

敷砂あるいは碎石緩衝材の緩衝特性に関する大型重錘落下衝撃実験

Large-scale falling-weight impact test of sand cushion and gravel cushion with various conditions

山口 悟*, 木幡 行宏**, 小室 雅人***, 内藤 直人****, 岸 徳光†
Satoru Yamaguchi, Yukihiro Kohata, Masato Komuro, Naoto Naito, 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 条 3 丁目 1-34)
yamaguchi-s22aa@ceri.go.jp

** 博(工), 室蘭工業大学教授, 大学院工学研究科 暮らし環境系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27 番 1 号)

*** 博(工), 室蘭工業大学准教授, 大学院工学研究科 暮らし環境系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27 番 1 号)

**** 名古屋工業大学大学院博士前期課程, 社会工学専攻 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

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

In order to establish a performance-based design procedure for rock-sheds, material properties of the cushion layer in situ were investigated and large-scale falling-weight impact test for gravel cushion which is applied for many existing rock-sheds was conducted varying thickness of cushion material and falling high of the weight as variables. The results obtained from this study were as follows: 1) not only sand cushion but also gravel cushion were used for many existing rock-sheds and the cushions were under strongly compacted; 2) in the cases of same impact energy but different mass of weight, those penetration depths of weight were a little different but maximum impact forces were almost the same each other; and 3) maximum weight and transmitted impact forces in the case of gravel cushion were two to four times greater than those in the case of sand cushion.

Key Words: Rock-shed, sand cushion, gravel cushion, falling-weight impact test

キーワード: ロックシェッド, 敷砂緩衝材, 碎石緩衝材, 重錘落下実験

1. はじめに

日本は国土の約 7 割が山地・丘陵地であり地形が急峻な上, 地質や土質が複雑で地震の発生頻度が高く, 台風や降雨, 降雪など厳しい環境下にある。このような中, 自然災害から国民の生命・財産を守ることはわが国における最も基本的な課題となっている。近年, 集中豪雨や地震などに伴う土石流, 地すべり, がけ崩れ等の土砂災害が, 過去 10 年間 (平成 15 ~ 24 年) の年平均で約 1,000 件以上発生¹⁾しており, 多大な被害を与えている。また, 自然災害による犠牲者のうち, 土砂災害によるものが大きな割合を占めている。

北海道の道路は急峻な地形や海岸線に沿って築造されている場合も少なくなく, 大規模な岩盤崩壊や落石を始めとする道路災害 (写真-1) が発生している。このため, 落石災害を防止するための落石防護構造物が数多く建設されている。その落石防護構造物の一つに, RC 製ロックシェッド (以後, ロックシェッド) が挙げられる。

ロックシェッドは, 「落石対策便覧」²⁾ に基づき, 許容応力度法に基づいて設計が行われている。しかしながら, 近年, 様々な土木構造物の設計法が許容応力度法のような仕様規定型設計法から性能規定型設計法に移行してきており, ロックシェッド等の耐衝撃構造物においても, より合理的な設計を可能とする性能照査



写真-1 落石による災害事例 (2008)



写真-2 覆道模型 (縮尺 2/5) の衝撃実験状況 (S50-W10-H10.0 実験状況)⁶⁾

型設計法の確立が望まれている。

このような状況下において、筆者らはロックシェッドに対する性能照査型耐衝撃設計法の確立のための基礎的な取り組みとして、RC 梁や版、骨組構造物等の部材や小型模型、さらには実 RC アーチ構造や RC ロックシェッドの縮尺模型に対する重錘落下衝撃実験を実施 (写真-2) し、終局に至るまでの耐衝撃挙動の把握を行ってきた^{3)~6)}。また、これらの実験結果を対象とした三次元弾塑性衝撃応答解析も実施し、終局に至るまでの耐衝撃挙動を適切に評価可能な数値解析手法の開発に関する検討を行っている^{7), 8)}。その結果、敷砂緩衝材等の緩衝材を設置せずに直接衝撃荷重を作用させた場合の数値解析結果は、単一あるいは繰返し等の载荷条件にかかわらず、実験結果を精度良く評価可能になっている。

一方、敷砂緩衝材を設置して実施した衝撃荷重載荷実験を対象とした数値解析に際しては、敷砂緩衝材の数値解析用材料構成則モデルが必要となる。そこで、筆者らは、入力エネルギーが 1,000 kJ 程度までの敷砂緩衝材に対する重錘落下衝撃実験結果を用い、伝達衝撃力を大略評価可能な材料構成則モデルを構築して、数値解析を実施してきた。これまでの数値解析結果によれば、対象とする衝撃載荷実験の入力エネルギーが材料構成則を構築した際に対象とした実験条件に近い場合には、大略実験結果を再現可能となっている^{9), 10)}。しかしながら、敷砂厚が落石径の半分程度と小さい場合や両者が同程度の場合においても、落石による入力エネルギーが非常に大きい場合には、実験結果を十分な精度で再現することができない状況にある。

現在、ロックシェッド頂版上には、標準的に 90 cm 厚の敷砂緩衝材が設置されている。しかしながら、性能照査型設計法の確立に向けて終局時近傍までの耐衝撃挙動を数値解析的に検討するためには、より厳しい落石条件下に対しても精度の高い解析結果を与える材

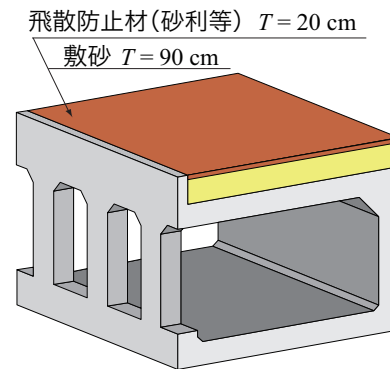


図-1 覆道の緩衝材の設置形状²⁾

料構成則モデルの構築が必要である。

このような観点から、昨年度、各種条件下における敷砂緩衝材の材料構成則を構築するための基礎的研究として、室内実験¹¹⁾に続いて実規模落石を想定した大型の緩衝材用衝撃実験装置を製作し、敷砂緩衝材に関する大型重錘落下衝撃実験を実施した¹²⁾。一方で、合理的な設計法を確立するためには、実際に用いられている緩衝材の材料特性を明らかにすることが重要である。

そのような観点から、本研究では、まずは北海道内の既設ロックシェッドに関する緩衝材の状況を調査した。その結果、緩衝材の多くは現地発生土の礫質土であり、非常に強固に締固まっていることが明らかになった¹³⁾。

このことから、これらの緩衝材料に類似した碎石に関する緩衝性能を明らかにするために大型重錘落下衝撃実験を実施し、敷砂緩衝材と比較する形で検討を行った。本文では、既設ロックシェッドの緩衝材に関する調査結果を含め、碎石の緩衝特性について報告するものである。

2. 碎石緩衝材の選定

緩衝材を用いた衝撃実験では、使用する緩衝材料の選定理由が重要であるとともに、同様の緩衝特性が得られるようにするためには、各実験時における緩衝材の設置状態が重要となる。この為、まずは本実験に用いた碎石緩衝材の材料選定について、以下に記述する。

