

論文 杭付形式 RC 落石防護擁壁の耐衝撃性能に関する実験的検討

今野 久志^{*1}・岸 徳光^{*2}・川瀬 良司^{*3}・石川 博之^{*4}

要旨：本研究では、道路沿いに設置される道路防災施設の新たな工法として、斜面法尻の掘削を最小限とし、基礎杭を擁壁内まで立ち上げ、フーチングを設けずに土留壁勾配を垂直として基礎杭頭部を鉄筋コンクリート構造で結合する杭付落石防護擁壁を提案し、二層緩衝構造を併用した場合の耐衝撃挙動を把握することを目的に、重錘衝突実験を実施した。その結果、二層緩衝構造を設置した杭付落石防護擁壁は、杭の一部が塑性化するような落石エネルギーに対しても残留変位量は小さく、落石エネルギーの吸収性能に優れた工法であることが明らかとなった。

キーワード：道路防災施設、杭付落石防護擁壁、重錘衝突実験、二層緩衝構造、耐衝撃挙動

1. はじめに

我が国の山岳部や海岸線の道路沿いには、落石に対する道路防災施設として、落石防護擁壁が数多く設置されている。現在、落石防護擁壁の設計は落石対策便覧¹⁾に基づき、1)擁壁を弾性地盤に支持された剛体と仮定し、落石の衝突によって擁壁に伝達される運動エネルギーと基礎地盤の弾性応答時の変形エネルギーが等価となるまで、擁壁が水平変位および回転を生ずるものとし、2)安定については、上記地盤の変形エネルギーが擁壁底面の許容変位から定まる擁壁基礎地盤の塑性変形を考慮した可能吸収エネルギー以下となること、を照査することにより行われている。従って、一般的に直接基礎による無筋コンクリート製の重力式擁壁が用いられている。また、擁壁は一般に良質な支持層に根入れされていることが条件となっていることから、支持力が十分に期待できない基礎地盤の場合には、支持力が期待できる地盤まで掘削し、良質な材料と置き換える工法等が多く用いられている。しかしながら、擁壁背面のポケット部が狭く落石発生源である斜面との距離が短い場

合には、置き換え基礎の施工に伴い、その斜面法尻を掘削しなければならず、斜面崩壊を誘発する危険性が懸念される。

これらのことから、本研究では斜面法尻の掘削を最小限に出来る新たな工法として、図-1に示すように、1)基礎杭を擁壁内まで立ち上げ、2)フーチングを設けず土留壁勾配を垂直として、3)基礎杭頭部を鉄筋コンクリート構造で結合する、杭付落石防護擁壁を提案した。さらに、落石衝撃力の分散・緩衝による壁体の損傷防止や杭

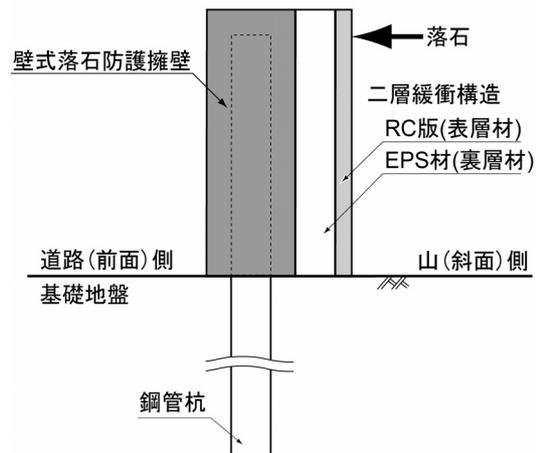


図-1 杭付落石防護擁壁の概略図

*1 (独) 寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 主任研究員 博(工) (正会員)

*2 室蘭工業大学 建設システム工学科教授 工博 (正会員)

*3 構研エンジニアリング(株) 防災対策部 博(工) (正会員)

*4 (独) 寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 上席研究員 (正会員)

