

## (45) 落石防護補強土壁の実規模重錘衝突実験に関する一考察

A study on full-scale weight impact tests of reinforced soil walls for rockfall protection

田島与典\*, 前川幸次\*\*, 難波正和\*\*\*, 遠田真澄\*\*\*\*

Tomonori Tajima, Koji Maegawa, Masakazu Namba, Masumi Toda

\*所長, (株) ライテク新潟事務所 (〒951-8061 新潟県新潟市中央区西堀通 7 番町 1555 番地)

\*\* 工博, 教授, 金沢大学理工研究域 環境デザイン学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

\*\*\*課長, (株) ライテク新潟事務所 (〒951-8061 新潟県新潟市中央区西堀通 7 番町 1555 番地)

\*\*\*\*金沢大学大学院博士前期課程, 自然科学研究科 社会基盤工学専攻 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

Key Words: (Geo grid, Geo cell, rockfall, Reinforced soil wall)

キーワード: ジオグリッド, ジオセル, 落石, 補強土壁

## 1. はじめに

我が国は国土の約 70%を急峻な山地丘陵が占め, 脆弱な地質構造の上に成り立っている. また降雨量が多く, 国土の約半分は豪雪地帯であるうえ, 世界有数の火山国, 地震国である. このように極めて厳しい自然条件にある我が国では, 落石, 雪崩, 土砂崩壊などの斜面災害対策が重要な課題となっている.

落石災害については, 平成 21 年 7 月に富士山で発生した落石死亡事故が記憶に新しく, このような落石災害から人命を守るため, 様々な落石対策工が施されている.

落石対策工は, 落石の発生を未然に防止する落石予防工と, 発生した落石を防護対象物に影響のない位置で停止させる, あるいは下方または側方へ誘導させる落石防護工に大別される. また予防工と防護工は, それぞれ多種多様な工種に細分化される<sup>1)</sup>.

落石防護工の一種である落石防護土堤は, 落石エネルギーの吸収, 消散を図るものであり, 施工が容易, かつ経済的な対策となる場合がある. しかし, 盛土で築造される土堤は, 安定勾配で法面を整形する必要があり, 比較的広い用地を要する. ここで, 道路構築分野などで用いられている補強土工法に着目すると, ジオグリッドを適宜間隔で敷設し, 1:0.6 より急勾配の盛土を構築する補強土壁と称される技術がある. この補強土壁で落石防護土堤を構築した場合, 土堤幅を縮小できるため, 用地制約の緩和が図られ, より多くの落石危険箇所へ適用することが可能となり得る. また, ジオグリッドを用いた落石防護補強土壁の単独構造体における落石防護効果については, D. Peila<sup>2)</sup>らによって, 約 4200kJ の落石衝突エネルギーを対象とした実規模実験が 2007 年に実施され,

一定の評価が得られている.

このような背景から本研究では, ジオグリッドを用いた落石防護補強土壁 (以下, 落石防護補強土壁という) の落石エネルギー吸収性能, 落石捕捉挙動を確認することを目的として実規模重錘衝突実験を行った. また, 落石衝撃の緩衝体として, 単粒度碎石を充填したジオセルを落石防護補強土壁の山側に配置した複合構造体の効果について検証した.

## 2. 実験概要

## 2.1 実験方法ならびに計測項目

図-1 は実験方法を模式的に示している. 本実験は, 実斜面 (平均斜面勾配 40°, 斜面直高 37m) の法肩に落石に見立てた重錘をセットし, 合図とともにバックホウで押し出して斜面上を落下させ, 法尻に設置した実物大の落石防護補強土壁供試体に衝突させる方法で行った.

