

論文 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

桑原 亮*1・岸田 慎司*2・向井 智久*3・伊藤 宏亮*4

要旨：現状の耐震基準では建築物の継続使用性の確保がなされていないことから、継続使用性を考慮した新たな性能評価の手法の構築を目指している。東日本大震災時に被災した被害調査に基づき、ト形部分架構の静的載荷実験を行い、建物の継続使用性という観点からパイルキャップのせん断終局強度評価式の提案を目的とした。実験結果より修正荒川 mean 式を参考に式を提案し、実験値及び計算値を比較し提案式により評価が可能であることを確認した。

キーワード：パイルキャップ，せん断強度式，ト形接合部，既製コンクリート杭，破壊モード，継続使用性

1. はじめに

大地震時において建築物の耐震性能は、現行の耐震基準においては確保されているが、地震後の継続使用性は確保されていない。そのため、「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¹⁾を目指している。東日本大震災で被災した杭基礎建物の被害状況に関する調査が行われ、上部構造の被害(柱・はり・耐震壁)及び既製コンクリート杭(PC,PHC 杭)の被害が報告²⁾された。被害状況に基づき建物の継続使用に関する調査³⁾も行われている。既往の研究において、杭・基礎構造部材の基本性能把握のため静的載荷実験³⁾が行われている。しかし、上部構造と下部構造の架構としての損傷性能把握の検討が行われていないことから、部分架構による静的載荷実験を行った。

継続使用性という観点では、パイルキャップが損傷することで軸方向変形が生じ、建築物に傾斜が生じることで継続使用が出来ないことが考えられる。パイルキャップの性能評価の研究は少なく、継続使用性にも影響することからパイルキャップのせん断強度式の考察を行う。

2. 試験体及び実験概要

試験体 SC-02 の試験体概要を図-1,既往の研究⁴⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾を含めた9体試験体諸元を表-1,鉄筋の材料特性を表-2,パイルキャップ配筋を図-2に示す。試験体は実施設計を参考に約1/2~2.5スケールのト形部分架構とした。パイルキャップの配筋については、一般的な褥筋・ベース筋・帯筋による標準型、松本⁴⁾による縦筋・帯筋による鉄筋量を増加したかご筋型の2種を用いた。

本研究での試験体 SC-01,02 は杭に SC 杭を用い、パイルキャップ内の配筋を標準型とした試験体を SC-01、縦筋・帯筋量を1.5倍としたかご筋型の試験体を SC-02 とした。既往の試験体詳細は参考文献を参考にされたい。

本研究における試験体(試験体 SC-01,02)の加力方法について、基礎梁端をピンローラー支持、柱頭及び杭脚をピン支持とし、上柱加力点には、水平方向・鉛直方向の計2基ジャッキを取り付けた。軸力及び水平力は柱頭から導入し、柱頭位置の変位における層間変形角(柱頭水平変位 δ /柱頭杭脚のピン間距離H)にて制御を行い、正負交番繰り返し載荷とした。

表-1 試験体諸元

試験体	標準型 ⁴⁾	かご筋型 ⁴⁾	No.1 ⁸⁾	No.2 ⁸⁾	No.3 ⁸⁾	No.4 ⁹⁾	No.5 ⁹⁾	SC-01 ¹⁰⁾	SC-02 ¹⁰⁾			
軸力(柱軸力比)	853kN(0.3)	854kN(0.3)	850kN(0.32)		890kN(0.32)		970kN(0.32)	1050kN(0.25)	1109kN(0.25)			
コンクリート強度	25.2N/mm ²		25.4N/mm ²		26.6N/mm ²		29.0N/mm ²	29.0N/mm ²	30.5N/mm ²			
柱	せい×幅			350mm×300mm				380mm×380mm				
	主筋	8-D13(SD980)		8-D13(SD685)		8-D13(SD785)		8-D16(SD490)				
	補強筋	パイルキャップ外U9.0 ウルボン@50 パイルキャップ内D10(SD295)※かご筋型を除く										
基礎梁	幅×せい			200mm×600mm				200mm×880mm				
	主筋	上端下端共3-D22(PBSD930/1080)										
	せん断補強筋	U9.0 ウルボン@50										
杭	杭種	鋼管杭 t=7mm φ190.7						SC105/パイル t=7mm φ318.5				
	アンカー筋	8-D22(USD980)						8-D25(SD390)				
パイルキャップ	せい×幅×高さ	500mm×500mm×520mm		500mm×500mm×570mm			750mm×750mm×1050mm					
	補強筋	褥筋: 11-D6(SD295A)	縦筋: 4-D13(SD295A)	縦筋: 4-D13(SD295A) 4-D10(SD295A)		縦筋: 4-D13(SD295A)	縦筋: 4,4-D10,13(SD295A)	褥筋: 8-D6(SD295A)	縦筋: 4-D13(SD295A)			
		ベース筋: 11-D6(SD295A)					リング筋: 2-D13(SD295A)	ベース筋: 8-D10(SD295A)	4-D16(SD295A)			
		帯筋:D6(SD295A)					帯筋:S-D10(SD295A)	帯筋:3-D10(SD295A)	帯筋:S-D10(SD295A)	帯筋:5-D13(SD295A)	帯筋:8-D6(SD295A)	帯筋:8-D10(SD295A)

