 $\Delta \varepsilon_v$ を測定する。今回の H-TEST における Δp は珪藻質泥岩のコアについては 0.05 と 0.1MPa の 2 パターン、硬質頁岩については 0.05MPa と 0.07MPa の 2 パターン実施した。

(3) 予備 TEST の試験条件

表 2.3.1 に試験条件一覧を示す。

表 2.3.1 試験条件一覧

岩種	珪藻質泥岩	硬質頁岩
試験体名	2	3
採取深度 (m)	253.3～253.4	496.55～496.65
試験名	圧密非排水三軸圧縮試験	圧密非排水三軸圧縮試験
側圧 (MPa)	3.001	5.502
背圧 (MPa)	0.496	0.515
有効拘束圧 (MPa)	2.5	5.0
B-TEST (非排水状態)	等方応力を 0.25MPa 増加	
P-TEST (排水状態)	等方応力を 0.25MPa 減少	
H-TEST (排水状態)	等方応力一定、間隙水圧を 0.05MPa 増加と 0.1MPa 増加	等方応力一定、間隙水圧を 0.05MPa 増加と 0.07MPa 増加
軸方向載荷速度 (%/min)		0.01

(4) パラメータの算出手順

各パラメータの算出順序を以下に記す。

- ① B-TEST の結果から B 、および K^u を求める

- ## ② P-TEST の結果から K を求める

- ### ③ H-TEST の結果から H を求める

- ④ ②、③を次式（式（2.3.10））に代入し α を求める

- ⑤ ①、②、④を次式（式(2.3.11)の変形）に代入し M を求める

- ⑥ 応力-ひずみ線図（ひずみはひずみゲージの値を用いる）から圧縮強度の 50% 応力レベル付近での接線勾配を読み取り、接線弾性係数 (E_{50}) を求める

- ⑦ 応力-ひずみ線図(ひずみはひずみゲージの値を採用)から圧縮強度の50%応力レベルでの縦ひずみ(ε_x)と横ひずみ(ε_y)からポアソン比(ν_{50})を求める

- ⑧ ⑥、⑦を次式に代入し G を求める

$$G = \frac{E_{50}}{2(1+\nu_{50})} \quad \dots \dots \dots \quad (2.3.28)$$

(5) 多孔弾性パラメータの算出結果

以上より、各多孔弹性パラメータを算出した。算出結果を表 2.3.2 に示す。また、昨年度に求めたパラメータとの比較表を表 2.3.3、2.3.4 に示す。測定結果から直接算出したパラメータより、(5) 項で示した式により算定したパラメータを一次計算結果として同表に示した。

表 2.3.2 多孔弾性パラメーター一覧

<HDB6-2 珪藻質泥岩>

測定結果

せん断過程			等方圧縮過程			物理試験	理科年表 一般値	
P-test	B-test	H-test						
Eu50 MPa 700	$\nu u50$ MPa 0.480		K MPa 554	B MPa 0.870	Ku MPa 3788	H MPa 553	$\phi 0$ MPa 0.530	Kf MPa 2100

一次計算結果

せん断過程			等方圧縮過程		
Ku MPa 5833	Gu MPa 236		α MPa 1.002	Ks MPa -306362.00	M MPa 3222

$$Ku = E/3(1-2\nu)$$

$$Gu = E/2(1+\nu)$$

$$\alpha = K/H$$

$$M = (Ku - K) / \alpha^2$$

$$Ks = K / (1 - \alpha)$$

二次計算結果

せん断過程			等方圧縮過程			$\alpha = 1$ 仮定
G MPa 236	ν 0.313	E 621	$\phi 0$ MPa 0.566	M MPa 3708	R' MPa 482	

$$G = Gu$$

$$\nu = (3K - 2G) / 2 / (3K + G)$$

$$E = 2G(1 + \nu)$$

$$\phi 0 = Kf / K \cdot (1/B - 1)$$

$$R' = 1 / (1/K + \phi 0 / Kf)$$

$$M = Kf / \phi 0$$

<HDB6-3 硬質頁岩>

測定結果

せん断過程			等方圧縮過程			物理試験	理科年表 一般値
P-test	B-test	H-test	K MPa 1618	B MPa 0.790	H MPa 6285		
Eu25 MPa 5564	$\nu u25$ MPa 0.428					$\phi 0$ MPa 0.390	Kf MPa 2100

一次計算結果

せん断過程			等方圧縮過程		
Ku MPa 12880	Gu MPa 1948		α MPa 0.926	Ks MPa 21756	M MPa 5447

$$Ku = E/3(1-2\nu)$$

$$Gu = E/2(1+\nu)$$

$$\alpha = K/H$$

$$M = (Ku - K) / \alpha^2$$

$$Ks = K / (1 - \alpha)$$

二次計算結果

せん断過程			等方圧縮過程			$\alpha = 1$ 仮定
G MPa 1948	ν 0.070	E 4171	$\phi 0$ MPa 0.345	M MPa 6087	R' MPa 1278	

$$G = Gu$$

$$\nu = (3K - 2G) / 2 / (3K + G)$$

$$E = 2G(1 + \nu)$$

$$\phi 0 = Kf / K \cdot (1/B - 1)$$

$$R' = 1 / (1/K + \phi 0 / Kf)$$

$$M = Kf / \phi 0$$

表 2.3.3 弾性パラメータ比較表

	E_u	ν_u	E	ν	G	K	K_u
	MPa		MPa		MPa	MPa	MPa
珪藻質泥岩	700	0.480	621*	0.313*	236*	554	3788
硬質頁岩	5564	0.428	4171*	0.070*	1948*	1618	6285
平成 14 年度 稚内層 ¹⁾ 硬質頁岩	-	-	2820	0.287	1100*	2200*	8220#

無印：測定値

*：測定値からの一次計算値

#： $\alpha=1$ を仮定した計算値¹⁾

表 2.3.4 多孔質弾性パラメータ比較表

	α	B	H	M
			MPa	MPa
珪藻質泥岩	1.002*	0.870	553	3222*
硬質頁岩	0.926*	0.790	1748	5447*
平成 14 年度 稚内層 ¹⁾ 硬質頁岩	-	0.731#	2200#	6020#

無印：測定値

*：測定値からの一次計算値

#： $\alpha=1$ を仮定した計算値¹⁾

求めた有効応力の係数 α は、珪藻質泥岩はほぼ 1 に等しく（1 より大きいのは測定誤差によるものと考えられる）、硬質頁岩も 1 に近い値となった。そこで、 $\alpha=1$ と仮定して、以下の式により、 ϕ_0 、M、R'を求めてみた。これを二次計算結果として表 2.3.2 に示した。

- ⑨ α を近似的に 1 とし、先の①、②を次式（式（2.3.17）の変形）に代入し ϕ_0 を求める（ $K_f=2.1\text{GPa}$ とする）

$$\frac{\phi_0}{K_f} = \frac{1}{K} \left(\frac{1}{B} - 1 \right) \quad \dots \quad (2.3.29)$$

- ⑩ 次式（式（2.3.18）の変形）に先の②、⑨を代入し R' を求める

$$R' = \frac{1}{\left(\frac{1}{K} + \frac{\phi_0}{K_f} \right)} \quad \dots \quad (2.3.30)$$

- ⑪ ⑨を次式（式（2.3.19））に代入し M を求める

$$M = \frac{K_f}{\phi_0} \quad \dots \quad (2.3.31)$$

これより求めた有効空隙率 ϕ_0 は、珪藻質泥岩、硬質頁岩ともに物理試験で求めた値と非常に近い値を示しており、本理論の適用性と良好な測定を裏付けていると考えられる。

3. 施工中の坑道の応力-浸透連成挙動の検討

3. 1 目的

本年度は、今回新たに実施した室内三軸試験の結果（2章参照）から、多孔質弾性パラメータを求め、坑道掘削解析を実施する。掘削解析は、まず初めに応力-浸透連成挙動による坑道の60日～1年間程度までの経時的変形挙動や支保応力の経時変化を把握することを目的として行う。次に、掘削速度の異なる2種類の掘削方式（発破掘削と機械掘削）を想定し、施工中における坑道の経時的変形挙動や、支保応力の経時変化を把握することとする。

3. 2 坑道の応力-浸透連成挙動の検討

(1) 坑道掘削解析のためのパラメータ決定と解析ケースについて

岩石の物性パラメータは2章で求めた物性値を使用する。表3.2.1に物性パラメータ一覧を示す。透水係数については今回実施した圧密試験の結果と近い挙動を示す値を、パラメトリックに変化させて求めることとした。

三軸圧密シミュレーションのための解析モデルは軸対称モデルで、左端が対称軸である。まず、下面の鉛直方向変位を固定し、非排水状態で上面と右側侧面から圧密応力（等方圧）=2.5MPa（珪藻質泥岩）、および、5.0MPa（硬質頁岩）を載荷する。なお、ここでは有効応力を考える。次にモデルの側面（右側）の間隙水圧を0に固定し、排水させる。解析結果を図3.2.2に示す。

表3.2.1 (1) 泥岩・頁岩の弾性パラメータ

	体積弾性係数 : K (MPa)	せん断弾性係数 : G (MPa)	ヤング率 : E (MPa)	ポアソン比 : ν
珪藻質泥岩	554	236	621	0.313
硬質頁岩	1,618	1,948	4,171	0.070
昨年度の 物性値 (稚内層)	2,200	1,100	2,820	0.287

表3.2.1 (2) 泥岩・頁岩の物性パラメータ

	乾燥密度 : ρ_d (kg/m ³)	飽和密度 : ρ_w (kg/m ³)	有効空隙率 : ϕ	透水係数 (m ² /Pa/s)	圧密時間 (min)
珪藻質泥岩	1,180	1,690	0.566	7.6×10^{-17}	500
硬質頁岩	1,540	1,920	0.345	4.0×10^{-17}	358
昨年度の 物性値 (稚内層)	1,510	1,900	0.350	2.0×10^{-17}	190

透水係数は今回のパラメトリックスタディで決定

$$\text{透水係数 (m}^2/\text{Pa/s}) = \text{透水係数 (cm/s)} \times 1.02 \times 10^6$$

表 3.2.2 に坑道掘削解析の解析ケースを示す。鉛直初期応力は、昨年度¹⁾と同様に鉛直単位体積重量 19.0kN/m^3 、土被り 250m および 500m として算定した。また、初期の間隙水圧は、地表面を地下水位とした水頭に相当する 2.5MPa および 5.0MPa とした。坑道の直径は 5.4m とした。支保工は吹付けコンクリート（弾性梁要素）のみとし、鋼製支保工は考慮しない。吹付けコンクリートの厚さは 0.2m 、ヤング率は 3GPa としてモデル化した。図 3.2.1 に解析モデルを示す。

表 3.2.2 解析ケース

	解析 ケース	鉛直 初期応力 (MPa)	初期の 間隙水圧 (MPa)	側圧係数 $: K_0$	吹付けコンクリート 支保	
					有・無	物性値 ヤング率 (GPa)
珪藻質泥岩	1	4.75	2.50	1.0	無	
	2	4.75	2.50	1.5	無	
	3	4.75	2.50	1.0	有	3.0
	4	4.75	2.50	1.5	有	3.0
硬質頁岩	5	9.50	5.00	1.0	無	
	6	9.50	5.00	1.5	無	
	7	9.50	5.00	1.0	有	3.0
	8	9.50	5.00	1.5	有	3.0

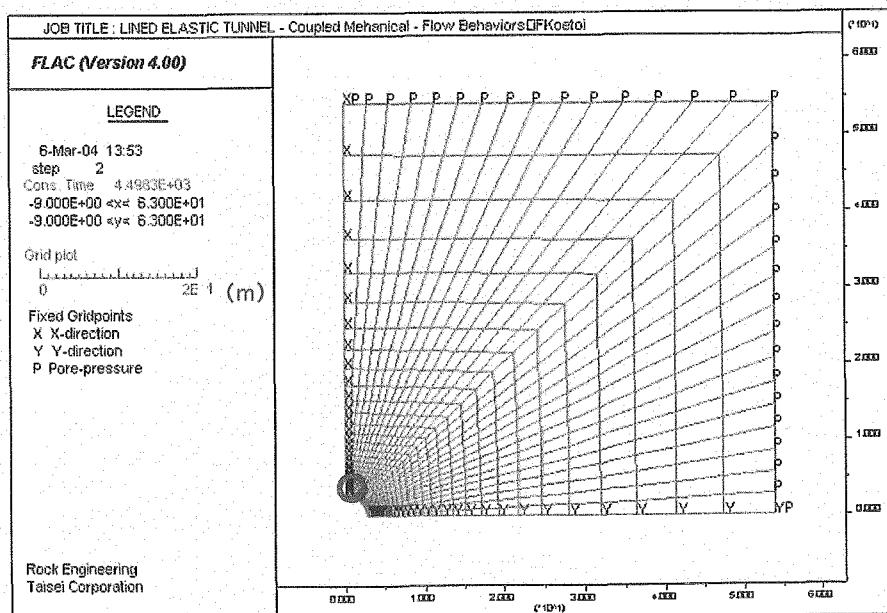


図 3.2.1 坑道掘削解析モデル

(2) 解析手順

解析手順は、昨年度¹⁾と同様に、まず非排水状態で坑道を掘削する。吹付けコンクリートを打設するケースでは、切羽が1m進行した際に打設するものとして、掘削解放率65.5%まで無支保で掘削し、次に、支保として梁要素を設置し、掘削解放率を100%とする。その後に、壁面からの排水を開始する。最終的に約60日(520万秒)経過後、および約365日(3160万秒)までの挙動を解析する。

(3) 坑道掘削解析結果

① 間隙水圧分布状況について

- 図3.2.2に掘削直後(無支保)の場合における間隙水圧分布状況を示す。珪藻質泥岩、硬質頁岩の両者とも、 $K_0=1.0$ の場合、掘削直後(非排水)には、坑道周辺に間隙水圧に変化は見られない。一方、 $K_0=1.5$ の場合には、天端部の間隙水圧は増加し、側壁部では減少している。
- 図3.2.3に $K_0=1.0$ の場合における掘削(無支保)後60日、および365日経過後の間隙水圧分布状況を示す。珪藻質泥岩、硬質頁岩とともに、 $K_0=1.0$ の場合、坑道の周辺において間隙水圧の減少が見られ、時間の経過とともにその領域が増加する傾向にある。
- $K_0=1.5$ の場合における掘削直後、掘削(無支保)後60日、および365日経過後の間隙水圧分布状況については、珪藻質泥岩、硬質頁岩とともに、 $K_0=1.5$ の場合は、 $K_0=1.0$ の場合と同様に坑道の周囲において間隙水圧の減少が見られ、時間の経過とともにその領域が増加する傾向にある。天端部上方の岩盤内部に生じた間隙水圧の増加は、時間経過とともに徐々に減少し、365日経過には消散している。
- 無支保の場合と支保を打設した場合の間隙水圧分布状況の比較については、珪藻質泥岩、硬質頁岩とともに、吹付けコンクリート支保の効果による間隙水圧の状況(分布域や圧力変化)の違いは顕著ではない。この傾向は、 $K_0=1.0$ も1.5の場合も同様である。

② 排水開始後の内空変位、天端沈下の経時変化

- 掘削後(無支保)から60日間経過後までの天端と側壁における変位の経時変化については、珪藻質泥岩、硬質頁岩とともに、 $K_0=1.0$ の場合、坑道掘削後から初期は変位が坑道拡大方向に若干戻るが、その後また増加に転じ、元に戻る傾向を示す。
- $K_0=1.5$ の場合の掘削後(無支保)から365日間経過後までの変位の経時変化については、 $K_0=1.5$ の場合にも、 $K_0=1.0$ の場合と同様に、最初は坑道掘削後、変位が坑道拡大方向に戻り、その後また増加に転じる傾向を示す(珪藻質泥岩、硬質頁岩両者共通)。しかし、その後は $K_0=1.0$ の場合は変形が収束する傾向にあるが、 $K_0=1.5$ の場合はそれと異なり、内空変位は時間の経過とともに、わずかではあるが増加する傾向が見られる。また、天端沈下は減少を続ける傾向がある。
- 珪藻質泥岩の方が硬質頁岩よりも深度が小さいにもかかわらず変位量は大きい。
- 珪藻質泥岩の無支保の場合と支保を打設した場合における、天端と側壁の変位の経時変化については、珪藻質泥岩、硬質頁岩とともに、 K_0 の違いにかかわらず、支保の効果によ

り変位が 10 数%程度抑制されている。

③排水開始後の支保軸力の経時変化

- ・掘削後から 60 日間経過後までの天端と側壁における変位の経時変化、および支保軸力の経時変化については、珪藻質泥岩、硬質頁岩両者ともに K_0 の違いにかかわらず、変位の変化と対応して支保軸力が増減しているが、いずれも変化量は小さい。
- ・ $K_0=1.5$ の場合における掘削後（無支保）から 60 日間経過後まで、および 365 日経過後までの支保軸力の経時変化については、 $K_0=1.5$ の場合、肩部の軸力の変化は収束傾向にあるが、天端部は増加、側壁部は減少し続ける傾向にある。この傾向は掘削後 365 日経過しても変わらない。
- ・珪藻質泥岩の方が硬質頁岩よりも深度が小さいにもかかわらず支保にかかる荷重は大きい。

