

落石防護擁壁の重錘衝突実験と数値シミュレーション

WEIGHT IMPACT TEST ON ROCK KEEPING WALL AND ITS NUMERICAL SIMULATION

川瀬良司*, 今野 久志**, 岸 徳光***, 松岡 健一***

Ryoji KAWASE, Hisashi KONNO, Norimitsu KISHI, and Kenichi MATSUOKA

* (株) 構研エンジニアリング防災対策部 (〒065-0018 札幌市東区北 18 条東 17 丁目 1-1)

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

*** 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)

キーワード：落石，衝撃，防護擁壁
(rock falling, impact, rock keeping wall)

1. はじめに

山岳道路脇には小規模落石等の防災対策として、図-1のような落石防護擁壁が設置されている。落石防護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。現在の設計は昭和 58 年度版落石対策便覧¹⁾に基づいて行われている。しかしながら、その妥当性については必ずしも検証されていないことから一部の研究機関で実験的研究³⁾が行われている。

本研究では落石防護擁壁が比較的硬い地盤上に設置されることを想定し、擁壁高さを実規模程度とした落石防護擁壁の重錘衝突実験を行い、落石防護擁壁の供試体形状、重錘衝突位置、重錘質量の変化および重錘の衝突速度、位置エネルギーによる影響等について検討を行い、現行設計法の妥当性について検討することとした。また、現行設計法に基づいて設計された重力式コンクリート擁壁を対象として、重錘衝突による衝撃力を与えた場合の弾塑性衝撃応答解析を試み、同一条件で行われた擁壁の重錘衝突実験結果との比較により本解析手法の適用性についても検討を行っている。なお、本数値解析では単純な構成則を用いることを前提としているため、塑性化によるエネルギー吸収や質量に比例する減衰効果は考慮しているが、コンクリートの歪速度効果等は無視している。また、本数値解析には非線形衝撃応答解析用汎用プログラム LS-DYNA⁴⁾を用いた。

2. 実験概要

2.1 実験方法

図-2には本実験に用いた実験装置を示している。落石防護擁壁(以下、擁壁)は、一般に良質な支持層に根入れされていることから転倒にのみ着目し、コンクリート基礎上に設置した擁壁の滑動を鋼製のアングルを用いて制御している。重錘は円柱状で載荷部が球状の鋼製重錘(1ton用:直径50cm,0.3ton用:直径41cm)である。実験はH型鋼をガイドレールとし、擁壁背面の所定の位置に重錘を滑動落下させることにより行った。なお、用いた載荷方法は繰り返し載荷と単一載荷である。繰り返し載荷は重錘の衝突速度を1m/sec刻みで増加させ、擁壁コンクリートのひび割れが貫通し破壊するまで、あるいは擁壁が転倒するまで実験を継続した。単一載荷実験は、同一条件で行われた繰り返し載荷実験で破壊

