論文 場所打ちコンクリート杭のパイルキャップの破壊性状の検討

岸田 慎司*1·向井 智久*2·渡邊 秀和*2

要旨:本研究は場所打ちコンクリート杭におけるト形部分架構の耐震性能を検討するため、変動軸力下および一定軸力下におけるそれぞれの構造実験を行った。その結果、変動軸力下では載荷方向で破壊性状が異なり、高軸力下では層間変形角 R=1.0 %で最大耐力となり、引張軸力下では耐力が低くなった。日本建築学会「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説」¹⁾における危険断面位置に関しては載荷方向によって違いがみられ、概ね評価できることを確認し、同指針で提案されているパイルキャップ強度式での計算値を過小評価しており、今後さらなる検討が必要である。

キーワード:場所打ちコンクリート杭,パイルキャップ,ト形部分架構,パイルキャップ破壊

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震以降,2011年東北地方太平洋沖 地震および 2016 年熊本地震では、構造被害を被った杭 基礎が確認され、地震後に建物の継続使用を断念し解体 に至った例 2)も多い。建築物の上部構造においては、既 に地震動レベルを数段階に想定した設計法が確立され、 性能設計に移行しているが、60m以下の一般建築物に多 く使用されている基礎構造に関しては大地震を対象とし た2次設計が義務付けられていない。さらに、統一的な 設計手法はなく、設計者に委ねられている部分が多いの が現状である。2017年に日本建築学会から「鉄筋コンク リート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説」)が 発刊され、パイルキャップの設計に対してひとつの方針 が示された。場所打ちコンクリート杭のパイルキャップ の節に記載されている事項については、実験による裏付 けがなく、パイルキャップの破壊性状については未解明 な部分が多い。設計式の精度の検討および、問題点を踏 まえた多くの実験が必要であるとの指摘りがされている。

本研究では場所打ちコンクリート杭パイルキャップ を対象として,破壊性状の違いによる検討および指針に 明記されている設計式の妥当性を検討することを目的と した。なお,本研究は「建築物の地震後の継続使用性」 を要求性能とした性能指向型耐震設計の実施に資する手 法の構築²が必要とされている一連の研究の一部である。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1に試験体諸元,図-1に試験体 E-1 と E-2 の試 験体形状および配筋詳細を示す。

試験体は2体で,約1/3 スケールのト形部分架構とし, 鉄筋コンクリート造地上3階建ての学校建築の側柱下部 を想定して設計³した。杭には杭径400mmの場所打ちコ

*1 芝浦工業大学 建築学部建築学科 教授 博士(工学) (正会員) *2 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 博士(工学) (正会員)

*3 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 博士(工学) (正会員)

ンクリート杭を使用し、パイルキャップの配筋には、ベ ース筋とはかま筋を使用した標準型を用いた。基礎梁主 筋において投影定着長さ(上端筋:柱せいの 3/4,下端筋: パイルキャップせいの 3/4),余長を試験体 E-1 では 140mm,試験体 E-2 では 170mm とした。部分架構には 上部構造の柱梁接合部と同様のモーメント分布(図-2 参照)を仮定して、基礎梁および柱のスパン長は文献 3 にて試設計した建物を参考にそれぞれ設定した。

試験体 E-1 では,層せん断力に比例して柱の軸力を軸 力比 0~0.2 の範囲(図−3参照)で変動させた。なお, 実験上の載荷ミスにより層せん断力と柱軸力の関係が通 常の建物の地震時応力状態と逆になった。実験開始時に 長期軸力に相当する軸力比 N/bDf'c(N:作用軸力,b:柱 幅,D:柱せい,f'c:コンクリート圧縮強度)が 0.163 と なるように加力し,パイルキャップせん断終局強度の計

表-1 試験体諸元(単位:[mm])

