

壁式橋脚における PC コンファインド工法の耐震性能

技術本部 開発技術部 青山敏幸
技術本部 開発技術部 大柳修一

1. はじめに

PC コンファインド工法は、既設の RC 橋脚に PC 鋼材を巻き付け、コアコンクリートにプレストレスを導入することで、既設 RC 橋脚の耐震性能が向上する補強方法である。円柱橋脚については、既往の載荷試験によりその効果が実証されているが、壁式橋脚については、まだその補強効果は確認されていない。

壁式橋脚は、「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料(日本道路協会)」(以下参考資料と称す)によると、橋軸直角方向の断面寸法 a と橋軸方向の断面寸法 b の比 a/b が 3 を超える幅広断面と定義されている。このような橋脚のじん性(変形性能)を向上させる場合は、コンクリートの拘束効果を高めて、はらみ出しを防止する必要があることから、「参考資料」では、補強後の橋軸方向の断面寸法 b 以上の範囲に、緊張を考えない中間貫通 PC 鋼棒(以下 PC 鋼棒と称す)を配置することが示されている。PC コンファインド工法においても同様の考え方に基づき、帯鉄筋である PC 鋼より線 2 本毎に中間帯鉄筋である PC 鋼棒を配置し、支圧板のフックを介してそれぞれの PC 鋼より線と緊結して横拘束筋としている。しかし、本工法の場合は、PC 鋼より線と PC 鋼棒を緊張してコアコンクリートの拘束効果を高めているため、緊張を行わない他工法に比べて、プレストレスの効能により中間帯鉄筋である PC 鋼棒の配置本数を減らせることが期待できる。そこで、PC 鋼棒の緊張力導入効果に着目し、より合理的な構造を提案するため、その配置方法と緊張力の有無をパラメータとした 3 体の壁式供試体を製作して正負交番載荷試験を実施した。

2. 実験概要

(1) 供試体の概要

供試体の形状・寸法と PC 鋼材の配置図を図-1 に、供試体の諸元を表-1 にそれぞれ示す。

柱の断面は $400\text{mm} \times 2000\text{mm} \times 2000\text{mm}$ の小判型形状とし、橋脚の縦横比は 5、実橋脚に対しての縮尺比は約 1/4 とした。

No.1 は、先述した参考資料の考え方に基づき、PC 鋼より線 2 本毎に PC 鋼棒を配置した供試体であり、現在の PC コンファインド工法に用いている標準的な配置である。No.2 は、No.1 に対して PC 鋼棒の高さ方向のピッチを 2 倍にし、鋼棒の本数を半分にした供試体であり、No.3 は No.2 に対して PC 鋼棒の緊張を行わない供試体である。

柱部の軸方向鉄筋は D16 を 40 本配置し、帯鉄筋は D10 を 300mm ピッチで配置した。また補強部の横拘束筋となる PC 鋼より線は、2.9mm3 本より線を 75mm ピッチで配置した。横拘束体積比は 0.264%、換算横拘束体積比は 1.432% である。PC 鋼棒は、鋼材の降伏点の違いを考慮しつつ、横拘束筋 2 本の断面積以上を満足するために、 $\phi 11\text{mm}$ の鋼棒を使用した。PC 鋼より線、PC

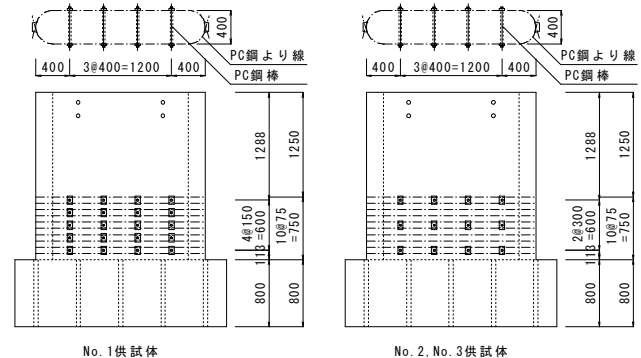


図-1 供試体の形状・寸法と PC 鋼材の配置図

表-1 供試体の諸元

	No.1	No.2	No.3
PC 鋼棒 ($\phi 11\text{mm}$)	ctc150	ctc300	
	緊張有		緊張無
PC 鋼より線 (2.9mm3 本より)	ctc75mm 緊張有 (横拘束体積比 0.264%)		
軸方向鉄筋 (SD295A)	D16 $\times$ 40 本 ($p=0.99\%$)		
帯鉄筋 (SD295A)	D10 ctc300mm		

