

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第3232号

土 木 研 究 所 資 料

トンネル掘削時地盤変状の
予測・対策マニュアル(案)

平成6年2月

建設省土木研究所
トンネル研究室

Copyright © (1994) by P. W. R. I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

トンネル掘削時地盤変状の 予測・対策マニュアル（案）

トンネル研究室 室 長 猪 熊 明
研 究 員 角 湯 克 典

要 旨

都市部でのトンネルおよび土被り厚の薄いトンネルが建設されるにつれ、トンネル掘削にともなう地表面沈下への対応が問題となっている。本マニュアル（案）は、トンネルが掘削され応力解放による地表面沈下の発生を有限要素法により予測する手法について述べたものである。また施工中の地山の挙動を計測し、その結果を逆解析し施工にフィードバックする際の基本的考え方や既設構造物等への影響を防止するための対策の考え方についても示した。

キーワード：地盤変状、FEM、解析領域、地山物性値、支保覆工のモデル化、掘削相当外力、逆解析、
対策

まえがき

都市の地下空間は、残された貴重な空間資源として大きな役割を期待されている。しかしながら、都市内浅部の地下空間は既に公共施設の埋設空間として、あるいは建築物の基礎等に利用されており、今後このような幅狭した地下空間の利用を考えたとき、これらの既設構造物に与える影響つまり地中・地表面沈下量を最小限にする必要がある。

地表面沈下が発生する主要因としては、掘削による応力の解放、地下水の変状に起因する圧密の大きく2つに分類することが出来る。現在、前者のトンネル掘削にともなう地表面沈下量の解析は、有限要素法等の数値的な解析手法によるものが主力となっている。しかしながら有限要素法によって地表面沈下量を予測するにあたっては、その入力パラメータが多岐にわたりその影響評価が困難であることから、各機関あるいは各事業主体によって様々な解析手法がとられており、解析結果の統一的な比較・評価を困難にしている。

そこで、本研究室ではトンネル掘削にともなう地表面沈下量の解析手法について検討を加え、従来の手法を改善するとともに、その共通項を整理し、解析手法のマニュアル（案）としてまとめた。これにより、簡易な手法で比較的妥当な結果を得るとともに解析結果の定量的な比較・評価が可能になると考えられる。なお、本マニュアル（案）は一部新しい手法を含んでいるが、これについては過去の事例から計算と実測との比較は行っているがさらにデータを蓄積したいと考えている。本マニュアル（案）が今後トンネル掘削による地表面沈下予測業務に活用され、さらに充実した内容となるものを願うものである。

最後に、本マニュアル（案）をとりまとめるにあたり、前部外研究員の山村浩介氏（現 東洋建設（株））、ならびに中出 睦氏（現 日産建設（株））には多大な協力をいただいた、ここに謝意を表す。

なお、本マニュアル（案）の一部は、建設省において昭和62年度より平成3年度までの5カ年にわたり総合技術開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発」として、共同研究が進められてきた成果の一部である。

平成6年2月

土木研究所トンネル研究室

猪熊 明

角湯 克典

目 次

1. 共通事項	1
1. 1 適用範囲	1
1. 2 用語の定義	3
1. 3 地盤変状予測・対策の手順	5
2. 調査	7
2. 1 既往資料の収集	7
2. 2 地質調査	8
2. 3 実績調査による変状予測	9
2. 4 基準・指針類に関する調査	10
3. 地盤変状の有限要素解析	11
3. 1 概説	11
3. 2 解析領域	13
1) 側方境界の設定	13
2) 下方境界の設定	15
3. 3 地盤のモデル化	16
1) 解析次元	16
2) 応力～ひずみモデル	16
3) 要素分割	17
4) 地山物性値	17
(1) 変形係数	18
(2) ボアソン比	20
(3) 粘着力および内部摩擦角	20
3. 4 支保工・覆工のモデル化	22
1) 山岳トンネル工法	22
(1) 吹付けコンクリート	22
(2) ロックボルト	24
(3) 鋼アーチ支保工	24
2) シールドトンネル工法	24
(1) セグメント覆工	24
(2) 裏込め注入材	24

3. 5 初期応力解析	25
1) 側圧係数	25
(1) 山岳トンネル	26
(2) シールドトンネル工法の側圧係数	26
2) 初期応力計算	26
3. 6 トンネル掘削解析	28
1) 共通事項	30
2) 山岳トンネル工法	30
(1) 掘削相当外力とトンネルに作用する土圧	30
(2) 計算手法 1	31
(3) 計算手法 2	34
3) シールドトンネル工法	35
(1) 計算手法 1	35
(2) 計算手法 2	42
4. 施工と逆解析	43
5. 対策	46
参考文献	48
1. 変形係数設定に関する資料	59
2. 吹付けコンクリートの変形係数に関する試計算	65
3. 側圧係数を変えた試計算	68
4. 掘削相当外力の自重項に関する試計算	70
5. テールボイド沈下の割合	73
6. 裏込め注入圧の実測値例	74
7. 地表面沈下横断面形状に関する試計算	80

目 次

1. 変形係数設定に関する資料	59
2. 吹付けコンクリートの変形係数に関する試計算	65
3. 側圧係数を変えた試計算	68
4. 掘削相当外力の自重項に関する試計算	70
5. テールボイド沈下の割合	73
6. 裏込め注入圧の実測値例	74
7. 地表面沈下横断面形状に関する試計算	80

1. 共通事項

1. 1 適用範囲

本マニュアル（案）は、事前設計において道路トンネル掘削にともなう地表面沈下量を、有限要素法を用いて解析し、他の調査結果と合わせて総合的に予測し、必要な対策を講ずる場合の参考とする際に適用する。また、本文は1993年時点での知見をまとめたもので、新しい知見が認められた場合はそれを取り入れることとする。

（解説）

1) 変位解析への適用

本マニュアル（案）は、道路トンネルを掘削する際に生ずる地表面沈下量を解析的手法のうち有限要素法を用いて解析し、必要により対策工法を選定する場合の基本的な考え方を示したものである。ただし、地表面沈下量の予測に当たっては有限要素法のみに基づくのではなく、対象とするトンネル工事と同様の地質、地形、土盛り、断面、施工法に於ける過去の地表面沈下量の実測値とを比較勘案する必要がある。

また、必要な対策を講ずるのは予想した地表面沈下量が対象とする構造物の管理値および規制値を超過する可能性があると考えられる場合とし、対策については、その基本的な考え方を示した。

なお、本マニュアル（案）は山岳トンネル工法、シールドトンネル工法で施工された道路トンネルの地表面沈下量を対象としており、開削工法により施工されたトンネルは対象とはしていない。また、本マニュアル（案）の解析手法は、地表面沈下の要因をトンネル掘削による地中応力の解放（再配分）とし、その他の間隙水の移動に伴う変化等の要因は対象としていない。すなわち、浸透流や圧密による沈下の長期的な現象は対象としない。また、本マニュアル（案）で対象としている解析は地表面沈下を予測するための有限要素法を用いたトンネル横断方向モデルであり、トンネル縦断方向解析や3次元解析は、対象としていない。

なお、ここで紹介している解析手法は、1993年時点での知見をまとめたものであり、解析手法は近年技術的進歩がめざましく、新しい知見が認められた場合はそれを取り入れることとする。

2) 応力解析への応用

本マニュアル（案）を地表面沈下量等の変位解析ではなく、応力解析に用いる場合には、次に述べる点について注意する必要がある。本マニュアル（案）の特徴としては、以下の章（3. 6）に述べるように掘削相当外力の設定が新しい点にある。本マニュアル（案）では、トンネル掘削をシミュレートする地盤内の掘削相当外力として、初期地山応力を用いないため、地盤内に発生している応力を求めるためには、別途に初期地山応力解析を実施する必要がある。しかしながら、以下の章に書かれているように初期地山応力解析を実施し、トンネル掘削解析をした後の地山の応力状態は必ずしも地山の実際の応力状態と一致しているとは言えない。これは、本解析手法に限らず現在の数値解析手法では、トンネル掘削によるアーチアクションを表現できないことから説明される。よって、応力解析に本マニュアル（案）を用いる場合、本マニュアル（案）による解析結果と、過去において行われ実績のある解析手法の結果とを比較することが必要であるが、

地山内の応力状態については現地計測がほとんど行われておらず、その妥当性を評価するのは非常に困難であるため、その取り扱いには十分注意しなければならない。

次に支保部材に発生する応力については、掘削後にトンネル覆工体に作用させる掘削相当外力としてTerzaghiの土圧を用いているため、従来とほぼ同等の外力が作用し、同等の部材力が発生しているものと推定される。しかしながら、支保、覆工のモデル化についても完全に解明されているとはいいがたいため、その評価に関しては本マニュアル（案）による解析結果と過去において行われ実績のある解析手法の結果あるいは過去に実施されたトンネルにおける計測結果を比較し検討する必要があると考えられる。

1. 2 用語の定義

本マニュアル（案）で用いる用語の定義は以下のようにする。

- 解析領域 — 地表面沈下を予測する際に解析の対象とされる領域。
- 等価節点力 — 地山要素内に所定の応力を発生させる節点力。
- 掘削相当外力 — 掘削を相似させるために掘削面に等価節点力を打ち消すように作用させる節点力。
- 応力解放率 — モデル化した地山の初期応力と掘削相当外力との大きさの比。

（解説）

本マニュアル（案）で用いる用語は以下のように定義する（下図参照）。

解析領域

解析領域は地表面沈下を予測する際に地山および支保をモデル化し解析対象とする領域とする。解析結果は、有限要素法の性質上その大きさ、形状、境界条件等により変化する。したがって、一般に解析領域はその目的によって異なるものである。本マニュアル（案）では解析目的を地表面沈下量の予測としており、この目的に合ったものとする必要がある。具体的な領域の形状については、その目的に合ったものとして、3. 2 解析領域の節で述べる。

等価節点力

有限要素法による解析では、連続体を有限個の要素に分割し、それらの要素は節点で接合していると仮定する。要素内の応力はこれらの節点に作用する力により発生すると考え、要素に作用する応力を静的に等価な節点力で表す。要素の剛性方程式は、この節点力と節点変位との関係式として定式化される。本マニュアル（案）では地盤を対象としているため、等価節点力とは地山要素内に所定の応力を発生させる節点力とする。

掘削相当外力

有限要素法による解析において掘削を表現する方法として、掘削する位置の要素を削除することによりシミュレートしている。このとき、これにともない掘削面上の要素を結ぶ節点に働いていた等価節点力の一部または全部を解放してやる必要がある。そこで、個々の節点で、各々働いている等価節点力を打ち消す力を節点力として作用させる。このときの節点力を掘削相当外力という。

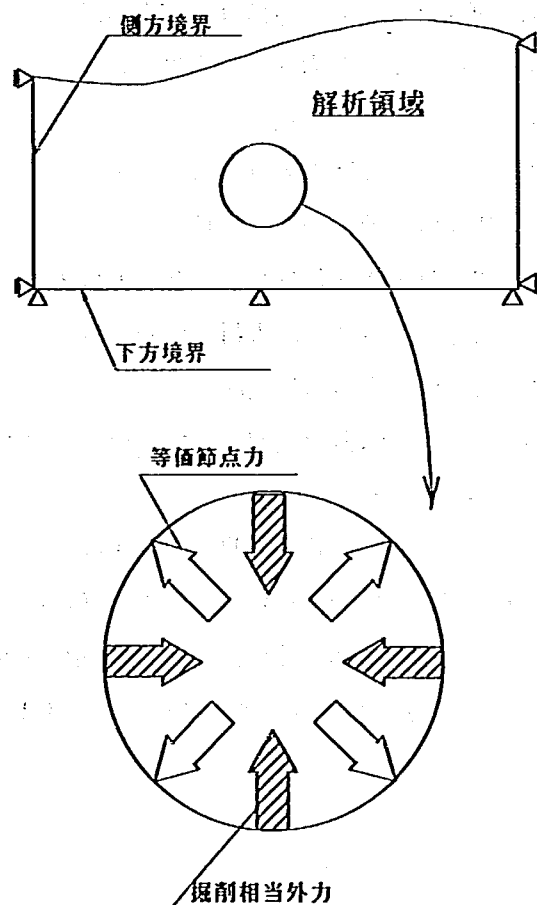


図-1. 2. 1 用語の定義

応力解放率

応力解放率とは掘削相当外力を求めるために等価節点力を打ち消す力に乗ずる率をいうものとする。応力解放率は、トンネル掘削時にトンネル掘削予定面に生じている応力を、クリープ的な挙動あるいは切羽の進行を考慮し、三次元的地山挙動を模擬するために設定する。具体的な設定については、3. 6 トンネル掘削解析の節で述べる。

記号

また本マニュアル（案）で用いる記号は以下のように定義する。

- D (m) : トンネル直径
- H (m) : 土被り厚
- ν_0 : 初期ポアソン比
- ν : ポアソン比
- ν_c : 吹き付けコンクリートのポアソン比
- t (cm) : 吹き付けコンクリートの厚さ
- δ (mm) : 地表面沈下量
- ϕ (deg.) : 内部摩擦角（全応力表示）
- c (N/m²) : 粘着力（全応力表示）
- K : 側圧係数
- N : 標準貫入試験によるN値
- E (N/m²) : 地山の变形係数
- E_c (N/m²) : 吹き付けコンクリートの变形係数
- E_b (N/m²) : 裏込め注入材の变形係数
- P_b (N/m²) : 裏込め注入圧
- α (%) : 応力解放率 = |掘削相当外力| / |等価節点力|
- ρ (g/cm³) : 土の密度
- i (m) : 地表面沈下曲線の変曲点とトンネル中心の水平距離

※ 本文中で上記の記号に「'」がついている場合は、有効応力表示とする。

初期ポアソン比 ν_0 は、地山内の初期応力解析に用い、ポアソン比 ν は、掘削時の解析に用いる。

なお、本マニュアル（案）は、S I 単位系を主体とするが、従来の単位系も用いる場合がある。

1. 3 地盤変状予測・対策の手順

トンネル掘削にともなう地盤変状の予測・対策は以下の手順に従って行うものとする。

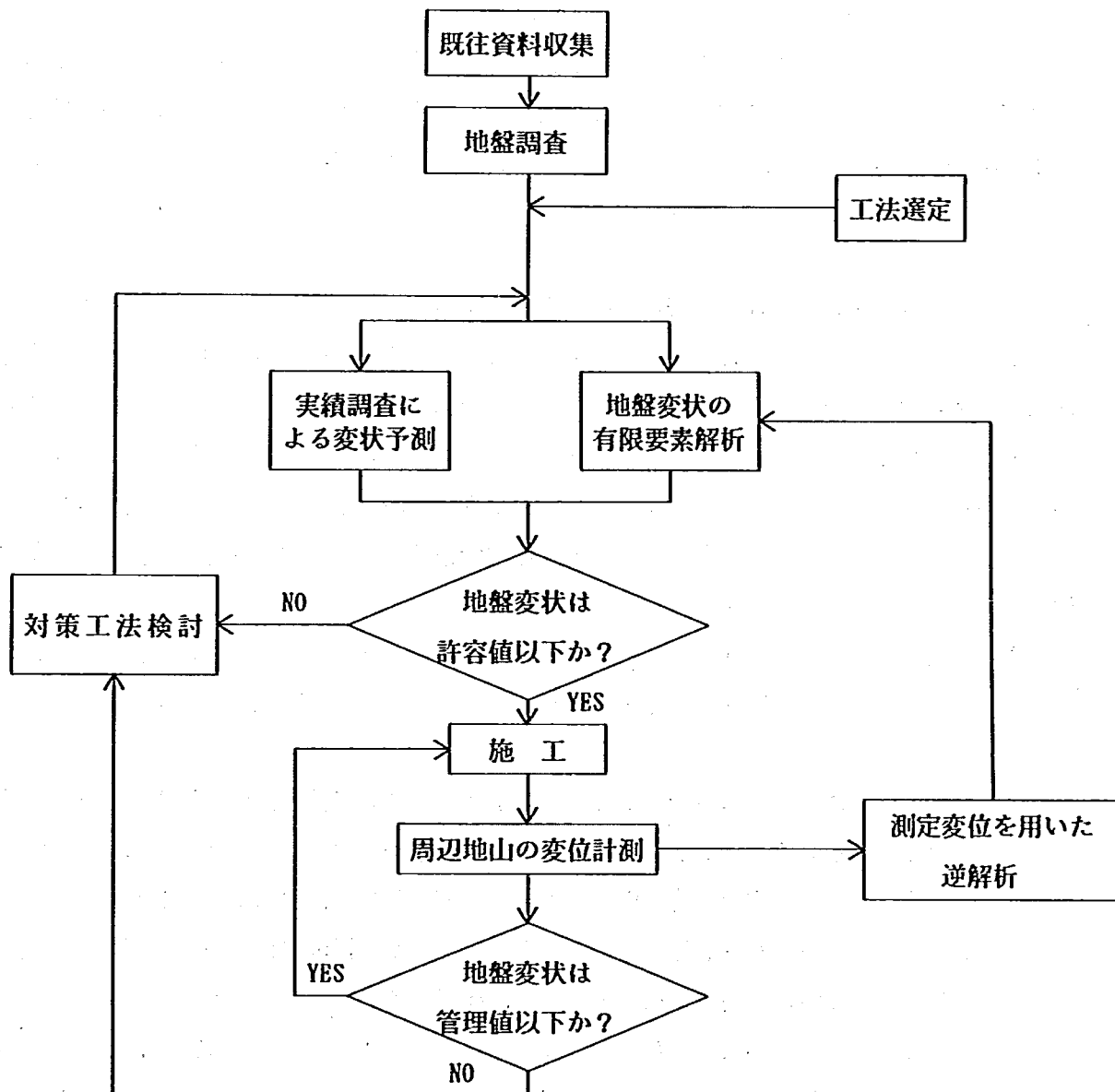


図-1.3.1 地盤変状予測の手順

(解説)

トンネル掘削にともなう地盤変状の予測・対策は、上図の手順に従って行う。

既往資料収集：既往資料調査はトンネル調査の初期の段階で、対象地域の地形、地質の概要、水文環境などの概要、土地利用状況および工事等に関する資料を収集し、主な問題点を把握する。

地盤調査：次に既往資料結果に基づき地盤調査を行う。地盤調査は地質、湧水等を把握し、地山の硬軟、切羽の自立性、掘削による土圧の程度等の評価を行い、トンネルを安全に経済的にかつ迅速に掘削するための資料を得る。

工法選定：トンネル工法は既往資料調査結果、地盤調査結果より周辺環境への影響を勘案し、トンネルをより安全に経済的にかつ迅速に掘削するために選定する。

実績調査による変状予測：次に実績調査、既往工事調査により地表面沈下予測を行う。既往工事に関する調査としては路線周辺部の土木工事や建設工事などの施工記録や調査、工事報告書があり、特に路線周辺のトンネル工事に関する記録は重要である。実績調査による変状予測はこれら工事記録と同様の地形、地質、土被り、断面施工法における過去の地表面沈下量より当該トンネルにおける掘削による沈下量を予測し算定する。

地盤変状の有限要素解析：地表面沈下解析は既往の資料および地盤調査より得られた資料をもとに地山のモデル化を行い、トンネル工法の選定に基づき支保・覆工のモデル化、掘削相当外力の設定を行い実施する。

評価：次にトンネル掘削にともなう地表面沈下量が対象構造物に対する許容値を満足するか否かの判断を行う必要があるが、これは地表面沈下解析のみによるのではなく既往の工事調査、実績調査等、総合的な見地から判断を行わなければならない。トンネル掘削にともなう地表面沈下量が許容値を満足しないと判断されたならば、必要な対策を講じる必要がある。対策工法は地山条件および立地条件等を考慮して、効果的で、かつ経済性、施工性に優れた工法を選定する必要がある。

施工：トンネル掘削にともなう地表面沈下量が許容値を満足すると判断されたならば、施工計画にのっとり施工を行う。施工にあたっては、関係法令等を遵守し、事故、災害の未然防止等の安全管理に十分留意しなければならない。

周辺地山の変位計測：施工に際しては各現場ごとにトンネル設計の妥当性の評価や周辺環境への影響や安全対策のために施工管理値を定めることが多く、施工中は地山の挙動を現場計測によって常に把握し、これらの値が常に施工管理値を満足し、安全に施工出来るように管理しなければならない。しかしながら事前調査等では予期できない事態に遭遇したり、施工不良等によってトンネル掘削中に地表面沈下量等が施工管理値を満足しない事態が発生した時は、対策工法をすみやかに検討する必要性が出てくる。

測定変位を用いた逆解析：構造物が大型または特殊な場合やトンネル支保工、地表面等に変状が発生し対策工法を検討する場合、現場計測によって得られた測定変位を用いて逆解析を行う。逆解析によりトンネル掘削対象地盤の物性値や初期応力等を再評価し、次の順解析へそれらの値をフィードバックする。

対策工法：対策工法はこれら逆解析より得られた結果や地山条件および立地条件等を考慮して効果的でかつ経済性および施工性に優れた工法を選定する。選定された対策工法に対してこれを数値解析上に反映させるために定量的あるいは定性的にモデル化し、再度トンネル掘削にともなう地表面沈下量を解析し許容値を満足することを確認した上で施工を行う。

以上地表面沈下の予測、対策に関する基本的な考え方を示したが、詳細についてはそれぞれの項目を参照するものとする。

2. 調査

2. 1 既往資料の収集

地盤変状の予測を行うにあたって、地形、地質、土地利用および工事等に関する既往資料を事前に収集するものとする。また地上、地中構造物との関連において地表面沈下量等の許容値、管理値の既往資料も同時に収集するものとする。

(解説)

トンネル掘削による地表面沈下量を予測するために、トンネル建設箇所周辺の地表および地山内の地形・地質および環境等の諸条件についてその概要の把握につとめる必要がある。このため事前に、対象となる地域の地形図、地質図、周辺構造物の工事記録、文献等を収集し、以後の調査立案、対策検討の基礎資料とする。また、類似条件での工事事例、災害事例等を収集する事も、以後の検討に有用となるため行っておく必要がある。特に対象地域付近の既往の工事資料は、施工に関しての地山状況を把握できるとともに、各種調査を補完する資料となるため、計画段階において収集しておくことは以後の作業を進める上で非常に有用となる。

また地山条件によって、地表面沈下量が大きくなると予想される場合や既設構造物に与える影響が大きくなると予想される場合においては、施工中に沈下が生じたときの影響度の判定や補強・防護工法の選定に利用できるため、建物、構造物、それらの基礎、埋設物の調査を行い、地表面沈下量等の許容値、管理値を収集し整理しておく必要がある。

2. 2 地質調査

地盤変状を予測するにあたっては、既存収集資料をもとに、系統的に地形・地質・環境等に関する調査を実施するものとする。

(解説)

事前調査の段階でトンネル建設箇所に特有な地表及び地山内の諸条件を把握することは非常に有効であり、的確な調査により地山条件をできるだけ明らかにしておく必要がある。地表面沈下を予測するにあたっての地質調査では、3. 3 地盤のモデル化 で必要となる項目を調査する。また、その精度が予測結果に大きな影響を与えるため、調査の種類、方法の選定にあたっては十分な検討が必要である。また、調査結果の利用に際しては、用途に応じて修正が必要な場合もあるので注意を要する。特に解析的手法に入力値として用いる場合は、解析手法を十分に理解、勘案した上で入力値を決定しなければならない。

一般的な地質調査法と調査項目は、山岳トンネル工法の場合、「道路トンネル技術基準（構造編）・同解説（社）日本道路協会」に準じ、シールドトンネル工法の場合、「トンネル標準示方書（シールド編）・同解説 土木学会」に準ずるものとする。このうち解析に用いる入力値としては、地山の強度特性、変形特性等があるが、実験的に求める事が困難な特性、あるいは、初期地山応力の測定等評価の困難なものもあり、経験的な判断が必要とされる場合もある。また、力学試験の結果は対象地山の一部分の性質であり、それのみにより判断するのではなく、他の調査結果より総合的に評価する必要がある。

2. 3 実績調査による変状予測

地盤変状を予測するにあたっては、対象地域地盤の変状実績や類似の既往工事データを統計的に処理し評価を行い検討の際の資料としなければならない。

(解説)

有限要素法による数値解析手法での予測は、多くの仮定を含んでおり、これのみで予測を行うのは不十分であり、実績調査や既往工事調査に基づいた変状予測とで総合的に評価することが必要である。

実績調査による変状予測として、対象地域付近での災害等による変状実績、既往工事实績および文献等の調査による予測がある。特に対象地域付近の既往工事資料は参考となる。また、他地域での同工法を用いた類似条件下での施工実績等を統計的に調査し参考とする。

一例として、図-2.3.1, 2に過去の文献より収集した地表面沈下量実績値を示す。図-2.3.1は、山岳トンネルにおける地表面沈下量実績値^{11)~20)}を、図-2.3.2は、シールドトンネルにおける地表面沈下量実績値^{21)~43)}を示している。両図より、一般的な傾向として土被り比(H/D)が大きいと地表面沈下量は小さくなり、また土被りが小さい場合は施工事例によりばらつく傾向が見受けられる。

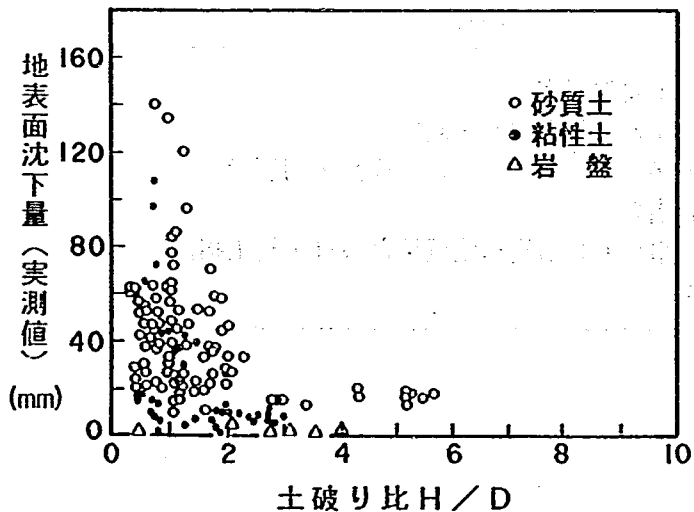


図-2.3.1 地表面沈下実績値
(山岳トンネル工法)

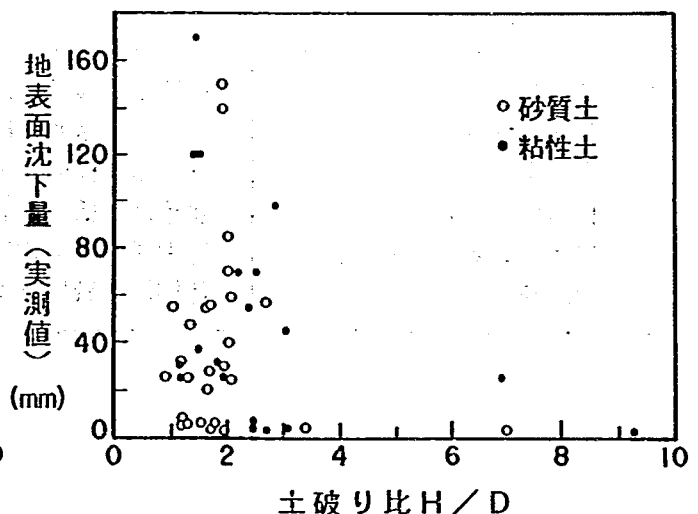


図-2.3.2 地表面沈下実績値
(シールドトンネル工法)

2. 4 基準・指針類に関する調査

トンネル掘削による地盤変状の予測ならびに対策工の選定にあたっては、関係する基準・指針類について、その内容、規制、対策等を事前に調査しておくものとする。

(解説)

関係する主な基準・指針類を表-2.4.1に示す。

道路トンネルの設計では、事前に関係する基準・指針類について調査を行い、既設構造物への近接施工に関する設計・施工手順、対策工の種類、構造物の変位・傾斜の許容値等を把握しておく必要がある。

一般に近接工事の設計・施工手順は、まず、設計段階において指針類の定める手法により近接程度を判定し、地盤変状の予測および構造物への影響評価を行ったうえで、対策工を検討する。次に、施工段階において、地盤および構造物の計測変位と、予測変位、許容変位を比較し、対策工の効果を確認しながら施工を進める。このことを勘案し、事前に基準・指針類を十分に調査しておくものとする。

表-2.4.1 主な基準・指針類

発 行	基準・指針名
建設省 日本道路協会 土木学会 日本建築学会 日本トンネル技術協会 旧国鉄	近接基礎設計・施工要領(案) 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 トンネル標準示方書(山岳編/シールド編)・同解説 建築基礎構造設計指針 地中送電線土木工事における構造物近接部設計・施工指針 建物維持管理基準

3. 地盤変状の有限要素解析

3. 1 概説

地盤変状解析は、以下の手順に従って解析されるものとする。

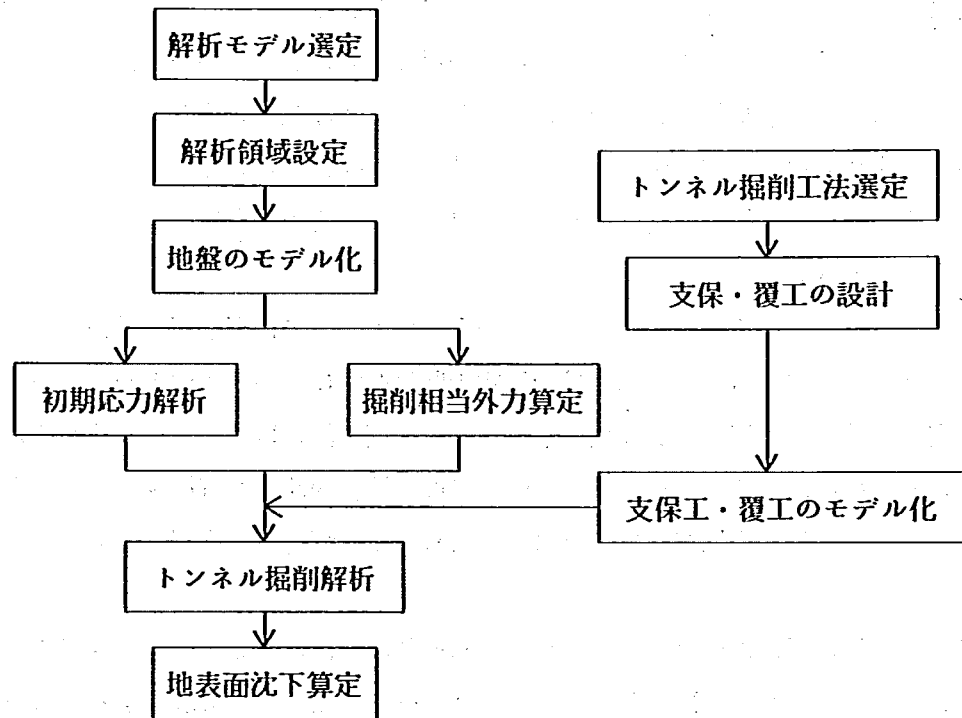


図-3.1.1 地盤変状解析の手順

(解説)

