

# 論文 プレストレストコンクリート橋脚の地震応答挙動に関する研究

葛野 敦\*1・山口隆裕\*2・池田尚治\*3

**要旨:** 本研究は、橋脚基部の断面形状が異なるプレストレストコンクリート橋脚の地震応答挙動の把握を目的として静的正負繰返し载荷実験及び準動的载荷実験を行ったものである。実験の結果、基部の断面剛性に十分に配慮して設計することにより、中空断面PC橋脚は韌性に富んだ耐荷挙動を示し、中実断面と同様に地震後の供用性能において優れた耐震性能を持つことが明らかとなった。また、PC橋脚はRC橋脚の場合と同様に、その地震応答挙動はPC橋脚の固有周期と作用地震波の特性に依存するものでありかつ適切なプレストレスト量により、復元力特性の優れた橋脚を設計できることが示された。

**キーワード:** プレストレストコンクリート橋脚, 柱基部の断面形状, 軸方向鉄筋のアンボンド化, 地震応答挙動

## 1. はじめに

コンクリート橋脚の新しい構造形式として、プレストレストコンクリート橋脚(以下、PC橋脚)が提案されており、実験により優れた耐震性能を持つことが確認されている<sup>(1)(2)</sup>。PC構造では、断面を中空にすることによりプレストレストを効率よく導入でき、自重の軽減にもなる。しかしながら、PC橋脚で断面を中空とした場合、基部の断面形状により橋脚の耐荷挙動が脆性的になる恐れがあるので、これに対する検討が必要と思われた<sup>(1)(2)</sup>。本研究は、中空断面のPC橋脚を対象として基部の断面形状を実験要因とした载荷実験を行い、その地震応答挙動について検討したものである。また、PC橋脚の基部でのかぶりコンクリートの剥離などの大きな損傷は、併用している軸方向鉄筋の座屈が主原因であるので、これを抑制する目的で橋脚基部部分における主鉄筋とコンクリートの付着を取り除き(以下、アンボンド化)、基部損傷状況や耐荷挙動に与える影響について検討した。

## 2. 供試体と実験方法

供試体諸元を表-1に、供試体の形状を図-1に示す。供試体は、フーチング付き独立一本柱形式であり、柱断

面を40cm×40cmの正方形断面、フーチング天端から载荷点までの高さを150cmとしている。供試体の柱基部の設計に当たっては、断面の中実部と中空部の境目(以下、断面急変部)がフーチング天端よりD/2(D; 断面高さ)の高さとした供試体を用いて行われた実験<sup>(1)</sup>(以下、0シリーズ)の結果を参考にした。そこで、Aシリーズとしてフーチング天端より1Dの区間を中実にし、Bシリーズとして中実部をD/2としたまま、長さ50cmのD13鉄筋(以下、基部補強筋)を軸方向にフーチング天端より上側に追加配置した供試体を用いて実験を行うこととした。なお、断面急変部にハンチ

表-1 供試体諸元

供試体名	*1 目録コンクリート強度(MPa)		*2 プレストレスト強度(MPa)		*3 全軸圧縮応力度比(%)		*4 帯鉄筋比		
	強度(MPa)	強度(MPa)	強度(MPa)	強度(MPa)	鉄筋	PC鋼材	(%)	面	
A	PH-A-ST	6.0	4	8	2.0	0.72	1.04	2.11	中
	PH-A-PD								空
B	PH-B-ST	6.0	4	8	2.0	1.98	1.04	2.11	中
	PH-B-PD								空
U	PN-U-ST	3.5	1	4	1.4	0.71	0.49	0.53	実
	PN-U-PD								中
O	RH-O-ST, PD	6.0	4	0	6.7	5.08	0	2.11	中
	PH-O-ST, PD								空

