

論文 重錘落下衝撃力を受ける門型 PC 覆工の衝撃破壊実験

今野久志^{*1}・佐藤昌志^{*2}・岸 徳光^{*3}・松岡健一^{*4}

要旨：PC 覆工の構造形式として耐衝撃性に優れていると考えられる門型構造の実規模模型による重錘落下衝撃破壊実験を行った。実験は、衝撃荷重載荷位置及び載荷方法を変化させて行い、PC 桁に発生する曲げモーメント及びひびわれ性状について検討した。桁の曲げ破壊に対しては中央点載荷が支配的であり、繰り返し荷重載荷は衝撃耐力を低下させることなどが明かとなった。また、本実験桁の曲げ破壊に対する安全率は、設計入力エネルギーに対して 5 倍以上であることも明かとなった。

キーワード：門型 PC 覆工、衝撃破壊性状、重錘落下エネルギー

1. はじめに

我国の山岳部や海岸線等、急峻な地形にある道路等には、交通の安全を確保するために落石覆工が設けられている場合が多い。その一種であるプレストレストコンクリート (PC) 覆工は、覆工の屋根部 (頂版) 及び柱部に PC 部材を用いる構造であり、一般的にプレキャスト部材となることが多い。そのため製品の信頼性と施工の省力化が図られる構造である。今後労働力不足や厳しい条件における落石覆工の建設が予想されることから、プレキャスト施工が可能である PC 覆工の需要が益々増大するものと思われる。

著者等は、この点に着目し、PC 覆工の耐衝撃性向上のための構造形式や新しい緩衝構造に関する研究を行ってきた [1] ~ [3]。これまでの研究では、実務設計を念頭において、主として弾性範囲の衝撃挙動に関する研究を行っている。しかしながら、PC 覆工の合理的な設計法確立のためには、PC 覆工の破壊時の挙動を把握することも重要であると考えられる。

このような観点より、著者等は実規模門型 PC 覆工を用いて重錘落下衝撃による衝撃破壊実験を行った。実験では衝撃荷重載荷位置を変化させ、繰り返し載荷及び単一載荷による衝撃破壊実験を行い、PC 桁の断面力及びひびわれ性状について考察し、PC 覆工の衝撃破壊性状に及ぼす衝撃荷重載荷位置及び載荷方法の影響について検討を行った。

2. 実験の概要

2.1 実験方法

本研究に用いられた実規模 PC 覆工は、落石対策便覧 [4] に即して落石重量 1 tf、落下高さ 30 m の落石荷重 (119.2 tf) に対して設計された 2 ヒンジ 1 剛結の実規模逆 L 型 PC 覆工のヒンジ部を剛結構造にしたもので、5 体の主桁から構成される門型構造である。主桁の断面はコンクリート強度 $f'_{ck} = 600 \text{ kgf/cm}^2$ とし、頂版幅 149 cm、頂版厚 20 cm、桁高 110 cm、桁幅 50 cm の単純 T 形断面として設計された。プレストレス力は基本的に SWPR7B T15.2

*1 北海道開発局 開発土木研究所 構造研究室, 工修 (正会員)

*2 北海道開発局 開発土木研究所室長 構造研究室 (正会員)

*3 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科, 工博 (正会員)

*4 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科, 工博 (正会員)

を用い、有効緊張力を 13.07 tf/本としてプレテンション方式によって導入している。門型構造を仮定する場合の落石時における主桁中央部の合成応力は上下縁でそれぞれ -73.2 kgf/cm^2 , 25.4 kgf/cm^2 となる。また、柱部は高さが 4.7 m、曲げ方向の桁高が 1.1 m、幅 50 cm の矩形断面である。壁部の厚さは 1.2 m である。その他の設計条件、配筋量等に関しては文献 [3] , [5] に述べられていることより、ここでは省略する。

実験では、落石対策便覧 [4] に基づいて PC 覆工頂版上に敷厚 90 cm の敷砂緩衝材を設置し、主桁の横締めを開放した状態で、重錘を各桁に自由落下させて行っている。用いた重錘は重量が 3 tf 及び 5 tf であり、いずれも直径が 1 m、高さが 97 cm で、底部の高さ 17.5 cm 部が球形 (半径 80 cm) 状になっている。図-1 に実験の概要を示している。

なお本実験に用いた敷砂材は、単位体積重量 $\omega = 1.64 \text{ tf/m}^3$ 、絶乾比重 $\rho = 2.55$ 、均等係数 $U_c = 4.85$ の栗丘産細骨材であり、実験時の含水比および相対密度はそれぞれ 4.7%、55.1% であった。

