

90cm厚の敷砂を設置した落石覆工用 PRC 桁に関する重錘落下衝撃実験

FALLING-WEIGHT IMPACT TEST OF PROTOTYPE PRC GIRDERS
WITH 90 CM THICK SAND CUSHION FOR ROCK-SHEDS

今野 久志*, 岸 徳光**, 竹本 伸一***, 西 弘明****

Hisashi KONNO, Norimitsu KISHI, Shin-ichi Takemoto and Hiroaki NISHI

*博(工) (独)北海道開発土木研究所主任研究員 構造研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3-1-34)

**工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町 27 番号 1)

***ドーピー建設工業(株) 北海道本店 総括部長 (〒060-0001 札幌市中央区北 1 条西 6 丁目 2 番)

****博(工) (独)北海道開発土木研究所副室長 構造研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3-1-34)

キーワード: PRC 桁, 重錘落下衝撃実験, 敷砂緩衝材, 曲げ破壊型
(PRC girder, falling-weight impact test, sand cushion, flexural failure type)

1. はじめに

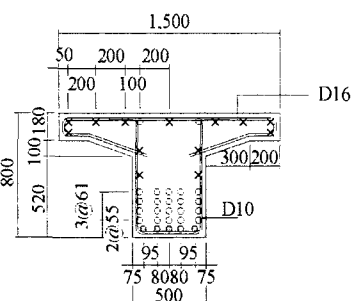
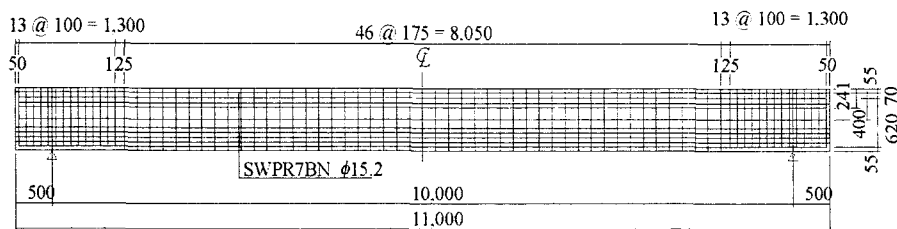
山岳部および海岸部等の道路施設として、落石災害から人命や道路交通の安全を確保するために落石覆工が建設されている。現在、落石覆工には主に RC 製と PC 製が採用されているが、落石覆工に関する各種実験や被災事例等から類推すると、PC 製は RC 製に比較し靱性能に劣るものと判断される。また、現在の PC 覆工部材は、PC 鋼材の降伏応力の 80% 程度のプレストレスを導入することを前提として設計されているため、コンクリートが圧壊しないかぎり耐力的に余裕のない構造体となっている。これに対して、PC 覆工の自重による断面力が衝撃荷重を含む全断面力の 20~30%であることを考慮すると、PC 鋼材の導入緊張率を低減すること、あるいは PC 鋼材量を低減してひび割れ制御用の異形鉄筋量を増加させることや通常の異形鉄筋を高強度の PC 鋼棒に置き換えること等によって、残存耐力や吸収エネルギー量を増加させることが可能であるものと考えられる。

このような考えの下に、筆者らは PC 落石覆工への PRC 部材の適用を考え、耐衝撃性および衝撃靱性能に優れた落石覆工用 PRC 桁の開発を目的として、PC 鋼材の導入緊張率、せん断余裕度さらには

下端筋鋼材の材質や本数を変化させた大型 PRC 桁を製作して静載荷実験および重錘落下衝撃実験を行い、終局時近傍までの耐荷性状について検討を行ってきた^{1)~4)}。その結果、1)現行設計法に基づいた PC 桁に対して、せん断余裕度を同程度とする条件下で、PC 鋼材の緊張率を 50%程度に低減することによって終局時までの靱性能を向上でき、より大きな落石に対処可能であること、2)下端異形鉄筋を高強度材料である総ネジ PC 鋼棒に置き換えることによって、耐衝撃性および靱性能を確保しつつ桁高を低減可能であること、等が明らかとなっている。さらに上記実験結果を基にせん断破壊型 PRC 桁の耐衝撃設計法を提案している⁵⁾。

