

擁壁高 3m の落石防護擁壁に対する重錘衝突実験

Impact loading test of rock-fall retaining wall with retaining wall height 3 m

(国研) 土木研究所寒地土木研究所
(国研) 土木研究所寒地土木研究所
(国研) 土木研究所寒地土木研究所
室蘭工業大学大学院
室蘭工業大学大学院

○正 員 山澤文雄 (Fumio Yamasawa)
正 員 今野久志 (Hisashi Konno)
正 員 安中新太郎 (Shintaro Yasunaka)
正 員 小室雅人 (Masato Komuro)
名誉会員 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)

1. はじめに

我が国の海岸線や山岳部の道路沿いには、小規模落石等に対する道路防災施設として、コンクリート製落石防護擁壁（以下、擁壁）が数多く設置されている。現在、擁壁の設計は、落石対策便覧¹⁾（以下、便覧）に基づき行われている。便覧では擁壁を剛体と仮定し、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設計することとされている。

一方、実際の擁壁は、一般的に重力式の無筋コンクリート構造であり、落石の衝突によるコンクリートの剥離・剥落といった損傷事例が確認されている。このように、無筋コンクリート製の構造物に落石が衝突し破壊・損傷する過程を加味した躯体の設計法については、便覧において詳細に記載されていない。

著者らは、実証実験を実施することにより現行の擁壁の保有性能と衝撃荷重に対する躯体の安全性を把握し、合理的な設計法を確立することを最終目標に種々検討を行ってきた。これまでは、比較的小規模な断面形状の擁壁模型を用いて挙動を把握²⁾してきたが、今回あらたに実構造で使用されている断面形状を用いた擁壁高 3 m の実規模擁壁による重錘衝突実験を実施した。本稿ではその動的挙動、衝撃力および損傷状況について報告する。

2. 実験概要

2.1 実験方法

既往の実験結果³⁾より砂利基盤上とコンクリート基盤上では、擁壁の動的挙動に大差がないことが確認されている。これより、本実験では擁壁をコンクリート基盤上に設置することとした。また、コンクリート基盤上には擁壁つま先部に接するストッパー（L 型アングル）を設け、水平方向の移動を拘束した。

写真-1 には実験風景を、写真-2 には側方向からみた重錘衝突直前の実験状況を示している。実験にはラフテレーンクレーンを 2 台使用した。1 台目のクレーンで重錘の振り子運動の中心および衝突位置を決め、2 台目のクレーンによりその重錘を所定の高さまで吊上げることにした。そして着脱装置の切り離しにより振り子運動を与え、擁壁に衝撃力を作用させている。重錘には質量 890kg、直径 0.5m の円柱状で載荷部が球面状の鋼製重錘を使用した（図-1 参照）。また、重錘衝突位置は天端からの余裕高を考慮し、天端から 0.5m 低い箇所とし、

延長方向に対しては擁壁中央とした。

測定項目は、重錘の底部表面に設置したひずみゲージ式加速度計による重錘加速度、上面から撮影した高速度カメラ画像により算定した擁壁の天端変位、側面から撮影した高速度カメラ画像により算定した重錘衝突速度、擁壁の回転角および重心浮上量である。高速度カメラの有効画素数は 1,600×1,200、フレームレートは 2,000 fps である。重錘衝突実験時の応答波形は、サンプリングタイム 0.1 ms でデジタルデータレコーダにて収録している。なお、衝突時の損傷状況を確認するため衝突面の背面についても高速度カメラで撮影（有効画素数 1,024×1,024、フレームレート 2,000fps）している。



写真-1 実験風景



写真-2 実験状況

2.2 擁壁模型概要

図-1には、実験に用いた擁壁・重錘の形状寸法および高速度カメラ測定用のターゲットマーカ位置を示している。擁壁の形状寸法は、実構造にも適用されている断面とした（高さ $H=3.0\text{m}$ 、天端および基部の壁厚がそれぞれ $B_1=0.5\text{m}$ 、 $B_2=1.4\text{m}$ 、擁壁背面（重錘衝突面）は鉛直、擁壁前面（衝突背面）は $1:0.3$ の勾配）。擁壁延長は目地間隔を考慮して、 $L=8.0\text{m}$ とした。

便覧では、落石と擁壁の衝突を完全弾性衝突と仮定し、許容回転角 θ_a は $2\sim 3^\circ$ 以下にして設計することが規定されている。表-1に擁壁模型の許容回転角に対応する重錘衝突エネルギーを示す。これは擁壁の諸元に対する可能吸収エネルギー E_M を算出し、そこから便覧の設計法により逆算して、この E_M に相当する重錘衝突速度および重錘衝突エネルギーを求めたものである。なお、地盤の N 値はコンクリート基盤のため $N=100$ ⁴⁾ と仮定した。

