

I-56 敷砂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 松岡 健一
開発土木研究所	正員 佐藤 昌志
北海道 PC 防災技術協会	正員 若林 修
室蘭工業大学	学生員 前山 順宏

1. はじめに

落石防護対策の1つとして建設される落石覆工には RC 製、PC 製、鋼製などがある。特に PC 覆工ではプレキャスト化が可能であり、品質の確保及び施工の省力化の点から今後利用が増大する構造型式の1つであるものと考えられる。

現在、PC 落石覆工は昭和 58 年度版落石対策便覧¹⁾に基づいて設計が行われている。PC 覆工の場合は、 $h = 90$ cm 厚の敷砂を緩衝材としラーメ定数 $\lambda = 100$ tf/m² とする振動便覧式に基づいて、敷砂厚の 2 倍を荷重の分布幅、各桁の荷重分担率を 1 とし、これを静的に作用させて断面力を算定している。しかしながら、実覆工は各桁の頂版部で横締めされており、0.5 程度の荷重分担が期待できること、および伝達衝撃力が落石対策便覧式¹⁾の 2 倍程度になること等が過去の実験より明らかになっており、PC 覆工のより合理的な設計規定の整備が急がれているところである。

一方、PC 覆工の多くは、現在主桁の山側壁部支点、柱基部支点をピン支持、主桁一柱の接合部を剛結接合とする逆 L 型構造が主流となっている。この構造は外的一次不静定構造であり、設計落石荷重が大きい場合に対しても断面を小型化して施工可能としたい場合、あるいは岩石崩壊や過度の落石荷重に対して構造体のじん性を向上させたい場合は多次不静定を有する構造型式を採用する方が有利であるものと考えられる。

このような観点より、本論文では全支点を固定とする門型構造型式（外的三次不静定）の採用を前提とし、その実用性の可能性を検討することを目的として、実規模門型 PC 覆工模型を製作して落石時の衝撃挙動の特性を把握するための重錘落下衝撃実験を行った。本研究では、落石対策便覧に基づいて、 $h = 90$ cm 厚の敷砂を緩衝材として重錘重量 $W = 3$ tf、落下高さ $H = 10$ m に対する弾性衝撃挙動について検討を行っている。

2. 実験の概要

本研究に用いられた実規模 PC 覆工は、主構造が全剛型の 5 体の主桁から構成される門型構造である。主桁は桁高 1.1 m、フランジ（頂版）幅、厚さがそれぞれ 1.5 m、20 cm の単純 T 型断面であり、柱は曲げ方向の桁高が 1.1 m、幅 50 cm の矩形断面で高さが 1.1 m である。実験は落石対策便覧式¹⁾に基づいて PC 覆工頂版上に敷厚 $h = 90$ cm の敷砂緩衝材を設置し、 $W = 3$ tf の重錘をトラッククレーンにより $H = 10$ m の高さから自由落下させて行っている。重錘は直径が 1 m、高さが 97 cm で、底部の高さ 17.5 cm 部が球形（半径 80 cm）状になっている。図-1 に実験の概要図を示す。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）、覆工内歪（PC 桁、柱部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、ワークステーションを用いて処理している。

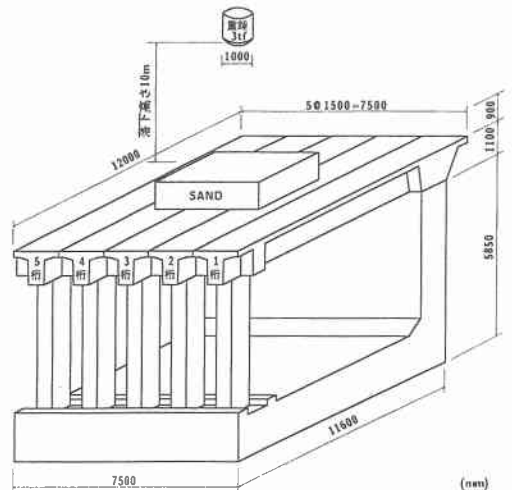


図-1 実験概要図

Dynamic Impact Test of Large Scale Frame Type of PC Rock-Shed with Sand Cushion
by Ken-ichi MATSUOKA, Masashi SATO, Osamu WAKABAYASHI, Yukihiko MAEYAMA