2.1 既設ロックシェッドの緩衝材実態調査

(1) 調査概要

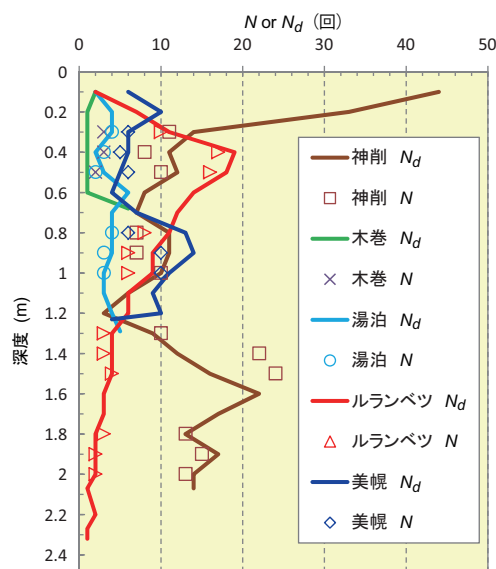
落石対策便覧²⁾には、図-1に示すように敷砂緩衝材を $T = 90$ cm 設置し、その上に飛散防止材 (砂利等) $T = 20$ cm を敷き均すとしている。そこで、緩衝材の現状を把握する目的で、既設ロックシェッド頂版上の緩衝材の実態調査を行った。

表－1 緩衝材の土質試験結果

試料名	神削覆道		木巻覆道		湯泊第1覆道		ルランベツ覆道		美幌覆道		
	再生路盤材	発生土	発生土	発生土	発生土	発生土	発生土	発生土	飛散防止材	敷砂	
試験深度 (m)	0.0～0.20	0.35～0.50	0.0～0.20	0.2～0.50	0.0～0.20	0.2～0.50	0.0～0.20	0.2～0.60	0.0～0.25	0.25～0.50	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.722	2.718	2.726	2.727	2.687	2.677	2.75	2.752	2.711	2.662	
粒度	60% 粒径 D_{60} (mm)	30.35	22.21	29.14	21.15	0.49	8.45	16.71	17.74	22.75	7.515
	均等係数 U_c	38.89	39.99	64.32	87.07	354.93	1320.3	118.4	93.38	138.4	38.82
地盤材料の分類名	粒径幅の広い砂まじり礫	粘性土まじり砂質礫	砂まじり礫	細粒分まじり砂質礫	細粒分質礫質土	細粒分質砂質礫	細粒分まじり砂質礫	細粒分まじり砂質礫	細粒分まじり砂質礫	砂質礫	
分類記号	GW-S	GS-Cs	G-S	GS-F	SFG	GFS	GS-F	GS-F	GS-F	GS	
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.91	1.979	1.932	1.856	1.774	1.58	2.164	2.221	2.16	1.857	
最適含水比 w_{opt} (g/cm ³)	12.7	11.8	12.6	13.3	16	22.9	8.7	7.8	8.2	9.3	
原位置突砂法	乾燥密度 (kN/m ³)	1.862	1.889	1.698	1.579	1.68	1.447	2	2.086	1.981	1.596
	含水比 w	9.8	8.2	10.7	10.9	13.2	27.4	5.4	5	5.7	9.4
現場密度試験による締固め度 %	97.5	95.5	87.9	85.1	94.7	91.6	92.4	93.9	91.7	86	



図－2 調査箇所図



図－3 深度方向の N 値と N_d 値の関係

調査は既設ロックシェッド毎に、飛散防止材（表層）と緩衝材（緩衝層：地表下 50 cm）について（各 1 箇所）、現場密度試験による締固め度の確認と室内土質試験を実施した。また、標準貫入試験と動的円錐貫入試験（大型）により緩衝材の厚さを確認した。

北海道の一般国道ではロックシェッドの 8 割が RC 製であることから、調査箇所は、過去の被災箇所¹⁴⁾や過去に実験や解析を実施した箇所^{2), 15)}を中心に、図-2 に示す北海道内の 5 箇所とした。図には調査時における各ロックシェッドの建設からの経過年数を併記している。

昭和 58 年初版の落石対策便覧には、緩衝材の砂層厚は 90 cm を標準とすることが多いと記述されている。このことから、昭和 58 年以前に建設されたロックシェッドを主に調査対象とし、併せて平成 8 年に建

設された美幌覆道の敷砂緩衝材の締固め度について調査を行った。

(2) 室内土質試験の結果

原位置よりサンプリングした試料について、室内土質試験を行った。表-1 にはその結果を示している。表には、後述する現場密度試験（突砂法）に関する試験結果も併記している。

室内土質試験の結果から、緩衝材は主に現地発生土の礫質土であることが明らかになった。

(3) 標準貫入試験と動的円錐貫入試験の結果

図-3 には、標準貫入試験 (N 値) と動的円錐貫入試験 (N_d 値) の結果を示している。 N 値の計測は 10 cm 毎に



(a) 神削覆道 (b) 木巻覆道 (c) 湯泊第1覆道 (d) ルランベツ覆道 (e) 美幌覆道

写真-3 各ロックシェットの全景



(a) 神削覆道 (b) 木巻覆道 (c) 湯泊第1覆道 (d) ルランベツ覆道 (e) 美幌覆道

写真-4 緩衝材全景



(a) 神削覆道 (b) 木巻覆道 (c) 湯泊第1覆道 (d) ルランベツ覆道 (e) 美幌覆道

写真-5 緩衝材の内部状況

記録されていることから、10 cm 毎に記録されている N_d 値との比較を行った。図より、既設落石防護覆道の緩衝材としての厚さは、現行の 1.1 m に近い箇所が 2 箇所あり、2 m を超える箇所もあることが分かった。

標準貫入試験と動的円錐貫入試験との比較では、地盤調査の方法と解説に記述されている $N \approx N_d$ の関係が本調査箇所においても確認された。両者の相関係数は 0.85 であった。既設ロックシェッド上の緩衝材のように深度が浅い場合には、動的円錐貫入試験は簡便で有用であることが分かった。しかしながら、打撃により円錐を貫入させる試験であるため、木巻覆道では礫による障害でロックシェッド頂版まで調査を実施することは出来なかった。

(4) 既設ロックシェットの緩衝材の状況

写真-3～7には、原位置の既設ロックシェットの緩衝材の状況を示している。写真-3は、各ロックシェットの全景写真である。写真-4はロックシェッドに設置されている緩衝材の状況である。また、写真-5～7には緩衝材の状況を示している。

