論文 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

山口 悟*1・岸 徳光*2・西 弘明*3・今野 久志*4

要旨:現在,RC 製落石覆道の設計は許容応力度法により行われているが,過去の被災事例の検証などから落 石覆道は耐力的に非常に大きな安全率を有しているものと考えられる。本論文では,より合理的な断面設計 を可能とする性能照査型耐衝撃設計法を確立するための基礎資料の収集を目的に,実落石覆道の縮尺模型を 製作し,重錘を繰り返し落下させる衝撃載荷実験を実施した。その結果,敷砂緩衝材を有する試験体頂版部 に着目し,許容応力度法によって求められた設計落石エネルギーと終局と定義した実験結果との間には,17 倍の差が認められた。

キーワード:道路防災施設, RC 製ロックシェッド, 重錘衝撃載荷実験, 敷砂緩衝材, 性能照査型設計法

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。

これらの設計は、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),2)}。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³⁾。

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 (LS-DYNA)を実施してきた^{4~5)}。さらに、構造要素に関する検討として実ロックシェッドの1/4程度の小型ラーメン模型に関する衝撃実験を実施し、破壊に至るまでの耐衝撃挙動の把握を行った⁶⁾。

以上のように、部材レベル、小型全体系模型レベルで 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、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。

そこで本研究では,実ロックシェッドの 2/5 縮尺模型 試験体を2体製作し,1体は緩衝材の無い状態で(以後, 単に緩衝材無し),もう1体は敷砂緩衝材を有する状態



図 - 1 試験体の形状寸法

(以後,単に緩衝材有り)で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ので,その結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本実験では、実ロックシェッドの 2/5 縮尺模型試験体 を製作し、耐衝撃挙動を検証することとした。なお、実 際のロックシェッドには層厚が t=90 cm の敷砂、t=20 cm 厚の飛散防止材が設置されていることから、緩衝工 も模型の縮尺に対応して、厚さを t=50 cm に設定した。

図-1には、重錘落下衝撃載荷実験に使用した RC 製 ロックシェッド模型の形状寸法を示している。模型は、 外幅 4.4 m ,長さ 4.8 m,高さ 2.8 m であり、内空断面 は幅 3.6 m,高さ 2 m で、頂版、底版、側壁、柱の厚さ はいずれも 40 cm である。模型縮尺を考慮し、鉄筋比に ついては実ロックシェッドと同程度とすることとした。

*1 (独) 土木研究所寒地土木研究所 寒地構造チーム (正会員)
*2 室蘭工業大学大学院 くらし環境系領域 教授 工博 (正会員)
*3 (独) 土木研究所寒地土木研究所 寒地構造チーム 上席研究員 博(工) (正会員)
*4 (独) 土木研究所寒地土木研究所 寒地構造チーム 総括主任研究員 博(工) (正会員)

すなわち, 頂版下面には D13 の鉄筋を 50 mm 間隔(主 鉄筋比 0.75%) で 53 本配置している。また, 底版上面 とハンチ部には D16 鉄筋を, 柱部, 壁部には D13 鉄筋 を配置している。

コンクリートのかぶりは、いずれの部材も芯かぶりを 60 mm としている。鉄筋の材質は全て SD345 である。 力学的特性に関しては、 D13 の降伏強度、引張強度は それぞれ 413 N/mm², 580 N/mm² であり、D16 の場合は 430 N/mm², 609 N/mm² である。また、使用したコンクリ ートの設計基準強度は 24 N/mm², 実験時の圧縮強度は 29.7 N/mm² であった。

2.2 実験方法

表-1 には,実験ケースを一覧にして示している。本 論文では,各実験ケースを分かりやすくするために,緩 衝材の有無(N:無し,S:有り(敷砂)),重錘落下高さ を示す H とその高さ(m)を付し,それらをハイフンで 結び簡略化して示している。

