

(35) 敷砂を緩衝材とする実規模門型 PC 落石覆工の重錘落下衝撃実験

DYNAMIC IMPACT TEST OF LARGE SCALE FRAME TYPE OF PC ROCK-SHED WITH SAND CUSHION

佐藤 昌志^{*}, 西 弘明^{**}, 岸 徳光^{***}, 芳賀 正志^{****}

Masashi SATO, Hiroaki NISHI, Norimitsu KISHI and Masashi HAGA

^{*} 北海道開発局 開発土木研究所室長 構造研究室 (〒062 北海道札幌市豊平区平岸 1-3)^{**} 工修 北海道開発局 開発土木研究所研究員 構造研究室 (〒062 北海道札幌市豊平区平岸 1-3)^{***} 工博 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 (〒050 北海道室蘭市水元町 27-1)^{****} 北海道 PC 防災技術協会 会員 (〒060 北海道札幌市中央区南 2 西 3)

キーワード: PC 落石覆工, 門型構造型式, 敷砂緩衝材, 衝撃挙動

(PC rock-shed, portal frame type, sand cushion, impact behavior)

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, 90 cm 厚の敷砂を緩衝材とし, ラーメの定数 $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ とする振動便覧式に基づいて衝撃荷重を算定し, 荷重分布幅を敷砂厚の 2 倍, 荷重分担率を 1 としして載荷荷重を評価し, 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, 2 点ピン支持で逆 L 型構造の実覆工 (以後, この構造を単に逆 L 型構造と呼ぶ) は各桁の頂版部で横締めされており, 0.4 ~ 0.5 程度の荷重分担が期待できること, および PC 覆工頂版に直接作用する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規模模型を用いた重錘落下衝撃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, 現在上述のような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る. しかしながら, 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する覆工の安全余裕度を向上させたい場合には, 多次不静定を有する構造型式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 2 支点を全て固定とする外的三次不静定とする構造型式 (本文ではこの構造型式を上述の外的一次不静定である逆 L 型構造と区別するために, 特に門型構造型式と呼ぶこととする) の適用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き, 90 cm 厚の敷砂を緩衝材として用いた場合の重錘重量 $W = 3 \text{ tf}$, 落下高さ $H = 10 \text{ m}$ に対する PC 覆工模型の弾性衝撃応答結果を整理し, 逆 L 型構造に関する実験結果と比較する形で門型構造型式の実構造としての適用性を検討するものとする.

2. 実験の概要

2.1 実験方法

図-1 に実験の概略図を示す. 本実験に用いられた実規模 PC 覆工は, 主構造が全剛型の門型構造とし, 主桁が

頂版幅約 1.5 m、桁高 1.1 m の単純 T 型断面で、柱が 1.1 m × 0.5 m の矩形断面、幅員が約 10 m、高さが約 4.7 m で 5 体の主桁より構成されている構造である。なおこれらの形状寸法は逆 L 型構造模型²⁾と同一である。実験は落石対策便覧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、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）、覆工内歪（PC 桁、柱部及び壁部の補強筋に歪ゲージを添付）であり、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。特に覆工内歪は断面寸法、補強筋を考慮して時系列の曲げモーメント及び軸力値の断面力に換算している。なお、重錘加速度は逆 L 型構造模型に関する実験結果²⁾とほぼ同様であることを確認している。それより、本論文では重錘加速度に関する議論を本文から除くこととした。

