

論文 大径厚比を有する場所打ち鋼管コンクリート杭の変動軸力下における曲げ挙動に関する実験的研究

渡邊 祐太*1・黒田 黎奈*1・Clarissa Jasinda*1・河野 進*2

要旨：日本で使用される場所打ち鋼管コンクリート杭（耐震杭）は径厚比が 140～170 程度であるが、日本建築学会の基礎部材に関する指針では、耐震杭の適用範囲が径厚比 125 以下である。また、大軸力比を作用させた耐震杭の曲げ実験もほとんど事例がないため、適用範囲拡大を目的として、変動軸力下で大径厚比の耐震杭 5 体の曲げ試験を行った。径厚比と軸力変動が大きいと、変形角 0.5% で危険断面の鋼管が座屈し、その後破断することでモーメントが急激に低下したが、5 試験体とも指針の計算値を上回る耐力を示した。また、指針の曲げ耐力算定方法の妥当性を径厚比が 100 以上の大径厚比の CFT 部材試験体 25 体で確認した。

キーワード：場所打ち鋼管コンクリート杭、径厚比、軸力比、曲げ耐力、基礎部材の強度と変形性能

1. はじめに

場所打ち鋼管コンクリート杭（以下、耐震杭）は大規模な建物の基礎部材として使用され、特に大径厚比（140～170 程度）のものが多く使用されている¹⁾。しかし、大径厚比を有し、かつ大きな軸力を作用させた耐震杭の実験的な研究はほとんど行われていない^{例えば 2)}。

日本建築学会基礎部材の強度と変形性能³⁾（以下、基礎部材指針）において、安全限界曲げモーメント算定方法の適用範囲は径厚比が 125 以下であり、通常使用される大径厚比を有する耐震杭は含まれない。このため、耐震杭の曲げ性能に関する実験を行い、指針適用範囲を拡大することが急務である。

そこで、基礎部材指針³⁾の適用範囲を実用的な径厚比まで拡大することを目的として、大径厚比 ($D/t = 133 \sim$

195) を有する耐震杭の変動軸力下における繰返し曲げ載荷実験を実施し、その変形性能と曲げ耐力を確認した。また、径厚比 100～195 の CFT 部材に関する既往曲げ実験と基礎部材指針の曲げ耐力の比較を行い、その妥当性について検討した。

2. 実験概要

試験体詳細を表-1 および図-1 に、材料特性を表-2 に、載荷装置を図-2 に示す。図-1 には変位計固定ナット溶接位置を示しており、溶接するナットの中央とスタブ上面から 25 mm 位置に 1 軸ひずみゲージを貼付した。また、No.4 を例として鋼管に貼付した Optitrack 標点マーカー設置位置を示しており、ナット高さとナットの中央高さに円周方向 45 度毎に 5 個ずつ設置した。なお、図-1、図-2 には試験体 No.3～No.5 について示しており、No.1, No.2 の詳細については、文献 2) を参照されたい。

試験体 No.1, No.2 は形状と材料は同一、径厚比が 133 で、軸力比のみが異なる。No.3, No.4, No.5 は鋼管厚を 2.3 mm 一定で、直径を 356 mm, 400 mm, 450 mm の 3 種類とし、径厚比は 154～195 とした。鋼管厚が 4.5 mm または 2.3 mm であるのは、試験区間となるスタブ上面近傍のみであり、その上下は 6 mm 厚の鋼管と溶接してい

表-1 試験体詳細

試験体	杭径 D [mm]	鋼管厚 t [mm]	径厚比 D/t [-]	軸力比 η [-]
No.1	600	4.5	133	0.30
No.2	600	4.5	133	0.20～0.40
No.3	356	2.3	154	-0.50～0.50
No.4	400	2.3	173	-0.50～0.50
No.5	450	2.3	195	-0.50～0.47

$\eta = N/N_0$, N : 導入軸力,
 N_0 : 試験体軸耐力, 圧縮軸力の時 $A_c f'_c + A_s f_y$, 引張軸力の時 $A_s f_y$,
 A_c , A_s : コンクリート, 鋼管断面積, f'_c : コンクリート圧縮強度,
 f_y : 鋼管降伏強度

表-2 材料特性

試験体	(a) コンクリート			(b) 鋼管			
	圧縮強度 f'_c [MPa]	圧縮強度時 ひずみ ϵ_c [%]	ヤング係数 E_c [GPa]	降伏強度 f_y [MPa]	降伏ひずみ ϵ_y [%]	ヤング係数 E_s [GPa]	引張強度 f_t [MPa]
No.1	32.8	0.227	26.9	342	0.175	195	435
No.2	34.7	0.239	26.0	342	0.175	195	435
No.3	31.6	0.257	24.1	406	0.186	218	492
No.4	28.8	0.234	22.9	406	0.186	218	492
No.5	31.6	0.257	24.1	406	0.186	218	492

