

(13) 逆L型及び門型PC覆工の衝撃応答性状

IMPACT BEHAVIOR OF L-SHAPED AND RIGID FRAME TYPES OF PC ROCK-SHEDS

岸 徳光*, 松岡健一**, 佐藤昌志***, 今野久志****, 池田泰博*****

Norimitsu KISHI, Ken-ichi.G.MATSUOKA, Masashi SATO, Hisashi KONNO, and Yasuhiro IKEDA

* 工博 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

** 工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

*** 工博 北海道開発局開発土木研究所室長 構造研究室 (〒062-8602 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 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

***** 工修 パシフィックコンサルタンツ(株) 東関東支社 (〒261-7124 千葉市美浜区中瀬 2-6)

キーワード: 覆工, 逆L型, 門型, 落石

(rock-shed, L-shaped type, rigid frame type, rock falling)

1. はじめに

我が国では、落石の危険性のある山岳部や海岸線における道路に落石災害を防止するため、落石覆工が多く建設されている。落石覆工には鉄筋コンクリート(RC)製、プレストレストコンクリート(PC)製および鋼製がある。一般に、落石によって発生する衝撃力が小さい場合には鋼製、大きい場合にはRC製やPC製が採用されているようである。一方、PC製覆工は構造要素を工場内で製作して現場に搬入して施工することより、おのずとその規模に制約がある。しかしながら、今後想定される労働力不足を解消するためや工期短縮を可能にするためには、必然的にPC製覆工の需要が多くなるものと考えられる。このような事態に対応するためには、緩衝性と荷重分散性に優れた緩衝構造の開発^{1)~3)}によって、部材断面の小型化を図ることや、構造形式を含めた耐衝撃・耐荷性に優れた設計法を確立することが重要であるものと判断される。

従来PC製覆工は主に2ヒンジ1剛結接合の1次不静定逆L型構造が採用されている。しかしながら、ヒンジ部を固定あるいは剛結接合として不静定次数を上げることにより、安全余裕度を向上させ、かつ小型化することが可能であるものと判断される。著者等は、この点に着目して支点を固定とする3次

不静定門型構造(これを単に門型構造と呼ぶ)を取り上げ、敷砂緩衝材や三層緩衝構造を用いて、実規模の重錘落下衝撃実験を行った^{4), 5)}。その結果、主桁の両端において曲げモーメントの分担が期待でき、主桁中央部の曲げモーメントを大幅に低減できることが明らかになった。

本研究では、PC製覆工の構造形式の違いによる終局耐力を実験的に検討することを目的として、90cm厚の敷砂緩衝材を用いた場合の重錘落下衝撃実験を行った。

対象としたPC製覆工は逆L型構造と門型構造である。実験は各構造形式に対してそれぞれ同一の設計条件の下で製作された覆工モデル桁を用い、終局耐力に至るまでの重錘落下によるエネルギー漸増繰り返し載荷実験法により行った。なお、本研究では実規模PC覆工モデルを用いていることより、倒壊の危険を避けるため、主桁の最大応答変位が主桁スパン長の1/300程度である35mm前後と仮定した。

2. 実験概要

2.1. 実験方法

実験は、PC逆L型覆工および門型覆工の弾性衝撃挙動に関する実規模実験に供された覆工モデルを用いて行った。従って、接合部および支点部の境界条

表-1 実験ケース一覧

実験ケース	構造形式	重錘重量 (tf)	落下高さ (m)
L3-5	逆 L 型	3	5
L3-20			20
L3-30			30
F3-5	門型	3	5
F3-10			10
F3-20			20
F3-30			30
F5-20		5	20
F5-30	30		