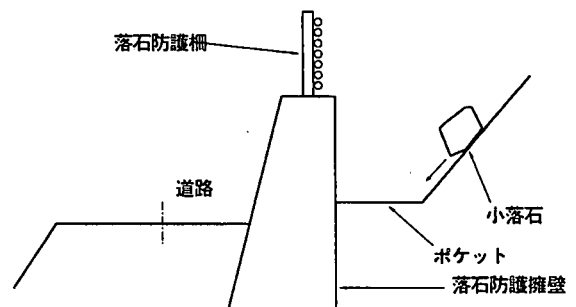


図-1 落石防護擁壁

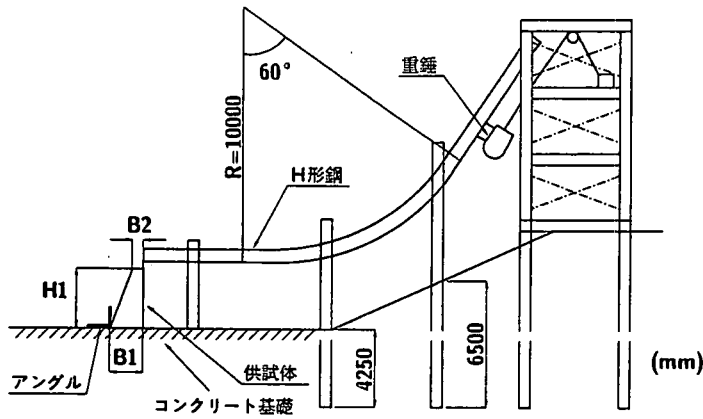


図-2 実験装置概要図

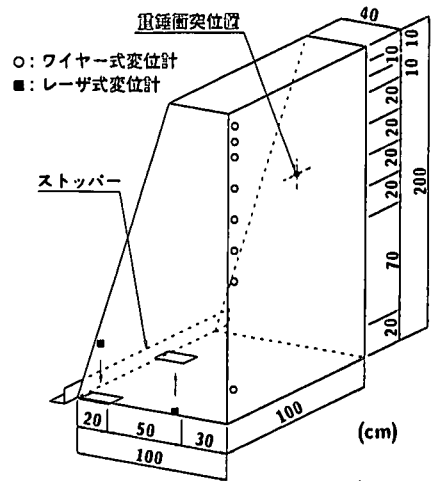


図-3 測定位置概要図

表-1 実験ケース一覧

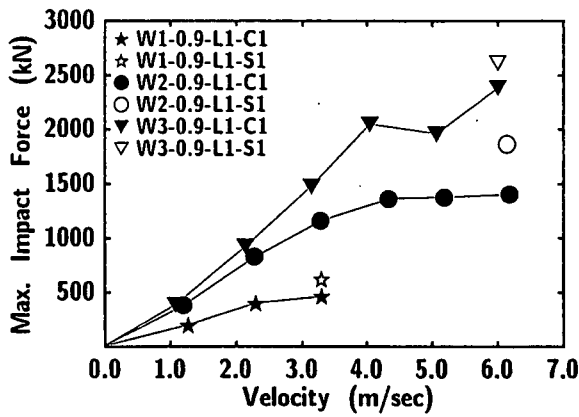
形状図	実験ケース	供試体形状寸法 (m)				衝突位置	載荷方法	重錘質量
		H ₁	B ₁	B ₂	L	H ₂		M (ton)
	W1-0.9-L1-C1	1.0	0.5	0.2	1.0	0.9H ₁	繰り返し	1.0
	W2-0.9-L1-C1	2.0	1.0	0.4	1.0	0.9H ₁	"	1.0
	W3-0.9-L1-C1	3.0	1.5	0.6	1.0	0.9H ₁	"	1.0
	W2-0.7-L1-C1	2.0	1.0	0.4	1.0	0.7H ₁	"	1.0
	W2-0.5-L1-C1	2.0	1.0	0.4	1.0	0.5H ₁	"	1.0
	W2-0.9-L2-C1	2.0	1.0	0.4	2.0	0.9H ₁	"	1.0
	W2-0.9-L1-C0.3	2.0	1.0	0.4	1.0	0.9H ₁	"	0.3
	W1-0.9-L1-S1	1.0	0.5	0.2	1.0	0.9H ₁	単一	1.0
	W2-0.9-L1-S1	2.0	1.0	0.4	1.0	0.9H ₁	"	1.0
	W3-0.9-L1-S1	3.0	1.5	0.6	1.0	0.9H ₁	"	1.0
	W2-0.7-L1-S1	2.0	1.0	0.4	1.0	0.7H ₁	"	1.0
	W2-0.5-L1-S1	2.0	1.0	0.4	1.0	0.5H ₁	"	1.0
	W2-0.9-L1-S0.3	2.0	1.0	0.4	1.0	0.9H ₁	"	0.3

および転倒した最終衝突速度を基に決定した。なお、ガイドレールと重錘との摩擦により、必ずしも設定どおりの衝突速度が得られないことより、本実験では光電管を設置し実測により正確な衝突速度を求めている。実験における測定項目は、歪ゲージ型加速度計による重錘および擁壁の加速度と、レーザー式およびワイヤー式変位計による擁壁の変位である。また、実験終了後にひび割れ状況を記録し、ひび割れおよび破壊性状を検討した。