\*1: (タグ) - (シリーズ名) - (载荷方法)  
 (タグ) P: PC, コンクリート強度; N: 普通強度, H: 高強度  
 (シリーズ名) Aシリーズ: 柱基部から1Dを中実とした。  
 Bシリーズ: 柱基部50cmに基部補強筋を配置した。  
 Uシリーズ: 柱基部20cm範囲の軸方向鉄筋をアンボンドとした。  
 Oシリーズ: 柱基部からD/2を中実とした。  
 (载荷方法) ST: 静的载荷, PD: 準動的载荷  
 \*2: 中空部に対する値  
 \*3: 軸圧縮応力度比(%) = ((軸応力度+プレストレスト)/目録コンクリート圧縮強度) × 100  
 \*4: 3cm間隔区間での中空部に対する値

\*1 横浜国立大学大学院 工学研究科計画建設学専攻 (正会員)  
 \*2 横浜国立大学助手 工学部建設学科 (正会員)  
 \*3 横浜国立大学教授 工学部建設学科, 工博 (正会員)

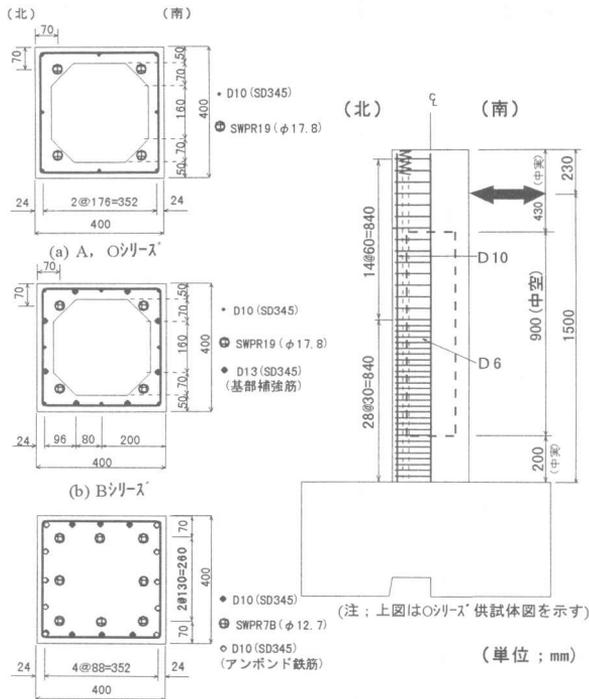


図-1 供試体形状図

は無く、中空部の断面積は中実部の断面積のほぼ半分となっている。主鉄筋をアンボンド化したUシリーズは、供試体全高にわたり中実断面である。アンボンド化は図-1(c)に示すように軸方向鉄筋を対象として行い、その範囲はフーチングの天端より20cmとした。A及びBシリーズはOシリーズと同様に、高軸力状態下での中空断面PC橋脚の耐震性能を検討する意図も含めて、上部工による軸応力(以下、外軸応力)4MPaをアクチュエーターにより載荷し、プレストレス8MPaを中空部に対して導入した。Uシリーズは、外軸応力を1MPa、プレストレスを4MPaとした。この時点でのPC鋼材の緊張応力度は規格降伏応力度の50%程度である。帯鉄筋量はすべての供試体で共通であり、D6鉄筋を図-1のように配置した。なお、諸元に示した帯鉄筋比の値は、中空部の3cm間隔の区間に対するものである。柱部分に使用したコンクリートと鋼材の力学的特性を表-2、表-3に示す。コンクリートの粗骨材の最大寸法は8.5mmであり、強度は載荷時での値を示す。

実験における載荷方法としては、静的正負繰返し載荷実験と地震時の応答挙動を生起させるために準動的載荷実験を行うこととした。両実験とも

表-2 コンクリートの力学的特性

コンクリート			
圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	適用
52.5	3.8	27	Uシリーズ
57.6	4.1	26	A, Bシリーズ
61	4.7	30	Oシリーズ

表-3 鋼材の力学的特性

鉄筋				
種類	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	適用
呼び径 規格				
D6 SD345	370	555	186	帯鉄筋
D10 SD345	371	511	186	主鉄筋
D13 SD345	376	539	189	主鉄筋

PCより線			
種類 (直径: φ)	降伏荷重 (kN)	引張荷重 (kN)	弾性係数 (GPa)
SWPR7B (φ 12.7)	173	191	194
SWPR19 (φ 17.8)	369	407	192

