

二層緩衝構造の緩衝特性に関する重錘落下実験と数値解析的検討

Experimental and Numerical Studies on Absorbing Performance of Two-Layered Absorbing System

岸 徳光* 川瀬 良司** 今野 久志*** 池田 憲二****
 Norimitsu KISHI, Ryoji KAWASE, Hisashi KONNO, and Kenji IKEDA

* 工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町27-1)

** (株) 構研エンジニアリング次長 防災対策部 (〒065-8510 札幌市東区北18条東17丁目1-1)

*** 工修 北海道開発局開発土木研究所研究員 構造研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1-3)

**** 北海道開発局開発土木研究所室長 構造研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1-3)

In order to upgrade the impact-resistance of rock keeping wall against falling rocks, two-layered absorbing system is developed which is composed of 10 ~ 15 cm thick RC slab and 125 ~ 250 mm thick EPS block. Here, in order to investigate its absorbing performance, a weight falling impact test is conducted and elasto-plastic dynamic response analysis is also performed to discuss an applicability of a proposed FEM analysis technique on this type of impact problem. The results obtained from this study are as follows: 1) applying a proposed two-layered absorbing system, maximum weight impact force can be decreased to one-ninth that being occurred by direct impact loading; 2) transmitted impact stress can be widely spread with small amplitude less than 0.3 MPa; and 3) numerical results obtained from the proposed FEM technique are in good agreement with the experimental ones.

Key Words: rock keeping wall, two-layered absorbing system, weight falling impact test, FEM

キーワード: 落石防護擁壁, 二層緩衝構造, 重錘落下衝撃実験, 有限要素法

1. はじめに

我が国の山岳道路沿いには、小規模落石による交通障害・事故を未然に防ぐための防護工として、落石防護擁壁(図-1)が設置されている。この種の擁壁には通常重力式コンクリート擁壁が用いられている。その設計は、昭和58年度版¹⁾あるいは平成12年度版落石対策便覧²⁾に規定されているように、擁壁本体を剛体と仮定し、落石の持つ運動エネルギーが地盤を含む弾性振動時の最大ポテンシャルエネルギーと等価であるとの考え方に基いて行われている。このように、実設計は擁壁を剛体と仮定して行われているが、現実には落石衝突時にひび割れやコンクリート片の剝離、剝落がたびたび発生している。著者らも実規模の落石防護擁壁に関する重錘衝突実験を実施し³⁾、重錘衝突位置が擁壁高さの9割程度の場合には、衝突位置近傍部における損傷の他、高さ方向および幅方向に曲げひび割れが、壁厚方向にはせん断ひび割れが発生することを確認している。また、コンクリート等、剛な基礎上では設計入力エネルギーの1/2以下の状態で終局に陥ることも明らかになっている。

このような状況下、落石防護擁壁の合理的な耐衝撃設計法を確立するためには2つの基本的な考え方があるものと考えられる。すなわち、1) 擁壁を無筋コンクリートあるいは鉄筋コンクリート(RC)構造として、落石を

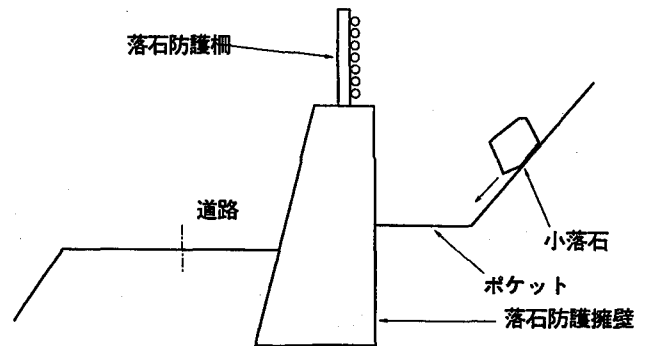


図-1 落石防護擁壁

直接この構造体に衝突させ支持地盤を含めた全体系で衝撃エネルギーを吸収させる方法と、2) 緩衝構造を擁壁の前面に設置して、落石を緩衝構造に衝突させて衝撃荷重の分散分布と荷重継続時間の延長を図ることにより、本体構造である擁壁を衝撃荷重から回避させ、準静的な設計を可能にする方法、である。

一方、著者らはこれまでロックシェッド上への落石衝撃荷重の低減や分散分布および荷重継続時間の延長を図ることを目的として、90 cm 厚の敷砂単層に替わる緩衝構造として三層緩衝構造を開発⁴⁾した。この緩衝構造は、実ロックシェッドに対しては、上層から50 cm 厚の敷砂、

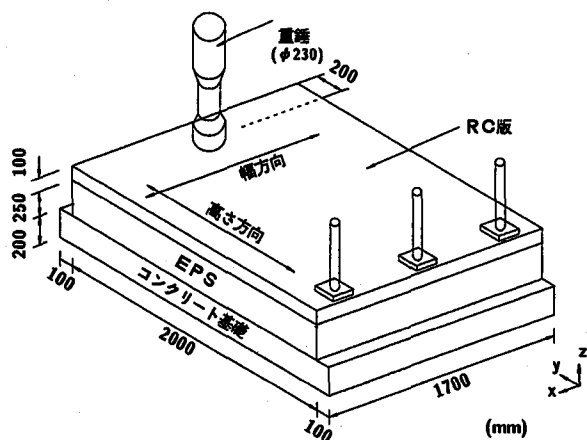


図-2 実験状況図

芯材としての 20 ～ 30 cm 厚の RC 床版、裏層材としての 50 ～ 100 cm 厚の発泡スチロール (EPS) 材から構成されるもので、その有効性が数多くの実証実験により確認されている^{5), 6)}。

本研究では、落石防護擁壁の耐衝撃設計手法に関し、ロックシェッドと同様上述の 2) の概念である緩衝構造を擁壁の前面に設置する場合を想定し、三層緩衝構造の上層敷砂材を取り除いた二層緩衝構造を考え、その緩衝性能について重錘落下法により実験的に検討を行った。緩衝性能および荷重の分散性は、三層緩衝構造に関する場合と同様に、重錘衝撃力に関しては重錘に組み込んだ衝撃荷重測定用ロードセル出力を用い、緩衝構造基部への伝達衝撃応力に関してはそのコンクリート基部に埋設した衝撃応力測定用ロードセルからの出力を用いて評価・検討している。

また、本実験に関する数値解析的検討も試み、重錘衝撃力、基部への伝達衝撃応力、および RC 版の損傷状況に関して実験結果との比較を試み、その妥当性および適応性を検討している。本数値解析は、非線形衝撃応答解析用汎用コード LS-DYNA⁷⁾ を用いて行っているが、本緩衝構造を実落石防護擁壁に設置した場合における挙動解析の可能性を検討する前段階として実施したものである。数値解析に用いている各材料構成則は、RC 梁に関する重錘落下時の衝撃応答解析⁸⁾と同様、応力-ひずみ曲線を折線近似し、ひずみ速度効果を無視して簡略化している。

2. 実験方法

本研究では、二層緩衝構造の落石防護擁壁への適用を想定して実験を行っている。従って、実験は重錘の衝突位置や衝突速度を精度よく制御可能とするために、室蘭工業大学に設置されている重錘落下衝撃荷重装置を用いることとし、緩衝構造を水平に倒した状態で行って