(注) 中央桁のスパン中央点載荷

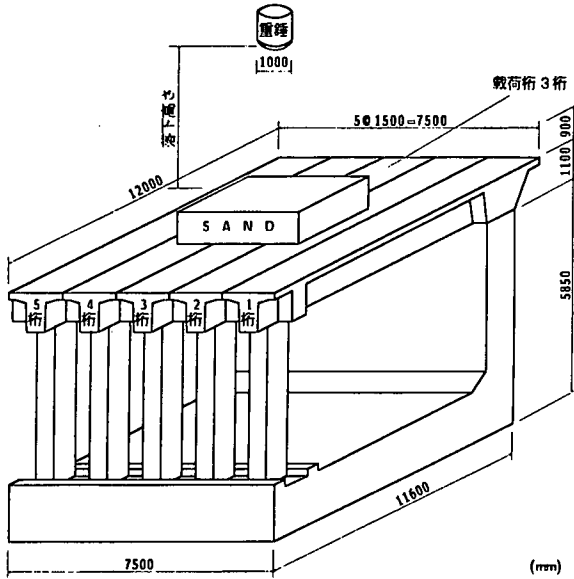


図-1 逆 L 型構造に関する実験概要図

件を除き、その他の形状、剛性はいずれも同一である。すなわち、主桁は全長が 12 m、頂版幅約 1.5 m、桁高 1.1 m の単純 T 型断面である。柱部は高さが 4.7 m、主曲げ方向の桁高が 1.1 m、幅 50 cm の矩形断面である。

実験はいずれの構造形式に対しても落石対策便覧⁶⁾に基づき PC 製覆工頂版上に敷厚 90 cm の敷砂緩衝材を設置している。本研究では一組の主桁、柱から成る PC 製覆工骨組単独の耐衝撃性を検討することとしているため、主桁間の横締めを開放している。

実験は図-1 に示すように、重錘の転倒に対する安全性確保と覆工模型の不安定挙動を阻止するため、中央桁 (3 桁) のみを用いて行うこととした。また、幅員方向載荷位置に関しては、弾性範囲における重錘落下衝撃実験結果から中央点載荷時に最も大きな応答を示すことが明らかになっていることより、本実験ではいずれの構造形式に対しても中央点載荷に限定して行うこととした。重錘は各構造形式の終局耐力に対応して、重量が $W = 3 \text{ tf}$ 、 5 tf の 2 種類を用いた。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。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。

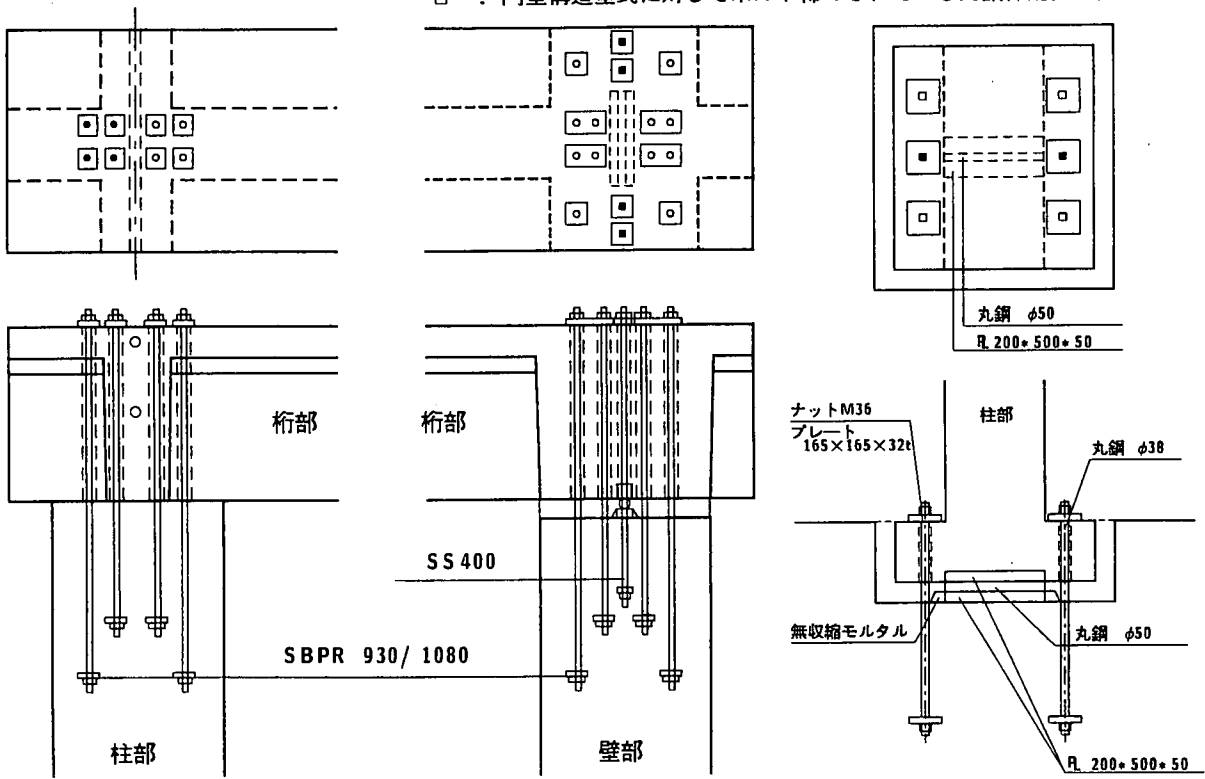
表-1 に実験ケースの一覧を示している。実験ケース名は構造形式 (L: 逆 L 型構造形式, F: 門型構造形式)、重錘重量 (tf)、落下高さ (m) を記号化

