

実設計におけるPC橋脚の耐震設計手法

名古屋高速道路公社	非会員	加藤三樹夫
同上	非会員	森 成顕
大日コンサルタント(株)	非会員	平塚 史男
(株)ピー・エス	正会員	○ 武村 浩志

1. はじめに

橋脚の耐震性能と地震後の供用性能を高めることを目的に、RC橋脚の鉛直方向にプレストレスを導入したPC橋脚に関しては、平成11年11月にプレストレストコンクリート技術協会から「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」(以下、ガイドライン)が刊行され、その設計手法はある程度確立されてきている。これに基づき多くの試設計が行われ、その結果は様々な方面で報告されているが、これらはあくまで橋脚1本に対するものであり、橋全体系を考慮したものではない。連続橋の設計においては、各々の橋脚を設計する際にも、設計水平震度の算出などは橋全体系を考慮して行うわけであり、橋脚1本だけの検討では実際に則した設計とは言えない。このようなことから、実設計に基づいたPC橋脚に対する耐震設計を今回実施したので、その結果をここに報告する。

2. 対象橋梁

連続橋に対する検討を行うために、今回の検討対象橋梁は図-1に示す4径間連続鋼箱桁橋を仮定した。PA7からP112までの高さの異なる5本の橋脚で構成されており、そのうちのPA7からPA10が断面形状の等しいRC橋脚(5000mm×3500mm)となっている。今回の設計は、その中のPA8をPC橋脚に変更するものとした。すべての橋脚をPC化することも考えられるが、占有幅の制限等から一部の橋脚断面を縮小させる必要があることや、PC橋脚が経済的になるのは橋脚高10~20mが一般的であり、これ以外の高さでは不経済になる場合があることなどを考えると、このように一連の橋脚の一部をPC化することは十分に考えられることである。表-1に本橋の設計条件を示す。

表-1 設計条件

下部工形式	張り出し式橋脚
基礎工形式	場所打ち杭 φ1500
支承条件	反力分散支承
地域区分	A地域
重要度区分	B種の橋
地盤種別	Ⅲ種地盤
上部構造重量	7100 kN

3. PC橋脚の最適断面

RC橋脚をPC橋脚に変更する場合、その変更パラメータが断面寸法、鉄筋量、PC鋼材量、導入緊張

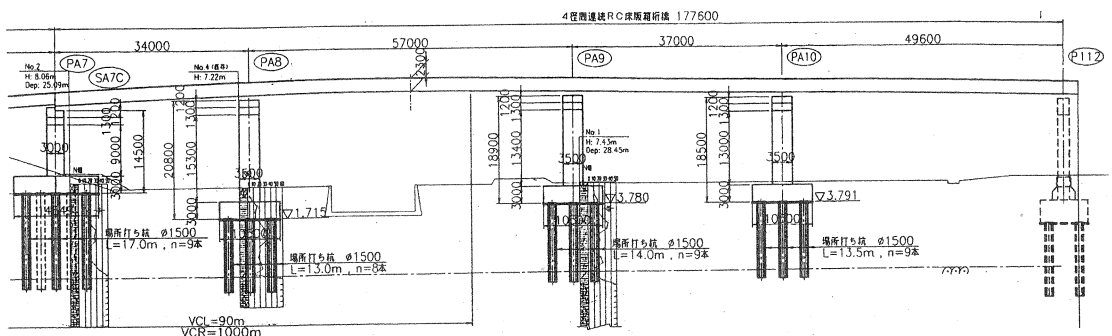


図-1 橋梁一般図

力など数多く存在するため、まずはPC橋脚の最適断面諸元を模索する必要がある。このようなことから、今回数種類のケーススタディを行い、これらからPC橋脚の最適断面諸元をある程度明らかにした。以下にその結果を示す。

(1) 耐力はRC橋脚と同程度

今回のようにRC橋脚をPC橋脚に変更する場合、その耐力はRC橋脚と同程度とすることが望ましい。耐力をRC橋脚より小さくすることが望ましくないのは当然のことながら、大きくしすぎるとその負担が基礎構造へと移り、橋脚よりも先に基礎構造が破壊することになる可能性があるからである。

