

## (39) PC落石覆工の大型重錘落下実験と断面試算について

ドーピー建設工業(株)	正会員	竹本 伸一
北海道開発局開発土木研究所		佐藤 昌志
北海道開発局開発土木研究所		西 弘明
室蘭工業大学		岸 徳光

### 1. はじめに

我国では山岳部および海岸部等の道路施設として、落石による交通障害を阻止し円滑な交通を確保するために落石覆工等の構造物が建設されている。

これら落石覆工において、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、その需要は益々多くなるものと予想される。

一方、現在のPC製覆工の設計は、落石対策便覧に基づき、次のような条件の下で行われている。すなわち、

- (1) 90 cm 厚の敷き砂を緩衝材として用いる。
- (2) 衝撃力は落石対策便覧に基づいて、敷砂のラーメ定数  $\lambda = 100 \text{tf/m}^2$  を仮定する振動便覧式より算定する。
- (3) 断面力の算定は、落石対策便覧に基づいた半開角45度の敷砂緩衝材による荷重分散を考慮して、単一桁の静的な一方向曲げ問題として求める。

である。このように、緩衝材として敷砂を用い横締めによる桁間の荷重分担効果を無視した設計方法のもとでは、桁断面が大きくなる傾向にあり、落石規模によってはPC製覆工の利点を十分に生かすことが不可能になる場合が予想される。

PC製覆工の適用を拡大するためには、落石による衝撃力や桁間の荷重分担性能の適切な評価とともに、衝撃力の低減と荷重分担性能を改善させるような緩衝材の開発が肝要であるものと考えられる。

本研究では、このような背景のもとに、次の三つの事項について検討を行った。

- 1) 落石が覆工上緩衝材に衝突した際に、落石に発生する衝撃力(以後重錘衝撃力と呼ぶ)、緩衝材底部に伝達される衝撃力(以後伝達衝撃力と呼ぶ)および、その応力分布をより正確に求めることを目的として、剛基礎上に緩衝材を配置して、重錘落下実験を行った。緩衝材として、90cm厚の敷砂単層とする場合と、上層から50cm厚の敷砂、20cm厚のRC版、50cm厚のEPS材(発泡スチロール材)から構成される三層緩衝構造とする場合の2種類について検討を行っている。
- 2) 上記緩衝材を用いた場合のPC製覆工の各桁の荷重分担性能を検討するために実規模のPC5主桁を用いた重錘落下実験を行った。ここでは、5tfの重錘を用いていることより、三層緩衝構造の裏層材には100cm厚のEPS材を用いている。
- 3) 1)2)で求められた実験結果を基本にして各緩衝構造を用いた場合のPC製覆工の断面試算を行い、桁断面の大きさから緩衝構造の有効性とPC製覆工の適用の可能性について論じている。

### 2. 剛基礎における緩衝材の性能実験および実験結果

従来から緩衝材として用いられている90cm厚の敷砂単層と、上層から50cm厚の敷砂、20cm厚のRC版、50cm厚のEPS材(密度 $20 \text{kgf/m}^3$ )から構成される三層緩衝構造の2種類の緩衝材に対して、重錘衝撃力、緩衝材底部に伝達される伝達衝撃力および、その分布性状を調べるために、4m四方の剛基礎上にこれらの緩衝材を設置して、直径1m、重量3tfの重錘を最大高さ30mから落下させる実験を行った。

なお、重錘衝撃力は重錘に取り付けた加速度計より評価している。また伝達衝撃力の分布は剛基礎の中央部

に10cm間隔に埋設した衝撃力測定用ロードセルを用いて評価している。

各緩衝構造を用いた場合の最大重錘衝撃力、および伝達衝撃力の衝突速度に対する分布を示すと図-1のようになる。以下各緩衝材に関する実験結果を示す。

a) 緩衝材として敷砂のみ(h=90cm)を使用した場合:

1) 重錘衝撃力は、ラーメ定数  $\lambda = 200 \text{ tf/m}^2$  とする振動便覧式にはほぼ対応している。

2) 伝達衝撃力は、重錘衝撃力の1.74倍(ラーメ定数  $\lambda = 800 \text{ tf/m}^2$  とする振動便覧式)程度に相当する。

3) 伝達衝撃力の分布は、ここでは示していないが重錘半径内で大きく示され落石対策便覧において規定しているほど分散しない。分布幅はほぼ重錘の径に等しいと考えられる。

b) 三層緩衝構造を使用した場合:

1) 重錘衝撃力は、ラーメ定数  $\lambda = 200 \text{ tf/m}^2$  とする振動便覧式にはほぼ対応している。

2) 伝達衝撃力は、重錘衝撃力の1/2程度に低減される。

3) 伝達力は緩衝構造全体にはほぼ平均化されており優れた分散効果を示す等である。

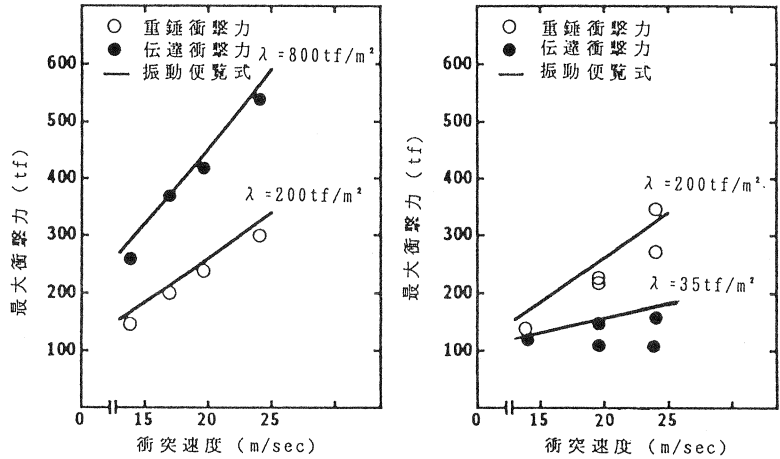
### 3. 実規模PC多主桁を用いた載荷桁の荷重分担性能に関する実験および実験結果

前項と同様に緩衝材として敷砂単層あるいは三層緩衝構造を用いた場合についてPC製覆工の載荷桁の荷重分担性能を検討するために、実規模のPC多主桁を製作して5tfの重錘を用いた重錘落下実験を行った。

本実験に用いたPC桁は、支間5m、頂版幅1.2m、桁高90cmのT形断面に、重量3tfの落石が高さ10mから落下するものとし、落石対策便覧に基づいて設計されたものである。

