



# 地下空洞掘削の情報化施工における現場計測結果の評価に関する研究

進士, 正人

---

(Degree)

博士 (学術)

(Date of Degree)

1985-03-31

(Date of Publication)

2014-03-04

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲0541

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1000541>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



**地下空洞掘削の情報化施工における  
現場計測結果の評価に関する研究**

**昭和60年3月**

**進士 正人**

地下空洞掘削の情報化施工における  
現場計測結果の評価に関する研究

昭和60年3月

進士 正人

# 目 次

表目次	( iv )
図目次	( v )
写真目次	( vii )
第1章 序論	( 1 )
1. 1 研究の背景	( 1 )
1. 1. 1 地下空洞掘削の現状	( 1 )
1. 1. 2 新オーストリア式トンネル工法 ( NATM ) の導入	( 1 )
1. 1. 3 計測機器の発達	( 2 )
1. 1. 4 コンピューターの発達	( 3 )
1. 1. 5 新しい施工管理法	( 6 )
1. 2 本研究の目的	( 6 )
1. 3 本論文の構成	( 7 )
参考文献	
第2章 情報化施工に関する従来の研究及び本研究の占める位置	( 10 )
2. 1 概説	( 10 )
2. 2 従来 of 施工法と情報化施工との相違点	( 10 )
2. 3 地盤工学における情報化施工に関する従来 of 研究	( 12 )
2. 3. 1 盛土工事の場合	( 13 )
2. 3. 2 土留め工事の場合	( 16 )
2. 3. 3 斜面崩壊予知の場合	( 17 )
2. 4 地下空洞掘削における情報化施工	( 17 )
2. 5 情報化施工における計測結果 of 設計・施工への フィードバックに関する従来 of 研究	( 25 )
2. 6 本研究 of 範囲及び従来 of 情報化施工の中で占める位置	( 28 )
参考文献	



第3章	マイクロコンピュータによる地下空洞掘削時の安定性の評価	( 40 )
3.1	概説	( 40 )
3.2	基礎式の誘導	( 40 )
3.3	本研究で用いた解析装置	( 46 )
3.4	解析手順	( 47 )
3.5	解析モデルと演算時間	( 48 )
3.6	吹き付けコンクリート覆工の剛性が逆解析に与える影響	( 50 )
3.6.1	覆工と地山の剛性比が逆解析結果に与える影響	( 51 )
3.6.2	吹き付けコンクリート覆工の等価弾性係数	( 56 )
3.7	実際問題への適用例	( 63 )
3.7.1	適用例-1	( 63 )
3.7.2	適用例-2	( 65 )
3.8	結論	( 71 )
参考文献		
第4章	掘削過程を考慮した逆解析法	( 73 )
4.1	概説	( 73 )
4.2	基礎式の誘導	( 75 )
4.3	数値シミュレーションによる逆解析法の検討	( 79 )
4.4	実際問題への適用例	( 85 )
4.5	結論	( 90 )
参考文献		
第5章	地下空洞掘削時の現場計測結果に基づく最終変位の予測法	( 92 )
5.1	概説	( 92 )
5.2	直接逆解析法を用いた最終変位の予測	( 92 )
5.2.1	最終初期応力パラメータの予測法	( 93 )
5.2.2	予知定数の検討	( 97 )
5.3	実際問題への適用例	( 100 )
5.3.1	適用例-1	( 100 )
5.3.2	適用例-2	( 108 )
5.4	結論	( 110 )
参考文献		
第6章	結論	( 113 )

謝辭

( 116 )

付録

## 表目次

表 2-1	盛土の不安定判定基準	( 15 )
表 2-2	日本における NATM の施工例	( 18 )
表 2-3	注意レベルと施工管理	( 21 )
表 2-4	計測項目とその点数評価レベル	( 22 )
表 2-5	掘削工法ごとの変位速度と最大変位量の関係	( 24 )
表 2-6	明神トンネルにおける内空変位管理基準値	( 24 )
表 2-7	最適化手法の比較	( 28 )
表 2-8	天端沈下の管理基準値	( 32 )
表 3-1	全演算時間における各ステップの占める割合	( 48 )
表 3-2	初期応力が等価弾性係数に与える影響	( 59 )
表 3-3	各測線付近のゆるみ領域の材料定数	( 65 )
表 4-1	計測変位の取り扱いかたによる逆解析法の比較	( 74 )

## 目 次

図 2-1	地盤に係わる構造物を建設する際の従来の施工法と情報化施工との流れの比較	( 11 )
図 2-2	せん断変形と圧密変形の変形モードの相違	( 13 )
図 2-3	沈下と側方変位の計測位置	( 13 )
図 2-4	富永・橋本の方法	( 13 )
図 2-5	松尾・川村の方法	( 13 )
図 2-6	柴田・関口の方法	( 14 )
図 2-7	沈下量の経時的变化	( 15 )
図 2-8	情報化施工のデータ処理システム図	( 16 )
図 2-9	斜面移動量の経時的变化	( 17 )
図 2-10(1)	変位速度と支保荷重との関係	( 22 )
図 2-10(2)	日本における変位速度と支保荷重との関係	( 22 )
図 2-11	変位速度と最大変位量との関係	( 23 )
図 2-12	逆解析法の分類	( 26 )
図 2-13	限界ひずみの定義	( 29 )
図 2-14	各種材料における限界ひずみ	( 30 )
図 2-15	現場試験における岩盤の限界ひずみ	( 31 )
図 2-16	地山の限界ひずみの管理値	( 32 )
図 2-17	逆解析の定義	( 32 )
図 3-1	地山を一様と考えた場合の初期応力と弾性係数	( 41 )
図 3-2	計測点と測定変位の関係	( 44 )
図 3-3	本研究で用いた解析装置	( 46 )
図 3-4	本研究における解析手順	( 47 )
図 3-5	本研究で用いた解析モデル	( 49 )
図 3-6	覆工の剛性に関するシミュレーション で用いる解析モデル(測定点)	( 50 )
図 3-7	凹凸の実測図	( 52 )
図 3-8	覆工の凹凸に関するシミュレーションで用いる解析モデル	( 57 )
図 3-9	設計覆工厚が等価弾性係数に与える影響	( 58 )
図 3-10	インバート施工が等価弾性係数に与える影響	( 60 )

図3-11(a)	凹凸度と等価弾性係数の関係 (R=100)	(61)
図3-11(b)	凹凸度と等価弾性係数の関係 (R=20)	(61)
図3-12(a)	凹凸度と等価弾性係数の関係 (R=100)	(62)
図3-12(b)	凹凸度と等価弾性係数の関係 (R=20)	(62)
図3-13	逆解析で得られた変位と実測値の比較	(63)
図3-14	地中変位計の設置位置とゆるみ領域の表示	(65)
図3-15	逆解析で得られた変位と実測値の比較	(66)
図3-16	各測線毎の測定値と逆解析による計算値の比較	(67)
図4-1	大規模地下空洞施工における掘削過程モデル	(73)
図4-2	切羽の位置と計測変位量の関係	(76)
図4-3	逆解析により求める下半部解放力	(77)
図4-4	シミュレーションモデルと計測位置	(80)
図4-5	内空変位量の経時的变化 (シミュレーション)	(81)
図4-6	内空変位量の経時的变化の実測例	(85)
図4-7	掘削過程を考慮した逆解析法による変位と計測値との比較	(56)
図5-1	最終変位予測法の概念図	(92)
図5-2	ある時間Tにおける初期応力パラメータ速度と 初期応力パラメータの最終状態までの増加量	(93)
図5-3	最終初期応力パラメータの予測法	(94)
図5-4	Aトンネル地中変位計測結果を用いた $d\sigma/dt$ と $\sigma_r - \sigma$ との関係	(97)
図5-5	Aトンネル内空変位計測結果を用いた $d\sigma/dt$ と $\sigma_r - \sigma$ との関係	(98)
図5-6(a)	Aトンネル地中変位計測結果を用いた 最終初期応力パラメータの予測 ( $\sigma_1$ )	(99)
図5-6(b)	Aトンネル地中変位計測結果を用いた 最終初期応力パラメータの予測 ( $\sigma_2$ )	(100)
図5-6(c)	主軸の傾きの経時変化	(100)
図5-7	初期応力パラメータ速度の求め方	(101)
図5-8	逆解析による変位と計測値との比較	(108)
図5-9(a)	Bトンネル地中変位計測結果を用いた 最終初期応力パラメータの予測 ( $\sigma_1$ )	(109)
図5-9(b)	Bトンネル地中変位計測結果を用いた 最終初期応力パラメータの予測 ( $\sigma_2$ )	(110)

## 写 真 目 次

写真3-1	有限要素法による最大せん断ひずみ分布 (R = 10)	( 53 )
写真3-2	逆解析による最大せん断ひずみ分布 (R = 10)	( 53 )
写真3-3	有限要素法による最大せん断ひずみ分布 (R = 50)	( 54 )
写真3-4	逆解析による最大せん断ひずみ分布 (R = 50)	( 54 )
写真3-5	有限要素法による最大せん断ひずみ分布 (R = 100)	( 55 )
写真3-6	逆解析による最大せん断ひずみ分布 (R = 100)	( 55 )
写真3-7	最大せん断ひずみ分布 (適用例-1)	( 69 )
写真3-8	塑性ゾーンの表示 (適用例-1)	( 69 )
写真3-9	最大せん断ひずみ分布 (適用例-2)	( 70 )
写真4-1(a)	有限要素法による最大せん断ひずみ分布 (Phase1)	( 82 )
写真4-2(a)	有限要素法による最大せん断ひずみ分布 (Phase2)	( 83 )
写真4-3(a)	有限要素法による最大せん断ひずみ分布 (Phase3)	( 84 )
写真4-1(b)	逆解析法によって求められた 最大せん断ひずみ分布 (Phase1)	( 82 )
写真4-2(b)	逆解析法によって求められた 最大せん断ひずみ分布 (Phase2)	( 83 )
写真4-3(b)	逆解析法によって求められた 最大せん断ひずみ分布 (Phase3)	( 84 )
写真4-4	最大せん断ひずみ分布 (Phase1)	( 88 )
写真4-5	最大せん断ひずみ分布 (Phase2)	( 88 )
写真4-6	最大せん断ひずみ分布 (Phase3)	( 89 )
写真5-1(a)	計測開始5日目におけるトンネル周辺の 最大せん断ひずみ分布	( 102 )
写真5-1(b)	計測開始11日目におけるトンネル周辺の 最大せん断ひずみ分布	( 103 )
写真5-1(c)	最終状態におけるトンネル周辺の最大せん断ひずみ分布	( 104 )
写真5-2(a)	計測開始5日目におけるトンネル周辺の 最大せん断ひずみ分布 (予測)	( 102 )
写真5-2(b)	計測開始11日目におけるトンネル周辺の	( 103 )

最大せん断ひずみ分布（予測）

- 写真5-3(a) 計測開始5日目におけるトンネル周辺の  
塑性ゾーンの分布 (105)
- 写真5-3(b) 計測開始11日目におけるトンネル周辺の  
塑性ゾーンの分布 (106)
- 写真5-3(c) 最終状態におけるトンネル周辺の塑性ゾーンの分布 (107)
- 写真5-4(a) 計測開始5日目におけるトンネル周辺の  
塑性ゾーンの分布（予測） (105)
- 写真5-4(b) 計測開始11日目におけるトンネル周辺の  
塑性ゾーンの分布（予測） (106)

## 第1章 序論

### 1.1 研究の背景

#### 1.1.1 地下空洞掘削の現状

従来、鉄道・道路などにおけるトンネル施工は、技術的・経済的な理由によりできるだけこれを避けられる傾向にあった。しかし、1960年代から新幹線・高速自動車専用道路などの高速多量輸送を目的とする交通網の整備が始まると、その交通網の高速性からできるだけ直線的な路線を採用することとなり、必然的にトンネル構築が避けられない状況となった。また、高度経済成長によって、地価は急激に上昇し、建設用地の確保が大変難しくなった。その上、騒音・振動などの付近住民に与える環境問題も大きな社会問題となり、高速交通網は進んでトンネル施工を行なっているのが現状である。従って、現在では、非常に苛酷な地質や施工条件の下においてもトンネルの建設が行なわれる場合が多い。

また、トンネル建設に加えて、地下発電所や地熱発電プラント、さらに石油、天然ガス等の可燃エネルギーの備蓄及び高レベル放射性廃棄物処理などを目的とする土木構造物の建設は、時代の急務になりつつある。これらは、すべて地中構造物であり、その規模は、トンネル構造物よりも数段大きく、ますます大規模になってきているのが現状である。

#### 1.1.2 新オーストリア式トンネル工法（NATM）の導入

このような状況のなかで、1975年に我が国に導入され、翌年5月より8月の間に、上越新幹線中山トンネルにおいて試験施工された新オーストリア式トンネル工法（The New Austrian Tunnelling Method 通称NATM）は、現場計測を発破、ずり出しなどの施工過程のひとつとして位置づけた画期的な掘削工法であった。すなわち、NATMは、従来「隧道十訓」にも見られるような経験と勘によってのみ施工されていたトンネル施工の分野において、断面縮小量（コンバージェンス）測定を中心とする施工管理（モニタリング）を施工に組み込み、建設現場における計測により、構造物の安定性を確認しながら施工を行なうところにその特徴があり、我が国においても試験施工以後、急激に普及した。

施工面におけるNATMの特徴は、地山自身のもつ強度を主要な支保部材としてロックボルト、吹き付けコンクリートおよび鋼製支保工をにより十分発揮させ、地山のアーチ効果を最大限に利用するところにある。すなわち、地山は本来荷重を支えることのできる材料であり、吹き付けコンクリート覆工は単に表面処理という役目を果たすに過ぎないのである。



N A T Mの提唱者ラブセビッツは、この工法について以下のように述べている  
1-1)。

『N A T Mは、トンネル掘削後の空洞周辺岩盤に生ずる応力の再配分過程における力を、注意深く、かつ慎重に抑制することによって岩盤自体を支保として用いる方法であり、一般に2種類（吹き付けコンクリートと二次覆工）の支保が考えられる。まず、トンネル掘削の進行に伴い、比較的弱いコンクリート（吹き付けコンクリート）の補助アーチを施工する（一次覆工）。トンネルのインバートは、速やかに最終的に必要な強度のコンクリートを施工する。いくらかの時間が経過した後に、補助アーチの変形を測定し、覆工圧力が減少したか、又は平行状態に達したことを確認したならば、支持アーチ（二次覆工）を施工する。施工条件が良いとか、地山が良いとかで、補助アーチの変形が測定できないほど小さければ、鉄筋を用いないとか、あるいは、支持アーチを全く施工しないこともできる。』

通常、覆工圧力や、地山内応力を現場計測によって直接求めることは非常に困難である。よって、変位計測の結果から地山の安定性を確認しながら、支持アーチの施工する時期を決定することが多い。

従来、このようなN A T Mの理論的背景については、経験に立脚したものであるとの批判がなされていたが、岩盤力学、地盤工学の分野からも合理的な概念に裏打ちされた工法であることが認識されてきた<sup>1-2)</sup>。一方、地盤工学の分野においては、1948年、すでにTerzaghiらにより“Observational Procedure”が提唱され、現場計測の重要性が明らかにされている<sup>1-3)</sup>。しかし、その当時、理論と実際の間には、大きな隔たりがあり、現場で実際に施工に当たっている技術者には、理論を理解する人は少なかった。また、理論を理解できなくても、施工は行なわれてきた。そして、支保工に対する定量的な評価は、設計段階においてのみ行なわれることが多かった。このような状況において、掘削において、絶えず現場計測を行ない、計測結果を設計・施工にまでフィードバックし、必要であれば迅速に支保工の強化または軽減を行なうことを可能としたN A T Mの出現は画期的なものであるといえる。

### 1. 1. 3 計測機器の発達

このようなN A T Mの発達とともに、数多くの現場計測機器が開発され、使用されてきた。

現在、トンネルにおける現場計測は、1)日常の計測（A計測）、及び2)重点箇

所における計測（B計測）に大きく分類される<sup>1-4)</sup>。A計測は掘削毎に行なわれる現場計測であり、切羽観察、内空変位計測、天端沈下計測などがある。B計測は、地質の変化点や、あらかじめ危険が予想される断面において実施される重点計測であり、A計測よりもより詳しく地山の状態を調べる為に行なうものである。代表的な計測としては、地中変位計測、ロックボルト軸力計測、吹き付けコンクリート内応力計測などがある。

近年、これらの計測機器の精度は、非常に向上し、例えば変位量の計測では1/1000mmまで測定できる機器が開発されている。しかしながら、現状においてはこれら多数の計測機器によって得られた測定結果が、情報化施工の目的とする支保工の適性規模に対する定量的な解答を与え、後続する施工に対し、迅速にフィードバックされ、さらに、当初の設計がどの程度妥当なものであったかを再評価するまでに至っていないように思われる。

#### 1. 1. 4 コンピューターの発達

このような計測機器の発達と平行して、電子計算機の高性能化、小型化、低価格化には、目を見張るものがあった。

はじめて電子計算機が作られた時は一万八千個の真空管が使われ、重さが30トンもあり、それを収容するのに大きな部屋が必要であったと言われている。（ENIAC, 1946）それが、トランジスタの出現により飛躍的な発展をとげ、次いで集積回路（IC）の開発によってコンピューターのハードウェアの面は急激に発達した。現在では、わずか数mmのシリコン板の上に数10万個のトランジスタに匹敵する能力を持った大規模集積回路（LSI）が出現し、コンピューターの小型化、大容量化、高速化が進んでいる。近い将来には超大規模集積回路（VLSI）の発展に伴い、性能の高性能化とともに、安価で使い易いコンピューターの出現が予想される。

これまでのコンピューターの利用法は、より容量を必要とする計算を、より高速に行なうことだけに重点がおかれてきた。すなわち、コンピューターの高性能化、大容量化が開発の中心であった。しかし、これからのコンピューターの利用は、単に計算が高効率であるだけではなく、より技術者と密着した個人用コンピューターとの対話を通じて、情報の収集、分析、検索を行なうデータベース的な使用法や、小型コンピューターのネットワークを個々の技術者が利用するいわゆる分散型の使用法が中心になりつつあるように思われる。

このようなコンピューターの利用の変遷を島田<sup>1-5)</sup>は、3つの時代に大別した。以下に、それぞれの時代を概観する。

##### 1) 第一世代

1950年代のおわりから1960年の初期にかけては、コンピューターを単なる計算だけに用いていた時代であり、それまでの人間が行っていた仕事を単にコンピューターにおきかえた時代である。ここでは、コンピューター自体も単なる高速演算機としてしか認められず、ソフトウェアよりもハードウェア自体が遅れていたことと、土木技術者自身がそれを直接利用することもあまりなかったために、土木工学の中では、有効に利用されるまでには至らなかった。

## 2) 第二世代

1960年代の中ごろになると、それまでの算術演算からはるかに大きな可能性を持った論理演算が可能なコンピュータが利用できるようになった。当時は、社会的背景を見ても多くの分野で経済成長が著しくなり、業務領域の拡大や業務量の増加に対応するために積極的にコンピューターの導入を計るようになって来た時でもあった。この時代の特徴としては、プログラム技術が発達し、単なる高速演算装置から大規模なプログラムシステムを作ることが可能になった事である。また、マンマシンコミュニケーション、インタラクティブの利用技術といった新しいコンピューターの利用概念が確立された時代でもあり、土木工学のあらゆる面において、コンピューターの利用の基礎が築かれた時でもある。

## 3) 第三世代

この時代は、コンピューターの一般化の時代であった。すなわち、1970年代の後半から1980年代にかけて、急激に進展した経済成長の見直しが行なわれると共に、LSI技術の発達により、小型で安価な高性能LSIコンピューターが出現し、コンピューター自体を簡便で使い易いものにしようとする努力が行なわれた時代である。第三世代に入ると、第二世代においてその概念が作られたマンマシンコミュニケーションによるコンピューターの利用法、すなわち、コンピューターエイデッドデザイン(CAD)、コンピューターエイデッドマニファクトリー(CAM)及び大規模データベースの構築などが、実用化にはいった。それと共に、コンピューターの周辺装置についても数多くの装置が開発され、それまではハードウェアの面から制約のあった大規模ソフトウェアの開発、計画や設計分野におけるシミュレーションモデルが構築され、安全で精度のよい計画や設計・施工管理が可能となってきた。

このような第三世代コンピューターの出現は、LSI技術の発展から可能となったものである。このLSI技術の発展は、1971年、日本の電卓メーカーの依頼によりi4004(インテル)という4ビット中央処理装置(CPU)の開発を促した。その

後、CPUのデータ処理能力は、4ビットから8ビット(代表的なCPUとしては、インテルi8080(1973)、ザイログZ80(1975)、モトローラMC6809などがある)、16ビット(代表的なCPUとしては、インテルi8086(1978)、i8088,モトローラMC68000,ザイログZ8000(1978)がある)と進展し現在では、32ビットのデータ処理能力をもつCPU(例えば、ナショナルセミコンダクター-NS32032)が開発されている。

それらのCPUのひとつであるMC6809を組み込んだコンピューターとして、1975年、19歳のスティーブン・ジョブズと23歳のステファン・ウォズニャクの二人は、スティーブン・ジョブズの両親の家の寝室と車庫を使って、自作のコンピューターの制作・販売を始めた(Apple I,1975)。そして、1977年Apple IIの発売を開始した。この出来事は、LSI技術の進歩により、従来IBMのような大企業の独占市場であったコンピューターの分野に個人営業程度の会社(このような会社を、ガレージメーカーと呼ぶ。)が参入できる余地があることを意味しており今後のマイクロコンピューターの普及に重大な影響をおよぼした。

日本では、1976年、日本電気製マイクロコンピューター組み立てキットTK-80の発売がマイクロコンピューター時代の幕開けであった。そして、1979年PC-8001の発売によって、今まで、一部マニアの趣味の領域であったマイクロコンピューターは、急激に一般に普及した。現在では、16ビット処理を行なうCPUを用いて、数値データプロセッサ、フロッピーディスクユニット、ハードディスクユニット、高解像度カラーディスプレイ及びXYプロッターなどを備えた、第二世代においては大型計算機程度の能力及び周辺機器を備えたマイクロコンピューターを個人で購入できる時代になりつつある。<sup>1-6)</sup>

また、マイクロコンピューターの進歩と共にソフトウェア、特にオペレーティングシステムいわゆるOSの進歩は、マイクロコンピューターの進展に重要な影響を与えた。<sup>1-7,8,9)</sup>すなわち、特定の機種を問わずに使用することのできるOSの存在は、そのOSのもとではどの機種においても、一つのプログラムを実行させることが可能となるため、従来、大型計算機用の計算言語であったFORTRAN、PASCALなどの高級言語がマイクロコンピューター用として開発されるきっかけとなった。それにより、機械語・BASICによってのみ計算可能であったマイクロコンピューターに、多様の言語で書かれたプログラムの実行が可能とした。その結果、土木工学の分野では、大型計算機でのみ利用可能であったFORTRANなどで書かれた構造計算プログラム等のソフトウェア資産のマイクロコンピューターへの移植が可能となった。現在、代表的なマイクロコンピューターのOSとしては、CP/M-80(Z80)、UCSDp-System、FLEXとOS-9(MC6809)、CP/M-86、MS-DOS、UNIXなどがもっとも一般的である。

### 1. 1. 5 新しい施工管理法

NATMの基本は、施工中のトンネルの力学的挙動を計測によって把握し、その結果を設計・施工にフィードバックすることにある。現場計測としては数多くの異なる方法が提案され、実施されているが、その中で変位の計測が最も容易であり、一般的に計測値に対する信頼度も高い。従って、施工管理においては、変位あるいは変位速度を測定し、それを管理基準値と比較することによってトンネルの安定性を監視する方法が用いられる。そして、変位あるいは、変位速度が管理基準値を超える恐れのある場合は、掘削工法あるいは、支保工法の再検討を行なうことになる。その場合の管理基準値や、対策工はトンネルの施工に先立ちあらかじめ定めおかなければならない。しかし、一般的に、管理基準値は、多くの要因によって影響を受けるため、その設定は容易ではない。従って、現場計測は行なわれても、その結果が有効に設計・施工にフィードバックされていない場合も多い。

このように、施工中に現場で実際の挙動を測定しながら、設計通りのものができているかを常に監視し、測定値が事前の予測した管理基準値を超える場合は速やかに、設計や施工法を修正して施工を進めることが重要になる。特に、現場計測と設計・施工へのフィードバックのステップをできるだけシステムティックに早いピッチで進めていくことが、土木工事の安全性、経済性及び迅速性につながるといえる。このような考え方に立脚した施工法を我が国では情報化施工と呼んでいる。

情報化施工の特徴は、設計、施工、現場計測、設計・施工へのフィードバックという一連の作業を、コンピューターシステムによって処理、管理し、それらを一体化したところにある。すなわち、現場計測で得られたデータを収集、処理し、将来の予測並びにそれに基づく設計や施工法の修正及び変更を、コンピューターシステムで迅速に行なうことができる点にある。従って、現場計測で得られた新しい情報に基づく事前の設計、施工法の見直しにより、常に各施工時点で、現地の条件により適合したものが見いだせることになる。そして、それらを設計・施工にフィードバックすることにより施工を積極的にコントロールし、構造物を安全に、かつ迅速に、しかも経済的に施工することができる。

### 1. 2 本研究の目的

本研究は、NATMによる地下空洞の情報化施工、特にマイクロコンピューターを核とした現場計測結果の設計・施工へのフィードバックシステムの開発を目的としている。すなわち、現場計測結果から、計測地点における現状の評価、

及び将来の予測を、建設現場に設置できる程度のマイクロコンピュータで行ない、建設現場に従事している土木技術者自らの手で、支保構造物の安全性の評価を行なうことのできるシステムの開発を目指した。なお、システムの開発には以下のような条件を設けた。このような条件を設けた理由は、本研究で開発するシステムは、あくまでも、建設現場で実際に用いられることを想定しているため、建設現場にできるだけ負担をかけないことを原則にしているからである。

- 1) フィードバックに対する方法論：フィードバックに対する方法論は出来るだけ簡単である必要がある。しかし、フィードバックの結果から得られる現状の評価及び将来の予測の精度は、高いものである必要がある。
- 2) 明確な対策工の指示：フィードバックの結果、問題が生じた場合、明確に対策工法の指示が行なえるフィードバック理論であること。
- 3) システムの高速性：フィードバック結果をできるだけ早く現場技術者に提供するため、現場計測データの入力から結果が得られるまでの時間を5分以内にすること。
- 4) システムの操作性：システムの操作性は誰にでも扱うことのできる簡便性を備えたものにする。
- 5) システムの低価格性：システムは、出来るだけ低価格な汎用のもので構成し、特殊な装置を使用しないこと。
- 6) システムの可移動性：システムは、簡単に持ち運べるものにする。

このような条件を満足するフィードバックシステムを開発するために、研究を行なった。本研究の基礎理論の一部は、すでに提案されたものであるが、本研究の目的は、基礎理論を統合、発展させ、ひとつのフィードバックシステムとして機能させるところにある。また、建設現場への適用性を考慮し、フィードバックシステムに使用するコンピューターは、出来るだけ低価格な汎用なものを用いることとした。

### 1.3 本論文の構成

ここでは、第1章から第6章にいたる本論文の構成を簡単に説明する。

まず、本研究の背景及び目的について述べた第1章に続いて、第2章では、本研究の基礎となる施工管理法、逆解析法、最終変位の予測法を対象として従来の研究を取り上げて概説する。また、従来の研究成果を参照しながら本研究の特徴と範囲について述べる。

第3章では、従来の逆解析法のひとつである桜井の直接逆解析法を手直しし、

解析装置にマイクロコンピュータを用いても、十分な精度及び速度が得られるようにアルゴリズムを改良し、2、3の現場計測結果に適用する。

第4章では、従来の直接逆解析法を改良し、段階掘削に対する施工過程を考慮した方法論を開発する。そして、現場計測結果を解析し、方法論の妥当性を検討する。

第5章において、直接逆解析法を用いて最終変位状態を予測する方法論を提案し、実際の現場計測結果に対する適用例を示す。

最後に第6章において、本研究で開発したフィードバックシステムの問題点を挙げ、将来、克服しなければならない事項について述べる。

付録として、本研究によって開発された、地下空洞安定性の評価システムの操作マニュアルを添付する。

## 参考文献

- 1- 1) Rabcewicz, L. v. : "The New Austrian Tunnelling Method", Water Power Nov. Dec. 1964, Jan. 1965.
- 1- 2) Rabcewicz, L. v. and Golser, J. : "Principles of Dimensioning the Supporting System for The New Austrian Tunnelling Method", Water Power, March, 1973.
- 1- 3) Terzaghi, K. and Peck, R. B. : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, pp.326-328, 1948.
- 1- 4) (社)日本トンネル技術協会 「N A T Mの計測指針に関する調査研究報告書」1983年 3月
- 1- 5) 島田 静雄「ミニコンからマイコンまでの動向」土木学会誌、pp.9-12, 1982, 5月号。
- 1- 6) 榊 正憲、柳楽 直樹、横溝 和弘 「P C - 9 8 0 1ガイドブック」、アスキー、pp.23-44, 1983。
- 1- 7) 米持 尚 「パソコン用Operating Systemへのアプローチ」マイコン、pp.311-324、1983、10月号。
- 1- 8) 菅木 真治 「M S - D O S読本」、アスキー、pp.42-51、1983。
- 1- 9) Grant, C. W. and Butah, J. (訳) 小池 慎一 「U C S D pシステム入門」、C Q出版社、pp.5-21、1983。
- 1-10) 桜井 春輔 「マイクロコンピュータによる計測結果の評価と設計・施工へのフィードバックについて」(社)日本トンネル技術協会、第5回トンネル技術シンポジウム-N A T Mと施工管理-、pp.3-12、1984。
- 1-11) 桜井 春輔 「トンネル工事における変位計測結果の評価法」土木学会論文報告集、第 317号、pp.93-100、1982。
- 1-12) 久楽 勝行 「岩盤工学と測定技術」土木学会誌、pp.12-16, 1983、11月号。
- 1-13) 島津 久陽、堀内 幸雄 「施工管理・N A T Mとシールド」土木学会誌、pp.29-31、11月号。
- 1-14) 松尾 稔 「現場計測の現状と将来」地質と調査、pp.2-7, 1984、第 1号。
- 1-15) 谷本 親伯 「N A T M- 1、森北出版」、pp.1-48、1984。
- 1-16) 都市N A T Mワーキンググループ 「都市トンネルにおけるN A T Mの適用に関する研究について」、pp.2-9、1984、5月。



## 第2章 情報化施工に関する従来の研究及び本研究の占める位置

### 2.1 概説

トンネル、地下発電所など地盤のなかに建設される構造物の施工中の安定性は、大きく地盤の物性値及び初期応力などに左右される。従って、安全に構造物を建設するためには、それらの値を正確に把握することが最も重要である。しかし、地盤の不均質性のため、その物性値や、初期応力をすべて材料試験や現場調査によって正確に求めることは、ほとんど不可能に近い。また、たとえ求められたとしても、それらの値をすべて用いた解析は大変複雑となるであろう。そこで、設計は簡単な材料試験の結果に基づき行なうのであるが、施工中に現場計測を行なうことによって、設計においてあらかじめ予想した挙動と現場計測によって得られた挙動を絶えず比較、検討しながら施工を進め、必要に応じて設計・施工法を変更する方法が、1948年Terzaghi-Peckにより"Observational Procedure"として提案された<sup>2-1)</sup>。

この方法では、施工中に、現場計測から得られた多くの情報は、迅速かつ確実に処理する必要がある。そこで、コンピューターを用いて現場計測結果を処理するシステムが開発され、"情報化施工"<sup>2-2,3)</sup>と名付けられた。すなわち、情報化施工は、"Observational Procedure"を一步進め、現場計測によって得られた情報に基づき、コンピューターをフルに活用し情報の分析、評価を行なう。それと同時に、将来の予測を行ない、危険が予知される時には、現場計測結果を設計にフィードバックし、必要であれば、設計変更をも行ないながら絶えず最適な施工を行なう工法であるといえる。<sup>2-4)</sup>

情報化施工がわが国で最初に実施されたのは、軟弱地盤掘削に鋼管矢板井筒工法を採用した際、コンピューターを用いて、建設現場における計測データと設計上のデータとの対比・検討・解析を通じて支保工の節約と安全性の検討を行なった肱黒ら<sup>2-2)</sup>によるものである。

本章では、まず、2.2において、情報化施工が従来の施工法と異なる点を明確にする。次に、2.3では、地盤工学全般における情報化施工に関する従来の研究を述べる。特に、2.4において、地下空洞掘削における情報化施工に関する従来の研究について述べる。そして、2.5において情報化施工における設計・施工へのフィードバック理論に関する従来の研究について述べる。最後に、2.6において、本研究の範囲を述べると共に、従来の研究の中で本研究がどのような位置を占めるかについて述べる。

### 2.2 従来の施工法と情報化施工との相違点



れ情報化施工及び従来の設計、施工法独自の流れである。

図から明らかなように、計画、調査、設計までは、従来の施工法と情報化施工とは、ほぼ同様な流れを示す。しかし、施工段階では、両者は、全く異なった流れとなる。すなわち、従来の施工法は、現場計測を行なわないため、安全度の判定は、施工に携わる技術者の経験、及び実績によって行なうしかない。また、思わぬ支障が生じて、その状況を克服するための対策は、緊急的（応急的）処置であり、設計段階とは全く無関係である。

それに反して、情報化施工では、設計終了段階において当初設計案を決定すると同時に、いくつかの状況を想定した設計変更案を準備する。そして、現場計測を行ない、絶えず、破壊、変形予測を行ないながら、それらの情報に基づき、構造物の安定性を評価する。その結果、設計において予測した挙動と計測による挙動が異なる時は、現場計測によって、地盤の物性値の再評価、設計・解析法の再選択、及び精度の検討を行ない、安全性、経済性、施工性及び重要性等の多角的な面から、事前に準備していた設計変更案の中で最適な対策工を実行する。このように、情報化施工では、現場計測が重要な役割を果たす。よって、現場計測から得られる情報は、信頼性が高く、かつ精度が高いものである必要がある。

現場計測において、主に計測されるものは、変位、応力、力、材料定数などである。これらの現場計測の結果を用いて、情報化施工における構造物の安定性の評価を行なう際、従来の設計法が許容応力度設計法によって行なわれていることもあり、応力、力および材料定数などの情報が正確に現場計測によって得られるならば大変都合がよい。しかし、特に地盤工学の分野では、変位計測の精度と比較すれば、応力の計測の精度は、地盤の不均質性、不連続性などに影響されやすく信頼性が低い。例えば、これらの中で代表的な計測として土圧計測がある。松沢は、どのような精度の高い土圧計を用いても数十パーセント程度の計測誤差が生じることがよくあると述べている。また、土圧計測を難しくする原因として、地盤の力学的性質の複雑さ、土圧計の設置位置、設置後の検定、応力集中、受圧板の剛性などを上げ、これらの原因を取り除き、正確に土圧を計測するためには、計測値の性格を理解して、土圧計の機種選択及び結果の解釈を行なう必要があることを明らかにした<sup>2-6)</sup>。

## 2.3 地盤工学における情報化施工に関する従来の研究

情報化施工が対象とする地盤は、非常に柔らかい粘土から、堅硬な岩盤まで非常に広範囲である。加えて、地中に構築される構造物も多種多様である。従って、構造物の種類及び地盤の性質にあった情報化施工が必要となる。

そこで、本節では、それぞれの構造物における情報化施工に関する従来の研究

を概説する。

### 2.3.1 盛土工事の場合

盛土工事における盛立てには圧密変形と盛土崩壊につながるせん断変形がある。その両者の挙動の相違点は、図2-2に模式的に示すように、圧密変形では、圧密進行が進むにつれ、盛土下地盤が沈下するとともに周辺地盤は盛土下に引き込まれるように変形する。これに対して、せん断変形は、盛土下及び周辺地盤の内部でせん断破壊が生じ、周辺地盤が外側に押し出される現象であり、盛土下の地盤は沈下した分だけ外側に變形して、周辺地盤は盛土から遠ざかる方向に変位しながら隆起する点にある。

一般的に、盛土の破壊における定性的な兆候としては、盛土天端や法部にクラックが発生する、盛土中央部の沈下が急増する、盛土法尻部付近が盛土外方に向かって急増する、盛土法尻部付近が隆起する、盛土作業の休止中にも間げき水圧が上昇する、などがある<sup>2-7)</sup>。これらの中で、どの程度破壊が接近しているかの目安、換言すれば破壊までの余裕時間や余裕盛土高さを推定することを目的として、従来から多くの研究が進められている。<sup>2-8, 17)</sup>ここで主に、盛土圧、盛土の沈下及び盛土のり尻の側方変位による予測方法を紹介します。

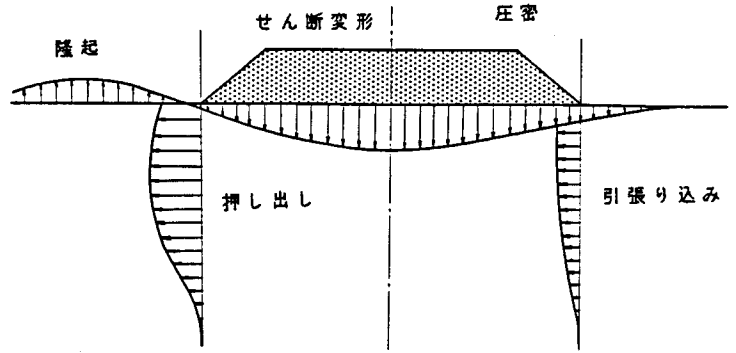


図2-2 せん断変形と圧密変形の変形モードの相違

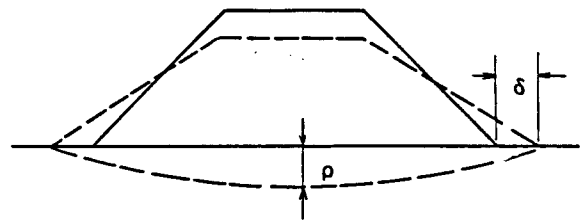


図2-3 沈下と側方変位の計測位置

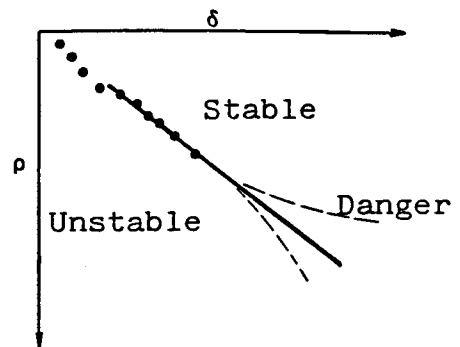


図2-4 富永・橋本の方法(富永、1974)

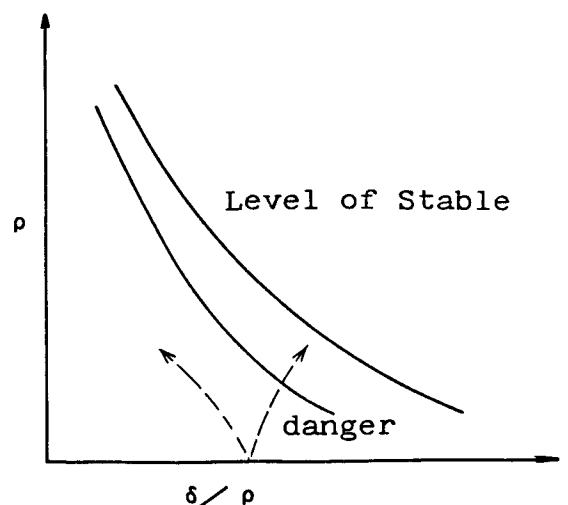


図2-5 松尾・川村の方法(松尾、1975)

る。

富永・橋本の方法<sup>2-8)</sup>：

図2-3を参照して、沈下 $\rho$ と側方変位 $\delta$ が比例的に図2-4の直線上を進み、直線から $\delta$ の大きい方へずれる（すなわち、側方変位量が卓越する）ときは危険側に向かっていると判断する。

松尾・川村の方法<sup>2-9)</sup>：

地盤条件、土質条件、盛土形態が異なる十数箇所の盛土工事から破

壊した盛土における破壊時の $\rho$ と $\delta/\rho$ の関係を事前に図2-5の曲線（破壊基準線）として求めておき、施工中に $\delta$ と $\delta/\rho$ の軌跡がより危険な破壊基準線に近づくと破壊に向かっていると判断する。

柴田・関口の方法<sup>2-10)</sup>：

段階盛立て後、一定時間間隔 $\Delta t$ における、ある段階の盛土圧 $\Delta p$ による盛土後の側方変位増分 $\Delta \delta$ をそれまでの全盛土圧 $p$ と $\Delta p/\Delta \delta$ の関係でプロットすれば、図2-6のような右下がりの直線部を有する関係が得られ、直線部の延長線と横軸との交点が最大許容盛土圧となる。そこで、予想される盛土圧が地盤の強度を超えるおそれがあるときは、地盤改良などの方法を速やかに実行する。

その他、法尻の側方変位の単位時間当りの増加量（すなわち変位速度）によって盛土の安定性を評価する方法<sup>2-11)</sup>などもある。

次に、実際の軟弱地盤上の盛土工事において、破壊予測法を実際に適用して情報化施工を行なった事例について述べる。

まず、最初の例は、北海道縦貫自動車道の建設に伴い、石狩泥炭地と呼ばれる軟弱地盤上に約27kmにわたって施工した盛土工事である<sup>2-16)</sup>。軟弱層の層厚は厚い所で30mに達し、上部の泥炭層は含水比が80-100%にも及ぶ非常に含水比の高い

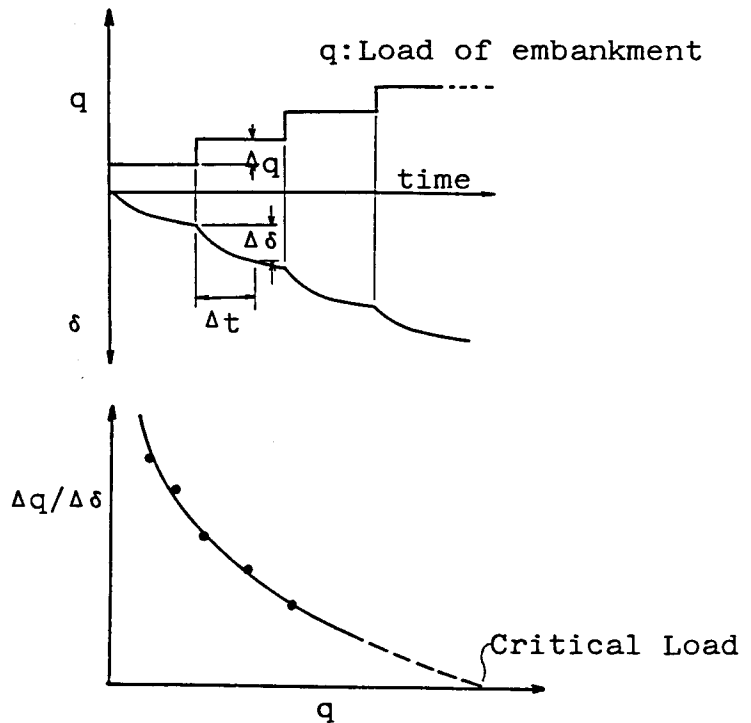


図2-6 柴田・関口の方法（柴田、1980）

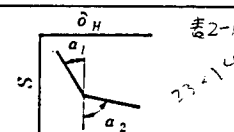

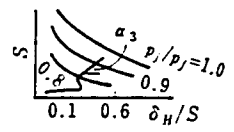
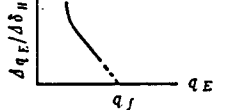
有機土である。このため、緩速盛土施工を主体に、必要に応じて押さえ盛土やサンドドレーン工法を併用する方法が採用された。現場計測としては、道路延長の施工単位区ごとに観測線を設け、各観測線には地表面変位計や変位杭、間隙水圧計などを設置して、情報化施工によって盛土の施工速度を増減する方法がとられた。

安全管理は、先に紹介した盛土の安定性の評価方法を用

いて、表2-1に示す不安定の判定基準を基に毎日の観測データをチェックし、表の判定基準のどれかに該当し、しかも現地の状況から盛土が破壊ないし不安定状態に達するおそれのある場合は、その状況に応じておもいきった放置期間の確保あるいは盛土荷重の軽減が計られるような対策を講ずるようにした。なお、表中、Sは盛土中央部の沈下量、 $\delta_H$ は盛土法尻部の最大変位、 $q_E$ は盛土荷重を表わす。このような安全管理のシステムは、集中管理センターと工事担当区及び請負人の三者の密接な協力のもとで運用され、現地での軟弱地盤の盛土工事も順調に進んで所定の盛土を築造することができた。

次に、太田川流域水道部浄化センターの建設に伴う軟弱地盤の改良工事<sup>2-17)</sup>では、構造物の基礎が、浮き基礎形式にすることになった。現場計測は、サンドドレーンを施工した地盤に層別沈下計、地中側方変位計、間隙水圧計及び水位計などが採用された。そして、現場計測で得られた観測データを基に設計値と実測値の適合性を検討するととも

表 2 - 1 盛土の不安定判定基準 (栗原、1982)

破壊予測法	不安定の安定基準
S- $\delta_H$ 法	$a_2 \geq 0.7$ または $a_2 \geq a_1 + 0.5$ 
$\Delta\delta_H/\Delta t$ 法	$\Delta\delta_H/\Delta t \geq 1.5\text{cm/d}$ 
S- $\delta_H/S$ 法	$\delta_H/S \geq 0.6$ または $\delta_H/S \geq 0.1$ で $p_j/p_f \geq 0.95$ または $p_j/p_f \geq 0.8$ で $-1 \leq a_3 \leq 1$ 
$\Delta q_E/\Delta\delta_H \sim q_E$ 法	$\Delta q_E/\Delta\delta_H \leq 15\text{t/m}^3$ 

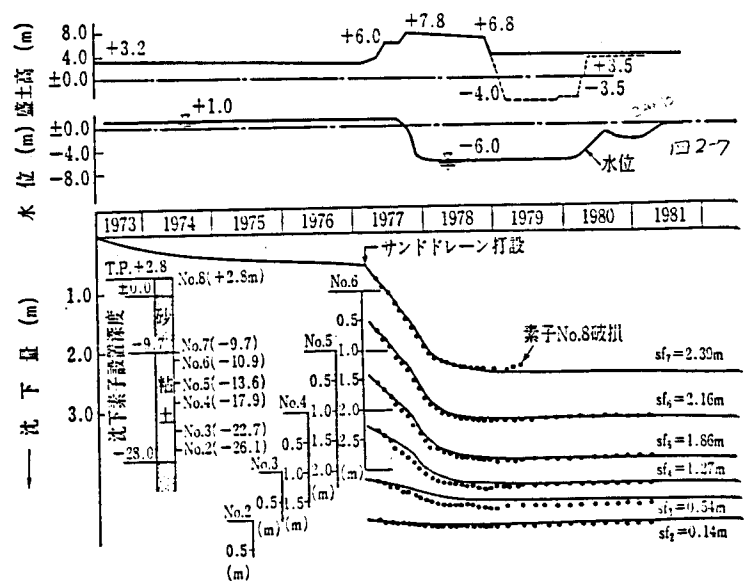


図 2 - 7 沈下量の経時的変化 (網干、1982)

に、解析においては所定の圧密度を満足する時期や残留沈下量の予測を行ない、盛土の撤去や地盤の水位回復の時期などを決定した。その結果、図2-7に示すような残留沈下量がゼロとい

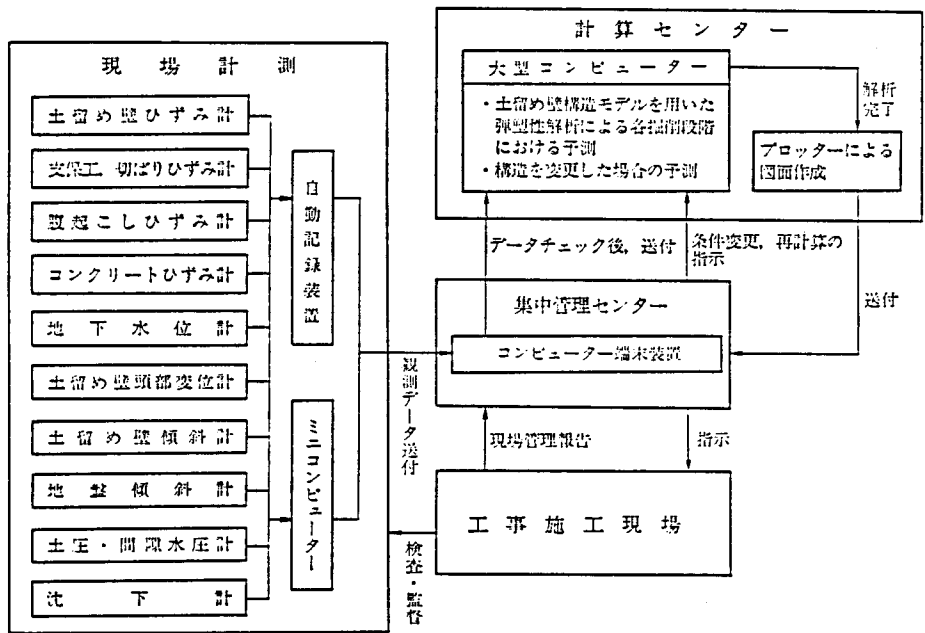


図2-8 情報化施工のデータ処理システム図（肱黒、1971）

ってもよいほどの値が得られ、構造物と地盤との不同沈下量を少なくするという当初の目的が十分達成できた。

### 2.3.2 土留め工事の場合

富永らは、大型高炉基礎の建設のため軟弱地盤を26mまで、二重鋼管矢板で掘削した際、地盤の崩壊や工事の支障となる土留め工、仮締め切り工の変状を監視することと共に、壁体や支保工、地盤などに計器を設置して、それらの経時的な挙動を観測し、異常な動きがあればただちに工事を中断して対策を講ずるシステムを開発し、RCC( Real time Construction Control )システムと名付けた。この方法は、情報化施工のひな型となるものであり、その施工例<sup>2-44)</sup>を次に述べる。

高炉の建設場所は、千葉市の川崎製鉄所内で、掘削の対象となる地盤は表層の砂層とその下部の厚さ30m程度の柔らかいシルト質粘土層である。このような軟弱地盤での26mに及ぶ深い掘削に対処できる適切な設計方法並びに指針は、現在のところ確立されていない。そこで、設計と施工の不確実性や挙動の違いを補い、それに対処する手段として、図2-8に示すような現場計測に基づく情報化施工が検討され実行に移された。すなわち、2200測点に及ぶ観測点からのすべての情報を集中管理センターに集積し、それを大型コンピューターに入力して解析を行ない、現場での現象を的確に把握すると共に、将来予測についても検討を加える。そして、当初設計した値と施工時の観測値が異なる場合は、土質定数や解析モデルを変更した修正計算を再度行ない、その結果に基づいて将来予測を立て、各計測時