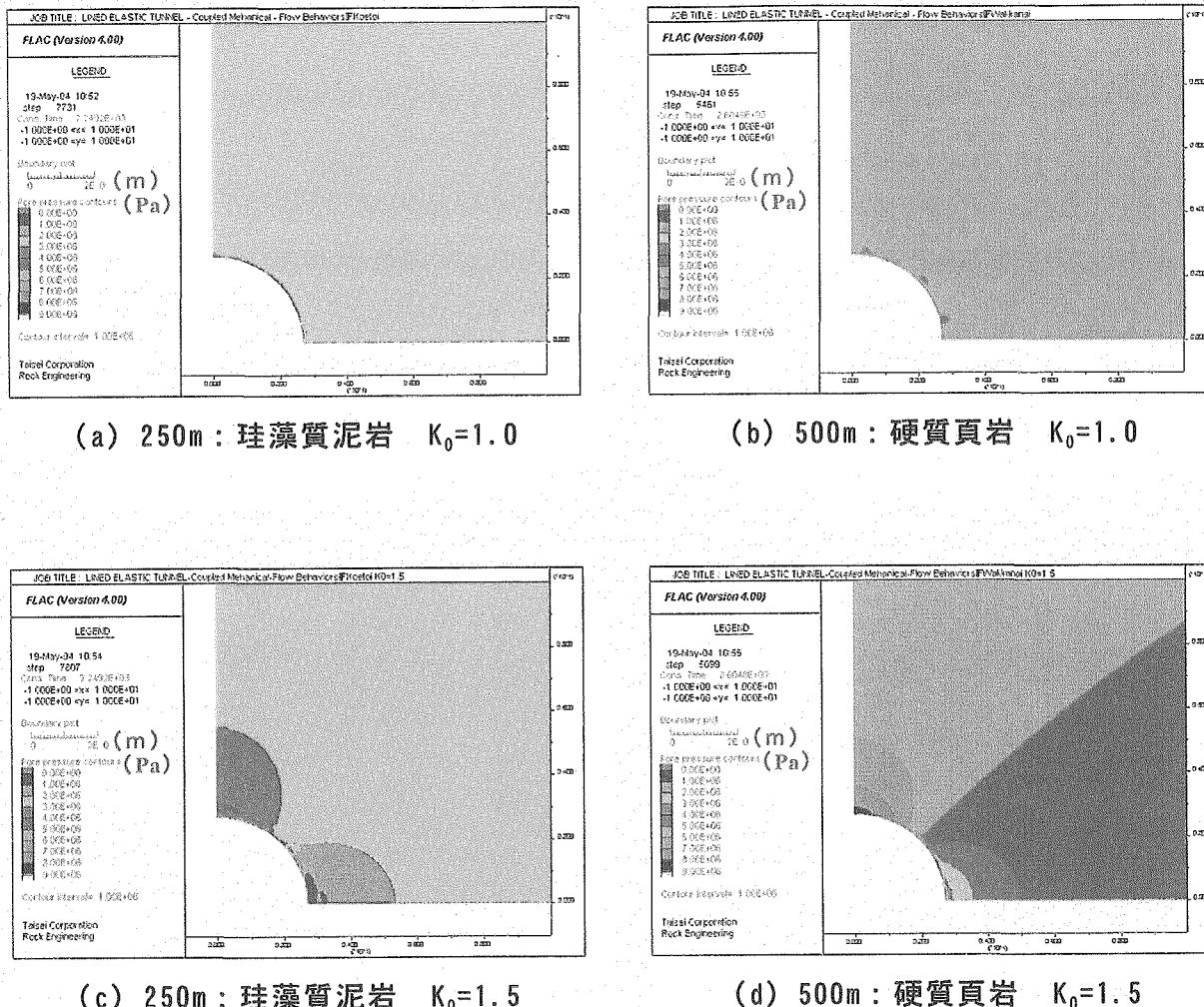


図 3.2.2 掘削直後（無支保）の場合における間隙水圧分布状況

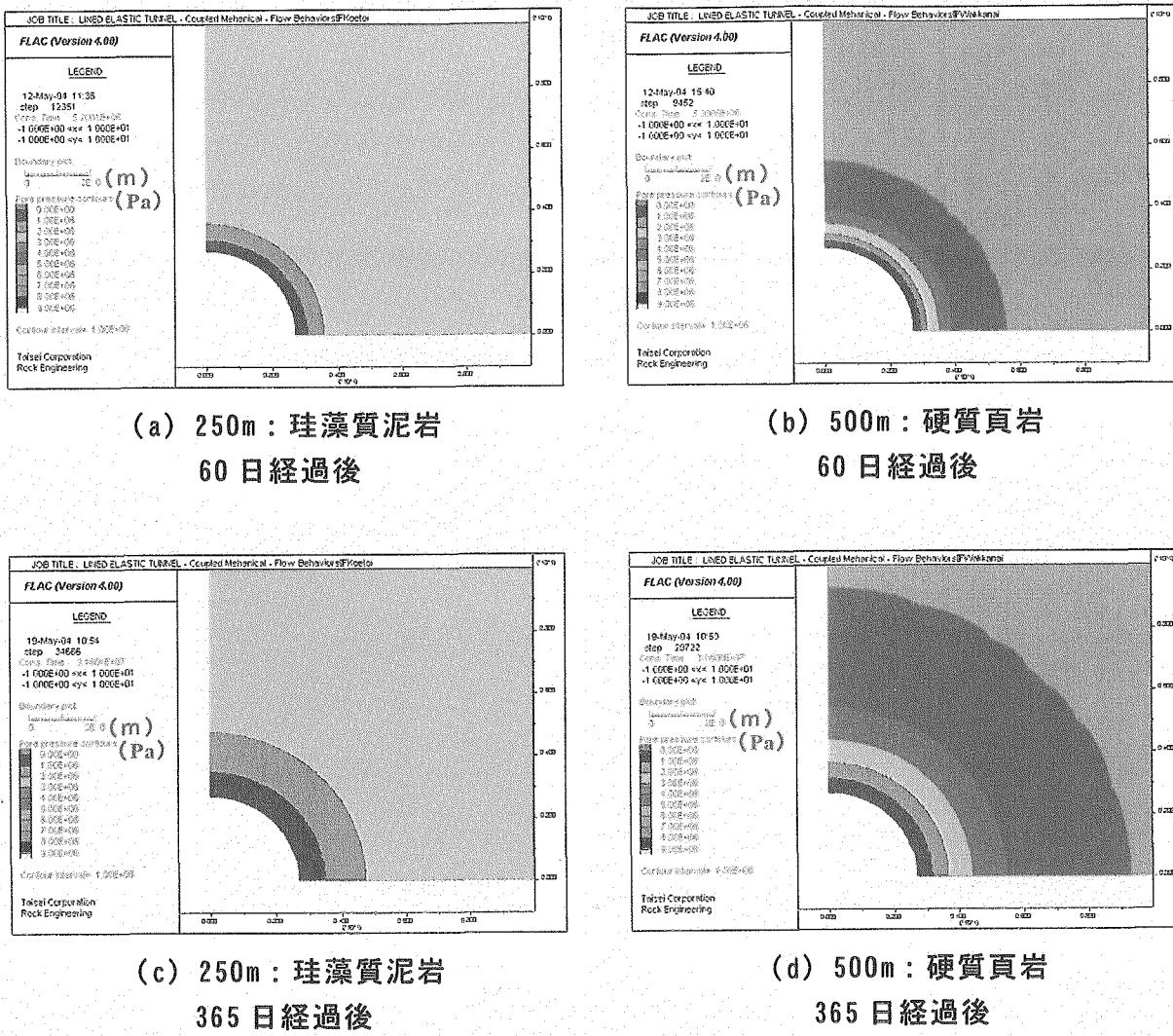
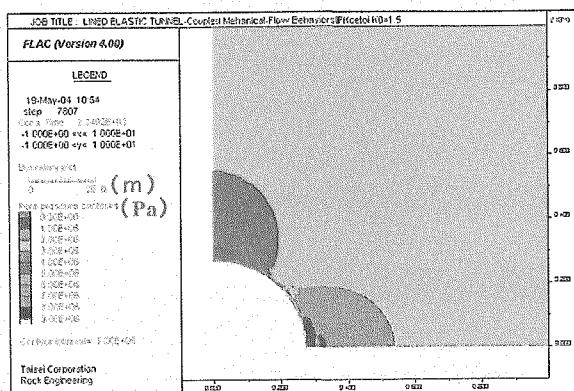
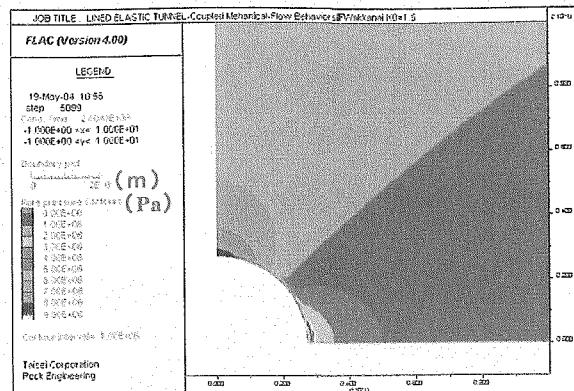


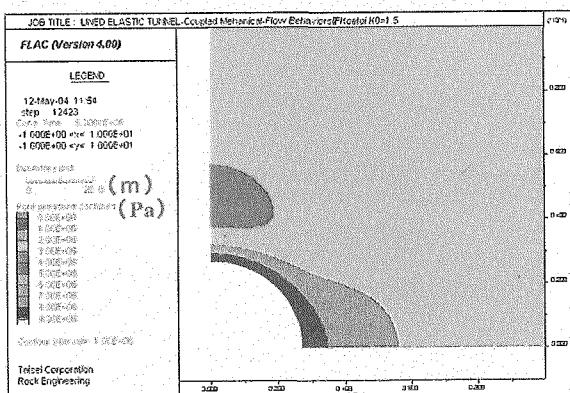
図 3.2.3 $K_0=1.0$ の場合における
掘削（無支保）後 60 日、および 365 日経過後の間隙水圧分布状況



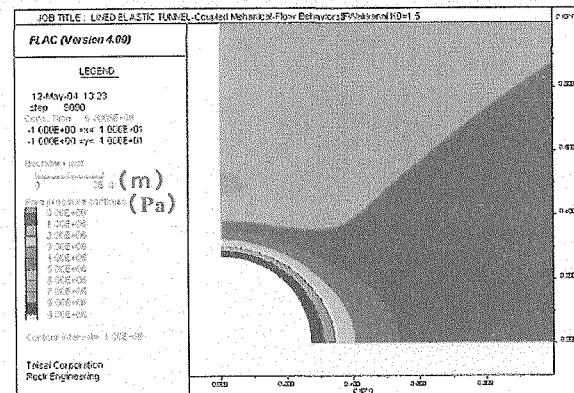
(a) 250m : 珪藻質泥岩
掘削直後



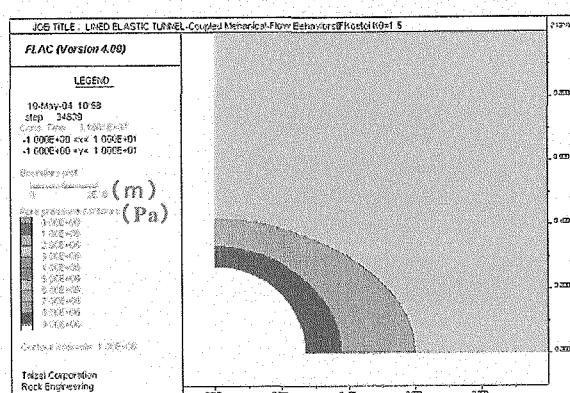
(b) 500m : 硬質頁岩
掘削直後



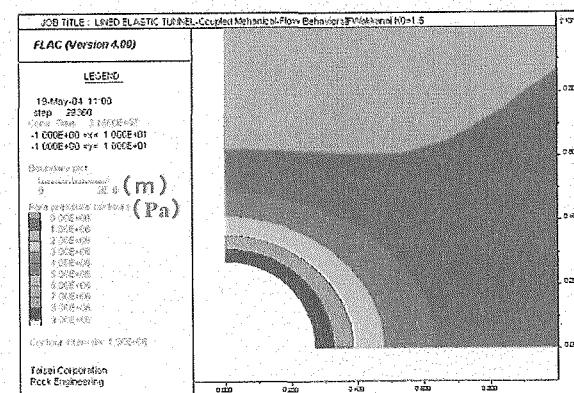
(c) 250m : 珪藻質泥岩
60 日経過後



(d) 500m : 硬質頁岩
60 日経過後



(e) 250m : 珪藻質泥岩
365 日経過後



(f) 500m : 硬質頁岩
365 日経過後

図 3.2.4 $K_0=1.5$ の場合における
掘削直後（無支保）、掘削後 60 日、および 365 日経過後の間隙水圧分布状況

3.3 掘削方式の違いに関する検討

(1) 目的

3.2 節では、今年度実施した圧密非排水三軸試験の結果をうまく表現できるように、三軸圧密過程のシミュレーション解析を実施し、透水係数を求めた。その結果、透水係数は 10^{-11} cm/s オーダーの非常に低い値となった。この結果から、坑道の施工中において、間隙水圧の変化に起因する坑道への影響が懸念される。そのため、掘削速度の速い発破掘削方式と比較的掘削速度の遅い機械掘削方式の違いに起因する、坑道周辺岩盤中における水-応力連成挙動の、変形挙動全体に及ぼす影響を確認することとする。

(2) 解析条件

岩石の物性パラメータは、3.2 節で求めたパラメータを使用する（表 3.2.1 参照）。また、支保工についても 3.2 節と同様で、吹付けコンクリートのみ（吹付け厚 20cm）で、ヤング率は 3GPa とする。さらに、解析メッシュモデルについても 3.2 節と同様に、坑道の直径は 5.4m の円形坑道を想定した二次元モデルとする（図 3.2.3 参照）。

(3) 解析手順

現実的な施工サイクルを考慮して、発破掘削方式の場合も機械掘削方式の場合も、施工サイクルは 1 掘削 1m とし進行を 4m/日とする（坑道径を 5m 程度とした場合）。自由断面掘削機を使用した場合における、1 掘削あたりの作業と所要時間を表 3.3.1 に示す。このサイクルは直径 5m 程度の山岳トンネルにおける一般的な施工サイクルを参考に決定した。

表 3.3.1 1 掘削あたりの作業と所要時間

作業項目	所要時間（分）
掘削・ズリ出し	140
吹付け	150
その他損失時間	70
計	360

発破掘削方式と機械掘削方式による施工速度の違いは、次のようなシナリオを設定する。発破掘削方式の場合には、坑道を 1m 掘削する間は非排水状態とし、次に排水状態でズリ出しと吹付け作業を 290 分間実施するシナリオとする。機械掘削方式の場合には、排水しながら 140 分で徐々に 1m を掘削（解析上は、0.1m 非排水で掘削するごとに排水を 14 分行い、これを 10 回繰り返す）し、その後、吹付け作業を排水状態で 150 分間行うシナリオで表現する。

数値解析では、掘削による切羽の進行を表現する方法として、「掘削解放率」を使用する。通常、掘削解放率は円形トンネルの三次元弾性変形のトンネル半径方向の最終変位に対する各切羽離れにおける変形割合から求められる。今回の数値解析で使用する「掘削解放率」を求め、表 3.3.2 に示す。

表 3.3.2 任意の地点における掘削進行に伴う掘削解放率（坑道径 5.4m）

ある地点での状態	掘削解放率 (%)	ある地点での状態	掘削解放率 (%)
切羽到達	32.2		
0.1m 掘削進行	35.5	1.1m 掘削進行	66.8
0.2	38.9	1.2m 掘削進行	68.0
0.3	42.2	1.3m 掘削進行	69.3
0.4	45.5	1.4m 掘削進行	70.6
0.5	48.9	1.5m 掘削進行	71.9
0.6	52.2	1.6m 掘削進行	73.1
0.7	55.5	1.7m 掘削進行	74.4
0.8	58.8	1.8m 掘削進行	75.7
0.9	62.2	1.9m 掘削進行	76.9
1m 掘削進行	65.5	2m 掘削進行	78.2

解析ケースは 1 ケースとし、坑道の上方岩盤内部に過剰間隙水圧が見られた、深度 500m の硬質頁岩で $K_0=1.5$ の場合を対象とした。解析は、ある地点における切羽の到達時から、さらに 2m 掘削（掘進 2 サイクル分）を行い、ズリ出し、吹付け、その他損失時間を経過するまでを対象とした。また、発破掘削方式と機械掘削方式についてそれぞれ解析を実施した。解析には有限差分法コード FLAC¹²⁾ を使用した。

(4) 解析メッシュ

解析に用いたメッシュを図 3.3.1 に示す。

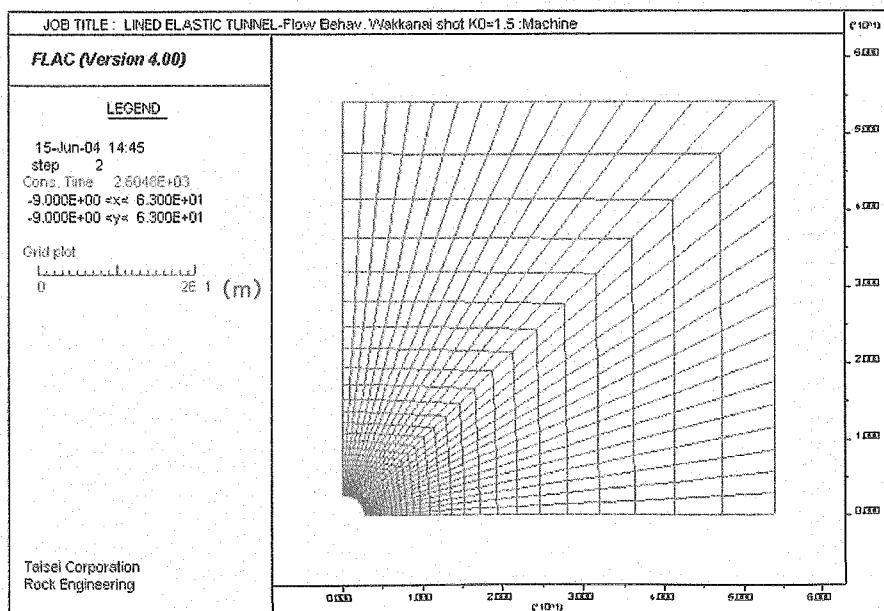


図 3.3.1 解析メッシュ全体図

(5) 解析結果

発破掘削方式と機械掘削方式による変位、間隙水圧、支保の軸力を表 3.3.3、および表 3.3.4 に示す。これらより次のことが分かった。

① 変位について

解析を行った期間内での最終変位は、発破掘削方式の場合、側壁部が 8.22mm、天端部が 4.40mm であったのに対し、機械掘削方式の場合、側壁部が 8.23mm、天端部が 4.41mm となり、機械掘削方式の場合の方が若干大きいが非常に近い値を示した。これより、今回の解析の対象とした物性値を持つ岩石（硬質頁岩）の場合、変位については掘削方式の違いによる応力－浸透連成解析挙動の影響は小さいことが分かった。

② 間隙水圧について

解析を行った期間内での最終の間隙水圧は、発破掘削方式の場合、側壁奥 0.5m の位置では 3.06MPa、天端上方 0.5m の位置では 6.92MPa であったのに対し、機械掘削方式の場合、側壁部奥 0.5m の位置では 3.05MPa、天端上方 0.5m の位置では 6.98MPa となり、ほとんど同じである。

③ 軸力について

解析を行った期間内での最終の支保軸力は、発破掘削方式の場合、側壁部では 155kN、天端部では 283kN であったのに対し、機械掘削方式の場合、側壁部では 155kN、天端部では 284kN となり、ほとんど同じとなった。

以上より、掘削方式の違いによる応力－浸透連成挙動の影響について検討したが、各掘削段階終了後に収束した変位、間隙水圧、支保軸力についてみると、今回検討した岩盤、および施工条件では掘削方式による違いはほとんど見られない結果となった。

表 3.3.3 変位、軸力、間隙水圧の経時変化（発破掘削方式）

	変位 (mm)		間隙水圧 (MPa)		支保軸力 (kN)	
	側壁部	天端部	側壁奥 0.5m 付近	天端部上方 0.5m 付近	側壁部	天端部
切羽到達	-3.38	-1.85	4.21	5.74	—	—
360 分排水後	-3.40	-1.84	4.19	5.79	—	—
1m 掘削	-6.90	-3.76	3.37	6.56	—	—
ズリ出し 140 分 (排水)	-6.91	-3.75	3.37	6.58	—	—
吹付け 150 分 (排水)	-6.92	-3.74	3.37	6.59	0	0
その他時間	-6.92	-3.74	3.36	6.63	0	2

70分(排水)						
2m掘削後	-8.20	-4.42	3.06	6.91	158	279
ズリ出し 140分(排水)	-8.21	-4.41	3.06	6.92	157	281
吹付け 150分(排水)	-8.21	-4.41	3.06	6.92	155	282
その他時間 70分(排水)	-8.22	-4.40	3.06	6.92	155	283

表 3.3.4 変位、軸力、間隙水圧の経時変化（機械掘削方式）

	変位 (mm)		間隙水圧 (MPa)		支保軸力 (kN)	
	側壁部	天端部	側壁奥 0.5m付近	天端部上方 0.5m付近	側壁部	天端部
切羽到達	-3.38	-1.85	4.21	5.74	—	—
360分排水後	-3.40	-1.84	4.19	5.79	—	—
1m掘削	-6.92	-3.76	3.36	6.61	—	—
ズリ出し 140分(排水)	-6.92	-3.76	3.35	6.62	—	—
吹付け 150分(排水)	-6.93	-3.75	3.35	6.62	0	0
その他時間 70分(排水)	-6.93	-3.75	3.34	6.66	0	2
2m掘削後	-8.22	-4.42	3.04	6.97	157	282
ズリ出し 140分(排水)	-8.22	-4.42	3.04	6.97	157	282
吹付け 150分(排水)	-8.23	-4.41	3.04	6.97	156	283
その他時間 70分(排水)	-8.23	-4.41	3.05	6.98	155	284

3.4まとめ

本章では、坑道掘削後の坑道の変形や支保の挙動に及ぼす応力-浸透連成挙動の影響を調べる目的で、坑道掘削解析を実施した。構成モデルに使用する多孔質弾性パラメータは、本年度新たに実施したCU三軸試験の結果より全て算定した（2章参照）。本章では、2種の数値解析を実施した。

