

擁壁躯体内にH形鋼を使用した杭付落石防護擁壁の重錘衝突実験について

(独)寒地土木研究所 寒地構造チーム ○山口 悟
西 弘明
今野 久志

本研究では、筆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：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

1. はじめに

日本の国土は四方を海に囲まれ、海岸線には急峻な地形が多く、落石などの災害要因から国民の生命・財産を守ることは基礎的な課題となっている。海岸線の道路沿いには、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間に大きな空間が期待できない場合には、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道路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、落石衝撃力による壁体の損傷防止及び基礎杭の規模の縮小化を目的とした、二層緩衝構造を付設する工法を提案した²⁾。また、実規模試験体を用いた衝撃載荷実験を実施して、提案の工法が優れた耐衝撃性能を有することを検証³⁾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との間隔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800mmの鋼管杭を使用する場合には最低でも1m程度の壁厚が必要となる。

本論文では、二層緩衝構造を付設した杭付擁壁に関して、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、その耐衝撃性を検討するために実規模衝撃実験を実施している。また、二層緩衝構造の緩衝効果を明らかとするため、さらに、二層緩衝構造を付設しない場合のH形鋼併用杭付擁壁の実験も行い、検証を行った。

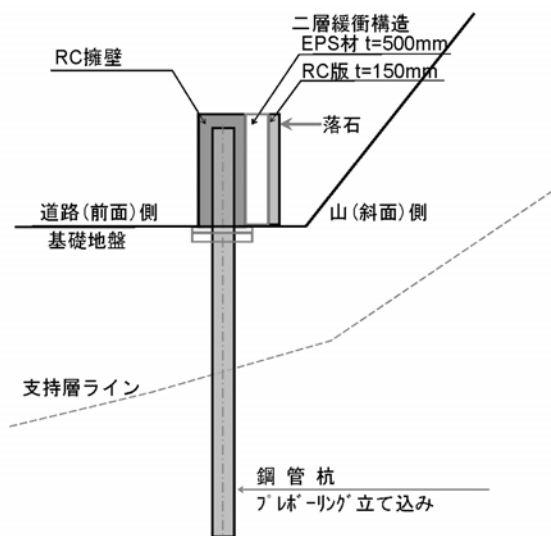