(a) 神削覆道の場合には、地表より 35 cm が再生骨材

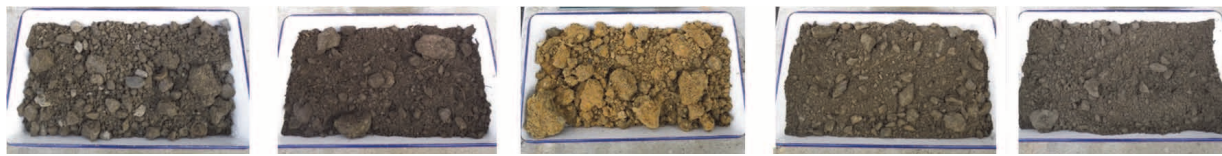
(RC 材) であり、以深 50 cm までは礫質土から構成されていた。

(b) 木巻覆道の場合には、地表より 50 cm までは写真-7に示されるように $\phi 200$ mm 程度の石が多く、内部には写真-5に示すように $\phi 1$ m 程度の巨礫が混入していた。

(c) 湯泊第1覆道の場合には、地表より 20 cm までは細粒分に粘性のある礫質土が主体であり $\phi 50$ cm 程度の礫も混入していた。また、以深 50 cm までは細粒分が若干と火山灰質である礫質土から構成されていた。

(d) ルランベツ覆道の場合には、地表より 60 cm までは最大礫径 75 mm 程度で、細粒分が砂質の比較的均質な礫質土から構成されていた。

(e) 美幌覆道の場合には、地表より 25 cm までは最大礫径 75 mm 程度の礫質土が主体であるが、所々に写真-7に示すような $\phi 200$ mm 程度の礫が混入していた。また、以深 50 cm までは礫まじり砂が主体となっている。



(a) 神削覆道 (b) 木巻覆道 (c) 湯泊第1覆道 (d) ルランベツ覆道 (e) 美幌覆道

写真-6 地表面から50 cm下の緩衝材状況



(b) 木巻覆道 (c) 湯泊第1覆道 (e) 美幌覆道

写真-7 緩衝材の状況

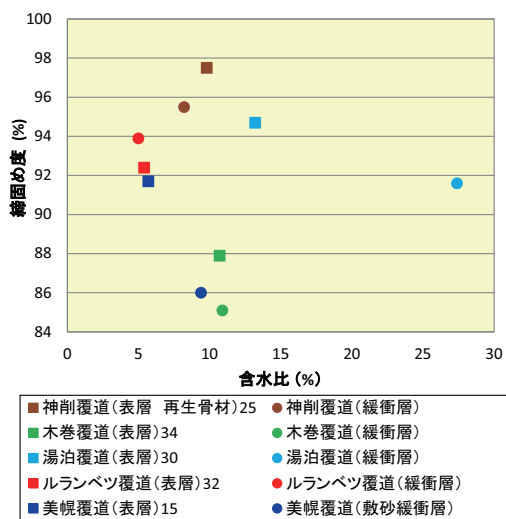


図-4 既設緩衝材の締固め度と含水比の関係

(5) 原位置の締固め度の結果

図-4には、各既設ロックシェッドの現場密度試験結果による締固め度と含水比の関係を示している。凡例に記述の数字は、ロックシェッドの建設からの経過年数である。表-1の最下段と同様に、各土質とも締固め度が85%以上となっており、道路盛土の路体締固め度の品質管理値と同じ高い値となっている。15年経過している美幌覆道における敷砂緩衝材は締固め度が86%となっており、締固め度の平均は92%と道路の下層路盤の現場密度の規格値93%の値に近く、非常に強固に締固まっていることが分かった。

(6) 既設ロックシェッドの緩衝材の実態

上述の既設ロックシェッド頂版上の緩衝材の実態調

査結果を整理すると、以下のように要約される。

- 1) 既設ロックシェッドの緩衝材の多くは現地発生土の礫質土である。
- 2) 礫質土緩衝材の締固め度は平均で92%と非常に強固に締固まっている。

以上より、緩衝材を設置しているロックシェッド等の耐衝撃構造物を対象に性能照査型設計法を確立するためには、実情に即した緩衝材に対する適切な材料構成則モデルの構築が必要である。特に既設のロックシェッドの場合には、礫質土に関する緩衝性能実験と数値解析に用いるための材料構成則モデルの構築が急務であることが分かった。また、この礫質土に対して、緩衝材としての緩衝効果が不足する場合には、敷砂緩衝材等に置き換えることも必要になってくると推察される。

2.2 海外の礫を用いたロックシェッドの緩衝材実験

上記より、既設ロックシェッドの緩衝材は礫質土で強固に締固まっている現状を踏まえ、国内外の類似事例を調査した。

その結果、落石災害に対する防護構造物としてロックシェッドを多用し、緩衝材として礫質土を使用し性能照査型設計の研究を行っているのは、スイス連邦共和国スイス工科大学のローザンヌ校やチューリッヒ校(以下、ETH)であることが分かった。

写真-8には、スイスでの碎石緩衝材を用いたRCスラブに関する衝撃実験状況¹⁶⁾を示している。ETHでは、粒度分布が広く、良く締まる材料を用い、強固に締固めた状態に対する実験を実施している(写真-



写真-8 スイスにおけるRCスラブ衝撃実験状況¹⁶⁾

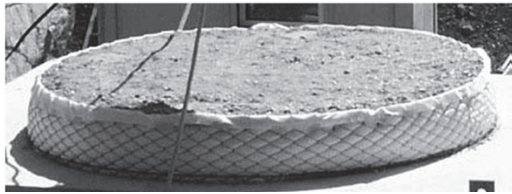


写真-9 スイスの碎石緩衝材状況¹⁶⁾

9). これは、スイスがアルプスの山岳地帯にあり、砂は湖の浚渫土などに限られていることから、緩衝材としては礫質土を用いていること、また、経年によってそれが強固に締固まることを想定しているためである。

2.3 礫質土緩衝材の選定

図-5には礫質土緩衝材の材料選定図を示している。図の粒径加積曲線には、既設ロックシェッド緩衝材で調査を実施した結果に、白抜きのマーカーでスイスと今回選定した碎石緩衝材の粒度分布を示している。

本研究では、原位置の礫質土と同様な粒度分布の礫を用いて実験を実施することを目的に礫材料を選定した。なお、湯泊覆道の緩衝材材料は、赤褐色で細粒分が多いことから他の礫質土緩衝材とは違う粒度分布となっている。

また、碎石緩衝材に関しては先駆的な研究を実施しているETHと著者らで共同研究を実施し、互いに性能照査型設計法の確立に向けて実験や解析結果を共有するために、粒度分布をスイスの粒度分布に近い碎石(0~30mm級)として選定した。その際、日本の碎石はスイスの碎石と違い、軟石であることを確認したが、緩衝性能には粒度分布や締め固め度が大きく影響するものと判断し、材料強度までは考慮しないこととした。なお、図中には実験に供した敷砂緩衝材の粒度分布についても併記している。実験に供した砂は単粒に近いため、美幌覆道の敷砂緩衝材と同様に粒度分布

