

# 大規模な地すべり性崩壊跡における トンネル防護工の検討

## — 北海道新幹線，新茂辺地トンネル東工区 —

堂藤和雄\* 中世古敦司\* 荒木章文\* 小田原秀明\* 大畑雅義\* 緒方明彦\*\*

新茂辺地トンネルは北海道新幹線「新青森—新函館」間(工事延長L=149 km)のうち、北海道北斗市柳沢地内に計画されている新幹線複線トンネルである。工事は、総延長L=3,335 mのうちトンネル東工区区間延長L=2,695 mの掘削工事、L=195 mの坑口工工事(保護盛土)、L=2,695 mの覆工付帯工事、およびL=2,695 mの路盤工工事(路盤コンクリート本体工、突起コンクリート工)を施工するものである。本工区の坑口部は高低差約100 mに達する長大法面の法尻部と平行して計画されていた。このため坑口部の設計は地すべりの影響が新幹線構造物に及ばない構造とする必要があった。本報告では、押え盛土工の設計方法、施工方法とその結果について報告する。

キーワード：地すべり，押え盛土，トンネル

### 1. はじめに

北海道新幹線，新茂辺地トンネルは，北斗市内に位置する全長3,335 mのトンネルであり，その内の当工区は，新函館側(終点側)からNATM工法で施工するもので，L=195 mの明り区間とL=2,500 mの山岳NATM区間に大別される。

本工区の特徴として，トンネル坑口部が(旧)セメント原料採掘跡地を通過するため，坑口部205 mがセメント原料採掘後の高低差約100 mに達する長大法面の法尻部と平行して計画されていたことである。この法面崩壊の影響が新幹線構造物に及ばない構造とすることが必要不可欠であった。

この195 m間の当初設計では，一部トンネルを明り構造で構築し盛土で被覆する計画であったが，現地踏査の結果，地質構造(層理面の方向)が法面に対し見かけ30~40度の流盤を呈していることと，この影響による大規模な地すべり跡が確認できることから，より大きな地すべりの危険性が考慮されたため，詳細な地質調査が必要と判断した。

本稿では，長大法面の地質調査結果と，施工中の安全性から将来にわたる地すべり防護対策として施工した盛土の設計について報告するものである。

### 2. トンネル施工概要

トンネル掘削は，古い地滑り跡が坑口の近傍にあるため施工期間中の安全を考慮してFig. 1に示すように図上側の長大法面に近接する本坑坑口からの着手は避け，地

すべり発生時にも影響の及ばない十分な隔離を確保した位置(本坑坑口から60 m)から作業横坑(断面約26 m<sup>2</sup>)で本坑掘削に着手した。施工は，200 KW級自由断面掘削機を使用して上半先進ショートベンチカットで行った。

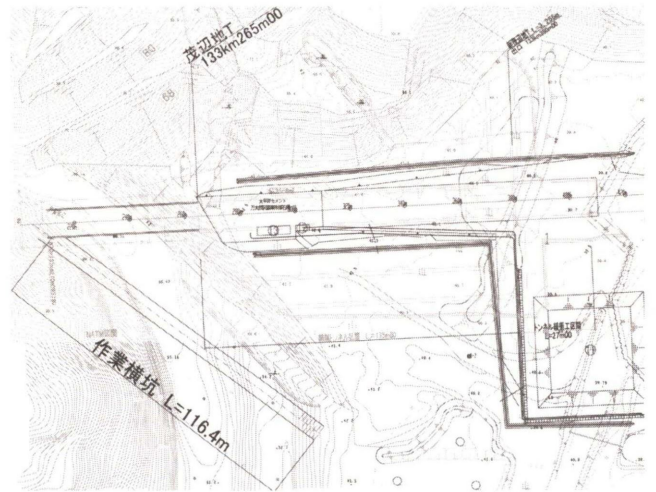


Fig. 1 坑口平面図

### 3. 坑口部現況調査

#### 3. 1 調査内容

当該地区の地形・地質等の報告は全く無いことから，坑口部長大法面を包括する地形，地質，地山物性値の現地調査を実施した。その内容は，

- ① 全体の地すべりブロック範囲を特定するため，ヘリコプターを用いた航空レーザー測量による高精度地形測量からの微地形判読および地表地形地質踏査を実施した。
- ② 潜在的な地すべり深さを把握するために，ボーリング調査，ボーリングコア判定を実施した。
- ③ 地すべり変動状況を把握するため，地盤伸縮計，移

\* 北海道支店 新茂辺地トンネル作業所  
\*\* 本社 土木設計部 土工・開削グループ

動杭観測およびボーリング孔に設置したパイプ歪計、地中伸縮計による地すべり動態観測を行った、

- ④ 地盤が劣化した場合を評価するため、繰り返し定体積一面せん断試験を実施し、得られた土質定数（すべり面強度）を用いて地すべり安定解析を行い、当該地すべりブロックの安定性について評価を行うこととした。

これらの結果を基に当該地すべりの機構解析を行い対策工法検討の基礎資料とした。

### 3.2 地すべりブロック範囲

Fig. 2 に示すように地形測量結果から、不安定化が懸念される地すべりブロックは、A、A'、Bの3ブロックである。

古いすべり面はせん断によって軟質化した礫混じり粘土で、これは地すべり面の観察結果から明らかである。この礫混じり粘土は、30度傾斜の流れ盤をなし、坑口付近に連続して分布している。

