

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

概要: 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ことを目的として, 中間貫通 PC 鋼棒の配置本数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載荷試験を実施した。その結果, 壁式橋脚における PC コンファインド工法には, 中間貫通 PC 鋼棒の配置本数を従来の半分としても, 同等以上の曲げ耐力とじん性(変形性能)があり, かつ道示に基づく計算値以上のじん性のあることが確認できた。

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

1. はじめに

PC コンファインド工法は, 既設の鉄筋コンクリート(以下, RC と称す)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^{1)~3)}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, まだその適用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(以下, 「参考資料」と称す)」⁴⁾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。このような壁式橋脚のじん性を向上させるには, コア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, PC コンファインド工法の場合は, 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点に特長がある。そのため, 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, その配置本数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。ここでは, 実験概要, 実験結果および考察について詳述する。

2. 実験概要

(1) 供試体の概要

供試体の形状・寸法を図-1 に, 供試体の諸元を表-1 に, PC 鋼材の配置図を図-2 にそれぞれ示す。

供試体は, 柱の形状を厚さ 400mm × 幅 2000mm × 高さ 2000mm の小判型断面とし, 柱の縦横比は 5, 実橋脚に対する柱の縮尺比は約 1/4 とした。なお, パラメータは PC 鋼棒の配置本数と緊張力の有無とした。No.1 供試体は, PC コンファインド工法における標準的な PC 鋼棒の配置とし, 緊張有りの供試体とした。No.2 供試体は, No.1 供試体に対して PC 鋼棒の配置本数を半分に減らした供試体とした。No.3 供試体は, No.2 供試体と同様の PC 鋼棒配



青山敏幸



大柳修一

置とし、緊張無しの供試体とした。

柱部の軸方向鉄筋量は、文献5)および既往の壁式橋脚正負交番載荷試験の配筋量を参考とし、鉄筋比1.0%程度を目安としてD16を40本配置した。帯鉄筋量も既往の実験結果を参考に、横拘束体積比0.05%程度を目安としてD10を300mm間隔で配置した。

また、横拘束筋であるPC鋼より線は、2.9mmの3本より線を柱の高さ方向75mm間隔で配置した。横拘束体積比は0.264%、換算横拘束体積比は1.432%であり、実橋脚に例えると、厚さ1600mmの壁式橋脚に1S15.2のPC鋼材を高さ方向150mm間隔で巻き付けた場合とほぼ同等の鋼材量となる。PC鋼棒は、PC鋼より線との降伏点の違いを考慮のうえ、横拘束筋2本分の断面積を確保するために11mmのPC鋼棒を使用した。No.1供試体のPC鋼棒の間隔は150mm、No.2とNo.3供試体のPC鋼棒の間隔は300mmとした。

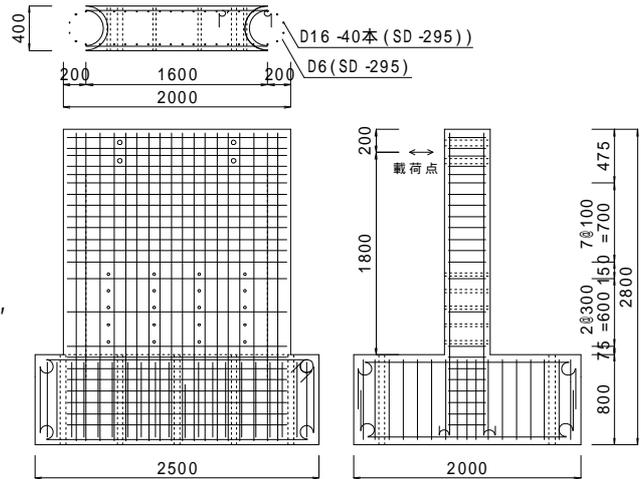


図-1 供試体の形状・寸法

表-1 供試体の諸元

		No.1	No.2	No.3	
PC 鋼材	中間貫通 PC 鋼棒 11mm	ctc150mm	ctc300mm		B種1号
		緊張有		緊張無	SBPR930/1080
	横拘束筋	2.9mm3本より ctc75mm (横拘束体積比 0.264%) (換算横拘束体積比 1.432%)			SWPD 3L
鉄筋	軸方向鉄筋	D16×40本 (鉄筋比 0.99%)			SD295A
	帯鉄筋	D10 ctc300mm (横拘束体積比 0.048%)			SD295A
コンク リート	圧縮強度 (N/mm ²)	34.0	31.5	36.9	呼び強度
	弾性係数 (N/mm ²)	23600	24900	24200	18N/mm ²

