

RRR工法協会だより

Reinforced Road with Rigid Facing Construction System

No.53 2024.02

3.4 設計結果

下段盛土の設計計算では「永久作用」「変動作用:列車荷重載荷」「変動作用:L1地震時」「偶発作用:L2地震時」「偶発作用:落石時」の合計5ケースを設定し、盛土補強土擁壁としての使用性・安全性・復旧性に対する照査を実施した。

照査の結果、「内的安定」「外的安定」「L2地震時における残留位変の照査」において応答値は小さく、制限値に対して余裕のある結果となった。

一方で、面状補強材の照査では、表3.2に示す通り、復旧性(L2地震時)の照査で最大の設計応答値(タイプ2で設計限界値の97%)を示しているが、復旧性(落石時)の照査では比較的、余裕がある結果となった。この結果は、事前の緩衝材の厚さの設定を適切に実施したことにより、落石に伴う衝撃力が緩和され、下段盛土への作用が低減できたためと考えられる。これは、緩衝材の荷重分散効果が本設計に大きく寄与したことを確認できる結果であった。

4.施工

下段盛土のアプローチブロック施工に当たっては、設計どおりセメント改良($qu=2000kN/m^2$)した粒度調整碎石(M-40)を層厚15cmごとに転圧し、層厚30cmごとに補強材を敷設したが、所定の強度を発現するためのセメント量は4.3kg/m³(2.4%)を要した。締固めの管理基準値は、 K_{30} 値が150MN/m²以上、締固め密度 ρ_{dr} が「E-b」法による室内試験で求められる土的最大乾燥密度 ρ_{dmax} の95%以上とした。