地盤変状解析は上図に示すようなフローに従って解析されるものとする。

地盤変状解析においては、その手順は

- ①解析モデル選定
- ②解析領域
- ③地盤のモデル化
- ④初期応力解析
- ⑤掘削相当外力算定
- ⑥支保工、覆工のモデル化
- ⑦トンネル掘削解析

の大きく7つに分類することが出来る。

ここで、これら相互の関係について概説する。

この中で初期応力解析、掘削相当外力算定、支保工・覆工のモデル化は本マニュアル（案）では特に相互に深く結びついている。

掘削相当外力算定は、従来から行われている応力解放率によるトンネル掘削解析では、初期応力解析を行った後、ある値（応力解放率）を与えて求められるものである。しかしながら、本マニュアル（案）で後に記述（3.6 トンネル掘削解析 参照）してあるように、掘削相当外力に地山に作用している初期応力とは関係のない値を用いてトンネル掘削解析を行うならば、掘削相当外力算定のみを単独で実施する必要が出てき、その算定が解析結果に大きな影響を及ぼすため注意を要する。掘削相当外力を初期地山応力と関係ない値に設定する場合、線形弾性モデルで変位の解析を行うときは、初期応力解析を行う必要はなくなる。ただし、応力解析や弾塑性解析を行う場合には、初期応力場が問題となるため初期応力解析は必要であることはいうまでもない。

このようなことからわかるように、線形弾性モデルでは掘削相当外力算定が非常に重要であり、解析を行う者は初期応力解析と掘削相当外力算定の関係を常に意識して解析を行う必要がある。また、掘削相当外力算定、支保工・覆工のモデル化は、トンネル掘削工法と地盤のモデル化が決定されれば、自動的に決まる。このことは後に述べるように、常に、同じ条件で地表面沈下が解析されることとなり、解析を行う者の恣意的な判断が入り込む余地がないことになるため、その解析値が客観性をもったものとして評価することが可能となる。

以上各項目の関係について述べたが、それぞれの項目に関しての詳細な説明は各節を参考するものとする。なお、本マニュアル（案）においては以下は、線形弾性モデルで解析する場合を中心に扱う。

3. 2 解析領域

解析領域は、対象とする地山条件・トンネル形状および施工条件等を考慮し、適切な範囲とする。領域の形状は基本的には矩形断面とし、境界について以下を参考に定める。

- 1) 水平方向の境界（側方境界）：トンネルが斜坑や立坑である場合やトンネルに近接構造物などがある場合を除く通例のトンネル掘削解析を実施する際の側方境界は、トンネル側壁面よりトンネル土被り厚の2倍程度に設定する。
- 2) 鉛直方向の境界（下方境界）：トンネル掘削解析を実施する際の下方境界は、近接構造物などがある場合等を除き、応力集中等の支障がなければトンネル底よりトンネル径程度の深さに設定する。

（解説）

トンネル掘削の有限要素法による解析領域の境界には、一般的に水平または鉛直方向の変位を固定とする拘束条件が設定される。このため、対象とする地山条件・トンネル形状・施工条件および周辺への影響範囲等を考慮し、これらの境界条件を満足するように適切な範囲としなければならない。

1) 側方境界の設定

トンネルが斜坑や立坑である場合や近接構造物などがある場合を除く通例のトンネル掘削解析を実施する際の側方境界は、トンネル側壁面よりトンネル土被りの2倍程度に設定する。側方境界の拘束条件は、鉛直方向に自由で水平方向に固定として設定する。また、地表面が傾斜している場合などでは、斜面による影響も考慮して側方境界を適切に設定することも必要である。なお、地山を含めた解析対象領域が左右対称と認められる場合には、解析領域を片側断面とすることができる。

一般に深いトンネルほど最大地表面沈下量は少なくなるが、その影響範囲は広くなり、トンネルを中心として $45^\circ + \phi/2$ の範囲となることが知られている。また、地表面沈下曲線の経験式として、正規分布曲線が広く認められている。

図-3. 2. 1は、第2平石トンネルなどの実測値から求めた正規分布曲線の変曲点とトンネル中心の水平距離 i と土被り比の関係を示したものであり、両者は正比例関係にあることがわかる。ここで、両者の関係を、

$$2i = a \cdot H \quad (a: \text{比例定数})$$

と仮定すると、図中のハッチ部は $1.0 \leq a \leq 2.0$ の範囲に相当する。即ち正規分布曲線を地表面沈下曲線の近似曲線とした場合、地表面沈下曲線がトンネルから遠方ではほぼ収束する点

$2i$ は、トンネル中心から $2H$ を越えない水平距離の範囲内にあることがわかる。なお、同図の実線は有限要素法による

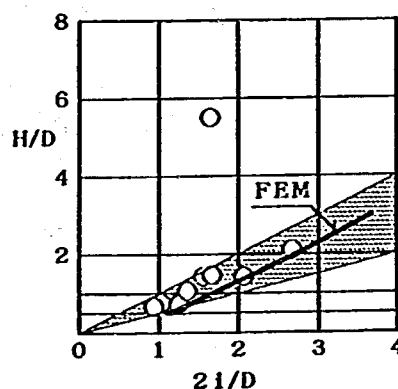


図-3. 2. 1 正規分布曲線の変曲点とトンネル中心の水平距離 i と土被り比 H/D の関係 (○:実測値)

弾性解析結果を表したものであり、実測値と比較してほぼ妥当な結果を与えている。

図-3. 2. 2 は、下方境界を一定として側方境界を変えた弾性解析により最大地表面沈下量と側方境界の関係求めたものであり、土被りが浅い場合でもほぼ $2H$ で一定となることがわかる。

しかしながら、粘性土地盤を想定した表-3. 2. 1 のようなポアソン比の大きい地山では、図-3. 2. 2 のような解析結果ではなく、図-3. 2. 3 に示すような側方境界の影響を著しく受ける解析結果も得られる。しかし、本マニュアル(案)においては、側方領域を側壁より $2H$ で統一して以後の解析を行い、実測値と比較してその妥当性を確認している。そのため、粘性土においても側方領域を $2H$ とすることとしたが、側方領域の設定を $2H$ 以外としポアソン比が大きい場合の計算結果の取り扱いには注意を要する。

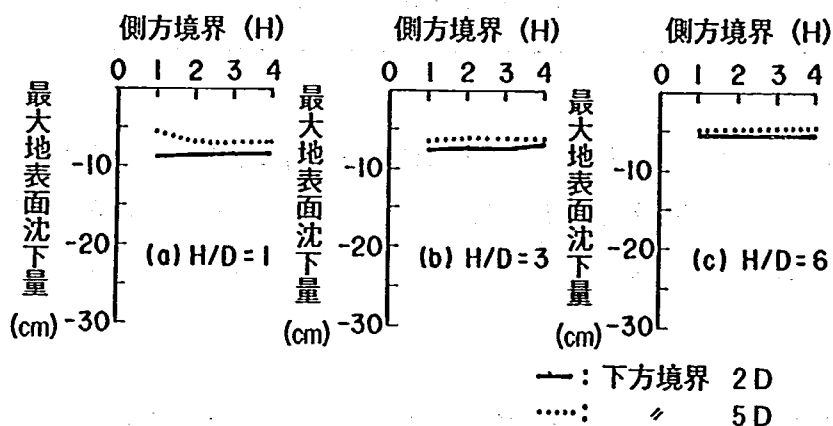


図-3. 2. 2 弾性解析による最大地表面沈下量と側方境界の関係(砂質土: $\nu = 0.3$)⁴⁵⁾

表-3. 2. 1 パラメーター解析条件

地山物性値	$E = 1,000 \text{ kgf/cm}^2 (98 \text{ MN/m}^2)$ $\nu = 0.48$ $\rho = 1.9 \text{ g/cm}^3$ $K = 1.0$ $c = 1.0 \text{ kgf/cm}^2 (98 \text{ kN/m}^2)$ $\phi = 0^\circ$	
トンネル条件	$D = 10.0 \text{ m}$	全断面掘削
応力解放率	63 %	

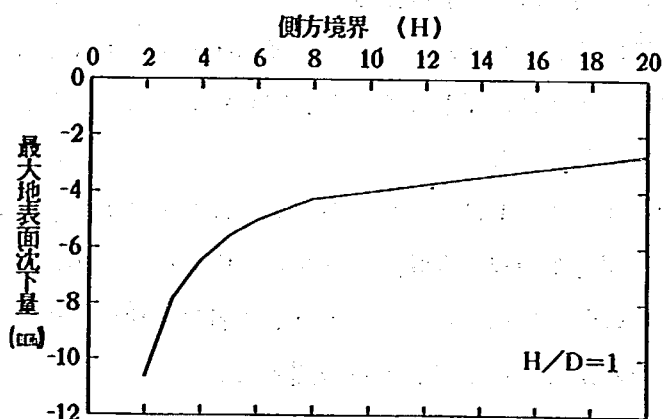


図-3. 2. 3 弾性解析による最大地表面沈下量と側方境界の関係
(粘性土: $\nu = 0.48$)

2) 下方境界の設定

トンネル掘削解析を実施する際の下方境界は、近接構造物などがある場合を除き既往のデータを参考として、応力集中等の支障がなければトンネル底よりトンネル径程度の深さに設定する。しかしながらトンネル下方に軟弱な地層がある場合には、トンネル下層部の掘削相当外力の影響を著しく受けるため、下方境界の設定には注意する必要がある。下方境界の拘束条件は、一般的に水平・鉛直両方向を固定とする不動点として設定される。また、地表面が傾斜している場合などでは、水平方向に自由で鉛直方向に固定として設定されることがある。ただし、このような場合には、下方境界にある少なくとも一節点は両方向固定とする必要がある。

図-3. 2. 4^{8), 21), 22), 27), 46) ~ 64)}は、坑外地中傾斜計の水平変位から計測不動点を調べたものであり、不動点はトンネル底からほぼ1.0D以内の深さにあることがわかる。一方、有限要素法におけるトンネル掘削相当外力は、掘削面に作用していた応力から算定される節点力と反対の方向に与えられる。即ち、トンネル下半部には地山を引き上げる上向きの掘削相当外力が作用するため、土被りを同一とした解析では、下方境界の位置を深く設定するほど引き上げられる範囲が長くなり、地表面沈下量が小さくなる結果が得られることになる。したがって、地盤変状予測を主目的とする解析では、下方境界をトンネル近くに設定することは安全側の検討になると考えられるため、トンネル底よりトンネル径程度の深さに設定した。

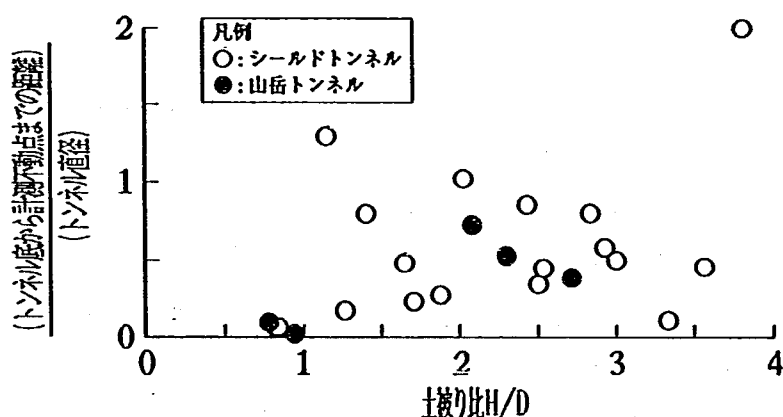


図-3. 2. 4 計測不動点深さと土被り比の関係

3. 3 地盤のモデル化

解析には、対象とする地山、トンネル部材および施工条件等を考慮し、適切な数値解析モデルを用いる。解析モデルは、通例のトンネル掘削解析を実施する場合、基本的には次に示す項目について以下を参考に定めるものとする。

- 1) 解析次元：二次元または軸対称解析
- 2) 応力～ひずみモデル：線形弾性モデル、地山等の条件により詳細な計算を行う場合、非線形弾性モデル、弾塑性モデルなど
- 3) 要素分割：アイソパラメトリック四辺形要素または要素内のひずみを一定とした三角形要素
- 4) 地山物性値：①試験による、②類似工事の逆解析等による、③地山分類によるなどの方法がある。
①試験による場合に具体的にはボーリング孔内水平載荷試験、サンプルコアの一軸・三軸圧縮試験、標準貫入試験のN値がある。

(解説)

1) 解析次元

地表沈下の測定⁶⁵⁾は、切羽前方 $-2D$ または $H1+h1$ ($H1$:土被り, $h1$:上半断面高さ)の地点から、収束する区間(一般的に切羽後方 $2D \sim 5D$ ⁶⁶⁾)について行われることが多い。一方、三次元弾性解析^{67), 68)}によるとトンネル掘削による縦断方向の影響範囲は土被りによって変わり、切羽前方 $-4D$ から後方 $4D$ の範囲で変形がほぼ収束する。この区間での施工状況は、通例の山岳トンネル工法では切羽区間、吹付けコンクリートなどによる一次支保区間に当たる。またシールドトンネル工法では、切羽カッター部、シールド本体部およびテールボイド部に相当する。

近年計算機の性能向上により、トンネルに関する逐次掘削を考慮した三次元解析も行われつつあるが^{69), 70)}、地盤変状予測の解析は二次元または軸対称解析で行われることが一般的である。なお、二次元解析では切羽の進行に伴う掘削状況および施工状況の変化を考慮するため、解放率を用いた二次元平面ひずみ条件で解析されることが多い。

2) 応力～ひずみモデル

解析に用いる地山の応力～ひずみモデルは、地山の特性を的確に評価できるものが望ましい。しかしながら現状では、入力に用いる地山物性値等について不確定要素が多いため、便宜上パラメーターの少ない線形弾性モデルが比較的多く用いられている。また、地山強度比が小さい場合や土被りの浅い砂質地山のトンネルや膨張性地山のトンネルなどでは、降伏条件としてドラッカー・ブラーガーを用いた弾塑性モデル⁷¹⁾により検討することがある。さらに、山岳トンネル工法の解析では、破壊接近度により非線形性を考慮したモデル⁷²⁾が用いられることもある。その他のモデルをトンネル掘削解析に適用した事例として、土の応力～ひずみ関係を双曲線近似したダンカン・チャンのモデル⁷³⁾、限界状態降伏曲面による修正カム・クレイモデル⁷⁴⁾などがある。なお、本マニュアル(案)での解析は線形弾性解析モデルを用いている。

3) 要素分割

解析に用いる地山の有限要素としては、要素内のひずみを一定とした三角形要素、複雑な形状に適應性の高いアイソパラメトリック四辺形要素などが使われている。

有限要素法による解析では、分割された節点に自由度を持たしており、節点の数と解の精度とは密接な関係にある（図-3.3.1）。このため要素分割する際には、一般的に応力勾配が大きいトンネル周辺部を密に分割するとともに、地層の区別を分割された要素の物性値の違いにより表わせるように分割する。

なお、厚い軟弱層などのような同一地層が深度方向に厚く分布する場合には、変形係数の拘束圧依存性を表すため、深度方向に適度に分割することもある。また、土被りの浅い砂質地山の場合あるいは断層などの不連続面がある場合では、ジョイント要素などが使われることもある。

表-3.3.1 パラメータ解析ケース
(図-3.3.1)

地山物性値	$E = 1,000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (98MN/m}^2\text{)}$ $\nu = 0.48$ $\rho = 1.9 \text{ g/cm}^3$ $K = 0.92$ $c = 1.0 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (98kN/m}^2\text{)}$ $\phi = 0^\circ$
トンネル条件	$D = 10.0 \text{ m}$ 全断面掘削
吹き付け コンクリート	$E_c = 20,000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (1961MN/m}^2\text{)}$ $t = 15 \text{ cm}$
応力解放率	50.0% (後述3.6参照)

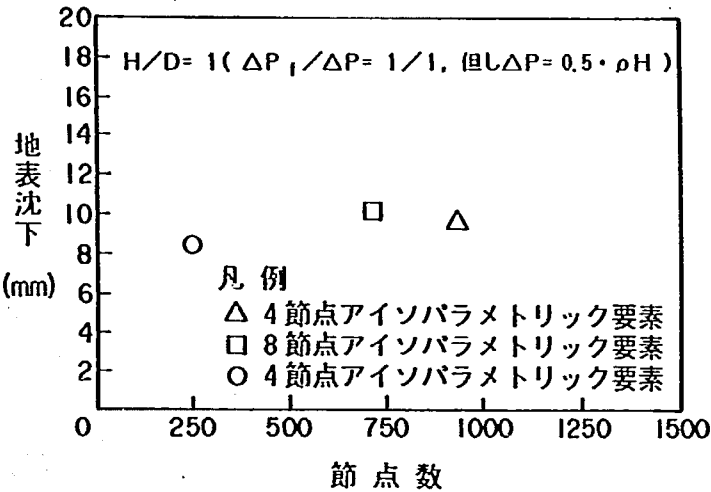


図-3.3.1 弾性解析による節点数
と地表沈下の関係の例⁷⁵⁾

ここに、 ΔP_f は、切羽到達前の掘削相当外力
(Terzaghiの緩み土圧)
 ΔP は、切羽到達後の掘削相当外力

4) 地山物性値

地山物性値の設定は、①試験による、②類似工事の逆解析による、③地山分類によるなどの方法がある。

①試験によるものとしては、ボーリング孔内水平載荷試験や標準貫入試験等の現位置試験によるもの、サンプルコアによる土質試験によるものがある。

サンプルコアによる土質試験で地山物性値を求める場合、得られる地盤の変形特性・強度特性は、必ずしも地山全体の挙動特性と一致しない点に留意する必要がある。また、トンネル掘削により地山が乱されて物性値が低下することもあるので、必要に応じて掘削の影響を考慮して物性値の設定を行うとよい。

②類似工事より逆解析的に求める手法は、工事対象となる場所や類似地盤での既往の工事事例等の計測結果を入力値とし逆解析を行うことにより地山物性値を求める手法であり、初期応力や地山物性値を精度良く求めることが出来る。

逆解析的に地山物性値を求める場合、得られる地山の物性値と応力解放率の関係に留意しなければならない。一般に解析解である地表面沈下量を大きく左右するものとしては地山物性値と応力解放率の2つがあげられ、これらは常に一つのもので取り扱う必要がある。つまり逆解析によって地山物性値を求めた時、解析に用いた応力解放率は順解析でも用いなければならない。

③地山分類によるものとしては、地山物性値を地山分類から推定する手法である。

(1) 変形係数

有限要素法に用いる地山の変形係数は、ボーリング孔内水平載荷試験、サンプルコアの一軸・三軸圧縮試験、または、標準貫入試験のN値などから設定することが多い。また、岩質地盤の変形係数については地山分類から推定することもある(図-3.3.2、表-3.3.2、3.3.3参照)。

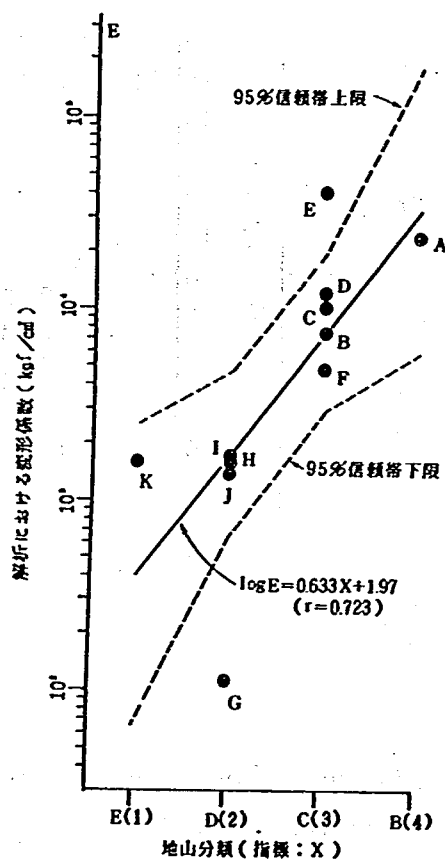


図-3.3.2 解析における変形係数と地山分類の関係⁷⁶⁾

孔内载荷試験は、ボーリング孔を利用して原位置で地盤の変形特性を求める試験であり、広範囲の土質に対して、拘束圧をうけたままの状態に変形係数を測定することができる。ただし、試験結果より変形係数を算定するには、地盤に合ったポアソン比を仮定する必要がある。

一軸・三軸試験から求める場合は、応力～ひずみ曲線において、圧縮強さの2分の1の点での割線変形係数 (E_{s0}) とする。また、沖積世の粘性土の変形係数を、 $E = 210C$ (N/m^2) により設定することもある¹⁾。

N値より変形係数を推定する場合は、 $E_n = 7N \sim 28N$ [kgf/cm^2] ($0.68N \sim 2.74N$ [MN/m^2]) の範囲で適宜設定されるが、 $N < 10$ では $E_n = 5N + 70$ [kgf/cm^2] ($0.49N + 6.86$ [MN/m^2]) の適応性がよいとする報告もある²⁾。

軟弱な粘性土地盤ではN値がほぼ一定でも変形係数の深度依存性が認められることがある。図-3.3.3に孔内载荷試験により下部有楽町層の変形係数を測定した例を示す。N値には深度依存性が見られず0～2の範囲に分布しているが、変形係数は深度が大きくなるにつれて増加の傾向があるといえる。このため、粘性土地盤ではN値による推定値と他の試験による値とを比較して設定するのがよい。

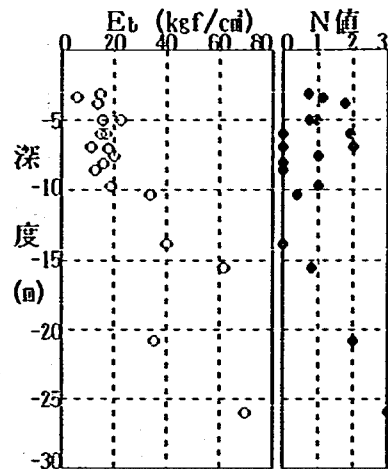


図-3.3.3
変形係数の深度依存性¹⁾

孔内载荷試験、一軸・三軸試験による変形係数は7Nとよく対応する¹⁾ことが知られているが、平板载荷試験による値とは異なる。橋梁基礎の設計では、各試験方法の相違による変形係数の差異を補正するために、平板载荷試験による変形係数を基準にして孔内载荷・一軸・三軸試験による変形係数を4倍した値を用いている³⁾。すなわち各試験より設定される変形係数には次式の関係がある。

$$E_p = 4E_b = 4E_s = 28N \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \quad (2.74N \text{ [MN/m}^2\text{]})$$

ここに E_p : 平板载荷試験による変形係数
 E_b : ボーリング孔内载荷試験による変形係数
 E_s : 一軸・三軸試験による変形係数
 N : N値

以上のように、沈下解析では短期载荷重に対する変形特性を考えて、各種土質試験結果から総合判断して変形係数を設定することが望ましい。

本マニュアル(案)では、中硬岩は孔内水平载荷試験を使用し、土砂地山でN値より変形係数を推定する場合は $E_n = 7N$ [kgf/cm^2] を使用し、粘性土で $N < 10$ の場合では $E_n = 5N + 70$ [kgf/cm^2] を用いている。

(参考資料1)

表-3.3.2 地山分類と変形係数⁷⁶⁾

地 山 分 類	変 形 係 数 (kgf/cm ²)	
	範 囲	中 央 値
B	5,700~180,000	32,000
C	2,900~19,000	7,500
D	640~4,700	1,700
E	60~2,500	400

ここに示すB, C, D, Eは地山等級⁸¹⁾である。

表-3.3.3 地山分類と地山物性値¹⁶¹⁾

地山分類	単位体積重量 γ (g/cm ³)	変形係数 E (kgf/cm ²)	ポアソン 比 ν	粘着力 c (kgf/cm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
B	2.5	50,000	0.25	30	50
C I	2.4	20,000	0.30	20	45
C II	2.3	10,000		10	40
D I	2.2	5,000	0.35	5	35
D II	2.1	1,500		2	30

ここに示すB, C I, C II, D I, D IIは地山等級⁸¹⁾である。

(2) ポアソン比

ポアソン比の測定は、硬岩などでは一軸圧縮試験により、強度の比較的弱い土質では三軸試験により直接求められるが、地山試料採取が困難となることが多いトンネル掘削問題では、過去の事例等を参考にして設定されることが多い。一般的に、弾性範囲内と考えられるひずみレベルにおけるポアソン比の変化は少ないとされており、トンネル掘削時のポアソン比 ν は一定として用いられる。既往の解析に用いられた ν として、粘性土では0.24~0.48、砂質土では0.28~0.35、軟岩*では0.25~0.35、硬岩では0.1~0.25の値が使われることが多い。(脚注*: Ortisの分類⁸²⁾のうちタイプEより)

(3) 粘着力および内部摩擦角

粘着力は、Terzaghiの緩み土圧の算定、破壊接近度を考慮した解析あるいは弾塑性解析では解析結果を左右する重要な因子であり、一軸または三軸試験結果を基本として設定されることが多く、内部摩擦角も試料採取が容易な場合には三軸試験結果を参考として設定される。

地表面沈下解析に全応力法を用いる場合、表-3.3.4に示すように強度定数である粘着力や内部摩擦角の値は、一軸圧縮試験から得られた強度定数Cや地山が粘性土などで透水性が低い場合は非圧密非排水試験

(UU) から得られた強度定数 c_u 、 ϕ_u を用い、地山が砂質土などで透水性が高い場合は圧密排水試験 (CD) から得られた強度定数 c_d 、 ϕ_d を用いるものとする。また解析に有効応力法を用いる場合には圧密非排水試験 (CU) から得られた強度 c' 、 ϕ' を用いるものとする。

表- 3. 3. 4 解析に用いる強度定数⁸³⁾

検討時期	全 応 力 法		有効応力法
施 工 直 後	透水性が低い場合	c_u 、 ϕ_u	c' 、 ϕ'
	透水性が高い場合	c_d 、 ϕ_d	

ここに c_u 、 ϕ_u : 非圧密非排水試験 (UU) より求められる強度定数

c_d 、 ϕ_d : 圧密排水試験 (CD) より求められる強度定数

c' 、 ϕ' : 間げき水圧の測定を伴う圧密非排水試験 (CU) より求められる強度定数

なお、粘着力は亀裂など不連続面が多い岩質地山などでは、コアとしての一軸試験結果よりも、地山分類により一軸圧縮強度を推定する場合が多い。また、地すべり地帯では地すべりの形態から、軟弱地盤ではN値と粘土のコンシステンシーから、それぞれ一軸圧縮強度を推定して粘着力を設定することもある。なお、粘着力 c と一軸圧縮強度 q_u の関係は、次式により表される⁸⁴⁾。

$$c = (q_u/2) \cdot \tan (45^\circ - \phi/2)$$

また、内部摩擦角においては、所管の仕様書等に記載されたN値からの経験式がある場合には、これらにより推定しても差し支えない。なお、軟岩におけるN値>50の場合には、地山分類により推定することもある (表- 3. 3. 3 参照)。以下、表- 3. 3. 5 に風化岩に対する粘着力 c および内部摩擦角 ϕ を示す。

表- 3. 3. 5 風化岩に対する粘着力と内部摩擦角⁸⁵⁾

風 化 岩 の 種 類		粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
変 成 岩		0 ~ 0.2 (0.1)	20 ~ 28 (26)
火 成 岩		0 (0)	23 ~ 36 (29)
堆積岩	古 生 層	0 ~ 0.4 (0.1)	23 ~ 32 (29)
	中 生 層	0 ~ 1.0 (0.5)	21 ~ 26 (24)
	古第三紀層	0 ~ 2.0 (0.7)	20 ~ 25 (23)
	新第三紀層	0 ~ 2.5 (2.0)	12 ~ 22 (12.5)

() は平均値を示す。

いずれにせよ、地表面沈下解析に用いる強度定数は各種土質試験結果から総合判断して設定するのがよいと考えられる。

3. 4 支保工・覆工のモデル化

トンネル支保部材として次のものについて、その構造・地盤への影響等を考慮して以下を参考にモデル化を行い、その物性値を設定する必要がある。

1) 山岳トンネル工法

- (1) 吹付けコンクリート：線材要素あるいは平面要素でモデル化
- (2) ロックボルト：棒要素でモデル化、地山との付着を考慮する場合ジョイント要素でモデル化
- (3) 鋼アーチ支保工：梁要素でモデル化

2) シールドトンネル工法

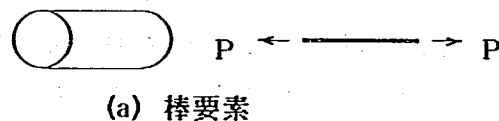
- (1) セグメント覆工：梁要素あるいは平面要素でモデル化
- (2) 裏込め注入材：平面要素でモデル化

(解説)

前述3. 3の1)で述べたようにトンネル掘削による地盤変状予測を目的とした解析では、切羽後方2D～5Dまでを対象とする。したがって、この範囲における山岳トンネル工法の支保部材としては、二次覆工を除く吹付けコンクリート・ロックボルト・鋼アーチ支保工が考えられる。また、シールド工法の支保部材としてはセグメント覆工が考えられる。有限要素法による解析で地表沈下を予測する際には、これらの支保部材の機能および特性を適切に評価した要素モデルを用いることが望ましい。

