# 論文 高強度せん断補強筋を配した遠心力高強度プレストレストコンクリ ート杭(PHC杭)の曲げ変形能

袴田 智之\*1・鈴木 慶吾\*2・河野 哲也\*3・七澤 利明\*4

要旨: せん断補強筋に従来よりも高強度な異形棒鋼(SD490)を用いた PHC 杭の繰返し曲げ試験を行い,高 強度せん断補強筋を用いる場合の影響の確認(以下,試験1)と,杭頭部を模擬した変形能の比較(以下, 試験2)を行った。載荷方式は試験1を単純梁方式とし,試験2は片持梁方式で行った。試験1に関しては, せん断補強鉄筋により与えられる横拘束力(体積比×降伏強度)を揃えることにより,SD490でもSD345と 同等の変形能が得られること等を確認した。また,試験2に関しても,SD490をせん断補強筋に用いた場合 において,SD345を用いた既往の試験と同等の変形能が認められた。

キーワード: PHC 杭,高強度鉄筋,変形能,正負交番載荷

# 1. はじめに

PHC 杭の曲げ変形能に関しては,近年の終局状態を考 慮する設計において注目されている。しかしながら,高 強度せん断補強筋を用いた曲げ変形能の研究は参考文献 <sup>1)</sup>に代表される程度で少ないことから,今般の比較検討 に至る。本研究は土木研究所,早稲田大学,コンクリー トパイル建設技術協会の共同で行った。

PHC 杭を上杭に使用する場合,杭体内のらせん状鉄筋 を通常用いる普通鉄線から異形棒鋼とすることで,せん 断補強する場合がある。その場合,主目的がせん断補強 であるため,せん断試験に関する研究が報告されている。 本研究は,曲げ変形能に注目し,試験1においては,せ ん断補強筋に機械的性質の異なる異形棒鋼を用いた杭体 で比較を行い,試験2においては片持梁方式での試験か ら既往の研究と比較検討を行った。

試験1:高強度せん断補強筋に異形棒鋼(SD490)を 用い,従来から広く使用されているSD345 との機械的性 質に対する相違,中詰めコンクリート・軸力の有無に対 する相違を単純梁方式の繰返し曲げ試験による変形能で 比較した。

試験2:杭の使用部位として,杭頭部およびフーチン グとの接合部を模擬し,高強度せん断補強筋に異形棒鋼 (SD490)を用いた片持梁方式の繰返し曲げ試験を実施 し,SD345を用いた参考文献<sup>1)</sup>との変形能の比較等を行った。

# 2. 試験体諸元と試験体概要

試験1および試験2の試験体諸元を,**表−1**および表 −2に,試験体概要を,**表−3**および**表−4**に示す。

せん断補強筋のピッチは、せん断補強筋の体積比とせ ん断補強筋の降伏強度の積で与えられる横拘束力(=*ps・ oy*)が道路橋示方書・同解説(下部構造編)<sup>2)</sup>に規定さ れている 2.45 N/mm<sup>2</sup>となる仕様とした。

				表-1	試験	体諸元	しい試験	1)			
	杭径		壁厚			PC鋼材					
	D		i	t		Low	降伏点	降伏点強度		引張強さ	
No.	(m	m)	(m	m)	住	个叙	(N/r	nm <sup>2</sup> )	(N/r	nm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ce}$
	設計値	実測値	設計値	実測値	(mm)	(本)	設計値	実測値	設計値	実測値	(N/mm <sup>2</sup> )
1		600		104							
2	600	600	90	105	0	24	1275	1/83	1420	1504	80
3	000	600	50	104	2	24	1275	1405	1420	1504	0.0
4		600		105			1				

#### 表-2 試験体諸元(試験2)

	杭径		壁	厚		PC鋼材					
	D		t		-		降伏点	降伏点強度		引張強さ	
No.	(m	m)	(m	m)	径	本数	(N/r	nm <sup>2</sup> )	(N/r	nm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ce}$
	設計値	実測値	設計値	実測値	(mm)	(本)	設計値	実測値	設計値	実測値	(N/mm <sup>2</sup> )
5	500	500	80	85	9	18	1275	1381	1420	1472	8.0

