# 報告　ソイルセメント緩衝工を設置した落石防護擁壁の安定照査検討

鈴木　健太郎[*1]・川瀬　良司[*2]・小室　雅人[*3]・岸　徳光[*4]

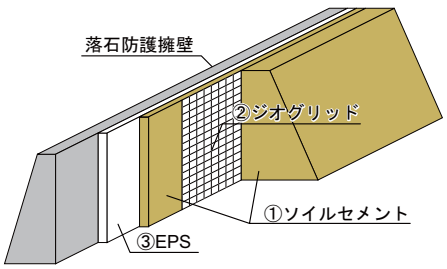
**要旨**：本研究では，ソイルセメントを用いた緩衝工を敷設した落石防護擁壁を対象に，既往の研究において提案された転倒安定性に着目し，重心浮上量の考え方に基づいた安定照査について検討を行った。また，照査結果の妥当性を検証するため，落石対策便覧に示されている安定照査手法の他，三次元弾塑性衝撃応答解析による照査も併せて実施した。本報告では，設計者の理解が深まるように，既設落石防護擁壁の耐衝撃性の向上が必要な場合を想定し，ソイルセメントを用いた三層緩衝構造の設計手順について紹介した。

**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，衝撃応答解析

## 1. はじめに

山間部や海岸線沿いの急崖斜面に近接する道路には，落石や土砂崩壊などの自然災害から人命や道路を守るための落石防護擁壁など多くの落石防護構造物が建設されている[1)]。一方，近年，集中豪雨等の異常気象や大地震，積雪寒冷地における凍結融解作用などによる斜面の不安定化により，設計当初よりも落石規模が増大化している事例が報告されており，これら落石防護構造物の耐衝撃性の向上を必要とする箇所も数多く存在する。

このような状況下において，著者らの研究グループでは落石防護擁壁の耐衝撃性向上を目的に，落石防護擁壁やその緩衝工に関する重錘衝突実験や数値解析を多数実施してきた[2)~4)]。さらに，落石防護擁壁用途のより大きな落石エネルギーに対応可能な緩衝工として，**図－1** に示すソイルセメントを用いた三層緩衝構造を提案し，室内実験や実規模実験を行い，その実用化に向けた検討も数多く実施している。その結果，提案の三層緩衝構造は落石エネルギー $E = 1{,}200$ kJ 程度までは優れた緩衝性能を有していることを確認[5)]し，さらに落石防護擁壁に作用する伝達衝撃力算定式の提案も行っている[6)]。しかしながら，三層緩衝構造を設置した落石防護擁壁の安定照査事例は既往の研究で実施された２件[5,7)]と少なく，本工法を広く現場に普及させるには必ずしも十分な環境が整備されているとは言えない状況にある。




**図－１　提案工法**

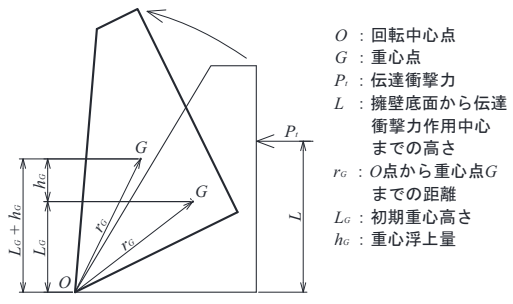
このような観点から，本研究では，ソイルセメントを用いて造られた緩衝工を敷設した落石防護擁壁について，既往の研究にて提案された転倒安定性に着目した重心浮上量の考え方[3,4)]に基づいた安定照査を実施した。また，照査法の妥当性を検証するために，落石対策便覧[1)]に示される安定照査手法のほか，三次元弾塑性衝撃応答解析による安定照査も併せて実施した。本報告では，設計者の理解が深まるように，既設落石防護擁壁の耐衝撃性の向上が必要な条件を設定して，ソイルセメントを用いた三層緩衝構造の設計手順について紹介する。

