

Ⅲ-B250

岩盤に着底した深層混合処理による自立土留めの挙動（その2）

－安定性の評価－

電源開発(株) (正) 野口 俊介 (正) 栗崎 夏代子
 電源開発(株) (正) 東 健一
 不動・浅沼・新日鐵JV (正) 兵頭 洋
 運輸省港湾技術研究所 (正) 高橋 邦夫

1. はじめに

橘湾火力発電所のポンプ場基礎および仮設土留めにフライアッシュを用いた深層混合処理(FGC-DM)工法を採用した。大規模掘削工事での深層混合処理(以下、DM)による自立土留めの事例は少なく、かつ、本工事では支持地盤が起伏に富んだ岩盤であることに起因する設計・施工上の課題もあり、計測施工を実施した。ここでは、計測結果¹⁾およびDM着岩面のせん断試験結果に基づき、外部安定、内部安定の評価を行い、土留め壁体幅の検証を試みた。

2. 検討方法

(1) 安定計算法

外部安定の検討は、滑動および転倒について行い、内部安定の検討は、FEMおよび下記の簡便法(図1参照)により、内部応力の照査を行う。なお、FEMの解析条件は既報¹⁾と同様である。

- ・水平せん断応力 $\tau_h = \lambda \cdot P_h / B \leq \tau_a$
 - ・端し圧 $t_i \leq \sigma_{ca}$
 - ・曲げ引張応力 $\sigma_{bt} = W/B - 6M/B^2 \leq \sigma_{ta}$
 - ・曲げ圧縮応力 $\sigma_{bc} = W/B + 6M/B^2 \leq \sigma_{ca}$
- σ_{ca} : 許容圧縮応力度、 τ_a : 許容せん断応力度、 σ_{ta} : 許容引張応力度
 λ : 最大せん断応力度と平均せん断応力度の比(=1.5とする)
 B : 壁体幅、 W : 床付け深度より上部の壁体重量(浮力考慮)
 M : 曲げモーメント(=床付け深度より上部の主働側圧合力 $P_h \times \bar{r} \cdot \Delta$ 長さ)

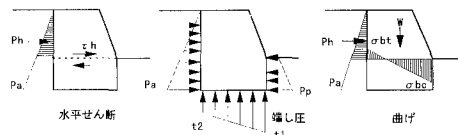


図1 簡便法モード

壁体幅は、実施工の壁体幅(=15m)を含め、パラメータとする。壁体の許容応力度は、設計値($\tau_a = 1/2 \cdot \sigma_{ca} = 20 \text{ tf/m}^2$ 、 $\sigma_{ta} = 0.15 \sigma_{ca} = 6 \text{ tf/m}^2$)のほか、チェックボーリングにより確認した現場強度(平均 $q_{ur} \approx 30 \text{ kgf/cm}^2$)を反映した値(設計値の2倍)の二通りで照査する。

(2) 壁体作用外力の設定

壁体に作用する主働側の側圧および壁体底面に作用する揚圧力は、計測結果に基づき、図2のように設定した。

壁体底面のせん断抵抗力は、着岩部のボーリングコア試料を用いた一面せん断試験結果($c = 1.27 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi = 31.4^\circ$)から算定した。また、掘削側の岩盤線は傾斜しており、そこに着底した基礎部DMブロックについては、土留め部とは分離し、傾斜岩盤面に沿った力のつり合いから、等価な受働土圧としての評価(図3参照)を行い、土留め部に外力として作用するものとした。なお、安定検討に際しては、上記の壁体底面せん断抵抗力および受

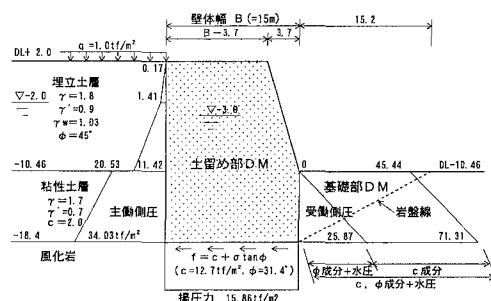


図2 壁体作用外力(A-A西側断面)

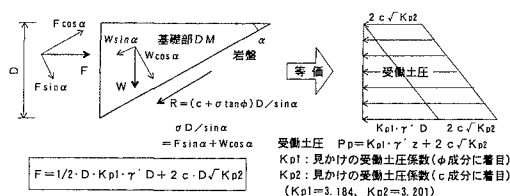


図3 基礎部DMブロックの受働土圧評価

働土圧を、 ϕ 成分のみを考慮する場合（設計時の考え方）と c 、 ϕ の両方を考慮する場合の二通りで行う。

3. 検討結果

（1）外部安定

滑動および転倒の安全率と壁体幅の関係を図4に示す。着岩面のせん断抵抗力として、 ϕ 成分（摩擦係数 $\mu = \tan \phi = 0.61$ ）のみ考慮した場合には、壁体幅15mでは滑動 $F_s = 0.99$ となるが、計測結果では滑動の兆候も認められないことなどから、実際には、粘着力が発揮されているものと考えられる。

