

## プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計例

石井祐二<sup>1</sup>・森拓也<sup>2</sup>・清水徹<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 住友建設(株) PC設計部 (〒160-8577 東京都新宿区荒木町13-4)

<sup>2</sup>正会員 (株)ピー・エス 土木技術部 (〒170-0004 東京都豊島区北大塚1-13-17)

<sup>3</sup>正会員 大成建設(株) 土木本部土木設計第二部 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿1-25-1)

### 1. はじめに

従来、橋脚は上部工重量を支える軸力部材であると認識されていたが、先の兵庫県南部地震に見られるようにな大きな応答加速度が作用した場合には、橋脚も曲げの卓越する部材となる。曲げ部材にプレストレスを導入することの有利性は復元力や耐荷力の面で明白であり、コンクリート橋脚もPC構造とすることにより地震後の残留変位や損傷度合に対してきわめて有利な構造になるといえる。(社)プレストレストコンクリート技術協会においては、「橋脚PC構造研究委員会」(委員長:池田尚治横浜国立大学教授)を設立し、平成9年度から2年間にわたりPC橋脚の耐震性に関する実験的研究(PC橋脚供試体(24種類)の静的正負交番載荷実験を実施)が行われた。またその研究成果を「プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン」(平成11年11月)<sup>1)</sup>(以下、ガイドライン)にまとめている。

本報告は、ガイドラインに基づいた1本柱のPC橋脚の耐震設計例と、ガイドラインに示されたPC部材の復元力モデルを用いた動的解析について報告するものである。

### 2. 耐震設計ガイドラインの概要

試設計の説明に必要となる項目について、以下にガイドラインの概要を示す。ガイドラインは「道路

橋示方書・同解説V耐震設計編」<sup>2)</sup>(平成8年12月)(以下、道示V)に準じて、橋の重要度に応じて必要とされる耐震性能を確保することを目標とした性能照査型としている。

#### (1)地震動

地震動は道示Vに従い、中規模地震と大規模地震(タイプIおよびタイプII)を考慮する。一般に中規模地震に対する照査は震度法により行い、大規模地震に対する照査は地震時保有水平耐力法による。

#### (2)エネルギー一定則の適用性

鉄筋コンクリート(RC)橋脚において、地震時非線形応答を簡便的に推定する方法として、一般的にエネルギー一定則が用いられている。PC橋脚はRC橋脚に比べて減衰が小さく、原点指向型復元力特性を示すことを考慮し、エネルギー一定則のPC橋脚への適用性について検討を行っている。検討は1質点系モデルを対象に非線形動的解析を行い、復元力モデルの相違が応答値に及ぼす影響を確認した。その結果

RC橋脚と比較して等価減衰定数が30%程度以上のPC橋脚は、RC橋脚とほぼ同じ応答塑性率を示し、固有周期0.6秒以下の短周期帯の構造物で、弾性応答荷重に対する降伏耐力の比を低くしすぎなければ、エネルギー一定則でおおむね安全側に評価できる。

という知見が得られている<sup>1)3)</sup>。

### (3) PC橋脚の終局限界状態の定義

ガイドラインでは、PC橋脚の終局をコアコンクリートの健全性が維持できるような軸方向鉄筋の座屈開始程度としている。実験結果によると軸方向鉄筋の座屈後もじん性に富んだ性状を示すことがわかっているが、終局限界状態を軸方向鉄筋の座屈開始程度とした場合、プレストレス量によらず曲率塑性率 $\mu_\phi$  ( $\phi_u/\phi_y$ ) は15程度(交番載荷実験供試体の変位塑性率では6程度)となる。従って、曲率塑性率 $\mu_\phi=15$ を終局限界状態としている。

#### a) 終局耐力 $P_u$

道示V9.3により算出するものとしているが、実験結果より便宜的にかぶりはく離を考慮せずに断面の最外縁位置において、コンクリートの終局ひずみに達するときとして算出する。

#### b) 終局変位 $\delta_u$

終局曲率塑性率 $\mu_\phi=15$ として次式により算出する。

$$\delta_u = \delta_y + \phi_y (\mu_\phi - 1) L_p \left( h - \frac{L_p}{2} \right)$$

$\delta_y$  : 降伏変位 (m)

$\phi_y$  : 降伏曲率 (1/m)