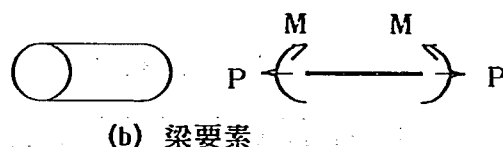
なお、ここで用いる線材要素（棒要素、梁要素）の定義は次のとおりである。

棒要素：右図(a)のように棒状のもので、両端の節点の自由度は軸力(P)のみによる。



(a) 棒要素

梁要素：右図(b)のように棒状のもので、二次元の要素を対象として両端の節点の自由度は軸力(P)と両端の曲げモーメント(M)による。



(b) 梁要素

図-3. 4. 1 棒要素・梁要素

1) 山岳トンネル工法

(1) 吹付けコンクリート

吹付けコンクリートを考慮した解析事例を調べると、線材要素あるいは平面要素でモデル化されることが多い。これらの使い分けは、次のように考えられる。

①吹付けコンクリートは、通例厚さ10cm～20cm程度の薄肉であることから吹付けコンクリートの曲げ抵抗を期待しないで、クラックの発生を許容すべきものとした場合には、クラックの箇所でヒンジとなる棒要素でモデル化される^{86)・87)}。

②吹付けコンクリートの曲げ抵抗を期待して、曲げによるクラックの発生はないものとした場合には、曲げモーメントを考慮できる梁要素でモデル化される⁸⁶⁾。また、鋼アーチ支保工の剛性も合わせてモデル化し

た場合に、吹付けコンクリート断面を割増して梁要素とした例や可縮性の鋼アーチ支保工を考慮したスリットモデルの例⁸⁶⁾もある。

③吹付けコンクリート断面の平面保持を期待しないで、クラックの発生はないものとした場合や肉厚がある程度厚い吹付けコンクリートの場合には、アイソパラメトリック平面要素でモデル化される⁸⁸⁾。このほか、掘削相当外力の要素物体力による誤差を極小にするための技法として、アイソパラメトリック平面要素でモデル化する⁸⁹⁾ことがある。

図-3.4.2は、表-3.4.1に示す条件のもとで吹付けコンクリートのモデル化を変えて得られた応力の解析結果を比較した例を示したものであり、両者の差異は小さいようである。

表-3.4.1 パラメーター解析ケース
(図-3.4.2)

地山物性値	$E = 1,000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (98MN/m}^2\text{)}$ $\nu = 0.48$ $\rho = 1.9 \text{ g/cm}^3$ $K = 0.92$ $c = 1.0 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (98kN/m}^2\text{)}$ $\phi = 0^\circ$
トンネル条件	$D = 10.0 \text{ m}$ 全断面掘削
吹き付け コンクリート	$E_c = 34,000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (3334MN/m}^2\text{)}$ $\nu_c = 0.17$ $t = 15 \text{ cm}$
応力解放率	14.45~50% (後述3.6参照)

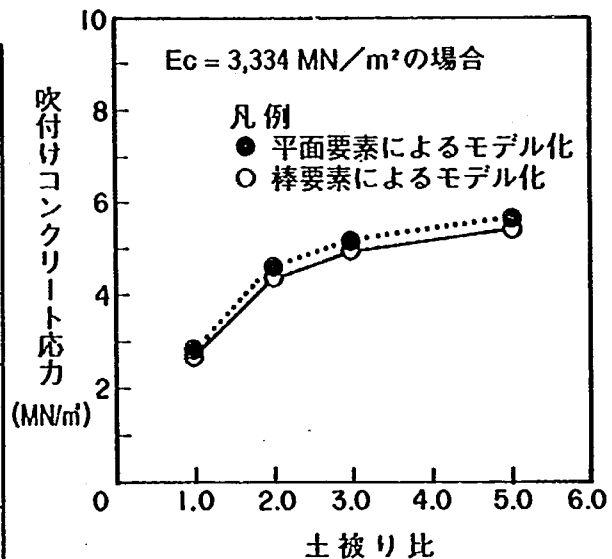


図-3.4.2 吹付けコンクリートのモデル化を変えた場合の応力の比較⁹⁰⁾

ここに、 ΔP_f は、切羽到達前の掘削相当外力
(Terzaghiの緩み土圧)
 ΔP は、切羽到達後の掘削相当外力

一方、吹付けコンクリートと地山との付着を考慮するため、吹付けコンクリートの要素と地山要素の間にジョイント要素を入れる場合⁹¹⁾がある。

吹付けコンクリートは切羽掘削後、施工段取り等のある時間を経たのち打設され、材令とともに硬化していく。また、この硬化の期間中の乾燥収縮や地山によるクリープ的な変形も加わり、その物性値が変化することが知られている。そこで、吹付けコンクリートの変形係数 E_c について、既往の解析例や E_c を変えたパラメーター解析から得られた先行沈下率などを比較検討(参考資料2)した結果、地盤変状予測を目的とする有限要素法による掘削解析に用いる吹付けコンクリートの変形係数として、 $E_c = 20,000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (1,961MN/m}^2\text{)}$ 程度のものが考えられる。また、吹付けコンクリートを平面要素としてモデル化した場合に必要なポアソン比 ν_c としては、 $\nu_c = 0.17 \sim 0.20$ の値が使われている^{91)・92)・93)}。

(2) ロックボルト

ロックボルトは、断面積が小さく軸剛性の卓越した特長をもつことから、一般的に棒要素でモデル化されている。さらに、地山との付着を考慮する場合にはジョイント要素でモデル化されることが多い。なお、未固結な地山などでは、過大な軸力が発生したりすることがある⁹⁴⁾。

ロックボルトの弾性係数は、品質が安定しているためヤング率として $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ ($2.06 \times 10^5 \text{ MN/m}^2$)程度のものがよく使われている。断面積はトンネル軸方向への配置を考慮するため、使われるボルト材の公称径を二次元解析の単位奥行き断面に換算した換算剛性として設定される。

(3) 鋼アーチ支保工

鋼アーチ支保工は曲げに対する抵抗を有することから、通常梁要素でモデル化される。弾性係数は、品質が安定しているためヤング率として $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ ($2.06 \times 10^5 \text{ MN/m}^2$)を用いるが、断面積および断面二次モーメントは、トンネル軸方向への配置間隔を考慮した換算剛性として設定される。また、吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工を合わせて梁要素でモデル化する場合には、鋼アーチ支保工の剛性あるいは断面積を考慮して、梁要素の入力定数を設定することがある。

2) シールドトンネル工法

(1) セグメント覆工

セグメント覆工は、梁要素または面要素によりモデル化し、地山要素とは剛に結合するのが一般的である。

セグメント覆工のモデル化に際しては、セグメント継手の存在による曲げ剛性の低下を考慮することが多い。梁要素によりモデル化する場合は、曲げ剛性の低下を断面2次モーメントまたはヤング率の設定で調整することが多い。また、面要素によりモデル化する場合は、曲げ剛性の低下をヤング率の設定で調整することが多い。

セグメント覆工のヤング率は、「シールド工事用標準セグメント（土木学会・日本下水道協会）」に準拠して表-3.4.2の値を適用することが多い。なお、「コンクリート標準示方書【平成3年版】（土木学会）」に定められているコンクリートのヤング率は、限界状態設計法における使用限界状態を考慮して設定したものの⁹⁵⁾であり、表の値より小さな値が示されているので、適用する際には注意する必要がある。

表-3.4.2 R Cセグメントのヤング率

(2) 裏込め注入材

セグメント覆工をモデルに考慮する場合に、裏込め注入材を面要素によりモデル化して覆工要素と地山要素の間に挿入する方法もある。

σ_{ck}	kgf/cm ²	420	450	480
	MN/m ²	41	44	47
E_c	kgf/cm ²	3.3×10^5	3.6×10^5	3.9×10^5
	MN/m ²	32000	35000	38000

裏込め注入材の変形係数については調査事例が少ないが、注入方法、材料、強度等を勘案し、適切な値を設定する必要がある。

3. 5 初期応力解析

トンネル掘削による各種影響を予測するためには、掘削前の応力（初期地山応力）状態を適切に設定する必要がある。一般のトンネル掘削を対象とした解析では、基本的に土被り厚と側圧係数を用いた応力計算により初期応力状態を設定する。

（解説）

本マニュアル（案）での解析手法のうち応力解放率を用いた手法では、掘削相当外力の設定においてトンネル掘削前の初期応力から得られた等価節点力を重要な構成要因としている。このような初期応力状態の等価節点力に基づく解析では、トンネル掘削後の内空変位と天端沈下の比は、設定した初期応力に大きく影響されることが知られている。しかしながら地山の初期応力の測定は一般に工期や費用の点から困難な場合が多く、トンネル掘削を対象とした解析では、土被り厚と側圧係数を用いた応力計算により初期応力状態を設定することが多い。

1) 側圧係数

側圧係数 K は、地山内の水平応力と鉛直応力の比として定義される。図-3. 5. 1は岩盤内の初期応力を測定して得られた側圧係数と深さの関係⁹⁶⁾を示したものであり、土被りが500m以浅では K は1前後またはそれ以上で、深くなるほど K は1に近くなり、地殻構造による影響があることが指摘されている。

地山をMaxwellの粘性体とした理論⁹³⁾によると、

$$\text{掘削直後} \quad : K = \nu / (1 - \nu)$$

$$\text{長期間経過後} : K = 1$$

となり、一般に $\nu / (1 - \nu) < K < 1$ にあるとされて 図-3. 5. 1 岩盤内での側圧係数の測定例⁹⁶⁾ いる。

現地試験などによってポアソン比を求め、これから上述の式を用いて求められた側圧係数は弾性体で横方向への膨張がゼロという仮定から成り立っている。しかし、地山の構造は非常に複雑なため、求められた側圧係数と実際の側圧係数には多少差異が生じる。このため、試験で得られたポアソン比に関わらず以下に示す側圧係数を使用することが多い。

この場合、山岳トンネル工法とシールドトンネル工法では歴史的な背景や設計・施工条

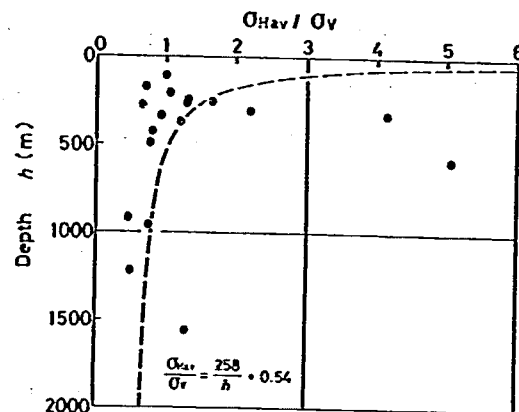


図-3. 5. 1 岩盤内での側圧係数の測定例⁹⁶⁾

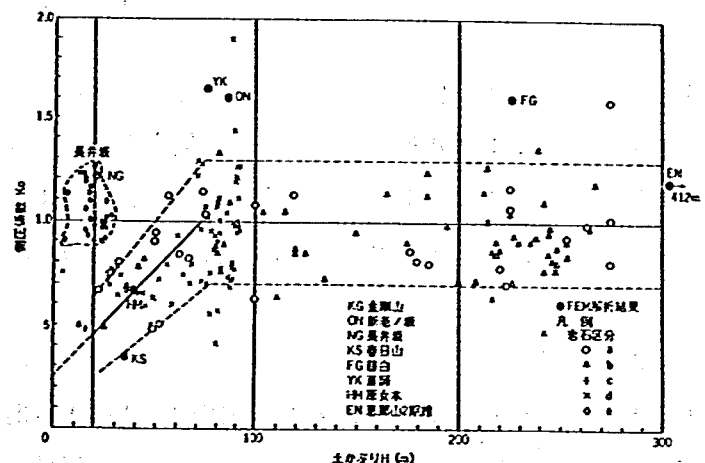


図-3. 5. 2 土被りと側圧係数の関係⁹⁸⁾

件の違いにより異なった方法を用いるのが通例である。

(1) 山岳トンネル工法の側圧係数

桜井²⁷⁾らは、支保工を含めたトンネル周辺の物性を均一等方な弾性体と仮定して定義されるみかけ側圧係数 K_0' は、一般的傾向として、

砂質地盤のトンネル： $K_0' = 0.4 \sim 1.2$ ($\nu = 0.3$ を仮定)

粘土質地盤のトンネル： $K_0' = 0.8 \sim 1.8$ ($\nu = 0.4$ を仮定) となることを指摘している。同様に、図-3.5.2は山岳トンネルにおける内空変位と天端沈下の実測値から逆算して求めた側圧係数の例²⁸⁾を示したものであり、経験式として次式を示している(参考資料3)。

$$25 < H \leq 75\text{m の場合} : K = 0.25 + 0.01H$$

$$75\text{m} \leq H \text{ の場合} : K = 1.0$$

このように山岳トンネル工法では、既往の類似トンネルにおける内空変位と天端沈下の実測値を逆解析して得られる側圧係数を参考として設定されることが多い。

(2) シールドトンネル工法の側圧係数

軟質な土砂地山を対象とするシールドトンネル工法では、ヤーキーの式により有効応力表示の側圧係数(静止土圧係数) K' を評価し、これから算定される土圧に水圧を加え、全応力表示の側圧係数 K を設定することが多い。すなわち、側圧係数 K は次式で設定される。

$$K = \frac{K' \cdot (\rho - \rho_w) \cdot H + P_w}{\rho \cdot H}$$

ここに、 K' : 有効応力表示の側圧係数(静止土圧係数)

$K' = 1 - \sin \phi'$ (ヤーキーの式)

ϕ' : 土の内部摩擦角(有効応力表示)

P_w : 水圧

ρ_w : 水の密度

H : 土被り

ヤーキーの式による側圧係数とトンネル標準示方書(シールド編)に示す側方土圧係数は必ずしも一致しない。しかし、トンネル標準示方書に示す側方土圧係数は土水一体、分離を明確にしておらず、また覆工の設計に用いられるものである。ヤーキーの式による側圧係数は粘性土は土圧のみで、砂質土において水圧を加味することにより、トンネル標準示方書に示す側方土圧係数より若干大きくなる。

2) 初期応力計算

山岳トンネルやシールドトンネルの有限要素法による地盤変状を目的とした解析では、こうして推定した側圧係数から、成層地盤を仮定して土被り圧に側圧係数を掛けて初期地山応力を算定することができる。ま

た、側圧係数が1 以下の場合には、便宜上 $\nu_0=K/(1+K)$ として掘削解析時のポアソン比 ν と異なる初期の ν_0 を与え、自重解析により初期応力を算定することもできる。なお、後者の初期応力のための自重解析により得られた変位は、地表面沈下量の計算において、トンネル掘削時の解析では算定から除外されなければならない。

3. 6 トンネル掘削解析

トンネル掘削解析において、トンネルの掘削を模擬する掘削相当外力は、対象とする地山条件・土被り・施工条件等を勘案し適切な値を設定するものとする。

(解説)

トンネル掘削解析においてトンネルの掘削の模擬はトンネル掘削予定面に掘削相当外力を作用させることによりおこなっている。通常、掘削相当外力は土被り厚に側圧係数を考慮した初期応力解析により設定をおこなっている。しかしながら、本マニュアル（案）では、トンネル掘削によるアーチアクションを評価するために、従来の手法をもとに新たな手法を加えた解析方法として、土被り厚に直接作用されない掘削相当外力を設定する必要があることを勘案し、Terzaghiの緩み土圧をもとにした解析手法を用いた。しかしながら本解析手法による解析結果はまだ十分に蓄積されておらず、従来の解析に変わり得る事前解析手法として定着していないため、当面は計算手法1を行い、従来から用いられている計算手法2でチェックを行うものとする。トンネル掘削相当外力の設定方法を表-3. 6. 1に、トンネル掘削解析のフロー図を図-3. 6. 1に示す。

表-3. 6. 1 掘削相当外力の設定

			掘 削 相 当 外 力 の 設 定
山 岳 ト ン ネ ル 工 法	計算手法1		Terzaghiの緩み土圧の1.5~2倍（土被り比による）
	計算手法2		初期地山応力（≒全土被り土圧）
シ ー ルド ト ン ネ ル 工 法	計算手法1	ステップ1	トンネル作用土圧と裏込め注入圧との差 ≒0.02~0.12MPa
		ステップ2	砂質土はTerzaghiの緩み土圧+水圧 粘性土は全土被り土圧
	計算手法2		① 初期地山応力（≒全土被り土圧）の10~40% ② 地山圧力（等価節点力と逆向きの力）と 泥水圧との差×0.3~0.4

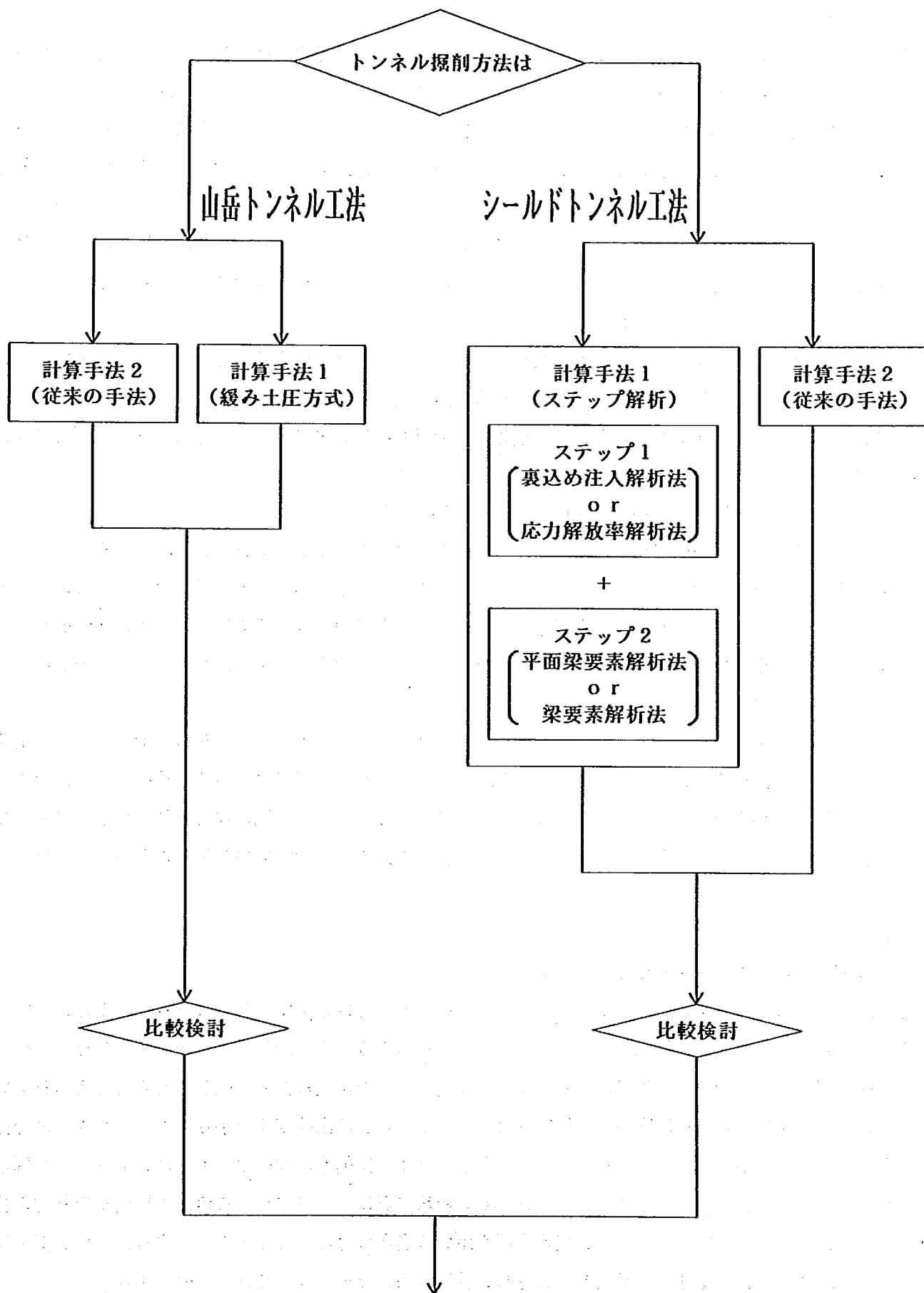


図-3.6.1 トンネル掘削解析の手順

1) 共通事項

従来より行われている有限要素法によるトンネル掘削解析は、2次元平面ひずみモデルとして扱われることが多い。このため切羽進行の3次元効果を反映させるため、クリープモデルによる手法、要素重積法、応力解放率を用いた手法等が提案されている。このうち応力解放率を用いた手法は、意味付けが明確で解析上の取扱いが容易であり、最近頻繁に使用されている。しかしこの方法では地質が均一な場合、掘削相当外力は土被り厚に比例して増加するため、土被り厚が大きくなると地表面沈下が大きくなるという結果を生じ、これは実際現象とは違った結果を与えることになる。このため本マニュアル(案)では、従来の手法を基に、新たな手法を加えた解析方法として、土被り厚に直接作用されない掘削相当外力を設定する必要がある事を勘案し、Terzaghiの緩み土圧をもとにした解析方法を用いる。

本解析手法では、地山にトンネルが掘削されたことを、掘削面に掘削相当外力を作用させることでシミュレートしている。この掘削相当外力については、つぎの点に注意する必要がある。

トンネル掘削による解放率100%における掘削相当外力{F}は、掘削要素の応力 $\{\sigma_e\}$ と掘削要素の物体力 $\{\rho_e\}$ により、

$$\{F\} = - \{ [B] \{ \sigma_e \} dV_e + \{ [S] \{ \rho_e \} dV_e$$

で算定される。ここに、[B]は節点変位とひずみの関係を表すマトリックスであり、[S]は要素内の任意の点の変位と節点変位の関係を示すマトリックスである。ここで、掘削相当外力を計算する際一般に、右辺第2項を省略する場合が多い。しかし、右辺第2項で表される自重項の評価法の違いによる弾性解析を比較した結果、トンネルが浅いところにある場合には、自重項の評価に留意する必要がある。(本解析及びその結果は、参考資料4に示す。)

以後、地表面沈下の発生にはトンネル掘削時の施工法等による影響が大きいことから、山岳トンネル工法、シールドトンネル工法の場合に分けて述べる。なお、一般的な条件では以降に述べる手法を用いて良いものとするが、土被りが小さい場合、軟弱地盤の場合、または、併設トンネルの場合などの特殊な条件においては応力解放が発生しやすいと考えられるため、適宜掘削相当外力を割り増して検討することが望ましい。

2) 山岳トンネル工法

(1) 掘削相当外力とトンネルに作用する土圧

現在の設計理論の考え方において、トンネルの支保構造の設計では、土圧としては緩み土圧と真の土圧が考えられている。緩み土圧は、地山には節理や層理と呼ばれるような力学的な不連続面が多数存在するので、力学的不連続面のところで分離や移動が生じ、トンネル周辺の地山が緩むために生じるものと考えられている。一方、真の土圧は通常、初期応力から推定されるものであり、地山強度比が小さくトンネル周辺に塑性領域が生ずる場合に作用すると考えられる。すなわち、トンネル掘削面に作用する土圧は、トンネルを掘削する場所の初期応力状態、地山の強度特性、トンネルの形状などにより異なり、このため掘削相当外力の算出方法として、真の土圧を用いる場合と、緩み土圧を用いる場合に分けて考えることとする。なお、掘削相当外力の算定に際して、当面は計算手法1で計算し、計算手法2でチェックを行うものとする。

(2) 計算手法1

①計算手法1は緩み土圧を用いる場合で、切羽到達前後の掘削相当外力の設定は、下記に従うものとする。

- 切羽到達後（支保建込み後）の掘削相当外力をTerzaghiの緩み土圧とする。
- 切羽到達前（支保建込み前）の掘削相当外力は、切羽の進行を考慮してTerzaghiの緩み土圧を基に、土被り比の違いによって表-3.6.2に従って算出する。

表-3.6.2 掘削相当外力の設定（計算手法1）

土被り比 H/D	切羽到達前の 掘削相当外力	切羽到達後の 掘削相当外力	切羽到達前後の 掘削相当外力の合計
$H/D \leq 2$	Terzaghiの 緩み土圧	Terzaghiの 緩み土圧	$2 \times$ Terzaghiの 緩み土圧
$2 < H/D$	$0.5 \times$ Terzaghiの 緩み土圧	Terzaghiの 緩み土圧	$1.5 \times$ Terzaghiの 緩み土圧

掘削相当外力は、地表面沈下の発生要因から切羽の進行にともなう3次元効果を勘案し、切羽到達前後で設定する。このとき現在の設計理論の考え方から切羽到達後の掘削相当外力を、その要因が緩み土圧にあると考えられる場合、緩み土圧としてTerzaghiの緩み土圧を想定する。また、切羽到達前の掘削相当外力は切羽の進行を考慮して到達後の掘削相当外力より表-3.6.2に従って算定する。すなわち、切羽到達前後を合計すると、掘削相当外力として、土被り比が2以下のときはTerzaghiの緩み土圧の合計2.0倍、土被り比が2より大きいときは1.5倍を作用させるものとする。ただし、切羽到達前後の掘削相当外力の合計が全土被り荷重である地山の初期応力を超える場合は、表-3.6.2にある土圧配分比率に従って切羽到達前後の掘削相当外力の和が全土被り荷重と等しくなるように、切羽到達前後の掘削相当外力をそれぞれ設定する。

ここで以上の掘削相当外力の設定方法の妥当性を検証するために行った解析結果について示す。図-3.6.2に、表-3.6.3に示す解析条件での試計算結果⁹⁹⁾と実測^{21), 6), 10) ~ 14)}の平均値を比較したものを示す。試計算は切羽到達前の掘削相当外力を変えて沈下量を算出したものである。また、実測値は、トンネルごとの地質の補正する手段として変形係数^{6), 12), 13), 14), 16), 19)}による地表面沈下量を次式で行った（参考資料1）。

$$S' = S \times E_p / E$$

ただし

- S' : 変形係数で補正した地表面沈下量
- S : 地表面沈下量の実測値
- E : 調査文献に示されている変形係数（孔内载荷試験等）
- E_p : パラメータスタディに用いた変形係数（98 MPa）

図より、切羽到達前の掘削相当外力は、土被り比が2以下の場合は(Terzaghiの緩み土圧)としたケースが、

土被り比が2よりおおきい場合は(0.5×Terzaghiの緩み土圧)のケースが、平均的には実測値とよく対応していることが判る。土被り比が2より小さい場合には実測値は大きくばらついており、計算値が大きい場合がある。

表-3.6.3 パラメーター解析に用いた条件

地山物性値	$E = 1,000 \text{ kgf/cm}^2 (98\text{MN/m}^2)$	トンネル条件	$D = 10.0 \text{ m}$ 全断面掘削
	$\nu = 0.48$	吹き付けコンクリート	$E_c = 20,000 \text{ kgf/cm}^2 (1961\text{MN/m}^2)$ $t = 15 \text{ cm}$
	$\rho = 1.9 \text{ g/cm}^3$ $K = 1.0$ $c = 0.37 \text{ kgf/cm}^2 (98\text{kN/m}^2)$ $\phi = 26^\circ$	応力解放率	14.45~50% (3.6 2)参照)

ここに、 ΔP_f は、切羽到達前の掘削相当外力 (Terzaghiの緩み土圧)
 ΔP は、切羽到達後の掘削相当外力

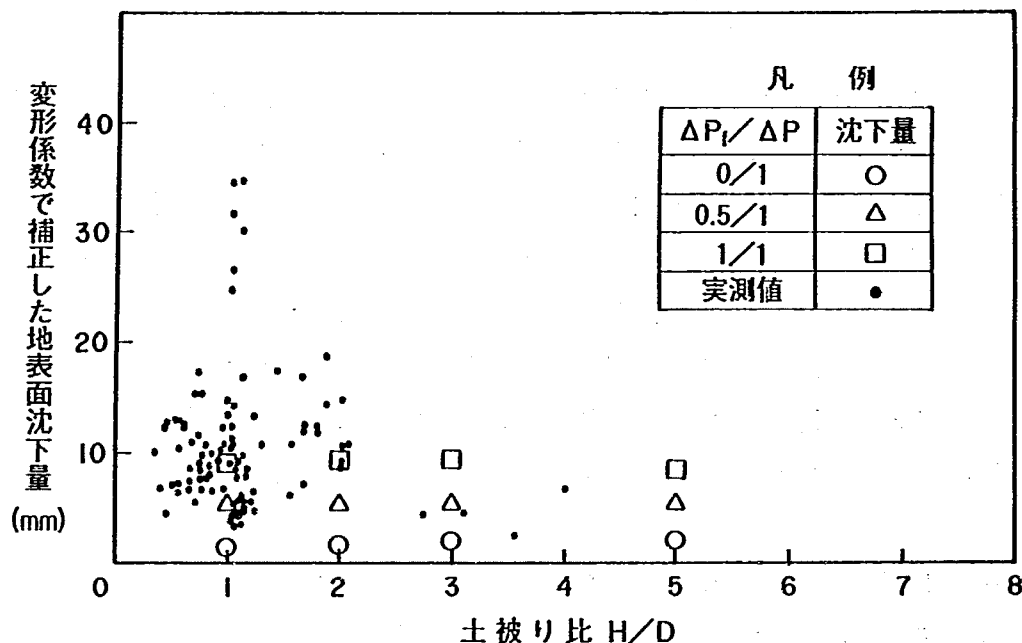


図-3.6.2 試算結果と実測平均値の比較

②Terzaghiの緩み土圧の算定は、「トンネル標準示方書(シールド編) 土木学会」に準じて行うものとする。また、対象地山が岩盤であり、節理や層理などの力学的不連続面が卓越する場合には、表-3.6.4に示すTerzaghiの岩荷重表を用いて切羽到達前後の掘削相当外力を算定する。しかし、対象地山が岩盤の場合でも膨張性地山等の特殊地山においては、Terzaghiの緩み土圧によらず、次に述べる計算手法2によるかもしくは地山条件、土質条件、施工条件等を勘案して掘削相当外力を算定する。