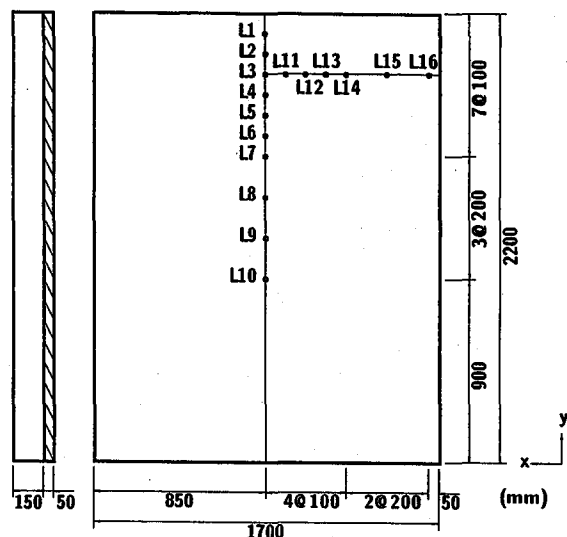


図-3 ロードセルの設置状況

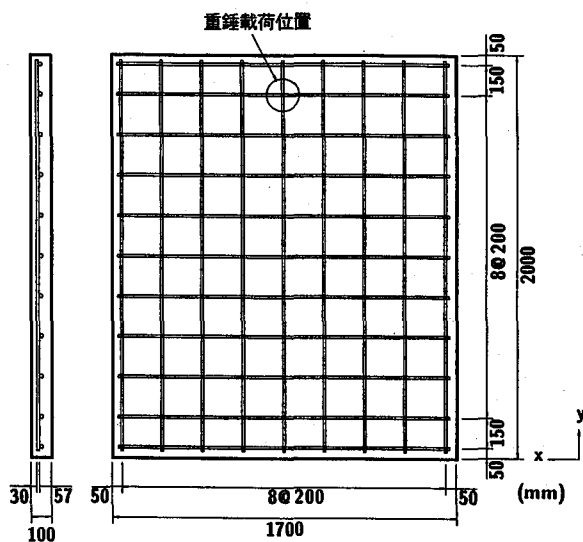


図-4 試験体 RC 版の形状寸法および配筋状況

いる。図-2には実験の概要図を示している。図に示すように、実験は高さ $H = 2$ m の落石防護擁壁への適用を想定して、擁壁の高さに対応する緩衝構造の長さを $l = 2$ m とし、幅を装置の制約から $B = 1.7$ m として行っている。また、落石防護擁壁に関する実設計では、通常天端から $0.1 H$ の位置に落石が衝突するものと仮定していることより、本実験においても同様の状況を想定し、載荷点を上端部より 20 cm の位置に固定することとした。二層緩衝構造は、図-2に示すようにコンクリート基礎上に設置し、RC 版全体のリバウンドによる跳ね上がりを防止するために、擁壁の基部に相当する位置で 3 本の鋼棒 ($\phi = 32$ mm) を用い、緩衝構造の厚さを保持した状態でコンクリート基礎部に固定している。

実験は全て 400 kg 重錘を用い、常に未使用の表層 RC 版、裏層 EPS 材を用いる単一載荷として実施した。重



写真-1 実験風景

表-1 実験ケース一覧

実験ケース	EPS の厚さ h_e (mm)	載荷速度 V (m/s)	重錘質量 M (kg)
E125-V3.2	125	3.2	400
E125-V4.7		4.7	
E125-V6.3		6.3	
E250-V4.7	250	4.7	
E250-V6.3		6.3	
E250-V7.9		7.9	
E250-V9.5		9.5	

錘は、端部が衝突面の片当たりを防止するために 1400 mm の曲率 (2 mm のテーパ付き) を有し、直径 150 mm の大きさである。ただし、上部は重量調整のために直径 230 mm の円柱体となっている。従って、貫入あるいは貫通時の大きさは直径 230 mm となっている。計測項目は、重錘に内蔵した衝撃荷重測定用ロードセルによる重錘衝撃力、コンクリート基礎内に予め組み込まれたロードセルによる伝達衝撃応力である。図-3には、コンクリート基礎上に設置した伝達衝撃応力測定用ロードセルの設置位置を示している。本ロードセルは、最小間隔を 100 mm とし、載荷中心点を通る幅方向 (x 方向) および高さ方向 (y 方向) の直線上に合計 16 個設置 (L_n , $n=1, 2, 3\cdots$ はロードセル番号) しており、応力集中を避けるために受圧面がコンクリート基礎面と同一面になるように工夫している。また、重錘衝撃力測定用ロードセルは、容量: 1.5 MN, 周波数特性: DC ~ 4.0 kHz であり、伝達衝撃応力測定用ロードセルは、受圧径: 32 mm, 容量: 9.8 MPa, 周波数特性: DC ~ 1 kHz

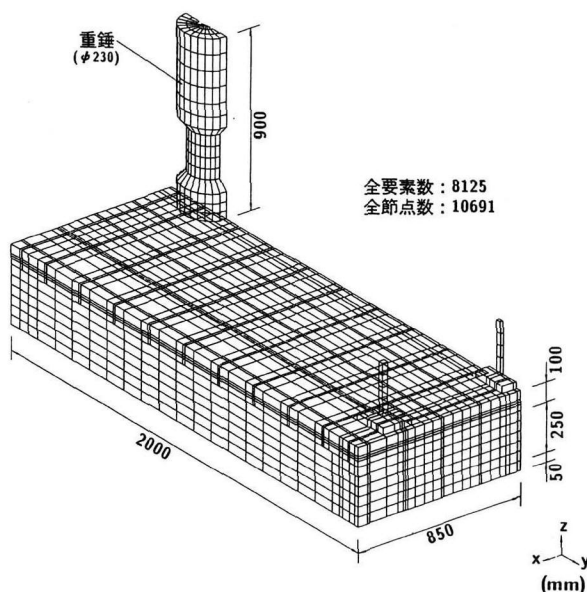


図-5 全体の要素分割図の一例 (試験体 E250)

表-2 コンクリートの力学特性

材令 (日)	弾性係数 E_c (GPa)	ポアソン比 ν_c	圧縮強度 f'_c (MPa)
21 ~ 37	17	0.18	26

表-3 鉄筋の力学特性

鋼種	弾性係数 E_s (GPa)	ポアソン比 ν_s	降伏応力 σ_y (MPa)
SD295A	206	0.3	355

である。写真-1には実験風景を示している。

表-1には、本研究に用いた実験ケースを一覧にして示している。表中、実験ケースの呼称は、裏層 EPS 材厚 h_e (mm), 重錘の衝突速度 V (m/s) をハイフンで結んで示している。各実験ケースの衝突速度 $V = 3.2, 4.7, 6.3, 7.9, 9.5$ m/s は、1,000 kg の落石がそれぞれ 2, 3, 4, 5, 6 m/s で衝突する場合と等価な運動エネルギーを有するように換算した値である。

表層 RC 版は、図-4に示されているように、全て高さ方向の長さ $l = 2$ m, 幅 $B = 1.7$ m, 版厚 100 mm であり、単鉄筋直交配筋として各補強筋比を等しく 1 % としている。また、裏層 EPS 材は $\rho = 20$ kg/m³ の 50 × 50 × 100 cm ブロックを所定の厚さに整形して用いている。本実験では EPS の厚さが $h_e = 125$ mm と 250 mm の場合の 2 ケースについて検討を行った。表-2, 3には、表層 RC 版の製作に用いられたコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を一覧にして示している。