計測項目は, 重錘の加速度と速度, 供試体の山側ならびに谷側の壁面変位, ジオグリッドのひずみとした. 重錘の加速度は, 三軸加速度計を重錘中心に設置し, 電源

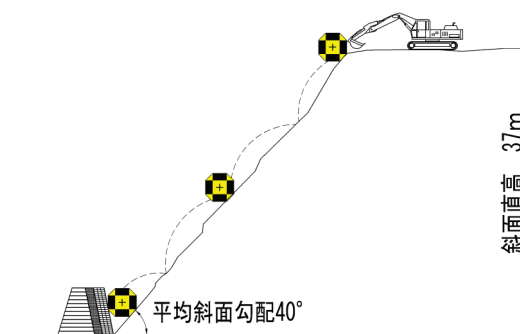


図-1 実験方法

ユニットおよびAD変換記録計を格納して計測した。この種の実物大斜面落石実験において、重錘の加速度を直接計測した例はほとんどない。重錘の衝突速度は、衝突直前の重錘軌道長約6mの範囲を高速カメラ（ディテクト製 SportsCorder, 200fps, 640×480pixels, およびカシオ製 EX-F1, 300fps, 512×384pixels）による撮影画像を解析して得た。画像解析の過程では人為的誤差が入りやすいため、両社のカメラ画像に対する複数人による処理を試みた結果、誤差は最大で3%程度であった。供試体の山側壁面変位は、重錘の直撃で壁面の変状が著しく、残留変位の計測値は得られなかった。谷側壁面変位は、壁面材（以下、AZ型枠という）にターゲットを設置し、重錘静止後の残留変位をトータルステーションで計測した。ジオグリッドのひずみは、ひずみゲージにより計測し、そのひずみと重錘加速度は2kHzで記録した。

## 2.2 実験供試体

図-2 は実験供試体の概要、図-3 は実験供試体の断面構造を示している。本実験における落石防護補強土壁は、2種類のジオグリッドを敷設した補強土体と、ジオ

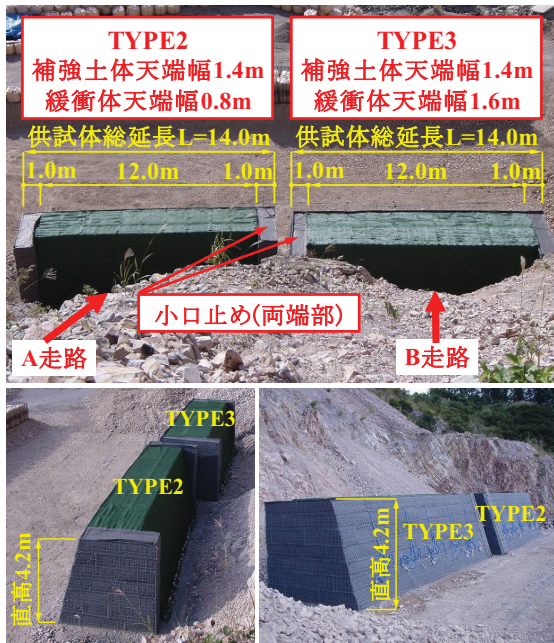
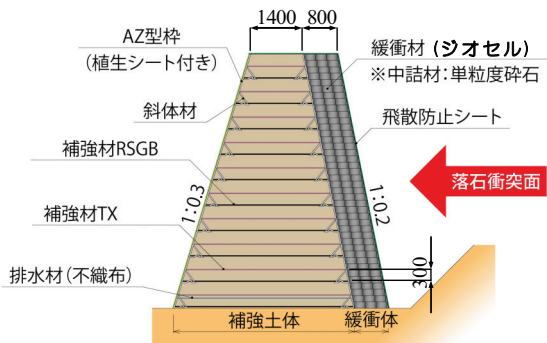


図-2 実験供試体の概要



\*上図はTYPE2を示す、TYPE3は緩衝体幅1.6m.

図-3 実験供試体の断面構造

セルと呼ばれる高密度ポリエチレン樹脂製枠に単粒度砕石6号を充填した緩衝体で構成する複合構造体とした。

供試体の基本構造は、緩衝体幅を0.8mとしたTYPE2と1.6mとしたTYPE3の2形式とした。2形式共通の基本形状寸法は、直高4.2m、谷側勾配1:0.3、山側勾配1:0.2、補強土体天端幅1.4mとした。延長方向については、供試体の両端部にジオセルの小口止めを1mずつ設置し、落石防護に有効となり得る延長を12m、これらを合わせた供試体総延長を14mとした。なお実験最終段階において、補強土体単独構造（以下、TYPE1とする）の性能を確認するため、緩衝体を撤去し補強土体のみとした供試体に対する重錘衝突実験も試みた。

補強土体について、通常の急勾配盛土を構築する場合、ジオグリッドの敷設間隔は0.5~0.6mとされるが、本構造体は、急勾配盛土の構築以外に落石防護が主目的であるため、補強土体の内的安定度を高めるとともに、落石衝撃力の分散効果を期待して、2種類のジオグリッドを交互に0.3m間隔で敷設した。ジオグリッドは、国内で多用されている高密度ポリエチレン製の1方向補強材（RSGB）の他、英国交通局による輪荷重繰り返し走行試験により荷重分散効果が確認されているポリプロピレン製の多方向補強材（TX）を用いた。また、落石の衝撃緩和効果を期待した緩衝体は、補強土体との同時施工が可能であり、軽量かつフレキシブルなジオセルを用いた。表-1はジオグリッドの規格、表-2はジオセルの規格、図-4はジオグリッドの外観、図-5はジオセルの外観をそれぞれ示している。

