# 論文 高強度鉄筋の併用による PC橋脚の耐震性の向上

林 和彦\*1・藤原 武彦\*2・野中 聡\*3・池田 尚治\*4

要旨:本研究は,軸方向鉄筋に高強度鉄筋を使用したRC橋脚,これに緊張材を用いて軸 方向にプレストレスを導入したPC橋脚の静的正負繰返し載荷実験を行い,それぞれにつ いてその耐震性能を把握したものである。実験の結果,高強度鉄筋を使用した場合,耐荷 能力,残留変位の抑制,残留ひび割れ幅の抑制に優れており,これにプレストレスを導入 したものは,一層優れていることが認められた。また,高強度鉄筋は降伏点が高いため, これをそのまま基準にすると見かけ上の靱性能が過小評価されるため,部材の降伏変位を 指標とした新たな靱性能の評価方法を提案した。

キーワード:高強度鉄筋, PC橋脚, 耐震性能, 靭性能

#### 1. はじめに

橋脚の耐震構造に関して新しい発想が求めら れる中で十分な靭性,復元性を確保しながら, 経済的かつ合理的な断面設計を行う方策として 鉄筋の降伏強度を上げることが1つの方法と考 えられる。鉄筋コンクリート(以下:RC)構 造物に高強度鉄筋などの高強度材料を用いるこ とにより,これまでの一般的なRC構造物と比 較して大幅な耐荷能力の向上が見込まれる。こ れは鉄筋の降伏強度がRC構造物の終局耐力を 決定付けるなど,RC構造物の挙動に大きく影 響するからである<sup>1)</sup>。

RC梁の場合には供用限界状態におけるひび

表一1 供試体諸元

供試体名**1	コンクリート強度 (MPa)		軸応力度 (MPa)	プレストレス (MPa)	軸方向鉄筋	軸方向鋼材比 (%)		PC鋼材 耐力分担率
	圧縮	引張				鉄筋	PC鋼材	
R-H-1	34.1	2.4	1.0	4.0	SD785	1.27	—	_
R-H-2	39.7	2.6				2.22		
P-H-1	28.7	2.0				0.63	0.5	0.61
Р-Н-2	43.2	2.7				1.30		0.44
P-N	28.3	1.9			SD345	1.27		0.66

※1 (橋脚タイプ)-(軸方向鉄筋)-(区分)
 P:PC, R:RC, H:高強度鉄筋, N:普通強度鉄筋

\*1 横浜国立大学大学院 工学研究院 助手 修(工)(正会員)

\*2 横浜国立大学大学院 工学府社会空間システム学専攻(正会員)

\*3 (株)ピーエス三菱 九州支店 修(工)

\*4 横浜国立大学 名誉教授 工博(正会員)





図-2 供試体断面図

2. 実験概要
 2.1 供試体諸元

御 全供試体共通の供試体形状の概形を図-1に 果 示す。供試体は独立1本柱形式であり、400mm× 400mmの正方形中実断面とした。載荷点はフーチ ング上面より1500mmの高さで、せん断スパン-断面高さ比は3.75である。

供試体の諸元を表-1に,使用した鋼材の力 学的特性を表-2にそれぞれ示す。RC柱供試 体は高強度鉄筋(SD785,D13)を軸方向に16本 配置したR-H-1,および28本配置したR-H-2の計2 体とした。PC柱供試体は高強度鉄筋(SD785, D13)を8本配置したP-H-1,および16本配置した P-H-2,普通強度鉄筋(SD345,D13)を16本配置 したP-Nの計3体とし,PC鋼材にはSWPR7B φ 12.7をそれぞれ8本ずつ配置した。鋼材の断面配 置は4種類であり,各供試体の断面図を図-2 に示す。

帯鉄筋は、P-H-2及びR-H-2についてはD10鉄筋
をフーチング上面から840mmの区間には40mm間隔,
その他の区間には60mm間隔で配置した。また、
R-H-1、P-H-1、P-Nに関しては、D6鉄筋をフーチング上面から840mmの区間には30mm間隔,その他の区間には60mm間隔で配置した。いずれの供試体も曲げ破壊を誘導するため、せん断曲げ耐力
比(せん断耐力/曲げ耐力)が1.0を上回るよう
に設計した。

