

I - 816

実大PC桁の衝撃破壊実験

ドービー建設工業（株）正 員 竹 本 伸 一

北海道開発局 正 員 佐 藤 昌 志

室蘭工業大学 正 員 岸 徳 光

北海道開発局 正 員 西 弘 明

1. はじめに

落石覆工構造物において、PC製覆工はRC製覆工とともによく用いられる構造形式の一つである。また、将来の人手不足や工期短縮を考える場合にはますますPC製覆工の需要が多くなるものと予想される。筆者等は、落石等による衝撃荷重載荷に対するPC覆工の合理的設計手法の確立のため、各種緩衝材を用いた実規模のPC多主桁に関する大型弾性衝撃実験¹⁾を行っている。本研究は、PC覆工の基本構造であるPC単桁の衝撃荷重載荷時における耐荷性状を検討するために、上述の実験に供された実大桁を用いて5tfの重錘による重錘落下衝撃実験を行ったので報告する。本研究では合計6本の実大桁を用いて行った。1本は繰り返し載荷による桁の損傷の進展過程に関する検討のために用い、他の5本は5m毎の単一載荷による動的挙動および損傷程度に関する検討のために用いている。

2. PC桁の設計概要

本実験に用いられた各PC桁は、図-1に示すような純スパン5m、幅1.2mのT形断面である。

断面設計は、コンクリートの設計基準強度を $f'_{ck} = 750 \text{ kgf/cm}^2$ 、ヤング率を $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ として行っている。

プレストレスは、9本のPC鋼棒（ $\phi 26$ B種1号 SBPR 930/1080）を用いたポストテンション方式によって導入されている。また、床版部断面方向補強筋、スターラップおよび組立鉄筋にはSD295AのD13を使用している。

桁内の有効プレストレスおよび各荷重段階における応力度を表-1に示している。鋼棒の降伏点応力度および引張強度はそれぞれ $\sigma_{py} = 9,500 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_{pu} = 11,000 \text{ kgf/cm}^2$ であり、有効引張応力度を $5,376 \text{ kgf/cm}^2$ としている。

また、スターラップ量はコンクリート標準示方書に従って算定し、全てD13を用いることとしている。

その配筋のピッチは、中央部2m、その両側90cm、残りの領域に対してそれぞれ20cm、15cm、5cmとしている。実験に用いた各PC桁は、コンクリート打設後約1年が経過している。コンクリートの28日強度は、 $f'_c = 777 \text{ kgf/m}^2$ 、その時のヤング係数は $E_c = 3.8 \times 10^5 \text{ kgf/m}^2$ であった。

3. 実験の概要

実験に用いた実大のPC桁は表-2に示す6体である。PC-Rは1mから順

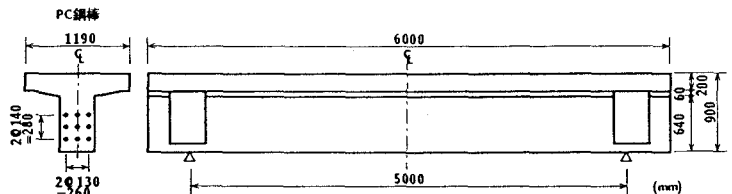


図-1 PC桁の形状寸法

表-1 桁の有効プレストレスおよび各荷重段階における応力度

	桁上縁	上端筋位置 (上縁から 5 cm)	下端筋位置 (下縁から 5.5 cm)	桁下縁
有効プレストレス (kgf/cm)	17.4 (49.7 μ)	7.9 (22.6 μ)	-142.7 (-407.7 μ)	-153.1 (-437.4 μ)
死荷重による 応力(kgf/cm)	-8.6 (-24.6 μ)	-7.4 (-21.1 μ)	12.9 (36.9 μ)	14.3 (40.9 μ)
合成応力 (kgf/cm)	8.8 (25.1 μ)	0.5 (1.5 μ)	-129.8 (-370.8 μ)	-138.8 (-396.5 μ)
設計衝撃力による 応力(kgf/cm)	-97.9 (-279.7 μ)	-83.4 (-238.2 μ)	146.4 (418.3 μ)	162.3 (463.7 μ)
合成応力 (kgf/cm)	-89.1 (-254.6 μ)	-82.9 (-236.7 μ)	16.6 (47.5 μ)	23.5 (67.2 μ)

() 内は $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}$ としたときの歪を示している

表-2 試験体の一覧

試験体名	重錘落下高さ H (m)
PC-R	1, 2, 3, 5, 10, 15
PC-10	10
PC-15	15
PC-20	20
PC-25	25
PC-30	30

