

複雑な地質状況下における
トンネル情報化施工に関する研究

平成 15 年 9 月

西 岡 敬 治

複雑な地質状況下における
トンネル情報化施工に関する研究

平成15年9月

西岡敬治



本研究で対象とした大断面拡幅・交差部の掘削状況

複雑な地質状況下におけるトンネル情報化施工に関する研究

目 次

第1章	序 論	1
1.1	本研究の背景と目的	1
1.2	本研究の特長と意義	3
1.3	本論文の構成	4
第2章	既往の情報化施工の概要と課題	7
2.1	緒言	7
2.2	既往の情報化設計・施工	8
2.2.1	観測施工	8
2.2.2	NATM における情報化設計・施工の基本的な考え方	10
2.2.3	情報化施工における逆解析手法	14
2.3	情報化設計・施工に求められる新たな要件	20
2.3.1	トンネル特殊部における情報化設計・施工	22
2.3.2	トンネル施工に伴う周辺地下水への影響検討	25
2.4	結言	26
第3章	複雑な地質状況下での情報化設計・施工法の提案	29
3.1	緒言	29
3.2	構造的特殊性に配慮した情報化設計・施工法	30
3.2.1	大断面拡幅・交差部における情報化設計・施工の基本方針	30
3.2.2	重要地中構造物への近接施工の基本方針	39
3.2.3	トンネル特殊部情報化設計・施工の評価手法	41
3.3	トンネル周辺地下水環境に配慮した情報化設計・施工法	46
3.3.1	地下水環境負荷影響に対する基本方針	46
3.3.2	影響予測手法	49
3.3.3	地下水情報化設計・施工の評価手法	57
3.4	結言	61

第4章	新しい情報化設計・施工法の適用性照査	65
4.1	緒言	65
4.2	大断面拡幅・交差部の情報化設計・施工	70
4.2.1	支保設計の基本方針	70
4.2.2	大断面拡幅・交差部の事前設計	73
4.2.3	情報化設計・施工	94
4.3	周辺地下水環境に配慮した情報化設計・施工	104
4.3.1	水理, 地質的特性	104
4.3.2	地下水情報化施工の手順	109
4.3.3	三の橋川への影響負荷検討	111
4.3.4	新池への影響負荷検討	118
4.4	断層破碎部における既設トンネル交差部への近接交差影響	128
4.4.1	交差状況および影響範囲	128
4.4.2	引水影響に関する情報化設計・施工	131
4.4.3	導水路トンネル交差部の設計・施工	138
4.5	結言	152
第5章	情報化設計・施工の課題と今後への提言	158
5.1	緒言	158
5.2	情報化設計・施工の課題	158
5.3	今後の情報化設計・施工への提言	160
第6章	結 論	162
付属資料		169

第1章 序 論

1.1 本論文の背景と目的

一般にトンネルは地中に構築される線状構造物であり、事前に得られる地山の情報が常に十分であるとは言えない。このため、トンネルが施工される位置の地山特性を当初段階で的確に予測することは困難であることが多い。¹⁾

山岳トンネルの施工においては、工事の安全性の確認と経済性を確保するためには、掘削によるトンネル周辺地山の挙動と各支保部材の効果を正しく把握することが重要である。しかしながら、当初設計段階では、事前に得られる地盤の情報に限界があるために、大局的に地山を評価して設計せざるを得ない。また、解析的手法を用いて設計する場合にも、地山モデルや支保部材等の効果についても不明確なところが多い。したがって、トンネルの施工中に切羽等の観察や支保部材の応力等の計測に基づいて得られた実際のトンネル周辺地山の挙動や支保部材の効果を定量的に把握し、事前に設定した管理基準に基づき、設計・施工法の修正が不可欠である。

図 1-1 に山岳トンネルにおける観測・計測の位置付けと役割を示す。

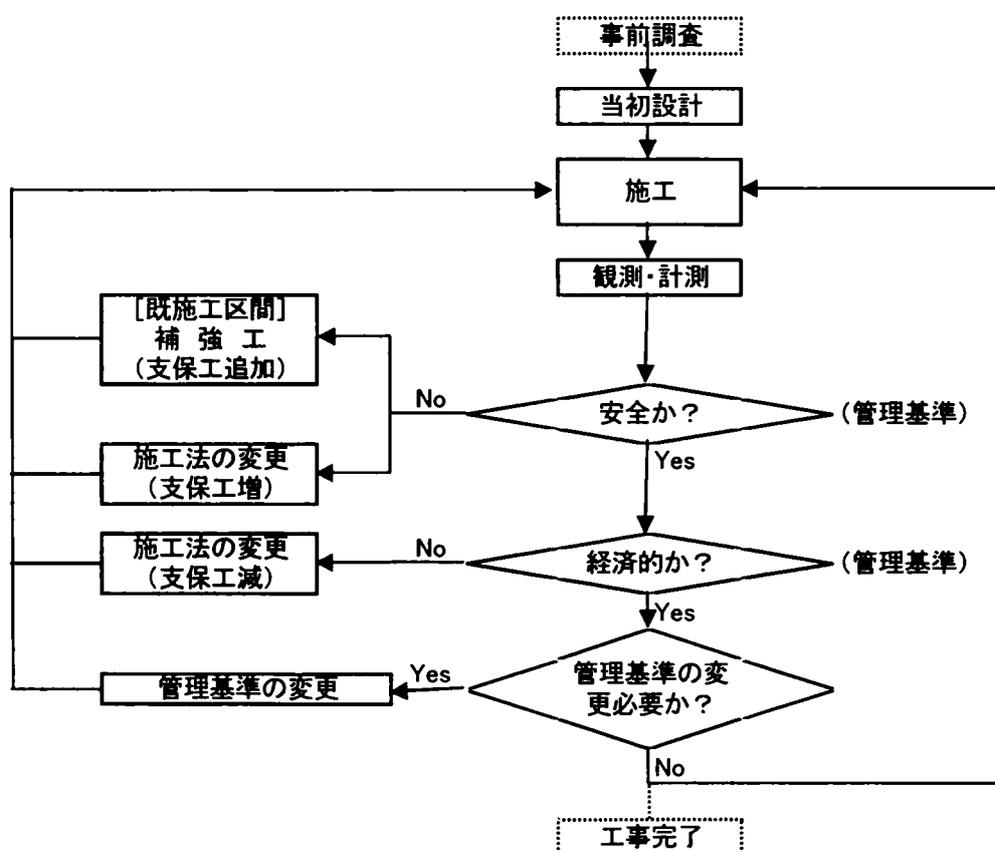


図 1-1 観察・計測の位置付けと役割²⁾

図 1-1 に示したように、施工中の観測・計測結果と支保工の許容応力度等から決まる管理基準値とを比較して当初設計の支保工が安全であるかを判定する。安全でない場合、既施工区間では支保工の補強を行い、未施工区間については設計あるいは施工法の見直しを行う。逆に安全である場合には、経済的かどうかの判定し、不経済の場合支保工の軽減を行い、次施工に移り、掘削が完了するまでこれらの作業を繰り返すのである。

現在の山岳トンネルの標準工法である NATM では、吹付けコンクリート、ロックボルトおよび鋼製支保工を主たる支保部材として、地山を一体化させることにより地山自身が持つ支保機能を最大限利用するという考え方に立っているため、観測・計測により地山自身がどのように挙動しているかをモニタリングしておくことが特に重要である。さらに、把握した地山挙動にあわせて未施工区間の設計・施工の見直しも行われるようになった。

地盤工学分野で対象とする土工や構造物に規模は、近年着実に増大し、それに伴って高度の安全性や経済性の追求も重要になってきている。また自然環境、生活環境の保全に関する制約から、現場の工事施工条件が厳しくなり、工事そのものが複雑になってきている。³⁾ 特に近年都市周辺地域の連絡交通網による都市機能の再生を背景として、道路トンネルは山岳部のみならず市街地の近傍や低土被り地域でのトンネル計画を余儀なくされることが多くなってきた。従来、都市部におけるトンネル施工法は、開削工法やシールド工法が用いられていたが、NATM における補助工法の開発や経済性の理由から山岳工法（都市 NATM）が採用されるようになってきている。しかし、このような地域でのトンネルは、①重要構造物との近接、②双設トンネルを相互に連絡するため本坑と連絡坑の大断面交差、③単一な地質条件ではなく、不連続面や地山強度のばらつきなど複雑な地山状況下での施工等、従来の山岳トンネルとは違った設計・施工条件となる。したがって、都市周辺部においていかに地山を緩ませることなく、安全にかつ経済的に施工するため、これらの観測・計測に基づいた情報化設計・施工法の重要性はますます高まっている。一方、観察・計測の結果は迅速に評価し、設計・施工に遅滞なく反映されなければならない。情報化施工における観察・計測は、その結果を直ちにその現場に反映させることが特に重要である。⁴⁾ また図 1-1 にも示したように、観察・計測結果を合理的に設計・施工に反映させるためには、計測結果を定量的に評価する判断基準としての「管理基準」の設定が不可欠である。特に破碎帯部が狭在するような複雑な地山状況下での施工や、重要構造物との近接あるいは複雑な構造体を施工する場合、工事を止めることなくスムーズに進捗させるために、あるいは経済的な施工を目指すために、この「管理基準」を明確にする必要がある。

またこれまでのトンネル工事は、岩盤メカニクスやトンネル支保構造などの

工学的知見を前提に施工されてきた。しかし、市街地や丘陵地でのトンネル掘削の場合、先に述べた施工に関する課題はもちろん重要であるが、それ以外にトンネルルート周辺の自然環境や社会環境も重要な課題となり、環境的な要素に対する保全対策が必要不可欠となるケースが多い。

一般的に、環境要素は、動植物などの生態系や地下水などの水循環系に関わる自然環境、水田等の土地利用や既設構造物等に関わる生活環境および工事中ならびに供用後の騒音や振動等の社会環境がある。これらの環境要素のうち、特に山岳トンネル工法においては、排水型施工法であるがゆえ、河川の枯渇の防止、生活用水としての地下水の確保、植生の保護等の自然環境保全等、影響規模や保全対策を考えると、最もコントロールの難しい要素が地下水に代表される自然環境保全に対する対策である。さらに工事による影響を予測し、適切な対策を講じることができるか否かが、信頼性の高い施工やトンネルの経済性を含めた品質向上を実現するための重要課題である。

このような背景に鑑み、本研究は、都市部周辺に代表される複雑な地山状況下で安全で合理的な施工を行うために、単に観察・計測に基づく状況把握に留まらず、積極的に次施工にフィードバックさせる「情報化設計・施工」を提案する。また本研究は周辺地下水への影響について、事前調査と数値解析による影響予測を行うだけでなく、トンネル施工中の掘削状況に応じて計測結果と数値解析により、設計および施工法の妥当性を確認し、さらに施工中のモニタリングデータからトンネル掘削が周辺地下水に及ぼす影響の再現、予測、対策効果の検証を行う新しい「地下水情報化設計・施工法」の構築を目的とする。

1.2 本研究の特長と意義

本研究は、断層破碎帯が狭在する複雑な地質状況下において、合理的かつ経済的な支保設計や周辺地下水への影響負荷の検討を行いつつ、トンネル施工を継続するための「情報化設計・施工」を提案するものである。本研究での提案は、トンネル進捗段階ごとに得られる情報を、的確に次施工にフィードバックすることでより信頼性の高い施工が可能となる。特に地下水情報化設計・施工法は、従来のモニタリングデータで影響評価を行う方法に対して、施工実績に基づく解析モデルを使用することで事前に影響発生メカニズムを把握できることが特長である。

また、超大断面交差部に代表されるようなトンネル特殊部での施工において、本研究での提案した解析方法により、複雑な応力状態を再現することが可能となり、さらに適切な管理基準値の設定方法により、限られたモニタリングデー

タだけでは把握できない定量的な影響予測・評価ができることが特長である。

以上のように本研究は、これまで事前情報や諸条件を見極めることが困難なことが多いトンネル施工において、施工段階でのモニタリング結果を分析し、この結果を反映した影響発生メカニズムを把握することにより、次施工にフィードバックさせる「情報化設計・施工法」の確立を目指すもので、今後都市部周辺での山岳トンネル工法の現場で適用できることに意義があると考えられる。

1.3 本論文の構成

本論文の構成フローを図 1-2 に示す。

第 1 章では、まず都市部周辺で山岳工法により施工されるトンネルにおける「情報化設計・施工」の重要性について言及し、本研究の背景および目的を述べるとともに、本論文の内容の概要を示す。

第 2 章では、トンネル情報化施工の必要性と本研究における定義、既往の情報化設計・施工について整理するとともに、情報化設計・施工で重要な役割を持つ逆解析の概要について示す。さらにトンネル情報化設計・施工に求められる新たなニーズとして、トンネル構造上特殊部での設計・施工法あるいは周辺地下水環境への配慮が求められており、これらに対応する場合の課題について述べる。

第 3 章では、第 2 章の情報化施工の必要性および既往の情報化施工の課題を踏まえ、新たな情報化設計・施工手法を提案する。まず、トンネル特殊部での設計・施工法として予測解析法および管理基準の考え方、さらに評価方法について検討する。次に周辺地下水影響検討として、情報化設計・施工法の基本方針の策定および解析手法としての浸透流解析、情報化設計・施工法の評価方法について述べる。

第 4 章では、第 3 章で提案した情報化設計・施工の具体的な適用事例として、京都高速道路新十条通の新十条トンネル（仮称）での設計・施工例を示す。新十条トンネルは、数多くの断層破碎帯が介在する複雑な地質状況下での施工となるうえ、以下のような特徴を有している。

- ①その施工法ゆえ、シールドマシン転換坑を NATM 側に設けるため、大断面 拡幅・交差部といった特殊な施工となる。
- ②その立地条件からトンネル周辺に小河川および池等が存在し、これら周辺地下水環境に与える影響を考慮した解析が必要となる。

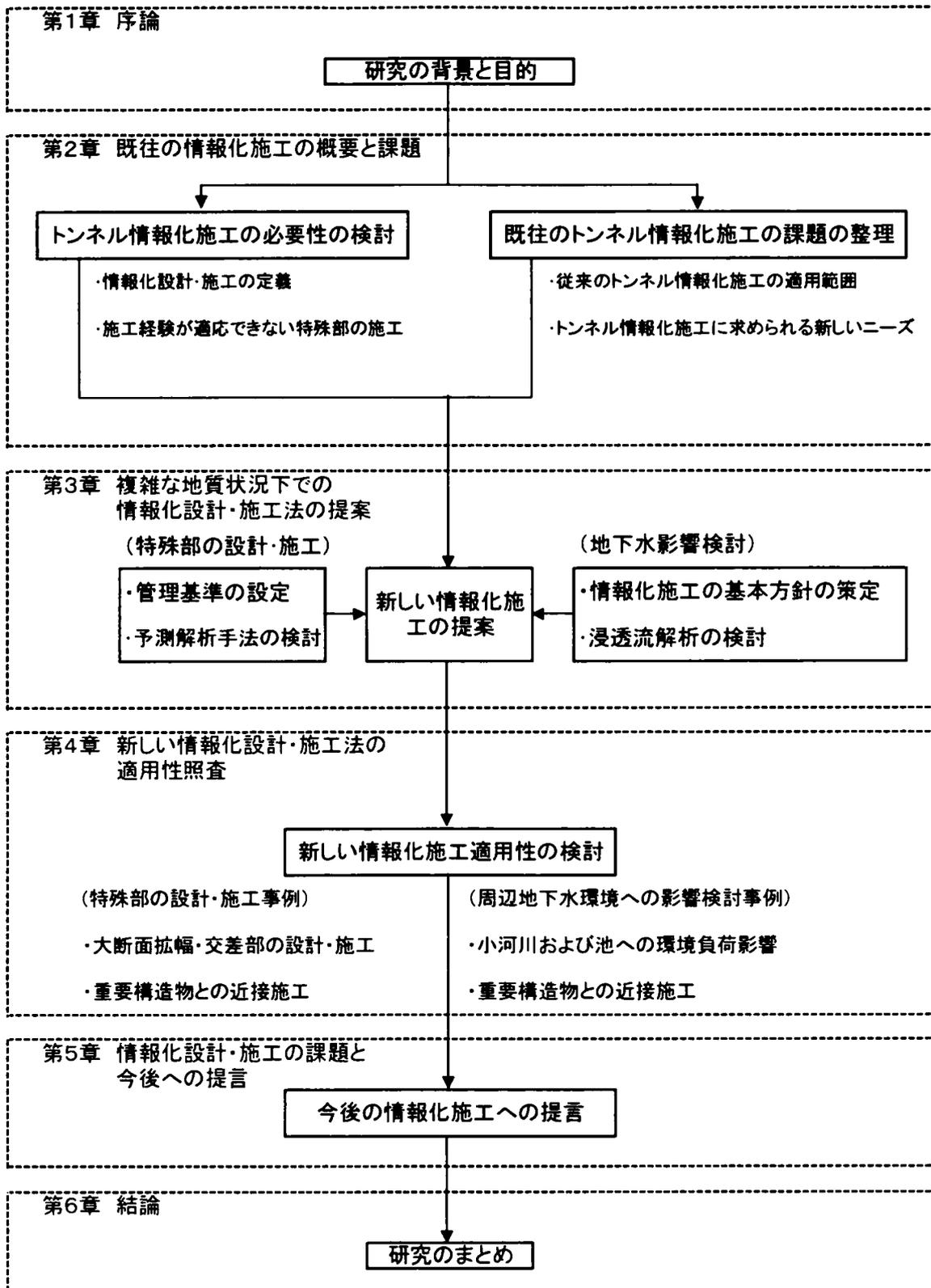


図 1-2 研究のフローチャート

③導水路トンネルといった重要地下構造物と近接して施工するため、本トンネルを掘削に伴う導水路トンネルの変状や引水影響の検討が必要となる。

このような新しい「トンネル情報化設計・施工」が要求される新十条トンネルを対象として、本研究で提案する「情報化設計・施工法」の有用性について言及する。

まず、シールドマシン転換部となる大断面拡幅・交差部における支保設計の基本方針について述べ、事前設計を行う。この事前設計においては複雑な応力状態を再現するため、あるいはロックボルトや吹付けコンクリートの支保構造を反映させるため、三次元 FEM 解析，三次元 Shell 解析，二次元 FEM 解析を組合わせた手法を用いる。また事前設計に基づきながら，上半掘削時の観測データを利用して，支保構造の設計，施工法の見直しを行うとともに，掘削終了時の安全性について評価する。

次に，新十条トンネル周辺には社会的影響の大きい小河川や池等が存在するため，対象地域の水理，地質構造の特性について述べるとともに，周辺地下水環境に配慮した情報化設計・施工の手順について示す。地下水環境への影響解析には，複雑な地質状況や影響範囲の広範さを考慮して，本研究では大規模三次元モデルの浸透流解析を採用している。さらに実施工に際しては，切羽前方への水平ボーリングを実施し，この情報を解析に反映させることにより，影響予測の精度を高めるとともに，影響範囲部の施工法について言及する。

さらに，断層破碎帯が狭在する箇所では，上水道の導水路トンネルと近接した施工となるため影響範囲を設定する。導水路トンネルへの影響としては，導水路トンネルから引水影響と老朽化した導水路トンネル構造体そのものへの影響が考えられる。これらの影響に対しては，いずれも管理基準値の設定が重要であり，この管理基準値と影響予測解析との比較により設計，施工を行う情報化設計・施工法の適用性について述べる。

第5章では，前章までで実施した情報化設計・施工の事例から課題について検討するとともに，今後の提案を行う。

第6章は本論文の総括であり，第2章から第5章の検討結果をまとめた結論について述べる。

[参考文献]

- 1) (社)日本道路協会 「道路トンネル観察・計測指針」 平成5年11月
- 2) 土木学会 「トンネル標準示方書(山岳工法編)・同解説」 平成8年7月
- 3) (社)地盤工学会 「計測結果の解釈と計測管理」平成11年11月
- 4) (社)地盤工学会 「大規模地下空洞の情報化施工」 平成8年12月

第2章 既往の情報化施工の概要と課題

2.1 緒言

一般に道路構造物の設計は、荷重条件と材料特性から必要剛性を求め、最も経済的な部材断面を決定する。例えば橋梁では、橋梁に作用する荷重（死荷重および活荷重）に対し、材料（鋼，コンクリート）の許容応力度内に収まるような部材断面を求める。この場合、荷重ならびに鋼やコンクリートの材料特性が極めて厳密に明確になっているため、実際の結果と予測が大きくかけ離れることはほとんどない。

これに対して、トンネルに代表される地中構造物の場合、荷重も材料も極めて不完全な情報で設計せざるを得ない場合が多い。まず、荷重となる地山の初期地圧が明らかでなく、また、構造材料としての地山の材料特性が複雑である。地盤は現地にはじめから存在する材料で、長期間にわたって平衡状態にある地盤の応力は、掘削、支保部材の設置により応力の再配分を繰り返しながら、新たな平衡状態を形成する。さらに地盤が、ロックボルト、吹付けコンクリートなどの支保部材の挙動にもさまざまな影響を及ぼしている。しかし、地盤の力学的挙動は複雑でまだまだ十分には解明されておらず、過去の経験に頼るところが多く、当初設計におけるトンネルの挙動に対する予測は、おおむね平均的なものであり、その精度は決して高いとは言えない。このため、施工中のトンネルの挙動を観察・計測し、その結果得られる情報によって設計および施工法の妥当性を検討し、必要に応じて、それらを変更・修正する手法が取られている（図 1-1 参照）。

このような、地盤構造物に固有の問題を克服するための一つの方法として、「情報化設計・施工」の考えがある。

「地盤工学ハンドブック」によると「情報化施工」とは、施工中の現場計測により得られる情報を、迅速かつ系統的に処理、分析しながら次施工の設計、施工に利用する施工管理システムのことであり、観測施工法が、近年の計測技術の向上に伴い、コンピュータ化、システム化して即時性と省力化が高められたものであると定義されている。¹⁾

本研究では、「情報化設計・施工」をこの考え方の延長線上に位置付け、個別的・非繰返しの現場で施工されるトンネル掘削における「情報化設計・施工」は、観測・計測された情報を事前に行った予測解析と照合、分析することにより、次施工以降の支保工仕様の変更あるいは新たな環境対策の必要性の検討と言った意思決定を支援するシステムであると定義し、それを可能とすることが重要であると考えらる。

本章では、まず既往の情報化施工について整理し、次に現在の情報化設計・施工に求められている新たなニーズについて検討することにより、既往の情報化設計・施工の課題について述べる。

2.2 既往の情報化設計・施工

2.2.1 観測施工

従来から数多くの「情報化設計・施工」についての提案がなされており、その経緯についてもいくつかの報告がある。^{1), 2)} その代表的なものを以下に示す。

(1) Terzaghi の観測施工³⁾

「情報化設計・施工」の発達の端緒となったのは、Terzaghi の観測施工のコンセプトである。観測施工は、最も都合の悪い仮定に基づく設計が不経済になるのは、やむを得ないが、土で支えられる構造物が予期しない欠点を生じないことを設計者が施工前に確信できるためには、それ以外の方法は考えられない。しかし、もしその工事が施工中の設計変更を許すことができれば、最も都合の悪い可能性よりは最も起こり得る可能性に基づいて設計する事により、非常な節約が可能となる。利用できる情報の不足は施工中の観測により補われ、設計はその新情報に従って修正される。

(2) Lambe による予測の分類⁴⁾

Lambe は、地盤工学における予測を表 2-1 に示すように、A、B、C という 3つの範疇に分けている。予測 A は施工が始まる前の予測、予測 B は施工中の予測、そして予測 C は施工後の予測である。さらに予測 B と C は B と B 1、C は C と C 1 に分かれており、それぞれ結果を予測したか、結果を知って予測したかを区別した。

結果を知って予測するとは、言葉の矛盾である。しかし Lambe は、予測 C について次のように述べている。

タイプ C の予測は、検死である。地盤工学の論文で言及させるほとんどの例は、タイプ C 1 の予測である。もちろん検死は、我々の専門的な知識を増すためには極めて重要である。しかし、このタイプの予測を行うことによって、その予測手法の有効性を証明している場合は、その予測方法の有効性は極めて疑わしい。

表 2-1 Lambe による予測の分類

予測タイプ	予測が成されるとき	結果が知られているか否か
A	工事実施前	知られている
B	工事実施中	知られていない
B 1	工事実施中	知られている
C	工事実施後	知られていない
C 1	工事実施後	知られている

また Lambe 自身はタイプBの予測を、タイプAの予測に比べ、限定された価値しか持たないと述べている。しかし、このように予測の分類が明確になされたこと、および真の意味での予測こそが地盤工学の実践では重要であると示したことは、地盤工学の分野で「情報化設計・施工」のコンセプトの発展に明確な方向性を与えた。

(3) 松尾らの動学的信頼性設計法⁵⁾

松尾は、観測情報に基づいて、施工しながら設計変更を行う信頼性設計法を特に動学的設計法と名付け、これを軟弱地盤上の盛土、山留め壁の設計、降雨による斜面崩壊の予測、飽和粘性土地盤の沈下予測に適用するための定式化を行った。

松尾・浅岡⁶⁾の軟弱地盤上の盛土工事を対象とした、動学的設計法の主要な概念は以下のとおりである。

- ①確率論のベイズ定理を利用した、観測値による設計パラメータの更新。
- ②更新されたパラメータに基づき、盛土の破壊確率を更新し、これによりベイズリスク（期待破壊費用）を評価し、意思決定問題として動学的設計法を定式化したこと。
- ③観測された盛土中央での沈下量と、法先の側方変位量をプロットすることにより、盛土のそれぞれの時点での安定性を評価し、これを上記のパラメータ更新に用いていること。

ベイズの定理によるパラメータ値の更新は、ベイズ統計学と言われる。パラメータ値の統計的推定を、事前情報とその観測情報（事後情報）による更新過程と見る立場では、非常に一般的な定式化である。これを地盤工学の設計問題にいち早く持ち込んだ点には意義深いものがある。

また第2の特徴は、期待総費用の計算により、動学的設計問題を意思決定問題として定式化している点である。期待総費用は、建設費用とこれが破壊した場合の破壊費用で与えられ、これを最小とするような決定を行うものである。

最後のベイズの定理による設計パラメータの更新のため、松尾・川村⁷⁾は多くの盛土施工例を整理し、盛土の安定性の程度を、盛土中央の沈下量 d と、法先の側方変位量 δ で整理することを提案した（図 2-1）。すなわち、施工の進

行に伴い、変化する d と δ/d をプロットすることにより、現在盛土がどの程度の安定性を持っているかを定量的に示す図表を提案した。この情報を用いて、地盤の非排水せん断強度の確立分布を、ベイズの定理により更新できる。

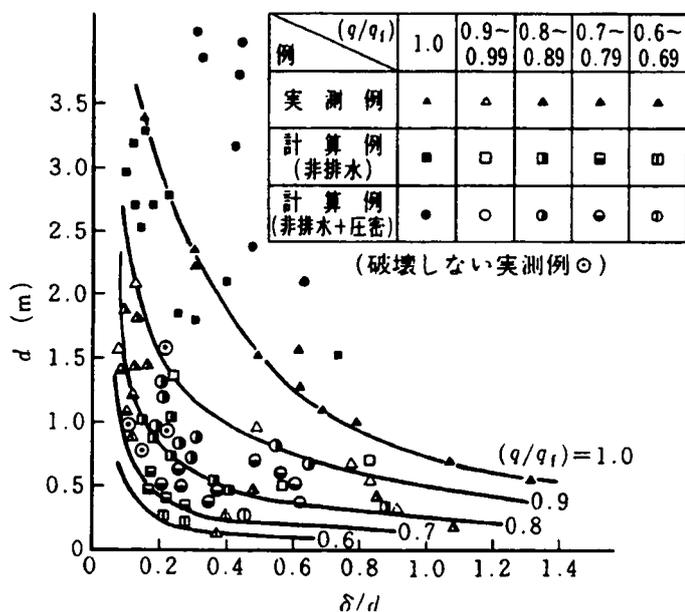


図 2-1 松尾・川村の盛土施工管理図

地盤工学における施工中の現場観測の重要性と有効性は 1948 年 Terzaghi と Peck が指摘して以来広く受け入れられるようになってきているが、初期の段階では、計測技術も得られたデータの処理技術もまだ未熟で、現場情報の即時的な活用はできていなかった。日本で最初に情報化施工という言葉を使ってシステムティックな計測管理を実現したのは肱黒ら⁸⁾である。1970 年代には計測技術とコンピュータ技術が飛躍的に進歩した。1980 年代になってパソコンの普及とともに情報処理技術が一層進歩し、情報理論の側面からの研究も進んで、施工管理技術として定着するに至った。1990 年代に至ってネットワークシステムの普及・解析理論の発展などがあって、施工制御のための予測システムとして成熟してきた。

2. 2. 2 NATMにおける情報化施工の基本的な考え方

NATMにおけるトンネル施工の特徴は、地山をトンネル掘削時の支保部材を最大限に利用するために、施工中のトンネルの力学的挙動を計測によって把握し、その結果を次の設計・施工にフィードバックさせることにある。すなわち、NATMにおいて情報化設計・施工の目的は、不確定な応力や材料に関する

る情報を施工時に補いながらトンネル掘削時の安定性を評価することである。

力学的挙動の現場計測としては、数多くの方法が提案、実施されているが、その中で変位計測が最も容易であり、一般に計測値に対する信頼度も高い。したがって安定性評価においては、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、評価・監視する方法が多く用いられている。そして変位あるいは、変位速度が管理基準値を超えるおそれがある場合には、地山が当初想定した強度を発揮していないため、掘削工法、支保構造の再検討により、地山強度の低下を抑制する必要がある。したがって施工をスムーズに継続して行うために、掘削に先立って計測、管理基準値、対策メニューといった一連の施工計画をあらかじめ立てておく必要がある。

一方トンネル掘削で予測、評価する場合の留意点として、挙動のパターンが時間的に緩慢かつ連続的なものか、あるいは急激かつ不連続なものかという点である。前者の場合は情報を得たのち、再検討により不具合を発生させないように対応しやすいが、後者の場合それが困難なことが多い。トンネルの固有の問題として、不連続面の出現状況により、トンネル掘削を行った直後の天端付近の岩盤が重力により不意に崩落する懸念がある。この場合、岩盤の変形は局部的かつ急激に発生するため、フィードバックができない。これを抑止するための支保としては、ロックボルトによる岩盤の縫付け効果、吹き付けコンクリート覆工による岩盤の密着性の向上効果などが考えられるが、これらの効果も変位計測結果から評価することは難しく、以下に述べる逆解析によって地山物性が改善されたものと評価する必要がある。

当初設計の段階で掘削に伴うトンネルの力学的挙動をあらかじめ予測することは重要である。この目的のため、通常トンネルの掘削解析は、地山の物性、初期地山応力、施工法検討を事前の調査から推定し、FEM 解析により変位、ひずみ、応力を求めている。これを順解析と呼んでいる。

しかし、地盤の問題では複雑な要因が多く、事前に行われた順解析の予測と、施工時のものが必ずしも合致しない。一般には、かなりのばらつきを持っている。そこで、施工時に行った計測値を用いて、地盤内のひずみ、初期地山応力、変形係数を求めるのが逆解析であり、図 2-2 にその概念を示す。逆解析によって得られた値は、地山の真の値ではなく、近似値であるが、同じ地質条件のもとで引き続き施工が行われる場合の地山の挙動予測やトンネルの安定性評価に際しては有用である。

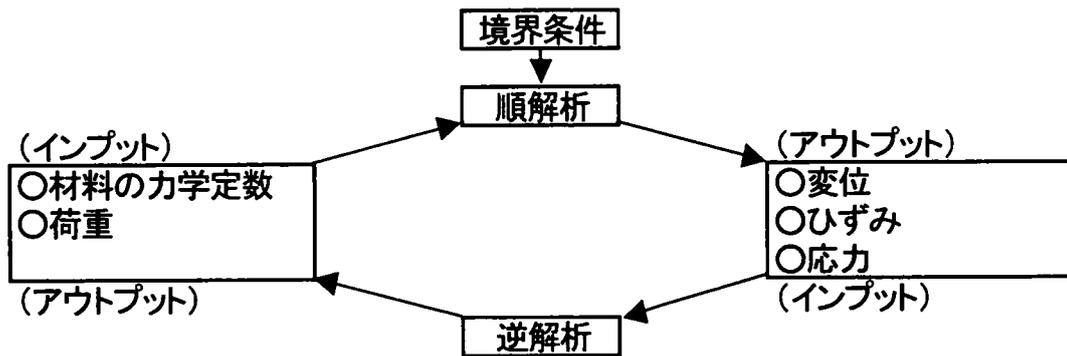


図 2-2 順解析と逆解析の概念

逆解析の体系は、図 2-3 に示すように、次の 2 つに分けることができる。

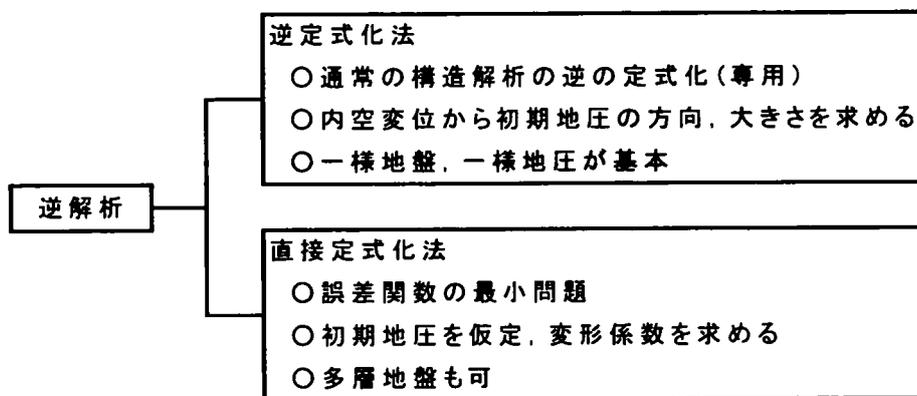


図 2-3 逆解析の体系

すなわち、逆定式化法は、鉛直地山応力を仮定して、初期地山応力の成分を求め、変形係数を逆算する。トンネルで一般に行われているのは、本手法（桜井の方法）であり、取り扱いが簡単である。

一方直接定式化法は、初期地山応力を仮定して、多層地盤の変形係数、ポアソン比を求める。計算量が多く、大型計算機向きである。

逆定式化法による逆解析を行う場合は、次の仮定を行う。

- ①地山を等方、均質の弾性体（弾性係数：E）とする。ただし、不均質の場合の弾性係数比を考慮することは可能。
- ②平面ひずみ問題とする。
- ③初期地山応力 σ_x , σ_y , τ_{xy} は、解析領域内で一定とする。
- ④ポアソン比 ν は与えられている。

これらの仮定に基づいて、計測変位として 3 自由度与えれば解が得られるが、それより多くの計算変位がある場合には、最小二乗法により最適解を求める。

なお、入力の変位量としては、先行変位量を加えておく必要がある。

また図 2-2 に示したように逆解析の結果をインプットデータとして順解析を行うことにより、地山内各点のせん断ひずみを求め、以下に定義される「限界せん断ひずみ」と比較することにより、地山のゆるみ領域を推定することもできる。

(1) 一軸圧縮状態における限界圧縮ひずみ

一軸圧縮状態での応力～ひずみ関係を模式的に表すと、図 2-4 のようになる。 ϵ_r は破壊圧縮ひずみであるが、図において定義される ϵ_0 を限界ひずみと呼ぶ。

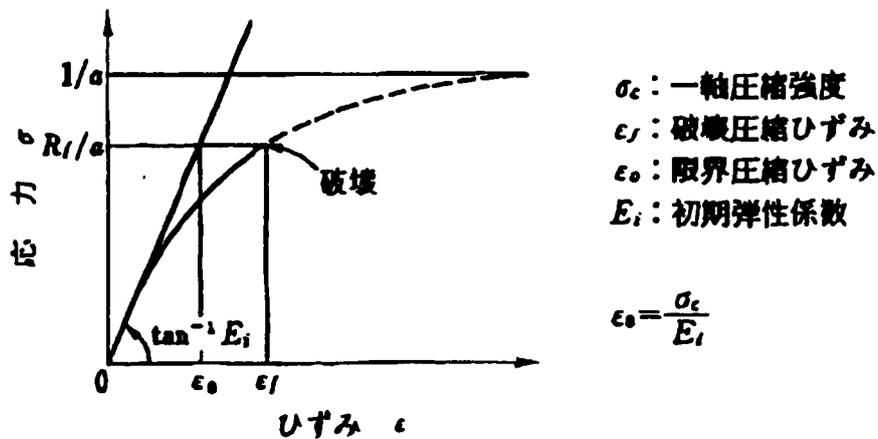


図 2-4 破壊圧縮ひずみと限界圧縮ひずみの関係

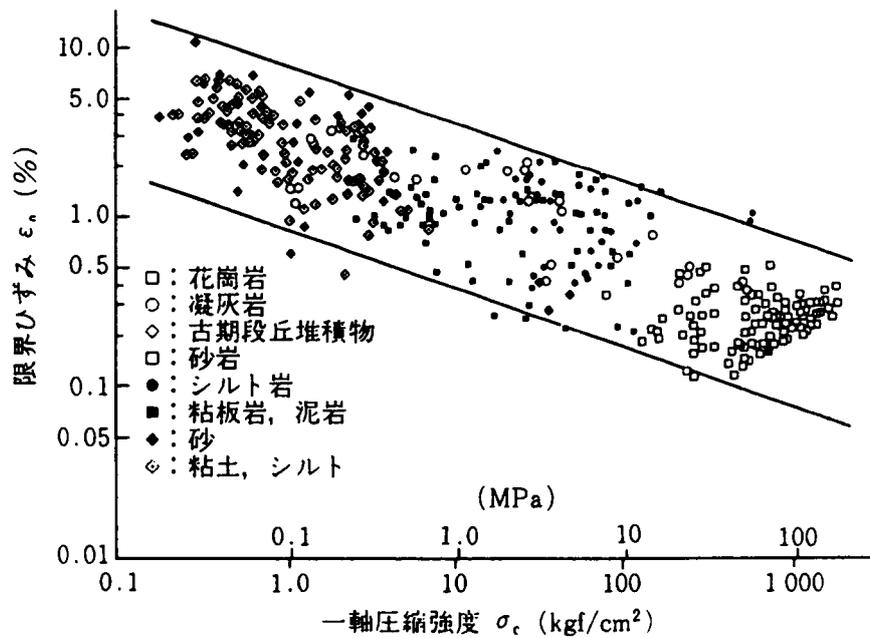


図 2-5 室内試験による限界圧縮ひずみと一軸圧縮強度との関係

桜井らの研究によると、過去の試験結果より限界圧縮ひずみと一軸圧縮強度との関係には、図 2-5 に示す関係がある。なお、同図中の一軸圧縮強度はコアについてのものであるが、同じ岩については原位置試験を行うと、一軸圧縮度は低くなるが、限界圧縮ひずみはほぼ同じで値となることが確認されている。

これは、限界圧縮ひずみが岩固有のもので、岩盤中の割れ目の存在にあまり影響されないことを示している。

(2) 限界ひずみ

モール・クーロンの破壊基準を用いた場合の、弾性領域と塑性領域の境界におけるせん断ひずみ γ_0 (限界せん断ひずみ) は、次式で表される。

$$\gamma_0 = 2 \frac{1+\nu}{E} \left[\frac{\bar{P}}{\sin \phi} + (1 - \sin \phi) \right] (1+\nu) \varepsilon_0 \quad (1)$$

ここで、 \bar{P} : 平均主応力 (= $(\sigma_1 + \sigma_2) / 2$)

E : 地山の弾性係数

ν : 地山のポアソン比

ϕ : 地山の内部摩擦角

ε_0 : 一軸圧縮状態における限界圧縮ひずみ

2. 2. 3 情報化施工における逆解析手法

2. 2. 2 で述べたように、情報化設計・施工における計測データは、不確実性の高い設計パラメータを推定し、さらにそれ以降の施工段階における挙動予測のために使われることになる。この設計パラメータの推定には、一般的に逆解析手法を用いることが多く、逆解析は情報化設計・施工を成功させるうえで最も重要である。

ここでは、代表的な逆解析の手法について述べる。²⁾

(1) 最小二乗法

観測方程式は、次のとおり与えられる。

$$y = X\theta + \varepsilon \quad (2)$$

ここに、 y : 観測値ベクトル (n次元)

θ : 未知パラメータベクトル (m次元)

X : 観測行列 (n行m列)

ε : 観測誤差ベクトル (n次元)

最小二乗法の最も一般的な仮定は、

$$E[y]=0, \quad \text{Var}[\varepsilon]=E[\varepsilon\varepsilon^T]=\sigma\varepsilon^2 I_m \quad (3)$$

である。すなわち、 ε は独立であり、平均0、分散 σ^2 という一定値を持つ。このことは、

$$E[y]=XE[\theta] \quad (4)$$

を意味する。 θ の最小二乗解 $\hat{\theta}$ は、観測値と式(2)の残差の二乗和を最小にすることにより求められる。すなわち、最小二乗法における評価関数は、次式により与えられる。

$$J_1(\theta) = (y - X\theta)^T (y - X\theta) \quad (5)$$

この関数を最小にする θ を求めるため、これを θ で偏微分し0と置く。

$$\frac{\partial J_1}{\partial \theta} = -2X^T(y - X\hat{\theta}) = 0$$
$$X^T X \hat{\theta} = X^T y \quad (6)$$

この連立方程式は、正規方程式と呼ばれる。もし行列 $X^T X$ が逆行列を持てば、(すなわち、この問題が適切であれば)、 θ の最小二乗解 $\hat{\theta}$ は次のように計算される。

$$\hat{\theta} = (X^T X)^{-1} X^T y = Cy \quad (7)$$

ここに、 $C = (X^T X)^{-1} X^T$ である。

(2) カルマンフィルター

最小二乗解は式(7)のように求まるが、情報化設計・施工ではこれを観測データが時間とともに与えられるとして、解を逐次的に求めるカルマンフィルターがよく用いられる。式(2)に示した観測方程式を逐次推定の形に書き直すために、次のように定義し直す。

$$y_t = X_t \theta_t + \varepsilon_t \quad (8)$$

ここに、 $\mathbf{y}(t)$: 観測値ベクトル (t 次元, $t \leq n$)
 $\boldsymbol{\theta}(t)$: 未知パラメータベクトル (m 次元)
 $\mathbf{X}(t)$: 観測行列 (t 行 m 列, $t \leq n$)
 $\boldsymbol{\varepsilon}(t)$: 観測誤差ベクトル (t 次元, $t \leq n$)

である。すなわち式(8)は、最終的に与えられる n 個の観測方程式のうち t 個までが与えられた状態を示している。このとき最小二乗解 $\hat{\boldsymbol{\theta}}(t)$ を求めるとき重要な次の行列を $\mathbf{P}(t)$ と置く(式(8)参照)。

$$\mathbf{P}(t) = [\mathbf{X}(t)^T \mathbf{X}(t)]^{-1} \quad (9)$$

このとき、 $\mathbf{P}(t)$ の逆行列は、次のように書ける。

$$\begin{aligned} \mathbf{P}(t)^{-1} &= \mathbf{X}(t-1)^T \mathbf{X}(t-1) + \mathbf{x}(t)^T \mathbf{x}(t) \\ &= \mathbf{P}(t-1)^{-1} + \mathbf{x}(t)^T \mathbf{x}(t) \end{aligned} \quad (10)$$

ただし、 $\mathbf{x}(t)$ は観測行列 \mathbf{X} の第 t 行を表す m 次元横ベクトルである。

以上より、 t 番目の観測方程式の基づいて求められた最小二乗解を $\hat{\boldsymbol{\theta}}(t)$ とすると、式(7)より、

$$\begin{aligned} \hat{\boldsymbol{\theta}}(t) &= [\mathbf{X}(t)^T \mathbf{X}(t)]^{-1} \mathbf{X}(t)^T \mathbf{y}(t) \\ &= \mathbf{P}(t) \mathbf{X}(t)^T \mathbf{y}(t) \\ &= \mathbf{P}(t) [\mathbf{X}(t-1)^T \mathbf{y}(t-1) + \mathbf{x}(t)^T \mathbf{y}_t] \end{aligned} \quad (12)$$

$\hat{\boldsymbol{\theta}}(t-1) = \mathbf{P}(t-1) \mathbf{X}(t-1)^T \mathbf{y}(t-1)$ を考慮すると、式(12)は次のようになる。

$$\hat{\boldsymbol{\theta}}(t) = \mathbf{P}(t) [\mathbf{P}(t-1)^{-1} \hat{\boldsymbol{\theta}}(t-1) + \mathbf{x}(t)^T \mathbf{y}_t] \quad (13)$$

ここで、式(10)を用いると、

$$\begin{aligned} \hat{\boldsymbol{\theta}}(t) &= \mathbf{P}(t) [\{\mathbf{P}(t)^{-1} \mathbf{x}(t)^T \mathbf{x}(t)\} \hat{\boldsymbol{\theta}}(t-1) + \mathbf{x}(t)^T \mathbf{y}_t] \\ &= \hat{\boldsymbol{\theta}}(t-1) - \mathbf{P}(t) \mathbf{x}(t)^T \mathbf{x}(t) \hat{\boldsymbol{\theta}}(t-1) + \mathbf{P}(t) \mathbf{x}(t)^T \mathbf{y}_t \\ &= \hat{\boldsymbol{\theta}}(t-1) + \mathbf{P}(t) \mathbf{x}(t)^T [\mathbf{y}_t - \mathbf{x}(t) \hat{\boldsymbol{\theta}}(t-1)] \end{aligned} \quad (14)$$

ここで、 $\mathbf{K}(t) = \mathbf{P}(t) \mathbf{x}(t)^\top$ と置くと、式(14)は最終的に、次のようになる。

$$\hat{\theta}(t) = \hat{\theta}(t-1) + \mathbf{K}(t) \{y_t - \mathbf{x}(t)^\top \hat{\theta}(t-1)\} \quad (15)$$

この式をみると、 $t-1$ 番目までのすべての観測方程式を用いて推定されたパラメータ $\hat{\theta}(t-1)$ の更新は、 t 番目の観測方程式 $y_t = \mathbf{x}(t)^\top \theta$ を得たとき、 $\hat{\theta}(t-1)$ に今までの推定結果による予測値 $\mathbf{x}(t)^\top \hat{\theta}(t-1)$ と、 t ステップで得られた観測値 y_t の残差に、ベクトル $\mathbf{K}(t)$ を掛けたものを加えることにより、 $\hat{\theta}(t)$ を逐次計算できる形になっている。

(3) 最小ノルム解と事前平均最小ノルム解

線形の観測方程式が不適切な場合、これを適切化して最小ノルム解または事前平均最小ノルム解を求める。

i) 一般逆行列

線形の観測方程式は次のとおりである。

$$\mathbf{y} = \mathbf{X} \theta \quad (16)$$

ここに、 \mathbf{y} : 観測値ベクトル (n 次元縦ベクトル)

θ : 未知パラメータベクトル (m 次元縦ベクトル)

\mathbf{X} : 観測行列 (n 行 m 列)

この行列方程式の解の性質について、最も一般的に論じることができるのは一般逆行列の理論であり、次の4つの性質を満たす行列 (m 行 n 列) を行列 \mathbf{X} の一般逆行列といい、 \mathbf{X}^- で表す。

$$\begin{aligned} (\mathbf{X} \mathbf{X}^-)^\top &= \mathbf{X} \mathbf{X}^- \quad , \quad (\mathbf{X}^- \mathbf{X})^\top = \mathbf{X}^- \mathbf{X} \\ \mathbf{X} \mathbf{X}^- \mathbf{X} &= \mathbf{X} \quad , \quad \mathbf{X}^- \mathbf{X} \mathbf{X}^- = \mathbf{X}^- \end{aligned} \quad (17)$$

一般逆行列の理論を用いると、行列方程式 $\mathbf{y} = \mathbf{X} \theta$ の解の性質について系統的に理解できる。その要約を図 2-6、図 2-7 に示す。

まず等式 $\mathbf{X} \mathbf{X}^- \mathbf{y} = \mathbf{y}$ が成り立つか否かで、解の存在を調べることができる。解が存在すれば行列方程式は適合、そうでなければ不適合という。

行列方程式が適合と判断された場合、その解は次式より得られる。

$$\theta_0 = \mathbf{X}^- \mathbf{y} + (\mathbf{I}_m - \mathbf{X}^- \mathbf{X}) \alpha \quad (18)$$

ここに、 \mathbf{I}_m : m 次の単位行列

α : m 次元任意定数ベクトル

さらに、 $I_m - X^{-1}X = 0$ である場合、行列方程式は唯一解を持つ(図 2-7(a))。このとき行列 X が正方行列であれば正則行列なので、 $X^{-1} = X^{-1}$ である。一方、 $I_m - X^{-1}X \neq 0$ である場合解は不定となり、任意の m 次元定数ベクトル α に応じて無数の解が存在する。このとき特に $\theta_0 = X^{-1}y$ は、無数の解の中で原点から最小のノルムを持つ解であるノルム最小解を与える(図 2-7(b))。

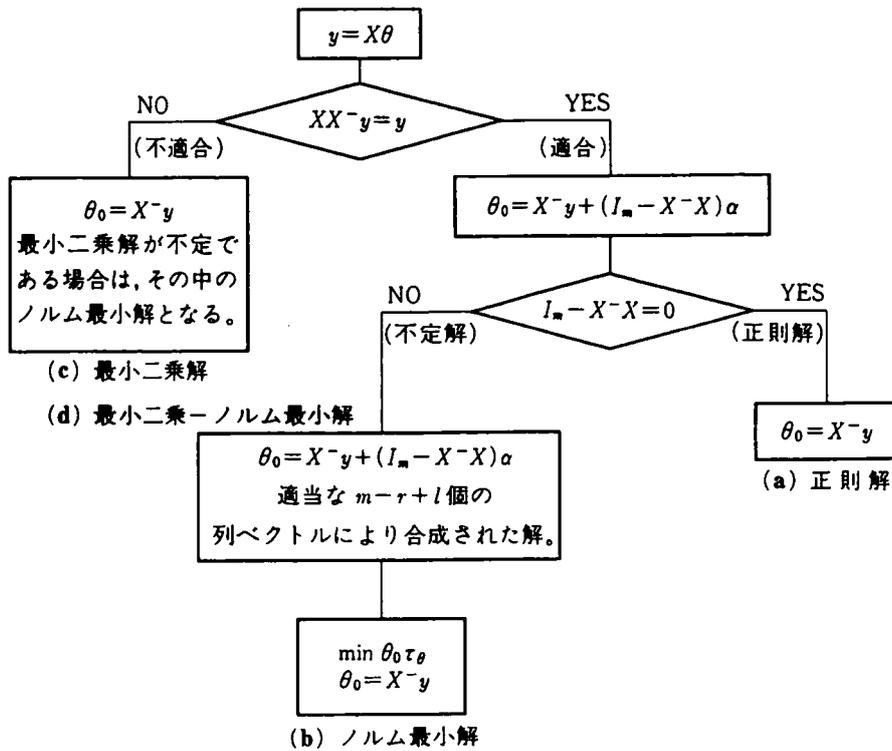


図 2-6 観測方程式 $y = X\theta$ の解の性質の分類のためのフローチャート

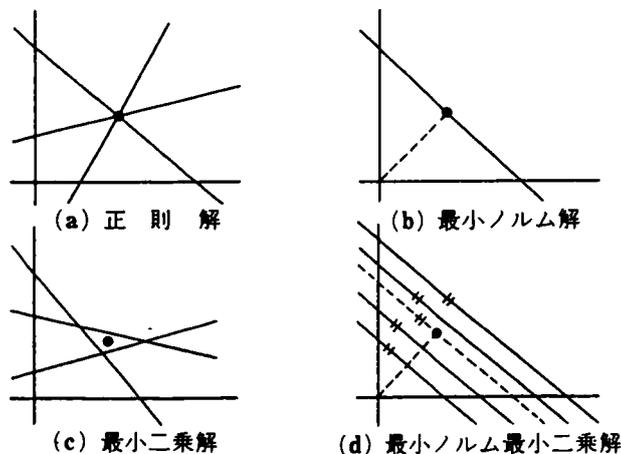


図 2-7 観測方程式 $y = X\theta$ の各種解の概念図

行列方程式が不適合と判断された場合は、最小二乗解という近似解を与える。
このときの $\theta_0 = \mathbf{X}^{-1}\mathbf{y}$ は、最小二乗解を与える (図 2-7(c))。

最小二乗解が不定となる場合 $\theta_0 = \mathbf{X}^{-1}\mathbf{y}$ は、その中でノルム最小解となる (図 2-7(d))。

ii) 特異値分解

$n \times m$ の行列 \mathbf{X} は、次式のように特異値分解される。

$$\mathbf{X} = \mathbf{U} \mathbf{\Lambda} \mathbf{V}^T \quad (19)$$

ここに、 \mathbf{U} は $n \times n$ 行列、 \mathbf{V} は $m \times m$ 行列で、それぞれの行列の列ベクトル \mathbf{u}_i と \mathbf{v}_i は各々正規直交系の関係にあるので、

$$\mathbf{U}^T \mathbf{U} = \mathbf{I}_n, \quad \mathbf{V} \mathbf{V}^T = \mathbf{I}_m \quad (20)$$

である。

行列 \mathbf{X} の有効なランクが p であるとする ($p \leq \min(n, m)$)。このとき特異値行列 $\mathbf{\Lambda}$ は、

$$\mathbf{\Lambda} = \begin{pmatrix} \lambda_1 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & \lambda_2 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & \cdots & \cdots & \cdots & 0 \\ 0 & \cdots & 0 & \lambda_p & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & \cdots & \cdots & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & 0 \\ 0 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & 0 \end{pmatrix} \quad (21)$$

実際の数値計算では、特異値分解を行っても特異値が 0 になることはない。相対的に大きな値を持つ特異値に対して小さな値の特異値を 0 とみなし、0 でない λ_i ($i = 1, 2, \dots, p$) に対応する p 個の特異値を対角要素に入れた $p \times p$ 行列を $\mathbf{\Lambda}_p$ とすると、

$$\mathbf{X} = \mathbf{U}_p \mathbf{\Lambda}_p \mathbf{V}_p^T \quad (22)$$

さらに、

$$\mathbf{X}_p^{-1} = \mathbf{V}_p \mathbf{\Lambda}_p^{-1} \mathbf{U}_p^T \quad (23)$$

よって、

$$\hat{\theta} = \mathbf{V}_p \mathbf{\Lambda}_p^{-1} \mathbf{U}_p^T \mathbf{y} \quad (24)$$

iii) 最小ノルム解と事前平均最小ノルム解

Step 1 : \mathbf{X} の特異値分解を行う。

Step 2 : 計算された特異値のうち、有意と考えられる大きい方から p 番目までの

特異値を選び、これらだけよりなる特異値行列 Λ_p を作る。

Step 3 : Λ_p に基づく一般逆行列 \mathbf{X}_p^- を求める。

(最小ノルム解)

Step 4 : 最小ノルム解 θ_{mn} は次式で与えられる。

$$\theta_{mn} = \mathbf{X}_p^- \mathbf{y} \quad (25)$$

(事前平均最小ノルム解)

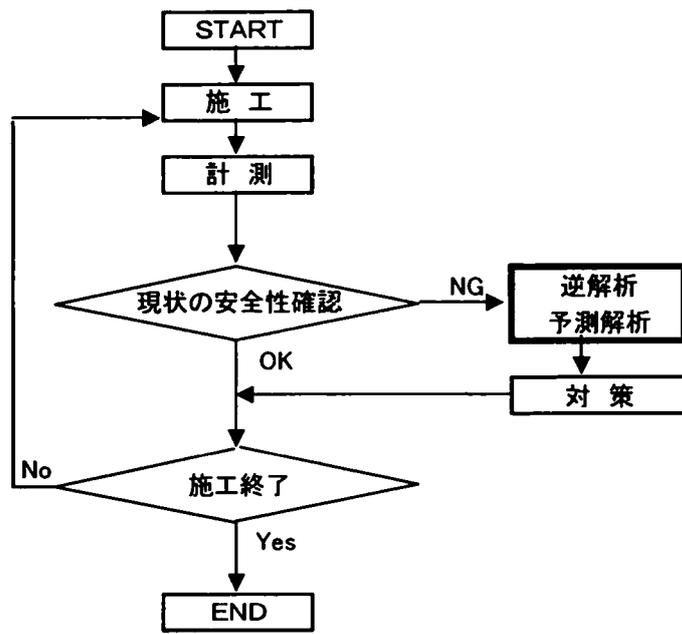
Step 4 : θ について事前情報 θ^* が与えられている場合、許容される解のうちで θ^* に最も近い解を取る。この解は座標の平行移動を考えることにより次式により求められる。

$$\theta_{pmmn} = \mathbf{X}_p^- \mathbf{y} + \mathbf{I}_m - \mathbf{X}_p^- \mathbf{X} : \theta^* \quad (26)$$

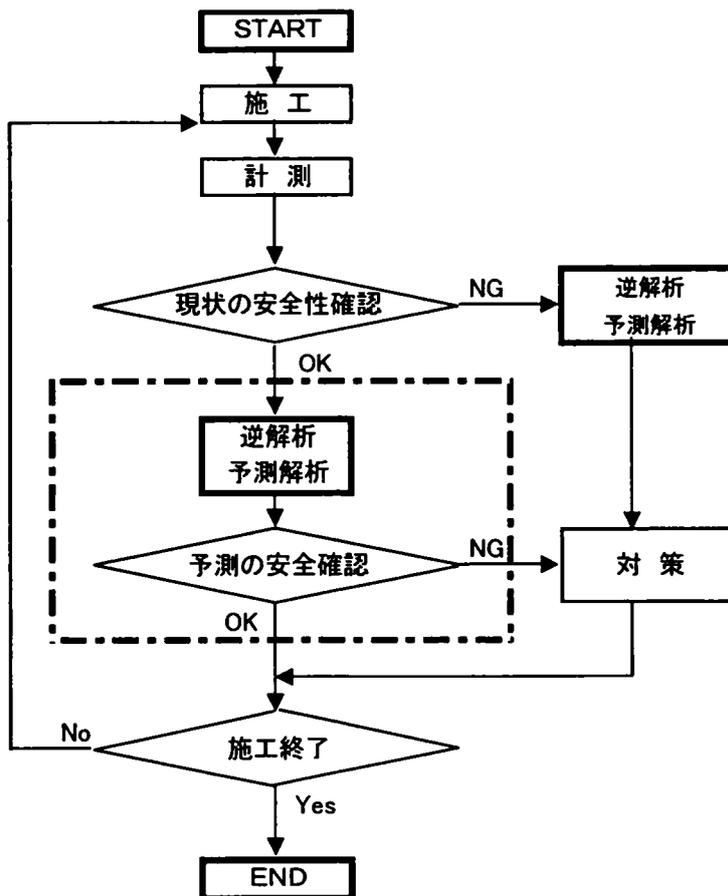
トンネル施工においては、事前に得られる地質条件等は必ずしも十分ではなく、ここで述べた逆解析法が信頼できる情報化施工の構成要因として重要な役目を果たす。特に、近接施工、大断面拡幅・交差部での施工といったトンネル構造上特殊部のトンネル挙動、あるいは断層破碎帯が狭在している複雑な地山状況下でトンネル掘削に伴う周辺地下水の挙動等、新たにトンネルの情報化施工に求められるニーズも変化しており、これらに対応していくためにも逆解析は必要である。

2.3 情報化設計・施工に求められる新たな要件

情報化施工として認識されている施工の進め方のなかには、図 2-8(a)に示すように現状で危険と判断された場合にのみ解析・予測をし、対策を講じる場合が多い。しかし本来の情報化設計・施工は、図 2-8(b)に示すように計測によって得られた現場情報を解析して、現状の安全性を確認し、さらに次段階以降の予測解析をして、その安全性を確認しながら施工を進めて行くものでなければならない。



(a)従来の予測解析の位置付け



(b)望ましい予測解析の位置付け

図 2-8 情報化施工における予測解析の位置付け

図 2-8 から分かるように、施工中に行う現場計測の結果は、直ちに逆解析、予測解析に反映させなければならない。盛土工事などでは、対象とする地盤そのものは工事期間中を通して同一のものを扱っており、その性状が次第に変化する過程を追っているのに対して、トンネル工事では常に前方にある未知の地盤に遭遇しつつ工事が進められる。したがって、既に掘削した地点の挙動や地盤に関する情報は、これから掘削する前方の地盤情報に対してかなり不確実性が大きくなる。すなわちトンネル工事においては、もちろんデータの集積という意味においては重要であるが、一般的には、その現場で得られた情報は、その現場で直ちに利用しなければ、他の現場ではあまり役に立たないのが普通である。

また、現場計測によって得られた結果を、設計・施工に反映させるためには、その結果を正しく評価しなければならない。計測結果が十分に生かされないのは、しばしばその解析法および評価法が適切でないことに起因していることが多い。情報化設計・施工は、2. 2. 3 で述べた逆解析を中心とする解析理論の成熟や計測手法や機器の開発および計測データを大量かつ迅速に処理することを可能にした計算機器の発達により急速に普及してきた。特に NATM の場合、NATM 計測指針による計測管理が行われており、この点、他の地盤工事に比べて情報化施工指針として最もよく整備されているといえる。しかし、このことは逆に現場の状況に関わらず、指針に沿った計測管理が無批判に行われ、情報化施工の形骸化を招く恐れがある。計測指針の整備にもかかわらず、NATM の場合の情報化施工では、開削工事や盛土工事などと異なって計測情報の有効性には様々な課題が多い。例えば、内空変位の計測は、掘削完了後できる限り速やかに行うが、計測時点では既に相当の先行変位が発生していると考えられ、この量をいかに推定するかという問題は容易に解決できない。

さらに管理値の問題が重要となる。各工種や事業主体ごとに管理基準値や指針などが整備されつつある。しかし、本質的に個別的かつ非繰返しの事象を対象にしているのであるから、明確な管理値があらかじめ示されることは期待すべくもない。この適切な管理値や指針の整備は、情報化施工において重要である。特に以下に述べるトンネル構造上特殊部の施工あるいは周辺地下水環境への影響検討を行う場合、新たな要件が情報化設計・施工に求められている。

2. 3. 1 トンネル特殊部における情報化設計・施工

(1) 大断面拡幅・交差部

近年、道路トンネルにおける通行車両の大型化や防災設備の設置等により、

トンネル断面は大断面になる傾向にあり、また双設トンネルの場合、相互のトンネルを連絡する連絡横坑を設けることがある。このような大断面・交差部の場合、連絡横坑接続箇所においては、トンネル一般部と違って、トンネル周辺の地山応力は複雑となり、より高い精度での解析が要求されることになる。またトンネル断面が大断面になると、通常のトンネル断面に比べ縦長な形状となるため、側壁部に高い直壁部分が生じ、この側壁の安定が重要な課題となる。さらに、各トンネルが相互に干渉し合うため、地山挙動も単純でなく、計測の結果の評価を難しくする要因となるため、情報化設計・施工においては、この計測結果の評価が重要となる。

地山の安定化手法も、通常の上岳トンネルでは、支保工として鋼製支保工や吹付けコンクリートが使用されているが、断面が大きくなると支保工の部材規模が大きくなり、実用的ではなくなる。したがって大断面交差部においては支保工として、通常の支保工以外にロックボルトやP Sアンカーが用いられるが、これらの支保工は地山を補強して安定化を図るものであり、断面が大きくなっても実用的である。しかし合理的な施工を行うために、情報化設計・施工においてはこれらの支保工の効果を正しく評価することが要求される。

大断面拡幅・交差部では、施工上も各種工夫が必要となる。一般的には、上半を掘削し、その後下半をベンチ工法で切り下がるというのが基本的な工法である。したがって、情報化設計・施工においては、各ベンチごとに地山挙動および支保工応力を把握し、その結果をもとに次施工に反映するが、トンネルの高さが高いことから切り下がった段階で問題が生じて、足場がなく対応に苦慮することになるため、手戻りが生じないように、各ベンチごとに適切な管理基準と対策メニューが要求される。

(2) 重要構造物との近接施工

都市部近郊で、山岳工法(NATM)によるトンネルを施工する場合、ライフライン等重要な構造物と近接して掘削する場合がある。当然近接施工の場合、図 2-9 に示したように、現状調査、影響予測、対策工、安全監視について十分検討し、近接構造物への変位等影響がないことを確認しながら掘削を行う。しかし、たとえば近接構造物がライフラインのような地中構造物で、トンネル掘削に伴う影響度合いを直接測定することができない場合、情報化設計・施工に頼ることになる。

従来トンネルの情報化設計・施工において、図 2-8 における現状の安全性確認は、主としてトンネル構造本体の安全性確認であったが、上記のようなトンネル特殊部においては、安全性確認の対象として近接構造物も含めなければなら

ない。そのために影響予測は、新設構造物のみならず、既設構造物に対しても行い、さらに安全性確認の判断基準（管理基準）を明確にする必要がある。特に断層破碎帯のように不連続、不確実な要因に対して対処可能とするために、近接構造物の的確な管理基準の設定が必要不可欠である。

