

## 二層緩衝構造を用いた落石防護擁壁模型の重錘衝突実験と数値解析的検討

Weight-impact test and numerical study on prototype rock-keeping retaining-wall  
with two-layered absorbing system

岸 徳光 \* 川瀬良司 \*\* 今野久志 \*\*\* 岡田慎哉 \*\*\*\*

Norimitsu Kishi, Ryoji Kawase, Hisashi Konno and Shin-ya Okada

\* 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部長 防災対策部 (〒065-8510 札幌市東区北18条東17丁目)

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

\*\*\*\* 室蘭工業大学大学院 工学部建設システム工学専攻 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

In order to improve the impact-resistance of rock-keeping retaining-walls, a method attaching the two-layered absorbing system onto the back surface of the wall is proposed, which is composed of RC slab as top layer and Expanded Poly-Styrol (EPS) block as back layer. Here, in order to confirm the applicability of proposed system, a weight-impact test is conducted using the prototype rock-keeping retaining-wall with the system. And elasto-plastic dynamic response analysis is also performed to discuss an applicability of a proposed FEM analysis technique. The results obtained from this study are as follows: 1) attaching the proposed absorbing system, transmitted impact stress can be decreased to 0.35 MPa; 2) impact force can be dispersed in the area of about 1 m long in radius; and 3) proposed FEM technique can be applied for this type of impact problems.

*Keywords: impact, rock-keeping retaining-wall, two-layered absorbing system, elast-plastic dynamic analysis*

キーワード: 衝撃, 落石防護擁壁, 二層緩衝構造, 弾塑性動的解析

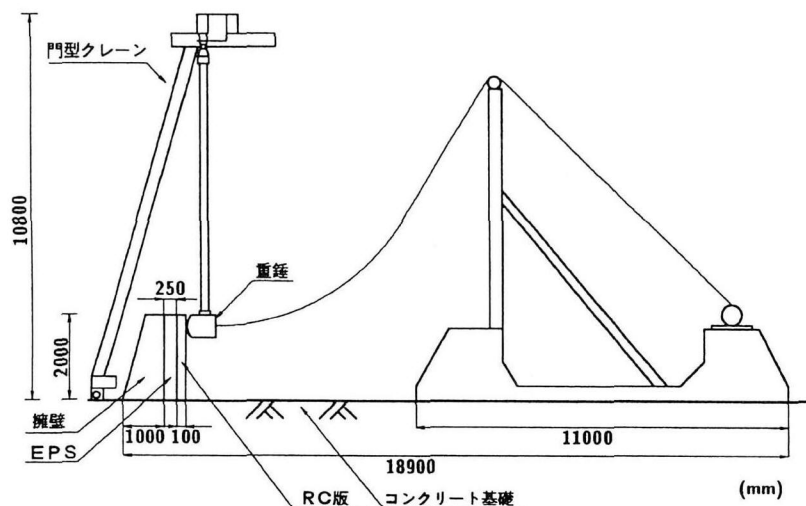
## 1. はじめに

我が国の山岳道路沿いには、小規模落石による交通障害や落石事故を未然に防ぐための防護工として落石防護擁壁が設置されている。現在、これら落石防護擁壁は平成 12 年度版落石対策便覧 (日本道路協会)<sup>1)</sup>に基づいて設計が行われている。設計の基本的な考え方は、1) 擁壁高さの 4 倍を有効幅とする領域に 1 個の落石が衝突すると仮定する、2) 擁壁を弾性地盤 (せん断バネおよび回転バネ) によって支持された剛体と仮定する、3) 擁壁は、落石の衝突によって伝達された運動エネルギーのもとに水平変位および回転を生ずるものとする、4) 擁壁の安定は、落石の衝突によって生じる地盤の弾性変形エネルギーが、擁壁底面の許容変位から決定される可能吸収エネルギー以下となることを条件とする、である。これより、実設計では、与えられた現地地盤の鉛直方向反力係数や、せん断バネ係数の他、落石の想定衝突速度、衝突位置に対して、擁壁の形状寸法のみが設計変数となっている。また、鉄筋コンクリート構造としての断面設計に必要な断面力算定のための概念が取り入れられていないことより、無筋コンクリート構造が基本となっている。

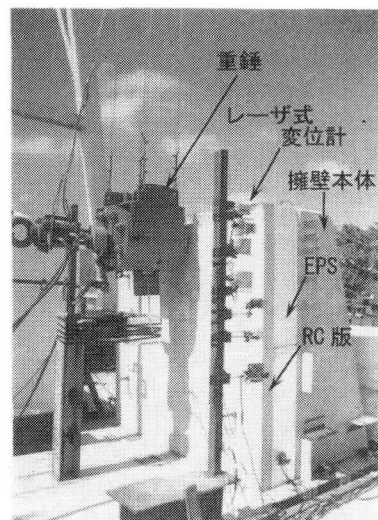
落石対策便覧では、このような問題に対処するために構造細目を設け、1) 鉄筋かぶりを 10 cm とすること、2) 擁壁の前面、背面ともに縦横方向に D16 ~ D22 の鉄筋を 30 cm 以内のピッチで配筋すること、としている。このような背景から、既設の落石防護擁壁には、組み立て鉄筋のみが配筋されている場合もある。

一方、著者らはこのような擁壁を対象とした実規模重錘衝突実験<sup>2)</sup>を実施して、その耐衝撃性を確認している。この結果、重錘衝突位置が設計最大高さに等しく擁壁高さの 9 割程度の場合には、1) 載荷点を通り擁壁の高さ方向および水平方向に曲げひび割れが、また壁厚方向にはせん断ひび割れが発生すること、2) コンクリート基礎上に擁壁を設置し、擁壁の幅を 2 倍とする場合には幅方向の拘束が大きくなり、1/2 以下の入力エネルギーでひび割れによって割裂や上部コンクリートが剥落し機能を果たすことが不可能になること、等が明らかになっている。これらの実験結果は、落石防護擁壁を躯体の安定のみならず作用荷重が衝撃的であることを認識し、設計仮定が適用できる程度に耐衝撃性を向上させなければならないことを示唆している。

このような観点から、著者らは既設の落石防護擁壁の



図－１ 実験装置概要図



写真－１ 実験風景

耐衝撃性向上あるいは、落石対策便覧に基づいた設計下においても十分な耐衝撃性を確保するために、落石防護擁壁の背面に緩衝構造を設置する方法を提案し、二層緩衝構造の開発とその緩衝性能および構造物へ伝達される衝撃応力の分散性能に関する検討<sup>3)</sup>を行っている。提案の二層緩衝構造は、表層材が 10 ～ 15 cm 厚の RC 版、裏層材が 12.5 ～ 25 cm 厚程度の発泡スチロール（以後、EPS）材から構成されるものである。緩衝構造単体での緩衝性能実験より、次のような結果が得られている。すなわち、1) 構造本体への伝達衝撃応力は EPS 材の緩衝効果によって、0.3 MPa 以下に抑制することが可能であること、2) 擁壁高さが  $H = 200$  cm で載荷点が基部から  $0.9 H$  である場合を想定すると、伝達衝撃応力を半径 100 cm 程度の範囲内に分布させることが可能であること、3) 重錘を落石防護擁壁に直接衝突させる場合（擁壁幅 1 m）に対して、最大重錘衝撃力を  $1/9$  程度に低減させることができること、荷重継続時間も 10 倍程度に長くすることが可能であること、等が明らかになっている。