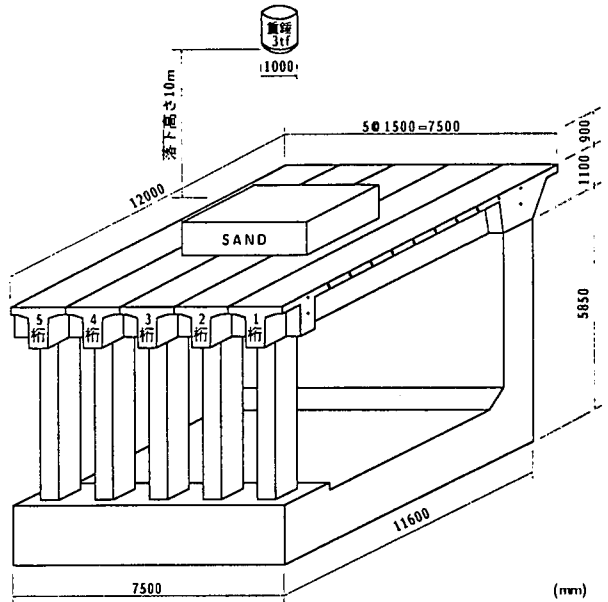


図-1 実験概要図

表-1 敷砂の特性

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

2.2 PC 桁の設計および施工条件

本実験に用いられた PC 桁は昨年度の逆 L 型構造に関する実験と同様、次に示す条件の下に設計したものである。すなわち、1) 落石重量 1 tf、落下高さ 30 m で自由落下させる。2) ラーメの定数を $\lambda = 100$ tf/m² 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/cm²、許容引張応力度を 28 kgf/cm²、弾性係数を 3.5×10^5 kgf/cm² 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 型断面である。プレストレス力は PC 鋼より線を主桁壁側、中央部、柱側部にそれぞれ 25、25、16 本、また、柱上部に 16 本配置してプレテンション及びポストテンション方式を併用して導入している。主桁及び柱の PC 鋼材には SWPR7B 15.2B、SBPR 930/1080 ~ $\phi 32$ B を、また補強筋には SD295A D22 を用いている。導入されたプレストレス力によって、主桁中央部の上縁及び下縁には、それぞれ 10.5 kgf/cm² の引張応力、107.1 kgf/cm² の圧縮応力、壁側桁端部、柱側桁端部の上縁にはそれぞれ 35.4、39.5 kgf/cm² の圧縮応力が発生している。また、柱上部内外縁には等しく 63.7 kgf/cm² の圧縮応力が発生している。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/cm²、下縁で 3.3 kgf/cm² の圧縮応力が発生している。主桁と柱部の接合部、主桁と壁部の接合部にはそれぞれ 8、12 本の PC 鋼棒 (SBPR 930/1080 ~ $\phi 32$ B) を用い、43.8 tf/本、46.3 tf/本の緊張力を導入している。

2.3 敷砂緩衝材

実験に用いた敷砂緩衝構造は、落下点を中心として 4.0 m × 4.0 m × 0.9 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（90cm 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。

2. 4 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分布等を検討するため、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。

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

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が、逆 L 型構造の場合²⁾と同様に主桁曲げモーメントを用いて評価することとする。

図-2にそれぞれ3桁、2桁の3L/6点に載荷した場合 (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、配筋筋や PC 鋼棒の軸剛性を全て考慮し全断面有効として算定している。

図-2より載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 (G2-3L/6) には 43.7% となっており、偏心載荷の場合には約 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

% 程度と載荷条件と等しく、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% と急激に分担性状が低下していることがわかる。逆 L 型構造における載荷桁の荷重分担率²⁾は、3桁載荷 (G3-3L/6), 2桁載荷 (G2-3L/6) でそれぞれ 37.3%, 41.4% である。これより、門型構造の場合はいずれの載荷ケースに対しても逆 L 型構造の場合より 2.2% 程度荷重分担率が大きいことがわかる。

以上より、門型構造の場合も逆 L 型構造の場合と同様、横締め有りの状態で中桁で 40% 程度、自由端近傍桁に関しては 45% 程度の分担率を考慮して断面設計が可能になるものと考えられる。

