

I-55 三層緩衝構造を緩衝材とする実規模門型 PC 覆工の弾性衝撃実験

室蘭工業大学	正員	岸 徳光
開発土木研究所	正員	西 弘明
北海道 PC 防災技術協会	正員	森 哲哉
室蘭工業大学	学生員	高 沢 昌憲

1. はじめに

落石覆工の一つである PC 落石覆工は、主要部材を工場生産出来ることから品質の確保が容易なことから、施工の簡素化により部材施工が可能なることから、将来に向けて発展が望まれる構造形式であるものと考えられる。PC 落石覆工部材の工場生産およびその省力化施工をより一層推進するためには、緩衝性能や荷重分散性に優れた緩衝構造の開発や構造形式の工夫によって、大きな落石荷重に対しても施工可能な程度に部材断面を小型化しなければならない。これに対し、著者らは落石覆工用の従来の緩衝材である敷砂緩衝工に代わる新しい緩衝システムとして、上層から敷砂、RC 版および EPS 材から構成される三層緩衝構造を提案し、数多くの実験を行ってきた。^{1),2),3)} また、平成 6 年度には実規模逆 L 型 PC 覆工模型において三層緩衝構造を用いた重錘落下衝撃実験を行い、⁴⁾ その緩衝性能を覆工の応答性状より検討を行った。その結果、三層緩衝構造は敷砂緩衝材に比較して重錘の落下エネルギーに関しては 3 倍程度の緩衝効果があることが明らかになっている。

本論文は、緩衝構造を含めた PC 覆工の合理的設計手法確立のための基礎資料を得ることを目的として、PC 覆工構造の構造形式を全剛型（以後、本構造を門型 PC 覆工と呼ぶ。）とした場合についての検討を行うために、実規模門型 PC 覆工模型に三層緩衝構造を適用した場合における重錘落下衝撃実験を行い、弾性範囲内における載荷桁の荷重分担率、主桁や柱部の曲げモーメント、軸力分布および最大曲げモーメント値等について検討を行ったものである。

2. 実験概要

本研究に用いられた実規模 PC 覆工は、図-1 に示すように主構造が全剛型の門型構造である。本覆工模型は主桁が頂版幅が約 1.5 m の単純 T 型断面であり、柱が厚さ 1.1 m の矩形断面、幅員が約 12 m、高さ約 4.7 m で、全体構造が主桁 5 体より構成されている構造である。実験は PC 覆工頂版上に緩衝材として三層緩衝構造を設置し、3 tf の重錘をトラッククレーンにより 30 m の高さから自由落下させることによって行っている。重錘は直径が 1 m、高さが 97 cm で底部の高さ 17.5 cm 部分が球形（半径 80 cm）状になっている。測定項目は、重錘加速度（重錘底部に加速度計を設置している）、主桁、柱および壁部の曲げモーメント、軸力分布等を検討するための覆工内歪（主桁、柱および壁部の補強筋に歪ゲージを添付）である。各応答波形は、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

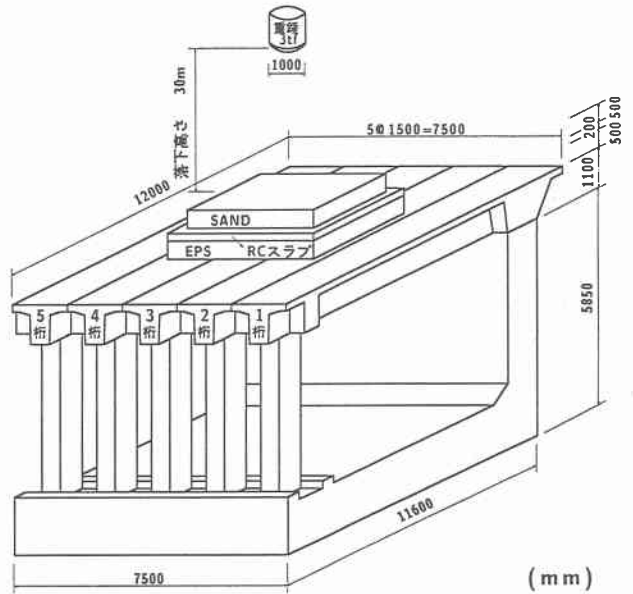


図-1 実験概要図

Dynamic Impact Test of Large Scale Frame Type of PC Rock-Shed with Three Layered Absorbing System
by Norimitsu KISHI, Hiroaki NISHI, Tetsuya MORI, Masanori TAKAZAWA

