

北神戸線あいな藍那トンネル〈高盛土下の
大断面明り巻きトンネル〉の設計施工

保全施設部 保全技術課
(前神戸建設部 設計課)

石 塚 幹 剛

大阪第一建設部 阿倍野工事事務所
(前神戸建設部 山手工事事務所)

若 林 繁 充

元神戸建設部 山手工事事務所

三ヶ本 義 文

はじめに

阪神高速道路“北神戸線”は、神戸市の西北北地域の開発に伴って、この両地域並びに市街地相互間の交通の円滑化を目的として計画された都市高速道路である。この道路は、図-1に示すように、西の第二神明道路（垂水区別府地区）を起点として、丘陵部及び六甲山系山岳地を北進し、主要幹線道神戸三田線（北区五社地区）に接続する延長27.5kmの自動車専用道路である。

全線の構造種別は、土工主体の平面工(13.6km)とトンネル工(5.4km)が、全長の70%を占める当公団初の本格的な山岳道路である。道路構造令第2種第2級、上下各2車、設計速度60km/hで計画され、現在、西神地域より鋭意工事が進められている。

北神戸線には、表-1に示すように、5本の山

表-1 山岳トンネルの計画概要

トンネル名	延長 (m)		勾配 (%)		換気方式
	東行線	西行線	東行線	西行線	
大山寺トンネル	374	250	+2.70	2.70	
藍那トンネル	1,176	1,175	-1.00	-1.00	ジェットファンによる縦流式換気
長坂山トンネル	731	708	+1.00~ -2.00	+2.10~ 1.00	東行線は自然換気、西行線は火災時、渋滞時を考慮してジェットファンによる縦流式換気
磨檜トンネル	2,040	2,040	-0.50	0.50	組合せ集中排気式換気換気所1カ所設置
有野トンネル	642	673	-1.77	+2.50	東行線は自然換気、西行線は火災時、渋滞時を考慮してジェットファンによる縦流式換気

岳トンネルが計画されている。路線のほぼ中央部に位置する藍那トンネル（北区山田町字藍那）は、団地造成地の直下を通過する。このため、トンネル掘削による地盤沈下や発破振動などの家屋への影響を考慮して、直上の家屋建造に先立ってトンネル掘削を完了するように、宅造計画と調整のうえ昭和53年より工事に着手し、昭和56年度末に本体工事を完了した。

このトンネルの特徴は、図-2及び図-3に示すように、西坑口付近において谷地形のためトンネル天端が露出する。このため、種々の検討の結果、トンネル上に22mもの高盛土を有する明り巻き構造のトンネルを採用した。

明り巻きトンネル上の盛土高さとして、このように高いものが施工された実例はない。そこで、このトンネルにおいては、次により経済的大断面明り巻きトンネルの設計施工に成功した。

