

論文 H 鋼を併用した杭付落石防護擁壁の衝撃载荷実験について

西 弘明^{*1}・岡田 慎哉^{*2}・今野 久志^{*3}・岸 徳光^{*4}

要旨: 本研究では、著者らが開発した鋼管基礎杭頭部を鉄筋コンクリート (RC) 構造で結合する杭付落石防護擁壁に対して、施工性の向上および壁体のスリム化を目的に、RC 擁壁内部の鋼管杭を H 形鋼に置き換えた構造を提案し、その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。その結果、二層緩衝構造を設置した H 形鋼併用の杭付落石防護擁壁は、H 形鋼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: 杭付落石防護擁壁, H 形鋼, 重錘衝突実験, 耐衝撃挙動

1. はじめに

我が国の海岸線道路沿いには、小規模落石等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、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エネルギーが等価となる水平変位および回転が許容されるものとして実施されている。従って、直接基礎による無筋コンクリート製の重力式擁壁が一般的に用いられている。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採用されている。しかしながら、擁壁背面と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、斜面崩壊を誘発してしまうことが懸念される。

このようなことから、筆者らは、斜面法尻の掘削を必要としない新たな工法として、**図-1**に示すように基礎杭を擁壁内まで立ち上げ、フーチングを設けず擁壁の山側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（以後、杭付擁壁）と、落石衝撃力から壁体の損傷防止や基礎杭の規模を最小限にするために、二層緩衝構造を併用する工法を提案し^{2),3)}、実規模試験体を用いた衝撃载荷実験を実施して、提案の工法が優れた耐衝撃性能を有することを検証^{4),5)}した上で現場への適用を行っている。本工法は、鋼管杭をプレボーリング方式で地盤内に立て込み、地上部に突出した鋼管の両側に鉄筋を配置して RC 擁壁とするものである。RC 擁壁の厚さは鋼管杭と鉄筋の離れおよび鉄筋のかぶり厚さによって決定されることから、鋼管杭の打ち込み精度が要求されるとともに、直径 800 mm の鋼管杭を使用す

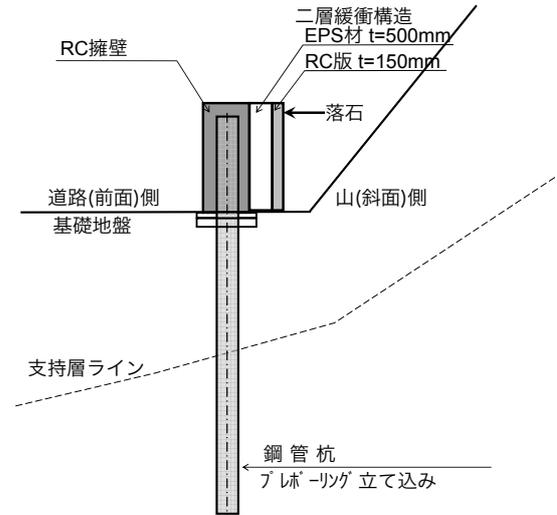


図-1 杭付落石防護擁壁の概略図

る場合には、壁厚が最低でも 1 m 程度になる。

そこで本研究では、二層緩衝構造を併用した杭付擁壁について、RC 擁壁部分の施工性向上とさらなる躯体規模の縮小化を目的に、RC 擁壁部分の鋼管杭を H 形鋼に置き換えて壁厚のスリム化を図る改良タイプの構造形式（以後、H 形鋼併用杭付擁壁）を提案し、その耐衝撃性能を把握することを目的に実規模衝撃実験を実施したので、そ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

2.1 試験体

図-2には、実験に使用した H 形鋼併用杭付擁壁の形状寸法を示している。試験体の製作に際しては、過去に実施した杭付擁壁実験⁴⁾に用いた試験体において、RC 擁壁部を撤去した後、鋼管杭を地表面で切断し H 形鋼の基礎として再利用している。鋼管杭は、直径 400 mm、板厚

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

*2 国土交通省 北海道開発局 博(工) (正会員)

*3 (独) 土木研究所 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)

*4 室蘭工業大学大学院教授 工学研究科 くらし環境系領域 工博 (正会員)