して用いている。測定項目は、覆工主桁上下縁配力筋、あるいは柱内外縁筋歪および主桁の変位である。各応答波形は、データレコーダー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。測定された覆工内各応答歪は曲げモーメント、軸力に変換されている。

2.2. PC 桁および柱の断面特性

本実験に用いた PC 桁は逆 L 型構造を対象とし、以下に示す条件の下に設計されたものである。すなわち、1) 重量 $W = 1 \text{ tf}$ の落石が、落下高さ $H = 30 \text{ m}$ から自由落下する。2) 落石対策便覧に基づき、ラーメ定数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ とする振動便覧式によって算定された 119.2 tf の衝撃荷重が主桁中央部に作用するものとする。3) 覆工頂版に作用する荷重は、落石対策便覧に基づき敷砂厚の 2 倍 (180 cm) の領域に分散するものとする。4) コンクリートの設計基準強度は 600 kgf/cm^2 とし、許容引張応力度を 28 kgf/cm^2 (短期 35 kgf/cm^2)、弾性係数 $3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とする。以上により設計された 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 鋼より線を主桁壁部側、主桁中央部、主桁柱部側にそれぞれ 25、25、16 本、また柱上部に 16 本配置してプレテンションおよびポストテンション方式を併用して導入している。主桁および柱部の PC 鋼材には SWPR7B $\phi 15.2\text{B}$ 、SBPR 930/1080 $\phi 32\text{B}$ を、また、部材の補強筋、スターラップや配力筋には SD295A D13、D16 および SD345 の 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、また主桁壁部側、主桁柱部側の上縁には、それぞれ

- : 逆 L 型, 門型構造形式に対して緊張されている PC 鋼棒配置位置
- : 門型構造形式に対して緊張されている PC 鋼棒配置位置
- : 逆 L 型, 門型構造形式に対してボルト締めされている丸鋼棒配置位置
- : 門型構造形式に対してボルト締めされている丸鋼棒配置位置



(a) 主桁-柱接合部

(b) 主桁-壁接合部

(c) 柱支点部詳細図

図-2 接合部および支持部の詳細図

35.4, 39.5 kgf/cm² の圧縮応力が発生している。なお、接合部に用いられている PC 鋼棒はいずれも SBPR 930/1080 φ 32B である。また、実験時の平均コンクリート強度は 600 kgf/cm² である。

2.3. 接合部および支点部の処理

主桁と柱の接合部、主桁と壁の接合部の PC 鋼棒には、それぞれ 43.8 tf/本, 46.3 tf/本の緊張力が導入されている。主桁と柱、主桁と壁の接合部や柱支点部は図-2 のように処理されている。なお、図中 ○ 印の PC 鋼棒は門型構造形式に対してのみプレストレスが導入されていることを意味している。以上の詳細を述べると以下のようである。

