

シールド転回のための大断面交差部の施工

Construction of large cross-sectional junction for TBM U-turn

西岡 敬治¹⁾・大杉 泰文²⁾・福田 博之²⁾・青柳 隆浩³⁾・畝田 篤志³⁾

Takaharu NISHIOKA, Yasufumi OOSUGI, Takahiro AOYAGI, Hiroyuki FUKUDA, Atsushi UNEDA

Hanshin Expressway Public Corporation aspires to organize the designed Kyoto-highway. Among the highway networks, the highway Route-1 is supposed to be artery to ease the chronic traffic congestions between city center and suburb of Kyoto. INARIYAMA tunnel in Route1, which has to be twin tunnel of eastbound and westbound, is comprised of the urban and mountain areas. At the urban area with thin overburden, the tunnels plan to be constructed by introducing TBM. The rest of the tunnel in mountain area is schemed to be constructed by NATM. The launched TBM is supposed to be arrived at the shaft in the urban area after U-turned in the NATM zone. The junction for TBM U-turn which makes up H-shaped large cross sectional cavern turns into the large cross-sectional tunnel with three-dimensional stress state.

This paper describes both construction and design for the large cross sectional junction, and verifies rock stability for the large cavern by the comprehensive monitoring.

Key Words: tunnel, large cross-sectional junction, NATM, 3D numerical analysis, back analysis

1. はじめに

京都市道高速道路1号線の(仮称)稲荷山工区トンネルは、東行き、西行き各2車線の双設トンネルであり、全長2.5kmのうち、山科側坑口から約1.45kmをNATMトンネル、都市部となる伏見側の約1.05kmが、開削トンネルとシールドトンネルで計画されている。伏見側西行き立坑から発進したシールドマシンは、転回交差部でUターンし、東行きトンネルから再掘進する計画となっている。このNATMトンネル区間に構築されるシールド転回用連絡坑は、近接した本坑トンネル間で大断面交差部を形成し、複雑な3次元的な応力状態を形成すると考えられる。

本報は、大断面交差部の設計概要及び計測結果をもとに実施した逆解析及び予測解析による情報化施工について報告するものである。

また、現在(2001.9.7時点)は本坑上半・連絡坑上半掘削が完了している。

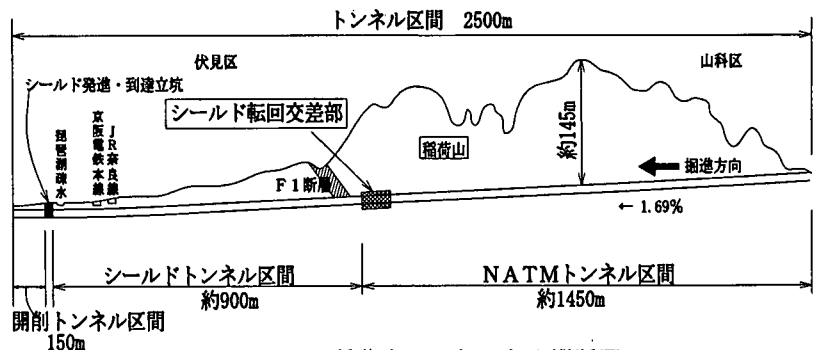


図-1 稲荷山工区トンネル縦断図

- 1) 正会員 土木学会 阪神高速道路公団
- 2) 正会員 土木学会 鹿島建設(株)関西支店
- 3) 正会員 土木学会 鹿島建設(株)土木設計本部

2. シールド転回用交差部の施工概要

(1) 工事概要

稲荷山工区トンネルの掘削対象となる地質は、主として頁岩、混在岩、砂岩、チャートからなり、部分的にひん岩が貫入している。全体的には軟岩～中硬岩であるが、造山運動に伴う多数の破碎された断層群を挟んでおり、そのうち最も大きな断層が南側に位置するF1断層（稲荷山断層）で、粘土状あるいは粘土混じり礫状を呈する。

シールド転回用交差部は、西行きトンネルで用いたシールドマシンを、NATMトンネル区間でUターンさせ、東行きNATMトンネルから再掘進させるために計画された。その位置については、稲荷山断層（F1）を避けたNATMトンネル側に設定された。（図-1）

