

(36) 敷砂を緩衝材とする実規模逆 L 型 PC 落石覆工の重錘落下衝撃実験

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

岸 徳光^{*}, 佐藤 昌志^{**}, 西 弘明^{***}, 渡部 敏^{****}

Norimitsu KISHI, Masashi SATO, Hiroaki NISHI and Satoshi WATANABE

^{**} 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)^{****} 北海道 PC 防災技術協会 会員 (〒004 北海道札幌市厚別区大谷地西 1)

キーワード: PC 落石覆工, 敷砂緩衝材, 耐衝撃挙動

(PC rock-shed, sand cushion, anti-impact behavior)

1. はじめに

山岳地帯や海岸線に沿って山がせまっている地域にある道路には, 落石による人命損失および交通障害を防止するために落石覆工等が建設されている。我国は世界有数の地震発生国であり, 特に北海道においては平成 5 年に釧路沖地震, 南西沖地震, 同 6 年には東方沖地震という三つの大地震に見舞われ, 海岸部, 山岳部では崖崩れによって交通網が分断されるという事態に至った。このような点からも落石等による災害を防止し, より安全で円滑な交通を確保することのできる覆工の建設が求められており, 合理的な設計手法の確立が急がれている。

PC 製落石覆工(以下これを PC 覆工と呼ぶ)の設計は現在 RC 製覆工同様, 落石対策便覧に基づいて行われている。落石対策便覧では, 落石による衝撃荷重をラーメの定数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ とする振動便覧式を用いて算定することとしている¹⁾。しかしながら, 剛基礎上に敷厚 $h = 90 \text{ cm}$ の敷砂を設置した場合の緩衝性能に関する実験によれば, 重錘衝撃力はラーメの定数を $\lambda = 200 \text{ tf/m}^2$ 程度とする場合に近似していることや, 伝達衝撃力が重錘衝撃力の 1.5 倍程度になることが明らかになっている²⁾。また, PC 覆工桁部の設計は荷重分担率を 1 として衝撃荷重を静的に作用させることによって断面力を算定し行っている。現実には各桁が頂版で横締めされているため, 隣接桁の荷重分担が期待できることより載荷桁の荷重を低減できるものと考えられる。

より合理的な PC 覆工の設計手法確立のためには, 実規模の PC 覆工を用いた重錘落下衝撃実験を行い, その動的な挙動特性を的確に把握し, これらの諸問題を解決することが重要であるものと考えられる。

このような観点より, 北海道開発局開発土木研究所, 室蘭工業大学, 北海道 PC 防災技術協会(PC 覆工を提供)の 3 者は北海道開発局敷地内に実規模の PC 覆工を製作し各種実証実験を行った。本論文は上記実証実験において, 特に現落石対策便覧¹⁾に則して敷厚 $h = 90 \text{ cm}$ の敷砂緩衝材を用いた場合の実験結果について整理し検討したものである。

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, 主構造を逆 L 型ラーメン構造(1 剛結 2 ヒンジ構造)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。実験は PC 覆工頂版上に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所定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）、敷砂から覆工に伝達される伝達衝撃応力（覆工頂版表面に伝達応力測定用ロードセルを埋設）、覆工内歪（PC 桁、柱部の補強筋に歪ゲージを添付）である。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。

2. 2 PC 桁の設計及び施工条件

本実験では次に示す条件の下に設計した PC 桁を用いている。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 $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ 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/cm^2 、許容引張応力度を 28 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 型断面とし、主桁スパン中央断面には 25 本の PC 鋼より線を用いてプレテンション方式でプレストレスを導入した。主桁の PC 鋼材および補強筋にはそれぞれ SWPR7B T-15.2、SD345A D22 を用いている。導入されたプレストレス力によって、桁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 の圧縮応力が発生している。また桁の横締めは、フランジ部に 1 m 間隔に設置された 11 本の PC 鋼棒 ($\phi 32$) 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/cm^2 、下縁で 3.3 kgf/cm^2 の圧縮応力が発生している。主桁と柱部の接合には、柱断面の中心より外側に配置した 4 本の PC 鋼棒 ($\phi 32$) を用い、45.85 tf/本の緊張力を与えている。