写真-1 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緩衝材無しには 2,000 kg の重錘を、緩衝材有りには 10,000 kg 重錘を所定の高さまで吊り上げ、着脱装置を介して落下させることにより実施している。衝撃荷重載荷位置はロックシェッド頂版中央部に限定し、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実験を行った。

2,000 kg 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 の球状となって いる。10,000 kg 重錘 (写真-1) 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。

2.3 敷砂緩衝材

本実験で用いた敷砂緩衝材は,表乾密度 2.56 g/cm³, 吸水率 3.23 %,単位体積重量 14.4 kN/m³の石狩厚田産 細目砂である。粒度試験結果は,0.6,0.3,0.15 mm のふ るい通過率がそれぞれ 98,70,2%となっている。

実ロックシェッド上の敷砂緩衝材の締め固めに関す る明確な測定値がないことより,実ロックシェッドの状 態を再現することは不可能である。そのため,これまで の実験方法と同様に,25 cm 厚毎に足踏みによって締め 固め,所定の厚さに成形した。なお,敷砂緩衝材は各実 験ケース終了後に,重錘径の2 倍以上の範囲で掘り返 し,頂版上面のクラックの有無を確認の後,再成形を行 っている。

敷砂緩衝材の湿潤密度および含水比の測定は,実験ケ ース S-H1.00 の実験前に実施した。実験時の湿潤密度お よび含水比はそれぞれ,14.1 kN/m³,7.33% 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

表 - 1 実験ケース

実験 ケース	緩衝	重錘	落下高さ	入力エネルギー
	材の	質量	$H(\mathbf{m})$	$E_k (\mathrm{kJ})$
	有無	$M(\mathrm{ton})$		
N-H0.25	無	2	0.25	4.9
N-H0.50			0.50	9.8
N-H0.75			0.75	14.7
N-H1.00			1.00	19.6
N-H1.25			1.25	24.5
S-H1.00	有 (砂)	10	1.00	98
S-H5.00			5.00	490
S-H10.00			10.00	980



写真 -1 重錘落下衝撃載荷実験状況

置したひずみゲージ式加速度計(容量 500 G,応答周波 数 DC ~2 kHz)による重錘衝撃力,2)非接触型レーザ式 変位計(容量 200 mm、応答周波数約 1 kHz)による内空 変位である。これらの各センサーからの出力波形は,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 て一括収録を行っている。また,各実験ケースの終了後 には,試験体のひび割れ状況をスケッチしている。

3. 実験結果

3.1 重錘衝擊力波形

図-2 には、重錘が緩衝材に衝突した時間を 0 ms と して、重錘衝撃力波形を示している。各重錘衝撃力波形 に関しては、ノイズを含んだ高周波成分が含まれている ため、波形収録後に 1 ms の矩形移動平均法により数値 的なフィルター処理を施している。

(a) 図には緩衝材無しの N-H0.50 と N-H1.25 の重錘 衝撃力波形を示している。図より,重錘衝撃力波形はい ずれも,三角形状の第 1 波に振幅が小さく周期の長い 波形が合成された性状を示している。また,波動継続時 間に着目すると,落下高さの増加に伴い波動継続時間の 増加が見られ,N-H1.25 では 12 ms 程度となっている。 最大重錘衝撃力は,落下高さの増加に対応して多少増加 する傾向が示されているが,いずれも 2,500 kN 程度の



値を示している。

(b) 図の緩衝材有りの S-H1.00~10.00 の波形より,重 錘の落下高さが小さいほど波動継続時間が長いことが 分かる。S-H5.00 では,波動継続時間が t = 60 ms 程度 の正弦半波状の第 1 波と波動継続時間が t = 40 ms 程 度の正弦半波状の第 2 波から成る波形性状を示し, 2 波を含めた波動継続時間は 125 ms 程度である。また, 2 波の波形から形成されるのは,敷砂を介して重錘とロッ クシェッド頂版が連成した挙動を示すことに起因する ものと考えられる。S-H10.00 の場合には,波動継続時間 が 80 ms 程度の三角形状の 1 波形状となっている。こ のように 1 波の形状を示すのは,入力エネルギーが大 きいことにより,重錘は緩衝材に衝突した後敷砂中に貫 入し最大重錘衝撃力に達した時点で,頂版の載荷点近傍 部の損傷を伴い,一瞬除荷状態に至るためと推察される。

