

論文 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

鈴木 邦康*1・大築 和夫*2

要旨: へりあきが杭径と等しく計算上の耐力が曲げで決定される4本杭支持独立フーチングについて、コンクリート強度及び定着方法を変えて破壊実験を行った。その結果、破壊性状及び耐力に及ぼすコンクリート強度の影響は小さく殆どの試験体が曲げ降伏前に隅角せん断破壊すること、スラブ筋端部を折上げた場合にも曲げ降伏後すぐに隅角せん断破壊が生じ、折上げ筋による大きな補強効果は見られないこと、へりあきの短いフーチングでは、その側部に配置されている鉄筋のひずみと中央部に配置されている鉄筋のそれとの間に差が見られ、これが耐力の低下に関与していると考えられること等が明らかとなった。

キーワード: 杭支持フーチング, 終局耐力, へりあき, コンクリート強度, 定着方法

1. はじめに

著者らは既報^{1),2)}において、杭支持独立フーチングの耐力に及ぼす配筋法の影響について検討してきた。その中で、スラブ筋を均等配筋したフーチングの耐力はそれを杭支点上に井形集中配筋したものより低く、へりあき(基礎スラブ周辺から杭の中心までの最短距離)の短いフーチングの耐力はそれが長いもののそれよりも低くなることを実験的に明らかにした。また、均等配筋したフーチングの中には既往の耐力算定式では曲げで耐力が決まることになるものでも、へりあきが短いと部材として曲げ降伏現象を示す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)する場合があることを報告した。

そこで本報では、既往の耐力算定式^{3),5)}では曲げで耐力が決定されるフーチングについて、隅角せん断破壊に関与すると考えられる要因の中から柱幅、コンクリート強度及びスラブ筋の定着

方法を取り上げて実験し、それらの影響について検討した。そして既往の実験結果も含めフーチングが隅角せん断破壊に至る条件及びへりあき長さ終局耐力の関係についても検討した。

2. 実験の概要

2.1 試験体及び使用材料

試験体の諸元を表-1に、試験体の配筋例を図-1に示す。実験で考慮した変数は、柱幅、コンクリート強度及びスラブ筋の定着方法である。表中のBPL及びBPH試験体は、スラブ筋の端部を180°フックとし、コンクリート強度をそれぞれ19.6N/mm²及び29.4N/mm²としたもので、

表-1 試験体諸元

試験体記号	スラブ厚 (有効厚) (cm)	柱幅 (cm)	目 標 圧縮強度 (N/mm ²)	スラブ筋の定着方法
BPL-35-30-1,2	35(30)	30	19.6	180°フック
BPB-35-30-1,2	35(30)	30	19.6	端部折上げ+90°フック
BPH-35-30-1,2	35(30)	30	29.4	180°フック
BPL-35-25-1,2	35(30)	25	19.6	180°フック
BPB-35-25-1,2	35(30)	25	19.6	端部折上げ+90°フック
BPH-35-25-1,2	35(30)	25	29.4	180°フック
BPL-35-20-1,2	35(30)	20	19.6	180°フック
BPB-35-20-1,2	35(30)	20	19.6	端部折上げ+90°フック
BPH-35-20-1,2	35(30)	20	29.4	180°フック

スラブ配筋は全試験体とも9-D10#75

*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)

