

論文 敷砂を設置した大型 RC 梁の重錘落下衝撃実験

今野 久志*1・岸 徳光*2・石川 博之*3・三上 浩*4

要旨： 道路防災構造物の一つである RC 製落石覆工の性能照査型設計法を確立するための基礎的研究として、現行の設計法に基づいて覆工頂版の単位幅（100 cm）に相当する大型 RC 梁を製作し、敷砂を 90 cm 設置した状態での重錘落下衝撃実験を実施し、終局までの耐衝撃挙動について検討を行った。その結果、敷砂を設置した場合の終局時の破壊形態は曲げ破壊型となること、現行設計法による設計落石エネルギーは終局落石エネルギーに対して 25 倍程度の安全余裕度を有していること等が明らかとなった。

キーワード： 大型 RC 梁、敷砂、重錘落下衝撃実験、耐衝撃性状、性能照査型設計法

1. はじめに

我が国の海岸線や山岳部の道路には、落石による災害から人命を守るためや道路交通網の安全性確保のための道路防災施設として、落石覆工が数多く建設されている。これまでの落石覆工に関する断面設計は、一般的には落石対象岩体に関する条件（落石重量、落下高さ等）を用いて衝撃力を算定し、それを静荷重に置き換え、二次元骨組解析を実施して断面力を算定することにより行われてきた¹⁾。これと平行して、衝撃力を受けた場合の実挙動を考慮した、より合理的な耐衝撃設計法を確立するための各種衝撃実験や衝撃応答解析、実覆工を用いた重錘落下衝撃実験等も実施され、その耐衝撃挙動が明らかにされつつある^{2),3)}。現在、北海道開発局では、三次元的な衝撃応答特性を考慮して算定された断面力を用い、許容応力度設計法の下に設計が行われている⁴⁾。

一方、これまで建設されてきた数多くの落石覆工を維持管理していく中で、防災点検等で設計荷重が見直され、当初設計時より大きな落石荷重に対応しなければならない場合も想定される。このような場合において、許容応力度設計法の枠組みの中で対処するためには、1) 当該落

石を除去あるいは固定するなど、直接発生源に対する対策を行うこと、2) 緩衝構造をより高性能なものに置き換え、覆工本体に作用する衝撃力を当初設計荷重程度に低減すること、3) 覆工本体を補強すること、等の対応策を施すことが必要になるものと考えられ、いずれを選択した場合においても、非常に多くの費用と時間が必要となる。しかしながら、これまでに実施されてきた各種梁部材の衝撃実験⁵⁾や実 RC 製覆工の落石被災事例⁶⁾より、現行の許容応力度法によって設計された部材あるいは構造物の設計落石エネルギーは、耐力終局状態に至らしめる落石エネルギーに対して、非常に大きな安全余裕度を有していることが明らかになってきている。これより、各性能規定に対する断面設計を可能とする性能照査型設計法を確立することによって、落石荷重の増加に対する柔軟な対応や新設覆工のより合理的な耐衝撃設計が可能になるものと推察される。

以上のような背景により、本研究では RC 製落石覆工の性能照査型設計法を確立するための基礎的な研究として、90 cm 厚の敷砂緩衝材を設置した RC 製覆工頂版の単位幅に相当する大型 RC 梁を製作して重錘落下衝撃実験を実施し、

*1 (独) 土木研究所寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 主任研究員 博(工)(正会員)

*2 室蘭工業大学 建設システム工学科 教授 工博 (正会員)

*3 (独) 土木研究所寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 上席研究員 (正会員)

*4 三井住友建設(株) 技術研究所 主席研究員 博(工) (正会員)