*1 東京科学大学 環境・社会理工学院 建築学系 大学院生 (学生会員)

*2 東京科学大学 総合研究院 教授 Ph.D. (正会員)

る。建築基礎構造設計例集⁴⁾に示される杭頭固定のせん断スパン比が2～4程度であることから、本試験体の反曲点高さは3Dとして設計した。

載荷は、一定または変動軸力下で変形角（以後 R ）制御のもと、正負交番繰返し載荷とした。ここで、 R はせん断スパン高さ（3D）の水平変位をせん断スパン長さで除した値とした。反曲点高さは、スタブ上面から3Dとなるように、2本の軸力ジャッキを制御した。載荷サイクルは、 $R = \pm 0.125\%$ 、 $\pm 0.25\%$ 、 $\pm 0.50\%$ 、 $\pm 0.75\%$ 、 $\pm 1.0\%$ 、 $\pm 1.5\%$ 、 $\pm 2.0\%$ 、 $\pm 3.0\%$ 、を2回ずつ、その後 $\pm 4.0\%$ 、 $\pm 5.0\%$ で1回の繰返し載荷を基本計画とした。

軸力の載荷パスを図-3に示す。No.1は一定軸力比（以後 η ）0.3で載荷した。No.2は $\eta = 0.2 \sim 0.4$ の変動軸力とし、 $R = \pm 1\%$ 以降は一定軸力とした。No.3、No.4、No.5は $\eta = -0.5 \sim 0.5$ の変動軸力、長期荷重を $\eta = 0.2$ とし、 $R = \pm 0.5\%$ 以降は一定軸力とした。

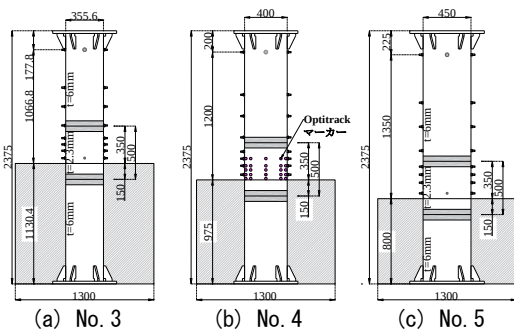


図-1 試験体詳細

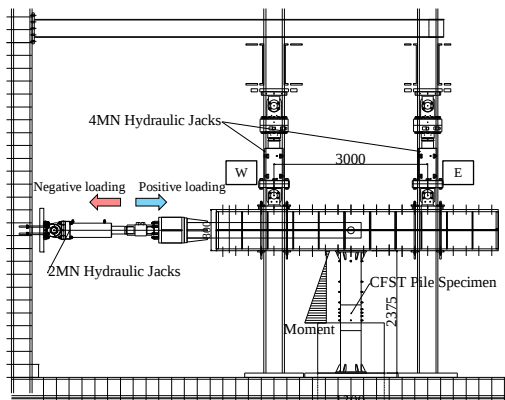


図-2 載荷装置 (No. 4)

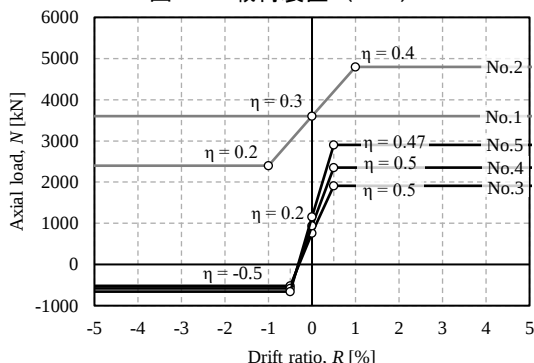


図-3 軸力載荷パス

3. 実験結果

No.1～No.5のモーメント M - 変形角 R 関係を図-4に、実験最大耐力と基礎部材指針³⁾による曲げ耐力（以下、AIJ曲げ耐力）、AISC⁵⁾による曲げ耐力（以下、AISC曲げ耐力）の比較を表-3に示す。また、曲げ耐力算定方法を図-5に示す。図-5(a)、(b)に示すように、AIJ曲げ耐力はコンクリートを e 関数法、鋼管および鉄筋は材料試験降伏強度を使用したバイリニアを仮定した応力-ひずみ関係を用いて断面解析を行った。図-5(c)に示すように、AISC曲げ耐力はコンクリートを $0.95f'_c$ 、鋼管を f_y とし、引張りは鋼管のみが負担する全塑性モーメントを計算した。なお、(a)～(c)の f_y と f'_c には同一の材料実験値を用いた。