- (1) トンネル自身の受働土圧に期待した薄肉覆工の採用
- (2) 現場での計測管理を併用した高盛土の入念な施工

1. トンネル部の地質状況

西坑口部は急峻な地形で屈曲した谷が複雑に入り組んでおり、トンネル中心線と斜交し偏圧地形を構成している。

トンネル部の地質は、神戸市全域に分布している新第3紀層中新世神戸層群の藍那累層と呼ばれ

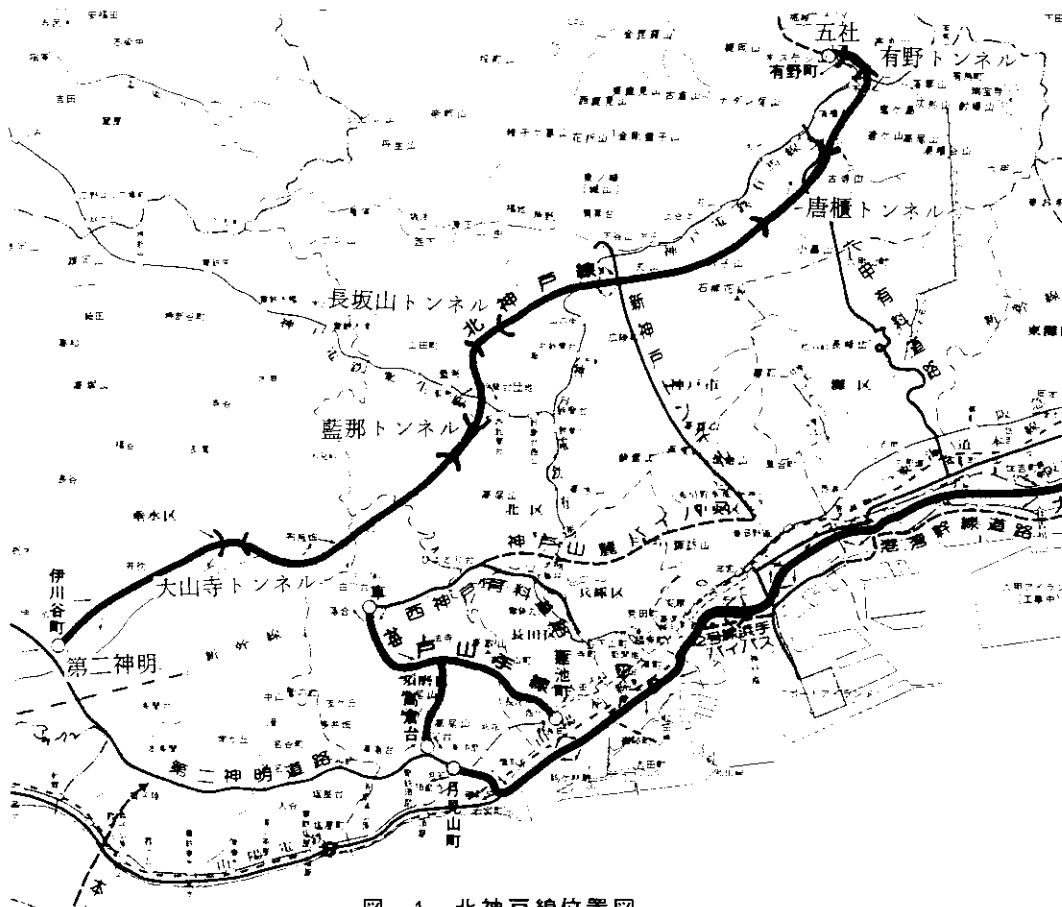


図-1 北神戸線位置図

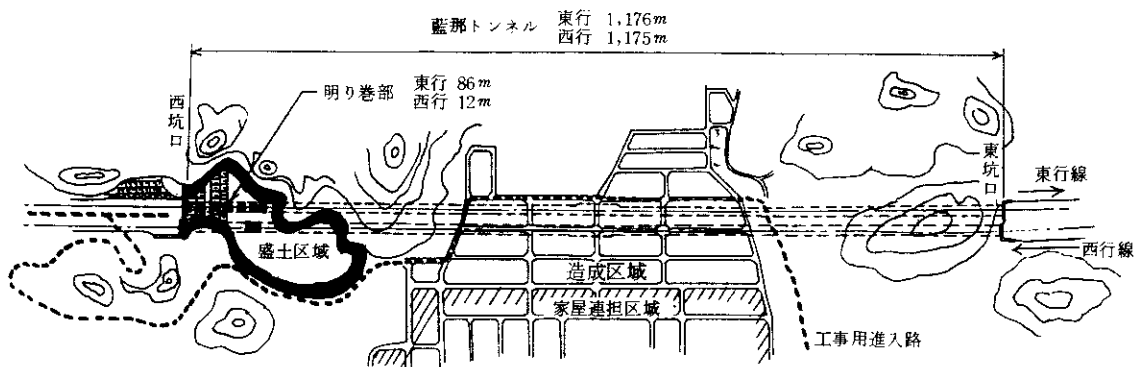


図-2 藍那トンネル平面図

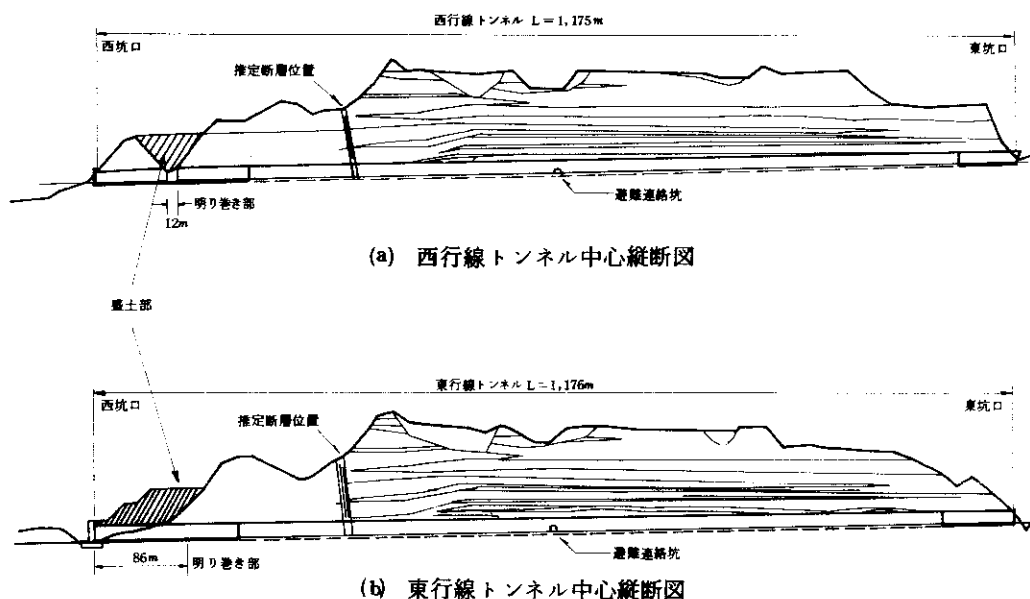


図-3 トンネル縦断地質図

る代表的な軟岩地帯である。図-3に示すように、トンネル施工基面に対しほぼ水平に、卓越した凝灰岩(Ktf)、凝灰質砂岩(Ktfs)、泥岩(kcm)等が相互に水平層を構成している。

推定断層を境に、東西各々の地質の分布状態が異なり、断層の西側では単層が厚く、各層各々均一な地層となっている。トンネル施工基面付近には比較的堅硬なKtfsが分布している。また、断層の東側では水平な薄い単層で、トンネル施工基面付近では不均一なマトリックスが水に溶けやすい軟質なktfが比較的厚く分布している。

トンネル施工基面付近のKtfsの性質は、表-2に示すとおりである。神戸層群の特徴として、水の影響を受けやすく、コア整形が難しく、試験結果にバラツキも大きいものであるが、断層の東西ではかなり明確に岩質の違いがある。

地下水に対しては、トンネル施工基面上10m程度の範囲では、地下水位が低く透水性も良くないこと(透水係数 $k \approx 1.0 \times 10^{-4}$ cm/sec程度)から、水に溶けやすい性質を有するKtfsに悪影響を与える程の湧水(切羽湧水4.2ℓ/min程度)は発生しないと予測された。

