# 二重管方式を採用した高靱性型 SC 杭の変形性能 PERFORMANCE OF STEEL COMPOSITE CONCRETE PILE WITH HIGH TOUGHNESS USING AN INNER STEEL TUBE

本間裕介<sup>\*1</sup>, 浅井陽一<sup>\*2</sup>, 山路麻未<sup>\*3</sup>, 小梅慎平<sup>\*4</sup>, 阪上浩二<sup>\*5</sup> Yusuke HOMMA, Yoichi ASAI, Mami YAMAJI, Shimpei KOUME and Koji SAKAGAMI

In this study, the steel composite concrete pile using an inner steel tube (hereafter referred to as "WSC pile") is developed to improve the ductility of steel composite concrete pile under the earthquake. The cyclic loading tests with constant axial load were carried out to investigate the deformation performance of WSC pile. From the results on series of experiments, it is shown that WSC pile improves the ductility of pile under the earthquake. This paper proposes the restoring force model on WSC pile.

Keywords: Steel composite concrete pile, Double steel tubes, Deformation capacity, Compression and bending, Cyclic loading SC 杭,二重管,変形性能,曲げ圧縮,繰返し載荷

# 1. はじめに

既製コンクリート杭を用いた高支持力工法が数多く開発され、杭 1本の鉛直支持力が大きい高支持力工法を採用した建築物の実績も 多い。この場合、杭1本が負担する水平力も必然的に大きくなるた め、上部構造との接合部付近には、曲げ強度が高い SC 杭(外殻鋼管 付きコンクリート杭)を用いる事例がほとんどである。このような背 景には、SC 杭はコンクリートが外殻鋼管の局部座屈を抑え、また 外殻鋼管がコンクリートを拘束することから、高い曲げ強度に加え、 変形性能も優れていると考えられてきたからである。

一方、近年になって、杭基礎構造においても、大地震時を想定し た二次設計を求められることも多くなってきており、大地震時のSC 杭の変形性能などについて定量的に検討した研究も多数報告がされ ている<sup>1).2)</sup>。既往の研究<sup>1).2)</sup>では、SC 杭は外殻鋼管による拘束効果 から優れた曲げ耐力を有しているが、建物のロッキング等に伴う地 震時変動軸力下では、最大曲げ耐力以降の変形領域に及ぶと、コン クリートの圧壊とともに曲げ耐力が急激に低下し、靱性が乏しい傾 向にあることが示されている。圧壊した内側コンクリートが遠心成 形により設けられた中空部に剥落するために、急激な耐力低下が生 じると指摘されている。

このように、変形性能も優れていると考えられていた SC 杭についても、地震時変動軸力下においては、靱性が乏しい傾向であるこ

\*4 ジャパンパイル(株) 修士(工学)

とが明らかにされてきた。現在、杭基礎構造に対しては、二次設計 を行う法的な義務は課せられていないが、将来導入される杭の二次 設計に向けて、ある程度の地震時変動軸力下においても変形性能を 有する既製コンクリート杭の開発は急務とされる。既往の研究 1).2) では、変形性能向上案として、中詰めコンクリートを充填した SC 杭の変形性能についても検討がされている。中詰めコンクリートを 充填することで、圧壊に伴うコンクリートの剥落を抑制し、変形性 能が向上することが示されている。しかしながら、高支持力工法は、 オーガースクリューで所定深度まで地盤を掘削後、セメントミルク を注入しながら掘削土と混合撹拌し築造したソイルセメント柱に、 既製コンクリート杭を建込む埋込み工法である。そのため、中空部 は固結したソイルセメントで満たされることが多く、施工後に中詰 めコンクリートを充填する場合、中空部に固まったソイルセメント の除去が必要となるが、作業性が非常に悪く完全に除去することは 困難である。このため、中詰めコンクリートの代替え案として、施 工時に中空部に満たされる固結したソイルセメントの効果について も既往の研究 2で検討されているが、圧壊に伴うコンクリートの剥 落の抑止効果は、中詰めコンクリートより乏しいと結論付けられて いる。

また、予め中空部を中詰めコンクリートで充填した SC 杭を施工 に用いた場合には、建込み時に既製コンクリート杭に生じる浮力を

JAPAN PILE Corporation, Dr.Eng. TOYO ASANO FOUNDATION Co., Ltd., Dr.Eng. TOYO ASANO FOUNDATION Co., Ltd. JAPAN PILE Corporation, M.Eng. YAMASHITA SEKKEI INC.

<sup>\*1</sup> ジャパンパイル(株) 博士(工学)

<sup>\*2 (㈱</sup>トーヨーアサノ 博士(工学)

<sup>\*3 (</sup>株)トーヨーアサノ

<sup>\*5 (</sup>株山下設計

低減させるための中空部が無くなり、施工トラブルのリスクが高ま る危険性がある。このように、中詰めコンクリートを SC 杭へ充填 させる場合には、中詰めコンクリートの施工方法の確立が大きな課 題となる。

そこで、筆者らは、埋込み工法に適用するために、SC 杭の内側 に内鋼管を設けた二重管方式を採用した高靱性型の SC 杭(以下、 WSC 杭)を考案し、高圧縮軸力および引張軸力下における WSC 杭 の変形性能を検討する目的で一連の曲げせん断実験を行った。

# 2. WSC 杭の概要および目標性能

WSC 杭の概要を Fig.1 に示す。WSC 杭は、通常工程により製造 された SC 杭の内側に内鋼管を設け、SC 杭の内側コンクリートと内 鋼管の隙間をグラウトで充填させた二重管式の SC 杭である。SC 杭 で問題であった圧壊に伴う内側コンクリートの剥落を内鋼管で抑止 することでコンクリートの拘束効果を高め、変形性能の向上を図っ ている。

WSC 杭の目標性能は、上部構造の鉄筋コンクリート柱で最も靱 性があるとされる FA ランク<sup>3),4)</sup>とした。具体的には、軸力比が 0.35 以下の範囲で塑性率 6.0 以上の変形能力を有し、限界変形角 1/50rad を保証する性能である。

#### 3. 曲げせん断実験概要

#### 3.1 試験体仕様

WSC 杭の変形性能を検証する目的で実施した一連の試験体仕様 を Table1 に示す。Table2 に鋼材の材料特性一覧、Table3 にコンク リートおよび充填グラウト材の材料特性一覧を示す。曲げせん断実 験は3回のシリーズで実施しており、シリーズAは二重管方式によ る効果を確認する実験、シリーズBは軸力比の違いがWSC 杭の変 形性能に与える影響を検証する実験、シリーズCはシリーズAおよ びBの結果を踏まえて、WSC 杭の復元力特性モデルを評価するた めに行った実験である。また、シリーズCでは引張軸力下のWSC 杭の変形性能も検証している。Table2 に示す SKK 材はスパイラル 鋼管を、STK 材は一般構造用炭素鋼鋼管を示す。また、SKK 材お よび STK 材の入手が困難であった鋼管は、溶接構造用圧延鋼材(SM 材)を丸め加工した後、継ぎ目を溶接して製造した。なお、溶接継ぎ 目は加力方向に対して 90 度の位置になるように設置している。

Table1 に示す軸力比は、グラウト部分は評価せず、式(1)による 板厚半径比 *t*/*r* に応じて局部座屈の影響を考慮した係数 <sup>3)</sup>を乗じた 鋼管の降伏強度 *g*<sub>1</sub>*v*, *g*<sub>1</sub><sup>*r*</sup>を用いて算出している。