表- 3. 6. 4 Terzaghiの支保工に作用する土荷重の表¹⁰⁰⁾

岩 盤 の 状 態	土荷重の高さ (m)	摘 要
① 堅硬で侵されていないもの	0	はだ落ちや山はねのある場合は軽易な支保工を要する。
② 堅硬で層状または片岩状のもの	$0 \sim 0.5B$	軽易な支保工を用いる。荷重は場所ごとに不規則に変化する。
③ 大塊状で普通程度の節理のあるもの	$0 \sim 0.25B$	
④ 普通程度に塊状で割目のあるもの	$0.25 B \sim 0.35 (B + H_t)$	側圧はない。
⑤ はなはだしく小塊で割目の多いもの	$(0.35 \sim 1.10) (B + H_t)$	側圧は小さいか、またない。
⑥ 完全に破砕されているが、化学的には侵されていないもの	$1.10 (B + H_t)$	相当の側圧・漏水によりトンネル下部が軟弱となるときは、支保工下部に通し土台をするか、円形支保工とする必要がある。
⑦ 徐々に押し出してくるもの (中程度の被り)	$(1.10 \sim 2.10) (B + H_t)$	大きな側圧、インバートストラットが必要で、円形支保工が推奨される。
⑧ 徐々に押し出してくるもの (大きな被り)	$(2.10 \sim 4.50) (B + H_t)$	
⑨ 膨張性の地質	$(B + H_t)$ の値にかかわらず80以上	円形支保工を要する。膨張性が激しい場合は可縮支保工を用いる。

注 1) この表は土被り $1.5 (B + H_t)$ 以上の場合の鋼アーチ支保工天端に作用する土荷重の高さを示す。

B はトンネル掘削断面の幅 (m)

H_t はトンネル掘削断面の高さ (m)

2) この表は、トンネル天端が地下水位以下にあるものとする。ただし、永久的に地下水位以上にある場合は、4ないし6の各号の値は50%減じてよい。

3) 1946年出版の Rock Tunneling with Steel Supports 所載, Karl Terzaghi 著: Introduction to Tunnel Geology による。

(3) 計算手法2

①地形・地質等を勘案して、緩み土圧でなく真の土圧が問題とされる場合は、掘削相当外力の大きさとして初期応力を用い従来の方法により設定するものとする。

- a. 切羽到達前（支保建込み前）に掘削相当外力として等価節点力（初期応力）に応力解放率30～50%を乗じたものを作用させる。
- b. 切羽到達後（支保建込み後）に掘削相当外力として等価節点力（初期応力）に応力解放率50～70%を乗じたものを作用させる。

表-3.6.5 掘削相当外力の設定（計算手法2）

切羽到達前の掘削相当外力	切羽到達後の掘削相当外力	切羽到達前後の掘削相当外力の合計
0.3 ×初期地山応力 ～0.5	0.5 ×初期地山応力 ～0.7	初期地山応力

地表面沈下の測定例や既往事例による先行沈下率より、切羽が地表面沈下測点直下に到達するまでに最終地表面沈下量の30～50%が生じている。これより本解析においてもこの率を参考に表-3.6.5に示すように、切羽到達前の応力解放率を30～50%、切羽到達後の応力解放率を50～70%とし、切羽到達前後の掘削相当外力の和が、等価節点力（初期応力）と等しくなるように作用させるものとした。

3) シールドトンネル工法

ここでは、密閉型シールド工法を対象とし、以下に示す2つの計算方法により地盤変状の予測を行うものとする。本マニュアル（案）では基本的には提案する計算方法1を用い、必要に応じて従来の計算方法2によりチェックを行うものとする。

(1) 計算方法1

ここで提案する手法はテールボイドに着目し、裏込め注入直後（ステップ1）と裏込め材硬化後（ステップ2）の状態をモデル化する解析手法である。近年密閉型シールドの切羽安定技術の飛躍的向上にともない、シールドトンネル掘削による地盤変状は、主にテールボイドに起因して生じ、切羽に起因する沈下は微小なものとなっている（参考資料5参照）。そこで本マニュアル（案）ではテール部に着目し、裏込め注入直後の状態と裏込め材硬化後の状態を施工条件に応じてモデル化し、両モデルによるステップ解析を行うことで、テールボイドのつぶれやセグメントの変形・注入材の収縮に起因する地盤変状を評価する方法を提案する。

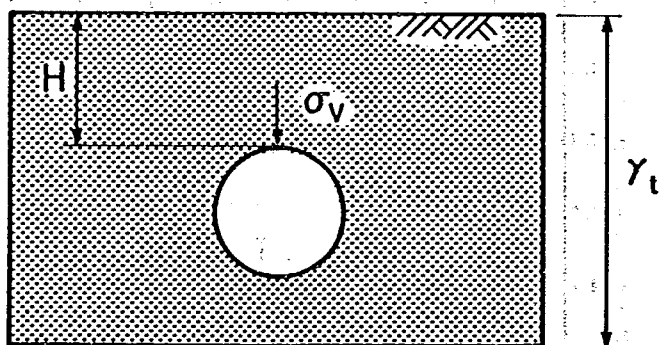
① 裏込め注入直後（ステップ1）の地表面沈下解析

ア) トンネル作用土圧の設定

まず掘削相当外力算定のため、トンネル掘削時にトンネル周辺に作用している土圧を計算する必要がある。本マニュアル（案）では、トンネル周辺に作用している土圧を表-3.6.6のように定めた。また、その解析手法は、初期応力解析と同じ手法で求める。

表-3.6.6 初期地山応力の設定

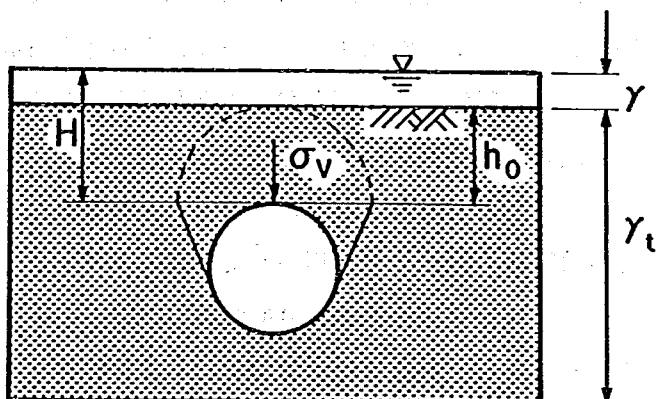
土質 土被り	粘性土	砂質土
$H/D \leq 1$	全土被り土圧	全土被り土圧
$1 < H/D$		Terzaghi 緩み土圧 + 水圧



粘性土

$$\sigma_v = \gamma_t H$$

図-3.6.3 粘性土解析モデル
(全土被り荷重)



砂質土

$$\sigma_v = \gamma_t h_0 + \gamma (H - h_0)$$

図-3.6.4 砂質土解析モデル
(Terzaghiの緩み土圧+水圧)

ここに、

σ_v : トンネル天端の初期鉛直応力

γ_s : 土の湿潤密度

γ : 水の単位体積重量 ($=\gamma_w=1.0$)

H : 土被り

h_0 : Terzaghiの緩み高さ

イ) 掘削相当外力の設定

裏込め注入直後のモデルでは、掘削相当外力を次のように設定する。

トンネル作用土圧と裏込め注入圧の差を掘削相当外力とし、便宜的にトンネル天端部において0.02~0.12 MPaを目安とする。

$$\Delta P_1 = \sigma_v - P_0$$

ここに、 ΔP_1 : 掘削相当外力

P_0 : 裏込め注入圧

σ_v : トンネル作用土圧

裏込め注入直後のモデルでは、注入圧が地山の変形を抑制すると考えられるので、地山圧力と注入圧の差を掘削相当外力とする。その結果、掘削相当外力は0.02~0.12 MPa となる。

施工時の裏込め注入圧は、一般に地質・土被り等の地盤条件、注入方法・注入材料等の施工条件、および、トンネル径・ボイドの大きさ・セグメント強度等の諸条件を勘案して設定される。図-3.6.5は、テールボイド内の裏込め注入圧分布の計測事例^{101)~110)} (参考資料6 参照) を施工時におけるセグメント外周面に設置されている土圧計から得られた注入圧を土被りごとに整理したものである。図中には土被り圧および地下水圧の概略値を示す ($\rho=2.0 \text{ g/cm}^3$ および地下水圧GL=0mと仮定)。図から、おおむね粘性土地盤では全土被り荷重を基準に注入圧を設定し、砂質土では地下水圧より多少大きめに注入圧を設定してしていると推定される。また、裏込め注入圧のトンネル外周部分布には、おおむね0.02~0.12 MPaのばらつきがみられる。すなわち裏込め注入が沈下低減に最適な注入圧で実施されたとしても注入圧の変動誤差による応力解放が生じ、地盤沈下の原因となることが考えられる。

この注入圧の変動誤差や注入圧の設定時に地盤条件等に含まれる誤差および、地盤の三次元的効果による応力解放の緩和などを相殺して、注入圧はトンネル天端部の初期地山応力より0.02~0.12 MPa 小さい値であるとし、土被り比に無関係に一律に設定することとした。つまりトンネル掘削を行うとき、トンネルの地山圧力は表-3.6.6のように設定し掘削相当外力算定のためのトンネル作用土圧解析を実施し裏込め注入圧をトンネル天端部のトンネル作用

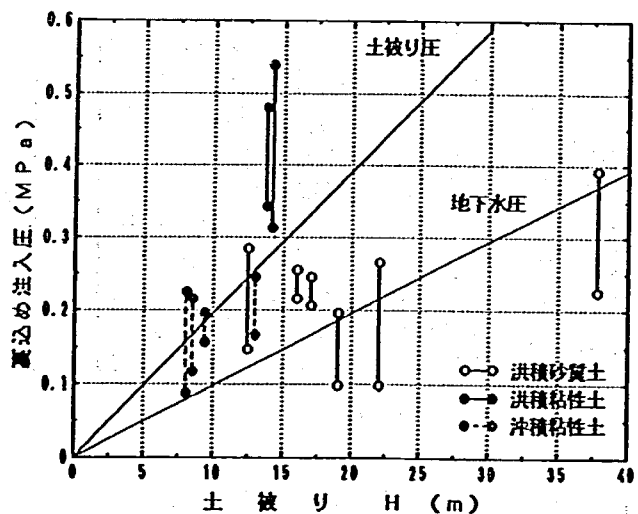


図-3.6.5 裏込め注入圧の施工実績

土圧より0.02～0.12MPa小さい値であるとし、その両者の圧力差を掘削相当外力であるとした。

掘削相当外力の設定手法として次の二つが考えられる。

裏込め注入解析法：100%応力解放した掘削面に裏込め注入圧（外力）を作用させる手法。ただし、裏込め注入圧は液圧分布で与える。

$$\Delta P_1 = \sigma_v - P_b$$

$$P_b (\text{天端}) = P_{b1} = \sigma_v - \Delta P_1$$

$$P_b (\text{底板}) = P_{b2} = P_{b1} + \gamma_1 D$$

ここに、 ΔP_1 ：掘削相当外力 γ_1 ：裏込め材の密度
 P_b ：裏込め注入圧 D ：トンネル直径
 σ_v ：初期地山応力

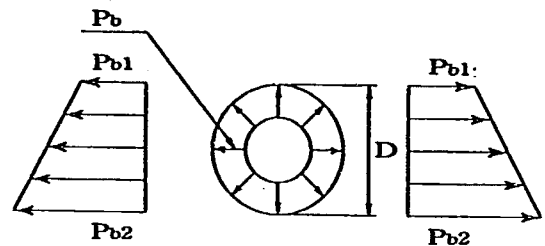


図-3.6.6 裏込め注入圧モデル

応力解放率解析法：トンネル天端部の掘削相当外力を応力解放率で与える手法。

$$\alpha (\%) = \Delta P_1 / \sigma_v = (\sigma_v - P_b) / \sigma_v$$

ここに、 ΔP_1 ：掘削相当外力
 P_b ：裏込め注入圧
 α ：応力解放率（%）

前者は、密閉型シールドの特徴である側方地盤の押し込みの挙動が表現でき、トンネル側方に既設構造物がある場合、それに対する影響が評価できるという利点があり、後者は、一般的に使用されている応力解放率で解析するため解析が比較的簡単に行えるという利点がある。

ウ) 提案手法の比較

裏込め注入解析法および応力解放率解析法による地表面沈下のパラメータ解析値^{111)、112)}と施工実績²¹⁾～⁴³⁾における実測値の比較（図-3.6.7、8参照）を行った。パラメータは、表-3.6.7および8に示すように設定した。また、ここに示す実測値は山岳トンネル同様に変形係数による補正を行っている。

この結果から裏込め注入直後（ステップ1）の地表面沈下解析において掘削相当外力を0.02～0.12MPaに設定すると解析値と計測値はおおむね整合しているのがわかる。この図から裏込め注入解析法と応力解放率解析法における解析結果にはあまり有為な差異はないが、応力解放率解析法の解析結果が若干小さくなる傾向があることがわかる。また両者の解析法による地表面沈下の横断面形状を参考資料7に示す。

表-3.6.7 解析ケース

トンネル断面	掘削径D	10.0m
	切り欠き幅	9.8m
土被り比	H/D	1, 2, 3, 5, 8
裏込め注入圧	P_i	$\Delta P_i = 0.02, 0.06, 0.12\text{MPa}$
裏込め材変形係数	E_s	98.0MPa
セグメント剛性		$I = 0.018\text{m}^4, E_c = 34300\text{MPa}$

表-3.6.8 地山物性値

項目	均一地盤モデル	砂質土モデル	粘性土モデル
単位体積重量 ρ (t/m)		1.90	
粘着力 C (MPa)		0.00	0.098
内部摩擦角 ϕ		30.00	0.00
傾斜係数 K		0.76	1.00
変形係数 E_s (MPa)		98.00	
ポアソン比 ν		0.30	0.48

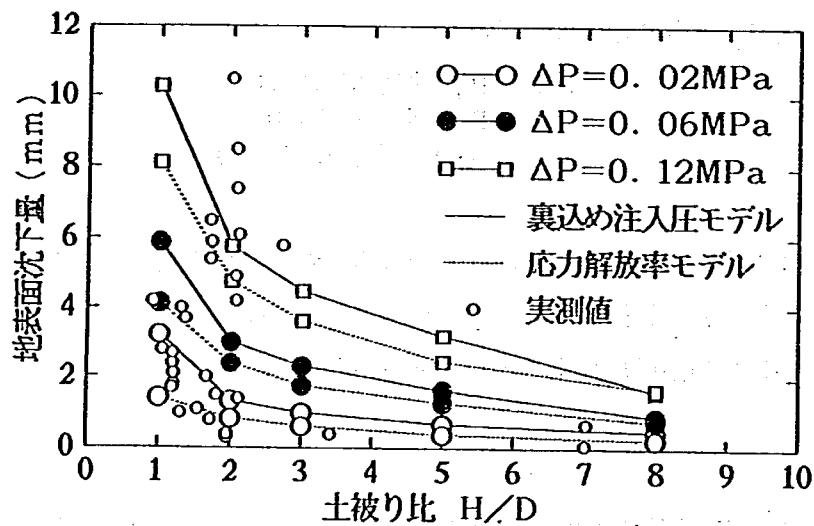


図-3.6.7 トンネル直上の地表面沈下量計算値(砂質土)

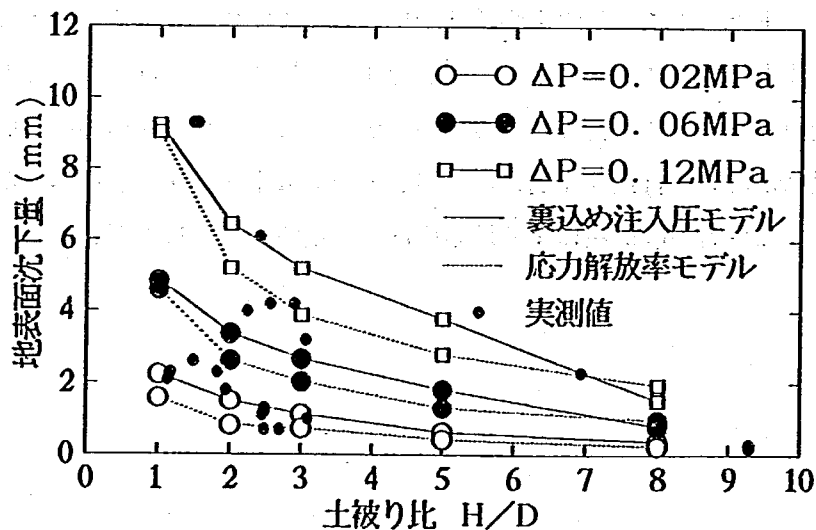


図-3.6.8 トンネル直上の地表面沈下量計算地(粘性土)

②裏込め材硬化後（ステップ2）の地表面沈下解析

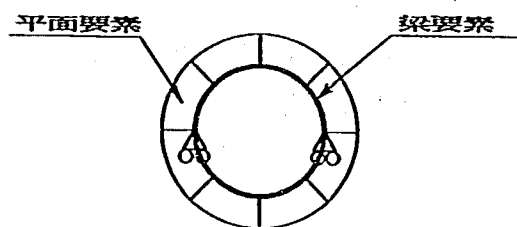
ア）解析手法

裏込め材硬化後のモデルでは、Terzaghiの緩み土圧+水圧、もしくは全土被り土圧を掘削相当外力とし、セグメント覆工に作用させる。

裏込め注入材の硬化過程では、注入圧が徐々に消散するとともに覆工に土圧が作用すると考えられるので、前ステップの地山要素にセグメント覆工と裏込め注入材をモデル化した要素を付加し、山岳トンネルと同様に免圧圏を考慮にいれ、シールドトンネルのセグメント覆工の設計に用いられている荷重を考える必要がある。覆工の設計荷重には種々のものがあるが、表-3.6.6に示すように粘性土では、全土被り土圧、砂質土ではTerzaghiのゆるみ土圧および水圧を覆工に作用させる設計荷重とし解析する。また掘削相当外力に用いる初期地山応力の設定方法は、裏込め注入直後（ステップ1）の作用土圧の設定に準じて行うのがよい。

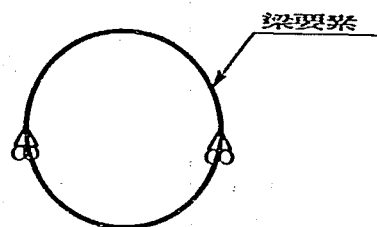
裏込め材硬化後（ステップ2）の計算はステップ1の計算に組み込み行う。そのモデル設定は次の二つが考えられる（図-3.6.9参照）。

平面・梁要素解析法：地表面沈下がセグメントの変形と裏込め注入材の収縮が起因とするモデルで、セグメント覆工に梁要素、裏込め注入材を平面要素として裏込め注入材に掘削相当外力を作用させる手法である。



平面・梁要素解析法によるモデル化

梁要素解析法：地表面沈下をセグメントの変形のみが起因とするモデルでセグメント覆工に梁要素とし、セグメント自体に掘削相当外力を作用させる手法である。



梁要素解析によるモデル化

裏込め材硬化後（ステップ2）の解析ではセグメントに天端部とインバート部の掘削相当外力の差が浮力として作用し、場合によってはセグメントが浮き上がり地表面沈下を的確に表現できなくなる。こうした浮き上がりによる地盤変位は現実には観測・報告されていないことから、こうした変位は地盤の受働土圧によって抵抗を受けると考えて、側壁部の鉛直変位を拘束することとする。

両解析法の得失については、平面・梁要素解析法は、施工状況を正確にとらえた解析モ

図-3.6.9 ステップ2の手法モデル

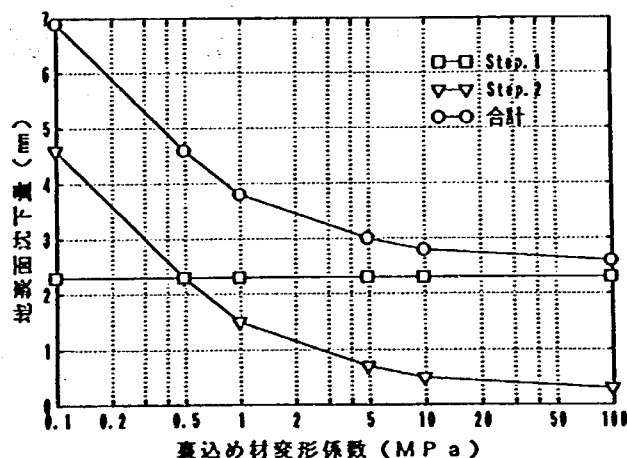


図-3.6.10 裏込め材と変形係数と沈下量の関係（砂質土）

デルであるが、解析が複雑となる。一方梁要素、素解析法は、モデル化が非常に簡単であるが直接セグメントに掘削相当外力を作用させるため、平面・梁要素解析法に比べてセグメント覆工の剛性や変形率の設定により、セグメントにかなり大きな変形を生じ、地表面沈下量が大きくなることがある。

つぎに、平面・梁要素解析法の裏込め材硬化後の解析において、裏込め注入材の変形係数の影響を把握する試計算を行った（図-3.6.10）。図より注入材の変形係数が5 MPa程度以上になると裏込め材硬化後（ステップ2）の沈下量は小さくなることわかる。

イ) 裏込め材硬化後のモデルの解析結果

つぎに、裏込め注入直後（ステップ1）の応力解放率解析法による解析を行った後に、裏込め材硬化後（ステップ2）の梁要素解析法による解析を行った時、セグメント覆工の剛性が地表面沈下量に及ぼす影響について述べる（図-3.6.11）。図より、砂質土はセグメントの剛性が低下するにしたがって、地表面沈下量は増加し、粘性土についてはセグメント剛性と土被り比の関係により地表面沈下量に与える影響が複雑に変化している。これは、粘性土は、解析上ポアソン比や側圧係数が砂質土に比べて大きいいためセグメント天端部より側壁部に大きな力が作用することにより、セグメント剛性が小さいときはセグメント自体が縦長に変形することによって沈下量を抑制しているためと考えられる。

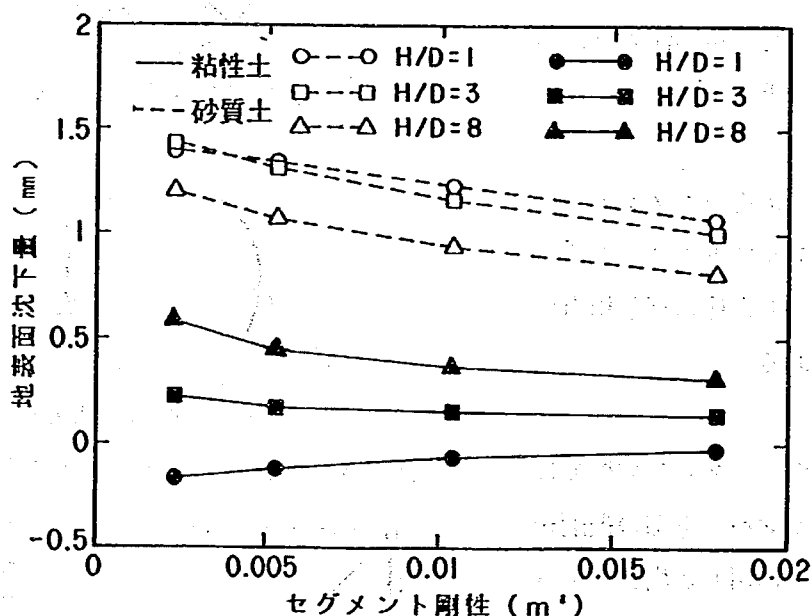


図-3.6.11 セグメント剛性と沈下量の関係

③計算手法1による解析結果

裏込め注入直後（ステップ1）の応力解放率解析法による解析結果と、裏込め材硬化後（ステップ2）の梁要素解析法による解析結果を重ね合わせたものと施工実績における計測値の比較を示す（図-3.6.12）。これらより、 $\Delta P_1=0.12\text{MPa}$ は、ほぼ実測値の上限値を、 $\Delta P_1=0.02\text{MPa}$ は、実測値の下限値を示している。また解析結果の地表面沈下横断面形状を参考資料7に示す。

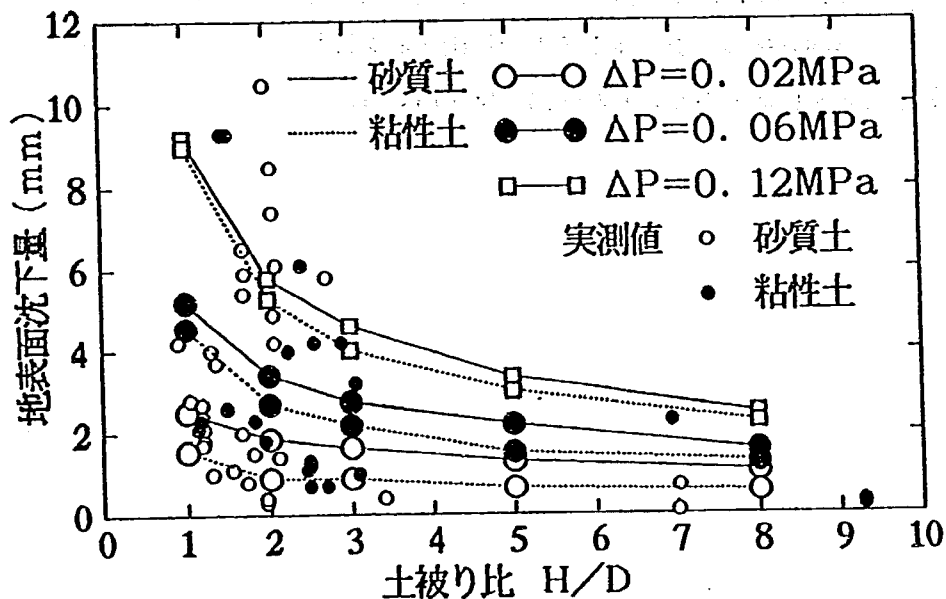


図-3.6.12 トンネル直上の地表面沈下量計算値（ステップ1+2）

(2) 計算方法2

計算手法2は既往の研究による代表的な解析手法であり、下記のような方法がある。

① 応力解放率の仮定による方法

切羽管理、裏込め管理、地下水の変動などの沈下要因を総括し、ある応力解放率を仮定して掘削相当外力を設定する手法である。応力解放率の大きさは、過去の施工実績から10～40%程度に設定されることが多い。

② 営団の手法²⁾

施工条件を加味した手法であり、泥水シールドのテールボイド部に着目して、地山圧力（等価節点力と逆向きの力）と泥水圧の差に補正係数 β を掛けたものを掘削相当外力とする方法である。これは、テールボイド部にも切羽の泥水圧が回り込み、テールボイドの地山変形を抑制すると仮定したものである。なお、 β は地盤の三次元的効果を表す係数であり、0.3～0.4程度を用いる。

4. 施工と逆解析

構造物が大型または特殊な場合には、次の施工段階における地山の挙動を予測し適切に施工するため、施工中の地山の挙動を計測しその結果から逆解析・順解析を反復して行う。

(解説)

道路トンネルの施工において、家屋、道路、鉄道、基礎構造物、管渠等の既設構造物への影響を把握し、対策を講じるため地表面沈下量を有限要素法を用いて解析することは必要不可欠である。しかし、トンネルのような地中構造物に作用する初期応力や地山の材料物性値は非常に複雑かつ不均質・不連続等である。したがって、事前に様々な調査を実施しても得られる値は部分的なものでしかなく、トンネル全体を把握することができない。また、トンネルに作用する荷重も正確に把握できないため、これらを現場で正確に推定し、解析することは非常に難しい。このような理由から、計測技術や電子計算機などによる数値解析法の進歩に伴って、トンネル工学も発展し、数多くの解析手法が提案されてきたにもかかわらず、安全かつ合理的な設計・施工を行ううえで解析結果は実績や経験などに比べて信頼性が高く得られないのが現状である。そのため実際の施工では、計測や観察により地山の挙動を把握し、その結果を逆解析を行うことにより事前解析における初期応力や地山物性値を補正し順次その精度を高めていき、次の施工段階における地山の挙動の予測に活用している。

1) 逆解析手法

逆解析とは、一般の構造解析が任意の境界条件下で、試験や調査などから得られる初期応力や荷重、材料物性値などをデーターとして入力し、応力、ひずみおよび変位を推定するものであるが、これとは逆に、任意の境界条件下で、施工時に実施される現場計測結果などから得られる応力、ひずみおよび変位を入力して、初期応力や荷重、材料物性値などを求める手法である。このような逆解析問題はすでに有限要素法などの数値解析手法によって数多く解析されてきているが、大別すると(1)逆定式化法(Inverse formulation method)¹¹⁷⁾、(2)直接定式化法(Direct formulation method)¹¹⁷⁾、(3)確率論的法(Probabilistic approach)¹¹⁸⁾となる。トンネル施工では逆定式化法を用いることが多い。以下各手法について簡単に述べる。

(1) 逆定式化法 (Inverse formulation method)

逆定式化法とは、一般の構造解析を逆の定式化することによって、計測結果をデーターとして入力して剛性方程式を逆に解き、地山の初期応力と土質物性値を求める手法である。長所としては、一度の解析で未知量が得られるため時間が短縮され現場に迅速にフィードバックできる点である。しかし、計測数が少ないと計測にともなう誤差を考慮できないため解析結果が計測誤差の影響を大きく受ける欠点もある。

逆定式化法に関する研究として、地山を等方等質線形弾性と仮定した地盤の弾性係数と初期応力を有限要素法と最小二乗法を組み合わせることによって推定する手法(DBAP)¹¹⁷⁾やさらに、境界要素法の直接

法から基礎式を誘導した8節点アイソパラメトリック曲面要素を用いた三次元逆解析¹¹⁹⁾も行われるようになってきている。また、トンネル形状を円形および楕円形とした理論厳密解に基づく等方性および異方性弾性逆解析¹²⁰⁾および理論解を用いて簡単にトンネル内空変位計測および地山内変位計測結果を解析する手法¹²¹⁾や切羽での掘削解放節点力が地山弾性係数の一次式で表現できることから覆工内面の計測変位のみを入力データとして直接法を併用し逆解析を行い、地山の弾性係数と解放応力¹²²⁾の推定もおこなわれている。

