

(38) 落石覆工用 PC 桁の限界衝撃耐力に関する大型実験

開発土木研究所	佐藤 昌志
室蘭工業大学	松岡 健一
ドーピー建設工業(株) 正会員	竹本 伸一
開発土木研究所	○ 西 弘明

1. はじめに

わが国の山岳地帯や沿岸地域における道路には、落石などによる交通障害の防止と安全性確保のために落石覆工構造物が設けられている。この落石覆工を構造形式別に比較すると、北海道開発局管内においては RC 製覆工が圧倒的に多く、PC 製覆工は全体の約 1 割を占める程度である。しかしながら、将来の人手不足や工期短縮を考慮する場合には PC 製覆工の需要が多くなっていくものと予想される。

一方、福井県越前海岸の岩盤崩壊による PC 製覆工の倒壊事故以来、PC 製覆工の耐荷力評価の重要性が指摘され、実験的、理論的検討が行われるようになった。大塚等^{1),2)}は小型模型実験の結果に基づき、PC 構造が RC 構造に比べて靱性が劣っているとし PRC 構造を推奨しており、また PC 逆 L 型覆工に関しては耐衝撃性向上のためのヒンジ部の補強方法を提案している。松葉等³⁾は、実物 PC 製シェッドを用いた破壊実験を行い、横締めをした場合には落石対策便覧に基づいて設計した値に対して 15 倍以上、破壊計算値に対しては 5 倍以上の安全率を保持していることを示している。園田等⁴⁾は PC 覆工の破壊に至るまでの数値シミュレーションを個別要素法を用いて検討している。また、筆者等は、衝撃荷重載荷に対する PC 覆工の合理的設計手法の確立のため、各種緩衝材を用いた実規模の PC 多主桁に関する大型弾性衝撃実験⁵⁾を行っている。このように、PC 製覆工の耐衝撃性に関する研究は種々行われているが、衝撃荷重載荷時における覆工用 PC 部材の限界耐力に関する検討は著者の知るかぎりでは見あたらない。耐衝撃性の優れた PC 製覆工を設計するためには、その構成要素である PC 部材の限界耐力を適正に評価することが肝要であると考えられる。

本研究は、このような背景のもとに実大 PC 桁に重量 5 tf の重錘を自由落下させることによって、その限界耐力について検討を行ったものである。実験は 3 tf の落石が高さ 10 m から落下するものとして、落石対策便覧に準拠して設計されたスパン長 5 m、フランジ幅 120 cm の 6 本の PC 桁について行った。1 本は繰り返し漸増荷重載荷による桁の損傷の進展過程を検討するために用い、他の 5 本は桁の動的挙動と限界耐力を求めるために、落下高さを 5 m 毎に増加させる単一載荷とした。

2. PC 桁の設計概要

本実験で用いた各 PC 桁は、図-1 に示すようにフランジ幅 120 cm、高さ 90 cm の T 形断面を有するもので、純スパンは 5 m である。本 PC 桁の部材設計は、以下の条件の下に行われている。すなわち、1) 重量 3 tf の落石が高さ 10 m から、緩衝材として厚さ $h = 90$ cm の敷砂が設置されている桁上に自由落下する。2) 敷砂のラメ定

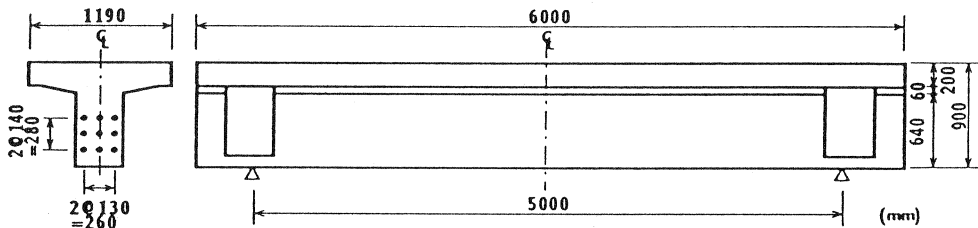


図-1 PC 桁の形状寸法

数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ とし、振動便覧式によって算定された 128.3 tf の荷重が桁中央部に静的に作用する。3) 荷重の分散幅は落石対策便覧に従って、スパン方向に $2h$ 、断面方向に $\pi h/2$ とし、桁幅に相当する荷重のみを考慮する。