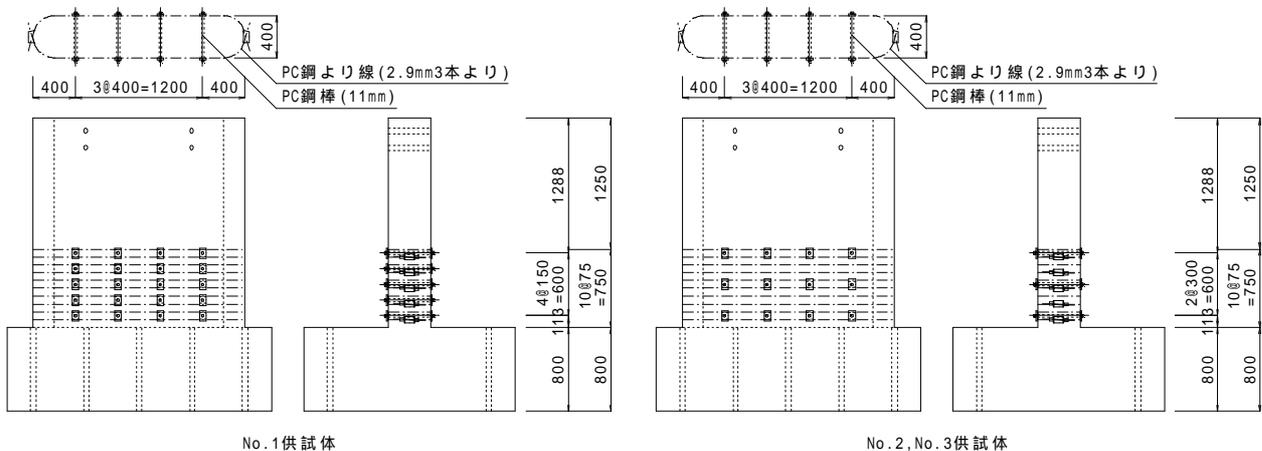


図-2 PC 鋼材の配置図

(2) 供試体の製作

供試体の製作は、最初にフーチング部の鉄筋と柱部の軸方向鉄筋を組み立て、フーチング部のコンクリートを打設することから始めた。次に、フーチング部と柱部の打継ぎ面を高圧水により目荒らした後、柱部のコンクリートを打設した。さらに、PC 鋼より線と PC 鋼棒の緊張を行い、PC 鋼棒配置部のシーす内にグラウトを注入・充填した。その後、約 1 週間養生して正負交番載荷試験の実施に至った。

PC 鋼より線と PC 鋼棒の緊張状況を写真-1、写真-2 にそれぞれ示す。PC 鋼より線は両引き緊張とし、特殊定着具を用いて円弧部の頂点に定着位置を 180 度交互にずらしながら定着した。PC 鋼棒は片引き緊張とし、PC 鋼より線のはらみ出しを防止するために設けた切込み付き支圧板を用いてナットにより定着した。

PC 鋼より線の導入緊張力は、円柱橋脚における考え方⁶⁾に基づき、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、緊張端にはロードセル、緊張端から 90 度の位置にはひずみゲージを貼り付けて管理した。PC 鋼棒も同様に、緊張端にはロードセル、PC 鋼棒の中間部にはひずみゲージを貼り付けて管理した。

No.3 供試体は、PC 鋼棒を緊張しないが、載荷時にゆるみが生じるのを防ぐため、PC 鋼棒のひずみが 100 μ 程度になるように手締めにてナットを定着した。

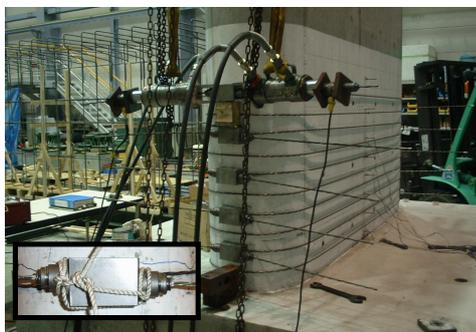


写真-1 PC 鋼より線の緊張状況

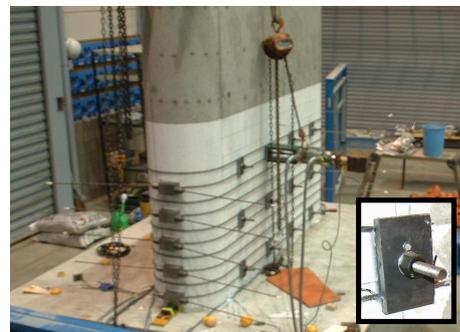


写真-2 PC 鋼棒の緊張状況

(3) 載荷方法

正負交番載荷試験の状況を写真-3 に示す。試験装置は、技術研究所にある 2 軸載荷システムを使用して、鉛直荷重を作用させながら正負交番に載荷させた。一般的な橋脚には、上部工の自重により 1N/mm² 程度の鉛直応力が作用しているため、本実験においても鉛直応力として 1N/mm² を作用させた。基部から載荷点中央までの距離は 1800mm であり、せん断スパン比は 4.5 である。

載荷ステップは、ひび割れ発生荷重まで荷重制御により 2kN/sec で載荷した。除荷後は、変位制御に切り替え、軸方向鉄筋が降伏するまで載荷した。その後は、最初に軸方向鉄筋が降伏した時点での載荷点の水平変位 (以下、初降伏変位と称す) を y_0 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。それ以降は、その整数倍の変位に対して同様の繰り返し載荷を行った。載荷速度は 0.1 ~ 1.0mm/sec の範囲で段階的に変化させた。

測定項目は、水平荷重、鉛直荷重、載荷点水平変位 (以下、水平変位と称す)、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、帯鉄筋のひずみ、軸方向鉄筋の伸び出し量、柱の曲率、フーチングの移動量等とした。軸方向鉄筋の伸び出し量は、文献 7) の測定方法に基づき、橋軸直角方向の中央部の基部前後両面から高さ 40mm の区間に変位計を設置し、その変位差分を 2 つの変位計の距離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。柱部の曲率も同様な方法で算出した。柱の曲率は、橋軸直角方向の中央部の前後両面に設けた変位計により、高さ 40mm から 540mm の区間は 100mm 間隔、高さ 540mm から 840mm の区間は 150mm 間隔で測定して各区内の平均曲率として求めた。

