

地層処分場の空洞安定性評価手法の検討

1997年12月

動力炉・核燃料開発事業団
東 海 事 業 所

複製又はこの資料の入手については、下記にお問い合わせ下さい。

〒319-11 茨城県那珂郡東海村大字村松 4-33

動力炉・核燃料開発事業団 東海事業所

技術開発推進部 技術管理室

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to:

Technology Management Section, Tokai Works, Power Reactor and Nuclear Fuel
Development Corporation 4-33, Muramatsu, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki,
319-11, Japan)

動力炉・核燃料開発事業団 (Power Reactor and Nuclear Fuel Development
Corporation)1997

地層処分場の空洞安定性評価手法の検討

実施責任者：石川博久*

報告者：水川雅之*, 藤田朝雄*, 菅野毅*

要旨

処分施設の設計では、処分場を構成する種々の坑道の空洞安定性の検討が必要となる。空洞安定性については、既往の研究（五月女ほか, 1992）において、坑道の支保工の程度を概略検討するために弾塑性モデルによる理論解及び有限要素法を適用した検討が行なわれている。解析技術の信頼性向上の観点からは、空洞安定性評価手法としての連続体解析手法の適用性の確認及び岩盤のひずみ軟化挙動のモデル化、亀裂の卓越した岩盤を対象とした不連続体解析手法の検討、空洞の長期安定性評価手法の検討等が課題としてあげられる。ここでは、これらの課題に対する研究開発、及び第2次取りまとめに向けた岩盤力学データベースの検討を行った。

空洞安定性評価手法としての連続体解析手法の適用性の確認については、既存の空洞を対象とした事例解析を4地点について実施し、実際に発生した空洞の変形挙動を有限要素法によって表現することを試みた。ここで、岩盤の応力～ひずみ関係は、線形弾性あるいは完全弾塑性とし、検討位置の岩盤状況によりひずみ軟化モデルによる検討も加えた。不連続体解析手法の検討については、不連続体を取り扱える解析手法のうち最も一般的である個別要素法(DEM)、ジョイント要素法(FEM-J)の2手法を用いて坑道の掘削解析を実施し、手法間で解析機能を比較検討した。空洞の長期安定性評価手法の検討については、処分坑道が埋め戻しのされている状態を対象として、有限要素法解析を実施し、人工バリアを含む周辺岩盤の長期挙動の評価を試みた。

以下に本研究により得られた知見を簡潔に記す。

- (1)事例解析の結果から、入力データ及び計測データを適切に評価できている場合には、有限要素法は空洞安定性評価手法として有用であることが判断できた。
- (2)不連続体解析の結果、坑道の破壊モードや破壊後の応力条件を検討する場合には、FEM-JよりDEMの方が有効であることが分かった。
- (3)廃棄体埋戻し後の岩盤のクリープによる変形量は、岩盤のクリープ定数及び緩衝材の特性に依存している。今回行った既存のデータによる検討結果からはその変形量は数cm程度しか確認されなかった。

* 東海事業所 環境技術開発部 地層処分開発室

目 次

はじめに	1
1. 既存空洞を対象とした事例解析	
1. 1 検討の位置づけと方針	2
1. 2 鍋立山トンネル (Sec.7 34k609m30)	3
1. 2. 1 解析対象断面	3
1. 2. 2 検討方法	6
1. 2. 3 解析用物性値の設定	8
1. 2. 4 地山の特性曲線の検討	12
1. 2. 5 平面ひずみ掘削解析	28
1. 2. 6 まとめ	45
1. 3 嵐山トンネル (STA324+48)	47
1. 3. 1 解析対象断面	47
1. 3. 2 検討方法	52
1. 3. 3 地山の特性曲線の検討	53
1. 3. 4 平面ひずみ掘削解析	63
1. 3. 5 まとめ	79
1. 4 嵐山トンネル (STA329+38, 322+59)	80
1. 4. 1 解析対象断面	80
1. 4. 2 検討方法	82
1. 4. 3 地山の特性曲線の検討	83
1. 4. 4 平面ひずみ掘削解析	88
1. 4. 5 まとめ	106
1. 5 まとめ	107
参考文献	109
2. 不連続体解析手法の検討	
2. 1 検討の位置づけと方針	110

2. 2 各解析手法の入出力データの整理	111
2. 2. 1 ジョイント要素法 (FEM-J)	111
2. 2. 2 個別要素法 (DEM)	114
2. 3 解析モデルの作成	115
2. 3. 1 モデルの作成方法	115
2. 3. 2 不連続面データの整理	119
2. 3. 3 不連続体解析モデルの作成	120
2. 4 坑道の掘削解析	122
2. 4. 1 解析条件	122
2. 4. 2 解析結果	127
2. 5 まとめ	133
参考文献	134
 3. 空洞の長期安定性評価手法の検討	
3. 1 検討の位置づけと方針	135
3. 2 解析モデルの基本方針	136
3. 2. 1 岩盤の力学モデル	136
3. 2. 2 緩衝材のモデル化	136
3. 2. 3 オーバーパックのモデル化	136
3. 3 解析のための諸定数の設定	137
3. 4 人工バリア周辺岩盤の長期挙動解析	138
3. 4. 1 解析条件	138
3. 4. 2 解析結果	140
3. 4. 3 理論解との比較	145
3. 5 まとめ	147
参考文献	148
 4. 岩盤力学データベースの検討	
4. 1 検討の位置づけと方針	149

4. 2 検討内容	150
4. 2. 1 岩盤力学物性値の調査	150
4. 2. 2 既往の収集データとの比較	152
4. 2. 3 物性値の深度依存性についての検討	156
4. 3 まとめ	158
参考文献	159
5. まとめ	160
謝 辞	162

はじめに

地層処分場は、地下数100メートル以深に平面的に広がる延長数100キロメートルに及ぶ坑道群からなると想定されている。したがって、一般の構造物では検討されない深部地下空洞の安定性の検討を必要とする。

空洞の安定性解析については、解析手法の研究開発成果に伴いさまざまな手法が提案されているが、なかでも特に有限要素法による弾塑性解析を利用した数値解析例が数多く報告されている。しかしながら、数値解析による予測解析結果と実際の岩盤挙動が一致せず、それぞれの建設現場ごとに経験に基づく対応策を講じていることも事実である。

本報告書では、解析技術の信頼性向上の観点から、空洞安定性評価手法としての有限要素法の適用性の確認、亀裂の卓越した岩盤を対象とした不連続体解析手法の検討、空洞の長期安定性評価手法の検討、及び第2次とりまとめに向けた岩盤力学データベースの検討を実施することとした。

1. 既存空洞を対象とした事例解析

1.1 検討の位置づけと方針

空洞の安定性評価については、これまでさまざまな手法が提案されているが、なかでも特に有限要素法による弾塑性解析を利用した数値解析例が数多く報告されている。既往の研究（五月女ほか, 1992）では、処分場坑道の支保工の程度を概略検討するために完全弾塑性モデルを用いた理論解及び有限要素法を適用している。ここでは、空洞安定性評価手法としての連続体解析手法の適用性を検討するため、岩盤物性値や計測データの得られている既存の空洞を対象とした事例解析を実施し、実際に発生した空洞の変形挙動を有限要素法による数値解析によって表現することを試みた。

以下に、解析対象地点の選定条件、解析対象地点及び解析条件をまとめて示す。

(1) 解析対象地点の選定条件

- ・当該地点の地質状況、岩盤（又は岩石）の物性値、初期地圧等が分かっている。
- ・空洞の断面寸法、施工過程、支保パターンが分かっている。
- ・空洞の変形（内空変位、天端沈下、地中変位）や支保の応力等が測定されている。
- ・弾性範囲を超える変形が発生している可能性がある。
- ・公表してよいデータである。

(2) 解析対象地点

(1)の選定条件をもとに、今回は解析対象として以下の4地点を選定した。

- ・鍋立山トンネル (Sec.7 34 k 609 m 30)
- ・嵐山トンネル (STA324+48)
- ・嵐山トンネル (STA329+38)
- ・嵐山トンネル (STA322+59)

(3) 解析条件

- ・解析は、二次元平面ひずみ状態のFEM弾塑性解析及びモール・クーロンの破壊規準を用いたFEM弾塑性解析とする。
- ・掘削、支保工の施工過程を考慮した解析とする。

1.2 鍋立山トンネル (Sec.7 34k609m30)

1.2.1 解析対象断面

北越北線鍋立山トンネルを解析対象とする。

鍋立山トンネルは、上越線六日町駅を起点とし、飯山線十日町駅、松代町を経て信越線犀潟駅に至る全長 59.4 km の地方鉄道新線である北越北線のほぼ中央に位置し、松代町から大島村に至る丘陵地帯を貫く延長 9,117 m の単線鉄道トンネルである（図-1.2.1 参照）。工事は東工区 ($l = 1,653$ m)，中工区 ($l = 1,450$ m, 単線 770 m, 複線 680 m)，西工区 ($l = 4,110$ m, 単線 3,780 m, 複線 330 m) の三工区に分けて施工されている（図-1.2.2 参照）。

(1) 施工概要

三工区のうち、中工区の施工概要について述べる。

中工区は非常に地質が悪く、泥岩を主とし、ところどころ砂質凝灰岩を挟んだ椎谷層で、背斜軸、向斜軸を含む激しい褶曲を受けたボロボロの軟弱な泥岩で、メタンガス、石油が湧出している。掘削すると内空全周が押し出してくる膨張性地山のため、断面変更を余儀なくされている。単線区間はショートベンチ工法及びミニベンチ工法で掘進した。昭和 52 年 3 月に強大なる膨圧のため、33 k 311 m～357 m ($l = 46$ m) 間で、鋼管支保工及びストラットが座屈破断し、吹付けコンクリートが剥離し、地山が約 60～110 cm まで内空側に押し出される変状があり、約 2 ヶ月を要して縫い返しをした。その後 52 年 7 月には 33 k 225 m～255 m ($l = 30$ m) の区間で、前回より押し出しが大きく、掘削断面がほとんどぶれる事態が発生したが、復旧は完了した。複線区間は比較的地質が良かったため、上半先進逆巻工法とし、リングカットにて掘削した。メタンガスは、変状・崩壊区間は通常 (0.1 %) より多く 0.8～1.0 % の濃度が検知されたが、これは緩みによって亀裂より湧出したものと考えられる。

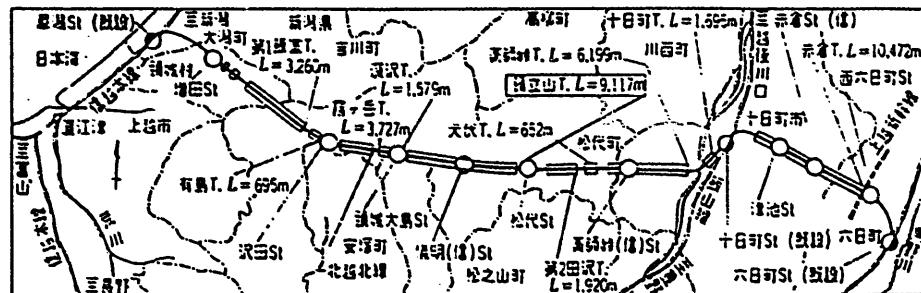


図-1.2.1 北越北線略図

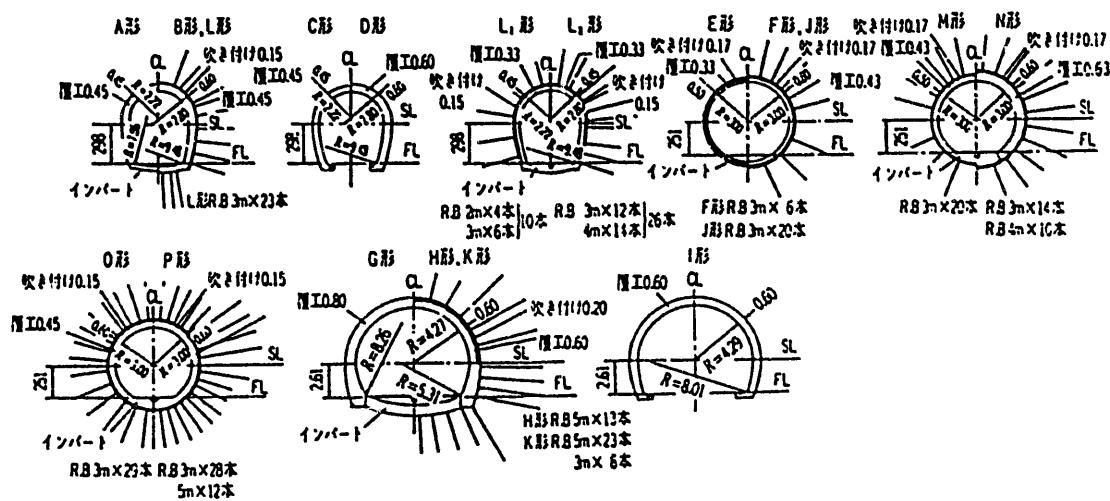
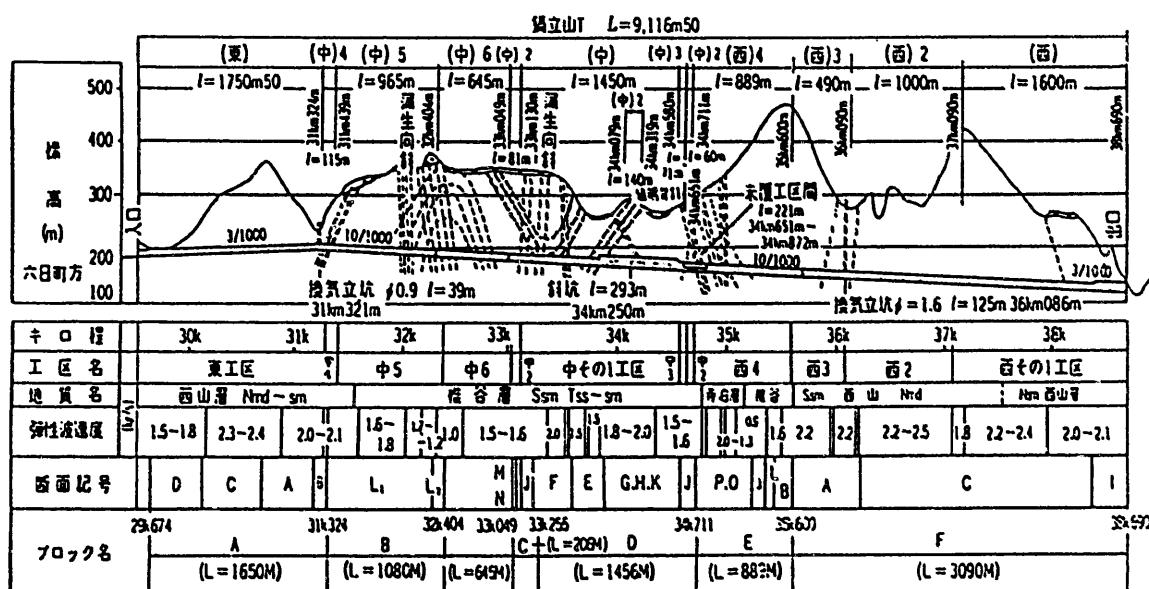


図-1.2.2 鍋立山トンネル地質縦断図及び施工概要図

(2) 地質及び地質構造

地質は、新第三紀の鮮新世～中新世の西山層、椎谷層、寺泊層より構成されている。西山層は両坑口付近にあり、暗灰色細粒泥岩を主とする。基底部付近と中部に暗灰色泥岩と細粒～粗粒凝灰質砂岩の互層があり、層厚の変化が大きい。椎谷層は暗灰色で、風化すれば灰色を呈する泥岩で、割れ目に沿って風化し細片化する。凝灰岩薄層、凝灰質砂岩層をところどころにはさむ。蒲生向斜付近は暗灰色泥岩で、複雑な褶曲作用を受け、非常に細片化されている。最下部は儀明背斜軸（34 k 800 m）付近に分布する凝灰質砂岩である。地表では地すべりが集中的に発生している。寺泊層は儀明背斜軸に沿って分布し、暗灰色泥岩を主とし、凝灰質砂岩の薄層をはさみ、所によっては互層状を呈する。地質構造は、N 50～60° E 方向の褶曲軸を持つ背斜構造の繰り返しで、ほぼ褶曲軸に並走する数本の断層が存在する。

(3) 解析対象断面

解析対象断面は、中その3工区内に設定するが、当該工区のうち、内空変位、地中変位、ロックボルト軸力等の計測結果が得られている（Sec.7 34 k 609 m 30）を解析対象断面とする。

中その3工区は、坑内計測を主体として掘進した延長 71 m の試験工区である。表-1.2.1 に、試験工区の施工概要を示す。

表-1.2.1 試験工区の施工概要

断面		試験工区 l=71m		
施工法		ミニベンチカット工法		
支保工		可动支保工 MU29 ctc 0.80m		
切羽補強工		切羽ロックボルト φ25, l=3m, 33本/2間 崩落防止杭筋 φ25, l=3m, 11本/2間 吹付けコンクリート $\sigma_{v,t} = 240 \text{kg/cm}^2$, 厚さ3cm		
吹付けコンクリート		$\sigma_{v,t} = 240 \text{kg/cm}^2$, 厚さ15cm		
ロックボルト $\phi 25, l=3m$		20本/間	30本/間	20本/間
地支保工		支保工 150H ctc 0.20 吹付けコンクリート厚さ15cm		
計 断面 (sec. 1～sec. 17) etc 4m		sec. 4	sec. 7	sec. 11
		(34k597m)	(34k609m)	
		(34k625m)		

1. 2. 2 検討方法

(1) 解析手法

解析は、二次元平面ひずみ場を仮定し、弾塑性有限要素法により行う。ここで、切羽の存在、支保工打設時期、掘削手順等の三次元効果を、便宜的に二次元解析に取り込む手法として、応力解放法を採用する。応力解放法とは、掘削解放力を切羽の進行にあわせて徐々に作用させる方法である。解放率の算定にあたっては、軸対称解析を行い、その解析結果から求まる地山の特性曲線を用いることとする。

(2) 解析ケース

解析対象は1地点、1断面とする。また、解析では、掘削に伴う空洞周辺岩盤の強度低下、緩み域の発生等を評価するために、弾塑性有限要素法に用いる岩盤材料の応力～ひずみ関係として、表-1.2.2 に示す解析ケースを設定する。

(3) 解析結果の評価方法

解析結果を実測結果と比較し、弾塑性有限要素法解析の適用性を評価する。

また、解析結果と実測結果との比較を以下の点に着目して行う。

- ・ 空洞の変形（内空変位、天端沈下、地中変位）
- ・ 支保工応力（吹付けコンクリート応力、支保工荷重、ロックボルト軸力）

表-1.2.2 解析ケース

解析ケース	CASE-1	CASE-2
応力～ひずみ関係	完全弾塑性モデル	ひずみ軟化モデル
解析手法	強度定数 (c, ϕ) に基づき、モール・クーロンの破壊規準を設定する。モールの応力円が破壊規準を越えた場合、この規準を満足するように収束計算を行う。	ピーク強度 (c, ϕ)、及び残留強度 (c^*, ϕ^*) に基づき、モール・クーロンの規準をそれぞれ設定する。モールの応力円がピーク時の規準を越えた場合、残留時の規準を満たすように収束計算を行う。
<p style="text-align: center;">完全弾塑性モデル</p>		
<p style="text-align: center;">ひずみ軟化モデル</p>		

1.2.3 解析用物性値の設定

一般に、硬岩においては、岩盤としての物性が割れ目などの不連続面に左右されるのに対し、軟岩においては、岩盤としての物性が割れ目などの不連続面よりは、岩石自体の物性に左右される。

したがって、解析対象断面の地質が、主として軟岩である泥岩より構成されることから、本解析においては、岩石コアの物性をもって岩盤物性とする。

(1) 初期応力設定用物性値

初期応力の設定にあたっては、以下に示す物性値が必要となる。

- ・土被り：h
- ・側圧係数： K_0
- ・単位体積重量： γ_t

土被りhについては、トンネル縦断図（図-1.2.2）より、中その3工区の平均的な土被りとして、 $h = 120m$ とする。

側圧係数 K_0 については、文献からその値が得られない。鍋立山トンネルは、褶曲作用による水平方向の応力が鉛直方向に比べ卓越していると思われるが、本解析においては、静水圧的初期応力状態を仮定し、 $K_0 = 1.0$ とする。

表-1.2.3 に、鍋立山トンネル各工区間の平均物性値を示すが、同表より、 $\gamma_t = 1.78t/m^3$ とする。

表-1.2.3 岩石物性値

採取工区	東	中-2	中(単線)	中(複線)	中-3	西-4	西-3	(参考 赤倉トンネル)
地層	西山	樺谷	樺谷	樺谷	樺谷	樺谷	樺谷	灰爪
単位体積重量 (g/cm^3)	2.12	1.85	1.98	2.08	1.78	2.05	2.24	2.12
自然含水比 (%)	19.9	31.5	23.7	21.0	23.5	21.0	10.0	18.1
液性指数 (%)	77	132	128	146	168	147	63	95
塑性限界 (%)	58	108	105	124	150	125	20	73
流動指数	24.8	20.9	19.6	20.2		21.5	23.3	22.5
2μ以下粒子含有率 (%)	25.5	44.5	39.9	35.5		40.9	14.0	41.3
塩基性試験容積 (meq/100g)	23	18	33	50	38	33	25	41
膨張率 (%)	0.24	7.92	4.04	2.10	0.99	2.38	0.55	23
1軸圧縮強度 (kg/cm^2)	17.8	1.89	9.17	41.2	21.1	38.2	70.1	36.8
変形係数 (kg/cm^2)		60	1,300	6,000	4,000	7,600	18,600	2,500
屈圧発生	やや有	若しく 欲しい	若しく大	かなり大	大	かなり大	やや有	かなり大

(2) 岩盤物性値

解析対象断面の地質は、椎谷層の単一層により構成されるものとする。岩盤物性値としては、以下に示す物性値が必要となる。

- ・変形係数：E
- ・ポアソン比：ν
- ・引張強度： σ_t
- ・粘着力：c
- ・内部摩擦角：φ

さらに、岩盤のひずみ軟化特性を考慮する場合には、以下の物性値が必要となる。

- ・残留強度における粘着力：c*
- ・残留強度における内部摩擦角：φ*

変形係数Eについては、表-1.2.3より、 $E = 40,000 \text{ t/m}^2$ とする。

ポアソン比ν及び引張強度 σ_t については、その値が得られていないが、解析対象断面の地質が膨張性地山であることを考慮すれば、 $\nu = 0.4$ 、 $\sigma_t = 0 \text{ t/m}^2$ 程度が適当と思われる。

図-1.2.3に、ひずみ制御法による三軸圧縮試験の一例を示す。同図より、ピーク強度については、 $c = 74.0 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 12.65^\circ$ 、残留強度については、 $c^* = 71.0 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi^* = 6.66^\circ$ とする。

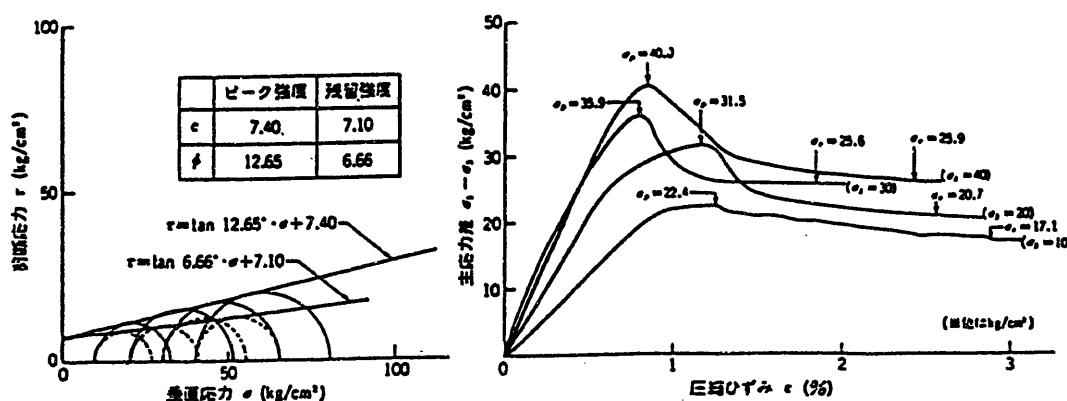


図-1.2.3 三軸圧縮試験の一例 (34k605m30)

表-1.2.4に、岩盤物性値の一覧を示す。

表-1.2.4 岩盤物性値一覧

単位体積重量	γ_t (t/m^3)	1.78
変形係数	E (t/m^2)	40,000
ボアソン比	ν	0.4
引張強度	σ_t (t/m^2)	0.0
粘着力	c (t/m^2)	74.0
内部摩擦角	ϕ (°)	12.65
粘着力（残留時）	c * (t/m^2)	71.0
内部摩擦角（残留時）	ϕ^* (°)	6.66
土被り	h (m)	120
側圧係数	K _o	1.0

(3) 支保部材物性値

解析においては、可縮支保工、吹付けコンクリート及びロックボルトの各支保部材をビーム要素としてモデル化する。吹付けコンクリートについては、曲げモーメントが作用した場合、クラックが生じ、その結果曲げ応力は可縮支保工が負担することになる。したがって、本解析においては、吹付けコンクリートを軸力部材としてモデル化することとする。なお、ロックボルトについても軸力部材とした。各支保部材に対し、以下の物性値が必要となる。

- ・ 弾性係数：E
- ・ 断面積：A
- ・ 断面二次モーメント：I

表-1.2.5 に、各支保部材の物性値一覧を示すが、断面積及び断面二次モーメントの算出にあたっては、支保工ピッチ (@0.8 m) を考慮し、単位奥行きあたりの値に換算している。

表-1.2.5 支保部材物性値一覧

	弾性係数 E (t/m ²)	断面積 A (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
可縮支保工 (MU-29,@0.8m)	2.1×10^7	4.63×10^{-3}	7.26×10^{-6}
吹付けコンクリート (t=15cm)	2.2×10^6 $(3.4 \times 10^5)^*)$	0.15	0.0
ロックボルト (φ25,@0.8m)	2.1×10^7	6.33×10^{-4}	0.0

*) 早期材令における等価弾性係数

1.2.4 地山の特性曲線の検討

本解析においては、三次元効果を便宜的に二次元解析に取り込む手法として、応力解放法を採用する。通常、設計においては、軸対称弾性素掘り解析により得られる弾性地山の特性曲線を用いて、応力解放率を算定し、その解放率に応じた掘削荷重を二次元場のモデルに作用させている。

しかしながら、本解析の対象としている鍋立山トンネルのように、著しい変形を示す地山においては、その特性曲線が弾性地山の特性曲線と異なってくる可能性がある。

そこで、本節においては、応力解放法の概要について述べたのち、解析対象とする地山の物性値を用いた、軸対称弾塑性素掘り解析を実施し、弾性地山と弾塑性地山の特性曲線の相違を検討することとする。

(1) 応力解放法について

いくつかのトンネル計測結果によれば、地山の変位はほとんど切羽の進行とともに発生することが認められる。したがって、トンネル掘削解析においては、切羽の三次元的支保効果の評価が極めて重要になる。

本来、このような問題は三次元解析により検討されるべきであるが、経済性等の理由から二次元解析により評価する方法が研究されている。

二次元解析法には、以下のような種類がある。

- ・掘削解放力を切羽の進行にあわせて、徐々に作用させる方法（応力解放法）。
- ・切羽の進行に応じて掘削部分の剛性を低減させる方法（剛性低下法）。
- ・掘削部分の要素を重ね合わせておき、切羽の進行とともに要素を削除する方法（要素重積法）。

上記の解析法に共通なのは、図-1.2.4に示すような、切羽の進行と内空変位の発生割合の関係（特性曲線）を、あらかじめ仮定している点である。

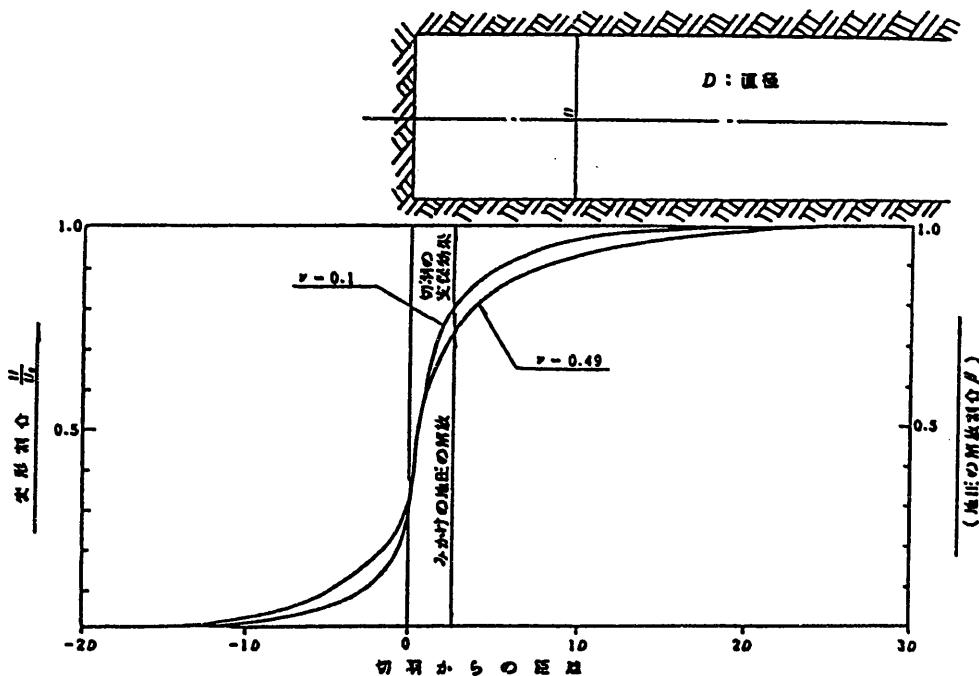


図-1.2.4 切羽位置とトンネルの変形の関係

本解析においては、解析上の取扱いや、工学的な意味付けが容易な、「応力解放法」を用いることとする。以下に、その概要を説明する。

図-1.2.4 に示す特性曲線は、切羽の進行と内空変位の関係を最終変形により正規化したものであるが、線形弾性体においては荷重と変位が比例関係にあるため、内空変位の割合は地圧の解放の割合と見なすことができる。この割合を β とすると $(1 - \beta)$ は、切羽の支保効果の割合になる。

したがって、解析対象断面において切羽の位置を考慮した変形状態を再現するためには、トンネル掘削部に次式で定義される掘削解放力 P を作用させればよい。

$$P = \beta \cdot P_0$$

ここに、 β ; 掘削解放率

P_0 ; トンネル掘削を瞬時に行った時の掘削解放力

この場合、各種支保工の施工時期による効果は、支保の施工位置と切羽の距離に対応した時期に、掘削部へ支保工の剛性を付加することにより評価する。こうすることにより、掘削部の内空変位は一次支保の施工時期やその剛性により図-1.2.5 に示すように変化する。

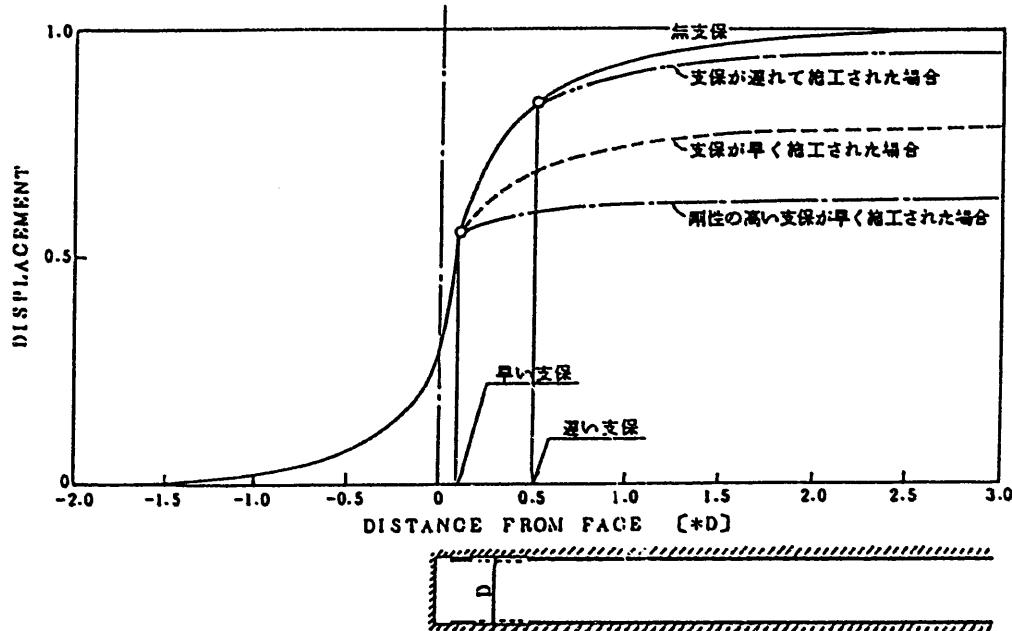


図-1.2.5 支保工の施工時期の影響

(2) 特性曲線の検討

弾性地山と弾塑性地山の特性曲線の相違を検討するために、図-1.2.6 に示す軸対称モデルを設定し、弾性、及び弾塑性掘削解析を実施した。

解析ケースは、表-1.2.6 に示す 3 ケースを設定し、岩盤物性値は、1.2.3 項において設定したのと全く同様に、各ケースに対応して表-1.2.7 のごとく設定した。

解析手順としては、初期応力を設定した後、トンネル部分の掘削を行う。なお、初期応力の設定においては、二次元平面ひずみモデルの解析断面における土被り圧

$$\begin{aligned}
 P_0 &= \gamma \cdot h \\
 &= 1.78 \times 120 = 213.6 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

を想定し、等方応力場 ($\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_z$) を仮定している。

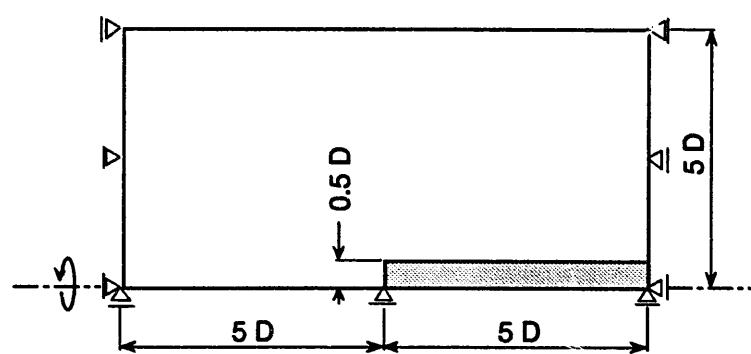
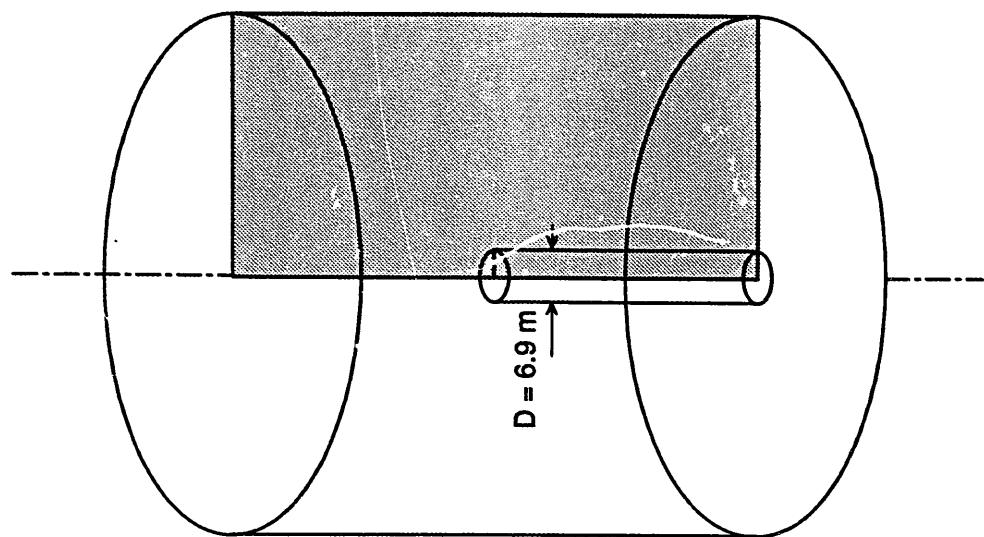
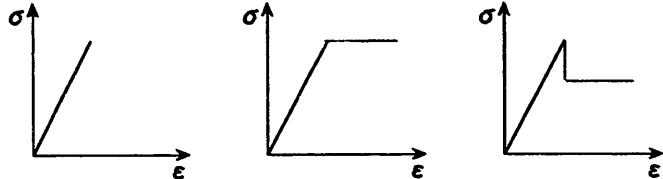


図-1.2.6 解析モデル（軸対称）

表-1.2.6 解析ケース

解析ケース	岩盤の応力～ひずみ関係
1	線形弾性
2	完全弾塑性
3	弾塑性（ひずみ軟化を考慮）



1 2 3

表-1.2.7 岩盤物性値

	1	2	3
E (t/m ²)	40,000	40,000	40,000
ν	0.4	0.4	0.4
σ (t/m ²)	0.0	0.0	0.0
c (t/m ²)	—	74.0	74.0
ϕ (°)	—	12.65	12.65
c^* (t/m ²)	—	—	71.0
ϕ^* (°)	—	—	6.66

図-1.2.7 に解析結果を示す。同図は、トンネル壁面位置 ($r = D/2$) における半径方向変位を、切羽からの距離との関係において示したものであり、弾性、完全弾塑性、ひずみ軟化の順に変位が大きくなるのがわかる。このように、岩盤の要素としての特性の相違が岩盤の変形挙動に影響を及ぼす。

図-1.2.8 は、図-1.2.7 における変位を切羽後方 $3D$ の変位によって正規化したものであり、これらの曲線群がいわゆる特性曲線と呼ばれるものである。同図より、弾性地山の特性曲線と、弾塑性（完全弾塑性及びひずみ軟化）の特性曲線は、特に、切羽後方において差異を生じている。このことより、弾塑性地山に対する二次元場のモデルに、弾性地山の特性曲線から求まる掘削解放率を適用することは、厳密には正しくないといえる。

以上より、二次元解析に応力解放法を適用する場合、用いる特性曲線は、それぞれの地山の特性に応じたものを選択する必要があると思われる。

なお、表-1.2.8 に解析結果一覧表を、図-1.2.9～図-1.2.11 に変位図、主応力分布図、局所安全係数分布図をそれぞれ示す。

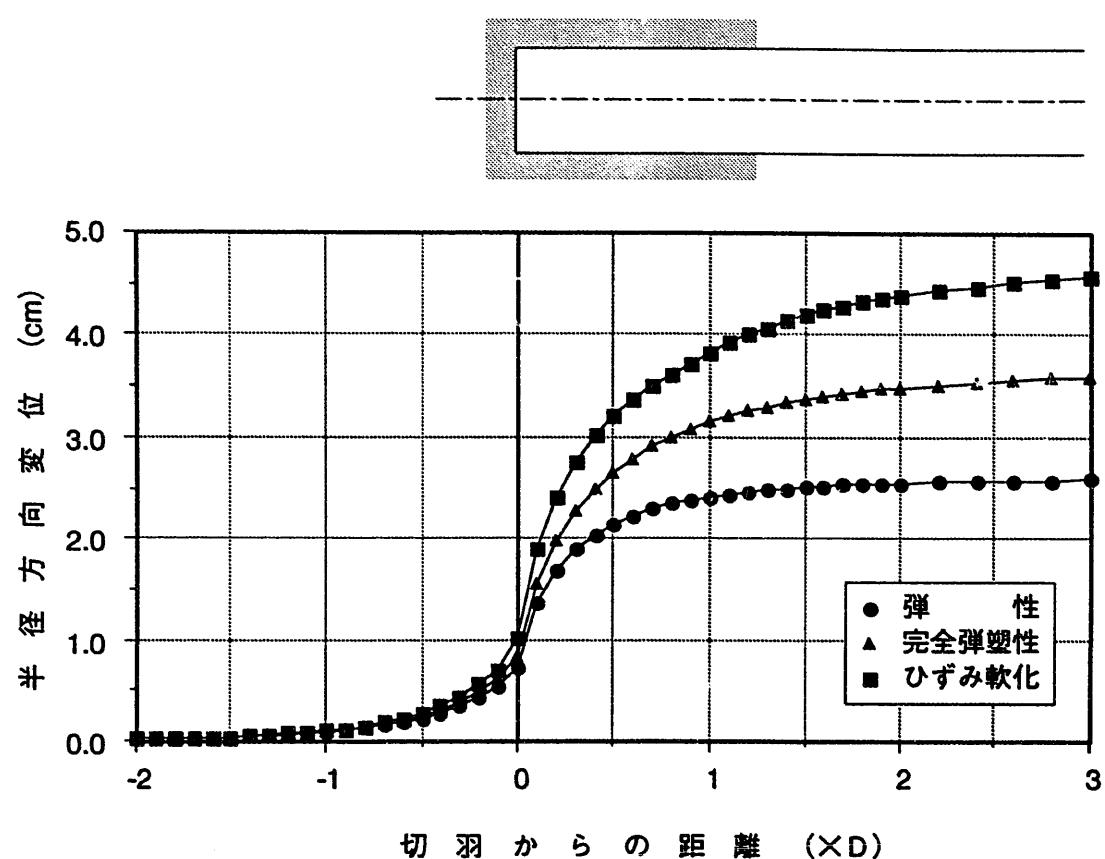


図-1.2.7 壁面変位

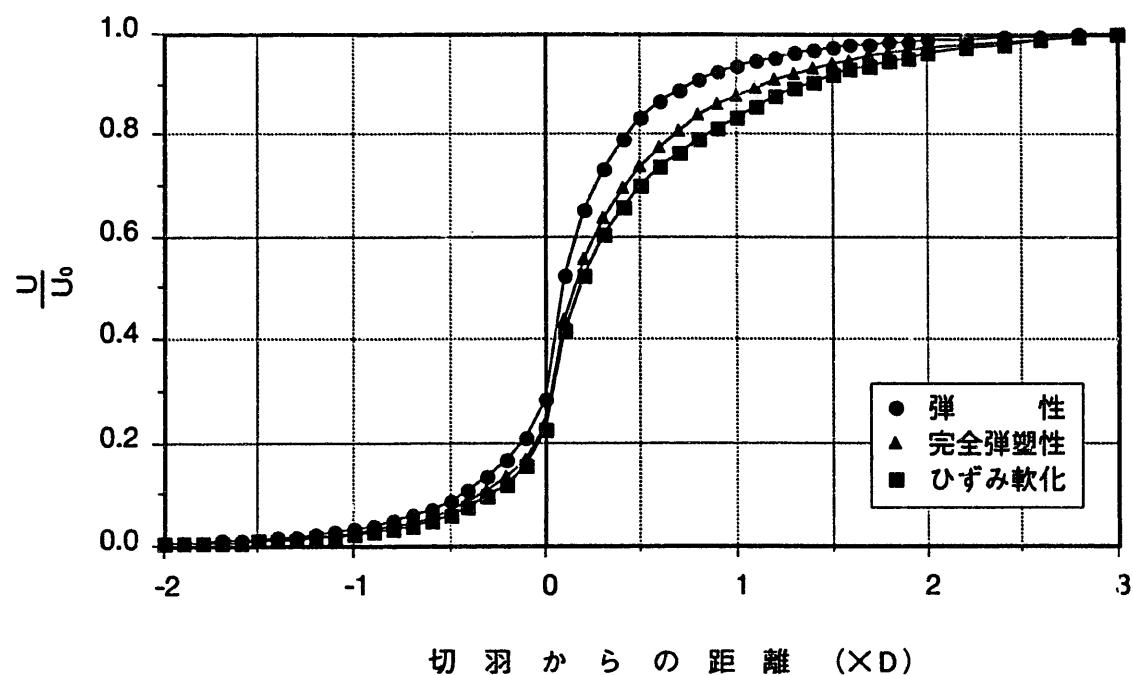
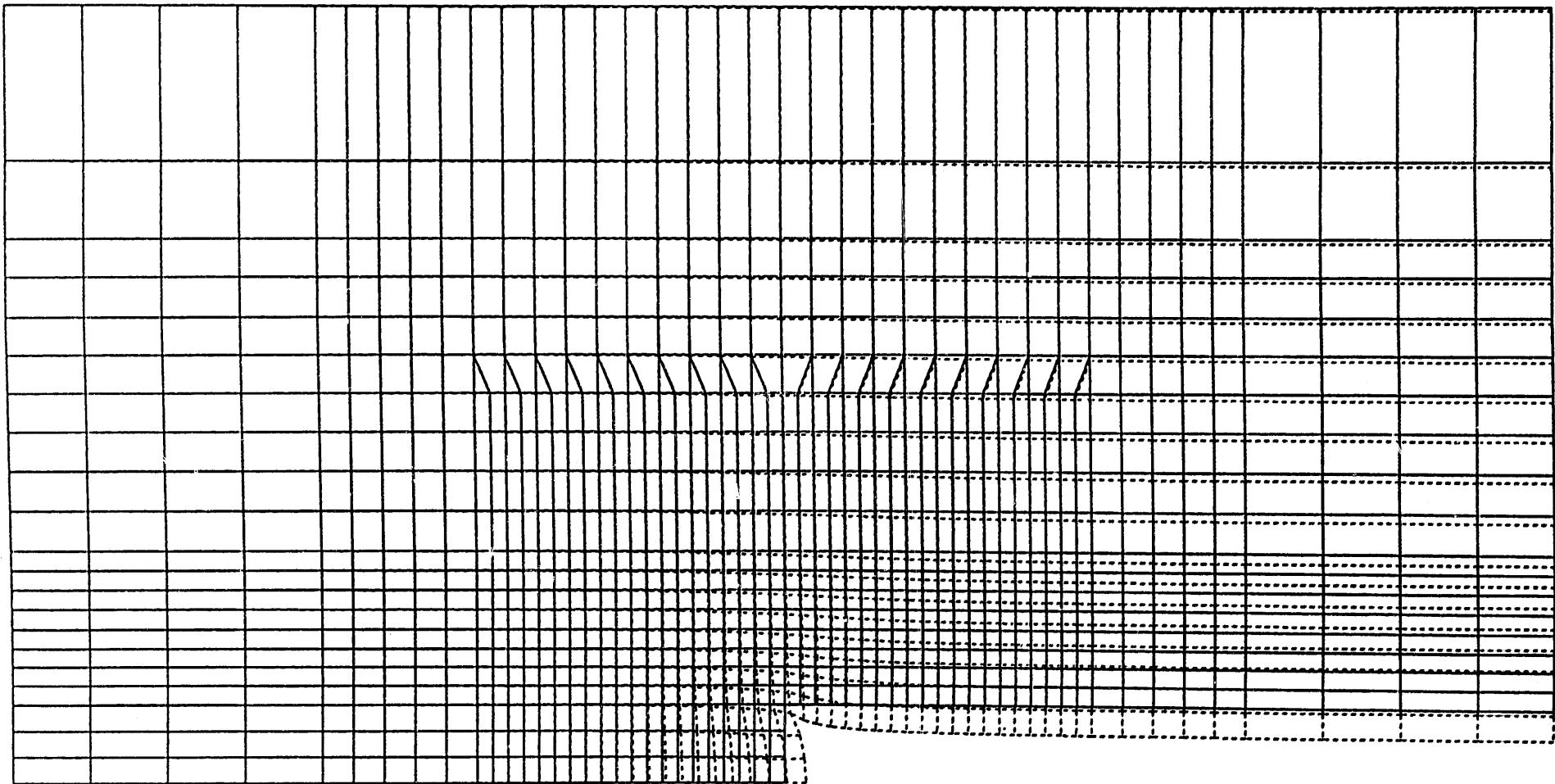


図-1.2.8 地山の特性曲線

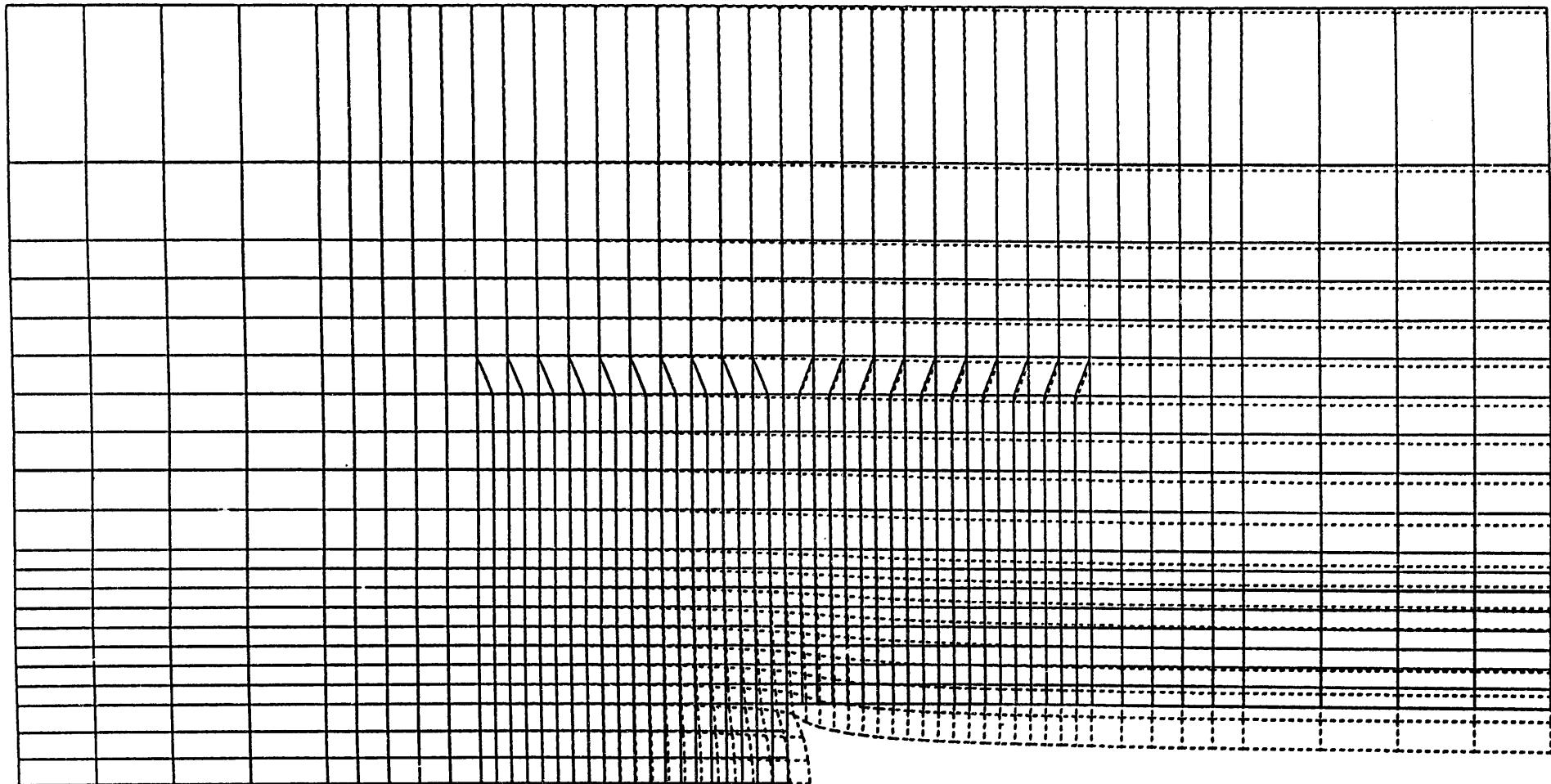
表-1.2.8 解析結果一覧

切羽からの距離 (m)	(XD)	弾 性		完全 弹塑性		ひずみ 軟化	
		変位 (cm)	変位割合	変位 (cm)	変位割合	変位 (cm)	変位割合
-13.800	-2.00	0.02	0.006	0.02	0.004	0.02	0.004
-13.110	-1.90	0.02	0.007	0.02	0.005	0.02	0.004
-12.420	-1.80	0.02	0.008	0.02	0.006	0.02	0.005
-11.730	-1.70	0.02	0.010	0.03	0.007	0.03	0.006
-11.040	-1.60	0.03	0.011	0.03	0.008	0.03	0.007
-10.350	-1.50	0.03	0.013	0.04	0.010	0.04	0.009
-9.660	-1.40	0.04	0.016	0.04	0.012	0.05	0.010
-8.970	-1.30	0.05	0.018	0.05	0.014	0.06	0.012
-8.280	-1.20	0.06	0.022	0.06	0.017	0.07	0.015
-7.590	-1.10	0.07	0.026	0.07	0.020	0.08	0.018
-6.900	-1.00	0.08	0.032	0.09	0.024	0.10	0.021
-6.210	-0.90	0.10	0.038	0.11	0.030	0.12	0.026
-5.520	-0.80	0.12	0.047	0.13	0.036	0.14	0.032
-4.830	-0.70	0.15	0.057	0.16	0.044	0.18	0.039
-4.140	-0.60	0.18	0.070	0.20	0.055	0.22	0.048
-3.450	-0.50	0.22	0.087	0.24	0.068	0.27	0.060
-2.760	-0.40	0.28	0.107	0.30	0.084	0.34	0.075
-2.070	-0.30	0.34	0.133	0.38	0.105	0.43	0.095
-1.380	-0.20	0.43	0.165	0.47	0.132	0.55	0.120
-0.690	-0.10	0.54	0.208	0.60	0.168	0.70	0.154
0.000	0.00	0.73	0.282	0.84	0.234	1.02	0.224
0.690	0.10	1.35	0.524	1.56	0.436	1.90	0.416
1.380	0.20	1.68	0.651	1.99	0.555	2.40	0.524
2.070	0.30	1.89	0.732	2.28	0.635	2.75	0.602
2.760	0.40	2.04	0.790	2.49	0.693	3.01	0.658
3.450	0.50	2.15	0.832	2.65	0.740	3.21	0.702
4.140	0.60	2.23	0.864	2.79	0.778	3.36	0.736
4.830	0.70	2.30	0.889	2.90	0.810	3.50	0.765
5.520	0.80	2.35	0.908	3.00	0.837	3.61	0.791
6.210	0.90	2.39	0.924	3.08	0.859	3.72	0.814
6.900	1.00	2.42	0.936	3.15	0.878	3.82	0.836
7.590	1.10	2.44	0.946	3.21	0.895	3.92	0.857
8.280	1.20	2.46	0.954	3.26	0.909	4.00	0.876
8.970	1.30	2.48	0.961	3.30	0.921	4.08	0.892
9.660	1.40	2.50	0.967	3.34	0.931	4.14	0.906
10.350	1.50	2.51	0.972	3.37	0.940	4.19	0.918
11.040	1.60	2.52	0.976	3.40	0.948	4.24	0.928
11.730	1.70	2.53	0.979	3.42	0.955	4.29	0.938
12.420	1.80	2.54	0.982	3.45	0.961	4.32	0.946
13.110	1.90	2.54	0.985	3.47	0.967	4.36	0.954
13.800	2.00	2.55	0.987	3.49	0.972	4.39	0.961
15.180	2.20	2.56	0.991	3.51	0.980	4.44	0.971
16.560	2.40	2.57	0.994	3.54	0.986	4.48	0.980
17.940	2.60	2.57	0.997	3.56	0.991	4.51	0.987
19.320	2.80	2.58	0.998	3.57	0.996	4.54	0.994
20.700	3.00	2.58	1.000	3.59	1.000	4.57	1.000



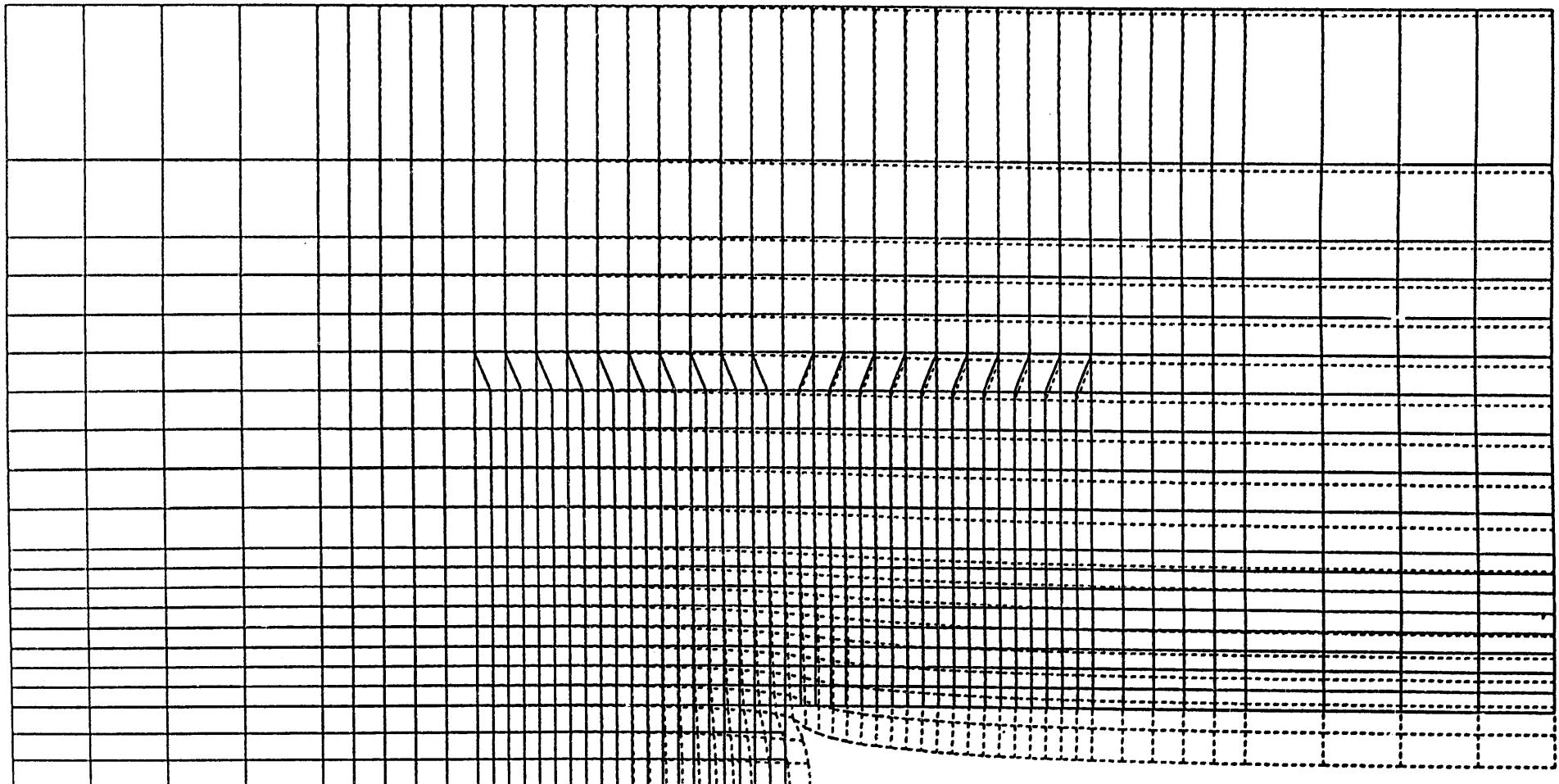
SCALE
→ 4.000 (cm) [2.000 (m)