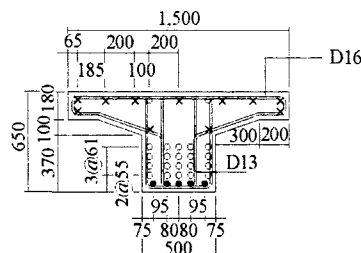
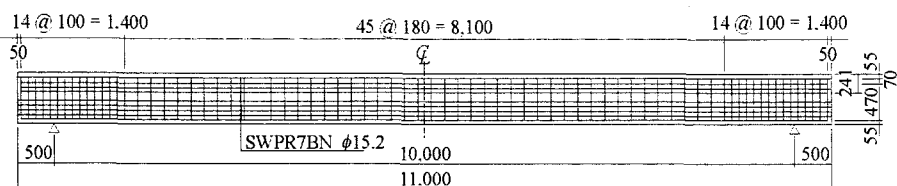
本研究では、上記 PRC 桁の実構造物への適用を考慮するにあたり、1) 敷砂厚を 20 cm として緩衝効果を期待しない場合についての実規模試験体による重錘落下衝撃実験を実施して、従来から使用されている PC 桁と提案の PRC 桁の耐衝撃性状について比較検討を行った。さらに、2)提案の PRC 桁を対象として、実設計と同様に 90 cm 厚の敷砂緩衝材を設置した場合の重錘落下衝撃実験を実施し、終局までの耐衝撃性状について検討を行った。

Nタイプ



×: D13(SD345) ⊙: D22(SD345) ○: SWPR7BN φ15.2

Gタイプ



×: D13(SD345) ●: SBPD930/1080-φ26 ○: SWPR7BN φ15.2 (mm)

図-1 試験体の形状寸法および配筋状況

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1には実験に使用した試験体の形状寸法および配筋状況を示している。試験体は2種類あり、Nタイプは従来からPCロックシェットの主桁として使用されてきたPC桁である。一方のGタイプは、本研究で提案するPRC桁であり、PC鋼材の緊張率をNタイプの50%程度に低減し、下端筋鋼材を異形鉄筋から総ネジPC鋼棒に置き換えたものである。試験体はいずれもプレテンション方式で製作した単純T型断面の実規模PRC桁であり、桁長11m、ウェブ幅50cm、上フランジ幅150cm、桁高はNタイプが80cm、Gタイプが65cmとなっている。使用したPC鋼材は、両タイプともSWPR7BN-φ15.2(公称断面積138.7mm²)である。このPC鋼より線の公称引張荷重、降伏点荷重はそれぞれ261kN、222kN、使用状態における許容緊張力は154.0kN/本であり、有効緊張力はNタイプが129.1kN/本、Gタイプが66.7kN/本となっている。また下端筋鋼材は、NタイプがSD345-D22、GタイプがSBPD930/1080-φ26(総ネジPC鋼棒(ゲビンデスタープ)、母材部断面積530.9mm²、降伏点荷重554kN)である。また、圧縮側鉄筋は両タイプともSD345-D13、スターラップはNタイプがSD295A-D10、GタイプがSD345-D13を使用して

いる。コンクリートの設計基準強度は58.8MPaであり、実験時の圧縮強度はNタイプが67.2MPa、Gタイプが65.4MPaである。また、断面分割法を用いて計算した曲げ耐力、土木学会コンクリート標準示方書に基づいて評価したせん断耐力、せん断耐力を曲げ耐力で除したせん断余裕度はNタイプがそれぞれ1,285kN、1,648kN、1.28、Gタイプがそれぞれ1,327kN、1,744kN、1.31となっている。

なお、本試験体の許容応力度設計法における設計落石条件は、両タイプ共に90cm厚の敷砂材を設置する条件で、落石質量1,000kg、落下高さ9.5m程度(落石エネルギーで $E_s=93.2$ kJ)となっている。