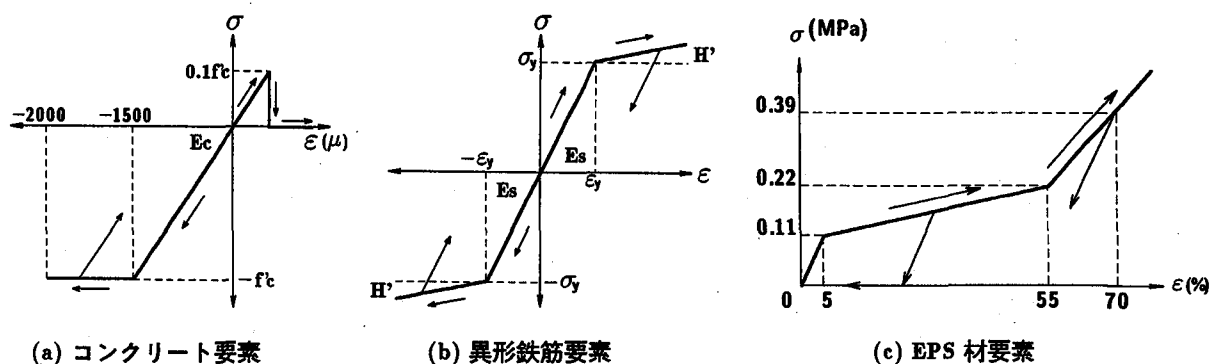


図-6 各材料の応力-ひずみモデル

3. 数値解析仮定

3.1 緩衝構造のモデル化

本数値解析に用いた非線形衝撃応答解析用汎用コード LS-DYNA は、衝突体に速度を与えることにより衝突体と被衝突体の一体解析が可能である。本研究では、可能な限り実現象を再現することとし、重錘、二層緩衝構造、コンクリート基礎部、リバウンド防止用の鋼棒を含め、全て要素分割することとした。図-5には、要素分割の一例として試験体 E250 に関する要素分割図を示している。ここでは、緩衝構造の対称性を考慮して解析断面を 1/2 断面としてモデル化することとした。コンクリート基礎部は表面から 50 mm の深さまでをモデル化している。本数値解析に用いた要素タイプは 8 節点あるいは 6 節点の三次元固体要素である。重錘は衝突部の RC 版直上に配置し、表-1 で規定した载荷速度を初速度として入力し、緩衝構造の一部である RC 版に衝突させている。また、表層 RC 版と裏層 EPS 材、表層 RC 版と重錘の要素間には、浮き上がりやリバウンドの現象を表現するために、面と面の接触・剝離を伴う滑りを考慮した接触面を定義することとした。

解析モデルの総要素数、総節点数は各試験体によって若干異なるが、概ねそれぞれ 8,000、10,000 程度である。要素積分は鉄筋要素に関しては 8 点積分を、その他の要素に関しては計算時間の短縮を図るために 1 点積分としている。なお、解析時間は重錘の衝突開始から 80 ms までとした。1 ケースあたりの解析所要時間は HP9000 /C180 で約 2 時間である。

3.2 物性モデル

本数値解析では、RC 版の構成材料であるコンクリートおよび鋼材や EPS 材に適用するモデルは LS-DYNA にあらかじめ組み込まれている物性モデル⁷⁾を採用することとした。図-6には本数値解析に用いた各材料の応力-ひずみモデルを示している。(a) 図には RC 版のコンクリート要素部に用いた応力-ひずみ関係を示している。このモデルは、要素の負圧力(応力として評価する

場合には三方向の直応力成分の平均値で、この値が引張応力の場合を意味する)がカットオフ値に達した段階でいずれの方向へも引張応力が伝達しないように定義されている。また、圧縮側に対しては材料試験に基づき 0.2 % ひずみ時の応力を降伏応力とし、0.15 % ひずみに達した状態で降伏するものと仮定してバイリニア型にモデル化している。本研究では降伏応力として圧縮強度 f_c を、引張側の破壊圧力(カットオフ値)として降伏応力の 1/10 を仮定している。

(b) 図には異形鉄筋要素に用いた応力-ひずみ関係を示している。ここで採用したモデルは、降伏後の硬化係数 H' を考慮した等方弾塑性体モデルである。本研究では、既往の研究成果⁸⁾に基づき $H' = E_s/100$ と仮定している。コンクリートおよび異形鉄筋に関する降伏の判定条件は、von Mises の降伏条件に従うこととしている。

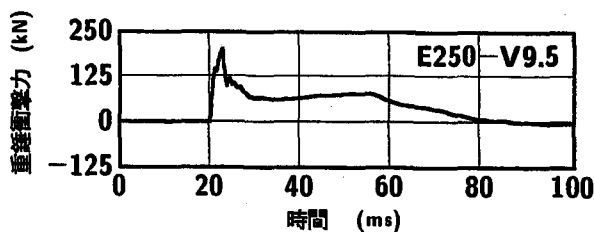
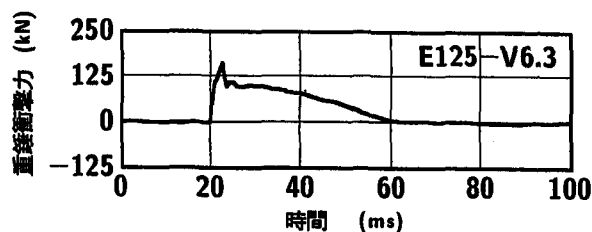
(c) 図には EPS 材の要素に用いた応力-ひずみ関係を示している。ここでは等方クラッシュャブルモデルを適用し、静的な材料試験より得られた特性値である 5 % ひずみ時の弾性限界応力を 0.11 MPa、55 % ひずみ時の応力を 0.22 MPa、70 % ひずみ時の応力を 0.39 MPa とするトリリニア型にモデル化している。除荷時には完全弾性体と仮定し、载荷時の初期弾性係数である 2.2 MPa を定義している。また、引張側はカットオフ値を零応力として弾塑性状態を仮定している。

なお、コンクリート基礎部および重錘要素に関しては、実験終了後の観察結果、ひび割れや著しい塑性変形が確認されていないことより、弾性体と仮定している。また、系の振動に伴う質量に依存した粘性減衰係数は、既往の研究⁹⁾より最低次固有振動数に対する減衰定数が $h = 2\%$ となるように設定した。

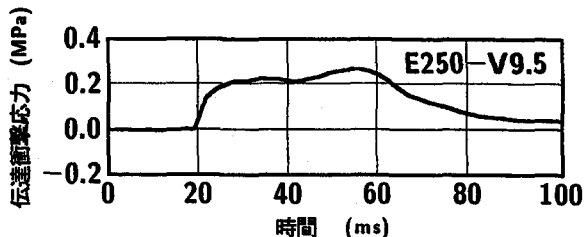
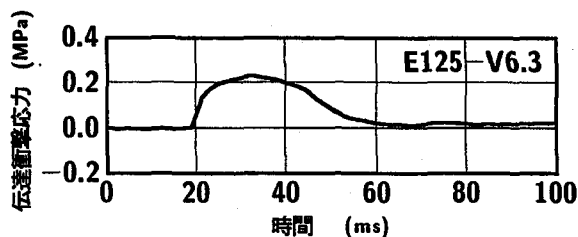
4. 実験結果

4.1 重錘衝撃力波形および伝達衝撃応力波形性状

図-7には E125-V6.3 と E250-V9.5 に関する重錘衝撃力波形と伝達衝撃応力波形分布を比較して示している。(a) 図の重錘衝撃力波形を見ると、いずれの波形も初期



(a) 重錘衝撃力波形



(b) 載荷点直下の伝達衝撃応力波形

図-7 重錘衝撃力波形と伝達衝撃応力波形分布との比較

に振幅が大きく継続時間が5 ms程度の正弦半波波形と、振幅が初期の1/2～3/4程度で継続時間の長い正弦半波波形が重ね合わされた分布性状を示している。前者の波形は、重錘が表層RC版に衝突する時に発生したものであり、後者の波形はRC版の損傷によるエネルギー吸収とともにEPS材の塑性変形に伴う緩衝効果によって発生したものと推察される。波動の全継続時間はE125-V6.3が40 ms、E250-V9.5が60 ms程度を示し、後者が20 ms程度長い。これは、後者の場合には、重錘の衝突エネルギーが大きいためにRC版が著しく損傷を受けていることやEPS材が厚いことにより、効果的に衝撃エネルギーが吸収されていることによるものと考えられる。両者の最大重錘衝撃力値を比較すると、重錘衝突エネルギーはE250-V9.5がE125-V6.3の約2.3倍であるのに対して、最大重錘衝撃力値は前者が203.6 kN、後者が164.7 kNで、その比が約1.2となる。最大重錘衝撃力が発生する衝撃初期にはEPS材厚の効果が小さいものと判断されることから、EPS材を裏層材として用いることの緩衝効果は、重錘衝撃エネルギーの大きい程大きいことがわかる。