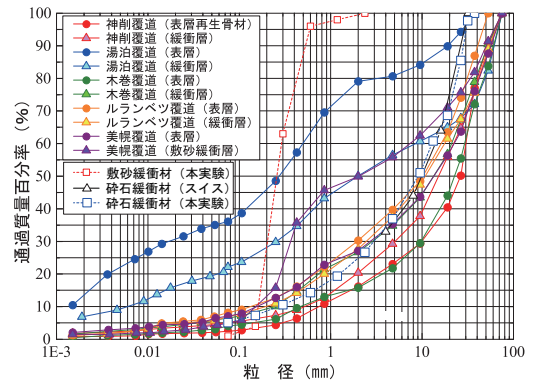


図-5 礫質土緩衝材の材料選定図(粒径加積曲線)

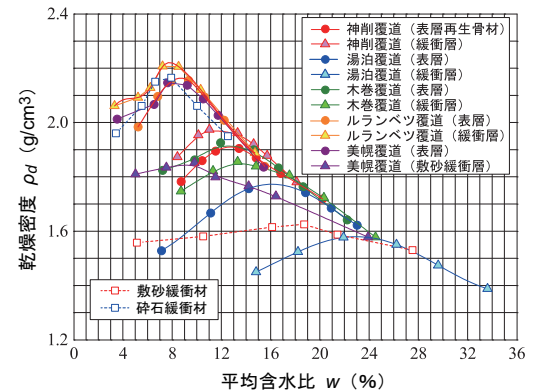


図-6 乾燥密度試験

が立つ形となっている。

図-6には、既設ロックシェッド毎の現場密度試験結果から締め固め度を算出するための締め固め曲線を乾燥密度試験として示している。図より、礫質土として用いる碎石緩衝材の最適含水比 w_{opt} は、乾燥密度が大きいルランベツ覆道の曲線とほぼ同様であり、礫質土として乾燥密度が大きい材料であることが分かる。また、碎石緩衝材の最適含水比は8%程度であることが分かる。

敷砂緩衝材は単粒に近いため、締め固め度の指標となる最適含水比の曲線に明瞭なピーク値がないのが特徴である。

3. これまでの碎石緩衝材を用いた衝撃载荷実験

碎石緩衝材に関する研究については、これまでも大型RCスラブでの実験¹⁷⁾(写真-10)やその解析¹⁸⁾を実施するとともに、敷砂と碎石緩衝材の緩衝特性を把握するための写真-11に示すような室内実験を実施してきた¹⁹⁾。

その結果、碎石の緩衝特性は敷砂緩衝材よりも重錘衝撃力や伝達衝撃力が大きく、緩衝材としての緩衝特性が劣ることが明らかになっている。しかしながら、



写真-10 砕石緩衝材を用いた RC スラブ衝撃実験状 (G50-W5-H10-漸増繰り返し 4 回目) 17)



写真-11 室内砕石緩衝材実験状況 19)

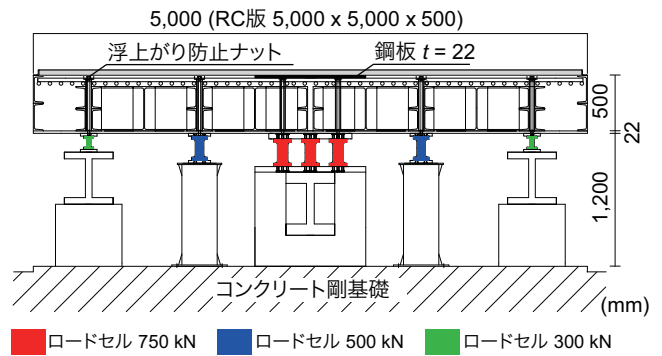


図-7 実験装置概要 (側面図)

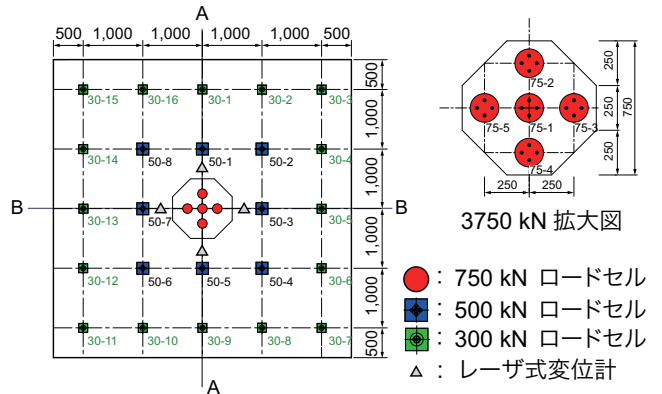


図-8 伝達衝撃力計測用ロードセル配置図 (平面図)

RC 部材に入力される伝達衝撃力など、実規模落石を想定した大型の実験は未だ実施されていない。

4. 敷砂と砕石緩衝材に関する大型重錘落下衝撃実験の概要

4.1 実験装置の概要

図-7には、大型緩衝材用実験装置の側面図を示している。本装置は緩衝材を設置するための剛基礎として、鋼・コンクリートからなる鉄骨コンクリート版(以後、SRC版)であり、緩衝材を介して構造物に作用する衝撃力(以後、伝達衝撃力)を精度よく計測するために、基部には図-8に示す衝撃用ロードセルを配置している。

これまでの敷砂緩衝材の緩衝特性に関する研究では、剛基礎上に衝撃応力測定用ロードセルを基礎面と面一になるように直線上に埋め込み、かつ衝撃力応力が点対象に分布するものと仮定し、台形則により合算して伝達衝撃力を評価している。しかしながら、野外での実規模実験では重錘落下の精度に限界があり、必ずしも設定した対称点に重錘を落下させることができないため、自ずと伝達衝撃力評価に誤差が生じる。このことから、本研究では緩衝材を介した伝達衝撃力を的確に計測することを目的に、緩衝材を設置する剛基礎としてのSRC版全体をロードセルで支持し、それを計測することとした。

SRC版は各辺5mの正方形で、版厚0.5mである。底版には板厚22mmの鋼板を使用し、H形鋼や溝形鋼を用いて井桁状に主構造を組み、溶接によるひずみが入らないように計測を行いながら製作している。また版上面にはD32の異形鉄筋を100mm間隔で格子状に配置している。また、重錘によるSRC版の載荷点部における局所的な損傷を防ぐため、版中央部には板厚が22mmで1m四方の鋼板を設置している。なお、各ロードセルは上面に設置した鋼板と貫通ボルトを通して固定し、実験時のSRC版の浮き上がりも防止している。

砕石緩衝材設置のための枠は、SRC版に等辺山形鋼を溶接して設置したため、4.9×4.9mの平面形状となっている。

4.2 衝撃実験の概要

写真-12には、重錘落下衝撃実験の状況を示している。実験は、砕石緩衝材を50~90cmの厚さで設置し、質量2tonあるいは5tonの鋼製重錘をラフテレーンクレーンにより2.0,5.0mの高さまで吊り上げ、脱着装置により実験装置の中央部に自由落下させることにより行った。