## 2. 安定照査の考え方

### 2.1 各安定照査手法概要

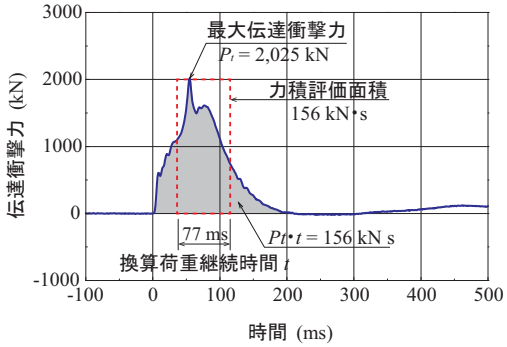
落石防護擁壁（以下，擁壁）の安定計算は，一般に落石対策便覧[1)]に基づいた安定照査手法（以下，手法 A）が用いられている。また，重心浮上量[3,4)]に着目した前述の安定照査手法（以下，手法 B）や，より厳密な解を得る必要がある場合には三次元衝撃応答解析[5,7)]による手法（以下，手法 C）も用いられる。

手法 A は支持地盤の耐力から求まる擁壁基礎地盤の吸収可能エネルギー $E_M$ を許容値とし，落石エネルギーから算出した基礎地盤の弾性応答時の回転変形エネルギー




**図－２　擁壁回転運動の模式図**

*1　(株) 構研エンジニアリング　防災施設部（正会員）
*2　(株) 構研エンジニアリング　常務取締役　博 (工)（正会員）
*3　室蘭工業大学　くらし環境系領域　社会基盤ユニット　准教授　博 (工)（正会員）
*4　(独) 高専機構　釧路工業高等専門学校　校長　工博（正会員）




**図－3　実規模実験における伝達衝撃力波形**

$E_{ML}$ が許容値未満であることを照査するものである。この場合の落石エネルギーは，落石の質量 $m$ およびその衝突速度 $v$ を用いて算出する。

一方，手法 B については，落石が擁壁に衝突することにより **図－2** に示す O 点を中心とする回転運動を起こし，擁壁重心位置が回転中心より前面に移動した場合に転倒する，との考え方により転倒安定性を照査するものである。この場合の照査項目である重心浮上量は，以下のように算出される。詳細は文献 3) を参照されたい。

1) 擁壁本体に作用する伝達衝撃力 $P_t$ を算定する。
2) 伝達衝撃力 $P_t$ による力積 ($F \cdot t = P_t \cdot t$) を簡易に評価するため，伝達衝撃力波形の最大振幅を最大伝達衝撃力とする矩形波に換算し，その時の力積が等価となる換算伝達荷重継続時間 $t$ を決定する。
3) 力積モーメントを算定して，力積モーメントと角運動量が等価であるとの仮定から，初角速度を算定する。
4) エネルギー保存の法則に基づき，擁壁重心浮上量 $h_G$ を算定する。