2.2 実験方法

図-2には重錘落下衝撃実験の概要図を示している。試験体は、純スパン長を10mとし、両支点は試験体の跳ね上がりを防止し、かつ回転を拘束しないように鋼製の治具を用いてピン支持に近い構造としている。衝撃荷重は質量5,000kg、直径1mで底部17.5cmが半径80cmの球状である重錘を所定の高さから1回だけ自由落下させる単一載荷方式により与えている。また、試験体の載荷点部には厚さ20cmまたは90cmの敷砂緩衝材を設置している。実験時における敷砂緩衝材の湿潤密度および含水比はそれぞれ平均で $\rho=1.451$ g/cm³、 $w=9.0\%$ となっている。

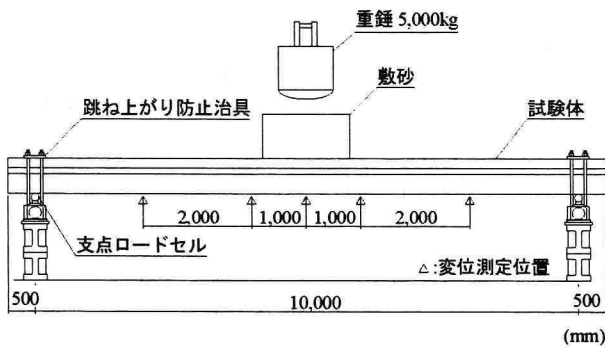


図-2 実験概要図

表-1 実験ケース一覧

試験体名	タイプ	敷砂厚 (cm)	落下高 (m)
N-S1-a	N	20	11.5
G-S1-a	G		
G-S2-a	G	90	11.5
G-S2-b			25.0
G-S2-c			27.5

表-1には実験ケース一覧を示している。表中の試験体名は試験体のタイプ、敷砂の厚さ(S1: 20 cm、S2: 90 cm)、重錘落下高さ (a: 11.5 m、b: 25.0 m、c: 27.5 m) を順に並べ記号化している。本研究ではこれまでの一連の実験と同様に試験体の終局の目安を残留変位が純スパン長の 1%程度に達した時点としており、両試験体タイプにおける耐衝撃性状の違いあるいは各タイプの終局時近傍の耐衝撃性状を比較検討できるように落下高さを設定している。

測定項目は、重錘加速度、両支点反力、変位である。なお、変位はストローク 200 mm、応答周波数 915 Hz のレーザ式変位計を用いて測定している。

3. 実験結果と考察

3.1 ひび割れ状況

写真-1および写真-2には敷砂厚が 20 cm と薄い N-S1-a、G-S1-a 試験体のひび割れ状況を、また図-3には、各試験体の実験終了後のひび割れ状況を示している。N-S1-a、G-S1-a 試験体のひび割れ状況を見ると、いずれも荷点近傍部には斜めひび割れが卓越して発生しており、せん断破壊型の傾向を示していることが分かる。また N-S1-a の場合には損傷が荷点部近傍に集中しており、上縁から下縁方向に貫通する斜めひび割れが大きく開口し崩

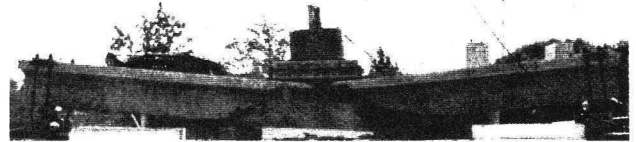


写真-1 ひび割れ状況 (N-S1-a)

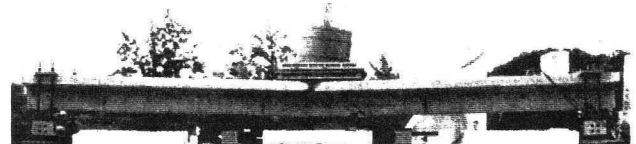


写真-2 ひび割れ状況 (G-S1-a)