次に緩衝材の有無による波動継続時間に着目すると, 同様な最大重錘衝撃力が計測された緩衝材有りの S-H 5.00 と,緩衝材無しの N-H1.25 で比較すると,入力エネ ルギーが 20 倍異なっているが,重錘衝撃力は 1.1 倍程 度であり,波動継続時間では 10 倍程度長いことが分か る。これより,敷砂緩衝材を設置することにより,衝撃 力が著しく低減しかつ荷重継続時間を長くする効果が あることが分かる。

3.2 変位波形

図-3には、頂版下面の重錘落下点における鉛直方向 変位波形を示している。いずれのケースにおいても変位 波形は、重錘衝突時点から若干遅れて励起していること が分かる。

(a) 図の緩衝材無しの変位波形より,最大変位は重錘 衝突後約 10 ms 経過時点で発生しており,最大重錘衝撃 力発生時間とは大きく異なっている。

(b) 図の緩衝材有りの変位波形より,波形性状は重錘 衝撃力波形に類似している。また,S-H1.00 の場合には 入力エネルギーが小さいことより,残留変位はほとんど 発生していない。しかしながら,S-H5.00 や S-H 10.00 の 場合には入力エネルギーが大きいことにより,残留変位 が生じている。特に S-H10.00 の場合には,除荷後の残 留変位が大きく,減衰自由振動に至っていないことより, 著しく損傷を受けていることが見てとれる。

3.3 各種応答値と入力エネルギーの関係

図-4には、各種応答値と入力エネルギーの関係を示 している。

(a) 図の緩衝材無しの最大重錘衝撃力より,入力エネ ルギー $E_k = 9.8 \text{ kJ}$ を境にして,最大重錘衝撃力の増加 割合が大きく変化している。これは,後述するひび割れ 状況からも分かるように,頂版上面の重錘衝突部に重錘 形状と同一の円形状のひび割れが発生し,押抜きせん断 型の破壊傾向を示すためと推察される。

(b) 図の緩衝材有りの最大重錘衝撃力の図中には,落 石対策便覧¹⁾により算出した衝撃力(ラーメの定数: λ = 1,000 kN/m²,割増係数: $\alpha = \sqrt{D/T}$ =1.58,D:重錘径 125 cm,T:敷砂厚 50 cm)を曲線で示している。ここ での割増係数とは,緩衝材である敷砂層厚が,落石直径 より小さい場合の落石衝撃力の増幅倍率である。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,落石対策便覧により適切に評価可能であると 考えられる。

次に (a) 図の緩衝材無しの最大変位に着目すると,入 カエネルギーの増加に伴い,最大変位もほぼ線形に増加 していることが分かる。(b) 図の緩衝材有りの最大変位 では,入力エネルギーが $E_k \leq 490 \text{ kJ}$ と $E_k > 490 \text{ kJ}$ で は最大変位の増加傾向が異なっている。これは後述する ひび割れ状況からも分かるように,S-H10.00 場合には終 局に近い状況であることによるものと考えられる。次に (a) 図の緩衝材無しの残留変位に着目すると,入力エネ ルギーに対する残留変位の増加割合は,入力エネルギー $E_k = 14.7 \text{ kJ}$ を境に大きくなる傾向を示しており,繰 返し載荷による損傷の影響が現れている。また,残留 変位は最大変位の約 1/3 程度の値を示している。



