

## 切ばり式掘削土留め工の地震時設計手法の検討

複合技術研究所 正会員 ○矢崎 澄雄 正会員 伊藤企陽司  
 鉄道総合技術研究所 正会員 小島 謙一 正会員 栗山 亮介  
 日建設計シビル 正会員 西山 誠治

### 1. はじめに

供用期間が長期に渡る場合や重要度の高い掘削土留め工では、地震作用時の安全性についても考慮することが望ましい。しかし、地震時の検討手法は十分に確立されていない。そこで、筆者らは開削トンネルや抗土圧構造物の応答値の算定手法<sup>1), 2)</sup>を適用して、各種掘削土留め工の地震時応答値の算定を行い、掘削土留め工の地震時の設計手法について検討を行った。

自立式土留め工については、応答変位法による検討と地震時主働土圧を作用させた検討を行い、掘削解放面の影響を考慮した応答変位法と、地震時主働土圧による応答値がほぼ一致することがわかった<sup>3)</sup>。本論文では、切ばり式土留め工に対する検討結果を報告する。

### 2. 地震時応答値の算定方法

切ばり式土留め工の地震時応答値として、土留め壁の変位・曲げモーメントに着目することとして、表1に示す3手法での応答値の比較を行うこととした。応答変位法は開削トンネルなどの地中構造物の応答値算定手法であり、切ばり式土留め工への適用性は高いと考えられる。地震時主働土圧による応答が卓越することも想定されるため、地震時主働土圧を作用させた弾塑性法による応答値も算定することとした。また、動的FEM解析による応答値も算定し、それぞれの結果を比較することにより設計手法を検討することとした。

### 3. 試算条件および解析モデル

図1に仮設時の設計<sup>2)</sup>で決定した土留め工の構造断面を示す。本試算では、 $N=30$ 、 $\phi=38^\circ$ の砂質土均一地盤に対して、最終掘削深さ13.0mに対する切ばり式土留め工を計画した。仮設時設計の結果、土留め壁は鋼矢板Ⅲ型：L=16.5m、切ばり4段：水平間隔3m（上部2段：H-300，下部2段：H-350）となり、弾塑性計算による鋼矢板の変形および曲げモーメント分布は図2のとおりとなった。

図3に手法①Step3の骨組みモデルを、図4に手法③のFEMモデルを示す。手法①は、節点・要素・地盤ばねから成る骨組みモデルにて地盤変位の影響による応答値を静的に算定する。手法③は、地盤要素・粘性境界・自由地盤で構成し、土留め工部材は梁要素でモデル化した。各モデルとも部材・地盤の各物性は仮設時設計で

表1 地震時応答値の算定方法

Step	手法① 応答変位法	手法② 地震時主働土圧	手法③ 動的FEM解析
1	仮設時の設計（釣合い根入れ計算・弾塑性計算・支保工計算） （土留め構造・部材の決定、仮設時変位・断面力の算定）		
2	地盤の応答変位量算定	地震時主働土圧の算定	初期応力解析 動的解析による変位・ 断面力の算定
3	地盤変位を考慮した 土留め壁応答値の算定	地震時主働土圧を作用 させた弾塑性計算 変位・断面力算定	仮設時（Step1）と地震 の影響（Step3）の 変位・断面力の加算
4	仮設時（Step1）と地震 の影響（Step3）の 変位・断面力の加算	—	—

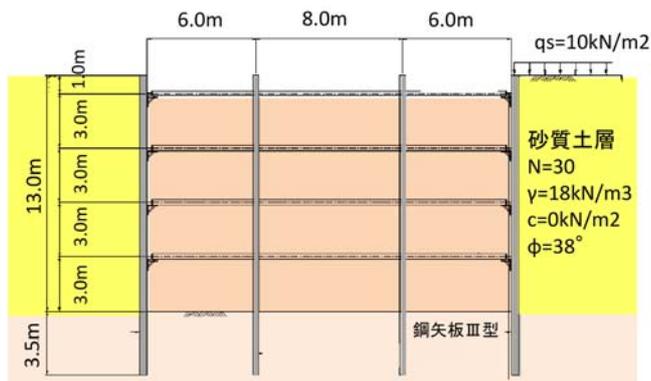


図1 仮設時設計による構造断面

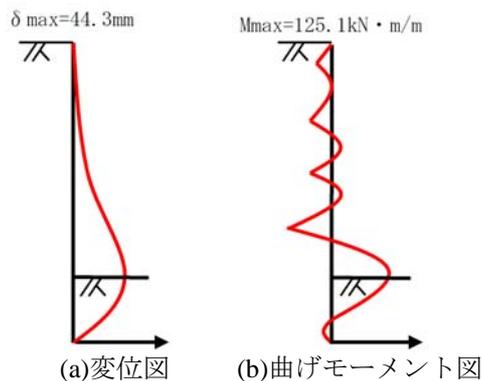


図2 仮設時土留め壁変形・断面力図

キーワード：地震時、掘削土留め工、設計

連絡先：〒160-0004 新宿区四谷1-23-6 (株)複合技術研究所 TEL:03-5368-4101/FAX:03-5368-4105

の諸元を基本として設定し、FEM モデルは自由地盤の側方の無限性を模擬するよう、奥行厚みおよび底面ダンパー物性を十分大きく設定した。考慮した地震力は、静的解析法では水平震度  $k_h=0.2$  を、動的解析法では基盤地震動波形<sup>1)</sup>(L1地震動適合波： $\alpha_{max}=137$  gal)とした。基盤面は掘削底面より深さ10mの位置とした。