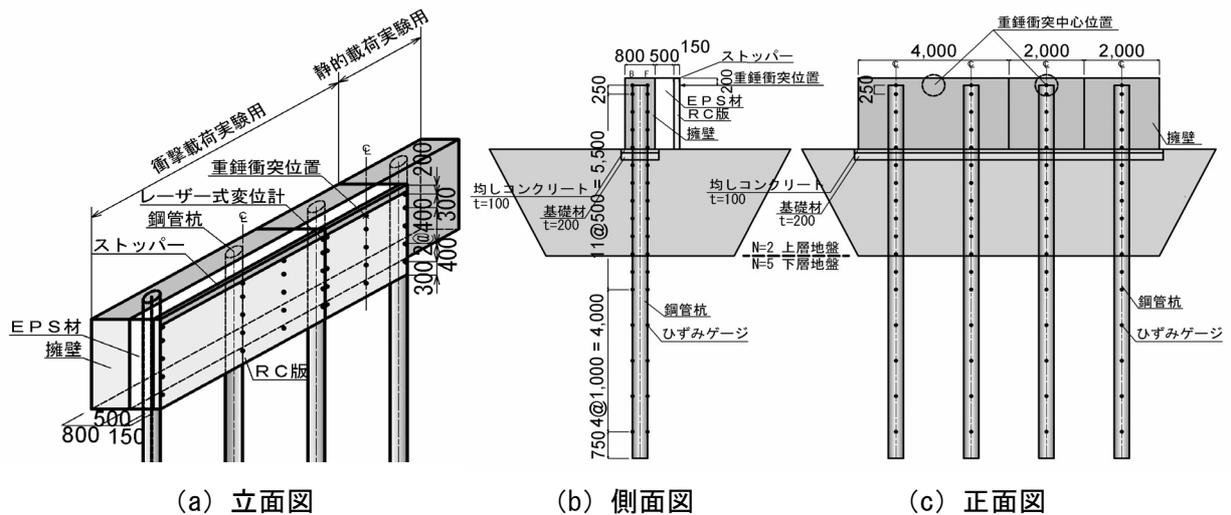


図-2 杭付落石防護擁壁の形状寸法

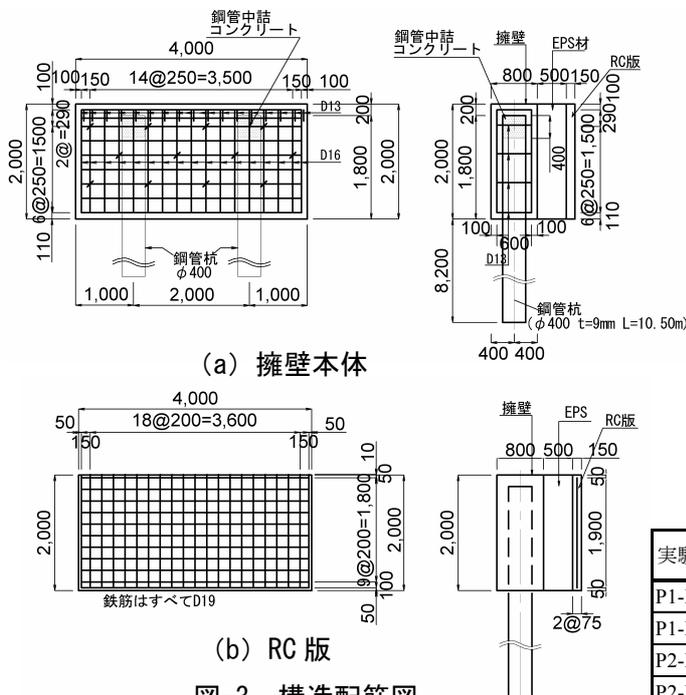


図-3 構造配筋図



写真-1 実験状況

表-1 実験ケース一覧

| 実験ケース | 形式 | 重錘質量 (t) | 重錘衝突速度 (m/s) | 衝突位置 | EPS厚 (cm) | RC版厚 (cm) |
|-----------|-----|----------|--------------|------|-----------|-----------|
| P1-E30.6 | 杭付式 | 5.0 | 3.5 | 壁中央 | 50 | 15 |
| P1-E62.5 | | | 5 | | | |
| P2-E62.5 | | | 5 | | | |
| P2-E122.5 | | | 7 | | | |