試験体名		E-1	E-2		
想定破壊モード		(正)パイルキャップせん断破壊 (負)パイルキャップ曲げ破壊	パイルキャップ曲げ破壊		
	$B_c \times D_c$	300×300			
	主筋	10-D13(SD390)	10-D16(SD390)		
<u>+</u> +	補強筋	D6(SD785)@50, p _{cw} =0.42%			
ΥT	補強筋(パイル	D6(SD490)@100			
	キャップ内)	_c p _w =0.21%			
	軸力比	0~0.2	0.163		
ŧ	$B_b \times D_b$	300×850			
本	主筋	上端:3-D16(SD685)	上端:3-D19(SD685)		
1定 汤		下端:4-D16(SD685)	下端:3-D19(SD685)		
木	補強筋	U9.0(PBSD1275)@50, p _{bw} =0.45%			
	径	Ф400			
杭	主筋	12-D19(SD390)	10-D19(SD390)		
	補強筋	U9.0(PBSD1275)@50, _{pile} p _w =0.72%			
	幅せい高さ	530×530×800			
ハ1 ルキ	袴筋	12-D16(SD295A)	8-D6(SD295A)		
	ベース筋	22-D6(SD295A)			
7	****	D6(SD295A)@100	U7.1(PBSD1275)@50		
Í	THIJEIDINB	_{pc} p _w =0.12%	_{pc} p _w =0.30%		



図-1 試験体概要図 (単位:[mm])

算値 4の半分の値の時に最大圧縮軸力とし、パイルキャ ップ曲げ強度の計算値 1の半分の値の時に最大引張軸力 (軸力 0)となるように軸力を制御し、正加力時にはパ イルキャップせん断破壊、負加力時にはパイルキャップ 曲げ破壊するように設計した。試験体 E-2 では柱の軸力 比を 0.163 の一定とし、パイルキャップが曲げ破壊する ように設計した。ここで、パイルキャップが曲げ破壊する ように設計した。ここで、パイルキャップの曲げ破壊と は文献 1 の「5.6.1 場所打ちコンクリート杭のパイルキャ ップ」に記述されている曲げ強度における破壊性状のこ とである。なお、柱脚の曲げ圧壊を防ぐために柱に鋼板 (t=25mm, STKR400)を巻いた。軸力比 0.163 は、試設 計した建物 3)の設計用支持反力の最大圧縮荷重より設定 し、杭の軸力を柱に作用する軸力として実験した。

表-2および表-3に試験体に使用したコンクリー トおよび鉄筋の材料特性を示す。設定した破壊性状を明 確にするために柱,基礎梁およびパイルキャップと杭の コンクリート強度は異なっている。コンクリート強度の 打ち分けによる実験結果への影響は見られなかった。

2.2 載荷方法

加力装置図を図-2に示す。基礎梁端をピンローラー 支持,柱頭および杭脚をピン支持とし,柱頭加力点に軸 力を導入後,同加力点から水平力を導入した。柱と杭の 反曲点間隔は2475mm,パイルキャップ芯から基礎梁反 曲点までを1500mmである。図-3(a)に軸力を変動させ た試験体 E-1の軸力と水平力の載荷ルートを示す。層せ ん断力に比例して軸力を軸力比0~0.2の範囲で変動させ, 軸力比が目標まで到達してから正載荷時は軸力比0.2,負 載荷時は軸力比0の一定軸力とした。水平力は変位漸増 載荷とし,柱頭位置での層間変形角(R)でR=±0.125%, ±0.25%を一回,±0.5%,±1.0%,±2.0%,±3.0%を二回ずつ 表-2 コンクリートの材料特性

	試験 体名	部材名	f΄ _c [N/mm²]	$[\times 10^{-6}]$	$\begin{bmatrix} E_c \\ [N/mm^2] \end{bmatrix}$	σ_{sp} [N/mm ²]		
Γ		杭	44. 1	2396	2.82×104	4.4		
	E-1	基礎梁 パイルキャップ	29. 1	2184	2. 27 × 104	3.6		
		柱	73. 2	3041	3. 37 × 104	5.6		
ſ	E-2	杭	47.4	2561	2.82×104	4.4		
		基礎梁 パイルキャップ	42.6	2431	2. 72 × 10⁴	3.6		
		柱	76.4	3053	3. 47 × 104	6.5		
¢'								

