

鋼管杭頭部に H 形鋼を併用した落石防護擁壁の重錘衝突実験

Weight impact test of rockfall retaining-wall connected with steel piled foundation by using H-section steel

川瀬良司*, 岸 徳光**, 西 弘明***, 牛渡裕二****, 刈田圭一****

Ryoji Kawase, Norimitsu Kishi, Hiroaki Nishi, Yuji Ushiwatari and Keiichi Karita

*博士(工学) (株) 構研エンジニアリング(〒065-8510 札幌市東区北 18 条東 17 丁目 1-1)

**工博 室蘭工業大学大学院 教授 社会基盤ユニット 暮らし環境系領域(〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

***博士(工学) 寒地土木研究所 上席研究員 寒地構造チーム(〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)

****(株) 構研エンジニアリング 防災施設部(〒065-8510 札幌市東区北 18 条東 17 丁目 1-1)

In order to improve the construction performance and to decrease the dimensions of reinforced concrete rockfall retaining-wall with two-layered absorbing system connected with steel piled foundation, the method using H-section steel instead of steel pile for jointing them is proposed. An applicability of the proposed method and the absorbing performance of the two-layered absorbing system are investigated by conducting prototype impact test. From this study, it is confirmed that (1) this proposed retaining-wall system with two-layered absorbing system has high absorbing and impact resistant performances; (2) bending stresses caused in the H-section steels and steel piles are affected by the size of H-section steel; and (3) bending stresses developed in the steel piles can be restrained by decreasing the size of H-section steel because of the displacement of the retaining-wall being increased

Key Words : rockfall retaining-wall connected with pile foundation, steel pipe, H-section steel, two-layered absorbing system, impact test, impact resistant behavior

キーワード： 杭付落石防護擁壁，鋼管，H 形鋼，二層緩衝構造，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生じ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に基礎杭頭部を鉄筋コンクリート構造で結合する杭付落

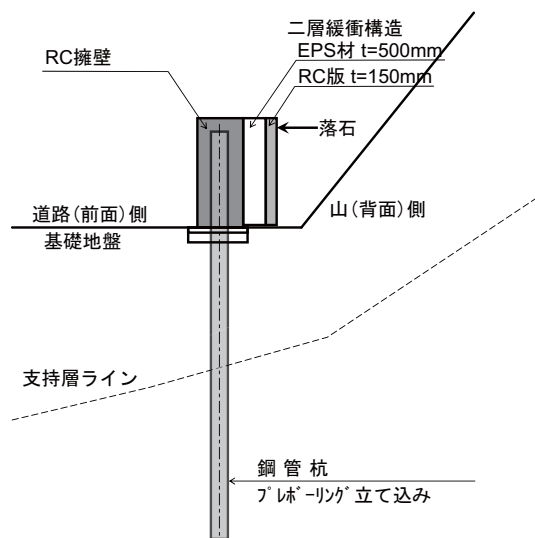


図-1 杭付落石防護擁壁の概略図

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),3)}

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^{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