本研究では、提案の二層緩衝構造を落石防護擁壁に設置した場合の緩衝性能、衝撃応力分散効果を確認することを目的として、実規模無筋コンクリート落石防護擁壁を用いた重錘衝突実験を実施した。本実験では、性能比較を行うために緩衝構造を設置しない場合についても同様に実験を行っている。また、本実験に関する数値解析も行い、重錘衝撃力、落石防護擁壁に関する載荷点変位、および緩衝構造の表層材である RC 版の損傷状況に関して実験結果との比較を試み、この種の衝撃問題に関する解析手法の妥当性を検討している。また、本数値解析結果を用いて伝達衝撃応力分布性状や最大伝達衝撃力値に関する考察も行っている。

なお、本数値解析には非線形衝撃応答解析用汎用コードである LS-DYNA (Ver. 950)<sup>4)</sup>を用いている。本数値解析では、RC 梁に関する重錘落下時の応答解析<sup>5)</sup>と同

様、いずれの材料に関しても応力－ひずみ曲線を折れ線近似し、ひずみ速度効果を無視している。

## 2. 実験の概要

### 2.1 実験方法

図－１には本実験に用いた実験装置の概要図を示している。落石防護擁壁（以下、擁壁）は一般的に良質な支持層に根入れされていることから、本実験では擁壁の高さを  $H = 2$  m に限定し、擁壁の転倒および損傷にのみ着目し検討することとした。そのため、本実験ではコンクリート基礎上に段差を設け、擁壁の水平移動を拘束することとした。重錘は、直径 50 cm の円柱状で衝突部が半径 110 cm、高さ 6 cm の球面状である 1,000 kg 鋼製重錘を使用した。衝撃力は重錘を擁壁に衝突させることにより与えている。その方法は、図－１に示すように重錘を門型クレーン天端から振り子状に吊り下げることとし、重錘をウインチにより所定の高さまで引き上げ着脱装置を介して振り子運動により擁壁に水平衝突させることとした。なお、現落石対策便覧に従えば、本実験と同一条件の擁壁に質量 1,000 kg の落石が作用する場合の限界衝突速度は、コンクリート基礎の変形係数を 3 GPa として安全側に見積ると  $V = 0.23$  m/s として評価される。

載荷方法は、緩衝材を設置せずに重錘を直接擁壁に衝突させる場合には繰り返し載荷と単一載荷を、また緩衝材を設置する場合には全て単一載荷とした。繰り返し載荷実験は重錘の衝突速度を初速度および増分速度を 1 m/s とし、擁壁がコンクリートのひび割れの貫通によって破壊するか、転倒するまで繰り返し載荷する方法である。一方、単一載荷は設定した載荷速度で 1 回のみ衝突させる実験方法である。重錘の擁壁への衝突位置は落石対策便覧に準じ、擁壁高さ  $H$  の 0.9 倍の位置、すな

■：レーザ式変位計  
△：加速度計

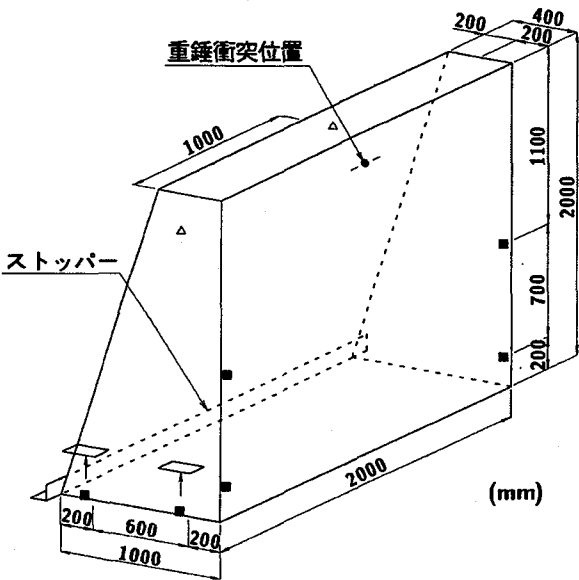


図-2 センサ配置図

わち、擁壁基部から 180 cm の位置とした。

実験における測定項目は、図-2 に示しているように、鋼製重錘に埋設されているひずみゲージ型加速度計（容量 1000 G、応答周波数特性 DC～7 kHz）による重錘加速度と、レーザ式変位計（容量 200 mm、応答周波数 DC～915 Hz）による擁壁の変位である。これらの波形は広帯域用アナログデータレコーダに一括収録し、A/D 変換の後各物理量に変換している。また、実験終了後に擁壁本体および表層 RC 版に発生したひび割れ状況を記録し、ひび割れの分布性状および破壊性状についても検討している。写真-1 には実験風景を示している。

2.2 実験ケースおよび試験体の製作

実験に用いた試験体の形状寸法は、図-3 に示すように実構造でよく用いられている標準断面を参考に、前述のように高さが  $H = 2$  m、天端及び基部の壁厚がそれぞれ 40 cm、100 cm の台形状で、幅が 2 m である。まえがきでも述べているように、擁壁は通常無筋コンクリート構造として設計されている。従って、本研究では設計上の概念を明確にするために、緩衝構造の設置の有無にかかわらず配筋を配筋せずに無筋コンクリート構造とした。また、二層緩衝構造を設置する場合には、擁壁背面 4 ヶ所に取り付けたボルトを介して緩衝構造が擁壁背面に密着するように固定している。

表-1 には、本研究で行われた実験ケースを一覧にして示している。表中の試験体名は、緩衝構造の設置の有無（W：緩衝構造を設置しない場合；WA：緩衝構造を設置する場合）、載荷方法（I：繰り返し載荷；S：単一載荷）、重錘の衝突速度  $V$  (m/s) をハイフンで結んで

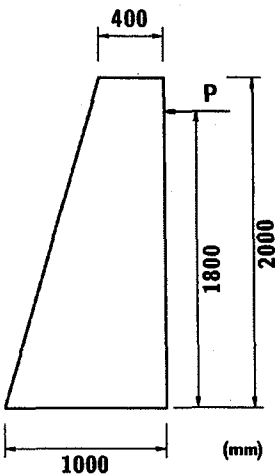


図-3 擁壁の形状寸法

表-1 実験ケース一覧

| 試験体名     | 緩衝構造の有無 | 載荷方法 | 衝突速度 $V$ (m/s) |
|----------|---------|------|----------------|
| W-I-V5   | 無       | 繰り返し | 1～5            |
| W-S-V5   |         |      | 5              |
| WA-S-V5  | 有       | 単一   | 5              |
| WA-S-V6  |         |      | 6              |
| WA-S-V7  |         |      | 7              |
| WA-S-V9  |         |      | 9              |
| WA-S-V11 |         |      | 11             |

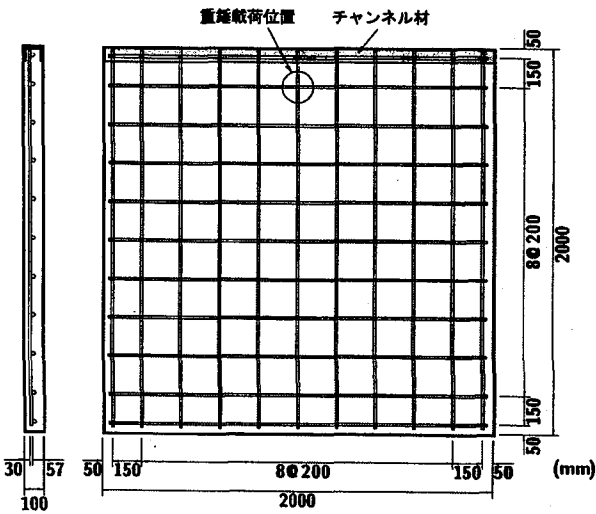


図-4 RC 版の寸法および配筋状況

表している。

二層緩衝構造の表層 RC 版、裏層 EPS ブロックは全て厚さをそれぞれ 10 cm、25 cm とし、いずれも各実験ケースに関して未使用のものを用いている。

図-4 には緩衝構造用の RC 版の形状寸法および配筋状況を示している。RC 版は単鉄筋とし、直交方向の補強筋比を等しく 1.0 % としている。また、RC 版天端部