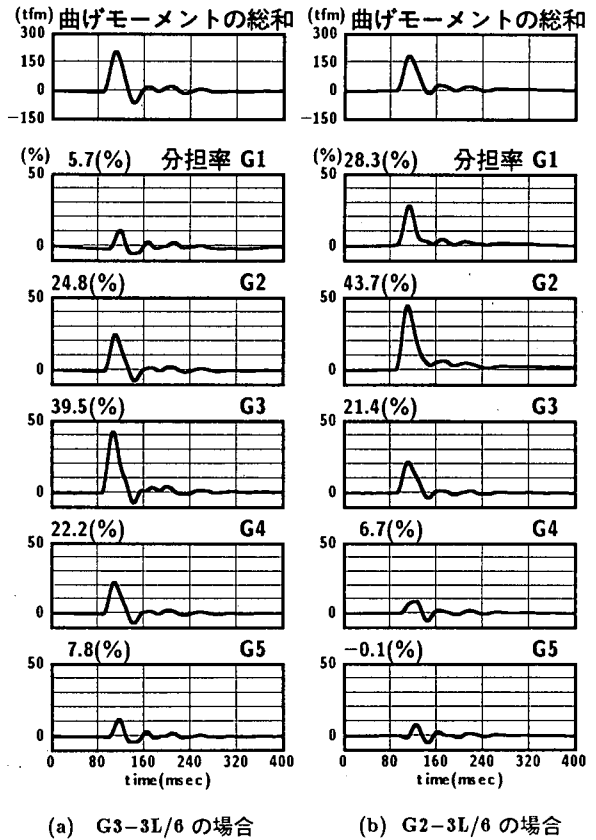


図-2 総曲げモーメントと荷重分担率

3. 2 スパン中央部曲げモーメントの覆工軸方向分布の経時変化

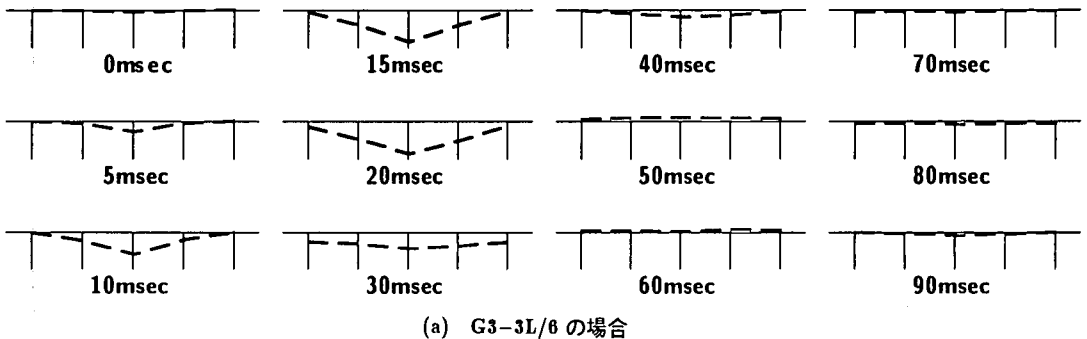
図-3には前項で求められた各桁のスパン中央部曲げモーメントの覆工軸方向分布の経時変化を示している。なお、経過時間は桁の応答が開始された時点に基づいて取っている。図より(a), (b)図ともに荷重載荷後約20 msec経過時点で最大値を示している。その後荷重の除荷とともに減少し、50 msec経過後は自由振動状態となり、負載荷状態の曲げモーメントを示す傾向となっている。その傾向は逆L型構造の挙動²⁾と類似している。3桁載荷時(G3-3L/6)の曲げモーメントの分布は、前述の通り3桁を中心としてほぼ対称な分布を示し、端桁に向かい直線的に減少している。最大曲げモーメントは3桁に発生し、その値は81.5 tfmである。一方、2桁載荷時(G2-3L/6)の最大曲げモーメントは、2桁で80.8 tfmの大きさとなっており、3桁落下の場合と同程度の大きさとなっている。これは、壁側桁端部が固定支持状態になっていることより、その拘束効果によって動的応答が載荷点部に集中するためと考えられる。断面方向には前述のように、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載荷状態の場合に比べて小さく、最大でそれぞれ約15, 10 tfmである。これは、衝撃荷重除荷時の上方への跳ね返り現象によって発生したものである。

3. 3 曲げモーメント断面方向分布の落下位置別経時変化

図-4には、載荷桁を3桁に限定し、載荷位置を変えた場合(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逆L型構造に関する実験結果²⁾と比較して示している。なお、壁部の曲げモーメントは、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。図中、左右の柱はそれぞれ柱部、壁部を示している。

まず門型構造型式の場合の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時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大きな負の曲げモーメントが発生している。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