第一は、坑道掘削から1年経過後までの期間を対象とした解析で、坑道の変位や支保軸力の応力-浸透連成挙動による経時変化を調べたものである。第二は、坑道を異なる掘削方式（発破掘削と機械掘削）で掘削した場合の応力-浸透連成挙動の違いについて調べたもので

ある。以下、それぞれについて得られた主な知見を記す。

(1) 坑道の応力-浸透連成挙動の検討

- ・間隙水圧については、 $K_0=1.0$ の場合、坑道掘削後の間隙水圧分布はほとんど変化しないが、 $K_0=1.5$ の場合は過剰間隙水圧が発生し、天端上方の岩盤の間隙水圧が上昇し側壁内部の岩盤の間隙水圧は減少する。これらは、約 1 年後には消散しほぼ定常状態に至る。
- ・坑道掘削し支保を設置してから坑壁より排水を開始したときの変位の経時変化に関しては、坑道掘削後 10 日程度の期間に、一度変位が坑道拡大方向に戻り再び縮小方向に増加して戻る傾向を示す。ただし、その変化量は 1/10mm オーダーと小さい。 $K_0=1.0$ の場合は、その後、排水が進んでもほぼ一定の変位を示すが、 $K_0=1.5$ の場合は、天端沈下は排水とともに減少し、内空変位は増加し続ける。この傾向は、1 年経過後も収束しない。支保の有無の比較では、吹付けコンクリート支保の施工により、概して約 10% 程度の変位抑制効果が得られた。
- ・吹付けコンクリートの軸力に関しては、上記の坑壁の変形モードと密接に関係して推移する。 $K_0=1.0$ の場合は、坑壁からの排水を開始した後の 10 日間程度で増減するが、ほぼ同程度の値に復帰し、その後ほぼ一定の値をとる。 $K_0=1.5$ の場合は、天端部の軸力は増加し続け、側壁部の軸力は低下し続ける。この傾向は、1 年経過後も収束しない。
- ・以上より、応力-浸透連成挙動は、岩盤の初期応力が等方的でない（すなわち K_0 が 1 から離れる）場合に問題となり、1 年程度の経過では変位や支保軸力が収束しない可能性があることが分かった。
- ・今年度の解析は、解析方法と条件は昨年度¹⁾の検討と同様であるが、物性値に推定値を使用せず、全て実際の岩石コアを用いて測定した値を使用した点で、より正確な検討となっているといえる。

(2) 掘削方式の違いに関する検討

- ・実際の施工サイクルを考慮した解析手順を設定し、掘削進行休止時間（すなわち支保など他の作業時間）の壁面からの排水をモデル化した。解析は、1m ずつ 2 施工サイクルまでを対象とした。
- ・各 1 施工サイクルについて、坑壁の変位、岩盤内部の間隙水圧、吹付けコンクリートの軸力のどれに関しても、徐々に掘削した機械掘削の解析結果は、掘削が終了した時点で発破掘削の解析結果とほとんど同じ値となり、以降の排水過程の変化挙動についても同様の経時変化をすることが分かった。
- ・以上より、今回の解析条件では、発破掘削と機械掘削とで、応力-浸透連成挙動の影響の違いは考慮する必要が無いことが分かった。ただし、この結果は透水係数が非常に小さい値であることなど、使用した物性値に依存した結果であるといえる。したがって、地盤条件が異なる場合は、掘削方式が顕著に影響する場合もあると考えられる。
- ・この結果により、上記(1)の結果に対しても、掘削方式による影響はほとんど無いと考えられる。

4. 破壊規準の検討

4. 1 概要

幌延の堆積軟岩を対象とした場合の力学的破壊規準、すなわち、坑道の掘削施工時に問題となる短期的な破壊規準と、操業時を対象とした中期的破壊規準、および、坑道埋め戻し後を対象とした長期的破壊規準について検討を行う。

本章では、先ず、短期的破壊規準として、試錐調査^{7) 8) 9)}で実施した幌延泥岩のボーリングコアの三軸試験結果を対象に、その変形・破壊挙動の特徴をまとめ、それらを表現できる構成モデルの適用を試みた。中・長期的破壊規準については、平成13年度の検討⁶⁾での文献調査により軟岩の長期強度は最終的に残留強度に至るとする研究成果が複数あることが明らかになった。そこで、短期的破壊規準による強度が徐々に低下し、長期的強度（すなわち残留強度）に移行する強度低下に関するモデルについて、既往の文献調査を行い、これまでのクリープ試験結果¹⁰⁾および今年度のクリープ試験結果について、既往文献の試験結果と合わせて、破壊時間の一般的評価に関する分析を行った。

4. 2 短期的破壊規準

4. 2. 1 概要

本節では、試錐調査^{7) 8) 9)}で実施した幌延泥岩のボーリングコアのCDおよびCU三軸試験結果を対象に、その変形・破壊挙動の特徴である拘束圧依存性と破壊後のひずみ軟化挙動を表現できる構成モデルとして、修正カムクレイモデルとひずみ軟化モデルを採用し、それぞれ、三軸試験結果からパラメータの決定と三軸試験の数値シミュレーションを実施し、その適用性について議論した。

4. 2. 2 幌延泥岩の変形・破壊挙動

試錐調査^{7) 8) 9)}で実施した幌延泥岩のボーリングコアのCDおよびCU三軸試験結果より求められた強度定数c、 ϕ の値の分布を整理した結果、CD試験結果ではばらつきが大きいが、内部摩擦角 ϕ は珪藻質泥岩で15°程度、硬質頁岩で30°程度となった。

珪藻質泥岩（深度300m）および硬質頁岩（深度500m）のCD試験結果⁹⁾の応力-ひずみ関係の特徴を以下に示す。

- ・ 硅藻質泥岩および硬質頁岩とともに、顕著なひずみ軟化挙動を示している
- ・ 拘束圧の大きい条件では、塑性流動的な挙動に変化する
- ・ 塑性変形時の体積膨張は小さいが、拘束圧の大きい条件では収縮する一方となる

これらの特徴を表現できる破壊規準による構成モデルとして、修正カムクレイモデルとひずみ軟化モデルについて、次節以降で、その適用性を検討する。

4. 2. 3 修正カムクレイモデル

修正カムクレイモデルは Roscoe と Burland¹⁰⁾ により、正規圧密状態および過圧密状態の粘土の挙動を統一的に表現するモデルとして開発された。泥岩を非常に過圧密の粘土と捉えて、その変形・破壊挙動を説明するモデルとして修正カムクレイモデルを適用する試みがなされている¹¹⁾。幌延泥岩の変形・破壊挙動に修正カムクレイモデルを適用するには十分な実験結果が得られていないが、ここでは、不足するデータを推定する方法を検討し、修正カムクレイモデルの適用と CD 三軸試験結果のシミュレーションを試みた。

ここでは、三軸試験をシミュレーションするために、三次元応力で定義された修正カムクレイモデルを使用する¹²⁾。すなわち、一般化した応力成分 p, q を次のように定義する。

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (4.2.1)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (4.2.2)$$

なお、応力成分はここでは断わりの無い限り有効応力表示とし、圧縮を正とする。破壊規準は次式で定義される。

$$q^2 + M^2 p(p - p_c) = 0 \quad (4.2.3)$$

また、本モデルではポアソン比を一定として、間隙比の変化より決定される体積ひずみが圧密応力履歴に依存すると考える。すなわち、次の関係より平均応力 p に依存した体積変化が表現される。

$$v = v_0(1+e) \quad (4.2.4)$$

$$v = v_\lambda - \lambda \ln \frac{p}{p_1} \quad (4.2.5)$$

$$v = v_\kappa - \kappa \ln \frac{p}{p_1} \quad (4.2.6)$$

ここで、 v は比体積、 v_0 は初期比体積、 e は体積ひずみ、 p_1 は参照平均応力、 λ および κ はそれぞれ圧縮指数および膨潤指数と呼ばれるパラメータである。 $v - \ln p$ プロット上で表すと、図 4.2.1 のようになる。

$p - q$ 平面上に前出の CD 三軸試験結果の応力経路をプロットし、破壊規準の適用を試みる。 p_c は先行圧密応力であり、 M はパラメータである。本来、正規圧密状態の三軸試験結果をプロットし、原点を通る直線回帰によりパラメータ M を決定する¹¹⁾ が、ここでは正規圧密状態の三軸試験結果が無いことから、試行錯誤的に決定した。

λ と κ の決定は、圧密試験結果が得られていないので、次のように推定を行つ

た。まず、幌延泥岩破碎試料の圧密試験結果¹³⁾より、参考平均応力 p_1 と v_λ を正規圧密状態の代表値として採用する。

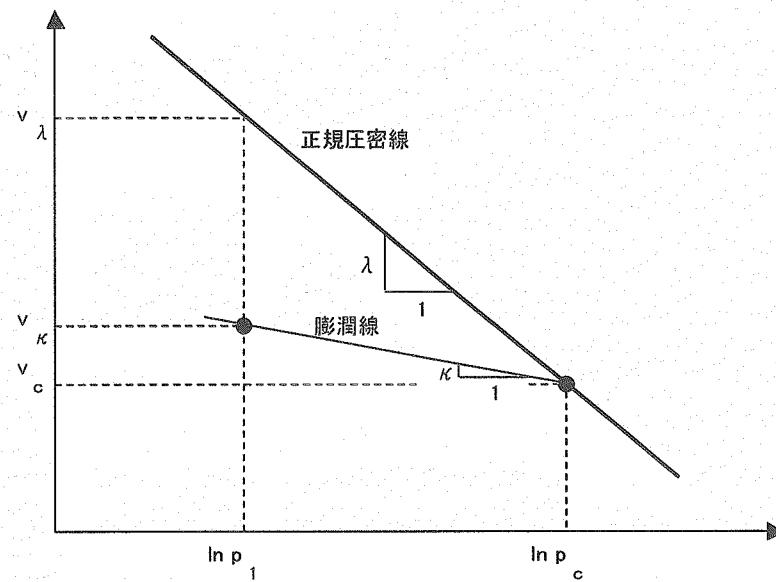


図 4.2.1 $v - \ln p$ プロット

表 4.2.1 修正カムクレイモデルのパラメータ

	ポアソン比 ν	限界状態 線勾配 M	圧縮 指數 λ	膨潤 指數 κ	参考平均 応力 p_1 [MPa]	参考 比体積 v_λ	先行圧密 応力 p_c [MPa]
珪藻質泥岩	0.05	1.25	0.115	0.023	0.2	2.834	14
硬質頁岩	0.272	1.30	0.145	0.029	0.2	2.329	35

また、有効封圧 2.98 MPa のとき（珪藻質泥岩）および有効封圧 4.92 MPa のとき（硬質頁岩）の圧密終了時の平均応力と比体積を採用する。さらに、一般に κ が λ の $1/5$ 程度の値をとることから¹¹⁾、 $\lambda = 5\kappa$ と仮定する。

以上より、決定した修正カムクレイモデルのパラメータの一覧を表 4.2.1 に示す。これらを使用して、圧密排水(CD)三軸圧縮試験のシミュレーション解析を行った。解析のモデルは軸対称 1 要素モデルで、所定の圧密有効応力を負荷した後、軸方向に一定速度の変位を与えて変形させた。解析結果を図 4.2.2 と図 4.2.3 に示す。

珪藻質泥岩の結果（図 4.2.2）を見ると、ピーク応力の変化は良く表現できている。しかし、拘束圧が高いほどせん断变形時の変形係数が大きくなる傾向は、過大評価している。また、破壊後の体積膨張傾向もかなり異なっている。

硬質頁岩の結果（図 4.2.3）では、解析結果と実験結果の比較による傾向としては珪藻質泥岩の場合と同様であるが、ひずみの大きさにかなり相違がある。これは、

変形特性に関するパラメータの評価の精度が悪いためと考えられる。

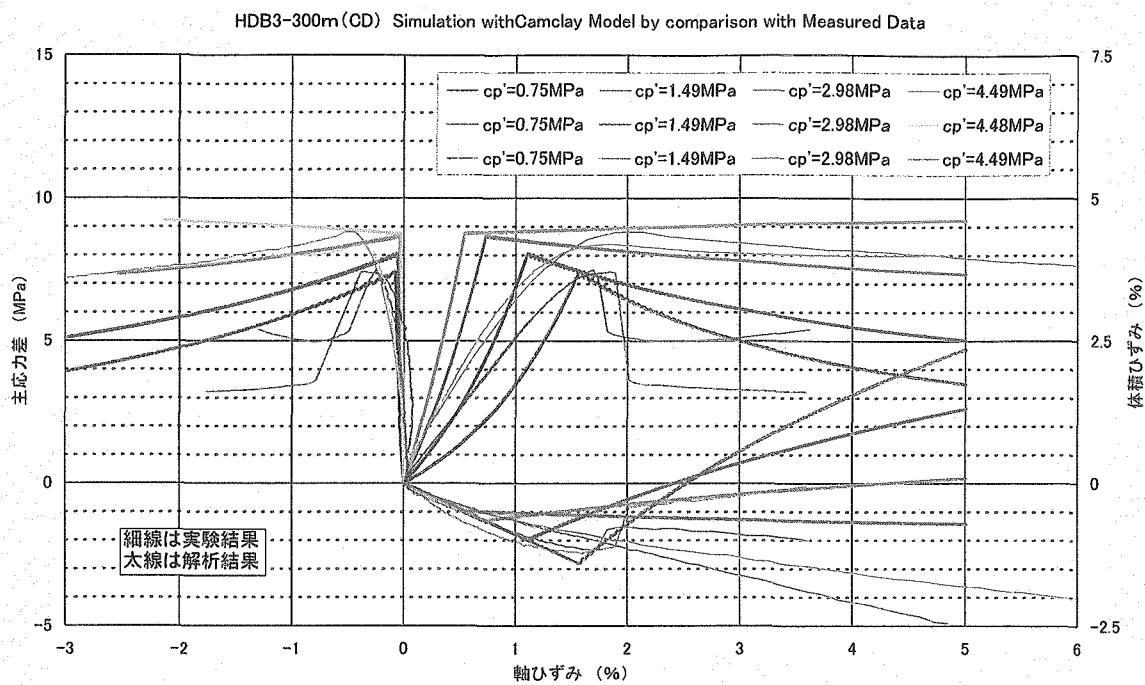


図 4.2.2 修正カムクレイモデルによる三軸試験のシミュレーション結果
(珪藻質泥岩 : HDB-3 孔 深度 300m)

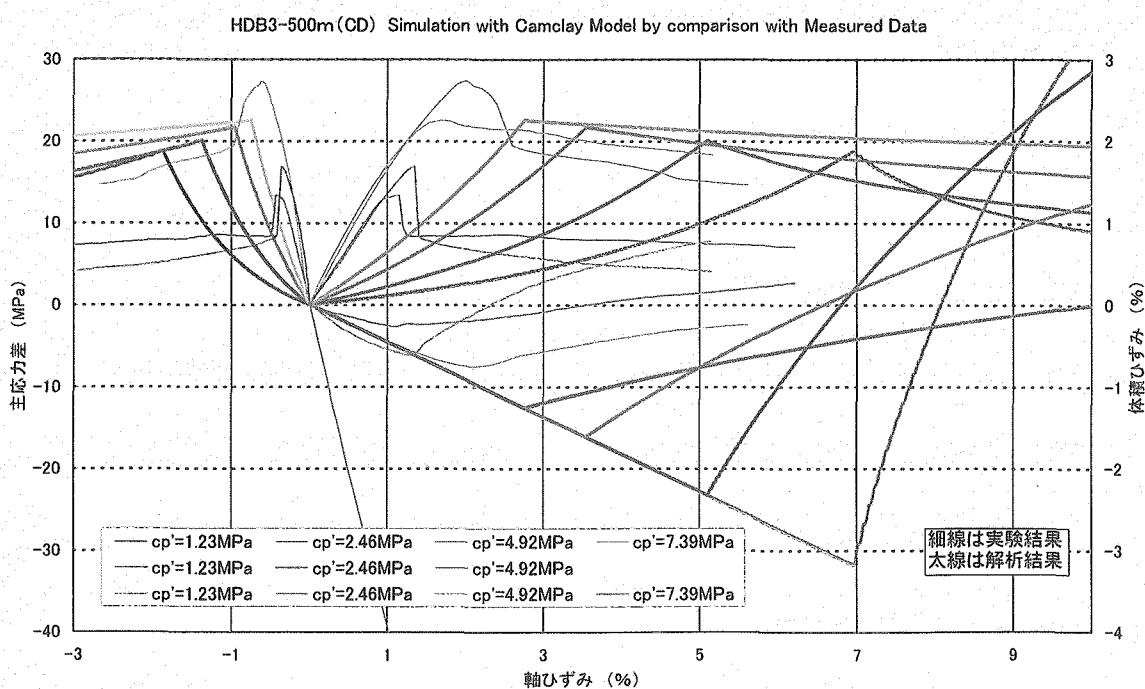


図 4.2.3 修正カムクレイモデルによる三軸試験のシミュレーション結果
(硬質頁岩 : HDB-3 孔 深度 500m)

4. 2. 4 ひずみ軟化モデル

幌延泥岩の変形・破壊挙動は、いずれも低拘束圧時に顕著なひずみ軟化挙動を示した。ここでは、有限差分法解析コード FLAC¹²⁾に組み込まれている、比較的簡便なひずみ軟化モデルを用いて、三軸圧縮試験のシミュレーションを試行する。

このモデルでは、図 4.2.4 に示すように応力-ひずみ関係を弾-塑性と考え、塑性領域では、その降伏挙動を支配する強度パラメータ（粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ 、ダイレーション角 ψ ）をせん断硬化パラメータ¹⁴⁾ e^{ps} に依存して変化させる。この変化は折れ線で与える。せん断硬化パラメータ¹⁴⁾ e^{ps} の定義を以下に示す。

$$\Delta e^{ps} = \left\{ \frac{1}{2} (\Delta e_1^{ps} - \Delta e_m^{ps})^2 + \frac{1}{2} (\Delta e_m^{ps})^2 + \frac{1}{2} (\Delta e_3^{ps} - \Delta e_m^{ps})^2 \right\} \quad (4.2.7)$$

$$\Delta e_m^{ps} = \frac{1}{3} (\Delta e_1^{ps} + \Delta e_3^{ps}) \quad (4.2.8)$$

ここで、 Δe_j^{ps} , $j=1,3$ は主塑性ひずみ増分である。

まず、珪藻質泥岩および硬質頁岩の三軸試験結果より、弾性係数および強度定数を決定した。決定したパラメータの一覧を表 4.2.2 に示す。

また、三軸試験結果の挙動を表現するように、強度パラメータ（粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ 、ダイレーション角 ψ ）を試行錯誤により設定した。

これらのパラメータを用いて計算した三軸試験のシミュレーション結果を図 4.2.5 と図 4.2.6 に示す。珪藻質泥岩に関しては、拘束圧の一番大きい条件で試験結果ではピーク強度が減少する挙動が見られているが、解析ではこれを表現できていない。また、拘束圧の大きい条件でピーク後の体積が圧縮し続ける挙動が見られるが、解析でこれを表現できていない。これらの点を除けば、シミュレーション解析により実験結果を良好に表現することができた。硬質頁岩に関しては同様の傾向を示している。

表 4.2.2 ひずみ軟化モデルのパラメータ

岩種	弾性係数		強度定数		残留強度定数		ダイ レ シ ョ ン 角	備考
	E_{50} [MPa]	ν_{50}	c [MPa]	ϕ [°]	c_r [MPa]	ϕ_r [°]		
珪藻質 泥岩	520	0.050	2.59	14.7	0.492	30.7	4.0	深度 300m
硬質 頁岩	1350	0.272	2.97	32.4	0.451	33.2	4.0	深度 500m