以下, R-H-1, R-H-2をR-Hシリーズ, P-H-1, P-H-2をP-Hシリーズとする。

割れ幅の制限のために高強度鉄筋の適用にはあ る程度の限界が生じる。そこでこのような部材 にはプレストレスを導入してひび割れ幅を制御 する構造の併用が考えられる<sup>2)</sup>。既往の研究結果 からも橋脚の軸方向にプレストレスを導入した 場合,(1)ひび割れ発生時の荷重が大きくなる,

(2)鉄筋降伏開始時の荷重が大きくなる,(3)残 留変位が小さくなる,といった報告がなされて いる<sup>3)4)</sup>。これらの利点を高強度鉄筋と組み合わ せて適用することで,プレストレストコンクリ ート(以下:PC)構造の適用範囲がより広が るとともに優れたコンクリート橋脚の設計が可 能であると考えられる。

以上を踏まえて、本研究では高強度鉄筋をR C、PC構造に使用したコンクリート橋脚の性 能を把握することとした。

鋼材		降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	適用		
	SD345 D6	385**	594	173	帯鉄筋		
	SD345 D10	392	567	175			
	SD345 D13	393 <sup>*</sup>	577	177	軸古向维佐		
	SD785 D13	1034**	1198	181	甲田ノノ   FJ 业大 用		
	SWPR7B $\phi$ 12.7	1732**	1965	204	緊張材		
×							

表-2 鋼材の力学的特性

弾性係数はひずみゲージによる実測値

表一3 計算耐力

供試体名	ひび割れ発生荷重 (kN)	降伏耐力 (kN)	曲げ耐力 (kN)	せん断耐 力	耐力比※
R-H-1	39.2	219.7	262.0	413.3	1.58
R-H-2	42.1	337.5	371.8	593.7	1.60
P-H-1	64.7	249.2	260.0	413.3	1.59
P-H-2	65.7	335.5	342.4	593.7	1.73
P-N	66. 6	156.0	244.3	413.3	1.69

※せん断耐力を曲げ耐力で除した値



図-3 荷重-載荷点変位関係

ひび割れ発生荷重 降伏荷重 最大荷重 供試体名 (kN)(kN)(kN)R-H-1 40 219.4 263. 4 (8/200Rad) <u>R-H</u>-2 50 366386. (8/200Rad) P-H-1 274.3 (8/200Rad) 60 246.3 P-H-2 381.7(10/200Rad) 60 331.8 60 244.3 (6/200Rad) P-N 210.3

実験結果一覧

表-4

### 2.2 計算耐力

各供試体についてコンクリートのひび割れ発 生荷重,軸方向鉄筋の降伏荷重,および最大耐 力をファイバーモデルにより求めた。ファイバ ーモデルに使用した材料の応力-ひずみ関係お よびせん断耐力の計算は道路橋示方書<sup>50</sup>に基づい ている。これらの計算結果を**表-3**に示す。

### 2.3 載荷方法

実験はひび割れ発生までは荷重制御,ひび割 れ発生後は変位制御で行い,管理変位は,部材 回転角(載荷点水平変位/載荷点高さ)の± 1/200rad(7.5mm)に整数倍を掛けた値に対応する 載荷点での水平変位とした。著者らによるこれ までの準動的載荷実験の結果から地震時に構造 物に生じる大きな変形の繰返し回数は多くても 1回程度と考えられるため,同じ管理変位での 繰返しは各1回とした。また,部材耐力が最大 耐力の80%を下回った時点を終局とした。

### 実験結果および考察

実験結果の一覧を表-4に示す。各供試体の

荷重-載荷点変位関係を図-3に示す。各供試体とも曲げひび割れ,斜めひび割れの発生の後, 基部付近のコンクリートの圧壊,主鉄筋の座屈 を経て曲げ破壊に至った。また,表-3と表-4を比較すると各実験結果の値はファイバーモ デルによる計算結果とよく一致していることがわかる。

#### 3.1 耐荷挙動

各供試体について荷重-変位包絡線を比較し たものを図-4に示す。

(1) 軸方向鉄筋の強度の比較

P-H-2とP-Nは同じ鋼材配置であるが軸方向鉄 筋の強度が異なる。高強度鉄筋を使用したP-H-2 は降伏荷重が331.8kN,最大荷重が381.7kNに対 して普通強度鉄筋を使用したP-Nは降伏荷重が 210.3kN,最大荷重が244.3kNであり,両供試体 で大きな差が出る結果となった。これは,高強 度鉄筋と普通強度鉄筋の強度の差が顕著に供試 体の耐力の差として現れたものである。

