

土・水連成ひずみ軟化型弾粘塑性モデルの拡張 と堆積軟岩空洞掘削問題への適用

大槻 英夫¹・田坂 嘉章²・鈴木 康正³・大森 剛志²
岸田 潔⁴・足立 紀尚⁵

1フェロー会員 工修 日本原燃株式会社 埋設事業部 (〒039-3312 青森県上北郡六ヶ所村大字尾駈字野附504-22)

E-mail:hideo.otsuki@jnfl.co.jp

2正会員 工修 東電設計株式会社 技術開発本部 構造・耐震技術部 (〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3)

3正会員 東電設計株式会社 第一土木本部 地下環境技術部 (〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3)

4正会員 工博 京都大学 工学研究科 都市社会工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

5フェロー会員 Ph. D 財団法人 地域地盤環境研究所 (〒550-0012 大阪市西区立売堀4-3-2)

堆積軟岩中に構築される地下空洞の挙動を予測するには、ひずみ軟化・硬化特性、ダイレイタンス挙動および間隙水圧の影響を検討する必要がある。さらに、長期にわたる空洞の安定性を評価するためには、長期クリープの的確な予測が要求される。

本研究では、これらの要求を満足する土・水連成ひずみ軟化型弾粘塑性モデルを選定し、さらに拘束圧依存性とクリープ破壊時間に影響するひずみ速度依存性を考慮できるように改良・拡張を行った。空洞掘削に先立ち実施した予測解析結果と、掘削時の地中変位、間隙水圧、支保工応力等の計測結果を比較し、本解析手法が軟岩地下空洞の掘削時挙動予測に適用可能であることを明らかにした。

Key Words : elasto-viscoplasticity, strain softening, creep, confining pressure dependency, strain-rate effect

1. はじめに

近年、放射性廃棄物の地中処分、圧縮空気貯蔵(CAES) ガスタービン発電、洪水時雨水の地下調節池等、軟岩地山における地下空洞の建設あるいは計画が進められており、空洞建設時から操業にわたる長期挙動を評価できる解析手法が必要とされている。

軟岩は、一般に、ひずみ軟化現象、ダイレイタンス特性、時間依存性挙動などの性質を示す材料であり、また拘束圧やひずみ速度に依存してその力学特性が変化する材料でもある。さらに、構造物周辺に地下水があり、工事中や長期的に間隙水圧が変化する場においては、水理場と力学場を連成させた有効応力での評価が必要となる。したがって、軟岩中の地下空洞の挙動予測にあたっては、上記の軟岩の力学特性を評価できる構成モデルを導入した土・水連成解析手法が必要となる。

足立・岡¹⁾は、軟岩のひずみ軟化型弾塑性モデルを提案し、Valanis²⁾の意味での解の一意性を満足することを証明することで有限要素法への適用を容易にした。また、この構成モデルにおけるひずみ測度に代わり時間測度を定義することで、軟岩のひずみ速さ効果、クリープおよび応力緩和などの時間依存性挙動を統一的に説明できるひずみ軟化型弾粘塑性モデル^{3),4)}を提案した。この構成モデルは、前述の軟岩の特徴的な力学挙動を表現できるが、実際の地

下空洞の挙動予測解析にあたっては、掘削過程における拘束圧変化の影響⁵⁾を考慮するとともに、クリープ破壊時間の精度向上を図るため、クリープ、応力緩和と相互関係のあるひずみ速度の影響⁶⁾を、従来モデルで考慮していた強度に関するパラメータ以外の材料パラメータにも考慮する必要がある。

本研究では、足立ら^{3),4)}によるひずみ軟化型弾粘塑性モデルを、空洞周辺岩盤の拘束圧依存性およびクリープ破壊時間に影響するひずみ速度依存性を考慮できるように拡張し、三軸CD圧縮試験および三軸CDクリープ試験のシミュレーションにより、その妥当性を確認した。さらに、この拡張した構成モデルを導入した土・水連成FEM解析手法を用いて、堆積軟岩中の地下約100mに掘削された空洞の挙動予測解析を掘削に先行して実施し、解析結果と計測結果を比較することで、解析手法の適用性について検討を行った。