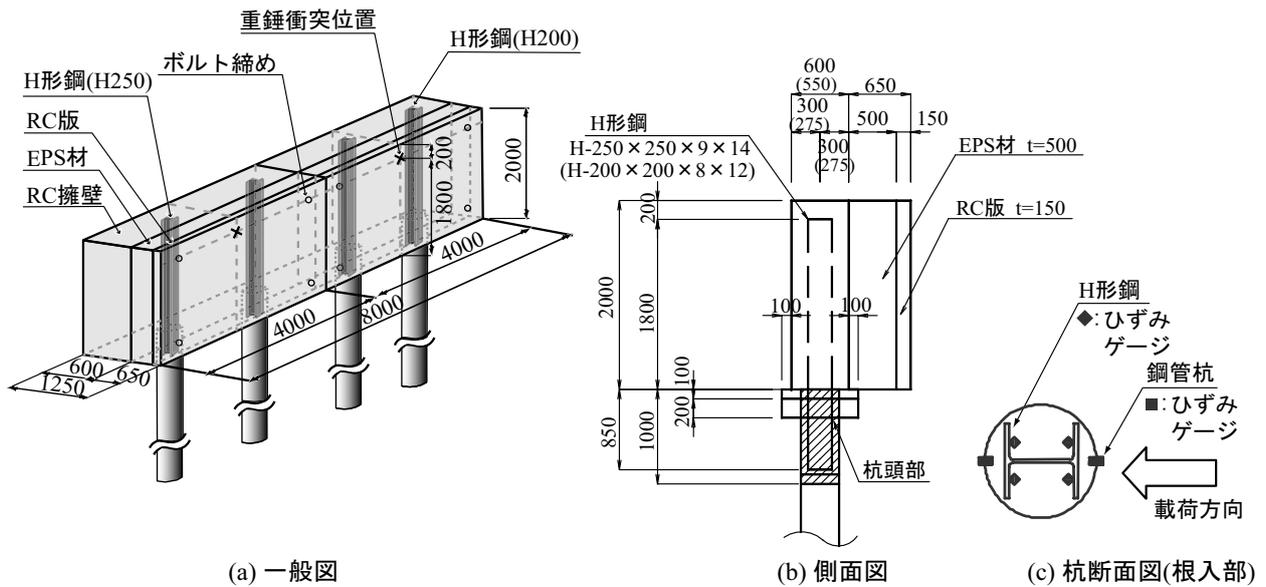


図-2 H形鋼併用杭付擁壁の形状寸法



写真-1 実験状況

9 mm であり、杭の根入れ深さは、一般的な自立構造の杭の根入れ長である $3/\beta = 8.7\text{ m}$ を確保しており、上層の置き換え地盤（砂質土、N 値 2 程度）が 3.0 m、下層地盤（原地盤、N 値 5 程度）が 5.7 m となっている。ここで、 β は杭の特性値である。H 形鋼は鋼管杭径との関係から H200 (200×200×8×12 mm) および H250 (250×250×9×14 mm) の 2 種類を使用し、杭上端から 0.85 m までを中詰めコンクリート（RC 擁壁部と同一材料）として根入れしている。なお、H 形鋼の根入長は、重力式擁壁上に設置する落石防護柵の H 形鋼支柱の埋め込み長を参考に設定している。RC 擁壁の高さは $H = 2.0\text{ m}$ 、延長は $L = 4.0\text{ m}$ である。RC 擁壁の鉄筋量は、落石対策便覧および鋼管杭を支点とした梁としての静的計算結果より、水平方向鉄筋を D22@250mm、鉛直方向鉄筋を D13@250 mm としている。壁厚は、鉄筋のかぶりおよび H 形鋼とのあきを考慮し、H200 を使用する場合には 0.55 m、H250 の場合には 0.6 m となっている。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 厚の発泡スチロール (EPS)

表-1 実験ケース一覧

実験ケース	H 形鋼	二層緩衝構造		重錘重量 (t)	重錘衝突速度 (m/s)	重錘衝突エネルギー (kJ)
		EPS (cm)	RC 版 (cm)			
PH200-E3	H200	50	15	5	3.5	30.6
PH200-E6					5	62.5
PH200-E12					7	122.5
PH250-E3	H250				3.5	30.6
PH250-E6					5	62.5
PH250-E12					7	122.5

材としている。RC 版の鉄筋量は、既往の実験と同様に直交方向の鉄筋比を 1.0 % とする単鉄筋配置としている。

基礎地盤については、杭周面部への砂の充填や置き換え地盤の成形等を行い、数値解析に使用する地盤の諸物性値を把握することを目的に、鋼管杭周辺部において簡易貫入試験を実施している。