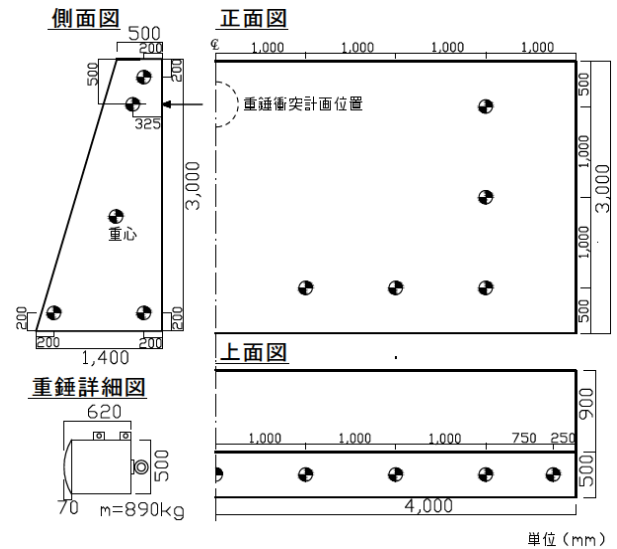


図-1 擁壁・重錘の形状寸法およびターゲットマーカ位置

2.3 実験ケース

表-1に実験ケースの一覧を示す。実験は落下高さを変化させ一供試体につき一度の载荷とした。ケース名は重錘の衝突位置を基準とした落下高さ (m) を H に付して示している。表中には、高速度カメラ画像により算定した重錘衝突速度 v 、 v から算定した重錘による衝突エネルギー E 、実験時のコンクリートの圧縮強度および実験終了後の損傷状況を記載している。

表-1 設計値に想定する重錘衝突エネルギー

入力条件				可能吸収エネルギー $E_M(\text{kJ})$	E_M を満足する値	
重錘質量 $m(\text{kg})$	衝突位置 $h(\text{m})$	許容回転角 $\theta_a(^{\circ})$	N 値		重錘衝突速度 $v(\text{m/s})$	重錘衝突エネルギー $E(\text{kJ})$
890	2.5	2.0	100	15.8	16	115
		3.0		23.9	20	174

表-2 実験ケース一覧

ケース名	落下高 (m)	重錘質量 (kg)	重錘衝突速度 (m/s)	重錘衝突エネルギー (kJ)	コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)	損傷状況
H10.0	10.0	890	13.7	83	34.5	ひび割れ
H12.5	12.5		15.2	103		ひび割れ (一部剥落)
H15.0	15.0		18.1	146		押抜き

3. 実験結果および考察

3.1 損傷状況

写真-3は衝突面の背面側に設置した高速度カメラにより撮影した実験ケース H15.0 の経過時間毎の画像である。これらの画像において最初に確認できるひび割れは衝突後 3 ms 時点であり、重錘衝突位置の真裏から水平方向に発生している。衝突後 5 ms 経過後には、水平方向のひび割れは更に伸展すると共に、衝突位置の真裏より 50 cm 程度下方から水平方向および斜め上方にひび割