交差部断面形状は、シールドマシン径約11m、マシン長約11mの円筒殻を回転させるための空間として、マシンの引出し、移動、Uターン方式のための、必要最小空間として決定した。（図-3, 4）

土被り高さは連絡坑センターで約50mで、都市部に向け土被りが減少していく。図-5に示す様に転回部本坑断面は、掘削幅約18.0m、全掘削高さ16mとなる掘削断面積240m²の馬蹄形大断面空洞であり、本坑非常駐車帯断面から、交差部にむけて断面拡幅、盤下げを行っていく。

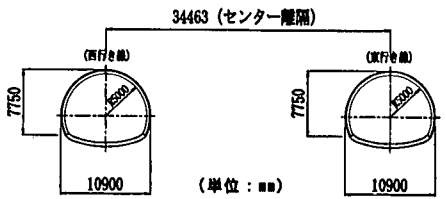


図-2 NATMトンネル区間断面図

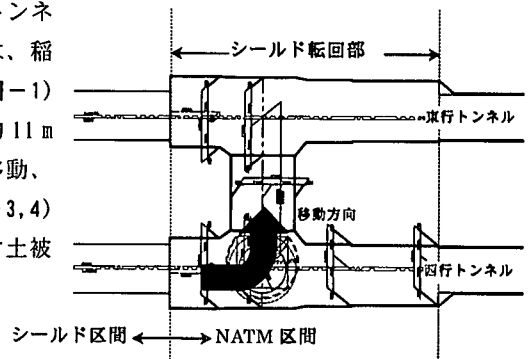


図-3 転回部平面図

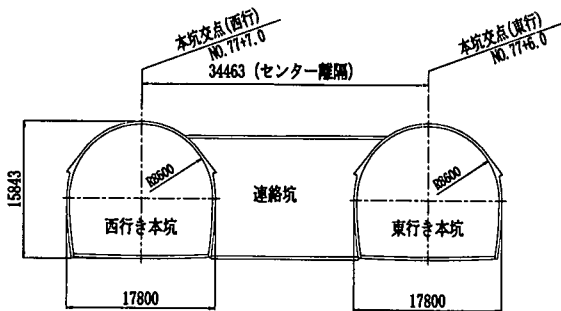


図-5 転回部センター断面図 (単位: mm)