点における最適な施工方法及び施工順序を決める。これらの作業のほとんどを大型コンピューターが行なうので、迅速にして、かつ客観的な判断が下せるようになり、また、掘削が進むと情報量も増大し、予測の精度も向上するので、施工管理もしやすくなる。以上のような現場計測による入念な施工管理により、軟弱地盤における二重鋼管矢板による26mの掘削を無事終了させ、高炉用の井筒基礎を完成させることができた。

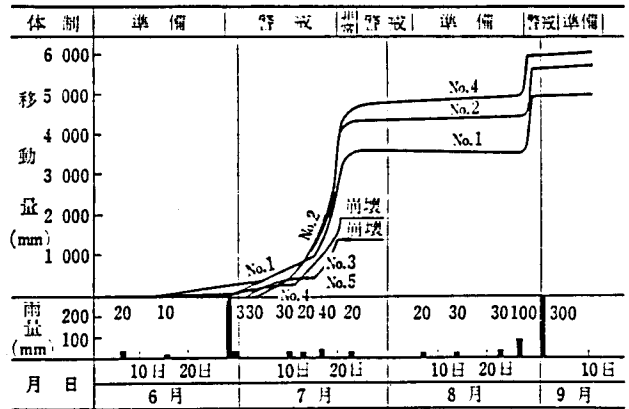


図2-9 斜面移動量の経時的变化 (藤川、1980)

その後、同様のシステムが、連続R.C地中壁による地盤掘削などにおいても実施され大きな成果を上げた。(2-19, 20)

### 2.3.3 斜面崩壊予知の場合

変位計測によって構造物の安定性を評価するものとして斜面崩壊予知の問題があげられる。切土法面及び斜面の安定性については、各方面で長年にわたって、調査・研究がなされてきている(2-21, 22)。しかし、一般に広く利用できる有効な評価手法を確立するまでにいたっていない。これは、切土法面及び自然斜面の安定性に地盤の複雑な地層構成、地質、地下水などが微妙に影響するためである。また、切土法面などは自然の風化作用によって時間とともにその安定性が低下しているのも、いっそう複雑になる。そこで、崩壊の危険のある切土法面及び自然斜面に諸計器を設置して事故を未然に防止する方法が試みられており、実際の斜面に適用して成功した事例も報告されている(2-23, 24)。図2-9は、一般国道33号の愛媛県柳谷村中津の斜面崩壊の現場で観測された地表面の移動量と崩壊の関係を示したものである(2-23)。移動量は降雨が誘因となって増大しており、移動量が累積して斜面崩壊を起こす直前では移動量が急激に大きくなっている。この測定された移動量から、ひずみ速度と崩壊時間の関係を求め、斜面崩壊の起る時間を予測した結果、実際の崩壊時間とほぼ一致するものが得られた。そこで、崩壊予測時間に基づき現地では実際の崩壊の起こる一時間前に通行止めの処置をとり、人命などに係わる道路災害を未然に防止することができた。

### 2.4 地下空洞掘削における情報化施工

NATMの普及により、地下空洞掘削において現場計測をおこなうことは現在かなり一般化している。表2-2に、日本におけるNATMの施工例と地質、断面、



表 2-2 日本における NATM の施工例 - その 1 - (足立、1981)

	トンネル名	トンネル延長 (NATM施工区間)	地 質	断面	支保工	施 工 法	計 測 項 目	解析、フィードバック
1	中山 T (上越 新幹線)	14.800M	緑色凝灰岩 (膨張性)	新幹線	SR MU-27 @1M SC t=25cm RB l=3Mx20 @1M l=6Mx12	ショートベンチ カット	内空変位 地中変位 ロッキング軸力分布 坑内弾性波探査	内空変位の収束状況 ゆるみ域の推定
2	鍋立山 T (北越北線)	9,017M (3,380M)	泥岩、砂質 凝灰岩 (膨張性)	在来線 (円形)  45.5M <sup>2</sup>	SR MU-29 SC t=10-15cm RB l=3Mx24@.8M l=4Mx4 l=5Mx12  RB l=3Mx24@.8M l=5Mx4 l=7Mx12	ショートベンチ カット	内空変位 地中変位 ロッキング軸力分布 天端沈下	切羽進行と地山変形と の関係。 ゆるみ領域の推定 ↓ ロッキング軸の増打ち対策
3	大崎 T (日豊本線)	570M (40M)	輝石安山岩 凝灰角れき 岩	在来線 単線	SC t=10cm RB l=2.5Mx13 @1.2M	ショートベンチ カット	内空変位 地中変位 天端沈下	内空変位の収束状況 ゆるみ域の推定
4	向山 T (金津線)	1,045M (970M)	流紋岩 絹斑岩 (節理発達) (剝離化) (細片化)	在来線 単線	SR MU-29 @1M SC t=15cm RB l=3Mx15 @1M	ショートベンチ カット	内空変位 地中変位 ロッキング軸力分布 吹付けコンクリート応力 坑内弾性波探査	内空変位の収束状況 ゆるみ域の推定 ↓ ロッキング軸の増打ち対策
5	大戸 T (金津線)	2,838M (1,700M)	絹斑岩 (節理発達) (細片化) 大山れき 凝灰岩	在来線 単線	SR MU-29 @1M SC t=15cm RB l=3Mx15 @1M	ショートベンチ カット	内空変位 地中変位 ロッキング軸力分布 吹付けコンクリート応力 坑内弾性波探査	内空変位の収束状況 ゆるみ域の推定
6	第一白坂 T (篠ノ井線)	1,293M (1,293M)	泥岩、砂質 泥岩 (小規模断 層が多い)	在来線 単線	SR H-125 @1M SC t=15cm RB l=3Mx15 @1M	ショートベンチ カット	内空変位 地中変位 ロッキング軸力分布 天端沈下	内空変位の収束状況 土盛りとの関係 ゆるみ域の推定 ↓ ロッキング軸の増打ち対策
7	高倉山 T (智頭線)	2,490M (1,417M)	粘板岩 珪質粘板岩	在来線 単線	SR H-125 @1M H-150 @1M SC t=10cm RB l=3Mx12 @1M l=4.5Mx10	ショートベンチ カット	内空変位 地中変位 ロッキング軸力分布 吹付けコンクリート応力 坑内弾性波探査	内空変位の収束状況 切羽との距離
8	第一、第二 平石 T (東北 新幹線)	255M (196M)  245M (135M)	花こう閃 緑岩(深層 部まで風化 マサ化、土 盛り小)	新幹線	SR H-125 SC t=20cm RB l=5Mx10@.8M l=4Mx14	ショートベンチ カット	内空変位 地中変位 ロッキング軸力分布 吹付けコンクリート応力 坑内弾性波探査 支保工応力	内空変位の収束状況と 側圧の影響の検討 ロッキング軸の効果の検討
9	新字佐見 T (伊東線)	3,000M (3,000M)	温泉余土 (膨張性) 変質安山岩	在来線 単線 (円形)	SR MU-27 @.8M SC t=20cm RB l=5Mx10@.8M l=4Mx14	ミニベンチ カット	内空変位 地中変位 ロッキング軸力分布 吹付けコンクリート応力 坑内弾性波探査 地山内応力	内空変位と上半、下半 切羽との関係、リング 効果、支保効果の検討 ↓ 地山の動き、ゆるみ域 の推定、ロッキング軸の長さ 、本敷の検討
10	下木取 T (田沢湖線)	55M (55M)	花こう岩 (節理2-5本 /M)	在来線 単線	SR H-150 @1.5M SC t=10-15cm RB l=2Mx9@1.5M	改築 天端1.5M切上げ 側壁0.7M	内空変位 地中変位 ロッキング軸力分布	内空変位の収束状況と 側圧の影響の検討 切羽の進行の影響

表 2-2 日本における NATM の施工例—その 2—(足立、1981)

	トンネル名	トンネル延長 (NATM施工区間)	地質	断面	支保工	施工法	計測項目	解析、フィードバック
11	宮名T (羽越本線)	1.800M (1.200M)	粗粒玄武岩 けつ岩 (一部クラック発達)	在来線 複線	SR H-125 @1M SC t=15cm RB l=4Mx10 @1M	ショートベンチ カット	内空変位 天端沈下 吹付けコンクリート応力 地中変位 ロックボルト軸力分布	内空変位の収束状況 切羽との関係 ゆるみ域の推定
12	藤沢T (飯田線)	1.380M (1.380M)	花こう片麻 岩、片麻岩 ソックス (小断層有)	在来線 単線 (30M <sup>2</sup> )	SC t=15cm RB l=3Mx15	ショートベンチ カット 全断面		
13	第一、第二 名塩T (福知山線)	1.520M (1.520M)  2.960M (2.960M)	角れき凝灰 岩(クラック多 く脆い) 結晶質流紋 岩	在来線 複線 (60- 63M <sup>2</sup> )	SC t=20cm RB l=3Mx18 @1.2M  SC t=10cm RB l=2Mx10-16	全断面	内空変位 天端沈下 吹付けコンクリート応力 地中変位 ロックボルト軸力分布 支保工応力	内空変位の収束状況 ゆるみ域の推定 ↓ ロックボルトの増打ち対策 吹付けコンクリートの再吹付け
14	聖が丘T (宿毛線)	5.120M (5.120M)	砂岩、けつ 岩の互層	在来線 単線	SC t=10cm RB l=2Mx8@1.5M	ショートベンチ カット	内空変位 吹付けコンクリート応力 地中変位 ロックボルト軸力分布 地山内応力	内空変位の収束状況 切羽との関係 ゆるみ域の推定 ↓ ロックボルトの増打ち対策
15	大貫T (鹿兒島線)	1.380M (1.380M)	砂質土 (土被り小)	在来線 単線	SR H-125 @1M SC t=20cm RB l=3Mx10 @1M	上半リング カット	内空変位 天端沈下 吹付けコンクリート応力 地中変位 ロックボルト軸力分布 支保工応力 地表面沈下	内空変位の収束状況 ゆるみ域の推定 側圧の影響を検討 ↓ ロックボルトの増打ち対策
16	第一中の二 の股T (名羽線)	910M (850M)	シルト岩 泥岩	在来線 単線	SR H-125 SC t=10-12.5cm RB l=2Mx8-12 @1.2M	ショートベンチ	内空変位 吹付けコンクリート応力 地山内応力 地中変位 ロックボルト軸力分布	内空変位の収束状況 上半、下半、切羽 との関係 塑性域の推測
17	駒止T 国道289号	2.000M (1.848M)	緑色凝灰岩 類	幅員6M	SR MU-29 @1.2M SC t=20cm RB l=3Mx6 l=4Mx17 l=6Mx12 @1.2M	上部半断面先進	内空変位 吹付けコンクリート応力 天端沈下 地中変位 ロックボルト軸力分布	内空変位の収束状況 及びインポートとの関係 ゆるみ域の推測 ロックボルトの長さ本数の 検討 ↓ ロックボルトの増打ち対策
18	みちのくT (みちのく 有料道路)	3.178M (55M)	緑色流紋岩	幅員6M (87M <sup>2</sup> )	SR MU-29 SC t=20cm RB l=4Mx24 @0.9M	底設導坑先進	内空変位 天端沈下 地中変位 ロックボルト軸力分布	ゆるみ域の推定及び ロックボルトの挙動検討
19	桐里T 国道274号	1.441M (900M)	片岩、流紋 岩、けつ岩 泥岩、砂岩 (節理面発 達、劣化)	幅員6M	SR H-250 @0.7M SC t <sub>1</sub> =10cm T <sub>2</sub> =25-30cm	円形側壁導坑先 進、リングカッ ト工法	内空変位 吹付けコンクリート応力 地中変位 ロックボルト軸力分布 支保工応力 地山応力	内空変位の収束状況と 在来工法との比較 ゆるみ域の推測 ロックボルトの軸力検討 ↓ ロックボルトの増打ち対策
20	藤白T (海南-和歌 山道路)	1.423M (1.423M)	黒色片岩 緑色片岩 蛇紋岩	幅員7M	SC t=10cm RB l=3Mx15 @1.2M	ショートベンチ カット	内空変位 吹付けコンクリート応力 地中変位 ロックボルト軸力分布 天端沈下 地山応力	内空変位の収束状況 上半、下半、切羽 との関係 最終変位量の予測 ↓ ロックボルトの変位対策

設計法、支保工、施工法、計測項目、解析・フィードバックに関する比較図を示す<sup>2-25)</sup>。表から明らかのように、トンネルは土のような比較的連続体的地盤内に掘削されるものから、断層、層理、節理といった不連続面を有する岩盤内に掘削されるものまでいろいろな施工例がみられる。すなわち、軟岩や土のような地盤では、変形が地中構造物の安定、不安定を決定するが、不連続性を考慮する必要があるような岩盤中に構造物を施工する場合、不連続面の挙動並びに地下水の湧出量が構造物の安定、不安定を決定する場合が多い。また、トンネルは、細長い構造物であり、施工中にさまざまな地盤に遭遇する。従って、構造物の安定性の評価が絶えず変化する。これらに対して、計測項目は、ほとんど共通であり、以下のような計測が主に行なわれる。

- (a) コンバージェンス（内空変位計測）
- (b) 地中変位計測
- (c) 吹き付けコンクリート内応力計測
- (d) ロックボルト軸力計測
- (e) 天端沈下計測

これらの計測項目の中で解析や設計・施工へのフィードバックに用いられている計測は、ほとんどコンバージェンスだけである。すなわち、地下空洞掘削においては、盛土工事に見られるような現場計測結果を用いて明確な安定・不安定の判定を下す方法論及び基準値がいまだに確立されていないこと、及び情報化施工において応力や力学的定数、さらに透水係数などが必要であるにもかかわらず、現場計測からそれらの値を得ることが難しいため、仕方なく変位計測結果から安定性の評価を行なっているのが現状である。

特に、岩盤の不連続性や不連続面を流れる地下水に関する研究は、最近高レベル放射性廃棄物の核物質拡散や熱伝導が問題となったこともあり、数多くの研究がなされつつある<sup>2-26, 29)</sup>。岩盤の不連続性は、その取り扱いに関する考え方に二通りある。ひとつは、不連続面を、そのまま考慮する方法である。代表的な方法として、Goodmanらが提案したジョイント要素<sup>2-30)</sup>、Cundallモデル<sup>2-31)</sup>、川井モデル<sup>2-32)</sup>など多くのジョイント要素及び各種のモデルが提案されている。もうひとつは、岩盤の不連続性を連続体の構成関係式に取り込む考え方である。Zienkiewiczは多層の問題を異方性の構成関係式を用いて連続体として解析した<sup>2-33)</sup>。最近は、より積極的に不連続性を考慮するために種々の試みがなされている。例えば、小田のクラックテンソル<sup>2-34)</sup>あるいは京谷の損傷テンソル<sup>2-35)</sup>などがそれである。このような岩盤の不連続性を考慮することは、特に硬岩内のトンネ

ル掘削を例に挙げれば半径が5M程度のトンネルにおいて最終計測変位が1mm以下程度の岩盤の安定性の評価には大変重要なものである。

次に、従来トンネル施工において行なわれてきた情報化施工に関するいくつかの研究について述べる。

Franklinは、表2-3に示すように内空変位速度、吹き付けコンクリート覆工のクラック観察及び地下水の湧出状況から、注意レベルを設定し、注意レベル毎に工事請負人がとるべき処置について提案した<sup>2-36)</sup>。Pacherは、経験によって、変位速度と支保にかかる荷重と関係を図化した<sup>2-37)</sup>。図2-10(1)にその図を示す。図から明らかなように、支保に作用する荷重は、変位速度が(a)0.1mm/day以下では軽微、(b)0.1-1mm/dayでは普通、(c)1-3mm/dayでは大きい、(d)3mm/dayでは非常に大きいとしていることがわかる。また、谷本は、日本で施工されたトンネルにおいてPacherと同様の処理を行なった<sup>2-38)</sup>。図2-10(2)に、その結果を示す。その結果、日本のトンネルにおいては、3mm/day以上の変位速度が生じるケースが数多く存在し、Pacherの結果とは、かなり異なる結果となった。そこで、図(b)に示すようにスケールを変更して整理した。その結果、日本のトンネルでは、必要以

表 2 - 3 注意レベルと施工管理 (Franklin, 1976)

注意レベル	管理基準	処 置
1	内空変位の速度が切羽で5mm/日より大きくなる。あるいは、吹き付けコンクリートに部分的なクラック生ずる。地下水が浸透する。	技術責任者に報告する。
2	内空変位の速度が切羽で10mm/日、後方で5mm/日より大きくなる。吹き付けコンクリートにかなりのクラックが生じる。地下水の浸透が見られる。	技術責任者に報告すると同時に、支保工、ロックボルト、吹き付けコンクリートを追加施工する。
3	内空変位速度が加速される。クラックや地下水の浸透がレベル2をさらに超える。	技術責任者に報告すると同時に、掘削を停止し、暫定的に鋼製支保工と長尺のロックボルトを施工する。調査を行なう。

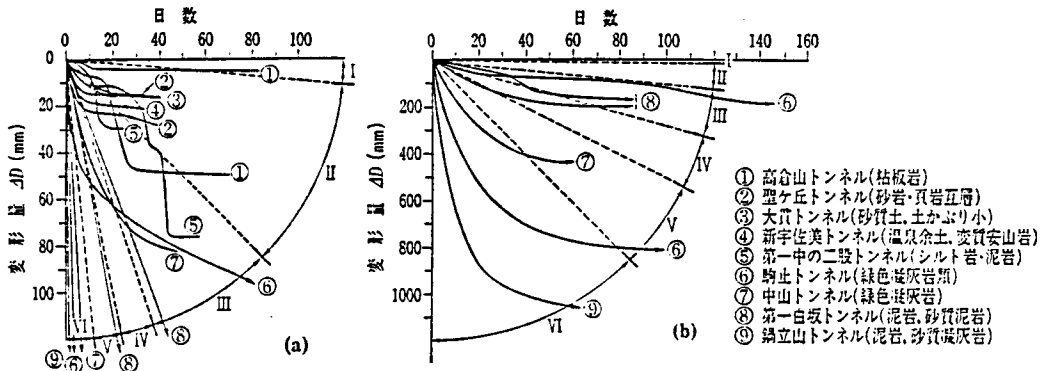


図 2-10 (1) 変位速度と支保荷重との関係 (Pacher, 1982)

上に変形を許しすぎていることを指摘した。Arlbergトンネルにおいて Judtmannは、切羽通過後2日目までに生じた変位量をもちいて支保工の軽重を調節した<sup>2-39)</sup>。Calvalhoらは、現場変位計測を行なうことによって一次覆工と二次覆工の間に緊急に支保工を建て込み、二次覆工までの変位増加を完全に抑えることに成功した<sup>2-40)</sup>。

本間らは、膨張性泥岩中に掘削されたトンネルにおいて、地山の地質状況の定量的把握として独自に地山の評価基準

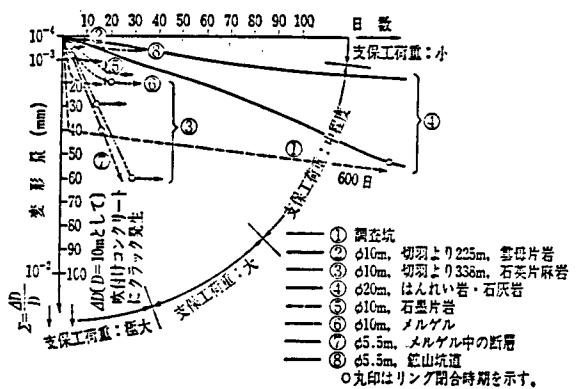


図 2-10 (2) 日本における変位速度と支保荷重との関係 (谷本、1982)

表 2-4 計測項目とその点数評価レベル (本間、1983)

地山計測項目\点数			1	2	3	4	5	6	7	8
切羽の自立、崩壊性			鏡が自立	自立(一部崩れ)	一部に鏡止め実施	全部に鏡止め実施				
節理・亀裂	間隔 cm	水平方向	100 ≦	50 ≦ < 100	20 ≦ < 50	5 ≦ < 20	0 ≦ < 5			
		鉛直方向	100 ≦	50 ≦ < 100	20 ≦ < 50	5 ≦ < 20	0 ≦ < 5			
		軸方向	100 ≦	50 ≦ < 100	20 ≦ < 50	5 ≦ < 20	0 ≦ < 5			
割目状態			密着している	わずかに変質	一部非常に変質、開口	非常に変質、開口	割れ目の間に粘土存在			
地質構造の評価			塊状	わずかに断層褶曲あり	かなりの断層褶曲あり	ひどく断層褶曲あり	もまれ破砕されている			
岩質			風化作用を受けず堅硬	締まって堅い	堅い	全体に軟質	部分的に軟弱化	岩相を残すがぜい弱破壊	軟弱化著しい	風化帯岩相認めず
湧水			全くない、乾いている	全体的にぬれている	部分的に割れ目からにじみでる	全体的に割れ目からにじみでる	部分的に割れ目から吹き出る	全体的に割れ目から吹き出る	特に多い	
風化			未風化—堅硬かつ新鮮	目に沿ってやや風化、変質	全体的に風化変質し軟弱	目から風化進む	岩石も風化し軟弱化	岩石風化、粘土化著しい	固結度著しく低下砂状粘土	

を定め、各切羽毎に地山評価を行ない、その結果を点数化した<sup>2-41)</sup>。そして、その点数と最終変形が強い相関関係にあることを数量化理論を用いて明らかにした。表2-4に、地山の評価項目におけるそれぞれの評価点を示す。

その結果、地山評価が良好でも、支保が地山の特性に十分対応できない場合には、トンネルの変状を誘発する可能性があることを明らかにした。また、地山評

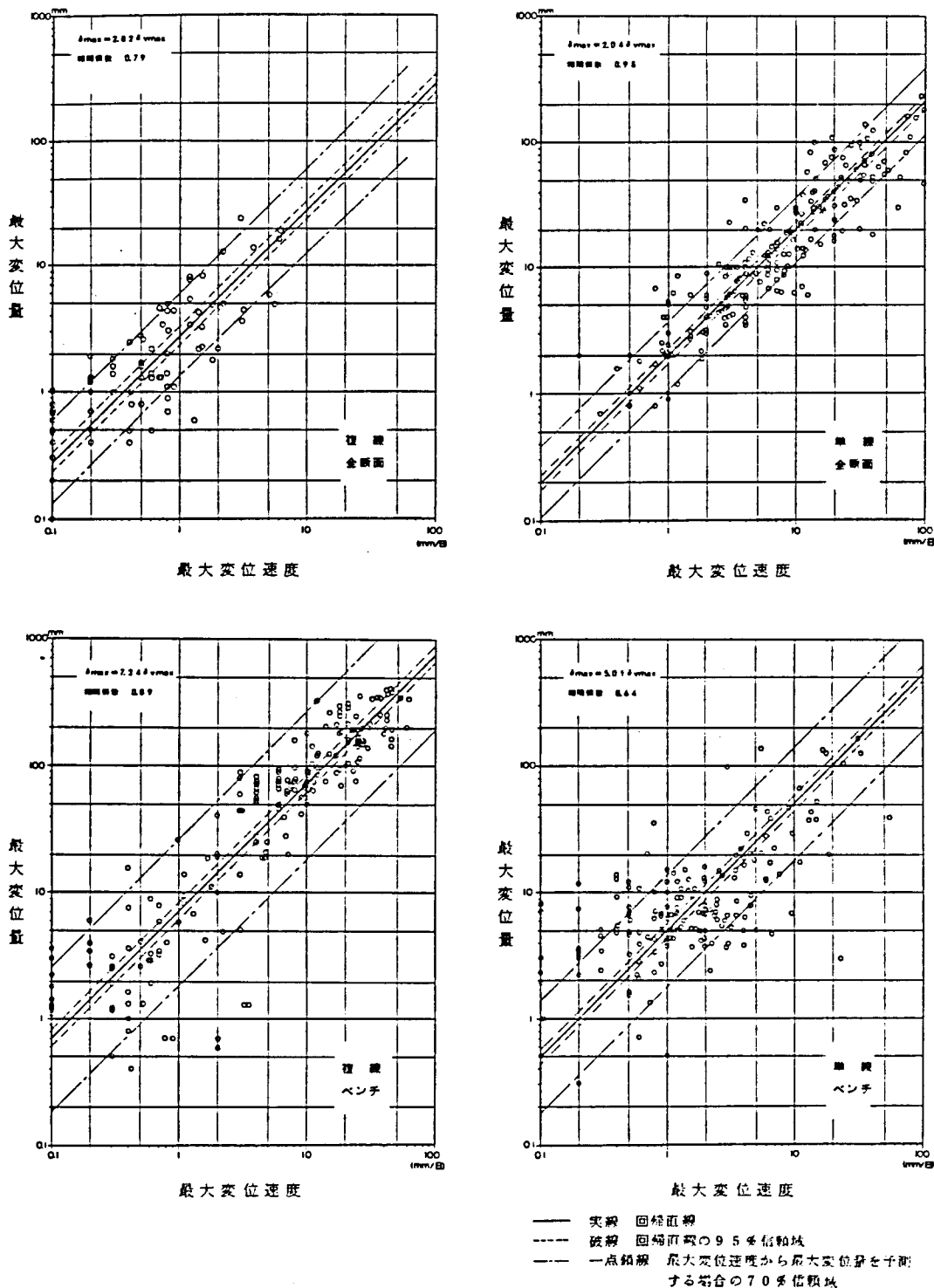


図2-11 変位速度と最大変位量との関係(朝倉、1984)

価に加えて、地山の最終変形は、上半切羽から1D離れた初期段階での変形挙動と比例関係にあること、さらに、地山評価の判定以上に初期の変形が大きき場合は、支保効果に問題があることなども計測結果から明らかにしている。

吉川・朝倉は、国鉄及び鉄道建設公団によりNATMで施工された50トンネル、821計測地点の計測データを統計的に処理し

た<sup>2-42,43)</sup>。統計処理の結果、計測開始初期の段階に現われる最大日変位量を最大変位速度 ( $\delta v_{max}$ )、その地点において計測期間中、最大を示す変位量を最大変位量 ( $\delta_{max}$ ) とした時、両者が単純な比例関係にあることに着目して、計測実績による回帰分析を行なった。掘削断面別、掘削工程別の分析結果を図2-11に示す。両者の関係を次式で表わした時の係数及び相関係数は表2-5に示す通りである。これにより、早い段階での最終変位の予測が可能となる。

表 2 - 5 掘削工法ごとの変位速度と最大変位量の関係 (朝倉、1984)

工法・断面 \	m	相関係数
全断面・複線	2.82	0.79
全断面・単線	2.04	0.93
ショートベンチ・複線	7.24	0.89
ショートベンチ・単線	5.01	0.64

$$\delta_{max} = m \delta v_{max} \quad (2.1)$$

表 2 - 6 明神トンネルにおける内空変位管理基準値 (毛利、1984)

パターン名	岩盤の破壊ひずみ (%)	測定開始後の破壊ひずみ (%)	トンネル半径 (mm)	破壊ひずみ時の内空変位量 (mm)	上半水平測線の管理基準値 (mm)
B	0.3	0.21	5600	12	24
C	0.5	0.35	5650	20	40
D1	1.0	0.7	5700	40	80
D2	2.0	1.4	5800	80	160
E	3.0	2.1	5800	120	240

毛利は、四国横断自動車道明神トンネルにおいて、表2-6に示すような内空変位量の許容値を決定した。次に、計測開始4日目までの計測データが最終変位と強い相関があることから、過去の計測結果に基づき計測開始4日目までの変位量から最終変位量を推定する予測式をたて、許容値と比較することにより施工管理を行なった。<sup>2-44)</sup>

藤森及び小関らは、大貫トンネルにおいて、地表沈下計測を行なったところ、トンネル縦断方向の地表沈下曲線が、地山を梁と考えた時の変位形とよく似ている点に着目し、地表沈下量から地山に生じているせん断力分布を逆解析する方法を開発した。そして、地山に生じているせん断力分布を地山の許容せん断力と比較することにより、ロックボルトの増し打ち、インバートの閉合などの施工法の変更による施工管理を掘之内トンネルにおいて行なった<sup>2-45,46)</sup>。

近藤は、変位の増加が指数関数的な挙動をすることに注目して、最終変位を予測する方法”二倍時変位法”を提案した<sup>2-47)</sup>。この方法では、次式で表わされるような式を変形量増加式として仮定する。

$$y = b(1 - e^{-at}) \quad (2.2)$$

ここで、y：変位量

a：変形速度に関する定数

b：最終変位量

t：測定開始後の時間

(2.2)式で、bを予測することにより最終変位量が、また、aを予測することにより収束する日数の予測を行なうことができる。

任意の時間 $t_i$ における実測値を $u_i$ とし、 $t_k=2t_i$ における実測値を $u_k$ とする。若干の計算により、収束日数を表わすa及び最終変位量bは、次式のように求めることができる。

$$a = (1/t_i) \ln[ u_i / ( u_k - u_i ) ] \quad (2.3)$$

$$b = u_i^2 / ( 2u_i - u_k ) \quad (2.4)$$

さらに、土屋らは、(2.2)式の性質を調べ、(2.2)式の重ね合わせにより、最終変位量がより正確に推定できることを明らかにした<sup>2-48)</sup>。

## 2.5 情報化施工における計測結果の設計・施工へのフィードバックに関する従来の研究



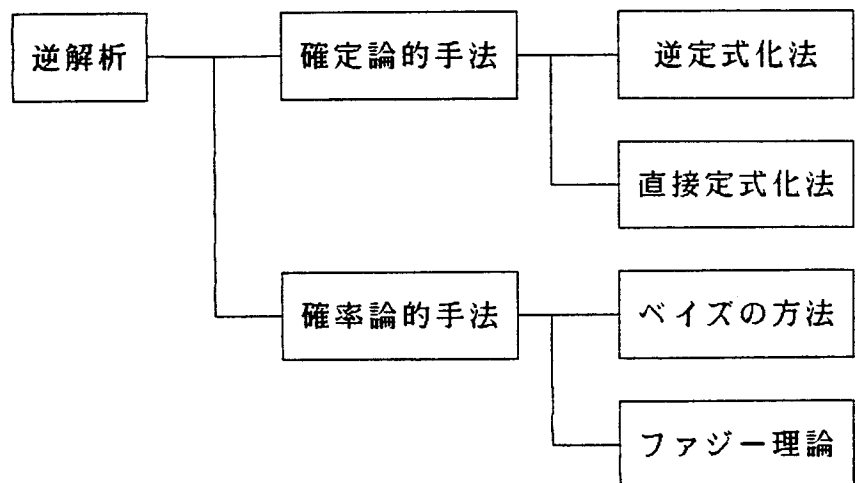
地盤内の応力分布、覆工や矢板に作用する土圧及び地山の力学定数などを現場変位計測から得ることができれば、より正確な、情報化施工が可能となることは当然である。しかし、2.2でも述べたように、土圧及び地山の力学定数などを精度良く、現場計測から求めることは不可能に近い。そこで、計測変位をインプットデータとして、地山内の応力（ひずみ）分布や地山の力学定数を絶えず推定し、不確実性の多い設計パラメーターを修正するとともに、将来の構造物の挙動予測を行なう方法が考えられる。

この方法は、一般の構造解析が荷重および材料の力学定数を与え、定められた境界条件の下で、応力、ひずみ及び変位を求めるのに対し、計測変位から荷重や材料定数を求めるものであり、通常の構造解析の逆の解析を行なうことから、これは、“逆解析”と呼ばれている。逆解析は、図2-12に示すように大きく二つの方法に分類される。

その一つは、確定論的立場に立って、得られた観測結果に合致するよう設計パラメーターを確定論的に逆解析し、それを以後の設計・施工に適用する方法である。この方法は、測定精度及び逆解析に使用される設計法や解析法の精度が高い場合には有効なフィードバック法である。この逆解析は、定式化の違いにより“逆定式化法（Inverse Formulation Method）”と“直接定式化法（Direct Formulation Method）”に分類される。

他の一つは、確率論的立場から設計パラメーターを再評価する方法である。これは、設計法や解析法の精度の確率論的検討を前提に、主に発生外力や地盤状態をより現実に近い状態に推定しなおし、以後の設計パラメーターとしてこれらを利用する方法である。このフィードバック法には、将来挙動の予知のための観測結果をベイズ統計学を中心とする確率、統計論的立場で取り扱う方法<sup>2-49,51)</sup>や、カルマンフィルターを利用する方法<sup>2-52)</sup>、ファジー集合論を用いる方法<sup>2-53)</sup>などがある。

この節では、情報化施工にもっともよく用いられる確定論的手法の“逆定式化法”と“直接定式化法”について概説する。



### 1) 逆定式化法

この方法は、計測変

図 2 - 1 2 逆解析法の分類

位を既知量とし、通常の構造解析の逆の定式化を行なって、初期応力、荷重、材料定数などの値を得る方法である。よって、未知量の取り方によって種々の定式化が可能となる。

この方法は、Kavanaghらが、有限要素法の定式化により最小二乗法を用いて、構造工学問題における弾性定数を求めたのが最初である<sup>2-54,55)</sup>。同じような材料定数を求める方法として、桜井らは解析解を用いて、粘弾性地山のトンネル周辺の初期応力及び粘弾性定数を求める方法を提案した<sup>2-56)</sup>。Giodaらは、非均質地山の材料定数を、逆定式化法によって求めた<sup>2-57)</sup>。同様の問題を荒井らは、共役傾斜法を用いて定式化を行なった<sup>2-58)</sup>。桜井らは、地盤を最も簡単な力学モデルである等方等質の弾性体と仮定し、逆定式化法によって、変位測定の結果から、初期応力及び地盤の弾性定数を逆算する方法を提案し、計算機によるシミュレーションによって、その方法が数学的に安定した方法であることを明らかにした<sup>2-59)</sup>。蓮井らは、桜井らの提案した方法を用いて、実際の地下発電所掘削において計測された変位を逆解析することによって、掘削途中において最終状態を予測し、予測結果と実際の挙動が良く一致したという報告を行なった<sup>2-60)</sup>。

Kovariらは、鋼製支保工に作用する土圧を求めるために、専用の測定器 (Curvometer、Deformeter) を開発し、支保工を梁と考え、通常の構造力学の逆の定式化を行なって、土圧を求める方法を提案した<sup>2-61)</sup>。桜井は、コンクリートセグメントについてもKovariの方法が適用できることを明らかにした<sup>2-62)</sup>。そして、更に、進士らは、その方法を吹き付けコンクリート覆工に適用した。<sup>2-63,64)</sup>。Giodaら<sup>2-65)</sup>及び伊藤ら<sup>2-66)</sup>は、有限要素法の逆の定式化によって、現場変位計測結果から、覆工に作用する土圧を推定する方法を提案した。

## 2) 直接定式化法 (Direct Formulation Method)

直接定式化法は、次に示す誤差関数を最小にするように、初期応力や材料定数を求めるものである。

$$\varepsilon = \left\{ \sum_{i=1}^n (u_i - u_i^*)^2 \right\}^{1/2} \quad (2-5)$$

ここで、 $u_i$ 及び $u_i^*$ は、変位を表わし、それぞれ、計算値及び測定値である。 $n$ は、測定値の数である。なお、測定値はひずみ、あるいは応力でもよいわけであるが、地盤工学においては、一般に変位の測定が最も容易であるため、(2-5)式は、変位によってあらわされることが多い。

(2-5)式に示した誤差関数を最小にする方法は、Himmelblauによって直接探索法(Direct Search Method)を用いて示された<sup>2-67)</sup>。この直接探索法は、逆解析のための特別な定式化を必要とせず、さらに、非線形問題にも適用できる利点を有している。

Idingらは、この方法によって、非線形弾性体の材料定数の解析を行なった<sup>2-68)</sup>。また、Cividiniらは、地盤内に、軟弱な層がある場合、その材料定数のみならず、その位置をも求めることができることを示した<sup>2-69)</sup>。さらに、Giodaは、水室法によって測定される地山変位から、Mohr-Coulomb型の弾塑性地山の粘着力、内部摩擦角及び、初期応力を求める方法を提案した<sup>2-70)</sup>。

直接探索法は、いくつか未知量を仮定し、それらの解析値における誤差関数を簡単な方法で比較することによって、次の探索への指示を行なう方法であり、数理計画法におけるSimplex法、Rosenbrock法、Hooke-Jeeves法及び変数変化法などがある。また、もうひとつの最適化手法として”勾配法”がある。この方法は、極小値を求める情報として関数値だけではなく、関数の勾配や二次微分などを用いる方法であり、最大勾配法、最適勾配法、Newton-Raphson法及び共役勾配法(F.R.法、D.F.P.法Powell法)などがある。表2-7に、直接探索法及び勾配法の特徴について示す。なお、表に示すように、本研究で用いる逆解析のように誤差関数の関数形が明らかでないものには、勾配法を用いることはむずかしい。

## 2.6 本研究の範囲及び従来の情報化施工の中で占める位置

地下空洞の情報化施工を行なう場合、その対象は、連続体的挙動を示す土から不連続体としての挙動が卓越する岩盤まで非常に広範囲である。不連続岩盤においては、岩盤のブロックとしての動きが、空洞の安定性の評価において非常に重要となる。しかし、本研究で対象とする地盤は、不連続面の影響が顕著でな

表 2-7 最適化手法の比較

	直接探索法	勾配法
長所	1.計算誤差に影響されない 2.初期収束が早い	1.最適値近傍での収束良 2.変数が増えても収束性良
短所	1.最適値近傍の収束が悪い 2.変数が増えると収束が悪い	1.局所停留点に影響され易い 2.関数の微分が容易にできるものでなければ能率が悪い

く比較的連続体として挙動するものに限定する。従って、本研究で開発する空洞の安定性評価法の適用範囲は、土や軟岩である。また、地下水の影響も空洞の安定性には非常に重要なファクターであるが、本研究では取り扱わない。

地盤の安定性を評価するためには管理基準値が必要である。管理基準値としては、地盤の許容応力及び許容ひずみが考えられる。しかし、許容応力を事前の調査や現場試験から求めることは困難である。また、現場計測によって地盤に生じる応力を測定することも大変難しい。そこで、本研究は、地下空洞の情報化施工を行なうための基準値として地盤の限界ひずみを用い、ひずみを評価することによって空洞の力学的挙動の予測及び対策工の決定を行なうこととする。この限界ひずみに関して、桜井は現場試験の結果及び室内試験の結果から圧縮強度と地山の破壊ひずみに明らかな相関があることを明らかにしている<sup>2-70,71)</sup>。

地山材料の破壊基準が、ひずみによって与えられるならば、応力解析を必要とせず、ただちに、トンネルの安定性を評価することができる。この方法は、本研究にとって基本的な考え方であるため、以下簡単に限界ひずみについて述べる。

土や岩石の一軸圧縮試験によって得られる応力-ひずみ曲線は一般に双曲線によって次のように表わされる。

$$\sigma = \varepsilon / ( b + a\varepsilon ) \quad (2.6)$$

ここで、 $b = 1 / E_i$ 、 $E_i$ は、初期弾性係数である。

いま、一軸圧縮強度を $\sigma_c$ とし、次のように表わされるものとする。

$$\sigma_c = R_f / a \quad (2.7)$$

ここで、 $R_f$ は、破壊強度を表わすパラメータである。一軸圧縮強度 $\sigma_c$ と初期弾性係数 $E_i$ から、次の限界ひずみ $\varepsilon_0$ を定義する。

$$\varepsilon_0 = \sigma_c / E \quad (2.8)$$

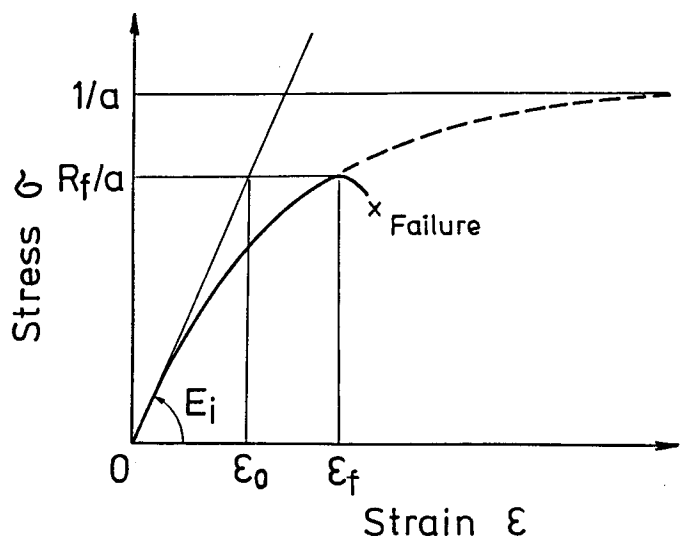


図 2-13 限界ひずみの定義 (桜井、1981)

最後に、岩盤の限界ひずみについて考察する。現位置における岩盤の力学的性質は、一般に、ジャッキ試験及び原位置せん断試験によって調査される。すなわち、ジャッキ試験によって弾性係数 $E_s$ が、また、せん断試験により粘着力 $C_s$ および内部摩擦角 $\phi_s$ が求められる。この場合、岩盤の一軸圧縮強度は、次式によって推定することができる。

$$\sigma_{cs} = 2C_s \cos\phi_s / (1 - \sin\phi_s) \quad (2.10)$$

従って、一軸状態における岩盤の限界ひずみ $\varepsilon_{os}$ は、次のように求められる。

$$\varepsilon_{os} = \sigma_{cs} / E_s \quad (2.11)$$

この限界ひずみ $\varepsilon_{os}$ を、各地の建設現場における岩盤試験の結果を利用して求めると、図2-15のようになる<sup>2-72)</sup>。

図2-14及び図2-15から明らかなように、岩盤の限界ひずみと岩石の限界ひずみはほぼ一致する。従って、岩盤の限界ひずみは、岩石試験によって求めることが可能である。

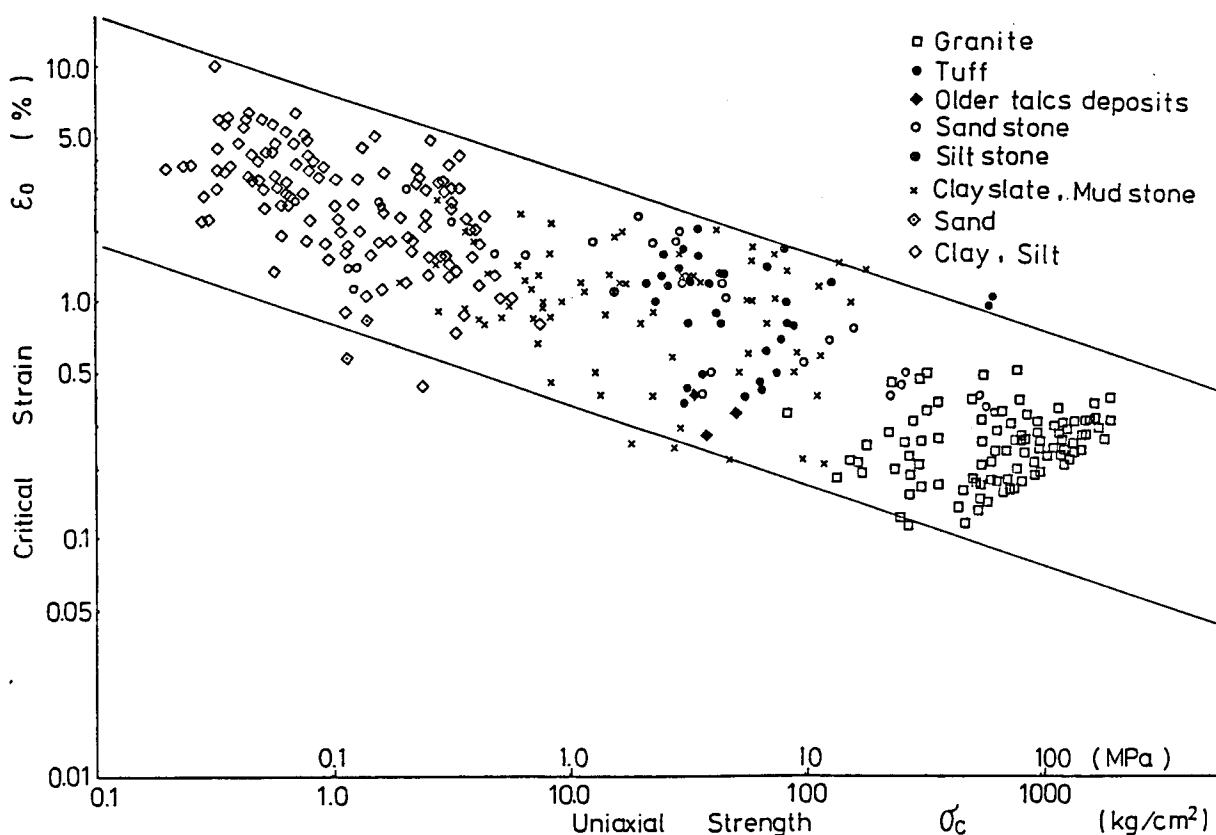


図 2 - 1 4 各種材料における限界ひずみ (桜井、1981)

この限界ひずみ  $\epsilon_0$  は、破壊時のひずみ  $\epsilon_r$  とは一般に異なるものであるが、応力-ひずみ曲線が破壊点まで、ほぼ直線に近いとき ( $R_r \ll 1$ )、近似的に  $\epsilon_f$  と等しくなる (図2-13参照)。

限界ひずみ  $\epsilon_0$  を種々の土および岩石について求め、一軸圧縮強度との関係で示すと図2-14のようになる。この図から明らかなように、限界ひずみ  $\epsilon_0$  は、一軸圧縮強度の増加とともに減少する傾向にある。そして、岩石に対しては0.1%から1.0%、土 (主に粘性土) に対しては1.0%から5.0%の範囲にあることがわかる。また、一軸圧縮強度0.05Mpaの粘土から200Mpaの花崗岩まで、連続的に限界ひずみが増加していることは興味深い。

一方、破壊ひずみ  $\epsilon_r$  は、限界ひずみ  $\epsilon_0$  と次の関係にある。

$$\begin{aligned} \epsilon_r &= (\sigma_c / E_i) / (1 - R_r) \\ &= \epsilon_0 / (1 - R_r) \end{aligned} \quad (2.9)$$

種々の土および岩石に対して  $R_r$  は、0.05から0.8の範囲にあり、一軸圧縮強度が大きくなれば  $R_r$  は小さくなる傾向にあることが確かめられている。

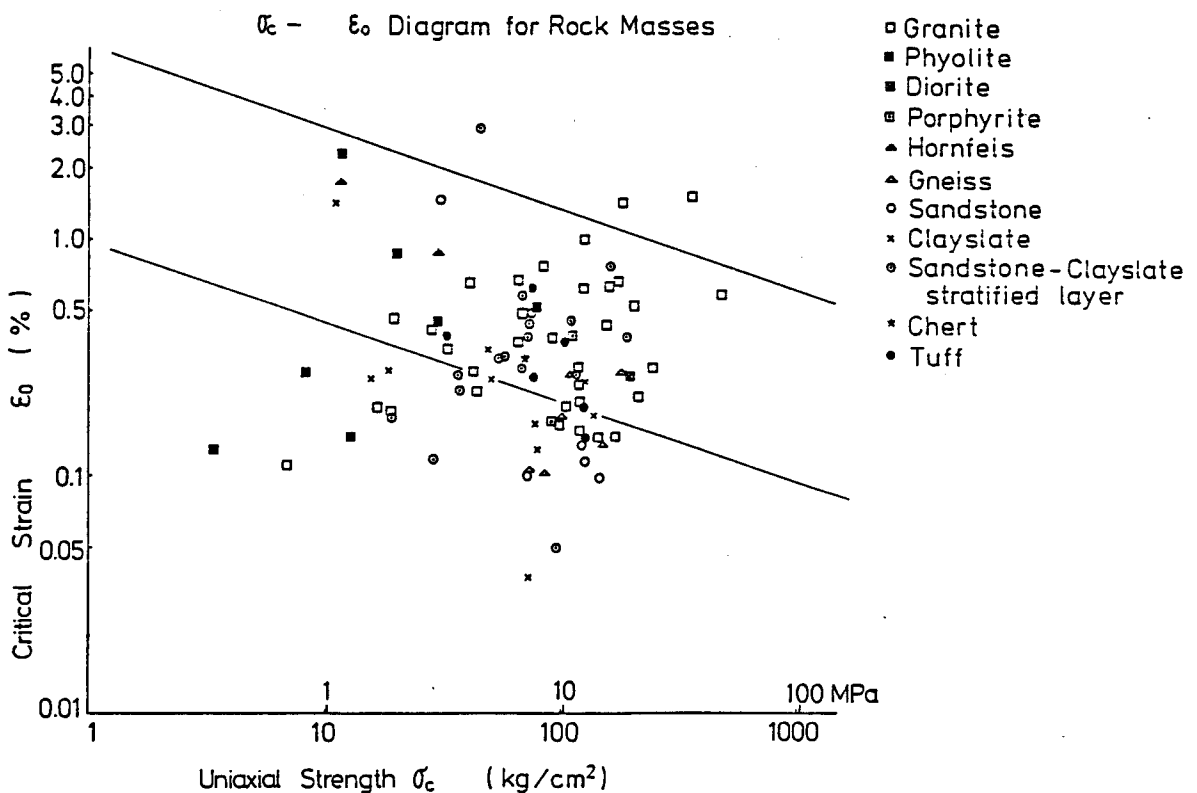


図2-15 現場試験における岩盤の限界ひずみ (桜井、1981)

桜井は、室内試験から地山の限界ひずみが求まることに着目し、トンネルの施工管理において、室内一軸圧縮試験に基づき地山の限界ひずみ管理値（図2-16）を示した。また、天端沈下に対する管理基準値（表2-8）を決定した。

また、桜井は、現場変位計測結果から、有限要素解析に用いられる変位とひずみを関係づけるマトリックスを用いて、トンネル周辺に生ずるひずみを簡単に求める方法を提案し、その結果を地山の限界ひずみと比較することによりトンネルの安全性が評価できることを明らかにした。そして、こ

の方法論を、直接ひずみ評価法（Direct Strain Evaluation Technique D.S.E.T.）

と名付けた<sup>2-71,72)</sup>。吉川らは、実際に、中山トンネルにおいて、D.S.E.T.を適用し、この方法が地山の安定性評価に優れた方法であることを明らかにした<sup>2-73)</sup>。西林らは、D.S.E.T.を、三次元に拡張しマイクロコンピュータのカラーグラフィックスを用いて、地下発電所のような三次元的な掘削においても計測結果から簡単に三次元的なひずみ分布を求めることができることを示した。<sup>2-74)</sup>。

D.S.E.T.は、計算が簡単であるため、手軽に計測変位から地下空洞周辺のひずみ分布を求めることが可能である。しかし、多くの測定値が必要なこと、ひずみ

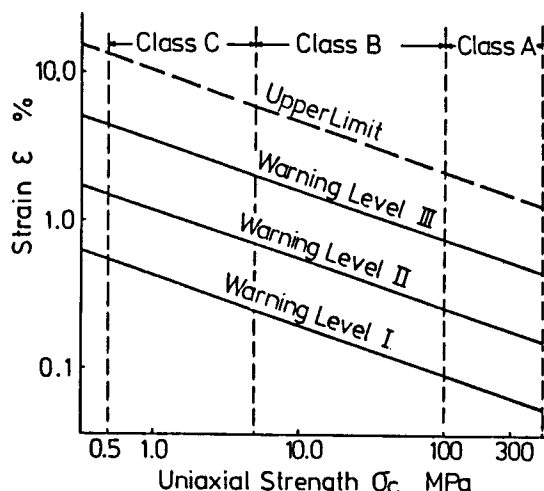


図 2 - 1 6 地山の限界ひずみの管理値（桜井、1982）

表 2 - 8 天端沈下の管理基準値（桜井、1982）  
(トンネル半径：5 M)

注意レベル \ 一軸圧縮強 (Mpa)	100 ≧	5 ≧ < 100	0.5 ≧ < 5
I	0.3 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 3.0
II	1.0 - 1.5	1.5 - 4.0	4.0 - 9.0
III	3.0 - 4.0	4.0 - 11.0	11.0 - 27.