図-1.2.9(a) 変位図 (弹性)



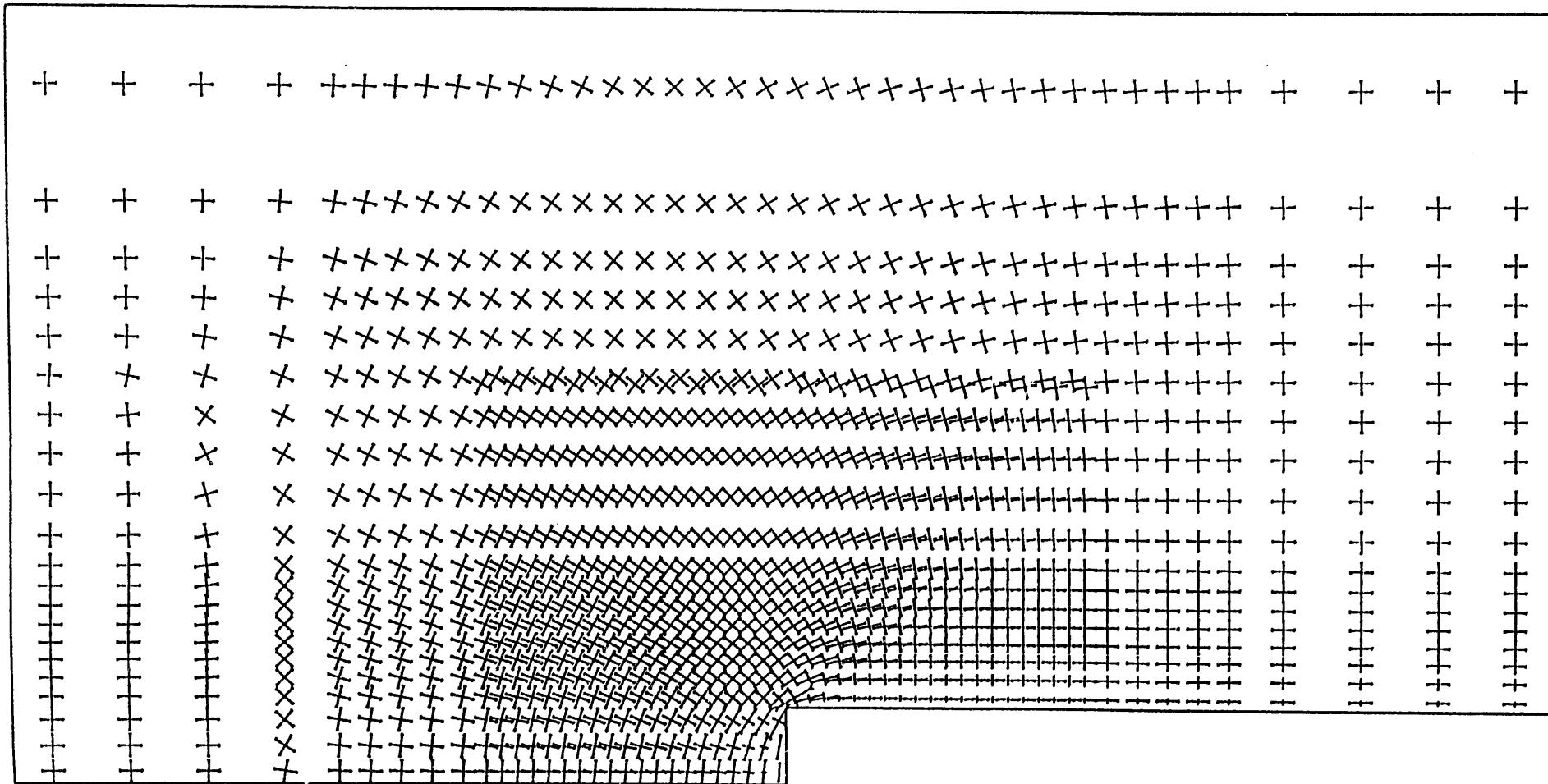
SCALE
→ 4.000 (cm) [] 2.000 (m)

図-1.2.9(b) 変位図 (完全弾塑性)



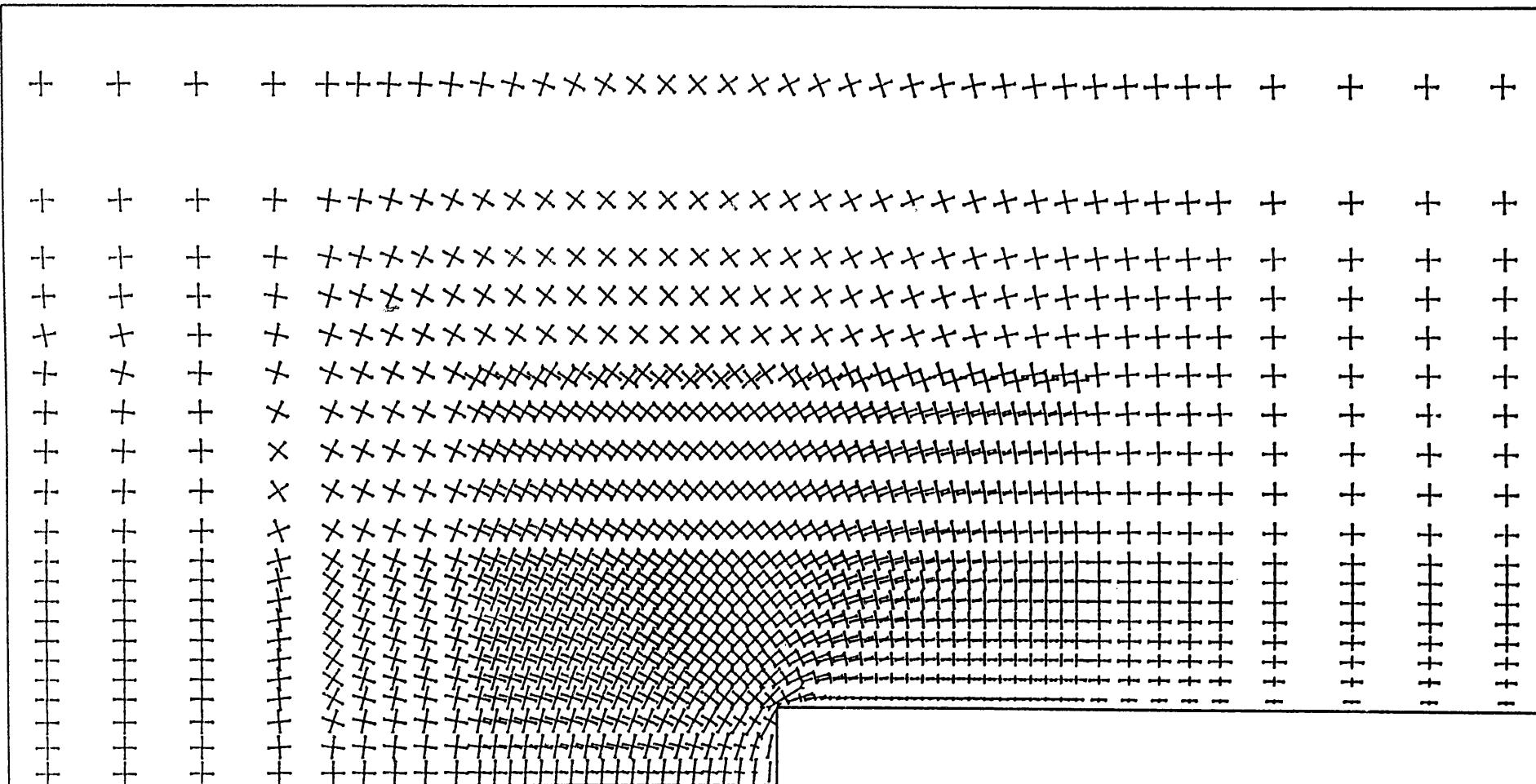
SCALE
→ 4.000 (cm) [2.000 m]

図-1.2.9(c) 変位図 (ひずみ軟化)



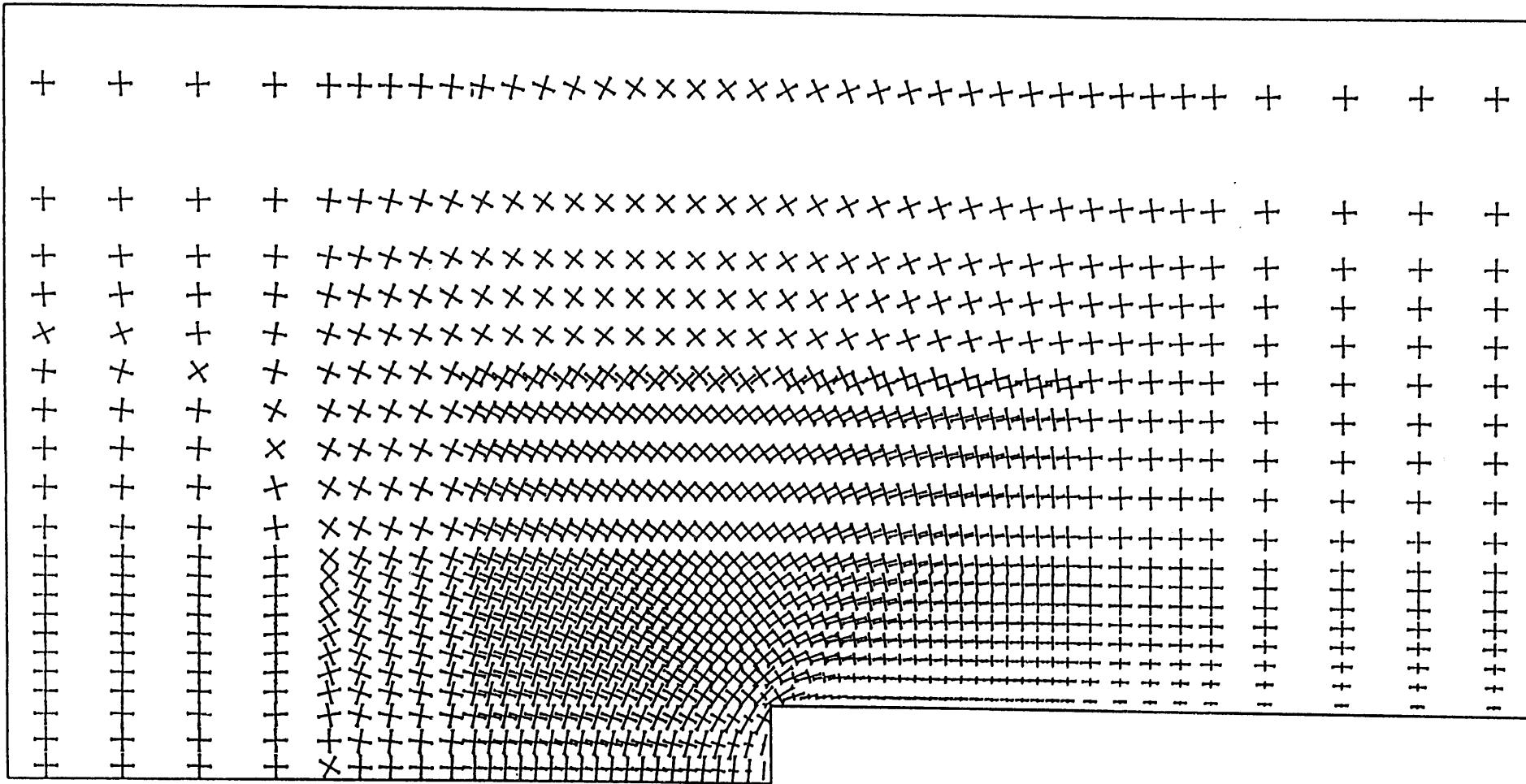
SCALE
↔ 500.00 (mm²) [2.000 (m)

図-1.2.10(a) 主応力分布図（弾性）



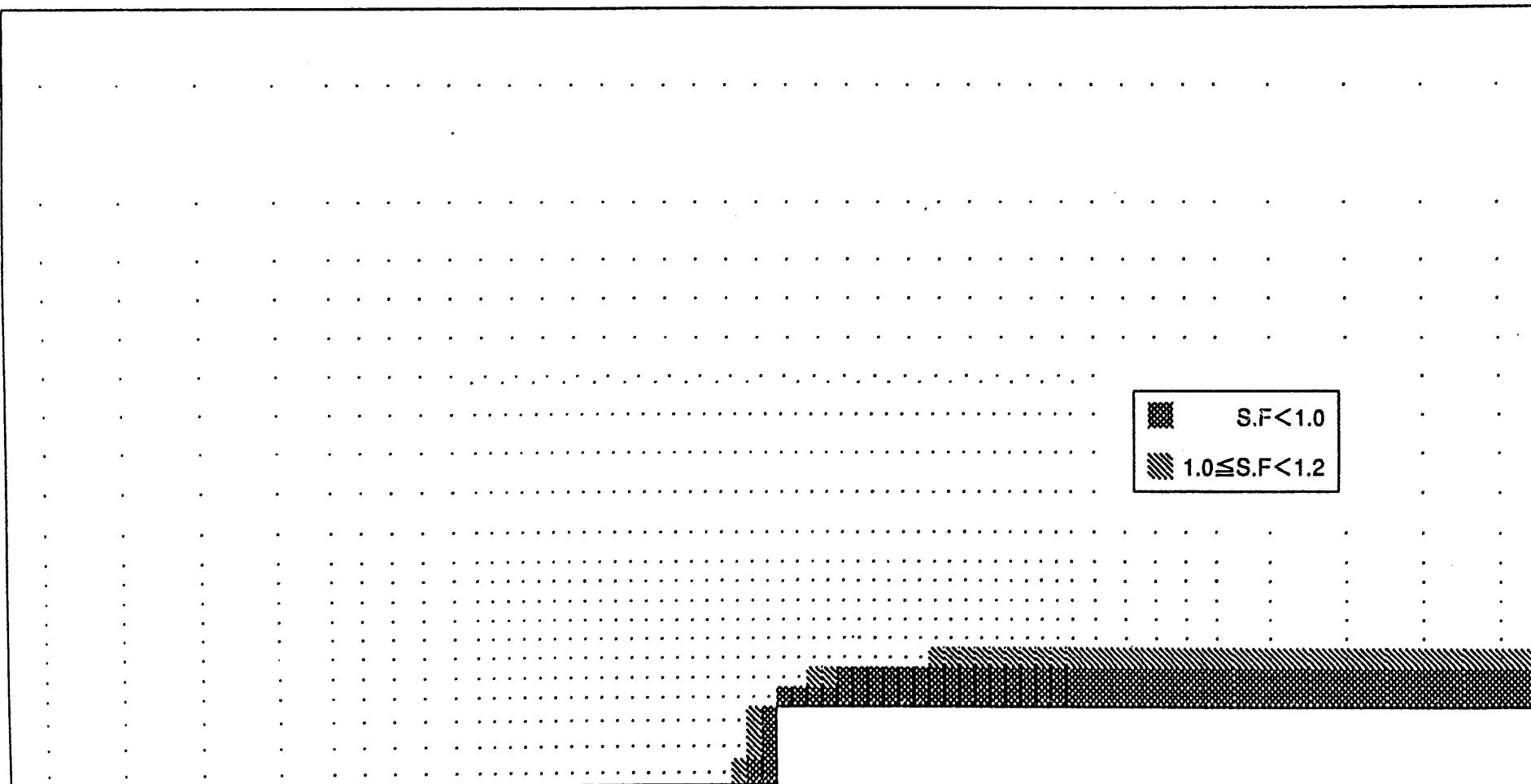
SCALE
↔ 500.00t/mm² 2.000(m)

図-1.2.10(b) 主応力分布図 (完全弾塑性)



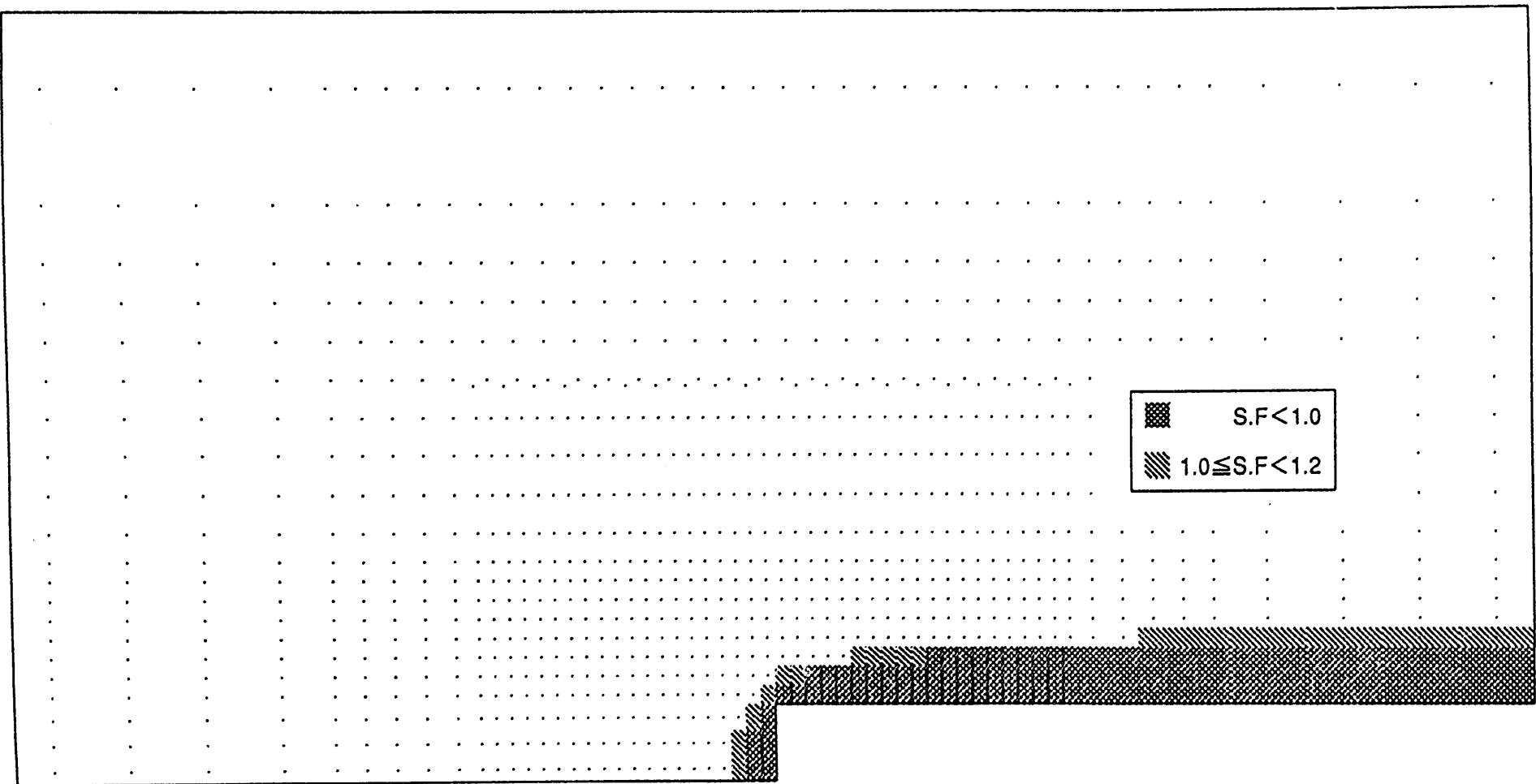
SCALE
↔ 500.00 (mm⁻²)] 2.000 (m)

図-1.2.10(c) 主応力分布図 (ひずみ軟化)



SCALE
— 2.000 m —

図-1.2.11(a) 局所安全係数分布図（完全弾塑性）



SCALE
— 2.000 m —

図-1.2.11(b) 局所安全係数分布図（ひずみ軟化）

1. 2. 5 平面ひずみ掘削解析

(1) 解析条件

a) 解析モデル

解析モデルは、解析対象断面の半断面をモデル化することとする。岩盤部はソリッド要素、ロックボルト、吹付けコンクリート等の支保部材は、ビーム要素によりモデル化する。

図-1.2.12 にトンネル断面図、図-1.2.13 に解析モデル図を示す。

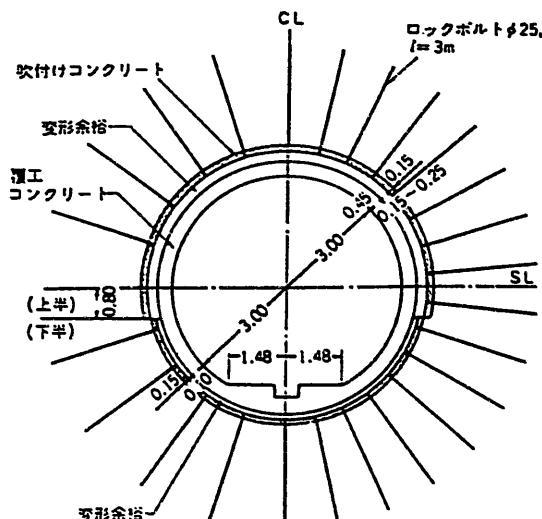


図-1.2.12 トンネル断面図

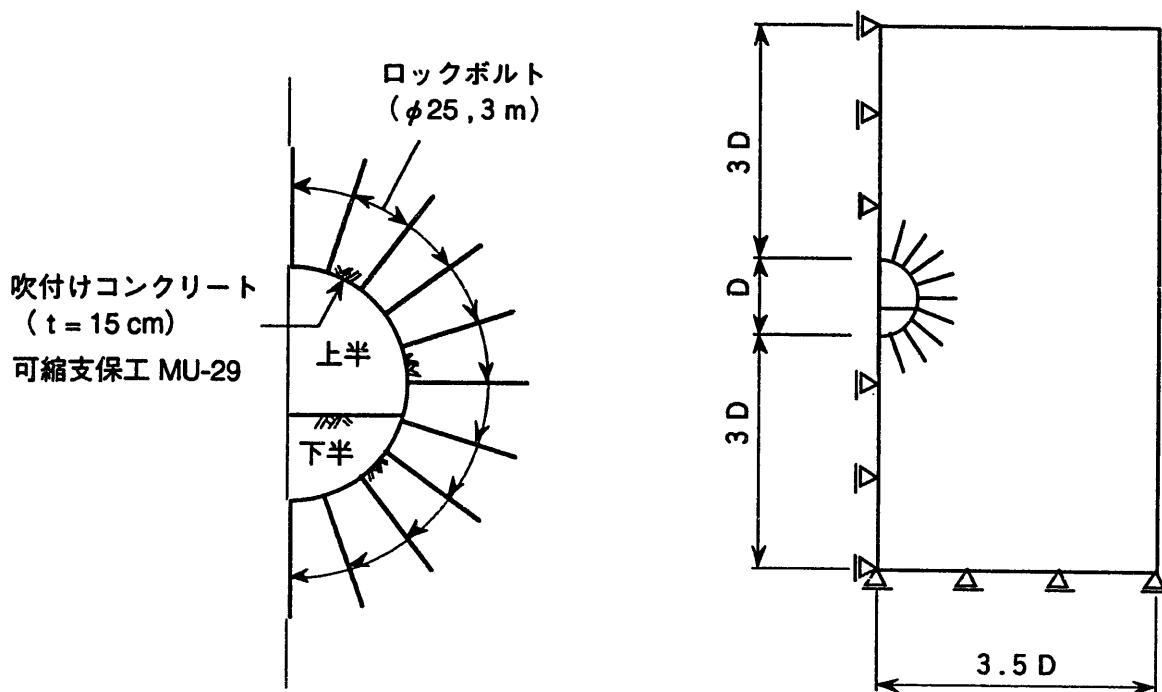


図-1.2.13 解析モデル図

b)掘削解放率の算定

解析においては、トンネル掘削時の切羽の支保効果及び各支保部材の施工時期の影響を考慮するために、各加背割ごとに（本事例においては、トンネル上半部、トンネル下半部それについて）支保建込み時期に対応した掘削解放率を設定する必要がある。

本解析においては、岩盤の応力～ひずみ関係を完全弾塑性体と仮定した場合、及びひずみ軟化を考慮した場合の2ケースを実施するが、二次元平面ひずみ弾塑性解析に適用する特性曲線として、各々の解析ケースに応じた弾塑性地山の特性曲線を用いることとする。

図-1.2.14に、施工順序図を示すが、本解析においては、支保建込み位置とそれぞれの切羽との距離を、図-1.2.15の通り仮定し、各切羽の掘削幅と図-1.2.8に示す弾塑性地山の特性曲線により、表-1.2.9のように掘削解放率を設定する。この特性曲線は、円形空洞に対する二次元解析から得られた結果であるため、実際のトンネル断面に適用するには、等価な断面積を持つ円形断面に換算する必要がある。

各切羽での換算直径は次式により求める。

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \quad \text{ここに, } A : \text{掘削断面積}$$

$$(上半) \quad A = 24.16 \text{ m}^2 \quad \therefore D = 5.55 \text{ m}$$

$$(下半) \quad A = 13.23 \text{ m}^2 \quad \therefore D = 4.10 \text{ m}$$

なお、施工においては、切羽前方の安定と崩落防止を目的として、切羽補強工が実施されているが、切羽補強工の効果を二次元平面ひずみ解析に取り込むことは困難であるため、解析上はこれを考慮しない。

c)解析手順

切羽の進行を考慮した二次元解析の解析手順を、表-1.2.10に示す。

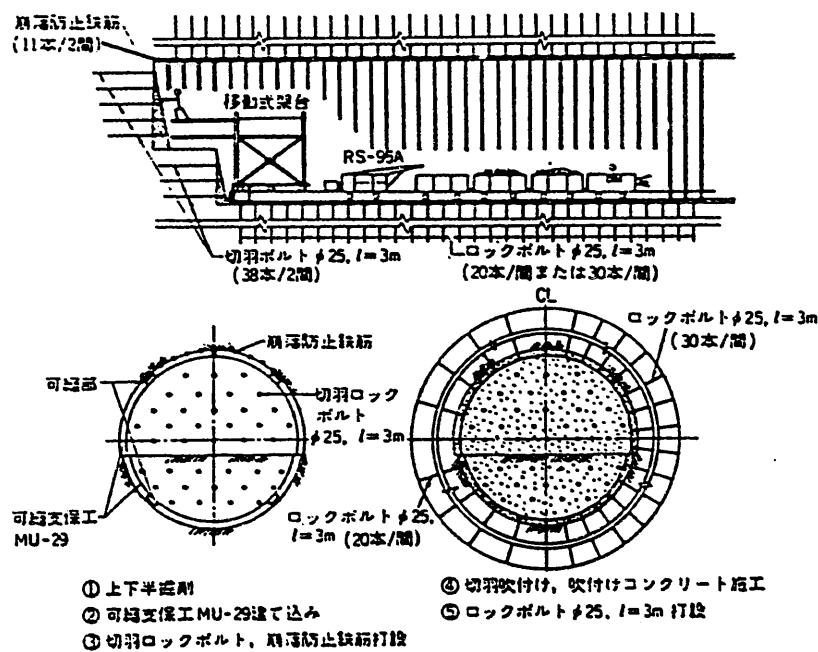


図-1.2.14 施工順序図

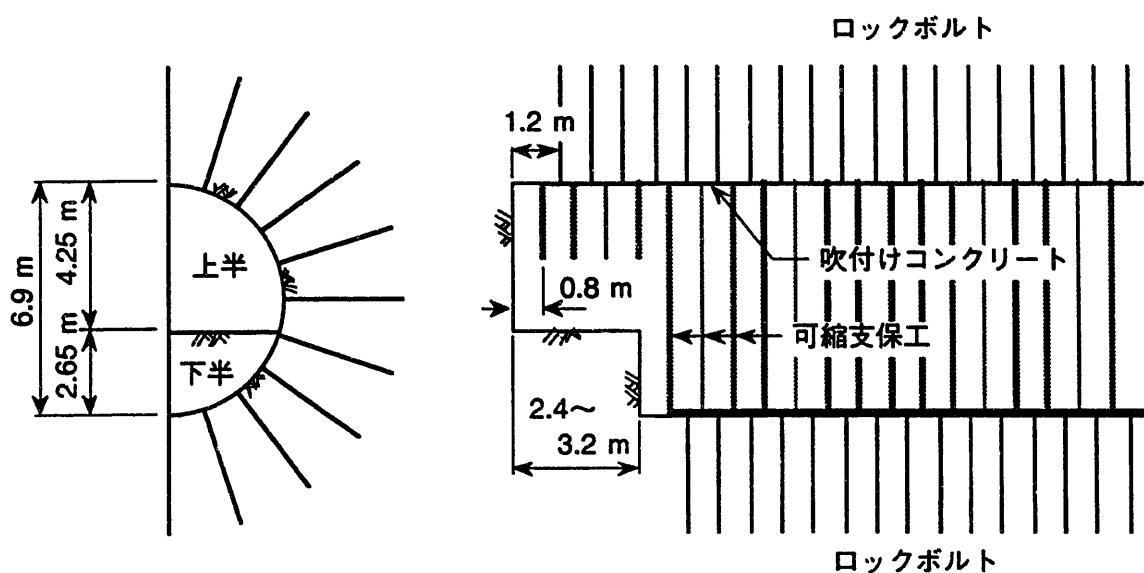
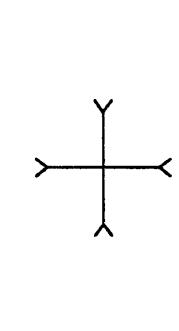
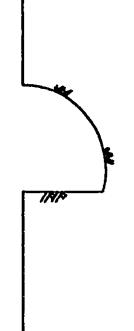
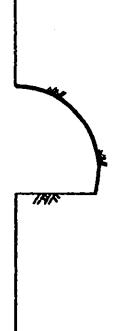
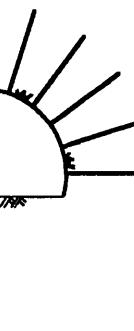
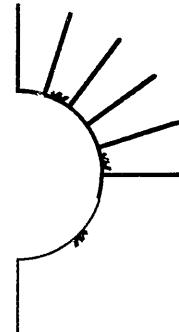
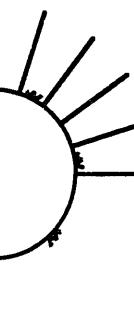
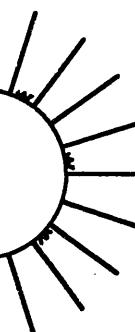


図-1.2.15 切羽と支保の位置関係

表-1.2.9 挖削解放率

ステージ	加背割	切 羽	換算直径 D (m)	支保工建込み 位置B (m)	B / D	掘削解放率	
						完全弾塑性	ひずみ軟化
2	上 半	素掘り	5.55	0.8	0.14D	$\beta_1 = 48\%$	$\beta_1 = 46\%$
3		可縮支保工 吹付けコンクリート付加	5.55	1.2	0.22D	$\beta_1 = 57-48 = 9\%$	$\beta_1 = 54-46 = 8\%$
4		ロックボルト付加	5.55			$\beta_1 = 43\%$	$\beta_1 = 46\%$
5	下 半	素掘り	4.10	0.8	0.20D	$\beta_2 = 56\%$	$\beta_2 = 52\%$
6		可縮支保工 吹付けコンクリート付加	4.10	1.2	0.29D	$\beta_2 = 63-56 = 7\%$	$\beta_2 = 59-52 = 7\%$
7		ロックボルト付加	4.10			$\beta_2 = 37\%$	$\beta_2 = 41\%$

表-1.2.10 解析手順

ステージ 1	ステージ 2	ステージ 3	ステージ 4
			
・初期応力設定	・上半掘削 上半掘削解放率: $\beta_1 = 48 (46) \%$	・上半掘削 上半掘削解放率: $\beta_1 = 9 (8) \%$ ・上半支保部材付加 可縮支保工・吹付けコンクリート 吹付けコンクリートの剛性 $E_c = 34000 \text{ kg/cm}^2$	・上半掘削 上半掘削解放率: $\beta_1 = 43 (46) \%$ ・上半ロックbolt付加
ステージ 5	ステージ 6	ステージ 7	
			
・下半掘削 下半掘削解放率: $\beta_2 = 56 (52) \%$ ・上半吹付けコンクリートの剛性変更 $E_c = 22000 \text{ kg/cm}^2$	・下半掘削 下半掘削解放率: $\beta_2 = 7 (7) \%$ ・下半支保部材付加 可縮支保工・吹付けコンクリート 吹付けコンクリートの剛性 $E_c = 34000 \text{ kg/cm}^2$	・下半掘削 下半掘削解放率: $\beta_2 = 37 (41) \%$ ・下半ロックbolt付加	

注) 挖削解放率 β =完全弾塑性を仮定した場合の掘削解放率(ひずみ軟化を考慮した場合の掘削解放率)

(2) 解析結果および考察

図-1.2.16～図-1.2.20に、内空変位、地中変位、吹付けコンクリート応力、支保工荷重、ロックボルト軸力に関する、計測結果と解析結果の比較を示す。また、図-1.2.21～図-1.2.24には、解析から得られる変位図、及び局所安全係数分布図を示す。

1) 変位

内空変位計測結果より、内空変位は掘削の進行に伴って増加し、45日経過時点ではほぼ収束している。この時の内空変位は、約28cmである。これに対し、解析結果は、掘削の進行に伴う内空変位の増加モードに計測結果との類似性は見い出せるものの、最終ステージにおける内空変位は、ひずみ軟化を考慮した場合でも約3cmである。

また、地中変位に関しては、計測結果がトンネル壁面位置（深度0m）において最大約19cmを示すのに対し、解析結果は約1.2cmとなっている。地中変位の深度方向分布についても、計測結果は深度5m付近から変位が急増する傾向を示すが、解析結果には、計測結果が示す変位の急増点は見当らない。

さらに、1.2.4項で実施した、軸対称弾塑性素掘り解析における解析結果と上記の計測結果を比較してみる。通常、切羽後方3Dの位置においては、二次元平面ひずみ条件が成立していると思われる。したがって、軸対称素掘り解析の切羽後方3Dにおける変位は、二次元平面ひずみ条件下の素掘り解析における変位と等価と考えられる。軸対称弾塑性素掘り解析より得られるトンネル壁面半径方向変位は、図-1.2.7に示されているが、ここで、切羽後方3Dにおける半径方向変位は、ひずみ軟化を考慮した場合でも約4.5cmである。トンネル壁面における半径方向変位を2倍した値は内空変位となるので、二次元平面ひずみ条件下の素掘り解析より得られる内空変位は、ひずみ軟化を考慮した場合約9cmになる。この値は、計測された内空変位の約3分の1である。

以上より、変位に関して、解析結果は計測結果を著しく過小評価しており、支保工及び逐次掘削の影響を考慮しない素掘り解析を想定しても、その傾向は変わらない。

2)支保工応力

吹付けコンクリート、及び支保工荷重に関する解析結果は、いずれも計測結果を過大評価している。ただし、計測結果が示す天端及び側壁における応力あるいは荷重の変化傾向の相違については、解析結果は概略評価可能である。

ロックボルト軸力計測結果より、トンネル周辺岩盤の挙動に関し、以下に示す2つの特徴が見い出される。第一に、側壁部のロックボルト軸力が引張側であるのに対し、天端のロックボルトは圧縮側となっていることである。したがって、トンネル壁面の変形モードについて、側壁のはらみ出し、及び天端の押し上げが推察される。第二に、側壁部のロックボルト軸力が、壁面からの距離1~2m位置において、急激に増大していることである。これより、同位置において、トンネル内空に向う変位の急増が予想される。

上述のような計測結果の傾向に対し、ロックボルト軸力解析結果は、トンネル壁面に近いほど地中変位が大きいため、天端及び側壁のいずれにおいても軸力は引張側を示し、その値はトンネル壁面に近いほど大きくなる。