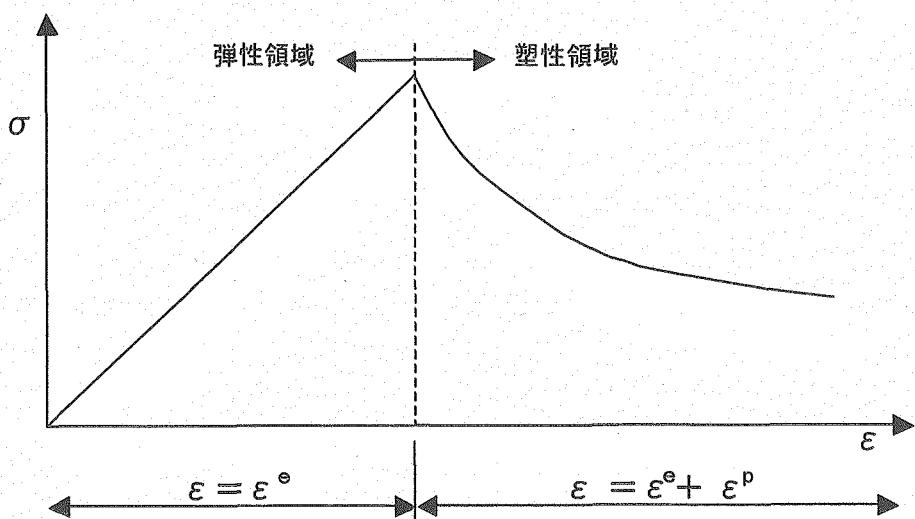


図 4.2.4 ひずみ軟化モデルの応力－ひずみ関係

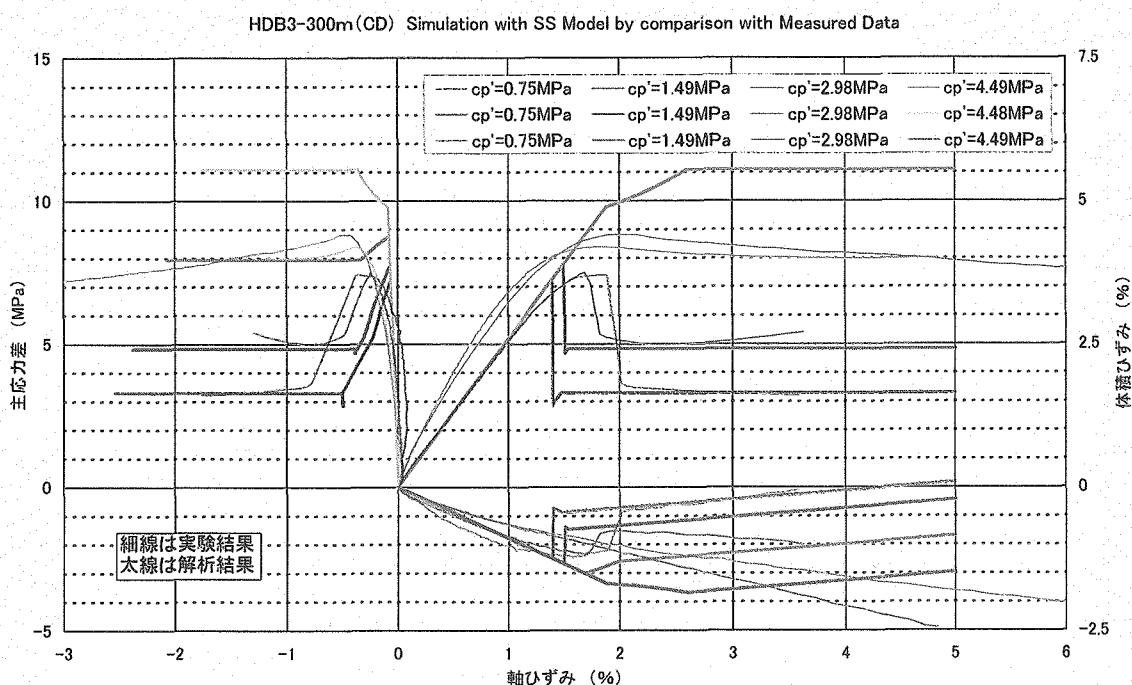


図 4.2.5 ひずみ軟化モデルによる三軸試験のシミュレーション結果
(珪藻質泥岩 : HDB-3 孔 深度 300m)

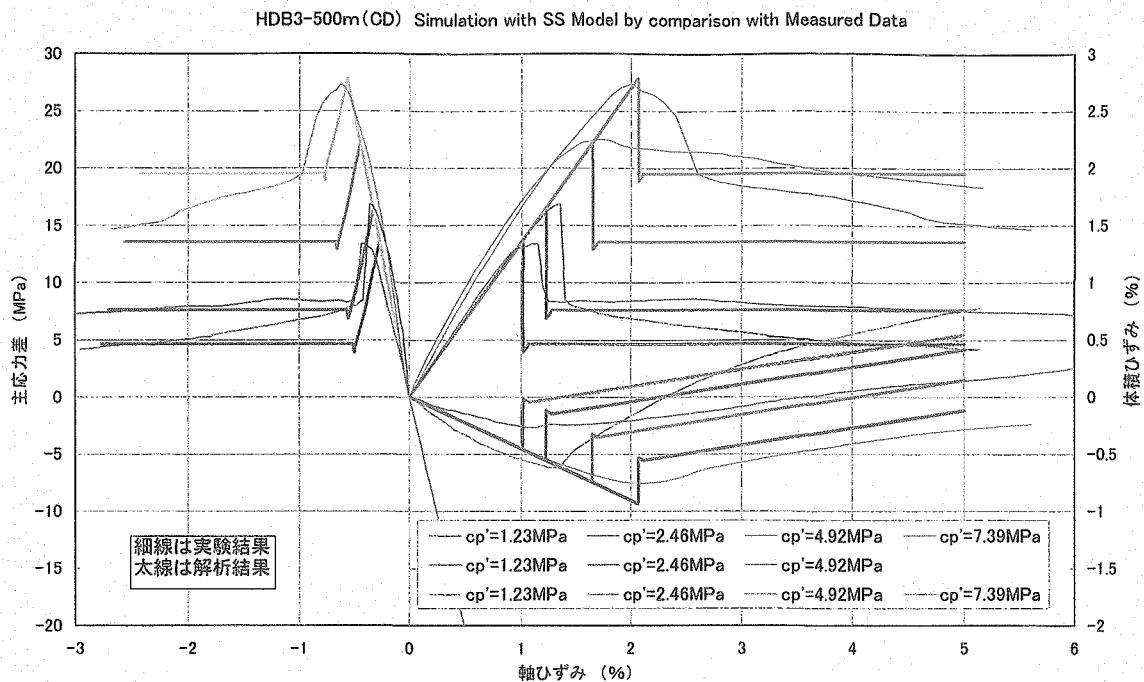


図 4.2.6 ひずみ軟化モデルによる三軸試験のシミュレーション結果
(硬質頁岩 : HDB-3 孔 深度 500m)

4. 2. 5まとめ

本節では、まず、試錐調査^{7) 8) 9)}で実施した幌延泥岩のボーリングコアの CD および CU 三軸試験結果を対象に、その変形・破壊挙動の特徴をまとめ、これらの挙動を表現できる構成モデルとして、修正カムクレイモデルとひずみ軟化弾塑性モデルを採用し、その適用性について検討を行った。

修正カムクレイモデルの適用については、以下の知見が得られた。

- ・構成モデルのパラメータを正確に決定するためには、正規圧密条件での三軸圧縮試験と圧密試験のデータが必要である
- ・限られたデータよりパラメータを推定する方法を提案し、求めたパラメータを用いて三軸圧縮試験の数値シミュレーションを実施した結果、以下のことことが分かった
 - ・ピーク応力の拘束圧による変化は、比較的良く表現できた
 - ・変形係数の拘束圧依存性は、過大評価する傾向にある
 - ・ピーク応力後の体積膨張傾向は、整合性があまり良くない
 - ・硬質頁岩では、解析結果のひずみが実験結果よりかなり大きくなり、変形特性のパラメータの決定方法に問題がある

ひずみ軟化モデルの適用については、以下の知見が得られた。

- ・現状の実験結果より、構成モデルのパラメータを良好に決定できる
- ・以下の挙動について十分な表現ができないものの、珪藻質泥岩、硬質頁岩と

もに、全体的には三軸圧縮試験結果を数値シミュレーションにより良好に表現できた

- ・拘束圧が高い領域でピーク強度が減少する挙動
- ・拘束圧が高い領域でピーク後に体積が膨張せずに収縮を続ける挙動

4. 3 中・長期的破壊規準

4. 3. 1 概要

本章では、幌延の堆積軟岩に関して、中・長期的破壊規準について検討を行った。平成13年度の検討⁶⁾においては、文献調査により軟岩の長期強度は最終的に残留強度に至る、あるいは、残留強度以下ではクリープ破壊を生じないとする研究成果が複数あることを明らかにした。したがって、中～長期においては、短期的破壊規準による強度が徐々に低下し、長期的強度（すなわち残留強度）に移行することになる。そこで、まず、この強度低下に関するモデルについて、既往の文献調査を行い整理した。

次に、これまでのクリープ試験結果¹⁾⁶⁾および今年度のサイクル機構殿のクリープ試験結果について、既往文献の試験結果と合わせて、破壊時間の一般的評価について分析を行った。

4. 3. 2 長期強度モデルの文献調査

平成13年度の検討⁶⁾において、文献調査により、軟岩の長期強度は最終的に残留強度に至るとする研究成果が複数あることを明らかにした。これに基づき、平成14年度の検討¹⁾では、埋め戻し後の支保が機能を失った状態での長期的な坑道の安定性を検討する際に、岩盤の長期強度として残留強度を使用して検討を行った。ここでは、長期強度に至るまでの強度低下モデルについて文献調査を行った。

(1) 足立・高瀬（1981）¹⁵⁾および西・岡本ら（1982）¹⁶⁾のモデル

べき乗破壊規準を使用し、強度のせん断ひずみ速度依存を考慮している。主な特徴は以下のとおりである。

- ①堆積軟岩のピーク強度は時間依存性を示し、時間とともに低下する
- ②堆積軟岩の残留強度は時間に依存しない
- ③超長期的には、ピーク強度は残留強度に等しくなる

破壊規準は次式の形となり、破壊時間に依存する破壊規準となっている。

$$q = \alpha \cdot (\sigma'_m)^\beta = \{a(c \cdot \log t_r + d) + b\}(\sigma'_m)^\beta \quad (4.3.1)$$

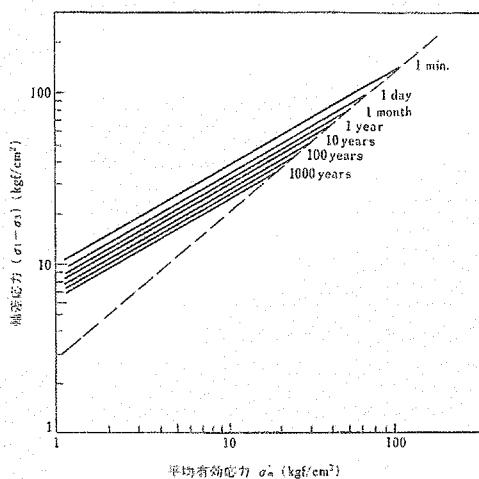


図 4.3.1 両対数表示による破壊規準

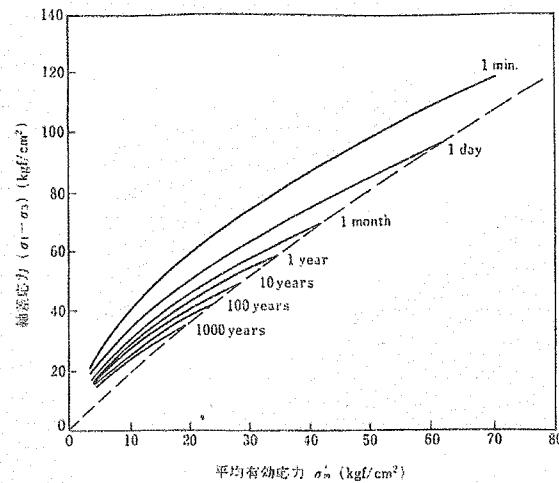


図 4.3.2 普通軸表示による破壊規準

(2) 澤田・岡田ら (2004)¹⁸⁾ のモデル

堆積軟岩について、残留強度以下ではクリープ変形を生じず、残留強度以上のクリープ応力のもとでは最終的に破壊に至るとしたモデルである。応力-ひずみ関係には、林・日比野 (1978)¹⁹⁾ による破壊接近度に依存した非線形粘弾性モデルを使用している。

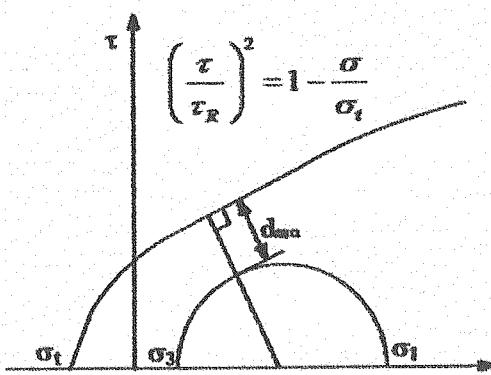


図 4.3.5 破壊接近度

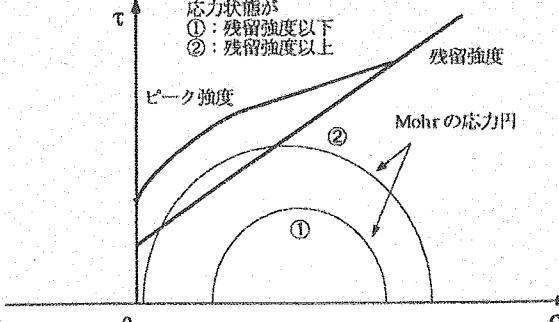


図 4.3.6 破壊規準

(3) 里・亀村 (1983)²⁰⁾ のモデル

強度定数のうち粘着力にのみ時間依存低下があるとした、簡易なモデルである。すなわち、内部摩擦角が残留強度の内部摩擦角と等しいとし、残留強度の粘着力は0であるとすれば、長期的には残留強度に至るとした(1)、(2)のモデルと同じことになる。粘着力が時間とともに、破壊接近度 R に依存した一定勾配で低下する。中川・蔣 (2004)²¹⁾ は、このモデルを地山と覆工に使用して、トンネル覆工の長期変状の検討を行った。

$$\frac{dC}{dt} = -\lambda R \quad (R < 1.0)$$

$$\frac{dC}{dt} = -\lambda \quad (R = 1.0)$$

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 C \cos \phi - \sin \phi (\sigma_1 + \sigma_3)}$$

λ: 定数

(4.3.2)

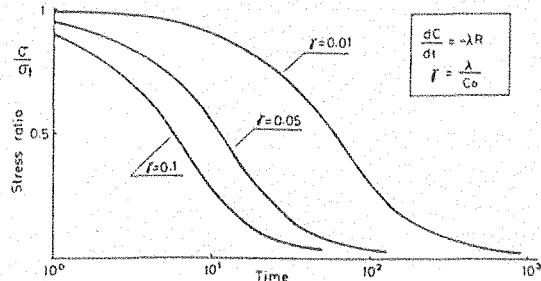


図 4.3.8 破壊時間の変化

4.3.3 クリープ試験結果の分析

(1) 分析方針

坑道周辺岩盤の長期における変形挙動を考えた場合、岩石のクリープによる影響を考慮する必要がある。岩石のクリープ破壊については、既往の研究^{17) 22)}より、クリープ破壊が生じるまでの経過時間と最小（定常）クリープひずみ速度の関係は、両対数関係において傾きがほぼ-1の直線にのり、また、この傾向は試験条件や岩種によらないことが知られている。したがって、サイクル機構殿にて実施したクリープ試験結果についても、同様の整理方法でデータ分析を行い、幌延泥岩の一般性を確認することとする。

(2) サイクル機構で実施した実験結果

クリープ試験の場合、クリープ応力はクリープ試験で与えた軸応力と圧縮強さの比で論じられる場合が多いことから、ここでもその慣例に従うこととする。今回対象としたクリープ試験はすべて一軸クリープ試験であるため、応力比は一軸圧縮強度試験結果に基づいて算定した。表 4.3.1 にクリープ試験で使用した試験体について、応力比を求める場合に使用した一軸圧縮強度^{7) 8) 9)}を示す。また、図 4.3.9 に破壊時間と最小ひずみ速度の両対数グラフを示す。

これらの図、表から以下のことが分かった。

表 4.3.1 各試料における一軸圧縮強度

ボーリング孔	採取深度(m)	岩種	一軸圧縮強度(MPa)	試験体名
HDB-1	500	硬質頁岩	12.7	HDB1-1 50
				HDB1-1 70
				HDB1-1 90
HDB-2	300	硬質頁岩	12.7	HDB2-1 50
HDB-3	250	珪藻質泥岩	5.67	HDB3251-1M
				HDB3255-1.1M

	500	硬質 頁岩	6.26	HDB3501
				HDB3505-4.88
				HDB3505-5.37
				HDB3505-5.86
				HDB3505-6.34

- どの試験結果についても、データの多少のばらつきはみられるが、破壊時間と最小ひずみ速度の両対数グラフ上において、傾き-1の線から大きくはずれることはないことが分かった。
- 試験体の採取位置や岩種によらず、破壊時間と最小ひずみ速度関係は同じ傾向を示す。
- 破壊時間には、たとえば 0.667 分（40 秒）のようにごく短時間の試験もあったが、破壊時間と最小ひずみ速度の両対数グラフ上では傾き-1 の線から大きくはずれることはないことが分かった。
- 応力比と破壊時間にはあまり相関性はみられない。
- 応力比と最小ひずみ速度にはあまり相関性はみられない。
- 岩石が破壊せずに試験を中断した結果についても、最小ひずみ速度に達したと判断可能な場合には、図より破壊時間を推定できる可能性が高い。

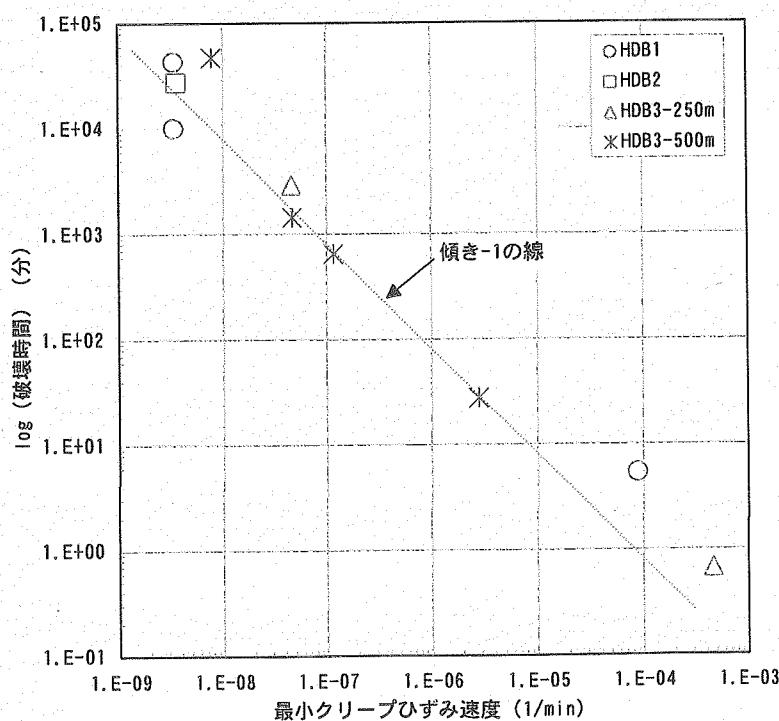


図 4.3.9 最小ひずみ速度とクリープ破壊時間の両対数グラフ

(3) 分析結果

斎藤²²⁾、山田ら¹⁷⁾が示した最小ひずみ速度とクリープ破壊時間の両対数グラフに、今回の試験結果を加筆し、幌延泥岩における最小ひずみ速度と破壊時間に着目したクリープ特性の一般性を確認した。図4.3.10にその結果を示す。