2. ひずみ軟化型弾粘塑性モデルの拡張^{7),8)}

(1) パラメータの拘束圧依存性、ひずみ速度依存性

従来モデルは、拘束圧ごとに材料パラメータを設定することで、三軸圧縮試験および三軸クリープ試験における軟岩の力学挙動をシミュレートできるが、掘削解析では、拘束圧に応じて連続的に変化する材

料パラメータとする必要がある。

従来モデルでは、ひずみ速度効果に関して、応力履歴パラメータ τ のひずみ速度依存性を表すひずみ速度パラメータ a により、ピーク強度のひずみ速度効果を表現している。この材料パラメータ a はクリープ破壊時間にも影響する。従来モデルで三軸 CD クリープ試験のシミュレートすると、クリープ破壊時間が試験結果と一致しない場合がある。これは、従来モデルにおいて、変形特性およびひずみ軟化特性に影響する a 以外の材料パラメータにひずみ速度依存性が考慮されていないためである。

そこで本研究では、新第三紀堆積軟岩（泥岩、凝灰岩）の室内岩石試験結果ならびにそのシミュレーション結果に基づいて、従来モデルの材料パラメータのうち、次式に示すように、せん断弾性係数 G 、ひずみ硬化-軟化パラメータ M_f^* 、 G' に対して拘束圧依存性を、 G および G' に対してひずみ速度依存性を考慮することで従来モデルを拡張した。

$$G' = G'_0 \cdot \left(\frac{p_0 + \sigma_3}{2p_0} \right)^{-S} \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}_0 + \dot{\epsilon}}{2\dot{\epsilon}_0} \right)^{\theta_1} \quad (1)$$

$$M_f^* = M_{f0}^* \cdot \left(\frac{p_0 + \sigma_3}{2p_0} \right)^{-\xi} \quad (2)$$

$$G = G_0 \cdot \left(\frac{p_0 + \sigma_3}{2p_0} \right)^{\beta} \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}_0 + \dot{\epsilon}}{2\dot{\epsilon}_0} \right)^{\theta_2} \quad (3a)$$

if $\sigma_3 \leq p_b$

$$G = G_0 \cdot \left(\frac{p_0 + p_b}{2p_0} \right)^{\beta} \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}_0 + \dot{\epsilon}}{2\dot{\epsilon}_0} \right)^{\theta_2} \quad (3b)$$

if $\sigma_3 > p_b$

ここで、 p_b は先行履歴応力、 p_0 は基準拘束圧、 $\dot{\epsilon}_0$ は基準ひずみ速度、 G'_0 、 G_0 は基本拘束圧 p_0 および基準ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_0$ における G' および G の値である。 M_{f0}^* は基本拘束圧 p_0 における M_f^* の値である。 σ_3 は最小主応力（拘束圧）、 $\dot{\epsilon}$ は載荷時のひずみ速度である。 S 、 ξ および β は拘束圧依存性に関するパラメータであり θ_1 、 θ_2 はひずみ速度依存性に関するパラメータである。図-1 に式(1)～式(3)の概念図を示す。

パラメータ G' 、 M_f^* および G は全て拘束圧に依存し、 G は p_b を境として低拘束圧下と高拘束圧下でのせん断剛性を個々に定式化している。また、 G' と G は、初期ひずみ速度に依存し、初期ひずみ速度の変化に伴う剛性の変動特性を定式化している。さらに、基準拘束圧 p_0 の設定により、地下空洞掘削などを対象とする場合に空洞壁面近傍で引張応力が発生する状態に対応できるようにしている。なお、

式(1)の G' は無次元量である。拡張した構成モデルの材料パラメータは、従来モデルと同様に、三軸 CD 圧縮試験、三軸 CD クリープ試験および等方圧密試験により設定できる。

