

Ⅲ - B191

土留め擁壁の地震時安定に対する靱性評価

(財) 鉄道総合技術研究所 正会員 舘山 勝
 (財) 鉄道総合技術研究所 正会員 小島 謙一
 (株) 複合技術研究所 正会員 堀井 克己
 東京大学 工学部 正会員 龍岡 文夫
 東京大学 生産技術研究所 正会員 古関 潤一

1. はじめに

阪神大震災では、多くの鉄道擁壁において傾斜や転倒などの被害が発生した。これらの擁壁はいずれも設計震度 $k_h=0.2$ で設計されていたにも関わらず、擁壁の構造型式の違いによって被害程度に明らかな差が生じた¹⁾。そこで、それぞれの構造型式の擁壁を徐々に傾斜させ、その状態で地震力に対する安全率を計算し、傾斜角に対する安全率の低下度合いから、構造型式の違いによる地震時靱性能の評価を試みた。

2. 計算方法と断面

検討した構造型式はもたれ式擁壁、重力式擁壁、L型擁壁、補強土擁壁の4種類である。阪神大震災ではこの順で被害程度が大きく、特に、もたれ式では完全に転倒したものもあった²⁾。

図1にそれぞれの擁壁の計算モデルを示す。擁壁の高さ5m、盛土材は砂質土、地盤はN値40程度の砂礫層と設定した。これらは阪神における被災箇所(石屋川地区)をモデル化したものである。各擁壁の断面寸法は、現行設計法に基づき設計して定めた。このためモデル擁壁は、構造型式は違っても現行設計法³⁾においては等価な安定性を有すると評価される断面である。

図1の擁壁の傾斜時の地震時安定性を計算した。基本的には、回転中心を壁体の踵とし、0~60°まで2.5°刻みで傾斜させた形状に対して、設計震度を4段階($k_h=0, 0.2, 0.4, 0.6$)として転倒ならびに支持力に対する安全率を計算した。ここで補強土擁壁では、壁面の支持力が足りない場合でもそれが構造破壊につながるのではないので、計算上は壁背面摩擦角 δ を低下させて再度安定計算を行うことで支持力不足を考慮した。転倒、支持力に対する安全率の定義方法は以下の通りである。

<転倒安全率>
$$F_{s,turning} = \frac{M_R}{M_O} = \frac{M_{R1} + M_{R2} + M_{R3}}{M_{O1} + M_{O2} + M_{O3}}$$

ここに、 $M_{R1} = F_{wg}(x_{wg} - x_c)$: 壁面の抵抗モーメント

$M_{R2} = F_{sy}(x_{sg} - x_c)$: 裏込め土の抵抗モーメント

$M_{R3} = P \sin(\delta + \omega)(x_{pac} - x_c)$: 土圧の抵抗モーメント

$M_{O1} = F_{wx}(y_{wg} - y_c)$: 壁面の転倒モーメント

$M_{O2} = F_{sx}(y_{sg} - y_c)$: 裏込め土の転倒モーメント

$M_{O3} = P \cos(\delta + \omega)(y_{pac} - y_c)$: 土圧による転倒モーメント

<支持力安全率>
$$F_{s,bearing} = \frac{Q_v}{V}$$

ここに、 Q_v : 極限鉛直支持力(tf/m) = $A'I_\gamma \beta_b B_c \gamma_c N_\gamma$

ただし、傾斜時のめり込みに伴う根入れ効果は無視した。

V, H : 傾斜した基礎底面に作用する垂直, 水平力(tf/m)

キーワード : 擁壁, 地震時安定, 靱性, 転倒, 支持力

連絡先 : 〒185 東京都国分寺市光町2-8-38 TEL 0425-73-7261 FAX 0425-73-7248

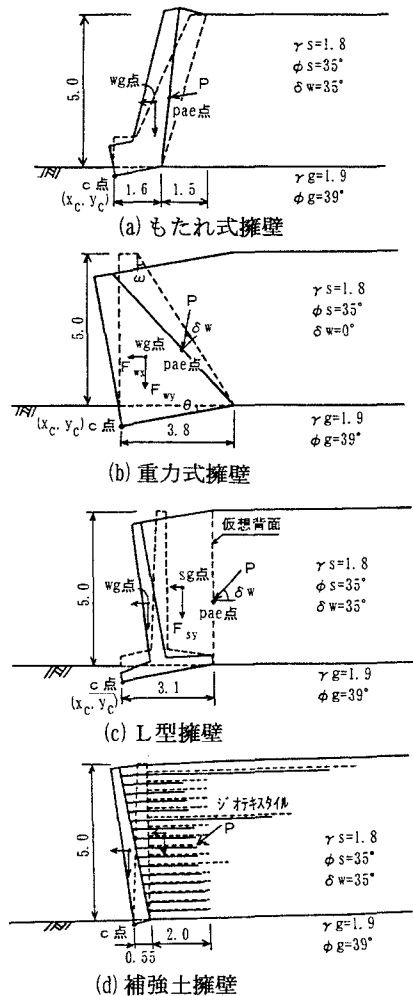


図1 計算モデル ($\theta=10^\circ$ の場合)