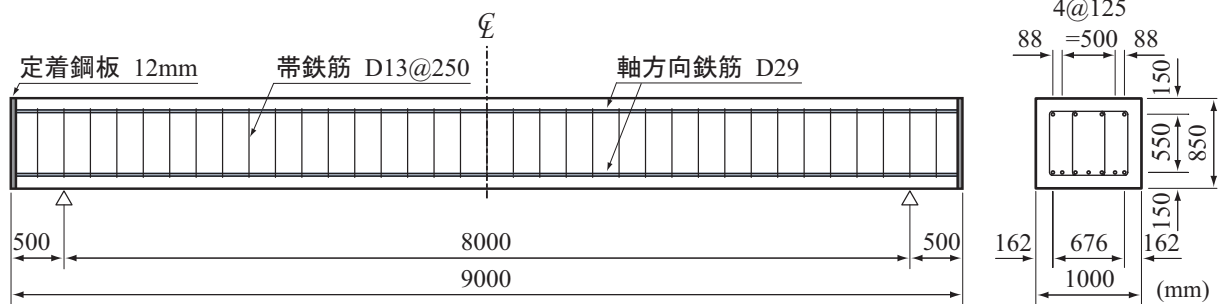


図-1 大型 RC 梁の形状寸法および配筋状況図

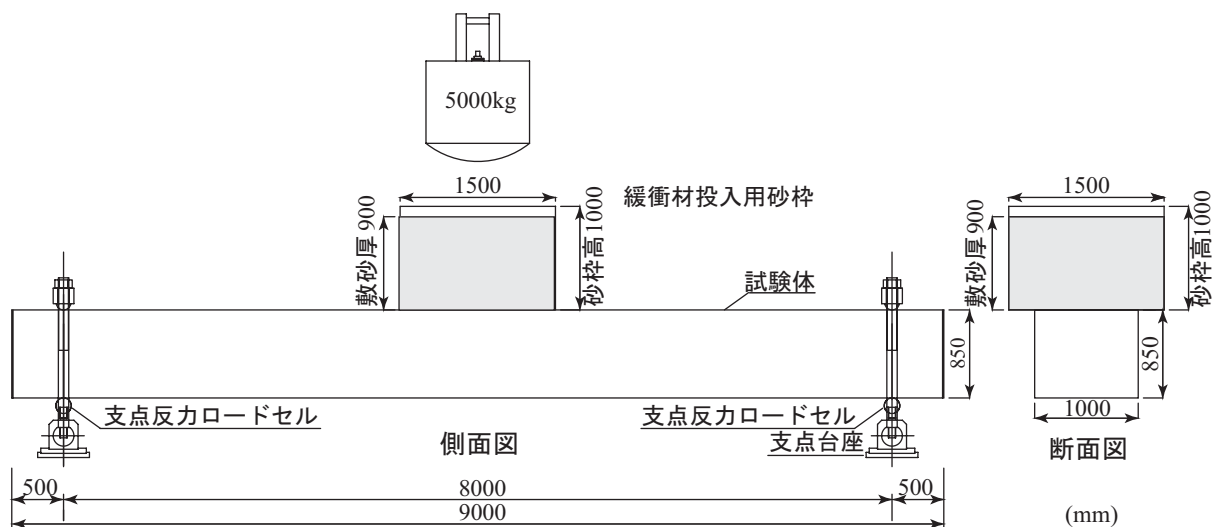


図-2 実験概要図

終局までの耐衝撃挙動について検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

実験に使用する試験体は、実 RC 製覆工頂版の設計断面緒元を基に決定した。すなわち、断面は梁幅を道路軸方向単位長さである 100 cm、梁高を実覆工の頂版厚と同程度の 85 cm とする矩形断面とし、純スパン長を実覆工の内空幅と同程度である 8 m とした。

図-1 には、実験に使用した大型 RC 梁の形状寸法および配筋状況を示している。軸方向鉄筋およびコンクリートのかぶり厚に関しては、実覆工に対応させ、引張側の軸方向鉄筋は主鉄筋比を 0.64 % として D29 を 7 本配置し、圧縮側の軸方向鉄筋は引張側鉄筋比の 50 % を目安に D29 を 4 本配置した。また、コンクリートのかぶり厚は 150 mm としている。帯鉄筋の配置間隔は、梁の有効高さの 1/2 以下となるようにす