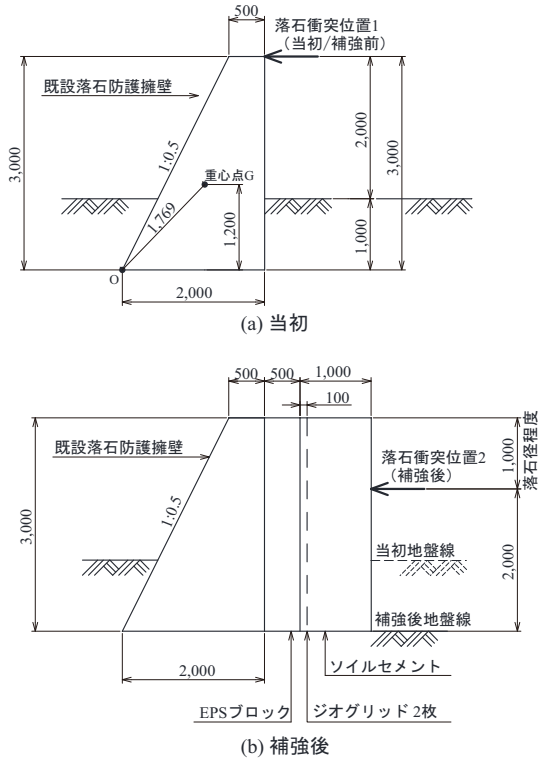
上記による重心浮上量算定式および転倒安定条件は以下となる。

$$h_G = \frac{L^2 \cdot (F \cdot t)^2}{2 \cdot M \cdot g \cdot I_o} \tag{1}$$

$$\gamma \cdot h_G < h_a = r_G - L_G \tag{2}$$

ここで，$h_G$ は重心浮上量 (m)，$L$ は擁壁底面から伝達衝撃力作用中心までの高さ (m)，$F \cdot t$ は伝達衝撃力による力積 (kN · s)，$M$ は擁壁の質量 (ton)，$g$ は重力加速度 (m/s$^2$)，$I_o$ は O 点に関する擁壁の慣性モーメント (ton · m$^2$)，$h_a$ は限界重心浮上量 (m)，$r_G$ は O 点から重心点 G までの距離 (m)，$L_G$ は初期重心高さ (m)，$\gamma$ は重心浮上量に関する安全係数であり，ここでは $\gamma = 1.5$ と設定した。なお，限界重心浮上量 $h_a$ とは，重心位置が O 点直上まで移動した際の浮き上がり量であり，これを超過すると擁壁が転倒する限界値を示すものである。

また，実規模実験における伝達衝撃力の力積は，**図－3** に示すとおり $P_t \cdot t = 156$ kN·s であることから，振幅を最大伝達衝撃力（$P_t = 2{,}025$ kN）とする矩形波と等価であるとし，換算伝達荷重継続時間は $t = 77$ ms と設定する。




**図－4　擁壁形状**

手法 C は 3.3 節にて後述するとおり，地盤および擁壁などを三次元モデルおよび材料構成則モデルとした有限要素法を用いるものであり，擁壁の安定性を含めた耐衝撃挙動を評価する方法である。

### 2.2 伝達衝撃力の算出方法

ソイルセメントを用いた三層緩衝構造の伝達衝撃力は，以下の手順で算定した。詳細は文献 6) を参照されたい。

1) 振動便覧の式を用い，落石衝撃力 $P_a$ を算出する。

$$P_a = 2.108 \cdot (m_0 \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \tag{3}$$

ここで，$m_0$ は落石の質量 (ton)，$g$ は重力加速度 (m/s$^2$)，$H$ は落下高さ (m)，$\lambda$ は緩衝構造のラーメの定数として，$\lambda = 5{,}000$ kN/m$^2$ とする。

2) 落石荷重継続時間 $T$ は，既往の実験結果における相関式を用いて推定する。

$$T = 10.1 \cdot h_s / 1{,}000 \tag{4}$$

ここで，$T$ は落石とソイルセメントが接触する落石荷重継続時間 (s) であり，重心浮上量算出式の $t$ とは異なる。また，$h_s$ はソイルセメント厚 (m) である。

3) 1), 2) で求めた $P_a$ および $T$ より，緩衝システムに入力される力積 $P_a \cdot T$ を算出する。

4) 荷重分散範囲のソイルセメント重量および落石重量を落石衝突後の合質点の重量 $W$ と仮定し，3) で得られた力積 $P_a \cdot T$ と等価になる速度 $v$ を算出する。

$$v = \frac{2 \cdot T \cdot g}{W \cdot \pi} P_a \tag{5}$$

**表－1　三層緩衝構造の規格・構成**

| 材料名 | 項目 | 規格・構成等 |
|---|---|---|
| ソイルセメント | 単重 | 20 kN/m$^3$ |
| | 最小厚さ | 1.0 m |
| | 圧縮強度 | 1.0 MPa |
| | 設計セメント量 | 100 kg/m$^3$ |
| ジオグリッド | 目合 | 28 × 33 mm |
| | 品質管理強度 | 34 × 43 kN/m |
| | 製品基準強度 | 27 × 37 kN/m |
| | 材質 | ポリプロピレン |
| | 枚数 | 2 枚（直交配置） |
| | かぶり | 0.1 m |
| EPS ブロック | 最小厚さ | 0.5 m |
| | 密度 | 20 kg/m$^3$ |