表-2 凝灰質砂岩の性状

項目	分布地	断層の西側		断層の東側	
		性状		性状	
岩盤区分		C1		D	
一軸圧縮強度 (kg/cm ²)		約600		約100	
弾索性 深度	弾性波速度	2.3~2.8		2.2	
	P S 換層	1.3		2.0	
(km/sec)	室内岩石試験	3.0~3.5		0.5~1.0	
弾係 性数 (kg/cm ²)	孔内載荷試験	10,000~30,000		4,000~40,000	
	岩石試験	80,000~100,000		100~200	

しかしながら、西坑口付近の谷部には、軟弱な推積層が分布しており、また、スウェーデンロッド調査結果では、N値は2~3程度であり、この部分は高盛土の基礎となる部分でもあって、トンネル施工により地スベリの発生が心配された。

2. 明り巻きトンネルの設計

2-1 明り巻きトンネルの必要性

藍那トンネルは、図-2及び図-3に示すよう

に東行線 1,176 m、西行線 1,175 m の延長を有するトンネルであるが、このうち、西坑口部において図-4 及び図-5 に示すように明り巻き構造のトンネル部を東行線 86 m、西行線 12 m の延長で採用した。

当初は、この部分の構造として、平面工(切土)

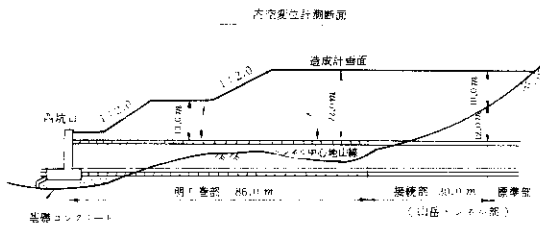


図-4 東行線明り巻き部縦断面

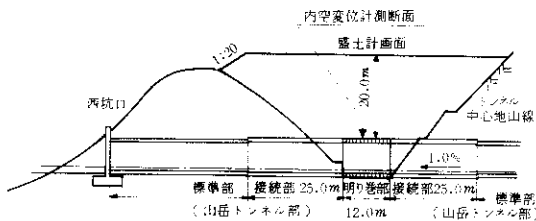


図-5 西行線明り巻き部縦断面

構造が計画されていたものである。地形、地質条件、土捨て条件、経済性等を検討のうえ、次のような点をうまく処理しうる構造として、明り巻きトンネルとした。

- (1) 谷地形で地すべり性状を呈しており、法り先き部を切土して対策を講ずるよりも、地盤改良程度で押え盛土することが安全である。
- (2) 図-6 に示すように、東行線施工のための

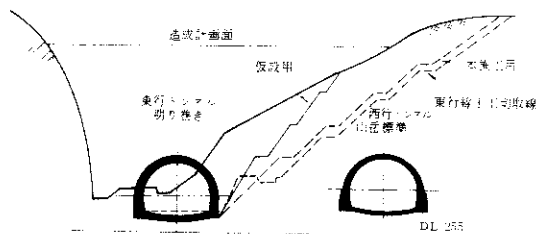


図-6 東行トンネル明り巻き部横断面

法面施工は、正規の法面勾配を確保すると、西行線の山岳トンネルの保護層を十分に確保することができない。健全な保護層が確保できないことは、このままでは山岳トンネルのグラウンドアーチの形成も期待できず、きわめて膨大な対策が必要となる。

また、法面施工、法面保護対策、切土処理、完成後の法面管理等にトンネル構造に比較して多大な経費を要する。

東行線の明り巻きトンネル施工のための法面施工は、仮設法面として神戸層群の岩質を考慮して、試験施工より 0.3 ~ 0.5 程度の勾配で処理可能と判断された。

- (3) 東行線の切土をやめることは、図-6 から判るように西行線トンネルに対しての偏圧対策になる。
- (4) トンネル掘削によって発生する、ずり処分地としてこの谷部を使うことができる。加えて、造成地上は広場として土地の有効利用もできる(調整区域のための宅地には使用できないが苗圃として利用できる)。

2-2 高盛土の必要性

市街地トンネル施工における“ずり処分”は、今日の社会的環境下においては、トンネル掘削における発破振動抑制対策と共にきわめて重要な問題である。特に、このトンネルの工事現場のように、宅地造成区域の家屋連担地の周辺部を工事用道路として使用せざるをえない場合においては、これらの工事用道路を“ずり”搬出路として使用することは許されない状況にある。このため、発生ずりは工事区域内近傍で処理することが絶対的条件となる。そこで、家屋連担地域には影響なく、ずり捨場として利用できることは、きわめて価値のあることである。

この工事においては、トンネル部の一部を明り巻き構造にして、その上部の谷部を埋め戻すことによって、このトンネル工事にて発生する全てのずり(約30万 m^3)を処理しうる容量を確保するため、明り巻きトンネル上最大で22mの盛土とした。

2-3 明り巻きトンネルの設計

明り巻きトンネル構造となる部分は、最大22mまで盛土するが、坑門の近傍においては盛土斜面の安定上から13m程度の高さに造成面を計画した。これらの完成形に相当する土荷重に対して、表-3に示すように区分して構造計算を行って覆工厚と配筋量を想定した。

表-3 明り巻きトンネル部の想定断面

I. 法	覆工厚 (cm)		主鉄筋の数量		管区区分または管線断面の呼び名	備考
	アーチ部	インバート	アーチ部	インバート		
明り巻きトンネル部	一次	90	50	注1) 内外とも D25×8本/m	内外とも D25×8本/m	A 盛土高13m以下
	二次	40	70	内D32×8本/m 外D29×8本/m	内外とも D19×8本/m	B " 13~22m
	合計	130	70	内D32×8本/m 外D29×8本/m	内外とも D22×8本/m	C " 13~22m
山岳トンネル部	上半先導部	60	—	—	—	I
		70	—	—	—	II
		70	50	—	—	III
	側壁先導部	70	50	—	—	IV
	側壁先導部	二次 90 二次 40 合計 130	70	内D22×4本/m 外H-250×0.5m	内外とも D16×4本/m	V 非常駐車帯用の転輪断面

