

I-37

各種緩衝構造を用いたPCロックシェットの断面試算

北海道開発局	正 員	中 野	修
室蘭工業大学	正 員	岸	徳 光
ドービー建設(株)	正 員	森	哲 哉

1. はじめに

北海道は現在、PC 製ロックシェットは次のようにして設計が行なわれている。すなわち、(1) 90 cm 厚の敷砂を緩衝材として用いる。(2) 衝撃力は落石対策便覧¹⁾に基づいて、ラーメ定数 $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ を仮定する振動便覧式を用いて算定する。(3) 断面力の算定は一方向曲げ問題として行なう。一方、著者等はこれまでロックシェットの合理的な設計手法を確立するために $4\text{m} \times 4\text{m}$ の剛基礎上に各種緩衝材を設置して、2tf、3tf の重錘を最大 30m の高さより落下させて、衝撃性能に関する実験を試みている。これまで得られた結果を列記すると^{2), 3)}、

- 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ほぼ対応している。
- 2) 構造物に作用していると考えられる基礎上に伝達する衝撃力(これ以後を伝達衝撃力と呼ぶ)は、ラーメ定数 $\lambda = 1000 \text{ tf/m}^2$ とする振動便覧式にほぼ対応している。これは重錘衝撃力の 1.9 倍に相当する。
- 3) 伝達衝撃力の分布は、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。

また、表層材として $h=50\text{cm}$ 層の敷砂材、芯材として 20cm 厚の RC 版、裏層材として板厚 $h=50\text{cm}$ の EPS 材とする三層緩衝構造を用いる場合は、

- 1) 重錘衝撃力は、敷砂 $h=90\text{cm}$ の砂材を単独に用いる場合と大差がない。
- 2) 伝達衝撃力は、重錘衝撃力の 1/2 程度に低減される。
- 3) 伝達応力は平均化され優れた分散効果を示す。

等である。

図-1 に重錘衝撃力、図-2 に伝達衝撃力に関する実験結果を示している。

ロックシェットの設計は軽量でかつ緩衝性能、荷重分散性能に優れた緩衝材を用い、より経済的な断面にすることが肝要であるものと考えられる。本論文ではこのような観点より、著者等によって得られた敷砂材および三層緩衝構造に関する上記の結果を基にして PC ロックシェットの断面試算を試み、従来からの落石対策便覧に基づいた結果との比較検討を試みた。ここでは床板幅を 1.5m、床板厚を 20cm とし、桁幅を 40cm に固定し桁高を変化させることによって算定された断面力と対応させることにした。本文では、このような著者等の実験値に基づき実規模の PC 製ロックシェットを想定し、断面設計の試算を行なって、これまで用いている落石対策便覧に基づいた結果と比較検討を行なっている。

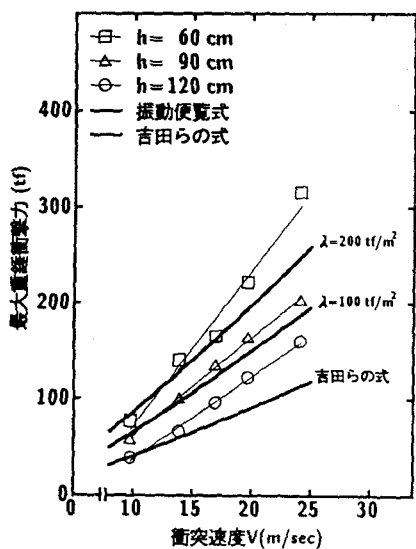
2. 設定条件

本研究では、3tf および 1tf の落石が直接 30m 落下衝突する場合について検討している。解析ケースは次の 3 ケースである。すなわち、

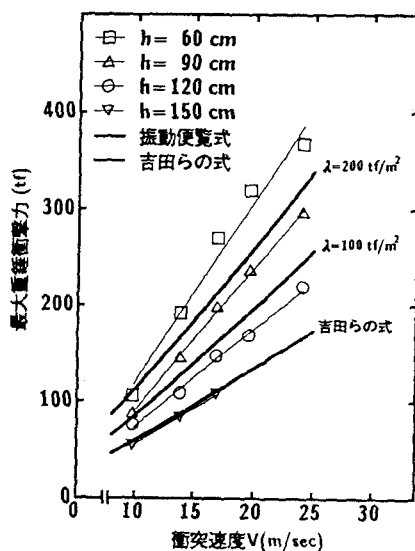
Case-1 :

著者等によって行なわれた緩衝性能実験結果に基づいて、 $h=90\text{cm}$ 層の敷砂材を単独に用いた場合

Trial Design of PC-Rock-Shed in case using various absorbing systems
by Osamu NAKANO, Norimitsu KISHI and Tetsuya MORI