基礎の規模を最小限にすることを目的として、筆者らが開発した二層緩衝構造²⁾を併用する工法について検討を行っている。

本論文では、二層緩衝構造を併用した杭付形式 RC 落石防護擁壁の耐衝撃挙動を把握することを目的に実施した実規模重錘衝突実験の結果について報告するものである。

2. 実規模重錘衝突実験の概要

2.1 試験体

図-2 には、実験に使用した杭付落石防護擁壁の形状寸法を、図-3 には擁壁本体および二層緩

衝構造用 RC 版の配筋状況を示している。実験に使用した擁壁の形状寸法は、高さを $H = 2.0 \text{ m}$ 、壁厚を $B = 0.8 \text{ m}$ とし、擁壁延長は $L = 4.0 \text{ m}$ 、 2.0 m の 2 種類とした。尚、各擁壁間には 5 cm 程度の隙間を設けており実験時に擁壁同士が接触しないように配慮している。また、二層緩衝構造の構成は、表層材を 15 cm 厚の RC 版、裏層材を 50 cm 厚の EPS 材としている。使用した鋼管杭は、直径 400 mm 、板厚 9 mm であり、杭の根入れ深さは、擁壁本体に 1.8 m 、上層の置き換え地盤 (砂質土, N 値 2 程度) に 3.0 m 、下層地盤 (原地盤, N 値 5 程度) に 5.7 m とし

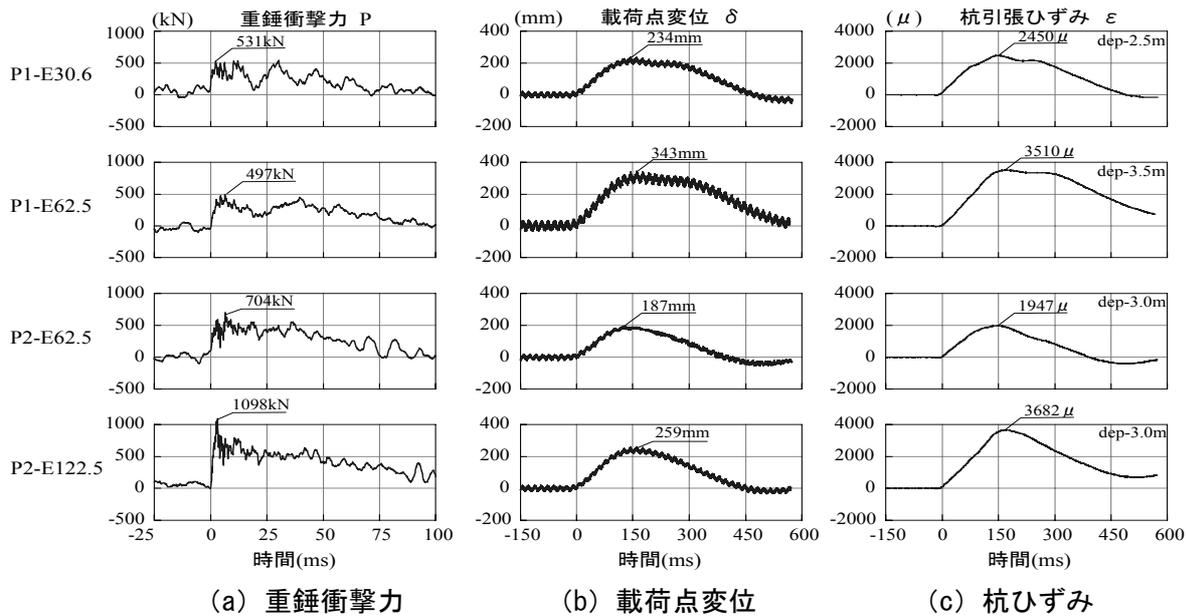


図-4 重錘衝撃力、載荷点変位、杭ひずみの応答波形図

た。また、鋼管杭の擁壁本体根入れ部分には、杭上端から 400 mm まで中詰めコンクリートを施している。実験時におけるコンクリートの圧縮強度は 30.0MPa、使用した鉄筋 (SD345) および鋼管杭 (SKK400) の降伏強度および引張強度はそれぞれ 380.0MPa, 555.0MPa および 293.0MPa, 474.0MPa である。また、弾性係数を 206GPa とした場合の鋼管杭の降伏ひずみは $\epsilon = 1,427 \mu$ である。