*1 元芝浦工業大学 工学部 建築学科 (学生会員)
*2 芝浦工業大学 工学部建築学科 教授 博士(工学) (正会員)
*3 国立研究開発法人 建築研究所 博士(工学) (正会員)
*4 株式会社フジタ

表-2 鉄筋材料特性(*は0.2%オフセットにより算出)

使用試験体	鉄筋	使用部材	降伏応力度 (N/mm ²)	ヤング率 ($\times 10^4$ N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)
SC-01 SC-02	D6(SD295A)	パイルキャップ	393.4	2.16	2052
	D10(SD295A)	パイルキャップ 柱補強筋	373.6	1.86	2051
	D13(SD295A)	パイルキャップ	361.4	1.81	2082
	D16(SD295A)	パイルキャップ	341.8	1.69	2362
	D16(SD490)	柱主筋	535.1	2.00	2811
	D22(PBSD930/1080)*	基礎梁主筋	1002.8	2.02	6977
	D25(SD390)	アンカー筋	448.8	1.94	2388
	U9.0(SBPD1275/1420)*	柱・基礎梁補強筋	1294.3	1.89	8836
	D6(SD295A)	パイルキャップ	314.2	1.74	1804
	D10(SD295A)	パイルキャップ・柱補強筋	370.5	1.83	2028
標準型 ⁴⁾ かご筋型 ⁴⁾	D13(SD295A)	パイルキャップ	354.7	1.85	1921
	D13(USD980)	柱主筋	1008.6	1.84	5478
	D10(SD295A)	パイルキャップ・柱補強筋	365.7	1.85	2007
	D13(SD295A)	パイルキャップ	347.0	1.78	1963
No.1 ⁷⁾ No.2 ⁷⁾ No.3 ⁷⁾	D13(USD785)*	柱主筋	790.6	1.90	6153
No.4 ⁸⁾ No.5 ⁸⁾	D10(SD295A)	パイルキャップ・柱補強筋	361.5	1.75	2072
	D13(SD295A)	パイルキャップ	355.9	1.76	2221
	D13(USD685)	柱主筋	766.1	1.85	4312

3. 実験結果

3.1 層せん断力-層間変形角関係

図-3に本研究で対象とした9体の層せん断力-層間変形角関係を示す。SC-01,02 と他の試験体は載荷方向が異なるため本研究の載荷方向を基準としてQ-R 関係を示している。試験体標準型とかご筋型では帯筋の降伏が見られ、その後最大耐力となり両試験体の耐力差は生じなかった。

パイルキャップ内配筋をかご筋型試験体 No.1~No.5 は、R=2%時に全試験体最耐力となった。いずれの試験体でも最大耐力前に帯筋が降伏したものの、帯筋量を増加させた試験体No.4,5では最大耐力後の耐力低下は減少したことから帯筋の増加が耐力低下に影響していると考えられる。

本研究における試験体 SC-01,SC-02 では最大耐力に大きな差は生じず、パイルキャップ内の配筋を標準型とした試験体 SC-01において、最大耐力前に袴筋、ベース筋及び帯筋が降伏した。パイルキャップ内補強筋(縦筋、帯筋)を増加させた試験体 SC-02 では、最大耐力後の繰り返し載荷において帯筋の降伏が見られた。両試験体の履歴ループの差はパイルキャップ内に配筋された帯筋の降伏によるものであると考えられる。

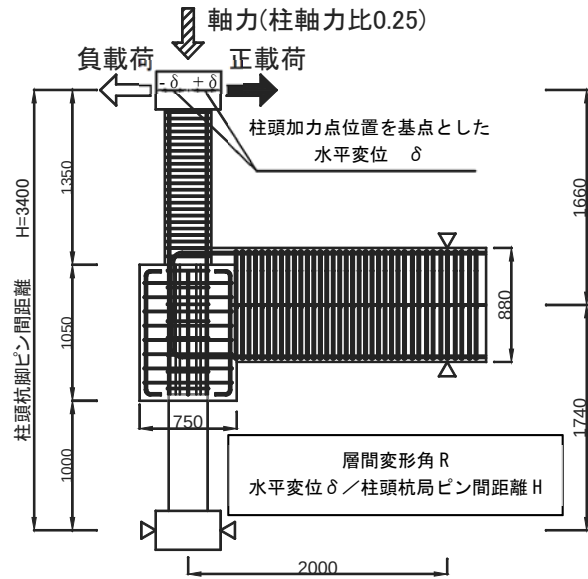


図-1 試験体概要図(図中配筋 SC-02)