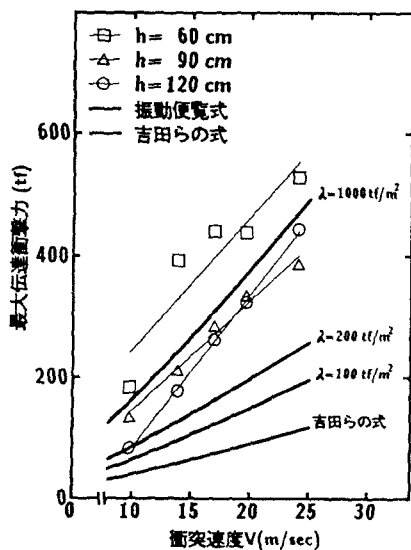


(a) 重錘重量 $W=2tf$ の場合

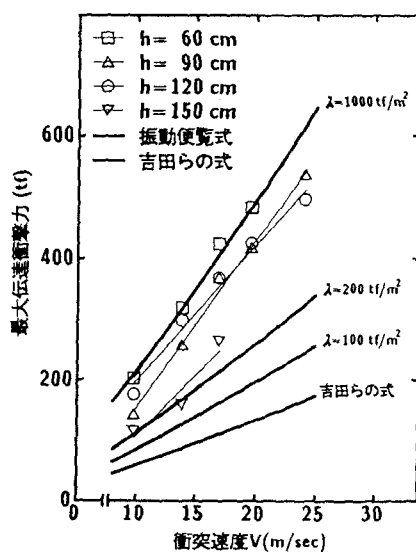


(b) 重錘重量 $W=3tf$ の場合

図-1 最大重錘衝撃力



(a) 重錘重量 $W=2tf$ の場合



(b) 重錘重量 $W=3tf$ の場合

図-2 最大伝達衝撃力

Case-2 :

表層材に 50cm 厚の敷砂、芯材として 20cm 厚の RC 床版、裏層材として 50cm 厚の EPS 材 (密度が 20kg/m^3) から構成される三層緩衝材を用いる場合

Case-3 :

落石対策便覧に準拠した場合

である。図-3、4 に各ケースに関する PC ロックシェッドの概念図を示している。

側面図

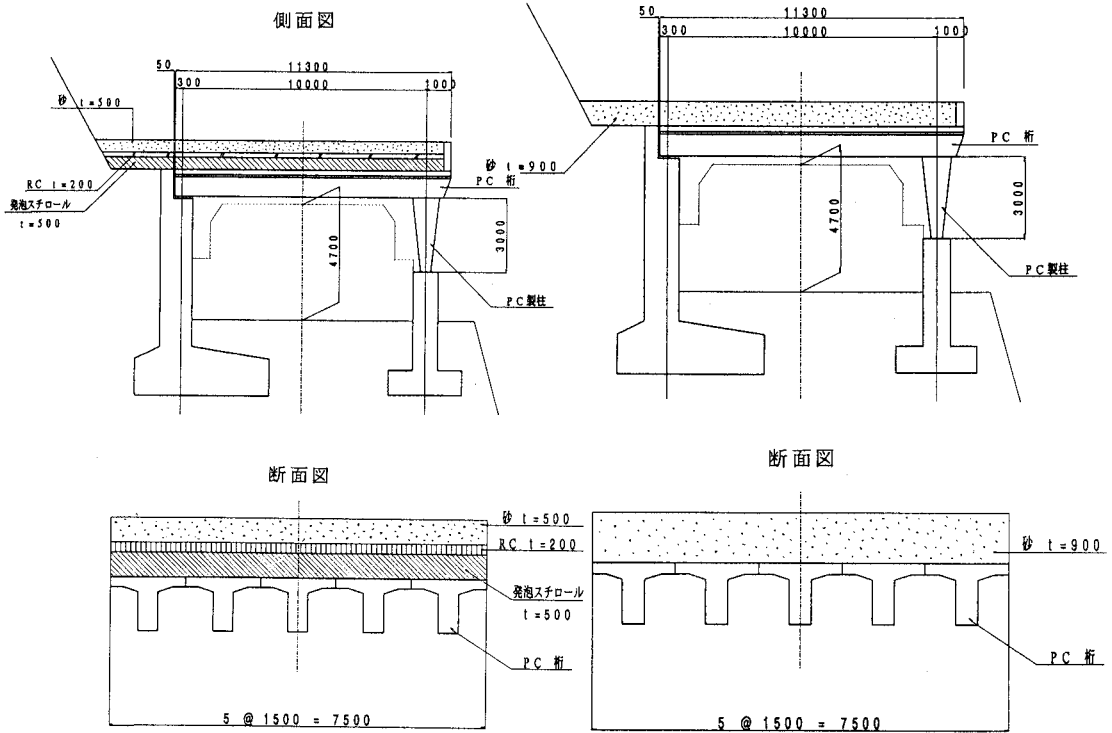


図-3 三層緩衝構造 (Case-2)

