

# 斜面中のトンネル坑口部の地震時挙動に及ぼす地盤改良効果に関する検討

(公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 ○井澤 淳, 野城一栄  
(独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 正会員 陶山雄介, 高野裕輔

## 1. はじめに

筆者ら<sup>1),2)</sup>は, 未固結斜面中のトンネル坑口部の地震時挙動について, FEM 応答変位法を用いて検討を行ってきた. その結果, 地盤の強度が小さく, 一様な斜面に中にあるような条件では地震時の変形が大きくなり, 残留変位も発生する可能性があることが分かってきた. このような場合, トンネル周辺地盤を改良することで, 地震時の変形を抑制できると考えられる. そこで, 地盤改良をモデル化した 2 次元 FEM 地盤応答解析を行い, 地盤改良の効果及び改良範囲の影響について基礎的な検討を実施した.

## 2. 解析モデル

検討では, 図 1 に示すトンネル坑口部 (トンネル土被り=0.5D) を有する斜面角 20 度の斜面を対象とし, N 値 20 および 30 の砂地盤を想定した表 1 に示す検討ケースについて 2 次元 FEM 地盤応答解析を行った. なお, 強度や剛性については鉄道構造物等設計標準・基礎構造物<sup>3)</sup>に従って, 表 2 に示す通りに設定した. また, 粘着力はケース 1, 2 で一律 10kPa, ケース 3 で 50kPa を与えた. 地盤の非線形性には多重せん断ばねモデルに鉄道構造物の耐震設計で標準的に用いられる GHE-S モデルを組み込んで適用し, 非線形パラメータは GHE-S モデルの標準パラメータを使用した<sup>4)</sup>. トンネル覆工は隅角部の RC 部材の応力ひずみ関係 (M- $\phi$  関係) における最大耐力点での等価剛性程度 ( $EI=3000\text{kNm}^2$ ) を有する弾性梁要素でモデル化した. 改良域の目標強度は一軸圧縮強度  $q_u=1000\text{kPa}$  とし, 内部摩擦角  $\phi$  は参考文献 5) に示されている埋戻し改良土の平均的な値である  $29.5^\circ$  とした. 粘着力はこれらの値を用いて図 2 に示すように  $c=292\text{kPa}$  を設定した. せん断剛性は文献 5) を参考にして等価剛性  $E_{50}=180q_u=1.8\times 10^5\text{kPa}$ , 初期剛性  $E_0=5\sim 10E_{50}$  (今回は低めの  $5E_{50}$  とし  $E_0=9\times 10^5\text{kPa}$ ), 初期せん断剛性  $G_0=E_0/2(v+1)=3.1\times 10^5\text{kPa}$  ( $\sigma'_c=98\text{kPa}$ ,  $v=0.45$ ) として設定した. 改良前後での地盤のせん断剛性-せん断ひずみ

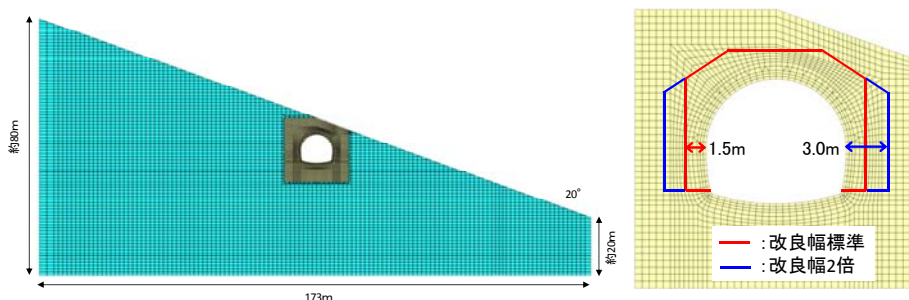


図 1 解析メッシュおよび改良幅

表 1 検討ケース

|       | 斜面角度<br>( $^\circ$ ) | N 値 | 粘着力<br>$c(\text{kN/m}^2)$ | 改良範囲   |
|-------|----------------------|-----|---------------------------|--------|
| ケース 1 | 20                   | 20  | 10                        | 2 倍のみ  |
| ケース 2 | 20                   | 30  | 10                        | 2 倍のみ  |
| ケース 3 | 20                   | 20  | 50                        | 標準&2 倍 |

