



緩衝材を設置した実大PC覆工の衝撃応答性状に関する実験的研究

メタデータ	言語: Japanese 出版者: 日本コンクリート工学会 公開日: 2012-07-19 キーワード: 511 作成者: 菅田, 紀之, 佐藤, 昌志, 西, 弘明, 岸, 徳光 メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/10258/1469

緩衝材を設置した実大PC覆工の衝撃応答性状に関する実験的研究

著者	菅田 紀之, 佐藤 昌志, 西 弘明, 岸 徳光
雑誌名	コンクリート工学年次論文報告集
巻	16
号	2
ページ	949-954
発行年	1994-06
URL	http://hdl.handle.net/10258/1469

論文

[2158] 緩衝材を設置した実大 PC 覆工の衝撃応答性状に関する実験的研究

菅田 紀之*1・佐藤 昌志*2・西 弘明*3・岸 徳光*4

1. はじめに

山岳部および海岸部等における道路交通の安全確保のために、落石覆工が多数建設されている。この覆工を構造形式別の構成割合で比較すると、北海道開発局管内においては RC 構造が圧倒的に多く、全体の 86.6 % を占め、次に PC 構造が 9.8 %、残りが鋼構造となっている。しかしながら、今後建設地の現場条件および工期短縮等の問題から、工事のプレハブ化が進んだ場合には PC 覆工も多く建設されてくるものと考えられる。一般に、PC 覆工の設計は昭和 58 年度版落石対策便覧 [1] に従って衝撃荷重および荷重分散幅を決定し、これを単一桁に静的に載荷させて行っている。しかしながら、実際の PC 覆工は構造を一体化させるために横締めが施された多主桁構造をしているため、単一桁とは異なる挙動を示すものと考えられる。これより、PC 覆工を合理的に設計するためには、衝撃荷重載荷時の PC 多主桁の動的挙動や荷重分担特性を明らかにすることが重要であるものと考えられる。

本論文では、PC 覆工の合理的な設計を行うための基礎資料を得ることを目的として、単純支持された PC 多主桁上に敷砂緩衝材あるいは表層から敷砂材・RC 版・EPS (発泡スチロール) 材の三層より構成される三層緩衝構造を設置し 5 tf の重錘を自由落下させる衝撃荷重載荷実験を行い、PC 多主桁の動的挙動について検討を行った。本研究では、弾性範囲内における桁の荷重分担性状や曲げモーメント分布等に関し、二つの緩衝材を用いた場合の結果を比較する形で検討している。

2. 実験の概要

実験は図-1 に示すような 5 主桁から構成されている純スパン 5 m、幅 6 m の PC 多主桁を用いて行った。PC 多主桁は、コンクリート基礎上に固定された H 形鋼上に単純支持状態で設置した。実験は PC 多主桁上に緩衝材を設置し、重量 5 tf の重錘をトラッククレーンにより所

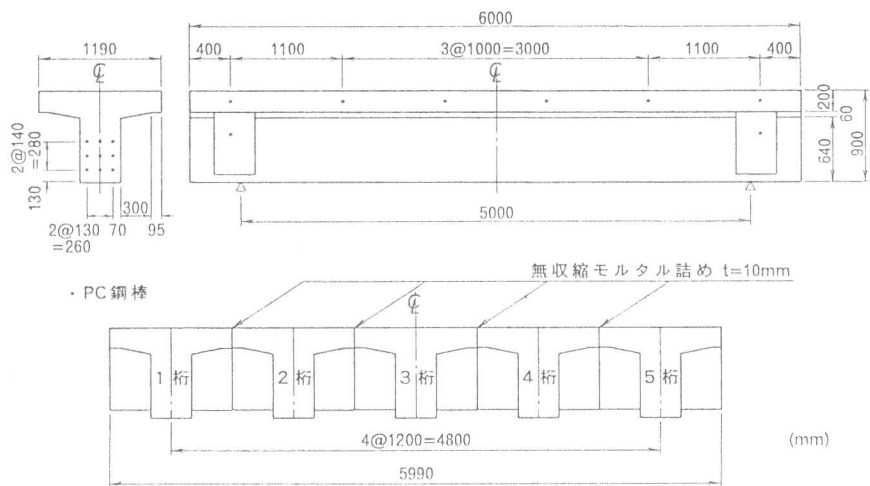


図-1 PC多主桁

定の高さにセットし、自由落下させることにより行っている。重錘は直径が 1 m で、底部の高さ 17.5 cm 部が球形 (半径 80 cm) 状になっており、その中央底部に重錘加速度測定用の歪ゲージ型加速度計を 4 台埋設している。本実験における測定項目は、重錘の加速度および補強筋の歪波形である。図-2 に補強