2.1 PC 多主桁

本実験に用いた PC 桁は昨年度の実験と同様、次に示す条件の下に設計したものをを用いている。すなわち、1) 落石重量が $W = 1 \text{ tf}$ 、落下高さ $H = 30 \text{ m}$ 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¹⁾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) 落石対策便覧にしたがって荷重が敷砂厚の 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 $3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 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を導入した。主桁の PC 鋼材および補強筋にはそれぞれ 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 (SBPR 930/1080 ~ $\phi 32\text{B}$) を用い、 43.8 tf/本 の緊張力を導入している。また、主桁と壁部の接合部には 12 本の PC 鋼棒 (SBPR 930/1080 ~ $\phi 32\text{B}$) を用い、 46.3 tf/本 の緊張力を導入している。

2.2 使用材料

実験に用いた敷砂緩衝構造は、落下点を中心として $4.0 \text{ m} \times 4.0 \text{ m} \times 0.9 \text{ m}$ の砂箱を設置し、 20 cm 毎に砂を敷き均し足踏みにより締め固めて所定の敷厚とした。なお実験で用いた敷砂材は栗丘産であり、締め固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。

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

タイプ	実験ケース	載荷桁番号	載荷位置番号	落下高 (m)
1	G3-3L/6	3	3L/6	10.0
	G2-3L/6	2	3L/6	10.0
2	G3-1L/6	3	1L/6	10.0
	G3-3L/6	3	3L/6	10.0
	G3-5L/6	3	5L/6	10.0

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 $3L/6$ 点、中心点より 3.25 m だけ壁部、柱部に離れた点をそれぞれ $1L/6$ 、 $5L/6$ 点と呼ぶこととする。

- 1) 落下高さを $H = 10 \text{ m}$ とし、載荷位置を 3 桁・ $3L/6$ 、2 桁・ $3L/6$ 点と変化させた場合
- 2) 落下高さを $H = 10 \text{ m}$ とし、載荷位置を 3 桁の $1L/6$ 、 $3L/6$ 、 $5L/6$ 点と変化させた場合

3. 実験結果および考察

3.1 荷重分担の経時変化

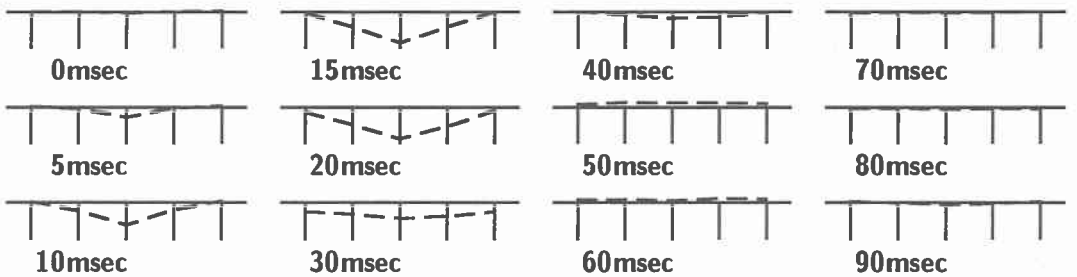
多主桁の荷重分担率は、通常主桁の鉛直方向変位より算出しているようである。本実験では、1) 桁の軸歪成分を用いて主桁曲げモーメントを算出することができること、2) 主桁曲げモーメントと桁への作用荷重は弾性範囲内の実験故、1 対 1 対応の関係になっていること等より、主桁曲げモーメントを用いて荷重分担率を算定することとする。図-2 に落下高さを $H = 10 \text{ m}$ とし、3 桁、2 桁の $3L/6$ 点にそれぞれ載荷した場合 (G3-3L/6、G2-3L/6) について、スパン中央部に発生する総曲げモーメント (各桁の曲げモーメントの総和) と総曲げモーメントに対する各桁の分担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 桁落下でそれぞれ 206.2、