（2）内部安定

せん断応力と壁体幅の関係を図5に示す。なお、曲げ圧縮力についても、せん断応力評価に置き換え、同図に示した。壁体幅15mでは、許容応力度を設計値とした場合でも、せん断応力は許容値を下回る。

引張応力と壁体幅の関係を図6に示す。壁体幅が10m程度以上では、曲げ引張応力は発生せず、DM天端および掘削法面表層の水平引張りがわずかに発生する程度であるが、10m程度以下になると、曲げによる引張が顕著になる（図7、図8参照）。

（3）壁体幅の検証

以上の安定性評価より、評価条件毎の必要壁体幅と支配要因をまとめたものが表1である。これより、着岩面の粘着力を考慮した場合には、壁体幅は10m程度には低減可能となり、その状態では、内部安定とくに引張応力が支配要因となることが明らかとなった。

表1 必要壁体幅と支配要因

許容応力	設計値	現場強度を反映 (設計値の2倍)
着岩面のせん断抵抗*	$\tau_a = 20 \text{ tf/m}^2$ $\sigma_{\tau a} = 6 \text{ tf/m}^2$	
ϕ のみ考慮 (設計時の考え方)	$> 15 \text{ m}$ (滑動)	$> 15 \text{ m}$ (滑動)
c 、 ϕ 考慮	$9 \text{ m} \sim 13 \text{ m}$ (曲げ引張) ($\tau_{\max}$)	$6 \text{ m} \sim 8 \text{ m}$ (σ_t) (曲げ引張)

*) $c = 1.27 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi = 31.4^\circ$

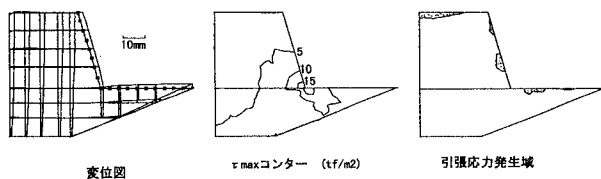


図7 FEM解析結果（B=15m：実施断面）

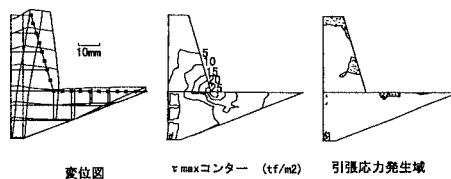


図8 FEM解析結果（B=7m）

4. おわりに

深層混合処理による自立土留めの計測結果、チェックボーリング結果および着岩面のせん断試験結果に基づき、土留め壁体の安定性評価を行い、壁体幅の検証を行った結果、同一条件下での経済断面を把握することができた。なお、着岩面のせん断強度については、DM施工機の先端攪拌翼の装着や着底部での先端処理の工夫等により良好な結果が得られたものと考えられる。

【参考文献】

- 1) 栗崎夏代子他：岩盤に着底した深層混合処理による自立土留めの挙動（その1）—計測結果—，土木学会第53回年次学術講演会（投稿中）

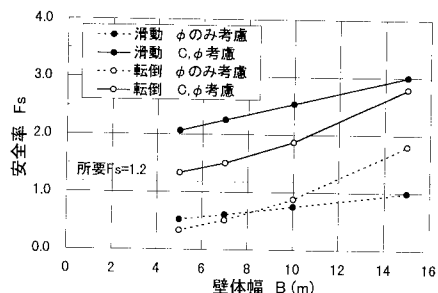


図4 外部安定と壁体幅の関係

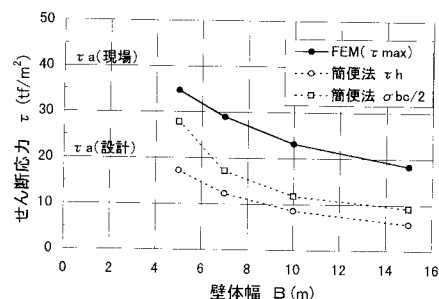


図5 せん断応力と壁体幅の関係

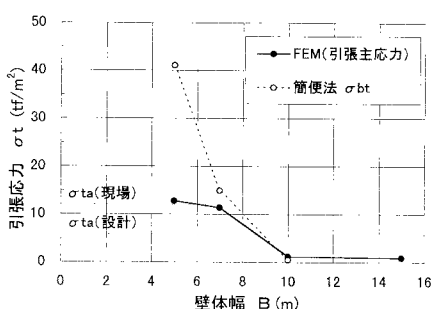


図6 引張応力と壁体幅の関係