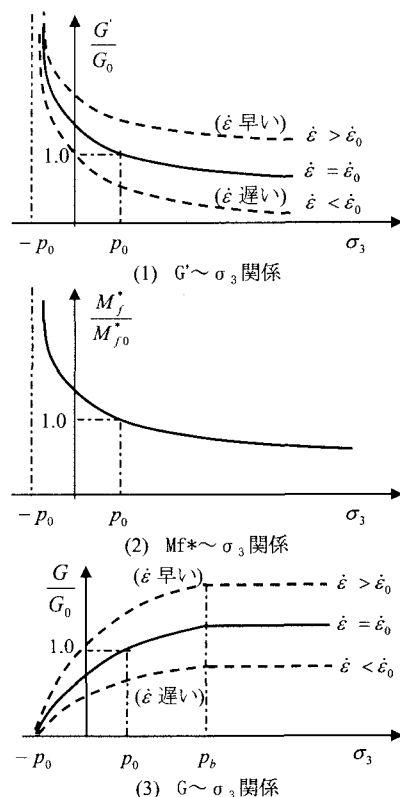


図-1 材料パラメータの変形・強度特性の拘束圧・ひずみ速度依存性の概念図

(2)室内岩石試験のシミュレーション

三軸 CD 圧縮試験は、拘束圧とひずみ速度の影響を把握できるように拘束圧($\sigma_3=0.1, 0.5, 1.0, 1.5\text{MPa}$)と、ひずみ速度($\dot{\epsilon}=0.05, 0.01, 0.001\%/min$)を変えて実施した。

三軸 CD クリープ試験の載荷応力は、三軸 CD 圧縮試験から求めピーク強度（拘束圧 0.5MPa 、ひずみ速度 $0.01\%/min$ に対応）の70, 80, 90%とした。

構成モデルのパラメータは、表-1に示すとおりである。

図-2にひずみ速度 $0.01\%/min$ の三軸 CD 圧縮試験結果とシミュレーション結果の一例を示す。解析結果は、ピーク強度、残留強度、および軟化過程を高い精度でシミュレートできている。一方、体積ひずみ～偏差ひずみ関係の解析結果は、高拘束圧時（ 1.0MPa 以上）の再現性は良好であるが、低拘束圧時（ 0.5MPa 以下）は、偏差ひずみ3%までの範囲の再現にとどまっており、残留応力時に過大な体積膨張が生じている。これは、構成モデルにおいて過圧密

境界面の変化を考慮していないことが原因と考えられる。足立ら⁹⁾によると、過圧密境界面の変化を考慮することにより、残留応力時の過大な体積膨張が軽減されている。なお、後述する空洞掘削時の変位計測に基づく岩盤内ひずみは、2%程度であるため、ここでの低拘束圧下の体積ひずみの過大評価は、空洞の実挙動と解析結果の比較する上で大きく影響しない。

表-1 パラメータ一覧

	パラメータ	記号	単位	設定値
1	基準拘束圧	P_0	MPa	0.1
2	基準ひずみ速度	$\dot{\epsilon}_0$	%/min	0.01
3	せん断弾性係数	G_0	MPa	120
4	ポアソン比	ν	-	0.17
5	ひずみ硬化・軟化パラメータ	G_0	-	240
6	ひずみ硬化・軟化パラメータ	M_{f0}	-	1.81
7	塑性ポテンシャルパラメータ	σ_{nb}	MPa	6.4
8	塑性ポテンシャルパラメータ	b	MPa	0.33
9	過圧密境界パラメータ	$\bar{M}_m$	-	1.3
10	先行履歴応力	p_b	MPa	1.76
11	G の拘束圧依存パラメータ	S	-	1.05
12	M_f の拘束圧依存パラメータ	ξ	-	0.11
13	G の拘束圧依存パラメータ	β	-	0.70
14	応力履歴パラメータ	τ	min	815
15	τ のひずみ速度依存パラメータ	a	-	0.959
16	遷移クリープパラメータ	C	-	0.04
17	G のひずみ速度依存パラメータ	θ_2	-	0.147
18	G のひずみ速度依存パラメータ	θ_1	-	0.000