図-2に本PC多主桁の構造図を示す。尚、本実験では重量5tfの重錘を用いて行うとしたため、三層緩衝構造の裏層材であるEPS材は厚さを100cmとしている。

主桁のプレストレスは、9本のP



(a) 敷砂単層h=90cmの場合

(b) 三層緩衝構造の場合

図-1 最大衝撃力

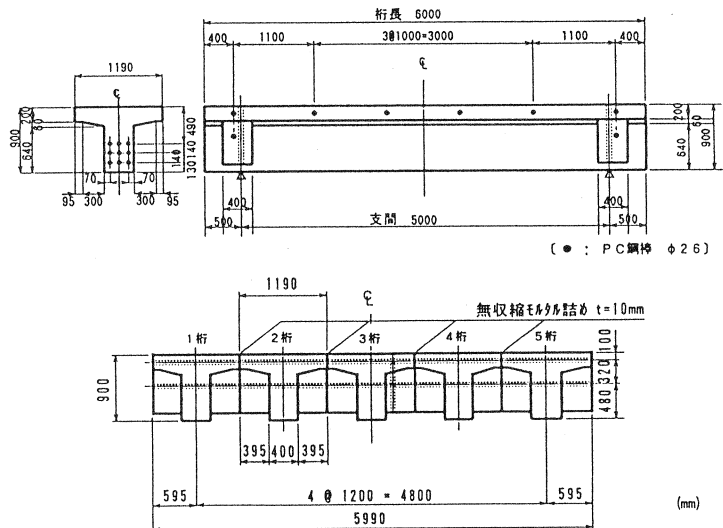


図-2 PC桁構造図

C鋼棒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。P C鋼棒にはSBPR930/1080φ26(丸棒B種1号)、異形棒鋼にはSD295Aを使用している。また、桁の横締めは、フランジ部に1m間隔に配置されたP C鋼棒を用いて行っている。P C鋼棒の有効引張応力度は主桁と同様に53.76kgf/mm<sup>2</sup>としている。本実験では、横締めを解放する場合もあるため、横締め部はグラウト処理を施していない。また、横締め解放時にできるだけ桁間拘束自由の仮定に近づけるため、桁間の縦目地部にグリースを塗布した後、無収縮モルタルを充填している。

表-1に実験ケースの一覧を示している。

実験は繰り返し実験を可能とするために、P C桁のコンクリート部にひび割れが発生しない範囲で落下高さをより高くして行うものとした。それ故、表-1に示すように、緩衝材として敷砂を用いる場合は5m落下、三層緩衝構造を用いる場合は30m落下としている。

各桁の荷重分担率は通常載荷点部の桁の鉛直変位より算出しているようである。しかしながら本論文では、全て弾性範囲内の実験であり、桁の曲げモーメントと作用荷重が1対1対応の関係となることより、曲げモーメントを用いて評価することとした。尚、曲げモーメントは補強鉄筋に添付した歪みゲージの出力を用いて算出している。

実験結果をまとめると以下ようになる。

荷重分担率の算定は荷重載荷位置であるスパン中央部の多主桁としての総曲げモーメントの時系列分布を求め、その最大値に対する各主桁曲げモーメントの比をとる方法によっている。

表-2には、各実験ケースにおける荷重載荷桁の荷重分担率を一覧にして示している。表-2より、緩衝材として敷砂材を用いた場合の荷重分担率は、横締め

時に40%~43%、横締め解放時に80%~85%であり、横締め解放時には横締め時の約2倍の分担率を示し、荷重載荷桁に荷重が集中した状態になっていることがわかる。また、その値は荷重載荷桁の位置に影響されず、ほぼ類似の値になっていることがわかる。三層緩衝構造を用いた場合の荷重分担率は、横締め時に26%~32%、横締め解放時に35%~49%となっており、いずれの場合も3桁(センター桁)載荷時に最も小さい分担率となっている。これは3桁が中央に位置し対称載荷状態になっているためと考えられる。

一般にP C覆工は数十本の主桁より構成されており、落石による衝撃荷重が桁上に作用した場合、ほぼ対称載荷状態になるものと考えられる。これにより、対称載荷状態である3桁載荷時の荷重分担率を用いてP C桁の断面設計が可能であるものと考えられる。すなわち、緩衝材として敷砂単層を用いる場合のP C桁の荷重分担率は、横締め有りの場合には45%程度、横締め無しの場合には85%程度にできる。また、三層緩衝構造を用いる場合には、横締め有りの場合で30%程度、横締め無しの場合で35%程度の荷重分担率を考慮して断面設計できるものと考えられる。これは衝撃荷重が緩衝構造により効率よく分散されているため、荷重分担率を意識せずに、分布荷重を直接作用させて断面設計を行うことが可能であることを示唆している。

#### 4. 断面設計試算

P C製覆工の設計は、軽量で緩衝性能、荷重分散性能に優れた緩衝材を用い、耐衝撃性および耐震性に優れた構造とすることが肝要であるものと考えられる。前項の検討結果より三層緩衝構造は敷砂単層と比較し

表-1 実験ケース一覧

実験ケースの呼称	緩衝材	落下高(m)	載荷桁番号	横締め
S-5-2-P S-5-3-P S-5-4-P	敷砂材	5	2 3 4	導入
S-5-2-B S-5-3-B S-5-4-B	敷砂材	5	2 3 4	解放
D-30-2-P D-30-3-P D-30-4-P	三層緩衝構造	30	2 3 4	導入
D-30-2-B D-30-3-B D-30-4-B	三層緩衝構造	30	2 3 4	解放