一方、(b)図の載荷点直下のコンクリート基礎上への伝達衝撃応力波形分布を見ると、重錘衝撃力波形に見られる初期の振幅の大きい波形は示されず、全体として不等台形状の分布を示している。また、最大伝達衝撃応力値は、衝突エネルギーが前述のように大きく異なるもののいずれも0.25～0.28 MPa程度の値を示している。これは、図-6におけるEPS材の応力-ひずみ関係から明らかなように、いずれの場合もコンクリート基礎近傍部のEPS材のひずみが55%～70%程度に達している

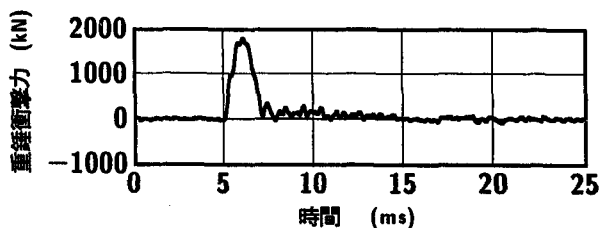


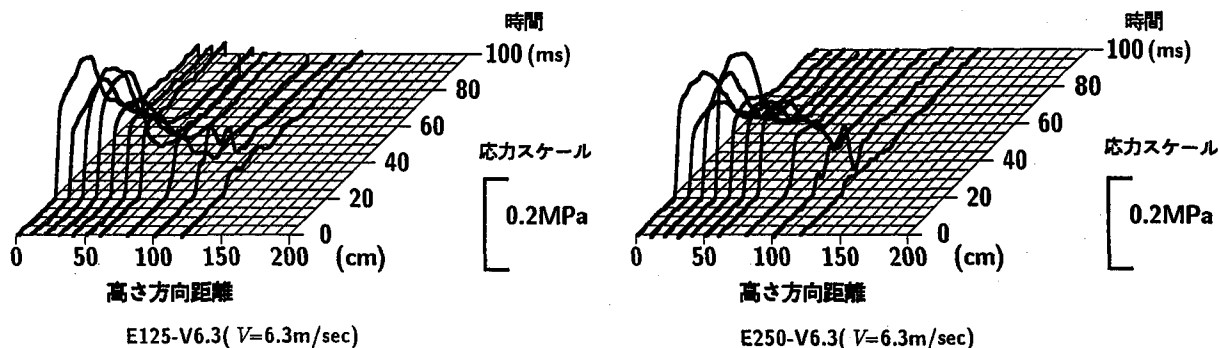
図-8 実規模落石防護擁壁に対する重錘衝撃力波形³⁾
(1,000 kg 重錘, $V = 6.16$ m/sec)

ことを意味している。

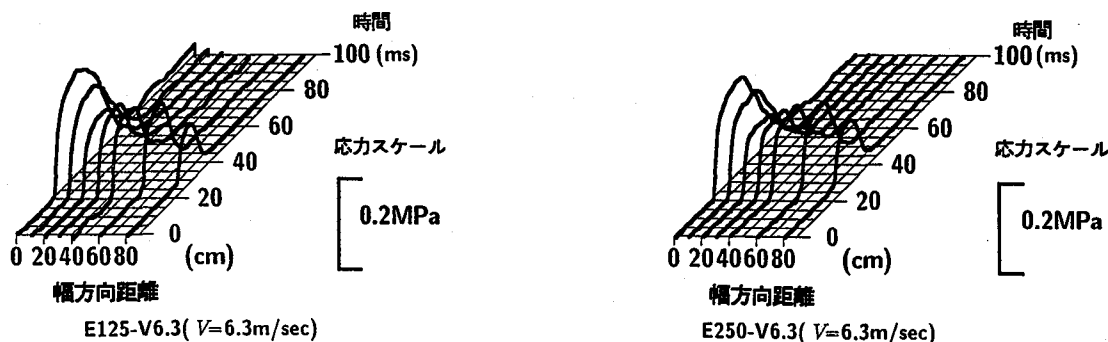
伝達衝撃応力波形の波形性状を調べると、衝撃力の継続時間は、E125-V6.3の場合には重錘衝撃力波形と同程度であるのに対して、E250-V9.5の場合には重錘衝撃力波形よりも多少長く、かつ応力が残留する傾向を示している。これは、本実験ケースの重錘による衝突エネルギーが大きく、重錘が表層RC版に貫入した状態(貫入量:78 mm)で実験が終了していることより、実験終了後もEPS材が重錘によって強制変位を受けていることによるものと推察される。

4.2 落石防護擁壁への直接衝突時における重錘衝撃力波形との比較

図-8には、高さ $H = 2$ m、幅 $B = 1$ m、天端および基部の壁厚がそれぞれ0.4 m、1.0 mの無筋コンクリート落石防護擁壁に対して、高さ0.9 H 点に1,000 kgの重錘を衝突速度 $V = 6.16$ m/sで衝突させた場合の重錘衝撃力波形を示している(文献3の実験ケースW2-0.9-L1-S1)。なお、この場合の重錘衝突時における運動エネ



(a) 高さ方向 (L1~L10)



(b) 幅方向 (L3, L11~L16)

図-9 伝達衝撃応力波形分布

ルギーは本実験ケースの E250-V9.5 より若干大きいのみである。

図-8より、重錘が落石防護擁壁に直接衝突する場合の最大重錘衝撃力値は約 1.8 MN、波動継続時間は 2.5 ms 程度となっている。一方、重錘が二層緩衝構造上に衝突する場合である図-7(a)の E250-V9.5 に関する実験結果は、図-8の結果に比較して最大重錘衝撃力値が約 1/9 程度に、また波動継続時間が逆に 20 倍程度に長くなっている。これより、二層緩衝構造は、前述の三層緩衝構造同様、効率的に衝撃力を緩和分散させる性能を有していることがわかる。

4.3 伝達衝撃応力の分散性

図-9には E125-V6.3 と E250-V6.3 に関する高さ方向および幅方向の各伝達衝撃応力の三次元分布波形を示している。(a)図において、横軸は高さ方向の位置(各波形は図-3のロードセル番号が L1~L10に対応している)を表わしており、原点が擁壁の天端に相当する自由端から 20 cm の所に位置する L1 ロードセル点である。また、縦軸は応力振幅、奥行方向は時間を表わしており、重錘衝突の 20 ms 前からの波形分布を示している。(b)図も、横軸が載荷点直下を原点とした幅方向の座標(各波形は、図-3のロードセル番号が L3, L11~L16に対応している)である。

(a)図より、これらの実験ケースはいずれも重錘の衝突

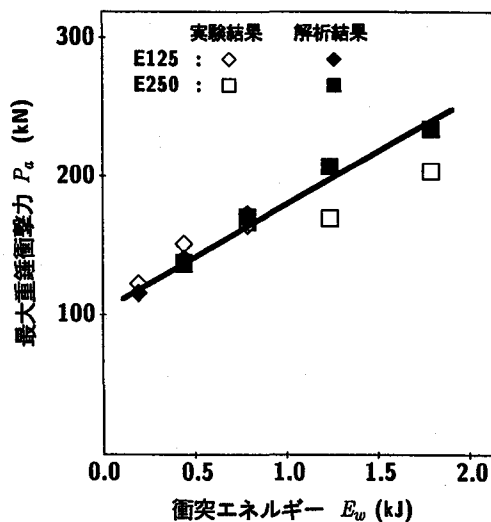


図-10 最大重錘衝撃力と重錘衝突エネルギーとの関係

エネルギーが大きく、重錘が表層 RC 版中に貫入している場合 (E125-V6.3 の場合には 26 mm, E250-V6.3 の場合には 78 mm の重錘貫入量を観測している) であるが、伝達衝撃応力はいずれの場合も載荷点から下方 1 m の領域に最大振幅が 0.1~0.28 MPa 前後の値で分散分布していることがわかる。また、(b)図より、幅方向には全幅に渡って分散分布している状況を確認できる。

