

# 論文 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

鈴木 邦康\*1・大築 和夫\*2・土屋 勉\*3

**要旨:** 4本杭支持独立フーチングについて、スラブ厚、柱幅及びへりあき(基礎スラブ周辺から杭の中心までの最短距離)を変えて曲げ破壊実験を行い、破壊性状に及ぼすへりあきの影響について検討した。その結果、へりあきが短くなると亀裂荷重は小さくなり、スラブ筋量と同じであっても、曲げ耐力は低下した。また、フーチングのプロポーションによってはへりあきが短い場合には、既往の耐力算定式では曲げで耐力が決まるとするものでも曲げ降伏現象が生じる前にせん断破壊に至ることなどが明らかとなった。

**キーワード:** 杭支持フーチング, 亀裂荷重, 曲げ終局耐力, へりあき

## 1. はじめに

現行の建築基礎構造設計指針<sup>1)</sup>では、「杭基礎のへりあきは杭径・杭耐力・杭頭拘束度合いなどに応じてひび割れなど支障のない寸法とする」と規定し、その解説の中でへりあきは杭頭径の1.0~1.25倍以上を目安とするとしている。しかし、この寸法の根拠については明らかでなく、杭支持独立フーチングのへりあきと諸荷重との関係については十分解明されていないように思われる。このことに関し著者らは、既報<sup>2)</sup>において4本杭支持独立フーチングの配筋法と耐力の関係について実験的に検討し、この中で一方向のへりあきを変化させた場合、スラブ筋量と同じであってもへりあきが短くなると曲げ耐力は低下し、曲げ降伏後耐力の上昇が殆ど無いまません断破壊に至ることを明らかにした。これに引き続き、本報では二方向のへりあきを変化させた場合の破壊性状について実験的に検討を行った。

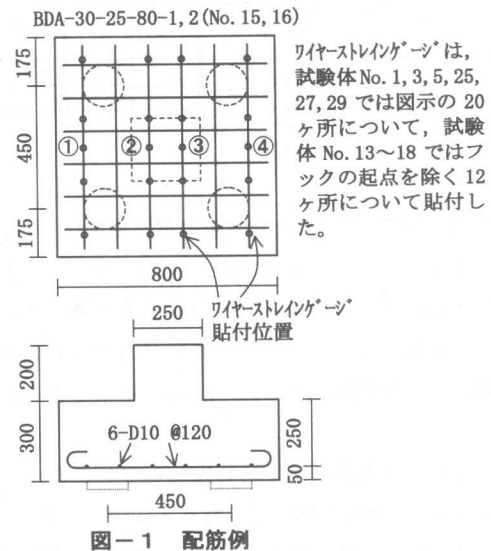
## 2. 実験の概要

### 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、スラブ厚(20, 30, 40cm)、柱幅(20, 25, 30cm)及びへりあき(12.5, 17.5, 22.5cm)であり、試験体数はこれらの変数を組み合わせた表-1に示す15種、各種2体、計30体である。なお、杭間隔(45cm)及び杭径(15cm)は全試験体で同一である。

試験体の設計に際しては、全試験体ともせん断破壊に先行して曲げ降伏することを期待して、



ワイヤーストレインゲージは、試験体No. 1, 3, 5, 25, 27, 29では図示の20ヶ所について、試験体No. 13~18ではフックの起点を除く12ヶ所について貼付した。

\*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)

\*3 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 工博

表-1 試験体諸元

No.	試験体記号	スラブ <sup>3</sup> 辺長 (cm)	スラブ <sup>3</sup> 厚 (有効厚) (cm)	柱幅 (cm)	へりあき (cm)	スラブ <sup>3</sup> 配筋	鉄筋比 (%)
1, 2	BDA-20-25-70-1, 2	70	20 (15)	25	12.5	4-D10@170	0.272
3, 4	BDA-20-25-80-1, 2	80	20 (15)	25	17.5	4-D10@200	0.238
5, 6	BDA-20-25-90-1, 2	90	20 (15)	25	22.5	4-D10@220	0.211
7, 8	BDA-30-20-70-1, 2	70	30 (25)	20	12.5	6-D10@100	0.244
9, 10	BDA-30-20-80-1, 2	80	30 (25)	20	17.5	6-D10@120	0.214
11, 12	BDA-30-20-90-1, 2	90	30 (25)	20	22.5	6-D10@130	0.190
13, 14	BDA-30-25-70-1, 2	70	30 (25)	25	12.5	6-D10@100	0.244
15, 16	BDA-30-25-80-1, 2	80	30 (25)	25	17.5	6-D10@120	0.214
17, 18	BDA-30-25-90-1, 2	90	30 (25)	25	22.5	6-D10@130	0.190
19, 20	BDA-30-30-70-1, 2	70	30 (25)	30	12.5	6-D10@100	0.244
21, 22	BDA-30-30-80-1, 2	80	30 (25)	30	17.5	6-D10@120	0.214
23, 24	BDA-30-30-90-1, 2	90	30 (25)	30	22.5	6-D10@130	0.190
25, 26	BDA-40-25-70-1, 2	70	40 (35)	25	12.5	8-D10@ 70	0.233
27, 28	BDA-40-25-80-1, 2	80	40 (35)	25	17.5	8-D10@ 90	0.204
29, 30	BDA-40-25-90-1, 2	90	40 (35)	25	22.5	8-D10@100	0.181