$\mu_\phi$  : 終局曲率塑性率 = 15

$L_p$  : 塑性ヒンジ長 (m) = 0.5D

D : 断面高さ (m)

h : 橋脚基部から上部工構造慣性力作用位置までの距離 (m)

### 3. PC橋脚の設計

以下に、ガイドラインに基づいた1本柱PC橋脚の地震時保有水平耐力法による試設計例を示す。

(本試設計例では、重力加速度を $10\text{m/sec}^2$ として換算している)

#### (1) 設計条件

下部構造 (図-1, 2 参照)

橋脚 : T型PC橋脚 (h=20m)

使用材料

コンクリート :  $\sigma_{ck} = 35 \text{ MPa}$

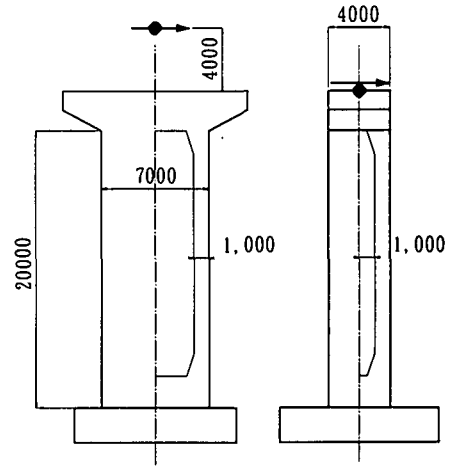


図-1 橋脚一般図

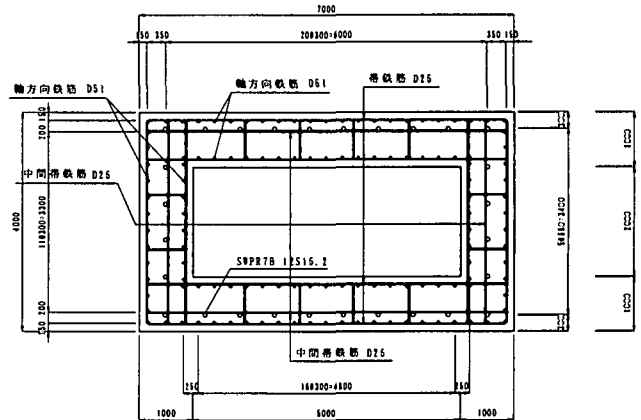


図-2 橋脚断面図

鉄筋 SD345 :  $\sigma_y = 350 \text{ MPa}$

PC鋼材 : SWPR7B 12S15.2

$\sigma_{pu} = 1900 \text{ MPa}$

$\sigma_{py} = 1600 \text{ MPa}$  プレストレス量 2MPa

上部工重量 :  $W_u = 40000 \text{ kN}$

橋の重要度 : B種の橋

地域区分 : A地域

地盤条件 : I種地盤

#### (2) 骨格曲線の算出

PC橋脚もRC橋脚と同様、エネルギー一定則が成り立つものとし、水平力-水平変位の骨格曲線は完全弾塑性とする。

コンクリートの応力-ひずみ関係は道示V9.4により算出する。ひび割れ時・初降伏時・降伏時については道示V9.3により算出し、終局時については「PC橋脚の終局限界状態の定義」に基づき算出する。PC橋脚の場合の初降伏とは、RC橋脚と同様、

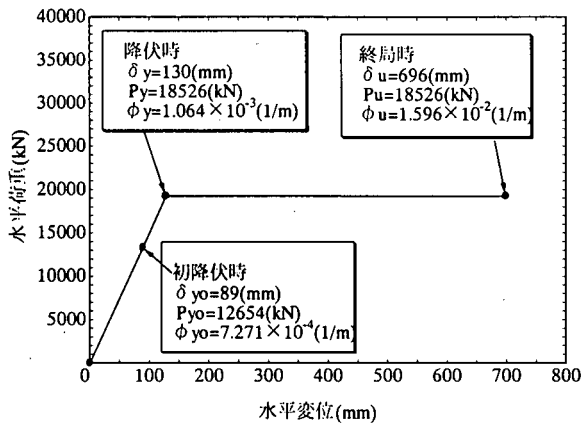


図-3 橋軸方向の骨格曲線 (タイプ I)