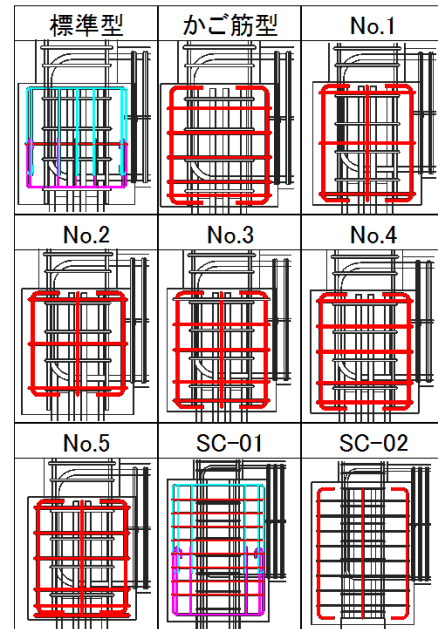


図-2 パイルキャップ内配筋図

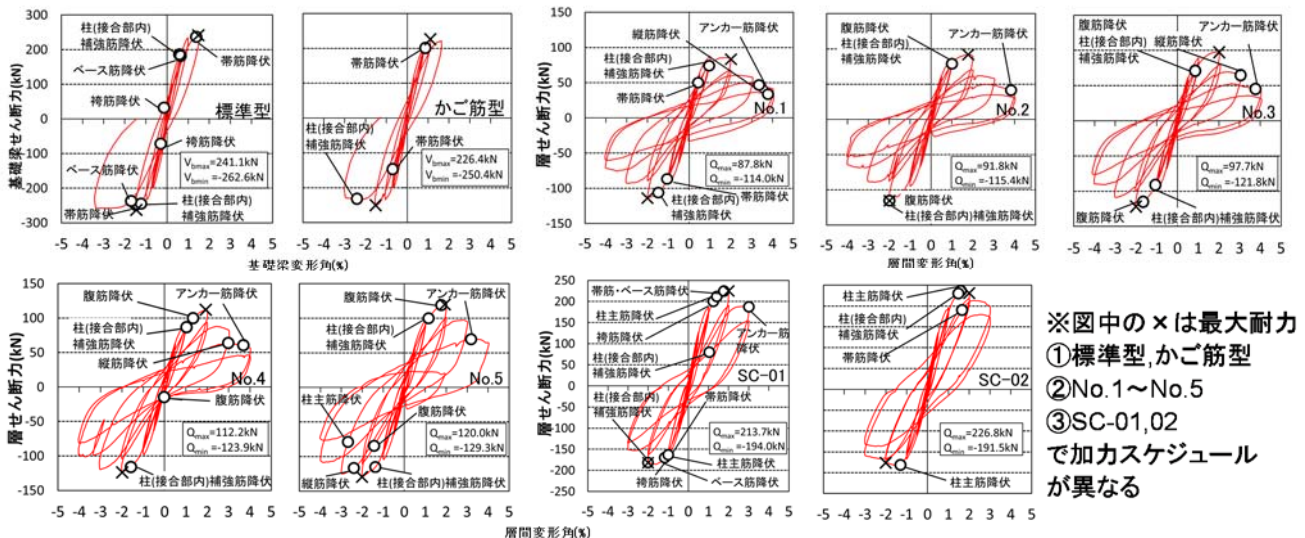


図-3 層せん断力-層間変形角関係

3.2 破壊性状

写真-1 に各試験体のパイルキャップ部ひび割れ状況及び破壊性状を示す。

標準型は最大耐力となった基礎梁変形角 1.5%時にパイルキャップにせん断ひび割れが見られ、かご筋型も同様に基礎梁変形角 1.5%時にせん断ひび割れの発生と共に柱脚部の圧壊が進行する結果となった。しかし、かご筋型においてもせん断ひび割れが開いており、ある程度パイルキャップは損傷を受けていると考えられる。

試験体 No.1～No.5 は最大耐力前にパイルキャップ内部の帯筋及び柱せん断補強筋の降伏が見られたことから、せん断ひび割れが大きく生じた最大耐力時以降はひび割れ幅の増大が見られた。試験体 No.1～No.5 はパイルキャップのせん断破壊とした。

試験体 SC-01 は $R=1\%$ 時にせん断ひび割れが発生し、袴筋、ベース筋及び帯筋の降伏後に最大耐力となったことから最大耐力以降はひび割れ幅が増大した。試験体 SC-02 では、 $R=1\%$ 時にせん断ひび割れは発生したが最大耐力前にパイルキャップ内の柱補強筋の降伏が見られたが帯筋量を増加させたことにより降伏は最大耐力後の $R=3\%$ 時に生じた。両試験体の破壊性状は試験体 SC-01 でパイルキャップのせん断破壊試験体 SC-02 では柱脚部の圧壊となったことから、帯筋量の増加によりパイルキャップのせん断ひび割れの抑制に繋がると考えられる。