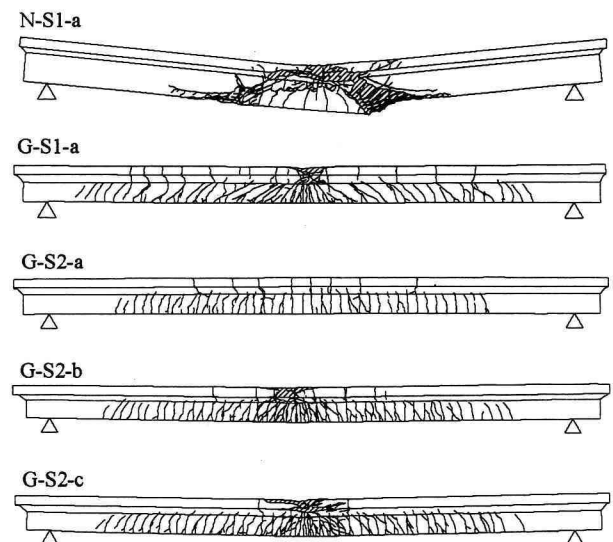
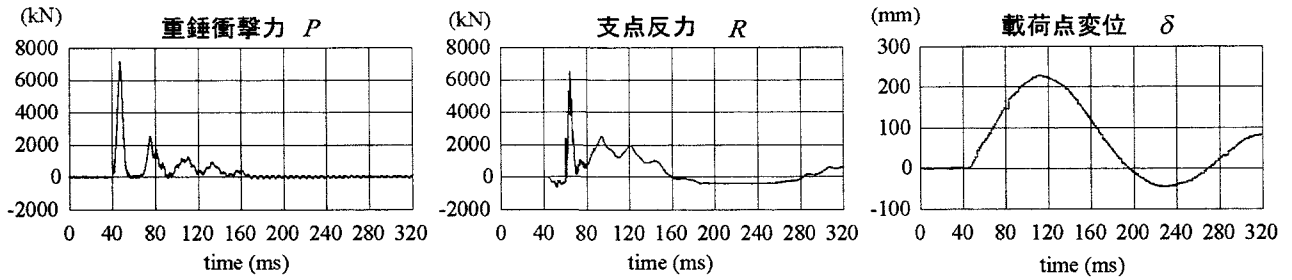


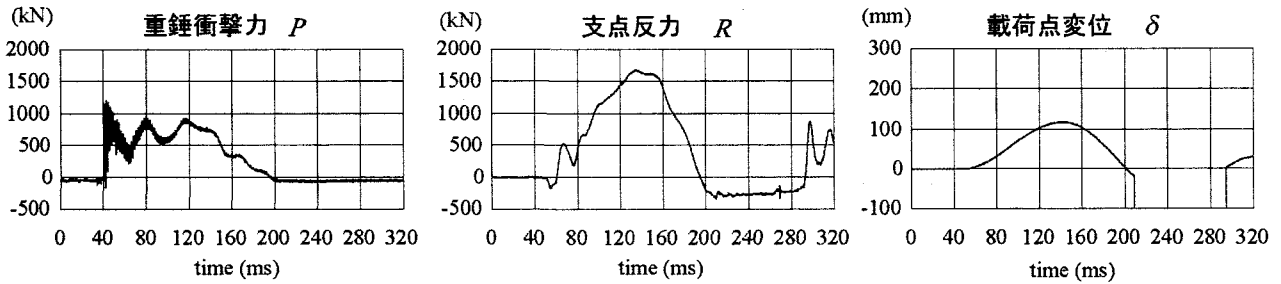
図-3 ひび割れ状況

壊に至っている。一方、G-S1-a の場合には荷点部にひび割れが集中しているものの桁全体にひび割れが分散しており PC 鋼材の緊張率を低減したことによる効果が現れている。以上の結果から、実規模試験体においても本研究で提案する G タイプが N タイプに比較し耐衝撃性に優れていることが確認された。

次に、敷砂厚を 90 cm とした G-S2-a~c では敷砂の緩衝効果により衝撃力が緩和・分散されることから、ひび割れは下縁から上縁に向かう曲げひび割れが桁全体に分散分布し曲げ破壊型の傾向を示していることが分かる。また、落下高さの増加とともに荷点直下のひび割れが密になるとともにフランジ部の損傷が顕在化する様子がうかがえる。