図-1 杭付落石防護擁壁の概略図

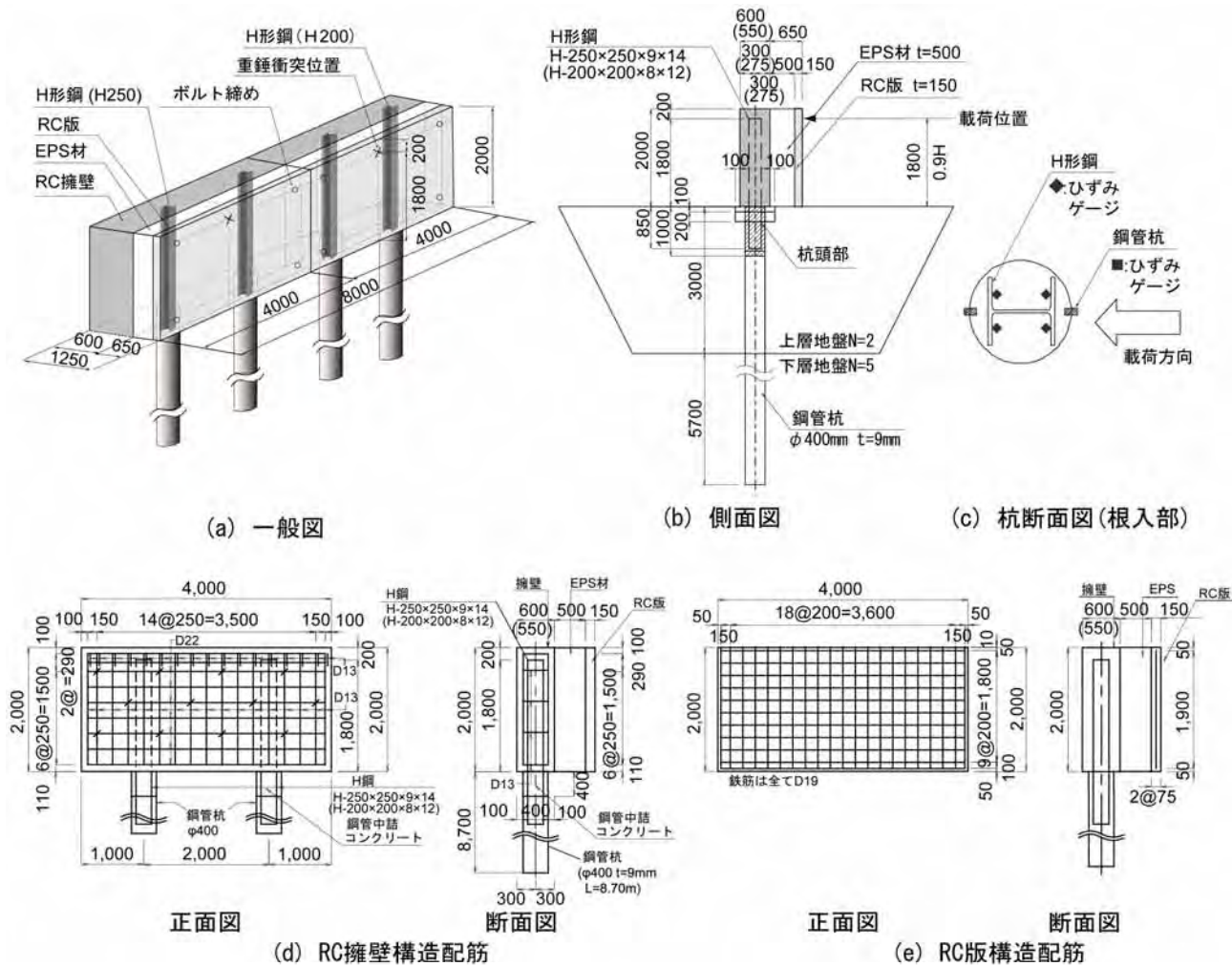


図-2 H形鋼併用杭付擁壁の形状寸法と配筋図

2. 実規模重錘衝突実験

(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およびRC擁壁と二層緩衝構造として用いられるRC版の配筋図を示している。試験体の製作に際しては、過去に実施した杭付擁壁実験³⁾に用いた試験体において、RC擁壁部を撤去した後、鋼管杭を地盤面で切断しH形鋼の基礎として再利用している。鋼管杭は、直径400mm、板厚9mm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3.0m、下層地盤(原地盤、N値5程度)が5.7mとなっている。H形鋼は鋼管杭径との関係からH200(200×200×8×12mm)およびH250(250×250×9×14mm)の2種類を使用し、杭上端から0.85mまでを中詰めコンクリートとして根入れしている。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、落石対策便覧により算出した衝撃力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@250mm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を使用した場合が0.55m

、H250の場合が0.6mとなっている。また、二層緩衝構造の構成は、表層材を15cm厚のRC版、裏層材を50cm厚のEPS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%とした単鉄筋配置としている。

実験時におけるRC擁壁部コンクリートの圧縮強度は30.9MPa、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、H形鋼の降伏強度および引張強度はそれぞれ