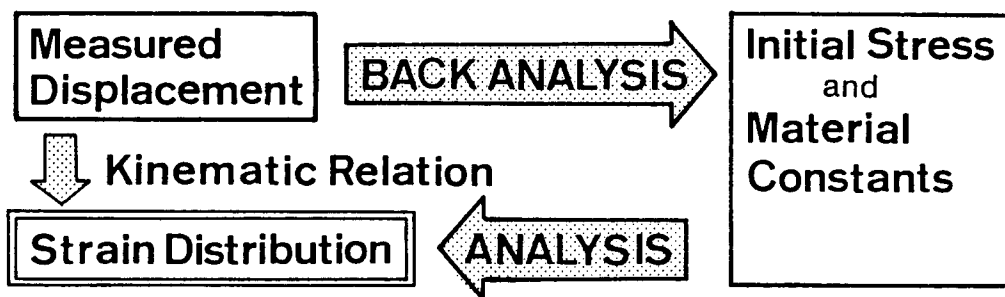


図 2 - 1 7 逆解析の定義

分布が得られる範囲が限定されていること、並びに現場計測によって得られる変位量が一方のみである場合その他の方向の変位量を推定する必要があることなど多くの問題がある。

そこで、桜井らは、変位計測結果から逆解析によって、いったん、地山の初期応力及び材料定数を求め、その後、これらの値をインプットデータとして有限要素解析などにより周辺地山の変位・ひずみ分布を求める（図2-16参照）方法を提案した。また逆解析によって弾塑性境界をも求め得ることが可能であることを示した<sup>2-75)</sup>。このようにして得られたひずみ分布を地盤材料の限界ひずみと比較することにより空洞の安定性の評価を行なう方法論が考えられた。しかし、桜井らの提案した逆解析法は、そのままではマイクロコンピュータを利用することができないので、本研究では、建設現場で迅速に情報化施工を行なえるように定式化を工夫する。それに加えて、本研究では地下空洞における情報化施工を行なうため掘削過程を考慮できるように逆解析法を改良する。さらに、現状の評価だけでなく、逆解析法と変位予測法を組み合わせることにより、将来予測をも逆解析に組み込み、より信頼性と応答性に優れた情報化施工を目指す。



## 参考文献

- 2- 1) Terzaghi, K. and Peck, R. B.: Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, Inc., Introduction, 1948.
- 2- 2) 肱黒 和彦、富永 真生、長野 昌雄、新村 和規 「鋼管矢板井筒基礎支工の情報化施工について」、土と基礎、Vol.19, No.3, pp.3-12, 1971.
- 2- 3) 富永 真生 「情報化施工」、土と基礎、Vol.29, No.1, pp.13-14, 1981.
- 2- 4) 黒田 勝彦 「情報化施工の考え方と幾つかの話題」、カラム、No.94, pp.27-32, 1984.
- 2- 5) 松尾 稔、川村 国夫 「情報化設計・施工システムの基本的考え方と分析」、土と基礎、Vol.30, No.7, pp.11-16, 1982.
- 2- 6) 松沢 宏 「土圧計の作動特性と検定について」、土と基礎、Vol.30, No.7, pp.71-76, 1982.
- 2- 7) 日本道路協会 「道路土工軟弱地盤工指針」、1977.
- 2- 8) 富永 真生、橋本 正治 「側方変位の現場計測による盛土の施工管理について」、土と基礎、Vol.22, No.1, pp.48-51, 1974.
- 2- 9) 松尾 稔、川村 国夫 「盛土の情報化施工とその評価に関する研究」、土木学会論文報告集、第241号、pp.81-91, 1975.
- 2-10) 柴田 徹、関口 秀夫 「盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測」土木学会論文報告集、第301号、pp.93-104, 1980.
- 2-11) 栗原 則夫 「軟弱地盤における道路盛土の情報化施工」、土と基礎 Vol.30, No.7, pp.55-62, 1982.
- 2-12) 針田 幸治 「土と基礎の沈下と変形の実測と予測」、土質工学会編ライブラリー18, 第1編第2章, 1979.
- 2-13) 吉田 洋 「地盤の変形計測とその情報化施工への適用」、土と基礎、Vol.25, No.3, pp.39-45, 1977.
- 2-14) Asaoka, A. : Observational Procedure of settlement prediction., Soils and Foundations, Vol.18, No.4, pp.87-101, 1978.
- 2-15) 口石 巧、坂田 直文、森脇 武夫 「盛土に伴う軟弱地盤の挙動と粘弾性解析」、第26回土質工学シンポジウム、pp.9-14, 1981.
- 2-16) 室町 忠彦、渡辺 進 「野場軟弱地盤における変状計測」、鉄道技術研究資料、Vol.20, No.11, pp.16-18, 1963.
- 2-17) 網干 寿夫、石井 敬一、井上 年行 「太田川流域下水道西部浄化センター地盤改良事業に伴う情報化施工」、土と基礎、Vol.30, No.7, pp.37-44, 1982.
- 2-18) 富永 真生、越後 勇吉、橋本 正治、木村 保 「RCCシステムの開

- 発について（第1報）、（第2報）、（第3報）」、第11、12、13回土質工学研究発表会講演集、pp.1013-1016,1976. pp.1131-1124.1977. pp.1181-1184,1978.
- 2-19) 水野 昭夫、小野 紘一、松浦 良和、若林 善之 「現場計測による大規模土留め工事の安全管理」、土質工学会関西支部 = 現場計測工法シンポジウム =、pp.177-184,1981.
- 2-20) 北村 正夫、幾田 悠康、丸岡 正夫、青木 雅路 「弁天抽水所築造工事における計測管理」、土質工学会関西支部 = 現場計測工法シンポジウム =、pp.177-184,1981.
- 2-21) 斉藤 迪孝 「斜面崩壊発生時期の予知に関する研究」、鉄道技術研究所報告、No.626,pp.1-53,1968.
- 2-22) 松尾 稔、上野 誠 「破壊確率を用いた自然斜面の崩壊予知に関する研究」土木学会論文報告集、No.281,pp.65-74,1979.
- 2-23) 藤川 寛之、佐野 正道、原 昭博 「柳谷斜面崩壊について」、第34回建設省技術研究会報告、pp.144-150,1980.
- 2-24) 中山 俊夫、石村 賢二、尾沢 紀明、桜井 他石 「東京都の山岳道路の斜面崩壊事例について」、第14回日本道路会議特定課題論文集、pp.80-80,1981.
- 2-25) 足立 紀尚、谷本 親伯、池田 靖忠 「トンネルにおける現場計測工法の現状と問題点」、土質工学会関西支部 = 現場計測工法シンポジウム =、pp.53-63,1981.
- 2-26) Samaniego, J. G. and Priest. S. D. :The Prediction of Water Flows through Discontinuity Networks into Underground Excavations, Proc. of ISRM for Design and Performance, Cambridge, pp.157-164, 1984.
- 2-27) Eisenburger, D., Kopietz, J., Liedtke, L. and Meister, D. : F.E. Calculations of In-situ Heating experiments related to the Permanent Disposal of High Level Waste, Proc. Int. Sympo. on Field Measurement in Geomechanics, Zurich, Section 6, pp.97-106,1983.
- 2-28) 伊藤 洋、佐藤 邦明、清水 昭男 「地下空洞周辺の地下水流れ及び伝熱の3次元特性に関する研究」、第17回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.181-185, 1985.
- 2-29) 大西 有三、塩田 卓央、西垣 誠、小林 晃 「不連続岩盤における浸透流と核種移行の有限要素解析」、第17回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.191-195, 1985.
- 2-30) Goodman, R. E. , Taylor, R. L. and Brekke, T. L. :A Model for the

- Mechanics of Jointed Rock, A.S.C.E. SM3, pp.637-659, 1968.
- 2-31) Cundall, P. A. :A Computer Model for Simulating Progressive Large Scale Movements in Blocky Systems, Proc. Sympo, Int. Soc, Rock Mech., 11-8, 1971.
- 2-32) 川井 忠彦 「物理モデルによる連続体力学問題の解析」、東大生研セミナーテキスト、1970.
- 2-33) 小田 匡寛 「不連続面の幾何学性に関する相似則について」、土木学会年次講演会第3部、pp.59-60, 1983.
- 2-34) 京谷 孝史、川本 眺万、大橋 敏行、草深 守八、樫出 正人 「岩盤内地下空洞の力学的挙動に与える節理分布の影響に関する考察」、第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集、pp.269-274, 1984.
- 2-35) Ziekiewicz, O. C.著、吉織ら訳「基礎工学におけるマトリックス有限要素法」、培風館、pp.56-58, 1975.
- 2-36) Franklin, J.A. :An Observation Approach to the Selection and Control of Rock Tunnel Linings., Proc. of Engineering Foundation Conf. on Shotcrete for Ground Support, Maryland,pp.556-596,1976.
- 2-37) Pacher, F. :Erfahrungen mit Gebirgsdruckmessungen bei osterreichischen Verkehrstunnelbauten., Proc. of Int. Symp. fur Untertagebau, Luzern, S.pp.381-391,1972.
- 2-38) 谷本 親伯 「NATMにおける情報化施工」土と基礎、Vol.30, No.7, pp.63-70,1982.
- 2-39) Judtman, G. :Die Vortriebssicherung des Arlberg Strassentunnels., Rock Mechanics, Suppl. July, 1978.
- 2-40) Carvalho, O.S. and Kovari, K. :Displacement Measurement as a Mean for Safe and Economical Tunnel Design., Proc. of Int. Sympo. for Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, pp.709-721,1977.
- 2-41) 本間 直樹、竹田 直樹、平野 逸雄、亀村 勝美 「膨張性泥岩中に掘削されたトンネルの地山挙動について」、第18回土質工学研究発表会、郡山、pp.1371-1374,1983.
- 2-42) 吉川 恵也、朝倉 俊弘、日吉 直、遠藤 真一 「NATM計測実績の統計分析」第15回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.220-224、1983。
- 2-43) 朝倉 俊弘、川上 善輝、馬場 実雄、小野田 滋 「トンネル切羽付近における変位計測」、第6回岩の力学国内シンポジウム、pp.181-186,1984。
- 2-44) 毛利 真敏 「四国横断自動車道明神トンネル」、第5回トンネル技術シンポジウム=NATMの計測と施工管理=, pp.64-83,1984.

- 2-45) 藤盛 房司 「成田新幹線堀之内トンネル」、第5回トンネル技術シンポジウム = N A T M の計測と施工管理 = , pp.25-43, 1984.
- 2-46) 小関 周弘、寺戸 幸雄、木村 宏 「未固結地山における N A T M の現場計測 = 成田新幹線堀之内トンネル =」、トンネルと地下、Vol.13, No.7, pp.35-41, 1982.
- 2-47) 近藤 達敏 「N A T M 工法によるトンネル掘削における変位予測」、応用地質調査事務所年報 No.1, pp.229-236, 1979.
- 2-48) 土屋 浩、近藤 達敏 「トンネル切羽の進行が壁面変位量に与える影響を考慮した変位予測の手法」、日本応用地質学会昭和59年度研究発表会、pp.80-83, 1984.
- 2-49) Cividini, A., Maier, G. and Nappo, A. : Parameter Estimation of Static Geotechnical Model using Baye's Approach., Int. J. Rock. Mech. and Mining Sci., Vol.20, pp.215-226, 1983.
- 2-50) Asaoka, A. and Matsuo, M. : Bayesian Approach to Inverse Problem in Consolidation and its Application to Settlement Prediction., Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Method in Geomechanics, Aachen, 1979.
- 2-51) Collins, J.D., Hart, G.C., Hasselmann, T.K. and Kennedy, B. : Statistical Identification of Structures., AIAA J., Vol.12, pp.185-190, 1974.
- 2-52) Kalman, R.E. : A New Approach to Linear Filtering and Prediction Problems., Trans. ASME, J. of Basic Engineering, Vol.82, pp.35-45, 1960.
- 2-53) Munro, J. : Uncertainty and Fuzziness in Engineering Decision-making., Proc. 1st Canadian Seminar on System Theory for Civil Engineering, Calgary.
- 2-54) Kavanagh, K. and Clough, R.W. : Finite Element Application in the Characterization of Elastic Solids., Int. J. Soils Structures, Vol.7, pp.11-23, 1971.
- 2-55) Kavanagh, K. : Experiment versus Analysis : Computational Techniques for the Description of Static Material Response., Int. J. Numerical Methods Eng., Vol.5, pp.503-515, 1973.
- 2-56) Sakurai, S. and Abe, S. : A Design Approach to Dimensioning Underground Openings., Proc. 3rd Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, Vol.2, pp.649-661, 1979.
- 2-57) Gioda, G. : Indirect Identification of the Average Elastic

- Characteristics of Rock Masses., Proc. Int. Conf. on Structural Foundations on Rock, Sydney, 1980.
- 2-58) Arai, K., Ohta, H. and Yasui, T. : Simple Optimazation Techniques for Evaluating Deformation Moduli from Field Observation., Soils and Foundations, Vol.23, pp.107-113,1983.
- 2-59) 桜井 春輔、武内 邦文 「トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法」、土木学会論文報告集、第337号、pp.137-145,1983.
- 2-60) 蓮井 昭則、山下 亮、世一 英俊 「逆解析を用いた地下空洞側壁部の挙動推定について」、第17回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.306-310 1985.
- 2-61) Kovari, K., Amstad, Ch. and Fritz, P. : Integrated Measuring Technique for Rock Pressure Determination., Proc. Int. Sympo. on Field Measurement in Rock Mechanics, Zurich, 1977.
- 2-62) 桜井 春輔 「トンネルのコンクリートセグメントに作用する土圧の推定法に関する研究」、第13回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.111-115, 1981.
- 2-63) 進士 正人、桜井 春輔 「吹き付けコンクリートに作用する土圧の推定法」、第14回岩盤力学に関するシンポジウム、pp.151-155,1982.
- 2-64) 進士 正人、桜井 春輔 「吹付けコンクリートの応力-ひずみ関係に関する実験的考察」、土木学会関西支部年次学術講演会、Ⅲ-12、1982.
- 2-65) Gioda, G. and Jurina, L. : Numerical Identification of Soil Structure Interaction Pressures., Int. J. Numerical Methods in Geomechanics, Vol.5, pp.36-56,1981.
- 2-66) Hisatake, M. and Ito, T. : Back Analysis Method to Tunnel Linings., Proc. Int. Sympo. on Field Measurement inc Geomechanics, Zurich, Section 5, pp.1-10,1983.
- 2-67) Himmelblau, D. M., , : Applied, Non, Linear, Programming., N.Y., McGrow-Hill
- 2-68) Iding, R. H., Pister, K. S. and Taylor, R. L. : Identification of Nonlinear Elastic Solids by a Finite Element Method., Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol.4, pp.121-142, 1974.
- 2-69) Cidivini, A., Jurina, L. and Gioda, G. : Some Aspect of 'Characterization' Probles in Geomechanics., Int. J. Rock Mech. and Min. Sci. in Geomechanics Abstrcut, Vol.18, pp.487-503,1981.

- 2-70) Gioda, G. and Maier, G. :Direct Search Solution of Inverse Problem in Elasto-Plasticity :Identification of Cohesion, Friction Angle and In-situ Stress by Pressure Tunnel Tests., Int. J. Numerical Methos in Engineering, Vol.15, pp.1823-1848,1980.
- 2-71) 桜井 春輔 「トンネル工事における変位計測結果の評価法」、土木学会論文報告集、第317号、pp.93-100,1982.
- 2-72) 桜井 春輔、武内 邦文、森 修一 「トンネル工事における現場計測とその利用について」、土質工学会関西支部＝現場計測工法シンポジウム＝、pp.203-208,1981.
- 2-73) 吉村 恒、北川 修三、近藤 達敏、土屋 浩 「トンネル掘削における変位計測結果の利用」、土質工学会関西支部＝現場計測工法シンポジウム＝、pp.209-214,1981.
- 2-74) 西林 良伸、進士 正人、桜井 春輔 「地下空洞の施工管理に関する一提案」、土木学会関西支部学術講演会、Ⅲ-15,1980.
- 2-75) 桜井 春輔、清水 則一、松室 圭介 「現場計測結果に基づくトンネル周辺の弾塑性領域の推定」、第6回岩の力学国内シンポジウム、pp.263-268,1984.

### 第3章 マイクロコンピュータによる地下空洞掘削時の安定性の評価

#### 3.1 概説

地下空洞掘削の情報化施工において、現場計測結果を迅速に処理することによって安定性の評価、将来予測及び対策工の決定を行なうためには、コンピュータの利用は不可欠である。その上、使用するコンピュータは、現場で設置可能な程度のいわゆるマイクロコンピュータであれば都合がよい。

本研究では、情報化施工における設計・施工へのフィードバック理論として桜井らが提案した直接逆解析法<sup>3-1)</sup>を用いることとする。しかし、有限要素法に基づくこの定式化は、剛性マトリックスの逆行列演算を含むため、そのままでは、マイクロコンピュータへの適用は困難である。そこで、剛性マトリックスの逆行列が柔性マトリックスとなることに着目し、マイクロコンピュータによって演算可能なアルゴリズムを開発し、十分に実際の現場に適用できることを確かめる。そして、さらに逆解析の結果（ひずみ分布）をカラーグラフィックディスプレイに表示することにより、それを地盤の限界ひずみ<sup>3-2)</sup>と比較することによって計測後直ちに地下空洞の安定性を評価できるプログラムの開発を行なう<sup>3-3, 4)</sup>。

本章では、以下そのアルゴリズムと、使用したマイクロコンピュータについて述べ、適用する際、問題となる吹き付けコンクリート覆工の取り扱いについて数値シミュレーションによって考察を行なう。そして、実際の適用例を示し、それぞれについて考察を加える。

#### 3.2 基礎式の誘導\*

地下空洞の掘削問題を有限要素法で解析する場合は、まず、掘削面に作用する掘削相当外力を求める必要がある。この外力は、掘削前に作用している初期応力を用いて、次式のように与えられる。

$$\{ P \} = \int_V [ B ]^T \{ \sigma_0 \} dV \quad (3.1)$$

ここで、  $\{ P \}$  : 掘削面上の節点に作用する掘削相当外力（節点力）

$[ B ]$  : 節点変位-ひずみ関係マトリックス

$\{ \sigma_0 \}$  : 地山の初期応力

積分は掘削要素に対する体積積分を表わす。

---

\* 本節で述べる基礎式の誘導は、桜井らがすでに提案したもの<sup>3-1)</sup>と本質的には同じものであるが、マイクロコンピュータ用に変更を行なった。

いま、二次元平面問題を考えるとトンネル掘削前の地山の初期応力は、次のように表わせる。

$$\{ \sigma_0 \} = \{ \sigma_{x0}, \sigma_{y0}, \tau_{xy0} \} \quad (3.2)$$

ただし、引張応力を正とする。なお、この初期応力は、図3-1に示すようにトンネル掘削部において平均的なものとする。

式(3.2)を考慮すると式(3.1)は、次のように書き表わすことができる。

$$\{ P \} = \sigma_{x0} \{ P_1 \} + \sigma_{y0} \{ P_2 \} + \tau_{xy0} \{ P_3 \} \quad (3.3)$$

ここで、 $\{ P_i \}$  ( $i=1,3$ )は、初期応力成分  $\sigma_{x0}$ ,  $\sigma_{y0}$ ,  $\tau_{xy0}$  をそれぞれ単位としたときの外力ベクトルの成分であり、たとえば  $\{ P_1 \}$  は式、(3.1)式において初期応力を  $\{ \sigma_0 \} = \{ 1, 0, 0 \}^T$  として、(3.1)から求めることができる。 $\{ P_2 \}$ 、 $\{ P_3 \}$  も同様にして求められる。

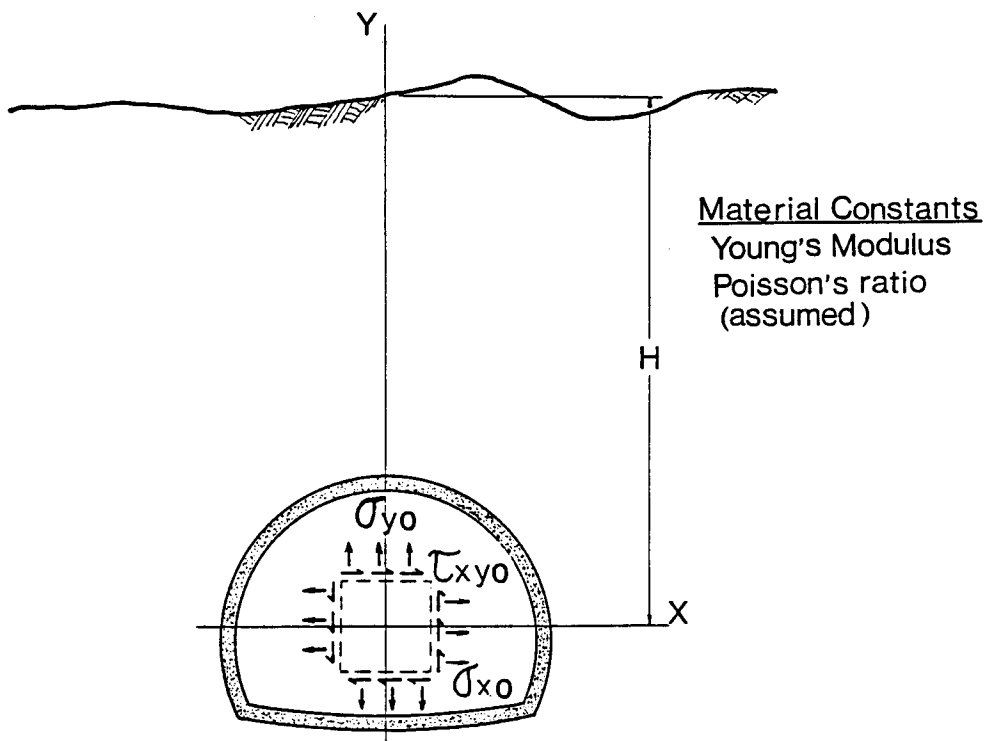


図3-1 地山を一様と考えた場合の初期応力と弾性係数



全解析領域の節点における釣り合い式は、一般に、次の剛性方程式によって表わされる。

$$\{ P \} = [ K ] \{ u \} \quad (3.4)$$

ここで、 $\{ P \}$ 、 $\{ u \}$  は、それぞれ節点に作用する外力及び、節点変位、 $[ K ]$  は、解析領域全体にわたる剛性マトリックスである。いま、地山を等方等質の弾性体と仮定し、その弾性係数、ポアソン比を、それぞれ $E_r$ 、 $\nu_r$ とする。またトンネルは、覆工されるものとし、その覆工材料の弾性係数、ポアソン比を、それぞれ $E_1$ 、 $\nu_1$ とする。この場合、(3.3)式を(3.4)式に代入すれば次式を得る。

$$\sigma_{x0}/E_r \{ P_1 \} + \sigma_{y0}/E_r \{ P_2 \} + \tau_{xy0}/E_r \{ P_3 \} = [ K^* ] \{ u \} \quad (3.5)$$

ここで、 $\{ P_i \}$  ( $i=1,3$ )は、 $\{ P_i \}$  を解析領域全体に拡張した荷重ベクトル成分であり、掘削面上の節点以外はすべてゼロである。 $[ K^* ]$  は、 $E_r=1$ 及び $E_1=1$ に対する地山及び覆工の剛性マトリックス $[ K_r ]$ 、 $[ K_1 ]$ を用いて以下の式で表わされる。

$$[ K^* ] = [ K_r ] + R [ K_1 ]、R = E_1/E_r \quad (3.6)$$

ここで $R$ は、“覆工と地山の剛性比”と呼ぶ。

(3.5)式において、節点変位 $\{ u \}$ を測定される既知の変位 $\{ u_1 \}$ 、測定されていない未知の変位 $\{ u_2 \}$ 及び解析領域の境界上の変位 $\{ u_3 \}$ に分けて、次式のように分割した。

$$\sigma_{x0} \begin{Bmatrix} P_{11} \\ P_{12} \\ P_{13} \end{Bmatrix} + \sigma_{y0} \begin{Bmatrix} P_{21} \\ P_{22} \\ P_{23} \end{Bmatrix} + \tau_{xy0} \begin{Bmatrix} P_{31} \\ P_{32} \\ P_{33} \end{Bmatrix} = E_r \begin{bmatrix} K_{11}^* & K_{21}^* & K_{31}^* \\ K_{12}^* & K_{22}^* & K_{32}^* \\ K_{13}^* & K_{23}^* & K_{33}^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} \quad (3.7)$$

一般に、境界上の変位は生じないため、(3.7)式において、 $\{ u_3 \} = 0$ として、 $\{ u_2 \}$ を消去すれば、次式を得る。

$$\sigma_{x0} \{ P_a \} + \sigma_{y0} \{ P_b \} + \tau_{xy0} \{ P_c \} = E_r [ K_n^* ] \{ u_1 \} \quad (3.8)$$

ここで、

$$\begin{aligned}
\{P_a\} &= \{P_{11}\} - [K_{12}^*] [K_{22}^*]^{-1} \{P_{12}\} \\
\{P_b\} &= \{P_{21}\} - [K_{12}^*] [K_{22}^*]^{-1} \{P_{22}\} \\
\{P_c\} &= \{P_{31}\} - [K_{12}^*] [K_{22}^*]^{-1} \{P_{32}\} \\
[K_n^*] &= [K_{11}^*] - [K_{22}^*]^{-1} [K_{21}^*]
\end{aligned}$$

(3.8)式から次式が得られる。

$$\{u_1\} = [A] \{C\} \quad (3.9)$$

ここで、

$$\begin{aligned}
[A] &= [ \{A_1\}, \{A_2\}, \{A_3\} ] \\
\{A_1\} &= [K_n^*]^{-1} \{P_a\} \\
\{A_2\} &= [K_n^*]^{-1} \{P_b\} \\
\{A_3\} &= [K_n^*]^{-1} \{P_c\} \\
\{C\} &= \{ \sigma_{x0}/E_r, \sigma_{y0}/E_r, \tau_{xy0}/E_r \}^T
\end{aligned}$$

\{C\} を、桜井、武内 は、“初期応力パラメーター” と名づけた<sup>3-2)</sup>。

(3.9)式において、[A] は、地山のポアソン比及び測定点の位置によって定まるマトリックスである。よって、測定変位が与えられるとこの方程式を解くことにより地山の初期応力及び弾性定数を求めることができる。

しかし、この方程式を解くためには、(3.8)式の\{P\_a\}、\{P\_b\}及び\{P\_c\}の計算において、マトリックス[K<sub>22</sub>]の逆行列を求める必要がある。逆行列を求めるために、バンド法などの省メモリの技法を用いることは、アルゴリズムを非常に複雑にする。また、剛性マトリックスをすべてメモリ上に置く必要があるが、現在のマイクロコンピュータでは、その容量は限られている。(C.P.U.がi8086の場合、通常1セグメント64キロバイトであり、2次元マトリックスでは、120x120になる)逆行列の計算時間は、一般に、連立方程式の解を求める場合と比較すれば非常に長くなる。

よって、本研究では、計算時間の短縮を測り、マイクロコンピュータによって演算可能なように以下に示すような工夫を行なった<sup>3-3)</sup>。

まず、(3.5)式において、 $\sigma_{x0}/E_r=1$ そして $\sigma_{y0}/E_r = \tau_{xy0}/E_r = 0$ と仮定すれば、次式を得る。

$$\{P_1\} = [K^*] \{u\} \quad (3.10)$$

(3.10) 式を解くことにより  $\sigma_{x0}/E_r = 1$  のみに対する全節点変位  $\{u_x\}$  を求めることができる。(3.10) 式を解くには、通常バンドマトリックス法などのような通常の連立方程式を高速に解く技法を利用することができる。ただし、剛性比  $R$  及び地山と覆工のポアソン比は仮定する。同様に、 $\sigma_{y0}/E_r = 1$  のみ及び  $\tau_{xy0}/E_r = 1$  のみに対する変位をそれぞれ  $\{u_y\}$  ,  $\{u_{xy}\}$  とすれば、(3.5) 式右辺の節点変位  $\{u\}$  は、重ね合せの原理により次式のように表わされる。

$$[A^*] \{C\} = \{u\} \quad (3.11)$$

ここで、 $[A^*] = [ \{u_x\}, \{u_y\}, \{u_{xy}\} ]$

(3.11) 式の節点変位  $\{u\}$  には、測定変位 (既知)  $\{u_1\}$  と測定されていない変位 (未知)  $\{u_2\}$  からなる。従って (3.11) 式は、次のように書ける。

$$\begin{bmatrix} A \\ A' \end{bmatrix} \{C\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \quad (3.12)$$

よって次式を得る。

$$[A] \{C\} = \{u_1\} \quad (3.13)$$

ここで、 $[A]$  は、地山と覆工材料のポアソン比、及び、剛性比  $R (=E_1/E_r)$  を与えることによって一意的に定められる。このようにして求められるマトリックス  $[A]$  は、先に桜井、武内によって剛性マトリックスの逆行列として求められた (3.9) 式<sup>3-2)</sup> とまったく同じ値を与えるが、ここで示した方法によれば、逆行列を求める必要がないため、演算時間は従来の方法より約 1/20 に短縮される (大型計算機による比較)。

なお、(3.13) 式の測定変位  $\{u_1\}$  は絶対変位である。しかし、一般に変位の測定値は 2 点間の相対変位である。よって、 $\{u_1\}$  を相対変位  $\{\Delta u_1\}$  に変換しておく都合がよい。例えば、図 3-2 に示すような計測点において測定軸線に沿った測定点 (1)、(2) の相対変位  $\Delta u_{12}$  および、測定点 (1)、

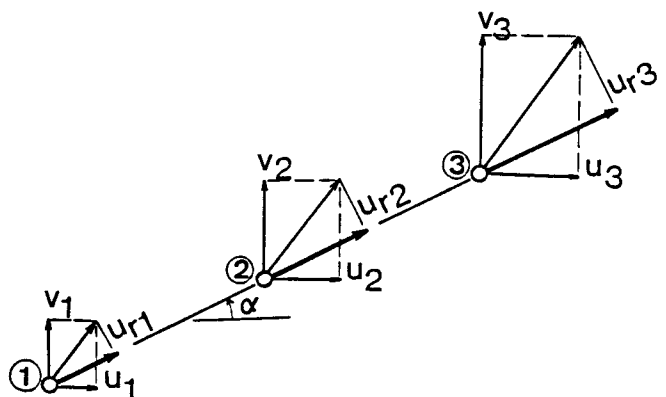


図 3-2 計測点と測定変位の関係

(3)の相対変位 $\Delta u_{13}$ が求まったと仮定すれば、それらは、各測定点のX,Y方向の絶対変位 $u_i, v_i (i=1,3)$ と次のような関係にある<sup>3-2)</sup>。

$$\begin{Bmatrix} \Delta u_{12} \\ \Delta u_{13} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -\cos\alpha & -\sin\alpha & \cos\alpha & \sin\alpha & 0 & 0 \\ -\cos\alpha & -\sin\alpha & 0 & 0 & \cos\alpha & \sin\alpha \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \end{Bmatrix} \quad (3.14)$$

よって、すべての相対変位 $\{\Delta u_i\}$ は、絶対変位 $\{u_i\}$ によって次のように表わされる。

$$\{\Delta u_i\} = [T] \{u_i\} \quad (3.15)$$

ここで、 $[T]$ は、変換マトリックスであり、(3.14)式を考慮して容易に求めることができる。従って、(3.13)式及び(3.15)式から次式を得る。

$$[A''] \{C\} = \{\Delta u_i\} \quad (3.16)$$

$$\text{ここで、} [A''] = [T] [A]$$

(3.16)式は、未知量3個(初期応力パラメーター)を含む方程式である。一般に、測定変位数は、未知量の数より多く取り得るので、未知量 $\{C\}$ は適当な最適化手法によって決定することができる。いま、最小二乗法を用いるなら、(3.16)式から次式を得る。

$$\{C\} = [F] \{\Delta u_i\} \quad (3.17)$$

$$\text{ここで、} [F] = [ [A'']^T [A''] ]^{-1} [A'']^T$$

(3.17)式によって、相対変位の測定値 $\{\Delta u_i\}$ から一意的に初期応力パラメーター $\{C\}$ を求めることができる。

このようにして、初期応力パラメーターが求められると式(3.11)から直

ちに全節点変位が決定される。そして、さらに、節点変位とひずみの関係式

$$\{\varepsilon\} = [B] \{u\} \quad (3.18)$$

を用いることより、地下空洞周辺のひずみ分布を求めることができる。

なお、ここで、示した定式化は、先に桜井、武内によって示されたもの<sup>3-2)</sup>に比較して、次のような特徴がある。

- a) アルゴリズムが簡単であり、コンパクトなプログラムになる。
- b) 大行列の逆行列計算がないため、精度の良い解を求めることができ、また演算時間も短縮できる。
- c) バンドマトリックス法、または、スカイライン法等の省メモリに関する手法が利用できる。

これらは、現場に設置されるマイクロコンピュータによって、変位測定結果を評価する際、この定式化がきわめて有効であることを示している。

### 3.3 本研究で用いた解析装置

本研究で使用したマイクロコンピュータは、NEC PC-9801であり、図3-3に周辺機器（ハードウェア）を示す。図中320キロバイトのRAMディスクは、本体の約700キロバイトのメモリーの一部を改造し、メモリーをフロッピーディスクのよ

うに使えるようにしたものである。これにより、ディスク上の全体剛性マトリックスをアクセスするために必要な入出力時間をきわめて短縮することができる。

なお、この解析プログラムDBAP/M( Direct Back Analysis Program for Micro-Computers )は、i8086用汎用DOS( Disk Operating System )として開発されたCP/M-86(

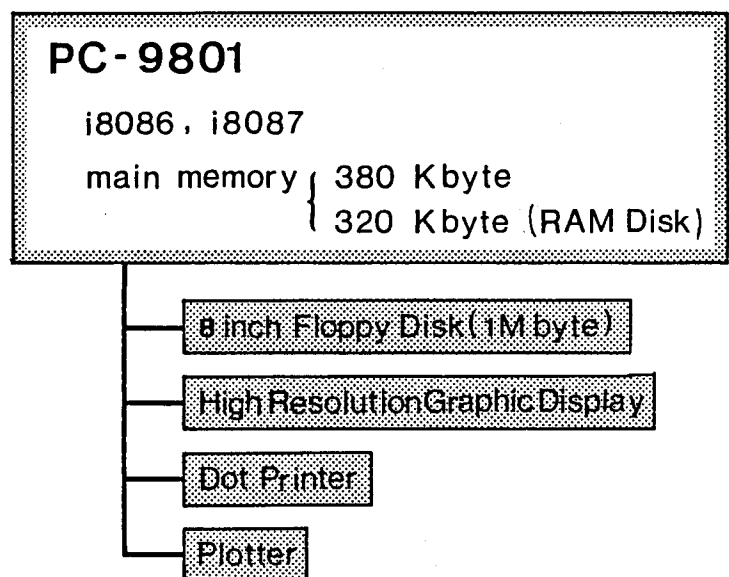


図3-3 本研究で用いた解析装置

Digital Research )及びMS-DOS ( Micro Soft )上で計算を実行するものであり、これらのDOSが動くマイクロコンピュータ上では、どの機種でも実行が可能である。また、プログラムはFortranによって書かれておりSSS FORTRAN IV( Super Soft )及びMS-FORTRAN( Micro Soft )によってコンパイルすることができる。

### 3.4 解析手順

図3-4は、ここで提案する方法による解析手順のフローチャートである。このフローは、4個のステップに大別できる。

- [1] 地下空洞が素掘りの場合は、(3.6)式の剛性比Rがゼロとなり、インプットデータから全体剛性マトリックスを唯一的に作成することができる。ただし、地山及び覆工材料のポアソン比は仮定する。次に、(3.5)式の初期応力パラメータの一つだけを1とし(他の二つはゼロ)変位を求め、(3.11)式のマトリックス[A\*]を作成する。
- [2] [A\*] から、測定位置に関連する節点だけのマトリックス[A]を作成

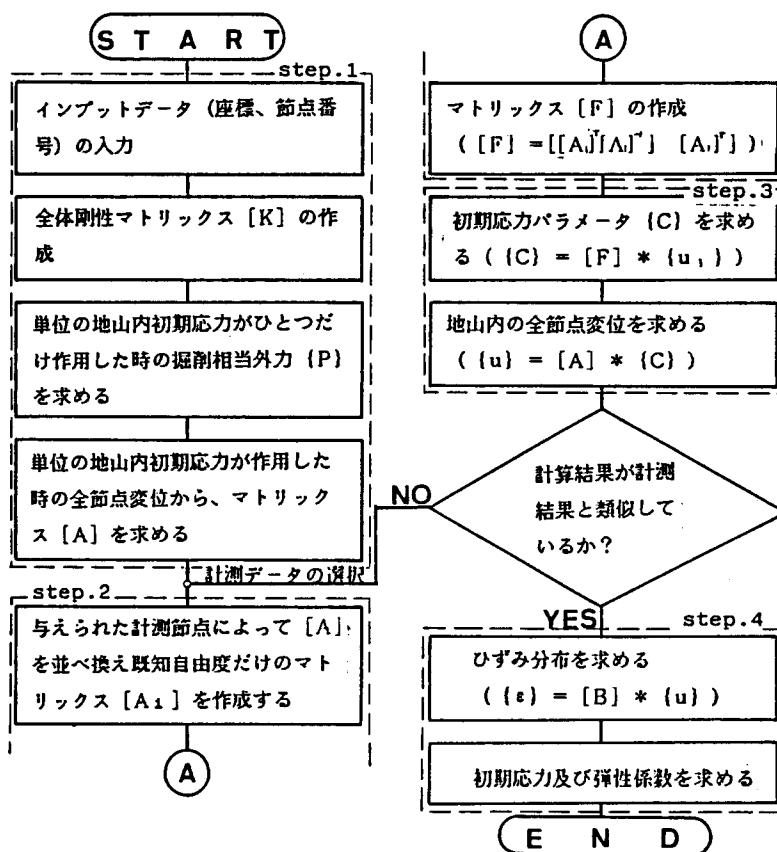


図 3 - 4 本研究における解析手順

する。次に、測定データが相対変位であれば、(3.15)式の処理を行なう。そして、(3.17)式のマトリックス[F]を作成する。

[3] [F]に変位測定データを掛け合わせるにより、初期応力パラメーター{C}を求める。そして、ステップ[1]ですでに求められているマトリックス[A]に{C}を掛け合わせ全節点変位を求める((3.11)式参照)。

[4] ステップ[3]の全節点変位から、(3.18)式によって地山のひずみ分布が求められる。また、初期応力の鉛直成分 $\sigma_{y0}$ が土被り圧に等しいと仮定すれば、初期応力成分及び地山の弾性係数が求められる。

以上は、地下空洞を素掘りで掘削する場合である。次に、覆工を有する場合について述べる。まず、地山と覆工材料のポアソン比を与えると同時に、地山と覆工材料の剛性比Rを決定する。最初に仮定する剛性比は、適当でよい。これを、 $R_1$ とする。ここで、覆工材料の弾性係数 $E_i$ は既知であるから、仮定した $R_1$ に対して逆解析された地山の弾性係数 $E_r$ を用いて新しい剛性比Rが計算できる。これを $R_2$ とする。いま、この $R_2$ が最初に仮定した $R_1$ と比較して差がある場合は、上に述べた計算を次の関係式が満足するまで繰り返す。

$$(R_{i+1} - R_i) / R_i < \varepsilon \quad (3.19)$$

ここで、 $\varepsilon$ は許容誤差を表わす。なお、工学的に十分な精度を得るためには、4-5回の繰り返し計算を行なえばよい<sup>3-2)</sup>。

### 3.5 解析モデルと演算時間

ここで、実際のトンネルに適用した例に対して演算時間の検討を行なう。検討に用いた解析モデル(要素数:69、節点数:218)を図3-5に示す。図に示す有限要素分割は筆者が現場において用いている一般的なものであり、施工管理のための逆解析においては、この程度のモデルで十分であると考えられる。また、解析領域は大きいほど好ましいが、トンネル径の約20倍程度取るならば解析誤差は約3%以下となり、施工管理のためには十分な精度が確保でき

表3-1 全演算時間における各ステップの占める割合

	step1	step2	step3	step4	total
process time (minutes)	109	2	15	45	117
percentage	93.2	1.7	1.3	3.8	100

る。

表3-1は、この場合の逆解析に要した全演算処理時間を、前節に述べたそれぞれの解析ステップに対する各演算時間及びその全体に占める割合として示したものである。表を見て明らかのように、演算時間の大半はステップ[1]のマトリックス[A\*]の作成に費やされている。これは、通常の有限要素解析がこのステップにおいて行なわれているためである。しかし、覆工が無視できる場合には、ステップ[1]は、測定結果とは無関係であるから、ここでのマトリックス[A\*]は、測定点の位置が決定していれば、測定開始以前に作成することができる。従って、計算センター等における大型計算機を利用することも可能である。同様に、ステップ[2]も測定位置がすでに決定していればあらかじめ計算を実行することができる。よって、施工中の変位測定結果の評価は、ステップ[3]からとなる。また、設置した変位計の不良等による測定データの取捨選択は、ステップ[2]から逆解析を実行すればよい。この場合、表によって明らかのように、変更による演算時間の増加はわずかである。

一方、覆工を有する場合は、剛性比Rの変化により、ステップ[1]のマトリックス[A\*]を、繰り返し計算を行なうごとに作り直す必要がある。従って、この場合、マイクロコンピュータによる逆解析は、若干時間を要することになる。

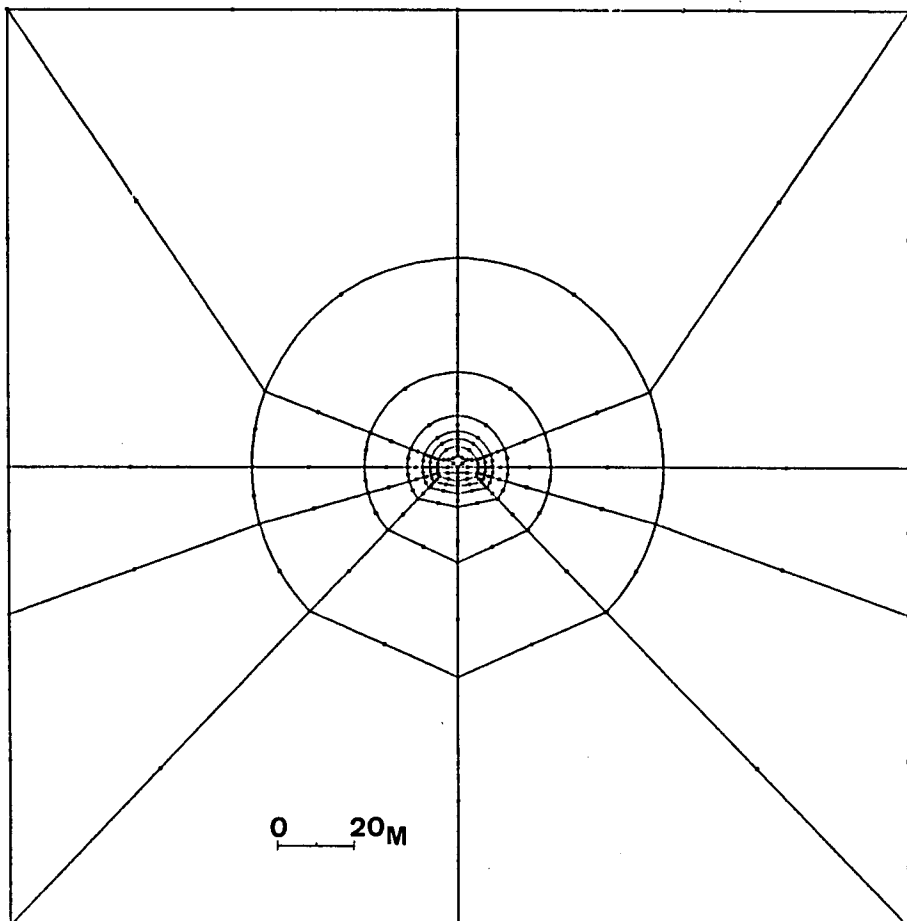


図3-5 本研究で用いた解析モデル



### 3.6 吹き付けコンクリート覆工の剛性が逆解析に与える影響

ここで提案する地下空洞の安定性の評価法の特徴は、マイクロコンピュータを用いて測定結果を現場で直ちに評価するところにある。この特色を生かすためには、マイクロコンピュータの演算時間が重要なポイントとなる。しかし、3.4で述べたように、吹き付けコンクリート覆工（以下、本節では吹き付けコンクリート覆工を単に、覆工と呼ぶ）を有する場合は、繰り返し計算において、マトリックス[A]を、繰り返しの都度作り直す必要がある。この演算は、現在のマイクロコンピュータの能力では、少々負担が大きすぎる。従って、現場における適用面から言えば、覆工を無視し、素掘りの状態で解析できれば都合がよい。ここでは、3.6.1において、覆工の剛性が逆解析の結果に与える影響を数値シミュレーションによって調べ、どのような地山の場合に覆工を無視し得るかを明らかにする。

また、覆工は、鋼製支保工と違い、地山に密着するため、地山の凹凸が覆工の形状を変化させる。ところが、トンネルを設計する際の解析において、覆工の非弾性挙動は、解析に考慮しても、トンネルの力学的挙動に与える覆工の凹凸の影響は、通常無視され、凹凸のないなめらかな断面として解析される場合が多い。

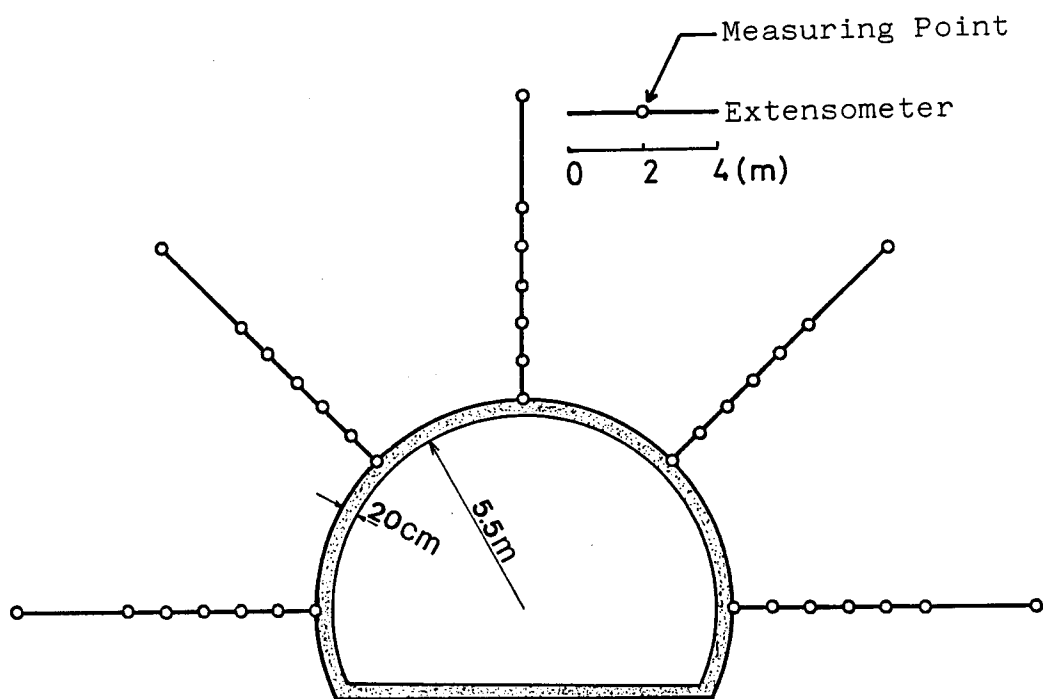


図3-6 覆工の剛性に関するシミュレーションで用いる解析モデル（測定点）

従って、3.6.2において、数値シミュレーションによって、半円形トンネルにおける、トンネル解析結果に与える覆工の凹凸の影響を明らかにする。そして、逆解析において覆工の影響が無視できない時、凹凸の影響を吹きつけコンクリートの等価弾性係数として評価することを提案する<sup>3-5,6)</sup>。

### 3.6.1 覆工と地山の剛性比が逆解析の結果に与える影響

図3-6に、シミュレーションに用いたトンネルの解析モデル（平面ひずみ状態）を示す。ここで、トンネルは、馬蹄形で、全断面掘削、アーチ部半径5.5m、覆工厚は、トンネル全周にわたり一様に20cmとする。なお、使用する要素は、地山、覆工共に2次元8節点アイソパラメトリック要素である。地山の初期応力、弾性係数及びポアソン比は、次のように与える。

地山の初期応力： $\sigma_{x0} = -1.47\text{Mpa}$

$\sigma_{y0} = -0.98\text{Mpa}$

$\tau_{xy0} = 0.0$

地山の弾性係数： $E_r = 0.098\text{Gpa}$ ， $\nu_r = 0.3$

なお、覆工材料の弾性係数によって、3ケースのシミュレーションを行なう。

覆工材料の弾性係数：

ケース(a)  $E_i = 0.98\text{Gpa}$ ， $\nu_i = 0.3$

ケース(b)  $E_i = 4.9\text{Gpa}$ ， $\nu_i = 0.3$

ケース(c)  $E_i = 9.8\text{Gpa}$ ， $\nu_i = 0.3$

シミュレーションでは、まず、これらをインプットデータとして、通常の有限要素法により、節点変位及びひずみ分布を求める。節点変位から、図3-6中、白丸実線に示すような地中変位計の最も覆工面から離れた測定点と各測定点間の相対変位を計算する。有限要素解析から得られたこれらの相対変位を”測定値”とする。次に、この測定値を用いて逆解析を行なう。ただし、逆解析においては、覆工を無視して初期応力パラメーターを計算し、ひずみ分布を求めることにする。最後に、このひずみを、有限要素解析によりあらかじめ求められている”真の”ひずみ分布と比較する。

シミュレーションの結果を写真3-1から6に示す。写真3-1及び2は、ケース(a)、すなわち覆工と地山の剛性比が $R=10$ の時の有限要素解析と、逆解析によって得られる最大せん断ひずみの分布図である。写真から明らかのように、この二つのひ