5) 4) より，合質点が得る運動エネルギー $E_w$ を算出する。

$$E_w = \frac{2 \cdot g \cdot T^2}{\pi^2 \cdot W} P_a^2 \tag{6}$$

6) 5) で求めた運動エネルギーと等価となる EPS ブロックの平均ひずみおよび応力を算定し，伝達衝撃力 $P_t$ を算出する。また，その伝達衝撃力より EPS のひずみも併せて算出し，そのひずみの適用範囲に該当する伝達衝撃力が手法 B および手法 C における安定照査に用いる荷重となる。

$$P_t^2 = \begin{cases} 40 P_5 \dfrac{E_w}{h_e} \quad (0\% < \varepsilon < 5\%) & (7a) \\ P_5^2 + \dfrac{100}{25}(P_{55} - P_5)\left(\dfrac{E_w}{h_e} - \dfrac{0.05}{2} P_5\right) \quad (5\% < \varepsilon < 55\%) & (7b) \\ P_{55}^2 + \dfrac{40}{3}(P_{70} - P_{55}) \times \left(\dfrac{E_w}{h_e} - \dfrac{11}{40} P_5 - \dfrac{1}{4} P_{55}\right) \quad (55\% < \varepsilon < 70\%) & (7c) \end{cases}$$

$$\varepsilon = \begin{cases} \dfrac{5}{100} \dfrac{P_t}{P_5} \quad (0\% < \varepsilon < 5\%) & (8a) \\ \dfrac{50}{100} \dfrac{P_t - P_5}{P_{55} - P_5} + \dfrac{5}{100} \quad (5\% < \varepsilon < 55\%) & (8b) \\ \dfrac{15}{100} \dfrac{P_t - P_{55}}{P_{70} - P_{55}} + \dfrac{55}{100} \quad (55\% < \varepsilon < 70\%) & (8c) \end{cases}$$

ここで，$P_t$ は計算伝達衝撃力 (ton)，$P_5 \sim P_{70}$ は EPS ブロックひずみのそれぞれ 5 ～ 70 % 時の伝達衝撃力 (ton)，$h_e$ は EPS ブロック厚 (m) である。

7) 手法 A の安定照査への入力値である質量は，EPS ブロックの質量が合質点と比較して著しく小さいため，合質点の質量 $m$ を入力値として採用する。また，その速度 $V_e$ は伝達衝撃力における力積 $F \cdot t$ が運動量 $m \cdot V_e$ と等価と考え，以下のように算出する。