2. 3 敷砂緩衝材

実験に用いた敷砂材は落下点を中心として $4.0 \text{ m} \times 4.0 \text{ m} \times 0.9 \text{ m}$ の砂箱を設置し、その中で 20 cm 毎に敷き均し足踏みにより締め固めて所定の敷厚とした。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 4.7%、55.1% であった。敷砂の特性を表-1 に示す。

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、軸力分布等を検討するため、3 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。

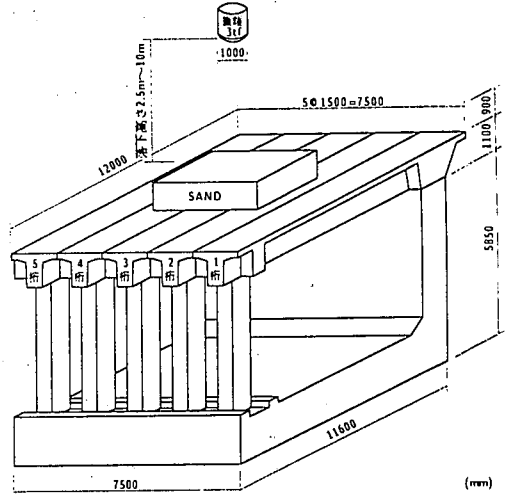


図-1 実験概略図

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

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/6-2.5	3	3L/6	2.5
	G3-3L/6-5.0	3	3L/6	5.0
	G3-3L/6-7.5	3	3L/6	7.5
	G3-3L/6-10.0	3	3L/6	10.0
2	G3-3L/6-10.0	3	3L/6	10.0
	G2-3L/6-10.0	2	3L/6	10.0
3	G3-1L/6-10.0	3	1L/6	10.0
	G3-3L/6-10.0	3	3L/6	10.0
	G3-5L/6-10.0	3	5L/6	10.0

3. 実験結果および考察

3.1 衝撃力波形

図-2は、重錘を3桁中央部に $H = 2.5, 5.0, 7.5, 10.0$ m と落下高さを変えて落下させた場合の重錘衝撃力および伝達衝撃力波形である。ここで、重錘衝撃力は重錘加速度 (G) に重錘質量を乗じて得られる衝撃力である。伝達衝撃力は PC 覆工に直接作用する衝撃力であるが、伝達応力が重錘落下点を中心とした同心円状に分布すると仮定し、台形則を用いてその応力を集積して得られたものである。重錘衝撃力波形は、落下高さが小さい場合には波形の立ち上がりから約 40 msec 経過後に最大値に達し、緩やかに減少している。落下高さが高い場合には最大値が大きくなり、かつ衝撃継続時間も短くなっているようである。一方、伝達衝撃力波形はその最大値が重錘衝撃力のそれより大きく、かつ負の衝撃力も発生し減衰振動状態となっていることがわかる。減衰振動の現象は、重錘落下により PC 覆工内に励起された振動によって発生したものと考えられる。各衝撃力の最大値を一覧にすると表-3のようになる。

なお、表-3には比較のためラーメの定数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ とし、実験と同じパラメーターを用いた場合の振動便覧式による結果も示している。最大重錘衝撃力に注目すると、実験結果は落下高さ $H = 7.5$ m までは振動便覧式より小さな値となっているが、 $H = 10$ m ではそれよりも大きな値となっている。また最大伝達衝撃力に関しては、実験結果は落下高さ $H = 2.5$ m のみが振動便覧式より小さく、他は全て大きな値となっている。特に $H = 10$ m の場合の重錘の落下エネルギーは設計条件と同じ 30 tfm であるが、実験結果の最大伝達衝撃力は設計値 ($W = 1 \text{ tf}, H = 30 \text{ m}, 119.2 \text{ tf}$) の約 1.5 倍、また表-3より得られた振動便覧式の値の 1.4 倍の大きさになっていることがわかる。これより、重錘落下によって PC 覆工に振動が励起されるような場合においても、伝達衝撃力が重錘衝撃力よりも大きくなること、またラーメの定数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ とする振動便覧式は実験結果と比較して落下高さ $H = 2.5$ m の場合を除き、過小評価になることが明らかになった。