\*1 一般社団法人 コンクリートパイル建設技術協会(日本コンクリート工業㈱)(正会員)

\*2 一社社団法人 コンクリートパイル建設技術協会(日本コンクリート工業㈱)(正会員)

\*3 国立研究開発法人 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員(正会員)

\*4 国立研究開発法人 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員

		コンクリートの仕様									せん断補強筋仕様					
	杭体			杭体内中詰めコンクリート								咳 (4) よ	古金座			
No.	圧縮強度		ヤン	グ率		圧縮強度		ヤン	ヤング率		軸力		ピッチ	<b>浑</b> 1人 品 蚀 度		
	(N/mm <sup>2</sup> )		(kN/1	√mm²) 有		(N/mm <sup>2</sup> )		(kN/mm <sup>2</sup> )			種類	呼び名	2 / /	(N/n	nm <sup>2</sup> )	
	設計値	実測値	設計値	実測値		設計値	実測値	設計値	実測値	(kN)			(mm)	設計値	実測値	
1		106.8		43.9	有り		31.5		26.4	0	SD345	D10	70	345	382	
2	80.0	102.6	40.0	42.3	有り	24.0	34.3	25.0	24.7	0	SD490	D10	100			
3	00.0	93.7	40.0	40.8	有り	24.0	37.0	23.0	25.8	1200				490	590	
4		95.1		40.3	無し		—		_	0						

# 表-3 試験体概要(試験1)

#### 表一4 試験体概要(試験2)

		コンクリートの仕様										せん断補強筋仕様			
	杭体			杭体内中詰めコンクリート							咳 /4- J	古政府			
No.	圧縮	強度	ヤン	グ率		圧縮	強度	ヤン	グ率	軸力	and show	10. T. or 10. 64	ピッチ	P年1八5	<b>忒</b> ]阻/受
	(N/mm <sup>2</sup> )		(kN/mm <sup>2</sup> ) 有4		有無	(N/mm <sup>2</sup> )		(kN/mm <sup>2</sup> )		種類	種類	貝 呼び名		(N/n	nm <sup>2</sup> )
	設計値	実測値	設計値	実測値		設計値	実測値	設計値	実測値	(kN)			(mm)	設計値	実測値
5	80.0	106.1	40.0	46.3	無し	24.0	_	25.0	_	0	SD490	D10	130	490	694

# 3. 曲げ試験装置とゲージ類位置および試験項目

# 3.1 曲げ試験装置とゲージ類貼付位置

試験1(単純梁方式)および試験2(片持梁方式)の 曲げ試験装置を,図−1および図−2に,載荷スパンを, 表−5および表−6に示す。





図-1 試験1(単純梁方式)の試験装置

表-5	試験 1	(単純梁方式)	の載荷スパ	パン

No.	杭径 <i>D</i>	杭長 <i>L</i>	せん断 スパン	張出長
	(mm)	(m)	<i>a</i> (m)	<i>b</i> (m)
1 2 3 4	600	8	2.00	1.50

試験1の載荷方法は,JISA5373 (プレキャストプレス トレストコンクリート製品)に準じ2点支持,2点載荷 の単純梁方式として実施した。試験1で用いる全ての試 験体の杭径は600mmである。



表一6	試験2(	片持梁方式	この載ね	<b>青スパン</b>

No.	杭径 D	杭長 <i>L</i>	せん断 スパン	埋込長
	(mm)	(m)	<i>a</i> (m)	<i>b</i> (m)
5	500	3	1.25	1.00

試験2では、フーチング模型に試験体を1000mm 埋め 込み、載荷点はフーチング模型上面から1250mm(2.5D) の位置とした。なお、試験2では、試験装置の能力の問 題から試験体の杭径を500mm とした。