(2) 直接定式化法 (Direct formulation method)

直接定式化法は、逆定式化法のように特別な定式化を行わずに剛性方程式を解いて得られた解析値と計測された計測値の誤差の二乗和すなわち次に示す目的関数を最小にするような初期応力や材料物性値を共役勾配法など直接探索法を用いて求める最適化問題である。

$$\varepsilon = \sum_{i=1}^n (u_i - u_i')^2$$

ここで、 u_i および u_i' は、それぞれ、土質物性値および初期応力を仮定して逆解析した解析値およびそれに対応する計測値を表す。 n は計測値の数を表す。

直接定式化法は、一般の非線形問題にも十分対応でき、計測値が少なくても逆解析できる利点を有している反面、反復計算において解が収束するまで時間を非常に要するという欠点を有する。直接定式化法の研究としては軸対象モデルの有限要素法による順解析と共役勾配法による収束計算を組み合わせた研究など¹²³⁾がある。

(3) 確率論的法 (Probabilistic approach)

確率論的法は、確率論を基礎として、計測誤差などの不確定性や地山の土質物性値の空間離散度を考えて、計測値から弾性係数とポアソン比などの未知数を推定する手法である。この確率論的法は、計測値の誤差を考慮にいれることができ、逆解析して得られた解の信頼性も評価できる利点がある。確率論的手法の研究としては、有限要素法とベイズの定理を組み合わせる逆解析した研究¹²⁴⁾や、近年、Kalmanフィルターと有限要素法¹²⁵⁾を組み合わせた研究も現れている。

2) 施工と逆解析

信頼性を高めるため施工時には、地表面沈下や構造物の変位・傾斜などを計測し、ここから得られる情報を逆解析することで施工にフィードバックさせることが必要である。現場計測では、応力と変位が計測対象項目となる。初期応力測定には、オーバーコアリング法など様々な方法があるが、経済性や軟弱地盤に対する適用性等の問題を抱えている。一方、変位測定は、エクソテンソメーターなどの種々の計測機器を使用すれば、比較的容易に高精度に計測できる。このことから、現場計測では、変位を直接評価して施工管理することが主となってきている。変位計測による施工管理は、その計測結果を管理基準値と比較することにより行い、場合によっては、逆解析から周辺地盤の平均的な初期応力および物性値などを再評価し、それを用いて順解析を行った解析結果を現場にフィードバックし、以後の設計・施工を合理的なものにすることである。

この代表的な手法として、直接ひずみ制御法(DSCT)¹²⁶⁾などが挙げられ、計算可能なパーソナルコンピュータ¹²⁷⁾によって既にNATM¹²⁸⁾等で頻繁に使用されている。また、最近では、シールド工法に対する逆解析^{129)、130)}も行われようになった。

一般に、逆解析が用いられる現場は大型または特殊な場合である。この場合、一般には時間の関係上、二次元逆解析が主流となっている。しかし、現場によっては、切羽前方地山の応力、ひずみを推定する必要があり、そのためには三次元逆解析でなければならないことや時間依存性地山の現場であるときは粘弾塑性および粘弾性解析を行わなければならないことがある。しかしながら、三次元逆解析や粘弾塑性解析は時間が非常にかかるため、パーソナルコンピュータでは対応できなくなり、大型電子計算機などを使用することとなり、経費が非常に大きくなる。以上の諸点を考慮にいれ、現場に適合したより良い逆解析法を選択し安全かつ合理的な施工を行わなければならない。

5. 対策

道路トンネルの掘削において予測される地表面沈下量が、家屋、道路、鉄道、基礎構造物、管渠等の既設構造物の許容変位量を上回る場合には、これらの構造物への影響を防止するための対策を講じるものとする。

(解説)

道路トンネルの掘削において予測される地表面沈下量が、家屋、道路、鉄道、基礎構造物、管渠等の既設構造物の許容変位量を上回る場合には、これらの構造物への影響を防止するための対策を講じる必要がある。また施工時には、地表面沈下や構造物の変位・傾斜などを計測し、構造物の安全性を確認することが重要である。

構造物の変位・傾斜の許容値は、対象構造物の種類や構造物の状態（応力レベル、老朽化程度など）により異なる。許容値の設定に際しては、関係する基準類や過去の施工実績をふまえ、構造物管理者との協議のもとに適切な値を設定する必要がある。例として建物の沈下・傾斜などの許容値を表-5.1に示す。

対策工は、トンネル施工法に関する対策とその他の対策に分類される。

トンネル施工法に関する対策は、掘削方式や支保工・覆工などの施工法を地盤変状を抑制するように改善するものである。主なものとして、山岳トンネルでは、天端安定のための先受工、切羽安定のための鏡吹付け・ボルト工、加背割の方法、支保工の強化などがあげられる。シールドトンネルでは、シールド機種の選定、裏込め注入材・注入方法の改善、セグメント覆工の強化などがあげられる。

その他の対策は、トンネル周辺地盤の強化、中間地盤での影響遮断、近接構造物の周辺地盤の強化、および、近接構造物の補強に分類される。図-5.1にその他の対策工の一例を示す。

対策工の選定にあたっては、影響の程度に応じて適切なものを選定することが重要である。また、対策工を考慮して地盤変状予測を行う際には、そのモデル化について過去の実績もふまえて十分に検討する必要がある。

また施工時には、地表面沈下量の測定や構造物の水平・鉛直変位、傾斜、応力などの計測を行って、構造物の安全性を確認することが多い。特に影響が大きいと予測される場合には、近接施工区間に入る前に地盤変状計測を実施し、影響予測結果の精度を確認するとともに、計測結果を施工にフィードバックし、影響防止のための管理体制を確立することが必要である。

表-5.1 許容値の一例

建物種別	旧国鉄 ⁽¹⁾⁽²⁾		日本建築学会 ⁽¹⁾⁽²⁾					
	不同沈下 mm	傾斜角 $\times 10^{-3}$ rad	圧密沈下			即時沈下		
			相対沈下 mm	最大沈下 mm	変形角 $\times 10^{-3}$ rad	相対沈下 mm	最大沈下 mm	変形角 $\times 10^{-3}$ rad
コンクリート造	25	5	10	20	0.3	8	15	0.3
R C (独立基礎)			15	50	0.7	7~15	20	0.5
R C (連続基礎)			20	100	0.8	8~15	25	0.5~0.7
R C (べた基礎)			20~30	100~150	0.7	8	30~40	0.5

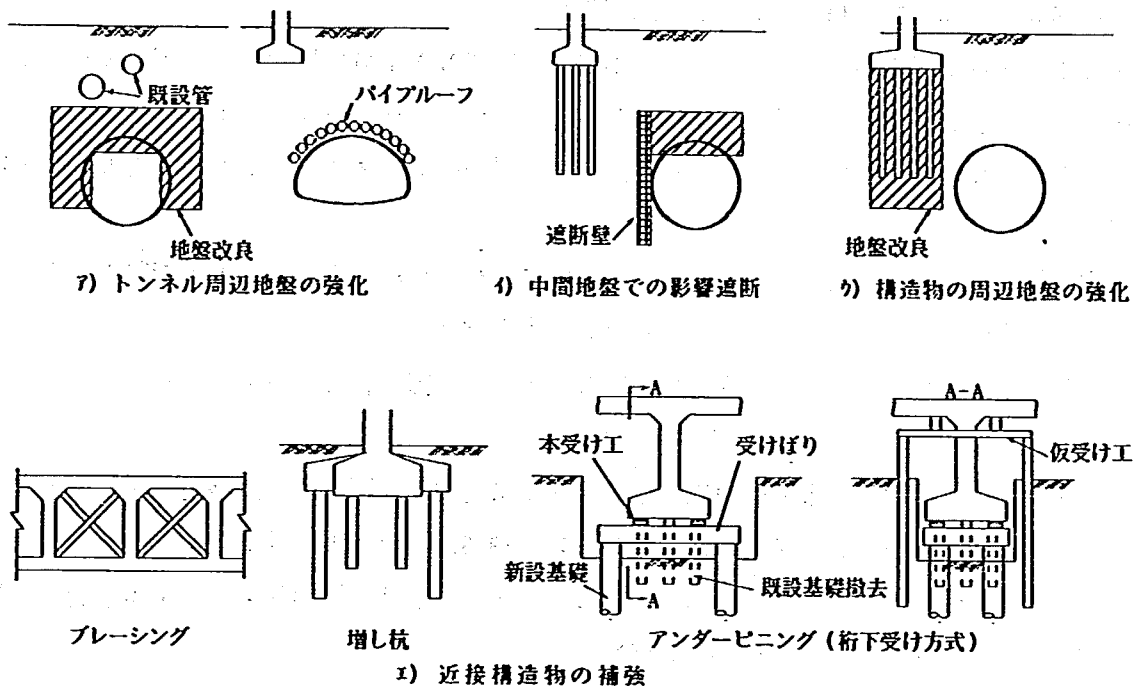


図-5.1 近接構造物の防護対策工の一例

参考文献

- 1) 都市NATMの設計施工マニュアル、p. 114、1988、土木学会関西支部
- 2) 坂本・阿部・上田・針生：「住宅地をNATMで掘る 仙台市地下鉄旭ヶ丘トンネル」、トンネルと地下、第13巻11号、pp. 17~27、1982. 11、土木工学社
- 3) 平山・七沢：「土かぶりの薄い粘性土地山を掘る 北陸自動車道 泊トンネル」、トンネルと地下、第16巻12号、pp. 13~22、1985. 12、土木工学社
- 4) 藤波・前田・日下：「真砂土にメガネトンネルをNATMで掘る 常磐自動車道 十王トンネル」、トンネルと地下、第17巻11号、pp. 45~56、1986. 11、土木工学社
- 5) 小泉・今村・岡・合田：「土砂地山に土かぶりの薄い3車線トンネルを掘る(その2) 東名改築 所領トンネル」、トンネルと地下、第21巻6号、pp. 43~51、1990. 6、土木工学社
- 6) 鳥居・藤岡・川島・牧野：「嵯峨野の山荘下をトンネルで抜く 山陰本線小倉山トンネル」、トンネルと地下、第19巻8号、pp. 37~44、1988. 8、土木工学社
- 7) 瀬戸口・高木・永倉：「土かぶりの浅いシラス地帯を中壁式NATMで挑む 一般国道3号鹿児島バイパス武岡トンネル」、トンネルと地下、第19巻7号、pp. 55~62、1988. 7、土木工学社
- 8) 三田村：「土かぶりの浅い風化花崗岩を掘る 国道28号城山トンネル」、トンネルと地下、第14巻9号、pp. 19~25、1983. 9、土木工学社
- 9) 石岡・大本・佐藤：「大口径長尺パイプルーフの限界に挑む 八戸市3・4・11街路トンネル」、トンネルと地下、第19巻11号、pp. 21~27、1988. 11、土木工学社
- 10) 土谷・高瀬：「CRD工法で都市NATMに挑む 東葉高速線 習志野台トンネル」、トンネルと地下、第19巻2号、pp. 7~13、1988. 2、土木工学社
- 11) 木嶋・青木・竹林・西地：「市街地の成田層をNATMで掘る 国分川分水路トンネル・中間立坑上流工区」、トンネルと地下、第20巻7号、pp. 37~45、1989. 7、土木工学社
- 12) 横山・高瀬：「土被りの薄い未固結地山におけるトンネル掘削時の地山挙動」、土木学会論文集、第352号、Ⅲ-2、pp. 79~88、1984. 12、土木学会
- 13) 谷井・梅沢・千葉・竹林・河田：「崩石土地山のトンネルにおける計測結果の考察」、第18回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp. 46~49、1986、土木学会岩盤力学委員会
- 14) 吉村・笹木・関・中村：「強風化花崗岩(マサ土)におけるNATM施工時の計測について 東北新幹線第二平石トンネル」、第13回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp. 91~94、1981、土木学会岩盤力学委員会
- 15) 山下・金谷・佐々木：「土被りの違いによるトンネル周辺地山の变形特性について」、土木学会第41回年次学術講演会講演概要集、Ⅲ-380、pp. 759~760、1986. 11、土木学会
- 16) 藤森・内山・門倉：「都市部の帯水層をNATMで挑む 千葉県国分川分水路トンネル」、トンネルと地下、第15巻12号、pp. 17~26、1984. 12、土木工学社
- 17) 藤本・寺戸：「成田砂層における土被りの少ない大断面 NATMの設計・施工計画 成田新幹線堀之内トンネル」、鉄道土木、第25巻1号、pp. 31~37、1983

- 18) 寺戸・木村：「トンネル掘削に伴うカブリの薄い未固結地山の変形挙動に関する考察」、第14回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp. 111～114、1982、土木学会岩盤力学委員会
- 19) 前田・佐藤・菅野：「CRD工法による市街地道路下のNATM 東名高速鉄道 習志野台トンネル」、トンネルと地下、第20巻5号、pp. 37～42、1989.5、土木工学社
- 20) 磯浦・黒部：「風化地盤（花崗岩）におけるNATMの適用」、土と基礎、第27巻7号、pp. 21～28、1979.7、土質工学会
- 21) 古山・吉井・上野・小山：「シールド工事における地盤変状測定」、第15回土質工学研究発表講演集、pp. 1549～1552、1980、土質工学会
- 22) 中山・中村・中島：「泥水式シールド掘進に伴う硬質地盤の変形解析について」、土木学会論文集、第397号、VI-9、pp. 133～141、1988.9、土木工学会
- 23) 堀辺・松岡・霜田：「荒川をシールドで横過 NTT光通信ケーブルトンネル」、トンネルと地下、第21巻12号、pp. 29～36、1990.12、土木工学社
- 24) 伊藤・有光・斉藤・岩尾：「総武線直下約500mを泥水シールドで斜めに横断 東葉高速鉄道 海神トンネル(起点側)」、トンネルと地下、第21巻9号、pp. 45～51、1990.9、土木工学社
- 25) 大塚・藤田：「シールド掘進に伴う地盤と家屋の挙動」、トンネルと地下、第20巻7号、pp. 7～16、1989.7、土木工学社
- 26) 松崎：「大断面泥土圧シールドの施工と計測結果 ϕ 8.210の都下水道大田幹線」、トンネルと地下、第17巻3号、pp. 25～35、1986.3、土木工学社
- 27) 中村・阿部・野村：「大口径ガス管下でのシールド工事 横浜市市場末広町幹線下水道」、トンネルと地下、第14巻11号、pp. 45～55、1983.11、土木工学社
- 28) 川西・中村・竹村・北村：「シールド掘削工事に伴う地盤挙動の一計測例」、第23回土質工学研究発表講演集、pp. 1935～1936、1990、土質工学会
- 29) 橋本・田中・前田・山田・吉田：「東京都における下水道シールド工事に伴う地盤沈下の測定事例」、第17回土質工学研究発表講演集、pp. 1245～1248、1982、土質工学会
- 30) 間片：「下水道シールド工事における地盤沈下対策(その1) 篠崎幹線における地盤沈下測定結果」、下水道協会誌、第17巻191号、pp. 9～19、1980.4、日本下水道協会
- 31) 吉田・内田・高橋：「軟弱粘性土地盤におけるシールド掘進に伴う地盤変状と家屋挙動の計測結果」、山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム論文集、pp. 253～260、1992、土質工学会
- 32) 松下・山崎・岡本・橋本・今西：「大断面泥水シールド工事におけるマサ土地盤の変状と施工要因」、山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム論文集、pp. 261～266、1992、土質工学会
- 33) 藤木・横田・米島・村田：「軟弱地盤でのシールドトンネル掘進に伴う周辺地盤の変形について」、トンネル工学研究発表会論文・報告集、第1巻、pp. 83～88、1991.12、土木学会

- 3 4) 師岡・清水・佐藤：「山岳トンネル内からシールドを発進 神奈川県内広域水道送水管工事」、トンネルと地下、第22巻4号、pp. 15～21、1991. 4、土木工学社
- 3 5) 秋山・宮本・伴辺：「土圧系シールドで大礫砂層を克服 札幌地下鉄2-3号連絡線」、トンネルと地下、第18巻12号、pp. 7～14、1987. 12、土木工学社
- 3 6) 竹山・葛野：「鉄道シールドの施工に伴う地盤沈下とその予測」、トンネルと地下、第14巻9号、pp. 7～18、1983. 9、土木工学社
- 3 7) 田山・小林・平野：「河川横断の削土密閉式シールド 埼玉・中川流域下水道」、トンネルと地下、第12巻8号、pp. 37～45、1981. 8、土木工学社
- 3 8) 葛野・鈴木・平田・橋本・早川：「鋭敏粘性土地盤における土圧シールドの掘進に伴う後続沈下について」、第25回土質工学研究発表講演集、pp. 1765～1766、1990. 6、土質工学会
- 3 9) 松田・藤原・吉野：「密閉土圧式シールド工法の実施例」、下水道協会誌、第14巻158号、pp. 52～60、1977. 7、日本下水道協会
- 4 0) 染谷：「泥土加圧シールド工法における情報化施工」、第19回施工体験発表会、pp. 43～54、1986、日本トンネル技術協会
- 4 1) 熊井・井上：「泥水シールドの施工 営団地下鉄八号線氷川台工区-φ10.0m泥水シールドの施工-」、基礎工、10巻5号、pp. 86～95、1982、総合土木研究所
- 4 2) 川崎：「密閉加圧回転カッターシールド工法の施工について」、第15回下水道研究発表会講演集、pp. 170～172、1978
- 4 3) 亀村・桑田：「泥土圧シールド掘進時の地盤挙動とその3次元数値解析」、山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム論文集、pp. 281～284、1992、土質工学会
- 4 4) 大深度未固結含水地山におけるトンネル掘削技術に関する研究 平成3年度共同研究報告書、p. 184、1992. 3、建設省土木研究所道路部トンネル研究室ほか
- 4 5) 大深度未固結含水地山におけるトンネル掘削技術に関する研究 平成3年度共同研究報告書、p. 199、1992. 3、建設省土木研究所道路部トンネル研究室ほか
- 4 6) 橋本：「上下隣設シールドの施工と追跡調査(2) 既設管直下での施工の場合」、トンネルと地下、第13巻7号、pp. 43～54、1982. 7、土木工学社
- 4 7) 平田・有留・市川：「大阪市地下鉄4号線の延伸工事」、トンネルと地下、第13巻10号、pp. 33～43、1982. 10
- 4 8) 平田・有留・市川：「土圧系シールドにおける軟弱地盤の挙動と施工管理 大阪市地下鉄4号線延伸工事」、トンネルと地下、第14巻7号、pp. 22～30、1983. 7、土木工学社
- 4 9) 金澤・鈴木：「市街地中心部道路下をNATMで掘る 仙台地下鉄・北四番丁トンネル」、トンネルと地下、第15巻1号、pp. 37～44、1984. 1、土木工学社
- 5 0) 大島・河田・三沢：「トンネル掘削によって生ずる環境変化の計測」、土木施工、第22巻4号、pp. 361～374、1981. 3、山海堂
- 5 1) 朝倉・水谷：「山岳トンネルの計測」、土木施工、第28巻10号、pp. 376～392、1987. 8、山海堂

- 5 2) 平田・有留・三島・江口・橋本：「土圧系シールドによる軟弱地盤の挙動特性」、第18回土質工学研究発表講演集、pp. 1339～1342、1983. 6、土質工学会
- 5 3) 岡田・浜屋・栗原：「既設構造物に近接したシールド工事に伴う周辺地盤の挙動について」、第21回土質工学研究発表集、pp. 1717～1720、1986. 6、土質工学会
- 5 4) 上原・小室・瀬戸・三田村・勝又：「シールド掘進によるP I P杭の防護効果について」、第23回土質工学研究発表集、pp. 1929～1930、1988. 6、土質工学会
- 5 5) Robert M. C. Ng, K. Y. Lo, and R. K. Rowe: "Analysis of field performance -the Thunder Bay tunnel", Can Geotech J, vol. 23, No. 1, pp. 30～50、1986
- 5 6) 中村・小野：「大断面泥水加圧シールド工法によるトンネル周辺地盤の挙動について」、土木学会第41回年次学術講演会講演概要集、pp. 851～852、1986. 11、土木学会
- 5 7) Wayne. G. Clogh 著 内藤・藤原・今井 共訳：「サンフランシスコ市における土圧バランスシールドの周辺地盤挙動計測結果」、土と基礎、30巻11号、pp. 49～56、1982. 11、土質工学会
- 5 8) 牛久保・川村・大山・古谷：「運河下地中接合を含む大断面泥水加圧シールド工事」、西松建設技報、VOL. 9、pp. 116～131、西松建設株式会社 技術研究部
- 5 9) 山田・吉田・間片・橋本：「沖積地盤におけるシールド掘進に伴う地盤変状とその予測解析について」、土木学会論文集、第373号、VI-5、pp. 103～112、1986. 9、土木学会
- 6 0) 野口・江口・安川・榎島・千葉：「シールド影響解析システムの開発とその計算例」、熊谷技報、第40号、pp. 1～11、1987. 2、熊谷組技術研究所内技報編集委員会
- 6 1) 宮・伊野・近藤：「新しい2連形土圧シールド 開発経緯と実証実験」、トンネルと地下、第19巻8号、pp. 15～22、1988. 8、土木工学社
- 6 2) 宮・伊野・多田：「縦二連形DOT工法の実証実験」、トンネルと地下、第20巻8号、pp. 53～61、1989. 8、土木工学社
- 6 3) 中沢・歳森・繁・木戸：「軟弱粘性土地盤における泥水式シールド 地表沈下防止のための実験的施工」、熊谷技報、第40号、pp. 157～166、1987. 2、熊谷組技術研究所内技報編集委員会
- 6 4) 長崎・菊池・田口：「超長尺ボルトによる橋梁防護 横浜市地下鉄3号線片倉工区」、トンネルと地下、第15巻2号、pp. 33～39、1984. 2、土木工学社
- 6 5) トンネル標準示方書(山岳編)・同解説、p. 156、1986、土木学会
- 6 6) NATMの計測指針に関する調査研究報告書、p. 20、1983. 3、日本トンネル技術協会
- 6 7) 木村・亀村・原田・里：「切羽の進行を考慮した掘削の解析について」、第16回土質工学研究発表概要集、pp. 1565～1568、1981、土質工学会
- 6 8) 杉山・朝倉：「トンネル掘削に伴う地表沈下の三次元解析」、土木学会第41回年次学術講演会講演概要集、pp. 733～734、1986. 11、土木学会
- 6 9) 箱石・安部・亀村：「3次元逐次掘削プログラムによるトンネルの解析」、トンネル工学研究発表会論文・報告集、第1巻、pp. 177～182、1991. 12、土木学会

- 70) 剣持・太野垣・波田・香川・田口：「プレライニング工法によるトンネルの三次元FEM解析」、第27回土質工学研究発表集、pp. 2073~2074、1993. 6、土質工学会
- 71) O. C. Zienkiewicz, et al. : "Elasto-plastic solution of engineering problems " initial stress " finite element approach " 、Int. J. for Numerical Method in Engrg. 、1、1969
- 72) 林・日比野：「地下の掘削による周辺地盤の緩みの進展に関する解析」、技術研究報告、No. 67095、1968. 3、電力中央研究所 技術研究所
- 73) J. M. Duncan and C. Y. Chang : " Nonlinear analysis of stress and strain in soils " 、ASCE、96 SM5、pp. 1629~1653、1970
- 74) K. M. Lee and R. K. Rowe : " Deformation caused by surface loading and tunnelling : the role of elastic anisotropy, Geotechnique, Vol 39, No. 1, pp. 125~140、1989
- 75) 波田光敬 ((株) フジタ) 資料提供
- 76) 水谷・大久保・平岡：「有限要素法によるトンネル及びトンネル周辺地山の数値解析に関する調査」、土木研究所資料、第2303号、P. 60、1986. 2、建設省土木研究所 道路部トンネル研究室
- 77) 土質調査結果の解析と適用例 P. 190、1979、土質工学会
- 78) 大深度未固結含水地山におけるトンネル掘削技術に関する研究 平成3年度共同研究報告書、p. 202、1992. 3、建設省土木研究所道路部トンネル研究室ほか
- 79) 吉中：「横方向地盤反力係数」、土木技術資料、第10巻1号、pp. 32~37、1968
- 80) 道路橋方書・同解説IV下部構造編 1990、日本道路協会
- 81) 道路トンネル技術基準 (構造編) ・同解説、pp. 76~77、1989. 6、日本道路協会
- 82) 吉中・桜井・菊地：「岩盤工学体系 [1] 岩盤分類とその適用」、p. 229、1989. 7、土木工学社
- 83) 道路土工 のり面工・斜面安定工指針、P. 150、1986. 11、日本道路協会
- 84) 土質工学会編：「土質調査法」、p. 200、1977. 11訂正第9刷発行版、土質工学会
- 85) 道路土工 のり面工・斜面安定工指針、P. 274、1986. 11、日本道路協会
- 86) 土屋：「NATMの設計プログラムの開発」、土木学会論文集、第346号、Ⅲ-1、pp. 117~123、1984. 6、土木学会
- 87) H. Kunimi & H. Takasaki : " Analytical estimation of tunnel deformation based on field " 、2nd International Symposium on Field Measurements in Geomechanics、pp. 1207~1216、1986
- 88) 森・鈴木：「NATMのFEM解析について」、日本道路公団試験所報告、pp. 147~153、1981. 11
- 89) 大西・岸本：「トンネル切羽進行の影響を近似的に考慮した2次元有限要素解析」、トンネルと地下、第11巻12号、pp. 7~12、1980. 12、土木工学社
- 90) 波田光敬 ((株) フジタ) 資料提供
- 91) 水谷・大久保・平岡：「有限要素法によるトンネル及びトンネル周辺地山の数値解析に関する調査」、土木研究所資料、第2303号、1986. 2、建設省土木研究所 道路部トンネル研究室
- 92) 後久・澤田・植野・阿野：「NATM施工管理システムの適用事例と薬液注入効果の評価」、土と基礎、第35巻8号、pp. 49~54、1987. 8、土質工学会

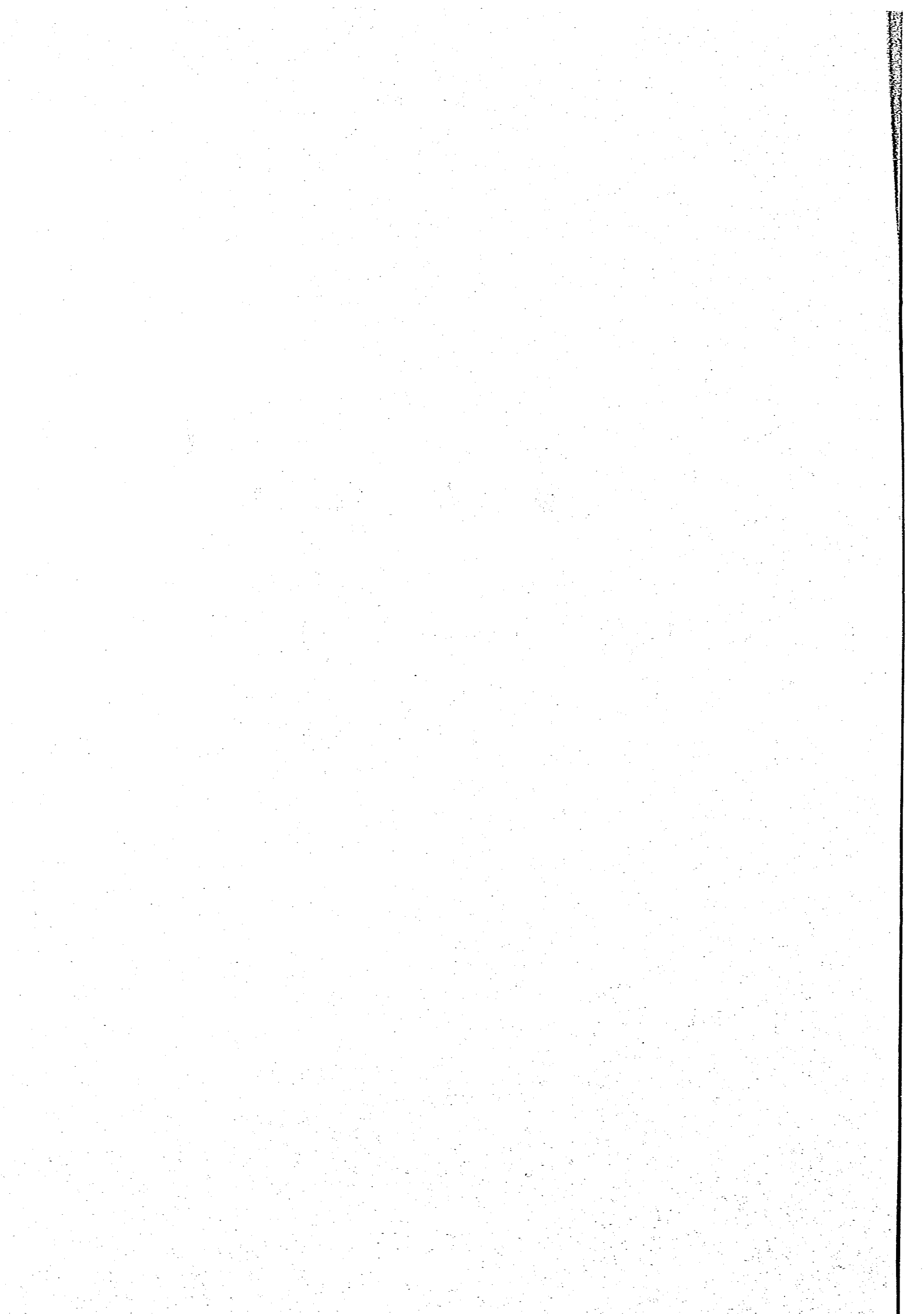
- 93) 松本・西岡：「トンネルの力学と覆工の設計方法（４）第４章山岳トンネル安定性の現状（Ⅰ）」、トンネルと地下、第18巻11号、pp. 33～41、1987. 11、土木工学社
- 94) 吉村・土屋・増本：「土かぶりの浅い未固結地山における大断面N A T M」、第27回土質工学シンポジウム－N A T M工法の設計と実際－発表論文集、pp. 17～24、1981、土質工学会
- 95) シールド工用標準セグメント pp. 91～92、1992. 4、日本下水道協会
- 96) 斉藤・石田・玉井・田中：「実測結果に基づく地下岩盤内の初期応力状態の検討」、第14回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp. 116～119、1982、土木学会岩盤力学委員会
- 97) 桜井・足立：「都市トンネルにおけるN A T M」、pp. 28～32、1988. 12、鹿島出版会
- 98) 奥園・鈴木・森山：「トンネルにおける数値解析と施工データの利用」、道路公団試験所報告（昭和60年度）、p. 52、1986. 12、日本道路公団試験所
- 99) 波田光敬（（株）フジタ）資料提供
- 100) トンネル標準示方書（山岳編）・同解説、p. 45、1977、土木学会
- 101) 伊藤・斉藤：「シールドトンネルに作用する土圧の計測結果とその考察」、土木学会第46回年次学術講演会講演概要集、Ⅲ-69、pp. 160～161、1991. 9、土木学会
- 102) 前田・飯田・町田：「単線並列シールドトンネル超近接施工におけるトンネルの挙動」、土木学会第44回年次学術講演会講演概要集、Ⅲ-11、pp. 96～97、1989. 10、土木学会
- 103) 井手・水谷・真下・元山・金井：「沖積粘性土中の併設シールドトンネル現場計測（その２）」、土木学会第44回年次学術講演会講演概要集、Ⅲ-15、pp. 104～105、1989. 10、土木学会
- 104) 西野・滝・斉藤・加藤：「シールドトンネルに作用する土圧の計測について」、土木学会第43回年次学術講演会講演概要集、Ⅲ-481、pp. 1004～1005、1988. 10、土木学会
- 105) 後藤・西村・本多：「掘進直後のシールドセグメントに作用する土圧・水圧の計測」、土木学会第43回年次学術講演会講演概要集、Ⅲ-484、pp. 1010～1011、1988. 10、土木学会
- 106) 西野・加藤：「R Cセグメントリングの現場計測とその考察」、土木学会第40回年次学術講演会講演概要集、Ⅲ-165、pp. 329～330、1985、土木学会
- 107) 飯田・清水・石井：「第2上野トンネルにおける土圧および鉄筋応力度の測定結果」、土木学会第40回年次学術講演会概要集、Ⅲ-179、pp. 357～358、1985、土木学会
- 108) 菅野・中野：「深部におけるスチールセグメントの挙動」、トンネルと地下、第22巻5号、pp. 45～51、1991. 5、土木工学社
- 109) 石村・猪熊・和佐・金井：「軟弱地盤中のシールドトンネルの現場計測」、山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム論文集、pp. 219～224、1992. 5、土質工学会
- 110) 岸尾・太田・仲井：「土圧式シールドトンネルにおける地盤挙動と沈下抑制工法」、山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム論文集、pp. 245～252、1992. 5、土質工学会
- 111) 藤本明生（（株）ハザマ）資料提供（裏込め注入圧解析）
- 112) 藤本明生（（株）ハザマ）資料提供（裏込め注入圧解析）

