

3. 設計基準

3.1 一般事項

本設計基準は、キャプリングパイル工法（略称：CP 工法）を用いて設計を行う場合の設計基準を示す。

(1) 設計条件

- ① 建物の用途、規模、構造形式などに対しての制限は無いが、杭頭曲げを処理できることが条件である。
- ② 杭種は既製杭を対象とする。
- ③ 本設計基準は許容応力度設計を行う際の基礎構造の検討に適用する。

(2) 適用範囲

1) 対象とする建物

建物規模、形状および構造種別等についての制限は特にない。但し、杭頭曲げ、引抜き等の処理については以下の条件を満足するものとする。

- ① 地震時における杭の水平抵抗によって杭頭固定度に応じた杭頭曲げが発生するため、杭の曲げ戻しモーメントの処理として基礎梁あるいはこれに類する抵抗部材を配置する。
- ② 杭頭部に引抜き力が発生する杭については基礎梁等を介して引抜き力を処理するか、杭頭部に中詰コンクリートと引張定着筋を設け、この鉄筋で引張力の伝達を行う。

2) 対象とする杭工法

対象とする杭工法は既製杭工法とする。

本工法で対象とする杭径は下記の通りである。

既製杭（PHC 杭、PRC 杭、SC 杭、鋼管杭等）

杭径 300mm～1200mm

設計基準強度 80N/mm²以上

※ 在来一般工法とは、杭頭鉄筋等をパイルキャップへ定着させた杭頭接合法及びこれに類する工法を言う。

3) 本工法以外の杭頭接合工法との併用

同一建物において、本工法と在来一般工法等※との併用は可能である。

(3) 準拠規準

本設計基準に記載の無い事項については、以下の規準および指針等に準拠すること。

- ・ 2015 年版 建築物の構造関係技術規準解説書 国土交通省住宅局建築指導課、2015.6
- ・ 建築基礎構造設計指針 日本建築学会、2001.10
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 日本建築学会、2010.2
- ・ 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 日本建築学会、2014.1

3.2 設計方針

(1) 設計法

- ① 基礎・杭・杭頭接合部の設計は、許容応力度設計とする。
- ② 外力は長期・短期を設定し、それぞれ各部位が許容応力度以内であることを確認する。
- ③ 杭体の応力・変形の算出方法は次の2ケースとし、各々の設計条件に応じ選択する。
 - ・ 略算解析法（固定度を考慮した Chang の方法を用いる）

地盤がほぼ均一であり、十分長い杭 ($\beta L \geq 3.0$) の場合に用いる。
 - ・ 精算解析法（杭頭回転ばね、杭、地盤を線材又はばねにモデル化し、多層地盤解析を行う）

地盤が不均一で、水平地盤反力係数が著しく変化している場合及び、短杭 ($\beta L < 3.0$) の場合に用いる。
- ④ PC リング以外の部材(杭、パイルキャップ、基礎梁等)についての材料強度及び許容応力度は、前述の準拠基準による。

(2) 杭頭接合部の設計の要点

- ① 上部構造から杭に伝達される力及び杭頭からパイルキャップ、基礎梁へ戻される力の処理の方法は以下とする。
 - ・ 軸力：圧縮力の場合はパイルキャップから杭頭接合面を介して杭へ直接伝達される。引張力の場合には、引張定着筋によりパイルキャップへ伝達される。
 - ・ せん断力：接合面摩擦によって直接杭に伝達される成分もあるが、短期設計時はすべて PC リングにせん断力を負担させる。
 - ・ 杭頭曲げ：引張定着筋がない場合には、引張側の杭体と PC リングとの摩擦抵抗は無視し、圧縮側について PC リングと接合面の支圧にて抵抗させ、引張定着筋がある場合にはさらに引張定着筋の曲げ抵抗力を考慮する。
- ② 杭体と PC リングのせん断力の検定

PC リングの許容せん断力が、杭体からの作用せん断力を上回っていることを確認する。

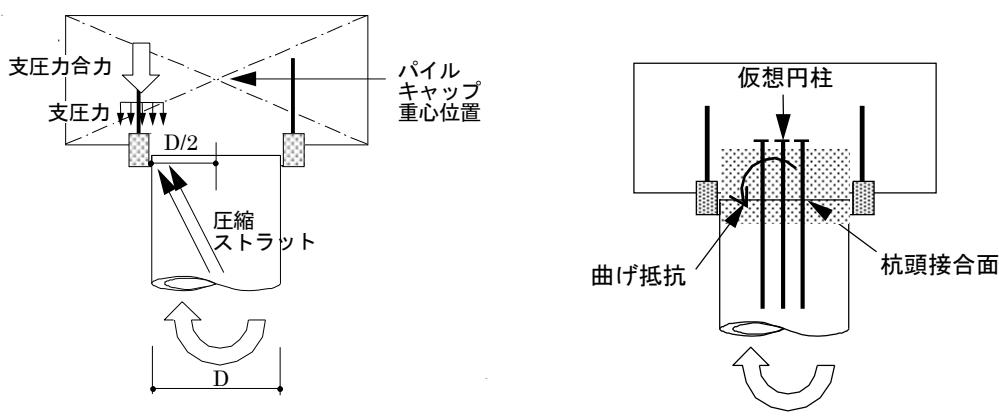


図 3-1 曲げモーメント伝達

3.3 設計フロー

(1) 全体フロー

一般的な設計フローとして図 3-2 に示す。PC リングは杭径・必要せん断耐力に応じて選択し、せん断検定を行う。

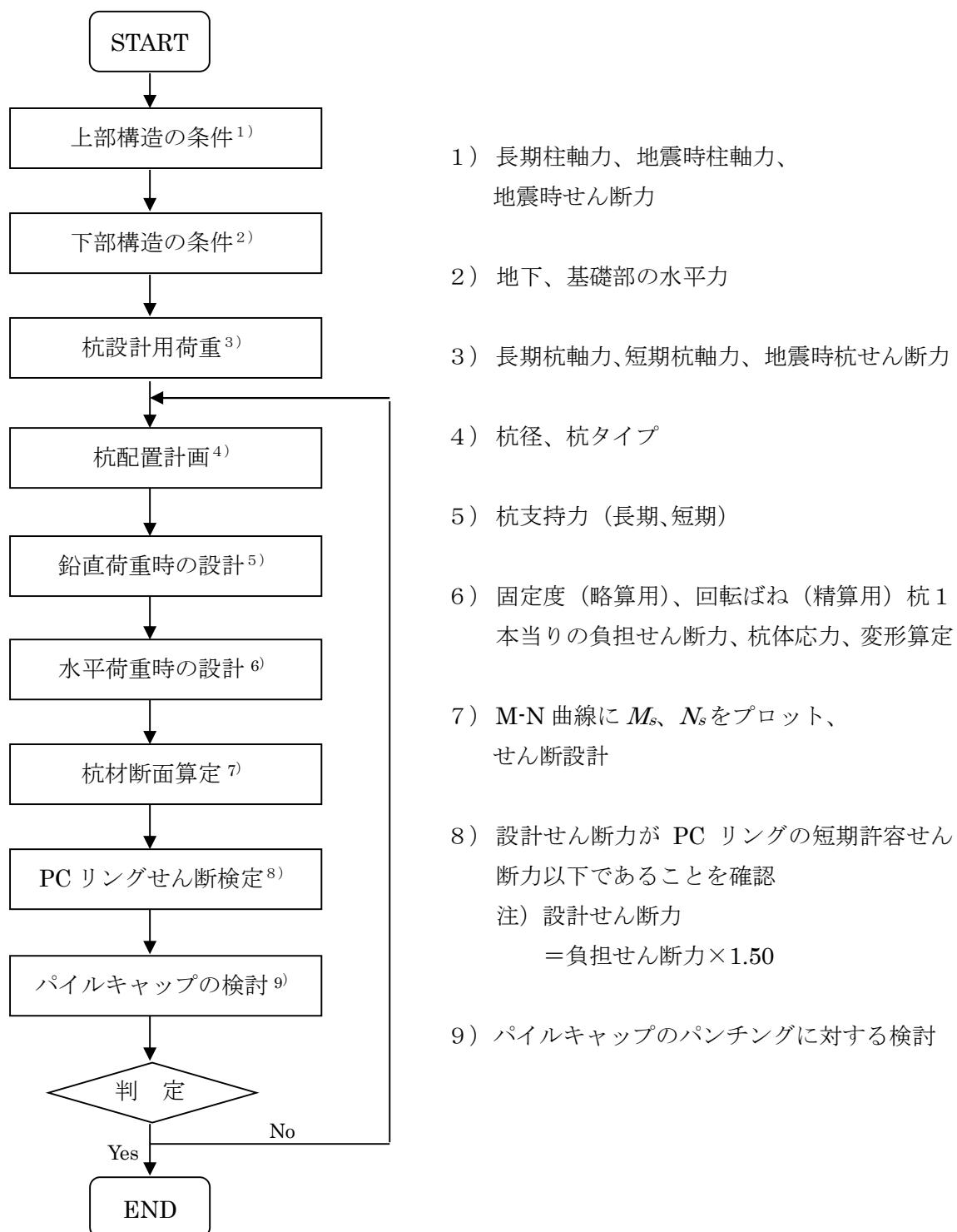
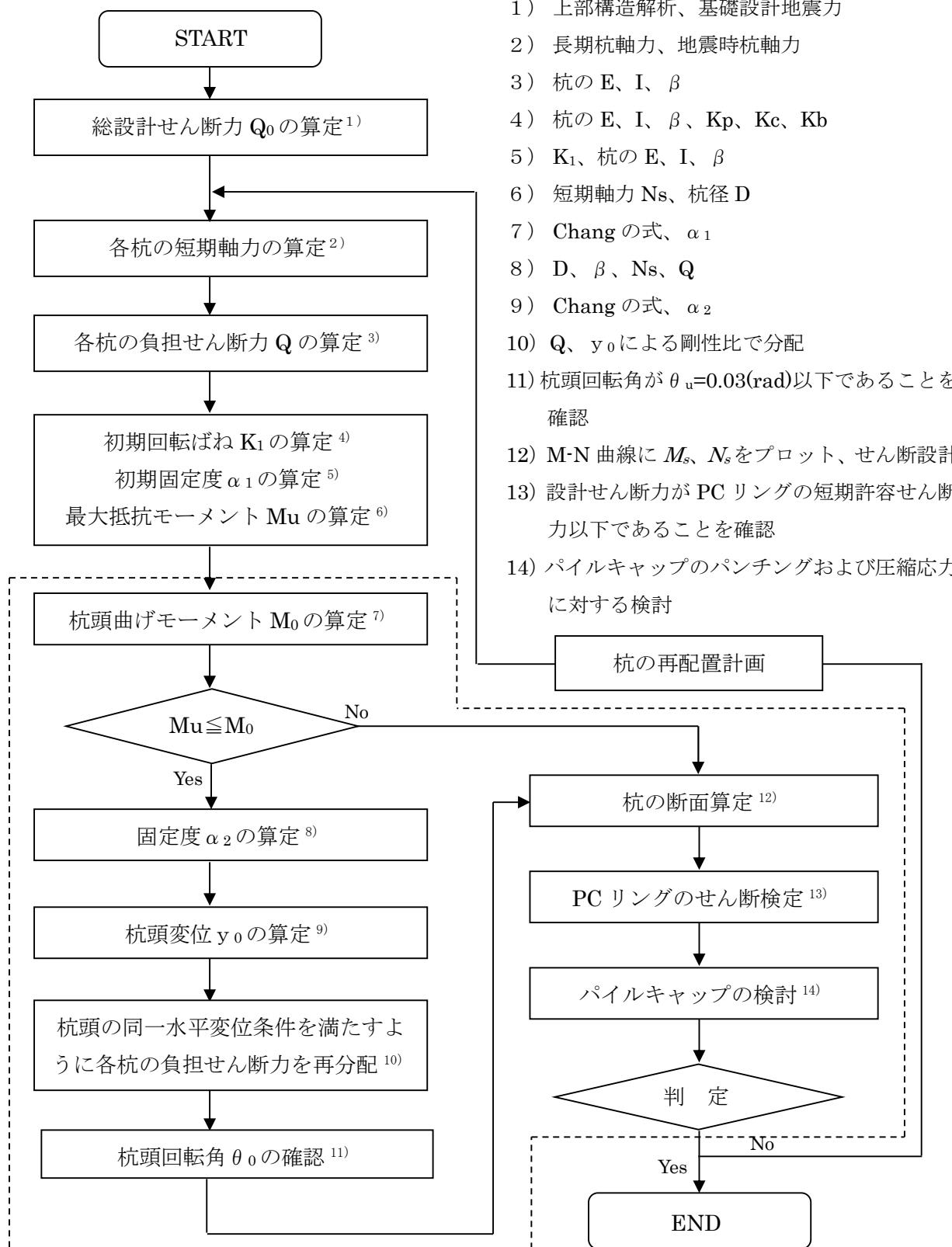


図 3-2 PC リング設計フロー

(2) 略算解析法・精算解析法

略算解析法および精算解析法の応力解析と断面算定についてのフローを図3-3に示す。



※ 精算解析法では破線内を伝達マトリクス法を用いて解析を行う。

図3-3 略算解析法の設計フロー

3.4 杭頭接合部の回転ばね評価法

(1) 回転ばねの算定

キャプリングパイル工法による杭頭接合部の回転ばねは、杭頭曲げモーメント M_0 と杭頭回転角 θ_0 の関係で表す。 $M_0 - \theta_0$ 関係は、図 3-4 に示すようにバイリニアでモデル化する。初期回転剛性 K_i 及び最大抵抗モーメント M_u は以下に示す方法で算定する。なお、限界回転角 θ_u は実験結果及び設計許容範囲等を考慮し、0.03rad とする。