(2) プレストレスによる軸圧縮応力は2~4MPa

導入プレストレスが大きいほど残留変位の低下が顕著になることが既往の研究より明らかにされていることから、プレストレスによる軸圧縮応力が小さすぎると、PC橋脚としてのこのメリットが十分に発揮されないことになる。しかし、4MPa以上のプレストレスを導入しても残留変位に与える影響は少ないことも明らかにされており、さらに導入プレストレスが大きすぎると、震度法の照査時に圧縮応力がNGになる可能性もある。このようなことから、プレストレスによる軸圧縮応力は2~4MPaが最もふさわしい値だと思われる。

(3) PC鋼材と鉄筋の耐力分担率は0.5程度

PC橋脚の構造特性を決定するパラメータの1つにPC鋼材と鉄筋の耐力分担率が挙げられる。これは、全鋼材(鉄筋およびPC鋼材)が負担する抵抗曲げモーメントに対するPC鋼材のみが負担する曲げモーメントの比のことである。PC鋼材の耐力分担率が大きいということは導入プレストレスが大きいということになるため、上記(2)の理由からこの耐力分担率は中間的な値とすることが望ましい。また、適当な量のPC鋼材を配置することで、軸鉄筋の座屈に伴う急激な耐力低下がなく、じん性に富んだ粘りある挙動をしめす橋脚にすることができるとい点からも、PC鋼材と鉄筋の耐力分担率は0.5程度がふさわしいと考えられる。

(4) 降伏剛性はRC橋脚と同程度

連続橋の橋脚を設計する場合には各橋脚が負担する上部工重量を算出するが、ある橋脚の剛性が変化するとその負担重量が変化するため、剛性を变化させた橋脚のみならず、他の橋脚の設計にまで影響を及ぼす可能性がある。また、固有周期が変化することに伴い設計水平震度も変化する可能性があるため、これも他の橋脚の設計に影響を及ぼしてしまうことになる。このようなことを避けるためには、RC橋脚をPC橋脚に変更する場合、断面形状や配筋量は変化させるものの、その降伏剛性はRC橋脚と同程度とすることが望ましい。

図-2は、以上の条件を満たすPC橋脚断面と変更前のRC橋脚断面の比較図である。PC橋脚の曲げ耐力はRC橋脚に比べて、橋軸方向に対して101%、橋軸直角方向に対して82%となっている。また、プレストレスによる軸圧縮応力は

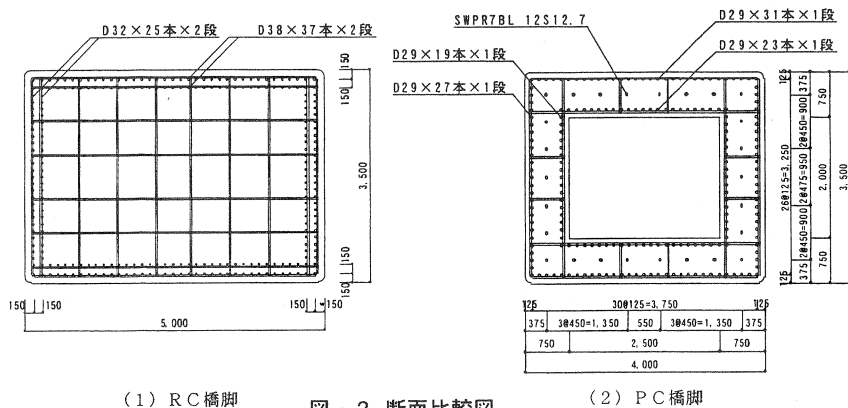


図-2 断面比較図

2.8MPa、P C鋼材の耐力分担率は0.53である。さらに、断面積および配筋量がR C橋脚に比べてそれぞれ51%に減少したが、その降伏剛性はR C橋脚の98%とほぼ等しい値となっている。

4. 地震時保有水平耐力法における照査

4. 1 固有値および設計水平震度の算出

図 - 2 に示したP C橋脚断面に対して地震時保有水平耐力法における照査を行うため、まず固有値および設計水平震度を算出した。ただし、上述したようにP C橋脚へ変更したPA8の降伏剛性が変更前の値とほぼ等しいため、本橋の固有値および設計水平震度は変更前の値と変わらなかった。表 - 2 に本橋の固有値および設計水平震度を示す。