注1) 主筋数量の8本/mはトンネル延長1m当たり8本(12.5cmピッチ)を示す。

明り巻きトンネル部と山岳トンネル部との接続構造は、図-7に示すとおり想定したものである。

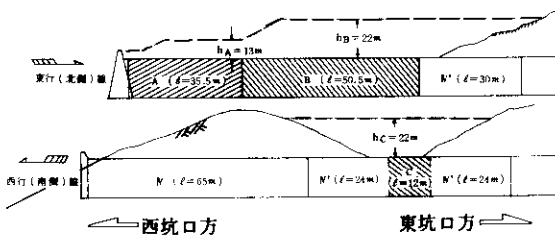


図-7 明り巻き部の接続構造

現状での明り巻きトンネルの設計々算法は、「開削トンネル指針(昭和52年)土木学会」に示されているように、開削→構築→埋戻しという過程は同じであるが、ほとんどがボックス断面でかつ盛土高さの低いものを対象としたものである。

次の条件により算定した明り巻きトンネルの断面は、図-8に示すように、盛土高さ22mに対して必要な内空断面を確保するためには、側壁と底版厚さ2m、頂版厚さ3mのRCボックスカルバートとなる。一方、閉合アーチ断面とした場合

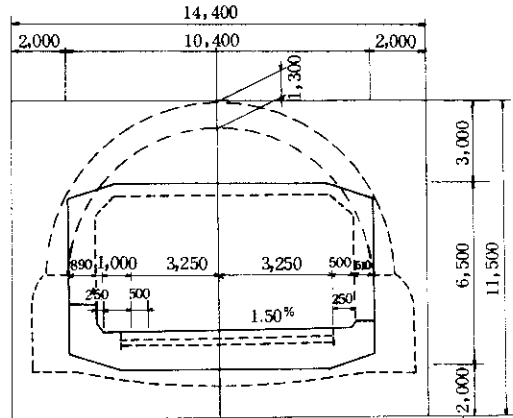


図-8 明り巻きトンネル断面の想定(単位:mm)

には、最大盛土高さに対してもアーチクラウン部の覆工厚さ1.3mのRC構造で安定がえられる。

山岳トンネルとの接続部の構造の安定性(なじみ)や施工性を考慮すると偏圧に対しての対応性は劣る面はあるが、アーチ形状とすることが好ましい。加えて、RCボックス断面よりも経済性の面でも、アーチ形状の方が61%程度に抑制することができる。これらを勘案して明り巻きトンネル部の形状はアーチ形を採用することとした。なお、山岳トンネル部の標準断面は図-9に示すとおりである。

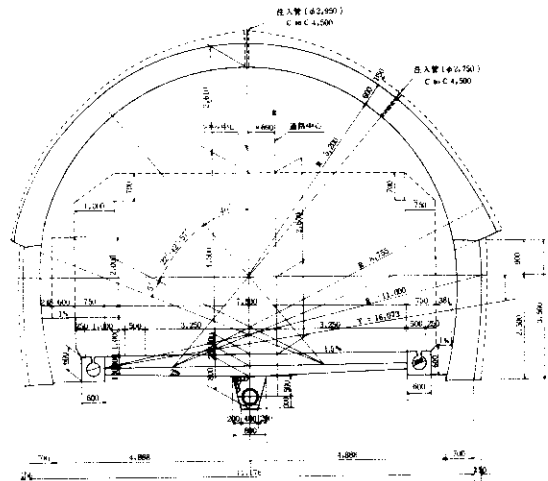


図-9 藍那トンネルの標準断面図

<算定条件>

(1) 土被り荷重：

図-10に示すようにトンネル直上部とバックシ

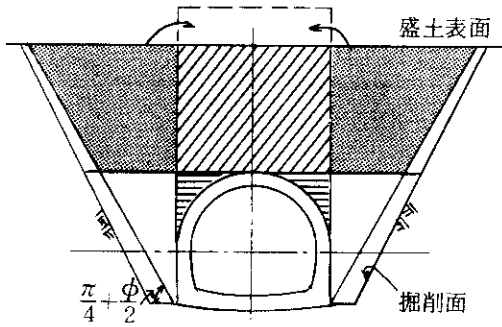


図-10 明り巻きトンネルの土荷重

ェイド部分も含めた広い範囲の土荷重を考慮し、水圧、浮力に対して鉛直土圧係数 1.2 とする。

(2) 土 圧：

完成時（盛土高さ22m）に対しては静止土圧係数=0.50とし、施工時（盛土高さ0~22mの範囲）に対しては主働土圧をクローン土圧により考慮する。また、地震時土圧は完成時の状態で0~5mについて考える。

(3) 水 圧：

トンネル天端高さまでの水頭を考慮する。

(4) トンネル内荷重：

路盤、舗装重量、活荷重を考えない。

(5) 温度変化：

土被り5mまでは $\pm 10^{\circ}\text{C}$ 、5~22mまでは $\pm 5^{\circ}\text{C}$ を考慮する。

(6) 地震荷重：

坑口付近の土被り0~5mまでの区間について水平係数0.20を考える。

(7) 施工時荷重：

土被り偏載高さを2.0mとし、D8ブルドーザーによる地中部の衝撃係数0.30を考慮する。

(8) その他

地盤支力係数は軟岩部として $50\text{kg}/\text{cm}^2$ とし、水平方向セン断ばね定数は $K_s = \frac{1}{2} K_v$ とする。