以上、トンネル特殊部の施工においては、迅速な計測・解析システム、解析手法や管理規準の制定等、新たな情報化設計・施工法の要求が高まっている。

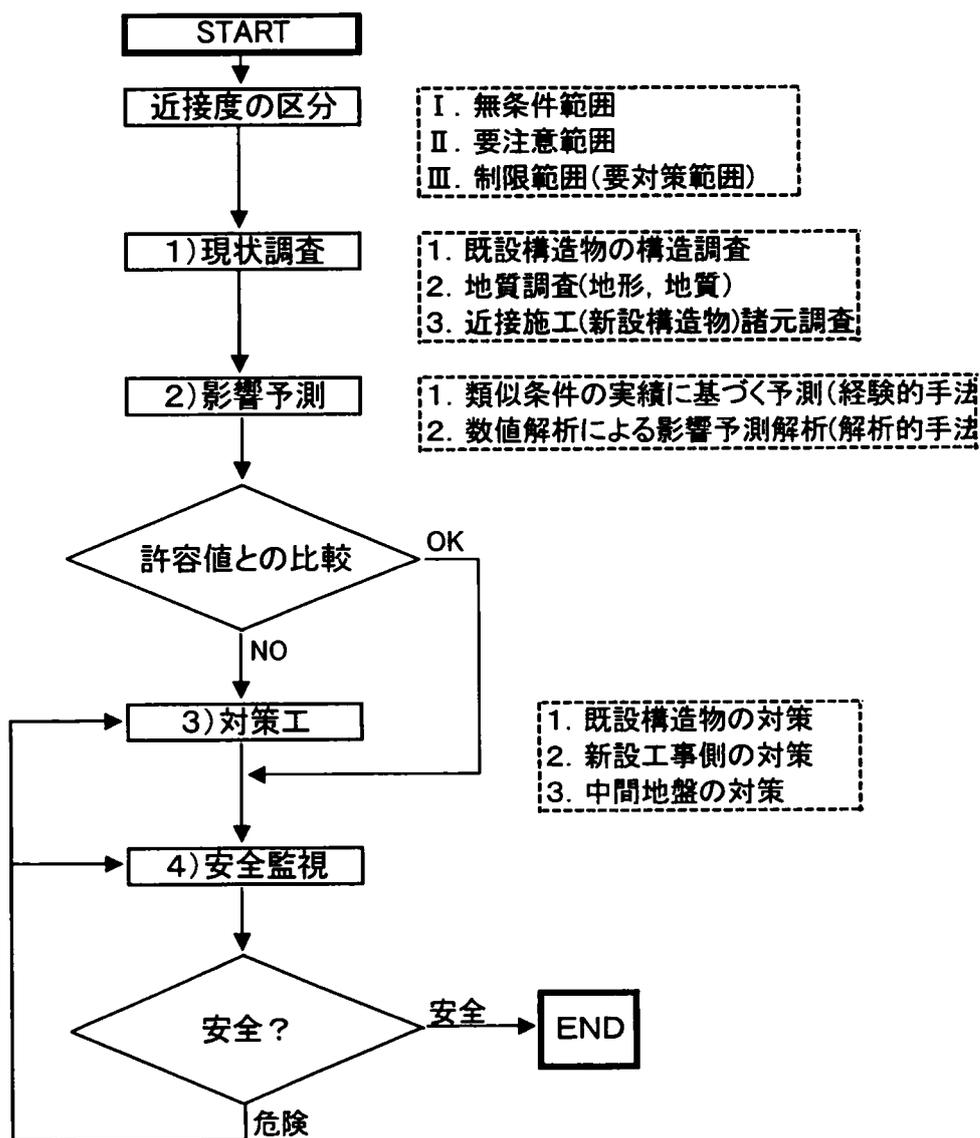


図 2-9 近接施工対策の手順

2.3.2 トンネル施工に伴う周辺地下水への影響検討^{10), 11), 12)}

これまでのNATMにおける情報化設計・施行は、内空変位や支保工応力等の計測に基づく構造物の安全性に関する検討が中心であったが、都市部や重要水理物件に近接する場合などは地下水挙動に関する検討も重要となる。また、従来のトンネル工事において地下水問題は、その低下法の選定や排水計画の立案に力点が置かれてきた。もちろんトンネル工事を安全に支障なく進めるためにはこれらの検討も重要であるが、近年これ以外に、河川の枯渇の防止、生活用水としての地下水確保、植生の保護等の自然環境保全のため、周辺地下水位をできるだけ保持することが望まれており、いわゆる地下水環境問題がクローズアップされてきている。このことは周辺地下水に影響を与えた場合、水利権者等への直接的な影響のみならず、社会的影響が大きいこと、またその復旧等が大規模になるためである。周辺地下水への影響検討はこれまで影響予測の手法が確立しておらず、また保全対策の規模等から地下水はコントロールの難しい問題であるが、信頼性の高い施工や経済性を含めた品質向上を実現するために必要不可欠な検討課題となっている。

周辺地下水問題を検討するに当たっては、影響負荷がトンネル施工後どれほどの時間経過後に、どの範囲で、どの程度の規模で生じるかが問題である。

図 2-10 にトンネル掘削前後の状態の変化の概念を示すが、飽和状態にある地盤にトンネル掘削で空洞を空けることにより不飽和帯が拡大するが、基本的にはトンネル施工に伴うトンネル湧水量分、沢水流出量が減少する。またトンネル掘削により地山の地下水位が低下すると、表層と下部の層の透水性の違いにより、表層付近の不飽和帯に地下水面（宙水状）が発生する可能性がある。したがって当地における水収支および降雨による地下水の変動に関して水文学的手法や水理公式等の一般的な検討以外に、複雑な地質構造や表層水理特性（不飽和域）の解析が必要である。

さらに、①現状での沢水の流量が少ない場合、掘削の影響を受けやすい、②表層付近の地山が降雨時には雨水を貯留し、降雨停止時には貯留した雨水を地表面および地山内部に供給している場合、表層付近の貯水能力が対象領域の水収支に大きく影響する、③降水量の変動を受けやすいなど影響対策を考える上で渇水年や豊水年などの長期的な展望の中で検討する必要がある。これらのことから、解析に先立ち特に浅層水理特性を調査することが重要である。調査すべき項目としては①崖錐分布（分布範囲と層厚）、②崖錐内部の地下水位（間隙水圧）、③表層の含水率、表層の透水性等である。これらの調査結果を受けて、流域ごとの水収支解析を行い、どの程度の地下水が流動しているか、また貯水されているかを把握しておく必要がある。

トンネル工事において、地下水環境保全を現実の問題として対応可能なレベルに落とし込むためには、実際の施工で得られた観測データを用いて、施工実績を追尾する数値解析により断層破碎帯の透水性評価およびそれらを踏まえた影響予測解析を行うとともに、モニタリング計測結果と数値解析による施工法の妥当性の確認、トンネル進捗段階における影響を適宜把握し、これらの情報を的確に次施工にフィードバックさせる地下水情報化設計・施工が必要となる。そのために解析モデル、定量的評価、迅速対応、経済性評価などが課題である。

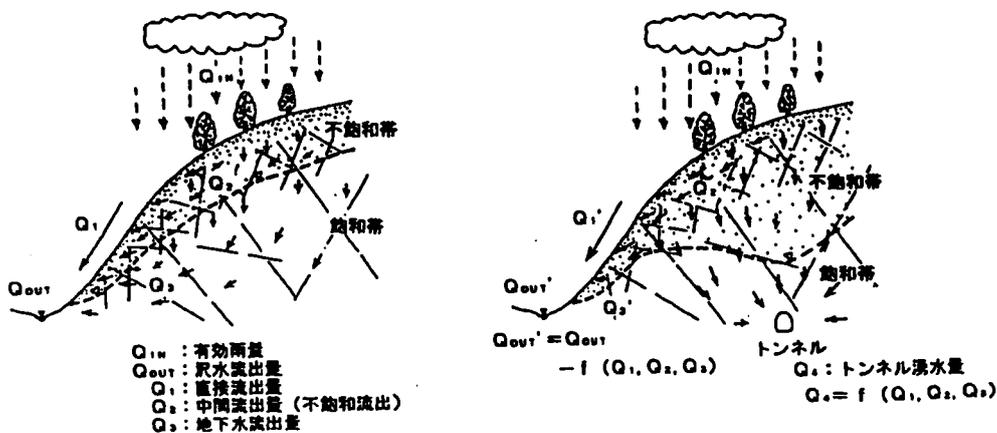


図 2-10 トンネル掘削前後の状態変化の概念

2.4 結言

本章では、トンネル情報化設計・施工の必要性、既往の情報化設計・施工の概要および課題について述べるとともに、今後トンネル情報化設計・施工に求められる新たなニーズについて述べた。

まず、本研究におけるトンネル情報化設計・施工を、施工中の現場計測により得られる情報を次施工以降の支保工仕様の変更や新たな環境対策の必要性を検討等、トンネル施工を行ううえでの意思決定を支援するシステムとして定義した。

次に、既往の情報化設計・施工についてその概要と、特に NATM における情報化設計・施工の基本的な考え方について述べた。地盤工学における情報化

施工は、観測施工を発端に現場観測の重要性と有効性が指摘された 1900 年代半ばごろから受け入れられるようになってきたが、1990 年代になりネットワークシステムの普及、解析理論の発展と相まって急速に予測システムとして成熟してきた。NATMにおける情報化設計・施工の目的は、不確定な応力や材料に関する情報を施工時の観測、計測で補いながら、トンネル掘削時の安定性を評価することである。そしてこの安定性評価において重要な役割を果たすのが逆解析であり、本章では逆解析手法について述べた。逆解析手法は有限要素法などの数値解析手法の発達、計算能力の著しい進歩、計算技術とデータ処理の進歩により、構造物の施工中に計測を行いながら、解析パラメータの変動を時々刻々と推定し、施工の制御を行う問題に適用できるようになった。逆解析の基本的な概念は、誤差の二次形式（重み付二乗和）を最小にすることに帰着される。順解析の応答値は、未知量の非線形関数になっているので、結果として逆解析の問題は、制約条件のない非線形最適化問題を解くことに変換される。

さらに本章では、既往の情報化設計・施工の課題と情報化設計・施工に求められている新たな要件について述べた。課題としては、これまで現場で行われてきた情報化施工が、現状の安全性確認に終始し、情報化施工における予測解析が、必ずしも本来の望ましい位置付けとして機能していない点である。この理由として、筆者は計測管理と管理値にあると考える。適切な計測管理と管理値の設定を行うことにより、情報が次施工に反映されることが可能となり、合理的な設計・施工につながるものと思われる。また、従来のトンネル情報化施工が、どちらかと言えば地山の安定性に主眼を置いたもの、あるいは覆工コンクリートの挙動に着目したものが大半であった。しかし近年、トンネルルートが都市部周辺において設定されることが余儀なくなり、トンネル情報化施工に新たな要件が求められるようになった。その一つが、大断面拡幅・交差部や地中構造物との近接施工に代表される、トンネル特殊部での施工である。大断面拡幅・交差部の施工は、応力分布が複雑になり、支保工設計等に過去の経験が生かされない。また地中構造物との近接施工では、先に述べた管理値の考え方が特に重要である。さらに、トンネル掘削による周辺地下水への影響検討も新たな課題である。地下水環境への影響検討、あるいは地下水対策工の実施や保全対策などの対応は、適切かつ迅速行われる必要がある。これらの課題等に対して、従来の情報化施工では対処が困難であるため、次章以降で施工中のモニタリングデータを取り込み、再現、予測、対策効果の検証を行う新しい情報化設計・施工を提案する。

[参考文献]

- 1) 「地盤工学ハンドブック」 (社)地盤工学会 1999
- 2) 「地盤技術者のための情報化設計・施工入門」 (社)地盤工学会 2000
- 3) Terzaghi , K . and Peck , R . B . : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Willy & Sons , Inc. , 1969
- 4) Lambe,T.W. : Predictions in soil engineering (13th Rankine Lecture), Geotechnique,Vol.23, No.2, pp..149 ~ 202,1973
- 5) 松尾 稔 「地盤工学－信頼性設計の理念と実際」 技報堂出版 1984
- 6) Matsuo , M. and Asaoka , K. : Dynamic design philosophy of soils based on Bayesian reliability prediction , Soils and Foundations , Vol.18 ,No.4, pp.1 ~ 17, 1978
- 7) Matsuo,K and Kawamura,K : Diagram for construction control of embankment on soft ground , Soil and Foundations , Vol.17 , No.3, pp.37 ~ 52, 1977
- 9) 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, pp93 ~ 100, 1982
- 10) 大西有三, 田中誠, 安田亨, 高橋健二, 山田耕嗣 「トンネル掘削の周辺地盤地下水に及ぼす影響の評価」 地盤工学会 第 31 回研究発表会 pp.2137 ~ 2138 1996
- 11) 大西有三, 田中誠, 安田亨, 高橋健二 「トンネル掘削の周辺地下水に及ぼす影響評価(その2)」 地盤工学会 第 32 回研究発表会 pp.996 ~ 997 1997
- 12) 大西有三, 大津宏康, 田中誠, 安田亨, 高橋健二 「トンネル掘削の周辺地下水に及ぼす影響評価(その3)」 地盤工学会 第 33 回研究発表会 pp.900 ~ 901 1998

第3章 複雑な地質状況下での情報化設計・施工法の提案

3.1 緒言

近年、都市周辺地域の連絡交通網による都市機能の再生を背景として、市街地の近傍や低土被りの道路トンネル計画を余儀なくされることが多い。市街地周辺では既に重要なライフライン等地下埋設物が敷設されており、新設のトンネルがこれらの既設構造物と近接して施工されることとなる。

また、近年道路運送業界における規制緩和等による通行車両の大型化や道路トンネルに求められる交通安全施設の設置スペースの確保等から、道路トンネルの断面規模は大きくなる傾向が著しい。トンネル断面が大断面になればその分、地山条件が不良な箇所、不連続面での施工となる場合が多く、従来のトンネル支保設計や掘削経験がそのままでは使えない。したがって、専らトンネルの安定性の検証に使用されてきた従来の情報化施工の考え方を一歩進めた、トンネル特殊部での情報化設計・施工法が必要となる。

一方、従来我が国におけるトンネル工事は、岩盤メカニクスやトンネル支保構造などの工学的知見を前提に施工されてきた。しかし市街地近傍での施工の場合、トンネル掘削の施工に関する課題だけでなく、トンネルルート周辺の自然環境や社会環境も重要な課題となり、環境的な要素に対する保全対策が必要不可欠となるケースが多い。特に、トンネル工事による影響規模や保全対策を考えると、最もコントロールの難しい要素が、地下水に代表される自然環境保全に対する対策である。

トンネル掘削に関する地下水問題は、施工面では大量湧水に伴う切羽崩落防止などの安全施工としての地下水対策工の必要性である。また、自然環境からみて地下水排水に伴う周辺地下水環境や既設水源に及ぼす地下水位低下影響が挙げられる。このような地下水問題は、トンネル工事の工期、工費、安全性等に重大な影響を及ぼすものであり、適切な処理を事前に取りれるように、問題の規模や性質をできるだけ正確に予測することが望まれている。

特に、数多くの断層破碎帯が介在する非常に複雑な地質状況下での施工となる場合、事前調査と数値解析による影響予測を行うだけでなく、トンネル施工中の掘削状況に応じて計測結果と数値解析により設計および施工法の妥当性を確認し、次施工にフィードバックさせる「情報化設計・施工」が、周辺地下水への影響検討にも重要である。

本章では、市街地周辺部の複雑な地質状況下で、トンネル構造上特殊部の施工あるいは周辺地下水環境に配慮した施工を行う上で、トンネル掘削に伴う施工実績から得られたデータを基に、迅速に検証解析と予測解析を繰り返しながら

ら掘削工程を追尾する新しい評価システムを提案する。

3.2 構造的特殊性に配慮した情報化設計・施工法

3.2.1 大断面拡幅・交差部における情報化設計・施工の基本方針

道路が高規格になり、ジェットファンや非常駐車帯といったトンネル防災上の施設を有するトンネルでは断面が大断面になる。また上下線分離の双設トンネルを相互に連絡する連絡坑部では大断面の交差となる。このような大断面拡幅・交差部の特徴としては、①一般部に比べて地質条件が一様でないケースが多い、②近接度の高い双設トンネル間の連絡坑となり、緩み領域が緩衝する、③支保構造が複雑となる、などがある。

従来のトンネル情報化施工が、主としてトンネル断面の安定性の検証もしくは次施工箇所の情報として利用されていたが、このような大断面拡幅・交差部における支保工の設計・施工では、安全かつ経済的に施工するために、同一施工箇所における掘削に利用する情報化設計・施工が必要である。図 3-1 に支保構造検討フローを示す。

設計ではまず 3次元 FEM 掘削解析を適用し、本坑および連絡坑の掘削に伴う応力・変形の集中を把握する。この時の解析条件としては、①支保工を考慮しない素掘りモデル、②対象モデル、③上半と下半の 2ステップ、④一様地盤とする。

次にこの解析結果を用いて、周辺地山と支保構造との応力状態を再確認するために 2次元 FEM 解析を実施する。すなわち、3次元 FEM 解析結果より連絡坑掘削による増分変位量を抽出し、これを荷重に変換して 2次元の双設トンネルモデルに作用させ、施工ステップをモデル化し、施工途中の各支保工の健全性を確認する。

さらに複雑な支保構造となる交差部近傍では、3次元 shell 構造モデルを用いて、支保構造を決定する。この交差部近傍では支保構造も複雑となるが、鋼製支保工を Beam 要素、吹付けコンクリートを Shell 要素、ロックアンカーをバネ支承、地盤をバネ支承 (Non-Tension) でモデル化し、3次元掘削解析より得られた緩み荷重を作用させ、完成構造における交差部の各支保工の健全性を確認するものである。

このようにまず 3次元モデルにより複雑な応力状態を把握し、次にハンドリングの良い 2次元モデルにより支保構造や施工ステップを反映させることで、合理的な設計が可能となる。

以下に本検討で用いた掘削解析の手法について述べる。

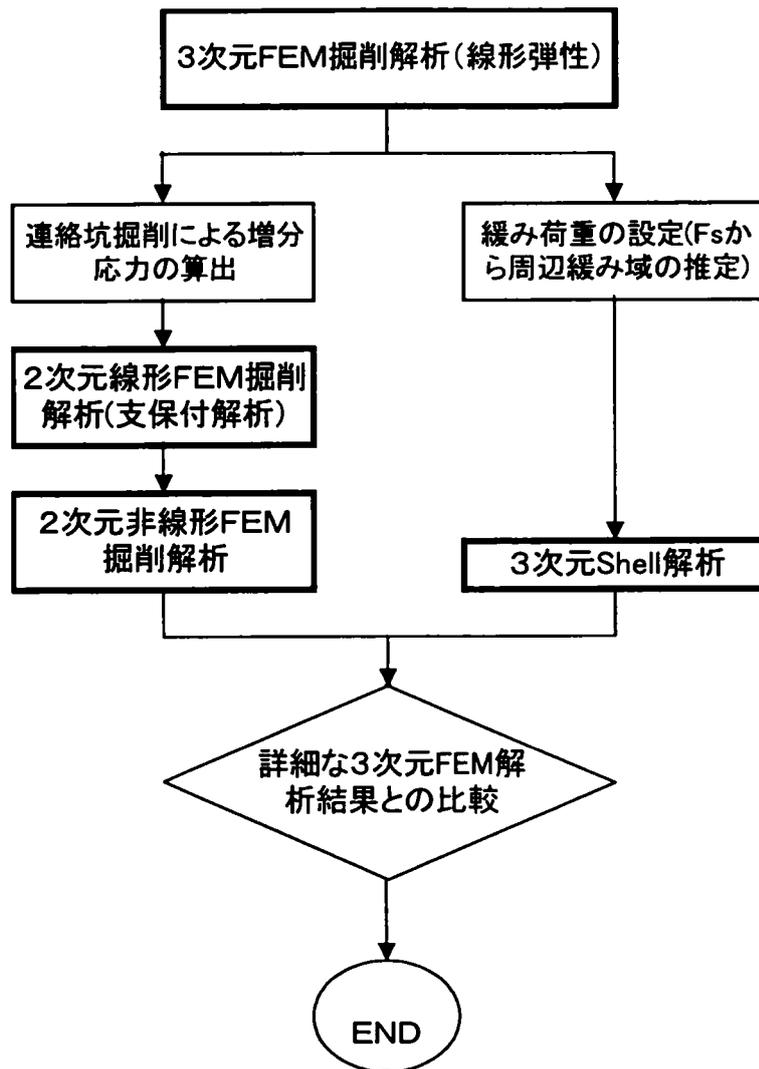
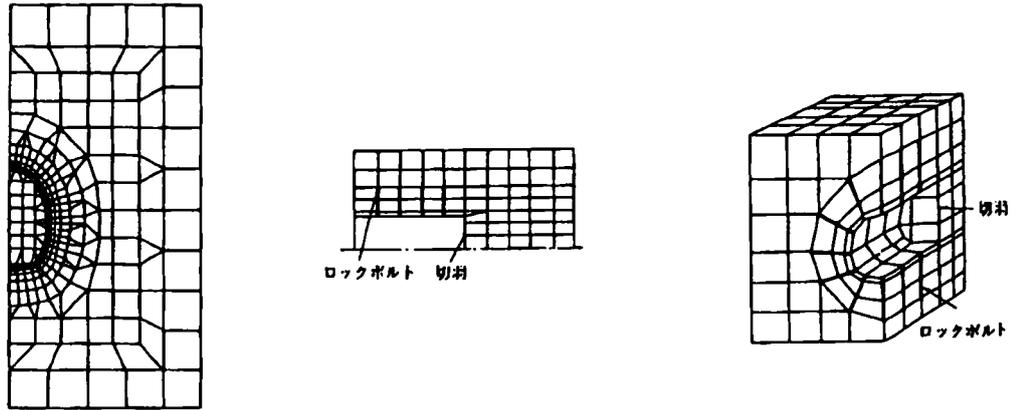


図 3-1 支保構造検討フロー

(1) 有限要素法(FEM)による数値解析

トンネルの応力・変形問題や支保力の算定に関する数値解析法の手法として最も代表的なものが、有限要素法(FEM)である。解析はモデルの設定方法により、図 3-2 に示すような平面ひずみ解析、軸対象解析および三次元解析に大別される。このうち、最もよく用いられるのが平面ひずみ解析であるが、この平面ひずみモデルでは、切羽前面の地山による変形の拘束の影響を考慮できない点が問題となる。

静水圧の地山応力を仮定した軸対象による解析結果や、いくつかの地山の挙動の実測例によれば、この切羽の影響は切羽の前方のトンネル径の3倍程度以内であるとされ、この領域内断面解析を行う場合には、切羽の影響を考慮した掘削解法応力を作用させて解析する方法がとられている。



(a) 平面歪モデル

(b) 軸対象モデル

(c) 三次元モデル

図 3-2 解析モデル

図 3-3 に FEM によるトンネル挙動解析の手順を示す。解析は、まず地山形状、地山物性等の初期条件と初期地圧の設定を行い、その後に掘削や支保の施工等による地山の変位、応力の変化分を算定し、各解析ステップの地山の変位、応力状態を求める。

掘削の効果は、掘削前に掘削領域側から掘削面に作用していた応力を逆方向に作用させることにより考慮する (図 3-4)。

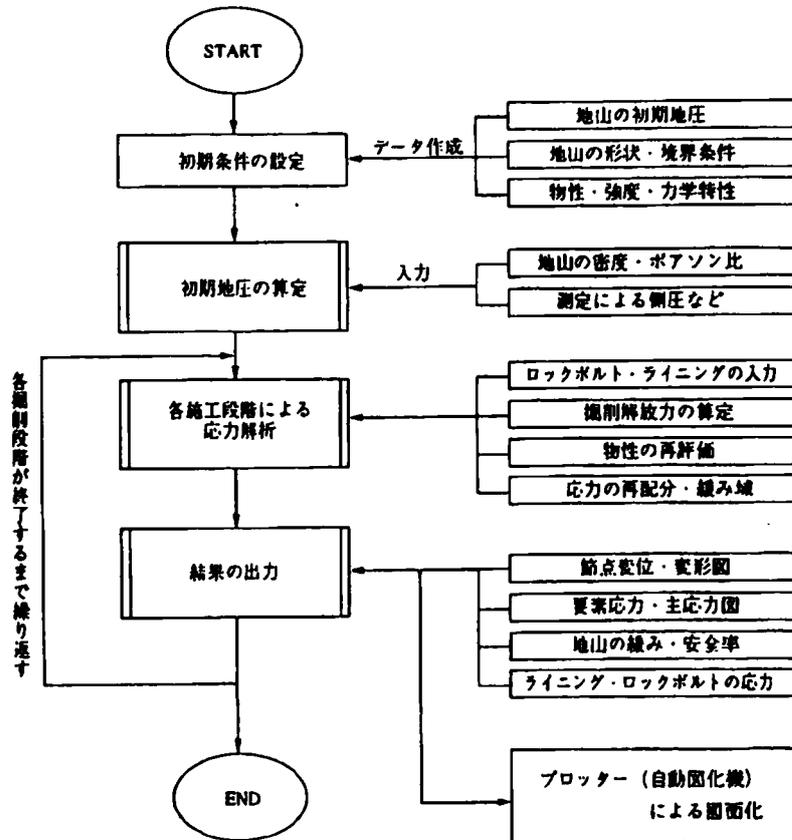


図 3-3 応力解析における計算処理の流れ

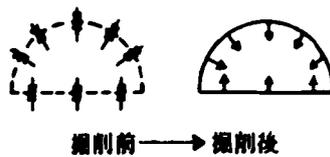


図 3-4 FEM での掘削荷重の考え方

1) 基礎式

地山を連続体として、FEM により解析する場合、要素な荷重と変位の間には次のような基礎式が成立する。

$$\{F\} = \int [B]^T [D] [B] d(\text{vol}) \{\delta\} - \int [N]^T \{P\} d(\text{vol}) \quad (1)$$

ここに、

$\{F\}$: 節点力ベクトル

$\{\delta\}$: 節点変位ベクトル

$\{P\}$: 物体力ベクトル

vol : 要素の体積

$[B]$: 節点変位とひずみを関係づけるマトリックス

$[N]$: 節点変位と要素内の任意の点の変位を関係づけるマトリックス

$[D]$: 応力～ひずみマトリックス

また、節点変位が求めれば、各要素のひずみや応力は以下の式により求まる。

$$\{\varepsilon\} = [B] \{\delta\} \quad (2)$$

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} \quad (3)$$

$[B]$ 、 $[N]$ マトリックスは、成分座標の関数であり、 $\{P\}$ は自重から求められるので、 $[D]$ マトリックスを決定すれば、(1)を $\{\delta\}$ について解くことができる。

2) 変形特性のモデル化

地山材料は、一般に応力～ひずみの非線形特性や粘性特性を有しているため、地山材料の変形特性は、以下のいずれかの方法でモデル化されることが多い。

(a) 弾性、(b) 非線形弾性、(c) 非線形～粘弾性

以下に弾性および非線形弾性の概要を述べる。

(a) 弾性

等方材料の平面ひずみ状態の $[D]$ マトリックスは次のように表せる。

$$[D^e] = \begin{bmatrix} d_{11} & & \text{sym.} \\ d_{21} & d_{22} & \\ 0 & 0 & d_{33} \end{bmatrix} \quad (4)$$

ここで、

$$d_{11} = d_{22} = D(1 - \nu) / \{(1 + \nu)(1 - 2\nu)\}$$

$$d_{21} = D\nu / \{(1 + \nu)(1 - 2\nu)\}$$

$$d_{33} = D / \{2(1 + \nu)\}$$

であり、 ν はポアソン比、 D は変形係数である。また、右肩のサフィックス e は弾性である。

(b) 非線形弾性

図 3-5 に示すように非線形特性を持つ地山に対し、荷重が小さな増分の形で増加していくものとし、各増分段階の間では応力～ひずみの関係は直線の変化をすると仮定して解析する。すなわち、各荷重段階の応力状態に応じて、変形係数 D 、ポアソン比 ν を求め、これを用いて式 (4) により、応力～ひずみマトリックスを作り直し、あたかも弾性体であるかのように解析を行う方法で、増分法と呼んでいる。変形係数、ポアソン比の非線形特性の取り扱いは以下のようにして行う。

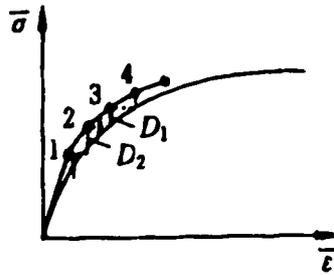


図 3-5 増分法を用いた解析の図式表示

・破壊基準の設定および破壊余裕度の算定

各計算ステップで発生している応力と破壊基準から、次式で表される破壊余裕度 R を算定する (図 3-6 参照)。

$$R = k \cdot \min \{ d_1 / L_1, d_2 / L_2 \} \quad (5)$$

ここに、 k : ゆるみ定数

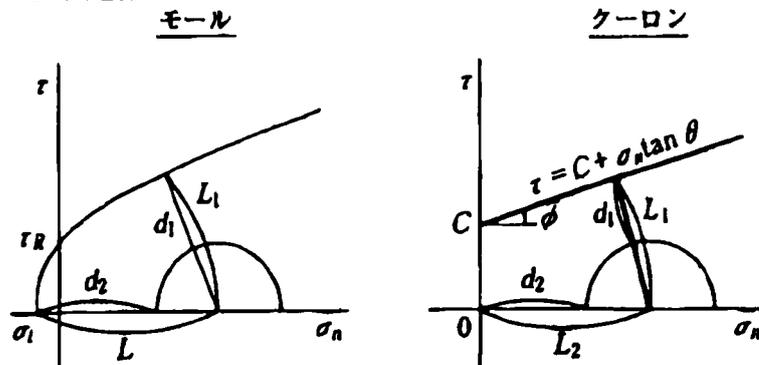


図 3-6 破壊基準と破壊余裕度

・非線形性の表現

変形係数Dおよびポアソン比 ν は、先に述べた破壊余裕度Rを用いて以下のように表現される。

$$\frac{D-D_f}{D_0-D_f} = \begin{cases} 1 & R \geq 1.0 \\ R & 0 < R < 1.0 \\ 0 & R \leq 0 \end{cases} \quad (6)$$

$$\frac{\nu-\nu_f}{\nu_0-\nu_f} = \begin{cases} 1 & R \geq 1.0 \\ R & 0 < R < 1.0 \\ 0 & R \leq 0 \end{cases} \quad (7)$$

ここに、 D_0 ：初期変形係数

D_f ：破壊時変形係数

ν_0 ：初期ポアソン比

ν_f ：初期ポアソン比

これらの値は岩石試験の結果から決定されることが多い。

3) 支保部材のモデル化

(a) ロックボルトのモデル化

FEM 解析において、ロックボルトをモデル化する方法としては、主として次の2つの方法が考えられる。

- ① ロックボルトを、所定の断面積、剛性、強度を持つ線材（ロックボルト要素）としてモデル化する方法
- ② ロックボルトを施工することによる効果を、地山物性が改善されるとして、モデル化する方法

本検討では主として、ロックボルトを地山物性が改善されるとして、バネ支承としてモデル化した。

(b) 吹付けコンクリートおよび鋼製支保工のモデル化

FEM 解析において、ロックボルトをモデル化する方法としては、次の2つの方法がある。

- ① 曲げ剛性、軸剛性を持つビーム要素にモデル化する方法
- ② 地山など同じソリッド要素にモデル化する方法

本検討では、吹付けコンクリートを FEM 解析では主としてビーム要素としてモデル化し、Shell 解析においては Shell 要素としてモデル化した。

(2) 円孔モデル弾塑性解析²⁾

理論解析法の基本的な考え方は、種々の変形や強度特性を有する地山条件の下で、無限弾塑性体等にモデル化された地山に内圧を有する円孔を開けた場合

の解析を行い、得られた壁面変位や塑性領域が許容値内に入るために必要な内圧を求め、それと同等以上の内圧効果を有する支保量を求めるものである。円孔モデルの挙動については、弾性論、線形弾性論、粘弾塑性論等の立場より多くの研究が発表されている。どのようなモデルを使用して円孔解析を行えばよいかについてはまだ定説がないが、本研究においては一般的に使用されている完全弾塑性モデルを使用した（図 3-7）。この場合差応力は一定でなく、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ 、 σ_r に依存する。このモデルで計算された応力分布は、坑道壁面よりある程度奥で σ_θ がピークをとり、定性的には従来の知見と一致するが、時間依存性は表現できない特徴がある。

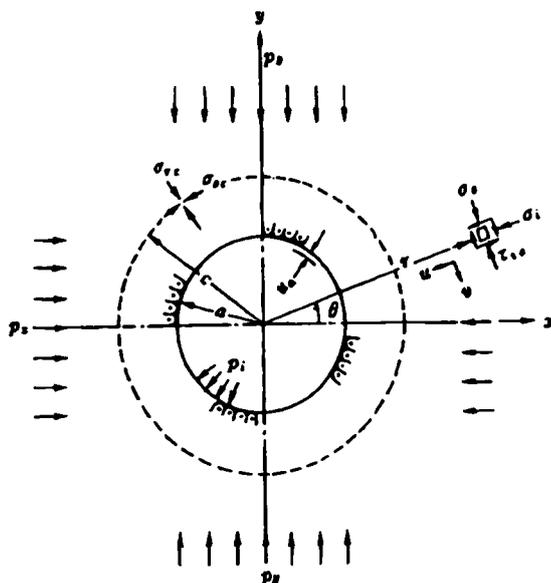


図 3-7 円形トンネルの応力、変位の記号

1) 弾性理論解

無限弾性地山中に円形トンネルを掘削したときのトンネル周辺地山の応力、変位は以下に示すとおりである。

i) 地山応力

$$\sigma_r = \frac{1}{2} (p_x + p_y) \left[1 - \frac{a^2}{r^2} \right] + \left[\frac{1}{2} (p_x - p_y) \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] + p_i \left[\frac{a^2}{r^2} \right] \quad (8)$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} (p_x + p_y) \left[1 + \frac{a^2}{r^2} \right] - \left[\frac{1}{2} (p_x - p_y) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] - p_i \frac{a^2}{r^2} \quad (9)$$

$$\tau_{r,\theta} = -\frac{1}{2} (p_x - p_y) \left[1 + \frac{2a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right] \sin 2\theta \quad (10)$$

ここに、 σ_r : 半径方向応力

σ_θ : 円周方向応力

$\tau_{r,\theta}$: せん断応力

p_x : 初期地山応力(水平方向)

p_y : 初期地山応力(鉛直方向)
 p_i : 支保内圧
 r : トンネル中心からの距離
 a : トンネル半径
 θ : 水平方向からの角度

特に、 $p_x = p_y = p$ のときには、地山応力は以下の式で表される。

$$\sigma_r = p \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + p_i \frac{a^2}{r^2} \quad (11)$$

$$\sigma_\theta = p \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - p_i \frac{a^2}{r^2} \quad (12)$$

ii) 変位

$$\begin{aligned}
 u = & \frac{1-\nu^2}{E} \left[\left(\frac{p_x+p_y}{2} \right) \left(r + \frac{a^2}{r} \right) + \left(\frac{p_x-p_y}{2} \right) \left(r - \frac{a^4}{r^3} + \frac{4a^2}{r} \right) \cos 2\theta \right] \\
 & - \frac{\nu(1+\nu)}{E} \left[\left(\frac{p_x+p_y}{2} \right) \left(r - \frac{a^2}{r} \right) + \left(\frac{p_x-p_y}{2} \right) \left(r - \frac{a^4}{r^3} \right) \cos 2\theta \right] \\
 & - \frac{1+\nu}{2E} \left[(1-2\nu) (p_x+p_y) + p_x-p_y \cos 2\theta \right] r - \frac{(1+\nu)}{E} \frac{a^2}{r} p_i
 \end{aligned} \quad (13)$$

$$\begin{aligned}
 v = & \frac{1-\nu^2}{E} \left[- \left(\frac{p_x-p_y}{2} \right) \left(r + \frac{2a^2}{r} + \frac{a^4}{r^3} \right) \sin 2\theta \right] - \frac{(1+\nu)}{E} \\
 & \times \left[\left(\frac{p_x-p_y}{2} \right) \left(r - \frac{2a^2}{r} + \frac{a^4}{r^3} \right) \sin 2\theta \right] - r \frac{(1+\nu)}{E} \left(\frac{p_x-p_y}{2} \right) \sin 2\theta
 \end{aligned} \quad (14)$$

ここに、 u : 半径方向変位
 v : 円周方向変位
 E : 弾性係数
 ν : ポアソン比

特に、 $p_x = p_y = p$ のときには、変位は以下の式で表される。

$$u = \frac{1+\nu}{E} \frac{a^2}{r} \cdot p \cdot p_i \quad (15)$$

2) 弾塑性理論解

以下の仮定を設ける。

- ①初期地山応力は、 $p_x = p_y = p$ とする。
- ②地山は、完全弾塑性体とし、破壊基準はモール・クローンの直線式 ($\tau = c + \sigma \tan \phi$) を用いる。

i) 地山応力

- ①塑性領域 ($a \leq r \leq c$)

イ) $\phi > 0$ の場合

$$\sigma_r = \left[p_i + \frac{q_u}{\zeta - 1} \right] \left[\frac{r}{a} \right]^{\zeta - 1} \frac{q_u}{\zeta - 1} \quad (16)$$

$$\sigma_\theta = \zeta \left[p_i + \frac{q_u}{\zeta - 1} \right] \left[\frac{r}{a} \right]^{\zeta - 1} \frac{q_u}{\zeta - 1} \quad (17)$$

$$c = a \left[\frac{2}{\zeta + 1} \frac{q_u + p_i (\zeta - 1)}{q_u + p_i (\zeta - 1)} \right]^{\frac{1}{\zeta - 1}} \quad (18)$$

□) $\phi = 0$ の場合

$$\sigma_r = q_u \log \frac{r}{a} + p_i \quad (19)$$

$$\sigma_\theta = q_u \left(1 + \log 1 \frac{r}{a} \right) + p_i \quad (20)$$

$$c = a \exp \left(\frac{2p - 2p_i - q_u}{2q_u} \right) \quad (21)$$

②弾性領域 ($c \leq r$)

$$\sigma_r = p \left(1 - \frac{c^2}{r^2} \right) + \sigma_{rc} \frac{c^2}{r^2} \quad (22)$$

$$\sigma_\theta = p \left(1 + \frac{c^2}{r^2} \right) - \sigma_{rc} \frac{c^2}{r^2} \quad (23)$$

ここで、 σ_{rc} は弾塑性境界における半径方向応力であり、以下の式で表される。

イ) $\phi > 0$ の場合

$$\sigma_{rc} = \frac{1}{1 + \zeta} (2p - q_u) \quad (24)$$

ロ) $\phi = 0$ の場合

$$\sigma_{rc} = p - \frac{q_u}{2} \quad (25)$$

ここに、 q_u : 一軸圧縮強度

ζ : $(1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$

ϕ : 内部摩擦角

c : トンネル中心から弾塑性境界までの距離

ii) 掘削壁面変位

$\phi > 0$ の場合の掘削面の変位は、次式で表される。

$$u_a = \frac{1 - \nu^2}{E} \frac{q_u}{\zeta - 1} a \left[\left[\frac{1 + \alpha \zeta}{\zeta + \alpha} \frac{\nu}{1 - \nu} \right] \left[\frac{p_i}{q_u} (\zeta - 1) + 1 \right] - \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} \right] + c a^{-\alpha} \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E} p \alpha \quad (26)$$

ただし,

$$c_0 = u_c c^\alpha \frac{1-\nu^2}{E} \frac{q_u}{\zeta-1} c^{\alpha+1} \left[\frac{1+\alpha\zeta}{\zeta+\alpha} \frac{\nu}{1-\nu} \frac{p_i}{q_u} \zeta^{-1} + 1 \right] \frac{c}{a} \zeta^{-1} \frac{1-2\nu}{1-\nu} \quad (27)$$

また α は、塑性領域における半径方向のひずみと、円周方向のひずみとを関係づける係数で、三軸圧縮試験により設定する。なお体積変化が生じない場合は $\alpha = 1$ である。

3. 2. 2 重要地中構造物への近接施工の基本方針

(1) 影響検討の流れ

近接構造物への影響検討フローを図 3-8 に示す。

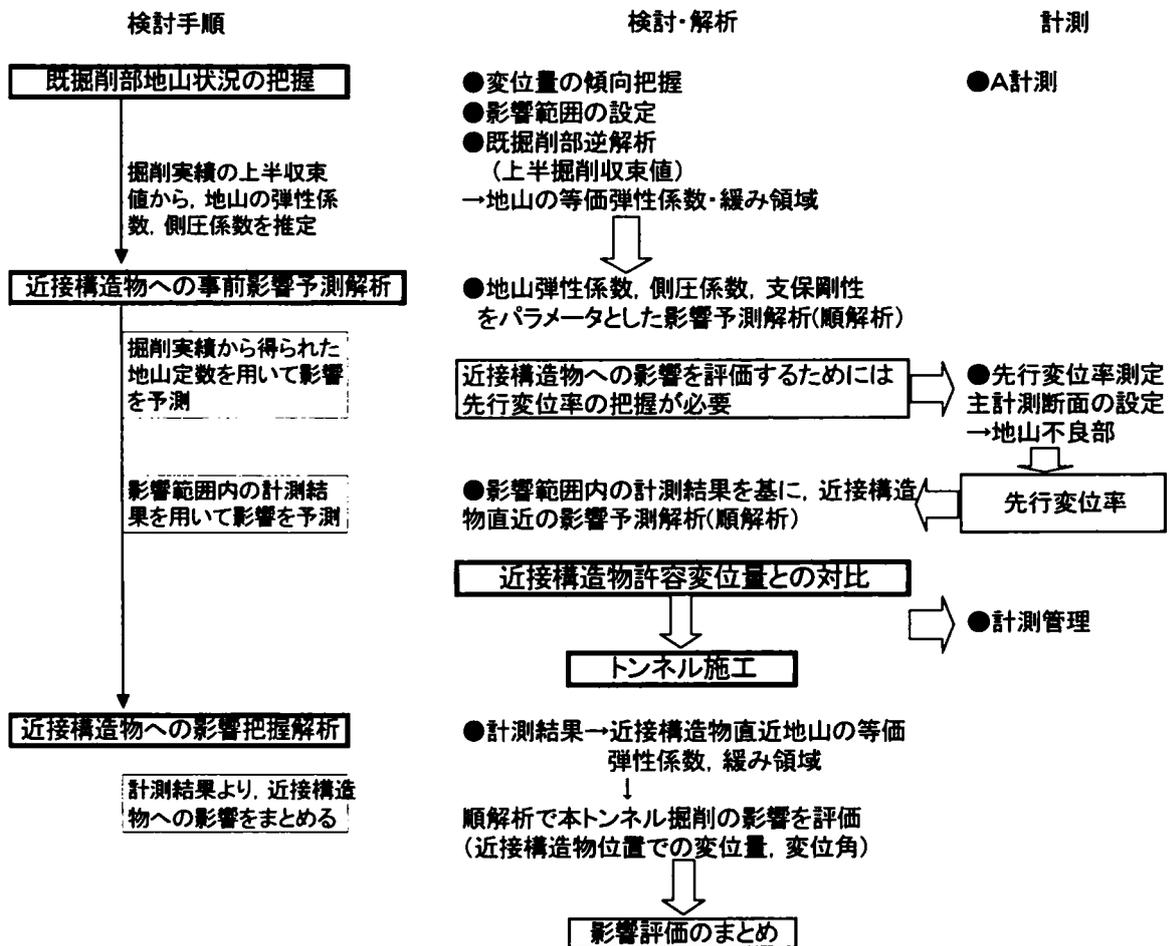


図 3-8 近接構造物への影響検討フロー

近接構造物が地中構造物の場合、直接変位等を計測できないことが多いことから、本研究では、本トンネルの変位等から影響を予測する方法を提案する。

まず掘削部地山の状況を把握するために、A計測結果から変位量の傾向を把握し、影響範囲を設定する。さらに既掘削部のデータを用い、逆解析により地山の等価弾性係数、側圧係数等を推定する。次に推定した地盤定数をインプットデータとして事前予測解析を行い、近接構造物の影響を予測する。このとき、トンネル掘削に伴う先行変位率が重要となるので、先行変位率を計測しておく。また近接構造物の構造特性等から、近接構造物の許容変位量を求め、予測結果と対比しながらトンネルを施工する。

(2) 情報化設計・施工ツール

情報化施工において事前情報となる調査・計測項目およびその利用目的について表 3-1 に示す。

表 3-1 調査・計測項目

計測・測定項目等	情報内容	目的
先進コアボーリング	交差部直下ボーリングコア	・先山予測、施工方針決定
先進ノンコアボーリング(削孔検層)	トンネル軸方向の岩盤評価値(破壊エネルギー)	・先山状況の予測
トンネル内空変位(A計測)	地山ごと・支保構造ごとの内空変位量、 沈下量とその速度	・支保構造の安全性・適合性評価 ・逆解析による地山物性値の推定
支保部材応力・地中変位(B計測)	鋼製支保工及び吹付けコンクリートの 発生応力、地山のゆるみ範囲	・支保構造の安全性・適合性評価 ・近接構造物直下での地山ゆるみ確認
先行変位(B計測)	先行変位率	・管理基準値の設定 ・地山変状事前予測解析に適用
地山内地下水位 (No.2, 3観測孔)	地山内地下水位の経時変化	・近接構造物からの引水評価 ・施行法立案
坑内湧水量(東、西行き)	トンネル掘削延長ごとの湧水量	・近接構造物からの引水有無確認
導水路トンネル湧水量	導水路トンネル入口・出口での連続湧水量	・近接構造物からの引水有無確認

このうち、先進コアボーリング(鉛直、水平)は周辺の地質状況を把握するうえで、あるいは事前支保工設計するうえでの基本情報である。またボーリング孔を利用して、地下水状況を把握する。先進ノンコアボーリング(削孔エネルギー検層)は破壊エネルギー係数 E_v (単位体積の岩盤を破壊するのに要する油圧ドリルのエネルギー)により、前方の地山情報を得るもので、①施工安全性を考慮した前方予知と対策の実施が可能、②地山変化に応じた施工法、支保構造の選定が可能、③先山状況を把握したうえでの事前計画と最適工法の適用が可能となる。A計測は天端や脚部の変位測定、B計測は鋼製支保工、吹付けコンクリート、ロックボルトの応力測定および地中変位測定であり、逆解析あるいは支保工等の安全性評価に用いる。先行変位率は、近接構造物直下に至

るまでに AGF 鋼管内に挿入した水平傾斜計を用い、切羽前方の先行変位を測定しておく。またボーリング孔を利用した地山内水位は、近接構造物の安全性以外に周辺地下水影響の評価等にも利用できる。

3. 2. 3 トンネル特殊部情報化設計・施工の評価手法

トンネル工事の評価手法は、①経験的手法、②逆解析手法、③統計的手法に大別される。これらの手法は当然相互に関連はしているが、対象工事の設計条件等により、範囲、有効性等に差がある。

経験的手法は単なる経験的事実をベースに、あるいは力学的メカニズムとの考察をベースに経験的事実との整合を図るものであり、トンネル特殊部はそれほどの経験がないため不適切である。統計的手法はさらに判別法と決定法に分類される。このうち判別法は、限られた大まかな要因により統計的判別を行い、安全評価に結びつける方法であり、統計的な処理が可能な事例が必要である。一方決定法は、計測情報に基づき、構造物のリスクを推定し、許容されるリスクの範囲内で最適性を追求方法であるが、解析、評価のプロセスや手法の難易性により、現場での適用には難がある。これに対し逆解析法は、第2章で述べた逆解析手法を用いて計測結果より未知のパラメータを逆推定し、予測解析に用いる方法であり、図3-8に示したようにトンネルの地山ひずみに着目する方法や支保工の変位や応力など複数のモードに合致するように逆解析して、解析条件を求め評価する方法でトンネル特殊部での施工に対しても実用的である。

(1) 大断面拡幅・交差部

1) 内空変位

変位の管理基準の設定方法には、表3-2に示すとおり複数の手法があるが、本研究においては「(E)限界ひずみ」により設定することとした。

この手法は、トンネル周辺の地山状態を岩盤の破壊ひずみに着目して管理する手法であり、多くのトンネルで計測管理手法として用いられている。具体的には第2章の図2-5で示した限界ひずみと一軸圧縮強度の関係から、あるいは図3-9に示す限界ひずみと弾性係数の関係から限界ひずみを求め、その限界ひずみに対応する限界変位量を計算して、管理基準とするものである。ここで、一軸圧縮強度は主に室内試験結果により、また弾性係数は逆解析結果から求まる。本研究では現地における計測データから、第2章で述べた逆解析により求めた弾性係数を用いて、図3-9から限界ひずみを算出する方法を採用する。

表 3-2 管理基準の設定方法³⁾

管理基準値の設定方法		内 容
施行実績による設定	A 支保パターンの限界を示す内空変位より設定	支保パターンごとに限界を示す最大変位量を、施行実績より求め管理値を設定する
	B 変状データからの設定	支保部材の変状状況と変位量の関係から管理値を設定する
	C 計測結果の分析結果より設定	初期変位速度、1D時変位量等と刺繍変位量の関係を統計解析することにより管理値を設定する
	D 先進ボーリングと計測結果より設定	先進ボーリングより得られたRGDと変位量の関係を統計解析することにより管理値を設定する
E 限界ひずみにより設定	岩の一軸圧縮強度試験による限界ひずみを用いて管理値を設定する(文献等の一般値から設定)	
F 理論解析により設定	数値理論解析による変位量から管理値を求める	
G FEM解析により設定	FEM解析結果を基に管理値を設定する	
H 地山のせん断変形により設定	トンネル上部地山のせん断変形に着目する方法(Q' 値法)	

たとえば限界地山等級をD1とし、変形係数 E N/mm^2 とすると、図 3-9 からひずみは ε_0 % となる。したがって限界変位量は

$$U_r = \varepsilon_0 \cdot r \quad (28)$$

ここに r : トンネル中心からの距離 (転換坑部最大断面 $r = 8,900mm$)

ε_0 : 限界ひずみ

U_r : r における半径方向の変位

となる。この値から、実測結果の先行変位率 α をとして許容変位量を計算するものである。

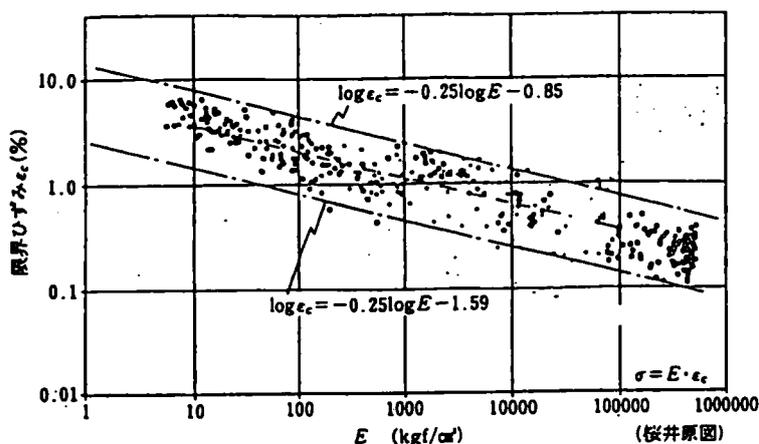


図 3-9 限界ひずみと弾性係数の関係⁴⁾

2) 支保部材の管理

変位の管理基準値がA計測から求まるのに対し、B計測から支保部材の管理基準値を定める。

表 3-3 に支保部材の応力等についての管理値を示す。

表 3-3 で、管理値Ⅰは長期許容応力、管理値Ⅱは短期許容応力、管理値Ⅲは耐力とした。すなわち、各支保部材の降伏応力あるいは標準強度等を管理値Ⅲとし、その3分の1を管理値Ⅰ、3分の2を管理値Ⅱに定めることにした。

表 3-3 支保部材管理値

計測項目	管理値Ⅰ	管理値Ⅱ	管理値Ⅲ	備考
ロックボルト軸力(ton)	10	15	18	素材の降伏応力(STD50)
吹付けコンクリート応力(kgf/cm ²)	60	90	180	標準強度($\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$)
	120	180	360	高強度材($\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$)
鋼アーチ支保工応力(kgf/cm ²)	σ_s	1400	1900	一般鋼材の耐力
	τ_s	800	1200	(SS400)
	σ_s	2600	3500	高規格鋼の耐力
	τ_s	1500	2250	(SS540)
PSアンカー荷重(ton)	44	55	62	F70(SEE)

3) 管理レベルと体制

1), 2) で述べた各管理レベルを表 3-4 に、またそのときの管理体制を表 3-5 に示す。

表 3-4 管理レベル

管理レベル	管理状況
管理値Ⅰ	変状までには至らないが、挙動監視の強化が必要であるレベル
管理値Ⅱ	変状までには至らないと想定されるが、変状が進展する可能性があるレベル
管理値Ⅲ	部分的に変状が生じ、掘削を続行することにより全体的な変状に進展する可能性が高いと判断されるレベル

表 3-5 管理体制

区分	管理レベル	計測管理体制	施工管理体制
A 通常	Ⅰ以下	通常の計測体制	通常施行
B 注意	Ⅰ～Ⅱ	計測頻度の増加、目視観察強化、要因の分析	通常施行、支保状況の点検強化
C 要注意	Ⅱ～Ⅲ	計測頻度の増加、目視観察強化、測点の追加、要因の分析と対応検討	掘削一時中止、支保状況の点検強化 地山の調査・観察、対策工の実施
D 嚴重注意	Ⅲ以上	24時間嚴重監視、対策工の効果の確認	掘削中止、対策工の選定・実施、支保パターンの変更

(2) 重要構造物への近接施工

1) 天端沈下量に対する管理基準値

複数の破碎帯が分布する地山において、地中重要構造物への影響を極力抑えて、安全に本トンネルを構築するために、施工上管理値を定める必要がある。地中構造物自体を直接計測評価できないことから、本研究では計測可能な本トンネルの天端沈下量に対して、以下の手順により管理値を設定する。

i) 既設の地中構造物が無筋の線状構造物であることから、相対沈下による覆工コンクリートの応力度が増加し、ひび割れが問題となると考え、傾斜角に着目し、許容傾斜角を設定する。

- $\theta_{cr} = 0.3 \times 10^{-3} \text{rad}$: 建築基礎設計指針 (日本建築学会) 「コンクリートブロック造構造の限界変形角」の下限值=有害なひび割れが発生するかしないかの境界の状態に対応

ii) 本トンネルの掘削により、地中構造物にに許容傾斜角 θ_{cr} が発生する場合の最大変位量 δa を定義し、東・西行両トンネルの掘削を考慮し、

3. 2. 1で述べた弾性円孔理論解にてトライアルで検討する (図 3-10)。

- $\delta a = 18\text{mm}$ (東行, 西行トンネルの中央部の導水路トンネル鉛直変位)

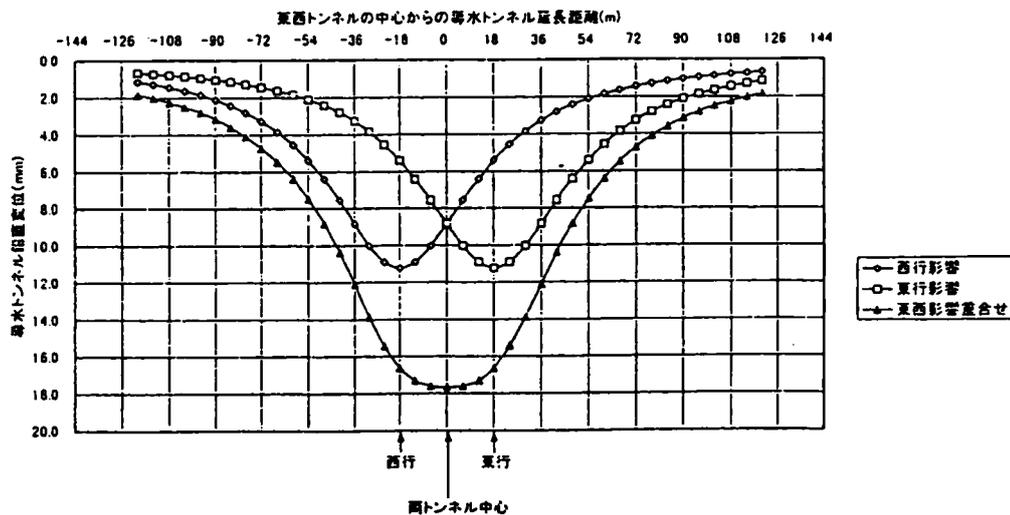


図 3-10 トンネル掘削影響による導水路トンネル鉛直変位
(トンネル天端沈下=35mm, 先行変位率 $\alpha = 50\%$)

iii) 弾性理論解で地中構造物が θ_{cr} (つまり δ_a) となる時の本トンネル天端沈下量 δ_o (壁面変位) を算定する。

- ・全変位 $\delta_o = 70\text{mm}$
- ・先行変位率 $\alpha = 50\%$ (安全側に設定)
- ・許容可能変位 $\delta = \alpha \cdot \delta_o = 35\text{mm}$ (天端沈下)

iv) 天端沈下量に対する管理値を、許容値の75%と設定する。

- ・掘削時管理値 $\delta' = 35\text{mm} \times 75\% = 25\text{mm}$ (掘削完了状態での計測可能変位)
- ・そのときの地中構造物の最大傾斜角 $\theta' = 0.22 \times 10^{-3}\text{rad}$

上記により算定した天端許容沈下量に対し、管理基準値を表3-6に示すように規定する。

2) 支保工応力に対する管理基準値

支保部材の健全性を評価するため、部材応力に対する管理値を許容応力度を基に、表3-6に示すように規定する。

また、各変状ランクに対する施工の対応方針を表3-7のように定めた。

表 3-6 管理基準値

①天端沈下計測値に対する管理基準値

	掘削完了時	上半掘削時	下半掘削時	備考
管理値Ⅰ	13	9	4	許容天端沈下量の50%
管理値Ⅱ	19	13	6	許容天端沈下量の75%
管理値Ⅲ	25	18	7	許容天端沈下量の100%

(注) 上半掘削時と過半掘削時増分の比率は断面積費 7:3 で按分

②支保工応力

(kgf/cm²)

計測項目	管理値Ⅰ	管理値Ⅱ	管理値Ⅲ	レベル決定根拠	
吹付けコンクリート $\sigma_{ck}=180$	60	75	90	Ⅰ:長期許容応力度	
鋼製支保工 (SS400)	σ_s	1400	1750	2100	Ⅱ:(Ⅰ+Ⅱ)/2
	τ_s	800	1000	1200	Ⅲ:短期許容応力度

表 3-7 対応方針

	天端沈下量 δ	対応策(計測断面)	前方類似地山施行へのフィードバック
ランク1	$\delta < \text{管理値Ⅰ}$	・定常観察	・特になし
ランク2	$\text{管理値Ⅰ} \leq \delta < \text{管理値Ⅱ}$	・監視強化 ・脚部沈下補強(ウレタン注入)	・ウイングリブ導入 ・脚部地山の補強
ランク3	$\text{管理値Ⅱ} \leq \delta < \text{管理値Ⅲ}$	・上半部仮閉合 ・下半掘削工法の検討	・早期閉合基本の施行法の導入
ランク4	$\text{管理値Ⅲ} \leq \delta$	・掘削中止 ・下半早期掘削, 本閉合	・支保構造, 施行法の見直し

3.3 トンネル周辺地下水環境に配慮した情報化設計・施工法

3.3.1 地下水環境負荷影響に対する基本方針

トンネル工事において、特に NATM トンネルの場合地下水低下工法の選定や排水計画の立案は、支障なく工事を進めるために重要な検討項目の一つであるとともに、近年その立地条件から周辺の地下水環境への対応を迫られることが多くなってきている。周辺地下水への負荷を軽減するためには、非排水型のトンネルとする必要があるが、NATM の場合トンネル構造を防水型にする対応は、施工中の完全止水は不可能であり、周辺地下水辺へ何らかの影響を及ぼすことから無理がある。また破碎帯部など突発湧水が予想される箇所は、施工中地下水を一旦低下させることが原則である。さらに防水型を採用する場合、破碎部のみでは効果がなく、トンネルのほぼ全長にわたって対策を講じる必要があり不経済となる。一方浸透流解析によれば、透水係数が 10^{-5} cm/sec であればトンネル湧水はかなり抑制できることから、湧水卓越箇所は局部的と考えられる。

以上のことから、周辺地下水が完全に復水しない以上、トンネル構造のみによる対応は抜本的な対策にはならず、区間を限った防水型でも（排水型＋地表対策）よりもかなり不経済になることから、トンネル構造以外の対策案を講じる必要性が高まっている。

地下水環境負荷検討フローを図 3-11 に示すが、本研究では、トンネル掘削に伴う周辺地下水対策を検討する上で重要となる周辺地下水への環境負荷の影響度合いを、トンネル掘削中の掘削状況に応じて計測結果と数値解析により、設計および施工法の妥当性を確認し、次施工にフィードバックさせる「地下水情報化設計・施工法」を提案する。

トンネル掘削による周辺地下水の環境負荷を検討する上で以下に示す課題がある。

①破碎帯の有無（分布）

破碎帯が多く存在すれば沢水引水量は増加し、少なれば減少する。したがって、破碎帯の有無の見極めが重要である。

②破碎帯の透水係数

破碎帯の透水係数のずれによっては引水量は大きく変動するため、破碎帯の透水係数をいくらに設定するかが重要である。

また破碎帯以外の地山の透水係数の不均一性も想定されるため、鉛直方向、水平方向の設定が課題となる。

③周辺地下水流域の滞水構造

周辺地下水流域の上部と下部の水位変化に差異が発生している場合、地山の上部と下部の帯水層に連続性が少ないことを意味しており、トンネル掘削の影響が地表部付近の上部地下水に対して影響が現れにくい可能性がある。

本研究では上記の課題に対して、事前情報は言うまでもなく、施工中の観測孔、表面水の水位計測結果やトンネル湧水状況を勘案し、モデルの修正を行いつつ、次施工の予測解析を実施する。

本研究で提案する評価システムは、以下の解析ステージから成り立っている。

①地盤モデルの作成

地形、地質、地下水情報を基に、水理地質条件、帯水層構造、および表流水を含めた大規模3次元地盤モデルを構築する。

②施工実績に伴う検証解析

事前にトンネル掘削段階に伴う複雑な地下水挙動を3次元浸透流解析を用いて予測し、施工実績をフィードバックし地盤モデルの検証を行う。

③予測解析

モデルの精度の向上を図りながら、未施工部の地下水挙動を予測する。各過程を繰り返して、現況に近似した条件における最適施工方法の選定や影響許容値の設定、周辺地下水環境の保全対策の提案、最終的な影響評価を行う。

地盤モデルについては、2次元モデル、準3次元モデル、3次元モデルがあるが、①高透水層や難透水層が3次的に介在するなど、地形地質が複雑であること、②影響検討対象物が広範囲に分布しており、また地下水流の回り込みを考慮しなければならないこと、③トンネル完成後の地下水の復水を検討する必要があることなどから、本研究においては大規模3次元モデルを構築する。

解析は、まず既施工区間に対し検証解析を行い、地盤モデル等の検証を行う。すなわち、現場での計測データと予め検討していた予測解析結果を照合しながら、破碎帯の分布構造や透水係数の補正等、地盤モデルの修正を行う。次に修正された新しい地盤モデルにより、未施工区間の地下水挙動を予測することにより、予測精度の向上を図る。

3.3.2 影響予測手法

(1) 情報化施工システム⁵⁾

トンネル掘削に伴う地下水環境は現況を維持することが原則であり、複雑な地下水保全対策を要求される社会的な背景を考慮して、トンネル掘削に伴う地下水環境影響評価を実施することが重要である。そのためには地下水挙動の予測結果に基づいた地下水対策工の必要性評価、それに伴う保全対策方法の提案、予測結果によるモニタリング体制の整備、監視基準の設定を目的とした地下水挙動の予測解析をトンネル施工に組み込んだ情報化施工システムが必要である。図 3-12 に本研究における「地下水管理の情報化設計・施工システム」の概念を示す。

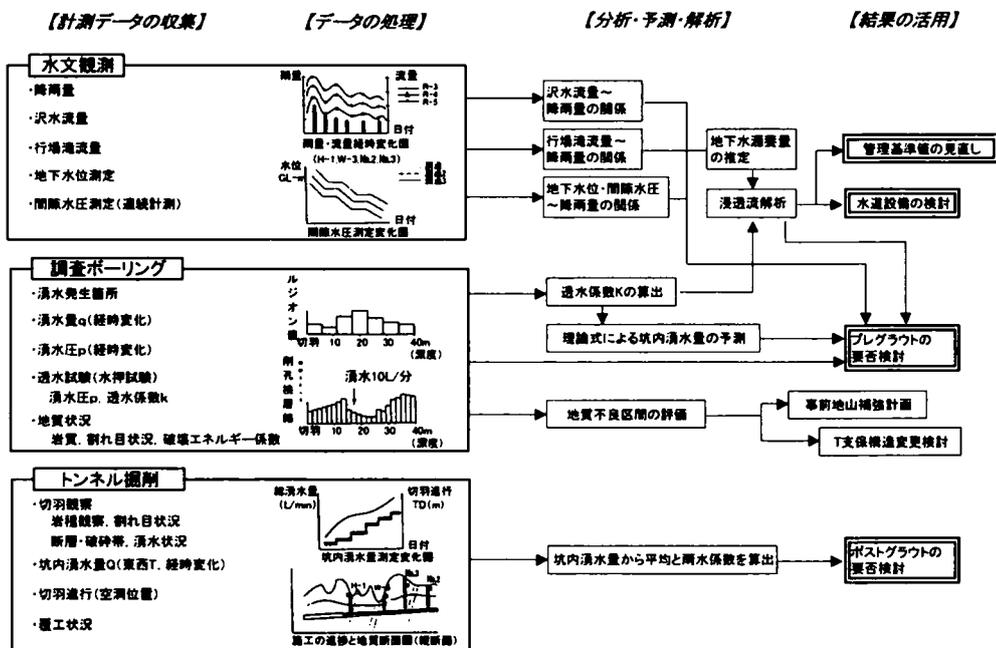


図 3-12 地下水管理の情報化設計・施工システム

トンネル掘進に合わせて坑内外の水文・地質情報を一元化し、掘削が地表水、地中水に及ぼす影響を逐次判断して行く。実施工を遂行して行く上での具体的対策方針は以下の通りとする。

- ① トンネル構造は排水型である。安全に施工するため、ボーリングにより事前の地下水低下を図り、突発湧水を回避する。
- ② 切羽通過後も大量湧水が継続する場合は局所的な難透水ゾーンを構築する。恒常湧水を抑制する。

③水位低下時の滝，沢水は現況復旧を基本とし，特に「行場の滝」の利用に支障が起きないように応急対策を実施する。

(2) 情報化施工ツール

1) 先行調査ボーリング

先行調査ボーリングは，トンネル工事の情報化施工を実施する上において核となる手段である。表 3-8 にトンネル工事で実施する先行調査ボーリングの種類を示す。

表 3-8 先行調査ボーリング一覧表

ボーリング名称	仕様・適用機械等	採取データ	結果の活用
削孔検層 ノコアボーリング	<ul style="list-style-type: none"> 機械: 削孔検層装置付削岩機 ボーリング孔 φ75m/m, L=30m ノコア 施工時間: 3~4時間/本 	<ul style="list-style-type: none"> 破壊エネルギー係数 削孔スライム 湧水量 	<ul style="list-style-type: none"> 帯水層, 透水層の存在位置と規模の推定 粘土層(不透水層)の存在推定 岩種概略推定 補助工法要否判定
ロータリーパーカッション ノコアボーリング	<ul style="list-style-type: none"> 機械: R&P専用マシン ボーリング孔 φ135m/m, L=70m ノコア 施工時間(二重管削孔): 2日/本 	<ul style="list-style-type: none"> ノミ下がり速度 削孔スライム 湧水量 湧水圧 	<ul style="list-style-type: none"> 過大湧水部推定 (湧水量, 圧による) 早期湧水対策立案 切羽前方地質予測
ロータリーボーリングマシン コアボーリング	<ul style="list-style-type: none"> 機械: 汎用ロータリーボーリングマシン ボーリング孔 φ66m/m, L=100m コア 施工時間: 2~3週間/本 	<ul style="list-style-type: none"> ボーリングコア 湧水量 湧水圧 透水試験結果 	<ul style="list-style-type: none"> 岩種, 風化程度把握 透水層確認 透水係数概略把握 数値解析入力値

先行調査ボーリングの実施に当たっては，工事着手前の地表面弾性波探査，鉛直コアボーリング，高密度電気探査等から推定された「破碎帯」，「低速度帯」，「岩層境」，「含水（滞水）領域」，「沢直近」などの存在に合わせて，目的を絞り，単独あるいは組み合わせで実施するものとする。