185.0 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、単純 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-2 より载荷桁の荷重分担率は 3 桁落下の場合 (G3-3L/6) は 39.5 % 、 2 桁落下の場合 (G3-3L/6) には 43.7 % となっており、偏心载荷の場合には約 4 % 程度分担率が低下している。また 3 桁落下の場合には、2、4 桁でそれぞれ 24.8、22.2 % 、 1、5 桁で 5.7、7.8 % 程度と载荷条件と等しく、ほぼ左右対称の荷重分担率を示していることがわかる。一方、2 桁落下の場合には、1 桁で 28.3 % と大きな値を示し、3、4、5 桁と落下位置から離れるにしたがい、21.4%、6.7%、-0.1 % と急激に分担率が低下しており、端桁である 5 桁では負の分担率が生じていることが分かる。これより、自由端から離れている桁に関しては横締め有りの状態で、40% 程度の荷重分担を考慮して断面設計できるものと考えられる。しかしながら自由端近傍桁に関しては 50 % 程度の分担率を考慮しなければならないものと考えられる。

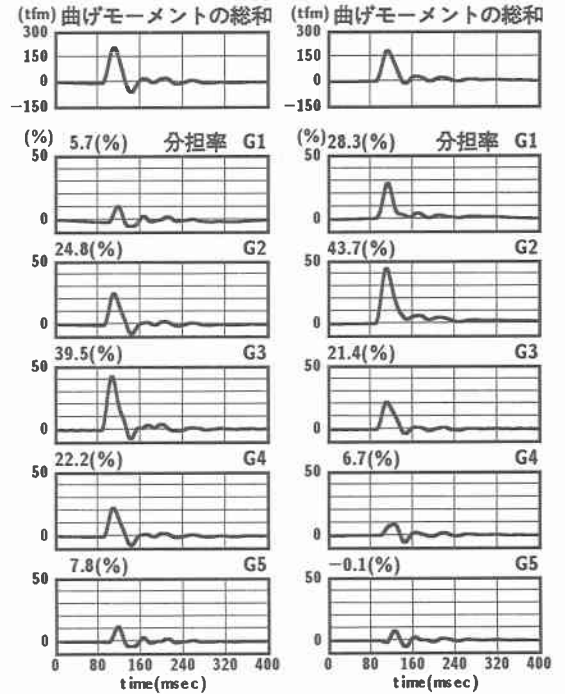
3.2 スパン中央部曲げモーメントの断面方向分布の経時変化

図-3 には前項で求められた各桁の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を示している。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 (a)、(b) 図ともに荷重载荷後約 20 msec 経過時点で最大値を示している。その後荷重の除荷とともに減少し、50 msec 経過後は自由振動状態となり、負載荷状態の曲げモーメントを示す傾向となっている。3 桁载荷時 (G3-3L/6) の曲げモーメントの分布は、前述の通り 3 桁を中心としてほぼ対称な分布を示し、端桁に向かうにしたがい直線的に減少している。また、最大曲げモーメントは 3 桁に発生し、その値は 81.5 tfm である。一方、2 桁载荷時 (G2-3L/6) の最大曲げモーメントは、2 桁で 80.8 tfm 発生しており、3 桁に落下させた場合と比較すると同程度の大きさとなっている。断面方向には前項でも述べているように、端桁である 1 桁の応答が 3 桁よりも大きく示されていることが明確に示されている。両ケースともに負載荷状態の曲げモーメントは正载荷状態の場合に比べて小さく、最大でそれぞれ約 15、10 tfm で、衝撃荷重除荷時の上方への跳ね返りが大きいことを示している。