図-4のモーメントは、軸力による P - δ 効果を考慮した値を示す。降伏点は鋼管側面に貼付したひずみゲージ（スタブ上面から1段目または2段目高さ）により、局部座屈は目視により判定した。なお、5試験体とも、載荷フレームの不具合で大変形時のモーメントが大きく計測されたと考えられるため、最大耐力点は $R = \pm 2\%$ までのサイクルで記録した最大のモーメントとした。

本報告においては、試験体 No.3～No.5 について詳細に検討する。試験体 No.1 および No.2 については既報²⁾、⁶⁾を参照されたい。

3.1 曲げ挙動に関する考察

鋼管の損傷は、東側面の圧縮降伏、局部座屈、引張降伏、西側面の圧縮、引張降伏、東面の破断、の順に進行し、いずれの試験体も、正側載荷で座屈した東側面鋼管が、負側載荷時に破断して試験を終了した。降伏、座屈は、ひずみの変動が大きい東側面で最初に観測された。東側面は、正載荷時に曲げ圧縮と軸圧縮を同時に受け、負載荷時に曲げ引張りと軸引張りを同時に受けるため、西側面と比べてひずみの変動が大きい。3試験体について、 $R = 0.5\%$ 時に鋼管の座屈を確認したが、その後もモーメントは上昇した。

図-4より、実験でコンクリート圧縮縁ひずみ（以下 ϵ_c ）が0.3%となった点と局部座屈点を比較すると、No.3、No.4はこの2点を確認したのが同じサイクル（ $R = 0.5\%$ 、1サイクル目）であった。No.5は $\epsilon_c = 0.3\%$ となったのが $R = 0.25\%$ の1サイクル目、局部座屈のほうが後に発生した。以上より、径厚比が大きな耐震杭に高軸力を作用させた場合は、 $\epsilon_c = 0.3\%$ となる点と、鋼管の局部座屈点の発生順序が逆転する可能性がある。

正載荷時 $\epsilon_c = 0.3\%$ の点と最大耐力点には大きな差があり、3試験体とも、圧縮一定軸力となる $R = 0.5\%$ 前に ϵ_c が0.3%を超えた。一方、No.4は負載荷時に ϵ_c が0.3%に到達せず、No.3とNo.5は、負載荷時も ϵ_c が0.3%に達