K_i と M_u は、引張定着筋の有無、軸力の方向（圧縮／引張）に応じて表 3-1 に示す式にまとめられる。以下、軸力 N は圧縮を正とする。

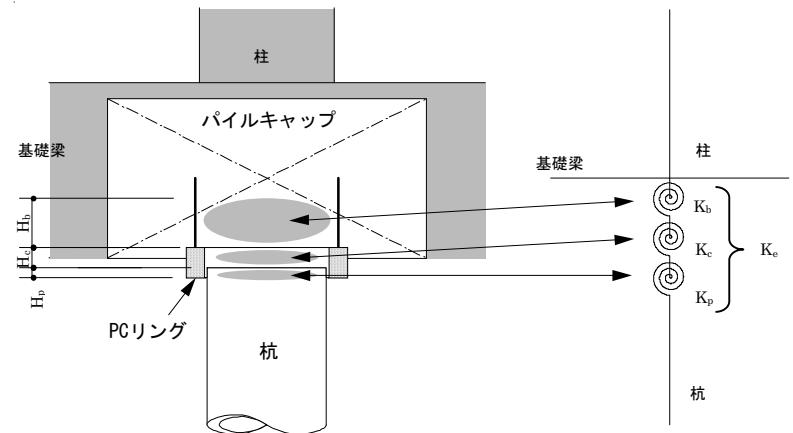
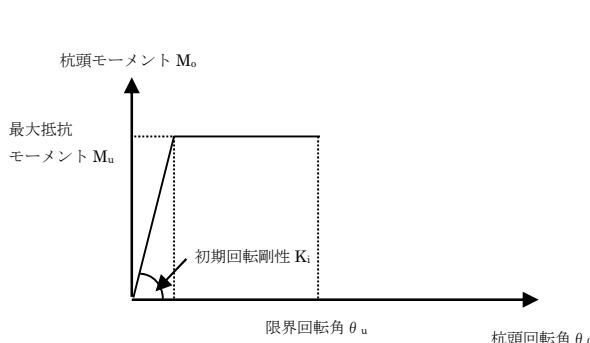


図 3-4 杭頭回転ばねモデル

1) 杭頭回転ばね評価一覧

表 3-1 杭頭回転ばね評価

引張定着筋	杭頭軸力	杭頭回転ばね (K_i)	最大抵抗モーメント (M_u)
なし	圧縮のみ	$K_i = K_e = \frac{1}{1/K_p + 1/K_c + 1/K_b}$	$M_u = \frac{D}{2} \cdot N$
	圧縮		$M_u = \frac{D}{2} \cdot N + M_r$
あり	引張	$\left(\frac{ N - N_{ty}}{N_{ty}} \right)^2 + \left(\frac{K_e - K_i}{K_e - K_{ty}} \right)^2 = 1$ $(0 < N \leq N_{ty})$ $K_i = K_{ty} \quad (N_{ty} < N \leq N_y)$ <p>ここで、</p> $N_{ty} = N_y \left(\frac{D}{D + D_c} \right)$ $N_y = n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y$ $K_{ty} = \frac{D_c \cdot Z \cdot E_s}{2 \cdot D}$	$M_u = M_r \left(1 - \frac{ N }{N_y} \right)$

2) 初期回転剛性 (K_e) の算定

杭頭接合部の初期回転剛性の評価は、軸力の方向によって次の2ケースに区分される。

① 圧縮軸力のケース (引張定着筋なし、あり)

PC リング内の杭体部、コンクリート及びパイルキャップ部コンクリートの各回転ばねを直列に繋いだ剛性で評価する。初期回転剛性モデルを図 3-5 に示す。
算定式を (3-1) 式に示す。

$$K_i = K_e = \frac{1}{1/K_p + 1/K_c + 1/K_b} \quad \text{----- (3-1)}$$

K_p : 杭体部分の回転剛性 (kN·m/rad)

$$K_p = E_p \cdot I_p / H_p \quad \text{----- (3-2)}$$

E_p : 杭体のヤング係数 (kN/m²)

I_p : 杭体の断面二次モーメント (m⁴)

H_p : 杭体と PC リングとの重なり長さ (m)

K_c : PC リング内コンクリート部分の回転剛性 (kN·m/rad)

$$K_c = E_c \cdot I_c / H_c \quad \text{----- (3-3)}$$

E_c : PC リングに囲まれたパイルキャップコンクリートのヤング係数 (kN/m²)

I_c : PC リング内側コンクリートの断面二次モーメント (m⁴)

H_c : 杭頭接合面から PC リング上端までの長さ (m)

K_b : パイルキャップ部分で杭頭回転に寄与する仮想円柱の回転剛性 (kN·m/rad)

$$K_b = E_b \cdot I_b / H_b \quad \text{----- (3-4)}$$

E_b : パイルキャップコンクリートのヤング係数 (kN/m²)、 $E_b = E_c$ とする。

I_b : 仮想円柱の断面二次モーメント (m⁴) $I_b = I_c$ とする。

H_b : 仮想円柱の高さ (m)

$$H_b = D/2 \quad \text{----- (3-5)}$$

D : 杭径 (m)

② 引張軸力のケース（引張定着筋ありの場合のみ）

引張軸力下における初期回転剛性 K_i は、圧縮縁ひずみがゼロかつ引張定着筋が降伏する図 3-6 に示す応力状態時の曲げモーメントと曲率から求めた回転角で曲げモーメントを除して初期回転剛性 K_{ty} を算出する。この K_{ty} を下限として、各軸力における初期回転剛性 K_i を算定する。

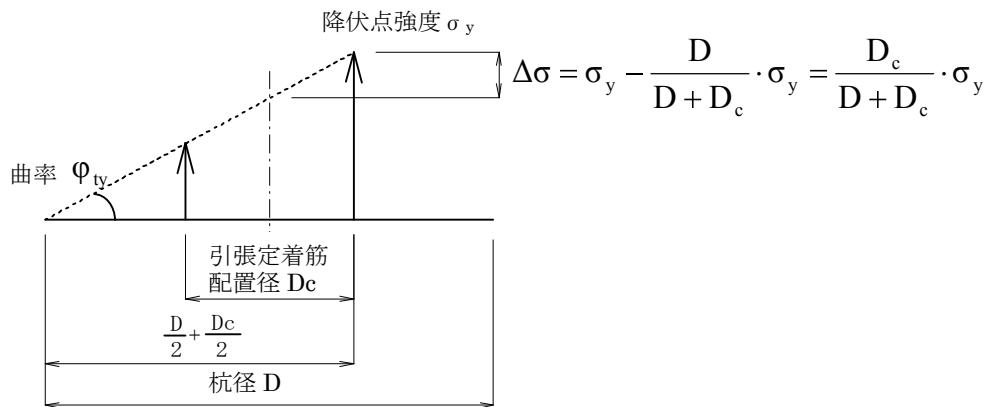


図 3-6 初期回転剛性の下限 K_{ty} 評価時の応力状態

図 3-6 における回転角を次式で算定する。

$$\theta_{ty} = \int_0^D \phi_{ty} \cdot dx = \phi_{ty} \cdot D \quad \dots \quad (3-6)$$

曲率 Φ_{ty} は次式である。

$$\varphi_{ty} = \frac{\sigma_y/E_s}{D/2 + D_c/2} = \frac{2\sigma_y}{E_s(D + D_c)} \quad (3-7)$$

また、モーメント M_{ty} は次式となる。

$$M_{ty} = \frac{\sigma_y \cdot D_c \cdot Z}{D + D_c} \quad \text{----- (3-8)}$$

ただし、 Z は引張定着筋を等価な円環配置と仮定した場合の断面係数であり、次式で計算する。

$$Z = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{D_c^4 - (D_c^2 - 4/\pi \cdot n_s \cdot a_s)^2}{D_c} \quad \dots \quad (3-9)$$

ここで、 n_s は引張定着筋本数、 a_s は引張定着筋 1 本の断面積 (mm^2) である。

したがって、初期回転剛性の下限値 K_{tv} は (3-10) 式で得られる。

$$K_{ty} = \frac{M_{ty}}{\theta_{ty}} = \frac{D_c \cdot Z \cdot E_s}{2 \cdot D} \quad \dots \quad (3-10)$$

以上から、引張軸力を受ける場合の初期回転剛性 K_i は次式にまとめられる。

a. $0 < |N| \leq N_{ty}$ の時

$$\left(\frac{|N| - N_{ty}}{N_{ty}} \right)^2 + \left(\frac{K_e - K_i}{K_e - K_{ty}} \right)^2 = 1 \quad \dots \quad (3-11)$$

b. $N_{ty} < |N| \leq N_y$ の時

$$K_i = K_{ty} \quad \dots \quad (3-12)$$

$$\text{ここで、 } N_{ty} = n_s \cdot a_s \cdot \frac{D}{D + D_c} \sigma_y = N_y \left(\frac{D}{D + D_c} \right) \quad \dots \quad (3-13)$$

$$N_y = n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y \quad \dots \quad (3-14)$$

(2) 最大抵抗モーメント M_u の算定

杭頭回転ばね評価の回転ばねに対応させ、最大抵抗モーメントの評価を行う。なお、軸力 N は圧縮を正とする。

① 圧縮軸力時

$$M_u = N \cdot \frac{D}{2} \quad \dots \quad (3-15)$$

ただし、引張定着筋がある場合は次式を用いる。

$$M_u = N \cdot \frac{D}{2} + M_r \quad \dots \quad (3-16)$$

$$\text{ここで、 } M_r = n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y \cdot \frac{7}{8} \cdot \frac{D}{2} \quad \dots \quad (3-17)$$

② 引張軸力時 (引張定着筋がある場合のみ)

$$M_u = M_r \left(1 - \frac{|N|}{N_y} \right) \quad \dots \quad (3-18)$$

(3) 固定度の算定

略算解析法の場合に用いる杭頭回転ばね評価として、算定した初期回転剛性 (K_e) と最大抵抗モーメント (M_u) で規定されるバイリニアモデルをベースとし、杭頭モーメント (M_0) が $M_0 < M_u$ のケースと $M_0 = M_u$ のケースについてそれぞれ α_1 (初期固定度)、 α_2 (2 次固定度) を算定する。

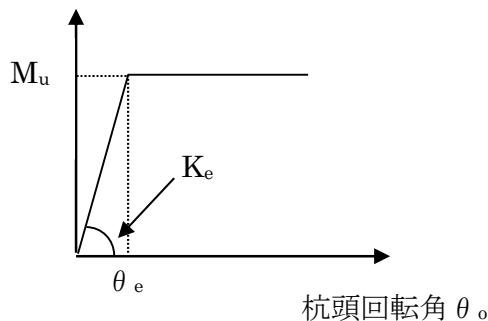
Chang の式に示されている以下の式を用いて求める。

$$\theta_0 = \frac{M_0}{K_e} = \frac{Q}{2EI\beta^2} (1 - \alpha)$$

$$M_0 = \frac{Q}{2\beta} \alpha$$

ここで \bar{K}_e は下図に示す。

杭頭モーメント M_0



1) 圧縮軸力の場合

① 初期固定度

$$\alpha_1 = \frac{K_e}{E_p \cdot I_p \cdot \beta + K_e} \quad \text{----- (3-19)}$$

E_p : 杭体のヤング係数 (kN/m^2)

I_p : 杭体の断面 2 次モーメント (m^4)

β : 杭の特性値 ($1/\text{m}$)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot D}{4 E_p \cdot I_p}}$$

k_h : 水平地盤反力係数 (kN/m^3)

D : 杭径 (m)

$$K_e = \frac{1}{1/K_p + 1/K_c + 1/K_b}$$

② 2次固定度

$$\alpha_2 = \frac{2\beta}{Q} \left(N \cdot \frac{D}{2} + M_r \right) \quad \dots \quad (3-20)$$

N : 杭頭軸力 (kN)

$$M_r = n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y \cdot \frac{7}{8} \cdot \frac{D}{2} \quad (\text{注: 引張定着筋なしの時は } M_r = 0 \text{ とする。})$$

2) 引張軸力の場合 (引張定着筋あり)

① 初期固定度

$$\alpha_1 = \frac{K_e}{E_p \cdot I_p \cdot \beta + K_e} \quad \dots \quad (3-21)$$

$$K_e = \begin{cases} K_e - (K_e - K_{ty}) \sqrt{1 - \left(\frac{|N| - N_{ty}}{N_{ty}} \right)^2} & (0 < |N| \leq N_{ty}) \\ K_{ty} & (N_{ty} < |N| \leq N_y) \end{cases}$$

$$K_y = \frac{D_c \cdot Z \cdot E_s}{2D} \quad N_{ty} = N_y \frac{D}{D + D_c}$$

② 2次固定度

$$\alpha_2 = \frac{2\beta}{Q} \cdot M_r \left(1 - \frac{N}{N_y} \right) \quad \dots \quad (3-22)$$

$$N_y = n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

※ 定着筋仕様は「2. 工法標準仕様」2.3(4) を参照

(4) 引張定着筋の抵抗曲げモーメント M_r

$$\text{抵抗曲げモーメント} : M_r = \frac{7D}{16} n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

表 3-2 抵抗曲げモーメント一覧(kN·m)

SD345											
配筋 No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
D (mm)	300	39									
	350	45									
	400	52	69								
	450	58	78	97							
	500	65	86	108							
	600	78	104	130	156	184					
	700	91	121	151	182	214	268				
	800	104	138	173	208	245	306	367			
	900	117	156	195	234	275	344	413	539		
	1000	130	173	216	259	306	382	459	599		
	1100	143	190	238	285	337	421	505	659	791	
	1200	156	208	260	311	367	459	551	719	863	1032
Dc(mm)		110	180	180	180	230	230	230	300	300	360

SD390											
配筋 No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
D (mm)	300										
	350	51									
	400	59	78								
	450	66	88								
	500	73	98	122							
	600	88	117	147	176	208					
	700	103	137	171	205	242					
	800	117	156	196	235	277	346				
	900	132	176	220	264	311	389	467			
	1000	147	196	245	293	346	432	519	678		
	1100	161	215	269	323	380	476	571	745		
	1200	176	235	293	352	415	519	622	813	976	
Dc (mm)		110	180	180	180	230	230	230	300	300	360

