

敷砂緩衝材を用いた RC 製実規模ロックシェッド模型の衝撃載荷実験

Falling-weight impact tests of a full-scale RC rock-shed with sand cushion

山口 悟*, 小室 雅人**, 栗橋 祐介***, 佐伯 侑亮****, 今野 久志*****, 岸 徳光*****
Satoru Yamaguchi, Masato Komuro, Yusuke Kurihashi, Yusuke Saeki, Hisashi Konno, Norimitsu Kishi

* 寒地土木研究所研究員, 寒地構造チーム (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

**博(工), 室蘭工業大学大学院准教授, 社会基盤ユニットくらし環境系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

***博(工), 室蘭工業大学大学院講師, 社会基盤ユニットくらし環境系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

**** 室蘭工業大学大学院工学研究科博士前期課程, 建築社会基盤系専攻 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

*****博(工), 寒地土木研究所総括主任研究員, 寒地構造チーム (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

*****工博, 釧路工業高等専門学校校長 (〒084-0916 釧路市大楽毛西 2 丁目 32-1)

Key Words: RC rockfall protection gallery, Impact loading test, Sand cushion, Performance-based design

キーワード: RC ロックシェッド, 衝撃載荷実験, 敷砂緩衝材, 性能照査型設計

1. はじめに

我が国の山岳部や海岸線の道路には落石災害を防止するための道路防災施設として落石覆道(以後, ロックシェッド)が数多く建設されている。そして近年, 集中豪雨や地震, 斜面の経年劣化等により落石による道路災害(写真-1)が発生している。

ロックシェッドの設計は現在, 新設時はもとより, 防災点検などによる新たな落石に対する補強時においても許容応力度法の下に行われている¹⁾。また, 過去の被災事例の検証や数値解析的検討から, 許容応力度法により設計された同種の構造物では, 耐力的に非常に大きな安全率を有していることが明らかになっている²⁾。

近年, 様々な構造物の設計法が許容応力度法から限界状態設計法を経て, 性能照査型設計法へ移行してきていることから, ロックシェッド等の設計においても各性能に対する断面設計を可能とする性能照査型耐衝撃設計法の確立が望まれている。

筆者らは合理的な耐衝撃設計法を確立するための基礎的な研究として, 小型や大型の RC 梁, RC スラブに関する衝撃実験や, 実験結果を精度よく評価可能な弾塑性衝撃応答解析を実施してきた。さらに, 実ロックシェッドの 2/5 や 1/2 スケール RC 製ロックシェッド模型を製作して重錘落下衝撃実験や数値解析を実施している。その結果, RC 梁に関しては, 小型から大型に至る数多くの実験結果を基に, 入力エネルギー, 残留変位あるいは最大変位, 静的耐力から構成される性能照査式に対応した設計法を提案している³⁾。また, ロックシェッド模型



写真-1 落石による道路災害例(2008)

を対象とした研究では, 三次元弾塑性有限要素法や三次元動的骨組解析法の適用も提案し⁴⁾, これらの手法が実験結果を大略適切に評価可能であることを明らかにしている。また, 現在のロックシェッド頂版上には緩衝材として基本的に敷砂を使用することが規定されているものの, より大きな落石荷重が想定される場合には, 三層緩衝構造(敷砂, RC 版, EPS による構造。以後, TLAS)の使用も認められている。一方, 性能照査型設計は既設ロックシェッドの耐荷力評価としても使用されることより, 既設ロックシェッド頂版上の緩衝材に関する現地調査を実施した。その結果, 緩衝材の多くは現地発生土の礫質土であり, 非常に強固に締め固まっていることが明らかになった⁵⁾。