4. 2 慣性力作用位置における水平力～水平変位の算出

上部構造の慣性力作用位置における橋脚の水平力～水平変位の関係を算出した。その算出方法は基本的に道路橋示方書と同様であるが、終局変位の算出方法は大きく異なっている。すなわち、R C橋脚(道示)では帯鉄筋比に応じて終局曲率が変化するのに対し、P C橋脚(ガイドライン)の終局曲率は降伏曲率の15倍と一定の値とされている。したがって、表 - 3 に示すようにP C橋脚とR C橋脚のタイプIIにおける終局変位に大きな差が生じる結果となった。これは図 - 3 に示す曲げモーメント～曲率関係の比較図からも明らかである。P C橋脚の終局時の定義を「軸鉄筋の座屈開始時」として、実験結果よりそれが曲率じん性率で15程度であったことから、このような終局変位の算出方法として規定されたようだが、その実験供試体の帯鉄筋比を見るとほぼすべて1.1%程度となっている。しかし、今回の橋脚の帯鉄筋比は1.8%であり、この高い拘束効果を有するP C橋脚の軸鉄筋の座屈開始時が、果たして曲率じん性率で15程度であるかどうかは疑問の残るところである。今回の設計では、安全側の配慮からガイドラインの規定に従ったが、これについては今後検討に値する点だと思われる。

4. 3 破壊形態の判定

橋脚のせん断耐力を算出し、それと曲げ耐力を比較することで破壊形態の判定を行った。その結果、表 - 4 に示すようにすべてのケースにおいてせん断耐力が曲げ耐力を上回っており、曲げ破壊型の橋脚であると判定された。なお、P C橋脚のせん断耐力がR C橋脚に比べて小さくなったのは、中空断面に

表 - 2 固有値および設計水平震度

			橋軸	橋軸直角
固有周期	T	sec	1.497	1.479
設計水平震度	タイプI	k_{hc}	1.00	1.00
	タイプII	k_{hc}	1.50	1.50

表 - 3 慣性力作用位置における水平力～水平変位

			橋軸		橋軸直角	
			PC	RC	PC	RC
初降伏	P_{y0}	kN	4869	5684	5495	6983
	δ_{y0}	mm	91	103	80	70
降伏	P_y	kN	7153	6966	8230	9795
	δ_y	mm	133	127	120	98
終局	P_{u1}	kN	7153	6966	8230	9795
	δ_{u1}	mm	716	615	712	420
	P_{u2}	kN	7230	6964	8335	9797
	δ_{u2}	mm	724	1225	721	831

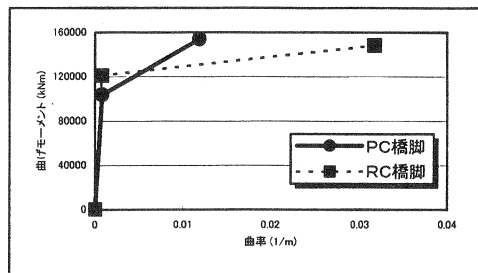


図 - 3 曲げモーメント～曲率関係

表 - 4 破壊形態の判定

			橋軸		橋軸直角	
			PC	RC	PC	RC
タイプI	せん断耐力	kN	14369	36449	16588	41655
	曲げ耐力	kN	7153	6966	8230	9720
	破壊形態		曲げ	曲げ	曲げ	曲げ
タイプII	せん断耐力	kN	14758	37535	17021	42636
	曲げ耐力	kN	7230	6964	8335	9797
	破壊形態		曲げ	曲げ	曲げ	曲げ

したためにせん断抵抗筋の本数が減少したためである。今回の設計ではこのことが問題となることは特になかったが、中空断面として設計する場合はこのことも留意する必要があると思われる。