従って、落石が擁壁の 0.9 H 近傍に衝突する場合には、

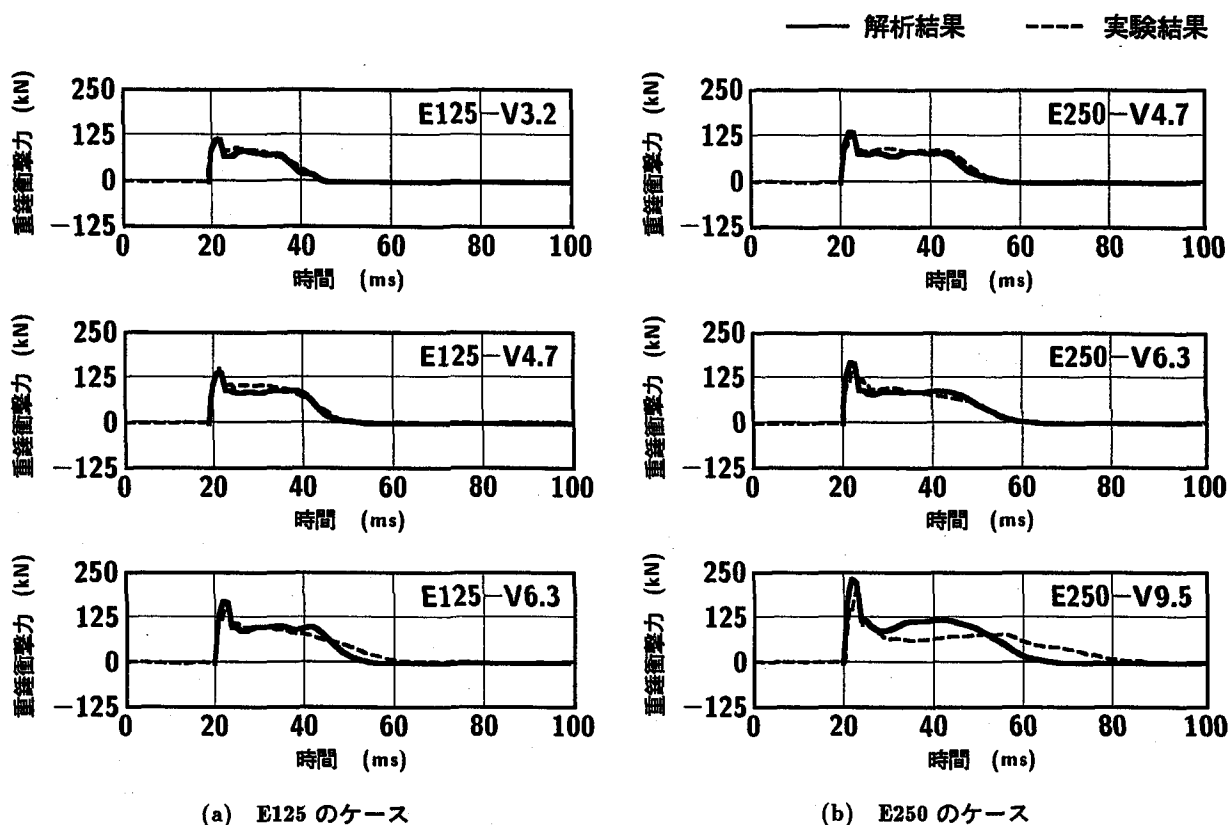


図-11 重錘衝撃力波形に関する比較図

伝達衝撃応力は工学的に半径 1 m の半円形領域に均等に分散分布するものと仮定することにより、工学的に安全側で評価可能であるものと考えられる。

これより、落石防護擁壁前面に二層緩衝構造を設置することによって、三層緩衝構造同様重錘衝撃力の低減や荷重継続時間の延長のみならず、伝達衝撃応力を広く分散分布させることが可能であることが明らかとなった。

4.4 最大重錘衝撃力と衝突エネルギーの関係

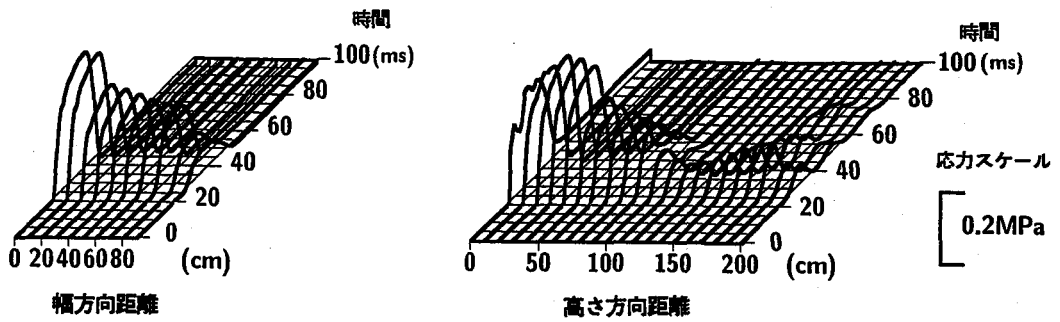
図-10には実験結果の最大重錘衝撃力 P_a を縦軸に、重錘の衝突エネルギー E_w を横軸に取って整理している。また、参考のために後述の解析結果も示している。図より、最大重錘衝撃力は、重錘の衝突エネルギーが $E_w < 1.0$ kJ では裏層 EPS 材厚にかかわらず衝突エネルギーの増加に対応してほぼ線形に増加していることがわかる。しかしながら、 $E_w > 1.0$ kJ の場合には $E_w < 1.0$ kJ における線形分布の値から 35 ~ 40 kN 程度小さな値となっている。これは、重錘の貫入量が E250-V7.9 の場合が 51 mm、E250-V9.5 の場合が 78 mm といずれの場合も 50 mm 以上を示しており、重錘の衝突エネルギーが大きいため表層 RC 版の著しい損傷によって衝撃力が緩和されたことによるものと推察される。また、 $E_w < 1.0$ kJ における最大重錘衝撃力値が裏層 EPS 材厚に大きく影響されない結果は、前述(図-7)のように表層 RC 版の損傷が著しくならない程度の衝突エネルギーの場合

には、本実験のような EPS 材厚が 125 ~ 250 mm 程度の範囲では EPS 材を裏層材として用いることによる緩衝効果は期待できるものの、厚さによる緩衝効果は十分には期待できないことを意味している。

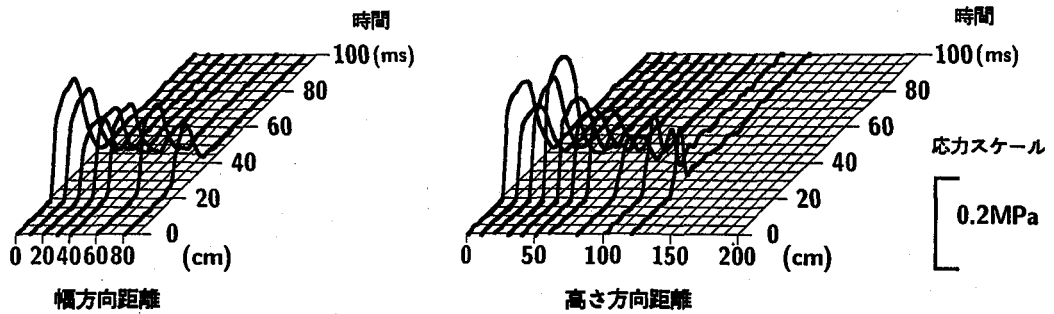
5. 数値解析結果

5.1 重錘衝撃力波形分布に関する比較

図-11には、E125、E250の各実験ケースに関する重錘衝撃力波形の実験結果を解析結果と比較して示している。図より、いずれの実験ケースとも衝突速度の小さなレベルにおいて、解析結果は実験結果と精度良く対応していることが分かる。E125-V6.3の場合には、最大衝撃力発生後の波形に多少誤差が生じている。また、E250-V9.5の場合には、分布性状的には解析結果と実験結果が類似なものとなっているが、解析結果は実験結果に対して若干過大評価の傾向にある。図-10の最大重錘衝撃力値と重錘衝突エネルギーの関係から、重錘衝突エネルギーが $E_w = 1.8$ kJ である E250-V9.5 の場合には、最大重錘衝撃力は解析結果が実験結果よりも 35 kN 程度大きいことが分かる。これらの差異は、実験の場合には、重錘の衝突速度が大きいために重錘が表層 RC 版に貫入し、RC 版に著しい損傷が生じることによって衝撃力が低減するのに対して、数値解析の場合には重錘の大きな貫入現象まで精度良くシミュレーションできない