$\kappa = 0.8$	$k + 2.5 \times t/r \ (\kappa \le 1.0)$	(1)
ここに、	t: 鋼管板厚(mm)、 $r:$ 鋼管外径(mm)	

Fig.2 に試験体形状を示す。(a)は圧縮軸力を作用させる試験体で あり、(b)は引張軸力を作用させる試験体の形状である。載荷側の杭 端部では内鋼管に接する内径を有する端板を取り付けて、その端板 と内鋼管を溶接した。なお、Fig.2 (a)に示すように、内鋼管にも軸 力を伝達させるために、内鋼管の長さを調節している。一方、スタ ブ側の杭端部には、そのような端板を設けず、SC 杭のコンクリー トと内鋼管との間にグラウト材を充填することで試験体を製作した。 グラウト充填はスタブ側を上方に向けて試験体を縦置きにした状態 で、SC 杭のコンクリートと内鋼管との間に充填用管を挿入し圧送



		Oute	er Stee	l Tube	Concrete	Grout	Inne	r Steel	Tube	Axial	Axial	Shear Span
series	No	$D_{so}$	$t_{so}$	$\frac{t_{so}}{(D_s/a)}$	te	tg	$\mathrm{D}_{\mathrm{si}}$	$t_{\rm si}$	$\frac{t_{si}}{(D_s/2)}$	Load	Force	Ratio
				$(D_{so}/2)$					$(D_{si}/2)$	N	ratio	
		(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(%)	(kN)	N/N <sub>u</sub>	$QD_{so}$
	$\mathbf{A}^{\textbf{-}}1$	400	6.0	3.00	84	-	-	-	-	3000	0.27	3.13
Α	$\mathbf{A}\textbf{-}2$	400	6.0	3.00	48	25.1	241.8	6.2	5.13	3000	0.30	3.10
	A-3	400	4.5	2.25	53	9.5	267	2.3	1.72	2500	0.29	3.00
	B-1	400	4.5	2.25	76	11.9	216.3	5.8	5.36	3800	0.32	3.10
ъ	B-2	400	4.5	2.25	76	11.9	216.3	5.8	5.36	4200	0.36	3.10
D	B-3	400	4.5	2.25	77	10.9	216.3	8.2	7.58	5500	0.43	3.13
	B-4	400	12.0	6.00	70	9.8	216.3	5.8	5.36	4500	0.30	3.36
	$\mathbf{C}{\boldsymbol{\cdot}}1$	400	6.0	3.00	59	26.9	216.3	5.8	5.36	3450	0.30	3.16
	C-2	400	6.0	3.00	74	11.9	216.3	4.5	4.16	3550	0.30	3.15
С	C-3	400	6.0	3.00	74	11.9	216.3	4.5	4.16	-1150	-0.31	3.15
	C-4	400	4.5	2.25	45	17.3	267.4	6.6	4.94	2750	0.30	3.04
	C-5	400	9.0	4.50	45	12.3	267.4	5.8	4.34	3250	0.30	3.21

 $D_{so}, D_{si}$ : Diameter  $t_{so}, t_c, t_g, t_{si}$ : Thickness

 $N_u = A_{so} \times \kappa_o \times \sigma_{yo} + A_c \times \sigma_c + A_{si} \times \kappa_i \times \sigma_{yi}$ 

 $A_{so}: Sectional \, Area \, of \, Outer \, Steel \, Tube$ 

 $A_{sc}$  : Sectional Area of Concrete

A<sub>si</sub> : Sectional Area of Inner Steel Tube

(In the case of Tensile Force,  $\sigma_c$ =0.0N/mm<sup>2</sup>)  $\kappa_o$ =0.8+2.5× $t_{so}$  /(D<sub>so</sub>/2),  $\kappa_i$ =0.8+2.5× $t_{si}$  /(D<sub>si</sub>/2) ( $\kappa_o,\kappa_i \le 1.0$ )

#### Table2 Material Properties of Steel

		Outer S	teel Tube		Inner Steel Tube				
		Steel	Yield	Tensile	Elastic	Steel	Yield	Tensile	Elastic
series	No	Steel	Strength	Strength	Modulus	Steel	Strength	Strength	Modulus
		<b>T</b>	$\sigma_{yo}$	$\sigma_{\rm uo}$	$\mathbf{E}_{so}$	<b>T</b>	σyi	σui	$\mathbf{E}_{si}$
		Type	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	Type	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	(N/mm <sup>2</sup> )
	A-1	SKK490	408	512	$2.05\!\times\!10^5$	-	-	-	-
Α	A A-2 SKK490	SKK490	408	512	$2.05\!\times\!10^5$	STK400	384	466	$2.05\!\times\!10^5$
	A-3 SM-	$\rm SM490A$	397	544	$2.05\!\times\!10^5$	SM400A	345	442	$2.05\!\times\!10^5$
	$B \cdot 1$	$\rm SM490A$	421	550	$2.05\!\times\!10^5$	STK490	441	536	$2.05\!\times\!10^5$
D	B-2	$\rm SM490A$	478	553	$2.05\!\times\!10^5$	STK490	478	544	$2.05\!\times\!10^5$
Б	B-3	SM490A	478	553	$2.05\!\times\!10^5$	STK490	506	566	$2.05\!\times\!10^5$
	B-4	SKK490	408	587	$2.05\!\times\!10^5$	STK490	478	544	$2.05\!\times\!10^5$
	$\mathbf{C}{\cdot}1$	SKK490	438	567	$2.05\!\times\!10^5$	STK400	374	467	$2.05\!\times\!10^5$
	$\mathrm{C}\text{-}2$	SKK490	421	574	$2.05\!\times\!10^5$	STK400	372	471	$2.05\!\times\!10^5$
С	C-3	SKK490	421	574	$2.05\!\times\!10^5$	STK400	372	471	$2.05\!\times\!10^5$
	$\mathbf{C}{\boldsymbol{\cdot}}4$	$\rm SM490A$	421	550	$2.05\!\times\!10^5$	STK400	336	451	$2.05\!\times\!10^5$
	$\mathrm{C}\text{-}5$	SKK490	407	546	$2.05\!\times\!10^5$	STK400	326	452	$2.05\!\times\!10^5$

Table3 Material	Properties	of Concrete	and Grout

			Concrete		Grout			
		Design	Compressive	Elastic	Compressive	Elastic		
series	No	$Strength \; F_c$	$Strength \ \sigma_c$	$Modulus \ E_c$	$Strength  \sigma_g$	$Modulus \; E_g$		
		(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )		
	A-1	105	115	$4.08 \times 10^{4}$	-	-		
Α	$\mathbf{A}\textbf{\cdot}2$	105	111	$4.06\!\times\!10^4$	37	$1.37\!\times\!10^4$		
	A-3	105	116	$4.05\!\times\!10^4$	32	$1.17\! imes\!10^4$		
	$B \cdot 1$	105	111	$4.06 \times 10^4$	32	$0.93\! imes\!10^4$		
D	B-2	105	112	$4.04 \times 10^{4}$	34	$1.29\! imes\!10^4$		
Б	B-3	105	110	$4.18 \!  imes \! 10^4$	30	$0.86\! imes\!10^4$		
	B-4	105	111	$4.07\!\times\!10^4$	30	$0.86 \! \times \! 10^4$		
	$C \cdot 1$	105	120	$4.58 \times 10^{4}$	33	$0.92\! imes\!10^4$		
	C-2	105	110	$4.06 \times 10^{4}$	31	$0.90  imes 10^4$		
C	C-3	105	110	$4.10  imes 10^4$	31	$0.85  imes 10^4$		
	C-4	105	111	$4.05 \times 10^{4}$	32	$1.02  imes 10^4$		
	C-5	105	112	$4.06 \times 10^{4}$	36	$0.88 \times 10^{4}$		