表 2 自然地盤および改良地盤の強度・剛性

| N 値 | $G_0(\text{MPa})$ | $V_s(\text{m/s})$ | $c(\text{kN/m}^2)$ | $\phi$ (度) | $\tau_f(\text{kN/m}^2)$ |         |
|-----|-------------------|-------------------|--------------------|------------|-------------------------|---------|
| 20  | 84.8              | 217.2             | 10                 | 34.0       | 131.4                   | (ケース 1) |
| 30  | 111               | 248.6             | 10                 | 36.2       | 141.8                   | (ケース 2) |
| 20  | 84.8              | 217.2             | 50                 | 34.0       | 131.4                   | (ケース 3) |
| 改良土 | 310               | 415.2             | 292                | 29.5       | 393.4                   |         |

※ $G_0$ および $\tau_f$ は拘束圧 98kPa での値

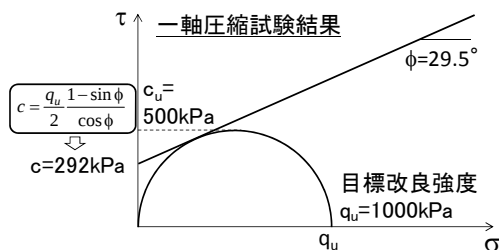


図 2 改良体の強度特性

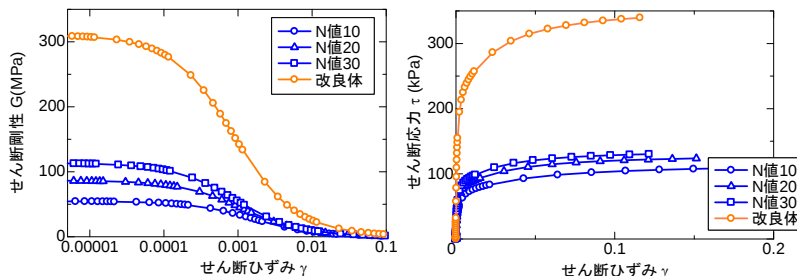


図 3 未改良および改良地盤の変形・強度特性

キーワード 山岳トンネル, 未固結地山, FEM 応答変位法

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 Tel: 042-573-7394

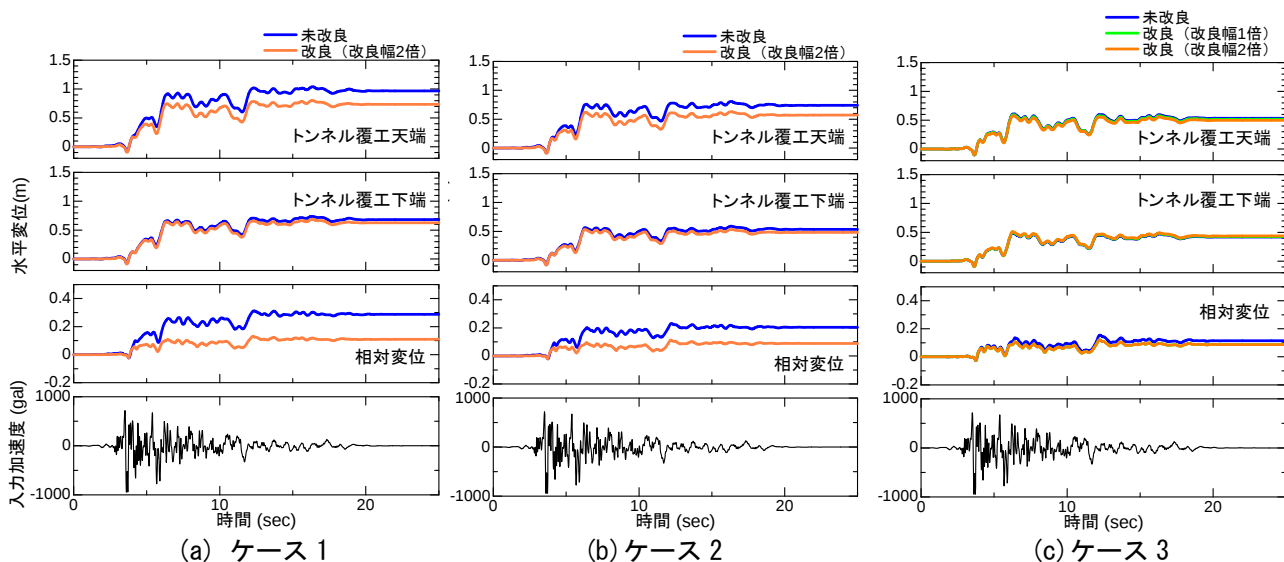


図4 トンネル覆工の水平変位時刻歴

み関係, せん断応力-せん断ひずみ関係を図3に示す. 改良域は, 図1に示すようにトンネル掘削の際に実際に実施される標準的な領域(例えば6)と, 改良幅を2倍にしたケースを検討した.