Aブロックは、トンネル坑口に将来的に影響を与える可能性のある最も大きいブロックである。さらに頭部排土されている北側の斜面には高精度地形測量による微地形判読および地表地形地質踏査結果から明瞭な地すべり地形（溝状地形）が認められ、古い地すべり跡が分布していた。

A'ブロックは、もともとAブロックの頭部を構成していたが、最近の切土掘削により、Aブロックから分離され、末端の押さえが取り除かれた不安定形状を示している。斜面には地すべり地形特有の滑落崖をなす小段差地形が発達しており、土砂性～風化岩性の地すべりと考えられる。

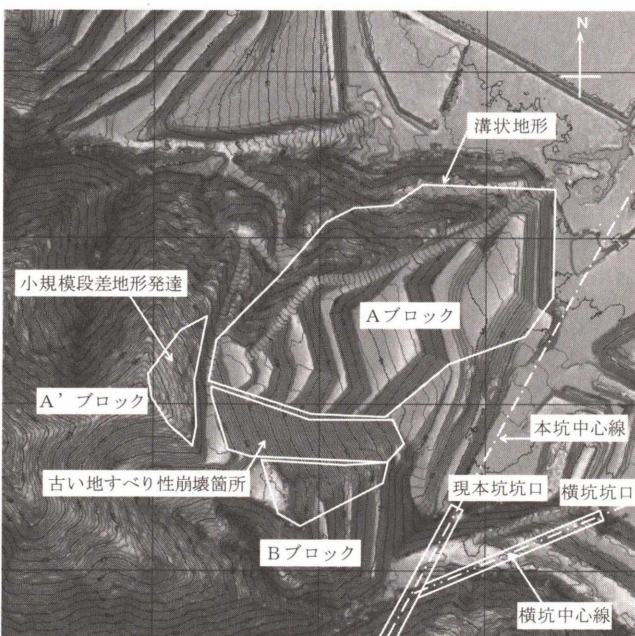


Fig. 2 地すべりブロック特定図

Bブロックは、古い地すべり性崩壊箇所の坑口南側上部斜面に位置しており、片側の側面の無い三角状の地形を呈し、不安定な形状を示している。

### 3.3 地すべり面・変動状況

今回の地質調査結果から、地すべり面は崩壊箇所で見られるような礫混じり粘土、もしくは崩積土と岩盤境界に分布していることが明らかとなった。

以下に、各地すべりブロックについて記述する。

#### 3.3.1 Aブロック

すべり面は、層理面と平行に発達し、古い地すべり性崩壊箇所周辺の排土斜面で坑口東側に傾斜する約30度の流れ盤を呈している。末端部のすべり面は、地すべりブロックの地形的な平面分布状況から層理面を切って破壊し、地表へ抜けていると考えられるが、押え盛土が施工されており実際の末端面は確認できない。

横断方向では想定すべり面は、Fig. 3 に示す2測線、1測線、3測線と向かって行くほど深くなる。従って、すべり面が最も浅く存在する2測線が、降雨などの影響を受けやすいことから、地すべり不安定化の可能性が最も高く、古い地すべり性崩壊箇所に近い側から北側に向かってすべり範囲が拡大していくと予想される。

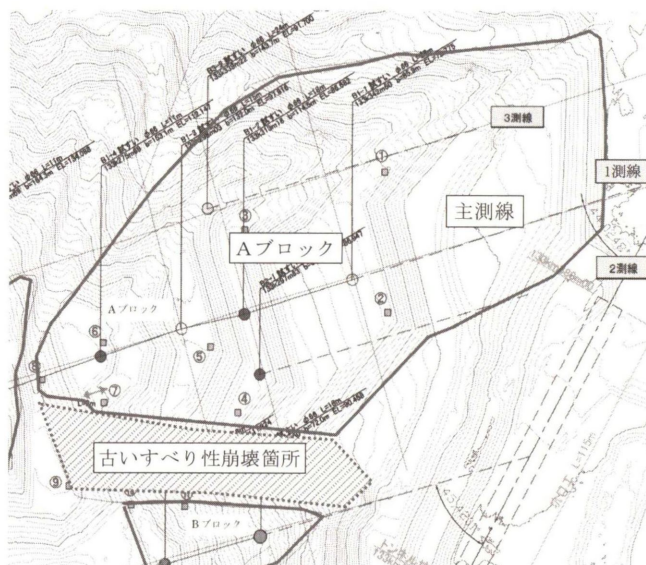


Fig. 3 Aブロック平面図

#### 3.3.2 A'ブロック

すべり性崩壊が発生した場合、Fig. 4 に示すように崩壊した土砂が切土斜面を滑落し、トンネル坑口部に到達する可能性が高い。

断面的にも、Fig. 5 に示すように深度2.45mの凝灰質シルト岩までは亀裂が発達し、やや軟質であり、地すべり移動ブロックと考えられる。末端部では切土により前面の押さえが取り去られた状態であり、今後さらに不安定化する可能性が高いと考えられる。突発的な集中豪雨や融雪に伴って不安定化する可能性が高い箇所である。

### 3. 3. 3 Bブロック

Fig.4 に示すように、トンネル坑口近傍にあり、地すべり性崩壊が発生した場合には、崩落した土砂がトンネル坑口を直撃する可能性が非常に高い。さらに地すべり面は、くさび状を呈する尾根斜面を包括するように分布している。また、この地すべりブロックは、深度1~3 mまで分布している軟質な土砂状を呈しており、地すべり側面の抵抗が無いことから、突発的な集中豪雨や浸食に伴う小崩壊の発生に伴って地すべりブロック全体の不安定化が懸念される。

