論文 へりあきの短い杭支持独立フーチングの補強方法に関する実験的研究

鈴木 邦康*1·大築 和夫*2

要旨:本報では、へりあきの短い4本杭支持独立フーチングについて、せん断補強筋の配置 及びその量、並びにスラブ筋の配筋方法を変えて破壊実験を行った。その結果、杭心とフー チング 1/2 幅内のスラブ筋の重心位置とのずれが大きいものは曲げ降伏前にせん断破壊し、 それが小さいものでも曲げ降伏後にせん断破壊が生じ荷重が急激に低下すること、ずれが大 きい場合でも隣り合う杭支点間に補強筋を配置することで曲げ降伏し、せん断亀裂発生後の 荷重低下は緩やかになることなどが確認された。

キーワード: 杭支持フーチング, 終局耐力, へりあき, せん断補強筋

1. はじめに

著者らは既報 ¹⁾において, へりあき(基礎ス ラブ周辺から杭の中心までの最短距離)の短い 4本杭支持独立フーチングの耐力はそれが長い ものの耐力よりも低く,計算上はその耐力が曲 げで決まることになるものでも曲げ降伏前にフ ーチングの隅角部が欠け落ちる形でせん断破壊 (以下,隅角せん断破壊と言う)する場合があ ることを報告した。さらに前報²⁾では,隅角せ ん断破壊に対してスラブ筋端部を単にフーチン グ上面まで折り上げただけではその部分に大き な補強効果が期待できないこと, へりあきの短 いフーチングでは杭心位置とフーチング 1/2 幅 内の鉄筋の重心位置とのずれ(以下,杭心と鉄

筋重心との偏心と言う)が大 きくなり,側部に配置されて いるスラブ筋のひずみと中央 部に配置されているスラブ筋 のそれに差が生じ,これが耐 力の低下に関与していると考 えられることを示した。

そこで本報では、へりあき の短いフーチングに対する合 理的な設計方法を見出すこと を究極の目的として、せん断 補強筋の配置及びその量,スラブ筋の配筋方法 及びコンクリート強度を変えて実験し,フーチ ングの破壊性状及び耐力に及ぼすそれらの影響 について検討した。

実験の概要

2.1 試験体及び使用材料

試験体一覧を表-1に,試験体の形状及び配 筋詳細を図-1に示す。試験体の形状は,スラ ブ平面 900mm×900mm,スラブ厚 400mm(有 効厚 350mm),柱断面 300mm×300mm,杭径 150mm 及びへりあき 150mm で,全試験体同一 である。スラブ筋は曲げ耐力計算値 ³⁾がせん断 耐力計算値 ⁴⁾を下回るようにその量を定め,以

試験体記号	目 標 圧縮強度 (N/mm ²)	スラブ配筋	配筋方法	せ ん 断 補強筋量		
BP-40-30-1,2			均等			
BPe10-40-30-1,2	21.0	上端 : なし 下端 : 10-D10・	个均等A	なし		
BPe2-40-30-1,2	21.0		不均等B			
BPC-40-30-1,2			井形集中			
BPH-40-30	40.0		均等			
BPs1-40-30		上端: 2-D10	培思而诸路	16-[D10		
BPs2-40-30		下端:10-D10	現外面冊短	16-[D13		
BPb1-40-30	21.0	上提, 4 D10	側梁補強	8-□D10		
BPb2-40-30		上师 · 4-D10 工世 10 D10		16-□D10		
BPb3-40-30		下端:10-D10		24-□D10		
試験体記号は(試験体種別)-(スラブ厚)-(柱幅)の順に付してある。						

表-1 試験体一覧

*1 室蘭工業大学助手 工学部建設システム工学科 工修 (正会員) *2 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 工博 (正会員)



下のように配筋した。BP 試験体は通常行われて いる均等配筋としたもの, BPe10 及び BPe2.2 試 験体は前述の杭心と鉄筋重心との偏心がそれぞ れ 10cm 及び 2.2cm となるように配筋したもの, BPC 試験体は図-1に示すように井形状に集 中配筋したもので,上記の偏心はない。以上の 4種については各種2体ずつ製作した。その他 の試験体はいずれも均等配筋とし,BPH 試験体 はコンクリート強度を BP 試験体のそれの約2 倍にしたもの,BPs 及び BPb 試験体は著者らが 拙論 4)で仮定した隅角せん断破壊時の危険断面

(図-2参照)において前者は境界面に,後者 は側梁部分にそれぞれせん断補強筋を配したも のである。補強筋量は表-1に示すように BPs 試験体では2種に, BPb 試験体では3種に変化 させ,試験体記号は補強筋量の少ない方から上 記各記号の後に 1,2,3 と数字を付した。上記の 6種については1体ずつ製作したので,試験体 数は全部で14体である。なお,均等配筋した試 験体の上記偏心はいずれも10cm である。