図-4 敷砂単層構造 (Case-1, Case-3)

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) 衝撃力は Case-1 の場合には簡略化するために、ラーメ定数 $\lambda = 200\text{tf/m}^2$ とする振動便覧式による衝撃力の 2 倍とし、分散幅は重錘径に等しく 1.0m とする。Case-2 の場合は、 $\lambda = 200\text{tf/m}^2$ とする振動便覧式による衝撃力の 1/2 倍とし、分散幅は安全をみて 3.0m×3.0m とする。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。図-5～7 に各ケースの荷重分布状態を示している。
- 3) 設計はあくまでも概算であり、主として曲げモーメントに対して行なう。
- 4) 断面設計は PC 部材として行なうが、ひび割れを許すⅢ種 (または PRC) の領域で計算する。

3. 結果および考察

2 で設定した条件のもとに試算した一覧を表-1、表-2 に示す。表より、三層緩衝構造と敷砂単層構造では、床板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、必然的に、桁が受ける作用荷重及び断面力の算出値には大差が生じている。設計計算はいずれもひび割れを許すⅢ種の領域で行われているが、Case-1 の場合には $W = 3\text{tf}$ 、 $H = 30\text{m}$ を想定した場合、1000tfm 以上の曲げモーメントとなるため、PC 製としては工学的に製造不可能な断面となり、また、 $W = 1\text{tf}$ 、 $H = 30\text{m}$ を想定した場合には、隣接桁の荷重分担を 0.4 としなければ適当な断面を算定することができない。一方、三層緩衝構造を設置する Case-2 の場合には、 $W = 3\text{tf}$ 、

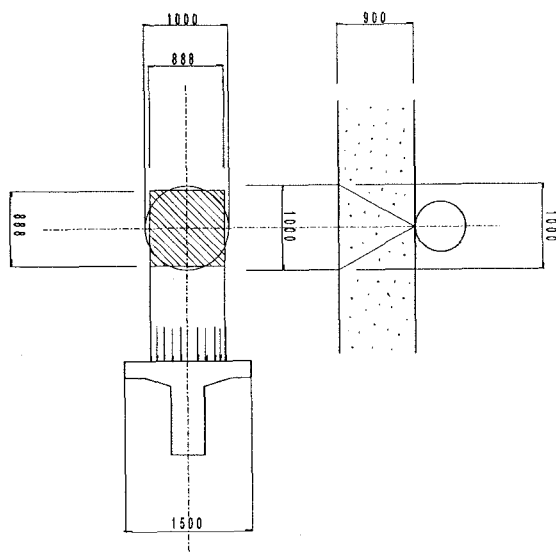


図-5 敷砂単層構造の場合の荷重分布 (Case-1)

$H = 30\text{m}$ でも桁高が 90cm 程度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% ~ 70% 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、緩衝構造として敷砂単層を用いる場合には、桁同士の間隔を考慮できる構造とし荷重分担性能を向上させることが必要であるものと考えられる。

4. まとめ

本解析では、著者等の剛基礎における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計算を行なった。検討結果、三層緩衝構造を用いる場合には、 $h=90\text{cm}$ 層の敷砂単層を用いる場合に比較して 60% ~ 70% の桁高で設計可能になることが明らかとなった。これより、集中的かつ衝撃的に作用する荷重

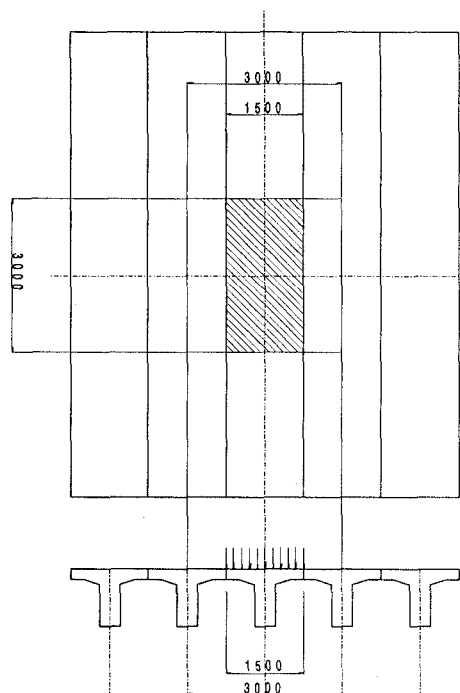


図-6 三層緩衝構造の場合の荷重分布 (Case-2)