ポンプにより行った。また、C-3 の引張軸力を作用させる試験体に ついては、内鋼管への軸力伝達のために、両端部に内鋼管に接する 内径を有する端板を取付け、内鋼管と端板を溶接した。このため、 グラウト充填用の注入口を別途端板側に設けている。さらに、SC 杭には引張軸力を作用させるための抵抗体としてアンカー筋と高ナ ットを両端部に設置した。WSC 杭のグラウトは、杭長が短い場合 には縦置き状態で、長い場合には横置き状態で充填可能であること は確認している。

# 3.2 加力装置および計測方法

Fig.3 に試験体の加力装置、Fig.4 に変位計取付け位置およびひず みゲージの取付け位置をそれぞれ示す。試験体の基礎スタブには、 文献 ®を参考に鋼製スタブを用いた。内径 432mm の鋼管を設置し た鋼製スタブに杭体を差し込み、隙間に高強度のグラウト材(圧縮強 度 100N/mm<sup>2</sup>)を充填した。試験体は、鋼製スタブ天端から反力床に 設置した PC 鋼棒にプレストレス力を導入することによって固定し た。また、各シリーズの試験体は、外径 400mm とし、せん断スパ ンは 1200mm(せん断スパン比 3)とした。Table1 中に示すせん断ス パン比は、N 値=5 の半無限一様弾性砂地盤に試験体と同じ断面諸元 を有する杭を想定して、杭頭条件を固定とした弾性支承梁の解 ®を 用いて求めた値(=*M*/*QD*)である。なお、*M*と*Q*は杭頭部に生じる 曲げモーメントとせん断力であり、*D*は外鋼管の外径を用いた。各 せん断スパン比は、3.00~3.36 程度であり、せん断スパン比3 に近 い値であることがわかる。

軸力は 10,000kN 用ジャッキ(引き 3,000kN 用ジャッキ)で導入し、 水平力は押/引 3,000kN 用ジャッキを用いて正負交番で作用させた。



軸力用ジャッキ上部にはリニアスライダーを設置して、試験体の水 平移動に追従するようにした。

計測項目は、軸力、水平荷重、鉛直・水平変位および軸方向ひず みである。曲率を測定する目的で、軸方向ひずみの他に、曲率計測 用変位計を用いて、4 区間(150mm)において区間変位の計測も行っ た。また、試験体の製造段階で内鋼管にもひずみゲージを取り付け、 内鋼管の軸方向ひずみも計測した。

加力サイクルは、水平加力ジャッキ位置の平均水平変位をせん断 スパン 1200mm で除した値(部材角 R)により制御し、 $R=\pm$ 2.5/1000rad、 $R=\pm$ 5.0/1000rad、 $R=\pm$ 7.5/1000rad、 $R=\pm$ 10.0/1000rad、 $R=\pm$ 15.0/1000rad、 $\pm$ 20.0/1000rad を各 2 サイク ル実施した後、 $\pm$ 30.0/1000rad、 $\pm$ 40.0/1000rad を各 2 サイク ル実施した後、 $\pm$ 30.0/1000rad、 $\pm$ 40.0/1000rad の加力は試験体 B-1、試験体 C-1~C-5 で実施した。また、試験体の損傷が激しく、 途中で加力を終了した試験体もあった。

## 4. 曲げせん断実験結果

#### 4.1 二重管方式による効果を確認する実験

#### 4.1.1 試験体概要(シリーズA)

二重管方式による効果を確認する目的で、Table1に示すシリーズ Aとして曲げせん断実験を3体実施した。試験体A・1は、標準仕様 より杭の厚さ(*t*+*t*<sub>so</sub>)が15mm大きい杭径400mmのSC杭(特厚仕 様)であり、試験体A・2は外径241.8mmの内鋼管を設けたWSC杭 である。試験体A・3は、SC杭の最大径1200mmの1/3縮小モデル の位置付けで実施したWSC杭である。すべての試験体で使用する 杭本体のコンクリートは105N/mm<sup>2</sup>、グラウト部は30N/mm<sup>2</sup>であ る。また、外鋼管は490N/mm<sup>2</sup>級であり、内鋼管は400N/mm<sup>2</sup>級 とした。試験体A・2との大きな違いは内鋼管の仕様であり、板厚が 薄い試験体A・3は内鋼管に発生する局部座屈の抑制効果の点でA・2 より劣る仕様となる。作用軸力は杭の長期支持力相当の軸力比0.3 付近とした。

# 4.1.2 曲げモーメントー部材角関係及び破壊性状

Fig.5 に各試験体の曲げモーメント *M*- 部材角 *R* 関係、Fig.6 に



Fig.4 Apparatus for Measurement of Deformation and Strain

各試験体の軸方向変位 δ<sub>ν</sub> - 部材角 R 関係および Photo1 に各試験体 の最終的な外鋼管の座屈状況、Photo2に外鋼管を取り除いた後のコ ンクリートの損傷状況、Photo3にはWSC 杭を対象にコンクリート とグラウト部を取り除いた後の内鋼管の座屈状況(正加力時の圧縮 側)をそれぞれ示す。Fig.5 に示す曲げモーメントは、軸力と水平変 位の積で求めた付加曲げモーメントも考慮している。また、同図に は、終局曲げモーメントの計算値を横点線で、降伏曲げモーメント の計算値を横破線で示し、外鋼管が降伏ひずみに達した点(△)およ び最大耐力時(O)も付記している。この計算値は、Table2 および Table3 に示した材料特性値を用いて、終局に至るまで、断面のひず みが中立軸からの距離に比例する平面保持の仮定に基づく断面解析 により求めた値である <sup>8</sup>。断面解析にあたり、杭体コンクリートお よびグラウト材の引張抵抗を考慮せず、構成要素(外鋼管、杭体コン クリート、グラウト材および内鋼管)の応力-ひずみ関係にはバイリ ニア型モデルを用いた。SC 杭におけるコンクリート圧縮破壊ひず みは、実験的に約10000µ程度であることが確認されており、通常 の SC 杭の設計では、コンクリートの圧縮ひずみとして 5000µ が用 いられている ?。そこで、終局時は、断面内の圧縮側最外縁コンク リートのひずみ Ecuが 5000µ に達した時とし、降伏時は、圧縮側お よび引張側最外縁の外鋼管の応力度が降伏強度に達した時とした。 Fig.6 に示す軸方向変位は、Fig.4 に示す DV-W2 と DV-E2 の平均値