*1 室蘭工業大学助手 工学部建設システム工学科、工修 (正会員)
 *2 北海道開発局開発土木研究所構造研究室室長、(正会員)
 *3 北海道開発局開発土木研究所構造研究室研究員、工修 (正会員)
 *4 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科、工博 (正会員)

筋歪の測定位置を示す。なお、PC 多主桁の横締めプレストレスの影響を検討するために、横締めを解放した場合についても実験を行っている。さらに、緩衝材が設置されている本構造の剛性と重錘衝撃力（重錘加速度に重錘質量を乗じて求められる）との関係を検討するために、コンクリート基礎に緩衝材のみを設置した場合の重錘落下実験も行っている。実験ケースの一覧を表-1に示す。

2.1 PC 多主桁

実験に用いた PC 多主桁は、図-1 に示すようにフランジ幅が約 120 cm のプレキャストの T 桁を 5 本並べ、フランジ間 (1 cm) に無収縮モルタルを充填し横締めを行ったものである。各 PC 桁は、次の条件の下に設計されている。すなわち、1) 重量 3 tf の落石が高さ 10 m から桁上の敷砂に自由落下する。2) 緩衝材として 90 cm 厚の敷砂 (単位重量は 1.8 tf/m^3) を用い、ラーメ定数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ として振動便覧式 [1] によって算定された 128.3 tf の衝撃荷重が桁中央部に静的に作用する。3) 落石対策便覧 [1] に従い、荷重は敷砂厚の 2 倍の領域に分散する。4) コンクリートの設計基準強度を 750 kgf/cm^2 、許容引張強度を 35 kgf/cm^2 、弾性係数を $3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

主桁のプレストレスは 9 本の PC 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。PC 鋼棒には SBPR 930/1080 $\phi 26$ (丸棒 B 種 1 号)、異形棒鋼には SD295A を使用している。プレストレスは鋼棒の有効引張応力を 53.76 kgf/mm^2 (有効プレストレス力を 28.54 tf) として導入しており、プレストレス導入後グラウト処理している。なお、主桁下縁の有効プレストレスは 153.1 kgf/cm^2 である。また、桁の横締めはフランジ部に 1 m 間隔に配置された PC 鋼棒によって行われており、PC 鋼棒の有効引張応力は主桁と同様に 53.76 kgf/mm^2 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、桁間の継目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。なお、PC 桁は製作より約 1 年経過している。桁に使用したコンクリートは、水セメント比 0.335 で早強ポルトランドセメントおよび減水剤を用いて配合設計されたものであり、その材令 28 日における強度は 777 kgf/cm^2 、弾性係数は約 $3.8 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ であった。

2.2 敷砂緩衝材

本実験で用いた敷砂緩衝材は、単位体積重量 1.638 tf/m^3 、絶乾比重 2.55、均等係数 4.85、曲率係数 0.87 の栗丘産細骨材である。敷砂材の設置は 20 cm 毎に平均的に踏み固めを行い、敷厚を 90 cm に整地して行っている。実験時の含水比および相対密度は、平均値でそれぞれ 6.0%、46.6% であった。

2.3 三層緩衝構造

本実験に用いた三層緩衝構造は、芯材として厚さ 20 cm の RC 版、表層材として層厚 50 cm の敷砂材、裏層材として層厚 100 cm の EPS 材より構成されている。RC 版の形状寸法は $6 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 20 \text{ cm}$ で

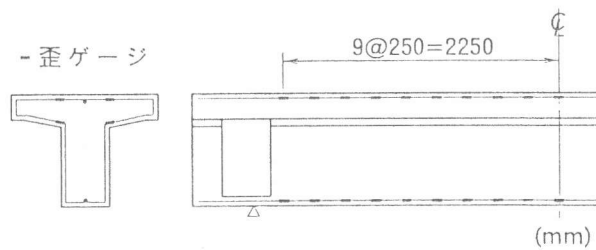


図-2 歪ゲージ位置

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
S-5-S	敷砂材	5		コンクリート基礎上に設置
D-30-S	三層緩衝構造	30		