次落下高さを増加させる繰り返し載荷を行った桁であり、他 PC-n は 10 m より 5 m 毎に落下高さを増加させた単一載荷桁である。n は重錘の落下高さ H (m) を表している。実験は PC 桁と鋼製の重錘とのハードな衝突を避けるため、PC 桁の載荷点部に緩衝材として 1 m 厚の EPS 材を設置して行っている。ここで用いた EPS 材は単位体積重量が 20 kgf/m^3 のものである。本実験に用いた重錘は重量が 5 tf で外径 1 m、底部 17.5 cm が球状のものである。ここでは紙面の都合により、特に実験終了後のひびわれ性状についてのみ検討を行う。

4. 各試験体の最終ひび割れ状況

図-2 に各試験体の最終ひび割れ状況の概形図を示している。最も落下高さの小さい PC-10 の場合はひび割れ

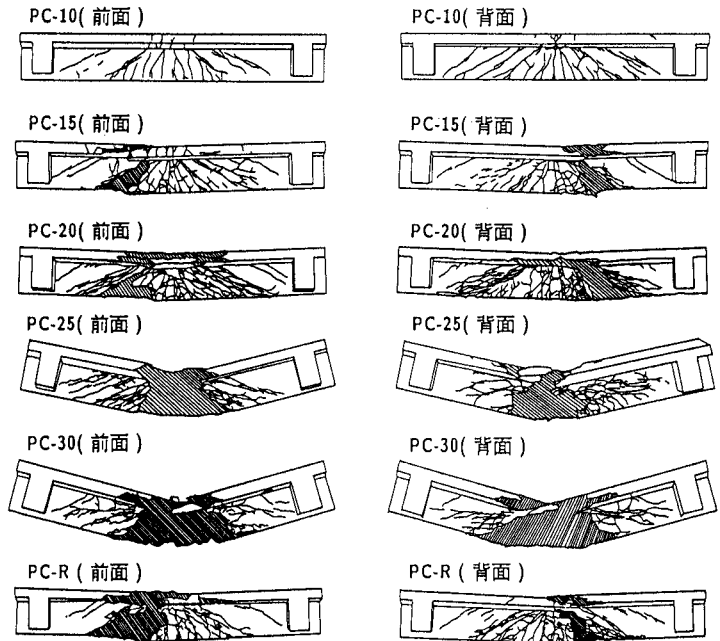


図-2 各桁のひび割れ状況

が発生しているもののフランジ部、主桁部ともにコンクリートが剝離していない。どのひび割れ状況を見ても、載荷点直下部の主桁、フランジ部はともにほぼ鉛直方向にひび割れが進行し、それより離れた領域では傾きが 45° のひび割れとなっている。これより、前者の載荷点部は曲げひび割れが卓越しているようであり、後者の載荷点部と支点の間部はせん断ひび割れが卓越しているように考えられる。また支点と載荷端部間の領域に発生している斜めひび割れは 40 ~ 50 cm 程度の幅をもって発生しておりその帯部にアーチ作用が形成され衝撃力を支点に伝達しているものと考えられる。スパン中央部フランジ側面のひび割れは、桁下縁部に PC 鋼線を配置し小型 PC 模型実験結果より明らかになっているように主桁下部に配置した PC 鋼棒によるプレストレス力によって桁がね返り現象を起こして負載荷状態となり、その結果発生した曲げひび割れであるものと考えられる。PC-15 ~ -30 は全て桁側面あるいはフランジでコンクリートの剝離現象がみられ、大きく損傷している。剝離領域の大きさは落下高さとともに大きくなっている。PC-15, -20 の場合は載荷点直下のひび割れが落下高さの増大とともに密になっているものの、ひび割れ状況としては PC-10 と類似であるものと考えられる。PC-10 と異なる点は荷重載荷端部近傍の曲げとせん断変形の遷移領域においてコンクリートの剝離が生じている点である。これは衝撃力の増大と共にアーチ部の圧縮力も増大し、その遷移領域が弱点となって載荷点部の曲げ領域が押し抜かれるようになるためと考えられる。PC-R は PC-15 と PC-20 の中間的な状態となっており、繰り返し荷重と単一載荷でひび割れ状態に大差のないことがわかる。一方、PC-25, -30 の場合は重錘径と同様の幅で載荷部が桁の高さ方向に壊滅的に破壊されている。ひび割れはその破壊面より 45° 方向に進展しており PC-10 ~ -20 のようなアーチ作用は形成されていないようである。これは過大な衝撃荷重が作用したために載荷点部のコンクリートの圧壊と PC 鋼棒や鉄筋が降伏し桁が大きく角折状態になったためと考えられる。特に PC-30 の場合は桁中央部下縁が 57 cm の桁下空間以上に変形し桁下のコンクリート基礎によって変形が拘束されている状態であった。以上、最終ひび割れ状況より本実験で用いた PC 桁の限界状態は PC-20 すなわち 5 tf の重錘を落下高さ 20 m より落下衝突させた場合と推察される。

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, 土木学会構造工学論文集, Vol. 40A, pp. 1593-1604, 1994.3.