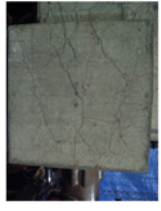
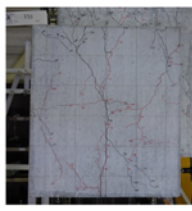
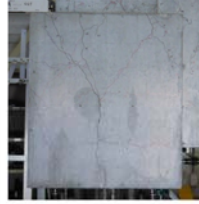
標準型	かご筋型	No.1
		
パイルキャップ せん断破壊	柱脚部圧壊	パイルキャップ せん断破壊
No.2	No.3	No.4
		
パイルキャップ せん断破壊	パイルキャップ せん断破壊	パイルキャップ せん断破壊
No.5	SC-01	SC-02
		
パイルキャップ せん断破壊	パイルキャップ せん断破壊(正載荷)	柱脚部圧壊

写真-1 各試験体パイルキャップ状況及び破壊形式

4. パイルキャップ内における圧縮ストラット機構

破壊性状がパイルキャップせん断破壊となった試験体 SC-01 においてパイルキャップ内の圧縮ストラット機構の検討を行う。最大耐力 $R=2\%$ 時正載荷におけるストラット機構及びパイルキャップのひび割れを図-4 に示す。圧縮域に関しては既往の研究⁹⁾を参考に実験により測定した主筋の歪の値より鉄筋の応力を算出し、柱と基礎梁の圧縮域の算出を行った。杭に関しては杭の外周に配筋されているアンカー筋の歪の値の応力を算出し、アンカー筋の外周 100mm を加えた円柱断面においての主筋の応力として圧縮域の算出を行った。

パイルキャップ内におけるストラット機構は柱-基礎梁が閉じる載荷方向において①柱-杭間におけるストラット(赤)②基礎梁-杭間におけるストラット(青)③柱、基礎梁-基礎梁主筋の支圧間におけるストラット(緑)に分類できる。パイルキャップ内の基礎梁主筋間はストラットが重なることから圧縮合力が大きくなると考えられる。

パイルキャップ南面のひび割れとストラットを比較すると、概ねひび割れと整合しており、ひび割れ幅の増大が見られたせん断ひび割れは算出したストラットの位置と一致した。

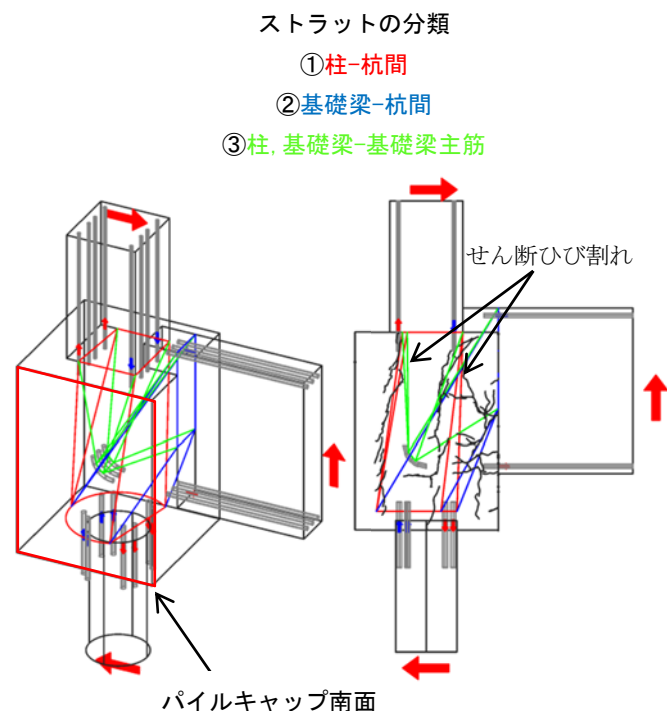


図-4 試験体 SC-01 $R=2\%$ 時圧縮ストラット
(柱-基礎梁が閉じる方向)