ずみ分布は、よく一致している。なお、この時の逆解析による初期応力パラメータは、次のようである。

$$\begin{aligned}\sigma_{x0}/E_r &= -0.983 \times 10^{-2}, \\ \sigma_{y0}/E_r &= -0.619 \times 10^{-2}, \\ \tau_{xy0}/E_r &= 0.139 \times 10^{-6}\end{aligned}$$

ただし、この場合の真の初期応力パラメータは、以下である。

$$\begin{aligned}\sigma_{x0}/E_r &= -1.5 \times 10^{-5}, \\ \sigma_{y0}/E_r &= -1.0 \times 10^{-2}, \\ \tau_{xy0}/E_r &= 0\end{aligned}$$

従って、この場合、逆解析によって得られるX軸、Y軸方向の初期応力パラメータ  $\langle \sigma_{x0}/E_r, \sigma_{y0}/E_r \rangle$  は、真の値と比較して全体的に小さくなっている。これは、逆解析において覆工が無視されたため、それだけ地山が見掛け上硬く評価されたことを意味する。

写真3-3,4及び3-5,6は、ケース(b)及び(c)、すなわち覆工と地山の剛性比がR=100及びR=50の時の有限要素解析と、逆解析によって得られる最大せん断ひずみの分布図を示す。これらの写真から明らかなように、剛性比が50以上になると、覆工を無視して逆解析した結果、得られるひずみ分布は、真のひずみ分布とかなり

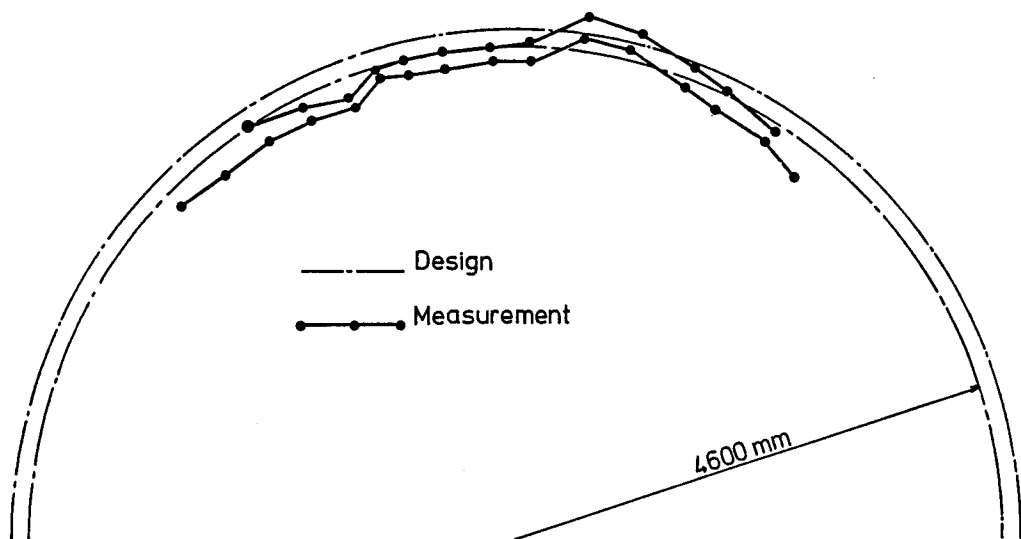


図 3 - 7 凹凸の実測図

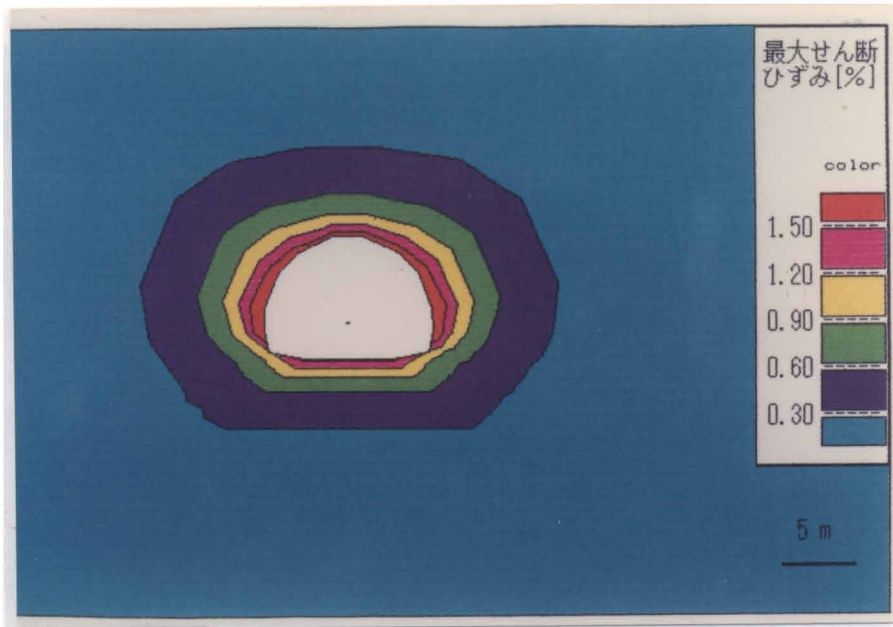


写真 3-1 有限要素法による最大せん断ひずみ分布 (R = 10)

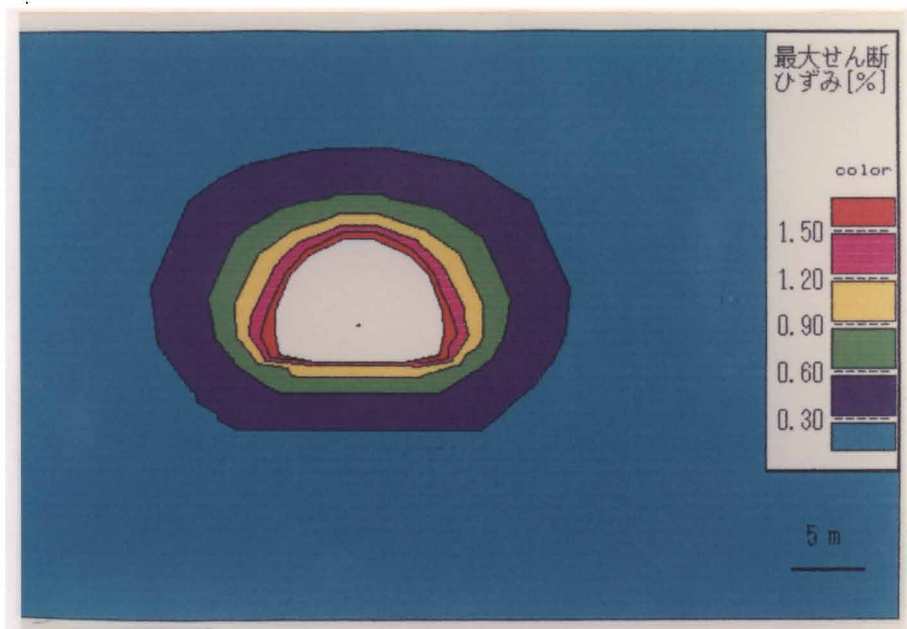


写真 3-2 逆解析による最大せん断ひずみ分布 (R = 10)

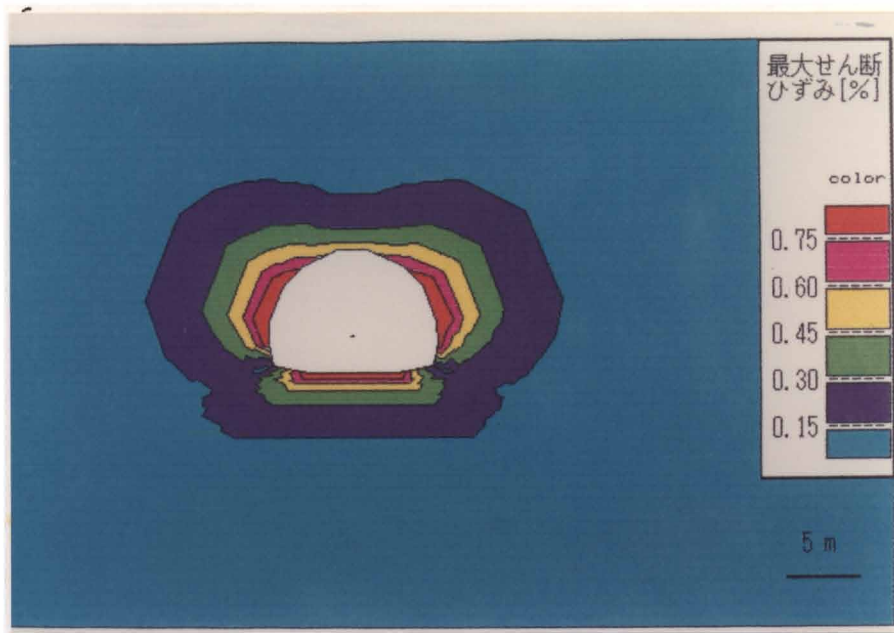


写真 3-3 有限要素法による最大せん断ひずみ分布 (R = 50)

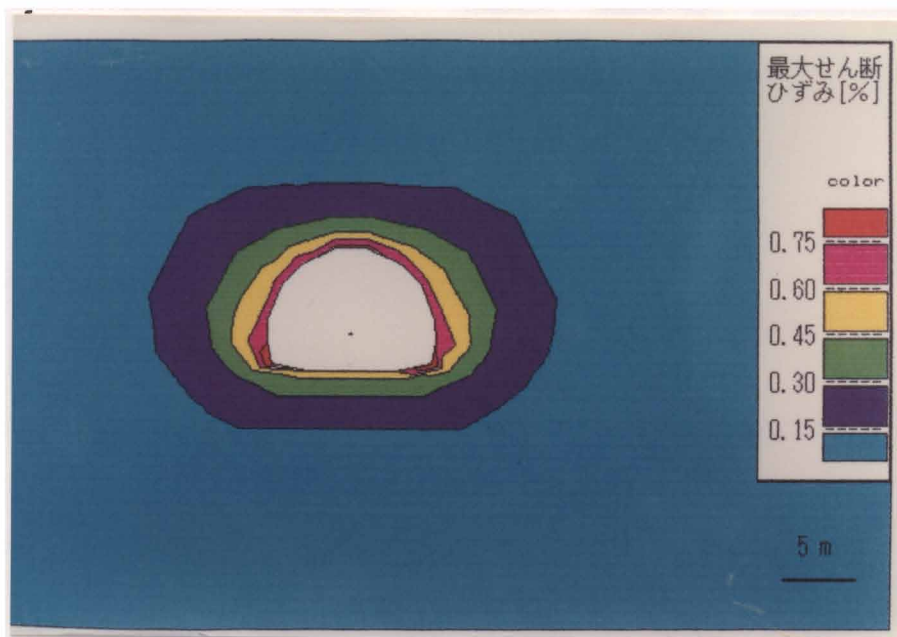


写真 3-4 逆解析による最大せん断ひずみ分布 (R = 50)

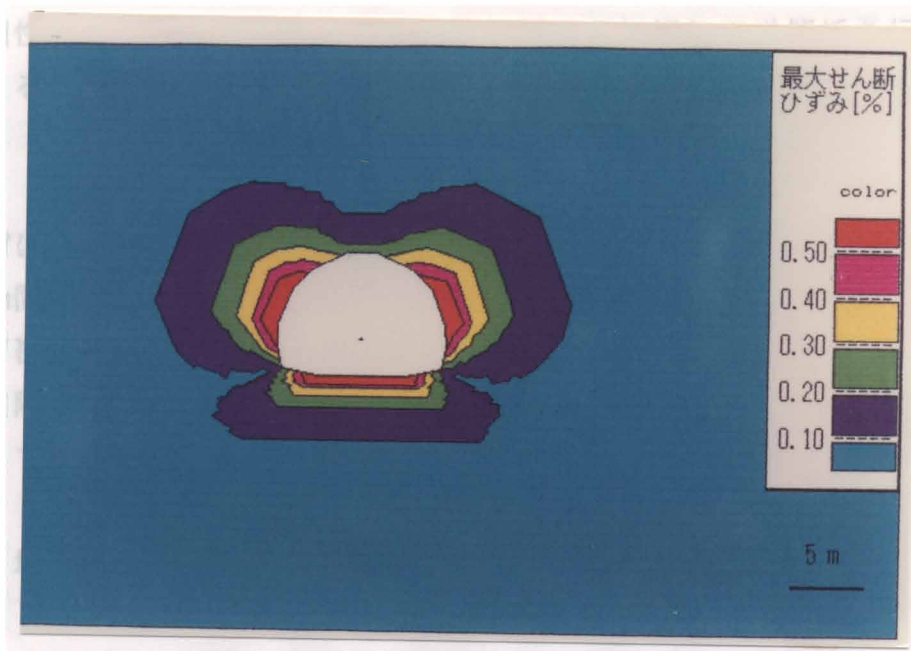


写真 3-5 有限要素法による最大せん断ひずみ分布 (R = 100)

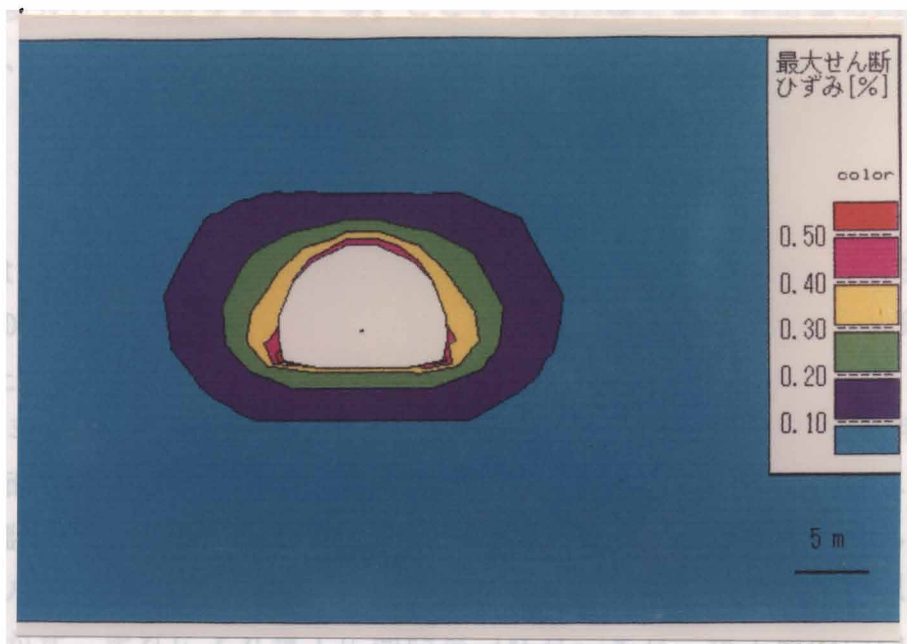


写真 3-6 逆解析による最大せん断ひずみ分布 (R = 100)

異なるようになることがわかる。

従って、ここでのシミュレーションの結果から、次のように結論できる。覆工と地山の剛性比がR=10より小さい場合には、覆工を無視して逆解析を行なってもよいといえる。

### 3.6.2 吹き付けコンクリート覆工の等価弾性係数

図3-7は、Aトンネルにおける凹凸の実測例である。測定は、天端から、左右に約50cm間隔でおこない、トンネル中心から、覆工と地山の接触面（地山面と呼ぶ）及び覆工の内側（覆工面と呼ぶ）までの距離を測定した。図から明らかのように、実際の覆工には、かなりの凹凸が生じていることがわかる。測定の結果は次のようであった。

地山面：	（平均） =	462.58cm
	（標準偏差） =	13.92cm
覆工面：	（平均） =	443.73cm
	（標準偏差） =	11.70cm

本文では、吹き付けコンクリート覆工に生じている凹凸を数量的に評価する指標として凹凸度及び凹凸長を定義する。ここで、凹凸度とは、地山面の凹凸の変動係数であり、次の式で定義する。

$$(\text{凹凸度}) = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^n (D_i - D)}{(n-1)} \right\} / D$$

ここで、nは地山面の測定点数、 $D_i$ は各測定点におけるトンネル中心から覆工面までの距離、Dは $D_i$ の算術平均である。また、凹凸長とは、 $D_i$ をフーリエ変換した際の200cm以上の卓越波長を設計半径で除したものとする。

次に、シミュレーションモデルを、図3-8に示す。トンネル形状は、半円形断面とし、全断面掘削、さらに掘削直後に吹き付けコンクリート覆工を施工するものとする。設計半径及び設計覆工厚は、それぞれ500cmおよび15cmとする。また、実際のトンネルを模して、トンネル中心から地山面までの距離を標準正規乱数を用いてばらつかせ、それにより覆工に凹凸をつけた。また、覆工面の凹凸は実測例を考慮し次式のように仮定した。

$$(\text{覆工内側半径}) = (\text{設計内側半径}) + 0.6x (\text{標準正規乱数})$$

このようにして作成した、凹凸形状の一例を図3-8に示す。シミュレーションでは、覆工の弾性係数は、9800Mpaと固定し、岩盤の弾性係数を98Mpa, 490Mpa, 980Mpaと変動させた3ケースにつき行なった。そして、初期応力状態を、静水圧状態、二軸状態及び初期せん断応力が作用した状態の3通りのケースを想定した。また、設計覆工厚及びインバートの影響についても考慮した。

シミュレーションは、以下の手順に従って行なう。まず、なめらかな覆工要素に上式で示すように標準正規乱数を用いて凹凸をつける。次に、従来の有限要素法によって、凹凸のある有限要素モデルに生じる節点変位を求める。そして、求められた節点変位を”測定値”として、直接逆解析法により覆工の弾性係数を求めた。ただし、逆解析を行なう時の解析モデルは、凹凸のない、なめらかな覆工モデルとしている。このようにして求められる覆工の弾性係数は、実際に凹凸がある吹きつけコンクリート覆工を見掛け上、なめらかな覆工と仮定した時に、も

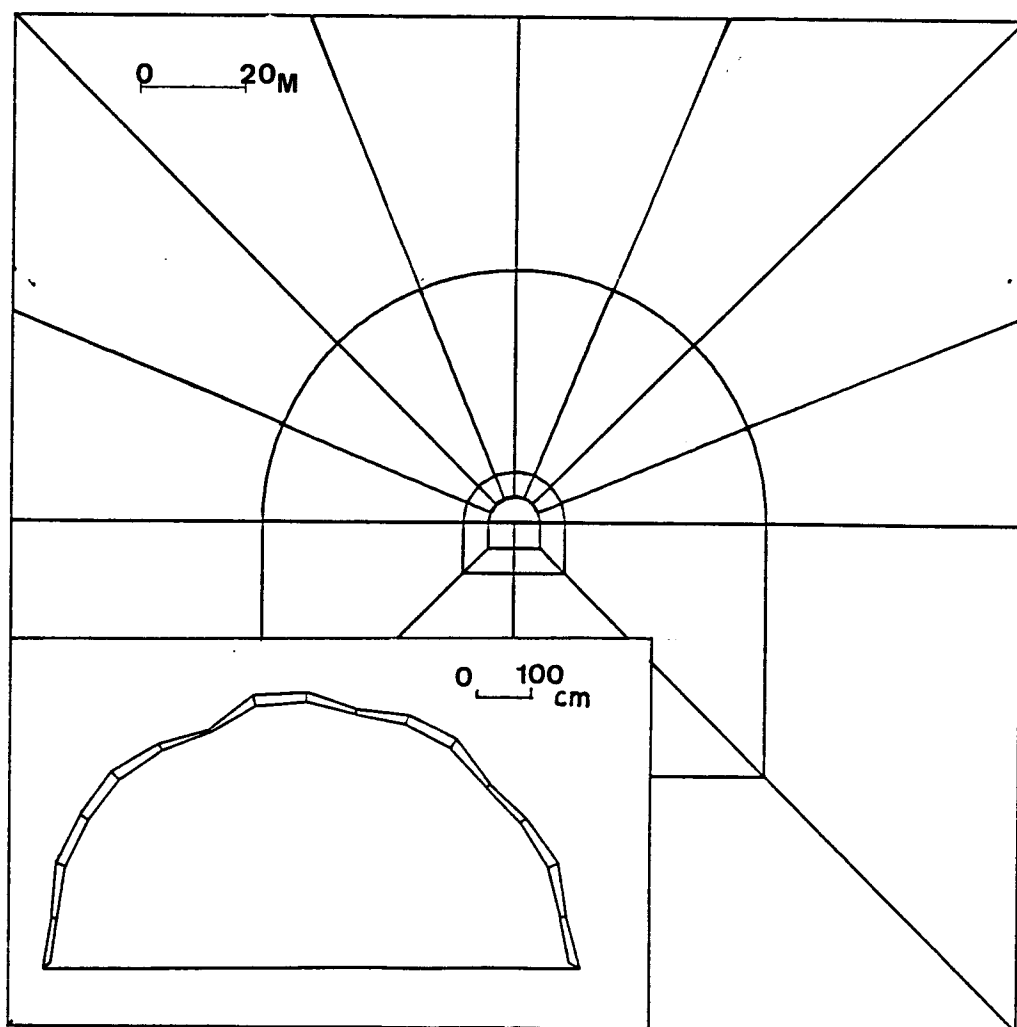


図3-8 覆工の凹凸に関するシミュレーションで用いる解析モデル



っとも実際の変位挙動をよく表現する変位が得られる弾性係数である。この覆工の弾性係数を等価弾性係数と呼ぶ。もちろん、有限要素解析する際に用いた凹凸のあるメッシュモデルを、直接逆解析法を行なう際に適用すれば、逆解析結果として得られる覆工の等価弾性係数は、有限要素法に用いて変位を求めたインプットデータそのものとなることは言うまでもない。

覆工の凹凸が等価弾性係数に与える要因として、覆工の凹凸度、凹凸長はもちろん、地山の応力状態、覆工厚、地山と覆工の剛性比、及びインバートの有無などが考えられる。そこで、(1)初期応力状態、(2)設計覆工厚、(3)インバートの有無についてのシミュレーション結果を示し、それぞれの要因が、等価弾性係数に与える影響について述べる。そして、凹凸度、凹凸長が等価弾性係数に与える影響について述べる。

### (1)初期応力状態が等価弾性係数に与える影響

表3-2は、4ケースの覆工凹凸パターンにおける初期応力状態の等価弾性係数に与える影響を求めたものである。初期応力は、前にも述べたように、

- a) 静水圧状態の場合
- b) 鉛直方向と水平方向との初期応力の比が2:1の場合
- c) ケースb)においてせん断応力が作用している場合

の3種類について等価弾性係数を求めた。この表から明らかなように、応力状態が変化しても等価弾性係数は、ほとんど変化しない。すなわち、等価弾性係数は、ほとんど初期応力状態に影響されないことがわかる。

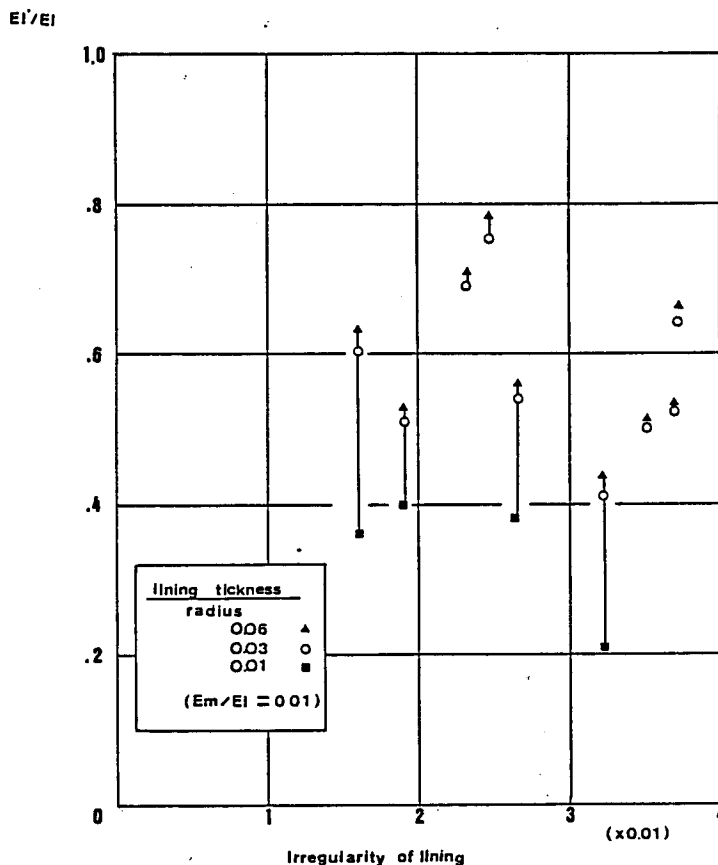


図3-9 設計覆工厚が等価弾性係数に与える影響

表 3 - 2 初期応力が等価弾性係数に与える影響

凹凸度	凹凸長	初期応力(kpa)			等価弾性係数 (Mpa)	
		$\sigma_x^0$	$\sigma_y^0$	$\tau_{xy}^0$		
Case-1	0.0227	0.589	98.0	98.0	0.0	5282
			49.0	98.0	0.0	5253
			49.0	98.0	19.6	5302

凹凸度	凹凸長	初期応力(kpa)			等価弾性係数 (Mpa)	
		$\sigma_x^0$	$\sigma_y^0$	$\tau_{xy}^0$		
Case-2	0.0368	3.20	98.0	98.0	0.0	3087
			49.0	98.0	0.0	3038
			49.0	98.0	19.6	3058

凹凸度	凹凸長	初期応力(kpa)			等価弾性係数 (Mpa)	
		$\sigma_x^0$	$\sigma_y^0$	$\tau_{xy}^0$		
Case-3	0.0375	0.752	98.0	98.0	0.0	4956
			49.0	98.0	0.0	4929
			49.0	98.0	19.6	4978

凹凸度	凹凸長	初期応力(kpa)			等価弾性係数 (Mpa)	
		$\sigma_x^0$	$\sigma_y^0$	$\tau_{xy}^0$		
Case-4	0.0318	1.60	98.0	98.0	0.0	4861
			49.0	98.0	0.0	4890
			49.0	98.0	19.6	4822

### (2)設計覆工厚が等価弾性係数に与える影響

図3-9は、設計覆工厚と設計トンネル半径との比が0.06,0.03,0.01の時の、凹凸度と等価弾性係数の関係を示したものである。図中実線は、同じ凹凸パターンであることを示す。図から明らかなように、設計覆工厚と設計トンネル半径との比が0.06と0.03では、等価弾性係数の比はほとんど変化しない。しかし、0.01の時は、異なる等価弾性係数比を示すことがわかる。この結果より、設計覆工厚と設計トンネル半径との比が0.01すなわち、このシミュレーションでは、設計覆工厚が5cm以下の時に、覆工の剛性が、吹きつけコンクリート自体の剛性より非常に低下することが明らかとなった。

### (3)インバート施工が等価弾性係数に与える影響

本研究では、インバートが施工されていない場合についてシミュレーションを行なっている。しかし、インバートを考慮して解析を行なう場合、覆工の構造が変化するため等価弾性係数も変化することが予想される。そこで、本節では、

インバート施工が等価弾性係数に与える影響について調べる。シミュレーションでは、インバート厚は、設計覆工厚と同一に15cmとした。図3-10にインバート施工の有無に関する凹凸度と等価弾性係数の関係を示す。図中、実線で結んであるグループは、同一凹凸パターンを与えたケースである。図をみても明らかなようにインバート施工の有無による等価弾性係数の差はほとんど認められず、インバート施工の影響は確かめることができなかった。

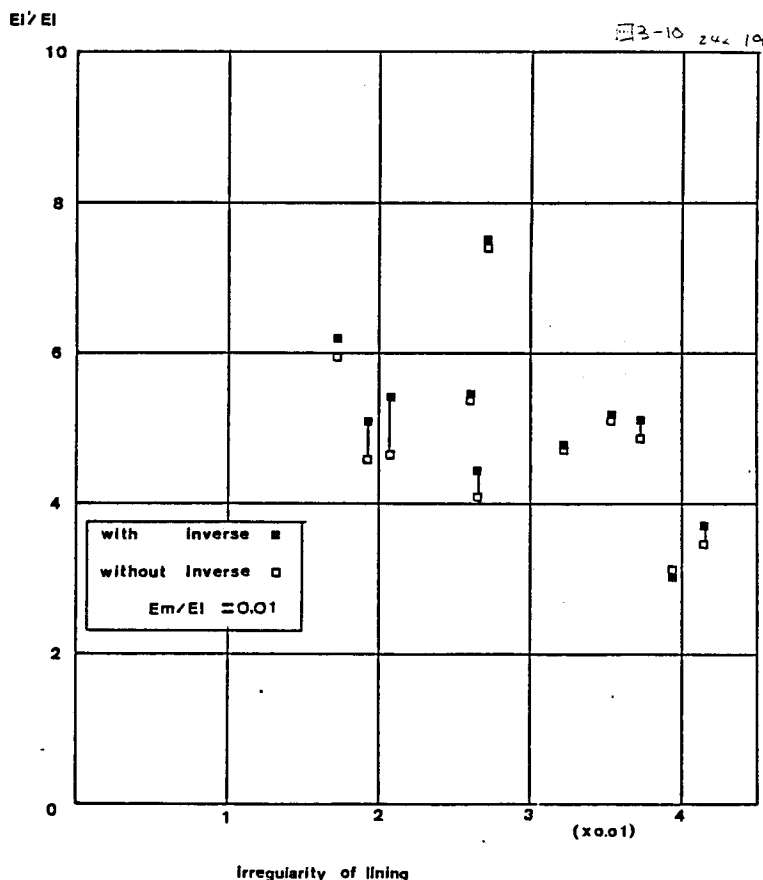


図3-10 インバート施工が等価弾性係数に与える影響

(1)から(3)の結果より、初期応力状態、設計覆工厚、及びインバート施工の等価

弾性係数に与える影響は、設計覆工厚が極端に薄い場合を除けば、わずかであることがわかった。そこで、インプットデータである覆工と地山の剛性比  $R$  が、それぞれ 100 及び 20 における凹凸度に対する等価弾性係数 ( $E_1$ ) と覆工の弾性係数 ( $E_1'$ ) との比を凹凸長ごとに分類したものを図 3-11 に示す。なお、図中凹凸長が 0.8 以上のケースは、○印、0.4 以上 0.8 未満及び、0.4 未満のケースは、それぞれ △、□印で示している。これらの図から、地山と覆工の弾性係数との差が大きいほど、等価弾性係数は低下することがわかる。また、凹凸長が大きい、すなわち凹凸の周期が短いものほど等価弾性係数が低下することがわかる。この結果より地山と覆工の弾性係数の比及び凹凸度と凹凸長の 3 つのデータから、吹きつけコンクリート覆工の等価弾性係数が決定できること明らかとなった。

図 3-12 に、逆解析によって覆工の剛性を考慮する必要のある場合について、覆工と地山の剛性比  $R$  が 100 及び 20 に対して、凹凸のある覆工をなめらかな覆工と仮定したとき

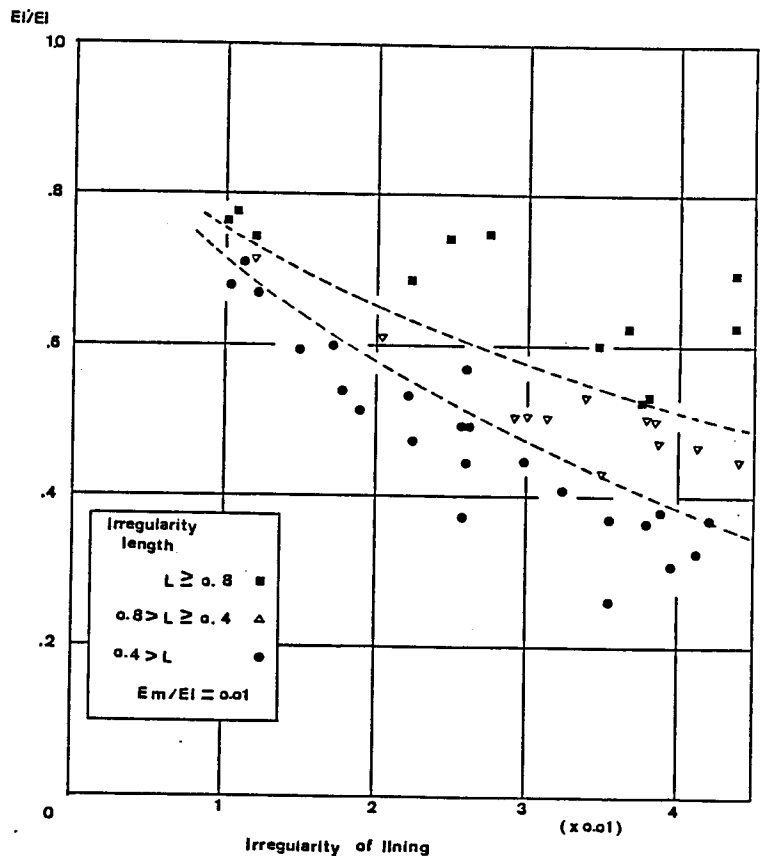


図 3-11 (a) 凹凸度と等価弾性係数の関係 ( $R = 100$ )

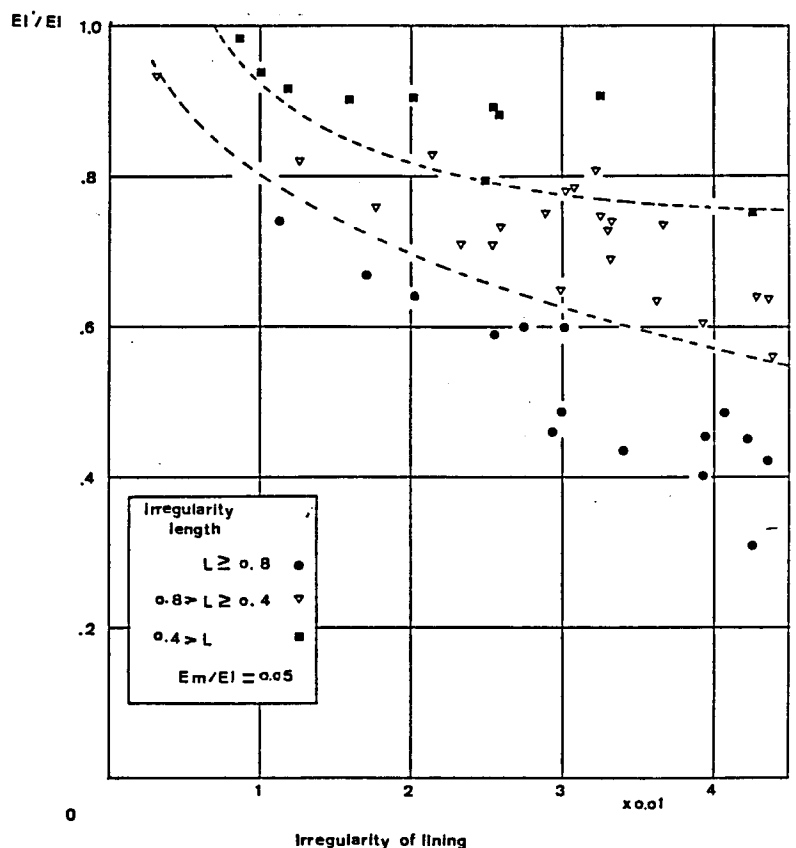


図 3-11 (b) 凹凸度と等価弾性係数の関係 ( $R = 20$ )

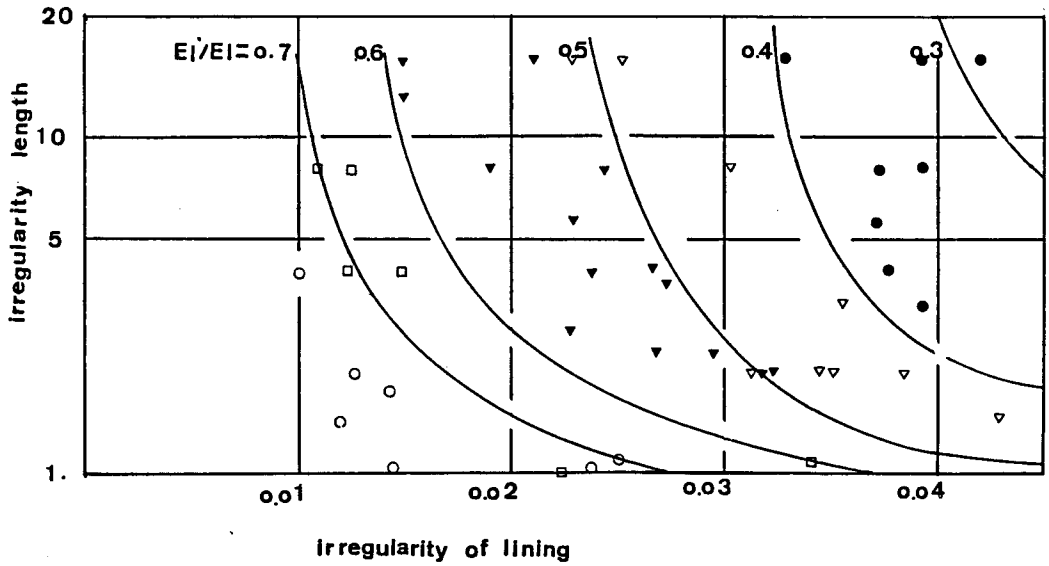


図 3 - 1 2 ( a ) 凹凸度と等価弾性係数の関係 ( R = 1 0 0 )

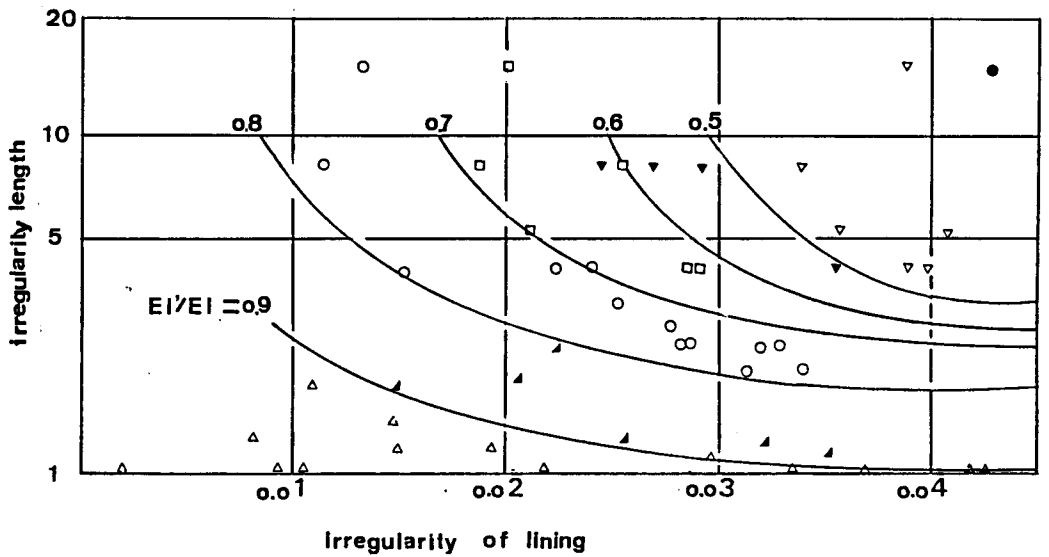


図 3 - 1 2 ( b ) 凹凸度と等価弾性係数の関係 ( R = 2 0 )

equivalent lining	young's modulus	young's modulus	
0.9 ≦	$E_l/E$		△
0.8 ≦	$E_l/E < 0.9$		▽
0.7 ≦	$E_l/E < 0.8$		○
0.6 ≦	$E_l/E < 0.7$		□
0.5 ≦	$E_l/E < 0.6$		▽
0.4 ≦	$E_l/E < 0.5$		▽
	$E_l/E < 0.4$		●

の、設計に用いる等価弾性係数の図を示す。この図を用いれば、適用するトンネルの凹凸度と凹凸長を計測することにより、トンネルの等価弾性係数を推定することができる。

### 3.7 実際問題への適用例

ここで、本章に示したトンネルなど地下空洞の安定性評価法の現場への適用例を示す。

#### 3.7.1 適用例-1

対象としたトンネルは、風化花崗岩中に建設された二車線道路トンネルである。図3-13に示すように、地中変位及び内空変位の計測が行なわれた。測定断面の土被りは、約28mである。逆解析では、現場計測結果から地山の弾性係数は、かなり高いと予想されたので、吹付けコンクリート覆工を考慮しなかった。逆解析によって得られた初期応力パラメーターは、

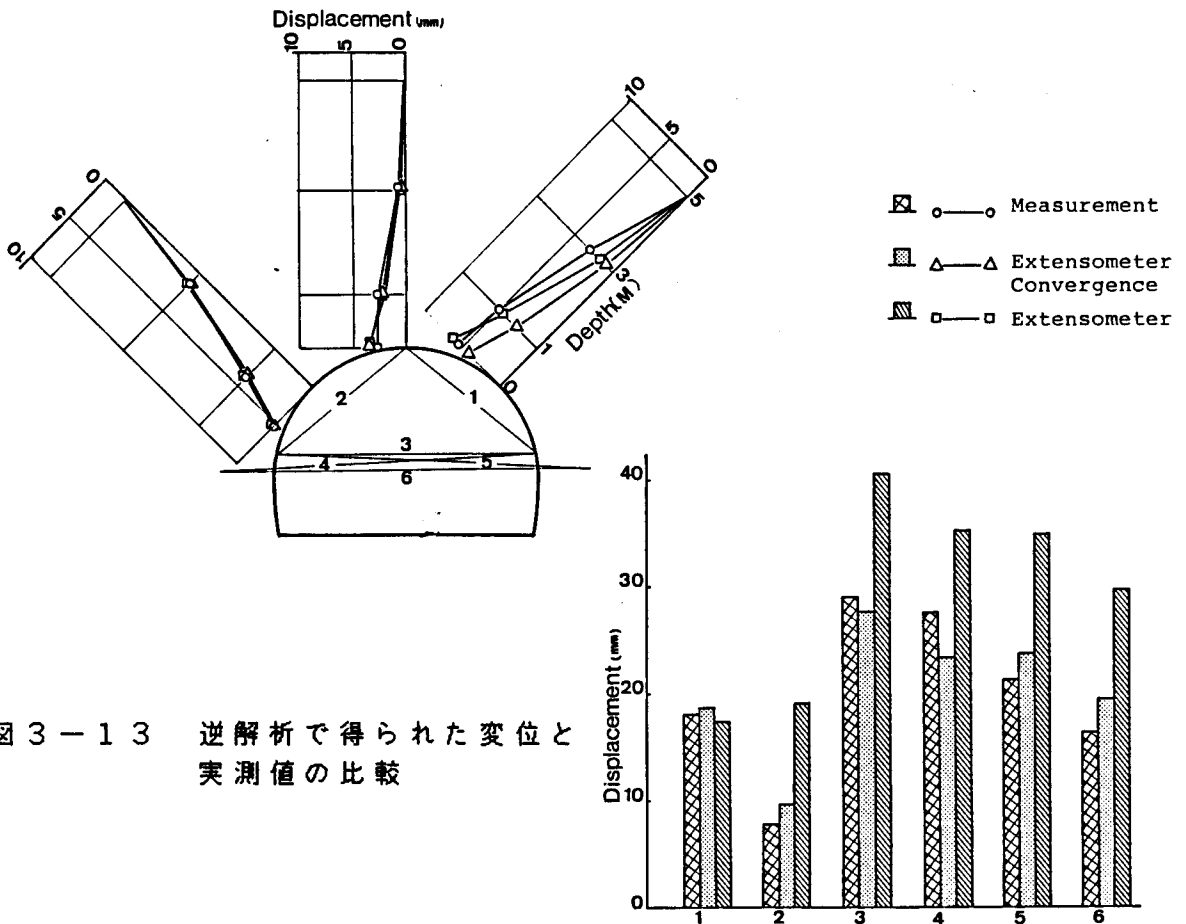


図 3 - 1 3 逆解析で得られた変位と実測値の比較

$$\sigma_{x0}/E_r = -0.174 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{y0}/E_r = -0.909 \times 10^{-3}$$

$$\tau_{xy0}/E_r = 0.261 \times 10^{-3}$$

である。ただし、地山及び覆工材料のポアソン比は共に0.3とした。なお、用いた測定変位は、掘削によって生じた変化値であるため、全変位に対する初期応力パラメーターを求める必要がある場合には、理論解等に基づき測定開始時のトンネル切羽の位置を考慮してそれを修正しなければならない。図3-13左図に、地中変位の測定結果（○印実線）と逆解析結果（△印実線）を示す。また、右図の棒グラフは、内空変位の測定結果と逆解析結果を比較したものである。これらの図から明らかなように、測定値と逆解析の結果では、内空変位計測結果は、比較的よく一致するが、地中変位計測結果は、場所により若干の差が認められる。しかし、ここで注意しなければならないことは、地山の安定は地中ひずみによって評価するべきであり、従って逆解析においても地山のひずみを精度良く求める必要がある。そこで、内空変位の測定結果を無視し、地中変位測定結果のみを用いて逆解析を試みた。その場合の初期応力パラメーターは、

$$\sigma_{x0}/E_r = -0.242 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{y0}/E_r = -0.834 \times 10^{-3}$$

$$\tau_{xy0}/E_r = -0.176 \times 10^{-4}$$

となる。図3-13中、□印実線に、地中変位測定結果のみの場合の測定値と逆解析結果の比較を示す。参考までに、地中変位計測結果のみを用いた場合の、内空変位計測点の変位量を斜線棒グラフに示す。この結果から明らかなように、測定値と逆解析の結果は十分に一致することがわかる。しかし、内空変位は、実測値より全体的に大きくなる。なお、測定開始時の切羽位置を考慮して、得られた初期応力パラメーターを修正し（ここでは、1.5倍する）、さらに、鉛直応力成分を、土被り厚に等しいと仮定すると、地山の鉛直応力及び弾性定数は次のように求められる。

$$\sigma_{y0} = \gamma H = -1.03 \text{Mpa}, \quad \sigma_{x0} = -2.99 \text{Mpa}$$

$$\tau_{xy0} = -0.02 \text{Mpa}, \quad E_r = 1.23 \text{Gpa}$$

ここで得られた地山の弾性係数から剛性比Rは、覆工の弾性係数を $E_l = 4.9 \text{Gpa}$ とすると約4となり、逆解析において覆工を考慮しなかったことの妥当性は明らかであ

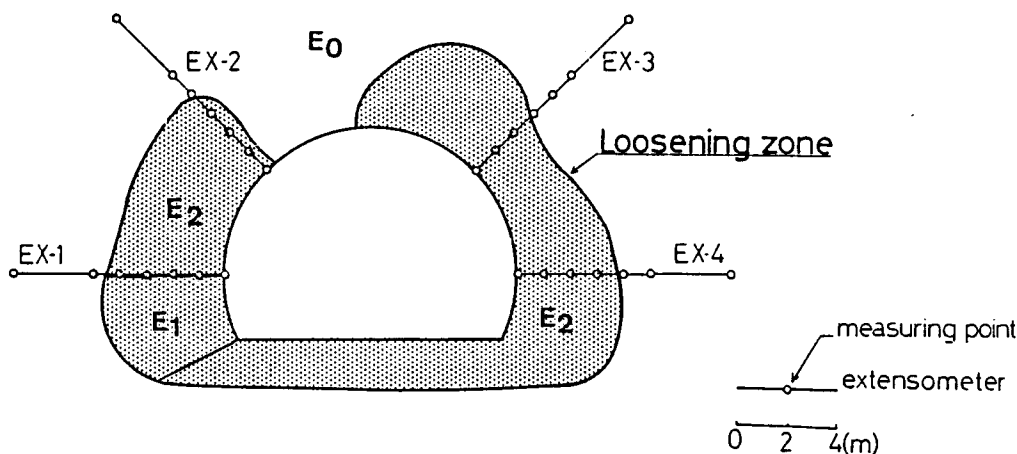


図 3-14 地中変位計の設置位置とゆるみ領域の表示

る。

写真3-7は、地中変位の計測結果のみを用いて逆解析を行なったときの地山に生じる最大せん断ひずみの分布をカラーディスプレイ上に示したものである。この結果から明らかなように、地山に生じる最大せん断ひずみの最大値は、約0.4%である。しかし、このひずみは、測定開始以降に地山に生じたひずみであり、従って、掘削によって生じた全ひずみは、測定開始時のトンネル切羽の位置を考慮してこれを修正する必要がある。すなわち、この場合、掘削によって地山に発生した最大せん断ひずみの最大値は、約0.6%と考えられる。一方、この地山材料の限界せん断ひずみが約0.8-1.5%と考えられる。また、写真3-8に逆解析によって推定された塑性領域を示す<sup>3-7)</sup>。図から明らかなように、天端付近に若干の塑性領域が現われるが、範囲は極めて小さい。よって、限界ひずみおよび塑性領域の2点から、このトンネルの安定性は十分に確保されていることがわかる。

### 3.7.2 適用例-2

対象としたのは、片理性の強い結晶片岩地山に建設された2車線道路トンネルである<sup>3-8)</sup>。施工の安全性を確認するため、図3-14に示すような地中変位計が設置された。測定断面の土被りは約230mであった。

図3-15に、白丸実線として最終変位の測定結果を示す。この図から明らかなように、地中変位は、トンネ

表 3-3 各測線付近のゆるみ領域の材料定数

measured line	$E_i/E_0$	measured line	$E_i/E_0$
EX-1	0.05	EX-3	0.108
EX-2	1.06	EX-4	0.101



ル壁面から約4m地点において急激に増加していることがわかる。この傾向は、特にスプリングラインに設置された地中変位計( EX-1, EX-4 )の結果に著しい。このことから、トンネル壁面に近い地山にゆるみが生じたと考えられる。よって、図に示すようにトンネル壁面から奥約4mの領域を一様にゆるみ領域と仮定し、その領域の弾性係数( $E_i$ )とゆるんでいない地山の弾性係数( $E_0$ )の比を、0.01, 0.05, 0.1, 0.5, 1.0とした5ケースの逆解析を行なった。ただし、覆工は無視し、地山のポアソン比は、 $\nu=0.3$ とした。

図3-16に、それぞれのケースに対する各測線毎の測定値( $u_i$ )と、逆解析による計算値( $\underline{u}_i$ )の差の総和を示す。図において、差の総和が負であることは、計算値がその測線において全体的に測定値より小さいことを意味している。すなわち、

