

補強土工法を用いた仮土留めの試計算

(株) 複合技術研究所 正 ○ 浦川 智行, 矢崎 澄雄, 田村 幸彦
 (財) 鉄道総合技術研究所 正 山田 孝弘, 舘山 勝, 小島 謙一

1. はじめに

近年、太径棒状補強体を用いた地山補強土工法を切梁やグラウンドアンカーの代替として、仮土留め工に適用する事例が増加していることから、平成13年3月に策定された鉄道における掘削土留め工基準¹⁾ (以降「新基準」と称す) に補強土工法を用いた仮土留めの設計法が取り入れられた。新基準に取り入れた設計法は、過去の実績を考慮し、従来行ってきた設計法をより合理的に改善したものとなっている。そこで、従来の設計法と新基準での設計法による試計算を行い設計結果の比較を行ったので報告する。

2. 設計方法の比較

補強土工法を用いた仮土留めの設計法は、まず二楔法による転倒・滑動に対する安定を確保する補強材の仕様を設定し、次に土留め工としての検討に準拠し土留め壁の根入れ長や断面計算等を行う。その後、弾塑性法により土留め壁の変形量を算定する。従来の設計方法と新基準の設計方法の相違点を表1に示す。

表1 従来の設計法と新基準の設計法との相違点

	従来の設計	新基準
二楔安全率 (滑動・転倒) F_s	2.0	完成時: 1.5 (2.0), 施工時: 1.25 (1.5)
補強材の引抜抵抗安全率 F_f	2.0	完成時: 1.5 (2.0), 施工時: 1.25 (1.5)
主働土圧	砂質土: ランキン 粘性土: 土圧係数	掘削底面より上部: 二楔計算で求めた主働土圧 掘削底面より下部: 従来の仮土留めの設計で用いる主働土圧

安全率の () 内の値は変形に対する制限が厳しい条件の場合

本報告では、(1) 土圧, 安定の安全率の違いによる補強材配置, 長さの比較, (2) 土圧, 補強材仕様の違いによる変位量の比較に着目した計算を実施した。

3. 安定計算

計算に用いた断面形状および地盤条件等を図1に示す。

計算は、従来の設計法で決定した断面 (J1) と、その仕様を元に新基準の設計法で補強材配置および長さを変えた断面 (S1~S4) の計5ケースについて行った。

土留め壁はH鋼親杭横矢板とし、補強材は太径棒状補強材 ($\phi 40\text{cm}$) を用いた。

計算結果の一覧を表2に示す。新基準の設計法では、安定に対する安全率が従来設計法より小さくなったこと、掘削底面より上部の主働土圧を二楔法の計算によって得られた土圧を用いたことにより、従来の設計法 (J1) と同様の配置とした場合 (S1) でも補強材長は $3/4$ となった。さらに、各段ごとの補強材長を各次掘削段階での安定により決定した場合 (S2, S4) や、補強材配置間隔を大きくした場合 (S3, S4) についての検討を行った結果、S3, S4 では補強材延長で約 $1/2$ となった。補強材配置間隔が同じケースを比較すると、S1 と S2 では各段の長さを変化させた S2 の方が合理的となる結果となったが、S3 と S4 では補強材長の差はなく、補強材による安定は補強材配置間隔による影響が大きいものと考えられる。

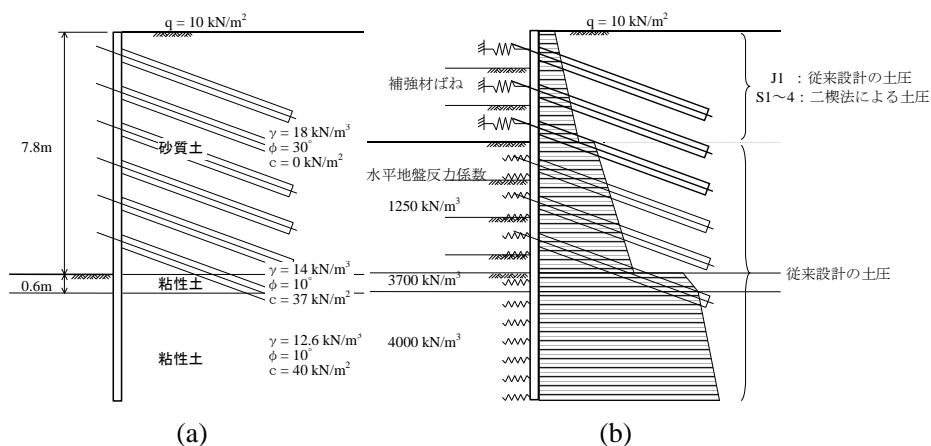


図1 計算断面形状, 荷重および地盤条件

キーワード: 補強土, 太径棒状補強材, 掘削土留め, 弾塑性

連絡先: 〒107-0052 東京都港区赤坂 2-15-16 TEL 03-3582-3373 FAX 03-3582-3509

以上の計算による結果は、安定計算についての結果であり、補強材配置間隔を大きく、また、上段の補強材長を短くしても、安定上は安全率を満足するが、一方でこのように経済化・合理化を図った場合には、土留め壁の変形については厳しい条件になると考えられる。よって、各計算ケースでの弾塑性計算を行い、土留め壁の変位量について考察した。