コンクリートの材料定数は、設計基準強度を $f'_{ck} = 750 \text{ kgf/cm}^2$ 、ヤング率を $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とする。プレストレスは、9本の PC 鋼棒 ($\phi 26 \text{ B 種 1 号 SBPR 930/1080}$) 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。また、床版部断面方向補強筋、スターラップおよび組立鉄筋には SD295A の D13 を使用している。

桁内の有効プレストレスおよび各荷重段階における応力度を表-1 に示している。PC 鋼棒の降伏点応力度および引張強度はそれぞれ $\sigma_{py} = 9,500 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_{pu} = 11,000 \text{ kgf/cm}^2$ で、有効引張応力度を $5,376 \text{ kgf/cm}^2$ としている。

また、スターラップ量はコンクリート標準示方書に従って算定し、その配筋のピッチは、中央部 2 m、その両側 90 cm、残りの領域に対してそれぞれ 20 cm, 15 cm, 5 cm としている。実験に用いた各 PC 桁は、コンクリート打設後約 1 年が経過している。コンクリートの 28 日強度は、 $f'_c = 777 \text{ kgf/m}^2$ 、ヤング係数は $E_c = 3.8 \times 10^5 \text{ kgf/m}^2$ であった。

3. 実験の概要

実験ケースの一覧を表-2 に示す。PC-R は 1 m から順次落下高さを増加させる繰り返し載荷であり、他 PC-n は 10 m より 5 m 毎に落下高さを増加させた単一載荷である。なお、n は重錘の落下高さ H (m) を表している。実験は PC 桁と鋼製の重錘とのハードな衝突を避けるため、PC 桁の載荷点部に緩衝材として 1 m 厚の EPS (発泡スチロール) 材を設置して行っている。ここで用いた EPS 材は単位体積重量が 20 kgf/m^3 のものである。本実験に用いた重錘は重量が 5 tf で外径 1 m、底部 17.5 cm が球状のものである。測定項目は重錘の加速度および桁の補強筋の歪である。図-2 に補強筋歪の測定位置を示している。しかしながら、実験後に加速度計の不調が判明したため、本論文では重錘加速度あるいは重錘衝撃力に関する検討はしていない。また、歪波形に関しても PC-n の場合には過度の歪が発生して断線状態となり、測定が不可能であった。

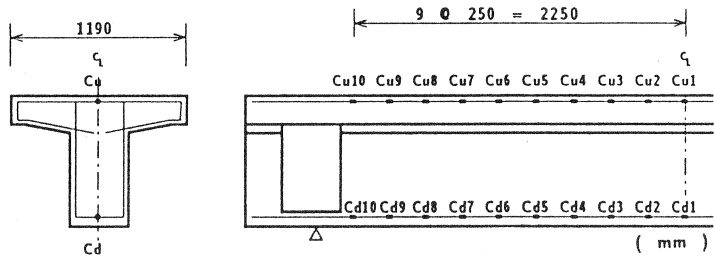


図-2 歪の測定位置

表-1 桁の有効プレストレスおよび各荷重段階における応力度

	桁上縁	上端筋位置 (上縁から 5 cm)	下端筋位置 (下縁から 5.5 cm)	桁下縁
有効プレストレス (kgf/cm)	17.4 (49.7 μ)	7.9 (22.6 μ)	-142.7 (-407.7 μ)	-153.1 (-437.4 μ)
死荷重による 応力(kgf/cm)	-8.6 (-24.6 μ)	-7.4 (-21.1 μ)	12.9 (36.9 μ)	14.3 (40.9 μ)
合成応力 (kgf/cm)	8.8 (25.1 μ)	0.5 (1.5 μ)	-129.8 (-370.8 μ)	-138.8 (-396.5 μ)
設計衝撃力による 応力(kgf/cm)	-97.9 (-279.7 μ)	-83.4 (-238.2 μ)	146.4 (418.3 μ)	162.3 (463.7 μ)
合成応力 (kgf/cm)	-89.1 (-254.6 μ)	-82.9 (-236.7 μ)	16.6 (47.5 μ)	23.5 (67.2 μ)