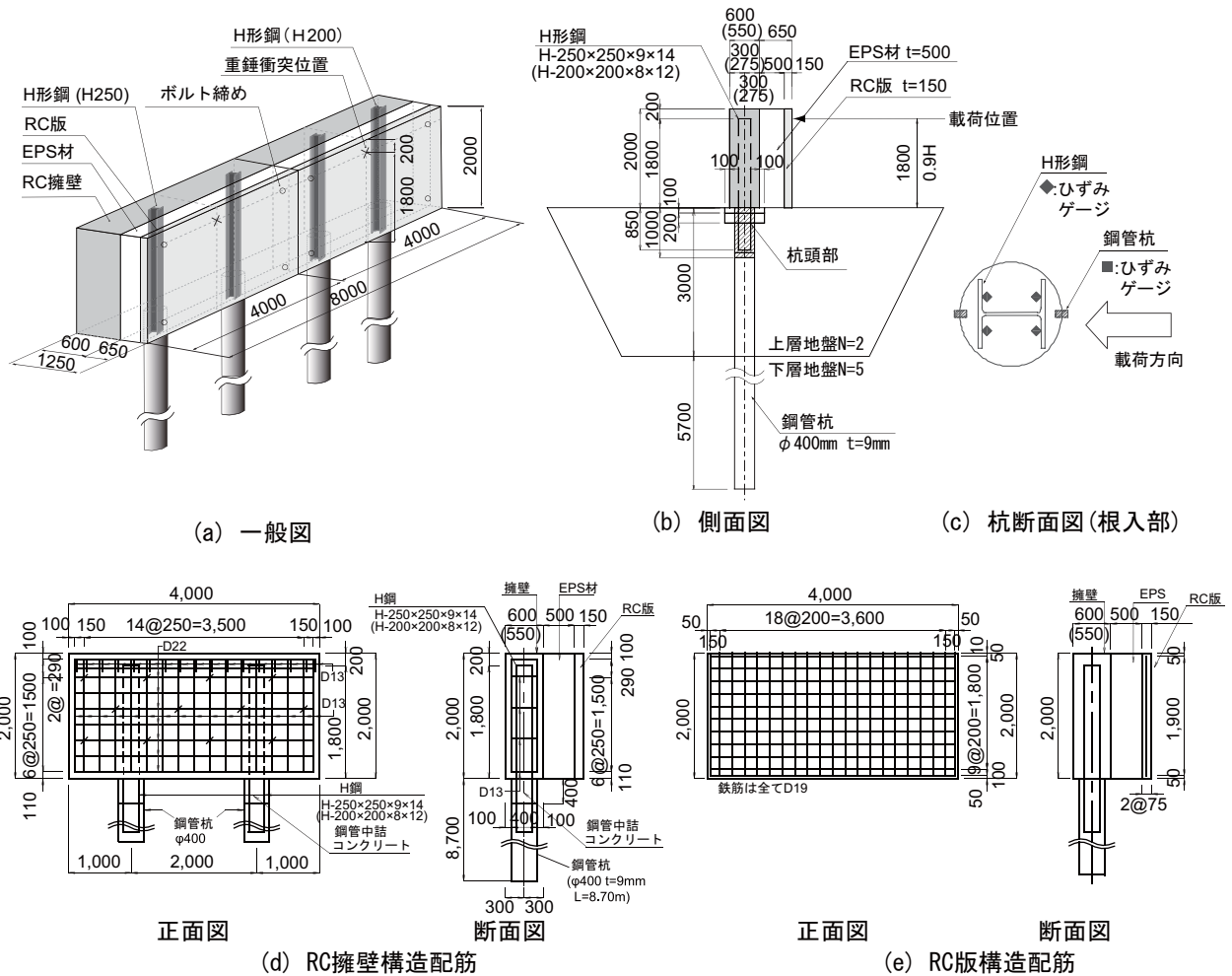


図-2 H形鋼併用杭付擁壁の形状寸法

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。

本研究では、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⁶⁾している。さらに、二層緩衝構造の緩衝効果を明らかにするため、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規模衝撃実験も行い、二層緩衝構造の緩衝効果についても検討を行っている。検討項目は、重錘衝撃力、擁壁の変位、H形鋼と鋼管杭のひずみ、衝撃実験終了後の擁壁に発生したひび割れ分布である。

なお、本実験は、寒地土木研究所角山実験場において実施した。

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400mm、板厚9mmである。杭の根入れ深さは、一般的な自立構造杭の根入れ長である $3/\beta = 8.7\text{m}$ を確保している。基礎地盤については、上層地盤を軟弱な地盤を模擬するために、深さ3.0mの範囲を砂質土でN値2程度に置き換えた。また、下層地盤は、原地盤でN値5程度が5.7mとなっている。上層地盤の置き換え範囲は、杭の水平抵抗に関わる範囲 $1/\beta \approx 3\text{m}$ とほぼ一致させている。ここで、 β は杭の特性値である。さらに、上層地盤のN値を確認するために鋼管杭周辺部において簡易貫入試験を実施している。



写真-1 実験状況

H形鋼は鋼管杭径との関係から H-200 (200 × 200 × 8 × 12 mm) および H-250 (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) を用いて根入れしている。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 $H = 2.0$ m、延長は $L = 4.0$ m である。RC 擁壁の鉄筋量は、落石対策便覧に基づいて衝撃荷重を算定し、鋼管杭に建て込んだ H 形鋼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 形鋼との間隔を考慮し、H-200 を使用する場合には 0.55 m、H-250 の場合には 0.6 m としている。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。なお、各鋼材における降伏強度の試験値は概ね $\sigma_y = 300$ MPa であるため、降伏ひずみ $\epsilon_y = \sigma_y / E_s = 1,500 \mu$ と設定した。

二層緩衝構造は、落石衝撃エネルギーを既往実験で得られた二層緩衝構造の適用範囲の限界値である 140 kJ に対応させることとし、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) 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等しく 1.0% とする単鉄筋配置としている。

2.2 実験方法

写真-1 には、重錘衝突実験時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

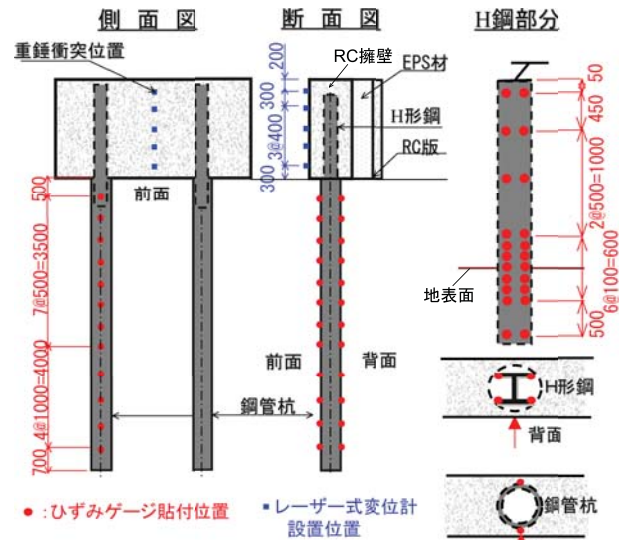


図-3 計測位置

表-1 実験ケース一覧

ケース名	H 形鋼	二層緩衝	重錘衝突速度 (m/s)	衝突エネルギー (kJ)
H200-A-V3.5	H200	有	3.5	30.6
H200-A-V5.0			5	62.5
H200-A-V7.0			7	122.5
H200-N-V5.0	H200	無	5	62.5
H250-A-V3.5	H250	有	3.5	30.6
H250-A-V5.0			5	62.5
H250-A-V7.0			7	122.5
H250-N-V5.0		無	5	62.5