ークステーションを用いて処理している。

2.1 PC 多主桁

本実験では次に示す条件の下に設計された PC 桁を用いている。すなわち、1) 落石重量が 1 tf、落下高さ 30 m で自由落下させる。2) ラーメ定数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ とし、振動便覧式⁵⁾によって算定された 119.2 tf の衝撃荷重が桁中央部に作用するものとする。3) 落石対策便覧の規定に基づいて荷重が敷砂厚の 2 倍の領域に分散することとする。4) コンクリートの設計基準強度を 600 kgf/cm^2 、許容引張応力度を 28 kgf/cm^2 、弾性係数を $3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

以上により設計した PC 桁は頂版幅 149 cm、頂版厚 20 cm、ウェブ幅 50 cm、桁高 110 cm の単純 T 型断面として、主桁スパン中央断面には 23 本の PC 鋼より線を用いてプレテンション方式でプレストレスが導入されている。主桁の PC 鋼材および補筋筋にはそれぞれ SWPR7B 15.2B、SD295A D22 を用いている。導入されたプレストレス力によって、桁上縁および下縁には、それぞれ 10.5 kgf/cm^2 の引張応力、 107.1 kgf/cm^2 の圧縮応力が発生している。また、桁の横締めは、フランジ部に 1 m 間隔に設置された 11 本の PC 鋼棒 ($\phi 26$) を用い、28.5 tf/本の緊張力を与えて行っている。そのプレストレスによって頂版上縁で 18.2 kgf/cm^2 、下縁で 3.3 kgf/cm^2 の圧縮応力が発生している。主桁と柱部の接合部には、8 本の PC 鋼棒 (SBPR930/1080 ~ $\phi 32\text{B}$) を用い、43.8 tf/本の緊張力が導入されている。また、主桁と壁部の接合部には、12 本の PC 鋼棒 (SBPR930/1080 ~ $\phi 32\text{B}$) を用い、46.3 tf/本の緊張力が導入されている。

2.2 三層緩衝構造の使用材料

三層緩衝構造の表層材として用いた敷砂材は栗丘産であり、締め後の含水比および相対密度はそれぞれ 6.4 %、36.0 % であった。その特性を示すと表-1 の通りである。敷砂材の設置は 20 cm 毎に敷き均し、足踏みにより締め固めて厚さ 50 cm に整地して行っている。芯材として用いた RC 版の形状寸法は $4 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 20 \text{ cm}$ である。コンクリートの設計基準強度は $f'_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$ であり、主鉄筋 D13 を 8 cm 間隔、かぶり 3 cm で配置した鉄筋比約 1 % の複鉄筋断面としている。実験時のコンクリートの材令は 27 日で、その時の圧縮強度は 244 kgf/cm^2 であった。また、裏材の EPS 材には単位体積重量 20 kgf/m^3 、寸法 $200 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ のブロック材を組み合わせて用いている。

表-1 敷砂の特性

栗丘産	比重	吸水率	均等係数	曲率係数
	ρ	%	U_c	U'_c
	2.55	1.64	4.85	0.87

表-2 実験ケース一覧

実験タイプ	実験ケースの呼称	載荷主桁番号	載荷位置	落下高 (m)
1	G3-3L/6	3	3L/6	30.0
	G2-3L/6	2	3L/6	30.0
2	G3-2L/6	3	2L/6	30.0
	G3-3L/6	3	3L/6	30.0
	G3-4L/6	3	4L/6	30.0