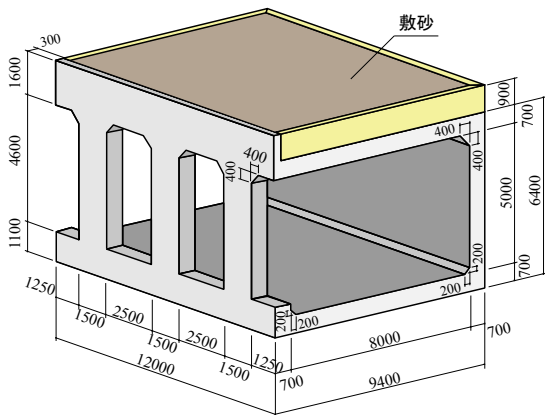


図-1 試験体の形状寸法



写真-2 試験体の形状寸法

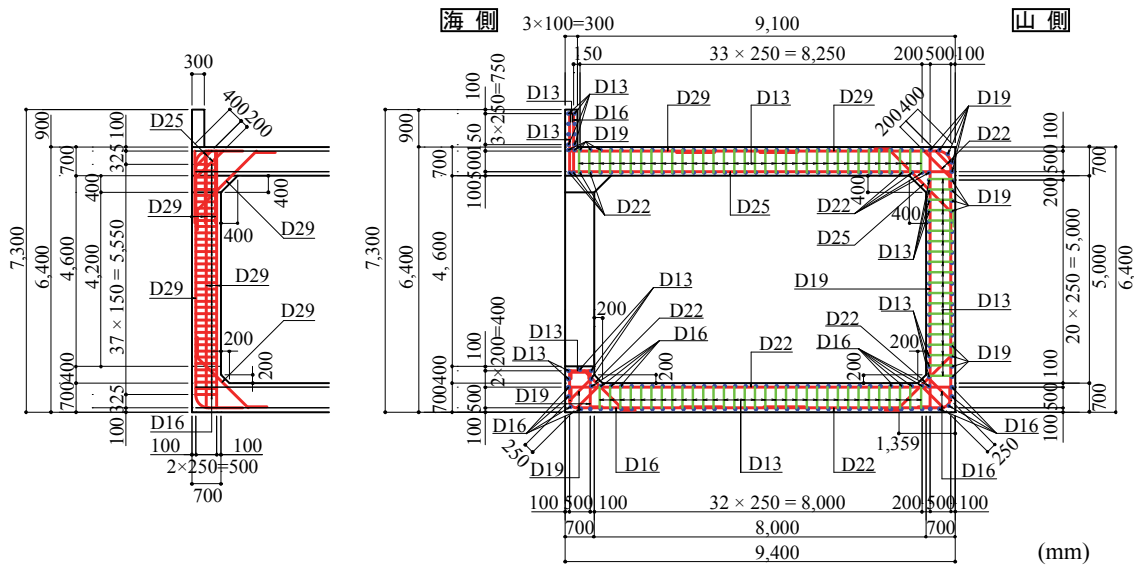


図-2 試験体の配筋状況

以上のように、部材レベル、縮尺模型レベルでの衝撃実験および数値解析的検討を実施してきたが、RC製ロックシェッドの性能照査型耐衝撃設計法を確立するためには、荷重位置や緩衝材を変化させた場合の実規模ロックシェッドに対する終局までの耐衝撃挙動の把握ならびに実験結果を基にした数値解析手法の精度向上が必要不可欠である。

このような背景より、本研究では実規模ロックシェッド模型試験体を製作し、緩衝材として敷砂、碎石およびTLASの3種類を用いた場合について重錘落下衝撃載荷実験を実施し、終局に至るまでの耐衝撃挙動データを取得した。本論文ではその中の一つとして我が国で最も多く採用されている敷砂緩衝材を用いた場合の実験結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

(1) 形状寸法および使用材料

図-1には、実験に使用したRC製ロックシェッド模型の形状寸法を、写真-2にはその外観を示している。

試験体は、道路軸方向の長さが12 m、外幅9.4 m、壁高さ6.4 mの箱型構造であり、内空断面は幅8 m、高さ5 mで、頂版、底版、側壁、柱の厚さはいずれも0.7 mである。柱の道路軸方向の長さが1.5 m、内空の四隅にはハンチを設けている。ロックシェッド頂版上には緩衝材として厚さ $t=90$ cmの敷砂が設置されている。