(2) R-H-1, P-H-1について

最大耐力が共に270kN程度でこの2体の包絡線 は類似しているが、P-H-1はR-H-1に比べ変形能 力が若干上回っている。

(3) R-H-2, P-H-2について

最大耐力が共に380kN程度のこの2体の包絡線 は初期においてはほぼ一致しているが, P-H-2は





図-5 累積吸収エネルギー-管理回転角関係



図-6 残留変位-管理回転角関係

R-H-2に比べ,大変形時における耐力の低下が小 さく,変形性能に富んでいることが示されてい る。

#### 3.2 吸収エネルギー

管理変位毎の累積吸収エネルギーを図-5に 示す。P-H-1は耐力のほぼ等しいR-H-1を若干上 回っており、P-H-2は耐力のほぼ等しいR-H-2と シリーズと同じような挙動を示した。

また,配筋が同じで軸方向鉄筋の強度が異なるP-H-2とP-H-1については,途中までP-Nが大きい傾向が見られたが,12/200radにおいては等しい結果となった。

# 3.3 残留変位

残留変位は地震後の構造物の供用に対する可

否を決める重要な指標の1つであり,現行の道 路橋示方書<sup>5)</sup>では重要度の高い橋の橋脚は,地震 による損傷を限定された範囲にとどめ,地震後 の残留変位を1/100rad以下に制限することが規 定されている。

そこで復元性を比較するために各管理回転角 と残留変位(正側載荷と負側載荷の平均値)と の関係を図-6に示す。上述のように1/100rad を許容値の目安として残留変位について考える 場合,同程度の耐力を有する供試体について比 較してみると,R-H-1では回転角8/200rad載荷後 の残留回転角が1/100radを超え,P-H-1では 9/200rad載荷後の残留回転角が1/100radを超え た。また,同様にR-H-2では8/200rad,P-H-2で は10/200radでそれぞれ残留回転角が1/100radを 超えた。このような差が出たのは,P-Hシリーズ はプレストレスを併用したことで高い復元性を 得られたためと考えられる。

また、P-Nは回転角8/200rad載荷後の残留変位 が1/100radを超え、P-Hシリーズに比べ若干早く なった。PC構造とする場合には高強度鉄筋と の併用が好ましいことを示している。

#### 3.4 ひび割れ状況・残留ひび割れ

各供試体とも,基部に曲げひび割れが発生し た後に基部と載荷点との中間の高さ付近に斜め ひび割れが発生した。

R-Hシリーズは曲げひび割れ,斜めひび割れと もに発生範囲が集中して進展したのに対して, P-Hシリーズは分散してひび割れが発生した。し かしながら,P-HシリーズはR-Hシリーズに比べ, 基部のコンクリートの圧壊が早い段階で発生し



写真-1 最大荷重時のひび割れ状況



図-7 残留ひび割れ幅-管理回転角関係



図-8 提案する降伏変位

た。これはあらかじめプレストレスの導入によ ってコンクリートに与えられた圧縮力の影響だ と考えられる。各供試体の最大荷重時のひび割 れ状況を**写真-1**に示す。

残留ひび割れは残留変位と同様に、構造物の 供用限界を決定する1つの指標である。各供試 体の管理変位と残留ひび割れ幅の最大値との関 係を比較したものを図-7に示す。

P-Hシリーズは、R-Hシリーズを大きく下回り, プレストレスの導入によって残留ひび割れ幅を

表一5 靱性能

供試体名	降伏変位(1) δ <sub>y1</sub> (mm)	終局変位 δ <sub>80</sub> (mm)	靭性能 <sup>※1</sup> δ <sub>80</sub> /δ <sub>y1</sub>	提案する降伏変位 $\delta_{y2}(mm)$	靭性能 <sup>※2</sup> δ <sub>80</sub> /δ <sub>y2</sub>
R-H-1	32.5	84.2	2.6	20.0	4.2
R-H-2	42.5	74.2	1.7	22.0	3.4
P-H-1	32.6	97.8	3.0	14.8	6.6
P-H-2	34.5	104.6	3.0	18.7	5.6
P-N	9.2	87 7	9.6	12.4	7 1

※1 従来の降伏変位を用いた値

※2 提案する降伏変位を用いた値

大きく抑制する結果となった。

またP-Nは,高強度鉄筋を使用して耐力がP-N と同等のP-H-1や,P-Nと配筋が同じで高強度鉄 筋を使用したP-H-2と比較しても残留ひび割れ幅 が大きくなった。これにより,PC構造と高強 度鉄筋の併用が残留ひび割れの抑制に非常に有 効であることが示された。