()内は $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}$ としたときの歪

表-2 実験ケースの一覧

試験体名	重錘落下高さ H (m)
PC-R	1, 2, 3, 5, 10, 15
PC-10	10
PC-15	15
PC-20	20
PC-25	25
PC-30	30

4. 実験結果と考察

4.1 PC-Rの衝撃応答性状

図-3にPC-Rの各落下高さに対する $l/2$ 、 $l/4$ 点(l :純スパン長)の上下端筋の軸歪波形を示している。なお、落下高 $H=3\text{ m}$ の場合は記録器の不調により測定不能であり、また $H=10, 15\text{ m}$ の場合は桁の損傷が激しく、断線等により測定不能であったため示していない。

図より $H=2\text{ m}$ までは $l/2$ 点、 $l/4$ 点の歪とも最大歪が $100\ \mu$ 以下で、かつほとんど残留もなくEPS材が緩衝材として効果的に働き、桁は弾性状態であることがわかる。 $H=5\text{ m}$ の場合には波動の立ち上がりより 100 msec 経過後 $l/2$ 点の上下端歪が急激に増加し、最大 $800\ \mu$ となっている。設計計算結果によれば、自重を考慮した場合の有効プレストレス導入時の下端筋軸歪は表-1に示すように $-370\ \mu$ 程度である。 $H=3\text{ m}$ 落下終了後にスパン中央部ウェブにおいて、下縁部から垂直に伸びる3本のひび割れを確認していることから裏付けられるが、コンクリートの引張抵抗力を考慮しても下縁にはすでにひび割れが発生しているものと考えられる。また、波動の継続時間は $H=1\text{ m}, 2\text{ m}, 5\text{ m}$ に対しそれぞれ約 $300\text{ msec}, 230\text{ msec}, 200\text{ msec}$ で、落下高さの増加とともに短くなっている。これより、緩衝材としてEPS材積層を用いる場合には、落下エネルギーによって大幅に荷重載荷時間が変化することに留意する必要があると考えられる。