図-2には、試験体の配筋状況を示している。鉄筋比については一般的なロックシェッドと同程度としており、頂版下面および上面の軸方向鉄筋比についてはそれぞれD25を125 mm間隔およびD29を250 mm間隔(鉄筋比0.68%)で配置している。頂版の配力筋については、現行設計と同様に鉄筋量が軸方向鉄筋の50%程度を目安に、上面にD19、下面にD22をいずれも250 mm間隔で配置している。壁の断面方向鉄筋は、外側がD29、内側がD19をいずれも250 mm間隔、また配力筋は外側がD19、内側がD13をいずれも250 mm間隔で配置している。底版の断面方向鉄筋は、上面がD22、下面がD16をいずれも250 mm間隔で配置しており、配力筋は上面、下面共にD16を250 mm間隔で配置している。柱の軸方向鉄筋は、外側、内側共にD29を144 mm間隔で10本、道路軸方向の両面はD29を250 mm間隔で配置している。

帯鉄筋は、D16 を中間拘束鉄筋を含め、高さ方向に 150 mm 間隔で配置している。コンクリートのかぶり厚は、いずれの部材も鉄筋からの芯かぶり厚で 100 mm としている。表-1 に鉄筋の引張試験による力学的特性値を示す。なお、鉄筋の材質は全て SD 345 である。また、コンクリートの設計基準強度は 24 N/mm² であり、実験時の圧縮強度は 28.3 N/mm² であった。

(2) 試験体の設計条件

実験に使用した実規模ロックシェッドの設計は、落石対策便覧⁹⁾を基本として行っている。すなわち、二次元骨組解析により作用断面力を算出し、許容応力度法にて断面設計を行うものである。設計落石衝撃力については以下のようにして決定した。①既往の研究等より許容応力度法で求めた耐荷力は、実際の限界耐力に対して 20～30 倍の安全率を有していること、②実験の制約（トラッククレーンを使用するため最大重錘質量 10 ton、最大落下高さ 30 m）より、最大載荷可能エネルギーは 3,000 kJ であること、③実験において終局限界状態を確認したいことより、試験体の設計落石エネルギーは、3,000 kJ/30（安全率）= 100 kJ とした。実験では、質量 2 ton の重錘を使用することから設計落石エネルギーに相当する落下高さは 5 m となる。設計落石条件（質量 2 ton、落下高さ 5 m）を基に落石対策便覧に示されている衝撃力算定式により設計落石衝撃力を算定した。

2.2 実験方法

表-2 には、弾性域実験の後、塑性域実験を実施している全実験ケースを一覧にして示している。各実験ケースを分かりやすくするために、緩衝材の種類（S：敷砂、G：砕石、TLAS：三層緩衝構造）、図-3 に示す重錘落下位置として、柱位置を示す A、B、C と柱側、中央、壁側を示す P、C、W に、重錘質量と重力加速度、落下高さを乗じ求められる入力エネルギー E (kJ) をハイフンで結び簡略化して示している。本論文では、着色箇所¹⁰⁾の敷砂緩衝材実験について考察している。

写真-3 には、重錘落下衝撃載荷実験の状況を示している。実験は、トラッククレーンを用いて弾性域の場合（実験 No. 1～7）には質量 2 ton の重錘を、塑性域の場合（実験 No. 19, 20）には質量 5 ton および 10 ton の重錘を所定の高さまで吊り上げ、着脱装置を介して自由落下させることにより実施している。実験は表-2 に示す落下高さの低い方から順次載荷する、漸増繰返し載荷法により行った。

質量 2 ton および 5 ton の重錘は、直径 1.00 m、高さ 97 cm で、底部より高さ 17.5 cm の範囲が半径 80 cm の球状であり、質量 10 ton の重錘は、直径 1.25 m、高さ 95 cm で、底部より高さ 30 cm の範囲が半径 1 m の球状となっている。

表-1 鉄筋の力学的特性値一覧

材質	呼び径	降伏強度 f_y (MPa)	引張強度 f_u (MPa)
SD345	D29	390.9	554.6
	D22	389.6	543.0
	D19	397.1	597.9
	D16	395.9	586.8
	D13	395.5	556.2