使用した鋼製重錘(図-9)の形状は同一であり、直径が1.0m、高さが97cmで、底部より高さ17.5cm

表-2 実験ケース一覧

実験ケース	緩衝材		落下高さ H (m)	入力エネルギー E (kJ)	締固め厚さ (cm) (下 → 上)	
	種類	厚さ T (cm)				
G50-H 2.0	碎石	50	2.0	98.1	25+25	
G50-H 5.0			5.0	245.2		
G70-H 2.0		70	2.0	98.1	20+25+25	
G70-H 5.0			5.0	245.2	25+22+23	
G90-H 2.0		90	90	2.0	98.1	30+30+30
G90-H 5.0-1				5.0	245.2	
G90-H 5.0-2				5.0		
G90-H 5.0-2t				5.0	98.1	
S30-H 2.0	砂	30	2.0	98.1	30	
S30-H 5.0			5.0	245.2		
S50-H 2.5		50	2.5	122.6	25+25	
S50-H 5.0			5.0	245.2		
S70-H 2.5		70	2.5	122.6	20+25+25	
S70-H 5.0			5.0	245.2		



写真-12 実験装置と重錘 (実験状況)

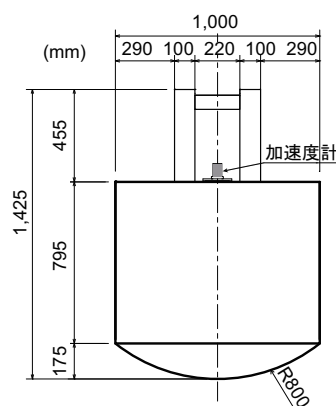


図-9 重錘の形状寸法 (2 ton, 5 ton 同一形状)

の範囲が半径 80 cm の球状となっている。また、重錘は鋼製円筒の内部に鋼塊とコンクリートを充填して所定の質量に調整している。異なる重錘質量に対して同一の形状としたのは、形状による緩衝性能への影響を排除するためである。従って、5 ton 重錘の場合には、質量が 2 ton の落石と底部形状が同一で円柱状の落石と等価である。なお、個別要素法 (DEM) を用いた解析により、本重錘形状による解析結果は、球体とする場合と類似であることを確認している²⁰⁾。

表-2 には、実験ケースの一覧を示している。碎石の緩衝材厚 T は 90 cm を標準とし、70 cm, 50 cm のパラメータとした。実験ケース名は、碎石緩衝材を示

す "G" とその厚さ (cm)、および 5 ton 重錘の落下高さを示す "H" とその高さ (m) を用いて、ハイフンで結び示している。碎石緩衝材の厚さ 90 cm の場合には、実験の再現性を確認するために繰り返し载荷しており、実験ケース名の後半にハイフンで番号付けをして区別した。また、入力エネルギーが $E = 98.1$ kJ の場合には、重錘質量の影響を検討するために 2 つの重錘を用いた実験を実施している。敷砂緩衝材 (S) は緩衝材の厚さが 30 ~ 70 cm である。

実験に使用した碎石は、比重が大きく、粒度分布がスイスと同様の小樽市見晴産切込碎石 (0 ~ 30 mm 級) を選定した。砂については、これまでの敷砂緩衝材に関する実験と同一とし、細砂を使用した。表-3 には本実験に使用した碎石と砂の物性値を示している。

敷砂の締固めは、これまでの敷砂緩衝材に関する実験と同様に仕上がり厚さとして、敷砂厚 70 cm の場合

表－3 緩衝材の物性値

緩衝材	産地	種類	粗粒率	最大乾燥密度 (g/cm ³)	最適含水比 (%)	最大粒径 (mm)	均等係数 U_c	50% 粒径 D50 (mm)
碎石	小樽市見晴	切込碎石	5.65	2.17	7.4	30	-	9.5
砂	石狩市知津狩	細砂	1.39	1.63	18.2	4.75	2.37	0.27



写真－13 碎石緩衝材の転圧状況 (G70-2 層目)



写真－15 碎石緩衝材の締固め密度の計測状況



写真－14 衝撃荷重用ロードセルの配置状況

には下から 20 cm, 25 cm, 25 cm の 3 層, 敷砂厚 50 cm の場合には 25 cm を 2 層, 敷砂厚 30 cm の場合には, 30 cm 1 層毎に, それぞれ足踏み式により行った。碎石緩衝材の場合には, 最大の締固め度が得られるように表－2 の実験ケース右欄に示す仕上がり厚さとなるように敷均し, 各層は写真－13 に示すタンピングランマーを用いてランマーのプレートマークが残らない状態になるまで (縦横それぞれ約 1 往復) 転圧を行った。なお, 各実験の終了後は, 重錘中心部の緩衝材 (3×3 m 以上の範囲) をバックホウ (0.8 m³ 級) により取り除き, SRC 版の損傷が無いことを確認して, 各緩衝材の再設置を行っている。

4.3 計測機器による計測方法

本実験における計測項目は, 1) 重錘の頂部表面に設置したひずみゲージ式高応答小型加速度計 (容量 100, 200, 500 G, 応答周波数 DC 4 ~ 5 kHz) による重錘衝撃力, 2) RC 版下面に設置した図－8, 写真－14 に示す 29 個の衝撃用ロードセル (定格容量: 750 kN 5 個, 500 kN 8 個, 300 kN 16 個) の合計値である伝達衝撃力, 3) 非接触型レーザ式変位計 (応答周波数約 1 kHz) による SRC 版の変位, 4) デジタルハイスピード

カメラによる重錘貫入量 (解像度: 640×480) である。なお, レーザ式変位計は, 図－8 に示すように重錘落下点に対して 750 kN と 500 kN ロードセルの中間に配置している。

4.4 緩衝材の締固め度の計測と計測方法

敷砂緩衝材の場合には, 各実験に際してシンウォールサンプリングチューブを用いて, 実験前には 3 箇所, 実験終了後には重錘落下点直下の 1 箇所, 試料採取 ($\phi 7.5$ cm, $h = 15$ cm) し, 締固め密度を確認した。碎石緩衝材の場合にはシンウォールサンプリングチューブを用いて計測ができないため, 写真－15 に示すように剛基礎上に同様の枠を設置し, 実験時と同様の締固めを行い, 平板載荷試験と突き砂による土の密度試験 (JGS 1611-2003) を実施した。