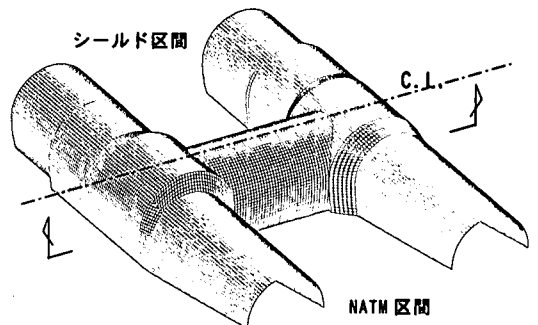


図-4 転回部鳥瞰図

(2) 施工ステップ

この転回交差部の設計検討を実施するにあたり、掘削方法を検討し、その施工フローに基づいた解析を実施した。図-6に施工ステップを示す。

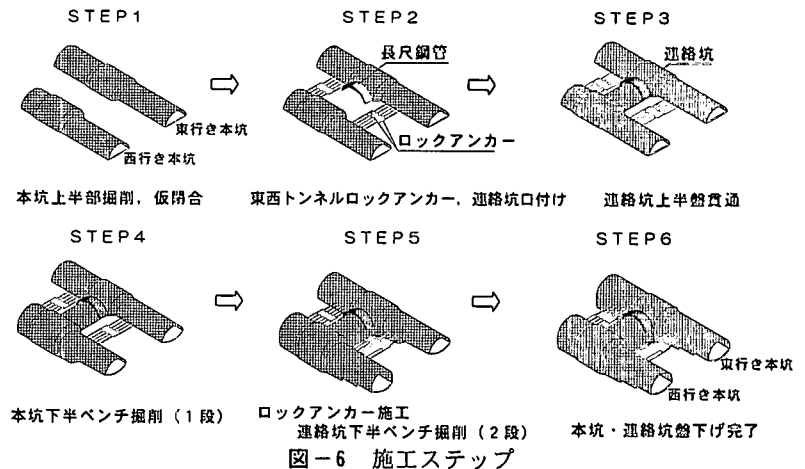


図-6 施工ステップ

3. シールド転回交差部の設計

(1)設計概要

設計ではまず 3 次元 FEM 掘削解析を適用し、本坑あるいは連絡坑の掘削に伴う 3 次元的な応力・変形の集中を把握した。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 掘削解析実施し、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、支保構造を決定した。

(2)3 次元 FEM 掘削解析＜3 次元的な地山挙動の把握＞

地盤物性値は、本坑トンネルの既施工区間において A 計測結果を基に実施した逆解析結果により設定した。(表-3)

緩み領域の評価は、局所安全率 F_s を用いて行い、 $F_s < 1.3$ となる部分を緩み領域とした。これは、弾性限界パラメータ $k (=4)$ より、地山材料が非線形状態になる時の F_s を逆算して求めたものである。解析の結果、交差部付近の緩み領域が最も大きくなり緩み高さは連絡坑天端から約 7m 程度(本坑天端から約 4m 程度)となった。この解析結果を用いて、支保工・二次覆工の設計を行った。

表-1 解析ステップ

STEP1	初期応力の算定
STEP2	本坑上半掘削解放(100%)
STEP3	連絡坑上半掘削解放(100%)
STEP4	本坑下半掘削解放(100%)
STEP5	連絡坑下半掘削解放(100%)

表-2 モデル化概要

地山材料	線形弾性
全体モデル	1/2 対称モデル
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($\nu=0.49$)により自重計算

(3)2 次元 FEM 掘削解析＜支保構造の設計＞

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の確認を行った。

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事が分かった。一部で許容値を超えるような応力が発生したが、情報化施工により対処する事とした。次に述べる 3 次元 Shell 解析結果を含めて決定した支保構造の仕様を表-6 に示す。

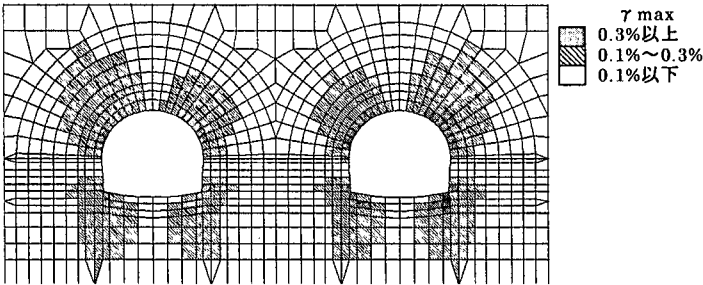


図-9 最大せん断ひずみ分布図(最終 STEP)