2.2 実験方法

写真-1 には、実験状況を示している。実験は、門型フレームに吊り下げられた鋼製重錘をトラッククレーンで所定の高さまで吊り上げ、着脱装置による振り子運動によって RC 版の所定の位置に水平衝突させることにより行っている。実験に使用した重錘は、質量 5,000 kg、直径 1.0 m の円柱状であり、衝突部が半径 80 cm の球面状となっている。重錘衝突位置は、擁壁の高さを H として設計上で規定されている最も厳しい高さである 0.9H とし、衝突位置は壁体中央としている。実験における測定項目は、重錘に埋設されているひずみゲージ型加速度計による重錘加速度、レーザー式変位計による擁壁の変位、杭に貼付したひずみゲージによる杭基礎のひずみである (計測位置は図-2 参照)。

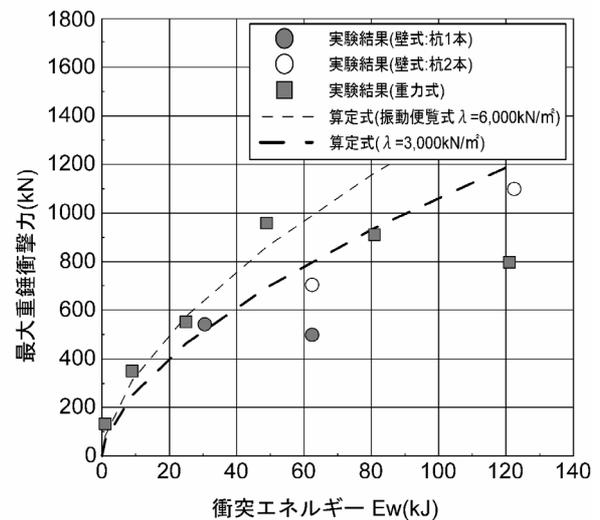
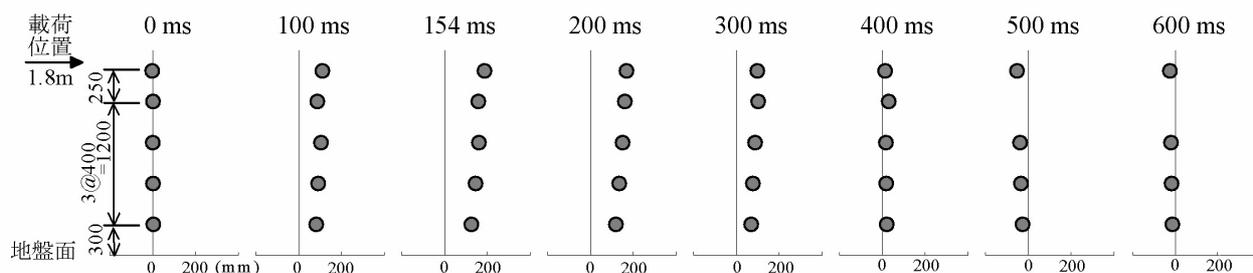