※配筋 No における鉄筋仕様は、「2. 工法標準仕様」2.3(4) を参照

3.5 杭体応力・変形算定法

略算解析法または精算解析法による杭体応力・変形算定を以下に示す。

(1) 略算解析法

Chang の式を用いて杭体応力および杭頭変位を算定する。各杭の固定度は水平力に応じて変化するため、設計例に示すような応力再分配が必要となる。

$$\text{杭頭変位 } y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} \quad (\text{m}) \quad \text{-----} \quad (3-23)$$

$$\text{杭頭回転角 } \theta_0 = -\frac{Q}{2EI\beta^2} (1 - \alpha_r) \quad (\text{rad}) \quad \text{-----} \quad (3-24)$$

$$\text{杭頭モーメント } M_0 = \frac{Q}{2\beta} R_{M0} \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \quad \text{-----} \quad (3-25)$$

$$\text{地中部最大曲げモーメント } M_{\max} = -\frac{Q}{2\beta} R_{\max} \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \quad \text{-----} \quad (3-26)$$

$$\text{地中部最大曲げモーメント発生深さ } l_m = -\frac{1}{\beta} R_{lm} \quad (\text{m}) \quad \text{-----} \quad (3-27)$$

但し、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h B}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1})$$

$$R_{y0} = 2 - \alpha_r$$

$$R_{M0} = \alpha_r$$

$$R_{\max} = \exp \left[-\tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - \alpha_r} \right) \right] \sqrt{(1 - \alpha_r)^2 + 1}$$

$$R_{lm} = \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - \alpha_r} \right)$$

ここで、

Q : 杭頭の水平力 (kN)

K_h : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B : 杭径 (m)

E : 杭のヤング係数 (kN/m²)

I : 杭の断面二次モーメント (m⁴)

α_r : 杭頭の固定度(固定のとき 1、ピンのとき 0)

(注)上記算定式は半無限長の場合に適用でき、有限長の場合は別途短杭としての計算による。

(2) 精算解析法

杭、地盤、杭頭ばねをモデル化した解析モデルにて荷重増分解析を行い、杭体応力および杭頭変位を算定する。

精算解析法としては、伝達マトリクス法による解析方法がある。伝達マトリクス法は以下に示す条件下で適用する。

- ① 多層地盤
- ② 杭変位による地盤反力係数の低減を考慮

1) 解析モデル

杭を線材、地盤を水平ばねに置換し、杭頭ばねを非線形回転ばねとする。

解析モデルは、地震力を負担する全ての杭をモデル化し、杭頭変位が同一水平変位をなるよう設定する。

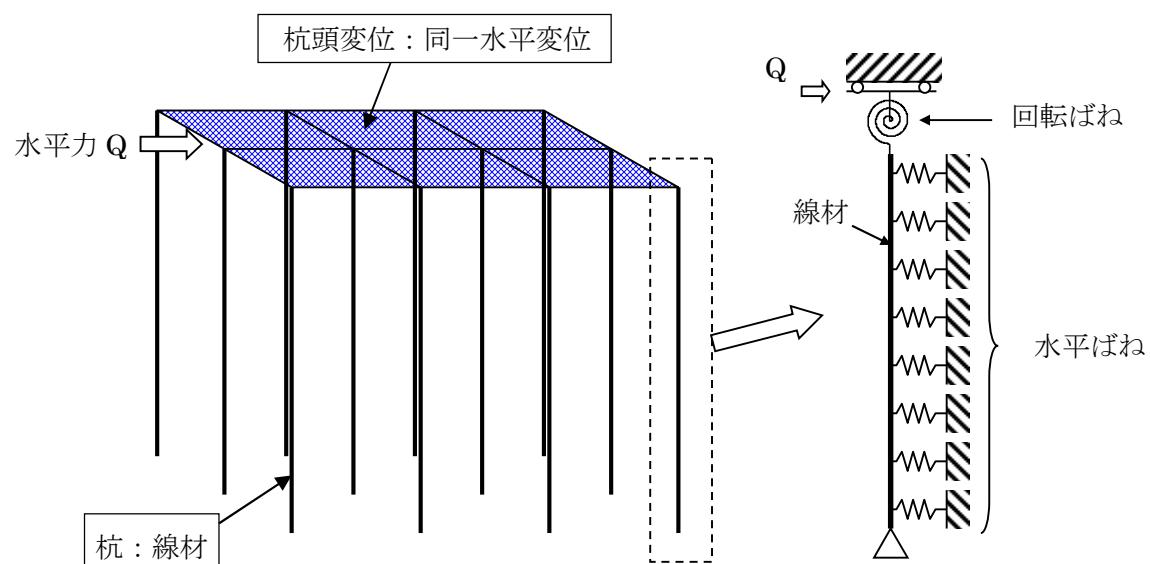


図 3-7 解析モデル

3.6 基礎定着部検討

(1) パンチングに対する検討

パンチングに対する検討は、設計した建物の部材配置状況に応じて検討を行う。代表的な応力について以下に示す。

1) 軸方向の押込み力に対する応力

杭の直上に柱、若しくは基礎梁がない場合は、図 3-8(a)に示す応力に対して検討を行うこと。

2) 複数杭の場合の曲げせん断応力

複数杭で柱直下に杭がない場合は、図 3-8(b)に示す応力に対して検討を行うこと。

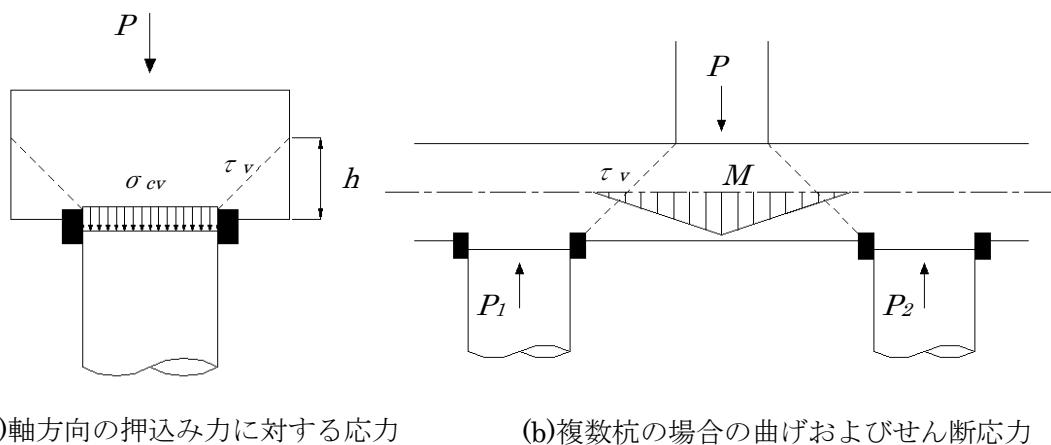


図 3-8 杭頭接合部に発生する各種応力

3.7 設計例

3.7.1 杭頭に引張力が生じない場合

(1) 建物概要

用 途 : 事務所ビル
 階 数 : 地上 3 階、地下なし
 スパン : 長辺方向 $6m \times 3$ スパン、短辺方向 $8m \times 2$ スパン
 構造種別 : 鉄筋コンクリート造
 構造形式 : 純ラーメン構造
 基礎構法 : 杭基礎
 杭 : 既製杭 (PHC 杭 A 種、 800ϕ 、杭実長 20m)
 支持層 : 細砂層

(2) 杭配置

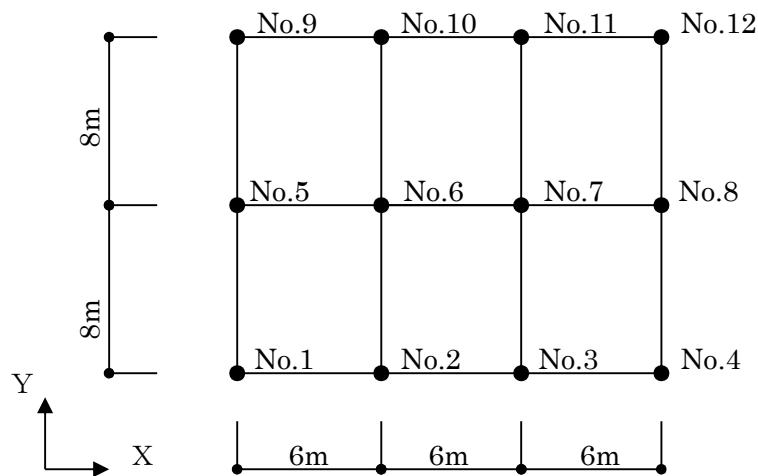
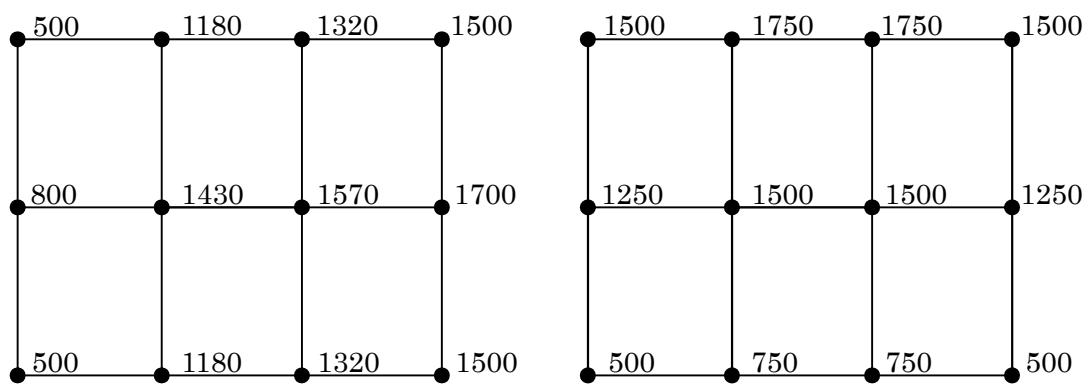


図 3-9 杭配置図

(3) 杭設計用短期軸力



(a) X 方向加力時

(b) Y 方向加力時

図 3-10 短期軸力(kN)

(4) 設計せん断力

杭全体に作用する設計せん断力 $Q_0 = 2520 \text{ kN}$

基礎の根入れ低減 $D_f = 1.60\text{m} \leq 2.0\text{m}$ なので根入れ効果による低減を行わない。

設計例では、剛床仮定とし、杭径が同一なので杭 1 本当りの負担せん断力は杭全体に作用する設計せん断力 Q_0 を杭本数 n で割った値となる。

杭 1 本当りの負担せん断力 $Q_p = 2520/12 = 210 \text{ kN}$

(5) 初期回転剛性 K_e の算定

杭体のヤング係数 $E_p = 39200 \text{ N/mm}^2 = 3.92 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

杭体の断面二次モーメント $I_p = 1.46 \times 10^{-2} \text{ m}^4$

杭体と PC リングの重なり長さ $H_p = 0.07\text{m}$

$$\therefore K_p = E_p \cdot I_p / H_p = 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} / 0.07 = 8.17 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

パイルキャップコンクリートのヤング係数 $E_c = 25700 \text{ N/mm}^2 = 2.57 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

PC リング内側コンクリートの断面二次モーメント $I_c = 2.01 \times 10^{-2} \text{ m}^4$

杭頭接合面から PC リング上端までの長さ $H_c = 0.15 - 0.07 = 0.08 \text{ m}$

$$\therefore K_c = E_c \cdot I_c / H_c = 2.57 \times 10^7 \times 2.01 \times 10^{-2} / 0.08 = 6.46 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

パイルキャップコンクリートのヤング係数 $E_b = 25700 \text{ N/mm}^2 = 2.57 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

仮想円柱の断面二次モーメント $I_b = 2.01 \times 10^{-2} \text{ m}^4$

仮想円柱の高さ $H_b = D/2 = 0.4\text{m}$

$$\therefore K_b = E_b \cdot I_b / H_b = 2.57 \times 10^7 \times 2.01 \times 10^{-2} / 0.4 = 1.29 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$K_i = K_e = \frac{1}{1/K_p + 1/K_c + 1/K_b} = \frac{1}{1/(8.17 \times 10^6) + 1/(6.46 \times 10^6) + 1/(1.29 \times 10^6)} \\ = 9.51 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

(6) 初期固定度 α_1 の算定

この設計例では地盤反力係数 $k_h = 20000 \text{ kN/m}^3$ ($\approx 2.0 \text{ kg/cm}^3$) として算定する。

$$k_h = 20000 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot D}{4 E_p \cdot I_p}} = \sqrt[4]{\frac{20000 \times 0.8}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2}}} = 0.289(\text{m}^{-1})$$

$$\therefore \alpha_1 = \frac{K_i}{E_p \cdot I_p \cdot \beta + K_i} = \frac{9.51 \times 10^5}{3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289 + 9.51 \times 10^5} = 0.85$$

(7) 最大抵抗モーメント Mu の算定

最大抵抗モーメント Mu の算定結果を表 3-3 に示す。

算定式 $M_u = N \cdot D/2$

表 3-3 最大抵抗モーメント Mu の算定結果

X 方向 ; 正加力時

杭 No.	杭径 D(m)	軸力 N (kN)	最大抵抗モーメント Mu (kN·m)
1	0.8	500	200
2	0.8	1180	472
3	0.8	1320	528
4	0.8	1500	600
5	0.8	800	320
6	0.8	1430	572
7	0.8	1570	628
8	0.8	1700	680
9	0.8	500	200
10	0.8	1180	472
11	0.8	1320	528
12	0.8	1500	600

(8) 杭体応力・変位算定

設計例では、略算解析法を用いて杭体応力・変位を算定する。

① 杭頭モーメント M_0 の算定

$$Q = 210 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{M0} = \alpha_r = 0.85$$

$$M_0 = \frac{Q}{2\beta} R_{M0} = \frac{210}{2 \times 0.289} \times 0.85 = 309 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

② 地中部最大曲げモーメント M_{max} の算定

$$R_{max} = \exp \left[-\tan^{-1} \left(\frac{1}{1-\alpha_r} \right) \right] \sqrt{(1-\alpha_r)^2 + 1} = \exp \left[-\tan^{-1} \left(\frac{1}{1-0.85} \right) \right] \sqrt{(1-0.85)^2 + 1}$$

$$= 0.244$$

$$M_{max} = -\frac{Q}{2\beta} R_{max} = -\frac{210}{2 \times 0.289} \times 0.244 = -88.7 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