表-1 ジョグリッドの規格

種別	寸法			引張強度		材質*	引張方向
	幅 [m]	ロール長 [m]	目合 [mm]	製品基準強度 [kN/m]	クリープ限界強度 [kN/m]		
RSGB	1.0	30.0	166×22	36.0	21.6	HDPE	1方向
TX	3.8	75.0	46.2	10.0	3.0	PP	多方向

\* HDPE: 高密度ポリエチレン, PP: ポリプロピレン

表-2 ジョセルの規格

セルサイズ	型式	寸法 (H×W×L)	材質	重量
3セルタイプ	TW-150M	150mm×2.65m×0.80m	HDPE	4.0kg/枚

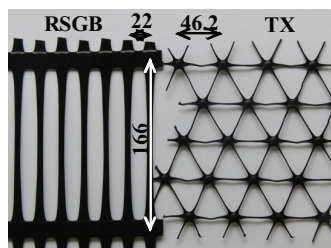


図-4 ジョグリッドの外観



図-5 ジョセルの外観

### 2.3 重錘

表-3 は実験に用いた重錘の質量と寸法、図-6 は重錘の形状を示している。欧州では EOTA (European Organization for Technical Approvals, 欧州技術認証機構) や SAEFL (Swiss Agency for the Environment, Forests and Landscape, スイスの環境・森林・景観庁) で落石防護製品を技術認証する際のガイドラインを作成し、重錘形状等を規定している。本実験では、落下速度の極端な低下を避けるため、転がりやすい形状が望ましいと判断し、EOTA が定めるガイドライン ETAG27<sup>3)</sup>に規定される重錘形状を採用した。重錘構造は表面を鉄板で覆った鉄筋コンクリート製とし、中心部に三軸加速度計を取り付けるための空間を設けた。

表-3 重錘の質量と寸法

質量 (ton)	2.5	5.2	10.1	17.1
L寸法 (m)	1.120	1.408	1.772	2.108



図-6 重錘の形状

傷度合いは異なるものの、供試体の完全破壊や天端を飛び越えることなく、全ケースで重錘を捕捉した。

表-4 において、線速度と回転角速度は高速度カメラの画像解析値であり、この値からエネルギーを求めた。なお、この種の落石防護工で対象とする落石の全運動エネルギーは、線速度エネルギーと回転エネルギーの和で表される<sup>4)</sup>。最大衝撃力は三軸加速度計で計測した重錘の3方向加速度の合成値(合成加速度)と重錘質量の積である。各ケースの上段に示した衝突時の全運動エネルギー(以下、衝突エネルギーという)は、下段の衝突時~衝突0.30s前の最大値に対して約40~80%に低減した。これは、供試体山側の斜面整形盛土上で重錘がリバウン

## 3. 実験結果と考察

### 3.1 実験結果概要

表-4 は実験結果の概要を示している。重錘落下走路AおよびBの法尻に設置したTYPE2およびTYPE3に対して、質量の異なる重錘4種類(質量2.5, 5.2, 10.1, 17.1ton)を用いて実験Case順に9ケース実施した。実験で与えた衝突エネルギーの範囲内において、供試体の損