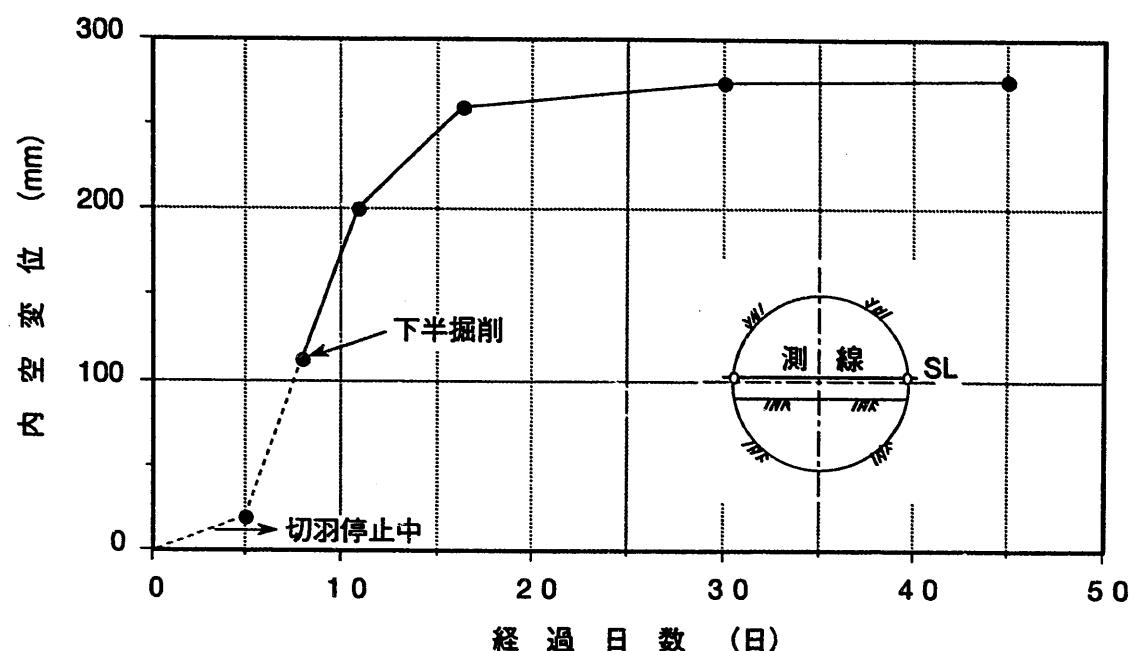


図-1.2.16(a) 内空変位計測結果

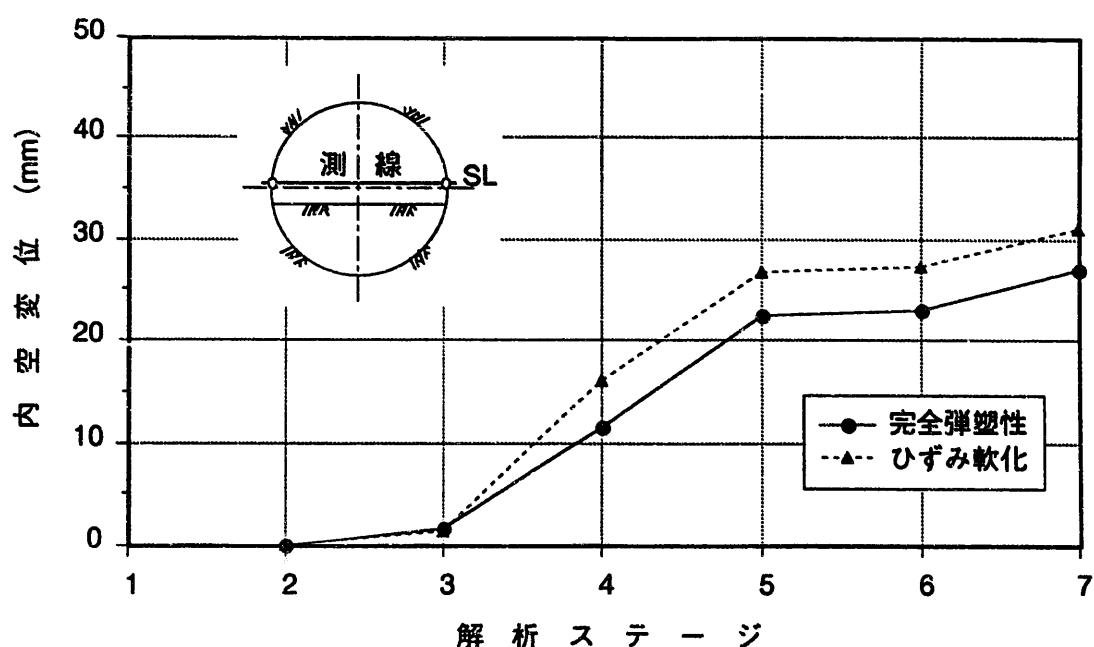


図-1.2.16(b) 内空変位解析結果

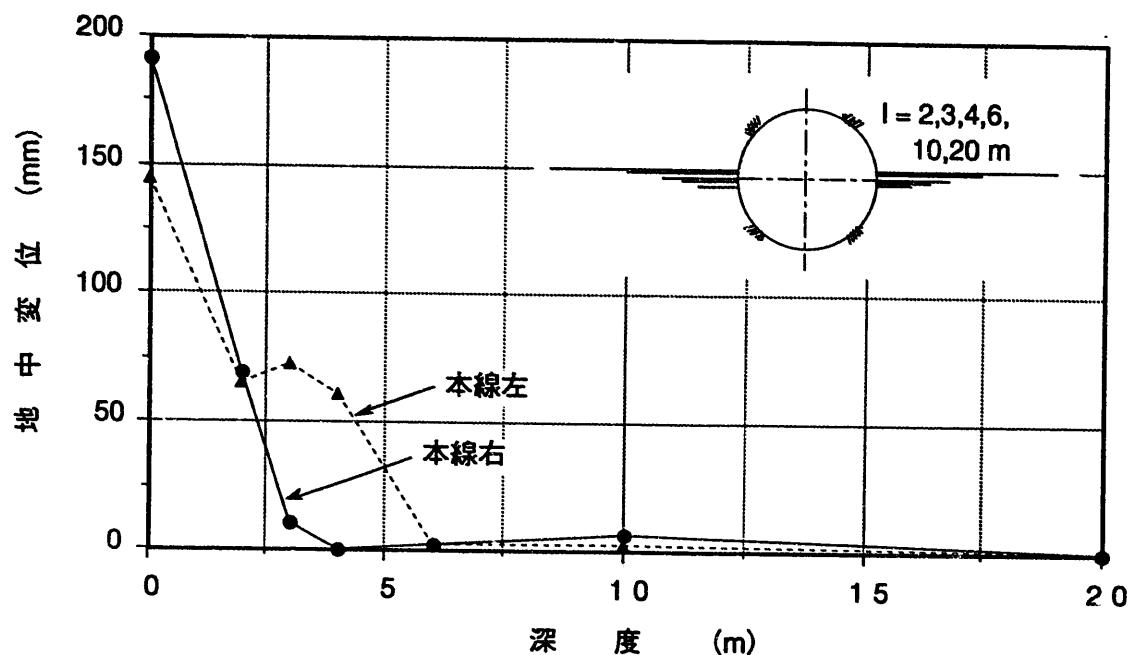


図-1.2.17(a) 地中変位計測結果（45日後）

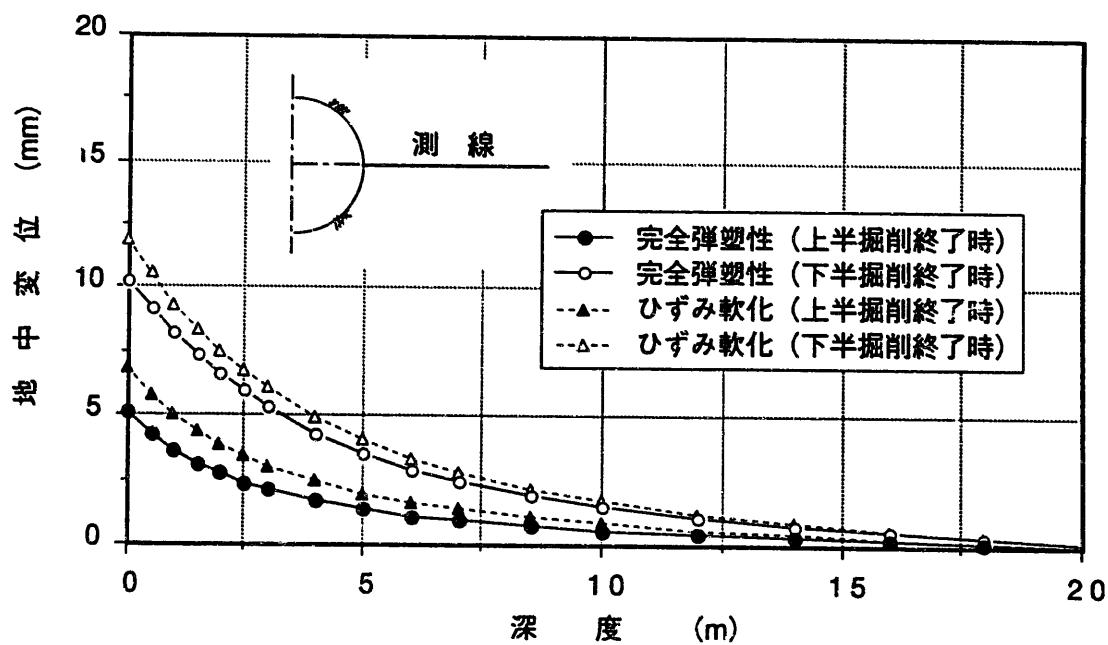


図-1.2.17(b) 地中変位解析結果

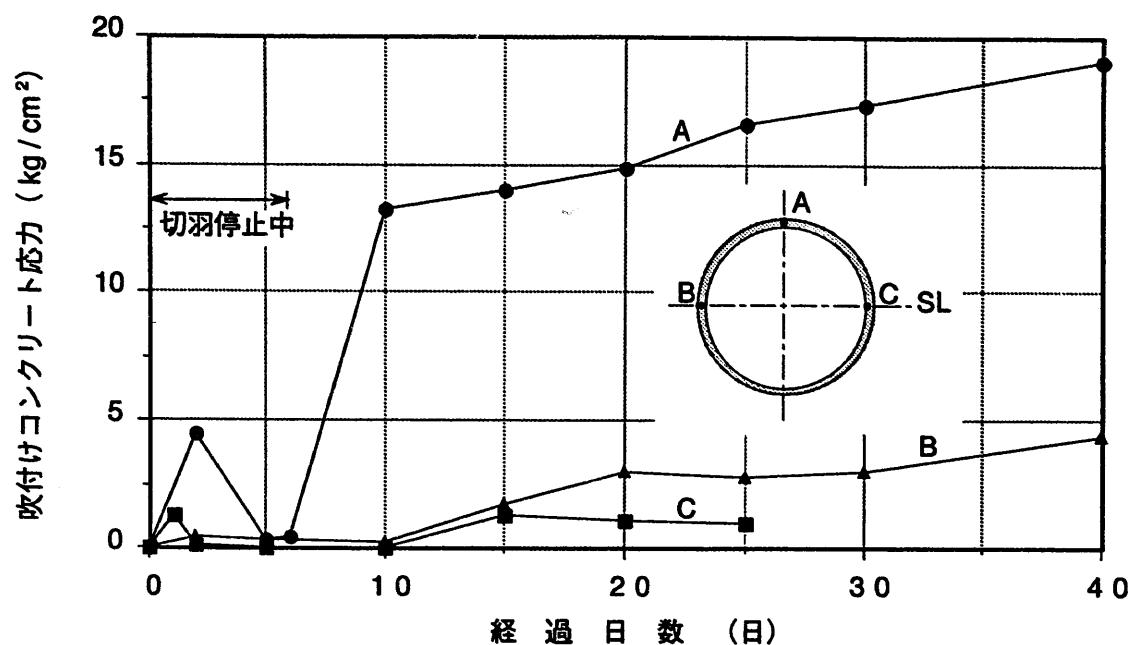


図-1.2.18(a) 吹付けコンクリート応力計測結果

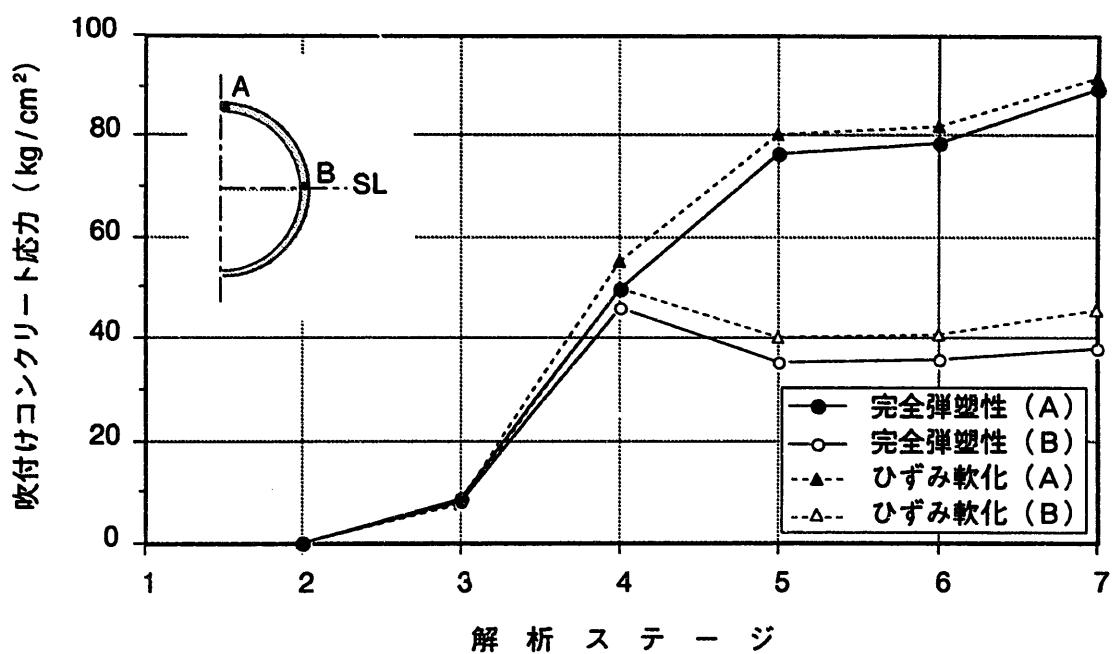


図-1.2.18(b) 吹付けコンクリート応力解析結果

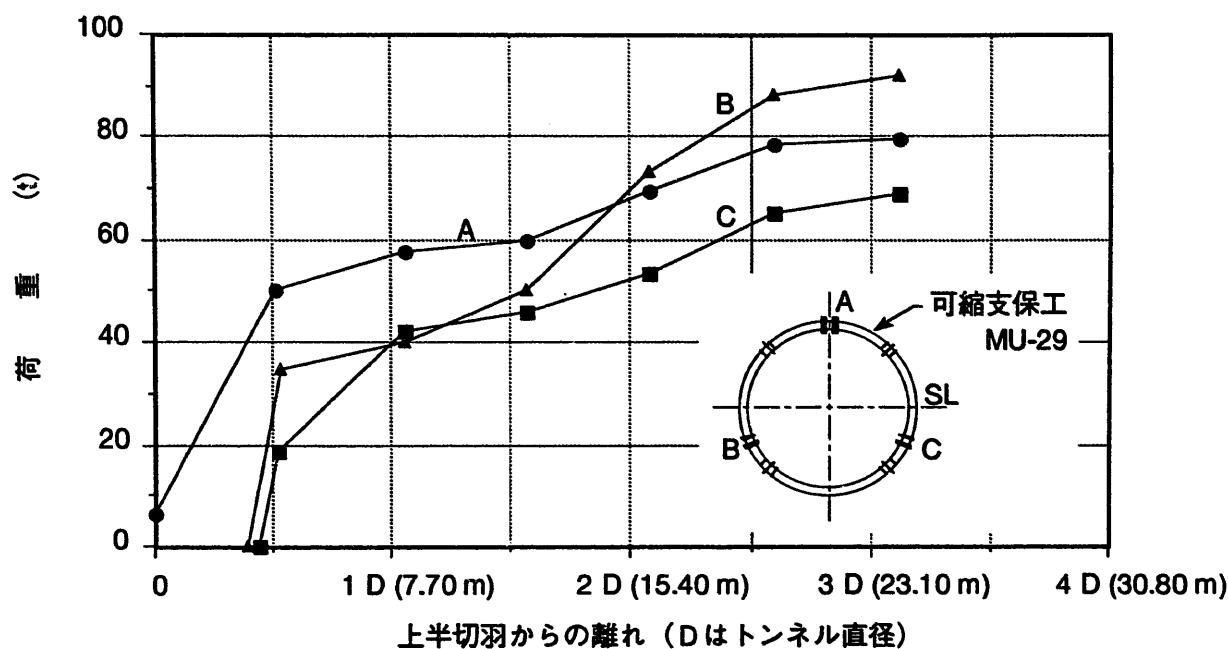


図-1.2.19(a) 支保工荷重計測結果

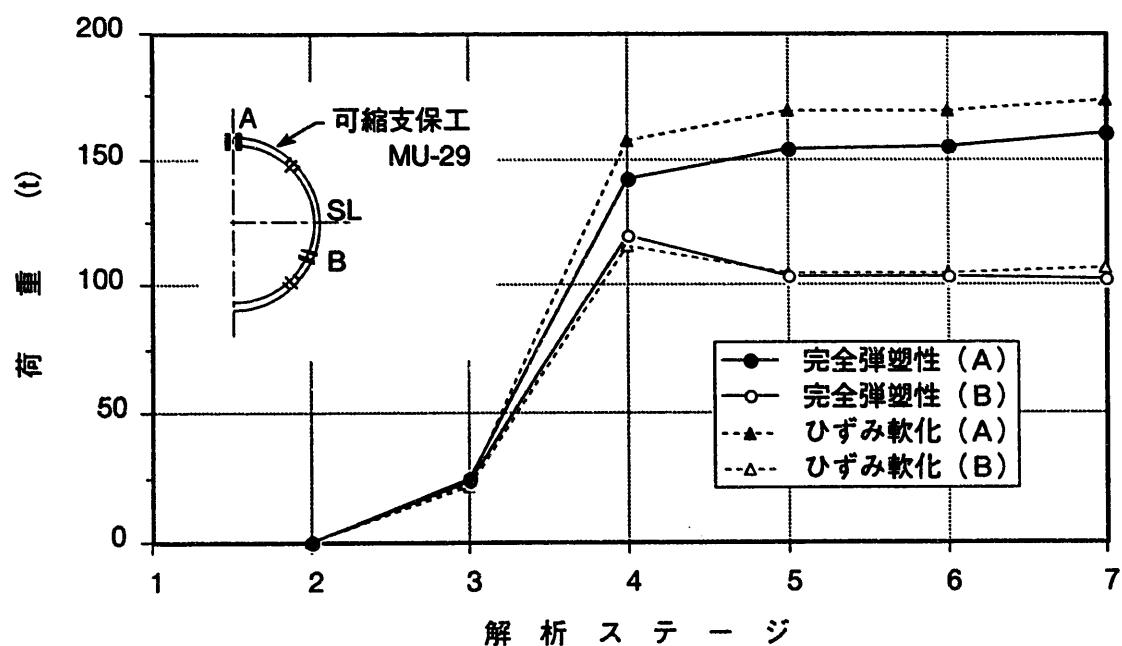


図-1.2.19(b) 支保工荷重解析結果

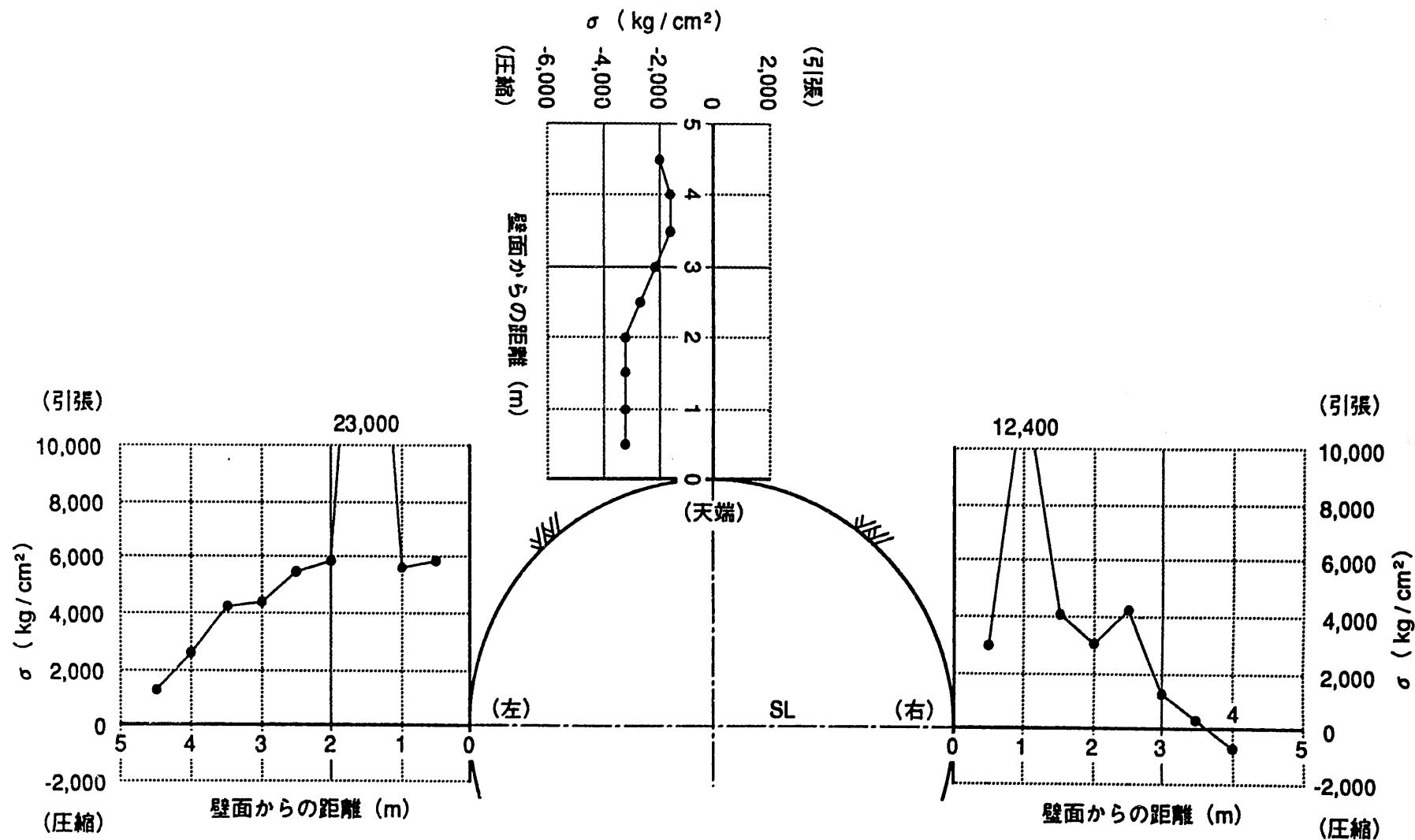


図-1.2.20(a) ロックボルト軸力計測結果（7日後）

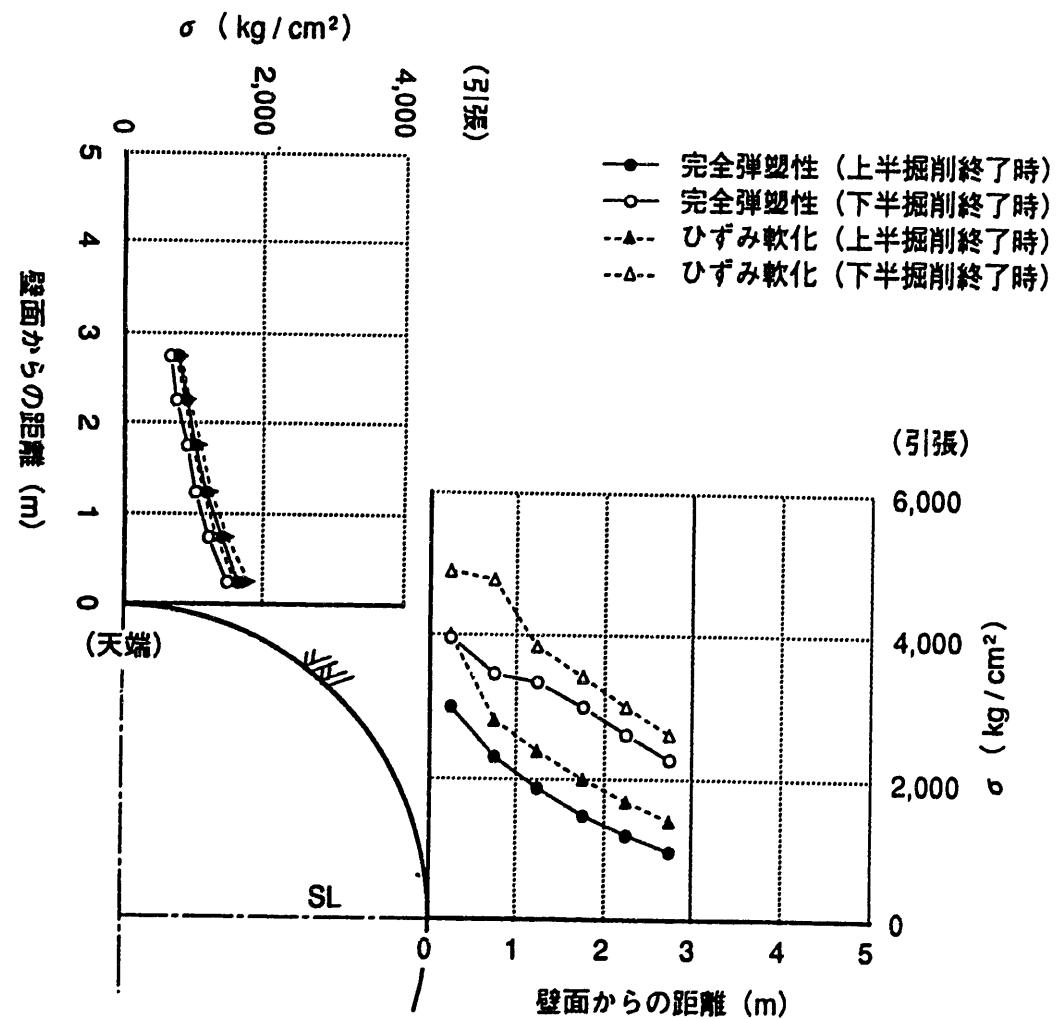


図-1.2.20(b) ロックボルト軸力解析結果

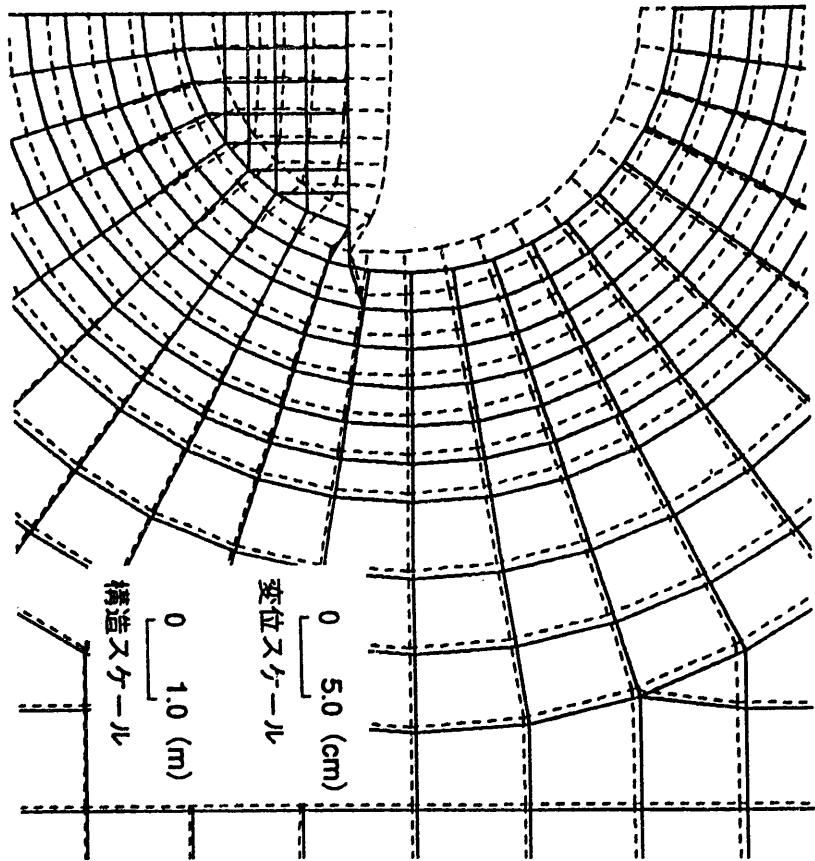


図-1.2.21(a) 変位図（完全弾塑性、上半掘削終了時）

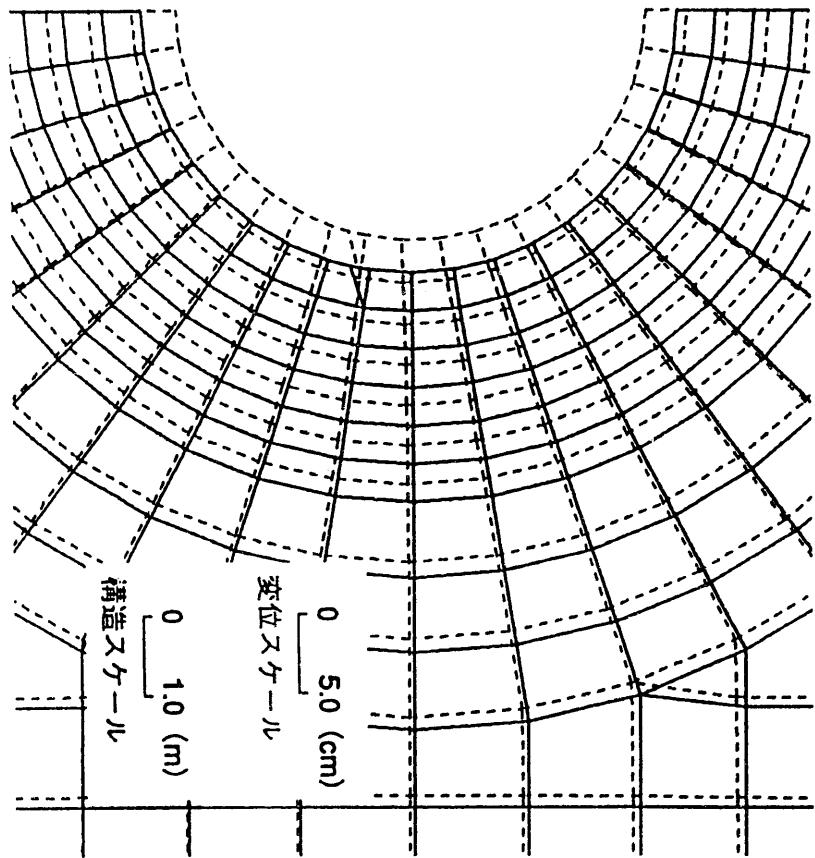


図-1.2.21(b) 変位図（完全弾塑性、下半掘削終了時）

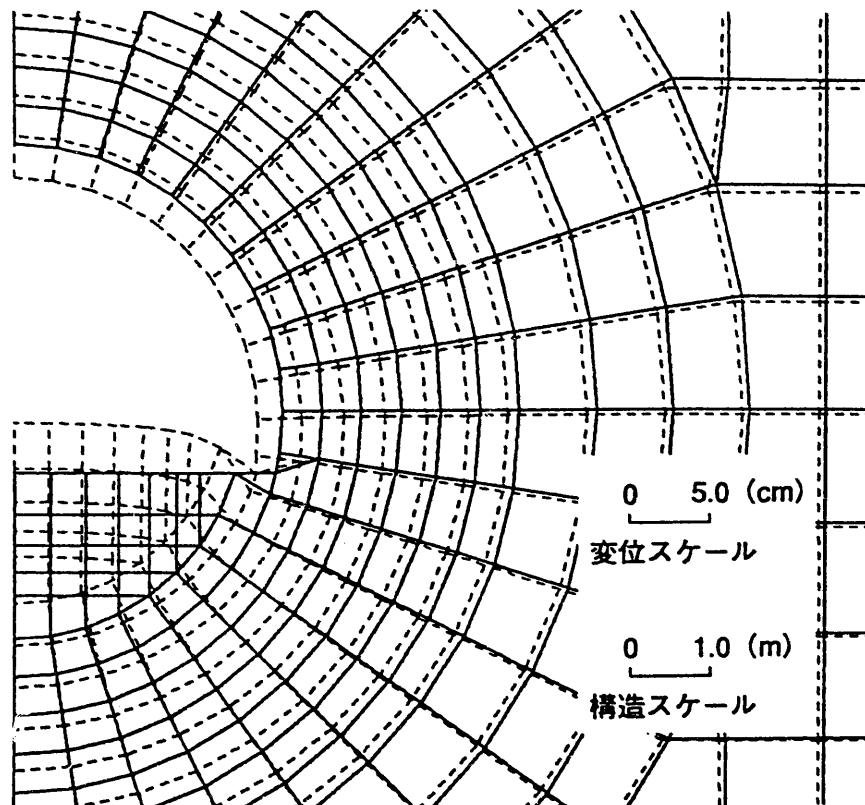


図-1.2.22(a) 変位図（ひずみ軟化, 上半掘削終了時）

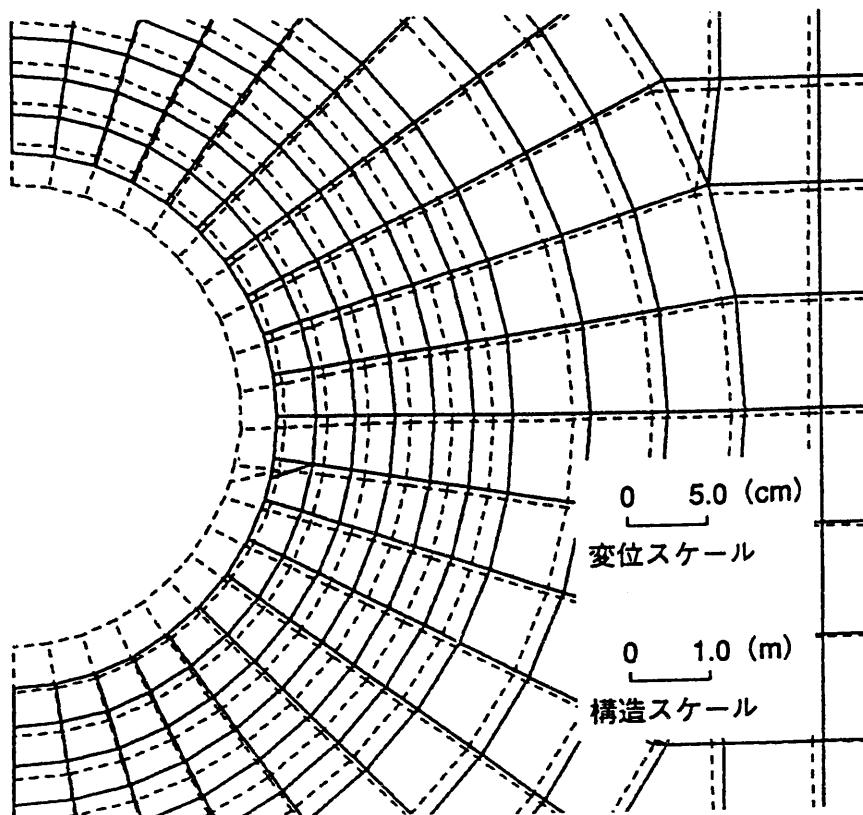


図-1.2.22(b) 変位図（ひずみ軟化, 下半掘削終了時）

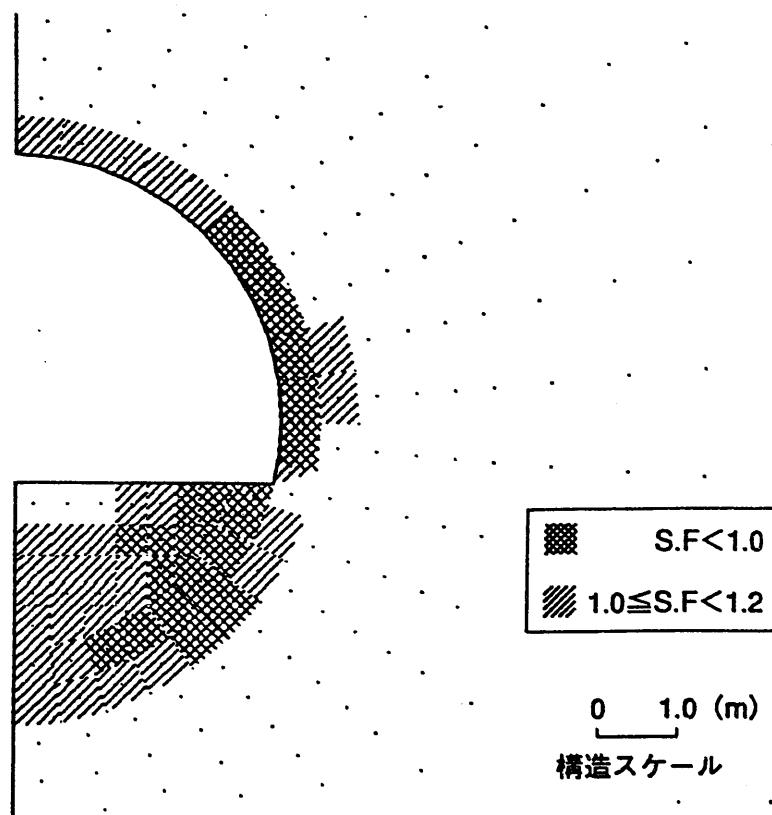


図-1.2.23(a) 局所安全係数分布図（完全弾塑性、上半掘削終了時）

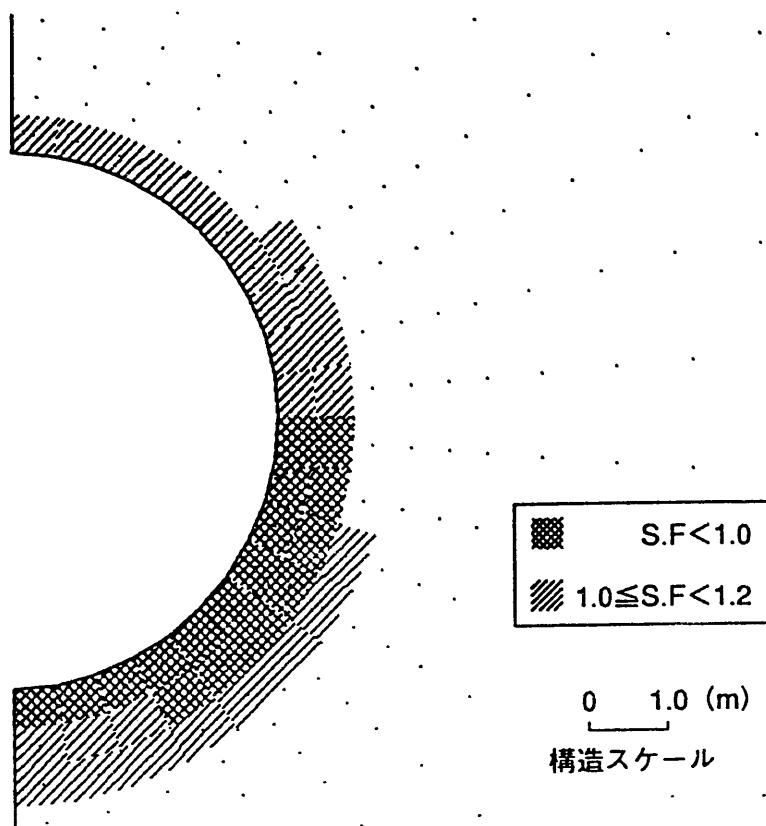


図-1.2.23(b) 局所安全係数分布図（完全弾塑性、下半掘削終了時）

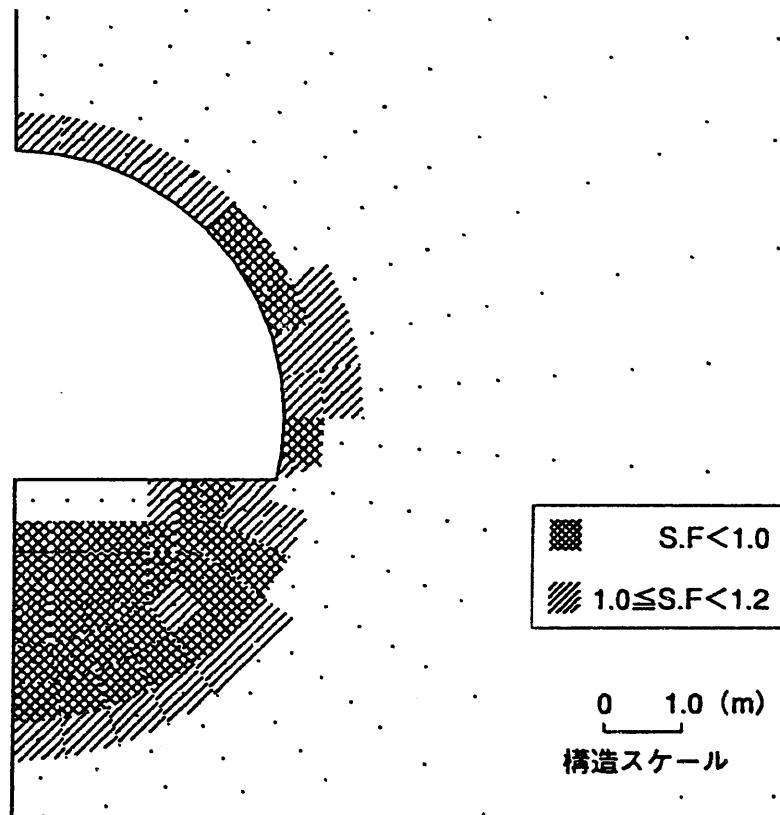


図-1.2.24(a) 局所安全係数分布図（ひずみ軟化，上半掘削終了時）

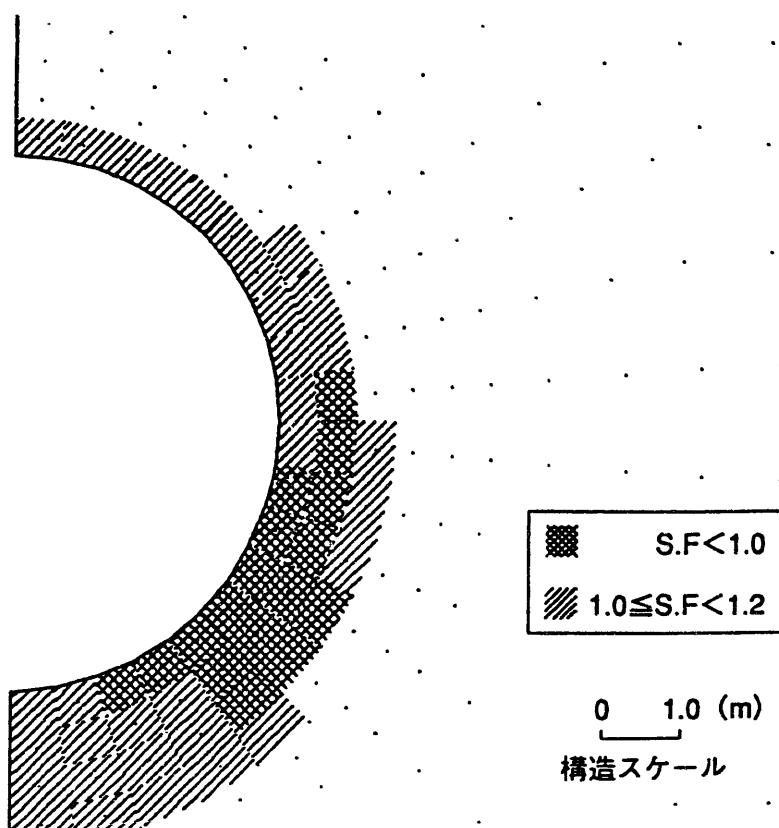


図-1.2.24(b) 局所安全係数分布図（ひずみ軟化，下半掘削終了時）

1.2.6 まとめ

計測結果と解析結果の比較により、解析結果は計測結果を、変位については過小評価、支保工応力については過大評価することがわかった。特に、変位についての過小評価には、著しいものがある。

ここで、計測結果と解析結果の相違の原因について検討することとする。

まず、解析結果に影響を及ぼす主要因子として、以下に示す事項が挙げられる。

- (a)地山物性値（変形特性：ヤング係数、ポアソン比）
- (b)地山物性値（強度特性：粘着力、内部摩擦角）
- (c)解析モデル（土被り、静止土圧係数、単位体積重量）
- (d)解析手順（支保建込み時期（＝掘削解放率））
- (e)解析手法

これらの因子のうち、(d)については、支保を考慮しない素掘り解析を想定しても、その変位が計測結果を過小評価することから、直接的な因子とは考えられない。(a)及び(b)の解析条件は、トンネル周辺岩盤の応力、変位分布に影響を与え、特に、強度特性は塑性域の分布に影響を与える。さらに、(c)に示す3つのパラメータからは、初期応力が計算されるが、二次元場における掘削解析では、この初期応力から掘削解放力が一義的に定義される。したがって、これらのパラメータは、構造系に作用する荷重として、解析結果に影響を及ぼす。ここで、(a)～(c)の因子をパラメトリックに変化させて計測結果との整合性を追及することは可能ではあるが、これらのパラメータの決定根拠が明確であること、解析手法の適用性を検討することが本研究の目的であることを考慮すれば、パラメトリックスタディにさしたる意義は見い出せない。

主要因子のうち、最も基本的な事項である(e)解析手法について振り返ってみる。本解析においては、有限要素法を用いた応力・変形解析を実施したが、要素の応力～ひずみ関係として、破壊前は線形弾性体を、破壊後は完全弾塑性及びひずみ軟化挙動を仮定している。解析の対象とした地山は、いわゆる膨張性地山とよばれるものであるが、膨張性地山の挙動を支配する要因として、以下に示す事項が指摘されている。

(a)せん断破壊に起因するもの

- ・岩盤のせん断破壊による塑性流動

(b)吸水による膨張に起因するもの

- ・粘土鉱物の吸水膨張
- ・組成鉱物の化学的変化作用

(c)クリープ特性によるもの

- ・岩盤のクリープ特性

(d)吸水による有効応力の変化によるもの

- ・掘削に伴う間隙水圧の発生と有効応力の変化

これら(a)～(d)の要因のうち、本解析では、せん断破壊による塑性的な挙動を考慮したのみであり、他の要因については考慮していない。これら他の要因を考慮するためには、粘土鉱物の吸水膨張に関する化学的な解明、岩盤の粘弾性的な取り扱い、応力・浸透連成解析の適用等が必要となろう。しかしながら、現場で計測される値は、これら(a)～(d)の要因が複合したものであり、それぞれの要因の寄与度を判定することは困難である。

以上のように、本解析は、解析結果と計測データの比較検討により、解析手法の適用性を評価することを目的として実施したが、本解析により解析手法の適用性を論じるまでは至らなかった。しかしながら、本解析を通し、膨張性地山の変形挙動の複雑性、及び岩盤の破壊後の挙動に対する解析的な表現の重要性が明らかとなった。

1.3 嵐山トンネル (STA324+48)

1.3.1 解析対象断面

北海道縦貫自動車道（札幌～旭川間）嵐山トンネルを解析対象とする。

嵐山トンネルは、旭川市の嵐山（標高267m）を最大土被り147mで通過する延長1434mの2車線道路トンネルである。嵐山トンネルの地質は千枚岩、結晶片岩にカンラン岩と蛇紋岩が貫入している。図-1.3.1に嵐山トンネルの位置及び標準断面図を、図-1.3.2に嵐山トンネル地質縦断図を示す。

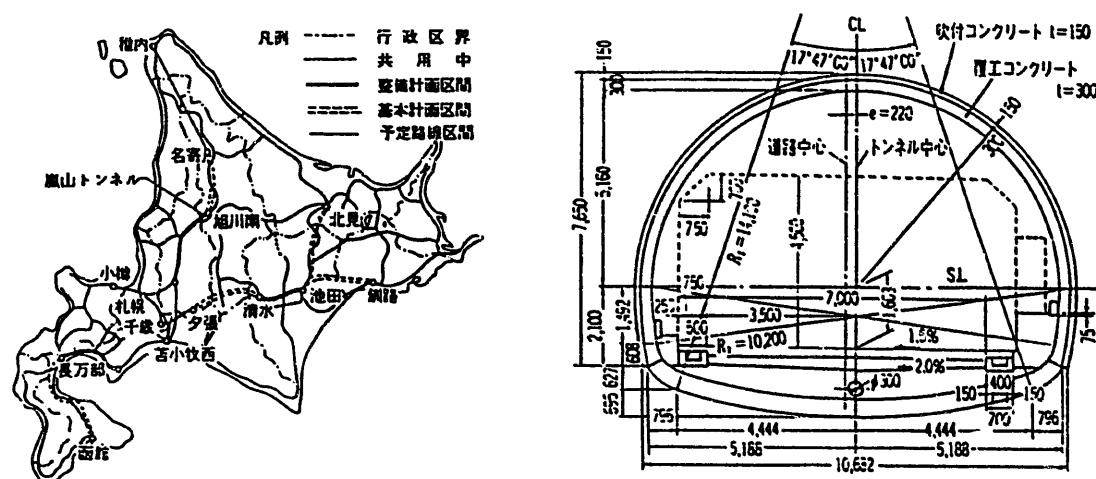


図-1.3.1 嵐山トンネル位置及び標準断面図

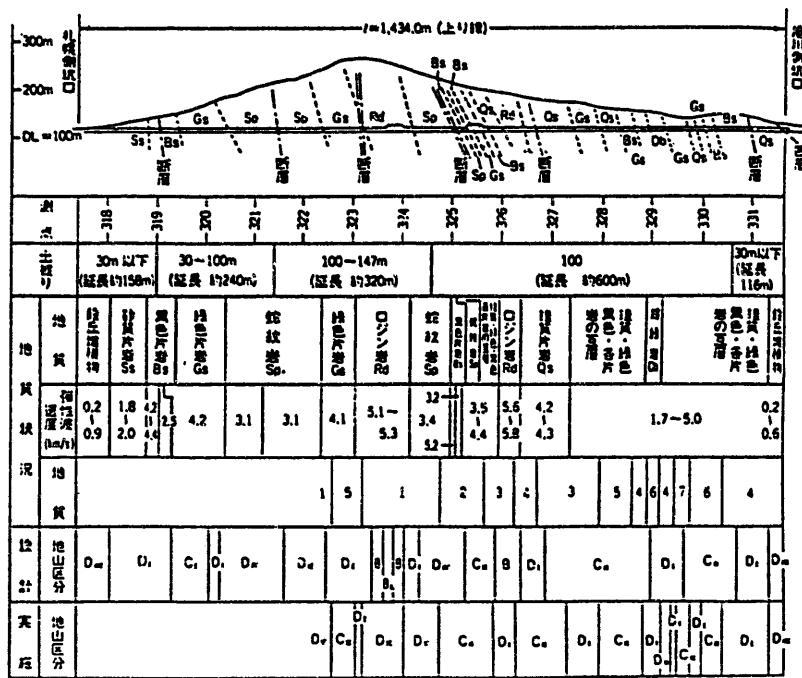


図-1.3.2 嵐山トンネル地質縦断図

(1) 解析対象位置

解析対象位置としては、トンネル建設時の岩盤変位計測データが取得できていること、室内試験データが得られていることが必要である。表-1.3.1に地中変位計測及び室内試験を実施した位置を示す。

表-1.3.1 地中変位計測および室内試験位置

地中変位計測位置	室内試験位置	岩種	備考
320+50.0		蛇紋岩	
320+64.0		蛇紋岩	
321+22.0		蛇紋岩	
321+60.0		蛇紋岩	
322+59.0	322+59.0	蛇紋岩	1.4節で検討
323+69.0	323+69.0	蛇紋岩	
323+97.0	323+97.0	蛇紋岩	
324+48.0	324+48.0	蛇紋岩	検討位置
	324+51.0	蛇紋岩	
325+69.0	325+69.0	黒色片岩	
327+37.0	327+37.0	緑色片岩	
	327+90.0	蛇紋岩	
329+38.0	329+38.0	緑色片岩	1.4節で検討
329+50.0	329+50.0	蛇紋岩	
	330+0.0	蛇紋岩	
331+45.0	331+45.0	珪質片岩	

嵐山トンネルは、蛇紋岩を通過している。蛇紋岩部での内空、天端沈下計測結果を図-1.3.3に示す。蛇紋岩は、その分布位置から、第1、第2蛇紋岩の二つに分類されている。ここでは、解析対象として、天端沈下量の比較的小さい第1蛇紋岩域に位置し地中変位計測及び室内試験が報告されているSTA324+48.0を選択する。

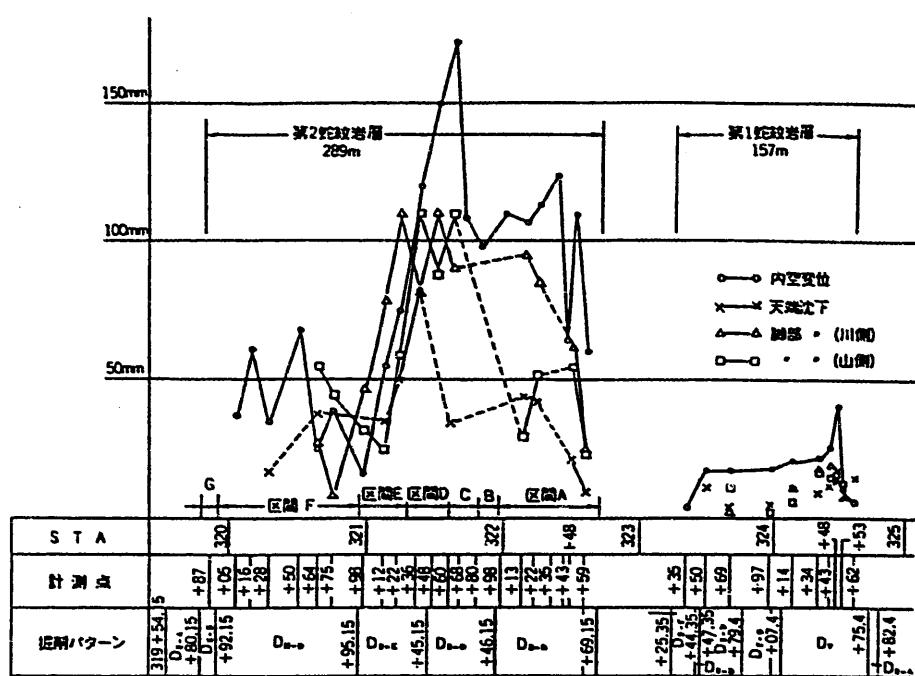
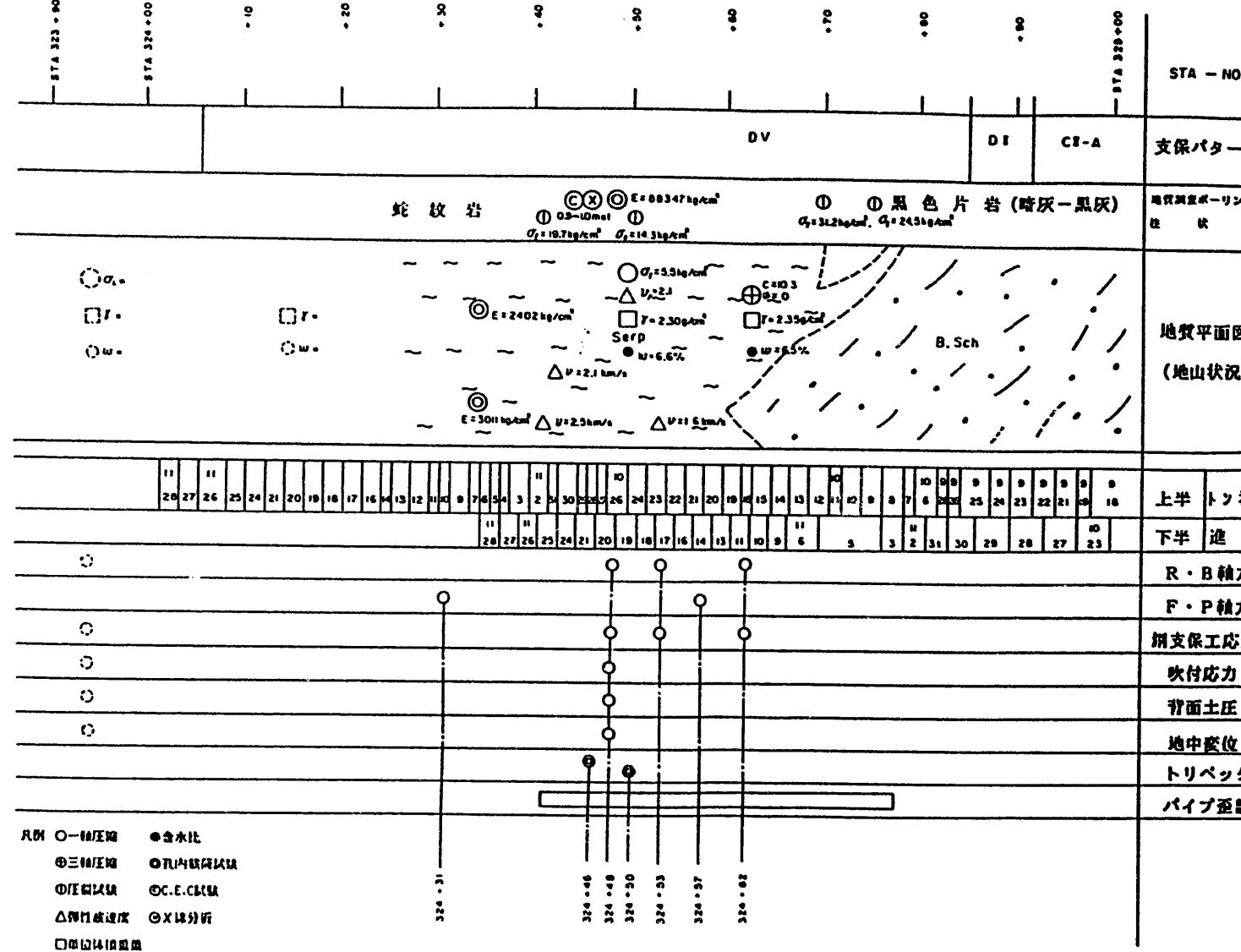


図-1.3.3 蛇紋岩区間計測工計測結果

(2)計測項目

嵐山トンネルは一般に掘削が非常に困難な蛇紋岩地帯を通過する（総延長の30%：400m）。嵐山トンネルでは日常の施工管理のための計測A（天端沈下・内空変位），地山条件に応じて計測Aに追加する計測B（ロックボルト軸力，支保工応力，吹付応力，背面土圧，地中変位計測）が実施された（図-1.3.4）。

さらに、掘削に伴う蛇紋岩の変形挙動を把握するために測点（STA.324+46.0,50.0）の位置で地山の先行変位をトリベックを用いて計測した（図-1.3.5）。



計測項目一覧

計測項目	計測頻度	計測開始日	計測終了日
内空変位	1回/日	昭和62/10/27	昭和62/12/7
天端沈下	1回/日	昭和62/10/27	昭和62/12/7
ロックボルト軸力	1回/日	昭和62/10/27	昭和62/12/7
鋼製支保工応力	1回/日	昭和62/10/27	昭和62/12/7
吹付応力	1回/日	昭和62/10/27	昭和62/12/7
背面土圧	1回/日	昭和62/10/27	昭和62/12/7
地中変位	1回/日	昭和62/10/27	昭和62/12/7

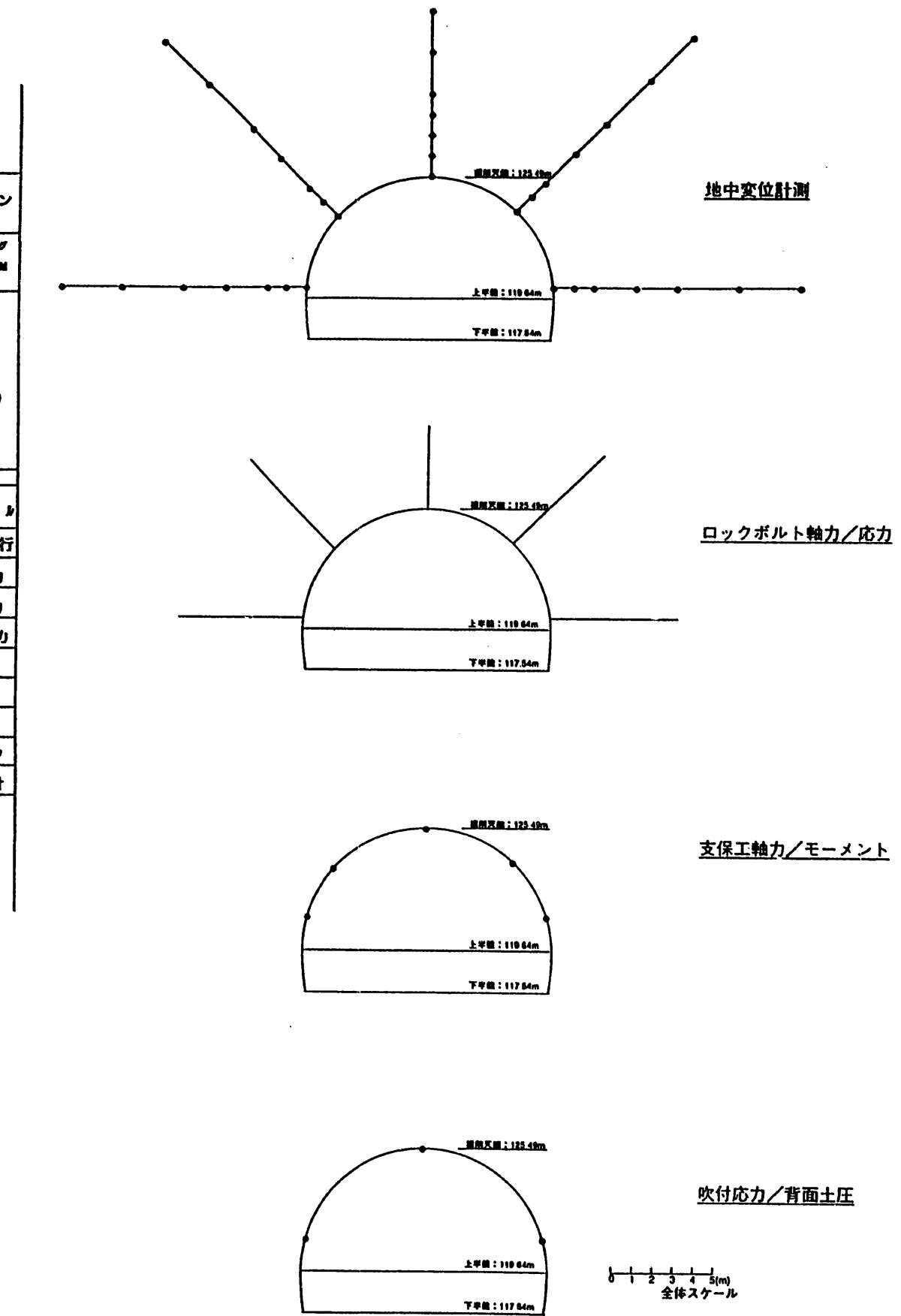
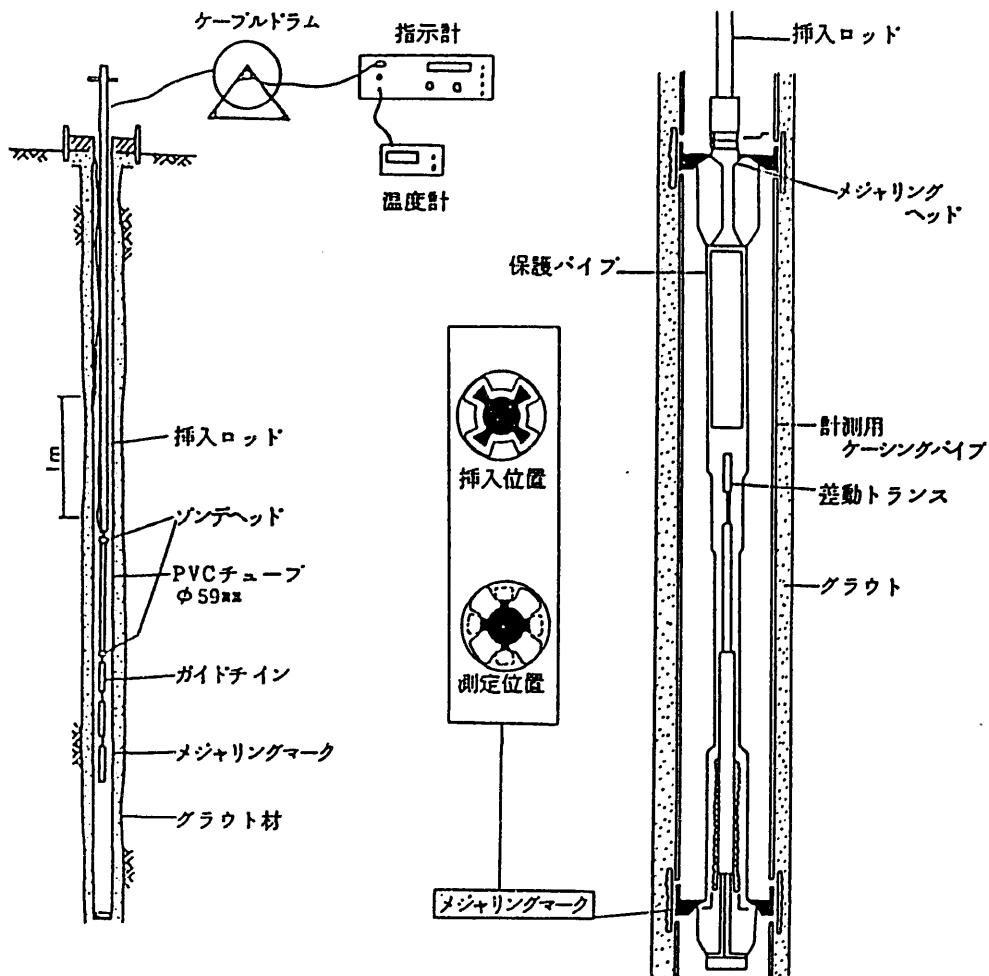


図-1.3.4 原位置計測概要



仕様一覧

(1) トリベックゾンデ	
測定基線延長	1000mm
傾方向 (Z)	
検出センサー	差動トランス
測定範囲	20mm ($\pm 10\text{mm}$)
標準誤差	$\pm 0.003\text{mm}$
温度係数	$<0.002\text{mm}/^\circ\text{C}$
水平方向 (X, Y)	
検出センサー	サーボアセロメーター
測定範囲	$\pm 5.5^\circ/\pm 14.5^\circ$ 切替式
標準誤差	$\pm 0.003\text{mm}$
温度係数	$<0.003\text{mm}/^\circ\text{C}$
耐水性	15 k g f/cm ²
動作温度	0°C~40°C
(2) アジタル指示計	
動作電圧	110V AC/12V DC
測定範囲	孔径方向: $\pm 10\text{mm}$
	水平方向: $\pm 5.5^\circ/\pm 14.5^\circ$ 切替式
表示誤差	孔径方向: 0.001mm
	水平方向: 0.015mm
動作温度	0°C~40°C
(3) 整正器	
インバースナール整正器	997.5mm 及び 1002.5mm
動作温度	0°C~40°C
(4) 計測用ケーシングパイプ	
メジャリングマーク	外径 70.0mm, 長さ 124.0mm (キャップリング含)
PVCチューブ	外径 59.0mm, 内径 51.8mm, 長さ 980.0mm

図-1.3.5 トリベック概要

1.3.2 検討方法

(1) 解析手法

解析は、二次元平面ひずみ場を仮定し、FEM線形弾性解析及びモール・クーロンの破壊基準を用いたFEM完全弾塑性解析により行う。また、1.2節と同様、切羽の存在、支保工打設時期、掘削手順等の三次元効果を、便宜的に二次元解析に取り込む手法として、応力解放法を採用する。解放率の算定にあたっては、軸対称解析結果あるいはトリベックを用いた変位計測結果から求まる地山の特性曲線を用いることとする。

(2) 解析結果の評価方法

解析結果を実測結果と比較し、有限要素法解析の適用性を評価する。

また、解析結果と実測結果との比較を以下の点に着目して行う。

- ・空洞の変形（内空変位、天端沈下、地中変位）
- ・支保工応力（吹付けコンクリート応力、支保工荷重、ロックボルト軸力）
- ・地山の特性曲線（トリベックによる変位計測結果と軸対称解析結果の比較）

1.3.3 地山の特性曲線の検討

(1) 計測データによる特性曲線の算出

嵐山トンネルでは、蛇紋岩部において掘削に伴う変位量及び掘削による地山内応力再配分状況を把握するため、地上から2本の鉛直ボーリング（延長117m,112m）を行い、トリベックを用いてボーリング軸方向1m毎の3次元変位を計測している。ここでは、トリベックを用いた計測結果から地山の特性曲線の算出を試みる。

図-1.3.6に示すように、3次元弾性体中での円孔掘削問題では、掘削に伴う変位は、検討位置から-2D（D：円孔の直径）から発生し、+3Dで収束する。図-1.3.7に切羽進行及び計測一覧を示す。これから、トリベックによる計測は昭和62年9月26日（上半：-5D、下半：-10D）に開始され、昭和63年1月30日（上半：+15D、下半：+17D）に終了しており、掘削に伴う岩盤変位がトリベックによって、発生前から収束時まで計測されたことが分かる。また、嵐山トンネルでは、上半先進ベンチ工法を採用したので、上半が検討位置（STA.324+48.0）から+3D進んだ時点では下半は-1.8Dに位置しており、地山の特性曲線の検討では、上半掘削による地山変位と下半掘削による地山変位を分離して考察することが可能と考える。

図-1.3.8に嵐山トンネル（STA.324+48.0）の支保パターンを示す。これから、上半、下半の掘削断面積を等価円に置き換えると、上半：D1=8.3m 下半：D2=5.5mとなる。

図-1.3.9に先行変位計測の概要図を示す。図中には、上半（半円）の重心位置に等価円中心を一致させたものを示す。No.1孔（計測深度95m）で得た垂直／水平変位から等価円中心への変位量を、No.2孔（計測深度96,97m）で得た水平変位から等価円中心への変位量を用いて地山の特性曲線を設定する。

図-1.3.10にNo.1孔、No.2孔の計測値から算出した地山の特性曲線を示す。これから、切羽到達時（切羽からの距離0.0D）に最終変位量の約40%の変位が発生していることが分かる。