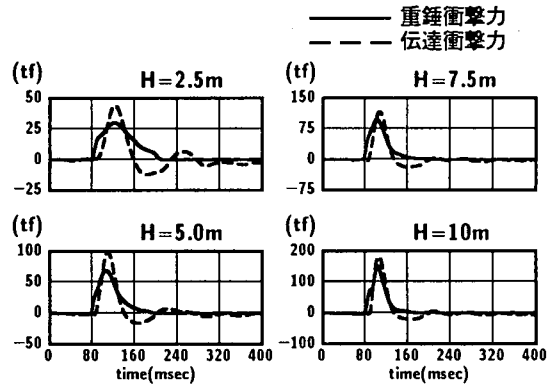
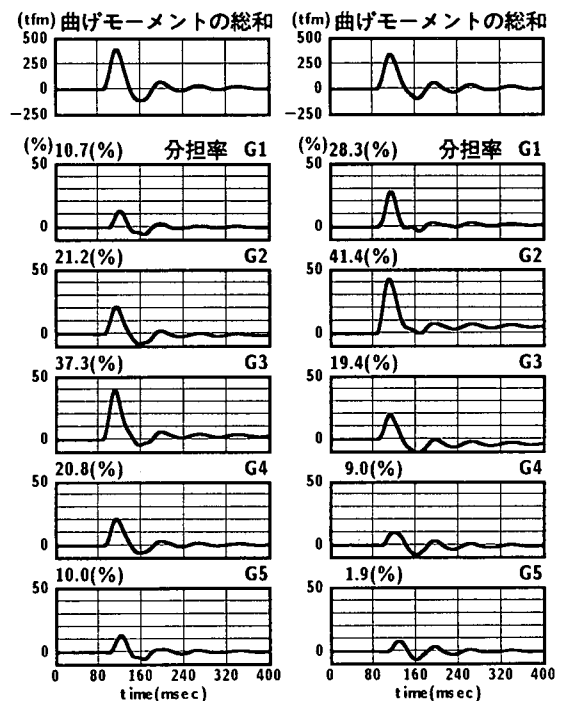


図-2 衝撃力波形

表-3 衝撃力の落下高別最大値

重錘落下高 (m)	2.5	5.0	7.5	10.0
最大重錘衝撃力 (tf)	30.5	69.2	98.7	151.8
最大伝達衝撃力 (tf)	44.2	98.6	116.9	180.2
振動便覧式による衝撃力 (tf) ($\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$)	55.8	84.6	107.9	128.3