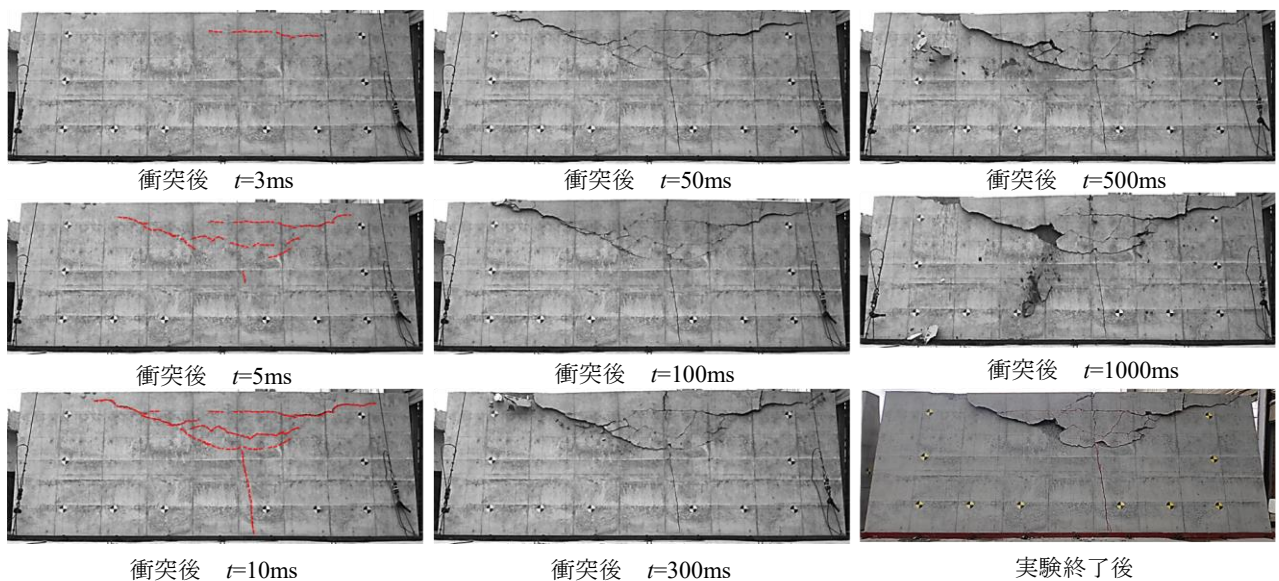


写真-3 衝突背面の経時変化

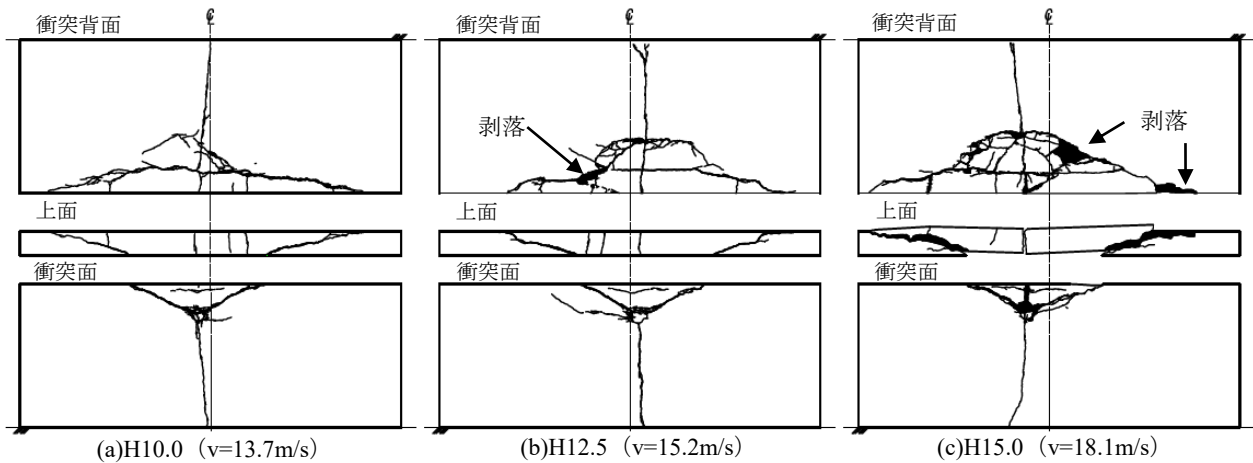


図-2 実験終了後の損傷図

れが発生している。また、中心部に底版方向への縦ひび割れが発生している。衝突後 10 ms にはこれまで発生したひび割れはさらに伸展し、ひび割れ幅も拡大していることが確認できる。なお、ひび割れ幅が小さい 3 ms、5 ms、10 ms 時点の画像にはひび割れを赤色で示している。

その後もひび割れは伸展および幅を拡大し、衝突後 300 ms 後には天端付近のコンクリートの一部の剥落が確認できる。その後、ひび割れで大きく区分されたコンクリート塊のずれ、中央部分のコンクリートの一部の剥落が確認できる。

図-2 に実験終了後の各ケースの損傷図を、図-3 には各ケースの損傷を重ね合わせた比較図を示している。重錘衝突面の損傷状態は、いずれも重錘衝突部を中心として約 70° の角度で擁壁上面方向へ V 字状の斜めひび割れおよび下端方向には縦ひび割れが発生している。また、衝突位置から擁壁厚さ（背面）方向俯角 37° の位置に衝突背面部の V 字状の頂点があり、その頂点を中心として約 70° の角度で擁壁の上面方向へ V 字状の斜めひび割れが発生している。

今回の実験において、本供試体はケース H15.0 の重錘衝突エネルギー 146 kJ で著しい損傷が発生している。この値は表-1 に示す許容回転角を 2° とした場合に対して約 1.3 倍、 3° とした場合には約 0.6 倍に相当する重錘衝突エネルギーであった。