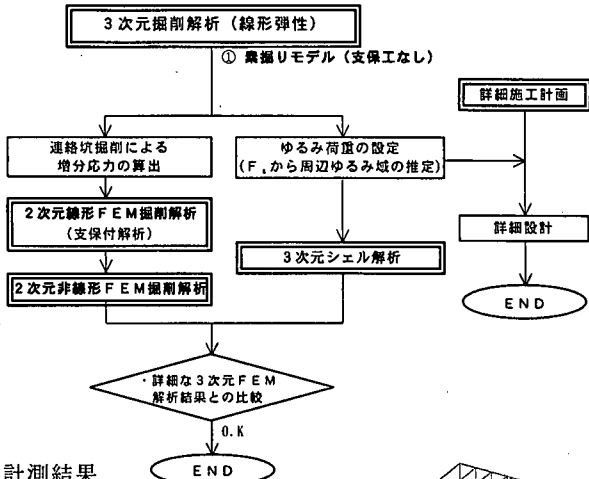


図-7 設計フロー

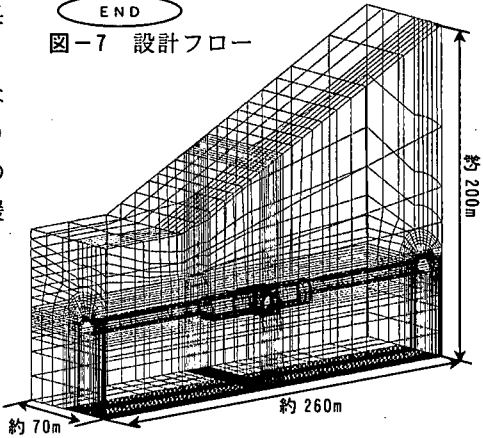


図-8 3次元 FEM モデル

表-3 3次元 FEM 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

表-4 解析ステップ

STEP1	初期応力の算定
STEP2	西行線上半掘削解放 50%
STEP3	西行線上半支保建込 50%
STEP4	東行線上半掘削解放 50%
STEP5	東行線上半支保建込 50%
STEP6	連絡坑上半掘削影響
STEP7	西行線下半掘削解放 50%
STEP8	西行線下半支保建込 50%
STEP9	東行線下半掘削解放 50%
STEP10	東行線下半支保建込 50%
STEP11	連絡坑下半掘削影響

□ 短期許容応力度未滿
■ 短期許容応力度以上

(4) 3次元 Shell 解析＜交差部完成形詳細検討＞

交差部については 3 次元 Shell 解析を用いて、複雑な支保構造もモデル化した。そして、3 次元掘削解析より得られた緩み荷重を作用させ、完成形構造における交差部の各支保工の健全性を確認した。

その結果、図-10 に示すとおり完成形においては、連絡坑交差部分に局所的に大きな応力が発生する事が分かった。

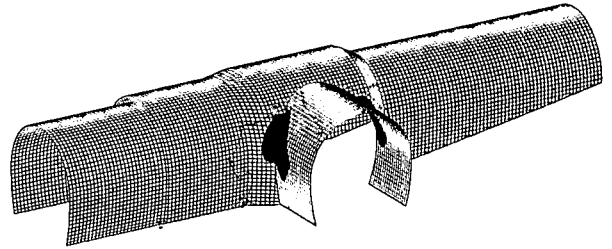


図-10 吹付コンクリート発生応力分布図

表-5 部材のモデル化

	モデル化方法
鋼製支保工	Beam 要素
吹付コンクリート	Shell 要素
ロックアンカー	バネ支承
地盤	バネ支承 (Non-Tension)

表-6 支保工仕様

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

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付近で局所的にあったが、予め交差部に補強代(200 mm)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・吹付けコンクリートの増吹等により対処する事とした。

4. 情報化施工

(1) 計測結果

図-12 に計測断面位置を示し、表-7 に各断面における計測項目を示す。主計測断面は連絡坑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、本断面の計測結果をもとに情報化施工を実施する事とした。