で評価している。

SC 杭の試験体 A-1 は R=15/1000rad 付近で最大耐力に達した後、 急激に耐力低下を示し、R=20/1000rad の 2 回目のサイクル時には 最大耐力の 50%程度まで曲げ耐力が低下した。なお、軸力は保持で きていた。一方、WSC 杭の試験体 A-2 は、R=10/1000rad 付近で試 験体 A-1 と同程度の最大耐力を示したが、その後の耐力低下は見ら れなかった。しかしながら、WSC 杭の試験体 A-3 は、R=15/1000rad の 1 回目のサイクルで各試験体と同程度の最大耐力に達した後、試 験体 A-1 のように耐力低下を示した。R=15/1000rad の 2 回目のサ イクル時の耐力低下は、試験体 A-1 より著しい傾向があったが、A-1 と同様に軸力は保持できていた。試験体 A-3 の軸方向変形も試験体 A-1 に比べて R=15/1000rad 以降に急激に縮む方向に進展し、最終 的には 25mm に達していた。試験体 A-2 も部材角の増加と共に進展 していたが、最終的には 10mm 程度であった。各試験体とも、最大 曲げ耐力はコンクリートの終局ひずみ ccu=5000µ として求めた計算 値を上回っていた。

各試験体の外鋼管の座屈状況は、最終的な部材角が異なるため直 接比較することは難しいが、スタブ天端より50mm付近で座屈が著 しく、スタブに向かってラッパ状に拡がる形状を呈していた (Photo1参照)。この傾向は試験体 A-2より A-3 で顕著であった。 また、外鋼管を取り除いた後、加力方向に対して圧縮側と引張側に 位置するコンクリートの性状を確認した。コンクリートの圧壊(コン クリートの破砕)範囲は、変形性能が乏しかった試験体 A-1 および A-3 ではスタブ天端から 100mm 区間であり、A-2のみ 200mm 区 間に及んでいた(Photo2参照)。 さらに、WSC 杭を対象に、コンク リートブレーカーでコンクリートおよびグラウトを取り除き、加力



Photo1 Ultimate Condition of Outer Steel Tube



Photo2 Ultimate Condition of Concrete after Removing Steel



Photo3 Ultimate Condition of Inner Steel Tube

方向に対して圧縮側と引張側に位置する内鋼管の性状を確認した。 試験体 A-2 の内鋼管は若干凹むような波形状の座屈が確認できる程 度であった。この凹みの位置は、外鋼管の局部座屈位置 50mm と異 なり、スタブ天端から 150mm であった。一方、A-3 については、 グラウト材を巻き込みながら大きくめり込むような変形が内鋼管で 生じていた。Fig.7 に内鋼管を含むコンクリートとグラウトの変形 図を模式的に示す。外鋼管とともに内鋼管に発生した局部座屈によ りコンクリートおよびグラウトの層も含めたせん断破壊が生じたも のと考えられる。このことから、WSC 杭では、内鋼管に発生する 局部座屈を極力抑えることが重要であることがわかる。

文献 10では、局部座屈を発生させない鋼管板厚 tと鋼管半径 rの 比 th の限界値として th  $\ge 0.04$  が示されている。試験体 A-2 の内 鋼管の板厚半径比  $t_i/r_{=}0.051$  であったのに対して、試験体 A-3 は  $t_i/r_{=}0.017$  であり、局部座屈の発生を抑えるために必要な板厚を大 きく下回るものであった。

実験シリーズAより、WSC 杭は、内鋼管が圧壊した内面コンク リートの剥落を抑制することで、コンクリートの拘束効果を高める ことができ、最大耐力後の耐力低下が少ないことが確認できた。内 鋼管の効果を発揮させるためには、座屈の進展を抑えるために、板 厚半径比 t<sub>i</sub>/r<sub>i</sub>≧0.04の内鋼管を用いることが重要であることもわか った。

# 4.2 軸力比の違いが WSC 杭の変形性能に与える影響

#### 4.2.1 試験体概要(シリーズB)

軸力比の違いが WSC 杭の変形性能に与える影響を検証する目的 で、Table1 に示すようにシリーズ B の曲げせん断実験を 4 体実施 した。試験体は、杭径 400mm の実大スケールを想定して、外鋼管 の板厚が SC 杭の最小板厚 4.5mm とした試験体 B-1、B-2、B-3 と 最大板厚に近い 12.0mm の試験体 B-4 を設定した。試験体 B-1、B-2、 B-3 については軸力比を 0.32、0.36、0.43 と変化させ、試験体 B-4 については軸力比 0.30 とした。実験シリーズ A の結果を踏まえて、 試験体 B-1、B-2 および B-4 における内鋼管の板厚は板厚半径比 *t*/*r*<sub>i</sub>



Fig.7 Mechanism of Local Shear Failure (Specimen A-3)



 $\geq$ 0.04 を確保する 5.8mm としたが、試験体 B·3 は、より高軸力で あるため板厚 8.2mm とした。使用した各材料の強度設定は、シリ ーズ A と同じであるが、内鋼管の強度のみ 490N/mm<sup>2</sup> 級とした。 Fig.8 は、シリーズ A と同様に Table2 および Table3 に示した材料 特性値を用いて断面解析によって求めた終局曲げモーメント  $M_u$ -軸力 N関係および降伏曲げモーメント  $M_y$ -軸力 N関係を示す。こ れらの図には、各軸力比における曲げモーメント値をプロットして いる。各軸力比は終局曲げモーメント  $M_u$ -軸力 N関係で最大曲げ モーメントになる軸力程度であることがわかる。

# 4.2.2 曲げモーメントー部材角関係及び破壊性状

Fig.9 に各試験体の曲げモーメント *M*- 部材角 *R* 関係、Fig.10 に 各試験体の軸方向変位  $\delta_{v}$ - 部材角 *R* 関係および Photo4~7 に各試 験体の最終的な外鋼管の座屈状況(a)、外鋼管を取り除いた後のコン クリートの損傷状況(b)およびコンクリートとグラウト部を取り除 いた後の内鋼管の座屈状況(c)をそれぞれ示す。Fig.9 には Fig.8 で 示す終局曲げモーメントの計算値を横点線で、降伏曲げモーメント の計算値を横破線で付記している。また、外鋼管が降伏した時点を  $\Delta$ プロットで、最大耐力時をOプロットで表している。

試験体 B・4(軸力比 0.30)、試験体 B・1(軸力比 0.32)については、実 験で得られた外鋼管の降伏時期は概ね計算値と良い対応を示したが、 試験体 B・2(軸力比 0.36)、B・3(軸力比 0.43)では、外鋼管で生じる降 伏が早く、計算値を下回る結果である。その傾向は試験体 B・3 で顕 著であった。また、軸力比の大きい試験体 B・2 および B・3 の最大耐 力は、コンクリート終局ひずみを *eca*=5000µ として求めた計算値を 若干下回る結果でもあった。既往の SC 杭の研究 <sup>11</sup>においても、軸 力比が 0.40 以下では、最大耐力は終局ひずみ *eca*=5000µ とした計 算値と同程度以上であったが、0.40 より大きな軸力比では、最大耐 力は終局ひずみ *eca*=3000µ として算出した計算値に近い結果であっ たことが報告されている。WSC 杭においても、高軸力領域では圧 縮側最外縁コンクリートの圧縮ひずみが *eca*=5000µ に達する前に圧 壊に伴って曲げ耐力の低下が生じ始めることが示唆される。

試験体 B-1(軸力比 0.32)は、R=15/1000rad で最大耐力に達した後、耐力低下を示すものの、80%程度の耐力を保持し続けた。一方、試験体 B-2(軸力比 0.36)は、R=10/1000rad で最大耐力に達し、その後、部材角の増加に伴い耐力低下をし続けて、R=40/1000rad 時には、最大耐力の 67%に至った。試験体 B-3(軸力比 0.43)も B-2 と同様な傾向を示したが、内鋼管の板厚半径比 t<sub>i</sub>/r<sub>i</sub>=0.076 であり、B-2 より局部座屈に抵抗できる仕様であったため、R=40/1000rad 時の曲げ耐力の低下は 76%に留まっていた。外鋼管が 12.0mm と厚い試験体B-4 は軸力比 0.30 であったため、最大耐力に達した後の耐力低下は少なく安定した履歴ループを示した。また、すべての試験体で軸力は保持し続けていた。