2) 水文観測

水文観測となる領域決定は，トンネル周辺の水利用調査および水文学的手法を用いて影響範囲を想定しながら実施する。地上水，地下水は降雨量に大きく左右されることから，観測は工事着手前から行い，季節変動や年較差などを事前に把握できるよう計画しなければならない。

代表的な観測項目と観測手法を表 3-9 に示す。

表 3-9 水文観測項目

調査項目	観測手法	箇所数	着手前	近接～通過	通過後
沢流量	・容器法・流速法・三角堰+水位計	24	1回/月	2回/月～2回/週	1回/月
行場滝流量	・容器法	11	1回/月	2回/月	1回/月
地山水位	・間隙水圧計・水圧式水位計・ロープ式水位計	6	1回/月	連続	1回/月
沢区間流量	・容器法(放水箇所 上下流)	3	1回/月	2回/月	—
既存井戸調査	・水圧式水位計・自記水位計・ロープ式水位計	16	—	1回/月	1回/月
池水位	・水圧式水位計	1	1回/月	連続	1回/月
水質調査	・飲適試験・ヘキサ項目試験	7	1回/年	1回/年	1回/月

・観測頻度は標準値を示す。変化動向、重要度、緊急度に応じて頻度は見直した。
 ・連続観測においても、電話送信以外のものはデータ回収頻度を上げて対応した。

(3) 解析手法^{6), 7), 8), 9), 10), 11), 12), 13), 14), 15)}

地下水挙動の解析には、FEM による浸透流解析が主流であり、本研究においても不均質地盤および複雑な地下水面形状や降雨浸透を考慮した解析を行うことができる飽和-不飽和浸透流解析を行う。この飽和-不飽和浸透流解析は基本的にダルシー法則に則った解析手法であり、飽和領域と不飽和領域を統一的に取り扱えるため、降雨浸透を考慮した多層地盤内の地下水挙動の定常および非定常解析を行うことができる。解析モデルは鉛直2次元および3次元モデルがあるが、本研究では地形や水文物件の広がり considering 大規模3次元モデルを採用する。以下に飽和-不飽和浸透流解析について述べる。

1) 飽和-不飽和浸透流の支配方程式

飽和-不飽和土中を運動する水に対する連続の式は、質量保存則より導かれた Richards の方程式を用いると次式で表される。

$$-div \rho \vec{v} = -\vec{\nabla} \cdot \rho \vec{v} = \frac{\partial}{\partial t} (\rho \theta) \quad (29)$$

ここに、 ρ : 水の密度

\vec{v} : 流速

θ : 土の単位体積に含まれる水の体積で定義される体積含水率

一方、土中の水の運動を規定する運動方程式としては、透水係数 K が体積含水率 θ もしくは毛管ポテンシャル Ψ の関数と仮定した上で Darcy と Buckingham の方程式より次式で表される。

$$\vec{v} = -K(\theta) \nabla h \quad (30)$$

ここに、 $K(\theta)$ は2次式の透水係数テンソル、 h は全水頭で、

$$h = \Psi + X_3 \quad (31)$$

すなわち、圧力水頭 Ψ （不飽和状態では毛管ポテンシャル）と位置水頭 X_3 の和で定義される。

式(29)、(30)、(31)より

$$\text{div} \rho K(\theta) \nabla h = \frac{\partial}{\partial t} (\rho \theta) \quad (32)$$

が導かれるが、この式(32)が飽和-不飽和領域の浸透流の支配方程式である。式(32)において水の密度 ρ が空間、時間に対して不変であると仮定すれば次式を得る。

$$\text{div} K(\theta) \nabla h = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (33)$$

式(33)は Richards のポテンシャル方程式である。一方、体積含水率 θ は土の間隙率 n と飽和度 S_w ($0 \leq S_w \leq 1$) の積であり、

$$\theta = n S_w \quad (34)$$

で表される。式(32)と式(34)から、圧力水頭 Ψ がただ一つの独立変数になる方程式に変換すると、

$$\begin{aligned} \text{div} \rho K(\Psi) \nabla (\Psi + X_3) &= \frac{\partial}{\partial t} (\rho n S_w) \\ &= \frac{d}{d\Psi} (\rho n S_w) \frac{\partial \Psi}{\partial t} \\ &= \left[n S_w \frac{d\rho}{d\Psi} + \rho S_w \frac{dS_w}{d\Psi} \right] \frac{\partial \Psi}{\partial t} \end{aligned} \quad (35)$$

ここで、式(35)の右辺第1項および第2項は非常に重要なある可能性を示し

ている。

すなわち、これらの項は従来の浸透流解析で無視されてきた土の変形との連成を表す式である。圧力水頭による水の圧縮性を考慮するときには第1項が必要となる。また、圧密などにより土の間隙比あるいは間隙率が変わるときには、第2項を考慮することにより土の変形と水の流れの相互作用の問題を解くことができる。

式(35)において圧力水頭変化による水の圧縮を無視し、不飽和領域においては圧力水頭変化による間隙率の変化が生じないものと仮定すると、式(35)は次に示す浸透の支配方程式となる。

$$\text{div} \mathbf{K}(\Psi) \nabla (\Psi + X_3) = c(\Psi) + \alpha S_w \frac{\partial \Psi}{\partial t} \quad (36)$$

ここに、 $\alpha = (0 : \text{不飽和領域} \quad 1 : \text{飽和領域})$

また、 $S_w = dn/d\Psi$ は比貯留係数、 $c(\Psi) = d\theta/d\Psi$ は比水分容量である。

$c(\Psi)$ は、圧力水頭の増分に対する体積含水率の変化の割合を示す。したがって、浸透が進行して飽和になると $c(\Psi) = 0$ となり、明らかに式(36)は飽和領域内の浸透の支配方程式となる。すなわち、式(36)は飽和-不飽和領域の浸透流を支配する方程式と考えてよい。

式(36)を解くためには、初期条件および境界条件が必要となる。境界条件には、水頭が既知の境界と流量が既知の境界がある、これらの条件から有限要素法などにより解が求められる。

2) 浸透流の支配方程式と有限要素近似

飽和・不飽和を含む多孔質媒体内の浸透を支配する方程式は連続の式とダルシーの法則より次式で表される。

$$\frac{\partial}{\partial X_i} \left\{ k_r \theta k_{ij} \frac{\partial \Psi}{\partial X_j} + k_r \theta k_{i3} \right\} + q = C(\Psi) + \alpha S_w \frac{\partial \Psi}{\partial t} \quad (i,j=1,2,3) \quad (37)$$

ここに、
 ψ : 圧力水頭
 X_i : 全体座標
 t : 時間
 k_{ij} : 飽和の透水テンソル

- $k_r(\theta)$: 比透水係数 ($0 \leq k_r(\theta) \leq 1$)
- q : 単位体積当りの流量
- $C(\theta)$: 比水分容量 ($= \partial \theta / \partial \psi$)
- θ : 体積含水率 ($= n S_r$)
- n : 空隙率
- S_r : 飽和度 ($0 \leq S_r \leq 1$)
- S_s : 比貯留係数
- α : 飽和時に 1, 不飽和時に 0 の係数

式(37)は通常、重み付き残差法により、有限要素定式化され、次式のように表される。

$$\omega A_{ij}^{k+\omega} + B_{ij}^{k+\omega} / \Delta t_k \cdot \Psi_j^{k+\omega} - F_i^{k+\omega} = \omega - 1 \cdot A_{ij}^{k+\omega} \Psi_j^k + B_{ij}^{k+\omega} / \Delta t_k \cdot \Psi_i^k \quad (38)$$

$$A_{ij} = \sum A_{ij}^e = \sum \int k_{ijk}(\theta) \frac{\partial N_i}{\partial X_i} \frac{\partial N_j}{\partial X_j} dv$$

$$B_{ij} = \sum B_{ij}^e \int_{ve} v N_i N_j dv$$

$$F_i = \sum F_i^e = \sum \int_{ve} N_j q dV + \sum \int_e v_n N_i d\Gamma - \sum \int_{ve} k_{ijk}(\theta) \frac{\partial N_i}{\partial X_i} e_j dV$$

($i, j = 1, 2, 3, \dots, n$)

ここに、 N は形状係数、 ω は時間に関する重み係数 ($0 < \omega \leq 1$)、サフィックスの k は時間ステップ、 A, B, F は各々係数マトリックスあるいはベクトルを表わす。 I, J は節点を示す指標であり、総和は全要素数 m にわたって行われる。 $(X_i$: 全体座標, e_j : X_3 方向の単位重力ベクトル, $v = C(\theta) + \alpha S_s$, V_n : 境界面の法線方向の流速ベクトル)

式(38)の両辺をまとめると、式(39)のような簡単なマトリックスの形に表すことができる。

$$\sum_e C_{ij}^e \Psi_j = \sum_e Q_j^e \quad (39)$$

$$\sum_e C_{ij}^e = \omega A_{ij}^{k+\omega} + B_{ij}^{k+\omega} / \Delta t_k$$

$$\sum_e Q_1^e = F_1^{k+\omega} - (\omega-1) \{ A_{ij}^{k+\omega} \Psi_j^k + B_{ij}^{k+\omega} \Delta t_k \Psi_j^k \} \quad (40)$$

式(40)で表される連立方程式は、不飽和領域内の浸透を扱うための非線形となる。そこで各時間ステップにおいて i 回目の反復で得られた解 ψ と前回の解 ψ_{OLD} の差の絶対値が所定の許容誤差 ε に収束するまで解を次式により仮定し、 ψ_{NEW} を用いて式(40)を新たに構築し再度解くと次回の解が得られる。ここに、式(41)の β はリラグゼーションファクタである。この反復過程には通常 Picard 反復法 (ループ 1) と呼ばれる方法を用いる。

$$\Psi_{new} = \Psi_{old} + \beta (\Psi - \Psi_{old}), \quad (0 < \beta < 1) \quad (41)$$

3) SSOR法

三次元帯水層における六面体、五面体を要素とする三次元の FEM モデルを設定すれば一要素に関する浸透の支配方程式は式(40)を用いて表せる。式(40)の左辺の要素マトリックスについて、面 1 面 2 の両方に関係した成分を右辺に移行すると次式が得られる。

$$\begin{pmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & & & & & \\ & \cdot & \cdot & & & 0 & & & \\ C_{41} & C_{42} & C_{43} & C_{44} & & & & & \\ & & & & C_{55} & C_{56} & C_{57} & C_{58} & \\ & & 0 & & & \cdot & \cdot & & \\ & & & & C_{85} & C_{86} & C_{87} & C_{88} & \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Psi_1 \\ \cdot \\ \Psi_4 \\ \Psi_5 \\ \cdot \\ \Psi_8 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} Q_1 - R_1 \\ \cdot \\ Q_4 - R_4 \\ Q_5 - R_5 \\ \cdot \\ Q_8 - R_8 \end{pmatrix} \quad (42)$$

$$R_1 = C_{15} \Psi_5 - C_{16} \Psi_6 - C_{17} \Psi_7 - C_{18} \Psi_8$$

$$R_2 = C_{25} \Psi_5 - C_{26} \Psi_6 - C_{27} \Psi_7 - C_{28} \Psi_8$$

$$R_3 = C_{35} \Psi_5 - C_{36} \Psi_6 - C_{37} \Psi_7 - C_{38} \Psi_8$$

$$R_4 = C_{45} \Psi_5 - C_{46} \Psi_6 - C_{47} \Psi_7 - C_{48} \Psi_8$$

$$R_5 = C_{55} \Psi_5 - C_{56} \Psi_6 - C_{57} \Psi_7 - C_{58} \Psi_8$$

$$R_6 = C_{65} \Psi_5 - C_{66} \Psi_6 - C_{67} \Psi_7 - C_{68} \Psi_8$$

$$R_7 = C_{75} \Psi_5 - C_{76} \Psi_6 - C_{77} \Psi_7 - C_{78} \Psi_8$$

$$R_8 = C_{85} \Psi_5 - C_{86} \Psi_6 - C_{87} \Psi_7 - C_{88} \Psi_8$$

式(42)を簡単にするため、マトリックスを表示すると式(43)のように表される。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{G}_{11} & 0 \\ 0 & \mathbf{G}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Psi_1 \\ \Psi_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_1 - \mathbf{G}_{12} \Psi_2 \\ \mathbf{R}_2 - \mathbf{G}_{21} \Psi_1 \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{R}_1^* \\ \mathbf{R}_2^* \end{Bmatrix} \quad (43)$$

式(43)の \mathbf{G}_{11} 、 \mathbf{G}_{22} は各々面1、面2のみで決定される要素剛性マトリックスである。そこで、三次元FEMモデル内に、節点数および要素数の等しい L 枚の鉛直スライス面をとると、式(43)で表される要素マトリックス式は各スライス面 i について次式のように拡張される。

$$[\mathbf{G}]_{ii} \{\Psi\}_i = \{\mathbf{R}\}_i \quad (44)$$

ここに、 $\{\Psi\}_i$: i スライス面上の未知節点水頭。

$$[\mathbf{G}]_{ii} = \sum_e \mathbf{G}_{kk}$$

$$\{\mathbf{R}\}_i = \sum_e \mathbf{R}_{k^*, 1 \text{ or } 2} \quad (i=1, 2, 3, \dots, L)$$

ただし、総和はスライス面 i をもつ要素についてなされる。式(44)を全スライス面について示すと式(45)の形が得られる。式(45)は三次元のマトリックス式が2次元の独立したスライス面に関するマトリックス式に分解されたことを意味する。換言すれば、三次元モデルをマトリックスの演算にかなり有利となる形に変形したことになる。

$$\begin{bmatrix} [\mathbf{G}]_{11} & & & & \\ & [\mathbf{G}]_{22} & & & \\ & & \cdot & & \\ & & & \cdot & \\ & & & & \cdot \\ & & & & & [\mathbf{G}]_{LL} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Psi_1 \\ \Psi_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \Psi_L \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{R}_1 \\ \mathbf{R}_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \mathbf{R}_L \end{Bmatrix} \quad (45)$$

したがって、三次元モデルの数値解析は、 L 個の二次元モデルに関して独立に解けば良いことになる。スライス面の数を N_s とし、通常二次元スライス面上の節点に関する透水マトリックスの大きさと S とすれば、必要となる主記憶領域の大きさは、 $S \cdot N_s$ と成る。また、式(43)の計算は、2件の領域を主記憶に確保することが可能であるので、外部装置を利用すれば、 $2S$ の主記憶領域を用いて式(45)が完成する主記憶容量は外部記憶を利用しない場合に比べ、

2/Ns 倍まで縮小できる。この外部記憶方式は、特別なアルゴリズムを必要としていない。

一般に、式(45)のL枚のスライス面に関して ψ を解いても、他のスライス面の ψ の値を仮定しているため正解は得られない。そのため、L面に対して式(45)を解いた後、 ψ を式(46)のように毎回修正し、右辺のみを更新して解が収束誤差 ε_s に収束するまで反復して求める(ループ2)。ここで、各スライス面についてFEM解法に後述のPCG法を用い、記憶容量の一層の縮小化と処理の高速化を図る。この2種の方法を組み合わせる三次元FEM解析法をSOR-PCG法と言う。

$$\Psi^{new} = \Psi^{old} + \Omega (\Psi - \Psi^{old}), \quad (1 < \Omega < 2) \quad (46)$$

上記の浸透流解析では、降雨による地下水涵養量とトンネルからの湧水量と地山の透水性のバランスで解が求まることから、降雨浸透量および透水係数等をパラメータとしてパラメータスタディを行い、現況の実測地下水と比較し、モデルの作成、修正を行う。

3.3.3 地下水情報化設計・施工法の評価方法

地下水情報化設計・施工による周辺地下水への影響評価は、当然周辺の水文物件や地下水の水量等の変化から判断されるべきであるが、水量の変化は降雨量の変動、トンネル掘削影響の時間的ずれなどの理由により、直接的には判断できない、あるいは対応を遅らせることになりかねない。したがって本研究では、図3-11の地下水環境負荷検討フローに示したように、流域水収支の現況を基に、前節で述べた三次元浸透流解析等により、周辺地下水の減少量を予測し、既観測の現況流量との比較から評価することとした。

(1) 水収支解析

流域の水収支解析は図3-13に示したように、現況の流量観測結果を用いて、流域における降雨浸透率、地山の地下水貯留量等水収支要素の概算値を推定する。

タンクモデル法は、沢水流量などの河川流量を図3-14に示すような容器の側面にいくつかの流出孔を持つタンクで置き換えて計算する流出解析法である。計算の流れは、降雨(日降水量: mm/day)があると、雨は最上段のタンクに注入される。また、蒸発散量についても日平均気温をパラメータにして同じ最上段のタンクから蒸発散させる。2段目以下のタンクは、1段目タンクの底面の流出孔から順次1段下のタンクに注入する。各段のタンクの側面孔から

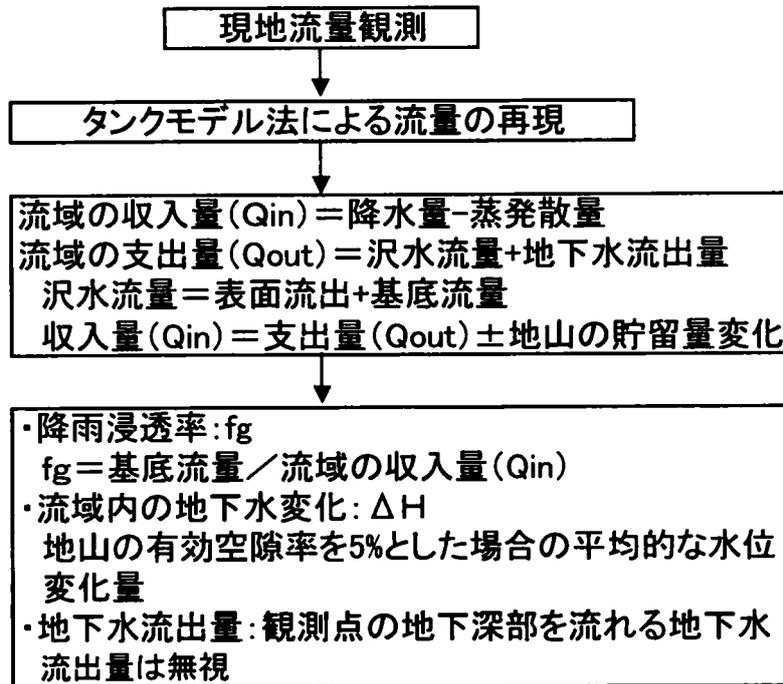


図 3-13 流域の水収支解析手順

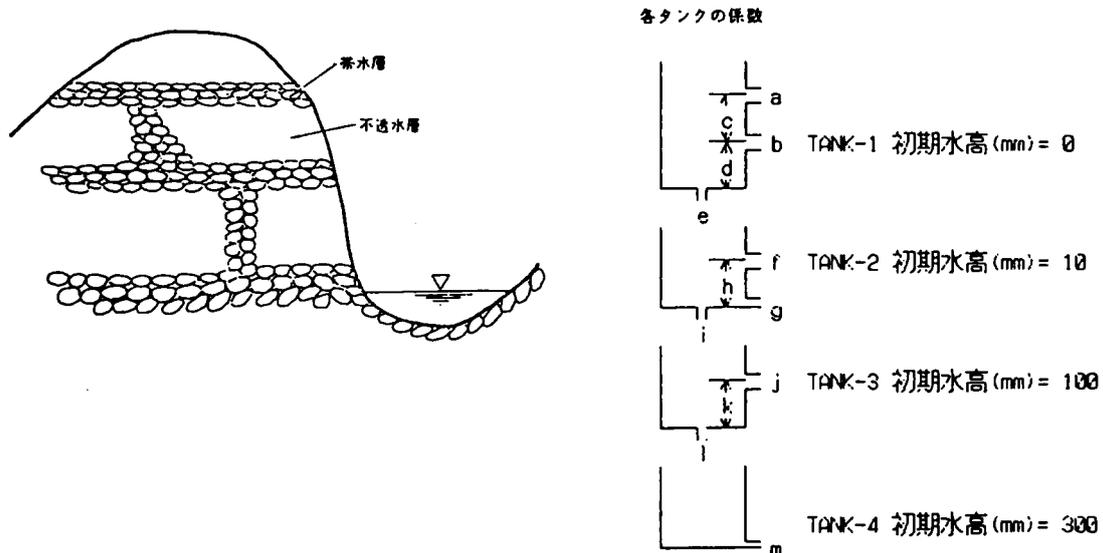


図 3-14 タンクモデル法の概念図

の流出量が河川流量の要素であり、各段の総計が河川流量となる。側面および底面の流量計算は次式で行う。

$$\text{流出量} = \text{タンク貯留高} \times \text{流出孔係数}$$

$$\text{貯留高} = \text{前日の貯留残高} + (\text{降雨または上段からの注入量})$$

降雨は地表に到達後、順次地下に浸透し、基底流量時は地山の帯水層から湧水量となって流出し、沢水の流量になる。また各段のタンクの底面の流出孔を通じた水の流動は、各帯水層を通じてより深部の帯水層への浸透を意味しており、下位のタンク底面孔ほど流出を小さくした場合は、水が浸透しがたく、深部ほど地下水流動が遅いことになる。

検討方法は図 3-14 に示した直列 4 段貯留タンクモデルを用い、過去の降水量、流量記録から流量ハイドログラフ、平均流量、基底流量を検討する。表 3-10 に昭和 61 年から 10 年間の京都地方の年間降水量を示すが、平成 5 年は比較的降雨の多い年に相当し、逆に平成 6 年、7 年は少ない年であり、特に平成 6 年は最も降雨の少ない年であった。

表 3-10 年間降水量～京都地方気象台

年	年間降水量(mm)	年	年間降水量(mm)
昭和61年	1483.0	平成4年	1341.5
昭和62年	1274.0	平成5年	1970.5
昭和63年	1450.0	平成6年	974.0
平成1年	1850.0	平成7年	1369.0
平成2年	1684.0	平均	1473.0
平成3年	1331.0		

これらの検討条件をもとに検討した結果、降雨浸透率は、降雨の多寡や降雨波形により若干の差異はあるが、概ね 0.16 ～.26 程度である。また水収支上、降雨の多い期間の後には、増加した貯水量の影響により、降雨浸透率は大きくなる傾向にある。このことは流入が少なくとも、基底流量が大きいことが原因と考えられる。

(2) トンネル掘削による影響予測

トンネル掘削により周辺地下水の水位を低下させることが懸念されるが、特に破碎帯が存在する場合複雑となるので、図 3-15 に示すように断面 2 次元浸透流解析および 3 次元浸透流解析によりその影響を検討する。

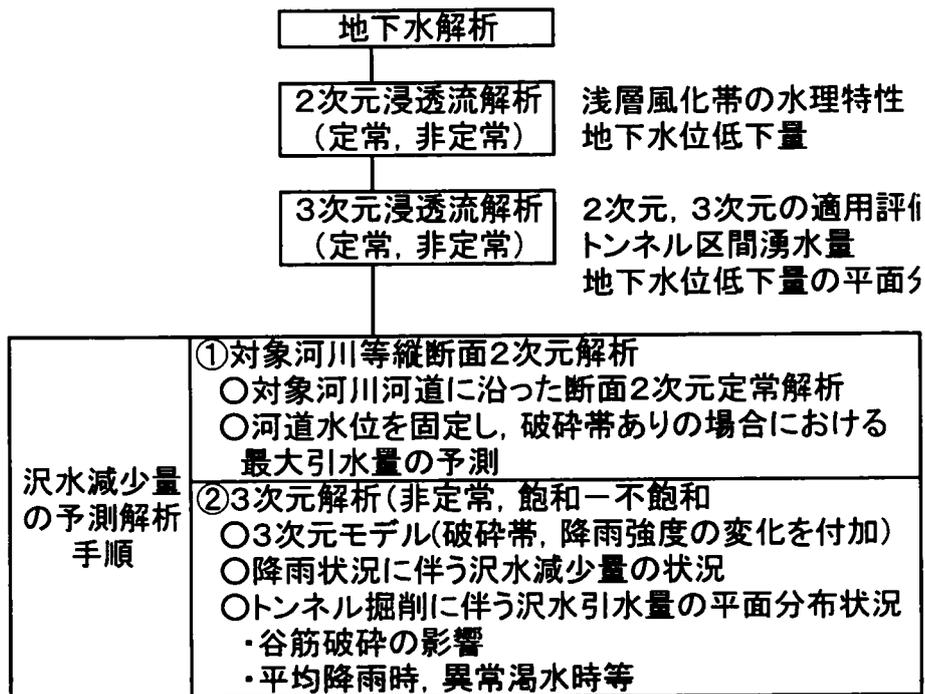


図 3-15 沢水減少量の予測解析手順

(3) 管理基準値の考え方

異常渇水年であった平成 6 年降雨量 950mm/年 (破碎帯あり) の解析ケースにおけるトンネル総湧水量, 観測孔位置での間隙水圧, 沢水減少量などを, レベルⅢ (掘削を続行することに渇水を生ずると判断されるレベル) の管理基準値と考える。

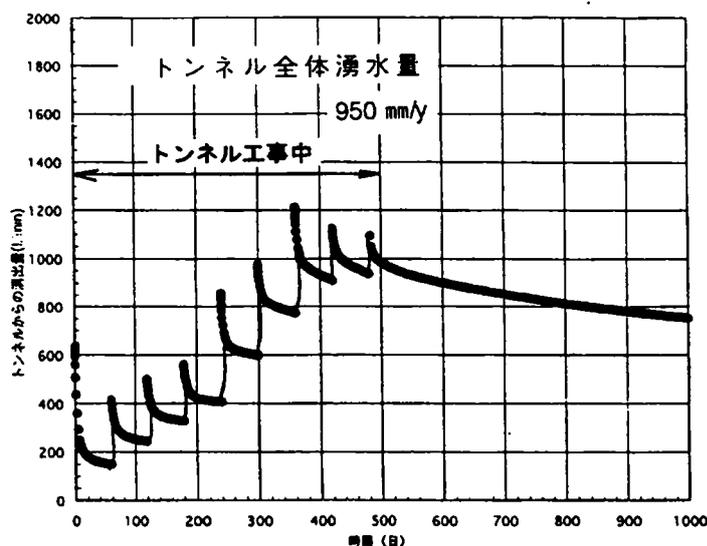


図 3-16 トンネル湧水量の変化 (降水量 950mm/年)

現状、トンネル湧水量と切羽進行との関係に関する解析結果は、図 3-16 に示すように得られているが、施工中の

①トンネル切羽進行と各観測地点の地下水（間隙水圧）挙動との関係

②トンネル切羽進行と沢水減少量の関連

などに関する情報を入手する必要がある、解析条件などの変更に応じて管理基準値の設定方法は見直して行く必要がある。

また、表 3-11 に管理基準のレベルとその対策について示す。

表 3-11 管理基準のレベル

管理レベル	内 容	対 策
レベルⅠ	挙動監視の強化が必要であるレベル	挙動監視の強化
レベルⅡ	濁水までに至らないと想定されるが、可能性のあるレベル	止水対策工（プレグラウト、ポストグラウト）の実施
レベルⅢ	掘削を続行することにより濁水が生ずると判断されるレベル	掘削の停止 代替水源からの補給 トンネル湧水のポンプアップの検討

3. 4 結言

本章では、第 2 章で述べた既往の情報化設計・施工法の課題をふまえ、市街地周辺部の複雑な地質状況下で、山岳工法(NATM)によりトンネル施工を実施する場合の新しい情報化設計・施工法を提案した。

まず大断面拡幅・交差部に代表されるトンネル特殊部での情報化設計・施工法について検討した。大断面拡幅・交差部においては応力分布が複雑になり、施工も多段ベンチ施工が余儀なくされ、従来のトンネル構造のように縦断方向に線的な広がりのみならず、幅方向および深さ方向にも広がりを持ついわば立体的な広がりを持つといった構造的な特徴を有している。このような課題に対して、本研究では解析手法を 3 次元解析と 2 次元解析の組み合わせることにより、詳細な応力状態の把握と支保工等の合理的な設計が可能になると考えている。次にライフライン等の既設地中構造物に近接して施工する場合の影響検討手法を提案するとともに、情報化設計・施工の情報ツールについて述べた。ライフラインでは、直接トンネル施工による変状を計測できないことが多いため、本坑掘削時の A 計測および B 計測から得られた情報を生かす手法を提案した。

さらに情報化設計・施工法の評価手法として、本研究では逆解析法による方法を採用した。この方法は、計測結果から未知のパラメータを逆推定し、その情報を用いるものであり、過去の経験がほとんどない大断面拡幅・交差部の設計・施工においては有効である。また地中構造物との近接施工では、対象構造物そのものの変位等を直接計測できないことから、本トンネルとの変位等の関係を定義し、管理基準値を作成した。

一方、周辺地下水の影響検討に関する情報化設計・施工法も提案した。

提案した地下水情報化設計・施工法は、トンネル進捗段階ごとに得られる情報を、的確に次施工へフィードバックすることで、より信頼性の高いを行うことが可能となる。従来のモニタリングデータで影響評価を行う方法に対して、施工実績に基づく解析モデルを使用することで事前に影響発生メカニズムを把握できる利点があり、限られたモニタリングデータだけでは把握できない定量的な影響予測・評価ができると考えている。

また特に、コントロールが困難とされる地下水挙動に対して、地下水挙動を予測するとともに、適切な影響予測が可能と考えている。

さらに採用した解析法に関しては、複雑な地形・地質条件等から考えて、3次元浸透流解析が最適であると判断している。3次元解析の優位性として、①地質、地形の3次元的变化が考慮できる、②高透水層、難透水層が3次元的に介在するような複雑な地盤を反映できる、③解析対象となるトンネル構造物が複雑な場合にも対応が可能である、④地下水流の回り込みを考慮できる、⑤トンネル完成後の地下水の復水を検討できる。従来3次元解析は、計算速度の面で課題が多かったが、近年の高速・高性能化によって、12万節点程度なら迅速な対応が可能である。さらに地下水の不飽和域、断層の透水性の異方性、坑内湧水量の時間依存特性などを的確に再現するためには、飽和・不飽和・非定常浸透流解析が有効であると考えており、本研究で用いる解析手法について述べた。さらに、トンネル掘削に伴う地下水影響の評価法について、事前影響予測を用いる手法を提案した。すなわち、現況流量観測結果を用いてタンクモデルによる水収支解析を行い、流域における降雨浸透率、地山の地下水貯留量等の水収支要素の概算値を推定する。さらに2次元・3次元浸透流解析により、トンネルが掘削された場合のトンネル湧水量および地下水位の低下状況を予測する。これらの解析手法、事前比較解析等から、本研究での周辺地下水影響検討の基本方針を以下のように設定した。

①周辺の滝、沢水は現況復旧を基本とし、行場の滝利用に支障が起きないように対策を行う。

②トンネル構造は排水型とし、水抜きボーリングにより事前に地下水を低下さ

せ、突発湧水を防止する。切羽通過後掘削面から湧水が継続している箇所は、局所的な難透水性ゾーンを形成し、恒常的な湧水を低減させる。

- ③周辺流域の水対策は、施工中は既設の給水施設を利用した応急対策とし、完成後はトンネル湧水を還元する恒久対策を基本に考える。
- ④対策時期および対策方法の選定は、トンネルの施工進捗に合わせ決定する。また事前影響予測には、不確定要素があることから既往掘削区間の情報を次施工にフィードバックさせる情報化設計・施工を採用する。
- ⑤解析ケースにおけるトンネル総湧水量、観測孔位置での間隙水圧、沢水減少量などを指標とし、掘削を続けることにより湧水が生ずると判断されるレベルを管理値とする。

[参考文献]

- 1) 山岳トンネルの施工, 今田徹, 岡林信行, 野間正治, 鹿島出版会
- 2) 土木設計の要点⑤トンネル/土地造成, 鹿島建設土木設計本部編, 鹿島出版会
- 3) 山岳トンネルの施行法に関する調査研究報告書, (社)日本トンネル技術協会, 平成4年2月
- 4) 都市トンネルにおけるNATM, 桜井春輔, 足立紀尚, 鹿島出版会
- 5) 大西有三, 大津宏康, 田中誠, 安田亨, 高橋健二 「トンネル掘削の周辺地下水に及ぼす影響評価(その4)」 地盤工学会 第34回研究発表会 pp.659 ~ 660 1999
- 6) Freeze,R.A. ; Three-dimensional,Transient,Saturated-unsaturated Flow in a Groundwater Basin,Water Resources Research,Vol.7,No.2,pp347-366,1971
- 7) Narasimhan,T.N. and Witherspoon,P.A. ; An Integrated Finite Difference Method for Analyzing Fluid Flow in Porous Media,Water Resources Research,Vol.12, No.2,pp57-64,1976
- 8) Segol,G. ; A Three-dimensional Galerkin-finite Element Model for the Analysis of Contaminant Transport in Saturated-unsaturated Porous Media,in Finite Elements in C.A.Brebia,pp.2133-2144,Pentech,London,1977
- 9) Frind,E.O. and Verge,M.J. ; Three-dimensional Modeling of Groundwater Flow Systems,Water Resources Research,Vol.14,No.5,pp844-856,1978
- 10) Arai,K.,Ohnishi,Y and Nishigaki.M. ; Finite Element Analysis of Three-dimensional Flow in Saturated-unsaturated Soil,Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen,1979

- 11) 西垣誠, 中屋真司, 河野伊一郎 ; 前処理つき共役勾配 (SSOR-PCG) 法を用いた飽和-不飽和多孔質媒体中の三次元浸透流解析法, 土木学会論文集第 448 号/Ⅲ-19,pp101-110,1992
- 12) 戸川隼人 ; 共役勾配法, 教育出版, 1977
- 13) Hill,M.C. ; Solving Groundwater Flow Problems by Conjugate-gradient Methods and the Strongly Implicit Procedure,Water Resources Research, Vol.26,No.9,pp.1961-1969,1990
- 14) Huyakorn,P.S., Springer,E.P., Guvanasen,V. and Wadsworth,T.D. ; A Three-dimensional Finite-element Model for Simulating Water Flow in Variably Saturated Porous Media,Water Resources Research,Vol.22. No.13, pp.1790-1808,1986
- 15) Yea,G.T. ; A subregion block iteration to 3-D finite element modeling of subsurface flow,Proceedings of the VII International Conf.,MIT,pp.133-138,1998

第4章 新しい情報化設計・施工法の適用性照査

4.1 緒言

前章で複雑な地質状況下における新しいトンネル情報化設計・施工法について提案したが、本章では実際のトンネル施工時に適用した事例を通して、この新しい情報化設計・施工法適用性を評価する。

本論文で研究対象とする京都高速道路新十条通の新十条トンネル(仮称)は、数多くの断層破碎帯が介在する非常に複雑な地山状況下での施工となる。新十条トンネルは図 4-1 に示すように東山山地南部に位置するが、この東山山地は、京都盆地と山科盆地を隔てる山体で、標高 233m の稲荷山を中心として、侵食の進んだ穏やかな傾斜を有する山地であり、山裾部には丘陵地や扇状地などが分布する。図 4-2 に稲荷山周辺の地形分類図を示す。

京都高速道路 1 号線のトンネル区間は、図 4-1 に示した東側(山岳部)を NATM 工法で、西側(都市部)を開削工法およびシールド工法で施工する。このうちシールド工法は、伏見側西行立坑から東に向かってシールドマシンを発進させ、NATM 区間の西端部に設けた転換部で U ターンさせた後、東行トンネルを西に向かって再掘進させる計画である。

この NATM 区間に構築されるシールドマシン転換坑は、近接した本坑トンネル間で大断面拡幅・交差部を形成し、複雑な応力状態を形成すると考えられる。

また本トンネルの坑口周辺には浅井戸が分布し、生活水としての利用があるとともに、新池といった稲荷大社の御神田に利用される貯水池もある。加えてトンネル直上に稲荷大社を中心とした複数の「行場の滝」を有する景観水としての重要度も高い小河川と交差するため、トンネルの施工による周辺地下水への影響は自然環境あるいは社会環境上重要な課題である。このような水利用状況下で、トンネル掘削により周辺地下水へ影響を与えた場合、大きな社会問題になりかねない。さらに稲荷山には、西端部の F 1 断層に代表される複数の断層破碎帯が存在し、その透水性によっては、影響範囲は広範囲に及ぶおそれがある。

さらに、新十条トンネルの東側坑口から 260 ～ 300m の地点で、トンネル天端上方約 28m の離隔で京都市水道局の上水用導水路トンネル(以下導水路トンネルという)と近接交差する。この導水路トンネルは、昭和 40 年代前半に全段面矢板工法により施工されており、現在では京都市の約 30% の上水をまかなう極めて重要なライフラインである。しかし、導水路トンネルの老朽化により、地山と恒常的な水の出入りが過去の調査で確認されている。この導水路トンネルへの影響区間にも、複数の断層破碎帯が確認されており、本トンネル

掘削に伴い、①断層破碎帯を介した導水路トンネルからの引水(通水量の減少)、
②ゆるみ領域の拡大による導水路トンネル構造体の変状が懸念された。

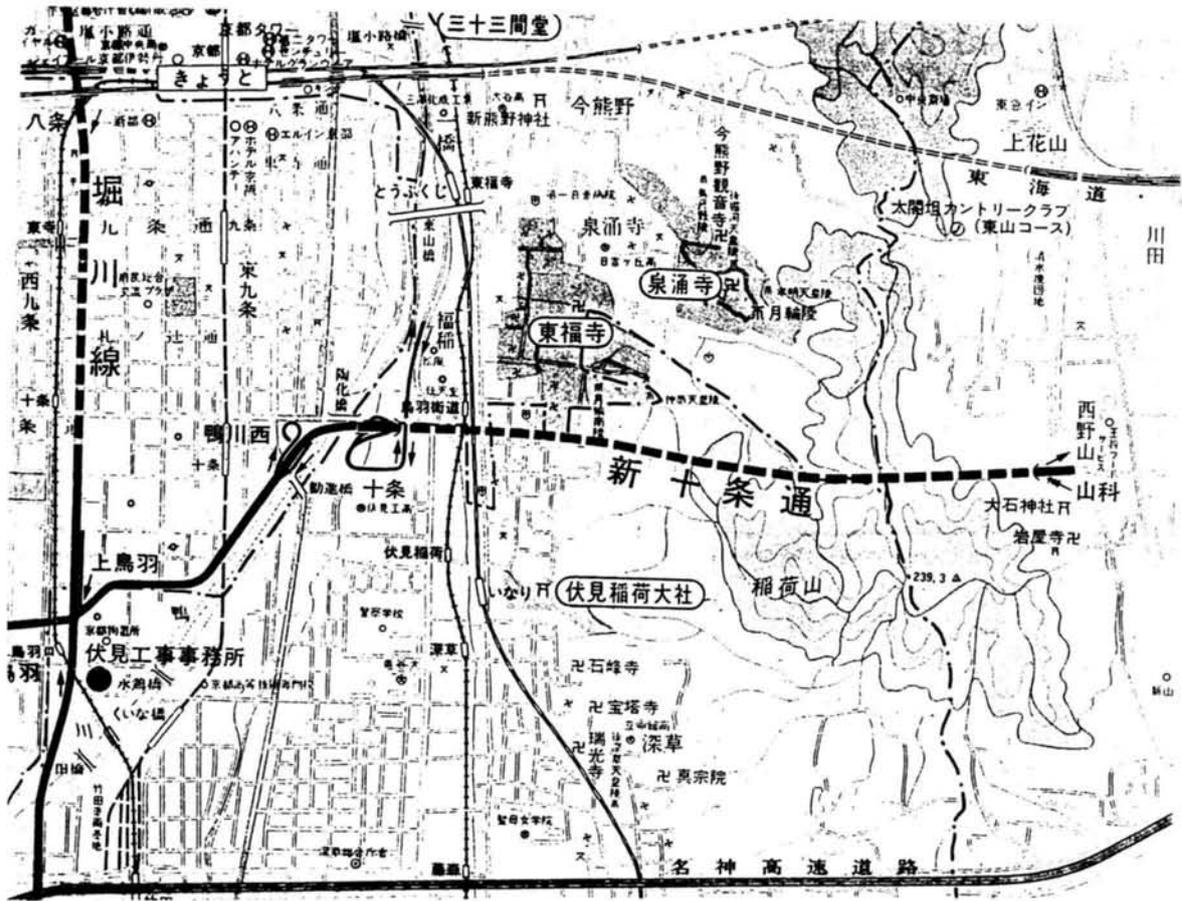


図 4-1(1) 新十条トンネル平面図

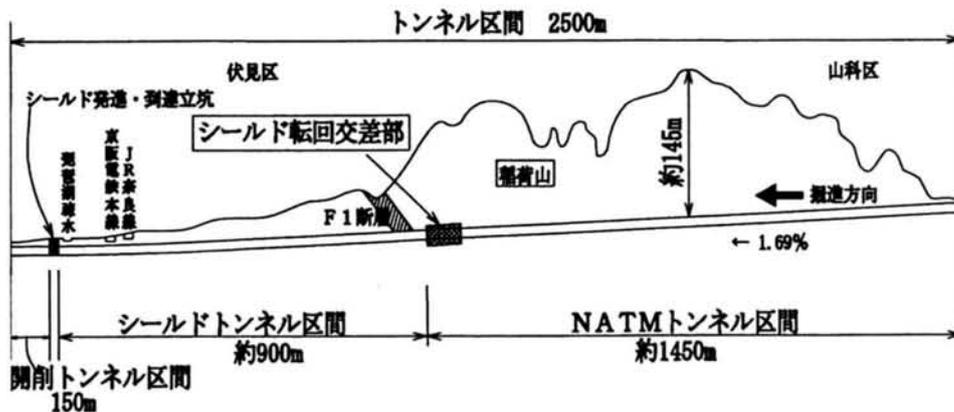
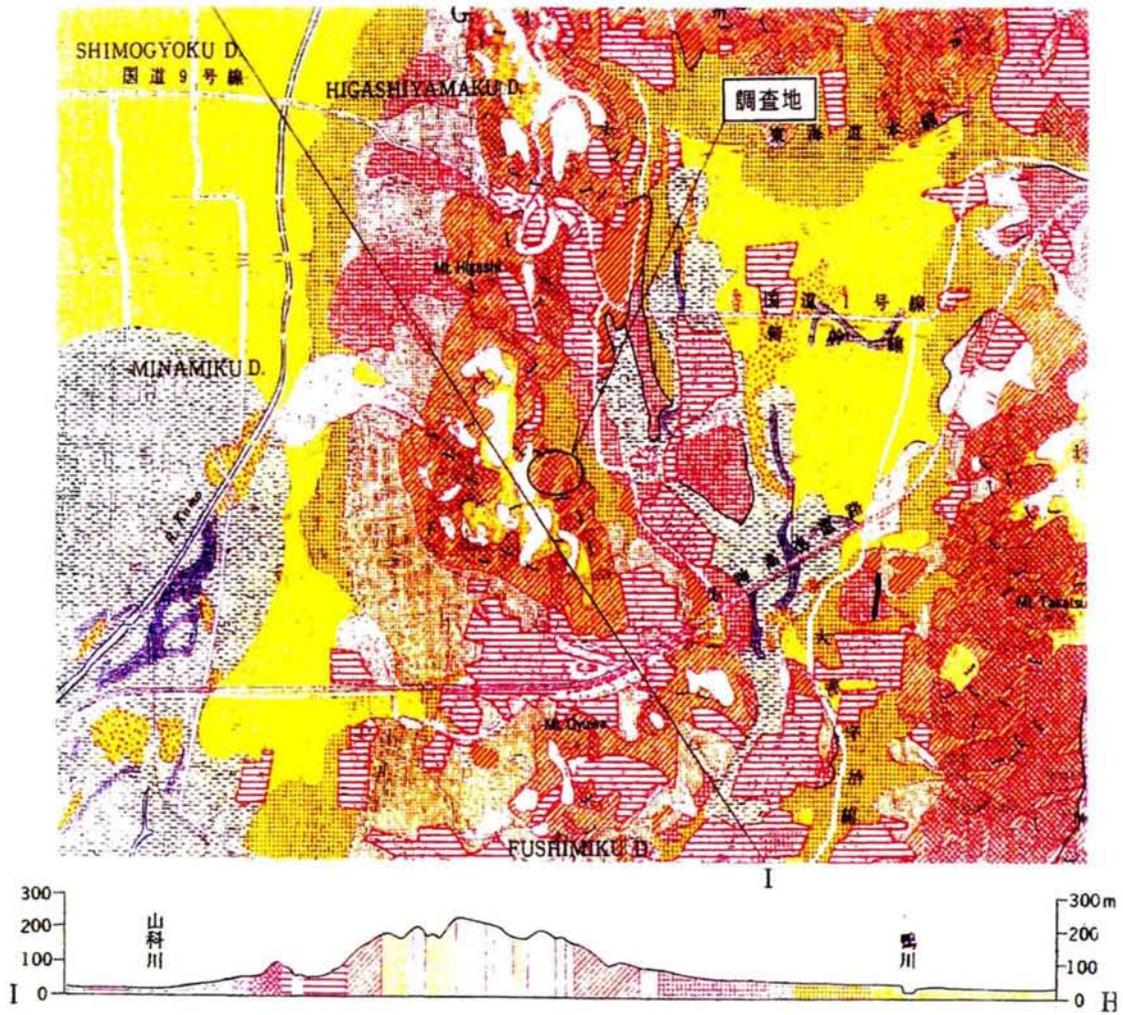


図 4-1(2) 新十条トンネル縦断図



凡例 LEGEND

山地 MOUNTAINS

- 急斜面
Steep slope area on mountain
- 中間斜面
Intermediate slope area on mountain
- 小起伏地
Low relief area on mountain summit
- 山頂・山腹・山麓緩斜面
Gentle slope on mountain ridge, side or foot

丘陵地 HILLS

- 丘陵地
Hills

台地・段丘 UPLANDS AND TERRACES

- 砂礫台地 I
Gravel terrace I Higher
- 砂礫台地 II
Gravel terrace II Middle
- 低位段丘 I
Lower terrace I Lower I
- 低位段丘 II
Lower terrace II Lower II

低地 LOWLANDS

- 谷底平野・氾濫平野 I
Valley plain and Flood plain I
- 谷底平野・氾濫平野 II
Valley plain and Flood plain II

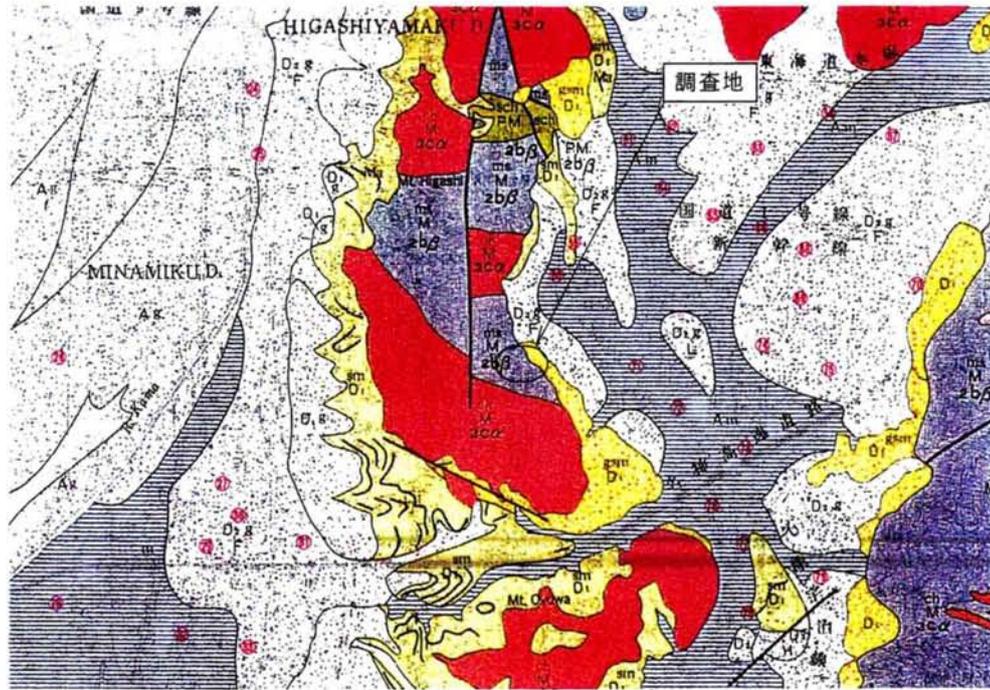
- 扇状地 I (急)
Fan I (steep)
- 扇状地 II (緩)
Fan II (gentle)

その他 MISCELLANEOUS

- 崖
Cliff
- 崩壊地形
Landform due to landslide
- はく落・滑落地形
Landform due to exfoliation or shallow landslip
- 遷移点
Knick point (Falls or Rapids)
- 人工改変地
Artificially transformed land
- 旧河床
Former river course

図 4-2 稲荷山周辺の地形分類図 (滋賀県・京都府, 1982)

また稲荷山山体の地質は、主として丹波層群から構成され、貫入岩類を伴う。丘陵地には大阪層群および段丘堆積物、山間谷部や山腹緩傾斜面には崖錐堆積物が分布する。(図 4-3 参照)



凡 例 LEGEND

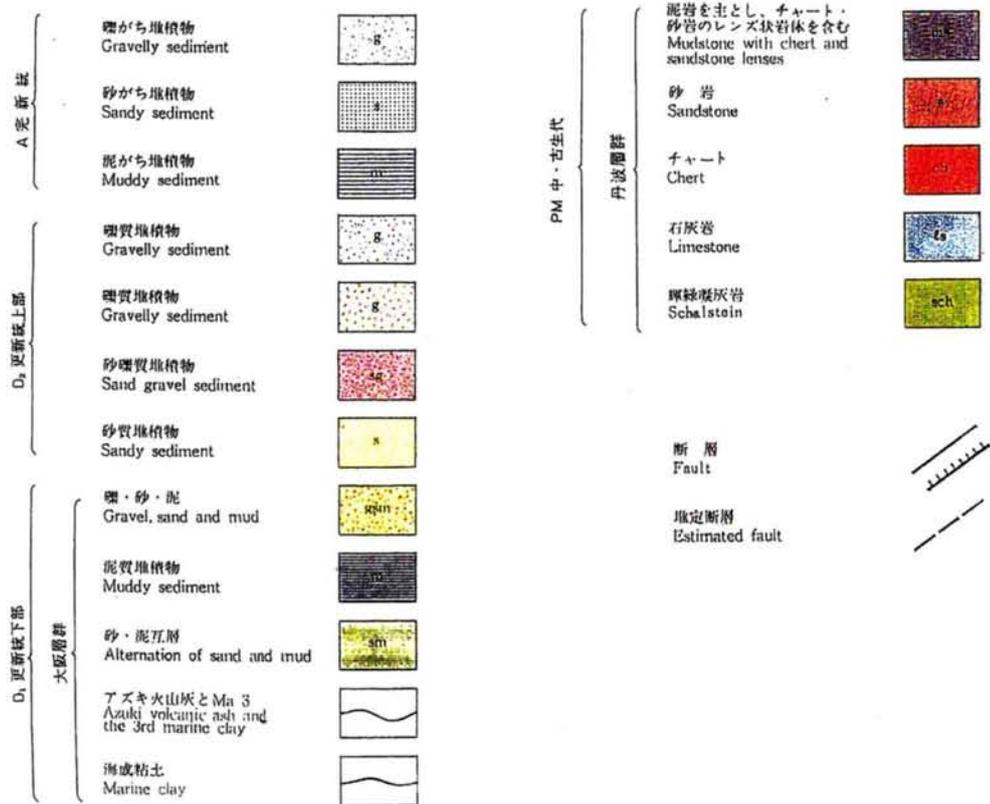
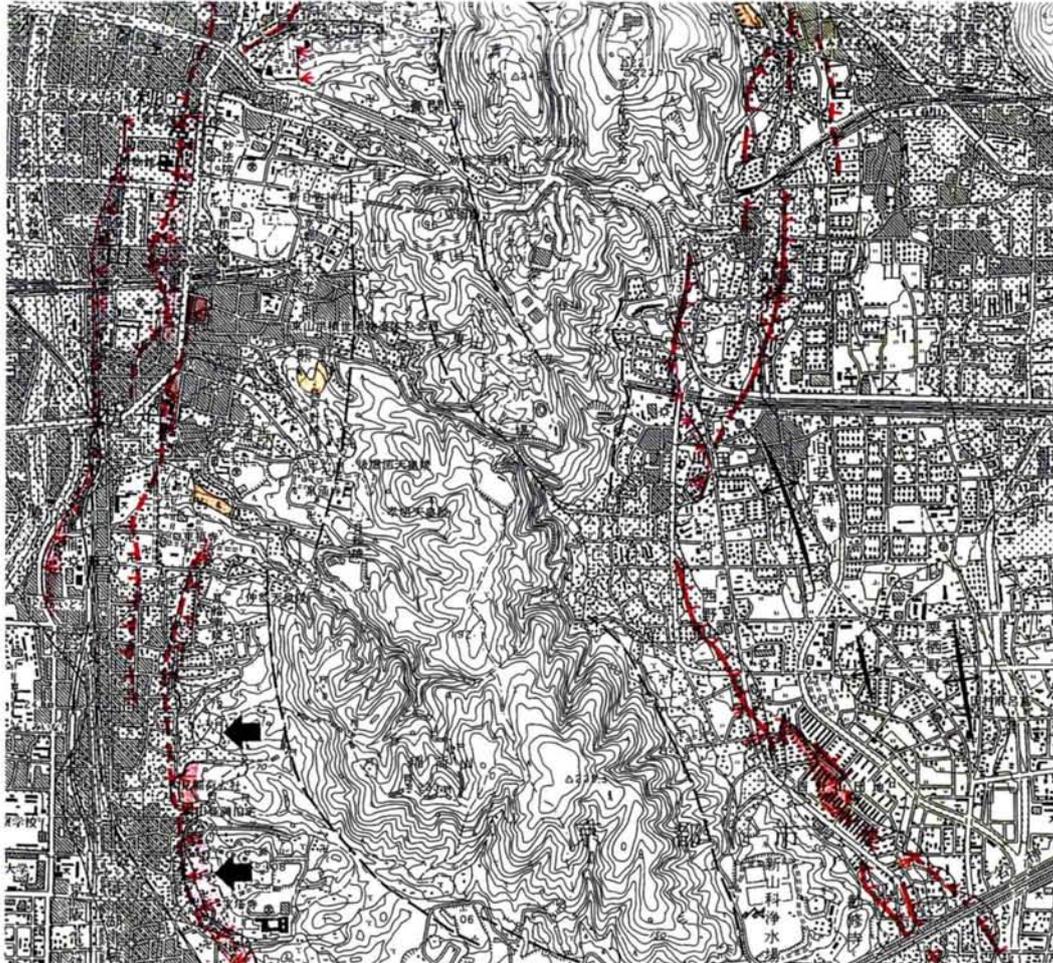


図 4-3 稲荷山周辺の表層地質図 (滋賀県・京都府, 1982)

当該地において、岩盤の亀裂の発達が顕著であり、稻荷山周辺地域には、桃山断層、稻荷山断層、歓修寺断層等、図 4-4 に示す南北～北西方向に伸長する数条の活断層分布が指摘されている。



記号 Legend

活断層 Active Fault Trace		最近数十万年間に、概ね千年から数万年の周期で繰り返し動いてきた跡が地形に現れ、今後も活動を繰り返すと考えられる断層。明確な地形的証拠から位置が特定できるもの。	地形面の傾動方向 Tilting Surface Direction		地形面が、現在も続いている地殻変動によって傾いている場所。最大傾斜方向で図示。
活断層(位置やや不明確) Active Fault Trace (site indistinct)		活断層のうち、活動の痕跡が侵食や人工的な要因等によって改変されているために、その位置が明確には特定できないもの。	上位段丘面 Higher Terrace		溝または河川的作用で形成された平坦地が、約数十万年前に陸化した台地面。
活断層(活傾曲) Active Flexure		活断層のうち、変位が軟らかい地層内で延び、地表には段差ではなくたわみとして現れたもの。たわみの範囲及び傾斜方向を示す。	中段丘面 Middle Terrace		溝または河川的作用で形成された平坦地が、約十数万～数万年前に陸化した台地面。
緩ずれ Dip Slip		活断層の上下方向の変位の向き。相対的に低下している側に傾斜を付す。	下位段丘面 Lower Terrace		溝または河川的作用で形成された平坦地が、約数万～数千年前に陸化した台地面。
活断層の名称 Name of Active Fault	野島断層(例)	活断層の固有名称。	沖積低地 Alluvial Lowland		数千年前から歴史時代にかけて、溝または河川的作用で形成された平坦地。地下に未発見の断層が存在する可能性もある。
推定活断層(地表) Presumed Active Fault		地形的な特徴により、活断層の存在が推定されるが、現時点では明確に特定できないもの。または、今後も活動を繰り返すかどうか不明なもの。	扇状地 Fan		河川によって形成された、谷口を頂点とし平地に向かって扇状に開く半円錐の地形。地下に未発見の断層が存在する可能性もある。
推定活断層(地下) (by prospecting data)		新しい地層に覆われて、地形地形が地表で確認されていないが、観測のボーリングや物理探査によりその存在が推定された活断層。			
活褶曲 Active Fold		現在も続いている地殻変動により歪んでいる褶曲地形。凸部または凹部を違ねた様で図示。			

図 4-4 稲荷山周辺の活断層図³⁾

以上のように新十条トンネルは、数多くの断層破碎帯を有する複雑な地質状況下で、①大断面拡幅・交差部の施工，②重要構造物との近接施工といったトンネル特殊部の施工，あるいは③周辺地下水環境への影響を考慮した施工となる。この新十条トンネルを安全で合理的な施工を行うために、前章で提案した新しい「情報化設計・施工法」を適用し、その妥当性を確認する。

新十条トンネルの検討概要を図 4-5 に示す。

地質状況	断層破碎帯が教材する複雑な地質		
特徴	構造的特殊性		周辺地下水環境
	大断面拡幅・交差部	地中構造物との近接	地下水環境への配慮
	シールドマシン転回部の施工	老朽化した導水路トンネルと近接施工	重要河川、湖沼に配慮したトンネル掘削
検討項目	・支保構造設計	・導水路の変状予測 ・止水対策の要否	・地下水挙動予測
逆解析	・地盤物性値	・地盤物性値 ・水理定数	・水理定数
予測解析	・支保工の応力 ・トンネルの変形量	・本坑の変形量 ・集中湧水量	・減水量の予測

図 4-5 新十条トンネルの検討概要

4.2 大断面拡幅・交差部の情報化設計・施工^{2) 3) 4) 5) 6)}

非常駐車帯を含む転換坑の位置は、最大掘削幅 17m、高さ 15m で掘削断面積 250 m²にも達する規模となるため、岩盤良好部に設ける必要があるため、事前に地表から実施した斜めボーリング等の結果から、稲荷山断層 (F1 断層) を避けた断層東側の比較的硬岩部とした。ここでは、この大断面転換部の設計概要および計測結果を基に実施した逆解析および予測解析による情報化設計・施工について述べる。

4.2.1 支保設計の基本方針

第 3 章で述べたように、大断面拡幅・交差部の設計では、3次元 FEM 掘削解析、2次元 FEM 掘削解析、3次元 Shell 解析を組み合わせる。支保構造検討のフローを図 4-6 に示す。

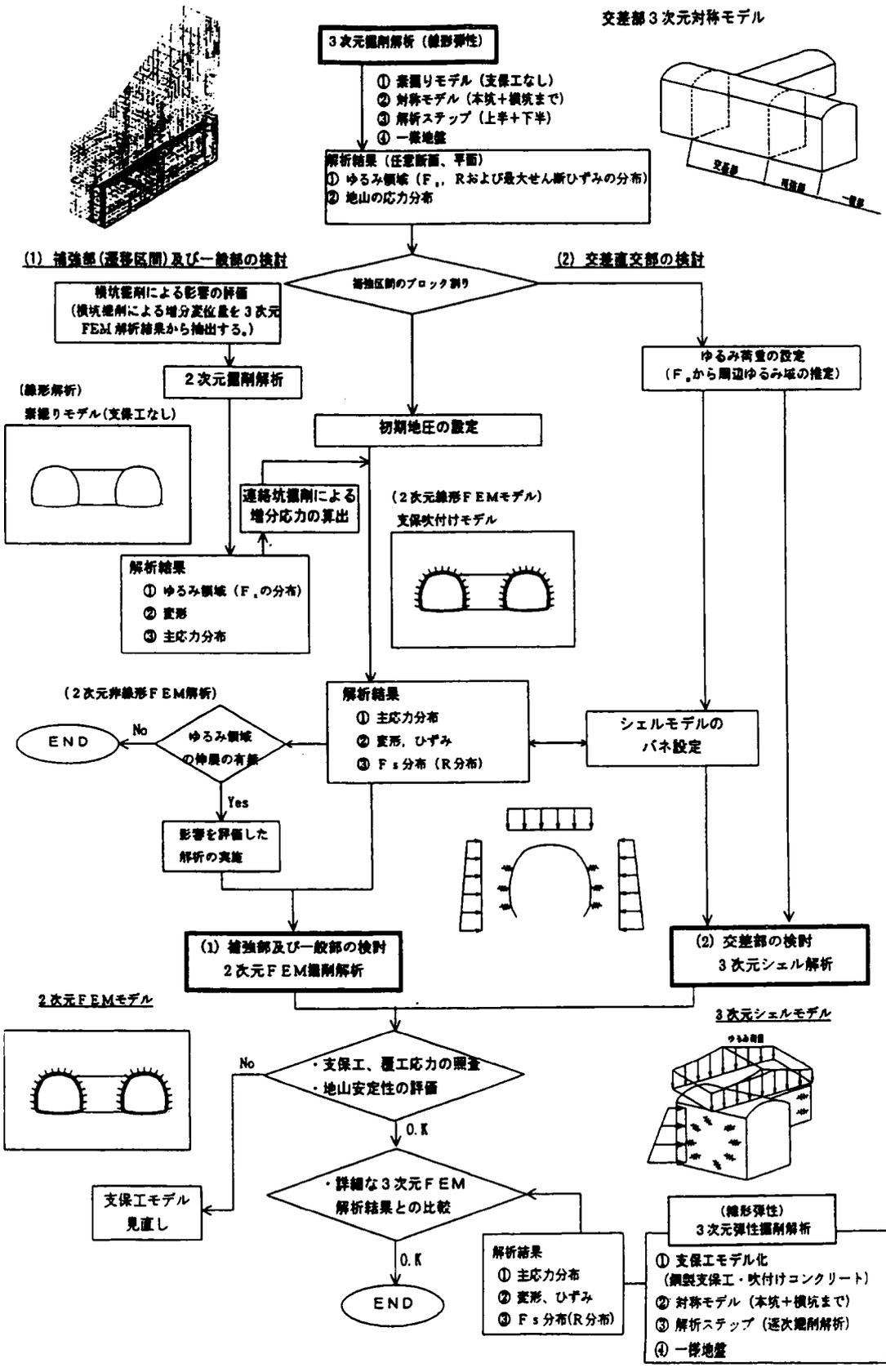


図 4-6 支保構造検討のフロー

まず3次元 FEM 解析を適用し、本坑および連絡坑の掘削に伴う応力・変形の集中を把握した。このとき解析モデルは、西行本坑と連絡坑を含む対象モデルとし、交差の影響が直接受ける交差部、影響を受けない一般部、影響が遷移する補強部の3区間に分割した。また地盤は一様地盤とし、支保工は考慮せず素掘りモデルで、解析ステップも上半掘削と下半掘削の2ステップとした。次にこの解析結果である緩み領域および地山の応力分布を用いて、周辺地山と支保構造との応力状態を再確認するために、補強部および一般部では2次元 FEM 解析を実施し、複雑な支保構造となる交差部では3次元 shell 構造モデルを用いて、支保構造を決定した。

補強部および一般部では3次元 FEM 解析結果から求めた連絡坑の掘削に伴う増分変位量を2次元素掘りモデルで強制変位として与え、主応力分布、変形を把握した後地盤の非線形性や支保工を考慮した2次元 FEM 掘削により支保構造を検討する。

交差部では3次元 FEM 解析結果の緩み領域から緩み荷重を推定し、Shell モデルのパネ値を設定して3次元 Shell 解析を行い、支保構造を検討する。

一方交差部周辺の詳細の地盤物性値は不明であるが、付近のボーリング調査結果から転換坑予定位置周辺の地盤はDⅠ相当の地盤で、一部DⅡ相当であることが推定される。したがって解析用の物性値としては、本坑トンネルの既施工区間においてA計測結果をもとに実施した逆解析結果により設定した。

表 4-1 に逆解析により得られた各支保パターンおよび地山区分による地山の变形係数を示す。

これによると、DⅠ相当の地山区分だと平均 800N/mm²程度であり、DⅡ相当の場合、平均 300N/mm²程度である。

表 4-1 逆解析結果

	地山弾性係数	評 価	地山区分
	E(kgf/cm ²)		
CⅡb	11,300	砂岩主体～砂岩頁岩互層で地山区分はCⅡ～DⅠ	CⅡ～DⅠ
DⅠ	12,900	砂岩主体～砂岩頁岩互層で地山区分はCⅡ～DⅠ	CⅡ～DⅠ
DⅠa	4,200	湧水を伴い、頁岩主体の比較的脆弱な地山である	DⅡ
DⅡ	8,300	頁岩主体の比較的脆弱な地山で、湧水は少ない 地山区分としてはDⅠが主体である	DⅠ
DⅡa	3,300	大量湧水を伴い、破碎帯が互層状にみられ、比較の変位 大きい区間である	DⅡ
DⅢa	600	トンネル坑口部の比較的風化変質が進んだ地山である 地山区分はDⅡ～Eである	E
E	7,500	湧水を伴うとともに、導水路トンネルの補強区間である	DⅠ
EⅡ	9,900	湧水を伴うとともに、導水路トンネルの補強区間である	DⅠ

4.2.2 大断面拡幅・交差部の事前設計

(1) 3次元 FEM 解析

支保構造検討のフローにも示したように、設計自体は2次元 FEM 解析および3次元 shell 解析により行うものとし、3次元 FEM 解析は設計に用いる解析に連絡坑掘削の影響を盛り込むための予備解析である。モデル化の概要を表4-2に、モデルを図4-7に、解析ステップを表4-3に、表4-4に3次元 FEM 解析に用いる地盤物性値を示す。