2-4 明り巻きトンネル覆工厚の低減

明り巻きトンネルの断面はRC閉合アーチで盛

土高さ22mに対して、アーチクラウン部の厚さ1.3mで安定することが確認できた。しかしながら、この事例のような盛土高さの高い地中の構造物にあっては、土圧の大きさと方向が不明なうえに、構造物壁との境界条件も明らかではない。さらに、コンクリート打継目の挙動も大きく変化し、真の構造物の耐力を正しく評価することは難しい問題である。

従来トンネルの施工実績やアーチコンクリートの変形法による挙動試算例及び土研の実験によると、トンネル完成後の受働土圧の働きを考慮した場合、必ずしも覆工厚を厚くすることは好ましくないことが判明している。

そこで、次のような条件を考慮して明り巻きトンネル部の覆工厚さを低減することとした。

(1) 埋戻し各段階ごとの覆工の変形を容易にし、軸力は発生するが、曲げモーメントの発生は極力抑制する構造とする。

このためには、山岳トンネルのように大きな受働土圧が期待できる条件であれば覆工厚さ1cmで土荷重HP \div 1.0mに耐えられるという土研の実験データがある。また、覆工を一度に施工したものに比較して一次巻き、二次巻きと2回に分けて施工したものは20~30%の耐荷力の増加が期待できることが判っている。

(2) 一次覆工にひびわれが発生した場合にも、補強や化粧巻きなどにも使える二次覆工用空間として40cmの内空余裕を残すことができる。

すなわち、一次巻きに例えひびわれが発生しても、受働土圧が期待できれば地中応力の再配分を受けて耐力を維持し、終局的にはひびわれなしの80%程度の耐力が評価しうることが確認されている。そこで、一次覆工にひびわれの入ることは恐れる必要はなく、むしろひびわれの入り難いように内部から補強し、左右均等に盛り上げ、良く締固めて十分な受働土圧が期待できるように施工する。

(3) 覆工脚部を確実に固め、覆工応力がインパクトに十分伝達しうる構造とする。

(4) 盛土施工中は現場での計測管理を行い入念な施工を行う。

以上のような条件に合致する施工が可能であり、

アーチクラウン部の厚さ90cmに対しては盛土高さ13m程度までは前述の構造計算にて安定が確認できている。加えて、22mの盛土高さに対して鉄筋の許容応力は10~20%程度越えるのみであることから、計算で考慮しえない受働土圧が20%程度期待されれば、十分な耐力が確保できる。これらの点を計測管理にて確認しつつ入念な施工を行えば、クラックの発生を抑制することができ、二次覆工が必要ない場合には30~40%経済的な構造となる。

以上のことから、明り巻き部のトンネル覆工は図-11に示すアーチクラウンの厚さを90cmのRC-

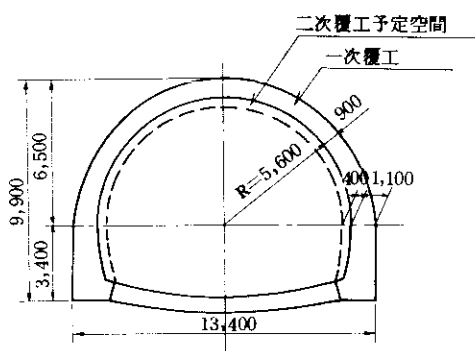


図-11 明り巻標準断面(単位: mm)

次覆工構造とすることとした。なお、鉄筋はD29 125mmダブルに配置することとしたものである。

3. 明り巻き部の施工

3-1 盛土の施工

明り巻きトンネル部の施工でもっとも留意しなければならないのは盛土の施工である。地山の受働土圧に期待した薄肉覆工を採用しているので、設計通りの入念な施工が必要となる。

盛土材料にはトンネルずりを使うが、山岳トンネル部の掘削において、マトリックスが水に弱い礫岩、礫灰質砂岩に遭遇することが想定された。中でも、西坑口周辺部の岩質は、東側 $\frac{2}{3}$ の区間の岩質に比較して幾分良質のようである。

そこで、あらかじめ盛土の基礎部となる区域の地盤を石灰とセメントを混入して $qu=2\sim 3\text{ kg/cm}^2$ まで改良し、盛土開始に先立ち明り巻き側壁コンクリートの外側を図-12に示すように、スプリ

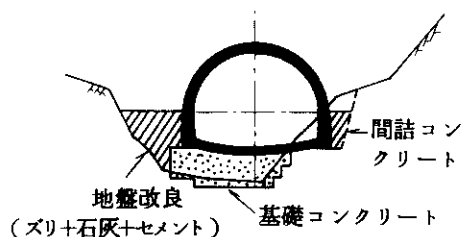


図-12 トンネル基礎部の施工

ングライン高さまで貧配合の間詰コンクリートを打設して脚部を固めた。この上部に良質の発生材料(ずり)にて盛り上げることとした。

このような岩質のずりを材料として使う場合の盛土の施工は、強力な締固めにより岩塊を破碎し、塊状でなくしておくことが必要である。空隙の多い塊状のままでは、時間の経過と共に水の浸透等によって岩塊が自然崩壊し、空洞が逐次発達し盛土の沈下や崩壊の原因となる。加えて、明り巻き覆工に必要な受働土圧が期待できないことにもなる。