表-1 静的設計値

主鉄筋比	せん断スパン比	計算曲げ耐力	計算せん断耐力	計算せん断余裕度
P_t (%)	n/d	P_{usc} (kN)	V_{usc} (kN)	α
0.64	5.71	523	1,700	3.25

表-2 コンクリートの力学的特性値

材齢 (日)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	ポアソン比 ν
43	31.2	25.4	0.177

表-3 鉄筋の力学的特性値

鉄筋名称	鋼材種	降伏強度 σ_y (MPa)	弾性係数 E_s (GPa)	ポアソン比 ν_s
D13	SD345	390	206	0.3
D29	SD345	401	206	0.3

ることとし、D13 を 250 mm 間隔で配置した。なお、試験体は曲げ破壊先行型とするために、図-1 に示すように中間帯鉄筋を配置してせん断耐力を大きくしている。また、軸方向鉄筋の

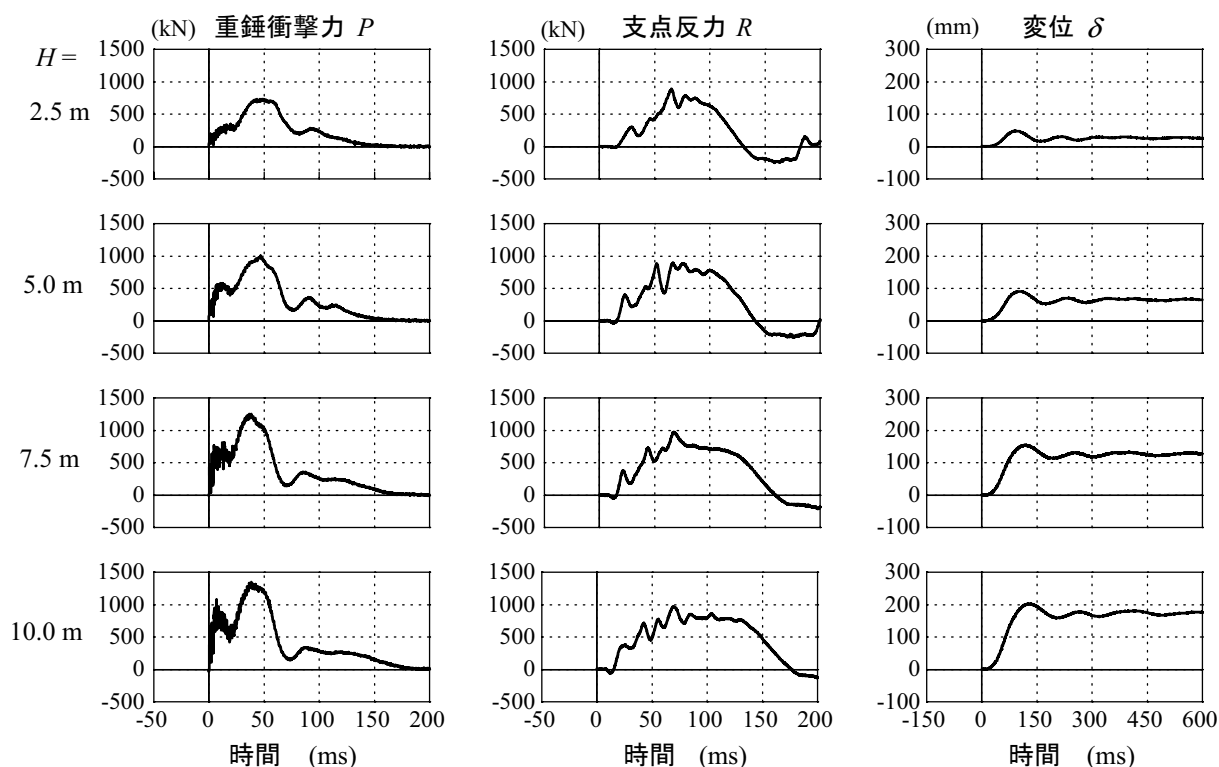


図-3 重錘衝撃力、支点反力、載荷点変位応答波形図

定着は、定着長を節約するために梁両端面に厚さ 12 mm の鉄板を配置して溶接定着している。

表-1 には、RC 梁の静的設計値の一覧を示している。表中、静的曲げ耐力 P_{usc} および静的せん断耐力 V_{usc} はコンクリート標準示方書に基づいて算定している。表より、本試験体はせん断余裕度が $\alpha (= V_{usc}/P_{usc}) > 1.0$ であることより、設計的には静載荷時に曲げ破壊型で終局に至ることが想定される。表-2, 3 には、実験時におけるコンクリートおよび鉄筋の力学的特性値を示している。

2.2 実験方法