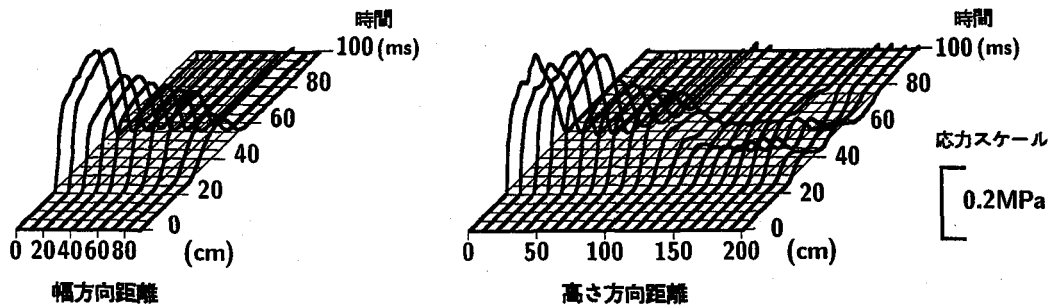


(a) 解析結果

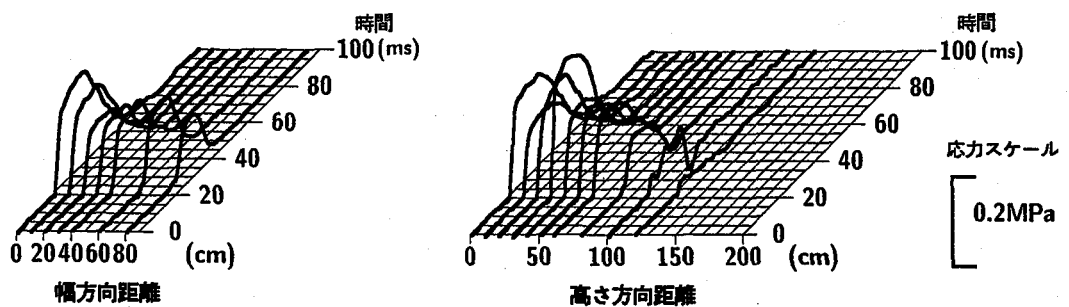


(b) 実験結果

図-12 E125-V4.7 に関する伝達衝撃応力波形の比較図



(a) 解析結果



(b) 実験結果

図-13 E250-V6.3 に関する伝達衝撃応力波形の比較図

ことによるものと推察される。しかしながら、前述のように本解析手法を適応することによって、最大重錘衝撃力は設計的に安全側で評価可能であることが分かる。

5.2 伝達衝撃力波形分布に関する比較

図-12, 13には、E125-V4.7, E250-V6.3 に関する高さ方向、幅方向の三次元伝達衝撃応力分布の解析結果と

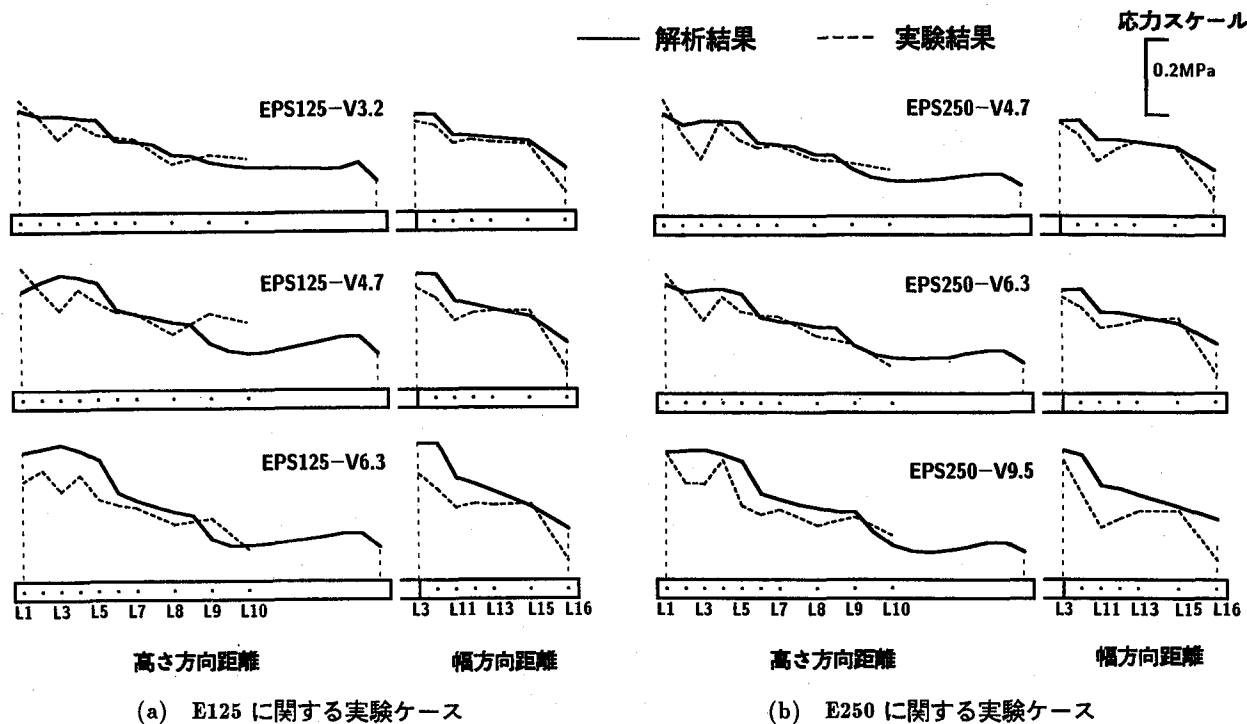


図-14 最大伝達衝撃応力分布の比較図

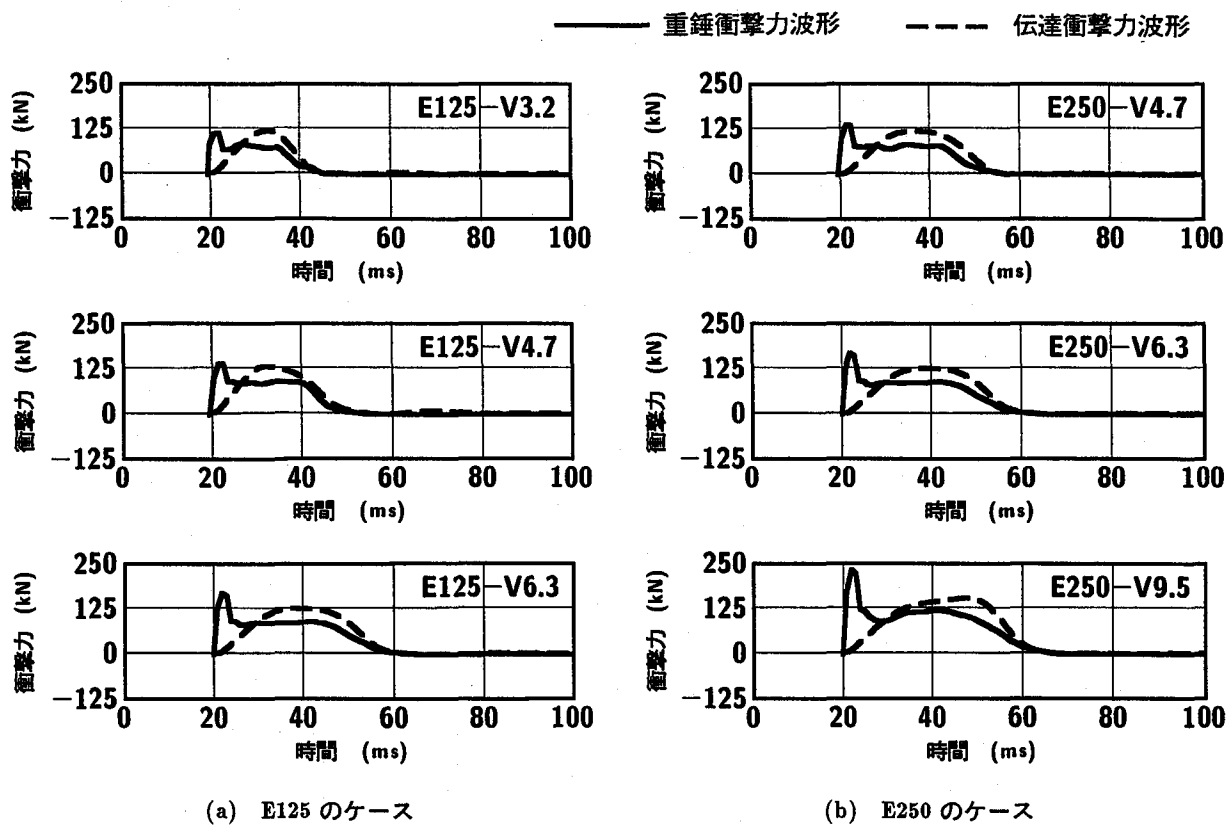


図-15 解析結果の重錘衝撃力波形と伝達衝撃力波形の比較

実験結果を比較して示している。各図より、両実験ケースとも、解析結果は高さ方向、幅方向の分布にかかわらず載荷点からの距離に対応して応力レベルが低減する傾向を示していることがわかる。実験結果の波形分布を見

ると、いずれの実験ケースにおいても高さ方向の波形分布はロードセル位置によって多少ばらついているが、幅方向の分布は高さ方向よりはばらつきの程度が小さいようである。解析結果と実験結果を比較すると、前述のよ

うに、実験結果に多少のばらつきがあるものの、両者は比較的良く対応しているものと判断される。

5.3 最大伝達衝撃応力分布の比較

図-14には、高さ方向、幅方向の各点の最大伝達衝撃応力値を結んで得られる分布について、数値解析結果と実験結果を比較して示している。(a)、(b)図は、それぞれ E125、E250 の衝突速度が低、中、高速度の場合における実験ケースの比較図である。両図より、いずれの場合も衝突速度が大きい場合には最大応力値が 0.25 MPa 以上の値を示し、解析結果が実験結果よりも大きい分布となっている。しかしながら、衝突速度が低、中速度の場合には解析結果が実験結果とほぼ同様の分布性状を示していることより、本解析手法は工学的な伝達衝撃力評価に十分適応可能であるものと判断される。

