

トンネル直上の高盛土を考慮した二次覆工の設計

Design of Tunnel Lining Considering High-Embankment above the Tunnel

大石 一明*
Kazuaki Ohishi

中島 孝生**
Takao Nakajima

岡井 崇彦*
Takahiko Okai

福山 新二**
Shinji Fukuyama

坂口 秀一***
Shuichi Sakaguchi

神崎 秀一**
Shuichi Kouzaki

要 約

第1紫尾山トンネルの起点側坑口より約600m付近には、土被り1D以下の沢部が約120mにわたって存在する。この沢部には、二次覆工打設後にトンネル掘削ズリが数年間にわたって盛土され、最大盛土高さは約30mとなる。

この盛土荷重に対してトンネルが安定を維持するために、地山形状や施工手順を考慮した有限要素法による構造検討を行った。検討では、考えられる対策工に対して、二次覆工断面力、施工性、経済性を比較検討し、最適な対策工を追求した。

検討の結果、偏土圧防止用人工地山の構築、高強度コンクリートおよび高強度鉄筋の使用による断面補強を行う対策工を採用した。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 検討箇所の概要
- § 3. 対策工必要範囲・補強区間の設定
- § 4. 二次覆工の設計
- § 5. 高強度コンクリートの配合と試験結果
- § 6. 計測計画
- § 7. おわりに

§ 1. はじめに

全国新幹線鉄道整備法に基づく整備計画が定められている整備新幹線のうち、九州新幹線はその整備が積極的に推進されている路線の一つである。

第1紫尾山トンネルは、その九州新幹線鹿児島ルート

(八代～西鹿児島間、延長約125km)のうち、鹿児島県出水市武本地内における延長2,435mのトンネルである(図-1)。本トンネルの63k368m(トンネル起点側坑口より約600m)付近は沢地形を呈し、延長約120mにわたって土被り1D(D:掘削幅)以下の区間が存在する。また、その最小土被りは、0~1m程度であることが確認されている。

この沢部は貴重な土捨場とされており、当該トンネルの二次覆工打設後に掘削ズリが盛土され、将来公園などに利用される計画である。その最大盛土高さは約30mである。したがって、掘削時のトンネル土被りが小さいこと、二次覆工打設後に盛土されることから、グラウンドアーチの形成は困難であり、盛土高さ相当の全鉛直土圧がトンネルに作用し、トンネル覆工には大きな断面力が発生するものと判断した。

既往の文献¹⁾によれば、土被りの小さいトンネル直上の高盛土施工は数例あり、その対策工はRC防護アーチの構築、覆工厚の増加、軽量盛土等により施されている。しかし、施工後の観察・計測の結果、覆工にクラックの

*土木設計部設計課

**九州(支)新幹線第1紫尾山(出)

***関西(支)土木部土木課



図-1 検討箇所位置図



図-2 検討箇所平面図

発生、トンネル縦断方向の不等沈下等の問題が報告されている。

本報告は、FEM解析を用いて、トンネル直上の高盛土を考慮した二次覆工の設計を行った事例について報告するものである。

§ 2. 検討箇所の概要

検討箇所は、トンネル起点(62k797m)側坑口より約600mに位置する。図-2に検討箇所平面図、図-3に検討断面図を示す。トンネル概要、地形・地質概要は以下の通りである。

(1)トンネル概要

工事名：九幹鹿，第1紫尾山トンネル他1，2
 発注者：日本鉄道建設公団 九州新幹線建設局
 工期：平成8年9月6日～平成11年11月29日
 諸元：トンネル延長 $L=2,435\text{m}$
 掘削断面積 $A=79.9\text{m}^2$
 機械掘削方式NATM

(2)地形・地質概要

当該トンネルは、出水平野の南方、出水山地から連なる標高200m程度の丘陵部に位置する。トンネル計画位置の土被りは比較的小さく、最大でも70m程度である。中でも検討箇所付近では、最小土被りが0～1m程度となる。