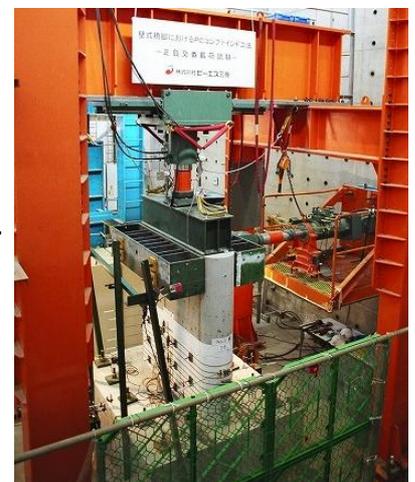


写真-3 正負交番載荷試験の状況

3. 実験結果と考察

(1) 破壊性状

各供試体の破壊状況を写真-4 に示す。

No.1 供試体は、1_{y0} 載荷時に、基部から高さ 80cm 間で 10～15cm 程度の等間隔ひび割れが発生した。その後、水平変位の増加に伴い基部のひび割れが進展し、9_{y0-2} サイクル目(-)側および 9_{y0-3} サイクル目(+)側載荷時に圧縮力作用側のかぶりコンクリートが剥落した。試験は、10_{y0-3} サイクル目の(+)と(-)側、それぞれの載荷時に引張力が作用する側の軸方向鉄筋の破断を確認して終了した。かぶりコンクリートが剥落した範囲は、基部から高さ 75～150mm 程度であり、軸方向鉄筋の座屈長もかぶりコンクリートの剥落範囲と概ね一致していた。

No.2 供試体も、同様の 1_{y0} 載荷時に、基部から高さ 100cm 間で等間隔ひび割れの発生がみられた。その後、細かいひび割れが発生し、水平変位の増加に伴って基部と基部から高さ 30cm 付近のひび割れが大きく進展し、12_{y0-1} サイクル目(+)側と 12_{y0-2} サイクル目(-)側載荷時に圧縮力作用側のかぶりコンクリートが剥落した。試験は、12_{y0-2} サイクル目(-)側と 13_{y0-2} サイクル目(+)側載荷時に、引張力が作用する側の軸方向鉄筋の破断を確認して終了した。かぶりコンクリートが剥落した範囲と軸方向鉄筋の座屈長は、No.1 供試体と概ね等しかった。

No.3 供試体についても、1_{y0} 載荷時に、No.2 供試体と同様なひび割れが発生した。その後、ひび割れは細かいひび割れが発生して徐々に進展し、11_{y0-1} サイクル目(-)側載荷時に、PC 鋼棒の配置していない基部からの高さ 15～30cm 間でかぶりコンクリートが大きくはらみ出した。かぶりコンクリートの剥落範囲は繰り返し載荷により徐々に拡大していったが、軸方向鉄筋の破断は起こらず、試験は 12_{y0} の 3 サイクル目を終えた時点で終了した。なお、かぶりコンクリートが剥落した範囲と軸方向鉄筋の座屈長は基部から高さ方向 300mm 程度であったが、反対側は剥落も座屈もみられなかった。また、PC 鋼棒を配置していない範囲にはコンクリートのはらみ出しがみられた。

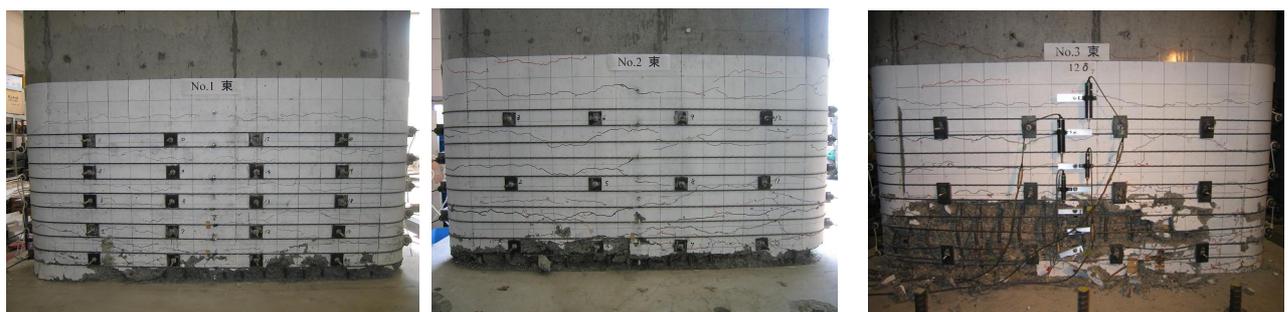


写真-4 供試体の破壊状況

(2) 耐力・変形性能と履歴特性

1) 水平荷重 - 水平変位の関係

各供試体の水平荷重 - 水平変位の関係を図-3 に、塑性率の結果を表-2 にそれぞれ示す。

各供試体の水平荷重 - 水平変位の履歴ループは、いずれもかぶりコンクリート剥落前までは安定していたが、No.1 供試体では 9_{y0-2} サイクル目、No.2 供試体では 12_{y0-1} サイクル目、No.3 供試体では 11_{y0-1} サイクル目のかぶりコンクリート剥落以降は、経路が原点側に寄ってずれ始め、エネルギー吸収性能が低下する傾向を示した。なお、最大荷重は各供試体ともほぼ同等の値であった。