5. 実験結果

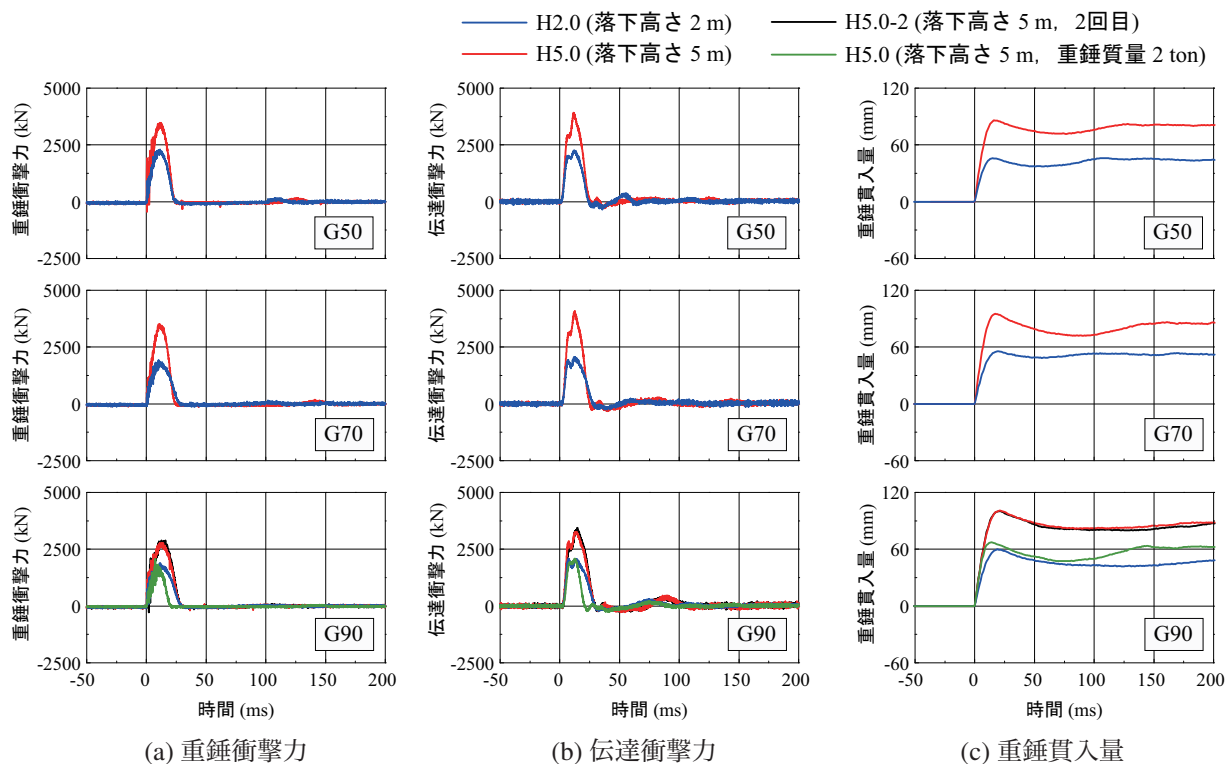
5.1 緩衝材の締固め度

碎石緩衝材の締固め度は, 写真－15 による密度試験結果より, 最適含水比より乾燥側の含水比 6.1% であり, 締固め度は 95% であった。

既設ロックシェットの礫質土緩衝材の締固め度が平均で 92% であったことから, 本実験時の碎石緩衝材の状態は, 現場と類似した強固に締固まった状態であるものと判断される。

5.2 碎石緩衝材の各時刻歴応答波形

図－10 (a)~(c) には, 入力エネルギー $E = 98.1, 245.2$ kJ (落下高さ $H = 2.0, 5.0$ m) で, 碎石緩衝材の厚さを



図－10 各時刻歴応答波形 (G90, G70, G50)

変化させた場合の重錘衝撃力，伝達衝撃力および重錘貫入量に関する時刻歴応答波形を示している。なお，伝達衝撃力は，図－8 に示した 29 個のロードセルからの応答波形を時間軸を等しくして合算したものである。また，重錘貫入量の時刻歴波形は，高速度カメラからの出力結果である。なお，レーザ式変位計による SRC 版の変位は実験前後とも，0.1 mm 以下のノイズとして計測されており，表記していない。

(a)～(c) 図より，重錘質量 5 ton (図中，青色，赤色，黒色) の各時刻歴応答波形の最大応答値は砕石緩衝材の緩衝材厚にかかわらず，落下高さ H が高い場合が大きいことが分かる。

緩衝材厚毎の比較において，緩衝材厚が 90 cm の場合に着目すると，重錘衝撃力波形 (a 図) はいずれのケースも重錘衝突初期に急激に立ち上がる正弦半端状の第 1 波のみの波形となっている。伝達衝撃力波形 (b 図) に関しては，重錘衝撃力に対して遅れて励起しており，正弦半端状の第 1 ピーク近傍の性状が若干異なるものの，その後続く第 2 波から構成されている。重錘貫入量 (c 図) に関しては，最大貫入量を示した後にリバウンドして若干浮き上がるものの再度貫入する傾向を示し最大貫入量程度の一定値に漸近している。入力エネルギーを同一とした重錘質量 2 ton の場合には，リバウンドの量が若干大きい傾向を示している。

砕石緩衝材の再現性を確認するための実験 (5 ton 重錘，落下高さ $H = 5.0$ m，入力エネルギー $E = 245.2$

kJ) 結果より，重錘衝撃力波形 (a 図)，伝達衝撃力波形 (b 図)，重錘貫入量 (c 図) とともに，ほぼ同様の波形性状を示しており，十分再現性があることが明らかになった。

次に，重錘質量の影響を検討するために，等入力エネルギー状態である重錘質量 2 ton，落下高さ $H = 5.0$ m の場合と重錘質量 5 ton，落下高さ $H = 2.0$ m の場合について応答値および波形を比較する。図より，重錘衝撃力波形 (a 図) は，重錘質量 2 ton (緑色) の場合が重錘質量 5 ton (青) の場合より最大ピーク値に達するまでの時間が早い。最大衝撃力は両者類似である。また，波動継続時間は，重錘質量 2 ton の場合が $t = 22$ ms で，重錘質量 5 ton の場合 ($t = 30$ ms) より短い。

伝達衝撃力波形 (b 図) において，最大衝撃力は重錘衝撃力と同様にほぼ類似している。また，第 1 波目の波動継続時間も重錘衝撃力と同様に，重錘質量 2 ton の場合が小さい傾向を示している。ただし，その後の第 2 ピークの発生時間はほぼ類似している。

重錘貫入量 (c 図) は，重錘質量 2 ton の場合が重錘質量 5 ton の場合よりも早期に最大値に達していることが分かる。

以上より，砕石緩衝材における等入力エネルギーの比較では，重錘衝撃力と伝達衝撃力の最大値はほぼ同様であるが，重錘質量の大きい方が各最大衝撃力の発生時刻が早く，重錘貫入量が早期に最大値に達することが明らかとなった。

