論文 PC鋼材巻立て工法により補強した壁式橋脚の正負交番載荷試験

青山 敏幸*1·大柳 修一*2·山田 俊一*3·渡辺 寬*4

要旨:耐震補強方法のひとつである PC 鋼材巻立て工法を適用した壁式橋脚の耐震性能を確認するため,横拘束筋である中間貫通 PC 鋼棒の高さ方向の配置間隔と緊張力導入の有無をパラメータとした 3 体の壁式供試体を作製して正負交番載荷試験を行った。その結果,PC 鋼材巻立て工法により補強した壁式橋脚は,コアコンクリートの拘束圧が高くなると塑性ヒンジ領域が基部に集中する傾向にあること,また中間貫通 PC 鋼棒の配置間隔を倍に広げても道路橋示方書に基づく計算値以上のじん性を有していることを確認した。

キーワード: 耐震補強, PC 鋼材巻立て工法, 壁式橋脚, 中間貫通 PC 鋼棒, じん性

1. はじめに

耐震補強方法のひとつである PC 鋼材巻立て 工法は,既設の鉄筋コンクリート(以下, RC) 橋脚に PC 鋼材を巻き付け,コアコンクリート に所要のプレストレスを導入することで,既設 橋脚の耐震性能を向上させる方法であり,円柱 橋脚の場合には既往の実験結果^{1),2)}からその補 強効果が確認されている。

一方,壁式橋脚の場合は,「既設道路橋の耐 震補強に関する参考資料」(以下,参考資料)³⁾ に倣い,横拘束筋として中間貫通 PC 鋼棒(以下, PC 鋼棒)を配置することで,コアコンクリート のはらみ出しと軸方向鉄筋の座屈を防止してじ ん性を向上させている。

しかしながら, PC 鋼棒を配置するための削孔 については, 削孔本数が多くなるにつれて既存 の鉄筋を傷つけたり削孔費がかさむなどのリス クを伴うため, PC 鋼棒の配置本数を可能なかぎ り減ずる工夫が求められていた。

そこで, PC 鋼棒の配置に係わるコスト削減を 目的とし, PC 鋼材巻立て工法を適用した壁式 橋脚の耐震性能を確認するため, PC 鋼棒の高さ 方向の配置間隔と緊張力導入の有無をパラメー

表-1 供試体の諸元

		No.1	No.2	No.3	
鉄 筋	軸方向鉄筋	D16×40本(鉄筋比:0.99%)			
	帯鉄筋	D10@300mm(横拘束体積比 0.048%)			
補強	中間帯鉄筋 (PC鋼棒)	緊張有り @150mm	緊張有り @300mm	緊張無し @300mm	
		φ11mm PC鋼棒			
别	帯鉄筋 (PC鋼より線)	2.9mm 3本より@75mm 緊張有り (横拘束体積比0.264%)			

タとした 3 体の壁式供試体を作製して正負交番 載荷試験を行った。

2. 実験概要

2.1 供試体の概要

各供試体の諸元を表-1に、供試体の形状・寸 法を図-1に、PC 鋼材の配置を図-2 にそれぞ れ示す。

柱の形状は厚さ 400mm×幅 2000mm×高さ 2000mmの小判型断面とし、柱の縦横比は5、実 橋脚に対する縮尺比は 1/4 とした。また柱部の軸 方向鉄筋の配置は D16 を 40 本、帯鉄筋の配置は D10 を 300mm 間隔とした。

No.1 供試体は帯鉄筋 (PC 鋼より線) 2 本毎に PC 鋼棒を配置し, PC 鋼棒によりコアコンクリ

*1	(株)	ピーエス三菱	技術本部開発技術部 工修 (正会員)
*2	(株)	ピーエス三菱	技術本部開発技術部
*3	(株)	ピーエス三菱	土木本部土木統括部メンテナンス部
*4	(株)	ピーエス三菱	土木本部土木統括部メンテナンス部 (正会員)



図-1 供試体の形状・寸法



図-2 PC 鋼材の配置

ートに拘束圧を与えた。No.2 供試体は PC 鋼棒
の高さ方向の配置を No.1 供試体の倍間隔とし,
No.1 供試体と同様 PC 鋼棒によりコアコンクリ
ートに拘束圧を与えた。No.3 供試体は PC 鋼棒
の配置を No.2 供試体と同様とし, PC 鋼棒は無
緊張とした。

