

水平力を受ける鉄筋コンクリート造基礎杭の耐力と変形性能

場所打ち杭 せん断 杭の水平抵抗

ヨーコン株式会社 正会員 西本憲正
大同工業大学 非会員 山本俊彦
愛知工業大学 非会員 山田和夫
ヨーコン株式会社 非会員 岡田 亨

1. はじめに

場所打ち鉄筋コンクリート造基礎杭の構造特性を把握することを目的として、現行の場所打ち鉄筋コンクリート造基礎杭におけるせん断補強筋量を考慮しせん断補強筋比を 0.3%以下の範囲における実験を行ってきた¹⁾。ここでは、その後筆者らが行った実験等に基づいて、水平力を受ける場所打ち鉄筋コンクリート造基礎杭の構造特性について報告する。

2. 実験概要

実験は杭断面 =300 mmの試験体 15 体を用いて行った。試験体は曲げとせん断が卓越する杭頭部を対象とした。縮尺率は実大杭の約 1/4 である。

2.1 試験体

図-1 に試験体(せん断スパン比 2.0)、表-3 に試験体一覧を示す。試験体は、杭断面 =300 mm、せん断スパン比(M/QD)が 1.5 および 2.0 の 2 種類の上下スタブ付きの鉄筋コンクリート杭試験体を製作した。実験要因は、M/QD、杭部のせん断補強筋比(pw)、せん断補強筋強度および軸力(N)とした。M/QD は実在の場所打ちコンクリート杭のモーメント分布状況を考慮してせん断の卓越する 1.5、2.0 に設定した。pw は現行の場所打ち鉄筋コンクリート杭のせん断補強筋の範囲から 0.00%、0.10%、0.20%とし、比較のため 0.30%を加えた。また、施工上の制約から補強筋量の限界があることから、高強度せん断補強筋を用いた試験体も加えた。杭部の主筋は 12-D16(=300 mm: pg=3.37%、SD390、かぶり厚 30 mm)とした。軸力は広底杭の場合での最大軸力、および軸力の変動を受けることを考慮し N=0、7.5MPa、15MPa および地震時での軸力の変動(-2.5MPa ~ 15MPa)の 4 種類とした。

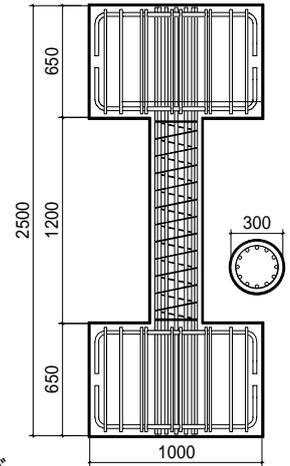


図-1 試験体(M/QD=2.0)

2.2 使用材料

表-1、表-2 に使用材料を示す。横補強には 4 mmのスパイラル筋を用いた。

表-1 コンクリート特性

W/C (%)	セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	スランブ (mm)	引張強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
61.2	292	178	180	2.14 ~ 2.36	26.1 ~ 29.5	21.3 ~ 23.5

2.3 実験方法

加力はアクチュエータージャッキにより変形角 R=1/400 で正負各 1 回、変形角 R=1/200、1/100、1/50 で正負各 2 回、変形角 R=1/25 で正負各 1 回そして変形角 R=1/20 まで加力することを原則とした。ひずみゲージは、主筋 4 本の 5 断面(試験スパン 3 断面、150 mm 間隔、2 断面は剛な基礎梁内で 150 mm 間隔)せん断補強筋は 2 断面(基礎梁との境界から 150 mm、300 mm)に貼り付けた。

表-2 構造の機械的性質

用途	形状	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)
軸方向	D16	415 ~ 449	585 ~ 667
横方向	4	494 ~ 502	562 ~ 624
	4	1420	1730

D : 異形 丸鋼 : 高強度

3. 実験結果

表-3 に実験結果一覧表を示す。

表-3 実験結果

曲げ降伏(Qmy)に達する前に破壊したものを S : せん断破壊、曲げ降伏後、曲げ終局耐力(Qmu)に達する間にせん断破壊したものを F1,S : 曲げ降伏後せん断破壊、終局曲げ強度に達したものを F2 : 終局曲げ強度後曲げまたはせん断破壊下と定義した。曲げ耐力は計算値に基づいている。