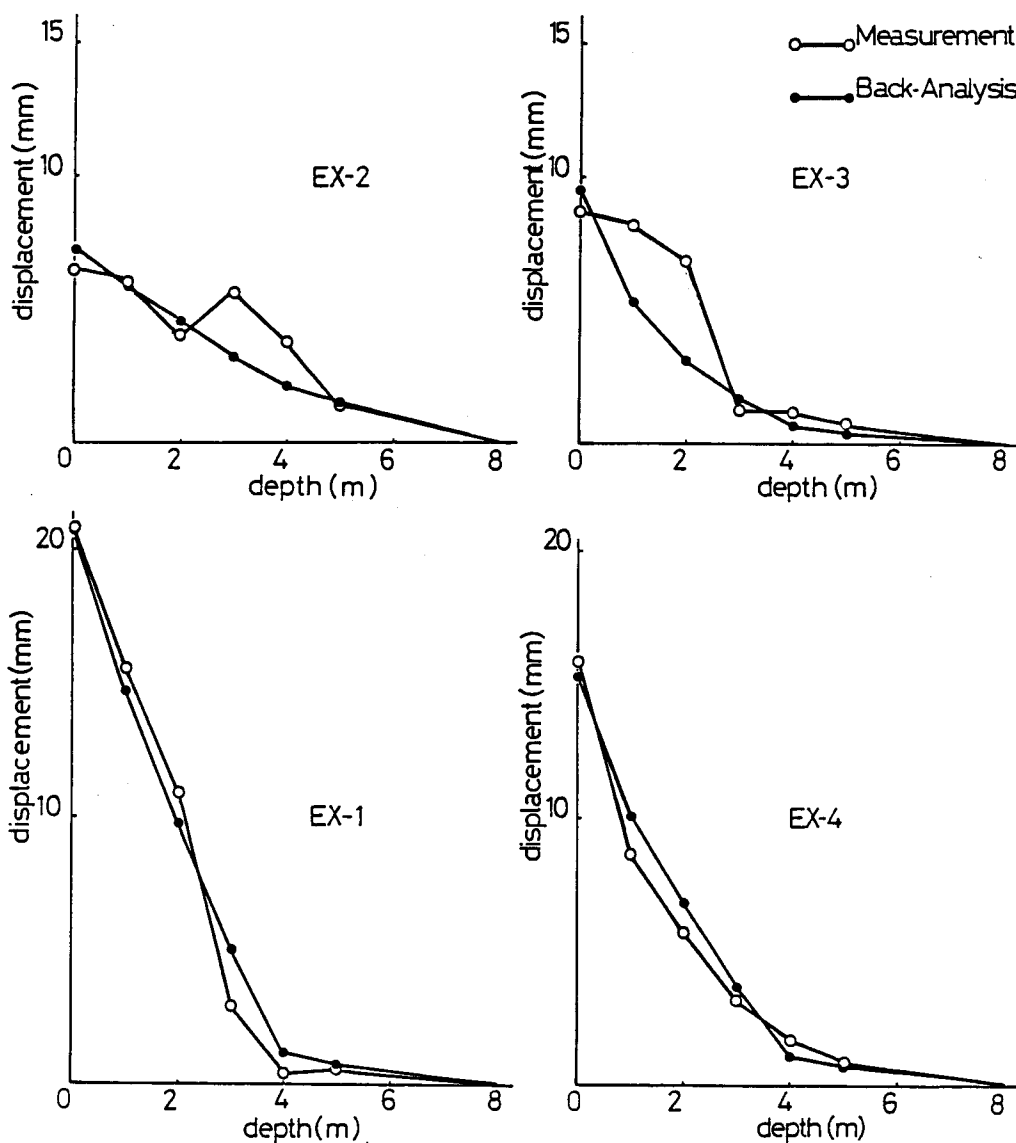


図 3 - 1 5 逆解析で得られた変位と実測値の比較

この場合の逆解析に用いた弾性係数は、過大評価となる。逆に、総和が正であれば、過小評価となる。よって、総和がゼロの時の比 $E_i/E_0$ を求めれば、各測線付近のゆるみ領域の材料定数を推定することができる。このようにして求められた各測線付近における $E_i/E_0$ は、表3-3のようになる。

以上の考察によって、図3-14に示すようなゆるみ領域を考え、その弾性係数を

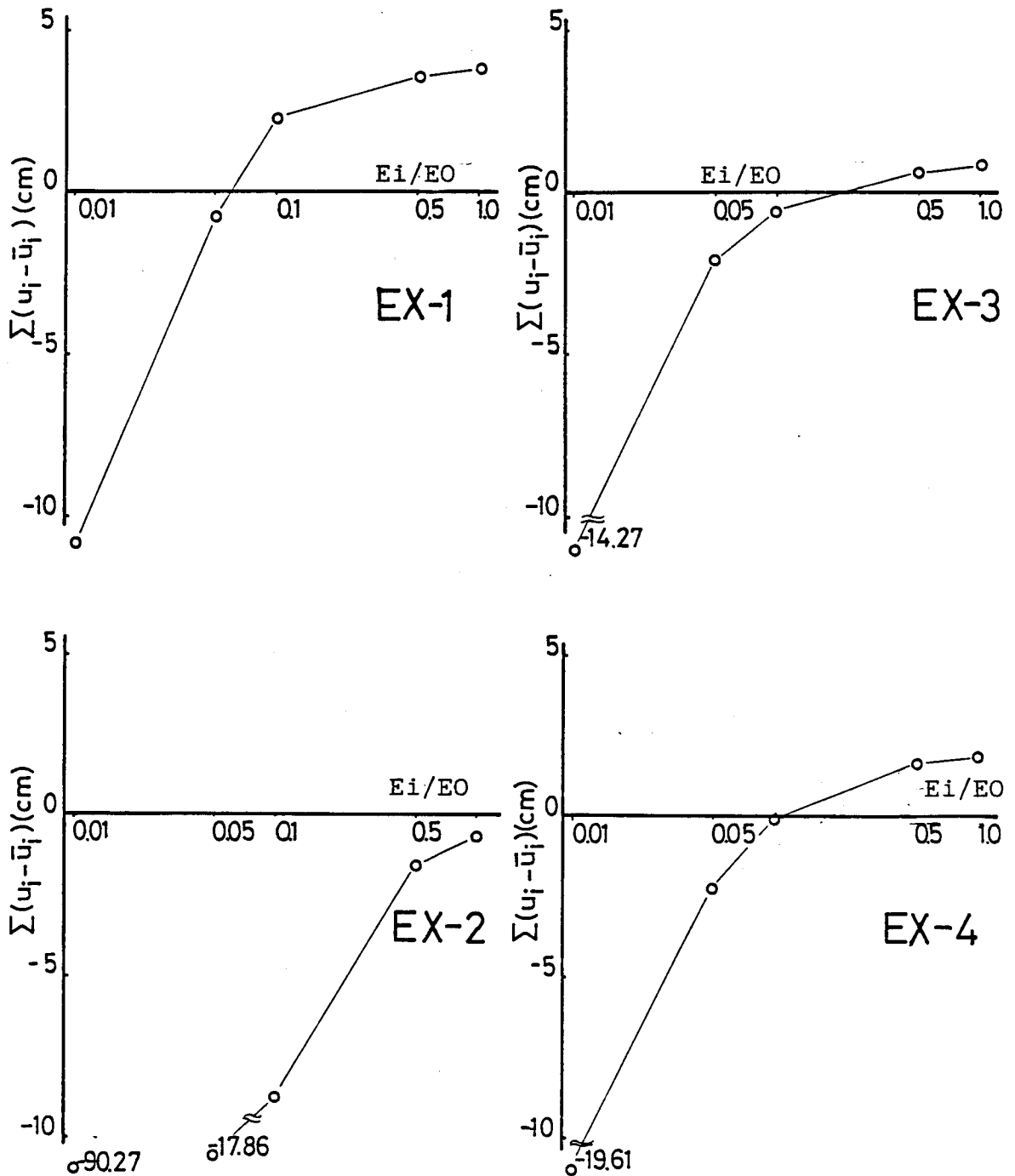


図3-16 各測線毎の測定値と逆解析による計算値の比較

場所によって $E_1/E_0=0.1$ と $E_2/E_0=0.01$ のように変化させた。図3-15に、ゆるみ領域を考慮して逆解析を行なったときの変位分布の計算値（●印実線）と測定値（○印実線）を比較して示す。この図から明らかなように、この両者は良く一致している。このことは、この場合のゆるみ領域の大きさ、及びその弾性係数の推定が適切であったことを示している。また、このことから、ゆるみ領域の弾性係数の低減は各測線ごとに独立に考えてよいことが分かる。この逆解析によって求められた初期応力パラメータは、

$$\sigma_{x_0}/E_0 = -0.540 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{y_0}/E_0 = -0.666 \times 10^{-3}$$

$$\tau_{xy_0}/E_0 = -0.257 \times 10^{-3}$$

であり、これを用いて最大せん断ひずみ分布を求めると写真3-8に示すようになる。なお、この場合の初期応力パラメータ及びひずみ分布は測定開始以降の地山の挙動に対応するものであり、掘削による全ひずみを求めるためには、測定開始時におけるトンネル切羽の位置を考慮して、それを修正しなければならない。いま、得られた初期応力パラメータを測定時の切羽位置を考慮して1.5倍し、さらに、初期応力の鉛直応力成分は土被り厚に等しいと仮定すると、ここでの初期応力及び地山の弾性係数は次のようになる。

$$\sigma_{y_0} = \gamma H = -5.5 \text{Mpa} \quad , \quad \sigma_{x_0} = -4.5 \text{Mpa}$$

$$\tau_{xy_0} = 2.1 \text{Mpa}$$

$$E_0 = 8.26 \text{Gpa} \quad , \quad E_1 = 0.826 \text{Gpa} \quad , \quad E_2 = 0.083 \text{Gpa}$$

従って、この場合の剛性比は、 $E_1$ に対して $R=6$ （ $E_2$ にたいしては $R=60$ となるがその範囲は小さいので無視する）となるため覆工を無視して逆解析を行なってもよいことがわかる。なお参考までに、この解析断面におけるトンネルの岩盤区分は（Ⅲ）であり、孔内載荷試験による弾性係数は上限値1.85Gpa、下限値1Gpa、中間値1.45Gpaであった<sup>3-8)</sup>。この地山は、片理が発達しているため、ここでの逆解析で求められた弾性係数は、地山を等価な等方性を見た場合の値であることに注意する必要がある。

本トンネルのゆるみ領域における最大せん断ひずみの最大値は、先行ひずみも考慮して、約4.0%と考えられる。この値は、地山材料の一軸状態での限界ひずみ（ $\gamma_0=0.5-1.2\%$ ）<sup>3-8)</sup>を超えている。しかし、大きなひずみが発生しているのはトンネル断面の左下に限られており、さらにロックボルト、吹付けコンクリート覆

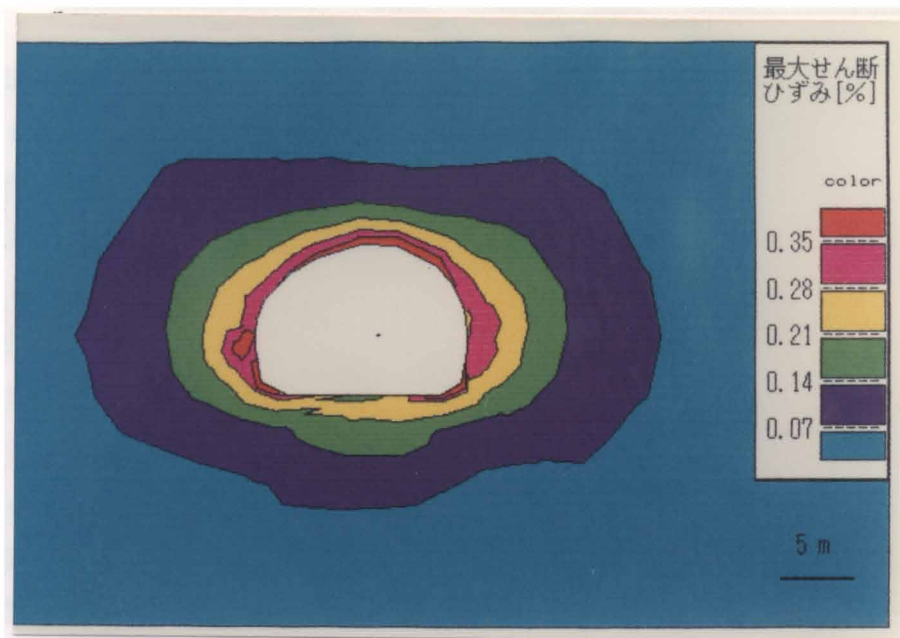


写真 3-7 最大せん断ひずみ分布 (適用例-1)

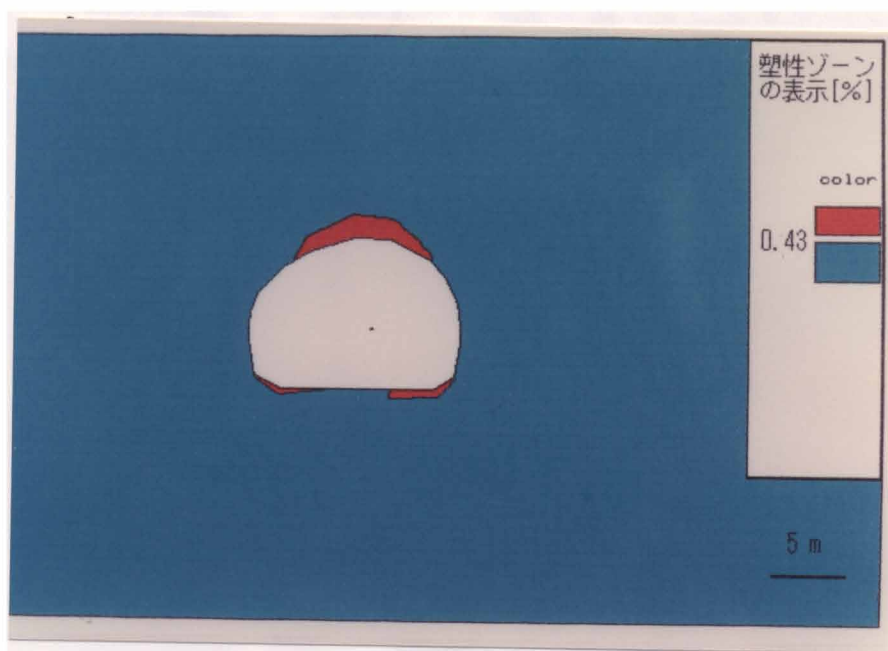


写真 3-8 塑性ゾーンの表示 (適用例-1)

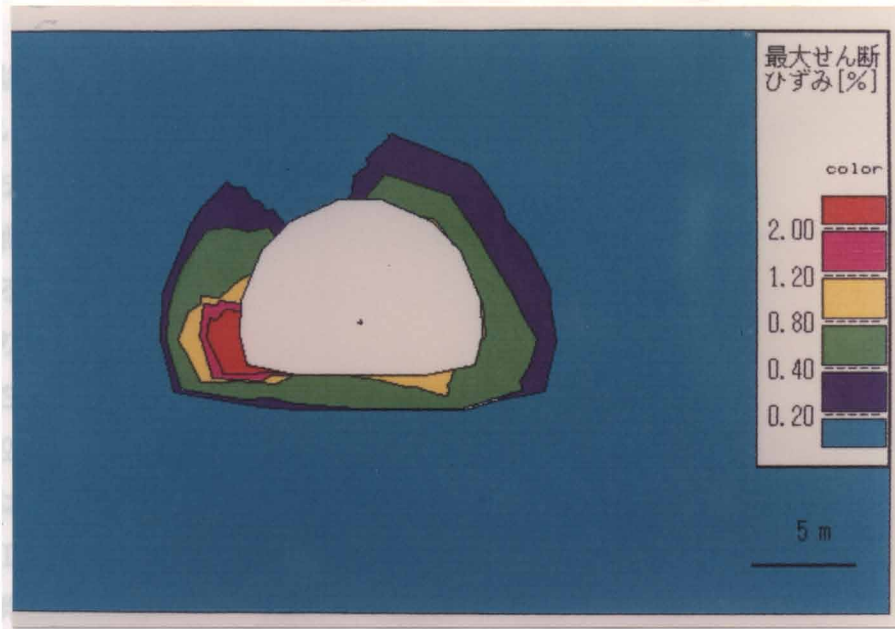


写真 3-9 最大せん断ひずみ分布 (適用例-2)

工によって、地山は三軸状態にあるため、トンネルの安定は確保されていると考えられる。

### 3.8 結論

本章においては、地下空洞掘削時における地山の安定性の評価の一方法を示した。この方法は、地山の変位の測定値から逆解析によってひずみ分布を求め、そのひずみの値を地山の限界ひずみと比較することにより地下空洞の安定性を評価しようとするものである。その場合、測定値を現場において直ちに解析することが重要であり、そのために、ここではマイクロコンピュータの導入を試みた。特に、安定性の評価を迅速に行なうためカラーグラフィックディスプレイを導入して、地下空洞周辺のひずみ分布を一目で評価できるようにした。使用したコンピュータは、NECPC-9801であり、この程度のマイクロコンピュータで十分に現場での施工管理が可能なが明らかとなった。

また、計算機シミュレーションの結果、覆工と地山の剛性比 $R$ が10より小さい場合は、覆工を無視して解析を行なってもよいことが明らかとなった。この条件は、覆工材料が吹付けコンクリートの等価弾性係数を凹凸度、凹凸長を考慮して $E=5\text{Gpa}$ とする場合には、地山の弾性係数が $0.5\text{Gpa}$ 以上すなわち、地山が第三紀の軟岩より堅い場合に成り立つ条件である。覆工を無視すれば、繰り返し計算を必要とせず、一回の計算によってひずみ分布を求めることできるので、地下空洞の安定性の評価は一段と迅速に行なうことができる。

### 参考文献

- 3- 1) 桜井 春輔「トンネル工事における変位計測結果の評価法」、土木学会論文報告集、第317号、pp.93-100,1982.
- 3- 2) 桜井 春輔、武内 邦文「トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法」、土木学会論文報告集、第337号、pp.113-145, 1983.
- 3- 3) 桜井 春輔、進士 正人「マイクロコンピューターによる地下空洞掘削時の安定性の評価」、土木学会論文報告集、昭和60年6月号掲載予定
- 3- 4) Sakurai, S. and Shinji, M. :A Monitoring System for the excavation of underground openings based on Microcomputers, Proc. of ISRM for Design and Performance, Cambridge, pp.471-476, 1984.
- 3- 5) 進士 正人、桜井 春輔「トンネルにおける吹付けコンクリートの等価弾性係数」、第15回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp.190-194,1983.
- 3- 6) 山地 宏志、進士 正人、桜井 春輔「トンネルにおける吹付けコンクリートの等価弾性係数(その2)」、土木学会関西支部年次学術講演会、Ⅲ-24, 1984.
- 3- 7) 桜井 春輔、清水 則一、松室 圭介「現場計測結果に基づくトンネル周辺の弾塑性領域の推定」、第6回岩の力学国内シンポジウム、pp.263-268,1984.
- 3- 8) 高速道路技術センター「NATM設計施工に関する調査研究報告書」、1982.

## 第4章 掘削過程を考慮した逆解析法

### 4.1 概説

地下発電所、核廃棄物貯蔵庫、エネルギー備蓄基地などのために建設される地下空洞は、トンネル構造物とは比較できないほどの規模となり、その施工中における安定性の評価は、設計及び施工の両面において未知の点が多く、設計時に予想した挙動と実際の施工によって生じる挙動は、一致しない場合が多い。そこで、トンネル施工と同じく施工中に生じる地山挙動を現場計測によって観測しながら、施工を行ない、絶えず、施工中の安定性を評価する情報化施工の必要性が強く認識されている<sup>4-1)</sup>。

しかし、従来のトンネルにおいて用いられてきた情報化施工は、トンネルというスケールにおいて、経験的に成り立つ方法が多く、大規模地下空洞に適用する場合には、疑問が多い。そこで、大規模地下空洞の情報化施工を行なうためには、情報化施工の基本となる現場計測結果の設計・施工へのフィードバックの方法の確立及び、管理基準値の設定が望まれる。

本研究では、大規模地下空洞掘削においても管理基準値として、トンネルの場合と同様、地山の”限界ひずみ”を考える<sup>4-2)</sup>。従って、現場計測の結果から地下空洞周辺の

ひずみ分布が求められると、これを限界ひずみと比較することによって空洞の安定性を評価することができる。この方法によると、空洞周辺地盤内のひずみ分布をいかにして求めるかが重要なポイントになる。桜井は、地中変位計測

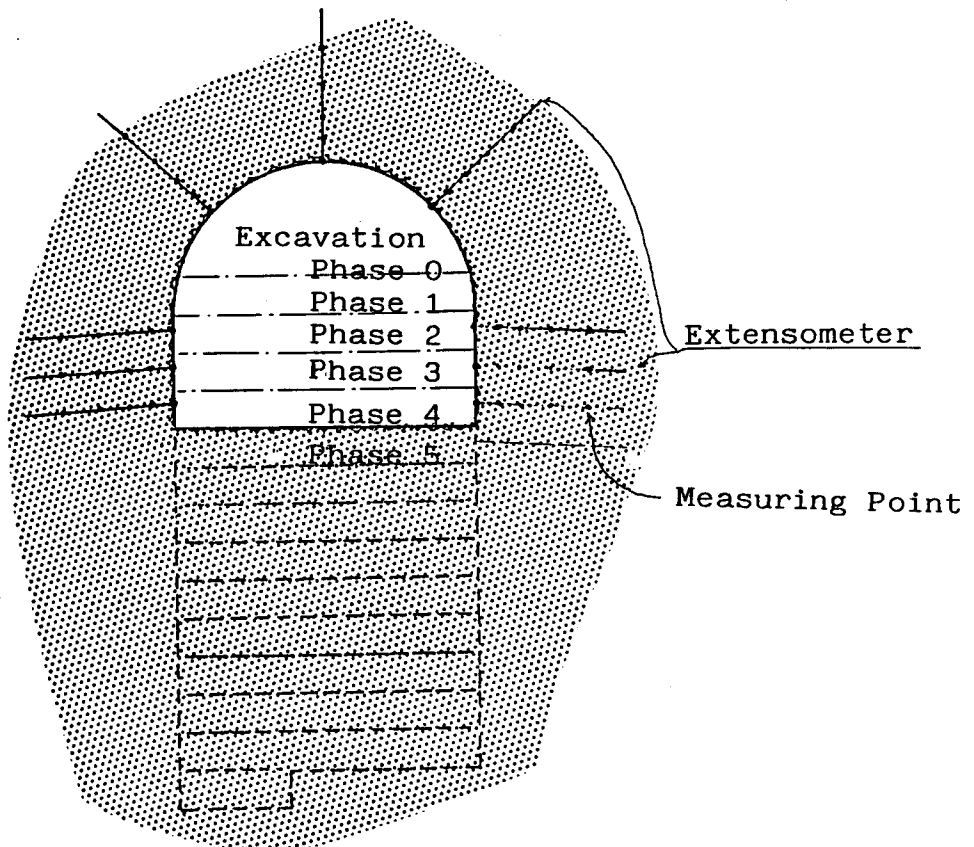


図4-1 大規模地下空洞施工における掘削過程モデル



結果から直接に地下空洞周辺のひずみ分布を求める方法（D.S.E.T.）を提案した（4-2.3）。

この方法は、簡単であるが、大規模地下空洞の情報化施工に適用する場合には、次のような問題点が生じる。

段階的に掘削される地下空洞の掘削モデルを、模式的に図4-1に示す。この図から明らかなように、現場計測は、掘削が下に進むにつれ、順次開始されたためその開始時間は、下方に行くにつれて遅れてくる。従って、このような掘削過程を全く考慮せず、現場計測から得られた計測変位を直接D.S.E.T.で解析すると、計測

表 4 - 1 計測変位の取り扱いかたによる逆解析法の比較

	全変位による逆解析法	変位増分による逆解析法
解析対象	全断面	各掘削断面
求める未知パラメータ	初期応力パラメータ	各掘削面に作用する解放力
長所	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 解の安定性が確かめられている</li> <li>・ 従来の直接逆解析法の定式化が利用可能</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 弾性計算であっても掘削段階でのゆるみの評が可能</li> <li>・ 入力値は、すべて計測値であり、計算による誤差の蓄積がない</li> </ul>
短所	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 掘削によるゆるみが考慮できない</li> <li>・ 下盤になるほど計算誤差が集積する</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 未知パラメータ数を増加させた時の解の安定性が問題となる</li> </ul>

期間は上部の方が長く、計測できる変位量が大きいため、地下空洞の上部のひずみ分布が大きくなる結果となる。この結果をそのまま地山の限界ひずみと比較すると、地下空洞上部は、破壊されているが、下部は、まったく安全であるというような誤った結果を得る。

そこで、現場変位計測結果をインプットデータとし、逆解析を行ない、それから逆に地山の初期応力及び力学定数を求め、その結果を用いて計測遅れ分を推定する方法が考えられる。なお、武内は、掘削過程の逆解析を行なう場合、逆解析解の数学的安定性の点から逆解析によって求める未知量は、6個以下にする必要があることを明らかにした<sup>4-4)</sup>。従って、掘削過程を考慮した逆解析においても、逆解析される未知量の数はできるだけ少なくする必要がある。

逆解析によって計測遅れの推定する方法としては、次の2つの方法が考えられる。ひとつは、計測が遅れることによって、計測できなかったデータを、計算によって補い、絶えず全変位が計測できたとして、全断面一括掘削による逆解析を行なう方法である。もう一つの方法は、各掘削段階によって、生じた変位(変位増分)のみによって地下空洞の安定性を推定する方法である。表4-1にそれぞれの方法の特徴について示す。

表から示すように、全変位を用いる方法は、解の安定性が確保されているが、掘削断面内の初期応力分布が一定であるという仮定や、掘削によって生じる地山のゆるみを評価できない点、及び入力値に逆解析結果を使う必要がある等の問題点が多く、本研究では、変位増分を用いる逆解析法を採用することとする。

#### 4.2 基礎式の誘導

本節では、掘削過程を単純化して、上半先進掘削工法によって施工されるトンネルを例に挙げて、掘削過程を逆解析に取り入れるための基礎式の誘導を行なう<sup>4-5)</sup>。図4-2は、上半先進掘削工法における経過日数に対する変位出現の状況と各切羽位置との関係を示したものである。図中、Phase1は、上半の切羽が計測断面に到達した直後の状態を示している。一般には、内空変位計測、地中変位計測、ロックボルト軸力計測等の現場計測は、この段階から開始される。よって、切羽が計測断面に到達するまでの間に生じる変位量 $\delta_1$ は、数値解析や、坑外からの現場計測、先進水平傾斜計による現場計測などによって求める必要がある。次に、図から明らかなように、上半切羽が計測断面から十分に離れており、かつ、下半の影響を受けない計測時期をPhase2とし、その時までのPhase1からの変位増分を $\delta_2$ とする。そして、下半切羽が、計測断面に到達し、下半部の計測が開始される直前をPhase3とし、Phase2からの上半部の変位増分を $\delta_3$ とする。従って、下半切羽が計測断面に到達するまでの間に生じる下半部の変位増分 $\delta_4$ は、計測する

ことができない。最後に、下半切羽の進行による変位の増加がなくなり、計測変位量が収束したときをPhase4とし、Phase3からの上半部及び下半部の変位増分をそれぞれ $\delta_4$ 及び $\delta_6$ とする。

Phase1の変位量 $\delta_1$ 及びPhase2の変位量 $\delta_2$ は、地山の上半部を掘削したことによって生じる変位である。掘削前の地山の応力は、一定であり、それは初期応力であると考えることができる。そこで、直接逆解析法(DBAP)を用いるならば、変位量 $\delta_1$ 、変位量 $\delta_2$ から地山を等方等質な弾性体と仮定した場合の地山内の初期応力パラメータ $\{\sigma_{x0}/E, \sigma_{y0}/E, \tau_{xy0}/E\}$ が求められる(地山のポアソン比は仮定する)。そこで、鉛直応力が土被りに等しいと仮定すれば、初期応力パラメータから、地山の弾性係数及び初期応力が求められる。そして、これをインプットデータとして、通常の有限要素法解析を行なうことにより、地山内の全変位を求めることができる。

全節点変位が求めれば、地山内のひずみ分布 $\{\varepsilon\}$ は、次式によって求められる。

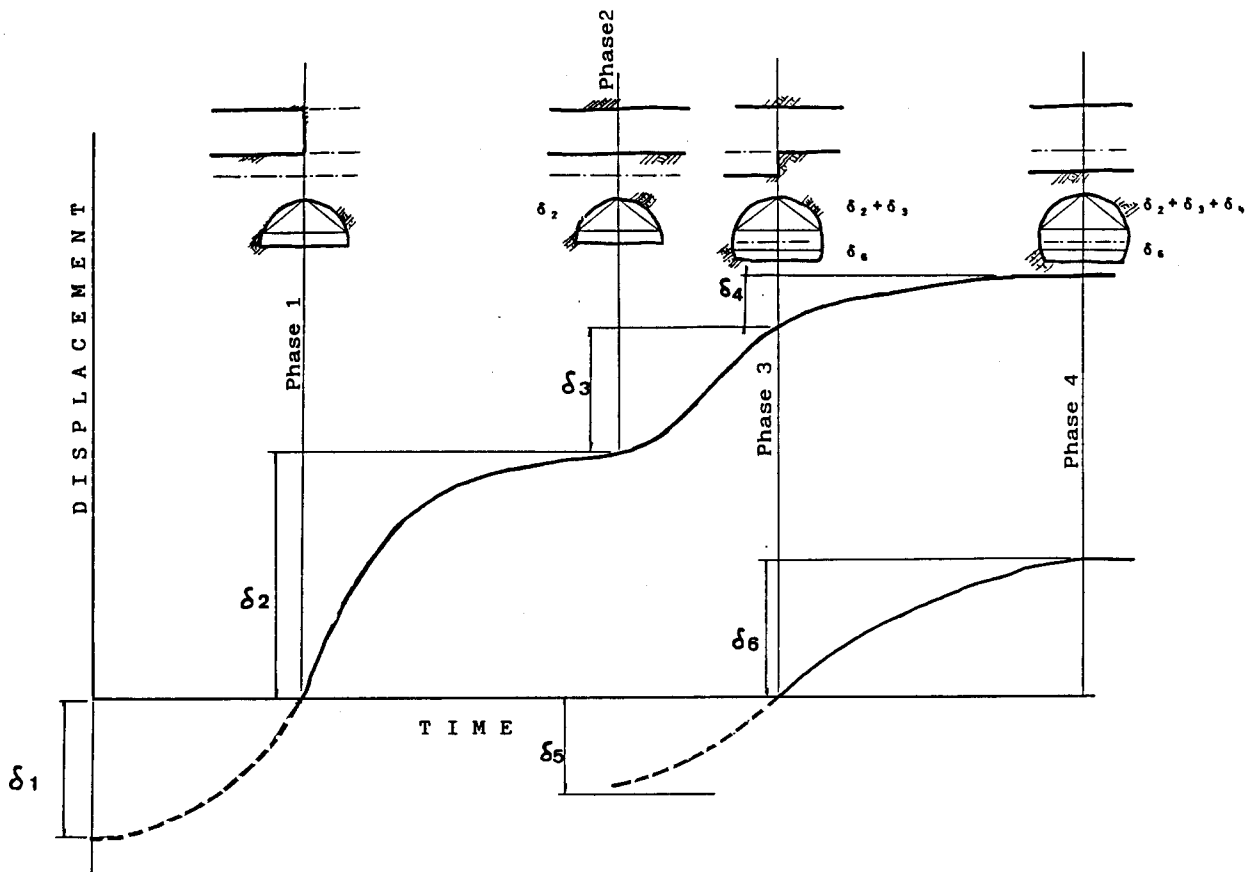


図 4 - 2 切羽の位置と計測変位量の関係

$$\{ \varepsilon \} = [ B ] \{ u \} \quad (4.1)$$

ここで、[ B ] は、変位-ひずみ関係マトリックスである。

(4.1) 式によって求められるのは、トンネルを掘削したことによって生じるひずみ増分である。次に、地山内の応力分布  $\{ \sigma \}$  は、トンネルを掘削したことによって初期応力状態が次式のように変化する。

$$\{ \sigma \} = \{ \sigma_0 \} + [ D ] \{ \varepsilon \} \quad (4.2)$$

ここで、[ D ] は、弾性体に対する応力-ひずみ関係マトリックスであり、 $\{ \sigma_0 \}$  は、直接逆解析法によって求められる初期応力  $\{ \sigma_0 \} = \{ \sigma_{x0}, \sigma_{y0}, \tau_{xy0} \}^T$  である。

Phase3では、下半が計測断面に近づいてきたことにより変位  $\delta_3$  が生じる。この変位  $\delta_3$  は、下半掘削部に生じる応力を解放することによって生じるものである。掘削部の解放応力は(4.2)式によって求められる。しかし、この応力は、地山を等方等質の弾性体と仮定した時に地山に生じているものであり、実際の地山の下半掘削部に生じている応力状態

とは、異なることが予想される。

そこで、前節で提案した直接逆解析法<sup>4-6,7)</sup>に修正を加え、下半掘削部に作用する応力の大きさを、逆解析で求めるようにした。以下、簡単にその逆解析の手順を述べる。

下半掘削部の掘削面に作用する等価節点力  $\{ F \}$  は、次式によって求めることができる。

$$\{ F \} = \int_V [ B ]^T \{ \sigma \} / E \, dV \quad (4.3)$$

(4.3) 式によって示される下半掘削部掘削面の解放力を図4-3に示すように下半部の右壁部、中央部、左壁部に分けて考えると次式を得る。

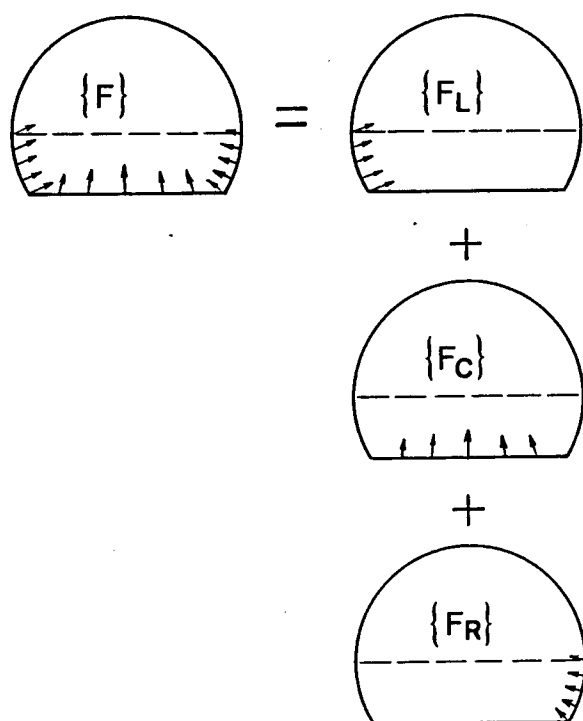


図4-3 逆解析により求める下半部解放力

$$\{F\} = \alpha_R \{F_R\} + \alpha_C \{F_C\} + \alpha_L \{F_L\} \quad (4.4)$$

ここで、 $\alpha_R$ 、 $\alpha_C$ 、 $\alpha_L$ を掘削パラメータと呼ぶ。それぞれの掘削パラメータは、各壁面における掘削力の大きさを示し、 $\alpha_R = \alpha_C = \alpha_L = 1$ の時、 $\{F\} = \{F_R\} + \{F_C\} + \{F_L\}$ となることは当然である。

各節点における力の釣り合い方程式は、次式によって与えられる。

$$[K] \{u\} = \{F\} \quad (4.5)$$

ここで、 $[K]$ は、解析モデル全体に対する剛性マトリックスである。(4.4)式の $\{F\}$ を解析領域全体に拡張し(4.5)式に代入すれば次式を得る。

$$[K] \{u\} = \alpha_R \{F_R\} + \alpha_C \{F_C\} + \alpha_L \{F_L\} \quad (4.6)$$

(4.6)式において、 $\alpha_R = 1$ 、 $\alpha_C = \alpha_L = 0$ とすれば、(4.6)式は、次式のようになる。

$$[K] \{u\} = \{F_R\} \quad (4.7)$$

(4.7)式を解いた時の変位量を $\{u_R\}$ とすれば、 $\{u_R\}$ は次式のようになる。

$$\{u_R\} = [K]^{-1} \{F_R\} \quad (4.8)$$

同様に $\alpha_C$ 、 $\alpha_L$ をそれぞれ1(他の2つはゼロ)とした時のおのおのの掘削パラメータの変位ベクトルを $\{u_C\}$ 、 $\{u_L\}$ とすれば、下半部掘削による各節点変位は、掘削パラメータを用いて次式のように表わされる。

$$[A] \{\alpha\} = \{u\} \quad (4.9)$$

ここで、 $[A] = [ \{u_R\}, \{u_C\}, \{u_L\} ]$   
 $\{\alpha\} = \{ \alpha_R, \alpha_C, \alpha_L \}^T$

次に、(4.9)式右辺の各節点変位を、変位量が計測されている節点変位

{  $\delta_3$  } (既知変位)と変位量がわからない節点変位 {  $u_2$  } (未知変位)に分離すれば次式を得る。

$$\begin{bmatrix} A_1 \\ A_2 \end{bmatrix} \{ \alpha \} = \begin{bmatrix} \delta_3 \\ u_2 \end{bmatrix}$$

よって、

$$[ A_1 ] \{ \alpha \} = \{ \delta_3 \} \quad (4.10)$$

もし、計測点が掘削パラメータの数より多い時は、適当な最適化手法を用いればよい。もし、最小二乗法を用いるならば、(4.10)式は、次式のように変形される。

$$\{ \alpha_3 \} = [ A_1 ]^T [ A_1 ]^{-1} \{ \delta_3 \} \quad (4.11)$$

上式を解くことにより、Phase3における各掘削パラメータ {  $\alpha_3$  } が求められる。上半部及び下半部の最終変位増分  $\delta_4$  及び  $\delta_6$  は、Phase3と同じ下半部掘削の影響によって生じたものである。よって、上で述べた方法を用いて、Phase4における各掘削パラメータを推定することができる。地山材料のクリープ特性に起因する時間依存性挙動により、掘削部に作用してした応力がすべて解放されても上半部に変形が生じる場合がある。その場合には、(4.4)式の、掘削パラメータに、上半部を掘削した際の解放力を新しく加えることにより掘削パラメータを容易に行なうことができる。掘削パラメータが求まれば、それらを再び(4.9)式に代入することによって、すべての節点の変位を推定することができる。トンネル周辺のひずみ分布及び応力分布は、(4.1)及び(4.2)式によって求められるこの手順を繰り返すことにより、掘削過程を考慮した逆解析が可能となる。

このように求められたひずみ分布を地山材料の限界ひずみ<sup>4-1)</sup>と比較すれば、トンネルの安定性を評価することができる。なお、ここで述べた逆解析手法は、マイクロコンピュータを用いて容易に計算することができるため、現場において迅速な情報化施工が可能となる。

#### 4.3 数値シミュレーションによる逆解析法の検討

4.2で述べた掘削過程を考慮した逆解析法の妥当性を確かめるため、有限要素法による数値シミュレーションを行なった。シミュレーションモデルと計測位置を、図4-4に示す。シミュレーションモデルは、二次元平面ひずみ状態とし、

切羽進行による三次元効果を解析に取り入れるため、掘削面に作用する解放力が、経時的に次式のように変化すると仮定した<sup>4-8)</sup>。

$$F(t) = a(1 - e^{-bt}) \quad (4.12)$$

ここで、 $F(t)$ は、時間 $t$ において、掘削面に作用する解放力である。また、 $a$ 及び $b$ は、定数である。ここで定数を仮定し、まずある時間 $t$ における解放力を計算し、次にそれが作用した時の変位を有限要素法により求め、それを”計測変位”とした。

掘削過程は、もっとも単純な2段階掘削とした。また、現場計測は、図4-4に示すように内空変位計測だけが行なわれたとした。それぞれの測線における有限要

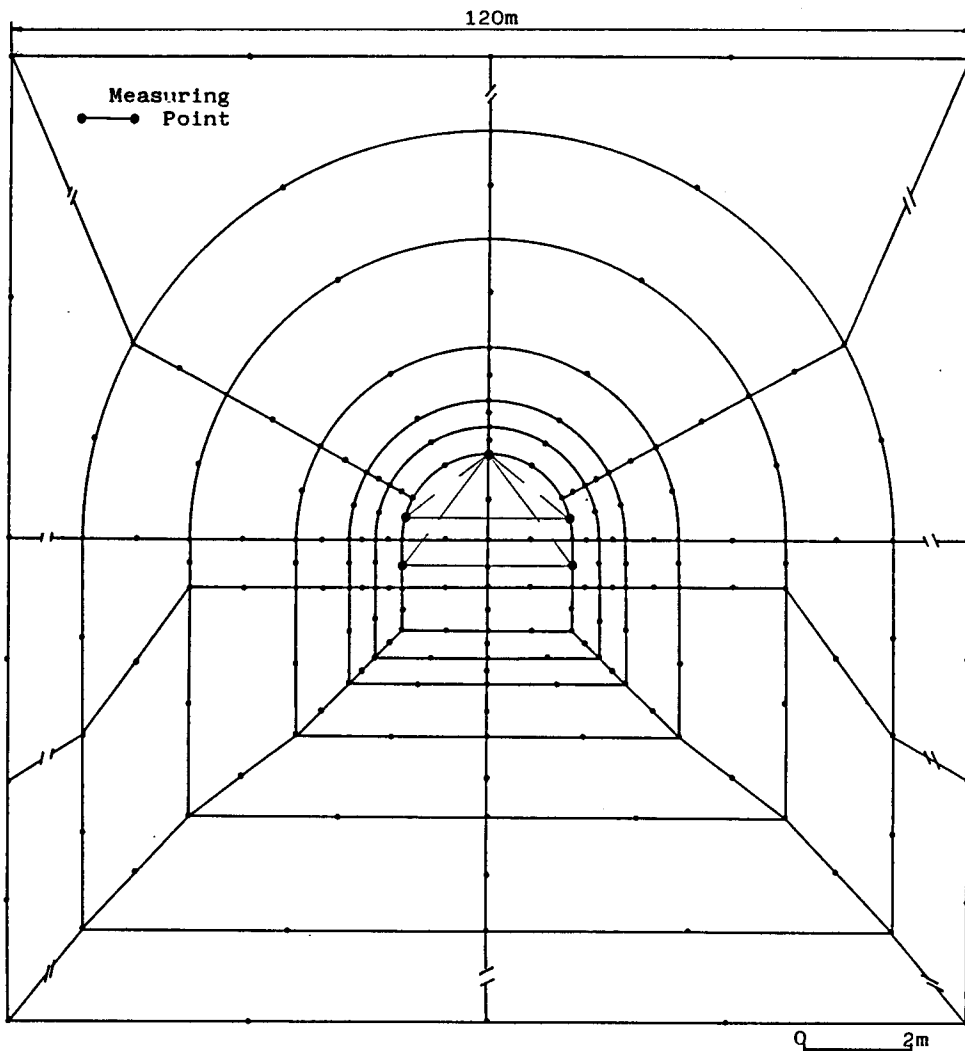


図4-4 シミュレーションモデルと計測位置

素法によって得られた計測変位の経時的变化を図4-5に示す。図に示すように、上半部計測開始30日目に、下半切羽が通過し、同時に下半部の現場計測を開始するものとした。下半部の切羽進行による影響は、26日目から現われるものとした。そして、56日目に計測が終了すると仮定した。

シミュレーションでは、図4-5に示す計測日26、30、56日において掘削過程を考慮した逆解析を行なった。ここで、26、30、56日をPhase A, Phase B, Phase Cと呼ぶ。それぞれのPhaseは、4.2における、Phase1、Phase2、Phase3に対応する。それぞれのPhaseにおいて図4-5から得られた内空変位計測結果をインプットデータとして逆解析を行ない、地山のひずみ分布を求めた。そして、先に得られている有限要素法の結果（ひずみ分布）と比較した。写真4-1(a),(b)、写真4-2(a),(b)、写真4-3(a),(b)にその結果を示す。ここで、(a)は、有限要素法の結果であり、(b)は、逆解析結果を示す。

写真から明らかのように、Phase Cにおいて、掘削を考慮した逆解析によって推定したひずみ分布は、有限要素法によってすでに得られた”真のひずみ分布”よりも若干大きめに推定する以外は、各Phaseとも逆解析の結果と有限要素法の結果

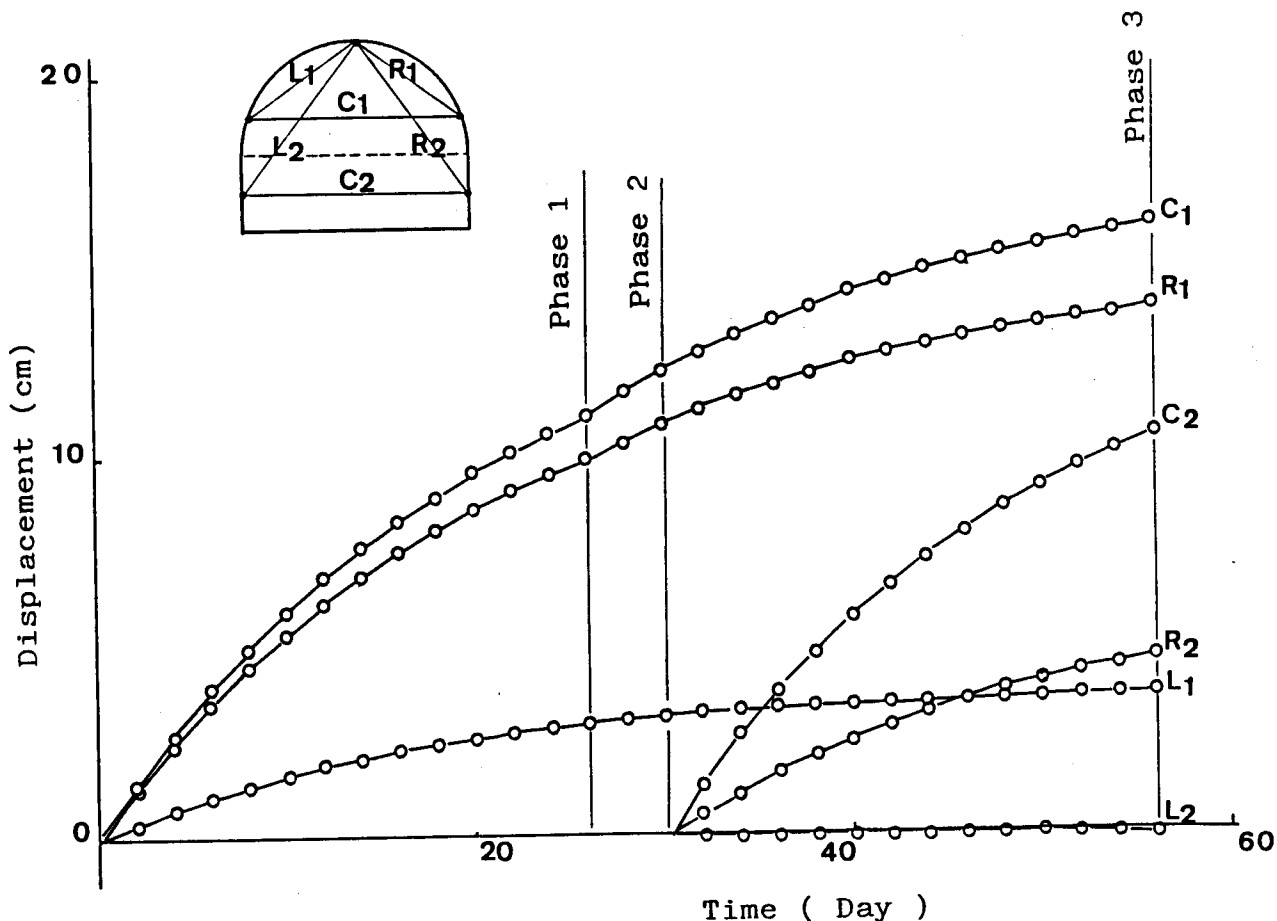


図4-5 内空変位量の経時的变化(シミュレーション)



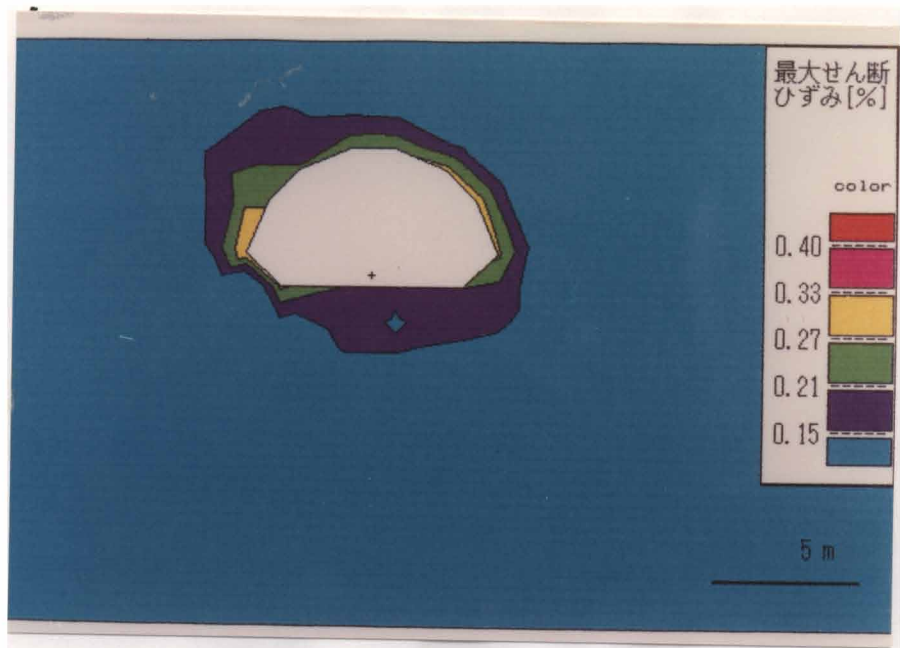


写真 4-1 (a) 有限要素法による最大せん断ひずみ分布 (Phase1)

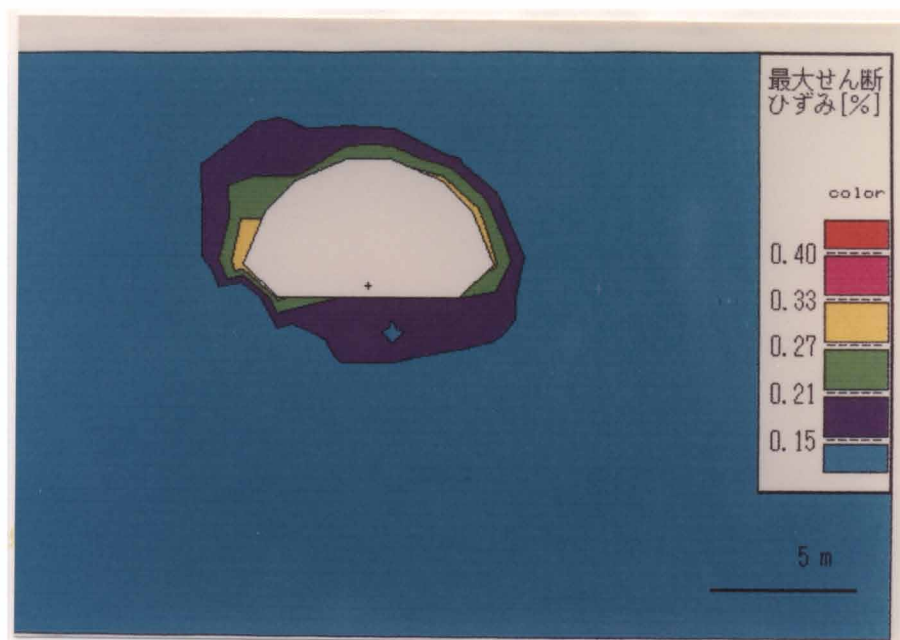


写真 4-1 (b) 逆解析法によって求められた最大せん断ひずみ分布 (Phase1)