5. パイルキャップせん断終局強度式の提案

本研究では、パイルキャップがせん断に寄与している有効体積に対して柱断面として表-4 に示す修正荒川 mean 式⁹⁾を参考にせん断耐力の算定式を提案する。

5.1 有効体積の決定

図-5 にパイルキャップにおける有効体積を示す。前章で示した圧縮ストラット機構を基に検討を行い、 b :部材幅、 d_e :有効部材せい、 l :部材長さの定義は以下に示す。

b :部材幅: 実験結果より帯筋がせん断ひび割れの抑制に寄与していることを確認したため、帯筋も含めたパイルキャップの幅を b_{pc} :部材幅とした。

d_e :有効部材せい

$$d_e = (D_c + D_{pc} + D_p)/3 \quad (2)$$

図-6 に部材せいの規定を示す。 D_c :柱せい、 D_{pc} :パイルキャップせい、 D_p :杭せいの平均した値を有効部材せいとする。圧縮ストラットがひび割れ状況と一致したことから杭はアンカー筋の外周 100mm を加えた円柱断面とし、円柱を矩形置換した D_p :杭部材せいにより算出する。

l :部材長さ: 基礎梁主筋の重心間距離を l :部材長さとする。

5.2 パイルキャップにおける修正荒川式の適用

柱のせん断強度式である修正荒川 mean 式とする場合、各計算要素をパイルキャップに置き換える必要があり実験結果から(3)式のように決定した。

a) p_t :引張鉄筋比(%)

$$p_t = a_t / (b \cdot d_e) \times 100 \quad (3)$$

図-7 に有効引張鉄筋断面を示す。 a_t :引張側柱主筋断面のみとし、 b :部材幅・ d_e :有効部材せいで除し算出する。

b) a/D :せん断スパン比

$$l/d_e \quad (4)$$

前節で示した l :部材長さを d_e :有効部材せいで除し、せん断スパン比として算出する。

c) $c p_w, p_c p_w$:せん断補強筋比(接合部せん断補強筋比)

$$\text{柱: } c p_w = c a_w / (b \cdot l) \quad (5)$$

$$\text{パイルキャップ: } p_c p_w = p_c a_w / (b \cdot l) \quad (6)$$

図-8 で示した、有効断面内に含まれる補強筋総断面積を $c a_w$:柱・ $p_c a_w$:パイルキャップそれぞれ b :部材幅・ l :部材長さで除し接合部せん断補強筋比として算出する。

d) σ_0 :軸方向応力度(N/mm²)

$$N / (b \cdot D_{pc}) \quad (7)$$

軸方向応力度 σ_0 は、 N :軸力を b :パイルキャップ部材幅及び D_{pc} :パイルキャップ部材せいで除し算出する。

e) b :部材幅(mm)

部材幅は b :パイルキャップ部材幅として算出する。

f) j :応力中心間距離(mm)

$$j = (7/8) \cdot d_e \quad (8)$$

応力中心間距離は、 d_e :有効部材せいに 7/8 乗じた値を用いて計算することとした。

表-4 修正荒川 mean 式

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{a/D + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b j \quad (1)$$

ここで F_c :コンクリート強度(N/mm²), p_t : 引張鉄筋比(%)

a/D :せん断スパン比, p_w : せん断補強筋比

σ_{wy} :せん断補強筋降伏強度(N/mm²), σ_0 :軸方向応力度(N/mm²)