締固めは、タンピングランマ(80kg)と振動ローラ(680kg)を用いて、各種の試験施工を当該現場にて実施した。これらの試験結果は図-13に

・試験盛土A・巻出し厚30cm・タンピングランマ ○—○
 ・〃 B・〃 45cm・振動ローラ ○-○-○

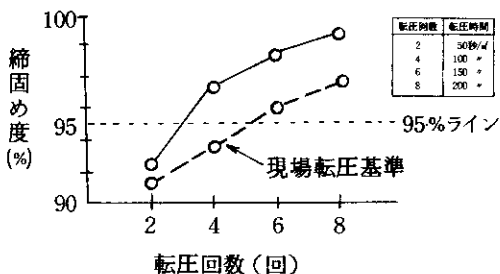
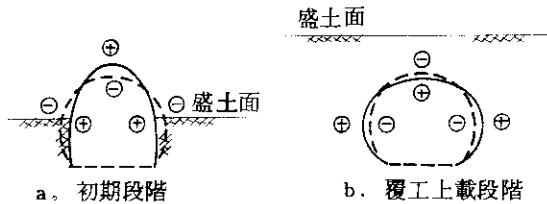


図-13 盛土の試験施工データ

示すように、盛土Aでは4回で、また、盛土Bでは6回で95%以上の締固め度が得られることが確認できた。試験では、振動ローラの巻出し厚さを45cmとしたが、実際の現場では、これらの機械を

併用することとなる。そこで、施工ミスを防止するため、巻出し厚さは30cmに統一して使用することとし、タンピングランマでは4回以上、振動ローラーでは6回以上として盛土の施工管理を行うこととした。

盛土の立ち上りと覆工の変形状態は、例えトンネル左右の盛土高さを均等にして偏圧をかけないように注意しても、図-14に示すように、上載荷



図中⊕は引張り⊖は圧縮を、また点線は覆工完成時、実線は変形状況を示す

図-14 盛土の立ち上りと覆工の変形

重の期待できない初期段階には側面に引張り亀裂が入りやすい。また、盛土高さが高くなると逆にクラウン部が沈下する現象を生ずる。この段階で受働土圧が期待できないと、この現象が助長されることになる。

荷重の載荷状況(盛土高さ)に応じて、トンネル内空変位量及び鉄筋・コンクリートの応力等の計測をしつつ、盛土の施工管理を実施したものである。

3-2 計測管理

トンネル周辺部の盛土施工により、トンネル覆工が地中でどのような挙動を示すかを確認し、トンネル覆工に悪影響を与えないように盛土を施工するため、図-15に示すように種々の計器を配置

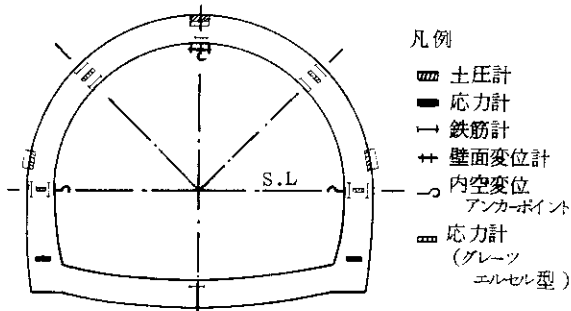


図-15 計測機器の配置図

して計測管理した。計測は明り巻きトンネルの施工延長を考慮して東行線2点、西行線1点の3断面とした。

計測は、トンネルの安全性の確認、二次覆工の要否決定を主目的として次の3種を把握することとした。

- (1) 盛土施工によりトンネルに作用する土圧
- (2) トンネル覆工内部に発生する応力
- (3) トンネル覆工壁面、内空断面に生ずる変位

これらの計測データを用いてFEM解析結果を逐次修正して、トンネル挙動を予測し、1日の盛土施工に必要な管理情報を提供した。

以下に、盛土高さ22mまでの測定結果を示す。

- (1) 盛土高さと土圧の関係

図-16に示すように、ほぼ計算値(盛土の単位

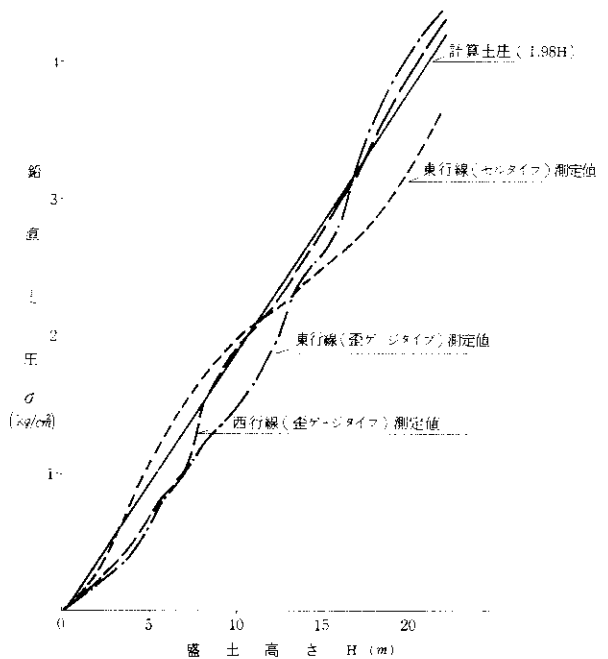


図-16 鉛直土圧と盛土高さ

体積重量×盛土高)に等しい値を示している。歪ゲージタイプのは盛土高17m以上にて計算値より大きな値を示す傾向にある。これはトンネル部に比較して盛土の変形が大きい、トンネル部にいく分かの応力集中現象が発生するためと考えられる。