試験体記号は、BDA(試験体種別)-(スラブ<sup>3</sup>厚)-(柱幅)-(スラブ<sup>3</sup>辺長)-1,2の順に付してある。

表-2 鉄筋の力学的特性

径	断面積 (公称) (cm <sup>2</sup> )	降伏点 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	破 断 伸 び (%)
D10 <sup>*1</sup>	0.713	358	496	30.0
D10 <sup>*2</sup>	0.713	383	522	26.7

\*1 : No. 1~12, No. 19~30に使用

\*2 : No. 13~18に使用

表-3 コンクリートの調合

	調 合 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	水セメント 比 (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )			
			水	セメント	砂	砂利
*1	23.52	63	168	267	907	1063
*2	23.52	63	167	265	860	1121

\*1 : No. 1~12, No. 19~30に使用

\*2 : No. 13~18に使用

曲げ耐力算定値<sup>3)</sup>がせん断耐力算定値<sup>4)</sup>より小さくなるように鉄筋量を定めた。この時、へりあきのみ異なる試験体同士の鉄筋量は等しくした。また、スラブ筋はフーチング内に等間隔に配し、その端部にはいずれも180°のフックを設けた。

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、各試験体製作時に採取した標準供試体の圧縮試験結果を表-4に掲げた。

## 2.2 荷重及び計測方法

荷重にはアムスラー型圧縮試験機を用い、図-2に示すように4ヶ所の杭支点の反力が等し

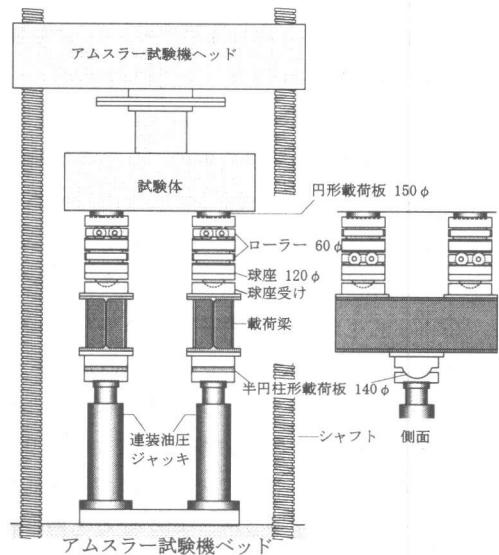


図-2 荷重装置

くなるように2台の連装油圧ジャッキ、載荷梁等を介して擬静的単調漸増加力を行った。同時に、フーチング底面の鉛直方向変位を最小目盛り1/100mmのダイヤルゲージにより計測した。後述の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ものである。また柱幅25cmの試験体のうち、No. 1, 3, 5, 13~18, 25, 27, 29について、スラブ筋のひずみ度を図-1に示す位置でワイヤーストレインゲージにより計測した。