5.おわりに

本報文では、落石の影響を受ける2段式RRR構造物の設計・施工事例を紹介した。下段盛土の施工は平成30年5月に、上段盛土及び緩衝

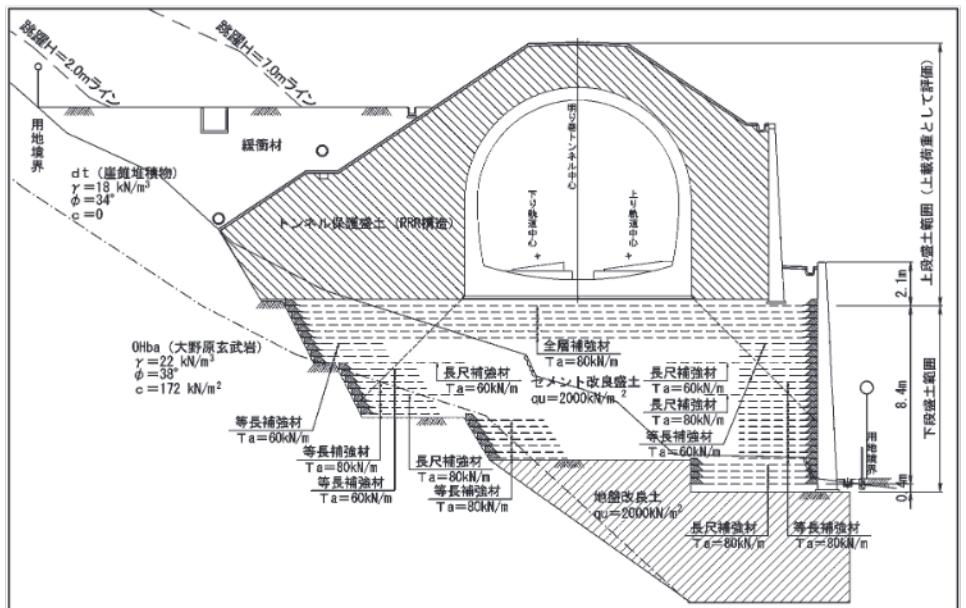


図3.2 下段盛土 標準断面図【長崎方を望む】

表3.2 補強材破断強度照査結果

照査項目								
作用ケース名	使用性		安全性		復旧性			
	永久作用	変動作用 (列車荷重)	変動作用 (L1地震時)	偶発作用 (L2地震時)	偶発作用 (落石時)			
補強材引張強力 T_a (kN/m)	36.3	38.7	39.4	69.3	38.9			
最下段	景下段	景上段	最上段	景下段	最下段			
引張強度の特性値 T_a (kN/m)	0.8			1.0				
材料修正係数 ρ_n	81			101				
材料係数 γ_a	0.6	0.7	0.8		0.8			
設計引張強度 T_a (kN/m)	49	57	65		81			
率差 T_a/T_d	0.74	0.68	0.61	0.86	0.48			
判定	OK	OK	OK	OK	OK			
補強材引張強力 T_a (kN/m)	41.1	43.5	41.7	78.8	46.2	44.2	42.8	
最下段	景下段	景上段	最上段	景下段	最下段	最下段	最下段	
引張強度の特性値 T_a (kN/m)	0.8			1.0				
材料修正係数 ρ_n	81			101				
材料係数 γ_a	0.6	0.7	0.8		0.8			
設計引張強度 T_a (kN/m)	49	57	65		81			
率差 T_a/T_d	0.84	0.76	0.64	0.97	0.57	0.55	0.53	
判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	



材の施工は令和4年4月に完了し(写真4.1,写真4.2参照)、去る令和4年9月23日に西九州新幹線として開業したところである。

落石対策として落石防護擁壁・落石防護柵等の落石防護工を設置するのではなく、本構造のように緩衝材を含めたトンネル構造で落石の影響を受け止める構造を実現できたのはRRR構造体の高い耐力・耐震性によるものと考えられる。本報告が、今後の設計や施工の参考になれば幸いである。最後に本報文の執筆にあたりご協力いただいた関係各位に謝意を表する。

【参考文献】 1)日本道路協会:落石対策便覧 2018. 2)RRR工法協会:RRR-B工法材料マニュアル 2017.

事務局だより

■令和5年度 技術講習会を開催しました
東京都市ヶ谷にて令和5年度RRR工法協会 技術講習会を2023年11月29日(水)に対面形式にて開催しました。200名以上のご参加申込みをいただきまして、盛況のうちに終了しました。

■RRR工法協会 令和6年度定時総会 開催のお知らせ

下記の通り開催いたします。ご多忙中恐縮でございますが、是非ともご参加くださいますようご案内申し上げます。

1.開催日時:2024年7月5日(金)
定時総会 16時30分~17時30分
懇親パーティ 17時30分~19時

2.開催場所:ホテルメトロポリタンエドモント
定時総会 1Fクリスタルホール
懇親パーティ 2F悠久

【編集委員会名簿】

委員長:佐藤靖彦(西松建設㈱) 委員:神田隆真(前田建設工業㈱)・田中翔太(㈱クラレ)・西村淳(三井化学産資㈱)・小阪拓哉(㈱複合技術研究所)
事務局:田村幸彦・川上美子(㈱複合技術研究所)

【協会事務局】

〒160-0004 東京都四谷1-23-6 協立四谷ビル5F (㈱複合技術研究所内)

TEL:03-5368-4103 FAX:03-5368-4105 ホームページ <https://www.rrr-sys.gr.jp>



写真1.1 対象構造物箇所全景
(武雄温泉方(起点側)から塩鶴トンネル入口を望む)



写真1.2 斜面転石状況 (直径1~2m転石多数)

『西九州新幹線、塩鶴トンネル入口部の2段式RRR構造物』
独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 九州新幹線建設局 大村鉄道建設所
株式会社トニチコンサルタント 西日本支社

1.設計概要

1.1 現地状況

本報文で紹介する2段式RRR構造物は、西九州新幹線(武雄温泉-長崎間)(以下、西九州新幹線)の嬉野温泉駅-新大村駅間の塩鶴川流域の標高100m付近の西向き斜面に当たる塩鶴トンネル入口周辺に位置する(図1.1,写真1.1参照)。本構造付近の斜面は、安山岩溶岩で構成される山頂部から剥落した安山岩岩塊(転石・玉石)が多数認められる傾斜地(30~35°程度)であり、上位斜面上には直径1.0~2.0mの転石が不安定な状態で多数分布している(写真1.2参照)。塩鶴トンネル入口直上においても、急崖を呈し、その上方斜面には、直径0.2~1.0mの風化した安山岩礫が浮き石化している。