### 3. 3. 4 対策工の必要性について

坑口部の現況調査から地すべり対策工の必要性について検討した。

A' およびBブロックについては、規模は小さいが不安定化しやすく、施工時の安全確保のための対策工が必要であるため、排土工により不安定な部分を撤去することを対策とした。また、Aブロックについては、調査時点では顕著な動きは見られないが、規模が大きいことから、新幹線トンネルに対して恒久的な地すべり対策工により、長期的な安全性を担保する必要がある。このため、A'ブロックの現形状での安定検討は、前述した地山試料を用いた繰返し一面せん断試験から土質定数を設定して実施することとした。

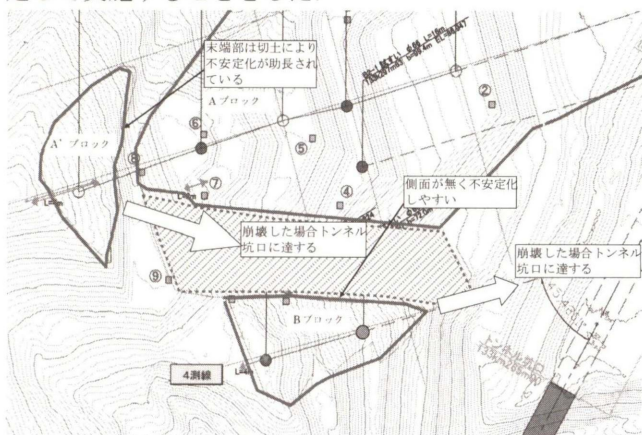


Fig. 4 A'・Bブロック平面図

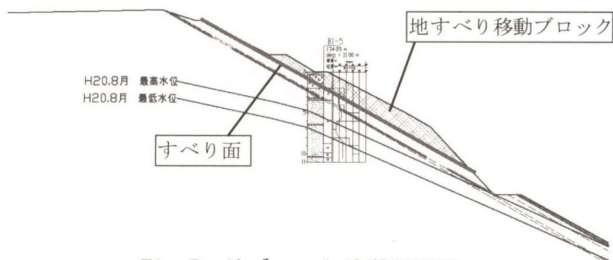


Fig. 5 A'ブロック地質断面図

## 3. 4 Aブロック現形状での安定検討

### 3. 4. 1 検討断面および土質定数

検討モデルは、最もすべり面が浅く勾配のある測線1の断面を代表断面として行うこととした(Fig. 6, 7)。

土質定数は、すべり面において劣化が進行した状態での検討を行うこととし、繰返し一面せん断試験の結果

(Table 1)より、すべり面で残留強度、抵抗側でピーク時強度として、Table 2の通りとした。

Table 1 繰返し一面せん断試験結果

	粘着力(C) (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗角(φ) (°)
残留強度	0.0	7.0
ピーク時強度	13.0	41.6

Table 2 採用土質定数

	単位体積重量 kN/m <sup>3</sup>	すべり面強度	
		粘着力(C) (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗角(φ) (°)
流盤部	21.0	0.0	7.0
末端水平部	21.0	13.0	41.6

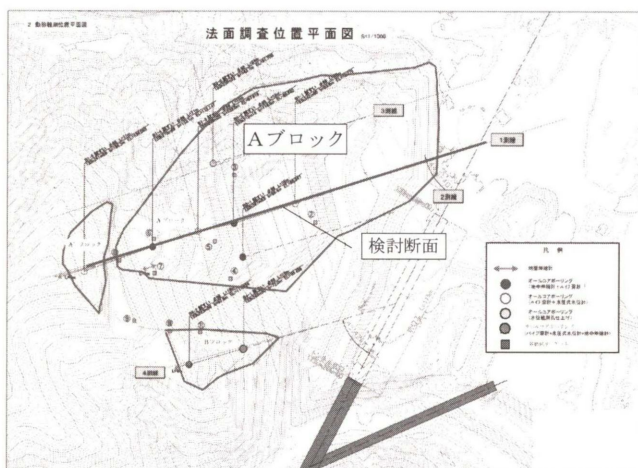


Fig. 6 検討断面位置図

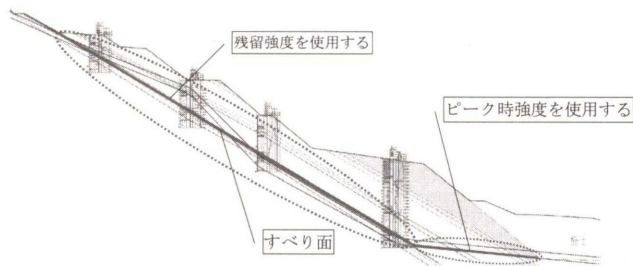


Fig. 7 検討断面図

### 3. 4. 2 現形状での劣化時安全率

設定した土質定数を基にすべり解析を行った結果 Fig. 8に示すように、求められた安全率は1以下であり、やはり恒久対策を講じる必要のある状態であった。

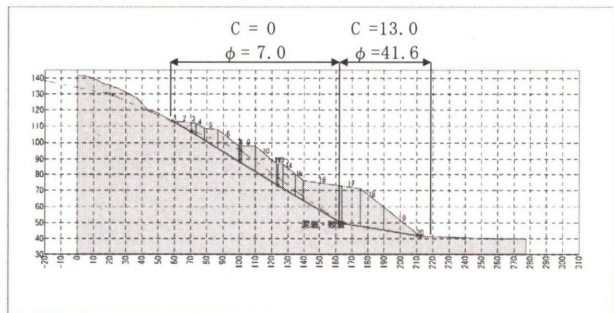
解析からは除外したが、現況では地すべり末端部に仮設の盛土がされていることと、すべり面の物性値が低下した場合の計算であるためすぐに崩壊するレベルでは無く現況の斜面は安定を保っていると考えられる。

