

第3章

設計例1：学校校舍A

3.1 対象建築物

3.1.1 建築物概要

以下のように対象建築物の概要を示す。

- 階数： 地上3階
- 建築面積： 1,460 m²
- 延床面積： 3,265 m²
- 建物高さ： 14.175m
- 構造形式： 耐震壁付ラーメン架構
- 構造種別： 鉄筋コンクリート造
- 使用材料： コンクリート 21N/mm²
鉄筋 SD295A(D10,D13) SD345(D16~D25)

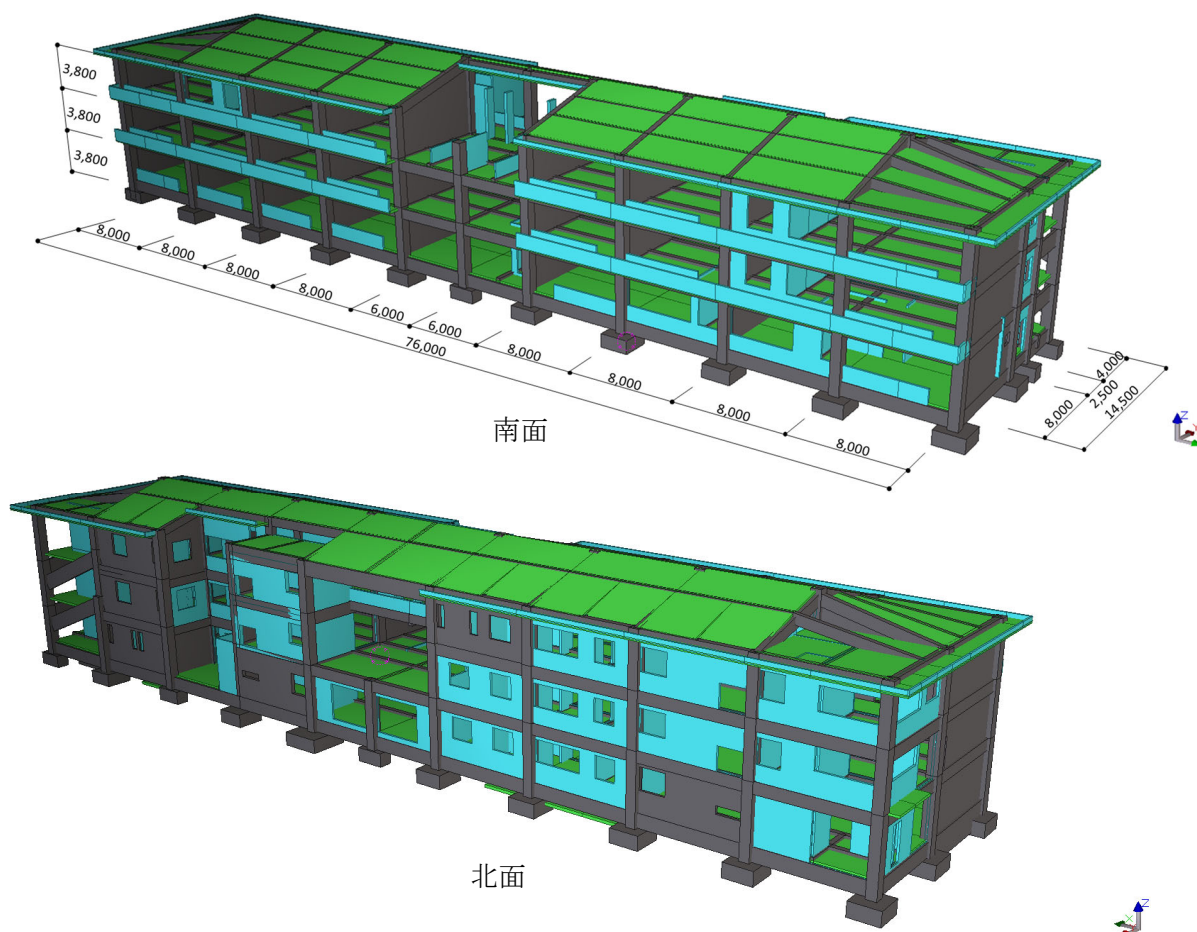


図 3.1.1-1 建物外観パース

3.1.2 構造図面

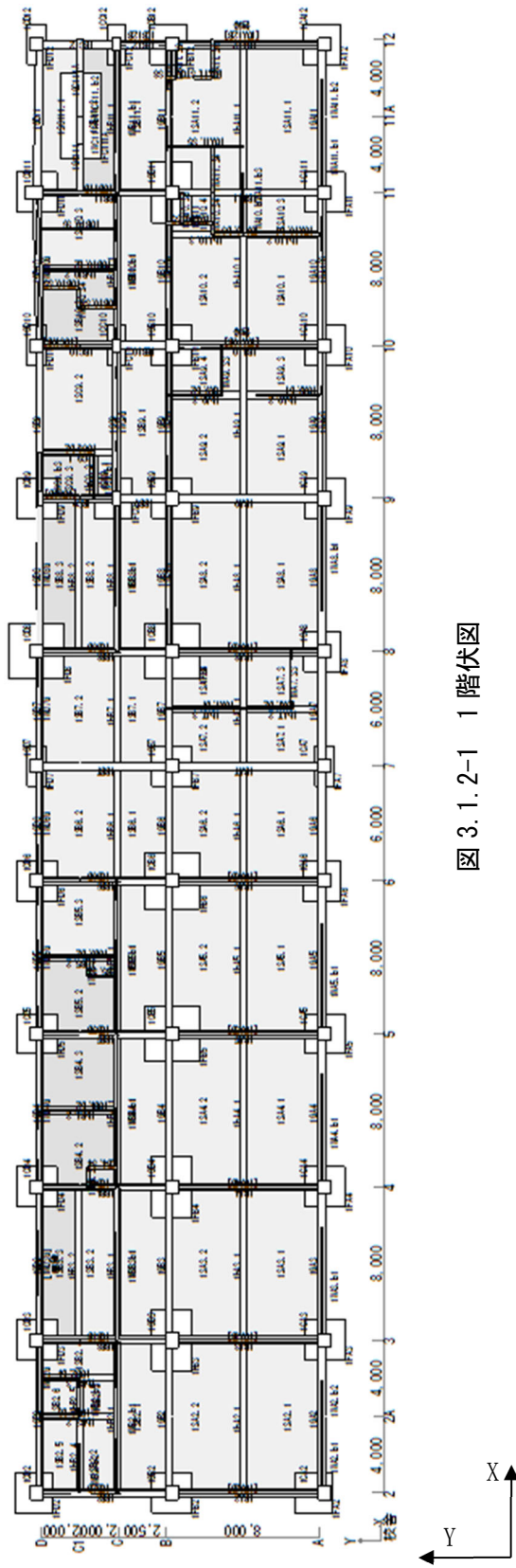


図 3.1.2-1 1階伏図

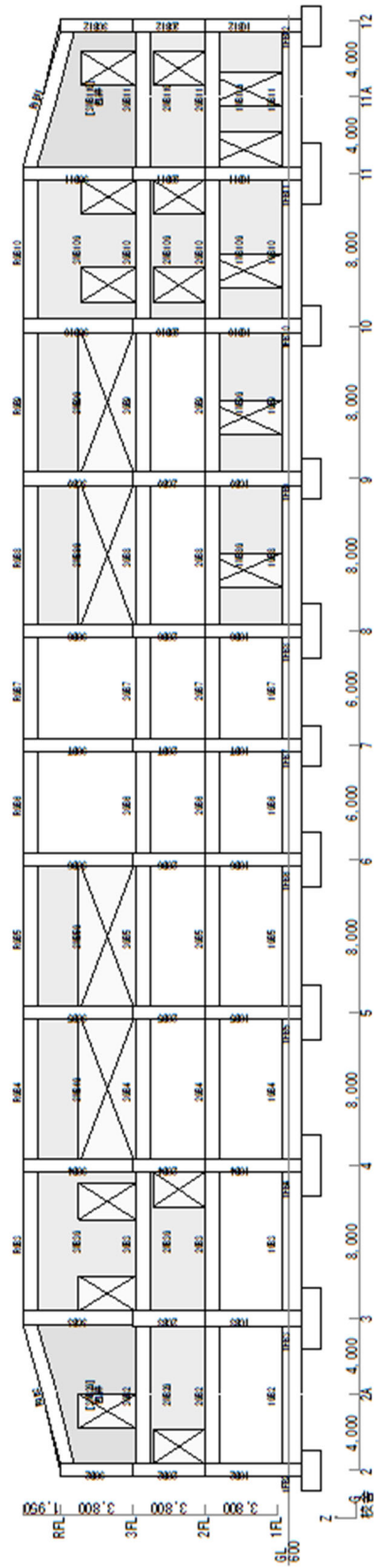


図 3.1.2-2 B通軸組図

第3章 設計例1：学校校舎A

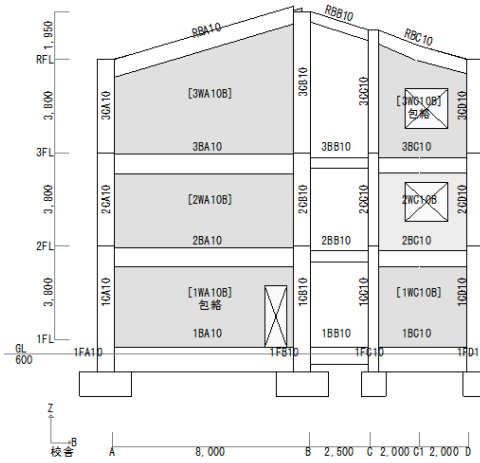
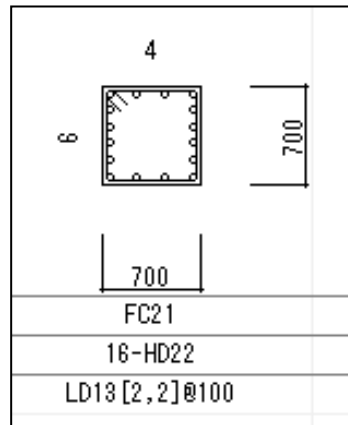