- 1 1 3) 島田隆夫:「土被りの浅い山岳トンネルの地表沈下」、土木学会論文報告集、第296号、pp. 97～109、1980. 4、土木学会
- 1 1 4) 藤本明生 (株) ハザマ 資料提供
- 1 1 5) 藤本明生 (株) ハザマ 資料提供
- 1 1 6) 藤本明生 (株) ハザマ 資料提供
- 1 1 7) 桜井・武内:「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. 9、土木学会
- 1 1 8) Gioda, G. and Sakurai, S.: "Back analysis procedures for the interpretation of field measurements in geomechanics", Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech, vol. 11, pp. 555～583、1987
- 1 1 9) 桜井・清水・壺内:「地下空洞における計測変位の境界要素法による三次元逆解析法」、土木学会論文集、第382号、Ⅲ-7、pp. 55～61、1987. 6、土木学会
- 1 2 0) 平嶋・川上・藤原:「楕円形の等方性および異方性岩盤トンネルにおける変位計測の逆解析」、第22回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp. 11～15、1990、土木学会岩盤力学委員会
- 1 2 1) 足立・矢野:「トンネル掘削に伴う地山変位計測結果の簡易解析法」、土木学会論文集、第388号、Ⅲ-8、pp. 107～216、1987. 12、土木学会
- 1 2 2) 久武:「トンネルにおける三次元逆解析法の開発」、土木学会論文集、第376号、Ⅲ-6、pp. 259～265、1986. 12、土木学会
- 1 2 3) 荒井・片瀬:「トンネル内空変位計測に基づく地盤変形、強度定数の推定」、土質工学会論文報告集、第24巻2号、pp. 171～179、1984. 6、土質工学会
- 1 2 4) Cividini, A., Maier, G. and Nappi, A.: "Parameter estimation of a static geotechnical model using a Bayes' approach", Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 20, No. 5, pp. 215～226、1983
- 1 2 5) 村上・長谷川:「Kalmanフィルター有限要素法による逆解析と観測節点配置」、土木学会論文集、第388号、Ⅲ-8、pp. 227～235、1987. 12、土木学会
- 1 2 6) 桜井:「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、土木学会
- 1 2 7) 桜井・進士:「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」、土木学会論文集、第358号、Ⅲ-3、pp. 37～46、1985. 6、土木学会
- 1 2 8) たとえば、長谷川・佐藤・岡本:「鷺羽山トンネルの施工(2)ー鉄道トンネルの計測結果」、トンネルと地下、第16巻10号、pp. 7～14、1985. 10、土木工学社
- 1 2 9) 町田・前田・田口:「超近接単線並列シールド施工時の挙動に対する逆解析結果(横断面方向)」、土木学会第46回年次学術講演会概要集、Ⅲ-64、pp. 150～151、1991. 9、土木学会
- 1 3 0) 内海・前田・三井:「超近接単線並列シールド施工時の挙動に対する逆解析結果(縦手方向)」、土木学会第46回年次学術講演会概要集、Ⅲ-65、pp. 152～153、1991. 9、土木学会
- 1 3 1) 建物維持管理基準、国鉄
- 1 3 2) 建築基礎構造設計指針 1988、日本建築学会

- 133) 長崎・千野・森：「地下鉄駅部を大断面N A T Mで掘る 横浜市地下鉄3号線三ツ沢下町、三ツ沢上町駅」、トンネルと地下、第13巻8号、pp. 17～31、1982. 8、土木工学社
- 134) 藤森・内山・門倉：「都市部の帯水砂層をN A T Mで挑む 千葉県国分川分水路トンネル」、トンネルと地下、第15巻12号、pp. 17～26、1984. 12、土木工学社
- 135) 波田光敬（（株）フジタ）資料提供
- 136) 波田光敬（（株）フジタ）資料提供
- 137) 丸茂・大野・川枝：「洪積砂礫層を気泡併用大断面泥土圧シールドで掘る 都営地下鉄12号線練馬第二工区」、トンネルと地下、第22巻3号、pp. 21～30、1991. 3、土木工学社
- 138) 間片・山田：「シールドトンネルの新技术（7） Ⅲ. 設計・施工編」、トンネルと地下、第21巻12号、pp. 55～64、1990. 12、土木工学社
- 139) 金安・大野・坂本：「洪積層を大断面泥土圧シールドで掘る 都営地下鉄12号線豊島園第二工区」、トンネルと地下、第21巻11号、pp. 47～55、1990. 11、土木工学社
- 140) 前田・秦・片桐・福田：「後楽園の直下を泥土圧シールドで掘る 都下水道 第2千川幹線工事」、トンネルと地下、第20巻3号、pp. 7～15、1989. 3、土木工学社
- 141) 村上・内田・玉野・竜田：「高被圧水下におけるシールドの長距離掘進 大阪市下水道「なにわ大放水路」」、トンネルと地下、第19巻8号、pp. 45～55、1988. 8、土木工学社
- 142) 剣持・香川：「掘削に先行してアーチシェルをつくる 東葉高速線 勝田台トンネル」、トンネルと地下、第23巻1号、pp. 43～51、1992. 1、土木工学社
- 143) 荻野・渡辺・日下部：「バイブルーフ併用一次閉合式N A T Mで第三京浜道路下を抜く 横浜市地下鉄3号線北の谷工区」、トンネルと地下、第22巻12号、pp. 25～33、1991. 12、土木工学社
- 144) 矢澤・西川：「横浜都市部における大断面地下河川の施工 神奈川県帷子川分水路」、トンネルと地下、第21巻10号、pp. 7～12、1990. 10、土木工学社
- 145) 柴田・南・中村・木下：「市街地をN A T Mで空港へ 福岡市地下鉄1号線延伸部」、トンネルと地下、第20巻12号、pp. 47～55、1989. 12、土木工学社
- 146) 田中・菊池・岡本・佐藤：「東名に新たに生れる3車線トンネル 東名改築新都府良野トンネル」、トンネルと地下、第20巻4号、pp. 7～19、1989. 4、土木工学社
- 147) 須田・永関・菅原：「未固結地盤に偏平大断面トンネルを掘る 横浜横須賀道路金沢支線長浜トンネル」、トンネルと地下、第20巻3号、pp. 51～59、1989. 3、土木工学社
- 148) 伊藤・岩田・八木・益田：「地すべり直下でのN A T M施工 篠ノ井線第2白坂トンネル（1）」、トンネルと地下、第18巻3号、pp. 27～34、1987. 3、土木工学社
- 149) 波田光敬（（株）フジタ）資料提供
- 150) 瀬崎：「トンネル設計におけるデータベースの活用と吹付けコンクリートの硬化特性を考慮した設計・施工に関する研究」、名古屋大学学位申請論文、pp. 64～66、1991. 3
- 151) 吉田・柴田・須藤：「高炉セメントを用いた吹付けコンクリートの諸性状について」、土木学会第39回年次学術講演会講演概要集、V-46、pp. 91～92、1984、土木学会

- 152) 土屋：「トンネル設計のための支保と地山物性値に関する研究」、土木学会論文集、第364号、Ⅲ-4、pp. 31～40、1985. 12、土木学会
- 153) 鈴木・藤野：「計測値を用いたNATMFEM入力値の逆推定手法」、土木学会第41回年次学術講演会講演概要集、Ⅲ-386、pp. 771～772、1986. 11、土木学会
- 154) 河田・熊坂・土山・家田：「土被りの浅い滞水砂礫層における小断面NATMの先行変位について」、第19回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp. 346～349、1987、土木学会岩盤力学委員会
- 155) 赤田・山口・木嶋・高崎：「トンネル挙動観測にもとづく地山変形係数の推定について」、土木学会第39回年次学術講演会講演概要集、Ⅲ-216、pp. 431～432、1984、土木学会
- 156) 波田光敬（（株）フジタ）資料提供
- 157) 波田光敬（（株）フジタ）資料提供
- 158) 波田光敬（（株）フジタ）資料提供
- 159) 波田光敬（（株）フジタ）資料提供
- 160) 大深度未固結含水地山におけるトンネル掘削技術に関する研究 平成2年度共同研究報告書、pp. 49～51、1992. 3、建設省土木研究所道路部トンネル研究室ほか
- 161) 大断面トンネルの設計・施工法に関する調査研究（その3）報告書＜山地部編＞、pp23、1993. 3、（社）日本トンネル技術協会

参 考 資 料



1. 変形係数設定に関する資料

以下に解析値と実測値を比較した図-2.3.1, 2.3.2, 3.6.2, 3.6.7, 3.6.8, 3.6.12の基になった実測値の詳細を示す。表中の文献番号は巻末の参考文献番号に相当し、変形係数は地表面沈下量を補正を行う時に使用した変形係数であり、右欄にはその文献に記されていた設定手法を示す。表から変形係数は、中硬岩では孔内水平載荷試験を使用しN値より変形係数を推定する場合は $E_n = 7N$ [kgf/cm²]を使用し、粘性土で $N < 10$ の場合では $E_n = 5N + 70$ [kgf/cm²]を用いている事例が多い。

文 献 No.	土被り比 H/D	変形係数 kgf/cm ²	地表面沈下量 (実測値) mm	地表面沈下量 (補正值) mm	土 質	変形係数設定方法
3、13	0.75 0.75	159	108.0 97.0	17.2 15.4	粘 土	孔内水平載荷試験より
	0.56 0.77		65.0 72.0	10.3 11.4		
	0.70 0.83		55.0 55.0	8.7 8.7		
	0.81 0.78		50.0 48.0	8.0 7.6		
	0.92 0.90		58.0 43.0	9.2 6.8		
	0.98 1.11		44.0 37.0	7.0 5.9		
	1.12 1.13		35.0 38.0	5.6 6.0		
	1.15 1.17		38.0 49.0	6.0 7.8		
	1.18 1.22		51.0 36.0	8.1 5.7		
	1.25 1.25		30.0 42.0	4.8 6.7		
6	0.46 0.80	2300	2.0 3.0	4.6 6.9	岩	孔内水平載荷試験より
	1.15 1.15		13.0 15.0	29.9 34.5		
	2.07 2.76		5.0 2.0	11.5 4.6		
	3.10 3.56		2.0 1.0	4.6 2.3		
	4.02		3.0	6.9		
10	1.04 1.06	408	61.0 77.0	24.9 31.4	砂	孔内水平載荷試験より 文献19)
	1.05 1.06		84.0 64.0	34.3 26.1		
	1.03 1.01		25.0 33.0	10.2 13.5		
	0.99 0.99		30.0 26.0	12.2 10.6		
	1.03		30.0	12.2		

文 献 No.	土被り比 H/D	変形係数 kgf/cm ²	地表面沈下量 (実測値) mm	地表面沈下量 (補正值) mm	土 質	変形係数設定方法
1 1	1.91 1.91	325	58.0 44.0	18.9 14.3	砂	N値、E=7N
	1.70 1.49		52.0 53.0	16.9 17.2		
	1.17 1.06		52.0 44.0	16.9 14.3		
	2.02 1.81		46.0 38.0	15.0 12.4		
	1.81 1.70		37.0 37.0	12.0 12.0		
	1.70 1.81		38.0 38.0	12.4 12.4		
	1.60 1.70		33.0 37.0	10.7 12.0		
	1.70 1.60		22.0 19.0	7.2 6.2		
	2.02 2.02		27.0 28.0	8.8 9.1		
	2.02		33.0	10.7		
1 2	1.19 1.16	235	21.0 22.0	4.9 5.2	砂	孔内水平載荷試験より 文献16)
	1.15 1.14		26.0 20.0	6.1 4.7		
	1.13 1.12		16.0 21.0	3.8 4.9		
	1.11 1.11		19.0 39.0	4.5 9.2		
	1.10 1.10		16.0 35.0	3.8 8.2		
	1.09 1.07		25.0 14.0	5.9 3.3		
	1.07 1.06		45.0 17.0	10.6 4.0		
	1.06 1.05		48.0 16.0	11.3 3.8		
	1.05 1.03		39.0 23.0	9.2 5.4		
	1.03 0.97		44.0 43.0	10.3 10.1		

文 献 No.	土被り比 H/D	変形係数 kgf/cm ²	地表面沈下量 (実測値) mm	地表面沈下量 (補正值) mm	土 質	変形係数設定方法
1 3	0.96 0.84	235	43.0 43.0	10.1 10.1	砂	N値、E=7N
	0.82 0.73		45.0 24.0	10.6 5.6		
	0.70 0.62		47.0 52.0	11.0 12.2		
	0.61 0.58		53.0 55.0	12.5 12.9		
	0.57 0.56		28.0 30.0	6.6 7.1		
	0.52 0.48		55.0 54.0	12.9 12.7		
	0.47 0.40		53.0 29.0	12.5 6.8		
1 3	0.86 0.84	168	59.0 47.0	9.9 7.9	砂	N値、E=7N
	0.82 0.81		46.0 58.0	7.7 9.7		
	0.80 0.79		55.0 52.0	9.2 8.7		
	0.79 0.78		51.0 44.0	8.6 7.4		
	0.69 0.68		41.0 44.0	6.9 7.4		
	0.50 0.36		42.0 60.0	7.1 10.1		
1 4	1.09 1.14	110	72.0 86.0	7.9 9.5	砂	土質試験より
	1.32 1.27		96.0 120.0	10.6 13.2		
	1.00 0.77		134.0 140.0	14.7 15.4		
2 1	2.90	43	98.0	4.2	粘性土	N値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
2 2	1.72 3.08	210 242	4.0 4.0	0.8 1.0	砂質土 粘性土	N値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70 N値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
	2.45	274	4.0	1.1	粘性土	N値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
2 3	9.28	87	3.3	0.3	粘性土	N値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
	9.28	87	3.0	0.3	粘性土	N値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70

文 献 No.	土被り比 H/D	変形係数 kgf/cm ²	地表面沈下量 (実測値) 単位	地表面沈下量 (補正值) 単位	土 質	変形係数設定方法
2 3	9.28 9.28	87 87	2.8 2.2	0.2 0.2	粘性土 粘性土	N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70 N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
	9.28 9.28	87 87	2.2 2.9	0.2 0.2	粘性土 粘性土	N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70 N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
	9.28 9.28	87 87	2.3 2.1	0.2 0.2	粘性土 粘性土	N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70 N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
	9.28	87	1.8	0.2	粘性土	N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
2 4	0.90	168	25.0	4.2	砂質土	N 値 E=7N
2 5	1.70 1.70	193 119	28.0 55.0	5.4 6.5	砂質土 砂質土	N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70 N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
	1.80 1.20	245 66	6.0 27.0	1.5 1.8	砂質土 砂質土	N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70 N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
	1.20	67	32.0	2.1	砂質土	N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
2 6	1.95 1.95	102 102	3.0 2.8	0.3 0.3	砂質土 砂質土	N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70 N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
2 7	2.48 2.48	193 266	6.0 5.0	1.2 1.3	粘性土 粘性土	一軸圧縮強度試験からの変形係数 および 砂質土部分にはN 値 (E=7N) を併用
	2.48	182	4.0	0.7	粘性土	
2 8	3.40	111	4.0	0.4	砂質土	N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
2 9	2.72 1.72	102 105	57 56	5.8 5.9	砂質土 砂質土	N 値 E=7N N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
	1.30 7.00	161 70	25.0 2.0	4.0 0.1	砂質土 粘性土	N 値 E=7N N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
	7.02	245	3.0	0.7	砂質土	N 値 E=7N
3 0	1.47 1.50	78 78	120.0 170.0	9.3 13.2	粘性土 粘性土	N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70 N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
	1.53 1.99	78 140	120.0 150.0	9.3 21.0	粘性土 砂質土	N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70 N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
	2.00 2.06	140 100	140.0 85.0	19.6 8.5	砂質土 砂質土	N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70 N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
	2.07 2.07	105 105	70.0 40.0	7.4 4.2	砂質土 砂質土	N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70 N 値 E=7N, (粘性土N<10)E=5N+70
	2.11 1.66	58 100	24.0 20.0	1.4 2.0	砂質土 砂質土	N 値 E=7N N 値 E=7N

文 献 No.	土被り比 H/D	変形係数 kgf/cm ²	地表面沈下量 (実測値) mm	地表面沈下量 (補正值) mm	土 質	変形係数設定方法
3 1	1.17	76	31.0	2.3	粘性土	一軸圧縮強さ q_c 。および N値($E=7N$, (粘性土 $N<10$) $E=5N+70$)
3 2	1.18	344	7.0	2.4	砂質土	N値 $E=7N$
	1.18	344	8.0	2.7	砂質土	N値 $E=7N$
	1.18	344	5.0	1.7	砂質土	N値 $E=7N$
3 3	1.36	78	48.0	3.7	砂質土	N値 $E=7N$, (粘性土 $N<10$) $E=5N+70$
	1.48	71	37.0	2.6	粘性土	N値 $E=7N$, (粘性土 $N<10$) $E=5N+70$
3 4	6.93	94	25.0	2.3	粘性土	N値 $E=7N$, (粘性土 $N<10$) $E=5N+70$
3 5	1.99	350	30.0	10.5	砂質土	N値 $E=7N$
3 6	2.41	110	55.0	6.1	粘性土	一軸圧縮強さ q_c 。および N値($E=7N$, (粘性土 $N<10$) $E=5N+70$)
	1.94	71	25.0	1.8	粘性土	
	3.06	72	45.0	3.2	粘性土	一軸圧縮強さ q_c 。
3 7	2.56	60	70.0	4.2	粘性土	一軸圧縮強さ q_c 。および 砂質土部分にはN値($E=7N$)を併用
	2.23	57	70.0	4.0	粘性土	
3 8	1.82	74	31.4	2.3	粘性土	一軸圧縮強さ q_c 。および N値($E=7N$, (粘性土 $N<10$) $E=5N+70$)
3 9	1.04	51	55.0	2.8	砂質土	N値($E=7N$, (粘性土 $N<10$) $E=5N+70$)
4 0	2.69	234	3.0	0.7	粘性土	一軸圧縮強さ q_c 。および N値($E=7N$, (粘性土 $N<10$) $E=5N+70$)
4 1	1.30	206	5.0	1.0	砂質土	N値 $E=7N$
4 2	1.13	83	25.0	2.1	粘性土	N値 $E=7N$, (粘性土 $N<10$) $E=5N+70$
4 3	1.54	181	6.0	1.1	砂質土	N値 $E=7N$, (粘性土 $N<10$) $E=5N+70$

2. 吹付けコンクリートの変形係数に関する試算

1. 既往の解析例

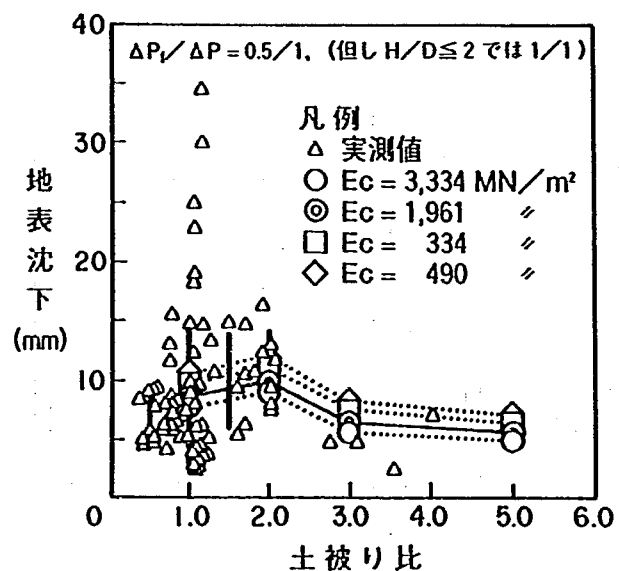
既往の解析に使われた吹付けコンクリートの変形係数を調べると、 $10,000\text{kgf/cm}^2$ (MN/m^2) $\sim 150,000\text{kgf/cm}^2$ ($14,710\text{MN/m}^2$)とその範囲も広い。また、サイロットNATMのような加背割りを考慮した解析では、 $50,000, 150,000\text{kgf/cm}^2$ ($4,903, 14,710\text{MN/m}^2$)と2段階変化させた例¹³³⁾、上半リングカットを考慮して $20,000, 150,000\text{kgf/cm}^2$ ($1,961, 14,710\text{MN/m}^2$)と変化させた例¹³⁴⁾もある。さらに、施工に沿った形とした三次元逐次解析では、材令による変形係数の変化を考慮するため $8,500, 34,000, 220,000\text{kgf/cm}^2$ ($834, 3,334, 21,575\text{MN/m}^2$)とした例⁶⁹⁾、 $1,600, 5,000, 24,000\text{kgf/cm}^2$ ($157, 490, 2,354\text{MN/m}^2$)とした例⁷⁰⁾などがある。

2. パラメーター解析

参図-2. 1は参表-2. 1に示す条件のトンネルについて、吹付けコンクリートの変形係数 E_c を変えて行った弾性解析から得られた土被り比と地表沈下の関係を示したものである。土被り比が2より大きい場合には、地表沈下は土被り比とともに減少し、沈下量も E_c に反比例する傾向にある。なお、図中の実測値は、既往の測定例での地山の変形係数 E を $1,000\text{kgf/cm}^2$ (98MN/m^2)に換算して求めた沈下量を表している。

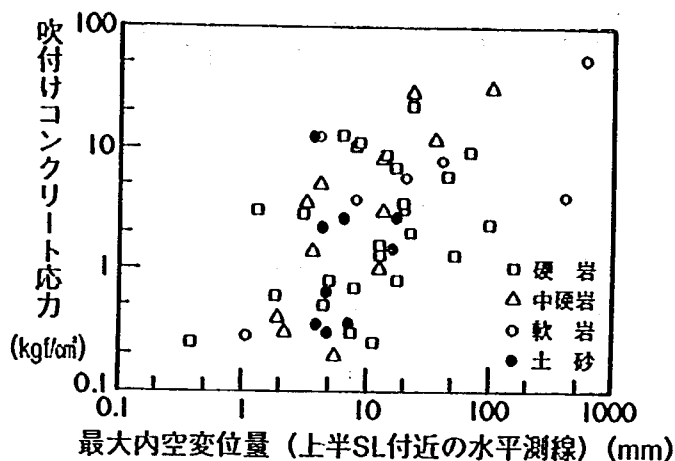
参表-2. 1 パラメーター解析に用いた条件

地山物性値	$E=1,000\text{ kgf/cm}^2$ (98MN/m^2) $\nu=0.48$ $\rho=1.9\text{ g/cm}^3$ $K=0.92$ $c=0.37\text{ kgf/cm}^2$ (36 kN/m^2) $\phi=26^\circ$
トンネル条件	$D=10.0\text{ m}$ 全断面掘削 $H/D=1, 2, 3, 5$ 吹付け厚 15cm
応力解放率	前述3.6の計算手法1による

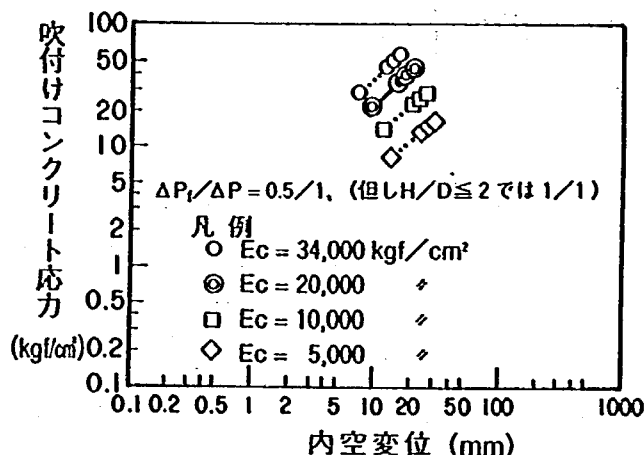


参図-2. 1 土被り比と地表沈下の関係 ¹³⁵⁾

参図-2. 2は、実測値による最大内空変位と吹付けコンクリート応力の関係を示したものであり、吹付けコンクリート応力は 50kgf/cm^2 (4.9MN/m^2)以下となっている。参図-2. 3は、参表-2. 1に示す条件で得られた弾性解析結果を示したものであり、吹付けコンクリートの変形係数が大きくなると応力は 50kgf/cm^2 (4.9MN/m^2)以上となることがわかる。

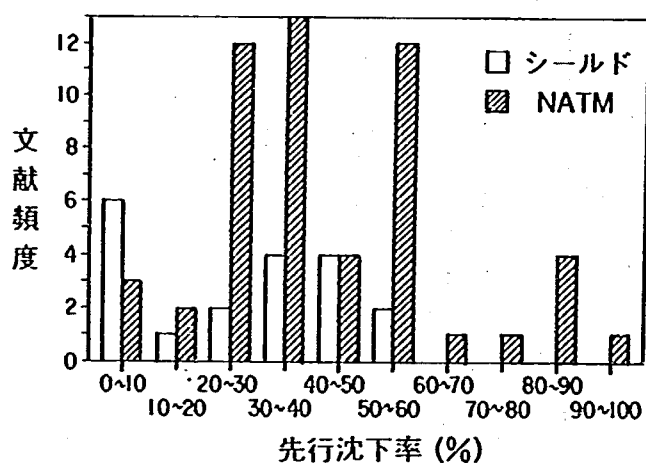


参図-2.2 実測による最大内空変位量と吹付けコンクリート応力の関係⁶⁴⁾

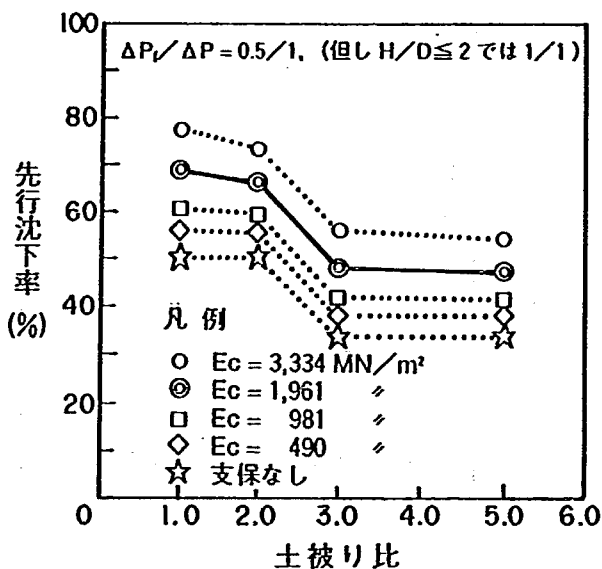


参図-2.3 解析による内空変位量と吹付けコンクリート応力の関係¹³⁶⁾

参図-2.4は既往事例^{5), 6), 7), 10), 11), 23), 24), 25), 62), 137) ~ 148)}による先行沈下率を調べたものであり、先行沈下率は70%以下の場合が大半であることがわかる。参図-2.5は、前述の地山条件において E_c を変えた弾性解析結果による先行沈下率について比較したものである。この図から E_c が大きくなると先行沈下率も大きくなることがわかり、 $E_c = 34,000 \text{ kgf/cm}^2$ ($3,334 \text{ MN/m}^2$) の場合には、土被りが浅いトンネルで先行沈下率が70%以上となり、過大に評価する傾向となることがわかる。