表-3 鉄筋の材料特性

插 別	使用部材		f_y	εγ	ε _e	σ_u
1主 //1	E-1	E-2	[N/mm ²]	[×10 ⁻⁶]	[×10 ⁻⁶]	[N/mm ²]
D6 (SD295A)	パイルキャップ (袴筋・ベース筋 ・腹筋[E-1 のみ])		364*	4086	2086	484
D6 (KSS785-S6)	柱(補	強筋)	914*	6927	4927	1152
D13 (SD390)	柱(主筋)		409	2299	-	528
D16 (SD390)	/	柱(主筋)	417	2199	-	589
D16 (KSS685-S6)	基礎梁 (主筋)		743	4107	-	893
D19 (SD390)	杭(当	E筋)	429	2409	_	601
D19 (SD685)		基礎梁 (主筋)	682	3984	-	828
U7.1 (PBSD1275)	/	パイルキャッ ブ (腹筋)	1376*	9030	7030	1396
U9.0 (PBSD1275)	杭·基礎梁	(補強筋)	1300*	8857	6857	1393
f.,:降伏点, ε.,:降伏時ひずみ, ε.,:弾性限界ひずみ,						



加力した。層間変形角 R は柱頭の水平変位を柱頭加力点 から杭脚支持点までの距離で除したものとした。

3. 実験結果

3.1 層せん断カー層間変形角関係

図-4に2体の試験体の層せん断力Q-層間変形角R 関係を示す。層せん断力は実験で計測した基礎梁せん断 力を用いて力のつり合いより求めた。なお、ひび割れの 確認は各サイクルのピーク時に行った。

試験体 E-1 の正側載荷時においては,基礎梁主筋降伏後の R=1.0%時に最大耐力となり,その後耐力は低下し







(a) 試験体 E-1

写真-1 各試験体の損傷状況

(b)試験体 E-2

た。負側載荷時においては、R=-2.0%のサイクルの R=-1.20%時に最大耐力となった。パイルキャップせん断ひ び割れは R=±1.0%時に発生した。正側 R=1.0 時にパイル キャップ腹筋の降伏が最大耐力前に確認されたが、負側 では R=-3.0%cycle 時の R=-2.0%時(なお、腹筋において R=-1.0%時に弾性限界ひずみに達した)に降伏を確認し た。柱の主筋は正側では降伏しなかったが、負側では R=-0.275%時に降伏した。最大耐力は正側の耐力が大きく、 R=1.63%時に急激な耐力低下を示した。負側では、耐力 低下は小さな傾向を示した。残留変形角は R=±2.0%以降 正側の方が若干大きかった。

試験体 E-2 においては,正負両載荷とも最大耐力を迎 える前に基礎梁主筋が降伏しており,正側では R=2.0% 時,負載荷では R=1.25%時に最大耐力となった。正側で は R=1.6%時に杭主筋が降伏し,最大耐力後の 2cycle 目 の R=2.0%時に柱主筋が降伏した。負側では R=-2.0%のサ イクル時の R=-0.8%時に基礎梁主筋および袴筋が降伏し, R=-1.0%時に柱主筋が降伏した。パイルキャップせん断 ひび割れは R=0.5%, R=-2.0%時にそれぞれ発生した。基 礎梁における曲げひび割れ発生後の剛性低下は若干では あるが主筋量の小さい試験体 E-1 の方が大きかった。試 験体 E-2 において,最大耐力は正側が負側より 1.32 倍大 きく,最大耐力後の耐力低下は正側で 30%,負側は最大 耐力時から R=-2.0 %までは徐々に耐力低下したが-3.0% 時には急激に 27%も低下した。残留変形角は R=±2.0%(2cycle)以降負側の方が若干大きくなった。