地中部最大曲げモーメント発生深さ

$$R_{lm} = \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - \alpha_r} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - 0.85} \right) = 1.42$$

$$lm = -\frac{1}{\beta} R_{lm} = -\frac{1}{0.289} \times 1.42 = -4.93(m)$$

③ Mu との比較と固定度 α_2 の算定

杭頭曲げモーメント M_0 と最大抵抗モーメント Mu との比較を行い、 M_0 が Mu を超えている場合は、固定度 α_2 (算定式 ; $\alpha_2 = D \cdot \beta \cdot N_0 / Q_0$) を算定して杭頭変位 y_0 を求め、杭頭変位が同一となるように各杭の負担せん断力の算定を行う。

設計例では、No.1、No.9 の杭において、 $M_0 \geq Mu$ の関係にあるので固定度 α_2 を算定し、杭頭変位 y_0 を求めて応力再分配を行った上で設計応力を算定する。

表 3-4 Mu と M_0 の比較

杭 No.	最大抵抗モーメント $Mu(kN \cdot m)$	判定	杭頭曲げモーメント $M_0(kN \cdot m)$	α_2 の算定
1	200	\leq	309	-----> α_2 の算定
2	472	$>$	309	
3	528	$>$	309	
4	600	$>$	309	
5	320	$>$	309	
6	572	$>$	309	
7	628	$>$	309	
8	680	$>$	309	
9	200	\leq	309	-----> α_2 の算定
10	472	$>$	309	
11	528	$>$	309	
12	600	$>$	309	

→上記算定結果より、No.1 と No.9 の杭について固定度 α_2 を算定する。

表 3-5 固定度 α_2 の算定

杭 No	D(m)	N (kN)	β (m-1)	Qp(kN)	固定度 α_2
1	0.8	500	0.289	210	0.55
9	0.8	500	0.289	210	0.55

④ 杭頭変位の算定

a) Mu を超えない杭

固定度 α_1 を用いて、chang の式により算定する。

設計例では、No1 と No.9 以外の杭の杭頭変位が以下の値となる。

$$\alpha = \alpha_1 = 0.85$$

$$E_p = 39200 \text{ N/mm}^2 = 3.92 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$I_p = 1.46 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\beta = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{y_0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.85 = 1.15$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y_0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289^3} \times 1.15 \times 10^3 = 4.36 \text{ (mm)}$$

b) Mu を超えた杭

固定度 α_2 を用いて、chang の式により算定する。

設計例では、No1 と No.9 の杭の杭頭変位が以下の値となる。

$$R_{y_0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.55 = 1.45$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y_0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289^3} \times 1.45 \times 10^3 = 5.51 \text{ (mm)}$$

⑤ 各杭の負担せん断力の再分配

設計例では、No.1、No.9 の杭の固定度に変化が生じたため、各杭の負担せん断力の再分配を行う。

尚、負担せん断力の再分配は、杭の水平剛性に応じて行う。

再分配した結果を表 3-6 に示す。

表 3-6 各杭の負担せん断力

杭 No	杭本数	y_0 (mm)	剛 比	Q_p (kN)
No.1、No.9	2	5.51	0.79	172
上記以外	10	4.36	1.00	218
合計	12			$\Sigma Q = 2520$

⑥ 設計応力

③～⑤で行った計算を各杭の杭頭変位の差が小さくなるまで収斂計算を行い、負担せん断力 Q_p と固定度 α を求める。これらの値を元に Chang の式を用いて設計応力を算定する。収斂計算を行った算定結果を表 3-7 に示す。但し、 M_u を超えた杭の設計曲げモーメント M_D は $M_D = M_u$ とする。

表 3-7 算定結果

杭 No	Q_p (kN)	固定度 α	M_0 (kN·m)	y_0 (mm)	θ_0 ($\times 10^{-3}$ rad)
No.1、No.9	181	0.63	199	4.50	0.694
上記以外	216	0.85	318	4.48	0.334

上記算定結果では杭頭変位がほぼ等しく、杭頭の同一水平変位が成立していると判断でき、表 3-9 の応力を設計応力とする。

尚、杭頭回転角 θ_0 が $\theta_u (= 3.0 \times 10^{-2} \text{ rad})$ 以下であることも確認した。

(9) 断面算定

1) 杭の断面検定

杭の断面算定は、曲げ・軸力およびせん断について行う。

設計例では、代表例として No.1 と No.8 の杭について以下に示す。

① 曲げモーメントと軸力に対する断面検定

$M-N$ 曲線にて、設計応力が許容応力以内であることを確認する。

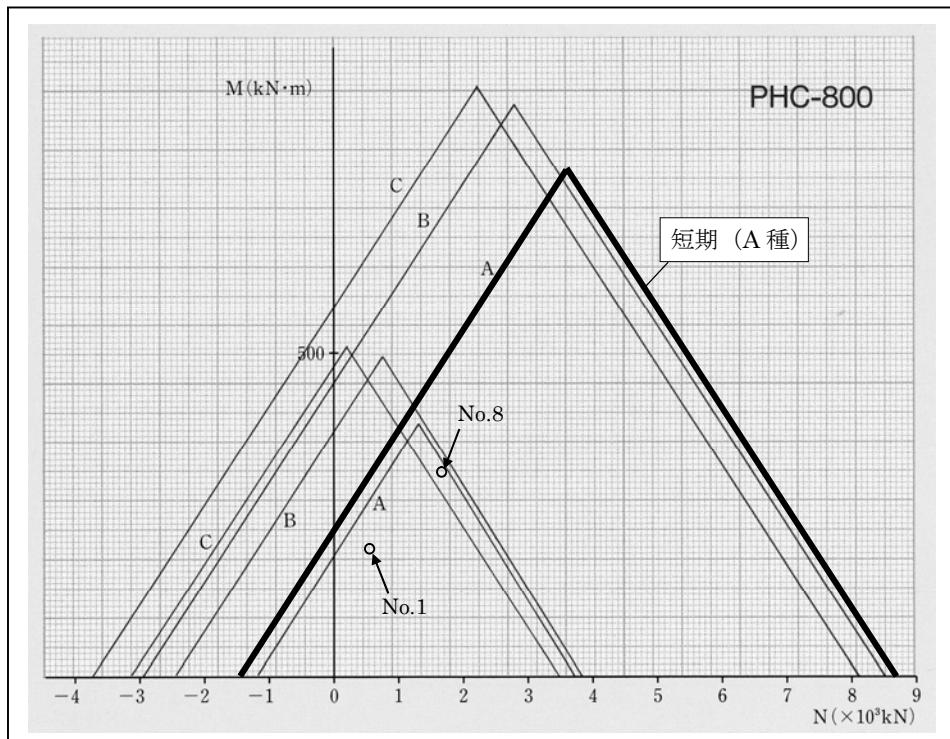


図 3-11 PHC 杭 (800 φ) の $M-N$ 曲線

∴図 3-11 より、杭の設計応力が短期許容応力以内であることが確認できる。

② せん断力に対する断面検定

短期設計せん断力が杭の短期許容せん断力以下であることを確認する。

設計例では、No.6 にて検定を行う。

- ・短期設計せん断力 $sQ_D = 216 \times 1.5 = 324 \text{ kN}$
- ・短期許容せん断力 $sQ_a = 326 \text{ kN}$ (表 3-8 による。)

$$\therefore \text{余裕度 } sQ_a/sQ_D = 326/324 = 1.01 \geq 1.0 \quad \text{OK}$$

2) PC リングのせん断力に対する断面検定

短期設計せん断力が PC リングの短期許容せん断力以下であることを確認する。

設計例では、No.6 にて検定を行う。

- ・PC リング用短期設計せん断力 $sQ_D = 216 \times 1.5 = 324 \text{ kN}$
(2 次設計を行う場合には、 $sQ_D = 216 \text{ kN}$)
- ・PC リングの短期許容せん断力 $sQ_r = 760 \text{ kN}$ (表 3-9 による)
(既製杭、800 ϕ 用)

$$\therefore \text{余裕度 } sQ_r/sQ_D = 760/324 = 2.35 \geq 1.0 \quad \text{OK}$$

3) 基礎のパンチングに対する検討

本設計例では、杭の直上に柱があるので、検討を省略する。

表 3-8 既製杭の短期許容せん断力

D (mm)	t (mm)	S_0 (cm^3)	I (cm^4)	EQ_{p4} (kN)	EQ_{p8} (kN)	EQ_{p10} (kN)
300	60	1764	34610	63.3	83.6	92.1
350	60	2559	59930	75.6	99.8	109.9
400	65	3693	99580	94.3	124.4	137.1
450	70	5111	156000	114.9	151.7	167.1
500	80	7141	241200	145.4	191.9	211.3
600	90	11830	483400	197.9	261.1	287.6
700	100	18170	871800	258.1	340.7	375.2
800	110	26410	1455000	326.0	430.3	473.9
900	120	36790	2289000	401.7	530.1	583.9
1000	130	49560	343700	485.0	640.1	705.0

t : 杭厚さ

 S_0 : 杭の断面一次モーメント

I : 杭の断面二次モーメント

 EQ_{p4} : $\sigma_e=4.0(\text{N/mm}^2)$ 時の短期許容せん断力 EQ_{p8} : $\sigma_e=8.0(\text{N/mm}^2)$ 時の短期許容せん断力 EQ_{p10} : $\sigma_e=10.0(\text{N/mm}^2)$ 時の短期許容せん断力

表 3-9 PC リング短期許容せん断力

D (mm)	N タイプ		S1 タイプ		S2 タイプ	
	タイプ	$sQr(\text{kN})$	タイプ	$sQr(\text{kN})$	タイプ	$sQr(\text{kN})$
300	300N	280	300S1	340	300S2	470
350	350N	330	350S1	390	350S2	540
400	400N	380	400S1	450	400S2	620
450	450N	410	450S1	520	450S2	710
500	500N	420	500S1	590	500S2	800
600	600N	660	600S1	840	600S2	980
700	700N	710	700S1	1030	700S2	1220
800	800N	760	800S1	1090	800S2	1420
900	900N	810	900S1	1160	900S2	1510
1000	1000N	850	1000S1	1220	1000S2	1600
1100	1100N	1100	1100S1	1680	1100S2	2130
1200	1200N	1150	1200S1	1740	1200S2	2220

※ sQr は PC リングの短期許容せん断力

3.7.2 杭頭に引張力が生じる杭がある場合

(1) 建物概要

用 途 : 事務所ビル
 階 数 : 地上 3 階、地下なし
 スパン : 長辺方向 $6m \times 3$ スパン、短辺方向 $8m \times 2$ スパン
 構造種別 : 鉄筋コンクリート造
 構造形式 : 純ラーメン構造
 基礎構法 : 杭基礎
 杭 : 既製杭 (PHC 杭 B 種、 800ϕ 、杭実長 20m)
 支持層 : 細砂層

(2) 杭配置

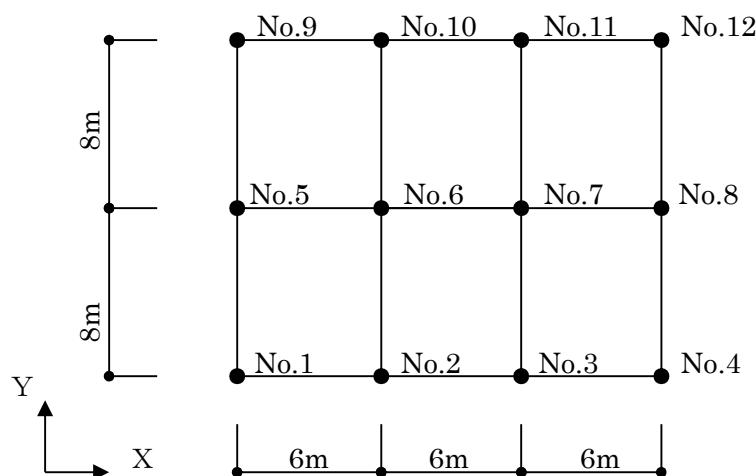


図 3-12 杭配置図

(3) 杭設計用短期軸力

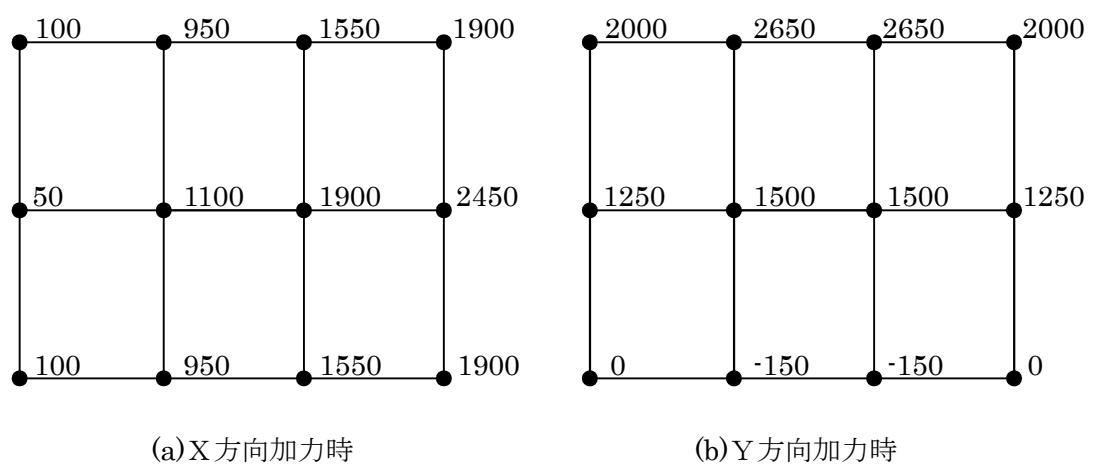


図 3-13 短期軸力(kN)

※ 引張定着筋の配筋は以下の通りとする。

- | | |
|------------------|-------------------|
| 杭 No.1 : 配筋 no.3 | 杭 No.7 : 配筋なし |
| 杭 No.2 : 配筋 no.5 | 杭 No.8 : 配筋 no.1 |
| 杭 No.3 : 配筋 no.5 | 杭 No.9 : 配筋 no.3 |
| 杭 No.4 : 配筋 no.3 | 杭 No.10 : 配筋 no.5 |
| 杭 No.5 : 配筋 no.1 | 杭 No.11 : 配筋 no.5 |
| 杭 No.6 : 配筋なし | 杭 No.12 : 配筋 no.3 |