最外縁の鉄筋の降伏をもって初降伏とする。

タイプ I 地震動に対する橋軸方向の骨格曲線を図-3に示す。

### (3) 固有値および設計水平震度の算定

設計振動単位が 1 基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合として、1 自由度系の振動理論を用いて固有周期を求め計水平震度を算定した。

表-1 に算定結果を示す。

表-1 固有周期および設計水平震度

			橋軸方向	橋軸直角方向
固有周期	T	sec	1.108	0.872
設計水平震度	タイプ I	khc	0.70	0.70
	タイプ II	khc	1.08	1.49

### (4) 橋脚躯体の安全性の判定

#### a) 破壊形態の判定

道示 V9.5 によりせん断耐力を算出し、破壊形態を判定する。ガイドラインでは原則として十分な帯鉄筋を配置し、曲げ破壊型となるように計画された PC 橋脚を対象としている。

タイプ I 地震動に対する橋軸方向の照査結果を示す。

$$P_u = 18526 \text{ (kN)} \leq P_s = 23248 \text{ (kN)}$$

ゆえに、曲げ破壊先行型と判定される。

#### b) 地震時保有水平耐力の照査

許容塑性率を求め、等価水平震度を算出する。

タイプ I 地震動に対する橋軸方向の照査結果を示す。

$$P_a = P_u = 18526 \text{ kN}$$

$$K_{he} \times W = 18110 \text{ kN}$$

$$W = W_u + c_p W = 45275 \text{ kN}$$

$$P_a \geq K_{he} \times W$$

ゆえに、地震時保有水平耐力が慣性力を上回っていることから安全性を満足する。

#### c) 残留変位の照査

対象橋梁は B 種の橋として、残留変位  $\delta_R$  の照査を行う。橋脚の許容残留変位は、橋脚下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ  $h$  の  $1/100$  とする。

$$\delta_{Ra} = \frac{h}{100} = 0.20 \text{ (m)}$$

PC 橋脚の残留変位は、実験結果より PC 鋼材の耐力分担率  $\gamma$  と応答変位  $\delta_m$  を用いて次式で表される。

$$\delta_R = 0.6(1-\gamma)(\delta_m - \frac{P_u}{K_y}) = 0.120 \text{ (m)}$$

ここで  $\delta_m = \mu_R \delta_y$

$\mu_R$  : 橋脚の応答塑性率

$$\mu_R = \frac{1}{2} \left( \left( \frac{K_{hc} \times W}{P_u} \right)^2 + 1 \right) = 3.82$$

$$\gamma = \frac{M_{pu}}{M_{pu} + M_{su}}$$

$\gamma$  : PC 鋼材の耐力分担率

$M_{pu}$  : PC 鋼材が負担する耐力

$M_{su}$  : 鉄筋が負担する耐力

$$\delta_R (=0.12) \leq \delta_{Ra} (=0.20)$$

ゆえに、残留変位についても満足する結果となった。

タイプ I およびタイプ II 地震動に対する安全性の判定結果を表-2 に示す。

#### (5) RC 橋脚との比較

上述した設計条件を RC 橋脚で設計した場合の断面形状を図-4 に、タイプ II 地震動に対する橋軸方向の設計結果の比較を表-3 に示す。

本設計例では PC 橋脚と比べて橋軸方向幅が 2 m 大きく必要となり、固有周期が短く等価水平震度が大きい。軸方向鉄筋量は約 2.5 倍に増える。

表-2 安全性の判定結果

		橋軸方向	
		タイプ I	タイプ II
(地震時保有水平耐力の照査)			
設計水平震度	Khc	0.7	1.08
許容塑性率	$\mu a$	2.451	3.894
等価水平震度	Khe	0.40	0.41
等価重量	W	kN	45275
$khe \cdot W$		kN	18110
水平耐力	Pa	kN	18526
判定 $Pa \geq Khe \cdot W$		OK	OK
(残留変位の照査)			
応答塑性率	$\mu R$	1.963	3.904
降伏変位	$\delta y$	m	0.130
応答変位	$\delta m$	m	0.255
PC鋼材耐力分担率	$\gamma$	0.459	
残留変位	$\delta R$	m	0.041
許容残留変位	$\delta Ra$	m	0.200
判定 $\delta R \leq \delta Ra$		OK	OK