検討箇所の地表面には希少植物のヒノタニシダが群生し、また国有保安林に指定されているため、事前に人工地山を構築し土被りを確保することや開削工法を適用することは工程の関係から困難であった。

当該地域の地質は、中生代ジュラ紀から白亜紀の四万十層群であり、主に砂岩・頁岩・輝緑凝灰岩・砂岩頁岩互層より構成される。

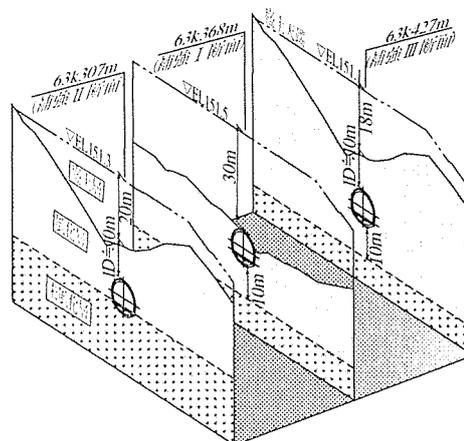


図-3 検討断面図

§ 3. 対策工必要範囲・補強区間の設定

3-1 対策工必要範囲の設定

対策工必要範囲は、工事の順序の制約上から既設トンネルに対する上部盛土の近接施工と位置付け、参考文献²⁾に示されている「トンネル上部の盛土」の指標より設定することとした。図-4に近接度の区分を示す。

図-4より、(a) $H < 1D$ (H :盛土前の土被り、 D :掘削幅)となる区間は、地山上部に盛土を行う場合には盛土高さに関わらず対策工が必要となる。このため、土被り $1D$ 未満の63K307m～63K427m区間は、無条件で対策工必要範囲となる。

また、(b) $1D \leq H < 3D$ となる区間は、盛土高さが土被りの $1/2$ 以上になると対策工が必要となる。そこで、図-5より土被り $1D$ 箇所と $2D$ 箇所において、土被りと盛土高さの関係が $2:1$ となる高さを設定し、この線と計画盛土高さの線が交差する位置を求めた。その交点は、

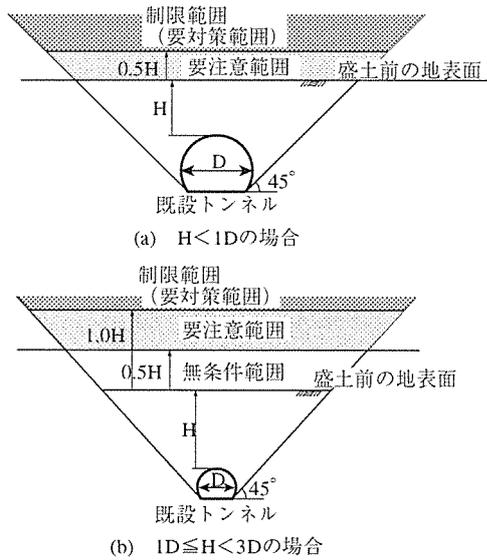


図-4 近接度の区分 (トンネル上部の盛土)²⁾

63K258m, 63K448mである。

以上の結果から、63K258m～63K448mのL=190m区間を対策工必要範囲とした。

3-2 補強区間の設定

対策工必要範囲の地形は、尾根～沢部～尾根の窪地状を呈し、また地山の弾性波速度測定結果では、地表面形状に沿った低速度帯が分布することが確認されている³⁾。このような地形、地質条件において、全区間に同一の対

策工を適用した場合、不経済であると言える。

そこで、図-4に示した近接度の区分においても境界となっている1D以上の範囲を別に区分することとし、起点側土被り1D以上の区間(63k258m～63k307m)を補強Ⅱ区間、終点側土被り1D以上の区間(63k427m～63k448m)を補強Ⅲ区間とし土被り1D未満の区間(63k307m～63k427m)を補強Ⅰ区間とした。

また補強Ⅰ区間は、区間長がL=120mと長いうえ、土被りがほとんどない特別な区間と土被りが0.5D程度確保できる区間に分けることができる。そのため、より経済性を追求するために、前者をI-a区間、後者をI-b区間とした。

