堆積軟岩地山のひずみ軟化挙動を考慮した 立坑の掘削時安定性評価

木ノ村 幸士1*・小川 豊和2・青木 智幸2・山本 卓也1・松井 裕哉3・真田 祐幸4

¹大成建設株式会社 原子力本部(〒163-0606東京都新宿区西新宿一丁目25-1)
 ²大成建設株式会社 技術センター(〒245-0051横浜市戸塚区名瀬町344-1)
 ³日本原子力研究開発機構 東濃地科学センター(〒509-6132岐阜県瑞浪市明世町山野内1-64)
 ⁴日本原子力研究開発機構 幌延深地層研究センター(〒098-3224北海道天塩郡幌延町北進432番2)
 *E-mail: knmkuz00@pub.taisei.co.jp

幌延深地層研究計画では、深度500mに及ぶ地下研究施設建設を通じ、高レベル放射性廃棄物処分に関 する研究を実施する計画である.堆積軟岩は拘束圧下でひずみ軟化挙動を示すことから、力学安定性評価 を行う場合,その特性を踏まえた検討が重要である.そこで、本研究では、掘削に伴う応力集中を考慮し た安定性評価手法を用いて対象地山への適用性の確認を行い、応力集中が周辺岩盤ならびに支保工に及ぼ す力学的影響について評価を行った.解析には2次元および3次元モデルを用い、同一深度において結果を 比較した.その結果、3次元解析では施工手順、施工方法の妥当性や切羽進行に伴う支保工の健全性が評 価でき、事前の2次元解析では顕在化しなかった支保設計上の問題点が明らかとなった.

Key Words : sedimentary rock, strain softening, mechanical stability, numerical analysis, excavation

1. はじめに

幌延深地層研究所は、北海道北部の幌延町に位置し、 堆積岩を対象とした高レベル放射性廃棄物処分に関する 研究を目的として建設される地下研究施設である.地下 施設のレイアウトを図-1に示す.

幌延深地層研究計画は、地上からの調査研究段階(第 1段階),坑道掘削(地下施設建設)時の調査研究段階 (第2段階),地下施設での調査研究段階(第3段階)か らなり、全体で20年程度に及ぶ計画である.2005年度か ら地下研究施設の建設が開始されており、現在第2段階 の調査研究が進められている.

これまで第1段階の調査研究において、地下研究施設 及びその周辺の岩盤は、坑道掘削時に応力集中による破 壊が生じる可能性があることなどが確認されている¹⁾. そこで、本研究では、坑道掘削時に想定される応力集中 に着目した空洞安定性評価手法を用いて、室内試験およ びシミュレーション解析によりその適用性を確認した上 で、立坑周辺岩盤ならびに坑道支保工に及ぼす影響につ いて評価を行った.数値解析には、実施設計²⁰で用いら れた2次元平面ひずみ解析モデル、ならびに3次元逐次掘 削モデルを新たに作成し、同一深度において両者の結果 を比較した.

2. 地下研究施設の概要

地下研究施設およびその周辺の岩盤は、深度500mま での範囲では新第三紀の堆積岩が分布しており、浅部は 珪藻質泥岩(声問層)、深部は珪質泥岩(稚内層)に区 分される.

地下研究坑道は,換気立坑(仕上り内径4.5m),東立 坑(同6.5m),西立坑(同6.5m)の3本の立坑と,水平坑



図-1 幌延深地層研究所地下施設のレイアウト

道(周回試験坑道)などから構成される. 立坑の掘削は 全断面掘下がり工法とし,換気立坑及び西立坑は自由断 面掘削機による機械方式を,東立坑は発破方式をそれぞ れ採用する.また,立坑の支保工法は, lm×2回の掘削 後に覆工コンクリートを打設するショートステップ工法 を標準工法として実施するのが特徴である³.

3. ひずみ軟化型弾塑性解析モデルの適用性検証

研究所設置地区及びその周辺の堆積軟岩は拘束圧下で ひずみ軟化挙動を示すことから,地下施設の力学安定性 評価を行う場合,その特性を踏まえた検討が重要である. そこで,このひずみ軟化挙動。を考慮した安定性評価手 法を用いて,原位置コアを用いた圧密排水三軸圧縮試験 (以下,CD 試験)とそのシミュレーション解析を実施 することにより,本評価手法の適用性の検証を行った. CD 試験には,HDB-1,3,6 孔よりそれぞれ採取した深度 280m付近の珪藻質泥岩の岩石コア及び深度 400m付近の 珪質泥岩の岩石コアを用いた.なお,シミュレーション 解析には,ひずみ軟化型弾塑性解析が可能な有限差分法 コードFLAC2D (Ver4.0)を使用した.