#### 3.2 測定験項目

主な測定項目を表-7 に示す。載荷荷重と変位および PC 鋼材のひずみを連続的に測定した。

表-7 主な測定項目

	主な測定項目
1	ひび割れ荷重,破壊荷重とその形態
2	ひび割れ発生状況
3	貼付ゲージのひずみ測定
4	変位量測定
5	コンクリートの圧縮強度、引張強度、ヤング率
6	軸方向筋とらせん筋の引張強度とヤング率
$\bigcirc$	杭体の壁厚測定
4 5 6 7	②位重測定 コンクリートの圧縮強度,引張強度,ヤング率 軸方向筋とらせん筋の引張強度とヤング率 杭体の壁厚測定

#### 4. 載荷方法

荷重段階および計測変位を図-3 に示す。曲げひび割 れ発生変位(計算値・実測値)を1回,その後は各変位 段階で3回の正負交番載荷を行う。実測降伏荷重は PC 鋼材に貼り付けた引張側のゲージが表-1,2に示すPC鋼 材降伏点強度の実測値に至った時点を正側1回目(1 $\delta$ y) とし,その後1 $\delta$ y ずつ増加させながら,載荷荷重が*Pmax* の8割程度に下がるまで載荷を繰り返す。なお,載荷サ イクルは参考文献<sup>1)</sup>に基づき決定した。

軸力曲げ試験の杭に与える軸力を,式(1)に示す。道路 橋示方書・同解説(下部構造編)<sup>2)</sup>に示されている杭の 許容支持力のうち最も大きい打撃工法の杭先端支持力を 参考とし,1200kNとした。

$$R_a = q_d \cdot A / n \tag{1}$$

ここに,  $R_a$ : 杭先端支持力 (杭に与える軸力),  $q_d$ : 極限支持力度 ( $q_d$  = 300kN/m<sup>2</sup>), A: 杭先端面積 (杭径 600mm), n: 安全率 (n = 3) とした。



### 5. 載荷試験(試験1)

#### 5.1 試験1の試験体の曲げモーメント諸数値

試験体の曲げモーメント諸数値を表-10に示す。なお, 表中の設計値とは,表-1,3および表-8,9の設計値を用 いて計算を行った値,計算値とは表-1,3の実測値を用 いて計算を行った値である。

表-8 試験1のコンクリートの設計値

設計基準強度	$\sigma_{cu}$	(N/mm <sup>2</sup> )	80.0
ヤング率	E <sub>c</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	40000
曲げ引張	$\sigma_{bu}$	(N/mm <sup>2</sup> )	-4.3
終局ひずみ	ę	(中詰部)	0.002500
M3 /HJ U. 9 0/	U CU	(PHC部)	0.003620

# 表-9 試験1のPC鋼材の設計値

降伏強度	$\sigma_{py}$	(N/mm <sup>2</sup> )	1275
引張強度	$\sigma_{pu}$	(N/mm <sup>2</sup> )	1420
ヤング率	$E_p$	(N/mm <sup>2</sup> )	200000
降伏ひずみ1	£	第1折点	0.006375
降伏ひずみ2	Сру	第2折点	0.015000
終局ひずみ	E <sub>pu</sub>	—	0.050000

#### 表-10 試験1の試験体曲げモーメント諸数値

No.		ひび割れ時曲げ	降伏時曲げ	終局時曲げ	
		モーメント( $Mcr$ )	モーメント(My)	モーメント(Mu)	
		(kN•m)	(kN•m)	(kN•m)	
1	設計値	206.0	395.6	532.9	
1	計算値	234.9	461.5	575.8	
2	設計値	206.0	395.6	532.8	
2	計算值	232.7	459.9	575.8	
2	設計値	340.3	630.2	759.6	
3	計算値	339.0	699.1	813.6	
4	設計値	206.0	407.0	503.6	
4	計算値	225.0	473.1	553.0	