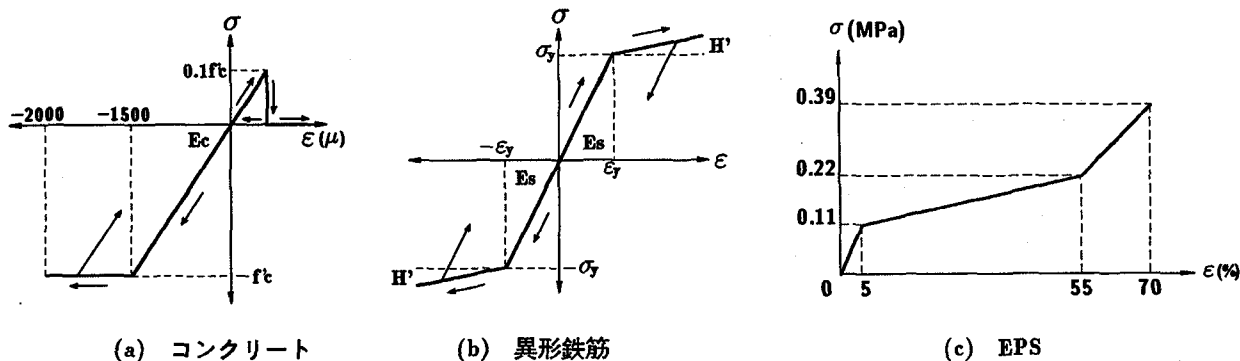


図-6 数値解析に用いた各材料の応力-ひずみモデル

には補強を目的としたチャンネル材（薄型鋼：100 × 50 × 5 × 7.5）を設置し、縦方向鉄筋を溶接して定着させている。

### 3. 解析仮定

#### 3.1 数値解析モデル

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、衝突体に衝突時の速度を与えることによって衝突体と被衝突体との一体解析が可能である。本研究では、緩衝構造の設置の有無あるいは載荷速度の異なる6体の試験体を対象として数値解析を行った。

本数値解析では、衝突体である鋼製重錘や被衝突体である擁壁本体、二層緩衝構造を構成する EPS ブロックおよび RC 版中のコンクリート、鉄筋とも全て8節点あるいは6節点の三次元固体要素を用いて表現することとした。要素積分に関しては、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全て1点積分とした。

図-5には、要素分割の一例として WA 試験体に関する要素分割図を示している。図に示すように、緩衝構造、重錘を含む構造系全体の対称性を考慮して半断面のみモデル化することとした。解析モデルの総要素数、総節点数は緩衝構造を設置しない場合がそれぞれ 10,374、12,555 であり、緩衝構造を設置する場合には、それぞれ 12,804、16,023 である。

重錘は衝突位置である二層緩衝構造の RC 版の真横に配置している。また、擁壁の回転や、擁壁と二層緩衝構造間および、二層緩衝構造と重錘間の相互作用が考慮できるように、これらの要素間には面と面の接触・剝離を伴う滑りを考慮した接触面を定義している。本解析では重錘衝突による擁壁の浮き上がりをも考慮することとしていることより、初期値として自重解析結果を考慮している。なお、解析時間は重錘衝突から 160 ms 間とした。1 ケース当りの解析所要時間は、自重解析を除き、HP9000 / C180 で約 10 時間である。

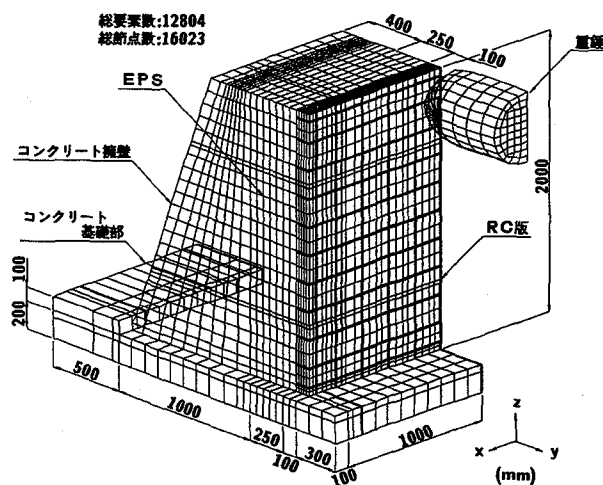


図-5 解析モデルの要素分割状況 (WA 試験体)

表-2 各材料の力学的特性

| 材料名    | 弾性係数<br>(GPa) | 圧縮強度<br>降伏強度<br>(MPa) | ポアソン比 | 密度<br>(g/cm <sup>3</sup> ) |
|--------|---------------|-----------------------|-------|----------------------------|
| コンクリート | 13            | 20                    | 0.18  | 2.40                       |
| 鉄筋     | 206           | 355                   | 0.30  | 7.85                       |

#### 3.2 材料物性モデル

表-2には、本実験に用いたコンクリート（擁壁、コンクリート基礎部）および鉄筋の材料試験結果を示している。本数値解析では、コンクリートに関する弾塑性体モデルとして、解析コードにあらかじめ組み込まれている物性モデル<sup>4)</sup>を採用している。このモデルは要素の負圧力（要素の直応力の平均値で評価）がカットオフ値に達した段階で要素が破壊したと判定され、いずれの方向へも引張応力を伝達しないように定義されている。なお、降伏の判定は RC 梁の衝撃応答解析に関する検討結果<sup>5)</sup>を参考に、von Mises の降伏条件に従うこととしている。

図-6には数値解析に用いた各材料に関する応力-ひずみモデルを示している。(a) 図にはコンクリートの応

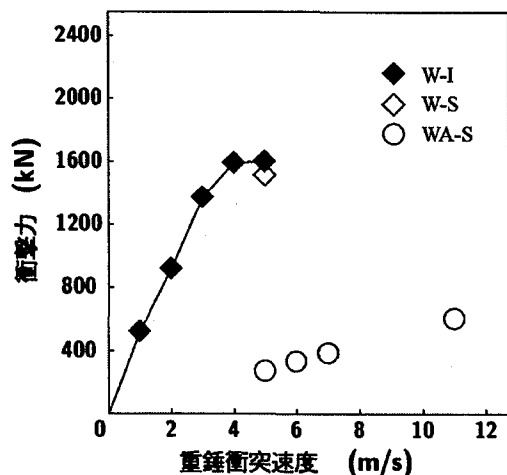


図-7 衝突速度と最大重錘衝撃力

力-ひずみ関係を示している。コンクリートは材料試験結果に基づき 0.2 % ひずみ時の応力を降伏値と仮定し、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 を仮定した。

一方、異形鉄筋要素には、(b) 図に示しているように降伏後のひずみ硬化係数  $H'$  を考慮した等方弾塑性体モデルを用いることとした。ここでは、既往の研究成果<sup>5)</sup>に基づき、 $H' = E_s/100$  と仮定している。EPS ブロックの要素にはフォーム材等のモデル化によく用いられている等方クラッシュフォームモデルを用いることとした。EPS ブロックの力-ひずみ関係は (c) 図に示すように 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<sup>6)</sup>にモデル化している。

コンクリート基礎部および重錘に関しては、実験終了後にひび割れや著しい塑性変形が確認されなかったことより、いずれも弾性体と仮定した。また、系の振動に伴う質量に依存した粘性係数は、最低時固有振動数に対する減衰定数を後述のように数ケース仮定して数値解析を行い、擁壁背面基部の最大浮き上がり量に関する実験結果との比較により最適値を求め決定している。

