

自立式掘削土留め工の地震時設計手法の検討

地震時 掘削土留め工 設計

鉄道総合技術研究所 国○小島謙一 正 栗山亮介
複合技術研究所 正 矢崎澄雄 正 伊藤企陽司

1. はじめに

近年、都市部等の掘削工事において大規模な現場や周辺構造物が密接した現場などでは施工期間が長期にわたる場合も少なくない。それに伴い仮設期間も長期化する傾向にある。仮設期間の長期化に伴い、長期的な地盤変状や地震に対する影響を考慮しなければならない場合が考えられる。

現在の仮設に用いる掘削土留め工の設計では、地震時の照査を実施されていることはほとんどなく、設計手法も明確にされていない。そこで、長期間供用される場合などにおいて、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。本検討においては仮設構造物（掘削土留め工）の設計耐用期間内（仮設期間）に数回程度発生するL1地震動を想定し、地震時の地盤の応答変位を土留め壁に作用させる方法（応答変位法）と地震時主働土圧を土留め壁に作用させる方法の2つの手法について比較検討を行った。掘削土留め工としては自立式土留め壁を対象とした。

2. 地震時設計手法

表1に本検討での掘削土留めの設計の流れを示す。応答変位法を用いた手法では、Step1で通常的设计手法通り弾塑性法により仮設時の掘削土留め工の設計¹⁾を行う。Step2では耐震設計で用いられている地震時の地盤応答変位²⁾を算出する（応答変位法）。Step2で求めた応答変位を仮設設計

を行った掘削土留め工に与えることにより、地震時における土留め壁の変位量および断面力を求める。Step4で、仮設時に発生する土留め壁の変位量および断面力（Step1）と地震時における変位量と断面力を重ねあわせることにより仮設期間中に発生した地震における土留め壁の変位量および断面力を得ることができる。

地震時主働土圧を考慮する設計手順は、上記Step1と同様に弾塑性法による仮設時の土留め壁の計算ののち、擁壁と同様に地震時主働土圧を算定³⁾し（ $K_h=0.2$ ）、土留め壁に作用させ地震時における土留め壁の変位量および断面力を求めた。

3. 試算条件

計算断面を図1に示す。本検討では自立式土留め壁を対象とし、掘削深さは2.5mとした。地盤はN値30、内部摩擦角 $\phi=38^\circ$ 、単位体積重量 γ を 18kN/m^3 の砂質土の単層とした。土留め壁は鋼矢板Ⅲ型を使用した。背面地盤の上載荷重は開削標準に準拠し、 $q_s=10\text{kN/m}^2$ を考慮した。土留め壁長は仮設時のつり合い根入れの計算により7.5mとした。なお、地盤の応答変位は、掘削面より深さ10mの位置を基盤面とした。

応答変位法は簡易に地盤内構造物の地震時挙動を評価する手法として有効である。しかし、あくまでも地盤変位を算定するときは地盤が連続していることを前提としているため、このような自立式掘削土留め工の場合にはそのまま適用できない可能性がある。そこで地盤の応答変位の算出においては2つのケースを設定した。ケース1は掘削の状態を考慮せず掘削面側においても地表面まで背面地盤の土質と同一条件で地盤の応答変位を算定した。ケース2としては、地盤の掘削状態を再現するため地表面から掘削深さまで地盤がないことを考慮し、N値およびせん断弾性波速度を極めて小さくした。

表1 検討手法

Step	応答変位法	地震時土圧
1	仮設時（掘削完了時）の弾塑性計算	仮設時（掘削完了時）の弾塑性計算
2	地盤の応答変位量の算定	地震時主働土圧の算定
3	応答変位法による地盤変位を用いた地震時の土留め壁・支保工の変位・断面力計算	Step2での地震時主働土圧を用いて土留め壁・支保工の変位・断面力計算
4	仮設時（Step1）と地震時のみ（Step3）の変位・断面力の重ね合わせ	仮設時（Step1）と地震時のみ（Step3）の変位・断面力の重ね合わせ