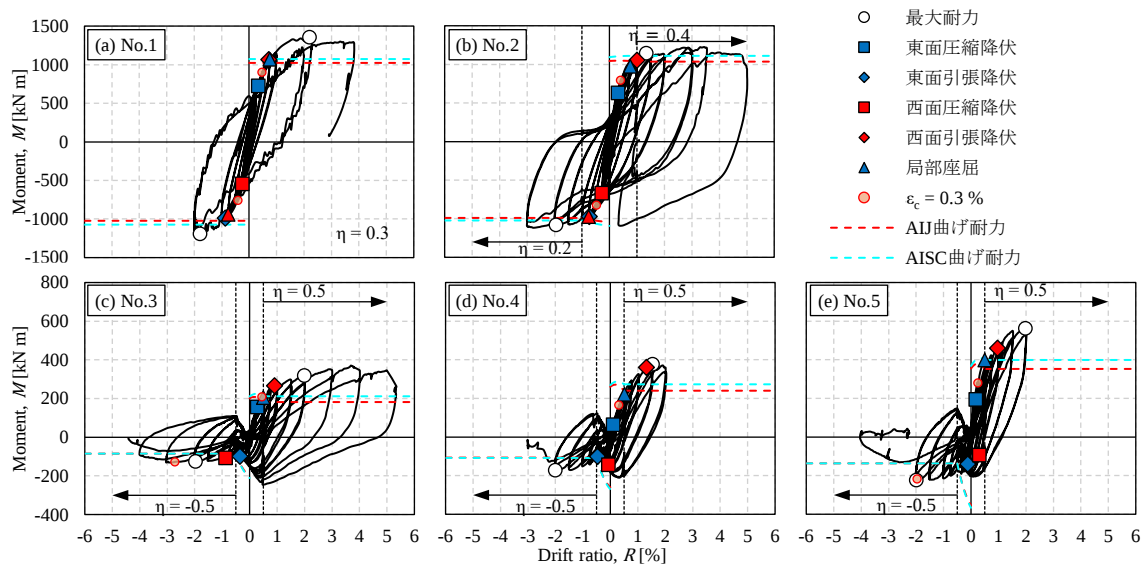


図-4 モーメント - 変形角関係

表-3 実験最大耐力と AIJ, AISC 曲げ耐力の比較

試験体	(a) 最大耐力時						(b) 実験 $\varepsilon_c = 0.3\%$ 時	
	$R_{peak} [\%]$	$M_{peak} [kN m]$	$M_{AIJ} [kN m]$	M_{peak}/M_{AIJ}	$M_{AISC} [kN m]$	M_{peak}/M_{AISC}	$R_{0.3} [\%]$	$M_{0.3} [kN m]$
No.1 (+)	2.2	1355	1023	1.3	1072	1.3	0.48	899
No.1 (-)	-1.8	-1192	-1023	1.2	-1072	1.1	-0.44	-764
No.2 (+)	1.3	1143	1038	1.1	1112	1.0	0.40	791
No.2 (-)	-2.0	-1080	-991	1.1	-1024	1.1	-0.47	-830
No.3 (+)	2.0	319	182	1.8	212	1.5	0.45	208
No.3 (-)	-2.0	-125	-84	1.5	-84	1.5	-2.7	-127
No.4 (+)	1.5	378	239	1.6	273	1.4	0.32	165
No.4 (-)	-2.0	-171	-107	1.6	-109	1.6	-	-
No.5 (+)	2.0	563	352	1.6	399	1.4	0.25	279
No.5 (-)	-2.0	-222	-136	1.6	-137	1.6	-2.0	-217

した。図-4 に示すように、No.5 はこの点と負側の最大耐力点がほとんど一致していることがわかった。

No.3 の試験体損傷状況を写真-1 に示す。東面の鋼管がスタブ上面から 50 mm 程度の高さで座屈、破断した。この部分でコンクリートが圧壊している。これは No.4, No.5 も同様であった。また、西面のコンクリートは、少なくとも高さ 200 mm までは横ひび割れが観察された。No.4, No.5 は、経験した最大変形角が小さく、西面のコンクリート 30 mm 程度の高さの横ひび割れが観察できるのみであった。

No.3 を例として、鋼管の東西側面に設置した変位計により測定した曲率分布を図-6 に示す。すべての試験体において、曲げ変形は 1 D 以下の範囲に集中し、特に、コンクリート圧壊範囲の曲率が大きくなった。これは、No.4, No.5 も同様の傾向であった。

続いて、実験で ε_c が 0.3% に到達した点について考察する。 $\varepsilon_c = 0.3\%$ とは、基礎部材指針³⁾に示される曲げモーメントの安全限界点で、鋼管の局部座屈前の値と説明されている。

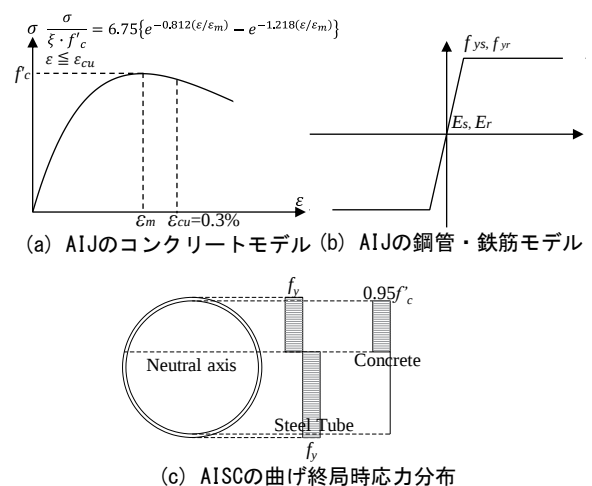


図-5 AIJ および AISC 曲げ耐力計算方法

No.3 を例として、鋼管の東西側面に設置した変位計により測定した軸ひずみ-変形角関係を図-7 に示す。0 - 1D 区間変位計測定値から、平面保持を仮定してコンクリート圧縮縁と引張縁のひずみを求めた。西側は、正載荷

時には軸圧縮と曲げ引張りを受け、負荷荷時には軸引張り
と曲げ圧縮を受ける。このため、東側と比べて軸ひず
みの変動は小さい。軸力が変動しているのは $R = -0.5 \sim$
 0.5% の範囲であり、西側も東側も、この範囲でひずみが
大きく変動し、一定軸力下においては単調に変化した。
図中の○印は、はじめてコンクリート圧縮縁ひずみが
 0.3% を超える点であり、西面については、引張り一定軸
力時にはじめてひずみが 0.3% を超える点とした (図-4
中 $\varepsilon_c = 0.3\%$ の点)。No.4, No.5 も同様のひずみ履歴とな
った。