一般の岩トンネルにみられるようなグラウンドアーチの発生は期待できず、全土荷重が鉛直荷重として作用していることが確認された。

水平土圧と盛土高さの関係は、図-17に示すよ

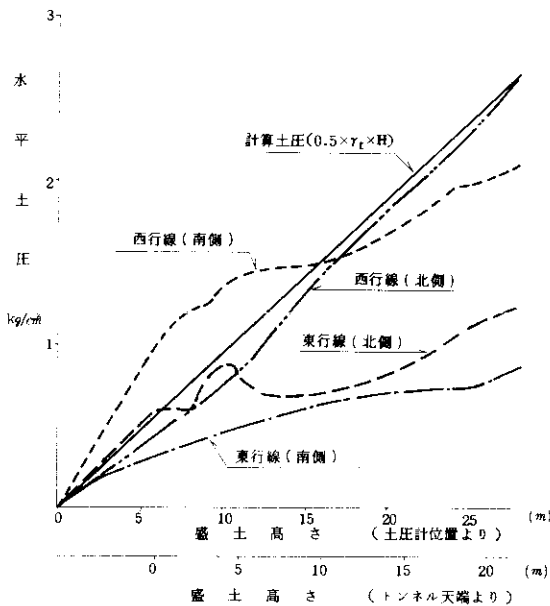


図-17 水平土圧と盛土高さ

うにバラツキが大きい。これは、トンネル側方が狭小な谷であり、盛土のアーチアクションの形成とトンネル覆工壁面の変位状況により、その発生機構が大きく異なること。また、きわめて局所的な計測であり計器の設置状況等誤差も含まれて、計算値より大きな値を示しているものと考えられる。しかし、期待した覆工の受働土圧の発生は、一様でないことが確認された。

(2) 盛土高さとコンクリート応力の関係

図-18に示すようにコンクリート応力は、大きくバラツキ、きわめて小さな値のみしか観測されていない箇所もある。コンクリート応力を現場で正確に把握することは困難な場合が多いが、この場合にも、計器とコンクリート壁面との間に空隙を生じていたものと考えられる。最大として、盛土高さ22mに対して20kg/cm程度の値を示しており、計算値と合致しているものもある。

薄肉覆工というものの90cmのRCコンクリート

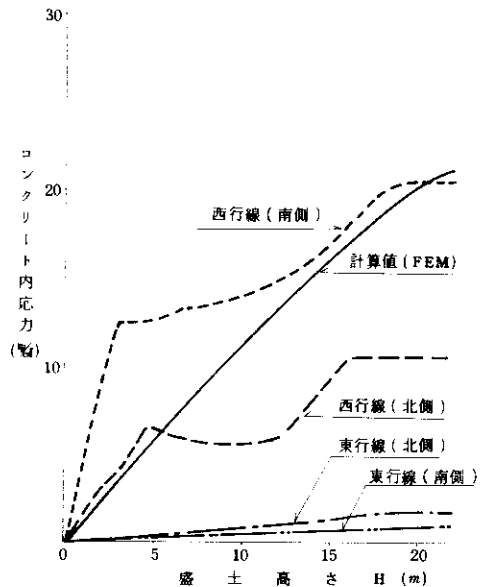


図-18 コンクリート内応力と盛土高さ

断面を有していることから、この程度に抑制されているものと考えられる。

(3) 盛土高さと鉄筋応力の関係

代表として盛土高さ21mの場合の鉄筋応力の測定結果を図-19に示す。トンネル天端内側及びイ

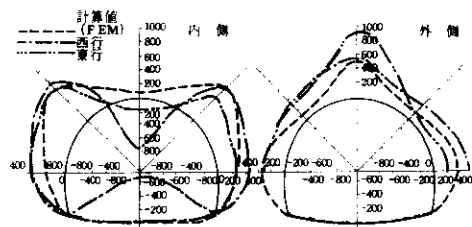


図-19 鉄筋応力計の測定結果

ンパート部に引張応力が他の部分では圧縮応力が作用している。これらの応力の発生状況は、計算値とよく一致している。トンネル内側においては、アーチ肩部付近で最大を示し、盛土高さ21mで600~700kg/cmである。また、トンネル外側においては、トンネル天端付近で最大を示し、500~900kg/cmである。インパート部においては、実測では引張応力が観測されており、計算値と状況を異にしている。これは、計算上の仮定として、

トンネル底部を固定としていることによるものである。

トンネル天端内側で計算値より大きな引張力が発生していることを考慮すると、内側と外側の鉄筋の応力状態が異なり、複鉄筋の効果が発揮されているものと考えられる。

(4) 盛土高さとの内空変位の関係

図-20に示すように、盛土高さが増加すると共に天端とS L間の内空では縮まり、S L～S L(側壁間)ではやや広がる傾向にある。計算値と比

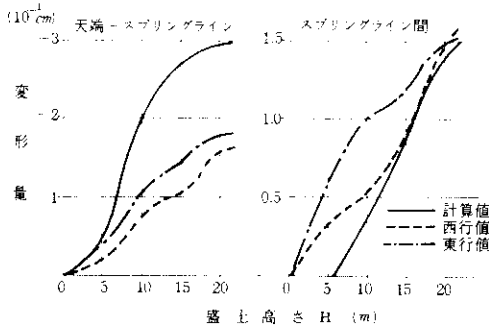


図-20 内空変位と盛土高さ

較すると変位量に差はあるものの傾向が一致している。盛土の最終高さ22mにあっても、変位量は2~3mm程度と想定されることから、測定誤差も大きいものと考えられる。

測定結果からすると内空変位の最大値は1.8mm程度であり、トンネル覆工に悪影響を与えるものではなく、盛土完成時にあっても十分な耐力を有するものと判断される。

おわりに

高盛土下の大断面明り巻きトンネルについて、地山とトンネル覆工の挙動を計測管理により有効に利用した設計・施工を中心に紹介したものである。

このトンネルは、数枚の写真に示すように、明り巻き部の盛土を含めて昭和55年10月に完成した。

明り巻きトンネルの設計施工における最大の苦心は、設計で考えた通りの施工が実際の現場で可能かどうかという点であった。このため、工事に

あたっては、盛土基礎地盤の改良、明り巻き覆工の配筋、厚さの確保、脚部の根固め、山岳トンネルの接続部の山止め、盛土の締固め管理、計測にもとづく盛土施工高の管理、排水処理等入念な施工を強要することとなった。加えて、東行線の明り巻き部と並列した西行線の山岳トンネル部の施工にあたっては、掘削による地山のゆるみを最少に抑えるために、機械掘削を採用して偏圧の防止に努めた。