拘束圧・ひずみ速度依存性の考慮に伴い追加したパラメータ

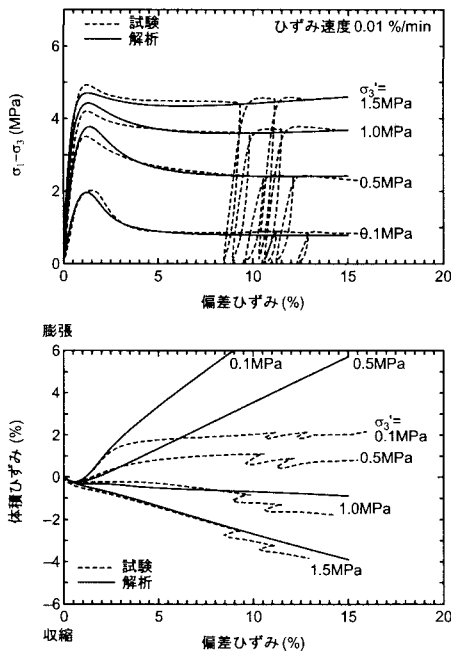


図-2 三軸CD圧縮試験のシミュレーション結果

図-3にクリープ試験とシミュレーション結果を示す。クリープ試験結果は、載荷応力90%においてクリープ破壊している。載荷応力80%は、試験日数を30日として試験を終了させているが、加速クリープ

の兆候が認められ、クリープ破壊寸前であると判断できる。解析は、試験で得られたクリープ破壊時間、遷移（一次）、定常（二次）、加速（三次）の各クリープ挙動を再現できている。

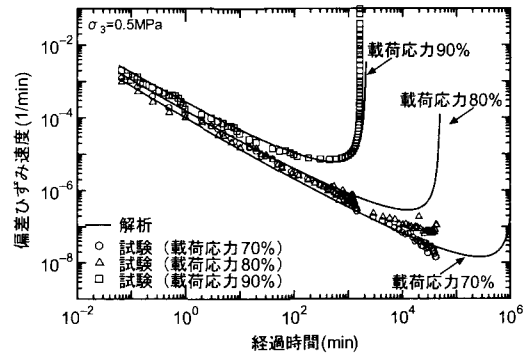


図-3 三軸CDクリープ試験のシミュレーション結果

3. 解析条件

(1)地質と空洞概要

検討の対象とした空洞は、不連続面がほとんど無い地下約100mの凝灰岩層に掘削した直径17.7m、長さ71.2mの三芯円空洞である。空洞は、本体空洞周辺の計測坑を掘削後に、導坑を設けた多段ベンチカット工法によって施工された。図-4に空洞形状、支保工および計測線配置を示す。

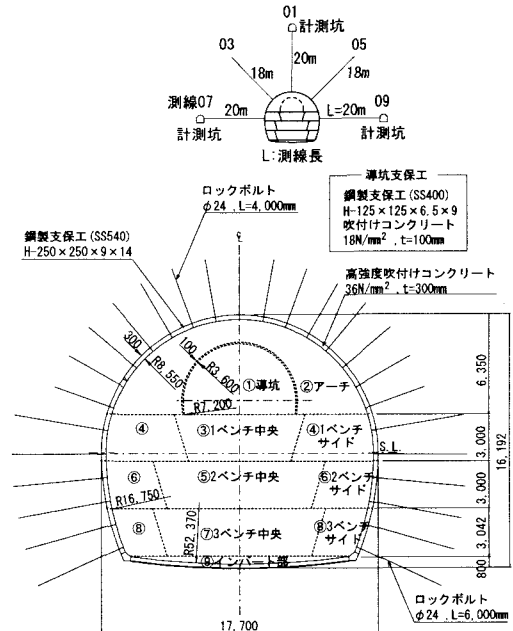


図-4 空洞形状、支保工および計測線配置

空洞周辺岩盤の透水係数と初期応力は、原位置試験結果に基づいて設定した。表-2に透水係数と初期応力を示す。なお、解析で使用した地盤の材料パラメータは、表-1に示したとおりである。