2.3 実験ケース

実験ケースは PC 覆工の弾性的な荷重分担率あるいは同一桁内の曲げモーメント、軸力分布等を検討するため、以下の 2 タイプについて検討を行った。表-2 に実験ケースの一覧を示す。なお、表中の載荷位置は主桁の全スパンを L とし、中心点を 3L/6、中心点より 1.75 m だけ側壁側、柱側に離れた点をそれぞれ 2L/6、4L/6 点と呼ぶこととする。

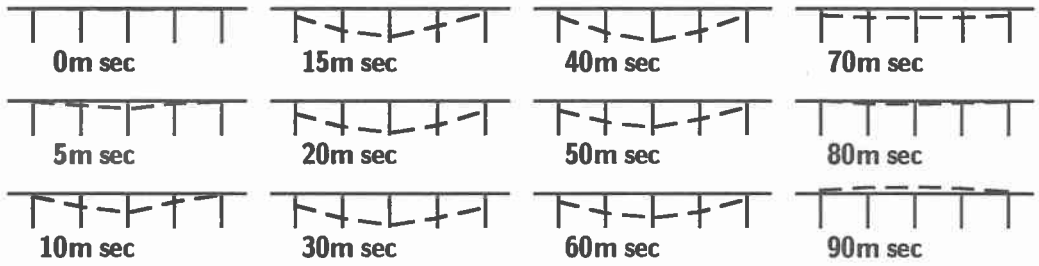
- 1) 落下高さを 30 m とし、載荷位置を 3 桁の 3L/6、2 桁の 3L/6 と変化した場合
- 2) 落下高さを 30 m とし、載荷位置を 3 桁の 2L/6、3L/6、4L/6 と変化した場合

3. 実験結果および考察

3.1 スパン中央部曲げモーメントの断面方向分布の経時変化

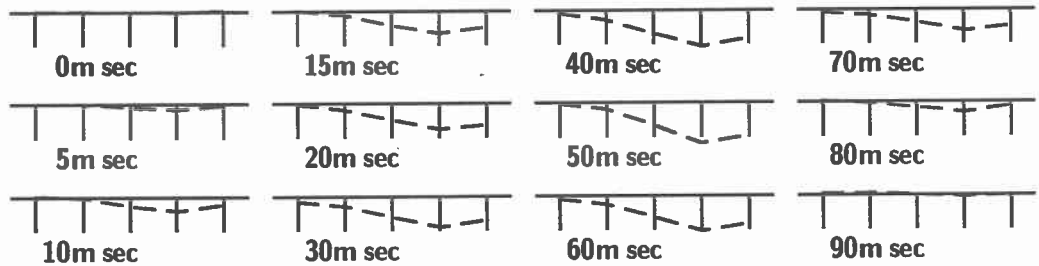
図-2 には落下高さを $H = 30 \text{ m}$ とし、3 桁、2 桁の 3L/6 点にそれぞれ載荷した場合 (タイプ 1) について、スパン中央部の主桁曲げモーメントの断面方向分布の経時変化を右端から 1 桁として示している。なお、経過時間は桁の応答が開始された時点に基づいて取っている。図より、曲げモーメントは荷重載荷後、3 桁載荷時 (G3-3L/6) で約 37 msec、2 桁載荷時 (G2-3L/6) では約 50 msec 経過後に最大値を示している。その後荷重の除荷とともに減少し、両者

