

41mの埋戻土直下の未固結地山を土被り22mで掘削（その1）

—事前FEM解析による支保パターンの検討—

鉄道建設・運輸施設整備支援機構 北海道新幹線建設局 北斗鉄道建設所* 非会員 高根大輔
岩田地崎・熊谷・不動テトラ・相互特定建設工事共同企業体** 正会員 ○中島慶介 正会員 五十嵐大希
(株)熊谷組*** 正会員 青木宏一 非会員 大畑雅義

1. はじめに

北海道新幹線，新函館北斗・札幌間，渡島トンネル(村山工区)において，坑口より約 3km の直上には埋戻土が存在している．これは現地にて採石のための掘削が行われた後に，埋戻しされたものである．過去の航空写真，採掘計画図面から当初地山線を推定した結果，最小土被り 22m，埋戻土高さ約 41m であることが判明した．当区間のトンネル位置における地質は未固結の砂礫層であったことから，掘削時にこれらが大規模な上載荷重として作用することで，地山・切羽の崩落が懸念された．このため当該地山に最適な支保を選定すべく，掘削前に FEM 解析を実施し，最適な支保パターンを選定する必要が生じた．以下に解析結果を示す．

2. 工事，地形地質概要

本工事は，北海道新幹線のうち，日本最長の陸上山岳トンネルとなる渡島トンネル(延長 L=32,675m)の最も起点方の工区となる村山トンネル(延長 L=5,365m)及び路盤工(延長 L=15m)の工事である．図 1 に小土被り区間付近の地質縦断面図を示す．本トンネルでは，坑口より約 3km 付近の直上に 41m の埋戻土が存在する区間があり，その下位の地質は，相対密度 $D_r=103\%$ ，細粒分含有率 $F_c=1.85\%$ ，均等係数 7.42 の自立性の悪い未固結堆積物砂礫層の富川層基底部である．また，観測井戸データより想定地下水位がトンネル天端より 20m 上方に存在することが判明している．

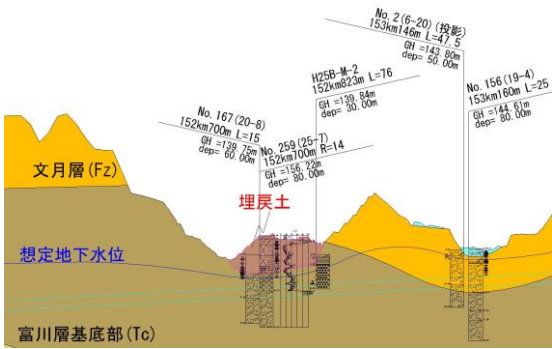


図 1 小土被り区間地質縦断面図

3. 解析条件

(1) 解析目的

埋戻土区間で最小土被りの 152km720m，盛土高さが最大で最小土被りの 152km750m の 2 断面位置において数値解析を行い，トンネル周辺地山の安定性評価，トンネル支保部材の安定性評価，および補助対策の有無の検討を行う．なお，図 2 で「盛土」と記載した範囲は，トンネル掘削後に盛土を行う予定の箇所である．

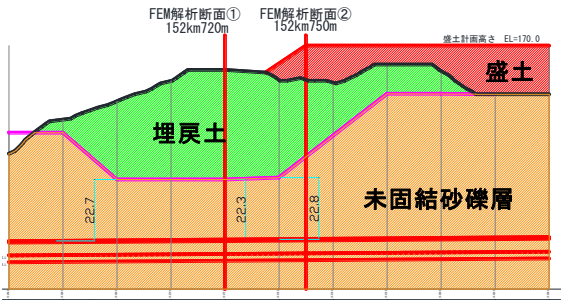


図 2 解析断面位置図

(2) 地山物性値

地山部（富川層基底部）の地山物性値については地質調査結果（原位置せん断摩擦試験（SBIFT））より得られた物性値を採用した．また，

側圧係数は，坑内 A 計測より逆解析して求めた値とし，埋戻土は平均 N 値より換算した物性値とした．盛土は掘削後に上載荷重として全土荷重を載荷させることとした．

表 1 地山物性値一覧表

側圧係数 (K)	側圧係数 (K)	変形係数 (D)		ポアソン比 (ν)		粘着力 (c)	内部摩擦角 (φ)	単位体積重量 (γ)	備考
		初期 kN/m ²	破壊時 kN/m ²	初期 —	破壊時 —				
地山部 (富川層基底部)	0.85	71,900 (68,374~75,417)	7,190	0.35	0.45	66.6 (20.2~112.9)	32.4 (30.2~34.5)	19.0	地質調査 (SBIFT)
		135,000	13,500	0.35	0.45	66.6 (20.2~112.9)	32.4 (30.2~34.5)	19.0	【参考】逆解析値
盛土部 (捨土)		22,000	2,200	0.35	0.45	69.0	30.0	18.0	

キーワード：小土被り，埋戻土，FEM解析，未固結地山

*〒041-1251 北海道北斗市本郷344-2 ・TEL 0138-77-1722 ・FAX 0138-77-1733

**〒041-1242 北海道北斗市市渡631番地1 ・TEL 0138-77-2218 ・FAX 0138-83-7340

***〒162-8557 東京都新宿区津久戸町2-1 ・TEL 03-3235-8622 ・FAX 03-3266-8649

(3) 解析条件

解析の支保パターンはILを基本 (Case1) とし、鋼製支保工を H200 にランクアップした場合 (Case2) , ILパターン天端部に注入式長尺先受工を追加した場合 (Case3) の3ケースとした。

