

場所打ち杭用杭頭半固定工法の開発

その 1 1 二次設計を行わない場合の設計留意点

場所打ち杭 杭頭半固定 一次設計
引張軸力 引張定着筋量 主筋量

正会員 堀越 章仁*¹ 同 秦 雅史 *²
同 細井 泰行*³ 同 吉川 清峰*⁴
同 今西 語龍*⁵

1. はじめに

著者らが開発を行ってきた杭頭半固定工法¹⁾では、杭頭接合部に引張軸力伝達用の引張定着筋を配置している。設計上は建物の浮き上がりおよび杭体の降伏を想定していないため、二次設計時の引張軸力に対しても十分な引張定着筋量と杭体の主筋量が必要である。特に杭頭の固定度が小さくなり過ぎると、杭頭に比べ地中部の曲げモーメントが過大になることから、終局時においても、ある程度の固定度を確保する必要がある。そこで本報では、杭頭半固定工法で二次設計を行わない場合の引張定着筋量および主筋量の設定における留意点について述べる。

なお、せん断については、割増率を乗じて設計することから杭体の耐震安全性が確保されているといえる。

2. 保有耐力時引張軸力の増加割合

適切な引張定着筋量を設定するには、終局時の引張軸力が必要となる。そこで、二次設計時の軸力が算定されない場合の引張軸力を想定するため、表 1 に示す 4~15 階建て 18 棟の杭のうち、地震時に引張軸力が作用する建物外端の杭について軸力の変動状況の調査を行った。

図 1 にスパン数やアスペクト比と引張軸力の増加割合との関係を示し、図 2 に保有耐力時と地震時の軸力変動量の関係を示す。ここで、図 1 の縦軸は引張軸力の増加割合であり、保有耐力時の引張軸力を短期地震時の引張軸力で除した値である。

図 1 に示すように、アスペクト比の小さい建物で引張軸力の増加割合の大きい杭が多く認められる。これらの多くは低層で比較的保有耐力及び軸力の余裕率が高い建物である。したがって、これらの杭(図 2 では引張軸力の比較的小さな杭)を除いて考えると、図 2 に示すように、保有耐力時における引張軸力の変動量の上限值は、短期地震時の軸力変動量の 2.5 倍することで概ね評価できる。

3. 原設計における二次設計時固定度

杭頭半固定工法を採用した建物 A~D の設計結果と後述する計算結果を表 4 に示す。また、一次設計時および二次設計時における杭頭の固定度を表 5 に示す。なお、応力算定において杭体は、一次設計時には弾性、二次設計時には弾塑性モデルとした。

杭体の主筋量は、概ね二次設計時の引張軸力側で決まっており、二次設計時の主筋量を適切に評価することは

表 1 引張軸力調査建物一覧

No	階数	スパン数		建物規模(m)			アスペクト比	
		X方向	Y方向	X方向	Y方向	高さ	X方向	Y方向
A	14F	8	1	43.0	9.7	40.3	0.94	4.15
B	13F	7	1	38.8	9.7	34.6	0.89	3.56
C	9F	4	1	22.3	9.7	26.1	1.17	2.68
D	8F	3	1	16.3	10.5	23.9	1.47	2.28
E	4F	4	1	30.6	9.3	12.1	0.40	1.30
F	15F	3	1	16.8	8.0	43.7	2.60	5.47
G	5F	3	1	16.0	9.0	14.5	0.91	1.61
H	6F	8	1	44.9	9.0	18.0	0.40	1.99
I	5F	3	1	16.0	9.0	14.5	0.91	1.61
J	5F	3	1	18.0	9.0	15.2	0.84	1.69
K	8F	4	1	20.6	9.0	23.9	1.16	2.66
L	8F	4	1	21.1	9.0	23.9	1.13	2.66
M	6F	5	1	26.8	9.0	18.1	0.68	2.01
N	15F	2	2	13.5	8.4	43.5	3.23	5.18
O	10F	5	2	27.1	17.2	30.2	1.11	1.75
P	5F	3	1	15.5	11.0	14.9	0.96	1.35
Q	10F	3	1	15.5	11.0	29.5	1.90	2.68
R	15F	3	1	15.5	11.0	44.0	2.84	4.00