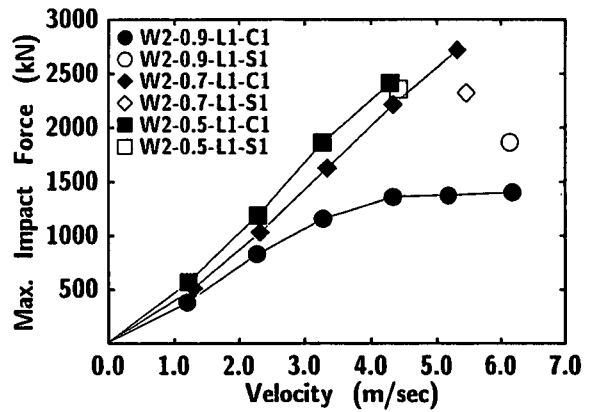
2.2 実験ケース

表-1に実験ケースの一覧を示す。擁壁の形状寸法は落石対策便覧の標準的な値を用いている。表中

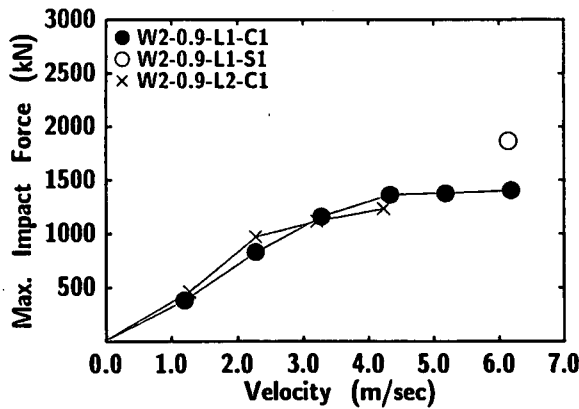
の実験ケースは擁壁高さ (m)、基部から測定した衝突位置 (擁壁高さに対する比)、擁壁の幅 (m)、載荷方法 (繰り返し載荷 C, 単一載荷 S)、重錘質量 (ton) をハイフンで結び整理している。なお、重錘載荷点部の水平方向の壁厚は、衝突位置が $H_2=0.9H_1$ の場合に、W1, W2, W3でそれぞれ 0.23, 0.46, 0.69mである。実験時のコンクリートの力学的特性は平均圧縮強度 $f_c = 21.08 \text{ MPa}$ 、弾性係数 $E_c = 20.6 \text{ GPa}$ 、ポアソン比 $\nu_c = 0.18$ である。実験ケースは W2-0.9-L1-C1 を基本とし、擁壁高さ、重錘衝突位置、擁壁延長、重錘質量を変化させた場合について実験を行っている。



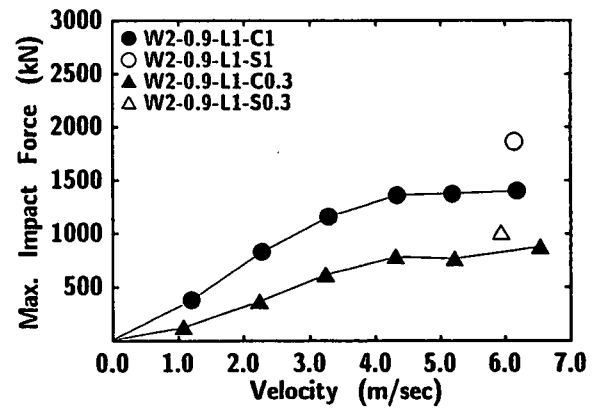
(a) 擁壁高さを变化させた場合



(b) 衝突位置を变化させた場合



(c) 擁壁幅を变化させた場合



(d) 重錘重量を变化させた場合

図-4 重錘衝撃力と重錘衝突速度の関係

3. 実験結果

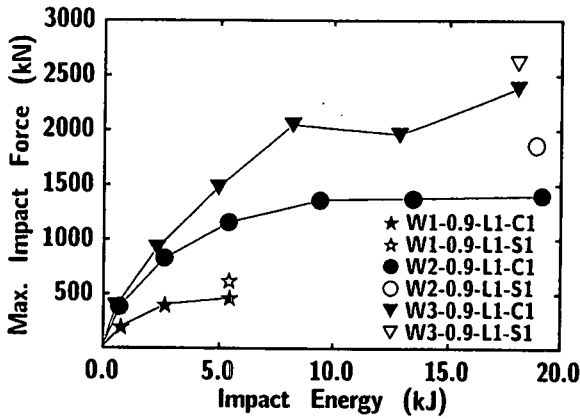
3.1 重錘衝撃力と重錘衝突速度の関係

図-4には繰り返し載荷実験に関する衝突時の重錘衝撃力と重錘衝突速度の関係を示している。(a)図は擁壁高さ (H_1), (b)図は衝突位置 (H_2), (c)図は擁壁幅 (L), (d)図は重錘質量 (M) を変化させた場合について比較して示している。衝撃力は、重錘底部に取り付けた加速度計より得られる重錘加速度に重錘質量を乗じた値である。