### 3. 解析結果

図4にトンネル覆工の天端と下端の水平変位, 両者の相対変位の時刻歴を示す. 全てのケースで地盤改良によって変形が抑制できているが, これは図5に示した各ケースの残留時のせん断ひずみ分布から分かるように, 改良域の変形が抑制されたためである

ことが分かる. なお, ケース3では改良幅が標準の場合と2倍の場合で変形量に差が無く, 比較的地盤条件のよい斜面であれば改良効果が頭打ちになること, トンネル掘削に必要な地盤改良によって地震時の変形抑制も可能であることが分かった.

### 4. まとめ

2次元FEM地盤応答解析により斜面中のトンネル坑口部の地震時挙動に与える地盤改良の影響を検討した. その結果, 2次元FEM地盤応答解析で改良効果を確認でき, 今回考慮した改良条件で地震時のトンネル坑口部の変形を抑制できることが確認できた. また, 地盤条件のよい斜面であればトンネル掘削に必要な地盤改良のみでも効果的に変形抑制が可能であることも確認した. ただし, 今回は改良土の変形特性について既往のマニュアル等を参考に設定したが, 実際には適用する改良土の特性を十分に評価した上で, 適切にモデル化を行うことが必要と考えられる.

参考文献: 1) 井澤ら, トンネル坑口部を有する未固結斜面の地盤応答解析, 土木学会第68回年次学術講演会, 2013. 2) 野城ら, 斜面中のトンネル坑口部の地震時挙動に与える地層構成の影響に関する基礎的検討, 土木学会第69回年次学術講演会, 2014. 3) 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物, 鉄道総合技術研究所, 2012. 4) 野上雄太, 室野剛隆: S字型履歴曲線を有する土の非線形モデルとその標準パラメータの設定, 第30回土木学会地震工学研究発表会論文集, 2009. 5) 日本建築センター: 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針, 1996. 6) 野々村他: 小土かぶり未固結地山における事前地山改良工の有効性と課題, トンネルと地下, Vol.42, No.5, 2011.5.

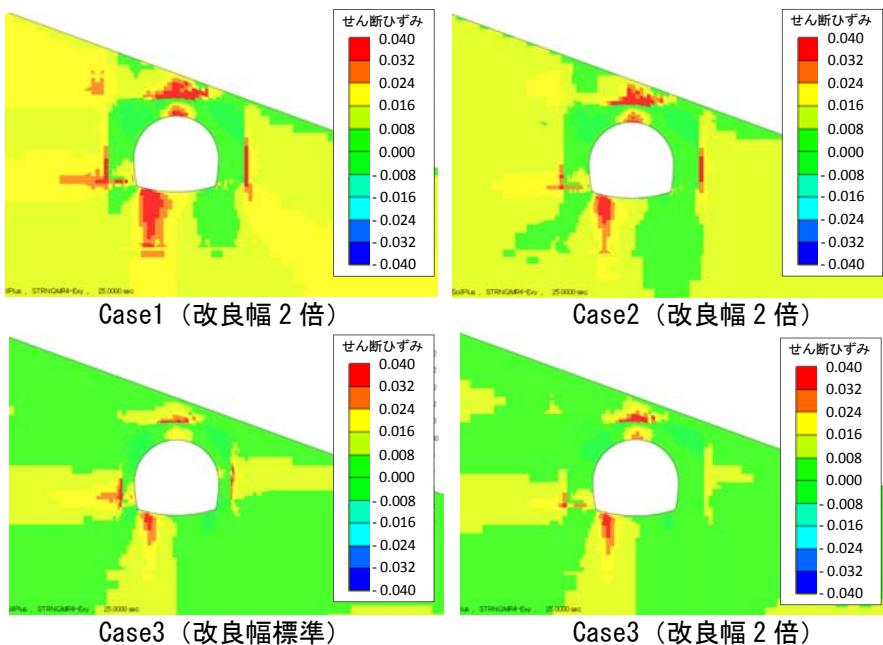


図5 残留せん断ひずみ分布