(a) G-S1-a ($h = 11.5$ m)



(b) G-S2-a ($h = 11.5$ m)

図－4 重錘衝撃力，支点反力，載荷点変位の時系列応答波形

3. 2 応答波形

図－4には敷砂厚のみ異なる G-S1-a および G-S2-a の重錘衝撃力、合支点反力（両支点反力を足し合わせた値、以後単に支点反力）、載荷点変位の時系列応答波形を示している。なお、重錘衝撃力は重錘に設置した加速度計により得られた加速度波形に重錘質量を乗じて求めたものであり、支点反力波形は両支点反力波形の時間軸を一致させて単純に加えたものである。

せん断破壊型の傾向を示した G-S1-a の重錘衝撃力波形は、重錘衝突初期の継続時間が 10 ms 程度の振幅の大きい独立した正弦半波と、その後試験体の応答と重錘との相互作用により連続して発生する振幅の小さい正弦波より構成されている。波形の継続時間は 130 ms 程度である。次に支点反力波形は、重錘の衝突時点より若干遅れて励起されている。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、支点反力波形は、後述の変位波形の衝撃初期に発生する正弦半波波形と重錘衝撃力波形が合成されたような分布性状を示している。載荷点変位波形は、支点反力波形と同様に重錘衝突時から若干遅れて励起されており、継続時間が 140 ms 程度の正弦半波とその後の緩やかな減衰自由振動波形を示している。

一方、曲げ破壊型の傾向を示した G-S2-a の重錘衝撃力波形は、敷砂の緩衝効果により重錘衝突初期の振幅が G-S1-a に比較して 1/7～1/6 程度に低減している。また、G-S1-a の独立した正弦半波状の波動が見られず、継続時間が 200 ms 程度の正弦半波波形と周期が 40 ms 程度の振動成分から成る波形となっている。支点反力波形は G-S1-a と同様に初期変位波形の正弦半波に重錘衝撃力波形が合成されたような分布性状を示している。最大支点反力は 1600 kN 程度であり、G-S1-a の初期に発生する最大衝撃力約 6500 kN の 1/4 程度、その後の低次振動成分の最大値約 2200 kN の 1/1.4 程度に低減している。この低減率は最大重錘衝撃力の場合よりも小さい。変位波形は、緩衝材の影響によって G-S1-a の場合よりもさらに遅れて励起され、立ち上がりの勾配も緩やかに示されている。従って、最大値発生までの経過時間も長い。なお、170 ms 前後から不自然な波形となっている。これは重錘衝突後に敷砂が飛散して変位計のレーザ光線を遮ったことによるものである。最大応答変位に着目すると、G-S1-a の場合に 220 mm 程度を示しているのに対して 110 mm 程度となっており、前者の 1/2 程度に低減していることがわかる。この値を最大支点反力値の低減率と比較すると、低次振動成分励起後の最大値に関する低