また、図1.2に示すように、本構造の起点側には塩鶴川(砂防指定・橋りょうの交差角45°)が流れおり、塩鶴川橋りょう(L=40m)を含めた彼杵トンネル出口から塩鶴トンネル入口までの限られた範囲(当初計画:延長約100m)で構造計画を行う必要があった。

1.2 構造計画

塩鶴トンネル入口は塩鶴川橋りょう終点から40m程度の位置であり、この範囲の構造形式は鉄道盛土として一般的なRRR工法による盛土補強土擁壁が計画されていた。

一方、塩鶴トンネル入口の本線左側(東側)の地山は急勾配斜面であり、本線への近接度も高い。また斜面調査の結果、転石が広範囲にわたりて存在し、その寸法も写真1.2で示すように直径1.0~2.0mと大きいことが判明していた。

このような現場条件に対し、落石防護工、落石予防工のいずれを採用した場合にも規模が巨大となりすぎることが懸念されたため、塩鶴トンネル入口では、「発生した落石をトンネル構造で受け止める対策」方針に決定した。この方針により、塩鶴トンネル入口部のトンネル保護盛土



図1.1 位置図

(明り巻きトンネル)の長さを、当初の15mに加えて起点方へ20m延伸した合計35mとすることで、本線左側(東側)の地山からの転石が軌道内に及ばない計画とした(写真1.2参照)。

以上より、この区間の構造形式は「落石の影響を受け止め防護する明かり巻きトンネルを含む保護盛土」を上段の盛土、「その上段盛土を支持する盛土補強土擁壁」を下段の盛土として計画した。なお、上段盛土は縦面へ坑門壁面を設置したRRR工法による補強盛土構造物とすることによって、塩鶴トンネル入口の坑門工も兼用することとした。

2.落石の衝撃力を考慮した明り巻きトンネル

巻きトンネルの設計

2.1 上段盛土の構成

上段盛土は明り巻きトンネルとその外周に設置した補強盛土による保護盛土で構成される。トンネルの保護盛土の形状は、本線左側(下り線)は1:1.5のり面勾配を有する補強盛土の緩斜面、塩鶴川へ近接する本線右側(上り線)は壁面工を有する盛土補強土擁壁とした。

一方、後述するように落石の衝撃力はかなり大きく、明り巻きトンネル側壁への作用力としては過大なため、衝撃力を低減させる必要があった。そこで、落石の衝撃力を分散させることを目的として、落石が生じる本線左側の保護盛土の外側へ緩衝材(敷砂)を敷き詰め、落石の衝撃力の作用点を上段盛土の上方にも拡散することで衝撃力の低減を図った(図2.1参照)。

2.2 落石による衝撃力の設定

落石による衝撃力は落下高さ、跳躍高さ、落石サイズにより決定される。

落下高さは、本線へ近接する地山にある転石の最も高い標高と本線軌道高さの差分により設定し、本線左側の側方斜面上を落石する高さを86m、終点側の急崖より垂直に落下する高さを16mと設定した。

落石対策便覧¹⁾によれば、転石が落下する際の斜面からの跳躍高さは、一般的な斜面形状の場合は2.0mとする場合が多いが、本線左側の斜面上には突出起状の浮石が存在しており、2.0m以上の跳躍高さとなることが想定された。このことから、落石対策便覧¹⁾の資料編に記述がある「落石の跳躍量に関する実験」により得られた跳躍高さの最大値7.0mで、本線左側の斜面から転石が地上へ向けて落下するものと設定した。

事前の斜面調査ならびに現地踏査結果より、本線左側の斜面における転石の最大直径は2.0mであり、不安定な浮石や転石が数多く確認されていた。加えて、未だ地中には表土に覆われて目視できない同等な浮石・転石が潜在していると考えられた。以上より、本線左側の斜面から落下する転石の大きさは直径2.0mと設定した。

一方、終点側の急崖に対する現地調査の結果からは、本線左側のような寸法の大きな転石は確認されなかった。そこで、第1段階の落石時には直径0.5m、大規模降雨災害の第2段階の際には地山に埋設されていた転石が落下するとして直径1.0mの落石を想定した。

2.3 衝撃力の分散

先述のとおり、新幹線で一般的に採用されている明り巻きトンネルにとって、本現場での落石による衝撃力は非常に大きく、部材諸元を過大にせず所要の安全性を確保するためには、この衝撃力を分散させる必要があった。