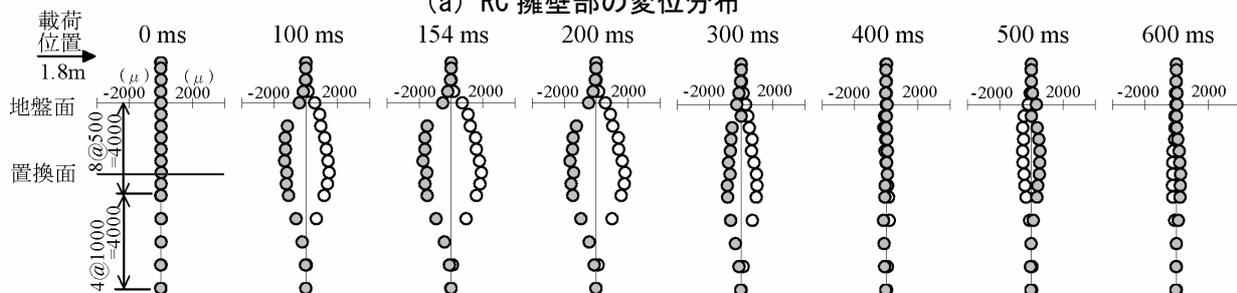
図-5 最大重錘衝撃力と衝突エネルギーの関係

2.3 実験ケース

実験ケースは、表-1 に示す様に杭本数と重錘衝突エネルギーをパラメータとした全 4 ケースである。表中の実験ケース名は、杭本数(P1: 杭 1 本, P2: 杭 2 本)と重錘衝突エネルギー (kJ) をハイフンで結んで表している。なお、各実験ケースにおいて、二層緩衝構造を構成する各部材 (EPS 材, RC 版) は常に未使用材を用いることとした。しかしながら、擁壁本体はいずれの実験においても損傷が確認されないことより、同一の試験体を用いて実験を実施している。



(a) RC 擁壁部の変位分布



(b) 杭の軸方向ひずみ分布 ※ひずみは衝突面ひずみを○、衝突背面ひずみを●とする。

図-6 変位およびひずみ分布図 (P2-E62.5)

3. 実験結果および考察

3.1 応答波形

図-4には、各実験ケースに対する重錘衝撃力波形、擁壁の載荷点変位波形、杭の最大引張ひずみ発生位置あるいはその近傍におけるひずみ波形を示している。図中、各波形は重錘衝突時点を0msとして整理している。なお、ひずみ波形図にはひずみ計測位置の地盤面からの深さを示している。

重錘衝撃力波形は、いずれも電源ノイズと思われる高周波成分が示されているが、ノイズ処理により波形性状が変化することから、ここでは原波形の状態を考察を行うこととする。

重錘衝撃力波形は、重錘衝突初期に最大応答値を示し、衝突初期から5～10ms間は高周波成分が卓越している。その後は継続時間が90～100ms程度で緩やかに減衰する波形性状を示している。衝突初期の高周波成分から成る波形は、重錘が二層緩衝構造の表層RC版に衝突した際に発生したものであり、その後の緩やかな減衰波形はRC版の損傷によるエネルギー吸収とともにEPS材の塑性変形に伴う緩衝効果によって発生したものと推察される。

擁壁の載荷点変位波形および杭のひずみ波形は、P1、P2いずれも単純な正弦半波状の波形性状を示し、杭本数が等しいP1、P2の各ケースで比較すると衝突速度の増加とともに波形の継続時間が長くなり、最大応答値も大きくなっていることが分かる。

3.2 最大重錘衝撃力

図-5には、本実験における最大重錘衝撃力と二層緩衝構造を設置した既往の重力式擁壁（高さ2m、長さ8m）の実験結果³⁾を、ラーメの定数を $\lambda = 3,000 \text{ kN/m}^2$ および $6,000 \text{ kN/m}^2$ とした場合の振動便覧式⁴⁾による算定結果とともに示している。なお、重錘衝突エネルギーは、 $E_w = M_w V^2 / 2$ より求めている。ここに、 M_w は重錘質量(kg)、 V は重錘の衝突速度(m/s)である。

図より、重力式擁壁の場合には衝突エネルギーが $E_w = 50 \text{ kJ}$ 程度までは、 $\lambda = 6,000 \text{ kN/m}^2$ とする振動便覧式による算定値と同程度の値を示しているものの、それ以降の衝突エネルギーに対しては重錘衝撃力が徐々に減少する傾向を示している。一方、杭付擁壁の場合には $\lambda = 3,000 \text{ kN/m}^2$ とする振動便覧式による算定値と同程度の値を示している。これは、杭付擁壁の