鋼棒の緊張力は、既往の研究より、平均として降伏点応力度 (σ_{py}) の 1/3 の緊張力が導入されるようにした。

(2) 載荷方法

載荷状況を写真-1 に示す。載荷は、技術研究所の 2 軸載荷システムを使用して、供試体に 1N/mm^2 の鉛直荷重を作用させながら正負交番に載荷させた。基部から載荷点中央までの距離は 1800mm、せん断スパン比は 4.5 とした。



写真-1 載荷状況

載荷ステップは、軸方向鉄筋が降伏する時の載荷点位置での水平変位(以下、初降伏変位)を $1\delta_{y0}$ とし、同一水平変位に対して正負交番に 3 回ずつの繰り返し載荷を行った。その後は、その整数倍の変位に対して同様に繰り返し載荷を行った。

3. 実験結果と考察

(1) 破壊性状

試験終了後における各供試体の破壊状況を写真-2 に示す。

No.1 は $9\delta_{y0}$ 、No.2 は $12\delta_{y0}$ にそれぞれ基部 $\sim 75\text{mm}$ の範囲において、圧縮力が作用する面のかぶりコンクリートが剥落した。一方、No.3 は $11\delta_{y0}$ に、PC 鋼棒を配置していない $150 \sim 300\text{mm}$ の範囲のかぶりコンクリートが大きくはらみだした。試験終了時におけるかぶりコンクリートの剥落範囲は、No.1、No.2 が $75\text{mm} \sim 150\text{mm}$ 程度、No.3 が 300mm 程度であった。PC 鋼

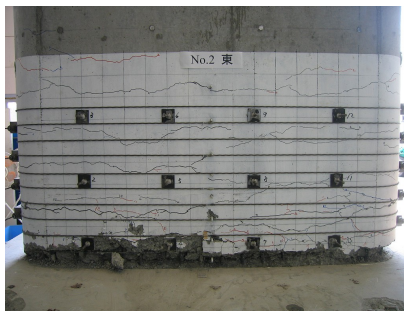


写真-2 各供試体の破壊状況

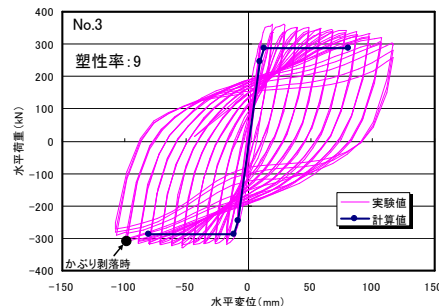
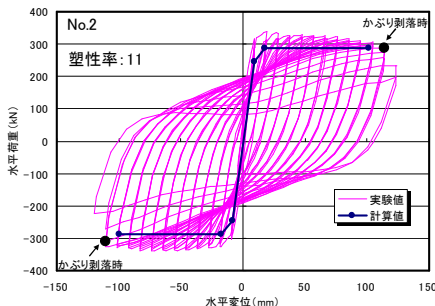
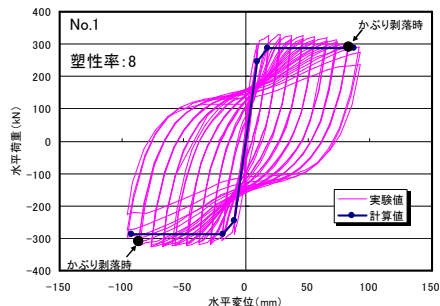