定の位置に水平衝突させることにより行っている。また、衝突速度は、重錘の吊り上げ高さより算定している。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式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。図-3 に計測位置を示している。重錘衝撃力測定用加速度計の容量と応答周波数は 1,000 G、DC ~ 1.0 kHz であり、非接触型レーザ式変位計の容量と応答周波数は 500 mm、約 1 kHz である。また、衝撃実験時の各種応答波形は、サンプリングタイム 0.1 ms でデジタルレコーダにて一括収録を行っている。

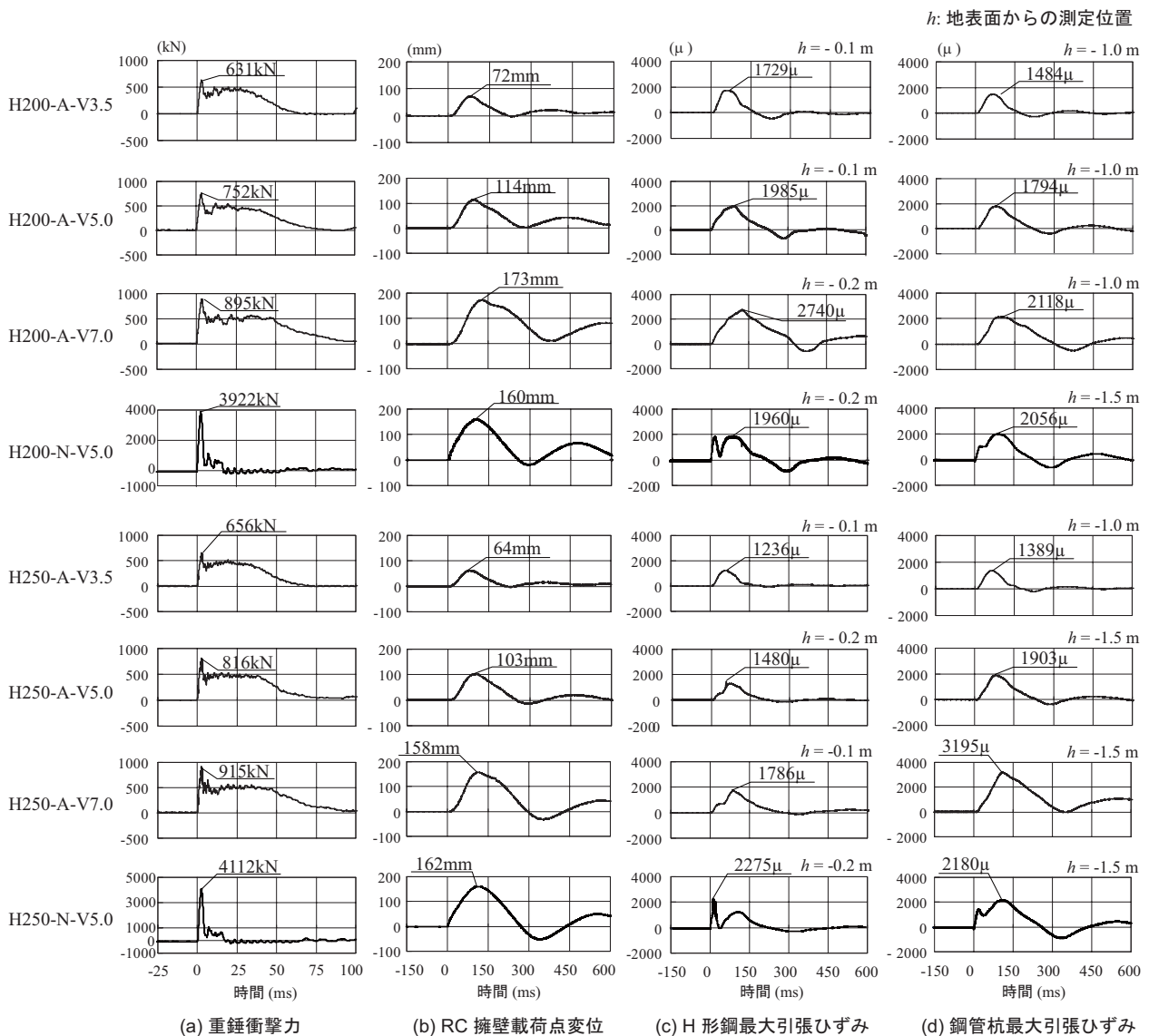


図-4 各種応答波形

2.3 実験ケース

表-1には、実験ケースの一覧を示している。実験は、H-200とH-250の2種類のH形鋼に対して実施した。表中の実験ケース名は、H形鋼の種類(H200: H-200, H250: H-250)、二層緩衝構造の有無(A:有, N:無)、重錘衝突速度(m/s)をVの後に付加し、それらをハイフンで結んで表している。重錘衝突速度は、二層緩衝構造併用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衝突速度 $V = 5 \text{ m/s}$ を基本とし、設計落石エネルギーのそれぞれ0.5倍、2倍程度の衝突速度 $V = 3.5 \text{ m/s}$, 7 m/s としている。荷重方法は、RC擁壁の壁体が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重錘衝突エネルギーの小さいケースから順に実施する繰り返し荷重を採用している。また、緩衝材として設置した二層緩衝構造は、各実験ケースに対して、常に未使用のEPS材およびRC版を使用している。さらに、二