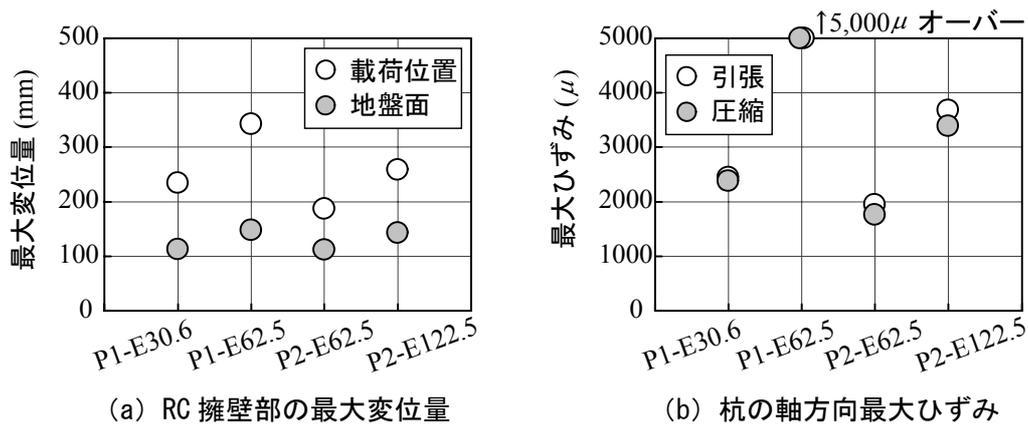


図-7 最大変位量および最大ひずみ

場合には二層緩衝構造のRC版の損傷によるエネルギー吸収とEPS材の塑性変形に伴う緩衝効果に加えて、杭の変形によるエネルギー吸収効果により、衝突エネルギーの小さい段階から重錘衝撃力が減少する傾向にあるものと考えられる。

3.3 変位分布およびひずみ分布

図-6(a), (b)には、P2-E62.5に関するRC擁壁部の変位分布および杭のひずみ分布を示している。なお、図には载荷直後より $t=600\text{ ms}$ までの応答値分布を 100 ms 毎に示すとともに、最大応答発生時の分布図を併せて示している。

RC擁壁部の変位分布に着目すると、変位は载荷直後から地盤面より深部位置を中心として擁壁が転倒するような状態で载荷点部の変位が増大し、 $t=154\text{ ms}$ で最大変位応答を示している。その後、元の位置に復元するように変位が減少し、 $t=400\text{ ms}$ 程度で変位がほぼ零となり、さらに载荷側に若干リバウンドした後、ほぼ元の形状に戻っている。

杭のひずみ分布に着目すると、ひずみは原地盤と置き換え土との境界部である深度 3 m 程度の位置を中心として载荷直後から圧縮・引張ともほぼ同程度の値で対称に増加し、最大変位発生時と同時刻で最大応答値に達している。その後、変位分布と同様に時間の経過とともに元の状態に復元した後、リバウンドによりひずみ値が正負反転している。また、杭の下端 2 m と擁壁内部の 1.8 m については杭が固定状態に

あるためかひずみは殆ど発生していない。

3.4 最大変位および最大ひずみ

図-7(a)には、擁壁载荷位置および地盤面位置における最大変位量を、図-7(b)には杭に発生する軸方向ひずみの最大値を実験ケース毎に示している。

(a)図より、杭本数が等しく重錘衝突エネルギーが異なるP1, P2の各2ケースを比較すると、いずれも重錘衝突エネルギーが約2倍に増加しているのに対して、载荷位置の変位量はそれぞれ47%, 38%の増加に留まっている。次に、重錘衝突エネルギーが等しく杭本数の異なるP1-E62.5とP2-E62.5の比較では、杭本数を2倍にすることによって载荷位置の変位量が55%低減されている。また、载荷位置の変位量は杭本数や重錘衝突エネルギーによって異なるものの、地盤面の変位量については4ケースともほぼ同程度の値を示している。これは、この位置が杭の変形モードにおける節に近い位置にあるためと推察される。(b)図は杭の軸方向ひずみの最大値に関する比較図であるが、重錘衝突エネルギーの増加によって軸方向ひずみが増加する、あるいは杭本数が増加することによって軸方向ひずみが減少する等、最大変位量と同様の傾向を示していることが分かる。また、最大ひずみ値より杭の状態を考察すると、いずれのケースにおいても鋼管杭のひずみ値は降伏ひずみ以上の値を示しており鋼管の一部が塑性化しているものと考えられる。しかしながら、地盤面位置