表 4-2 モデル化の概要

地山材料	線形弾性
全体モデル	1/2 対象モデル
支保工モデル化	なし
掘削	掘削解放法
初期応力	ポアソン比 ($\mu=0.49$) により自重計算

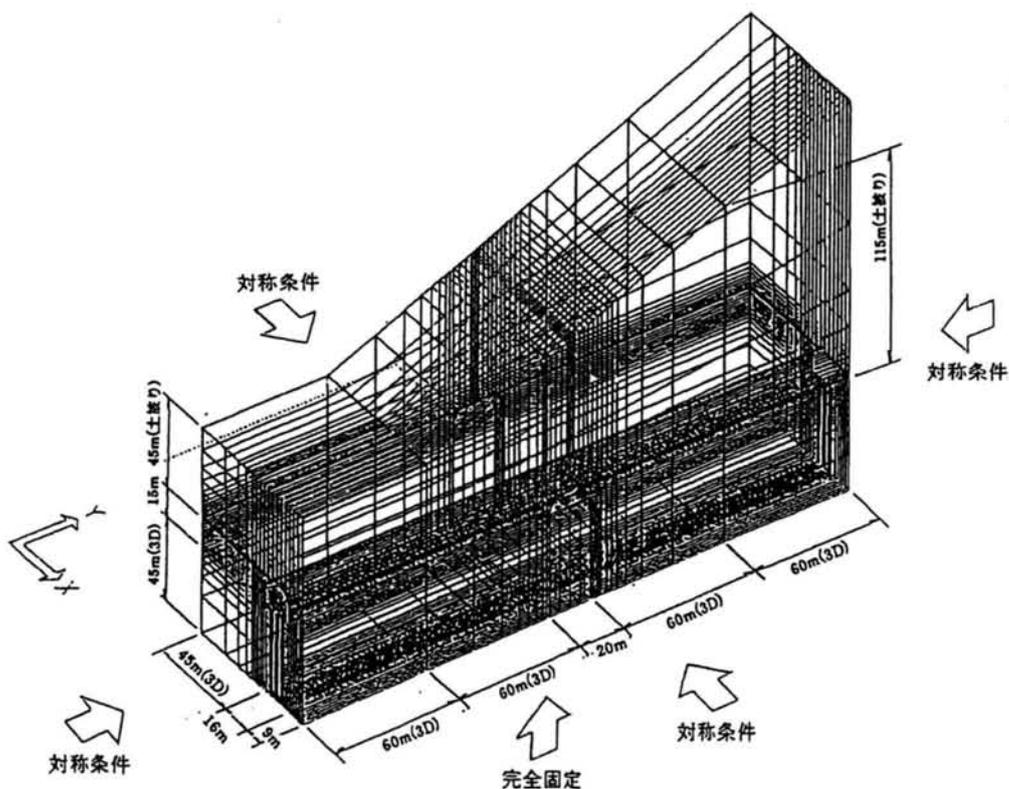


図 4-7 3次元 FEM 解析モデル

表 4-3 解析ステップ

STEP 1	初期応力算定
STEP 2	本坑上半掘削解放(100%)
STEP 3	連絡坑上半掘削解放(100%)
STEP 4	本坑下半掘削解放(100%)
STEP 5	連絡坑下半掘削解放(100%)

表 4-4 3次元解析用地盤物性値

単位体積重量	21 KN / m ³
変形係数	800 N / mm ²
ポアソン比	0.35

1) 鉛直応力分布

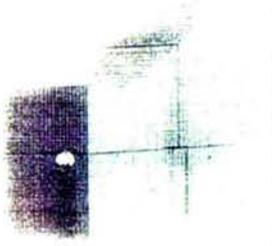
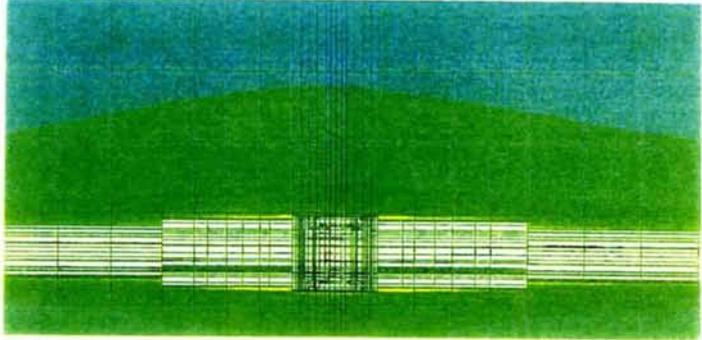
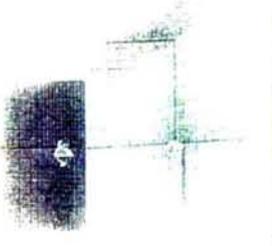
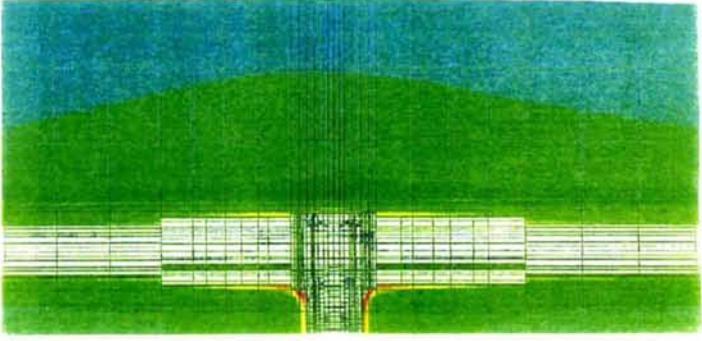
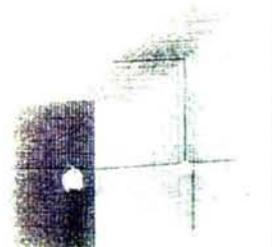
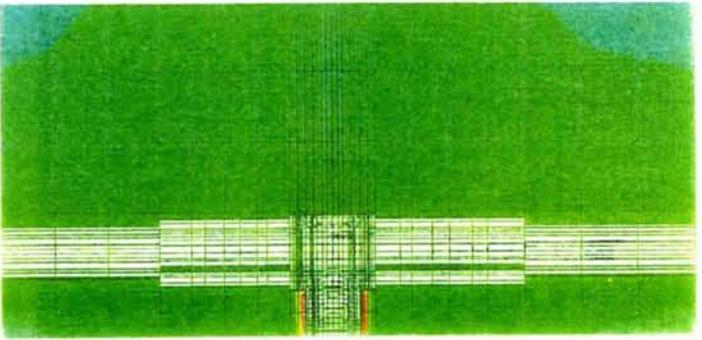
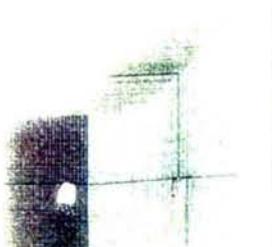
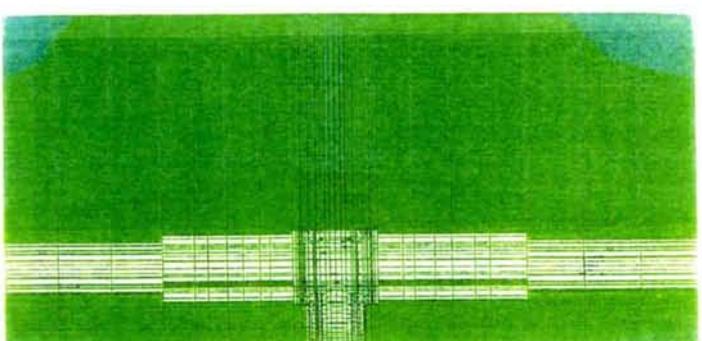
本トンネルはトンネル軸方向に地盤勾配を有しているため、初期の応力が軸方向の各点において異なり、応力をそのまま比較することができない。したがって、ここでは鉛直応力の分布を把握するために、スプリングライン平面（S L平面）各ステップにおける鉛直応力と初期の鉛直応力の比（ $\sigma_{\text{step } i} / \sigma_{\text{step } 1}$ ）で示す（表 4-5）。

表 4-5 から、

- ①本坑上半掘削時(step 2)では、本坑交差部付近で初期地圧の 2.5 倍程度の応力が発生している。
- ②連絡坑上半掘削時(step 3)では、本坑との取合い部で初期地圧の 3 倍以上の応力が発生している。
- ③本坑下半掘削時(step 4)では、連絡坑の側壁部で応力が高くなっているが、本坑側では応力が解放されて step 3 の時より小さくなっている。
- ④連絡坑下半掘削時(step 5)では、連絡坑側壁部の応力も解放され、初期地圧に比べ著しく応力が高い箇所はない。

このように本坑－連絡坑取合い部（S L平面）では、一旦上半掘削時応力が高くなり、下半掘削により解放され小さくなるが、支保工設計においては施工段階で応力状態が変化するため、留意する必要がある。

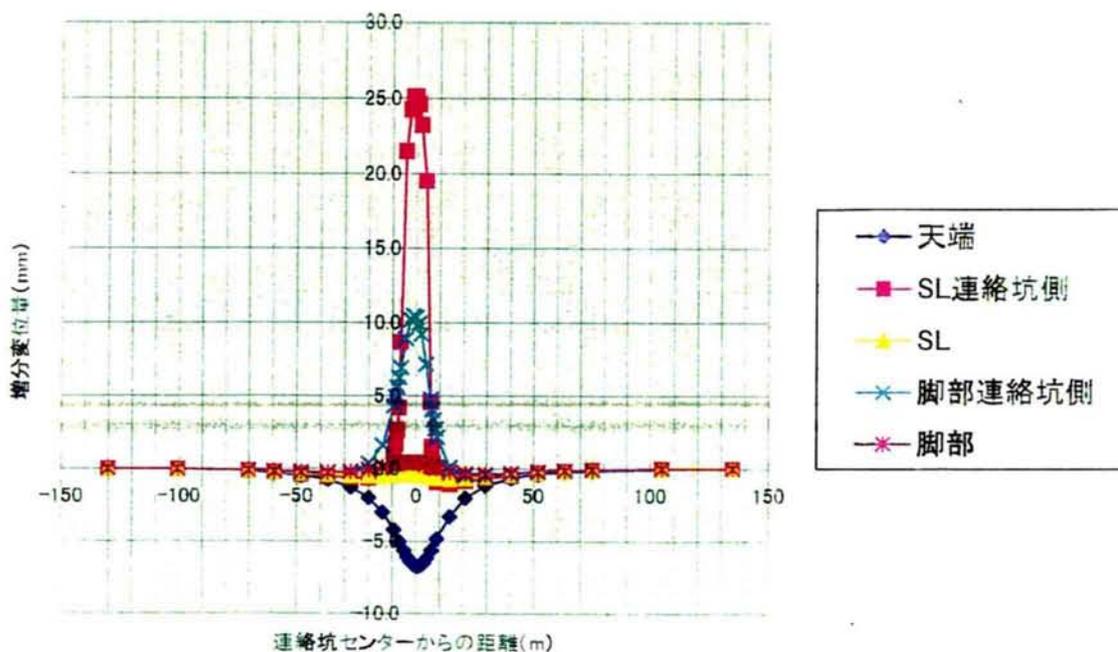
表 4-5 鉛直応力比

SL平面での σ step i / σ step 1			
step 2 / step 1			
step 3 / step 1			7.50E+00 7.33E+00 5.15E+00 1.97E+00
step 4 / step 1			2.20E+00 2.63E+00 2.45E+00 2.28E+00 2.16E+00 1.92E+00 1.75E+00 1.58E+00 1.40E+00 1.23E+00
step 5 / step 1			1.05E+00 6.75E+01 7.00E+01 5.25E+01 3.50E+01 1.75E+01 0.00E+00

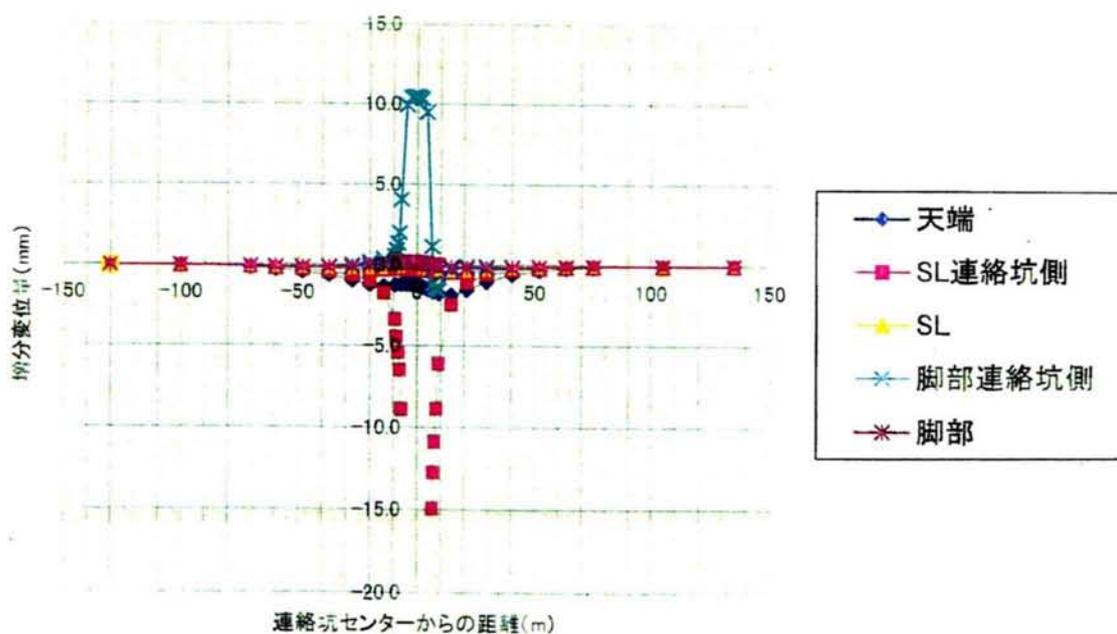
2) 連絡坑掘削による増分変位量

連絡坑掘削の影響範囲を推定するために、

- ・STEP 2 → STEP 3・・・連絡坑上半掘削の影響 ($\Delta \delta = \delta_{\text{step 3}} - \delta_{\text{step 2}}$)
 - ・STEP 4 → STEP 5・・・連絡坑下半掘削の影響 ($\Delta \delta = \delta_{\text{step 5}} - \delta_{\text{step 4}}$)
- のトンネル断面各点における増分変位量の軸方向分布を図 4-8 に示す。



(a) 上半掘削時 ($\Delta \delta = \delta_{\text{Step 3}} - \delta_{\text{Step 2}}$)



(b) 下半掘削時 ($\Delta \delta = \delta_{\text{Step 5}} - \delta_{\text{Step 4}}$)

図 4-8 増分変位量のトンネル軸方向分布

これらの結果より、連絡坑掘削による影響は連絡坑センターから約 40m 程度であることが分かる。また図 4-8 より、連絡坑掘削の影響を大きく受けている区間（交差部区間）は連絡坑センターから約 20m 以内の区間である。

3) 作用荷重の算出（3次元 shell 解析用）

交差部の検討を行う 3次元 shell 解析の作用荷重は、3次元 FEM 解析よりゆるみ領域の推定を行い、ゆるみ土圧を作用させる。ゆるみ領域の推定方法は種々の手法があるが、ここでは非線形領域になる局所安全率 F_s を逆算し、3次元 FEM 解析結果の F_s 分布図（最終 STEP）よりゆるみ領域を推定することとした。図 4-9 に局所安全率 F_s と破壊接近度 R について示す。

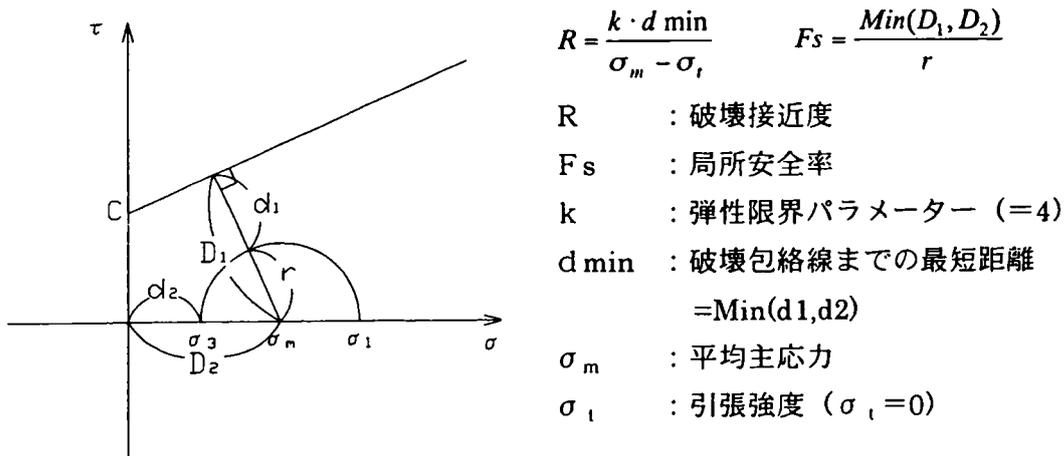


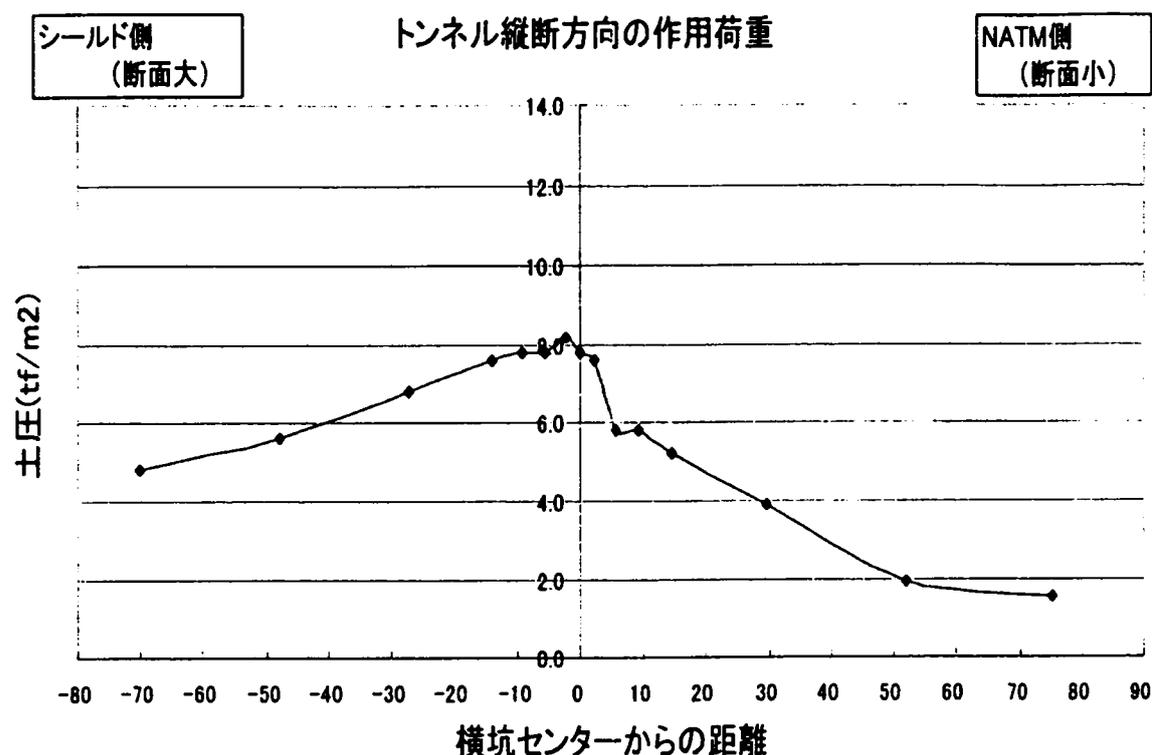
図 4-9 局所安全率 F_s と破壊接近度 R

$R < 1.0$ のときに地盤は非線形領域に入るため、ちょうどこの時の F_s を逆算すると $F_s < 1.33$ であった。なお今回対象とする地山の破壊は、トンネル掘削による破壊であるため、引張破壊は無視して F_s を算出した。 $F_s = 1.33$ ラインより、トンネル縦断方向各断面において緩み高さを推定し、緩み土圧を算出する。

図 4-10 に各断面において算出したゆるみ土圧を示す。なお、側方土圧については、トンネル周辺の地山は主働土圧状態にあるものと考え、側圧係数を 0.3 として荷重を作用させた。

図 4-10 は横軸に連絡坑センターからの距離をとり、縦軸にゆるみ土圧（ト

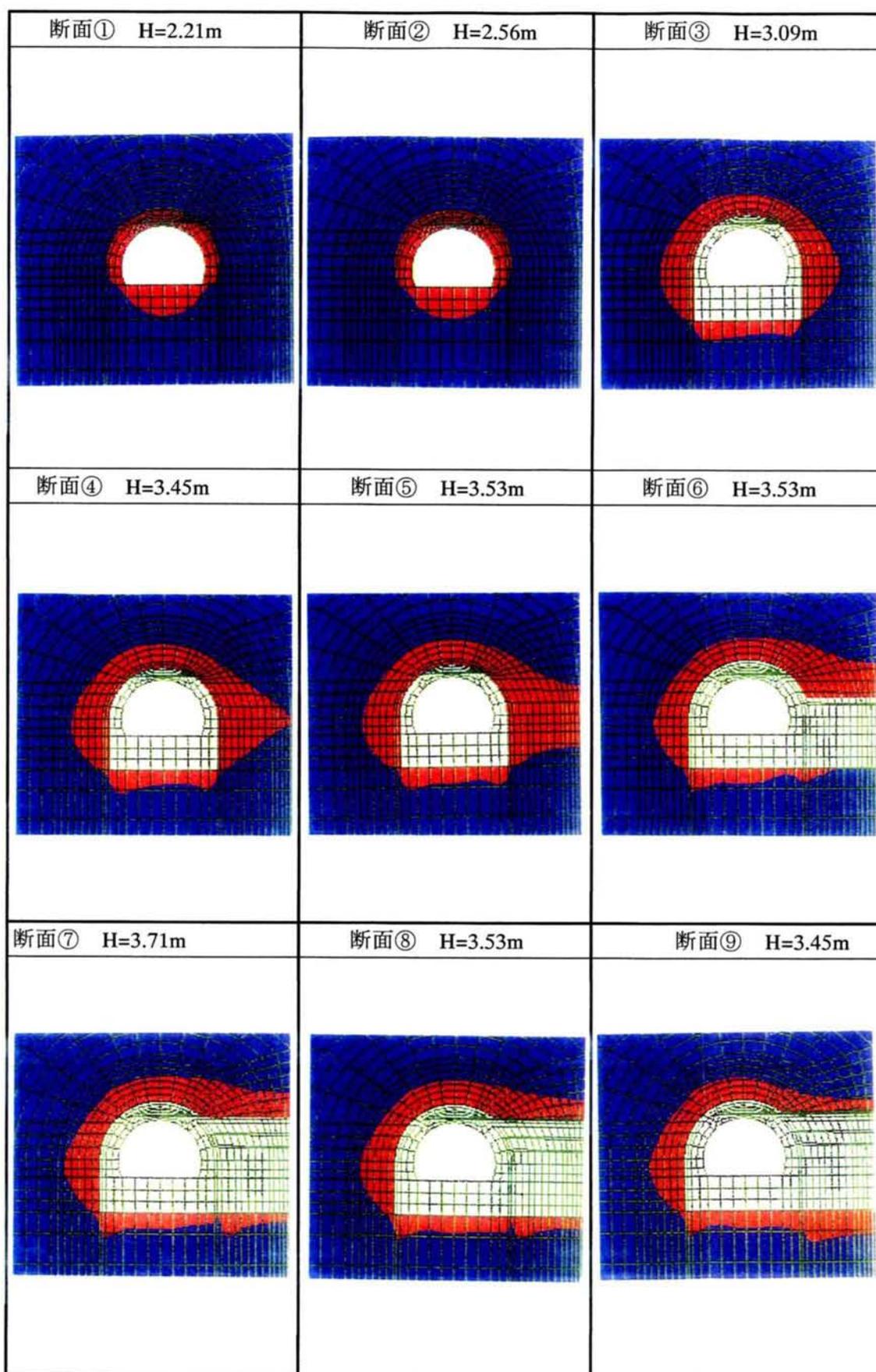
ンネル縦断方向の作用荷重)を示しており、センターで最大値 8tf/m² が作用している。また作用荷重は左右対称にならず、掘削断面が大きいシールド側で大きくなっている。さらに掘削断面が小さいNATM側では、センターから 80m 離れると、作用荷重は 2tf/m² 以下とセンターの 4 分の 1 になるのに対し、シールド側では 70m 離れても、作用荷重は 5tf/m² 程度あり、距離減衰が小さい。



側圧係数は $k = 0.3$ とした。

図 4-10 ゆるみ土圧 (D I 相当地盤)

また、図 4-11 にトンネル縦断方向各断面におけるゆるみ領域 ($F_s=1.33$) を示すが、交差部付近のゆるみ領域が最も大きくなり、連絡坑天端から約 7m 程度 (本坑天端から約 4m 程度) となった。



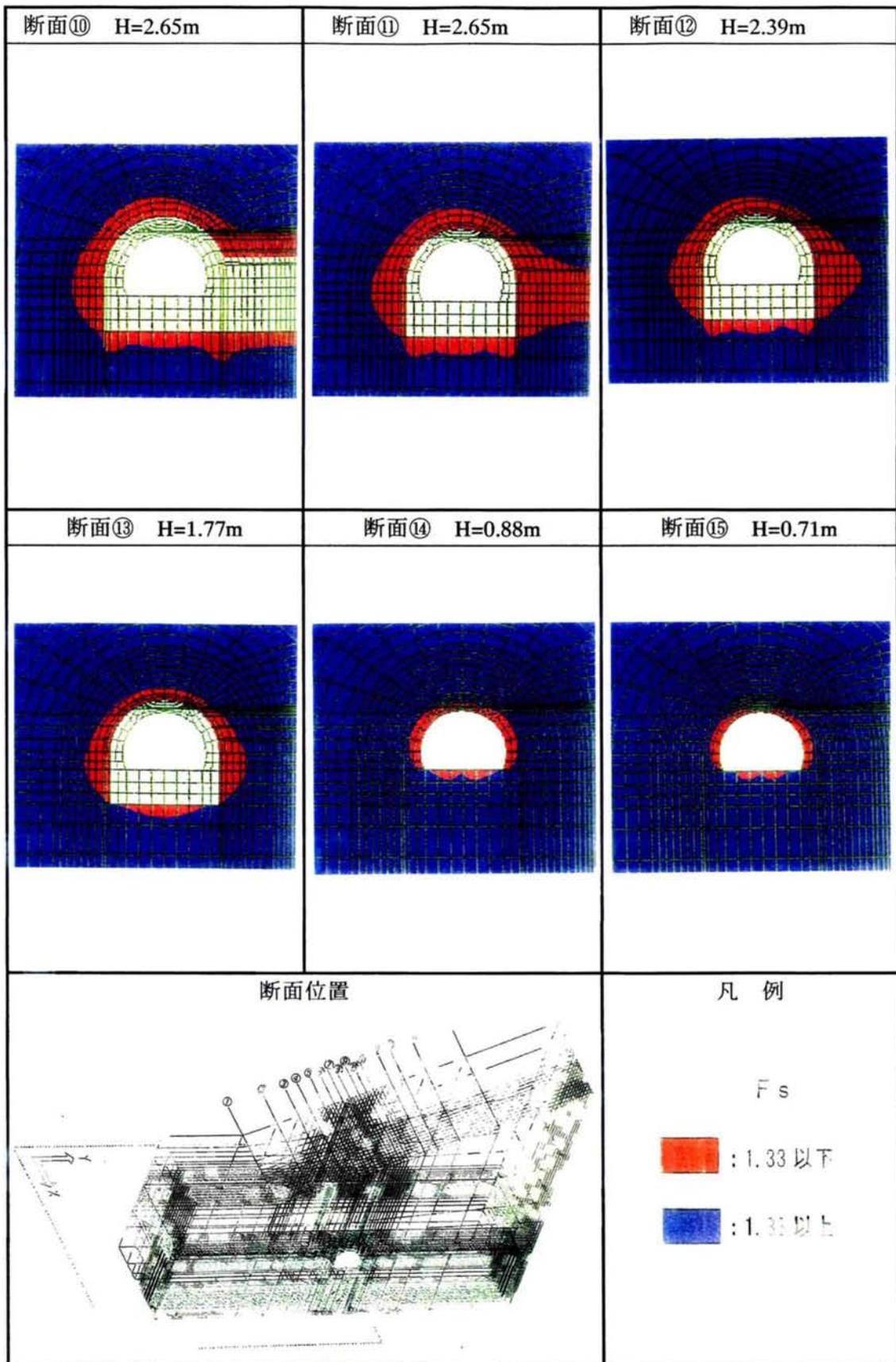


図 4-11 各断面におけるゆるみ領域の推定

図 4-11 からゆるみ領域は横坑センター付近（断面⑥，⑦，⑧）で大きく，センターから離れるにしたがって，ゆるみ領域は小さくなる。またゆるみ領域は，掘削断面の大きいシールド側（土被りは小さい）の方が NATM 側に比べて大きくなっている。この結果は，ゆるみ高さからゆるみ土圧を推定した図 4-9 でも同じ傾向を示している。

(2) 3次元 shell 解析（交差部区間の支保構造設計）

連絡坑掘削の影響を大きく受けている区間（交差部区間）を 3次元 shell モデルでモデル化し（表 4-6），各支保工の応力照査を実施した。解析領域は交差部を設計するのに，境界条件の悪影響が出なくなる程度に十分広くとった（図 4-12）。また作用荷重は，（1）で算出した緩み土圧を作用させた。

表 4-6 3次元 shell モデル

鋼製支保工	BEAM 要素
吹付けコンクリート	shell 要素
ロックボルト	バネ支点
地 盤	バネ支点 (Non-Tension)

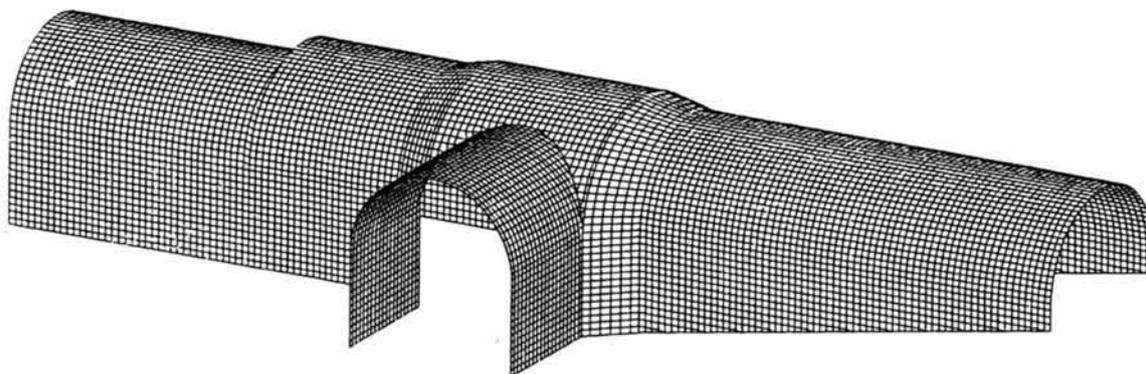


図 4-12 解析 Mesh

1) 解析条件

地盤条件は逆解析結果からDI相当（ $E=800\text{N/mm}^2$ ）とし，各支保工の仕様を表 4-7 に示すように設定した。

表 4-7 支保工仕様

	交差部 $\sigma_{ck}=36(\text{N/mm}^2)$		補強部 $\sigma_{ck}=24(\text{N/mm}^2)$	
	H鋼	吹付けコンクリート	H鋼	吹付けコンクリート
DI	NH-250@1m	t=30cm	NH-200@1m	t=25cm

地盤反力係数は以下に示す，NATM 設計施工指針（日本鉄道建設公団）の算出式を用いて計算した値に，トンネル掘削による周辺地山のゆるみを考慮して 0.4 を乗じた値（ $=0.046\text{N/mm}^3$ ）を用いた。

$$K_n = 1/12 \cdot E_0 \cdot D_0^{-1/4} \cdot \delta^{-1/2}$$

ここに， K_n ：法線方向地盤反力係数（ N/mm^3 ）

E_0 ：孔内水平載荷試験による変形係数（ N/mm^2 ）

D_0 ：覆工外径， δ ：覆工の変形量（ $\cong D_0/2/1000$ ）

2) 解析結果の評価

3次元 Shell 解析結果の変形図を図 4-13 に，ロックアンカーの軸力分布図を図 4-14(1)に，吹付けコンクリートの応力分布を図 4-14(2)に，鋼製支保工の検討結果を図 4-15 に示す。

図 4-13 から天端沈下も内空変位も本坑に比べ，連絡坑が大きく生じている。また内空変位は内側に押し出される結果となっている。

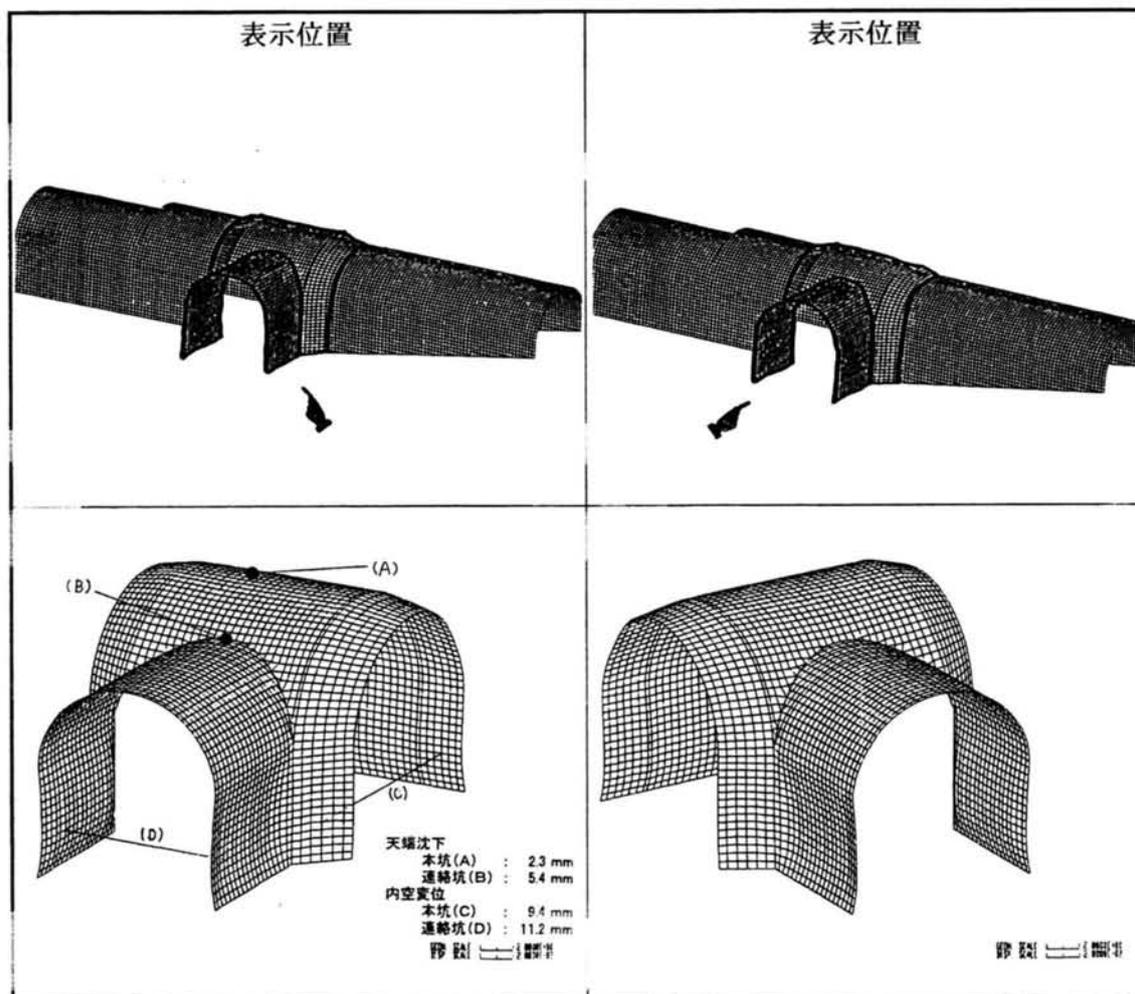


図 4-13 交差部変形図

図 4-14(1)から連絡坑の両側脚部付近および本坑背面側脚部付近で、ロックアンカーに大きな軸力(18tf 以上)が発生している。

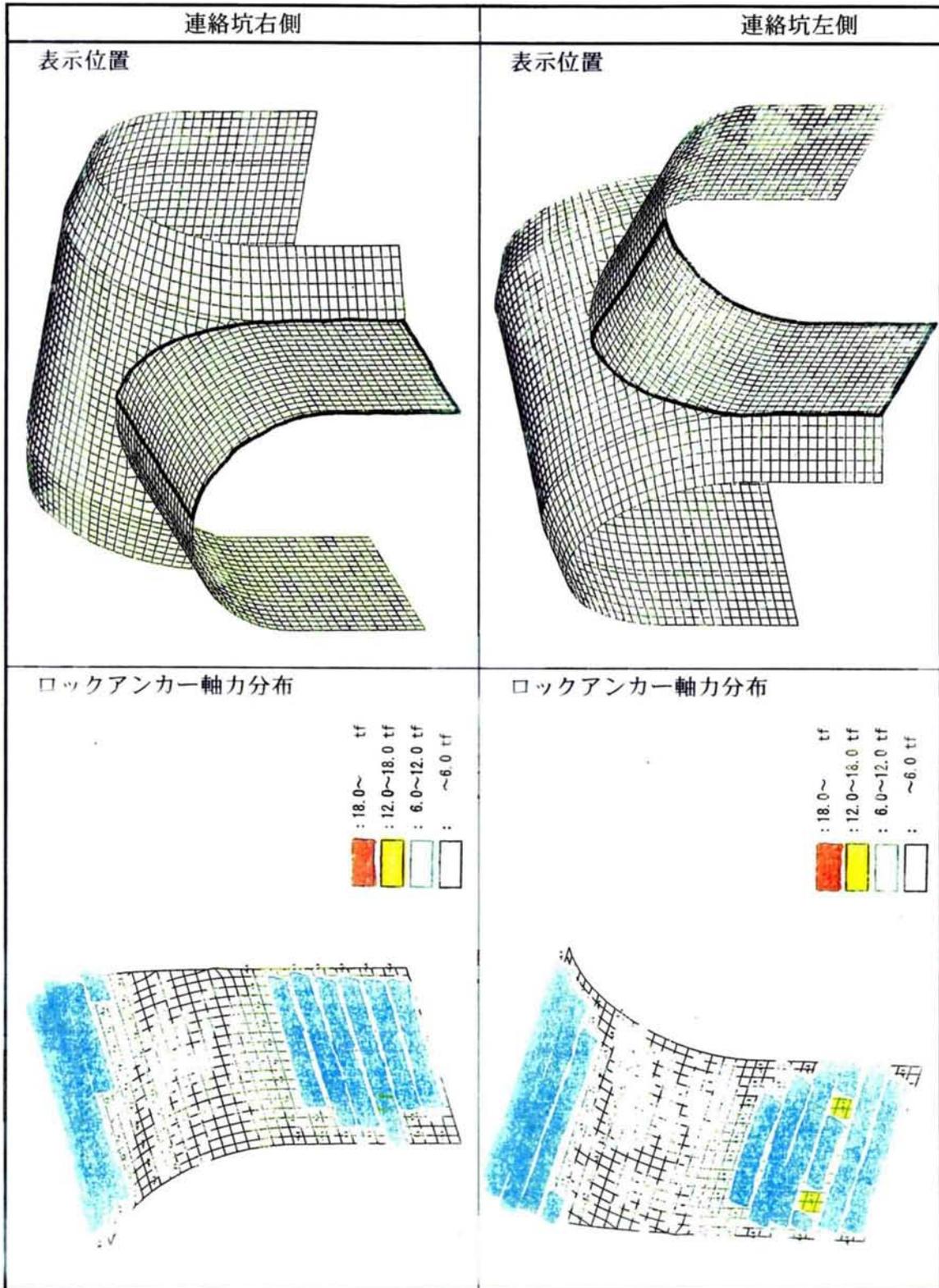


図 4-14(1) ロックアンカーの軸力分布図 (その1)

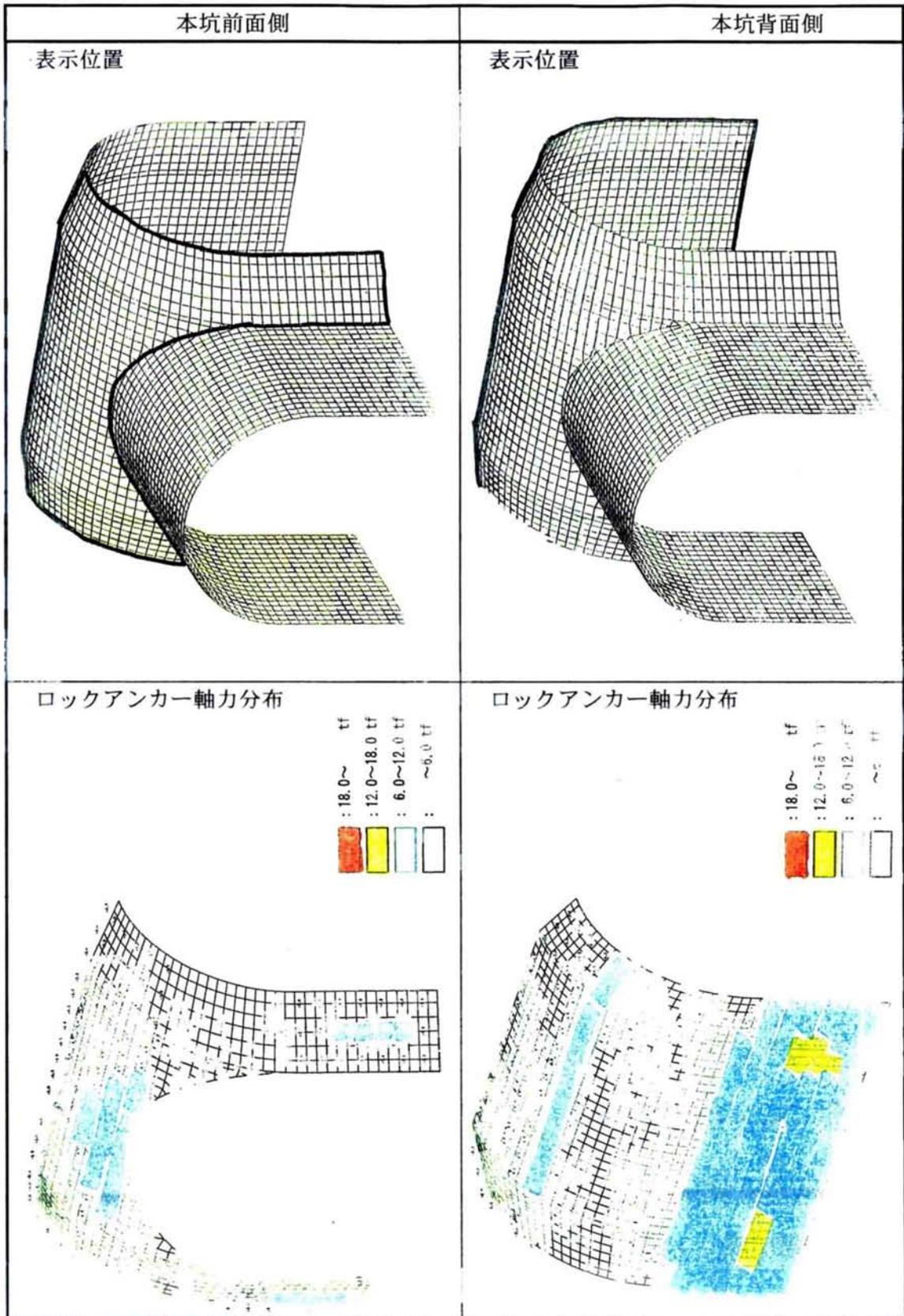


図 4-14(1) ロックアンカーの軸力分布図 (その2)

一方吹付けコンクリートの応力に着目すると、図 4-14(2)から本坑と連絡坑との取付け部において短期許容応力以上の応力が発生していることが分かる。

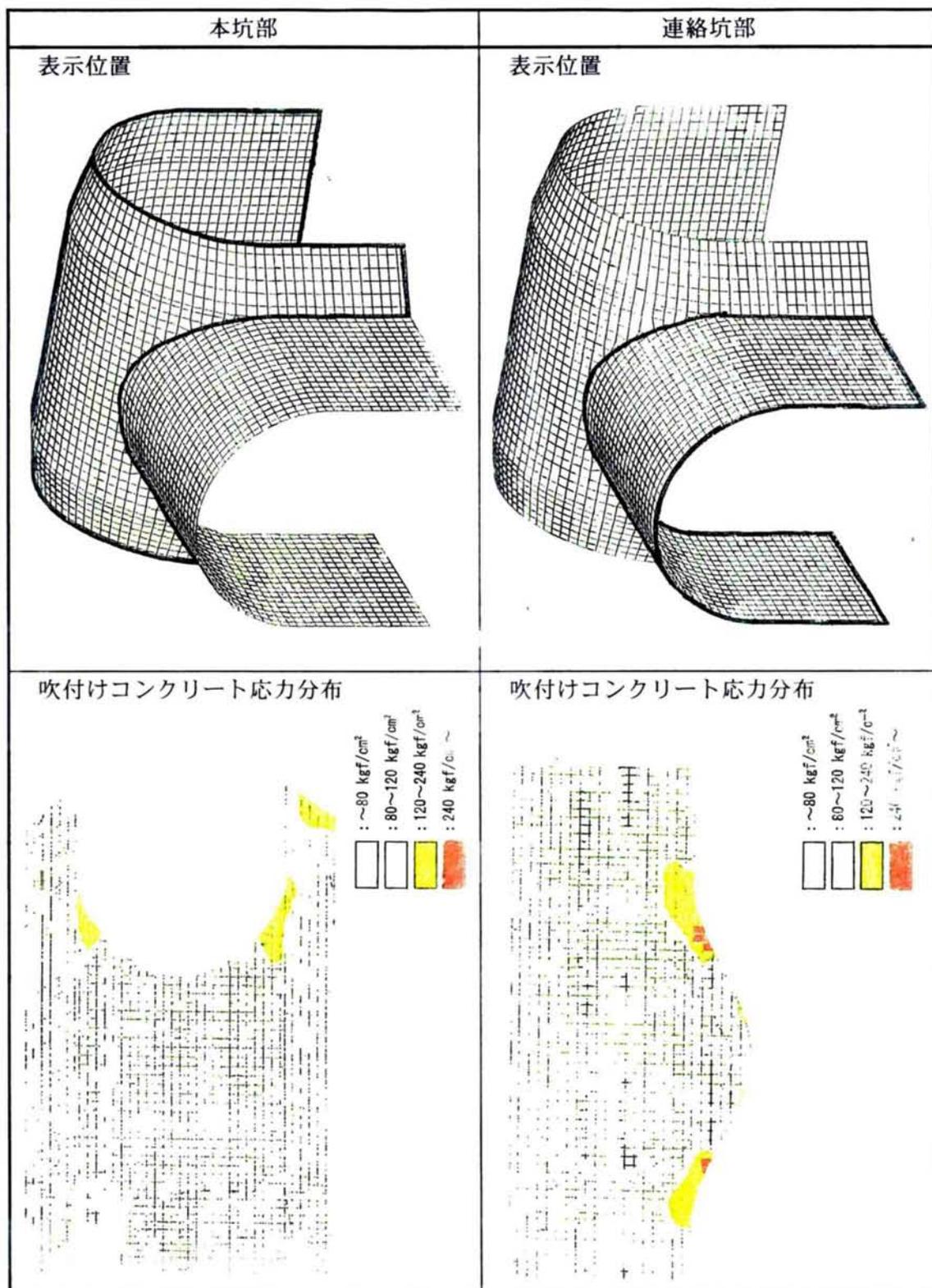


図 4-14(2) 吹付けコンクリートの応力分布

さらに鋼製支保工においても、図 4-15 から 分かるように本坑および連絡坑の脚部付近で最大曲げモーメント、最大軸力が発生している。

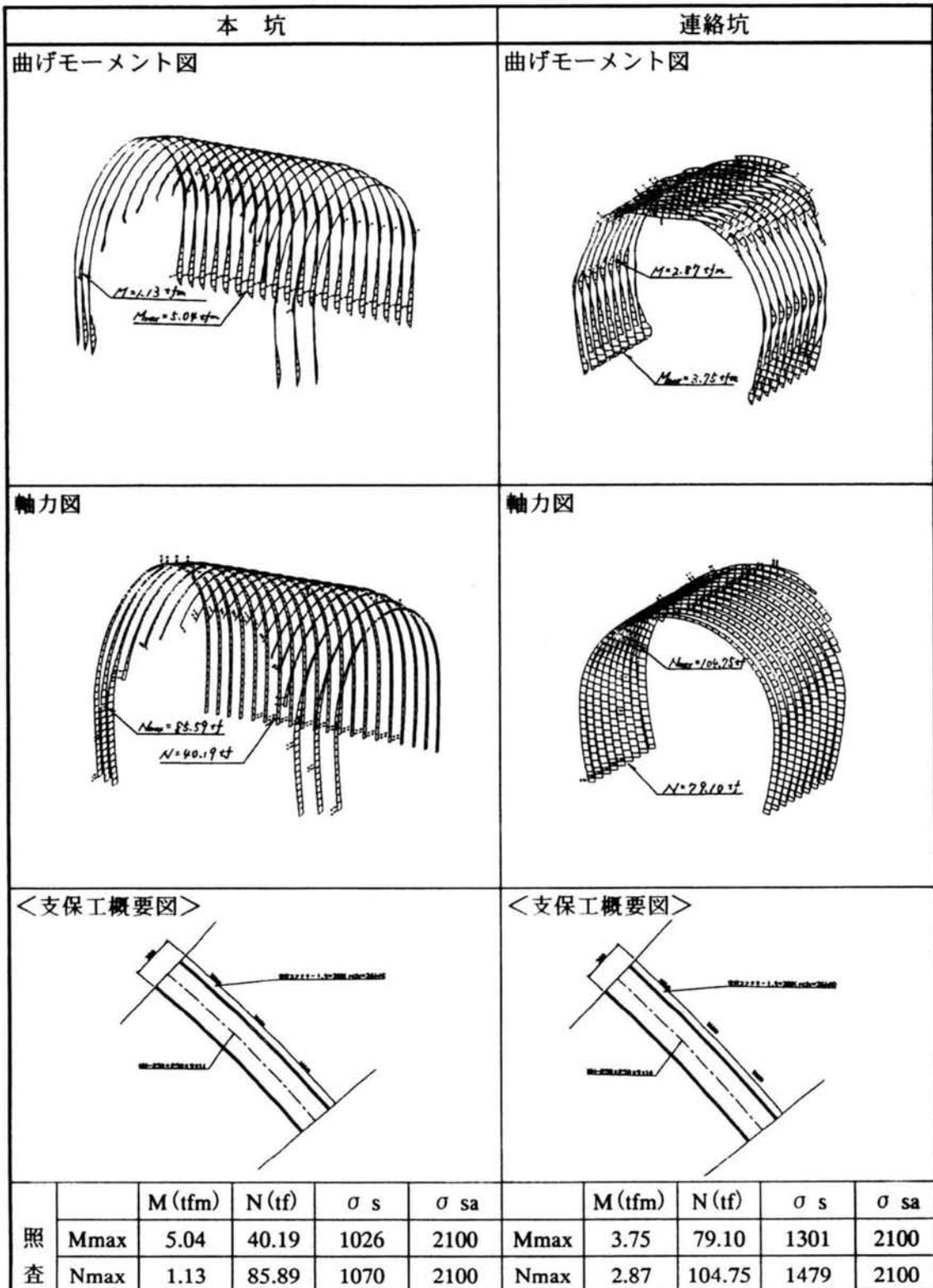


図 4-15 鋼製支保工の検討結果

このように本検討において決定した支保構造は、応力が短期許容応力度を超える部分が交差部区間で局所的にあったが、(3)で述べる2次元FEM解析結果と総合的に判断して、予め交差部区間に補強代(t=200mm)を見込んで施工を進めておき、情報化施工をもとに必要に応じてこの補強代を用いて二重支保工や吹付けコンクリートの増吹き等により対処することとした。

(3) 2次元FEM解析(補強部区間の支保構造設計)

3次元FEM解析の結果から、連絡坑センターから20m以上40m以下の範囲は、連絡坑掘削の影響をある程度受ける区間(補強部区間)であり、この区間についてハンドリングの良い2次元FEM解析を用い、支保工の設計を行った。4.2.2(1)の3次元FEM解析結果より連絡坑掘削による増分変位量を抽出し、これを荷重に変換して2次元の双設トンネルモデル(図4-16)に作用させ、極力実施工の施工ステップをモデル化し(表4-8)、施工途中の各支保工の健全性の確認を行った。鋼製支保工はBEAM要素、吹付けコンクリートとロックボルトはTRUSS要素としてモデル化した。

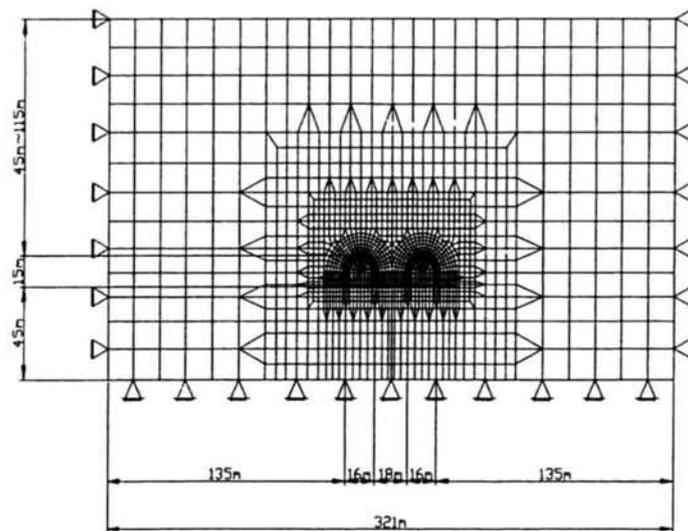


図4-16 解析 Mesh 図

表4-8 施工ステップ

STEP 1	初期応力の算定	STEP 2	西行線上半掘削解放(50%)
STEP 3	西行線上半支保建込(50%)	STEP 4	東行線上半掘削解放(50%)
STEP 5	東行線上半支保建込(50%)	STEP 6	連絡坑上半掘削影響
STEP 7	西行線下半掘削解放(50%)	STEP 8	西行線下半支保建込(50%)
STEP 9	東行線下半掘削解放(50%)	STEP 10	東行線下半支保建込(50%)
STEP 11	連絡坑下半掘削影響		

1) 連絡坑掘削の影響評価方法

連絡坑掘削の影響を受ける補強部の設計を行う上で、連絡坑掘削の影響を支保工付き2次元 FEM 解析に反映させるため、図 4-17 に示す方法を採用した。この時、素掘り2次元弾性 FEM 解析に作用させる強制変位（連絡坑掘削による増分変位）を図 4-18 に示す。

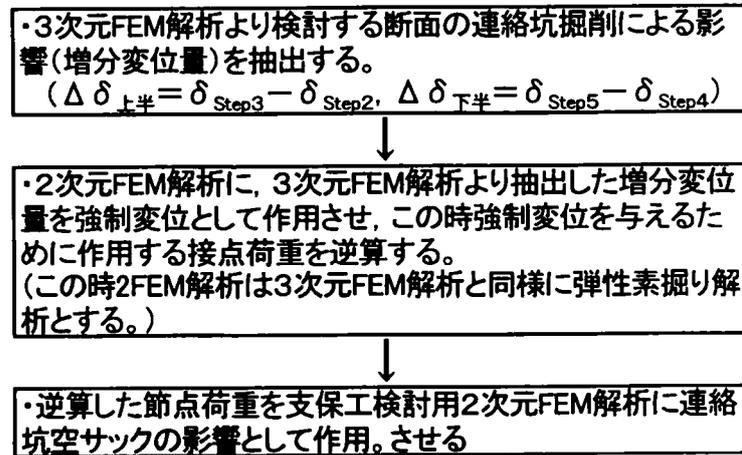


図 4-17 連絡坑掘削の影響評価法

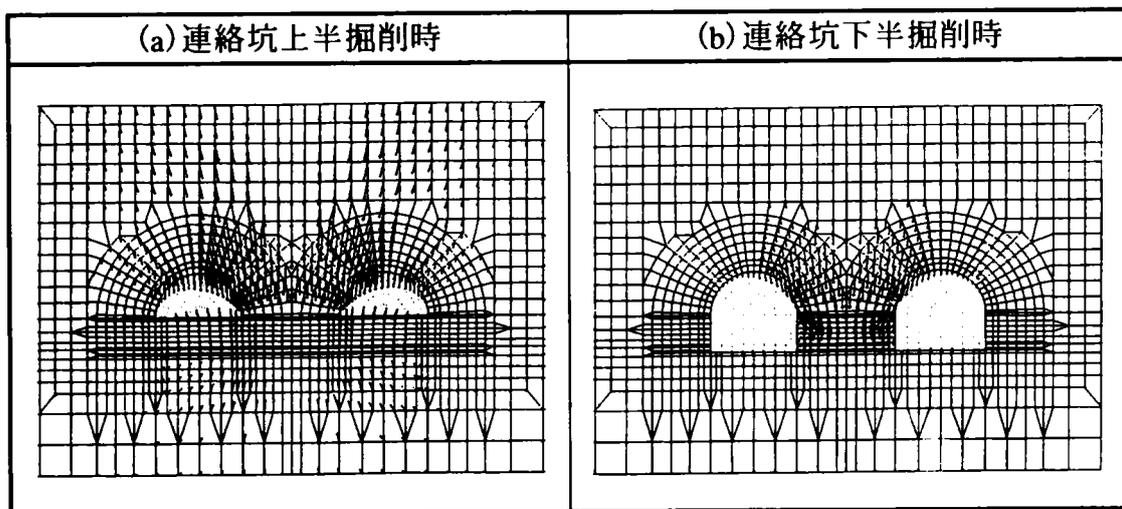


図 4-18 強制変位

2) 解析結果の評価

2次元 FEM 解析結果の変形図を図 4-19 に、Fs 図を図 4-20 に、最大せん断ひずみ分布図を図 4-21 に、支保工応力照査を図 4-22 に示す。

図 4-19 から、連絡坑の上半掘削時に左トンネル（西行線）で天端沈下 27.8 mm、右トンネル（東行トンネル）で内空変位 1.6mm 生じた。その後施工の進捗に併せて変位量も大きくなるが、天端沈下量は最終ステップでも 31.3mm とその大半は上半掘削完了時に生じていることになる。

また図 4-20 から局部的に安全率 1.2 を下回る箇所が生じた。

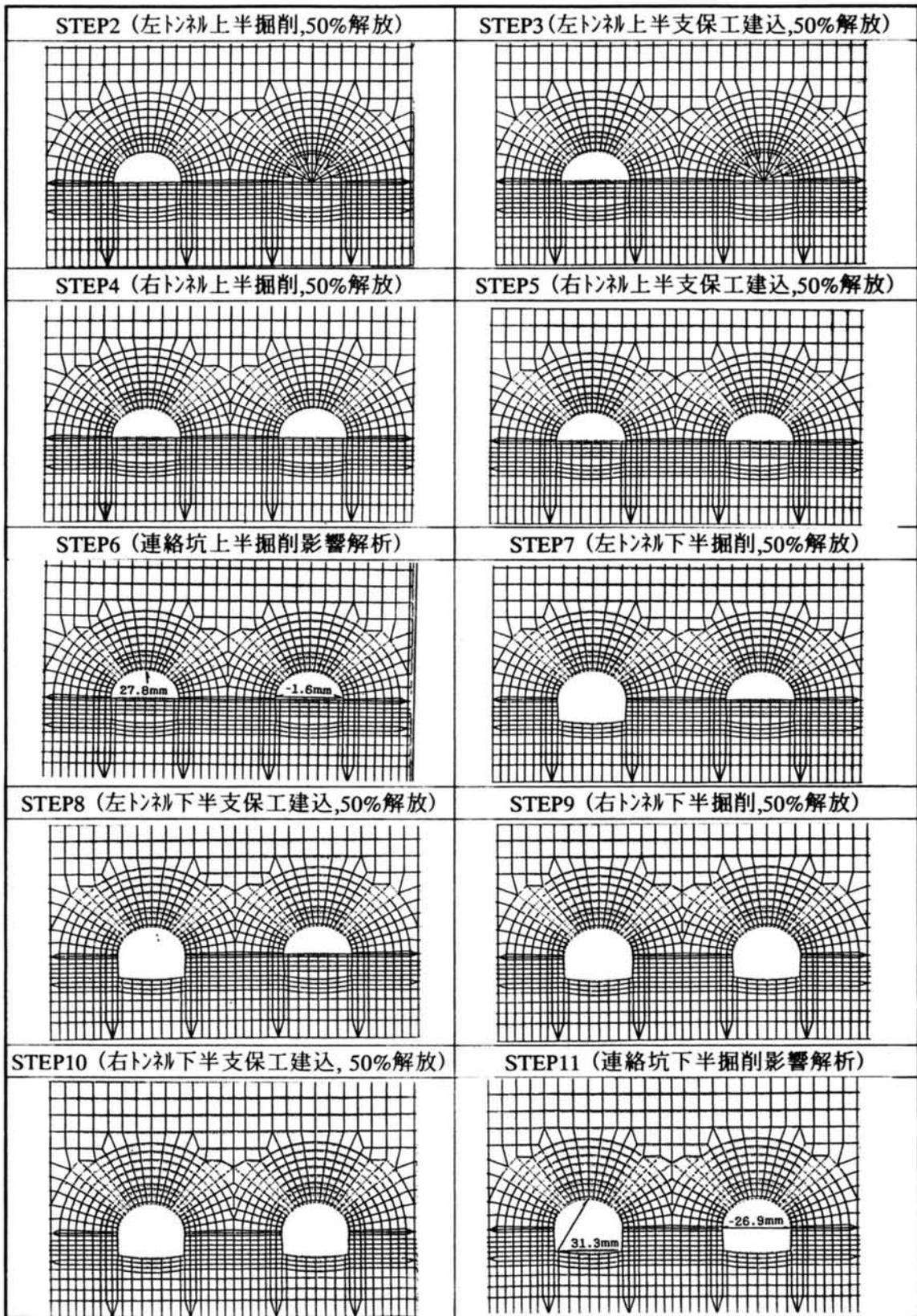


図 4-19 変形図 (補強部)

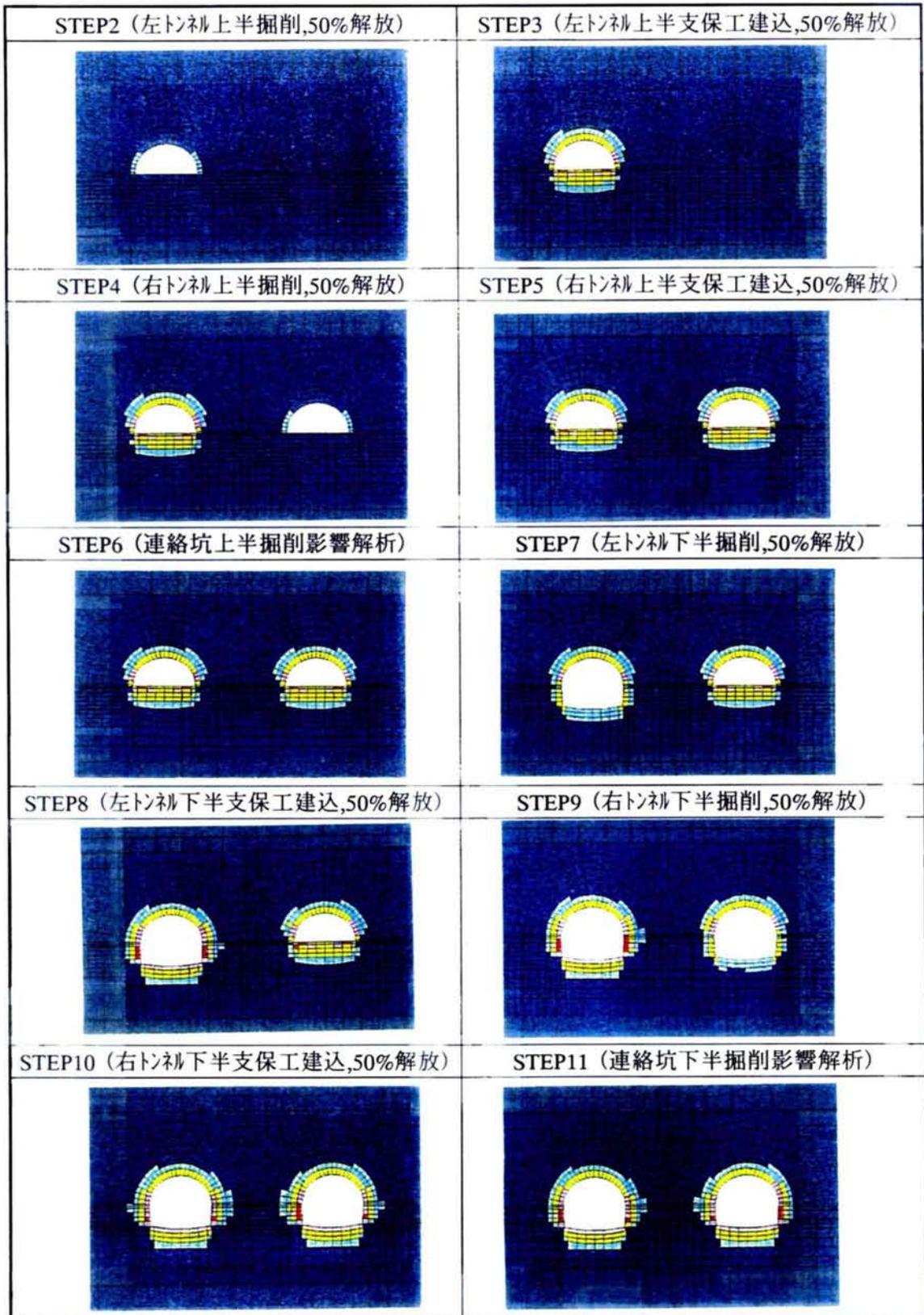


図 4-20 Fs 図 (補強部)