測定項目は、3 桁部は柱及び壁部を含む骨組全体、その他の桁に対しては載荷点位置の桁の発生曲げモーメントを算定するために上下あるいは内外端筋に添付した合計 118 点の歪ゲージ出力及び重錘底部に埋設した加速度計からの出力である。各応答波形は、高帯域用データレコーダを用いて一括収録し、実験終了後に A/D 変換を行い、ワークステーションを用いて処理している。測定は、各桁間の横締めを開放していることより、載荷桁以外の桁には大きな重錘落下エネルギーが伝達しないと考え、載荷桁の応答に限定して行っている。また、発生曲げモーメントは、初期導入プレストレス量及び測定された歪を用い、平面保持仮定のもとに断面分割法により算定している。

2.2 実験ケース

実験は、4 本の PC 桁を有効に活用し、衝撃破壊の評価と載荷位置の違いによる破壊性状の差異を検討するために繰り返し荷重載荷と単一荷重載荷を組み合わせる形で行った。

表-1 に本実験で行った実験ケースの一覧を示している。表中の実験ケース $G1-mL/6-n$ において、 l は載荷桁の番号を、 $mL/6$ は壁側支点を起点とする概略の載荷位置を、 n は重錘重量 $n \text{ tf}$ を意味している。なお、 $mL/6$ において、 L は桁の全スパン長を意味しており、 $3L/6$ はスパン中央点を意味している。

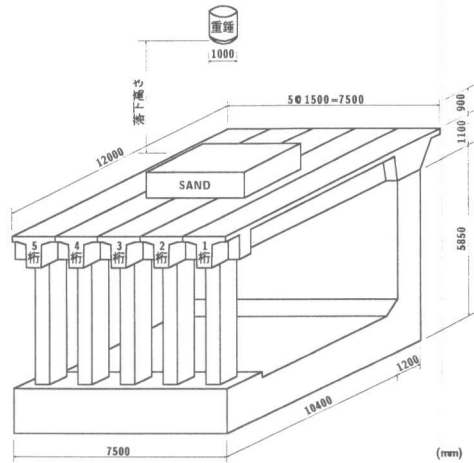


図-1 実験概略図

表-1 実験ケース一覧

実験ケース	載荷桁	落下位置	重錘重量 (tf)	落下高さ (m)
G3-3L/6-3-5	3	3L/6	3	5,10,20,30
			5	20,30
G2-1L/6-3-5	2	1L/6	3	5,10,20,30
			5	20,30
G4-5L/6-3-5	4	4L/6	3	5,10,20,30
			5	20,30
G1-3L/6-5	1	3L/6	5	30
G2-5L/6-5	2	5L/6	5	30
G4-1L/6-5	4	1L/6	5	30,30,30,30

また、起点より 1.8 m, 8.3 m 離れた点をそれぞれ 1L/6, 5L/6 と呼ぶこととする。実験は表に示しているように、まず各載荷位置に対して破壊状態に至る重錘落下エネルギーレベルを探るために、2, 3, 4 桁を用いた繰り返し載荷実験を行った。なお、重錘落下高さの最大はトラッククレーンの制約から 30 m としている。従って、いずれの場合も最大重錘落下エネルギーは 150 tfm である。

次に、繰り返し載荷実験より得られた結果を基に単一載荷を行った。載荷位置は、1 桁は 3L/6 点、2, 4 桁は繰り返し載荷実験との共用であるが、それぞれ損傷程度の少ない 5L/6, 1L/6 点である。いずれの場合も 5 tf の重錘で落下高さを 30 m (重錘落下エネルギー 150 tfm) としている。なお、4 桁では柱部側 (5L/6) で繰り返し載荷を行っていることより、壁部側 (1L/6) で単一載荷を行った。しかしながら、損傷程度が少ないことより同一の重錘落下エネルギーで 4 回の繰り返し載荷を行っている。

なお、本研究では、最大重錘落下エネルギー作用時においても柱部の損傷がほとんど見られないことより、以後の考察を主桁部を中心に行うこととする。

3. 実験結果及び考察

3.1 3 桁中央載荷 (3L/6) 時の断面力の経時変化

図-2には、3 桁中央部載荷を対象に弾性状態と考えられる 3 tf-5 m 落下時と本実験における最大重錘落下エネルギー状態である 5 tf-30 m 落下時の骨組全体の曲げモーメント分布の経時変化を示している。図中、右側が壁部、左側が柱部である。