### 3. 実験結果及び考察

#### 3.1 亀裂及び破壊状況

図-3にフーチング底面及び側面の最終亀裂状況の一例を示す。肉眼による観察では、いずれの試験体でもフーチング底面の初亀裂(図中▼印)は、隣接する杭支点を結ぶ中央付近あるいは柱型下部付近に生じた。スラブ厚の最も薄いBDA-20-25試験体(No. 1~6)の亀裂分布には、へりあきの違いによる差は見られず、図-3(a),(b)に示すようにいずれも井形状となり、この亀裂が大きく開口して荷重の上昇が見られなくなった。その他の試験体では、フーチング底面の亀裂は各対辺の中央を結ぶ十字形に進展し、荷重の増加とともに杭支点を囲む形で隣接する辺の中央部を結ぶ亀裂が発生した。そして図-3(c),(d)に示すような亀裂分布となり、へりあきの長い試験体ではフーチング全幅に渡る亀裂の開口が、へりあきの短い試験体では杭支点を囲む亀裂の開口がそれぞれ顕著に見られた。このうち、試験体No. 7, 9~12, 18, 27, 29及び30では、実験荷重の範囲内においては、せん断亀裂の発生は見られなかった。残る試験体では最大荷重後1~2ヶ所の杭支点がスラブ内に貫入するとともに、これに対応する側面に斜め亀裂が生じ、フーチングの隅角部が欠け落ちる破壊(隅角せん断破壊と言う)であった。

#### 3.2 荷重-たわみ関係

図-4に柱幅25cmの試験体各種1体づつについて、フーチング底面中央点での荷重-たわみ関係を示す。なお、最終的にせん断亀裂が発生し

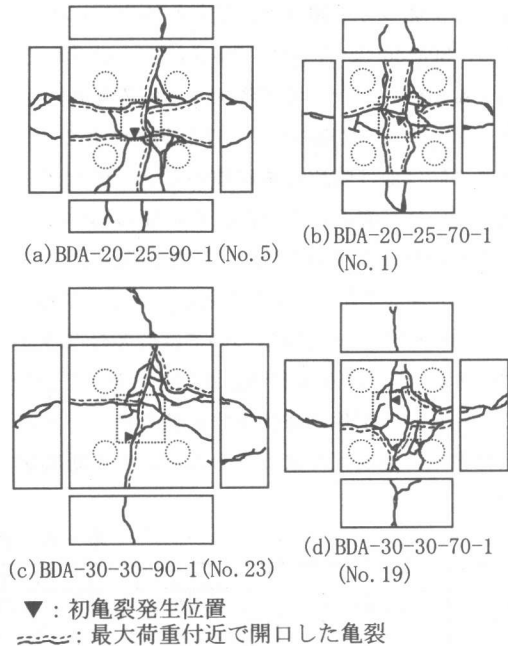


図-3 最終亀裂状況

た試験体はいずれも、その時点でたわみの計測が不可能となった。図-4はスラブ厚ごとにへりあきを変化させた場合の比較を示したものである。同図によると、初亀裂発生後の同一荷重でのたわみ量は、へりあきの短いものほど幾分大きくなっている。図示はしないが、柱幅20及び30cmの場合にも同じ傾向が見られる。これは、へりあきのみ異なる試験体を同荷重で比較した場合、へりあきが短いものほど亀裂の進展が早かったことと符合している。

本報では既報<sup>2)</sup>と同様に荷重-たわみ関係において、たわみが急増し始める点を曲げ降伏と定

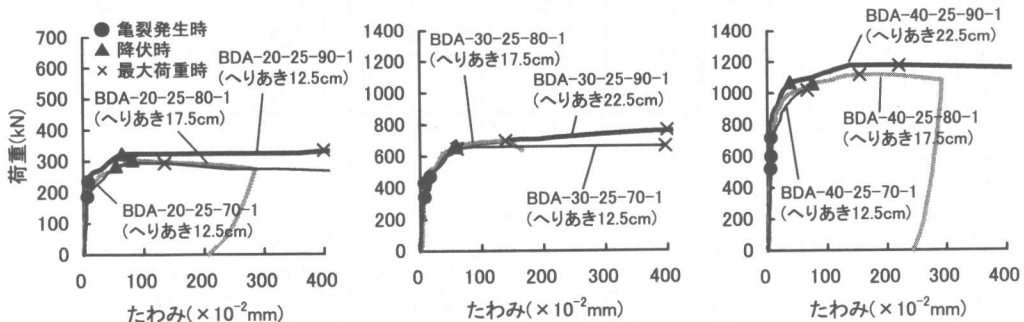


図-4 荷重-たわみ関係

義する。従って、図-4に見られるように本実験ではBDA-40-25-70-1(No. 25)を除き、いずれも図中▲を付した点で曲げ降伏していると判定した。また、スラブ筋のひずみ度計測値によると、スラブ筋は曲げ降伏荷重時前からフーチング中央あるいは柱表面位置で降伏点に達し始めることから、上記のたわみの急増は明らかにスラブ筋の降伏を伴って生じたものである。なお、BDA-40-25-70-1(No. 25)については最大荷重時までにスラブ筋が降伏点に達した部分もあったが、荷重-たわみ関係に降伏現象が見られないため部材としての曲げ降伏が生じる前にせん断破壊