## 4. 実験結果

### 4.1 最大重錘衝撃力

図-7には、各実験結果の最大重錘衝撃力(以後、単に重錘衝撃力ともいう)を縦軸に、重錘衝突速度を横軸に取って比較して示している。なお、WA-S-V9 に関しては、実験値がプロットされていない。これは、計測器の不具合により波形を記録することが不可能であったためである。図より、緩衝構造を設置しない場合の繰り返し

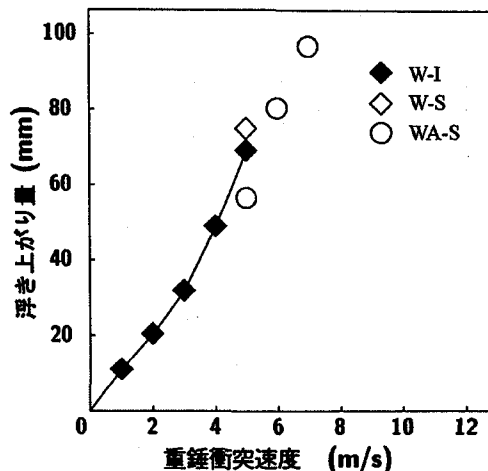


図-8 衝突速度と擁壁の浮き上がり量の関係

し載荷実験結果 (W-I) において、重錘衝撃力は重錘衝突速度が  $V = 3$  m/s までは衝突速度に対応して線形に増加しているが、 $V = 4, 5$  m/s ではひび割れの進展等劣化の進行により、同程度の衝撃力値を示していることがわかる。

緩衝構造を設置しない場合の単一載荷 (W-S-V5) における重錘衝撃力は繰り返し載荷時の  $V = 5$  m/s における値よりも若干小さい程度である。これより、本実験のように衝突時の初速度、速度増分が 1 m/s の場合には載荷方法によらずほぼ同程度の重錘衝撃力が励起されることがわかる。

一方、緩衝材を設置する場合には、重錘衝突速度が  $V = 5$  m/s 時点で緩衝材を設置しない場合の 1/5 以下の値を示しており、緩衝構造が効果的に衝撃エネルギーを吸収していることを確認できる。また、衝突速度の増加に対して衝撃力もほぼ線形に増加し、単位衝突速度当りの衝撃力増加量は 60 kN/m/s 程度で、緩衝構造を設置していない場合の繰り返し載荷時の増加割合(約 436 kN/m/s)に比較して 1/7 以下となっている。

緩衝構造を設置しない場合には、重錘衝突速度  $V = 5$  m/s 時で載荷点近傍において縦横に貫通するひび割れが進行し、本来の機能を満足することが不可能となっている。一方、緩衝構造を設置する場合には、 $V = 11$  m/s の場合においても最大重錘衝撃力が緩衝構造を設置しない場合の  $V = 5$  m/s における値の 1/2.5 以下を示しており、二層緩衝構造の大きな緩衝効果を確認できる。これより、衝突エネルギーの観点から考えると、二層緩衝構造を設置することにより、設置しない場合に比較して 4.5 倍以上の衝突エネルギーにも十分抵抗できることがわかる。なお、この場合においても、緩衝構造を設置する場合には後述のように擁壁本体に 1 本のひび割れも発生せず健全性が保持されていることを確認している。

## 4.2 擁壁背面の最大浮き上がり量

図-8には、重錘衝突による擁壁背面の最大浮き上がり量を縦軸に、重錘衝突速度を横軸に取って比較して示している。図中、緩衝構造を設置する場合の $V = 9\text{ m/s}$ 、 $11\text{ m/s}$ 時には、擁壁の水平方向移動も発生すること等により、正確な浮き上がりの測定が不可能であったことにより、データが欠落している。

図より、擁壁の最大浮き上がり量は緩衝構造の設置の有無や載荷方法の差異にかかわらず重錘の衝突速度にほぼ比例していることがわかる。その勾配は両者で同程度であるものの、緩衝構造を設置することによって浮き上がり量が減少することは勿論である。この線形分布は、緩衝構造を設置せずに繰り返し載荷する場合においても $V = 5\text{ m/s}$ 程度までは浮き上がりに対して擁壁がほぼ剛体的な挙動を示していること、および二層緩衝構造を設置する場合においても、後述のように衝突速度に対応して一定の割合で入力エネルギーが緩衝構造によって吸収されることによるものと推察される。

## 4.3 現設計値との比較

前述のように、本擁壁に関する質量 $1,000\text{ kg}$ の落石に対する限界衝突速度はコンクリート基礎の変形係数を $3\text{ GPa}$ と仮定すれば、 $V = 0.23\text{ m/s}$ として評価される。一方、図-7、8の重錘衝撃力や擁壁の浮き上がり量から類推すると、実擁壁は緩衝構造の設置の有無でそれぞれ $V = 5\text{ m/s}$ 、 $11\text{ m/s}$ 程度までその機能を果たすことが可能であることがわかる。

これより、現行設計法は基礎地盤がコンクリート程度の物性値を有する場合には衝突速度の観点から20倍以上の安全率を有していることが明らかとなった。

## 5. 応答性状の数値解析結果と実験結果の比較

### 5.1 減衰定数 $h$ の決定

この種の衝撃荷重載荷実験においても、コンクリート要素の引張破壊等によってエネルギーが吸収され、大きな減衰作用を示すものと考えられる。一方、振動に伴う質量に比例した粘性減衰効果も無視できないものと判断される。本論文では、その効果を最低次弾性固有振動周期に対する粘性減衰定数(以下、単に減衰定数 $h$ と呼ぶ)を用いて評価し、実験結果と比較する形でその減衰定数 $h$ を決定することとした。なお、ここではWA-S-V5の背面基部最大浮き上がり量に着目して検討を行った。

図-9には、減衰定数 $h$ を変化させた場合の擁壁の浮き上がり量に関する数値解析結果と実験結果を比較して示している。なお、図は解析結果の各最大値を実験結果の最大値( $56.3\text{ mm}$ )で除すことで無次元化し整理している。図より、減衰定数が $h = 0.05$ の場合が実験結果と最も良く対応していることがわかる。これより、本

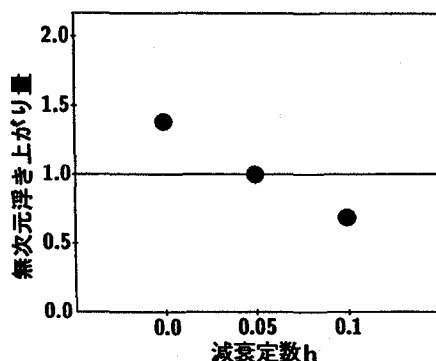


図-9 減衰定数 $h$ を変化させた場合の無次元最大浮き上がり量の比較(WA-S-V5)

研究では以後の減衰定数を $h = 0.05$ として数値解析を実施することとする。

### 5.2 重錘衝撃力波形に関する比較

図-10には、全試験体に関する重錘衝撃力波形を実験結果と比較して示している。図中の実線は解析結果を、点線は実験結果を示している。なお、両波形の衝突初期には応力波等による高周波成分が存在するため、実験および解析結果ともに $2.5\text{ ms}$ の矩形移動平均法による数値フィルター処理を施している。(a)図より、緩衝構造を設置しない場合のW-S-V5に関しては、数値解析結果の衝撃力は立ち上がりから減衰に至るまで実験結果と非常に良く対応していることがわかる。波形を見ると、衝撃初期には継続時間が $4\text{ ms}$ 程度の正弦半波状の波形を示し、その後振幅が小さく周期が数 $\text{ms}$ の減衰自由振動を呈している。