層緩衝構造の緩衝効果を確認するため、二層緩衝構造を設置せずに設計落石エネルギーと等価な衝突速度 $V = 5 \text{ m/s}$ での衝撃実験も実施している。

3. 実験結果

3.1 応答波形

図-4には、全ての実験ケースにおける各種応答波形を示している。それぞれ重錘衝撃力波形、RC擁壁の荷点変位波形、H形鋼の最大引張ひずみ発生点でのひずみ波形、鋼管杭の最大引張ひずみ発生点でのひずみ波形を示している。また、各波形は重錘衝突時点を0msとして整理している。なお、ノイズ処理により波形性状が変化する可能性があることから、ここでは原波形の状態を考察を行うこととした。さらに、H形鋼の軸ひずみ、鋼管杭ひずみに関しては、地表面から最大ひずみ発生位置までの高さ(上方を正、下方を

負)を図中に示している。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。

図-4(a)より、二層緩衝構造を付設した場合の重錘衝撃力の波形性状は、H形鋼の大きさに関わらず重錘衝突初期に最大応答値を示し、継続時間が60～100msの台形分布状の波形と50ms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。

二層緩衝構造を付設しない場合における重錘衝撃力の波形性状は、H形鋼の大きさに関係なく重錘衝突初期に最大応答値を示す継続時間が20ms程度の三角形の波形分布を示している。重錘衝突エネルギーが同等の場合における二層緩衝構造の付設の有無が最大重錘衝撃力に与える影響を検討すると、付設した場合には付設しない場合に比べて最大重錘衝撃力が1/5程度以下の値を示し、波動継続時間も4倍程度長く示されている。このことから、二層緩衝構造の緩衝効果が十分に発揮されていることが分かる。H形鋼の大きさの異なるH-200とH-250を用いた場合の重錘衝撃力波形を比較すると、両者の波形分布性状は類似していることが分かる。また、最大応答値に関しては、H-200よりもH-250の場合が僅かに大きい値を示している。このことは、H形鋼の剛性が大きくなることにより、RC擁壁の変位量が抑制されることを示唆している。

図-4(b)より、RC擁壁の荷点変位波形は、二層緩衝構造の付設の有無にかかわらず、H-200およびH-250のいずれの場合においても衝撃荷重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。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。また、緩衝構造を付設したH-200とH-250の場合における最大応答値を比較すると、H-200を用いる場合が10%程度大きな値を示している。さらに、重錘衝突エネルギーが同等の場合における二層緩衝構造の付設の有無が最大応答変位に与える影響を検討すると、緩衝構造を付設した場合には付設しない場合に比べて、最大応答値を60～70%程度に減少させることが可能であることを示している。

図-4(c)より、二層緩衝構造を付設した場合におけるH形鋼の軸ひずみ波形は、RC擁壁の荷点波形と同様な波形性状を示していることがわかる。すなわち、衝撃荷重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、緩衝構造を付設しない場合のH形鋼ひずみ波形は、重錘衝撃力波に対応して初期に急激に立ち上がる三角形の波形性状を示し、除荷後は減衰自由振動状態に移行している。重錘衝突エネルギーが同等の場合における二層緩衝構造の付設の有無がひずみの最大応答値に与える影響を検討すると、H-250の場合には、付設した場合の最大応答値は、付設しない場合に比べて40%程度の低減を示しているのがわかる。しかしながら、H-200の場合における最大応答値を比較すると、両者で同程度の最大応答値を示している。これは、以下のような理由によるものと考えられる。すなわち、1) H-250の場合には、H形鋼の曲げ剛性が大きいことにより、二層緩衝構造を付設した場合には降伏に至らない。2) 一方、H-200の場合には、曲げ剛性が小さいことにより、緩衝構造の付設の有無に関わらずH形鋼が降伏した。

図-4(d)より、鋼管杭の軸ひずみ波形は、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、緩衝構造を付設した場合には、衝撃荷重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。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三角形の波形と正弦半波状の波形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。

二層緩衝構造を付設した場合における鋼管杭ひずみの最大応答値は、重錘衝突エネルギーの増加とともにH-200よりもH-250の場合の方が最大応答値も増加傾向を示しており、衝突速度 $V=7.0$ m/sでは降伏ひずみを超過している。これは、H形鋼の曲げ剛性を増加させることにより、RC擁壁に作用した衝撃力をH形鋼と鋼管杭を含む全体構造系で抵抗する傾向にある。一方でH-200を用いる場合のようにH形鋼の曲げ剛性が小さい場合には、H形鋼が衝撃力に抵抗できずに大きく塑性変形する傾向を示し、この塑性変形によって衝撃エネルギーを吸収するため、結果として鋼管杭の変形が抑制され、応答ひずみを小さくするものと考えられる。また、緩衝構造を付設する場合は、付設しない場合に比べ最大応答値が85%程度に減少している。