(b) 図の緩衝材有りの残留変位分布より、入力エネル ギー $E_k = 980 \text{ kJ}$ の場合には、残留変位が顕在化してい る。一方, E_k = 490 kJ では 2 mm 程度で, 損傷が小さい ことが分かる。(b) 図の緩衝材有りの最大変位と残留変 位を比較すると、入力エネルギー $E_k = 980 \text{ kJ}$ の場合に おける最大変位に対する残留変位の比は 0.75 程度とな っている。また、残留変位を道路軸直角方向の内空全幅 に対する割合で見ると、その値は 1.6% (= 60/3,600) 程 度である。この値は、これまでの大型 RC 梁実験に関す る終局と定義している残留変位とスパン長の比2%5) に近く、また後述するひび割れ発生状況からも終局に近 い状態であることが確認できる。一方, E_k=490 kJ の場 合の最大変位に対する残留変位の比は 0.2 程度となっ ている。これは、残留変位の道路軸直角方向の内空全幅 に対する割合が 0.05 % (= 2/3,600) 程度であることに より、供用可能な損傷状態にあることが推察される。

3.4 ひび割れ発生状況

図-5には、緩衝材無しの頂版上下面のひび割れ発生 状況を各実験ケース順に重ね書きをして示している。な お、N-H0.25 の場合には、ひび割れの発生は確認できな かった。

図の緩衝材無しの頂版下面 N-H0.50 (黒色)の場合に は、載荷点を中心とする両柱方向に向かう版としての曲 げひび割れが発生している。N-H0.75(赤色)の場合には、 頂版下面において放射状のひび割れが増加すると共に載 荷点近傍部には道路軸方向の曲げひび割れおよび押し抜 きせん断破壊を示す同心円状のひび割れが一部に発生し ている。さらに落下高さを増加させた N-H1.00 (青色) の場合には、頂版上面にもひび割れが発生している。ま た、下面には道路軸方向の曲げひび割れの増加および押 し抜きせん断破壊に起因する同心円状のひび割れが顕在



化している。最終実験ケースである N-H1.25 (緑色)の 場合には、押し抜きせん断破壊により頂版コンクリート が完全に押し抜かれ、コンクリートが一部剥落している ことが分かる。なお、頂版上面のひび割れに関しては、 実験ケース N-H0.75 まではひび割れは発生していない が、N-H1.00 以降において載荷点部に直径 20 cm 程度 の円形状のひび割れが発生していることが確認できる。



図 - 6 ひび割れ状況(緩衝材有り)

また、ここには示していないが、柱の上部ハンチ付け根 近傍では N-H0.50 において若干曲げひび割れが発生し ているものの、頂版部に比較して損傷程度はいずれも小 さい。側壁部に対しては、N-H0.50 において上部ハンチ の下方に水平方向のひび割れが若干発生した程度であ った。

図-6には、緩衝材有りの試験体全体のひび割れ発生 状況を各実験ケース順に重ね書きをして示している。な お、S-H1.00の場合には、ひび割れの発生は確認できな かった。

S-H5.00(黒色)の場合には,残留変位が 2 mm 程度 であるが,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各柱および側壁の頂部に道路軸直 角方向の 2 次元曲げに対応した曲げひび割れが発生し 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。

S-H10.00(赤色)の場合においては, 重錘の敷砂への 貫入量が 41 cm に達しており, 重錘直下の敷砂は過度に 締め固められた状態となっている。このため、頂版の上 面には重錘が直撃した場合と類似の円形状の押し抜き せん断破壊型のひび割れが発生している。また、頂版下 面には、放射状のひび割れが一層拡大し、かつ一方向曲 げを示す道路軸方向のひび割れや円形状のひび割れも 発生し、押し抜きせん断破壊の傾向も確認できる。大き なかぶりコンクリートの剥落は確認できないものの、上 述のように残留変位が道路軸直角方向スパン長の 1.6 % に達しており、押し抜きせん断破壊の兆候も見られるこ とから、終局限界に近い状況であることが示唆される。

4 許容応力度法による設計落石エネルギーの算定

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 RC 製ロックシェッドは,終局 限界耐力に対して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。このことから,本試験体につ いても設計落石エネルギーの算定を以下の手順により 行い,比較を行った。