## 4. 対策工法の検討

### 4. 1 対策工法の考え方

これらの調査結果から、当法面における崩壊(層すべり)発生のメカニズムは、①劣化しやすい礫混じり粘土層が雨水の浸透により劣化→②間隙水圧の上昇→③崩壊の可能性が高いと推測される。このことから、対策工法

としては、地盤の劣化防止を目的とした雨水による侵食および層境への浸透の抑制工と、全体に必要な安全率を確保することを目的とした抑制工の提案を行った。ただし、A'、Bブロックについては坑口部施工時（抑止工）の安全性を確保する必要がある、早急な対策が必要であるとの提案を行った。



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法（潜水なし）
安全率	Fs	-	0.985
計画安全率	p.Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	3492.5

Fig. 8 Aブロック全体地すべり安定計

## 4. 2 各ブロックにおける対策工

### 4. 2. 1 A'・Bブロック部

A'、Bブロックは、前述したように早急な対策が必要と考え、上部崩積土部分の不安定部分の排土を主体とした対策とした。これは大規模な掘削撤去は、現状斜面より奥の新たなすべりを誘発させる可能性が高いため、上部崩積土砂部を主体とした部分を除去し、除去後に表面保護を目的とした緑化を行い、これ以上の不安定化の進行を抑制することとした。



Fig. 9 A' Bブロック切土計画平面

### 4. 2. 2 古い地すべり部分

坑口西側に露頭している古い地すべり面は、特に問題となる土砂は無いが、崩壊斜面の北側V字部分に雨水が集中し浸食が大きくなっており表面の劣化が進行している。このため雨水の浸入により地盤内部においても劣化が進行する可能性が高く、新たなすべりを誘発する可能性がある。従って、この部分に吹付モルタルによる側溝

（排水溝）を施工し雨水による侵食の拡大と侵入を防止する。また、今後の落石等を防ぐため、表面の保護を目的とした緑化工を行うこととした。

### 4. 2. 3 Aブロック部

この部分における対策工法としては大きく分けて、以下の3パターンが考えられた。

- ① 構造物（グラウンドアンカー、抑止杭など）によりすべりを抑える工法（抑止工）。
- ② 不安定化する可能性のある部分を全て除去（排土工）
- ③ すべりに対する押え盛土（押え盛土工）。

①の抑止工は、現在の用地境界外の部分に構造物を構築する可能性があること、将来的に維持管理が必要となること等から対策工法としては工期が長くなり、工事費も将来の維持管理を含め高価なものとなる。

②の排土工排土工法では、潜在的なすべり面に対しても排土が必要となり、非常に大きく排土が必要となる。

③の押え盛土工は、すべり面末端部に押え盛土を施工して安全率を確保する工法でトンネル掘削ズリを利用することも考えられる。

また、すべり面の安定に対して、雪解け時期の湧水の浸透によるすべり面の劣化や、間隙水圧の上昇を防ぐ目的から、水抜き工についてはどの対策を行う場合でも必要である。

この3工法の中で、工事費、工期、維持管理を比較し、②（排土工）または③（押え盛土工）の対策工法が採用可能であるが、排土工は掘削土量が非常に多く（約 170,000 m<sup>3</sup>）土捨て場確保が必要等の理由から、本工事では③押え盛土工法を主体とした対策工を実施することとした。

## 5. 押え盛土工法の検討

### 5. 1 押え盛土の基本方針

施工する盛土は、Aブロック全体のすべりを抑止するのに必要な高さ、重量を確保し、当初設計より盛土区間を線形方向に延長して新幹線も保護することを目的とした大規模な盛土を施工する（Fig. 10, 11）。本線周辺部は盛土施工後にトンネル掘削することとなるため、切羽自立強度を確保とトンネル保護を目的としたセメント改良土で覆うこととした。また周辺の盛土材にはトンネル掘削ズリを流用することで、資源の有効活用とコストダウンを図った。