b :部材幅(mm), j :応力中心間距離(mm) とする

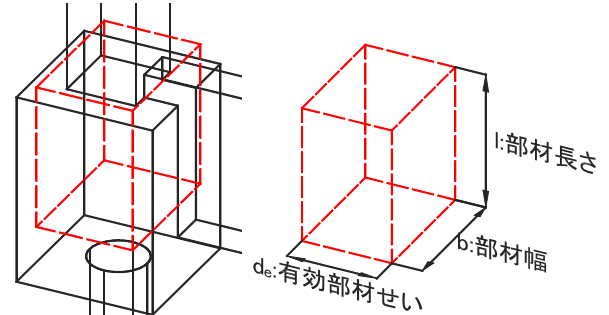


図-5 パイルキャップにおける有効体積

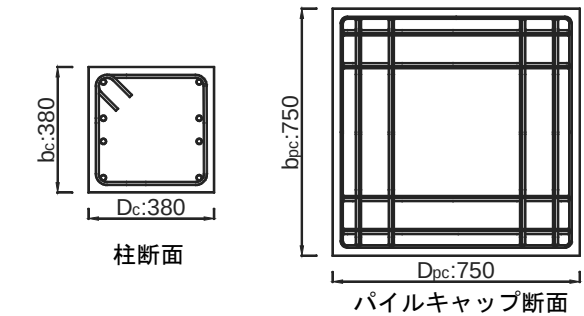


図-6 各部材せいの規定

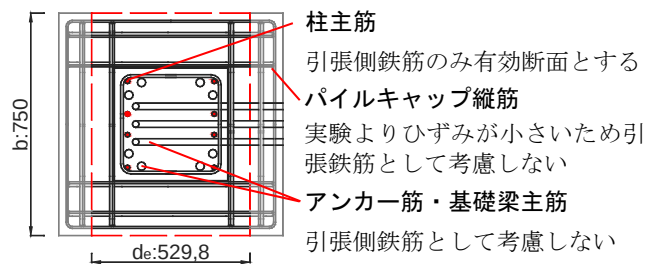


図-7 引張鉄筋断面

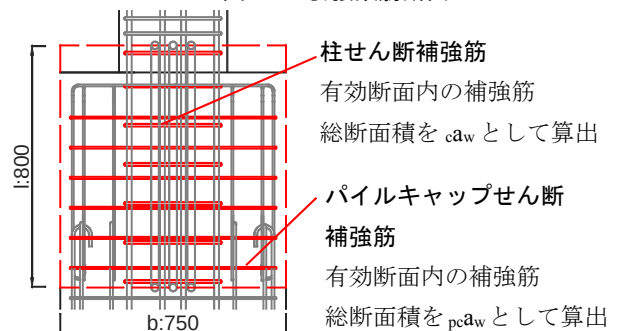


図-8 有効断面内補強筋

5.3 セン断補強筋による係数の検討

パイルキャップにおけるせん断強度を算定するため、せん断補強筋に寄与する補強筋の効果を検討する。既往の研究⁷⁾に基づき接合部せん断応力度を縦軸、横軸にコンクリート圧縮強度をとったものを図-9に示す。靱性指針式より計算したト形柱梁接合部の算出した結果接合部せん断終局応力度 τ_{ju} を下回ることからせん断補強筋の効果をとり入れる必要がある。そこで既往の研究⁶⁾実験値 τ_u より無筋時におけるせん断耐力 $\tau_{u0\cdot mean}$ を引き補強筋が負担するせん断強度を以下のように算出する。

$$\tau_u = V_u / (b \cdot d_e) \quad (9)$$

V_u : 入力せん断力, b : 部材幅, d_e : 有効部材せい

$$\tau_{u0\cdot mean} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{a/D + 0.12} + 0.1 \sigma_0 \right\} \quad (10)$$

p_t : 引張鉄筋比, F_c : コンクリート強度, a/D : セン断スパン比, σ_0 : 軸方向応力度

せん断補強筋の負担するせん断強度 $\tau_u - \tau_{u0\cdot mean}$ と $p_w \cdot \sigma_{wy}$ の関係を図-10に示す。ここで、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$ は、柱・パイルキャップの有効断面内におけるせん断補強筋を合わせた $c p_w c \sigma_{wy} + p_c p_w p_c \sigma_{wy}$ とする。全試験体で柱とパイルキャップが負担するせん断応力度は修正荒川 mean 式における係数 0.85 大きくを下回る結果となったが、補強筋量の増加と共に補強筋のせん断応力度は増加する傾向があった。よって、提案式においてはせん断補強筋の影響を低減する必要がある。両載荷方向を合わせた近似曲線を取ることにした結果係数を 0.2 と決定した。

5.4 パイルキャップせん断終局強度式

表-5に本研究におけるパイルキャップのせん断強度式を(11)式に示す。提案式で使用する値は5.2に示したものとす。また、破壊性状が柱脚部の圧壊となった試験体 SC-02 は省き実験値と計算値の比較を表-6及び図-11に示す。図-11における点線は±20%の線を示している。提案式による計算値と実験値は概ね±20%内に収まっており実験値の評価として妥当性があると考えられる。パイルキャップの大きさが異なる試験体 SC-01(750×750)及び他の試験体(500×500)も評価が可能であるが、現段階において載荷方向の違いは考慮しておらず、入力せん断力も載荷方向により差異が認められたため、今後よりデータの蓄積及び検討が求められると考える。