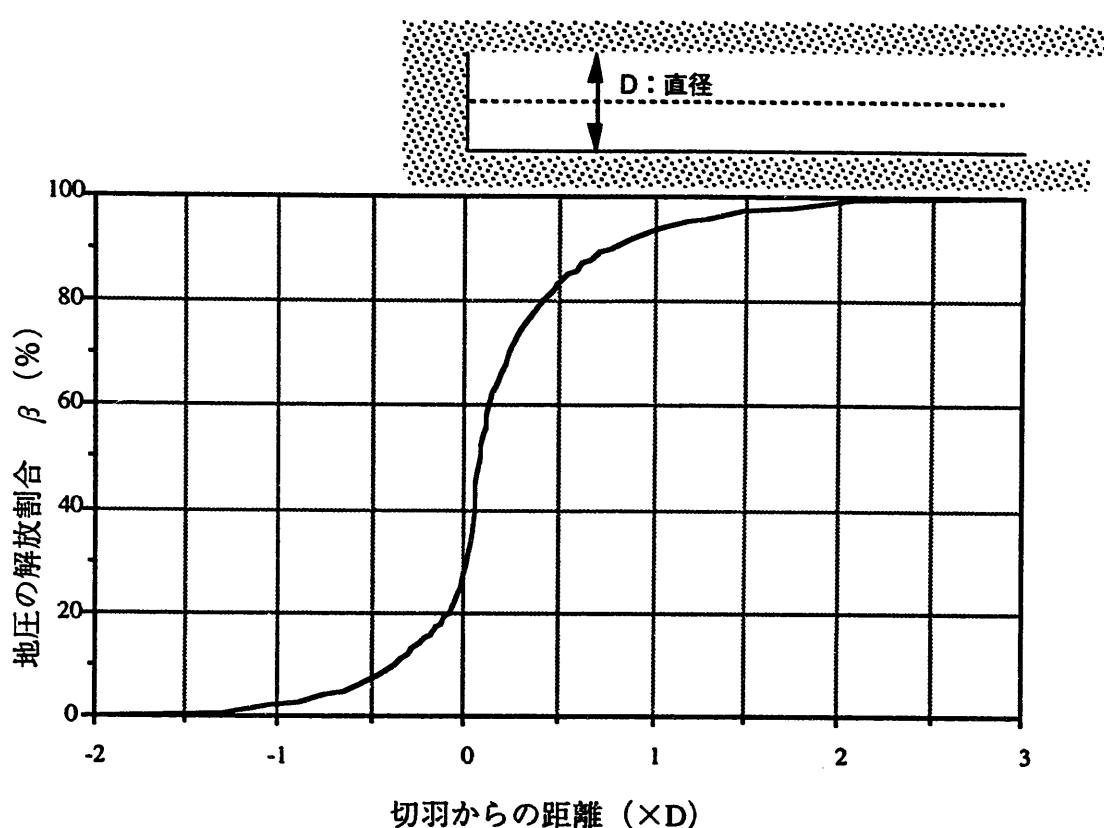


図-1.3.6 地山の特性曲線（弾性理論解）

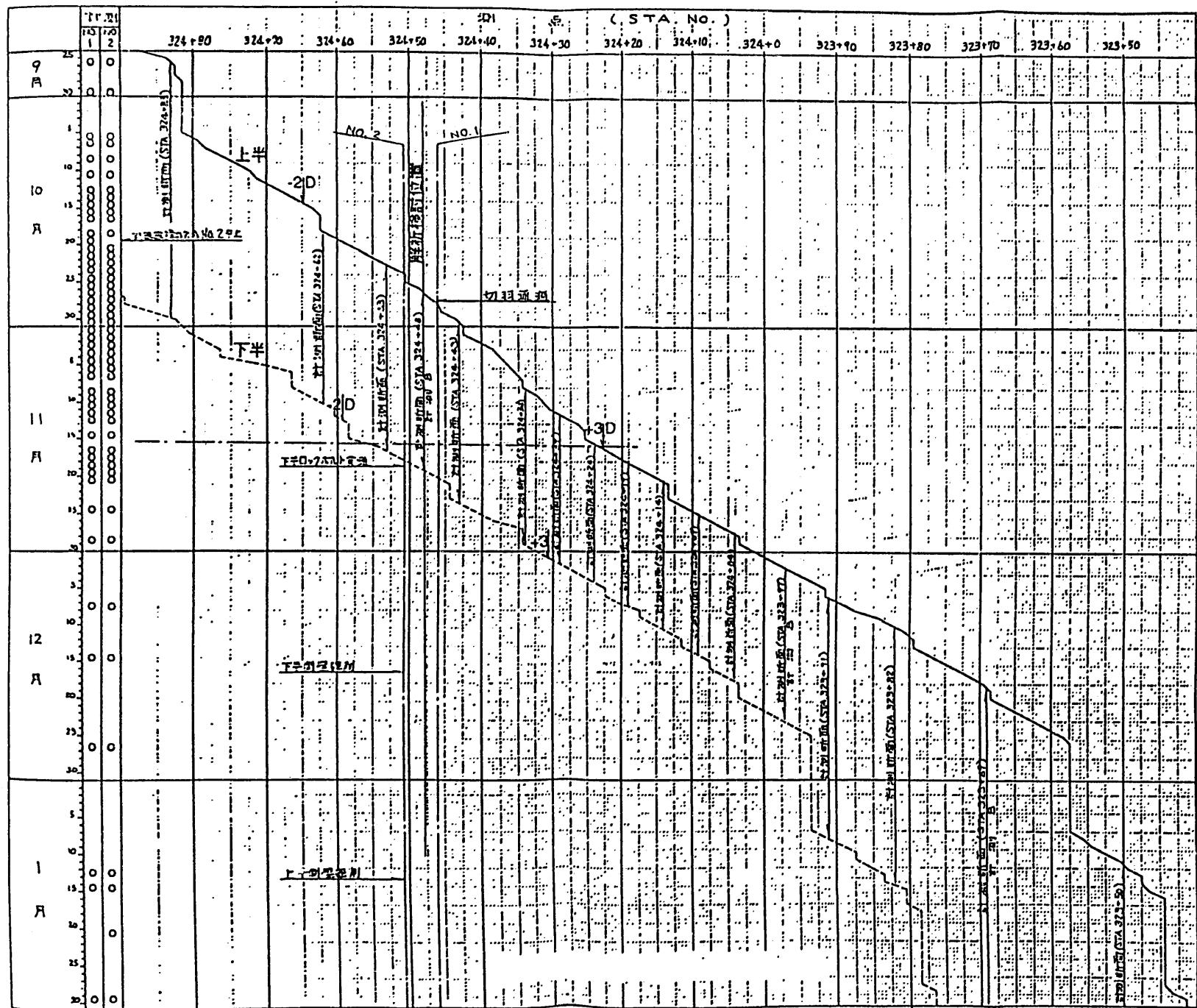


図-1.3.7 切羽進行及び計測一覧

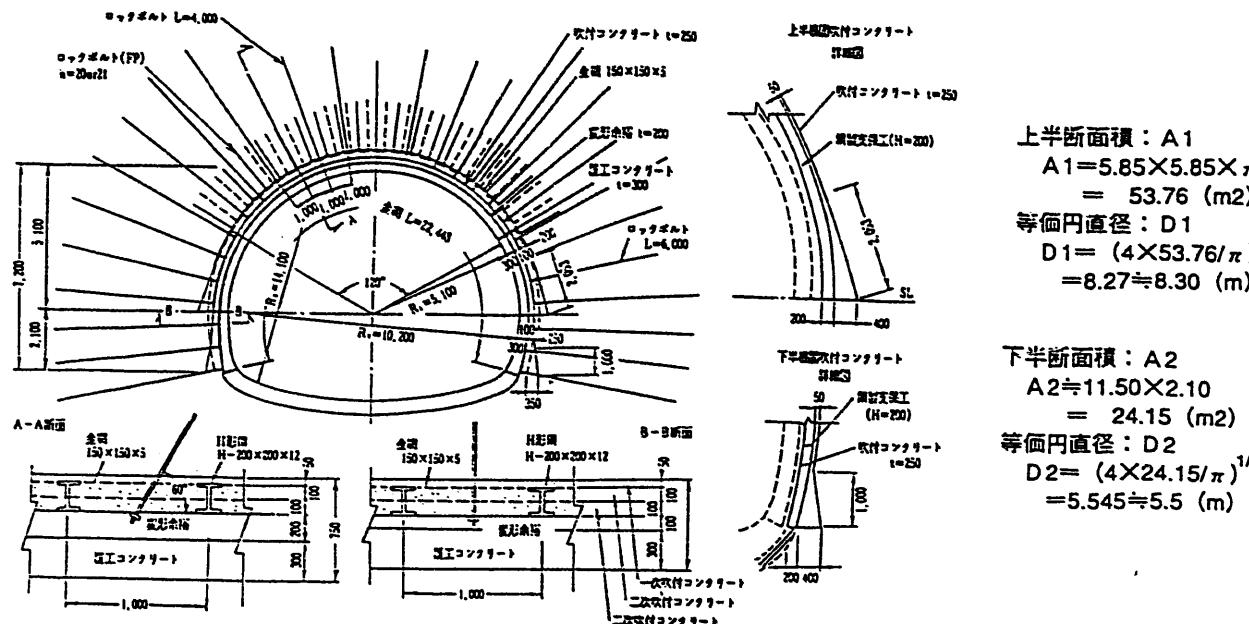


図-1.3.8 嵐山トンネル (STA.324+48) 支保パターン

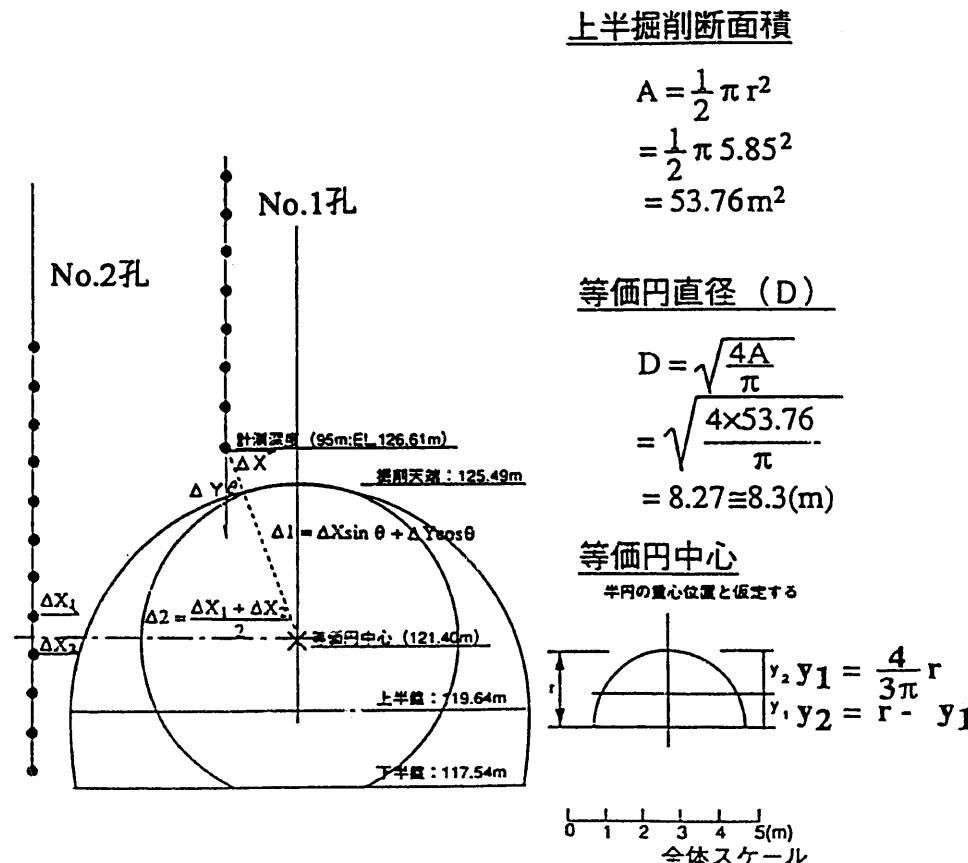
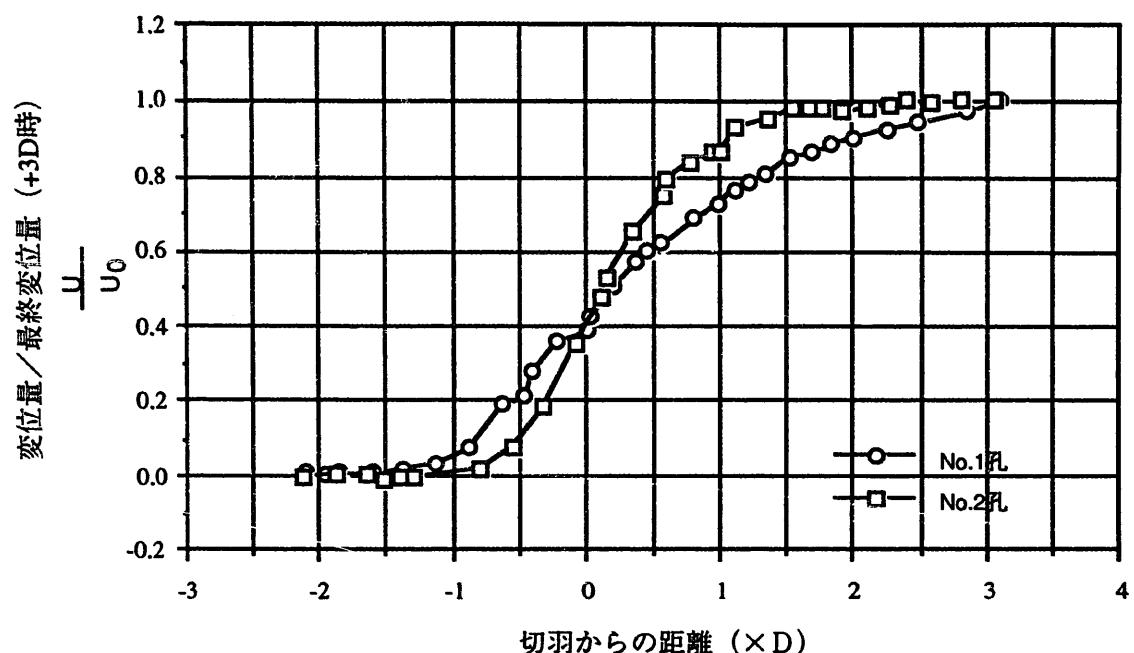


図-1.3.9 先行変位計測概要



No.1孔		No.2孔	
切羽からの距離	正規化した変位量	切羽からの距離	正規化した変位量
-2.10	0.01	-2.13	0.00
-1.98	0.00	-1.89	0.00
-1.86	0.01	-1.65	0.00
-1.61	0.01	-1.53	-0.01
-1.37	0.02	-1.41	0.00
-1.13	0.03	-1.29	0.00
-0.89	0.07	-1.29	0.00
-0.65	0.19	-0.81	0.02
-0.47	0.21	-0.57	0.08
-0.41	0.28	-0.33	0.19
-0.23	0.36	-0.08	0.36
0.00	0.39	0.10	0.48
0.01	0.42	0.16	0.53
0.19	0.51	0.34	0.65
0.37	0.58	0.57	0.74
0.43	0.60	0.58	0.79
0.55	0.62	0.76	0.84
0.80	0.69	0.94	0.86
0.98	0.73	1.00	0.87
1.10	0.76	1.12	0.93
1.22	0.79	1.36	0.96
1.34	0.80	1.54	0.98
1.52	0.85	1.66	0.98
1.70	0.86	1.78	0.98
1.82	0.88	1.90	0.97
2.00	0.90	2.08	0.98
2.24	0.93	2.27	0.99
2.48	0.94	2.39	1.00
2.84	0.97	2.57	1.00
3.08	1.00	2.81	1.00
		3.05	1.00

図-1.3.10 変位計測結果から算出した地山の特性曲線

(2) 軸対称解析による地山の特性曲線

3次元変位計測で得た地山の特性曲線と比較するために、軸対称解析を実施して地山の特性曲線を算出する。

1) 解析条件

a. 解析モデル

円形トンネルの掘削問題を考える。図-1.3.11に解析モデル図を示す。

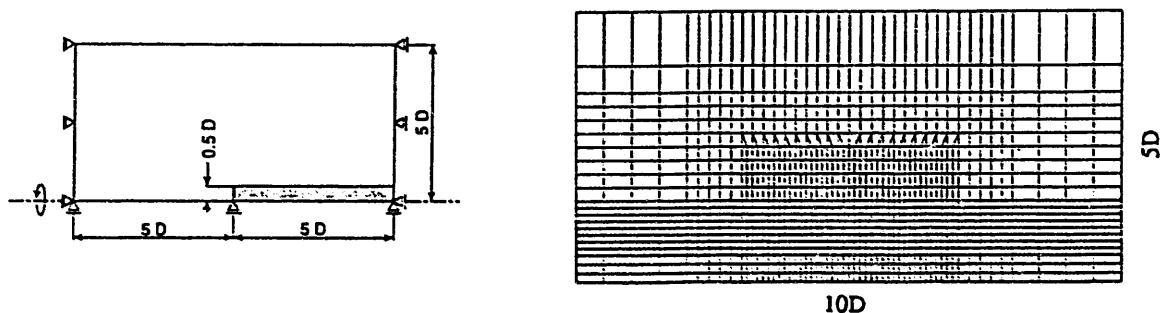


図-1.3.11 解析モデル概念

b. 解析ケース

解析は、図-1.3.12に示す線形弾性・完全弾塑性の2ケースとした。

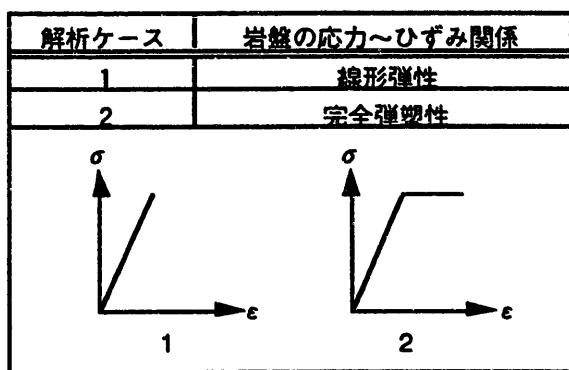


図-1.3.12 解析ケース

c. 岩盤物性値

岩盤物性値は、検討位置周辺の三軸圧縮試験・孔内載荷試験結果から以下のとおり設定した。

- ・変形係数 D (t/m^2) : 30,000, ポアソン比 ν : 0.35
- ・粘着力 C (t/m^2) : 50.0, 内部摩擦角 ϕ (°) : 15.0

・単位体積重量 γ (t/m³) : 2.40, 土被り H (m) : 95.0

d. 初期応力設定

初期応力の設定においては、嵐山トンネルの土被り圧

$$\begin{aligned} P_0 &= \gamma \cdot H \\ &= 2.40 \times 95.0 = 228.0 \text{ (t/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

を想定し、等方応力場 ($\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_z$)とした。

e. 解析ステージ

解析は、最初に土被り相当圧の初期応力を設定し、検討位置の-2Dから+2Dまでは0.1D, +2Dから+3Dまでは0.2Dずつ掘削し、計47ステージを設定した。

2) 解析結果

図-1.3.13に軸対称解析結果から得た地山の特性曲線を示す。ここで、解析結果としては空洞壁面変位を用いている。これから、弾性と比べて弾塑性解析の方が地山の特性曲線はなだらかな性状を示すことが分かる。

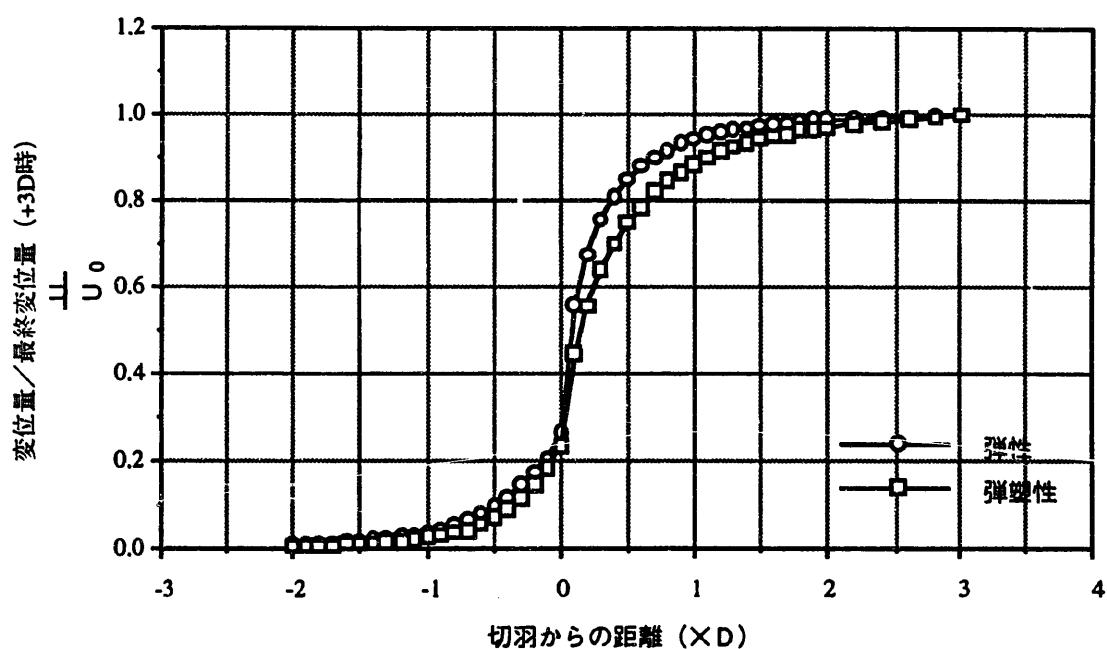


図-1.3.13 軸対称解析（地山の特性曲線）

なお、解析結果として、図-1.3.14,15に切羽到達時の変位図、塑性域図を示す。

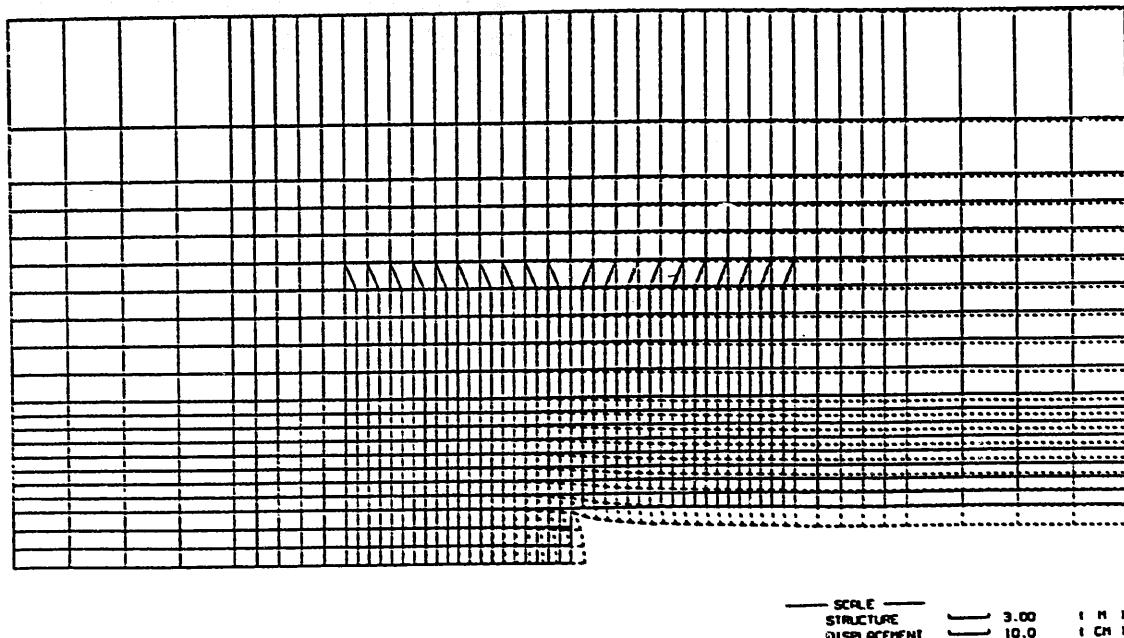


図-1.3.14 弾塑性FEM解析 変位図 切羽到達時

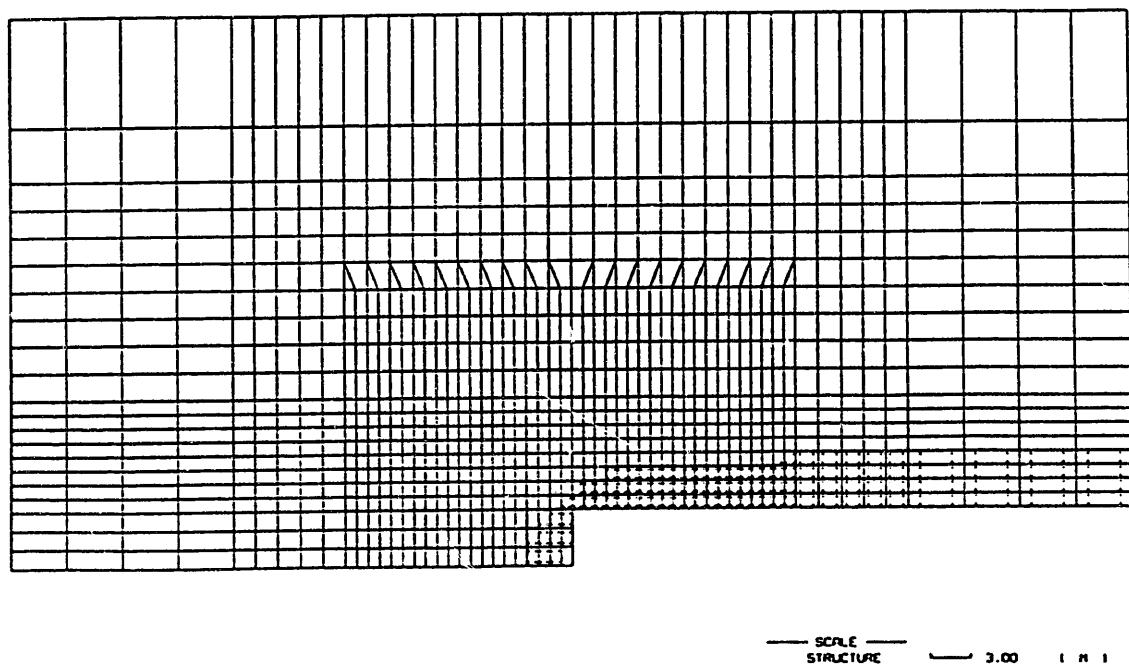


図-1.3.15 弾塑性FEM解析 塑性域図 切羽到達時

(3) 地山の特性曲線の考察

計測によって得た地山の特性曲線と軸対称解析から得た地山の特性曲線を比較検討する。図-1.3.10に示したように、原位置計測によって地山の特性曲線は2つ取得されている。このうち、図-1.3.8に示したように、トンネル上部には切羽先受け工のフォアパイリングが配置されており、No.1孔は切羽到達後に変位が抑制された可能性がある。したがって、考察にはNo.2孔で得た地山の特性曲線を用いることとする。

図-1.3.16に三次元弾性FEM解析による岩盤変位分布を示す。図中には、天端、天端より1D、2D、地表面の4点の変位から作成した地山の特性曲線を示す。これから、地山の特性曲線は、空洞壁面からの距離に応じてなだらかに変化していることが分かる。

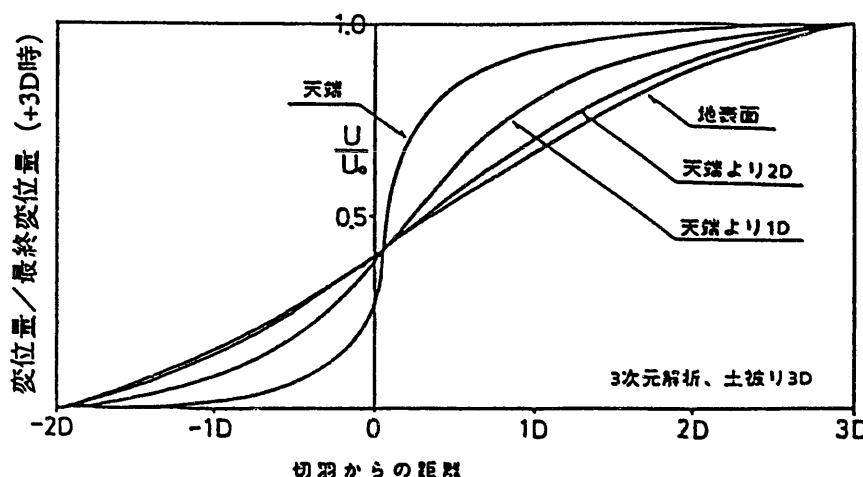


図-1.3.16 三次元弾性FEM解析による地山特性曲線（木村ほか）

図-1.3.9から、No.2孔と等価円の距離が約2.0mであることから、軸対称弾塑性解析で得た空洞壁面から2.0m離れた位置での地山の特性曲線とNo.2孔で得た地山の特性曲線を比較する（図-1.3.17）。

図-1.3.17から、両者はよい相関を示すことがわかる。よって、掘削初期の空洞変形挙動解析では、軸対称解析で得た地山の特性曲線を使用すれば、岩盤の3次元的な挙動を2次元解析上で表現することができると言える。

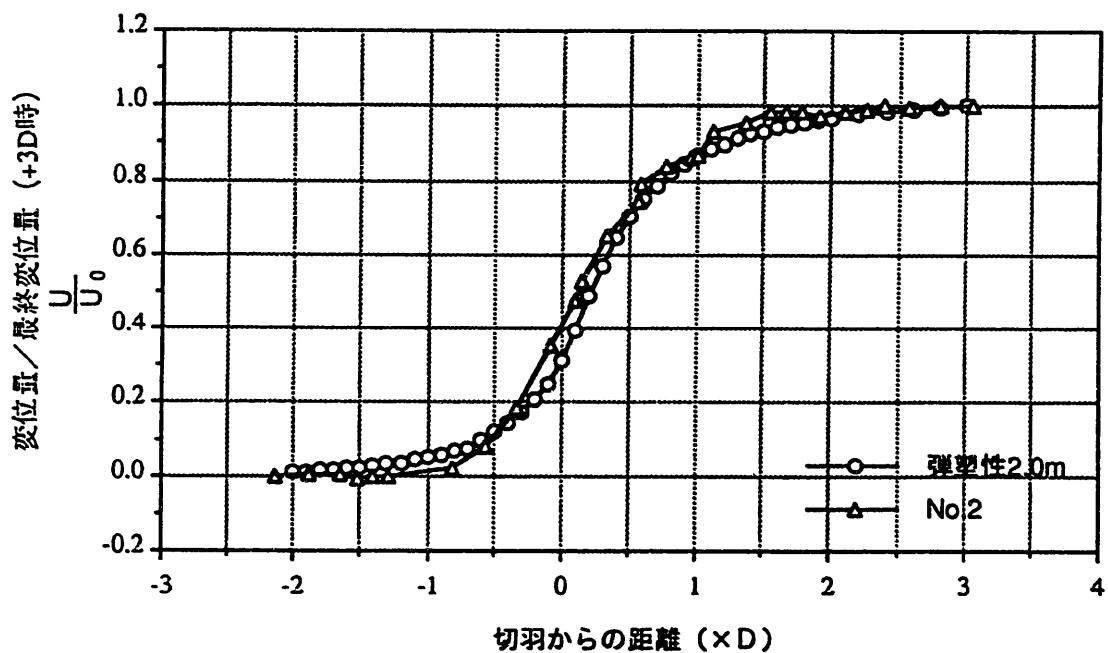


図-1.3.17 軸対称弾塑性解析・実測値地山特性曲線（2.0m）

1.3.4 平面ひずみ掘削解析

嵐山トンネル (STA324+48) を対象として、平面ひずみ掘削解析を行う。

(1) 解析条件

a) 岩盤のモデル化

図-1.3.18に検討位置 (STA.324+48.0) 近傍におけるボーリング柱状図を示す。これから、検討位置の地質は、蛇紋岩で、トンネル上部にかんらん岩が緩い傾斜で存在している。図-1.3.19に推定地質断面図及び壁面観察結果を示す。これからも、トンネル上半左にかんらん岩の分布が確認されている。解析モデルを図-1.3.20に示す。

b) 解析用物性値の設定

検討位置近傍では、室内試験（一軸、三軸圧縮試験）、原位置試験（孔内載荷試験）が実施されており、これを参考に解析用物性値を設定した（表-1.3.2）。

表-1.3.2 解析用岩盤物性値

	蛇紋岩	かんらん岩	備考
変形係数 (kgf/cm ²)	3000	88000	水平ボーリング孔内載荷試験
粘着力 (kgf/cm ²)	5	—	三軸圧縮試験
内部摩擦角 (°)	15	—	三軸圧縮試験
ボアソン比	0.35	(0.2)	三軸圧縮試験（推定値）
単位体積重量 (tf/m ³)	2.4	(2.5)	三軸圧縮試験（推定値）

支保部材は実際に使用した支保材料の物性値を用いた（表-1.3.3）。

表-1.3.3 解析用支保材料物性値

	弾性係数 E (t/m ²)	断面積 A (m ²)	断面2次モーメント I (m ⁴)
鋼製支保 (H-200 @1.0m)	2.10E+07	6.35E-03	4.72E-05
吹付コンクリート (25cm)	4.00E+05	0.25	—
ロックボルト (D=25)	2.10E+07	5.07E-04	—

c) 解析ステージ及び解析ケース（表-1.3.4）

嵐山トンネルでは、1回の進行（掘削長さ）は1.0mで施工は、

1. 1m ($\approx 0.12D$: $D=8.2\text{m}$) 掘削
2. 支保工・吹付コンクリート打設
3. 1m ($\approx 0.12D$: $D=8.2\text{m}$) 掘削
4. ロックボルト打設

の繰り返しである。したがって、支保工・吹付コンクリートに作用する解放力は3以降の掘削によるもの、ロックボルトに作用する解放力は4以降の掘削によるものとなる。

解析では、この施工段階を考慮して4ステージを設定し、各ステージでの解放力の設定には、1.3.3項(2)の軸対称解析結果から求めた地山の特性曲線（図-1.3.21）を用いた。

・ STAGE 1：初期応力設定

トンネル天端位置で、初期応力を土被り圧（地山の単位体積重量：

$$\gamma = 2.4 \text{ (tf/m}^3\text{)}, \text{ 土被り厚: } H = 95\text{m}, \text{ 側圧係数: } K_0 = 1.0 \text{ と設定}$$

$$\text{垂直応力: } \sigma_v = \gamma \cdot H = 2.4 \times 95 = 228.0 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\text{水平応力: } \sigma_h = K_0 \cdot \gamma \cdot H = 1.0 \times 2.4 \times 95 = 228.0 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

・ STAGE 2：上半掘削（切羽位置 1m $\approx 0.12D$ ）

軸対称弾性・弾塑性解析で得た地山の特性曲線（図-1.3.21）を用いて、掘削解放力を

弾性解析 (0.56 : 56%) , 弹塑性解析 (0.45 : 45%) と設定

・ STAGE 3：支保工・吹付けコンクリート付加（切羽位置2m $\approx 0.24D$ ）

掘削解放力を

弾性解析 (0.67-0.56=0.11 : 11%)

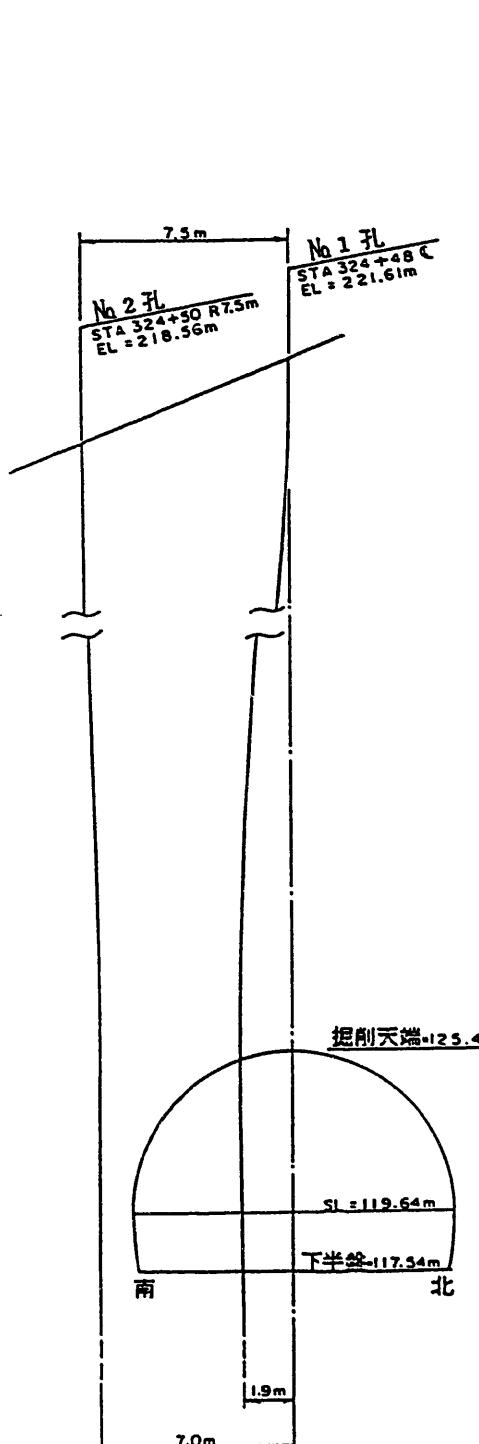
弾塑性解析 (0.56-0.45=0.11 : 11%) と設定

・ STAGE 4：ロックボルト付加（切羽位置+3.0D）

掘削解放力を

弾性解析 (1.00-0.67=0.33 : 33%)

弾塑性解析 (1.0-0.56=0.44 : 44%) と設定



標 尺 (m)	深 度 (m)	標 高 (m)	性 状 図	色 調	地質名	記 事	ト ン ネ ル	計 測 深 度 (m)	計 測 方 法
0		221.61						0	
10								10	スライ ディング ・ミタロ メータ
20		220.00 (198.61)		青灰 ・ 黑灰	玄武岩	・火成岩で弱い風化がある。 ・白色の石英化玄武岩 等。		20	
30		219.00 (199.61)			黑色玄武岩 (やや風化)	・火成岩で弱い風化がある。 ・火成岩で弱い風化がある。 ・火成岩で弱い風化がある。		30	
40						・火成岩～元々灰で軟弱 である。		40	
50						・ズラムは黒～暗褐色を 示す。		50	
60								60	
70								70	トリ ベー ク
80								80	
90		200.00 (191.61)		暗 青	かんらん岩?	・火成岩中の風化が進んで ある。非常に硬質。	上半盤 101.37 下三段 102.07	90	
100		197.50 (192.11)				・火成岩で軟弱である。 (J2-9次～M4-9次) ・上部は火成岩の溶岩層 である。	上半盤 101.37 下三段 102.07	100	
110		195.00 (194.61)		青 灰	玄武岩			110	
								115.00	

* ノンコアボーリングのため、掘進状況から推定し、作成した。

標 尺 (m)	深 度 (m)	標 高 (m)	性 状 図	色 調	地質名	記 事	ト ン ネ ル	計 測 深 度 (m)	計 測 方 法
0		218.56						0	スライ ディング ・ミタロ メータ
10								10	
20		216.00 (192.56)		青 灰 ・ 黑 灰	黑色玄武岩			20	
30		214.00 (194.56)			黑色玄武岩 (やや風化)	・ズラムで上部の風化部 との差は認められない。		30	
40						・火成岩～元々灰で軟 弱である。		40	
50						・海水は強烈と帯びる。		50	
60								60	
70								70	
80								80	
90		203.50 (176.05)		暗 青	かんらん岩?	・火成岩中の風化が進んで ある。	上半盤 101.47 下三段 102.32	90	
100		201.50 (177.45)				・火成岩で軟弱である。	下三段 102.32 102.41	100	
105.50	112.05	106.50		青 灰	玄武岩	・火成岩で軟弱である。		105.50	
107.50	111.05	106.50		青 灰	玄武岩	・火成岩で軟弱である。		107.50	
110	112.00	106.50		青 灰	玄武岩	・火成岩で軟弱である。		108.00	
								110	

* ノンコアボーリングのため、掘進状況から推定し、作成した。

図-1.3.18 ボーリング柱状図

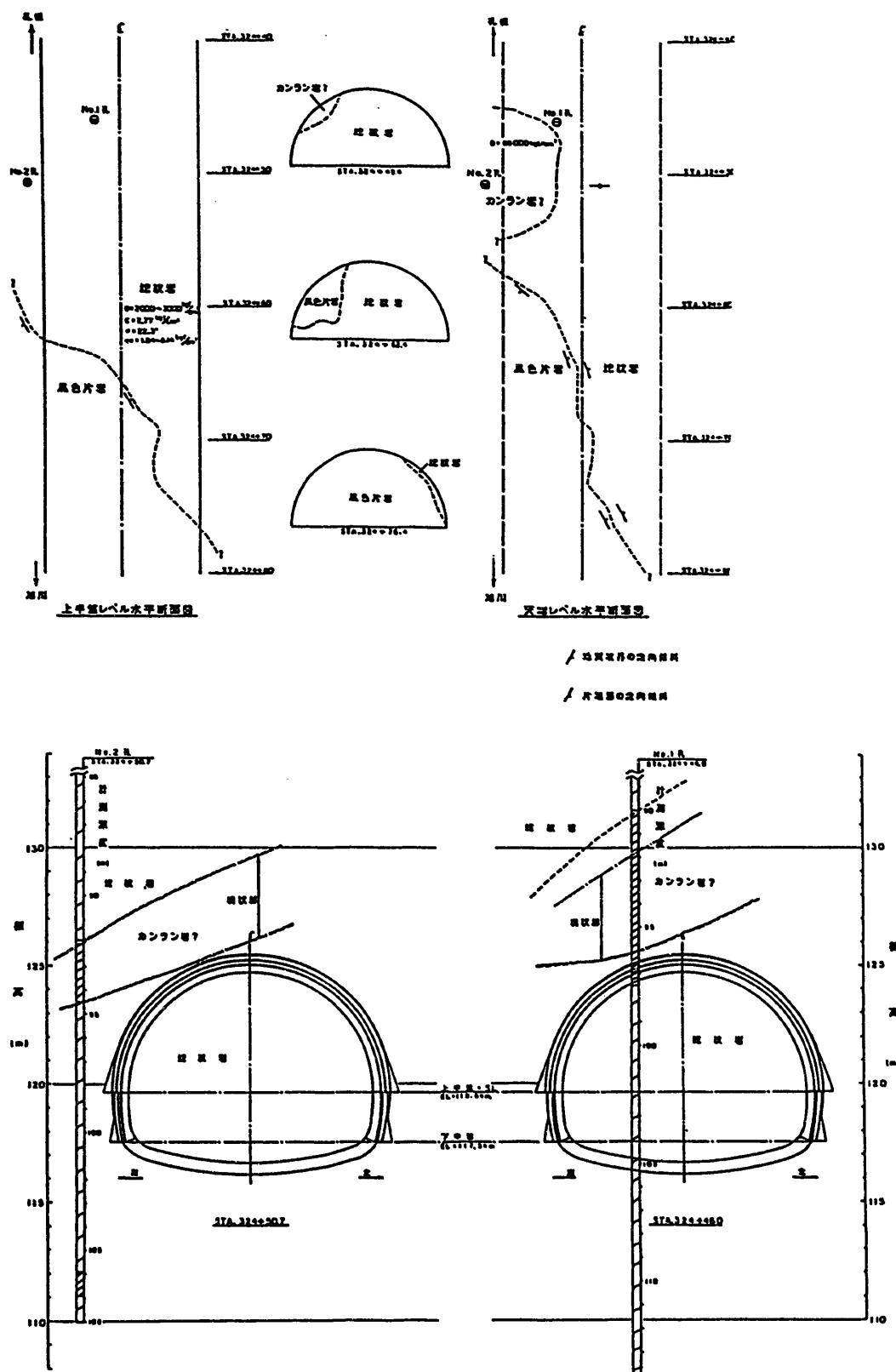


図-1.3.19 推定地質断面図及び壁面観察結果

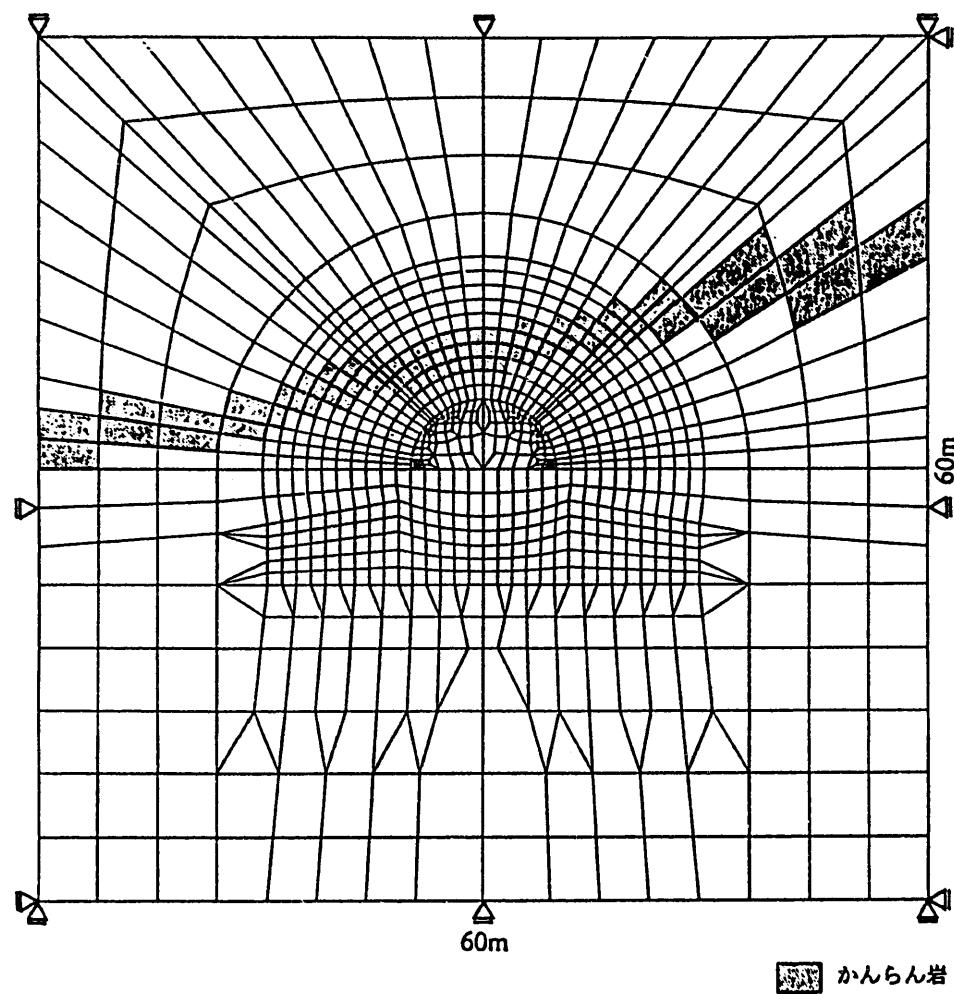


図-1.3.20 解析モデル

表-1.3.4 解析ステージ及び解析ケース一覧

	STAGE1 初期応力設定	STAGE2 上半掘削	STAGE3 支保工／吹付付加	STAGE4 吹付付加
図				
CASE1	同一	解放力56%	解放力11%	解放力33%
CASE2		解放力45%	解放力11%	解放力44%
CASE3		解放力45%	解放力11%	解放力44%

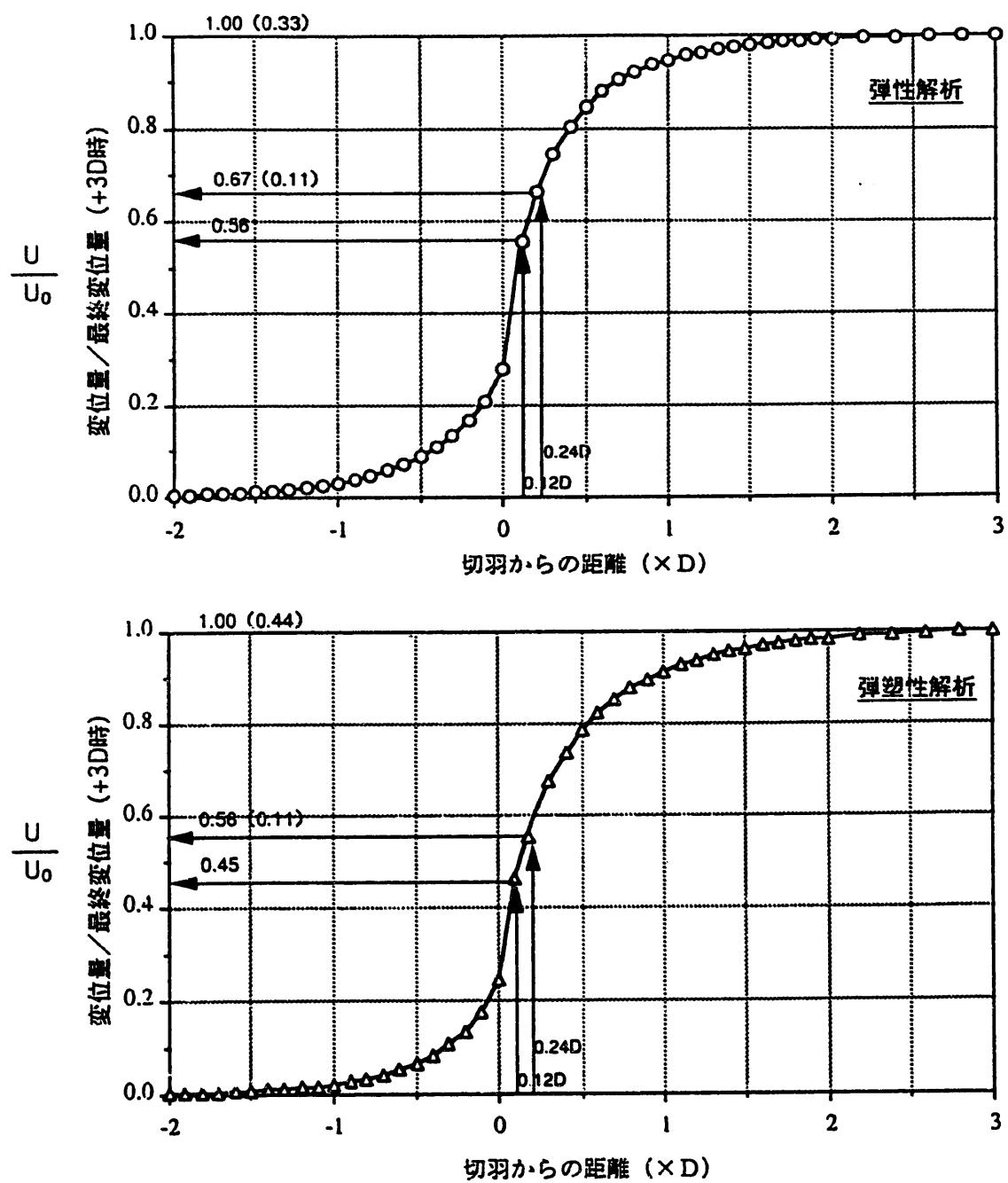


図-1.3.21 地山の特性曲線

解析ケースは、下に示す3ケースである。

・ CASE 1：弾性解析

STA.324+48.0の岩盤をモデル化

解析には、軸対称弾性解析で得た地山の特性曲線を使用

・ CASE 2：弾塑性解析

STA.324+48.0の岩盤をモデル化

解析には、軸対称弾塑性解析で得た地山の特性曲線を使用

・ CASE 3：弾塑性解析（かんらん岩を無視）

STA.324+48.0のかんらん岩を無視し、均質岩盤（蛇紋岩）でモデル化

解析には、軸対称弾塑性解析で得た地山の特性曲線を使用

(2) 解析結果及び考察

1) 変位

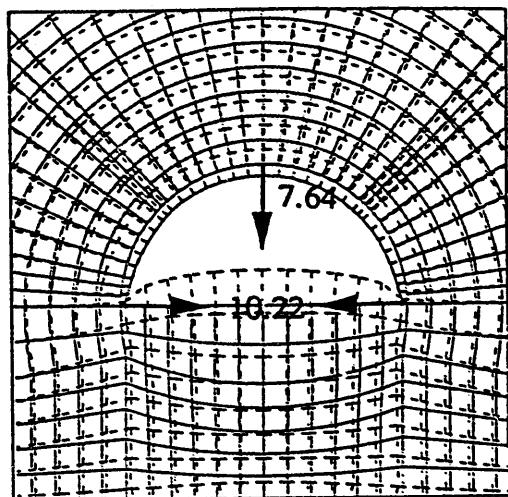
図-1.3.22に解析から得た変位図、表-1.3.5に解析から得た内空変位、天端沈下及び計測値を示す。解析結果のうち、内空変位・天端沈下の最大はCASE-3 (25.67mm,15.99mm) である。

表-1.3.5 内空変位・天端沈下一覧

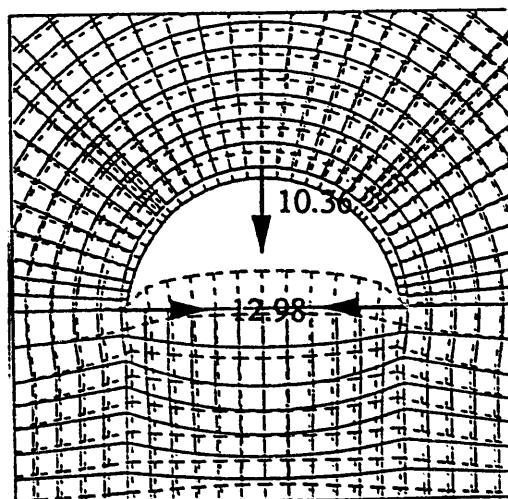
計測値			
	(1)天端沈下 (mm)	(2)内空変位 (mm)	(1)/(2)
STA324+48.0	17.00	26.00	0.65
STA324+53.0	7.00	10.00	0.70
解析値			
	(1)天端沈下 (mm)	(2)内空変位 (mm)	(1)/(2)
CASE-1	7.64	10.22	0.75
CASE-2	10.36	12.98	0.80
CASE-3	15.99	25.67	0.62

これから、今回の解析対象位置である、STA.324+48.0の計測結果は、変形割合 ((1)/(2))、変形量とともにCASE-3の解析結果が良い対応を示している。解析検討位置の岩盤構造をモデル化した解析結果 (CASE-2) が計測値と比較して小さい変位量しか示さなかった。解析で得られる坑道の変形量は、設定した初期応力、変形係数の大きさに依存しており、今回の解析結果が実測値と比較して小さかった原因として、この2つの設定値が実条件と異なっていることが考えられる。また、解析で得られる坑道の変形割合は、設定した初期応

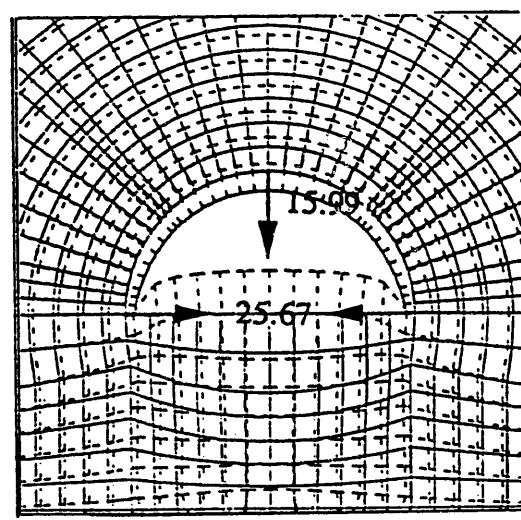
CASE-1



CASE-2



CASE-3



←
単位 (mm)
構造スケール
0 5m

図-1.3.22 変位図（最終状態）

力の異方性、変形異方性に依存しており、変形割合が変形量と同様に実測値と解析値で異なる原因の一つとして、今回の解析では初期応力設定を等方応力状態（側圧係数=1.0）としたことが考えられる。

最終状態での地中変位分布図を図-1.3.23に示す。以下に、図中で示した各測線について解析結果と計測値を比較検討する。

- ・測線左0°

計測では、地中変位は空洞壁面から3mの位置から発生し、空洞壁面での変位量は約13mmであった。解析では、地中変位は空洞壁面から7mの位置から発生し計測値を表現できていない。

- ・測線左45°

計測では、地中変位は測線全体でほとんど発生せず、空洞壁面での変位量は約3.5mmであった。解析では、変位量、変位分布モードとともに、CASE-1,2が計測値と良い相関を示している。これは、CASE-1,2において、トンネル上半左上方の堅硬なかんらん岩の存在を解析モデル上で評価しているためと考えられる。

- ・測线上方0°

測線左45°と同様に、計測では、地中変位は測線全体でほとんど発生せず、空洞壁面での変位量は約3.0mmであった。解析では、変位量、変位分布モードとともに、CASE-1,2が計測値と良い相関を示している。これは、CASE-1,2において、トンネル上半左上方の堅硬なかんらん岩の存在を解析モデル上で評価しているためと考えられる。

- ・測線右45°

計測では、地中変位は空洞壁面から4mの位置から発生し、空洞壁面での変位量は約10mmであった。解析では、変位量、分布モードとともにCASE-3が計測値と良い相関を示している。

- ・測線右0°

計測では、地中変位は空洞壁面から4mの位置から発生し、空洞壁面での変位量は約7mmであった。解析では、CASE-1、2が計測結果の分布モードと良い相関を示している。地中変位量について計測値と解析値を比較検討した。その結果、変位量については、計測値と解析値は概ね良い相関を示した。特に、かんらん岩が測線上に存在している左45°、上方の計測結果と解析結果（CASE-1,2）は良い相関を示した。

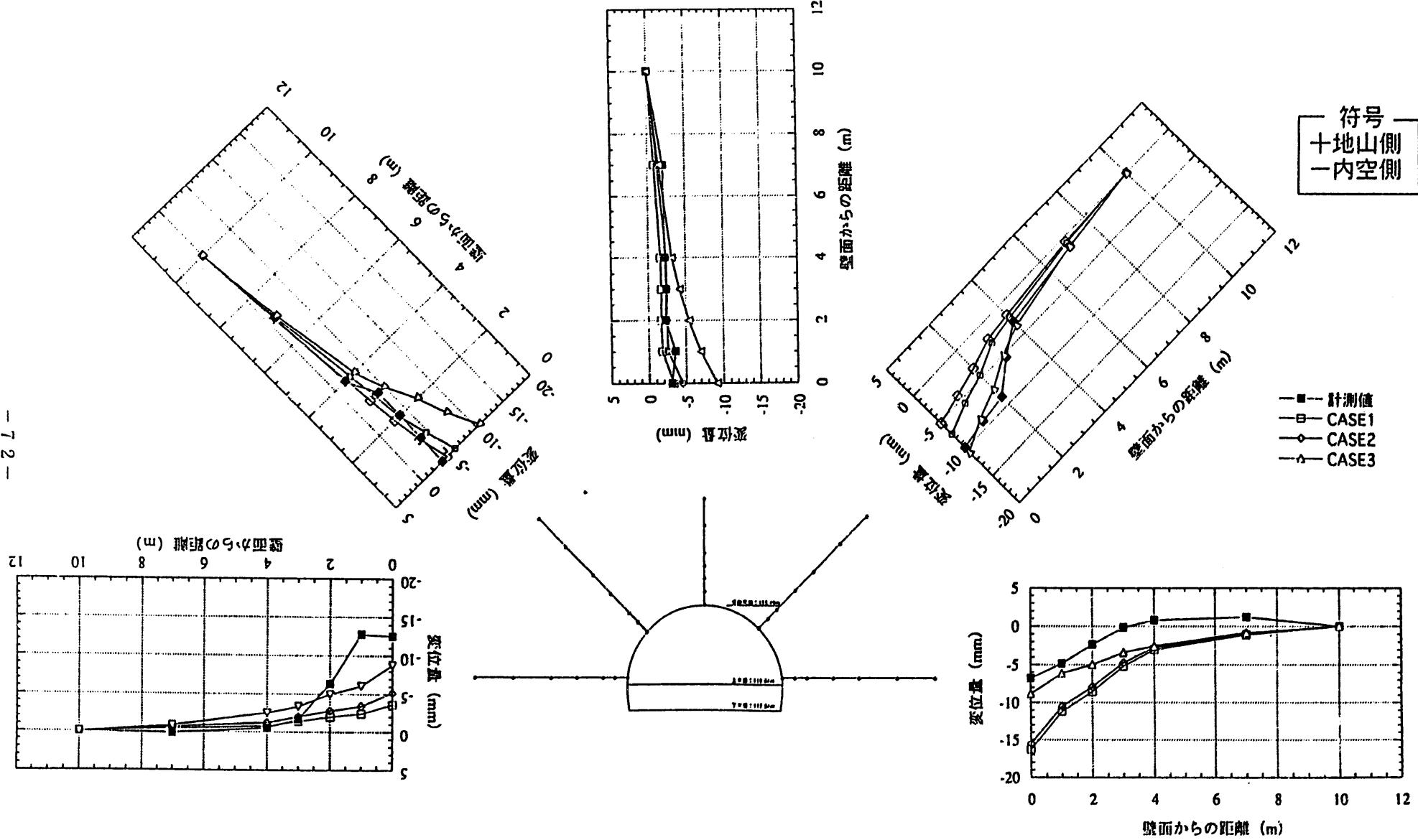


図-1.3.23 地中変位比較検討図（最終状態）

2)応力

解析結果として、主応力図、塑性域図を図-1.3.24,25に示す。主応力図から、CASE-1,2ではCASE-3と比較して上半左上方のかんらん岩の存在によって応力の分布が乱れていることが分かる。塑性域図から、CASE-2の場合、トンネル上方にかんらん岩を評価した結果、天端変位が抑制され塑性域がこれを評価していないCASE-3と比較して縮小されていることが分かる。

3)支保工応力

a.ロックボルト軸力

最終状態(STAGE 4)でのロックボルト軸力図を図-1.3.26に示す。ここでは、図中で示した各測線について解析結果と計測値を比較検討する。

- ・左0°

計測値では、軸力が空洞壁面から3.5mの位置から発生している。これは、地中変位も空洞壁面から3.0mの位置で発生しており、良い相関を示している。

解析結果は、計測値(軸力の大きさ、分布モード)を評価できていない。これは、地中変位の場合と同様である。

- ・左45°

計測値では、壁面から4.5mの位置で約24tの軸力が発生している。前後の計測点(3.5, 5.5m)の計測値と比較してこれは異常値と考えられる。解析値では、トンネル上方にかんらん岩を評価したCASE-2の場合と良い相関を示している。

- ・上方0°

左45°と同様に、トンネル上方にかんらん岩を評価したCASE-2の場合と良い相関を示している。

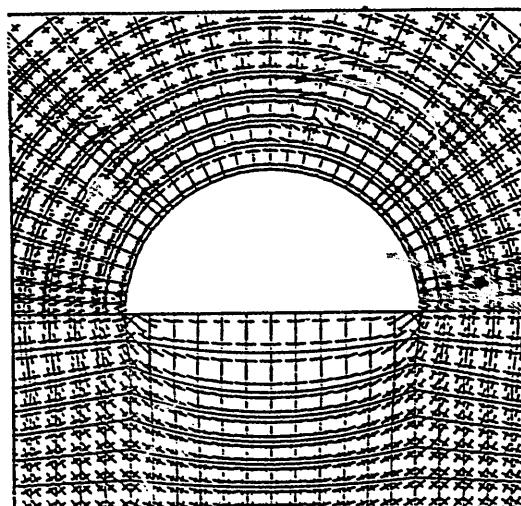
- ・右45°

計測値は、壁面から4.5m以深で軸力が発生していない。これは地中変位計測結果においても4.0m以深で変位が発生していないことに対応している。解析値との比較では、その値としては、CASE-1,2と良い相関を示している。