(1) ひずみ軟化型弾塑性解析モデル

本モデルでは、図-2 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 するパラメータ(粘着力 c、内部摩擦角φ)をせん断硬 化パラメータ e^{ss}に依存して、図-3のように線形で変化 させる構成則を用いている⁵. せん断硬化パラメータ e^{ss} の定義⁶を式(1a), (1b)に示す.



図-3 粘着力C, 内部摩擦角Φのモデル化

$$\Delta e^{ps} = \left\{ \frac{1}{2} \left(\Delta e_1^{ps} - \Delta e_m^{ps} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\Delta e_m^{ps} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\Delta e_3^{ps} - \Delta e_m^{ps} \right)^2 \right\}$$
(1a)
$$\Delta e_m^{ps} = \frac{1}{3} \left(\Delta e_1^{ps} + \Delta e_3^{ps} \right)$$
(1b)

ここで、 Δe_i^{ps} , j=1,3は主塑性ひずみ増分である.

(2) 検証結果

各 CD 試験の結果をもとに、軸差応力ー軸ひずみ、軸 差応力ー横ひずみ、体積ひずみー軸ひずみの関係を表す ことのできる変形パラメータ(ヤング率、ポアソン比、 ダイレタンシー角)を表-1 のように決定し、CD 試験の シミュレーション解析を実施した.なお、ここでのひず み軟化モデルは、図-3 に示すように、塑性せん断ひず みが 0.8%に至る過程で粘着力 C 及び内部摩擦角 ¢ がピ ーク強度から残留強度 Cr、 ¢r に線形で低下し、その後 は残留強度一定とする形を採用している.

図-4, 図-5 に, 珪藻質泥岩(深度 280m) 及び珪質泥 岩(深度 400m) のシミュレーション解析結果を示す.

表-1 シミュレーション解析に用いた強度・変形パラメータ

地質	弾性(ポアソ	繊 ン比	ピーク 定教	強度 数	残留 定	強度 数	ダイレタ ンシー角	
	E (GPa)	ν (-)	C (MPa)	ф (°)	Cr (MPa)	Φr (°)	φ (°)	
珪藻質 泥岩	0.50	0.08	2.44	17.5	1.32	16.9	4.0	
珪質 泥岩	1.25	0.26	3.56	27.5	0.68	31.2	3.0	



図-4,図-5より,珪藻質泥岩,珪質泥岩ともに,CD 試験では軸差応力の大きい条件ではピーク後の体積ひず みが圧縮し続ける傾向があるが解析ではこれを表現しき れていない. しかし、この点を除けばシミュレーション 解析により実験結果をほぼ再現できており、本モデルの 研究坑道周辺岩盤への適用性を検証できたと考えられる.

4. ひずみ軟化挙動を考慮した立坑掘削解析

本章では、地山への適用性が確認されたひずみ軟化型 弾塑性解析モデルを用いて、

立坑掘削時に生じる応力集 中が周辺岩盤ならびに支保工に及ぼす力学的影響につい て解析検討を行った.数値解析には、実施設計で用いら れた2次元平面ひずみ解析モデルならびに3次元逐次掘削 モデルを用い、同一深度において両者の結果を比較した.

(1) 解析ケース

深度140m~450mに分布する, 珪藻質泥岩(ゾーン 1), 遷移ゾーン(ゾーン2), 珪質泥岩(ゾーン3)の3 つのゾーンについて、ゾーン別に換気立坑掘削時の力学 的安定性を評価した.実施した2次元及び3次元の解析ケ ースを表-2に示す.

なお,解析にはいずれも,ひずみ軟化型弾塑性解析が 可能な有限差分法コードFLAC3D (Ver.2.1) を使用した.