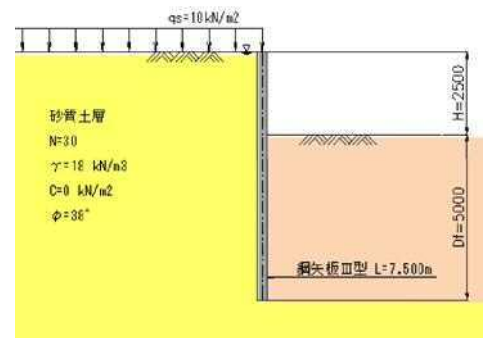
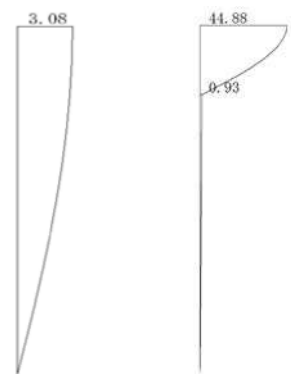


図1. 自立式土留め壁の一般図



(a) ケース1 (b) ケース2

図2 地盤の応答変位分布

Seismic design method of temporary retaining wall by cantilever type

Kenichi KOJIMA, Ryosuke KURIYAMA (Railway Technical Research Institute), Sumio YAZAKI, Kiyoshi ITOH (Integral geotechnical Institute)

4. 計算結果

図2に地盤の応答変位分布を示す。(a)はケース1の場合の結果を示す。地盤面から基盤面まで一様な地盤であるため、地盤の応答変位分布に急激な変動はみられない。掘削土留め壁天端部の地盤変位は約3mmであった。(b)はケース2の地盤の応答変位分布である。地盤面から掘削深さまで非常に柔らかい地盤であるため、掘削底面以深と比較して地盤の応答変位量が大きく、掘削土留め壁天端部の地盤変位は約45mmとなった。

図3に掘削土留め壁の変位分布を示す。(a)は応答変位法がケース1の場合である(図2(a)参照)。地盤自体が緩やかに変位し、その変位量も小さいため土留め壁全体が掘削側に変位しているが仮設時と大きな違いはない。地震時主働土圧を用いた場合には根入れ先端付近はほとんど増加変位がないが、土留め壁の天端部の変位を中心に掘削領域の変位が大きく増加した。(b)はケース2における掘削土留め壁の変位分布である。応答変位法を用いた場合と地震時主働土圧による場合は概ね同様の変位となった。土留め壁天端部の変位量は、応答変位法で約130mm、地震時主働土圧では約123mmであり、仮設時と応答変位法を比較するとL1地震時では、土留め壁天端の変位が約1.5倍増加した。

図4は地震時における掘削土留め壁の曲げモーメント分布である。(a)はケース1、(b)はケース2である。(a)の場合、応答変位法では変位量が非常に小さいことから、仮設時と比較して、曲げモーメントがほとんど変化しない。(b)では応答変位法を用いた場合の曲げモーメントが、地震時主働土圧よりも大きくなった。最大曲げモーメントは仮設時で約95kN・m、応答変位法で約135kN・mであり、L1地震時では仮設時と比較して約1.4倍の最大曲げモーメントが発生することがわかった。この曲げモーメントを用いて土留め壁の曲げ応力度の照査を行ったが、許容応力度を超えないことを確認した。

図4は地震時における掘削土留め壁の曲げモーメント分布である。(a)はケース1、(b)はケース2である。(a)の場合、応答変位法では変位量が非常に小さいことから、仮設時と比較して、曲げモーメントがほとんど変化しない。(b)では応答変位法を用いた場合の曲げモーメントが、地震時主働土圧よりも大きくなった。最大曲げモーメントは仮設時で約95kN・m、応答変位法で約135kN・mであり、L1地震時では仮設時と比較して約1.4倍の最大曲げモーメントが発生することがわかった。この曲げモーメントを用いて土留め壁の曲げ応力度の照査を行ったが、許容応力度を超えないことを確認した。