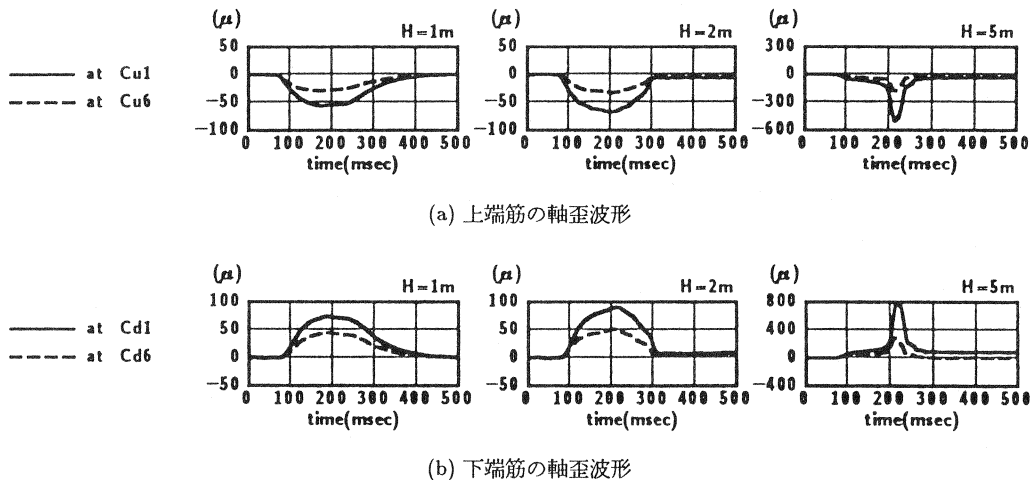


図-3 各落下高さに対する上下端筋の軸歪波形

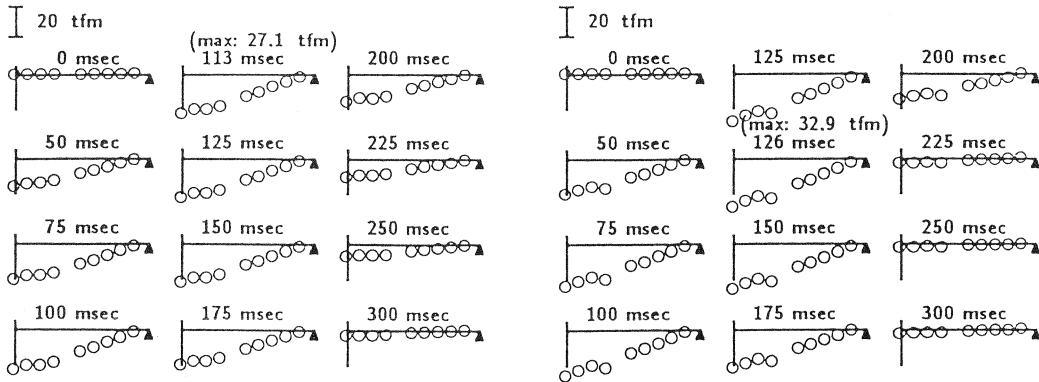
図-4には、図-3と同様に落下高さ $H=1, 2, 5\text{ m}$ における主桁の曲げモーメント分布の経時変化を示している。各曲げモーメントは、上・下端筋の実測歪を基にして軸歪成分を排除し、平面保持とコンクリートのひび割れ発生時の引張歪を $300\ \mu$ と仮定して算定している。なお、 $H=2\text{ m}$ までは最大 $300\ \mu$ 以下の引張歪となっていることより、全断面有効となる。

図より $H=1\text{ m}$ の場合には曲げモーメントは載荷点部領域で類似の値を示し、その後支点に向かって線形に減少し静的な部分分布荷重載荷と同様な分布となっている。 $H=2\text{ m}$ の場合には、載荷点部の影響が示されず、概略支点からスパン中央部まで静的な集中荷重載荷と同様な線形な分布となっている。また、 $H=5\text{ m}$ の場合には線形分布の性状が $H=2\text{ m}$ の場合より一層明確となっていることがわかる。

上述のように曲げモーメント分布が静的荷重載荷と同様な分布を示していることより、スパン中央部に集中荷重が載荷しているものと仮定して最大曲げモーメントより概算した載荷荷重(実験値)を表-3に示す。また、表にはEPS材の吸収エネルギーと重錘落下による運動エネルギーが等価であるとして算定⁶⁾した衝撃力(理論値)およびEPS材の変形量を併せて示している。

落下高さ $H=1, 2\text{ m}$ では、載荷荷重の実験結果は理論値とほぼ類似の値を示し、衝撃エネルギーがEPS材によ

って効率よく吸収されていることが荷重レベルにおいても確認できる。これに対し、 $H = 5\text{ m}$ の場合には載荷荷重の概算値は 177.2 tf で、設計荷重 128.3 tf よりも大きな値となり、 2 m 落下時の6倍以上の荷重が作用していることがわかる。この場合、重錘落下による運動エネルギーを吸収するためのEPS材の必要変形量を算定した結果は 1.08 m となっており、積層厚が 1 m の場合にはEPS材が完全に重錘の落下エネルギーを吸収できず、衝撃的な荷重が桁に作用しているということが概算からも確認できる。



(a) $H = 1\text{ m}$ の場合

(b) $H = 2\text{ m}$ の場合

(c) $H = 5\text{ m}$ の場合

表-3 各落下高さに対する載荷荷重

重錘落下高さH(m)	1	2	5
応答歪値より算定した最大曲げモーメント(tfm)	27.1	32.9	221.5
曲げモーメントから推定した載荷荷重(tf)	21.6	26.4	177.2
EPS材の変形量(cm) (理論値)	26.8	46.5	108.0
EPS材の吸収エネルギーから推定した載荷荷重(tf)	24.3	26.8	-

図-4 PC-Rの主桁曲げモーメントの時系列分布

4.2 各試験体の最終ひび割れ状況および変形量

図-5には各試験体の実験終了後における前面および背面の最終ひび割れ状況を示している。

最も落下高さの小さいPC-10の場合にはひび割れが発生しているもののフランジ部、主桁部ともコンクリートに剝離は生じていない。桁前面および背面のひび割れ状況をも、載荷点直下部の主桁、フランジ部ではともにほぼ鉛直方向のひび割れが進行し、載荷端部から支点近傍部では傾きが約 45° の斜めひび割れが発生している。これより、前者の載荷点部では曲げひび割れが、後者の載荷端部と支点近傍部間ではせん断ひび割れが卓越しているように考えられる。また載荷端部と支点近傍部間の領域に発生している斜めひび割れは、特に桁前面において $40 \sim 50\text{ cm}$ 程度の幅をもって発生しており、その帯部にアーチ作用が形成され衝撃力を支点に伝達しているものと考えられる。スパン中央部フランジ側面のひび割れは、桁下縁部にPC鋼線を配置した小型PC模型を用いた既往の実験結果⁷⁾より明らかになっているように、主桁下部に配置したPC鋼棒によるプレストレス力によって桁がはね返り現象を