図-5にトンネル縦断方向の対策工必要範囲および補強区間を示す。

§ 4. 二次覆工の設計

4-1 検討概要

高盛土による上載荷重に対し、十分安定なトンネル構造を決定することを目的として検討を行った。

事前解析結果より、当初の標準断面形状(図-6)では、アーチ部とインバート部の接合部付近において局部的に大きな断面力が発生すること、また、補強Ⅰ区間では土被りが小さいため、トンネルに偏土圧が作用する傾向が把握された。

そこで、トンネルに発生する断面力を均一に分布させるために、トンネル断面をできるだけ円形に近い形状に

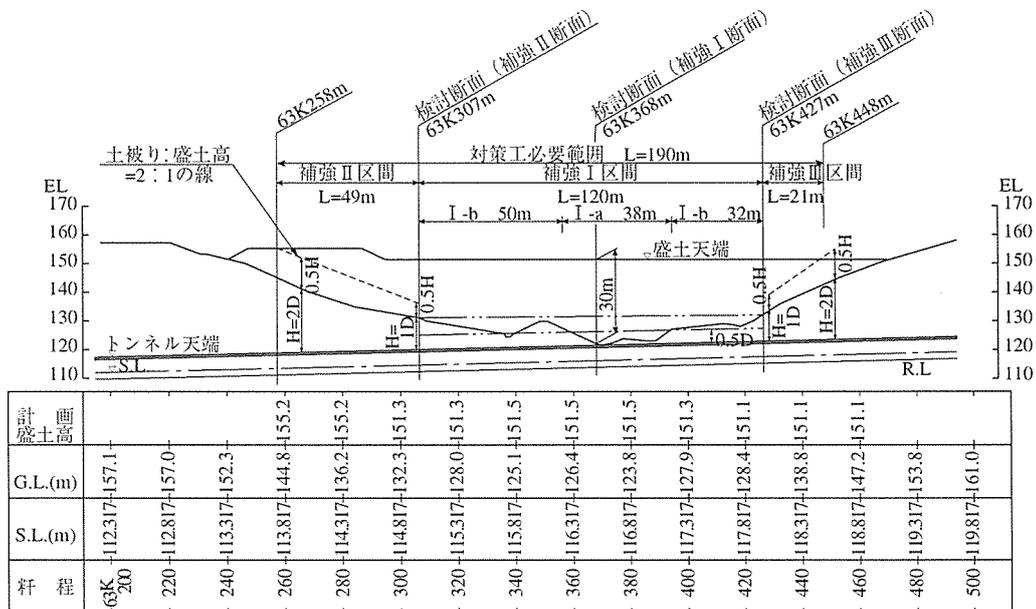


図-5 トンネル縦断方向の対策工必要範囲および補強区間

表-1 物性値一覧

	風化層	未風化層	盛土層	人工地山層	EPS層	地盤改良層
単位体積重量 γ (kN/m ³)	20	22	20	20	0.29	20
粘着力 c (kN/m ²)	70	110	0	0	-	0
内部摩擦角 ϕ (°)	40	42	40	40	-	40
ポアソン比 ν	0.35	0.30	0.35	0.20	0.10	0.2
変形係数 E_0 (kN/cm ²)	18	147	5	18	1	100

表-2 モデル化対象物と要素種類

モデル化対象物	要素種類
地山, 盛土, 人工地山	平面要素 (三角形, 四角形)
吹付けコンクリート	トラス要素
鋼製支保工	梁要素
覆工コンクリート	梁要素

表-3 解析手順 (補強I-a区間)

STEP1 初期応力解析	STEP2 上・下半掘削	STEP3 支保建込み	STEP4 インバート掘削
初期変位 クリアー	応力解放率 35%	支保材 鋼製支保工 (梁要素) H-150 吹付けコンクリート (トラス要素) t=15cm 応力解放率 65%	応力解放率 35%
STEP5 インバート構築	STEP6 二次覆工構築	STEP7 盛土	
応力解放率 65% インバート部材厚さ t=60cm (梁要素)	アーチ部材厚さ t=60cm (梁要素) コンクリート路床構築・自重載荷	一次支保無視 (EI=0) 人工地山 h=2m 盛土載荷 100%	