ある。RC 版はコンクリートの設計基準強度を 210 kgf/cm^2 、鉄筋比を約 1% とする複鉄筋断面とし、D13 の鉄筋をかぶり 3 cm で 8 cm 間隔に配置している。実験時のコンクリートの材令は 27 日であり、圧縮強度は 219 kgf/cm^2 であった。表層材の敷砂は敷砂緩衝材と同様のものを用いている。EPS 材は、型内発泡法で製造された単位重量 20 kgf/m^3 、形状寸法 $2 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$ のブロックを組み合わせて使用している。

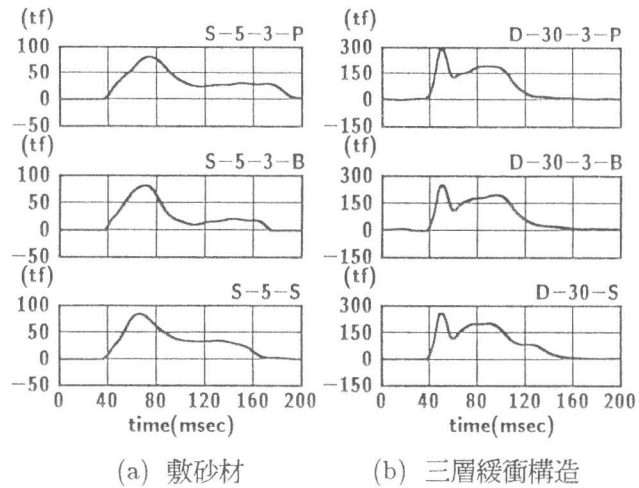


図-3 重錘衝撃力

3. 実験結果および考察

3.1 重錘衝撃力波形

図-3には、S-5-3-P/B および D-30-3-P/B における重錘衝撃力波形を、コンクリート基礎上に緩衝材のみを設置して行った実験結果と比較して示している。(a) 図の敷砂材では、波動継続時間が異なるものの、どのケースも概形は等しく、波動立上がりより約 30 msec で最大荷重に達した後、最大振幅の 1/4 ~ 1/3 程度まで減衰し、その後数十 msec 継続するという現象となっている。S-5-3-P, S-5-3-B, S-5-S の重錘衝撃力の最大値はそれぞれ 82.2 tf, 82.6 tf, 84.7 tf とほぼ等しくなっている。(b) 図の三層緩衝構造では、D-30-S の分布が波動立上がりより 80 msec 以後で他と異なった性状をしているが、概形はほぼ等しく波動立上がりより約 10 msec で最大荷重に達した後、約 50 msec で第 2 ピークを持つ分布になっている。D-30-3-P, D-30-3-B, D-30-S の重錘衝撃力の最大値はそれぞれ 296.2 tf, 252.4 tf, 261.7 tf と D-30-3-P において若干大きな値になっている。

以上より、本実験の範囲では、緩衝材設置部の構造物の剛性が重錘衝撃力へ与える影響は小さいものと判断される。

3.2 主桁の曲げモーメント分布

主桁の曲げモーメントの算定において、全実験ケースにおける桁の下端筋の最大歪が 353μ であることより、いずれの実験ケースもひび割れが発生せず弾性的に挙動しているものと考えられる。これより、桁の曲げモーメントは全断面有効として算出するものとする。