山山府行		深度	換気立坑			
地負	9-2	(m)	2次元	3次元		
珪藻質泥岩	1	220	1	1		
遷移ゾーン	2	355	1	1		
珪質泥岩	3	400	1	1		

表-2 解析ケース

(2) 解析メッシュ及び初期条件

3次元逐次解析(以下3次元解析)に用いたメッシュを 図-6に示す. 立坑直径を便宜上5.0m, 解析領域を直径



図-6 解析メッシュ(半割図)

100m, 高さ100mの円筒形とし, ひずみ軟化に伴う塑性 領域の拡大の非対称性を考慮して全断面モデルを採用し た. なお,境界条件は,上下面を鉛直変位固定,円筒外 周面を側方変位固定とした. 主応力方向は,最大主応力 (σ_µ) 方向をY方向, 最小主応力 (σ_µ) 方向をX方向, 深度方向をZ方向と定義し、初期応力測定試験結果より 主応力比をσ²:σ_μ:σ_μ=1.0:1.3:0.9と設定した.

一方,2次元平面ひずみ解析(以下2次元解析)につい ては、図-6の3次元メッシュを深度方向に単位長さ分切 り出したメッシュを使用し、境界条件、主応力方向、主 応力比は3次元解析と同様の設定として解析を実施した.

(3) 掘削サイクルのモデル化

3次元解析では、実施設計の施工手順に従い、図-7に 示すように掘削サイクルのモデル化を行った. モデル化 では、Z軸負方向に1mずつ掘削を行い、鋼製支保工を1 mごと、覆工コンクリートを2mごとに設置するという 掘削サイクルを繰り返し実施する. 掘削区間は上部境界 から60m(下方境界40m)とし、検討対象深度が掘削区 間の中央深度と一致するよう解析領域の上下面深度を決 定する. 解析ではまず、上面境界に土被り相当の初期応 力を与えた上で、メッシュ内の各ソリッド要素に深度に 応じて各々の自重を発生させて初期応力状態の収束計算 を行った後、1mずつ逐次掘削を開始する.

一方,2次元解析では,掘削時に掘削解放率を設定し て切羽の進行を擬似する必要がある. ここでは実施設計 の設定に従い、支保設置前の応力解放率を65%、設置後 の解放率を35%と設定して解析を実施した.

(4) 解析物性値の設定

本解析に用いる岩盤物性値を、前述のシミュレーショ ン解析結果ならびに既往の岩石・岩盤の物理・力学物性 検討結果"を参考に決定した.設定した各深度における



図-7 立坑の掘削サイクル

岩盤物性値を表-3 に、支保部材の物性値を表-4 に示す. 本解析では初期応力のみを深度依存させており、それ以 外の物性値については全てのソリッド要素に対し同じ値 を適用している.また、支保工は鋼製支保工をビーム要 素、覆工コンクリートをシェル要素でモデル化している.

(5) 解析結果

ここでは, 表-2に示す解析ケースのうちひずみ軟化が 最も顕著に見られたゾーン2(深度355m)について, 2 次元と3次元の解析結果の比較を行う.以下では, 掘削 時に立坑周辺岩盤に発生する塑性領域, 変位, 応力, 鋼 製支保工および覆工コンクリートに発生する縁応力につ いて各解析結果を詳述する.なお, 3次元解析の結果中 に示す, 例えば "+10m"という表記は, 切羽が対象深度 を通過後10m(=2D)進んだ状態を意味したものである.

a)塑性領域

塑性領域分布図の比較を図-8に示す.同図より、3次 元解析では立坑全周が塑性化するのに対し、2次元解析 では σ_h 方向のみ塑性化することが確認できる.これは、 3次元解析では切羽進行に伴う立坑軸方向への塑性領域 の拡大が評価された結果であると考えられる.なお、塑 性領域の最大幅は、いずれも σ_h 方向で240cmであった.

b)岩盤変位

立坑の側壁岩盤に生じる半径方向変位の比較を図-9に 示す.同図より,変位の傾向は、2次元、3次元による違 いは特に見られず、変形方向変位は $\sigma_{\rm H}$ (Y)方向で最大、 $\sigma_{\rm h}$ (X)方向で最小となる.また、支保工のリング効果に より、切羽の進行とともに $\sigma_{\rm h}$ 方向では岩盤変位が押し 戻される傾向が見られる.次に、3次元解析で切羽進行 に伴い $\sigma_{\rm h}$ 方向の岩盤に発生する半径方向変位の変化を 図-10に示す.同図より、岩盤変位は切羽通過直後に側 壁近傍付近で局所的かつ急激に生じる様子が確認できる.