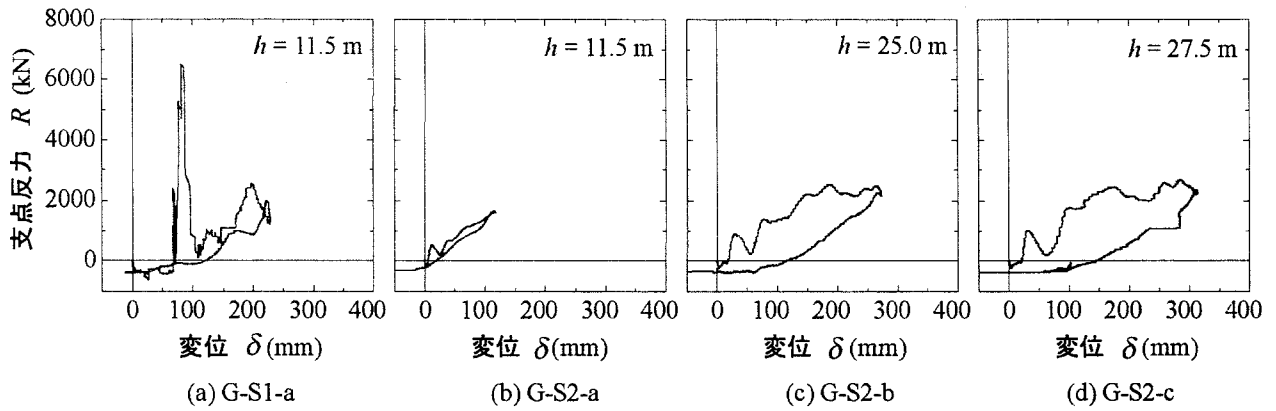


図-5 支点反力-載荷点変位履歴曲線

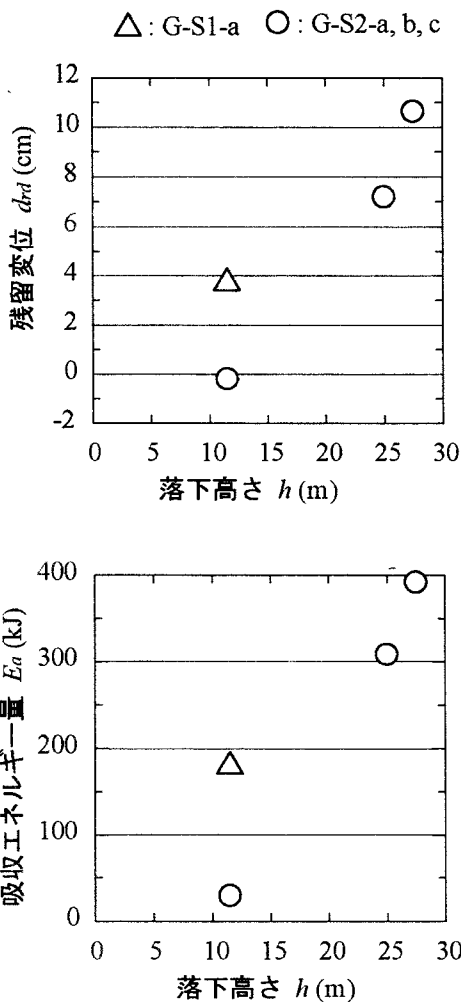


図-6 残留変位および吸収エネルギー量と落下高さの関係

減率に比して若干大きい値となっている。これより、衝撃耐力との相関が強い変位波形は支点反力波形の低次振動成分と比較的に対応していることがわかる。

表-2 残留変位および吸収エネルギー量

試験体名	d_{rd} (cm)	E_a (kJ)	d_{rd}/L (%)
G-S1-a	3.7	179.3	0.37
G-S2-a	0.0	29.4	0.0
G-S2-b	7.3	308.2	0.73
G-S2-c	10.7	392.0	1.07

注) d_{rd} : 残留変位, E_a : 吸収エネルギー量,
 L : 純スパン長 10m

3. 3 支点反力-載荷点変位関係

図-5には G-S1-a と G-S2-a, G-S2-b, G-S2-c の支点反力-載荷点変位履歴曲線を示している。G-S1-a では三角形の履歴曲線を示していることが分かる。このような分布性状はせん断破壊型 RC 梁の場合と同様であることから、G-S1-a はせん断破壊型で終局に至る傾向のあることが分かる。G-S2-a /b/c の履歴曲線は、PC 桁に関する曲げ破壊型特有の逆三角形に近い平行四辺形状の分布性状を示していることが分かる。落下高さが $h=11.5$ m で、敷砂厚のみ異なる G-S1-a と G-S2-a の履歴曲線を比較すると、敷砂厚が 20 cm である G-S1-a の場合には G-S2-a の場合に比して最大支点反力および最大変位が大きく履歴曲線の面積も大きいことから、塑性化が進行していることが分かる。一方、敷砂厚が 90 cm の G-S2-a の場合には履歴曲線の面積が小さく変位も零近傍まで復元しており、ほぼ弾性的な挙動を示しており、敷砂厚を厚くしたことによる緩衝効果が顕著に示されている。落下高さを増加させた G-S2-b/c では落下高さの増加とともに最大変位が大きくなり、対応して履歴曲線の面積も増大してい