そこで、図2.2で示す集中荷重が地表面へ載荷された場合の地中分散応力を算定するブーシネスクの応力解を適用して、明り巻きトンネルの側壁へ作用する落石による衝撃力の分散を算定することとした(図2.3参照)。

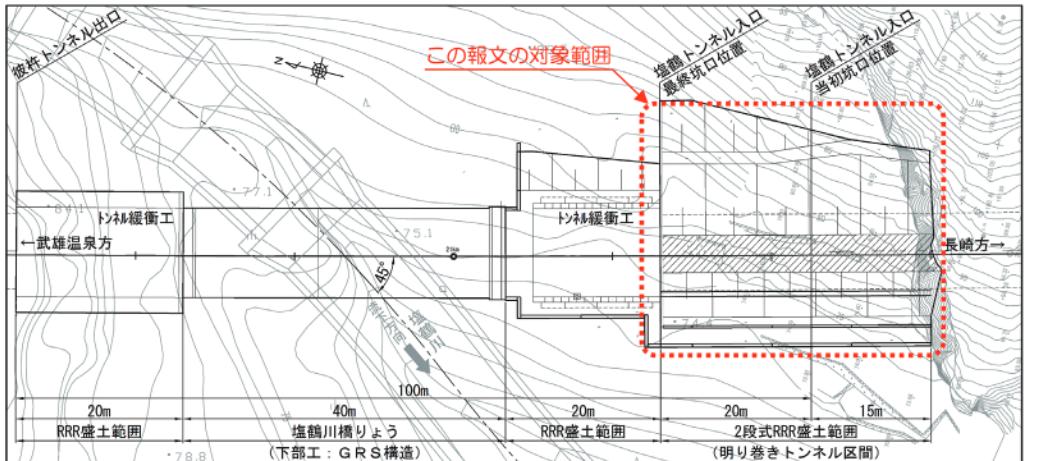


図1.2 全体平面図

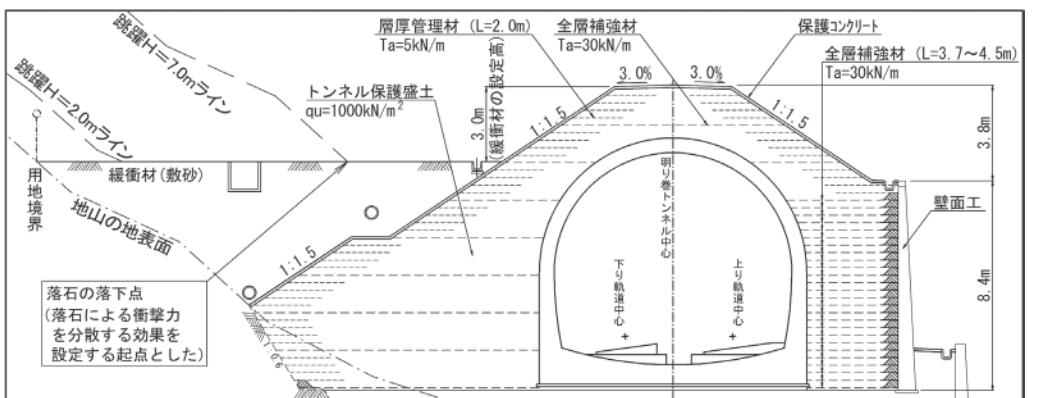


図2.1 上段盛土 標準断面図【長崎方を望む】

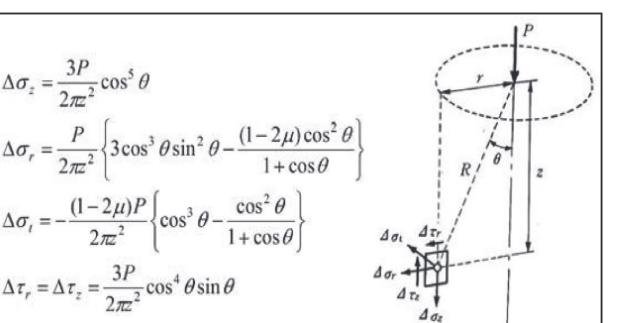


図2.2 集中荷重が作用する際のブーシネスクの応力解

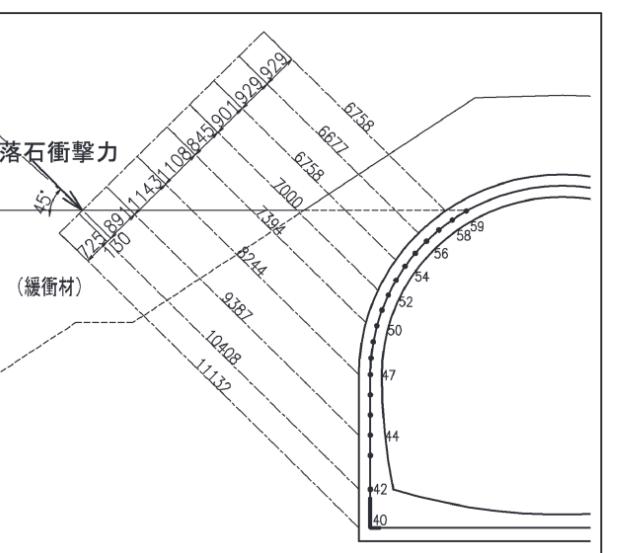


図2.3 落石衝撃力の設計イメージ

本検討により、図2.1で示すように、トンネル保護盛土の天端から下方3.0mの高さまで緩衝材(敷砂)を敷設することで、明り巻きトンネルの部材は落石の衝撃力の影響を受けても、鉄筋コンクリート構造として所要の安全性を確保できることが分かった。

2.4 明り巻きトンネルの設計

明り巻きトンネルの設計において考慮する通常の作用に加え、供用開始後の時系列に応じた以下の2種類の設計条件を設定した(図2.4参照)。

