

ソイルセメント緩衝工を用いた落石防護擁壁の安定照査

(株) 構研エンジニアリング 正会員 ○鈴木健太郎 (株) 構研エンジニアリング 正会員 保木和弘
 土木研究所寒地土木研究所 正会員 山澤 文雄 室蘭工業大学 正会員 小室雅人
 (株) 構研エンジニアリング フェロー 川瀬 良司 釧路工業高等専門学校 フェロー 岸 徳光

1. はじめに

本研究では、ソイルセメントを用いた緩衝工（図1参照）を敷設した落石防護擁壁を対象に、既往の研究¹⁾において提案された転倒安定性に着目し、重心浮上量の考え方に基づいた安定照査（手法A、図2参照）について検討を行った。また、照査結果の妥当性を検証するため、落石対策便覧²⁾に示されている安定照査手法（手法B）による検討も併せて実施した。

2. 検討条件

2.1 共通事項

本緩衝工を広く現場に普及させるため、以降では落石条件および擁壁形状等を仮定し、各手法による安定照査事例を提示する。また、本緩衝工は既設落石防護擁壁の補強であり、“既設擁壁の現在の落石条件が当初設定よりも大きい状態であることが確認され、擁壁の耐衝撃性の向上が必要となり、本緩衝工によって補強を行う”という前提に立ち、補強前と補強後の安定計算を行うものとする。図3に本安定照査に用いた擁壁および緩衝工の形状を示す。

既設擁壁の当初の落石条件は、落石重量 $W_1 = 5.616 \text{ kN}$ （落石寸法 $D_1 = 0.6 \times 0.6 \times 0.6 \text{ m}$ ）、換算落下高さ $H = 30 \text{ m}$ （衝突速度 $v_0 = 24.257 \text{ m/s}$ ）、落石エネルギー $E_1 = 168 \text{ kJ}$ とする。落石衝突位置は、擁壁根入れ深さ 1.0 m 、落石の跳躍高 2.0 m より、擁壁下面から 3.0 m とする。現在の落石条件として、斜面より重量 $W_2 = 26.0 \text{ kN}$ （落石寸法 $D_2 = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \text{ m}$ ）、落石エネルギー $E_2 = 780 \text{ kJ}$ となる落石が発見されたものとする。なお、補強前後において、落石はいずれの場合も擁壁に対して水平に衝突するものと仮定する。

擁壁は、壁高 3.0 m 、天端幅 0.5 m 、底面幅 2.0 m （前面勾配 $1:0.5$ ）、擁壁延長 10.0 m とした。地盤条件は密な砂礫層とし、 $N = 20$ 、 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi = 35^\circ$ 、 $C = 0 \text{ kN/m}^2$ と設定する。