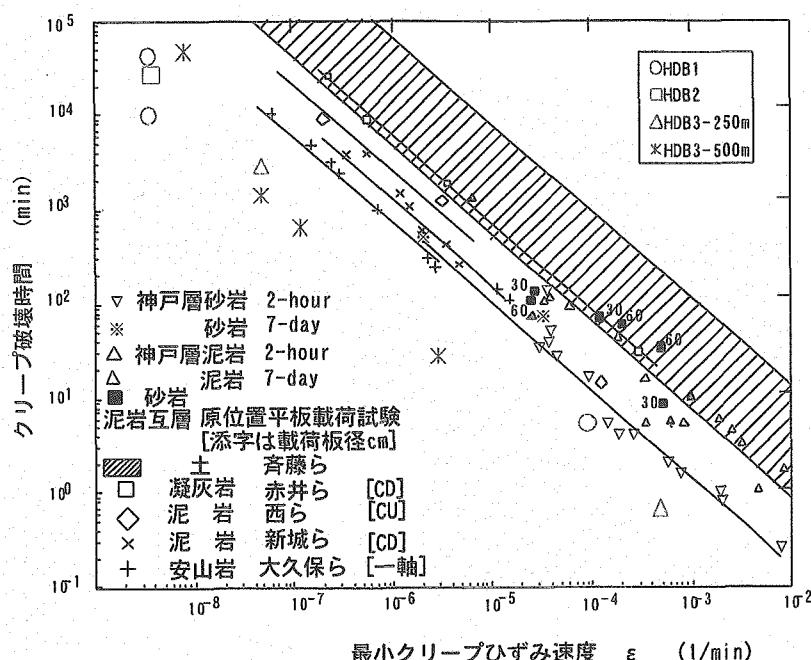


図4.3.10 最小ひずみ速度とクリープ破壊時間の両対数グラフ
(山田ら¹⁷⁾を修正、加筆)

幌延泥岩の最小ひずみ速度とクリープ破壊時間の関係は、全体的に図4.3.10中の左側にシフトしているが、傾向は他の岩石と同様に、傾き-1の直線関係にあることが分かる。したがって、幌延の泥岩についても、最小クリープ速度を求めることにより、クリープ破壊時間のおおよその推定は可能であると考えられる。

4. 3. 4 まとめ

本節では、まず、時間とともに強度が低下するモデルについて、既往の文献調査を行い、3編のモデルについて取り上げ、その特徴を整理した。3モデルとも、破壊規準や強度低下の取り扱いに関しては異なるものの、以下の点では共通している。

- ・強度が時間とともに低下し、長期的には残留強度に至る
- ・残留強度は時間に依存しない

次に、サイクル機構殿にて実施したクリープ試験結果を、これまでの研究成果で得られた試験結果や文献データと合わせて整理した。特に、最小(定常)ひずみ速度と破壊時間との関係に着目して、その一般性について検討を行った。その結果、以下のことが分かった。

- ・幌延泥岩についても、既往の文献データと同様に、最小ひずみ速度と破壊時間の両対数グラフにおいて、傾き-1の直線関係にあり、この関係は岩種の違いに因らない

4. 4 まとめ

(1) 坑道の掘削施工時に問題となる短期的な破壊規準の検討結果について

幌延泥岩の変形・破壊挙動は、ボーリングコアの CD および CU 三軸試験結果より、珪藻質泥岩、硬質頁岩とともに破壊後のひずみ軟化挙動が顕著であるが、拘束圧の大きい条件では塑性流動的な挙動を示し、体積は収縮する一方となる傾向にあることが分かった。そのため、これらの挙動を表現できる修正カムクレイモデルとひずみ軟化モデルの適用性を検討した。軸対称要素による三軸試験の数値シミュレーションを実施し、測定結果と比較した。

修正カムクレイモデルにおけるシミュレーションでは、ピーク応力の拘束圧による変化は比較的良好表現できるが、変形係数の拘束圧依存性は過大評価する傾向にあり、ピーク応力後の体積膨張傾向の整合性はあまり良好ではなかった。

一方、ひずみ軟化モデルにおけるシミュレーションでは、拘束圧が高い領域でピーク強度が減少し、ピーク後に体積が膨張せずに収縮を続ける挙動を示したが、全体的には実験結果を良好に表現できた。

なお、以上の結果は、少數の限られた試験結果を用いたシミュレーション結果である。そのため、構成モデルのパラメータを正確に決めるためには、圧密試験等を実施し基礎データを取得する必要がある。

(2) 中～長期的破壊規準の検討結果について

強度低下モデルに関する既往の文献調査を行うとともに、これまでに幌延泥岩を対象として実施されたクリープ試験結果について、破壊時間に関する既往の文献の試験結果と比較し、一般的評価を行った。

強度低下モデルについては、既往の文献調査結果より 3 種類のモデルについて取り上げた。3 モデルとも破壊規準や強度低下の取り扱いに関しては異なるが、強度が時間とともに低下し、長期的には残留強度に至る点や、残留強度は時間に依存しない点に関しては共通していることが分かった。

破壊時間に着目した幌延泥岩のクリープ試験結果の一般的評価については、幌延泥岩の場合も珪藻質泥岩、硬質頁岩の違いによらず、最小ひずみ速度と破壊時間の両対数グラフにおいて、傾き-1の直線関係にあり、既往の文献データと同様の傾向にあることが分かった。したがって、幌延泥岩においても最小ひずみ速度を求めることにより、およその破壊時間を推定できる可能性が高い。

5. 試験孔の裸孔自立性の検討

5. 1 目的

4章では、既往^{7) 8) 9)}および本年度の三軸圧縮試験結果を踏まえ、珪藻質泥岩と硬質頁岩それぞれについての破壊規準を検討し、試験結果をうまく表現できるようなひずみ軟化モデル（有限差分法 FLAC¹²⁾）を作成した。本章では、そのひずみ軟化モデル、および物性パラメータを用い、幌延深地層研究所の地下施設における水平坑道の想定深度である250mと500mにおける数mスケールの試験孔の自立性について検討する。

5. 2 解析条件および手順について

解析に用いた物性パラメータを表5.2.1に、解析用メッシュを図5.2.1に示した。孔は直径2mの円孔で、掘削方向は鉛直方向とする。そのため、解析メッシュでは横軸をX方向、縦軸をY軸方向にとる。

間隙水圧は考慮しないこととする。初期応力は岩石の単位体積重量19.0kN/m³とし、土被り250mと500mとして算定する。今回の解析では、ひずみ軟化モデルとの比較のため、完全弾塑性モデルについての解析も行う。

解析手順は、岩盤モデルに対し初期応力を与えた後、孔を一挙に掘削（掘削解放率100%）し、釣り合い状態に至るまで繰り返し計算を行う。

表5.2.1 物性パラメータ

岩種	弾性係数		強度定数		残留強度定数		ダブルシヨン角	備考
	E_{50} [MPa]	ν_{50}	C [MPa]	ϕ [°]	C_r [MPa]	ϕ_r [°]		
珪藻質泥岩	520	0.050	2.59	14.7	0.492	30.7	4.0	HDB-3孔 深度300m
硬質頁岩	1350	0.272	2.97	32.4	0.451	33.2	4.0	HDB-3孔 深度500m

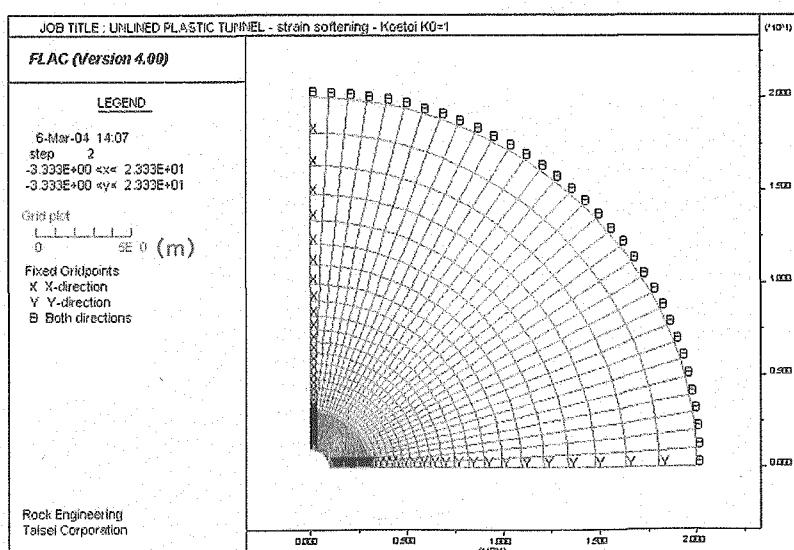


図5.2.1 解析メッシュ

解析ケースは全 8 ケースである。表 5.2.2 に解析ケース一覧を示す。

表 5.2.2 解析ケース

岩種	深度(m)	解析ケース	初期応力(MPa)		K_0	解析モデル
			X 方向(横軸)	Y 方向(縦軸)		
珪藻質泥岩	250	1	4.75	4.75	1.0	完全弾塑性 (Mohr-Coulomb)
		2	4.75	4.75	1.0	ひずみ軟化 (FLAC)
		3	7.125	4.75	1.5	完全弾塑性 (Mohr-Coulomb)
		4	7.125	4.75	1.5	ひずみ軟化 (FLAC)
硬質頁岩	500	5	9.50	9.50	1.0	完全弾塑性 (Mohr-Coulomb)
		6	9.50	9.50	1.0	ひずみ軟化 (FLAC)
		7	14.25	9.50	1.5	完全弾塑性 (Mohr-Coulomb)
		8	14.25	9.50	1.5	ひずみ軟化 (FLAC)

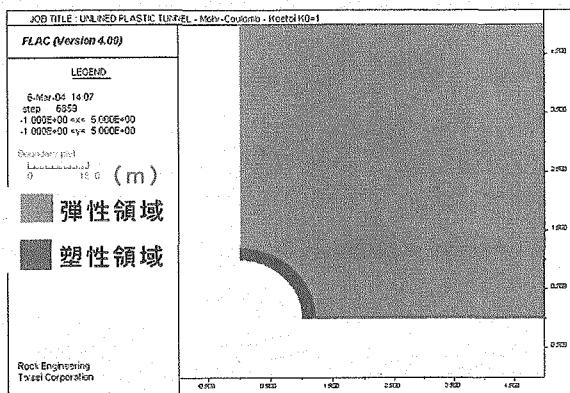
5. 3 解析結果

解析は完全弾塑性モデル (Mohr-Coulomb) と室内試験結果を表現したひずみ軟化モデル (有限差分法 FLAC¹²⁾) の 2 種類のモデルで行い、孔周辺部の塑性領域、および変形状況を比較した。

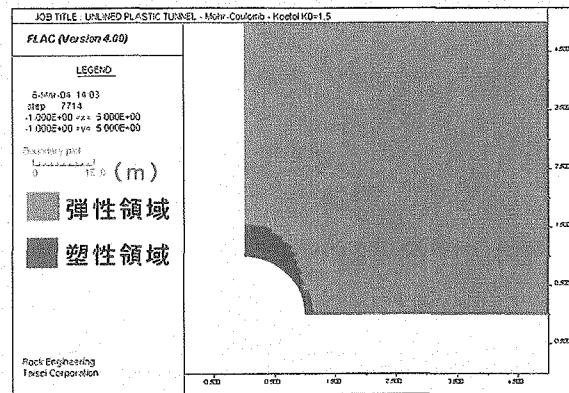
(1) 塑性領域について

図 5.3.1 に珪藻質泥岩の塑性領域分布を例として示す。

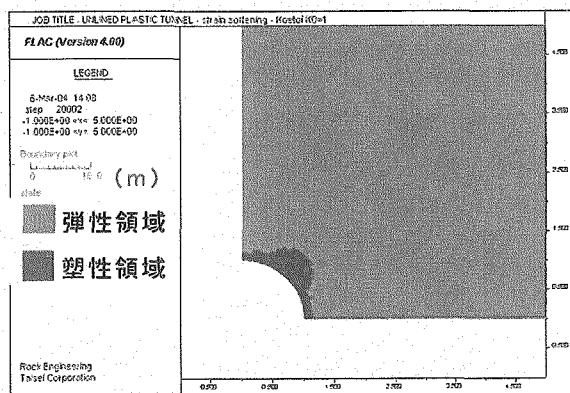
- $K_0=1.0$ の場合、完全弾塑性モデルでは珪藻質泥岩、硬質頁岩とともに、塑性領域が孔周辺に一様に広がっているが、ひずみ軟化モデルでは塑性領域の広がりが一様ではなく、局所化が生じている。
- $K_0=1.5$ の場合には、完全弾塑性モデル、ひずみ軟化モデルともに、塑性領域は初期応力の最小主応力方向に拡大しており、この傾向は珪藻質泥岩と硬質頁岩のどちらも同様である。
- 塑性領域の広がりはひずみ軟化モデルの方が完全弾塑性モデルよりも大きく、珪藻質泥岩では 2 倍程度、硬質頁岩では 3 倍程度である。
- 完全弾塑性モデルの場合、塑性領域は 0.2~0.48m と比較的小さいが、ひずみ軟化モデルの場合、0.48~1.12m と大きい。



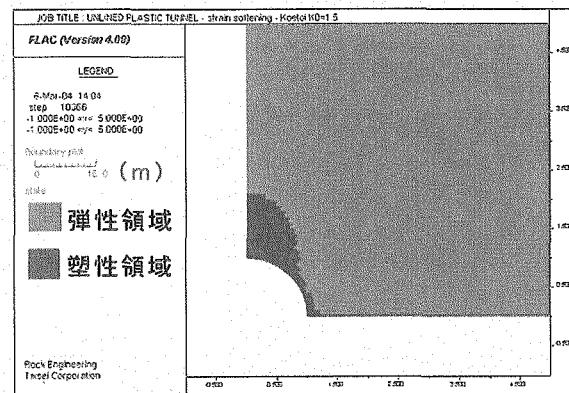
(a) 完全弾塑性モデル
(Mohr-Coulomb) : $K_0=1.0$



(b) 完全弾塑性モデル
(Mohr-Coulomb) : $K_0=1.5$



(c) ひずみ軟化モデル
(FLAC) : $K_0=1.0$



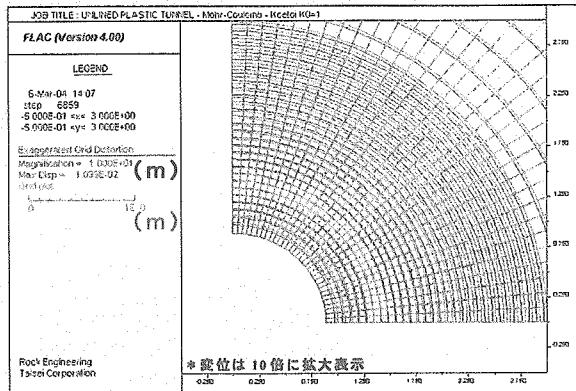
(d) ひずみ軟化モデル
(FLAC) : $K_0=1.5$

図 5.3.1 塑性領域分布図（珪藻質泥岩 : 250m）
(横軸 : X 方向 縦軸 : Y 方向)

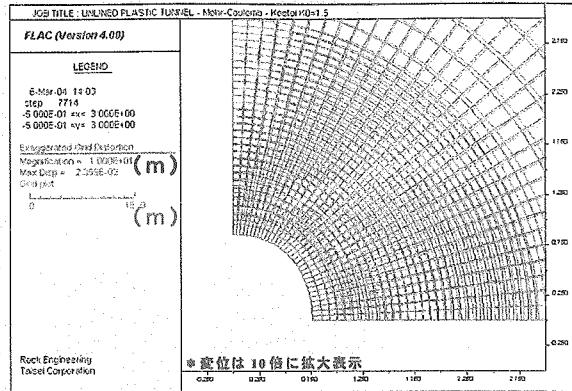
(2) 変形状況について

図 5.3.2 に珪藻質泥岩の孔周辺の変位状況を例として示す。図中の緑色のメッシュは掘削前の状況を表し、赤色のメッシュは掘削後の変形状況を表している。変位量は 10 倍に拡大して表示している。

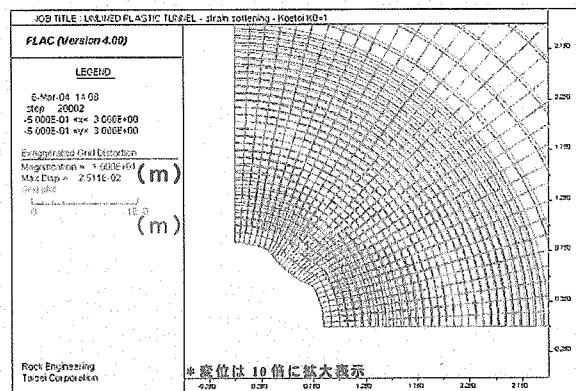
- ・変位量はひずみ軟化モデルの方が完全弾塑性モデルよりも大きく、珪藻質泥岩では 1.4~3.7 倍程度、硬質頁岩では 1.8~4.8 倍程度である。
- ・ $K_0=1.0$ の場合、完全弾塑性モデルでは、変位量は孔のどの位置においても一様に 10~11mm 程度であるが、ひずみ軟化モデルでは、中間部の変位量が X や Y での位置の 2~3 倍となっている。
- ・ $K_0=1.5$ の場合、完全弾塑性モデルでは、初期応力の最大主応力方向 (X) での変位量が最大であるが、ひずみ軟化モデルでは、塑性領域の拡大している方 (初期応力の最小主応力方向である Y) での変位量が最大である。これは変形の局所化に起因している。
- ・完全弾塑性モデルでは、 K_0 の違いによらず、珪藻質泥岩の方が硬質頁岩よりも変位量は大きいが、ひずみ軟化モデルではその限りではなく、概ね硬質頁岩の方が大きい。特に $K_0=1.5$ の場合、Y での変位量が大きい。



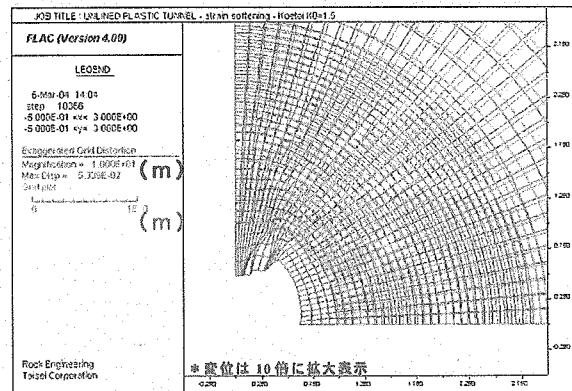
(a) 完全弾塑性モデル
(Mohr-Coulomb) : $K_0=1.0$



(b) 完全弾塑性モデル
(Mohr-Coulomb) : $K_0=1.5$



(c) ひずみ軟化モデル
(FLAC) : $K_0=1.0$



(d) ひずみ軟化モデル
(FLAC) $K_0 := 1.5$

図 5.3.2 変形状況 (珪藻質泥岩 : 250m)
(横軸 : X 方向 縦軸 : Y 方向) (緑 : 変形前 赤 : 変形後)

5. 4 メッシュ依存性の検討

(1) 目的

本業務の解析は、有限差分法解析コード FLAC (Ver.4.0)¹²⁾を用いて行っている。有限差分法では、解析領域を有限個のグリッドに分割し、各節点における節点力－変位－節点質量に関する連立方程式を解く問題に帰着する。本解析法は非線形問題を線形問題と同程度の時間で解析できるという長所を持つが、その解析結果はグリッドの大きさや形状に大きく依存し、また、解析メッシュを細分化するほど解析に時間がかかる短所を持つ。

5.3 節において裸孔の自立性を検討するため、孔周辺の塑性領域および変位の解析を行った。その結果、ひずみ軟化モデルにおいては塑性領域幅が 1m 以上、変位量については 50mm 以上と非常に大きく、また孔周辺における変形の局所化もみられた。そのため、本節では、塑性領域の幅や変位量がメッシュサイズにどの程度依存しているかを検証し、5.3 節の解析で使用したメッシュの妥当性を検討することとする。