(b)~(f)図に示されている緩衝構造を設置する場合(WA-S)に関しては、実験結果は重錘衝突速度の増大と共に最大重錘衝撃力も増大する傾向を示し、かつ重錘がRC版に衝突する際の衝撃初期に発生する高周波成分も増加の傾向を示している。一方、解析結果は実験結果の衝撃初期における高周波成分の発生を適切に評価できないものの、それらを包絡するような分布を示していることがわかる。また、後続の継続時間が $30 \sim 40\text{ ms}$ 程度の波形成分は両者で類似の分布性状を示している。

緩衝材設置の有無による主波動継続時間を比較検討すると、緩衝構造を設置しない場合には $4\text{ ms}$ 前後であるのに対して、緩衝構造を設置することにより $40 \sim 50\text{ ms}$ 前後と10倍以上に長くなることがわかる。

### 5.3 擁壁背面基部の浮き上がり波形に関する数値解析結果と実験結果の比較

図-11には、単一載荷時の擁壁背面基部における浮き上がり波形に関する数値解析結果と実験結果を比較し

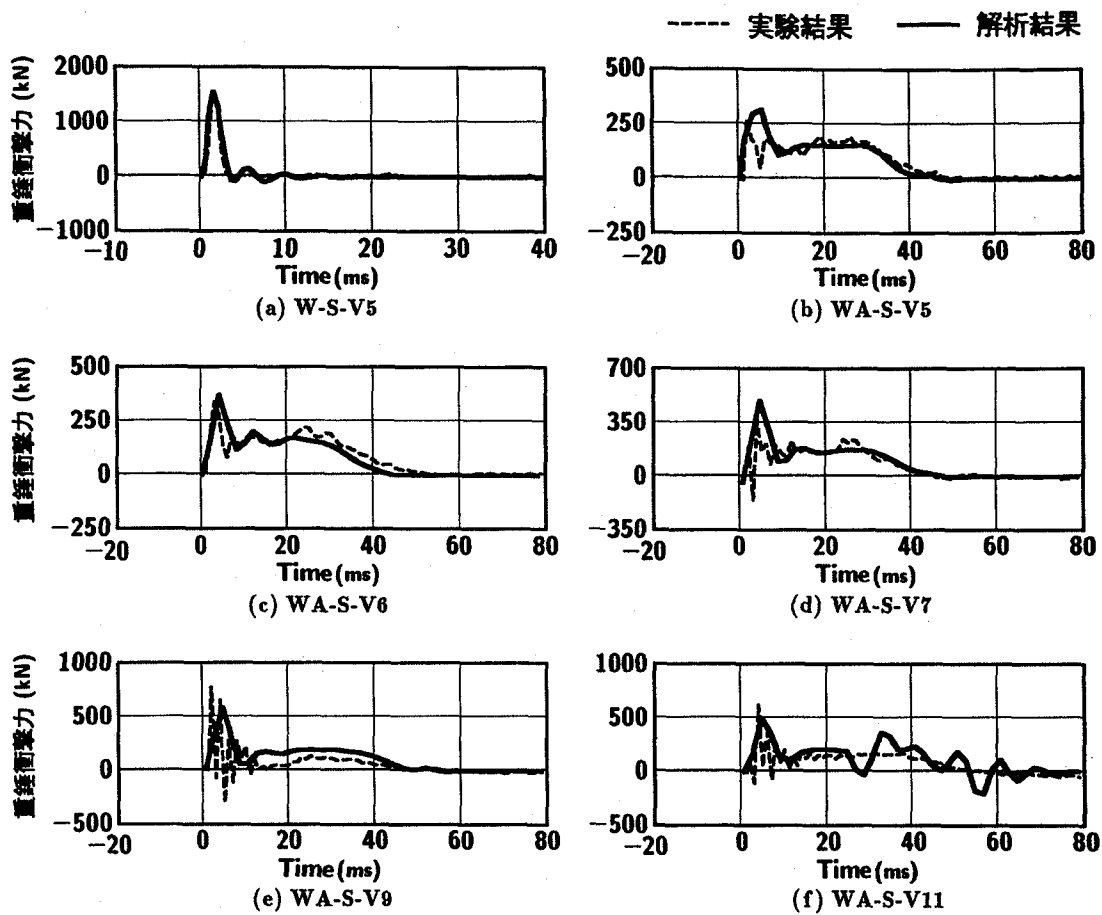


図-10 重錘衝撃力波形

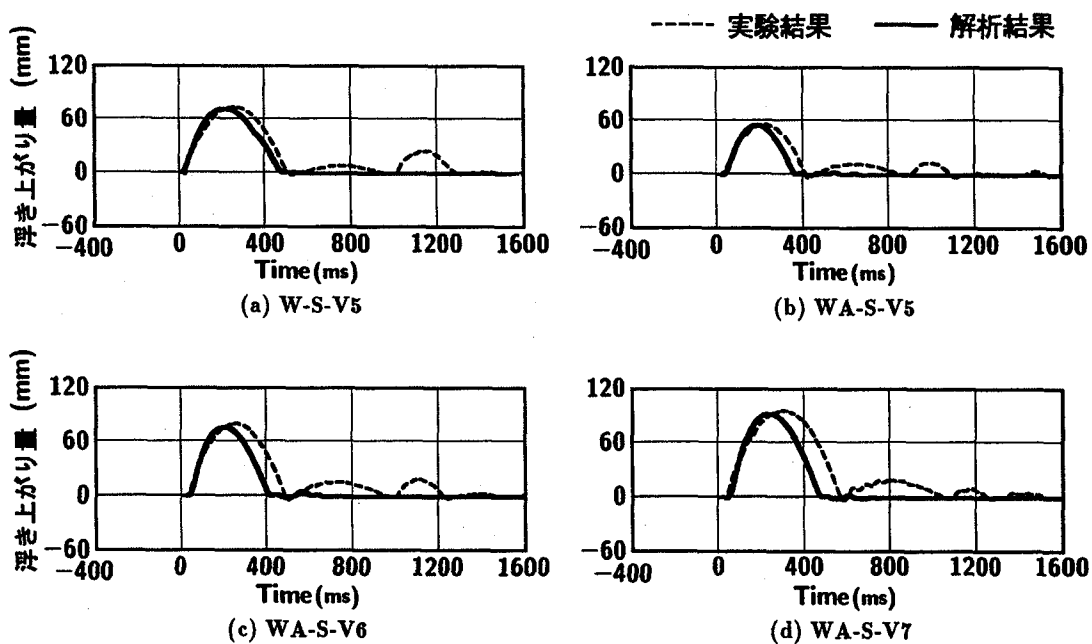
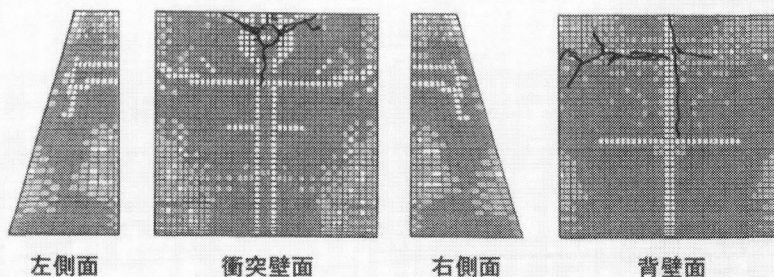
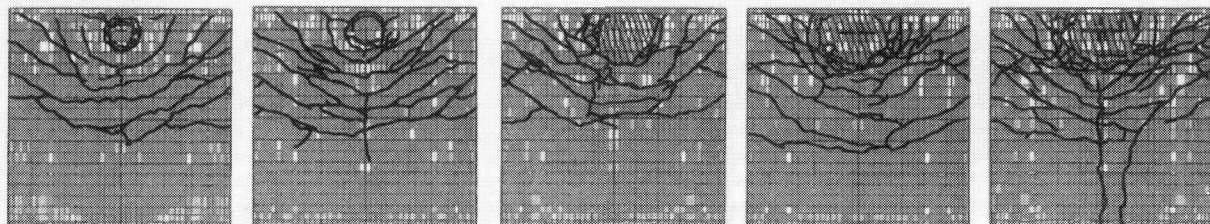