3.2 破壊性状

写真-1に両試験体の最大耐力時の破壊状況写真を 示す。以下に特徴的なひび割れの発生状況を示す。試験 体 E-1 では, R=±0.125%時に基礎梁の危険断面でパイル キャップフェイス位置に曲げひび割れが発生し、杭の危 険断面でパイルキャップフェイス位置には正側では R=1.0%時に, 負側では R=-0.5%時に曲げひび割れが発生 した。パイルキャップには±1.0%時にせん断ひび割れが 発生した。しかし、せん断ひび割れの発生位置が異なっ ており、正側ではパイルキャップの対角方向に上面から 下面にわたって発生したが、負側ではパイルキャップ上 部に発生した。最大耐力時以降に基礎梁の危険断面でパ イルキャップフェイス位置のひび割れが拡がり基礎梁下 部の杭前面のパイルキャップコンクリートが圧壊した。 また、最大耐力以降に正側のパイルキャップ底面のひび 割れが大きくなり,その後も同様の箇所に損傷が集中し, 負側では柱脚の曲げによるコンクリートの圧壊がみられ た。試験体 E-2 について、R=±0.13%時に基礎梁とパイル キャップの危険断面位置に曲げひび割れが発生し、杭の 危険断面でパイルキャップフェイス位置にはR=±1.0%時 に曲げひび割れが発生した。パイルキャップには-0.13% 時に曲げひび割れが発生し、1.0%時および-2.0%時にせん 断ひび割れが発生した。パイルキャップ底面の基礎梁側 に R=0.5%時に割裂ひび割れのようなひび割れが発生し

た。最大耐力時以降に基礎梁の危険断面でパイルキャッ プフェイス位置のひび割れが拡がり,基礎梁が抜け出す ような破壊性状となった。最大耐力以降,負側で柱脚に て曲げによるコンクリートの圧壊がみられた。

3.3 変形成分

図-5に両試験体の各層間変形角(R)ピーク時におけ る各部材の変形成分の割合を示す。基礎梁、柱及び杭の 変形は図-3(b)に示すようにパイルキャップに対する 相対的な変形を測定しており、ひび割れ開口による付加 回転を含んでいる。パイルキャップの変形は全体の変形 から基礎梁、柱及び杭の変形を差し引いたものとした。 両試験体で加力の向きを含めて変形に違いが見られた。 試験体 E-1 において,正側では基礎梁の変形成分が大き く, R が大きくなるにしたがってパイルキャップの変形 が大きくなった。負側では軸力がない影響によって柱の 変形が大きく, R が大きくなるにしたがって基礎梁の変 形が大きくなった一方でパイルキャップはほとんど変形 していない。試験体 E-2 においては、正側では R が小さ いときにはパイルキャップの変形が大きいが徐々に小さ くなり基礎梁の変形が徐々に大きくなった。負側におい ても同様な傾向が見られたが,柱の変形が大きくなり, 杭の変形が小さいことがわかる。

3.4 基礎梁主筋ひずみ分布

図-6に基礎梁主筋のサイクルピーク時のひずみ分 布を示す。上端主筋が引張時では、変形が小さい 1100 R=0.125%時には柱面位置でのひずみが大きかったが、そ れ以降, 徐々にパイルキャップ位置のひずみが大きくな 700 った。下端主筋では、パイルキャップ面位置でのひずみ が常に大きいことから、両載荷時で危険断面位置はパイ ルキャップ面と考えられる。上端主筋において、柱中心 付近(点 a)に貼付したひずみの値が R=1.0%時に急激に大 きくなる傾向となった。これは負載荷時に生じた柱脚部 付近のひび割れが影響したものと考えれる。最大耐力時 には両試験体の正側では危険断面位置で降伏し、負側で は a で降伏した。下端筋において、 ab 間より bc 間の傾 きが小さくなっており bc 間の付着があまり有効に発揮 されていないことがわかる。これは、基礎梁下端の端部 の曲げひび割れが拡大していることより、基礎梁端部が 緩んだ状態となったことによると考えられる。さらなる 詳細な検討が必要である。