これらの種々の工夫と入念な施工により、明り巻きトンネル部の施工は、計測結果からも明らかのように、偏圧を受けることもなく、耐力的にも覆工に過大な応力を発生させることなく安定させることに成功したものである。

このトンネルの完成後、明り巻き部の覆工内面のクラウン部に、最大幅0.05mm程度のひびわれがトンネル長手方向に2~3本発生していることが確認された。このひびわれは計測された応力からみても、引張領域部に発生したものであり、予測されたものであるが、約1年間にわたってその挙動を追跡調査した。クラックゲージによるひびわれ幅と鉄筋応力、内空変位との関係を定期的に観察したところ、何ら変化はみられず進行性のものではなく、このひびわれにより安定した応力の再配分が完了しているものと判断された。

これらの調査結果等を総合的に勘案して、二次覆工の必要なしとの結論を得ており、きわめて経済的な設計施工に成功することができた。

盛土中のトンネルの挙動は不明な点も多いが、薄肉覆工で地山のなじみを良くし、覆工の受働土圧を有効に利用する手法は、同種の山岳トンネルの設計施工に大いに役立ち、計測管理データは貴重な資料となるものと考えられる。

このトンネルの設計施工にあたっては、(社)建設機械化研究所長 三谷健氏を委員長とする「藍那トンネル設計・施工上の問題点検討委員会」にて、審議をお願いし、貴重な意見をいただいたものである。

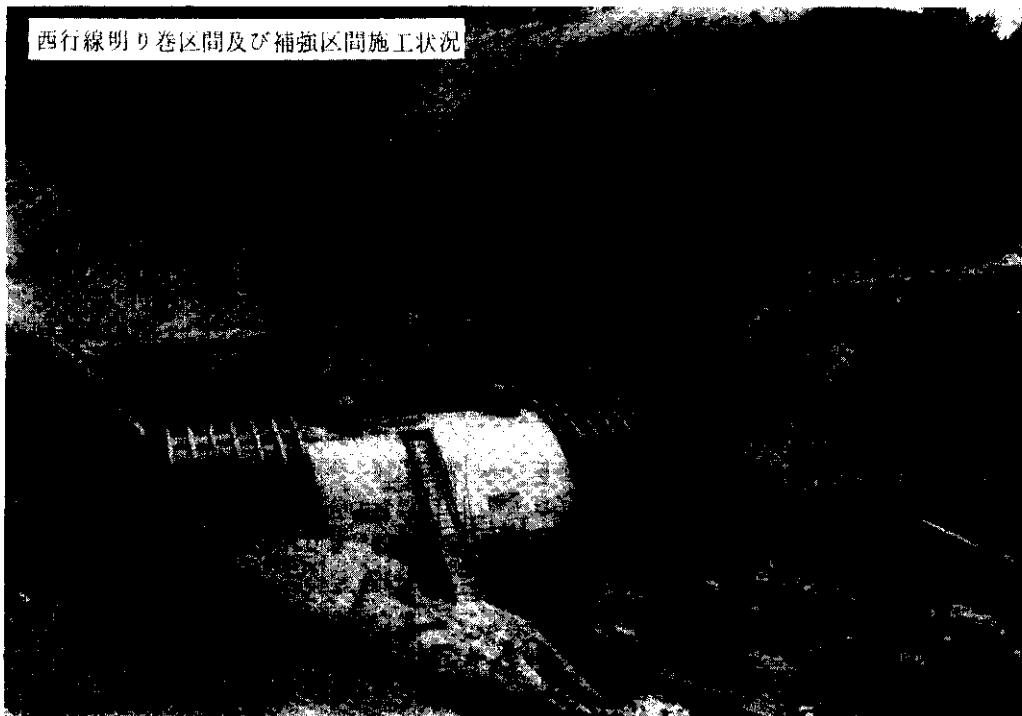
末筆ながら、尽力をいただいた委員諸氏及び施工にあたって日夜労苦を共にしていただいた関係諸兄に深く感謝の意を表します。

参考文献

1. 藍那トンネル明り巻き部の設計施工について
石塚幹剛、三ヶ本義文 第33回建設省技術研究会
2. 藍那トンネル設計・施工上の問題点検討業務報告書、S 54.3
社団法人建設機械化協会建設機械化研究所
3. トンネル標準示方書(山岳編)(昭和52年)
土木学会
4. コンクリート覆工の強度、今田徹 トンネルと地下 1977 - 8,9
5. 新体系土木工学、トンネル I(1)
長友成樹、天野礼二
6. 藍那トンネル応力、変形測定報告書、S56.4
7. 藍那トンネルの設計と施工(その1)
三ヶ本義文、大隣真一 第12回技術研究発表会 阪神高速道路公団
8. 藍那トンネルの設計と施工(その2)
三ヶ本義文、大隣真一 第13回技術研究発表会 阪神高速道路公団
9. 北神戸線岩盤判定マニュアル報告書、S 54.3



西行線明り巻区間及び補強区間施工状況



工事完了状況