表-2 実験ケース

No	実験ケース	緩衝材	載荷位置	重錘質量 (ton)	落下高さ (m)	入力エネルギー (kJ)			
1	S-BC-E20	砂	BC	2	2	40			
2	S-BW-E40		BW						
3	S-BP-E40		BP						
4	S-BC-E40		BC						
5	S-AC-E40		AC						
6	S-AW-E40		AW						
7	S-AP-E40		AP						
8	G-AW-E20	砕石	AW	2	2	40			
9	G-AC-E20		AC						
10	G-AP-E40		AP						
11	G-AC-E40		AC						
12	G-BC-E40		BC						
13	G-BW-E40		BW						
14	G-BP-E40		BP						
15	G-CW-E40		CW						
16	G-CC-E250		CC				5	5	250
17	T-BC-E3,000		TLAS				BC	10	30
18	T-CC-E3,000	CC							
19	S-AC-E250	砂	AC	5	5	250			
20	S-BC-E1,500		BC				10	15	1,500
21	G-CC-E1,500	砕石	CC	10	15	1,500			
22	G-AC-E1,500		AC						
23	G-CC-E3,000		CC				30	3,000	



写真-3 実験状況 (S-BC-E40)

2.3 敷砂緩衝材

本実験で用いた敷砂緩衝材は、最大乾燥密度 1.561 g/cm^3 、粗粒率 1.37、最適含水比 18.8% の石狩市厚田知津狩産の細砂である。粒度試験結果は、0.6, 0.3, 0.15, 0.075 mm のふるい通過率がそれぞれ 98, 60, 5, 1% となっている。

実験に際しては型枠をロックシェッド頂版上の外周に設置し、厚さ 30 cm 毎に敷砂を投入し足踏みおよびバケツ容量 0.2 m^3 のバックホウを 1 往復させることによって各層ごとの締固めを行い、所定の厚さである 90 cm に成形した。敷砂緩衝材の湿潤密度および含水比の計測は、30 cm 毎の締固め終了後に重錘落下点近傍を除く任意の 3 地点からシンウォールサンプリングチューブにより実施した。各層毎の湿潤密度および含水比のばらつきは小さく、実験時の敷砂の湿潤密度は平均で 1.559 g/cm^3 、含水比は平均 8.14% であった。

2.4 計測方法

本実験における測定項目は、1) 重錘の頂部表面に設置したひずみゲージ式加速度計 (容量 100 G, 200 G, 500 G, 1000 G, 応答周波数はそれぞれ DC~2.0 kHz, 3.5 kHz, 5 kHz および 7 kHz) 4 個による重錘衝撃力、2) 非接触式レーザ式変位計 (LVDT, 測定範囲 $\pm 100 \text{ mm}$, 応答周波数約 1 kHz) 31 台による内空変位、鉄筋に貼付したひずみゲージ 240 ch による鉄筋ひずみである。また、高速度カメラ 2 台による重錘貫入量と頂版変位である。

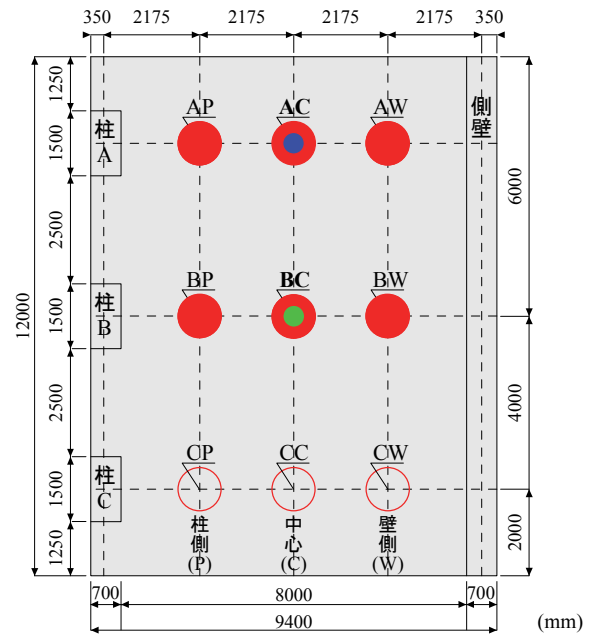
高速度カメラは 1 ms にて撮影し、デジタルデータレコーダと同期を行っている。衝撃実験時の各種応答波形については、サンプリングタイム 0.1 ms でデジタルデータレコーダにて一括収録を行っている。また、各波形の高周波成分については 1 ms の矩形移動平均法により処理を行っている。弾性域の変位波形については応答値が非常に小さく、応答値に対するノイズレベルが大きいため正確な値を把握することが困難なことから本論文の考察からは除外している。また、塑性域の各実験ケースの終了後には、試験体のひび割れ状況を撮影している。