(1) 逆 L 型構造形式

主桁と柱の接合部: 柱の中立軸より外側に配置された 4 本の PC 鋼棒に緊張力を導入して接合している。なお、門型構造形式に関する実験時に主桁を架け替えなければならないことより、空練りの無収縮モルタルを用いて両面の馴染みをよくしている。

主桁と壁の接合部: 支点位置に φ 50 mm の丸鋼棒

を配置して、できるだけ回転を拘束しないようにしている。また、支点用丸鋼棒と同一線上に 4 本の丸鋼棒 (図中, ■ 印) を配置しボルト締結することにより、支点の跳ね上がりを防止している。

柱支点部: 支点位置に φ 50 mm の丸鋼棒を配置してヒンジ状態にしている。同一線上に 2 本の丸鋼棒 (図中, ■ 印) を配置しボルト締めをして水平方向への移動を拘束している。

(2) 門型構造形式

主桁と柱の接合部: 無収縮モルタルを用いて両部材を接着させ、かつ 8 本の PC 鋼棒に緊張力を導入している。PC 鋼棒配置用ダクト部にもグラウトを注入し PC 鋼棒とコンクリートを一体化させている。

主桁と壁の接合部: 逆 L 型構造形式の実験時に用いたピン支持用丸鋼棒設置部の空間に無収縮モルタルを充填し、かつ 12 本の PC 鋼棒を用いて緊張し接合している。また、逆 L 型構造形式において支点と同一線上に配置された 4 本の丸鋼棒はボルト締めしている。