表-4 実験結果の概要

実験Case	構造形式 [走路]	重錘規格 <sup>*2</sup>	衝突高さ <sup>*3</sup> H (m)	線速度	回転角速度	線速度エネルギー	回転エネルギー	全運動エネルギー	最大衝撃力 <sup>*4</sup> F <sub>max</sub> (kN)	山側AZ型枠の線径 <sup>*5</sup> φ (mm)	上段: 実験目的と供試体状態 下段: 捕捉後の供試体損傷状態
				V (m/s)	ω (rad/s)	Ev (kJ)	Er (kJ)	E (kJ)			
1	TYPE 2 [A]	5.2 1.408	0.696	16.378	11.842	697.4	88.5	785.9	2244	6.0	TYPE2新設状態での重錘初回衝突実験 (衝突回数1回目) 飛散防止シートとジオセルが破損, 補強土体の変状はほとんど無
				20.139	11.164	1054.5	78.7	1133.2			
2	TYPE 2 [A]	10.1 1.772	1.514	14.487	10.669	1059.9	220.8	1280.7	3400	6.0	TYPE2補修状態での重錘連続衝突実験 (衝突回数2回目) 飛散防止シートとジオセルが破損, 谷側壁面が若干突出するも補強土体の変状は軽微
				18.114	11.856	1657.0	272.7	1929.7			
3	TYPE 3 [B]	17.1 2.108	2.546	13.914	9.281	1655.3	400.5	2055.8	5184	8.0	TYPE3新設状態での重錘初回衝突実験 (衝突回数1回目) 飛散防止シートとジオセルが破損, 谷側壁面が若干突出するも補強土体の変状は軽微
				24.749	10.196	5237.0	483.4	5720.4			
4	TYPE 3 [B]	17.1 2.108	2.646	13.988	10.125	1672.9	476.7	2149.6	5370	8.0	TYPE3補修状態での重錘連続衝突実験 (衝突回数2回目) 飛散防止シートとジオセルが破損, 谷側壁面の突出と補強土体の変状が進行
				23.268	11.443	4629.0	608.8	5237.8			
5	TYPE 3 [B]	17.1 2.108	2.846	11.100	10.513	1053.4	513.9	1567.3	3691	8.0	TYPE3未補修状態での重錘連続衝突実験 (衝突回数3回目) 飛散防止シートとジオセルが破損, 谷側壁面の突出と補強土体の変状が進行, Case4より損傷範囲大
				18.390	8.797	2891.5	359.8	3251.3			
6	TYPE 2 [A]	17.1 2.108	2.546	14.358	7.680	1762.6	274.2	2036.8	5458	6.0	TYPE2補修状態での重錘連続衝突実験 (衝突回数3回目) 飛散防止シートとジオセルが破損, 谷側壁面の突出と補強土体の変状大, AZ型枠は谷側上下連結部が離脱, 山側鉄線破断
				17.381	8.311	2582.9	321.2	2904.1			
7	TYPE 1 [A]	2.5 1.120	1.540	13.968	15.261	243.9	44.6	288.5	949	6.0	TYPE1緩衝体撤去, 補修状態での重錘連続衝突実験 (衝突回数4回目) 谷側壁面の変状はほとんど無, 山側壁面が若干陥没するも補強土体の変状はごく軽微
				17.324	16.443	375.2	51.8	427.0			
8	TYPE 1 [A]	10.1 1.772	2.314	15.689	12.102	1243.0	284.1	1527.1	3551	6.0	TYPE1緩衝体撤去, 未補修状態での重錘連続衝突実験 (衝突回数5回目) 谷側壁面は変状大でAZ型枠の上下連結の離脱, 変形, 溶接点破断, 山側壁面衝突部は陥没大でAZ型枠の変形, 鉄線破断
				18.196	10.398	1672.0	209.8	1881.8			
9	TYPE 1 [B]	17.1 2.108	2.146	16.294	9.723	2270.0	439.6	2709.6	5271	8.0	TYPE1緩衝体撤去, 未補修状態での重錘連続衝突実験 (衝突回数4回目) 谷側壁面は変状大でAZ型枠の上下連結の離脱, 変形, 溶接点破断, 山側壁面衝突部は陥没大でAZ型枠の変形, 鉄線破断
				21.857	10.606	4084.6	523.0	4607.6			

\*1 緩衝体幅: TYPE1は無, TYPE2は0.8m, TYPE3は1.6m, \*2 上段: 質量W (ton), 下段: 直径D (m), \*3 衝突高さ: 下端から重錘中心までの高さ,

\*4 最大衝撃力: 衝突後の最大値, \*5 補強土体谷側AZ型枠の線径は全ケースともにφ6.0mm.

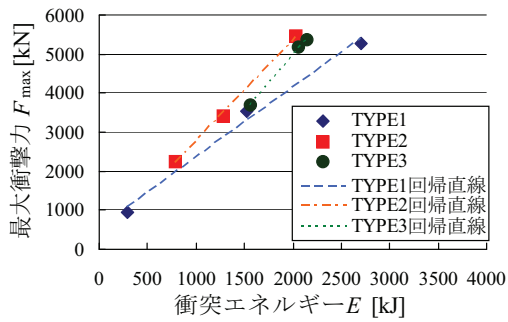


図-7 最大衝撃力と衝突エネルギーの関係

どし、運動エネルギーが吸収されたためである。

図-7 は最大衝撃力と衝突エネルギーの関係を構造形式別に示している。実験値はほぼ回帰直線上にプロットされ高い相関関係を示している。なお回帰直線の傾きについて、TYPE2, 3 より TYPE1 の方が緩勾配である。これは補強土体と緩衝体の複合構造である TYPE2, 3 と比べて、補強土体単独構造である TYPE1 は、重錘を柔らかく受け止め衝撃を吸収しているためと考える。