表-4 補強案の比較

検討案	①コンクリート・鉄筋による補強	②EPS (軽量盛土材) を併用した場合	③トンネル上部にコンクリートスラブを構築した場合	④トンネル側部・下部を地盤改良した場合
概要図				
構造概要	覆工コンクリート $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ 補強鉄筋 (SD390) アーチ 内側 D25@165mm 2段 外側 D25@165mm 2段 インバート内側 D25@165mm 2段 外側 D25@165mm 2段	覆工コンクリート $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ 補強鉄筋 (SD345) アーチ 内側 D25@200mm 2段 外側 D25@200mm 2段 インバート内側 D25@200mm 2段 外側 D25@200mm 2段 EPS (盛土天端より7m下方に設置) 幅50m 高さ5m 長さ38m 総量 約10000m ³	覆工コンクリート $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ 補強鉄筋 (SD390) アーチ 内側 D25@160mm 2段 外側 D25@160mm 2段 インバート内側 D25@160mm 2段 外側 D25@160mm 2段 コンクリートスラブ (トンネル直上に構築) 幅20m 高さ0.5m 長さ38m 総量 約400m ³ 鉄筋 D16@300mm	覆工コンクリート $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ 補強鉄筋 (SD345) アーチ 内側 D16@200mm 1段 外側 D25@200mm 1段 インバート内側 D19@200mm 1段 外側 D16@200mm 1段 地山改良 (トンネル側部・下部を置換) 変形計数E=100kN/cm ² 程度 まで改良するものとして検討実施
施工性	○	○	○	△
経済性	○	×	△	△
総合評価	◎	△	○	△

表-5 各補強案における部材力一覧

検討案	アーチ天端部			アーチ端部			インバート中央部			インバート端部			備考
	部材厚さ (cm)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	部材厚さ (cm)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	部材厚さ (cm)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	部材厚さ (cm)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	60	0.74	2.0	60	-0.82	4.1	60	0.81	1.9	60	-0.63	3.1	採用
①'	80	1.20	1.9	80	-1.30	4.2	80	1.40	1.9	80	-0.94	3.1	
②	60	0.53	1.8	60	-0.66	3.6	60	0.60	1.8	60	-0.52	2.7	
③	60	0.64	2.2	60	-0.85	4.2	60	0.81	2.0	60	-0.65	3.2	
④	60	0.28	1.5	60	-0.53	5.3	60	0.38	1.2	60	-0.41	4.0	

(注) ①' は部材厚を80cmとして①と同条件で検討したものの。

案における部材力一覧を示す。

(1)コンクリート・鉄筋による補強

本案は、トンネル覆工厚を増加させ、二次覆工の断面剛性を増加させることを目的としたものである。覆工厚は、これまでのトンネル実績から $t=60\text{cm}\sim 80\text{cm}$ の場合で解析比較を行った(表-5①, ①')。

検討の結果、部材剛性の増加に伴って、断面積および断面係数の増分よりも断面力の増分の方が大きくなる傾向が現れた。結果的に覆工を厚くすることにより、部材応力度が増加し、許容応力度を満足しないことが判明した。よって部材厚 $t=60\text{cm}$ 程度が最適であるものと判断した。

また、二次覆工へ高強度コンクリートを採用するとともに、覆工の内側・外側に配置した補強鉄筋によって、断面補強を行う場合について検討した。その際、所要の鉄筋量を確保するには、鉄筋径を大きくする必要があった。しかし、極太鉄筋は坑内での施工性が悪く、なおかつ配筋ピッチが小さいとコンクリートの充填性を阻害することが考えられるため、高強度鉄筋(SD390)を採用するとともに、鉄筋径を25mmまでにとどめるよう配慮した。