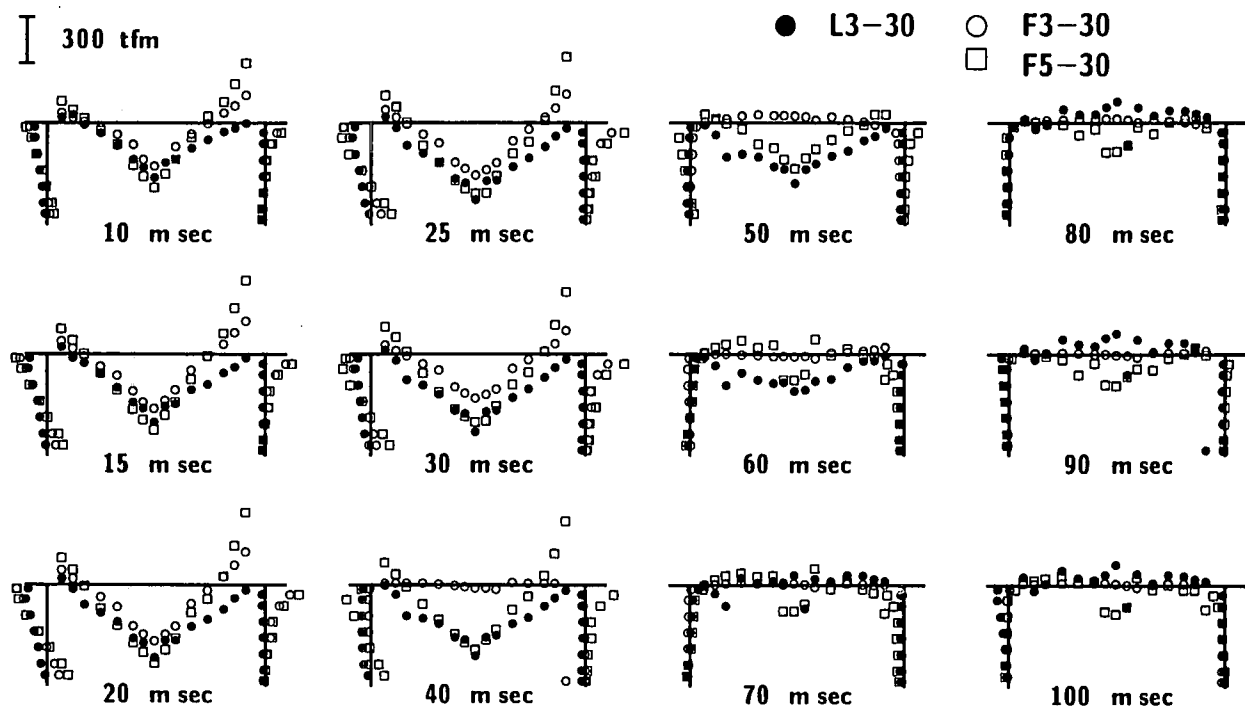


図-3 逆L型構造形式と門型構造形式における曲げモーメント分布の経時変化の比較

柱支点部：柱定着用に埋設された6本の丸鋼棒（図中、■，□印）はボルト締めしている．逆L型構造形式の実験時に用いられたピン支承用に設置された丸鋼棒設置部および回転を拘束しないように設けられた空間は全て無収縮モルタルを用いて充填し，固定に近い状態とした．なお，本実験で用いた無収縮モルタルは，材令28日で公称圧縮強度が650 kgf/cm²，付着強度が26.8 kgf/cm²である．

3. 実験結果および考察

3.1. 逆L型構造形式と門型構造形式の比較

(1) 主桁中央部曲げモーメント

図-3には，逆L型構造形式（L3-30）と門型構造形式（F3-5，F3-30）の曲げモーメント分布の経時変化を比較して示している．図より重錘落下エネルギーの等しいL3-30，F3-30を比較すると，門型構造形式の主桁部曲げモーメント値は全体的に負方向に移動した分布となっており，正の曲げモーメントが効率よく減少していることがわかる．最大曲げモーメントに注目すると，L3-30とF5-30が類似している．これより，逆L型構造形式を門型構造形式に替えることにより，重錘落下エネルギーの観点から約1.7倍の安全余裕度を期待することが可能であることがわかる．図-4には，各構造形式の主桁中央部の最大曲げモーメントと重錘落下エネルギーの

関係を図示している．いずれの構造形式に関しても，重錘落下エネルギーは最大曲げモーメントに対して放物線的に分布している．門型構造形式（F-type）の場合には，同一の曲げモーメントに対して重錘落下エネルギー値が大きく示されていることより，逆L型構造形式より衝撃耐力の大きいことがわかる．

(2) 最大応答変位，累積残留変位及びひびわれ状況

図-5，6には各構造形式の主桁中央部最大応答変位および累積残留変位を重錘落下エネルギーを横軸にとって整理している．図-5より，逆L型構造形式（L-type）の場合には，最大応答変位が重錘落下エネルギーに対してほぼ線形に増大しているようである．一方，門型構造形式（F-type）の場合には，F3-30の値（最大変位13.9 mm）を境に折れ線状の分布を示している．これは，F3-30以降で主桁中央部においてひびわれ等によるコンクリートの塑性化が進行していることに起因しているものと推察される．しかしながら，F5-30の値（37.7 mm）はL3-30（32.5 mm）より5 mm程度大きいのみであり，塑性化はそれほど著しいものではなく逆L型構造形式の場合と同程度であるものと考えられる．

図-6は重錘落下エネルギーを横軸に取った累積残留変位分布を示している．重錘落下エネルギーに対する累積残留変位の分布性状は図-5の最大応答変位分布とほぼ類似なものとなっている．しかしな