図-13~17 に交差部付近 (B・A3 断面) の計測結果を示す。西行きと東行きの計測結果を比較すると、変位量・支保部材の応力がともに東行きの方が大

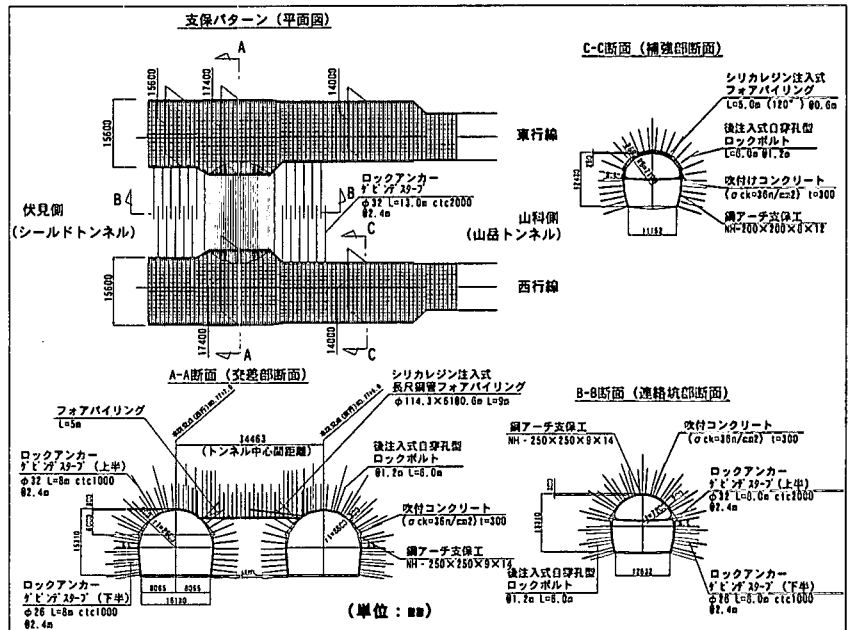


図-11 交差部付近支保パターン図

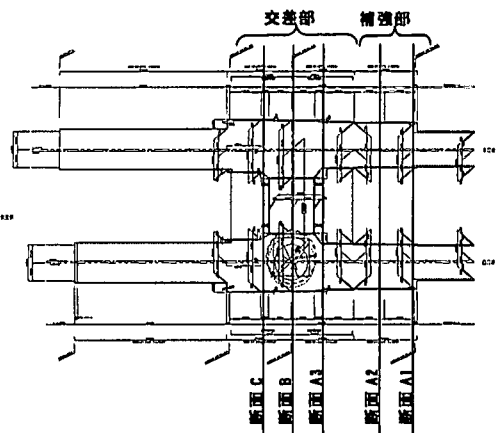


図-12 計測断面位置図

表-7 各断面の計測項目

	A1	A2	A3	B	C
A 計測	○	○	○	○	○
鋼アーチ支保工応力測定	●	○	●	○	○
吹付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	○	○	○	○	○

○ 東西両方
● 西行きのみ

きく、施工時の切羽の状態から判断しても、東西トンネルの地質条件が異なっていた事によるものであると考えられる。

支保部材の応力は表-8 に示すとおりである。東行きは短期許容応力度、西行きは長期許容応力度程度の応力が発生している。

現状では両トンネルとも支保部材の応力は許容応力度以内となっているが、各施工ステップにおいて変位量及び支保部材の応力は徐々に上昇している事から、今後の施工においてさらに応力が増加する事が懸念された。したがって、逆解析・予測解析を実施し、支保構造補強の必要性について検討を行った。

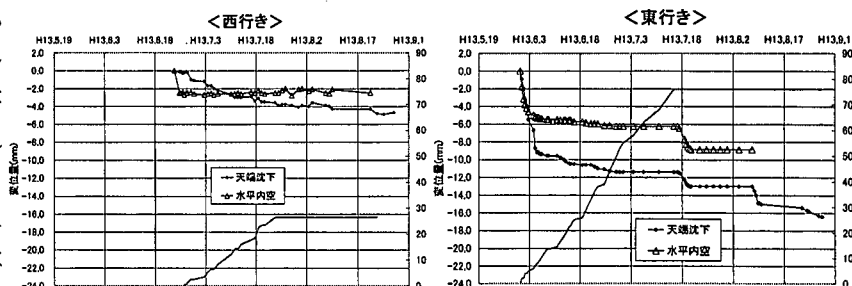


図-13 A計測結果 (B断面)

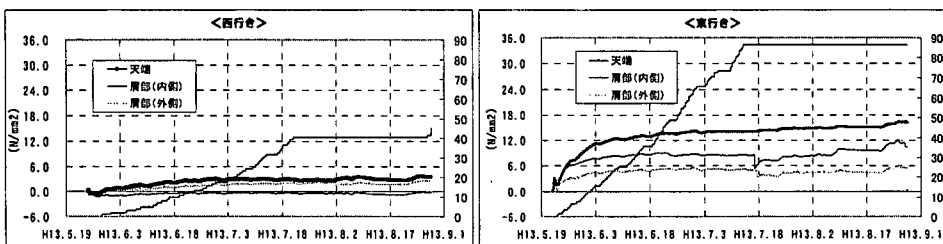


図-14 吹付コンクリート応力経時変化図 (A3断面)