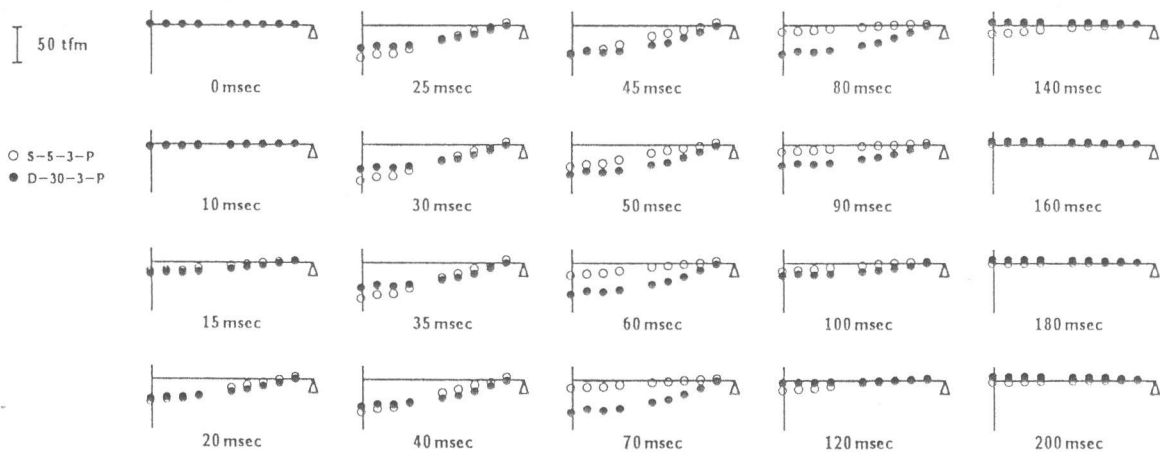


図-4 3桁落下による3桁の曲げモーメントの軸方向分布の経時変化(横締め有り)

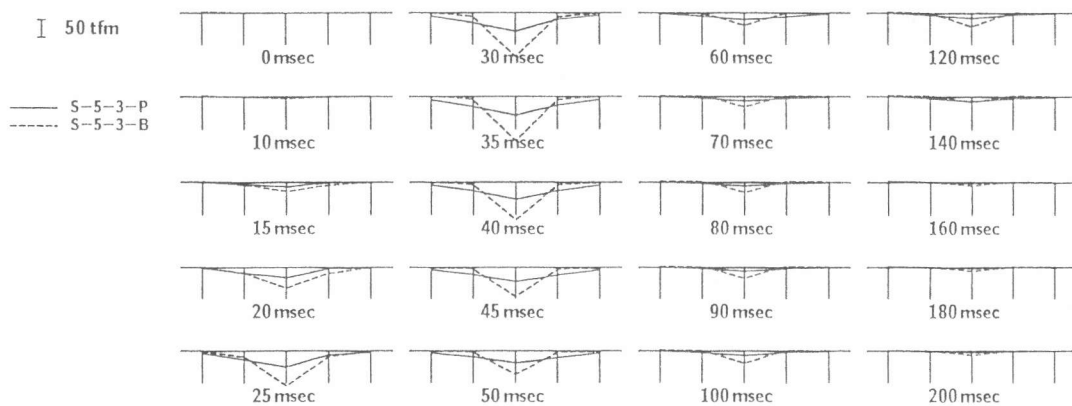
図-4は、S-5-3-P および D-30-3-P の3桁における曲げモーメントの軸方向分布の経時変化を比較して示している。なお、経過時間は重錘加速度波形の立上がり時間を基準としている。S-5-3-P における曲げモーメントの軸方向分布がほぼ直線状になっているのに対し、D-30-3-P ではほぼ放物線状になっている。これより、敷砂材では衝撃荷重が集中荷重的に、三層緩衝構造では等分布的に作用していることが推察される。両者ともに160 msec 経過時にほぼ0レベルに減衰しているが、200 msec までの時間内では、負荷荷状態であるはねかえり現象は現れていない。

図-5は、S-5-3-P/B および D-30-3-P/B のスパン中央部における主桁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。(a) 図において S-5-3-P の分布は、3桁を最大とし1桁および5桁で1/5程度の値となる直線的な分布となっている。これに対し、横締め解放の状態である S-5-3-B は3桁で大きな値を示しているが、隣接桁ではほぼ0となり重錘落下桁に荷重が集中する分布になっていることがわかる。これより横締め解放時には、各桁はほぼ独立に挙動しているものと考えられる。