表 3-10 引張定着筋一覧表 (SD345)

引張定着筋鋼種		SD345									
No.	配筋	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
配置径(mm)	3-D19	4-D19	5-D19	6-D19	4-D25	5-D25	6-D25	5-D32	6-D32	5-D38	
帯筋外径(mm)	110※	180	180	180	230	230	230	300	300	355	
定着長さ (mm)	150※	220	220	220	280	280	280	360	360	420	
上 : 杭径 下 : 杭内径 (mm)	500 (180)	500	500	500	600	600	600	750	750	800	
	800 (230)	800	800	800	950	950	950	1200	1200	1450	
	杭体側	800	800	800	950	950	950	1200	1200	1450	
300 (180)	297										
350 (230)	297										
400 (270)	297	395									
450 (310)	297	395	494								
500 (340)	297	395	494								
600 (420)	297	395	494	593	699						
700 (500)	297	395	494	593	699	874					
800 (580)	297	395	494	593	699	874	1049				
900 (660)	297	395	494	593	699	874	1049	1370			
1000 (740)	297	395	494	593	699	874	1049	1370			
1100 (820)	297	395	494	593	699	874	1049	1370	1644		
1200 (900)	297	395	494	593	699	874	1049	1370	1644	1967	

(単位 : kN)

注 : No.1 で杭径 400mm 以上の場合には配置径は 180mm、帯筋外径は 220mm とする。

(4) 設計せん断力

杭全体に作用する設計せん断力 $Q_0 = 2520 \text{ kN}$

基礎の根入れ低減 $D_f = 1.60\text{m} \leq 2.0\text{m}$ なので根入れ効果による低減を行わない。

設計例では、杭径が同一なので杭 1 本当りの負担せん断力は杭全体に作用する設計せん断力 Q_0 を杭本数 n で割った値となる。

杭 1 本当りの負担せん断力 $Q_p = 2520/12 = 210 \text{ kN}$

(5) 初期回転剛性 K_i の算定

(i) 圧縮軸力作用時

杭体のヤング係数 $E_p = 39200 \text{ N/mm}^2 = 3.92 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

杭体の断面二次モーメント $I_p = 1.46 \times 10^{-2} \text{ m}^4$

杭体と PC リングの重なり長さ $H_p = 0.07\text{m}$

$$\therefore K_p = E_p \cdot I_p / H_p = 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} / 0.07 = 8.17 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

パイルキャップコンクリートのヤング係数 $E_c = 25700 \text{ N/mm}^2 = 2.57 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

PC リング内側コンクリートの断面二次モーメント $I_c = 2.01 \times 10^{-2} \text{ m}^4$

杭頭接合面から PC リング上端までの長さ $H_c = 0.15 - 0.07 = 0.08 \text{ m}$

$$\therefore K_c = E_c \cdot I_c / H_c = 2.57 \times 10^7 \times 2.01 \times 10^{-2} / 0.08 = 6.46 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

パイルキャップコンクリートのヤング係数 $E_b = 25700 \text{ N/mm}^2 = 2.57 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

仮想円柱の断面二次モーメント $I_b = 2.01 \times 10^{-2} \text{ m}^4$

仮想円柱の高さ $H_b = D/2 = 0.4\text{m}$

$$\therefore K_b = E_b \cdot I_b / H_b = 2.57 \times 10^7 \times 2.01 \times 10^{-2} / 0.4 = 1.29 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$\begin{aligned} K_i = K_e &= \frac{1}{1/K_p + 1/K_c + 1/K_b} = \frac{1}{1/(8.17 \times 10^6) + 1/(6.46 \times 10^6) + 1/(1.29 \times 10^6)} \\ &= 9.51 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m/rad} \end{aligned}$$

(ii) 引張軸力作用時(Y方向加力時、杭No2、No3)

初期回転剛性は、引張軸力下では軸力に依存した値となる。

鉄筋配置径

$$D_c = 0.23 \text{ m}$$

$$n_s = 4 \text{ 本}, \quad a_s = 507 \text{ mm}^2 = 5.07 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$n_s \cdot a_s = 2.03 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$N_{ty} = N_y \left(\frac{D}{D + D_c} \right) = 700 \times \left(\frac{0.8}{0.8 + 0.23} \right) = 543 \text{ kN}$$

$0 < |N| \leq N_{ty}$ であるため、

$$\left(\frac{|N| - N_{ty}}{N_{ty}} \right)^2 + \left(\frac{K_e - K_i}{K_e - K_{ty}} \right)^2 = 1 \quad \text{で表される。}$$

$$Z = \frac{\pi}{32D_c} \left\{ D_c^4 - \left(D_c^2 - \frac{4}{\pi} n_s \cdot a_s \right)^2 \right\}$$

$$= \frac{\pi}{32 \times 0.23} \left\{ 0.23^4 - \left(0.23^2 - \frac{4}{\pi} 2.03 \times 10^{-3} \right)^2 \right\} = 1.14 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{ty} = \frac{D_c \cdot E_s \cdot Z}{2D} = \frac{0.23 \times 2.05 \times 10^8 \times 1.14 \times 10^{-4}}{2 \times 0.8} = 3352 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

以上より、

$$K_i = 2.97 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

以上より各杭に対する初期回転剛性を表 3-11、表 3-12 に示す。

表 3-11 初期回転剛性 K_e の算定結果 (X 方向加力時)

杭 No.	初期回転剛性 K_e (kN·m/rad)
1~12	9.51×10^5

表 3-12 初期回転剛性 K_e の算定結果 (Y 方向加力時)

杭 No.	初期回転剛性 K_e (kN·m/rad)
2,3	2.97×10^5
2,3 以外	9.51×10^5

(6) 初期固定度 α_1 の算定

この設計例では地盤反力係数 $kh=20000$ kN/m³ (≈ 2.0 kg/cm³) として算定する。

$$kh = 20000 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot D}{4 \cdot E_p \cdot I_p}} = \sqrt[4]{\frac{20000 \times 0.8}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2}}} = 0.289(m^{-1})$$

$$\therefore \alpha_1 = \frac{K_e}{E_p \cdot I_p \cdot \beta + K_e} = \frac{K_e}{3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289 + K_e}$$

初期固定度 α_1 の算定結果を表 3-13、表 3-14 に示す。

表 3-13 初期固定度 α_1 の算定結果 (X 方向加力時)

杭 No.	初期固定度 α_1
1~12	0.85

表 3-14 初期固定度 α_1 の算定結果 (Y 方向加力時)

杭 No.	初期固定度 α_1
2,3	0.64
2,3 以外	0.85

(7) 最大抵抗モーメント Mu の算定

最大抵抗モーメント Mu の算定結果を表 3-15 に示す。

(i) 圧縮軸力作用時 (軸力零の場合も含む)

$$\text{算定式 } Mu = N \cdot D/2 + Mr$$

(ii) 引張軸力作用時 (Y 方向加力時、杭 No2、No3)

$$\text{算定式 } Mu = Mr \times (1 - |N|/Ny)$$

$$\text{ここで、 } M_r = n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y \cdot \frac{7}{8} \cdot \frac{D}{2}$$

$$Ny = n_s \cdot a_s \cdot \sigma_y$$

表 3-15 最大抵抗モーメント Mu の算定結果

X 方向加力時			Y 方向加力時		
杭 No.	軸力 N(kN)	最大抵抗モーメント Mu(kN · m)	杭 No.	軸力 N(kN)	最大抵抗モーメント Mu(kN · m)
1	100	213	1	0	173
2	950	625	2	-150	192
3	1550	865	3	-150	192
4	1900	933	4	0	173
5	50	124	5	1250	604
6	1100	440	6	1500	600
7	1900	760	7	1500	600
8	2450	1084	8	1250	604
9	100	213	9	2000	973
10	950	625	10	2650	1305
11	1550	865	11	2650	1305
12	1900	933	12	2000	973

(8) 杭体応力・変位算定

設計例では、略算解析法を用いて杭体応力・変位を算定する。

① 杭頭モーメント M_0 の算定

(i) 圧縮軸力作用時

$$Q = 210 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{M0} = \alpha_r = 0.85$$

$$M_0 = \frac{Q}{2\beta} R_{M0} = \frac{210}{2 \times 0.289} \times 0.85 = 309 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

(ii) 引張軸力作用時(Y 方向加力時、杭 no2、no3)

$$Q = 210 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{M0} = \alpha_r = 0.16$$

$$M_0 = \frac{Q}{2\beta} R_{M0} = \frac{210}{2 \times 0.289} \times 0.16 = 233 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

② 地中部最大曲げモーメント M_{max} の算定

(i) 圧縮軸力作用時

$$R_{max} = \exp \left[-\tan^{-1} \left(\frac{1}{1-\alpha_r} \right) \right] \sqrt{(1-\alpha_r)^2 + 1} = \exp \left[-\tan^{-1} \left(\frac{1}{1-0.85} \right) \right] \sqrt{(1-0.85)^2 + 1}$$

$$= 0.24$$

$$M_{max} = -\frac{Q}{2\beta} R_{max} = -\frac{210}{2 \times 0.289} \times 0.24 = -88.7 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

地中部最大曲げモーメント発生深さ

$$R_{lm} = \tan^{-1} \left(\frac{1}{1-\alpha_r} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1}{1-0.85} \right) = 1.42$$

$$lm = -\frac{1}{\beta} R_{lm} = -\frac{1}{0.289} \times 1.42 = -4.93(m)$$

(ii) 引張軸力作用時(Y 方向加力時、杭 No2、No3)

$$\begin{aligned}
 R_{\max} &= \exp \left[-\tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - \alpha_r} \right) \right] \sqrt{(1 - \alpha_r)^2 + 1} = \exp \left[-\tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - 0.64} \right) \right] \sqrt{(1 - 0.64)^2 + 1} \\
 &= 0.31 \\
 M_{\max} &= -\frac{Q}{2\beta} R_{\max} = -\frac{210}{2 \times 0.289} \times 0.31 = -113 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})
 \end{aligned}$$

地中部最大曲げモーメント発生深さ

$$\begin{aligned}
 R_{lm} &= \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - \alpha_r} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - 0.64} \right) = 1.23 \\
 lm &= -\frac{1}{\beta} R_{lm} = -\frac{1}{0.289} \times 1.23 = -4.25(m)
 \end{aligned}$$

③ Mu との比較と固定度 α_2 の算定

杭頭曲げモーメント M_0 と最大抵抗モーメント Mu との比較を行い、 M_0 が Mu を超えている場合は、固定度 α_2 を以下の算定式により算定して杭頭変位 y_0 を求め、杭頭変位が同一となるように各杭の負担せん断力の算定を行う。

設計例では、X 方向加力時の No.1、No.5、No.9 の杭において、Y 方向加力時の No.1～No.4 の杭において、 $M_0 \geq Mu$ の関係にあるので固定度 α_2 を算定し、杭頭変位 y_0 を求めて応力再分配を行った上で設計応力を算定する。

算定式

(i) 圧縮軸力作用時 (軸力零の場合も含む)

$$\alpha_2 = \frac{2\beta}{Q} \cdot \left(\frac{DN}{2} + M_r \right)$$

(ii) 引張軸力作用時

$$\alpha_2 = \frac{2\beta}{Q} \cdot M_r \left(1 - \frac{N}{N_y} \right)$$

表 3-16 Mu と M₀ の比較(X方向加力時)

杭 No.	最大抵抗モーメント Mu(kN・m)	判定	杭頭曲げモーメント M ₀ (kN・m)
1	213	≤	309
2	625	>	309
3	865	>	309
4	933	>	309
5	124	≤	309
6	440	>	309
7	760	>	309
8	1084	>	309
9	213	≤	309
10	625	>	309
11	865	>	309
12	933	>	309

表 3-17 Mu と M₀ の比較(Y方向加力時)

杭 No.	最大抵抗モーメント Mu(kN・m)	判定	杭頭曲げモーメント M ₀ (kN・m)
1	173	≤	309
2	192	≤	233
3	192	≤	233
4	173	≤	309
5	604	>	309
6	600	>	309
7	600	>	309
8	604	>	309
9	973	>	309
10	1350	>	309
11	1350	>	309
12	973	>	309

→上記算定結果より、X方向加力時のNo.1、No.5、No.9の杭について、Y方向加力時のNo.1～No.4の杭について固定度 α_2 を算定する。

表 3-18 固定度 α_2 の算定

杭 No	杭 No	D(m)	N(kN)	β (m ⁻¹)	Qp(kN)	固定度 α_2
X 方向	1,9	0.8	100	0.289	210	0.59
	5	0.8	50	0.289	210	0.34
Y 方向	1,4	0.8	0	0.289	210	0.48
	2,3	0.8	-150	0.289	210	0.53

④ 杭頭変位の算定

i) X 方向加力時

a) Mu を超えない杭

固定度 α_1 を用いて、Chang の式により算定する。

設計例では、No.1、No.5、No.9 以外の杭の杭頭変位が以下の値となる。

$$\alpha = \alpha_1 = 0.85$$

$$E_p = 39200 \text{ N/mm}^2 = 3.92 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$I_p = 1.46 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\beta = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{y_0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.85 = 1.15$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y_0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289^3} \times 1.15 \times 10^3 = 4.36 \text{ (mm)}$$

b) Mu を超えた杭

固定度 α_2 を用いて、Chang の式により算定する。

設計例では、No.1、No.9 の杭の杭頭変位が以下の値となる。

$$R_{y_0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.59 = 1.41$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y_0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289^3} \times 1.41 \times 10^3 = 5.37 \text{ (mm)}$$