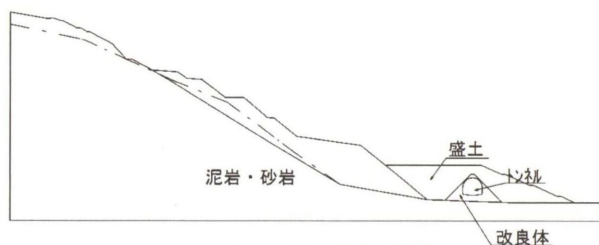


Fig. 10 検討断面

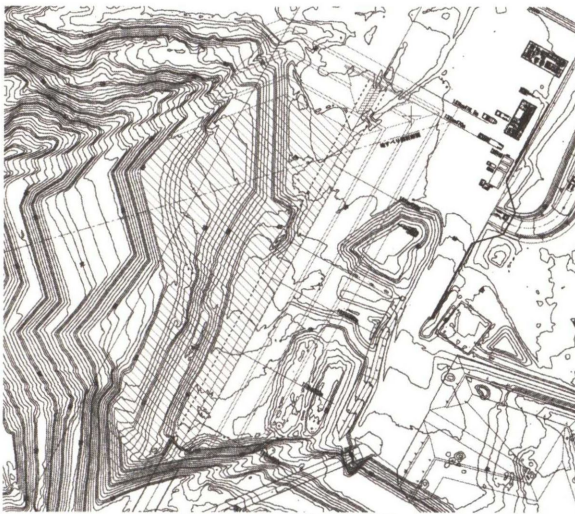
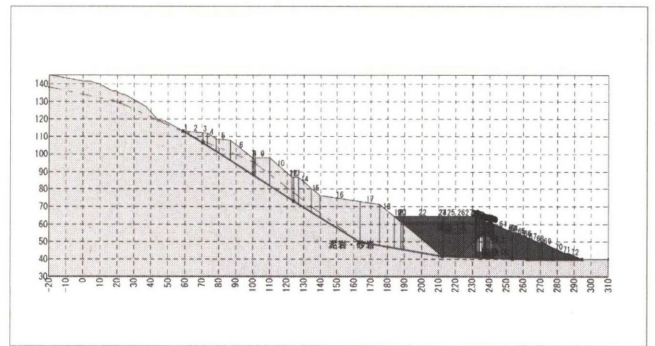


Fig. 11 盛土平面図



種別	記号	単位	条件と結果	
			常時	地震時
計算式	-	-	修正Fellenius法 (湛水なし)	
地盤水平震度係数	Kh	-	-	0.200
安全率	Fs	-	2.099	1.201
計画安全率	p.Fs	-	1.200	1.000
抑止力	Pr	kN/m	-15949.1	-6074.5

Fig. 13 計算結果 (水平モデル)

### 5. 2 計算条件 (検討仮定)

すべり計算の計算条件については、次の通りとした。

- ① 検討ケース：常時，地震時 (設計水平震度 0.2)  
動的安定性の検討
- ② 計画安全率：常時  $Fs1 \geq 1.2$ ，地震時  $Fs2 \geq 1.0$
- ③ 盛土の物性値：Table 3 参照
- ④ 検討モデル：盛土内を通る「跳ね上がりモデル」  
盛土良体下を通る「水平モデル」
- ⑤ 改良体部分：トンネルとの最小被り 2.0 m を確保し勾配は 1 : 1.0 の形状とした。

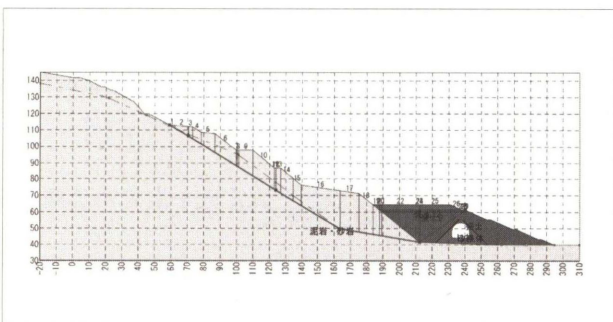
Table 3 計算条件

地層	地質	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 C (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
盛土部	盛土	17.00	0.00	35.00
流盤部	泥岩・砂岩	21.00	0.00	7.00
末端水平部	泥岩・砂岩	21.00	13.00	41.60

### 5. 3 静的解析結果

計画した盛土により 2 ケースとも所定の安全率を確保することが分かった。

「跳ね上げモデル」の計算結果を Fig. 12 に、「水平モデル」の計算結果を Fig. 13 に示す。



種別	記号	単位	条件と結果	
			常時	地震時
計算式	-	-	修正Fellenius法 (湛水なし)	
地盤水平震度係数	Kh	-	-	0.200
安全率	Fs	-	1.757	1.018
計画安全率	p.Fs	-	1.200	1.000
抑止力	Pr	kN/m	-7709.4	-437.2

Fig. 12 計算結果 (跳ね上げモデル)

### 5. 4 動的安定性の検討

大規模地震時において盛土がどのような状態になるかを動的解析により把握し，新幹線に影響が無いようにトンネル周辺部の改良体が健全であるために必要な改良強度について検討を行った。

#### 5. 4. 1 解析対象断面とモデル化範囲

解析対象断面としては，区間中央付近であり土被りも最大となる位置を採用することとした。

モデル化範囲としてはトンネル幅が 12 m 程度であり，地盤改良土の幅が最大 35~40 m 程度であるので，左右方向にそれぞれ 120 m 程度 (トンネル幅の 10 倍) の余裕を見て 280 m，深さ方向はトンネル高さの 5 倍程度として，50 m の範囲をモデル化した。

Fig. 14 に示す通り，地盤は基礎岩盤，改良土地盤，盛土および表層盛土の 4 区分とした。これにトンネル覆工コンクリートが加わるが，モデル化する場合はこの周辺に局所的な応力集中が見込まれる。これに引きずられて，解析上地盤改良部の発生応力が見かけ上大きくなることを避けるため，覆工コンクリート部分にも地盤改良土の物性を適用する。なお，モデル両端は単純境界とした。