使用した鉄筋の力学的特性及びコンクリート の調合をそれぞれ**表-2,表-3**に示す。また,



図-2 危険断面

表-2 鉄筋の力学的特性

径	断面積 (公称)	降伏点 応力度	引 張 強 度	破 断 伊 び		
	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2) (N/mm^2)			
D10 ^{*1}	0.713	359	502	30.6		
D10 ^{*2}	0.713	358	502	28.8		
D13 ^{*2}	1.27	374	549	27.9		
*1:スラブ筋 *2:せん断補強筋						

表-3 コンクリートの調合

調合	水セメ	単位量 (kg/m ³)			
強 度 _(N/mm ²)	ント比 (%)	水	セメ ント	砂	砂利
21.0	67	164	245	965	1067
40.0	50	171	341	890	1041

コンクリートの圧縮試験結果を表-4に掲げた。

2.2 載荷及び計測方法

図-3に載荷装置を示す。杭頭を模した厚さ 3cm,直径15cmの鋼製円形載荷板を介して鉛直 方向に単調漸増加力を行った。なお、各支点は 2台の連装油圧ジャッキ及び載荷梁により支持 されているので杭支点4ヵ所の反力は等しくな る。

変位計測は、フーチング底面での鉛直変位を その対角線上で最小目盛り 1/100mm のダイヤ ルゲージを用いて行った。フーチング底面中央 点のたわみは、基準となる杭支点の変位をその



両側の変位計測値を直線補間して求め、この値 を中央点の計測値から差し引いて算出した。ま た, BP, BPe10 及び BPe2.2 試験体各種1体ず つについて、図-1に示す位置でスラブ筋のひ ずみを計測した。

3. 実験結果及び考察

3.1 **亀裂及び破壊状況**

写真-1に実験終了後のフーチング底面及び 側面の亀裂分布の一例を示す。写真中の() 印 は杭支点位置を表す。

最大荷重付近における各試験体の亀裂状況は 次のようである。BP 及び BPe10 試験体は,最 大荷重の直前から写真(a)に見られるように杭 支点を囲む形で隣り合う辺の中央部を結ぶ亀裂 が発生した後、杭支点がフーチング内に貫入す るとともにそれと隣接する側面に斜め亀裂が生 じ,隅角せん断破壊した。BPe2.2 及び BPC 試 験体は, 写真(b) に見られるようにフーチング中 央部を横切る曲げ 亀裂が大きく開口した後,上 記試験体と同様に隅角せん断破壊した。BPH, BPs 及び BPb 試験体の亀裂分布は写真(a)のも のとほぼ同じであり、隅角せん断破壊したと判 断できる。このうち BPH 及び BPb 試験体は, 目視による観察では他のものに比べて、杭周辺 の亀裂及び側面の斜め亀裂が徐々に開口し緩や かに破壊が進行していった。



3.2 荷重-たわみ関係

図-4に荷重とフーチング底面中央点のたわ みの関係を示す。同図(a)は配筋方法のみ異なる 試験体,(b)はコンクリート強度のみ異なる試験 体,(c),(d)はそれぞれせん断補強筋の配置位 置ごとに補強筋量が異なる試験体について示し たものである。なお,図中の〇印は降伏点を, ×印はせん断破壊により急激に荷重が低下して それ以降のたわみ計測が不可能になった点を表 している。本報でも既報 ²⁾と同様に,降伏点は 荷重-たわみ関係において,たわみが急増し始 める点と定義する。

図-4に示すように, BP-1, BPe10 及び BPs 試験体では,荷重-たわみ曲線に明瞭な降伏点 は見られないまま最大荷重点でせん断破壊し急 激に荷重が低下した。その他の試験体では図示 していないものも含めいずれも曲げ降伏が認め られたが, このうち BP-2, BPe2.2 及び BPC 試 験体は最大荷重点あるいはそこから僅かに荷重 が低下した時点でせん断破壊し、載荷能力を失 った。なお,表-4では BP-1 と BP-2 の破壊形 式を異にしているが、BP-2は降伏点以降荷重の 増加は見られず、たわみが僅かに増した時点で せん断破壊しており、その破壊状況は BP-1 と 大きく異なるものではなかった。これらに対し て, BPH 試験体は最大荷重点で側面に斜め亀裂 が発生し、以降幾分荷重が低下したものの、再 び荷重の上昇が見られ変形が大きくなった。 BPb 試験体は最大荷重点で側面に斜め亀裂が生