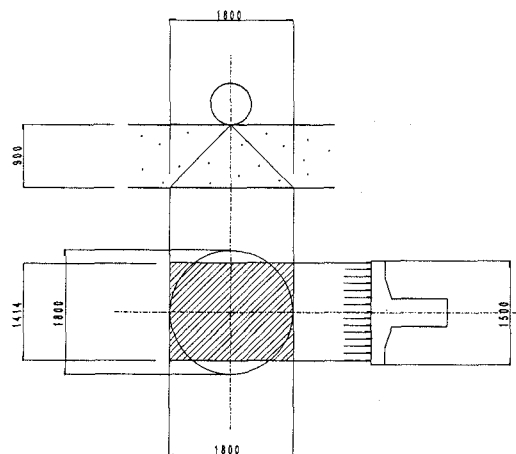


図-7 敷砂単層構造の従来設計による荷重分布 (Case-3)

表－１ 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
構造の概念	(図－３)	(図－４)	(図－３)
緩衝材の構造	敷砂単層 ($H_s=90\text{cm}$)	三層緩衝構造	敷砂単層 ($H_s=90\text{cm}$)
ラーメ定数 λ (tf/m^2)	200	200	100
重錘衝撃力 P_0 (tf)	$P_0=20.439 \cdot W^{2/3} H^{3/5}$ =327	$P_0=20.439 \cdot W^{2/3} H^{3/5}$ =327	$P_0=15.490 \cdot W^{2/3} H^{3/5}$ =248
伝達衝撃力 P_1 (tf)	$P_1=2 \cdot P_0 = 654$	$P_1=0.5 \cdot P_0 = 164$	$P_1=P_0 = 248$
分布幅	$0.89\text{m} \times 0.89\text{m}$ (図－５)	$3.0\text{m} \times 3.0\text{m}$ (図－６)	$1.80\text{m} \times 1.414\text{m}$ (図－７)
荷重強度 q (tfm/m^2)	$q = 833$	$q = 18.2$	$q = 97.5$
作用荷重 P (tfm)	$P = 654$	$P = 81.8$	$P = 248$
断面力 M (tfm)	$M > 1000$	$M = 168$	$M = 505$
所要桁高 コンクリート体積	該当なし	$H = 90\text{cm}$ $V = 6.3\text{m}^3$	$H = 150\text{cm}$ $V = 9.6\text{m}^3$

表－２ 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
構造の概念	(図－３)	(図－４)	(図－３)
緩衝材の構造	敷砂単層 ($H_s=90\text{cm}$)	三層緩衝構造	敷砂単層 ($H_s=90\text{cm}$)
ラーメ定数 λ (tf/m^2)	200	200	100
重錘衝撃力 P_0 (tf)	$P_0=20.439 \cdot W^{2/3} H^{3/5}$ =157	$P_0=20.439 \cdot W^{2/3} H^{3/5}$ =157	$P_0=15.490 \cdot W^{2/3} H^{3/5}$ =119
伝達衝撃力 P_1 (tf)	$P_1=2 \cdot P_0 = 315$	$P_1=0.5 \cdot P_0 = 79$	$P_1=P_0 = 119$
分布幅	$0.89\text{m} \times 0.89\text{m}$ (図－５)	$3.0\text{m} \times 3.0\text{m}$ (図－６)	$1.80\text{m} \times 1.414\text{m}$ (図－７)
荷重強度 q (tfm/m^2)	$q = 401$	$q = 8.74$	$q = 46.9$
作用荷重 P (tf)	$P = 315$	$P = 39.3$	$P = 119$
断面力 M (tfm)	(※ $M = 445$)	$M = 96$	$M = 253$
所要桁高 コンクリート体積	(※ $H = 140\text{cm}$) (※ $V = 9.1\text{m}^3$)	$H = 80\text{cm}$ $V = 5.7\text{m}^3$	$H = 100\text{cm}$ $V = 7.1\text{m}^3$

※ は分担率 = 0.6 を考慮した場合を示す。

に対して、PC ロックシェッド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 ロックシェッド同様、より効率的な設計が可能であることが明らかになった。

なお、本研究は上述のように緩衝構造を剛基礎上に設置した場合の実験結果に基づいて行ったものである。しかしながら実構造上に緩衝材を設置した場合にも、衝撃力や荷重分散性状、桁の荷重分担性状に本体の振動特性が影響するものと考えられる。より合理的な PC ロックシェッド構造設計のためには、落石、緩衝構造と本体構造との相互作用を考慮した動的特性を明らかにすることが肝要である。著者はこのような観点より、本研究と並行して、PC 多主桁を用いた大型の重錘落下衝撃実験を行なっている。

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) 岸 徳光、中野 修、松岡健一、西 弘明 : 野外による敷砂の緩衝性能、構造工学論文集、Vol.39A、1993.3 掲載予定
- 3) Osamu NAKANO, Norimitsu KISHI, Ken-Ichi MATSUOKA and Jin YOSHIMURA : Development of 3-Layered Shock-Absorbing System for Rock Sheds, Proceedings of the International Symposium on Impact Engineering, Vol.2,pp725 ~ 729,1992.9, Sendai