図-2 に実験概要図を示す。本実験では、質量 5,000 kg の重錘をトラッククレーンを用いて所定の高さまで吊り上げ、脱着装置を用いて RC 梁のスパン中央部に自由落下させることにより行っている。なお、試験体中央部には、通常の落石覆工頂版上部に設置する敷砂緩衝材と同様に 90 cm 厚の敷砂を設置している。実験時における敷砂の密度および含水比は、それぞれ $1,450 \text{ kg/m}^3$ および 9.8 % である。重錘は、直径 1 m、高さ 97 cm で底部が半径 80 cm の球状となっ

ている。大型 RC 梁は支点反力測定用ロードセル付きの支点治具上に設置し、かつ重錘落下衝突時における RC 梁端部の跳ね上りを防止するために治具を用いて固定している。実験は、所定の高さより重錘を一度だけ衝突させる単一載荷方法により行った。単一載荷実験では、落下高さの違いに対する RC 梁の損傷程度との関係を検討するために 4 体の試験体を用い、落下高さ $H=2.5 \text{ m}$ より 2.5 m 刻みで最大 10 m まで実験を実施した。本実験における測定項目は、重錘衝撃力 P 、合支点反力 R (以後、支点反力) および梁軸方向各点の変位 δ の各応答波形である。なお、重錘衝撃力に関しては重錘底部に設置したひずみゲージ型加速度計から得られる減速度に重錘質量を乗じて評価している。

3. 実験結果および考察

3.1 応答波形

図-3 には、実験結果の重錘衝撃力波形、支点反力波形および変位波形を示している。図中、継続時間は重錘衝突時を基準に取って整理している。また、各波形とも正載荷時の値を正とし

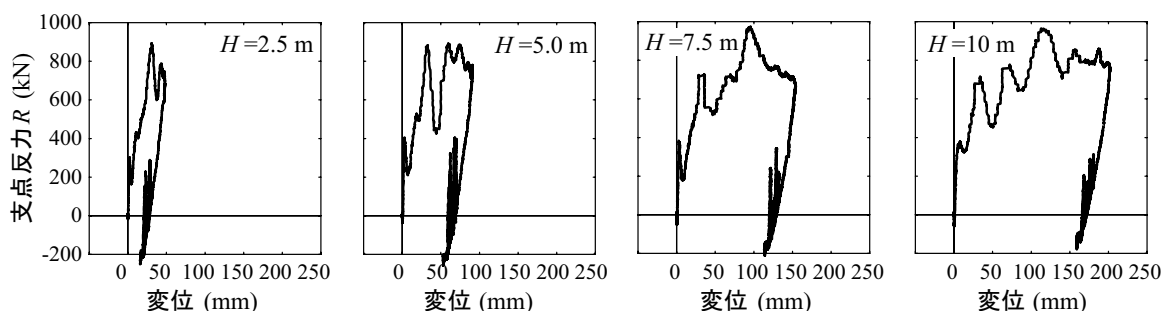


図-4 支点反力-載荷点変位曲線

ている。

重錘衝撃力波形において、波動継続時間は、130～170 ms 程度であり、落下高さに対応して増加する傾向にあることが分かる。波形成分に着目すると、半波の正弦減衰波に1波毎に周期が延びる3波の波形が合成された分布性状を示している。衝撃初期の第1波目は、敷砂緩衝材との衝突によって生じた波形であり、高周波成分も励起されている。なお、この高周波成分は、敷砂緩衝材との衝突時に重錘内に発生した応力波であるものと推察される。