### 4. 応答値の算定結果

図5は手法①Step2による地盤変位分布(最大変位11.6mm)である。これによるStep3での土留め壁変位は地盤と同程度(図3:赤線)となっている。図6は動的FEM解析による土留め背面の地表面水平変位が最大の時刻の土留め壁の変位分布である。左右の土留め壁の変位分布・最大値(15mm程度)は同程度であり、応答変位法の適用が可能であることを示している。これら地震の影響による変位を、掘削完了時の仮設時変位と重ねさせた結果を図7に示す。同図から、応答変位法と動的FEM解析の変位はほぼ同程度となっている。また、手法②の地震時主動土圧を作用させた弾塑性計算による変位は仮設時変位より若干大きな結果となった。

図8は、手法①、②の地震による増分を足し合せた土留め壁の曲げモーメント分布であり、図9は手法③による地震の影響による曲げモーメントの増分分布である。各手法とも仮設時より若干最大値が増加する結果であり、図9のFEMの結果と増分の程度や分布がよく整合していることがわかる。また、手法②による曲げモーメントの最大値での応力度は仮設時の許容応力度を満足する結果であることを確認した。

### 5. まとめ

切ばり式土留め工の地震時応答値の算定手法として3つの方法により比較を行った。土留め壁の曲げモーメントは各手法とも同程度となったが、変位については地震時主動土圧による手法での結果が若干小さくなった。今後はこの結果を基に、地震時設計手法を確認する予定である。

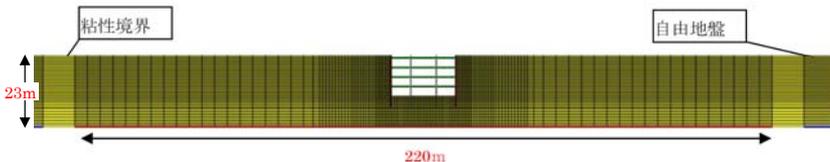


図4 手法③のFEM解析モデル

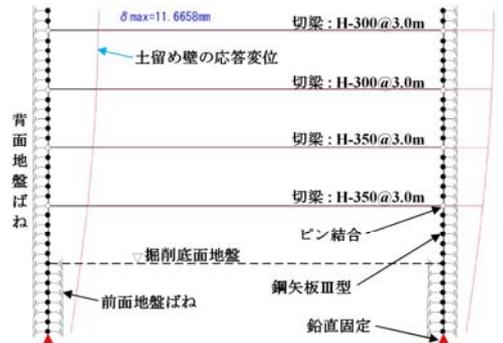


図3 手法①Step3の骨組みモデル (赤線: 地盤変位の影響による土留め壁変位)

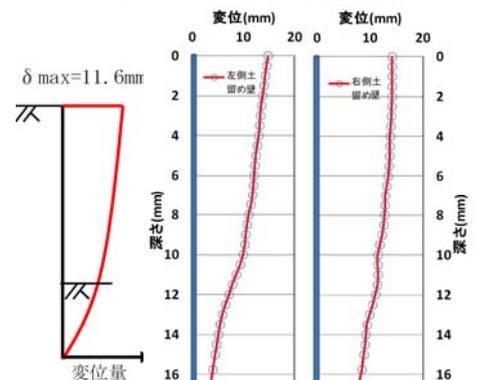


図5 地盤の応答変位 図6 動的FEM解析による土留め変位

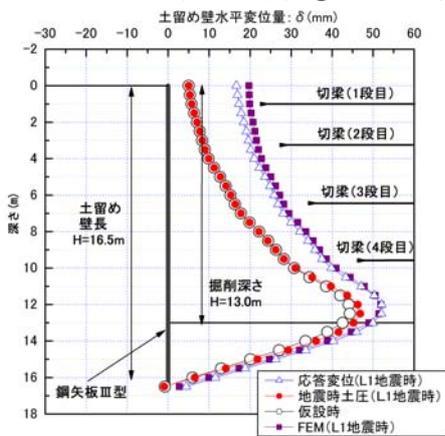


図7 土留め壁変形の比較

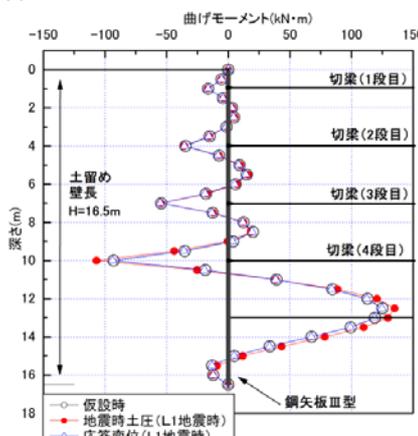


図8 曲げモーメント分布の比較

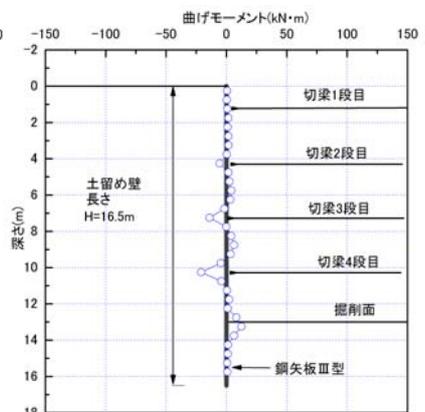


図9 FEMでの曲げモーメント

### 参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 平成24年9月
- 2) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル, 平成13年3月
- 3) 小島, 栗山, 矢崎, 伊藤:自立式掘削土留め工の地震時設計手法の検討, 第48回地盤工学研究発表会, 2013.