したものと判定した。

各試験体の破壊形式を表-4に示す。

### 3.3 亀裂荷重

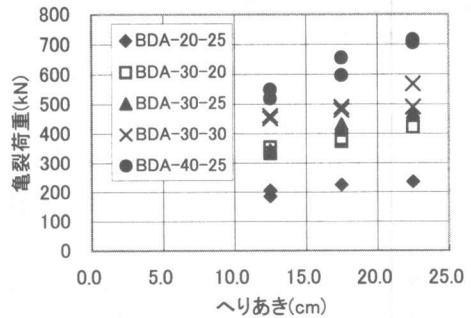


図-5 亀裂荷重とへりあきの関係

表-4 実験結果一覧

No.	試験体記号	実験値				破壊形式	計算値			
		圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	亀裂荷重 Pcr (kN)	降伏荷重 Py (kN)	最大荷重 Pu (kN)		亀裂荷重 <sup>*2</sup> calPcr (kN)	Pcr calPcr	曲げ耐力 <sup>*3</sup> calPy (kN)	Py calPy
1	BDA-20-25-70-1	26.1	186	284	294	B	166	1.12	299	0.95
2	-2	26.1	206	294	304	B	166	1.24	299	0.98
3	BDA-20-25-80-1	25.4	225	304	304	B	186	1.21	300	1.01
4	-2	25.4	225	284	304	B	186	1.21	300	0.95
5	BDA-20-25-90-1	25.8	235	323	333	B	212	1.11	301	1.07
6	-2	25.8	235	333	333	B	212	1.11	301	1.11
7	BDA-30-20-70-1	25.2	333	510	534	B	339	0.98	537	0.95
8	-2	24.6	353	500	549	B・S	335	1.05	537	0.93
9	BDA-30-20-80-1	25.2	382	519	568	B	388	0.98	537	0.97
10	-2	26.6	372	529	564	B	398	0.94	537	0.99
11	BDA-30-20-90-1	26.0	421	559	583	B	443	0.95	537	1.04
12	-2	26.1	421	539	588	B	444	0.95	537	1.00
13	BDA-30-25-70-1	28.8	343	647	662	B・S	391	0.88	672	0.96
14	-2	26.5	333	627	676	B・S	374	0.89	672	0.93
15	BDA-30-25-80-1	29.4	431	657	696	B・S	451	0.96	672	0.98
16	-2	27.8	421	686	725	B・S	439	0.96	672	1.02
17	BDA-30-25-90-1	29.0	470	666	764	B・S	505	0.93	672	0.99
18	-2	26.8	461	657	764	B	484	0.95	672	0.98
19	BDA-30-30-70-1	26.8	461	745	769	B・S	408	1.13	756	0.99
20	-2	25.9	451	676	730	B・S	401	1.12	756	0.89
21	BDA-30-30-80-1	27.4	490	735	828	B・S	472	1.04	756	0.97
22	-2	27.4	480	745	809	B・S	472	1.02	756	0.99
23	BDA-30-30-90-1	27.2	568	764	843	B・S	529	1.07	756	1.01
24	-2	24.5	490	745	813	B・S	502	0.98	756	0.99
25	BDA-40-25-70-1	25.9	519	-	1019	S	659	0.79	1088	-
26	-2	24.8	549	1039	1068	B・S	645	0.85	1088	0.95
27	BDA-40-25-80-1	26.5	598	1058	1117	B	761	0.79	1088	0.97
28	-2	25.5	657	1088	1117	B・S	747	0.88	1088	1.00
29	BDA-40-25-90-1	25.7	715	1068	1176	B	844	0.85	1088	0.98
30	-2	26.0	706	1117	1181	B	849	0.83	1088	1.03

\*1 B: 曲げ破壊, S: 隅角せん断破壊, B・S: 曲げ降伏後隅角せん断破壊

$$*2 P_{cal} = \frac{4f_b \cdot B \cdot D^2}{3(2\ell_p - r)}$$

$$*3 \text{ 文献3)による曲げ耐力計算値}$$

$$d/\ell < 2.0 \text{ のとき } P_{cal} = 2at \cdot f_y \cdot j/\ell$$

$$d/\ell \geq 2.0 \text{ のとき } P_{cal} = \frac{4at \cdot f_y \cdot d}{\ell_p - \alpha \cdot r}$$