図-10 立坑中心からの距離と半径方向変位の関係(σ_h方向)

表3	解析に用いた岩盤物性値

			単位体	鉛直	最大水	最小水	弾性	ポアソ	ピーク強度		残留強度		ダイレタ
深度	地質	ゾーン	積重量	応力	平応力	平応力	係数	ン比	粘着力	内部摩	粘着力	内部摩	ンシー角
			(kN/m ³)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(-)	(MPa)	擦角 φ (°)	(MPa)	擦角φr (°)	°)
220	珪藻質泥岩	1	15.7	3.39	4.40	3.05	0.4	0.13	2.00	12.0	1.08	11.6	4.0
355	遷移ゾーン	2	17.1	6.02	7.82	5.42	0.96	0.22	4.10	25.0	1.30	25.0	3.0
400	珪質泥岩	3	185	7.26	9.44	6.53	1.25	0.26	3.56	27.5	0.68	31.2	3.0

表-4 解析に用いた支保工の物性値

	仕様		鋼製支保工								覆工コンクリート			
深度	鋼製支保 工	覆エコン クリート	単位体 積重量 γ _t (kNm ³)	弾性 係数 E (GPa)	ポアソ ン比 v (-)	断面積 A (m ²)	断面_ I _y (m ⁴)	二次/極モー	メント J (m ⁴)	単位体 積重量 γ _t (kN/m ³)	弾性 係数 E (GPa)	ポアソ ン比 v (-)	厚さ t (m)	
220	NH-125	fck=24 (N/mm ²)	78.5	210	0.3	30.00×10 ⁻⁴	293×10 ⁸	839×10 ⁸	1.0×10 ¹⁰	23.0	25	0.2	0.4	
355 400	NH−150	fck=40 (N/mm ²)	78.5	210	0.3	39.65×10 ⁻⁴	563×10 ⁸	1620×10 ⁸	1.0×10 ¹⁰	23.0	31	02	0.4	

c) 岩盤応力

図-8の赤丸で示す要素に発生する周方向応力の比較 を図-11に示す.また、3次元解析で切羽進行に伴いσ_h 方向の岩盤に発生する周方向応力の変化を図-12に示す.

図-12より、 σ_h 方向の岩盤は切羽通過後急激にひずみ 軟化を生じ、切羽の進行とともに軟化領域が地山奥部 へ広がる様子が見られる.また、図-8において、3次元 解析では σ_{μ} 方向、 σ_h 方向ともに塑性化しており、図-11からも、切羽通過後両方向でひずみ軟化が発生する 様子が確認できる.一方、2次元解析では σ_h 方向のみが 塑性化し、図-11では支保工建込(65%解放)時点で σ_h 方向はひずみ軟化状態に、 σ_{μ} 方向は破壊前の状態にあ り、100%解放後もほとんど変化が見られない.

d) 鋼製支保工・覆エコンクリートの縁応力

3次元解析で切羽が10m(=2D)通過した時点において鋼 製支保工の内側に発生する縁応力の分布図を図-13に示 す.図-7に示すように,覆エコンクリートの端部に設 置する「(e)鋼製支保工」は,「(f)覆エコンクリート」 とともに次の盤下げ時の掘削解放力を分担して負担す るのに対し,覆工中央部に位置する「(c)鋼製支保工」 は「(d)盤下げ時」の解放力を単独で負担する.このこ とから施工手順を忠実に再現した3次元解析では,図-13に示すように,端部と中央部の鋼製支保工では発生 する縁応力が大きく異なり,この差はひずみ軟化が顕



図-12 立坑中心からの距離と周方向応力の関係(o_h方向)

著に見られる解析ケースほど広がるという傾向が,全 解析ケースの結果から確認された.

次に、鋼製支保工内側および覆工コンクリートに発 生する縁応力について、2次元と3次元の解析結果を比 較したものを、図-14、図-15に示す.図-14において、3 次元解析では覆工中央部に位置する鋼製支保工の負担 が大きく、発生する縁応力は鋼製支保工の降伏強度を 大きく上回っている.一方、2次元解析では、解析上、 端部・中央部の鋼製支保工の区別がなく、覆工コンク リートも同時設置されることから、3次元解析に比べ鋼 製支保工の負担が小さく、図-15に示すようにその分を 覆工コンクリートが負担するという違いが見られる.