図 3.1.2-3 10 通軸組図



HD は鉄筋強度 SD345、LD は SD295 を示す

図 3.1.2-4 代表断面(1 階柱)

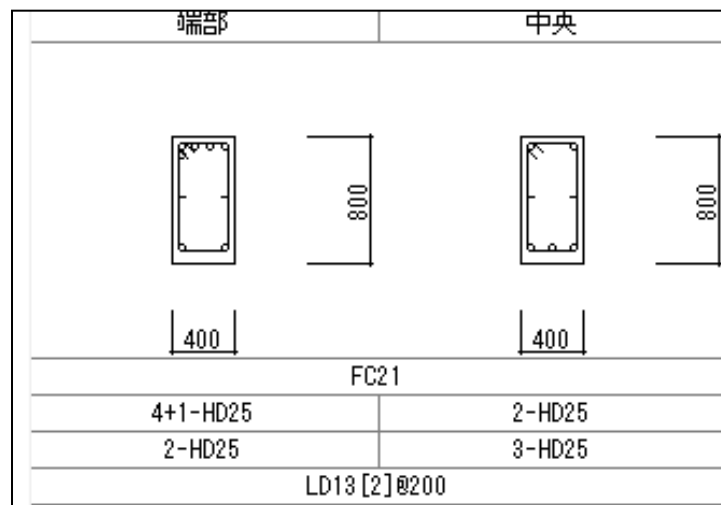


図 3.1.2-5 代表断面(2 階大梁)

3.1.3 地盤概要

地盤概要を下記に示す。ケース1及び4には地盤1をケース2及び3には地盤2を適用する。

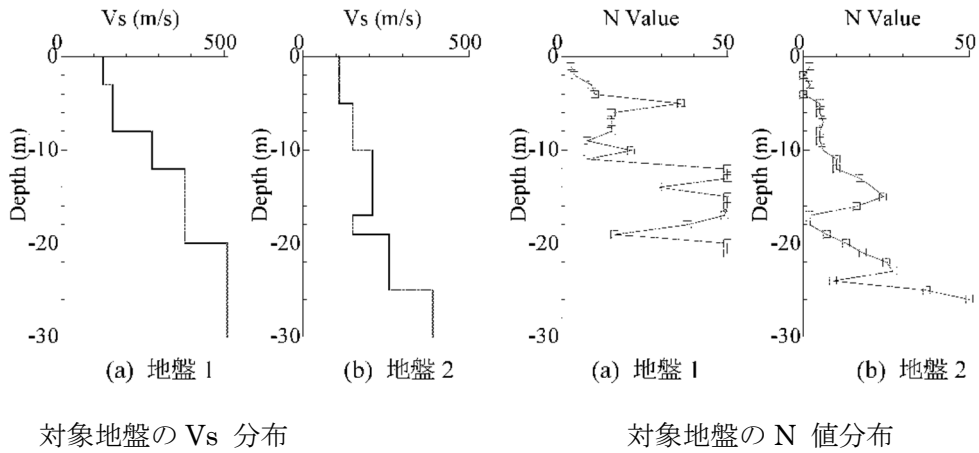


図 3.1.3-1 対象地盤の Vs および物性

表 3.1.3-1 対象地盤の地盤定数

(a) 地盤 1

層	深度(m)	層厚(m)	密度	Vs(m/s)	Vp(m/s)	$\phi (^{\circ})$	c (kPa)	土質
1	3	3	1.7	130	320	35	1	Sand
2	8	5	1.8	160	720	35	1	Sand
3	12	4	1.7	280	720	1	25	Clay
4	20	8	1.9	380	1980	35	1	Sand
基盤			2.1	510	1980			

(b) 地盤 2

層	深度(m)	層厚(m)	密度	Vs(m/s)	Vp(m/s)	$\phi (^{\circ})$	c (kPa)	土質
1	5	5	1.8	110	1360	1	25	Clay
2	10	5	1.6	150	1560	35	1	Sand
3	17	7	1.8	210	1560	35	1	Sand
4	19	2	1.7	150	1560	1	25	Clay
5	25	6	1.8	260	1560	35	1	Sand
基盤			1.8	390	1700			

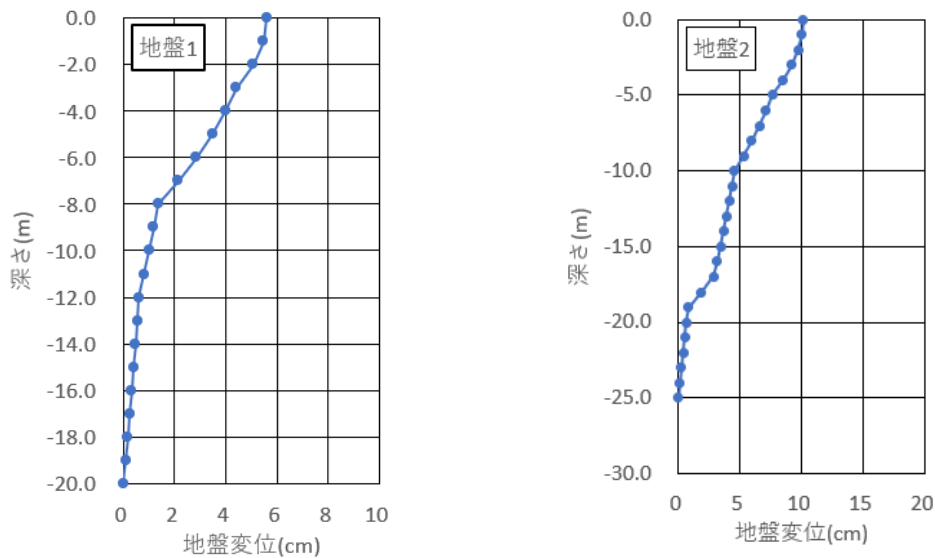


図 3.1.3-2 地盤変位分布

第3章 設計例1：学校校舎A

・地盤のN値一覧

表 3.1.3-2 地盤の諸元

地盤1					地盤2				
層下面 深さ(m)	N値	比重	c (kPa)	fai (deg)	層下面 深さ(m)	N値	比重	c (kPa)	fai (deg)
-1	3	1.7	1	35	-1	2	1.8	25	1
-2	4	1.7	1	35	-2	0	1.8	25	1
-3	9	1.7	1	35	-3	2	1.8	25	1
-4	10	1.8	1	35	-4	0	1.8	25	1
-5	36	1.8	1	35	-5	5	1.8	25	1
-6	15	1.8	1	35	-6	5	1.6	1	35
-7	15	1.8	1	35	-7	6	1.6	1	35
-8	15	1.8	1	35	-8	5	1.6	1	35
-9	8	1.7	50	1	-9	5	1.6	1	35
-10	21	1.7	50	1	-10	6	1.6	1	35
-11	8	1.7	50	1	-11	10	1.8	1	35
-12	50	1.7	50	1	-12	10	1.8	1	35
-13	50	1.9	1	35	-13	17	1.8	1	35
-14	29	1.9	1	35	-14	21	1.8	1	35
-15	50	1.9	1	35	-15	24	1.8	1	35
-16	50	1.9	1	35	-16	16	1.8	1	35
-17	49	1.9	1	35	-17	2	1.8	1	35
-18	38	1.9	1	35	-18	2	1.7	25	1
-19	16	1.9	1	35	-19	7	1.7	25	1
-20	50	1.9	1	35	-20	13	1.8	1	35
	50	2			-21	18	1.8	1	35
					-22	25	1.8	1	35
					-23	27	1.8	1	35
					-24	9	1.8	1	35
					-25	37	1.8	1	35
						50	1.8		

・地盤と建物の固有周期

地盤 1 $T_g = \Sigma 4H / V_s = 0.359(\text{sec}) > T_b = 0.02xH = 0.284(\text{sec})$

地盤 2 $T_g = \Sigma 4H / V_s = 0.594(\text{sec}) > T_b = 0.284(\text{sec})$

上部構造による慣性力と地盤の水平変位の組合は「建築基礎構造設計指針(2019)」^[3-8]に従い $T_b < T_g$ より、同位相として下図に示す通り $\alpha_1 = \beta_1 = \beta_2 = 1$ として算出する。