写真-1 実験状況

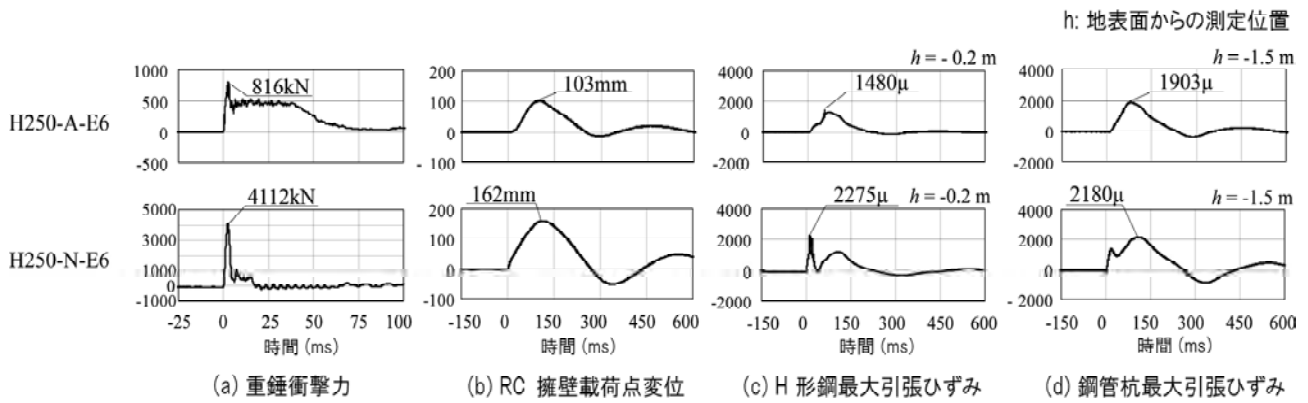


図-4 H250-E6における各種応答波形

(b) 図より、RC 擁壁の荷重点変位波形は、二層緩衝構造の付設の有無にかかわらず、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成分を含む減衰自由振動に移行している。二層緩衝構造の付設の有無が最大変位応答値に与える影響を検討すると、付設した場合が付設しない場合に比べて、最大応答値を 60 % 程度に減少させていることを示している。

(c) 図より、二層緩衝構造を付設した場合の H 形鋼ひずみ波形は、RC 擁壁の荷重点変位波形と同様な波形性状を示している。すなわち、衝撃荷重載荷時に正弦半波状の応答波形を示し、その後若干の残留ひずみ成分を含む減衰自由振動に移行している。また、二層緩衝構造を付設しない場合の H 形鋼ひずみ波形は、重錘衝突初期に急激に立ち上がるパルス状の波形性状と正弦半波状から成る応答波形を示している。

(d) 図より鋼管杭ひずみ波形は、H 形鋼ひずみ波形と同様な波形性状を示している。すなわち、二層緩衝構造を付設した場合は、衝撃荷重載荷時に正弦半波状の応答波形を示し、その後若干の残留ひずみ成分を含む減衰自由振動に移行している。二層緩衝構造を付設しない場合は、重錘衝突初期に急激に立ち上がるパルス状の波形性状と正弦半波状から成る応答波形を示している。しかしながら、重錘衝突初期の立ち上がりは、H 形鋼ひずみより緩慢な立ち上がりで、応答値も小さな値を示している。

(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衝突エネルギーの関係と、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⁴⁾、さらには重錘質量が 5,000 kg でラメの定数を $\lambda = 3,000 \text{ kN/m}^2$ および $6,000 \text{ kN/m}^2$ とした場合の振動便覧式⁵⁾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

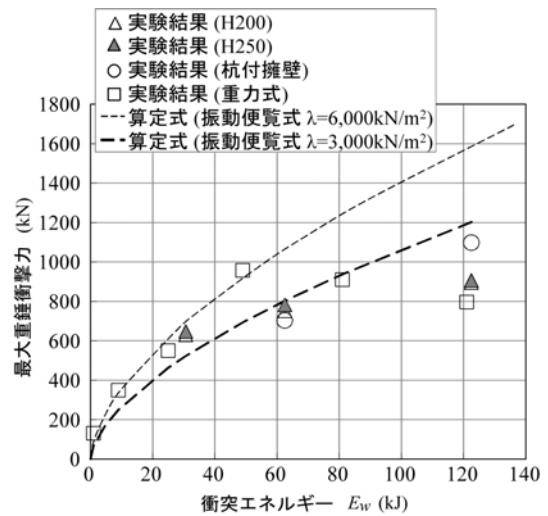


図-5 最大重錘衝撃力と衝突エネルギーの関係

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わかる。これは、杭付擁壁の場合には、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) 変位分布およびひずみ分布

図-6には、重錘衝突エネルギーが $E_w = 62.5 \text{ kJ}$ である H250-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、図には載荷直後より 400 ms までの応答値分布を 50 ms あるいは 100 ms 毎に示している。

(a) 図より、RC 擁壁部の変位分布に着目すると、変位は載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