補強部の PC 鋼より線(帯鉄筋)は、高さ方向 に 75mm 間隔で配置し、既往の実験結果^{1),2)}に基 づく所定の緊張力(PC 鋼材の降伏強度の 1/3) を導入した。また PC 鋼棒は、PC 鋼より線との 降伏点の違いを考慮のうえ、PC 鋼より線 2 本分 に相当する φ 11mm を使用し、No.1、No.2 供試 体は、PC 鋼より線の場合と同様に降伏強度の 1/3 の緊張力を導入した。

供試体で使用した材料については, PC 鋼材と 鉄筋の機械的性質を表-2に、コンクリートの強 度特性を表-3に示す。

2.2 正負交番載荷試験の概要

(1) 載荷方法

載荷試験は、供試体直上に鉛直荷重を常時 1N/mm² 作用させ、水平荷重を正負交番させた。 供試体の基部から水平荷重載荷点までの距離は 1800mm, せん断スパン比は 4.5 とした。載荷は、 軸方向鉄筋 2 本の基部に貼付した鉄筋のひずみ が、鉄筋の材料試験から求めた降伏ひずみに達 した段階の載荷点変位を降伏変位δyとして、同 一水平変位に対して正負交番を 3 回ずつ繰り返 し行った。その後は、降伏変位の整数倍の変位

		降伏 強度	引張 強度	弾性 係数	伸び
		N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	%
鉄	軸方向鉄筋 (D16 SD295A)	372	519	200	22.4
筋	帯鉄筋 (D10 SD295A)	358	567	200	21.0
PC 纪	PC鋼棒 (φ11mm B種1 号 SBPR 930/1080)	1365	1403	204	11.0
婀材	PC鋼より線(φ2.9mm SWPD 3L)	1857	2028	202	8.0

表-2 PC 鋼材,鉄筋の機械的性質

表-3 コンクリートの強度特性

	No.1	No.2	No.3
圧縮強度(N/mm ²)	34.0	31.5	36.9
弹性係数(kN/mm ²)	23.6	24.9	24.2

に対して同様の載荷を順次行った。

(2) 測定項目

測定項目は,水平荷重,鉛直荷重,水平荷重 載荷点の水平変位,PC 鋼より線のひずみ,PC 鋼棒のひずみ,軸方向鉄筋のひずみ,軸方向鉄 筋の伸出し量,柱の曲率等とした。なお軸方向 鉄筋の伸出し量は,文献4)の測定方法に準じて 供試体橋軸直角方向の中央部における柱前後両 面に基部から高さ40mm区間に変位計を設置し, 2 つの変位計の変位差分を設置間隔で除して回 転角を求め,その値に基部から載荷点までの高 さを乗じることにより算出した。柱部材の曲率 も同様に,基部からの高さ40~540mmの範囲は 100mm間隔,高さ540~840mmの範囲は150mm 間隔にて各区間内の平均曲率として求めた。





図-4 水平荷重-水平変位の履歴曲線

3. 実験結果と考察

3.1 ひび割れの状況と破壊形態

載荷試験終了時の柱部材のひび割れ状況を図 -3に示す。

各供試体のひび割れ状況を比較すると, PC 鋼 棒の配置本数が多く緊張有りの No.1 供試体はひ び割れが少なく,繰返し載荷に伴う進展も小さ い状況であった。また PC 鋼棒の配置本数が少な くかつ緊張力を与えない No.3 供試体は,ひび割 れが多く,細かいひび割れも多数発生した状況 にあった。

柱部材のかぶりコンクリートのはく落は, No.1 供試体が 9 δ_y -2 サイクル, No.2 供試体が 12 δ_y -1 サイクル, No.3 供試体が 11 δ_y -1 サイク ル載荷時に起こった。また,はく落の範囲は No.1 供試体が基部から高さ 75~100mm, No.2 供試体 が高さ 75~150mm の範囲であった。No.3 供試体 は基部から高さ 150~300mm の範囲で圧縮側(東 面) のかぶりコンクリートが大きくはらみ出し てはく落に至った。

軸方向鉄筋の破断は、No.1 供試体が $10 \delta_{y}$ -3 サイクル、No.2 供試体が $12 \delta_{y}$ -2 サイクル載荷時 であった。一方、No.3 供試体では鉄筋の破断は 起こらなかった。

3.2 水平荷重-水平変位の関係

各供試体の水平荷重-水平変位の履歴曲線を 図-4に示す。各供試体の履歴ループは、かぶり コンクリートのはく落前までは安定した挙動を 示したが、かぶりコンクリートのはく落以降は、 経路が原点に沿ってずれ始めた。