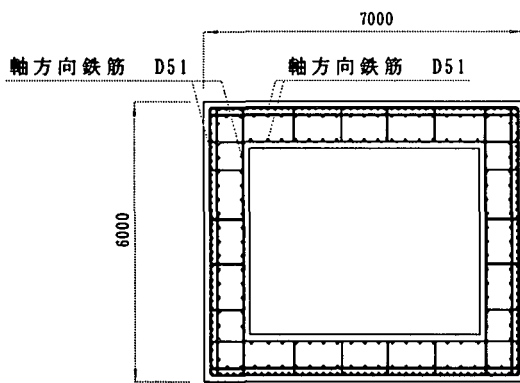


図-4 RC橋脚の断面形状図

表-3 RC橋脚とPC橋脚の比較

		RC橋脚	PC橋脚
橋軸直角方向幅	b(m)	7.0	7.0
橋軸方向幅	h(m)	6.0	4.0
中空部断面積	$A_c(m^2)$	22.0	18.0
橋脚重量	$W_p(kN)$	13640	10550
鉄筋断面積	$A_s(m^2)$	0.6040	0.2437
PC鋼材断面積	$A_p(m^2)$	—	0.0466
固有周期	T(sec)	0.613	1.108
設計水平震度	Khc	2.00	1.08
等価水平震度	Khe	0.60	0.41
保有水平耐力	Pa(kN)	33880	18741
慣性力	$Khe \cdot W$	28092	18563
判定		OK	OK

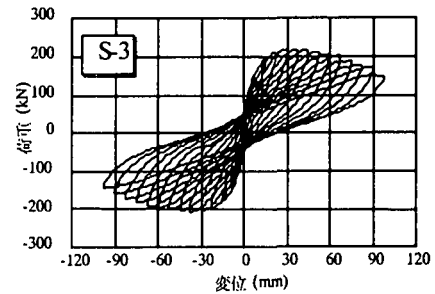
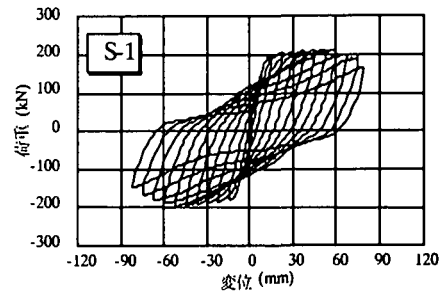


図-5 荷重-変位関係(実験)

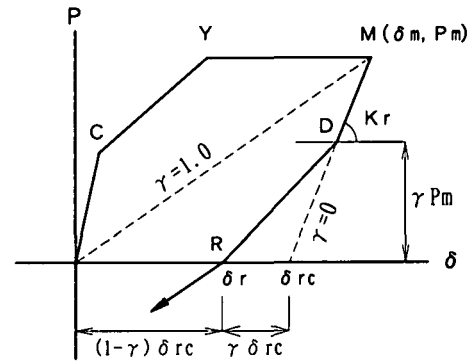


図-6 第1除荷点および残留変位

#### 4. PC橋脚の非線形動的解析

##### (1) PC橋脚の復元力モデル

平成9年度から平成10年度にかけて橋脚PC構造研究委員会において実施したPC橋脚供試体(24種類)の静的正負交番載荷実験結果からガイドラインでは復元力モデルを提案し、その検証を行っている<sup>14)</sup>。図-5にRC橋脚、PC橋脚(プレストレス量4Mpa)の荷重-変位関係の実験結果の一例を示す。

提案されたPC橋脚の復元力モデルを図-6に示す。復元力のモデル化にあたっては、剛性低下型トリリニアモデル(武田モデル)を基本とし、降伏点(Y点)までは武田モデルに従い、それ以降の除荷経路においてPC部材特有の復元力特性を考慮した。除荷時は、武田モデルの除荷剛性( $K_r$ )で $\gamma$ により

決定される除荷勾配の変化点（以下、第1除荷点（D点））まで除荷される。その後、正負交番載荷実験において載荷荷重を0に戻したときの変位（以下、残留変位（R点））を通過し、逆側の最大応答点に向かう設定とした。