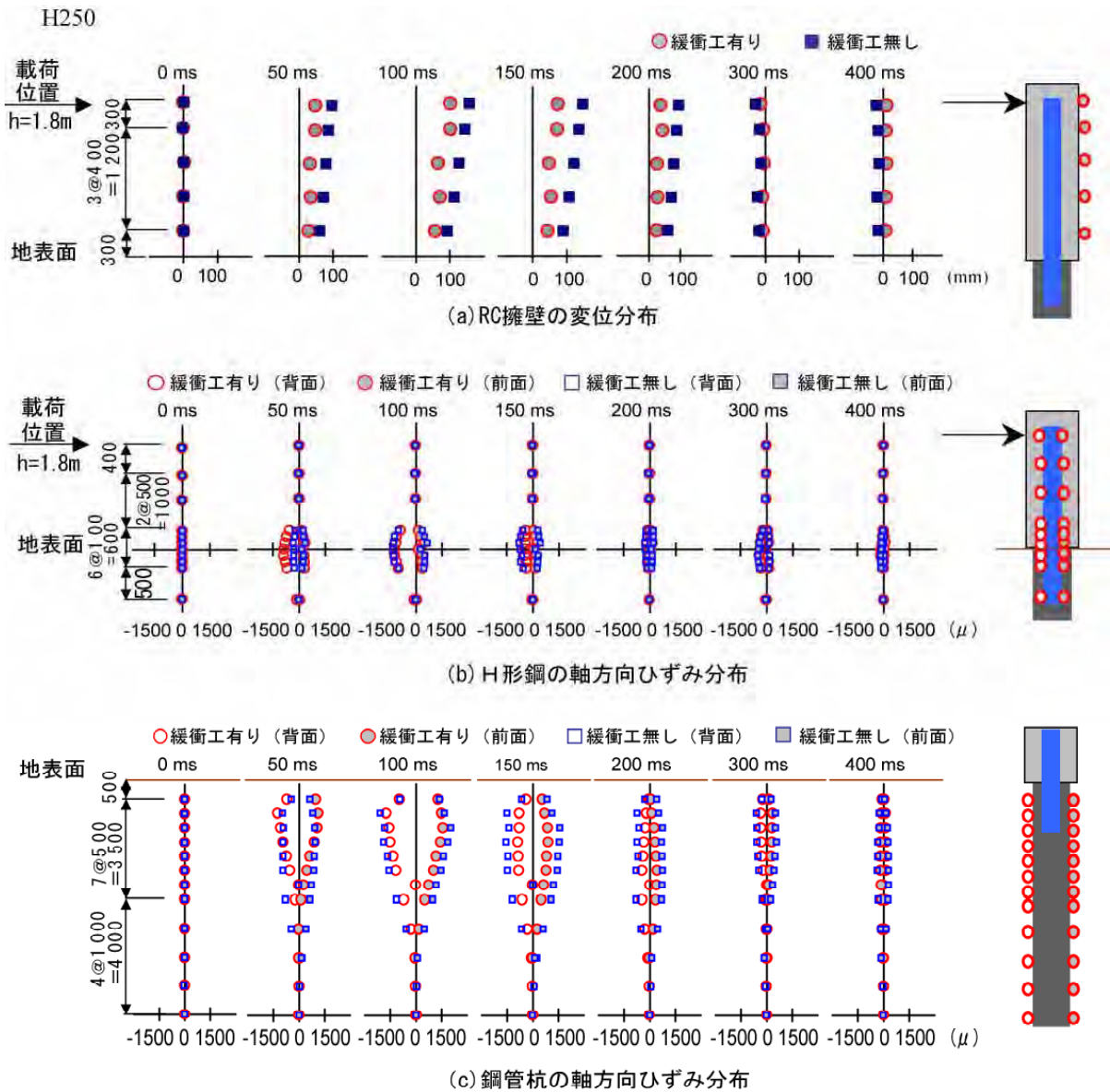


図-6 H250-E6における変位およびひずみ分布図

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。圧縮側および引張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還元している。一方、鋼管杭への埋め込み部分であるH形鋼の下端については、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、最大ひずみはいまだ $1,500 \mu$ 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載荷直後から圧縮側および引張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還元している。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。