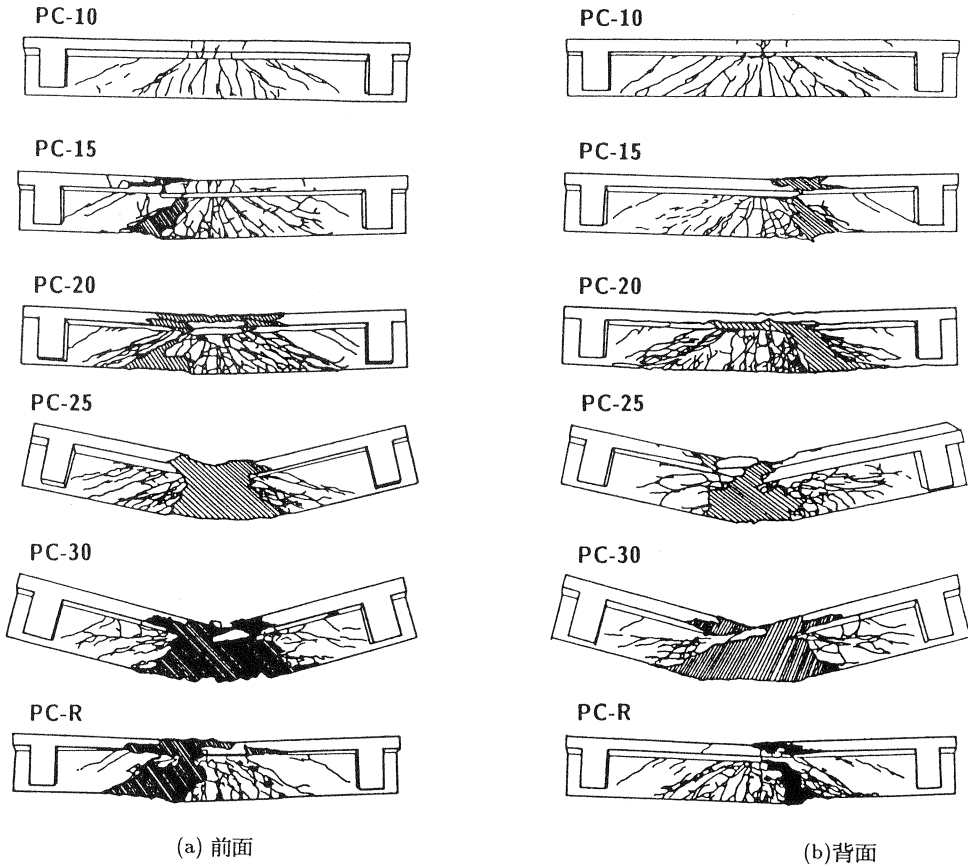


図-5 各桁のひび割れ状況

起こして負荷状態となり、その結果発生した曲げひび割れであるものと考えられる。PC-15 ~ -30 の場合は全て桁側面あるいはフランジでコンクリートの剝離現象がみられ、大きく損傷している。剝離領域の大きさは落下高さとともに大きくなっている。PC-15、-20 の場合は載荷点直下のひび割れが落下高さの増大とともに密になっているものの、ひび割れ状況としては PC-10 と類似であるものと考えられる。PC-10 と異なる点は荷重載荷端部付近の曲げとせん断変形の遷移領域において、コンクリートの剝離が生じている点である。これは衝撃力の増大とともにアーチ部の圧縮力も増大し、遷移領域が弱点となって載荷点部の曲げ領域が押し抜かれるようになるためと考えられる。PC-R は PC-15 と PC-20 の中間的な状態となっており、繰り返し荷重と単一載荷でひび割れ状態に大差のないことがわかる。一方、PC-25、-30 の場合は重錘径と同様の幅で載荷部が桁の高さ方向に壊滅的に破壊されている。ひび割れはその破壊面より 45° 方向に進展しており PC-10 ~ -20 のようなアーチ作用は形成されていないようである。これは過大な衝撃荷重が作用したために載荷点部のコンクリートの圧壊と PC 鋼棒や鉄筋が降伏し桁が大きく角折状態になったためと考えられる。特に PC-30 の場合は桁中央部下縁が 57 cm の桁下空間以上に変形し、桁下のコンクリート基礎によって変形が拘束されている状態であった。