同様に、No.5 の杭の杭頭変位が以下の値となる。

$$R_{y_0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.34 = 1.66$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y_0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289^3} \times 1.66 \times 10^3 = 6.30 \text{ (mm)}$$

ii) Y 方向加力時

a) Mu を超えない杭

固定度 α_1 を用いて、Chang の式により算定する。

設計例では、No.5~12 の杭の杭頭変位が以下の値となる。

$$\alpha = \alpha_1 = 0.85$$

$$E_p = 39200 \text{ N/mm}^2 = 3.92 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$I_p = 1.46 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\beta = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{y_0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.85 = 1.15$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y_0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289^3} \times 1.15 \times 10^3 = 4.36 \text{ (mm)}$$

b) Mu を超えた杭

固定度 α_2 を用いて、Chang の式により算定する。

設計例では、No.1、No.4 の杭頭変位は以下の値となる。

$$\alpha = \alpha_2 = 0.48$$

$$E_p = 39200 \text{ N/mm}^2 = 3.92 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$I_p = 1.46 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\beta = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{y_0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.48 = 1.52$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y_0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289^3} \times 1.52 \times 10^3 = 5.79 \text{ (mm)}$$

同様に、No.2、No.3 の杭頭変位は以下の値となる。

$$\alpha = \alpha_2 = 0.53$$

$$E_p = 39200 \text{ N/mm}^2 = 3.92 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$I_p = 1.46 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\beta = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

$$R_{y_0} = 2 - \alpha_r = 2 - 0.53 = 1.47$$

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y_0} = \frac{210}{4 \times 3.92 \times 10^7 \times 1.46 \times 10^{-2} \times 0.289^3} \times 1.47 \times 10^3 = 5.59 \text{ (mm)}$$

⑤ 各杭の負担せん断力の再分配

設計例では、X 方向加力時の No.1、No.5、No.9 の杭、Y 方向加力時の No.1~No.4 の杭の固定度に変化が生じたため、各杭の負担せん断力の再分配を行う。

尚、負担せん断力の再分配は、杭の水平剛性に応じて行う。

再分配した結果について X 方向加力時を表 3-19 に、Y 方向加力時を表 3-20 に示す。

表 3-19 各杭の負担せん断力(X 方向加力時)

杭 No	杭本数	y_0 (mm)	剛 比	Q_p (kN)
No.1、No.9	2	5.37	0.813	181
No.5	1	6.30	0.692	154
上記以外	9	4.36	1.000	223
合計	12			$\Sigma Q_p = 2520$

表 3-20 各杭の負担せん断力(Y 方向加力時)

杭 No	杭本数	y_0 (mm)	剛 比	Q_p (kN)
No.1、No.4	2	5.79	0.754	172
No.2、No.3	2	5.59	0.781	178
上記以外	8	4.36	1.000	228
合計	12			$\Sigma Q_p = 2520$

⑥ 設計応力

③～⑤で行った計算を各杭の杭頭変位の差が小さくなるまで収斂計算を行い、負担せん断力 Q_p と固定度 α を求める。これらの値を元に Chang の式を用いて設計応力を算定する。算定結果を表 3-21、表 3-22 に示す。但し、 M_u を超えた杭の設計曲げモーメント M_D は $M_D = M_u$ とする。

表 3-21 算定結果 (X 方向加力時)

杭 No	Q_p (kN)	α	M_0 (kN·m)	y_0 (mm)	θ_0 ($\times 10^{-3}$ rad)
No.1、No.9	188	0.66	213	4.57	0.68
No.5	162	0.44	124	4.58	0.95
上記以外	220	0.85	324	4.58	0.34

表 3-22 算定結果 (Y 方向加力時)

杭 No	Q_p (kN)	α	M_0 (kN·m)	y_0 (mm)	θ_0 ($\times 10^{-3}$ rad)
No.1、No.4	179	0.56	173	4.66	0.82
No.2、No.3	184	0.60	192	4.66	0.76
上記以外	224	0.85	330	4.66	0.35

上記算定結果では杭頭変位が等しく、杭頭の同一水平変位が成立していると判断でき、表 3-21、表 3-22 の応力を設計応力とする。

尚、杭頭回転角 θ_0 が $\theta_u (= 3.0 \times 10^{-2} \text{ rad})$ 以下であることも確認した。

(9) 断面算定

1) 杭の断面検定

杭の断面検定は、曲げ・軸力およびせん断について行う。

設計例では、代表例としてY方向加力時のNo.1、No.2、No.5の杭について以下に示す。

①曲げモーメントと軸力に対する断面検定

M-N曲線にて、設計応力が許容応力以内であることを確認する。

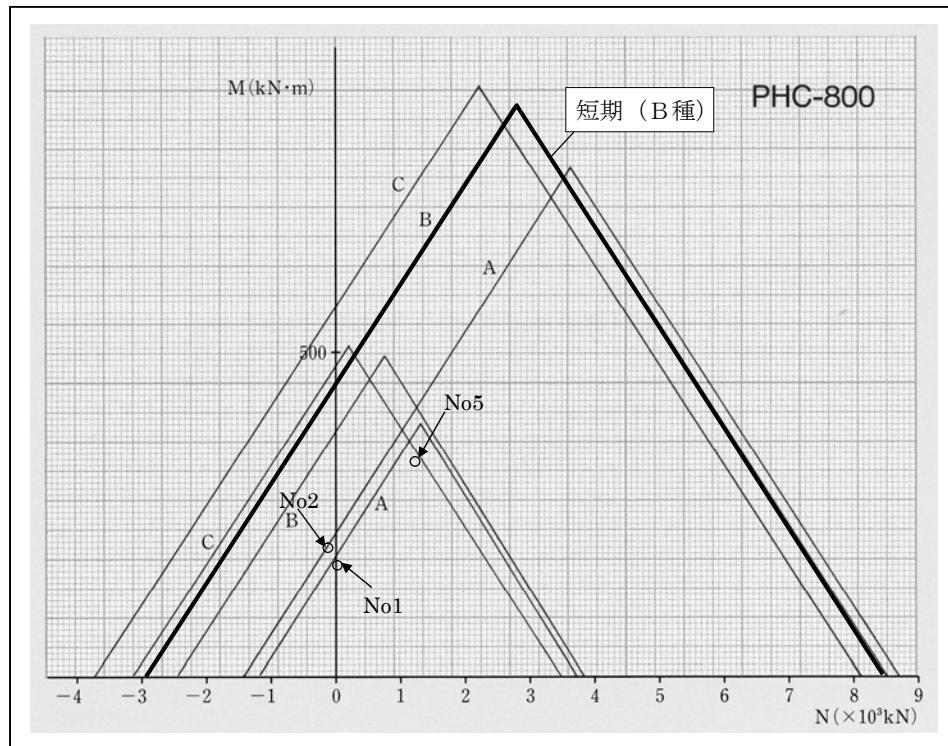


図 3-14 PHC 杭 (800 φ) の M-N 曲線

∴図 3-14 より、杭の設計応力が短期許容応力以内であることが確認できる。

② せん断力に対する断面検定

短期設計せん断力が杭の短期許容せん断力以下であることを確認する。

設計例では、No.5 にて検定を行う。

- ・短期設計せん断力 $sQ_D = 224 \times 1.5 = 336 \text{ kN}$
 - ・短期許容せん断力 $sQ_a = 430 \text{ kN}$ (表 3-23)
- ∴余裕度 $sQ_a/sQ_D = 430/336 = 1.28 \geq 1.0 \quad \text{OK}$

2) PC リングのせん断力に対する断面検定

短期設計せん断力が PC リングの短期許容せん断力以下であることを確認する。

設計例では、No.5 にて検定を行う。

- ・PC リング用短期設計せん断力 $sQ_D = 224 \times 1.5 = 336 \text{ kN}$
 - ・PC リングの短期許容せん断力 $sQ_r = 760 \text{ kN}$ (タイプ: 800N)
(既製杭、800 φ用)
- ∴余裕度 $sQ_r/sQ_D = 760/336 = 2.26 \geq 1.5 \quad \text{OK}$

尚、引張軸力が生じていない杭は、余裕度 1.0 以上として良い。

表 3-23 既製杭の短期許容せん断力

D (mm)	t (mm)	S_0 (cm^3)	I (cm^4)	EQ_{p4} (kN)	EQ_{p8} (kN)	EQ_{p10} (kN)
300	60	1764	34610	63.3	83.6	92.1
350	60	2559	59930	75.6	99.8	109.9
400	65	3693	99580	94.3	124.4	137.1
450	70	5111	156000	114.9	151.7	167.1
500	80	7141	241200	145.4	191.9	211.3
600	90	11830	483400	197.9	261.1	287.6
700	100	18170	871800	258.1	340.7	375.2
800	110	26410	1455000	326.0	430.3	473.9
900	120	36790	2289000	401.7	530.1	583.9
1000	130	49560	343700	485.0	640.1	705.0

t : 杭厚さ

S_0 : 杭の断面一次モーメント

I : 杭の断面二次モーメント

EQ_{p4} : $\sigma_e=4.0(\text{N/mm}^2)$ 時の短期許容せん断力

EQ_{p8} : $\sigma_e=8.0(\text{N/mm}^2)$ 時の短期許容せん断力

EQ_{p10} : $\sigma_e=10.0(\text{N/mm}^2)$ 時の短期許容せん断力

表 3-24 PC リング短期許容せん断力

D (mm)	N タイプ		S1 タイプ		S2 タイプ	
	タイプ	$sQr(kN)$	タイプ	$sQr(kN)$	タイプ	$sQr(kN)$
300	300N	280	300S1	340	300S2	470
350	350N	330	350S1	390	350S2	540
400	400N	380	400S1	450	400S2	620
450	450N	410	450S1	520	450S2	710
500	500N	420	500S1	590	500S2	800
600	600N	660	600S1	840	600S2	980
700	700N	710	700S1	1030	700S2	1220
800	800N	760	800S1	1090	800S2	1420
900	900N	810	900S1	1160	900S2	1510
1000	1000N	850	1000S1	1220	1000S2	1600
1100	1100N	1100	1100S1	1680	1100S2	2130
1200	1200N	1150	1200S1	1740	1200S2	2220

※ sQr は PC リングの短期許容せん断力

3.7.3 杭頭に引張力が生じる杭がある場合（精算解析法）

荷重条件は、3.7.2 と同様とし、精算解析法（キャプリングパイルソフト使用・多層解析）にて検討を行う。

(1) 地盤条件

地盤条件は、図 3-15 にて行う。

地盤は、多層地盤とし 0~5m で N 値 1、6~10m で N 値 5、11~17m で N 値 10、18~22m で N 値 60 と設定した。0~5m の範囲については、一層地盤で使用している $kh=20000\text{kN/m}^3$ から変形係数 $E_0=6687\text{kN/m}^2$ を逆算し算出した。

(2) 設計せん断力

杭全体に作用する設計せん断力 $Q_0=2520\text{kN}$

(3) 杭設計用軸力 (kN)

杭設計軸力は、3.7.2 と同じ短期軸力とした。表 3-25 に軸力表を示す。

なお、引張定着筋は引き抜きが生じている No2,3 に配置する。

表 3-25 軸力表

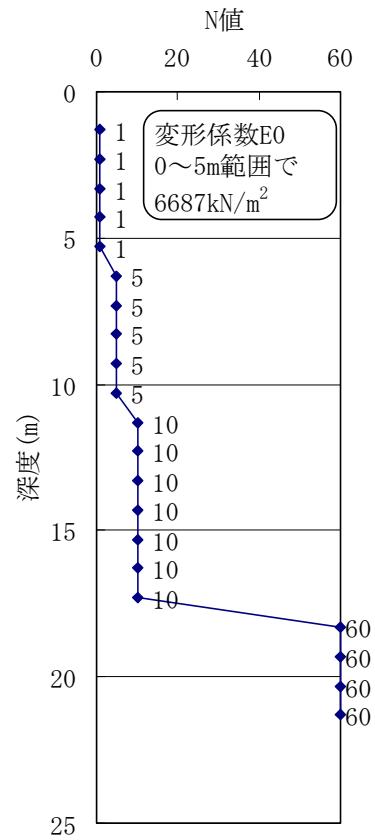


図 3-15 bor 図

基礎 No	杭位置	杭径	杭 本数	軸力/基礎毎 (kN)								杭頭軸力/基礎	
				長期	パイルキャップ重量	長期 +	地震時 变動軸力				N _{max} (kN)	N _{min} (kN)	
							X(右→左)	X(左→右)	Y(右→左)	Y(左→右)			
1	X1-Y1	800	1	0	0	0	100	100	0	0	100	0	
2	X2-Y1	800	1	0	0	0	950	950	-150	-150	950	-150	
3	X3-Y1	800	1	0	0	0	1550	1550	-150	-150	1550	-150	
4	X4-Y1	800	1	0	0	0	1900	1900	0	0	1900	0	
5	X1-Y2	800	1	0	0	0	50	50	1250	1250	1250	50	
6	X2-Y2	800	1	0	0	0	1100	1100	1500	1500	1500	1100	
7	X3-Y2	800	1	0	0	0	1900	1900	1500	1500	1900	1500	
8	X4-Y2	800	1	0	0	0	2450	2450	1250	1250	2450	1250	
9	X1-Y3	800	1	0	0	0	100	100	2000	2000	2000	100	
10	X2-Y3	800	1	0	0	0	950	950	2650	2650	2650	950	
11	X3-Y3	800	1	0	0	0	1550	1550	2650	2650	2650	1550	
12	X4-Y3	800	1	0	0	0	1900	1900	2000	2000	2000	1900	

(4) 結果

表 3-26 に杭頭モーメント・杭頭せん断力・杭頭固定度結果を、表 3-27 に PC リングおよび杭頭回転角の照査結果を、表 3-28 に引張定着筋の仕様を示す。図 3-16 に PHC 杭 ($\phi 800$) の M-N 曲線を示す。

表 3-26 杭頭モーメント・杭頭せん断力・杭頭固定度

基礎No	基礎位置	径 (mm)	X方向						
			杭頭軸力 (kN)	杭頭曲げモーメント (kN・m)	杭頭変位量 (mm)	概算杭頭固定度 α	地中部最大		
曲げモーメント (kN・m)		発生深度 (m)		杭頭せん断力 (kN)					
1	X1-Y1	800	100	40.0	5.89	0.15	148.7	3.3	143.7
2	X2-Y1	800	950	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7
3	X3-Y1	800	1550	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7
4	X4-Y1	800	1900	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7
5	X1-Y2	800	50	20.0	5.89	0.08	154.8	3.1	138.4
6	X2-Y2	800	1100	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7
7	X3-Y2	800	1900	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7
8	X4-Y2	800	2450	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7
9	X1-Y3	800	100	40.0	5.89	0.15	148.7	3.3	143.7
10	X2-Y3	800	950	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7
11	X3-Y3	800	1550	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7
12	X4-Y3	800	1900	375.1	5.89	0.87	94.9	5.1	232.7