(4) 最大変位および最大ひずみ

図-7には、各種応答値と衝突エネルギーの関係を示している。

(a) 図より、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が示されている。載荷位置の変位量は重錘衝突エネルギーによって異なるものの、H250に比較してH200の方が大きい値を示している。一方、地盤面の変位量については、H250に比較してH200は20%ほど小さい値を示している。これは、H200ではH形鋼サイズが小さく、現地盤面近傍(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載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盤面近傍(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

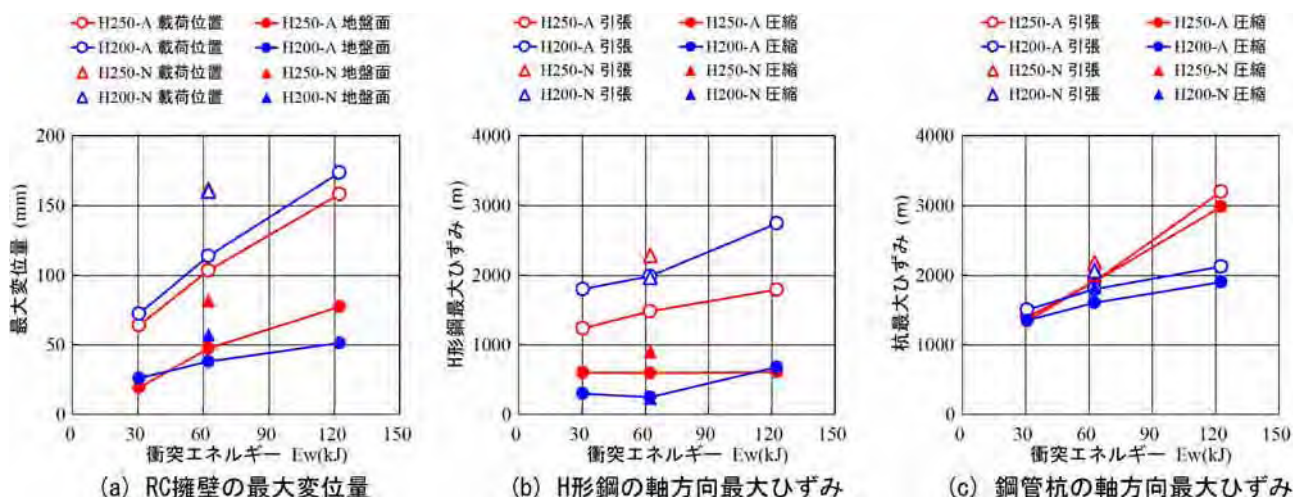


図-7 最大変位・最大ひずみと衝突エネルギーの関係

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、H250では弾性限度近傍の値を示しているが、H200では重錘衝突エネルギーの小さいケースにおいても、1,600 μ 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、H200とPH250を比較すると、H250の軸方向ひずみに比べてH200は5%ほど小さい値を示している。これは、上述のようにH200ではH形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のケースでは弾性限度近傍の値であるが、 $E_w = 122.5$ kJのケースでは2,500 μ 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示している。しかしながら、実験後の地盤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。

(5) 二層緩衝構造の設置効果の検討

二層緩衝構造の緩衝効果を確認するため、重錘衝突エネルギー $E_w = 62.5$ kJにおいて重錘を直接衝突させる実験を実施した。

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擁壁に衝突させた場合には、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、二層緩衝構造をRC擁壁に設置することで、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できることが明らかとなった。

4. まとめ

壁体のスリム化および更なる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。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) 二層緩衝構造を付設したH形鋼併用杭付落石防護擁壁に作用する重錘衝撃力は、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に対して、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90%~55%程度の値を示す。

(2) 二層緩衝構造を付設した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) 二層緩衝構造を付設しない場合には、衝突エネルギー $E_w = 62.5$ kJにおいて、RC擁壁に大きなひび割れが発生した。二層緩衝構造を付設する場合には、約2倍の衝突エネルギーとなる $E_w = 122.5$ kJ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、二層緩衝構造を用いることで、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) (社)日本道路協会：落石対策便覧，2000.6
- 2) 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
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 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