### 5.2 試験1の載荷試験結果

交番載荷試験結果のまとめを表-11,図-4に示す。

表-11 試験1の交番載荷試験結果のまとめ(実測値)

No.	<i>Mcr</i> (kN∙m)	$\frac{My}{(kN \cdot m)}$	<i>Ми</i> (kN•m)	備	考
1	310.0 (1.32)	462.0 (1.00)	567.0 (0.98)	SD345	中有·軸無
2	330.0 (1.42)	491.0 (1.07)	530.0 (0.92)	SD490	中有·軸無
3	449.0 (1.32)	752.0 (1.07)	845.0 (1.04)	SD490	中有·軸有
4	310.0 (1.38)	500.0 (1.06)	540.0 (0.98)	SD490	中無·軸無
() 内の粉値は 実測値 / 計算値なデオ					

( )内の数値は,実測値/計算値を示す



各試験体の曲げ試験結果(実測値/計算値)は,降伏 時曲げモーメント(以下, *My*)及び終局時曲げモーメン ト(以下, *Mu*)において,ほぼ計算値に近い値(1.00程 度)であることが確認できた。なお, *Mu*において 1.00 を超えたのは、軸力を導入した No.3 のみであった。一方、 ひび割れ時曲げモーメント(以下, Mcr)は、計算値よ り 30%程度大きな結果となった。これは、道路橋示方書・ 同解説(下部構造編)<sup>2)</sup>に規定されている曲げ引張り強 度推定式より算定しているが、実際の強度より安全側に 評価されているためと考えられる。なお、実測における ひび割れ曲げモーメント Mcr とは、試験体表面ゲージの ひずみが急激に変化したときの値を採用した。

#### 5.3 試験1の損傷状況と考察

試験体の損傷状況は、各試験体(No.1~4)ともに PC 鋼材の引張破断により終局を迎えている。ひび割れ状況 は、写真-1に示す通り、広範囲に 5 本程度のひび割れ が確認された。一方で、写真-2 においては圧縮側のか ぶりコンクリートが剥落したが、PC 鋼材のはらみ出しは、 確認されていない。



写真-1 試験体 No2 破壊状況



写真-2 試験体 No.3 破壊状況(圧縮側)

かぶりコンクリートが剥落したのは軸力を導入した 試験体 No.3 のみであり, Mu の実測値/計算値も 1.00 を 上回った。試験体 No.1,2,4 はかぶりコンクリートの目立 った剥落は確認されず Mu の実測値/計算値が 1.00 以下 であったことから,破壊形態に起因するものと推察され る。

*Mu* を計算する際には、平面保持が成立し、かつ、コンクリートと PC 鋼材は完全付着であると仮定している。

しかしながら、実験時のひび割れ進展で観察されている ように、純曲げ区間に生じる曲げひび割れは離散的に発 生しており、そのひび割れ幅の拡大とともに、ひび割れ 部の PC 鋼材に局所的な大きなひずみが集中することで 最終的に破断したものと推察される。このことから単純 梁方式の軸力を導入しない曲げ試験を行った場合、片持 梁方式で生じる杭の抜け出しによる水平変位の増加やフ ーチング面の圧縮側コンクリートへの応力集中が生じず, 圧縮側のかぶりコンクリートの目立った剥落がなく引張 側のPC鋼材で破断が生じたものと考えられる。一方で, 軸力を導入した場合においては、かぶりコンクリートの 剥落が生じた後に PC 鋼材が破断していることから, 圧 縮側最外縁のコンクリートは、一部破壊ひずみに達して おり、常時荷重程度の軸力が作用した場合には、実測値 と計算値の整合が取れるものと考えられる。しかしなが らコアコンクリートの大きな損傷は確認されていないこ とから、常時荷重程度の軸力ではひび割れ分散が十分で なく、最終的に PC 鋼材が破断したものと推察される。