表-2 荷重載荷桁の荷重分担率の一覧

実験ケース	荷重分担率(%)	実験ケース	荷重分担率(%)
S-5-2-P	42.4	D-30-2-P	30.4
S-5-3-P	42.9	D-30-3-P	26.2
S-5-4-P	39.8	D-30-4-P	31.6
S-5-2-B	84.6	D-30-2-B	45.3
S-5-3-B	85.0	D-30-3-B	35.3
S-5-4-B	80.3	D-30-4-B	49.1

て伝達衝撃力は、1/3.5程度であり、また荷重分散効果はるかに優れていることが明らかになった。このような観点から、本論文では大型実験より得られた三層緩衝構造に関する上記の結果を基にP C覆工の断面試算を試み、同様に敷砂単層を用いた場合および従来より用いられている落石対策便覧に基づいた断面設計との比較検討を行うこととする。ここでは両者の比較をわかりやすくするためにP C桁の床版幅を1.5m、床版厚を20cm、桁幅を40cmに固定し、桁高を変化させることとする。図-3に敷砂単層および三層緩衝構造の概念図を示している。

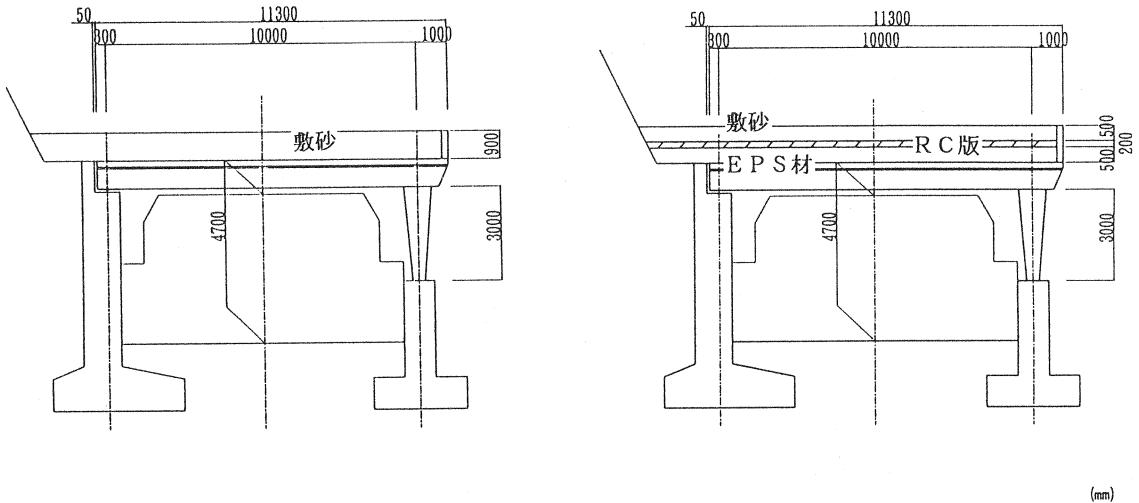


図-3 敷砂および三層緩衝構造概念図

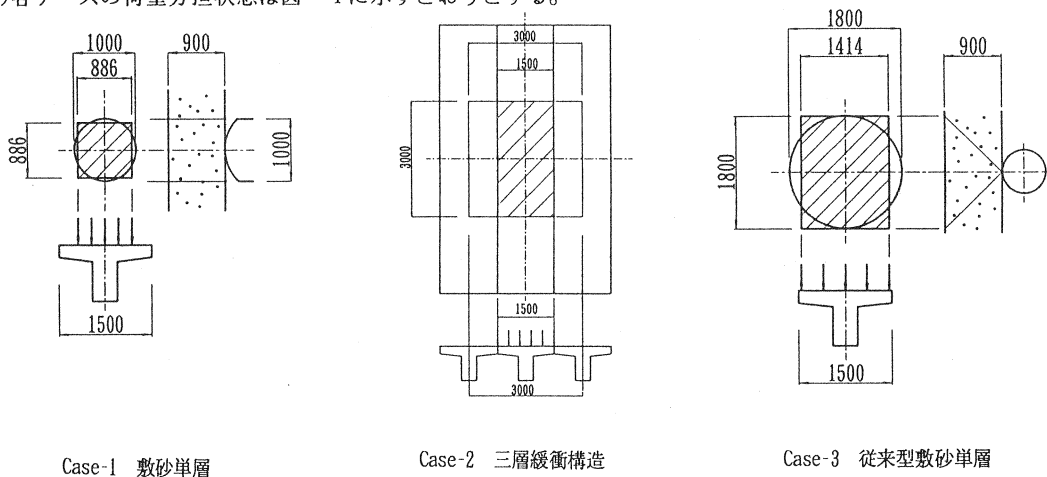
(mm)