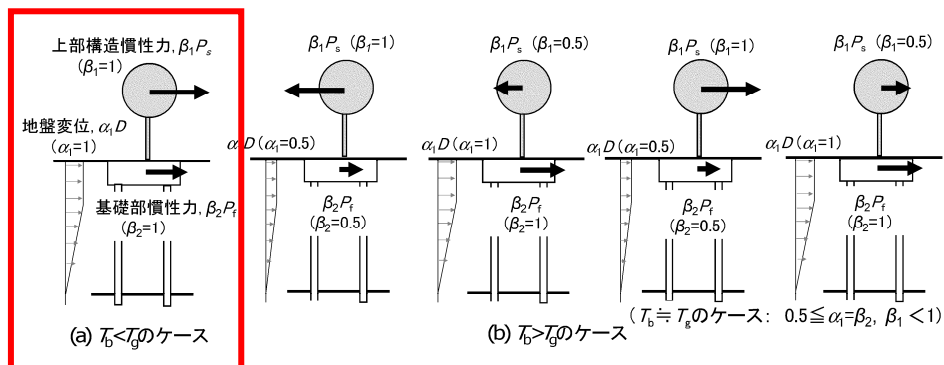


図 3.1.3-3 地盤変位, 上部構造慣性力, 基礎部慣性力の低減係数と荷方向

3.2 上部構造の耐震設計

3.2.1 設計用地震力

表 3.2.1-1 に 1 次設計 ($C_0=0.2$) の設計用地震力を示す。

表 3.2.1-1 設計用地震力

階	階高 (m)	地震用重量(kN)		各階重量 (kN)	合計重量 (kN)	Ai 分布	層せん断力 係数 C	層せん断力 Q(kN)
		積載荷重	固定荷重					
R	—	386	10281	10667	—	—	—	—
3	3.8	1544	13300	14844	10667	1.471	0.294	3137
2	3.8	1676	12886	14562	25511	1.174	0.235	5988
1	3.8	201	14114	14315	40073	1.000	0.200	8015

3.2.2 上部構造の1次設計

(1) 応力解析結果

1次設計用地震力時の応力解析結果を示す。

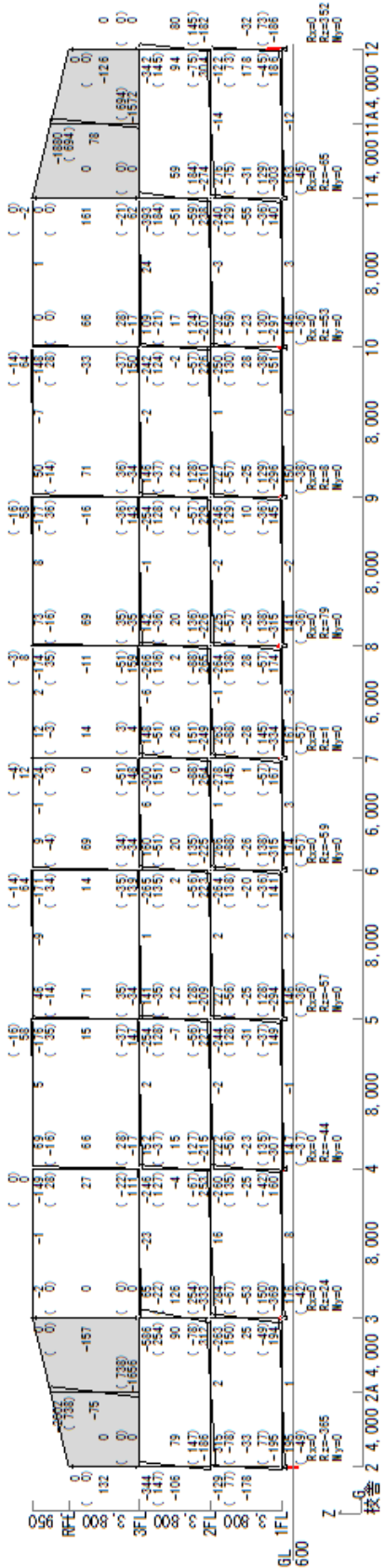


図 3.2.2-1 X 方向地震時応力図 (8 通)

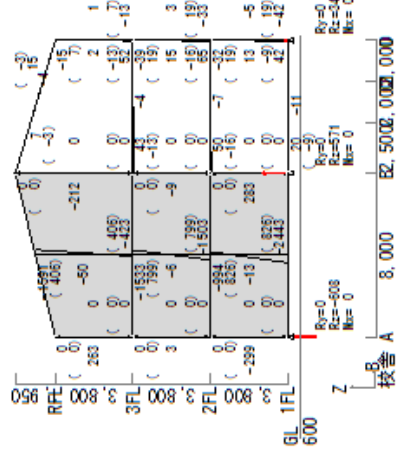


図 3.2.2-2 Y 方向地震時応力図 (8 通)