これらのことから、H形鋼併用杭付擁壁に二層緩衝構造を付設することにより、緩衝効果が十分に発揮されることが明らかとなった。また、H形鋼の曲げ剛性が小さい場合にはH形鋼の塑性変形によって衝撃エネルギーを吸収する傾向にあり、H形鋼の曲げ剛性を大きくすることによってH形鋼と鋼管杭の全体構造系で衝撃荷重に抵抗する傾向にあることが明らかとなった。なお、図-4(c),(d)において、H形鋼および鋼管杭の最大引張ひずみ発生高さが実験ケースによって異なっていることがわかる。これは、繰り返し履歴

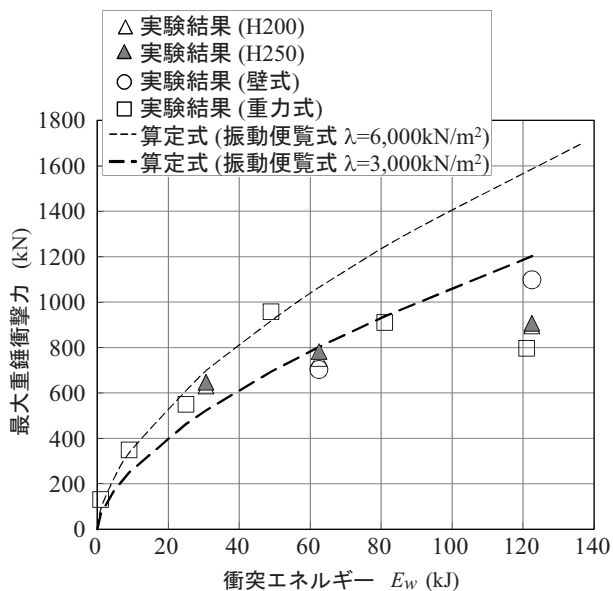


図-5 最大重錘衝撃力と衝突エネルギーの関係

による基礎地盤の変形や杭の残留ひずみにより、変化したものと考えられる。

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付設した既往の杭付擁壁および重力式擁壁(高さ2m,長さ8m)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、 $E_w = M_w V^2 / 2$ より算定して求めている。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算定式よりも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、地盤強度がN値2程度の軟弱であることから、H形鋼あるいはH形鋼と鋼管杭の変形によるエネルギー吸収効果も発生し、重錘衝撃力は衝突エネルギーが小さい段階から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-6にはH-200 H形鋼、図-7にはH-250 H形鋼を用いる場合の設計落石エネルギーと等価な衝突速

度 $V = 5 \text{ m/s}$ を対象として、(a)図にはRC擁壁部の変位分布、(b)図にはH形鋼、(c)図には鋼管杭の軸方向ひずみ分布を時系列で示している。分布図は、载荷直後より200msまでを50ms毎に示し、その後400msまでを100ms毎に示している。なお、二層緩衝構造の緩衝効果を検討するために、二層緩衝構造を付設しない場合についても併せて示している。

(b)、(c)図中の●および○印は、それぞれ前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。また、軸方向ひずみ分布の横軸は、降伏ひずみ $\epsilon_y = 1,500 \mu$ を無次元化して示している。

図-6(a)および図-7(a)より、緩衝構造の付設の有無にかかわらず、RC擁壁の変位分布は、载荷直後から変位が増大し、100ms前後で最大応答を示している。その後、300ms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。また、緩衝構造を付設した場合と付設しない場合を比較すると、全体的な応答値は緩衝構造を付設した場合が付設しない場合に比べ小さな応答値を示している。

図-6(b)および図-7(b)より、緩衝構造の付設の有無にかかわらず、H形鋼のひずみ分布は、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。背面側および前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復元する傾向を示している。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。

図-6(c)および図-7(c)より、緩衝構造の付設の有無にかかわらず、鋼管杭のひずみ分布は、原地盤と置き換え土との境界部である深度3m程度の位置を中心として载荷直後から背面側および前面側ともほぼ同程度の値で増加し、最大変位発生時と同時刻で深度約1.0~1.5m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。杭の下端約2mの領域では、ひずみはほとんど発生していないことから、杭が固定状態にあるものと推察される。

3.4 各種応答値と衝突エネルギーの関係

図-8には、各種応答値と衝突エネルギーの関係を示している。図-8(a)には、RC擁壁载荷位置およびRC擁壁最下端を地表面位置として最大変位量、図-8(b)にはH形鋼に発生する軸方向ひずみの最大値、図-8(c)には鋼管杭に発生する軸方向ひずみの最大値と衝突エネルギーの関係を示している。

図-8(a)より、緩衝構造を付設した場合のRC擁壁の各位置における最大変位量は、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