検討の結果、設計基準強度 50N/mm^2 の高強度コンクリートと補強筋D25を165mmピッチで内外各2段配置することで、安定を確保することができるものと判断した。

(2)EPS(軽量盛土材)を併用した場合

本案は、盛土材の一部をEPS(軽量盛土材)で置き換えることによる荷重の低減によって、二次覆工に発生する断面力を低減させることを目的としたものである(表-5②)。

検討の結果、厚さ5mのEPSを幅50m程度配置した場合が、断面力の低減に対して最も効果があることが明らかとなった。しかし、材料費が高価で経済性に劣ること、および土捨場容量の低下を招くこと等から採用を見送った。

(3)トンネル上部にコンクリートスラブを構築した場合

本案は、トンネル上部にRCスラブを構築することにより、盛土荷重によって生ずるトンネル天端付近の曲げモーメントを低減させることを目的としたものである

(表-5③)。

検討の結果、トンネルアーチ部の断面力の低減に若干の効果があるが、アーチとインバートの接合部では逆に増加傾向を示すことが明らかとなった。

(4)トンネル側部・下部を地盤改良した場合

本案は、トンネル周囲に、地山より大きな変形係数を有する改良域を形成することにより、トンネルの地山側への変形を抑えることを目的としたものである(表-5④)。

検討の結果、改良域の形成により、二次覆工に生じる断面力は低減する傾向にあった。しかし、十分な低減が得られなかったうえ、当該地山は、亀裂の発達した砂岩であるため、所定の地山改良効果が得られない場合、二次覆工への負担が増加することが懸念された。したがって、その効果の確認の困難さ、経済性の面から採用を見送った。

以上の対策工を比較検討した結果、本工事が前例の少ないケースであることから、確実な設計・品質管理が行える工法が要求され、また他工法より経済性に優れることから(1)案を採用した。各検討断面での解析結果より決定した各補強断面の配筋図を図-9に示す。

§ 5. 高強度コンクリートの配合と試験結果

検討の結果、トンネル断面には大きな断面力が発生するため、二次覆工コンクリート強度に通常 ($\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$) の2倍以上大きい高強度コンクリート(最大 $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$) を採用する必要があるとの結論を得た。

一般に高強度コンクリートは、水セメント比W/Cが小さく、セメント量が多いという特徴を有しているために、発熱量が大きく温度応力によるひび割れが発生する可能性が高くなる。そこで、今回は施工後上載荷重を受けるまでの時間に余裕があることに着目し、長期的に硬化を進展させることによって水和熱の上昇を抑えることが賢明であると考えた。よって、設計基準強度を保証する材齢は91日に設定した。