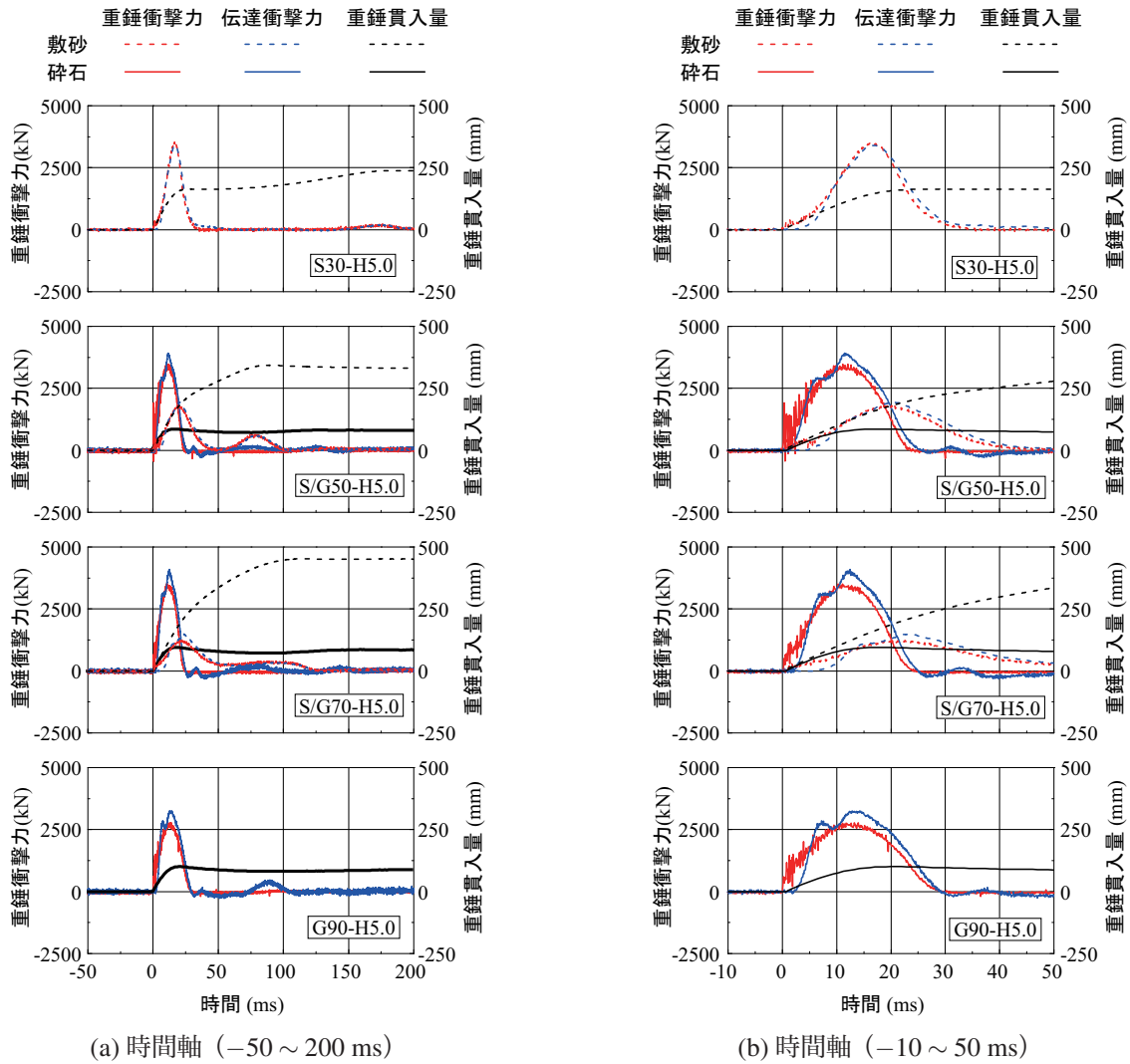


図-11 敷砂および碎石緩衝材の時刻歴応答波形図 (重錘質量 5 ton, 落下高さ $H = 5.0$ m)

5.3 敷砂緩衝材と碎石緩衝材の各時刻歴応答波形の比較

図-11 (a), (b) には、表-2 の実験ケースに示した重錘質量 5 ton, 落下高さ $H = 5.0$ m (入力エネルギー $E = 245.2$ kJ) による敷砂と碎石緩衝材の各時刻歴応答波形を緩衝材厚毎に比較して示している。なお、(b) 図は衝突時近傍の 50 ms を拡大して示したものである。

緩衝材厚 $T = 90$ cm に着目すると、最大重錘衝撃力や最大伝達衝撃力は、碎石緩衝材に重錘が貫入し、最大貫入量に達する前にピーク値が発生していることが分かる。

緩衝材厚 $T = 70$ cm に着目すると、碎石緩衝材の場合において、重錘は $T = 90$ cm の場合より早期に最大貫入量に達している。従って、最大重錘衝撃力や最大伝達衝撃力も、最大貫入量に達すると同時程度に発生していることが分かる。この傾向は、碎石緩衝材厚 $T = 50$ cm も同様である。

敷砂緩衝材の場合に着目すると、最大重錘衝撃力や最大伝達衝撃力は、碎石緩衝材の場合には重錘衝突後約 10 ms 経過後に発生しているのに対して、約 20 ms 後に励起しており、碎石に比較して緩衝性能に優れていることが分かる。また、重錘が最大貫入量に達する経過時間も約 100 ms 経過後であり碎石に比較して大幅に長く示され、効率的に衝撃エネルギーが吸収されていることが窺える。

緩衝材厚 $T = 50$ cm に着目すると、その傾向は $T = 70$ cm の場合と同様であるが、緩衝材厚が薄くなったことにより最大重錘衝撃力や最大伝達衝撃力および重錘が最大貫入量に達する経過時間は若干短くなる傾向を示している。また、敷砂緩衝材の場合において、重錘貫入量の時間分布はほぼトリリニア状となっており、その折れ点で重錘衝撃力や伝達衝撃力波形は極大値を示していることが分かる。このような性状は、重錘と敷砂中を伝播する応力波が複雑に関係しているものと推察され、今後個別要素法 (DEM) 等で検

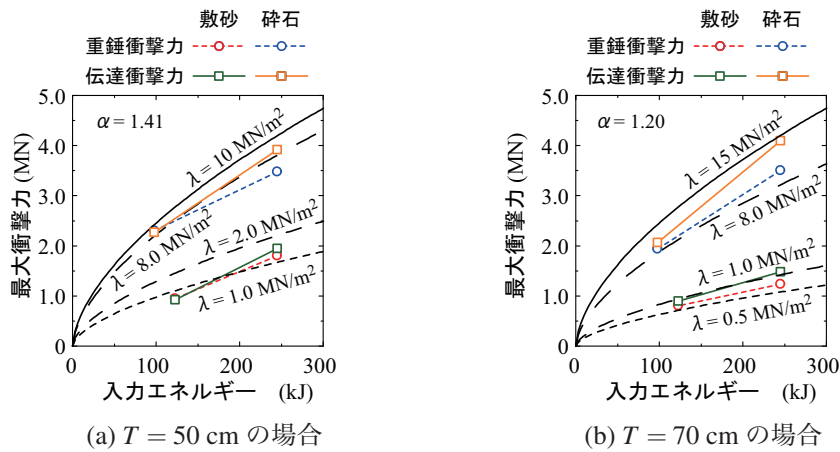


図-12 敷砂および砕石緩衝材の各種最大衝撃力と入力エネルギーの関係（緩衝材厚 $T = 50, 70 \text{ cm}$ ）

討したいと考えている。

緩衝材厚 $T = 30 \text{ cm}$ は敷砂緩衝材の場合のみである。層厚が薄いこともあり最大重錘衝撃力および最大伝達衝撃力に達する経過時間は、 $T = 50 \text{ cm}$ の場合に比較して短く示され、かつ最大衝撃力も大きいことから、緩衝性能も低下してくることが分かる。