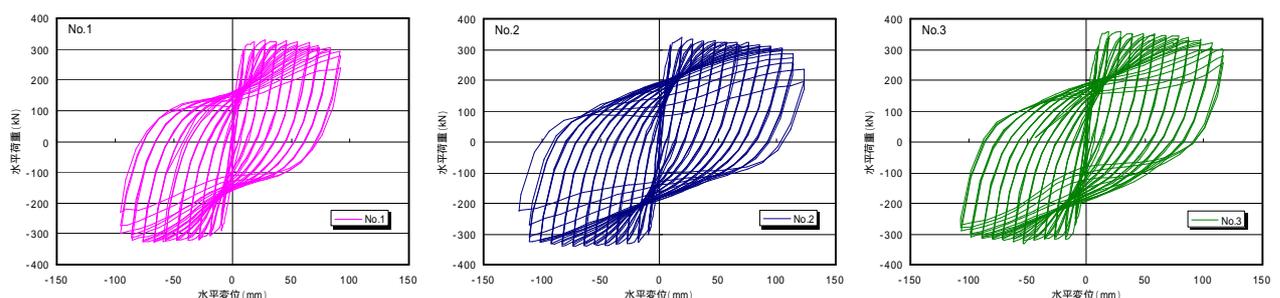


図-3 水平荷重 - 水平変位の関係

表-2 塑性率の結果

		初降伏変位 y_0 (mm)	初降伏荷重 P_{y0} (kN)	最大荷重 P_u (kN)	降伏変位 y^1 (mm)	終局変位 u^2 (mm)	鉄筋破断	塑性率 μ^3	
No.1	(+)側	9.2	299.0	330.7	10.2	82.7 (9 y_{0-3})	10 y_{0-3}	8.1	8
	(-)側	-9.5	-288.9	-327.7	-10.8	-85.9 (9 y_{0-2})	10 y_{0-3}	8.0	
No.2	(+)側	9.5	315.4	338.2	10.2	113.9 (12 y_{0-1})	12 y_{0-2}	11.2	11
	(-)側	-9.2	-303.0	-336.9	-10.2	-110.4 (12 y_{0-2})	13 y_{0-2}	10.9	
No.3	(+)側	9.7	311.4	360.0	11.2	-	-	-	9
	(-)側	-8.9	-269.1	-323.9	-10.7	-98.1 (11 y_{0-1})	-	9.2	

1 $y = P_u / P_{y0} \times y_0$ により算出, 2 かぶりコンクリート剥落時, 3 $\mu = 1 + (u - y) / y$ により算出

各供試体の塑性率は, No.1 供試体が 8, No.2 供試体が 11, No.3 供試体が 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。

2) エネルギー吸収性能

RC 橋脚の耐震性能は, 地震時に大きな繰り返し荷重を受けた場合に, ぜい性的な破壊を生じることなくそれに耐えうるねばり強さ, いわゆるじん性(変形性能)として評価される。このじん性がエネルギー吸収性能であり, 本論ではこれを等価減衰定数として評価する。

各供試体の等価減衰定数と水平変位の関係を図-4 に示す。等価減衰定数は, 各载荷サイクルにおける1サイクル当たりのエネルギー吸収性能(水平荷重 - 水平変位の履歴ループの面積) W と, 部材に蓄積される弾性エネルギー W との比 W/W から算出した。なお, 各载荷サイクルにおけるエネルギーは, 各载荷ステップの 1 サイクル目の値とした。

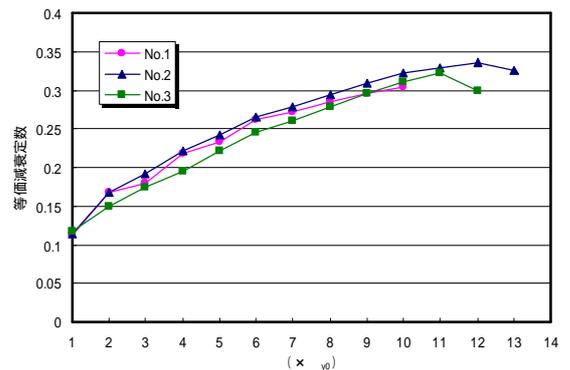


図-4 等価減衰定数 - 水平変位の関係

図から, 各供試体とも, かぶりコンクリートの剥落と軸方向鉄筋が座屈するまでのステップにおいて, 等価減衰定数が载荷変位の増大に伴って単調に増加の傾向で推移すること, およびエネルギー吸収性能がかぶりコンクリートの剥落以降で低下することが確認できた。

(3) 拘束効果

1) PC 鋼より線に生じたひずみ

塑性変形を受ける RC 矩形断面は, 文献8)によると, コンクリートが圧縮変形する際にポアソン効果によって外側へ変形し, かつ軸方向鉄筋の座屈に対して帯鉄筋が抵抗して引張ひずみが生じるとある。このメカニズムを考えた場合, 圧縮力が作用する側の PC 鋼より線の引張ひずみは, 水平変位の増加に伴って段階的に増加していくものと思われた。しかし, 今回の試験では, 圧縮力の作用時において, 引張力作用時に発生した円弧部 PC 鋼より線近傍のひび割れに, さらに PC 鋼より線が食い込んだため, 結果としてプレストレスは減少し, PC 鋼より線の引張ひずみは終局段階近くまで生じない結果となった。

このような実験結果を踏まえ, PC 鋼より線のひずみは, 各供試体が最初にかぶりコンクリートの剥落を生じた载荷方向 (No.1 供試体と No.3 供試体は (-) 側, No.2 供試体は (+) 側) の鉄筋初降伏時, 鋼材ひずみが最も小さくなっ

た時、およびかぶり剥落時に発生したひずみを柱の高さ方向に分布して比較した。その結果を図-5に示す。PC鋼より線のひずみは、基準点ゼロを緊張直後のひずみとし、その後の増加ひずみを最大減少時とかぶり剥落時のひずみ差から求めている。実際には、PC鋼より線のひずみは緊張直後にすでに3000 μ 程度にある。