I 50 tfm



(a) G3-3L/6 の場合

I 50 tfm



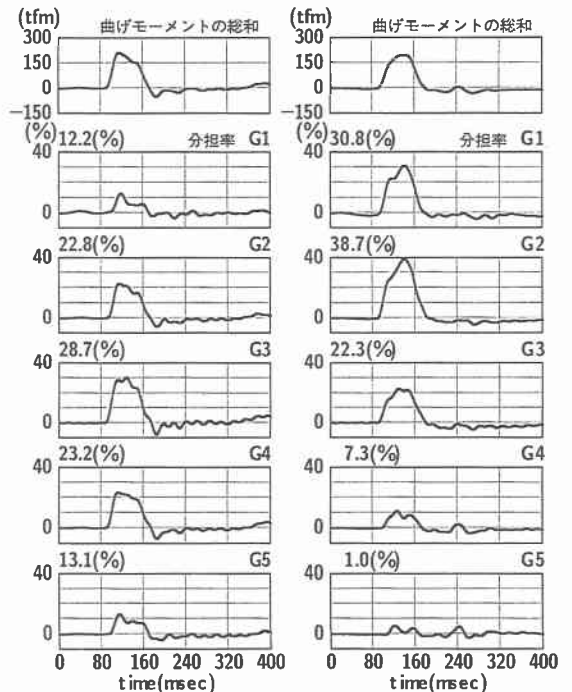
(b) G2-3L/6 の場合

図-2 支間中央部主桁曲げモーメントの断面方向分布

ともに約 90 msec 経過後には自由振動状態となり、負荷状態の曲げモーメントを示す傾向となっている。図より、3 桁載荷時の曲げモーメント分布は 3 桁を中心にほぼ対称な分布をしており、各主桁が効率的に荷重を分担していることがわかる。また、その時の最大曲げモーメントは 3 桁に発生し、その値は 65.5 tfm である。一方、2 桁載荷時の曲げモーメント分布は 2 桁より端桁である 5 桁に向かってほぼ直線的に減少していることがわかる。最大曲げモーメントは 2 桁に発生し、その値は 76.8 tfm であり、3 桁載荷時に比較して約 11 tfm 程度大きくなっている。また、負荷状態における曲げモーメントは 3 桁、2 桁載荷時でそれぞれ最大 -17.0、-9.0 tfm 発生しているが、正載荷状態における最大曲げモーメントに比較すると、小さい値を示していることがわかる。

3.2 荷重分担の経時変化

多主桁の荷重分担率は、通常主桁の鉛直方向変位より算出しているようである。本実験では、1) 桁の軸歪成分を用いて主桁曲げモーメントを算出することができること、2) 主桁曲げモーメントと桁への作用荷重は弾性範囲内の実験である故、1 対 1 対応の関係になっていること、3) 主桁



(a) G3-3L/6 の場合

(b) G2-3L/6 の場合

図-3 総曲げモーメントと荷重分担率

の断面設計は曲げモーメントで決定されていること、4) 歪 (鉄筋に添付) が変位の測定精度より高いものと考えられること等より、ここでは主桁中央部の曲げモーメントを用いて算定することとする。

図-3には前項と同様のケースについて、スパン中央部に発生する総曲げモーメント (各桁の曲げモーメントの総和) と総曲げモーメントに対する各桁の分担率の経時変化を示している。各桁の分担率波形の上部には総曲げモーメントの最大値発生時 (3桁、2桁載荷時でそれぞれ 213.1、195.6 tfm) における各桁の分担率を示している。桁に発生する曲げモーメントは測定された上下端筋歪を用い、T桁断面の幅方向には一様、桁高方向には線形な歪分布を仮定し、配力筋、PC鋼棒の軸剛性を考慮して全断面有効として算定している。

図より、3桁載荷時 (G3-3L/6) の荷重分担率は3桁で約 29%、2、4桁で約 23%、1、5桁で約 13% とほぼ左右対称の分布を示しており、横締め効果に加えて本三層緩衝構造の高分散効果によって覆工全体で衝撃荷重に抵抗していることがわかる。これより、荷重が自由端から離れている桁上に載荷される場合には、荷重分担率を 30% 程度として断面設計できることがわかる。

偏心載荷である 2桁載荷 (G2-3L/6) の場合には、2桁で 38.7% と最も大きい分担率を示し、自由端近傍桁である 1桁においても 30.8% と大きい分担率となっている。また、2桁から 3、4、5桁と離れるに従い、急激に分担性状が低下している。これより、PC覆工の入口や出口部の各主桁の荷重分担率は中間部主桁よりも大きい 40% 程度としなければならぬものと考えられる。