図-2 水平荷重－水平変位の関係

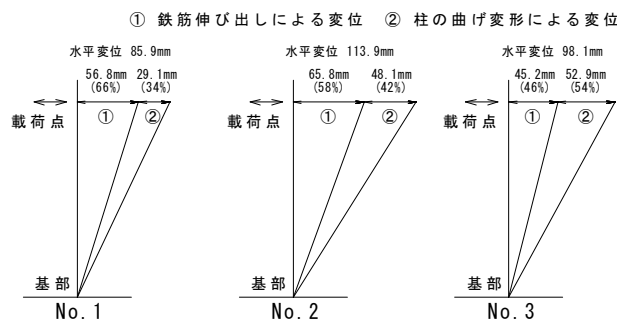


図-3 かぶりコンクリート剥落時の水平変位の割合

棒を緊張した場合は、本数を半分にしても同等な破壊性状を示したが、PC 鋼棒を緊張しない場合は、PC 鋼棒のない範囲のコンクリートのはらみだしを防止することはできなかった。

(2) 水平荷重－水平変位の関係

各供試体の水平荷重－水平変位の計算値と実験値を図-2 に、かぶりコンクリート剥落時の柱の曲げ変形と鉄筋の伸び出しにより生じる水平変位の割合を図-3 にそれぞれ示す。鉄筋の伸び出し量は、基部から 40mm の区間の両側中央部に設置した変位計により測定した。計算値は、道路橋示方書 V・耐震設計編(以下道示と称す)に基づき算出した。ただし、道示の計算値は柱部の曲げ変形により生じる水平変位のみを考慮しているため、ここでは曲げ変形により生じる水平変位の計算値に、実験で得た柱基部の鉄筋の伸び出しによる水平変位を加算した。塑性率についても道示の式を用いて算出した。

各供試体の塑性率は、No.1 が 8、No.2 が 11、No.3 が 9 であり、PC 鋼棒を半分にしても、これまでの標準的な配置方法に比べて同等以上のエネルギー吸収性能を有している結果となった。No.1 が No.2 より早く破壊した理由は、図-3 に示すように他の供試体に比べ水平変位に及ぼす鉄筋伸び出し量の割合が高いこと、すなわち剛体の挙動を示し、変形が基部に集中したことが原因と考えられる。

またかぶりコンクリートの剥落を終局と定義した場合、各供試体

の終局荷重および終局変位の計算値は、実験値とほぼ同等な値を示しており、従来から設計で用いている PC コンファインド工法独自のコンクリート応力－ひずみ関係式は、壁式橋脚の場合でも十分に適用できることを確認した。また、計算値は、拘束効果が低い供試体ほど過小に評価されることもわかった。この理由としては、実験による塑性ヒンジ長は、No.1 では道示による塑性ヒンジ長より短く、No.2 ではほぼ同等、No.3 では長くなったためと考えられる。

4. まとめ

壁式橋脚における PC コンファインド工法の耐震性能を確認するため、PC 鋼棒の配置方法と緊張力の有無をパラメータとした 3 体の供試体について正負交番荷重試験を実施した。No.1 は従来の方法で PC 鋼棒を配置したもの、No.2 は PC 鋼棒の本数を半分にしたもの、No.3 は No.2 と同様な配置で、PC 鋼棒の緊張を行わなかったものとした。以下に、実験結果から得られた知見を示す。

- 1) No.1 と No.2 を比較した場合、かぶりコンクリートの剥落は No.1 が $9\delta_{y0}$ 、No.2 が $12\delta_{y0}$ 、塑性率は No.1 が 8、No.2 が 11 であり、PC 鋼棒を半分にしても同等以上のじん性のあることがわかった。また剛性の高い供試体ほど、変形が基部に集中して早い段階で終局に至ることも確認した。
- 2) No.2 と No.3 を比較した場合、No.3 のかぶりコンクリートの剥落が $11\delta_{y0}$ 、塑性率が 9 となり、PC 鋼棒の緊張を行った No.2 は、緊張を行わない No.3 に比べてエネルギー吸収性能の高いことがわかった。これは、PC 鋼棒によるプレストレス力が、かぶりコンクリートのはらみだしを防止していることによるものと考えられる。
- 3) 各供試体の終局荷重および終局変位の実験値は、計算値とほぼ同等の値であった。特に、No.2 の塑性ヒンジ長は、道示による塑性ヒンジ長に比較的近い値となり、実験値が計算値よりも安全側にあることを示した。

Key words: 橋脚耐震補強, 壁式橋脚, PC 巻立て, 中間貫通 PC 鋼棒, じん性