(2) 支持反力図

長期荷重時及び1次設計用地震荷重時の支持反力図を示す。

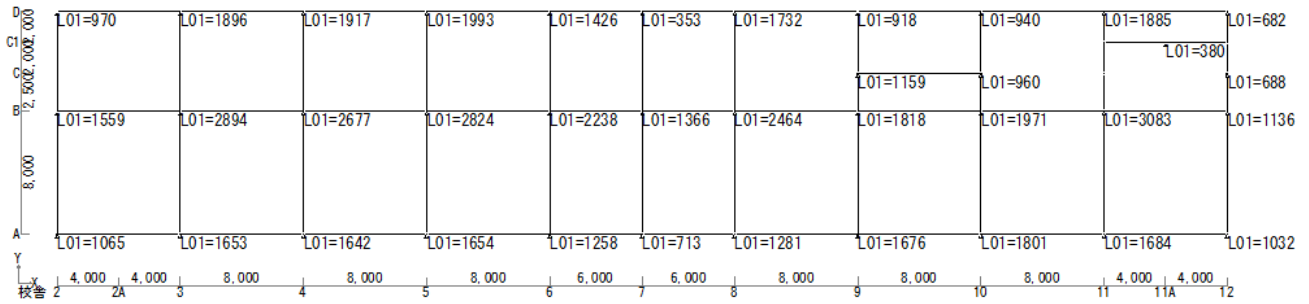


図 3.2.2-3 長期 支持反力図

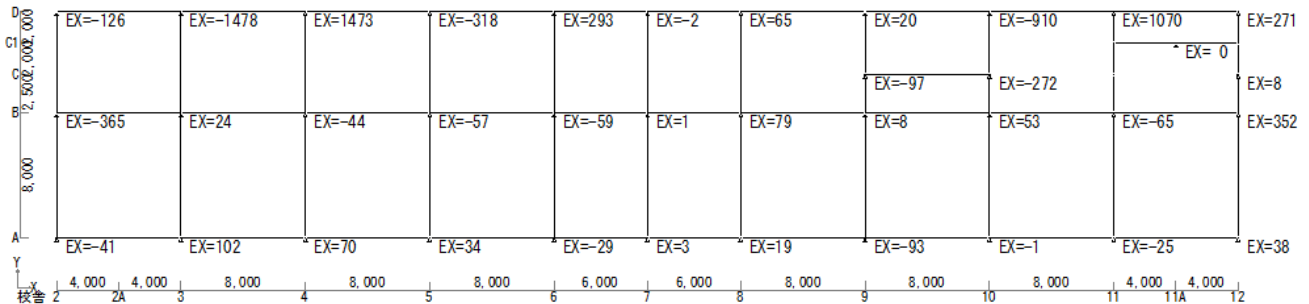


図 3.2.2-4 X方向地震時(C₀=0.2) 支持反力図

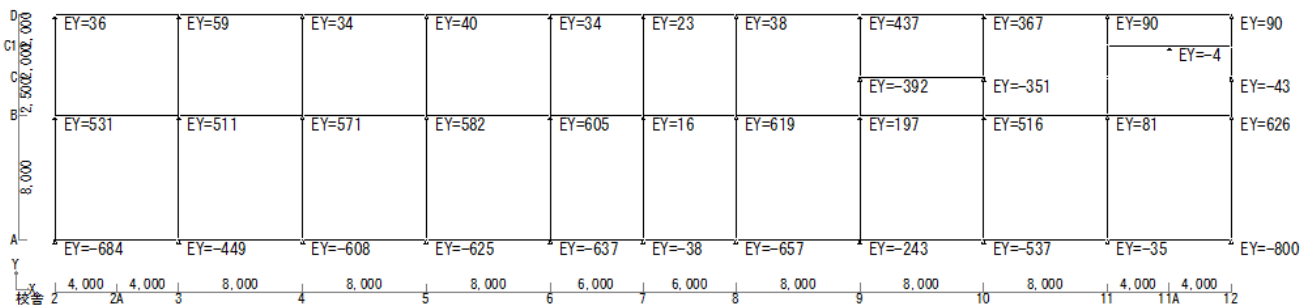


図 3.2.2-5 Y方向地震時(C₀=0.2) 支持反力図

3.2.3 上部構造の2次設計

(1) 層せん断力-層間変形角関係

外力分布をA i 分布形として増分解析を行った。Q- δ 図と参考までに代表的な架構のメカニズム時のヒンジ図を示す。

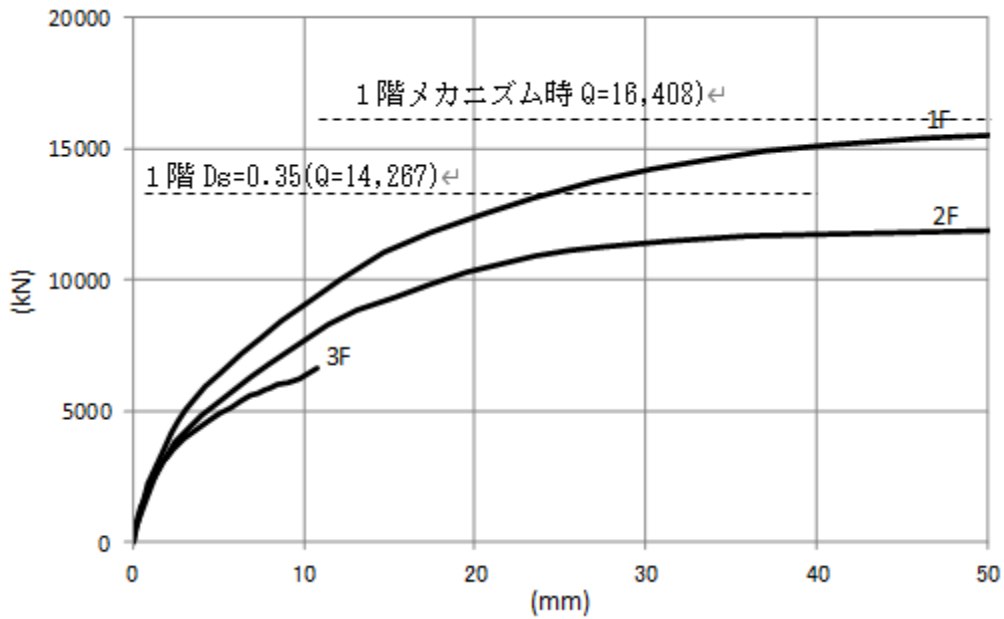


図 3.2.3-1 X 方向 Q- δ 図

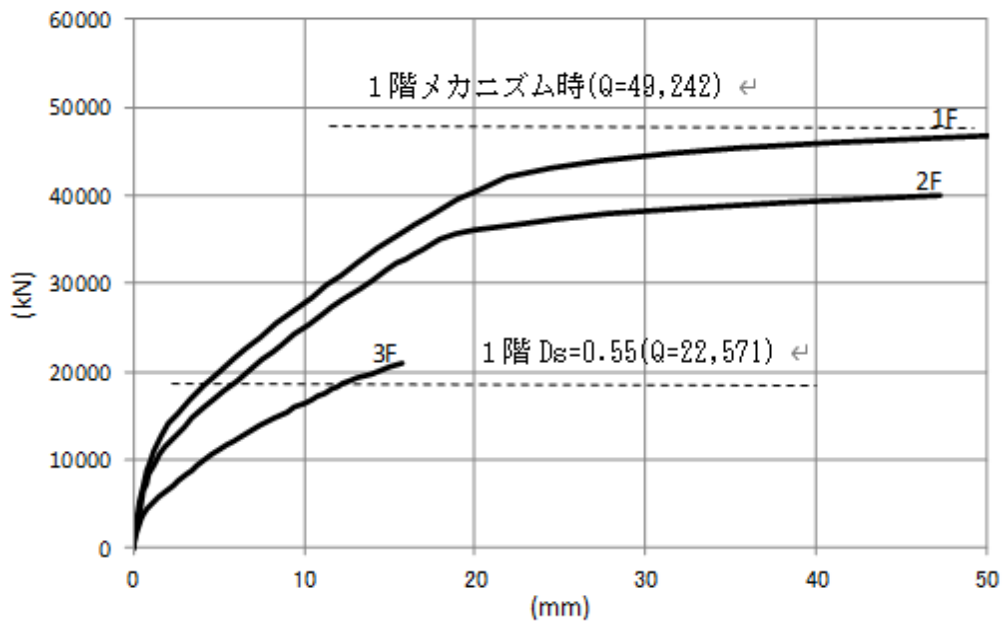


図 3.2.3-2 Y 方向 Q- δ 図

(2) ヒンジ図

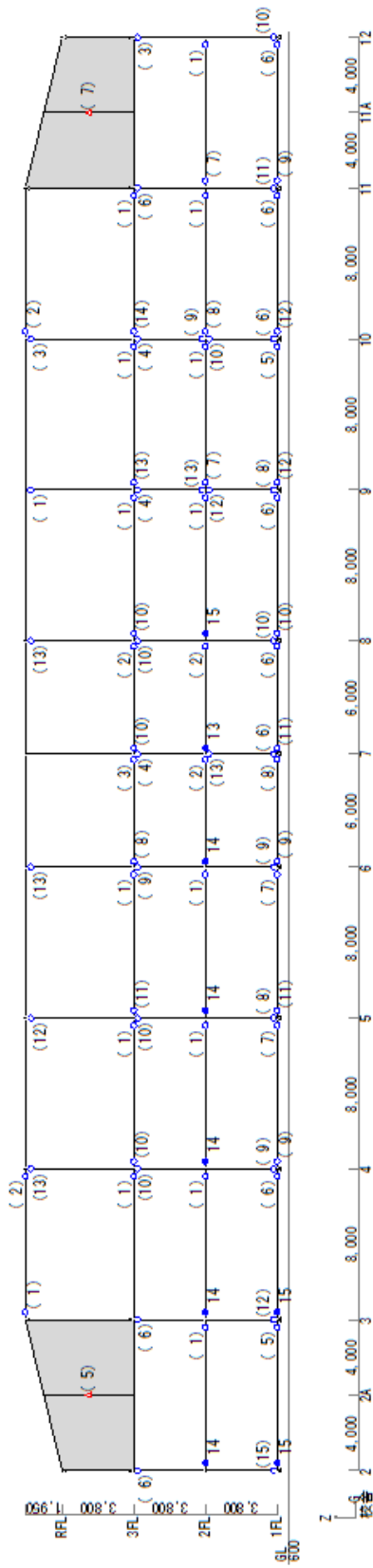


図 3.2.3-3 X 方向ヒンジ図 (B 通)

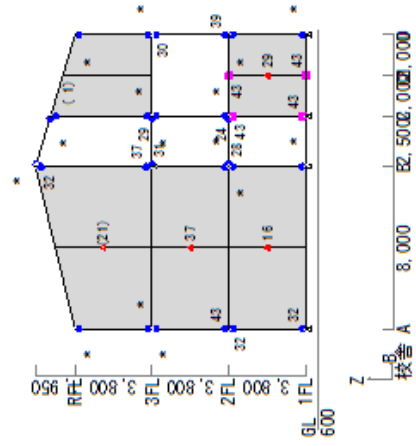


図 3.2.3-4 Y 方向ヒンジ図 (10 通)

- | 凡例 | |
|--------------------|---------|
| ○ | 曲げひび割れ |
| ● | 曲げ降伏 |
| △ | せん断ひび割れ |
| ▲ | せん断降伏 |
| □ | 軸ひび割れ |
| ■ | 軸降伏 |
| ※ 符号横の数字はステップ数を示す。 | |

3.3 基礎構造の1次設計

3.3.1 ケース1及び4

(1) 設計条件

- ・上部架構 耐震壁付ラーメン架構
- ・杭モデル 単杭モデル
- ・杭設計用地震力

上部構造の地震力($C_0=0.2$) $Q_1 = 8,015 \text{ kN}$

1階部分の重量 $W_1 = 14,315 \text{ kN}$

基礎の重量 $W_f = 11,988 \text{ kN}$

地下部設計震度 $K = 0.1$

$\Sigma Q_p = Q_1 + K \cdot (W_1 + W_f) = 10,645 \rightarrow 11,000 \text{ (kN)}$

- ・杭強制変位 考慮しない
- ・支持力の検討 設計用基礎反力は図 3.1-9~11 の鉛直荷重時および地震時 ($C_0=0.20$) の支点反力に杭の曲げ戻し応力による付加軸力を考慮する。

(2) 既製杭（杭体・杭頭補強筋）の耐震設計

1) 地震時応力算定方法

- ・杭体は弾性支承梁とした弾性モデルとする。
- ・境界条件は、杭頭は固定、杭先端はピン支持とする。
- ・水平地盤ばねは「建築基礎構造設計指針（2019）」^[3-8]に準じる。

水平地盤反力係数 $k_h = \alpha \cdot E_0 \cdot B^{3/4}$

α ：粘性土の場合 60，砂質土の場合 80

E_0 ：対象土層の平均 N 値より 700N で推定した地盤変形係数

- ・杭体の変位(y_0)が 1.0cm を超えた場合は、地盤反力係数を ($y_0^{-1/2}$) により低減する。
- ・基礎の根入れ効果は考慮しない。
- ・土圧合力ばねは考慮しない。

(3) パイルキャップの耐震設計

- 1) 「鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説(2018)」^[3-5]に基づく方法
- 2) 従前の設計方法

(4) 基礎梁の耐震設計

基礎梁は杭の曲げ戻しを考慮した応力が短期許容応力以下であることを確認する。せん断力については、存在応力を 1.25 倍割増し、短期許容応力以下であることを確認する。

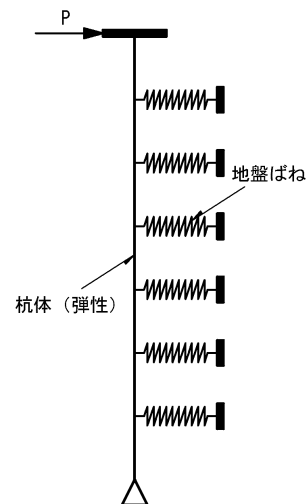


図 3.3.1-1 杭応力解析モデル

(5) 1次設計の検討結果

1) 杭工法および地盤概要

- ・杭工法：PHC 杭（埋込み工法， $\alpha=200$ ）セメントミルク工法
- ・杭径および杭長：杭径 1200φ×37本，杭長25m
- ・杭天端：GL-2.5m
- ・支持層：GL-27.5m（N値50以上）