じ,その亀裂が徐々に開口しながら,緩やかに 荷重が低下した。これらの試験体については, 変形が大きくなった時点で危険防止のため除荷 したが,載荷の範囲内では急激な荷重の低下は 見られなかった。

3.3 スラブ筋のひずみ

図-5は、BP-1、BPe10-1 及び BPe2.2-1 試験 体について、中央断面における断面と直交する 方向の鉄筋ひずみを示したものである。図中の ひずみは、それぞれ 800kN(曲げ耐力計算値の 約 80%)、900kN(同 90%)及び最大荷重時の値 である。

図-5に示すように、BPe2.2-1 試験体の鉄筋 ひずみは最大荷重時には全断面で一様に降伏ひ ずみに達している。これに対して、BP-1 及び BPe10-1 試験体では各荷重階とも断面端部の鉄 筋ひずみが中央部のそれよりも大きくなってい る。そして、断面端部の鉄筋ひずみは曲げ耐力 計算値の約 80~90%の荷重で降伏ひずみに達 しているのに対して、断面中央部のそれは最大 荷重時においても降伏ひずみの 50~60%と小 さな値となっている。前報²で報告したように、 トラス理論によると柱の軸力は柱脚から圧縮ス トラットとして各杭に伝達され、杭支点上では 圧縮力の水平成分は鉄筋の引張力と釣合うこと となる。したがって杭心と鉄筋重心との偏心の 大小がひずみ分布に影響を与えたと考えられる。

3.4 終局耐力

表-4に降伏荷重及び最大荷重実験値,並び



	実 験 値			曲げ耐力*2	せん断耐力*3			
試験体	圧縮強度	降伏荷重	最大荷重	破壊*1	計算値	計 算 値	$Py/_{cal}P_{flex}$	$Pu/_{cal}P_{shear}$
記号	fc (N/mm ²)	Py (kN)	Pu (kN)	形式	$_{cal}P_{flex}$ (kN)	_{cal} P _{shear} (kN)		
BP-40-30-1	27.3		930	S	998	1607		0.58
-2	24.5	880	880	B·S	998	1505	0.88	0.58
BPe10-40-30-1	22.9	_	860	S	998	1449		0.59
-2	23.7	_	950	S	998	1478		0.64
BPe2.2-40-30-1	25.3	980	1040	B·S	998	1534	0.98	0.68
-2	25.4	1000	1020	B·S	998	1538	1.00	0.66
BPC-40-30-1	26.3	1000	1080	B·S	998	1569	1.00	0.69
-2	24.4	1030	1060	B·S	998	1502	1.03	0.71
BPH-40-30	39.8	960	1050	B·S	998	2052	0.96	0.51
BPs1-40-30	25.1		970	S	998	1527		0.64
BPs2-40-30	24.6		970	S	998	1509		0.64
BPb1-40-30	23.5	960	980	B·S	998	1471	0.96	0.67
BPb2-40-30	22.1	970	980	B·S	998	1418	0.97	0.69
BPb3-40-30	21.8	980	1015	B·S	998	1407	0.98	0.72
*1 破壊形式 S・隅角せん断破壊 B・S・曲げ降伏後隅角せん断破壊								

表-4 実験結果及び耐力計算値

曲げ耐力計算式³⁾ 4at·fy·d ここに、 ℓp/d≦1.5のとき α=0.75 *2 calPflex

1.5<ℓp/d≦2.5のとき α=0.75+0.25(ℓp/d-1.5) ℓp-α·r

at:一方向の鉄筋の全断面積, fy:鉄筋の降伏点応力度, d:有効スラブ厚, lp:杭間隔, r:柱幅 *3 せん断耐力計算式4) $_{cal}P_{shear} = 4(\tau p \cdot bp + \tau x \cdot by + \tau y \cdot bx)j$

0.12ku·kp(180+fc) M/Qはτp, τx, τyに対して, 順にls, lp/2, lp/2

M/Od+0.12 $\ell s = \ell - r/2$

bp:境界面の長さ, bx,by: 側梁危険断面の幅, fc: コンクリートの圧縮強度, j=7d/8

に曲げ耐力及びせん断耐力計算値を示す。なお、 せん断耐力計算値は全試験体とも均等配筋と仮 定し, せん断補強筋を無視して計算した値であ る。従って、計算値にはコンクリート強度の差 だけが考慮されている。以下では、各試験体の コンクリート強度に差があることから各試験体 の載荷性能の比較には、各試験体のせん断耐力 計算値(calPshear)に対する最大荷重実験値(Pu)の 比(Pu/calPshear)(以下,計算値と実験値の比と言う) を用いることにする。