5.4 衝撃力波形

図-15には解析結果の重錘衝撃力波形と伝達衝撃力波形を比較して示している。なお、伝達衝撃力波形は、裏層 EPS 材と接しているコンクリート基礎表面要素に作用する平均伝達衝撃力を全要素について時間毎に集積して得られたものである。重錘衝撃力波形の分布性状は前述した通りである。一方、伝達衝撃力波形は衝突速度の小さい場合には正弦半波的な分布性状を示しているが、衝突速度の増大と共に台形状の分布性状に移行していることが分かる。また、最大衝撃力の発生時間が重錘衝撃力波形と伝達衝撃力波形で異なっているものの、全継続時間は両者でほぼ等しい。なお、最大伝達衝撃力は全継続時間を T とすると、ほぼ $T/2$ 時点で発生している。

5.5 最大衝撃力分布

前述のように、本数値解析結果は本実験の範囲における最大重錘衝撃力を工学的に安全側で評価可能であることが明らかになっている。ここでは、この検討結果に基づき、衝突部の底面曲率半径が 1400 mm (2 mm のテーパ付き) の球状で直径が 150 mm である 400 kg の鋼製重錘を用いていることを前提に、解析結果の最大重錘衝撃力および最大伝達衝撃力分布について検討を行う。

図-16には解析結果の最大重錘衝撃力と最大伝達衝撃力の関係を示している。図の縦軸は最大衝撃力、横軸は重錘の衝突エネルギーである。図より、裏層 EPS 材厚の影響は小さく、いずれの衝撃力もほぼ直線状に分布していることが分かる。

各分布性状を見ると、重錘の衝突エネルギーに対する最大重錘衝撃力の増加傾向は最大伝達衝撃力のそれよりも大きく示されている。このような最大伝達衝撃力が最大重錘衝撃力よりも小さくなる傾向は、ロックシェッドの緩衝構造として開発された三層緩衝構造と類似している。最大重錘衝撃力を P_a 、伝達衝撃力を P_t として、本実験結果の範囲内で各最大衝撃力を直線近似により評価