3.2 曲げ耐力に関する考察

以下、No.1~No.5 の 5 試験体について、AIJ 曲げ耐力、
AISC 曲げ耐力と、実験曲げ耐力、実験 $\varepsilon_c = 0.3\%$ 時のモー
メントを比較する。耐力の計算方法は 3 章に示す通り
である。

図-4 より、5 試験体、正側、負側ともに実験の最大耐力
は AIJ 曲げ耐力、AISC 曲げ耐力を上回り、現行指針は
安全側の評価となった。しかし、 $\varepsilon_c = 0.3\%$ 時の実験時モー
メントは AIJ 曲げ耐力を下回った。

No.3 を例として、基礎部材指針³⁾に従う断面解析と、
実験時のコンクリート圧縮縁ひずみが 0.3% をはじめて
超えたとき、最大耐力時の断面のひずみ分布を図-8 に
示す。実験時のひずみは図-7 と同様の手順で東西のひ
ずみを求め、この 2 点を結んだ。Brown ら⁷⁾は、鋼管が
座屈すると断面のひずみ分布は線形性を失うことを示し
ている。本実験では、3 試験体 (No.3 ~ No.5) について、
下から $D/3$ 、 $D/2$ 高さの Optitrack 鉛直変位は線形に分布
し、スタブ上面からのマーカー高さまでの軸ひずみの分
布は、線形性を保つことを確認している。正側、負側と
もに、実験より得られる曲率 ($\propto$ 図中傾き) は断面解析に
より得られる曲率よりも小さくなった。実験の正載荷時
は、ほぼ全断面が圧縮となっていたが、モーメントは AIJ
耐力とほぼ等しかった。最大耐力時には、AIJ 耐力と比
較して、曲率もモーメントも大きくなった。

No.1, No.2 の正負と、No.4, No.5 正載荷時、実験の ε_c
 $= 0.3\%$ 時の曲率が断面解析と比較して小さくなり、その
差は No.3 よりも大きくなった。No.1, No.2 は、断面解
析では中立軸位置がほぼ断面の中央に位置するが、実験
時にはほぼ全断面が圧縮となっていた。また、No.4, No.5
は No.3 と同様に、断面解析では西側のひずみが 0.2% 程
度で引張り側にある一方、実験では -0.1% 程度で、全断面
が圧縮となっていた。いずれの場合も、実験の $\varepsilon_c = 0.3\%$
時モーメントは AIJ 曲げ耐力よりも小さく、最大耐力時
には、曲率が大きくなり、AIJ 曲げ耐力を上回った。

以上より、本実験の 5 試験体に対して、基礎部材指針³⁾
で仮定される安全限界点 (AIJ 曲げ耐力) と、実験にお
ける最大耐力点における断面のひずみ分布は異なるが、

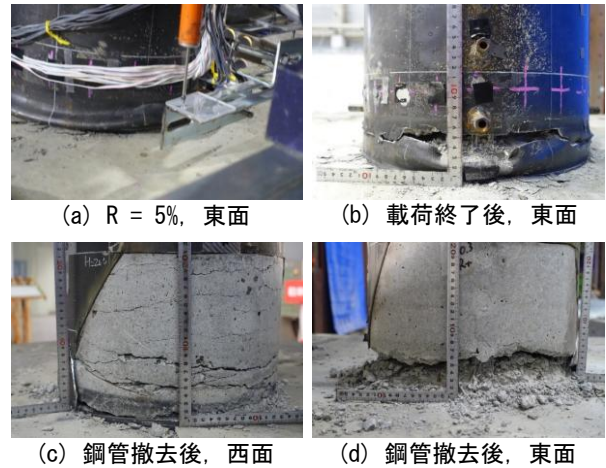


写真-1 試験体損傷状況 (No. 3)

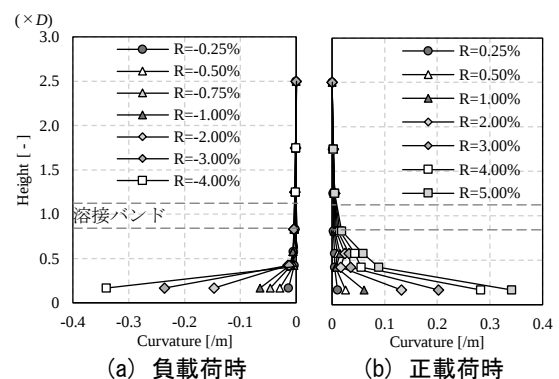


図-6 曲率分布 (No. 3)