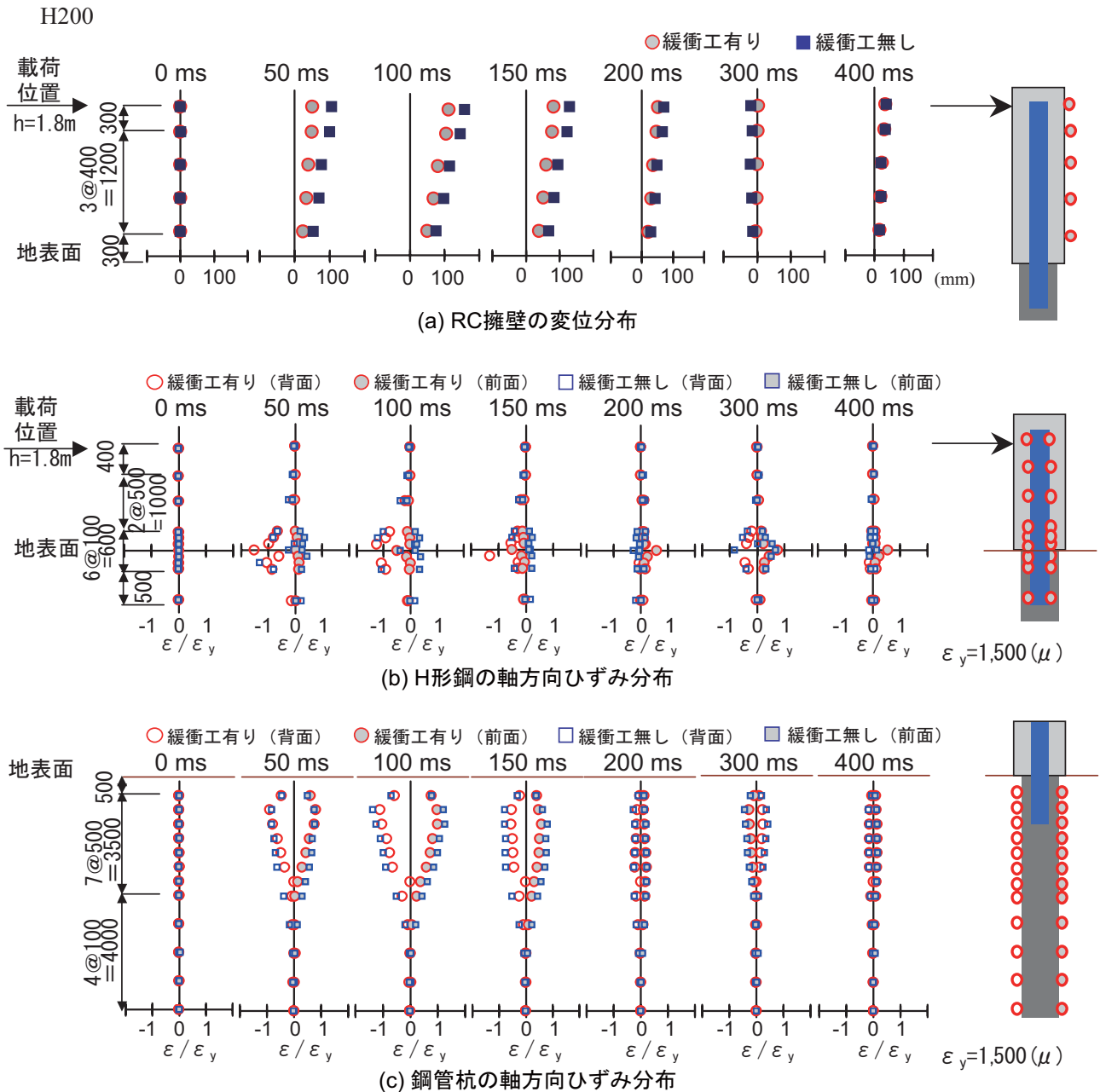


図-6 H200-A-V5.0における変位およびひずみ分布図

ていることが分かる。荷点の最大変位量は重錘衝突エネルギーによって異なるものの、H-250に比較してH-200の方が大きな値を示している。また、地表面変位は、荷点変位に比べ、衝突エネルギーの増加に伴いH-250に比較してH-200の方が顕著に大きな最大変位量を示している。これは、以下のような理由によるものと推察される。すなわち(1) 図-6(c)および図-7(c)でも示されているように、H-200の曲げ剛性が小さいことによりH形鋼と鋼管杭の境界面でH形鋼の一部に塑性化が進展している。(2) H-200を用いる場合には接合部境界面で塑性ヒンジ的な傾向を示すことにより、地表面の変位が小さく、かつ擁壁の荷

点の変位は大きくなる。(3) それに対してH-250を用いる場合には、曲げ剛性が大きいことによりH形鋼と鋼管杭とからなる全体構造系で衝撃力に抵抗する傾向を示す。したがって相対的に地表面変位は大きく、荷点変位は小さく評価される。また、緩衝構造を付設しない場合の最大応答値は、重錘衝突エネルギーが同等で緩衝構造を付設した場合に比べ40%程度の増加を示している。このことは、緩衝構造が付設されていないことから、発生した大きな重錘衝撃力が直接RC擁壁に伝達されていることを示唆している。