I 50 tfm



I 50 tfm

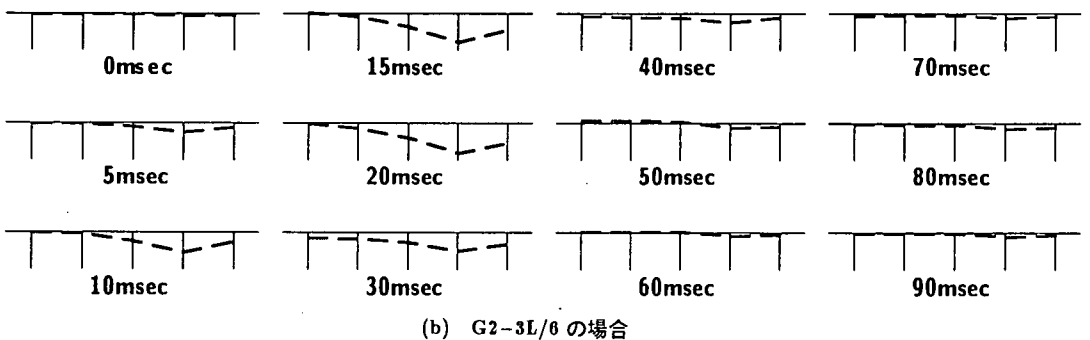


図-3 スパン中央部曲げモーメントの覆工軸方向分布の経時変化

るようである。柱部に関しては、桁との接合部において小さな負の曲げモーメントが発生しているが、支点部はいずれの載荷ケースとも、ほぼ零モーメントとなっている。これより、柱の支点部は設計条件程度の衝撃荷重に対して未だピン支持と同様の挙動を示すことが明らかになった。一方、壁部の曲げモーメント分布を見ると、桁との接合部近傍においては壁側桁端部の曲げモーメント値と同程度の大きさとなっており、基部に向かって同符号の状態では減少している。基部ではほぼ零モーメントとなっており、柱基部と同様の傾向を示している。

逆 L 型構造形式に関する実験結果と比較すると、載荷点部近傍の分布は、逆 L 型構造の場合が門型構造より鋭角なものとなっており、曲げモーメントがより載荷点部に集中していることがわかる。門型構造の場合には、柱側桁端部の負の曲げモーメントが逆 L 型構造同様小さいが、壁側桁端部に比較的大きい負の曲げモーメントが発生していることにより、載荷点部の曲げモーメントが大きく低減されている。柱部は、逆 L 型構造においても前述のような現象が示されていることより、両構造とも類似の分布性状を示している。

なお、主桁の柱側端部の負の曲げモーメントは、逆 L 型構造と同様、小さな値となっている。これは、三層緩衝構造を用いた逆 L 型構造に関する数値シミュレーション結果³⁾と同様に、桁端部と柱頂部が 8 本の PC 鋼棒でプレストレス力が導入された状態で接合されているものの、桁-柱の接触面コンクリートが互いに接着されていないことにより、PC 鋼棒の軸剛性と圧縮側コンクリートのみによる半剛結接状態になっているものと推測される。

表一三には、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、実験時の落石重量、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、昨年度の逆 L 型構造に関する実験結果 (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