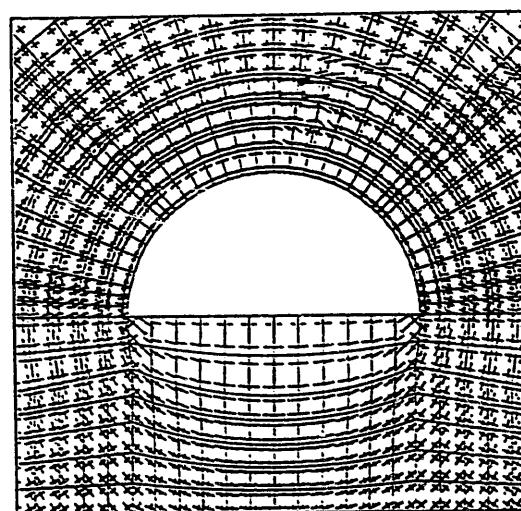
- ・右0°

計測値は、壁面から4.5mから軸力が発生している。軸力の最大値は、空洞壁面から0.5mの位置で約13tである。解析では、CASE-2の結果が、計測値を良く表現していることが分かる。

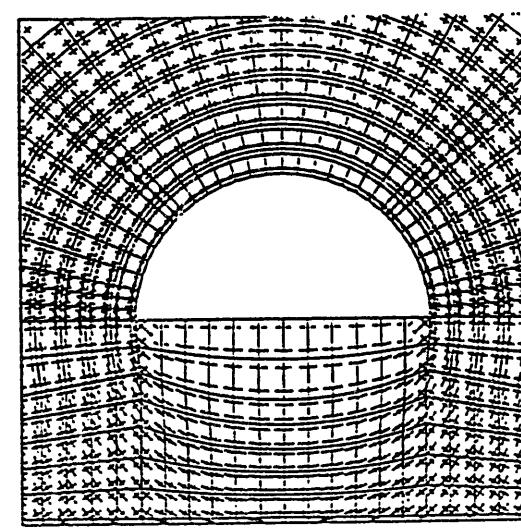
CASE-1



CASE-2



CASE-3

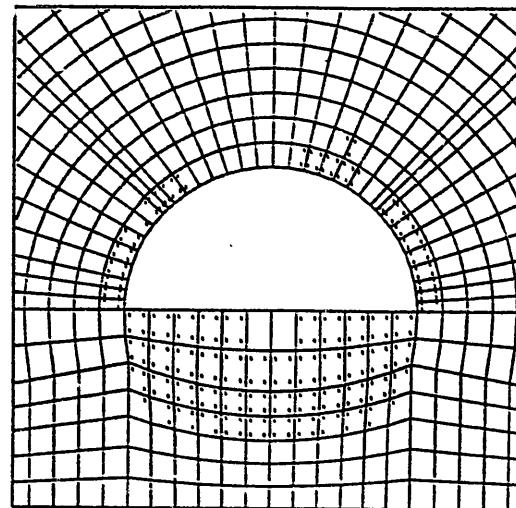


0 5m

構造スケール

図-1.3.24 主応力図（最終状態）

CASE-2



CASE-3

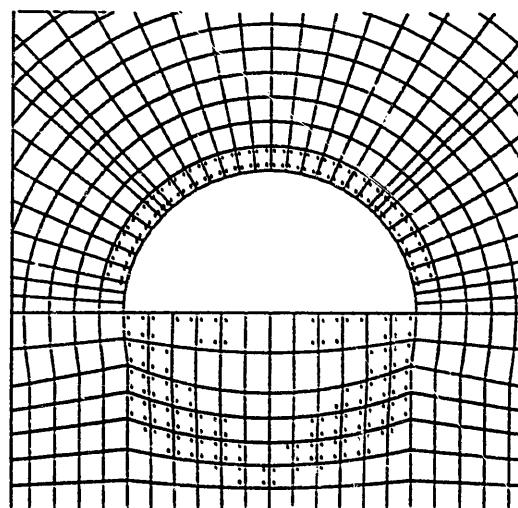


図-1.3.25 塑性域図（最終状態）

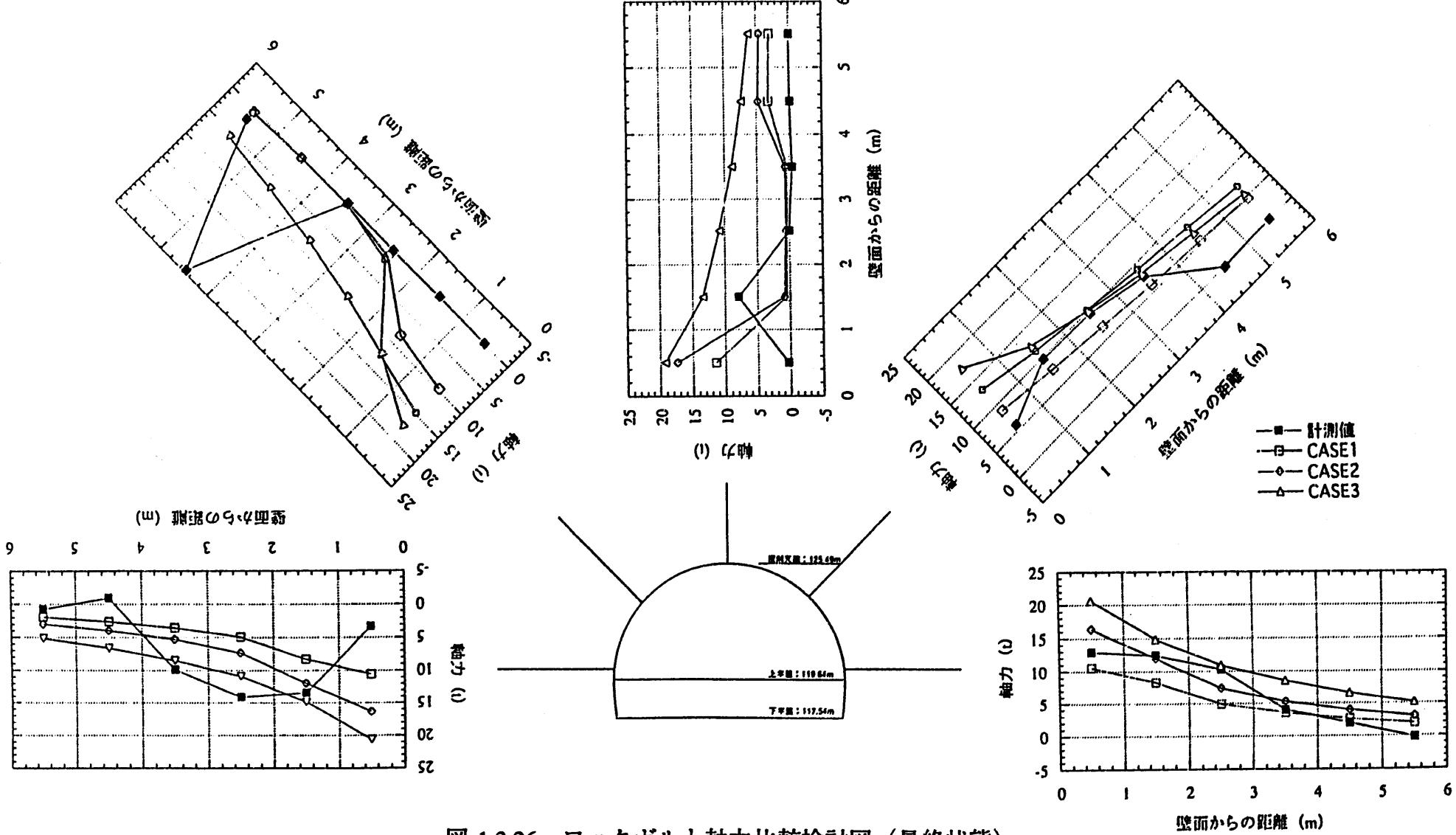


図-1.3.26 ロックボルト軸力比較検討図（最終状態）

b.鋼製支保工軸力

鋼製支保工軸力の計測値及び解析結果を図-1.3.27に示す。計測値が（-10t～60t）の軸力を示すのに対して、解析では（100t～270t）の軸力を示して。両者間の相違の原因として、解析では掘削解放力のすべてが支保工に作用するが、実挙動では、支保工と地山の間にはなじみがあり、掘削解放力のすべてが支保工に作用していないことが考えられる。したがって、解析値と比較して計測値の支保工軸力は小さくなった可能性がある。

c.吹付コンクリート応力

吹付コンクリート応力の計測値及び解析結果を図-1.3.28に示す。これから、川側、天端の吹付コンクリート応力に着目すると、CASE-1,2の解析結果と計測値は良い相関を示していることが分かる。

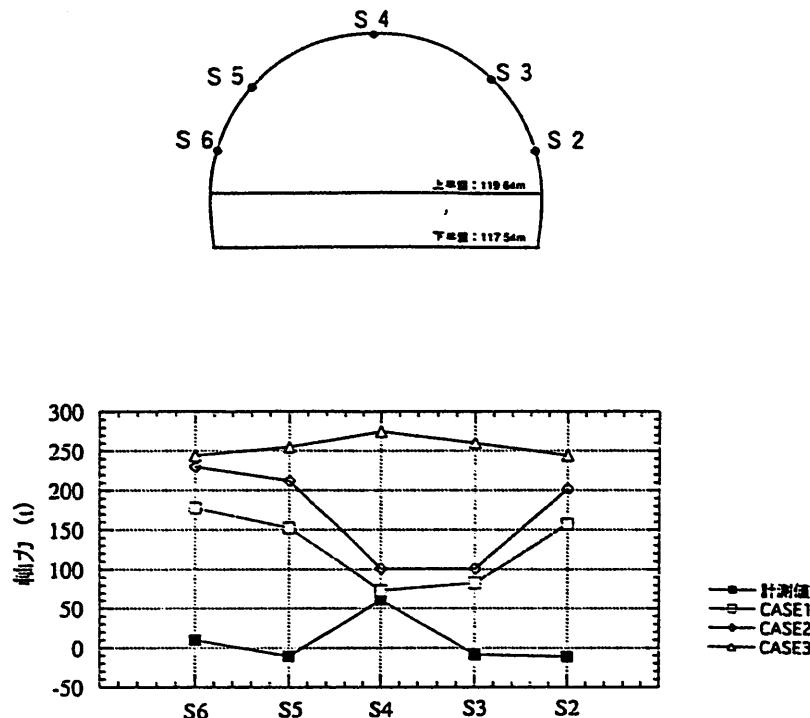


図-1.3.27 鋼製支保工軸力図（最終状態）

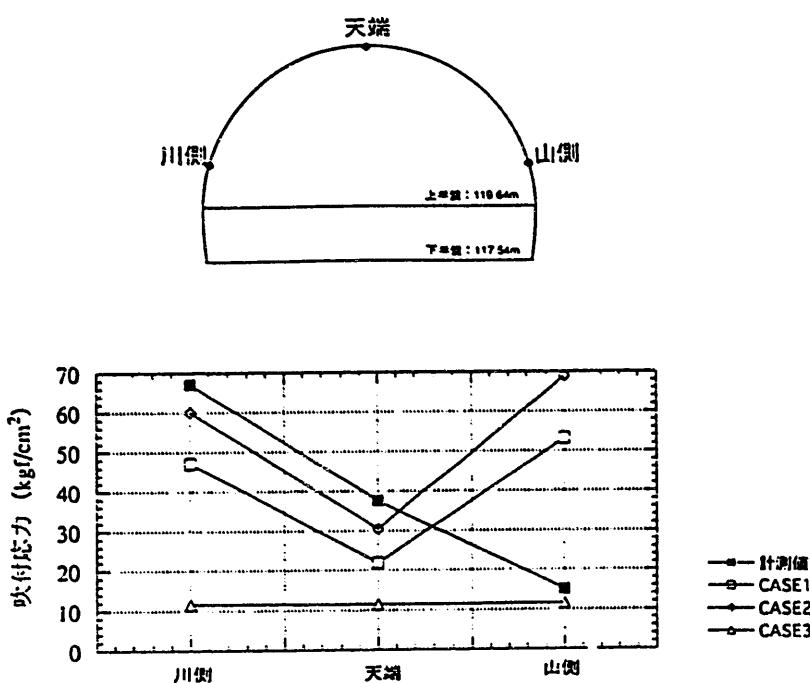


図-1.3.28 吹付コンクリート応力（最終状態）

1.3.5 まとめ

トリベックを用いた先行変位計測から算出した地山の特性曲線、原位置試験から評価した岩盤物性、掘削時の地山観察結果に基づいた解析モデルを用いて有限要素解析で掘削初期の空洞変形挙動の評価を試みた。計測値と解析値を比較した結果、坑道変位、地中変位分布は有限要素解析で概ね表現することができた。今回の検討で、掘削に伴う空洞周辺の岩盤挙動が評価できた要因として、解析手法、入力データとなる岩盤物性の評価、初期応力値の評価の三者が適切であったことが考えられる。

1.4 嵐山トンネル (STA329+38, 322+59)

1.4.1 解析対象断面

1.3節に引き続き、北海道縦貫自動車道（札幌～旭川間）嵐山トンネルを解析対象とする。

(1) 解析対象位置

1.3節でも述べたが、嵐山トンネルは蛇紋岩地帯を通過しており、蛇紋岩は、その分布位置から、第1、第2蛇紋岩の二つに分類されている（図-1.3.3）。1.3節での解析対象地点（Sec.7 34k609m30）は、第1蛇紋岩地帯に位置しており、最終内空変位量は最大で40mm程度であった。一方、第2蛇紋岩地帯では最終内空変位量が最大170mmと比較的大きな変位が計測されている。

本節では、解析対象として、第2蛇紋岩地帯で地中変位計測及び室内試験が報告されているSTA322+59.0を選択する（表-1.3.1）。また、施工時に、変状が報告されていない地点緑色片岩（STA329+38.0）も解析対象とした。

(2) 原位置計測データの整理

解析対象位置である、STA329+38.0とSTA322+59.0の施工状況及び計測状況について整理する。

a) STA329+38.0（緑色片岩）

図-1.4.1に施工状況及び計測器設置位置を示す。

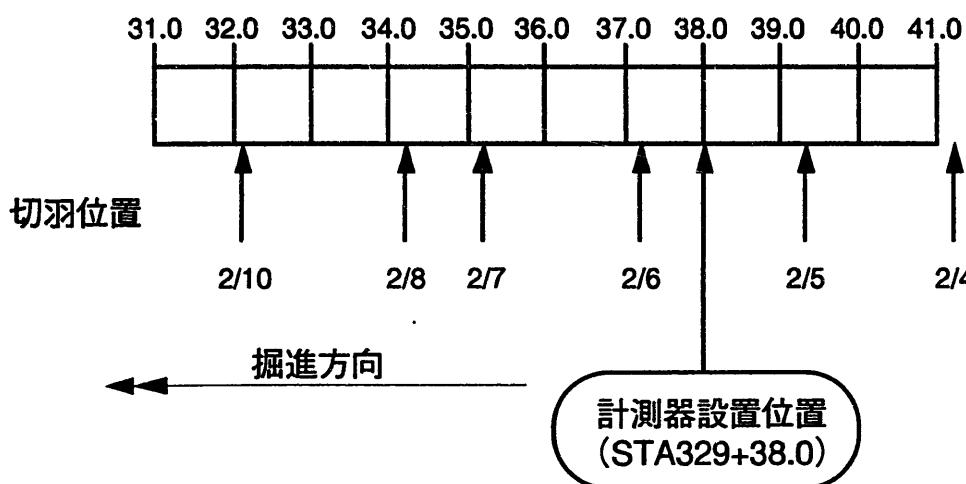


図-1.4.1 STA329+38.0 施工状況及び計測位置

ここで、図中に示した日付は、当日の朝9:00での切羽位置を示している。これから、計測器が2/5の午後に329+38.0付近に設置され、地中変位計測及び支保工応力の計測は、2/7の朝9:00に開始されている。（切羽離れ2.8mから計測開始）

計測項目は、内空変位、ロックbolt、鋼製支保工応力、地中変位である。

b)STA322+59.0 (蛇紋岩)

図-1.4.2に施工状況及び計測器設置位置を示す。

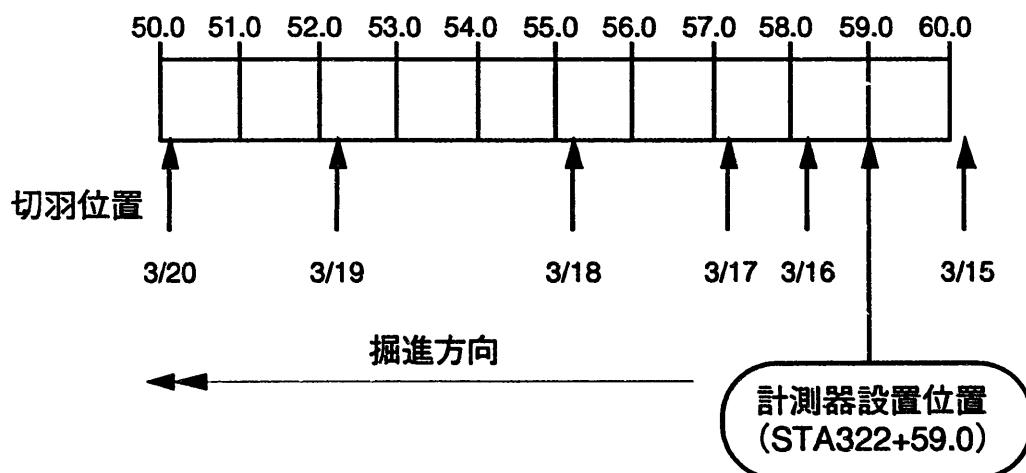


図-1.4.2 STA322+59.0 施工状況及び計測位置

これから、計測器は3/15の午後に322+59.0付近に設置され、地中変位計測及び支保工の計測は、3/16の朝9:00に開始されている。（切羽離れ0.8mから計測開始）

計測項目は、内空変位、ロックbolt、鋼製支保工応力、地中変位である。

1. 4. 2 検討方法

(1) 解析手法

解析は、二次元平面ひずみ場を仮定し、モール・クーロンの破壊基準を用いたFEM完全弾塑性解析により行う。また、1.2、1.3節と同様に、切羽の存在、支保工打設時期、掘削手順等の三次元効果を、便宜的に二次元解析に取り込む手法として、応力解放法を採用する。解放率の算定にあたっては、軸対称解析結果から求まる地山の特性曲線を用いることとする。

(2) 解析結果の評価方法

解析結果を実測結果と比較し、有限要素法解析の適用性を評価する。

また、解析結果と実測結果との比較を以下の点に着目して行う。

- ・空洞の変形（内空変位、地中変位）
- ・支保工応力（吹付けコンクリート応力、支保工荷重、ロックボルト軸力）

1.4.3 地山の特性曲線の検討

1.2節と同様に、解析対象位置の諸条件（岩盤物性、初期応力、掘削径等）を考慮した軸対称解析を実施して、その結果得られる岩盤壁面の変位量から地山の特性曲線を設定する。

a) 解析モデル

円形トンネルの掘削問題を考える。図-1.4.3に示すように解析モデルは $10D \times 5D$ とした（D：掘削径）。

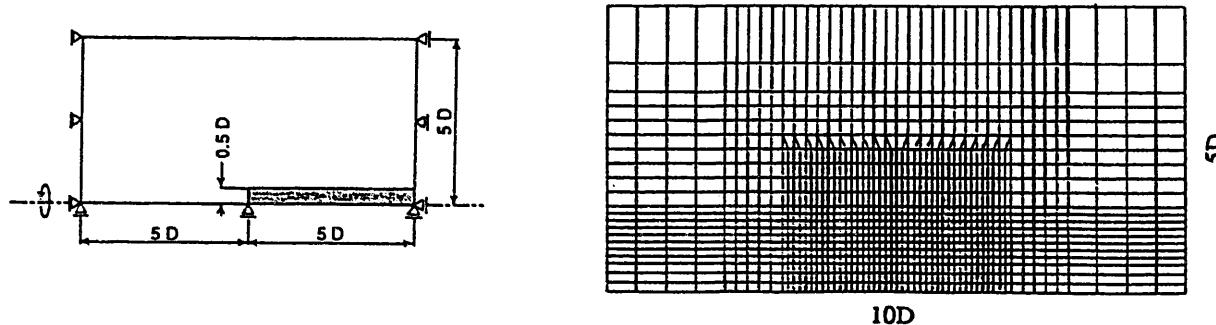


図-1.4.3 解析モデル概念図

b) 解析ケース

解析は、STA329+38.0（緑色片岩）、STA322+59.0（蛇紋岩）を対象とした2ケースを実施した。また、岩盤の応力～ひずみ関係は完全弾塑性と仮定した。

CASE 1 : STA329+38.0（緑色片岩）

CASE 2 : STA322+59.0（蛇紋岩）

c) 岩盤物性値

解析に用いる岩盤物性値は、室内試験結果、孔内載荷試験結果、設計値を参考に以下のとおり設定した。

CASE 1 : STA329+38.0

地質：緑色片岩

・変形係数D (tf/m^2) : 130000 (孔内載荷試験結果) ポアソン比 : 0.23 (設計値)

・粘着力C (tf/m²) : 520 (設計値:一軸圧縮強度から推定)

・内部摩擦角 ϕ (°) : 43.0 (設計値)

・初期応力 (tf/m²) : 土被り相当圧 $P_0 = \gamma \cdot H$

$$= 2.5 \times 30.0$$

$$= 75.0 (\text{tf/m}^2)$$

を想定し、等方応力場と仮定した。

CASE 2 : STA322+59.0 (蛇紋岩)

地質：蛇紋岩（葉片状が70%,粘土状が30%）

・変形係数D (tf/m²) : 18000 (孔内載荷試験結果) ポアソン比 : 0.35 (設計値)

・粘着力C (tf/m²) : 33 (設計値:一軸圧縮強度から推定)

・内部摩擦角 ϕ (°) : 15.0 (設計値)

・初期応力 (tf/m²) : 土被り相当圧 $P_0 = \gamma \cdot H$

$$= 2.4 \times 140.0$$

$$= 336.0 (\text{tf/m}^2)$$

を想定し、等方応力場と仮定した。

d) 解析ステージ

解析は最初に初期応力を設定し、検討位置の-2Dから+2Dまでは0.1D, +2Dから+3Dまでは0.2Dずつ掘削し、計47ステージで掘削を終了するように設定した。

e) 解析結果

解析結果として、検討位置へ切羽到達時の変位図、塑性域図を示す（図-1.4.4～7）。

これから、CASE1が切羽到達時には、岩盤周辺には塑性域がなんら発生していないのに対して、CASE2では切羽前方及び坑道壁面奥行き方向の約0.7D程度の範囲まで塑性化している。図-1.4.8に解析結果から作成した地山の特性曲線を示す。

これから、地山の特性曲線は、CASE1と比較して、CASE2の方が、切羽到達後（切羽からの距離0.0D～+3.0D）にその曲線がなだらかな性状をしている。

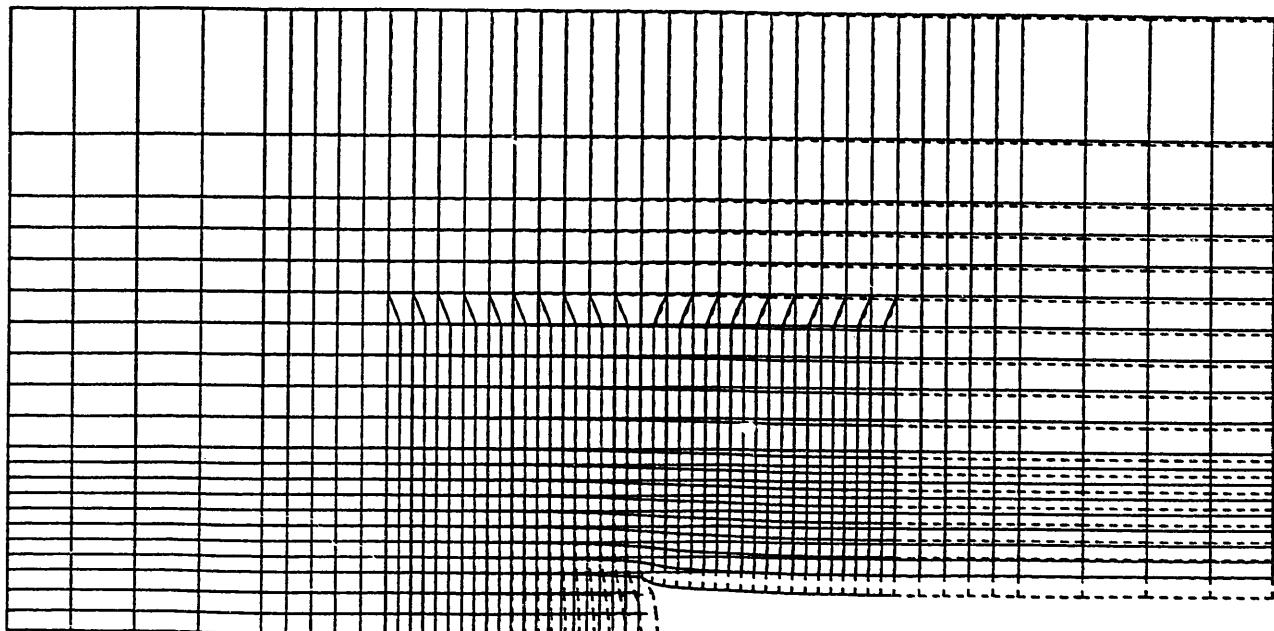


図-1.4.4 変位図 (CASE 1: 切羽到達時)

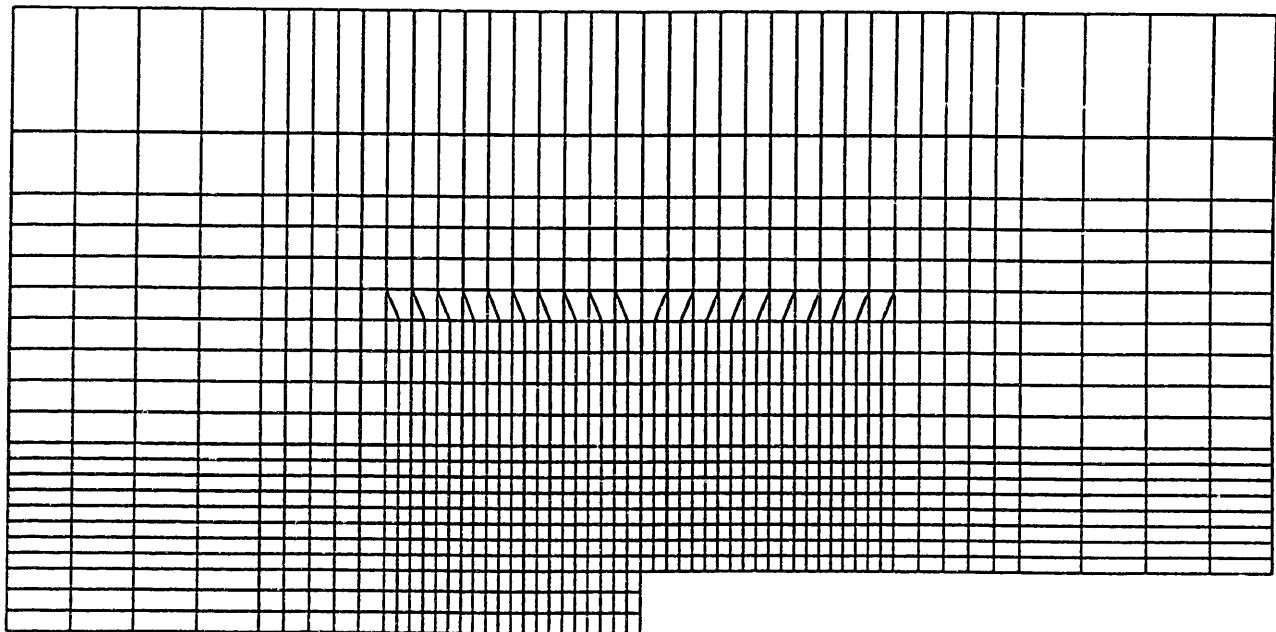


図-1.4.5 塑性域図 (CASE 1: 切羽到達時)

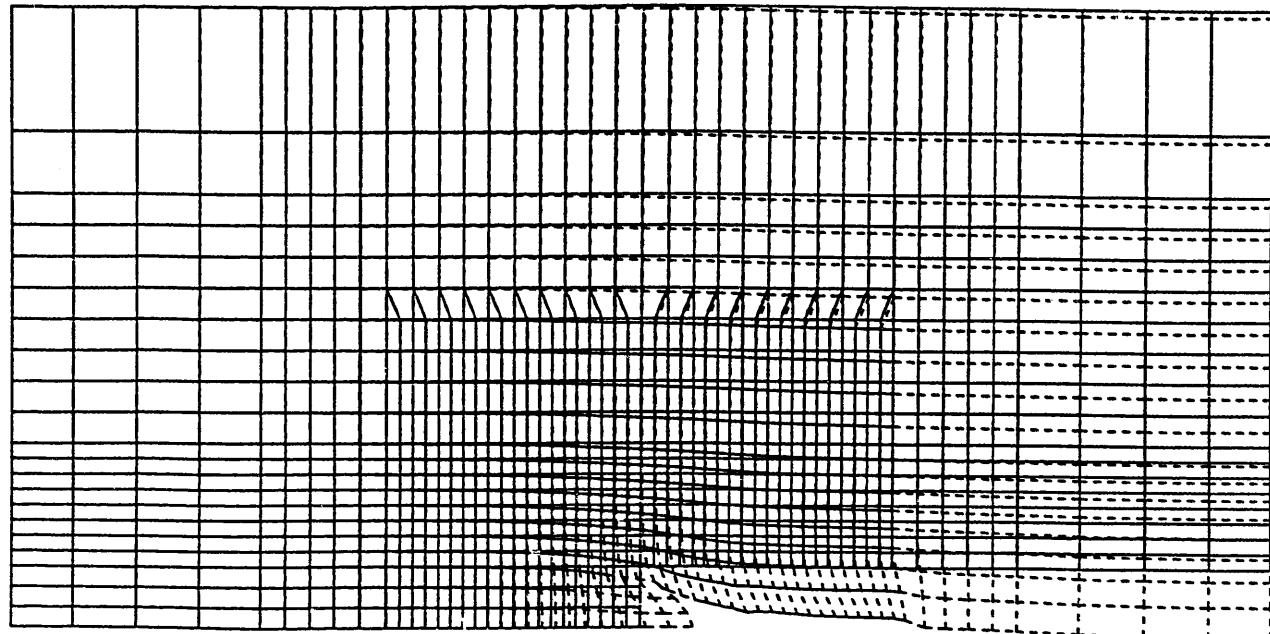


図-1.4.6 変位図 (CASE 2 : 切羽到達時)

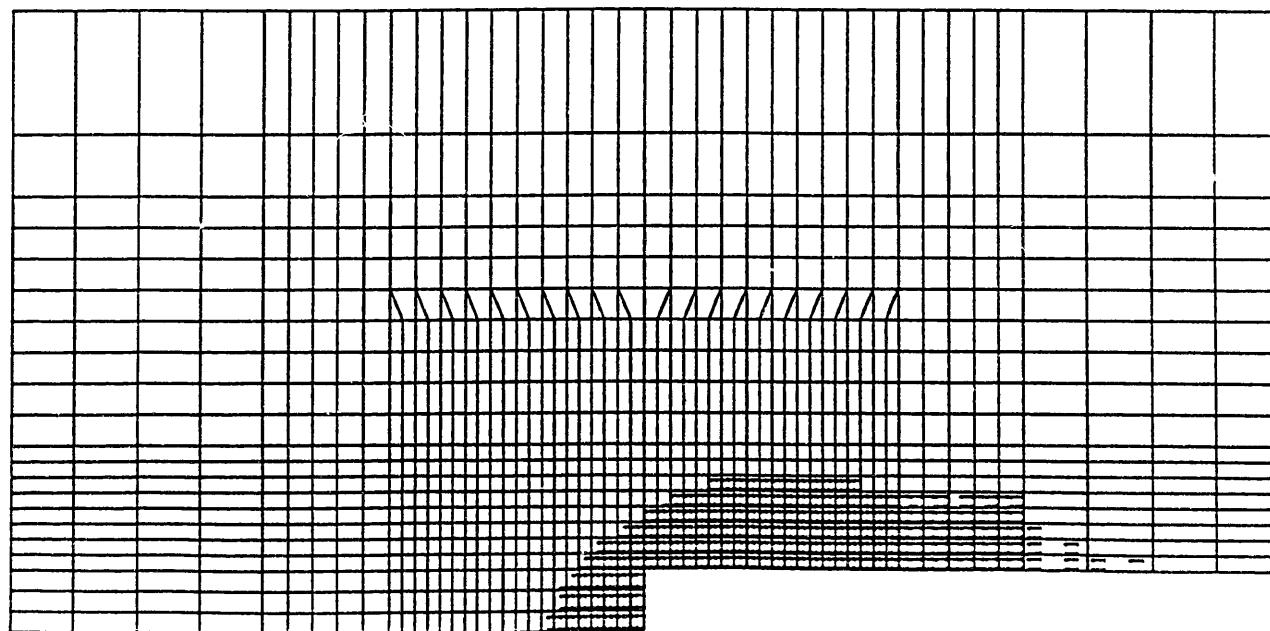


図-1.4.7 塑性域図 (CASE 2 : 切羽到達時)

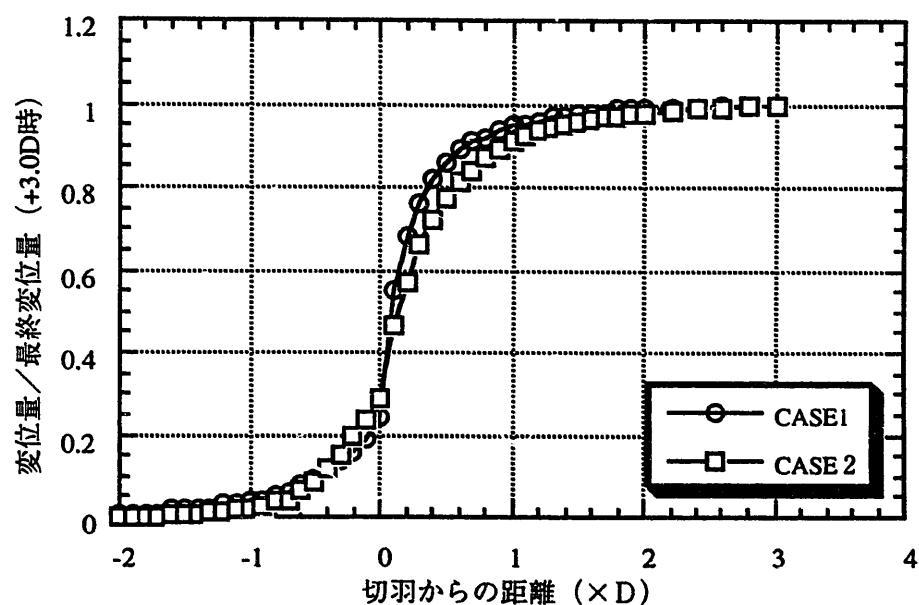


図-1.4.8 地山の特性曲線（軸対称解析結果）

1.4.4 平面ひずみ掘削解析

嵐山トンネル (STA329+38, 322+59) を対象として、平面ひずみ掘削解析を行う。

(1) 解析条件

a) 岩盤のモデル化

解析対象位置における地山状況は、以下のとおりである。CASE1では、緑色片岩が地山全体を構成している。CASE2の地山全体は蛇紋岩である。蛇紋岩は、その性状から塊状、葉片状、粘土状の3つに分類され、塊状から粘土状になるにつれて、固結度が低くなり、強度も小さくなる。CASE2の解析対象位置の蛇紋岩の殆どは、葉片状蛇紋岩であり、場所によっては、最大30%程度の粘土状蛇紋岩を含んだり非常に細かい粉状、砂状を呈している。一軸圧縮強度は試料採取・整形が不可能であったために数kgf/cm²以下と推定されている。岩盤のモデル化では、葉片状、粘土状蛇紋岩の分布状況が判断できるような、切羽観察図、ボーリングデータが得られていないことから、今回の解析では、葉片状、粘土状蛇紋岩を一つの物性値で評価した。

b) 解析用物性値の設定

解析用物性値の設定では、室内試験（一軸、三軸圧縮試験）、原位置試験（孔内載荷試験）結果、設計値を参考にした。表-1.4.1に解析物性値を示す。

表-1.4.1 解析用岩盤物性値

	CASE 1	CASE 2	備考
変形係数 (tf/m ²)	130,000	18000	孔内載荷試験結果
ポアソン比	0.23	0.35	設計値
粘着力 (tf/m ²)	520.0	33.0	設計値：一軸圧縮強度から推定
内部摩擦角 (°)	43.0	15.0	設計値
初期応力 (tf/m ²)	75.0	336.0	土被り相当圧、側圧係数1.0

CASE 1, CASE 2 の検討対象位置での、実際の施工時に採用された支保材料及び物性値を表-1.4.2に整理する。

表-1.4.2 解析用支保材料物性値

CASE 1	弾性係数 E(t/m ²)	断面積 A (m ²)	断面2次モーメント I (m ⁴)	備考
鋼製支保	2.10E+07	4.01E-03	1.64E-05	H-150@1.0m
吹付コンクリート	4.00E+05	0.15	—	t-15cm
ロックボルト	2.10E+07	5.07E-04	—	D25,上半4m-15本

CASE 2	弾性係数 E(t/m ²)	断面積 A (m ²)	断面2次モーメント I (m ⁴)	備考
鋼製支保	2.10E+07	4.01E-03	1.64E-05	H-150@1.0m
吹付コンクリート	4.00E+05	0.2	—	t-20cm
ロックボルト	2.10E+07	5.07E-04	—	D25,天端4m-7本、上半片側6m-7本

これから、解析ケース間で、吹付コンクリート厚、ロックボルト本数が異なっている。

c) 解析モデル

解析モデルを図-1.4.9,10に示す。CASE 1 と CASE 2 では、ロックボルトの配置に応じてトンネル上半部のメッシュ分割が異なっている。

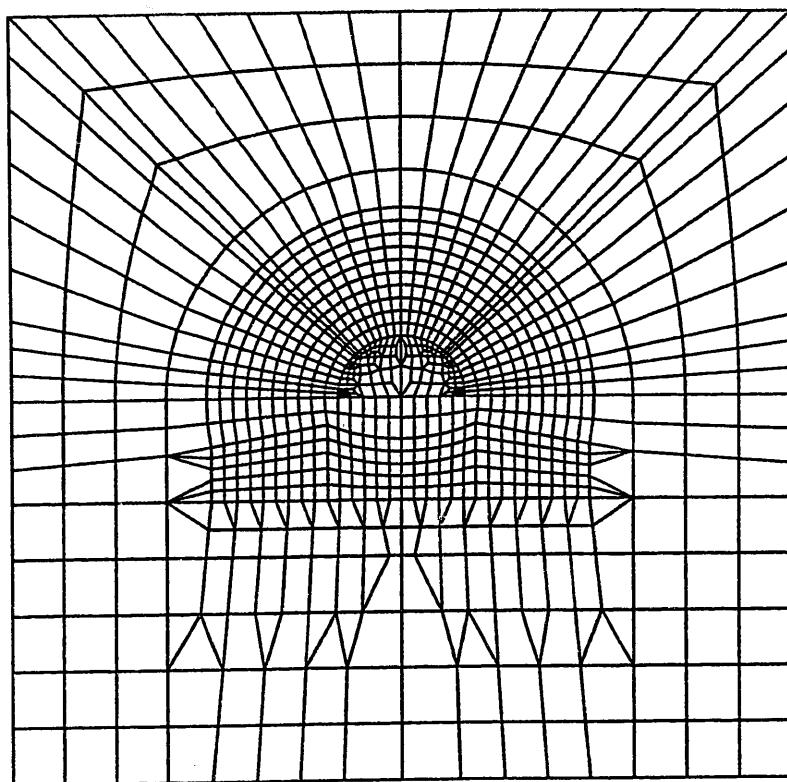


図-1.4.9 嵐山トンネル解析モデル（CASE1）

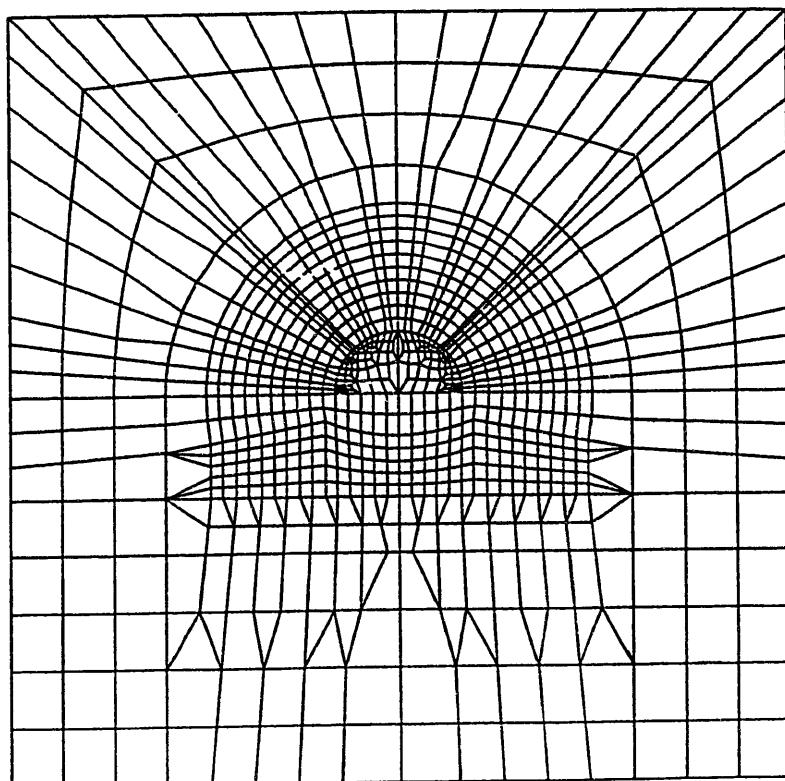


図-1.4.10 嵐山トンネル解析モデル（CASE2）

c) 解析ステージ

解析は、検討位置での計測と実際の施工段階を考慮して、以下のとおり設定した。

CASE 1 : STA329+38.0

STAGE1：初期応力の設定

トンネル天端位置で、土被り相当の初期応力を設定、側圧係数は1.0と仮定

STAGE2：上半掘削（切羽位置0.8D）

図-1.4.1に示したように、原位置で、計測器の設置及び計測初期値を得たのは、切羽離れ2.8m=+0.337 D (D : 上半掘削の等価円の直径8.3m) の時である。したがって、図-1.4.11に示すように、地山の特性曲線から、解放力78.0%を作用させる。

STAGE3：切羽位置0.5D

支保、吹付コンクリート、ロックボルトを付加した後、解放力8.0% (0.86-0.78) を作用させる。

STAGE4：切羽位置1.0D

解放力9.0% (0.95-0.86) を作用させる。

STAGE5：切羽位置3.0D

解放力5.0% (1.00-0.95) を作用させる。

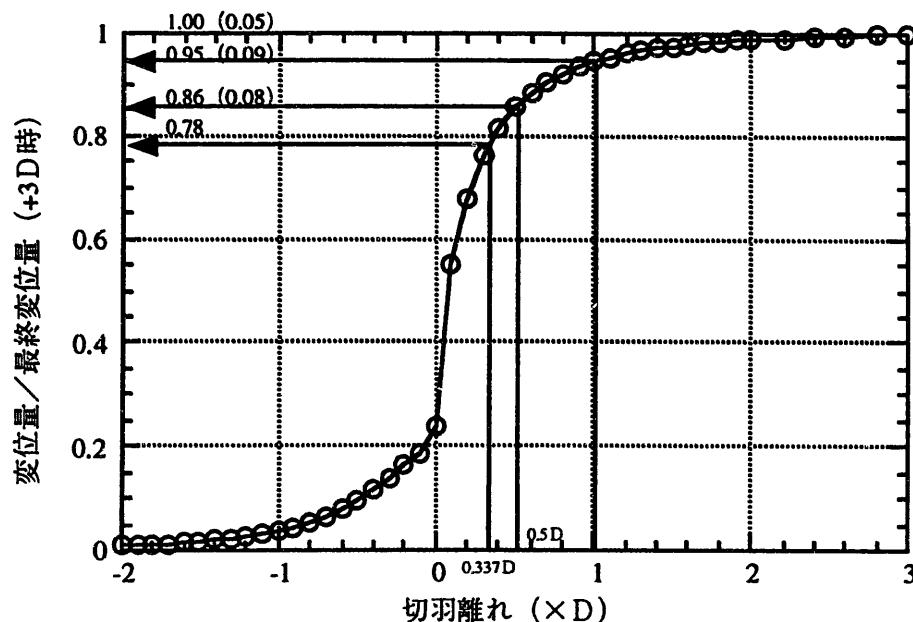


図-1.4.11 地山特性曲線 (CASE 1)

CASE 2 : STA322+59.0

STAGE1：初期応力の設定

トンネル天端位置で、土被り相当の初期応力を設定、側圧係数は1.0と仮定

STAGE2：上半掘削（切羽位置0.8D）

図-1.4.2に示したように、原位置で、計測器の設置及び計測初期値を得たのは、切羽離れ0.8m=+0.1D（D：上半掘削の等価円の直径8.3m）の時である。したがって、図-1.4.12に示すように、地山の特性曲線から、解放力45.8%を作用させる。

STAGE3：切羽位置0.5D

支保、吹付コンクリート、ロックボルトを付加した後、解放力31.5%（0.773-0.458）を作用させる。

STAGE4：切羽位置1.0D

解放力13.8%（0.911-0.773）を作用させる。

STAGE5：切羽位置3.0D

解放力8.9%（1.00-0.911）を作用させる。

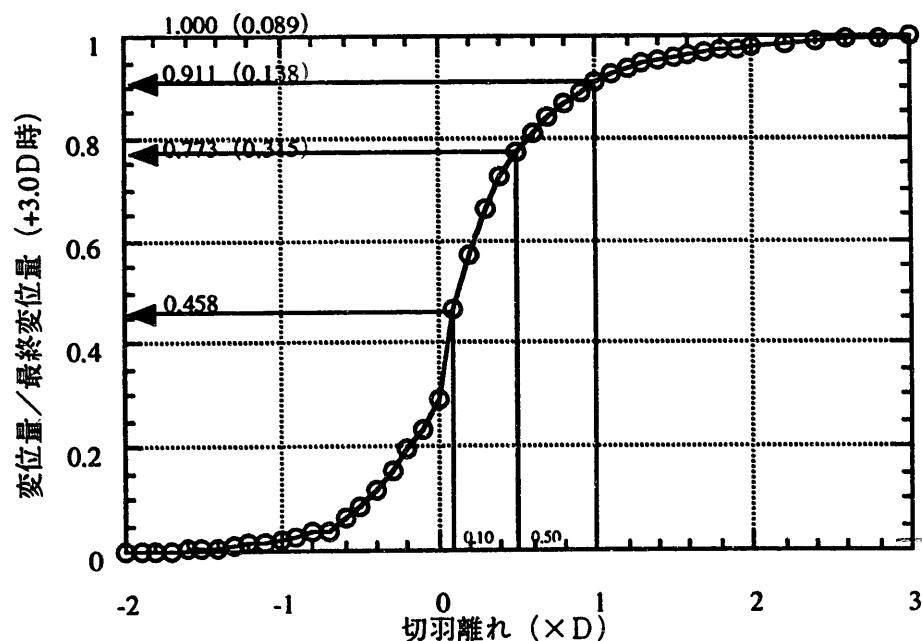


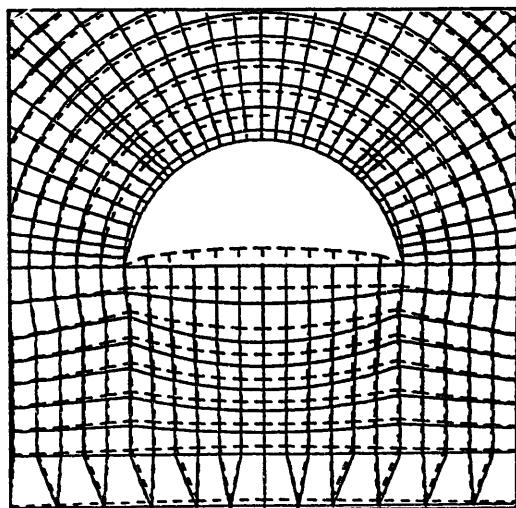
図-1.4.12 地山特性曲線（CASE 2）

(2) 解析結果及び考察

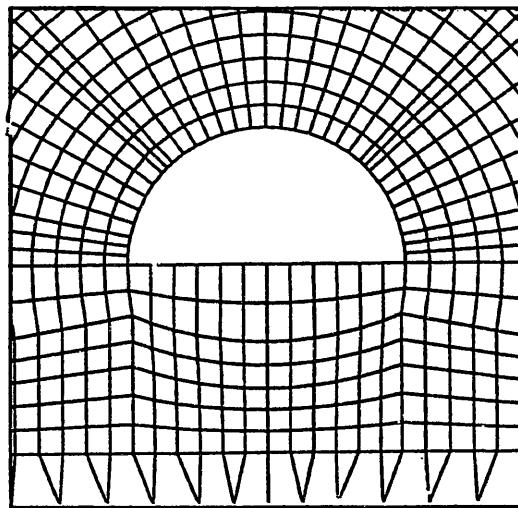
CASE 1 : STA329+38.0

1) 空洞変形量及び塑性領域

図-1.4.13に最終状態 (+3.0D到達時) の変位図及び塑性領域図を示す。解析結果から、内空変位量が0.54mm（空洞縮小），天端沈下量が0.56mm（沈下）が得られた。また、塑性領域図から、空洞周辺には塑性領域が発生せず、岩盤の応力状態は弾性範囲という結果を得た。



変位図



変位スケール
0 5 10 15mm
構造スケール
0 5m

塑性領域図

図-1.4.13 解析結果 (CASE1)

表-1.4.3に内空変位量の計測値と解析値を示す。

表-1.4.3 内空変位量比較表 (CASE 1)

	計測値		解析値		備考
	変位量 (mm)	変位量/最終変位量	変位量 (mm)	変位量/最終変位量	
STA329+38.0	1.6	33%	0.20	37%	0.5D 到達時
	3.4	69%	0.40	74%	1.0D 到達時
	4.9	100%	0.54	100%	3.0D 到達時

各施工段階での内空変位量を最終変位量 (+3.0D到達時) で無次元化して比較すると、計測値、解析値で良い一致を示している。これから、解析で設定した、掘削解放率（地山の特性曲線）が適切であったことが分かる。また、天端沈下量は、計測値が得られていないことから、ここでは、比較を実施していない。

2)地中変位

図-1.4.14に地中変位計測結果及び解析結果を示す。測線毎に計測値と解析値を比較検討する。

・測線左0°

計測では空洞壁面から2.0mのところから変位が発生し、空洞壁面から1.0mの位置での変位量は1.2mmであった。解析では、地中変位は殆ど発生していない。

・測線左45°

計測、解析とともに、地中変位は空洞壁面から1.0mの位置で約0.5mmと良く一致している。

・測线上方0°

計測値では上方に約0.5mm変位するのに対して、解析では、約0.5mm沈下した。これは、図-1.4.15に示すように、解析では空洞壁面が全体に内空側に変形したのに対して、実際は、水平方向変位が大きく、天端が上方に押し上げられるような変形モードとなったことが考えられる。

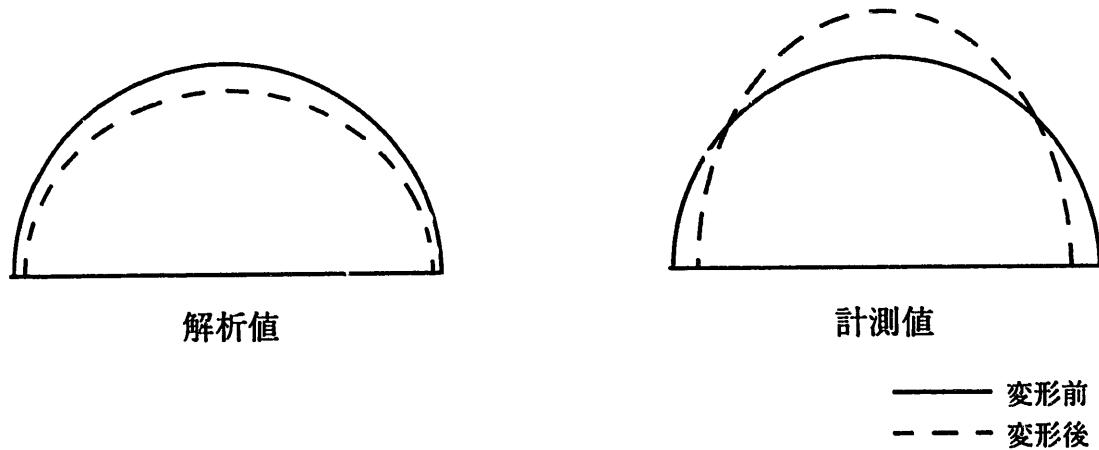


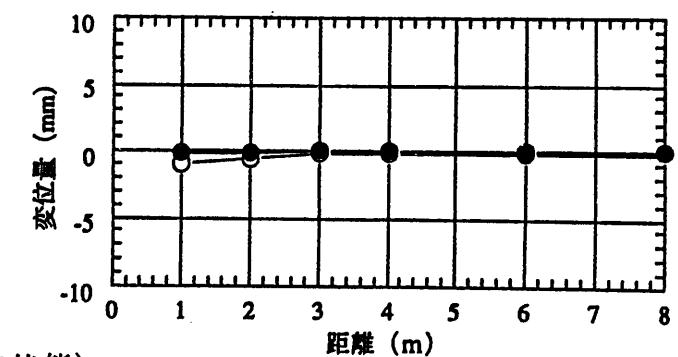
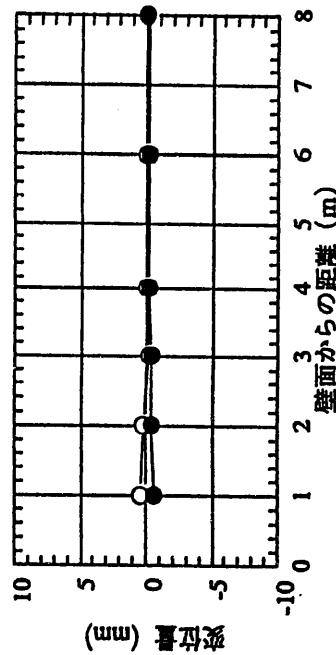
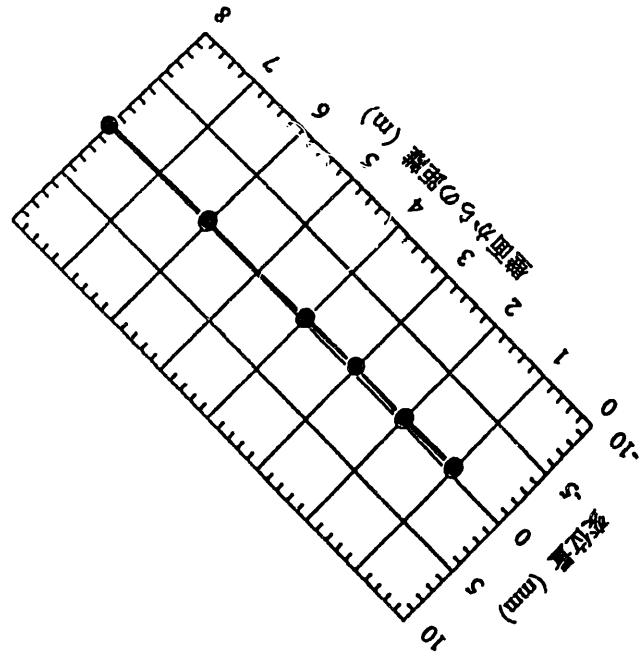
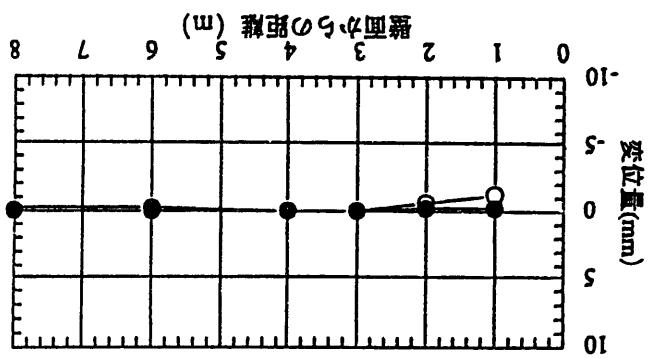
図-1.4.15 空洞変形モード