実験時の RC 擁壁部コンクリートの圧縮強度は 30.9 MPa、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 MPa、555 MPa および 293MPa、474 MPa である。また、H 形鋼の降伏強度および引張強度はそれぞれ 293 MPa (H200)、319 MPa (H250) および 448 MPa (H200)、469 MPa (H250) である。

2.2 実験方法

写真-1 には、重錘衝突実験の状況を示している。実験は、門型の鋼製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により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試験体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

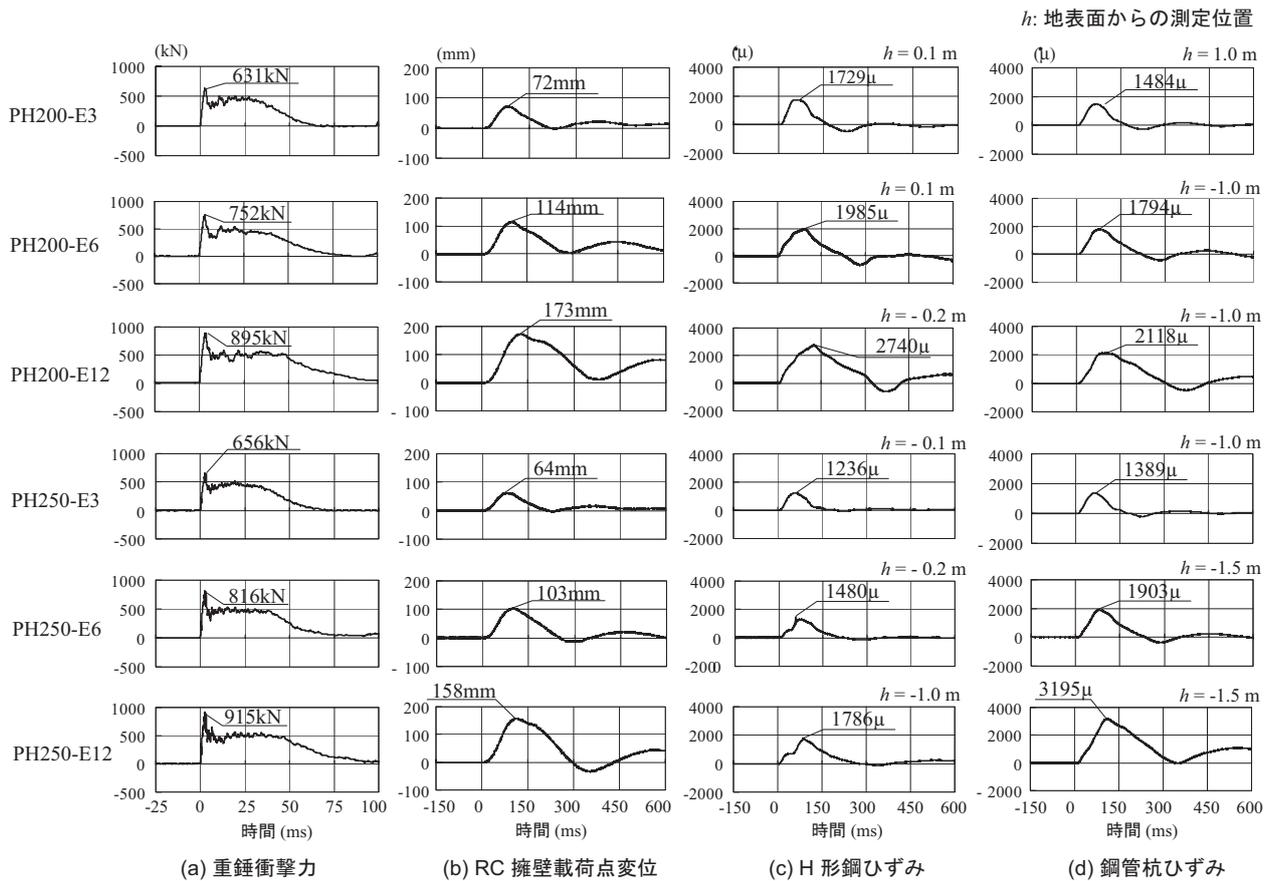


図-3 応答波形図

半径 80 cm の球面状となっている。重錘衝突位置の高さは、RC 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、幅方向の位置は壁体中央としている。実験における測定項目は、重錘に設置したひずみゲージ型加速度計による重錘加速度、レーザ式変位計による RC 擁壁の変位、鋼管杭および H 形鋼に貼付したひずみゲージによるひずみである。