(2) 解析条件

解析は、5.3 節の珪藻質泥岩におけるケース（ケース 1～4）を対象とする（表 5.2.2 参照）。物性値については、表 5.2.1 に示した。解析に用いたメッシュは 5.3 節で使用したメッシュ（以下、基本メッシュと呼ぶ）と新規に作成した細メッシュ（以下、細メッシュと呼ぶ）の 2 種類とする。

(3) 解析結果

珪藻質泥岩の解析結果を図 5.4.1 に例として示す。図には塑性領域と掘削後の変位状況（黒色のメッシュ）を示してある。なお、変位量は 5 倍に拡大して表示した。

- ・完全弾塑性モデルの場合は、 $K_0=1.0$ および 1.5 の両ケースとも、基本メッシュと細メッシュとでほとんど同じ変位が得られた。また、塑性領域に関しても、メッシュサイズに依存して若干の際は生じるもの、ほとんど同じ塑性領域分布となった。したがって、今回使用したメッシュモデルでは、地山が完全弾塑性モデルの場合は、解析結果のメッシュ依存性はほとんど無いと言える。
- ・地山がひずみ軟化モデルの場合は、 $K_0=1.0$ および 1.5 の両ケースにおいて、解析結果にメッシュ依存性が見られる。すなわち、細メッシュモデルの方が、せん断帶の発達と変形の局所化が顕著である。特に、 $K_0=1.0$ の場合はせん断帶の発生する位置に一意性はない。

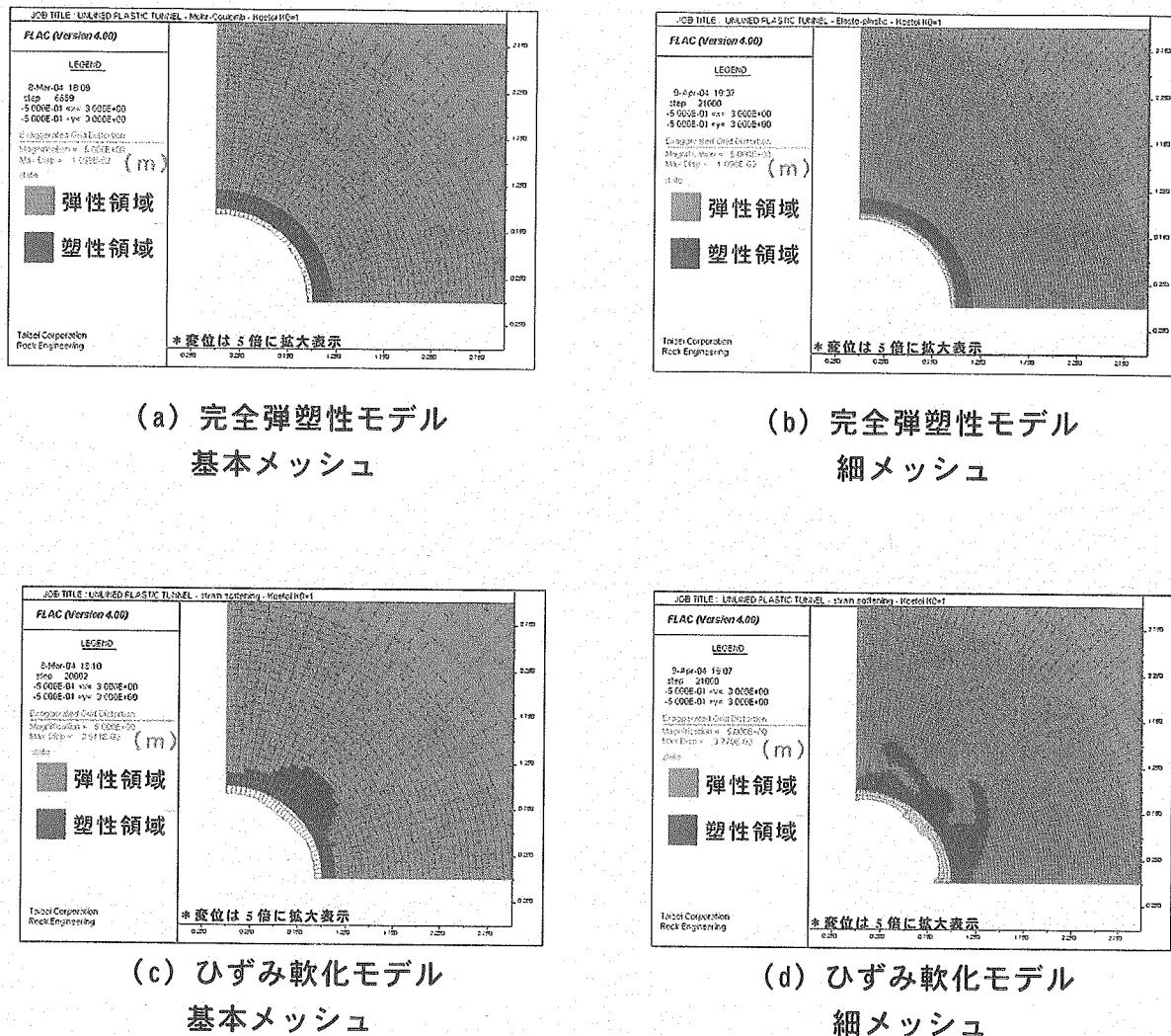


図 5.4.1 塑性域と変位状況のメッシュサイズ別解析結果比較図

珪藻質泥岩 : $K_0=1.0$

5. 5 まとめ

(1) メッシュ依存性について

同一の岩盤モデルを対象とし、メッシュサイズの異なった2種類のメッシュモデル（基本メッシュと細メッシュ）により解析を行い、その結果を比較検討した。その結果、岩盤モデルが完全弾塑性モデルの場合には、メッシュ依存性はほとんどみられないことがわかった。これに対し、ひずみ軟化モデルの場合には、メッシュ依存性が見られ、細メッシュの方がせん断帯の発達と変形の局所化が顕著であった。

以上より、ひずみ軟化モデルでは、変形の局所化が顕著に生じた場合は、その部分の変位の量に関しては、メッシュに依存して変わるといえる。ただし、裸孔の自立性の判断については、基本メッシュでも可能である。一方、完全弾塑性モデルでは、塑性領域の発生より孔壁の自立性が失われることを判断することはできるが、変形の局所化の発生を推定することはできない。

(2) 裸孔の自立性の検討

室内試験結果を表現したひずみ軟化モデルにおいて数値解析を行い、塑性領域および変形状況を検討した。その結果、塑性領域は最大0.5～1.1m、変位量は15mm～56mmとなり、また、変形の局所化もみられ、裸孔の自立性が危ぶまれる結果となった。一方、完全弾塑性モデルの場合には、塑性領域は最大0.2～0.5m、変位量は10mm～24mmとなり、ひずみ軟化モデルとは異なる結果であった。

したがって、今後、裸孔の自立性を検討する場合には、岩盤モデルの検討を詳細に行う必要がある。

6. 坑道の長期安定性の検討

6. 1 目的

坑道の埋め戻し・閉鎖後の超長期においては、吹付けコンクリートや鋼製支保工などの支保はその機能を失い、坑道周囲の岩盤は強度低下あるいはクリープ破壊を生じ、結果として坑道の内空変位が増加する可能性がある。このような坑道の変形は、埋め戻し材を圧縮して応力を発生させ、場合によっては廃棄体周囲の人工バリアの機能を害することが懸念される。

昨年度¹⁾の研究では、超長期間経過した後（処分坑道閉鎖後）の岩盤の状態が、残留強度に相当する降伏規準を持つ完全弾塑性体としてモデル化する方法を提案し、幌延を事例として岩盤の埋め戻し材に与える影響を検討した。その結果、埋め戻し後の中長期間に発生する岩盤の変形・ひずみや埋め戻し材に発生する応力は、地下施設の深度や側圧係数に影響されるが、埋め戻し材の弾性係数の大きさにも大きく影響を受けることが分かった。

今年度は、昨年度と同様に幌延地区を事例とし、埋め戻し材を掘削ズリとベントナイトの混合材と想定した場合の数値解析を行い、この解析結果より岩盤の埋め戻し材に与える影響を検討する。

6. 2 埋め戻し材の物性

「地下施設掘削ズリの力学特性確認試験」平成16年2月¹³⁾では、珪藻質泥岩とベントナイト混合試料、および硬質頁岩とベントナイト混合試料を用いたCD三軸試験が行われているため、その結果から物性値を求めた。なお、掘削ズリとベントナイト比は、掘削ズリ試料に対し乾燥重量比15%である。算定した各埋め戻し材の物性値一覧を表6.2.1に示す。また、参考のため昨年度解析に用いた埋め戻し材の物性値との比較を表6.2.2に示す。

表6.2.1(1) 埋め戻し材の物性値（珪藻質泥岩とベントナイト）

圧密圧力 (kN/m ²)	圧縮強さ $\sigma_a - \sigma_r$ (kN/m ²)	軸ひずみ ϵ_{af} (%)	体積ひずみ ϵ_{vf} (%)	粘着力 C_d (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_d (°)
50	126.4	15.00	4.20	9.4	28.8
	圧縮強さ/2 $(\sigma_a - \sigma_r)/2$ (kN/m ²)	(圧縮強さ/2)の 時の軸ひずみ (%)	(圧縮強さ/2)の 時の体積ひずみ (%)	90%乾燥密度 ρ_{dmax90} (g/cm ³)	
	63.2	3.2	1.7	0.846	
	ヤング率 E_{50} (kN/m ²)	ポアソン比 ν_{50}	体積弾性係数 K (kN/m ²)	せん断弾性係数 G (kN/m ²)	
	1,975	0.2	1,239	800	
	ダイレーション角 ψ_d (°)				
	0				

表 6.2.1 (2) 埋め戻し材の物性値（硬質頁岩とベントナイト）

圧密圧力 (kN/m ²)	圧縮強さ $\sigma_a - \sigma_r$ (kN/m ²)	軸ひずみ ε_{af} (%)	体積ひずみ ε_{vf} (%)	粘着力 C_d (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_d (°)
50	175.2	15.00	4.00	17.3	32.6
	圧縮強さ/2 $(\sigma_a - \sigma_r)/2$ (kN/m ²)	(圧縮強さ/2) の 時の軸ひずみ (%)	(圧縮強さ/2) の 時の体積ひずみ (%)	90%乾燥密度 $\rho_{dmax}90$ (g/cm ³)	
	87.6	1.7	0.8	1.081	
	ヤング率 E_{50} (kN/m ²)	ポアソン比 ν_{50}	体積弾性係数 K (kN/m ²)	せん断弾性係数 G (kN/m ²)	
	5,153	0.3	3,650	2037	
	ダイレーション角 ψ_d (°)				
	0				

表 6.2.2 埋め戻し材の物性値の比較

	試料	モデル	密度 (kg/m ³)	ヤング 率 (kN/m ²)	ポアソ ン比	粘着力 (kN/m ²)	内部 摩擦角 (°)
平成 14年 度 ¹⁾	ケイ砂混合体 (軟)	弾性体	1,900	3,000	0.4	—	—
	ケイ砂混合体 (硬)	弾性体	1,900	60,000	0.4	—	—
今年度	珪藻質泥岩と ベントナイト	完全 弾塑性体	846	1,975	0.2	9.4	28.8
	硬質頁岩とベ ントナイト	完全 弾塑性体	1,081	5,153	0.3	17.3	32.6

6. 3 長期間における地山および支保劣化のシナリオ

昨年度の研究¹⁾では、坑道埋め戻し後に非常に長い時間が経過した場合、岩盤の強度劣化は支保機能が消滅した後に生じるとして検討を行った。また、地下水位の復位問題については、間隙水圧が初期状態に戻る前に岩盤物性が低下するとしたシナリオ A の手順で解析を行った。

シナリオ A

①岩盤モデルに対し土被厚相当の初期応力を与える。

- ②坑道を掘削する（掘削解放率 100%とする）。岩盤は弾性体あるいは完全弾塑性体とする。
- ③坑道に埋め戻し部材を充填する（弾性体）。
- ④岩盤の強度物性を残留強度に変更する。再び釣り合い状態に至るまで収束計算を行う。

本年度は、支保機能が消滅した後に岩盤の強度劣化が生じる場合（シナリオ 1）と、支保機能が消滅する前に岩盤の強度劣化が生じる場合（シナリオ 2）の 2 ケースについての解析を行い、その結果を比較する。ただし、間隙水圧については、岩盤の透水係数が非常に小さいため（3 章参照）、昨年度と同様に初期状態には、それまでに戻らないものとする。以下に各シナリオにおける解析手順を記す。なお、解析には、有限差分法解析コード FLAC (Ver.4.0)¹²⁾を使用する。

シナリオ 1 における解析手順

- ① 岩盤モデルに対し土被厚相当の初期応力を与える。
- ② 坑道を 1m 堀削する（掘削解放率 65.5% とする）。岩盤は完全弾塑性体とする。
- ③ 支保を打設する。支保は吹き付けコンクリート 20cm のみとし（梁要素）、鋼製支保工は考慮しない。
- ④ 坑道を掘削する（掘削解放率 100% とする）。
- ⑤ 坑道に埋め戻し材を充填する。埋め戻し材は完全弾塑性体とする。
- ⑥ 支保機能が消滅する。再び釣り合い状態に至るまで収束計算を行う。
- ⑦ 岩盤の強度物性を残留強度に変更。再び釣り合い状態に至るまで収束計算を行う。

シナリオ 2 における解析手順

- ① 岩盤モデルに対し土被厚相当の初期応力を与える。
- ② 坑道を 1m 堀削する（掘削解放率 65.5% とする）。岩盤は完全弾塑性体とする。
- ③ 支保を打設する。支保は吹き付けコンクリート 20cm のみとし（梁要素）、鋼製支保工は考慮しない。
- ④ 坑道を掘削する（掘削解放率 100% とする）。
- ⑤ 坑道に埋め戻し材を充填する。埋め戻し材は完全弾塑性体とする。
- ⑥ 岩盤の強度物性を残留強度に変更。再び釣り合い状態に至るまで収束計算を行う。
- ⑦ 支保機能が消滅する。再び釣り合い状態に至るまで収束計算を行う。

6. 4 坑道の長期安定性に関する数値解析

（1）岩盤、および支保部材の物性値

① 岩盤の物性値

4 章の検討結果より得られた物性値を採用する。表 6.4.1 に物性値一覧を再度示す。

表 6.4.1 岩盤の物性値

対象深度 [m]	弾性係数		強度定数		残留強度定数		ダイレクション角 [°]	備考
	E_{50} [MPa]	ν_{50}	c [MPa]	ϕ [°]	c_r [MPa]	ϕ_r [°]		
250	520	0.050	2.59	14.7	0.492	30.7	4.0	HDB-3 孔 深度 300m 珪藻質泥岩
500	1350	0.272	2.97	32.4	0.451	33.2	4.0	HDB3 孔 深度 500m 硬質頁岩

②支保部材の物性値

支保は吹き付けコンクリート 20cm のみとし、鋼製支保工は考慮しない。ヤング率は 3GPa とする。

(2) 解析モデル

解析は二次元断面モデルで行う。

(3) 解析ケース

解析は、6.3 節で記したように支保機能消滅後に岩盤の強度劣化が生じる場合と、岩盤の強度劣化後に支保機能が消滅する場合の 2 種類のシナリオについて行う。解析ケースは全 8 ケースである。解析ケース一覧を表 6.4.2 に示す。なお、初期応力は岩石の密度を 1,900 (kg/m³) とした場合における深度相当の鉛直応力とした。

表 6.4.2 解析ケース一覧

ケース	シナリオ	対象深度 (m)	側圧 係数	水平初期 応力 (MPa)	埋め戻し材
ケース 1	1	250	1	4.75	珪藻質泥岩とベントナイト 混合試料
ケース 2	1		1.5	7.125	珪藻質泥岩とベントナイト 混合試料
ケース 3	2		1	4.75	珪藻質泥岩とベントナイト 混合試料
ケース 4	2		1.5	7.125	珪藻質泥岩とベントナイト 混合試料
ケース 5	1	500	1	9.50	硬質頁岩とベントナイト 混合試料
ケース 6	1		1.5	14.25	硬質頁岩とベントナイト 混合試料
ケース 7	2		1	9.50	硬質頁岩とベントナイト 混合試料
ケース 8	2		1.5	14.25	硬質頁岩とベントナイト 混合試料

シナリオ 1 : 支保消滅 → 岩盤強度劣化

シナリオ 2 : 岩盤強度劣化 → 支保消滅

(4) 解析結果

本解析では、岩盤の超長期の強度特性を残留強度と等しい完全弾塑性モデルとしている。そこで発生する塑性化領域は、通常用いられる意味とは異なり、超長期においてクリープ変形で降伏した領域という意味である。したがって、この領域を「クリープ変形領域」と呼ぶことにする。

珪藻質泥岩で $K_0=1.0$ の場合の坑道周辺のクリープ変形領域の比較図を図 6.4.1 に、最終的に得られる最大主応力分布を図 6.4.2、最大せん断ひずみ分布を図 6.4.3 に示す。また、超長期間経過後における天端部と側壁部のクリープ変形領域の幅を表 6.4.3、埋め戻し直後から超長期間経過後までに発生する天端部と側壁部の変位量を表 6.4.4 に示す。変位の値は坑道が拡大する方向の変位を正としている。

なお、坑道近傍の岩盤に発生するひずみレベルを考察する指標として、HDB-3 孔の深度 250m 近傍、および 500m 近傍の試料を用いた一軸圧縮試験結果⁹⁾より、破壊ひずみと限界ひずみを求めた。これを、表 6.4.5 に示す。

以下に解析結果から得られた知見を記す。

(1) クリープ変形領域について（表 6.4.3、図 6.4.1 より）

- ・深度 250m（珪藻質泥岩）、深度 500m（硬質頁岩）ともに、クリープ変形領域は最大約 4 m ($K_0=1.5$ の天端部) 程度であり、どのケースにおいても埋め戻し材は塑性化しない。
- ・支保機能の消滅と岩盤の強度劣化の発生する順序の違いによる、最終的なクリープ変形領域の分布域の違いは、 $K_0=1.0$ の場合、深度 250m（珪藻質泥岩）、深度 500m（硬質頁岩）ともに認められない。しかし、 $K_0=1.5$ の場合には、深度 250m（珪藻質泥岩）、深度 500m（硬質頁岩）の両者ともに、岩盤の強度劣化が先に発生する方（シナリオ 2）がクリープ変形領域の分布域がわずかに広い傾向にある。
- ・深度 250m（珪藻質泥岩）と深度 500m（硬質頁岩）のクリープ変形領域の幅は、深度 500m（硬質頁岩）の方が深度 250m（珪藻質泥岩）よりも若干広く、天端部において、深度 250m（珪藻質泥岩）の場合、 $K_0=1.0$ では 1.78m、 $K_0=1.5$ では 3.3m、深度 500m（硬質頁岩）の場合、 $K_0=1.0$ では 2.89m、 $K_0=1.5$ では 3.78m である。
- ・ $K_0=1.0$ の場合、深度 250m（珪藻質泥岩）と深度 500m（硬質頁岩）のクリープ変形領域の幅の差は約 1.2m と大きいが、 $K_0=1.5$ の場合、深度 250m（珪藻質泥岩）と深度 500m（硬質頁岩）のクリープ変形領域の幅の差は 0.45m 程度と小さくなつた。
- ・深度 250m（珪藻質泥岩）と深度 500m（硬質頁岩）どちらについても、 $K_0=1.0$ と $K_0=1.5$ の場合における天端部のクリープ変形領域の幅を比較すると、 $K_0=1.0$ の場合に生じる幅と $K_0=1.5$ の場合に生じる幅との比（拡大率）は、深度 250m（珪藻質泥岩）の方が深度 500m（硬質頁岩）よりも大きい。これより、深度 250m（珪藻質泥岩）の方が深度 500m（硬質頁岩）よりも偏圧の影響を受けやすいと考えられる。