表-2 地盤条件

地盤条件		値
透水係数	(m/sec)	3.0×10^{-8}
初期応力	水平(MPa)	2.76
	鉛直(MPa)	1.98
	せん断(MPa)	-0.04

*)全応力表示

(2)境界条件

解析領域は、水理境界の影響を小さくするために、横方向領域を空洞径の13倍以上確保した。変位境界は、側方鉛直ローラ、上端フリー、下端固定とした。水理境界は、図-5に示すように下端非排水、側方排水（静水圧分布）、上端排水（地下水位地表）とした。なお、掘削面は、排水状態とし圧力水頭ゼロを設定した。

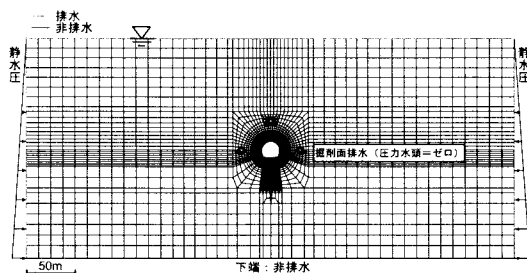


図-5 解析領域と水理境界条件

(3)解析ステップ

解析ステップは、施工計画を基に設定した。表-3に解析ステップの一覧を示す。

表-3 解析ステップ

施工ステップ	解析ステップ	内容	掘削解放率 (%)	時間
初期	1	初期状態設定	-	-
計測坑(右)	2	計測坑掘削	60	330分
	3	鋼製支保工打設	40	
	4	放置	-	
計測坑(上) 計測坑(左)	5	計測坑掘削	60	300分
	6	鋼製支保工打設	40	
	7	放置	-	
導坑	8	導坑掘削	60	360分
	9	支保	40	
	10	放置	-	
アーチ	11	アーチ掘削	60	1130分
	12	吹付けコンクリート・鋼製支保工打設	40	
	13	放置	-	
1B	14	1ベンチ中央掘削	100	80分
	15	1ベンチサイド掘削	60	
	16	吹付けコンクリート・鋼製支保工打設	40	
2B	17	放置	-	28日
	18	2ベンチ中央掘削	100	
	19	2ベンチサイド掘削	60	
3B	20	吹付けコンクリート・鋼製支保工打設	40	330分
	21	放置	-	
	22	3ベンチ中央掘削	100	
インバート	23	3ベンチサイド掘削	60	240分
	24	吹付けコンクリート・鋼製支保工打設	40	
	25	放置	-	
完成後(放置)	26	インバート部掘削	60	12日
	27	吹付けコンクリート・鋼製支保工打設	40	
	28	放置	-	
完成後(放置)	29	放置	-	50年
	30	放置	-	

注)掘削時間より支保工打設時間は1m当たりの施工時間を用いた。

(4)支保工

施工された支保工は、ロックボルト工、吹付けコンクリート工および鋼製支保工である。これらの支保工のうち吹付けコンクリートはトラス要素、鋼製支保工はビーム要素を用いてモデル化した。ロックボルト工は、連続体解析において作用効果が十分に反映されないと考えモデル化をしていない。表-4に支保工物性値の一覧を示す。

表-4 支保工物性値

支保工名称	項目	導坑	空洞
吹付けコンクリート	吹付け厚 t (mm)	100	300
	設計基準強度 f'ck (MPa)	18	36(高強度)
	単位体積重量 γ (kN/m³)	23	23
	弾性係数 若材令E (MPa)	4,800	4,800
	硬化後E (MPa)	-	29,600
	断面積 Ac (m²)	0.097	0.291
鋼製支保工	使用鋼材	H-125	H-250
	規格	SS400	SS540(高規格)
	降伏点 fyk (MPa)	245	400
	建込み間隔	ctc 1,200	ctc 1,000
	断面積 As (m²)	3.03×10^{-3}	9.22×10^{-3}
	重量 (m当り) γ (kN/m)	0.23	0.71
	断面二次モーメント Is (m⁴)	8.47×10^{-8}	1.08×10^{-6}
	弾性係数 Es (MPa)	200,000	200,000