2.3 実験ケース

表-1 には、実験ケース一覧を示している。実験ケースは、H 形鋼の種類と重錘衝突エネルギーをパラメータとした全 6 ケースである。表中の実験ケース名は、H 形鋼の種類 (PH200 : H200, PH250 : H250) と重錘衝突エネルギー (E3 : 30.6 kJ, E6 : 62.5 kJ, E12 : 122.5 kJ) をハイフンで結んで表している。重錘の衝突エネルギーは、過去に実施した杭付擁壁実験と同一であり、杭付擁壁の現場適用箇所における設計落石エネルギーと等価な $E = 62.5$ kJ を基本とし、その 0.5 倍および 2 倍をパラメータとして設定している。

緩衝材として設置した二層緩衝構造に関しては、各実験ケースにおいて、常に未使用の EPS 材および RC 版を使用している。しかしながら、RC 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、同一の試験体に対してそれぞれ 3 ケースの実験を実施した。なお、

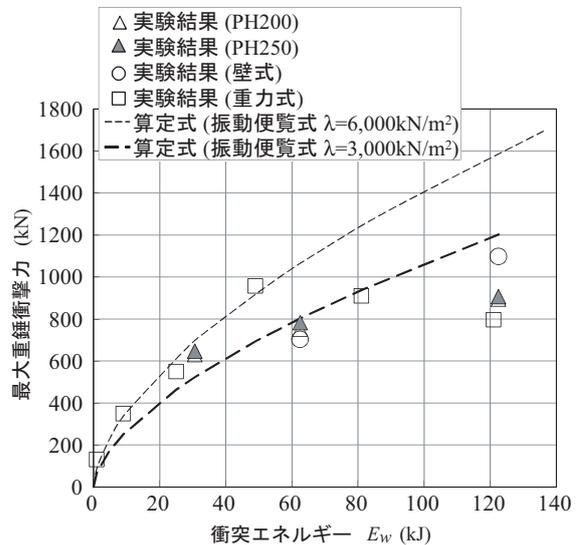


図-4 最大重錘衝撃力と衝突エネルギーの関係

実験は重錘衝突エネルギーの小さいケースから順に実施している。

3. 実験結果および考察

3.1 応答波形

図-3 には、各実験ケースに対する重錘衝撃力波形、RC 擁壁の荷点変位波形、H 形鋼および鋼管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