における実験後の残留変位量は最大でも 15 mm 程度と非常に小さいことから、杭付落石防護擁壁は落石エネルギーの吸収性能に優れた工法であることが明らかとなった。

4. 簡易計算手法の適用性検討

本工法を広く現場に普及させるためには、簡易な計算手法によって設計を可能にしなければならない。このことから、簡易計算手法として、地盤のN値から算定した地震時変形係数を地盤のバネ値とし、2次元骨組解析により杭の変位および応力を算出する方法について、実験結果と比較することによりその適用性について検討を行う。ここで、杭への作用荷重は、二層緩衝構造の裏層 EPS 材から擁壁に伝達される衝撃力を静荷重として用いるものとする。最大伝達衝撃力は、過去の研究結果より三層緩衝構造に関する最大伝達衝撃力算定式の誘導法の考え方に基づいた伝達衝撃力算定式で評価可能である事が明らかとなっている³⁾。

まず式(1)より、最大重錘衝撃力を P_a (図-5より、 $\lambda = 3,000 \text{ kN/m}^2$ とする振動便覧式により算定)、表層RC 版厚を h_c とししてRC 版が得る衝撃エネルギー E_w を求める。

$$E_w = \frac{2 \times 9.8 \times 0.012^2}{49\pi^2 h_c} P_a^2 \quad (1)$$

次に、伝達衝撃力 P_t は、裏層 EPS 材厚を h_e 、EPS 材のひずみを ε としして式(2)のように決定される。

$$P_t = \begin{cases} \sqrt{8800 \frac{E_w}{h_e}} & (\text{kN}) & 0 < \varepsilon \leq 0.05 \\ 200 \sqrt{\left(0.9 + \frac{E_w}{55 h_e}\right)} & (\text{kN}) & 0.05 < \varepsilon < 0.55 \end{cases} \quad (2)$$

図-8 には、上記により算定した伝達衝撃力を作用荷重とし、杭 1 本を対象とした 2 次元骨組解析により求めた杭の軸方向最大応力の解析値と実験値を比較して示している。図より、杭 2 本の実験値では解析値の 60% 程度の値を示し、かなり安全側の評価を与えることが分かった。尚、紙面の都合で割愛しているが杭の載荷点変位についても図-8 と同様の結果を示している。

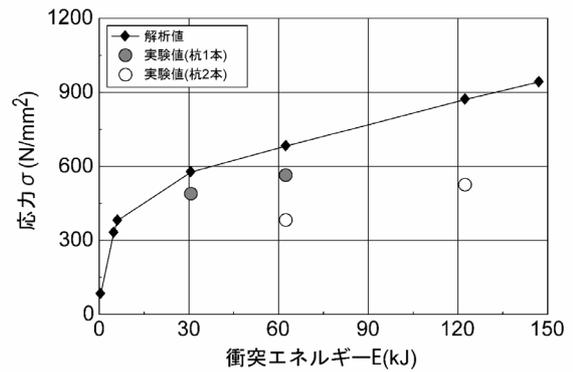


図-8 杭応力の解析値と実験値の比較

5. まとめ

本研究では、新工法として二層緩衝構造を併用した杭付落石防護擁壁構造を提案し、耐衝撃挙動を把握するために、実規模試験体を用いた重錘衝突実験を実施した。本実験結果より得られた事項を整理すると、以下のように示される。

- (1) 二層緩衝構造を設置した杭付落石防護擁壁に作用する重錘衝撃力は、ラーメの定数を $\lambda = 3,000 \text{ kN/m}^2$ とする振動便覧式による算定値と同程度の値を示す。
- (2) 伝達衝撃力を静荷重として置き換え 2 次元骨組解析により算出した杭の応力および変位は、実験結果に対して安全側の評価を与える。
- (3) 二層緩衝構造を設置した杭付落石防護擁壁は、杭の一部が塑性化するような落石エネルギーに対しても残留変位量は小さく、落石エネルギーの吸収性能に優れた工法であることが明らかとなった。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：落石対策便覧，H12.6
- 2) 岸 徳光，川瀬良司ら：二層緩衝構造を用いた落石防護擁壁の重錘衝突実験と数値解析的検討，構造工学論文集，Vol.48A，pp.1567-1578，2002.3
- 3) 岸 徳光，川瀬良司ら：落石防護擁壁用途二層緩衝構造の伝達衝撃力算定式の定式化，構造工学論文集，Vol.49A，pp.1289-1298，2003.3
- 4) 土木学会：土木技術者のための振動便覧，第 2 版，（昭和 60 年），pp.514-520