I 50 tfm



(a) G3-3L/6 の場合

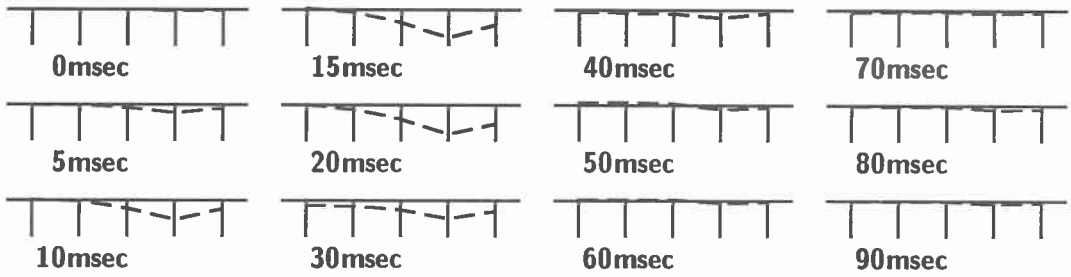


(a) G3-3L/6 の場合

(b) G2-3L/6 の場合

図-2 総曲げモーメントと荷重分担率

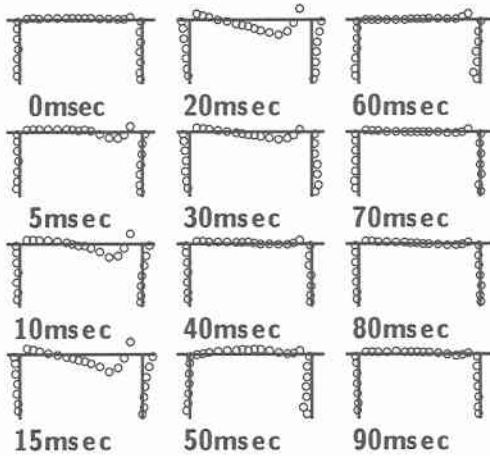
I 50 tfm



(b) G2-3L/6 の場合

図-3 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

I 50 tfm

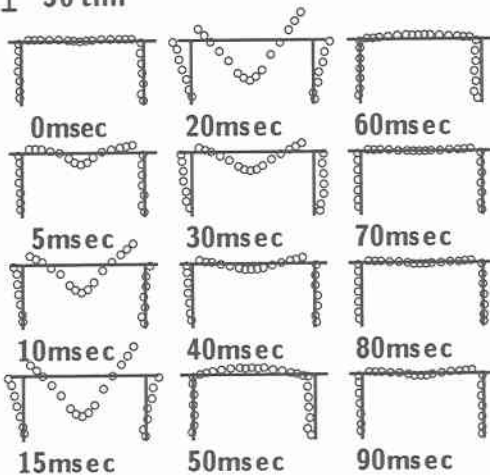


(a) G3-1L/6 の場合

3.3 曲げモーメント分布の落下位置別経時変化

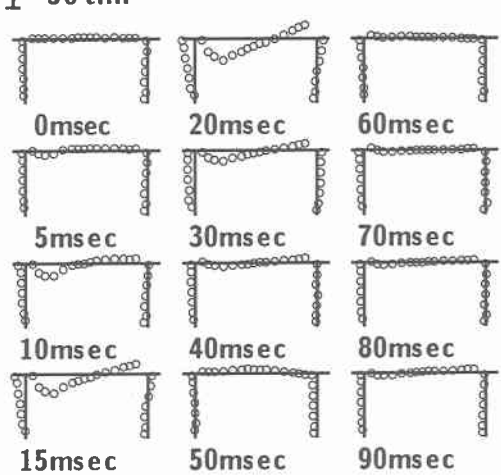
図-4には落下高さ $H = 10\text{ m}$ 、載荷桁を3桁に限定し、載荷位置を $1L/6$ 、 $3L/6$ 、 $5L/6$ 点と変えた場合 (G3-1L/6、-3L/6、-5L/6) の載荷桁 (3桁) の桁部、柱部および壁部の曲げモーメント分布の経時変化を示している。なお、壁部の曲げモーメントは壁部を3桁の頂版幅と同一の 1.5 m を有効幅とする1方向版と仮定して算定している。各載荷位置状態に対する曲げモーメントの概形図について考察すると、桁部においてはいずれの場合もほぼ荷重載荷点で正の最大応答値を示しており、壁側桁端部では柱側桁端部に比較して負の大きな曲げモーメントが生じている。曲げモーメント分布はいずれのケースも荷重載荷点を中心にほぼ直線的に減少しているようである。

I 50 tfm



(b) G3-3L/6 の場合

I 50 tfm



(c) G5-5L/6 の場合

図-4 曲げモーメント分布の落下位置別経時変化

表-3 主桁曲げモーメントに関する設計計算値と実験結果との比較 (G3-3L/6)