3.2 重錘衝突後における擁壁の動的挙動

図-4 には、擁壁天端各点における厚さ方向水平変位分布に関する経時変化を示している。H10.0 及び H12.5 の場合には、衝突速度は異なるものの類似の挙動を示している。また、擁壁端部は重錘衝突位置に比べ変位が若干小さくなる傾向にあるものの、擁壁全体としては剛体的な運動をしていることが分かる。一方、H15.0 の場合には、重錘衝突位置を中心とした局所的な変形を示している。これは、H15.0 では押抜きせん断破壊によりひび割れが貫通しコンクリートの剥離・剥落に至る損傷状態になったためと推察される。

このことから、擁壁高さ $H=3$ m、延長 8 m の条件下では、落石衝突による剥離・剥落等の著しい損傷が発生

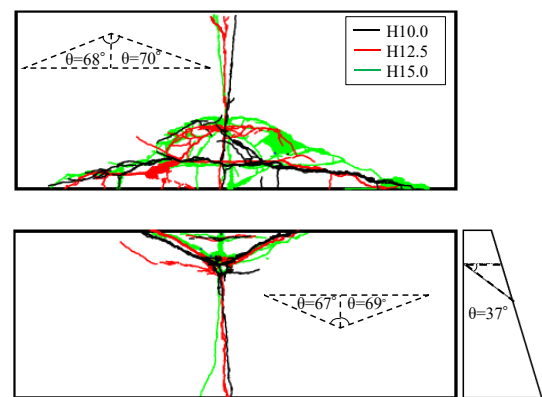


図-3 損傷比較図

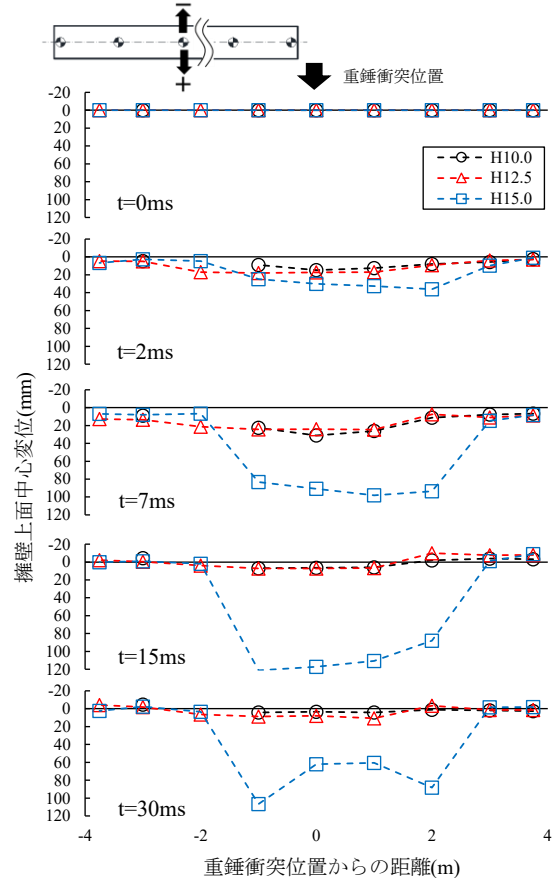


図-4 擁壁上面中心変位の経時変化

しなければ、擁壁は剛体的な挙動を示すことが確認できた。

次に衝突後の擁壁変位に関する最大回転角成分について、実験結果と便覧を用いて算出した値を比較した。便覧による算出法^{1) 5)}は、地盤の弾塑性応答時における地盤バネの変形エネルギーと弾性応答を仮定したときのバネの変形エネルギーが等しいとするニューマークのエネルギー一定則を適用している。

図-5には、重錘衝突速度と擁壁側面部の最大回転角の関係を示している。図中には便覧により算定した最大回転角を破線で示している。算定条件は、コンクリート地盤のN値を $N=100$ 、反発係数を $e=1$ （完全弾性衝突）と仮定した場合と、 $e=0$ （完全非弾性衝突）と仮定した場合を設定した。

最大回転角に関する実験結果の中でH10.0とH12.5は、便覧法の反発係数 $e=0$ を仮定する場合の結果に近い。このことから、H15.0のような著しい損傷がなければ、最大回転角は、算定式において反発係数を $e=0$ （完全非弾性衝突）と仮定する場合と類似するものと判断される。