敷砂に衝突後の正弦波形は、重錘衝突によって、その直下の敷砂が締め固められた状態になった後、残存衝突速度を有する重錘とRC梁が締め固められた敷砂を介して相互に作用し合い、除荷状態と載荷状態を繰り返す、やがて大きくリバウンド状態に至ることによって形成されたものと推察される。最大重錘衝撃力に着目すると、落下高さに対応してその大きさも増加し、かつより早期に発生する傾向にあることが分かる。

支点反力波形は、いずれの落下高さにおいても重錘の衝突時点より20 ms程度遅れて励起している。これは載荷点からの波動伝播差によるものと考えられる。また、いずれの波形も正弦半波的な波形に高周波の減衰自由振動波形が重なった波形性状を示している。なお、150 ms前後から負反力の状態に移行している。これは支点部において跳ね上がり防止装置を締め付けた後に支点反力用ロードセルの零バランスを取ったことにより、浮き上がりの応答が締め付け力分だけ計測されたことによるものである。

正載荷状態の主波動の継続時間は、落下高さ

$H = 2.5$ mの場合で約110 msであり、落下高さの増加とともに延びる傾向にある。支点反力の最大値は、落下高さ $H = 2.5$ mの場合で894 kNであるが、落下高さの増加割合に対する支点反力の増加割合は小さく $H = 10$ mの場合で965 kNとなっている。これは、落下高さが $H = 2.5$ mよりも大きい場合には鉄筋が降伏し試験体の塑性化が進行する状態下にあるためと推察される。

変位波形は、支点反力波形と同様に重錘の衝突から若干遅れて励起している。いずれの波形も衝撃荷重載荷による初期の正弦半波とその後に続く残留成分と減衰自由振動波形から構成されている。また、落下高さの増加とともに試験体の損傷が進行し梁の剛性が低下することから、主波動を含め各波形の継続時間が長くなるとともに、最大変位および残留変位も大きくなっていることが分かる。

3.2 支点反力-載荷点変位関係

図-4には、支点反力と載荷点変位を用いた履歴曲線を示している。落下高さ $H = 2.5$ mの場合には、後述のひび割れ状況からも分かるように、損傷の程度が小さく履歴曲線の面積が小さい。また、落下高さが増加するに従い試験体の損傷程度も大きくなるため、最大変位および残留変位が増加することから、履歴曲線の面積も増加していることが分かる。また、履歴曲線は、除荷時の剛性勾配が初期のそれと類似しており、曲げ破壊型RC梁に特有の平行四辺形状を呈していることが分かる。