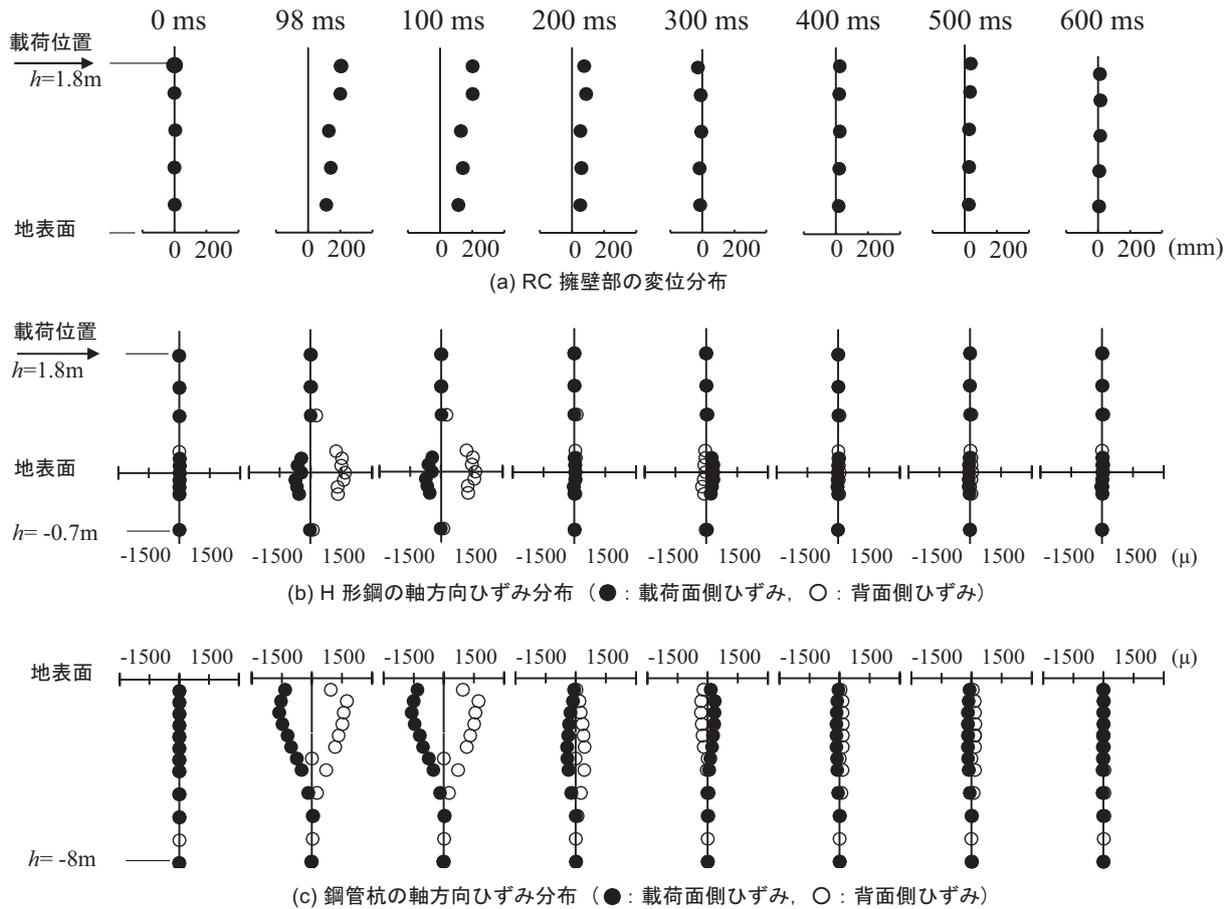


図-5 変位およびひずみ分布図 (PH250-E6)

示している。図中、各波形は重錘衝突時点を 0 ms として整理している。また、ひずみ波形図にはひずみ計測位置の地表面からの高さ（上方を正，下方を負）を示している。なお、重錘衝撃力波形は、重錘加速度に重錘質量を乗じて評価している。

(a) 図より、重錘衝撃力波形に着目すると、重錘衝突初期に最大応答値を示し、継続時間が 60~100 ms の台形分布状の波形と 50 ms 程度までは振幅の小さい高周波成分から成る波形分布を示している。衝突初期の高周波成分は、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、その後の台形状の波形は RC 版の損傷によるエネルギー吸収とともに、EPS 材の塑性変形時に発生したものと推察される。また、重錘衝突エネルギー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。H 形鋼のサイズの異なる PH200 と PH250 の場合における波形を比較すると、両者の分布性状は類似していることが分かる。最大応答値に関しては、PH200 よりも PH250 の場合の方が大きい値を示している。

(b), (c), (d) 図より、RC 擁壁の載荷点変位波形、H 形鋼および鋼管杭のひずみ波形は、PH200 および PH250 のいずれの場合においても衝撃荷重載荷時に正弦半波状の

応答波形を示し、その後若干の残留変位を有する減衰自由振動を呈している。それらは重錘衝突エネルギーの増加とともに波動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-4 には、最大重錘衝撃力に関して、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杭付擁壁および重力式擁壁（高さ 2 m，長さ 8 m）の実験結果⁶⁾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⁷⁾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、H 形鋼併用杭付擁壁および杭付擁壁の場合には、 $\lambda = 6,000 \text{ kN/m}^2$ とする振動便覧式による算定値の 90% ~ 55% 程度の値を示しており、衝突エネルギーが大きくなるほど、両者の比率が小さくなっていることが分かる。これは、杭付擁壁の場合には二層