$$F \cdot t = P_t \cdot t = m \cdot V_e \tag{9}$$

$$V_e = \frac{P_t \cdot t}{m} \tag{10}$$

**表－2　提案式による入力荷重算出結果**

| 項目 | 記号 | 単位 | 計算結果 | |
|---|---|---|---|---|
| 落石径 | $D_n$ | (m) | 1.000 | |
| 落石重量 | $W_n$ | (kN) | 26.000 | |
| 落石質量 | $m_n$ | (ton) | 2.651 | |
| 落下高さ | $H$ | (m) | 30.000 | |
| 衝突速度 | $v_0$ | (m/s) | 24.257 | |
| ソイルセメント厚 | $h_s$ | (m) | 1.000 | |
| EPS ブロック厚 | $h_e$ | (m) | 0.500 | |
| 落石エネルギー | $E_n$ | (kJ) | 780 | |
| 落石衝撃力 | $P_a$ | (kN) | 4,296 | |
| 落石荷重継続時間 | $T$ | (s) | 0.0101 | |
| 荷重分散直径 | $\phi_d$ | (m) | 3.000 | |
| 荷重分散面積 | $A$ | (m$^2$) | 7.069 | |
| ソイルセメント質点平均直径 | $\phi_s$ | (m) | 2.000 | |
| ソイルセメント体積 | $V_s$ | (m$^3$) | 3.142 | |
| ソイルセメント単重 | $\gamma_s$ | (kN/m$^3$) | 19 | |
| ソイルセメント重量 | $W_s$ | (kN) | 59.698 | |
| 合質点の重量 ($W_r + W_s$) | $W$ | (kN) | 85.698 | |
| 合質点の質量 | $m$ | (ton) | 8.739 | * |
| 合質点の速度 | $v$ | (m/s) | 3.161 | |
| 合質点の運動エネルギー | $E_w$ | (kJ) | 43.657 | |
| $\varepsilon$ = 5 % ひずみ時 EPS 応力度 | $\sigma_5$ | (N/mm$^2$) | 0.11 | |
| $\varepsilon$ = 55 % ひずみ時 EPS 応力度 | $\sigma_{55}$ | (N/mm$^2$) | 0.22 | |
| $\varepsilon$ = 70 % ひずみ時 EPS 応力度 | $\sigma_{70}$ | (N/mm$^2$) | 0.38 | |
| $\varepsilon$ = 5 % 伝達衝撃力 | $P_5$ | (kN) | 778 | |
| $\varepsilon$ = 55 % 伝達衝撃力 | $P_{55}$ | (kN) | 1,555 | |
| $\varepsilon$ = 70 % 伝達衝撃力 | $P_{70}$ | (kN) | 2,686 | |
| 伝達衝撃力 (0 % < $\varepsilon$ < 5 %) | $P_t$ | (kN) | 5,162 | *** |
| 伝達衝撃力 (5 % < $\varepsilon$ < 55 %) | $P_t$ | (kN) | 1,791 | *** |
| 伝達衝撃力 (55 % < $\varepsilon$ < 70 %) | $P_t$ | (kN) | 2,498 | ** |
| EPS ひずみ (0 % < $\varepsilon$ < 5 %) | $\varepsilon$ | (%) | 33.2 | *** |
| EPS ひずみ (5 % < $\varepsilon$ < 55 %) | $\varepsilon$ | (%) | 70.2 | *** |
| EPS ひずみ (55 % < $\varepsilon$ < 70 %) | $\varepsilon$ | (%) | 67.5 | |
| 換算伝達荷重継続時間 | $t$ | (ms) | 77 | ** |
| 伝達衝撃力による力積 | $P_t \cdot t$ | (kN·s) | 192.346 | |
| 力積と等価な運動量の換算速度 | $V_e$ | (m/s) | 2.244 | * |

*,**：手法 A，手法 B·C の各入力項目
*** ：EPS ひずみが計算対象外

## 3. 検討条件

### 3.1 共通事項

本工法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を仮定し，各手法による安定照査事例を提示する。本安定照査に用いた擁壁および緩衝工を **図－4** および **表－1** に示す。また，本緩衝工は既設落石防護擁壁補強と位置付けていることから，“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

表－3　物性値一覧（手法 C）

| 材料 | 密度 $\rho$ (t/m$^3$) | 物性 | 圧縮強度 (MPa) | 弾性係数 $E$ (GPa) | ポアソン比 $\nu$ | コンクリートとの摩擦係数 $\mu$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| コンクリート擁壁 | 2.35 | 弾塑性 | 18 | 12 | 0.167 | - |
| 地盤 1 (N 値 20 相当) | 1.9 | 弾性 | - | 0.014 | 0.45 | 0.60 |
| 地盤 2 (コンクリート基礎) | 2.35 | 弾性 | - | 20 | 0.167 | 0.50 |
| 根入れ地盤 | 1.7 | 弾性 | - | 0.007 | 0.45 | 0.45 |

表－4　解析ケース一覧（手法 C）

| 解析ケース | 基礎地盤 | 根入れ | 水平拘束 |
|---|---|---|---|
| G-N | N = 20 | なし | なし |
| G-P | N = 20 | あり | なし |
| G-N-f | N = 20 | なし | あり |
| C-N-f | コンクリート基礎 | なし | あり |