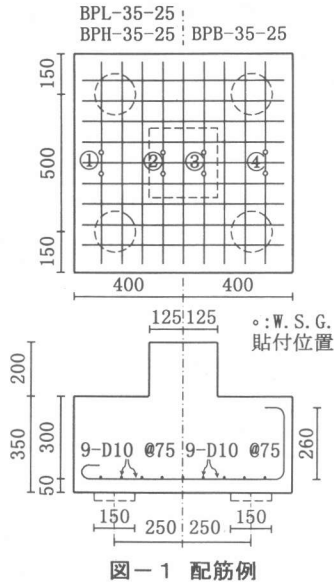


図-1 配筋例

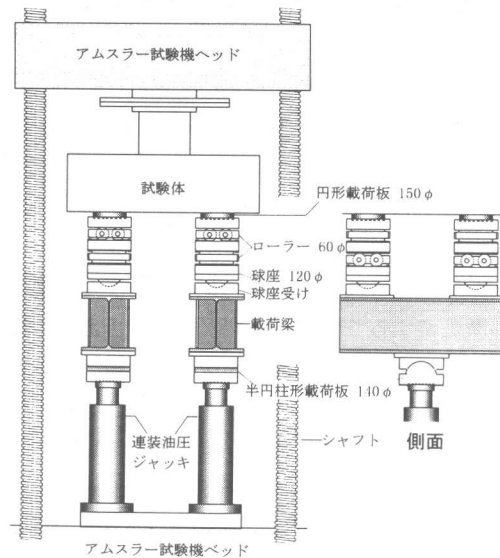


図-2 載荷装置

表-2 鉄筋の力学的特性

径	断面積 (公称 cm ²)	降伏点 応力度 (N/mm ²)	引張 強度 (N/mm ²)	破断 伸び (%)
D10	0.713	353	505	28.5

表-3 コンクリートの調合

調合 強度 (N/mm ²)	水セメント 比 (%)	単位量 (kg/m ³)			
		水	セメント	砂	砂利
19.6	69	168	244	924	1138
29.4	58	163	282	887	1157

BPB試験体はコンクリート強度を19.6N/mm²とし、スラブ筋の端部をフーチング上端まで立ち上げ、さらに90°フックとしたものである。試験体記号は、上記の記号の後にスラブ厚、柱幅、試験体番号の順に付して表す。この他、スラブ厚(35cm)、杭間隔(50cm)、杭径(15cm)及びスラブ平面の大きさ(80cm×80cm)は全試験体で同一である。なお、スラブ平面の大きさは、へりあきが建築基礎構造設計指針³⁾の中で目安としている杭径の1.0倍となるように設定した。

試験体の設計に際しては、全試験体とも曲げ耐力算定値⁴⁾がせん断耐力算定値⁵⁾を下回るように鉄筋量を定め、これをフーチング内に均等配筋した。

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、実験材齢時における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-2に示すように杭支点4カ所の反力が等しくなるように試験体を置き、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の単調漸増加力を行った。同時に、フーチング底面の鉛直変位をその対角線上で最小目盛り1/100mmのダイヤルゲージにより計測した。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、試験体各種1体づつについて、図-1に示すスラブ筋位置にワイヤーストレインゲージを対に貼付し、そのひずみを計測した(以下、鉄筋のひずみ度)。

3. 実験結果及び考察

3.1 亀裂及び破壊状況

図-3に最終亀裂状況の一例を示す。同図はフーチング底面及び側面を展開して示したものであり、底面の図中○印は杭支点を、□印は柱型投影部を示す。初亀裂は全ての試験体でフー

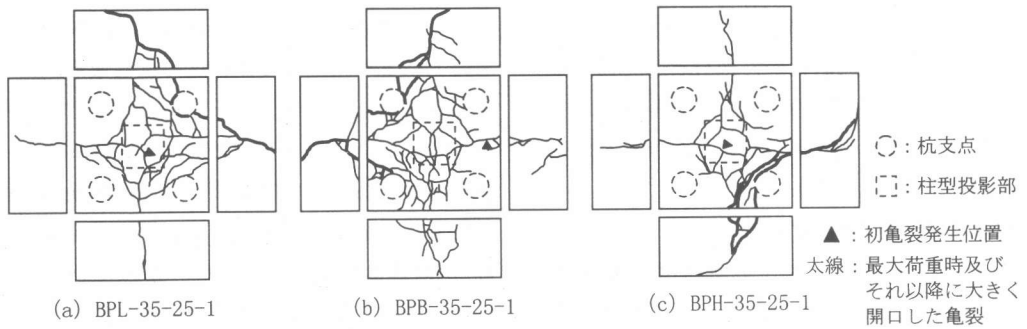


図-3 最終亀裂状況

チング底面の柱型投影部あるいは隣接する杭支点を結ぶ中央付近に生じた。この亀裂は、荷重の増加とともに各対辺の中央部を結ぶ十字形に進展し、その後杭支点を囲む形で隣接する辺の中央部を結ぶ付近で亀裂の発生が顕著に見られた。亀裂の進展状況に、コンクリート強度あるいはスラブ筋の定着方法が異なることによる大きな差は見られなかった。