次に,道路橋示方書 V 耐震設計編⁵⁾(以下, 道示)に基づく最大荷重,降伏変位,終局変位, 塑性率の計算値と実験値を表-4に,水平荷重-水平変位の包絡線を図-5にそれぞれ示す。ここ で表-4に示す実験値は,正負平均値を示す。ま た道示に基づく水平変位は,鉄筋の伸出しによ る基部の回転成分を含んでいないため,ここで の水平変位は,実測値から鉄筋の伸出しによる



水平変位を差し引いた値を示す。終局変位は, かぶりコンクリートがはく落した段階とし,降 伏変位は,道示の考え方に基づき式(1)により 補正した。

$$\delta_{y}' = \frac{P_{u}}{P_{y}} \delta_{y} \tag{1}$$

ここに、 δ_{y} ':道示に基づく降伏変位 (mm)、 P_{u} : 本実験の最大荷重 (kN)、 P_{y} :本実験の降伏荷 重 (kN)、 δ_{y} :本実験の降伏変位 (mm) である。

計算値については、コンクリートの応力-ひ ずみ関係として PC 鋼材を帯鉄筋とした応力-ひずみの関係式⁶⁰を使用した。塑性ヒンジ長は、 参考資料³⁰の考え方に基づき、道示の算出式に補 正係数 0.8 を乗じた。コンクリートの終局ひずみ はコンクリートの最外縁とし、かぶりコンクリ ートも圧縮力を負担するものとした。材料特性 値としては**表-2** および**表-3**の値を使用した。

以上の条件下で算定した最大荷重の計算値は,

実験値とほぼ同値を示し,塑性率についてもす べての供試体で計算値以上の値を示した。

3.3 塑性ヒンジ長

道示に基づいた終局変位を算定する場合,その計算過程で用いる塑性ヒンジ長の値がポイントとなる。ここでは、図-6に示す終局時の塑性 曲率の分布をもとに,文献7)の方法を用いて式 (2)により算定した等価塑性ヒンジ長と道示の 算定式(3)による塑性ヒンジ長とを比較する。

$$L_{p} = \frac{\int (\phi_{exp} - \phi_{y}) dh}{\phi_{u} - \phi_{y}} \cong \frac{\Sigma \left\{ (\phi_{exp} - \phi_{y}) \Delta h \right\}}{\phi_{u} - \phi_{y}}$$
(2)

ここに、 ϕ_{exp} :実験により計測した Δh 間の平均 曲率(rad/m)、 ϕ_u :計算上の終局曲率(rad/m)、 ϕ_y :計算上の降伏曲率(rad/m)、 Δh :変位計の 設置間隔(m)である。

なお**図**-6 に示す塑性曲率 ϕ_p は、実験により 計測した曲率 ϕ_{exp} から、計算上の降伏曲率 ϕ_y を差 し引いた値である。また等価塑性ヒンジ長は、



基部からの高さ 40mm~840mm の曲率測定範囲 から算定した。

$$L_n = 0.2h - 0.1D$$
 ただし, $0.1D \le L_n \le 0.5D$ (3)

ここに, L_p : 塑性ヒンジ長 (mm), h: 基部から載荷点までの距離 (mm), D: 断面高さ (mm)である。

また3.2と同様塑性ヒンジ長の値に0.8を乗じた。

曲率分布から求めた等価塑性ヒンジ長は, No.1 供試体で 76mm, No.2 供試体で 191mm, No.3 供試体で 261mm となり, PC 鋼棒の配置間隔が 狭く, かつ PC 鋼棒緊張有りの供試体ほど塑性ヒ ンジ長が短くなり,基部に変形が集中する傾向 が確認された。また,道示の算定式による塑性 ヒンジ長は 160mm ($L_p=0.5 \times 400$ mm $\times 0.8$) であ り, No.2 供試体が道路橋示方書に基づき算出し た塑性ヒンジ長に一番近い値を示した。

3.4 拘束効果

(1) PC 鋼より線(帯鉄筋)のひずみ分布

RC 橋脚が塑性変形する場合の帯鉄筋の役割 は、軸方向鉄筋の座屈を防止することにある。 この役割を踏まえ,ここでは正負交番載荷時の 圧縮側断面に生じた PC 鋼より線のひずみの変 動について検討した。

各供試体の PC 鋼より線のひずみの高さ方向 分布をまとめた結果を図-7 に示す。図中のひず みは 2 δ_y , 4 δ_y , 6 δ_y , 8 δ_y , 10 δ_y 載荷時, お よびかぶりコンクリートはく落時の正負の平均 値を示す。基準点ゼロは, PC 鋼材の降伏強度の 1/3 の緊張力 (約 3000 μ のひずみ)を導入した段 階とした。