2本のアクチュエーターを使用し、ローを介した鉛直方向アクチュエーターにより柱頭部に一定の外軸圧縮力を載荷しながら、水平方向アクチュエーターにより水平変位または水平荷重を作用させた。載荷方向は図-1に示す南北方向とし、以降北側への押しの荷重及び変位を正(+)の符号で、南側への引きの荷重及び変位を負(-)の符号で表す。なお、以後示すひび割れ写真、ビデオ撮影は西面で行った。

### 3. 静的正負繰返し載荷実験

#### 3-1. 載荷方法

実験時の管理変位は、ひび割れ発生変位時及び部材回転角(載荷点水平変位/載荷点高さ)の±1/200rad(7.5mm)に整数倍をかけた載荷点での水平変位とした。なお、同じ管理変位での繰返しは各1回とした。実験は、部材耐力が最大時の80%以下になった時点を終局とし終了した。

#### 3-2. 実験結果及び考察

##### (1) 耐荷挙動と破壊性状

図-2に実験より得られた荷重-回転角関係を最大耐力で無次元化した包絡線を示す。主鉄筋の歪みが2100μに達した時を部材の降伏とすると、実験より得られた各供試体の降伏変位δyはAシリーズのPH-A-STが7.2mm、BシリーズのPH-B-STが8.3mm、UシリーズのPN-U-STが7.4mmとなった。

0シリーズの供試体は断面急変部がフーチング天端よりD/2の位置となっており、この部分に生じた曲げひび割れが断面を貫通し、軸筋のみでは曲げ剛性が小さく水平方向にズレが生じ、+5/200rad載荷途中で脆性的に破壊した<sup>(1)</sup>。これに対して中実部を1DまでとしたPH-A-ST供試体は、断面急変部にひび割れが集中することなく、柱基部1Dの断面耐力の大きい中実範囲でひび割れが分散するひび割れ性状

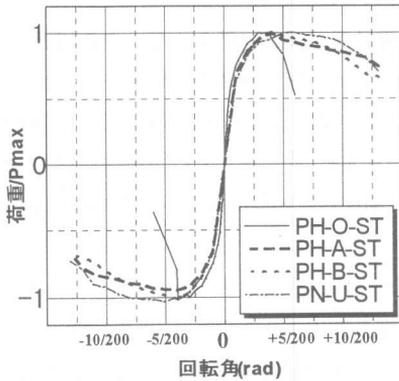
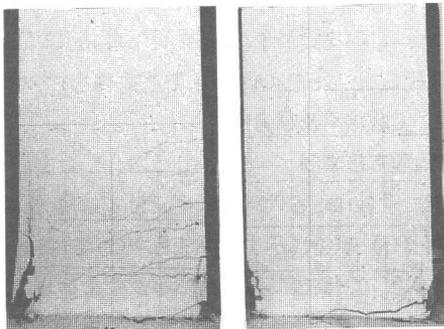