ここに、 $\ell_p/d \leq 1.5$  のとき  $\alpha = 0.75$   
 $1.5 < \ell_p/d \leq 2.5$  のとき  $\alpha = 0.75 + 0.25(\ell_p/d - 1.5)$

$f_b = 1.8\sqrt{f_c}$ ,  $f_c$ : コンクリートの圧縮強度,  $at$ : 一方方向の鉄筋の全断面積,  $B$ : スラブ辺長  
 $D$ : スラブ厚,  $d$ : 有効スラブ厚,  $\ell_p$ : 杭間隔,  $r$ : 柱幅,  $\ell = (\ell_p - r)/2$ ,  $f_y$ : 鉄筋の降伏点応力  
 $j$ : ACI Code<sup>5)</sup>による応力中心間距離

表-4, 図-5に亀裂荷重実験値を, 図-6に計算値との比較を示す。実験値は肉眼によりフーチング底面に亀裂が発生したことを確認したときの荷重階の値であり, 計算値はフーチングを中央部分(柱下部)に等分布荷重を受ける単純梁とみなし, 中央断面の縁応力度がコンクリートの見掛けの引張強度 $1.8\sqrt{f_c}$ に等しいとして算出したものである。

図-5によると, 実験値はへりあきが短くなるほど小さくなっており, この傾向はスラブ厚の厚いものほど顕著である。また, 図-6より計算値はスラブ厚40cmの場合(BDA-40-25(No. 25~30))には幾分過大, スラブ厚20cmの場合(BDA-20-25(No. 1~6))には幾分過小評価となっているが, へりあきが長くなるに従って実験値と計算値の差は小さくなる傾向が見られる。

### 3.4 スラブ筋のひずみ度分布

図-7にフーチング中央断面で計測したスラブ筋のひずみ度分布を示す。同図(a)はBDA-30-25(No. 13, 17)について, (b)はBDA-40-25(No. 25, 29)について, それぞれへりあきの長いものと短いもののひずみ度を最大荷重時で比較したものである。図-7によると, へりあきの長いBDA-30-25-90-1(No. 17)及びBDA-40-25-90-1(No. 29)では断面内の端部(①, ④), 中央部(②, ③)に拘らずスラブ筋は一樣に降伏ひずみに達している。これに対してへりあきの短いBDA-30-25-70-1(No. 13)及びBDA-40-25-70-1(No. 25)では, 端部のスラブ筋は降伏ひずみに達しているが, 中央部のそのひずみは端部に比べて小さい。このひずみ度分布の違いは, 前述のように曲げ亀裂の開き位置がへりあきの長短により異なっていたことによるものと考えられる。なお, フック起点でのひずみ度計測値は, いずれも最大荷重時までには殆ど零であり, スラブ筋が定着破壊した様子は見られなかった。

### 3.5 曲げ耐力

表-4に実験結果得られた降伏荷重及び最大荷重実験値を, 図-8, 9に実験値とへりあきの関係を示す。図-8, 9より, 降伏荷重及び最大

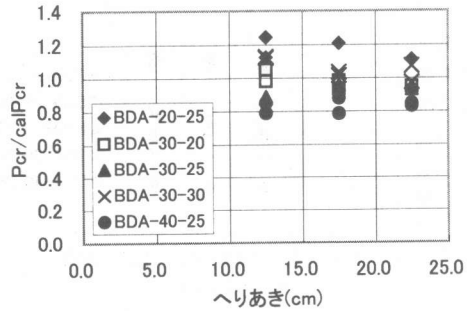


図-6 亀裂荷重実験値と計算値の比較

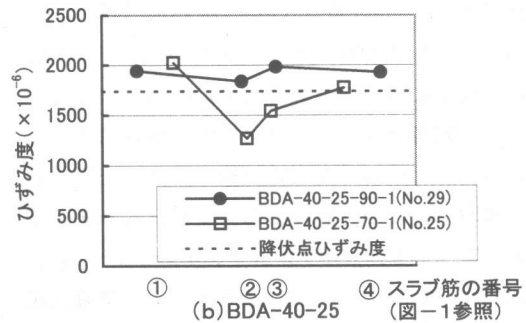
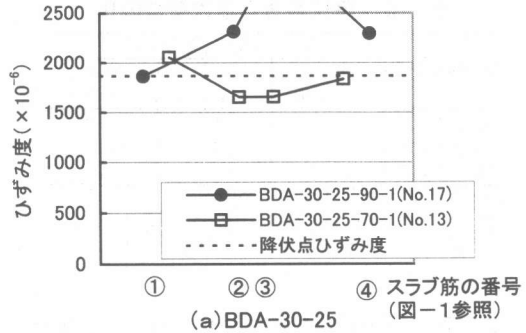