図-15 覆エコンクリートに発生する最大縁応力の比較

(6) 解析結果のまとめ

以上より、3次元解析を実施することにより、切羽進 行に伴う進行性破壊やひずみ軟化領域の拡大を逐次評 価できること、さらに施工手順を忠実にモデル化する ことにより、施工手順や施工方法の妥当性、切羽進行 に伴う支保工の健全性を評価できるという利点が明ら かとなった.本解析結果は、実施設計時の2次元解析で は顕在化しなかった諸問題を改めて提起するとともに、 今後予定される調査研究第2段階での設計手法、施工技 術の妥当性の検証にあたり有益な知見を提供する一助 となると考えられる.

5. まとめ

本研究では、掘削に伴う応力集中を考慮したひずみ 軟化型弾塑性モデルを用いて室内試験のシミュレーシ ョン解析を行い地山への適用性を確認した上で、周辺 岩盤ならびに支保工に及ぼす力学的影響について評価 を行った.数値解析には、2次元平面ひずみ解析モデル ならびに3次元逐次掘削解析モデルを使用し、同一深度 において両者の結果を比較することにより、以下の知 見が明らかとなった.

- ひずみ軟化型弾塑性モデルを用いたシミュレーション解析は、原位置コアを用いた圧密排水圧縮試験をほぼ再現でき、研究坑道周辺岩盤への本モデルの適用が可能である。
- 3次元解析では切羽進行に伴う進行性破壊やひずみ 軟化領域の拡大,施工手順や施工方法の妥当性, 支保工健全性の逐次評価が可能であり、2次元解析 結果との差はひずみ軟化が顕著に見られる場合ほ

ど広がる傾向がある.

3. 3次元解析の結果,深度355m付近で支保工の力学的 安定性が問題となる可能性がある. 立坑掘削時に 得られる各種計測結果と本解析結果を比較するこ とにより,解析物性値の設定や支保工モデル化の 妥当性を検証し,支保工の健全性を再評価するこ とが望ましい.

参考文献

- 山本卓也,青木智幸,城まゆみ,瀧治雄:堆積軟岩の 長期挙動に関する調査試験研究(その2),核燃料 サイクル開発機構委託研究成果報告書,JNC TJ5400 2003-0005, pp.4-1-pp.4-26, 2003.
- 2) (㈱日建設計:幌延深地層研究計画 地下施設実施設計 -設計報告書-, JNC TJ5410 2005-002, 2005.
- 3) 尾留川剛, 森岡宏之, 山上光憲, 村川史朗: 幌延深地層研 究計画における地下研究坑道の概要と支保設計, 電力土 木, No.324, PP.82-pp.86, 2006.
- 4) 足立紀尚,岡二三生,小池真史,尾崎仁美,福井英 大:軟岩の時間依存性挙動とひずみ軟化型弾・粘塑 性構成式,地盤工学研究発表会講演集,Vol.32, No.2-1, pp.1187-pp.1188, 1997.
- 5) Itasca Consulting Group, Inc : Fast Lagrangian Analysis of Continua "Theory and Background", Version 4.0, 2002.
- 6) Vermeer, P.A., and R. de Borst : *Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock. Heron*, Vol.29, No.3, PP.3-64, 1984.
- 7) 核燃料サイクル開発機構 幌延深地層研究センター深 地層研究グループ:設計技術(地下施設設計,人工 バリア設計,閉鎖設計)の実際の地質環境条件への 適用性評価(研究報告書), JNC TN5400 2005-004, pp.20-pp.41, 2005.

EVALUATION ON STABILITY OF SHAFT DURING EXCAVATION, CONSIDERING STRAIN SOFTENING BEHAVIOR OF SURROUNING ROCK MASS

Koji KINOMURA, Toyokazu OGAWA, Tomoyuki AOKI, Takuya YAMAMOTO, Hiroya MATSUI and Hiroyuki SANADA

Since the sedimentary rock in Horonobe URL site shows strain softening behavior under constraint pressure, a study considering rock characteristics is crucial to evaluate the mechanical stability. Thus, an evaluation method focused on stress localization was proposed in this study, showing effects on the stability of surrounding rock mass and supports. Both results in case of 2D and 3D numerical analyses were compared at the same depth. Consequently, the 3D analysis to assess the construction process, the validity of construction method and the safety of supports with excavation progress provided several issues of support designs which had not been identified by the previous analysis such as a 2D model.