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。

既設擁壁の当初の落石条件は，落石重量 $W_1 = 5.616$ kN（落石寸法 $D_1 = 0.6 \times 0.6 \times 0.6$ m），換算落下高さ $H$ =30 m（衝突速度 $v_0 = 24.257$ m/s ），落石エネルギー $E_1 = 168$ 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 $L_1 = 3.0$ m とする。現在の落石条件として，斜面より重量 $W_2 = 26.0$ kN（落石寸法 $D_2 = 1.0 \times 1.0 \times 1.0$ m），落石エネルギー $E_2 = 780$ 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 である。地盤条件は密な砂礫層とし，$N = 20$，$\gamma = 20$ kN/m$^3$，$\phi = 35°$，$C = 0$ kN/m$^2$ と設定する。

補強工である緩衝工は，実物大実験と同様の規格・構成であるとし，擁壁斜面側に擁壁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 $L_2 = 2.0$ m）することで緩衝性能を十分に発揮できるようにする。

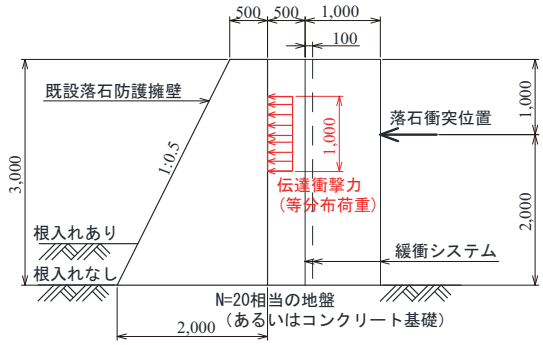
### 3.2 入力荷重等の算出

**表－2** には，本緩衝工により補強した場合における伝達衝撃力等の算出結果について，計算過程も含めて示している。手法 B および C の安定照査に入力する最大伝達衝撃力は，EPS 材のひずみが $\varepsilon = 67.5$ % ($55 < \varepsilon < 70$ %) であることから，$P_t = 2{,}498$ kN となる。

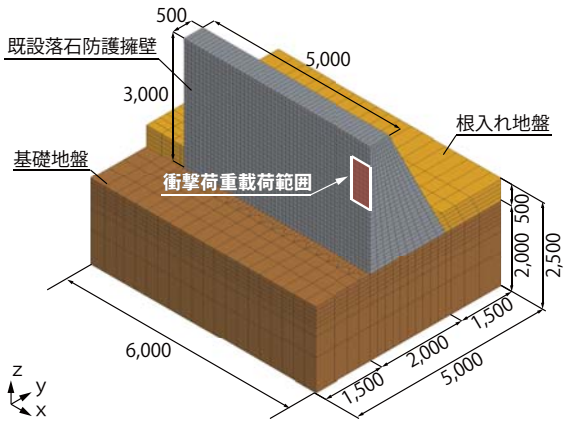
一方，手法 A の安定照査に入力する値は，合質点の質量 $m = 8.739$ ton，換算速度 $V_e = 2.244$ m/s と算出される。

### 3.3 三次元弾塑性衝撃応答解析（手法 C）の解析条件

手法 C では，前節の条件（現在の落石条件，緩衝構造あり）にて数値解析を行い，重心浮上量による安定照査




図－5　解析断面図（手法 C）




図－6　解析モデル（手法 C）

手法に関する妥当性を検討する。なお，入力荷重は矩形波としてモデル化した伝達衝撃力を擁壁モデルに直接入力することによって数値解析を実施することとする。

**図－5** および **図－6** には，解析断面図および解析モデルを示している。図には，本解析で使用した根入れを有する無筋コンクリート擁壁に関する数値解析モデルの要素分割状況，形状寸法，衝撃荷重載荷範囲を示している。解析モデルは，構造および衝撃荷重載荷条件の対称性を考慮して 1/2 モデルとし，地盤部側面には無反射境界を設定した。総節点数および総要素数は約 25,000 および約 21,500 であり，すべて 8 節点固体要素でモデル化している。また，実際の物理現象を再現するために，擁壁と基礎地盤および擁壁と根入れ地盤の間には，面と面の接触・剥離を伴うすべりを考慮した接触面を導入している。これは，擁壁と地盤部との剥離を伴うすべりによる擁壁の移動を適切に考慮するためのものであり，圧縮（接触）力作