3. 実験方法

3.1 重錘貫入量の時刻歴応答

図-4 には、重錘が緩衝材に衝突した時間を 0 ms として、高速度カメラから求めた重錘貫入量の時刻歴応答波形を示している。なお、高速度カメラと重錘加速度計から判定される衝突時刻は、サンプリング間隔の違いから 1 ms 以内の差は生じているものの、ほぼ同時刻に励起していることを確認している。

図より、重錘質量が 2 ton で弾性域内 ($E=20\sim 40 \text{ kJ}$) の重錘貫入量を比較すると、入力エネルギーが最も小さい E20 の貫入量は 100 mm 以下となっていることが分かる。



本論文における重錘落下位置

● : $E = 40 \text{ kJ}$ ● : $E = 40, 250 \text{ kJ}$ ● : $E = 20, 40, 1500 \text{ kJ}$

図-3 重錘落下位置

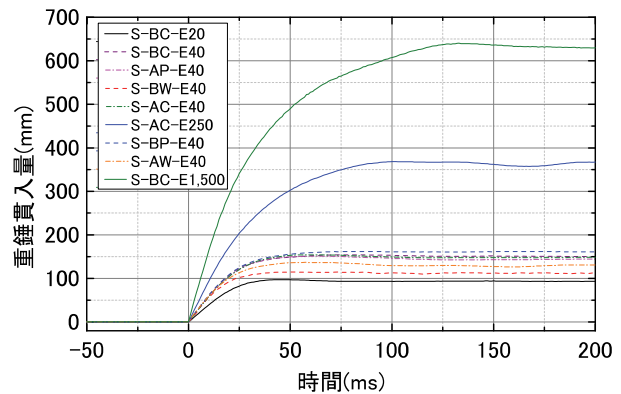


図-4 重錘貫入量の時刻歴応答波形

同一入力エネルギー ($E = 40 \text{ kJ}$) で荷重位置を変化させた場合の波形を比較すると、いずれの場合もほぼ同様の性状を示している。すなわち、重錘衝突後ほぼ線形的に貫入量が増大し、その後勾配が徐々に緩やかになり最大貫入量に達している。最大重錘貫入量は 110~160 mm の範囲内となっており、重錘貫入量が最も小さいケースは、S-BW-E40 であり、次に小さいものは S-AW-E40 である。これら 2 ケースの荷重位置は、図-3 に示すように壁部側であることより、剛性の高い壁部によって頂版の変形量が抑制されたものと考えられる。さらに、これらの荷重位置における重錘衝撃力は、同一の道路軸直角方向断面 (道路横断面方向、柱 A および B 断面) において、最も大きな値を示していることを確認している。

また、入力エネルギーの増加に伴い重錘貫入量も増大する傾向を示し、最も入力エネルギーが大きい S-BW-E1,500 の場合では最大貫入量が約 650 mm となっている。