4. 解析結果とその考察

(1)岩盤変位

空洞掘削終了時の岩盤変位分布と壁面変位の経時変化を図-6に示す。解析の変位分布は、空洞の内側から挿入した側線03,05において計測と概ね一致しているが、計測坑から挿入した側線01,07,09側線では、計測より大きくなる傾向がある。解析と計測の差は、空洞天端の空洞壁面近傍と側壁の空洞深部に現れている。

壁面変位の経時変化は、空洞内部から挿入した03,05側線では、計測と概ね一致している。解析の空洞天端の01側線では、アーチ終了時に変位が大きく発生し、1ベンチサイド掘削以降から変位が減少する傾向が認められる。この変位が減少する挙動は、側壁のはらみ出しにより、空洞の天上部が押し上げられたものと考えられる。側壁の07,09側線の変位は、2ベンチセンターまで計測と一致しているものの、その後、急激に変位が増加している。このように天端、側壁の解析と計測の変位差が変位計設置箇所近傍を掘削するときに顕著になる理由は、後述する間隙水圧の影響によるものと考えられる。すなわち、解析による間隙水圧は、計測より大きくなる傾向にあるため、解析の掘削解放力が実測より大きいことと、岩盤の有効応力（拘束圧）が小さくなり、本構成モデルにおいて考慮している剛性の拘束圧依存性によって、実際より剛性を小さく評価していることが考えられる。その他、当初想定していた掘削解放率（素掘時60%）が変位計測より算定した掘削解放率（素掘時50~70%）と異なっていることも原因であると考えられる。

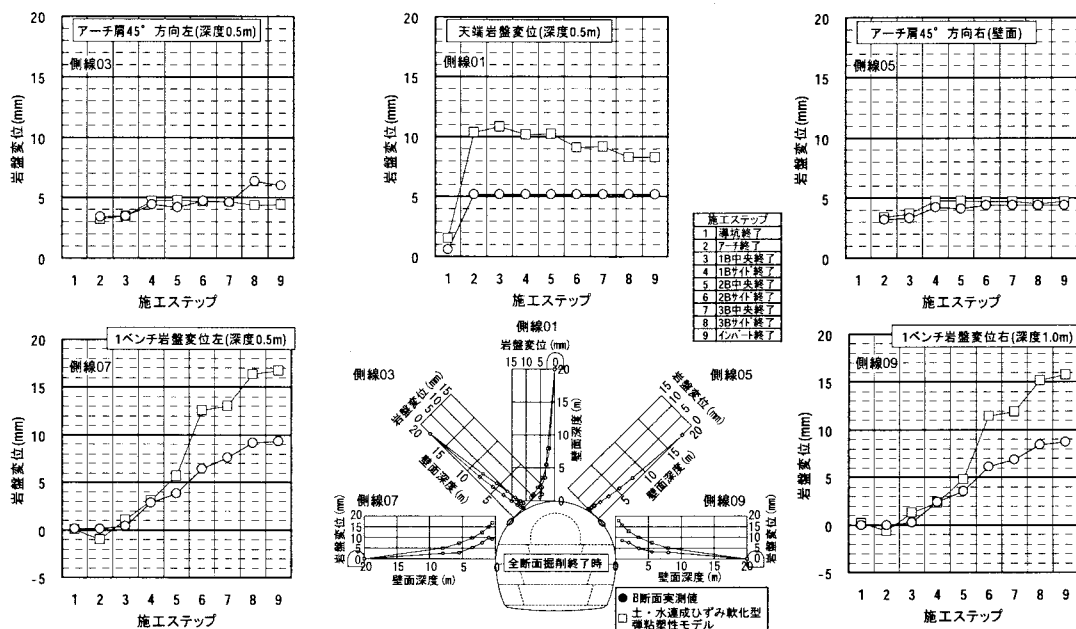


図-6 空洞掘削終了時の岩盤変位分布と空洞壁面変位の経時変化

変位挙動についてまとめると、解析による変位増分は、天端においてはアーチ拡幅時、側壁においては2ベンチセンター掘削時に計測の2倍程度になっているものの、経時的な壁面変位の発生傾向と変位の深度分布傾向の対応は、概ね良いと言える。