試験体	せん断スパン比 M/QD	横補強筋 pw (%)	軸力 N (MPa)	最大耐力			限界変形 × 10 ⁻³ (rad)	破壊モード	計算値比		
				eQ (kN)	e × 10 ⁻³ (rad)	eQ/cQmy			曲げ		せん断 eQ/cQsu
									eQ/cQmu	eQ/cQsu	
No.1	1.50	0.095	7.5	200	4.98	-	S	0.82	0.71	1.16	
No.2	"	0.189	0	172	10.5	-	F1,S	1.06	0.75	1.13	
No.3	"	"	"	180	10.0	17.0	F1,S	1.05	0.76	1.25	
No.4	"	"	7.5	256	10.2	11.8	F1,S	1.08	0.92	1.33	
No.5	"	"	"	234	8.38	20.0	F1,S	0.96	0.83	1.26	
No.6	2.00	0	0	114	8.73	9.86	S	0.93	0.67	1.40	
No.7	"	0.095	0	119	7.85	8.68	S	0.98	0.70	1.04	
No.8	"	"	7.5	188	10.1	11.4	F1,S	1.06	0.90	1.22	
No.9	"	"	"	196	10.0	20.0	F1,S	1.07	0.92	1.15	
No.10	"	"	15	225	9.35	10.0	F2	1.07	1.04	1.15	
No.11	"	"	-2.5,15	192	10.1	14.5	F1,S	0.94	0.92	1.29	
No.12	"	0.189	0	153	16.1	17.7	F1,S	1.25	0.89	1.20	
No.13	"	"	7.5	205	14.3	20.4	F1,S	1.16	0.98	1.22	
No.14	"	0.287	0	194	40.2	40.2	F2	1.52	1.09	1.46	
No.15	"	"	7.5	245	20.1	31.5	F2	1.34	1.16	1.41	

3.1 ひび割れ状況

せん断スパン比 1.5 の試験体では、軸力がないNo.2 に比べ、軸力のある No.4 は多

くのひび割れが発生した。せん断スパン比 2.0 の試験体では、軸力=0 に比べ、軸力が 7.5MPa では、ひび割れ本数が増え、全体に分

Horizontal Force operate Reinforced Concrete Pile Foundation of Proof Stress and Deformational Characteristics

Norimasa Nishimoto(Yocon Co.,Ltd.),Toshihiko Yamamoto(Daido Institute of Technology),Kazuo Yamada(Aichi Institute of Technology),Akira Okada(Yocon Co.,Ltd.)

散している。しかし、軸力が15MPaと大きくなると逆にひび割れは減少する。せん断補強筋比についてはN=0の場合、せん断補強筋比が0.095%と比較して0.189%の場合、ひび割れ数は増大した。しかし、軸力=7.5MPaの場合は、逆にせん断補強筋比が大きいとひび割れ数が減少した。せん断耐力は等価な矩形断面に置換した荒川式による計算値をいずれも上回った。

3.2 荷重・変位関係(正方向包絡線)

図-2にせん断補強筋の量が異なる3体の試験体の荷重-変位関係を示す。せん断補強筋の無いNo.6は、せん断ひび割れの発生直後にせん断破壊した。せん断補強筋比が0.095%($p_w \cdot w_y = 0.47\text{MPa}$)配筋されているNo.7も最大耐力は同程度で、最大耐力に達した後急激に耐力低下を示した。しかし、せん断補強筋比0.189%のNo.12はせん断補強筋量の違いにより変位量の差が現れ、最大耐力時約2倍の変形を示した。

図-3にせん断補強筋比が0.095%で軸力が異なる3体の試験体の荷重-変位関係を示す。図-4はせん断補強筋比0.189%と軸力7.5MPaが同じでシアスパン比の異なる2体の試験体から求めたデータの最大せん断耐力を1としたものを示す。No.4が最大せん断耐力に達してからすぐに破壊しているのに対し、No.13は最大耐力後も変形角1/50までは安定した耐力を示した。