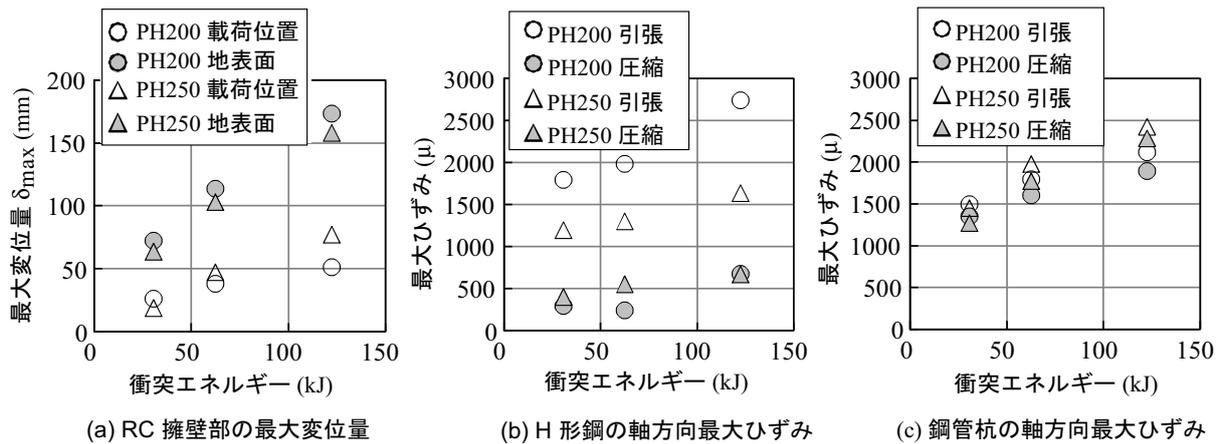


図-6 最大変位・最大ひずみと衝突エネルギーの関係

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、衝突エネルギーが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推察される。

3.3 変位分布およびひずみ分布

図-5 には、重錘衝突エネルギーが $E_w = 62.5$ kJ である PH250-E6 における RC 擁壁部の変位分布、H 形鋼および鋼管杭のひずみ分布を示している。なお、図には载荷直後より 600 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も併せて示している。なお、(b)、(c) 図中の●および○印は、それぞれ载荷面側および背面側に貼付したひずみゲージの値を示している。

(a) 図より、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表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変位が増大し、100 ms 前後で最大変位応答を示している。その後、300 ms 程度で零近傍まで減少し、振幅の小さい減衰自由振動の後、零振幅に収束する傾向を示している。

(b) 図より、H 形鋼のひずみ分布に着目すると、H 形鋼と鋼管杭の境界面である地表面近傍で最大応答値が発生しており、剛性が変化する位置において応力が集中する傾向が示されている。载荷面側および背面側のひずみはほぼ同程度に増加し、時間の経過とともに元の状態に復元している。一方、鋼管杭への埋め込み部分である H 形鋼の下端部は H 形鋼が固定状態にあるため、ひずみはほとんど発生していない。本実験ケースの範囲内においては、最大ひずみは未だ $1,500 \mu$ には達していないことより、弾性域での応答であるものと推察される。

(c) 図より、鋼管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载荷面側および背面側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深度約 1.5 m の位置において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

態に復元している。また、杭の下端 2 m については杭が固定状態にあるため、ひずみはほとんど発生していない。

3.4 最大変位および最大ひずみ

図-6(a) には、RC 擁壁载荷位置および地表面位置における最大変位量を、(b) 図には H 形鋼に発生する軸方向ひずみの最大値を、(c) 図には鋼管杭に発生する軸方向ひずみの最大値を重錘衝突エネルギーを横軸に取って示している。

(a) 図より、RC 擁壁の各位置に置ける最大変位量は、重錘衝突エネルギーの増加に対応してほぼ線形に増加する傾向を示していることが分かる。载荷点の変位量は重錘衝突エネルギーによって異なるものの、PH250 に比較して PH200 の場合の方が大きい値を示している。一方、地表面の変位量については、PH250 に比較して PH200 の場合は 20% ほど小さい値を示している。これは、PH200 の場合は H 形鋼のサイズが小さく、地表面近傍（剛性変化位置）における H 形鋼の変形が大きくなることより载荷位置の変位量は大きくなるが、その反面杭へ伝達されるエネルギーが減少するため、地表面近傍（杭頭）の変位は小さくなったものと推察される。

(b) 図より、H 形鋼の軸方向ひずみの最大値は重錘衝突エネルギーの増加に対応して増加しており、最大変位量の場合と同様の傾向を示していることが分かる。また、最大ひずみ値に着目すると、PH250 の場合には弾性限度近傍の値を示しているが、PH200 の場合には重錘衝突エネルギーの小さいケースにおいても $1,600 \mu$ 以上の引張ひずみが発生しており、H 形鋼の一部が塑性化していることが示唆される。