3.3 桁曲げモーメント分布の落下位置別経時変化

図-4には落下高さ $H = 30\text{ m}$ 、載荷桁を 3桁に限定し、載荷位置を 2L/6、3L/6、4L/6 と変えた場合 (タイプ 2) の 3桁の曲げモーメント分布の経時変化を左より柱、桁、壁部として示している。また、載荷桁壁部の曲げモーメント

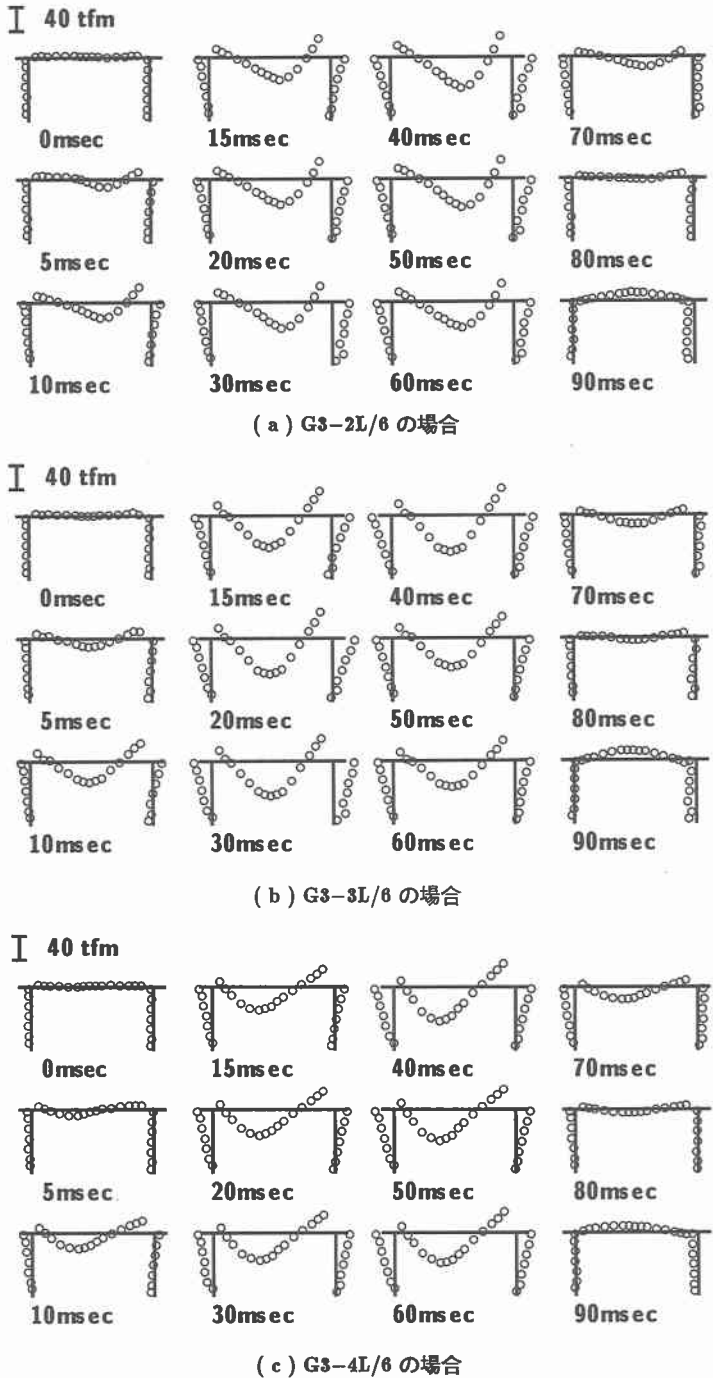


図-4 桁曲げモーメント分布の落下位置別経時変化

表一三 設計値と実験結果の最大曲げモーメント値の比較

実験 ケース	最大曲げモーメント (tfm)			
	荷重載 荷点部	桁一柱 接合部	桁一壁 接合部	壁部 上部
G3-2L/6	54.4	- 17.6	- 33.5	- 37.0
G3-3L/6	65.5	- 17.7	- 43.9	- 40.3
G3-4L/6	59.0	- 8.7	- 37.6	- 30.3
設計値*	161.1	- 104.5	- 121.7	- 121.7