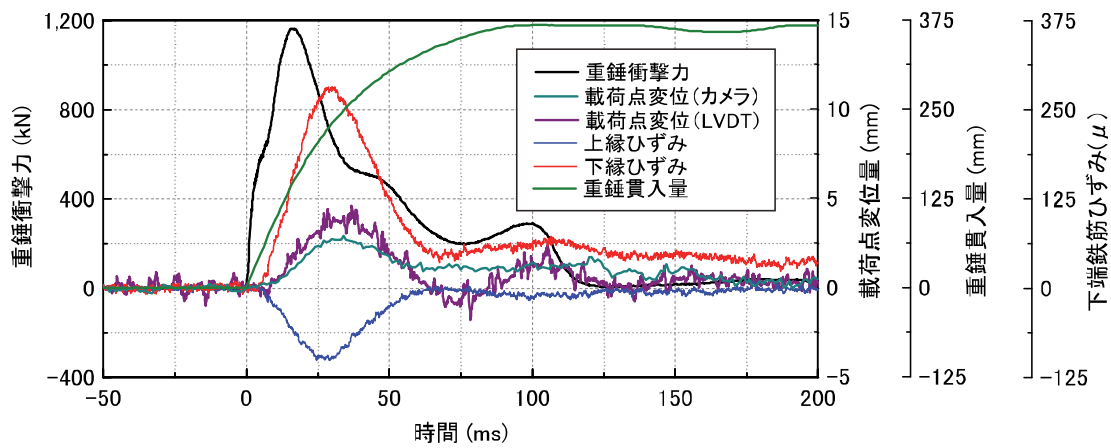


図-5 各種時刻歴応答波形 ($E=250$ kJ, S-AC-E250)

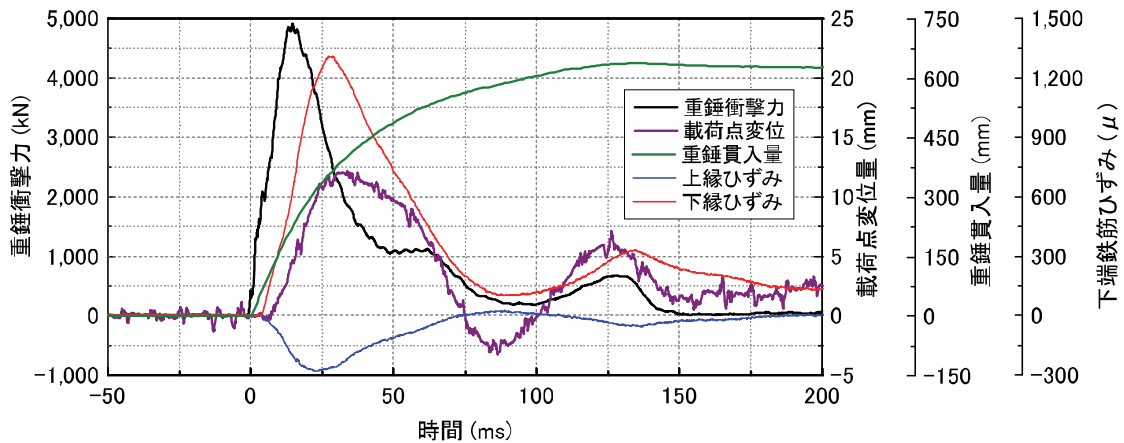


図-6 各種時刻歴応答波形 ($E=1,500$ kJ, S-BC-E1,500)

3.2 各種時刻歴応答波形

図-5, 6 には、入力エネルギーが大きい塑性域の2ケース ($E=250, 1,500$ kJ) について、重錘が緩衝材に衝突した時間を0 msとして、重錘衝撃力、載荷点変位、重錘貫入量および載荷点直下近傍の頂版部における鉄筋ひずみに関する時刻歴応答波形を比較して示している。なお、載荷点変位に関しては、頂版下面の鉛直変位をレーザ式変位計 (LVDT) によって計測したものと頂版下面に設置したターゲット ($\phi 80$ mm) を約 20 m 離れた位置から高速度カメラにて計測したものを示している。なお、図-6 には高速度カメラの調整不良により、その載荷点変位は示していない。