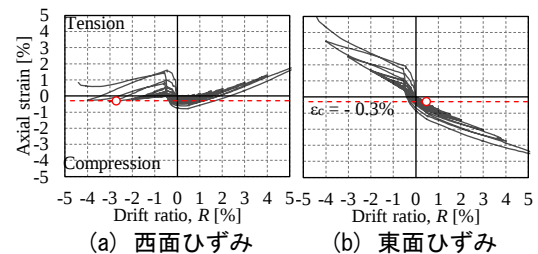


図-7 コンクリート縁軸ひずみ-変形角関係
(No. 3 における 0 - 1D 区間の平均軸ひずみ)

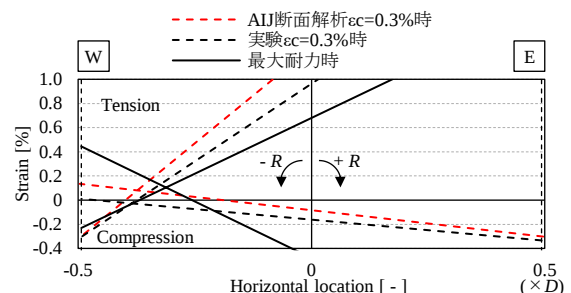


図-8 $\varepsilon_c = 0.3\%$ 時ひずみ分布 (No. 3)

実験値は AIJ 曲げ耐力の 1.1~1.8 倍となり、安全側の評
価となることが確認できた。余裕度が大きくなったこと
の明確な理由は解明できないが、載荷方法による可能性
が考えられる。詳しくは 4 章にて検討する。

表－4 径厚比>100 の CFT 部材曲げ既往実験

文献	試験体数	D [mm]	D/t [-]	f'_c [MPa]	f_y [MPa]	η^{*2} [-]	試験体タイプ ^{*3}	载荷方法
Subedi ら ⁸⁾	5	1200	125	30～32	427	-0.21～0.38	CFST, RCFST	4点支持
Brown ら ⁷⁾	8	508, 610	128, 159, 191	39～55 ^{*1}	306～332	0	RCFST	4点支持
崎野ら ⁹⁾	2	450	152	39	279	0.4, 0.6	CFST	純曲げ
中村ら ¹⁰⁾	4	600, 900	102～159	60～63	234～408	0.3	CFST	純曲げ
村田ら ¹¹⁾	1	360	118	29	363	0.18	CFST	片持ち

^{*1} 100mm x 200mm シリンダー強度に補正するため、文献より得られるコンクリート強度を 0.96 で除した

^{*2} $\eta = N/N_0$, N : 導入軸力, N_0 : 試験体軸耐力, 圧縮軸力の時 $A_c f'_c + A_s f_{ys} + A_{re} f_{yr}$, 引張軸力の時 $A_s f_y + A_{re} f_{yr}$,
 A_c , A_s , A_{re} : コンクリート, 鋼管, 鉄筋断面積, f'_c : コンクリート圧縮強度, f_{ys} , f_{yr} : 鋼管, 鉄筋降伏強度

^{*3} CFST: 鉄筋なし CFT 部材, RCFST: 鉄筋あり CFT 部材

4 現行指針曲げ耐力について

4.1 CFT 部材既往曲げ実験と現行指針曲げ耐力の比較

本実験における No.3～No.5 の最大耐力は AIJ 曲げ耐力の最大 1.8 倍程度であった。 D/t が 100～191 の既往 CFT 部材の曲げ実験 20 体と本実験の 5 体について、軸力比 N/N_0 , 径厚比 D/t , 圧縮強度 f'_c を因子として、実験耐力と現行指針による曲げ耐力との比較を行い、本実験結果の妥当性について検討する。

径厚比が 100～191 の CFT 部材既往曲げ実験を表－4 に、AIJ 曲げ耐力、AISC 曲げ耐力と既往研究曲げ耐力の比較を図－9 に示す。耐力計算を行うにあたり、鋼管および鉄筋のヤング係数が不明なものは 205GPa とした。AISC 曲げ耐力計算では、鉄筋も鋼管同様に塑性状態を仮定した。