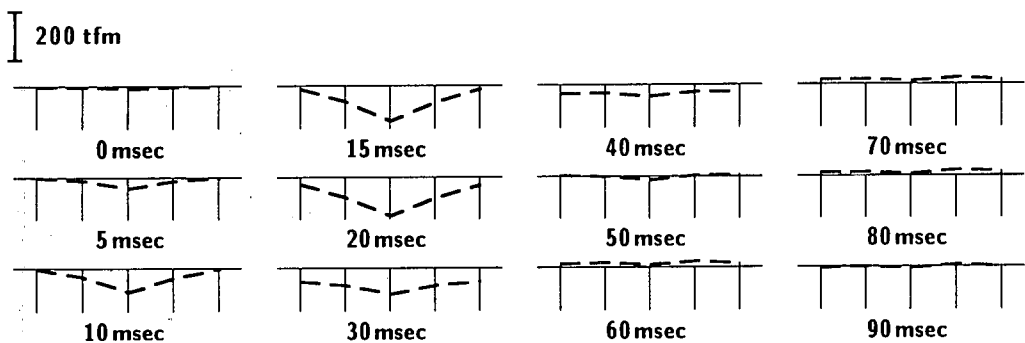
(a) G3-3L/8-10.0

(b) G2-3L/8-10.0

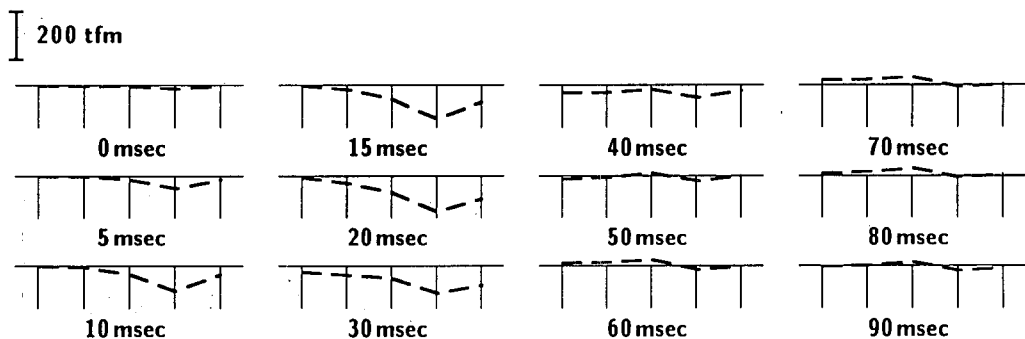
図-3 総曲げモーメントと分担率

3. 2 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。本実験では、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) 弾性実験であることより、主桁曲げモーメントと桁への作用荷重は、1対1対応になっていること等より、主桁曲げモーメントを用いて算定することとする。図-3には落下高さを $H = 10\text{ m}$ とし、それぞれ3桁、2桁の $3L/6$ 点に載荷した場合について、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応答発生時（3桁、2桁落下でそれぞれ 398.1 、 342.5 tfm ）における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桁幅方向には一様、桁高方向には線形な歪分布を仮定し、鉄筋とPC鋼より線の全ての軸剛性を考慮し全断面有効として算定している。なお、本実験でPC桁内に発生している最大引張歪は3桁中央部下縁で $265\ \mu$ である。また、PC鋼より線によって桁下縁に導入されている有効プレストレスは歪換算で $-306\ \mu$ 程度である。従って、桁下縁に発生する最大歪は $-41\ \mu$ で圧縮領域内にあることがわかる。これより、桁内にはひび割れが発生するような引張歪が発生せず、曲げモーメントの算定は全断面有効として算定可能であることがわかる。図-3より、載荷桁の荷重分担率は3桁落下の場合には 37.3% 、2桁落下の場合には 41.4% となっており、偏心載荷の場合に分担率が 4% 程度低下している。また3桁落下の場合には、2桁と4桁、1桁と5桁でそれぞれ 21% および 10% 程度と載荷条件に対応して、ほぼ左右対称の荷重分担率を示している。しかしながら、2桁落下の場合には1桁で 28.3% と大きな分担率を示しているが、載荷桁から離れるにしたがい急激に分担性状が低下していることより、載荷桁より自由端に近い桁の分担率が増加していることがわかる。これより、自由端から離れている桁に関しては 40% 程度の荷重分担率を、一方自由端近傍桁に関しては 45% 程度の荷重分担率を考慮して断面設計が可能であるものと考えられる。