4. 4 地震時保有水平耐力の照査

上部構造の慣性力作用位置における橋脚の水平力～水平変位の関係から、許容塑性率および等価水平震度を算出し、地震時保有水平耐力の照査を行った。その結果、表 - 5 に示すようにすべてのケースにおいて地震時保有水平耐力の照査を満足しており、PC橋脚の安全性の確認が行えた。ただし、4. 2 でも記述したように、PC橋脚とRC橋脚のタイプIIにおける終局変位に差が生じているため、許容塑性率および等価水平震度にも同様に差が生じる結果となった。すなわち、高い拘束効果を有するRC橋脚をPC橋脚にすることで等価水平震度が大きくなり、荷重条件として厳しい方向へと変化する。また、同一の設計振動単位では等価水平震度は同一の値を用いることになっており、それは各橋脚における等価水平震度の最大値であることから、PC橋脚の等価水平震度で他の橋脚も設計することになる。今回の設計では、この大きくなった等価水平震度でも各橋脚に対する照査は満足する結果となったが、満足しない結果となる場合も生じるであろう。このことからガイドラインにおける終局変位の算出方法は、検討すべき点だと思われる。

表 - 5 地震時保有水平耐力の照査

			橋軸		橋軸直角	
			PC	RC	PC	RC
タイプ I	許容塑性率	μ_a	2.457	2.285	2.640	2.030
	等価水平震度	k_{he}	0.51	0.53	0.48	0.57
	$k_{he} \cdot W$	kN	5025	6050	4729	6507
	保有水平耐力	kN	7153	6966	8230	9720
	判定		OK	OK	OK	OK
タイプ II	許容塑性率	μ_a	3.914	6.781	4.281	5.706
	等価水平震度	k_{he}	0.57	0.42	0.55	0.46
	$k_{he} \cdot W$	kN	5616	4795	5419	5251
	保有水平耐力	kN	7230	6964	8335	9724
	判定		OK	OK	OK	OK

表 - 6 残留変位の照査

			橋軸		橋軸直角	
			PC	RC	PC	RC
タイプ I	残留変位	m	0.017	0.064	0.007	0.011
	許容残留変位	m	0.213	0.213	0.213	0.213
	判定		OK	OK	OK	OK
タイプ II	残留変位	m	0.061	0.192	0.037	0.062
	許容残留変位	m	0.213	0.213	0.213	0.213
	判定		OK	OK	OK	OK

4. 5 残留変位の照査

本橋はB種の橋であるため残留変位の照査を行った。PC橋脚の残留変位の算出方法は、終局変位の算出方法と同様に道路橋示方書とは異なり、PC鋼材の耐力分担率の関数となっている。すなわち、PC鋼材の耐力分担率が大きいほど残留変位は小さくなるものである。今回のPC鋼材の耐力分担率は0.53であり、それを用いて残留変位の照査を行うと、表 - 6 に示すようにすべてのケースにおいて許容値を満足する結果となった。表 - 5 および表 - 6 からわかるように、PA8はRC橋脚の場合、保有水平耐力の照査よりも残留変位の照査で決定した断面であり、このような橋脚をPC化することは非常に有効である。

5. 非線形動的解析における照査

5. 1 解析法および解析モデル

地震時保有水平耐力法による耐震設計結果の照査という位置づけで、非線形動的解析による耐震設計を行った。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法を採用することとし、その積分方法はNewmark- β 法 ($\beta=0.25$)、積分時間間隔は0.001秒とした。図 - 4 に解析に用いた骨組みモデルを示す。橋脚のモデル化は、塑性ヒンジ部に曲げモーメントと回転角の関係を非線形としたトリリニア型の非線形回転ばねを設け、その他の部材には曲げモーメントと曲率の関係を非線形としたトリリニア型の非線形梁要素を設定した。また、その非線形履歴モデルとして、PA8のPC橋脚には原点指向型モデルを、その他のRC橋脚には武田モデルをそれぞれ用いた。図 - 5 にPA8橋脚のモデル図を示す。減衰