(2) 埋め戻し材にかかる最大主応力について（図 6.4.2 より）

- ・深度 250m（珪藻質泥岩）、深度 500m（硬質頁岩）ともに、埋め戻し材にかかる最大主応

力の大きさは、支保機能の消滅と岩盤の強度劣化の発生する順序の違いに影響されないが、最大主応力の分布状況は若干異なり、 $K_0=1.5$ の場合に顕著であるが、支保機能の消滅が早い方（シナリオ 1）が最大主応力の大きい領域が広がっていることがわかる。

- 埋め戻し材にかかる最大主応力は、深度 250m（珪藻質泥岩）の方が深度 500m（硬質頁岩）より小さい。深度 250m（珪藻質泥岩）の場合、 $K_0=1.0$ では 0.04~0.08MPa、 $K_0=1.5$ では 0.08~0.12MPa、深度 500m（硬質頁岩）の場合、 $K_0=1.0$ では 0.16~0.2MPa、 $K_0=1.5$ では 0.32~0.36MPa である。
- $K_0=1.5$ の場合、最大主応力の最大値は天端部に出現する。

（3）埋め戻し材に生じる最大せん断ひずみについて（図 6.4.3 (c) (d) (g) (h) より）

- 深度 250m（珪藻質泥岩）、深度 500m（硬質頁岩）両者ともに、埋め戻し材にかかる最大せん断ひずみの大きさは、支保機能の消滅と岩盤の強度劣化の発生する順序の違いに影響されない。一方、最大せん断ひずみの分布状況は若干異なり、 $K_0=1.5$ の場合に顕著であるが、珪藻質泥岩では支保機能の消滅が早い方が岩盤の強度劣化が生じる場合よりも最大せん断ひずみの大きい領域（坑道の中心部）が広く、硬質頁岩においてはその逆の傾向を示す。
- 埋め戻し材の最大せん断ひずみは、深度 250m（珪藻質泥岩）と深度 500m（硬質頁岩）のどちらもほぼ同じ大きさで、 $K_0=1.0$ では 0~3%、 $K_0=1.5$ では 0~5% である。
- 埋め戻し材の最大せん断ひずみの分布状況は、坑道と岩盤の境界近傍が最大であり坑道の中心部に向かって徐々に小さくなるが、坑の中心部では 1~2% 程度大きくなる傾向を示す。この傾向は、深度 250m（珪藻質泥岩）と深度 500m（硬質頁岩）ともに同様である。

（4）坑道周辺岩盤に生じる最大せん断ひずみについて（図 6.4.3 (a) (b) (e) (f) より）

- 深度 250m（珪藻質泥岩）、深度 500m（硬質頁岩）両者ともに、坑道周辺岩盤に生じる最大せん断ひずみの大きさは、支保機能の消滅と岩盤の強度劣化の発生する順序の違いにほとんど影響されない。
- 深度 250m（珪藻質泥岩）の方が深度 500m（硬質頁岩）よりも、坑道周辺岩盤に生じる最大せん断ひずみの最大値は若干大きい。深度 250m（珪藻質泥岩）の場合、 $K_0=1.0$ では 1~5%、 $K_0=1.5$ では 1~9%、深度 500m（硬質頁岩）の場合、 $K_0=1.0$ では 1~4%、 $K_0=1.5$ では 1~7% である。
- 坑道周辺岩盤に生じる最大せん断ひずみの最大値の分布状況を見ると、 K_0 の違いにかかわらず最大せん断ひずみが局所化していることがわかる（ $K_0=1.5$ の場合が顕著である）。この傾向は、深度 250m（珪藻質泥岩）、深度 500m（硬質頁岩）ともに同様である。
- 深度 250m（珪藻質泥岩）、深度 500m（硬質頁岩）とともに、どのケースについても、坑道周辺岩盤のひずみは破壊ひずみ（深度 250m（珪藻質泥岩）：1.37%、深度 500m（硬質頁岩）：0.62%）を超えており、変形の局所化の発生が懸念される。

（5）埋め戻し後の坑壁の変位について（表 6.4.4 より）

- 埋め戻し直後から、超長期に至るまでに発生した変位増分について考察する。これは、埋め戻し材に作用する変位である。深度 250m（珪藻質泥岩）、深度 500m（硬質頁岩）とともに、坑壁の変位量は支保機能の消滅と岩盤の強度劣化の発生する順序の違いにより若干異なり、岩盤の強度劣化の発生が支保機能の消滅よりも先の場合（シナリオ 2）の方が変位量は概ね大きい。その差の最大値は深度 250m（珪藻質泥岩）の $K_0=1.5$ における天端沈下量で、2.26mm である。
- 深度 250m（珪藻質泥岩）、深度 500m（硬質頁岩）とともに、 $K_0=1.0$ の場合は天端沈下量、水平変位量は同程度で、概ね 50~60mm 程度である。 $K_0=1.5$ の場合は天端沈下量が 108 ~115mm となり、埋め戻し後の変位増分が天端部で大きい。

表 6.4.3 坑道周辺のクリープ変形領域幅

ケース	シナリオ	対象深度(m)	側圧係数	水平初期応力(MPa)	天端部(m)	側壁部(m)	埋め戻し材
1	1	250	1	4.75	1.78	1.78	珪藻質泥岩とベントナイト混合試料
2	1	250	1.5	7.13	3.33	1.33	珪藻質泥岩とベントナイト混合試料
3	2	250	1	4.75	1.78	1.78	珪藻質泥岩とベントナイト混合試料
4	2	250	1.5	7.13	3.33	1.33	珪藻質泥岩とベントナイト混合試料
5	1	500	1	9.50	2.89	3.00	硬質頁岩とベントナイト混合試料
6	1	500	1.5	14.25	3.78	1.78	硬質頁岩とベントナイト混合試料
7	2	500	1	9.50	2.89	3.00	硬質頁岩とベントナイト混合試料
8	2	500	1.5	14.25	3.78	1.78	硬質頁岩とベントナイト混合試料

シナリオ 1：支保消滅→岩盤強度劣化

シナリオ 2：岩盤強度劣化→支保消滅

表 6.4.4 埋め戻し直後から超長期経過後の変位

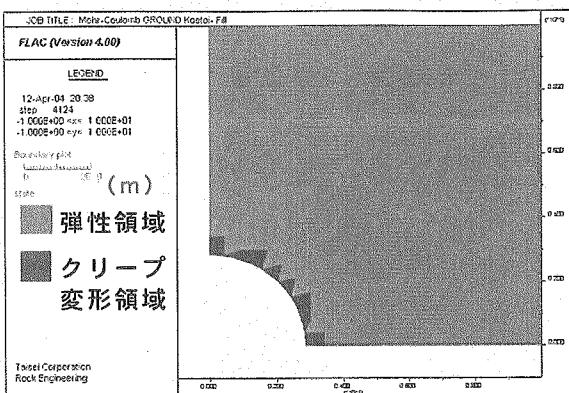
ケース	シナリオ	対象深度(m)	側圧係数	水平初期応力(MPa)	天端沈下量(mm)	水平変位量(mm)	埋め戻し材
1	1	250	1	4.75	-49.59	-49.56	珪藻質泥岩とベントナイト混合試料
2	1	250	1.5	7.13	-108.56	-61.08	珪藻質泥岩とベントナイト混合試料
3	2	250	1	4.75	-49.40	-49.73	珪藻質泥岩とベントナイト混合試料
4	2	250	1.5	7.13	-110.82	-61.80	珪藻質泥岩とベントナイト混合試料
5	1	500	1	9.50	-57.91	-58.11	硬質頁岩とベントナイト混合試料
6	1	500	1.5	14.25	-114.72	-58.91	硬質頁岩とベントナイト混合試料
7	2	500	1	9.50	-57.97	-58.24	硬質頁岩とベントナイト混合試料
8	2	500	1.5	14.25	-114.51	-60.56	硬質頁岩とベントナイト混合試料

シナリオ 1 : 支保消滅→岩盤強度劣化

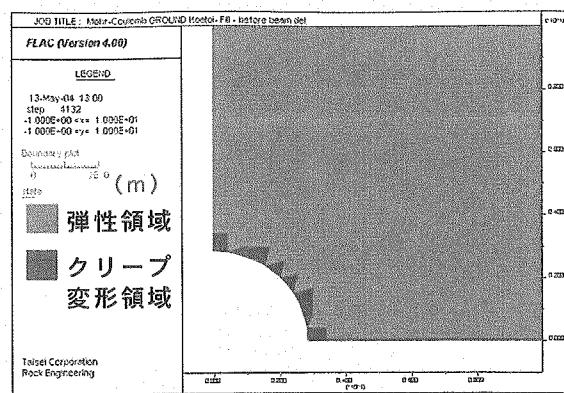
シナリオ 2 : 岩盤強度劣化→支保消滅

表 6.4.5 HDB-3 孔の深度 250m および 500m 近傍の試料による限界ひずみ

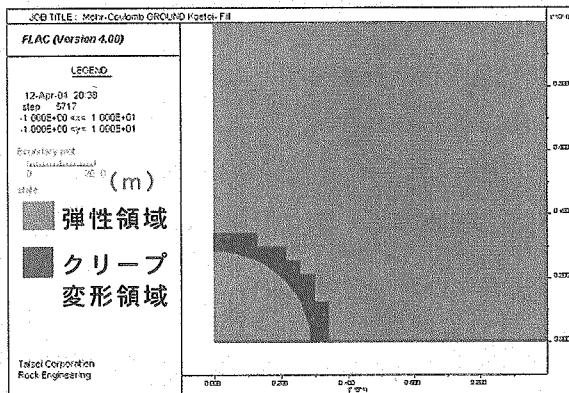
深度(m)	岩種	一軸圧縮強度(MPa)	静弾性係数(MPa)	限界ひずみ(%)	破壊ひずみ(%)
257.00～257.50	珪藻質泥岩	5.76	430	1.41	1.43
		5.88	426	1.51	1.48
		5.37	479	1.19	1.20
	平均	5.67	445	1.37	1.37
496.06～496.36	硬質頁岩	6.31	1388	0.57	0.49
		6.77	1149	0.67	0.88
		5.74	1549	0.52	0.49
	平均	6.26	1362	0.59	0.62



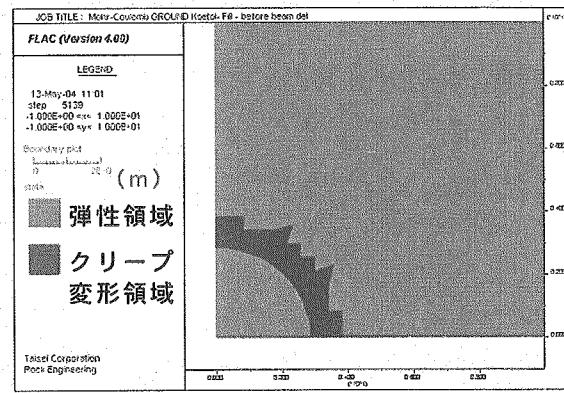
(a) 堀削直後



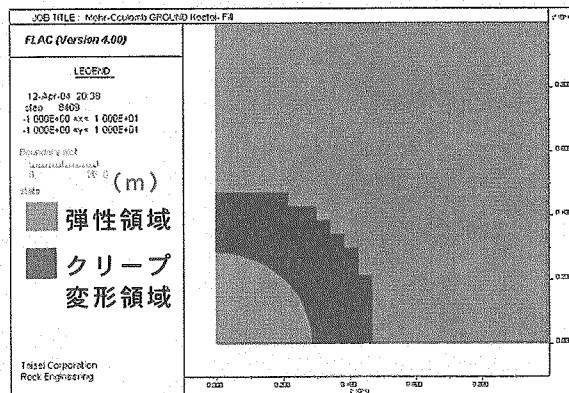
(b) 堀削直後



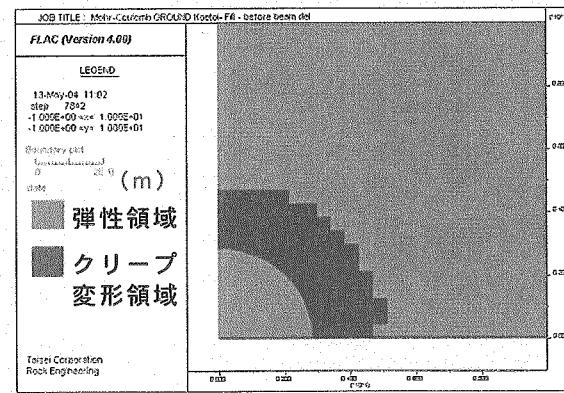
(c) 支保機能消滅後



(d) 岩盤強度劣化



(e) 岩盤強度劣化

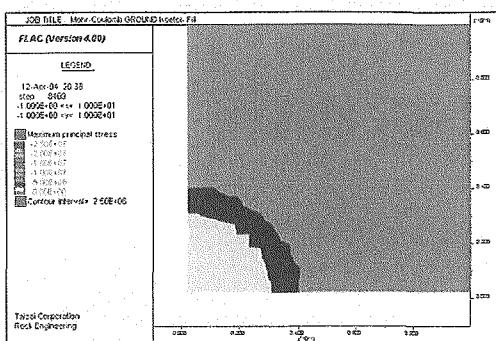


(f) 支保機能消滅後

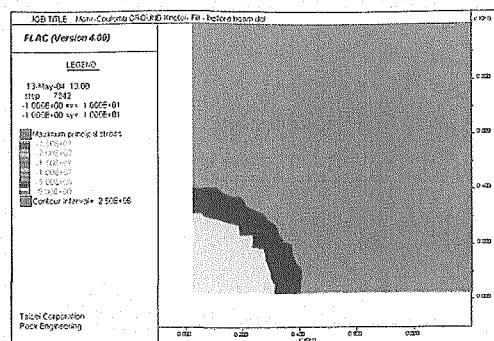
<ケース1>

<ケース3>

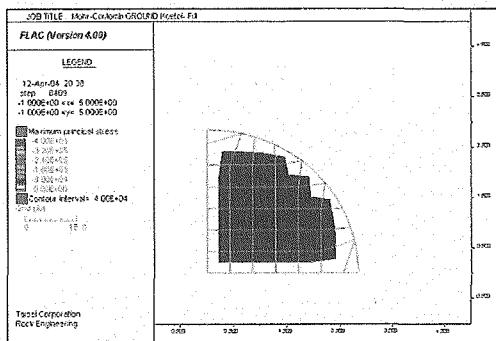
図 6.4.1 深度 250m (珪藻質泥岩) $K_0=1.0$ クリープ変形領域



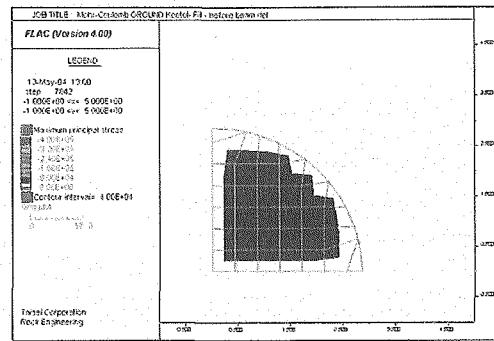
(a) 坑道周辺



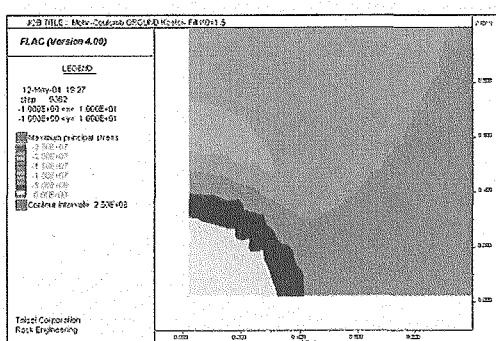
(b) 坑道周辺



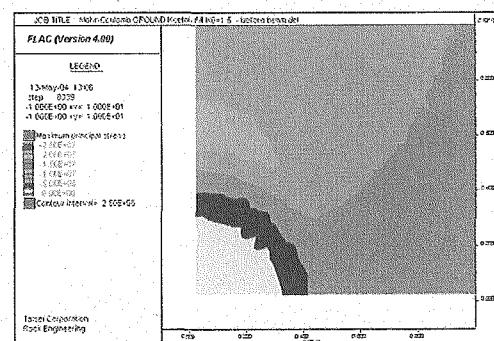
(c) 埋め戻し材内部
<ケース1>



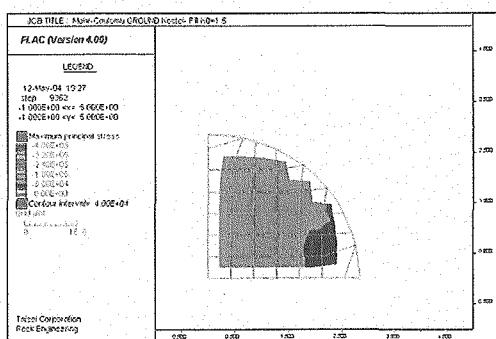
(d) 埋め戻し材内部
<ケース3>



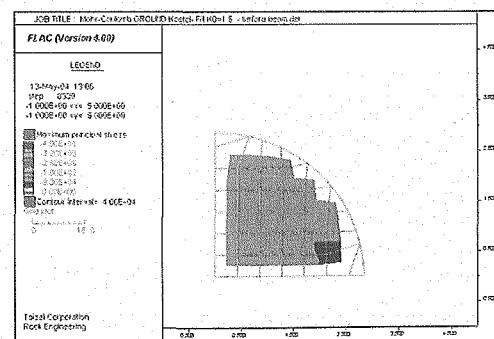
(e) 坑道周辺



(f) 坑道周辺

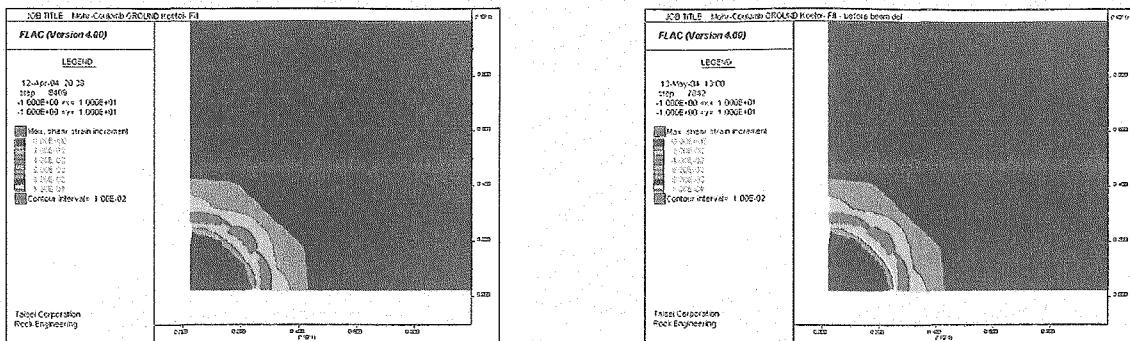


(g) 埋め戻し材内部
<ケース2>

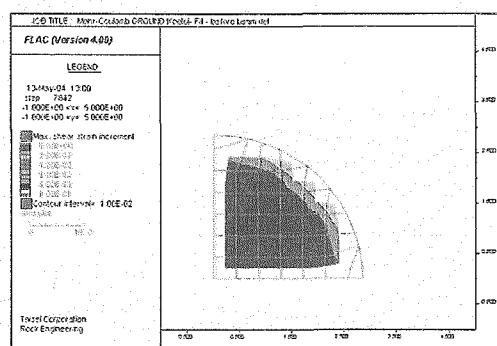


(h) 埋め戻し材内部
<ケース4>

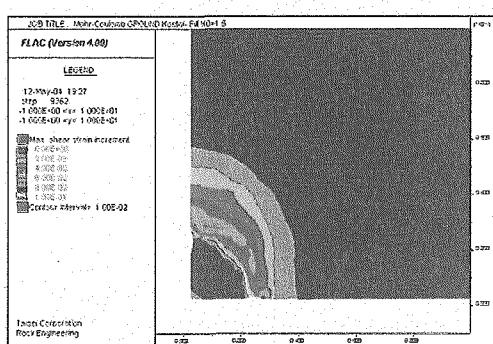
図 6.4.2 深度 250m (珪藻質泥岩) 最大主応力分布 (単位: Pa)