3.3 残留変位および吸収エネルギー量

図-5には、残留変位と落下高さの関係を示している。図より、残留変位は落下高さに比例

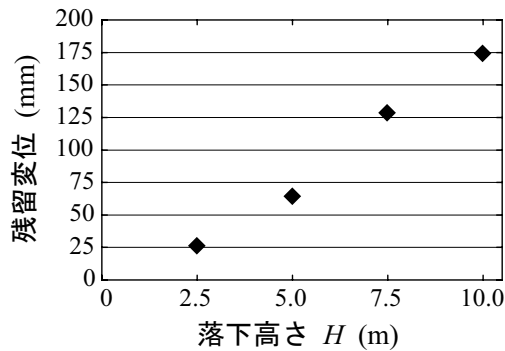


図-5 残留変位と落下高さの関係

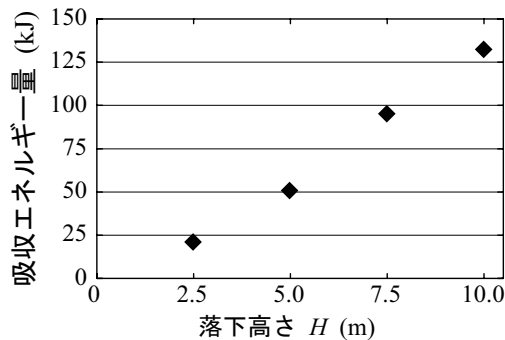


図-6 吸収エネルギー量と落下高さの関係

して直線的に増加していることがわかる。また同図より、残留変位が零となる弾性範囲の限界は分布図を外挿すると落下高さ 1 m 程度までであるものと推察される。ここで、RC 梁試験体の破壊基準を曲げ破壊型小型 RC 梁に関する場合と同様⁷⁾に、残留変位量が純スパン長の 2% (本試験体では 160 mm) 程度に達した時点と設定すると、本試験体の場合には、落下高さ $H = 10$ m (残留変位が 174 mm) において既に終局状態に達していることとなる。

図-6 には、吸収エネルギー量と落下高さの関係を示している。図より、吸収エネルギー量に関しても残留変位と同様に落下高さにほぼ比例して直線的に増加していることが分かる。また、落下高さ $H = 10$ m における入力エネルギー量 (重錘重量と落下高さの積) に対する吸収エネルギー量の比を求めると、0.27 となる。この値は、これまでに実施された小型 RC 梁における実験結果⁷⁾の 1/2 程度に相当する。

3.4 ひび割れ分布性状

図-7 には、実験終了後の各試験体のひび割

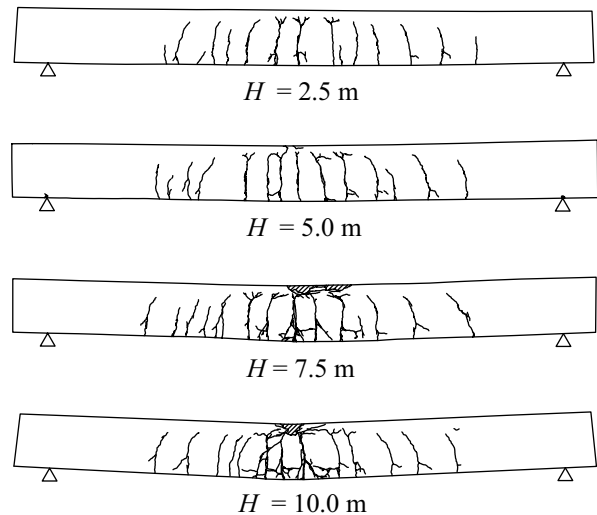


図-7 実験終了後のひび割れ状況

れ状況を示している。いずれの試験体もスパン中央部を主に下縁から上縁に向かう曲げひび割れが発生している。ひび割れの分散範囲は各試験体ともほぼ同程度であるが、ひび割れの密度および長さは落下高さの増加とともに大きくなる傾向にある。また、落下高さ $H = 7.5$ m および $H = 10$ m では載荷点直下の曲げひび割れが上縁まで貫通し上縁コンクリートが圧壊するとともに、下縁部も軸方向鉄筋に沿った水平ひび割れが顕在化していることが分かる。

4. 許容落石エネルギーに関する考察

現行設計法によって製作された大型 RC 梁試験体の設計落石エネルギーに対して、どの程度の落石エネルギーが作用すれば終局状態に至るかを検討することは、性能照査型設計法を確立するための基礎的データを得る観点から極めて重要であるものと考えられる。ここでは、このような関点から、実験結果と静的設計値を基に本試験体の設計落石エネルギーを逆算し、実験結果の終局落石エネルギーとの比較を試みることにする。現行設計法で用いられる衝撃力算定式は、90 cm 厚の敷砂を設置することを条件に、以下のように示される⁸⁾。