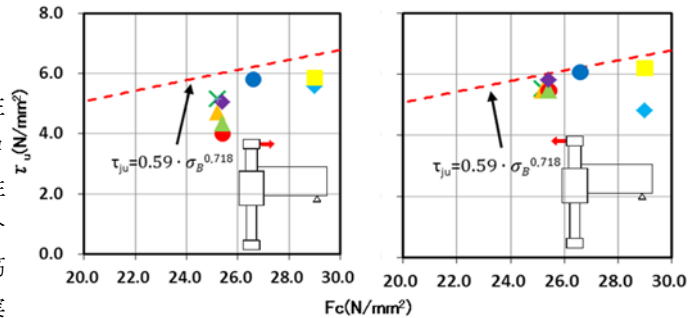


図-9 セン断応力度 τ_u -コンクリート強度 F_c 関係

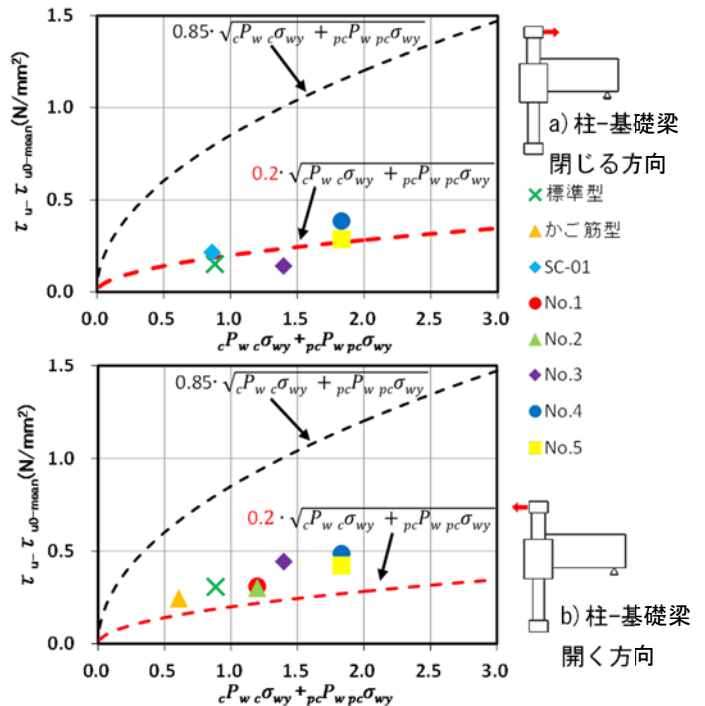


図-10 セン断応力度 $\tau_u - \tau_{u0\cdot mean} - p_w \cdot \sigma_{wy}$ 関係

表-5 パイルキャップせん断強度式

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{a/D + 0.12} + 0.2 \sqrt{c p_w c \sigma_{wy} + p_c p_w p_c \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b j \quad (11)$$

ここで F_c : コンクリート強度(N/mm²), p_t : 引張鉄筋比(%)

a/D : セン断スパン比

$c p_w$: 柱せん断補強筋比, $c \sigma_{wy}$: 柱せん断補強筋降伏強度(N/mm²)

$p_c p_w$: パイルキャップせん断補強筋比

$p_c \sigma_{wy}$: パイルキャップせん断補強筋降伏強度(N/mm²)

σ_0 : 軸方向応力度(N/mm²), b : 部材幅(mm),

j : 応力中心間距離(mm)とする

表-6 各試験体実験値及び計算値

試験体名	有効体積			計算要素										計算結果					
	b:部材幅 (mm)	D _e :有効部材せい (mm)	l:部材長さ (mm)	1項		2項				3項	応力中心 間距離 j (mm)	柱-基礎梁が閉じる方向			柱-基礎梁が開く方向				
				引張鉄筋 比 P _t (%)	コンクリート 強度 (N/mm ²)	せん断 スパン比 a/d	せん断 補強筋比 c _{Pw}	c _{Pw} c _{σwy}	せん断補 強筋比 ρ _c P _w	ρ _c P _w c _{σwy}		実測値		提案式		実測値		提案式	
												入力せん断力 V _u (kN)	計算値 Q _u (kN)	余裕度 V _u /Q _u (kN)	入力せん断力 V _u (kN)	計算値 Q _u (kN)	余裕度 V _u /Q _u (kN)		
標準型	500	399	520	0.25	27.0	1.30	0.0022	0.81	0.0002	0.07	851.5	348.9	411.2	365.9	1.27	441.9	365.9	1.21	
かご筋型	500	399	520	0.25	27.0	1.30	0.0000	0.00	0.0016	0.61	851.5	348.9	370.5	360.3	1.19	429.5	360.3	1.17	
No.1	500	399	520	0.25	25.4	1.30	0.0022	0.80	0.0011	0.40	850.5	348.9	314	361.5	0.87	431	361.5	1.19	
No.2	500	399	520	0.25	25.4	1.30	0.0022	0.80	0.0011	0.40	850.5	348.9	340.4	361.5	0.94	429.5	361.5	1.19	
No.3	500	399	520	0.25	25.4	1.30	0.0022	0.80	0.0016	0.60	850.5	348.9	397.7	364.6	1.09	457.8	364.6	1.26	
No.4	500	399	520	0.25	26.6	1.30	0.0022	0.79	0.0029	1.04	893.0	348.9	457.8	380.7	1.20	477.7	380.7	1.25	
No.5	500	399	520	0.25	29.0	1.30	0.0022	0.79	0.0029	1.04	974.0	348.9	461.3	400.9	1.15	488.2	400.9	1.22	
SC-01	750	530	800	0.20	29.0	1.51	0.0017	0.65	0.0006	0.24	1060.0	463.6	697.5	601.1	1.16	590.9	601.1	0.98	