**表－5　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 × 0.6 × 0.6 | 1.0 × 1.0 × 1.0 | 1.0 × 1.0 × 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 (°) | 1.149 | 1.149 | 0.797 |
| | 許容値 (°) | 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 |

用時のみ節点力を伝達し，引張力（剥離）作用時には節点力を伝達しない。摩擦係数は各地盤の種類によって異なる値を設定した。さらに，本解析では提案の重心浮上量による安定照査手法の妥当性を検討することから，擁壁の浮き上がりのみを評価するために，水平移動を拘束した場合も併せて実施している。

衝撃荷重は，緩衝工により重錘径以上に分散しているものの，安定計算上荷重分散面積による影響は小さいことを事前解析により確認したうえで，落石径の断面積と等価の正方形範囲に作用させるものと仮定した。また，入力荷重は前述の 3.2 節によって算出された最大伝達衝撃力 $P_t$ および換算伝達荷重継続時間 $t$ による矩形波を等分布荷重として水平方向に作用させた。解析における減衰定数は，質量比例分のみを考慮するものとし，水平方向最低次固有振動数に対して 1.0 %と設定した。なお，本数値解析には有限要素法に基づく弾塑性衝撃応答解析用汎用コード LS-DYNA (Ver. 971) を用いている。

**表－3** には各材料構成則モデルに用いた物性値一覧を，**表－4** には解析ケースの一覧を示している。解析ケースは，基礎地盤，根入れおよび擁壁つま先（**図－2** における O 点）部分の地盤形状を変化させた全 4 ケースである。表中に示すケース名の第 1 項目は基礎地盤の種類（G：$N = 20$ 相当の地盤，C：コンクリート地盤），第 2 項目は根入れの有無（N：根入れなし，P：根入れあり），第 3 項目はつま先部分の地盤に段差を設けたケースに f を付した。基礎地盤は手法 A と同条件となるように $N = 20$ 相当の地盤を基本とした。また，擁壁回転運動を想定した手法 B と比較するために擁壁つま先部分の地盤に段差を設け水平移動を抑制したケースは，基礎地盤をコンクリートとした場合も併せて実施した。基礎地盤要素は弾性体でモデル化しているが，本来であれば弾塑性体モデルを用いることが望ましいものの，地盤種別にそれらの物性モデルを適切に与えることは困難である。これより，本解析では全ての地盤を弾性体でモデル化することとした。基礎地盤を弾性体でモデル化することにより，地盤条件を過大に評価することも考えられるが，ここではそれらの影響を根入れの有無によって簡易に考慮することとした。また，水平移動の拘束はコンクリート基礎に段差を設けることにより再現するものとした。なお，既往の研究結果[2]より，本数値解析手法を用いることで落石防護擁壁の落石衝突時の挙動が大略再現可能であることを確認している。

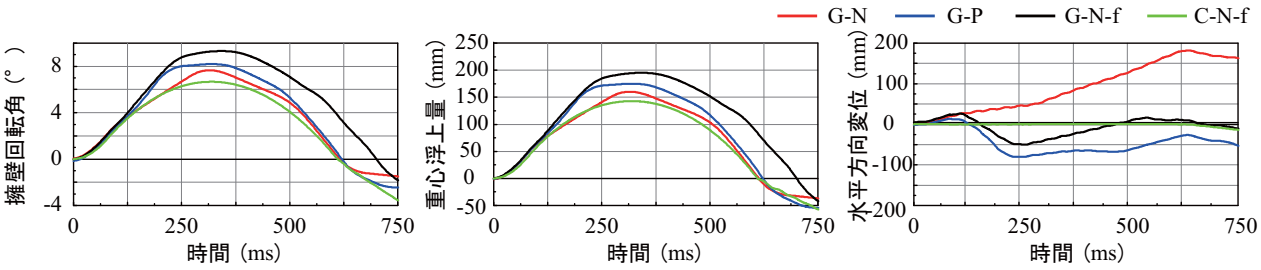
**表－6　重心浮上量（手法 B）による照査結果**
（現在の落石条件，緩衝構造あり）

| 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) | 0.242 |
| | $\gamma \cdot h_G$ | (m) | 0.363 |
| 安全率 ($h_a$ / $\gamma \cdot h_G$) | $F_s$ | - | 1.567 |
| 照査結果 | | | OK |

