

鋼矢板斜め自立土留め工法の設計法に関する一考察

(株) 大林組 正会員 ○前田知就 正会員 照井太一
正会員 原田文隆 元井康雄

1. はじめに

斜め自立土留め工法は、鉛直に土留め壁を構築する場合に比べて背面土圧の低減が期待されるため、壁剛性の低減や支保工を省略できるという特徴がある。このため、掘削深度や地盤条件によっては、鉛直土留めより斜め土留めが、工程的・経済的に有利になる場合がある。一方、斜め土留めの設計においては、壁面の傾斜を考慮した土圧を用いる必要があるため、土留め壁の傾斜を考慮することができる「道路土工 擁壁工指針」における土圧の考え方を参考に、既往の実験結果¹⁾等もふまえてクーロン式により算出した土圧を用いた。また、土留め壁の設計には、梁ばねによる弾塑性解析を採用した。本報告は、実施工現場に適用した斜め土留めの計測結果をもとに、今回採用した斜め自立土留め設計法に関する検証と考察である。

2. 斜め土留め壁の設計について

(1) 設計対象

取水・放水管路鋼管(φ2800 mm)を設置するための掘削深度9.6m(中央部)の仮設土留めにおいて、土留め壁(鋼矢板Ⅳ型)を10°傾斜させることにより、支保工の省略を可能とした自立式斜め土留め²⁾の設計を対象とする。図-1に、検討断面図を示す。

(2) 設計用土質定数の設定

当該地盤は、緩い細砂主体の埋め立て地盤(層厚約12m, N値3~5)である。設計用土質定数は、土質試験結果(γ:密度試験, Cおよびφ:ボーリングサンプリングによる3軸圧縮試験, E:孔内水平載荷試験)より設定した。壁面摩擦角δは、φ/3とした。表-1に、各層における設計用土質定数を示す。

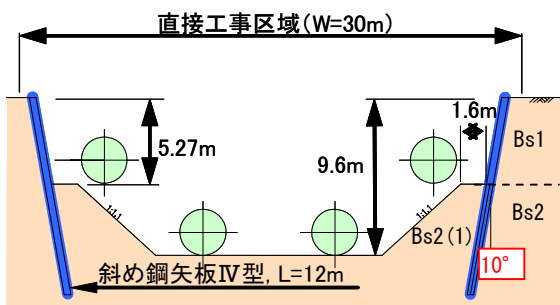


図-1 斜め土留め検討断面図

表-1 設計用土質定数

土層	単位体積重量 γ (kN/m ³)	N値	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 φ (°)	変形係数 E ₀ (kN/m ²)
Bs1	17.0	3	0	33	2100
Bs2(1)	17.0	5	0	33	4440
Bs2(2)	17.0	5	0	33	7400

(3) 設計法について

解析手法は、土留め壁を有限長の弾性梁、地盤を弾塑性床としてモデル化する「土留め弾塑性解析」とした(図-2)。設計側圧(土圧)の設定では、土留め壁の傾斜角αを反映させるため、擁壁工における土圧の考え方と同様にクーロン式により主働土圧係数を算出した¹⁾。また、受働土圧係数についても同様にクーロン式を採用した。

根入れ長は、土留め壁の2種類の転倒モード(背面側および掘削面側への転倒)それぞれについて、円弧すべり計算(図-3)・土圧バランスにて安全性を確保するように設定した。

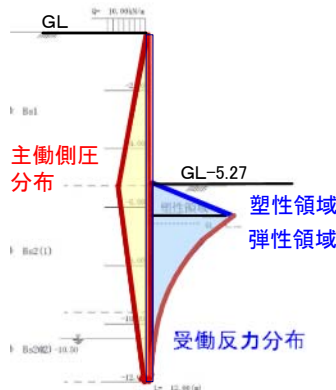


図-2 弾塑性解析

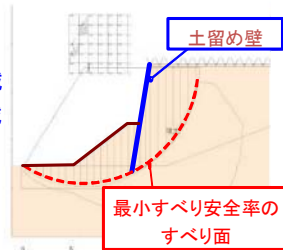


図-3 円弧すべり計算

キーワード 鋼矢板, 斜め自立土留め, 弾塑性解析, 土圧, 砂地盤, 粘着力

連絡先 〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2 (株) 大林組 生産技術本部 都市土木技術部 TEL 03-5769-1305

3. 現場計測結果と設計値の比較

(1) 土圧

最終掘削時での壁面土圧計による土圧実測分布（図-4）は、背面側（主働側）で設計側圧の20～50%，掘削側（受働側）は極限値の5%であった．主働土圧分布は、GL-3mまでの勾配（土圧係数に相当）がほぼ同等であることから、土圧係数の設定方法（クーロン土圧の適用）は妥当であると考えられる．受働土圧については、土留めの変位が小さく、受働側の地盤抵抗に十分余力がある状態であったといえる．また、GL-1mまでの土圧計の値が0であることより、背面地盤の粘着力の影響が考えられる．