項目	設計計算値	実験結果	換算設計計算値*
落下重量 (tf)	3.0	3.0	3.0
落下高さ (m)	10	10	10
最大衝撃力 (tf)	128.3	180.2	180.2
載荷桁の分担率	1.0	0.395	0.395
載荷点部 M_{max} (tfm)	173.4	81.5	89.4
柱側桁端部 M_{max} (tfm)	-112.5	-21.8	-58.0
壁側桁端部 M_{max} (tfm)	-131.0	-58.5	-67.5

*: 実験結果の衝撃力、荷重分担率を考慮した設計計算値の換算値

表-4 軸力に関する設計計算値と実験結果の比較

実験ケース	最大軸力 (tf)	
	桁部	柱部
G3-1L/6	-13.0	-18.1
G3-3L/6	-25.6	-45.0
G3-5L/6	-17.4	-49.8
設計値** (G3-3L/6)	-32.8	-61.4
換算設計計算値** (G3-3L/6)	-18.2	-34.1

** : W = 3 tf、H = 10 m

I 60 tf

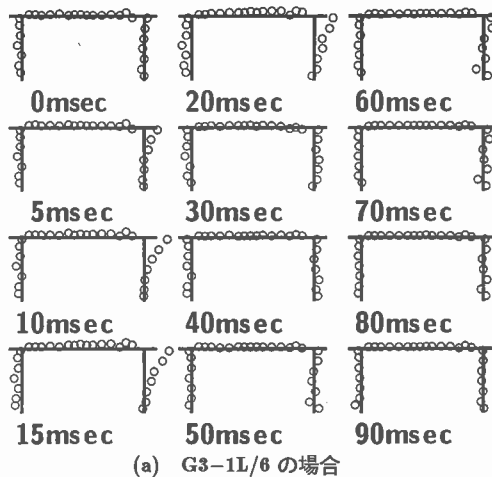
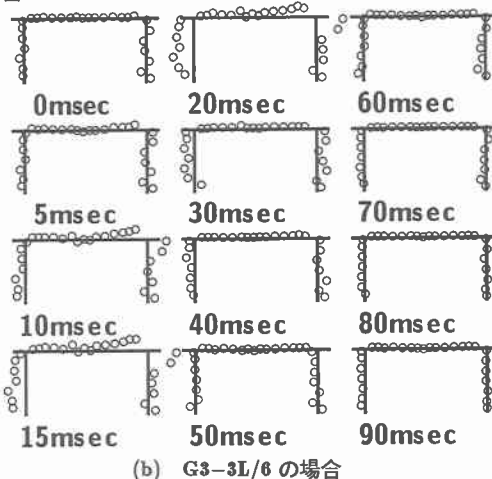


表-3には、載荷桁の載荷点部、柱側桁端部、壁側桁端部の最大曲げモーメント値に関して、実験時の落下重量、落下高さを用いて再整理した設計断面力値と実験結果を比較している。また、実験結果の衝撃力および荷重分担率を考慮して設計計算値を換算した場合の値についても示している。なお、本実験では重錘落下による伝達衝撃力の測定を行っていないことより、昨年度の実規模逆L型PC覆工に関する実験結果(180.2 tf)²⁾を用いることとした。表より実験結果の衝撃力(伝達衝撃力)が設計計算値の1.4倍であるものの載荷桁の荷重分担率が0.395であることより、実験結果の曲げモーメントはいずれも設計計算値より小さな値となっている。その程度は載荷点部、柱および壁側桁端部でそれぞれ1/2.1、1/5.2、1/2.2である。また、換算設計計算値は柱側桁端部の値を除いて実験結果に近