参図-2.4 先行沈下率の度数分布



参図-2.5 解析による土被り比と先行沈下率の関係¹⁴⁹⁾

3. 若材令の試験に関する報告例

地山の変位速度は切羽掘削直後にもっとも大きいことが知られている。一方、切羽掘削直後の吹付けコンクリートは打設されたばかりの若材令の状態にある。このため若材令の変形係数は、地盤変状予測を行う解析では重要なパラメーターとなる。吹付けコンクリートの若材令の変形係数を調べた文献¹⁵⁰⁾によると、材令6時間で $E_c = 1,600 \text{ kgf/cm}^2$ (157 MN/m^2)、材令12時間で $E_c = 5,000 \text{ kgf/cm}^2$ (490 MN/m^2)、材令24時間で

$E_c=10,000\text{kgf/cm}^2$ (981MN/m^2)、材令28日で $E_c=24,200\text{kgf/cm}^2$ ($2,373\text{MN/m}^2$) となっている。また、高炉セメントを用いた吹付けコンクリートの変形係数を調べた文献¹⁵¹⁾によると、材令6時間で $E_c=5,000\text{kgf/cm}^2$ (490MN/m^2) 程度、材令24時間で $E_c=10,000\text{kgf/cm}^2$ (981MN/m^2) 程度、材令24日で $E_c=200,000\text{kgf/cm}^2$ ($19,613\text{MN/m}^2$) 程度となっている。

多くのトンネルに使われた吹付けコンクリートの若材令の変形係数を調べた文献¹⁵²⁾では、クリープや乾燥収縮などを考慮して3日材令と2日～7日の平均を参考として、等価弾性係数 $34,000\text{kgf/cm}^2$ ($3,334\text{MN/m}^2$) を決めている。また、トンネル掘進速度と吹付けコンクリートの材令の関係に着目した文献⁹³⁾では、側圧係数を推定するために吹付けコンクリートの変形係数として $E_c=20,000\text{kgf/cm}^2$ ($1,961\text{MN/m}^2$) を用いている。

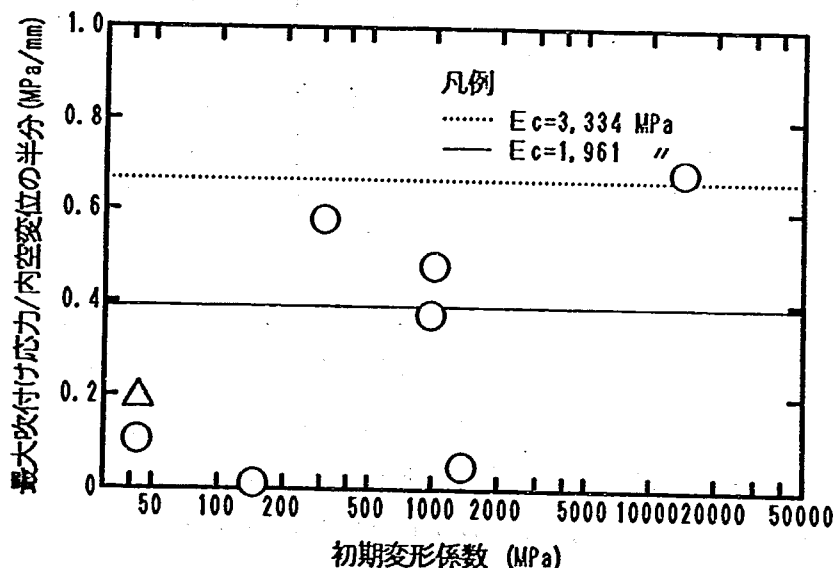
4. 逆解析例

実測値を解析した結果から逆に入力物性値を検討した文献¹⁵¹⁾によると、 $E_c=15,000\text{kgf/cm}^2$ ($1,471\text{MN/m}^2$) が適当であると報告されている。同様に実測による先行沈下率から調べた文献¹⁵⁴⁾では、 $E_c=150,000\text{kgf/cm}^2$ ($14,710\text{MN/m}^2$) より $E_c=20,000\text{kgf/cm}^2$ ($1,961\text{MN/m}^2$) がよく対応すると報告されている。

吹付けコンクリートの接線方向の応力を σ_c としたときの等価弾性係数 E_c の関係^{152), 155)} は、次式のようになる。

$$\sigma_c / U_a = E_c / r$$

ここに、 U_a はトンネル半径方向の変位を、 r はトンネル半径をそれぞれ表す。参図-2.6は、実測値による σ_c / U_a と地山の初期変形係数 D' の関係¹⁵³⁾ を示したものである。ここで、実測されたトンネルを道路2車線断面相当の平均的なものとして $r=5\text{m}$ として、 $E_c=34,000\text{kgf/cm}^2$ ($3,334\text{MN/m}^2$) とすると $\sigma_c / U_a = 7\text{kgf/cm}^2/\text{mm}$ ($667\text{kN/m}^2/\text{mm}$) となり、実測値の上限程度となる。これに対して、 $E_c=20,000\text{kgf/cm}^2$ ($1,961\text{MN/m}^2$) とすると $\sigma_c / U_a = 4\text{kgf/cm}^2/\text{mm}$ ($392\text{kN/m}^2/\text{mm}$) となり、実測値の平均に近いものとなる。



参図-2.6 吹付け応力と地山の変形係数の関係

以上のことから、解析に用いる吹付けコンクリートの変形係数として $E_c=20,000\text{kgf/cm}^2$ ($1,961\text{MN/m}^2$) 程度のものが考えられる。

3. 側圧係数を変えた試計算

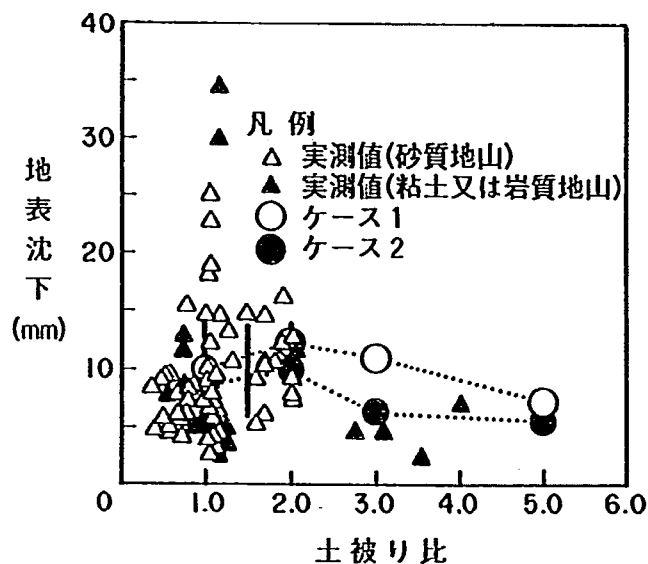
参図- 3. 1 ~ 参図- 3. 3 は、変形係数を同一として側圧係数などの地山条件を変えた場合の弾性解析結果を地表面沈下、先行沈下率、内空変位の半分/天端沈下に関して比較したものである。解析に用いた条件を参表- 3. 1 に示す。

参表- 3. 1 解析に用いた条件¹⁵⁶⁾

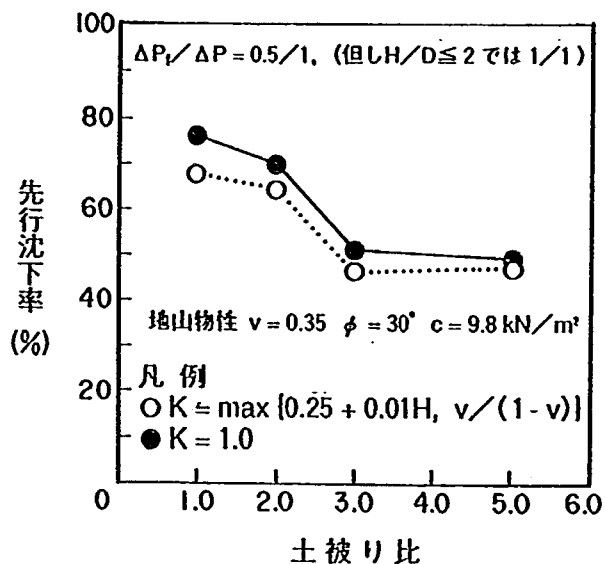
			ケース 1			ケース 2		
地	単位体積重量		$\rho = 1.9 \quad \text{g/m}^3$					
山	変形係数		$E = 1,000 \text{ kgf/cm}^2 (98 \text{ MN/m}^2)$					
物	ポアソン比		$\nu = 0.3$			$\nu = 0.4$		
性	粘着力		$c = 0.37 \text{ kgf/cm}^2 (36 \text{ k N/m}^2)$					
値	内部摩擦角		$\phi = 26^\circ$					
	側圧係数 (初期応力 解析時)		$K = 0.5 \quad (H \leq 25)$ $K = 0.25 + 0.01 H \quad (25 < H \leq 75)$ $K = 1.0 \quad (75 < H)$			$K = 1.0$		
トンネル条件			$D = 10.0 (\text{m})$: 全断面掘削、 $H/D = 1, 2, 3, 5$					
吹付けコンクリート			変形係数 $E_c = 20,000 \text{ kgf/cm}^2 (1,961 \text{ MN/m}^2)$ 、厚さ $15 (\text{cm})$					
Terzaghi の 緩み高さ $\Delta P (\text{m})$	土	1	6.871 $(K = 0.50)$			6.057 $(K = 1.00)$		
	被り比	2	12.114 $(K = 0.50)$			9.584 $(K = 1.00)$		
		3	15.562 $(K = 0.55)$			11.638 $(K = 1.00)$		
		5	16.790 $(K = 0.75)$			13.530 $(K = 1.00)$		
応力解放率 (%) (前述 3.6 の計算 手法 1)			$\Delta P f / \rho H$	$\Delta P / \rho H$	$\Delta P f / \Delta P$	$\Delta P f / \rho H$	$\Delta P / \rho H$	$\Delta P f / \Delta P$
$\Delta P f$: 切羽 到達前の掘 削相当外力	土	1	0.500	0.500	1 / 1	0.500	0.500	1 / 1
	被り比	2	0.500	0.500	1 / 1	0.479	0.479	1 / 1
		3	0.259	0.519	0.5 / 1	0.194	0.388	0.5 / 1
		5	0.168	0.336	0.5 / 1	0.135	0.271	0.5 / 1

参図- 3. 1 は、土被り比と地表沈下の関係を示したものであり、側圧係数が大きくなるケース 2 の方が地表沈下は小さくなることがわかる。ここで、実測値は変形係数で補正した地表面沈下量^{9), 6), 10) ~ 14), 16), 19)}である。参図- 3. 2 は、ケース 2 で側圧係数の設定方法を変えた場合の土被り比と先行沈下率の関係を比較したものであり、側圧係数が大きいと先行沈下率も大きくなる傾向があることがわかる。参図- 3. 3 は、土被り比と変位率（内空変位の半分/天端沈下）の関係を示したものであり、側圧係数を 1.0 とした場合には、変位率は土被りに関わらずほぼ 1.0 である。これに対して、側圧係数を土被りとともに増加させた場合には、変位率が増加することがわかる。参図- 3. 4 は、実測値による土被り比と天端ひずみ (ε_t) と側壁ひずみ (ε_s) の比の関係⁹⁾を示したものである。粘土質地盤では、ほとんど壁面ひずみ比 ($\varepsilon_s / \varepsilon_t$) は 1.0 程

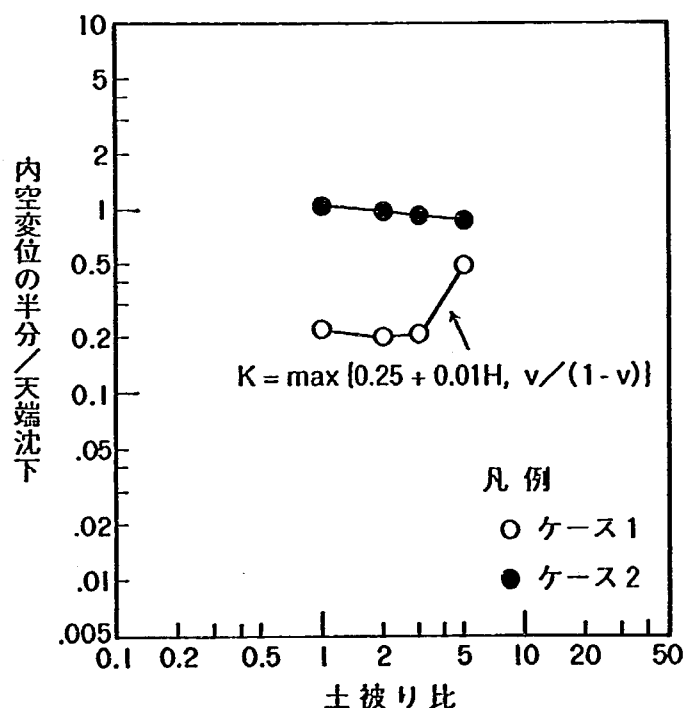
度になるが、砂質地盤ではほとんど1.0以下であり、土被り比が小さいほど壁面ひずみ比も小さくなること
 分かる。これらより、ケース1は砂質地盤、ケース2は粘土質地盤を模擬していると考えられる。



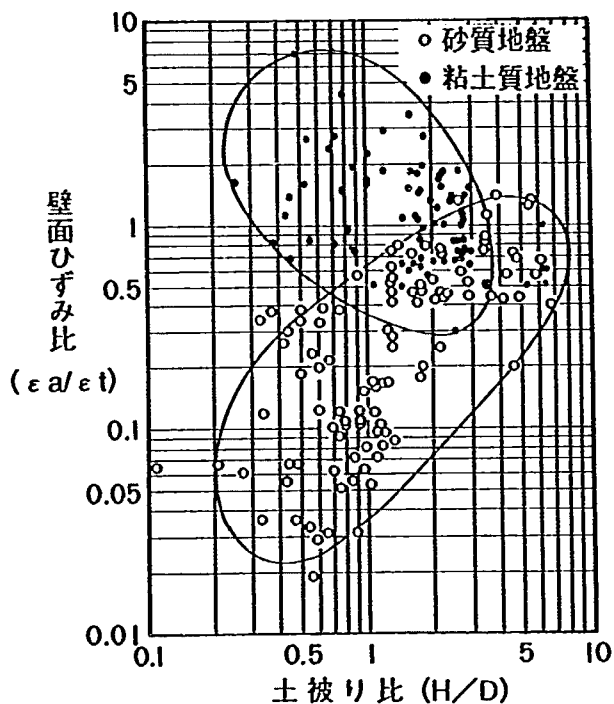
参図-3. 1 土被り比と地表沈下の関係¹⁵⁷⁾



参図-3. 2 土被り比と先行沈下率の関係¹⁵⁸⁾



参図-3. 3 土被り比と変位率の関係¹⁵⁹⁾



参図-3. 4 土被り比と壁面ひずみ比(ϵ_a/ϵ_t)の
 関係⁹⁷⁾

4. 掘削相当外力の自重項に関する試計算 160)

有限要素法においては外力 $\{F\}$ は、

$$\{F\} = - \int [N] \{\sigma\} ds \quad \dots\dots\dots (.1)$$

で計算される。ここに、 $[N]$ は内挿関数、 $\{\sigma\}$ は掘削面に作用していた応力である。

ここで問題となるのは、大口径のトンネルが浅いところにあり、自重の影響が強く表れる場合である。今、掘削面を構成する掘削要素 e について考えると、この要素内の力の釣り合いは次式により示される。

$$\sigma^*_{ij,j} + \rho^*_i = 0 \quad \dots\dots\dots (.2)$$

ここに、 $,j$ は $\partial / \partial x_j$ を、 ρ^*_i は i 方向の物体力を示す。式 (.2) に内挿関数 N_i を掛け要素全体について積分して整理すると次式が得られる。

$$\int N_i \cdot \sigma^*_{ij} \cdot n_j \cdot ds = \int N_{i,j} \cdot \sigma^*_{ij} \cdot dV_e - \int N_i \cdot \rho^*_i \cdot dV_e$$

これをマトリックス表示すると、次のようになる。

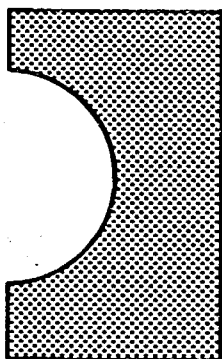
$$\int [N] \{\sigma\} ds = \int [B] \{\sigma^*\} dV_e - \int [N] \{\rho^*\} dV_e \quad \dots\dots\dots (.3)$$

したがって式 (.1) と式 (.3) より、掘削相当外力は掘削要素の応力 $\{\sigma^*\}$ と物体力 $\{\rho^*\}$ により表されることがわかる。すなわち、掘削相当外力の算定に当たって掘削要素の応力 $\{\sigma^*\}$ のみを評価するだけでは、物体力の項が考慮されないため誤差が生じることになる。

式 (.3) の検証は、FEM線形弾性解析による次頁のケース1～3の計算により確かめることができる。

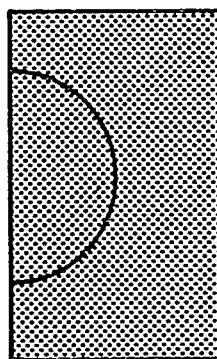
ケース1. トンネルがある場合のそれぞれについて自重計算を行い、このときトンネル掘削による変位は、両者の差として与えられる。

(A)



トンネル要素なし

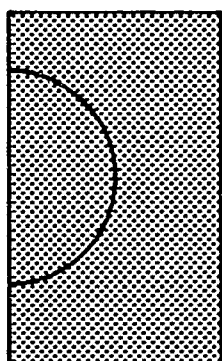
(B)



トンネル要素あり

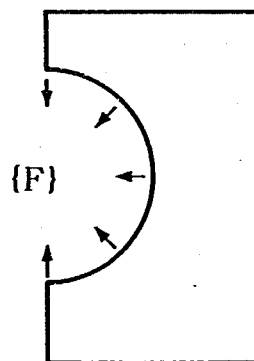
ケース2. トンネル要素を含めて自重計算を行い初期応力を求める。次に、求めた初期応力とトンネル要素の自重から式 (.3) により掘削外力 $\{F\}$ を作用させ、トンネル掘削による変位を求める。

(C)



初期応力解析

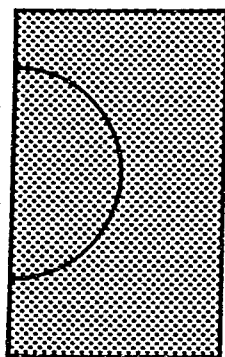
(D)



初期応力と自重

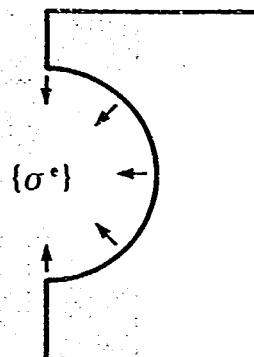
ケース3. トンネル要素を含めて自重計算を行い初期応力を求める。次に、求めた初期応力 $\{\sigma^e\}$ のみから算定した掘削外力 $\{F^e\}$ を作用させ、トンネル掘削による変位を求める。

(E)



初期応力解析

(F)



初期応力のみ

地山材料を均質とした場合、弾性解析ではひずみの重ね合わせより、ケース1の結果が正解である。ケース1～ケース3の地表面最大沈下量の計算結果を参表-4. 1に示す。

この結果、トンネル掘削外力に自重を考慮すると、

①精度の高い計算結果を与える。

②浅いトンネルほど影響が大きい。

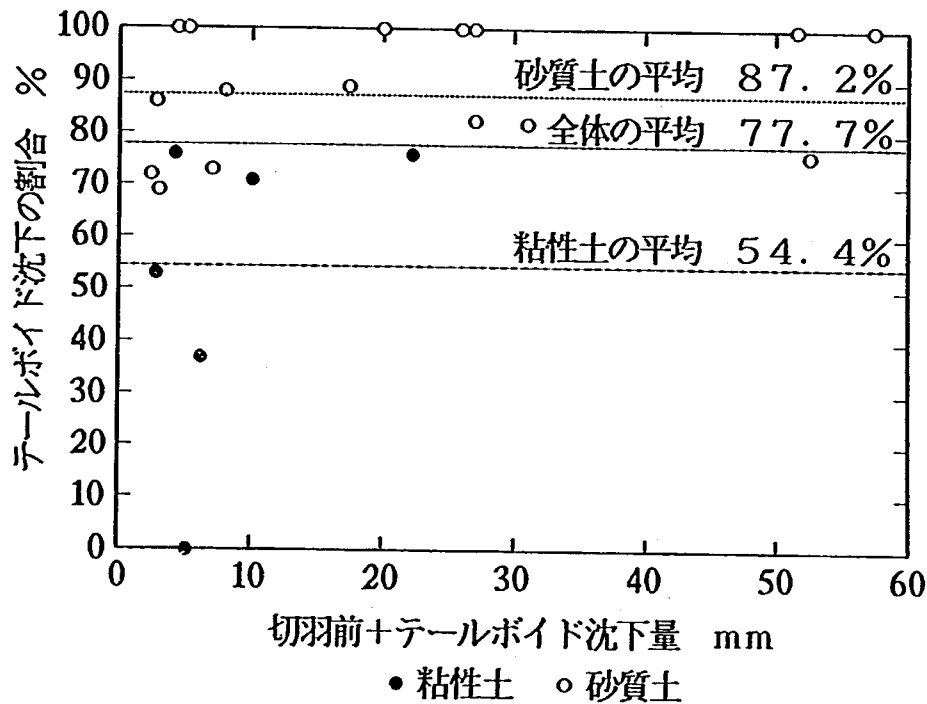
ことがわかる。

参表-4. 1 地表面最大沈下量 (cm) の計算結果

トンネル中心の深さ	GL-25m	GL-50m	GL-100m
ケース1	2.256	3.781	3.726
ケース2	2.250	3.779	3.730
ケース3	2.449	3.883	3.828
(ケース2) - (ケース3)	-0.199	-0.104	-0.098

5. テールボイド沈下の割合

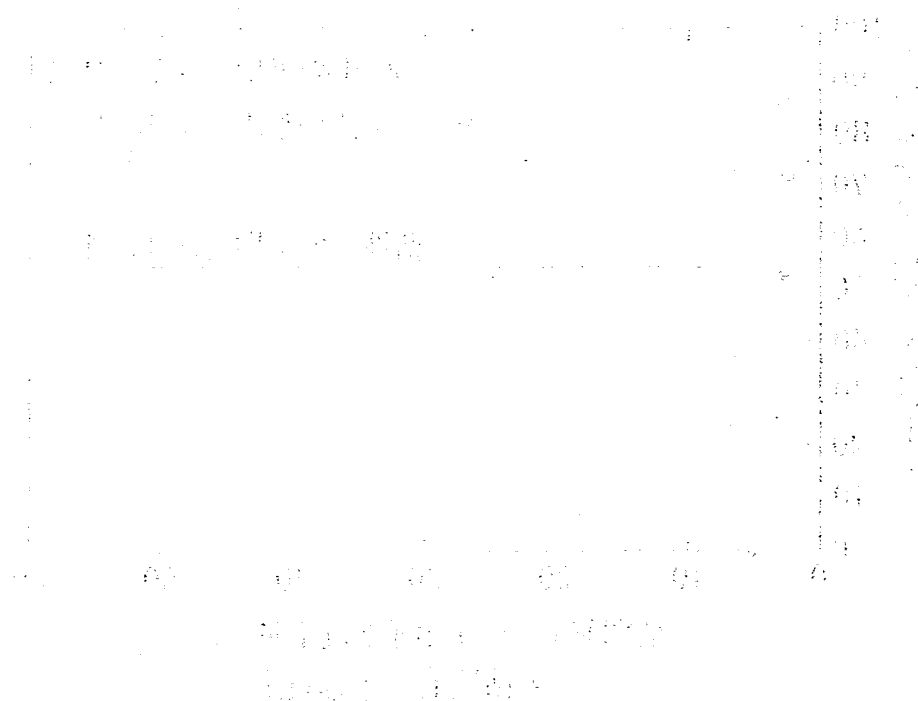
参図-5. 1は、密閉型シールドの地表面沈下量に占める切羽前沈下とテールボイド沈下の割合を文献²³⁾～³³⁾より調査したものである。これより、近年の切羽安定の施工技術の向上により切羽沈下は微小であり、テールボイド沈下が大きいことがわかる。よって本マニュアル(案)ではテール部に着目し、裏込め注入直後の状態と裏込め材硬化後の状態を施工条件に応じてモデル化し、両モデルによるステップ解析を行うことで、テールボイドのつぶれやセグメントの変形・注入材の収縮に起因する地盤変状を評価する方法を提案した。



参図-5. 1 密閉型シールドの地表面沈下量に占める切羽前沈下とテールボイド沈下の割合

6. 裏込め注入圧の実測値例

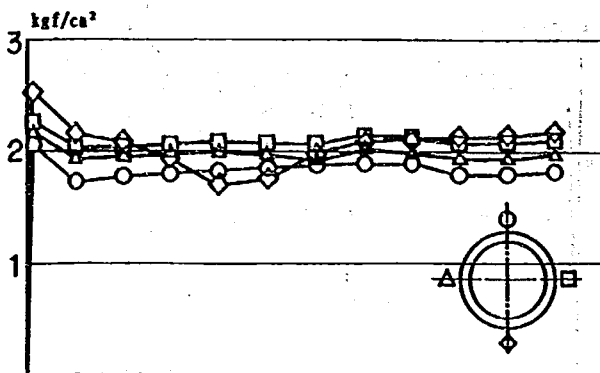
以下に裏込め注入圧の注入実績を示した図-3. 6. 4のもとになった実測値の詳細を示す。裏込め注入圧はセグメントに取り付けられた土圧計、水圧計により測定されている。図から、おおむね粘性土地盤では全土被り荷重を基準に注入圧を設定し、砂質土では地下水圧より多少大きめに注入圧を設定していると推定される。



No. 1	タイトル	シールドトンネルに作用する土圧の計測結果とその考察	
	出典	土木学会第46回年次学術講演会講演概要集3 (1991)	
トンネル径	φ 5100 (セグメント外径) 泥水加圧式	土 質	A : 砂質土 N=30~40 B : " N=10(上部10~40)
土被り	A : 17 m B : 16 m	その他	

裏込注入圧分布

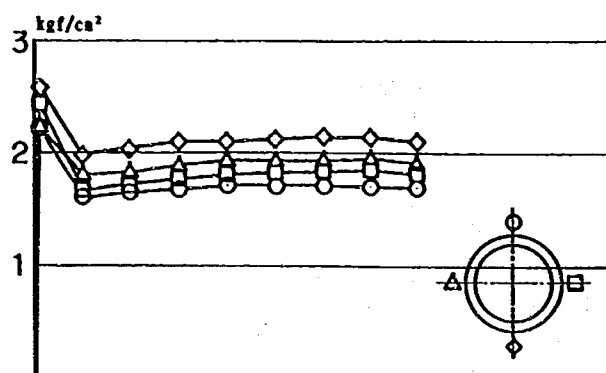
$$\max - \min = 2.5 - 2.1 = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$$



裏込め注入直後
1 か月後
2 か月後
3 か月後
4 か月後
5 か月後
6 か月後
7 か月後
8 か月後
9 か月後
10 か月後
11 か月後

図-3 土圧経時変化図 (A断面)

$$\max - \min = 2.6 - 2.2 = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$$



裏込め注入直後
1 か月後
2 か月後
3 か月後
4 か月後
5 か月後
6 か月後
7 か月後
8 か月後
9 か月後
10 か月後
11 か月後

図-4 土圧経時変化図 (B断面)

No. 2	タイトル	単線並列シールドトンネル超近接施工におけるトンネルの挙動	
	出典	土木学会第44回年次学術講演会講演概要集3 (1989)	
トンネル径	φ 8100 (セグメント外径) 泥水加圧式	土 質	砂礫 N>50 (上部: 粘性土 N=10~20, C=20tf/m²)
土被り	22 m	その他	

裏込注入圧分布

$$\max - \min = 2.7 - 1.0 = 1.7 \text{ kgf/cm}^2$$

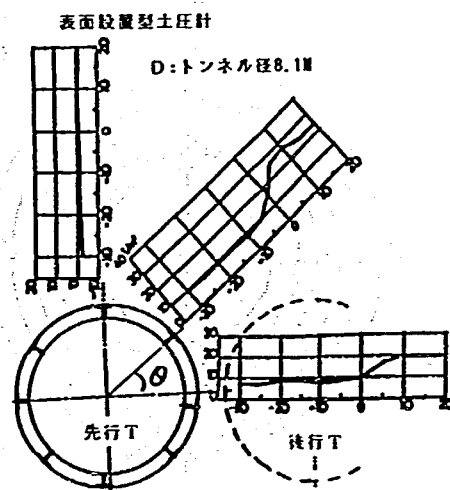
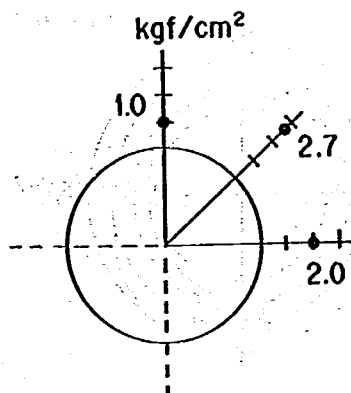


図-5 土圧計測結果

No. 3	タイトル	沖積粘性土中の併設シールドトンネル現場計測 (その2)	
	出典	土木学会第44回年次学術講演会講演概要集3 (1989)	
トンネル径	φ 7250 (マシン外径) 泥水加圧式	土 質	粘性土 N=0
土被り	13 m	その他	