#### 4. 靭性能

靭性能とは部材の塑性域における終局変位を 降伏変位で基準化した値であり、この値が大き いほど部材は変形性能に富んでいるといえる。

まず従来から用いられている方法を用い, 靭 性能として終局変位( $\delta_{80}$ )を降伏変位( $\delta_{y1}$ )で除 することにより求めた各供試体の靭性能を**表**-**5**に示す。高強度鉄筋を使用したR-Hシリーズ, P-Hシリーズは普通強度鉄筋を使用したP-Nに比 べてより優れた橋脚としての性能を示したもの の, この方式で求めた靱性能は相当に小さい値 となった。これはここで用いた高強度鉄筋には いわゆる降伏棚が無く, かつ, 基準とした降伏 変位が大きくなることに起因している。しかし, これまで述べてきたように本研究における各供 試体,特にP-Hシリーズは軸方向鉄筋降伏後も極 めて健全な挙動を示している。また,鋼材量が 同じで軸方向鉄筋の降伏点が異なるP-H-2

(SD785を配置) とP-N (SD345を配置) は,耐力 差はあるが挙動は極めて似ている。そのため, 上述の靭性能による値の差ほど,普通強度鉄筋 を配置した供試体と高強度鉄筋を配置した供試 体との靭性能に差があるとは考えられず,この 方法では後者を過小評価する傾向があり,この ままでは適切に評価できていないと考えられる。

そこで本研究では靭性能μを求めるにあたり,

 $\mu = \delta_{80} / \delta_{y2} \tag{1}$ 

という評価方法を提案することとした。 図-7 に示すように、式(1)の $\delta_{80}$ (終局変位)は最大 耐力の80%のときの変位とし、 $\delta_{y2}$ は一般に用い られている鉄筋の降伏点を基準として、鉄筋の 応力が300MPaに達する点と原点とを結ぶ直線が 最大耐力に達する時の変位とする。このように して求めた各供試体の靭性能を**表**-5に併せて 示す。

提案した方法による靱性能を用いるとP-H-2と P-Nとの靱性能の差は従来の方法に比べて小さく, 各供試体の変形性能をほぼ妥当に評価すること ができたものと思われる。

# 5. まとめ

本研究で得られた結論は以下のとおりとなる。

- 高強度鉄筋SD785を併用したPC橋脚は、高 強度鉄筋を使用したRC橋脚と比べて、同 等の耐荷能力を発揮するとともに、残留変 位の抑制、残留ひび割れの抑制に関しては、 より優れた性能を発揮することが確認出来 た。
- 高強度鉄筋を併用したPC橋脚は,普通強 度鉄筋を配置したものに比べ,鉄筋の降伏 点の差が大きく現れ高い耐荷能力を発揮し た。また,残留変位の抑制,残留ひび割れ 幅の抑制にも優れていることが認められた。
- 3. 高強度鉄筋を併用することでPC橋脚は高

い耐荷能力や粘りのある挙動を示すことが 認められたものの,従来の評価方法では靭 性能の値は相当に小さく評価される結果と なった。

4. 高強度鉄筋を配置した橋脚の靱性能を求めるに当り,鉄筋の降伏点のみに依存せず部材としての降伏変位を基準とする新しい靱性能の評価方法を提案した。これにより妥当な靱性能の評価が得られたものと思われる。

# 謝辞

本研究を実施するにあたり横浜国立大学の森 下豊氏ならびに山口隆裕氏(現,極東鋼弦コン クリート振興(株)),鍋島達哉君(現,旭化成 ホームズ(株))に協力,参加を得た。また,供 試体の製作には(株)富士ピー・エスの白石氏に 多大な御協力を戴いた。ここに関係各位に謝意 を表します。

# 参考文献

- 宇佐美滋:鉄筋コンクリート造柱・はり用高 強度鉄筋に要求される機械的性能,コンクリ ート工学, Vol.38, No.10, pp.22-33, 2000.10
- 2) 飯島基裕、山口隆裕、池田尚治:高強度材料 を用いたPPCはりの曲げ挙動、コンクリート 工学年次論文集, Vol.19, No.2, pp.178-183, 1997.6
- 3) 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 能、コンクリート工学年次論文集、Vol.19, No.2, pp.1197-1202, 1997.6
- 4)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.40-47, 1998.9
- 5) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震 設計編,2002.3