No.1 供試体のPC鋼より線の増加ひずみは約1500 μ であった。最大減少時のひずみは7 y₀-1 サイクル目の608 μ であり、それ以降は引張ひずみが作用して、かぶり剥落時の9 y₀-2 サイクル目に900 μ の値を示した。また、No.2 供試体のPC鋼より線の増加ひずみは約2500 μ であった。ひずみの最大減少量は8 y₀-1 サイクル目で見られ、基部から高さ75mm位置で-147 μ 、高さ150mm位置で-1713 μ であった。それ以降は、基部から高さ75mm位置のPC鋼より線に引張ひずみが作用し、かぶり剥落時の12 y₀-1 サイクル目に2352 μ の値を示した。さらに、No.3 供試体のPC鋼より線の増加ひずみは約2000 μ であった。ひずみの最大減少量は10 y₀-2 サイクル目で見られ、基部から高さ75mm位置で-1659 μ 、高さ150mm位置で-2387 μ であり、それより高い位置のPC鋼材についても緊張力が減少している傾向にあった。それ以降は、基部から高さ150mm位置のPC鋼より線に引張ひずみが作用し、コンクリートがはらみ出した12 y₀-1 サイクル目では-418 μ の値を示した。

試験結果から、PC鋼より線のひずみは、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈が生じた箇所において各供試体とも増加し、かつ拘束効果の高い供試体ほどひずみ減少量と増加ひずみが小さくなる傾向にあることが確認された。

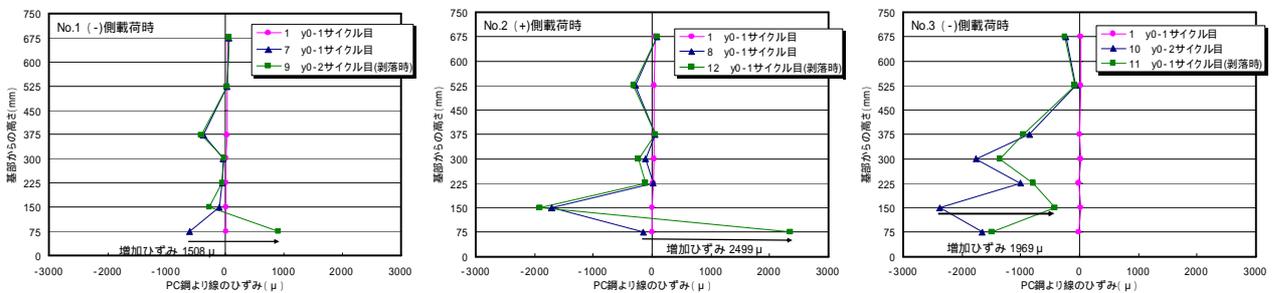


図-5 PC鋼より線に生じたひずみの高さ方向分布

2) PC鋼棒に生じたひずみ

PC鋼棒に生じたひずみを図-6に示す。PC鋼棒のひずみは、鉄筋初降伏時、5 y₀ 載荷時、およびかぶり剥落時の3ケースについて表し、基準点ゼロを、No.1とNo.2 供試体では約2200 μ の緊張力を導入した段階、No.3 供試体では約100 μ の締付け力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鋼棒の中央部上面にのみ貼付したので、各段のPC鋼棒ひずみとしては(+)側と(-)側に載荷した場合に生じるひずみを平均化して評価した。

図から、PC鋼棒のひずみは、いずれの供試体でも水平変位の増加に伴って最下段PC鋼棒で増大し、拘束効果の低い供試体ほどその割合が増加する傾向がみられた。また、基部に近い2,3段目にあるPC鋼棒のひずみは、No.1とNo.2 供試体ではほとんど生じていないが、No.3 供試体では水平変位の増加に伴って増大していることが確認された。No.3 供試体の2段目のPC鋼棒に引張ひずみが生じた理由としては、3.(1)破壊性状からもわかるように、軸方向鉄筋のはらみ出しが基部から2段目のPC鋼棒付近まで達しており、この2段目のPC鋼棒が軸方向鉄筋の座屈を抑制したものと考えられる。

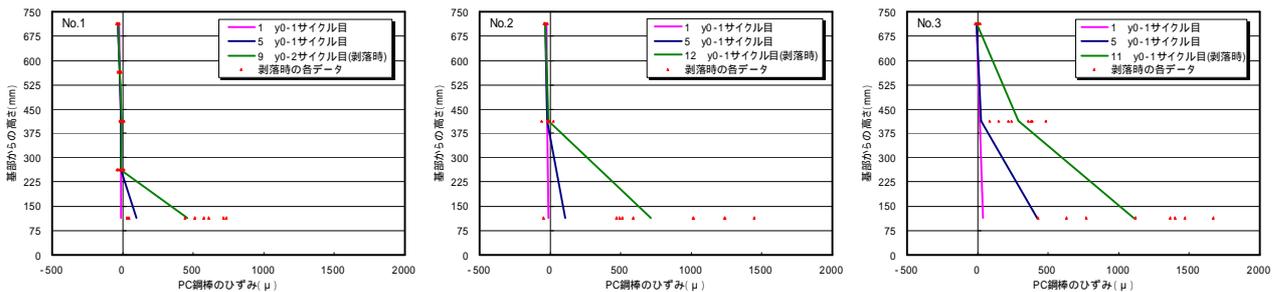


図-6 PC鋼棒に生じたひずみの高さ方向分布

3) 曲率分布

各供試体の曲率分布を図-7に示す。図中の曲率は、鉄筋初降伏時、 $5 y_0$ 載荷時、およびかぶりコンクリート剥落時の3ケースについて、各供試体において最初にかぶりコンクリートの剥落が生じた載荷方向での曲率を高さ方向に示したものである。なお、基部から高さ40mmでの曲率は、鉄筋の伸び出しにより生じたものである。