図-2 荷重-回転角関係の包絡線



(A) PH-A-ST (B) PH-B-ST

写真-1 +7/200rad載荷時

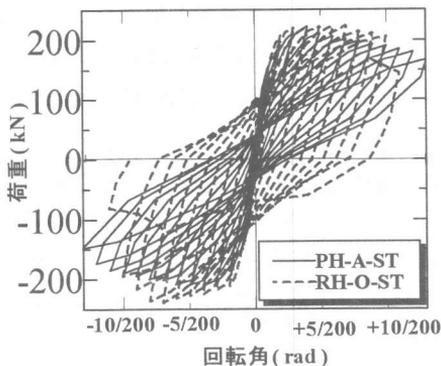


図-3 荷重-回転角関係

に改善され、靱性のある耐荷挙動を示し、全高にわたって中実断面であるPN-U-ST供試体と変形性能はほとんど同じとなっている。基部補強筋を配置したPH-B-STにおいても、同様に変形性能は大きく改善され、中実範囲がD/2であっても、補強筋を配置することにより脆性的な破壊は十分に防げることが確認できた。しかしながら、今回の供試体では、補強筋をフーチング天端より配置したため、断面剛性の急変部となるフーチング天端と橋脚との境目にひび割れ開口が集中し、この位置での主鉄筋、PC鋼材の歪みが大きくなり主鉄筋の破断が早期に現れ、わずかながらPH-A-STより早い段階で終局状態を向かえる結果となった。各供試体の終局変位を最大耐力の80%を下回らない最大変位とし、その終局変位を各供試体の降伏変位で除した値を靱性率とすると、PH-A-STは11、PH-B-STは8、PN-U-STは11となった。なお、0シリーズは6であった。また、いずれの供試体においても主鉄筋は中空部ではなく中実部である根元で先に降伏し、最大耐力を記録した時点ではPC鋼材も柱根元で降伏歪みに達していた。ただし、実験終了後も全供試体においてPC鋼材の座屈、破断は見られなかった。写真-1(A)、(B)にPH-A-ST、PH-B-STの+7/200rad時のひび割れ状況を示す。各供試体ともに、プレストレスの効果により柱基部にひび割れ範囲が限定され、斜めひび割れの伸展が抑制されていることがわかる。主鉄筋の一部にアンボンド化を施したPN-U-ST供試体においては、アンボンド化していない供試体の結果<sup>(2)</sup>と比べてみると、主鉄筋の座屈が1STEP(1/200rad)程度大きな変形時に生じたぐらいで、基部コンクリートの損傷状況や変形性能に顕著な差は見られなかった。

(2) 残留変位量とエネルギー吸収性能

図-3にPH-A-STの荷重-回転角関係を、図-4に各シリーズの供試体との残留変位量-回転角関係を示す。なお、これらの図には、今回の供試体と耐力がほぼ同じとなるように設計された中空のRC橋脚と中実のPC橋脚を用いて行った既往の研究<sup>(1)(2)</sup>の結果を比較のために示している。図-3からRC橋脚と比較して、PC橋脚は原点指向性を強く示す復元力特性を持ち、残留変位量を抑制していることがわか

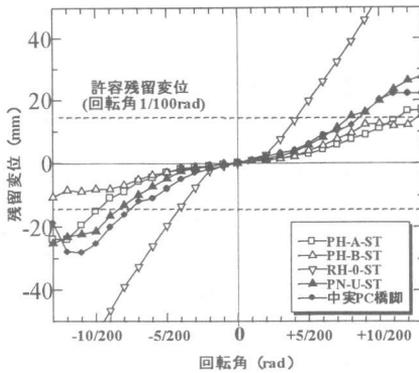


図-4 残留変位量—回転角関係

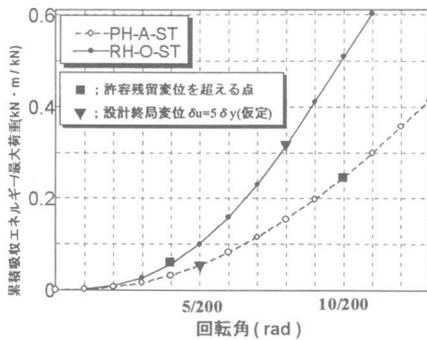


図-5 累積吸収エネルギー—回転角関係

る。残留変位量に着目すると、現行の道路橋示方書には、重要度の高い橋脚においては許容残留変位量を橋脚の回転角 $1/100\text{rad}$ 以下にすることが規定されている<sup>(3)</sup>。今回用いた供試体では、許容残留変位量は $1/100\text{rad}=15\text{mm}$ となる。RC柱では、 $4/200\text{rad}$ 時で許容残留変位を越えたが、PC橋脚のPH-A-STは、 $10/200\text{rad}$ 終了時に越え、PH-B-STについては終局状態の $10/200\text{rad}$ に達しても残留変位が $1/100\text{rad}$ を越えなかった。中空断面においても、PC橋脚の残留変位量の小さいことが明確に示された。図-5にPH-A-STとRC供試体の累積吸収エネルギー—回転角関係を示す。PC供試体は、各載荷サイクル毎の累積吸収エネルギーについては、RC供試体の約 $1/2$ 程度である。同じ設計条件でPC橋脚とRC橋脚の設計をする場合、仮に終局変位を $5\delta y$ とすると、PC橋脚の降伏変位の仮定方法にもよるが、今回のように主鉄筋が降伏した変位とすると図-5の $5\delta y$ 位置のようにそのエネルギー吸収性能はPCとRCでは約5倍の差が生じる