表 2 安定計算結果一覧

ケース	J1	S1	S2	S3	S4
断面図					
段数 n (段)	6	6	6	5	5
鉛直間隔 Δv (m)	1.2	1.2	1.2	1.5	1.5
水平間隔 Δh (m)	1.5	1.5	1.5	2.0	2.0
補強材長 L (m)	6.0	4.5	3.5~4.5	5.0	4.0~6.0
壁 1.0m 当り補強材延長 ΣL (m/m)	24.0	18.0	15.7	12.5	12.5

4. 弾塑性法による計算

計算ケースは表 2 に示す安定計算と同様の 5 ケースについて行った。図 1 (b) に計算モデルを示す。補強材ばねは現場で行われた引抜き試験を元に長さ 1m 当りの水平方向ばねを計算し、各段の補強材の長さに対する値を設定した²⁾。

以上の条件で計算した各ケースの掘削ステップごとの土留め壁水平変位量を図 2 に、最終掘削時の水平変位量を図 3 に示す。

各ケースとも掘削ステップが進むに従い土留め壁中央部でののはらみだしが増加する傾向にあり、最終掘削ステップでは掘削底面位置付近で最大のはらみ出し量となっている。

各ケースの変位量を図 3 で比較すると、J1 と同じ補強材配置間隔である S1, S2 は補強材長が短いにもかかわらずのはらみだし変位が小さくなっている。これは、掘削面より上部の土圧が従来設計より小さい二楔法計算での土圧を用いていることによると思われる。しかし、S3, S4 では補強材配置間隔が大きいため J1 より変位量が大きくなっている。また、S1 と S2, S3 と S4 を比較すると上部の補強材長が短いケース (S2, S4) の方が土留め壁天端付近の変位量が大きくなっている。S3, S4 における土留め壁天端付近の変位量は、土留め壁を他のケースと同様の仕様 (H-200) としたためであり、実際には鋼材のサイズを大きくすることによりある程度は小さくできるものと思われる。

5. まとめ

以上の設計の結果から、新基準による設計方法は安定計算に対してはかなりの合理化・経済化が図れる結果となった。しかし、極端な合理化を行った場合には土留め壁変位量は大きくなる結果が得られたことから、重要構造物が近接しているなどの条件で、土留め壁変位の制限が厳しい場合には、補強材配置間隔を極端に大きくすることは危険であり、更に変位量を少なくする配置としては、全段とも同じ長さとしたほうがよい結果であった。

参考資料

- 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, (財) 鉄道総合技術研究所, 平成 13 年 3 月
- 2) 浦川, 矢崎, 舘山, 山田, 吉田: 大径棒状補強体の引抜き特性-引抜きバネ値の評価-, 第 36 回地盤工学研究発表会, 2001.6

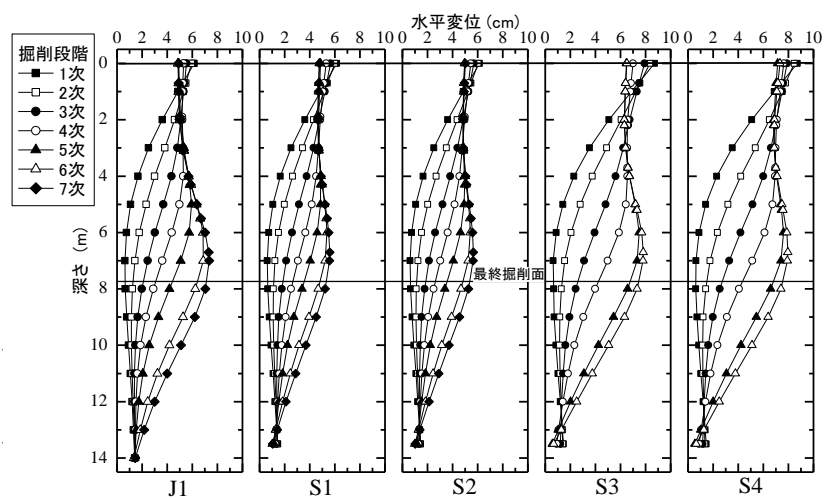


図 2 各ステップの水平変位量

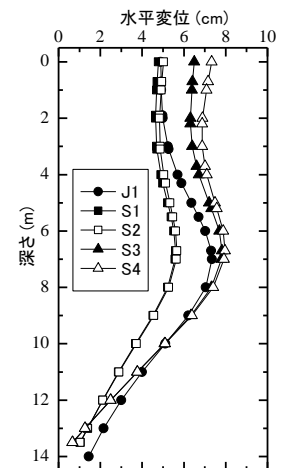


図 3 最終掘削時の変位量