両図より、重錘衝突初期より重錘衝撃力が鋭く励起すると同時に、重錘も数秒内に貫入していることが分かる。その後、5 ms 程度経過後に上下縁の鉄筋ひずみの励起が見られる。また、いずれのケースにおいても重錘衝撃力、変位量および鉄筋ひずみが最大値に達した後に、重錘貫入量は最大値に達していることが分かる。つまり頂版の最大変位は重錘が敷砂緩衝材に衝突し、緩衝材内を貫入しながら発生する応力波が主要因であることが分かった。

両図の各波形性状を比較すると、重錘衝撃力波形による比較では入力エネルギーの大きい $E=1,500$ kJ の場合

には正弦半波状の最大重錘衝撃力の発生時刻が早く、その後約 $t=50$ ms に1,100 kN 程度の一定値が続いた後、 $t=130$ ms 程度で2波目が合成されたような波形性状を示している。一方、 $E=250$ kJ の場合には、1波目の最大ピーク値に達するまでの時刻が $E=1,500$ kJ の場合と比較して若干遅いものの、重錘衝撃力の継続時間は130 ms 程度と若干短いことが分かる。これは、頂版の変位や鉄筋ひずみの波形性状からも明らかのように入力エネルギーが小さいことが要因であるものと推察される。また、重錘衝撃力の2波目の発生時には重錘貫入量が最大値となっていることが分かる。

図-5 より載荷点変位波形を比較すると、高速度カメラによる最大変位量は、レーザ式変位計によるそれよりも1.5 mm 程小さな値を示している。また、レーザ式変位計では頂版が上側に変位する応答を示しているものの、カメラによる計測ではそのような応答は示されていない。一方で下端鉄筋ひずみに着目すると、ひずみが負の値を示していないことから、頂版が上方に変位をしていないものと推察され、高速度カメラによる計測結果が実際の変位量を反映しているものと判断される。なお、レーザ式変位計による変位波形に関しては、現在再精査中である。

残留変位に関しては、図-5の端部載荷である $E=250$

kJ の場合には、載荷点直下近傍の下縁鉄筋ひずみに残留ひずみが若干発生しているものの、実験後の頂版には残留変位が生じていない。これに対して、図-6に示す $E = 1,500$ kJ の場合には、実験後の頂版には 1.8 mm の残留変位が発生していることを確認している。

3.3 最大重錘衝撃力と入力エネルギーの関係

図-7 には、各最大重錘衝撃力値と入力エネルギーの関係を示している。図中には、落石対策便覧¹⁾により算出した衝撃力 ($P = 2.108 (m \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \cdot \alpha$ より、重錘質量： $m = 2, 5, 10$ ton，重力加速度： $g = 9.8$ m/s²，ラーメの定数： $\lambda = 1,000, 1,500$ kN/m²，割増係数： $\alpha = \sqrt{D/T} = 1.05, 1.18$ ， D ：重錘径 100, 125 cm， T ：敷砂厚 90 cm) を曲線で示している。

図より、入力エネルギーの増加に伴い最大重錘衝撃力も増大していることが分かる。また、図から実験結果の最大重錘衝撃力は、 $\lambda = 1,000 \sim 1,500$ kN/m² 程度の値を仮定することにより、適切に評価可能であると考えられる。

3.4 ひび割れ発生状況

図-8 には、入力エネルギー $E = 1,500$ kJ の頂版下面のひび割れ発生状況 (赤色) を各実験ケース順に重ね書きをして示している。

図より、頂版下面の載荷点を中心に RC 版特有の放射状の曲げひび割れや道路軸方向の曲げひび割れが発生し、頂版部に残留変位が若干確認されている。しかしながら、かぶりコンクリートの剥落も見られず、十分供用可能であることが分かる。

以上より、90 cm 厚の敷砂緩衝材の緩衝効果は、入力エネルギーが $E = 1,500$ kJ までは使用限界を十分確保可能であるものと判断される。また、試験体頂版部に着目して考えると、許容応力度法によって求められた設計落石エネルギー ($E = 100$ kJ) と実験結果の $E = 1,500$ kJ から、15 倍以上の差が認められた。