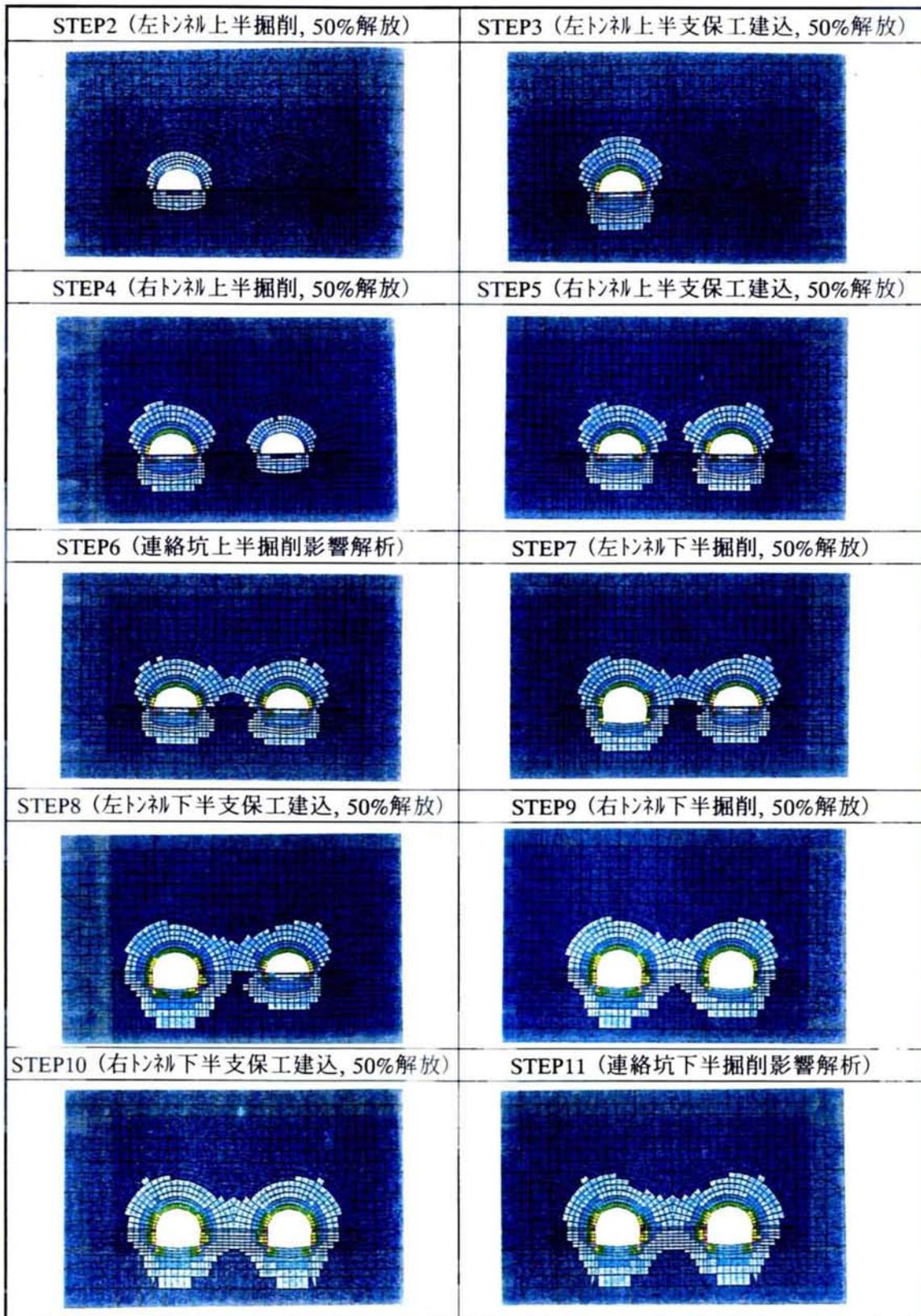
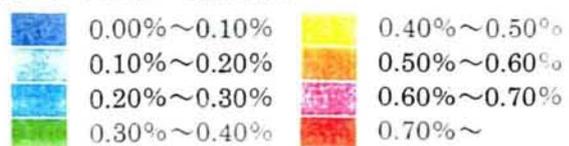


図 4-21 最大せん断ひずみ分布 (補強部)



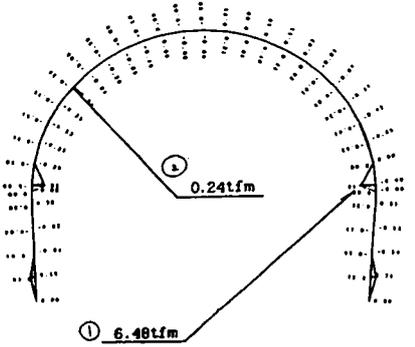
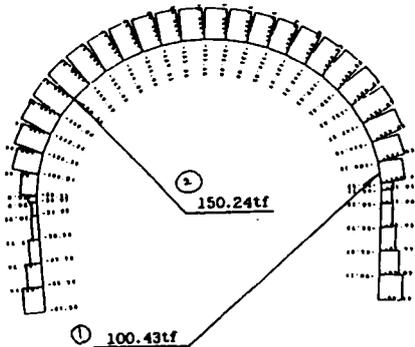
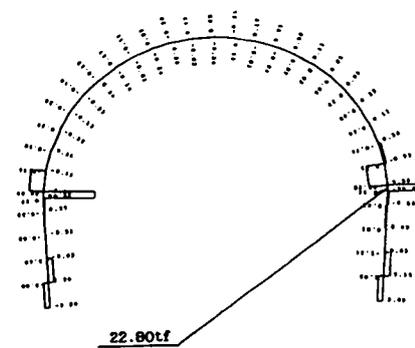
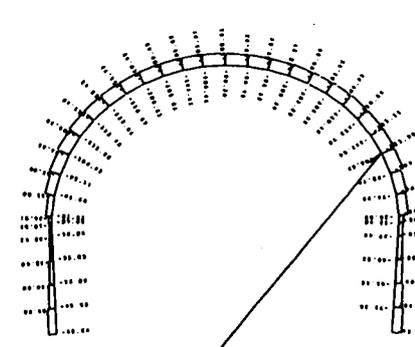
<p>曲げモーメント図</p>	<p><STEP 11>支保工</p> 	<p><応力照査> 支保工仕様 H-200x200x8x12 A=63.53cm²,Z=472cm³ -発生断面力- ① Mmax=6.48tfm N=100.43tf $\sigma_s=2954\text{kgf/cm}^2 > 2100\text{kgf/cm}^2$ - OUT</p>
<p>軸力図</p>	<p><STEP 11>支保工</p> 	<p>② M=0.24tfm Nmax=150.24tf $\sigma_s=2416\text{kgf/cm}^2 > 2100\text{kgf/cm}^2$ - OUT</p>
<p>せん断力図</p>	<p><STEP 11>支保工</p> 	<p><応力照査> 支保工仕様 H-200x200x8x12 Aw=14.08cm² -発生断面力- Smax=22.80tf $\sigma_s=1619\text{kgf/cm}^2 > 1200\text{kgf/cm}^2$ - OUT</p>
<p>軸力図</p>	<p><STEP 11>吹付けコンクリート</p> 	<p><応力照査> 吹付けコンクリート仕様 t=25cm -発生断面力- Smax=113.90tf $\sigma_c=46\text{kgf/cm}^2 > 80\text{kgf/cm}^2$ - OK</p>

図 4-22 支保工応力照査 (補強部)

図 4-21 の最大せん断ひずみ分布から分かるように、最終ステップで下半脚部および上半肩部で 0.3 % 以上になった。

これらの検討の結果、上半掘削完了時に鋼製支保工脚部で最も大きな応力が発生し、その後下半掘削完了時には、応力集中箇所が下半脚部に移行することが分かった。

さらに図 4-22 に示すように、鋼製支保工の一部で許容値を 15 % ~ 40 % 超える応力が発生した。通常 2 次元 FEM 解析により、鋼製支保工の断面力は大きく算出されることが多い。その理由として考えられるのは、今回のように土被りが大きく地圧が大きい場合、吹付けコンクリート剛性が低く設定されているために鋼製支保工に過大な軸力が作用するためであると考えられる。今回の検討においても、吹付けコンクリートの剛性として通常使われている $E=4,000\text{N/mm}^2$ を用いており、条件としても土被りが 80m 程度と大きい。したがって結果として支保工の軸力が大きく計算され、アーチ部全体で発生応力が大きくなっており、特に肩部では降伏応力を超えている (図 4-23 参照)。しかし、吹付けコンクリートの応力には余裕があるため、上記の理由により実際に発生している応力はもう少し小さいものと考え、4. 3 で述べる情報化施工により対処することとした。具体的には交差部、補強部では表 4-9 に示す支保工で施工を進め、併せて補強代を 200 mm 見込んでおき、施工ステップに併せて計測を実施し、支保工の安全性を確認しつつ、必要に応じて補強代を用いた対策—二重支保工や吹付けコンクリートの増吹き等に対応することとした。

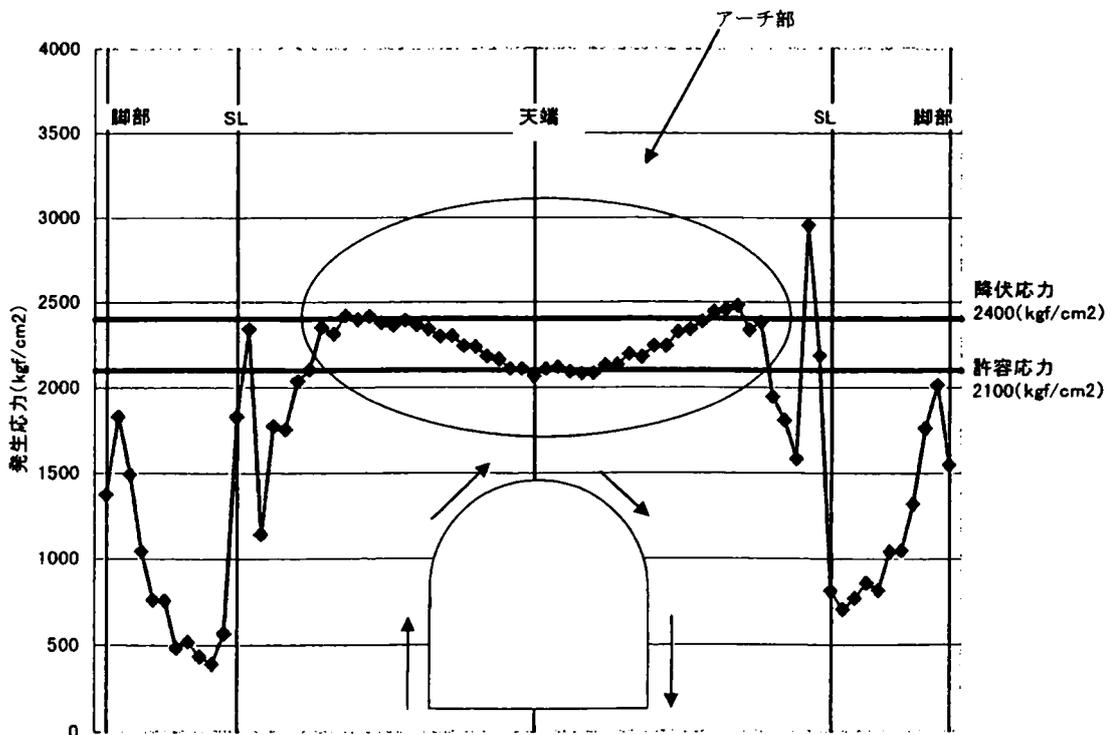
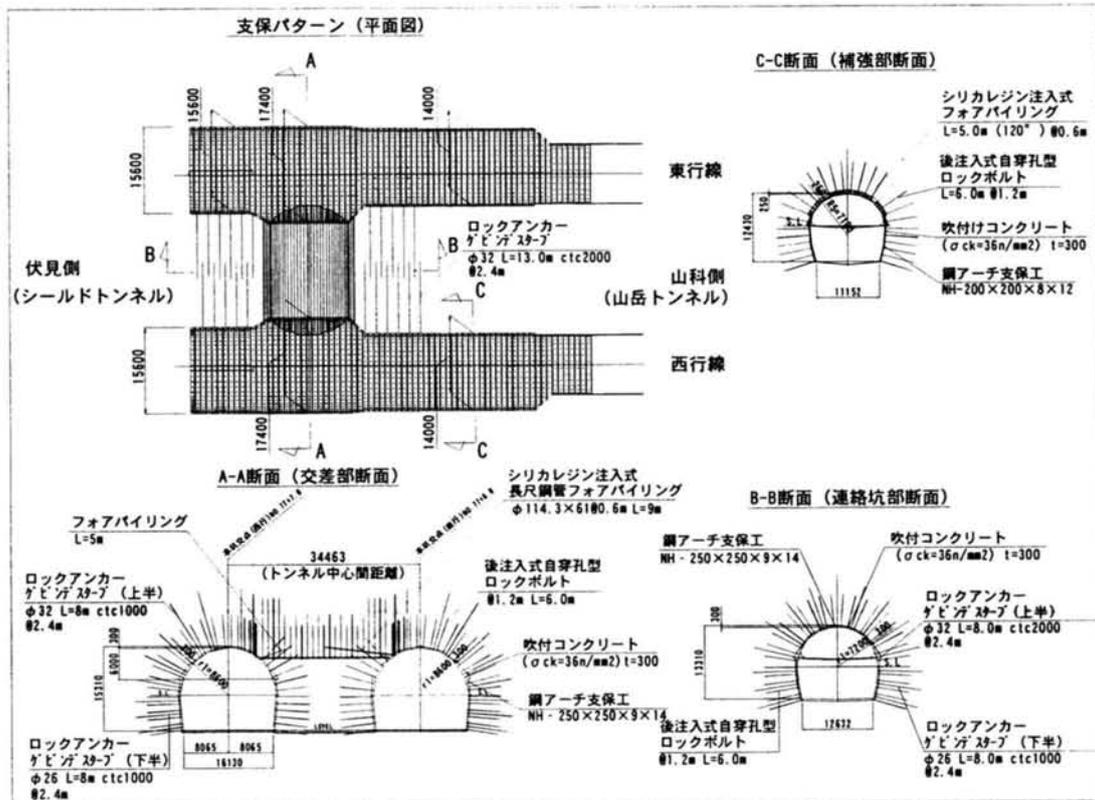


図 4-23 発生曲げモーメント

表 4-9 当初支保パターン



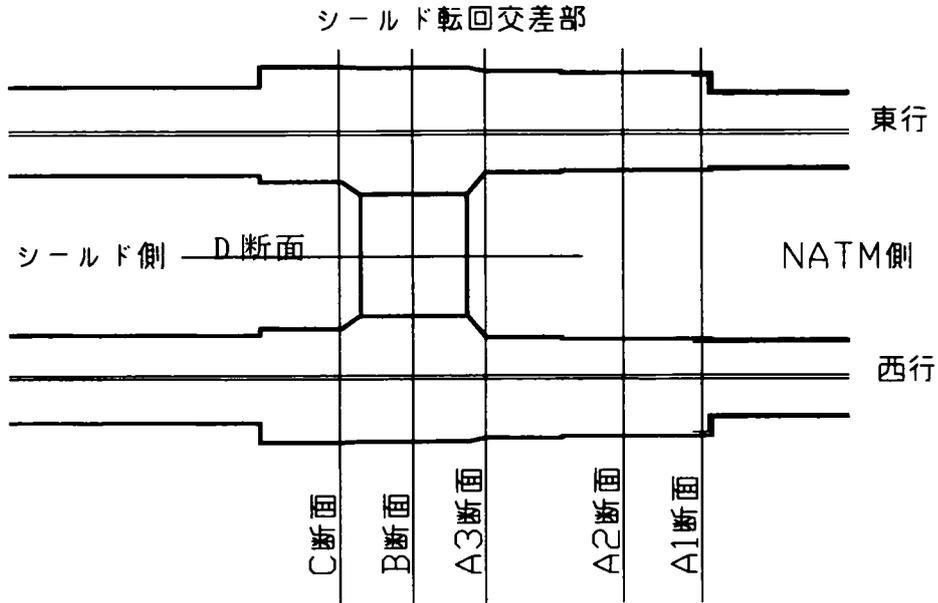
4. 2. 3 情報化設計・施工

(1) 計測位置および計測内容

4. 2. 2で検討したように、当初設計の支保構造では局所的に許容応力を超える箇所があるが、この解析には支保の効果が反映されにくいこともあり、予め補強代(200mm)を見込んで施工を進め、計測結果をもとに必要に応じて補強代を用いた情報化施工を行うこととした。

この情報化施工の判断材料となる、計測の断面位置を図 4-24 に、表 4-10 に各断面における計測項目を示す。主計測断面は連絡坑の開口に伴って応力集中が最も大きくなると思われる連絡坑際の断面 (A3 断面) とした。A1, A2 断面は拡幅が始まる断面および補強部の始まる断面で、交差部の事前情報を得るために計測する検討区間である。B 断面は交差部の本坑中央部で、D 断面は連絡坑の中央部の断面である。C 断面は交差部直後の断面で、支保工等の安全性検証のために計測する。また計測項目は、天端沈下および内空変位計測の A

計測はすべての断面で計測し、支保工の応力測定は西行トンネルの交差部および連絡坑中央部で計測する。緩み領域を推定するための地中変位測定は交差部で測定する。



支保パターン

	交差部支保仕様	補強部支保仕様
鋼アーチ支保工	NH-250	NH-200
吹付けコンクリート	t=300mm ($\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$)	t=250mm ($\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$)
ロックボルト	L=6.0m, 1.2m×1.0m	L=6.0m, 1.2m×1.0m

図 4-24 計測の断面位置

表 4-10 計測項目

	東行き						西行き					
	A1	A2	A3	B	C	D	A1	A2	A3	B	C	D
A計測	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
鋼アーチ支保工応力測定		○	○					○	○	○		○
吹付けコンクリート応力測定		○	○					○	○	○		○
ロックボルト軸力測定								○	○	○		
地中変位測定			○	○				○	○	○		

(2) 逆解析および予測解析

1) 逆解析

拡幅・交差部の東行、西行両トンネルの上半掘削完了時の施工データを用いて、支保工の安全性を確認するとともに、逆解析を実施し、今後連絡坑および

本坑下半掘削時以降の支保工応力を推定し、補強の必要性の有無、補強仕様について検討を行う。掘削が先行している東行トンネルの各計測断面におけるトンネル内空変位（A計測結果）を図4-25に示す。

図4-25から東行トンネル交差部付近のトンネル変位量は、A3断面～C断面の平均値とし、下記の値とした。

天端沈下量 = 9 mm

内空変位量 = 8.8 mm

各断面におけるトンネル変位量収束値

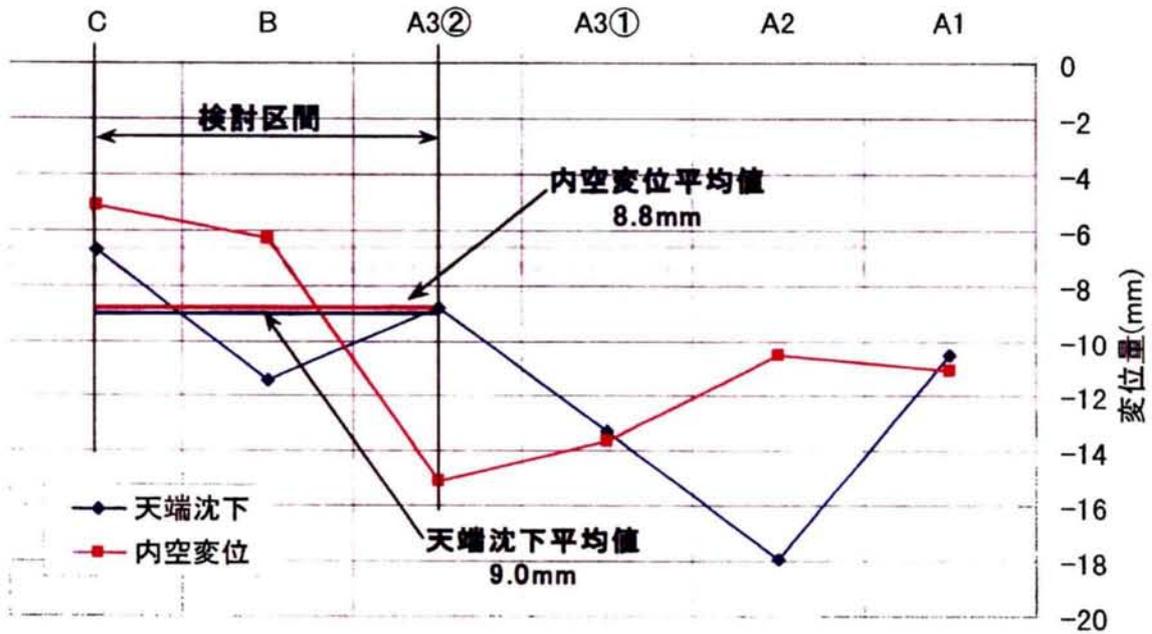


図4-25 トンネル変位量収束値分布(東行トンネル)

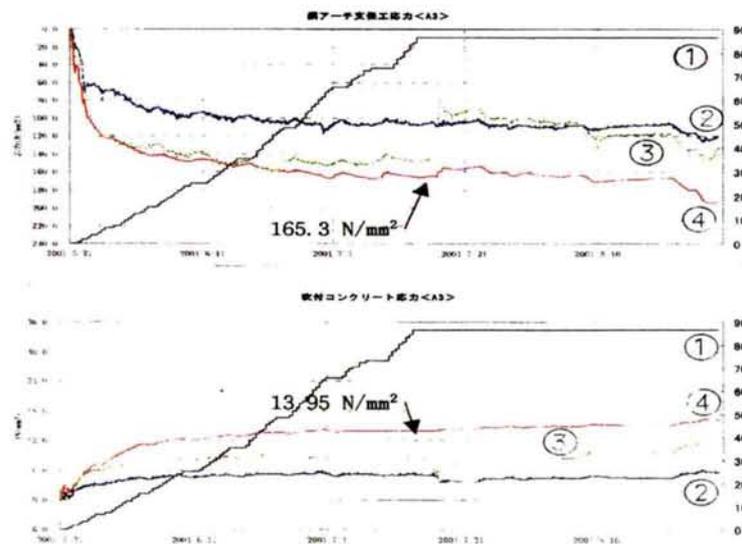


図4-26 発生支保工応力(計測値)

東行トンネル A3 断面における支保工応力を図 4-26 に示す。

図 4-26 中、①は上半掘削の進捗を表し、②、③、④は各々天端右肩、左肩、中央の支保工応力を示している。

図 4-26 から A3 断面では上半掘削の影響は収束し（2001.7.24 以降下半 1 段掘削開始）、計測値は収束している。現状では支保工応力は施工途中であるため増加傾向にある。鋼アーチ支保工および吹付けコンクリート応力とも、第 3 章で定めた管理値 I (140N/mm^2) を超え、特に鋼アーチ支保工には管理値 II (190N/mm^2) に近い応力が発生している。また計測結果から本トンネルにおいては軸力が卓越しており、発生応力のほとんどが軸力成分であることから、支保工は軸力部材としてモデル化し、表 4-11 に示す支保工全軸力（鋼アーチ支保工、吹付けコンクリート）とした。

表 4-11 トレースする軸力の算定

	発生応力(計測値)		算定軸力 (tf)	軸力分担比
	(N/mm ²)	(kgf/cm ²)		
鋼アーチ支保工	165.3	1686	154	26.50%
吹付けコンクリート	13.95	142.3	427	73.50%
計			581	

逆解析では地盤の変形係数のほか、内空変位の縦横比を一致させるために換算側圧係数を設定し、また発生軸力を一致させるために吹付けコンクリートの弾性係数を再設定した。逆解析結果を表 4-12 に示す。

表 4-12 逆解析結果

	天端位置での 換算側圧係数(σ_h/σ_v)	連絡坑CL天端位置での 変形係数E(kgf/cm ²)	吹付けコンクリート 弾性係数E _c (kgf/cm ²)
原設計	0.87	8000	4.00×10^4
東行き	1.88	8800	2.45×10^5

地盤の変形係数は現設計とほぼ同程度となり、東行トンネルの転換坑部付近の地盤はDⅠ相当地盤であることが分かる。

吹付けコンクリートの弾性係数は $2.45 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ となり、高強度吹付けコンクリートの 28 日弾性係数は約 $3.00 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 程度であるので、早い段階から強度が発生し、荷重を受け持っていると判断できる。

2) 予測解析

逆解析で得られた物性値を用いて、予測解析（順解析）を実施した。解析に当たっては、東行、西行トンネルの地質の違いから掘削の進捗に差が生じることが予想されたため、下半掘削のベンチ差をパラメータにして 4 ケース（ベンチ差 0 段～ 3 段）検討した。解析結果を表 4-13 に示す。

表 4-13 解析結果(2)

ベンチ差2段	ベンチ差3段
<p>鋼アーチ支保工発生応力変化<ベンチ差2段></p> <p>鋼アーチ支保工応力</p>	<p>鋼アーチ支保工発生応力変化<ベンチ差3段></p> <p>鋼アーチ支保工応力</p>
<p>吹付けコンクリート発生応力変化<ベンチ差2段></p> <p>吹付けコンクリート応力</p>	<p>吹付けコンクリート発生応力変化<ベンチ差3段></p> <p>吹付けコンクリート応力</p>
<p>トンネル変位量変化図(2段)</p> <p>上半内空変位</p>	<p>トンネル変位量変化図(3段)</p> <p>上半内空変位</p>
<p>【支保工応力】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・最大応力発生Step:(東)下半3段 (西)下半1段掘削時 鋼アーチ支保工 : 3092kgf/cm² 吹付けコンクリート: 338kgf/cm² <p>【上半変位量(最終Step)】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水平内空変位: 35.2mm ・天端沈下 : 17.1mm 	<p>【支保工応力】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・最大応力発生Step:(東)下半3段掘削時 鋼アーチ支保工 : 3130kgf/cm² 吹付けコンクリート: 344kgf/cm² <p>【上半変位量(最終Step)】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水平内空変位: 35.2mm ・天端沈下 : 17.0mm

3) 支保工補強の検討

表 4-13 の予測結果から、

- ・ベンチ差をつけるほど、支保工に作用する断面力は東行、西行で偏り、先行トンネル（東行）の断面力が大きくなる。
- ・東行下半 1 段掘削時に最大発生応力が耐力を超える状況が発生することが予想される。

そこで支保工の健全性の評価として、各支保部材の耐力と支保部材に発生する軸力と比較したところ、安全率は 1.0 程度しか確保できないことが判明したため、支保構造の補強を決定した。支保工の補強としては、軸力が卓越していることから、吹付けコンクリートの増吹き（ $t=100\text{mm}$ ）とした。

増吹きによる支保工の補強により、安全率は 1.28（ベンチ差 2 段）まで増加することが明らかになった（表 4-14 参照）。

表 4-14 支保部材安全率

	増吹き厚	鋼アーチ支保工 ($\sigma=2400\text{kgf/cm}^2$) 吹付けコンクリート ($\sigma_c=360\text{kgf/cm}^2$) まで発生させた時に支え得る軸力 $N1(\text{tf})$	予測解析より得られた東行き 最大合成軸力 $N2(\text{tf})$	安全率 ($N1/N2$)
CASE-1 (東西同時掘削)	$t=0$	1299	1167(鋼:309, コンクリート:858)	1.11
	$t=100$	1659	1167(鋼:309, コンクリート:858)	1.42
CASE-2 (ベンチ差1段)	$t=0$	1299	1236(鋼:328, コンクリート:908)	1.05
	$t=100$	1659	1236(鋼:328, コンクリート:908)	1.34
CASE-3 (ベンチ差2段)	$t=0$	1299	1298(鋼:344, コンクリート:954)	1.00
	$t=100$	1659	1298(鋼:344, コンクリート:954)	1.28
CASE-4 (ベンチ差3段)	$t=0$	1299	1318(鋼:349, コンクリート:969)	0.99
	$t=100$	1659	1318(鋼:349, コンクリート:969)	1.26

短期安全率:2.00

4) 予測解析と計測結果の評価

図 4-27 に連絡坑断面における支保工応力を示すが、鋼アーチ支保工および吹付けコンクリートともに管理値 I ($\sigma_s=140\text{N/mm}^2$, $\sigma_c=12\text{N/mm}^2$) 以下の値となっており、設計支保工が十分に支保耐力を有していることが分かる。また図 4-28 に東行、西行トンネルの地中変位およびロックボルト軸力を示す。

この図から、以下のことが分かる。

- ・両トンネルとも外側のゆるみ領域が大きく、外側から荷重を受けるモードとなっている。
- ・ロックボルト軸力と地中変位を見比べると、地中変位の変化点およびロックボルトの最大軸力位置は、トンネル壁面から約 4m 程度であり、4m 程度のゆるみが生じているように思われる。これは当初想定していたゆるみ領域程度である。

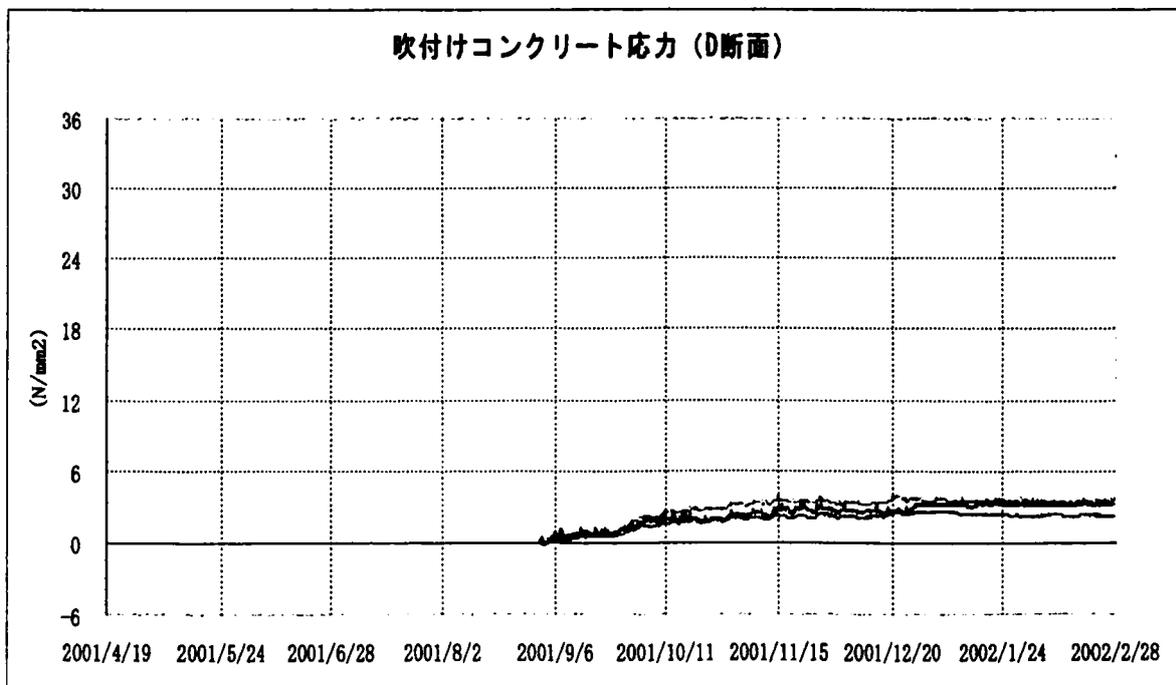
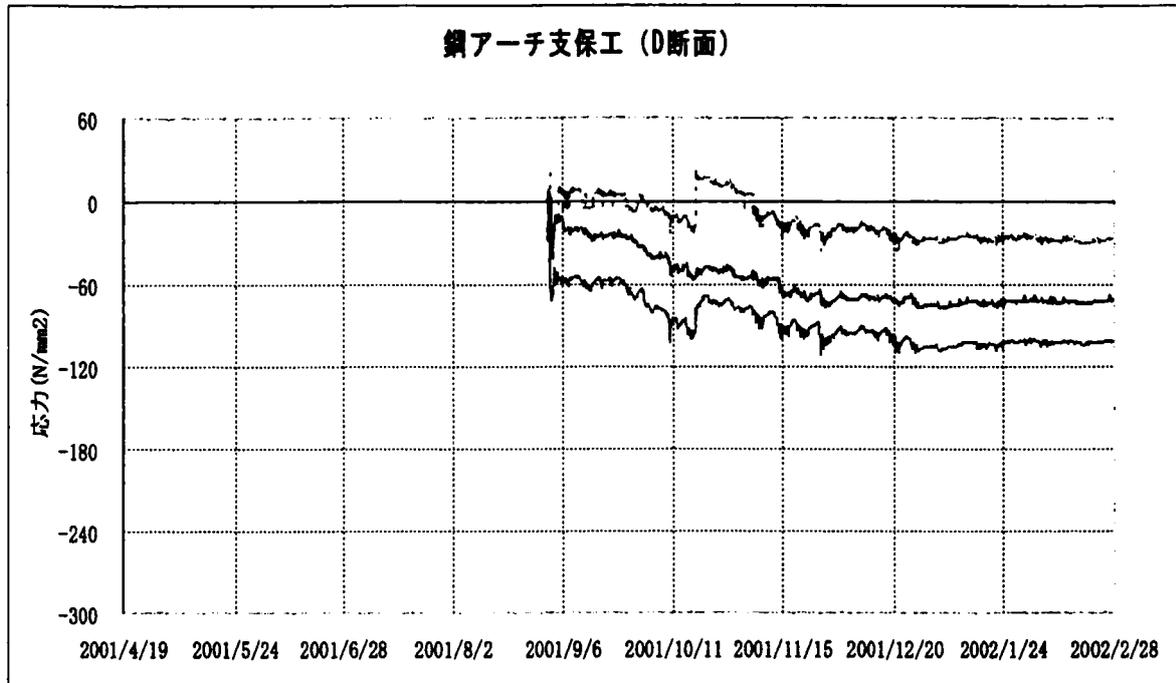


図 4-27 連絡坑断面における支保工応力

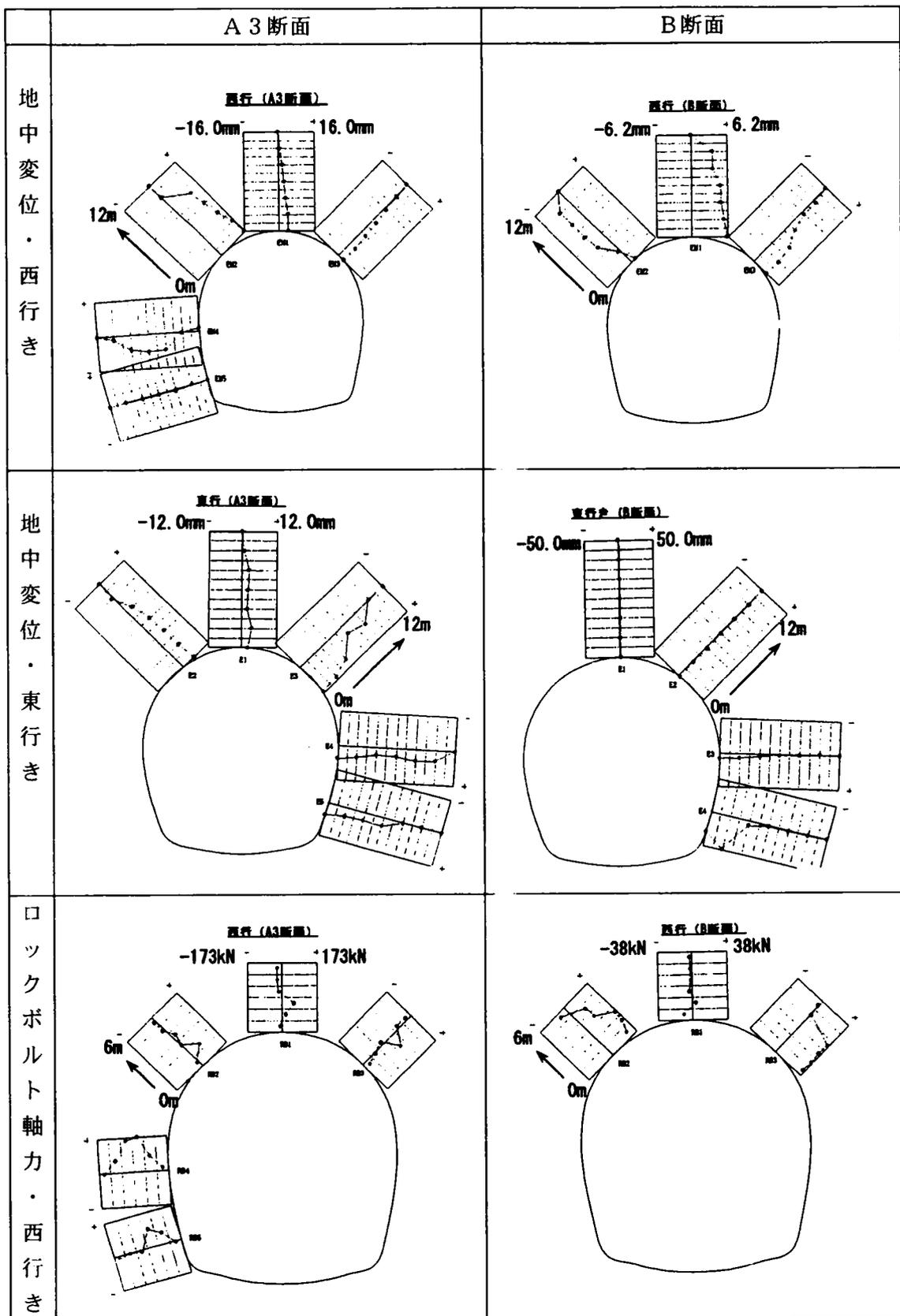


図 4-28 地中変位およびロックボルト軸力

実施工においては最終的には東行トンネルと西行トンネルで2段のベンチ差がついたため、ベンチ差2段の予測解析結果と、実掘削時の計測値を合わせてプロットしたものを図 4-29 および図 4-30 に示す。東行の計測結果を用いて逆解析を実施しているため、西行の計測結果とは並べて比較できないが、参考のため図中に西行トンネルの計測結果もプロットした。

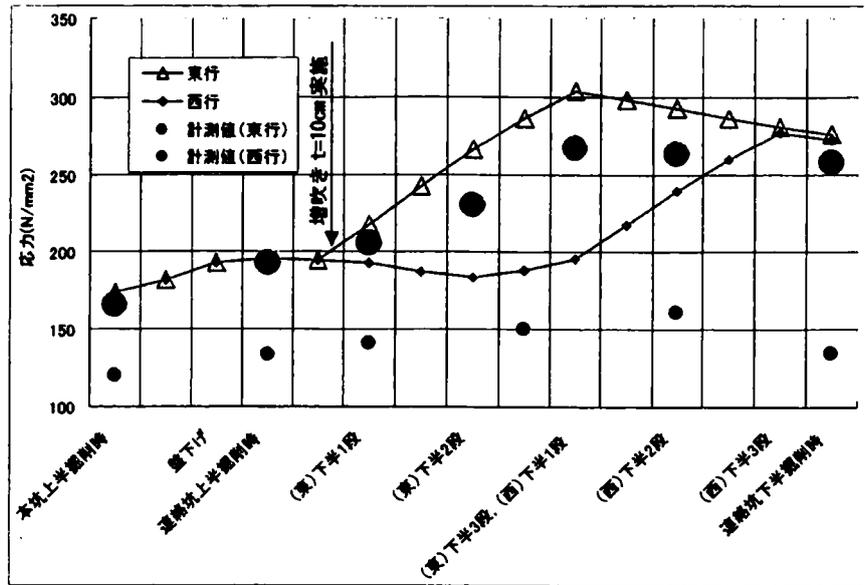


図 4-29 鋼アーチ支保工応力変化図

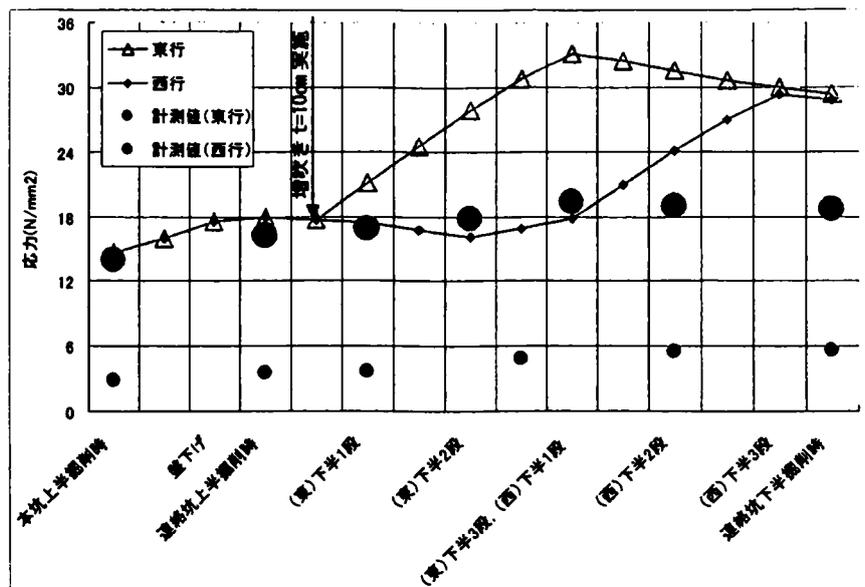


図 4-30 吹付けコンクリート応力変化図

図 4-29 および図 4-30 から、連絡坑上半掘削までは、鋼アーチ支保工応力、吹付けコンクリート応力ともに解析値と計測値はほぼ一致している。しかし、増吹き補強後は、解析値と計測値は徐々に乖離する結果になった。これについては以下の原因が考えられる。

- ①増吹き補強の結果、支保応力が増吹きコンクリート ($t=100\text{mm}$) に分担されて、既設支保が緩和された。
- ②上半掘削時に打設しているロックアンカーは、解析上モデル化していないが、このロックアンカーの効果により緩み荷重が最小限に抑えられた。

また逆解析によりトレースした東行に関しては、解析値と計測値の応力変化状況はよく一致している。特に東行トンネル掘削完了後の西行トンネル掘削の影響を受けた「応力の抜け」はよく反映している。このことから地山は事前の解析結果と類似した弾性的な挙動を示していると言える。

4. 3 周辺地下水環境に配慮した情報化設計・施工^{7), 8), 9)10), 11)}

トンネル近傍の地形は、風化浸食の進んだ緩やかな傾斜を持つ山地斜面であり、山裾部は丘陵地や扇状地が分布する。周辺地質は古生代石炭期中期～中性代ジュラ紀後期の丹波層群（粘板岩、頁岩、砂岩、チャート）である。このうち粘板岩、砂岩は互層形態を呈している。地層の方向は北西～東南方向、傾斜は全体的には南傾斜であり、砂岩泥岩互層を北東から南西に縦断するいくつもの断層破碎帯が存在する。本研究対象区間は、図 4-31 のトンネル縦断図に示した約 1.3km 区間であり、中間部には土被り約 70m を有する三の橋川流域の谷部が存在し、左側山麓基部には、離隔 300m 地点に重要な湖沼が分布している。また稲荷山トンネルは 4. 2 でも述べたように、山岳 NATM 工法とシールド工法により計画されており、稲荷山西端部にその接合部が施工されている。

またトンネル施工データについては、西行の掘削進捗速度は、月進 6 0 m で同時掘削条件として設定している。降雨データは、1500 mm/年、浸透率 0.1 としている。

4. 3. 1 水理、地質的特性

トンネル付近の水理地質特性は、No.1 および No.3 ボーリングにおけるルジオン試験結果によれば、亀裂の少ない岩盤部の透水係数は $k = 3.0 \times 10^{-5} \sim 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ 、トンネルと交差する断層破碎帯の透水係数は、 $k = 1.0 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ の高透水性を示した。ボーリングコアからみると断層破碎部は 2～5 m ごとに認められ、全体として破碎帯を形成している。地下水位は、No.3 ボー

ーリングでは深度方向に間隙水圧の差異が認められるが、全体としては地形に沿った分布である。

また当該区間に到達するまでの施工実績に基づき、水理定数等の検討を行った。以下に、各修正内容についてとりまとめる。

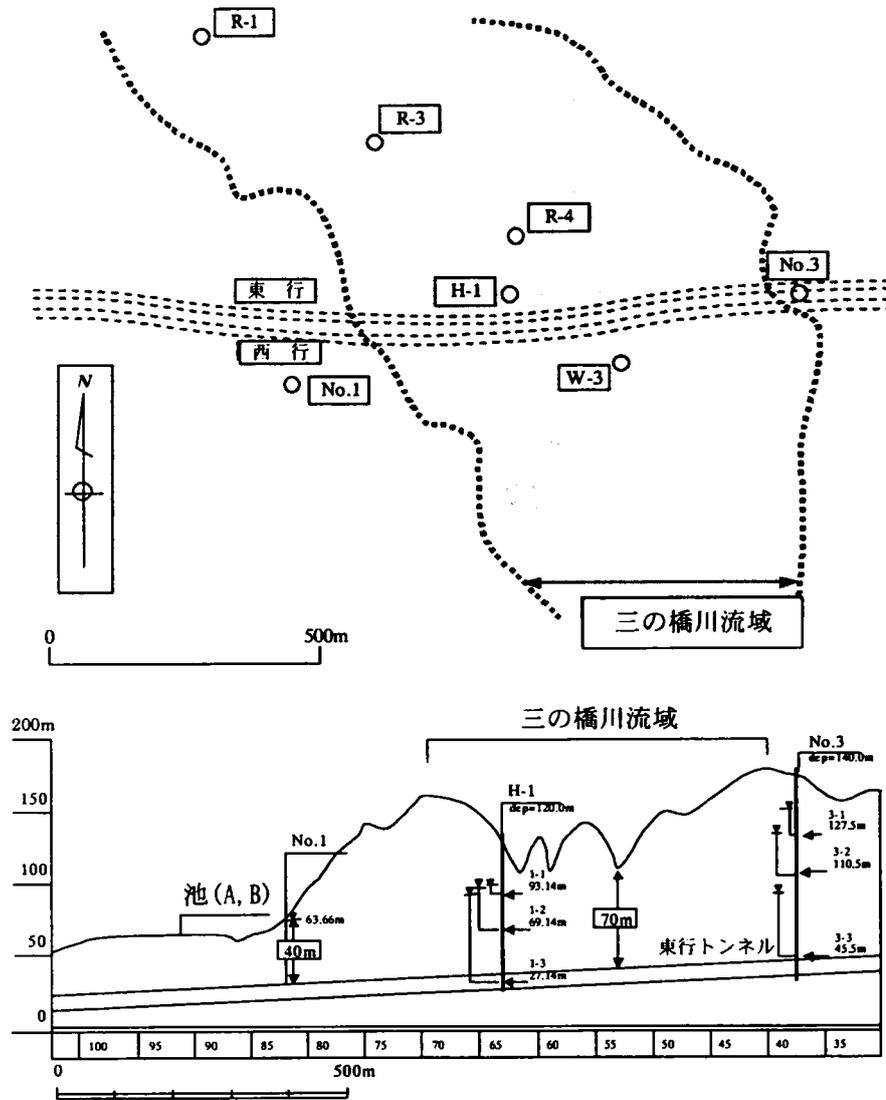


図 4-31 トンネルとの交差状況及び観測地点

(1) 地下水位低下、および集中湧水量の発生に対する時間的なずれ

予測結果では、図 4-32 に示すとおり、破碎帯 F4, F3 で著しいトンネル湧水量の増加、および No.2 ボーリング孔の地下水位低下が発生していたが、施工実績では、破碎帯 F5 付近の西行における集中湧水に起因して低下した。

修正内容は、以下の通りである。

- ① トンネル掘削工程の修正（実績工程に合わせる）。

- ②破碎帯の有無，分布，位置の修正。
- ③特に，断層系の破碎帯 F5 ～ F3 付近のつながりを考慮する。
(大局的には，トンネルと直交方向の断層系であるが，破碎帯によっては区別できない。)
- ④砂泥互層内の透水性を変更する。
F5'～ F5 断層間の砂泥互層：s133
F5 ～ F3 " : s13.s12
- ⑤地下水位低下のタイミングは合致しているが，一部変曲点（不飽和特性の影響）が発生している。
- ⑥ No.2 孔全体の地下水位低下勾配に近似する不飽和特性を採用した。

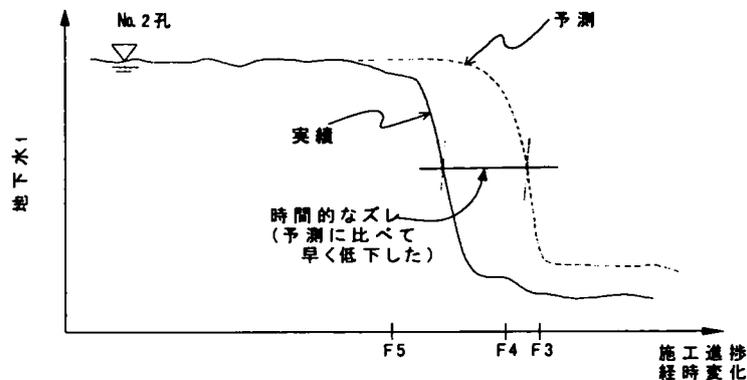


図 4-32 地下水位低下，および集中湧水の発生に対する時間的なずれ

2) 東，西行トンネル湧水量の差異

トンネル湧水量については，予測結果では，東，西行を並進して掘削する条件であり，トンネル湧水は，交差部付近までは東，西行とも同じ程度の湧水量であった。しかし施工実績では西行の湧水が顕著であり，東行は 150 ～ 300 ℓ/min で推移している。

修正内容は，以下の通りである。

- ①東西方向の断裂系（層面断層を含む）をモデルに組み入れる。
- ②透水係数の異方性を考慮する。
- ③東，西行の岩質分布を修正する。
- ④等地域の断層破碎帯の水理特性と考えている。
- ⑤破碎帯を狭くすることで，水量自体は減少していた。

他方，亀裂分布については，予測結果では，水平方向と鉛直方向に異方性を考慮していたが，施工実績ではトンネル湧水量だけでなく，切羽における亀裂系に差異が認められている。

修正内容は，以下の通りである。

- ①透水係数の異方性（部分的，東西方向）を考慮する。
- ②水量を低減させるためZ方向のみ 10^{-2}cm/sec として，鉛直方向の透水性を大きく評価した。

3) トンネル湧水の出方

図 4-33 に示すとおり，予測結果によるトンネル湧水は，切羽の進捗とともに徐々に増加していたが，施工実績では，集中湧水が発生しても 10～30 日間で減衰している。

修正内容は，以下の通りである。

- ①断層破碎帯の幅を小さくする。
- ②断層破碎帯内部の地下水賦存量を少なくすることで地下水低下を早める。
- ③水理定数（特に貯留係数）を小さくする。
- ④透水係数の異方性を考慮する。
- ⑤断層破碎に見合う面，線要素をモデルに組み込み，局所的な水脈状の帯水層を表現する。
- ⑥断層幅を狭く（約 1/2）程度にすることで，ピーク～減衰の特徴が現れた。
- ⑦層面断層は必要と思われる。

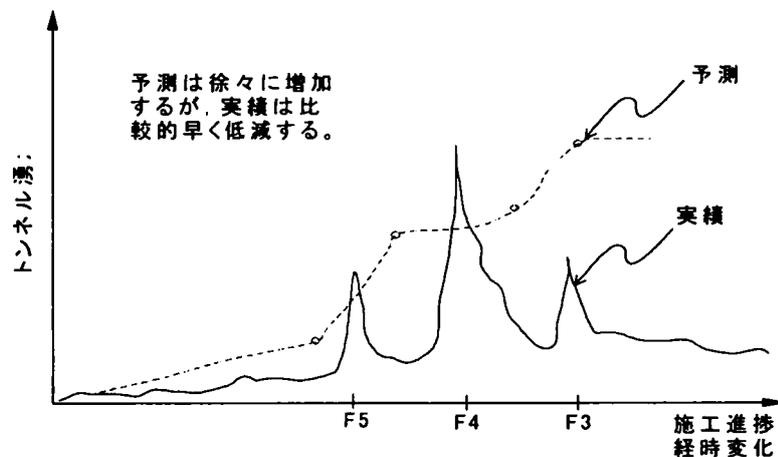


図 4-33 トンネル湧水の出方

表 4-15 湧水の出方に関する主な修正内容

修正項目	モデルの修正内容
断層破碎帯	<ul style="list-style-type: none"> ・ F4 断層は，存在しない。 ・ F5 断層の走向を実績に合わせる。 ・ F5 断層の手前に F5'断層を加える
破碎帯間の砂泥互層	<ul style="list-style-type: none"> ・ 砂泥互層は一様に評価できない。 ・ 断層間の砂泥互層の帯水層区分に留意する。

4) 東西解析域の亀裂（破碎帯）系の差異（三の橋川流域と交差部周辺）

地表踏査等によると，交差部周辺と三の橋川流域の亀裂系に差異が認められている。本来であればシュミネット等のより，亀裂系の特徴をモデルに組み入れて評価する必要があるが，いまのところ，本研究では断層分布を強調し，破碎帯等の亀裂系に伴う異方性は今のところ評価していない。

これら既掘削区間の予測と実績から1)～4)の修正内容を検討し，三の橋川流域の3次元地山モデルに適用させた。表4-16には水理定数一覧表を示し，図4-34には修正内容にも記述した本解析モデルにおける不飽和特性を示している。

表4-16 水理定数一覧表

記号	地質名	透水係数 (cm/sec)			体積含水率 (%)	比貯留係数 (cm ⁻¹)
		X	Y	Z		
O _s	大阪層群	1.0 × 10 ⁻⁴	1.0 × 10 ⁻⁴	1.0 × 10 ⁻⁴	10	0.00001
F1	断層破碎帯	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻³	7	0.000001
F2	断層破碎帯	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻³	7	0.000001
F3	断層破碎帯	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻³	7	0.000001
F4	断層破碎帯	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻³	7	0.000001
F5	断層破碎帯	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻³	7	0.000001
F6	断層破碎帯	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻³	7	0.000001
F7	断層破碎帯	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻³	7	0.000001
Tch1	丹波層群 チャート	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	5	0.00001
Tch2	丹波層群 チャート	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	5	0.00001
Tss	丹波層群 砂岩	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	5	0.00001
Tsl1	丹波層群 スレート	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	5	0.00001
Tsl2	丹波層群 スレート	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	5	0.00001
Tsl3	丹波層群 スレート	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	5	0.00001
Tsl4	丹波層群 スレート	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	5	0.00001
Tsl5	丹波層群 スレート	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	5	0.00001
Tal	丹波層群 砂泥互層	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	5	0.00001
Dt	崖錐堆積物	1.0 × 10 ⁻²	1.0 × 10 ⁻²	1.0 × 10 ⁻²	10	0.00001
Tss2	丹波層群 砂岩	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	5	0.00001
Tal2	丹波層群 砂泥互層	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	1.0 × 10 ⁻⁵	5	0.00001

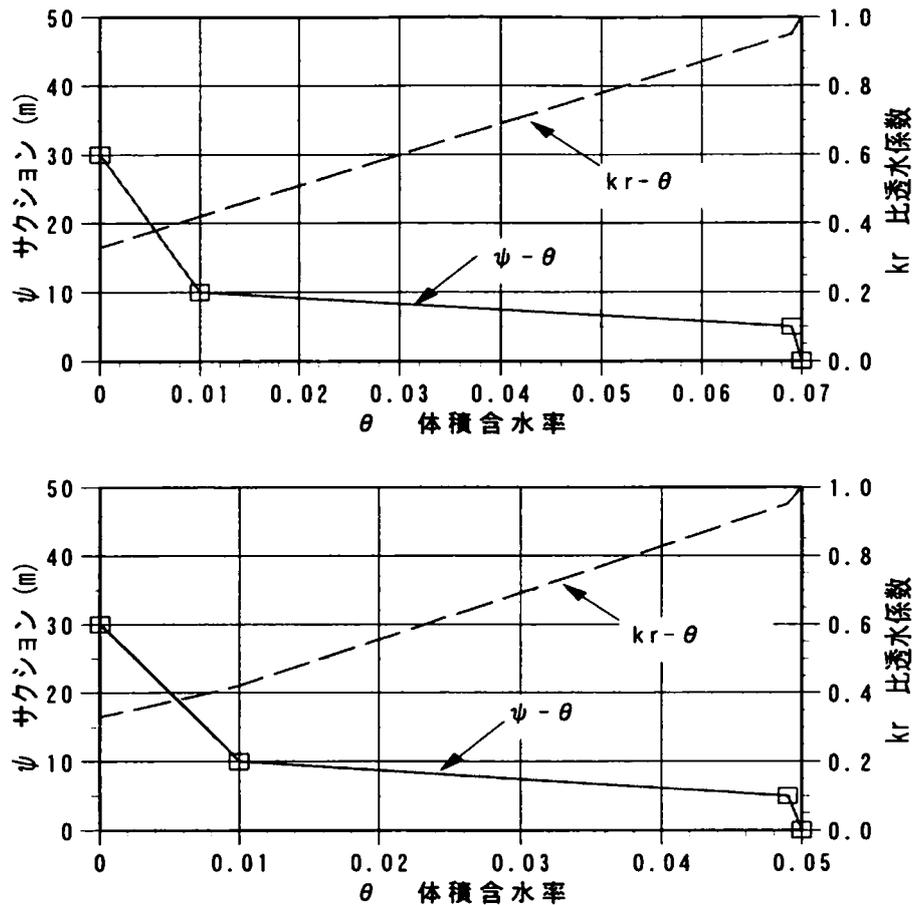


図 4-34 本研究モデルの不飽和特性（上：破碎帯，下：砂泥互層）

4. 3. 2 地下水情報化施工の手順

地下水情報化施工の手順を、図 4-35 に示す。

第 1 段階ではトンネル掘削開始前に得た情報を基に、高透水性の断層破碎帯、地形地質条件を組み込んだ大型 3 次元モデルを構築する。

第 2 段階では予測モデルを用いて、トンネル掘削に伴う破碎帯部の集中湧水などの地下水挙動を第 3 章で述べた飽和 - 不飽和浸透流解析を用いて予測する。

第 3 段階では可能な限り施工実績をフィードバックし、予測モデルの修正、検証を行い、予測精度の向上を図りながら未施工部の予測解析を行う。

この第 1 ~ 3 段階の工程をトンネル掘削進長に応じて繰返し、現況に近似した条件の数値解析を行いながら最適な施工法や環境保全対策の提案、影響評価を行うものである。

Step 0 ~ 2 は、三の橋川沢部直下の通過に伴う表流水への影響予測、表流水対策の実施に関する評価手順である。

Step 3～7は、近接する新池に対する影響予測であり、水平ボーリングの実績やトンネル施工実績を基にした評価手順である。

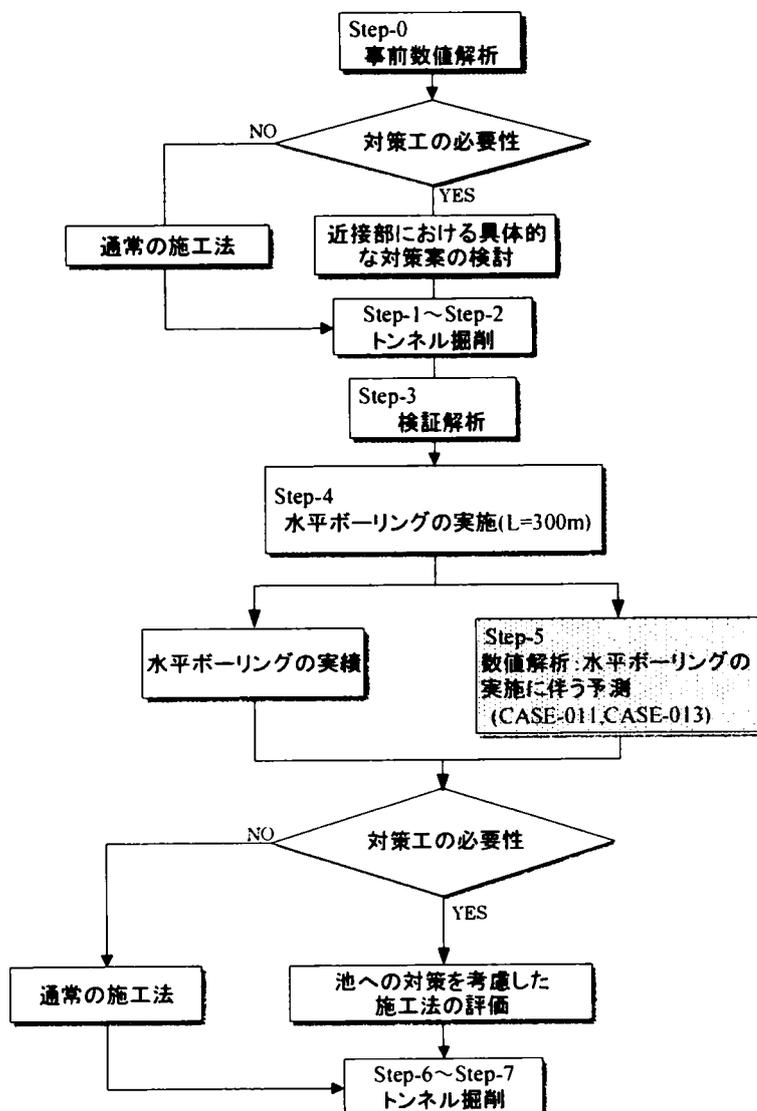


図 4-35 情報化施工の手順

具体的な情報化設計・施工の実施内容を表 4-17 に示す。

まず施工に先立ち、3次元浸透流解析により事前予測評価を行い、対策工が必要な場合は対策工について検討する。沢部の施工中突発湧水対策と切羽前面の水位を下げる目的で、探りボーリングを実施する。沢部直下の通過後、新池への影響予測解析を行い、対策工の必要性を検討する。またトンネル施工に先立ち、前方の情報（岩盤状況、水理定数）を得る目的で、トンネル坑内から水平ボーリングを行う。このときの情報を用い、新池直前での影響予測解析を行うとともに、管理基準値について検討し、本坑掘削時の影響評価を実施する。

また新池影響範囲内の施工時にも、探りボーリングを並行して行い、切羽前方の地下水位を下げながら施工する。

表 4-17 施工ステップに応じた地下水情報化施工内容

施工	解析, 施工内容	実施目的	評価内容
Step 0	沢部直下に近接する 3次元浸透流解析	・事前予測評価 ・探りボーリング(L=30m)	1) 表流水対策工種の選定 2) 対策補給水量の提案
Step 1	沢部直下の通過	・探りボーリング(L=30m) ・地表水への給水対策	
Step 2	沢部直下の掘削完了	・探りボーリング(L=30m)	
Step 3	新池近接する 3次元浸透流解析	・掘進に伴う影響予測 ・新池への影響抑制	1) 新池対策工の要否 2) ボーリングの湧水量予測
Step 4	水平ボーリング実施 (F1, F2 断層の確認)	・岩盤状況, 水理定数の確認 ・水平ボーリング孔湧水量	
Step 5	Step4 の実績を考慮した 3次元浸透流解析	・本坑掘削時の影響評価 ・新池対策工の是非	1) 管理基準値の設定 2) 止水対策工の必要性
Step 6	トンネルの施工	・探りボーリング(L=30m)	
Step 7	掘削完了	・掘削時の湧水確認	

4. 3. 3 三の橋川への影響負荷検討

(1) 大規模3次元解析モデルの作成

解析モデルは、高透水性の破碎帯分布、複雑な沢地形およびトンネル掘削工程等の施工条件などを比較的容易に取り入れられる3次元浸透流解析が最も有利である。

3次元地盤モデルは、地下水挙動からみて砂泥互層内に分布する破碎帯が大きく関与していることから、破碎帯モデルが最適である。

本章で実施する解析モデルは、107,502 要素、116,200 接点で構成される。

3次元地山モデルを、図 4-36 ~ 図 4-39 に示している。各々、全体モデル鳥瞰図、地表被覆を剥ぎ取った場合の地質分布鳥瞰図、および地山モデル内における断層破碎帯分布とトンネル位置関係を示している。

本解析の場合、交差部検証解析結果からみて断層破碎帯に伴う湧水規模がポイントとして考えられることから、特に、断層破碎帯の分布は留意して作成している。

水理定数は、断層部ではルジオン試験結果で得られた $k = 1.0 \times 10^{-3}$ cm/sec の高透水性を採用し、他の地質の透水性は表 4-18 に示すとおりである。

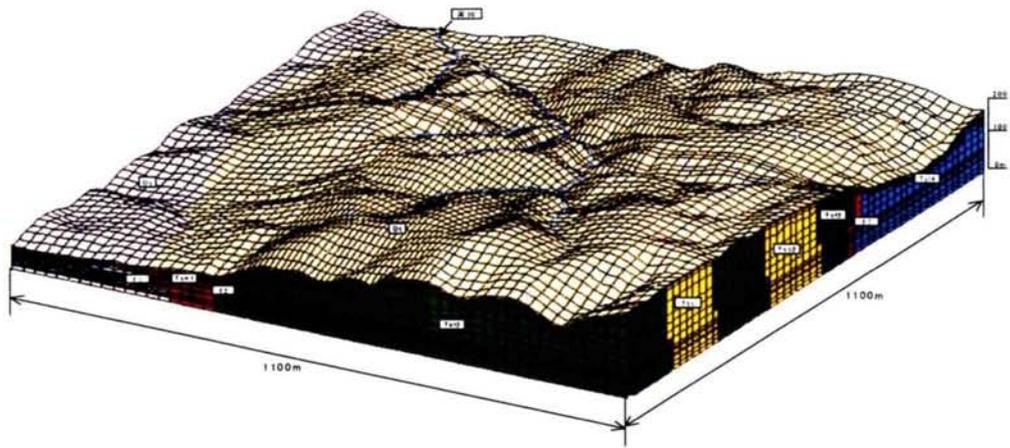


図 4-36 3次元地質モデル図

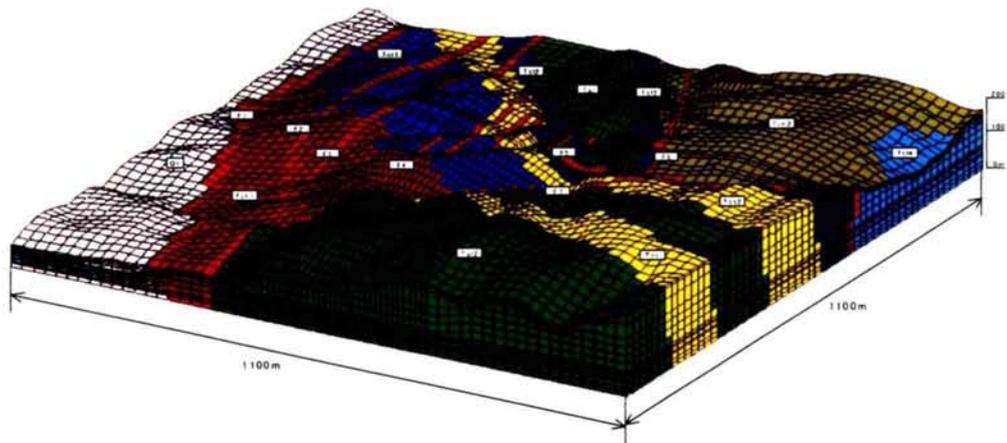


図 4-37 3次元地質モデル (Dtを除く)