ここに $\gamma$ は前述のPC鋼材の耐力分担率である。

図中の記号は以下の通り。

$$K_r = \frac{P_c + P_{y0}}{\delta_c + \delta_{y0}} \cdot \mu^{-\alpha}$$

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_{y0}}$$

$$P_d = \gamma P_m$$

$$\delta_d = \delta_m + \frac{P_d - P_m}{K_r}$$

$$\delta_r = (1 - \gamma)\delta_{rc}$$

( $\gamma \geq 0.8$  の時,  $\gamma = 0.8$  とする)

$$\delta_{rc} = \delta_m - \frac{P_m}{K_r} \quad (0 \leq \gamma \leq 1.0)$$

Pは復元力、 $\delta$ は変位、 $K_r$ は除荷剛性、 $\alpha$ は剛性低下率を示す。添字c, y0, m, dは、それぞれひび割れ時、鉄筋初降伏時、最大応答時、第1除荷点を表す。 $\delta_r$ は残留変位を、 $\delta_{rc}$ は最大応答点から武田モデルに従って除荷されたときの残留変位を表す。

## (2) PC橋脚の動的解析による設計計算例

地震時保有水平耐力法による設計例のモデルに対して、前項の復元力モデルを用いた非線形動的解析を行った結果を示す。

### a) 解析法

橋脚の非線形性を直接非線形履歴モデルに取り込んだ時刻歴応答解析を行った。積分法はNewmarkの $\beta$ 法( $\beta=0.25$ )とし、解析の時間間隔は0.002秒とした。

### b) 解析モデル

橋軸方向の解析モデルを図-7に示す。

本解析における変形の評価は、塑性ヒンジ部では断塑性回転バネ（曲げモーメント-曲率関係）により、それ以外の領域では非線形はり（曲げモーメント-曲率関係）により行った。

### c) 減衰

等価減衰定数を0.02として固有値解析を行い、

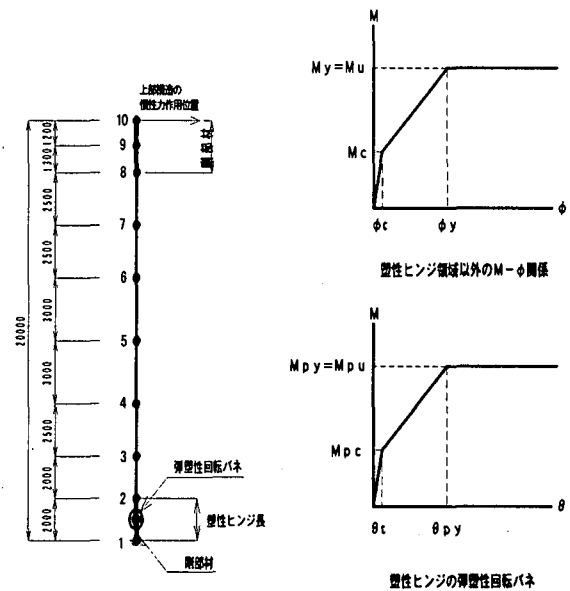


図-7 骨組み構造モデル

Rayleigh減衰の係数を算定した。

### d) 入力地震動

道示V6.3に規定される標準加速度応答スペクトルに近い特性を有するように、既往の強震記録を振動数領域で振幅調整した加速度波形を用いた。

## (2) 動的解析結果

橋軸方向についてのタイプI-1地震波に対する時刻歴解析結果を図-8に示す。

### (3) 安全性の判定

ガイドラインでは、安全性の判定に以下の3つの項目を照査することとしている。

- ・塑性ヒンジ部の応答回転角が許容回転角以下であること。
- ・各部材の応答せん断力がせん断耐力以下であること。
- ・地震後の残留変位が許容残留変位以下であること。

#### a) 応答回転角に対する照査

許容回転角 $\theta_{pa}$ は次式により算出した。

$$\theta_{pa} = \theta_{py} + \frac{\theta_{pu} - \theta_{py}}{\alpha}$$

ここに、

$\theta_{py}$ : 塑性ヒンジの降伏回転角 (rad)

$\theta_{pu}$ : 塑性ヒンジの終局回転角 (rad)

$\alpha$ : 安全係数 (タイプI: 3, タイプII: 1.5)