(1)供用開始から短期間:タイプ1

①本線左側(下り線)においてトンネル保護盛土の天端から下方3.0mの高さまで、予め緩衝材を敷設しておく。②本線左側(下り線)の地山の上部より直径2.0mの転石が落下高86mで緩衝材へ落下した際の衝撃力を考慮。

(2)供用開始から時間が経過し斜面から落ちた土砂が緩衝材の上面へ堆積した状況:タイプ2

①タイプ1の状況から時間が経過し、本線左側(下り線)の地山の表土が崩壊・落下し、その土砂が当初の緩衝材の上面へ3.0m堆積して厚くなりその天端がトンネル保護盛土の天端と同等になった状況。②終点側の急崖の天端から直径0.5mの転石が落下高16mで垂直にトンネル保護盛土へ落下した際の衝撃力を考慮(緩衝材はなし)。③本線左側(下り線)の地山の上部より直径2.0mの転石が落下高86mで緩衝材へ落下した際の衝撃力を考慮。④終点側の急崖から表土が崩壊・落下し、その堆積厚が2.0m(急崖上の堆積物の堆積状況から想定)となつた状況で直径1.0mの転石が落下高16mで垂直に堆積土へ落下した際の衝撃力を考慮。なお、落石の発生後は自重が最大110kN程度の石が残置となることが想定されるが、落石発生時の衝撃力に比べて荷重値は小さいことから、残置の状況における検討は不要とした。