ケース1及び4の1次設計の検討結果を示す。

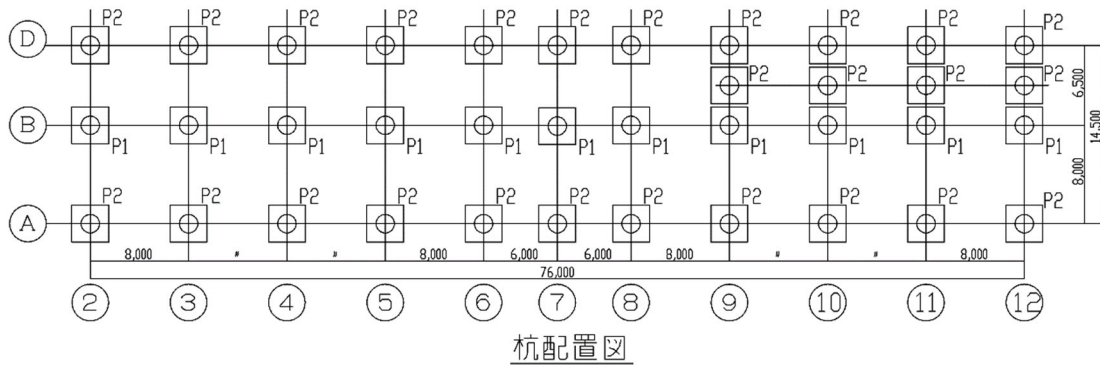


図 3.3.1-2 杭配置

表 3.3.1-1 杭の仕様

一次設計（地盤1）

	位置	杭径 (mm)	杭厚 (mm)	長さ (m)	杭種	Fc (N/mm ²)
P1	上杭	1000	130	7	PHC C種	85
	下杭		130	6+6	PHC B種	85
P2	上杭	1000	130	7	PHC C種	85
	下杭		130	6+6	PHC B種	85

表 3.3.1-2 基礎梁

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	主筋 (SD390)		STP (SD295)	
				上下共		径	ピッチ
FG1	内端	400	1000	上下共	4-D29	3-D13	150
	外端			上下共	7-D29		

第3章 設計例1：学校校舎A

2) 鉛直支持力の検討

地盤の長期および短期許容支持力からきまる許容支持力は下記（告示式）による。

許容支持力を告示式にて算出する。

$$Ra = q_p \cdot A_p + R_f / 3 \text{ (長期)}$$

$$q_p: \text{杭先端の地盤の地盤の許容応力度(kN/m}^2\text{)} \quad [\text{セメントミルク工法; } q_p = 200/3 \cdot N_{avr}]$$

A_p : 杭先端の有効断面積 (m²)

$$R_f: \text{周面摩擦力(kN)} \quad [R_f = (10/3Ns \cdot L_s + q_u/2 \cdot L_c) \phi]$$

・先端支持力

$$q_p = 200/3 \cdot N_{avr} = 3,333 \quad ; N_{avr} = 50.0$$

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
A_p (m ²)	0.283	0.385	0.503	0.636	0.785	0.950	1.131
$q_p \cdot A_p$ (kN)	942	1,283	1,676	2,121	2,618	3,168	3,770

・周面摩擦力

$$\text{砂質土} \quad N_{s1} = (9+10+36+15+15+15)/6 = 20 \quad L_{s1} = 6$$

$$N_{s2} = (35+29+35+35)/4 = 33.5 \rightarrow 30 \quad L_{s2} = 4$$

$$10/3Ns \cdot L_s = 847 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{粘性土} \quad q_u/2 = 50 \quad L_c = 4$$

$$q_u/2 \cdot L_c = 200 \text{ (kN/m)}$$

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
ϕ (m)	1.885	2.199	2.513	2.827	3.142	3.456	3.770
$R_f/3$ (kN)	658	767	877	986	1,096	1,206	1,315

・地盤の許容支持力

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
${}_L Ra1$ (kN)	1,600	2,050	2,552	3,107	3,714	4,373	5,085
${}_s Ra1$ (kN)	3,200	4,100	5,105	6,214	7,428	8,747	10,170
$Ru1$ (kN)	4,800	6,150	7,657	9,321	11,142	13,120	15,256

・杭材による許容支持力

$$Ra2 = (fc - \sigma_e) \cdot Ac \quad {}_L fc = 85/3.5 = 24.3 \quad {}_s fc = 48.6 \quad {}_u fc = 72.9$$

$$\sigma_e = 10 \quad \text{A種: 4, B種: 8, C種: 10}$$

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
Ac (mm ²)	282,743	384,845	502,655	636,173	785,398	950,332	1,130,973
${}_L Ra2$ (kN)	4,039	5,498	7,181	9,088	11,220	13,576	16,157
${}_s Ra2$ (kN)	10,906	14,844	19,388	24,538	30,294	36,656	43,623
$Ru2$ (kN)	17,772	24,190	31,595	39,988	49,368	59,735	71,090

・許容支持力

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
${}_L Ra$ (kN)	1,600	2,050	2,552	3,107	3,714	4,373	5,085
${}_s Ra$ (kN)	3,200	4,100	5,105	6,214	7,428	8,747	10,170
Ru (kN)	4,800	6,150	7,657	9,321	11,142	13,120	15,256

・支持力の検討

設計用支持反力一覧と)許容支持力を比較する

$$\text{長期: } {}_L R_{\max} = 3,433 < {}_L Ra = 3,714 \text{ (kN)} \quad \text{O.K.}$$

$$\text{短期: } {}_s R_{\max} = 3,740 < {}_s Ra = 7,428 \text{ (kN)} \quad \text{O.K.}$$

地盤1

層下面 深さ(m)	N値	比重	c (kPa)	fai (deg)
-1	3	1.7	1	35
-2	4	1.7	1	35
-3	9	1.7	1	35
-4	10	1.8	1	35
-5	36	1.8	1	35
-6	15	1.8	1	35
-7	15	1.8	1	35
-8	15	1.8	1	35
-9	8	1.7	50	1
-10	21	1.7	50	1
-11	8	1.7	50	1
-12	50	1.7	50	1
-13	50	1.9	1	35
-14	29	1.9	1	35
-15	50	1.9	1	35
-16	50	1.9	1	35
-17	49	1.9	1	35
-18	38	1.9	1	35
-19	16	1.9	1	35
-20	50	1.9	1	35
	50	2		

□設計用基礎反力一覧

杭頭部の曲げ戻しによる付加軸力を考慮した基礎反力を下記に示す。

表 3.3.1-3 設計用基礎反力一覧

単位(kN)

・鉛直荷重時基礎反力		フーチング重量 350 (kN) 含む											
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12	
D	1320	2246	2267	2343	1776	703	2082	1268	1290	2235		1032	MAX
C1											730		3433
C								1509	1310			1038	MIN
B	1909	3244	3027	3174	2588	1716	2814	2168	2321	3433		1486	703
A	1415	2003	1992	2004	1608	1063	1631	2026	2151	2034		1382	合計
													70338
・短期 (X+) 基礎反力(フーチング重量含む)		付加軸力考慮 地盤1											
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12	
D	1039	820	3740	2025	2034	701	2182	1288	380	3253		1458	MAX
C1											626		3740
C								1360	1090			1150	MIN
B	1389	3320	2983	3117	2494	1717	2928	2176	2374	3316		1993	380
A	1219	2157	2062	2038	1544	1066	1685	1933	2150	1957		1575	合計
													70338
・短期 (X-) 基礎反力(フーチング重量含む)		付加軸力考慮 地盤1											
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12	
D	1601	3672	794	2661	1518	705	1982	1248	2200	1217		606	MAX
C1											834		3672
C								1658	1530			926	MIN
B	2429	3168	3071	3231	2682	1715	2700	2160	2268	3550		979	606
A	1611	1849	1922	1970	1672	1060	1577	2119	2152	2111		1189	合計
													70338
・短期 (Y+) 基礎反力(フーチング重量含む)		付加軸力考慮 地盤1											
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12	
D	1547	2496	2492	2574	2001	917	2311	2016	1968	2516		1433	MAX
C1											726		3720
C								1138	980			1016	MIN
B	2404	3719	3562	3720	3157	1696	3397	2189	2661	3478		1936	427
A	576	1399	1229	1224	816	870	819	1628	1459	1844		427	合計
													70338
・短期 (Y-) 基礎反力(フーチング重量含む)		付加軸力考慮 地盤1											
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12	
D	1093	1996	2042	2112	1551	489	1853	520	612	1954		631	MAX
C1											734		3388
C								1880	1640			1060	MIN
B	1414	2769	2492	2628	2019	1736	2231	2147	1981	3388		1036	489
A	2254	2607	2755	2784	2400	1256	2443	2424	2843	2224		2337	合計
													70338

3) 水平時の杭応力の算定

杭設計用せん断力： $\Sigma Q_p = 11,000$ (kN) ；根入れ効果は無視する。

水平地盤反力係数は $k_h=80 \cdot E_0 \cdot D^{3/4}$

$E_0=700N$ とし、N 値は杭頭 3m の平均 $_{avr}N=7.67$ を採用する。

応力は Chang の方法により算出する。

算定結果を下記に示す。

杭頭曲げモーメント $M=680$ (kNm)

杭頭せん断力 $Q=297$ (kN)

杭頭変位 $\delta = 4.9$ (mm)