5.4 各種衝撃力と入力エネルギーの関係

図-12には、表-2の実験ケースに示した重錘質量 5 ton 、落下高さ $H = 2.0, 2.5, 5.0 \text{ m}$ （入力エネルギー $E = 98.1 \sim 245.2 \text{ kJ}$ ）における敷砂緩衝材と砕石緩衝材に対する最大重錘衝撃力と入力エネルギーの関係を示している。

図中の黒曲線は、振動便覧式²⁾に基づき、緩衝材の層厚 T と重錘径 D の比から決定される割り増し係数を考慮して算出した衝撃力（ラーメの定数： $\lambda = 0.5 \sim 15 \text{ MN/m}^2$ 、割り増し係数： $\alpha = (D/T)^{1/2} = 1.20, 1.41$ 、 D ：重錘径 1.0 m 、 T ：敷砂厚 $50, 70 \text{ cm}$ ）を示している。

図より、敷砂と砕石緩衝材設置時における最大衝撃力は、入力エネルギーの増加に対応して増加しており、かつ最大伝達衝撃力が最大重錘衝撃力よりも大きい傾向にあることが分かる。また、敷砂緩衝材の最大重錘衝撃力および最大伝達衝撃力は共に、ラーメの定数が $\lambda = 1 \text{ MPa}$ 前後の場合に対応していることが分かる。しかしながら、砕石緩衝材の場合には層厚の増加に対応してラーメの定数 λ も大きくなる傾向を示し、敷砂緩衝材の傾向とは異なることが分かる。砕石緩衝材設置時の最大重錘衝撃力と伝達衝撃力は敷砂緩衝材設置時に比較して2～4倍程度大きいことが明らかになった。

6. まとめ

本研究では、敷砂や砕石緩衝材を設置した構造物の耐衝撃挙動解析を合理的に行うことを前提に、これら

緩衝材の材料構成構則モデルを構築するための基礎的研究として、これまでの知見を含めて砕石緩衝材の緩衝性能実験の背景や目的を含めて記述した。また、砕石緩衝材厚をパラメータとした大型重錘落下衝撃実験を実施し、敷砂緩衝材との比較を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 既設ロックシェッドは敷砂緩衝材を設置することとしてその緩衝特性を考慮して設計が実施されている。しかしながら、現実的には礫質土が敷設されており、かつそれらは強固に締固まった状態になっている。
- 2) 砕石緩衝材の場合において、衝撃実験の再現性は非常によい。等しい入力エネルギーで質量が異なる場合には、最大衝撃力はほぼ類似の値を示すが、重錘貫入量は若干異なる。
- 3) 敷砂と砕石緩衝材の緩衝特性の比較において、砕石緩衝材を設置した場合における最大重錘衝撃力と最大伝達衝撃力は敷砂緩衝材を設置した場合の2～4倍となる。

謝辞

本研究論文を取り纏めるに当たり、室蘭工業大学大学院栗橋祐介講師をはじめ、構造力学研究室の諸君、また、名古屋工業大学大学院前田健一教授に多大なる御協力を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 国土交通白書, p.191, 2013.7
- 2) (社)日本道路協会：落石対策便覧, 2000.6
- 3) 岸 徳光, 西 弘明, 今野久志, 牛渡裕二, 保木和弘：2 辺支持大型 RC スラブに関する重錘落下衝撃実験, 構造工学論文集, Vol. 57A, pp. 1181-1193, 2011.3
- 4) 岡田慎哉, 岸 徳光, 西 弘明, 今野久志：RC ラーメン構造の耐衝撃挙動に関する実験的検討お

- よび数値解析手法の妥当性検討, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp. 1388-1398, 2009.3
- 5) 西 弘明, 岸 徳光, 牛渡裕二, 今野久志, 川瀬良司: 敷砂緩衝材を設置した 1/2 縮尺 RC 製ロックシェッド模型の重錘落下衝撃実験, 構造工学論文集, Vol. 57A, pp. 1173-1180, 2011.3
 - 6) 山口 悟, 今野久志, 西 弘明, 岸 徳光: 緩衝材の有無による RC 製ロックシェッド模型の衝撃載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 2, pp. 823-828, 2011.7
 - 7) 岸 徳光, 今野久志, 三上 浩: RC 梁の繰り返し重錘落下衝撃挙動に関する数値シミュレーション, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp. 1225-1237, 2009.3
 - 8) 牛渡裕二, 川瀬良司, 吉井康訓, 岡田慎哉, 岸 徳光: 小型 RC 製アーチスラブ模型の弾塑性衝撃応答解析, 第 9 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集, pp. 37-42, 2008.12
 - 9) 岸 徳光, A.Q., Bhatti, 今野久志, 岡田慎哉: 重錘落下衝撃荷重載荷時の大型 RC 桁に関する衝撃応答解析法の適用性検討, 構造工学論文集, Vol. 52A, pp. 1261-1272, 2006.3
 - 10) 岸 徳光, 牛渡裕二, 今野久志, 山口 悟, 川瀬良司: 重錘落下衝撃荷重を受ける 1/2 スケール RC 製ロックシェッド模型に関する数値解析的検討, 構造工学論文集, Vol. 58A, pp. 1029-1040, 2012.3
 - 11) 今野久志, 岸 徳光, 西 弘明, 山口 悟, 岡田伸之: 敷砂緩衝材の緩衝特性に関する重錘落下衝撃実験, 構造工学論文集, Vol. 58A, pp. 1051-1063, 2012.3
 - 12) 山口 悟, 今野久志, 西 弘明, 小室雅人, 岸 徳光: 敷砂緩衝材の緩衝特性に関する大型重錘落下衝撃実験, 構造工学論文集, Vol. 59A, pp. 967-976, 2011.3
 - 13) 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
 - 14) 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
 - 15) 土木学会: 構造工学シリーズ 8, ロックシェッドの耐衝撃設計, p. 70, 1998.11
 - 16) Schellenberg, Kristian: On the design of rockfall protection galleries, vdf Hochschulverlag an der ETH Zürich, ETH e-collection, 2009.
 - 17) 山口 悟, 岸 徳光, 今野久志, 西 弘明: 敷砂及び碎石を用いた 2 辺支持大型 RC スラブの重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp. 751-756, 2010.7
 - 18) Schellenberg, K., Kishi, N., and Konno, H.: Analytical model for rockfall protection galleries - a blind prediction of test and conclusion, *Applied mechanics and materials*, Vol. 82, pp. 722-727, 2011.9
 - 19) 山口 悟, 木幡行宏, 牛渡裕二, 岸 徳光: ソイルセメント・敷砂・碎石の緩衝効果に関する重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 35, No. 2, pp. 751-756, 2013.7
 - 20) 内藤直人, 前田健一: DEM 解析を用いた落体形状の異なる緩衝砂の衝撃力伝達挙動, 土木学会全国大会第 67 回年次学術講演会, III-324, 2012.9

(2013 年 9 月 25 日受付)