(2)間隙水圧分布

図-7に各施工ステップにおける間隙水圧分布を示す。掘削終了時の計測間隙水圧は、空洞周辺において最も低下しており、空洞近傍でゼロに近い。この挙動は、解析にも現れており、解析において掘削面に圧力水頭ゼロの排水境界を設定したことの妥当性を示している。

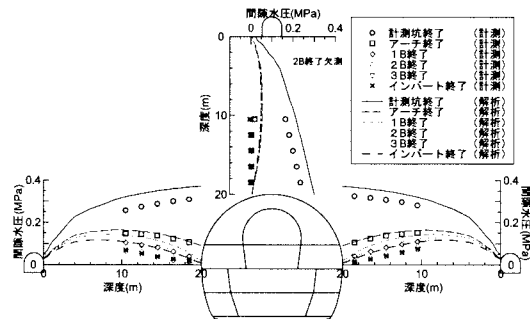


図-7 間隙水圧分布と経時変化

計測間隙水圧の経時変化に着目すると、アーチ部ではアーチ終了時に急激に水圧が低下し、その後はほとんど変化していない。側壁部ではアーチ終了時に同様に急激な水圧低下が生じているが、その後のベンチ掘削によっても徐々に水圧が低下している。

解析は、これらの計測間隙水圧挙動を概ね再現している。しかしながら、解析による間隙水圧は、計測よりも大きくなる傾向を示している。この理由として、空洞周辺岩盤の透水係数を、本解析においては一定値としているが、実際の地盤の透水係数の不均質性を考慮する必要があると考えている。

(3)支保工応力分布

図-8に空洞掘削終了時の吹付けコンクリートおよび鋼製支保工（内側）の応力分布を示す。計測による吹付けコンクリートおよび鋼製支保工の応力は、アーチ部において圧縮応力が発生し、空洞天端で最大となる一方、側壁およびインバートでほとんど発生していない。この傾向は、解析にも現れている。

計測と解析の応力値は、全体的に概ね一致しているが、側壁において一致していない箇所が認められる。これは、解析による側壁の変位（はらみだし）が過大に評価されたことが原因であると考えられる。

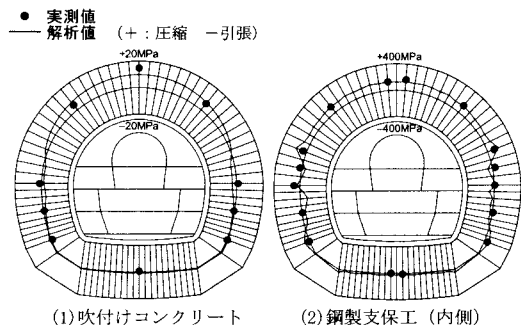


図-8 空洞掘削終了時の支保工応力分布

5. 結論

建設から完成後の長期にわたる軟岩空洞の挙動予測精度向上を図るため、土・水連成ひずみ軟化型弾粘塑性モデルに拘束圧依存性とひずみ速度依存性を考慮し、室内岩石試験および空洞掘削の挙動予測解析に適用した。本解析手法の適用性について以下にまとめる。

- ・拘束圧、載荷速度がそれぞれ異なる三軸CD圧縮試験結果を唯一のパラメータで精度良く再現可能である。ただし、低拘束圧下でひずみレベルが大きくなると体積ひずみを過大に評価する。
- ・三軸CDクリープ試験における一次から三次にわたるクリープ挙動を表現できる。
- ・軟岩空洞掘削時の岩盤変位、間隙水圧および支保工応力を概ね再現可能である。ただし、解析は、掘削に伴う岩盤変位を過大に評価し、間隙水圧の低下を過小評価する傾向がある。