I 60 tf



I 60 tf

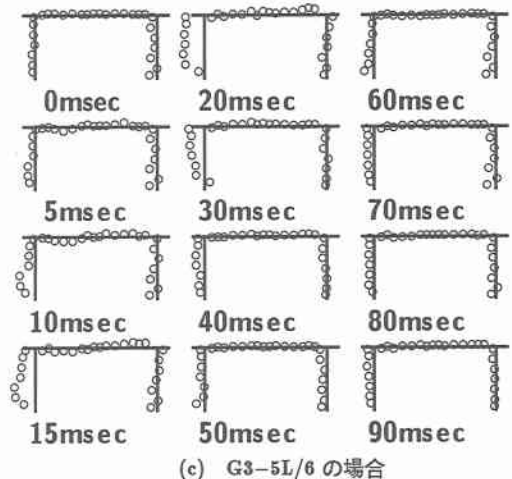


図-5 軸力の軸方向分布の落下位置別経時変化

似していることが分かる。柱側桁端部の曲げモーメントに関する実験値は、最大約 22 tfm で換算設計計算値の 1/2 以下と小さな値となっている。これは実規模逆 L 型 PC 覆工に関する実験でも明らかになっているように、桁一柱の接合部が剛結接合状態になっていないことを示しているものと考えられる。

3.4 軸力の軸方向分布の経時変化

図-5 は前項と同じ落下高さ $H = 10 \text{ m}$ で 3 桁の 1L/6、3L/6、5L/6 点に載荷した場合 (G3-1L/6、-3L/6、-5L/6) の載荷桁の軸力の軸方向分布の経時変化を示している。分布図は内側、外側をそれぞれ引張力、圧縮力として整理している。図より主桁部での分布に関しては、静学的には一様な圧縮力 (設計値は 32.8 tf) となるのに対して、実験結果は最大値が壁側桁端部で約 23.3 tf (約 15 msec 経過後) の圧縮力となり、数値は小さいものの特性が静解析結果と類似の分布となっている。一方、柱部の軸力は、柱中間部でやや大きい圧縮力を示しているものの静解析結果よりも 10 tf 程度小さな値となっている。表-4 には G3-1L/6、-3L/6、-5L/6 に対する桁部、柱部の最大軸力に関して、実験結果と設計計算値を比較して一覧に示している。なお、設計計算値は落石重量を $W = 3 \text{ tf}$ 、落下高さを $H = 10 \text{ m}$ として評価した 128.3 tf の衝撃力を分担率 1 で桁に作用した場合のものである。また表には、表-3 と同様に実験結果の衝撃力および荷重分担率を考慮して設計計算値を換算した値を示している。表より、G3-3L/6 の場合についてのみを考察すると、実験値は設計計算値よりも 10 tf 程度小さな値となっている。一方、換算設計計算値と比較すると、実験値は逆に 10 tf 程度大きな値となっている。これは、軸力の場合には載荷桁の荷重分担率が多少大きく評価されていることを暗示している。しかしながら、この程度の軸力差は柱断面においても応力的に 2 kgf/cm^2 以下の場合であり、許容される範囲内にあることがわかる。

4. まとめ

本論文では、PC 落石覆工の小型化やじん性を向上させることを目的として、三次不静定構造である門型型式の実規模 PC 覆工模型を製作し、重錘落下衝撃実験を行った。本研究で得られた結果を要約すると、

- 1) 横締め有りの状態で自由端近傍桁、自由端から離れた中桁は荷重分担率をそれぞれ 0.5、0.4 として断面設計が可能である。
- 2) 主桁の載荷点部、壁側桁端部曲げモーメントは衝撃力、荷重分担率を適切に評価することにより、静的に算定可能である。
- 3) しかしながら、柱側桁端部曲げモーメント値は静的に算定した値の 1/2 程度の値となることより、主桁と柱部の接合状態は逆 L 型の場合と同様、剛結接合状態を仮定できないものと判断される。
- 4) 壁側桁端部の曲げモーメント値が載荷点下の値と同程度であることより、門型型式を採用することにより、逆 L 型型式に比較して PC 覆工の小型化や PC 覆工のじん性を向上させることが可能であるものと判断される。

なお、本研究を行うにあたり、室蘭工業大学建設システム工学科岸徳光助教授に多大な協力をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧、日本道路協会、1983.
- 2) 岸徳光、佐藤昌志、西弘明、高沢昌憲：敷砂緩衝材を用いた実規模 PC 落石覆工の動的挙動、土木学会北海道支部論文報告集 51 号 (a)、pp.192~197、1995.2.