・測線右45°

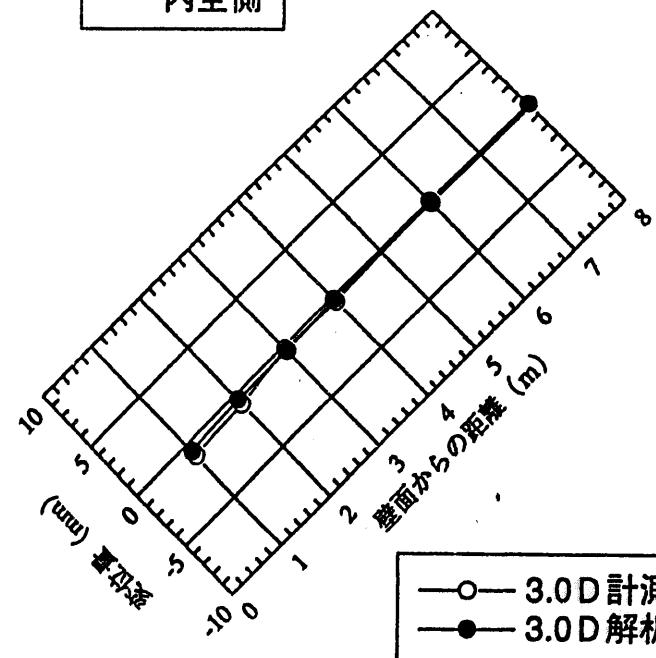
測線左45°と同様に、解析値と計測値には、その変形が開始される点及び、変位量ともに良い相関を示している。

・測線右0°

測線左0°と同様に、解析値では殆ど変位が発生していないのに対して、計測値は空洞壁面から1.0mの位置で約1.2mm発生している。



変位量の符号
+地山側
-内空側



—○— 3.0D 計測
—●— 3.0D 解析

図-1.4.14 地中変位比較検討図 (CASE1: 最終状態)

地中変位分布の計測結果から、空洞は左右対称に変形していることが分かる。これから、空洞周辺岩盤は解析で均質岩盤とした仮定が適切であったことが推定できる。また、地中変位量が解析値と計測値の間で差が生じた原因是、空洞変形モードが両者で異なっていたことが考えられる。この変形モードが両者で相違が生じた原因の一つとして、初期応力を解析では等方と仮定しているのに対して、検討対象位置は、土被りが30mと浅く実際は水平応力が卓越していた可能性がある。

3)ロックボルト軸力

ロックボルトは掘進長1m毎に上半に15本設置されているが、軸力の計測はそのうちの2本で行われている。図-1.4.16にロックボルト軸力計測結果及び解析結果を示す。以下に計測値と解析値を比較検討する。

- ・左45°

解析では空洞壁面から0.5mの地点で最大約2tの軸力が発生している。計測では、ロックボルトの軸力は殆ど発生しておらず、両者に相関を見いだすことが出来ない。

- ・右45°

左45°の結果と同様に、計測では、空洞壁面から0.5mの位置で約0.8tの軸力であるのに対して、解析では、約2.0tと両者に相違が生じている。

4)吹付コンクリート応力

図-1.4.17に吹付けコンクリート応力の計測結果及び解析結果を示し、両者を比較検討する。図中では、解析値と計測値をそれぞれ、切羽の進行位置、0.5D, 1.0D, 3.0Dの時点での川、天端、山の3箇所の応力値を示す。

図から、解析値と比較して計測値の方が発生応力は大きいことが分かる。これは、変位量も同様に、計測値の方が大きいことからも理解できる。

発生応力が切羽の進行に応じて増大する傾向は解析と計測で一致している。

5)鋼製支保工軸力

図-1.4.18に鋼製支保工軸力の計測結果及び解析結果を示し、両者を比較検討する。

図中では、吹付けコンクリートと同様に、解析値と計測値をそれぞれ、切羽の進行に合わせて、0.5D, 1.0D, 3.0Dの時点での左45°，天端，右45°，右水平の4箇所での軸力値を示す。計測値が最終状態で-2~7tであるのに対して、解析では14~18tの軸力と大きな値を示している。また、両者共に切羽の進行に応じて軸力が大きくなる傾向は一致しているが、天端→右45→右水平の順に軸力の変化を見ると、解析と計測で逆のモードとなっている。これから、空洞周辺岩盤の実際の変形モードが解析での変形モードと異なっていたことが考えられる。また、発生軸力が計測に比べて解析では大きかった要因として、解析では、掘削解放力の全てが支保工に作用するが、実際には、支保工と地山の間にはなじみがあることから、掘削解放力の全てが支保工に作用しなかったことが考えられる。

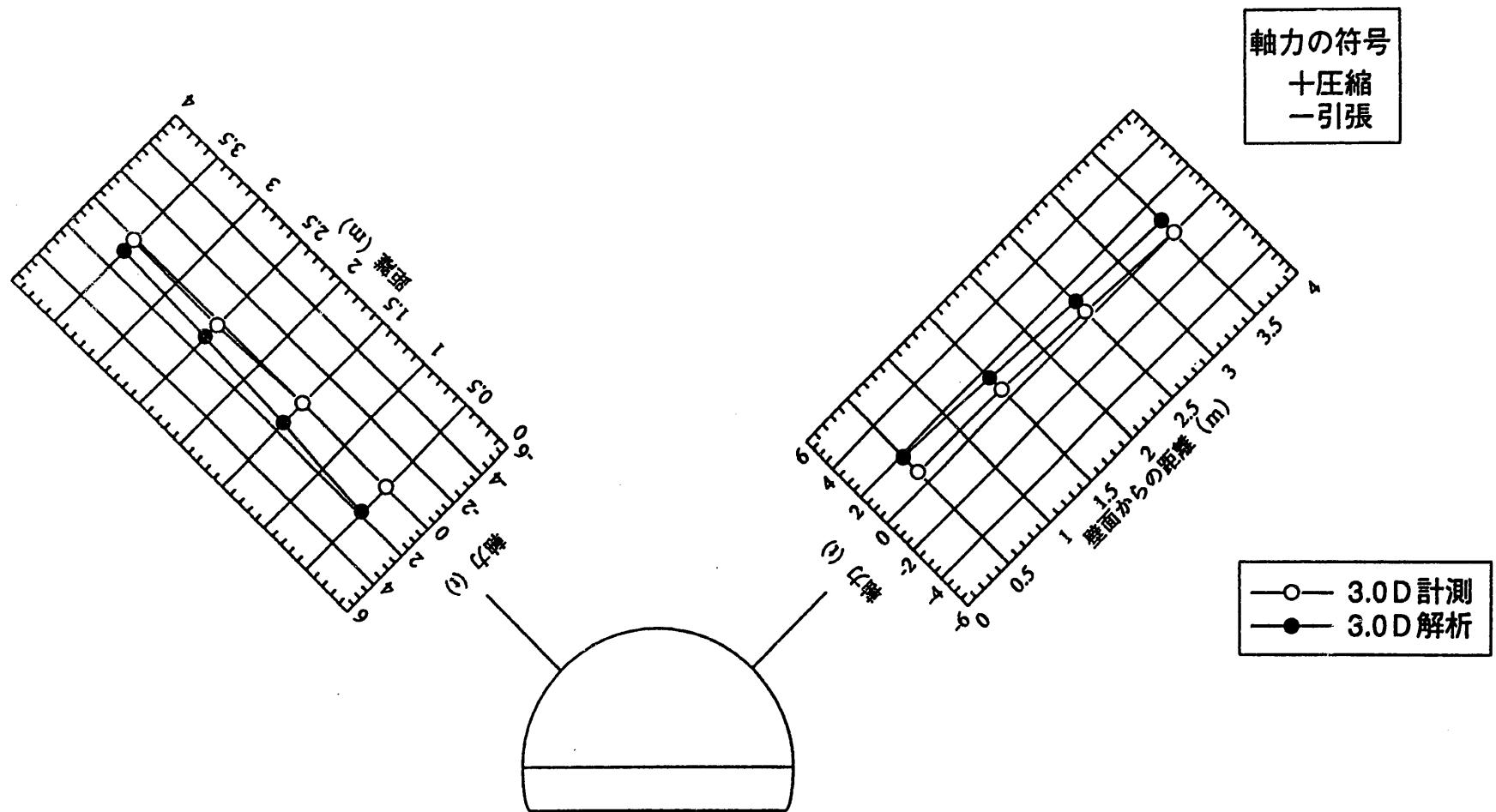


図-1.4.16 ロックボルト軸力比較検討図 (CASE1: 最終状態)

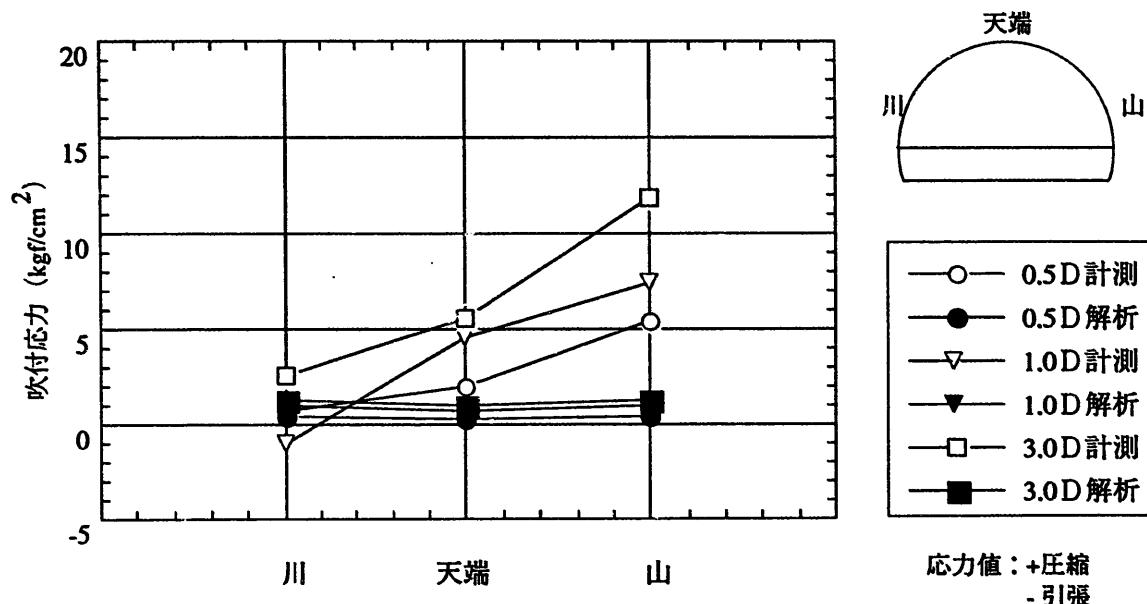


図-1.4.17 吹付コンクリート応力 (CASE1)

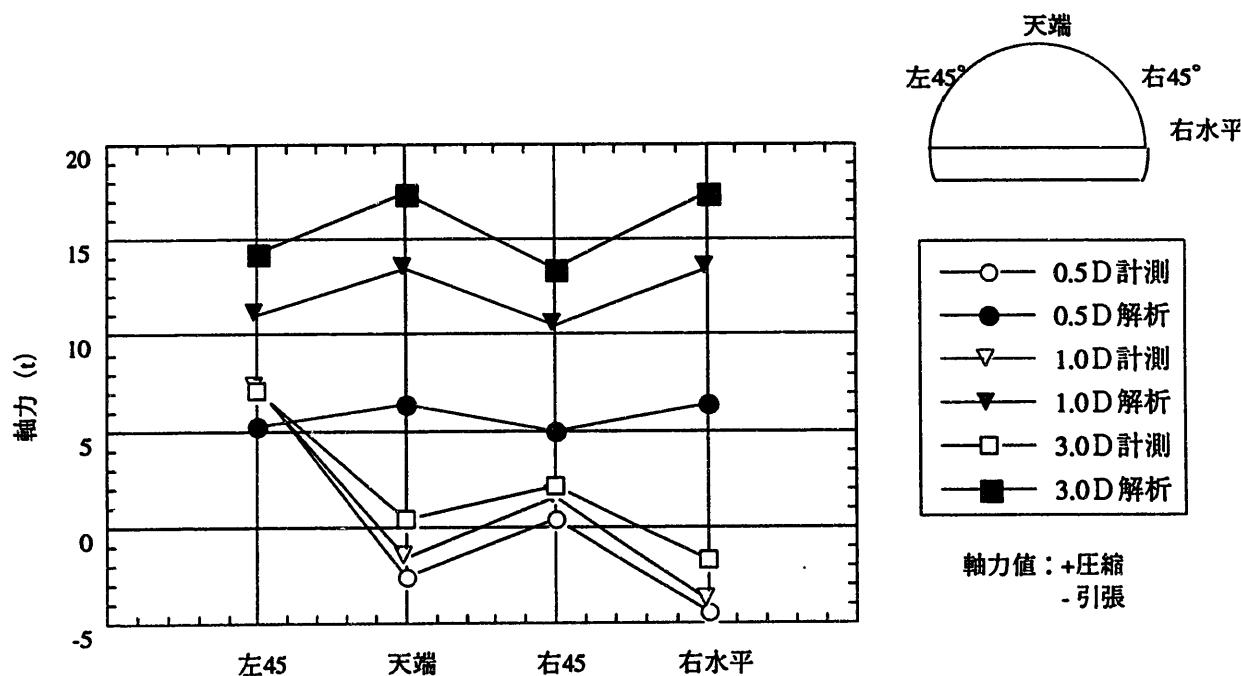
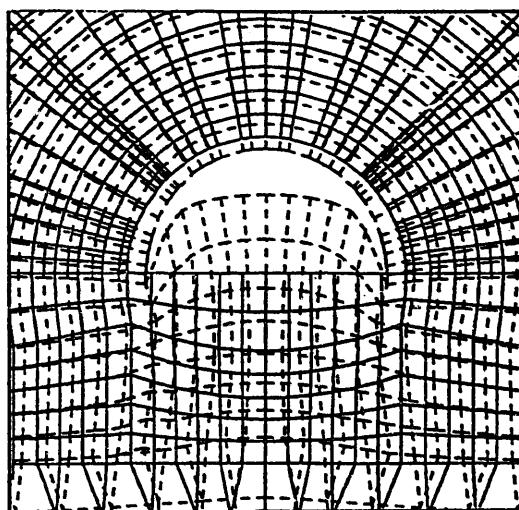


図-1.4.18 鋼製支保工軸力図 (CASE1)

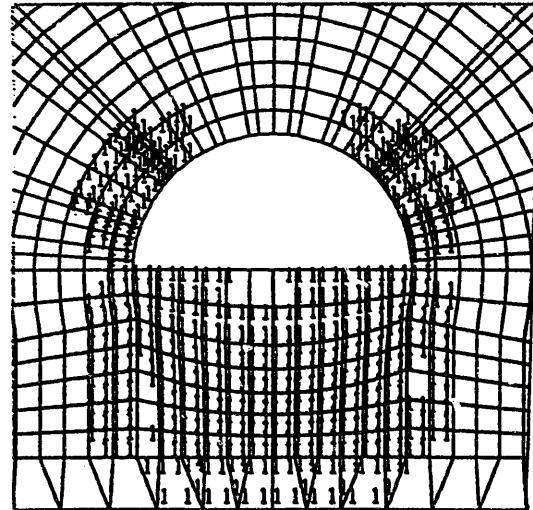
CASE 2 : STA329+38.0

1) 空洞変形量及び塑性領域

図-1.4.19に最終状態 (+3.0D到達時) の変位図及び塑性領域図を示す。解析結果から、内空変位量が90mm（空洞縮小），天端沈下量が22mm（沈下）が得られた。また、塑性領域図から、空洞周辺の岩盤は床盤及び上半肩部に塑性領域が発生している。また、塑性領域の範囲は、上半部で空洞壁面から約2~3m程度である。



変位図



変位スケール
0 300mm
構造スケール
0 5m

塑性領域図

図-1.4.19 解析結果 (CASE 2)

表-1.4.4に内空変位量の計測値と解析値を示す。

表-1.4.4 内空変位量比較表 (CASE 2)

	計測値		解析値		備考
	変位量 (mm)	変位量/最終変位量	変位量 (mm)	変位量/最終変位量	
STA322+59.0	11.6	40%	33.6	37%	0.5D 到達時
	20.4	71%	67.2	75%	1.0D 到達時
	28.7	100%	90	100%	3.0D 到達時

各施工段階での変位量を最終変位量で無次元化した量を比較すると、計測値、解析値で良い一致を示しており、掘削解放力（地山の特性曲線）の設定が適切であったことが分かる。また、天端沈下量は、計測値が得られていないことから、ここでは、比較を実施していない。

2)地中変位計測結果

図-1.4.20に地中変位計測結果及び解析結果を示す。測線毎に計測値と解析値を比較検討する。

・測線左0°

計測では空洞壁面から4mのところから変位が発生し、空洞壁面での変位量は19mmであった。解析では、空洞壁面で変位量は40mmであった。

・測線左45°

計測では、壁面から6m以深では殆ど地中変位が発生しておらず、最大で約2mmの変位である。解析では壁面から9mの位置から変位が発生し、壁面で約26mmの変位である。

・測線上方

計測では最大で約5mmの変位が発生し、解析では壁面で約22mmの変位である。

・測線右45°

計測では最大で約9mmの変位が発生し、解析では壁面で約26mmの変位である。

・測線右0°

計測では、壁面から9m以深では殆ど地中変位が発生しておらず、空洞壁面の変位量は約8mmである。解析では壁面から9mの位置から変位が発生し、壁面で約40mmである。

地中変位分布の計測結果から、空洞の変形は壁面位置によって大きく異なっていることが分かる。これから、解析で空洞周辺岩盤を均質とした仮定が不適切であったことが推定できる。また、解析と計測の間で地中変位量に差が生じた原因としては、岩盤物性値（変形特性）の過小評価及び、空洞周辺岩盤の地質条件と解析モデルでの地質条件の不一致、初期応力値の過大評価の3つが考えられる。

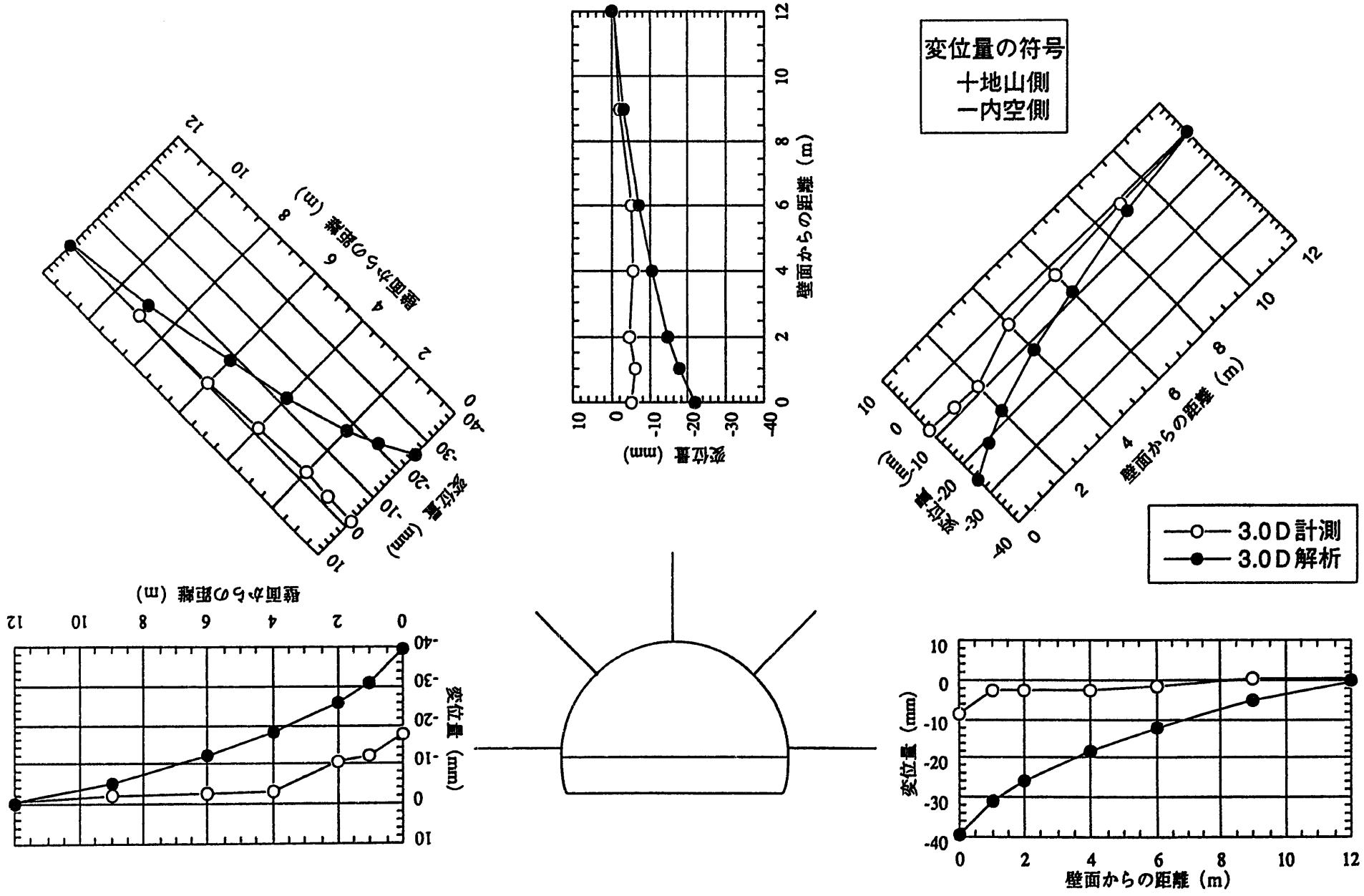


図-1.4.20 地中変位比較検討図 (CASE2: 最終状態)

3)ロックボルト軸力

ロックボルトは掘進長1m毎に上半に21本設置されているが、軸力の計測はそのうちの5本で行われている。図-1.4.21にロックボルト軸力計測結果及び解析結果を示す。これから、地中変位と同様に、解析と計測で大きな差が生じている。解析では非常に大きな軸力（50t程度）が発生しているのに対し、計測では左水平の一部に約40tの軸力が発生しているが、全体的には10t未満の軸力である。

4)吹付コンクリート応力

図-1.4.22に吹付けコンクリート応力の計測結果及び解析結果を示し、両者を比較検討する。図中では、解析値と計測値をそれぞれ、切羽の進行位置、0.5D, 1.0D, 3.0Dの時点での川、天端、山の3箇所の応力値を示す。

図から、解析値と比較して計測値の方が発生応力は大きいことが分かる。また、発生応力が切羽の進行に応じて増大する傾向は解析と計測で一致している。

5)鋼製支保工軸力

図-1.4.23に鋼製支保工軸力の計測結果及び解析結果を示し、両者を比較検討する。図中では、吹付けコンクリートと同様に、解析値と計測値をそれぞれ、切羽の進行に合わせて、0.5D, 1.0D, 3.0Dの時点での左水平、左45°、天端、右45°、右水平の5箇所での軸力値を示す。計測値が最終状態で10~60 tであるのに対して、解析では250~350 tの軸力と大きな値を示している。この要因として、解析では、掘削解放力の全てが支保工に作用するが、実際には、支保工と地山の間にはなじみがあるため、掘削解放力の全てが支保工に作用しなかったということが考えられる。

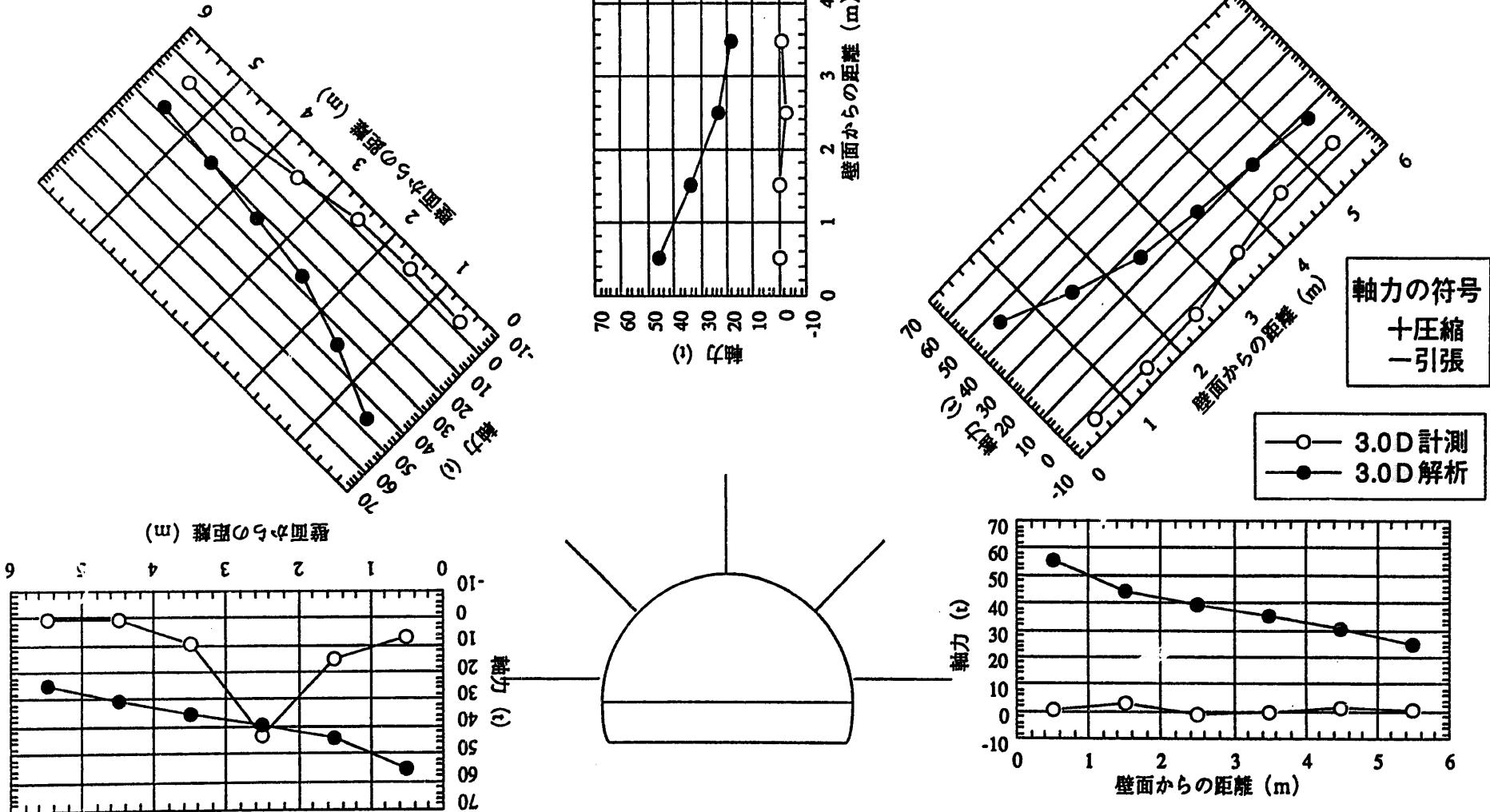


図-1.4.21 ロックボルト軸力比較検討図 (CASE2: 最終状態)

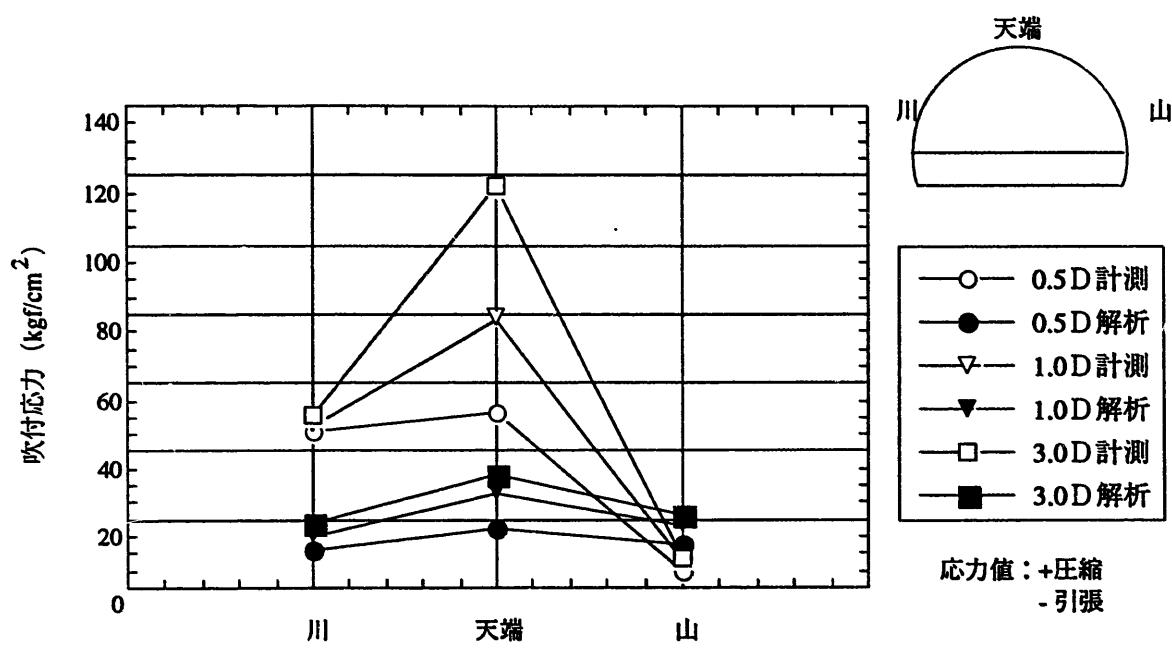


図-1.4.22 吹付コンクリート応力 (CASE2)

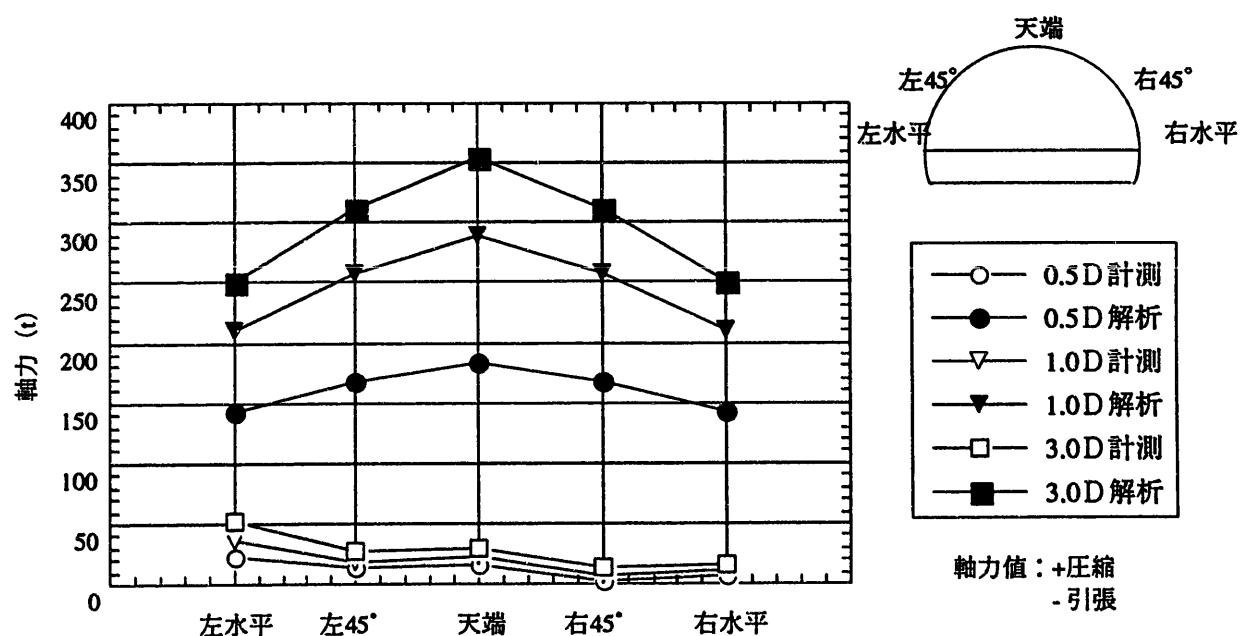


図-1.4.23 鋼製支保工軸力図 (CASE2)

1.4.5 まとめ

以上から、CASE 1では、計測値と解析値を比較した結果、地中変位分布は有限要素法で概ね表現することができた。しかしながら、支保工応力の計測値を解析では評価出来ず、そのモデル化について今後の検討が必要である。

一方、CASE 2では、有限要素法による解析結果は計測値を表現することができなかつた。その原因としては、

- ・岩盤物性値（変形特性）の過小評価
- ・空洞周辺岩盤の地質条件と解析モデルでの地質条件の不一致
- ・初期応力値の評価の誤り

の3つが考えられる。

このように、解析結果が計測値を評価可能であるかは、設計手法（解析手法）とその入力値（物性値、地質条件のモデル化、初期応力値 等）の両者に依存しており、この結果から有限要素法による設計手法が深部地下空洞の設計手法に適切であるか不適切であるかといった評価は不可能である。

1.5 まとめ

4地点における事例解析の条件及び結果を表-1.5.1に整理する。以下にそれについて概説する。

・鍋立山 (Sec.7 34k609m30)

解析物性は、室内三軸圧縮試験結果から評価しているが検討対象位置の試験結果ではなく、同岩種での結果を流用している。地質状況のモデル化では情報が無いために均質岩盤とした。また、考察に用いた計測データの詳細（計測場所、計測日時等）は不明であった。その結果、解析値は計測値を評価することができなかった。これは、岩盤物性及びモデル化が不適切であったこと、計測値に掘削影響の他に長期変形（蛇紋岩の膨張変形）の影響が含まれていることが原因と考えられる。

したがって、これらの検討は解析入力値及び考察に用いた計測値の両者に問題があり、解析手法（有限要素法によるひずみ軟化の評価）が設計手法として適切であったか否かといった判断をすることはできない。

・嵐山 (STA324+48)

解析物性は、解析検討対象位置の近傍で実施した孔内載荷試験及び室内三軸圧縮試験から評価した。地質状況はボーリングデータから詳細にモデル化した。考察に用いる計測データもその詳細が明らかであり、解析に用いた地山の特性曲線の設定においても地上からのトリベックによる計測によって検証した。その結果、解析で得た地中変位、内空変位及びロックボルト軸力等は計測結果を十分に評価できるものであった。

・嵐山 (STA329+38, STA322+59)

解析物性は、解析検討対象位置と同種岩盤で実施した孔内載荷試験及び室内三軸圧縮試験から評価した。地質状況は、切羽観察結果及びボーリングデータ等が無いことから均質地盤を仮定した。考察に用いる計測データはその詳細が明らかであった。その結果、STA329+38地点（緑色片岩）については、地中変位計測と解析結果が概ね良い相関を示した。これは、解析において検討対象位置の地盤のモデル化及び物性の評価、初期応力の仮定が実際と一致していたことが推定できる。しかしながら、内空変位量の大きさや地中変位のうち天端変位量から判断すると初期応力を等方応力とした仮定は実際と異なる可能性がある。一方、STA322+59地点（蛇紋岩）については、解析と計測が大きく異なっており、地盤のモデル化及び物性の評価、初期応力の設定等に大きな相違があるものと考えられる。

表-1.5.1 事例解析結果の整理

	鍋立山 (Sec.7-34k609m30)	嵐山 (STA324+48)	嵐山 (STA329+38)	嵐山 (STA322+59)
岩盤物性値	変形特性：室内三軸圧縮試験 強度特性：室内三軸圧縮試験	変形特性：孔内載荷試験 強度特性：室内三軸圧縮試験	変形特性：孔内載荷試験 強度特性：室内三軸圧縮試験	変形特性：孔内載荷試験 強度特性：室内三軸圧縮試験
初期応力	土被り相当圧（等方） 土被り = 120 [m]	土被り相当圧（等方） 土被り = 95 [m]	土被り相当圧（等方） 土被り = 30 [m]	土被り相当圧（等方） 土被り = 140 [m]
地山強度比 (物性値で算出)	蛇紋岩 0.86	蛇紋岩 0.6	片岩 6.0	蛇紋岩 0.5
計測データ	詳細不明	計測開始日、 掘削進行の詳細データ有り	計測開始日、 掘削進行の詳細データ有り	計測開始日、 掘削進行の詳細データ有り
解析手法	ひずみ軟化考慮	線形弾性	完全弾塑性	完全弾塑性
事例解析の結果	×	△	○	○
備考	クリープ的な挙動までをこのモデルで評価することに問題がある。計測データから岩盤の変形係数を算出してみると、この研究で用いた物性値は、不適切（変形係数が実際よりも大きく評価）である。	概ね、解析値は計測値を表現できている。解析対象位置の地質状況、岩盤物性値の設定が原位置を十分にモデル化できていたためであろう。	概ね、解析値は計測値を表現できている。	解析は、計測値を表現できない。岩盤のモデル化、岩盤物性、初期応力の設定に実際との相違が存在しているためであろう。

今回、実施した4件の事例解析のうち、実現象を再現できたものが2件、再現できなかつたものが2件であった。実現象を再現できなかつた2件は、入力データとなる岩盤物性、初期応力値、解析モデル（地質状況）、考察に用いる計測データの把握等に問題があった。一方、これらの条件が満足された嵐山（STA324+48）では、有限要素法を用いて掘削に伴う空洞周辺の岩盤挙動を再現可能であった。

以上から、深部地下空洞の設計手法として有限要素法が有用か否かといった議論は、その入力値及びその評価に用いる計測値の信頼性に依存しており、今回の検討結果からだけでは判断不可能である。しかしながら、本研究で実施した事例解析の範囲内でならば、入力データ及び考察に用いる計測データを適切に評価できている場合には設計手法として有限要素法は有用であると判断できる。

参考文献

稻葉, 西谷, 手塚, 新田 (1988) : 神居古潭蛇紋岩地帯にトンネルを掘る
道央自動車道嵐山トンネル, トンネルと地下, Vol.19,No.6

稻葉, 西谷, 手塚, 新田 (1989) : 神居古潭蛇紋岩地帯にトンネルを掘る (その2)
道央自動車道嵐山トンネル, トンネルと地下, Vol.20,No.5

木村, 亀村他: 切羽の進行を考慮した掘削の解析について,
第16回土質工学研究発表会, PP.1565-1568

大塚正幸, 豊島英明 (1980) : 膨張性地山での苦闘—北越北線鍋立山トンネルの
計測と施工, トンネルと地下, Vol.11,No.1

五月女敦, 藤田朝雄, 原啓二, 納多勝 (1992) : 地層処分場の空洞安定性の検討,
PNC TN1410 92-055.

2. 不連続体解析手法の検討

2.1 検討の位置づけと方針

処分技術に関するこれまでの研究では、岩盤の力学的挙動については、連続体モデルに基づいた検討（動燃事業団、1992）が行われているが、不連続性の岩盤については不連続体モデルを適用することが必要となる場合も想定される。不連続体を取り扱える解析手法としては、これまでさまざまな手法が提案されている。ここでは、これらの解析手法のうち最も一般的である個別要素法（DEM）、ジョイント要素法（FEM-J）の2手法を用いて坑道の掘削解析を実施し、手法間で解析機能を比較検討した。

2.2 各解析手法の入出力データの整理

図-2.2.1に示すように、高さ50mm、縦・横100×100mmの不連続面を含んだ岩石の一面せん断試験を例として、各解析手法での入出力データを整理する。

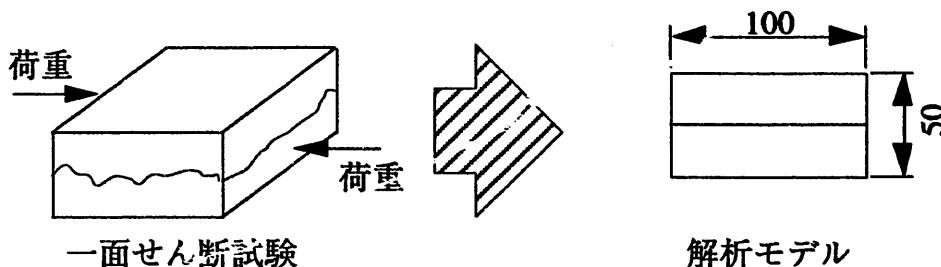


図-2.2.1 解析対象概念図

2.2.1 ジョイント要素法 (FEM-J)

ジョイント要素を用いて不連続面を評価する場合、その両端座標 $(x_2, y_2) = (x_3, y_3)$ $(x_6, y_6) = (x_7, y_7)$ で幾何学特性を、両端に配置した垂直バネ k_n とせん断バネ k_s で力学特性を評価する。（図-2.2.2参照）

(1) 不連続面のモデル化

不連続面をジョイント要素によって評価する。

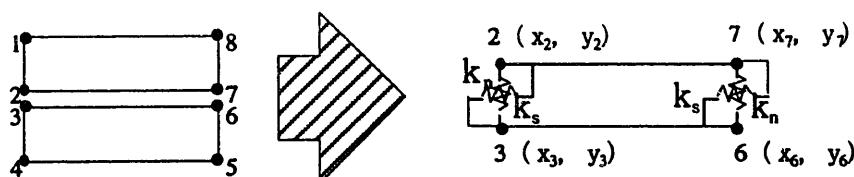


図-2.2.2 ジョイント要素による不連続面のモデル化

(2) 入力データ

1) 幾何学特性

不連続面の幾何学特性は、ジョイント要素の節点座標で評価

2) 力学特性

a. 岩盤基質部

- 変形特性

岩盤基質部の変形特性は、変形係数D (MPa) とポアソン比νで評価

・強度特性

モールクーロンの破壊基準を仮定し、せん断強度 τ (MPa) は粘着力 C (MPa)、内部摩擦角 ϕ (°) で、引張強度は σ_t (MPa) で評価（図-2.2.3参照）。

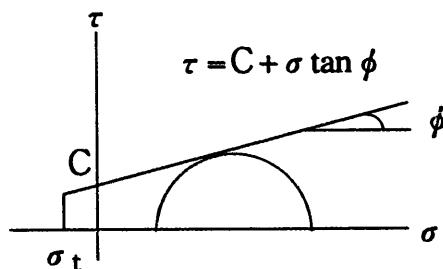


図-2.2.3 モールクーロン破壊基準

b.不連続面

・変形特性

不連続面の力学モデルを図-2.2.4に示す。

ジョイント要素の両端に配置したせん断バネ、垂直バネで評価する。

せん断バネの剛性 k_s は $\tau = k_s \cdot u_s$ で垂直バネ剛性 k_n は $\sigma = k_n \cdot u_n$ で評価している。

・強度特性

せん断強度 τ (MPa) は、図-2.2.5に示すように、クーロン摩擦則を仮定している。

($\tau = C + \sigma_n \tan \phi$) ここで、 σ_n は不連続面垂直応力である。不連続面の引張強度は、図-2.2.4に示したように σ_t で評価している。

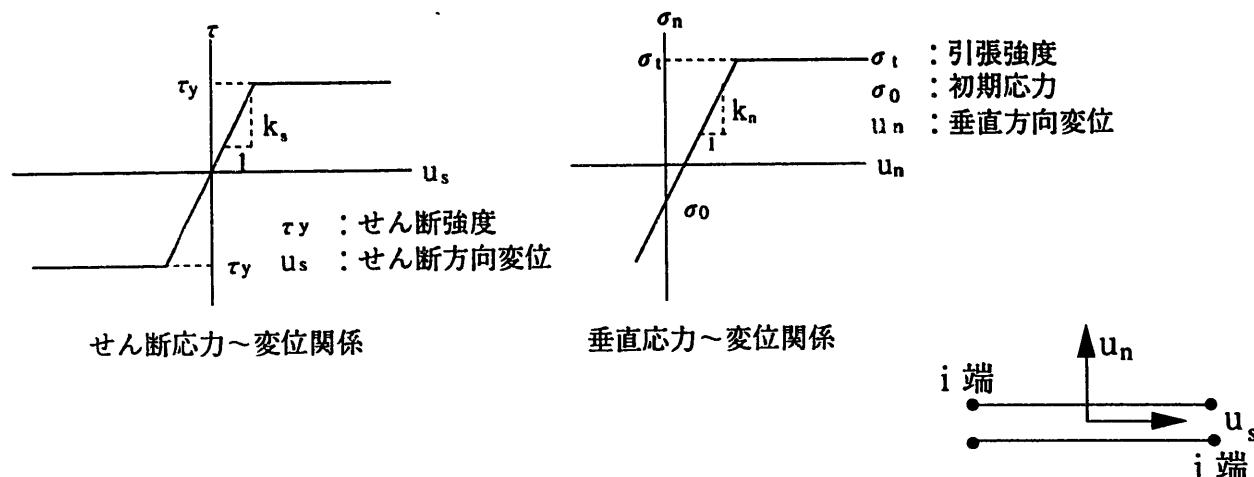


図-2.2.4 不連続面の力学モデル

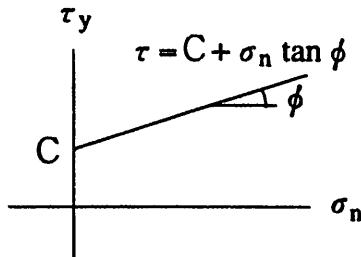


図-2.2.5 不連続面のせん断破壊基準

(3) 出力データ

a. 岩盤基質部

岩盤基質部分のデータに関しては、節点の変位及び要素内応力が出力される。

- ・変位（節点変位： u_i, v_i ）
- ・応力（要素重心位置での応力： $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ ）
(図-2.2.6参照)

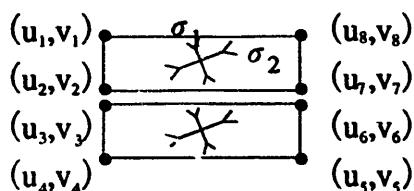


図-2.2.6 岩盤基質部出力データ (FEM-J)

b. 不連続面

- ・変位（節点変位： u_i, v_i, u_j, v_j ）
- ・応力（不連続面の応力は、ジョイント要素両端のバネに生じている応力の平均
 $\bar{\sigma}_n, \bar{\tau}$ が出力データとして得られる）

$$\bar{\sigma}_n = (k_n \cdot u_{ni} + k_n \cdot u_{nj}) / 2 \quad \dots \dots \dots \dots \dots \quad (2.2.1)$$

$$\bar{\tau} = (k_s \cdot u_{si} + k_s \cdot u_{sj}) / 2 \quad \dots \dots \dots \dots \dots \quad (2.2.2)$$

u_{ni} : i 端での不連続面の鉛直方向変位 ($u_{ni} = -u_2 + u_3$)

u_{si} : i 端での不連続面のせん断方向変位 ($v_{ni} = -v_2 + v_3$)

2.2.2 個別要素法 (DEM)

DEMでは、ブロック間を不連続面と評価しており、これで幾何学特性を表現している。また、力学特性は、ブロック間の接触面に配置したバネとダッシュポットで評価する。

(1) 不連続面のモデル化

図-2.2.7に示すように不連続面をブロック間のせん断・垂直バネで評価する。

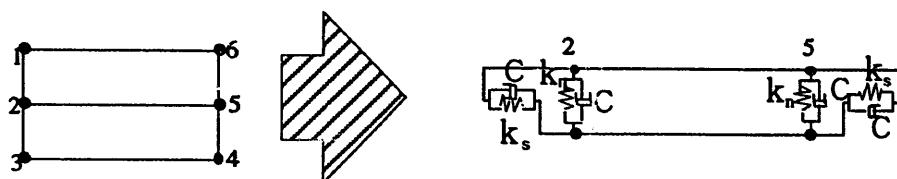


図-2.2.7 DEMにおける不連続面のモデル化

(2) 入力データ

1)幾何学特性

不連続面の幾何学特性は、不連続面の両端座標で評価

2)力学特性

a.岩盤基質部

- ・変形特性

岩盤基質部の変形特性は、変形係数D (MPa) とポアソン比 ν で評価

- ・強度特性

モールクーロンの破壊基準を仮定し、せん断強度 τ (MPa) は粘着力 C (MPa)、内部摩擦角 ϕ (°) で、引張強度は σ_t (MPa) で評価する。

(図-2.2.3参照)

b.不連続面

- ・変形特性

不連続面の変形特性は、両端に配置した垂直バネ剛性 k_n とせん断バネ剛性 k_s で評価 (図-2.2.7参照)

- ・強度特性

せん断強度 τ (MPa) は、クーロン摩擦則を仮定し、粘着力 C (MPa)、内部摩擦角 ϕ (°) で、引張強度は、 σ_t (MPa) で評価 (図-2.2.4, 5参照)

(3) 出力データ

a. 岩盤基質部

- ・変位（節点変位： u_i, v_i ）
- ・応力（要素重心位置での応力」： $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ ）
(図-2.2.6参照)

b. 不連続面

- ・変位（不連続面の垂直方向変位 u_n , せん断方向変位 u_s ）
- ・応力（不連続面両端のバネに生じている応力）

$$\text{垂直応力} \quad \sigma_n = u_n \cdot k_n \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (2.2.3)$$

$$\text{せん断応力} \quad \tau = u_s \cdot k_s \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (2.2.4)$$

2.3 解析モデルの作成

2.3.1 モデルの作成方法

不連続面を有する岩盤のモデル化手法として、既往の研究で報告されているものは、岩盤浸透流（フラクチャーネットワーク）に関するものが殆どである（表-2.3.1）。

岩盤のモデル化手法で力学問題を対象とした研究は数少なく、唯一報告されているNGI（Norwegian Geotechnical Institute）のBartonらによって実施されている例（STRIPA PROJECT, 1990), (STRIPA PROJECT, 1991) を以下に示す（図-2.3.1）。

報告では、モデルの作成方法の手順として

- (1)亀裂の原位置計測データの取得
- (2)3次元空間上で統計的に亀裂を発生
- (3)2次元解析面でのトレース図の作成
- (4)解析モデルの作成

の4段階で岩盤をモデル化している。図-2.3.2にNGIが作成した不連続体解析モデル例を示す。

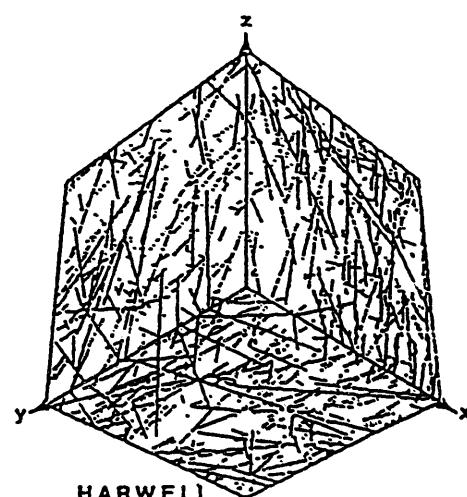
今回の研究では、NGIが実施したモデル化手法を採用する。不連続面の幾何学特性、強度変形特性等の解析に用いる入力データは、釜石鉱山における既往の研究成果を流用する。

表-2.3.1 既往の岩盤モデル作成例

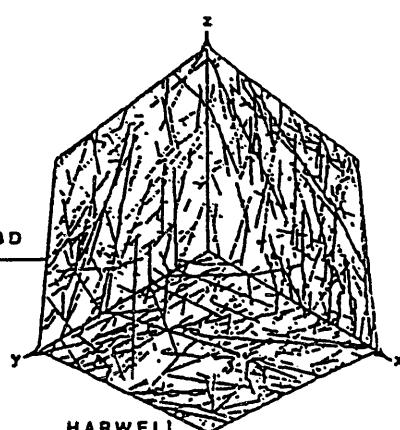
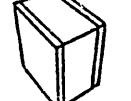
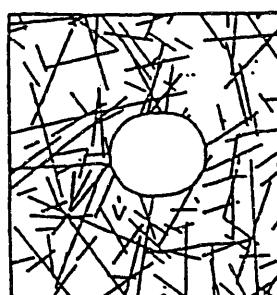
	Beacherモデル G.B. Beacher (1977)	Venezianoモデル D. Veneziano (1978)	Dershowitzモデル W.S. Dershowitz (1984)	モザイクブロックモデル Voronoi (1908) , D. Sioyan (1987)
概念	亀裂を有限長さの円盤・梢円盤でモデル化	無限長のランダムプレーン上に無限長のランダムラインを発生させ亀裂をモデル化	無限長のランダムプレーン上でプレーン相互の交差を考慮して亀裂をモデル化	ブロック中心点をランダムに発生させ中心点間を分割して亀裂を発生させる
位置	決定論的／確率論的	決定論的／確率論的	決定論的／確率論的	決定論的／確率論的
形状	円盤・梢円盤	多角形	多角形	多角形
方向	決定論的／確率論的	決定論的／確率論的	決定論的／確率論的	決定論的／確率論的
大きさ	決定論的／確率論的 円盤：半径 梢円盤：長軸／短軸	決定論的／確率論的	決定論的／確率論的	決定論的／確率論的
亀裂端	基質岩盤中	ランダムプレーン上	基質岩盤中または、亀裂交差部	岩盤ブロック端
その他	取り扱いが簡易、Xタイプの亀裂系が形成	共線／共面上の亀裂系が形成	Lタイプ・Tタイプの亀裂系が形成	亀裂幾何特性を任意に入力できない
二次元				
三次元				

亀裂の原位置計測データの取得

3次元空間上で統計的に亀裂を発生

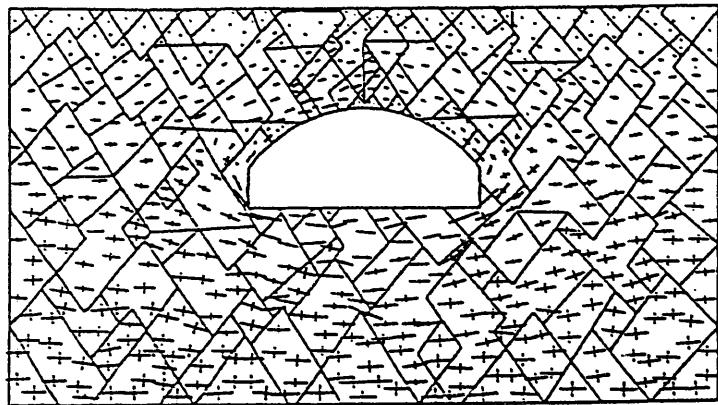


DISTINCT ELEMENT MODELLING
OF DISTURBED ZONES
SURROUNDING VALIDATION DRIFT

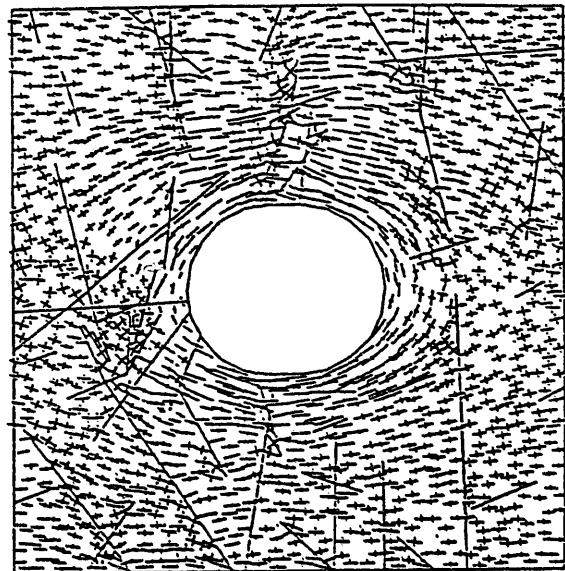


解析の実施

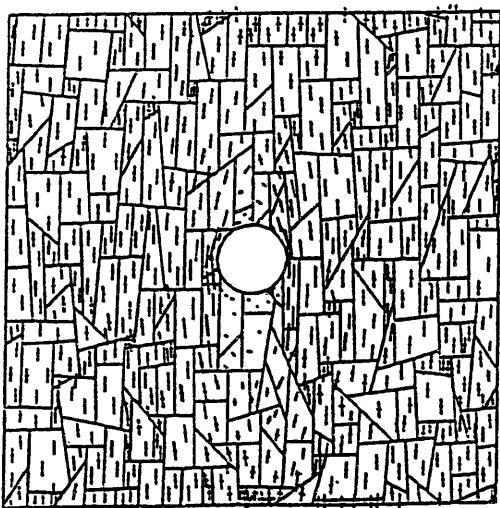
図-2.3.1 NGIによる岩盤モデル作成手順



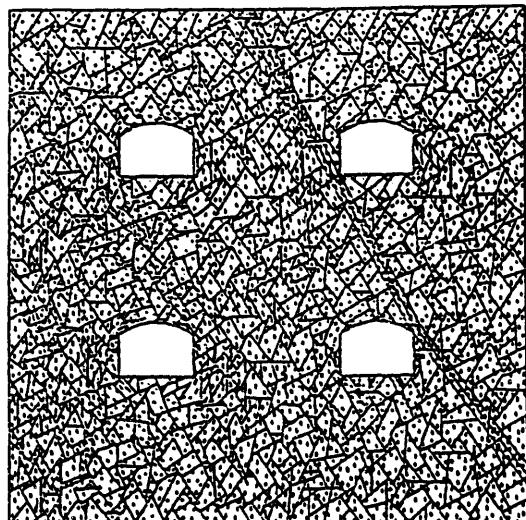
リレハンメルオリンピック地下アイスホッケー場



SCVサトでの坑道安定解析



火山岩中におけるTBMトンネル



火山岩中における処分坑道

図-2.3.2 不連続体解析モデル例（NGI作成）

2.3.2 不連続面データの整理

不連続面の幾何学データとして釜石鉱山での既往の研究成果（野口ほか, 1990）を用いる。

(1) 調査位置及び調査方法

調査位置は、標高約575m、地表下約260mで栗橋花崗岩体に掘削された探鉱坑道（NW-坑道、NE-坑道）である（図-2.3.3参照）。

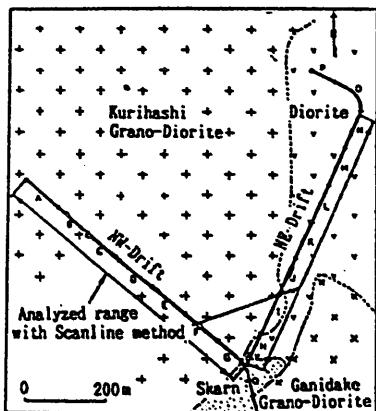


図-2.3.3 調査位置

不連続面の調査は、図-2.3.3でV字型になっている全長1623.7mのNW-坑道、NE-坑道を長さ100mの区間に分割し、スキャンライン法を用いて天端と両側壁について行った。