4. まとめ

本研究より得られた結果を整理すると、以下のように示される。

- 1) 頂版の変位は重錘が敷砂緩衝材に衝突し、緩衝材内を貫入しながら発生する応力波が主要因であることが分かった。
- 2) 敷砂緩衝材を設置したロックシェッドの載荷時の最大重錘衝撃力は、落石径と敷砂厚を考慮 (割増係数： α) し、かつラーメの定数を $\lambda = 1,000 \sim 1,500$ kN/m² とした落石対策便覧により評価可能である。
- 3) 90 cm 厚の敷砂緩衝材の緩衝効果は、入力エネルギーが $E = 1,500$ kJ までは使用限界を十分確保可能である。
- 4) 試験体頂版部に着目し、許容応力度法によって求めら

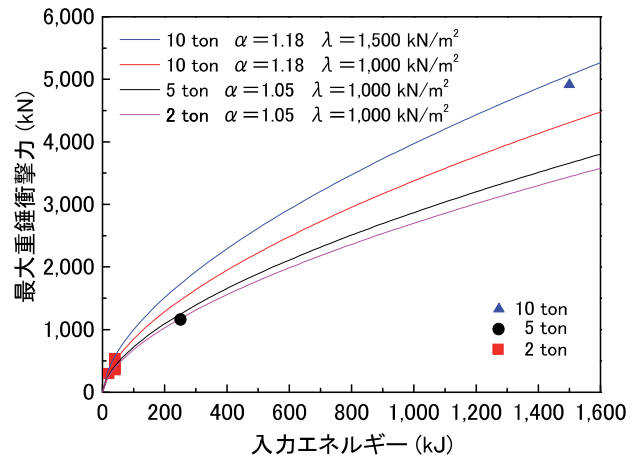


図-7 最大重錘衝撃力と入力エネルギーの関係

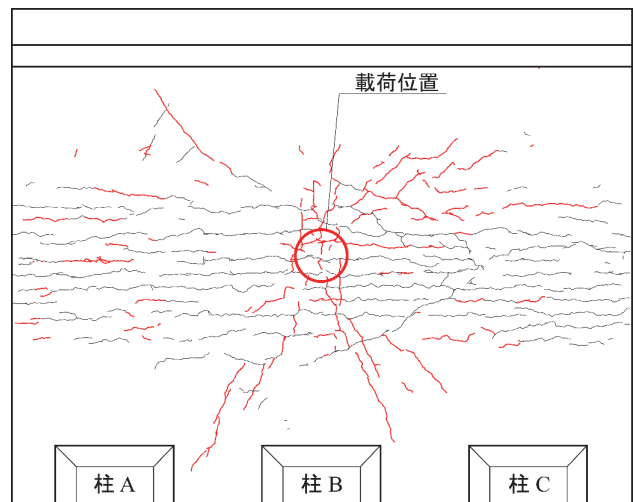


図-8 頂版のひび割れ分布図 (見下げ図)
($E = 1,500$ kJ, S-BC-E1,500)

れた設計落石エネルギーと実験結果との間には、15 倍以上の差が認められた。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：落石対策便覧，2000.6
- 2) 熊谷守晃：ルランベツ覆道における落石災害に関する報告，第2回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，pp. 286-290，1993.6
- 3) 岸 徳光，今野久志，三上 浩，岡田慎哉：大型 RC 梁の性能照査型耐衝撃設計法に関する一提案，構造工学論文集，Vol. 54A，pp. 1077-1088，2008.3
- 4) 牛渡裕二，今野久志，小室雅人，保木和弘，岸 徳光：RC 製ロックシェッドに関するファイバー要素を用いた三次元骨組動的応答解析法の適用性検討，構造工学論文集，Vol. 59A，pp. 1008-1016，2013.3
- 5) 山口 悟，木幡行宏，今野久志，西 弘明，小室雅人，岸 徳光：既設落石防護覆道上の緩衝材の実態調査について，第48回地盤工学研究発表会，pp. 2055-2056，2013.7