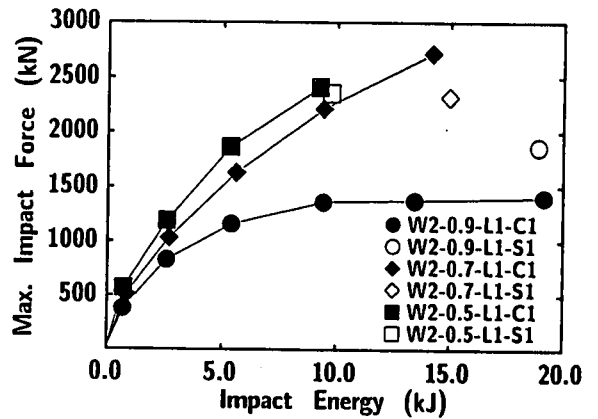
(a)図より、擁壁高さ H_1 を変化させた場合について比較検討すると、擁壁の高さに対応して最大衝撃力も大きくなっていることが分かる。これは、擁壁が高くなることにより、基部および重錘衝突位置の擁壁厚が比例して厚くなり、載荷点部の曲げ剛性が大きくなるためと推察される。W1においては、繰り返し載荷、単一載荷ともに衝突速度 3 m/sec で転倒しており、最大衝撃力値も一定値に漸近する傾向がみられる。これは、擁壁高さが低く、擁壁の重量も小さくなることによって転倒に要するエネルギー

が軽減され、衝突部近傍の損傷の進行よりも転倒モーメントが卓越するためと考えられる。最大衝撃力は、W2, W3において衝突速度 4 m/sec までほぼ線形に増加している。しかしながら、その後は一定値に漸近する傾向にある。また、繰り返し載荷と単一載荷の結果を比較すると、いずれのケースにおいても単一載荷による最大衝撃力値が繰り返し載荷による最大衝撃力値より大きな値を示している。これは、繰り返し載荷によって、衝突部近傍にひび割れ等の損傷が進行することにより、損傷部が緩衝材的な働きを示し、衝突衝撃力を小さくするためと推察される。

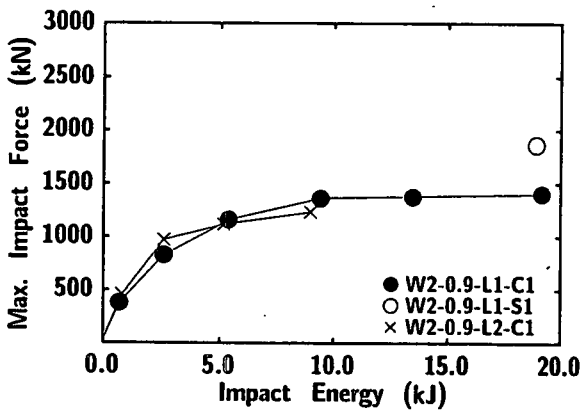
(b)図の衝突位置を变化させた場合に関して、 $H_2 = 0.7H_1$, $0.5H_1$ の両載荷点について比較すると、 $H_2 = 0.7H_1$ 載荷点の場合が 1 m/sec だけ大きい衝突速度で終局に至っている。しかしながら、両者の最大衝撃力値には大差がなく、終局に至るまでほぼ線形に増加している。一方、 $H_2 = 0.9H_1$ 載荷点の場合には衝突速度が 6 m/sec で終局に至っているものの、



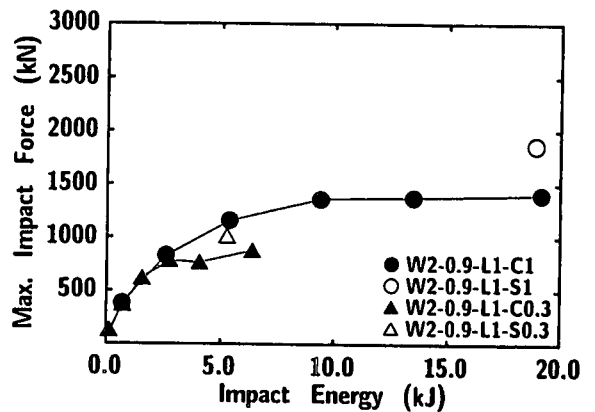
(a) 擁壁高さを变化させた場合



(b) 衝突位置を变化させた場合



(c) 擁壁幅を变化させた場合



(d) 重錘重量を变化させた場合

図-5 重錘衝撃力と重錘衝突エネルギーの関係

4 m/sec 以降の最大衝撃力値はほぼ一定となっている。これは後述のひび割れ図からも明らかのように、載荷点近傍部にひび割れが発生し、衝撃エネルギーが吸収されるためと推察される。

