

## 敷砂を設置した大型 RC 梁の耐衝撃性状

(独) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○今野 久志 室蘭工業大学 フェロー 岸 徳光  
 (独) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 石川 博之 (独) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 岡田 慎哉

### 1. はじめに

本研究では、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、載荷部に 90 cm 厚の敷砂緩衝材を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。

### 2. 実験概要

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。試験体は、断面（梁幅 × 梁高）が 1,000 × 850 mm の複鉄筋矩形 RC 梁である。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。試験体の設計静的曲げ耐力および静的せん断耐力はそれぞれ 523 kN, 1,700 kN となっている。実験は、質量 5,000 kg、直径 1 m の重錘を所定の高さより一度だけ衝突させる単一載荷方法とし、4 体の試験体を用いて落下高さ  $H = 2.5$  m より 2.5 m 刻みで最大 10 m まで実験を実施した。なお、試験体中央部には、90 cm 厚の敷砂緩衝材を設置している。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。測定項目は、重錘衝撃力  $P$ 、合支点反力  $R$  および梁軸方向各点の変位  $\delta$  の各応答波形である。

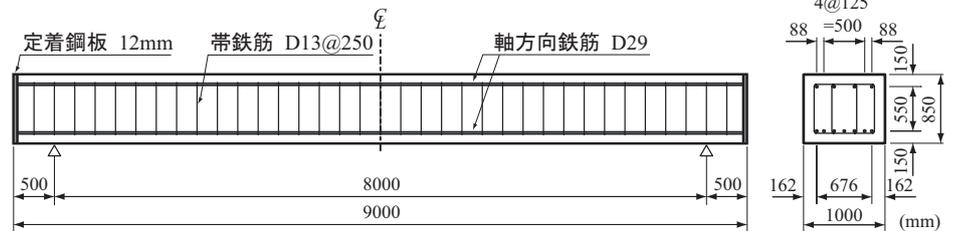


図-1 大型 RC 梁の形状寸法および配筋状況図

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 残留変位および吸収エネルギー量と落下高さの関係

図-2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してほぼ直線的に増加していることが分かる。また同図より、分布図を外挿すると残留変位が零となる弾性範囲の限界は落下高さ 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-3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比例してほぼ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<sup>1)</sup>の 1/2 程度に相当する。

#### 3.2 ひび割れ分布性状

図-4には、実験終了後の各試験体のひび割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ひび割れ

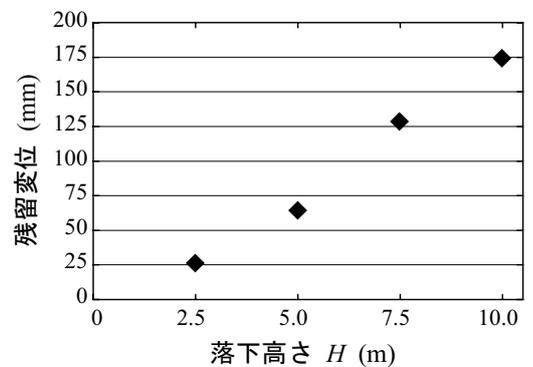


図-2 残留変位と落下高さの関係

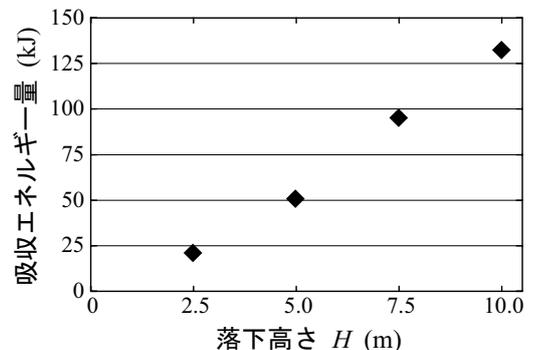


図-3 吸収エネルギー量と落下高さの関係

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

連絡先：〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1番34号 (独) 土木研究所 寒地土木研究所 TEL.011-841-1698

が発生しており、曲げ破壊型のひび割れ分布性状を示している。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取得の観点から極めて重要であるものと考えられる。ここでは、このような観点から、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。

$$P = 2.018 (m \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \quad (1)$$

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/sec<sup>2</sup>)

$\lambda$ ：ラーメの定数 (kN/m<sup>2</sup>)， $H$ ：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  $\lambda$  を逆算すると、 $\lambda = 2,827$  kN/m<sup>2</sup> 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、

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

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、

$$E_2 = mgH = 5 (\text{ton}) \times 9.8 (\text{m/sec}^2) \times 10.0 (\text{m}) = 490.0 (\text{ton} \cdot \text{m}^2/\text{sec}^2) \quad (3)$$

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、

$$E_2/E_1 = 490.0/19.6 = 25 \quad (4)$$

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) 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，pp.60-72，1998.11

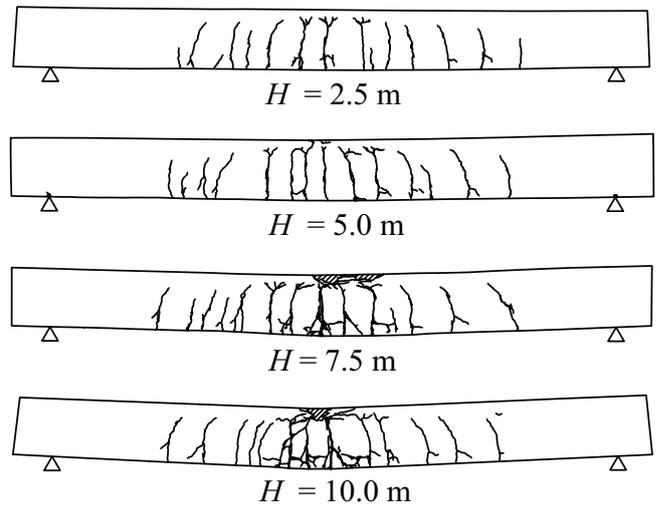


図-4 実験終了後のひび割れ分布性状