破壊状況について見るとBPB-35-20-1を除くすべての試験体が最大荷重後1~2ヶ所の杭支点がスラブ内に貫入するとともに、こ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。なお、BPB-35-25-1及びBPL-35-20-2は柱脚もほぼ全周に渡りフーチング内に貫入していたが、側面の斜め亀裂による破壊が顕著に見られたので隅角せん断破壊したと判断した。BPB-35-20-1の破壊状況はこれと異なり、4ヶ所の杭支点及び柱脚が全周に渡ってスラブ内に貫入するパンチング破壊であった。この時、側面には斜め

亀裂は見られずスラブ筋が押し下げられたために発生したと思われる水平な亀裂が見られた。

3.2 荷重-たわみ関係

図-4にスラブ底面中央点の荷重-たわみ関係を各種1体ずつ示す。

既報¹⁾と同様に、本報でもフーチングの曲げ降伏は荷重-たわみ関係より判定するものとし、たわみが急増し始める点を曲げ降伏と定義する。なお、曲げ降伏と判定した荷重以前にひずみ度計測値は鉄筋の降伏ひずみ度に達していることが確認されている。

図-4に示すように、鉄筋端部を折り上げたBPB試験体はいずれも曲げ降伏しており、その後わずかに荷重が増加した時点でせん断破壊し、載荷能力を失った。これらに対して、鉄筋端部を180°フックとしたBPL及びBPH試験体のうちBPH-35-30-2及びBPL-35-25-1の2体は上述と同様であったが、その他の試験体では荷重-たわみ関係に明瞭な降伏現象が見られないまません

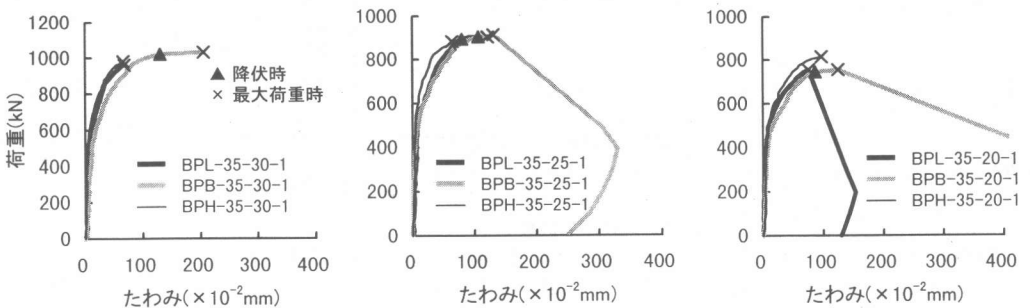


図-4 荷重-たわみ関係

断破壊した。これらの試験体についても最大荷重時までにはひずみ度計測値は降伏ひずみ度に達しているものも見られたが、部材として曲げ降伏していないのでせん断破壊したと判断した。以上のこと及び前述の破壊状況から判定した各試験体の破壊形式を表-4に示す。

3.3 スラブ筋のひずみ度

図-5は、フーチング中央断面付近(図-1に示す①~④点)で計測したスラブ筋のひずみ度を、断面内のひずみ度分布として示した図である。同図はBPL-35-25-1の725.2kN(曲げ耐力計算値の約80%), 813.4kN(同じく90%)及び最大荷重時直前について示したもので、図中の値は鉄筋に直交するフーチング中央断面に関して対称位置にあるものごとに平均したものである。

図-5によると、各荷重階とも断面端部のスラブ筋のひずみ度の方が中央部のそれよりも大きくなっている。この傾向は他の試験体でも同じであった。また、断面端部のスラブ筋のひずみ度は曲げ耐力計算値の約90%の荷重で降伏ひずみ度に達しているのに対し