3.5 柱主筋のひずみ分布(対象鉄筋 Cc, Cg)

図-7に柱主筋(図-9中丸囲み)のサイクルピーク 時のひずみ分布を示す。正側載荷時には基礎梁が付いて いない(背面)側が引張となる。基礎梁が取り付いてい る側(Cc)では,正側では圧縮ひずみ状態となっており, 負側では基礎梁上面位置の引張りひずみが一番大きくな っていた。背面側(Cg)の正側では基礎梁上面位置のひ



ずみが一番大きくなっていたが,基礎梁側の鉄筋よりも ひずみ値は小さくなっていた。また,試験体 E-2 の負側 では図中 No.3 ゲージ位置 (青丸囲み)の圧縮ひずみが大 きくなる傾向を示した。基礎梁側と背面側とでは違う傾 向を示すことが分かった。

3.6 柱せん断補強筋ひずみ分布 (対象ゲージ Sa-1, 3, 4)

図-8に最大耐力時の柱せん断補強筋(図中丸囲み) のひずみ分布を示す。正側では、パイルキャップ中ほど



図-8 柱せん断補強筋ひずみ分布

のひずみが大きくなる傾向が見られた。負側においては, 正側と異なり柱梁接合部域,パイルキャップ上端付近の ひずみが大きくなる傾向が見られた。これは破壊性状で 述べた正負でのパイルキャップひび割れ性状の違いと対 応していることが分かる。直交方向では,正負両載荷に おいて局所的に増加するのではなく,パイルキャップ全 体的にひずみが大きくなった。

3.7 杭主筋(定着筋)ひずみ分布(対象主筋 c, i)

図-10に杭主筋(図中丸囲み)のひずみ分布を示す。 杭芯より加力方向に対して対称に配筋されているので基礎梁側(試験体 E-1:b~g,試験体 E-2:b~f)と背面側(試験体 E-1:a,h~{,試験体 E-2:a,g~j)とに組分けをする。 この2組で引張時に傾向が異なった。基礎梁側において, 試験体 E-1では c~fの主筋が,試験体 E-2では c~eの主筋が基礎梁下面より上の位置のひずみ値が一番大きくなっており,bおよびgの主筋,bおよびfの主筋は,杭上面の位置のひずみが一番大きくなった。背面側においては,両試験体ともに引張ひずみ値が非常に小さかった。

4. パイルキャップに関する考察

実験結果を踏まえ、パイルキャップの破壊性状に関して RC 基礎指針(案)に対する考察をする。

図-11および図-12にパイルキャップ内の袴筋⁸⁰⁰ および補強筋(図-9中丸囲み)のひずみ分布を示す。 パイルキャップ上面に写真-2のようなひび割れが R=1.0%時に発生している。このひび割れを抑制するよう⁴⁰⁰ にこの位置のひずみの値が大きくなった。補強筋におい²⁰⁰ ては、パイルキャップ中央に配置された補強筋がR=1.0% 時に降伏ひずみを超えて大きくなった。これはパイルキ⁰ ィップのひび割れとも一致する。一方、基礎梁が取付い ている側の中央の補強筋もR=2.0%以降大きくなった。

図-13に RC 基礎指針に紹介されている危険断面を



示す。RC 基礎指針の閉じる側が本実験での負側に, 開く 側が正側に相当する。図中の青線が指針で提案されてい

る閉じる側の危険断面位置,緑線が開く側を示し,図中 の赤線が実験時の負載荷時のひび割れ,黒線が正側のひ び割れを示す。試験体 E-1 では,開く側の対角の危険断 面位置は実験と近い様相を示したが,閉じる側では実験 において軸力がない影響により,(c)に示すように③を含 む赤いひび割れがパイルキャップの上方に入り,青線よ りも水平に対する角度が小さくなった。試験体 E-2 にお いては,青線よび緑線との対応が良かった。しかし,両 試験体において,開く側で提案されている危険断面位置 AC線が実験では見られなかった。なお,AC線(図中(a)) とは基礎梁と杭が開く際に C 点を支点として A 点が開 こうとする際に生じる危険断面位置である¹⁾。