基礎No	基礎位置	径 (mm)	Y方向						
			杭頭軸力 (kN)	杭頭曲げモーメント (kN・m)	杭頭変位量 (mm)	概算杭頭固定度 α	地中部最大		
曲げモーメント (kN・m)		発生深度 (m)		杭頭せん断力 (kN)					
1	X1-Y1	800	0	0.0	6.14	0.00	168.1	3.0	138.6
2	X2-Y1	800	-150	51.5	6.14	0.18	152.1	3.4	152.2
3	X3-Y1	800	-150	51.5	6.14	0.18	152.1	3.4	152.2
4	X4-Y1	800	0	0.0	6.14	0.00	168.1	3.0	138.6
5	X1-Y2	800	1250	390.5	6.14	0.87	98.8	5.1	242.3
6	X2-Y2	800	1500	390.5	6.14	0.87	98.8	5.1	242.3
7	X3-Y2	800	1500	390.5	6.14	0.87	98.8	5.1	242.3
8	X4-Y2	800	1250	390.5	6.14	0.87	98.8	5.1	242.3
9	X1-Y3	800	2000	390.5	6.14	0.87	98.8	5.1	242.3
10	X2-Y3	800	2650	390.5	6.14	0.87	98.8	5.1	242.3
11	X3-Y3	800	2650	390.5	6.14	0.87	98.8	5.1	242.3
12	X4-Y3	800	2000	390.5	6.14	0.87	98.8	5.1	242.3

表 3-27 PC リングおよび杭頭回転角の照査

基礎No	杭位置	PCリングせん断力		せん断力 (kN)				杭頭回転角 (0.03rad以下)	合・否	
		PCリング タイプ [°]	PCリング 許容値 (kN)	X-RL	X-LR	Y-RL	Y-LR			
X方向 加力時 (rad)	Y方向 加力時 (rad)									
1	X1-Y1	N	741	143.7	143.7	138.6	138.6	0.001	0.002	合
2	X2-Y1	N	741	232.7	232.7	152.2	152.2	0.000	0.001	合
3	X3-Y1	N	741	232.7	232.7	152.2	152.2	0.000	0.001	合
4	X4-Y1	N	741	232.7	232.7	138.6	138.6	0.000	0.002	合
5	X1-Y2	N	741	138.4	138.4	242.3	242.3	0.002	0.000	合
6	X2-Y2	N	741	232.7	232.7	242.3	242.3	0.000	0.000	合
7	X3-Y2	N	741	232.7	232.7	242.3	242.3	0.000	0.000	合
8	X4-Y2	N	741	232.7	232.7	242.3	242.3	0.000	0.000	合
9	X1-Y3	N	741	143.7	143.7	242.3	242.3	0.001	0.000	合
10	X2-Y3	N	741	232.7	232.7	242.3	242.3	0.000	0.000	合
11	X3-Y3	N	741	232.7	232.7	242.3	242.3	0.000	0.000	合
12	X4-Y3	N	741	232.7	232.7	242.3	242.3	0.000	0.000	合

表 3-28 引張定着筋仕様

引張定着筋仕様	鉄筋の短期許容(kN)	引張定着筋許容(kN)	最大引張荷重(kN)
1	413.1	297.0	150.0

引張定着筋仕様は、表 3-10 より 3-D19 となる。

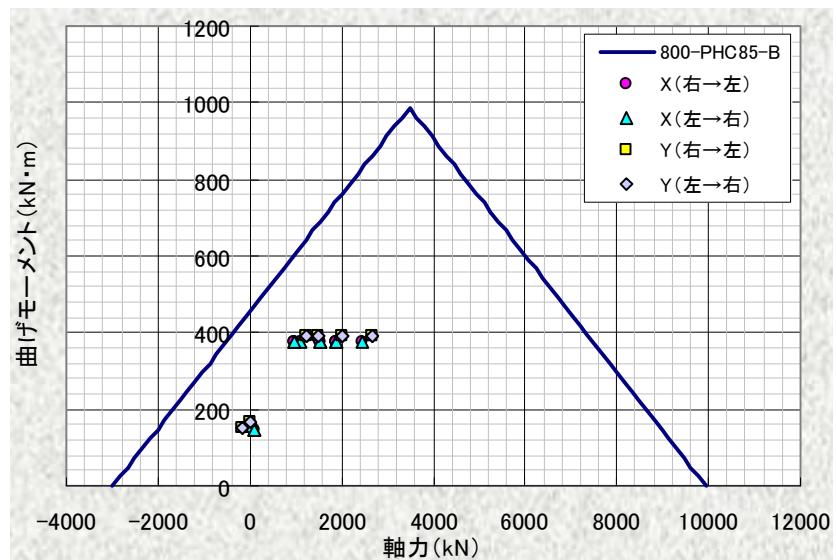


図 3-16 PHC 杭 (φ 800) の M-N 曲線

キャブリングバイル工法基準図 (既製杭用サイトPCリング構成部材仕様及び施工要領)

名 称	①鋼板リング		②連結 ブラケット		③薄鋼板溶接型枠		④異形側鋼		⑤ウルボン・スパイラル筋		
	板厚	材質	内径	幅	コングリート	厚さ	板厚	外径	幅	本数	径・巻数
300N	320		508				558		6		
350N	370		608				608		6		
400N	420	(SS400)	658				658		8	U7(6巻)	
450N	470	(SS400)	708				708		8	U7(6巻)	
500N	520	(SS400)	814				814		8	U7(6巻)	
600N	620	(SS400)	914				914		10		
700N	720	(SS400)	1014				1014		10		
800N	820	(SS400)	1114				1114		10		
900N	920	(SS400)	1214				1214		12		
1000N	1020	(SS400)	1350				1350		12	U9(8巻)	
1100N	1120	200	105				1450		12	U9(8巻)	
1200N	1220	200	105				1560		12	U9(8巻)	
300S1	320		514				564		6		
400S1	370		614				664		6		
450S1	420	(SS400)	714				714		8	U9(6巻)	
500S1	520	(SS400)	814				814		8	U9(6巻)	
高せん断耐力タイプ	600S1	(SS400)	914				914		10		
700S1	720	(SS400)	1014				1014		10		
800S1	820	(SS400)	1114				1114		10		
900S1	920	(SS400)	1214				1214		12	U12(6巻)	
1000S1	1020	(SS400)	1350				1350		12	U12(6巻)	
1100S1	1120	200	105				1450		12	U12(6巻)	
1200S1	1220	200	105				1560		12	U12(6巻)	
300S2	320		520				570		6		
400S2	370		620				670		6		
450S2	420		720				720		8	U9(6巻)	
500S2	520	(SS400)	820				820		10		
高せん断耐力タイプ	600S2	(SS400)	920				920		10		
700S2	720	(SS400)	1020				1020		10		
800S2	820	(SS400)	1120				1120		12	U12(6巻)	
900S2	920	(SS400)	1220				1220		12	U12(6巻)	
1000S2	1020	200	105				1450		12	U12(6巻)	
1100S2	1120	200	105				1560		12	U12(6巻)	
1200S2	1220	200	105				1660		12	U12(6巻)	

サイトPCリング施工手順(標準手順)