図から、曲率は、拘束効果の高い供試体ほど基部に集中し、基部から遠くなるにつれて生じないことがわかる。また、No.3 供試体の曲率は、No.1 と No.2 供試体に比べて基部ではやや小さいが、基部から遠い位置でも柱の曲げ変形の影響などにより生じているのがわかる。

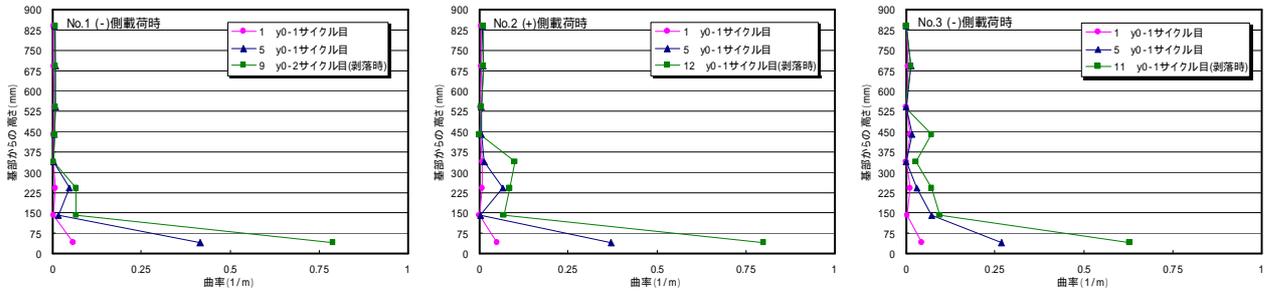


図-7 曲率の高さ方向分布

4) 軸方向鉄筋の伸び出し

各載荷ステップの水平変位に対しての軸方向鉄筋の伸び出しにより生じた水平変位の割合を図-8に示す。伸び出し量は、各載荷ステップ1サイクル目の(+)側と(-)側、それぞれの引張力作用側で生じた値を示している。ただし、No.2 供試体は(+)側が $11 y_0 - 3$ サイクル目、(-)側が $12 y_0 - 2$ サイクル目、No.3 供試体は(+)側が $11 y_0 - 3$ サイクル目、(-)側が $11 y_0 - 2$ サイクル目に変位計での測定が不能になったため、その時点までの測定値とした。

各供試体における鉄筋の伸び出しにより生じた水平変位の割合を比較すると、No.1, No.2, No.3 と拘束効果の高い供試体ほど、鉄筋伸び出しにより生じた水平変位の割合が大きいがわかる。これは、拘束効果が高いほど部材が剛体となり、曲げ変形が小さくなってエネルギーが基部に集中したためと考えられる。

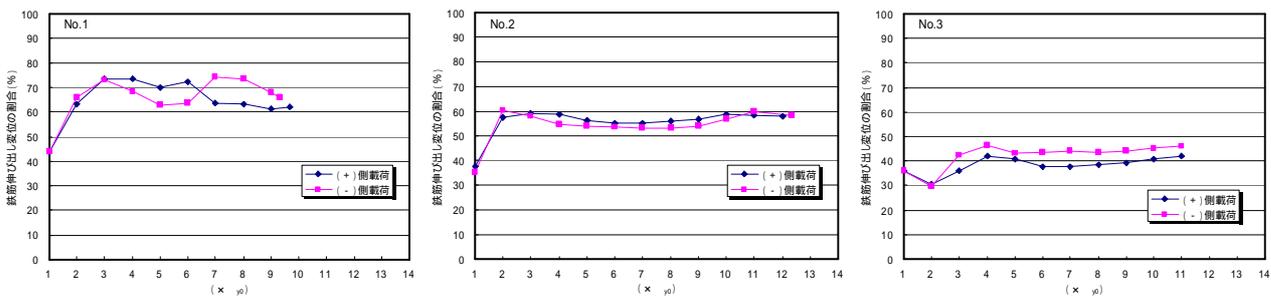


図-8 鉄筋伸び出し量 - 水平変位の関係

4. 設計計算値と実験値の比較

(1) 設計計算上の仮定

設計計算上の水平変位は、道路橋示方書 V. 耐震設計編⁹⁾(以下道示と称す)に基づき、コンクリートや鉄筋の応力 - ひずみ関係から各断面の曲げモーメント - 曲率関係を求め、各断面に生じる曲率を部材高さ方向に積分して求める。その際、部材基部における塑性化領域の曲率分布は、基部断面の有効高さに応じた塑性ヒンジ長を設定し、その領域の曲率分布を等価な矩形ブロックとして置き換えることで算出している。

この設計計算上の水平変位と実験による水平変位を比較する場合には、設計計算の過程で用いる塑性ヒンジ長と実験から算定した塑性ヒンジ長とがほぼ同等であることが重要となる。本論では、終局変位や曲率分布の実験値から

推定する手法^{11),12)}を参考として実験による塑性ヒンジ長を求め、その結果が道示による塑性ヒンジ長とほぼ同等であることを確認のうえ、水平変位の設計計算値と実験値を比較した。なお、設計計算上のコンクリートの応力 - ひずみ関係は PC 鋼材を帯鉄筋とした応力 - ひずみ関係⁶⁾とし、塑性ヒンジ長は文献⁴⁾を参考として道示の算出式に補正係数 0.8 を乗じて算出した。また、コンクリートの終局ひずみは柱の最外縁とし、材料値は表-1 の材料特性値を用いた。