図-7 スラブ筋のひずみ度分布

荷重はへりあきが短くなると僅かではあるが低下している。本実験の範囲では, へりあき12.5cmの場合に, それが22.5cmの場合と比較して降伏荷重で約5%, 最大荷重で約10%の低下が見られた。このように曲げ補強筋量が同一であっても降伏荷重が低下する原因としては, 前述のようにへりあきが短くなると亀裂の開きが杭周辺に限定され, 中央部のスラブ筋が十分に強度を発揮する以前に, 部材としての降伏及び終局に達するためと考えられる。従って, フーチング内に均等に配した鉄筋が全て有効に作用するためには, 適切なへりあきを取る必要がある。

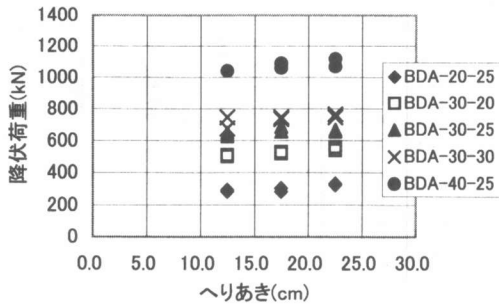


図-8 降伏荷重とへりあきの関係

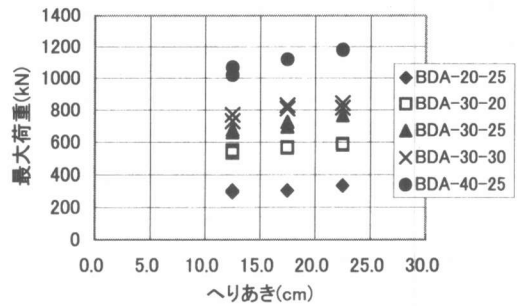


図-9 最大荷重とへりあきの関係

表-5 降伏荷重と最大荷重の比

試験体記号	最大荷重/降伏荷重		
	へりあき 12.5cm	へりあき 17.5cm	へりあき 22.5cm
BDA-30-25	1.05	1.06	1.16
BDA-30-30	1.06	1.11	1.10
BDA-40-25	1.03*	1.04	1.08

表中の値は同種2体の平均値。  
但し、\*はBDA-40-25-70-1が曲げ降伏して  
いないのでBDA-40-25-70-2の値。

表-5は破壊形式が曲げ降伏後隅角せん断破壊となったBDA-30-25(No.13~18), BDA-30-30(No.19~24)及びBDA-40-25(No.25~30)について、降伏荷重に対する最大荷重の比を示したものである。同表より、へりあきが短い場合はそれが長い場合に比べて曲げ降伏後の耐力の上昇は殆ど期待できないと思われる。また、へりあきが短いとフーチングのプロポーシオンによっては、BDA-40-25-70-1(No.25)に見られたように降伏現象が生じる前にせん断破壊に至る可能性もある。

表-4に、文献3)によった曲げ耐力計算値と計算値に対する実験値の比を掲げた。表よりへりあきの短い試験体では実験値が計算値を幾分下回っているが、へりあきの長い試験体では非常に良い対応を示している。

#### 4. まとめ

本報では、スラブ厚及び柱幅を変えた4本杭支持独立フーチングについて、それぞれへりあきを変化させた曲げ破壊実験を行い、以下のことが明らかとなった。

(1) 亀裂荷重はへりあきが短くなるほど低下し、この傾向はスラブ厚の厚いものほど顕著で

ある。

(2) スラブ厚が厚い場合、へりあきの長短により耐力に影響すると考えられる曲げ亀裂の発生位置が異なり、フーチング中央断面でのスラブ筋のひずみ度分布に差が見られる。

(3) スラブ筋量が同じであっても、へりあきが短くなると降伏荷重及び最大荷重は低下する。

(4) 曲げ降伏後隅角せん断破壊する場合、へりあきが短い場合には、降伏後の耐力の上昇が殆ど見られない。また、フーチングのプロポーシオンによっては、既往の耐力算定式では曲げ破壊となる場合でも降伏現象が生じる前にせん断破壊する場合がある。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.318-320，1988
- 2) 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
- 3) 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) 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
- 5) ACI Committee 318，Building Code Requirements for Reinforced Concrete，American Concrete Institute，1989