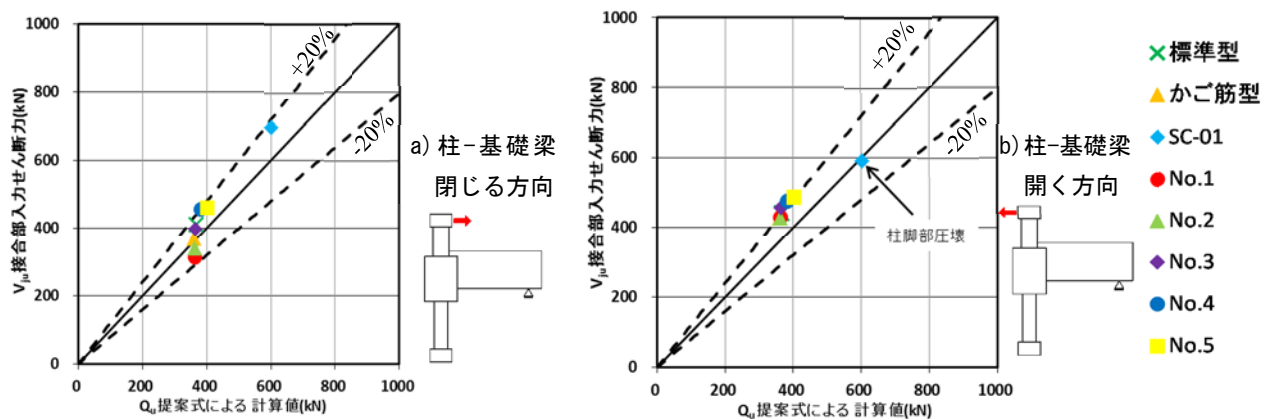


図-11 実験値及び提案式による耐力値

6. まとめ

本研究では以下に示す知見を得た。

- (1) 既往の実験結果から、破壊性状がパイルキャップのせん断破壊となる試験体においては最大耐力の前にパイルキャップ内の帯筋及び柱せん断補強筋の降伏が見られ帯筋量が耐力低下に影響することを確認した。
- (2) 試験体 SC-01 及び 02 は、両試験体共パイルキャップにせん断ひび割れが生じたが破壊性状が異なる結果となった。両試験体の違いはパイルキャップの配筋方法であり、縦筋量と帯筋量が異なる。試験体 SC-01 では最大耐力前に帯筋の降伏が見られたことから破壊性状が異なったと考えられる。
- (3) 実験時の歪の値より柱・基礎梁主筋の応力を算出し、杭に関して、アンカー筋外周 100mm を加えた円柱断面に置き換えアンカー筋の歪より応力を求め圧縮域の算出を行うことで、ひび割れ性状と適合する。
- (4) 圧縮ストラット機構より、パイルキャップのせん断耐力に寄与する有効体積を算出した。この有効体積において修正荒川 mean 式を参考に式内の各要素を、パイルキャップに置き換え今回の実験によるパイルキャップのせん断終局強度式を提案した。
- (5) 既往の実験値と提案式のせん断力を比較すると安全側の評価となり、ヴォリュームの異なる試験体においても評価が可能であると考えられる。しかし、試験体数が少ないことから今後のデータの蓄積が求められる。
- (6) 今回の提案式では、荷重方向に対し同じ式を用いて算出をしているが、荷重方向によりストラット機構、実験による入力せん断力の差異が認められるため荷重方向による検討を行う必要がある。

【参考文献】

- 1) 向井他：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, pp37-46, 2014.9
- 2) 金子他：2011年東日本大震災における建築物の杭基礎の被害状況と要因分析, 地盤工学会誌, 62(1), 16-19, 2014-01-01

3) 金子他：東北地方太平洋沖地震における杭基礎被害の要因分析に向けた検討 その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集(構造I), pp699-700, 2014.9

4) 松本他：軸力を受けるト形部分架構におけるパイルキャップの耐震性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp445-446, 2010.9

5) 田中他：鉄筋コンクリート造内部梁柱接合部の接合部アスペクト比の変化に伴うせん断挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol27, No.2, 2005

6) 広瀬他：軸力をうける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり(その1～2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp817-820, 1971

7) 荒川：鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度とせん断補強について: 実験結果による再検討, コンクリートジャーナル, 8(7), 11-20, 1970

8) 大和久他：ト形部分架構を有するパイルキャップの耐震性能に関する実験研究(その1～2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp695-698, 2013.9

9) 小原他：ト形部分架構を有するパイルキャップの耐震性能に関する実験研究(その3～4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp643-646, 2014.9

10) 伊藤他：既製杭・RC杭を用いたト型部分架構に対する静的荷重実験(その1,2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp215-218, 2015.9

【謝辞】

本研究は科研費(26242035)及び建築研究所の研究課題「庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築」により実施し、実験は戸田建設株式会社技術研究所をお借りし実施しました。WG2メンバー建築研究所の柏尚稔氏、平出務氏、坂下雅信氏、京都大学准教授の谷昌典先生、戸田建設株式会社の金子治氏、北海道大学教授の飯場正紀先生、株式会社フジタの小林勝己氏、芝浦工業大学教授の土方勝一郎先生、アシス株式会社の田島祐之氏には、実験の補助を含め貴重なご意見を頂戴いたしました。御礼申し上げます。