て、中央部鉄筋のそれは最大荷重時においても降伏ひずみ度に達していないものも見られた。以上のような鉄筋のひずみ度分布は、既報²⁾のスラブ厚が厚く、かつへりあきの短い試験体に見られた結果と一致する。

3.4 終局耐力

表-4に降伏荷重、最大荷重実験値及び曲げ耐力計算値とその計算式を示す。

表-4より柱幅が同じでコンクリート強度のみ異なる試験体同士(BPHとBPL)で比較すると、最大荷重はコンクリート強度の強いものの方が大きいものの、その差はわずかである。また、コンクリート

強度の強弱に拘らず殆どの試験体が曲げ降伏前にせん断破壊していることから、本実験で設定したコンクリート強度差程度では破壊形式に与える影響は小さいと言える。次に定着方法の異なる試験体同士(BPBとBPL)で比較すると、鉄筋端部を折上げたBPB試験体はBPL試験体とは異なりいずれも曲げ降伏しており、最大荷重はBPL試験体より幾分大きな値となっている。しかし、降伏荷重と最大荷重の差及び降伏荷重時のたわみと最大荷重時のその差が小さいこと

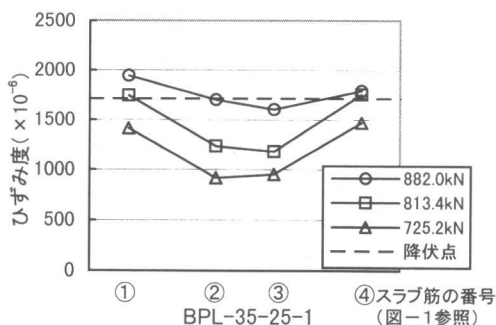


図-5 スラブ筋のひずみ度分布

表-4 実験結果及び計算値との比較

試験体記号	圧縮強度 (N/mm ²)	降伏荷重 Py (kN)	最大荷重 Pu (kN)	破壊形式 ^{*1}	曲げ耐力 計算値 ^{*2} Pcal (kN)	Py/Pcal または Pu/Pcal
BPL-35-30-1	24.1	—	960	S	1035	0.93
-2	25.6	—	941	S	1035	0.91
BPB-35-30-1	23.7	1019	1029	B・S	1035	0.99
-2	23.5	1098	1103	B・S	1035	1.00
BPH-35-30-1	31.5	—	980	S	1035	0.95
-2	32.7	1078	1088	B・S	1035	0.99
BPL-35-25-1	27.1	892	902	B・S	899	0.99
-2	25.6	—	872	S	899	0.97
BPB-35-25-1	23.2	902	911	B・S	899	0.99
-2	23.7	882	921	B・S	899	0.96
BPH-35-25-1	36.6	—	882	S	899	0.98
-2	37.9	—	951	S	899	1.06
BPL-35-20-1	22.5	—	755	S	795	0.95
-2	21.5	—	735	S	795	0.92
BPB-35-20-1	20.4	745	755	B・P	795	0.99
-2	20.2	784	804	B・S	795	0.98
BPH-35-20-1	31.4	—	813	S	795	1.02
-2	30.8	—	794	S	795	1.00

*1 S: 隅角せん断破壊

B・S: 曲げ降伏後隅角せん断破壊

B・P: 曲げ降伏後パンチング破壊

*2 曲げ耐力計算式¹⁾

$$Pcal = \frac{4at \cdot f_y \cdot d}{lp - \alpha \cdot r} \quad \text{ここに、} lp/d \leq 1.5 \text{ のとき } \alpha = 0.75$$

$$lp/d > 1.5 \text{ のとき } \alpha = 0.75 + 0.25(lp/d - 1.5)$$

at: 一方の鉄筋の全断面積, f_y : 鉄筋の降伏点応力度,

d: 有効スラブ厚, lp: 杭間隔, r: 柱幅

から、曲げ降伏直後にせん断破壊したものと考
えられ、スラブ筋端部の折上げた部分に、柱や
梁のせん断補強筋のような大きな補強効果は期
待出来ないものと思われる。

次に実験値と計算値を比較すると、本実験で
はコンクリート強度及び定着方法の違いに拘ら
ず、殆どの試験体が計算値以下で曲げ降伏ある
いは終局に至っている。本実験試験体のように
計算上曲げで耐力が決定される場合でも、隅角
せん断破壊に至る原因は次のように考えられる。