繰り返し載荷と単一載荷の場合を比較すると、 $H_2 = 0.9H_1$ 載荷点の場合には単一載荷時の最大衝撃力値が大きな値を示しているのに対し、 $H_2 = 0.7H_1$ 、 $0.5H_1$ 載荷点の場合には繰り返し載荷による最大衝撃力値が若干大きな値を示している。これは、図-7のひび割れ図からも類推されるように、破壊モードの違いによるものと考えられる。すなわち、 $0.9H_1$ 載荷点の場合には載荷点が高いために曲げせん断型のひび割れを示しているのに対して、 $0.7H_1$ 、 $0.5H_1$ 載荷点の場合には載荷点近傍部に水平に純せん断型のひび割れが発生し終局に至っているものと推察される。(c) 図の擁壁幅を变化させた場合について比較検討を行うと、幅 1 m、2 m で重錘衝撃力は同様な分布を示しているが、幅 2 m の場合の終局衝突速度これより、1) 発生衝撃力は主に擁壁の剛性に依存し

ていること、2) 本擁壁は無筋構造であることより終局耐力は材料強度に強く依存し、有効幅は 1 m 程度であること、等が明らかとなった。

(d) 図の重錘質量を变化させた場合の結果より、0.3ton 重錘の場合には 1ton 重錘の場合より小さい衝撃力が発生している。しかしながら、その値は後者の 1/2 程度であり重錘質量と比例したものとはなっていない。また、終局衝突速度も両者 6 m/sec 程度であり、終局に至る入力エネルギーは必ずしも一定値にならないようである。単一載荷による最大衝撃力値については、擁壁高さを变化させた場合と同様に、単一載荷による最大衝撃力値が繰り返し載荷による最大衝撃力値より大きな値を示している。これは、前述と同様に、繰り返し載荷によって衝突部近傍にひび割れ等の損傷が進行することにより衝突重錘の運動エネルギーが吸収され、その部分が緩衝材的な作用をするためと推察される。