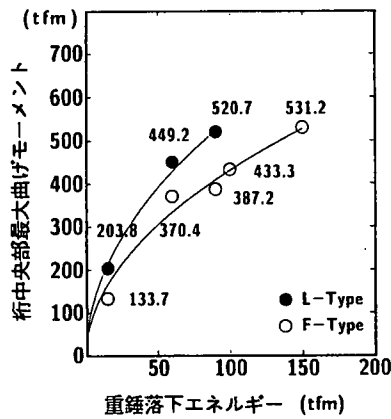


図-4 主桁中央部最大曲げモーメントと重錘落下エネルギー

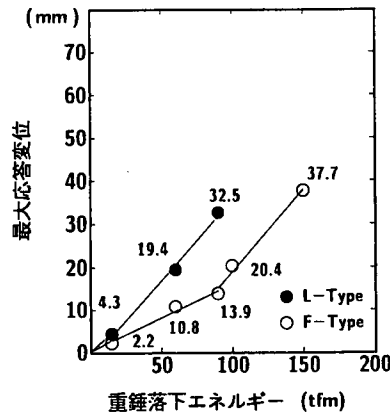


図-5 主桁中央部最大応答変位と重錘落下エネルギー

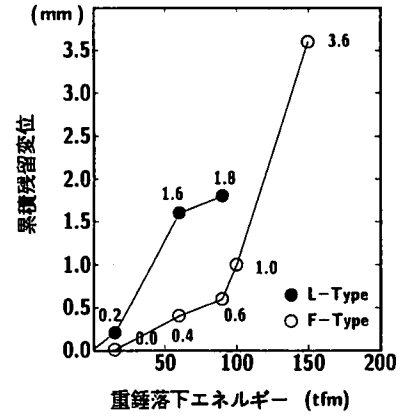


図-6 主桁中央部累積残留変位と重錘落下エネルギー

が、その値は最終載荷時の門型構造形式 (F-type) で最大応答変位の 1/10 以下と非常に小さな値である。逆 L 型構造および門型構造形式の最終載荷実験後の累積残留変位はそれぞれスパン長の 1/2300、1/1800 程度であり、未だ十分な残存耐力を期待できるものと推察される。

図-7 には両構造形式の最終載荷実験 (L3-30, F5-30) 終了後に目視によって観察されたひびわれ状況を示している。図より逆 L 型構造形式 (L3-30) の場合は中央部 (載荷点部) 下縁に曲げせん断型のひびわれが発生している。門型構造形式 (F5-30) の場合も壁側 1/4 スパン部に上縁からの斜めひびわれが発生している以外は逆 L 型構造形式の場合と同様である。これより、両構造形式とも最終載荷実験時の最大曲げモーメント値は断面分割法によって評価した限界曲げモーメント値に達しているものの、ひびわれ図より主桁上縁部の圧壊、主桁の角折れあるいはコンクリート塊の剝離も見られず、未だ十分な残存耐力を保有していることが裏付けられた。

3.2. 曲げモーメントに関する設計値と実験値の比較

表-3 は、逆 L 型および門型構造の設計落石荷重 ($P=119.2$ tf) に対する各部の曲げモーメント値と実験により得られた曲げモーメント値を比較したものである。逆 L 型構造形式の場合には、設計値は落石条件が重量 1 tf、落下高さ 30 m に対して主桁中央部の曲げモーメント値が 215.6 tfm である。一方、実験結果では、エネルギー的に設計条件の 1/2 となる重量 3 tf、落下高さ 5 m に対して設計値とほぼ等しい 203.8 tfm の曲げモーメントが発生している。これは主桁柱側端部および柱上部における実験値からも明らかのように、主桁と柱の接合部がピンに近

い半剛結接状態になっていることが一つの要因になっているものと考えられる。これより、設計値を満足するためには主桁と柱の接合部の固定方法を工夫するか、あるいは接合部をピンとして設計する必要があるものと考えられる。

一方、門型構造形式の場合には、重量 3tf、落下高さ 5 m の落石に対して主桁中央部の曲げモーメント値が設計値の 83 % である 133.7 tfm となり、逆 L 型構造形式の 65 % 程度の値となっていることから、接合部を剛結にしたことの効果が明確に示されている。主桁中央部の曲げモーメントに着目すると、断面分割法により求めた静的限界曲げモーメントは約 520 tfm であり、この値とほぼ等しい曲げモーメントが発生する実験条件は、逆 L 型構造形式および門型構造形式でそれぞれ重量 3 tf、落下高さ 30 m および重量 5 tf、落下高さ 30 m となっている。これより、エネルギー的にみると逆 L 型構造形式では設計条件の $(3 \text{ tf} \times 30 \text{ m}) / (1 \text{ tf} \times 30 \text{ m}) = 3$ 倍、門型構造形式では $(5 \text{ tf} \times 30 \text{ m}) / (1 \text{ tf} \times 30 \text{ m}) = 5$ 倍の入力に対して主桁中央部に静的曲げ耐力に相当する断面力が生じることになる。また、逆 L 型構造形式を門型構造形式に変更することにより、落石に対しエネルギー的には約 1.7 倍の安全余裕度を期待することができるものと判断される。勿論、前述のようにひびわれも局所的であることより、未だ十分な残存耐力を保有しているものと考えられる。なおこれらの実験結果は、エネルギー漸増繰り返し載荷実験より求められたものである。実際に供用されている落石覆工の場合には単一の落石であることがほとんどであることより、さらに安全余裕度は増加するものと考えられる。