(2) 塑性ヒンジ長

1) 道示による塑性ヒンジ長

道示による塑性ヒンジ長は、式(1)に補正係数 0.8 を乗じて算出する。本実験の供試体の場合、道示による塑性ヒンジ長は 160mm ($L_p = 0.5 \times 400\text{mm} \times 0.8$) となる。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad \text{ただし, } 0.1D \leq L_p \leq 0.5D \quad \dots\dots \text{式(1)}$$

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)

2) 終局変位の実験値による塑性ヒンジ長¹¹⁾

終局変位の実験値による塑性ヒンジ長は、道示による終局水平変位の算定式に、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響を加算した式(2)により算定する。算定した塑性ヒンジ長を表-3 に示す。

終局変位の実験値から算定した塑性ヒンジ長は、No.1 供試体で 124mm , No.2 供試体で 212mm , No. 3 供試体で 261mm となり、拘束効果の高い供試体ほど塑性ヒンジ長が短くなる傾向にあった。また、道示による塑性ヒンジ長 160mm と比較すると、No.1 供試体では短く、No.2 と No.3 供試体では長くなる結果となった。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(h - \frac{L_p}{2}) + \delta_\theta \quad \dots\dots \text{式(2)}$$

ここに、 δ_u : 実験による終局水平変位 (mm) , δ_y : 計算上の降伏変位 (mm) ,

ϕ_u : 計算上の終局曲率 (rad/mm) , ϕ_y : 計算上の降伏曲率 (rad/mm) ,

h : 基部から載荷点までの距離 (mm) , δ_θ : 実験による軸方向鉄筋の伸び出し変位 (mm)

表-3 終局変位の実験値から算定した塑性ヒンジ長

供試体	塑性ヒンジ長 (mm)	終局変位 (実験値) (mm)	鉄筋伸び 出し変位 (実験値) (mm)	降伏変位 (計算値) (mm)	終局曲率 (計算値) (rad/mm)	降伏曲率 (計算値) (rad/mm)
No.1	124	85.9	56.756	6.32	1.137×10^{-4}	7.32×10^{-6}
No.2	212	110.4	65.824	6.32	1.137×10^{-4}	7.32×10^{-6}
No.3	261	98.1	45.200	6.32	1.137×10^{-4}	7.32×10^{-6}

表中の鉄筋伸び出し変位は、12_{y0}-1 サイクル目の実験値として示したが、測定は 11_{y0}-3 サイクル目で不能になったため、11_{y0}-3 サイクル目までの測定値を線形補間して推定した値である。

3) 曲率分布の実験値による塑性ヒンジ長¹²⁾

曲率分布の実験値による塑性ヒンジ長は、終局時の塑性曲率の分布をもとに、式(3)により等価塑性ヒンジ長として算定する。等価塑性ヒンジ長は、最初にかぶりコンクリートの剥落が生じた面を対象とし、終局時の塑性曲率の分布を柱基部からの高さ 40 ~ 440mm 範囲に着目して算定した。これは、基部から高さ 40mm までの曲率については「軸方向鉄筋の伸び出し」として評価したこと、および基部から 440mm 以上では塑性ヒンジがほとんど生じなかったことによる。

各供試体のかぶり剥落時の曲率分布と式(3)による等価塑性ヒンジ長の算定結果を図-9 に示す。曲率分布の実験値による塑性ヒンジ長は、No.1 供試体が 106mm , No.2 供試体が 211mm , No.3 供試体が 222mm であり、拘束効

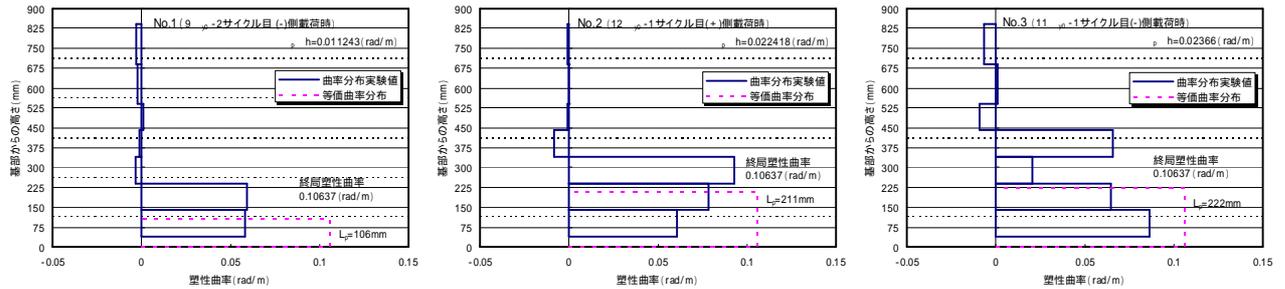


図-9 かぶり剥落時の曲率分布と等価塑性ヒンジ長

果の高いほど塑性ヒンジ長が短くなる傾向にあった。また、道示による塑性ヒンジ長 160mm と比較すると、No.1 では短く、No.2, No.3 供試体では長くなる結果となった。

$$L_p = \frac{\int (\phi_{exp} - \phi_y) dh}{\phi_u - \phi_y} \cong \frac{\sum \{ (\phi_{exp} - \phi_y) \Delta h \}}{\phi_u - \phi_y} \dots \dots \text{式 (3)}$$