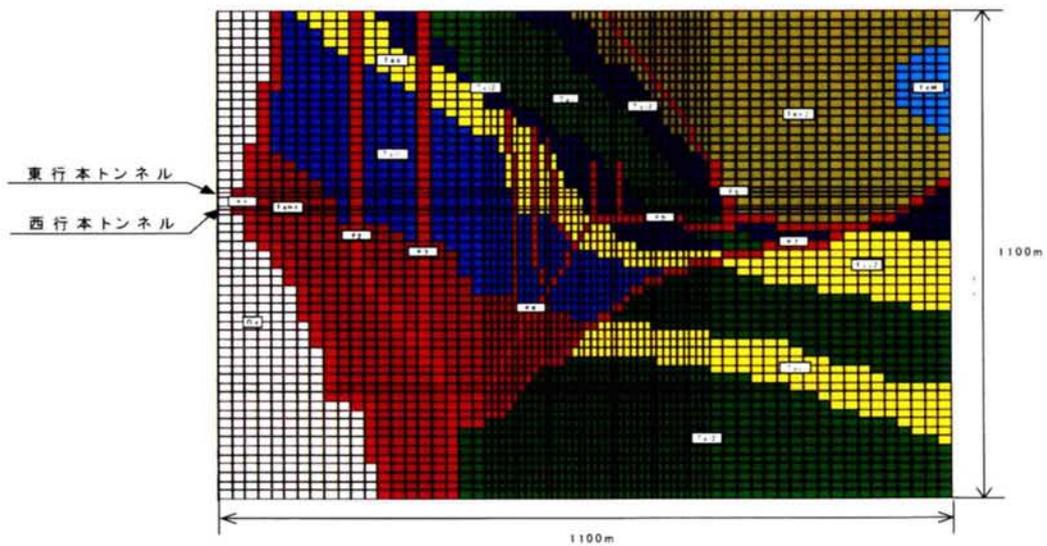


図 4-38 地質平面モデル

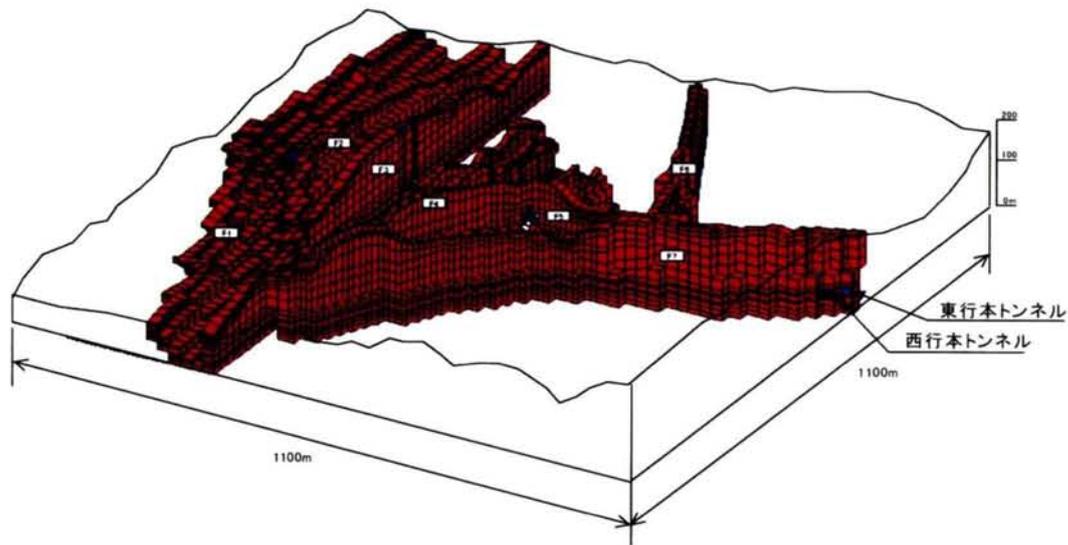


図 4-39 3次元破碎帯及び施工モデル

表 4-18 水理定数

記号	地質名	透水係数 (cm/sec)	体積含水率 (%)	比貯留係数 (cm ⁻¹)
s11 ~ s15	丹波層群 砂泥互層	1.0×10^{-5}	5	0.0001
F1 ~ F7	断層破碎帯	1.0×10^{-2}	7	0.00001
Os ~ Oc	大阪層群	1.0×10^{-4}	10	0.0001

(2) 沢部表流水への影響評価

Step0 の 3次元浸透流解析による表流水への影響予測結果を図 4-40 に示す。横軸にトンネル坑口からの距離を、左側に三の橋川表流量を、右側にトンネル湧水量を表している。

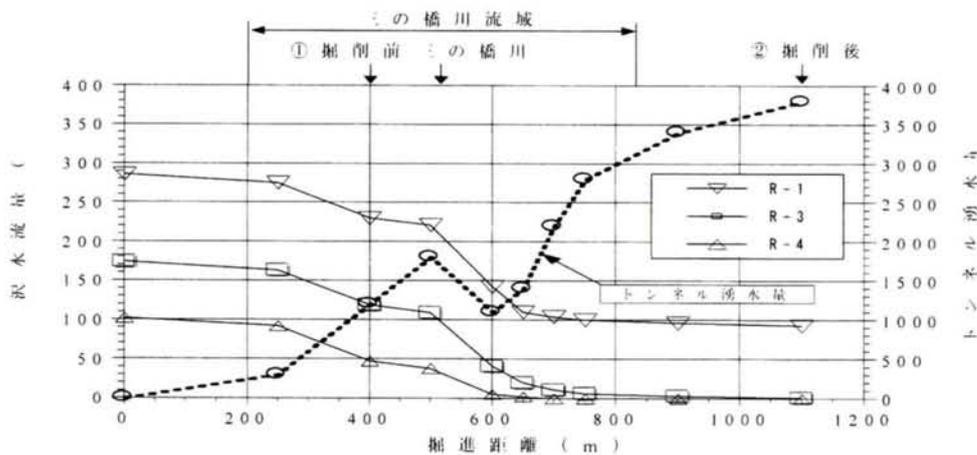


図 4-40 影響予測結果

図 4-40 に示すとおり，トンネル湧水量は，谷部通過時で $1.0 \sim 1.4\text{m}^3/\text{min}$ の増加が予測された。また図 4-40 には三の橋川の 3 箇所（No.1, No.2, No.3）の表流水観測地点における水量変化を示している。切羽位置が谷部直下に近接するに従い，沢水が減少し，表流水への影響が明瞭に現れ，表流水への影響量はトンネル通過時点では約 $200\text{L}/\text{min}$ である。最下流の R-1 地点では，トンネルが通過した後でも $100\text{L}/\text{min}$ 程度の水量が残るが，トンネル直上に近い R-3, R-4 地点では，トンネル通過に伴いほとんど枯渇することが予測された。

現地調査による表流水の基底流量は， $150 \sim 200\text{L}/\text{min}$ であることから判断すると，トンネル通過後はほとんど枯渇状態になることが予測される。なお，表流水は地盤モデル上の浸出接点における浸出量を下流ごとに合計流量として示したものである。

図 4-41 にはトンネル通過に伴う地下水低下量を示し，図 4-42 にはトンネル通過に伴い地中内部で発生している全水頭分布を示した。この図から著しい水圧低下は，谷部よりやや奥部で発生するものと予測された。

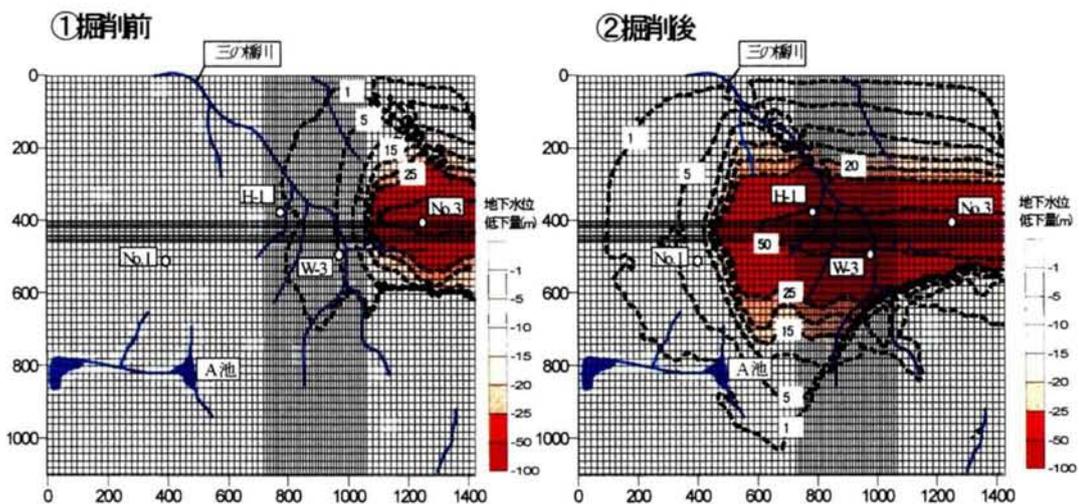


図 4-41 地下水減少量

実際は，谷部直下の通過に際して予測結果を基に表流水対策の必要性を確認し，施工中の対策方法として水道水によるポンプアップ返還対策を計画した。さらに，この予測結果を基に表流水の減少区間や減少量に応じた返還位置や変換水量等の具体的な対策内容を準備した。結果的には，表流水への影響が精度良く予測評価され，具体的な対策案を Step 0～Step 2 に準じて実施し，表流水の水量保全を図った。

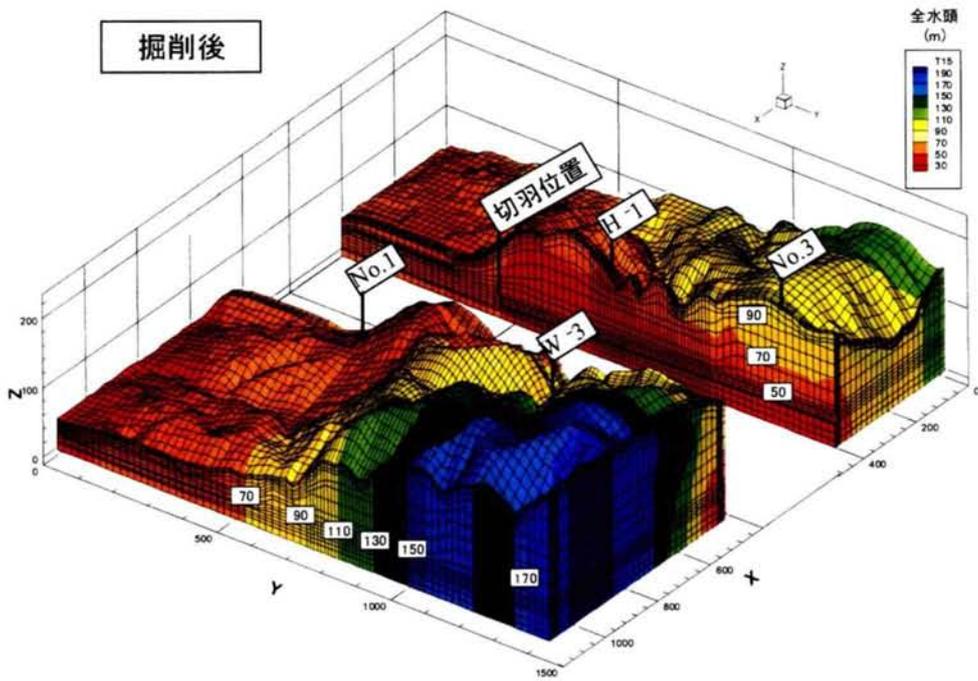


図 4-42 全水頭分布

図 4-43 には実際の影響量とポンプアップ対策による返還量および対策効果を示した。なお図中計算値はトンネルの影響が無かった場合、本来流るべき水量で、図の上部の棒グラフに示した実績日降水量を基にしたタンクモデル法による再現値である。図 4-43 より R-3 地点では、トンネル掘削が三の橋流域の半ばに達したころから減少し始め、実際には大きな影響を受けているが、対策水量により見かけ上枯渇していない。

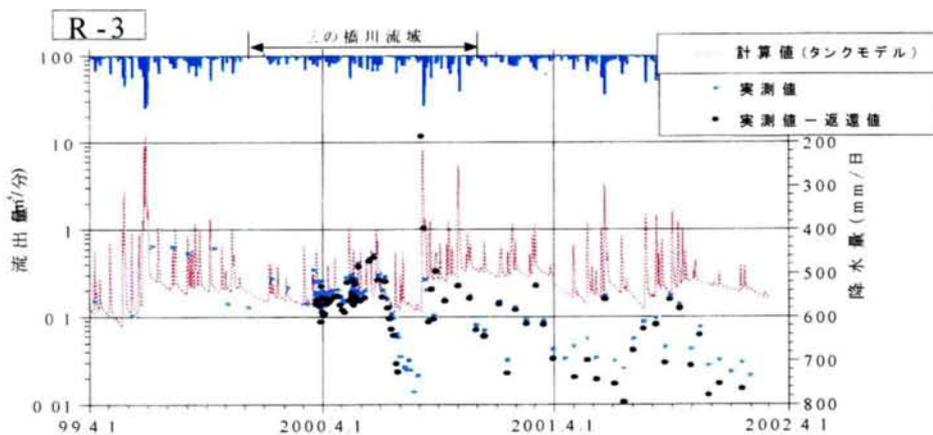


図 4-43 表流水への補給水量

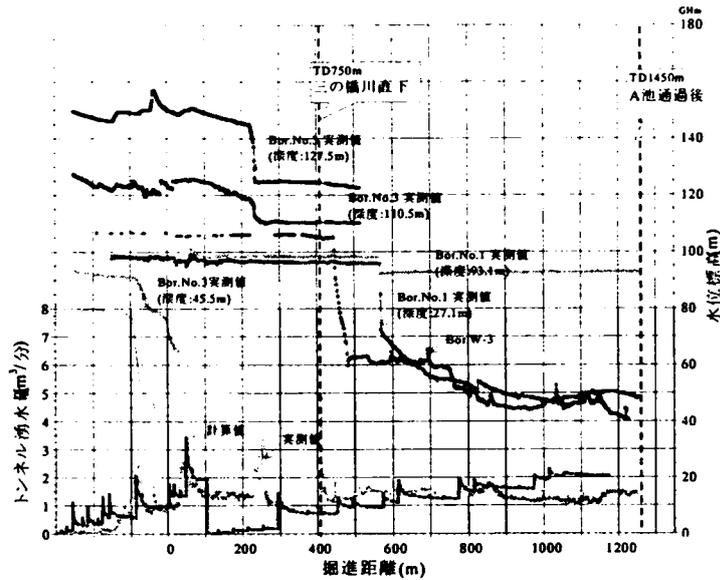


図 4-44 地下水低下の予測値と実測値の比較

なお、図 4-44 には各観測地点における地下水位低下の実績を示した。トンネル通過とともに発生した地下水位低下の実績およびトンネル湧水量について実績値と予測値を示している。三の橋川の東側（手前）にあるボーリング No.3 の上部水位は影響範囲に入る手前から、下部水位は直下 200m 手前から急激に減少した。また直上のボーリング No.1 の上部水位は通過直後に急激に低下したが、下部水位はそれほど低下していない。トンネル湧水量はピーク時の出現時期に若干ずれは見られるが、よく一致していると思われる。

表 4-19 ～表 4-23 は、トンネル切羽進捗位置と三の橋川直下近接度合いから沢水減少量について示している。

表 4-19 三の橋川流域突入時の沢水減少量内訳 (L/min)

地点	施工前	施工中	減少量	東西トンネル坑口湧水量	
				計算値	実績値
最下流	286	275	11	0.3 (m ³ /分)	2.1 (m ³ /分)
R-3	174	163	11		
R-4	102	92	10		
R-7	28	9	19		
清滝	19	18	1		
清明滝	19	18	1		

表 4-20 三の橋川直下部の直前時の沢水減少量内訳 (L/min)

地 点	施工前	施工中	減少量	東西トンネル坑口湧水量	
				計算値	実績値
最下流	286	230	56	1.2 (m ³ /分)	1.1 (m ³ /分)
R-3	174	119	55		
R-4	102	47	55		
R-7	28	2	26		
清 滝	19	6	13		
清明滝	19	6	13		

表 4-21 三の橋川直下部通過時の沢水減少量内訳 (L/min)

地 点	施工前	施工中	減少量	東西トンネル坑口湧水量	
				計算値	実績値
最下流	286	221	65	1.8 (m ³ /分)	1.4 (m ³ /分)
R-3	174	109	65		
R-4	102	38	64		
R-7	28	0	28		
清 滝	19	5	14		
清明滝	19	5	14		

表 4-22 三の橋川直下部通過後の沢水減少量内訳 (L/min)

地 点	施工前	施工中	減少量	東西トンネル坑口湧水量	
				計算値	実績値
最下流	286	142	144	1.1 (m ³ /分)	2.1 (m ³ /分)
R-3	174	41	133		
R-4	102	5	97		
R-7	28	0	28		
清 滝	19	0	19		
清明滝	19	0	19		

表 4-23 トンネル貫通後の沢水減少量内訳 (L/min)

地 点	施工前	施工中	減少量	東西トンネル坑口湧水量	
				計算値	実績値
最下流	286	93	193	3.8 (m ³ /分)	— (m ³ /分)
R-3	174	1	173		
R-4	102	0	102		
R-7	28	0	28		
清 滝	19	0	19		
清明滝	19	0	19		

本研究の解析モデルにおけるトンネル湧水量と三の橋川影響量については、事前予測結果として三の橋川流域におけるトンネル掘削の影響量は、トンネル通過時点では約 200L/分程度と予測し、基底流量 150 ~ 200L/分と比較して殆ど枯渇状況になるものと推定した。

各モニタリング地点毎の影響水量を比較した結果、実際の影響量も降雨条件の差異があるもののほとんど枯渇状況と評価されている。

一方、トンネル湧水量については、予測結果と実績トンネル湧水量を比較すると三の橋川流域直下に入り、断層破碎帯の位置のズレ等により、集中湧水の発生位置に較差が認められるが、全体的な傾向は近似しているもの評価している。

4.3.4 新池への影響負荷検討

(1) 新池への影響評価方法

新池に対する影響評価は、本研究の三の橋川流域の解析範囲において、新池の湖水が標高 (GH66.0m) に保持されているものとして、湖水水面積に相当する地表節点を水位固定条件として取り扱っている。したがって、トンネル掘削により池周辺の地下水位低下に伴い、湖水がトンネルに引水されたとしても湖水の水位は変化しない条件である。図 4-45 は本トンネルと新池の位置関係を示し、図 4-46 には地盤モデルにおける新池と F 1 断層 (稻荷山断層) との位置関係を示している。この新池に対する影響評価は、トンネル横断面方向の断面 2 次元浸透流解析によれば、新池の地下水涵養量は、奥行 40m 幅とすると既往新池水収支から得られた地下水涵養量 (120 L/min) に見合うことになり、

更に、この時の地山条件は、崖錐部 $D = 10^{-3} \sim 10^{-5}$ cm/sec, 断層部 $F = 1 \times 10^{-3}$ cm/sec である。この場合のトンネル掘削による影響量は、100 ~ 120L/minの引水量が発生し、新池には、殆ど地下水が涵養しないで枯渇状況を呈することが予測されている。また、小さめの透水性として 10^{-4} cm/sec オーダーの透水部が存在した場合においても水収支解析結果からみて何らかの対策が必要になる影響が予測されている。

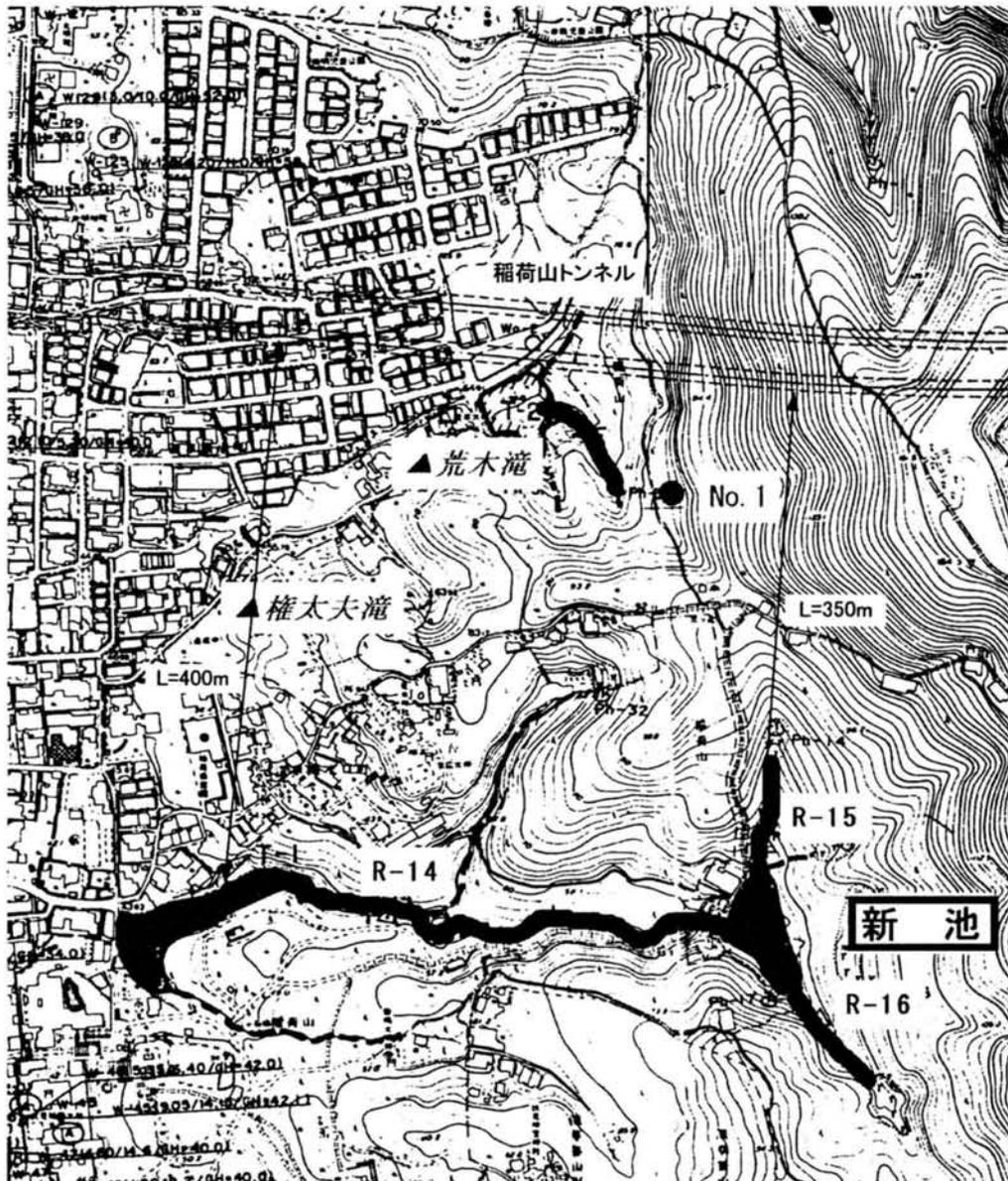
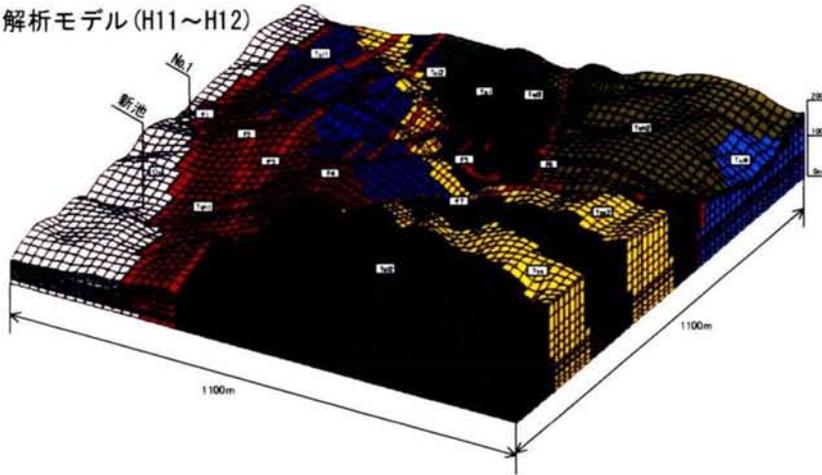
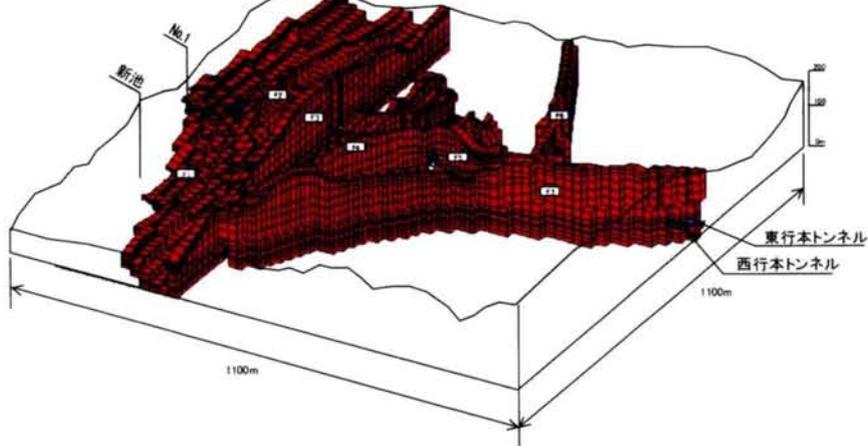


図 4-45 稲荷山トンネルと新池の位置関係

3D解析モデル(H11~H12)



トンネルと断層破碎帯分布



トンネルとF1断層の位置関係

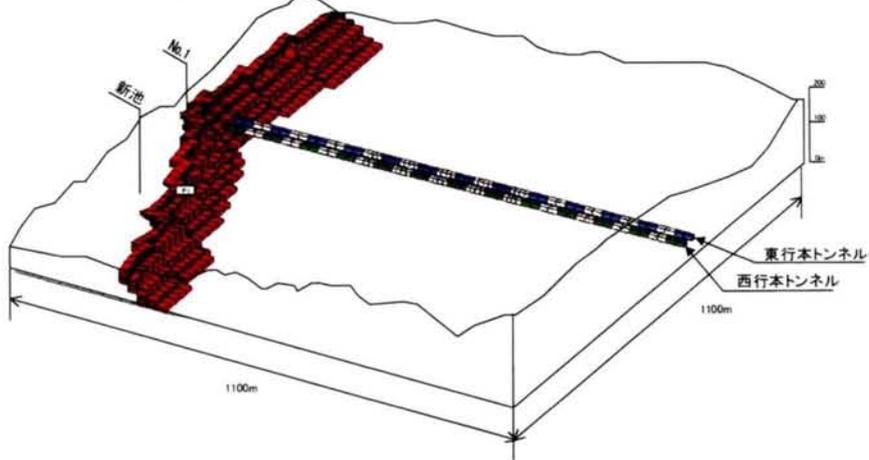


図 4-46 地盤モデルにおける破碎帯と新池の関係

他方、既往地質調査によるとF1断層の図 4-45 に示す No.1 ボーリング孔地下水と新池の水質の差違が認められ、地山の地下水（断層部）と異なる地下水と

評価されているが、トンネル掘削による地下水位低下の波及や新池涵養機構が地山地下水の依存度が大きいこと想定されていることから、今後、トンネル掘削に伴い新池水位の低下や放流量減少等の影響が発生する可能性も考えられている。なお、三の橋川流域の薬力滝等に対する湧水実績から、F1断層が特に高透水性でなければ新池に対して大きな影響は及ぼさないことも想定される。

また、トンネル掘削に伴う新池の影響評価を行う場合、モニタリング強化として No.1 ボーリング孔と新池間に新規観測井を設けたいが、掘削工程からみて時間的な余裕が無く、本坑掘進に伴う地下水位の低下範囲や新池に対する事前の影響評価は、先進水平ボーリング、および No.1 ボーリング観測孔に依存する形となる。したがって、F1断層～転回部の施工に対しては、事前に行う探りボーリング(300m)の搾孔実績を含めた観測データとこれらのデータを考慮した3次元浸透流解析結果による新池に対する影響予測結果とを随時継続して評価して行く必要がある。

新池に対する影響評価は、地下水位や表流水の評価とは異なり、新池自身の貯水効果を含めた水収支の評価が不可欠である。したがって、新池の規模や3次元浸透流解析結果の地下水湧出量の減少や流入沢水の減少量を基に、新池の水収支解析を行う必要がある。水収支の基本式は以下のとおりである。

$$P - E + Q_{\text{sin}} - Q_{\text{out}} = \Delta S \pm G_{\text{in}}$$

ここに、 $P - E$ ：湖面への実効降水量（ P ：期間降水量， E ：期間蒸発散量）

Q_{sin} ：上流からの沢水流入量

Q_{out} ：池吐出口からの沢水流出量

ΔS ：湖水内貯水量（水位変動量： Δh ）

$\pm G_{\text{in}}$ ：池内からの地下水流動量

その結果、池底の地下水湧出量は約 80L/min と予測され、この地下水に上流側からの沢水流入量が加わり、池の貯水量、下流側放流量として下流側に流下している。

新池への影響評価手順は図 4-35 の評価手順フローに示すとおり、Step3 の水平ボーリング実施前の事前解析、Step4 のボーリングの掘削実績を基にして、Step5 の本坑が進捗した場合の予測解析の手順である。特に、Step4 の水平ボーリングの掘削データから F1～F2 断層の分布構造や透水係数についての検証、評価を基にした影響解析である。

(2) 水平ボーリングの事前評価 (Step3)

図 4-47 に示した新池近傍の地下水流動メカニズムを考慮し、表 4-24 に示す

最大影響と最小影響の2ケースについて、水平ボーリングの事前予測を行った。

なお、解析モデル上では、所定の位置まで東、西行本坑を掘削し、その時点の定常解を基に水平ボーリングの進捗を非定常解析している。

表 6-24 水平ボーリングの解析ケース

解析ケース名	地盤モデルの内容
CASE-011	最大影響：F1 断層+手前の砂泥互層：K = 10 ⁻³ cm/sec
CASE-013	最小影響：F1 断層+手前の砂泥互層：K = 10 ⁻⁵ cm/sec

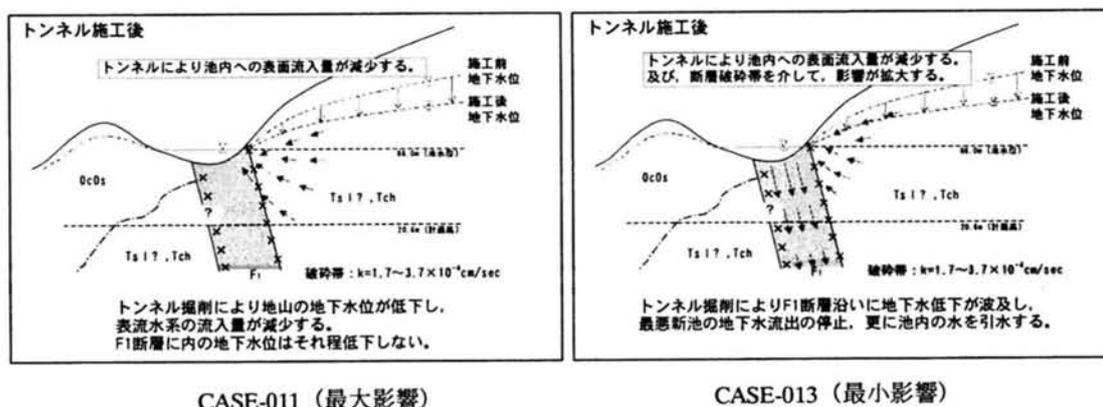


図 4-47 新池周りの地下水湧出影響評価

1) CASE-011：新池の最大影響条件

このモデルは、F1断層、およびその手前の砂泥互層（丹波層群）の透水性が大きく、水抜ボーリングやトンネル本坑が進捗した場合、トンネル湧水量も大きく、地下水位低下範囲もF1断層に沿って拡大する解析結果が予想されるモデルである。

図 4-48 には、水平ボーリングの水抜量、NO.1 孔水位、および新池浸出量と水平ボーリングの掘削長の関係を示した。この図から判るように、このモデルの場合、水平ボーリングの水抜量は、F1断層手前のF2断層部で300L/分程度まで増加し、その後、更にF1付近の砂泥互層、およびF1自体で650L/分程度まで増加し、最奥部の大阪層群で湧水量の増加が停止する。この水抜量に伴うNO.1孔水位は、F2断層掘削時までは、殆ど変動しないが、湧水量が300L/分を越えた時点から徐々に低下傾向を示し、最終的な水位低下量は6～8m程度と予測されている。

一方、新池浸出量は、この地下水位の低下傾向と調和的に変化し、初期値で64L/分の湧出が予測されていたが、水抜ボーリングの水抜量の増加と共に、搾孔深度250～300m付近、水抜量550～600L/分で湧出が止まり、逆に浸出量が負から正に代わり、池底からの浸透が始まっている。水平ボーリングの最長

深度における浸透量は 3.3L/分程度と予測される。

なお、巻末の付属資料 1 に CASE-011 の水量値をとりまとめて示した。また付属資料 2 には、トンネルと新池横断面における圧力水頭、および全水頭分布の水平ボーリング進捗に伴う経時変化をとりまとめた。さらに付属資料 3 には、解析範囲全体の地下水面図（不圧地下水）を示した。

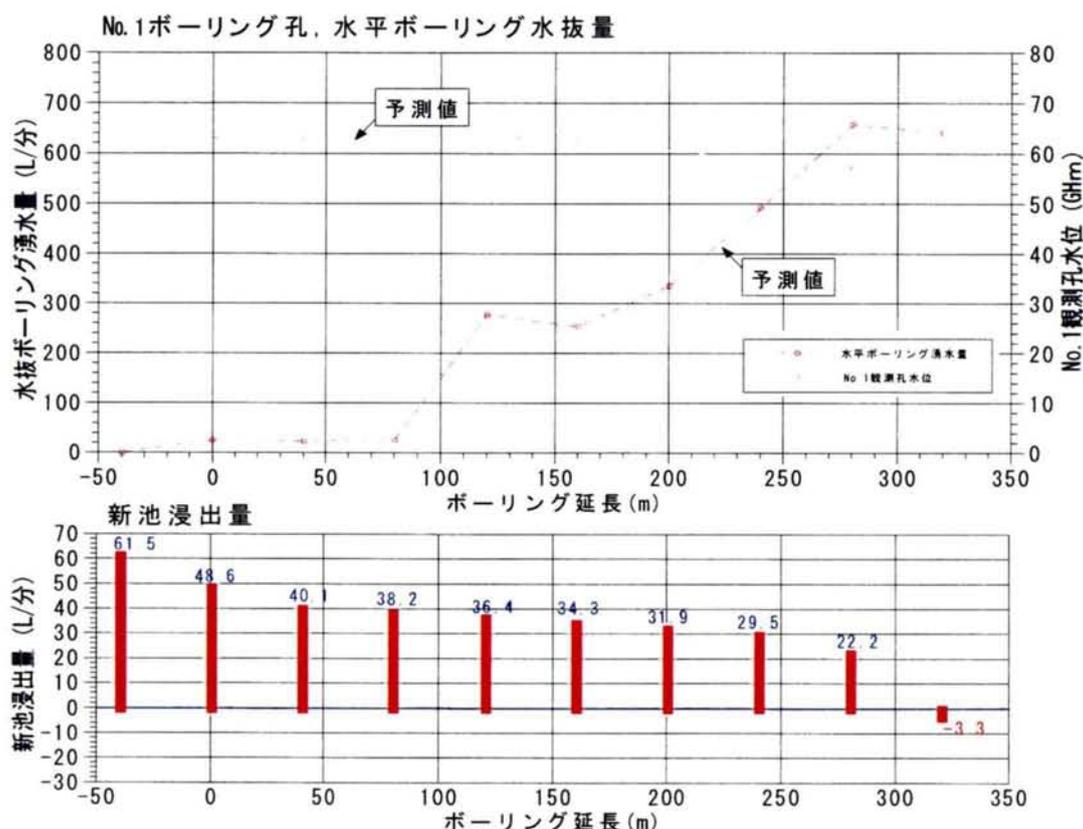


図 4-48 水平ボーリングの影響予測(CASE-011)

2) CASE-013 : 新池の最小影響の条件

このモデルは、F 1 断層自体が断層粘土等が、多く混入することから手前の砂泥互層（丹波層群）の透水性と同じく小さい場合である。水抜ボーリングやトンネル本坑が進捗した場合、トンネル湧水量も小さく、地下水位低下範囲もさほど拡大しない解析結果が予想されるモデルである。

図 4-49 には、水平ボーリングの水抜量、NO.1 孔水位、および新池浸出量と水平ボーリングの掘削長の関係を示した。この図から判るように、このモデルの場合、水平ボーリングの水抜量は、F 1 断層手前の F 2 断層部で 300L/分程度まで増加し、その後、最奥部の大阪層群まで湧水量の増加は無く、殆ど F 2

断層のみの湧水と予測される。この水抜量に伴う NO.1 孔水位は、F 2～F 1 断層掘削時を通して殆ど変動しない。また、新池浸出量は、この地下水位の平衡傾向と調和的であり、CASE-011 と同じく、初期値で 64L/分の湧出が予測され、F 2 断層の通過時にやや減少するが、ボーリング完了時点でも池底からの浸透は予測されない。

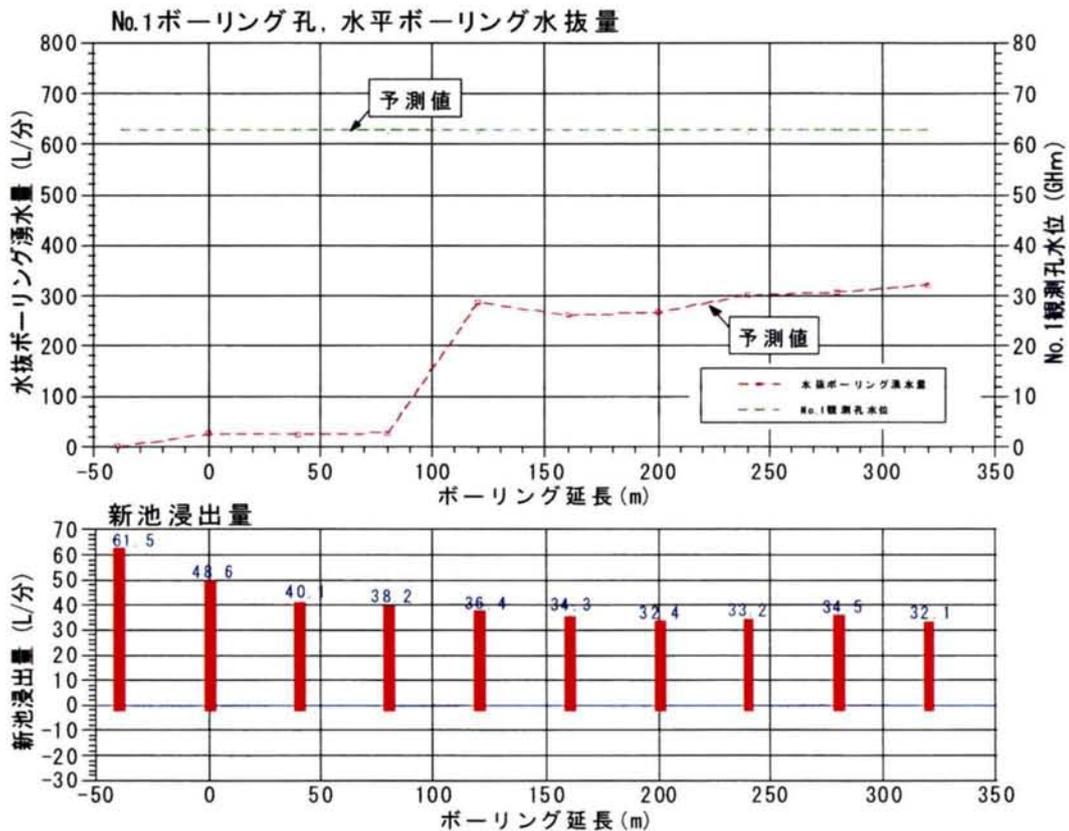


図 4-49 水平ボーリングの影響予測(CASE-013)

付属資料 4 には、トンネルと新池横断面における圧力水頭、および全水頭分布の水平ボーリング進捗に伴う経時変化をとりまとめた。

3) 水平ボーリングの水抜量の検証

前述の 2 つの解析条件における予測結果と水平ボーリングの実績値を対比した結果、水平ボーリングの水抜量は比較的多量に認められ、実績値からみる限り図 4-50 に示す通り、影響が大きいとする条件の CASE-011 と比較的合致した結果であった。なお水抜ボーリングの水抜量は、掘削中はケーシングパイプで遮水されていることから抜管時の区間湧水量を累積することで計算上の水抜量と比較している。すなわち、F1 断層ならびに手前の砂泥互層の透水係数は、

10^{-3} cm/sec 程度と想定される。

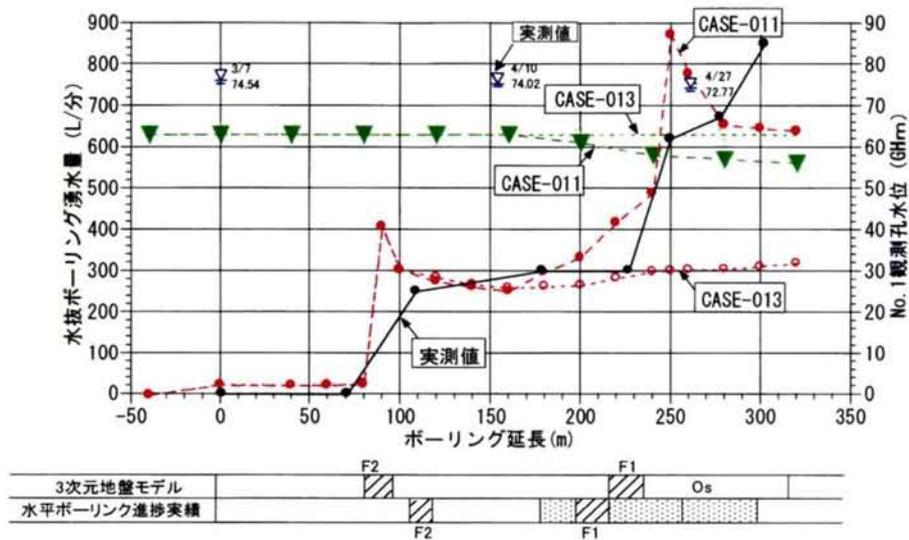


図 4-50 水平ボーリングにおける予測値と実績値の比較

(3) 本坑掘削に伴う新池に対する影響予測解析(Step5)

トンネル掘削に伴う新池に対する影響解析 (Step5) は、適切な NATM 区間とシールドトンネル区間の接合位置について、表 4-25 の 2 ケースを行った。

表 4-25 本坑掘削に伴う新池への影響評価ケース

解析ケース	解析条件の内容
CASE-05	F1 断層を山岳 NATM 工法で通過した場合
CASE-06	F1 断層の手前 No.81+00 で掘削を停止した場合

1) CASE-05 : F1 断層を山岳 NATM 工法で通過した場合

図 4-51 は、水抜ボーリング後の本坑掘削に伴うトンネル湧水量、No.1 ボーリング孔水位および新池浸出量の予測結果である。

東、西行本坑のトンネル湧水量は、F1 断層手前の F 2 断層では水平ボーリングの水抜効果でほとんど無く、F1 付近の砂泥互層および F1 自体で東、西行本坑とも 650 ~ 850L/分程度まで増加し、最奥部の大阪層群で湧水量の増加が停止する。この水抜量に伴う No.1 ボーリング孔水位は、水平ボーリングの低下量に本坑進捗に伴う低下が増加され、本坑のみの影響量は、最終的な水位低下量は 4 ~ 6m 程度であり、水平ボーリングによる低下量を合わせると 10 ~ 12m 程度の水位低下量と予測されている。

一方新池浸出量は、地下水位とともに低下し、水平ボーリング実施前の初期値 64L/min の湧出量に対して、本坑の進捗に伴い湧出から浸透に移行して最終的に浸透量は 28L/min と予測された。したがって新池湧出量の減少量は 92L/min となり、本坑掘削に伴う影響で池底からトンネル方向に向かう浸透が増加することが予測された。

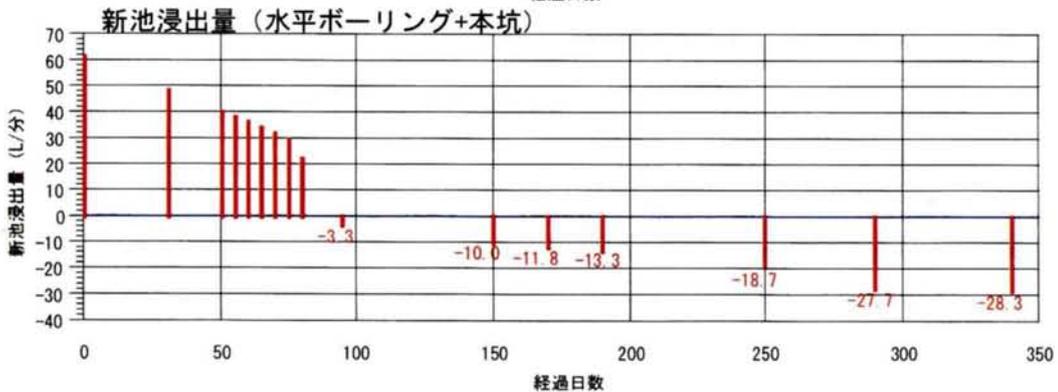
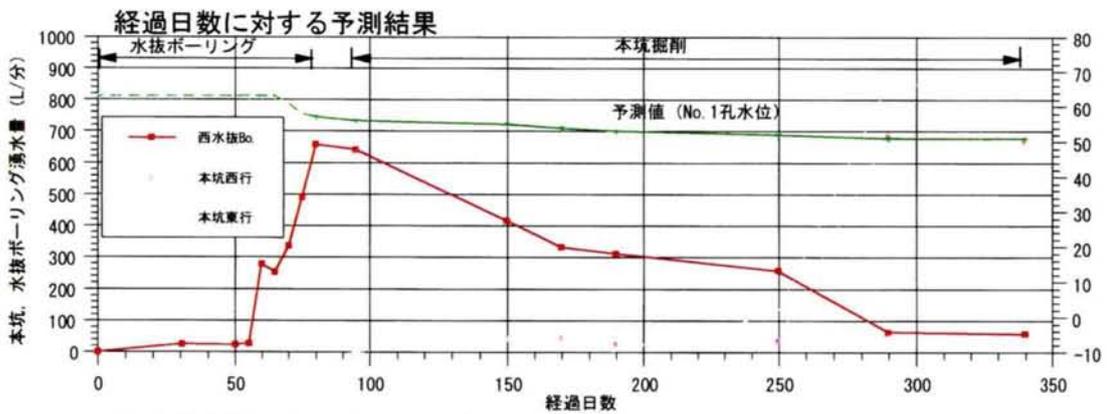
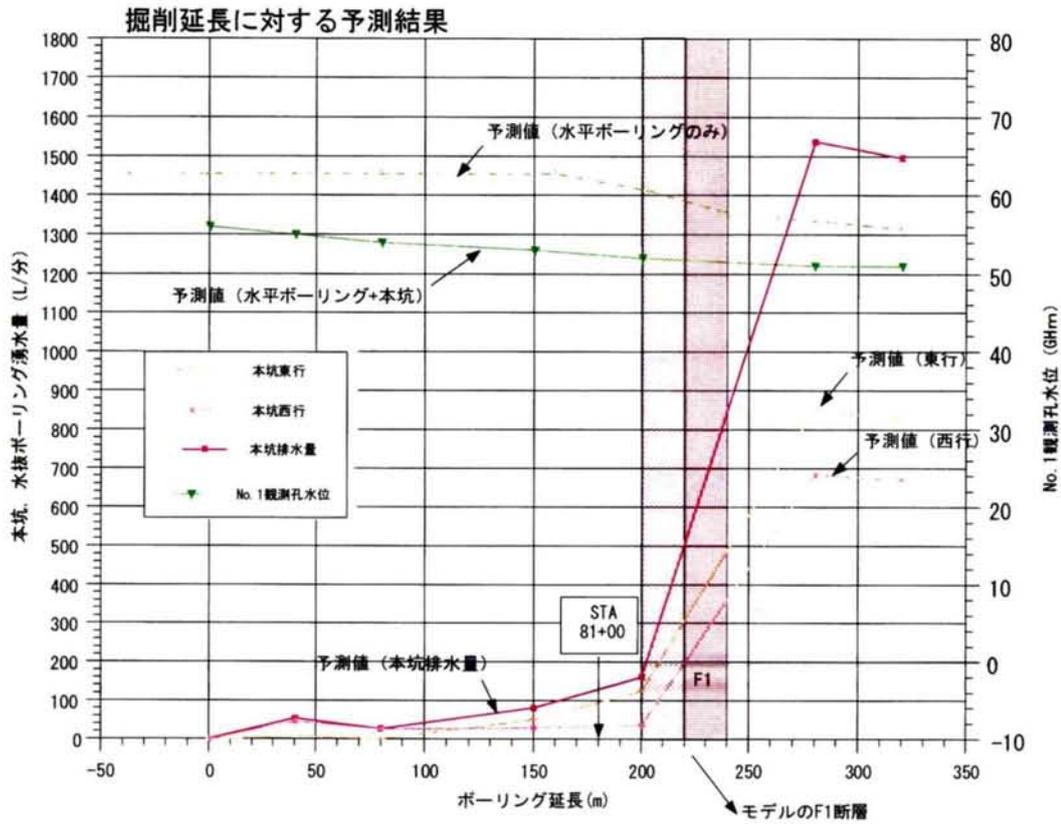


図 4-51 本坑掘削に伴うトンネル湧水量と新池湧出量の変化 (CASE-05)

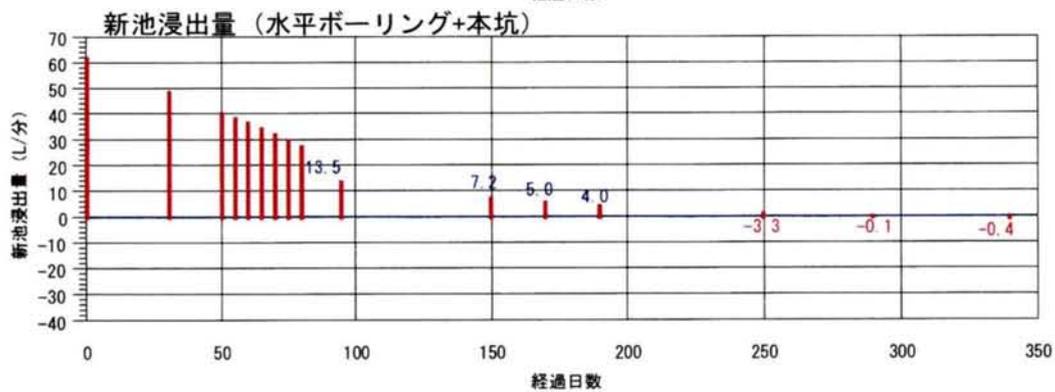
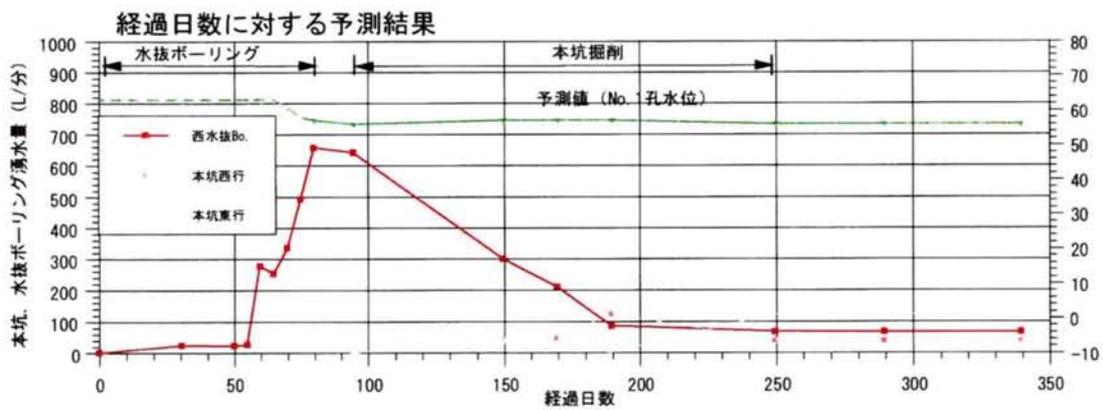
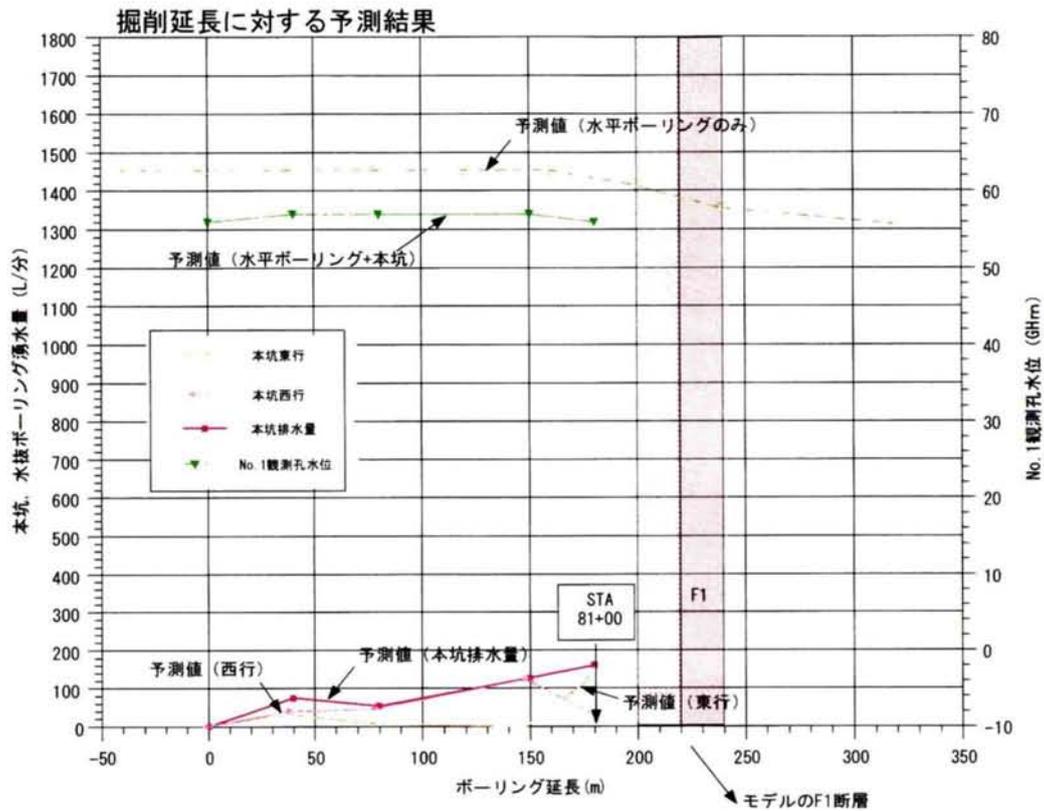


図 4-52 本坑掘削に伴うトンネル湧水量と新池湧出量の変化 (case-06)

2) CASE-06 : F1 断層の手前 No.81+00 で掘削を停止した場合

図 4-52 は、稲荷山断層の手前 NO.81+00 で本坑掘削停止した場合における予測結果である。なお、完了抜管後の水抜ボーリング湧水量の減少が著しく減少していることから、本ケースでは、本坑掘削開始と同時にボーリング延長を 80m 少なくして、水量の減少を行った上で評価している。

東、西行本坑のトンネル湧水量は、F1 断層手前の F2 断層部では水平ボーリングの水抜効果でほとんど無く、その後、F1 断層手前 No.81+00 までの掘削で東、西行本坑とも 100 ~ 120L/分程度まで増加する。この水抜量に伴う NO.1 ボーリング孔水位は、本坑進捗に伴う低下はほとんど無く、最終的な水位低下量は、水平ボーリングによる低下量のみ 8m 程度の水位低下量と予測されている。新池浸出量は、水平ボーリング実施前の初期値で 64L/分の湧出、水平ボーリングによる影響で池底からの浸透が始まり、その浸透量は 3.3L/分と予測されたが、その後の水抜ボーリング湧水量の減少と共に低下傾向は減少し、一時回復を示し、最終的な本坑進捗に伴い浸透量は 0.4L/min 程度（初期値に対する減少量 = 63.2L/min）と予測されている。すなわち、稲荷山断層手前（N 0.81付近）で本坑掘削を停止することで新池への影響が、かなり抑制されているものと評価される。

4. 4 断層破碎帯部における既設トンネルへの近接交差影響

4. 4. 1 交差状況および影響範囲

稲荷山トンネルと近接する導水路トンネルは、常時 12,000 ~ 13,000 m³/h の通水量を有し、京都市の飲水量の約 30%を供給する重要なライフラインである。この導水路トンネルは、建設から 40 年近く経過しており、覆工コンクリート等の老朽化が進行しているが、給水を中断して導水路トンネル側を補修、補強できない条件下にあった。またこの導水路トンネルの施工記録によれば、掘削時に断層破碎帯の亀裂密集部から数多く集中湧水が発生した経緯がある。稲荷山トンネルと導水路トンネルの交差状況を図 4-53 に示すが、離隔は約 29 m、交差角 57 度の近接交差である。

また導水路トンネルへの影響範囲として、京都市水道局との協議により、

- ①ゾーンⅠ：影響が予想される 45° の範囲
- ②ゾーンⅡ：掘削の影響が導水路トンネルに及ぶ可能性の高い 60° の範囲（切羽面から主働崩壊角 45° + $\phi/2$ で立ち上げた地山ゆるみ推定線が導水路トンネルにかかる範囲）

を設定した（図 4-3 参照）。

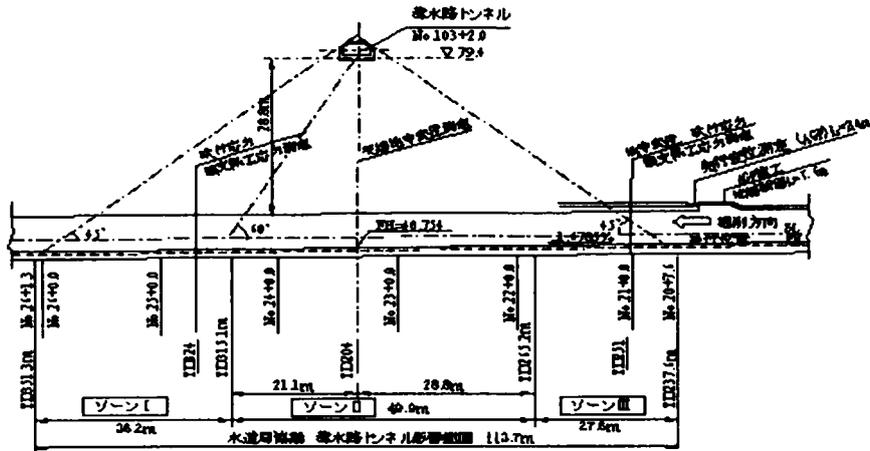


図 4-53(1) 交差状況(断面図)

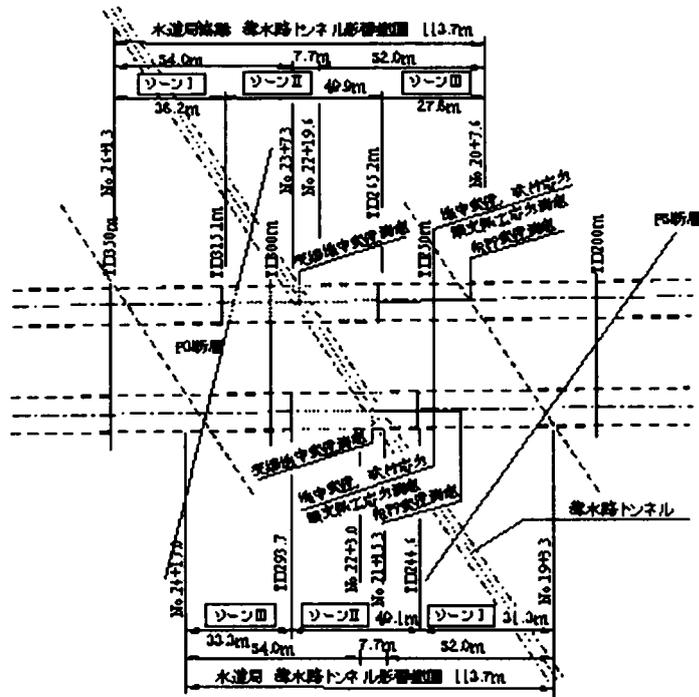


図 4-53(2) 交差状況(平面図)

図 4-54 に示した導水路トンネル近傍でのボーリング孔 (No. 2 孔) におけるルジオン試験結果によれば、交差部における透水係数は、亀裂の少ない岩盤部で $K = 3.0 \times 10^{-5} \sim 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ であり、断層破碎帯での透水係数は $K = 1.0 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ であり、高透水性を示した。またボーリングコアからは、破碎部が 2 ~ 5m ごとに認められ、全体として破碎を受けていることが予想された。

ボーリング孔内の地下水位は、導水路トンネル内の水面高に近い GL-60m 程

度の位置に認められた。

工事着手に先立って実施した No. 1 水平ボーリングは、削孔中に湧水が多く認められ、実績孔内湧水量は、破碎帯部で 500 ～ 700L/min の集中湧水が、破碎帯以外では 100L/min 以下の湧水量であった。ルジオン試験から得られた破碎帯部の透水係数は $K = 0.8 \sim 1.3 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ である。

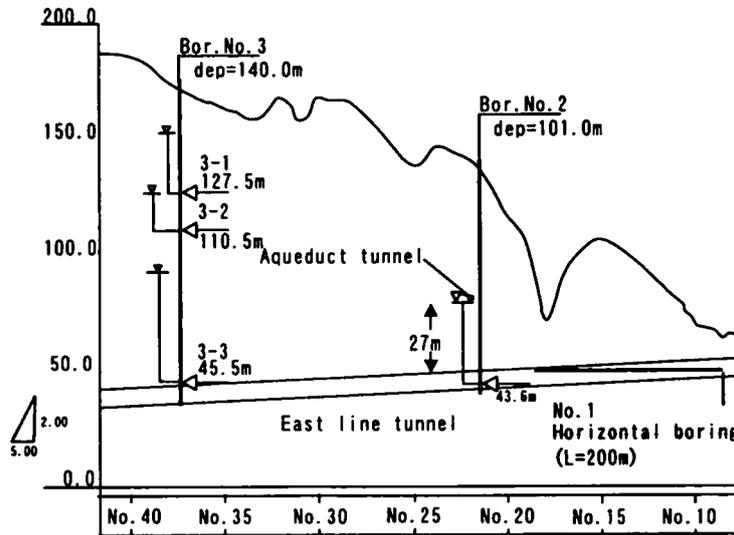


図 4-54 ボーリング調査位置図

稲荷山トンネル掘削の導水路トンネルへ与える影響を検討するために、まず導水路トンネルの入口（日の岡）および出口（山科浄水場）の流量を実測し、トンネル内区間の水収支を求め、本トンネル掘削前の導水路トンネルの漏水状況や地下水還元量を求めた。

表 4-26 に示す観測結果を基に、導水路トンネルに流入、流出水系等の水量を考慮し、導水路トンネル区間の水収支を組み立てた。

表 4-26 流量観測結果

回数	測定時期	流入量 Q_{in} (m^3 /時間)	ΔQ (m^3 /時間) $Q_{in} - Q_{out}$	水収支による Q_g (m^3 /時間)	γ (%)
1	H8.7.30 ～7.31	10,419 ～13,372	+1,099 ～+1,332	+456	3.4 ～4.3
2	H8.8.29 ～8.30	10,259 ～12,108	+469 ～+842	+18	0.15 ～0.20
3	H8.12.16 ～12.17	8,968 ～10,426	-362 ～-54	-246	2.4 ～2.7

水収支計算は、

$$Q_{in} + Q_g = Q_{out} + (q_1 + q_2) + P_1 + P_2$$

ここに、 Q_{in} ：入口流入量

Q_{out} ：出口流出量

Q_g ：トンネル内地下水還元量

$Q_g > 0$ トンネルに流入

$Q_g < 0$ トンネルから漏水

q 1 : 上流方斜坑流出 (実測値)

q 2 : 下流方斜坑流出 (実測値)

P 1 : 第 2 立坑ポンプアップ量

灌漑期 (5 月 ~ 10 月) : $7.14 \text{ m}^3/\text{min}$

非灌漑期 (11 月 ~ 4 月) : $3.57 \text{ m}^3/\text{min}$

P 2 : 農業用水ポンプアップ量 ($1.50 \text{ m}^3/\text{min}$)

①第 1 回目

$$Q_g = -7.6 \text{ m}^3/\text{min} = -456 \text{ m}^3/\text{h}$$

②第 2 回目

$$Q_g = 0.3 \text{ m}^3/\text{min} = 18 \text{ m}^3/\text{h}$$

③第 3 回目

$$Q_g = 4.1 \text{ m}^3/\text{min} = 246 \text{ m}^3/\text{h}$$

となり、ややトンネルに流入するか、あるいはトンネルから漏水している状況である。水量的には、現行の通水量 ($11,000 \sim 12,000 \text{ m}^3/\text{h}$) に比べて少なく、地山を介した流入量あるいは流出量は、通水量の数%程度と推定され、この値を後述する引水影響の許容値とした。

この導水路トンネルとの近接施工に際しては、本坑掘削に伴う①導水路トンネルからの引水影響、②導水路トンネル構造体の変状の 2 つの課題がある。ここでは各々の課題に対して、情報化設計・施工を実施し、その適用性を照査した。

4. 4. 2 引水影響に関する情報化設計・施工^{13)14). 15)}

(1) 3次元断層破碎帯モデルの構築

地質調査、高透水性の破碎帯の分布および導水路トンネルとの交差などの条件から、数値解析を適用する場合、地下水挙動の支配的な要因である 3 次元的な破碎帯分布や岩質分布、トンネル掘削速度や工程などの施工条件を容易に取り入れられる有限要素法による 3 次元浸透流解析が最も有利であり、砂泥互層内に破碎帯が配置される大型破碎帯モデルが妥当と判断した。実際の 3 次元モデルは図 4-55 に示すとおりである。同図は事前解析時の Step 2、およびトンネル掘削に伴って修正を加えた Step 4 における断層に関する 3 次元モデルを示している。各モデルは 64,923 ~ 107,502 要素、70,992 ~ 116,200 節点で構成され、逐次トンネル実績条件を満足する解析モデルに変更したためデータ規模は拡大している。透水係数などの水理定数は、断層破碎帯はルジオン試験結果

で得られた 10^{-2} cm/sec の高透水性を採用し、その他各地質の透水性は表 4-27 に示すとおりである。初期地下水位はボーリング孔における孔内水位とした。