図-11 擁壁背面基部の浮き上がり波形

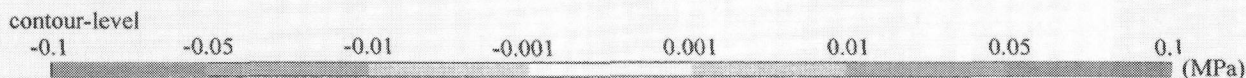
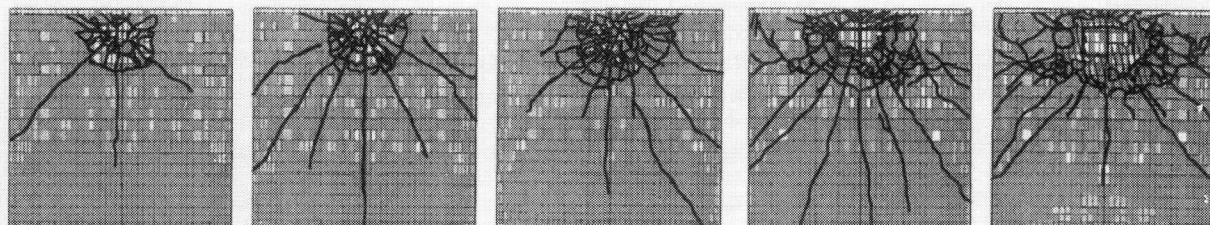
W-S-V5 擁壁本体



RC 版衝突壁面



RC 版衝突裏面



図－１２ 実験終了後の擁壁本体あるいは RC 版のひび割れ分布と最大主応力分布の比較

て示している．図中，WA-S-V9，-V11 の２ケースに關する結果は示されていない．これは前述のように，浮き上がり現象のみならず水平移動現象も発生し，測定が精度よく実施できなかったことによるものである．

図より，緩衝構造を設置しない場合 (W-S-V5) における数値解析結果は，実験結果の第 2 回目以降の浮き上がり現象を再現できないものの，第 1 回目の浮き上がり現象を適切に再現していることがわかる．緩衝構造を設置する場合に関しては，第 1 回目の浮き上がり現象がほぼ実験結果を再現しているものの，重錘衝突速度の増大とともに波動継続の差も増加する傾向にある．しかしながら，工学的に最も重要な最大浮き上がり量が実験値と類似していることから，本数値解析手法はこの種の実験に關する解析に対して十分適用可能であることがわかる．

#### 5.4 擁壁および RC 版のひび割れ分布と最大主応力分布図の比較

図－１２には実験終了後における W-S-V5 試験体のひび割れ分布図および，W-S-V5～V11 試験体の緩衝構

造の一部である表層 RC 版に発生したひび割れ分布と，重錘衝撃力の除荷開始近傍 (重錘衝突後，W-S-V5 の場合は約 2 ms，WA-S-V5 ～ -V11 の場合は約 5 ms) における最大主応力分布の零応力 (ひび割れが発生し，コンクリートに発生している引張応力が開放された状態) 近傍の灰色等色分布を重ねて示している．

図中，最大主応力等色分布の応力レベルは，零応力が白色に，また絶対値が 0.1 MPa 以上の応力は全て灰色に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．図より，緩衝構造を設置しない場合 (W-S-V5) の擁壁表面において，解析結果の白色分布は実験結果のひび割れ分布よりも大きく進展して示されているが，その特性はひび割れ分布と類似していることがわかる．

一方，緩衝構造を設置する場合 (WA-S) には，いずれの場合も擁壁には一本のひび割れも発生していないことより，ここでは二層緩衝構造の表層 RC 版に発生するひび割れ分布について検討を行った．図より，実験結果のひび割れ分布は重錘の衝突速度にかかわらず，重錘

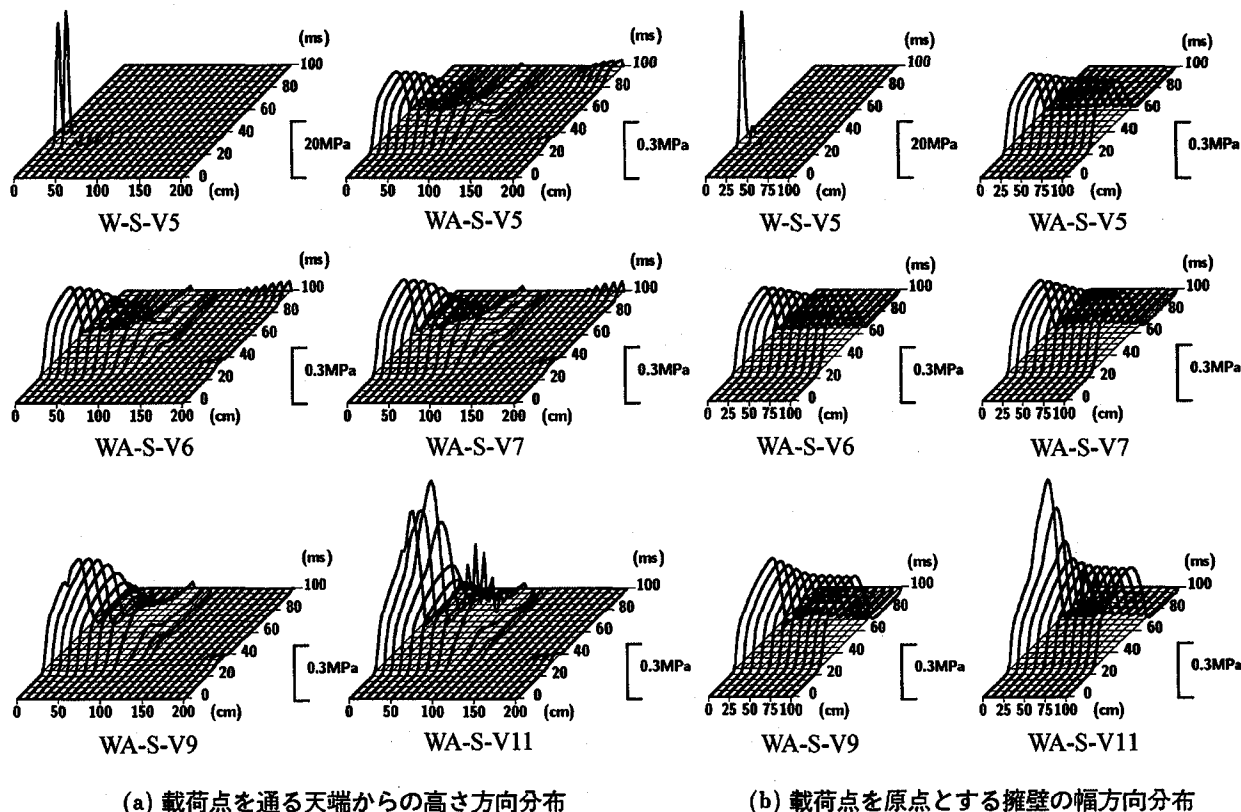


図-13 数値解析結果による伝達衝撃応力の空間分布

衝突面は載荷点を中心とする同心円状に分布している。裏面は載荷点近傍が円形状に剝離する傾向を示し載荷点から離れた領域では載荷点を中心とする放射状の分布となっている。

解析結果の白色の等色分布は、載荷点近傍部に関しては表裏面とも実験結果のひび割れ分布にほぼ対応している。しかしながら、載荷点より離れた部分に関しては、必ずしも実験結果と対応していないことがわかる。