補強工である本緩衝工は、実物大実験³⁾と同様の規格・構成であるとし、擁壁斜面側に擁壁下端から天端まで設置することとする。また、既設擁壁を有効活用するため

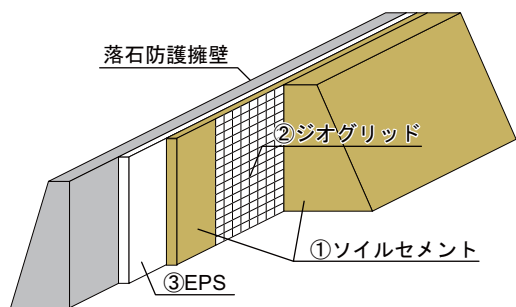


図1 提案工法

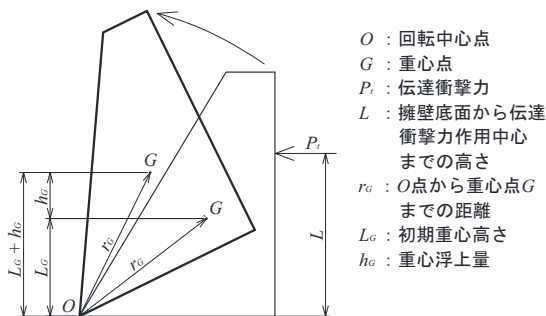


図2 擁壁回転運動の模式図

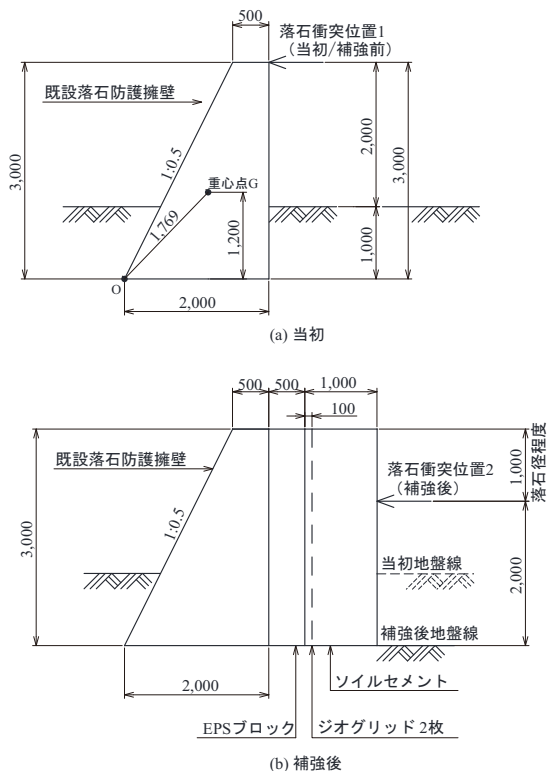


図3 擁壁形状

キーワード：ソイルセメント、落石防護擁壁、伝達衝撃力、転倒安定、重心浮上量

連絡先：〒065-8510 (株) 構研エンジニアリング 防災施設部 TEL/FAX 011-780-2813 / 011-785-1501

表 1 落石対策便覧（手法 A）による照査結果

項目		当初の落石条件	現在の落石条件	
緩衝構造		なし	なし	あり
落石条件	落石径 D_n (m)	$0.6 \times 0.6 \times 0.6$	$1.0 \times 1.0 \times 1.0$	$1.0 \times 1.0 \times 1.0$
	落石重量 W_n (W) (kN)	5.616	26.000	26.000 (85.698)
	換算落下高 H (m)	30	30	30
	衝突速度 v_0 (V_e) (m/s)	24.257	24.257	24.257 (2.244)
	荷重作用高さ L_n (m)	3.0	3.0	2.0
	落石エネルギー E_n (kJ)	168	780	780
回転角照査	最大回転角 ($^\circ$)	1.149	1.149	0.797
	許容値 ($^\circ$)	2 ~ 3	2 ~ 3	2 ~ 3
	安全率 F_s	1.741 ~ 2.611	1.741 ~ 2.611	2.509 ~ 3.764
エネルギー照査	回転変形エネルギー E_{ML} (kJ)	10.039	185.612	7.652
	可能吸収エネルギー E_M (kJ)	13.203	13.203	7.895
	安全率 F_s	1.315	0.071	1.032
照査結果		OK	NG	OK

表 2 重心浮上量（手法 B）による照査結果

項目	記号	単位	計算結果
初期重心高さ	L_G	(m)	1.200
O 点から重心点 G までの距離	r_G	(m)	1.769
限界重心浮上量	h_a	(m)	0.569
計算重心浮上量	h_G	(m)	0.260
	$\gamma \cdot h_G$	(m)	0.390
安全率 ($h_a / \gamma \cdot h_G$)	F_s	-	1.459
照査結果			OK

に斜面側を 1.0 m 掘り下げ、落石作用位置を擁壁天端から落石径程度を確保（擁壁下面から 2.0 m）とすることで緩衝性能を十分に発揮できるようにした。

2.2 入力荷重等

手法 A の安定照査に入力する質量および速度は、既往の提案式⁴⁾により $m = 8.739 \text{ ton}$ 、 $V_e = 2.244 \text{ m/s}$ と算出される。一方、手法 B の安定照査に入力する伝達衝撃力および荷重継続時間は、同提案式により $P_t = 2,498 \text{ kN}$ 、 $t = 79.5 \text{ ms}$ となる。

3. 検討結果

3.1 落石対策便覧（手法 A）

表 1 に手法 A による検討結果を示す。検討結果より、いずれのケースも回転角の照査は許容値を満足するものの、現在の落石条件で緩衝構造を設置しない場合には基礎地盤の弾性応答時の回転変形エネルギー E_{ML} が 185.612 kJ と算出され、許容値である支持地盤の耐力から求まる擁壁基礎地盤の可能吸収エネルギー $E_M = 13.203 \text{ kJ}$ を大きく超過することが分かる。一方、緩衝構造を設置する場合には、許容値 $E_M = 7.895 \text{ kJ}$ に対して $E_{ML} = 7.652 \text{ kJ}$ となり、安全率は $F_s = 1.032$ となる。なお、緩衝構造を設置する場合の E_M が他と比較して小さいのは、擁壁底面からの荷重作用高さが 2.0 m になったことによるものである。

3.2 重心浮上量（手法 B）

表 2 に現在の落石条件で緩衝構造を設置した場合における手法 B の検討結果を示す。検討結果より、限界重心浮上量 $h_a = 0.569 \text{ m}$ に対し、計算重心浮上量 $\gamma \cdot h_G = 1.5 \times 0.260 = 0.390 \text{ m}$ と算出され、安全率 $F_s = 1.459$ が確保される。

4. まとめ

本研究では、ソイルセメントを用いた緩衝工を敷設した落石防護擁壁について、既往の研究にて提案された転倒安定性に着目した重心浮上量の考え方による安定照査を実施した。また、照査結果の妥当性を検証するため、落石対策便覧に示される安定照査も併せて実施した。本検討条件では、重心浮上量の考え方による安定照査方法は落石対策便覧に示される安定照査方法よりも安全側に評価され、本緩衝工の補強効果を併せて確認できた。

参考文献

1) 川瀬良司，岸徳光，今野久志：二層緩衝構造を設置した落石防護擁壁の転倒安定性評価法に関する一検討，構造工学論文集，Vol.50A，pp.1327-1336，2004.3

2) 日本道路協会：落石対策便覧，2000.6

3) 牛渡裕二，小室雅人，前田健一，保木和弘，岸徳光：ソイルセメントを用いた緩衝システムの模型実験および実規模擁壁に関する衝撃応答解析，構造工学論文集，Vol.60A，pp.973-982，2014.3

4) 藤堂俊介，牛渡裕二，栗橋祐介，岸徳光：ソイルセメントを用いた三層緩衝構造の設計法の一提案，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.505-510，2014.7