### 3.2 供試体の変位

供試体は重錘衝突時に変位を伴い、重錘停止後には残留変位を生じる。実験では全ケースで供試体壁面に残留変位を生じたが、山側壁面は重錘の直撃で変状が著しく、残留変位の計測値が得られなかったため、ここでは谷側壁面の残留変位について考察する。

実験 Case 1, 2, 3, 5, 7 における谷側壁面の残留変位量は 0.1m 以下と微小であった。これは、衝突エネルギーが小さいこと、衝突高さが供試体の下側であることが一因である。また、供試体の状態が未衝突と既衝突で異なることも影響しているものとする。さらに実験 Case 3, 5 に着目すると、質量 17.1ton の重錘が衝突しているにも拘わらず残留変位量が小さい。これは、重錘の衝突エネルギーや衝撃力が緩衝体で吸収あるいは分散し、谷側壁面への影響が緩和されたためと推察する。

図-8, 図-9 は TYPE1 の実験 Case 8 および Case 9 の谷側壁面の残留変位量、図-10, 図-11 は TYPE2 の実験 Case 6 および TYPE3 の実験 Case 4 の谷側壁面の残留変位量を示している。なお図-8 から図-11 において、

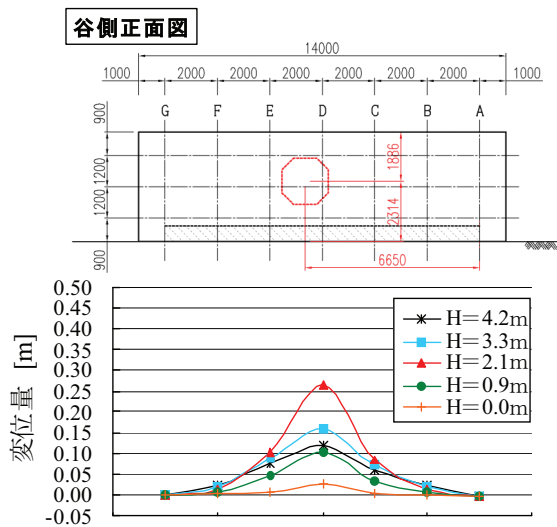


図-8 TYPE1 (Case 8) 谷側壁面の残留変位量

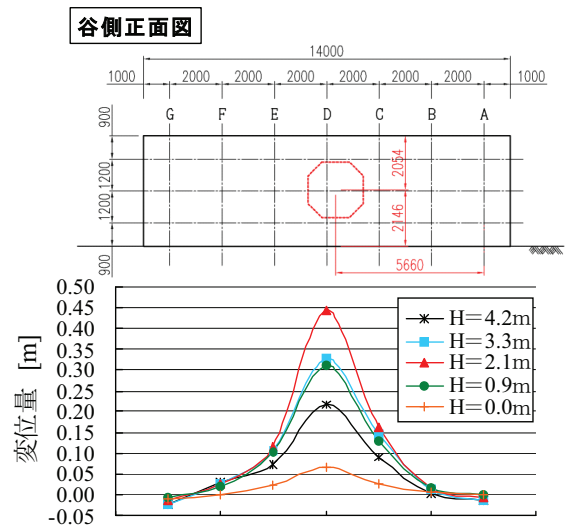


図-9 TYPE1 (Case 9) 谷側壁面の残留変位量

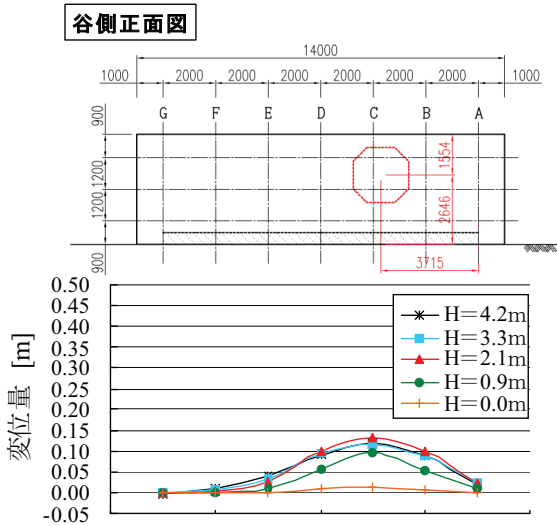


図-10 TYPE2 (Case 6) 谷側壁面の残留変位量

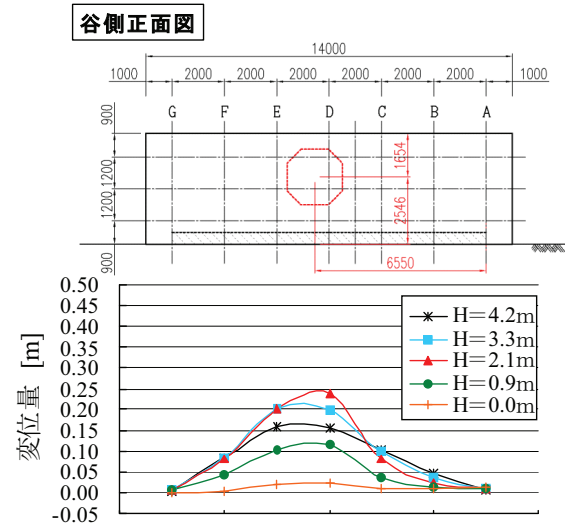


図-11 TYPE3 (Case 4) 谷側壁面の残留変位量

グラフの凡例で示すHは、壁面下端からの直高を表す。

TYPE1の谷側変位について、Case 8は最大約0.27m、Case 9は最大約0.44mの残留変位を生じた。Case 8とCase 5の衝突エネルギーと最大衝撃力はほぼ同等であるが、Case 8の残留変位量はCase 5（最大残留変位量約0.09m）の約3倍であり、緩衝体の効果を裏付ける結果と言える。Case 9は全ケースの中で最大の衝突エネルギーを受けていること、補強土体単独構造であることから、残留変位量も全ケースで最大となっている。

TYPE2とTYPE3の谷側変位について、Case 6 (TYPE2, 緩衝体幅0.8m)は最大約0.24m、Case 4 (TYPE3, 緩衝体幅1.6m)は最大約0.13mの残留変位を生じた。Case 6とCase 4の衝突エネルギーと最大衝撃力はほぼ同等であるが、Case 6の残留変位量はCase 4の約2倍であり、緩衝体幅が厚い方が谷側変位の抑制効果が高い。