軸方向変位  $\delta_r$  - 部材角 R関係に着目すると、耐力低下が少なかった試験体 B·1、B·4 の軸方向変位  $\delta_r$ は R=20/1000rad 時に 5.0mm 以内、R=40/1000rad 時においても 12mm 程度に収まっていた。一方、軸力比が大きい試験体 B·2、B·3 は、試験体 B·1、B·4 の倍程度の軸方向変位が生じており、最終的に軸方向変位は 25mm 以上となった。このため、最終的な外鋼管の座屈が激しくスタブ上面に接する程度まで至っていた。外鋼管を取り除いた後、加力方向に対して

圧縮側と引張側に位置するコンクリートの性状を確認した。コンク リートの圧壊(コンクリートの破砕)範囲については、大きな違いは 見られなかった。内鋼管の状況に着目すると、試験体 B-1、B-4 は 若干凹むような座屈が生じていたが、試験体 B-2、B-3 では、皺が よるような複雑な座屈が生じていた。皺のような座屈はスタブ天端 から約 200mm の位置で生じており、外鋼管に局部座屈が発生した 位置 50mm と異なった。

以上より、軸力比の違いが WSC 杭の変形性能に与える影響を検 証した結果、局部座屈の発生を抑えるのに必要な内鋼管の板厚半径 比 t<sub>i</sub>/r<sub>i</sub>≧0.04 を確保した場合においても、軸力比 0.32 以上の高圧 縮軸力になると、変形に伴って軸方向変位が増大し始め、変形性能



はあまり向上しない傾向にあることがわかった。

#### 4.3 WSC 杭の復元力特性モデルの評価

#### 4.3.1 試験体概要(シリーズC)

実験シリーズAおよびBから、WSC杭の条件として、①局部座 屈の発生を抑えるために、内鋼管の板厚は板厚半径比 t<sub>i</sub>/r<sub>i</sub>≥0.04 を 満足する厚さとすること、20優れた変形性能を有するためには、作 用軸力比を 0.32 以内に抑えること、の 2 点が重要であることが確 認できた。上記の条件下のもと、WSC 杭の復元力特性モデルを評 価するために、Table1 に示すようにシリーズ C の曲げせん断実験 を5体実施した。試験体 C-1~C-3 は杭径 400mm の実大スケール を想定し、試験体 C-1 は、杭の厚さ(t+tso)が標準仕様の SC 杭、試 験体 C-2、C-3 は標準仕様より 15mm 厚い特厚仕様の SC 杭を用い た WSC 杭である。 試験体 C-1 の内鋼管は 400N/mm<sup>2</sup>級で板厚半径 比 t<sub>i</sub>/r<sub>i</sub>=0.054(板厚 5.8mm、鋼管径 216.3mm)とした。シリーズ A および B では、文献 10で示される局部座屈を発生させない条件とな る板厚半径比 t/r≥0.04 を満足していたが、板厚半径比 t//ri>0.050 であったため、若干大きい板厚となっていた。そこで、試験体 C-2、 C-3 は板厚半径比 ti/ri=0.04 に近い板厚半径比を設定しており、内 鋼管の板厚半径比 t;/r;=0.042(板厚 4.5mm、鋼管径 216.3mm)とし た。なお、引張軸力および軸力ゼロにおいては、通常の SC 杭でも、 圧壊に伴うコンクリートの剥落が生じ難いため、優れた変形性能を 有していることが報告されている 12),13)が、WSC 杭の引張軸力下の 性能も確認するために、試験体 C-3 は軸力比-0.30 にあたる引張軸 力を作用させた。

一方、試験体 C-4、C-5 は杭径 1200mm(内鋼管の外径 800mm) の 1/3 縮小モデルと位置づけ設定した。実際の製造を踏まえて内鋼 管の外径は 800mm を想定し、試験体 C-4 は外鋼管の板厚 14mm 相 当、C-5 は最大板厚 25mm 相当を模擬した。内鋼管の強度は



Photo7 Ultimate Condition of Specimen B-4)

400N/mm<sup>2</sup>級とし、試験体 C-4 は板厚半径比 t/r=0.049(板厚 6.6mm、 鋼管径 267.4mm)、試験体 C-5 は板厚半径比 t/r=0.043(板厚 5.8mm、 鋼管径 267.4mm)とした。

# 4.3.2 初期剛性の検証および部材角の評価

各試験体の初期剛性について、理論値と実測値を比較した表を Table4 に示す。初期剛性の理論値。Knは、スタブと杭との境界条件 を固定とした片持ち梁モデルを用いて、軸力を考慮した(2)式 いを用 いて算出した。実測値。Knは、外鋼管が降伏に達した時点の割線剛 性である。なお、引張軸力が作用する試験体 C-3の理論値について は、鋼管のみの剛性で評価を行った。各試験体とも理論値に対する 実測値の比。Kn/cKnは 0.6 程度であり、実測値は理論値を下回る結果 であった。

 ${}_{c}K_{n} = M/\theta = (N \times L \times \tan kL)/(\tan kL - kL)$   $M = -P/k \times (\sin kL/\cos kL), \ \delta = P/Nk \times (\tan kL - kL)$   $\theta = \delta/L \ , \ k = \sqrt{N/EI}$ (2)

ここにM:曲げモーメント(kN・m)、P:水平力(kN)、N:軸力(kN)、 L:加力位置までの距離(m)、 $\delta$ :水平変位(m)、EI:杭の曲げ剛性(kN・ m<sup>2</sup>)、 $\theta$ :部材角(rad)

Fig.11 に実験で得られた試験体 C-1、C-4 の外鋼管と内鋼管のひ ずみ分布を示す。ひずみ分布は、正側加力時に外鋼管が降伏に達し た時点(実線)および最大耐力時(破線)の分布であり、外鋼管の降伏ひ ずみを縦実線で、内鋼管の降伏ひずみを縦破線で併記している。外 鋼管降伏時のひずみは、外鋼管より内鋼管の方が小さいが、最大耐 力時には、内鋼管も降伏していることがわかる。また、0mm 以深 のスタブ内に着目すると、スタブ下方から上方に向けて線形的に増 加するひずみが発生しており、スタブ内でも杭体が抜け出していた と考えられる。このため、加力点変位から求まる部材角には、杭体 の曲げ変形の成分とスタブ内の杭体の抜出しによる回転による成分 が含まれており、このことが影響して実測値の初期剛性が理論値よ り低下したと判断できる。そこで、スタブ内の抜出しによる回転角 6bの成分を除去することにした。スタブ内の杭体の抜出しによる回 転角 θ<sub>b</sub>は、スタブ内のひずみを三角形分布と仮定し、スタブ上端か ら-25mm の外鋼管に取り付けた S-EO -1、S-WO -1 のひずみゲー ジ(Fig.4参照)から算出した曲率 Øbを用いて式(3)で算出した。

# $\theta_b = 0.5 \times \emptyset_b \times L_b$

ここに、 $L_b$ :スタブ内の杭長(m)