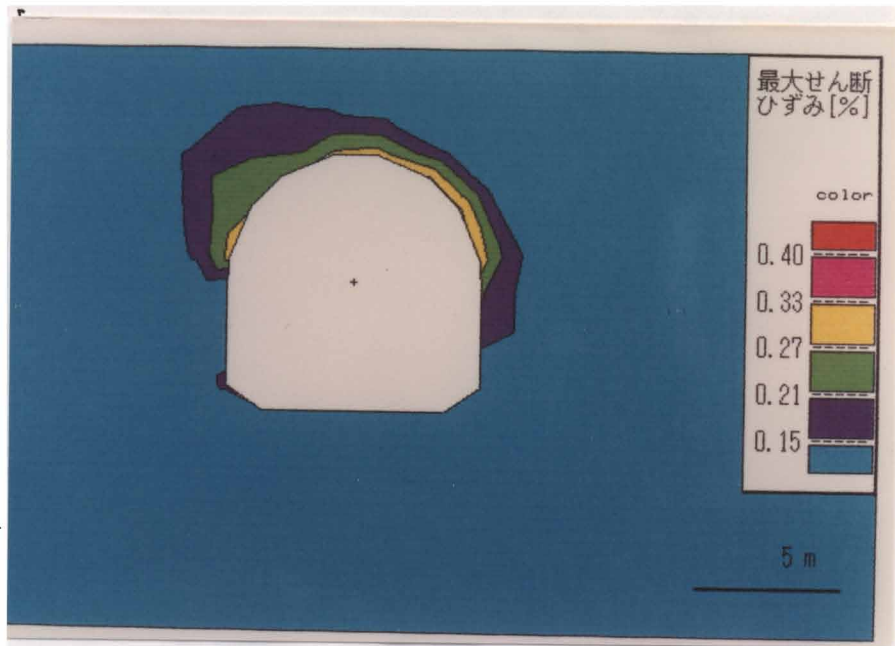


写真 4-2 (a) 有限要素法による最大せん断ひずみ分布 (Phase2)

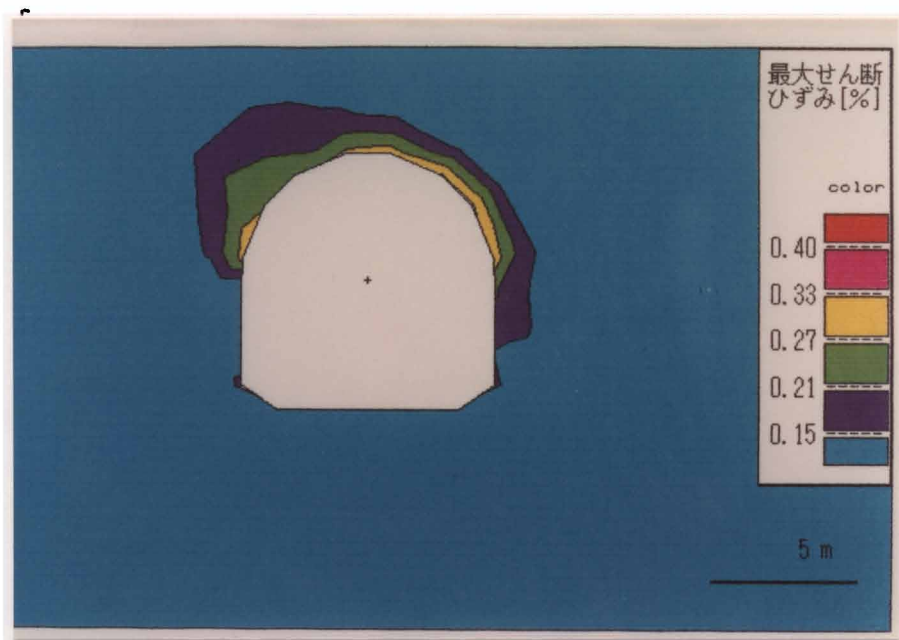


写真 4-2 (b) 逆解析法によって求められた最大せん断ひずみ分布 (Phase2)

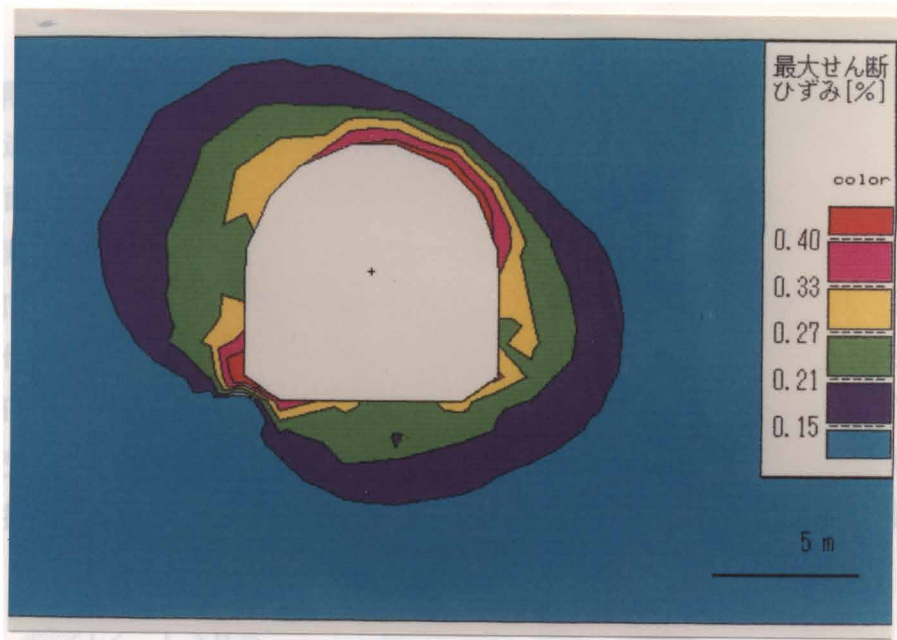


写真 4 - 3 (a) 有限要素法による最大せん断ひずみ分布 (Phase3)

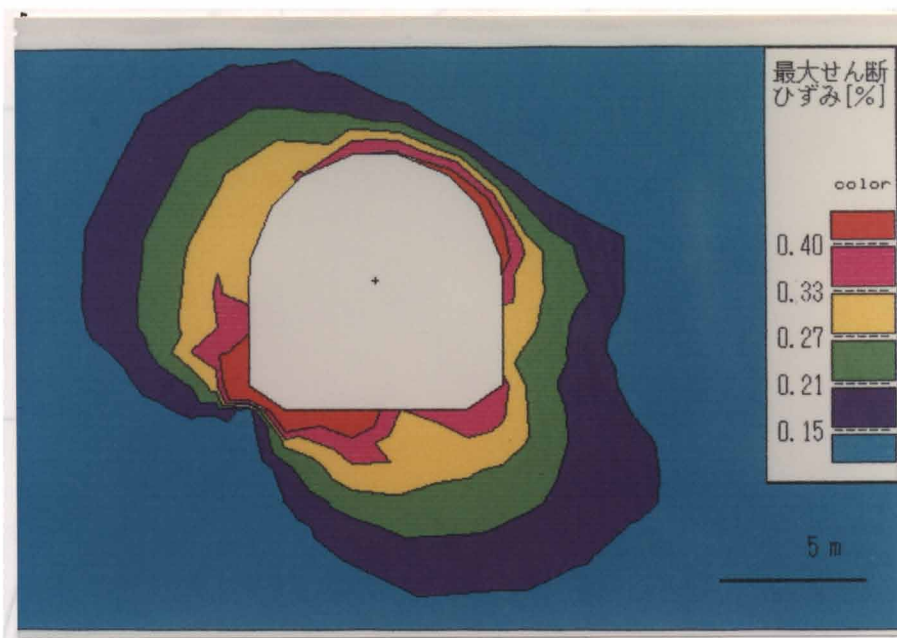


写真 4 - 3 (b) 逆解析法によって求められた最大せん断ひずみ分布 (Phase3)

は、良く一致している。従って、ここで提案する掘削過程を考慮した逆解析法の妥当性が明らかである。

#### 4.4 実際問題への適用例

二車線道路トンネルが、片理性の強い蛇紋岩地山中に建設された。図4-6は、ある計測断面における内空変位の経時変化図である。図から明らかなように、上半部の内空変位において、計測開始後約35日後から下半切羽の接近による内空変位の増加傾向が見られる。また、下半切羽は、計測開始後約40日目に通過した。

図で示す代表的な3点Phase A、Phase B、Phase Cに、本論文で示した逆解析を適用した。Phase Aは、4.2で示したPhase2に対応し、上半掘削後、下半掘削の影響をまだ受けない時期と考えられる。Phase Bは、先に述べたPhase3に対応し、下半切羽の接近から通過までの状態である。最後に、Phase Cは、最終計測値まで

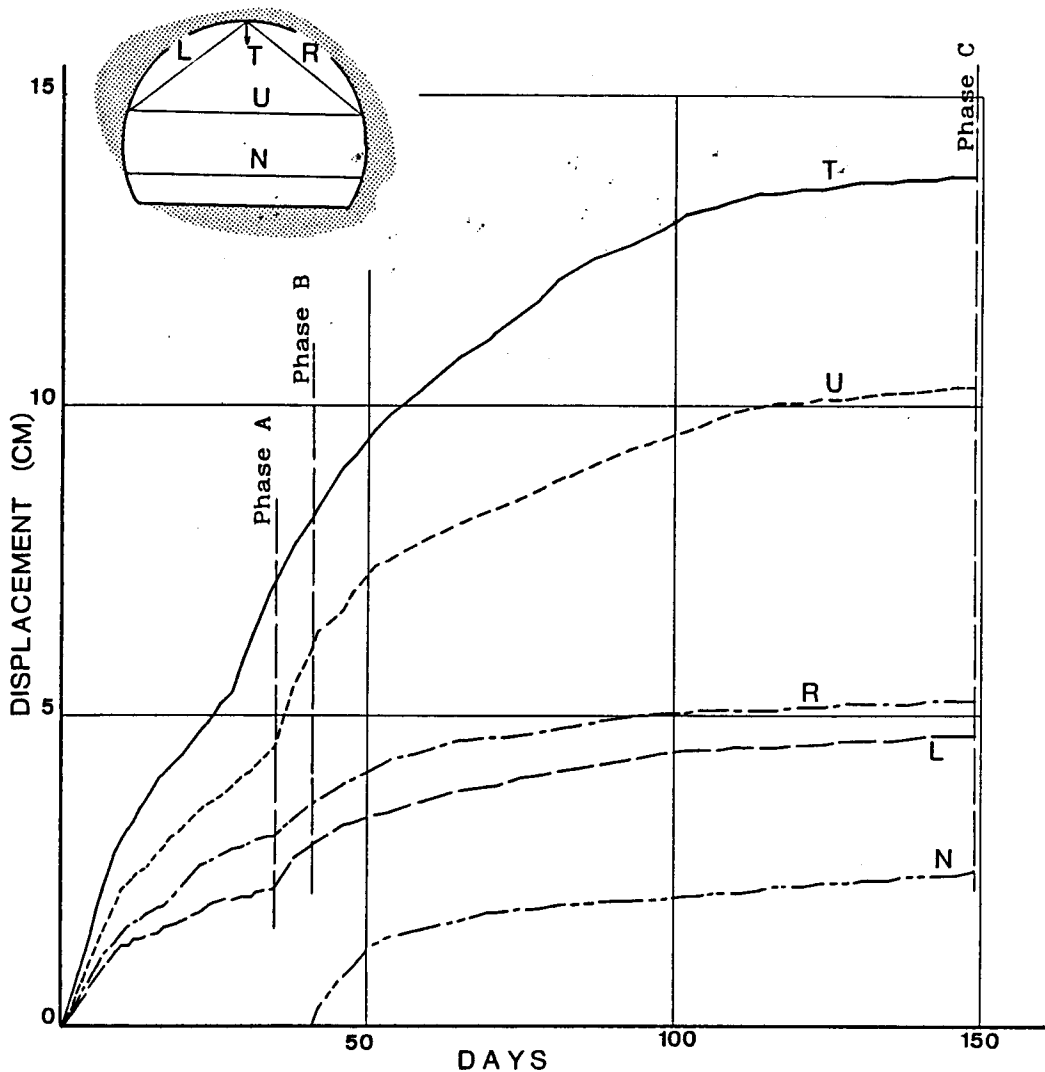


図4-6 内空変位量の経時的変化の実測例

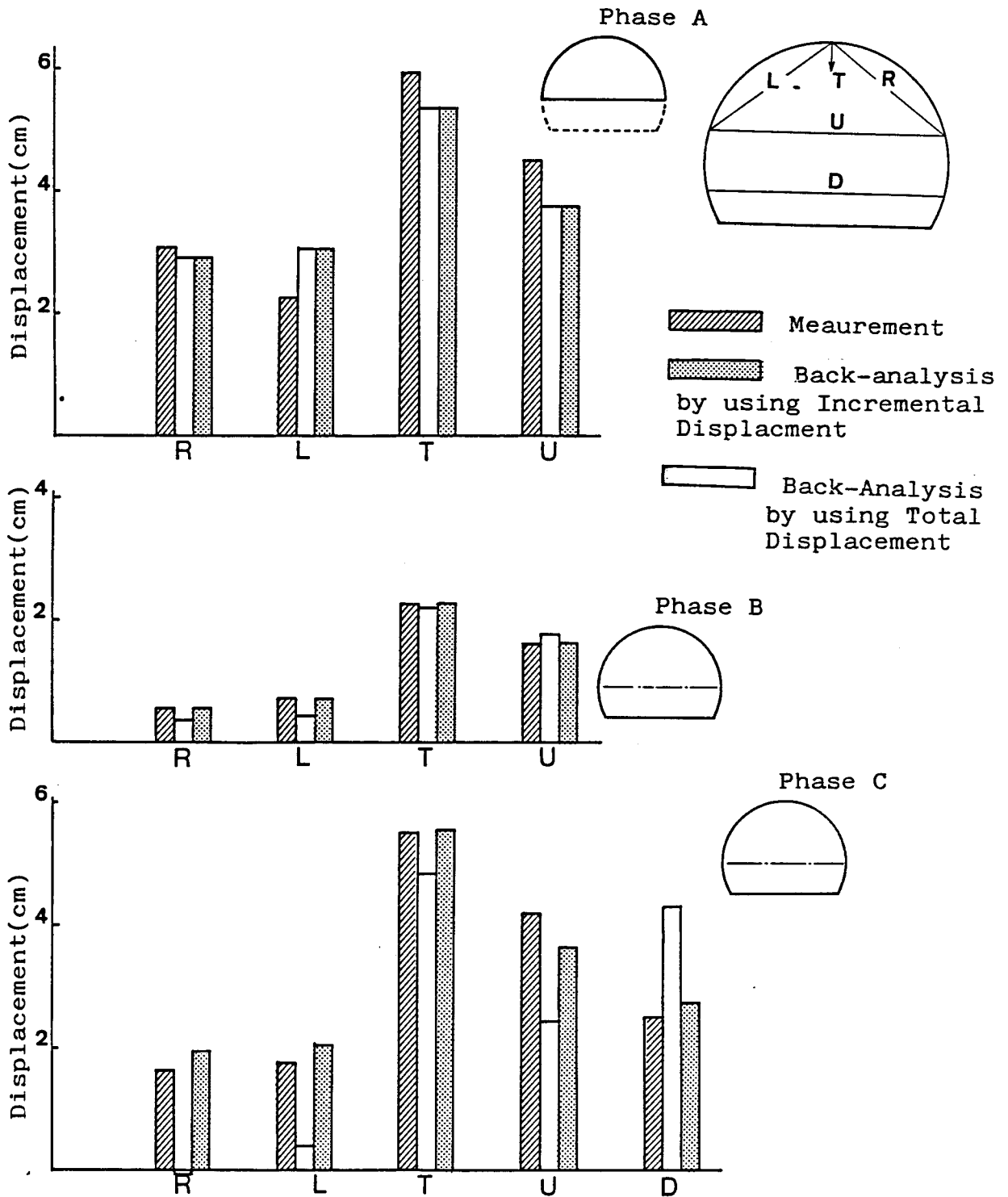


図 4-7 掘削過程を考慮した逆解析法による変位と計測値との比較

の状態を示し、先のPhase4に対応する。それぞれの状態における変位量を図4.7中斜線棒グラフで示す。また、上半部の時間依存性の挙動を考慮するため、Phase Bにおける上半部の解放力をも逆解析によって求めた。それぞれの状態における逆解析結果は、次のようである。

$$\begin{aligned} \text{Phase A} \quad \sigma_{x0} / E &= -0.577 \times 10^{-2} \\ \sigma_{y0} / E &= -0.695 \times 10^{-2} \\ \tau_{xy0} / E &= 0.563 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

Phase Aにおいて、切羽が計測断面に到達するまでの先行変位量 $\delta_1$ を考慮（最終計測変位の1/2を先行変位量とする）して、逆解析を行なうと、地山の弾性係数及び初期応力は、次のように求められる。なお、この断面の土被りは、約22.5mであった。

$$\begin{aligned} \sigma_{y0} &= \gamma H = -6.17 \text{Mpa} \quad (-63 \text{kgf/cm}^2) \\ \sigma_{x0} &= -4.94 \text{Mpa} \\ \tau_{xy0} &= 0.50 \text{Mpa} \\ E &= 592 \text{Mpa} \end{aligned}$$

Phase Bにおいて、地山のクリープ変形等の時間依存性挙動によって、切羽進行とは関係なく上半部にも変形が生じる可能性がある。そこで、本節においては、前節で述べた掘削パラメータに加えて上半部の解放力をも掘削パラメータとして逆解析した。次式に逆解析結果を示す。

$$\begin{aligned} \text{Phase B} \quad \alpha_R &= 0.154 \times 10^{-2} \\ \alpha_C &= -0.187 \times 10^{-1} \\ \alpha_L &= 0.306 \times 10^0 \\ \alpha_U &= 0.116 \times 10^0 \\ \\ \text{Phase C} \quad \alpha_R &= -0.543 \times 10^0 \\ \alpha_C &= -0.223 \times 10^1 \\ \alpha_L &= 0.726 \times 10^0 \\ \alpha_U &= 0.489 \times 10^0 \end{aligned}$$

この結果から上半掘削後もPhase B及びPhase Cを合わせて、上半部における解放力は、全解放力の約60%が掘削終了後も作用していることが明らかである。これは、

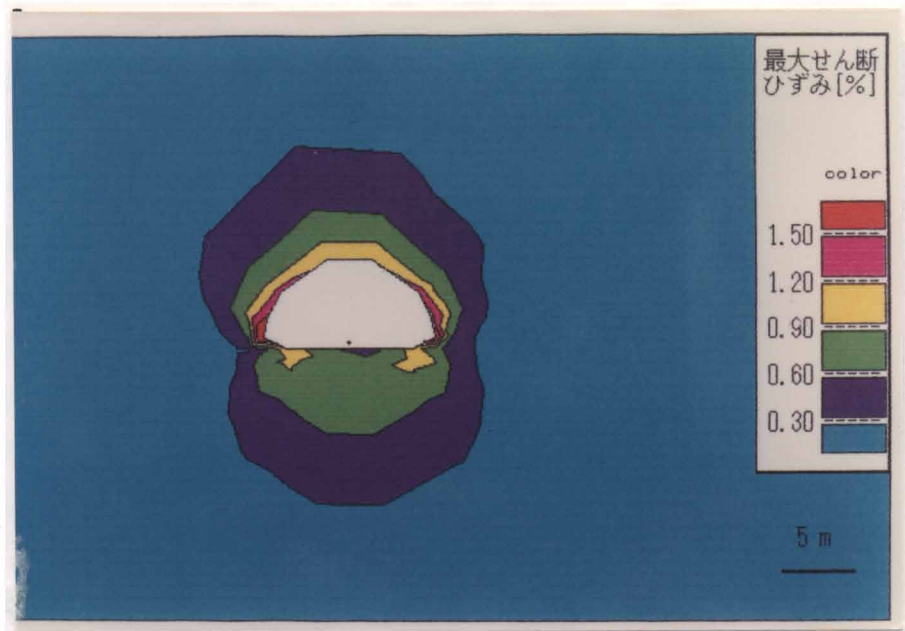


写真 4 - 4 最大せん断ひずみ分布 (Phase1)

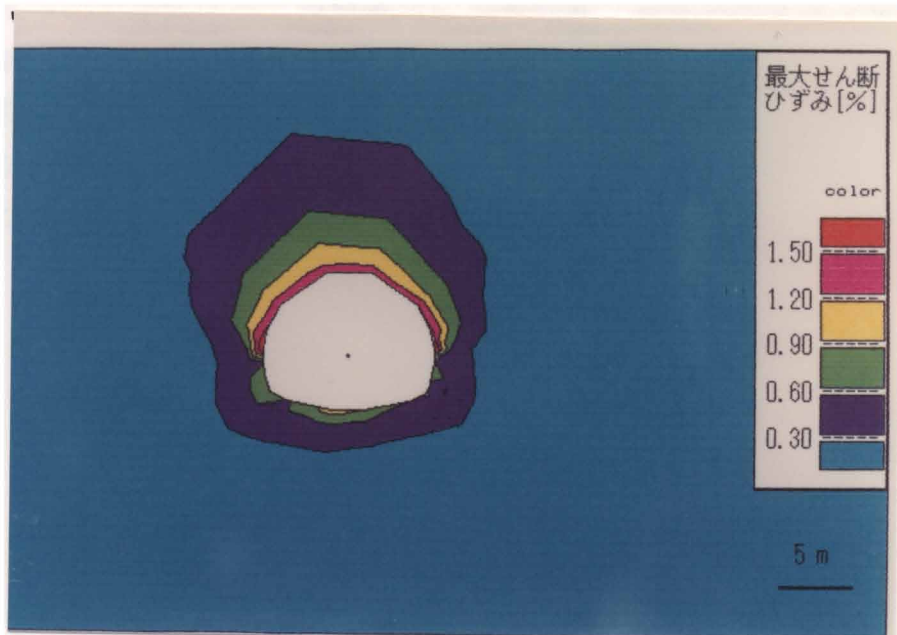


写真 4 - 5 最大せん断ひずみ分布 (Phase2)

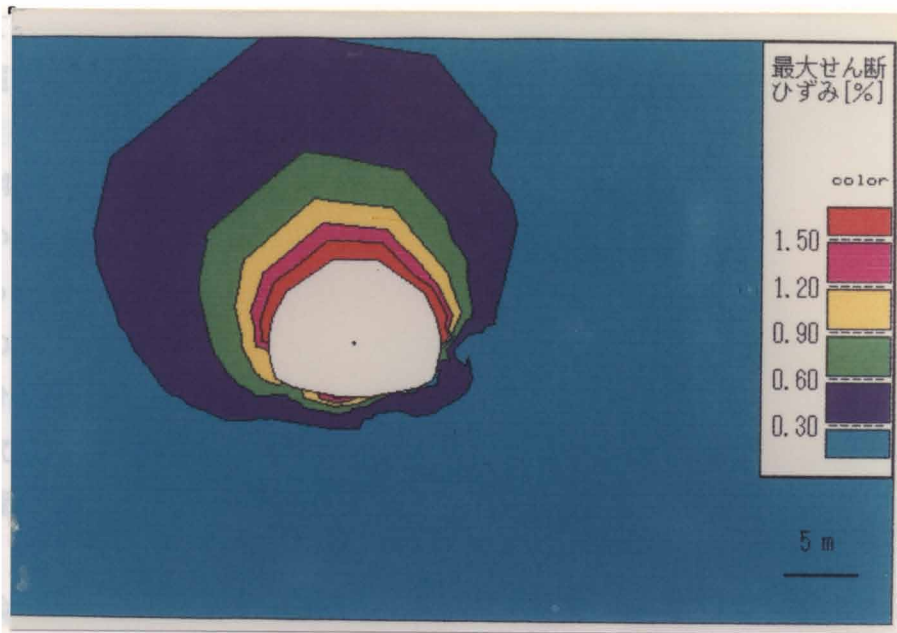


写真 4 - 6 最大せん断ひずみ分布 (Phase3)



地山材料のクリープ特性に起因する時間依存性の変位挙動と解釈することができる。図4-7中黒塗り棒グラフに計算値を示す。なお参考までに、全変位による逆解析法によって得られた結果を白線棒グラフに示す。図から明らかなように、ここで提案した掘削を考慮した逆解析法は、かなりの精度で計測値と一致することがわかる。

写真4-4、4-5、4-6に、このようにして求められた地山のひずみ分布を示す。写真4-5、4-6から明らかなように、この手法では、上半掘削の影響がスプリングライン上に残っている。また、この断面の最終変位状態を示す写真4-4では、最大せん断ひずみの最大値が1.2-1.5%のゾーンが上半掘削部全体に生じており、この地山での限界ひずみが1.0-1.5%程度であることを考えると、地山の安定性は、ロックボルト、吹き付けコンクリート覆工などにより地山を3軸応力状態に保つことによって、確保されているといえる。

#### 4.5 結論

本章では、大規模地下空洞の情報化施工を目的に掘削過程を考慮した逆解析法を提案した。この方法は、従来の直接逆解析法では考慮できなかった掘削過程を、掘削面に生じる解放力を逆解析することにより解析に取り入れた所に特徴がある。

この逆解析法の妥当性は、有限要素法による数値シミュレーションにより、有限要素法の解析によるひずみ分布と逆解析により求められたひずみ分布を比較することにより確かめた。そして、この逆解析法を、実際の上半、下半の二つの掘削面を持つトンネルに、適用した。その結果、ここで提案した逆解析法による解析結果はかなりの精度で測定結果と一致することが明らかとなった。

#### 参考文献

- 4- 1) 久保田 昭 「わが国初の卵型大規模地下空間」、トンネルと地下、Vol. 12, No.6, pp.7-16, 1981.
- 4- 2) 桜井 春輔 「トンネル工事における変位計測結果の評価法」、土木学会論文報告集、第317号、pp.93-100, 1982.
- 4- 3) 西林 良伸、進士 正人、桜井 春輔 「地下空洞の施工管理に関する一提案」、土木学会関西支部年次学術講演会、111-15, 1980.
- 4- 4) 武内 邦文 「トンネル工事における変位計測結果の評価とその設計・施工へのフィードバックに関する研究」、神戸大学大学院工学研究科修士論文、pp.66-73, 1983.
- 4- 5) 桜井 春輔、進士 正人 「地盤掘削問題に対する逆解析法」、土木学会論文報告集（投稿予定）
- 4- 6) 桜井 春輔、進士 正人 「マイクロコンピュータによる変位計測結果評価法」、土木学会論文報告集、昭和60年6月号掲載決定。
- 4- 7) Sakurai, S. and Shinji, M. :A monitoring System for the excavation of Underground Openings based on Microcomputers, Proc. of ISRM for Design and Performance, Cambridge, pp.471-476, 1984.
- 4- 8) 桜井 春輔、蓮井 昭則、清水 則一 「掘削手順を考慮したトンネルの有限要素解析」、建設工学研究所報告第24号、1982.

## 第5章 地下空洞掘削時の現場計測結果に基づく最終変位の予測法

### 5.1 概説

地下空洞掘削において、情報化施工を行なうためには、現場計測結果から、空洞の現状の評価を行なうだけでなく、最終状態の予測をできるだけ早い段階において迅速かつ精度良く行なう必要がある。

そこで、本章では、第3及び4章で述べた地下空洞周辺の安定性の評価に加えて、将来予測を行なう方法を提案する。すなわち、図5-1に示すように、この方法では、現場計測結果からまず先に述べた逆解析法<sup>5-1,2)</sup>により現時点での地山の見掛け上の材料定数及び初期応力を求める。次に、指数関数などを利用し最終状態を予測する方法を開発することにより、逆解析結果から最終の材料定数及び初期応力を予測する。最後に、通常の解析を行ない、空洞周辺の変位、ひずみ分布を求める。このように、空洞周辺の最終のひずみ分布が得られれば、地山の限界ひずみと比較することにより、地下空洞の安定性の予測及び支保工の評価を行なうことができる。

このような最終変位状態の予測法に関して、本章ではまず、5.2において、本節で提案する最終変位の予測法について述べ、続いて、5.3において、実際の現場計測例に適用し、その予測法の妥当性を検討する。

### 5.2 直接逆解析法を用いた最終変位の予測

DBAP/Mによれば、変位計測結果から初期応力パラメータ（初期応力を弾性係数で除した値、すなわち、 $\langle \sigma_{x0}/E, \sigma_{y0}/E, \tau_{xy0}/E \rangle$ ）を経時的に求めることが可能であ

る<sup>5-1)</sup>。そして、これらの値を通常のFEM解析等のインプットデータとするならば、各時点でのトンネル周辺の地山のひずみ分布を容易に求めることができる。しかし、このようにして求められる地山のひずみ分布

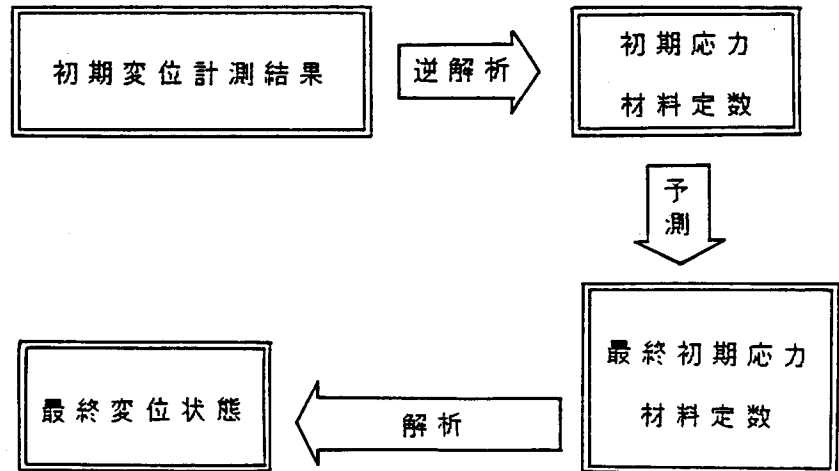


図5-1 最終変位予測法の概念図

は、測定が行なわれた時点のものであり、ロックボルトや吹き付けコンクリートの妥当性を検討するには不十分である。すなわち、それらの妥当性は最終のひずみ分布を検討することによってはじめて可能となる。そのためには、ある時点に得られた初期応力パラメータから、常に、その最終値を予測する必要がある。

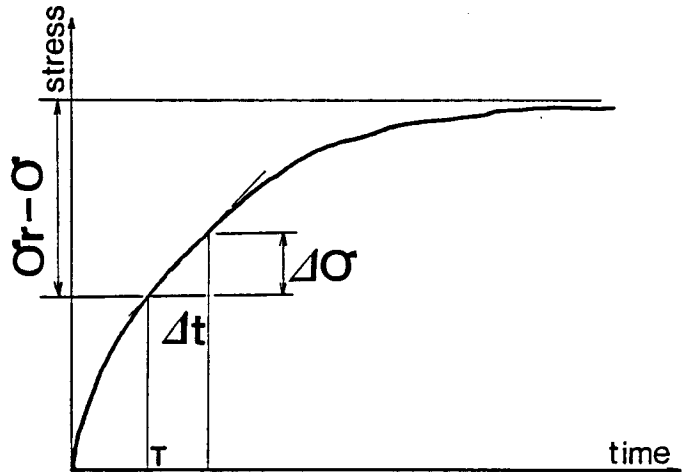


図 5 - 2

ここではその方法を提案する。ある時間  $T$  における初期応力パラメータ速度と初期応力パラメータの最終状態までの増加量

### 5. 2. 1 最終初期応力パラメータの予測法<sup>5-3,4)</sup>

図5-2に示すように、ある時間  $T$  における初期応力パラメータ速度  $\frac{d\sigma}{dt}$  と、ある時間  $T$  から最終状態までの初期応力パラメータの増加量  $\sigma_r - \sigma$  の間には、次のような関係が成り立つと仮定する。

$$\sigma_r - \sigma = C \frac{d\sigma}{dt} \quad (5. 2)$$

ここで、 $\sigma$  及び  $\sigma_r$  は、それぞれ時間  $T$  における初期応力パラメータ及び最終状態 ( $T \rightarrow \infty$ ) の初期応力パラメータを表わす。なお、ここでは簡単のため時間  $T$  の初期応力パラメータ  $\langle \sigma_{x0}/E, \sigma_{y0}/E, \tau_{xy0}/E \rangle$  及び最終状態での初期応力パラメータ  $\langle \sigma_{rx0}/E, \sigma_{ry0}/E, \tau_{rxy0}/E \rangle$  をそれぞれ”初期応力パラメータ”、”最終初期応力パラメータ”と呼び、単に  $\sigma$  及び  $\sigma_r$  と表記する。また、 $C$  は地質状況、支保状況、トンネル形状等によって定まる時間の次元をもつ定数であり、本研究では、”予知定数”と呼ぶ。

計測開始直後では、(5. 2) 式において  $\sigma = 0$  であるためその時の最終初期応力パラメータを予測する場合は次式によればよい。

$$\sigma_r = C \frac{d\sigma}{dt} \quad (5. 3)$$

よって、予知定数  $C$  が得られれば、(5. 2) あるいは (5. 3) 式より最終初期応力パラメータを予測することができる。しかし、予知定数  $C$  を推定することは難しい。そこで、予知定数を用いないで最終初期応力パラメータを求める方

法を提案する。

ある時間  $t_1, t_2$  において初期応力パラメータの値  $\sigma_{t1}, \sigma_{t2}$  とその速度  $\dot{\sigma}_{t1}, \dot{\sigma}_{t2}$  が得られたと仮定する。

これらを (5.2) 式へ代入し、変形すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} \sigma_{r1} &= C (\dot{\sigma}_{t1}) + \sigma_{t1} \\ \sigma_{r2} &= C (\dot{\sigma}_{t2}) + \sigma_{t2} \end{aligned} \quad (5.4)$$

ここで、 $\sigma_{r1}, \sigma_{r2}$  は、時間  $t_1$  と  $t_2$  において予測した最終初期応力パラメータである。

時間  $t_1$  と  $t_2$  において予測した最終初期応力パラメータから、真の

最終初期応力パラメータを求めるため、図5-3に示すようにある任意の時間  $T$  において予想される最終初期応力パラメータ  $\sigma_{r^*}$  を求めると、上式の  $\sigma_{r1}, \sigma_{r2}$  を通る直線として次式のように与えられる。

$$\sigma_{r^*} = \alpha T + \beta \quad (5.5)$$

上式の係数  $\alpha, \beta$  は、(5.4) 式を用いて次式のようにマトリックス表示される。

$$\begin{bmatrix} t_1 & 1 \\ t_2 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = C \begin{Bmatrix} \dot{\sigma}_{t1} \\ \dot{\sigma}_{t2} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \sigma_{t1} \\ \sigma_{t2} \end{Bmatrix} \quad (5.6)$$

(5.6) 式を解くことにより、係数  $\alpha, \beta$  は、次のように求められる。

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \frac{1}{t_1 - t_2} \left[ C \begin{Bmatrix} A_1 \\ B_1 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} A_2 \\ B_2 \end{Bmatrix} \right] \quad (5.7)$$

ここで、 $A_1 = (\dot{\sigma}_{t1}) - (\dot{\sigma}_{t2})$

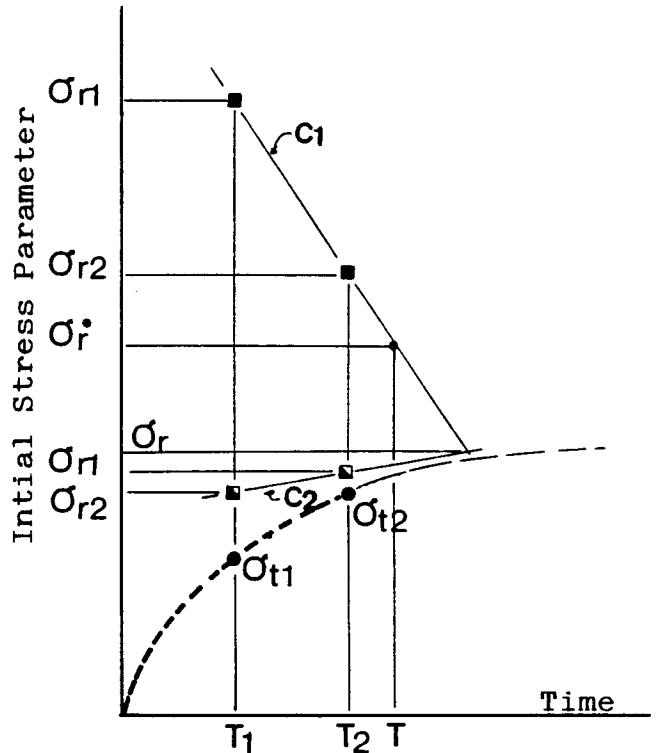


図5-3 最終初期応力パラメータの予測法

$$\begin{aligned}
 A_2 &= \sigma_{t1} - \sigma_{t2} \\
 B_1 &= (\frac{1}{t_1} \sigma_{t2}) t_1 - (\frac{1}{t_2} \sigma_{t1}) t_2 \\
 B_2 &= \sigma_{t2} t_1 - \sigma_{t1} t_2
 \end{aligned} \tag{5.8}$$

次に、予知定数を  $C_1, C_2$  と 2 通りに仮定すれば、(5.7) 式の係数  $\alpha, \beta$  は、次式のようにになる。

$$\begin{aligned}
 \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \beta_1 \end{Bmatrix} &= \frac{1}{t_1 - t_2} \left[ C_1 \begin{Bmatrix} A_1 \\ B_1 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} A_2 \\ B_2 \end{Bmatrix} \right] \\
 \begin{Bmatrix} \sigma_2 \\ \beta_2 \end{Bmatrix} &= \frac{1}{t_1 - t_2} \left[ C_2 \begin{Bmatrix} A_1 \\ B_1 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} A_2 \\ B_2 \end{Bmatrix} \right]
 \end{aligned} \tag{5.9}$$

そこで、(5.9) 式によって表わされる直線の交点を求めると、交点における最終初期応力パラメータの値  $\sigma_r$  は、次式のようにになる。

$$\sigma_r = \alpha_1 \beta_1 (\beta_2 - \beta_1) / (\sigma_1 - \sigma_2) \tag{5.10}$$

(5.10) 式に (5.9) 式を代入すると次式を得る。

$$\sigma_r = 1/(t_1 - t_2) [ (A_1 B_2 - A_2 B_1) / A_1 ] \tag{5.11}$$

(5.11) 式に、(5.8) 式を代入すると最終初期応力パラメータは、予知定数とは、関係なく初期応力パラメータの値とその速度によって次式のように求められる。

$$\sigma_r = \frac{(\frac{1}{t_1} \sigma_{t1}) \sigma_{t2} - (\frac{1}{t_2} \sigma_{t2}) \sigma_{t1}}{(\frac{1}{t_1} \sigma_{t1}) - (\frac{1}{t_2} \sigma_{t2})} \tag{5.12}$$

よって、任意の時間に実施された 2 回の計測の結果から初期応力パラメータとその速度が得られると、(5.12) 式より、最終初期応力パラメータを求めることができる。

次に、 $n$  回の計測が行なわれ、それぞれ初期応力パラメータと、その速度が求められた場合について考える。この場合、(5.6) 式は、次のように表わされ、

未知の係数の数より式の数が多くなる。

$$[A] \{ \alpha_0 \} = C \{ \sigma \} + \{ \sigma \} \quad (5.13)$$

$$\text{ここで、} [A] = \begin{bmatrix} t_1 & 1 \\ t_2 & 1 \\ | & | \\ t_n & 1 \end{bmatrix} \text{、} \{ \alpha_0 \} = \begin{bmatrix} \sigma \\ \beta \end{bmatrix}$$

$$\{ \sigma \} = \begin{bmatrix} \sigma_{t_1} \\ \sigma_{t_2} \\ | \\ \sigma_{t_n} \end{bmatrix} \text{、} \{ \sigma \} = \begin{bmatrix} \sigma_{t_1} \\ \sigma_{t_2} \\ | \\ \sigma_{t_n} \end{bmatrix} \quad (5.14)$$

従って、この場合、なんらかの最適化手法を用いることにより未知の係数  $\alpha$ 、 $\beta$  を決めることになる。ここで、最小二乗法を用いるならば、 $n$  回の計測に対して得られたそれぞれの最終初期応力パラメータの値と速度をもっともよく満足する未知係数ベクトル  $\{ \alpha_0 \}$  は、次式のようになる。

$$\{ \alpha_0 \} = C([A]^T [A])^{-1} [A]^T \{ \sigma \} + ([A]^T [A])^{-1} [A]^T \{ \sigma \} \quad (5.15)$$

よって、(5.15) 式を (5.10) 式へ代入することにより、2 回だけ計測が行なわれた場合と同様に予知定数には関係なく最終初期応力パラメータ  $\sigma_r$  を求めることができる。

次に、初期応力パラメータの経時変化図から数式を用いずに、簡単に最終初期応力パラメータを求める方法について説明する。まず、初期応力パラメータの値とその速度から、予知定数をいくつか（通常3個程度）仮定して仮の最終初期応力パラメータを求める。次に、計測回数が2回だけならば、それぞれの予知定数ごとに、仮の最終初期応力パラメータを通る直線を引く。すると、それらの直線の交点が真の最終初期応力パラメータとなる。3回以上データが得られれば、それぞれの予知定数毎に、直線回帰分析を行ない、仮の最終初期応力パラメータをもっとも満足する直線を求める。この計算は、電卓によって簡単に行なうことができる。このようにして求められたそれぞれの予知定数の回帰直線の交点が真の最終初期応力パラメータとなる（図5-3参照）。

### 5.2.2 予知定数の検討

前節で述べたように、本研究において予知定数は基本的に必要ではない。しかし、計測回数が少ない時に最終初期応力パラメータを求めたい場合、予知定数を仮定すれば、最終初期応力パラメータを求めることができる。また、図解法を行なう時、予知定数が予測できれば都合がよい。そこで本節では、実際のトンネルの計測結果から、統計的に予知定数を求め、そのばらつきを調べる。

図5-4は、Aトンネル（2車線道路トンネル）のある計測断面における地中変位計測の結果から初期応力パラメータの経時変化を求め、各測定時間に対する初期

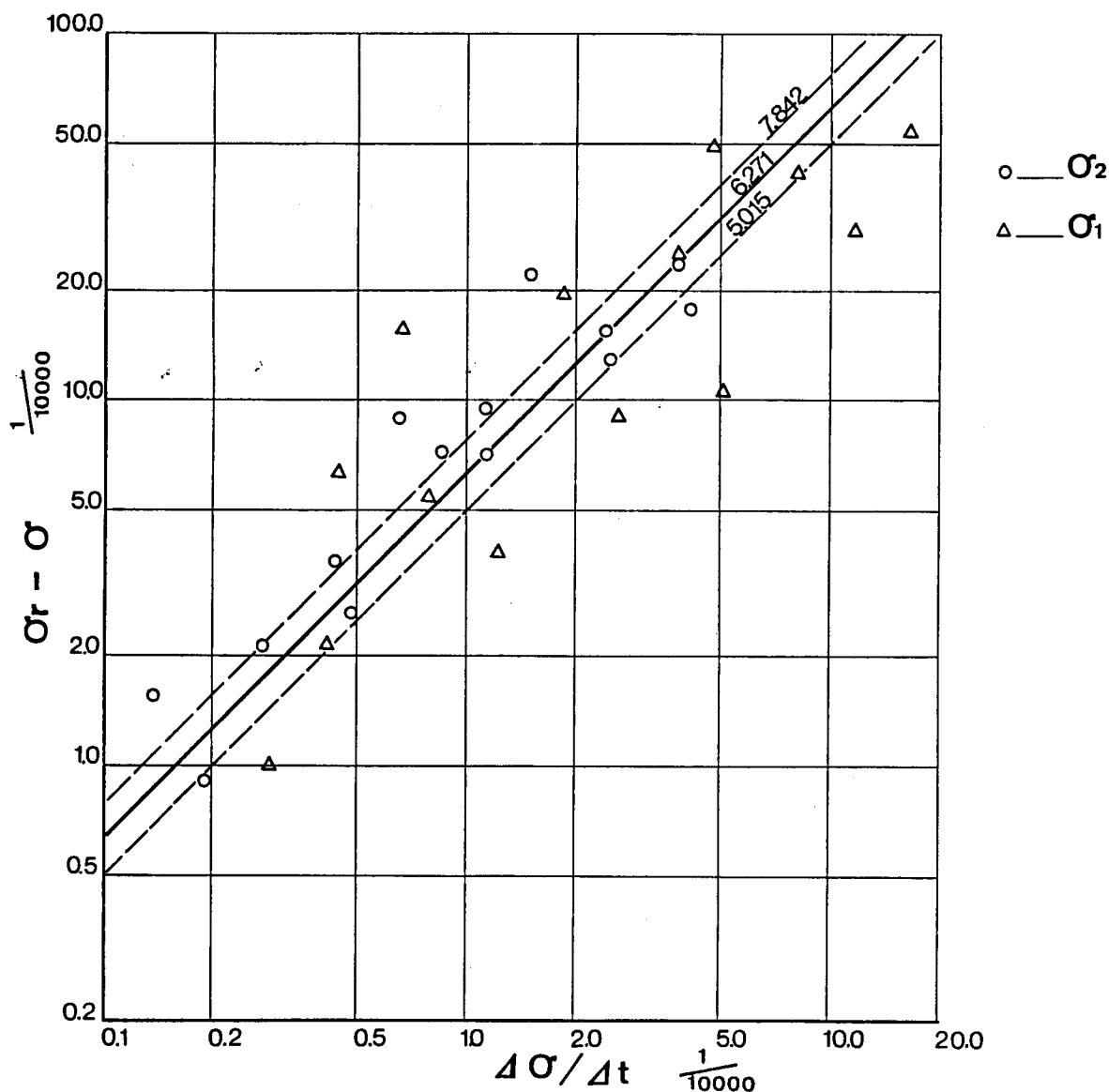


図5-4 Aトンネル地中変位計測結果を用いた  $d\sigma / dt$  と  $\sigma_r - \sigma$  との関係



応力パラメータの増加速度( $\frac{d\sigma}{dt}$ )と( $\sigma_r - \sigma$ )の関係を両対数紙上に示したものである。なお、ここでは初期応力パラメータをその主値 $\langle \sigma_1, \sigma_2 \rangle$ で整理した。図において、勾配を1として、回帰式を求め、予知定数を推定すると次のようになる。

$$\text{平均： } C = 6.271 \quad (5.15)$$

そして、回帰式の95%信頼区間を考えれば、次のようになる。

$$\text{上限： } C = 7.842, \quad \text{下限： } C = 5.015 \quad (5.16)$$

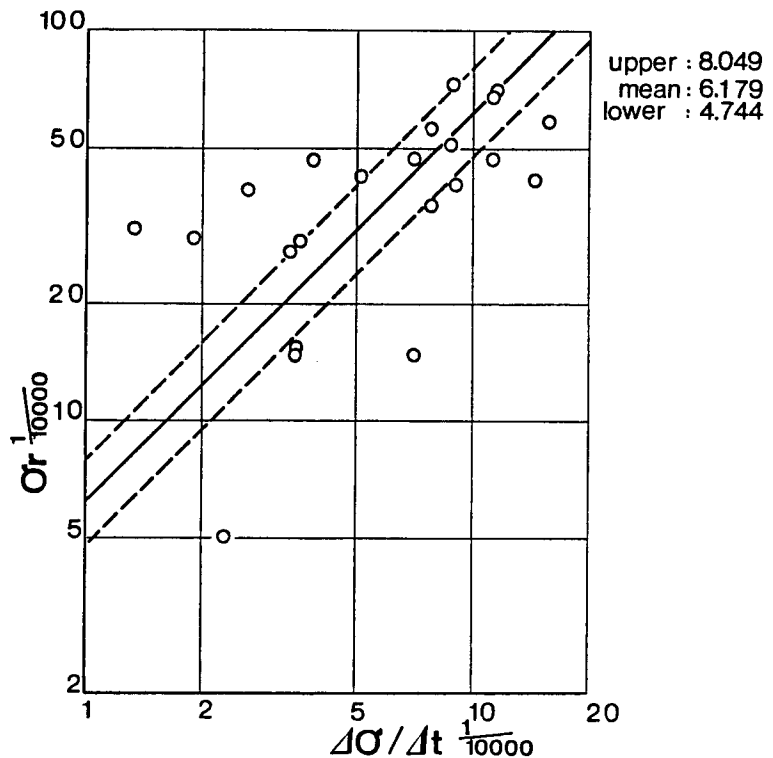
図から明らかなように、予知定数は、主初期応力パラメータの主値に関係なく、ほぼ一定となる。

次に、Aトンネルの他の計測断面において実施された内空変位計測結果および、天端沈下計測結果に対してDBAP/Mにより初期応力パラメータの経時的变化を求め、計測開始後1日目の初期応力パラメータ速度( $\frac{d\sigma}{dt}$ )と、最終初期応力パラメータ( $\sigma_r$ )との関係で整理すると図5-5のようになる。この図から、予知定数は、両対数紙上で勾配を1として次のように求められる。

$$\text{平均： } C = 6.18 \quad (5.17)$$

そして、回帰式の95%信頼区間を考えれば、次のようになる。

$$\begin{aligned} \text{上限： } C &= 8.05 \\ \text{下限： } C &= 4.74 \\ (5.18) \end{aligned}$$



なお、吉川らによれば、図5-5 Aトンネル内空変位計測結果を用いた $d\sigma/dt$ と $\sigma_r - \sigma$ との関係  
複線断面ベンチ工法の場合、切羽通過後数日間に

生じる一日当りの最大変位速度  $u_{vmax}$  と最大変位置  $u_{max}$  との相関関係は、次式のように与えられる<sup>5-5,6)</sup> (図 2-11 参照)。

平均：

$$u_{max} = 7.24 u_{vmax} \quad (5.19)$$

吉川らが定義した最大変位速度と最大変位置は、本章における初期応力パラメータ速度及び最終初期応力パラメータに対応するため、(5.19)式は、ここで述べる(5.3)式とほぼ同じ意味となる。よって、予知定数の平均値  $C$  は、Aトンネルの結果及び、吉川らの結果から、2車線トンネルのベンチ工法の場合、2から20程度に分布し、平均値は、ほぼ6から8であることがわかる。