裏込注入圧分布

$$\max - \min = 2.5 - 1.7 = 0.8 \text{ kgf/cm}^2$$

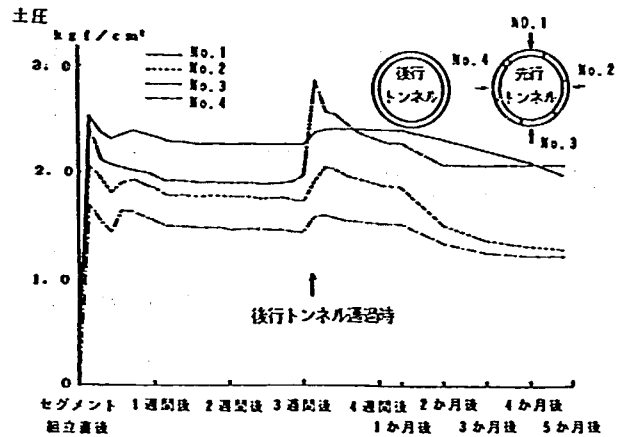
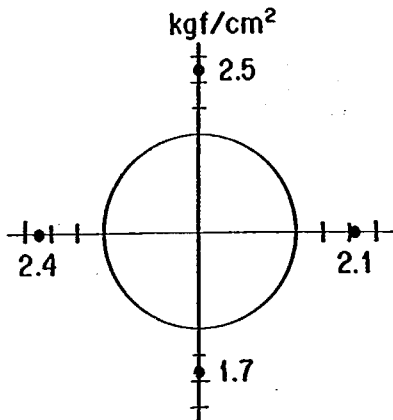


図-2 土圧の経時変化

No. 4	タイトル	シールドトンネルに作用する土圧の計測について	
	出典	土木学会第43回年次学術講演会講演概要集3 (1988)	
トンネル径	φ 4500 (セグメント外径) 泥水加圧式	土 質	A : 粘性土 N=10 B : 砂質土 N>50
土被り	A : 14.0 m B : 12.5 m	その他	

裏込注入圧分布

$$\max - \min = 4.9 - 3.5 = 1.4 \text{ kgf/cm}^2$$

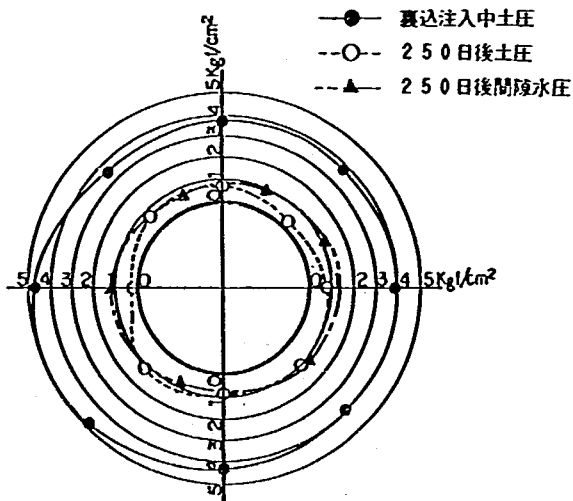


図-4 土圧分布 : A工区

$$\max - \min = 2.9 - 1.5 = 1.4 \text{ kgf/cm}^2$$

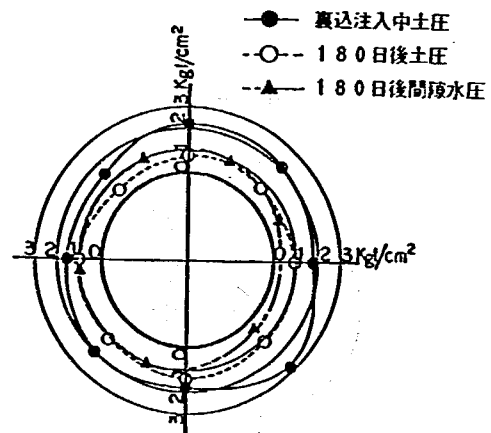


図-5 土圧分布 : B工区

No. 5	タイトル	掘進直後のシールドセグメントに作用する土圧・水圧の計測		
	出典	土木学会第43回年次学術講演会講演概要集3 (1988)		
トンネル径	φ 3550 (マシン外径) 泥土加圧式	土 質	上半：砂質シルト N=5~7 下半：砂質粘土 N=2~4	
土被り	8.4 m	その他		
裏込注入圧分布				
セグメント				
— 土圧計 ● 水圧計				
図-2 計測器の配置				
断面1 max-min=2.3-0.9=1.4kgf/cm ²				
断面2 max-min=2.2-1.2=1.0kgf/cm ²				
		図-4 土圧計の測定値の経時変化 (断面1)		
		図-5 土圧計の測定値の経時変化 (断面2)		

No. 6	タイトル	RCセグメントリングの現場計測とその考察		
	出典	土木学会第40回年次学術講演会講演概要集3 (1985)		
トンネル径	φ 4500 (セグメント外径) 泥水加圧式	土 質	固結シルト N>50	
土被り	14 m	その他		
裏込注入圧分布				
max-min=5.5-3.2=2.3kgf/cm ²				
図-3 土圧分布				

No. 7	タイトル	第2上野トンネルにおける土圧および鉄筋応力度の測定結果	
	出典	土木学会第40回年次学術講演会講演概要集3 (1985)	
トンネル径	φ12660 (マシン外径) 半機械掘り式	土質	シルト～砂質土 N=10～40
土被り	19 m	その他	

裏込注入圧分布

$$\max - \min = 2.0 - 1.0 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$$

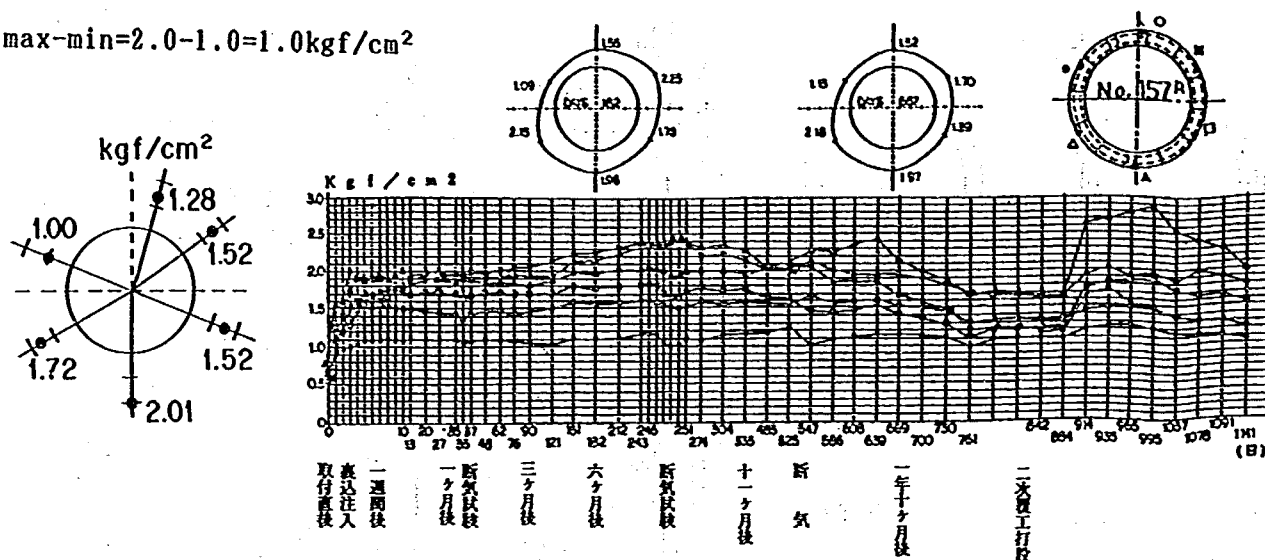


図-2 土圧計経時変化図

No. 8	タイトル	深部におけるスチールセグメントの挙動	
	出典	トンネルと地下 Vol.22-No.5 (1991)	
トンネル径	φ4700 (マシン外径) 泥水加圧式	土質	砂質土 N>50
土被り	37.8 m	その他	同時注入

裏込注入圧分布

$$\max - \min = 4.0 - 2.3 = 1.7 \text{ kgf/cm}^2$$

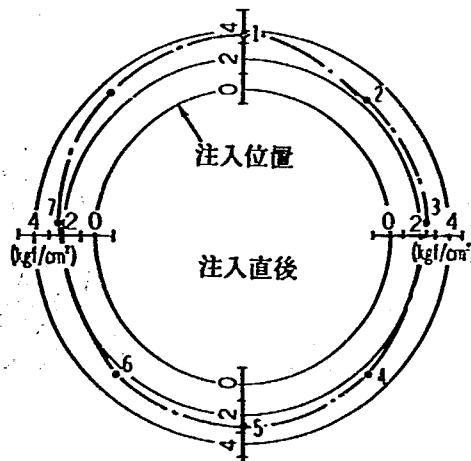


図-7 裏込め注入の作用状況

No. 9	タイトル	軟弱地盤中のシールドトンネルの現場計測	
	出典	山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム（土質工学会、1992）	
トンネル径	φ 7100（マシン外径） 泥水加圧式	土 質	粘性土 N=0
土被り	13 m	その他	

裏込注入圧分布

$$\max - \min = 2.4 - 1.8 = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$$

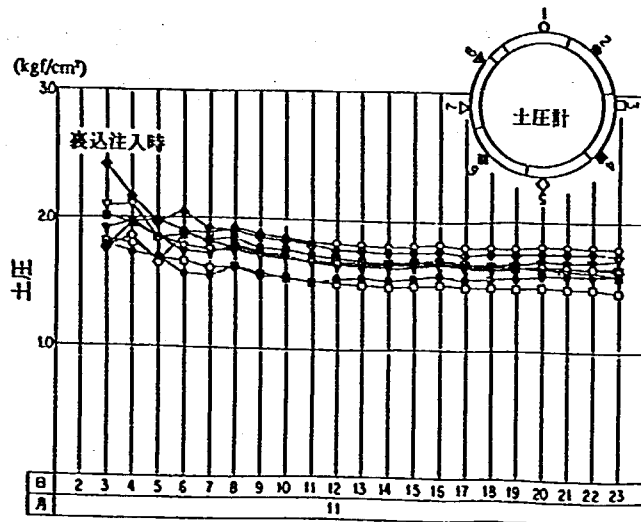
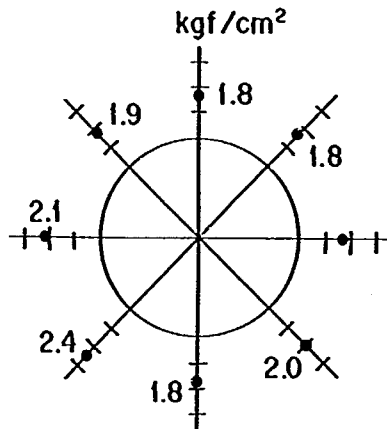


図-4 シールドトンネルに作用する土圧の経時変化

No.10	タイトル	土圧式シールドトンネルにおける地盤挙動と沈下抑制工法	
	出典	山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム（土質工学会、1992）	
トンネル径	φ 5300（セグメント外径） 土圧式	土 質	粘性土 N=0～3
土被り	9.4 m	その他	同時注入/管理注入圧 2.6 kgf/cm²

裏込注入圧分布

$$\max - \min = 2.0 - 1.6 = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$$

（テール通過 25分後）

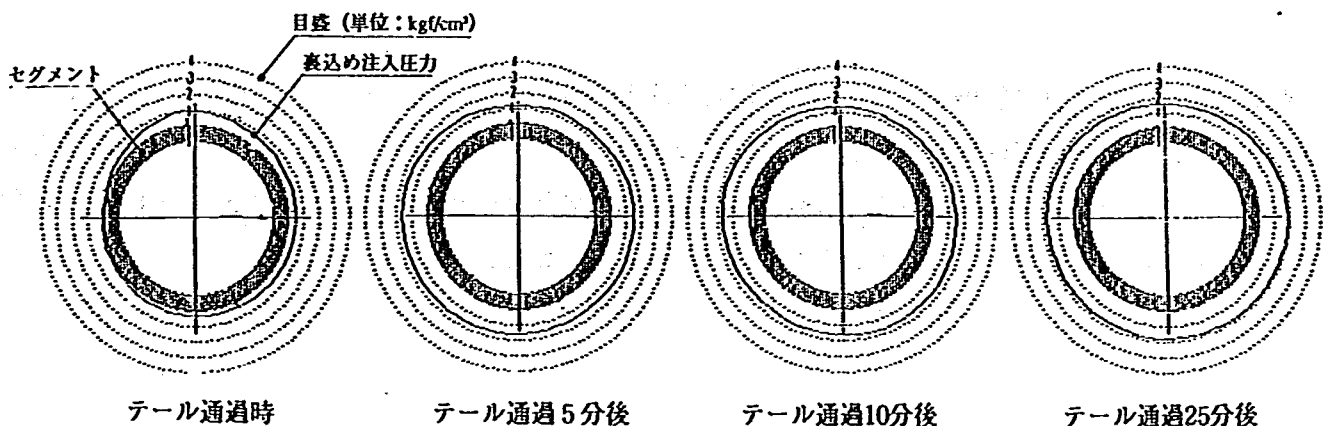


図-13 裏込め注入圧力分布

7. 地表面沈下横断面形状に関する試計算

本マニュアル（案）においては、地表面沈下量の絶対値だけでなくその横断面形状についても解析値と実測値による検討をおこなった。解析は裏込め注入直後（ステップ1）の両解析法、裏込め材硬化後（ステップ2）の梁要素解析法について表-3. 6. 7, 8に示す条件で行った。

裏込め注入直後（ステップ1）の両解析法の地表面沈下の横断方向沈下形状を示す（参図-7. 1, 7. 2, 7. 3, 7. 4）。ここで示す島田の式¹¹³⁾は、模型実験および実測データより横断方向沈下形状が下式のような正規分布曲線に従うとして考えられたものである。

$$S_{ij} = S_{0j} \cdot e^{-\alpha X} (\text{cm})$$

ただし、

S_{ij} : 横断方向沈下曲線

S_{0j} : トンネル中心線状の沈下量 (cm)

X : $(x/z)^2$

x : 地表におけるトンネル中心からの水平距離 (m)

z : トンネル中心から地表までの距離 (m)

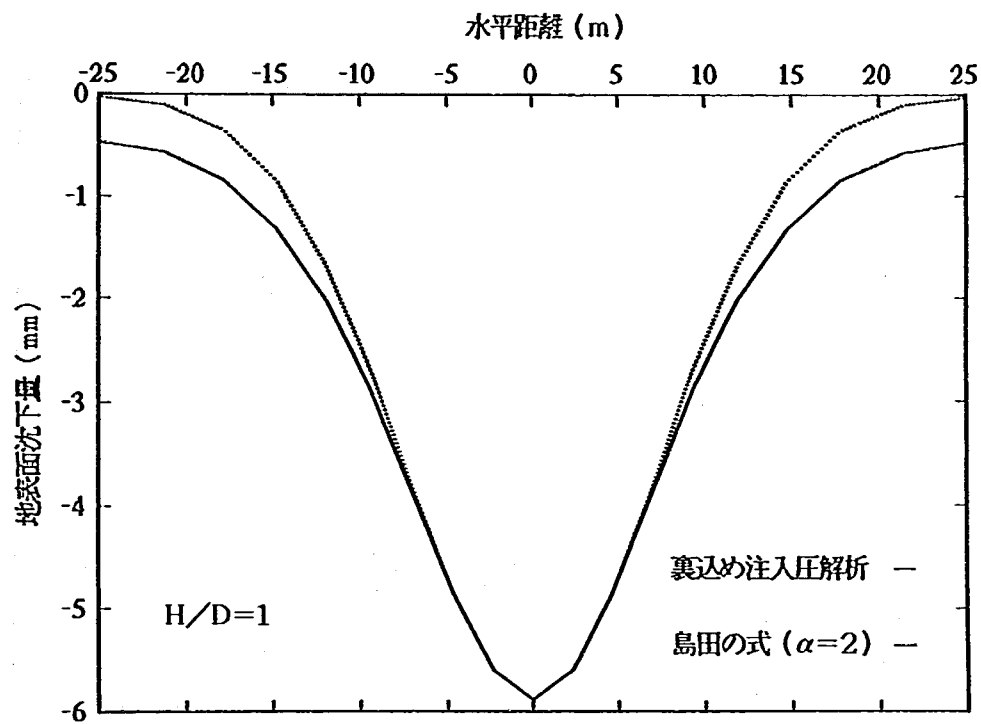
ここに α は

地 質 分 類		α
A	風化岩	4 ~ 9
	しまった洪積砂	
B	ゆるんだ洪積砂	2 ~ 6
	シルト	
C	粘土	0 ~ 4
	膨張性地質	

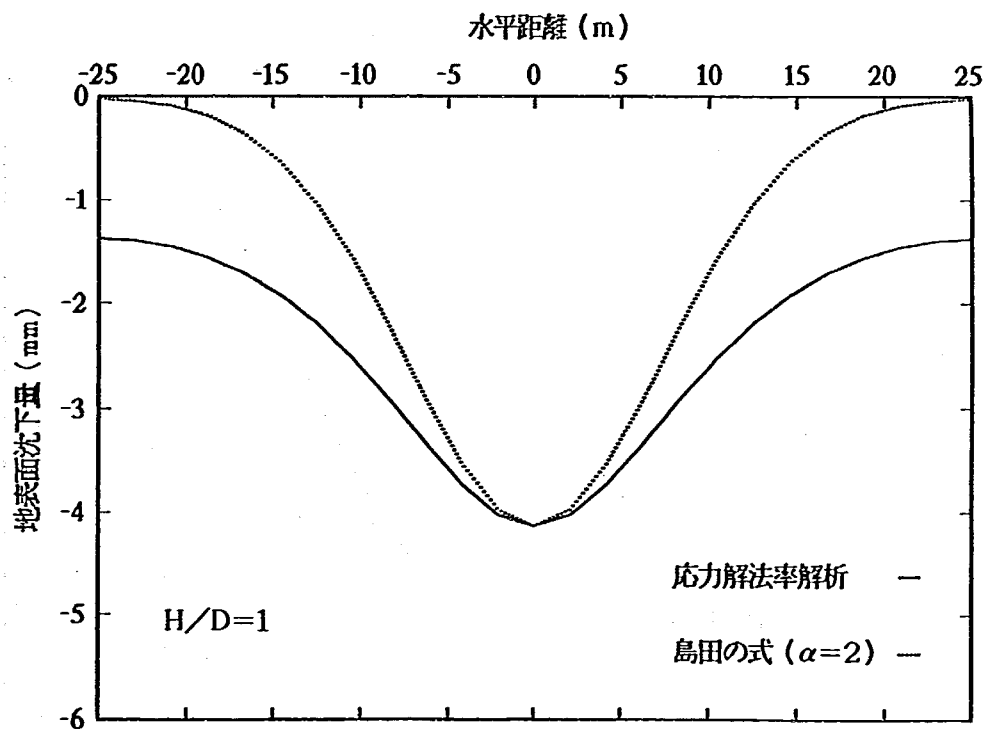
また裏込め注入直後（ステップ1）の応力解放率解析法による解析結果と、裏込め材硬化後（ステップ2）の梁要素解析法による解析結果を重ね合わせたものの横断形状を示す（参図-7. 5, 6）。

砂質土、粘性土とも裏込め注入直後（ステップ1）の解析のみより島田の式¹¹³⁾に一致する傾向を示している。

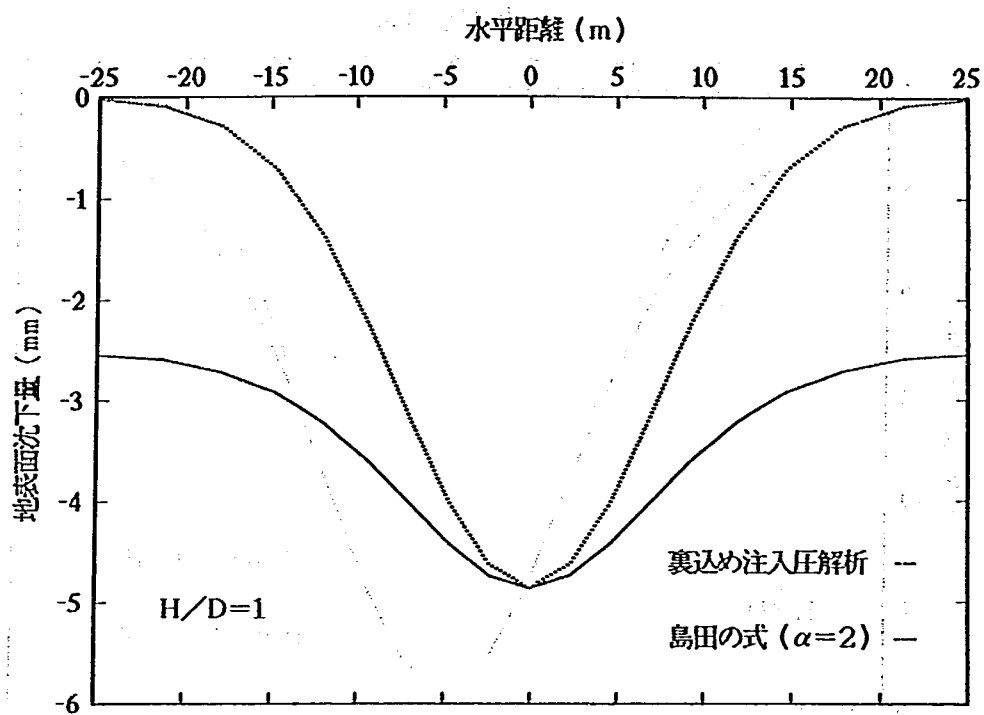
しかしながら、いずれの解析手法においても地表面沈下横断形状を正確に再現しているとはいえない。これは、地表面沈下解析が弾性解析であるため、地盤のすべりなどがうまく表現できないことに起因すると考えられる。そのため、管理基準値や既設構造物の沈下・傾斜などの許容値が、地表面沈下量の絶対値ではなく傾斜角が問題となる場合においては、その取扱いに十分注意を要する。



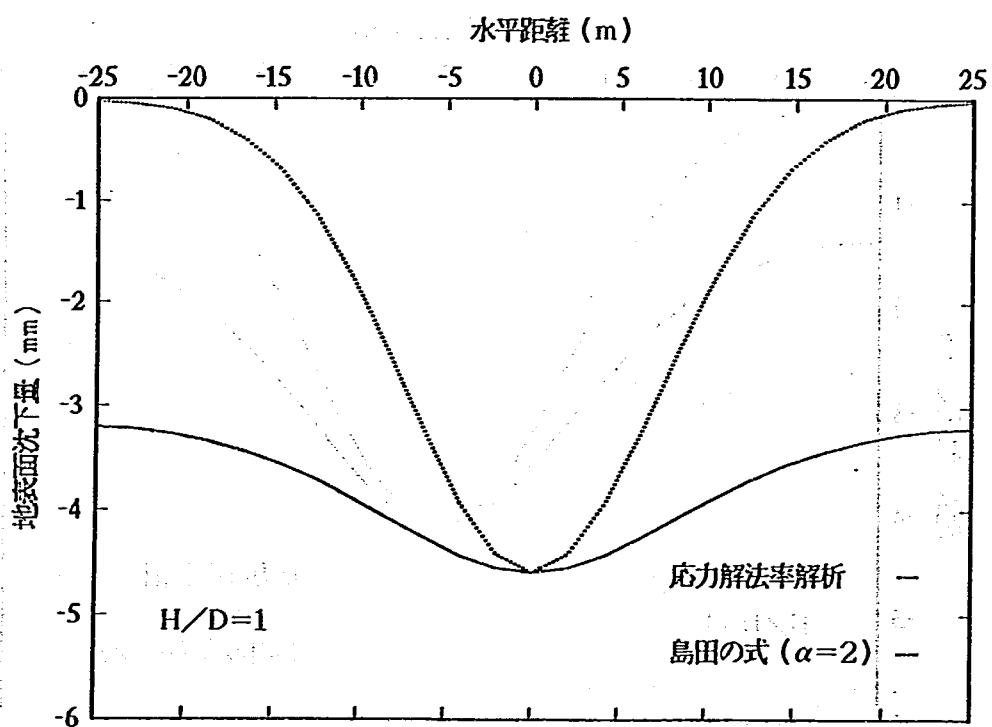
参図-7. 1 横断面沈下形状の比較（砂質土、裏込め注入解析法）¹¹⁴⁾



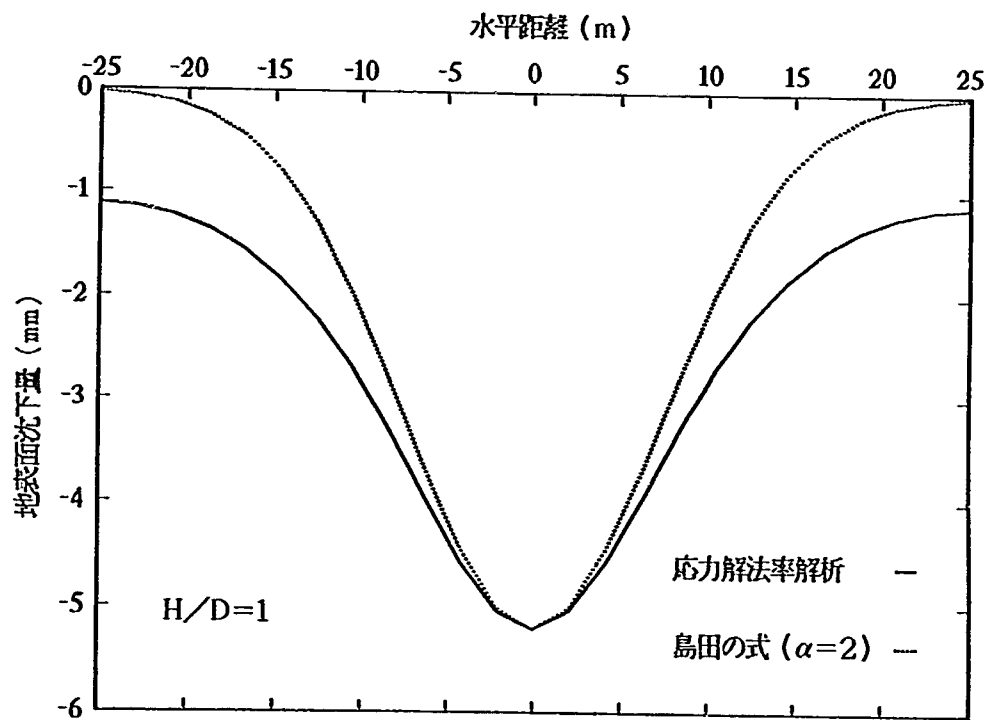
参図-7. 2 横断面沈下形状の比較（砂質土、応力解放率解析法）



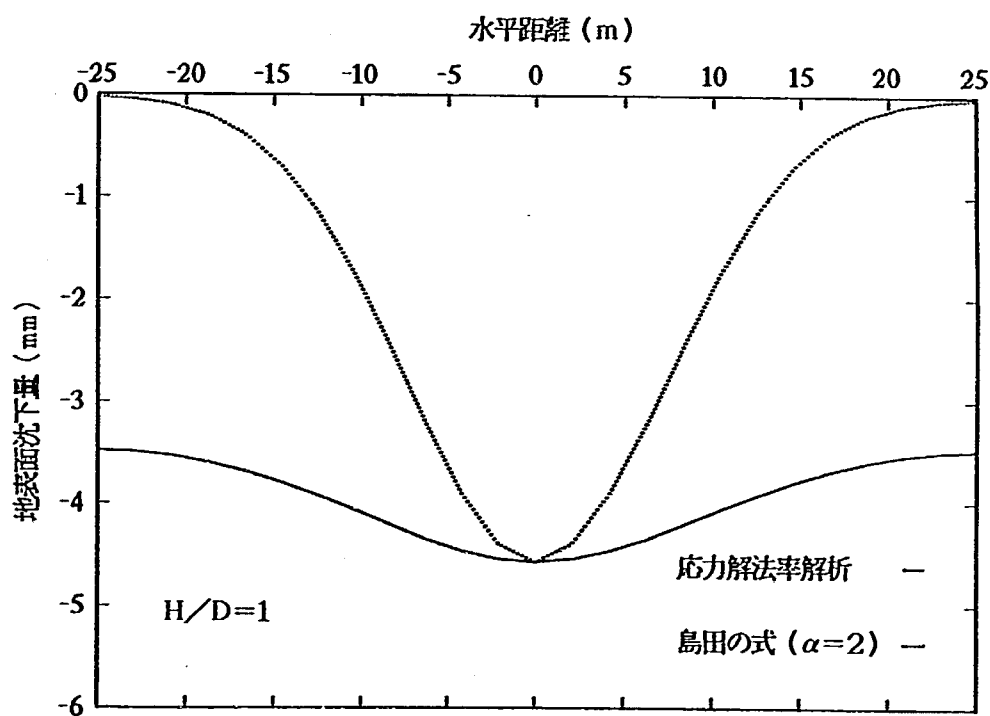
参図-7.3 横断面沈下形状の比較 (粘性土、裏込め注入解析法)¹¹⁵⁾



参図-7.4 横断面沈下形状の比較 (粘性土、応力解放率解析法)



参図-7. 5 横断面沈下形状の比較 (砂質土、ステップ1+2)



参図-7. 6 横断面沈下形状の比較 (粘性土、ステップ1+2)

トンネル掘削時地盤変状の
予測・対策マニュアル (案)

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3232号
平成6年2月(1994)

要旨

猪熊 明・角湯克典

都市部でのトンネルおよび土被り厚の薄いトンネルが建設されるにつれ、トンネル掘削にともなう地表面沈下への対応が問題となっている。本マニュアル(案)は、トンネルが掘削され応力解放による地表面沈下の発生を有限要素法により予測する手法について述べたものである。また施工中の地山の挙動を計測し、その結果を逆解析し施工にフィードバックする際の基本的考え方や既設構造物等への影響を防止するための対策の考え方についても示した。

キーワード：地盤変状、FEM、解析領域、地山物性値、支保覆工のモデル化、掘削相当外力、逆解析、対策



郵便はがき

郵便切手
はって下
さい

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所

トンネル研究室 御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 178

No. 178

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第3232号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印