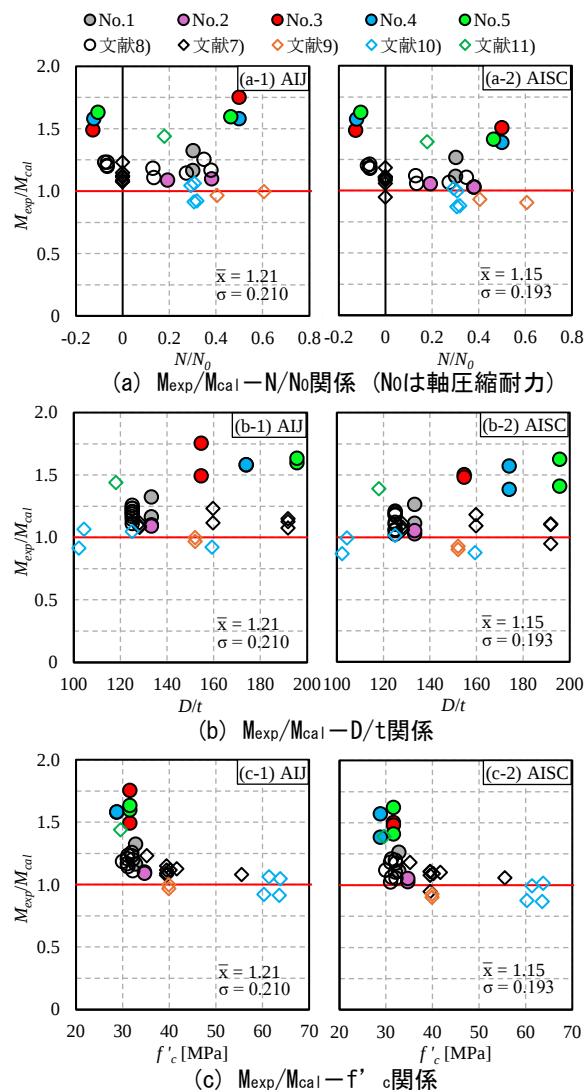
図－9 より、モーメント実験値／計算値の平均値、標準偏差を比較すると、AIJ 曲げ耐力は AISC 曲げ耐力よりも小さめに評価し、ばらつきはやや大きくなることがわかった。

図－9(a) より、本報告で検討した 3 試験体 (No.3, No.4, No.5) は AIJ 曲げ耐力の 1.5～1.8 倍程度、AISC 曲げ耐力の 1.3～1.6 倍程度の耐力を示し、既往研究よりも計算値の余裕度が大きかった。この 3 試験体を除くと、軸力比が大きくなるほど余裕度が小さくなる傾向がある。

基礎部材指針³⁾の解説図 4.19 では、径厚比が 40 から 125 の範囲における耐震杭の曲げ耐力について、径厚比が大きくなると、実験値に対して、計算値の余裕度が小さくなることを示しており、実験値が計算値を下回る事例は見られなかった。

図－9(b) より、本研究では、実験値が計算耐力を下回る場合もある他、径厚比が大きくなると計算値の余裕度が小さくなるような傾向も見られなかった。ただし、本実験結果 (No.1～No.5) と、高強度コンクリートを使用した文献 10)を除くと、径厚比が大きくなるほど余裕度が小さくなる傾向を示した。また、 $D/t=191$ の既往試験体 (Test10⁷⁾) においては、AIJ 曲げ耐力は安全側であるものの AISC 曲げ耐力は危険側の判定となった。

図－9(c) より、コンクリート強度が大きくなるほど計



図－9 現行指針曲げ耐力と既往研究曲げ耐力の比較

算の余裕度が小さくなる傾向が見られた。No.3～No.5 の実験結果の余裕度は、既往研究と比較して大幅に大きい。

本実験結果が既往研究よりも大きくなった理由として、载荷方法の違いが考えられる。既往研究は、4点支持载荷や純曲げ試験が多いが、本実験は片持形式で実施している。この载荷方法の場合、モーメントが最大となる危険断面はスタブで拘束され、本実験は既往研究よりも小径でスタブからの拘束をより受けやすいため、最大耐力が計算値よりも大きくなった可能性がある。実験値

が AIJ 曲げ耐力を下回った試験体($M_{exp}/M_{cal} \geq 0.91$) は、すべて純曲げの載荷だったことから、載荷方法は計測されるモーメントに影響を与えていると考えられる。

例えば、Thusoo ら¹²⁾は、低軸力比 ($\eta=0, 0.18$) で、同断面、異種載荷方法 (片持ち形式、4 点支持) の SC 杭について、モーメントー曲率関係にほとんど影響がないことを報告しており、今回の考察とは異なる内容となっている。ただし、高圧縮軸力と引張軸力 ($\eta=0.52, -0.40$) の試験体は他の試験体と比較して計算結果との誤差が大きいことも報告している。そこで、高軸力の耐震杭についても、載荷方法の違いによるモーメントへの影響について、さらに検討する必要がある。