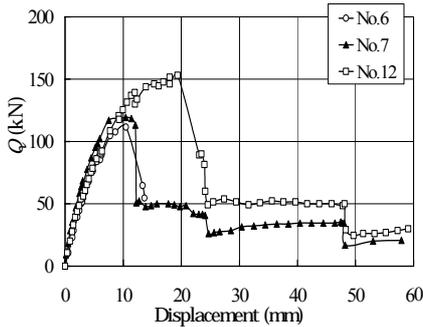


図-2 せん断補強筋比とせん断耐力

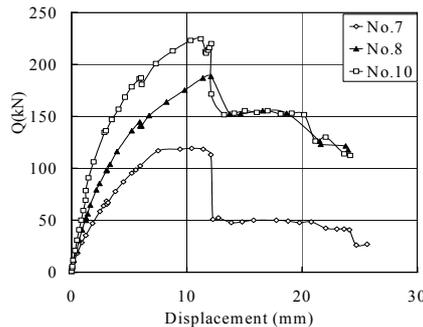


図-3 軸力とせん断耐力

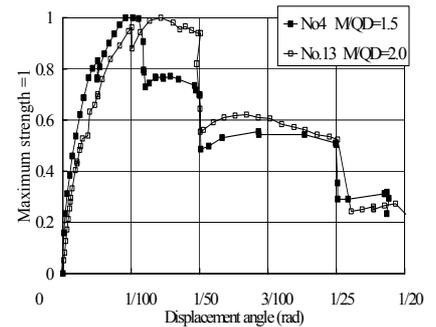


図-4 せん断スパン比と変形

3.3 せん断補強量とせん断耐力

図-5にせん断補強量とせん断耐力の関係を示す。現行の場所打ち鉄筋コンクリート造杭では、通常せん断補強量は0.2%以下である。せん断補強量 $p_w \cdot w_y = 1.0\text{MPa}$ 以下となる。せん断補強量が0.5MPa以上でせん断耐力の上昇が見られる。また、高強度せん断補強筋の効果も見られる。

3.4 限界変形

限界変形(1)を最大耐力の80%時点として変形能を評価すると、シアスパン比2.0でせん断補強筋比0.189%では1/50、それ以外は1/100前後となった。軸力の違いによる限界変形性能に大きな差は見られなかった。

4. 計算値との比較

曲げ終局強度に達したのはせん断補強筋比0.29%の試験体である。No.10試験体は、軸方向主筋のひずみから曲げ終局郷土には達しなかったと考えられる。せん断耐力は、軸方向力によって計算値と大きな違いが見られた。また、補強筋が無い場合にやや高めの値を示した。ばらつきは大きい、平均値1.25となった。

5. まとめ

本研究の結果を要約すると、およそ以下のようにまとめられる。

- 1) せん断耐力は荒川式による計算値に対しいずれも上回り平均1.25となった。せん断補強筋のない試験体は、せん断ひび割れ発生直後にせん断破壊したのに対し、せん断補強筋の配筋されている試験体では、せん断ひび割れ発生後に急激な剛性低下が認められたが、補強量の増大に伴い破壊に至るまでの挙動は安定した。
- 2) 軸力が大きくなるほど、最大せん断耐力が大幅に大きくなった。せん断耐力の評価には軸力の影響を考慮する必要がある。
- 3) 最外端の主筋が降伏していることから、限界変形(1)を最大耐力の80%時点として変形能を評価すると、せん断スパン比2.0でせん断補強筋比0.189%では1/50、それ以外は1/100前後となった。軸力の違いによる限界変形性能に大きな差は見られなかった。
- 4) 実験値の曲げ降伏耐力比と終局曲げ耐力比の検討から、限界変形1/100radを確保するには降伏曲げ耐力以上、また同3/100rad以上確保するには終局曲げ耐力以上のせん断補強が必要であった。

参考文献

- 1) 山本俊彦・山田和夫・勅使河原正臣：場所打ち鉄筋コンクリート杭の杭体及び接合部の耐力評価に関する実験的研究(その5 変形および耐力の検討)、日本建築学会大会学術梗概集(九州)、pp.719-720、1998.9
- 2) 酒向靖二・山田和夫・山本俊彦：場所打ち鉄筋コンクリート杭のせん断挙動に関する基礎的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21、No.3、pp.493-498、1999.

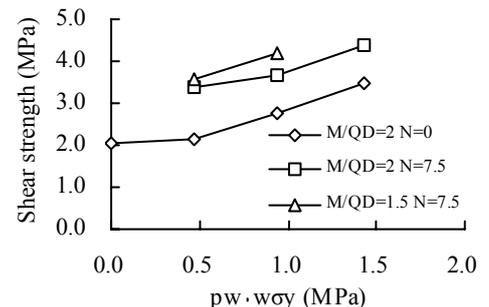


図-5 せん断補強量とせん断耐力