(3)

部材角 Rからスタブ内の回転角  $\theta_b$ を差し引いて求めた修正部材 角  $_mR$ で評価し直した。Fig.12 に試験体 C-1、C-4 について部材角

Table4 Initial Stiffness

	Colculation	Experiment Value(Yield of Outer Steel Tube)									
	Calculation	Without	Modeficat	ion of Drift A	Modefication of Drift Angle mR						
No	Stiffness	Angle	Moment	Stiffness		Angle	Stiffness				
	$_{\rm c} {\rm K}_{\rm n}$	$_{e}\theta_{y}$	$_{\rm e}M_{\rm y}$	$_{e}K_{n}$	$_{\rm e}K_{\rm n}/_{\rm c}K_{\rm n}$	$_{\rm m} \theta_{\rm y}$	$_{\rm m}K_{\rm n}$	$_{\rm m} {\rm K}_{\rm n} /_{\rm c} {\rm K}_{\rm n}$			
	$(kN \cdot m/rad)$	$(\times 10^{\cdot 3} rad)$	(kN•m)	$(kN \cdot m/rad)$		$(\times 10^{-3} rad)$	$(kN \cdot m/rad)$				
C-1	$1.85 \times 10^{5}$	4.84	558	$1.15 \times 10^{5}$	0.62	2.79	$2.00  imes 10^5$	1.08			
C-2	$1.79 \times 10^{5}$	4.69	488	$1.04 \times 10^{5}$	0.58	3.04	$1.60 \times 10^{5}$	0.89			
C-3	$0.82 \times 10^5$	9.46	572	$0.61  imes 10^5$	0.74	6.52	$0.88  imes 10^5$	1.07			
C-4	$1.58 \times 10^5$	5.25	493	$0.94\! imes\!10^5$	0.60	3.28	$1.50 \times 10^5$	0.95			
C-5	$2.01  imes 10^5$	4.32	493	$1.14 \times 10^5$	0.57	2.74	$1.80  imes 10^5$	0.90			

の修正前後を比較した曲げモーメント M-部材角 R、  $_{m}R$ の関係を示す。また、修正部材角  $_{m}R$ で評価をし直した初期剛性  $_{m}K_{n}$ の値を Table4 に併記する。各試験体とも理論値に対する実測値の比  $_{m}K_{n}$  $/_{c}K_{n}は0.90~1.08$ であり、概ね実測値は理論値と良い対応が得られ ていることが確認できる。よって、シリーズCで行った一連の試験 体は、修正部材角  $_{m}R$ を用いて各物理量を整理することにする。

# 4.3.3 曲げモーメントー部材角関係および破壊性状

Table5 に、降伏曲げモーメントおよび終局(最大)曲げモーメント について、計算値と実測値とを比較した表を示す。計算値はシリー ズA、Bと同様な方法によって算出した。Fig.13 に各試験体の曲げ モーメント M-修正部材角  $_mR$ 関係、Fig.14 に各試験体の軸方向変 位  $\delta_v$ -修正部材角  $_mR$ 関係を示す。これらの図には、外鋼管が降伏 ひずみに達した点( $\Delta$ )および最大耐力時(O)を表示した。Fig.13 に は、 $_mM_v$ を横破線、 $_mM_u$ を横点線で示し、包絡線も併記している。

圧縮軸力を作用させた試験体では、外鋼管降伏時の曲げモーメン ト *eMy*は計算値 *eMy*と概ね良い対応を示した。また、最大耐力 *eMu* はコンクリートの終局圧縮ひずみ *ecu*=5000µ として求めた計算値 *eMu*より 10%以上大きい値となっている。これは外鋼管と内鋼管の 拘束効果によるコンクリート強度の増加が生じていると思われるが、 計算ではコンクリート圧縮強度の割増しを考慮できておらず、この ような差となったと考えられる。一方、引張力を作用させた試験体



## Table5 Comparison between Measurement and Calculation

	Yie	ld Moment		Ultim	ate Moment	
	Calculated	Measured		Calculated	Measured	
No	Value	Value	M/M	Value	Value	M/M
	$_{\rm c}M_{\rm y}$	$_{\rm e}M_{\rm y}$	erery/crery	$_cM_u \epsilon_{cu}$ =5000 $\mu$	$_{\rm e}M_{\rm u}$	erriu/erriu
	(kN•m)	(kN•m)		(kN•m)	(kN•m)	
C-1	521	558	1.07	812	1048	1.29
C-2	479	488	1.02	787	1030	1.31
C-3	270	572	2.12	433	707	1.63
C-4	430	493	1.15	682	777	1.14
C-5	552	493	0.89	884	1044	1.18

C-3 では、外鋼管降伏時の曲げモーメント eMyおよび最大耐力 eMu ともに、計算値より大きい値であった。WSC 杭の構造に近い CFT 柱では、軸方向引張力を受けた場合、内部コンクリートが鋼管の収 縮を妨げるため、CFT 柱の降伏引張強度が鋼管のみの降伏強度に対



して最大で15%上昇する<sup>15)</sup>とある。WSC 杭においても同様な効果 が考えられるが、定量的な評価にまで至っていない。WSC 杭の終 局曲げモーメントの算定精度をより向上させるには、拘束効果の影 響や鋼管の強度割増しを定量的に評価する必要があり、今後の課題 である。

各試験体の曲げモーメント *M*-修正部材角 *mR*関係に着目すると、 各試験体ともに、最大耐力以降の耐力低下も少なく *mR*=20/1000rad

(=1/50rad)に達した後も最大耐力の80%以上を維持していること が分かる。特に引張力を作用させた試験体C-3は耐力低下が殆ど認 められず、安定した履歴ループを示した。なお、試験体C-4につい ては、部材角 R=+40/1000rad の加力終了時に、スタブ上面付近で 外鋼管の溶接継ぎ目に亀裂が発生していることを目視確認している。 以上より、内鋼管の板厚半径比 t/r;=0.042~0.043の試験体につい ても良好な変形性能を有していることが確認できる。

Photo8~12 に各試験体における外鋼管の座屈状況(a)、外鋼管を 取り除いた後のコンクリートの破損状況(b)およびコンクリートと グラウト部を取り除いた後の内鋼管の座屈状況(c)をそれぞれ示す。 引張軸力を作用させた試験体 C-3 においても、外鋼管に多少の座屈 が発生していた。その他の試験体の座屈状況は、試験体 A-2、B-1 およびB-4と同様な傾向であった。シリーズCでは R=±50/1000rad まで加力しているため、内鋼管の座屈も多少皺のような形状にまで 進展している試験体も確認できた。なお、試験体 C-3 については、 内鋼管の座屈は確認できなかった。

Fig.15 に実験で得られた試験体 C-1、C-4 の局部座屈の変化を示 す。局部座屈は各部材角の加力終了後、加力方向に対して圧縮側の 外鋼管の形状を型取ゲージで測定した。部材角  $R=\pm 15/1000$ rad で 数ミリの鋼管変形が確認され、部材角  $R=\pm 20/1000$ rad で局部座屈 が明らかに認められるまで進展した。最大曲げモーメントが発生す る部材角  $R=\pm 10/1000 - \pm 15/1000$ rad の範囲では、明確な局部座 屈は発生しておらず、最終的には、局部座屈の山の高さが 20mm 程 度まで発達した。局部座屈の領域は、スタブ上端から 200mm~ 250mm の範囲に存在し、水平変位が増加してもほとんど変わって いないことから、この領域は塑性ヒンジ化した領域と考えられる。