4.2 基礎部材指針の適用範囲拡大について

場所打ち鋼管コンクリート杭について、基礎部材指針³⁾では、軸力比- 0.21 ~ 0.43 の範囲であれば計算値が実験値に対して安全側となるため、この範囲を適用範囲としている。本実験の曲げ耐力は既往研究と比較するとやや大きくなったが、大軸力比 ($\eta=-0.5 \sim 0.5$) でも、計算値は実験値よりも安全側となることがわかった。

径厚比の適用範囲の拡大について、本実験結果だけでなく、軸力は 0 であるが、既往研究⁷⁾も安全側の評価となっている。このことから、現在広く使われる、径厚比 140 から 170 程度の耐震杭に対しても基礎部材指針³⁾は有効な曲げ耐力算定方法であると考えられる。

基礎部材指針³⁾におけるコンクリート強度の適用範囲は、21MPa 以上 40MPa 以下の普通コンクリートであるが、本研究の範囲において得られた知見として、コンクリート強度が 65MPa 程度に大きくなると、危険側の評価となる試験体もあることがわかった。

純曲げの試験体^{9), 10)}を除くと、AIJ 曲げ耐力は大径厚比・大軸力比の耐震杭にも適用可能であると言える。

5. 結論

変動軸力下 ($\eta = -0.5 \sim 0.5$) で大径厚比 ($D/t = 133 \sim 195$) の耐震杭試験体の曲げ試験を行い、曲げ挙動を検討した。また、既往 CFT 部材曲げ試験 20 試験体も含め、実験の曲げ耐力と現行指針 (AIJ, AISC) で算定される曲げ耐力の比較を行った。主な結論は以下の通りである。

- 本実験の 5 試験体について、変位計に基づく曲率分布から、曲げ変形の集中領域は 1D 以下の区間であった。また、危険断面において、検長 $D/3$ 以上とすれば、この区間のひずみ分布から、少なくとも $R=2\%$ まで平面保持が成立つことがわかった。
- 本実験 5 試験体と既往研究 20 試験体のうち、既往研究の純曲げ 4 試験体を除き、AIJ の曲げ耐力を上回り、大径厚比、大軸力比となる場合にも安全側の評価となった。また、AISC の曲げ耐力は AIJ の曲

げ耐力よりも大きく計算され、大径厚比の既往研究 1 試験体も危険側の評価となった。

高軸力を作用させた耐震杭試験体の載荷方法や試験体寸法が、モーメント計測結果に与える影響の検討を進めることが今後の課題である。

謝辞

本研究の一部は、耐震杭協会の補助を受けて実施したものです。また、実験の実施に際して、東京科学大学特任助教の Trevor Zhiqing Yeow 氏から多大なご協力を頂きました。厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 金子治:大地震に対する耐震設計におけるコンクリート杭の適用条件に関する実態調査, 日本建築学会技術報告集, 第 53 号, pp.87-92, 2017.2
- 2) Bhusal, S et al.: Experimental investigation on flexural behavior of cast-in-place concrete-filled steel tube piles with large D/t under large axial loads, AIJ 大会学術講演梗概集, pp.513-514, 2023.7
- 3) 日本建築学会:基礎部材の強度と変形性能, 2022.3
- 4) 日本建築学会:建築基礎構造設計例集, 2024.2
- 5) ANSI/AISC 360.: Specification for Structural Steel Buildings. Chicago: AISC., 2022
- 6) 黒田黎奈, 河野進, 今井康幸, 谷昌典:場所打ち鋼管コンクリート杭の曲げ性能についての解析的研究, AIJ 大会学術講演梗概集, pp.405-406, 2024.8
- 7) Brown, N.K., Kowalsky, M.J., Nau, J.M.: Impact of D/t on seismic behavior of reinforced concrete filled steel tubes, Journal of Constructional Steel Research, 107, pp.111-123, 2015
- 8) Subedi, N. et al.: Flexural performance of cast-in-place concrete-filled steel tube piles under varying axial load, Thin-Walled Structures, Vol.174, 109130, May. 2022
- 9) 崎野健治, 蜷川利彦, 松本勝憲:コンクリート充填円形鋼管柱の曲げ性状に関する研究, JCI 年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.1289-1294, 1996
- 10) 中村敏治, 勝倉靖, 菊池憲一, 松井千秋:大口径・大径厚比鋼管コンクリート柱の曲げ耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 519 号, pp.127-133, 1999.5
- 11) 村田清満ほか:コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価, 土木学会論文集, No.640/I-50, pp.149-163, 2000.1
- 12) Thusoo, S. et al.: Design models for steel encased high-strength precast concrete piles under axial-flexural loads, Engineering Structures, Vol. 228 111465, Feb. 2021