図-14に両試験体のピーク時のひび割れ幅の推移を 示す。ひび割れ幅は正負載荷時の1回目のピーク時のひ び割れ幅であり、クラックスケールを用いて目視により 計測を行った。ほぼ同じ位置のひび割れ幅について検討 した。せん断ひび割れについては試験体 E-1の方が大き くなった。正側(①,②と④,⑤)において,試験体 E-1では最大耐力後もせん断ひび割れは増加したが試験体 E-2では最大耐力以降に減少した。負側(③と⑥)におい て,最大耐力以降ひび割れ幅は変わらなかった。なお, 曲げひび割れについては試験体 E-2の方が大きくなった。 正側において,試験体 E-1では最大耐力後,徐々に減少 したが試験体 E-2では最大耐力以降変わらなかった。

表-4に実験値と提案されている設計式との比較を 示す。今回の実験に関して,設計の段階では両試験体と もパイルキャップの曲げ破壊となるはずであった。実験 結果をみると指針で述べられているような破壊性状に特 定できていないが,パイルキャップ曲げ破壊強度は計算 値よりも高いと考えられる。実験値との整合性は今後さ らなる検討を必要とする。

5. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 場所打ちコンクリート杭を使用した場合のパイル キャップにおいて、パイルキャップにせん断ひび割 れが発生し、補強筋およびはかま筋がひび割れ進展 抑制に有効であることを確認した。
- (2) パイルキャップの危険断面位置に関して,RC基礎 指針とほぼ同様な結果となった。しかし,開く方向 における一部の危険断面位置では実験結果との整 合性が取れなかった。なお,提案されている設計式 による計算値と実験値を比較すると計算値が過小 評価となり,今回の実験においては整合性を明確に できなかった。今後さらなる検討を要する。

参考文献

1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐



1 2 3 4 4 3 2 図-14 パイルキャップひび割れ幅

層間変形角(%)

表-4 実験値と計算値の比較

層間変形角(%)

٥

\sim		E-1		E-2		
		層せん断力(kN)				
		Ē	負	Ē	負	
	軸力比	0.2 0 0.163			63	
	曲げ終局強度 1)	149.6	90.8	214.4	214.1	
バイル キャップ	せん断強度 2)	243.9	126.9	306.4	390.5	
11175	せん断強度 3)	133.0	125.0	306.7	326.2	
実験値		199.4	80.5	228.0	173.2	

※1):文献1,2):文献4,3):文献5

0

震設計指針(案)・同解説,2017

- 2) 向井智久ほか:建築物の地震後の継続使用性に関する阻害要因分析 その1~5,日本建築学会大会学術 講演梗概集,pp.37-46,2014.9
- 3) 永田敦ほか:地震後の継続使用性を確保した新築建築物の設計・耐震性能評価その6杭基礎を有する学校・共同住宅の耐震設計・評価例,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.55-56,2015.9
- 4) 桑原亮ほか:既製杭を用いたト形部分架構パイルキャップのせん断強度式の検討,コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.331-336, 2016
- 5) 岸田慎司ほか: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29,日本建築学会大会学 術講演梗概集, pp.221-222, 2019.9

謝辞

本研究は文部科学省科学研究費(基盤研究(C),課題番号18K04441,代表者:岸田慎司)を受け、また(国研) 建築研究所指定課題「既存鉄筋コンクリート造建築物の 地震後継続使用のための耐震性能評価技術の開発」によ り実施しました。ここに記して謝意を表します。