こととなる。一方、 $1/100\text{rad}$ の許容残留変位量を考慮する場合、これを満足するのは、RC供試体は $4/200\text{rad}$ 時、PC供試体では $10/200\text{rad}$ での値となり、PC供試体の方が約3倍のエネルギーを吸収できている。これらのことを踏まえて、準動的載荷実験を行いPC橋脚の地震応答挙動について検討する。

## 4. 準動的載荷実験

### 4-1. 実験概要及び初期入力データの設定

本実験においては、既往の実験データとの比較をするために実験概要及び初期入力データの設定方法を参考文献<sup>(1)</sup>に準じて行った。入力地震波は、兵庫県南部地震の神戸海洋気象台で観測された加速度波形のNS成分を用いた。最大入力加速度の設定には、道路橋示方書に準拠し、対象とする橋をB種、地震動をタイプIIと設定し、実構造物と供試体が保有する耐荷能力を考慮した相似則を適用した。求めた初期入力値を表-4に示す。また、大規模な余震が発生する場合のPC橋脚の地震応答挙動を確認するために1CASE目終了後、荷重を $0\text{tf}$ に戻し、同じ初期設定値を与えて2CASE目として実験を行った。

### 4-2. 実験結果及び考察

#### (1) 地震応答挙動

実験で得られた各供試体の復元力—応答変位曲線を図-6(A)～(C)に示す。1CASE目では、各供試体いずれも $2.70$ 秒前後時に最大応答変位を示し、この時点ではすでに主鉄筋及びPC鋼材は柱根元で降伏していた。PH-A-PD1の最大応答変位時の状況を写真-2に示す。両供試体の損傷状況は、静的載荷実験の結果と同様であり、断面急変部での集中的な損傷は見られない。1CASE目終了時では、両供試体ともに北側基部に局部的な圧壊が見られるものの、

表-4 準動的載荷実験の初期入力値

供試体名	固有周期 (s)	初期剛性 (kN/cm)	仮想質量 (t)	減衰定数 *1	降伏変位 (mm)	入力最大加速度 (gal) *2
PH-A-PD	0.3	343.0	78.3	0.03	7.2	308
PH-B-PD		308.7	70.4		8.3	270
PN-U-PD		412.6	94.1		7.4	233

\*1: 減衰定数(h)は、主鉄筋降伏後は $h=0$ とする。

\*2: 加速度レベル $\cdot 818\text{gal}$ 相当

\*注: 1CASE目及び2CASE目ともにこの条件を適用する。

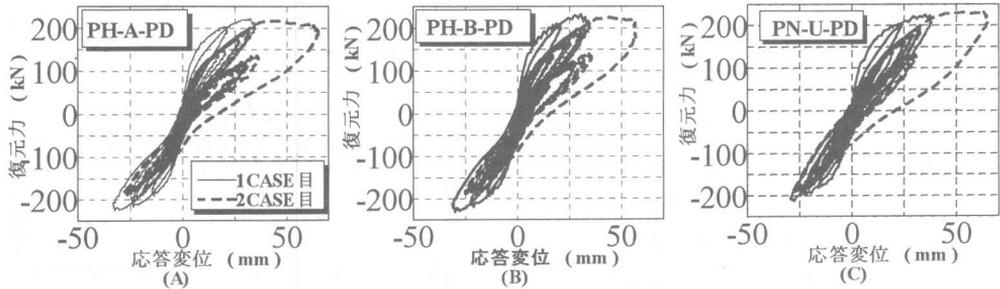
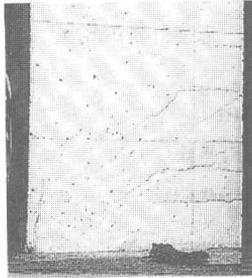
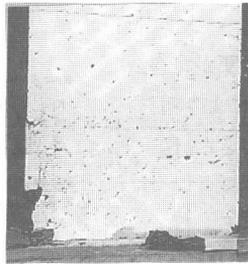