変形性能を評価する目的で、最大耐力  $M_{max}$  の 0.8 倍の耐力 0.8 $M_{max}$ を頭打ちとしたバイリニア型モデルを定義し、Fig.13 に太 実線で併記している。同モデルの弾性剛性  ${}_{a}K_{n}$ (以降、等積割線剛性 と呼称)は Fig.16 に示すように、A と B の面積が等価となる傾きを 採用し、終点は包絡線との交点とした。Table6 にバイリニア型モデ ルの折れ点にあたる降伏部材角  $\theta_{a}$ 、耐力が最大耐力の 80%に低下す るときの部材角である限界部材角  $\theta_{a}$ (バイリニア型モデルと包絡線 との交点)および塑性率  $\mu=\theta_{d}\theta_{y}$ をそれぞれ示す。また、Fi.g.13、14 には塑性率 6.0 に相当する部材角 6 $\theta_{y}$ を縦破線で付記している。

降伏部材角 $\theta_r$ は、おおよそ 3.8/1 000rad~5.1/1000rad の範囲に 分布し、限界部材角 $\theta_u$ は、すべて 20/1000rad(=1/50rad)以上であ り、すべての試験体で塑性率 $\mu$ は 6.0 以上を確保できている。また、 塑性率 6.0 に達した際の変形時には局部座屈の発生が確認されてい るが、軸方向変位 $\delta_r$ は概ね 10mm 以内で留まっていた。RC 柱部材 で最も靱性がある FA ランクの条件として挙げられる塑性率 6.0 以 上、保証変形角 1/50radを超える十分な変形能力を有する条件。の すべての試験体で満たしていると判断できる。



Fig.15 Buckling Height Distribution

# 5. WSC 杭における復元力特性モデルの提案

WSC 杭の復元力特性モデルは Fig.17 に示す弾性剛性  $_{a}K_{n}$ と信頼 強度時曲げモーメント  $_{a}M_{u}$ を用いたバイリニア型モデルを提案する。 弾性剛性  $_{a}K_{n}$ は、Fig.16 に示す実験で得られた A と B の面積が等 価となる等積割線剛性  $_{a}K_{n}$ に相当し、 $_{a}K_{n}$ と等しくなるように(2)式 で求めた初期剛性  $_{a}K_{n}$ に係数 aを乗じて評価した。信頼強度時曲げ モーメント  $_{a}M_{u}$ は、塑性率6.0を確保できる曲げモーメントであり、 実験で得られた最大耐力  $M_{max}$ の0.8 倍にあたる0.8  $M_{max}$ と位置づけ、 シリーズ A~C と同様に断面解析によって算出した。その際、塑性 率 6.0 にあたる変形時には、外鋼管および内鋼管には局部座屈が生 じているため、各鋼管は座屈の影響を考慮する必要があると考え、 各鋼管の応力度は、式(1)で示す局部座屈の影響を考慮した係数を乗 じた値で評価した。

Table7 には、優れた変形性能を有した試験体 8 体を対象として、 初期剛性 *cKn*、等積割線剛性 *aKn*、係数 *a*、信頼強度時曲げモーメン



Table7 Elastic Stiffness, Coefficient, and Reliable Moment

			Stiffness	Moment			
Series		Calculated Bi-Linear		~	Reliable	Measured	
	No	Stiffness	Scant Stiffness	u	$Moment \ _{r}M_{u}$	Value	0.8M
		$_{c}K_{n}$	$_{a}K_{n}$	$_{a}K_{n}$	$\epsilon_{cu}$ =4000 $\mu$	$0.8 \mathrm{M}_{\mathrm{max}}$	rM
		$(kN \cdot m/rad)$	(kN·m/rad)	$_{\rm c}K_{\rm n}$	(kN·m)	(kN•m)	
Α	$\mathbf{A} \boldsymbol{\cdot} 2$	$1.71\! imes\!10^6$	$1.92\!\times\!10^6$	1.12	726	692	0.9
р	B-1	$1.67\! imes\!10^6$	$1.82\! imes\!10^{6}$	1.09	705	729	1.0
Б	B-4	$2.36 \times 10^{6}$	$2.12 \times 10^{6}$	0.90	1059	1040	0.9
	$\mathrm{C}{\cdot}1$	$1.85{ imes}10^6$	$1.94\!\times\!10^6$	1.05	781	838	1.0
	C-2	$1.79\! imes\!10^6$	$1.68\!\times\!10^6$	0.94	756	824	1.0
С	C-3	$0.82\! imes\!10^6$	$1.11\! imes\!10^6$	1.35	429	565	1.3
	$\mathrm{C}{\cdot}4$	$1.58{ imes}10^6$	$1.62\!\times\!10^6$	1.03	658	621	0.9
	C-5	$2.01 \times 10^6$	$1.70 \!  imes \! 10^{6}$	0.85	851	835	0.9
Avera	age		-	1.04	-		1.0





Restoring Model and Envelope

ト  $_{n}M_{u}$ および  $0.8M_{max}$ を示す。信頼強度時曲げモーメント  $_{n}M_{u}$ は、 局部座屈を考慮した外鋼管および内鋼管の降伏強度を用いた場合、 コンクリートの圧縮ひずみ  $e_{cu}$ を 4000 $\mu$ とした計算値が実験で得ら れた  $0.8M_{max}$ を概ね再現できたため、コンクリートの圧縮ひずみ  $e_{cu}$ =4000 $\mu$  で評価した曲げモーメントを採用することにした。また、 等積割線剛性  $_{a}K_{n}$ は外鋼管が降伏した時の割線剛性  $_{m}K_{n}$ (Table4 参 照)に近い値となっていることが確認できる。 $_{a}K_{n}$ を  $_{c}K_{n}$ で除して求 めた係数 aは、 $0.85 \sim 1.35$ の範囲で、係数 aの平均値は 1.04 であ るため、弾性剛性  $_{a}K_{n}$ の評価に用いる係数 aは 1.00 を採用した。

実験シリーズ C 以外の試験体 A-2、B-1 および B-4 について、復 元力特性モデルと実験で得られた包絡線とを比較した図を Fig.18 に示す。復元力特性モデルは塑性率 6.0 および変形角 1/50rad 以上 を確保できており、軸力比-0.30~+0.30 の範囲で適用する WSC 杭の復元力特性モデルの評価方法の妥当性が確認できた。

なお、実務設計では、設計値を用いて WSC 杭の復元力特性モデ ルが設定されるため、WSC 杭と接合される上部構造および基礎部 材は、WSC 杭の曲げ破壊が先に進展するように配慮した設計が必 要と考えられる。

#### 6. まとめ

本実験で得られた知見を以下にまとめる。

①SC 杭の場合、圧壊した内面コンクリートの剥落に伴って耐力が

急激に低下し、靱性が乏しい傾向であったが、二重管方式を採用 した WSC 杭は、内鋼管の効果によって、内面コンクリートの剥 落を防止することができ、最大耐力以後に急激な耐力低下が生じ ないことを確認した。

- ②WSC 杭は、軸力比-0.31~+0.32 の範囲内であれば、塑性率 6.0 以上、限界変形角 1/50rad を超える十分な変形能力(RC 柱の FA ランク相当)を有することを確認した。また、十分な変形性能を確 保するためには、内鋼管の座屈進展を抑制するために板厚半径比  $t/r_i \ge 0.04$ の内鋼管を用いることが必要であることがわかった。
- ③WSC 杭の復元力特性モデルとして、信頼強度時曲げモーメント "Muを用いた評価方法を提案して、本モデルの妥当性を確認した。