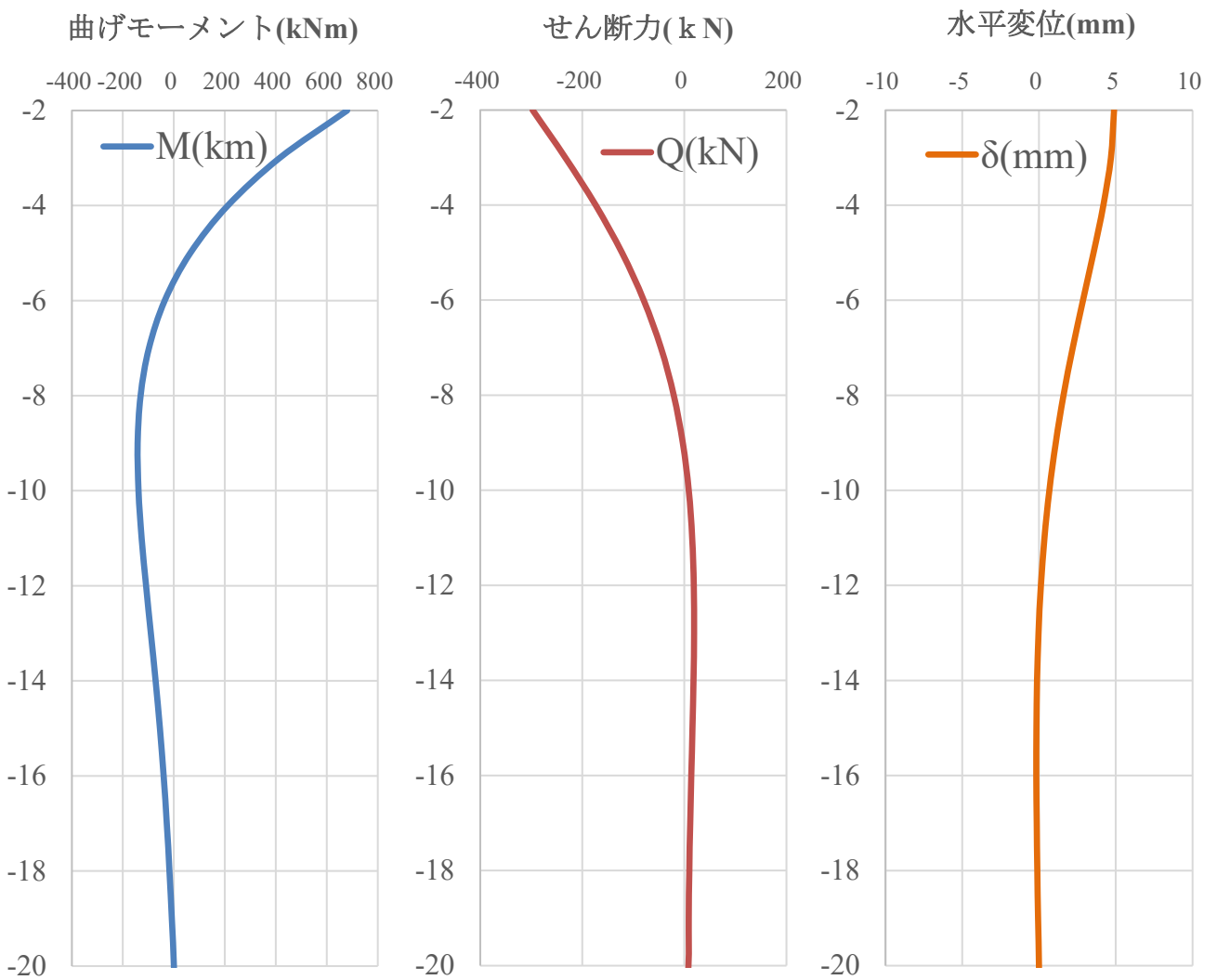


図 3. 3. 1-3 杭応力および変形図

4) 杭体の検討

杭応力が短期許容応力以下であることを以下に示す。

設計用応力 $M = 680(\text{kNm})$, $Q = 297(\text{kN})$; 杭頭部

P1,P2 : $N_{\max} = 3,740(\text{kN})$, $N_{\min} = 380(\text{kN})$

曲げモーメントに対する検討

下図より杭頭部にC種、軸部にB種を採用する。

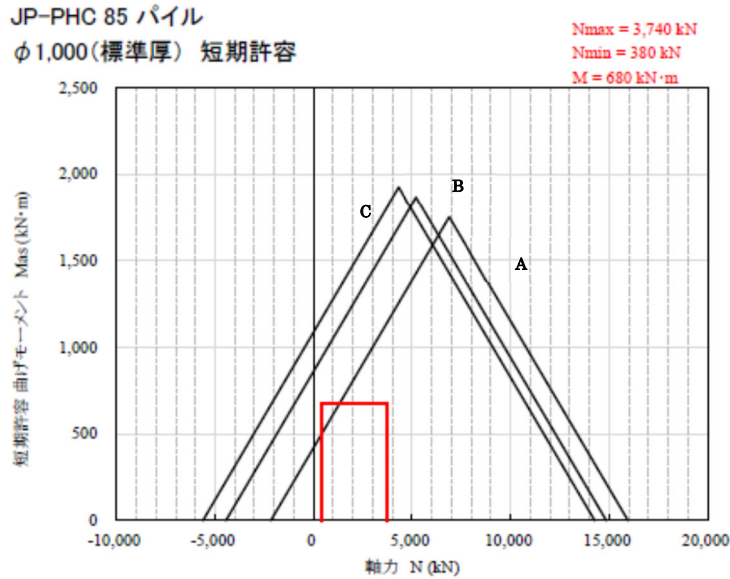


図 3.3.1-4 杭 M-N 曲線と設計応力の関係

せん断力に対する検討

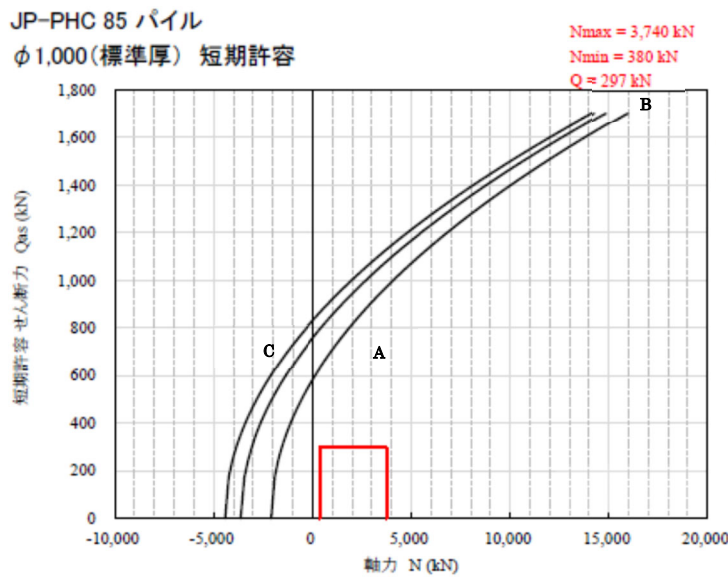


図 3.3.1-5 杭 N-Q 曲線と設計応力の関係

5) 杭頭補強筋の検討

パイルスタッド鉄筋を用いて杭頭曲げモーメントを伝達させる。

杭頭接合筋の検討方針は仮想RC断面での検討とする。

- ・ 杭頭部配筋 20-D29(SD390) 仮想断面 $D'=1000+200=1200(\text{mm})$

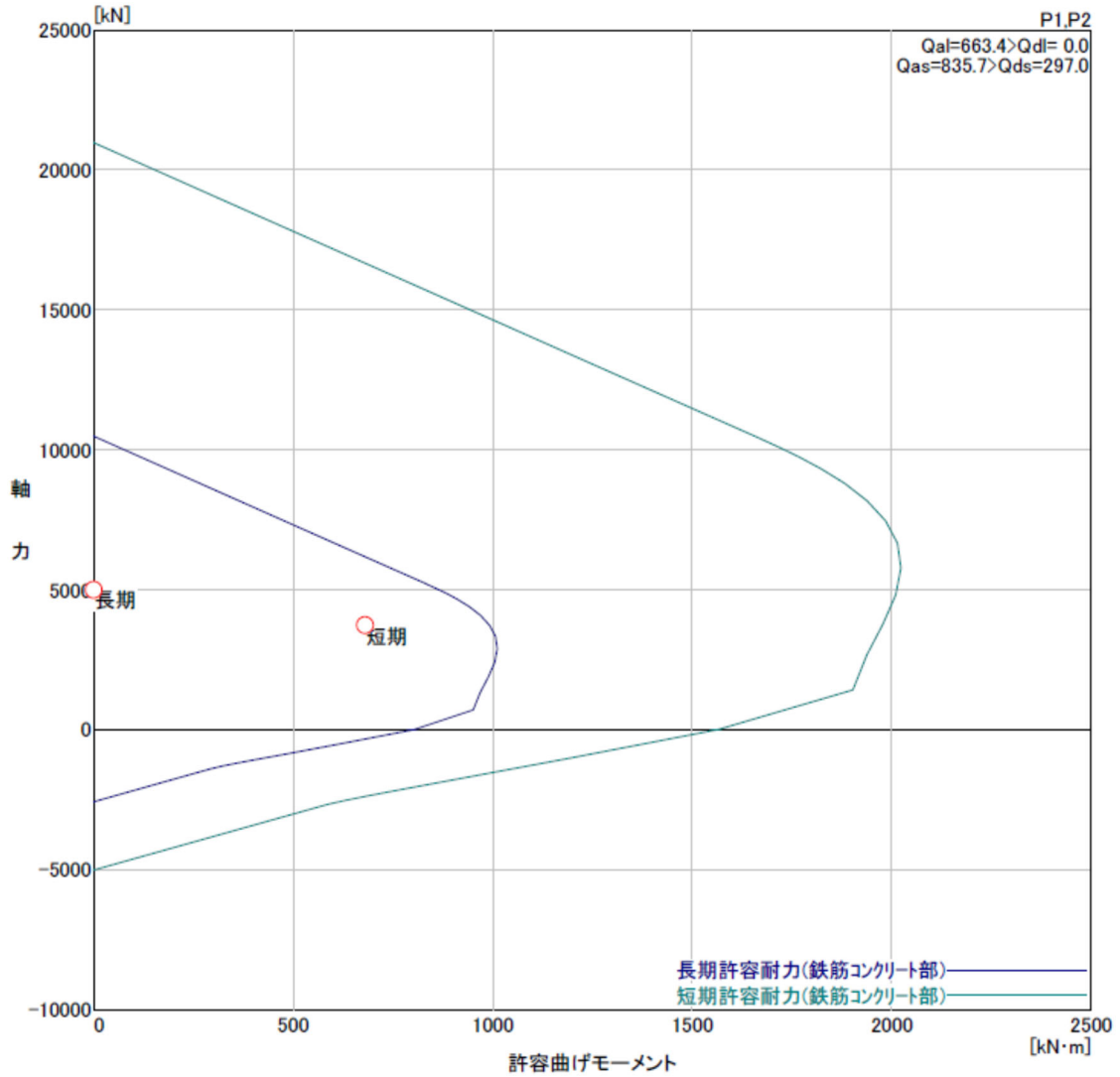


図 3.3.1-6 杭頭接合部 M-N 曲線と設計応力の関係

6) 基礎梁の検討

杭の曲げ戻しを考慮した応力が短期許容応力以下であることを確認する。

せん断力については、存在応力を1.25倍割増し、短期許容応力以下であることを確認する。以下に応力と断面算定結果を示す。

基礎梁断面

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	主筋 (SD390)		STP (SD295)	
				上下共	4-D25	径	ピッチ
FG1	内端	400	1000	上下共	4-D25	2-D13	150
	外端			上下共	7-D25		

基礎梁の断面算定

- ・基礎梁の短期許容応力以下の確認

設計応力 Y方向加力

曲げモーメント

最大応力位置 9通り 外端(D端) 内端(C端)
M= 829 (kNm) 414 (kNm)

せん断力

最大応力位置 9通り B-C間
Q= 331 (kN)

$$sMa = at \cdot ft \cdot j$$

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	鉄筋重心 位置(mm)	d (mm)	配筋	at (mm ²)	Pt (%)	sft (N/mm ²)	sMa (kNm)	Md (kNm)	Ma/ Md (≥1)
FG1	内端	400	1000	75.0	925	4-D25	2028	0.55%	345	566	414	1.37
	外端	400	1000	111.4	889	7-D25	3549	1.00%	345	952	829	1.15

コンクリート f_c 27 (N/mm²) $sQa = \{\alpha \cdot fs + 0.5wft(Pw - 0.002)\}b \cdot j$, $\alpha = 4/(M/Qd + 1)$ かつ $1 \leq \alpha \leq 2$

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	配筋		aw (mm ²)	Pw (%)	wft (N/m)	α	sQa (kNm)	Qd (kNm)	Qa/ Qd
				径	ピッチ							
FG1	全断面	400	1000	2-D13	150	254	0.423%	295	1.14	513	331	1.55

$$fs = 1.155 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$Qd \geq 1.25Q \text{ とする}$$

第3章 設計例1：学校校舎A

7) パイルキャップの検討

1 本杭であり偏芯もないので、「鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説(2010)」^[3-4]においても「鉄筋コンクリート構造配筋指針・同解説(2010)」^[3-7]においても特別な規定はなく、従前からの慣例的な配筋として以下とする。