図-6 復元力-応答変位曲線



PH-A-PD1 (2.70s時)

写真-2 最大応答変位時の状況



(PH-A-PD2)

写真-3 2CASE目終了時の状況

他の部分のひび割れは完全に閉じていた。また、主鉄筋、PC鋼材には座屈や破断は見られなかった。残留変位についても許容残留変位量(15mm)以下となり、極めて健全な状態を保っていた。大規模な余震を想定した2CASE目では、各供試体ともに1CASE目で損傷を受けているため、最大応答変位も大きくなり、コンクリートの損傷範囲も拡大したが、载荷終了後も健全な状態であった。写真-3にPH-A-PD2の2CASE目終了時の状況を示す。兵庫県南部地震クラスの直下型地震が2度にわたってこれらのPC橋脚を襲ったとしても、地震後の供用性能は保持できかつその補修範囲も施工の容易な柱基部周辺に限定されることが確認された。

ここで、RC橋脚とPC橋脚の地震応答挙動を比較するためにPH-A-PD供試体とRH-O-PD<sup>(1)</sup>供試体の時刻歴応答変位曲線を図-7に示す。本実験では、対象構造物が $\delta u = 5\delta y$  ( $\delta u$ : 終局変位)として設計されていると考えている。図-5にあてはめると累積エネルギー吸収量は、各々▼の点となる。今回の実験においては、RC橋脚と比較してエネルギー吸収量が小さく、かつ供試体の固有周期を兵庫県南部地震の加速度応答スペクトルの大きなところを参照し $T=0.3$ (s)

としていることより、PC橋脚が弾力的な応答をし、地震波との共振を起こしながら、大変位を伴う応答挙動となることが懸念された。しかしながら、図-7に示されるようにPC橋脚においても大きな応答挙動を示さず、RC橋脚とほぼ同じ変形量であった。このことは、PC橋脚はコンクリートのひび割れや鉄筋の降伏

により剛性が大きく変化するため固有周期が長期化し、それによって地震波との共振が避けられるからと考えられる。また、大変形時にPC鋼材が降伏歪みには達したとしても、座屈が生じることなく塑性変形が小さいものであるため、PC橋脚は復元力特性に優れた挙動を示し、15秒時の残留変位量も小さい値となっていると考えられる。PC構造は、エネルギー吸収性能が低いからといって、一概に耐震的ではないと言うことはなく構造物の耐震性は、その固有周期と作用地震波の特性によると考えられる。PC橋脚の耐震性を評価するにあたっては、その変形性能や地震応答挙動などにより総合的に判断すべきであると思われる。

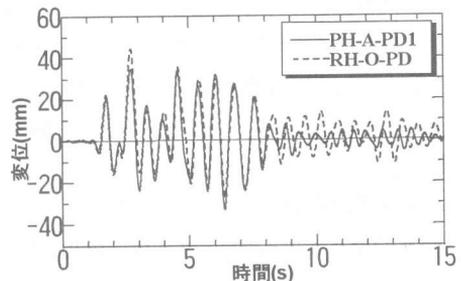


図-7 時刻歴応答変位曲線

## (2) 応答計算

図-8に実験より得られたPH-A-PD1の時刻歴応答変位曲線とその応答計算値を示す。計算値は静的載荷実験より得られた荷重-変位曲線を基に履歴復元力特性をモデル化したもので、実験値とよく対応している。モデルは、基本的には通常よく用いられている鉄筋降伏後の除荷時剛性を塑性率により低下させる剛性低下型モデルである<sup>(4)</sup>。特徴的な点として、スケルトンカーブを多数の直線で表し、鉄筋降伏後の載荷と除荷時剛性を任意の荷重で変化させ、その剛性の低下率をPC鋼材降伏前後で変更ができるようにしていることである。このモデルにより精度良くPC橋脚応答挙動が表現することができた。図-9に応答計算に用いたモデル図を示す。