(a) G3-3L/6-10.0



(b) G2-3L/6-10.0

図-4 スパン中央部曲げモーメントの軸方向分布の経時変化

3. 3 スパン中央部曲げモーメントの軸方向分布の経時変化

図-4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。図より(a), (b)図ともに荷重載荷後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経過後に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。3桁載荷時の曲げモーメント分布は3桁を中心としてほぼ対称な分布をしており、外桁に向かうにしたがい直線的に減少している。また、最大曲げモーメントは3桁に発生し、その値は148.5 tfmである。2桁に載荷した場合の分布は、2桁で最大141.8 tfmとなり、3桁に載荷した場合に比べて約7 tfm程度小さい。前項でも述べているように、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いが、最大でそれぞれ約30, 35 tfmとなり、衝撃荷重除荷時の上方への跳ね返りが大きいことを示している。

3. 4 曲げモーメントの断面方向分布の経時変化

図-5には、落下高さ $H = 10\text{ m}$ 、載荷桁を3桁に限定し、載荷位置を $1L/6$, $3L/6$, $5L/6$ と変えた場合の3桁の曲げモーメント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をもとにしている。各載荷位置に対する曲げモーメントの概形図について考察すると、いずれの場合もほぼ荷重載荷点で最大応答値を示し、ほぼ直線的に減少している。静的には桁一柱の接合部において負の大きな値 ($3L/6$ 点載荷で載荷点の曲げモーメントの $1/2$ 程度、 $1L/6$ 点載荷で $1/4$ 程度、 $5L/6$ 点載荷で同程度の大きさ) となるが、本実験結果では桁一柱の接合部および柱部にほとんど曲げモーメントが発生せず、最大応答時でも載荷点近傍に応答が集中している結果となっている。これは、その接合部が剛結接合とする設計仮定と異なり半剛結接合に近い状態となっていることを暗示している。実験における入力エネルギーが設計時のそれと等しいことより、全主桁の中央部の曲げモーメントおよび3桁の主桁中央部の曲げモーメント等について設計値と比較すると、表-4のように示される。表より、実験結果の最大衝撃力が設計値の1.51倍であるのに対して、桁中央部に発生する最大総