#### 4.1 設定条件

本研究では、重量 $W=1tf$ および $3tf$ の岩塊が直接30m落下して覆工に衝突する場合を想定し、緩衝性能実験結果に基づき、次の3ケースについて検討を行うこととする。

Case-1: 敷厚 $h=90cm$ の敷砂材を単独に用いた場合 Case-2: 三層緩衝構造を用いる場合 Case-3: 落石対策便覧に準拠した場合とし、各ケースの設計条件は、

- 1) 頂版支点間距離を10.0m、建築限界高さを4.7mとし、実績の多い逆L型2ヒンジラーメン構造とする。
- 2) 各ケースの荷重分担状態は図-4に示すとおりとする。



Case-1 敷砂単層

Case-2 三層緩衝構造

Case-3 従来型敷砂単層

図-4 荷重分担図

(mm)

衝撃力は、Case-1の場合には $\lambda=200\text{tf/m}^2$ とする振動便覧式による衝撃力の1.74倍とし、( $\lambda=800\text{tf/m}^2$ の場合に相当)とし、分散幅は重錘径に等しく1.0mとする。荷重載荷桁の荷重分担率は0.5とする。Case-2の場合には、 $\lambda=200\text{tf/m}^2$ とする振動便覧式による衝撃力の0.5倍とし、分布幅は安全をみて3.0m×3.0mとする。尚、前述の考え方より荷重分担率は考慮していない。Case-3の場合は、 $\lambda=100\text{tf/m}^2$ とし衝撃力、分散幅とも落石対策便覧に準拠するものとする。

3)設計はあくまでも概算であり、主として主桁曲げモーメントに対して行う。

4)断面設計はPC部材として行うが、ひびわれを許すⅢ種の領域で計算する。

#### 4. 2 結果および考察

4.1 で設定した条件のもとに設計した一覧を表-3に示す。

表-3 a)落石重量 $W=1\text{tf}$ 、落下高さ $H=30\text{m}$ の場合の断面試算

CASE	CASE-1	CASE-2	CASE-3
緩衝撃の構造	敷砂単層(h=90cm)	三層緩衝構造	敷砂単層(h=90cm)
ラーメ定数 $\lambda$ (tf/m <sup>2</sup> )	200	200	100
重錘衝撃力 $P_0$ (tf)	$20.439 \times W^{2/3} H^{3/5} = 157$	$20.439 \times W^{2/3} H^{3/5} = 157$	$15.490 \times W^{2/3} H^{3/5} = 119$
伝達衝撃力 $P_1$ (tf)	$1.74 \times P_0 = 274$	$0.5 \times P_0 = 79$	$P_1 = P_0 = 119$
分布幅 (m <sup>2</sup> )	0.89x0.89	3.00x3.00	1.80x1.414
荷重強度 $q$ (tf/m <sup>2</sup> )	346	8.74	46.9
作用荷重 $P$ (tf)	137	39.3	119
断面力 $M$ (tfm)	309	96	253
所要桁高 $H$ (cm)	120	80	100
コンクリート体積 $V$ (m <sup>3</sup> )	8.5	5.7	7.1