3.3 重錘衝撃力

本実験結果において、擁壁が設計条件相当の重錘衝突エネルギーによって損傷することが確認された。このことから、今後躯体の合理的な設計法を検討するにあたり、入力作用としての衝撃力評価が重要になるものと考えられる。ここでは、振動便覧式⁶⁾に基づいた最大衝撃力と実験結果のそれを比較することにより、算定法の妥当性を検証す。振動便覧式に基づいた手法では、落石を球体、被衝突面を平面と仮定し、さらにHertzの接触理論を適用し落石の比重を2.6と仮定して、次式により最大衝撃力を求めている。

$$P_{\max}=2.108(mg)^{2/3}\lambda^{2/5}H^{3/5} \quad (1)$$

ここに、 $P_{\max}$ ：落石の衝撃力（kN）、 m ：落石の質量（ton）、 g ：重力加速度（ m/s^2 ）、 λ ：ラーメの定数（ kN/m^2 ）、 H ：落下高さ（m）である。

図-6には、重錘衝突速度と最大衝撃力に関する実験結果及び、式(1)の振動便覧式においてラーメの定数 λ を変化させた場合の算出結果を破線で示している。図より、実験値は式(1)におけるラーメの定数が $0.8 \times 10^6 \sim 1.4 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ の範囲にあり、ラーメの定数を $1.4 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ とすることにより安全側で最大衝撃力を評価可能であることが明らかになった。

4. まとめ

本研究では、擁壁高3mの実規模擁壁を用いた重錘衝突実験を実施し、損傷状況を把握したほかその動的挙動や衝撃力についての評価を試みた。

その結果、擁壁は、コンクリート剥落等の著しい損傷が発生しなければ、便覧で仮定している剛体的な挙動を示すことが明らかになった。また、擁壁は、設計条件相当の重錘衝突エネルギーによって押抜きせん断破壊が発生する可能性のあることが明らかになった。

実験結果と便覧に基づいた算定値との比較においては、

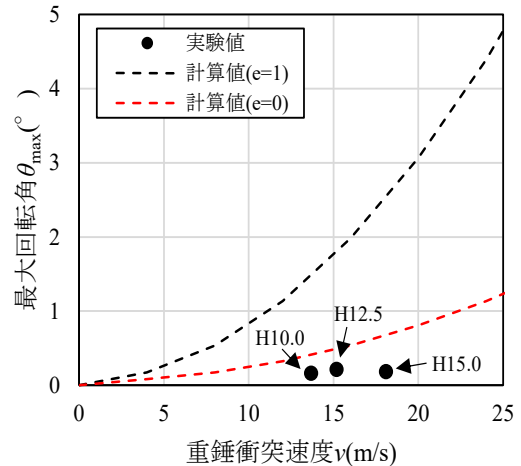


図-5 重錘衝突速度と最大回転角の関係

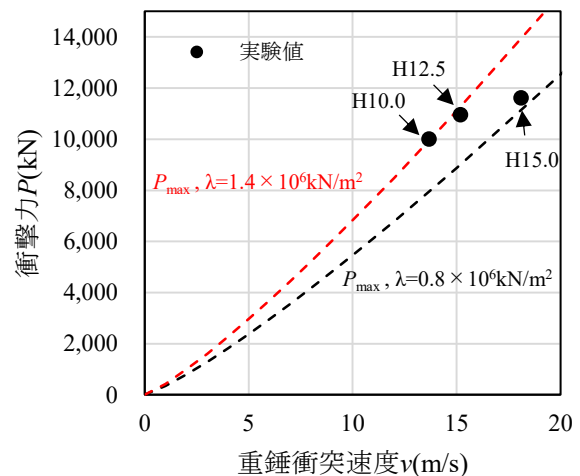


図-6 重錘衝突速度と最大衝撃力の関係

実験の最大回転角は便覧の評価式において完全非弾性衝突完全非弾性衝突（ $e=0$ ）とした場合に類似した値になることが明らかになった。また、本実験の範囲においては、最大衝撃力はラーメの定数 $\lambda=1.4 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ とする振動便覧式により安全側で評価可能である。

参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：落石対策便覧、2017.12.
- 2) 山澤文雄、今野久志、小室雅人、岸徳光：無筋コンクリート製落石防護擁壁の耐衝撃挙動、コンクリート工学年次論文集、Vol.40、No2、2018.7.
- 3) 山澤文雄、今野久志、小室雅人、岸徳光：基礎地盤が異なる落石防護擁壁の耐衝撃挙動、コンクリート工学年次論文集、Vol.39、No.2、2017.7
- 4) (社)地盤工学会四国支部：落石対策 Q&A、2009.12
- 5) (公社)地盤工学会、落石対策工の設計法と計算例、2014.12.
- 6) (社)土木学会：土木技術者のための振動便覧、1985.