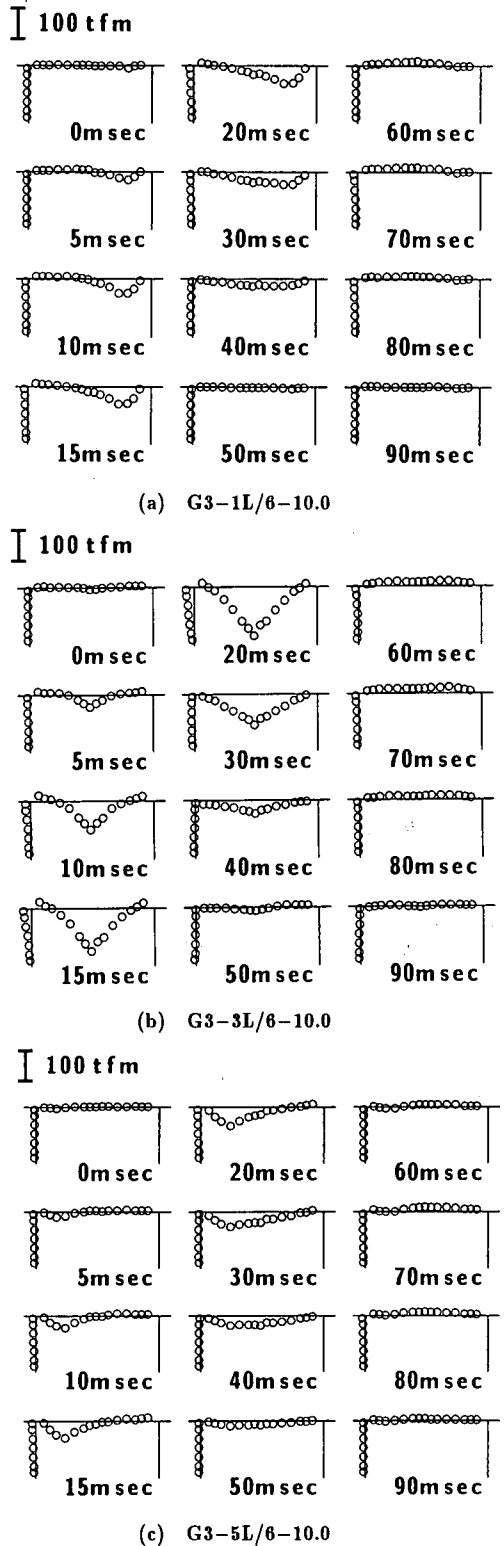


図-5 桁曲げモーメント分布の落下位置別経時変化

曲げモーメントが同様に 1.85 倍となり、最大総曲げモーメントの設計値に対する倍率が衝撃力のそれより大きいことがわかる。

3. 5 軸力の断面方向分布の経時変化

図-6 は前項と同じ重錘重量 3 tf、落下高さ H = 10 m で 3 桁の 3L/6 점에 載荷した場合の 載荷桁の軸力の覆工断面方向分布の経時変化を示している。分布図は桁の内側、外側をそれぞれ引張力、圧縮力として整理している。図より、柱の軸力分布は時間の経過とともに圧縮方向に増加し、除荷とともに減少していることがわかる。柱部の最大軸力は約 40 tf である。なお、柱支点で軸力が減少しているのは、歪ゲージが添付されている補強筋が柱部の内外端に配置されているのに対して、支点となる鋼棒（径 50 mm）が断面中央部に設置されていることによるものと考えられる。一方、桁断面内の軸力分布に関しては、多少ばらつきがあるものの静的解析結果と同様、圧縮側に増加する傾向を示していることがわかる。数値的には最大で 40 tf 程度である。

4. まとめ

本実験の範囲内で得られた結果を要約すると、次のように示される。

- 1) 重錘落下によって PC 覆工に振動が励起されるような場合においても、伝達衝撃力が重錘衝撃力よりも大きくなることや、ラーメの定数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ とする振動便覧式は実験結果に比較して $H = 2.5 \text{ m}$ の場合を除き、過小評価となることが明らかになった。
- 2) 横締め量等に左右されることも考えられるが、頂版に平均 10 kgf/cm^2 のプレストレスを導入する場合の 3 桁落下における 載荷桁の荷重分担は 40% 程度とすることができる。一方、2 桁落下の場合のように自由端近傍桁の荷重分担は 45% 程度になることが明らかになった。
- 3) 桁と柱の接合部近傍の曲げモーメントは、剛結接合を仮定する設計計算結果と異なり小さな応答値となっており、半剛結接合状態になってい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) 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.39A，pp. 1587 ~ 1597，1993.3。

表-4 設計値と実験結果との比較 (G3-3L/6-10.0)

項目	設計値	実験結果
落下重量 (tf)	1	3
落下高さ (m)	30	10
最大衝撃力 (tf)	119.2	180.2
全主桁中央部 M_{\max} (tfm)	215.2	398.1
載荷桁中央部 M_{\max} (tfm)	215.2	148.5
載荷桁の分担率	1.0	0.373

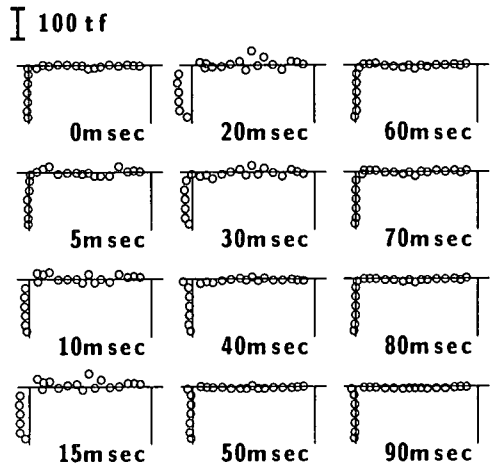


図-6 軸力の断面方向分布の経時変化 (G3-3L/6-10.0)