ここに、 ϕ_{exp} : かぶりコンクリート剥落時の 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)

4) 塑性ヒンジ長の比較

道示による塑性ヒンジ長、終局変位の実験値による塑性ヒンジ長、および曲率分布の実験値による塑性ヒンジ長を図-10 に示す。

図から、実験による塑性ヒンジ長は、終局変位と曲率分布、いずれの手法で算定しても、拘束効果の高いほど短くなる傾向にあることがわかった。また、それぞれの方法による値を平均化すると、No.2 供試体が道示による塑性ヒンジ長に安全側かつ近い値を示すことも確認できた。

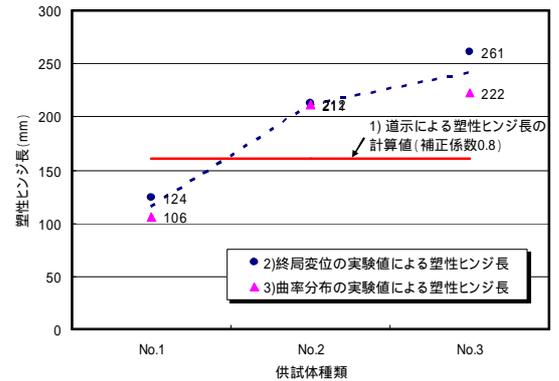


図-10 各供試体の塑性ヒンジ長

(3) 水平荷重 - 水平変位

各供試体の水平荷重 - 水平変位の計算値と実験値を図-11 に示す。ただし、計算値は、柱部の曲げ変形による水平変位に、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。

図から、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

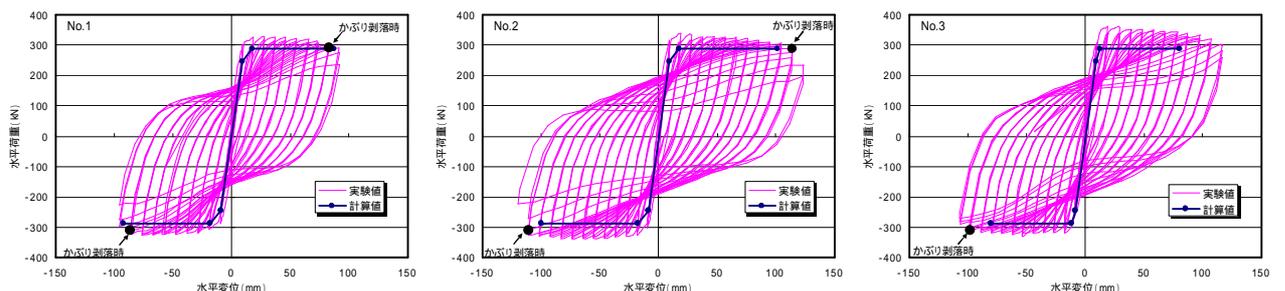


図-11 各供試体の水平荷重 - 水平変位の計算値と実験値

は、前述の塑性ヒンジ長の比較からもわかるように、実験による塑性ヒンジ長は、No.1 供試体では道示による塑性ヒンジ長より短く、No.2 供試体ではほぼ同等、No.3 供試体では長くなったためと考えられる。

5. 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ことを目的として、PC鋼棒の配置本数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載荷試験を実施した。No.1 供試体は従来のPC鋼棒を配置したもの、No.2 供試体はPC鋼棒の本数を半分にしたもの、No.3 供試体はNo.2 供試体と同様の配置で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) PC鋼棒の配置本数をパラメータとした場合、かぶりコンクリートの剥落はNo.1 供試体で $9 y_0$ 、No.2 供試体で $12 y_0$ 、塑性率はNo.1 供試体で8、No.2 供試体で11であり、PC鋼棒の本数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できた。
- 2) PC鋼棒の緊張力の有無をパラメータとした場合、No.3 供試体のかぶりコンクリートの剥落が $11 y_0$ 、塑性率が9となり、PC鋼棒の緊張を行ったNo.2 供試体は、緊張を行わないNo.3 供試体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出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 供試体の塑性ヒンジ長は道示による塑性ヒンジ長と比較的整合が取れていたため、実験値が計算値よりも安全側にあることを示した。

謝辞

実験の遂行にあたっては、関係各位に多大なるご協力・ご支援を賜りました。ここに記して深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 張建東, 鈴木義晃, 森拓也, 久保欣也, 川島一彦: PC鋼材を帯鉄筋に用いた円柱橋脚の交番載荷試験, 第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 1998年1月, pp.147-150
- 2) 張建東, 森拓也, 川島一彦: PC鋼材で横拘束した円柱橋脚の耐震補強に関する実験的研究, 第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 1998年12月 pp.175-178
- 3) 桐川潔, 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, 2001年11月30日,
- 4) 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 3.2-3.4, 社団法人日本道路協会, 平成9年8月
- 5) 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する共同研究報告書, 土木研究所整理番号 234号 pp.11, 平成11年10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) 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, p.104, 2002年10月18日
- 8) 鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関する実験的研究(その1)大型模型による塑性変形性能の検討, 土木研究所資料 3739号, 2000年8月
- 9) 道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 社団法人日本道路協会
- 10) 浅津直樹, 運上茂樹, 星隈順一, 近藤益央: 軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究, 土木学会論文集 No.682/ -56, pp.177-pp.194, 2001.7
- 11) 星隈順一, 長屋和宏, 運上茂樹: 鉄筋コンクリート橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1461-1488, 2000.3
- 12) 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