本実験では供試体に対して重錘を連続的に複数回衝突させており、実験ケースを追うごとに谷側の残留変位は累加している。この累加残留変位量に着目すると、0.3m程度を超えるとAZ型枠における上下連結部の離脱が生じることがわかった。また0.3mを超えて0.7m程度に至るまでの過程で、AZ型枠の変形、溶接点の破断等の損傷が確認されたが、この損傷を生じた時点の累加変位量を特定することはできなかった。その一方で、0.7m程度に達しても供試体は崩落することなく重錘を捕捉したため、本構造体の終局限界は確認できていない。

図-8および図-9より、TYPE1は補強土体に重錘が直撃して貫入するため、衝突部付近の残留変位量が卓越するものの、残留変位量は供試体全体にわたって分布している。また図-10および図-11より、TYPE2とTYPE3は、衝突部を中心に上下方向ならびに端部方向へ供試体全体にわたって残留変位量は漸減し、TYPE1と比べてグラフの曲線は滑らかである。このことから重錘衝撃力の影響範囲は、緩衝体の有無によって重錘衝突付近における変位量の突出度合いは異なるものの、衝突位置を中心として供試体全体に及んでおり、他ケースでもほぼ同様の傾向を示す。すなわち、これは重錘衝撃力が広範囲に分散していることを意味する。この理由として、補強土体の壁面材であるAZ型枠の縦横連結部が比較的強固であること、ジオグリッドを0.3m間隔で敷設して補強土体の内的安定度を高めていることがあげられる。

山側壁面については重錘が直撃するため、程度は異なるものの変状や部材損傷を生じた。本構造体は土を主材料としており、落石の直撃を受ける山側壁面の変状や損傷が全くないということは考えにくい。したがって実用に際しては、変状や損傷を生じることを前提としたメンテナンス方法を確立させることが必要と考える。

### 3.3 ラーメ定数

落石対策便覧では、緩衝材として砂を用いた場合における落石の最大衝撃力を算定するにあたり、次式の振動

便覧<sup>5)</sup>の推定式<sup>6)</sup>を採用している。

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

$P_{\max}$ : 落石の衝撃力 [kN],  $m$ : 落石の質量 [t],  
 $g$ : 重力加速度 [m/s<sup>2</sup>],  $H$ : 落下高さ [m],  
 $\lambda$ : 被衝突体のラーメ定数 [kN/m<sup>2</sup>]