(2) 調査結果

1) 方向

NW-坑道、NE-坑道で得た不連続面のステレオ投影図、密度コンター図を図-2.3.4に示す。

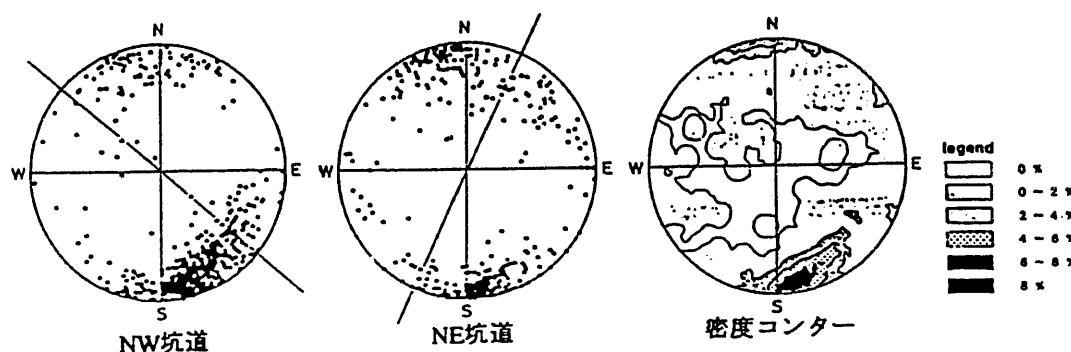


図-2.3.4 ステレオ投影・密度コンター

これから、不連続面の卓越方向は、N70E80Sである。上図から、NW-坑道、NE-坑道で得た不連続面の情報は、坑道の方向がその結果に大きく影響しており、坑道と交差しづらい水平な不連続面等が計測されていないことが分かる。調査では、水平な不連続面の情報を得るために、鉛直ボーリングを実施して岩盤内不連続面の幾何学データを取得している。図-2.3.5に鉛直ボーリング位置とボーリング調査で得た不連続面の方向と出現頻度分布を示す。

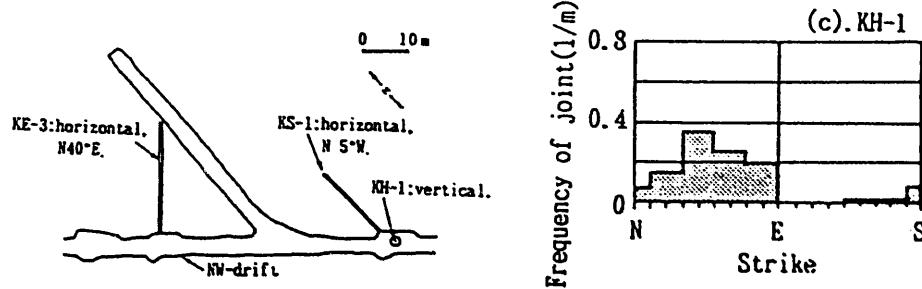


図-2.3.5 鉛直ボーリング位置及び調査結果

2) 大きさ及び密度

不連続面の大きさはその形状を円盤と仮定した時の直径平均で 5.00 m で、大きさの分布は指数分布を示すことが報告されている。

不連続面の密度は、単位体積当たり $0.060 \text{ 本} / \text{m}^3$ と算出されている。

2.3.3 不連続体解析モデルの作成

図-2.3.1に示した方法を用いて、不連続体解析モデルを作成した。解析モデルとして、不連続面の方向の分布を考慮したランダムモデルと不連続面の方向をその平均方向で評価した格子モデルの2種を作成した（図-2.3.6）。

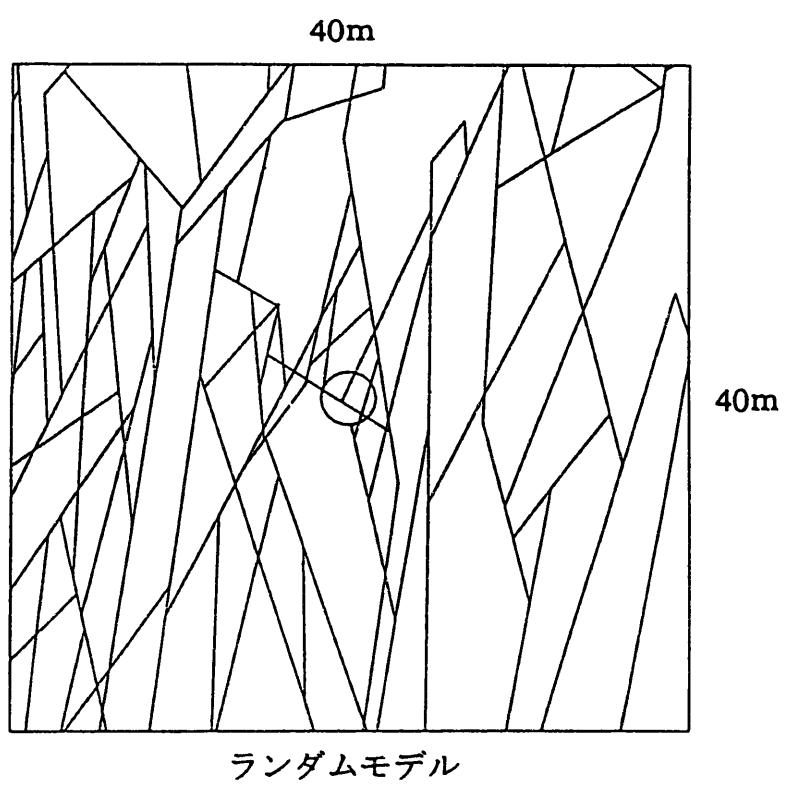
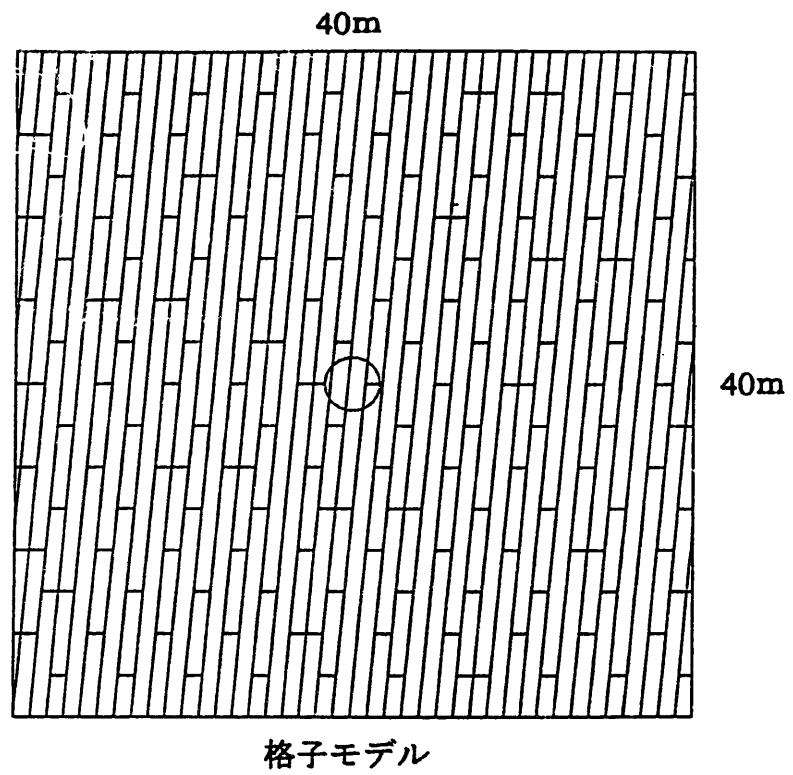


図-2.3.6 不連続体解析モデル

2.4 坑道の掘削解析

2.4.1 解析条件

(1) 解析物性値

a) 岩盤基質部

表-2.4.1に釜石鉱山の栗橋花崗岩の室内一軸圧縮試験結果を示す。

表-2.4.1 栗橋花崗岩一軸圧縮試験結果

ボーリング孔No.	KDK-1	KDK-2	KDK-3
深度 (m)	0.45~0.65	0.32~0.50	0.49~0.82
圧縮強度 (kgf/cm ²)	1203	1019	1296
ヤング率 (kgf/cm ²)	6.04×10^5	6.01×10^5	6.33×10^5
ポアソン比	0.252	0.269	0.279

これから、変形係数を60000MPa、ポアソン比を0.267と設定した。

強度特性は、三軸圧縮試験結果（図-2.4.1）から粘着力Cを37.1MPa、内部摩擦角 ϕ を45.2°と設定した。

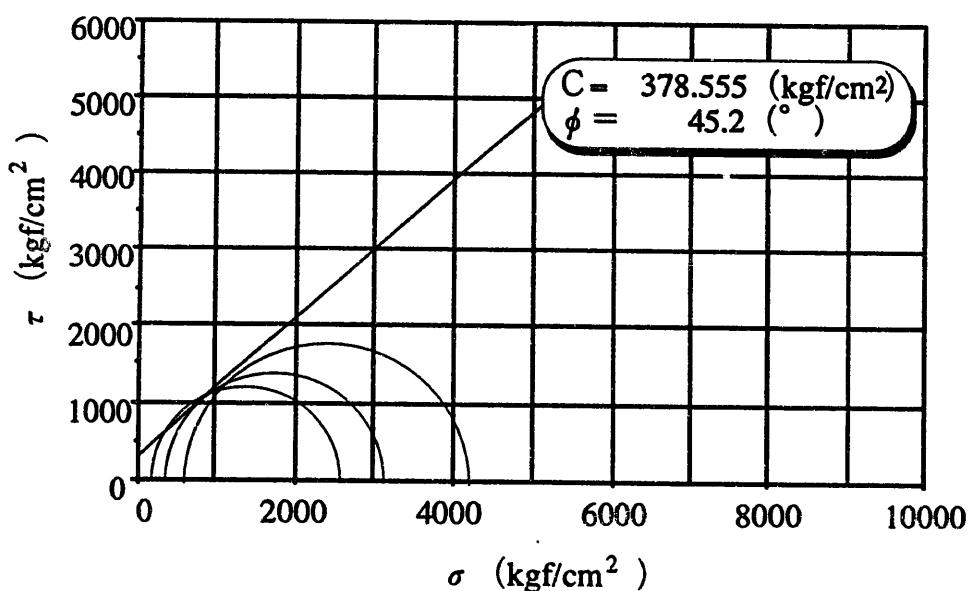


図-2.4.1 三軸圧縮試験結果 (KDK-3)

b) 岩盤不連続面

・せん断剛性

釜石鉱山で実施された亀裂特性室内試験結果を表-2.4.2に示す。

表-2.4.2 亀裂特性試験結果

	乾燥密度	基本摩擦角 ϕ_b (°)	残留摩擦角 ϕ_b (°)	一軸圧縮強度 (MPa)	JCS0 (MPa)	JRC0
KM-1	26.98	34.1	28.7	119.1	61.2	4
KM-2	26.98	34.1	27.8	141.1	38.6	2
KM-3	27.42	34.1	22.8	101.1	27.1	4.3
KM-4	27.42	34.1	28.9	119.3	62.6	4.6
KM-5	26.74	34.1	30.8	83.3	58.9	2.8
KM-6	26.86	34.1	28.2	105.7	53.2	6.4
KM-7	23.87	34.1	28.4	78	43.7	7
KM-8	24.36	34.1	30	78.3	50.6	4.9
KM-9	27.68	34.1	27.2	122.8	52.1	6
KM-10	27.57	34.1	26.2	131.5	47.8	7.3
KM-11	26.7	34.1	29.3	128	68.7	4.2
KM-12	26.82	34.1	26.4	158.3	54.9	4.5
KM-13	28.14	34.1	30	129.4	77	4
KM-14	27.4	34.1	33.4	103.4	54	3.2
KM-15	27.35	34.1	29.1	132.4	70	3
KM-16	26.97	34.1	30.1	121.7	74.4	3.5
平均値				115.8375	55.925	4.48125

せん断剛性 k_s は、Bartonの実験式 (Barton & Choubey, 1977) から算出する。

$$k_s = \frac{100}{L_n} \sigma_n \tan \left\{ JRC_n \log \left(\frac{JCS_n}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right\} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \quad (2.4.1)$$

$L_s = 5.0$ (m) 原位置における不連続面のトレース長さ平均

$\sigma_n = 33.1$ (MPa) 不連続面作用応力 (初期主応力平均を仮定)

JRC_n 原位置不連続面のJRC 通常は室内試験から次式で算定

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02 JRC_0} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \quad (2.4.2)$$

JRC_n 室内試験で得たJRC $JRC_0 = 4.481$

$L_0 = 0.1$ (m) 室内試験における不連続面のトレース長さ

JCS_n 原位置不連続面の壁面強度(MPa) 通常は室内試験から次式で算定

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03JRC_0} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \quad (2.4.3)$$

JCS₀ 室内試験で得たJCS(MPa)

$$JCS_0 = 55.93 \text{ (MPa)}$$

これから、解析ではせん断剛性を $k_s = 448.2 \text{ (MPa/m)}$ と設定した。

・せん断強度

岩盤不連続面のせん断強度は、Bartonの実験式から以下のように表現できる。

$$\tau = \sigma_n \tan \left(JRC_n \log \left(\frac{JCS_n}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right) \quad \dots \dots \dots \quad (2.4.4)$$

一方、Mohr-Coulombの破壊基準ではせん断強度は以下のように表現できる。

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad \dots \dots \dots \quad (2.4.5)$$

両式を比較すると、粘着力c、摩擦角 ϕ は以下の式で表現できる。

$$c = 0.0 \quad \dots \dots \dots \quad (2.4.6)$$

$$\phi = JRC_n \log \left(\frac{JCS_n}{\sigma_n} \right) + \phi_b$$

ここで、式(2.4.6)中の各項は次のとおりである。

JRC_n (原位置不連続面のJRC) : 3.16

JCS_n (原位置不連続面の壁面強度) : 33.05 (MPa)

ϕ_b (基本摩擦角) : 34.1 (°)

σ_n (不連続面に作用する応力) : 34.1 (MPa)

Mohr-Coulombの破壊基準における摩擦角 ϕ を算定すると、

$$\phi = 3.16 \times \log \left(\frac{33.05}{33.1} \right) + 34.1 = 34.1$$

以上から、粘着力 $c = 0.0$ (MPa) 内部摩擦角 $\phi = 34.1$ (°) と設定する。

・垂直剛性

釜石鉱山で実施された室内試験結果を表-2.4.3に示す。

表-2.4.3 実験から得たき裂の垂直剛性

試料番号	k_{n5-10} (MPa/mm)
KM01	1640.0
KM02	1677.0
KM03	218.5
KM04	988.6
KM05	565.1
KM06	1152.0
KM07	444.6
KM08	84.0
KM09	1246.0
KM10	343.3
KM11	484.9
KM12	445.6
KM13	364.6
KM15	714.8
KM16	1031.0

これから、実験値の平均を算定して、解析では垂直剛性を $k_n = 761300$ (MPa/m) と設定した。

・引張強度

不連続面の引張破壊を考慮した解析を行う場合、入力データとして不連続面の引張強度が必要となる。今回の解析では、不連続面は引張に抵抗しないと仮定して、引張強度は0.0 (MPa) と設定した。

以上、表-2.4.4に今回の解析で用いた岩盤の物性値をまとめた。

表-2.4.4 岩盤物性値

	入力物性項目	設定値
基質部	変形係数 [MPa]	60,000
	ポアソン比	0.267
	粘着力 [MPa]	37.1
	内部摩擦角 [°]	45.2
不連続面	垂直剛性 [MPa m ⁻¹]	7,613,000
	せん断剛性 [MPa m ⁻¹]	448.2
	粘着力 [MPa]	0.0
	内部摩擦角 [°]	34.1
	引張強度 [MPa]	0.0

(2) 境界条件

拘束条件・初期応力条件を図-2.4.2に示す。

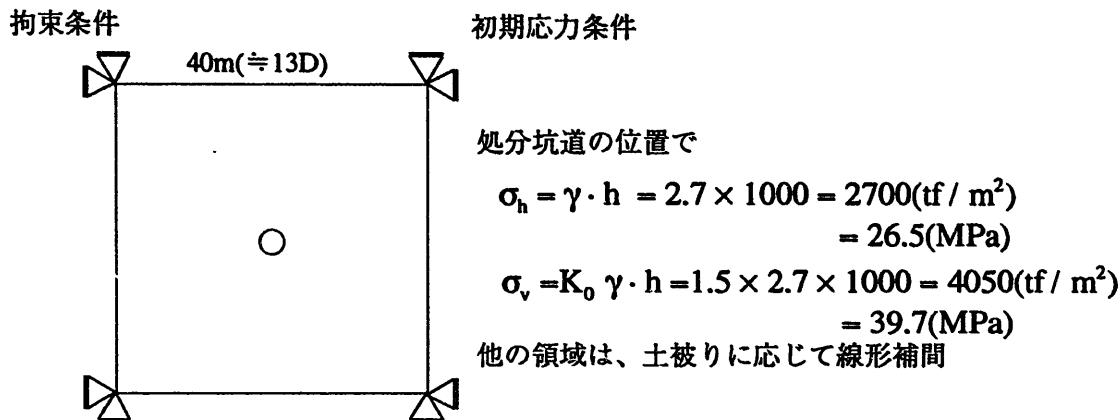


図-2.4.2 拘束条件・初期応力条件

(3) 構造条件

坑道の形状は、円形で、その内径は3.0mとした。

(4) 解析ケース

解析では、2解析手法×2モデル×2物性の8ケースを設定した。表-2.4.5に解析ケース一覧を示す。

表-2.4.5 解析ケース

		モデル		解析手法		不連続面の強度	
		格子	ランダム	ジョイント要素	個別要素法	せん断	引張+せん断
1	CASE-K-J-S	○		○		○	
2	CASE-K-J-ST	○		○			○
3	CASE-R-J-S		○	○		○	
4	CASE-R-J-ST		○	○			○
5	CASE-K-D-S	○			○	○	
6	CASE-K-D-ST	○			○		○
7	CASE-R-D-S		○		○	○	
8	CASE-R-D-ST		○		○		○

2.4.2 解析結果

最終状態における坑道周辺の変位ベクトル図、主応力分布図から、解析結果の整理及び考察を行う。なお、解析プログラムの相違から、手法間で出力図のスケールが一致していない。

(1) 解析手法間 (FEM-J, DEM) の相違

a) 不連続面のせん断破壊のみを考慮

- ・格子モデル (CASE-K-J-S, CASE-K-D-S)

坑道周辺の変位ベクトル・主応力分布図を図-2.4.3に示す。

変位量は、

・CASE-K-J-S (水平変位量 : 6.19mm 垂直変位量 : 14.61mm 変形比 : 0.42)

・CASE-K-D-S (水平変位量 : 6.09mm 垂直変位量 : 17.94mm 変形比 : 0.34)

である。ここで、水平変位量は内空水平変位量を、垂直変位量は天端沈下量と底盤上昇量の和を意味している。

これから、解析手法間 (FEM-DEM) では変形量は異なっているが、その変形モードは概ね一致している。

応力分布は、変位ベクトルと同様に解析手法間で良い一致をしている。

- ・ランダムモデル (CASE-R-J-S, CASE-R-D-S)

坑道周辺の変位ベクトル・主応力分布図を図-2.4.4に示す。

変位量は、

・CASE-R-J-S (水平変位量 : 6.61mm 垂直変位量 : 6.58mm 変形比 : 1.00)

・CASE-R-D-S (水平変位量 : 5.09mm 垂直変位量 : 13.53mm 変形比 : 0.38)

である。これから、解析手法間 (FEM-DEM) で変形量、変形モード共に異なった結果を得た。DEMでは、坑道上部のブロックが大きく抜け出し、坑道の垂直変位量が水平変位量よりも大きくなっている。また、応力分布についても、DEMでは坑道上部の抜け出したブロックで、引張応力の発生が認められる。

b)不連続面の引張・せん断破壊を考慮

引張破壊及びせん断破壊を考慮した解析を実施した結果、格子、ランダムの両モデルについて、DEMでは解を得たが、FEMでは計算が発散してしまい、解を得ることができなかった。ここでは、DEMの解析結果についてまとめる。

・格子モデル (CASE-K-D-ST)

坑道周辺の変位ベクトル・主応力分布図を図 -2.4.5に示す。これから、引張破壊・せん断破壊を考慮した解析では、坑道上部の岩盤ブロックが不連続面に沿って抜け落ちてしまっている。抜け落ちてしまったブロックは無応力状態となっている。

・ランダムモデル (CASE-R-D-ST)

坑道周辺の変位ベクトル・主応力分布図を図 -2.4.6に示す。これから、引張破壊・せん断破壊を考慮した解析では、格子モデルと同様に、坑道上部の岩盤ブロックが不連続面に沿って抜け落ちてしまい、坑道の上盤、床盤の間の筋交いのような状態となって安定している。その結果、抜け落ちた岩盤ブロックには、坑道からの荷重が作用しており、応力が発生している。

(2) 解析モデル間 (格子, ランダム) の相違

ここでは、DEMの解析結果から、モデル間の解析結果の相違について検討する。

a) 不連続面せん断破壊を考慮 (CASE-K-D-S, CASE-R-D-S)

図-2.4.3, 4に示したように、変位量は、

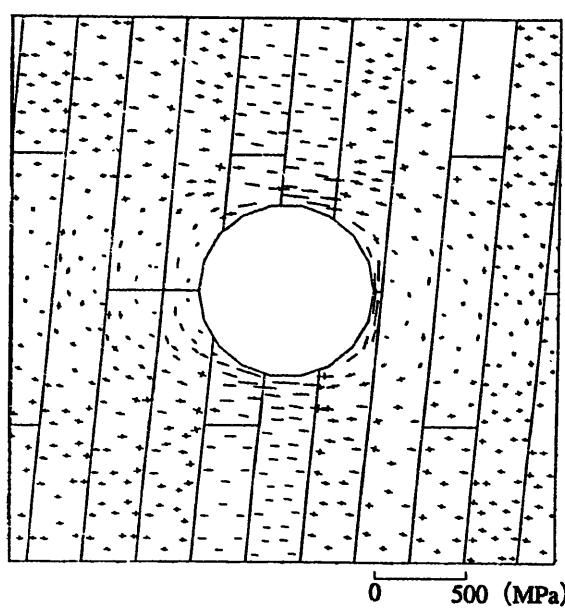
- ・ CASE-K-D-S (水平変位量 : 6.09mm 垂直変位量 : 17.94mm 変形比 : 0.34)
- ・ CASE R-D-S (水平変位量 : 5.09mm 垂直変位量 : 13.53mm 変形比 : 0.38)

と両者で概ね一致した結果を得た。変位量は、両者で同等ではあるが、変位ベクトル図から、上盤、床盤の変位量を見ると、格子モデルでは、上盤、床盤の変位量が同等であるのに対して、ランダムモデルでは、上盤の変位量が大きく、床盤の岩盤ブロックは周辺岩盤に拘束されて変位量が小さい。これは、ランダムモデルでは、岩盤ブロックの面積が大きく、これが互いに噛み合って床盤の岩盤ブロックの変位量を抑制したためと考えられる。また、坑道へ抜け出す岩盤ブロックには引張応力の発生が認められる。抜け出す岩盤ブロックの箇所は、モデルの相違によって異なることから、引張応力の発生状況も異なっている。

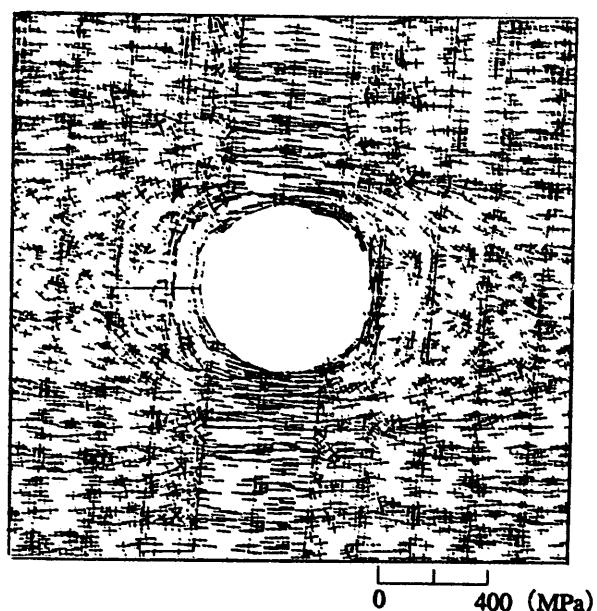
b) 不連続面の引張・せん断破壊を考慮 (CASE-K-D-ST, CASE-R-D-ST)

図-2.4.5, 6に示したように、格子、ランダム両モデルで坑道周辺の岩盤ブロックが抜け出てしまっている。岩盤ブロックの抜け出すモードは不連続面の方向に依存しており、格子、ランダム両モデル間で大きく異なっている。

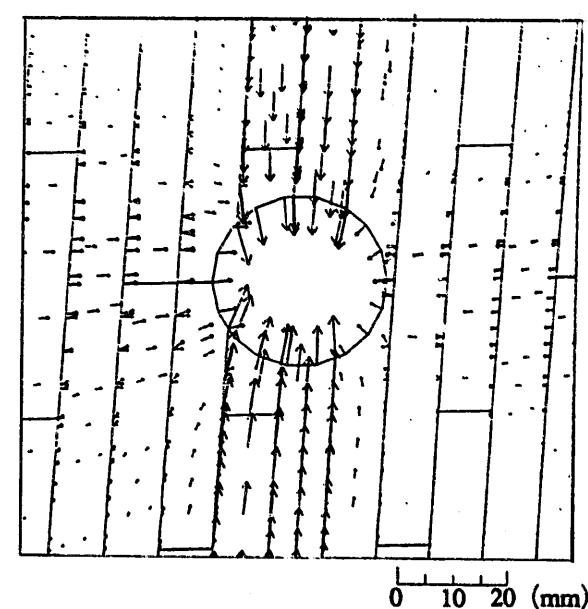
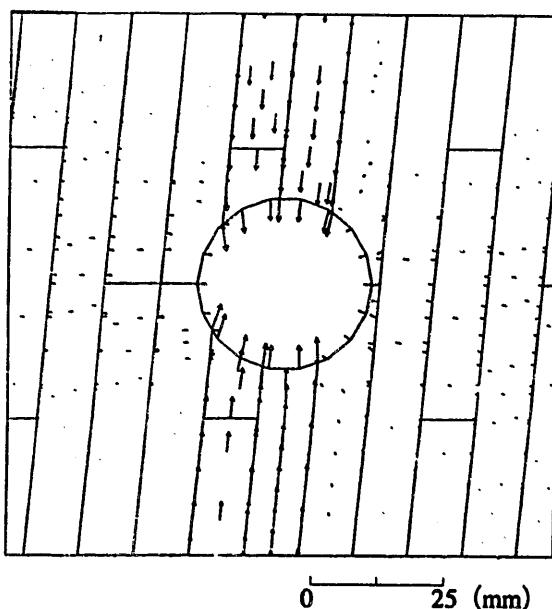
DEM



FEM-JOINT



主応力図

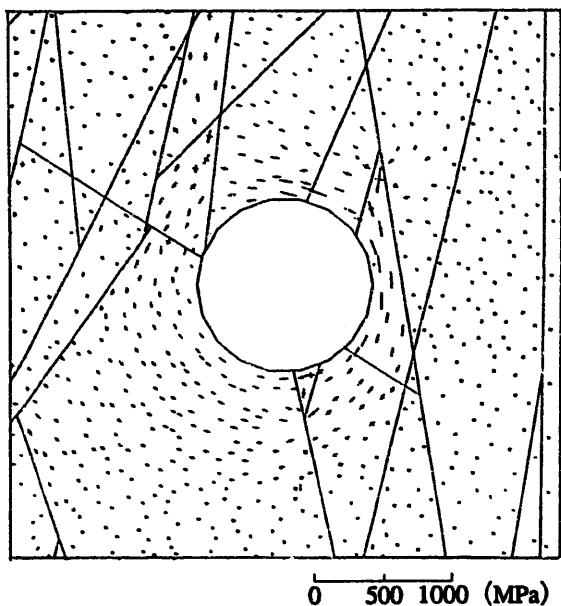


変位図

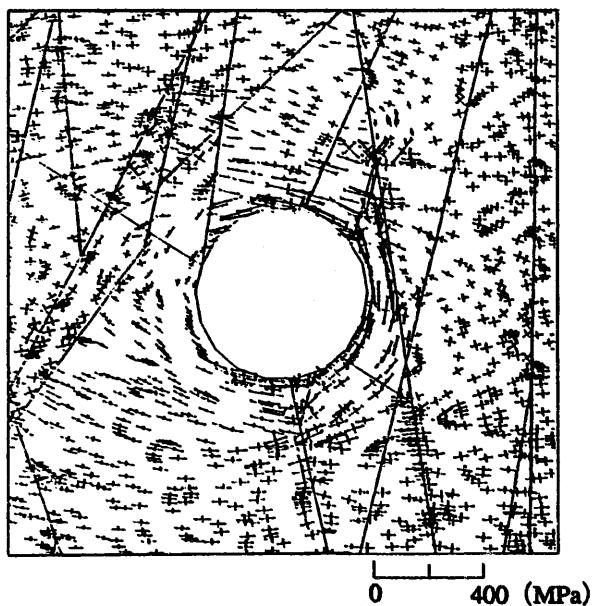
構造スケール 0 1 2 3 4 5 (m)

図-2.4.3 主応力・変位ベクトル図（格子モデル　せん断破壊のみ考慮）

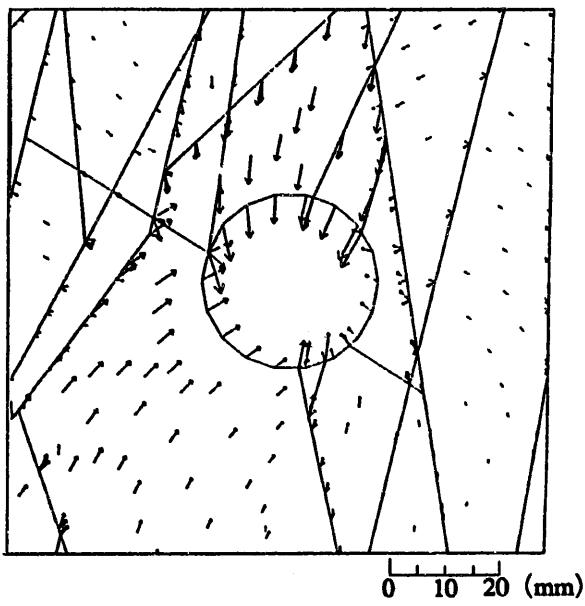
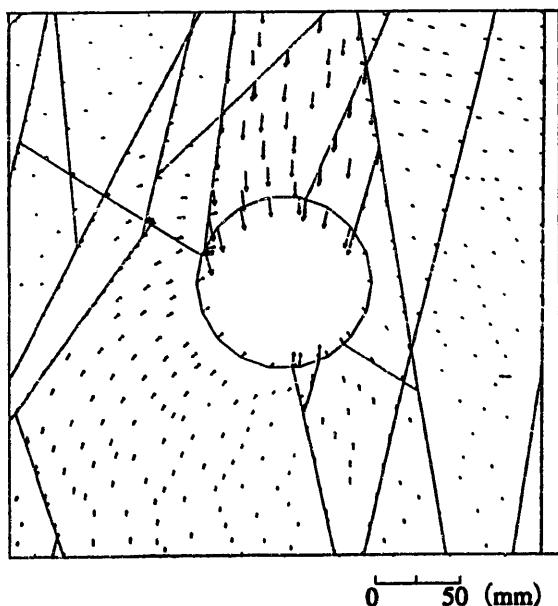
DEM



FEM-JOINT



主応力図

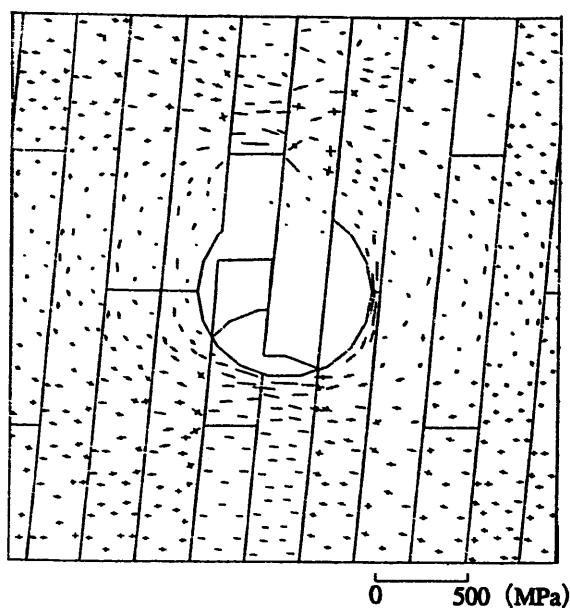


変位図

構造スケール 0 1 2 3 4 5 (m)

図-2.4.4 主応力・変位ベクトル図（ランダムモデル せん断破壊のみ考慮）

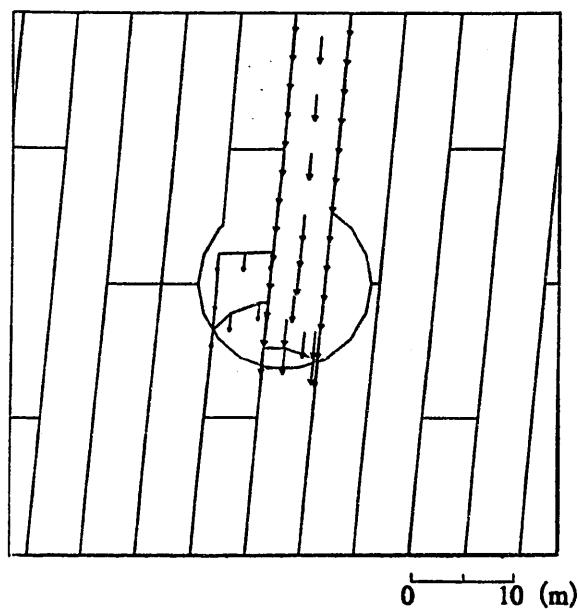
DEM



FEM-J O I N T

解析不能

主応力図



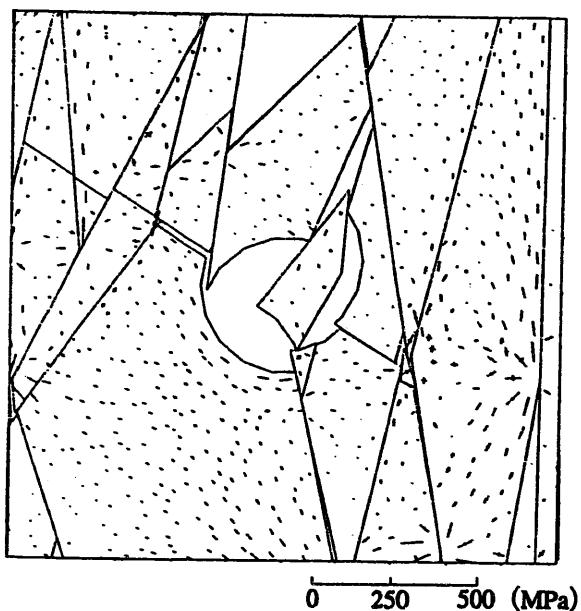
解析不能

変位図

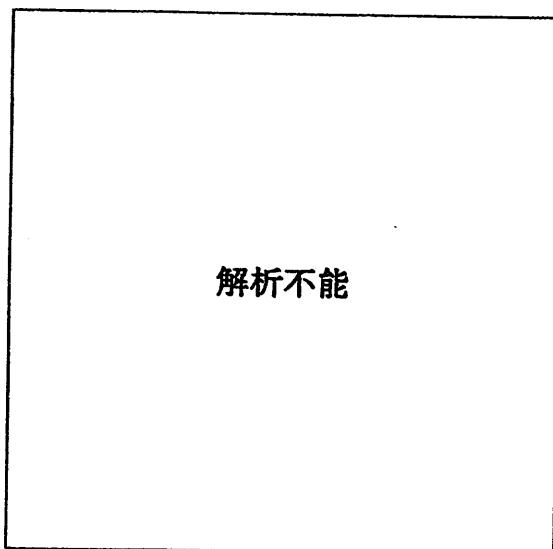
構造スケール 0 1 2 3 4 5 (m)

図-2.4.5 主応力・変位ベクトル図（格子モデル せん断・引張破壊考慮）

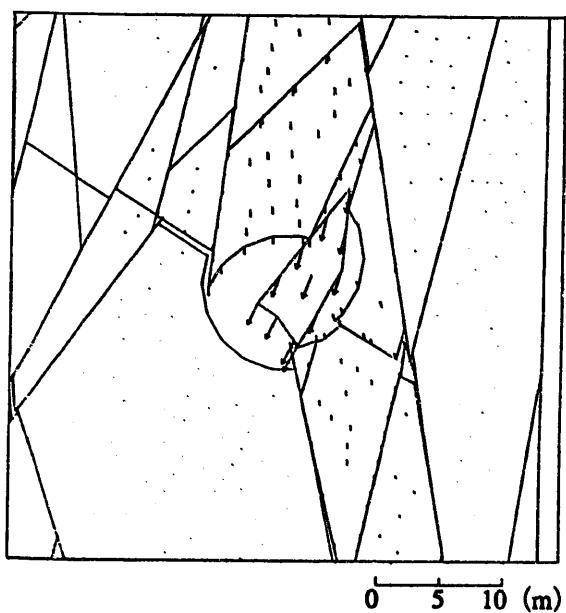
DEM



FEM-JOINT



主応力図



解析不能

変位図

構造スケール 0 1 2 3 4 5 (m)

図-2.4.6 主応力・変位ベクトル図（ランダムモデルせん断・引張破壊考慮）

2.5 まとめ

不連続体を取り扱える解析手法を用いて坑道の掘削解析を実施し、手法間における解析機能の比較検討を行った。

(1) 入出力データ

解析入出力データは、2手法（FEM-J,DEM）間で概ね一致している。

(2) 解析機能

施工段階を考慮した掘削解析が2手法で実施可能である。

(3) 解析結果

不連続面の引張破壊を考慮しなかった場合、格子モデルでは、2手法間で解析結果が概ね一致した。しかしながら、ランダムモデルでは、2手法間で垂直変位量に大きな相違が生じた。また、不連続面の引張破壊を考慮した場合、格子、ランダムモデルの両者で、DEMでは解を得たが、FEM-Jでは計算が発散してしまい、解を得ることが出来なかつた。DEMでは解を得ることが可能ではあったが、格子、ランダムモデル両者とも、坑道が崩壊する結果となつた。坑道が不安定状態であるという結論は、解を得られなかつたFEM-J、解を得たがその結果は坑道の崩壊を示したDEMのどちらからも判断可能である。しかしながら、坑道のどの位置の岩盤ブロックが崩壊した結果、不安定状態になるかといった、崩落現象の解を提供できるという点では、DEMの方が適していると言える。

参考文献

Barton,N.and Choubey,V (1977) The shear strength of rock joints in theory and practice,
Rock Mechanics, 10,1-54

動力炉・核燃料開発事業団 (1992) :高レベル放射性廃棄物地層処分研究開発の
技術報告書 (平成3年度) PNC TN 1410 92-081

Goodman.R.E., St.John,C. (1975) :Finite element analysis for discontinuous rocks,
Num,Meth,in Geotechnical Engineering, McGraw-Hill,New York.

ITASCA CONSULTING GROUP (1993) :Universal Distinct Element Code
Version2.0 Vol.1 User's Manual

野口, 飯島, 中村, 小池, 金子 (1990) :岩盤における亀裂の計測とそのモデリング,
第8回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, PP.43-48

STRIPA PROJECT (1990) : Site Characterization and Validation-Drift and Borehole
Fracture Data,Stage3

STRIPA PROJECT (1991) : Disturbed Zone Modeling of SVC Validation-Drift
Using UDEC-BB,Models 1 to 8-Stripa Phase3

3. 空洞の長期安定性評価手法の検討

3. 1 検討の位置づけと方針

処分坑道の長期安定性を考慮するにあたって、処分場閉鎖後の岩盤の長期的挙動（クリープ現象）によって人工バリア（緩衝材、オーバーパック）がどの様な影響を受けるかについての検討が必要である。ここでは、処分坑道が埋め戻しのされている状態を対象として、汎用解析コードABAQUSを用いた有限要素法解析を実施し、人工バリアを含む周辺岩盤の長期挙動の評価を試みる。また、この結果を理論解と比較することにより、ABAQUSの解析機能の検証を行う。

3.2 解析モデルの基本方針

解析を行う前に、モデル化のための基本的方針について述べる。

解析の対象となる廃棄物の廃棄形態は、処分坑道横置方式とし、空洞及びオーバーパックの形状は、H3報告書（動燃事業団、1992）に基づき、空洞内径 $\phi = 3000\text{mm}$ 、オーバーパック内径 $\phi = 1040\text{mm}$ の円形構造とする。初期地圧としては、深度500mの位置に坑道が存在する場合を想定し、岩盤の単位体積重量を 2.7tf/m^3 として、その土被り相当圧 ($P_0 = 135\text{kgf/cm}^2$) を与えることとする。

以上のような条件のもとに解析モデルのモデル化を行う。モデル化にあたっては、各部に対してその基本方針を示す。

3.2.1 岩盤の力学モデル

現時点においては、処分坑道のように超長期間の岩盤挙動を対象とした解析モデルは開発されていない。よって、ここでは岩盤クリープを表現するクリープモデルとして、図-3.2.1に示す3要素モデル（Standardモデル）を用いる。このモデルは、地下発電所空洞の設計に用いられているモデルである（電力土木技術協会、1986）。

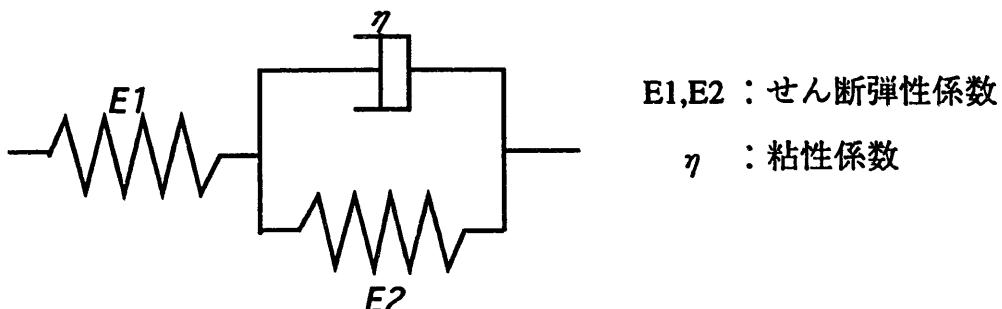


図-3.2.1 Standardモデル

3.2.2 緩衝材のモデル化

緩衝材として用いられるベントナイトも岩盤と同様に時間依存性を有する材料であるため、岩盤と同様のモデル化を行う必要があるが、その正確な特性を示すデータを得ることができないため、ここでは弾性体と見なしして検討を行う。

3.2.3 オーバーパックのモデル化

廃棄体（ガラス固化体）周辺を取り巻くオーバーパックについては、弾性体と見なしして検討を行う。

以上のような、解析モデルに対する基本方針をもとに、解析モデルの作成を行う。

3.3 解析のための諸定数の設定

解析に必要な物性値は、岩盤の力学的定数である弾性係数、ポアソン比、クリープ定数であり、クリープ定数とは、クリープ特性を示す力学モデルにおいて必要とされる定数でありバネ要素の弾性係数、ダッシュポットの粘性係数等である。

これらのデータの中で時間項を示す粘性係数がクリープ挙動を表現する上で、重要な役割を果たす。というのは、クリープ定数はその試験時間とともに変化するからである。しかし、今回の検討では、そのような検討を行っていないことから、便宜上、既存のクリープ試験結果から得られている値を用いることとする。

解析に用いる物性値の一覧表を表-3.3.1に示す。

表-3.3.1 解析物性値一覧表

岩盤			ベントナイト (弾性体)		オーバーパック (弾性体)	
E1 (kgf/cm ²)	η (kg·s/cm ²)	E2 (kgf/cm ²)	E (kgf/cm ²)	ν	E (kgf/cm ²)	ν
60000 ^{*)1)}	7.00E+06 ^{*)1)}	6700 ^{*)1)}	3400 ^{*)2)}	0.2 ^{*)3)}	2.1E+06 ^{*)4)}	0.3 ^{*)4)}

ここで、岩盤のポアソン比は0.5としている。

*1)凝灰岩のクリープ試験結果 (Langer,1979)

*2)SKBテクニカルレポート (Pusch,1983) に示されている密度2.0のベントナイトのクリープ試験から求めた平均値。

*3)SKBテクニカルレポート (Borgesson,1990) において解析に用いられた数値。

*4)理科年表より一般的な炭素鋼として設定。

3.4 人工バリア周辺岩盤の長期挙動解析

3.4.1 解析条件

(1) 解析モデル

解析モデルの概念を図-3.4.1に示す。

空洞及びオーバーパックの形状は、3.2節の解析モデルの基本方針で述べたように、H3報告書（動燃事業団、1992）に基づき、空洞内径 $\phi = 3000\text{mm}$ 、オーバーパック内径 $\phi = 1040\text{mm}$ の円形構造とした。

解析モデルは、理論解析での無限遠境界を表現するために、空洞中心から500mの範囲までを有限要素で評価し、その位置で変位を拘束している。また、荷重条件が対称であることから、岩盤を1/4断面で評価している。

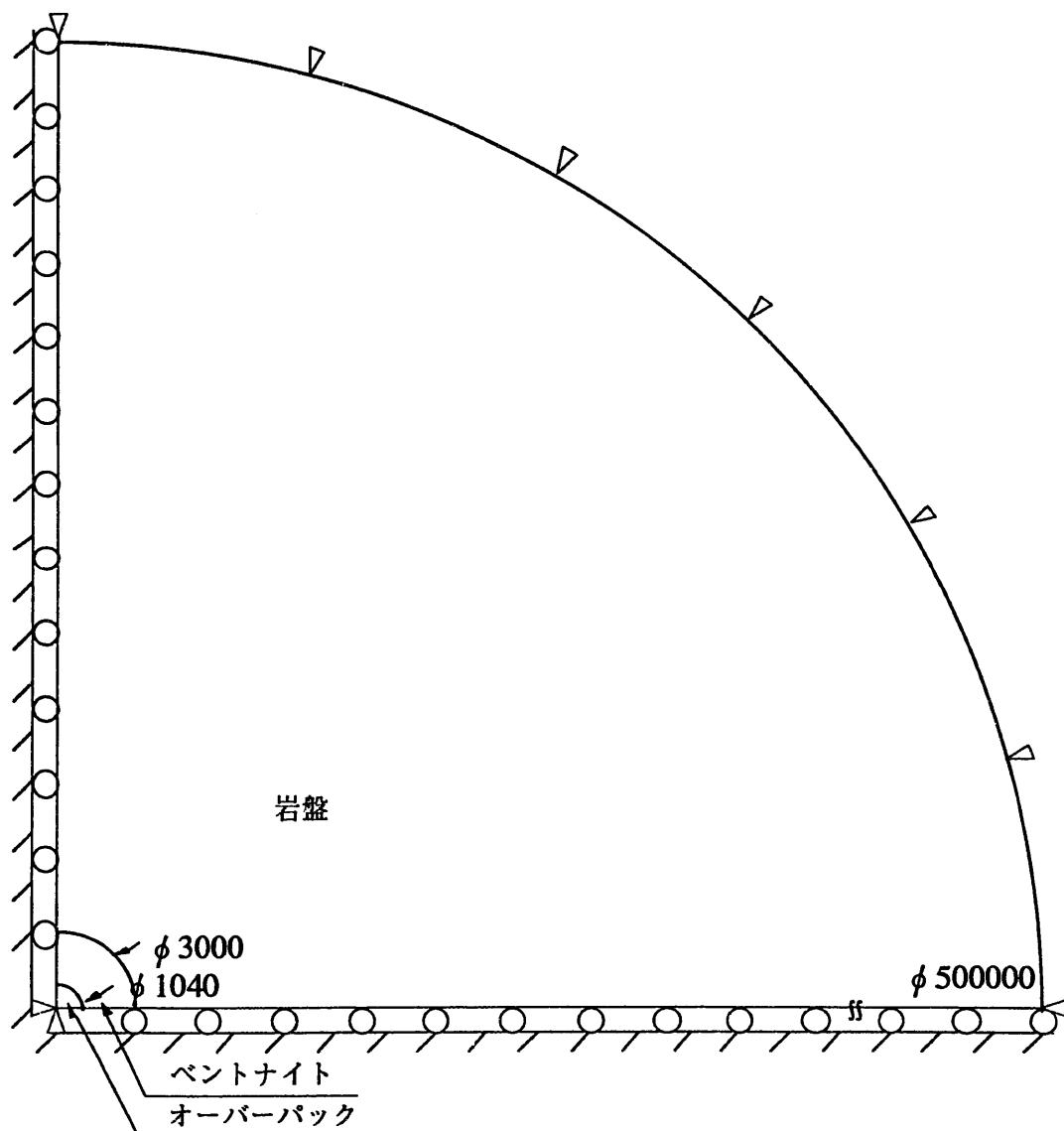


図-3.4.1 解析モデル概念図

(2) 解析ケース

解析は、表-3.3.1の物性値を用いたCASE-1を基本に、ベントナイトの弾性係数を変化させたCASE-2,3、岩盤の粘性係数を変化させたCASE-4,5の計5ケースについて行った。

解析ケース一覧表を表-3.4.1に示す。

表-3.4.1 解析ケース一覧表

解析ケース	岩 盤			ベントナイト		オーバーパック	
	E1	η	E2	E	ν	E	ν
	[kgf/cm ²]	[kg · s/cm ²]	[kgf/cm ²]	[kgf/cm ²]		[kgf/cm ²]	
CASE-1	60000	7.00E+06	6700	3400	0.2	2.1E+06	0.3
CASE-2	60000	7.00E+06	6700	1000	0.2	2.1E+06	0.3
CASE-3	60000	7.00E+06	6700	5000	0.2	2.1E+06	0.3
CASE-4	60000	7.00E+04	6700	3400	0.2	2.1E+06	0.3
CASE-5	60000	7.00E+08	6700	3400	0.2	2.1E+06	0.3

3.4.2 解析結果

(1) 岩盤壁面の変形量の経時変化

岩盤壁面とベントナイト境界での変形について検討を行った。解析ケースとしては、表-3.4.1のCASE-1を使用した。図-3.4.2にCASE-1の岩盤壁面とベントナイト境界での変位一時間曲線図を示す。ここでは、解析結果として経時時間 10^6 秒後までの結果を示す。特に時間軸に関しては、かなり長い時間を対象とするため、対数軸で表現した。

これから、凝灰岩の既存のクリープ定数を用いた場合、廃棄体埋戻し後の岩盤のクリープによる変形量は2cm程度であり、変形も10000秒（約3時間）程度で収束するという結果が得られた。

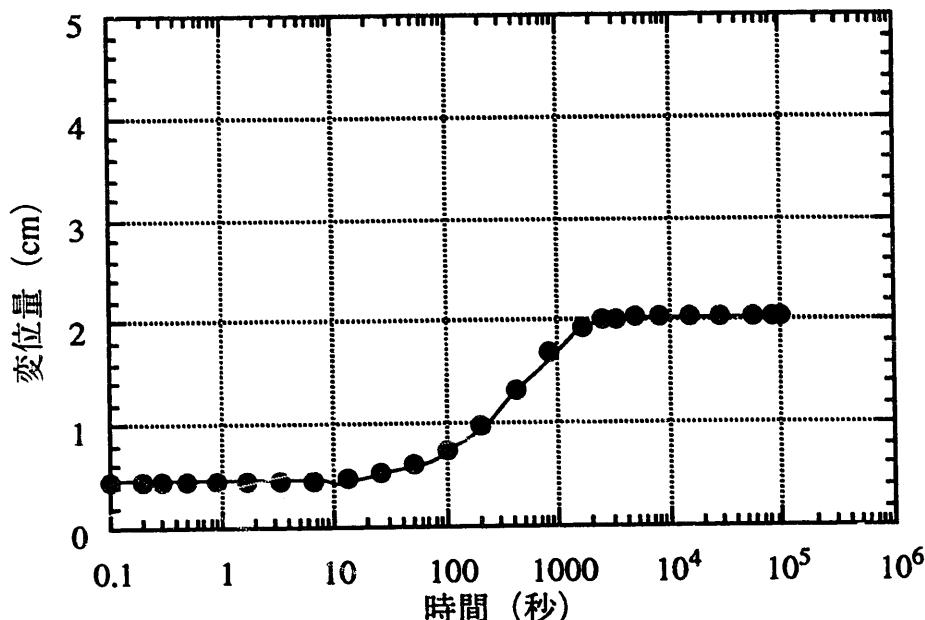


図-3.4.2 岩盤壁面、ベントナイト境界での変位一時間（log）曲線

(2) ベントナイトの特性変化による岩盤壁面の変形量

ベントナイトは、廃棄体の熱による変質・熱変化、地下水の流入・流出、オーバーパックの沈下・腐食膨張に伴う密度変化などの現象が生じるため、ベントナイトの諸特性が経時的に変化する恐れがある。そこで、その諸特性を変化させ、岩盤のクリープ挙動が人工バリアによってどのような影響を受けるかを調べるために緩衝材（ベントナイト）の力学的特性（弾性係数）を変化させパラメータ解析を行った。解析ケースとしては、表-3.4.1 のCASE-1、及びCASE-1を基本にベントナイトの弾性係数を変化させたCASE-2,3を使用した。

これらに対して行った解析結果として、各ケースの岩盤壁面とベントナイト境界での変位-時間曲線を図-3.4.3に示す。これから、CASE-2→1→3と、ベントナイトの弾性係数が大きくなるにつれて、変位-時間曲線は次第に下方へ移行し、岩盤の変形量は減少していくのが分かる。岩盤の変形量は内部充填材（ベントナイト）の剛性に大きく依存しているということである。

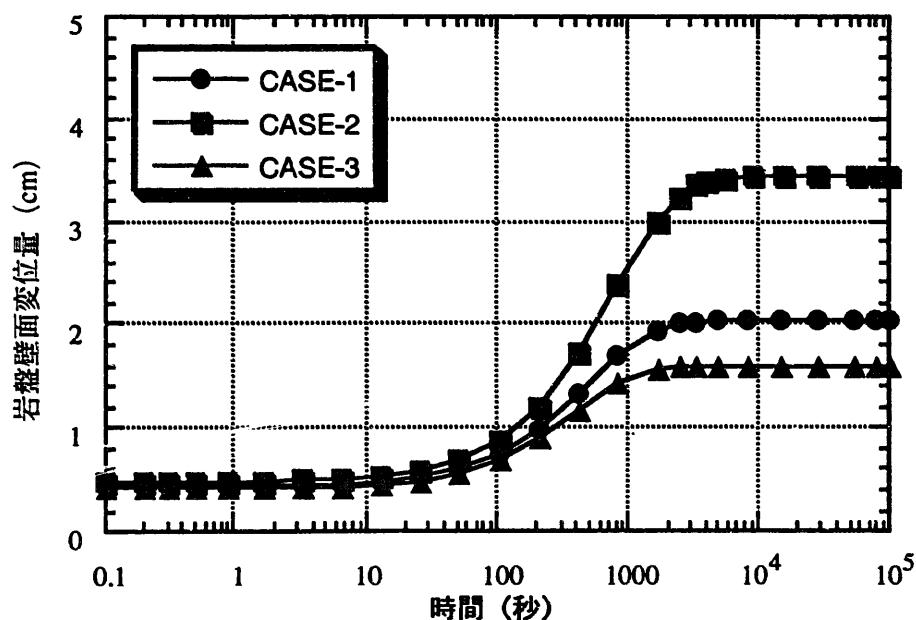


図-3.4.3 ベントナイトの弾性係数の変化によるクリープ曲線

(3) 岩盤の粘性係数の変化による岩盤壁面の変位量

岩盤のクリープ挙動を支配する粘性係数の変化に着目してパラメータ解析を行った。解析ケースとしては、表-3.4.1のCASE-1、及びCASE-1を基本に岩盤の粘性係数を変化させたCASE-4,5を使用した。

これらに対して行った解析結果として、各ケースの岩盤壁面とベントナイト境界での変位-時間曲線を図-3.4.4に示す。これから、CASE-4→1→5と、粘性係数が大きくなるに従つて、クリープ変形の収束時間は次第に大きくなることが分かる。