#### 参考文献

 Ikezaki,D., Sako,Y. and Okano,H.: Restoring force model for prefabricated concrete piles, Journal of Structural and Construction Engineering(Transactions of AIJ), No.743, pp.89-99, 2018.1(in Japanese)

池嵜大輔,酒向裕司,岡野創: 既製コンクリート杭の復元力特性に関する研究,日本建築学会構造系論文集,第743号, pp.89-99, 2018.1

2) Mizutani, D., Kono, S., Watanabe, H. and other 5: Study on structural performance evaluation for concrete pile system with post-earthquake functional use (Part 10 Experimental Result of Bending Shear of Head of SC pile Filled Inside), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-IV, pp.593-594, 2017.7(in Japanese)

水上大樹,河野進,渡邉秀和ほか5名:大地震後の継続使用性を確保する ためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究 (その10 中詰めしたSC杭頭の曲げせん断実験結果),日本建築学会 大会学術講演梗概集,構造-IV, pp.593-594, 2017.7

 Structural Relationships Technical Standards Manual for Buildings 2015, p.388, 2015.6

2015 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書, p.388, 2015.6

 Architectural Institute of Japan: Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Inelastic Displacement Concept, pp.114-115, 1997.7(in Japanese) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型 耐震設計指針・同 解説, pp.114-115, 1997.7

- Architectural Institute of Japan: Recommendations for Design of Building Foundations, p.303, 2001.10(in Japanese)
  日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, p.303, 2001.10
- 6) Asai,Y., Kiya,Y. and Yoshikawa,N.: Bending Shear Test of Steel Composite Concrete Pile, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures- I, pp.435-436, 2015.7(in Japanese)

浅井陽一,木谷好伸,吉川那穂:SC 杭の曲げせん断試験,日本建築学会 大会学術講演梗概集,構造・I,pp.435-436,2015.7

- Japanese Geotechnical Society: Method for Lateral Load Test of Piles, p.32, 2010.5(in Japanese)
  - 地盤工学会: 杭の水平載荷試験方法・同解説, p.32, 2010.5
- Concrete Pile Installation Technology Association: Precast Concrete Piles Manual of Foundation Design(Architecture), pp.49-66, 2009.5(in Japanese)

コンクリートパイル建設技術協会: 既製コンクリート杭-基礎構造設計 マニュアル(建築編), 2009.5

国土開発技術研究センター: SC くい設計指針, p.5, 1980.3

10) Kishida,H. and Takano,A.: The Buckling Steel Pipe Piles and The Method to Strengthen The End of Steel Pipe Piles, Transactions of the

Architectural Institute of Japan, No.213, pp.29-38, 1973.11(in Japanese)

岸田英明,高野昭信:鋼管ぐいの座屈と端部補強,日本建築学会論文報告集,第213号,pp.29-38,1973.11

 Nagasawa,K., Kiya,Y. and Goan,M.: Study on flexural deformation of precast concrete piles (Part 1: Experomental Outline of Bending Shear Steel Composite Concrete Pile), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures- I, pp.757-758, 2016.7(in Japanese)

長澤和彦,木谷好伸,後庵満丸: コンクリート杭の曲げ変形性能に関する研究(その1 SC 杭の曲げせん断実験概要),日本建築学会大会学術 講演梗概集,構造-I,pp.757-758,2016.7

12) Tanaka,H., Fukui,H., Watanabe,H. and other 6: Study on structural performance evaluation for concrete pile system with post-earthquake functional use (Part 6: Experomental results of flexural performance of precast concrete piles subjected to tensile or high compressive axial load), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-IV, pp.585-586, 2017.7(in Japanese)

田中広夢,福井響,渡邉秀和ほか6名:大地震後の継続使用性を確保する ためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究 (その6引張または高圧縮軸力を受ける既製コンクリート杭の曲げ性能 確認実験結果),日本建築学会大会学術講演梗概集,構造・IV, pp.585-586,2017.7

13) Ishikawa,K., Asai,Y.: Study on flexural deformation of precast concrete piles (Part 2: Experomental Results of Bending Shear Steel Composite Concrete Pile), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures- I, pp.759-760, 2016.7(in Japanese)

石川一真, 浅井陽一: コンクリート杭の曲げ変形性能に関する研究(その 2 SC 杭の曲げせん断実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-I, pp.759-760, 2016.7

- 14) Japan Society of Civil Engineers: The Structural Mechanics Handbook, p.182, 2006.1(in Japanese) 土木学会:構造力学公式集, p.182, 2006.1
- 15) Architectural Institute of Japan: Recommendations for Design and Construction of Concrete Filled Steel Tubular Structures, p.6, 2008.10(in Japanese)

日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, p.6, 2008.10

# PERFORMANCE OF STEEL COMPOSITE CONCRETE PILE WITH HIGH TOUGHNESS USING AN INNER STEEL TUBE

# Yusuke HOMMA<sup>\*1</sup>, Yoichi ASAI<sup>\*2</sup>, Mami YAMAJI<sup>\*3</sup>, Shimpei KOUME<sup>\*4</sup> and Koji SAKAGAMI<sup>\*5</sup>

\*1 JAPAN PILE Corporation, Dr.Eng.
\*2 TOYO ASANO FOUNDATION Co., Ltd., Dr.Eng.
\*3 TOYO ASANO FOUNDATION Co., Ltd.
\*4 JAPAN PILE Corporation, M.Eng.
\*5 YAMASHITA SEKKEI INC.

Steel composite concrete pile was developed consisting of double steel tubes, with an inner steel tube installed on the inside face of concrete of an SC pile (hereafter referred to as "WSC pile") for enhancing deformation capacity. The inner steel tube restricts peel-off of concrete in the steel tube during crushing, which is an issue with the SC pile, and enhances the constraining effect of concrete thereby improving the deformation capacity of the WSC pile.

This paper reports a series of bending shear tests performed to study the deformation capacity of WSC pile under high compressive load and axial tensile load. Bending shear tests were conducted in three series: "A series" tests for confirming the effect of double steel tubes; "B series" tests for validating the effect on the deformation capacity of WSC pile due to change in the axial force ratio; and "C series" tests to assess the restoring force model of WSC pipe considering the results of the A series and B series tests. Findings from the test results of the different series were as follows:

- (1) In the SC pile, bearing capacity dropped steeply and toughness reduced with the peel-off of concrete from the crushed internal surface. In the WSC pile using double steel tubes, the peel-off of internal surface of concrete was prevented and bearing capacity did not drop steeply after it reached the peak due to the effect of the inner steel tube.
- (2) In the range of axial force ratio of -0.31 to +0.32, the WSC pile had adequate deformation capacity with ductility factor exceeding 6.0 and also exceeding the limit of deformation angle of 1/50 radians. To ensure adequate deformation capacity, it was observed that inner steel tube with diameter to thickness ratio  $t_i/r_i \ge 0.04$  must be used to restrict the buckling advance in the said tube.
- (3) Assessment method using reliable bending moment  ${}_{r}M_{u}$  was proposed as the restoring force model of the WSC pile, and the validity of this model was confirmed.

(2018年11月8日原稿受理, 2019年2月19日採用決定)