図より、3 tf-5 m 落下の場合には、桁と壁部及び桁と柱部の接合部では負の曲げモーメントが発生しているものの値も小さい。桁の曲げモーメント分布は静的な等分布荷重載荷時と同様滑らかな放物線形となっている。この程度の落下エネルギーでは柱部、壁部の基部では未だ曲げモーメントが発生していないようである。曲げモーメントの滑らかな分布は、緩衝材として敷砂を用いていること、重錘重量が小さくかつ落下高さも低いことより、主桁上に直接作用する伝達衝撃力の分布も緩やかになっているためと推測される。

一方、5 tf-30 m の場合、桁及び柱部の曲げモーメントの分布は集中荷重載荷時と同様な直線的なものとなっている。壁部は桁との接合部近傍で比較的大きな値を示しているものの急激に減衰し、基部では零モーメントとなっている。50 msec 経過後には接合部近傍が正の曲げモーメントに移行していることより、荷

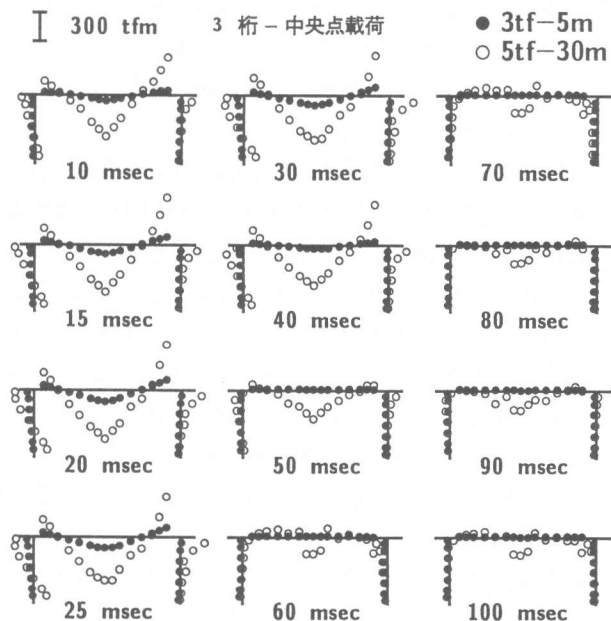


図-2 曲げモーメント分布の経時変化

重が除荷されリバウンド状態（負荷荷状態）になっているものと考えられる。しかしながら、桁中央部の 3 測点の曲げモーメント値は依然正值を示している。これは、衝撃荷重載荷時に桁中央部下縁にひびわれが発生し、コンクリートのかみ合わせ等により負荷荷状態においても配力鉄筋が局所的に引張状態になったためと考えられる。約 20 msec 経過後に桁中央部で最大曲げモーメントが発生しており、その値は約 530 tfm となっている。実験終了後の桁は後述するように中央部に多数の曲げせん断ひびわれが発生しているものの残留変形は 3.6 mm と小さく、終局状態までには至っていないものと判断される。

3.2 重錘落下エネルギーと最大曲げモーメントの関係

図-3には、載荷桁における重錘落下エネルギーに対する最大曲げモーメントの分布を示している。図より、いずれの載荷点においても重錘落下エネルギーの増加とともに最大曲げモーメントも増加しており、エネルギーに対する曲げモーメントの分布は放物線的な性状を示していることがわかる。また、繰り返し載荷と単一載荷との載荷方法の違いによる桁への影響を検討すると、桁中央部載荷（3L/6）における最大曲げモーメントは、重錘落下エネルギーが 150 tfm（5 tf-30 m 落下）の場合、繰り返し載荷で約 530 tfm、単一載荷で約 420 tfm と、単一載荷の場合が約 110 tfm 程度小さい。これより、単一載荷の場合には繰り返し載荷の場合より PC 桁に与える損傷の程度の少ないことがわかる。

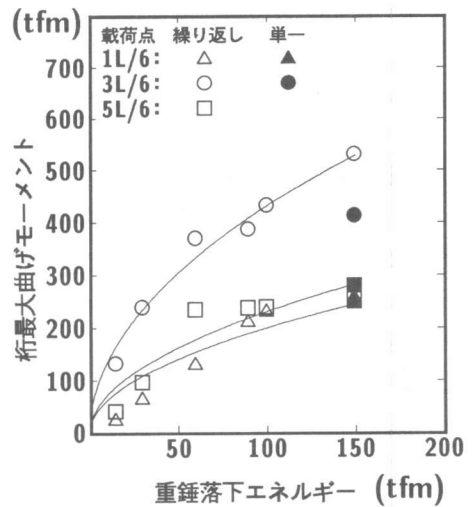


図-3 重錘落下エネルギーに対する桁の最大曲げモーメント

また、1L/6 及び 5L/6 載荷の場合は、それぞれ他端側で既に損傷を受けた桁を用いた実験結果である。繰り返し載荷と単一載荷の最大曲げモーメントの値がほぼ 250 tfm 付近に一樣に集中していることより、載荷方法の違いによる最大曲げモーメントの違いは見られない。