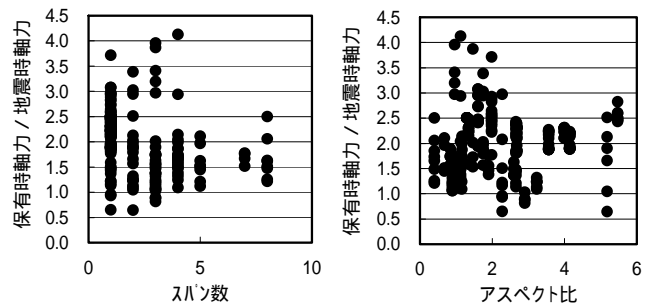


図 1 引張軸力の増加割合

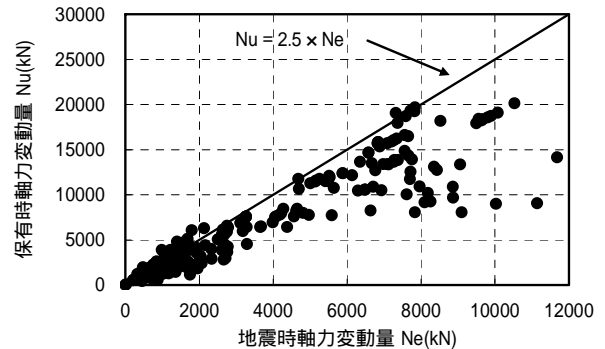


図 2 保有耐力時と地震時の軸力変動量の関係

重要である。これらの建物では、杭頭と地中部の曲げモーメントが同程度になるように、引張定着筋量を二次設計時の引張軸力側の必要量よりも多くして固定度が調整されている。建物 A~D の二次設計における引張軸力時の固定度は 0.2~0.5 であるが、圧縮軸力時の固定度は 0.5~0.7 であり、杭体の耐震安全性を保証するためには、この

表4 半固定工法を採用した建物A～Dの設計結果および各種計算結果

建物記号		A			B				C				D		
地盤変形係数 E_0 kN/m ²		1705			1617				1539				1123		
原設計	杭符号	P1	P2	P3	P1	P2	P3	P4	P1	P2	P3	P4	P1	P2	
	杭径 mm	2000			1900				1500				1300	1300	
	絞部 mm	1400			1330				1500				1300	910	
	引張定着筋	24-D41			20-D41				16-D41				8-D41	10-D41	
	鋼種	SD685			SD685				SD490				SD490	SD490	
	引張耐力 N_y kN	-22029			-18358				-10505				-5252	-6566	
	軸力	長期 N_L kN	5863	6889	8271	5194	7222	5852	6728	3327	4710	5411	4295	1637	3687
		地震時引張軸力 N_e kN	-10530	-7656	-10073	-6765	-6975	-5519	-7277	-3282	-2781	-4182	-4648	-1319	-2645
		保有耐力時引張軸力 N_u kN	-19204	-16494	-17868	-12696	-13387	-12095	-13839	-6430	-6383	-7772	-8438	-2132	-4573
		二次設計時 N_L+N_u kN	-13341	-9605	-9597	-7502	-6165	-6243	-7111	-3103	-1673	-2361	-4143	-495	-886
主筋量	一次 杭頭 %	0.99	0.65	0.74	0.67	0.47	0.46	0.55	0.76	1.00	0.81	0.75	0.55	0.40	
	一次 地中部 %	1.03	0.62	0.73	0.70	0.47	0.46	0.56	0.70	0.40	0.40	0.67	0.47	0.40	
	二次 杭頭 %	1.40	1.26	1.30	1.15	1.10	1.10	1.13	1.15	1.09	1.12	1.19	0.83	0.74	
	二次 地中部 %	1.61	1.14	1.24	0.97	0.85	0.87	0.93	0.78	0.63	0.68	0.90	0.40	0.40	
計算値	軸力 $N_t=N_L+2.5 \times N_e$ kN	-20462	-12251	-16912	-11719	-10216	-7946	-11465	-4878	-2243	-5044	-7325	-1661	-2926	
	$N_t/(N_L+N_u)$	1.53	1.28	1.76	1.56	1.66	1.27	1.61	1.57	1.34	2.14	1.77	3.35	3.30	
	n_1 ((2)式) 本	22.3	13.4	18.5	12.8	11.2	8.7	12.5	7.5	3.5	7.7	11.2	2.6	4.5	
	n_2 ((3)式) 本	27.5	27.5	27.5	24.5	24.5	24.5	24.5	10.4	10.4	10.4	10.4	7.2	10.2	
	引張定着筋 n [max(n_1, n_2)] 本	28	28	28	25	25	25	25	11	11	11	12	8	11	
引張定着筋 n の引張耐力を満足する杭頭主筋量 %	2.10	2.10	2.10	2.08	2.08	2.08	2.08	1.05	1.05	1.05	1.14	1.01	1.40		