#### 5.4 試験1の高強度せん断補強筋の影響

各試験体の高強度せん断補強筋,軸力の導入および中 詰めコンクリートの有無による影響を表-12~14に,各 試験体のモーメントー変位関係を図-5~7に示す。

表-12 試験体 No.1 と No.2 の各曲げモーメント比

	Mcr	My	<i>Mu</i>
	(kN•m)	(kN·m)	(k <b>N</b> •m)
No.2/No.1 (せん断補強筋による影響)	1.06	1.06	0.93

表-13 試験体 No.2と No.3の各曲げモーメント比

	Mcr (kN•m)	$\frac{My}{(kN \cdot m)}$	Mu (kN∙m)
No.3/No.2 (軸力導入による影響)	1.36	1.53	1.59

表-14 試験体 No.2と No.4の各曲げモーメント比

	<i>Mcr</i> (kN∙m)	$\begin{array}{c} My\\ (kN\cdot m) \end{array}$	<i>Mu</i> (kN•m)
No.4/No.2 (中詰めコンクリートによる影響)	0.93	1.01	1.01

表-12の試験結果の比較から, SD345をせん断補強筋 に使用した試験体 No.1 と SD490の高強度せん断補強筋 を使用した No.2 の各曲げモーメント比は, 0.93~1.06 で あり,ほぼ同等である。また,図-5のモーメントー変 位関係 (No.1 と No.2)を比較しても同じような挙動を示 していることが確認できる。前述した PC 鋼材破断によ る破壊状況を考慮すると,SD490をせん断補強筋に使用 した場合の曲げ耐力および変形能は,従前から規定され ている SD345 と同等であることが確認できた。なお,表 -13 に示す試験体 No.2 と No.3 の各曲げモーメント比は, 1.36~1.59 であり、曲げ耐力の向上が確認できた。表-14 に示す試験体 No.2 と No.4 の各曲げモーメント比は, 0.93~1.01 であり、中詰めコンクリートの有無により大 きな差はなかった。



図-5 モーメントー変位関係 (No.1とNo.2)





図-7 モーメントー変位関係 (No.2とNo.4)

# 6. 載荷試験(試験2)

#### 6.1 試験2の載荷試験結果

試験体の曲げモーメント諸数値を表-15に,交番載荷 試験結果を表-16に示す。

表-15 試験2の試験体曲げモーメント諸数値

No.		ひび割れ時曲げ	降伏時曲げ	終局時曲げ
		$\exists - \exists \vee \land (Mcr) = \exists - \exists \vee \land (My) = \exists - \exists \vee$		モーメント( <i>Mu</i> )
		(kN•m)	(kN•m)	(kN•m)
5	設計値	123.7	244.3	325.6
	計算値	135.7	267.7	350.0

#### 表-16 試験2の交番載荷試験結果のまとめ(実測値)

My Mи Mcr備考 (kN·m) (kN·m) (kN·m) 5 163.0 (1.20) 344.0 (1.29) 358.0 (1.02) SD490 中無・軸無

)内の数値は、実測値/計算値を示す

各試験体の曲げ試験結果(実測値/計算値)は, Mcr, My及びMuにおいて1.00以上であることが確認できた。

#### 6.2 試験2の損傷状況と考察

No.

破壊形態は、写真-3 に示すように、かぶりコンクリ ート剥落後の PC 鋼材の引張破断であった。



写真-3 試験体 No.5 破壊状況

試験1の単純梁方式と比較すると、軸力が導入されて いる No.3 のみ, かぶりコンクリートが剥落したが, 試験 2の No.5 は軸力が導入されていないにも関わらず, かぶ りコンクリートの剥落が確認された。これは、前述した ような杭の抜け出しやフーチングコンクリートの影響に よる片持梁方式の載荷と同様の状態になっていることに 起因するものと推察される。