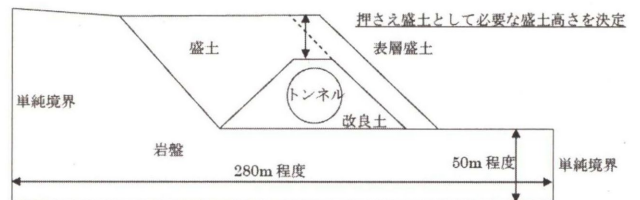


Fig. 14 動的解析モデル概要

#### 5. 4. 2 採用土質定数一覧

「鉄道構造物設計標準・同解説」に示される標準的な区分の物性値を適用するものとした。

Table 4 物性値設定一覧表

材料区分	変形係数	ポアソン比	せん断弾性係数	粘着力	摩擦角	単位重量	備考
	$E_0$	$\nu$	係数 $G_0$	$c$	$\phi$	$\text{kN/m}^3$	
岩盤	7,650,000	0.25	3,060,000	4060	0	22.0	$V_s=1180\text{m/s}$ より
盛土	260,000	0.30	100,000	3.0	40.0	17.0	耐震付属資料 14-2
表層盛土	52,000	0.30	20,000	3.0	35.0	17.0	耐震付属資料 14-2
地盤改良土	2,000,000	0.30	769,000	158	55	18.0	土構造付属資料 53
コンクリート	25,000,000	0.20	10,400,000	12000	0	24.5	未使用

Table 5 剛性率と減衰比

せん断ひずみ 振幅 $\gamma$	地盤改良土		盛土・表層盛土	
	剛性比 $G/G_0$	減衰比 $h(\%)$	剛性比 $G/G_0$	減衰比 $h(\%)$
$1 \times 10^{-6}$	1.00	2.0	1.00	0.5
$1 \times 10^{-5}$	0.99	2.4	0.99	0.7
$5 \times 10^{-5}$	0.90	4.5	0.89	3.6
$1 \times 10^{-4}$	0.82	5.8	0.80	6.4
$2.5 \times 10^{-4}$	0.64	7.7	0.66	11.4
$5 \times 10^{-4}$	0.48	9.3	0.50	17.4
$1 \times 10^{-3}$	0.32	11.1	0.32	23.5
$2.5 \times 10^{-3}$	0.15	12.6	0.12	28.4
$5 \times 10^{-3}$	0.08	12.4	0.06	29.0
$1 \times 10^{-2}$	(0.06)	(12.2)	0.05	28.2

### 5. 4. 3 検討結果

#### ①レベル1 逆位相時の解析結果

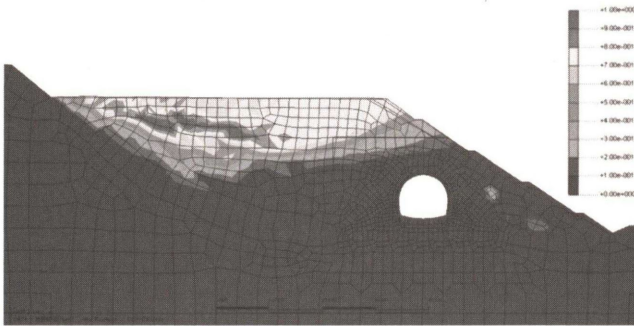


Fig. 15 最大変位分布図 (変形図)

盛土内部で最大 1.0 m の変状を発生するが、トンネル周辺部は 10 cm 以下である。(単位は m)

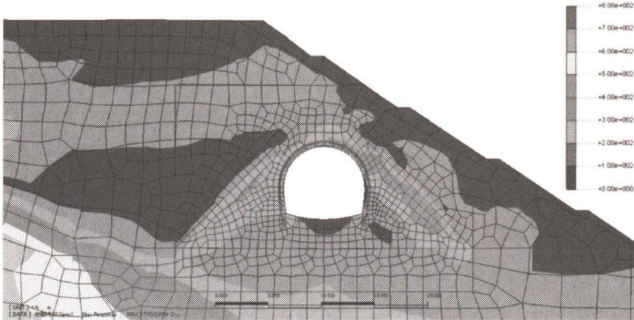


Fig. 16 最大応答時のせん断応力分布図

改良体内部に局部的に  $500 \text{ kN/m}^2 = 0.5 \text{ N/mm}^2$  の応力が発生する。(単位は  $\text{kN/m}^2$ )

#### ②レベル2 正位相時の解析結果

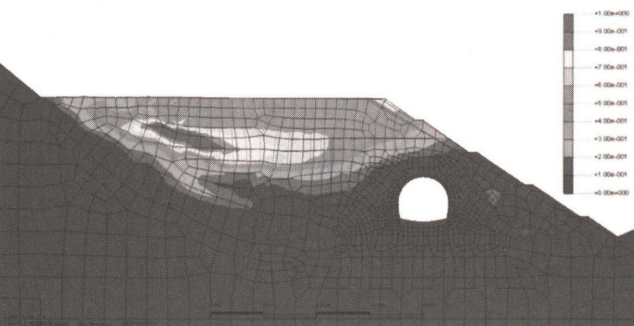


Fig. 17 最大変位分布図 (変形図)

①同様、盛土内部で最大 1.0 m の変状を発生するが、トンネル周辺部は 10 cm 以下である。(単位は m) 改良体内部に局部的に  $700 \text{ kN/m}^2 = 0.7 \text{ N/mm}^2$  の応力が発生する。(単位は  $\text{kN/m}^2$ )

動的解析の結果より、盛土内部で最大 1.0 m の変状が発生しているが、トンネル周辺部では 0.1 m 以下であり改良体内部の最大せん断応力度は  $700 \text{ kN/m}^2$  に留まっていることが判る。