コンクリートには、発熱をより小さくする目的で低発熱型セメントを用いるものとした。低発熱型セメントに

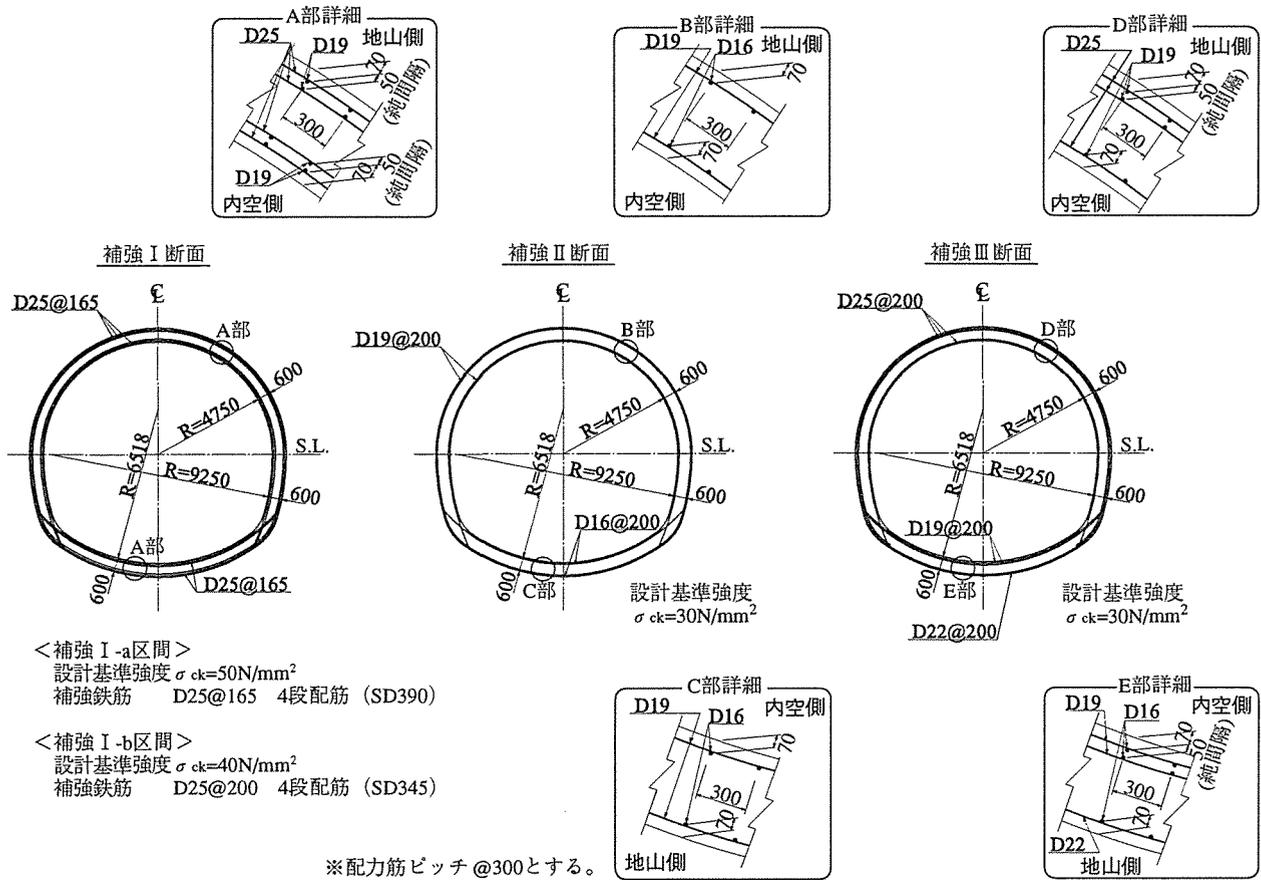


図-9 補強断面配筋図

表-6 覆工コンクリートの示方配合

配合 No	設計基準強度 (N/mm ²)	スランプフロー値 (mm) [No.1のみ] (スランプ (cm))	空気量 (%)	W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量(kg/m ³)					適用
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	高性能 AE減水剤	
1	50	15±2.5	1.5±1.0	39.0	53.0	165	423	938	864	8.46	インハート部
2	50	550±50	1.5±1.0	39.0	53.0	175	449	912	841	8.98	7-7部
3	40	550±50	1.5±1.0	45.0	50.1	175	389	888	917	7.39	7-7部
4	30	550±50	1.5±1.0	50.0	51.0	175	350	919	917	7.35	7-7部

は、水和熱そのものの抑制に加え発熱速度も緩やかにすることができる高ビーライト型セメントを採用した。さらに、発熱量の低減にはセメント量の絶対量を減らすことも効果があるため、高性能AE減水剤を使用することとした。

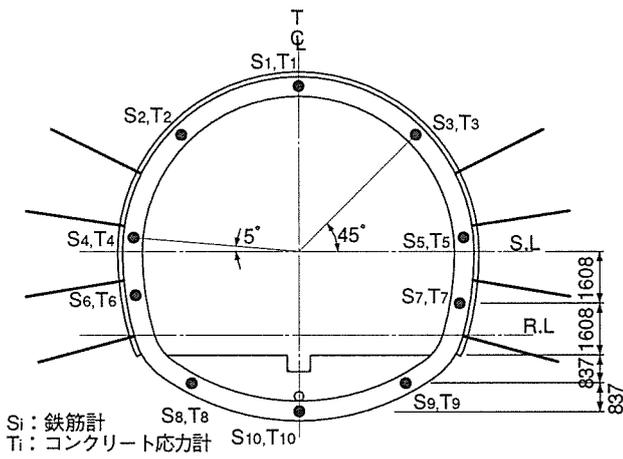
高強度コンクリートは、粉体量が多いので、コンクリート自体の粘性がかなり高い。反面、粘性が高いため分離しにくいという特徴を有しているため、施工性を考え、スランプフロー50cm程度を目標とした。表-6に二次覆工コンクリートの示方配合を、表-7に圧縮強度試験結果を示す。