表-8 支保工応力

(a) 吹付コンクリート

	最大値 (N/mm ²)
西行	3.6
東行	16.3

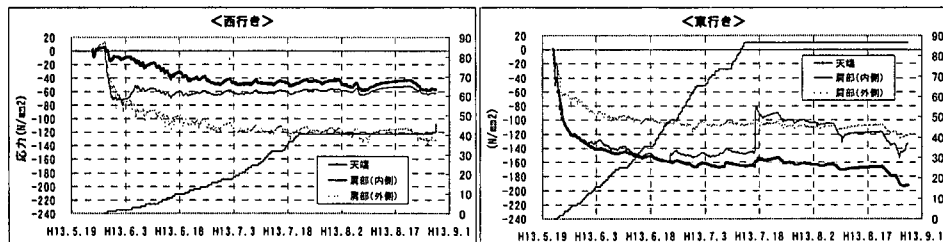


図-15 鋼アーチ支保工応力経時変化図 (A3断面)

(b) 鋼アーチ支保工

	最大値 (N/mm ²)
西行	138
東行	194

地中変位測定結果より、周辺地山はトンネル壁面より10m奥から弾性的に変位しており、4~5m奥付近に変曲点があるように見える。また、ロックボルト軸力測定結果よりピーク値がトンネル壁面より4m奥付近で発生している。

これらの事より、周辺地山の緩み領域としては4m程度であると判断できる。これは、3次元FEM掘削解析より推定した緩み領域(4m程度)とほぼ同等な値である。

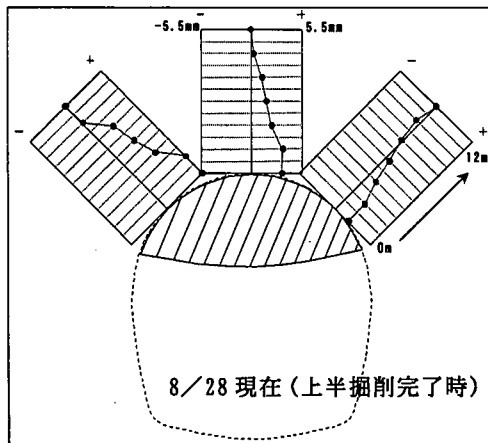


図-16 地中変位測定結果 (A3断面)

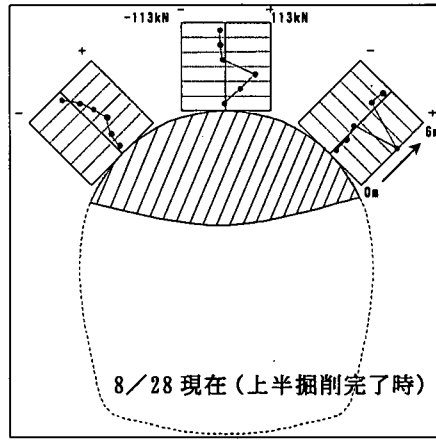


図-17 ロックボルト軸力測定結果 (A3断面)

(2) 逆解析及び予測解析

○逆解析

逆解析は本坑上半掘削完了時におけるトンネル内空変位（天端沈下・水平内空変位）及び支保工応力をトレースする事とした。トレース方法としては、（地盤の変形係数・初期側圧係数・吹付コンクリート弾性係数）をパラメータとして各数値を逆算する方法を採った。今回は切羽が先行しており、しかも地盤条件の悪い東行きについての検討結果について報告する。

表－9 逆解析結果

INPUT DATA (計測値)		OUTPUT DATA (逆解析結果)	
天端沈下	9.0mm	地盤の変形係数	863N/mm ²
水平内空変位	8.8mm	初期側圧係数	1.88
吹付 con	165N/mm ²	吹付 con 弾性係数	24N/mm ²
支保工応力	H 鋼 14.0N/mm ²		