パイルキャップについては、柱主筋と杭主筋の定着がパイルキャップ内でラップしており、1 本杭で基礎自体に曲げが生じないことから、ひび割れ防止筋程度（ベース筋D13-@200，はかま筋 縦・横D13-@200）とする。

なお、「鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説(2018)」^[3-5]では、偏芯した場合の検討方法が示されたが、本杭においては偏芯がないので配筋は従前と同様とする。

3.3.2 ケース2及び3

- (1) 設計条件
- (2) 既製杭（杭体・杭頭補強筋）の耐震設計
- (3) パイルキャップの耐震設計
- (4) 基礎梁の耐震設計

以上の(1)～(4)は3.3.1に同じ。

(5) 1次設計の検討結果

1) 杭工法および地盤概要

- ・杭工法：PHC杭（埋込み工法， $\alpha=200$ ）セメントミルク工法
- ・杭径および杭長：杭径 1200φ×37本，杭長25m
- ・杭天端：GL-2.5m
- ・支持層：GL-27.5m（N値50以上）

ケース2及び3の一次設計の検討結果を示す。

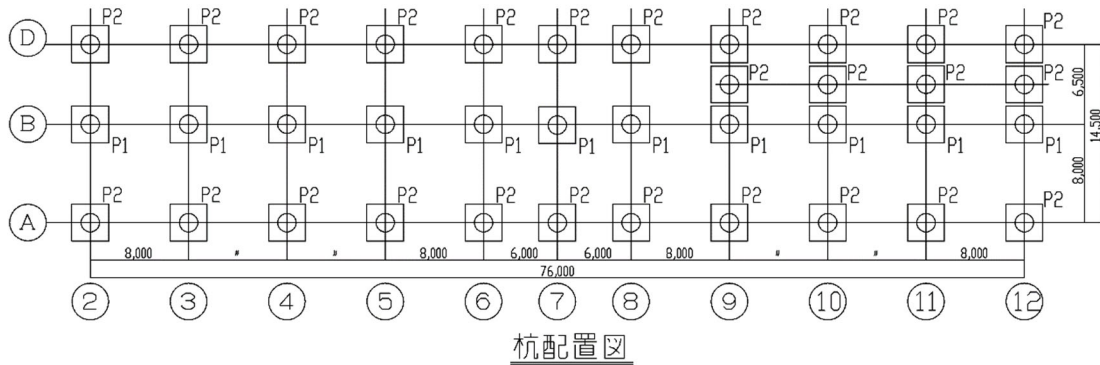


図 3.3.2-1 杭配置

表 3.3.2-1 杭の仕様

一次設計（地盤2）

	位置	杭径 (mm)	杭厚 (mm)	長さ (m)	杭種	Fc (N/mm ²)
P1	上杭	1000	130	8	PHC C種	85
	下杭		130	8+8	PHC B種	85
P2	上杭	1000	130	8	PHC C種	85
	下杭		130	8+8	PHC B種	85

表 3.3.2-2 基礎梁

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	主筋 (SD390)		STP (SD295)	
				上下共		径	ピッチ
FG1	内端	400	1000	上下共	4-D29	3-D13	150
	外端			上下共	7-D29		

第3章 設計例1：学校校舎A

2) 鉛直支持力の検討

地盤の長期および短期許容支持力からきまる許容支持力は下記（告示式）による。

許容支持力を告示式にて算出する。

$$Ra = q_p \cdot A_p + R_f / 3 \text{ (長期)}$$

$$q_p: \text{杭先端の地盤の許容応力度(kN/m}^2\text{)} \quad [\text{セメントミルク工法; } q_p = 200/3 \cdot N_{avr}]$$

$$A_p: \text{杭先端の有効断面積 (m}^2\text{)}$$

$$R_f: \text{周面摩擦力(kN)} \quad [R_f = (10/3N_s \cdot L_s + q_u/2 \cdot L_c) \phi]$$

・先端支持力

$$q_p = 200/3 \cdot N_{avr} = 3,333 \quad ; \quad N_{avr} = 50$$

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
A _p (m ²)	0.283	0.385	0.503	0.636	0.785	0.950	1.131
q _p · A _p (kN)	942	1,283	1,676	2,121	2,618	3,168	3,770

・周面摩擦力

砂質土

$$N_{s1} = (5+6+5+5+6)/5 = 5.4 \quad L_{s1} = 5$$

$$N_{s2} = (10+10+17+21+24+16+2)/7 = 14.3 \quad L_{s2} = 7$$

$$N_{s3} = (13+18+25+27+9+30)/6 = 20.3 \quad L_{s3} = 6$$

$$10/3N_s \cdot L_s = 830 \text{ (kN/m)}$$

粘性土

$$q_u/2 = 25 \quad L_c = 3+2 = 5$$

$$q_u/2 \cdot L_c = 125 \text{ (kN/m)}$$

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
φ (m)	1.885	2.199	2.513	2.827	3.142	3.456	3.770
R _f /3(kN)	600	700	800	900	1,000	1,100	1,200