このことから、トンネル周辺の改良体の設計一軸圧縮強度を、 $1,400 \text{ kN/m}^2$  に設定した。

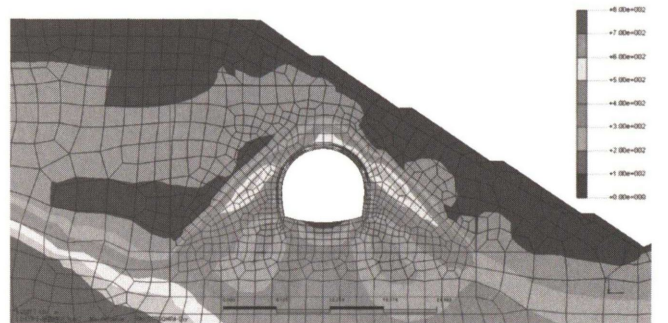


Fig. 18 最大応答時のせん断応力分布図

### 5. 5 検討結果のまとめ

様々な地質調査と地すべり対策工の検討結果から、トンネル掘削残土を有効利用して本線上部を大きく盛土することにより、大規模な地すべりに対して必要な安全率(常時 1.20, 地震時 1.00)を確保することができた。

また、動的解析の結果、大規模地震時では盛土部は変形を起こすものの、トンネル周辺の改良体は必要な強度( $1,400 \text{ kN/m}^2$ )を確保することにより新幹線トンネルへの健全性も確保されることが判った。

## 6. 施工

### 6. 1 盛土試験施工

盛土施工前に所定の支持力を確保するための転圧回数、および仕上がり厚さ 300 mm を得るための撒き出し厚さを決定するために試験盛土を実施した。試験には実施工で使用する重機を使用することとし、敷均しには D6 ブルダー(21 t 級)、締固めは 10 t タイヤローラーを使用した。試験ヤードは 4 回、6 回、8 回の 3 種類設定し、所定の回数転圧が完了した後、各ヤード毎に Table 6 に示す項目について試験を実施した。

本試験結果を基に設定した土質定数を満足する施工要領を作成した。

Table 6 試験項目

工種	項目	規格値	頻度	備考
普通盛土	単位体積重量 ( $\gamma$ )	$17 \text{ kN/m}^3$ 以上	各ヤード <sup>*</sup> 1 箇所	砂置換法
	内部摩擦角 ( $\phi$ )	$35^\circ$ 以上	各ヤード <sup>*</sup> 5 箇所	三軸圧縮試験 キャスブルによる測定

なお、「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物」に基づき、沈下量、乾燥密度を3層90 cmで15点/層で測定することを標準とした。

### 6. 2 基礎地盤

本坑坑口前の基礎地盤は、一部弱い岩盤も含まれていたため、「鉄道構造物設計標準・同解説」に示されている路盤の必要強度を満足するかを平板載荷試験により判定した。判定は  $K_{30}$  値により行うものとし、 $K_{30}$  値で  $110 \text{ MN/m}^3$  以上を満足することを必須条件とした。盛土範囲は坑口より約 100 m 程度であるため、施工管理間隔を 30 m とし、測定数を3点とした。



Photo 1 セメント安定処理状況

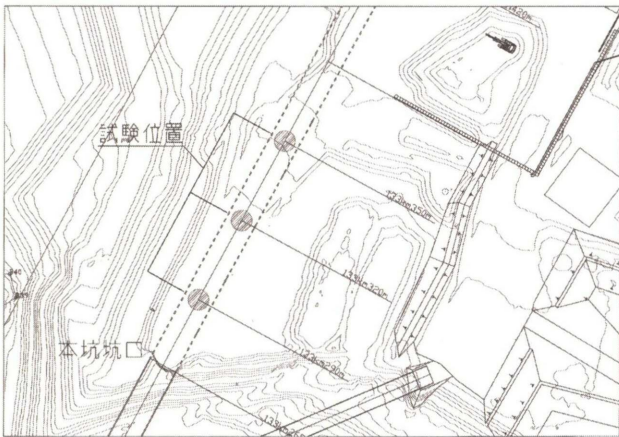


Fig. 19 平板載荷試験位置図

また、改良体底部がトンネル断面を横断することは耐震上問題であるため、基礎地盤範囲の内インパット床付け面よりも高い地盤は掘削し、基面を整正した後に試験を行った。なお平板載荷試験による測定は時間を要するため、簡易支持力測定器(キャスポル)を併用した。

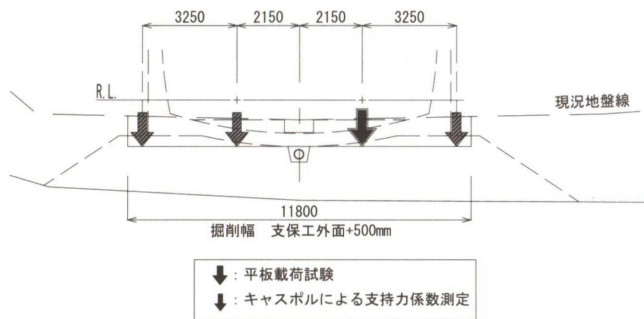


Fig. 20 路床支持力係数測定断面図

路床となる地盤の支持力係数 ( $K_{30}$  値) が  $110 \text{ MN/m}^3$  を満たさない区間においては、原位置の路床土においてセメント安定処理を行った。セメントは六価クロムの溶出が認められなかった高炉セメントを使用した。

### 6. 3 トンネル掘削

トンネル掘削においては、改良体内での掘削であることから、支保パターンは鋼製支保工(H150×150×7×10)、金網(天端90度範囲)、吹付けコンクリート(最小厚さ20.0 cm)とし、ロックボルトは施工しないこととした。