## 6. 数値解析結果による擁壁に作用する衝撃応力および衝撃力評価

前章の、重錘衝撃力波形や擁壁背面基部の浮き上がり波形に関する数値解析結果と実験結果の比較より、提案の数値解析手法を用いることにより、工学的に妥当な評価が可能であることが明らかとなった。ここでは、提案の数値解析手法に基づいて、擁壁に伝達される衝撃応力の分布性状や最大衝撃力について検討を行うこととする。

### 6.1 伝達衝撃応力分布

図-13には、W-S-V5, WA-S-V5 ~ -V11 の各試験体に関する伝達衝撃応力に関する波形分布を示している。図中 (a) 図は載荷点を通り天端からの高さ方向分布、(b) 図は載荷点を原点に取った擁壁の幅方向の分布図で

ある。両図より、伝達衝撃応力の分布範囲を調べると、緩衝構造を設置していない場合 (W-S-V5) には、高さ方向には 10 ~ 20 cm、幅方向には 10 cm 以内の極めて局所的な分布であることがわかる。これに対して、緩衝構造を設置する場合には、いずれの衝突速度に対しても高さ方向には天端から 80 ~ 90 cm 程度、幅方向には擁壁全幅 (200 cm) の、載荷点からほぼ半径 1 m の領域に作用することがわかる。

一方、最大衝撃荷重強度および波動連続時間に着目すると、W-S-V5 試験体の場合にはそれぞれ 45 MPa 以上、4 ms 程度であるのに対して、緩衝構造を設置する場合である WA-S-V7 の場合には、0.35 MPa、40 ms 程度となっている。

以上より、緩衝構造を設置しない場合には、重錘衝突によって衝撃荷重は集中荷重的に作用するのに対して、二層緩衝構造を設置することによって、緩衝構造の性能実験<sup>3)</sup>と同様に高さ方向には 80 ~ 90 cm、幅方向には全幅 (200 cm) とほぼ半径 1 m の領域に等分布的に作用させることが可能であることが明らかになった。また、その荷重強度も衝突速度が  $V = 9$  m/s 程度までは最大 0.35 MPa 程度と緩衝構造を設置しない場合 ( $V = 5$  m/s 時に 45 MPa 程度) の 1/100 以下に低減させることが可能であることが明らかになった。

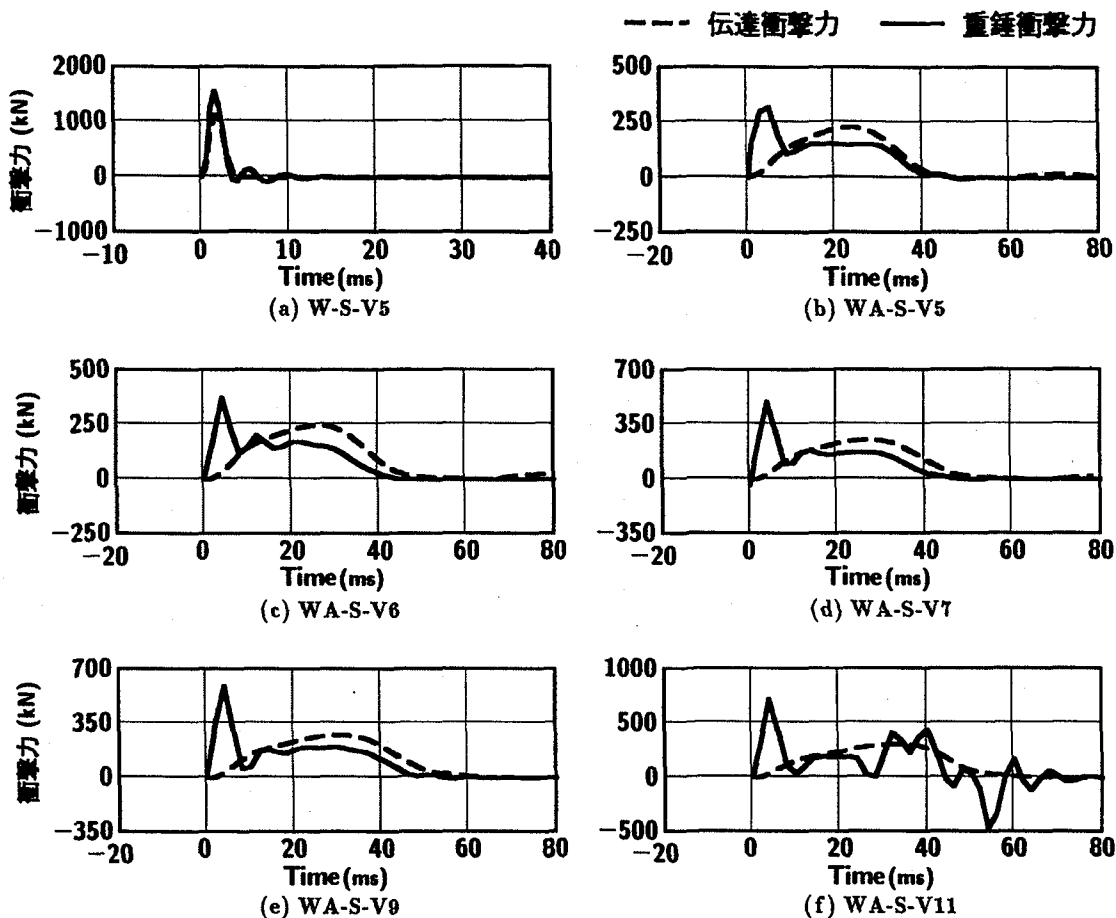


図-1 4 数値解析結果による重錘衝撃力と伝達衝撃力の比較

## 6.2 重錘衝撃力波形と伝達衝撃力波形

図-1 4には、数値解析結果より得られた W-S-V5 および WA-S-V5 ~ -V11 における重錘衝撃力波形と伝達衝撃力波形を比較する形で示している。図中の実線は重錘衝撃力を、点線は伝達衝撃力を示している。なお、落石防護擁壁への伝達衝撃力は、図-1 3に示されている擁壁各点に発生する伝達衝撃応力を積分することによって評価している。

(a)図の W-S-V5 の緩衝構造を設置しない場合について見ると、重錘衝撃力波形と伝達衝撃力波形は類似した傾向を示しており、どちらも継続時間 4 ms 程度の正弦半波状であることがわかる。

一方、(b)~(f)図に示されている緩衝構造を設置する場合における衝撃力波形を見ると、重錘衝撃力波形と伝達衝撃力波形は異なった応答を示していることがわかる。なお、WA-S-V11 における重錘衝撃力波形が乱れている。これは重錘の衝突速度が RC 版を貫通するほどの大きさであったため、二層緩衝構造中の固体要素の一部が大変形を起こし、解析で追従しきれなかったためと推察される。図より、重錘衝撃力波形は、WA-S-V11 を除きいずれの解析ケースにおいても重錘衝突後 5 ~ 6 ms 後に最大値を示している。その後 5 ~ 6 ms で 150 ~ 200 kN 程度まで減少し、さらに 20 ~ 40 ms の間同

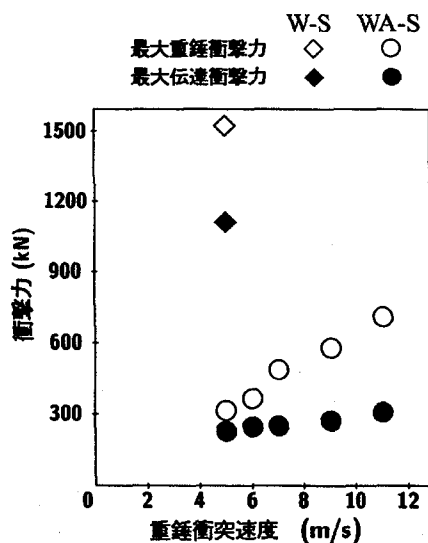


図-1 5 数値解析結果による衝突速度と衝撃力の関係

程度の値を維持している。一方、伝達衝撃力波形は、重錘衝突直後にはほとんど励起せず、時間の経過とともに緩やかに増大していく。最大値は衝突後 25 ms 経過後に発生し、さらに 15 ~ 20 ms 程度の時間に緩やかに減少していくことがわかる。最大伝達衝撃力は、重錘衝突