3. 計算結果

図2に結果の一例として、重力式擁壁の傾斜角と転倒ならびに支持力安全率($F_s \sim \theta$)の関係を示す。この図から、この地盤条件では転倒よりは支持力安全率の方が傾斜に対して急激に安全率が低下することが確認できる。しかし支持力は支持地盤の強度に大きく依存するため、一般化した議論には馴染まない。そこで以降は転倒安全率にだけ着目して考察することにした。

<限界傾斜角度>

表1は $F_s \sim \theta$ 曲線から、それぞれの擁壁の転倒、支持力について安全率が1になるときの限界傾斜角を示したものである。この結果から、①補強土壁、②L型、③重力式、④もたれ式の順で限界傾斜角が大きくなる。

次に、次式で正規化した F_n と θ の関係によって各擁壁を相互比較することにした。図3は一例として重力式擁壁の設計震度毎の $F_n \sim \theta$ 関係を示す。また図4は震度0.2における各擁壁の比較図である。

$$F_n = \frac{F_s - 1}{F_{s0} - 1}$$

ここに、 F_n : 正規化 F_s F_{s0} : $\theta = 0$ のときの F_s

<靱性能の評価>

各擁壁の地震時の安定に関する靱性能は、各擁壁型式の $F_n \cdot \theta$ 曲線における面積と等価であると考え、図4から次式で算定した。表2は転倒安全率に対する靱性能を比較したものである。

$$A = \int_0^{\theta_c} F_n \cdot d\theta$$

ここに、 θ : 擁壁傾斜角度(°) θ_c : 限界傾斜角度(°)

この方法でも限界傾斜角と同様に、①補強土擁壁、②L型擁壁、③重力式擁壁、④もたれ式擁壁の順で転倒傾斜に対する靱性能が高いことが確認できる。これは実際の被害状況とも整合し、擁壁の型式による靱性能をある程度正しく表現していると考えられる。

今後、模型傾斜実験や振動実験によって検証する必要があるが、これらの成果は、擁壁の限界状態設計法における設計塑性率を設定する際の参考になるものと考えられる。

参考文献

- 1) 館山勝, 龍岡文夫, 古関潤一: 阪神・淡路大震災における土構造物の挙動, 土と基礎, Vol. 44, No. 2, 1996. 2
- 2) 館山勝: 兵庫県南部地震で被災した土留め構造物の逆解析, 鉄道総研報告, Vol. 10, No. 12, 1996. 12
- 3) 土木学会: 国鉄建造物設計標準解説(基礎構造物・抗土圧構造物), 1986. 3

表1 限界傾斜角(転倒) 単位: 度

水平震度	もたれ式	重力式	L型	補強土壁
0	25.7	35.8	46.3	57.1
0.2	13.0	24.7	30.4	44.3
0.4	0	14.5	18.0	33.5
0.6	0	5.9	10.2	24.4

表2 靱性面積(転倒) 単位: 度

水平震度	もたれ式	重力式	L型	補強土壁
0	9.34	14.53	21.68	22.09
0.2	5.85	10.59	13.54	22.32
0.4	—	6.50	8.13	18.76
0.6	—	2.77	4.74	13.87

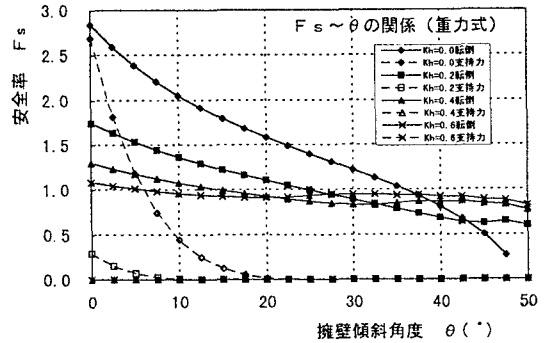


図2 $F_s \sim \theta$ 曲線(重力式の例)

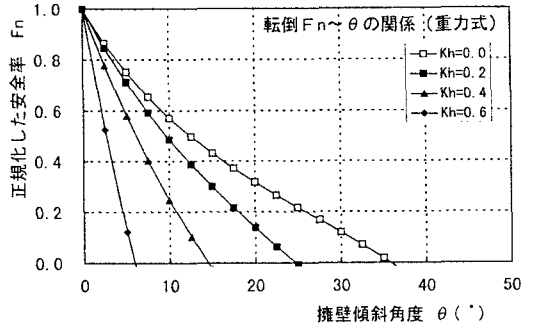


図3 設計震度別 $F_n \sim \theta$ 曲線(重力式の例)

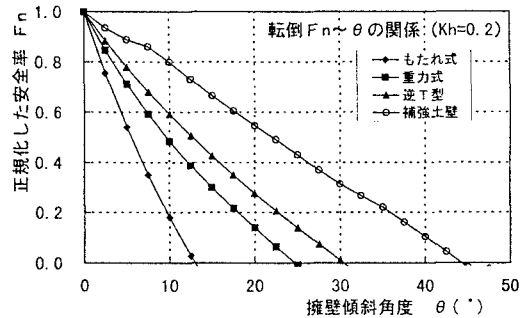


図4 $F_n \sim \theta$ 曲線の構造型式別比較 ($K_h=0.2$ の場合)