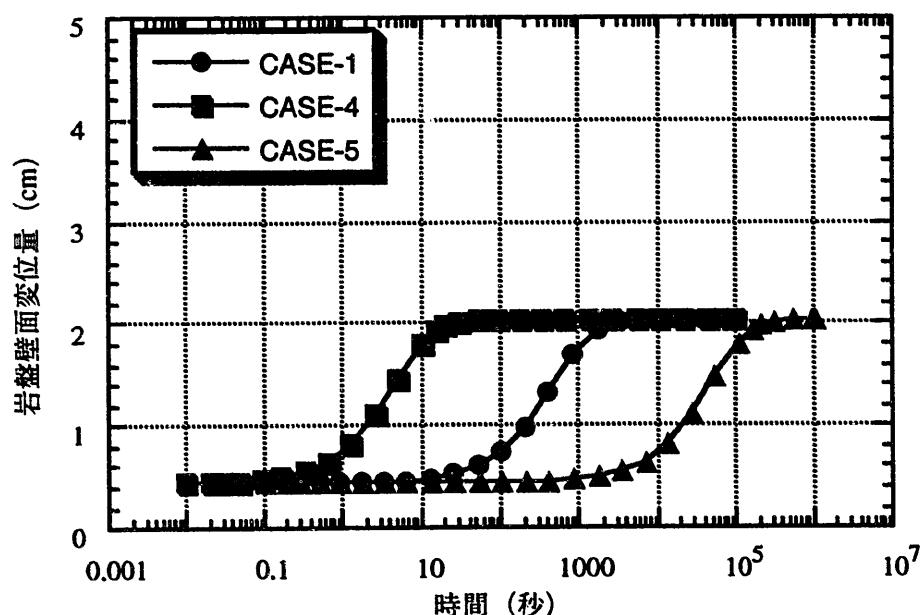


図-3.4.4 粘性係数の変化によるクリープ曲線

(4) 応力分布

岩盤、緩衝材、オーバーパックの各部での応力分布についても検討を行った。解析ケースとしては、表-3.4.1のCASE-1を用いた。

図-3.4.5にCASE-1の最終状態での応力分布を示す。図中には、半径方向の応力 σ_r と周方向の応力 σ_θ の分布を示している。さらに、図中にはオーバーパック、ベントナイト及び岩盤の境界を直線で明示した。半径方向の応力は、各材料間で連続な応力変化を示し、周方向の応力は、材料の境界でその特性の違いから不連続な変化を示している。岩盤内では空洞から離れるに従い応力は初期地圧に近づいている。また、緩衝材内では、その緩衝作用により周方向の応力は、岩盤のそれより小さくなっている。

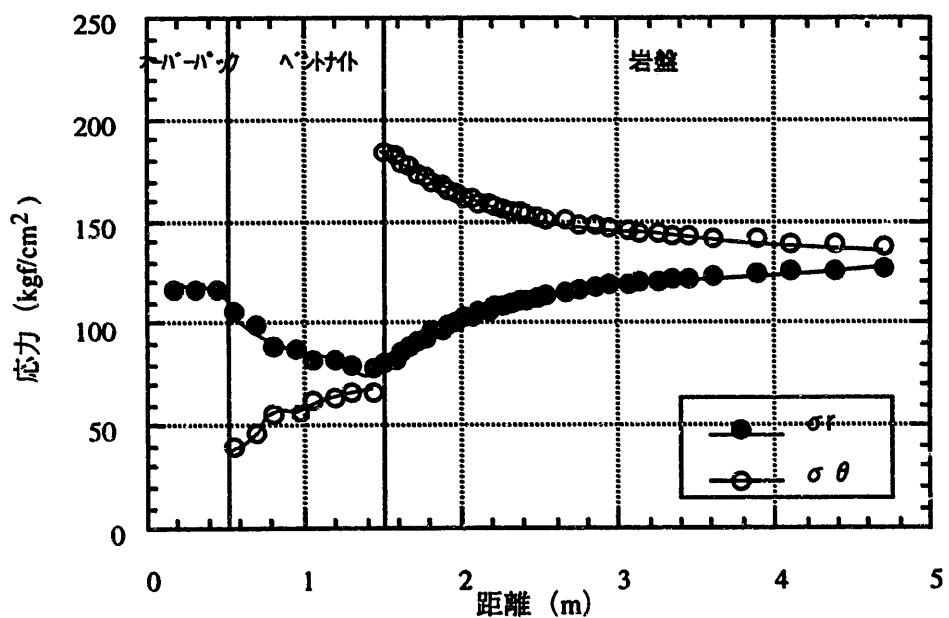


図-3.4.5 応力分布図

(5) ベントナイトの特性変化による応力分布

さらに、ベントナイトの特性変化に伴う応力分布について検討を行った。解析ケースとしては(2)と同様に、表-3.4.1のCASE-1～CASE-3を使用した。ここでは、ベントナイトの弾性係数を変化させて、時間1000秒における応力分布の変化状況を調べた。

CASE-1～CASE-3の応力分布図を図-3.4.6に示す。これから、CASE-2→1→3と、ベントナイトの弾性係数が大きくなるにつれて、岩盤内では、半径方向の応力に関しては大きくなり、周方向の応力に関しては小さくなる傾向が分かる。また、オーバーパックに作用する応力は、ベントナイトの弾性係数が大きくなるにつれて大きくなっている。

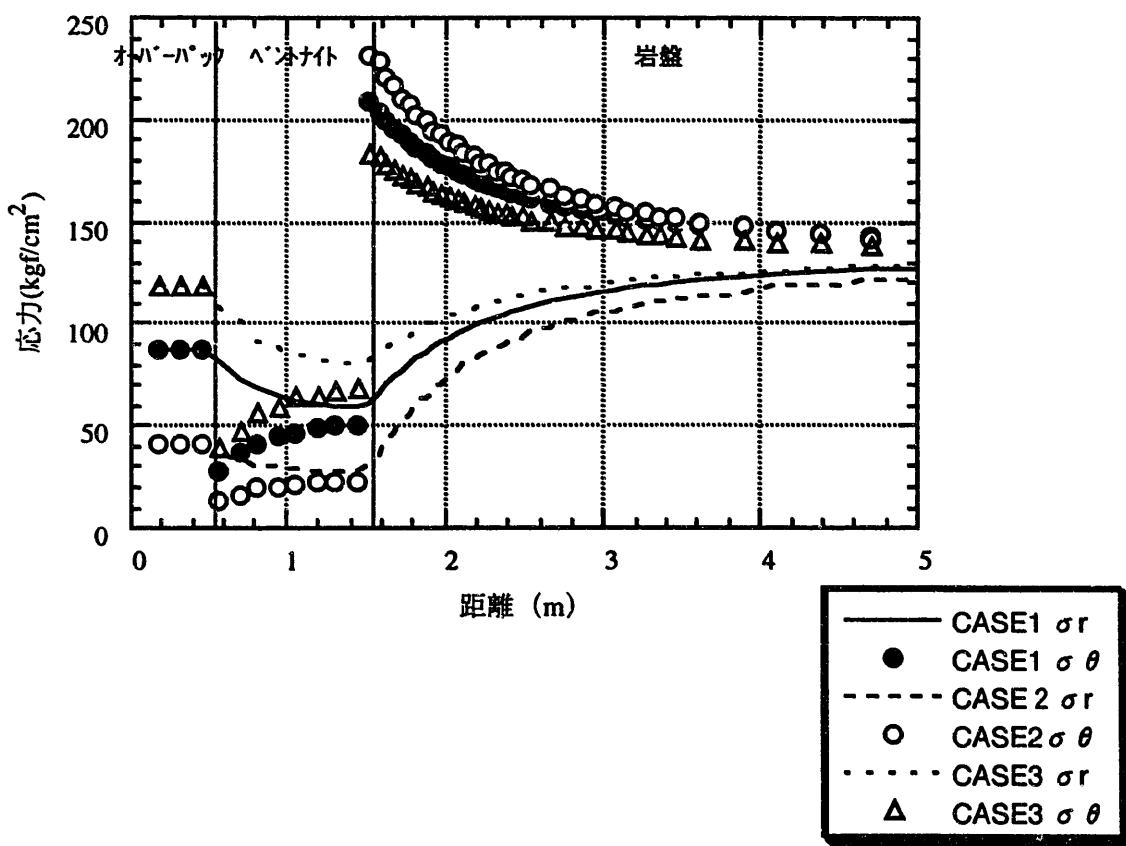


図-3.4.6 ベントナイトの弾性係数の変化による応力分布図

3.4.3 理論解との比較

ここでは、ABAQUSを用いた有限要素法による解析結果と理論解とを比較することによりABAQUSの解析機能の確認を行った。

理論解析では、対応原理 (Jaeger et al., 1976) を用い、図-3.4.7に示す解析モデルのもとに行った。解析ケースとしては、表-3.4.1のCASE-1を用いた。解析結果の比較は、岩盤壁面での変形及び岩盤、緩衝材、オーバーパックの各部での応力分布の2点について行った。検討結果を図-3.4.8,9に示す。両図から、ABAQUSを用いた有限要素法による解析結果と理論解析結果がよく一致していることが分かる。よって、汎用有限要素法解析プログラム (ABAQUS) の解析機能が検証された。

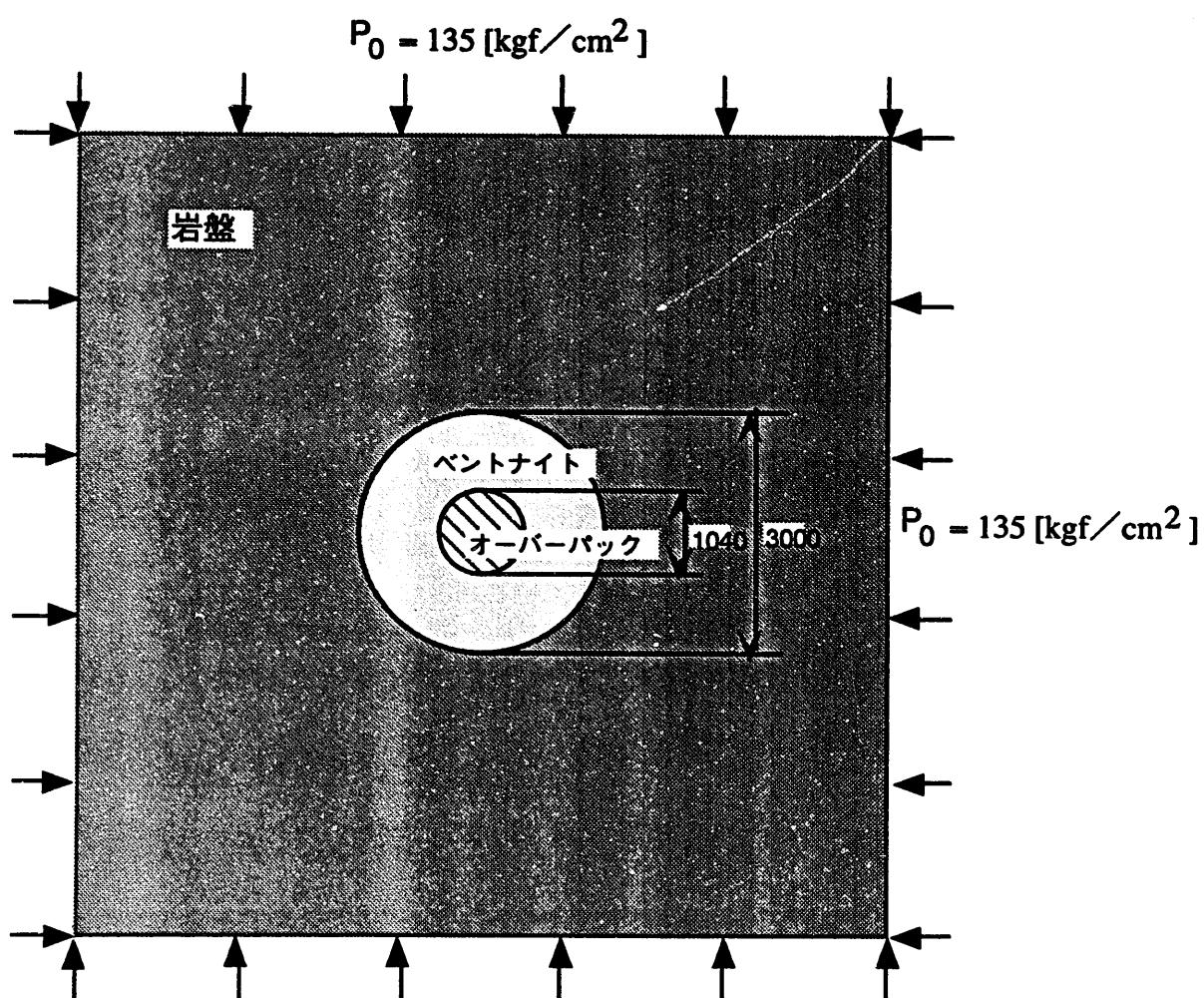


図-3.4.7 理論解析における解析モデル

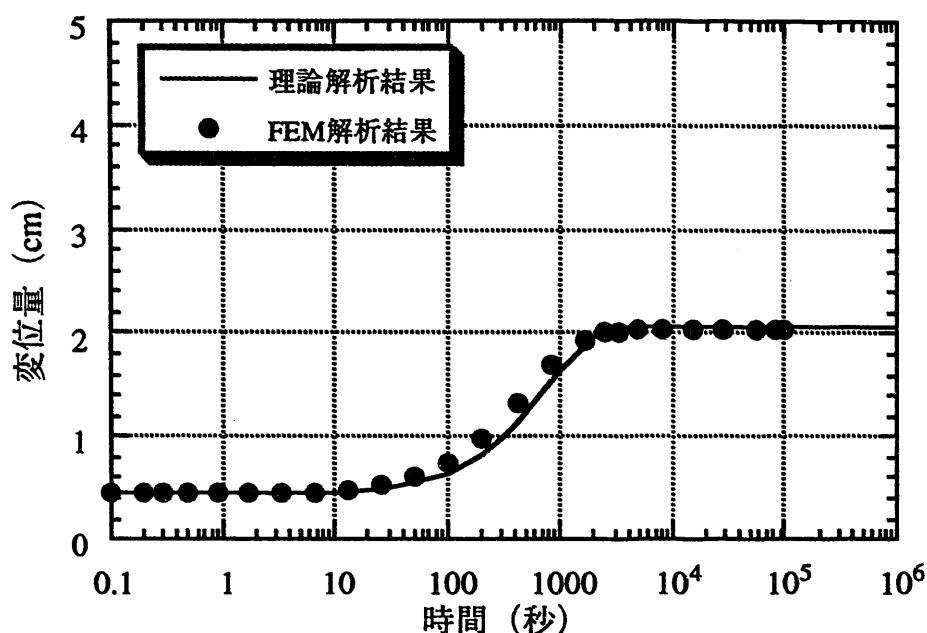


図-3.4.8 理論解析結果との比較（岩盤壁面での変形）

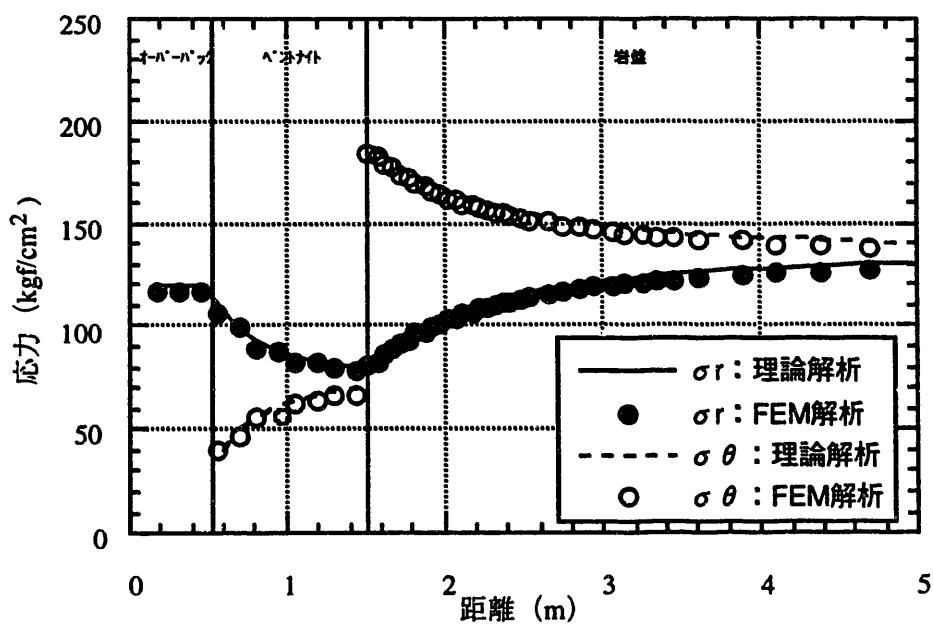


図-3.4.9 理論解析結果との比較（応力分布）

3.6 まとめ

今回は、処分場閉鎖後の岩盤の長期的な粘弾性挙動が人工バリアに及ぼす影響を調べるために、汎用解析コードABAQUSを用いた有限要素法解析を実施し、基礎的な挙動特性の把握を行った。また、この結果を理論解と比較することにより、ABAQUSの解析機能の検証を試みた。

解析では、特に性能評価及び設計上、重要な問題である緩衝材の変形及びオーバーパックに作用する応力の2点に着目した。その結果、以下のような結果が得られた。

- (1) 岩盤とベントナイト境界部分（岩盤空洞壁面）での変位量は、岩盤のクリープ定数及び緩衝材の特性に依存している。今回行った既存のデータによる検討結果からはその変形量はせいぜい数cm程度の変形量しか確認されなかった。
- (2) ベントナイトの弾性係数を変化させて解析を行った結果、弾性係数を大きくすることによって、岩盤空洞壁面の変形量は抑制される。一方、弾性係数を小さくすることによって、オーバーパックに作用する応力は、抑制される。
- (3) 理論解との比較により汎用有限要素法解析プログラム（ABAQUS）の解析機能の有効性が確認できた。

以上のような解析結果が得られたものの、今回の解析では、実際の挙動を理想化しており、幾つかの問題点が存在する。そのため、今後の課題としてこれらの問題点を以下に整理する。

(1) モデル上の問題点

今回、岩盤に対しては粘弾性体、緩衝材・オーバーパックに対しては弾性体を仮定してモデル化を行った。しかし、このモデル化は、実物を正確にモデル化しているとはいえない。

(2) 物性値の問題点

物性値の問題点としては、各材料とも時間依存性の強い材料であるにもかかわらず、これらの時間依存性に関する情報があまりにも少なすぎる点である。これは、データの取得方法が長時間にも及ぶため非常に困難であり、もし、入手できたとしても、その妥当性を検証するのが非常に困難であることに起因する。

このように今回の解析では、長期挙動に対する基礎的な検討を行ったに過ぎない。そのため、今後、上記のような問題点を考慮した解析、評価方法を確立していく必要があろう。

参考文献

Borgesson, L. (1990) : The Laboratory and Theoretical Work in Modeling the Drained and Undrained Behavior of Buffer Materials, SKB TR90-45.

(社) 電力土木技術協会 (1986) : 電力施設地下構造物の設計と施工

動力炉・核燃料開発事業団 (1992) : 高レベル放射性廃棄物地層処分研究開発の技術報告書(平成3年度) PNC TN 1410 92-081

Jaeger, J. c. and Cook N.G.W. (1976) : Fundamentals of Rock Mechanics, Chapman and Hall, Chapter 11

Langer, M. (1979) : Rheological behavior of rock masses, Fourth Int. Congr. on Rock Mech., Montreux, Balkema, Rotterdam, Vol.1, pp.22-29

Pusch, R. (1983) : Stress / strain / time properties of highly compacted bentonite, SKB TR83-47

4. 岩盤力学データベースの検討

4.1 検討の位置づけと方針

H3報告書（動燃事業団、1992）で実施した処分坑道の空洞安定解析では、結晶質岩系岩盤では花崗岩を、堆積岩系岩盤では第三紀の堆積岩を想定して入力物性値の設定を行ったが、これらの設定値が、国内の岩盤物性を代表したものであるという妥当性は示されていない。今後は広く日本全国をカバーした岩盤力学物性データベースの充実が急務である。岩石物性に関する既往の研究成果（佐藤ほか、1992）では、1950～1989年までの公開資料を対象に我が国の岩石の物理的特性に関するデータを収集しており、そのデータは3671件であるが、採取深度が明確なものが451件、そのうち、200m以深のものが180件のみである。

ここでは、この既往の研究成果に追加の文献調査を行い、岩盤力学データベースの充実を図り、また、得られたデータを基に岩盤・岩石物性値の深度依存性について検討した。

4.2 検討内容

4.2.1 岩盤力学物性値の調査

我が国には、1996年現在、図-4.2.1に示す約40の地下発電所がある。今回の調査では、これらの地下発電所及び地下岩盤タンクの設計・施工に関する報告書などを調査し、岩盤力学データの収集を行った。表-4.2.1に調査した文献を、表-4.2.2にこれらの文献より抽出した、岩石・岩盤物性をまとめる。

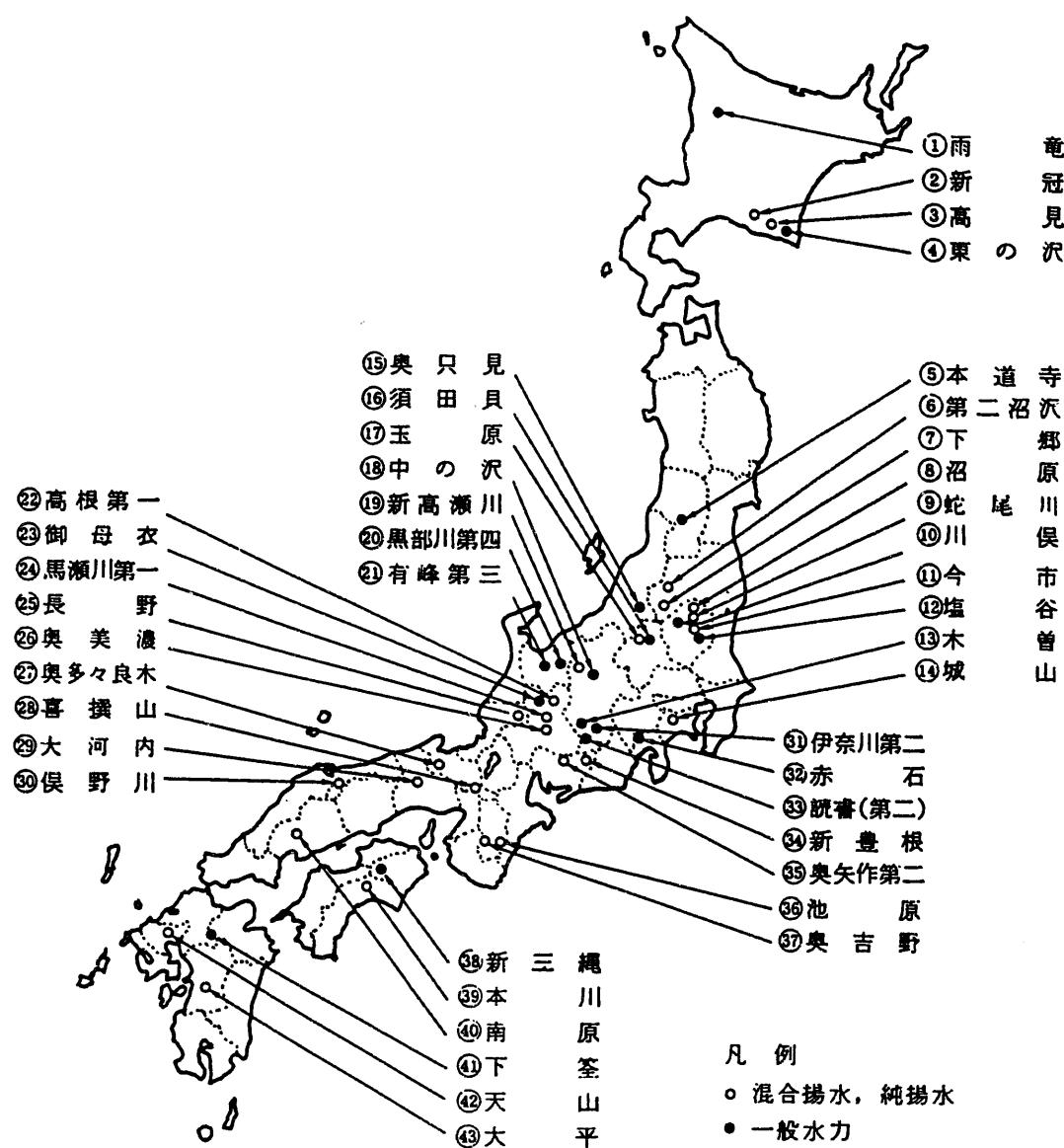


図-4.2.1 我が国における地下発電所の位置図

表-4.2.1 地下発電所及び地下岩盤タンクの設計施工に関する文献

	タイトル	著者	出典
1	地下空洞・地下水への応用	菊池	地質工学セミナー pp. 397-436, 1994
2	大規模空洞掘削時の岩盤挙動とライニング 設計概念の提案	日比野、本島	土木学会論文集, No. 481 III-25, pp. 125-134, 1993
3	空洞掘削時の岩盤の特性	日比野、本島	第9回岩の力学国内シンポジウム, pp. 689-694, 1994
4	大規模地下空洞の掘削時挙動と補強設計	日比野、本島	第25回岩盤力学シンポジウム, pp. 294-297, 1993
5	大規模地下空洞設計の現状分析とその考察	川本、オール、 土山	トンネルと地下, pp. 31-37, 1992
6	トンネルの地質調査と岩盤計測		土木学会, 1985
7	岩盤分類とその適用	吉中、桜井、 菊池	土木工学社
8	奥美濃地下発電所研究報告書		(株)大林組
9	国家石油備蓄基地(地下備蓄)立地可能性 調査報告書 説明編		石油公団 (財) エンジニアリング振興協会

表-4.2.2 岩石・岩盤物性 (地下発電所, 地下岩盤タンク)

発電所名	岩盤の種類	岩盤等級	一軸圧縮(MPa)	弹性係数(GPa)	せん断(MPa)	引張力(MPa)	ボアソン比	クリープ α	クリープ β (/day)
喜茂山	粘板岩、砂岩	CH	—	6.00-12.00	1.50-3.00	0.75-1.00	0.25	0.16	0.64
新冠	輝緑岩灰岩	B,CH, (CM)	—	24.00	—	—	0.25	0.16	0.64
奥多々良木	流紋岩、輝緑岩、石英閃岩	B,CH	26.00-180.0	33.00-72.00	—	—	0.16-0.33	—	—
太平	砂岩、粘板岩	CH	80.00<	8.20-12.80	—	—	0.25	0.17	0.90
南坂	花崗岩	B	—	66.70	1.50	—	0.21	0.10	0.20
馬瀬川第一	石英閃岩、ひん岩	CH	100.00	8.20-12.80	3.00	0.30	0.25	0.30	0.25
新高瀬川	花崗閃緑岩、斑状輝綠岩閃緑岩	B,CM,D	200.0-300.0	6.00-12.00	14.0(C),35.0(D)	—	0.25	0.35	0.70
奥吉野	頁岩、砂岩	CH	80.00<	8.20-12.80	—	—	0.25	0.30	1.00
奥矢作第二	花崗岩	B,CH,CM	80.00<	190.00	1.20, 3.01	—	0.125-0.25	0.80	1.00
第二沼沢	流紋岩	B,CH,CM	50.40, 90.50	8.20-12.80	—	—	0.25	0.10	10.00
玉原	礫岩、流紋岩質灰岩角砾岩	CH	124.70	47.80	2.40-3.00	—	0.19	0.40	0.80
下郷	閃緑岩、砂岩	CH,CM	40.00-50.00	1.00-6.00	—	—	0.20-0.25	—	—
蛇尾川(邊原)	斑状流紋岩、凝灰角砾岩	CH,CM	50.0(CM),120.0(CH)	30.0(CH),55.0(CH)	—	—	0.25	0.50	15.00
奥美濃	流紋岩	CH,CM	—	5.00-10.00	—	—	0.25	0.40	1.00
大河内	ひん岩	CH	236.70	76.10	0.80-4.53	11.80	0.25	0.50	1.00
若狭川	粘板岩、砂岩、角砾岩	CH	36.00-250.00	11.70	—	—	—	0.10	30.00
本川	黑色片岩	B,CH,CM,CL	5.90-83.10	10.40-18.30	—	—	0.25	0.70	1.00
高見	輝緑岩灰岩	CM,CL	30.00-40.00	4.90-6.72	—	—	0.23	0.22-0.11	—
保野川	花崗岩、ひん岩	CH,CM	87.00	64.20	—	—	0.21	0.16-0.23	2.00
天山	花崗閃緑岩	B	60.00-150.00	25.00-80.00	7.50	2.50-10.00	0.25	0.50	1.00
今市	珪質砂岩、角砾岩	CH	43.00-91.00	29.00-44.00	1.60-1.90	4.50-12.20	0.25	0.10-0.40	1.00-30.00
牛木野	安山岩、礫岩	HV (B) *	8.70-106.00	0.40-4.50	2.10	1.27-8.98	0.20	—	—
久慈	花崗岩	M (CM) *	26.50-85.30	0.10-4.10	1.80	0.23-7.86	0.30	—	—
新同	花崗岩	H (CH) *	37.80-108.50	0.30-2.40	3.20	2.79-7.92	0.25	—	—

*: 地下備方式。括弧内はそれに概ね対応する電研方式の等級。

4.2.2 既往の収集データとの比較

今回実施した岩の力学物性値の調査結果と、既往の研究成果（佐藤ほか、1992）における岩の力学物性データを比較した。表-4.2.2のデータを岩種別に整理し、各物理的特性データの分布範囲について既往の収集データと併せて表-4.2.3に示す。また、各物理的特性に関して、岩種別に今回の調査結果と既往の収集データの分布範囲を示すグラフを図-4.2.2～4.2.6に示す。

各物理的特性値のデータ分布について、今回の調査結果のデータは、花崗岩類の静弾性係数を除いて既往の収集データ範囲内に含まれる。これは、データの分布範囲はデータ件数に影響されるため、今回の調査件数が既往の収集データと比較してかなり少なかったことが原因と考えられる。また、既往の収集データにおける各物理的特性値の平均値は、必ずしも今回の調査結果における分布範囲に含まれなかつたが、これは、調査データ個数の差により、同岩種について、今回の調査結果におけるデータの偏りによるものと考えられる。今回の調査結果における、岩種別及び物理特性別のデータのばらつきに関しては、岩種別、物理特性別のデータ件数の差が大きいため明確なことはいえない。

表-4.2.3 岩種別物理的特性値データ

岩種 データ件数	一軸圧縮強度(MPa)		静弾性係数(GPa)		ポアソン比		せん断強度(MPa)		引張強度(MPa)		
	公開資料	調査結果	公開資料	調査結果	公開資料	調査結果	公開資料	調査結果	公開資料	調査結果	
花崗岩類 10件	最大値	281.5	300.0	77.50	190.0	0.560	0.300	35.0	35.0	94.2	12.20
	最小値	15.8	26.5	0.00	0.1	0.060	0.125	3.7	0.8	0.2	0.23
	平均値	139.1	-	24.10	-	0.290	-	20.0	-	11.9	-
流紋岩類 4件	最大値	327.7	180.0	97.10	72.0	0.460	0.330	48.7	-	22.9	-
	最小値	1.2	26.0	0.18	5.0	0.180	0.160	0.0	-	0.5	-
	平均値	109.1	-	16.60	-	0.290	-	16.4	-	7.7	-
玄武岩類 1件	最大値	437.9	106.0	161.00	4.5	0.500	0.200	53.7	2.1	23.2	8.98
	最小値	12.2	8.7	0.00	0.4	0.080	-	1.0	-	2.1	1.27
	平均値	141.9	-	25.00	-	0.300	-	23.6	-	10.9	-
新第三紀堆積岩 2件	最大値	378.0	124.7	54.30	47.8	0.670	0.250	98.1	3.0	54.8	12.20
	最小値	0.0	43.0	0.01	29.0	0.070	0.190	0.1	1.6	0.2	4.50
	平均値	27.1	-	6.45	-	0.310	-	5.0	-	5.7	-
先新第三紀堆積岩 6件	最大値	359.0	250.0	151.00	24.0	0.290	0.250	78.5	3.0	31.9	1.00
	最小値	0.3	30.0	0.03	4.9	0.060	0.230	0.1	1.5	1.0	0.75
	平均値	138.5	-	27.40	-	0.170	-	22.0	-	12.1	-
片岩 1件	最大値	406.1	83.1	136.00	18.3	0.470	0.250	52.3	-	22.5	-
	最小値	0.4	5.9	0.30	10.4	0.050	-	0.5	-	0.2	-
	平均値	85.1	-	47.60	-	0.300	-	12.9	-	7.3	-

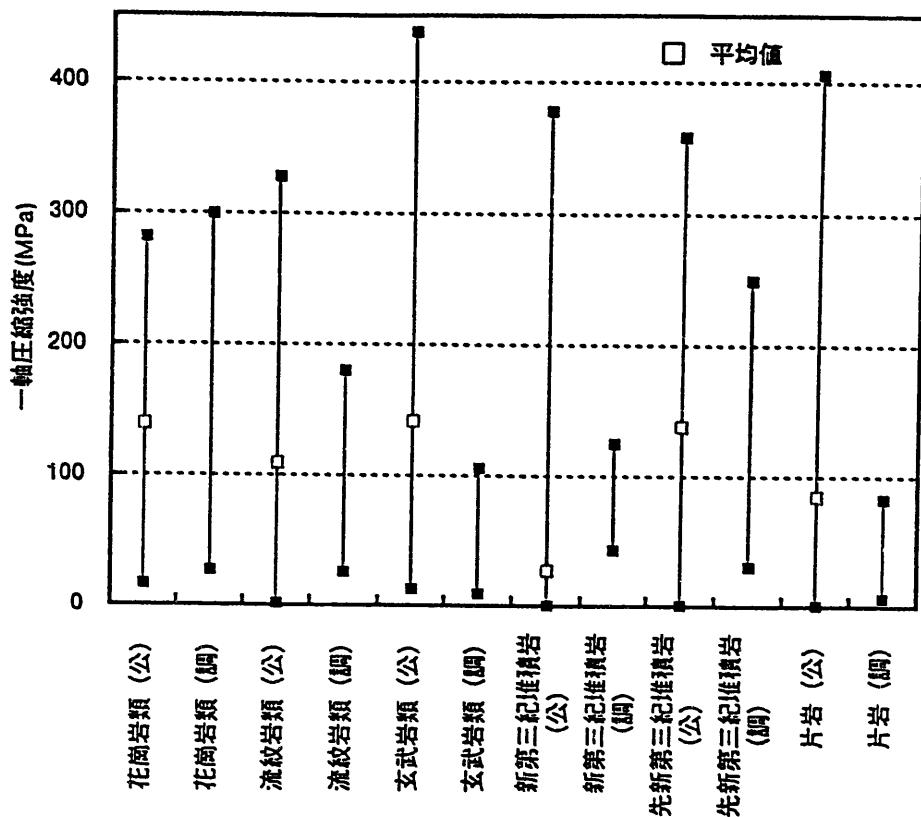


図-4.2.2 一軸圧縮強度の分布範囲（公：既往の公開資料、調：今回の調査結果）

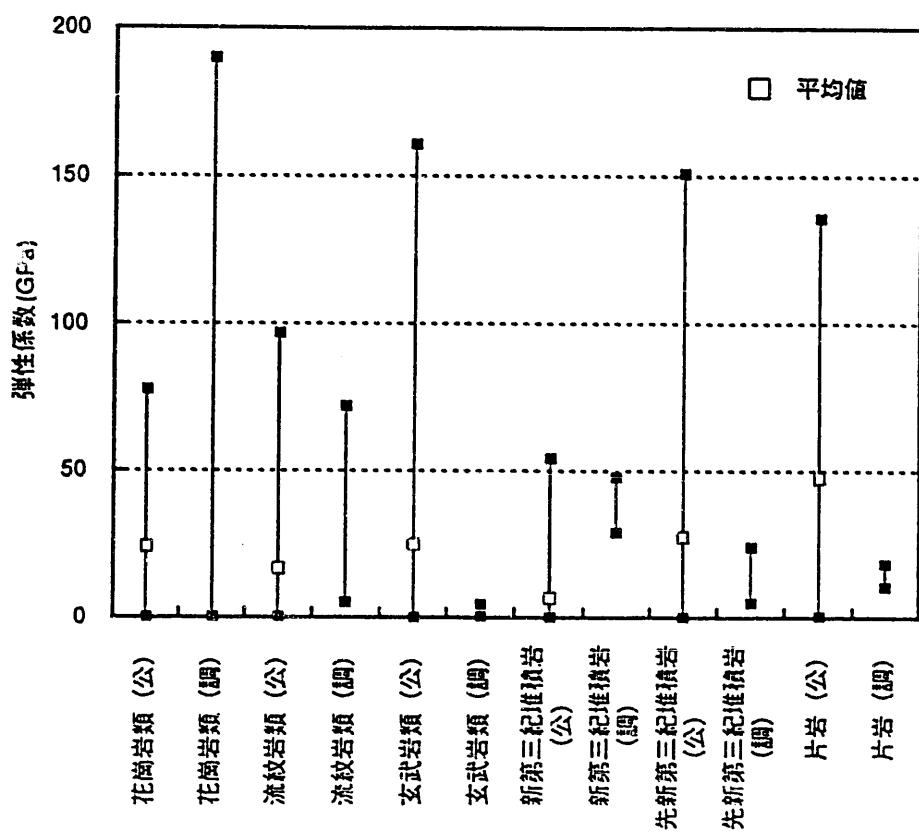


図-4.2.3 静弾性係数の分布範囲（公：既往の公開資料、調：今回の調査結果）

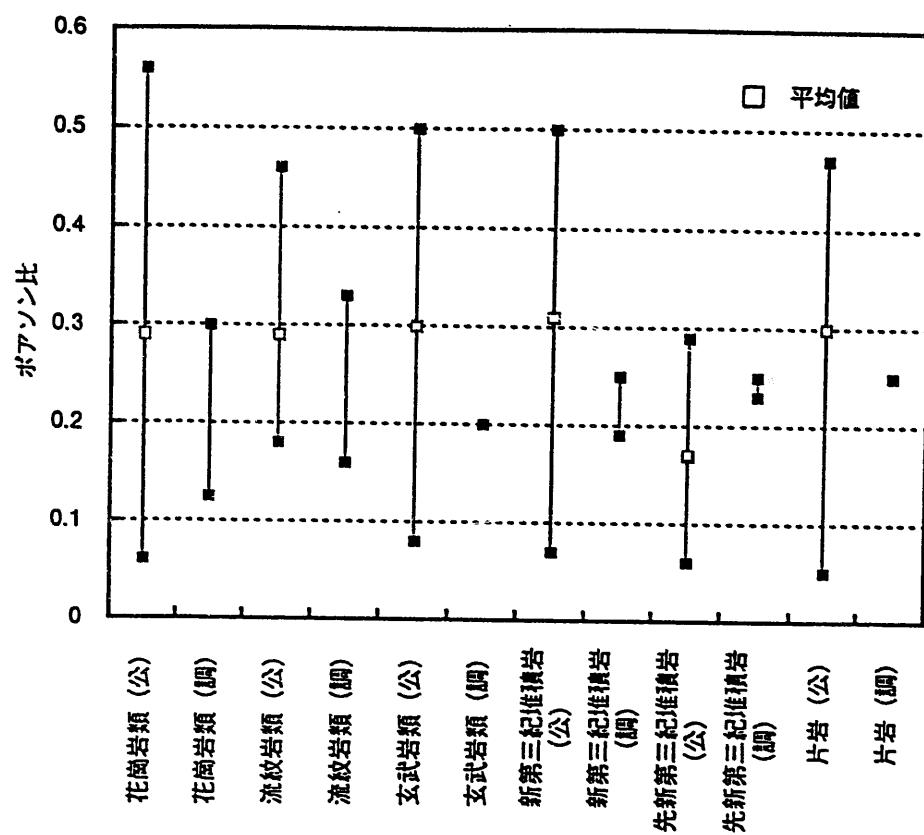


図-4.2.4 ポアソン比の分布範囲（公：既往の公開資料、調：今回の調査結果）

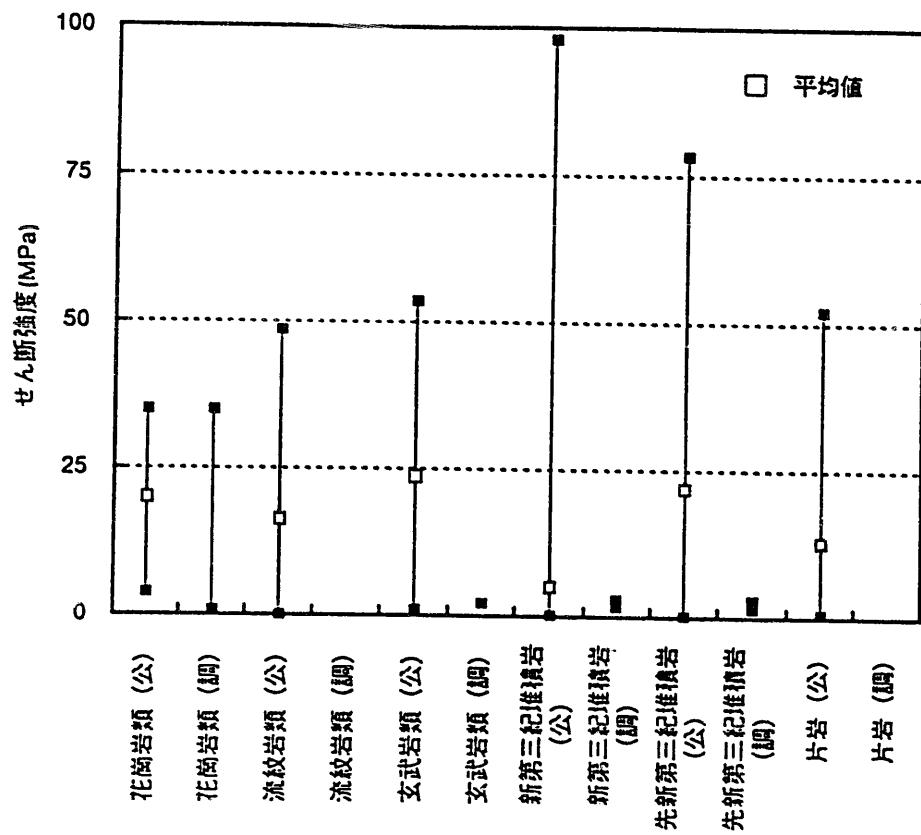


図-4.2.5 せん断強度の分布範囲（公：既往の公開資料、調：今回の調査結果）

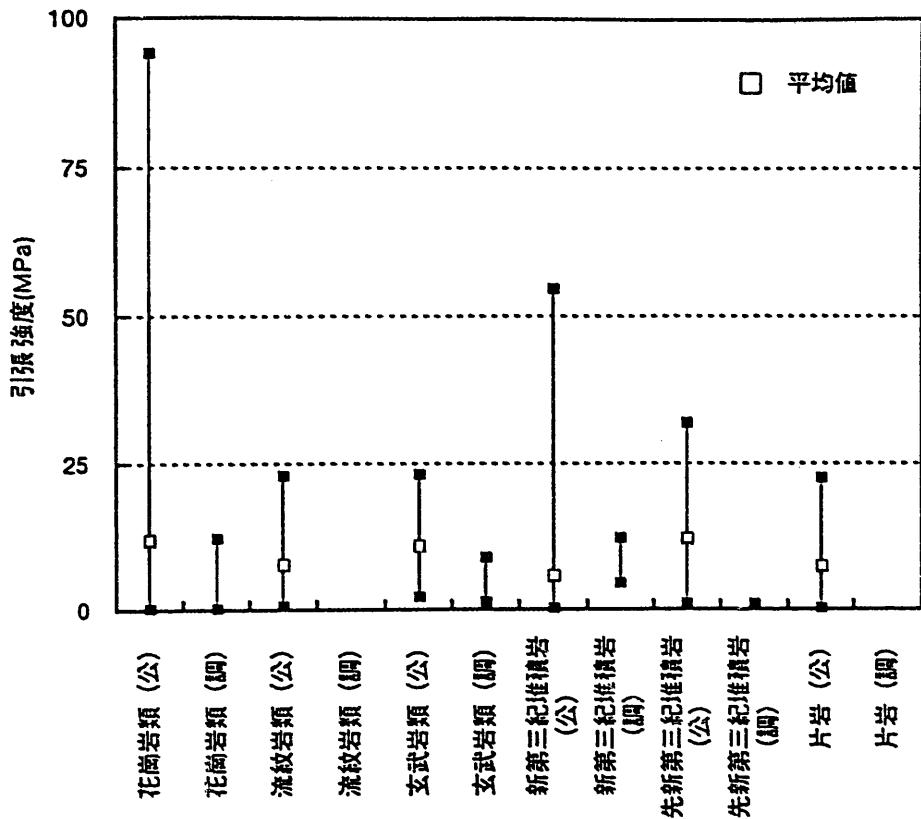


図-4.2.6 引張強度の分布範囲（公：既往の公開資料、調：今回の調査結果）

4.2.3 物性値の深度依存性についての検討

今回得られたデータを基に岩盤・岩石物性値の深度依存性について検討した。図-4.2.7,8に今回得られたデータをもとに作成した深度と岩石・岩盤物性値の相関図を示す。これらの図からは物性値の深度依存性は認められない。しかし、物性値の深度依存性については、今回の検討結果だけでは対象としているデータ件数が少なく、あまり明確なことは言えない。

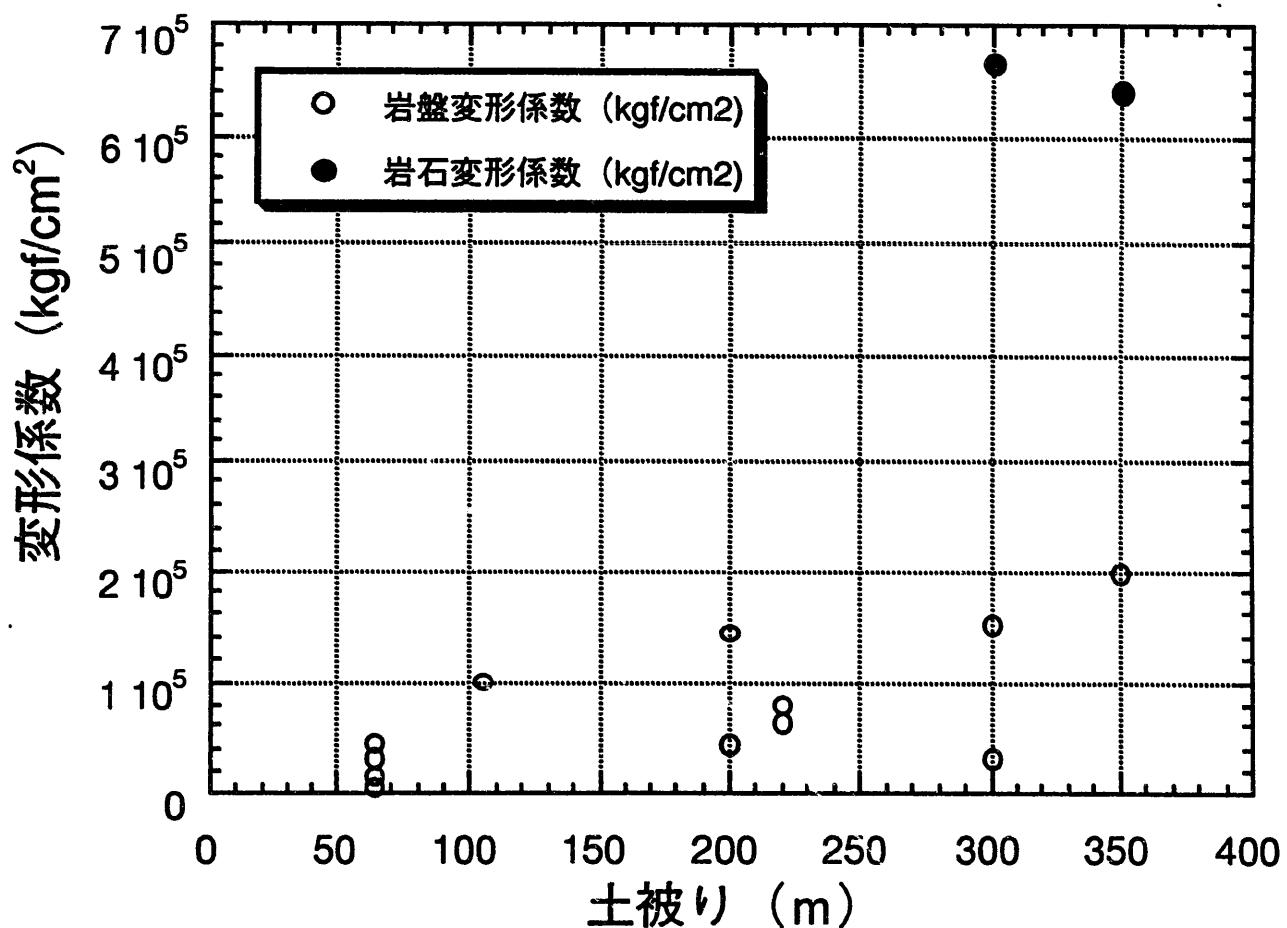


図-4.2.7 深度～岩盤・岩石物性値（花崗岩類）

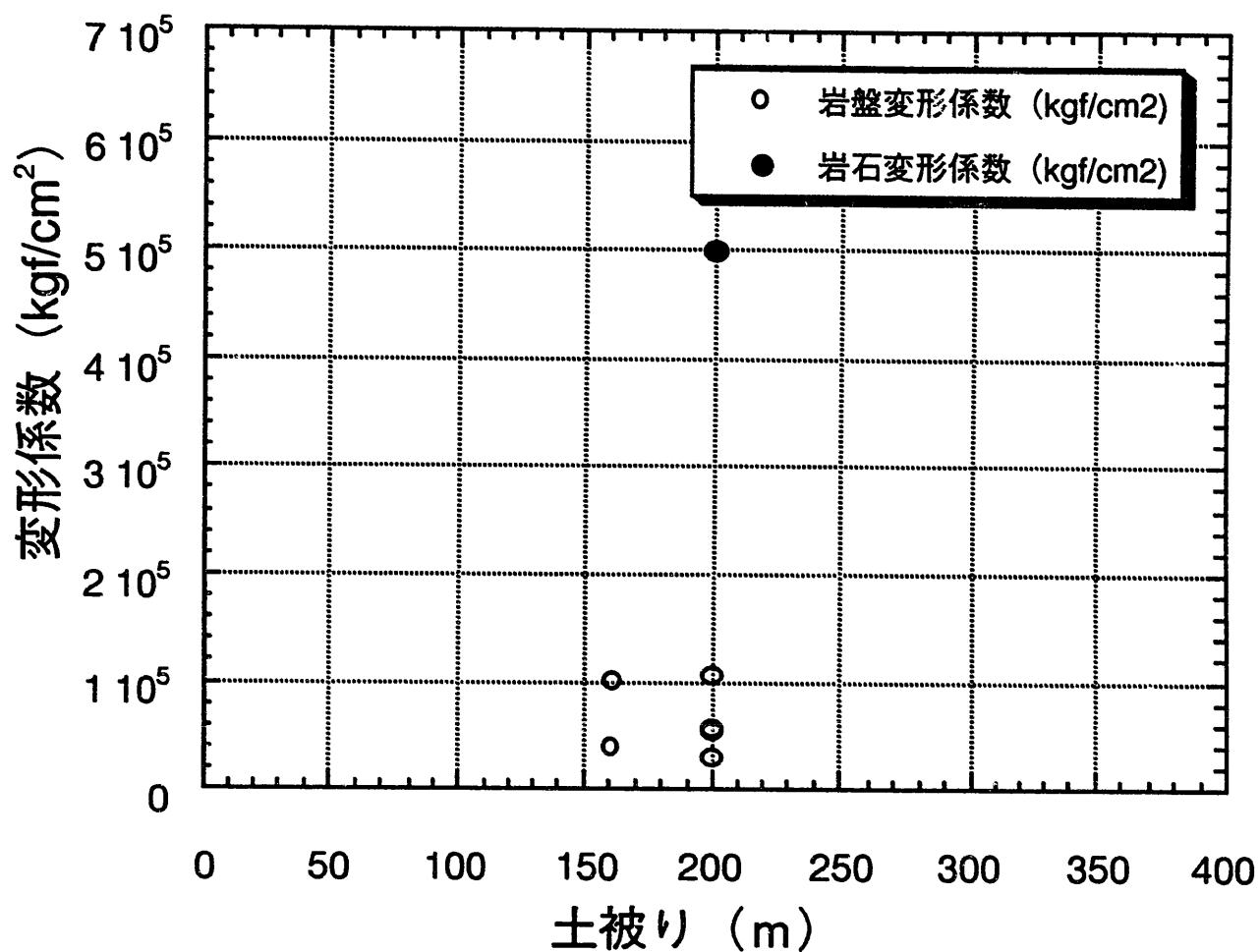


図-4.2.8 深度～岩盤・岩石物性値（流紋岩類）

4.3 まとめ

- ・地下深部における岩盤力学データの収集を目的として地下発電所及び地下岩盤タンクの設計・施工に関する報告書などの調査を行った結果、あわせて24地点の岩盤力学データが取得できた。
- ・今回実施した岩盤物性値の調査結果と、既往の研究成果（佐藤ほか、1992）における岩種別物理特性データを比較した結果、今回の調査結果のデータは既往研究成果におけるデータの範囲内に含まれた。
- ・今回得られた岩盤・岩石物性値をもとに物性値の深度依存性について検討した結果、物性値の深度依存性は認められなかった。
- ・今後は、解析種別によって必要なデータ項目を把握し、収集データの少ない項目について今後のデータ収集法を検討することが必要である。

参考文献

動力炉・核燃料開発事業団（1992）：高レベル放射性廃棄物地層処分研究開発の技術報告書，PNC TN1410 92-081

土木学会（1985）：トンネルの地質調査と岩盤計測

日比野，本島（1993）：大規模空洞掘削時の岩盤挙動とライニング設計概念の提案，土木学会論文集，No.481 III-25，pp.125-134

日比野，本島（1994）：空洞掘削時の岩盤の特性，第9回岩の力学国内シンポジウム，pp.689-694

日比野，本島（1993）：大規模地下空洞の掘削時挙動と補強設計，第25回岩盤力学シンポジウム，pp.294-297

川本，オメール，土山（1992）：大規模地下空洞設計の現状分析とその考察，トンネルと地下，pp.31-37

株式会社大林組：奥美濃地下発電所研究報告書

菊池宏吉（1994）：地下空洞・地下水への応用，地質工学セミナー，pp.397-436

佐藤稔紀，石丸恒存，杉原弘造，清水和彦（1992）：文献調査による我が国の岩石の物理的特性に関するデータの収集，PNC TN7410 92-018

石油公団，（財）エンジニアリング振興協会：国家石油備蓄基地（地下備蓄）立地可能性調査報告書 説明編

吉中龍之進，桜井春輔，菊池宏吉：岩盤分類とその適用，土木工学社

5. まとめ

本検討では、解析技術の信頼性向上の観点から、空洞安定性評価手法としての有限要素法の適用性の確認、亀裂の卓越した岩盤を対象とした不連続体解析手法の検討、空洞の長期安定性評価手法の検討、及び第2次とりまとめに向けた岩盤力学データベースの検討を行った。得られた知見及び今後の課題を以下にまとめて示す。

- (1)事例解析の結果から、入力データ及び計測データを適切に評価できている場合、有限要素法は空洞安定性評価手法として有用であることが判断できた。しかしながら、評価手法としての妥当性を判断するには、これまでの成果からだけでは不十分であり、今後も引き続き事例解析による検討を行う必要がある。
- (2)不連続体解析の結果、坑道の破壊モードや破壊後の応力条件を検討する場合には、FEM-JよりDEMの方が有効であることが分かった。しかしながら、今回の研究では、限定したモデル、物性で検討しており、他のモデルや物性を適用した追加検討が必要である。空洞変形挙動評価にどの手法が適しているかの判断は、このような解析的研究の後に原位置計測データとの考察が必要である。
- (3)廃棄体埋戻し後の岩盤のクリープによる変形量は、岩盤のクリープ定数及び緩衝材の特性に依存している。今回行った既存のデータによる検討結果からはその変形量は数cm程度しか確認されなかった。しかしながら、今回の解析では、長期挙動に対する基礎的な検討を行ったに過ぎず、岩盤、緩衝材、オーバーパックのモデル化に関して幾つかの問題点が存在する。今後はこの問題点を考慮した解析、評価手法を確立していく必要がある。
- (4)地下深部における岩盤力学データの収集を目的として地下発電所及び地下岩盤タンクの設計・施工に関する報告書などの調査を行った結果、あわせて24地点の岩盤力学データが取得できた。今回得られた岩盤・岩石物性値をもとに物性値の深度依存性につい

て検討した結果、物性値の深度依存性は認められなかった。今後は、解析種別によつて必要なデータ項目を把握し、収集データの少ない項目についてデータ収集法を検討することが必要である。

日本には、地下発電所、石油備蓄に代表されるトンネル等最先端をいく空洞建設技術が蓄積されており、また地下深部に長大なトンネル群を掘削したいいくつかの鉱山の例もあることから、技術的には処分施設の建設は可能であると思われる。しかしながら、処分施設の建設については、地質環境に極力影響を与えないような配慮が必要なため、その観点から処分施設の設計・施工技術については課題が残されている。特に、岩盤の長期的挙動の影響、緩み領域の影響等を考慮した信頼性の高い深部地下空洞の設計手法の確立が今後望まれる。

謝 辞

本研究を行うにあたり、羽出山吉裕氏をはじめ大成建設株式会社からの多大なご協力を賜りました。本報告書をとりまとめるにあたりまして、ここに心より深く感謝いたします。