ように終局時にもある程度の固定度を確保する配慮が必要である。

4. 引張定着筋量および杭体主筋量

上記のことを考慮した引張定着筋本数の算定方法を以下に示す。ここで、(2)式は引張軸力から決まる本数 n_1 、(3)式は軸力ゼロ時に固定度 0.5 を確保することを目標とした本数 n_2 であり、杭頭の固定度、回転剛性、地盤変形係数および杭体の剛性の関係から導いた略算式である。

$$\text{引張定着筋本数} : n = \max(n_1, n_2) \quad \dots (1)$$

$$n_1 = N_t / (a_s \cdot \sigma_y) \quad \dots (2)$$

$$n_2 = B^2 \times \sqrt[4]{E_0 \cdot B^{1/4}} / (285 \cdot \nu \cdot a_s) \quad \dots (3)$$

ここに、 N_t : 想定する二次設計時軸力で長期軸力に短期地震時の引張軸力変動量の 2.5 倍を累加した値(N)、 a_s : 引張定着筋断面積(mm²)、 σ_y : 引張定着筋の降伏点強度(N/mm²)、 B : 杭径(mm)、 E_0 : 地盤変形係数(N/mm²)、 ν : 絞り係数を示す。

表4に示すように、上式より算定した引張定着筋本数は、杭頭接合部を絞った場合には若干多めであるが、原設計と概ね対応している。なお、引張定着筋の設定方法としては、(3)式より杭頭接合部の絞り係数と鉄筋径を決め、(2)式を満足するように鉄筋強度を決めれば合理的となる。ただし、鉄筋強度を小さくし過ぎると早期に曲げ降伏することになるので注意しなければならない。

さらに、表4には(1)式より算定した引張定着筋の引張耐力を満足する杭頭主筋量を示した。原設計と比較してみると、杭頭接合部を絞らない場合の杭頭の主筋量は、平均してこの 1.0 倍程度であり、絞りを設けた建物の杭頭の主筋量は、この 0.6 倍程度である。また、上記より算定された主筋量は N_t から算定される主筋量を下回らないよ

表5 原設計における杭頭固定度

建物記号	軸力	設計用軸力(kN)		固定度	
		一次設計	二次設計	一次設計	二次設計
A	引張側	-544	-9597	0.548	0.220
	圧縮側	15837	24897	0.715	0.701
B	引張側	333	-6243	0.536	0.326
	圧縮側	12256	18842	0.693	0.683
C	引張側	1929	-1673	0.635	0.497
	圧縮側	8192	11794	0.762	0.735
D	引張側	1042	-886	0.559	0.496
	圧縮側	6768	10714	0.720	0.586

うにする。一方、地中部の主筋量は、応力算定において二次設計時に杭体を弾塑性モデルとしていることなどを考慮すると、杭頭と同程度にしておくことが安全といえる。

また、杭頭接合部より杭体の曲げ降伏が先行しないように主筋量を決める方法も考えられる。しかし、通常、杭頭の固定度を確保するために引張定着筋が多く配置されるので、杭頭接合部の曲げ耐力が大きくなり、このようにして算定した主筋量は、二次設計まで行った場合の主筋量より若干多めになると想定される。

5. まとめ

- 1) 保有耐力時の引張軸力変動量の上限值は、短期地震時の引張軸力変動量を 2.5 倍することで概ね評価できる。
- 2) 引張定着筋は、終局時の引張軸力および固定度を考慮して設定する必要がある。
- 3) 杭体の主筋量は、一次設計時より二次設計時のほうが多く必要とする場合があるため、二次設計を行わない場合には、十分な配慮が必要である。

なお、本検討はキャブテンパイル協会の活動の一環として行ったものである。

参考文献：1)吉松ほか:場所打ち杭用杭頭半固定工法の開発 その 1～その 9,日本建築学会大会学術講演梗概集,B-1,-pp.349～365,2006.9

*1 松井建設(株)
*2 (株)奥村組
*3 五洋建設(株)

*1 Matsui Construction
*2 Okumura Corporation
*3 Penta-Ocean Construction

*4 飛鳥建設(株)
*5 (株)長谷工コーポレーション

*4 Tobishima Corporation
*5 Haseko Corporation