3.2 重錘衝撃力と重錘衝撃エネルギーの関係

図-5 には繰り返し載荷実験に関する衝突時の重

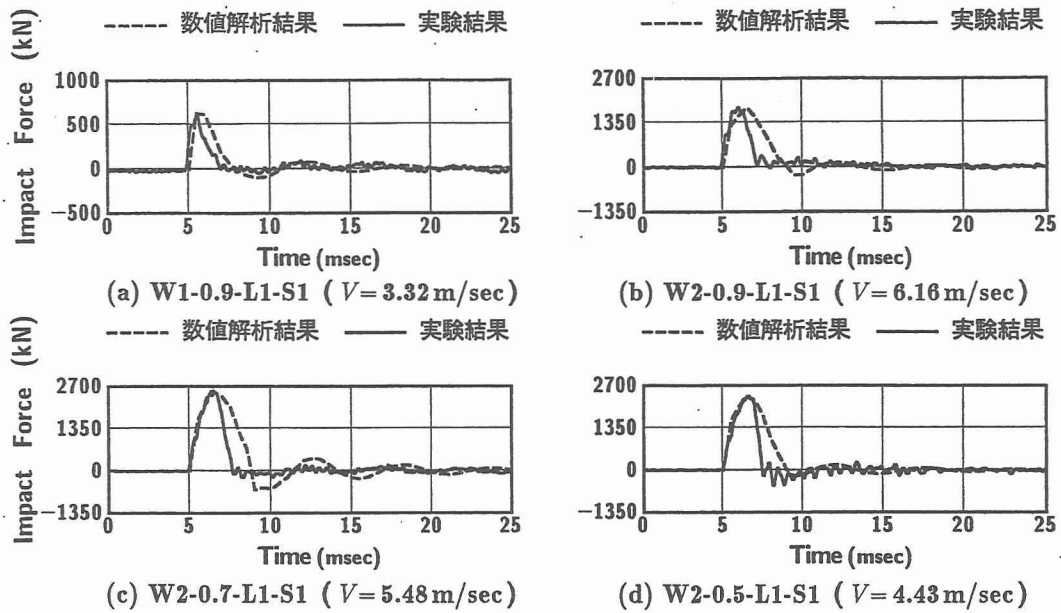


図-6 重錘衝撃力波形に関する比較図

錘衝撃力と重錘衝突エネルギーの関係を示している。

(a)図は擁壁高さ (H_1), (b)図は衝突位置 (H_2), (c)図は擁壁延長 (L), (d)図は重錘質量 (M) を変化させた場合について比較している。重錘衝突エネルギーは、重錘の衝突速度を用いて $E = MV^2/2$ の式より求めている。(a), (b), (c)図の結果は、図-3の重錘の衝突速度を横軸にとった場合と類似の性状を示していることがわかる。一方、(d)図の重錘質量を変化させた場合の結果より、 $E = 2.45$ kJ 程度までは両者ではほぼ等しい衝撃力が発生していることがわかる。また、 $W = 0.3$ ton 重錘による単一載荷実験の最大衝撃力値は、 $W = 1.0$ ton 重錘による繰り返し載荷実験の最大衝撃力値とほぼ等しい。これより、損傷の程度が小さい領域までは重錘質量に関わらず、入力エネルギーに対応してほぼ等しい衝撃力が発生するものと判断される。

4. 実験結果と数値解析結果の比較

4.1 重錘衝撃力

図-6には単一載荷実験の場合における重錘衝撃力波形に関して実験結果と数値解析結果を比較して示している。(a)図は W1-0.9-L1-S1, (b)図は W2-0.9-L1-S1, (c)図は W2-0.7-L1-S1, (d)図は W2-0.5-L1-S1 の比較図である。数値解析結果の重錘衝撃力は、実験時の加速度計設置位置と同一箇所より得られる重錘加速度に重錘質量を乗じた値である。図より、最大重錘衝撃力はいずれの試験体においても数値解析結果と実験結果は比較的良く対応しているも