先述の帯鉄筋の役割を考えた場合,水平変位 の増加に伴い PC 鋼より線のひずみは増加する ものと考えられたが,今回の実験では水平変位 の増加に伴い PC 鋼より線のひずみが減少傾向 にあり,柱部材の拘束圧が低下したものと推察 される。この拘束圧の低下傾向は,PC 鋼棒の配 置間隔が広く,かつ PC 鋼棒緊張無しの No.3 供 試体が顕著であり,基部からの高さが 375mm の 範囲まで低下するに至っている。理由は,今回 の実験では柱部材に PC 鋼より線を直接巻き付 けたため,柱部材に生じたひび割れに PC 鋼より 線が食い込んだことが考えられる。その結果, ひび割れの多い供試体ほど PC 鋼より線の食い 込みにより帯鉄筋の緊張力が低下し、コアコン クリートの拘束圧が低下したものと推察した。

(2) PC 鋼棒(中間帯鉄筋)のひずみ分布

各供試体の PC 鋼棒に生じたひずみの高さ方 向分布を図-8 に示す。図中の値は、PC 鋼より 線のひずみと同サイクル時のものとし、基準点 ゼロは No.1 と No.2 供試体が PC 鋼材の降伏強度 の 1/3 の緊張力(約 2200 μ のひずみ)を導入し た段階, No.3 供試体は PC 鋼棒がたるまない程 度の締付力(約 100 μ のひずみ)を導入した段階 とした。また今回の実験では、ひずみゲージを PC 鋼棒の中央部にのみ貼付したので、各段の PC 鋼棒ひずみは、(+) 側と(-)側に載荷した場 合の発生ひずみを平均化した。

No.1 と No.2 供試体の PC 鋼棒のひずみは, PC 鋼より線のひずみの低下が確認された位置(基 部から 113mm の最下段)における PC 鋼棒のみ がひずみの増加が認められた。一方, PC 鋼より 線のひずみの低下が確認されない位置にある PC 鋼棒については,ひずみの増加は認められなか った。No.3 供試体では,最下段(基部から 113mm) と 2 段目(基部から 413mm)で,ともに載荷に よる水平変位が大きくなるに従い PC 鋼棒のひ ずみが増加した。この位置での PC 鋼より線のひ ずみは,75mm と 150mm 位置で 2000 μ 程度, 375mm 位置で 600 μ 程度減少している。

以上より、コアコンクリートにある程度の拘 東圧がある場合は PC 鋼棒の張力増加は小さく、 かつ帯鉄筋の緊張力により導入したコアコンク リートの拘束圧が低ければ PC 鋼棒の負担力が 増加する傾向にあることが確認された。

4. まとめ

PC 鋼棒の配置に係わるコスト削減を目的とし, PC 鋼材巻立て工法を適用した壁式橋脚の耐震性 能を確認するため,PC 鋼棒の高さ方向の配置間 隔と緊張力導入の有無をパラメータとした3体 の壁式供試体について正負交番載荷試験を実施 した。

以下に実験から得られた知見を述べる。

- (1) PC 鋼材巻立て工法により補強した壁式橋脚 は、コアコンクリートの拘束圧が高くなると 塑性ヒンジ領域が基部に集中する傾向にあ った。また曲率の分布から等価塑性ヒンジ長 を算出した結果、No.2 供試体が道路橋示方書 に基づき算出した塑性ヒンジ長に一番近い 値を示した。
- (2) PC 鋼材巻立て工法により補強した壁式橋脚 は、中間貫通 PC 鋼棒の配置間隔を倍に広げ ても、道路橋示方書に基づく計算値以上のじ ん性を有していた。

参考文献

- 相川潔,奥山和俊,鈴木義晃: PC コンファ インド工法の開発, JCI コンクリート構造物 の靱性設計手法に関するシンポジウム, pp.331-334, 2001.11
- 5) 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料,社 団法人日本道路協会,平成9年8月
- 第 5 回橋梁構造等の耐震設計法に関する講 習会,(社)土木学会 地震工学委員会,pp.104, 2002.10
- 5) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編,社団 法人日本道路協会, 平成 14 年 3 月
- 6) 張建東,森拓也: PC 鋼材を帯鉄筋に用いた 円柱コンクリートの応力-ひずみ関係,コン クリート工学年次論文報告集, Vol.19,No.2,pp.315-320,1997
- 7) 星隈順一,運上茂樹,川島一彦,長屋和宏: 載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した 曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変 形性能とその評価法,構造工学論文集, Vol.44A, pp.877-888, 1998.3