図-8(b)より、緩衝構造を付設した場合のH形鋼の軸方向引張り側ひずみの最大値は、最大変位量の場合

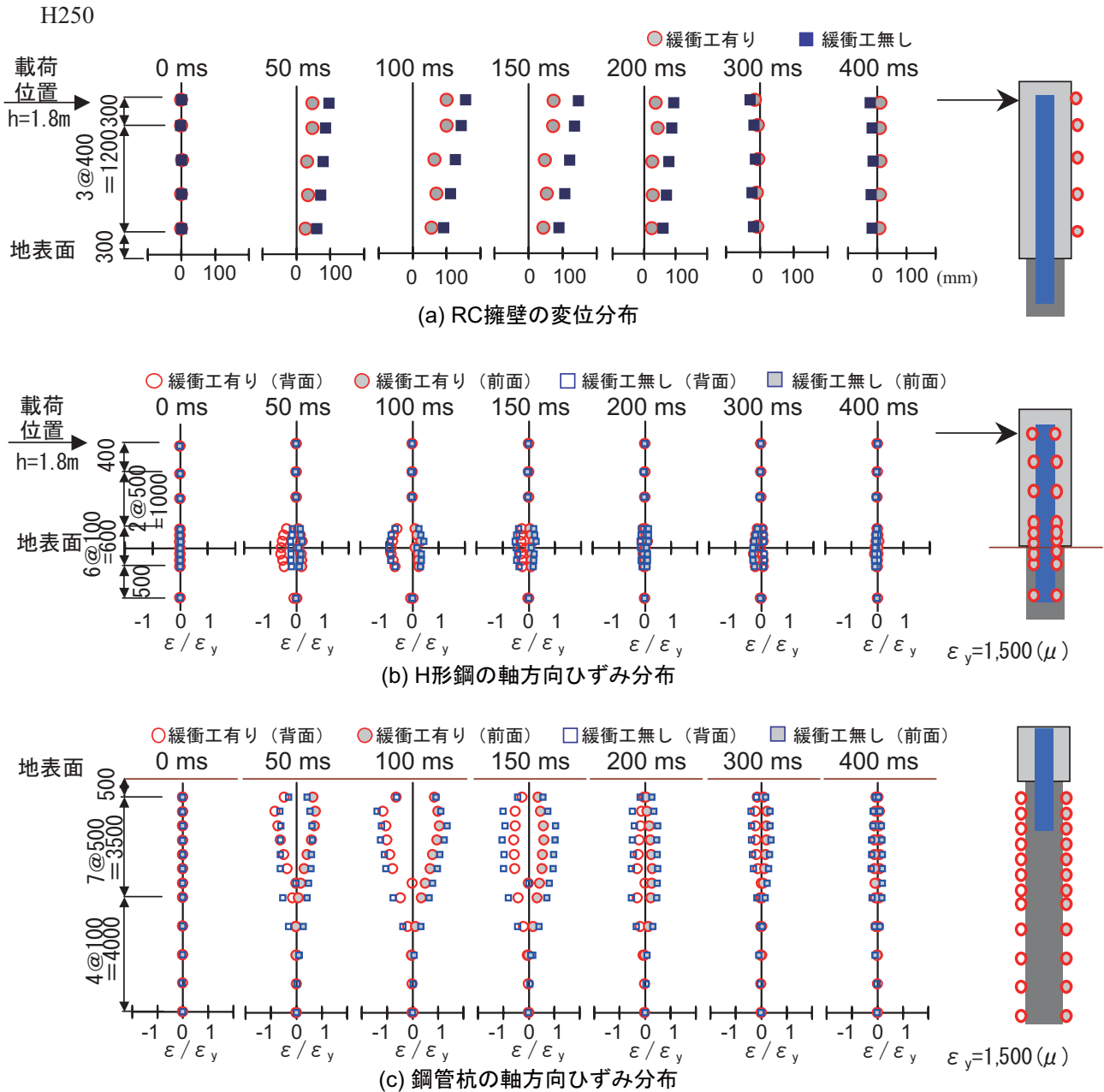


図-7 H250-A-V5.0における変位およびひずみ分布図

と同様に重錘衝突エネルギーの増加に対応して増加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、H-250の場合には弾性限度に近い値を示しているが、H-200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、 $1,500\mu$ 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わかる。また、緩衝構造を付設しない場合の最大応答値は、重錘衝突エネルギーが同等で緩衝構造を付設した場合に比べ、同程度かそれ以上の値を示している。

図-8(c)より、緩衝構造を付設した場合の鋼管杭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傾向を示している。H形鋼の大きさが

異なるH-200とH-250を比較すると、H-250を用いる場合の方がH-200を用いる場合に比べ重錘衝突エネルギーの増加に対応して急激な増加傾向を示している。このことは、H-200の場合にはH形鋼の塑性化に伴うエネルギー吸収により、鋼管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、緩衝構造を付設した場合のH-250の鋼管杭の軸方向最大ひずみ値に着目すると、衝突エネルギー $E_w = 62.5\text{ kJ}$ の場合には弾性限度に近い値を示し、衝突エネルギー $E_w = 122.5\text{ kJ}$ 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がわかる。しかしながら、実験後の地表面位置に