* 落石重量 W = 1 tf、落下高さ H = 30 m の条件のもとでの値

はその壁部を桁幅と等しい 1.5 m を有効幅とする一方向版に仮定して算定評価している。図より、桁部の曲げモーメントはいずれの場合も放物線状に分布しており、ほぼ荷重載荷点で、荷重載荷後約 37 ~ 39 msec に最大値を示し、その後緩やかに零近傍の値に減少している。また、90 msec 以降は自由振動状態を示しており、この時点で衝撃荷重が除荷され主桁が跳ね返り状態になっていることを示している。

表一三には各ケースにおける荷重載荷点部、桁一柱の接合部、桁一壁の接合部および壁部上部におけるそれぞれの最大曲げモーメント値を設計値 (落石重量 W = 1 tf、落下高さ H = 30 m、h = 90 cm 厚の敷砂緩衝材を用いている) と比較して示している。表より、本実験における重錘落下エネルギー (W = 3 tf、H = 30 m) が設計条件の 3 倍であるにもかかわらず、いずれのケースにおいても最大曲げモーメント値は荷重載荷点で 1/2 以下、桁一柱の接合部で 1/5 以下、桁一壁の接合部で 1/2.5 以下となっていることがわかる。これは本実験で用いた三層緩衝構造の緩衝性能および荷重分散性能が、敷砂緩衝材より優れていることを数値的に示しているものと考えられる。なお、本実験結果は衝撃荷重が三層緩衝構造の幅 4 m に渡ってほぼ均等に分散分布した状態に対する応答値であるのに対し、設計計算結果は敷砂による分散幅 1.8 m を考慮して算定された結果であることより、単純に両者の比較はできないものと考えられる。しかしながら、三層緩衝構造の緩衝効果の程度を検討するために、敢えて載荷点中央部の曲げモーメント値のみに限定し、落下エネルギーと曲げモーメントが線形関係にあるものと仮定して両者の入力エネルギー比を求めると、

$$\frac{3 \times 30}{65.5} \bigg/ \frac{1 \times 30}{161.1} = 7.4$$

となる。これは本三層緩衝構造を用いることによって、設計時の条件に対して入力エネルギー的に 7.4 倍の安全余裕度を保持することができることを意味している。また、荷重載荷点部における最大曲げモーメント値に対する桁一柱の接合部におけるそれとの比を設計値と実験結果で比較すると、設計値では 1/1.5 程度であるのに対し、実験結果 (G3-3L/6) は 1/3.7 となり設計値に比較して非常に小さいことがわかる。これは、桁一柱の接合部では PC 鋼棒を 8 本配置することによって剛結接合と仮定しているが、実際は桁部の曲げモーメントを設計仮定と同程度に柱部に伝達しない半剛結接合に近い接合となっているためと考えられる。また、設計計算では桁一壁の接合部において、剛結接合を仮定しているが、実験結果においても 2L/6 点載荷 (G3-2L/6) において多少壁部の値が大きくなっているものの、両者ともほぼ同じ値を示していることがわかる。

3.4 軸力の軸方向分布の経時変化

表一四に前項のケースに対応した場合の桁、柱部における最大軸力値を設計値とともに示している。また、図一五には前項のケースの 3L/6 点載荷時 (G3-3L/6) における主桁、柱および壁部断面内に発生している軸力分布の時間的な推移状況を、覆工の外側を圧縮、内側を引張領域として示している。壁部に関する軸力は前項の曲げモーメント同様、断面幅を 1.5 m と仮定して算出している。図より主桁部における軸力分布はばらつきが多いが、静解析結果 (-30.5 tf

表一四 設計値と実験結果の最大軸力値の比較

実験 ケース	最大軸力 (tf)	
	桁部	柱部
G3-2L/6	-16.5	-21.2
G3-3L/6	-18.8	-36.3
G3-4L/6	-17.0	-41.2
設計値*	-30.5	-57.9