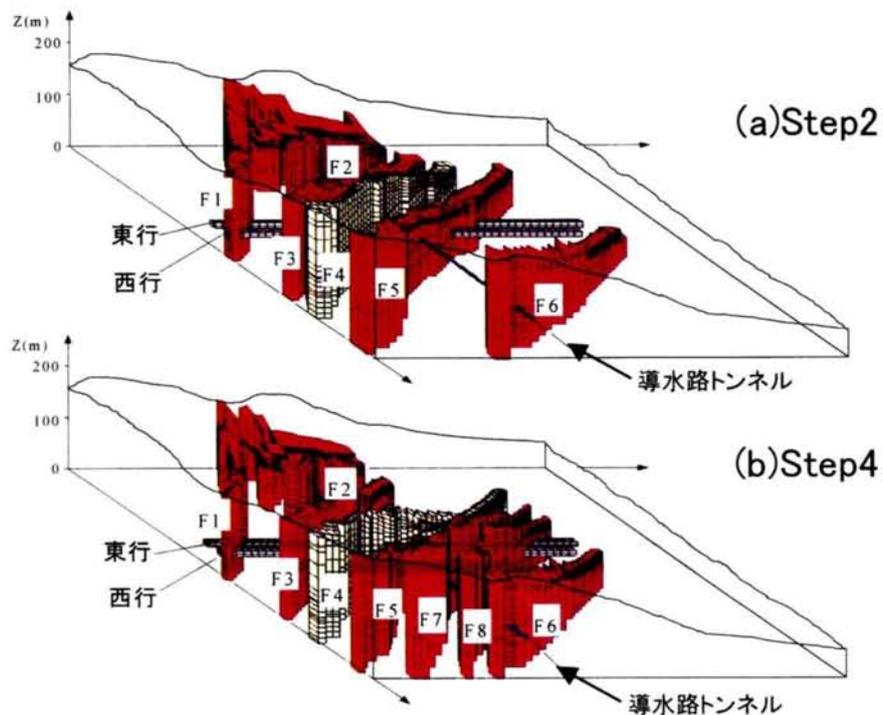


図 4-55 3次元モデル

表 4-27 水理定数 (Step 2)

記号	地質名	透水係数(cm/sec)	体積含水率(%)	比貯留係数(cm^{-1})
sl1 ~ sl5	砂泥互層	1.0×10^{-5}	5	0.0001
F1 ~ F7	断層破碎帯	1.0×10^{-2}	7	0.00001
Os ~ Oc	大阪層群	1.0×10^{-4}	10	0.0001

(2) 地下水情報化施工の手順

地下水情報化施工の手順は、図 4-56 に解析手順を示すとおりである。第 1 段階ではトンネル掘削前に得た情報を基に、高透水性の断層破碎帯、トンネル交差、地質地形条件を組み込んだ大型 3 次元予測モデルを構築する。第 2 段階では予測モデルを用いてトンネル掘削工程に伴う破碎帯部の集中湧水などの地下水挙動を前述の 3 次元飽和-不飽和浸透流解析を用いて予測する。第 3 段階では可能な限り施工実績をフィードバックし、予測モデルの修正、検証を行い、予測制度の向上を図りながら未施工部の予測解析を行う。

この第 1 ~ 3 段階の工程をトンネル掘削進長に応じて繰り返し、現況に近似した条件の数値解析を行いながら最適な施工法や周辺環境への保全対策の提案および影響評価を行うシステムである。

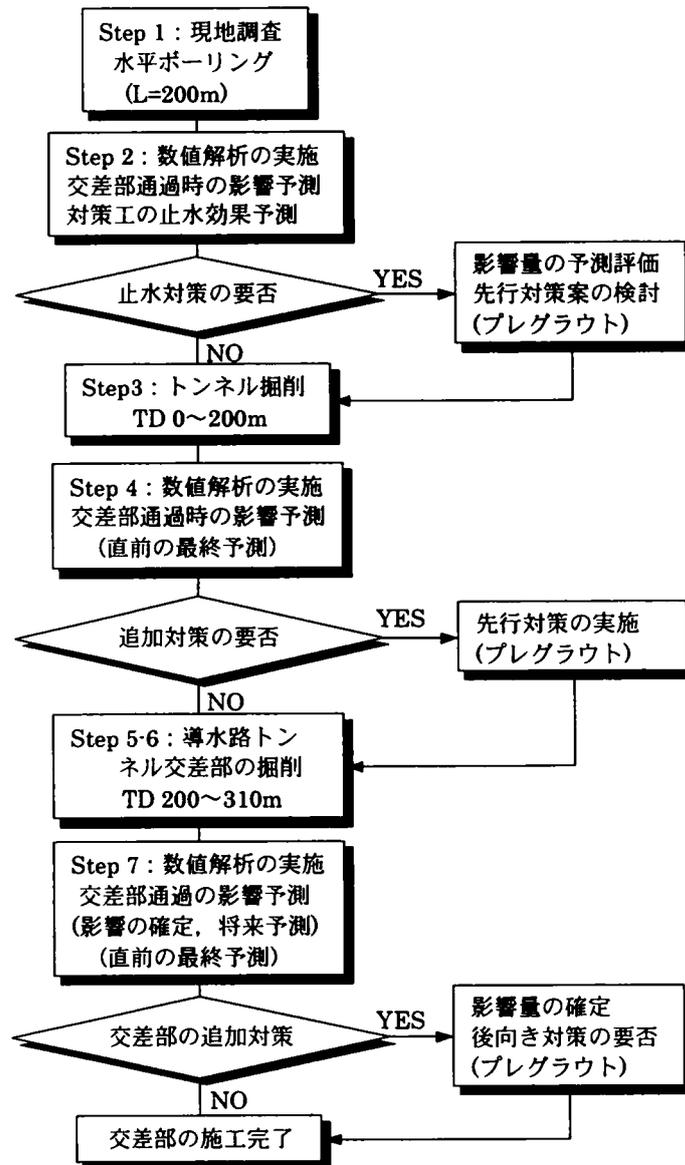


図 4-56 解析手順

(3) 影響許容値の設定と対策工法の提案

トンネル掘削による導水路トンネルへの影響は、高透水性の断層破碎帯を通じて、第1に飲料水ライフラインである導水路トンネル内の水を多量に引水すること、第2に地下水低下により、導水路トンネル周辺の地山を緩めることである。しかし、地下水挙動に伴う導水路トンネルへの影響は、直接的に観測することができないため、数値解析から得られた影響量によって評価する方法が有効である。影響許容値は、現況通水量との水量割合（影響量／全体通水量）を基準とし、4.4.1で述べた導水路トンネル季節変動幅量 $4.0 \sim 7.6 \text{ m}^3$

／ min を超えない水量（全体通水量の 2～3%）を判断基準とした。

事前予測結果より，表 4-28 に示した影響抑制のための地下水対策工を事前，掘削中，および掘削後に応じて検討した。

表 4-28 地下水対策方法の検討

	目 的	具体的対応策
掘削前	1)不良地盤における透水性の改善 2)不良地山への事前補強	止水注入 先受け工の先行施工
掘削中	1)地山を傷めにくい施工方法の選択 2)早期支保 3)地山面からの止水	機械掘削の導入 制御発破導入による振動制限 トンネル構造の早期閉合 止水注入
掘削後	1)変形抑制 2)漏水，湧水部の止水	トンネル補強，岩盤改良 止水注入

(4) 近接区間の予測結果と実績値との検証

1) 断層破碎帯の水利特性の評価 (Step 2)

ここでは No.1 水平ボーリングの実績データにより，断層破碎帯の性状（有無，幅）の追加，修正を行い，実際と同じ掘削工程の水平ボーリングを解析モデル上で再現する。この段階でボーリング実績湧水量との検証を行い，透水係数等の水利特性を求めた。更に，本坑掘削に伴う交差部周辺の地下水挙動を予測し，導水路トンネルへの影響を評価し，その影響指標や対策工の必要性を検討した。

Step 2 による本坑掘削時の影響予測によれば，大規模な薬液注入などの事前止水対策を行うほどの影響はなく，断層破碎帯に留意し，掘削実績によって必要があれば掘削後に止水対策を行う方針を提示した。また，トンネル掘削に伴う影響は，斜交する多数の破碎帯を介して断層分布に沿って導水路トンネルに波及し，事前影響評価として $1.15 \text{ m}^3 / \text{min}$ の影響と予測した。このように地盤状況や影響発生メカニズムを基にして定量的かつ 3 次元的な影響評価できることも，ここで適用する情報化施工法の利点である。

2) 予測結果と実績値との検証 (Step 4)

Step 4 は交差部までの施工実績を考慮した数値解析である。交差部までの断層破碎帯の実績湧水は，初期湧水量 $1 \sim 2 \text{ m}^3 / \text{min}$ の明瞭なピークが発生し，トンネル進行と共に急激に減衰した。この現象を，解析モデルを用いて検証すると，初期湧水は $10^{-2} \text{ m}^3 / \text{min}$ の透水性で合致するが，数日後の減少は傾向は $10^{-2} \text{ m}^3 / \text{min}$ では再現できなかった。この急激な減衰特性は，断層破碎帯の透水性に異方性を考慮したことで検証できた。Step 2 から交差部直前の実績湧水量で検証した各地質の水利定数を表 4-29 に示す。F1 ～ F7 断層および砂岩泥岩互層（s13 層）に関して異方性を考慮した。

表 4-29 水理定数 (Step 4)

記号	地質名	透水係数 (cm/sec)			体積含水率 (%)	比貯留係数 (cm ⁻¹)
		X	Y	Z		
sl1 ~ sl5	砂泥互層	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}	5	0.0001
sl13	砂泥互層	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-5}	5	0.0001
F1 ~ F7	断層破碎帯	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-2}	7	0.00001
Os ~ Oc	大阪層群	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}	10	0.0001

図 4-57 は交差部モニタリング地点である No.2 ボーリング孔の地下水位、本坑トンネル湧水量の予測結果と実績値を対比して示している。このトンネル湧水量と地下水位が交差部施工時の重要なモニタリング項目である。

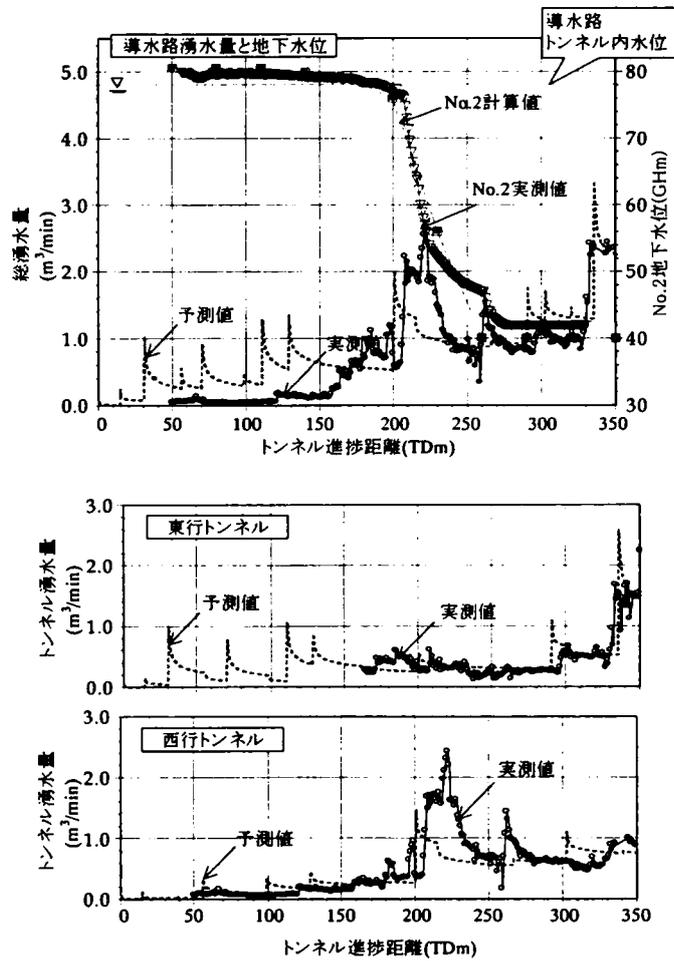


図 4-57 予測結果と実測値

Step 4 による影響予測によれば、交差地点付近でトンネル湧水量が 2.0 m³ / min 程度まで増加し、それとともに No.2 ボーリング孔の地下水が急激に低下することが予測された。No.2 地下水低下およびトンネル湧水量とも事前予測値に対して、実測値はほとんど合致した結果である。更に、この解析モデル

は導水路トンネルとの相互関係も評価可能であり、定量的な影響度合が求められる。図 4-58 には導水路トンネルに対する影響度合を示している。図 4-58 の右図は導水路トンネル縦断方向における地下水位分布である。左図の棒グラフは導水路トンネルの地下水流出量を示しており、交差部通過前は導水路トンネル側における破碎帯区間で、湧水区間が分布している。交差部通過後は、交差区間のみ明瞭な地下水低下、および不飽和領域が発生することがわかる。また、導水路トンネル坑内の各断層部における湧水が、減少ないしマイナス側を示し、下位の稲荷山トンネルに引水される影響発生メカニズムが明瞭に予測される。

結論的には、Step 4 の交差部直前の影響解析において、導水路トンネルの近接掘削に対し、当初想定したような著しい影響はないものと再評価した。

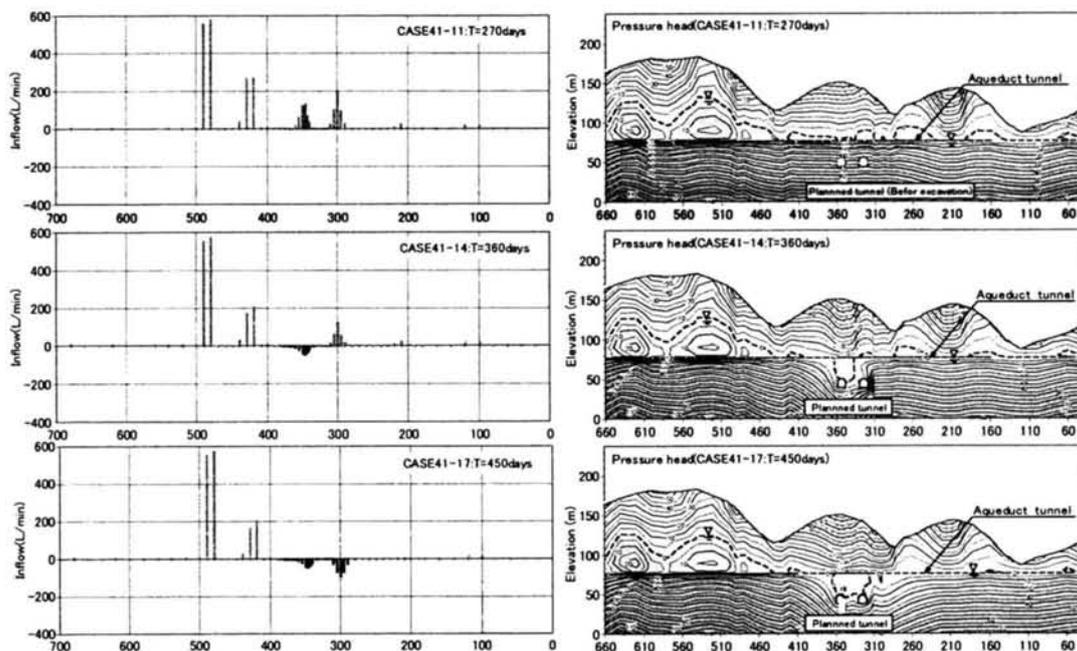


図 4-58 トンネル進捗による湧水量及び地下水頭圧分布

以上の予測結果に基づき、実施工についても止水対策は行わず、地下水位(No. 2孔)やトンネル湧水量のモニタリング頻度を増加し、実績値と予測値を対比させながら影響の有無を確認しつつ、問題なく交差部の施工を完了した。この間、繰り返し実施した影響解析には、交差部区間の地下水挙動やトンネル湧水の発生規模、影響発生メカニズムを解析モデル上に反映させた。

Step 4～Step 7における検証解析によれば、事前の影響評価(Step 2)から最終的な導水路トンネルへの影響量は表 4-30 に示すとおりである。

表 4-30 導水路トンネルへの影響

	本トンネル坑内湧水量 (m^3/min)	導水路トンネル漏水量 Q_0 (m^3/min)	影響割合 $Q_0/\text{通水量}$ (%)
Step2	0.4~0.8	1.15	0.58
Step4	0.4~1.9	2.23	1.11
Step7	0.8~1.8	2.87	1.43

当初、 $1.15 \text{ m}^3/\text{min}$ の影響であったが、断層破碎帯の本数や破碎帯区間長等から最終的には、 $2.87 \text{ m}^3/\text{min}$ (影響割合 1.43%) の影響量と予測した。すなわち、稲荷山トンネルは、最初の F5 断層において東・西行トンネル合計で $650 \sim 720 \text{ L}/\text{min}$ の湧水が発生し、交差部通過に伴い導水路トンネルから $1.8 \text{ m}^3/\text{min}$ の地下水を引水し、最終的には F3 断層を通過した時点で約 $2.87 \text{ m}^3/\text{min}$ の影響量になるものと評価した。

図 4-59 および図 4-60 はこの影響発生メカニズムを示している。図 4-59 は、掘進に伴う地下水位低下量を示している。同図を見ると、通過する破碎帯を通じて、導水路トンネルに影響を及ぼしていることがわかる。図 4-60 は 3 次元全水頭分布を示した。同図より、導水路トンネルおよび稲荷山トンネル掘削に伴う全水頭低下が、断層に沿って地表付近まで及んでいることが明瞭に把握できる。

3) 影響評価結果の施工への反映

上述のとおり、施工の進捗に併せて繰り返し解析モデルの修正や数値解析を行うことから、交差部付近の地下水挙動や影響発生メカニズムを精度良く把握でき、モニタリングデータとの整合により、信頼性の高い影響予測が可能となった。

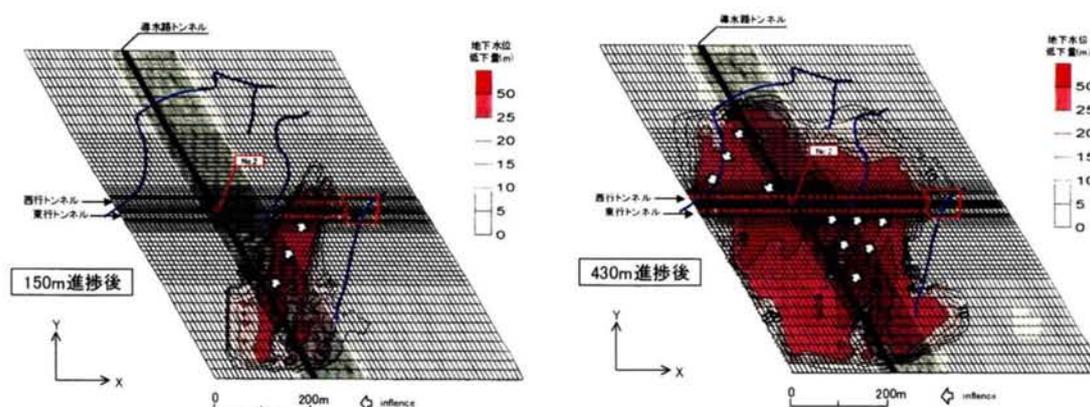


図 4-59 地下水位低下量

実際の施工では、トンネルの湧水量および導水路トンネルに対する影響割合が影響許容値以下であると判断して、稲荷山トンネル掘削前に検討したグラウト注入等による止水対策は不要と判断し、地下水影響に対する具体的な対策は実施していない。

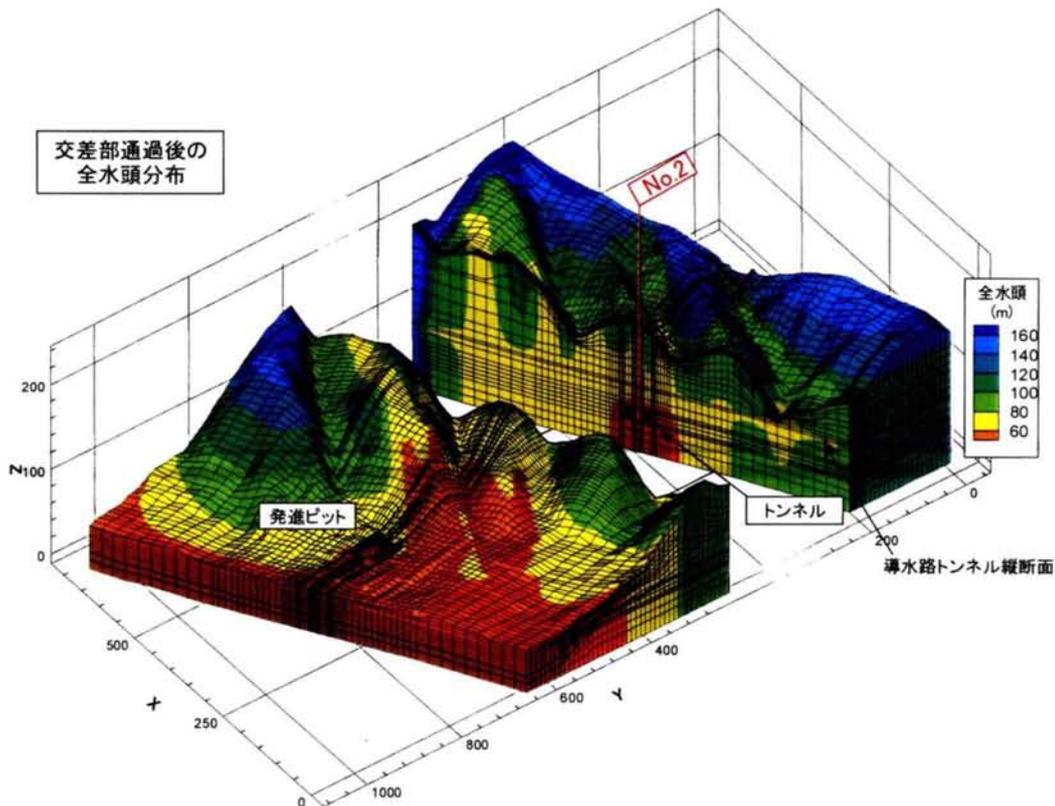


図 4-60 3次元全水頭分布

4.4.3 導水路トンネル交差部の設計・施工¹⁶⁾

(1) 事前情報の内容・利用目的

導水路トンネル交差部の影響範囲の施工に際してのもう一つの課題は、導水路トンネル構造体の変状が大きな問題であった。そこで、第3章の表 3-1 で述べた先進水平ボーリングのデータ、種々の観測値、計測値等の事前情報を次施工にフィードバックする情報化設計・施工により対処する必要があると判断された。以下に事前情報の概要を示す。

1) 鉛直ボーリング

導水路トンネルの近傍（西行 STA21+13.00）の地質状況を把握するために、本トンネル直上でボーリング調査（掘進長 101m）を実施した。その結果を表 4-31 に示すとともに、以下に地質概要を述べる。

表 4-31 鉛直ボーリング結果

標高 (GH-m)	深度 (GL-m)	地質	岩種	特徴	RQD (%)	岩級 区分
140.60 140.49	0.11	表土	シルト混じり 砂礫	茶褐色。含水量少位。礫は風化粘板岩。草根混在。	-	-
131.55	9.35	丹波層群	粘板岩 (風化帯)	全体的に風化著しい。上部は黄褐色～赤褐色呈し、砂礫状～固結粘土状。下部は灰褐色で砂礫状(一部固結粘土状)の破砕帯。粘土の傾斜角70～80°	0～24	D.破砕帯
105.60	35.00		粘板岩 優勢層 (砂岩含む)	粘板岩主体。砂岩伴う。粘板岩は細粒砂岩礫を大量に含む。淡緑灰～灰色。短棒状～岩片状。層理面の傾斜角は0～40°。亀裂発達し。亀裂角は30～70°。部分的に縦亀裂認め。亀裂面沿いに褐色化。破砕帯が6ヶ所に狭在。淡緑色～茶褐色呈し、固結粘土状～砂礫状～角礫状～岩片状で区間長0.2～5.1m	0～24	CL, CL～CM, 破砕帯
103.61	36.99		チャート	淡灰～茶褐色。主として角礫状～岩片状。亀裂面褐色化。下部の粘板岩とは約15°で接する。	0～19	CL
98.44	42.16		粘板岩	淡灰～暗灰色。岩片状～短棒状。岩相は白黒のちりめん状。層理面の傾斜角10～30°。層理面沿いに剝離しやすい。亀裂角60～75°。亀裂面褐色化。	0～13	CL～CM
94.38	46.22	脈岩類	ひん岩	黄褐～淡青灰色。短棒状～岩片状。長石の斑晶顯著。下位の粘板岩とは約30°で接する。亀裂発達し。亀裂角30～70°主体。縦亀裂伴う。亀裂面褐色化。	15～49	CM
59.70	80.90	丹波層群	粘板岩 優勢層 (砂岩含む)	粘板岩主体。部分的に細粒砂岩礫含む。灰～淡緑灰～黄褐～茶褐～暗灰色。主として岩片状～短棒状。堆積面の傾斜角は35～60°。亀裂発達し。亀裂角は30～60°。部分的に縦亀裂顯著。GL-71.00m以降、亀裂面沿いに褐色化。破砕帯が10ヶ所に狭在。灰～黄褐～暗灰色呈し、破砕岩状～岩片状～角礫状～固結粘土状で区間長0.1～5.0m	0～36	CL, CL～CM, 破砕帯
48.30	92.30		砂岩優勢層 (粘板岩含む)	灰～暗灰色。岩片状～(短)棒状。砂岩主体。粘板岩層狭在。砂岩は粘板岩礫。粘板岩は砂岩礫含む。堆積面の傾斜角55～60°。亀裂角40°以上。縦亀裂多数。砂岩の亀裂面沿いに黄鉄鉱晶出。	0～80	CL～CM, CH
39.60	101.00		粘板岩	灰～暗灰色。短棒状～岩片状。細粒砂岩礫含む。堆積面の傾斜角約60°。亀裂角40°以上。縦亀裂発達。亀裂面沿いに黄鉄鉱晶出。破砕帯狭在。灰色呈し、砂・角礫混じり粘土状。区間長2.62m	0～48	CL～CM, 破砕帯

GL-0.11 までは表土で、その下位は丹波層群と脈岩により構成される。表土はシルト混じり砂礫からなる。含水量は少ない。礫は風化粘板岩である。

丹波層群は主として粘板岩からなり、砂岩、チャートを伴う。堆積面の傾斜角は 60° 以内である。粘板岩は大小種々の細粒砂岩礫を含むことが多い。砂岩は細粒で一般に塊状であるが、葉理を有する部分も認められる。チャートは塊状を呈する。本地域に分布する丹波層群はオリストストロームからなると考えられ、砂岩の大部分とチャートはオリストリスであると判断される。これらの岩石には亀裂角 30° 以上の亀裂が発達しており、縦亀裂も多数存在する。

GL-71.00m 以浅では亀裂面は酸化され褐色を呈する。さらに、GL-80.90 ～ 101.00m 間には亀裂面沿いに黄鉄鉱の晶出が認められる。

丹波層群には 18 箇所において断層破碎帯を狭在している。破碎帯は破碎岩状、岩片状、角礫状、固結粘土状等を呈する。破碎帯の傾斜角は 70 ～ 80 ° 程度であると判断される。

脈岩はひん岩からなり、粘板岩の破碎帯中に約 30 ° の角度で貫入したものと判断される。なお孔内水位は、GL-60.85m に確認された。

2) 水平ボーリング

事前支保工設計のため、トンネル坑口から延長 200m の水平ボーリングを実施した。本来導水路トンネルの直下まで（坑口から約 300m）の先山情報を一度の調査で把握し、支保工設計、施工計画に反映すべきであるが、水平ボーリングの施工実績、施工精度、信頼性などを総合判断して坑口からのボーリング距離は 200m とした。また、水平ボーリングは東行、西行トンネルのセンター間距離が 30m 程度であることを考慮し、トンネル中間部で実施し、その結果を両トンネルに適用するものとした。なお導水路トンネル直下の情報については、トンネルの掘削の進捗に合わせて実施する。200m の水平ボーリング結果に基づく地質概要は以下の通りである(図 4-61)。

- i) 0 ～ 26.8m 間は段丘層、以深は丹波層群と貫入岩により構成される。
- ii) 段丘層はシルト混じり砂礫よりなる未固結堆積物により構成される。含水量は中位である。礫は粘板岩・頁岩が最も多く、少量の細粒砂岩・チャート・細粒花崗斑岩を含む。礫の形状は亜角礫～円礫で、砂岩・花崗斑岩では亜円礫～円礫、頁岩・粘板岩・チャートでは亜角礫が卓越している。
- iii) 丹波層群は、頁岩・粘板岩を主とし、砂岩を含む。これらは泥質基質に左岸の小岩塊(礫)を含む混在岩の産状を呈する。小岩塊の径は様々で、数 mm ～ 3.4mm である。
- iv) 頁岩(混在岩)は全体的に著しくせん断されており、せん断面が顕著に発達している。小岩塊(礫)は同一方向に引き伸ばされている。せん断面に沿って発達した亀裂が多数認められる。
- v) 砂岩は塊状、細粒である。最大径 $\phi=3.4\text{mm}$ を示す。
- vi) 貫入岩はひん岩であり、TD104.85 ～ 121.45m 間に分布する。掘進方向の見かけ幅は 16.6m である。近辺の頁岩は破碎されているため、断層破碎帯の脆弱部に沿って貫入したものと判断される。
- vii) コアは主として軟岩(CL, CL ～ CM 級)からなり、中硬岩(CM 級)や硬岩(CH 級)の占める割合は小さい。

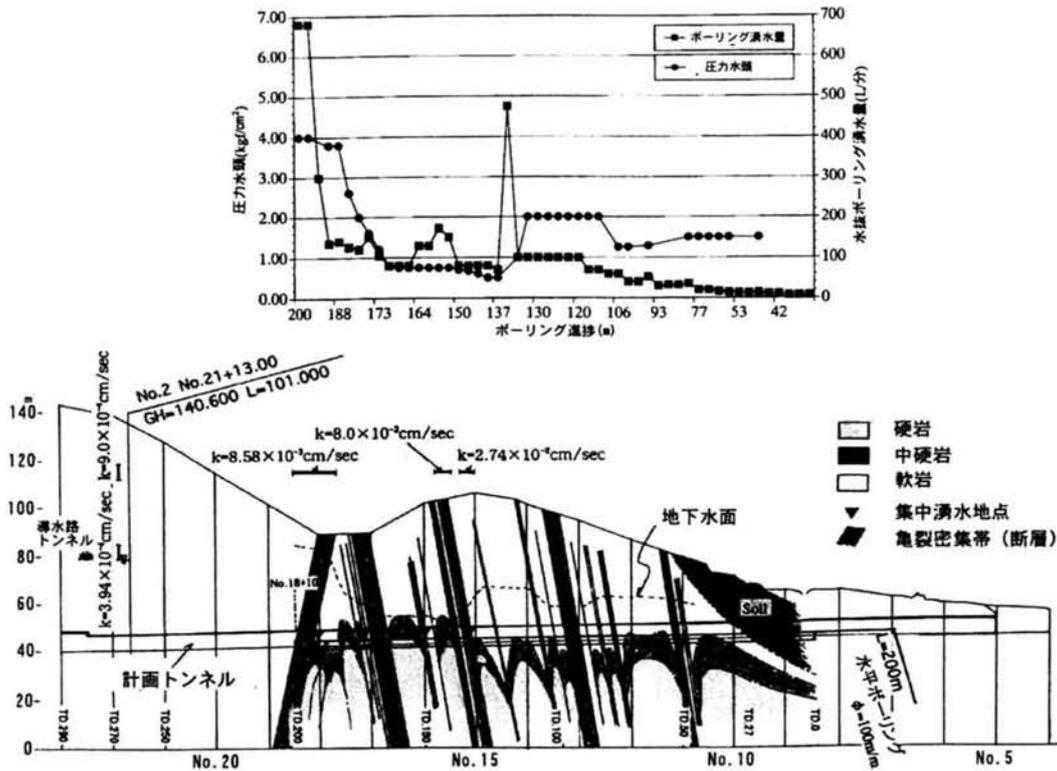


図 4-61 地質概要図

viii) 岩塊のコア状況は大局的にみて 3 区間に区分される (表 4-32)。

表 4-32 ボーリングコア状況

	26.8~138.62m	138.62~163.10m	163.10~200.00m
RQD	0~53(平均10)	0~78(平均25)	0~76(平均9)
最大コア長(cm)	0~26(平均9)	0~36(平均16)	0~51(平均7)
主な土軟硬	軟岩・中軟岩・ 破砕帯	軟岩・中軟岩・硬岩	軟岩・中軟岩・ 破砕帯

- ① 26.80 ~ 138.62m : 全体として劣化している。
 - ・ 軟岩を主とし少量の中硬岩を伴う。
 - ・ 平均 RQD=10。
 - ・ コアに発達する亀裂の頻度が高い。
 - ・ コアは 100m 以深で概ね新鮮色を示すであるが、亀裂面は酸化し褐色を呈する。
 - ・ 断層破砕帯を頻繁に狭在する。
- ② 138.62 ~ 163.10m : 新鮮であり、中硬質～硬質部が含まれる。
 - ・ 軟岩・中軟岩・硬岩からなる。
 - ・ 平均 RQD=25。
 - ・ コアに発達する亀裂頻度は高い。
 - ・ コアは新鮮色を示す。144.8m 以深は亀裂面も新鮮である。

- ・断層破碎帯は小規模である。
- ③ 163.10 ~ 200.00m : 劣化した部分が卓越する。
- ・軟岩を主とし少量の中硬岩を伴う。
- ・平均 RQD=9。
- ・コアに発達する亀裂頻度は高い。
- ・コアは新鮮色を示す。亀裂面も新鮮である。
- ・顕著な断層破碎帯を狭在する。

ix) 断層破碎帯は全体を通じて分布する。破碎帯は粘土状と粘土混じり角礫状の2種類の性状を呈する。コア流失部は粘性土分が多量に含まれた断層破碎帯であると判断される。破碎帯の水平方向の見かけ幅 10cm ~ 6.6m である。

x) TD192.60 ~ 199.20m 間は F5 断層に相当する。

x i) 頁岩 (混在岩) には節理が2系統認められ、様々な傾斜角を示す。一般にそれらはせん断面に対し比較的高角度で斜交する。ひん岩には3系統の高角度で斜交する節理が顕著である。

3) 削孔エネルギー検層

破壊エネルギー係数 E_v (単位体積の岩盤を破壊するのに要する油圧ドリルのエネルギー) により、前方の地山情報を得るもので、

- ① 施工安全性を考慮した前方予知と対策の実施が可能
- ② 地山変化に応じた、施工方法、支保構造の選定が可能
- ③ 先山状況を把握した上での事前計画と最適工法の適用が可能となる。

表 4-33 に削孔エネルギー検層の実施内容を、また図 4-62 に削孔検層結果を地質縦断図に示した。

表 4-33 削孔エネルギー検層の実施内容

	実施距離 (TD)	対象地山	平均破壊エネルギー (kgf/cm ²)	換算一軸圧縮強度 (N/m ²)	切羽評価点数 (点)	湧水の有無	特記
第1回	0~30	粘土質砂礫	1100~1600	—	84~116	全域で10L/分	
		弱風化粘板岩	2000~3000				
第2回	24~54	風化砂岩・頁岩互層	1500~2000	15~20	85~101	全域で20L/分	
第3回	51~81	強破碎粘板岩 (亀裂多く、粘土噛む)	1100~1900	15~25	76~93	全域で40L/分	TD80m付近 SL盤より全面湧水あり
第4回	76~106	強破碎粘板岩	1100~2000	25	77~86	全域で50L/分	TD90m付近より/ミ下がり速度落ちる
		弱風化粘板岩	2000~3000	30~35			
備考				岩シュミットハンマーによる	切羽安定良: 点数低		

削孔検層結果からみられる傾向として、

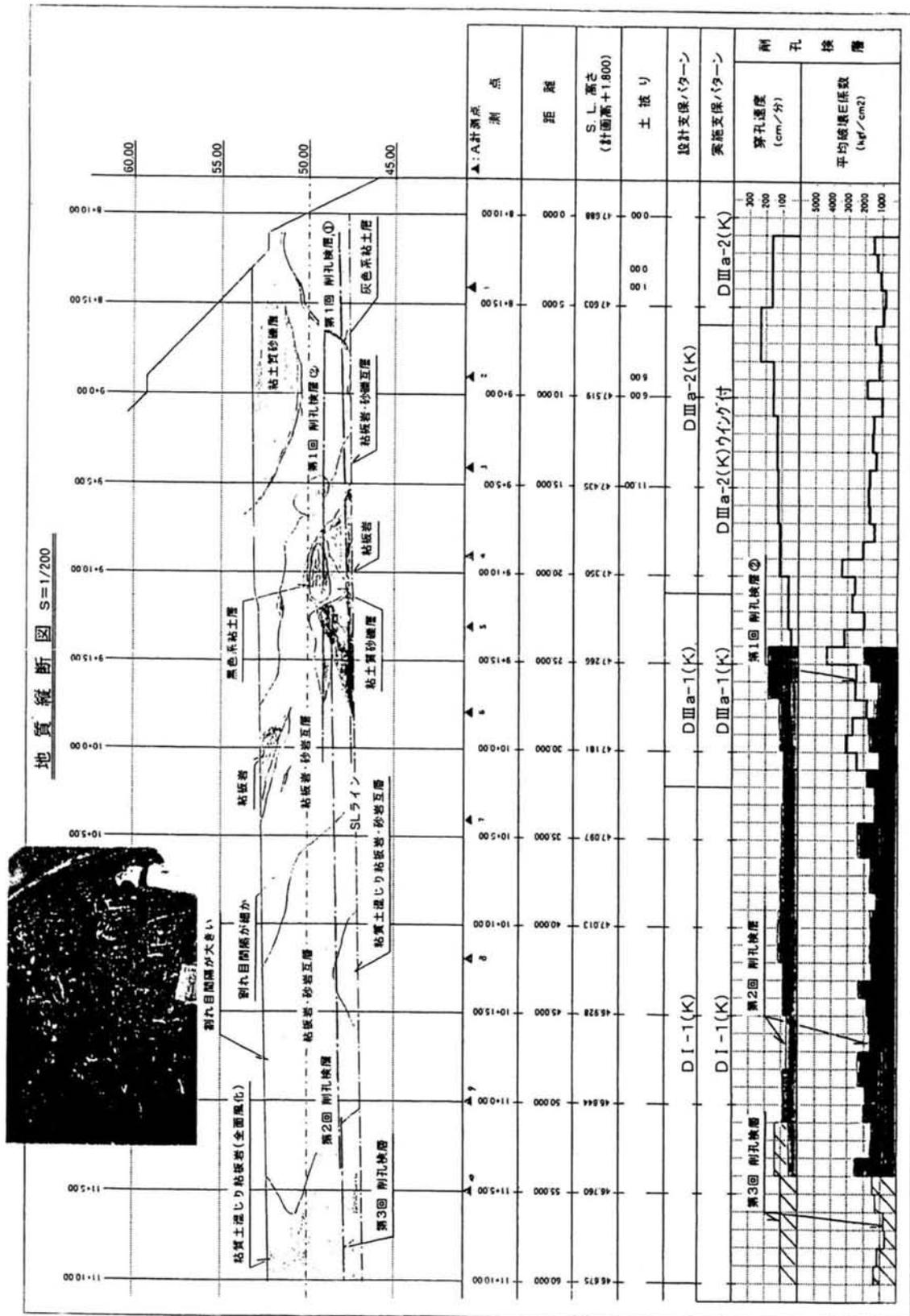


図 4-62 削孔検層結果

- ①破壊エネルギー係数の大きな地山ほど切羽の安定度が高い傾向がある。
- ②破壊エネルギー係数の大きな地山ほど岩片の圧縮強度が大きい傾向にある。
- ③破壊エネルギー係数の深度毎の分布（値の散らばり）に差異がある。特に、

TD25m ~ 100m 区間の分布図をみた場合、85m 地点を境として差異が認められる。

- ④破壊エネルギー係数の変動と切羽評価点の代表項目である「割れ目の程度」、
「切羽のゆるみ度」等の変動に関連の可能性がある。
- ⑤破壊エネルギー係数の安定する箇所と散らばる箇所では、地山の性状が異なっていることが、掘削実績から推定できる。すなわち、前者は「比較的均質な地山」で、後者は「不均一な地山」である傾向があるものと考えやすい。
- ⑥削孔検層ラップ区間（削孔長 30m のうち約 5m）においては、後半で実施した破壊エネルギー係数のデータ値は初回のものに比べ全体的に小さくなる傾向にある。（掘削に伴う地山緩みが表現されているものと推定できる。）

（２） 逆解析および影響解析

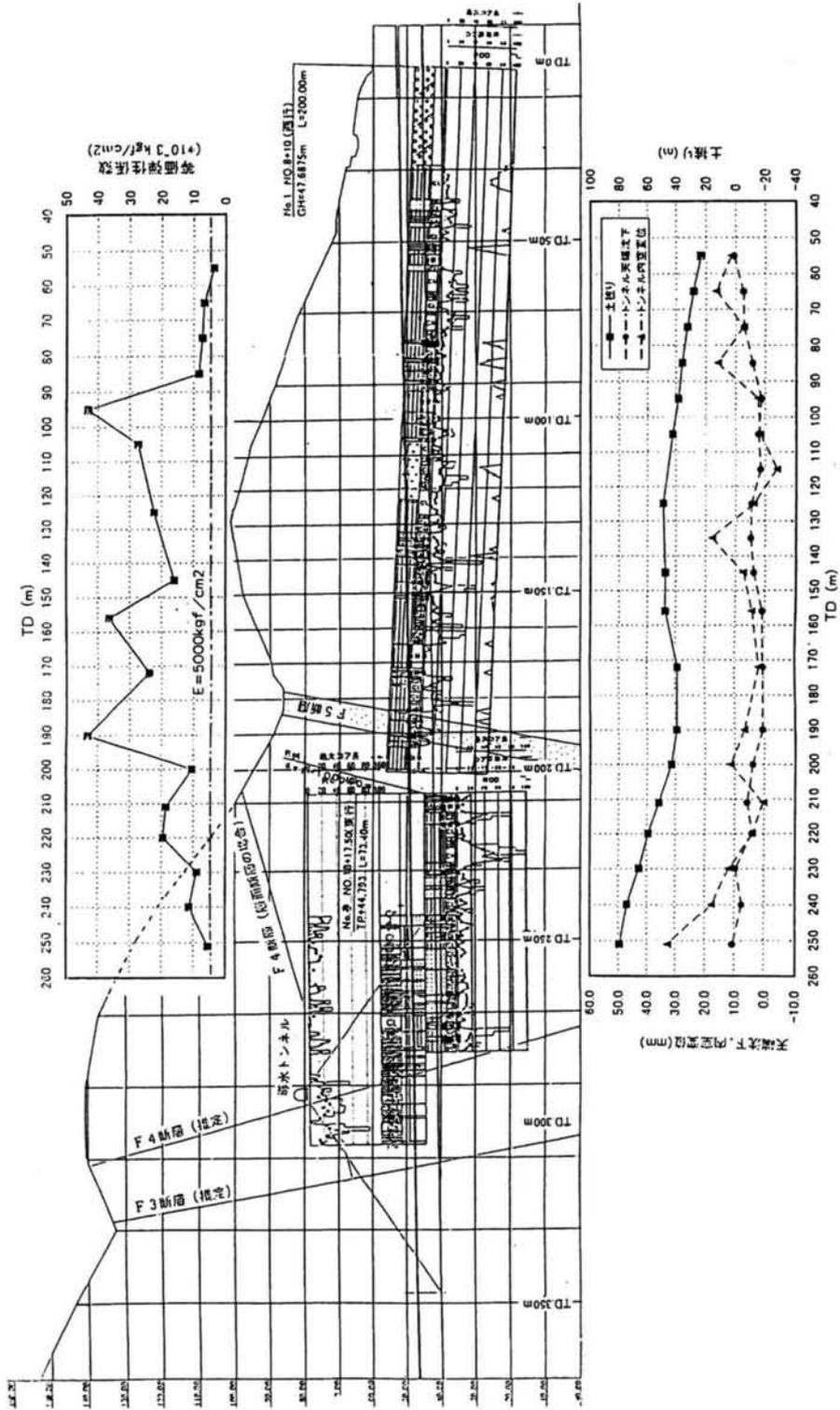
導水路トンネルの影響範囲内で、地山不良個所である TD251 および導水路トンネルとの離隔が最小でかつ土被りが最大となる導水路トンネル直下の TD294 の 2 断面（図 4-63 参照）が、導水路トンネルに与える影響の大きい箇所と考えられる。そこで影響範囲手前の既に掘削した範囲で逆解析により得られた等価弾性係数、側圧係数を用いて 2 次元 FEM 解析により影響予測（順解析）を実施した。解析モデルを図 4-64 に、解析モデルの要素分類を表 4-34、解析ステップを図 4-65 に示す。

1) 逆解析による地山状況の把握

TD55 から TD240 までの既掘削区間 18 断面の上半収束値を用いて逆解析を実施した。その結果、等価弾性係数 $E=1000\text{N/mm}^2$ 、側圧係数 $K=1.0 \sim 2.0$ を得た。

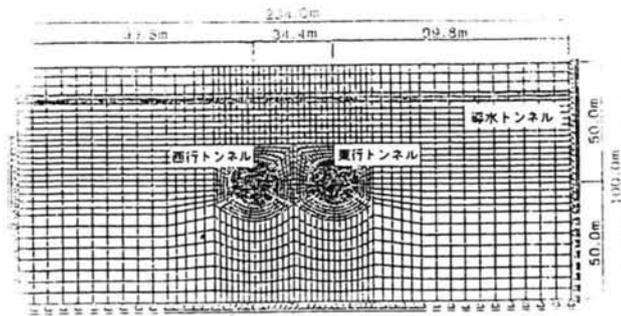
2) TD251 断面における影響予測解析

1) で得られた弾性係数および側圧係数を用いて TD251 断面の影響予測を行った。ただし、地山不良状態の場合も想定して、等価弾性係数 $E=500\text{N/mm}^2$ についても検討する。先行変位率 α については、TD240 からの先行変位計測結果（図 4-66）から 35 % とした。また支保パターンは当初設計支保パターンの D I a-i とした。

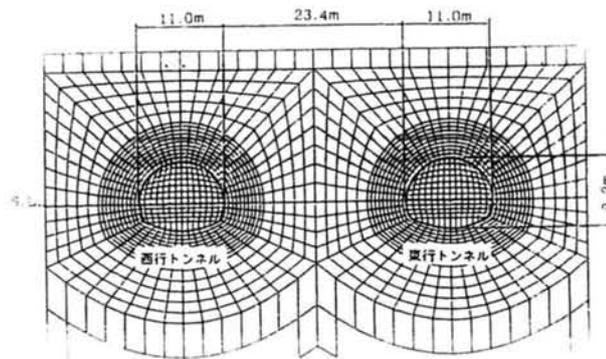


トンネル測点と土盛りとの関係

図 4-63 解析断面図



(a) 解析モデル



(b) トンネル部の拡大図

図 4-64 解析モデル

表 4-34 要素分類

材料名	要素分類
地山	二次元平面要素
鋼製支保工	梁要素
吹付けコンクリート	トラス要素
ロックボルト	FEMでは考慮せず

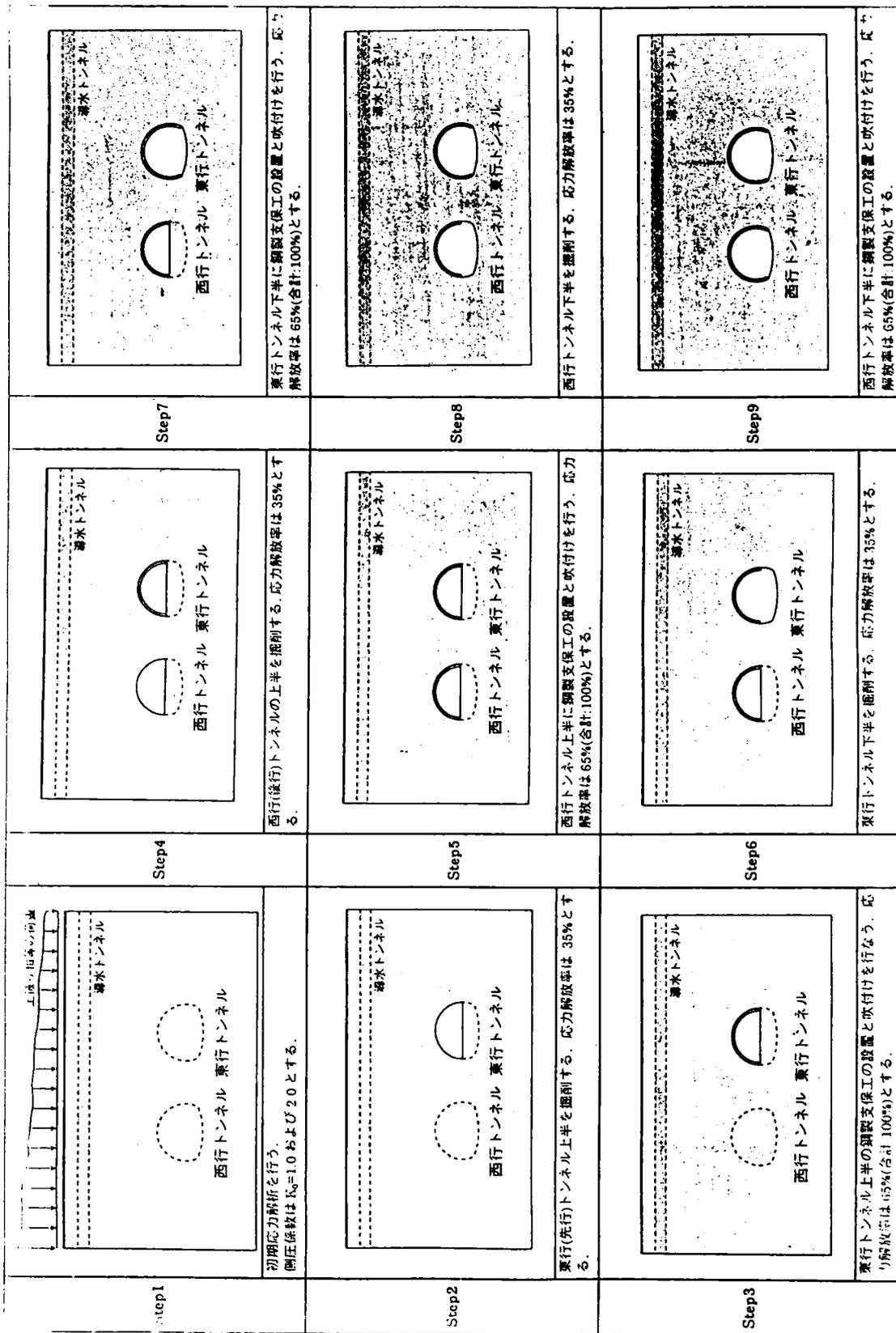
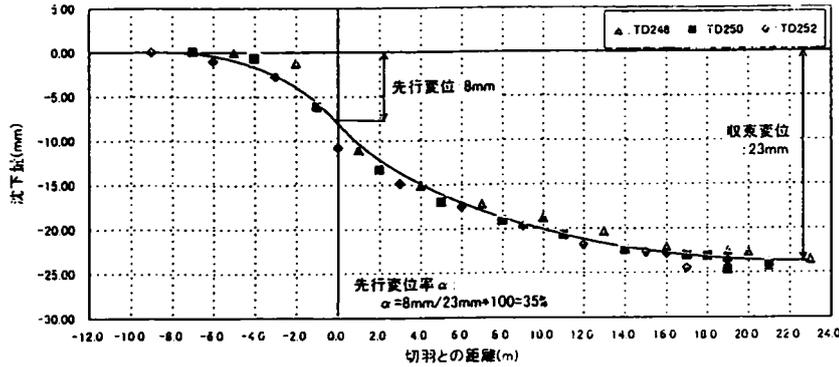


図 4-65 解析ステップ



●沈下計測結果

図 4-66 先行変位計測結果

導水路トンネルの影響予測結果を図 4-67(1), (2)に示す。

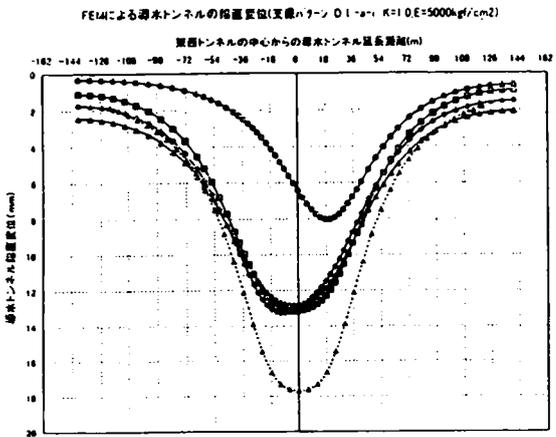


図 4-67(1) 導水トンネル沈下量

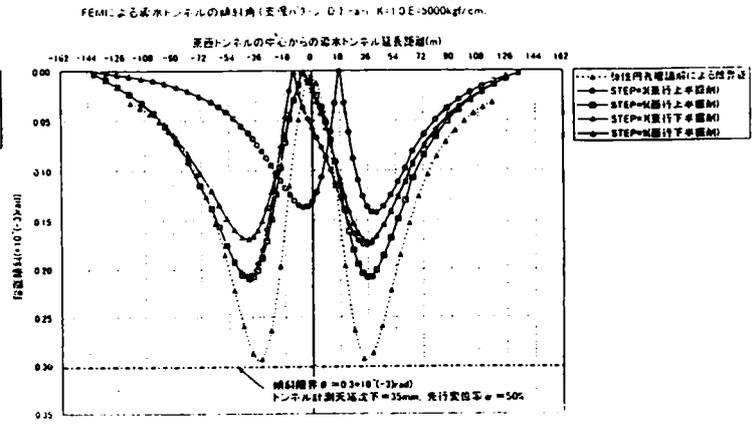


図 4-67(2) 導水トンネル傾斜角

トンネル天端沈下量 $\delta_{max} = 13.2\text{mm}$ ($E=500\text{N/mm}^2$, $K=1.0$)

導水路トンネル最大沈下量 $\delta_{max} = 13\text{mm}$ ($E=500\text{N/mm}^2$, $K=1.0$)

導水路トンネル最大傾斜角 $\theta_{max} = 0.21 \times 10^{-3}\text{rad}$ ($E=500\text{N/mm}^2$, $K=1.0$)

となり、トンネル天端沈下量は表 3-6 に示した管理値Ⅱ（上半掘削時=13mm）を上回る場合も想定されるが、導水路トンネルの沈下量および傾斜角は許容値（ $\delta_a=18\text{mm}$, $\theta_{cr}=0.3 \times 10^{-3}\text{rad}$ ）以下であり、当初設計支保パターンの健全性を確認した。

3) TD251 断面における地山状況の把握

TD251 断面施工時の上半周測地を用いて逆解析を行い地山状況を把握した。その結果、等価弾性係数 $E=550\text{N/mm}^2$ 、側圧係数 $K=2.2$ を得た。

4) TD294 断面における影響予測解析

3) で得られた直近の弾性係数および側圧係数を用いて、導水路トンネル直

下である TD294 断面の影響予測を行った。先行変位率 α については、TD240 からの先行変位計測結果から 35 % とした。また支保パターンは当初設計支保パターンの D I a-i とした。その結果、

トンネル天端沈下量 $\delta \text{ max} = 11.2\text{mm}$

導水路トンネル最大沈下量 $\delta \text{ max} = 12.5\text{mm}$

導水路トンネル最大傾斜角 $\theta \text{ max} = 0.12 \times 10^{-3}\text{rad}$

となり、表 3-6 に示したトンネル天端沈下量は管理値以下となり、また導水路トンネルの沈下量および傾斜角は許容値以下であり、当初設計支保パターンの健全性を確認した。

(3) 施工実績

(2) で示した事前の影響予測解析の結果、当初地山等級から判断した支保パターン (D I a-i) で導水路トンネルには有害な影響を与えないと判断できたので、この支保パターンで影響範囲 (ゾーン I) の掘削を開始した。しかし影響範囲に入る直前に東行 TD207m から実施した水平ボーリング (延長 L=118m) の結果、導水路トンネル直下は① CL 級が主体で、破碎帯が全体に分布、②良好な地盤 (CM 級) に連続性がなく劣化部と交互に出現、③劣化部は後述の東行 TD251 の B 計測断面と同程度の地山であることが判明した。さらに東行 TD251 断面上半掘削時に実施した B 計測の結果を図 4-68 に示す。

鋼製支保工の一部 (左肩部) で管理レベルⅢの $250\text{N}/\text{mm}^2$ 以上、また吹付けコンクリートも管理レベルⅡ相当の応力が発生した。さらに沈下計測の結果、上半掘削時の天端沈下と脚部沈下が連動して推移しており、導水路トンネルの直下 (ゾーンⅡ) では沈下抑制が必要であると判断した。

以上の計測結果を基に、導水路トンネル直下 (ゾーンⅡ) の支保構造を D I a-i から D Ⅴに変更することとした。具体的には

①支保剛性のアップ：鋼製支保工 H-125 → H-150

吹付け厚 $t=15\text{cm} \rightarrow t=20\text{cm}$

②沈下対策：ウィングリブ付支保工の採用

③上半脚部補強 (ウレタン注入の採用)

④切羽対策：フォアボーリングの採用 (タイプは地山状況を考慮して決定)

である (図 4-69 参照)。

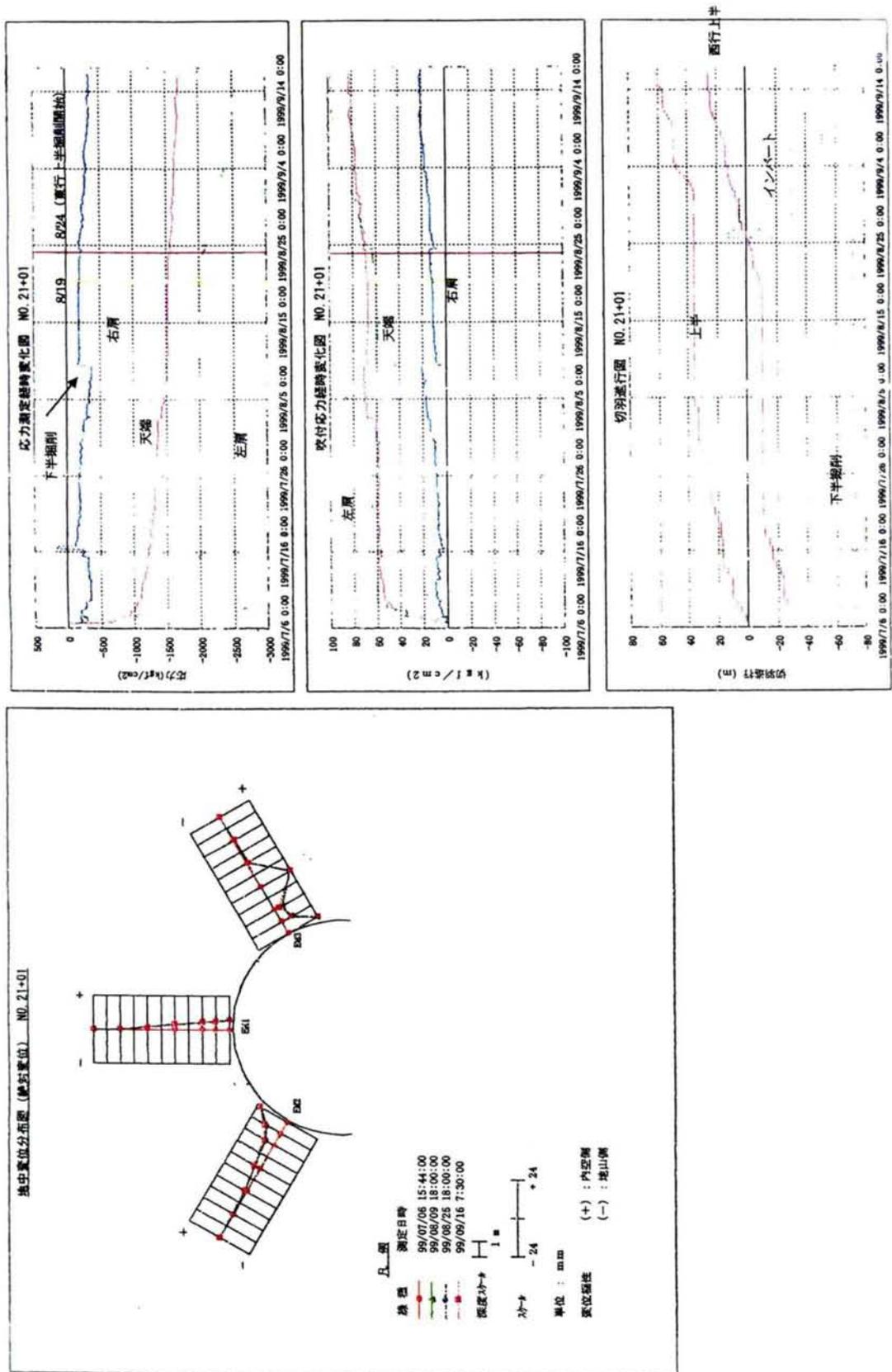


図 4-68 東行トンネルB計測結果

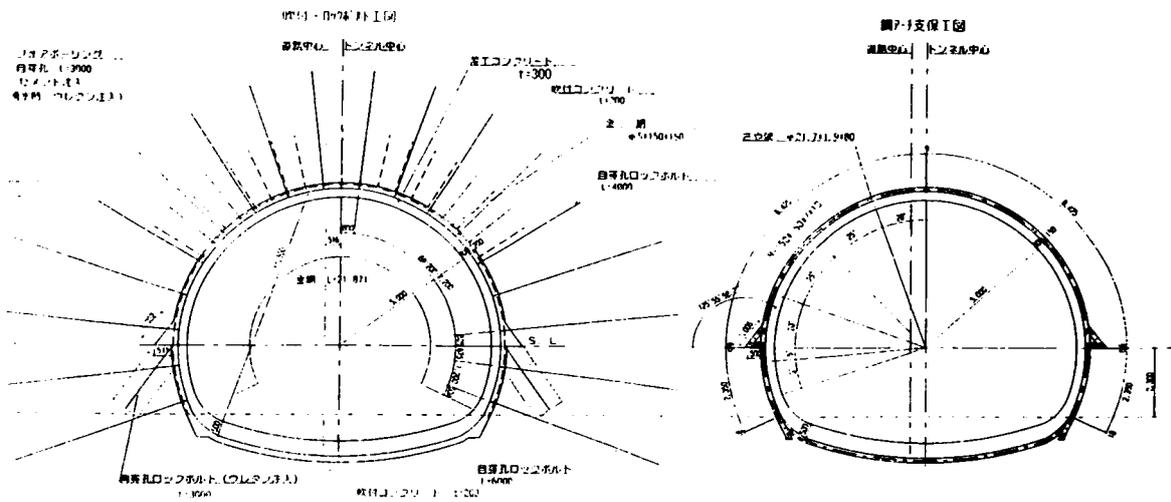


図 4-69 支保パターン図 (D E I)

この支保パターンに変更した後、西行 TD250 断面上半掘削時に実施した B 計測の結果、最大鋼製支保工応力 246N/mm^2 、最大吹付け応力 8.3N/mm^2 となったため、再度支保パターンの見直しを行い、鋼製支保工 H-200、吹付け厚 $t=25\text{cm}$ とする支保構造 D E II に変更した (図 4-70 参照)。

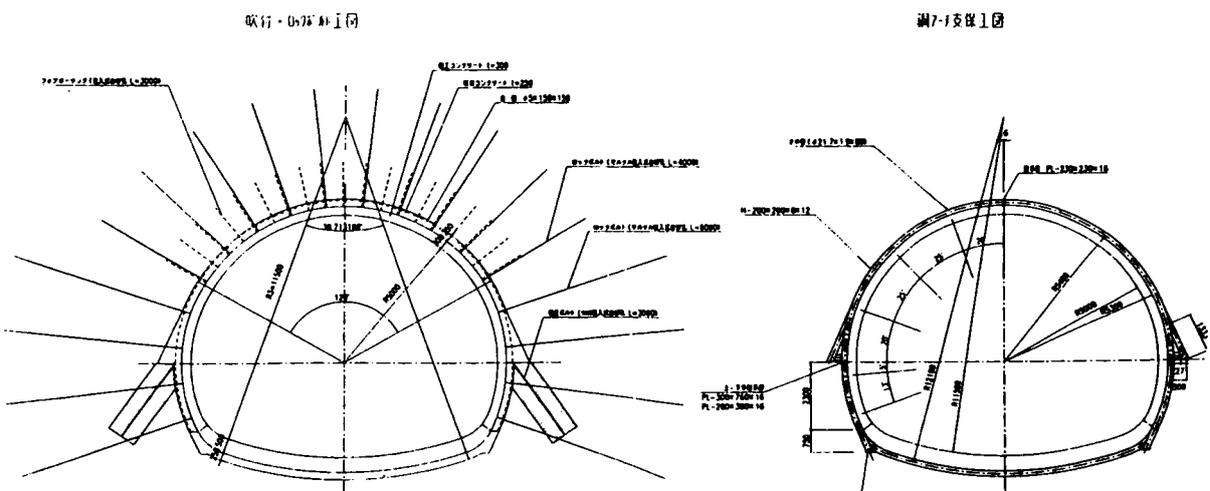


図 4-70 支保パターン図 (D E II)

さらに、地山荷重に対する支保部材応力をリング状に伝達させるため、一次支保をインバートストラット（H-200）で閉合する事とした。また既施工区間についても、増吹付けによる支保増強（SFRC $t=5\text{cm}$ ）とインバート施工時にはインバートストラットおよびインバート吹付けを採用した。

支保構造 D_{E1} に変更した後、地山不良部である東行 TD327 断面上半掘削時に実施した B 計測の結果、最大鋼製支保工応力 150N/mm^2 、最大吹付け応力 7N/mm^2 となり、管理基準値内に収まった。

（5）影響評価解析

導水路トンネル直下である東行 TD294 断面掘削時の逆解析結果を用いて、本トンネル施工後の導水路トンネルにどの程度の影響を与えたのか、評価解析を実施した。

（解析条件）

- ・ 等価弾性係数： $E=750\text{N/mm}^2$ （TD294 施工時の計測値から逆解析）
- ・ 側圧係数： $K=1.2$ （TD294 施工時の計測値から逆解析）
- ・ 先行変位率： $\alpha=35\%$ （TD240 での先行変位計測結果）
- ・ 支保パターン： D_{E1} （施工実績）

（解析結果）

- ・ トンネル天端沈下量 $\delta_{\max} = 12.8\text{mm}$
- ・ 導水路トンネル最大沈下量 $\delta_{\max} = 11.4\text{mm}$
- ・ 導水路トンネル最大傾斜角 $\theta_{\max} = 0.16 \times 10^{-3}\text{rad}$

となり、導水路トンネルの沈下量、傾斜角とも許容値以内であり、導水路トンネルに有意な影響を与えておらず、また本トンネルの支保構造の健全性を確認した。

4.5 結言

本章では、第3章で提案した情報化設計・施工法を稲荷山トンネルで適用し、その有用性を検討した。

本研究の検討対象とした、京都高速道路新十条通の新十条トンネル（仮称）は、数多くの断層破碎帯が存在する複雑な地山での施工となり、さらに市街地周辺部で施工されることから、施工法もトンネル内でシールド工法と山岳工法（NATM）とが接続するといった他に類を見ないトンネルである。またトンネルの東側坑口から 260m 付近で、重要なライフラインである上水用導水路トンネルと約 28m の離隔で交差する。一方、トンネル周辺には稲荷大社を中心とした複数の「行者の滝」を有する小河川や、新池といった貯水池が存在し、これ