解析の結果、地盤の変形係数 ($E=863\text{ N/mm}^2$) は当初想定していた D I 相当地盤の値 ($E=800\text{ N/mm}^2$) と近く、東行き側の転回交差部周辺の地盤は当初想定していたとおり D I 相当の地盤であった事が確認出来た。また、吹付コンクリート弾性係数は $E=24,000\text{ (N/mm}^2\text{)}$ となり本区間で用いた $\sigma_{ck}=36\text{ (N/mm}^2\text{)}$ の材令 28 日での弾性係数 ($E_c=30,000\text{ N/mm}^2$) と同等の値であった。

○予測解析

逆解析で得られた物性値をもとに今後の予測解析を実施した結果を図－18・19 に示す。なお本解析においては東西トンネルの地盤条件の違いによる掘削スピードの差(下半ベンチ差 2 段)を表現した解析 Step とした。

本坑上半掘削完了時・連絡坑上半掘削完了時の計測結果と比較すると、予測値が計測値とよく一致している事が分かる。また、鋼アーチ支保工・吹付コンクリートを耐力まで応力を発生させた時に発生する合成軸力（軸耐力）と予測最大合成軸力を比較すると（表－10）、安全率は 1.00 となり耐力に対してぎりぎりとなる事が分かった。したがって 10cm の増し吹付けを実施する事とした。これにより安全率が 1.28 まで増した。

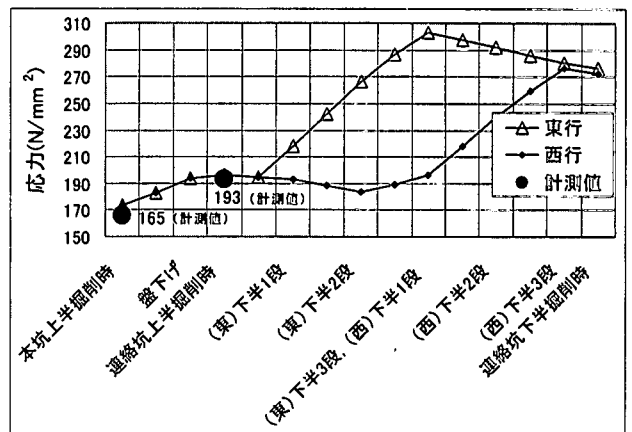
表－10 支保耐力の検討

増吹き厚 (mm)	合成軸耐力 (H 鋼・吹付 con)	合成軸力 (予測解析)	安全率
t=0 (無し)	12739 (kN)	12729 (kN)	1.00
t=100	16269 (kN)	12729 (kN)	1.28

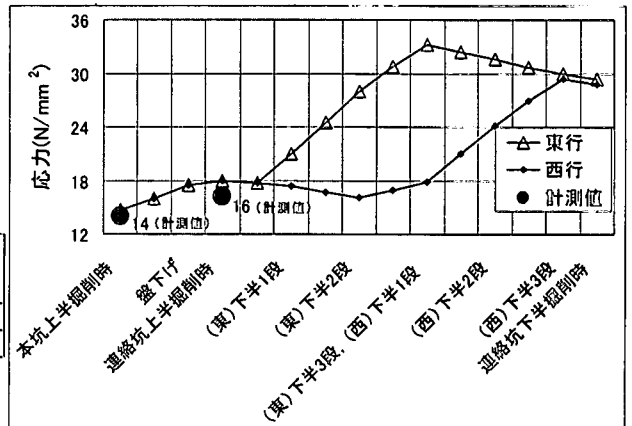
5. まとめ

今回の工事は過去に例のない大断面交差部であり、また地盤条件等の詳細なデータが少なかったため、ある程度幅をもった設計（補強代 200mm）として、情報化施工により対処する事とした。その結果 10cm の増し吹付けを実施し、現在まで安全かつ予測された状況下で施工する事ができた。今後の下半盤下げ掘削施工においても引続き情報化施工を実施し安全に工事を進めていく所存である。

最後に、本検討に多大なご指導・ご協力を頂いた京都高速道路トンネル技術委員会の足立紀尚委員長・大西有三幹事長をはじめ委員各位に誌面をお借りして感謝の意を表する次第である。



図－18 鋼アーチ支保工応力 (予測解析)



図－19 吹付コンクリート応力(予測解析)