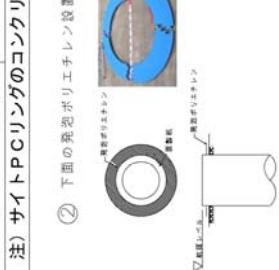
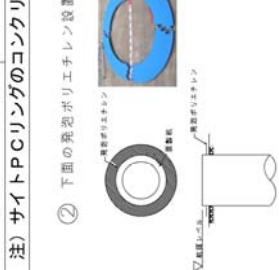
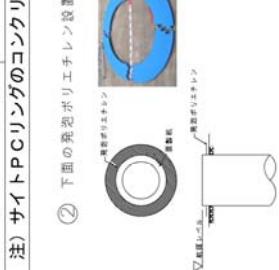
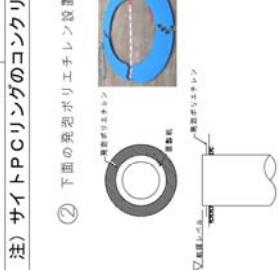
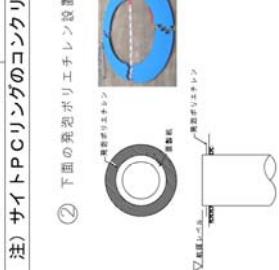
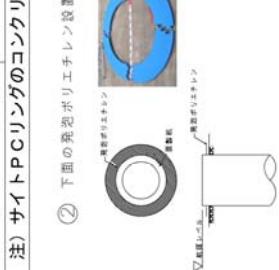
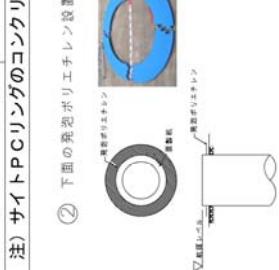
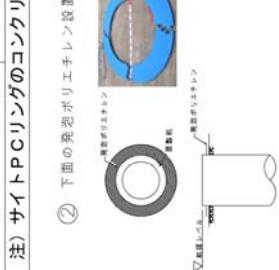
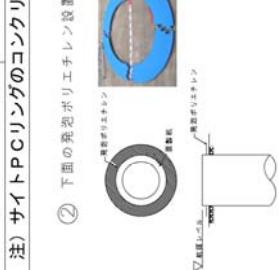
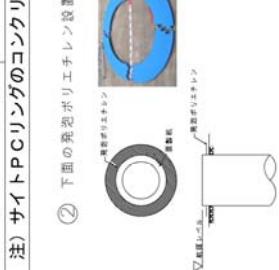
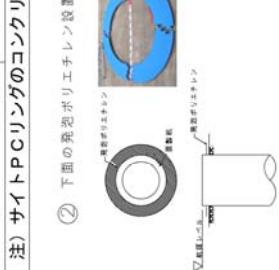
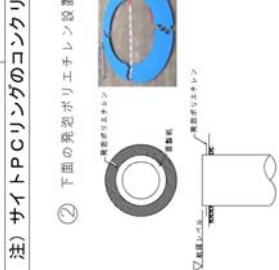
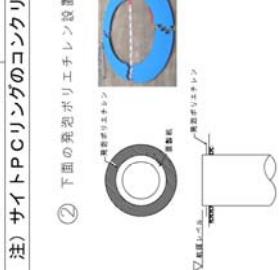
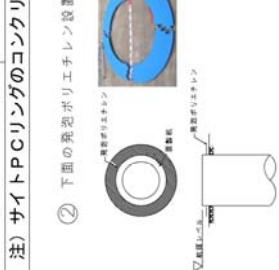
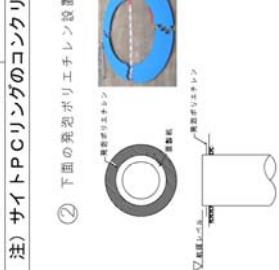
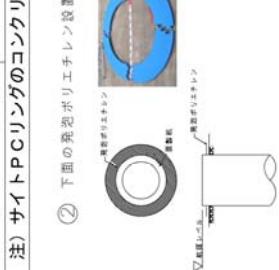
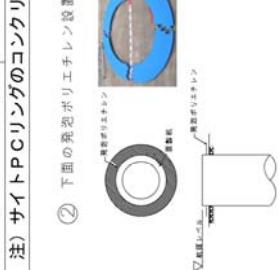
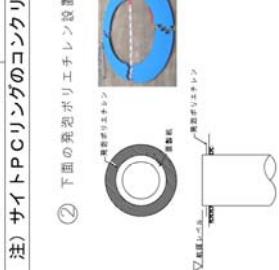
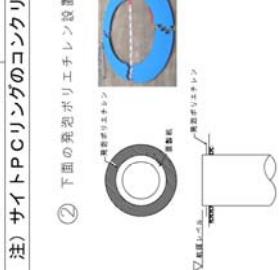
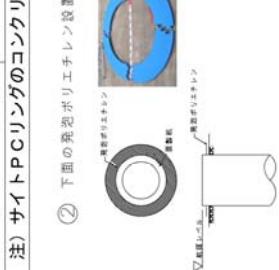
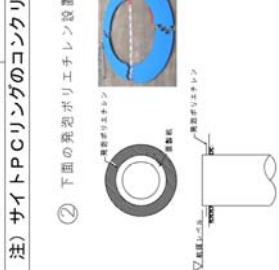
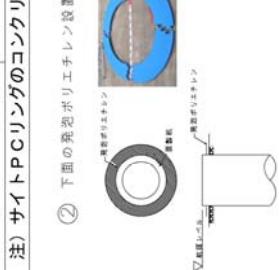
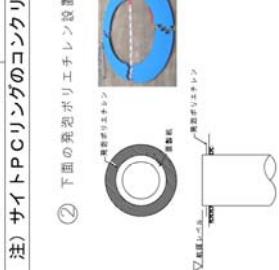
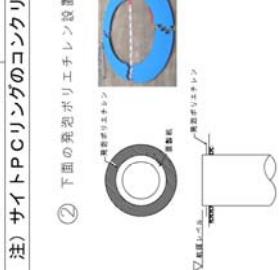
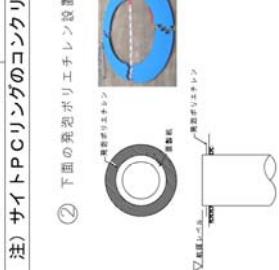
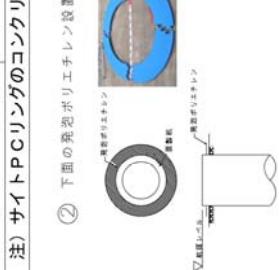
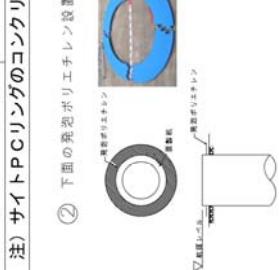
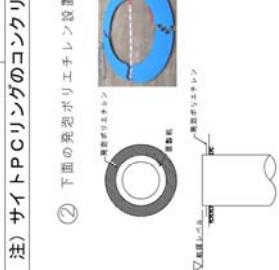
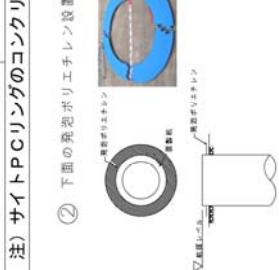
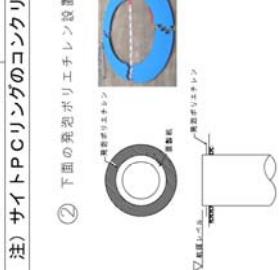
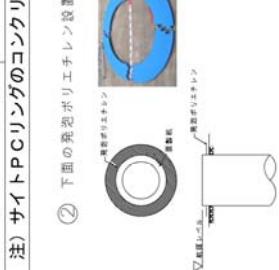
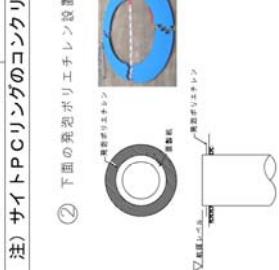
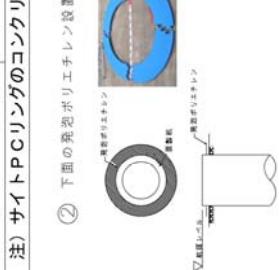
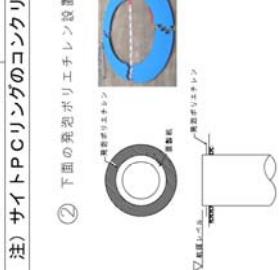
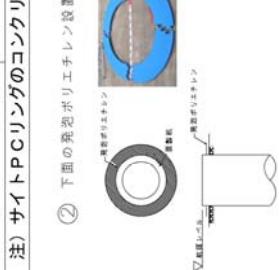
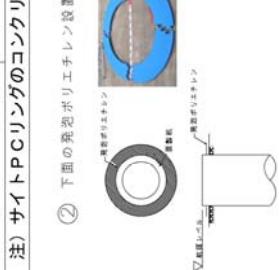
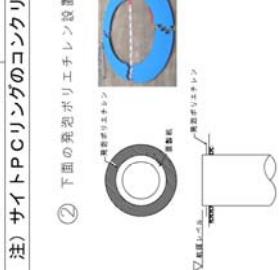
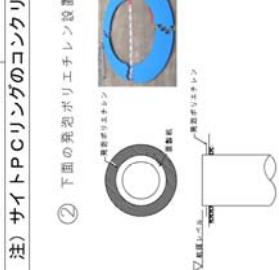
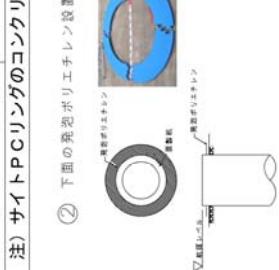
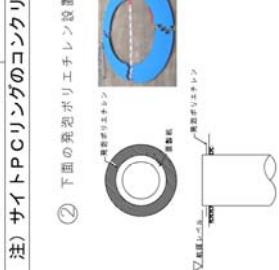
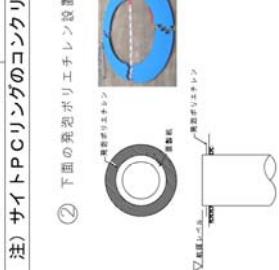
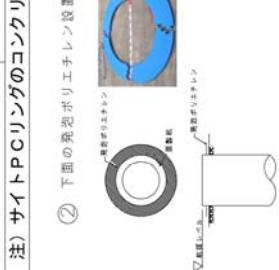
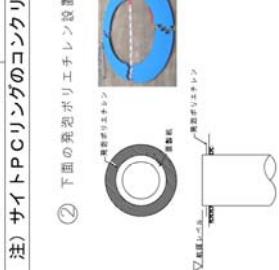
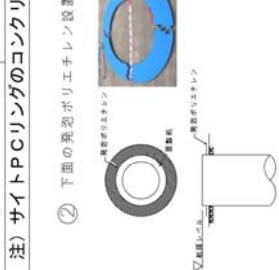
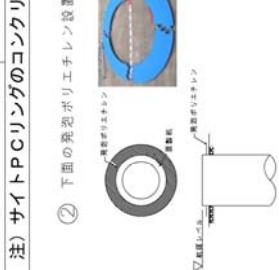
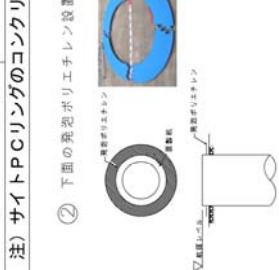
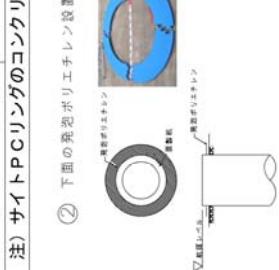
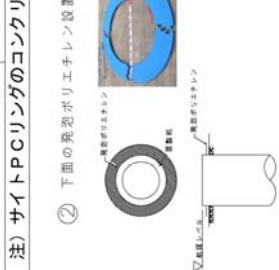
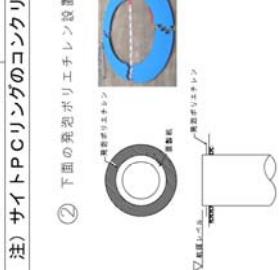
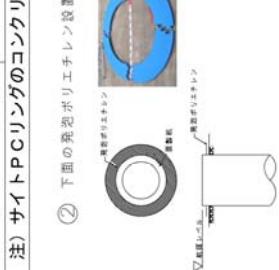
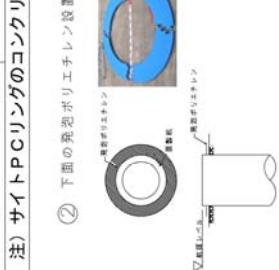
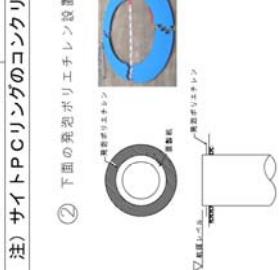
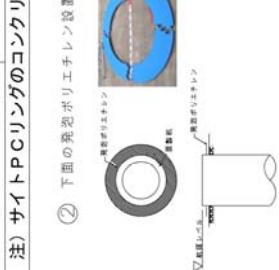
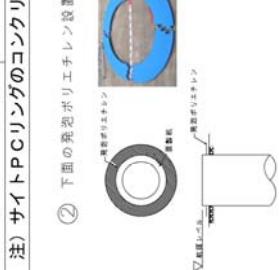
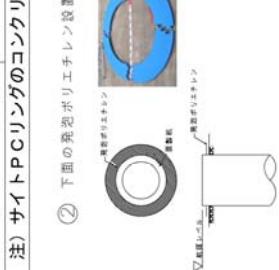
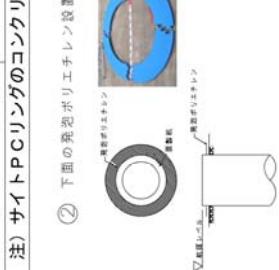
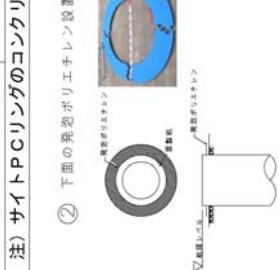
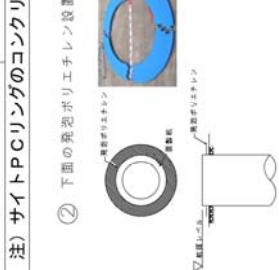
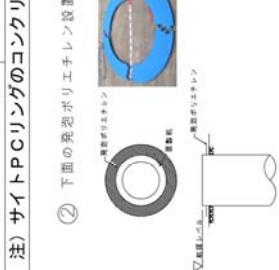
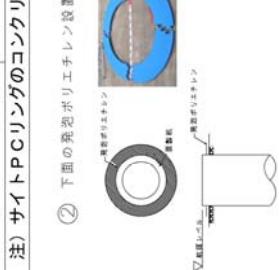
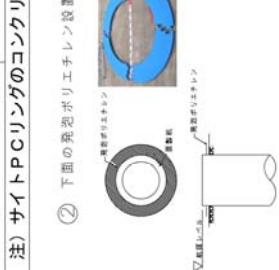
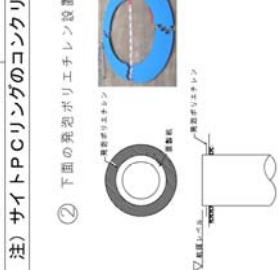
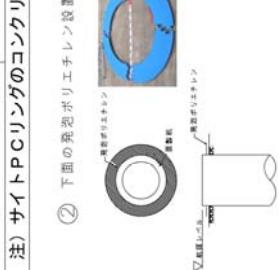
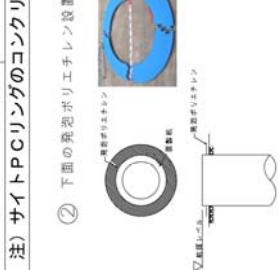
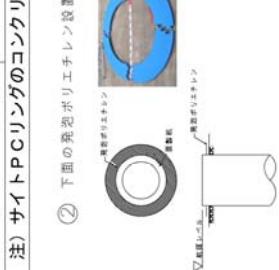
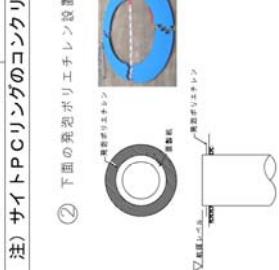
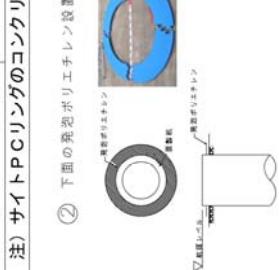
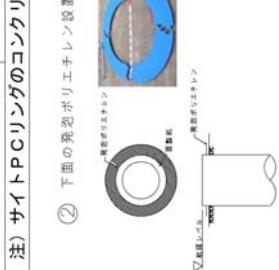
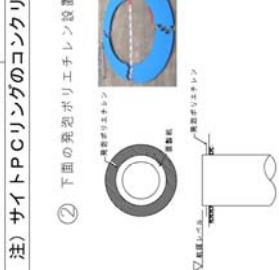
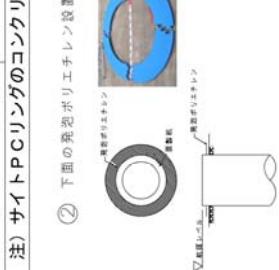
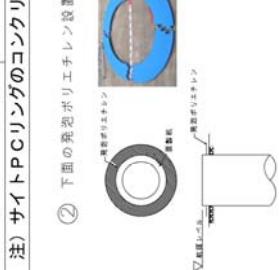
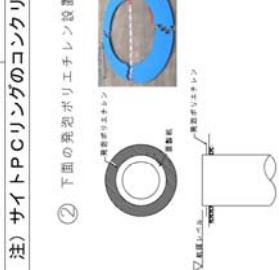
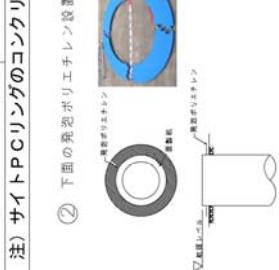
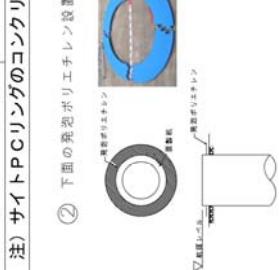
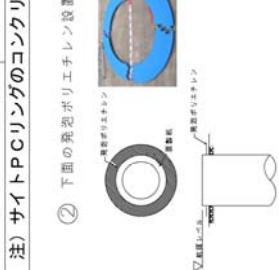
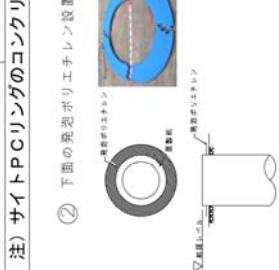
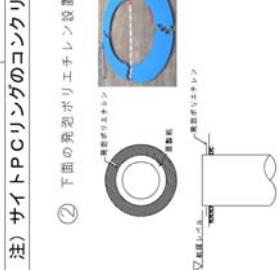
注) サイトPCリングのコンクリート設計基準強度 (Fc) は、基礎の設計基準強度以上とする。

① 細砂利でレベル調整

② 下面の発泡ボリエチレン設置

③ サイドPCリング型枠と側面の発泡ボリエチレン設置

④ 定着筋設置



■ キヤブリニングバイル工法を使用した場合の杭断面表(例)



杭断面表

杭番号	P1	P2	P3	P4	P5
直径(Φ)	600φ	800φ	900φ	900φ	1,000φ
杭頭(高さ)	700φ	800φ	1,000φ	1,000φ	1,000φ
SCA	SCA	SCA	SCA	SCA	SCA
1:9	1:9	1:9	1:9	1:9	1:9
F16	F16	F16	F16	F16	F16
C	C	C	C	C	C
1:16	80m	80m	80m	80m	80m
F16	1,00m	1,00m	1,00m	1,00m	1,00m
Φ11	2,00m	2,00m	2,00m	2,00m	2,00m
Φ16	3,00m	3,00m	3,00m	3,00m	3,00m
Φ20	3,50m	3,50m	3,50m	3,50m	3,50m
Φ24	4,00m	4,00m	4,00m	4,00m	4,00m
Φ30	5,00	6,00	6,00	6,00	6,00
CP13	CP13	CP13	CP13	CP13	CP13
N24×7	N24×7	N24×7	N24×7	N24×7	-
P12×2	-	-	(S139)	-	-
引張支承	-	-	-	-	-

E1) C12×2×4×4×4×4×4