表-7 圧縮強度試験結果

配合 No	設計基準強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (平均) (N/mm ²)		
		7日強度	28日強度	91日強度
1	50	19.6	50.4	68.0
2	50	17.0	42.5	58.2
3	40	12.7	35.5	49.5
4	30	10.0	32.7	46.0

表一 8 補強部二次覆工計測項目および計測位置

補強区間	補強Ⅱ区間 63k258～63k307					補強Ⅰ区間 63k307～63k427						補強Ⅲ区間 63k427～63k448				
	63k275	63k295	63k305	63k315	63k330	63k340	63k350	63k360	63k370	63k380	63k390	63k400	63k410	63k420	63k430	63k440
計測工A	観察調査	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	天端変位測定	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
計測工B	鉄筋応力測定			○												
	覆工応力測定			○					○		○					



図一 10 計測位置図

表一 9 測定頻度計画

トンネル上部の 盛土高さ	測定頻度
1Dまで	1回/2日
1D以上	3回/1ヶ月

注) D(トンネル外径) = 11m

- (1)断面形状の変更
- (2)偏土圧防止用人工地山の構築
- (3)部材厚の増加 (部材厚 $t=60\text{cm}$)
- (4)高強度コンクリート ($\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$), 高強度鉄筋 (SD390)の採用

今後の課題は、今後数年間に渡って施工される盛土の進行にあわせて、設計において予測した断面力と計測結果を比較し、設計の妥当性および構造物の健全性の検証を行う必要があることである。

本工事は、二次覆工施工後のトンネル上部に30mの高盛土をするという厳しい条件が与えられたが、国土の有効利用の面からみればこのようなケースは今後も十分考えられる。本報が、今後同様なトンネル設計の参考になれば幸いである。

最後に、本工事は設計・施工に当たってご指導、ご尽力をいただいた、日本鉄道建設公団設計技術室・九州新幹線建設局・出水鉄道建設所の各位をはじめ関係各位に深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 例えば 小倉迪郎, 他: 高盛土下の明り巻構造物の応力測定, <東北新幹線第1白石トンネル>, 鉄道土木, 第17巻8号, pp.701-704, 1975.
- 2) 財団法人鉄道総合技術研究所: 既設トンネル近接施工対策マニュアル, pp.102-107, 平成7年1月.
- 3) 日本鉄道建設公団九州新幹線建設局, 川崎地質株式会社: 九建設8第45号, 九幹鹿, 第1紫尾山T地質調査報告書, 平成9年3月.

§ 6. 計測計画

計測は、トンネル掘削による周辺地山への影響を随時把握すると共に、支保構造の妥当性および健全性を検証することを目的として計画した。表一 8 に計測項目および計測位置、図一 10 に計測位置図を示す。表一 9 に測定頻度計画を示す。

トンネル直上の盛土は、今後数年にわたって構築される計画である。

盛土の進行にあわせて、二次覆工各部分の応力状態を把握し、部材の健全性および計画盛土量実施の可否を確認する必要がある。また、盛土途中段階で得られた応力から、最終段階における断面状態を推定し、盛土管理を行う必要がある。

§ 7. おわりに

本報では、土被りの小さいトンネル直上の高盛土を考慮した二次覆工の設計について報告した。

検討の結果、予想する高盛土荷重に対して、以下に示す覆工構造および対策工でトンネルの安定を確保できると判断した。