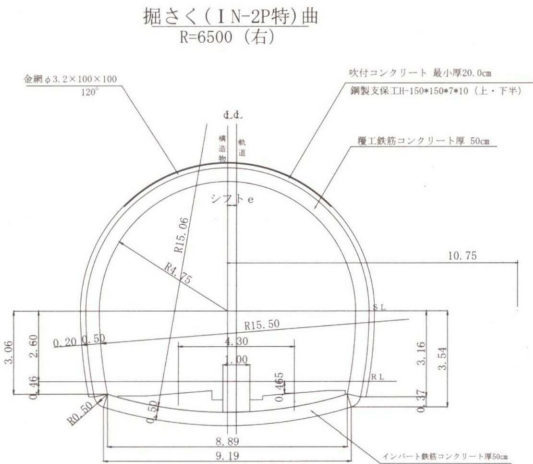


Fig. 21 盛土区間支保パターン図

掘削にはツインヘッダーを使用した。切羽には改良土の層境界が明確に確認できた。改良体の一軸圧縮強度は  $1.8 \sim 2.2 \text{ N/mm}^2$  (目標値  $1.4 \text{ N/mm}^2$ ) であり、問題無く安全に掘削することができた。



Photo 2 改良体内部掘削状況

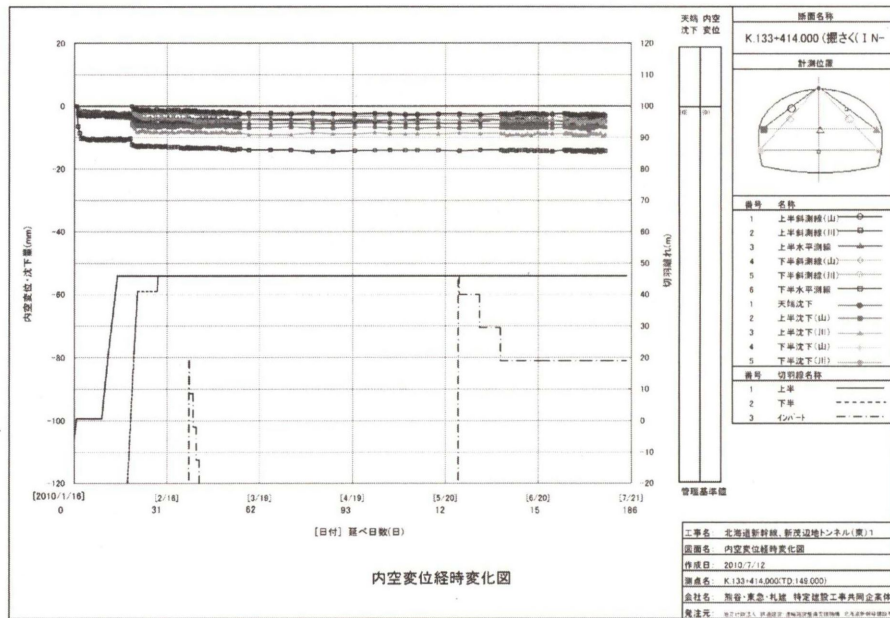


Fig. 22 盛土区間計測データ

### 6. 4 完成状況

盛土施工は、H21年8月～H22年10月、盛土内のトンネル掘削は、H21年12月～H22年1月、工事全体は、H23年12月に無事竣工することができた。

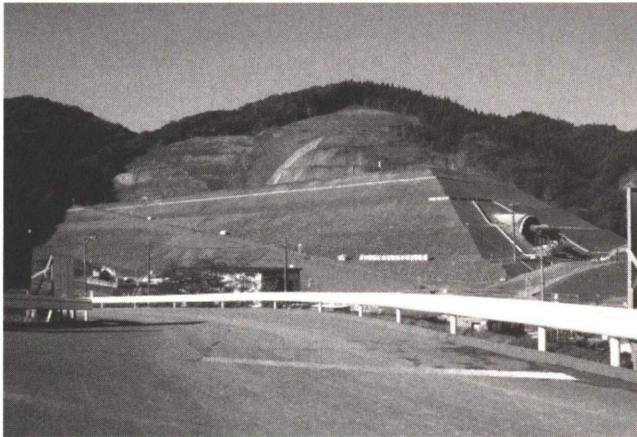


Photo 3 坑口部完成写真

### 謝辞

本トンネルの東側坑口部は、各関係機関の方々の適切なご指導とご協力によって地すべり対策工を施工し無事に施工を終えることができた。ここに深く感謝の意を表したい。

今回の報告が今後の類似施工の参考になれば幸いである。

### 参考文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 (土構造物・耐震設計)
- 2) セメント改良補強土橋台設計施工指針 (案)

## Tunnel Protection Against Possible Large Landslide - At East Section of Shinmoheji Tunnel, Hokkaido Shinkansen -

Kazuo DOTO, Atsushi NAKASEKO, Akifumi ARAKI, Hideaki ODAWARA  
Masayoshi OOHATA and Akihiko OGATA

### Abstract

The Shinmoheji Tunnel is a part of Hokkaido Shinkansen project between Shin-Aomori and Shin-Hakodate of 149km and located at Yanagisawa, Hokuto City, Hokkaido. The total length of this section is 3,335m that consists of 2,695m of tunnel excavation, 205m of the tunnel portal work with reinforced embankment and 2,695m of tunnel lining work and concrete pavement work. The tunnel portal was planned to be located at the bottom of approximately 100m height of a large weak slope. Therefore, it was required to take into account a possible landslide so that it would not affect the construction of the Shinkansen structure.

Keywords: Landslide, Counterweight fill, Tunnel