3.3 曲げモーメントに関する設計値と実験結果の比較

ここでは 3 桁上の繰り返し載荷時の主桁中央部の曲げモーメントに着目し、逆 L 型構造及び門型構造に対する設計値と実験結果を比較検討するものとする。

表-2 に結果を一覧にして示している。なお設計計算値は落石重量 1 tf、落下高さ 30 m の衝撃力に対するものである。まず、ラーメの定数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ として振動便覧式から求められる衝撃力（通常、設計計算値に用いられている）と実験結果の重錘衝撃力を比較すると、重錘落下エネルギーが 90 tfm（3 tf-30 m 落下）までは両者類似の値を示しているが、100 tfm 以上に対しては実験結果が大きい値を示している。設計計算値と同一の落下エネルギー（3 tfm-10 m 落下）に対する桁中央部の曲げモーメント値を比較すると、実験結果は逆 L 型構造、門型構造を仮定する設計計算値のそれぞれ 1.1 倍、1.5 倍の大きさとなっている。これは、主桁上に直接作用する伝達衝撃力が設計衝撃力や実験結果の重錘衝撃力よりも大きいこと[5]、及び桁の動的効果によるものと判断される。一方、5 tf-30 m 落下時の実験結果は主桁の静的限界曲げモーメント値 520 tfm と同程度の 531 tfm となっている。これは主桁が設計条件の 5

表-2 設計値と実験結果の比較

項目	設計値		実験値					
	逆L型	門型						
落石/重錘重量 (tf)	1		3			5		
落下高さ (m)	30		5	10	20	30	20	30
最大衝撃力 (tf) (振動便覧式 $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$)	119.2		84.6	128.3	194.4	248.0	273.3	348.6
重錘衝撃力 (tf) (実験値)	-		74.4	126.7	217.8	227.4	318.0	479.0
桁中央部曲げモーメント (tfm)	215.6	161.1	133.7	239.4	370.4	387.2	433.3	531.2

静的限界曲げモーメント値 520.4 tfm

倍の入力エネルギー入力時に静的限界曲げモーメント値に達することを示している。また門型構造および逆L型構造主桁の設計曲げモーメントの衝撃破壊安全率はそれぞれ 3.2, 2.4 倍以上あることがわかる。なお、この時点における主桁上縁歪の実測値は -800μ 程度でかつ残留変形量も 3.6 mm 程度で著しい損傷状態でないことを確認している。

3.4 ひびわれ状況

図-4 に最終実験終了後のひびわれ状況を示している。1 桁は桁中央部 (3L/6 点) に 5 tf-30 m を単一落下させた場合のものである。2 桁は壁部側である 1L/6 の位置に繰り返し落下を行い、その後柱部側である 5L/6 に単一載荷を 5 tf-30 m で行ったものである。4 桁は、前述の 2 桁の場合の 1L/6 と 5L/6 を入れ換えたものである。つまり、桁の柱部側である 5L/6 の位置に繰り返し載荷を行い、その後壁部側である 1L/6 に 5tf-30 m を 4 回繰り返し載荷したものである。3 桁は桁中央部である 3L/6 の位置に繰り返し載荷を行ったものである。なお、全ての実験ケースの繰り返し載荷は、3 tf-5 m から開始し、5 tf-30 m で終了としている。

図より、いずれの桁に関しても、載荷点部周辺にひびわれが集中して発生しており、損傷が載荷点部近傍に集中していることがわかる。3L/6 点に繰り返し載荷している 3 桁には載荷点近傍に多数の曲げせん断ひびわれが発生している。但し主桁上縁歪が -800μ 程度で、残留変形量の小さいのは前述の通りである。一方、3L/6 点に 3 桁の最終載荷条件で