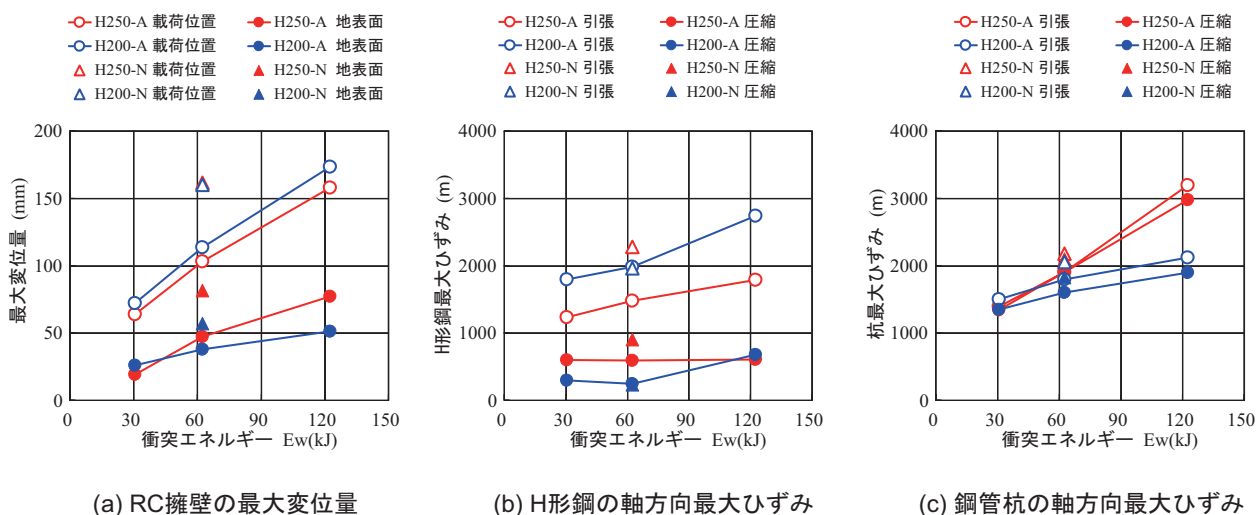


図-8 最大変位・最大ひずみと衝突エネルギーの関係

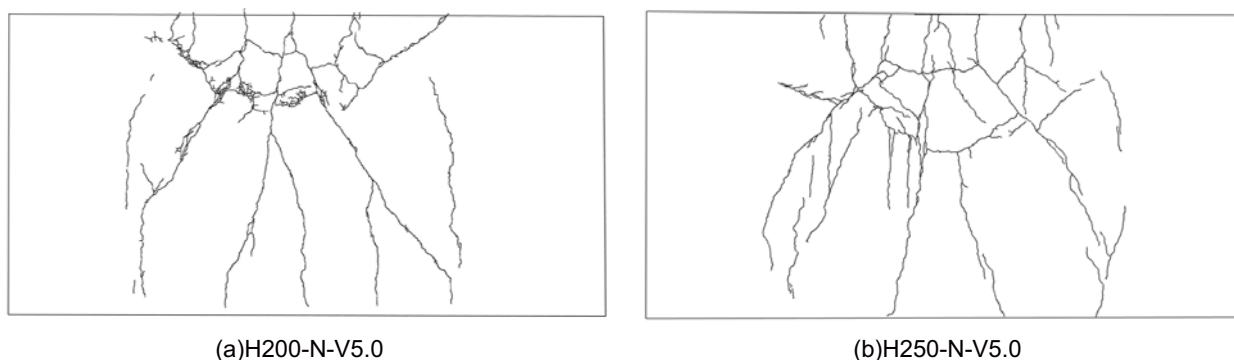


図-9 RC 擁壁前面のひび割れ分布

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。また、既往研究成果⁷⁾である二層緩衝構造を設置した重力式擁壁の実験最大衝突エネルギーと同等な衝突エネルギーに対しても十分な安全性が確保されていることがわかった。このことから、二層緩衝構造を付設した 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 RC 擁壁ひび割れ分布

図-9 には、実験終了後の RC 擁壁前面のひび割れ状況を示している。なお、二層緩衝構造を付設した実験ケースは、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。

図より、H-200 と H-250 の場合における RC 擁壁の壁厚はそれぞれ 550 mm と 600 mm と差があるが、いずれの場合も同様なひび割れ分布状況を示していることがわかる。具体的には、RC 擁壁上部の載荷点を中心とした押し抜きせん断型のひび割れと軸方向の曲げ

による縦方向の曲げひび割れが多く発生することが確認できる。このことから、RC 擁壁に二層緩衝構造を付設することで、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

本研究では、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た。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規模衝撃実験も行い、二層緩衝構造の緩衝効果について検討を実施した。本検討より得られた事項を整理すると、以下のよう示される。

- (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 $\lambda = 6,000 \text{ kN/m}^2$ 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) H 形鋼の寸法による影響は、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ことにより、鋼管杭に発生する応力を抑制できることが明らかとなった。
- (4) 二層緩衝構造を付設しない場合には、重錘質量 5,000 kg、衝突速度 $V = 5 \text{ m/s}$ において、RC 擁壁に大きなひび割れが発生する。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衝突速度 $V = 7 \text{ m/s}$ においても RC 擁壁にはひび割れは発生しない。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。

謝辞：本研究を行うにあたり、室蘭工業大学大学院博士前期課程建築社会基盤系専攻土木コース構造力学研究室の玉木美帆さんに多大なるご支援を戴いた。ここに記して謝意を表す。

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) 西 弘明，岡田慎哉，今野久志，岸 徳光：H 形鋼を併用した杭付落石防護擁壁の衝撃載荷実験について，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.829-834，2009.7
- 7) 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
- 8) 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

(2009 年 9 月 24 日受付)