また振動便覧ではラーメ定数の値について、非常に軟らかいもので1,000kN/m<sup>2</sup>、軟らかいもので3,000~5,000kN/m<sup>2</sup>、固いもので10,000kN/m<sup>2</sup>と示されており、被衝突体が軟らかいほど小さい値となる。土木研究所で行われた実験結果<sup>7)8)</sup>によれば、緩衝材とする敷砂の層厚が重錘直径以上であれば、重錘衝撃力は(1)式においてラーメ定数を1,000kN/m<sup>2</sup>とおいた値程度であることが示されている。

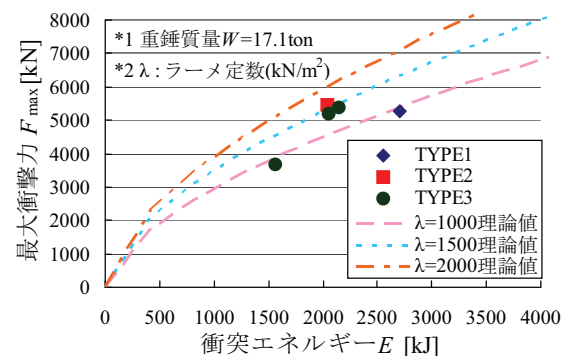


図-12 最大衝撃力と衝突エネルギーの実験値と理論値

図-12は重錘質量17.1tonの実験ケースにおける最大衝撃力と衝突エネルギーの関係について、実験値と振動便覧式の推定式による理論値曲線（鉛直自然落下で算定）を併せて示している。厳密には鉛直自然落下の理論値と斜面上落下の実験値のラーメ定数は合致しないが、ここでは図-12から読み取れることについて考察する。

TYPE1は、衝突エネルギーの大きさに対して最大衝撃力が小さいこと、ラーメ定数が小さいことから、構造体の剛性が比較的小さいと言える。一方、TYPE2およびTYPE3のラーメ定数が大きいのは、単粒度砕石を中詰めしたジオセルを緩衝体として設けることで、構造体の剛性が高まるためと考える。またTYPE3のラーメ定数約1000kN/m<sup>2</sup>と小さめの値（実験Case 5）は、重錘が落下する際に斜面上の浮石に衝突したため、重錘質量は同じであっても線速度と衝突エネルギーおよび最大衝撃力が小さくなっている。

### 3.4 重錘の回転運動について

本実験において、重錘は回転運動と跳躍運動を伴いながら斜面を落下し供試体に衝突する。供試体衝突後、重錘は回転しながら山側壁面をせり上がり、運動エネルギーが供試体に吸収され減少するに従い下方へ落下する。これは重錘が斜面を落下する際に回転運動が卓越しているためであり、実験全ケースで同様の挙動が確認でき

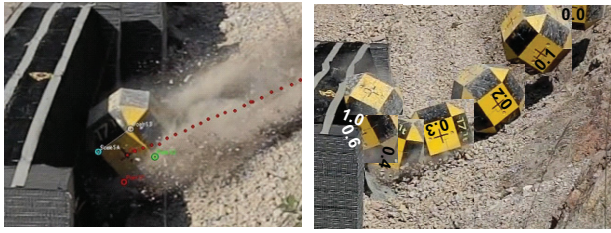


図-13 重錘衝突状況 (TYPE3, 実験 Case5)

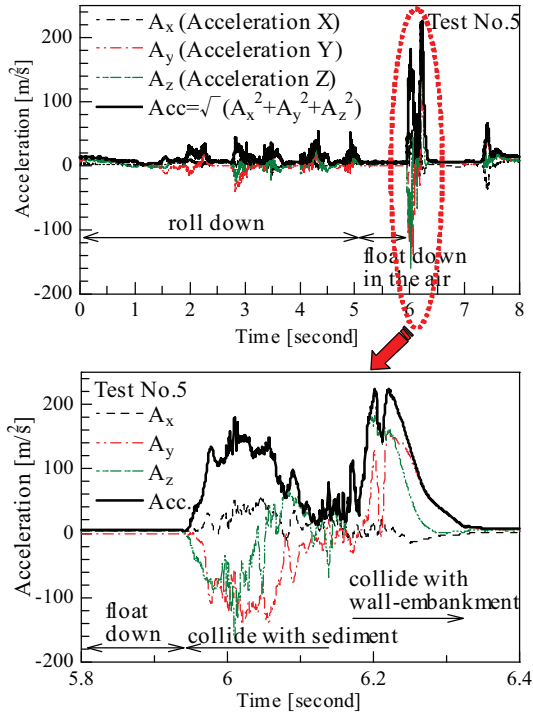


図-14 重錘加速度の経時変化 (TYPE3, 実験 Case5)