杭支持フーチングの破壊に関して、Adebar⁶⁾
らはスラブ厚が厚く、圧縮ストラットとテンシ
ョンタイで形成されるトラスにより応力が伝達
される場合(図-6)、圧縮ストラットが破壊し
たときにフーチングのせん断破壊が生じるとし
ている。また、この圧縮ストラットは圧壊する
のではなく、圧縮力に直交する引張力により割
裂破壊が起こるとしている。本実験試験体側面
の斜め亀裂は、いずれも最大荷重後に生じてい
ることから曲げ降伏前にせん断破壊したものにつ
いては、上記のような圧縮ストラット部分に
生じた亀裂が耐力を決定したと考えられる。但
し、Adebar⁶⁾は圧縮ストラットに亀裂が生じ
てもさらに大きな応力を伝達できるとしている
が、本実験ではフーチング側部の鉄筋がこの段
階で既に降伏しているため、亀裂発生と同時に
せん断破壊したのではないかと考える。従って、
今後は圧縮ストラットの亀裂発生耐力について
検討が必要である。

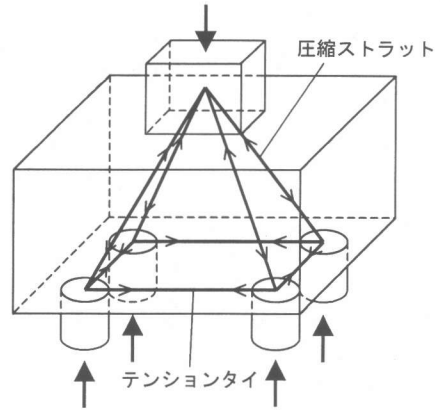


図-6 トラスモデル

4. ヘリあき長さについての検討

実験結果より、フーチング側部の鉄筋は中央
部のそれよりも低い荷重階で降伏することが明
らかとなった。この原因は次のように考えられ
る。柱の軸力が柱脚から各杭に向かう圧縮スト
ラットとして伝達される時、杭支点上ではこの
圧縮力の鉛直成分は杭反力と釣合い、水平成分
は鉄筋の引張力と釣合うこととなる。文献4)
の曲げ耐力計算式は、フーチング内の全鉄筋が
同時に降伏するとして導かれている。しかし、
図-7に示すようにスラブ筋が均等配筋された
フーチングのヘリあきが短い場合には、圧縮力
が伝達される杭支点の位置とフーチング1/2幅
内の鉄筋の重心位置が一致せず、杭支点より
鉄筋の重心位置がフーチングの中央寄りとなる。

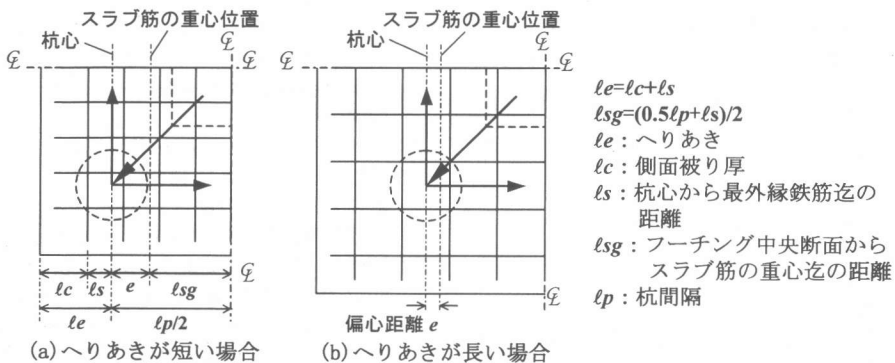
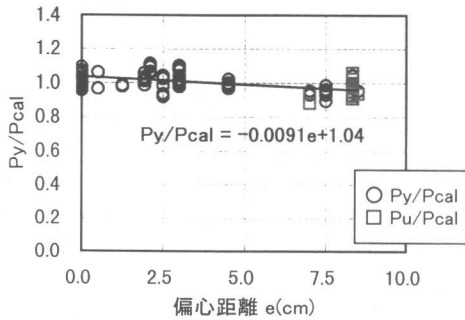