## 5. まとめ

本研究の範囲で得られた結果を以下にまとめる。

- 1) 中空断面PC橋脚は、柱基部の断面形状の違いにより大きく異なった地震応答挙動を示した。柱基部の中実と中空の断面急変部を1Dとしたり、D/2のままであっても基部補強筋を加えるなど基部の断面剛性に十分に配慮して設計することにより、中空断面PC橋脚は韌性に富んだ耐荷挙動を示し、中実断面と同様に地震後の供用性能において優れた耐震性能を持つことが明らかとなった。
- 2) 軸方向鉄筋の柱根元部D/2の範囲でコンクリートとの付着を取り除いたPC橋脚は、付着がある場合と比べて、若干主鉄筋の座屈が生じる時の水平変位量が大きくなった程度で、柱基部のコンクリートの損傷および変形性能にはほとんど差が見られなかった。
- 3) PC橋脚は、エネルギー吸収性能が低いからといって、一概に耐震的ではないと言うことはなく、PC橋脚はコンクリートのひび割れや鉄筋の降伏により剛性が大きく変化するため固有周期が長期化し、それによって地震波との共振が避けられ、耐震的な地震応答挙動を示すことが確認された。
- 4) 兵庫県南部地震クラスの直下型地震が2度にわたって、PC橋脚を襲ったとしても、地震後の供用性能は保持でき、かつその補修範囲も容易な柱基部周辺に限定されることが確認された。

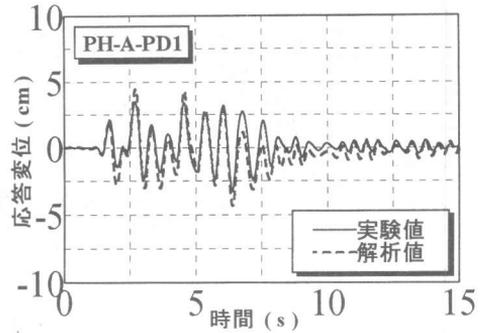


図-8 応答計算の結果

$$K_r = \beta \cdot K_y \cdot (\delta_m / \delta_y)^{(-\alpha)}$$

$K_r$  : 除荷時の割線剛性  
 $\delta_m$  : 過去の最大変位  
 $\alpha$  : 降伏時の剛性低下係数  
 $\beta$  : 残留変位に関する係数

\*任意の荷重、PC鋼材降伏前後で係数 $\alpha$ の変更が可能

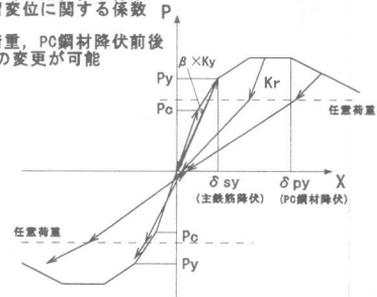


図-9 解析に用いた復元力モデル図

**謝辞:**本研究の一部は(社)PC技術協会内に組織された委託形式の橋脚PC構造研究委員会(委員長 池田尚治)において実施している実験の一環として行ったものである(A, Bシリーズ)。また、実験の実施にあたり横浜国立大学の森下豊氏並びに藤井理隆君、石井健君に多大なご協力を得た。ここに、関係各位に謝意を表します。

## 参考文献

- [1]白浜 寛・山口隆裕・池田尚治：軸方向にプレストレスを有するコンクリート橋脚の耐震性、コンクリート工学協会年次論文報告集，vol. 19, No2, pp. 1197-1202, 1997.6
- [2]池田尚治・森 拓也・吉岡民夫：プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究 プレストレストコンクリート vol. 40, No. 5, pp. 40-pp. 47, Sep. 1998
- [3]日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1996.12
- [4]池田尚治・山口隆裕・鶴澤哲史：鉄筋コンクリート柱の地震時挙動と耐震性能の評価、コンクリート工学論文集，vol. 2, No. 2, pp. 105-113, 1991.1