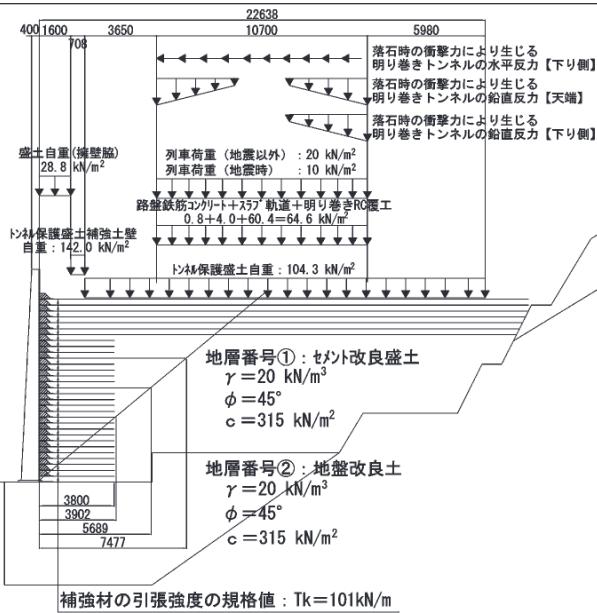


図3.1 下段盛土 設計荷重図
※標準断面図とは左右反転している

表3.1 ジオテキスタイルの設計引張強度Tdの設定方法

項目	一般の作用条件	偶発作用を組合わせる場合	備考
引張強度の規格値	T_k (kN/m)		ばらつきを考慮して定める
材料修正係数	$\rho_m = 0.8$	$\rho_m = 1.0$	
引張強度の特性値	$T_a = \rho_m \times T_k$ (kN/m)		
材料係数	γ_g		各材料試験による各作用環境条件での各種低減係数 α_1 を乗じた値
設計引張強度	$T_d = \gamma_g \times T_a$ (kN/m)		

の外周にトンネル保護盛土が設置されるため鉛直荷重が非常に大きい。さらに、落石の衝撃力が上段盛土へ作用するため下段盛土はその影響も受けける。これらのことから、下段盛土の盛土体ならびに支持地盤は高い強度を有する地盤材料が必要となった。これにより、下段盛土の下方に堆積する支持地盤は崖錐堆積物層(dt層)が大半で強度も軟弱であることから、新幹線構造物の直接基礎の支持地盤を改良する際に一般的な一軸圧縮強度 $qu=2000\text{ kN/m}^2$ の地盤改良を実施することとした。さらに、盛土体は補強土橋台のアプローチブロックで用いるセメント改良体と同様に、粒度調整碎石をセメント安定処理して一軸圧縮強度 $qu=2000\text{ kN/m}^2$ とした。

3.2 下段盛土の設計で考慮する作用

下段盛土を盛土補強土擁壁として設計計算するにあたり考慮した作用荷重を、図3.1にまとめた。上段盛土の明り巻きトンネルと保護盛土の自重などの永久作用に加えて、作用状況に応じた列車荷重や、落石による衝撃力が上段盛土へ作用した際に明り巻きトンネル下床版において生じる水平・鉛直反力を考慮した。

3.3 面状補強材の設定

下段盛土に用いる面状補強材(ジオテキスタイル)は「RRR-B工法材料マニュアル」²⁾に記載される認定材料を基本とした。

ジオテキスタイルの設計引張強度 T_d は表3.1で示すとおり、引張強度の規格値に材料修正係数 ρ_m および材料係数 γ_g を乗じて作用条件ごとに設定した。

前述のとおり、考慮する荷重が一般的な鉄道用の盛土補強土擁壁に比べて大きいことを踏まえ、下段盛土においては、引張力の大きい箇所のジオテキスタイルに、設計用値の引張強度の規格値 $T_k=100\text{ kN/m}$ (特性値 $T_a=80\text{ kN/m}$)を設定し(図3.2参照)、使用材料の引張強度の規格値 $T_k=101\text{ kN/m}$ の製品を採用している(図3.1参照)。

2.5 明り巻きトンネルと保護盛土の仕様

前項までの設計条件に基づき、明り巻きトンネルの設計計算を実施した結果、明り巻きトンネルの諸元は、側壁が厚600mm、D25@125mm、インバートが最大厚1375mmでD25@125mmとなった。また、壁面工を有する本線右側(上り線)のトンネル保護盛土については、下段盛土で支持された盛土補強土擁壁として設計計算を実施し、設計引張強度 $T_a=30\text{ kN/m}$ の面状補強材を30cm毎に配置した。また、壁面工より上部の範囲ならびに本線左側(上り線)の盛土には、設計引張強度 $T_a=30\text{ kN/m}$ を1.5m毎に配置した(図2.1参照)。

3.上部構造を支持する下段盛土補強土擁壁の設計

盛土補強土擁壁の設計において一般的に考慮する作用は永久作用・変動作用・偶発作用である。今回の下段の盛土補強土擁壁の設計においては、この一般的な作用に加えて上段盛土が受ける落石の影響により、特殊な設計条件や仕様を下段盛土において設定したのでその内容を述べる。

3.1 高強度の地盤材料の採用

今回の下段盛土が支持する上段盛土は、明り巻きトンネルに加え、そ