- 現行設計と同様に落石覆道模型を二次元骨組にモデル化(試験体のひび割れ状況から試験体全体の 剛性を考慮)する;
- ② 静的二次元骨組解析により落石荷重と各部材の応 力度を算出(載荷位置は実験と同様に中央部)する;
- ③ 頂版鉄筋応力度が許容値に達する落石荷重を算定 する;
- ④ 衝撃力の算定式より上記落石荷重を生じさせる落石の落下高さを算定する;
- ⑤ 落石重量と落下高さより、設計落石エネルギーを 決定する。

図-7には、二次元静的骨組解析による作用落石荷重 と各部材に発生する断面力より算出した、鉄筋の引張応 力度あるいはコンクリートの圧縮応力度との関係を許 容値とともに示している。

ここで各部材の許容値は,鉄筋 (SD345) に関しては 地震の影響や衝突荷重を受ける場合の許容応力度の基 本値 $\sigma_{sa} = 200 \text{ N/mm}^2$, コンクリートについては設計基準 強度 24 N/mm² に対する曲げ圧縮応力度の基本値 $\sigma_{ca} =$ 8 N/mm² に落石時の短期荷重割増し係数^{1,2)} 1.5 を乗じ て求めたものであり,それぞれ $\sigma_{sa} = 300 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_{ca} = 12$ N/mm² となる。

図より,本試験体の設計落石荷重は P=1,372 kN であ り,柱の上端コンクリート圧縮応力度が許容値に達して いる。しかしながら,実験結果の場合には頂版部の局所 的な応答が卓越していることから,ここでは頂版下面中 央部における鉄筋の引張応力度が許容値に達する場合 の落石荷重を設計荷重 P=1,866 kN として考察する。

次に設計荷重載荷時の入力エネルギーを概算する。す なわち,道路防災工調査設計要領²⁾に示されている衝 撃力算定式 $P = 2.108 (m \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \cdot a$ より,実 験条件である,重錘質量:m = 10ton,重力加速度: $g = 9.8 \text{ m/s}^2$, ラーメの定数: $\lambda = 8,000 \text{ kN/m}^2$,割増係数: $a = \sqrt{D/T} = 1.58$, D:重錘径 125 cm, T:敷砂厚 50 cm と, 上述の設計落石荷重 P = 1,866 kNより,落下高さ Hを 逆算して求めると H = 0.58 mとなる。これにより設計 落石エネルギーは $E_0 = 56.9 \text{ kJ}$ となる。

次に設計落石エネルギーと本試験体において終局に 近い状態と考えられる最終実験ケース S-H 10.00 の最 大入力エネルギー $E_k = 980$ kJ を比較すると, $E_k / E_0 =$ 17.2 となる。

5. 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) 敷砂緩衝材を設置したロックシェッドの中央部載荷



図 - 7 緩衝材有りの許容応力度法による落石荷重

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 λ =1,000 kN/m² と した落石対策便覧により評価可能である。

- 2) 緩衝材を設置しない条件下でのロックシェッド試験 体中央部への重錘落下衝撃実験では、押し抜きせん断 破壊により終局に至る。
- 3) 50 cm 厚の敷砂緩衝材の緩衝効果は、入力エネルギー が E_k = 490 kJ までは使用限界を十分確保可能である。 また、 E_k = 980 kJ の場合には、残留変形が道路軸直角 方向内空幅の 1.6% 程度となり、曲げ破壊と共に押し 抜きせん断破壊型の終局限界に近い状態となる。
- 4) 敷砂緩衝材を有する漸増繰り返し重錘落下衝撃実験 における最終実験ケースの最大入力エネルギーは,許 容応力度法による設計落石エネルギーの約 17 倍であ った。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会:落石対策便覧, 2000.6
- (社)北海道開発技術センター:道路防災工調査設 計要領(案)落石対策編,2001.3
- 3) 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
- 今野久志,岸 徳光,石川博之,三上 浩:敷砂を 設置した大型 RC 梁の重錘落下衝撃実験,コンクリ ート工学年次論文集, Vol.28, No.2, 2006.6
- 5) 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
- 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