b)落石重量 $W=3\text{tf}$ 、落下高さ $H=30\text{m}$ の場合の断面試算

CASE	CASE-1	CASE-2	CASE-3
緩衝撃の構造	敷砂単層(h=90cm)	三層緩衝構造	敷砂単層(h=90cm)
ラーメ定数 $\lambda$ (tf/m <sup>2</sup> )	200	200	100
重錘衝撃力 $P_0$ (tf)	$20.439 \times W^{2/3} H^{3/5} = 327$	$20.439 \times W^{2/3} H^{3/5} = 327$	$15.490 \times W^{2/3} H^{3/5} = 248$
伝達衝撃力 $P_1$ (tf)	$1.74 \times P_0 = 569$	$0.5 \times P_0 = 164$	$P_1 = P_0 = 248$
分布幅 (m <sup>2</sup> )	0.89x0.89	3.00x3.00	1.80x1.414
荷重強度 $q$ (tf/m <sup>2</sup> )	725	18.2	97.5
作用荷重 $P$ (tf)	285	81.8	248
断面力 $M$ (tfm)	603	168	505
所要桁高 $H$ (cm)	該当なし	90	150
コンクリート体積 $V$ (m <sup>3</sup> )		6.3	9.6

各ケースにおいて床版上面が受ける伝達衝撃力とその分布面積に大きな差異があることを前提としているため、桁が受ける作用荷重および断面力の算出には大差が生じている。設計計算はいずれもひびわれを許すⅢ種の領域で行われている。W=1tf、H=30mを想定した場合、Case-1の場合には桁高は120cmとなり、従来設計(Case-3)で算出された桁高の20%増しとなった。W=3tf、H=30mを想定した場合、Case-1の場合には1000tf以上の曲げモーメントとなり、荷重分担を考慮してもPC製としては工学的に製造不可能な断面となる。一方、三層緩衝構造を設置するCase-2の場合には、荷重分担を考慮しなくても、同様な落石条件でも90cm程度の桁高で設計可能であることがわかる。

本試算結果より、緩衝構造として三層緩衝構造を採用することで、同一設計条件に対して従来工法および従来設計手法と比較して60%程度の桁高で設計可能であることが明らかになった。これは三層緩衝構造を採用し、従来までの断面寸法とすることにより、設計で仮定した3倍程度の衝撃力に対しても十分な安全余裕度を持っていることを意味しているものと考えられる。

一方、緩衝材として敷砂単層を用いる場合には、伝達衝撃力が重錘衝撃力よりも大きくなることや衝撃力が集中して作用することより、落石重量が大きくなる場合や落下高さが高くなる場合には、PC構造は覆工構造物として適用不可能になるものと考えられる。

## 5. まとめ

本解析では、各緩衝構造の緩衝性能に関する大型実験結果を基にして、実規模のPCロックシェッドの曲げに注目した場合の断面試算を行った。検討結果、三層緩衝構造を用いる場合には、h=90cm層の敷砂単層を用いる場合に比較して60%程度の桁高で設計可能になることが明らかとなった。また、従来断面で設計することにより、仮定した3倍程度の衝撃力に対しても十分な余裕度を有していることがわかった。これにより、集中的かつ衝撃的に作用する荷重に対して、PC覆工のような一方向曲げ部材は、衝撃力の低減は勿論であるが、荷重分散性能に優れた三層緩衝構造を用いることにより、RC覆工同様、より安全余裕度のある設計が可能であることが明らかになった。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧、日本道路協会、1993.
- 2) 岸 徳光・中野 修・松岡健一・西 弘明：野外実験による敷砂の緩衝性能、構造工学論文集、Vol. 39 A、pp. 1587-1597、1993. 3.
- 3) 菅田紀之・中野 修・西 弘明・岸 徳光：敷砂を緩衝材とするPC多主桁の衝撃挙動、土木学会北海道支部論文報告集、第49号、pp. 101-106、1993. 2.
- 4) 中野 修・岸 徳光・菅田紀之・佐竹利治：三層緩衝構造を設置したPC多主桁の衝撃挙動、土木学会北海道支部論文報告集、第49号、pp. 107-112、1993. 2.