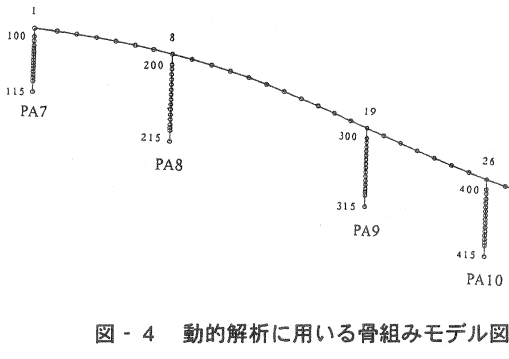


図 - 4 動的解析に用いる骨組みモデル図

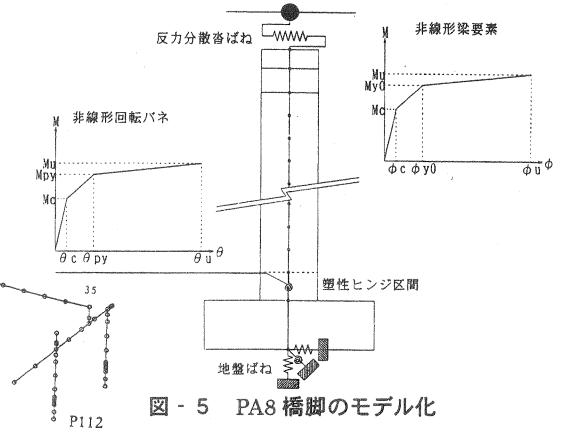


図 - 5 PA8 橋脚のモデル化

は、主要な振動モードに着目できるように Rayleigh 減衰とし、これに用いる係数を設定するための卓越する振動モードを算出する固有値解析を動的解析に先立ち行った。この際の各構造要素の減衰定数は、上部工 0.03、支承 0.02、橋脚 0.02、基礎 0.20 としている。入力地震動は、道示 V6.3(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、既往の強震記録を振動数領域で振幅調整された加速度波形を用いた。本橋がⅢ種地盤上にあることから、Ⅲ種地盤用のタイプⅠ地震波 3 波、タイプⅡ地震波 3 波の計 6 加速度波形を用い、照査にはこれら各タイプの応答結果を 3 波平均した値を用いて行った。また、死荷重による断面力を初期断面力とみなし、その初期状態に地震力を載荷した。なお、PA8 を RC 橋脚にした場合の解析も行い、RC 橋脚から PC 橋脚へ変更したことによる影響の確認も行った。

5. 2 安全性の照査

(1) 塑性回転角に対する照査

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を照査した。なお、許容回転角は次式により算出した。

$$\theta_{pa} = \theta_{py0} + \frac{\theta_{pu} - \theta_{py0}}{\alpha} \quad (\text{式 - 1})$$

ここで、 θ_{pa} : 許容回転角、 θ_{py0} : 初降伏回転角、 θ_{pu} : 終局回転角、 α : 安全係数 (タイプⅠ地震動に対して 3.0、タイプⅡ地震動に対して 1.5) である。表 - 7 にまとめた照査結果からわかるように、すべての橋脚において許容値を満足する結果となった。また、PA8 を RC 橋脚から PC 橋脚へ変更すると、各橋脚の応答値は RC 橋脚の場合の 1.4~2.3 倍程度大きくなるものの、許容値に対しては特に影響を及ぼすものではなかった。

(2) せん断力に対する照査

橋脚部の応答せん断力がせん断耐力以下であることを照査した。表 - 8 にまとめた照査結果からわかるよ

表 - 7 塑性回転角に対する照査

		PA7	PA8	PA9	PA10	
橋脚	タイプⅠ	最大回転角 rad	0.000176	0.004409	0.001827	0.001706
		許容回転角 rad	0.014003	0.010373	0.012007	0.011988
		判定	OK	OK	OK	OK
	タイプⅡ	最大回転角 rad	0.000370	0.007472	0.003521	0.003387
		許容回転角 rad	0.059470	0.019655	0.050557	0.050468
		判定	OK	OK	OK	OK
橋脚直角	タイプⅠ	最大回転角 rad	0.000081	0.002368	0.001014	0.000952
		許容回転角 rad	0.012532	0.010570	0.006647	0.006641
		判定	OK	OK	OK	OK
	タイプⅡ	最大回転角 rad	0.000200	0.005540	0.002298	0.001972
		許容回転角 rad	0.053207	0.020097	0.027070	0.027049
		判定	OK	OK	OK	OK

表 - 8 せん断力に対する照査

		PA7	PA8	PA9	PA10	
橋脚	タイプⅠ	最大せん断力 kN	4245	8791	9046	9048
		せん断耐力 kN	29673	14369	29561	29561
		判定	OK	OK	OK	OK
	タイプⅡ	最大せん断力 kN	5697	11419	12207	12186
		せん断耐力 kN	30511	14758	30564	30564
		判定	OK	OK	OK	OK
橋脚直角	タイプⅠ	最大せん断力 kN	3662	8848	8631	8609
		せん断耐力 kN	31749	16588	42055	42055
		判定	OK	OK	OK	OK
	タイプⅡ	最大せん断力 kN	4848	12533	12486	12374
		せん断耐力 kN	32501	17021	42967	42967
		判定	OK	OK	OK	OK