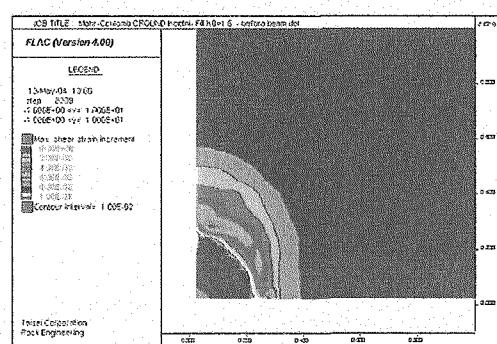
(a) 坑道周辺



(b) 坑道周辺

(c) 埋め戻し材内部
<ケース1>(d) 埋め戻し材内部
<ケース3>

(e) 坑道周辺



(f) 坑道周辺

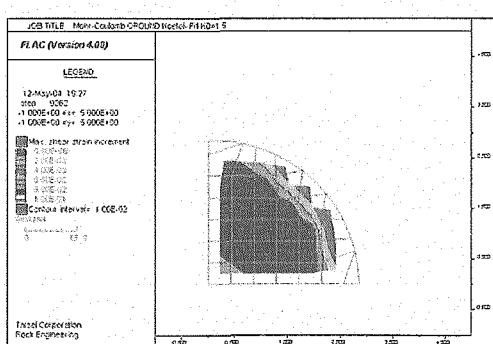
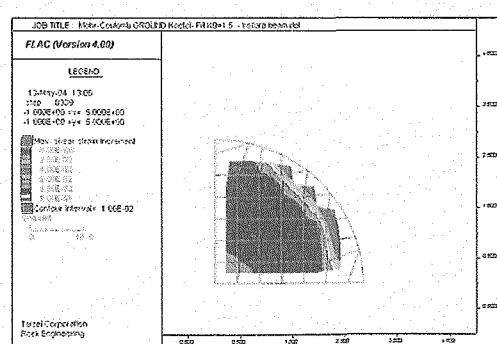
(g) 埋め戻し材内部
<ケース2>(h) 埋め戻し材内部
<ケース4>

図 6.4.3 深度 250m (珪藻質泥岩) 最大せん断ひずみ分布

6. 5 まとめ

本章では、坑道の埋め戻し・閉鎖後の超長期に至るまでを対象に岩盤と支保および埋め戻し材の挙動について検討を行った。

以下に、本章の検討で得られた主な知見を示す。

(1) クリープ変形領域について

- ・クリープ変形領域の幅については、支保機能の消滅と岩盤の強度劣化の発生順序による違いはあまり顕著ではなかったが、岩盤の強度劣化が先に発生した場合の方が、若干広がある傾向にある。埋め戻し材はどのケースも塑性化しない。
- ・クリープ変形領域の幅は深度 250m (珪藻質泥岩)、深度 500m (硬質頁岩) とともに、最大約 4m ($K_0=1.5$ の天端部) である。
- ・深度 250m (珪藻質泥岩) は深度 500m (硬質頁岩) よりも偏圧の影響を受けやすい。

(2) 埋め戻し材にかかる最大主応力について

- ・支保機能の消滅と岩盤の強度劣化の発生順序の違いによる影響は、最大主応力の大きさ自体にはあまりみられないが、支保機能の消滅が早い方が最大主応力の大きい領域が広い。この傾向は深度 250m (珪藻質泥岩)、深度 500m (硬質頁岩) の両者で共通である。
- ・埋め戻し材にかかる最大主応力は深度 500m (硬質頁岩) の方が深度 250m (珪藻質泥岩) よりも大きい。
- ・埋め戻し材内部の最大主応力分布において、最大主応力の最大値は天端部に見られ、 $K_0=1.5$ の場合に顕著である。

(3) 埋め戻し材に生じる最大せん断ひずみについて

- ・支保機能の消滅と岩盤の強度劣化の発生順序の違いによる影響は、最大せん断ひずみの大きさ自体にはあまりみられないが、分布状況は若干異なり、地層および K_0 によってひずみの大きい領域の広がり幅が異なる。
- ・最大せん断のひずみの大きさは、深度 250m (珪藻質泥岩)、深度 500m (硬質頁岩) のどちらもほぼ同じ大きさで、いずれも岩盤との境界付近で生じている。

(4) 坑道周辺岩盤に生じる最大せん断ひずみについて

- ・坑道周辺岩盤に生じる最大せん断ひずみの大きさは、支保機能の消滅と岩盤の強度劣化の発生順序の違いによる影響はほとんど見られない。
- ・深度 250m (珪藻質泥岩) の方が深度 500m (硬質頁岩) よりも、坑道周辺岩盤に生じる最大せん断ひずみの最大値は若干大きく、天端部上方に生じている。
- ・どのケースについても、坑道周辺岩盤の発生する最大せん断ひずみは破壊ひずみを超えており、変形の局所化の発生が懸念される。

(5) 埋め戻し後の坑壁の変位について

- ・埋め戻し後の坑壁の変位量は、岩盤の強度劣化の発生が支保機能の消滅よりも先の場合の方が若干大きい。その差の最大値は深度 250m（珪藻質泥岩）の $K_0=1.5$ における天端沈下量で、2.26mm である。
- ・深度 250m（珪藻質泥岩）、深度 500m（硬質頁岩）ともに、 $K_0=1.0$ の場合は天端沈下量、水平変位量は概ね 50~60mm 程度である。一方、 $K_0=1.5$ の場合は天端沈下量が 108~115mm となる。

7. まとめ

2章から6章までの検討により得られた結果を以下にまとめて示す。

(1) ひずみ速度を変えた \overline{CU} 三軸圧縮試験

本年度実施したボーリング（孔名：HDB-6孔）のコアから採取した珪藻質泥岩、硬質頁岩の2岩種を対象に、岩石の強度、変形特性および水-応力連成挙動に関する基礎データを取得するため、圧密非排水（ \overline{CU} ）三軸圧縮試験を実施した。ひずみ速度は、0.01%/minと0.0008%/minの2とおりである。

また、岩石を多孔質弾性体と仮定し、多孔質弾性パラメータを求めるため、 \overline{CU} 三軸試験中の圧密後に、B-TEST、P-TEST、H-TESTの3種類のTESTを実施した。

その結果、以下のことが分かった。

- ・珪藻質泥岩、硬質頁岩とともに有効応力経路は類似した傾向を示し、 q の増加に伴い p' も増加する。
- ・試験を行った範囲では、載荷速度による破壊強度の違いは明瞭には認められない。
- ・多孔質弾性パラメータは、珪藻質泥岩、硬質頁岩とともに物理試験で求めた値と非常に近い値を示しており、多孔質弾性理論の適用性と良好な測定を裏付けていると考えられる。

(2) 施工中の坑道の応力-浸透連成挙動の検討

坑道掘削後の変形や支保の挙動に及ぼす応力-浸透連成挙動の影響を調べる目的で、坑道掘削解析を実施した。応力-浸透連成挙動の構成モデルに使用する多孔質弾性パラメータは、本年度新たに実施した \overline{CU} 三軸試験の結果より算定し、坑道掘削から1年経過後までの期間を対象とした解析と、坑道を異なる掘削方式（発破掘削と機械掘削）で掘削した場合の2種類の解析を行った。

1) 坑道の応力-浸透連成挙動の検討

- ・間隙水圧については、 $K_0=1.0$ の場合、坑道掘削後の間隙水圧分布はほとんど変化しないが、 $K_0=1.5$ の場合は過剰間隙水圧が発生し、天端上方の岩盤の間隙水圧が上昇し側壁内部の岩盤の間隙水圧は減少する。これらは、約1年後には消散しほぼ定常状態に至る。
- ・坑道掘削し支保を設置してから坑壁より排水を開始したときの変位は、坑道掘削後10日程度の期間に、一度変位が坑道拡大方向に戻り再び縮小方向に増加する傾向を示すが、その変化量は1/10mmオーダーと小さい。 $K_0=1.0$ の場合は、その後、排水が進んでもほぼ一定の変位を示すが、 $K_0=1.5$ の場合は、天端沈下は排水とともに減少し、内空変位は増加し続け、1年経過後も収束しない。支保の有無の比較では、吹付けコンクリート支保の施工により、概して約10%程度の変位抑制効果が得られた。
- ・吹付けコンクリートの軸力は、 $K_0=1.0$ の場合は、坑壁からの排水を開始した後の10日間程度で増減するが、その後ほぼ一定の値をとる。 $K_0=1.5$ の場合は、天端部の軸力は増加し、側壁部の軸力は低下し続け、1年経過後も収束しない。
- ・応力-浸透連成挙動は、岩盤の初期応力が等方的でない場合に問題となり、1年程

度の経過では変位や支保軸力が収束しない可能性があることが分かった。

2) 挖削方式の違いに関する検討

- ・1施工サイクルで1mずつ掘削し、2施工サイクルまでを考慮した解析手順を設定して、掘削進行休止時間（すなわち支保など他の作業時間）の壁面からの排水をモデル化した。
- ・今回の解析条件では、発破掘削と機械掘削とで、応力－浸透連成挙動の影響の違いは考慮する必要が無いことが分かった。ただし、この結果は透水係数が非常に小さい値であることなど、使用した物性値に依存した結果であるため、地盤条件が異なる場合は、掘削方式が顕著に影響する場合もあると考えられる。

(3) 破壊規準の検討

幌延の堆積軟岩を対象とした力学的破壊規準について、短期的破壊規準と中～長期的破壊規準に分けて、坑道の掘削施工時に問題となる短期的な破壊規準の検討を行った。

1) 短期的破壊規準について

- ・幌延泥岩の変形・破壊挙動は、ボーリングコアのCDおよびCU三軸試験結果より、珪藻質泥岩、硬質頁岩とともに破壊後のひずみ軟化挙動が顕著であるが、拘束圧の大きい条件では塑性流動的な挙動を示し、体積は収縮する一方となる傾向にあることが分かった。これらの挙動を表現できる修正カムクレイモデルとひずみ軟化モデルの2種類のモデルの適用性を、三軸試験の数値シミュレーションを測定結果と比較することにより検討した。
- ・修正カムクレイモデルでは、ピーク応力の拘束圧による変化は比較的良く表現できるが、変形係数の拘束圧依存性は過大評価する傾向にあり、ピーク応力後の体積膨張傾向の整合性はあまり良好ではなかった。ひずみ軟化モデルでは、拘束圧が高い領域でピーク強度が減少し、ピーク後に体積が膨張せずに収縮を続ける挙動を示したが、全体的には実験結果を良好に表現できた。
- ・以上の結果は、少数の限られた試験結果を用いたシミュレーション結果であるため、構成モデルのパラメータを正確に決めるには、圧密試験等を実施し基礎データを得する必要がある。

2) 中～長期的破壊規準について

- ・中～長期的破壊規準の検討については、強度低下モデルに関する既往の文献調査を行い、これまでに幌延泥岩を対象として実施されたクリープ試験結果について、破壊時間に関する既往の文献の試験結果と比較し、一般的評価を行った。
- ・強度低下モデルについては、既往の文献調査結果より3種類のモデルについて取り上げ、破壊規準や強度低下の取り扱いに関してはそれぞれ異なるが、強度が時間とともに低下し、長期的には残留強度に至る点や、残留強度は時間に依存しない点に関しては共通していることが分かった。
- ・破壊時間に着目した幌延泥岩のクリープ試験結果の一般的評価については、珪藻質泥岩、硬質頁岩の違いによらず、最小ひずみ速度と破壊時間の両対数グラフで傾き-1の直線関係にあり、既往の文献データと同様の傾向にあることが分かった。し

たがって、幌延泥岩においても最小ひずみ速度を求ることにより、おおよその破壊時間を推定できる可能性が高い。

(4) 処分孔の裸孔自立性の検討

1) メッシュ依存性について

同一の岩盤モデルを対象とし、メッシュサイズの異なった2種類のメッシュモデル（基本メッシュと細メッシュ）により解析を行い、その結果を比較検討した。その結果、岩盤モデルが完全弾塑性モデルの場合には、メッシュ依存性はほとんどみられなかった。これに対し、ひずみ軟化モデルの場合には、メッシュ依存性が見られ、細メッシュの方がせん断帯の発達と変形の局所化が顕著であった。

2) 裸孔の自立性の検討

室内試験結果を表現したひずみ軟化モデルにおいて数値解析を行い、塑性領域および変形状況を検討した。その結果、塑性領域は最大1.1m、変位量は56mmとなり、また、変形の局所化もみられ、裸孔の自立性が危ぶまれる結果となった。一方、完全弾塑性モデルの場合には、塑性領域は最大0.5m、変位量は24mmとなり、ひずみ軟化モデルとは異なる結果であった。今後、裸孔の自立性を検討する場合には、岩盤モデルの検討を詳細に行う必要がある。

(5) 坑道の長期安定性の検討

坑道の埋め戻し・閉鎖後の超長期に至るまでを対象に岩盤と支保および埋め戻し材の挙動について検討を行った。埋め戻し材については、掘削ズリを用いた三軸試験結果より物性値を設定した。岩盤の物性値は、第4章で検討し設定した値を使用した。

岩盤の劣化および支保の劣化に関するシナリオを検討し、2種のシナリオを設定した。すなわち、坑道埋め戻し後、支保機能の消滅と岩盤の強度劣化の発生順序が異なるシナリオである。

以下に、坑道の長期安定性についての主な知見を示す。

1) クリープ変形領域について

- ・クリープ変形領域の幅については、支保機能の消滅と岩盤の強度劣化の発生順序による違いはあまり顕著ではなかったが、岩盤の強度劣化が先に発生した場合の方が、若干広がる傾向にある。
- ・埋め戻し材はどのケースも塑性化しない。
- ・クリープ変形領域の幅は深度250m（珪藻質泥岩）、深度500m（硬質頁岩）とともに、最大約4m ($K_0=1.5$ の天端部) である。珪藻質泥岩は硬質頁岩よりも偏圧の影響を受けやすい。

2) 埋め戻し材にかかる最大主応力について

- ・支保機能の消滅と岩盤の強度劣化の発生順序の違いによる影響は、最大主応力の大きさ自体にはあまりみられないが、支保機能の消滅が早い方が最大主応力の大きい領域が広い。この傾向は深度250m（珪藻質泥岩）、深度500m（硬質頁岩）の両者で共通である。
- ・埋め戻し材にかかる最大主応力は深度500m（硬質頁岩）の方が深度250m（珪藻質

泥岩) よりも大きい。埋め戻し材内部の最大主応力の最大値は天端部に見られ、 $K_0=1.5$ の場合に顕著である。

3) 埋め戻し材に生じる最大せん断ひずみについて

- ・支保機能の消滅と岩盤の強度劣化の発生順序の違いによる影響は、最大せん断ひずみの大きさ自体にはあまりみられないが、分布状況は若干異なり、地層および K_0 によってひずみの大きい領域の広がり幅が異なる。
- ・最大せん断のひずみの大きさは、深度 250m (珪藻質泥岩)、深度 500m (硬質頁岩) のどちらもほぼ同じ大きさで、いずれも岩盤との境界付近で生じている。

4) 坑道周辺岩盤に生じる最大せん断ひずみについて

- ・坑道周辺岩盤に生じる最大せん断ひずみの大きさは、支保機能の消滅と岩盤の強度劣化の発生順序の違いによる影響はほとんど見られない。
- ・深度 250m (珪藻質泥岩) の方が深度 500m (硬質頁岩) よりも、坑道周辺岩盤に生じる最大せん断ひずみの最大値は若干大きい。その最大値は天端部上方に生じる。
- ・どのケースについても、坑道周辺岩盤の発生する最大せん断ひずみは破壊ひずみを超えており、変形の局所化の発生が懸念される。

5) 埋め戻し後の坑壁の変位について

- ・埋め戻し後の坑壁の変位量は、岩盤の強度劣化の発生が支保機能の消滅よりも先の場合の方が若干大きい。

参考文献

- 1) 堆積軟岩の長期挙動に関する調査試験研究, JNC TJ5400 2003-001, 大成建設, 2003 年 2 月.
- 2) Biot, M.A. 1941. General theory of three-dimensional consolidation. Journal of Applied Physics, vol. 12, pp. 155-164.
- 3) Aoki, T. 1996. Stability of boreholes in saturated porous anisotropic shales. PhD Dissertation, Chapter 3, The University of Melbourne.
- 4) Aoki, T. 1995. Discussion on the effective stress law for soft rocks. Pre-failure Deformation of Geomaterials, Shibuya, Mitachi and Miura (eds.), Balkema, vol. 2, pp.1218-1219.
- 5) Aoki, T., Tan, C.P., Cox, R.H.T. and Bamford, W.E. 1995. Determination of anisotropic poroelastic parameters of a shale by means of consolidated undrained triaxial tests. 8th International Congress on Rock Mechanics, Tokyo, Vol.1, pp.173-176.
- 6) 堆積軟岩の長期挙動に関する試験研究計画の検討, JNC TJ1400 201-007, 大成建設, 2002 年 2 月.
- 7) 幌延深層地層研究センターにおける試錐調査 (HDB-1 孔), JNC TJ1400 2002-010, 大成建設, 2002 年 7 月.
- 8) 幌延深層地層研究センターにおける試錐調査 (HDB-2 孔), JNC TJ1400 2002-011, 大成建設, 2002 年 7 月.
- 9) 幌延深層地層研究計画における試錐調査 (HDB-3,HDB-4,HDB-5 孔), HDB-3 孔 大成・前田特定建設工事共同企業体, 2003 年 3 月.
- 10) Roscoe, K.H. and Burland, J.B.: On the generalised stress-strain behaviour of 'wet clay'. Engineering Plasticity, Heyman, J. and Leckie, F.A., Eds., Cambridge University Press, pp. 535-609, 1968.
- 11) (社)土木学会岩盤力学委員会軟岩小委員会：泥岩の力学モデルと解析, 平成 10 年度岩盤力学委員会研究報告会, 3 章, 1998.
- 12) Itasca Consulting Group: Fast Lagrangian Analysis of Continua, Theory and Background, 2.4.7 Modified Cam0clay Model, FLAC version 4.0, 2000.
- 13) 地下研究施設掘削ズリの力学特性確認試験報告書, ドーコン, 平成 16 年 2 月.
- 14) Vermeer, P. A., and R. de Borst.: Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock. Heron, Vol.29, No.3, pp.3-64 ,1984.
- 15) 堆積軟岩の長期強度の推定法, 足立紀尚・高瀬昭雄, 第 35 回土木学会年次学術講演会梗概集, III, pp. 340-341, 1980.
- 16) 泥岩の力学特性に関する研究 (その 2) クリープ特性, 岡本敏郎・西好一・松井家孝, 電力中央研究所報告, 報告書 382012, 1983.
- 17) 軟岩の長期クリープ強度の一推定法, 山田勝彦・松村信一郎・西垣好彦, 第 8 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.339-344, 1990 年.
- 18) 空洞周辺岩盤のクリープと内部充填材との力学的相互作用, 澤田昌孝・岡田哲実・大波正行・宮本泰志, 第 33 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.205-210, 2004 年 1 月.
- 19) 岩盤掘削時の安定解析のための電子計算プログラムの開発, 林正夫・日比野敏, 電力中央研究所報告, 報告書 377012, 1978 年 3 月.

- 20) 強度の時間依存性に着目した岩盤の解析, 里優・竹田直樹・亀村勝美, 第 18 回土質工学研究発表会, pp.817-820, 昭和 58 年 6 月.
- 21) 塑性圧変状トンネルに対する時間依存性を考慮した力学的検討, 中川光雄・蒋字静, 第 33 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.217-222, 2004 年 1 月.
- 22) 斜面崩壊発生時期の予知に関する研究, 斎藤迪孝, 鉄道技術研究報告, NO.626, 1968 年 2 月.