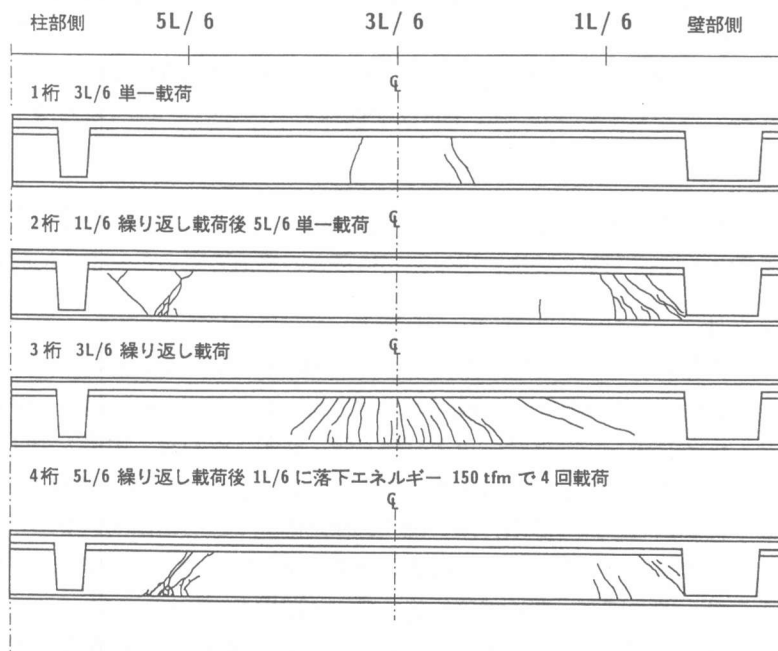


図-4 ひびわれ状況図

ある 5 tf-30 m を単一載荷した 1 桁の場合には、3 本のひびわれが発生しているのみである。これより、単一載荷と繰り返し載荷では損傷の程度に明確な差が表れていることがわかる。2 桁の場合には、繰り返し載荷した 1L/6 点において、支点側にのみ数本のせん断ひびわれが発生している。これは支点側のせん断スパン高さ比が小さく、かつ曲げモーメントが小さいことより、せん断が卓越し、ひびわれが発生したものと考えられる。5L/6 点近傍は 5 tf-30 m 単一載荷後のひびわれ状況であるが、集中してせん断ひびわれが発生している。これは、中央部及び桁-柱接合部の正負曲げに対する PC 鋼棒の配置が交錯する部分であるため、構造的に弱点になっているためと考察される。

4 桁は 5L/6 点に 3 tf-5 m からの繰り返し載荷、1L/6 点に 5 tf-30 m を 4 回繰り返し載荷している場合であるが、5L/6 点近傍には、集中したせん断ひびわれが発生している。これは、2 桁の場合と同様の原因と判断される。1L/6 点近傍は 5 tf-30 m の繰り返し載荷ではあるが 2 桁に比較して累積エネルギーが大きいものの、せん断ひびわれの数は 2 桁よりも少ないことがわかる。

4. まとめ

PC 覆工の合理的耐衝撃設計法確立のための基礎資料を得ることを目的として、実規模門型 PC 覆工の衝撃破壊実験を行った。試験体の本数や衝撃荷重作用条件に制約があり、PC 桁本体が完全に破壊するまでの実験を行うことは困難であったが、本研究で、得られた結果を要約すると：

- 1) PC 覆工の衝撃破壊に対して、載荷位置としては桁の中央点載荷が支配的である。
- 2) 繰り返し衝撃荷重載荷は、重錘落下エネルギーが累積されることにより、PC 桁の衝撃破壊に大きな影響を与える。
- 3) 本 PC 桁の設計断面力に対する衝撃破壊安全率は、入力エネルギー的には 5 倍以上であることが確認された。

本実験は PC 桁の横締めを開放した単桁としての破壊条件を検討したものであるが、現在使用されている実規模 PC 覆工では必ず横締めを行っており、落石覆工としての安全率はさらに高いものと考えられる。

本研究に当たり、室蘭工業大学大学院建設システム工学専攻の前山順宏、池田泰博両君をはじめ構造力学研究室の院生、学生諸君に多大の協力を戴いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- [1] 佐藤昌志, 西 弘明, 岸 徳光, 菅田紀之: 敷砂を緩衝材とする重錘落下による PC 多主桁の弾性衝撃挙動, 構造工学論文集, Vol. 40A, pp.1593 ~ 1603, 1993.3.
- [2] 佐藤昌志, 岸 徳光, 三上 隆, 西 弘明: 落石覆工用実大 PC 桁の衝撃破壊実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 16, pp.943 ~ 948, 1994.6.
- [3] 佐藤昌志, 西 弘明, 岸 徳光, 松岡健一: 三層緩衝構造を用いた実規模 PC 製落石覆工の重錘落下衝撃挙動, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp.1347 ~ 1356, 1996.3.
- [4] 日本道路協会: 落石対策便覧, 日本道路協会, 1983.
- [5] 西 弘明, 佐藤 昌志, 岸 徳光, 松岡 健一: 敷砂緩衝材を用いた実規模 PC 落石覆工の衝撃挙動, コンクリート年次論文報告集, Vol. 17, pp.691 ~ 696, 1995.6.