た。特にこの挙動が顕著である実験 Case 5 の重錘衝突状況を図-13 に示す。また図-14 は実験 Case5 の重錘加速度の経時変化を示している。この回転運動に起因する重錘の挙動は、鉛直自然落下実験や振り子式実験では起こらず、実斜面上で重錘を落下させる方法特有のものである。また実際の落石は斜面上を落下してくるため、本実験で見られた挙動に近いものと考えられる。これらのことから、落石防護構造物の計画を行うにあたり、落石条件（落石エネルギーや衝撃力）の設定、落石条件に対して適用範囲（対応可能な落石エネルギーや落石荷重）内にある構造物選定は当然のこと、落石がせり上がって構造物を飛び越えないよう、落石衝突面（防護面）の勾配と高さの設定も重要な検討事項と考える。

#### 4. 結論

本研究では、落石防護補強土壁の実物大斜面落石実験を行い、以下のことがわかった。

- 1) 補強土体単独構造である TYPE1 は、山側ならびに谷側壁面に変状や部材損傷を伴いながらも衝突エネルギー約 2700kJ の重錘を捕捉した。
- 2) 補強土体と緩衝体の複合構造については、山側壁面の

部材損傷を受けるも谷側壁面は損傷することなく、TYPE2 で衝突エネルギー約 2100kJ, TYPE3 で衝突エネルギー約 2200kJ の重錘を捕捉した。

3) 重錘のエネルギーや衝撃力は、緩衝体で吸収あるいは分散し、谷側壁面の残留変位を抑制できる。また、緩衝体幅は厚い方が残留変位の抑制効果が高い。

4) 谷側壁面の残留変位量が 0.3m 程度を超えると AZ 型枠における上下連結部の離脱が生じる。

5) AZ 型枠の縦横相互を連結すること、およびジオグリッド敷設間隔を 0.3m として補強土体の内的安定度を高めることは、重錘衝撃力の分散に少なからず寄与しているものと考えられる。

6) 山側壁面は重錘の直撃により、程度は異なるものの変状や部材損傷を生じ、補修を要する状況になった。

7) 本構造体では、緩衝体を設けることで構造体の剛性が高まり、衝撃力から換算したラメ定数が大きくなる。

8) 斜面を落下する重錘は回転運動を伴い、供試体衝突後に壁面をせり上がろうとする挙動を示す。

本実験では、目標衝突エネルギーである 5000kJ を下回ったこともあり、構造体の終局限界が確認できていないことも含めて未解明な部分も多い。しかしながら、落石防護補強土壁の落石防護性能は非常に優れており、本研究結果が今後の落石対策に活かされれば幸いである。

#### 謝辞

共同研究者である、東京インキ (株) 島田優氏、日本サミコン (株) 村田佳久氏、三菱樹脂 (株) 明永卓也氏、和光物産 (株) 渡邊忍氏および関係諸氏に多大なるご支援をいただきました。ここに記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧, pp.75-96, 2000.6.
- 2) D.Peila, C.Oggeri, C.Castiglia.: Ground reinforced embankments for rockfall protection : design and evaluation of full scale tests, Landslides, Vol.4, pp. 255-265, 2007.3.
- 3) European Organization for Technical Approvals (EOTA) : ETAG27, GUIDELINE FOR EUROPEAN TECHNICAL APPROVAL of FALLING ROCK PROTECTION KITS, pp.34, 2008.2.1.
- 4) 日本道路協会：落石対策便覧, pp.17-19, 2000.6.
- 5) 土木学会：土木技術者のための振動便覧, pp.515-517, 1985.10.
- 6) 日本道路協会：落石対策便覧, pp.20-21, 2000.6.
- 7) 米田義弘, 鷲田修三, 古賀泰之他：落石覆工に作用する落石衝撃力に関する重錘落下実験, 第 2 回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム, 土木学会, pp.161-166, 1993.6.
- 8) 古賀泰之, 松尾修他：落石の衝撃力に関する重錘落下実験報告書, 土木研究所資料第 3340 号, 1995.