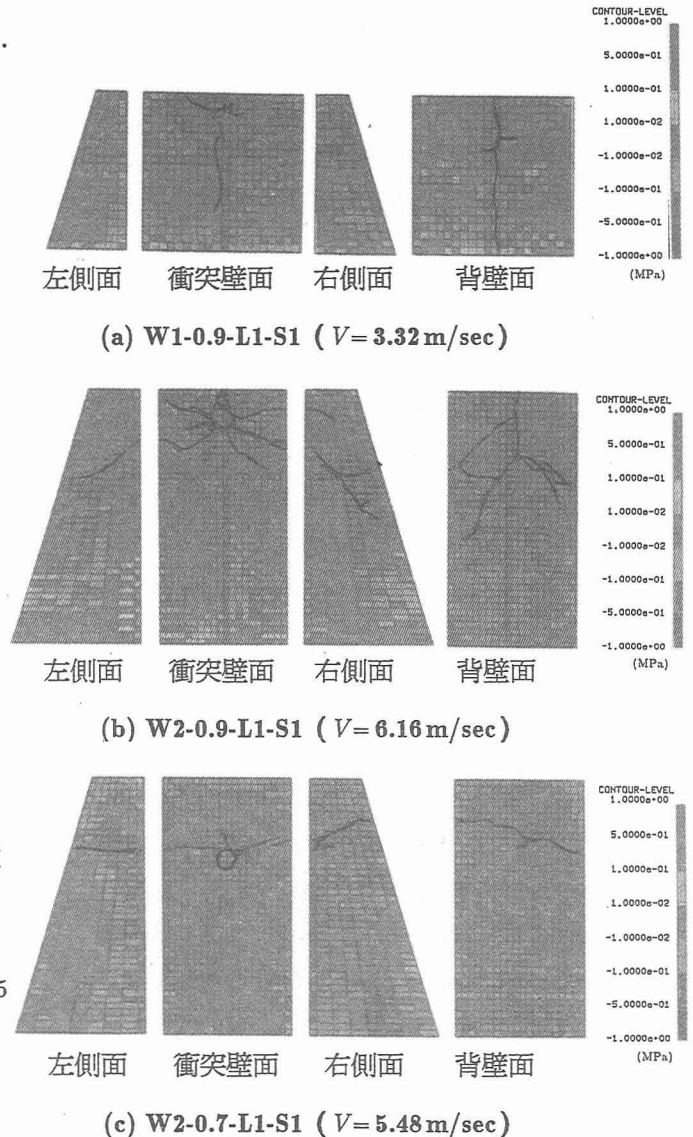


図-7 実験終了時のひび割れ分布と数値解析結果の最大主応力分布の等色応力図の関係

のと推察される。以上より、本解析手法により重錘衝撃力の評価が十分可能であるものと判断される。

4.2 ひび割れ分布と最大主応力分布の関係

図-7には実験終了時の擁壁に発生したひび割れ図と数値解析結果の最大主応力分布の等色応力図を比較して示している。(a)図は W1-0.9-L1-S1, (b)図は W2-0.9-L1-S1, (c)図は W2-0.7-L1-S1の結果であり、衝突壁面に向かって左から順に左側面、衝突壁面、右側面、背壁面の比較図を示している。また、本数値解析では、コンクリート要素には破壊を考慮した物性モデルを用いているため、引張圧力がカットオフ値に達した段階で要素が破壊され零応力となる。本研究ではこのような状態において要素にひび割れが発生しているものと評価し、実験結果のひび割れ図と比較することとした。なお、最大主応力分布図の応力が零の要素は緑色で示されている。

(a)図より、W1-0.9-L1-S1では実験結果のひび割れが側面に発生していないのに対し、数値解析のひび割れは衝突壁面に発生した幅方向のひび割れが側面にまで伝播している。しかしながら、衝突壁面、背壁面で幅方向の応力による曲げひび割れが基部まで発生しており、実験結果のひび割れ図と比較的よく対応している。(b)図より、W2-0.9-L1-S1では実験結果のひび割れが擁壁の上方に集中しているのに対し、数値解析結果のひび割れは衝突壁面、背壁面で幅方向の応力による曲げひび割れが基部近傍まで発生しており、擁壁全体に広がる傾向を示している。しかしながら、両側面に曲げせん断破壊型のひび割れが発生しており、かつ背壁面についてもせん断破壊による斜め方向のひび割れが発生していることより、両結果は比較的よく対応しているものと判断される。(c)図より、W2-0.7-L1-S1は両結果とも重錘衝突位置にひび割れが発生しているが、数値解析では水平方向のひび割れは発生していない。しかしながら、実験では載荷点を通り水平に貫通するせん断ひび割れで終局に至っており、全体的なひび割れの分布性状と合わせて数値解析結果と比較的よく一致している。これより、本数値解析によって得られる最大主応力分布図と時刻歴応力分布図を用いることにより、このようなコンクリート構造物の衝撃荷重

作用時のひび割れ箇所およびその性状を推定することが十分可能であるものと考えられる。

5. まとめ

本実験では、落石防護擁壁の現行設計法の妥当性について検討することを目的とし、擁壁の供試体形状、重錘衝突位置、重錘質量の変化および重錘の衝突速度、重錘衝突エネルギーによる影響に着目して、落石防護擁壁の重錘衝突実験を行った。また、同一条件で行った衝撃応答解析用汎用プログラムLS-DYNAを用いた弾塑性衝撃応答解析による数値解析結果との比較を行った。本研究で得られた結果を要約すると、

- (1) 重錘衝突位置によって、コンクリート擁壁に与える重錘衝撃力が異なり、破壊モードも変化する。すなわち、載荷点位置が $0.9H_1$ の場合は曲げせん断型、 $0.7H_1$ 、 $0.5H_1$ の場合は純せん断型の破壊性状を示す。
- (2) 本実験の場合には有効幅が1 m程度であり、擁壁幅を2 mにした場合でも擁壁の耐力は向上しない。
- (3) 本解析手法を用いることで、単一載荷時のコンクリート擁壁に与える重錘衝撃力および擁壁に発生するひび割れ状況を適切に算定評価することが可能である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧，日本道路協会，1983.7.
- 2) 松尾 修，堤 達也，近藤浩市：落石防護擁壁の安定計算法に関する実験的検討，土木技術資料 38-6，1996.
- 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 Vol.45A, pp. 1677-1688，1999.
- 4) John O.Hallquist：LS-DYNA User's Manual, Livermore Software Technology Corporation, 1997.9.