表-3 逆L型構造形式と門型構造形式の応答結果の比較

項目	逆L型構造			門型構造				
	設計値	実験結果		設計値	実験結果			
落石/重錘重量 (tf)	1	3	3	1	3	3	5	
落下高さ (m)	30	5	30	30	5	30	30	
最大衝撃力* (tf)	119.2	84.6	248.0	119.2	84.6	248.0	348.6	
重錘衝撃力 (tf)	-	55.5	276.1	-	74.4	227.4	479.0	
曲げモーメント (tfm)	桁壁側端部	0	19.7	50.2	-121.7	-95.0	-215.6	-487.9
	桁中央部	215.6	203.8	520.7	161.1	133.7	387.2	531.2
	桁柱側端部	-119.2	-16.7	-43.7	-104.5	-37.1	-87.2	-172.0
	柱上部	-119.2	-31.9	-110.7	-104.5	-54.7	-182.0	-191.2
	柱基部	0	0	0	59.3	12.5	94.3	160.2

*: 振動便覧式 ($\lambda=100 \text{ tf/m}^2$) を用いて評価している。

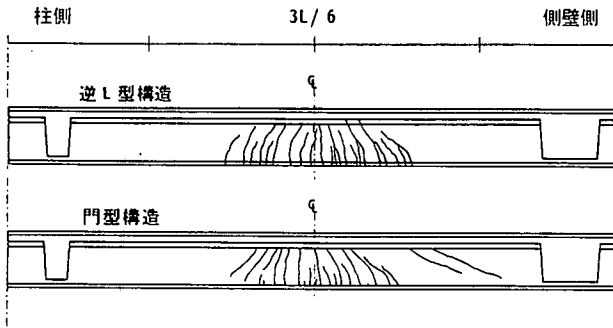


図-7 実験終了後のひびわれ状況図

であることより、実構造を想定した場合にはさらに安全余裕度が増加するものと判断される。

- 2) 門型構造形式のPC製覆工は、主桁中央部の曲げモーメントを低減でき、かつ固定支持部に塑性ヒンジを期待できることから、逆L型構造形式に比較して断面の小型化や安全余裕度の向上が可能であるものと考えられる。

参 考 文 献

4. まとめ

PC製覆工の構造形式の違いによる終局耐力を実験的に検討することを目的として、実規模の逆L型および門型構造形式のPC製覆工模型を用いた重錘落下衝撃実験を行った。なお、本実験では実規模覆工を用いていることより、終局状態は倒壊の危険を避けるためいずれの場合も主桁の最大応答変位が主桁スパン長の1/300 (35 mm) 程度と仮定した。本実験により得られた結果を要約すると、次のように示される。

- 1) 主桁中央部に静的曲げ耐力に相当する曲げモーメントが生じる時点の重錘落下エネルギーは、逆L型構造形式の場合には設計条件の3倍、門型構造形式の場合には5倍である。本研究では、上述のとおり終局状態として主桁の最大応答変位を主桁スパン長の約1/300と仮定して実験を行ったが、最終載荷実験後のひびわれ図から、主桁上縁部の圧壊、主桁の角折れあるいはコンクリート塊の剝離も見られず、未だ十分な残存耐力を保有しているものと判断される。また、本実験はエネルギー漸増繰り返し載荷実験法を適用しているが、実構造の場合には単一の落石

- 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) 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.
- 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門型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. 18, No. 2, pp. 1181 ~ 1186, 1996.6.
- 6) 日本道路協会: 落石対策便覧, 日本道路協会, 1983.