5. まとめ

自立式掘削土留め工の地震時設計手法として、応答変位法を用いた場合と地震時主働土圧を用いた場合について比較検討を行った。また、応答変位法については算定条件の異なる2つのケースの応答変位を用いた。その結果、通常の応答変位法による計算(ケース1)では仮設状態からほとんど変位や曲げモーメント変化しないことがわかった。掘削解放面を考慮したケース2ではおおむね1.5倍の変位や曲げモーメントが発生した。地震時主働土圧を用いた場合もケース2とほぼ一致することがわかった。今後は、動的FEM解析を実施し、これらの挙動について確認を行う他、自立式以外の掘削土留め工(支保工を有した場合)における設計方法について検討する予定である。

参考文献

- (1)鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル(付属資料 掘削土留め工の設計) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編
- (2)鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編
- (3)鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め標準 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編

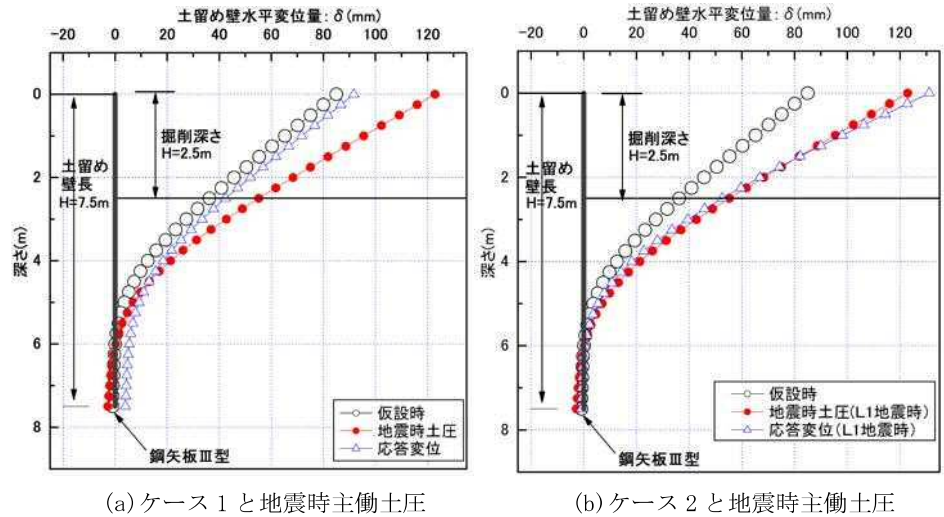


図3 地震時における掘削土留め壁の変位分布

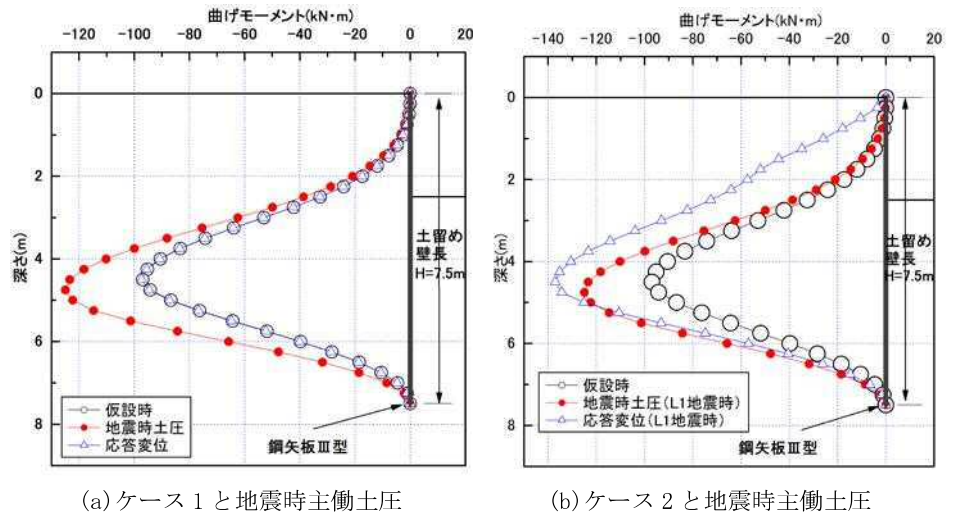


図4 地震時における掘削土留め壁の曲げモーメント分布