速度が  $V = 11 \text{ m/s}$  時には最大重錘衝撃力の  $1/2$  程度となっている。なお、全体の波動継続時間は、重錘衝撃力よりも若干長い程度である。

これより、二層緩衝構造を用いることによって、前述の伝達衝撃応力の空間分散効果のみならず、時間分布においても衝撃力を分散する効果のあることが確認できる。

### 6.3 最大重錘衝撃力と最大伝達衝撃力

図-15には、数値解析結果の最大重錘衝撃力および最大伝達衝撃力を、重錘衝突速度を横軸に取って比較して示している。図より、衝突速度が  $V = 5 \text{ m/s}$  時には、二層緩衝構造を設置することによって最大重錘衝撃力、最大伝達衝撃力とも  $1/5$  程度に低減することが可能であることがわかる。この場合においても、緩衝構造を設置しない場合には擁壁本体にひび割れが発生し、損傷が進行しているのに対して、緩衝構造を設置する場合には、緩衝構造が損傷を受けるものの擁壁本体には少しの損傷も生じていないのは前述のとおりである。

また、緩衝構造を設置する場合における最大重錘衝撃力と最大伝達衝撃力の衝突速度に関する分布性状を見ると、最大重錘衝撃力は前述の実験結果と同様、重錘衝突速度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。その程度は  $65 \text{ kN/m/s}$  前後と実験結果よりも若干大きく評価されている。

一方、最大伝達衝撃力に関しては、重錘衝突速度の増加によって線形に増加する傾向を示しているものの、その勾配は非常に小さく、工学的には一定値と仮定できるものと判断される。この値は、本緩衝構造 (10 cm 厚の RC 版、250 mm の EPS ブロック) の場合には、設計的に安全側で  $270 \text{ kN}$  程度となる。これは、二層緩衝構造の裏層 EPS 材に関する応力-ひずみ特性 (図-6c 参照) に依存するものであり、表層 RC 版の版厚を厚くし、重錘衝突時の局所的な損傷を抑制することによって、さらに低減することが可能になるものと判断される。

## 7. まとめ

著者らは先に既設落石防護擁壁の耐衝撃性を向上することを目的として、表層材が  $10 \sim 15 \text{ cm}$  厚 RC 版、裏層材が  $125 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$  厚の発泡スチロール (EPS) ブロックから構成される二層緩衝構造の開発を行い、擁壁背面に設置することを提案している。本研究では、高さ  $2 \text{ m}$ 、幅  $2 \text{ m}$  の実規模無筋コンクリート製落石防護擁壁背面に提案の二層緩衝構造を設置した場合の緩衝性能、衝撃力分散効果を実験的に確認することを目的として、 $1,000 \text{ kg}$  重錘を用いた重錘衝突実験を実施した。また、本実験に関する弾塑性衝撃応答解析を実施し、この種の衝突衝撃問題に関する解析手法の妥当性を検討している。さらに、実験による検証が困難な伝達衝撃力波形の評価も試み、考察を行った。本研究の範囲内で得られ

た結果を整理すると、以下のように示される。実験結果から：

- (1) 二層緩衝構造を設置する場合の最大重錘衝撃力は、重錘衝突速度  $V = 5 \text{ m/s}$  において、緩衝構造を設置しない場合の  $1/5$  以下の値となる。
- (2) 擁壁の最大浮き上がり量は、緩衝構造の設置の有無にかかわらず、衝突速度にほぼ比例する。
- (3) 落石の衝突速度に関する現行設計法の評価法は緩衝構造を設置しない場合に対しても  $20$  倍以上の安全率を有している。
- (4) 二層緩衝構造を設置した場合の重錘衝撃力波形の主波動継続時間は重錘衝突速度  $V = 5 \text{ m/s}$  において、緩衝構造を設置しない場合の  $10$  倍以上となる。
- (5) 二層緩衝構造を設置することにより、設置しない場合に比較して  $4.5$  倍以上の衝突衝撃エネルギーに十分抵抗できることが明らかとなった。
- (6) その場合においても、緩衝構造を設置しない場合には擁壁に貫通する曲げあるいはせん断ひび割れが発生するのに対して、緩衝構造を設置する場合には緩衝構造は損傷を受けるものの、擁壁本体にはひび割れが発生せず、健全性が保持されることが明らかになった。
- (7) これより、適切に耐衝撃設計された二層緩衝構造を設置することにより擁壁の局所破壊が防止され、擁壁を剛体とする設計仮定が真に適用可能となる。

実験結果と解析結果の比較から：

- (8) 本解析手法を用いることにより、二層緩衝構造を設置する場合においても重錘衝撃力を適切に算定評価可能である。
  - (9) 本解析手法を用いることにより、コンクリート擁壁の浮き上がりの挙動を大略算定評価可能である。
  - (10) 本解析結果の最大主応力分布の等色分布図を用いることにより、実験結果の擁壁本体および緩衝構造の RC 版のひび割れ、破壊性状を大略算定評価可能である。
  - (11) 本解析結果、二層緩衝構造の設置によって擁壁への伝達衝撃応力は、ほぼ半径  $1 \text{ m}$  の範囲に均等に分布することが明らかになった。その時の伝達衝撃応力は最大  $0.35 \text{ MPa}$  程度である。
  - (12) 重錘衝突速度  $V = 5 \text{ m/s}$  における擁壁に伝達される最大伝達衝撃力は二層緩衝構造を設置することによって  $1/5$  程度に低減される。また、二層緩衝構造を設置する場合の最大伝達衝撃力は EPS 材の緩衝効果によって重錘衝突速度が  $V = 11 \text{ m/s}$  においてほぼ一定値を示し、その値は  $270 \text{ kN}$  程度である。
- 以上の結果より、二層緩衝構造は落石防護擁壁に設置する緩衝構造として十分適用可能であることが確認された。また、提案の数値解析手法は、この種の衝撃問題に十分適応可能であることが明らかになった。本手法は表

層 RC 版厚や落石の衝突速度が変化する場合に対しても、RC 版が貫通するほどの入力エネルギーの場合を除き容易に適応可能であることより、実証実験の他、本解析手法を援用することにより、現実に応じた合理的な耐衝撃設計手法を確立することが可能になるものと判断される。

謝辞：本論文をまとめるに当たり、室蘭工業大学松岡健一教授や、当時室蘭工業大学大学院建設システム工学専攻(現在、日本道路公団)の中山伸一君をはじめとする構造力学研究室の諸君には多大なるご支援を戴いた。ここに深く感謝する次第である。

#### 参考文献

1) (社) 日本道路協会；平成 12 年度版落石対策便覧，2000.6.

- 2) 岸 徳光，佐藤昌志，今野久志，松岡健一；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. 45A，pp. 1677-1688，1999.3.
- 3) 岸 徳光，川瀬良司，池田憲二，松岡健一；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，構造工学論文集，Vol. 47A，pp. 1621-1632，2001.3.
- 4) John O.Hallquist ； LS-DYNA User's Manual, Livermore Software Technology Corporation, 2000.6.
- 5) 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.
- 6) 土木学会；ロックシェッドの耐衝撃設計，構造工学シリーズ 8，1998.11.

(2001 年 9 月 14 日受付)