の様な圧縮力分布)と同様圧縮力分布の傾向を示していることがわかる。柱部の軸力分布は桁-柱の接合部および支点部近傍で小さな分布となっている以外は、ほぼ様な圧縮力分布となっている。また、表より実験結果と設計計算結果を比較すると、上述のように実験条件は設計条件に対して3倍の落下エネルギーとなるにもかかわらず、実験結果は桁部では1/1.6以下、柱部でも1/1.4以下の値を示しており、軸力についても三層緩衝構造の高緩衝性、荷重分散性が発揮されていることが明らかになった。

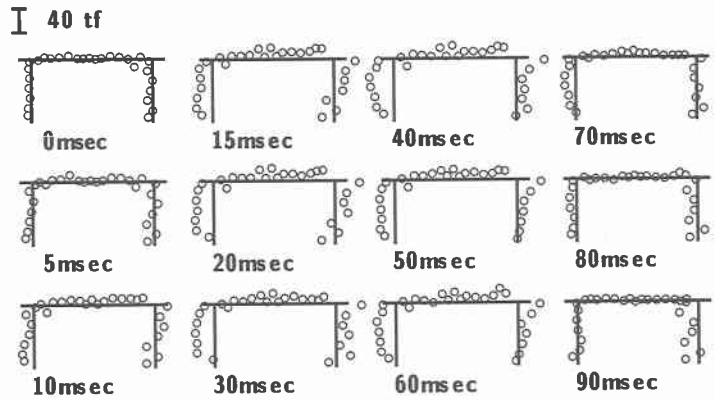


図-5 軸力の軸方向分布の経時変化 (G3-3L/6)

4. まとめ

本研究では、実規模門型 PC 覆工に対する三層緩衝構造の有効性を実証的に確認することを目的として、3 tf の重錘を落下高さ 30 m から自由落下させることによって実験を行った。本実験結果の範囲内で得られた結果を要約すると、以下のように示される。

- 1) 支間中央点載荷 (G3-3L/6、G2-3L/6) による実験結果より、三層緩衝構造を用いることによって、中間桁、端桁の分担率はそれぞれ 30%、40% として断面設計することが可能である。
- 2) 3 桁各点 (G3-2L/6、-3L/6、-4L/6) への重錘落下実験結果より、重錘落下エネルギーが設計値の 3 倍であるにもかかわらず、最大曲げモーメント値はいずれの箇所でも設計値を大きく下回っていることより、三層緩衝構造の高荷重分散効果が数値的に明らかになった。
- 3) 3L/6 点載荷時 (G3-3L/6) の最大曲げモーメント値を用いて、本緩衝構造を用いた場合の設計値に対する安全余裕度を求めると、入力エネルギー的に 7.4 倍となる。
- 4) 主桁の軸力分布は曲げモーメント分布同様、数値的には設計値に比較すると小さな値を示しているが、分布は概ね設計計算結果と類似の傾向を示している。

参考文献

- 1) 中野修、今野久志、岸徳光、三上浩、遠藤紘：各種緩衝構造を用いた落石覆工の実証実験、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.230 ~ 235、1993.6.
- 2) 三上浩、岸徳光、佐藤昌志、中野修、松岡健一：AFRP 補強 RC 版を芯材とする三層緩衝構造体の緩衝性能に及ぼす表、裏面材の影響、構造工学論文集、vol.40A、No.3、pp.1639 ~ 1646、1994.3.
- 3) 岸徳光、佐藤昌志、中野修：三層緩衝構造の緩衝性能に関する大型野外実験、構造工学論文集、vol.41A、pp.1257 ~ 1265、1995.3.
- 4) 西弘明、佐藤昌志：三層緩衝構造を用いた実規模 PC 落石覆工の動的挙動、土木学会北海道支部論文報告集第 51 号 (A)、pp.172 ~ 177、1995.2.
- 5) 日本道路協会：落石対策便覧、日本道路協会、1983.