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

ここに、 P : 落石衝撃力 (kN)

m : 落石の質量 (ton)

g : 重力加速度 (= 9.8 m/s²)

λ : ラーメの定数 (kN/m²)

H : 落石の落下高さ (m)

落下高さ $H = 10$ m の実験において、大型 RC 梁上面に作用する伝達衝撃力をこれまでの実験結果⁹⁾に基づいて重錘衝撃力の2倍と仮定し、式(1)よりラーメの定数 λ を逆算すると、

$$\lambda = 2,827 \text{ kN/m}^2$$

となる。

次に、現行の許容応力度設計法の下に、本試験体の引張側軸方向鉄筋の許容値より設計荷重を求め、上記ラーメの定数と重錘質量より落下高さを逆算すると、 $H = 0.4$ m として評価される。これより設計落石エネルギーは、

$$\begin{aligned} E_1 &= mgH = 5 \text{ (ton)} \times 9.8 \text{ (m/sec}^2\text{)} \times 0.4 \text{ (m)} \\ &= 19.6 \text{ (ton} \cdot \text{m}^2\text{/sec}^2\text{)} \end{aligned}$$

本試験体は、前述のように落下高さ $H = 10$ m の実験時において終局に至っていると判断されることから、終局落石エネルギーは、

$$\begin{aligned} E_2 &= mgH = 5 \text{ (ton)} \times 9.8 \text{ (m/sec}^2\text{)} \times 10 \text{ (m)} \\ &= 490.0 \text{ (ton} \cdot \text{m}^2\text{/sec}^2\text{)} \end{aligned}$$

設計落石エネルギーに対する終局落石エネルギーの倍率を求めると、

$$E_2/E_1 = 490.0/19.6 = 25$$

となる。

性能照査型設計法において、どの程度のひび割れまでを許容するかは今後の課題である。しかしながら、終局までの安全率を5程度に設定した場合においても、許容できる落石エネルギーは現行設計時における落石エネルギーの数倍程度に設定可能であることが分かる。

5. まとめ

本研究では RC 製落石覆工の性能照査型設計法を確立するための基礎的な研究として、実 RC 製覆工頂版の単位幅に相当する大型 RC 梁に対する重錘落下衝撃実験を実施し、終局までの耐衝撃挙動について検討を行った。

本研究により得られた結果を要約すると、以下のとおりである。

- 1) 90 cm 厚の敷砂緩衝材を設置し、現行の許容応力度設計法に基づいて設計された大型 RC 梁試験体に重錘を落下衝突させた場合には、曲げ破壊型で終局に至る。
- 2) 終局残留変位を純スパン長の2%に達した時点と仮定する場合には、現行設計法における設計落石エネルギーは終局落石エネルギーに対して25倍程度の安全余裕度を有している。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：落石対策便覧，昭和58年7月
- 2) 佐藤昌志，岸 徳光，今野久志：柱式 RC 製落石覆工の衝撃応答特性に関する実証実験，構造工学論文集，Vol.43A，pp.1527-1536，1997.3.
- 3) 岸 徳光，佐藤昌志，今野久志：敷砂や三層緩衝構造を設置した場合の柱式 RC 覆道の衝撃挙動解析，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1773-1782，1998.3.
- 4) (社)北海道開発技術センター：道路防災工調査設計要領（案）（落石覆道編），平成13年3月
- 5) 今野久志，池田憲二，岸 徳光，竹本伸一：敷砂を設置した落石覆工用 PRC 桁の重錘落下衝撃実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.26，No.2，pp.1057-1062，2004
- 6) 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.
- 7) 土木学会：構造工学シリーズ15 衝撃実験・解析の基礎と応用，pp.382-394，2005.3.
- 8) (社)日本道路協会：落石対策便覧，平成12年6月
- 9) 土木学会：構造工学シリーズ8 ロックシェットの耐衝撃設計，pp.60-72，1998.11.