図-7 杭心とスラブ筋の重心位置の偏心



図一八 曲げ耐力計算値に対する実験値の比と偏心距離の関係

このため、偏心が生じて側部鉄筋の負担応力が中央部のそれよりも大きくなったものと考えられる。

図一八は曲げ耐力計算値⁴⁾(Pcal)に対する実験値(Py)の比と偏心距離の関係を示したものである。なお、同図には本実験データに加え既報のデータ^{1),2),4)}(72体)及び最小二乗法により求めた近似直線も示した。但し、曲げ降伏前に隅角せん断破壊したものは実験値として最大荷重(Pu)をとった。この図によると、偏心距離が大きくなると比は1.0を下回り、曲げ降伏前に隅角せん断破壊するもの多く見られる。

ここで、曲げ耐力が計算値を下回らないためには偏心距離 e を5cm以下($e \leq 0.33dp$, dp : 杭径15cm)と仮定すると、図一七より必要へりあき長さは次のようになる(記号は図一七参照)。

$$e = 0.5lp - lsg \leq 0.33dp$$

$$ls \geq 0.5lp - 0.66dp$$

$$le \geq 0.5lp - 0.66dp + lc \quad (1)$$

(1)式より、本実験試験体($lp=50$ cm)及び既報の試験体²⁾($lp=45$ cm)では、 $le \geq (15.1$ 及び $12.6) + lc$ となり、側面の被り厚 $lc=10$ cmとすると、へりあきはそれぞれ約25.1cm(杭径の約1.7倍)及び22.6cm(杭径の約1.5倍)必要となる。この長さはそれぞれ杭間隔の1/2に相当する。

5. まとめ

本報では、へりあきが杭径の1.0倍で計算上の耐力が曲げで決定される4本杭支持独立フー

チングの破壊実験を行い、以下のことが明らかとなった。

(1) 鉄筋端部を180°フックとした試験体では、コンクリート強度が大きいと最大荷重は幾分大きくなるものの、殆どの試験体で曲げ降伏前に隅角せん断破壊した。

(2) 鉄筋端部を折上げた試験体では、いずれも部材としての曲げ降伏が確認されたものの、折上げ部分に大きな補強効果は期待出来ない。

(3) 均等配筋されたフーチングのへりあきが短い場合、中央部鉄筋よりも側部の鉄筋が負担する応力の方が大きくなる。これは杭支点位置とフーチング1/2幅内の鉄筋の重心位置との偏心によるものと考えられる。

(4) 均等配筋された4本杭支持独立フーチングの曲げ耐力が、計算値を下回らないための必要なへりあき長さは、杭間隔の1/2程度と考えられる。

なお、計算上曲げ破壊となるものが、実験上せん断破壊する場合のメカニズムについては、今後さらに検討する必要がある。

参考文献

- 1) 鈴木邦康・大築和夫・津幡卓也：杭支持独立フーチングの耐力に及ぼす配筋法の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.889-894，1998.7
- 2) 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.751-756，2000.6
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.318-320，1988
- 4) 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
- 5) 大築和夫・吉田 繁・川田真也：鉛直荷重を受ける4本杭支持独立フーチングのせん断耐力についての検討，日本建築学会北海道支部研究報告集，No.56，pp.169-172，1983.3
- 6) Adebar, P., Kuchma, D. and Collins, M. P.: Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study, ACI Structural Journal, Vol.87, No.1, pp.81-92, Jan.-Feb. 1990