(2) 鋼矢板の変位・応力

最終掘削時での最大変位は、24.1mm で、設計値 119.2mm の約 20%の変位量であった（図-5）．ひずみゲージによる鋼矢板の最大応力度は、引張応力度で 8.4N/mm^2 と、設計値の 103N/mm^2 に対して、約 8%と極めて小さい結果であった．なお、土留め変位測定に用いた傾斜計の計測データから換算した曲げモーメント分布も、ひずみゲージからの曲げモーメント分布もほぼ同等の結果であった．

4. 計測結果に対する逆解析結果

本事例の実測結果は、側圧（土圧），土留め変位・応力ともに設計値と比較して20～50%程度と小さかった．この要因として、設計用土質定数と実地盤との差異が考えられるため、最終掘削時の土留め変位に着目し、設計用土質定数（粘着力・内部摩擦角・変形係数）の逆解析を実施した（図-6～8）．この結果、粘着力の影響が大きく、設計上0としていた砂地盤の粘着力を $C=9\text{kN/m}^2$ とした時に、頭部土留め変位が24.4mm となり、実測値と概ね近似する結果となった（図-5）．また、乱さない供試体での地盤定数を確認のために実施したブロックサンプリングによる三軸試験で、 $\phi=33^\circ$ $C=7.8\text{kN/m}^2$ が得られ、逆解析結果と概ね整合した．

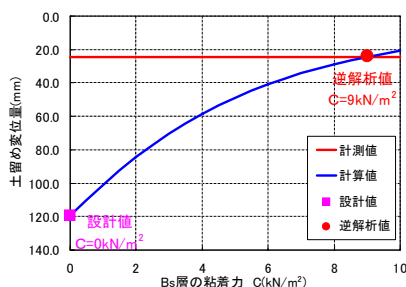


図-6 粘着力に着目

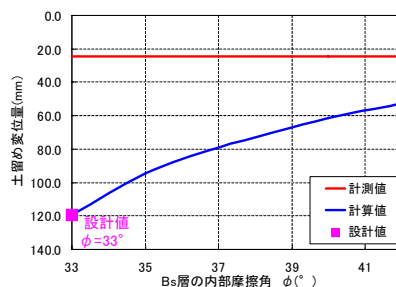


図-7 内部摩擦角に着目

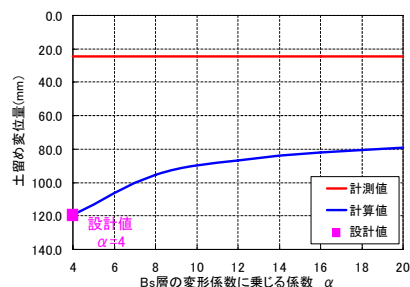


図-8 変形係数に着目

5. まとめ

砂地盤で掘削深度 9.6mの斜め土留めを対象に、土留め設計手法として、弾塑性解析でクーロン式を用いて壁面の傾斜を考慮するという設計法を適用した．現場計測結果と設計値を比較した結果、土留めに作用する土圧，土留め壁の変位・応力ともに、実測値は設計値を下回る結果となり、今回適用した設計手法にて土留めの安全性を確保することができた．一方、実測値と設計値の差異について、計測結果をもとに土質定数の逆解析を行った結果、設計上考慮していなかった砂地盤の粘着力を $C=9\text{kN/m}^2$ と見込むことで、実測値と整合する結果が得られた．粘着力には、セメンテーションによる粘着力とサクションによる見掛けの粘着力があり、これらの評価とどの程度設計に見込むかが課題である．今後はさまざまな地盤条件で斜め土留めの設計・施工実績を蓄積し、それらの結果に基づき、解析モデル・地盤定数の設定・土圧の評価方法を検証し、より合理的な設計法を確立するつもりである．

参考文献 1) 嶋田他: 自立土留めに働く砂地盤の土圧に関する遠心模型実験 土木学会第 65 回年次学術講演会, III-456, 2010.9

2) 坂平他: 火力発電所取水管路設置における鋼矢板斜め自立土留め工法の適用 土木学会第 66 回年次学術講演会(投稿中)2011.9

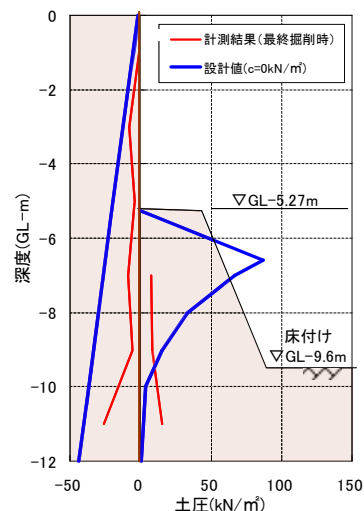


図-4 土圧分布比較

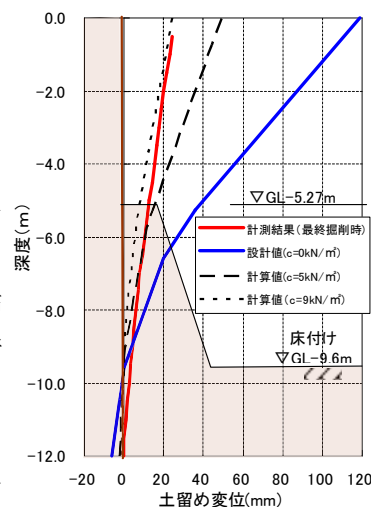


図-5 土留め壁変位分布