橋軸方向についての照査結果を表-4に示す。

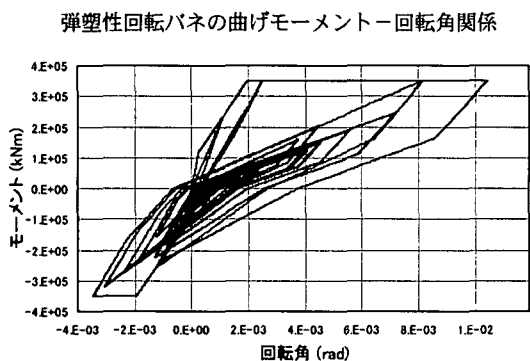
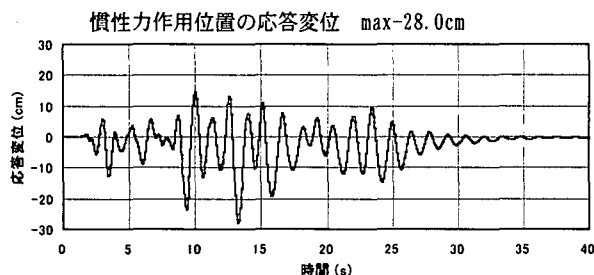
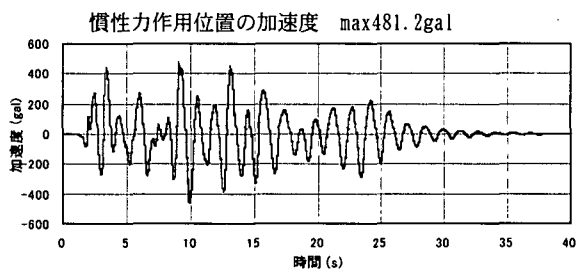


図-8 動的解析結果 (橋軸方向, Type I-1)

表-4 塑性ヒンジ部の応答回転角に対する照査 (橋軸方向)

		タイプⅠ	タイプⅡ
降伏回転角	$\theta_{py}$	0.001955	0.001978
終局回転角	$\theta_{pu}$	0.031746	0.032134
安全係数	$\alpha$	3.0	1.5
許容回転角	$\theta_{pa}$	0.011885	0.022082
最大応答回転角	$\theta_{max}$	0.007824	0.008874
判定		OK	OK

(回転角単位: rad)

### b) せん断力に対する照査

せん断耐力は道示V9.5により算出した。ここに、橋軸方向の塑性ヒンジ部についての照査結果を表-5に示す。

表-5 せん断力に対する照査 (橋軸方向 kN)

	タイプⅠ	タイプⅡ
せん断耐力	23248	23801
最大応答せん断力 (3波平均)	21141	21976
判定	OK	OK

### c) 残留変位に対する照査

表-6に照査結果を示す。

表-6 残留変位に対する照査

		タイプⅠ	タイプⅡ
残留変位	$\delta R$ (cm)	0.12	0.08
許容残留変位	$\delta Ra$ (cm)	20	20
判定		OK	OK

## 5. おわりに

本報告では、1例としてI種地盤上で高さ20mのPC橋脚に対する試設計結果を示し、以下のことを確認した。

- ・地震時保有水平耐力法の適用が有効であることをもとに試設計を行い、試設計モデルでは、RC橋脚にくらべて断面を縮小(7m×6mから7m×4mへ)する事が可能であることを確認した。

- ・実験結果から提案されたPC橋脚の復元力モデルを用いて試設計モデルにおいて非線形動的解析を行い、安全性の確認を行った。

以上、「プレストレストコンクリートの耐震設計ガイドライン」ならびに本報告がPC橋脚の今後の発展に寄与することができれば幸いである。

**謝辞:** 本報告は、(社)プレストレストコンクリート技術協会「橋脚PC構造研究委員会」(委員長:池田尚治横浜国立大学教授)の研究成果、ガイドラインに基づきその一部を報告したものである。ここに関係各位に謝意を表する。

### 参考文献

- 1) PC技術協会:「プレストレストコンクリートの耐震設計ガイドライン」(平成11年11月)
- 2) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編(平成8年12月), 1996.12
- 3) 増川, 日紫喜, 新井:「PC構造へのエネルギー一定則の適用性検討」, 第9回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp703-708, 1999, 10
- 4) 鈴木, 森, 山口, 池田:プレストレストコンクリート橋脚の復元力モデル, 第9回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp673-678, 1999, 10