らの水文物件に有意な影響を与えることは、社会的にも大きな問題があった。

まず将来シールドマシンを転換させるための連絡坑部における情報化設計・施工について述べた。この連絡坑は、過去に例をみない大断面交差部であり、また地表面が傾斜した土被りの変化する位置に設けられるが、地盤条件等の詳細な事前情報も少なかった。したがって、支保構造の設計に当たっては、掘削に伴う3次元的な応力、変形の集中を把握するために3次元 FEM 解析を適用した。またこの3次元 FEM 解析結果より得られる応力状態および地盤のゆるみ領域を設計実績が豊富で、ハンドリングの良い2次元 FEM 解析を、さらに特に応力状態が複雑となる交差部近傍では3次元 shell 解析に反映させ、支保構造を設計した。その結果、3次元的な地山の応力状態、支保工応力の分布状況等を把握することができ、合理的な支保構造を設計することができた。

また施工時には、200mm の補強代を確保した上で、情報化施工を実施した。その結果、100mm の増吹付けを実施したことにより、安全かつ予測された状況下で施工することができた。

次に本トンネルの最重要課題の一つである三の橋川表流水や新池への影響評価を行うため、トンネル工事の実績値を基に検証解析を行い、稲荷山トンネルの地山特性や地下水挙動についての実態を評価した。

トンネル湧水量については、予測結果と実績トンネル湧水量を比較すると、特に三の橋川流域直下に入り、断層破碎帯の位置のズレ等により集中湧水の発生位置に較差が認められるが、全体的な傾向は近似しているものと判断できる。トンネル掘進に伴う三の橋川影響量については、予測結果では三の橋川流域における影響量は、流域直下通過時点で約 200L/分程度と予測され、三の橋川基底流量 150 ～ 200L/分と比較すると、ほとんど枯渇状況になることが予測されていた。実際には平成 11 年 3 月以降、渇水影響が明瞭に現れてきたことから応急対策として、水道水によるポンプアップ対策を実施することにより、見た目河川の流量には大きな変化は見られなかった。

一方、新池に対する影響は、掘削工程からみて時間的な余裕が無く、本坑掘進に伴う地下水位の低下範囲や新池に対す影響評価は、先進水平ボーリング、及び No.1 ボーリング観測孔に依存する形である。したがって、事前に行う水平ボーリングの搾孔実績とこれらのデータを考慮した3次元浸透流解析結果による新池影響予測評価の実施意義は大きい。地盤モデルを更に伏見側に 300 m 拡張したモデルを使用し新池影響予測評価を実施している。その結果、影響が大きいとする条件の CASE-011 (F1 断層が高透水性) と合致した結果が得られた。また、その条件における本坑掘削の予測解析結果によれば、稲荷山断層 F1 の手前 N0. 81+00 で本坑掘削停止した場合、F 1 断層手前までの掘削で東、西行本坑とも 100～120L/分程度まで増加するが、この水抜量に伴う低下はほとんど

無く、最終的な水位低下量は、水平ボーリングによる低下量のみ8 m程度の水位低下量と予測され、新池浸出量は、最終的な本坑進捗に伴い浸透量は0.4L/分程度（初期値に対する減少量＝63.2L/分）であり、池の水を引水するまでには至らないことが予測された。すなわち、稲荷山断層手前（NO.81付近）で本坑掘削を停止することで新池への影響が抑制されているものと評価した。更に、予測結果からみると今後トンネル湧水の400L/分程度以上の増量で新池に大きな影響が波及することも予測され、新池に対する影響評価を行う上で重要な保全指標と考えられた。また、新池への影響は、トンネル切羽が新池横断面に接近するに従って、新池近傍の地中内の地下水頭値が低下していく状況が予測されている。これらの予測結果からみる限り、新池周辺の地下水位低下量や池底からの地下水湧出量は、ほとんど平衡しているものと推定され、池水位の急激な低下等の異常な渇水現象は発生しないものと予測している。しかしながら、新池水収支による水位低下量－池条件（放流優先、池水位優先）からみると、現時点においても池放流量を優先した場合、新池水位の枯渇が予測される状態か、池水位を保持した場合、放流量が半減している状態と評価される。いまのところ降雨の影響で表面化していないものの微妙な水収支バランスと評価され、実績データからみる限り明瞭な減少傾向や渇水影響は認められないが、今後とも観測データの監視、および影響の推移を評価し、影響度合いに応じた渇水対策を行う必要があるものと考えている。

最後に複数の断層破碎帯が存在する区間で、導水路トンネルと近接交差で情報化設計・施工を実施した。

提案した地下水情報化設計・施工法は、トンネル進捗段階ごとに得られる情報を、的確に次施工へフィードバックすることで、より信頼性の高いを行うことが可能となる。従来のモニタリングデータで影響評価を行う方法に対して、施工実績に基づく解析モデルを使用することで事前に影響発生メカニズムを把握できる利点があり、限られたモニタリングデータだけでは把握できない定量的な影響予測・評価ができる。

本手法は、特にコントロールが困難とされる地下水挙動に対して、トンネルの掘進に伴う導水路トンネル交差部周辺の地下水挙動を予測するとともに、適切な影響予測、評価および保全対策が経済性も含めて実施されたものと考えている。

また採用した解析法に関しては、地形・地質条件の複雑さ、トンネルの3次元的な交差条件等から考えて、3次元浸透流解析が最適であると判断している。トンネル交差部周辺の不飽和域、断層の透水性の異方性、坑内湧水量の時間依存特性などを的確に再現するためには、飽和不飽和非定常浸透流解析が有効であった。地下水の同定に関しては、観測井による地下水低下観測およびトンネ

ル湧水量のモニタリングデータが有効であった。さらに先進ボーリング調査結果、B計測等の計測情報、影響予測結果といった事前情報を次領域の施工にフィードバックさせる情報化施工により、適切な支保構造および補助工法の選定ができた。

また施工上での管理値を設けた本トンネルの天端沈下量に関しては、影響範囲内全ての区間にわたり管理値内に収束した。さらに、支保部材の応力については、管理値を上回ることもあったが、その後の施工において支保剛性の向上、支保の補強を図り、安定的な施工を可能にした。

一方、導水路トンネルの通水量は、入口（日の岡）と出口（山科浄水場）において流量を連続観測しており、影響範囲掘削期間中その差分に大きな変化は認められなかった。またトンネル湧水量は、突発湧水もあったが、東行・西行トンネル合わせて概ね $2\text{m}^3/\text{min}$ で推移しており、管理の指標としていた $4.5\text{m}^3/\text{min}$ を超えることはなかった。これらのことから、当初の目標であった掘削に伴う地山の緩みを拡大させない施工が達成でき、導水路トンネルからの引水についても、特別な止水対策を講じることなく施工できたものと判断している。

また施工上での管理値を設けた本トンネルの天端沈下量に関しては、影響範囲内全ての区間にわたり管理値内に収束した。さらに、支保部材の応力については、管理値を上回ることもあったが、その後の施工において、結果的に導水路トンネルとの近接影響範囲では、地山不良に起因する本トンネルの安定性を確保するために、鋼製支保工のランクアップ、吹付け厚の増厚やウィングリブ付支保工の採用といった支保剛性の向上および支保構造を変更したこと、さらに導水路トンネル直下においては、一次支保工をインバートストラットによる閉合等、支保の補強を図ったことから、導水路トンネル構造体に有意な影響を与えることなく安定的な施工が可能となった。

以上本研究で提案した「情報化設計・施工法」は、新十条トンネルの設計・施工を通して、都市部近郊の複雑な地質状況下で、大断面拡幅・交差部を有し、周辺に社会的影響が大きい水文物件が点在し、また断層破碎帯部で重要な地下構造物との近接施工となるといった、トンネル構造上あるいは地下水環境上トンネル特殊部において十分適用できるものと考えている。

[参考文献]

- 1) 都市圏活断層図 VII近畿圏北部地区 建設省国土地理院 1996
- 2) 西岡敬治, 石原洋, 大杉泰文, 福田博之, 青柳隆浩 「シールド転回大断面交差部の設計(その1)」 第56回年次学術講演会第Ⅲ部門 pp.66～67 2001
- 3) 青柳隆浩, 畝田篤志, 石原洋, 岡本信也, 立川伸一郎 「シールド転回大断面交差部の設計(その2)」 第56回年次学術講演会第Ⅲ部門 pp.68～69 2001
- 4) 西岡敬治, 大杉泰文, 福田博之, 青柳隆浩, 畝田篤志 「シールド転回のための大断面交差部の施工」 トンネル工学論文報告集第11巻 pp.105～110
- 5) T.AOYAGI, H.FUKUDA, A.UNEDA, T.NISHIOKA, Y.NAKA, Observational Construction of Large-Cross-Section Junction For TBM U-Turn , 第28回国際トンネル会議(ITA) 2002
- 6) 青柳隆浩, 畝田篤志, 西岡敬治, 仲義史, 福田博之 「シールド転回大断面交差部の設計(その3)」 第57回年次学術講演会第Ⅲ部門 pp.555～556 2002
- 7) Ohnishi,Y., Ohtsu,H., Nishioka,T., Ishihara,H., Yasuda,T., Takahashi,K. Tunnel Construction using Groundwater Monitoring and 3-D Seepage Analysis, Proc.ITA World Congress' 2001
- 8) Ohnishi,Y., Ohstu,H., Ishihara,H., Okamoto,N., Yasuda,T., Takahashi,K., Research of Observational Method on the Groundwater in the Tunnel Approach Crossing,Modern Tunneling Science and Technology IS-Kyoto, 2001, pp.425～430
- 9) 大西有三, 大津宏康, 西岡敬治, 安田亨, 高橋健二, 「山岳トンネルの施工における地下水情報化施工法の研究」 第57回土木学会年次学術講演会 pp.～ 2002
- 10) Ohnishi,Y., Ohtsu,H., Nishioka,T., Naka,Y., Yasuda,T., Takahashi,K., Research of Observational Method on Groundwater in the Mountain Tunnels using 3-D Seepage Analysis, ITA World Congress' 2003 (Under Contribution)
- 11) Ohnishi,Y., Ohtsu,H., Nishioka,T., Naka,Y., Kawamoto,I., Yasuda,T., Takahashi,K., Research of Observational Method on Groundwater in the Mountain Tunnels , International Symposium on Groundwater Problem related to Geo-Environment, IS-OKAYAMA' 2003 (Under Contribution)

- 12) 大西有三, 大津宏康, 西岡敬治, 安田亨, 高橋健二, 「トンネル工事における環境保全に配慮した地下水情報化施工」 材料 第 52 巻第 5 号, pp.516 ~ 522, 2003
- 13) Ohnishi,Y., Ohtsu,H., Yasuda,T., Takahashi,K., Analysis of Groundwater Behavior around the Crossing of Adjacent Tunnels, Proc.ITA World Congress' 99, pp.147 ~ 154, 1999
- 14) 大西有三, 大津宏康, 田中誠, 安田亨, 高橋健二, 「トンネル掘削の周辺地盤地下水に及ぼす影響の評価(その4)」 第 31 回地盤工学研究発表会, pp.1319 ~ 1320, 1999
- 15) 田中誠, 大西有三, 安田亨, 高橋健二, 「トンネル近接交差部における地下水挙動の解析事例」, 第 5 回地下空間シンポジウム, 1999
- 16) 中村忠治, 西岡敬治, 大杉泰文, 福田博之, 「周辺環境に配慮した都市部での山岳トンネル施工」, 第 48 回施工体験発表会, pp.61 ~ 70, 2001

第5章 情報化設計・施工の課題と今後への提言

5.1 緒言

地山の地質構造および材料特性は複雑であるため、トンネルの設計段階において、十分な調査を行っても、得られる情報には限界がある。したがって、これらの情報に基づき解析し、設計を行う場合、実際のトンネル挙動および支保工応力は、設計時の予測したものと必ずしも一致しない。特に本研究の対象とした新十条トンネルのように、断層破碎帯が狭在する複雑な地質を対象とする場合には、トンネルの実際の挙動が設計時の予測と異なる。

また周辺地下水環境への影響についても、複雑な地質では透水係数も複雑に変化しており、水文学的手法に代表される従前の予測手法だけでは、詳細な影響を把握できない。

したがって、新十条トンネルでは、施工中においてトンネル本体および周辺地下水の現場計測を行い、その結果を設計時の予測と比較することにより、当初設計の妥当性、ならびに施工法の適否を検討し、必要に応じてそれらを変更し、次施工にフィードバックさせる「情報化設計・施工」を提案、採用した。

本章では、前章までで述べた、新十条トンネルの情報化設計・施工を通じて、今後の情報化設計・施工の課題と提言について述べる。

5.2 情報化設計・施工の課題

(1) 適切な事前調査計画

トンネル構造物は地中に構築される線状構造物ゆえ、事前調査には質、量ともに限界がある。しかし当初設計は、この事前調査の結果に基づいて実施されるものであり、この当初設計の精度が実施工時の工程、経済性に大きく影響する。すなわち、過度に安全側に設計すれば、不経済となるし、逆に危険側で設計すると、設計の変更、支保の見直しが増え、現場の進捗に影響する。新十条トンネルの場合、約 1.5km の延長の中で 5 本の鉛直ボーリングと坑口付近の水平ボーリング 1 本の地質調査結果および弾性波速度と比抵抗値から地山等級を推定し、支保パターンを決定した。この約 1.5km のうち当初支保パターンと同じパターンで施工した区間が約 1.0 km で、残りの約 0.5 km は支保パターンを変更した。この中には、本研究で述べたようなトンネル特殊区間も含まれているが、それ以外に突発湧水や不良地山による変更があった。比抵抗値から湧水が予想される箇所はあらかじめ水抜きボーリングで水位を下げた

が、数箇所ですら突発湧水に悩まされた。もちろんこれらすべての突発湧水箇所を予測することは不可能であるし、不経済であることは言うまでもないが、大きく支保パターンを変更することは問題がある。すなわち、このような湧水箇所や不良地山箇所を当初から想定した支保と後付けの支保とは違ったものとなり、必ずしも最適な支保を選択していないことになる。したがって、対象地山に応じた適切な事前調査計画を立案し、当初から情報として有していることは実施工においても有利であり重要である。

(2) 管理基準値の設定

情報化設計・施工において、トンネル構造の安定や周辺構造物等への影響度を判断するために、管理基準値を決める必要がある。構造物等を直接計測できる場合には、基準値は設定しやすいが、直接計測できない構造物等への影響度合いや、最終の影響度合いを予想する場合、管理基準値の設定が重要である。本研究においては、近接構造物の影響と本トンネルの変位、支保応力との関係を解析により求め、管理基準値を設定した。結果的には管理基準値以内に収まり近接構造物に優位な影響を与えることなく、施工ができたと考えているが、実施工における支保構造は本トンネルの安定により決定したため、管理基準値がクリティカルになっていない。したがって近接構造物等の個々の課題に対する管理基準値だけでなく、トンネル構造全体として管理基準値を定めていく必要がある。

また周辺地下水環境への影響検討については、管理基準の定義そのものに確立したものがなく、事業者側の判断と利水者側の判断に違いが生じ、その結果如何によっては対策工費等に大きく影響するため、管理基準値は慎重かつ論理的に定めなければならない。

(3) 計測項目と優先順位

トンネルの設計においては、荷重となる地山の初期地圧が明らかでなく、また構造材料としての地山の材料特性が複雑であり、さらにこれらがロックボルト、吹付けコンクリートなどの挙動にもさまざまな影響を及ぼしている。このため施工中のトンネルの挙動を観察・計測し、その結果得られる情報によっては、逆解析等を通して即時に設計および施工法を変更、修正しなければならない。逆解析においては、説明変数が多いほど正確にトレースすることができるが、そのことが必ずしも地山状況、トンネルの挙動を反映していることにはならない。先にも述べたように、トンネルの実際の挙動が、設計時の予測と異なることは、ある意味当然と言える。この実測値と予測値の差が、何に起因するのかを見極めることが大切である。一般にパラメータを多くすれば、実測値と

予測値の精度は良くなるが、それが意味のある結果なのか工学的判断も重要である。したがって、計測に当たっては、その結果が即時に判断でき、優先する計測項目を設定する必要がある。

(4) 解析法および評価法

一般に、橋梁等の構造物に比べて、トンネルの安全率はなかなか算定しづらい。これは鋼あるいはコンクリート構造物は、トンネルに比べて、荷重および材料が比較的均質で、力学特性の把握は比較的容易であるためである。一方トンネルは、荷重がはっきりせず、力学特性の明らかでない材料を用いて設計しなければならないことに加えて、施工のばらつきも大きな要因である。また現場計測によって得られた結果を、設計・施工に反映させるためには、その結果を正しく評価しなければならない。本研究においても、鋼製支保工、ロックボルトや吹付けコンクリートをモデル化して解析に組み込んではいないものの、その効果を十分反映できていない。本研究においてはこのような不確実性をひとまとめにして、逆解析等により安全率を評価しているが、計測結果が十分に利用されるために、今後解析法、評価法およびその結果に基づく設計・施工法の変更あるいは修正の方法を確立しなければならない。併せて今後の情報化設計・施工においては、施工の良否についても検討する必要がある。

5.3 今後の情報化設計・施工への提言

以上の課題をふまえて、今後の情報化設計・施工へ以下のことを提言する。

観察、計測データは、工事記録（構造図、支保パターン、湧水状況等）とともに、貴重なデータであり、これらを整理、保管することは、トンネルの維持管理・補強等に利用されることは言うまでもないが、今後の情報化設計・施工の改善・発展にも貴重なデータとなる。

すなわち工事完了後、当初設計と実施設計の相違について、あらためて検討する。場合によっては、観察、計測データに基づく仮想設計を行うことも必要かもしれない。情報化設計・施工の最大の目的は、安全で合理的な設計・施工であるが、仮想設計を行うことにより、実施設計が必ずしも最適設計になっていないかもしれない。もし最適設計になっていないのであれば、それが設計・施工のどの段階で食い違ったのか究明する。事前情報が不十分なための当初設計の間違いなのか、解析手法や管理値の設定の不備による対策の不適格によるものなのか、施工の不良によるものなのかである。この究明と先の課題とを組み合わせることにより、情報化設計・施工は改善できると考えている。

事前情報の取得には、計測技術、特に三次元的な地山状況を把握する計測手法の開発が必須である。確かにトンネルは線状構造物であり、連続した地山のなかでトンネル断面の占める割合は低いが、これを一つの物性値で代表させるには無理がある。本研究でもたかだか、80m²ほどの切羽面内でも複雑な地層を示しているし、トンネル離隔が約20m程度であるにもかかわらず、双設トンネルの各々で全く違った様相を示すこともしばしばあった。掘削完了後、個々のデータを立体的に組合わせてみて初めて、当該地盤の全体像が見えてくるが事前情報として取得しておれば、より安全で合理的な設計・施工が可能となる。現在事前情報の取得ツールとしては、ボーリングによる地質調査、弾性波探査や高密度電気探査による物理探査が主であるが、是非ともトンネル断面程度の大きさの範囲で地山情報を取得する手法の開発が必要である。

解析手法については、支保工の適切なモデル化が重要である。これまでも、支保工のモデル化については第2章で述べたように、種々検討されているが、その効果を把握する点では不十分であると言える。また逆解析により、不確実性をひとまとめにして、地山物性値等を推定する手法が取られているが、今後は不確実な要因を個々に明白にすることにより、合理的な設計が可能となる。さらに施工中の計測データと解析、評価とが一体化したシステムの開発が重要である。すなわち、掘削中の計測データが即時に支保工に反映されるシステムが突発性の事象に対して有効であると考えられる。このためにも、先に述べた支保工を一つのパーツとして取り扱えることが可能となる解析手法の開発が必要である。

一方、周辺地下水環境への配慮した情報化設計・施工として、GISに組み込んだシステムの開発を提言する。本研究においても、広域的な影響を把握するため、大規模3次元モデルを構築し、全水頭分布等の変化を解析してきたが、より巨視的な立場から影響を把握するとともに、長期間にわたる時間的変化を追跡するために、GISを利用したシステムの開発が必要である。

従来、トンネル工事は掘削完了で工事完了としていた。しかし、今後の情報化設計・施工の改善のために、実際には、多くの労力と多額の費用がかかることになるかもしれないが、完成時に観察、計測データの整理だけでなく、それらを使用した設計の見直しと新しい計測手法、解析手法およびシステムの開発を提言する。

第6章 結 論

トンネルは、地中に構築される線状構造物であるという特殊性のため、事前に得られる地盤情報の量および質に限界がある。

したがって、安全で経済的な工事を実施するためには、掘削に伴う地山挙動や支保の効果を確認しつつ施工する必要があり、特に複雑な地盤あるいは環境での施工となる場合、事前調査と解析による影響予測を行うだけでなく、掘削状況に応じて計測結果と修正解析、検証解析により、設計および施工の妥当性を確認し、次施工にフィードバックさせる「情報化設計・施工」の採用が極めて重要である。

京都市道高速道路1号線（新十条通）は、京都市東部地域と都市部地域との間に慢性的に生じている交通混雑を緩和し、都市機能の維持、増進に寄与するものと期待されている。新十条通は、京都市山科区西野山桜ノ馬場町を起点とし、伏見区深草西川原町に至る、延長約2.8km、片側2車線の自動車専用道路である。途中東山連峰稲荷山を横断するため、その構造の大半（延長約2.5km）トンネル構造であり、新十条トンネルは、数多くの断層破砕帯が介在する非常に複雑な地山状況下での施工となる。また新十条トンネルはその施工法から西端部にシールドマシンの転換坑を設けるため、近接した本坑トンネル間で大断面拡幅・交差部の掘削となり、複雑な応力状態を形成すると考えられる。

また本トンネルの坑口周辺には浅井戸が分布し、生活水としての利用があるとともに、新池といった稲荷大社の御神田に利用される貯水池もある。加えてトンネル直上に稲荷大社を中心とした複数の「行場の滝」を有する景観水としての重要度も高い小河川と交差するため、トンネルの施工による周辺地下水への影響は自然環境あるいは社会環境上重要な課題である。

さらに、新十条トンネルの東側坑口から260～300mの地点で、トンネル天端上方約28mの離隔で老朽化した京都市水道局の導水路トンネルと近接交差するが、この導水路トンネルへの影響区間にも、複数の断層破砕帯が確認されており、本トンネル掘削に伴い、引水影響および導水路トンネル構造体の変状が懸念された。

本論文は、数多くの破砕帯等が狭在する複雑な地山状況下で、かつトンネル構造上特殊部を有しており、また周辺地下水環境への影響に留意する必要があるトンネルの設計・施工に際し、新しい「情報化設計・施工法」を提案するとともに、新十条通トンネルを対象として実施した、新しい「情報化設計・施工」の適用事例を示し、その妥当性を評価した。

以下に本研究の検討概要および結論の要約を示す。

(1) 情報化設計・施工の定義

本研究におけるトンネル情報化設計・施工を、施工中の現場計測により得られる情報を次施工以降の支保工仕様の変更や新たな環境対策の必要性を検討等、トンネル施工を行ううえでの意思決定を支援するシステムとして定義した。

(2) 既往の情報化設計・施工の概要と課題

NATMにおける情報化設計・施工の目的は、不確定な応力や材料に関する情報を施工時の観測、計測で補いながら、トンネル掘削時の安定性を評価することである。そしてこの安定性評価において重要な役割を果たすのが逆解析である。逆解析の問題は、制約条件のない非線形最適化問題を解くことに変換される。課題としては、これまで現場で行われてきた情報化施工が、現状の安全性確認に終始し、情報化施工における予測解析が、必ずしも本来の望ましい位置付けとして機能していない点である。

(3) 情報化設計・施工に求められている新たな要件

トンネルルートが都市部周辺において計画されることにより、トンネル情報化設計・施工に新たな要件が求められるようになった。その一つが、大断面拡幅・交差部や地中構造物との近接施工に代表される、トンネル特殊部での施工である。大断面拡幅・交差部の施工は、応力分布が複雑になり、支保工設計等に過去の経験が生かされない。また地中構造物との近接施工では、管理基準値の考え方が特に重要である。さらに、トンネル掘削による周辺地下水への影響検討も新たな課題である。地下水環境への影響検討、あるいは地下水対策工の実施や保全対策などの対応は、適切かつ迅速行われる必要がある。これらの要件に対して、従来の情報化施工では対処が困難であるため、新しい情報化設計・施工が必要となる。

(4) トンネル構造上特殊部での情報化設計・施工法

まず大断面拡幅・交差部に代表されるトンネル特殊部での情報化設計・施工法について検討した。大断面拡幅・交差部においては応力分布が複雑になり、施工も多段ベンチ施工が余儀なくされ、従来のトンネル構造のように縦断方向に線的な広がりのみならず、幅方向および深さ方向にも広がりを持ついわば立体的な広がりを持つといった構造的な特徴を有している。このような課題に対して、解析手法を3次元解析と2次元解析の組み合わせることにより、詳細な応力状態の把握と支保工等の合理的な設計が可能になると考えている。次にライフライン等の既設地中構造物に近接して施工する場合の影響検討手法を提案した。ライフラインでは、直接トンネル施工による変状を計測できないことが

多いため、本坑掘削時のA計測およびB計測から得られた情報を生かす手法を提案した。

さらに情報化設計・施工法の評価手法として、逆解析による方法を採用した。この方法は、計測結果から未知のパラメータを逆推定し、その情報を用いるものであり、過去の経験がほとんどない大断面拡幅・交差部の設計・施工においては有効である。また地中構造物との近接施工では、対象構造物そのものの変位等を直接計測できないことから、本トンネルとの変位等の関係を定義し、管理基準値を作成した。

(5) 周辺地下水環境に配慮した情報化設計・施工法

提案した地下水情報化設計・施工法は、トンネル進捗段階ごとに得られる情報を、的確に次施工へフィードバックすることで、より信頼性の高いを行うことが可能となる。従来のモニタリングデータで影響評価を行う方法に対して、施工実績に基づく解析モデルを使用することで事前に影響発生メカニズムを把握できる利点があり、限られたモニタリングデータだけでは把握できない定量的な影響予測・評価ができると考えている。

また特に、コントロールが困難とされる地下水挙動に対して、地下水挙動を予測するとともに、適切な影響予測が可能と考えている。

さらに採用した解析法に関しては、複雑な地形・地質条件等から考えて、3次元浸透流解析が最適である。3次元解析の優位性として、①地質、地形の3次元的变化が考慮できる、②高透水層、難透水層が3次元的に介在するような複雑な地盤を反映できる、③解析対象となるトンネル構造物が複雑な場合にも対応が可能である、④地下水流の回り込みを考慮できる、⑤トンネル完成後の地下水の復水を検討できる。さらに地下水の不飽和域、断層の透水性の異方性、坑内湧水量の時間依存特性などを的確に再現するためには、飽和不飽和非定常浸透流解析が有効である。また、トンネル掘削に伴う地下水影響の評価法について、事前影響予測を用いる手法を提案した。

(6) 大断面拡幅・交差部における情報設計・施工法の適用事例

大断面拡幅・交差部は、①既掘削の経験から地盤条件が悪い。②東行、西行トンネルの離隔が20m程度と近接度の高い双設トンネルの連絡坑となる。③大断面トンネル同士の交差である。ことから、過去の事例が参考にならない特殊なケースである。したがって、3次元FEM解析、2次元FEM解析および3次元shell解析を用いて応力集中等を把握し、支保工設計を行った。解析では既掘削データから逆解析により得られた地盤物性値を用い、影響解析を行い、またトンネル掘削時の計測データから支保工の健全性を確認しつつ施工した。

施工に際しては、予め掘削断面に余裕代を設けておき、計測結果から最終的に管理値を超えると予想されたので、その余裕代を使って増吹付けを行った。補強後の支保工応力予測は、掘削実績をほぼ反映しており、結果として適切な支保工を採用することができた。

(7) 周辺地下水環境に配慮した情報化設計・施工法の適用事例

三の橋川表流水や新池への影響評価を行うため、トンネル工事の実績値を基に検証解析を行い、稲荷山トンネルの地山特性や地下水挙動についての実態を評価した。

トンネル湧水量については、予測結果と実績トンネル湧水量を比較すると、特に三の橋川流域直下に入り、断層破碎帯の位置のズレ等により集中湧水の発生位置に較差が認められるが、全体的な傾向は近似しているものと判断できる。トンネル掘進に伴う三の橋川影響量については、予測結果では三の橋川流域における影響量は、流域直下通過時点で約 200L/分程度と予測され、三の橋川基底流量 150 ～ 200L/分と比較すると、ほとんど枯渇状況になることが予測されていた。実際には平成 11 年 3 月以降、渇水影響が明瞭に現れてきたことから応急対策として、水道水によるポンプアップ対策を実施することにより、見た目河川の流量には大きな変化は見られなかった。

本坑掘進に伴う地下水位の低下範囲や新池に対す影響評価は、先進水平ボーリング、及び No.1 ボーリング観測孔に依存する形であり、事前に行う水平ボーリングの搾孔実績とこれらのデータを考慮した 3 次元浸透流解析結果による新池影響予測評価の実施意義は大きい。その結果、影響が大きいとする条件の CASE-011 (F1 断層が高透水性) と合致した結果が得られた。また、その条件における本坑掘削の予測解析結果によれば、稲荷山断層 F1 の手前 NO. 81+00 で本坑掘削停止した場合、F 1 断層手前までの掘削で東、西行本坑とも 100～120L/分程度まで増加するが、この水抜量に伴う低下はほとんど無く、最終的な水位低下量は、水平ボーリングによる低下量のみ 8 m 程度の水位低下量と予測され、新池浸出量は、最終的な本坑進捗に伴い浸透量は 0.4L/分程度 (初期値に対する減少量 = 63.2L/分) であり、池の水を引水するまでには至らないことが予測された。すなわち、稲荷山断層手前 (NO. 81 付近) で本坑掘削を停止することで新池への影響が抑制されているものと評価した。

(8) 断層破碎帯部における近接施工事例

複数の断層破碎帯が存在する区間で、導水路トンネルとの近接交差で情報化設計・施工を実施した。近接施工の影響として、導水路トンネルからの引水影響と導水路トンネル構造体への影響があった。引水量に対して、3次元浸透流

解析による影響解析を実施した。影響解析は既施工区間の施工実績を反映した事前解析を行うとともに、掘削後の検証解析も行った。次ぎに導水路トンネル構造体の変状については、計測可能な管理値の設定、既掘削データから逆解析より得られた地盤定数を用いた影響解析を行った。その結果、特別な止水対策を講じることなく、導水路トンネルからの引水量は誤差の範囲に抑えることが確認できた。また、適切な支保工のグレードアップで、導水路トンネルに有意な変状を与えることなく本トンネルを施工できた。

(9) 情報化設計・施工への今後の提言

従来、トンネル工事は掘削完了で工事完了としていた。しかし、今後の情報化設計・施工の改善のために、完成時に観察、計測データの整理だけでなく、それらを使用した設計の見直しと新しい計測手法、解析手法およびシステムの開発を提言した。

トンネル情報化設計・施工の目的は、第1章でも述べたように信頼性の高い施工を可能とし、経済性も含めた品質向上を実現することにある。

本論文で提案した新しい情報化設計・施工法を適用することにより、これらの目的を達成することが可能である。

大断面拡幅・交差部での施工では、当初設計の支保パターンを用いた事前解析では、局所的に短期許容応力度を超える箇所が見られたが、余裕代を用いた情報化施工により対応した。従来の施工では当初設計から支保パターンを増強する対応が一般的であるが、結果的にかなり経済的な施工ができた。

地下水情報化施工においても、従来防水構造や止水対策工により対応したり、あるいは掘削に伴う影響が明確になった段階で対応することが多いが、施工段階ごとに得られる情報を的確に次施工にフィードバックすることで信頼性が高く、経済的な施工を実施することができた。

一方、情報化施工に必要な情報入手や解析にも当然のことながら費用がかかる。地下水情報化施工ツールでも述べたが、先行調査ボーリングの実施に当たっては、事前の弾性波探査や高密度電気探査調査等の結果から推定された「破碎帯」や「低速度帯」、「含水領域」、「岩層境」などの存在に合わせて、目的を絞った調査を心掛けるべきである。リスクアナリシスあるいはリスクアセスメントにより切羽の崩壊や支保工の不安定を回避しトンネル掘削を安全に施工することは、社会的影響等の外部コストも含めトータルコストを低くすることができる。今後情報化設計・施工法をさらに発展させるためには、この情報入手のための調査費や解析費と施工のコスト縮減額を定量的に比較し、トータルコ

コストが安価となることを説明しなければならない。そのために、今後情報化施工法と一般施工法のコスト差について検討する必要がある。設計および施工法の違いによるコスト差の検討は必ずしも容易ではない。実際に用いられた設計・施工法は詳細な検討がなされ、実工事費が明確となるが、対案については当初段階で検討が終わっている。したがって、コスト縮減額の検討では当初段階における比較検討のみならず、施工後の検証検討も必要である。このようなデータの蓄積が情報化施工の発展に寄与すると考える。

地下水に対する環境保全対策は、事前に評価することが困難であることから、これまでは工事後の影響を確認して、事後保証される場合が多かった。しかし、近年の環境保全に対する要求は、問題が生じる前の対応を求めており、その意味からも地下水挙動メカニズムに基づく事前評価を行うことの重要性が増すものと考えられる。さらに、施工中の再評価による信頼性の向上によって、コストオーバーランのリスクを低下させることができることから、環境保全に向けた事前対策の取り組みがますます重要となると考えられる。この施工中の再評価によるリスク低下は、超大断面掘削や重要構造物の近接施工の場合にも望まれていることである。

地下構造物、特にライフラインのようなトンネル構造物では、工事着手前にこれらの諸条件を見極めることは困難なことが多く、施工途中におけるモニタリング結果を分析し、これらを反映した影響発生メカニズムを把握し、施工に反映させる情報化設計・施工が効果的かつ経済的な環境保全対策およびトンネル掘削を行うために重要な役割を担うことになる。特に、工事途中の保全対策や安全対策は迅速かつ適切に行う必要があり、予想される影響を適宜把握することが望まれる。

その意味で、本研究で提案した「情報化設計・施工法」は有用性が高く、同様の課題を抱える他のトンネル工事に対する汎用性も大いに期待できると考えている。

謝 辞

本論文をとりまとめるにあたり，京都大学大学院工学研究科の大西有三教授には多大なご助言を賜り，終始ご指導をいただきました。また，京都大学大学院工学研究科の小野紘一教授，嘉門雅史教授，青木謙治教授，齋藤敏明教授には論文の内容に関する適切なご意見とご指導をいただきました。さらに大津宏康助教授にも貴重なご意見とご指導をいただきました。また西山哲助手にも適切なご助言をいただきました。

本論文は，京都高速道路の新十条トンネルの設計，施工に情報化設計・施工システムを適用しながら研究に取り組んできたものである。新十条トンネルの建設時には，京都高速道路トンネル技術委員会（委員長 足立紀尚京都大学名誉教授）の委員の皆様方から，適切なご助言とご指導をいただきました。

また筆者と同じ職場で実務を共にした，阪神高速道路公団京都建設部設計課の仲義史課長補佐，石原洋係長，岡本信也主査，河本一郎技師，同伏見工事事務所の中村忠春所長，井手口昭係長，生田正洋主査の各氏には数値解析や現場計測データの取りまとめに多大な協力をいただきました。

本論文を作成するにあたり，パシフィックコンサルタント(株)の安田亨技術次長，高橋健二課長補佐，大成基礎設計(株)の吉田靖課長，鹿島建設(株)の青柳隆浩グループ長の各氏には主に設計の面から，また阪神高速稲荷山工区（西行）トンネル工事 鹿島・大成建設工事共同企業体(大杉泰文所長，福田博之副所長)，稲荷山工区（東行）トンネル工事 西松・清水建設工事共同企業体（右高弘治所長，稲男悟副所長）の皆様方には施工の面から，多大な労力とご協力をいただきました。

本論文を締めくくるにあたり，これらの方々ならびに関係各位に心より感謝を申し上げます。

付属資料

付属資料1

新池への影響が最大条件の時，水抜きボーリングを実施したときの東行，西行トンネルからの湧水量，水抜きボーリングからの水抜量および新池からの浸出量を解析により計算した値を示す。

この表から両トンネルからの湧水量および水抜量の合計は，最大 2,660 L/分で，新池は池底からの浸透が始まる。

付属資料2

新池への影響が最大条件の時，トンネルと新池横断面における圧力水頭および全水頭分布の水平ボーリングの進捗に伴う経時変化を示す。

水抜きボーリングが 280 m 掘進すると，圧力水頭および全水頭が急激に低下している。このことにより，新池からの浸透が始まる。

付属資料3

新池への影響が最大条件の時，解析範囲全体の地下水面図を水平ボーリングの進捗に伴う経時変化を示す。

水平ボーリングの進捗にあわせ，地下水位の底範囲が外側に広がっているが，水平ボーリング延長 250m ～ 300m で急激に広がっている。（コンターの間隔が広がっている。）

付属資料4

新池への影響が最小条件の時，トンネルと新池横断面における圧力水頭および全水頭分布の水平ボーリングの進捗に伴う経時変化を示す。

影響が最大条件の時（付属資料2）に比べ，水抜きボーリングが進捗しても，圧力水頭および全水頭に大きな変化は見られない。

付属資料1

CASE-011の各水位, 水量値

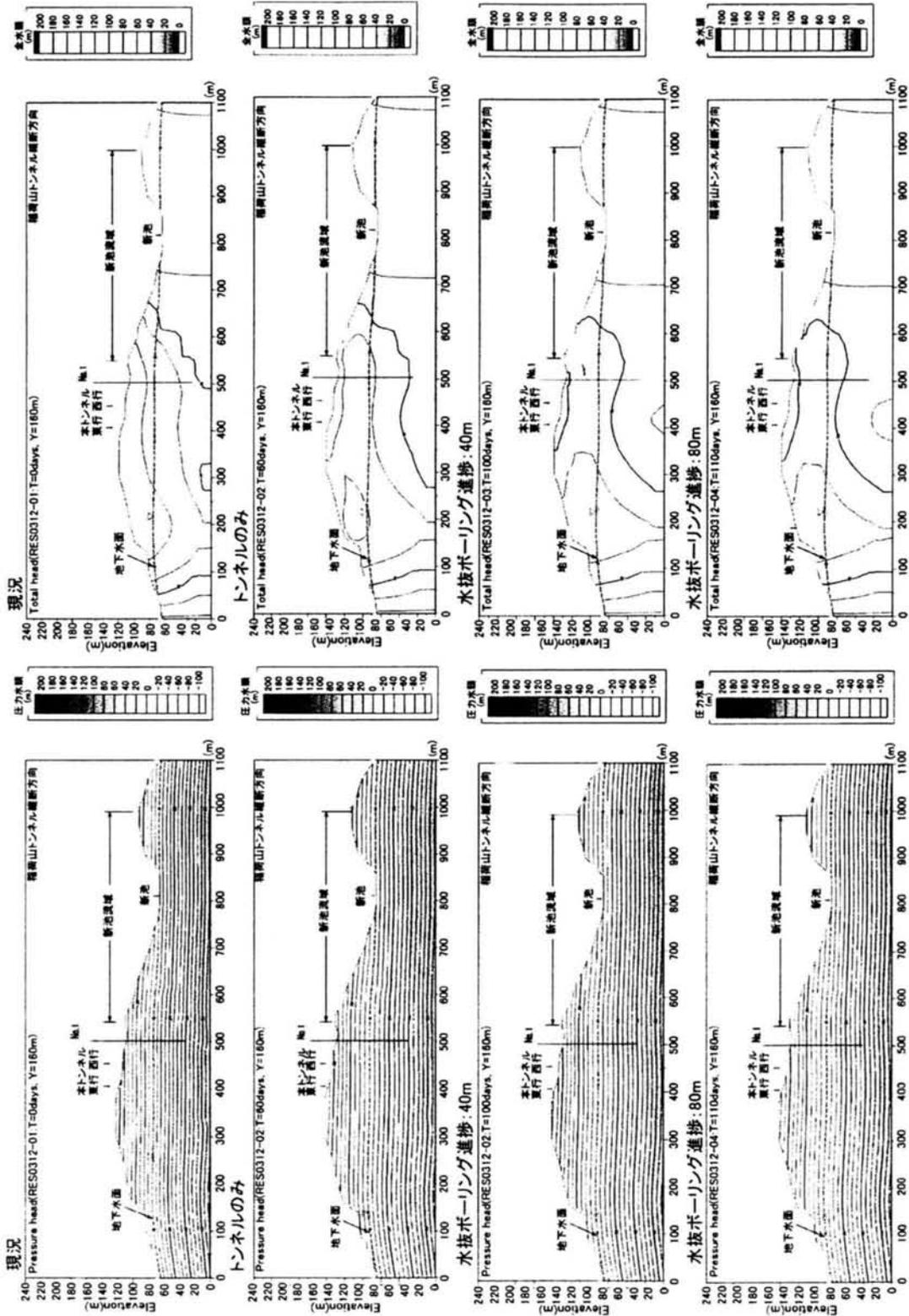
非定常解析結果

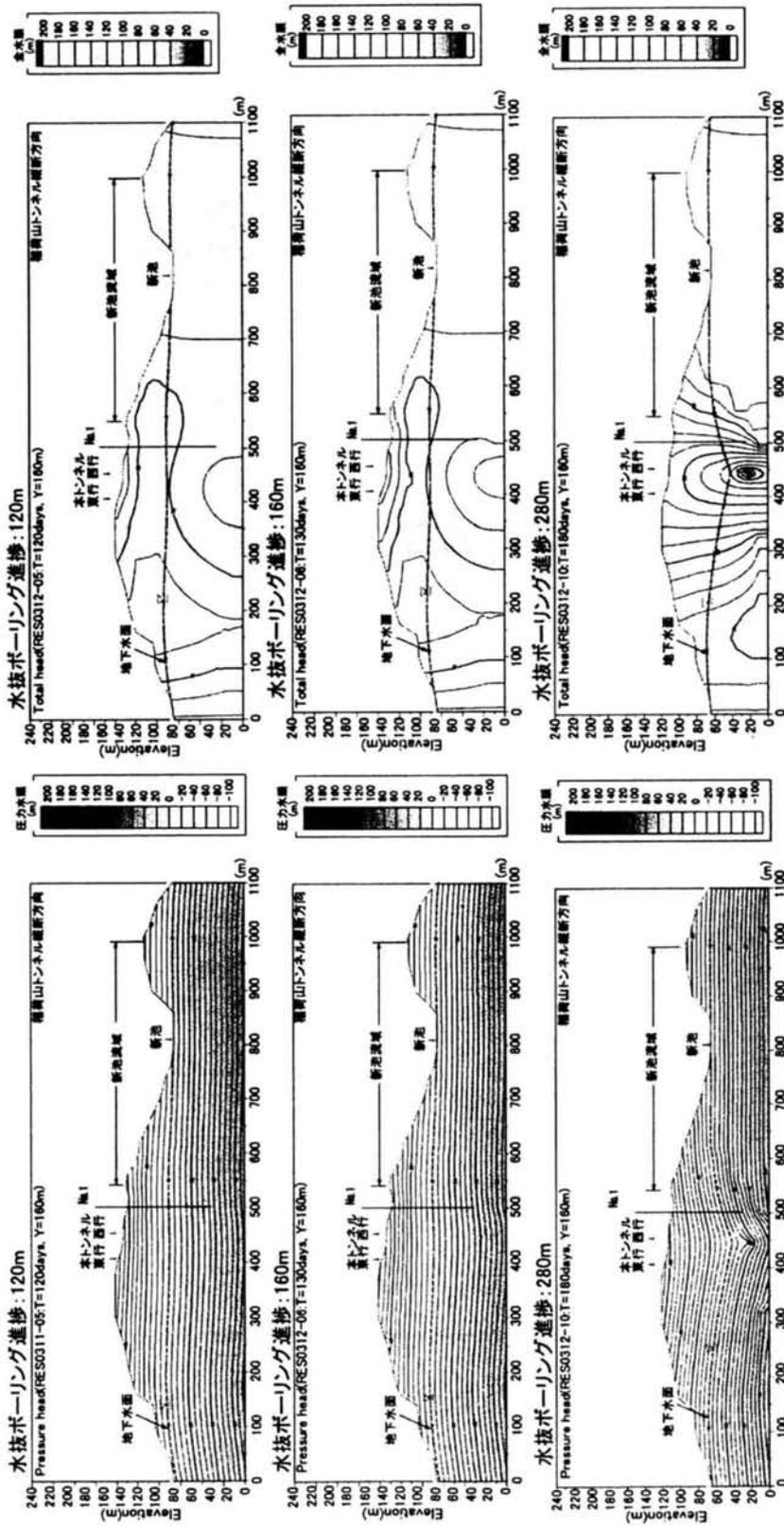
本坑 + 水抜ボーリング

	Time(sec)	東行き		西行き		西水抜きBo.	合計	新池漫出量
R0428-1	0.00000E+00	0.0		0.0		0.0	0.0	61.5
R0428-2	5.24708E+06	1388.3		1745.4		24.8	3158.4	48.6
R0428-3	8.61668E+06	1125.1		1391.4		23.3	2539.8	40.1
R0428-4	9.48279E+06	1082.3		1331.9		26.6	2440.8	38.2
R0428-5	1.03005E+07	1038.1		1274.4		277.7	2590.2	36.4
R0428-6	1.11644E+07	998.7		1222.9		253.6	2475.3	34.3
R0428-7	1.20284E+07	963.6		1177.2		335.6	2476.4	31.9
R0428-8	1.28924E+07	932.3		1136.0		491.4	2559.7	29.5
R0428-9	1.37564E+07	904.0		1098.7		657.7	2660.3	22.2
R0428-10	2.30555E+07	711.5		853.5		642.1	2207.1	-3.3
R0428-11	3.10000E+07	625.0		747.3		535.9	1908.1	-9.1

付属資料2(1)

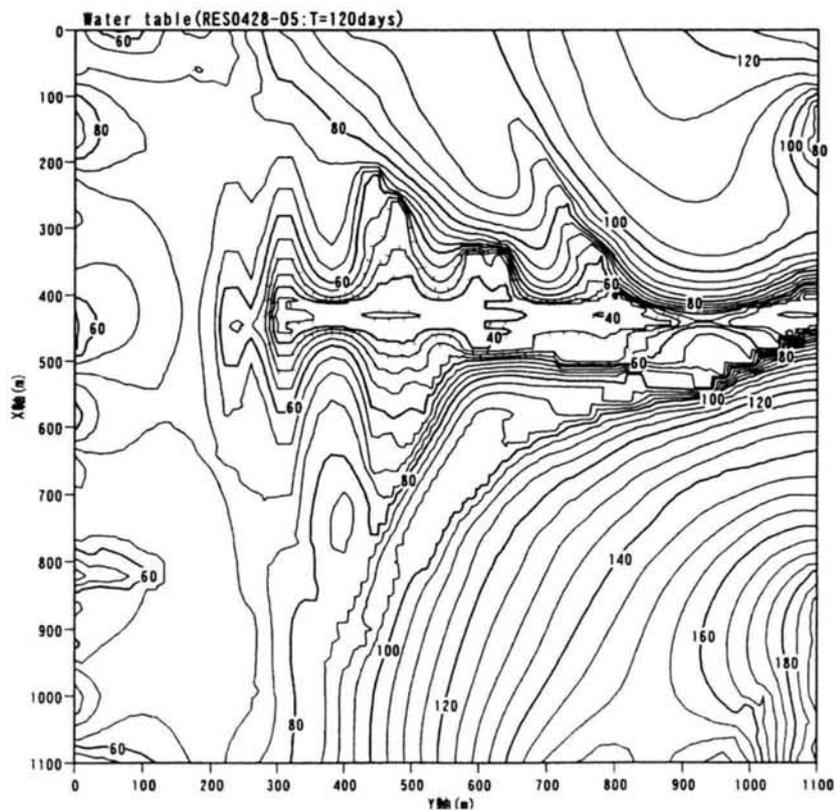
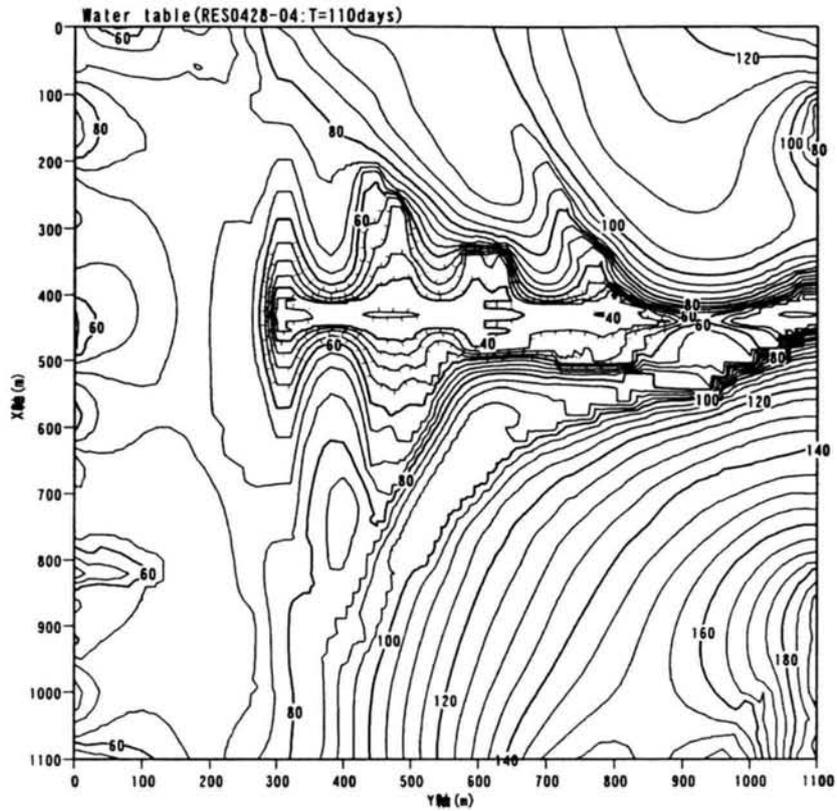
水抜きボーリングに伴う圧力水頭、全水頭分布の経時変化(CASE-011)





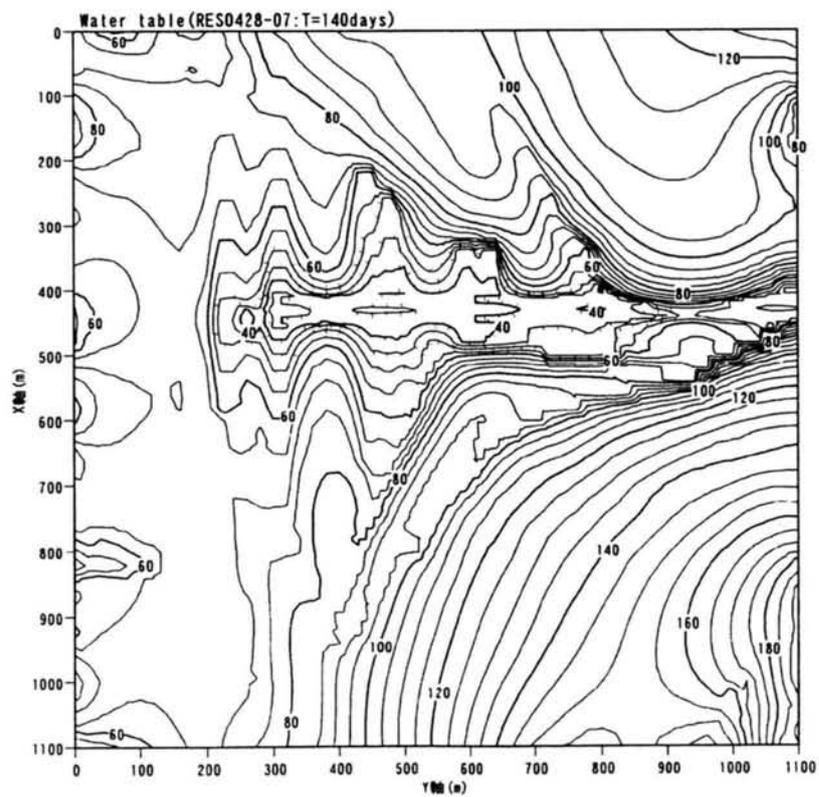
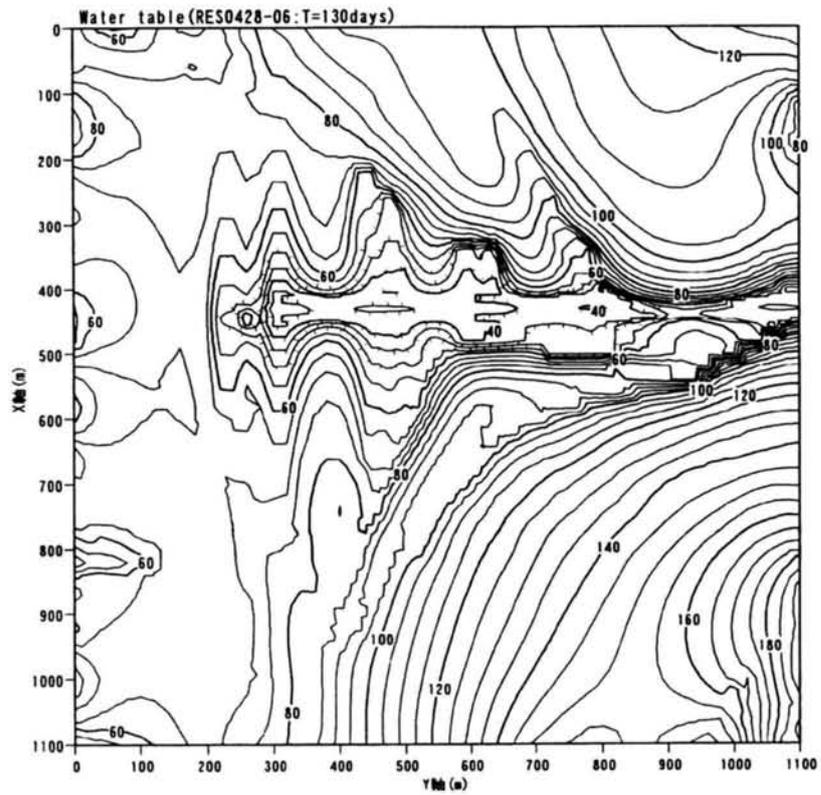
付属資料(3)1

解析範囲の地下水面図(水平ボーリング延長:50~100m)



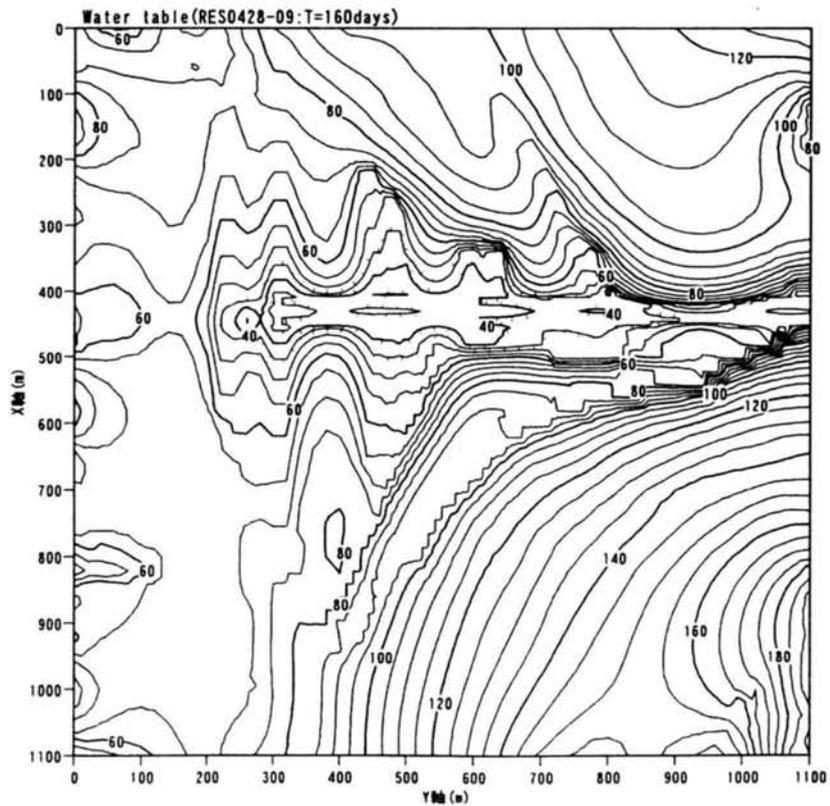
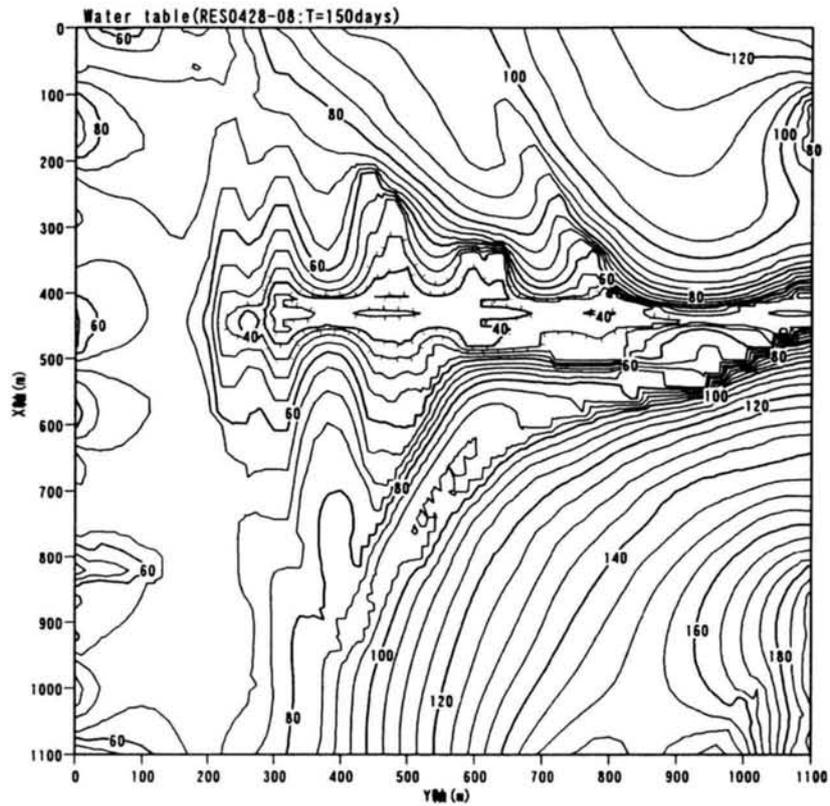
付属资料(3)2

解析範囲の地下水面図(水平ボーリング延長:100~150m)



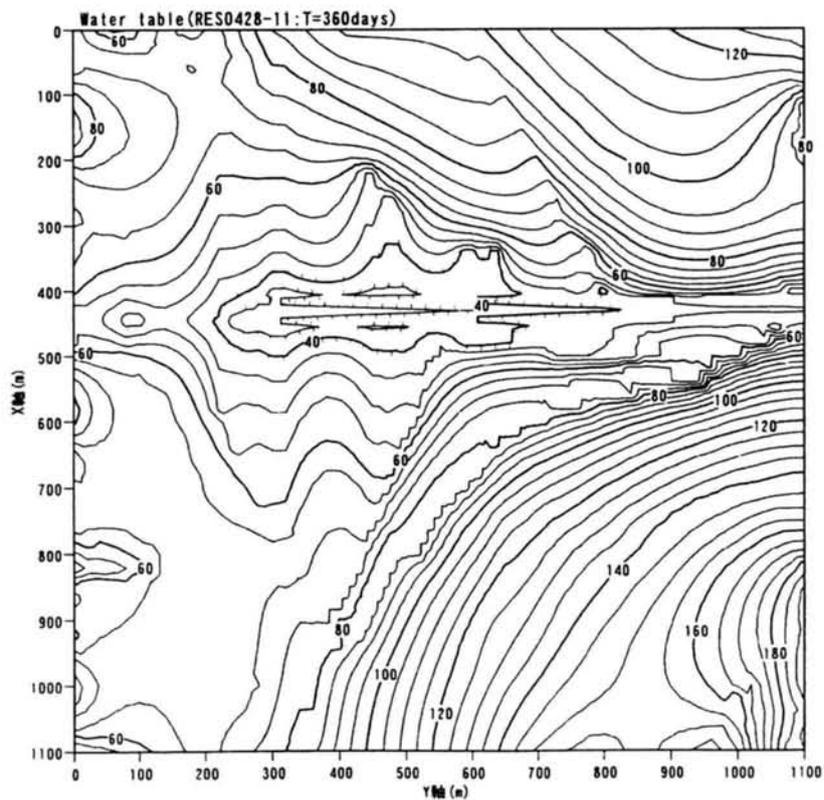
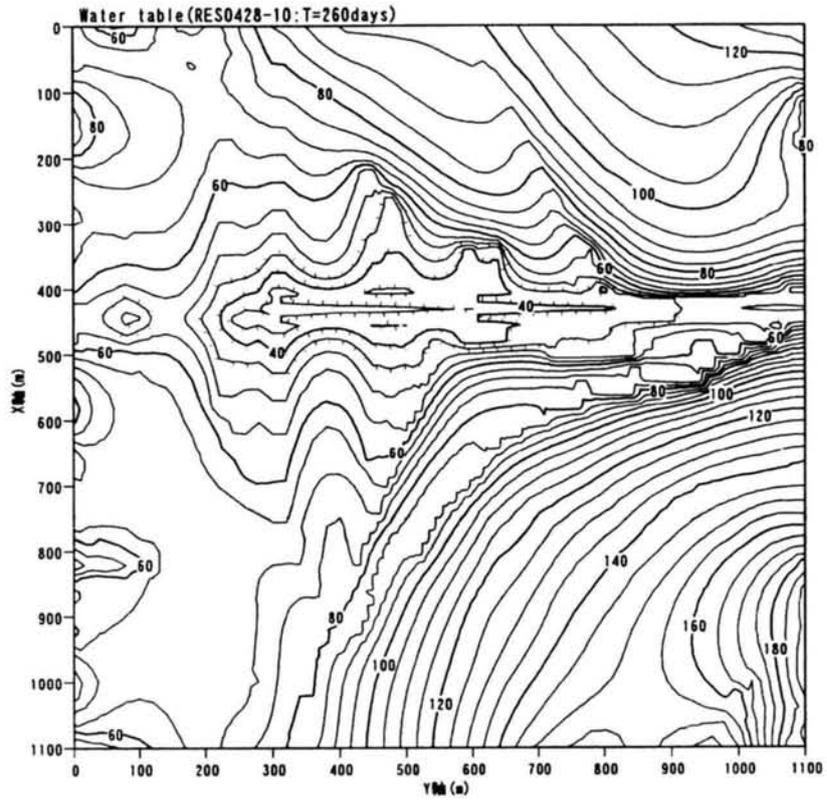
付属資料(3)3

解析範囲の地下水面図(水平ボーリング延長:150~200m)



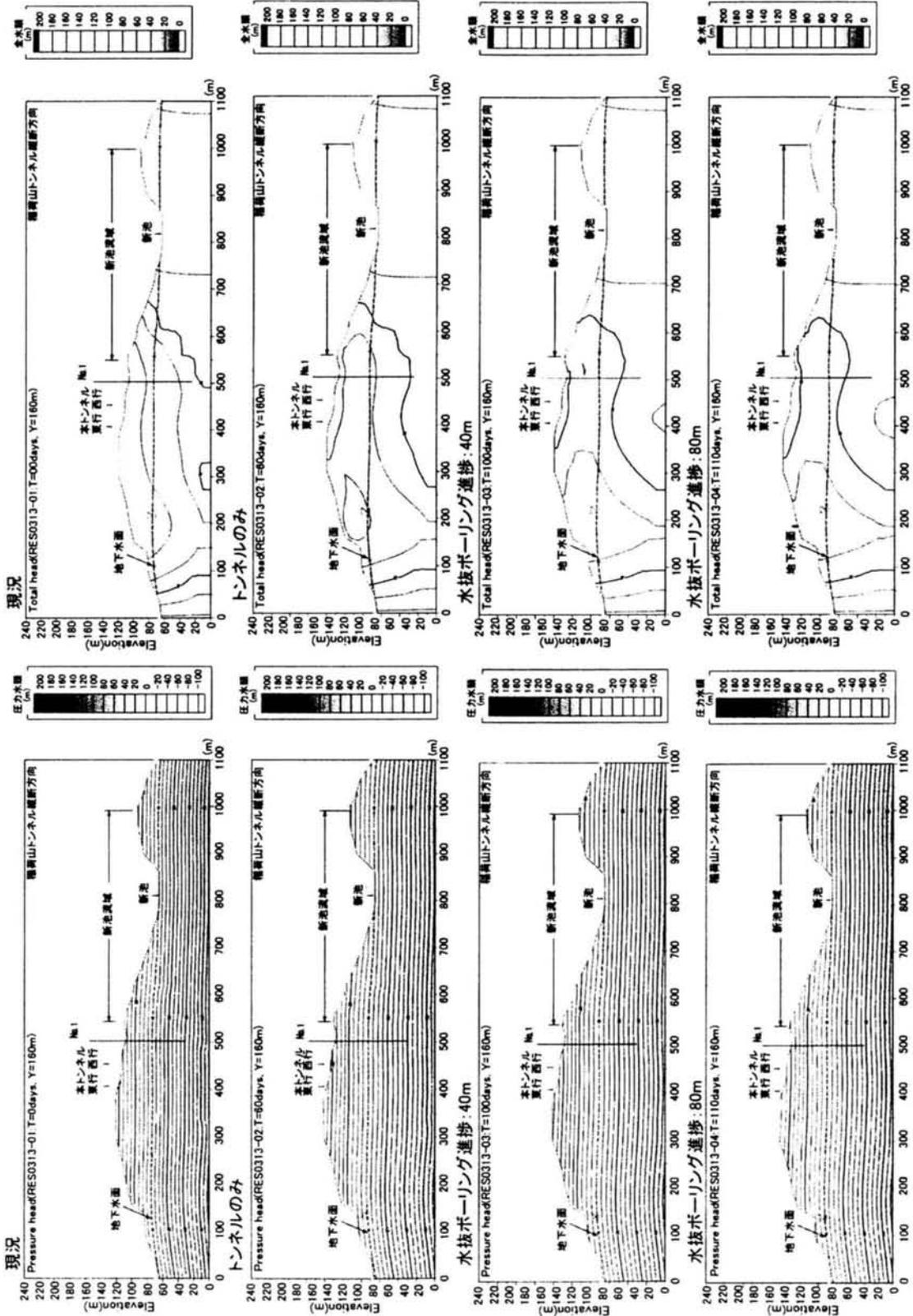
付属資料(3)4

解析範囲の地下水面図(水平ボーリング延長:250~300m)



付属資料4(1)

水抜きボーリングに伴う圧力水頭、全水頭分布の経時変化(CASE-013)



付属資料4(2)