うに、すべての橋脚において許容値を満足する結果となった。また、PA8をRC橋脚からPC橋脚へ変更しても、各橋脚の応答せん断力は0.8~1.1倍程度とほとんど影響は及ばなかった。

(3) 残留変位に対する照査

残留変位が許容残留変位以下であることを照査した。なお、残留変位は、動的解析において地震動が終了した後継続して10秒間の自由振動解析を行って求めた。表-9にまとめた照査結果からわかるように、すべての橋脚において許容値を満足する結果となった。また、PA8をRC橋脚からPC橋脚へ変更すると、すべての橋脚において残留変位が半減することとなった。このことから、PC橋脚の残留変位に対する優位性が確認できた。

表-9 残留変位に対する照査

			PA7	PA8	PA9	PA10	
橋脚	タイプⅠ	残留変位	mm	2	2	2	2
		許容残留変位	mm	144	213	188	184
		判定		OK	OK	OK	OK
	タイプⅡ	残留変位	mm	3	2	3	2
		許容残留変位	mm	144	213	188	184
		判定		OK	OK	OK	OK
橋脚直角	タイプⅠ	残留変位	mm	10	9	9	9
		許容残留変位	mm	144	213	188	184
		判定		OK	OK	OK	OK
	タイプⅡ	残留変位	mm	5	7	9	7
		許容残留変位	mm	144	213	188	184
		判定		OK	OK	OK	OK

(4) 塑性ヒンジ以外の部材に対する照査

塑性ヒンジ領域以外の部材に対する照査を行った。その照査方法として、応答曲率が許容曲率以下であることとした。その許容曲率の算出方法は(式-1)の回転角を曲率に置き換えた式としている。その結果、各橋脚のすべての部材において、応答曲率が許容曲率を下回る結果となった。ここで、PA8をRC橋脚のままにした場合の結果と比較してみると、明らかにPC橋脚とした場合の方が応答値が大きいことがわかった。これは、図-3に示す曲げモーメント~曲率関係の比較図からもわかるように、橋脚基部の塑性回転ばねにおける降伏点以降の2次剛性の差が原因だと思われる。すなわち、PC橋脚の場合、塑性回転ばねが降伏した後もある程度の剛性を保つため、断面力が橋脚上部へ伝達されるものである。この現象も、ガイドラインにおける終局変位の算出方法に起因するものであり、高い拘束効果を有するPC橋脚の終局変位の算出方法が検討すべき点であるということを、あらためて思い起こさせるものである。

6. まとめ

(1) PC橋脚の最適断面諸元を検討し、プレストレスによる軸圧縮応力は2~4MPaとすること、PC鋼材と鉄筋の耐力分担率は0.5程度とすること、そしてRC橋脚からPC橋脚へと変更する場合は、耐力および降伏剛性をRC橋脚と同程度とすることが望ましいことが明らかになった。

(2) 帯鉄筋比が1%程度の橋脚であれば、連続橋の一部の橋脚をPC化しても特に問題なく設計でき、しかもRC橋脚に比べて断面積や鉄筋量を半分程度にまで減少させることができた。

(3) 高い拘束効果を有する橋脚の場合は、ガイドラインの規定に従うと終局変位がRC橋脚よりも小さくなり、それに伴い大きな等価水平震度で設計する必要があること、降伏点以降の2次剛性が大きくなり塑性ヒンジ上部の部材の応答へも影響を及ぼすことがわかった。

(4) 残留変位に対しては、地震時保有水平耐力法および非線形動的解析の両方において、RC橋脚に比べてPC橋脚の優位性が明らかになった。これと上記(3)のことを考慮すると、今回のPA8橋脚のように、保有水平耐力の照査からではなく残留変位の照査から決定した断面の橋脚をPC橋脚とすることがふさわしいと考えられる。

参考文献

- 1) 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
- 2) PC技術協会：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
- 3) PC技術協会：橋脚PC構造研究委員会発表論文集、平成11年11月