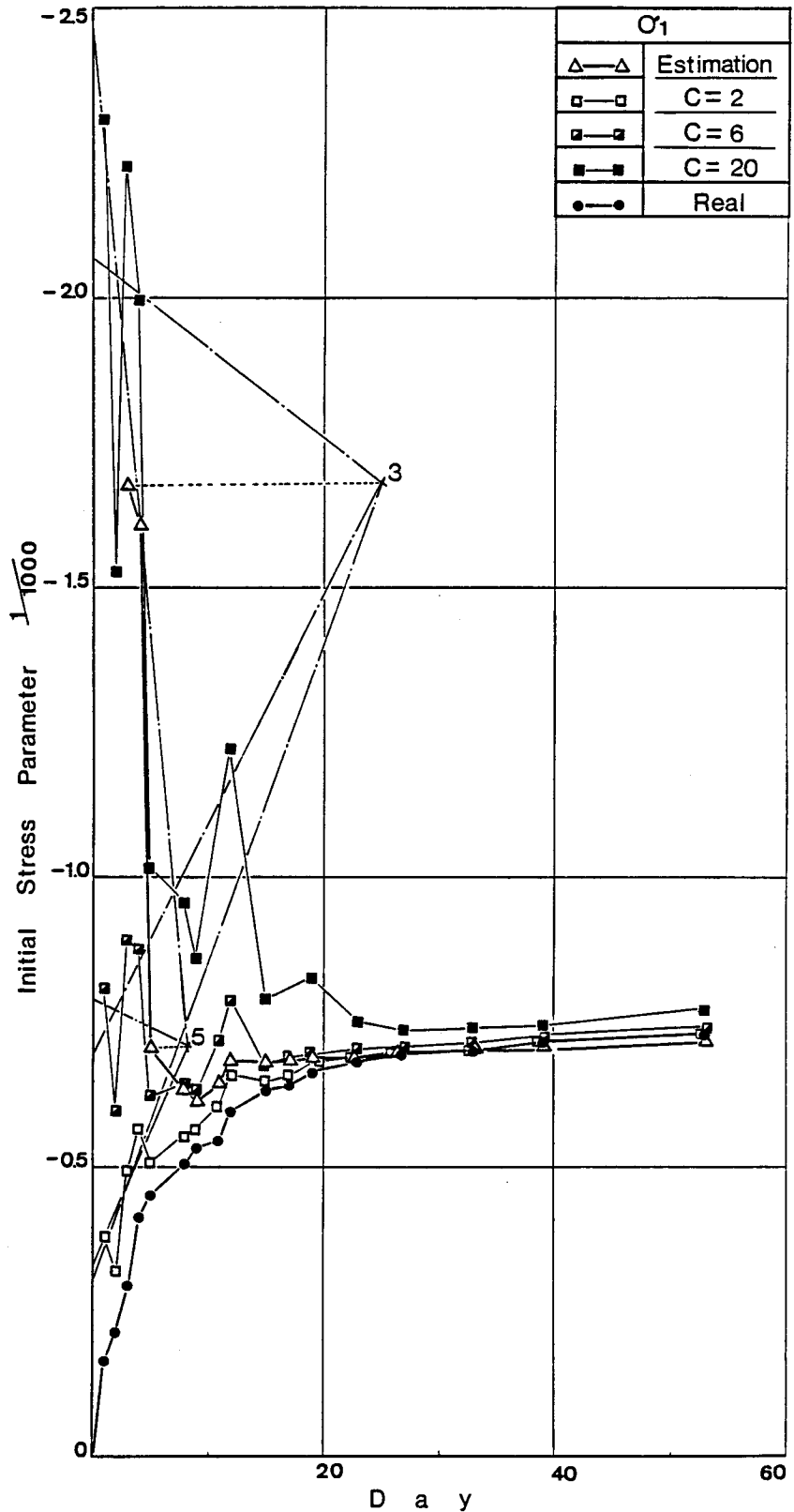


図 5-6 (a) Aトンネル地中変位計測結果を用いた最終初期応力パラメータの予測 ( $\sigma_1$ )

### 5.3 実際問題

への適用例

#### 5.3.1 適用例-1

Aトンネルにおいて、ある時間Tにおける地中変位の計測結果からDB AP/Mによって、初期応力パラメータを求め、その値と増加の速度から

(5.2)式によって仮の最終初期

応力パラメータの予測を行ない、そ

れらの予測値から真の最終初期

応力パラメータを求めた。なお、

予知定数は、前節の結果からC=2、C=6、C=20の3ケースに仮

定した。その結果を、図5-6(a)、(b)、(c)に示す。図(a)、(b)に

おいて□、■、■印の実線は、予測定数を、5.2.2の結果

を参考にしてそれぞれC=2、C=6及びC=20とした時における

最終初期応力パラメータの仮の予測結果である。ここでは、予

測結果を安定させるため、前々回、前回および今回の初期応力パラメータ $\sigma_{i-2}$ 、 $\sigma_{i-1}$ 、 $\sigma_i$ を用いて、前回 $\sigma_{i-1}$ の最終初期応力パラメータを次式のように予測するものとした。

$$\sigma_r = 0.5C [ (\sigma_{i-1} - \sigma_{i-2}) / \Delta t_1 + (\sigma_i - \sigma_{i-1}) / \Delta t_2 ] + \sigma_{i-1} \quad (5.20)$$

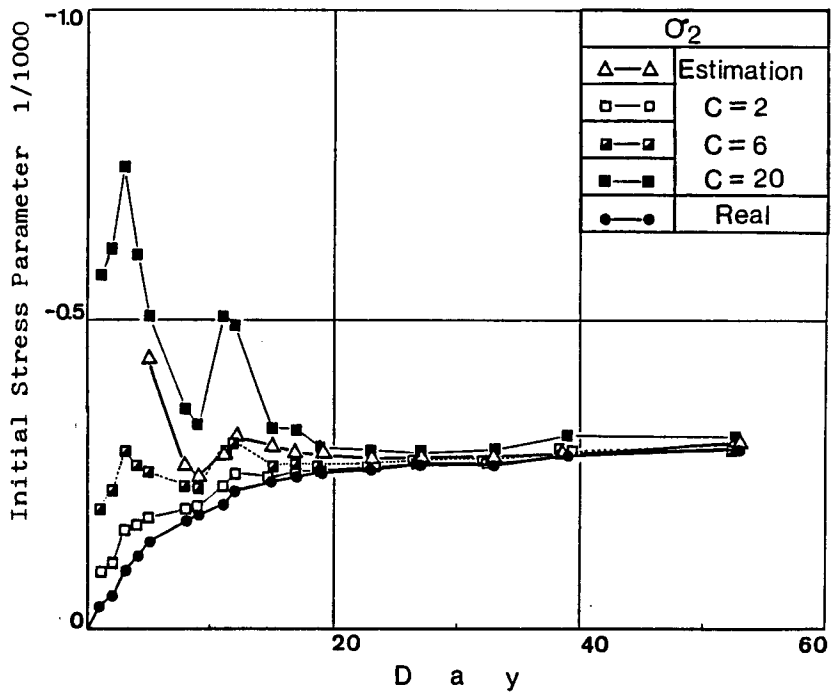


図5-6(b) Aトンネル地中変位計測結果を用いた最終初期応力パラメータの予測( $\sigma_2$ )

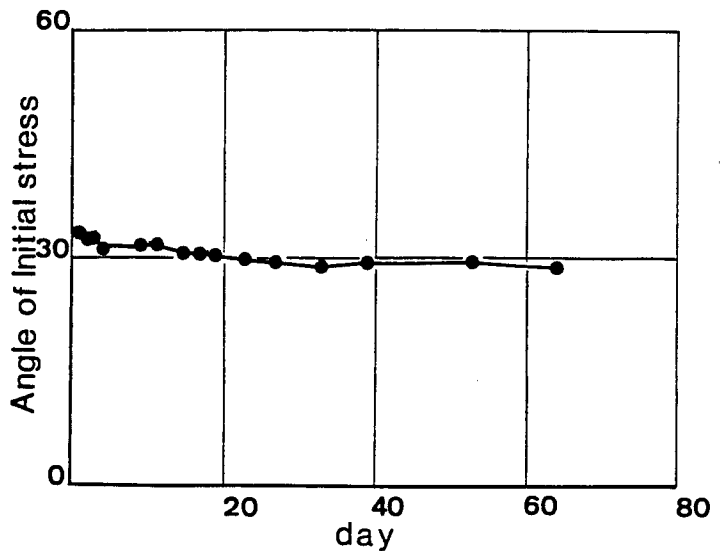


図5-6(c) 主軸の傾きの経時変化

ここで、 $\Delta t_1$ 及び $\Delta t_2$ は、それぞれ $t_{i-2}$ から $t_{i-1}$ 及び $t_{i-1}$ から $t_i$ までの時間を示す。(図5-7参照)

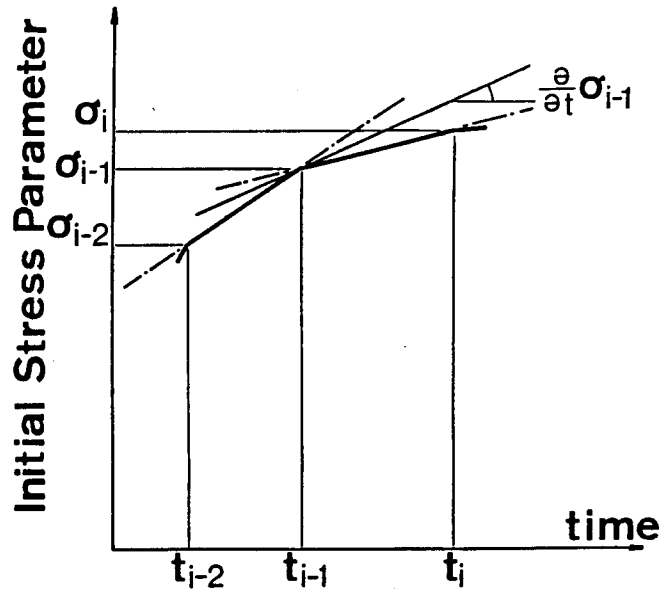


図5-6(a), (b)において、 $\Delta$ 印は前節で述べた方法によって求めた真の最終初期応力パラメータであり、予知定数に関係なく求めることができる。また、参考までに、各測定時間における初期応力パラメータを●印実線で示した。なお、ここで、初期応力パラメータは、その主値

図5-7 初期応力パラメータ速度の求め方

$\langle \sigma_1, \sigma_2 \rangle$ と、その最大値のX軸からの傾き $\langle \phi \rangle$ によって示してある。図(c)から $\phi$ は、経時的に変化しないことが明らかとなったため、ここではこれを一定とした。図から明らかなように、最大及び最小主応力共に、最終初期応力パラメータの予測値は、計測開始後約5日目以降から、かなりの精度で予測が可能となることが明らかとなった。

写真5-1(a)、(b)、(c)は、計測開始後5日、11日及び最終日におけるトンネル周辺の最大せん断ひずみ分布図である。写真5-2(a)、(b)に計測開始後5日及び11日におけるトンネル周辺の最大せん断ひずみ分布の予測結果を示す。これらの図から、掘削開始5日目には、トンネル周辺には0.45%以下のひずみ分布しか生じていないが、最終状態では約0.75%のひずみが生じることが予測される。そして、11日目には、最終状態では、0.65-0.75%のひずみが生じると修正している。11日目の予測と最終状態でのひずみ分布を比較すれば、ここで提案する方法が正確に最終ひずみ分布を予測し得ていることがわかる。

写真5-3(a)、(b)、(c)に、計測開始後5日、11日及び最終日におけるトンネル周辺の塑性ゾーンの分布図を示す<sup>5-7)</sup>。写真5-4(a)、(b)に計測開始後5日及び11日におけるトンネル周辺の予測の塑性ゾーンを示す。図から明らかなように、5日、11日とも塑性ゾーンの予測はほとんど変わらない。従って、弾塑性境界の予測も可能である。

図5-8は、上半切羽通過53日後における、地中変位計測( $\Delta$ 印実線)とDBAP/Mによる計算変位( $\circ$ 印実線)との比較を示す。図から明らかなように、両者は、比較的よく一致している。

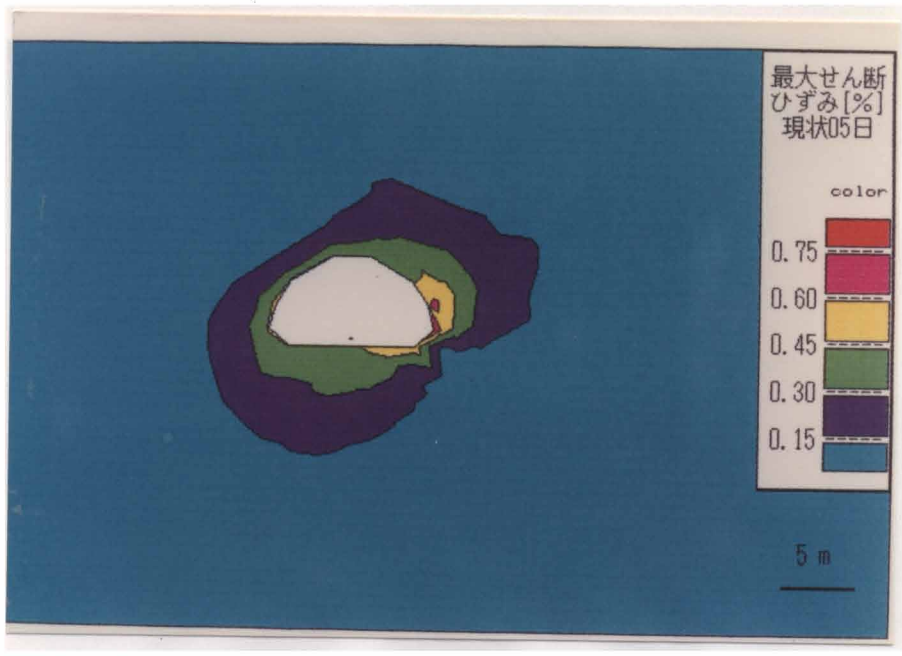


写真 5 - 1 (a) 計測開始 5 日目におけるトンネル周辺の最大せん断ひずみ分布

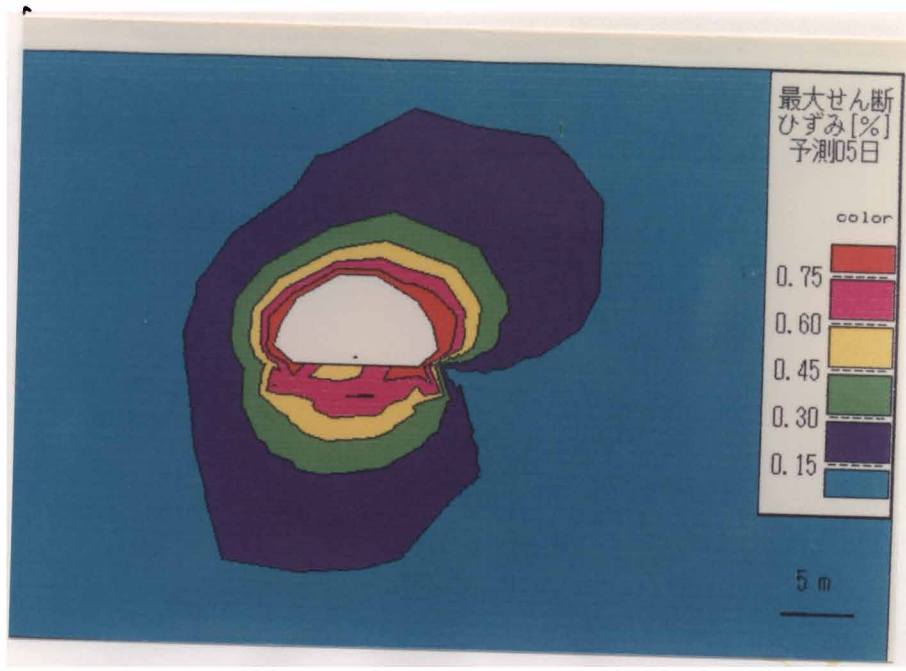


写真 5 - 2 (a) 計測開始 5 日目におけるトンネル周辺の最大せん断ひずみ分布 (予測)

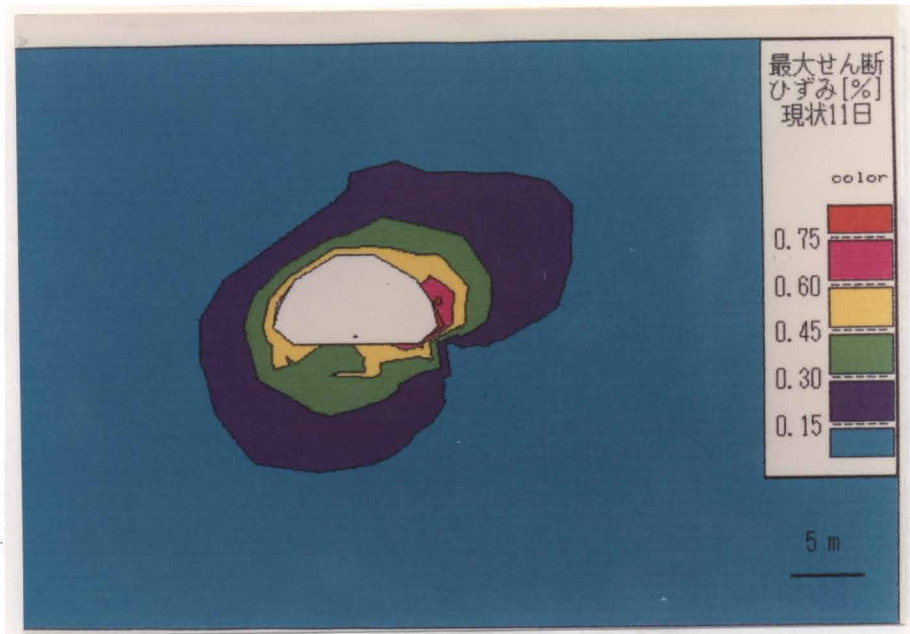


写真 5 - 1 (b) 計測開始 11 日目におけるトンネル周辺の最大せん断ひずみ分布

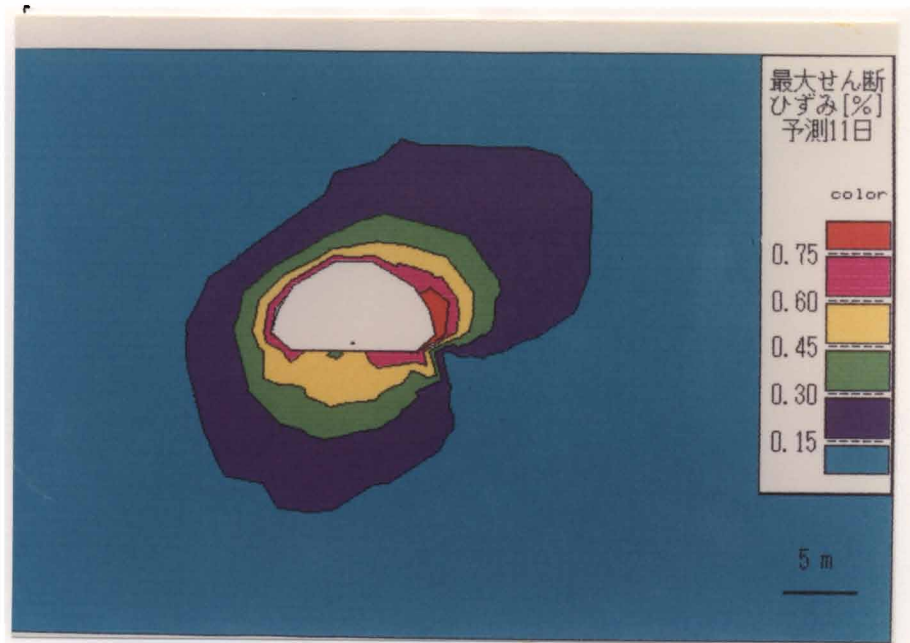


写真 5 - 2 (b) 計測開始 5 日目におけるトンネル周辺の最大せん断ひずみ分布 (予測)

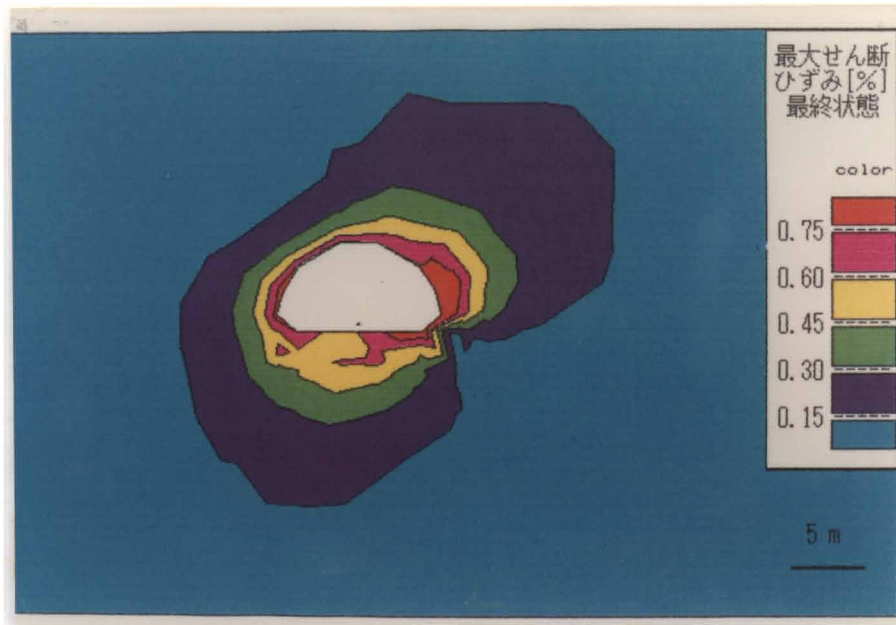


写真5-1(c) 最終状態におけるトンネル周辺の最大せん断ひずみ分布

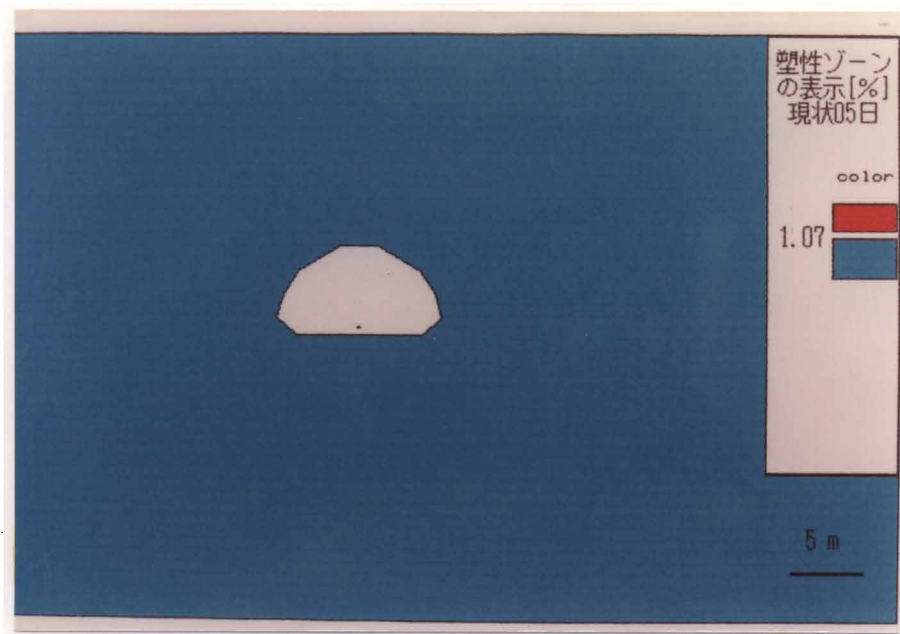


写真 5 - 3 (a) 計測開始 5 日目におけるトンネル周辺の塑性ゾーンの分布

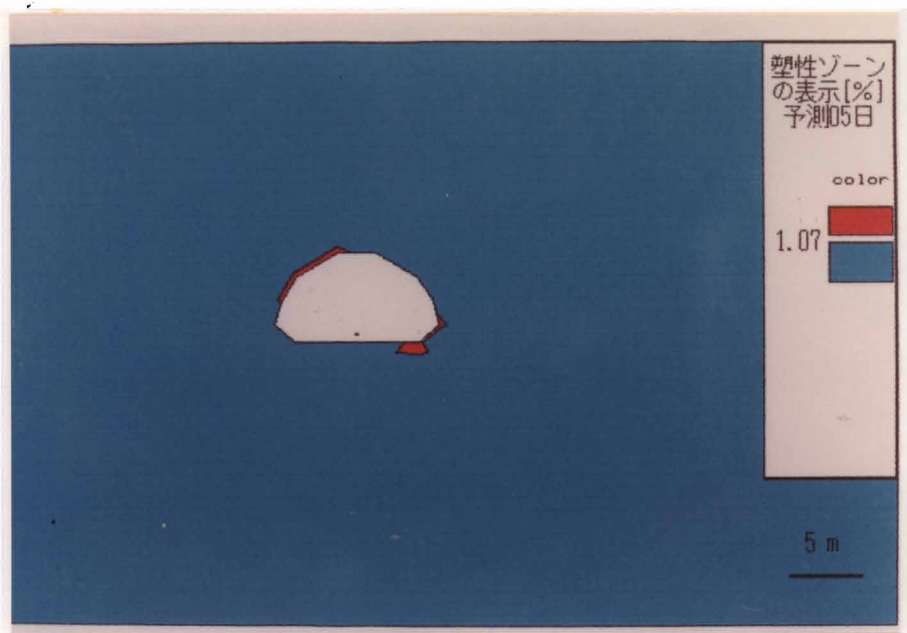


写真 5 - 4 (a) 計測開始 5 日目におけるトンネル周辺の塑性ゾーンの分布 (予測)



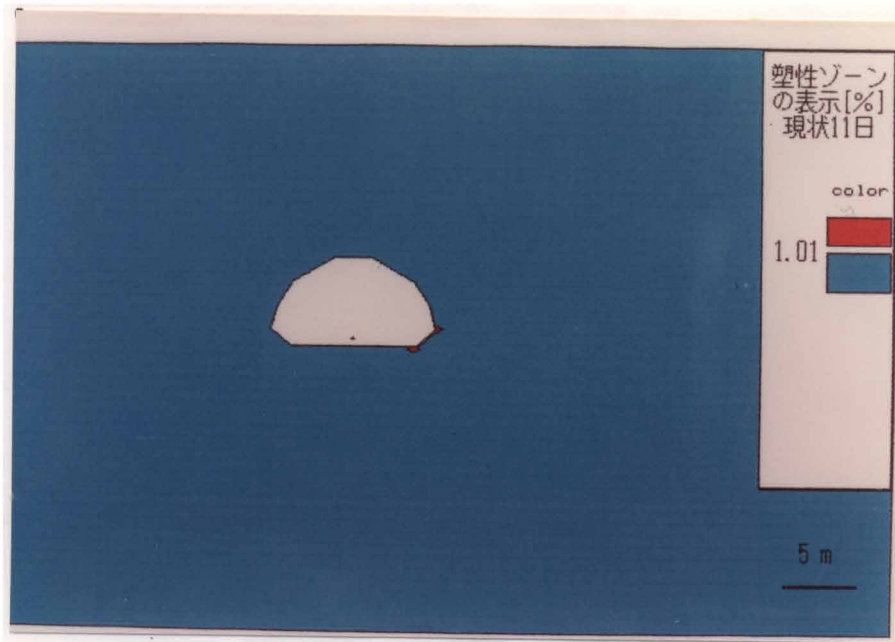


写真 5 - 3 (b) 計測開始 11 日目におけるトンネル周辺の塑性ゾーンの分布

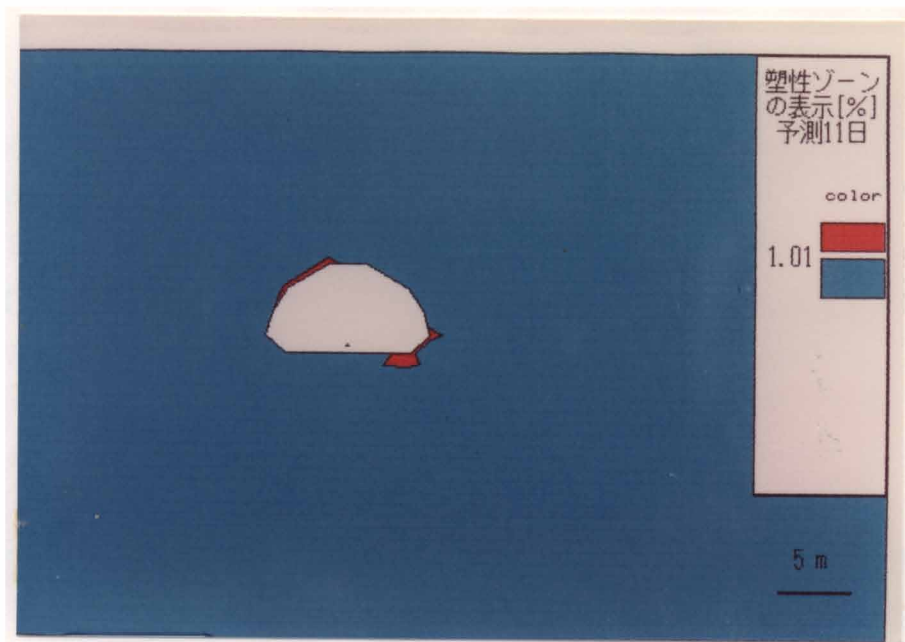


写真 5 - 4 (b) 計測開始 11 日目におけるトンネル周辺の塑性ゾーンの分布 (予測)

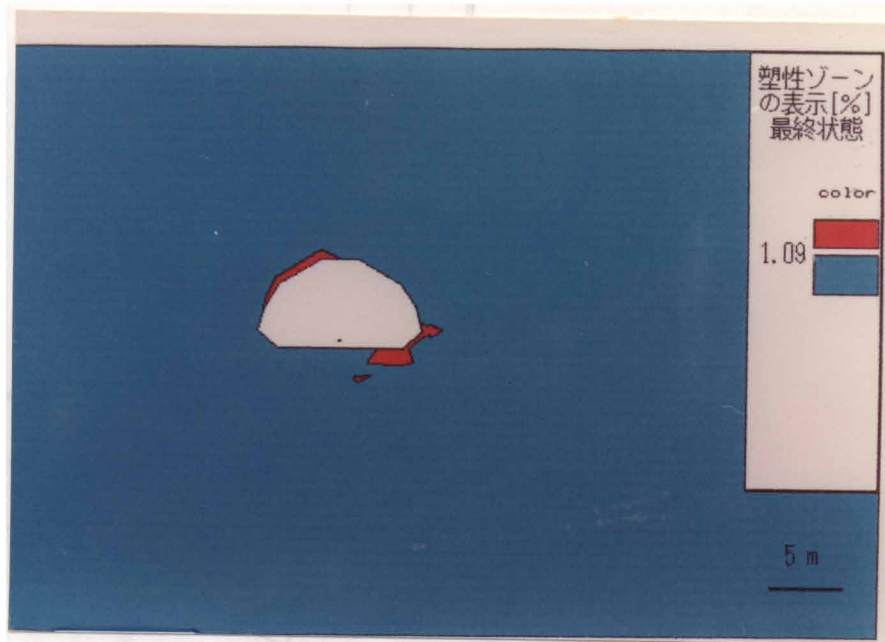


写真 5 - 3 (c) 最終状態におけるトンネル周辺の塑性ゾーンの分布

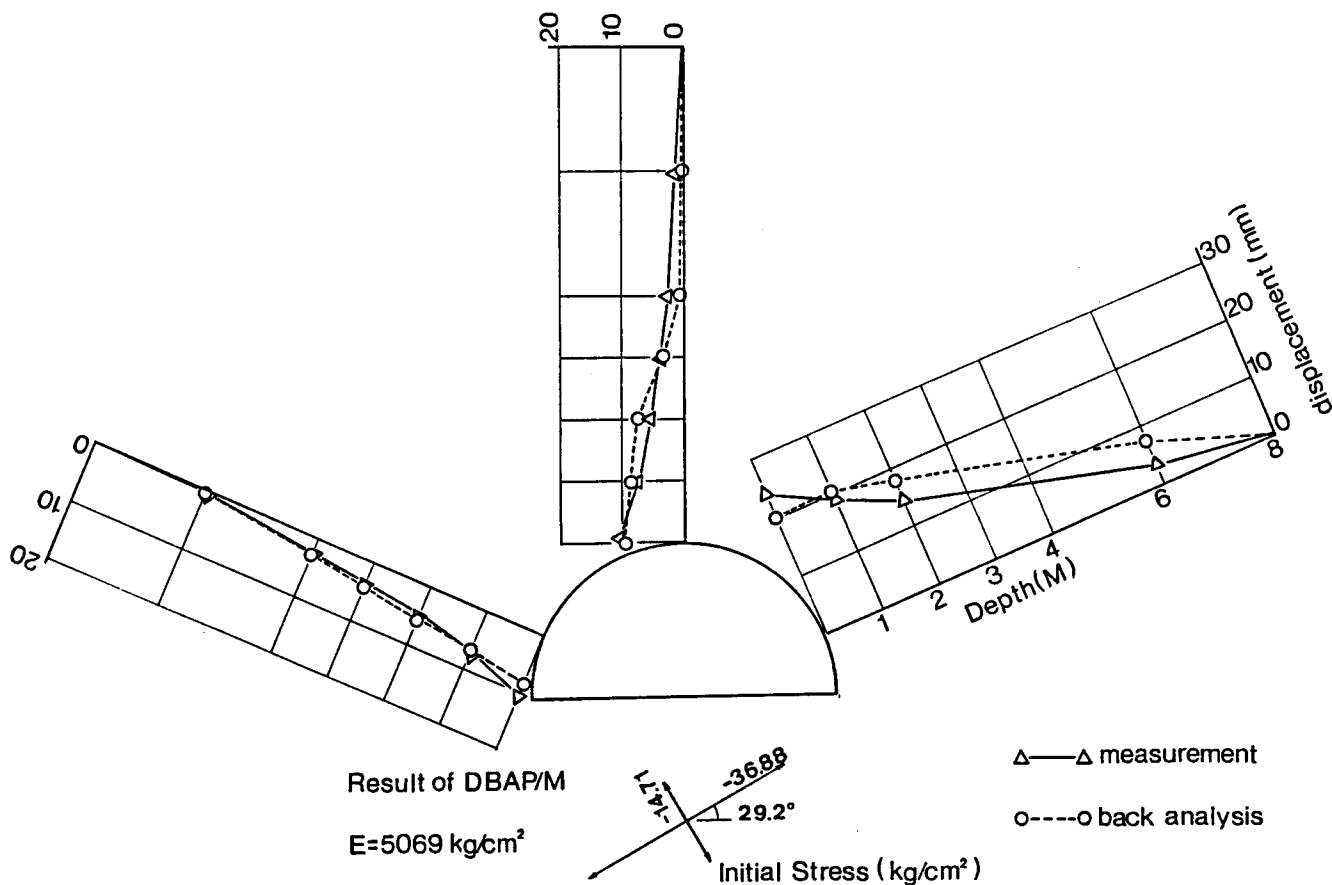


図 5 - 8 逆解析による変位と計測値との比較

### 5. 3. 2 適用例 - 2

Bトンネルにおいても同様に、計測日毎の現場変位計測結果からDBAP/Mによって、初期応力パラメータを求め、その値と増加の速度から最終初期応力パラメータの予測を行なった。その結果を図5-9(a)、(b)に示す。図5-6と同様に、図(a)、(b)において□、■印の実線は、予測定数をそれぞれC=2及びC=6とした時における最終初期応力パラメータの仮の予測結果である。このケースも同様に、予測結果を安定させるため、(5.20)式を用いて最終初期応力パラメータを予測した。図中△印に、真の最終初期応力パラメータを示す。また、参考までに、各測定時間における初期応力パラメータを●印実線で示した。なお、このケースにおいても、初期応力パラメータは、その主値 $\langle \sigma_1, \sigma_2 \rangle$ と、その最大値のX軸からの傾き $\langle \phi \rangle$ によって整理し、Aトンネルと同様に $\phi$ が経時的に変化しないことが明らかとなったので初期応力パラメータの主値のみ示してある。

図から明らかのように、経時変化は、いったん、20日前後で収束する傾向を見せるが、その後、増加を始める。このような場合、最終初期応力パラメータの予測は、初期応力パラメータの経時変化が上に凸の状態である20日までの時

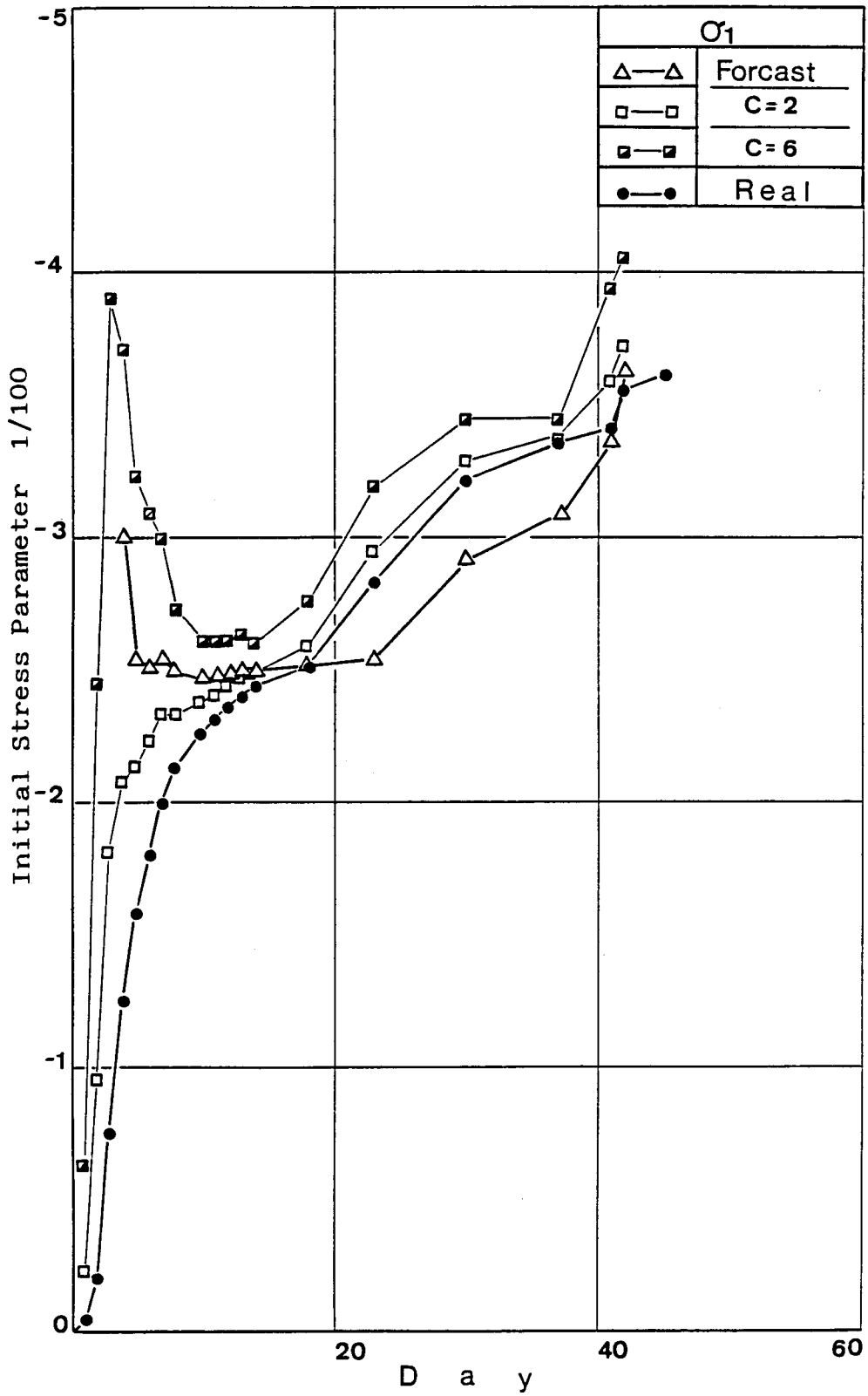


図 5-9 (a) Bトンネル地中変位計測結果を用いた最終初期応力パラメータの予測 ( $\sigma_1$ )

は、ほぼ正確に最終初期応力パラメータを予測できる。しかし、20日目以降、初期応力パラメータ速度が急激に増加し、経時的变化が下に凸の状態になると、予測値は現在得られている初期応力パラメータを下回る結果となる。この時は、20日目のデータを初期値として、改めて最終状態の推定を行なう必要がある。

#### 5.4 結論

本研究では、直接逆解析法に基づき任意の時間における2回以上の変位計測の

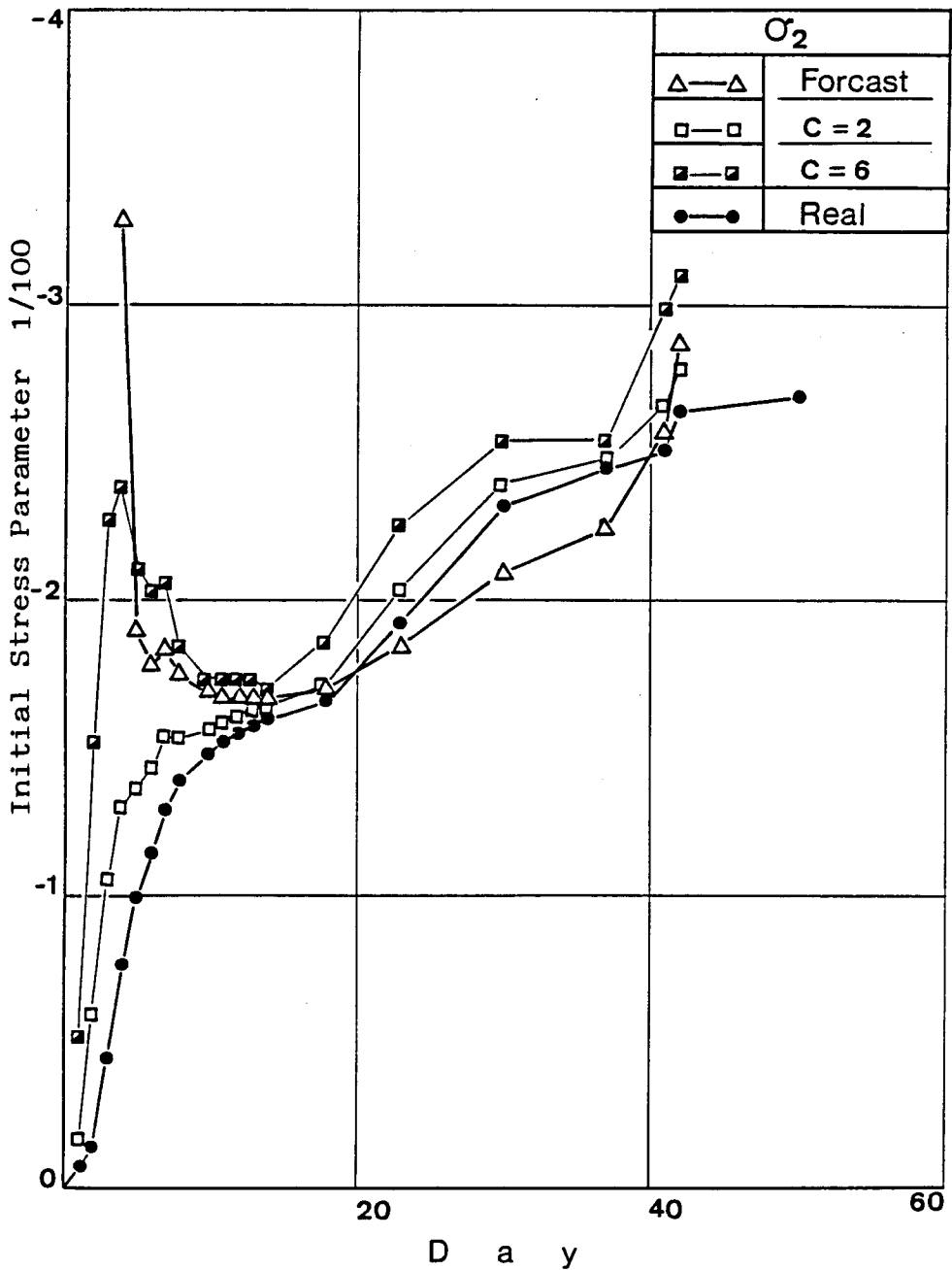


図5-9(b) Bトンネル地中変位計測結果を用いた最終初期応力パラメータの予測 ( $\sigma_2$ )

結果から、マイクロコンピュータを用いて最終初期応力パラメータを予測する方法を提案した。そして、実際のトンネルを対象として、予知定数Cを求め、さらに、適用例によって、最終初期応力パラメータが十分推定できることを示した。

このようにして、最終初期応力パラメータが求められれば、それを用いて地山の最大ひずみ分布が予測でき、適正な支保工の評価が可能になる。

## 参考文献

- 5- 1) Sakurai, S. and Shinji, M., A monitoring system for the excavation of underground openings based on microcomputers, Proceedings of ISRM for Design and Performance of Underground Excavations, Cambridge, pp. 471-476, 1984.
- 5- 2) 進士 正人、桜井 春輔 「マイクロコンピュータによる変位計測結果の評価法」、土木学会論文報告集、昭和60年6月号掲載予定。
- 5- 3) 進士 正人、桜井 春輔 「トンネル掘削時の現場計測結果に基づく最終変位の予測法」第17回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp.301-305 1985。
- 5- 4) 桜井 春輔、進士 正人 「変位計測における最終変位の予測法」、土木学会論文報告集、(投稿予定)。
- 5- 5) 吉川 恵也、朝倉 俊弘、日吉 直、遠藤 真一 「NATM計測実績の統計分析」第15回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集pp.220-224、1983。
- 5- 6) 朝倉 俊弘、川上 善輝、馬場 実雄 「トンネル切羽付近における変位計測」第5回トンネル技術シンポジウム-NATMの計測と施工管理-日本トンネル技術協会pp.64-83,1984。
- 5- 7) 桜井 春輔、清水 則一、松室 圭介 「現場計測結果に基づくトンネル周辺の弾塑性領域の推定」第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集 pp.263-268,1984。

## 第6章 結論

本研究は、地下空洞掘削中の変位計測結果に基づき空洞を経済的にかつ安全に施工するための施工管理システムの開発を目的として行なった。地下空洞の安定性の評価は、種々の現場計測に基づいてなされるが、本研究においては計測変位を逆解析して得られるひずみを地山の限界ひずみと比較する方法を採用した。この場合、最も重要なことは、現場計測の結果を、測定後直ちに解析し、評価し、次の掘削に対する施工法及び支保工の決定に十分生かすことである。このような現場計測結果の設計・施工へのフィードバックは、最近のマイクロコンピュータの発達によってますますその可能性を増大している。本研究では、その場合の一つの方法論を提案し、それが現場において十分通用できることを明らかにした。さらに、User Friendly なマイクロコンピュータ用の逆解析プログラム（DBAP/M）を開発した。また、逆解析結果を迅速にかつ容易に評価するため、地下空洞周辺に生じるひずみ分布をカラーディスプレイ上に表示するプログラム（DISP）及び逆解析法とグラフィックプログラムとの間のインターフェース用プログラム（CONV）の開発を行なった。これらのプログラムによって、地下空洞周辺の危険箇所及び、その範囲を建設に携わる技術者自身の目で迅速に、評価することができるようになった。

従来、このような情報化施工を行なうシステム（たとえば、RCCシステム）では、大型コンピュータが利用されてきた。そして、それらのシステムは、計測点から集められたデータを高速に処理し、解析し、その結果を、X-Yプロッターなどに図化する方法が取られてきた。しかし、本研究で開発したようなマイクロコンピュータを用いて、情報化施工を行なうシステムは今後ますます重要度を増してくるものと思われる。

ここで、改めて、本論文における研究の骨子を明らかにするため、各章ごとの要旨、及び得られた成果を以下に概説する。

第1章では、本研究の目的を明確にし、マイクロコンピュータを用いて情報化施工を行なうシステムの必要性を述べ、施工管理システムとして満足すべき条件について明らかにした。第2章では、以後の章を補足するため、本研究の範囲を明らかにし、従来の情報化施工を、設計・施工へのフィードバック理論の観点から分類して概説した。そして、本研究がこれら従来の研究の中で、どのような位置を占めているかについて述べた。

第3章では、桜井の提案した直接逆解析法をマイクロコンピュータによって演算が可能なように再定式化し、演算精度及び演算時間の両面に対し非常によい結果を得た。さらに、吹き付けコンクリート覆工のある場合、ここで用いる逆解析法は繰り返し計算を必要とするため、どのような条件において、覆工を考慮し



た計算を行なう必要があるのか、また、吹き付けコンクリート覆工を逆解析に取り入れる際、どのように評価すればよいかについて検討を加え、明確な回答を得た。更に、本研究により再定式化した直接逆解析法を実際の現場計測結果に適用し、十分な成果を得た。

第4章では、大規模地下空洞において情報化施工を行なうために必要な、掘削過程を考慮した直接逆解析法を提案した。そして、数値シミュレーションによって、この方法の妥当性を確かめた。さらに、ベンチ掘削によって施工されたトンネルの実測結果に、ここで提案した方法を適用し良い結果を得た。

第5章では、情報化施工の大きな柱である変位予測について一方法を提案した。そして、その実際問題への適用を試みた。その結果、現場計測開始後、5日から1週間目には、かなりの精度で、予測が可能であることを明らかにした。

なお、本研究によって開発したプログラムは、すでに2、3のトンネル建設現場、および1つの地下空洞建設現場において、施工管理のために採用され、地下空洞の情報化施工に役立っている。しかし、実際にプログラムを使用してみると数多くの問題点が生じた。以下、建設に実際に携わる技術者との議論によって明らかとなった、今後解決しなければならない研究課題について述べる。

### (1) 対策工の判定

現在の施工管理システムでは、将来の危険が予測できても、危険を回避するための、対策工の指示を行なうことができない。この欠点を取り除くためには、ロックボルト、や、吹き付けコンクリート覆工等の作用効果を明らかにし、それらの作用効果を定量的に評価する必要があるが生じてくる。本研究により、吹き付けコンクリート覆工の評価についてはある程度明らかとなったが、ロックボルトの作用効果は、いまだ、定説がなく、理論よりも経験・実績が先行している状態であり、将来克服すべき研究課題であろう。もし、ロックボルト及び吹き付けコンクリート覆工の作用効果が、明らかとなれば、数学モデルの設定も容易であり、増し打ちロックボルトの本数、長さなどの指示、及び、打設場所の指示がある程度可能になると思われる。

### (2) 施工管理値の設定

次に、問題点となるものは、管理基準値の問題である。ここで提案しているシステムでは、限界ひずみを管理基準値としている。限界ひずみは、室内試験によってある程度その値が推定できるが、コア採取困難な場合には問題がある。また、室内試験用のコアが採取できるような地山では、支保工が変状するといった問題が起こることは、極めて稀であり、通常、掘削に支障をきたすような問題

が生じる泥岩、蛇紋岩、片岩、温泉余土、崖錐などの地山では、試験用のコアが採取できない場合が多い。その時、限界ひずみをいくらと設定するかが大変重要な問題となる。従って、そのような状態の時に、地山の限界ひずみを簡単に求める試験法の開発が望まれる。さらに、地質的に、地山が硬岩と、軟岩の互層となっているような場合、限界ひずみをどう評価すればよいかなども大きな問題点である。