表-4 最大変位および折角度の一覧

試験体名	Δ (cm)	$2\Delta/l$
PC-R	9.3	0.037
PC-10	-0.2	-0.001
PC-15	6.4	0.026
PC-20	10.2	0.041
PC-25	48.4	0.194
PC-30	63.0	0.252

表一4に各試験体の残留変形量 Δ および平均的な最終折れ角度 ($2\Delta/l$) を示している。表より、PC-20 までは折れ角が 0.05 ラジアン以下であるのに対し、PC-25、-30 の場合は約 0.2 ラジアン以上で前者のほぼ 4 倍以上の値となっていることがわかる。最終ひびわれ状況、折れ角度より本実験で用いた PC 桁の限界状態は PC-20、すなわち 5 tf の重錘を落下高さ 20 m より落下衝突させた場合と推察される。

5. ま と め

PC 製覆工の基本構造である PC 単桁の衝撃荷重載荷時の耐荷性状を検討することを目的として、実大 PC 桁に緩衝材として 1 m 厚の EPS 材を設置し、5 tf の重錘を用いた重錘落下衝撃実験を行った。本実験では 3 tf の落石が高さ 10 m より落下する場合を想定して落石対策便覧に基づいて設計された純スパン 5 m、桁高 90 cm でポストテンション方式でプレストレスを導入した PC 桁を用いている。本実験で得られた結果を要約すると、

- 1) PC 桁は落下高 $H = 2$ m 程度までは弾性的に挙動している。
- 2) 落下高 $H = 5$ m では静的換算の荷重が 177.2 tf で、設計荷重 128.3 tf より大きな値になっておりひび割れが発生しているものと考えられる。
- 3) 最大落下高さが $H = 15$ m である PC-R のひび割れ状況は PC-15 と PC-20 の中間的なものになっており、繰り返し荷重載荷と単一荷重載荷で著しい差異は示されていない。
- 4) PC-10 ~ -20 は支点部と載荷点部間にアーチ作用が形成され類似の破壊モードを示している。
- 5) PC-25、-30 は載荷点部が壊滅的に破壊され崩壊状態である。
- 6) PC-20 までの桁の折角は 0.05 ラジアン以下、PC-25,30 はほぼ 0.2 ラジアン以上であり、本実験で用いた PC 桁に対する限界衝撃荷重は 5 tf 重錘で落下高さが 20 m の場合であると考えられる。

参考文献

- 1) 大塚久哲, 佐藤弘史, 長尾彰洋, 横山功一: PRC 桁の衝撃載荷時の挙動について, 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.83~88, 1993.6.
- 2) 大塚久哲, 横山功一, 東久保正徳, 長尾彰洋: PC 製逆 L 型ロックシェッドヒンジ部の静的及び衝撃試験, 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.254~263, 1993.6.
- 3) 松葉美晴, 後藤吉晴, 佐藤 彰, 他: 実物 PC 製シェッドの落石による破壊実験について (1), (2), 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.241~253, 1993.6.
- 4) 園田佳巨, 佐藤紘志, 石川信隆: PC 落石覆工の衝撃応答解析, 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.264~269, 1993.6.
- 5) 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.145~150, 1993.2.
- 6) 吉田 博, 松葉美晴, 法貴貫志郎, 久保田努: 発泡スチロールの落石に対する緩衝効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 427 号/VI-14, pp.143~152, 1991.3.
- 7) 田村富雄, 三上 浩, 岸 徳光, 松岡健一: AFRP ロッドを緊張材に用いた PC 梁の衝撃挙動に及ぼす緊張材位置の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.929~934, 1993.6.