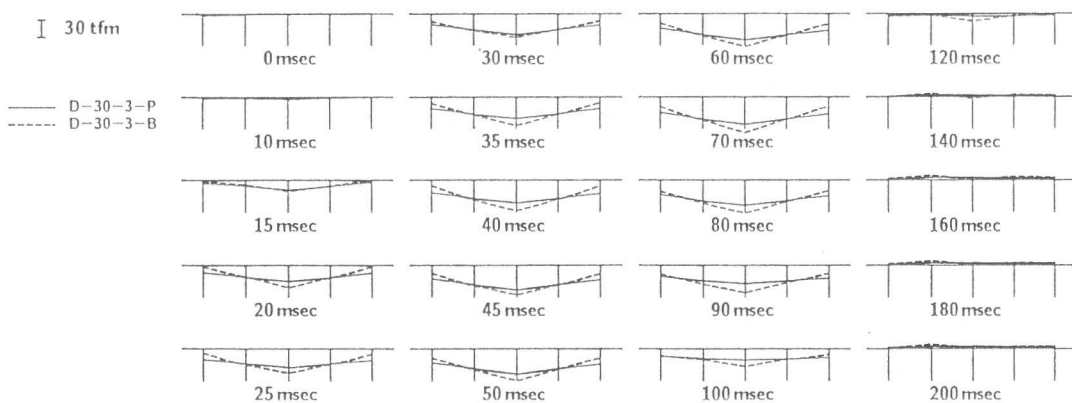
(b) 図において D-30-3-P の分布は、3桁を最大とし1桁および5桁においても比較的大きな応答を示す緩やかな傾きの直線的な分布をしている。D-30-3-B の分布は敷砂単層の S-5-3-P に類似の分布性状を示している。このことより、三層緩衝構造では横締め無しにおいても良好な荷重分散性状を示し、各桁が効率よく衝撃力を分担していることがわかる。

3.3 フランジ付け根部の曲げモーメント

図-6は、S-5-3-P/B および D-30-3-P/B におけるスパン中央部各桁のフランジ付け根の断面方向曲げモーメントの経時変化を示している。(a) 図より、S-5-3-B の場合は載荷桁である3桁と2桁および4桁