ることが分かる。

3. 4 残留変位および吸収エネルギー量

図-6には残留変位および吸収エネルギー量と落下高さとの関係を、また表-2には各試験体に関する残留変位および吸収エネルギー量を示している。ここで、吸収エネルギー量は、図-5における履歴曲線の正載荷状態(第1象限)におけるループで囲まれた部分の面積を用いて評価している。

落下高さが $h=11.5\text{ m}$ のG-S1-aとG-S2-aを比較すると、G-S2-aでは残留変位が零で吸収エネルギー量も非常に小さいことから弾性的な挙動を示しているものと考えられる。G-S1-aの場合には残留変位が 3.7 cm 、吸収エネルギー量が約 180 kJ で塑性化しているものと考えられるが、残留変位が純スパン長の 0.37% であることより、未だ終局に至っていないものと判断される。

敷砂厚が 90 cm のG-S2-a/b/cでは残留変位、吸収エネルギー量ともに落下高さの増加に対応してほぼ線形的に増大している。落下高さが $h=27.5\text{ m}$ のG-S2-cの場合には残留変位が 10.7 cm を示し、試験体の純スパン長の 1% 程度となっていることから終局に至っているものと判断される。

以上の結果より、実構造と同様に 90 cm 厚の敷砂材を設置した場合の本試験体の終局時落石条件を、落石質量 $5,000\text{ kg}$ 、落下高さ 27.5 m (落石エネルギーで $E_s=1,348.4\text{ kJ}$)とすると、落石エネルギー的には現行の許容応力度設計における落石条件($E_s=93.2\text{ kJ}$)に対して 14.5 倍の安全余裕度を有していることが分かる。このことは、提案のPRC桁を採用することにより、所用の安全余裕度を確保しても設計落石エネルギーを数倍程度まで大きく設定可能であることを意味している。

4. まとめ

PC鋼材の緊張率を従来の 50% に低減し、下端筋鋼材に総ネジPC鋼棒を使用した高耐荷力およびエネルギー吸収性能に優れた落石覆工用PRC桁に対

し、実構造物への適用を考慮して $5,000\text{ kg}$ 鋼製重錘を用いた実規模試験体に対する重錘落下衝撃実験を実施した。本研究で得られた結果を要約すると、以下のとおりとなる。

- 1) 実規模試験体においてもPC鋼材の緊張率を 50% に低減し、下端筋鋼材に総ネジPC鋼棒を用いたPRC桁は現状のPC桁よりも耐衝撃性に優れていることが確認された。
- 2) 本PRC桁の終局時の破壊形態は、敷砂厚を 90 cm とした場合には曲げ破壊型となる。
- 3) 本PRC桁の終局時を残留変位が純スパン長の 1% に達した時点とした場合の終局時落石エネルギーは、現行の許容応力度設計による落石条件に対して、落石エネルギー的には約 14.5 倍の安全余裕度を有している。

参考文献

- 1) 今野久志, 佐藤昌志, 竹本伸一, 松岡健一: 各種大型PRC桁の静的耐荷性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.925~930, 1999.6
- 2) 今野久志, 岸 徳光, 池田憲二, 竹本伸一: 各種大型PRC桁の耐衝撃挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1819~1830, 2000.3
- 3) 今野久志, 池田憲二, 岸 徳光, 竹本伸一: セン断余裕度を変化させた大型PRC桁の静載荷実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.3, pp.631~636, 2001.6
- 4) 今野久志, 岸 徳光, 池田憲二, 竹本伸一: 落石覆工用PRC桁の耐衝撃性向上に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.48A, 2002.3
- 5) 今野久志, 岸 徳光, 池田憲二, 竹本伸一: 落石覆工用PRC桁の耐衝撃設計法に関する一提案, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 24, No. 2, pp. 673~678, 2002. 6