(c) 図より、鋼管杭の軸方向ひずみの最大値も重錘衝突エネルギーの増加に対応して増加する傾向を示している。重錘衝突エネルギーが等しく H 形鋼のサイズが異なる、PH200-E3 と PH250-E3 の場合を比較すると、PH200-E3 の場合は PH250-E3 の場合に比べて 5% ほど小さい値を示している。これは、上述のように PH200 の場合には H 形



写真-2 RC擁壁 (PH250) の直接衝突実験後のひび割れ状況

鋼の塑性化に伴うエネルギー吸収により、杭への作用エネルギーが低減されたことによるものと推察される。また、最大ひずみ値に着目すると重錘衝突エネルギー $E_w = 62.5$ kJ の場合には弾性限度近傍の値を示しているが、 $E_w = 122.5$ kJ の場合には $2,500 \mu$ 以上のひずみが発生しており、鋼管杭の一部が塑性化していることを暗示している。しかしながら、実験後の地表面位置における残留変位量は最大でも数 mm 程度と非常に小さいものであったことから、H形鋼併用杭付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。

3.5 二層緩衝構造の設置効果の検討

二層緩衝構造の設置の有無が、本工法の耐衝撃特性に与える影響を把握することを目的に、本実験終了後のRC擁壁に対して緩衝構造を設置しない場合の重錘衝突エネルギー $E_w = 62.5$ kJ における衝突実験を実施した。

写真-2には、RC擁壁 (PH250) の実験終了後におけるひび割れ状況を示している。二層緩衝構造を設置した実験ケースではいずれの場合においても、RC擁壁にはひび割れが発生していないが、重錘を直接RC擁壁に衝突させる場合には、写真に示すような押し抜きせん断型のひび割れの発生を確認することができた。このことから、RC擁壁に二層緩衝構造を設置することで、落石衝撃力によるRC擁壁本体の損傷を効率よく抑制可能であることが明らかとなった。

4. まとめ

杭付落石防護擁壁のRC擁壁躯体の縮小化および施工性の向上を目的に、二層緩衝構造を設置したH形鋼併用杭付擁壁工法 (以後、H形鋼併用杭付擁壁) を提案し、その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H形鋼併用杭付落石防護擁

壁に作用する重錘衝撃力は、杭が変形することによる落石エネルギーの吸収効果により、ラーメの定数を $\lambda = 6,000$ kN/m² とする振動便覧式からの算定値の90%~55%程度の値を示す。

- (2) 二層緩衝構造を設置したH形鋼併用杭付落石防護擁壁は、鋼管杭およびH形鋼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。
- (3) H形鋼のサイズの違いによる影響は、H形鋼および鋼管杭に発生する応力に大きく影響を与え、H形鋼が杭より先に降伏する場合には、RC擁壁の変位が著しく増加する傾向がある。
- (4) 二層緩衝構造を設置しない場合には重錘質量5,000 kg、重錘衝突エネルギー $E_w = 62.5$ kJ の場合においてRC擁壁に大きなひび割れが発生した。一方、二層緩衝構造を設置する場合には、 $E_w = 122.5$ kJ の場合においてもRC擁壁にはひび割れは発生していない。これより、二層緩衝構造を設置することで落石衝撃力の作用に対してRC擁壁本体の損傷を抑えることが可能であることが明らかとなった。

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧，2000.6
- 2) 川瀬良司，岸 徳光，今野久志，鈴木健太郎：二層緩衝構造と杭基礎を併用した壁式落石防護擁壁の開発に関する数値解析的検討，構造工学論文集，Vol.52A，pp.1285-1294，2006.3
- 3) 刈田圭一，岡田慎哉，中道 圭，下村周史，岸 徳光：二層緩衝構造を設置した杭付落石防護擁壁の設計計画，平成18年度土木学会北海道支部論文報告集，第63号，2007.2
- 4) 今野久志，岸 徳光，川瀬良司，石川博之：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，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.751-756，2007.7
- 5) 今野久志，岸 徳光，石川博之，岡田慎哉：杭付落石防護擁壁の実規模重錘衝突実験について，土木学会第62回年次学術講演会，2007.9
- 6) 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
- 7) 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