(4) 解析モデル

152km720m ならびに 152km750m の解析モデルを下图に示す。

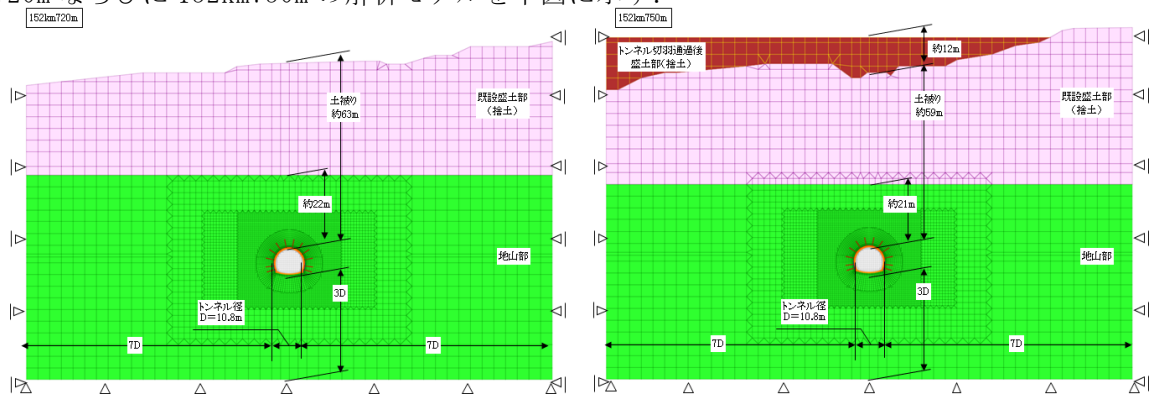


図3 解析モデル図

(5) 解析結果

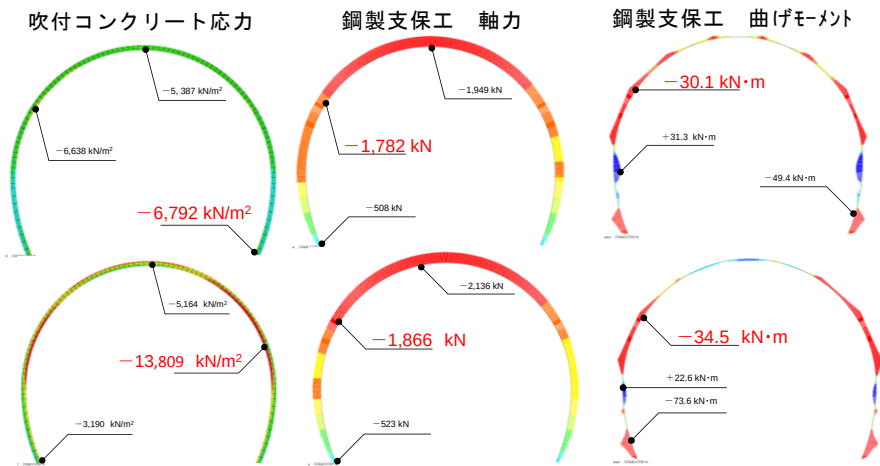


図4 Case2 解析図

表2 Case2 鋼製支保工応力照査

152km720m			
解析ステップ	軸力 (kN)	曲げ モーメント (kN・m)	最大 応力度 (kN/m ²)
上下半掘削・支保設置	-1,782	-30.1	344,221

152km750m			
解析ステップ	軸力 (kN)	曲げ モーメント (kN・m)	最大 応力度 (kN/m ²)
上下半掘削・支保設置	-1,739	-33.8	345,357
盛土施工	-1,866	-34.5	366,767

表3 数値解析結果一覧表

検討ケース			解析 ステップ	吹付けコンクリート (kN/m ²)		鋼製支保工応力 SS400→HT590 (kN/m ²)	
Case No.	鋼製支保工 サイズ	補助工法		11,769	判定	450,000	判定
Case 1	H-125 (上下半)	—	トンネル掘削時	9,287	OK	478,112	NG
Case 2	H-200 (上下半)	—	トンネル掘削時	6,792	OK	344,221	OK
Case 3	H-125 (上下半)	AGF (上半120°)	トンネル掘削時	9,148	OK	481,104	NG

検討ケース			解析 ステップ	吹付けコンクリート 応力 18N→24N (kN/m ²)		鋼製支保工応力 SS400→HT590 (kN/m ²)	
Case No.	鋼製支保工 サイズ	補助工法		15,692	判定	450,000	判定
Case 1	H-125 (上下半)	—	トンネル掘削時	9,457	OK	492,635	NG
Case 2	H-200 (上下半)	—	トンネル掘削時	6,676	OK	345,357	OK
Case 3	H-125 (上下半)	AGF (上半120°)	トンネル掘削時	9,457	OK	495,209	OK
			盛土施工時	16,853	NG	472,034	NG

数値解析の結果から、①鋼製支保工を H200 へとランクアップし、かつ高耐力とする。②吹付けコンクリートの設計基準強度を 18kN/m² から 24kN/m² へとランアップする。以上 2 点の変更により、すべての許容値を満足することがわかった。なお、選定した支保構造の効果の検証を目的したB計測 (鋼製支保工応力計, 吹付けコンクリート応力計) を各解析断面 (152km720m, 152km750m) にて実施することとした。

4. まとめ

今回、未固結地山である富川層基底部 (砂礫層) 上に大規模な埋戻土が存在する区間において、事前FEM解析を実施することにより、剛性を高めた最適な支保パターンを選定することができた。今後、坑内A計測およびB計測の実施により、採用した支保パターンの妥当性を検証していきたい。

【参考文献】 1) 高根ら (2019): 41mの埋戻土直下の未固結地山を土被り22mで掘削 (その2) -掘削状況と計測結果-, 土木学会74回年次学術講演会 講演集