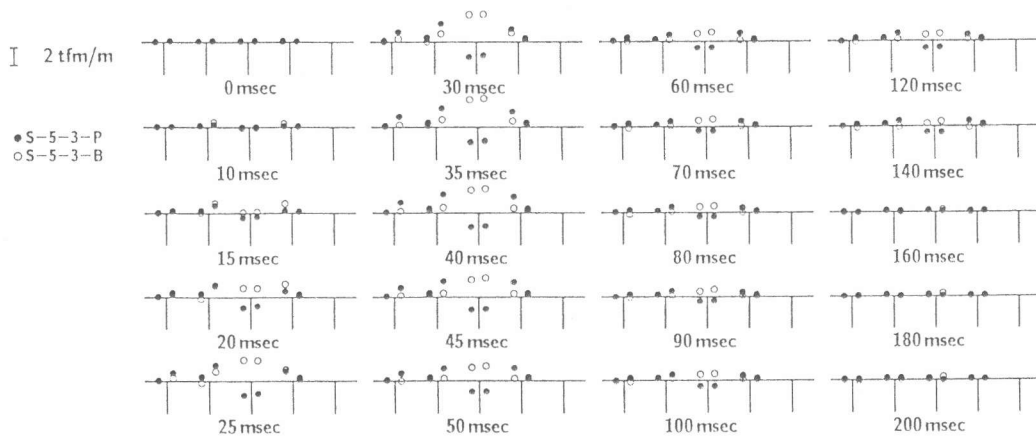


(a) 緩衝材として敷砂材を用いた場合

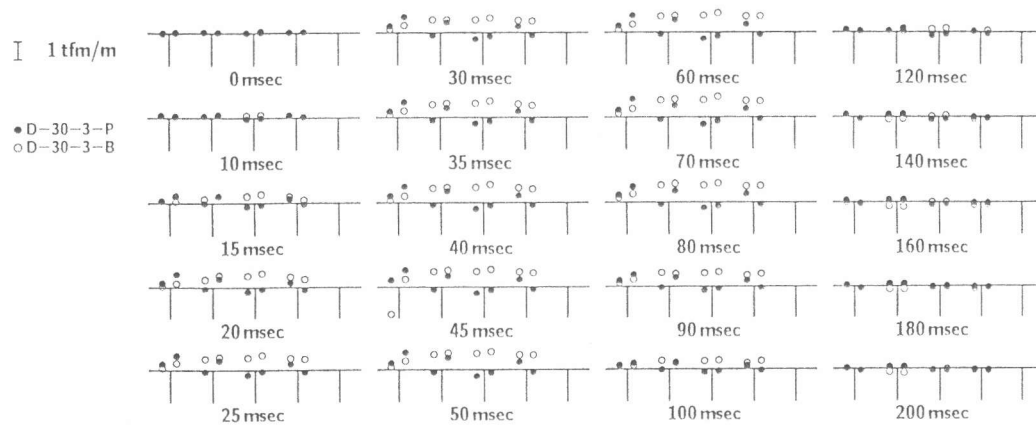


(b) 緩衝材として三層緩衝構造を用いた場合

図-5 3桁落下によるスパン中央部各桁の曲げモーメントの断面方向分布の経時変化



(a) 緩衝材として敷砂材を用いた場合



(b) 緩衝材として三層緩衝構造を用いた場合

図-6 3桁落下によるスパン中央部フランジ付け根部の断面方向曲げモーメントの経時変化

の3桁側フランジのみに負の曲げモーメントが発生している。これより、3桁のフランジ上に衝撃荷重が設計仮定同様に作用し、負の曲げモーメントが発生したものと考えられる。なお、衝撃荷重載荷時の設計曲げモーメントは 2.8 tfm/m であるのに対し、最大応答曲げモーメントは 3.2 tfm/m と 15% 程度設計値より大きい値を示している。また、2桁および4桁の3桁側フランジ部の曲げモーメントは、分散された衝撃荷重がそのフランジに作用したことにより発生したものと考えられる。それらの最大値は3桁の $1/3$ 以下となっている。一方、S-5-3-P の場合は各桁が剛結接合された場合における曲げモーメント分布と同様の分布性状をしており、3桁のフランジには正の曲げモーメントが作用している。これより、横締め有りの場合のフランジ部の断面設計は、単桁の設計手法をそのまま準用できないことを意味しているものと考えられる。

(b) 図より、D-30-3-B の場合には、S-5-3-B とは異なり全桁のフランジで負の曲げモーメントが発生し、特に2桁から4桁ではほぼ同程度の曲げモーメントになっている。それらの最大値は 1 tfm/m 前後であり、単桁のフランジ上に 1.3 kgf/cm^2 の等分布荷重が静的に作用した結果に類似している。これは、衝撃荷重が2桁から4桁まで等分布的に作用していることを示しているものと考えられる。D-30-3-P の場合には、3桁フランジの曲げモーメントがほぼ0であるが、S-5-3-P と同様な分布状態になっている。

3.4 荷重分担率

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。しかしながら、本論文では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した。そ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桁に発生している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、ほぼ類似の値と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PC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PC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PC桁は、横締め有りの場合には荷重分担率を45%程度、横締め無しの場合には85%程度として断面設計が可能であるものと考えられる。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。

4. ま と め

本論文では、PC覆工の合理的な設計を行うための基礎的資料を得ることを目的とし、緩衝材として90cm厚の敷砂材あるいは三層緩衝構造を用いたPC多主桁の重錘落下衝撃実験を行った。本実験の範囲内で得られた結果を要約すると、

- 1) 緩衝材設置部の構造物の剛性が重錘衝撃力へ与える影響は小さい。
- 2) 敷砂を緩衝材とする場合、衝撃荷重は集中荷重的に作用し、三層緩衝構造を用いた場合には等分布荷重的に作用する。
- 3) 横締めを行う場合、桁フランジの付け根部の断面設計は桁単体の設計手法をそのまま適用できない。
- 4) 緩衝材として敷砂材を用いた場合には、横締め導入時の荷重載荷桁の荷重分担率は45%程度とすることができる。横締め解放時は85%程度とかなり大きくなり、荷重分担性能が著しく低下する。
- 5) 緩衝材として三層緩衝構造を用い対称変形となる荷重状態を対象とする場合には、横締め導入時の荷重載荷桁の荷重分担率は30%程度とすることができる。また、横締め解放時は35%程度となり荷重分担性能が若干低下する。

謝 辞：本研究を遂行するにあたり、室蘭工業大学教授松岡健一氏、大学院生佐竹利治君ならびに北海道開発局稚内開発建設部次長中野修氏には多大なる御支援をいただいた。また、PC多主桁の製作はドーピー建設工業(株)の協力を得た。ここに記して感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧、1983.7.

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