また, 図-8 に, 1δy を PC 鋼材に貼り付けた引張側

のゲージが降伏点強度の実測値に至った時点とし,試験 を行ったモーメントー変位関係を示す。





なお, 試験 2 の No.5 の試験体においては計算降伏曲げ モーメント(My: 267.7 kN·m) と実測降伏曲げモーメント (My: 344.0 kN·m) を比較すると, 30%程度大きな結果と なった。これは, ひび割れ分散性が悪く, そのひび割れ 箇所の PC 鋼材にひずみが集中し, 貼り付けたゲージ位 置と異なることによるものと考えられ, 塑性率を小さく 評価してしまう。従って, 計算降伏曲げモーメントの変 位を基準変位とした評価を行うことも必要である。実際 に,参考文献<sup>1)</sup> (試験方法は片持梁方式で載荷点位置は 1500mm (2.5D), 杭径  $\phi$  600, せん断補強筋に SD295 (D10) @50mm を使用) では計算降伏曲げモーメントを基準変 位 (1  $\delta$  y') としており, 破壊形態は,  $8\delta$  y' 載荷時の座 屈した PC 鋼材の引張破断 (7  $\delta$  y' で圧縮側の PC 鋼材が 座屈) であった。



図-9に示す試験2のNo.5の試験結果を計算降伏曲げ モーメント(1 $\delta$ y')で再掲すると、 $6\delta$ y'~9 $\delta$ y'程度 の大きな変形能が確認され、参考文献<sup>1)</sup>とほぼ同程度の 試験結果となる。従って、杭頭部を模擬した曲げ試験方 法でも、せん断補強筋に SD345 を用いた試験体と SD490 を使用した試験体に大きな相違がないことが確認された。

#### 7. まとめ

1) 試験1では、ひび割れ曲げモーメント(*Mcr*),降伏 曲げモーメント(*My*)の実測値/計算値に関しては、概 ね1.00以上となっているが、破壊曲げモーメント(*Mu*) の実測値/計算値においては軸力を導入した試験体の み1.00を上回っている。破壊曲げモーメントの実験値が 計算値を下回る理由は、曲げひび割れ部にある PC 鋼材 に大きなひずみが集中し、圧縮側コンクリートの損傷前 に破断するためと考えられる。

2) 試験1では、中詰めコンクリートの有無による試験体 の曲げ耐力比は、0.93~1.01 であり顕著な差異は認めら れなかった。一方で、常時荷重程度の軸力が作用した場 合には、実測値と計算値の整合が良い。

3) 杭頭付近においては,試験2の片持梁方式の載荷と同様の状態になっており、一方、地中部では試験1の単純梁方式の載荷に近い状態になっていると予想され、部位によっては変形能や破壊形態に相違が生ずる可能性も考えられる。

4) 試験方式によらず, せん断補強筋に用いた SD490 に 関して, SD345 と同等に, せん断補強筋の体積比とせん 断補強筋の降伏強度の積 (= $\rho s \cdot \sigma y$ ) を道路橋示方書・同 解説 (下部構造編)<sup>2)</sup> に規定されている 2.45 N/mm<sup>2</sup> とす ることで, 同様な変形能が確認できた。このことから,  $\rho s \cdot \sigma y$  が概ね同じ値となるように高強度化すれば, 降伏 点に応じて同等の変形能が期待できると推察される。た だし, SD490 よりも降伏強度が高いせん断補強筋を用い る場合には, 実験等で確認する必要がある。

5) 試験2では、各材料の実測値を用いて計算した計算降 伏曲げモーメントでモーメントー変位関係を再掲すると  $6 \delta y' \sim 9 \delta y'$ 程度の大きな変形能が確認され、既往の 試験と同等の変形能であることが確認された。

#### 謝辞

本論文を作成するにあたり,早稲田大学 創造理工学 部 社会環境工学科の秋山充良教授からご指導を賜りま した。ここに感謝の意を表します。

# 参考文献

- 大塚久哲,星隈順一,長屋和宏:土木研究所資料高 強度プレストレストコンクリート杭の変形性能と その評価方法,第3445号,1996.6
- 社団法人日本道路協会:道路橋示方書 下部構造編, 2012.4