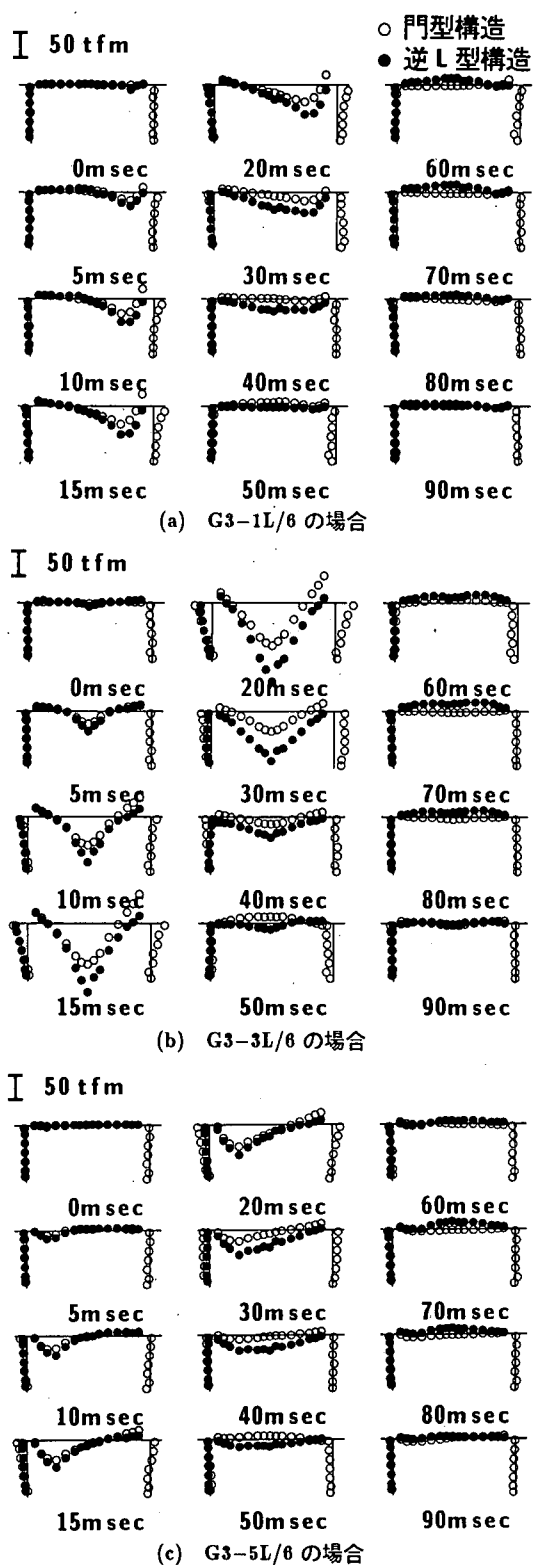


図-4 曲げモーメント断面方向分布の落下位置別経時変化

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似していることがわかる。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 以下となっている。

表-3 中央点載荷時 (G3-3L/6) の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

項目	設計計算値	実験結果	換算設計計算値*	逆L型構造実験結果
落下重量 (tf)	3.0	3.0	3.0	3.0
落下高さ (m)	10	10	10	10
最大衝撃力 (tf)	128.3	180.2	180.2	180.2
載荷桁の分担率	1.0	0.395	0.395	0.373
載荷点部 M_{max} (tfm)	173.4	81.5	96.2	156.9
柱側桁端部 M_{max} (tfm)	-112.5	-21.8	-62.4	-21.4
壁側桁端部 M_{max} (tfm)	-131.0	-58.5	-72.7	-15.5

*: 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

る。また逆L型構造に関する実験結果²⁾と比較すると、門型構造に関する主桁曲げモーメント値は前者の 1/1.6 程度となっており、壁側桁端部を固定支持とすることにより桁中央部の曲げモーメントを 35% 以上低減できることがわかる。

これより、PC 覆工を門型構造型式にすることにより、断面の小型化あるいはより大きな落石荷重に対しても PC 覆工の適用が可能になるものと考えられる。また、壁側桁端部の拘束が効果的に作用していることより、塑性ヒンジを期待することが可能となり、安全余裕度も向上するものと判断される。

4. まとめ

本論文では、PC 落石覆工の小型化や安全余裕度を向上させることを目的として、外的三次不静定構造である門型構造型式の実規模 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、自由端から離れた中桁、自由端近傍桁は逆L型構造の場合と同様荷重分担率をそれぞれ 40%、45% 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、荷重分担率を考慮して、静的に算定可能である。
- 3) 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 以下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、半剛結接合状態になっているものと判断される。
- 4) 壁側桁端部を固定支持とすることにより、主桁曲げモーメントを大幅に低減できかつ、固定支持部に塑性ヒンジを期待することが可能であることより、門型構造型式は PC 覆工の小型化や安全余裕度を向上させることが可能であるものと考えられる。

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) 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，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.691～696，1995.6。
- 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.42，1996.3。