## 4. 検討結果

### 4.1 落石対策便覧（手法 A）

**表－5** 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 $E_M = 13.203$ 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 $E_M = 7.895$ kJ に対して $E_{ML=}$ 7.652 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 $L_2 = 2.0$ m になったことによるもの




**図－7　三次元衝撃応答解析（手法 C）による照査結果（現在の落石条件，緩衝構造あり）**

である。

### 4.2 重心浮上量（手法 B）

**表－6** 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 $h_a = 0.569$ m に対し，計算重心浮上量 $\gamma \cdot h_G = 1.5 \times 0.242 = 0.363$ m と算出され，安全率 $F_s = 1.567$ が確保される。

### 4.3 三次元弾塑性衝撃応答解析（手法 C）

**図－7** には，手法 C の解析結果について，擁壁回転角，重心浮上量および擁壁つま先部の水平変位量に関する時刻歴応答波形を示す。(a) 図に示す擁壁回転角に着目すると，擁壁つま先部を回転中心とした回転角はいずれの解析ケースにおいても 7～9° となっており，落石対策便覧[1] で規定されている許容回転角の目安値である 2～3° を大きく上回る結果となっている。

次に，(b) 図に示す重心浮上量に着目すると，いずれの解析ケースにおいても正弦半波状の波形性状を示し，250～300 ms で最大応答値に達していることが分かる。また，手法 B で算出した重心浮上量 242 mm に対し手法 C の応答値は最大で 140～200 mm 程度となっており，手法 B は手法 C の 20 % 程度安全側の評価を示し，その妥当性も確認できる。本研究で対象としている擁壁断面における転倒に至る限界重心浮上量が 569 mm であることを考慮すると，安全率は $F_s = 2.8 \sim 4.0$ 程度となり，落石衝突時における擁壁の転倒安定性は十分に保たれているものと判断される。

(c) 図に示す擁壁つま先部（回転中心）における水平変位量は，G-N を除いた場合には 50 mm 程度以下となる。一方，G-N は 200 mm 程度と大きく示されているが，実際の擁壁は規定[8] により最低でも 50 cm 以上の根入れ深さが確保されていることから，落石衝突時の擁壁の安定は確保されるものと判断される。

以上より，本工法の緩衝効果を考慮した落石防護擁壁の設計手順について複数の安定照査手法を紹介するとともに，今回の検討条件ではいずれの手法においても落石衝突時の安全性が確認された。

## 5. 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のほか，三次元弾塑性衝撃応答解析による安定照査も併せて実施した。

本検討条件における安全率は，落石対策便覧に示される安定照査方法が最も小さく，三次元弾塑性衝撃応答解析による安定照査方法が最も大きい結果となった。

**謝辞**

本研究は，国土交通省建設技術研究開発助成制度における政策課題解決型技術開発（平成 23～25 年度）により実施した研究成果を下に行ったものである。

**参考文献**

1) 日本道路協会：落石対策便覧，2000.6
2) 岸徳光，川瀬良司，今野久志，岡田慎哉：二層緩衝構造を用いた落石防護擁壁模型の重錘衝突実験と数値解析的検討，構造工学論文集, 土木学会, Vol.48A, pp.1567-1578, 2002.3
3) 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
4) 川瀬良司，岸徳光，今野久志，池田憲二：地盤物性を考慮した落石防護擁壁の耐衝撃挙動に関する数値解析的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.26, No.2，pp.1063-1068，2004.7
5) 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
6) 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
7) 保木和弘，牛渡裕二，小室雅人，鈴木健太郎，岸徳光，川瀬良司：三層緩衝構造を設置した落石防護擁壁の安定照査に関する一検討，平成 27 年度土木学会全国大会 第 70 回年次学術講演会，I-265，2015.9
8) 日本道路協会：道路土工 擁壁工指針，2012.7