せん断補強筋を有する試験体の比較

図-6に計算値と実験値の比と補強筋比の関 係を示す。補強筋比は図-2に示すようにして 求めた値である。

せん断補強筋を境界面に配置した BPs 試験体 の計算値と実験値の比は、図-6(a)に示すよう に BP 試験体のそれよりも幾分大きくなってい るものの, BP 試験体と同様に曲げ降伏前に隅角 せん断破壊しており,境界面への配筋は十分な 補強効果があるとは言えない。

せん断補強筋を側梁部分に配置した BPb 試験

体は, 図-6(b) に示すように補強筋比が大きく なるに従って計算値と実験値の比も大きくなっ ている。また、これらの試験体の破壊形式はい ずれも曲げ降伏後の隅角せん断破壊であり、図 - 4 (d) に見られるように最大荷重後の変形が 大きくなった時点での荷重低下が小さいことか ら、側梁部分のせん断補強は有効であると考え られる。

(2) 配筋方法(偏心距離)が異なる試験体の 比較

表-4に示すように、杭心と鉄筋重心との偏 心の大きい BP 及び BPe10 試験体はいずれも曲 げ耐力計算値以下でせん断破壊している。これ らに対して, 偏心の小さい BPe2.2 及び集中配筋 した BPC 試験体の降伏荷重実験値は計算値と 良く対応している。

図-7は計算値と実験値の比と偏心距離の関 係を示したものである。同図より、計算値と実 験値の比は偏心のない BPC 試験体で最も大き く、偏心が大きくなるものほど小さくなる傾向 が見られる。また, 杭心と鉄筋重心との偏心が



等しく側梁部分の鉄筋量のみを異にする BP 試 験体と BPe10 試験体を比較すると,計算値と実 験値の比は両者で殆ど差が見られない。これは, 両試験体の側梁部分の鉄筋ひずみ分布が同様で あったことから,フーチング側部のある幅内の 鉄筋が降伏することにより耐力が決まることを 意味していると考えられる。

(3) コンクリート強度が異なる試験体の比較

BP 試験体が曲げ降伏前あるいはその直後に せん断破壊しているのに対して,コンクリート 強度の高い BPH 試験体は曲げ降伏後もさらに 10%程度の荷重増加が見られる。BP 試験体の曲 げ耐力計算値に対するせん断耐力のそれの比は 約1.5, BPH 試験体のそれは約2.0 であることか ら,曲げ耐力に対してせん断耐力に十分余裕を 持たせることで,載荷性能の改善が計られると 思われる。

4. まとめ

本報では、へりあきが短い4本杭支持独立フ ーチングを対象にせん断補強筋の配置及びその 量、スラブ筋の配筋方法及びコンクリート強度 を変えて破壊実験を行い、以下のことが明らか となった。

(1)隅角せん断破壊に対するせん断補強筋を境 界面に配置した場合は、破壊形式及び耐力 にその効果は見られない。補強筋を側梁部 分に配置した場合には、破壊形式が曲げ降 伏後せん断破壊となり、最大荷重も増大し、 その後の荷重低下も緩やかとなり補強効果 が確認された。

- (2) フーチング側部の鉄筋量を多くした場合で も、均等配筋した場合の杭心とフーチング 1/2 幅内の鉄筋の重心位置との偏心が同じ でかつ、それが大きければ、曲げ降伏前に 隅角せん断破壊し、両者の最大荷重に殆ど 差は見られない。
- (3) 上記の偏心が小さくなるように杭支点上に 集中配筋した場合は,降伏荷重と曲げ耐力 計算値の対応は良く,偏心が大きい場合よ りも最大荷重は大きくなる。しかし,最大 荷重直後に隅角せん断破壊し,急激に荷重 が低下する。
- (4) せん断耐力計算値が曲げ耐力計算値の約 2.0 倍となるようにコンクリート強度を大 きくした場合は、最大荷重が曲げ耐力を下 回ることはなく、せん断亀裂発生後の急激 な荷重の低下も見られない。

参考文献

- 鈴木邦康・大築和夫・土屋 勉: 杭支持独立フーチングの破壊性状に及ぼすへりあきの影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.751-756, 2000
- 2)鈴木邦康・大築和夫: 杭支持独立フーチングの隅角 せん断破壊に関する実験的検討, コンクリート工学 年次論文集, Vol.23, No.3, pp.1033-1038, 2001
- 大築和夫・鈴木邦康:4本杭支持独立フーチングの 曲げ耐力に関する実験的研究,日本建築学会構造系 論文集,第482号,pp.93-102,1996.4
- 4)鈴木邦康・大築和夫:4本杭支持独立フーチングのせん断耐力に関する実験的研究,日本建築学会構造系論文集,第548号,pp.123-130,2001.10