今回の掘削解析は、空洞掘削前に事前予測したものであるため、施工期間中の計測等で明らかになった事項（掘削解放率、施工時間、地下水位）を十分に反映していない。しかしながら、建設時の空洞挙動を概ね再現できていることから予測解析手法として適用可能であると考えている。今後、本解析手法の適用性に関して、施工条件ならびに空洞周辺岩盤の透水性の変化を考慮する等の詳細な検討を実施する予定である。

謝辞：本研究の遂行にあたり名古屋工業大学の張鋒教授ならびに岐阜大学の八嶋厚教授から多大なご協力とご意見を頂いた。本研究で使用した解析コードは、張教授が開発したコード「soft」をベースに改良・拡張したものである。改良にあたっては、東電設計の東均氏にご協力を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 足立紀尚, 岡二三生: 軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式, 土木学会論文集, No. 445/Ⅲ-18, pp. 9-16, 1992.
- 2) Valanis, K.C.: On the uniqueness of solution of the initial value problem in softening materials, *J. Appl. Mech., ASME*, 52, pp. 649-653, 1985.
- 3) 足立紀尚, 岡二三生: 凍結砂のひずみ軟化型弾粘塑性構成式, 土木学会論文集, No. 454/Ⅲ-20, pp. 75-81, 1992.
- 4) Adachi, T., Oka, F. and Zhang F.: An elast-viscoplastic constitutive model with strain softening, *Soil and Foundation*, Vol. 38, No. 2, pp. 27-35, 1998.
- 5) 足立紀尚, 岡二三生, 小高猛司, 古林秀之, 尾崎 仁美: 軟岩の変形・破壊挙動に及ぼす拘束圧の効果とひずみ軟化型弾塑性構成式, 土木学会論文集, No. 665/Ⅲ-53, pp. 117-126, 2000.
- 6) 足立紀尚, 岡二三生, 曾良岡宏, 小池真史: 軟岩の時間依存性挙動とその統一的な説明, 土木学会論文集, No. 596/Ⅲ-43, pp. 1-10, 1998.
- 7) 東均, 田坂嘉章, 宇野晴彦, 張鋒, 八嶋厚, 西野隆之, 兵藤英明: 変形・強度特性の拘束圧依存性を考慮したひずみ軟化型弾粘塑性構成式の改良, 土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集, CD-ROM, CS10-013, 2002.
- 8) 東均, 田坂嘉章, 宇野晴彦, 張鋒, 八嶋厚: 変形・強度特性の拘束圧・ひずみ速度依存性を考慮したひずみ軟化型弾粘塑性構成式の改良, 土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集, CD-ROM, CS7-056, 2003.
- 9) 足立紀尚, 岡二三生, 小池真史, 尾崎仁美: 軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式, 第 10 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp. 19-24, 1998.

EXPANSION OF A SOIL-WATER COUPLED ELASTO-VISCO-PLASTIC MODEL AND ITS APPLICATION TO CAVERN EXCAVATION IN SOFT ROCK

Hideo OHTSUKI, Yoshiaki TASAKA, Yasumasa SUZUKI, Takeshi OHMORI, Kiyoshi KISHIDA and Toshihisa ADACHI

In order to discuss the mechanical behavior of the large underground cavern in soft rock, we must develop the constitutive model considered some factors; namely, strain-softening and hardening, dilation and pore pressure. These factors represent the typical properties of soft rock. To evaluate the long-term stability of the underground cavern, moreover, the rock creep behavior also needs to be properly considered.

An elasto-visco-plastic strain-softening model for coupled soil-water interaction problems was expanded to consider the dependence of material behavior on confining stress and the dependence of creep failure time on strain-rate. The predicted rock deformation, pore-pressure, stress in shotcrete, and load in steel ribs through the modified model show the good agreement with the actual field monitoring data. Therefore, it is considered that the modified model can be applied for the simulation and the prediction of the underground excavation in soft rock.