このように、管理基準値の設定が明確でなければ、いくらカラーグラフィックによって、地下空洞周辺のひずみ分布を描いても、定量的な評価ができず、的確な情報化施工を行なうことは、不可能となる。

### (3) システムの操作性

最後に、システムの操作性の悪さが上げられる。現在、建設現場においては、経費削減のため、人員を減らす傾向にある。また、技術者が、コンピューターに対して全く無知である場合も考えられる。従って、コンピューターの操作はできるだけ簡単にする必要がある。例えば、もし間違ったキーを押してしまったときのエラー処理をも組み込んだシステム、マウスの使用、あるいはプログラムに使用するフロッピーの枚数を減らすなどの改良を行なう必要がある。しかし、通常、操作性と汎用性は、お互いに相反するものであるため、操作性を重視すると汎用性が犠牲になってしまう。よって、どの程度まで、汎用なシステムにするかが問題点である。

## 謝辞

本論文は、著者が神戸大学大学院自然科学研究科に在学中に行なった研究の成果を取りまとめたものである。この間を含む永年にわたり、指導教授として終始懇切な御指導と御鞭達を賜わった神戸大学工学部教授桜井春輔先生に体し、深甚なる謝意を表します。同先生には、岩盤工学の基本から、研究方針、研究方法などすべての面において、御教示と御指導を承り、厚く御礼申し上げます。

また、論文の取りまとめにあたって熱心な御指導並びに御助言をいただいた神戸大学工学部教授、西村昭博士、谷本喜一博士、および神戸大学工学部助教授、高田至郎博士に心からの謝意を表します。

著者の研究にたって、神戸大学工学部土木工学科構造力学・耐震工学研究室の清水則一助手、福井大学工学部建設工学科福井卓雄講師、神戸大学総合情報処理センター福島徹助手、神戸大学大学院自然科学研究科野添久視助手、宮本文穂助手には、日頃から心暖まる激励と有益な御助言をいただき、心から御礼申し上げます。

本研究の実施にあたっては、神戸大学内外の数多くの方々から多大の御協力をいただいた。特に、近藤達敏、安井真三、塩田堂太郎、近久博志、土屋浩、岡部幸彦、阿部求、庄野俊太郎、蓮井昭則、武内邦文、森修一、西林良伸、山地宏志の各位のご支援によるところが大きく深謝の意を表します。

最後に、本論文を取りまとめるにあたり谷本篤則氏をはじめとする土木工学科構造力学・耐震工学研究室の卒業生及び在学生各位に心から感謝いたします。

## 付録

昭和60年1月10日

D B A P / M  
version 2.2

Direct Back Analysis Program  
for Microcomputors  
copyright (c) 1983 Kobe University

取 扱 い 説 明 書

1. 動作環境
2. ユーザーに提供されるソフトウェア
3. プログラムの実行の方法
4. 入力データの説明及びプログラムの制限事項
5. 出力例

神戸大学工学部  
岩盤工学研究室  
担当 進士 正人

## 1. 目的及び、動作環境

このプログラム DBAP/M (Direct Back Analysis Program for Micro Computers) は、地下空洞の安定性を、地下空洞掘削の際の現場変位計測データをもちいて評価するプログラムです。そのために、空洞周辺の材料定数及び初期応力逆解析し、さらに、通常の解析を行なうことにより空洞周辺のひずみ分布を求め、地下空洞の安定性を地山の限界ひずみと比較することによって評価するソフトウェアです。

このプログラムの実行には、以下の機器（ハードウェア）およびプログラム開発ユーティリティー（ソフトウェア）が必要となります。

### ハードウェア

1. PC-9801シリーズ本体
2. 高解像度カラーディスプレイ（600x400ドット）
3. メモリーボード1枚（256Kbyte実装）
4. プリンター
5. フロッピーディスクユニット

### ソフトウェア

1. MS-FORTRAN（アスキー）
2. TURBO PASCAL（マイクロソフトウェアアソシエイツ）
3. EGR98（カノーパス電子）
4. RAMディスクユーティリティー

また、更に以下の機器（ハードウェア）があることが望ましいと思われま  
す。

1. メモリーボード1枚（256Kbyte実装）
2. 数値データプロセッサ（i8087）
3. ハードディスクユニット
4. XYプロッター
5. インクジェットプリンター

## 2. ユーザーに供給されるソフトウェア

ユーザーには、MS-DOS、及び、N-BASICでフォーマットされた、8インチフロッピーディスク3枚が提供されます。それぞれのフロッピーディスクの内容は、次のようになっています。

### システムディスク (MS-DOSフォーマット)

A> dir

ドライブ A: のディスクにはボリュームラベルがありません  
ディレクトリは A:¥

COMMAND	COM	17655	84-05-07	11:01
DEMO1H	EXE	100074	85-01-24	1:01
CONV3	COM	22377	85-01-26	22:40
DBAPH	EXE	100842	85-01-24	11:39
DBAPS	EXE	109210	85-01-24	11:43
リスト	<DIR>		85-01-24	11:45
DEMO1S	EXE	108970	85-01-24	11:49

7 個のファイルがあります  
588800 バイトが使用可能です

それぞれのファイルは以下のプログラムとなっています。

DBAPH.EXE	<==	DBAP/Mの実行ファイル (i8087有り)
DBAPS.EXE	<==	DBAP/Mの実行ファイル (i8087無し)
DEMO1H.EXE	<==	通常 of データ処理に DBAP/M を用いる際に使用する実行ファイル (i8087有り)
DEMO1S.EXE	<==	通常 of データ処理に DBAP/M を用いる際に使用する実行ファイル (i8087無し)
CONV3.COM	<==	グラフィックに用いるデータを作成する実行ファイル (i8087無し)
DBAP<DIR>	<==	DBAP, CONV3, DEMO1 のソースファイル

次に、ディレクトリ [リスト] には以下のファイルがはいっています。

A>cd リスト

A>dir

ドライブ A: のディスクにはボリュームラベルがありません  
ディレクトリは A:¥リスト

<DIR> 85-01-24 11:45

```
..          <DIR>      85-01-24  11:45
DBAP       FOR       48105  85-01-24  11:30
DEM01     FOR       47900  85-01-24   0:53
CONV3     PAS       41329  85-01-26  21:19
```

5 個のファイルがあります  
537776 バイトが使用可能です

それぞれのファイルは以下のプログラムです。

```
DBAP.FOR   <== DBAP/Mのソースファイル( MS-FORTRAN )
DEM01.FOR  <== 通常のデータ処理にDBAP/Mを用いる際に利用するソースファ
             イル( MS-FORTRAN )
CONV3.PAS  <== グラフィックに用いるデータを作成するソースファイル(TU
             RBO PASCAL )
```

### データディスク (MS-DOSフォーマット)

B:dir

ドライブ B: のディスクにはボリュームラベルがありません  
ディレクトリは B:¥

```
DISP     DEM       248  84-03-15  21:46
FLEX     DEM      1562  84-06-25  15:21
MESH     DEM      3417  84-06-21  10:07
FILE     DAT        74  85-01-26  23:01
FLEX     W93      4268  84-06-13   0:49
MESH     W93     9341  84-06-21  14:03
DISP     W93       140  84-06-29  16:28
```

7 個のファイルがあります  
1165312 バイトが使用可能です

それぞれのファイルは以下のプログラムとなっています。

```
DISP.DEM  <== デモ用計測変位データファイル
MESH.DEM  <== デモ用メッシュファイル
FLEX.DEM  <== デモ用柔性マトリックスファイル
FILE.DAT  <== 通常のデータ処理を行なうときのインプットデータファイル
MESH.W93  <== 実際のトンネルでのメッシュファイル
DISP.W93  <== 実際のトンネルでの変位データファイル
FLEX.W93  <== 実際のトンネルでの柔性マトリックスファイル
```



グラフィック用プログラム  
ディスク (N-BASICフォーマット)

F-TRAN.MS <== MS-DOS>>N-BASICファイル変換ユーティリティー  
MESH.DIS <== 8節点メッシュ表示プログラム  
DISP.NEW <== ひずみデータ表示プログラム

### 3. プログラムの実行方法

D B A P / M を実行する方法を以下に述べます。

(1) D B A P / M システムディスクをフロッピーディスクユニットの1番に、D B A P / M データディスクを2番に入れリセットスイッチ(本体前部左側のボタン)を押す。

(2) A> の状態になりましたら、以下の様に入力してください。

1. 数値データプロセッサがない場合

A>DBAPS

2. 数値データプロセッサがある場合

A>DBAPH

数値データプロセッサがないときに DBAPH を実行すると次のようなエラーメッセージが表示され実行が中断されます。

A>DBAPH

Missing Arithmetic Processor

(3) プログラムを実行すると次のようなメッセージを表示します。

A>DBAPH

Nodalpoint and Coordinate file-name ?

このメッセージは、D B A P / M で用いるメッシュおよび座標データのファイル名を入力することを意味しています。ここでは、デモとしてすでに準備されている MESH.DEM と入力します。

引き続き以下のようなメッセージが次々と表示されます。

- a. Field Measurement data file-name ?
- b. Flexibility Matrix data file-name ?
- c. Strain data file-name [ no-initial ] ?
- d. Strain data file-name [ initial ] ?
- e. Is this calculation Initially ( Y/N ) ?
- f. Choice output device "LPT1:" or "CON:" ?

それぞれのメッセージについて、補足します。

- a. 現場変位計測データのファイル名(入力)を入力してください。
- b. 柔性マトリックスのファイル名(入出力)を入力してください。
- c. 初期ひずみを加えないひずみデータのファイル名(出力)を入力してください。

- d. 初期ひずみを加えたひずみデータのファイル名(出力)を入力してください。
- e. 今回のメッシュ及び座標による計算が初めてならば'Y'、そうでないなら'N'を入力してください。'N'を入力すると b.の柔性マトリックスは入力ファイルとなり、すでに存在している必要があります。
- f. 出力装置の選択です。それぞれ、"LPT1:"は、プリンター、"CON:"は、C R Tを表わします。

ここでは、デモとして次の様に入力してください。

A>DBAPH

```
Nodalpoint and Coordinate file-name ?B:MESH.DEM
Field Measurement data file-name ?B:DISP.DEM
Flexibility Matrix data file-name ?B:FLEX.DEM
Strain data file-name [ no-initial ] ?B:BACKMM.DEM
Strain data file-name [ initial ] ?B:BACKCC.DEM
Is this calculation Initially ( Y/N ) ?N
Choice output device "LPT1:" or "CON:"?CON:
```

すると、入力の再確認を求めますので、これによれば"Y"、入力をやり直すなら"N"をタイプしてください。

これで、D B A P / M の計算が実行されます。D B A P / M を実行すると、画面には以下のようなメッセージが表示されます。なお、STOPキーを押しても何も変化が無くなったり、何時間経っても、次の表示が現われない時(60要素程度の場合、R A M ディスク使用で、約1時間30分程度かかります。)は、プログラムが暴走している場合があります。暴走の原因は、一般にメッシュデータの誤りの場合が多いためメッシュデータを再度チェックして計算を再開してください。なお、暴走を止めるには、リセットスイッチをおしてください。

```
INPUT
TOKAS
  1
  2
  |
  8 <== 掘削要素を除く要素数まで
SSMXMM
  1
  2
  |
  40 <== 掘削節点を除く全自由度数まで
RESOLVE
```

RESOLVE  
RESOLVE

D B A P / M の計算が終了すると画面に以下のメッセージが表示されます。

Stop Program terminated

A>

(4) ここで、ひずみ分布をグラフィック表示するためのファイル変換プログラム CONV3.COM を実行します。

A>CONV3

CONV3.COM を実行すると画面がクリアされ画面上に次のメッセージが表示されます。

\*\*\* グラフィックデータ作成プログラム ver3.0 \*\*\*  
メッシュファイル名を入力してください :

このメッセージには、D B A P / M で用いた 8 節点のメッシュファイル名を入力してください。

メッシュファイル名を入力してください : MESH.DEM

ここで、入力したファイル名がディスクに存在しない時は、以下のメッセージを表示し再入力となります。

MESH.DEM が見つかりません

グラフィックでは、覆工要素は表示しないので、覆工要素を読みとばします。よって、以下のようなメッセージが表示されます。

メッシュデータ入力中、覆工要素が  
0個見つかりました。  
要素数は、正しいですか? ( y/n ) :

読み飛ばす要素数が正しいなら "Y"、そうでないなら "N" を入力してください。

メッシュデータ入力中、覆工要素が  
0個見つかりました。  
要素数は、正しいですか? ( y/n ) : Y

"N"を入力した場合以下のメッセージが表示されます。よって、正しい数を入力してください。

正しい覆工の要素数を入力してください。 要素数 :

次に、グラフィック表示するひずみファイルを入力するため、以下のようなメッセージが表示されます。

ひずみファイル名を入力してください。 :

ここでは、デモとして次のように入力します。

ひずみファイル名を入力してください。 : B:BACKMM.DEM

データを正しく読み取ると、グラフィックで用いるメッシュの作成が自動的に行なわれ、終了すると以下のようなメッセージが表示されます。

Pass -1  
Pass -2  
Pass -3  
Pass -4  
Pass -5

グラフィックデータの作成が終了しました。  
360 個の三角形を作成しました。

計算結果をグラフィック表示しますか？ ( y/n ) :

グラフィックによって、結果を確かめたいならば、"y"、そうでないなら "n"を入力してください。

計算結果をグラフィック表示しますか？ ( y/n ) :y

ただし、グラフィックによって、計算結果を表示するには e g r 9 8 ( カノープス電子 ) が必要となります。

グラフィック表示が終了すると、計算結果をディスクに出力するために以下のようなメッセージが表示されます。

計算結果をファイルに出力しますか？ ( y/n )

ファイル出力を行なう時は "y"、そうでないなら "n"を入力してください。

"y"入力すると続いて以下のようなメッセージが表示されます。

出力ファイル名 :

ここで、ファイル出力をする時のファイル名を入力してください。

計算結果をファイルに出力しますか? ( y/n ) : y  
出力ファイル名 : GRAFM.DEM

- ( 5 ) これで、DBAP/Mシステムディスクを取り出し、DBAP/Mグラフィックディスクを挿入し、再び、リセットスイッチを押して下さい。すると、MS-DOS >> N-BASICファイル変換プログラム "F-TRAN.MS" が実行され、以下の様なメッセージが出ます。

MS-DOS disk set O.K (CR)

データディスクがドライブ2にセットされていることを確認してリターンキーを入力してください。リターンキーを入力すると、次の様なMS-DOSのファイル名が表示され、左上のファイル名だけリバーズ(反転)で表示されます。

```
DISP.DEM    MESH.DEM    FLEX.DEM    FILE.DAT    MESH.W93  
DISP.W93    FLEX.W93    GRAFM.DEM
```

次に、キーボード右下にある矢印キーを使ってグラフィックでひずみ分布を表示したいファイル名の所へ、リバーズ表示を動かして下さい。そして、リターンキーを押すと以下のようなメッセージが出ます。次の様に入力して下さい。

INPUT FILE NAME IS ?GRAFM.DEM

WRITE FILE NAME ( RETURN is DEFAULT )  
WRITE FILE NAME = GRAFM.DEM OK( y/n ) ? y

FILE Convert Complete

OK

"OK"は、ファイル変換が終了したことを示します。そこで、ひずみ分布をグラフィック表示するため次の様に入力して下さい。

load "DISP.NEW"

グラフィックプログラムが実行すると、以下のようなメッセージが表示さ

れます。

STRAIN DISTRIBUTION

INPUT FILE'S NAME IS ?

ここで、今変換したファイル名を入力します。

INPUT FILE'S NAME ID ?GRAFM.DEM

次に、以下のようなメッセージが表示されます。

Do you have any comment about this Figure [ Y/N ] ?

グラフィック画面に何かコメントを表示したいならば"Y"を、そうでないならば、"N"を入力してください。"N"を入力すると、次のメッセージが表示されます。

INPUT Comment 9 letters ?

9文字以内で、コメントを入力してください。次に、グラフィックする範囲、及び表示するひずみレベル(5段階)を入力します。グラフィックする範囲は、Y座標とX座標の比が1.5である必要があります。

X(Max), X(Min), Y(Max), Y(Min): where (WX/WY) = 1.5 ?

strain level[ % ]

strain 1 ?

strain 2 ?

strain 3 ?

strain 4 ?

strain 5 ?

(6) ひずみ分布が表示されます。

4. 入力データの説明およびプログラムの制限事項

3. のプログラムの実行方法からわかるように、D B A P / M を実行するためには、以下の2個のファイルを用意する必要があります。

- a. メッシュ及び座標データ
- b. 現場変位計測データ

次ページに、a. 及びb. で使用したそれぞれのファイルのフォーマットを示します。また、D B A P / M には、次のような制限事項があります。

節 点	—	300節点まで
要 素	—	80要素まで
バンド幅	—	120まで
計測点数	—	40点まで

また、D B A P / M では3角形要素（6節点要素）が使用できます。しかし、CONV3.COMによって、グラフィックデータを自動的に作成できません。また、8節点要素においても、角の節点を交差する直線が5本以下である必要があります。6本以上では、動作は、保証できません。







# INPUT FORMAT SHEET

	10	20	30	40	50	60	70	80	備考
データタイプ	F10.0	F10.0	F10.0	F10.0	F10.0				
変数名	GAMMA	HEIGHT	Pō	FAI	EPS				
内容	単位付重量	土柱)	ポソソ比	地中の平均	比				
単位	kg/cm <sup>2</sup>	cm		degree	%				
記入例									

<説明>



INPUT FORMAT SHEET

	10	20	30	40	50	60	70	80	備考
データタイプ	I5	F10.0	F10.5	I4	I4				
変数名	L	XX	YY	IFX	IFY				
内容	要素名	X座標	Y座標	固定値以外 X方向 Y方向					
単位		Cm			Cm				
記入例	1	0.0	900.0	0	1				

〈説明〉★ 固定インデックスは、もし固定なら1, 固定でないなら0を記入する。

INPUT FORMAT SHEET

		100		200		300		400		500		600		700		800		備考
データタイプ	I5	I5	I5	F10.0	F10.0	F10.0	F10.0	F10.0	F10.0	F10.0	F10.0	F10.0	F10.0	F10.0	F10.0	F10.0	F10.0	
変数名	L	N0S	N0E	URR	URR	URR	URR	URR	URR	URR	URR	URR	URR	URR	URR	URR	URR	
内容	測点番号	測点終点	測点終点	測定方向	測定方向	測定方向	測定方向	測定方向	測定方向	測定方向	測定方向	測定方向	測定方向	測定方向	測定方向	測定方向	測定方向	
単位				cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	
記入例	1	5	11	27	0.8	415.0												

<説明>

- \* 測定方向は N0S, N0E 向きの0°に修正とする
- \* ANGLE は, N0S, N0E へむすけた方向に X 軸が向く角を正とする。
- \* 測定方向が絶対方位の場合, N0S に 10000 を加え, ANGLE には, その測定方向が X 軸になる 1000.0 未満, Y 方向ならば 1000.0 以上を代入する。

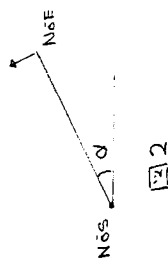


図2

傾斜計のよけに、測線しるし  
 垂直に子-勾が得られる場合は、  
 Angle を  $\alpha + 90^\circ$  にすればよい。また、  
 変化は反時計回りの場合は、

B: \*MESH.DEM Page 1

DEMO PROGRAM NO.1

20	69	80	7	4	5				
2.5		900.0		0.3		35.0		0.001	
1	1	25	27	3	17	26	18	2	1.0
2	3	27	29	5	18	28	19	4	1.0
3	5	29	31	7	19	30	20	6	1.0
4	7	31	33	9	20	32	21	8	1.0
5	9	33	35	11	21	34	22	10	1.0
6	11	35	37	13	22	36	23	12	1.0
7	13	37	39	15	23	38	24	14	1.0
8	15	39	25	1	24	40	17	16	1.0
9	25	49	51	27	41	50	42	26	1.0
10	27	51	53	29	42	52	43	28	1.0
11	29	53	55	31	43	54	44	30	1.0
12	31	55	57	33	44	56	45	32	1.0
13	33	57	59	35	45	58	46	34	1.0
14	35	59	61	37	46	60	47	36	1.0
15	37	61	63	39	47	62	48	38	1.0
16	39	63	49	25	48	64	41	40	1.0
17	53	67	57	55	66	69	56	54	1.0
18	67	61	59	57	68	60	58	69	1.0
19	49	63	61	67	64	62	68	65	1.0
20	49	67	53	51	65	66	52	50	1.0
1	0.0		900.0		0		1		
2	450.0		900.0		0		1		
3	900.0		900.0		1		1		
4	900.0		450.0		1		0		
5	900.0		0.0		1		0		
6	900.0		-450.0		1		0		
7	900.0		-900.0		1		1		
8	450.0		-900.0		0		1		
9	0.0		-900.0		0		1		
10	-450.0		-900.0		0		1		
11	-900.0		-900.0		1		1		
12	-900.0		-450.0		1		0		
13	-900.0		0.0		1		0		
14	-900.0		450.0		1		0		
15	-900.0		900.0		1		1		
16	-450.0		900.0		0		1		
17	0.0		650.0		0		0		
18	591.421		591.421		0		0		
19	650.0		0.0		0		0		
20	650.0		-650.0		0		0		
21	0.0		-650.0		0		0		
22	-650.0		-650.0		0		0		
23	-650.0		0.0		0		0		
24	-591.421		591.421		0		0		
25	0.0		400.0		0		0		
26	153.073		369.551		0		0		
27	282.843		282.843		0		0		
28	369.511		153.073		0		0		
29	400.0		0.0		0		0		
30	400.0		-200.0		0		0		
31	400.0		-400.0		0		0		
32	200.0		-400.0		0		0		
33	0.0		-400.0		0		0		

B:\MESH.DEM Page 2

34	-300.0	-400.0	0	0
35	-400.0	-400.0	0	0
36	-400.0	-200.0	0	0
37	-400.0	0.0	0	0
38	-369.551	153.073	0	0
39	-282.843	282.843	0	0
40	-153.073	369.551	0	0
41	0.0	300.0	0	0
42	212.132	212.132	0	0
43	300.0	0.0	0	0
44	300.0	-300.0	0	0
45	0.0	-300.0	0	0
46	-300.0	-300.0	0	0
47	-300.0	0.0	0	0
48	-212.132	212.132	0	0
49	0.0	200.0	0	0
50	75.537	184.776	0	0
51	141.421	141.421	0	0
52	184.776	75.537	0	0
53	200.0	0.0	0	0
54	200.0	-100.0	0	0
55	200.0	-200.0	0	0
56	100.0	-200.0	0	0
57	0.0	-200.0	0	0
58	-100.0	-200.0	0	0
59	-200.0	-200.0	0	0
60	-200.0	-100.0	0	0
61	-200.0	0.0	0	0
62	-184.776	75.537	0	0
63	-141.421	141.421	0	0
64	-75.537	184.776	0	0
65	0.0	100.0	0	0
66	100.0	0.0	0	0
67	0.0	0.0	0	0
68	-100.0	0.0	0	0
69	0.0	-100.0	0	0

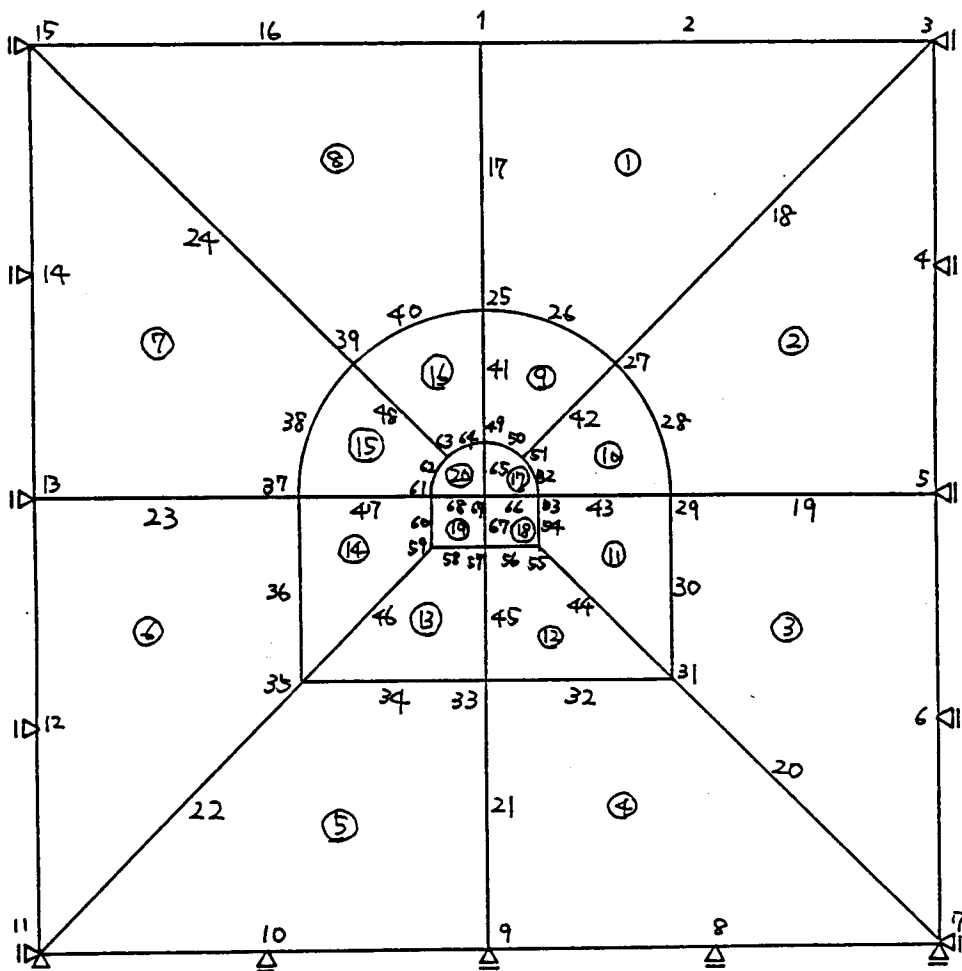


B:\\*DISP.DEM Page 1

1	51	27	0.8	45.0
2	63	39	0.4	135.0
3	62	52	-0.6	0.0
4	62	49	-1.0	33.96
5	52	49	-0.4	146.04
6	60	54	-0.8	0.0
7	1000	49	-1.0	1010.0

5. メッシュ図及び D B A P / M の出力例

Figure of mesh about "MESH.DEM"



```

*****
***                               1984-6-13 ***
***   DBAF/II ver. 2.0 ( for MS-DOS )   ***
***   Direct Back Analysis Program     ***
***           for Micro Computer       ***
***                                     ***
***   DEMO PROGRAM NO.1                ***
***                                     ***
*****

```

\*\*\* I/O LIST \*\*\*

----- Input files

	file-name	fc
Nodalpoint and Coordinate data file of model	:B:MESH.DEM	13
Displacement data file of field measurement	:B:DISP.DEM	14
Flexibility [ displacement ] Matrix file	:B:FLEX.DEM	17

----- Output files

	file-name	fc
Strain data file without Initial strain	:B:BACMM.DEM	18
Strain data file with Initial strain	:B:BACCC.DEM	19
Output device or Output listing file	:LPT1:	06

\*\*\* End of I/O List \*\*\*

```

Total Number of Element      : 20
Total Number of Point        : 69
Maximum Number of Band-width : 80
Total Number of Measurement  : 7
Excavated Number of Element  : 4
Excavated Number of Point    : 5

```

```

Unit-weight of mass : .2500000E+01 g/cm*3
Depth of Tunnel     : .9000000E+03 cm
Poisson s Ratio    : .3000000E+00
Internal Fric. Angle : .3500000E+02 degree
Critical Strain     : .1000000E-02 %

```

\*\*\* INPUT GEOMETRY \*\*\*

NO.	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	Para	band
1	1	25	27	3	17	26	18	2	1.00	54
2	3	27	29	5	18	28	19	4	1.00	54
3	5	29	31	7	19	30	20	6	1.00	54
4	7	31	33	9	20	32	21	8	1.00	54
5	9	33	35	11	21	34	22	10	1.00	54
6	11	35	37	13	22	36	23	12	1.00	54
7	13	37	39	15	23	38	24	14	1.00	54
8	15	39	25	1	24	40	17	16	1.00	80
9	25	49	51	27	41	50	42	26	1.00	54
10	27	51	53	29	42	52	43	28	1.00	54
11	29	53	55	31	43	54	44	30	1.00	54
12	31	55	57	33	44	56	45	32	1.00	54
13	33	57	59	35	45	58	46	34	1.00	54
14	35	59	61	37	46	60	47	36	1.00	54
15	37	61	63	39	47	62	48	38	1.00	54
16	39	63	49	25	48	64	41	40	1.00	80
17	53	67	57	55	66	69	56	54	1.00	34
18	67	61	59	57	68	60	58	69	1.00	26
19	49	63	61	67	64	62	68	65	1.00	40
20	49	67	53	51	65	66	52	50	1.00	38

Displacement Input Data

No.	Nos	Noe	Disp	Angle
1	51	27	.8000	45.000
2	63	39	.4000	135.000
3	62	52	-.6000	.000
4	62	49	-1.0000	33.960
5	52	49	-.4000	146.040
6	60	54	-.8000	.000
7	***	49	-1.0000	1010.000

Coordinate & Displacement Condition

K - Known  
U - Unknown  
F - Fixed

No.	xx	yy	uu	vv	No.	xx	yy	uu	vv
1	.000	900.000	U	F	51	141.421	141.421	K	K
2	450.000	900.000	U	F	52	184.776	75.537	K	K
3	900.000	900.000	F	F	53	200.000	.000	U	U
4	900.000	450.000	F	U	54	200.000	-100.000	K	K
5	900.000	.000	F	U	55	200.000	-200.000	U	U
6	900.000	-450.000	F	U	56	100.000	-200.000	U	U
7	900.000	-900.000	F	F	57	.000	-200.000	U	U
8	450.000	-900.000	U	F	58	-100.000	-200.000	U	U
9	.000	-900.000	U	F	59	-200.000	-200.000	U	U
10	-450.000	-900.000	U	F	60	-200.000	-100.000	K	K
11	-900.000	-900.000	F	F	61	-200.000	.000	U	U
12	-900.000	-450.000	F	U	62	-184.776	75.537	K	K
13	-900.000	.000	F	U	63	-141.421	141.421	K	K
14	-900.000	450.000	F	U	64	-75.537	184.776	U	U
15	-900.000	900.000	F	F	65	.000	100.000	U	U
16	-450.000	900.000	U	F	66	100.000	.000	U	U
17	.000	650.000	U	U	67	.000	.000	U	U
18	591.421	591.421	U	U	68	-100.000	.000	U	U
19	650.000	.000	U	U	69	.000	-100.000	U	U
20	650.000	-650.000	U	U					
21	.000	-650.000	U	U					
22	-650.000	-650.000	U	U					
23	-650.000	.000	U	U					
24	-591.421	591.421	U	U					
25	.000	400.000	U	U					
26	153.073	369.551	U	U					
27	282.843	282.843	K	K					
28	369.511	153.073	U	U					
29	400.000	.000	U	U					
30	400.000	-200.000	U	U					
31	400.000	-400.000	U	U					
32	200.000	-400.000	U	U					
33	.000	-400.000	U	U					
34	-200.000	-400.000	U	U					
35	-400.000	-400.000	U	U					
36	-400.000	-200.000	U	U					
37	-400.000	.000	U	U					
38	-369.551	153.073	U	U					
39	-282.843	282.843	K	K					
40	-153.073	369.551	U	U					
41	.000	300.000	U	U					
42	212.132	212.132	U	U					
43	300.000	.000	U	U					
44	300.000	-300.000	U	U					
45	.000	-300.000	U	U					
46	-300.000	-300.000	U	U					
47	-300.000	.000	U	U					
48	-212.132	212.132	U	U					
49	.000	200.000	K	K					
50	75.537	184.776	U	U					

\*\*\* Result of BACK ANALYSIS \*\*\*  
 Sigma\_x / E = -.2155233E-02  
 Sigma\_y / E = -.4291745E-02  
 Tau\_xy / E = -.9074862E-03

\*\*\* Result of Material Properties \*\*\*  
 Sigma\_x = -.1129907E+01 kg/cm\*cm  
 Sigma\_y = -.2250000E+01 kg/cm\*cm [ assumed ]  
 Tau\_xy = -.4757608E+00 kg/cm\*cm  
 EE = .5242623E+03 kg/cm\*cm  
  
 Sigma\_1 = -.9551064E+00 kg/cm\*cm  
 Sigma\_2 = -.2424801E+01 kg/cm\*cm  
 angle = -20.17 degree [ Sigma\_1 from X-axis ]

\*\*\* Result of Real Youngs Modulus \*\*\*

No.	EE
1	.1044083E+04
2	.2042189E+04
3	.3682823E+04
4	.5202788E+04
5	.5570984E+04
6	.5580567E+04
7	.5580573E+04
8	.5580573E+04
9	.5580573E+04
10	.5580573E+04

\*\*\* Result of Initial Strain \*\*\*  
 Exx\_0 = -.0221 %  
 Eyy\_0 = -.2999 %  
 Exy\_0 = -.2359 %

\*\*\* Critical Shear Strain at E-P boudary \*\*\*  
 Eps\_c = .0654 %

\*\*\* Result of Displacement \*\*\*

No.	from	to	Input	Output
1	51	27	.80000	.54492
2	63	39	.40000	.29564
3	62	52	-.60000	-.77035
4	62	49	-1.00000	-.98561
5	52	49	-.40000	-.32844
6	60	54	-.80000	-.71112
7	***	49	-1.00000	-1.12410

Nordal Displacement [Absolute]

No.	uu	vv	No.	uu	vv
1	.1796853E-01	.0000000E+00	51	-.5263326E+00	-.1068819E+01
2	-.8942990E-01	.0000000E+00	52	-.5513029E+00	-.8478222E+00
3	.0000000E+00	.0000000E+00	53	-.4898639E+00	-.6022395E+00
4	.0000000E+00	-.3556400E-01	54	-.2369915E+00	-.1288850E+00
5	.0000000E+00	.1551398E-01	55	-.2508259E-01	.3529422E+00
6	.0000000E+00	-.1870854E-01	56	.2265817E+00	.9414106E+00
7	.0000000E+00	.0000000E+00	57	.4565058E+00	.1297613E+01
8	-.7594013E-01	.0000000E+00	58	.5019710E+00	.1221283E+01
9	-.9543484E-02	.0000000E+00	59	.4524476E+00	.7755890E+00
10	.1051228E+00	.0000000E+00	60	.4741326E+00	.5399225E+00
11	.0000000E+00	.0000000E+00	61	.3999681E+00	.1811254E+00
12	.0000000E+00	-.7127858E-02	62	.2190518E+00	-.1918618E+00
13	.0000000E+00	-.1163880E-01	63	.4346499E-01	-.5895635E+00
14	.0000000E+00	-.4011831E-02	64	-.1402947E+00	-.9094664E+00
15	.0000000E+00	.0000000E+00			
16	.7414602E-01	.0000000E+00			
17	.3729887E-02	-.2354879E+00			
18	-.1278326E+00	-.1023777E+00			
19	-.6016270E-01	-.1826197E-01			
20	-.3776419E-01	-.2008327E-01			
21	.7758809E-02	.2845127E+00			
22	.1076471E+00	.3908143E-01			
23	.3526355E-01	-.1481749E-01			
24	.4387095E-01	-.6847290E-02			
25	-.6350669E-01	-.5749820E+00			
26	-.2497646E+00	-.6105161E+00			
27	-.3469161E+00	-.4776030E+00			
28	-.3108039E+00	-.2886587E+00			
29	-.1646214E+00	-.1340004E+00			
30	-.2605254E-02	-.4696763E-02			
31	-.2501029E-01	.3390778E-01			
32	-.6692532E-01	.3044425E+00			
33	.1093783E+00	.7355316E+00			
34	.2937086E+00	.5573548E+00			
35	.2424854E+00	.2378937E+00			
36	.2341393E+00	.1825215E+00			
37	.1052647E+00	.4007623E-01			
38	.2912815E-01	-.5405356E-01			
39	.4774490E-01	-.1671824E+00			
40	.5764026E-01	-.3556317E+00			
41	-.1295354E+00	-.8035727E+00			
42	-.4625357E+00	-.7033601E+00			
43	-.2507092E+00	-.2234432E+00			
44	.1281325E-01	.7783203E-01			
45	.1869671E+00	.9690526E+00			
46	.3435050E+00	.4211382E+00			
47	.1767353E+00	.9150057E-01			
48	.4079520E-01	-.2693796E+00			
49	-.3413921E+00	-.1124103E+01			
50	-.4690806E+00	-.1195816E+01			



\*\*\* Strain Distribution [%] ( No Initial Strain considered ) \*\*\*

		Element no. 1							
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	332.06,	447.58]	.00	.06	.16	.117	-.053	.170	.064
2 [	608.59,	778.77]	.02	.03	.03	.043	.010	.033	.053
3 [	93.46,	500.93]	-.07	.15	.06	.154	-.078	.233	.076
4 [	164.27,	793.07]	-.03	.09	.02	.088	-.034	.123	.054
		Element no. 2							
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	500.91,	93.46]	.07	-.04	.03	.072	-.041	.113	.032
2 [	793.06,	164.27]	.04	-.01	.00	.037	-.012	.048	.025
3 [	447.56,	332.06]	.06	-.01	.14	.104	-.053	.156	.051
4 [	778.77,	608.59]	.04	.01	.01	.043	.006	.037	.049
		Element no. 3							
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	505.66,	-398.80]	.01	.00	.00	.006	-.002	.007	.004
2 [	794.34,	-626.47]	.01	.00	.01	.011	-.001	.012	.011
3 [	505.66,	-106.86]	.01	-.03	-.03	.015	-.034	.050	-.019
4 [	794.34,	-167.86]	.01	.01	.00	.009	.006	.003	.015
		Element no. 4							
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	106.86,	-505.66]	-.06	.11	-.12	.130	-.082	.212	.048
2 [	167.86,	-794.34]	-.02	.07	-.03	.071	-.027	.098	.044
3 [	398.80,	-505.66]	.03	-.01	-.04	.037	-.021	.058	.016
4 [	626.47,	-794.34]	.02	.00	-.01	.023	-.005	.027	.018
		Element no. 5							
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	-398.80,	-505.66]	.03	.03	.13	.098	-.036	.134	.062
2 [	-626.47,	-794.34]	.03	.03	.03	.043	.010	.032	.053
3 [	-106.86,	-505.66]	-.08	.16	.11	.176	-.091	.267	.085
4 [	-167.86,	-794.34]	-.04	.10	.03	.097	-.041	.138	.056
		Element no. 6							
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	-505.66,	-106.86]	.05	-.04	.01	.052	-.040	.092	.012
2 [	-794.34,	-167.86]	.03	.00	.00	.029	-.005	.033	.024
3 [	-505.66,	-398.80]	.06	-.01	.08	.078	-.030	.103	.048
4 [	-794.34,	-626.47]	.04	.00	.01	.045	-.001	.046	.045
		Element no. 7							
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	-447.58,	332.06]	.01	-.01	-.04	.022	-.020	.042	.001
2 [	-778.77,	608.59]	.01	.00	.01	.015	.002	.013	.017
3 [	-500.93,	93.46]	.01	-.02	-.02	.015	-.021	.036	-.006
4 [	-793.07,	164.27]	.01	.01	.00	.008	.006	.002	.013
		Element no. 8							
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	-93.46,	500.93]	-.05	.10	-.08	.109	-.045	.174	.044
2 [	-164.27,	793.07]	-.02	.06	-.02	.066	-.021	.087	.045
3 [	-332.06,	447.58]	.01	.00	-.07	.041	-.025	.066	.017
4 [	-608.59,	778.77]	.02	.00	-.01	.020	.002	.018	.022

\*\*\* Strain Distribution [%] ( No Initial Strain considered ) \*\*\*

		Element no. 9							
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	139.28,	197.66]	-.03	.21	.47	.357	-.172	.529	.185
2 [	206.31,	291.87]	-.01	.12	.35	.240	-.130	.369	.110
3 [	40.38,	238.63]	-.16	.35	.20	.370	-.175	.544	.195
4 [	60.26,	352.36]	-.14	.23	.09	.234	-.145	.379	.089

		Element no.10							
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	238.62,	40.38]	.23	-.20	.35	.291	-.260	.551	.030
2 [	352.34,	60.26]	.10	-.12	.02	.100	-.121	.222	-.021
3 [	197.65,	139.28]	.09	.02	.51	.310	-.200	.511	.110
4 [	291.85,	206.31]	.11	-.02	.28	.199	-.109	.308	.090

		Element no.11							
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	242.26,	-191.07]	.02	-.25	-.44	.144	-.374	.518	-.230
2 [	357.73,	-282.14]	.00	-.02	-.01	.005	-.023	.028	-.018
3 [	242.26,	-51.20]	.19	-.26	.03	.192	-.260	.453	-.068
4 [	357.73,	-75.60]	.05	-.07	-.05	.057	-.073	.130	-.016

		Element no.12							
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	51.20,	-242.26]	-.15	.33	-.09	.331	-.150	.481	.181
2 [	75.60,	-357.73]	-.09	.20	-.17	.219	-.110	.329	.107
3 [	191.07,	-242.26]	-.12	.01	-.49	.195	-.306	.501	-.112
4 [	282.14,	-357.73]	.02	-.02	-.09	.051	-.052	.103	-.002

		Element no.13							
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	-191.07,	-242.26]	.02	.10	.48	.307	-.181	.487	.126
2 [	-282.14,	-357.73]	.02	.06	.26	.170	-.094	.264	.075
3 [	-51.20,	-242.26]	-.10	.37	.31	.415	-.144	.559	.272
4 [	-75.60,	-357.73]	-.11	.23	.15	.250	-.130	.380	.120

		Element no.14							
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	-242.26,	-51.20]	.22	-.25	.11	.231	-.254	.485	-.023
2 [	-357.73,	-75.60]	.08	-.10	.02	.082	-.097	.180	-.015
3 [	-242.26,	-191.07]	.13	-.14	.42	.249	-.253	.502	-.005
4 [	-357.73,	-282.14]	.10	-.04	.17	.137	-.077	.214	.059

		Element no.15							
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	-197.66,	139.28]	-.01	-.11	-.51	.199	-.321	.521	-.122
2 [	-291.87,	206.31]	.02	-.04	-.11	.051	-.075	.126	-.024
3 [	-238.63,	40.38]	.17	-.28	-.22	.199	-.308	.507	-.109
4 [	-352.36,	60.26]	.05	-.08	-.06	.056	-.086	.142	-.030

		Element no.16							
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	-40.38,	238.63]	-.20	.31	-.14	.314	-.211	.525	.104
2 [	-60.26,	352.36]	-.10	.18	-.16	.203	-.116	.319	.088
3 [	-139.28,	197.66]	-.13	.10	-.49	.256	-.290	.546	-.034
4 [	-206.31,	291.87]	-.02	.01	-.19	.091	-.097	.183	-.006

\*\*\* Strain Distribution [%] ( Initial Strain considered ) \*\*\*

Element no. 1									
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	332.06,	447.58]	-.02	-.24	-.08	-.015	-.243	.228	-.258
2 [	608.59,	778.77]	.00	-.27	-.21	.033	-.301	.334	-.269
3 [	93.46,	500.93]	-.10	-.15	-.17	-.032	-.214	.182	-.246
4 [	164.27,	793.07]	-.06	-.21	-.22	-.001	-.267	.267	-.268
Element no. 2									
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	500.91,	93.46]	.05	-.34	-.21	.075	-.365	.441	-.290
2 [	793.06,	164.27]	.01	-.31	-.23	.051	-.349	.400	-.297
3 [	447.56,	332.06]	.04	-.31	-.10	.048	-.319	.367	-.271
4 [	778.77,	608.59]	.02	-.29	-.22	.055	-.328	.383	-.273
Element no. 3									
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	505.66,	-398.80]	-.02	-.30	-.24	.026	-.344	.371	-.318
2 [	794.34,	-626.47]	-.01	-.30	-.23	.028	-.339	.368	-.311
3 [	505.66,	-106.86]	-.01	-.33	-.27	.037	-.378	.414	-.341
4 [	794.34,	-167.86]	-.01	-.29	-.24	.030	-.337	.367	-.307
Element no. 4									
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	106.86,	-505.66]	-.09	-.19	-.35	.046	-.320	.365	-.274
2 [	167.86,	-794.34]	-.05	-.23	-.27	.023	-.301	.324	-.278
3 [	398.80,	-505.66]	.01	-.31	-.28	.058	-.364	.422	-.305
4 [	626.47,	-794.34]	.00	-.30	-.25	.043	-.347	.390	-.304
Element no. 5									
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	-398.80,	-505.66]	.01	-.27	-.10	.015	-.275	.290	-.260
2 [	-626.47,	-794.34]	.00	-.27	-.20	.037	-.306	.343	-.269
3 [	-106.86,	-505.66]	-.10	-.14	-.12	-.055	-.182	.127	-.237
4 [	-167.86,	-794.34]	-.06	-.20	-.21	-.008	-.256	.250	-.266
Element no. 6									
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	-505.66,	-106.86]	.03	-.34	-.23	.062	-.373	.435	-.310
2 [	-794.34,	-167.86]	.01	-.30	-.24	.047	-.344	.391	-.298
3 [	-505.66,	-398.80]	.04	-.31	-.15	.051	-.325	.376	-.274
4 [	-794.34,	-626.47]	.02	-.30	-.22	.057	-.334	.391	-.277
Element no. 7									
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	-447.58,	332.06]	-.01	-.31	-.27	.042	-.362	.404	-.321
2 [	-778.77,	608.59]	-.01	-.30	-.23	.031	-.336	.367	-.305
3 [	-500.93,	93.46]	-.01	-.32	-.26	.036	-.365	.401	-.328
4 [	-793.07,	164.27]	-.01	-.29	-.24	.029	-.338	.367	-.309
Element no. 8									
	XG	YG	Exx	Eyy	Exy	E1	E2	Sg	Vs
1 [	-93.46,	500.93]	-.08	-.20	-.32	.033	-.311	.344	-.278
2 [	-164.27,	793.07]	-.04	-.24	-.26	.022	-.299	.321	-.277
3 [	-332.06,	447.58]	-.01	-.30	-.30	.055	-.360	.415	-.305
4 [	-608.59,	778.77]	.00	-.30	-.24	.041	-.341	.382	-.300

\*\*\* Strain Distribution [%] ( Initial Strain considered ) \*\*\*

		Element no. 9								
	XG	YG	E <sub>xx</sub>	E <sub>yy</sub>	E <sub>xy</sub>	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	S <sub>g</sub>	V <sub>s</sub>	
1 [	139.28,	197.66]	-.05	-.09	.24	.051	-.188	.240	-.137	
2 [	206.31,	291.87]	-.03	-.18	.11	-.011	-.201	.190	-.212	
3 [	40.38,	238.63]	-.18	.05	-.04	.053	-.179	.232	-.127	
4 [	60.26,	352.36]	-.16	-.07	-.14	-.033	-.200	.168	-.233	
		Element no.10								
	XG	YG	E <sub>xx</sub>	E <sub>yy</sub>	E <sub>xy</sub>	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	S <sub>g</sub>	V <sub>s</sub>	
1 [	238.62,	40.38]	.20	-.50	.12	.209	-.500	.709	-.292	
2 [	352.34,	60.26]	.08	-.42	-.21	.099	-.442	.541	-.343	
3 [	197.65,	139.28]	.07	-.28	.27	.112	-.324	.437	-.212	
4 [	291.85,	206.31]	.08	-.32	.05	.086	-.318	.404	-.232	
		Element no.11								
	XG	YG	E <sub>xx</sub>	E <sub>yy</sub>	E <sub>xy</sub>	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	S <sub>g</sub>	V <sub>s</sub>	
1 [	242.26,	-191.07]	.00	-.55	-.68	.159	-.711	.971	-.552	
2 [	357.73,	-282.14]	-.02	-.32	-.24	.025	-.365	.391	-.340	
3 [	242.26,	-51.20]	.17	-.56	-.21	.184	-.574	.758	-.350	
4 [	357.73,	-75.60]	.03	-.37	-.29	.076	-.414	.490	-.337	
		Element no.12								
	XG	YG	E <sub>xx</sub>	E <sub>yy</sub>	E <sub>xy</sub>	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	S <sub>g</sub>	V <sub>s</sub>	
1 [	51.20,	-242.26]	-.17	.03	-.33	.120	-.261	.381	-.141	
2 [	75.60,	-357.73]	-.11	-.10	-.40	.095	-.308	.404	-.213	
3 [	191.07,	-242.26]	-.14	-.29	-.72	.152	-.586	.738	-.434	
4 [	282.14,	-357.73]	.00	-.32	-.33	.068	-.392	.460	-.324	
		Element no.13								
	XG	YG	E <sub>xx</sub>	E <sub>yy</sub>	E <sub>xy</sub>	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	S <sub>g</sub>	V <sub>s</sub>	
1 [	-191.07,	-242.26]	.00	-.20	.24	.060	-.256	.316	-.196	
2 [	-282.14,	-357.73]	.00	-.24	.03	-.001	-.245	.244	-.247	
3 [	-51.20,	-242.26]	-.12	.07	.08	.075	-.125	.200	-.050	
4 [	-75.60,	-357.73]	-.13	-.07	-.08	-.049	-.153	.104	-.202	
		Element no.14								
	XG	YG	E <sub>xx</sub>	E <sub>yy</sub>	E <sub>xy</sub>	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	S <sub>g</sub>	V <sub>s</sub>	
1 [	-242.26,	-51.20]	.20	-.55	-.12	.208	-.552	.760	-.345	
2 [	-357.73,	-75.60]	.06	-.40	-.22	.085	-.422	.507	-.337	
3 [	-242.26,	-191.07]	.11	-.44	.19	.126	-.453	.579	-.327	
4 [	-357.73,	-282.14]	.07	-.34	-.07	.076	-.338	.414	-.263	
		Element no.15								
	XG	YG	E <sub>xx</sub>	E <sub>yy</sub>	E <sub>xy</sub>	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	S <sub>g</sub>	V <sub>s</sub>	
1 [	-197.66,	139.28]	-.03	-.41	-.75	.197	-.641	.837	-.444	
2 [	-291.87,	206.31]	.00	-.34	-.34	.070	-.416	.486	-.346	
3 [	-238.63,	40.38]	.15	-.58	-.46	.217	-.648	.365	-.431	
4 [	-352.36,	60.26]	.03	-.38	-.30	.075	-.428	.503	-.352	
		Element no.16								
	XG	YG	E <sub>xx</sub>	E <sub>yy</sub>	E <sub>xy</sub>	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	S <sub>g</sub>	V <sub>s</sub>	
1 [	-40.38,	238.63]	-.22	.01	-.37	.110	-.328	.439	-.218	
2 [	-60.26,	352.36]	-.12	-.12	-.39	.079	-.313	.392	-.234	
3 [	-139.28,	197.66]	-.16	-.20	-.73	.188	-.543	.731	-.356	
4 [	-206.31,	291.87]	-.04	-.29	-.42	.080	-.407	.487	-.328	