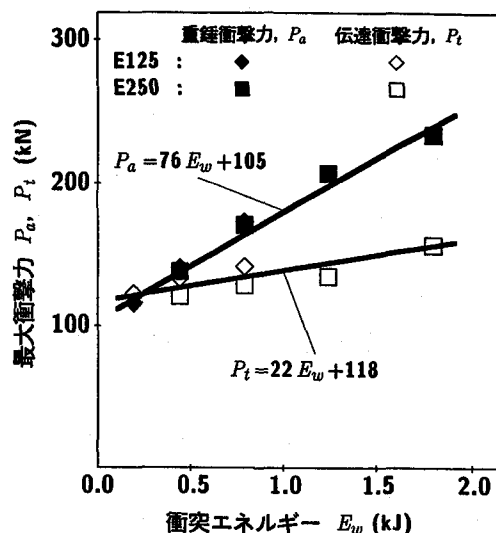


図-16 重錘衝突エネルギーと最大衝撃力の関係

すると、

$$P_a (\text{kN}) = 76 E_w (\text{kJ}) + 105 \quad (1)$$

$$P_t (\text{kN}) = 22 E_w (\text{kJ}) + 118 \quad (2)$$

として示される。但し、適用範囲は、

$$0.21 \leq E_w \leq 1.84 \quad (3)$$

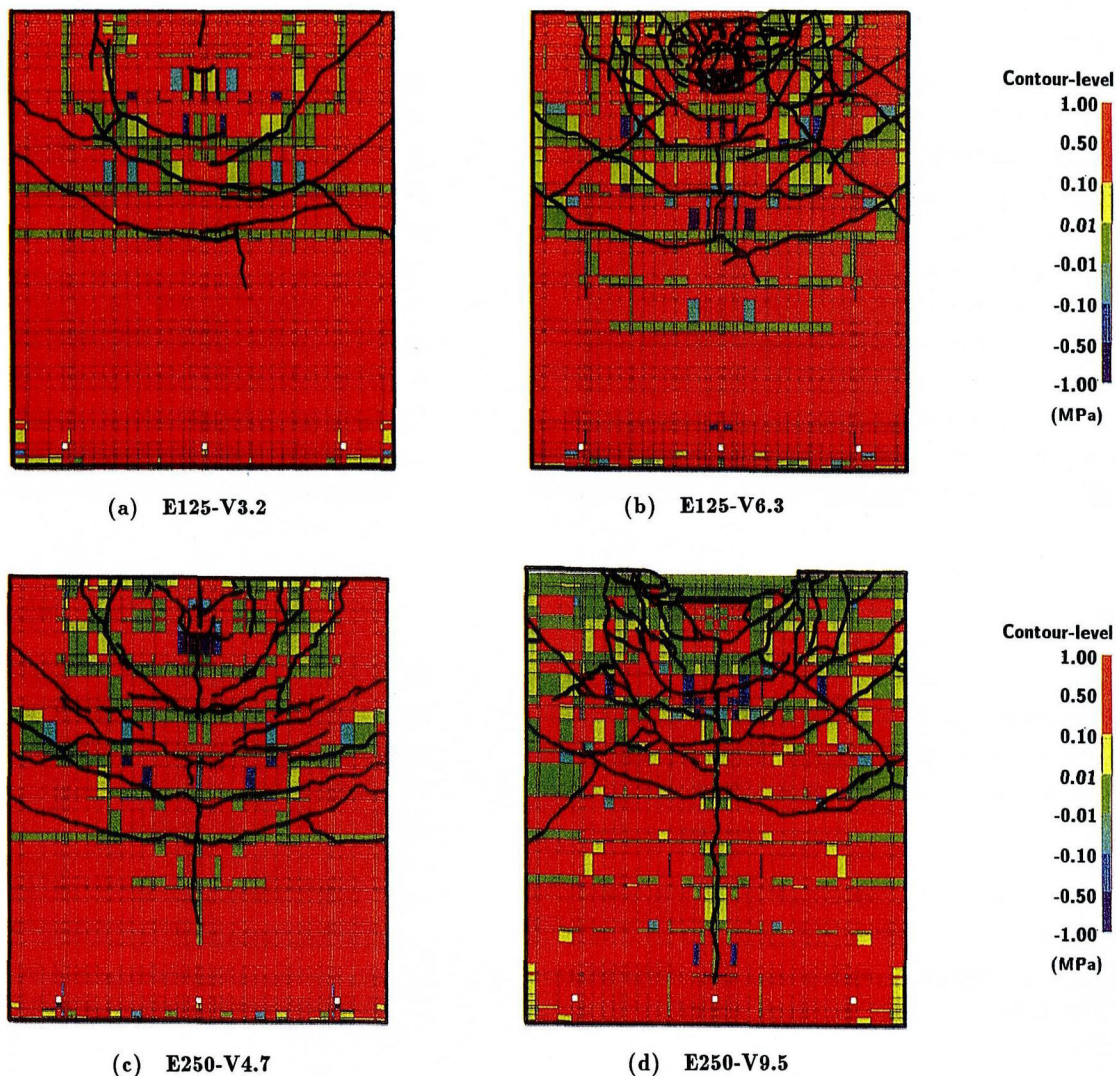
である。

5.6 RC 版のひび割れ分布と第一主応力分布

図-17には E125-V3.2、-V6.3 および E250-V4.7、-V9.5 に関して、重錘衝撃力が最終的に除荷を開始し表層 RC 版が最大応答変位に到達する時点近傍 (重錘衝突後、E125 の場合には約 20 ms、E250 の場合には約 30 ms) における RC 版表面の第一主応力等色分布を実験終了後の RC 版表面に発生したひび割れ図と重ねて示している。

等色分布図は、各要素の応力を重心点応力で代表させ、かつ零応力 (ひび割れが発生し、コンクリート要素に発生している応力が解放された状態) を強調し、ひび割れの発生領域が明瞭に示されるように等色レベルを設定している。すなわち、零応力が緑色に、また 0.1 MPa 以上の応力は全て赤色となるように設定している。なお、数値解析結果の等色分布図は解析結果を対称軸に対して左右に展開して示している。

図は各 EPS 板厚に対して重錘の衝突エネルギーが最も小さい場合と最も大きい場合の 2 ケースについて示している。図より、衝突速度の小さい場合には載荷点に対して同芯円状に広がる零応力を示す緑色分布とひび割れ分布性状が対応していることがわかる。また、衝突速度の大きい E250-V9.5 の場合には、実験結果は載荷点近傍



図一17 RC 版表面の第一主応力等色分布

部のコンクリートがせん断破壊に至り、重錘が EPS 材中に貫入しているのに対して、解析結果は上端部全体に損傷が集中し実験結果と若干異なる傾向を示している。しかしながら、E125-V6.3 の場合は衝突速度の小さい場合と同様両者の分布特性が類似している。これより、本評価手法を用いることにより、表層 RC 版のひび割れ分布の定性的な特性がほぼ推定できるものと判断される。

6. まとめ

落石防護擁壁の耐衝撃性を向上させることを目的として、衝撃荷重の低減および広範囲への分散分布、荷重継続時間の延長を図り準静的な設計を可能にするために、緩衝構造を擁壁の前面に設置することを想定して二層緩衝構造を考案し、その緩衝性能について 400 kg の重錘を用いた重錘落下法により実験的に検討を行った。本研究で提案している二層緩衝構造は表層材として 100 mm 程度の RC 版、裏層材として 125 ~ 250 mm 程度の発泡

スチロール (EPS) 材から構成されるものである。

また、非線形衝撃応答解析用汎用コード LS-DYNA を用いた数値解析も行い、実験結果と比較することによりこの種の構造に対する適応性について検討を行った。

本研究で得られた結果を要約すると、

実験結果から、

- 1) 重錘の衝突エネルギーがほぼ等しい場合には、二層緩衝構造を用いることにより、直接構造物に載荷する場合に比べて、最大重錘衝撃力値は 1/9 に減少させ、波動継続時間は 20 倍程度に長くすることが可能である。
- 2) 裏層 EPS 材の緩衝効果によって、基部への伝達衝撃応力は 70 % 程度の限界ひずみを設定することにより 0.3 MPa 以下にすることが可能である。
- 3) 擁壁高さが $H = 2$ m で載荷点が天端から $0.1 H$ の場合を想定する場合には、伝達衝撃応力は工学的に半径 1 m の半円形内への均等な分散分布仮定が適用可能であるものと判断される。

数値解析結果から、

- 4) 鉄筋、コンクリート、EPS 材に関し、全てバイリニアあるいはトリリニア型の簡易な材料構成則を適用することによって、重錘衝撃力、伝達衝撃力波形を適切に評価可能である。
 - 5) 従って、本構造に作用する最大伝達衝撃力も工学的に安全側で評価可能である。
 - 6) 最大応答変位発生時近傍における表層 RC 版表面の第一主応力分布の等色応力図を用いることにより、表層 RC 版のひび割れ分布特性を大略評価可能である。
 - 7) これより、本解析手法を用いることによって、二層緩衝構造を設置した場合の落石防護壁の衝撃応答解析が十分な精度で実施可能であることが明らかになった。
- 3) 岸 徳光, 佐藤昌志, 今野久志, 松岡健一: 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. 45A, pp. 1677-1688, 1999.3.
 - 4) 岸 徳光, 中野 修, 今野久志, 松岡健一: 三層緩衝構造の緩衝効果に関する室内実験, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 38A, pp. 1451-1456, 1992.3.
 - 5) 岸 徳光, 佐藤昌志, 中野 修: 三層緩衝構造の緩衝性能に関する大型屋外実験, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 41A, pp. 1257-1265, 1995.3.
 - 6) 佐藤昌志, 西 弘明, 岸 徳光, 松岡健一: 三層緩衝構造を用いた実規模 PC 型落石覆工の重錘落下衝撃挙動, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 42A, pp. 1347-1356, 1996.3.
 - 7) John O. Hallquist: LS-DYNA User's Manual, Version 950 Livermore Software Technology Corporation, 2000.6.
 - 8) 岸 徳光, 三上 浩, 松岡健一, 安藤智啓: 静載荷時に曲げ破壊が卓越する RC 梁の弾塑性衝撃応答解析, 土木学会論文集, No. 619/I-47, pp. 215-233, 1999.4.
 - 9) 松岡健一, 三上 浩, 安藤智啓, 中山伸一: 横方向衝撃力を受ける RC 橋脚模型の弾塑性衝撃応答解析, 北海道支部論文報告集, 土木学会, 第55号 (A), pp. 2-7, 1999.2.

謝辞: 本論文をまとめるに当たり、室蘭工業大学建設システム工学科松岡健一教授には懇親でいねいなご指導を戴いた。また当時室蘭工業大学大学院建設システム工学専攻の中山伸一君(現、日本道路公団)および現同大学院建設システム工学専攻学生の岡田慎哉君には多大のご協力を戴いた。ここに示して謝意を表する。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会: 昭和 58 年度版落石対策便覧, 1983.6.
- 2) (社)日本道路協会: 平成 12 年度版落石対策便覧, 2000.6.

(2000 年 9 月 14 日受付)