層下面 深さ(m)	N値	比重	c (kPa)	fai (deg)
-1	2	1.8	25	1
-2	0	1.8	25	1
-3	2	1.8	25	1
-4	0	1.8	25	1
-5	5	1.8	25	1
-6	5	1.6	1	35
-7	6	1.6	1	35
-8	5	1.6	1	35
-9	5	1.6	1	35
-10	6	1.6	1	35
-11	10	1.8	1	35
-12	10	1.8	1	35
-13	17	1.8	1	35
-14	21	1.8	1	35
-15	24	1.8	1	35
-16	16	1.8	1	35
-17	2	1.8	1	35
-18	2	1.7	25	1
-19	7	1.7	25	1
-20	13	1.8	1	35
-21	18	1.8	1	35
-22	25	1.8	1	35
-23	27	1.8	1	35
-24	9	1.8	1	35
-25	37	1.8	1	35
	50	1.8		

・地盤の許容支持力

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
lRa1(kN)	1,543	1,983	2,476	3,021	3,618	4,268	4,970
sRa1(kN)	3,085	3,966	4,951	6,041	7,236	8,536	9,940
Ru1(kN)	4,628	5,949	7,427	9,062	10,854	12,804	14,910

・杭材による許容支持力

$$Ra2 = (fc - \sigma_e) \cdot Ac$$

$$f_{c1} = 85/3.5 = 24.3 \quad f_{c2} = 48.6 \quad f_{c3} = 72.9$$

$$\sigma_e = 10 \quad \text{A種; 4, B種; 8, C種; 10}$$

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
Ac(mm ²)	282,743	384,845	502,655	636,173	785,398	950,332	1,130,973
lRa2(kN)	4,039	5,498	7,181	9,088	11,220	13,576	16,157
sRa2(kN)	10,906	14,844	19,388	24,538	30,294	36,656	43,623
Ru2(kN)	17,772	24,190	31,595	39,988	49,368	59,735	71,090

・許容支持力

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
lRa(kN)	1,543	1,983	2,476	3,021	3,618	4,268	4,970
sRa(kN)	3,085	3,966	4,951	6,041	7,236	8,536	9,940
Ru(kN)	4,628	5,949	7,427	9,062	10,854	12,804	14,910

・支持力の検討

設計用支持反力一覧と)許容支持力を比較する

$$\text{長期: } lR_{\max} = 3,433 < lRa = 3,618 \text{ (kN)} \quad \text{O.K.}$$

$$\text{短期: } sR_{\max} = 3,740 < sRa = 7,236 \text{ (kN)} \quad \text{O.K.}$$

□設計用基礎反力一覧

杭頭部の曲げ戻しによる付加軸力を考慮した基礎反力を下記に示す。

表 3.3.2-3 設計用基礎反力一覧

単位(kN)

	フーチング重量 350 (kN) 含む												
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12	
・鉛直荷重時基礎反力													
D	1320	2246	2267	2343	1776	703	2082	1268	1290	2235		1032	MAX
C1											730		3433
C								1509	1310			1038	MIN
B	1909	3244	3027	3174	2588	1716	2814	2168	2321	3433		1486	703
A	1415	2003	1992	2004	1608	1063	1631	2026	2151	2034		1382	合計
													70338
・短期 (X+) 基礎反力(フーチング重量含む)	付加軸力考慮 地盤1												
D	983	838	3740	2025	2022	701	2194	1288	380	3235		1514	MAX
C1											589		3740
C								1342	1108			1186	MIN
B	1333	3338	2983	3117	2482	1717	2940	2176	2374	3298		2049	380
A	1163	2175	2062	2038	1532	1066	1697	1933	2150	1939		1631	合計
													70338
・短期 (X-) 基礎反力(フーチング重量含む)	付加軸力考慮 地盤1												
D	1657	3654	794	2661	1530	705	1970	1248	2200	1235		550	MAX
C1											871		3654
C								1676	1512			890	MIN
B	2485	3150	3071	3231	2694	1715	2688	2160	2268	3568		923	550
A	1667	1831	1922	1970	1684	1060	1565	2119	2152	2129		1133	合計
													70338
・短期 (Y+) 基礎反力(フーチング重量含む)	付加軸力考慮 地盤1												
D	1615	2564	2560	2642	2069	985	2379	2126	2078	2584		1543	MAX
C1											726		3707
C								1145	987			1023	MIN
B	2391	3706	3549	3707	3144	1683	3384	2126	2598	3465		1873	371
A	520	1343	1173	1168	760	814	763	1572	1403	1788		371	合計
													70338
・短期 (Y-) 基礎反力(フーチング重量含む)	付加軸力考慮 地盤1												
D	1025	1928	1974	2044	1483	421	1785	410	502	1886		521	MAX
C1											734		3401
C								1873	1633			1053	MIN
B	1427	2782	2505	2641	2032	1749	2244	2210	2044	3401		1099	410
A	2310	2663	2811	2840	2456	1312	2499	2480	2899	2280		2393	合計
													70338

3) 水平時の杭応力の算定

杭設計用せん断力： $\Sigma Q_p = 11,000$ (kN) ; 根入れ効果は無視する。

水平地盤反力係数は $k_h=80 \cdot E_0 \cdot D^{3/4}$

$E_0=700N$ とし、N 値は杭頭 5m の平均 $avrN=1.8$ を採用する。

応力は Chang の方法により算出する。

算定結果を下記に示す。

杭頭曲げモーメント $M=975$ (kNm)

杭頭せん断力 $Q=297$ (kN)

杭頭変位 $\delta = 14.5$ (mm)

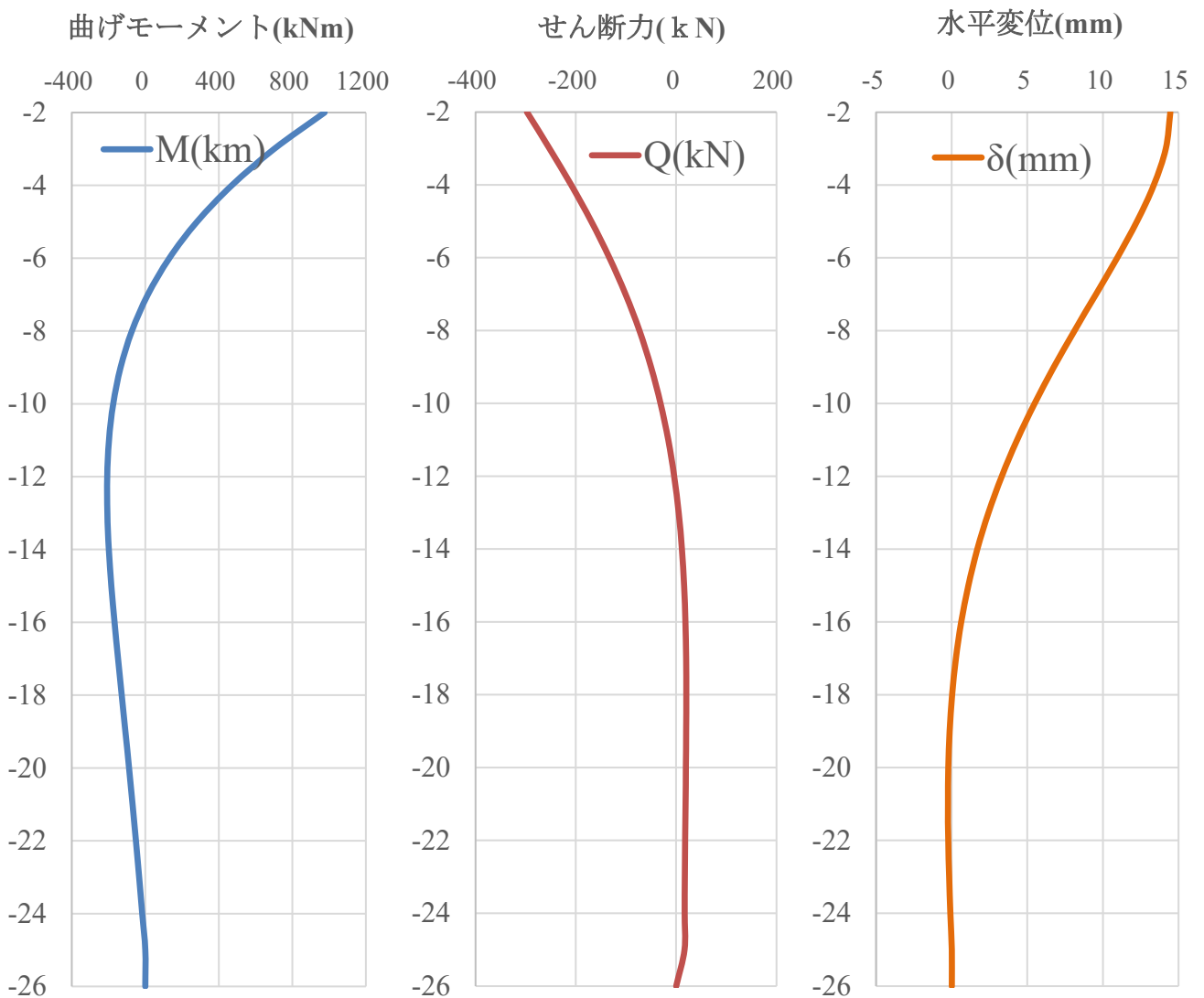


図 3.3.2-2 杭応力および変形図

4) 杭体の検討

杭応力が短期許容応力以下であることを以下に示す。

設計用応力 $M = 975(\text{kNm})$, $Q = 297(\text{kN})$; 杭頭部

P1,P2 : $N_{\max} = 3,740 (\text{kN})$, $N_{\min} = 371(\text{kN})$

曲げモーメントに対する検討

下図より杭頭部にC種，軸部にB種を採用する。

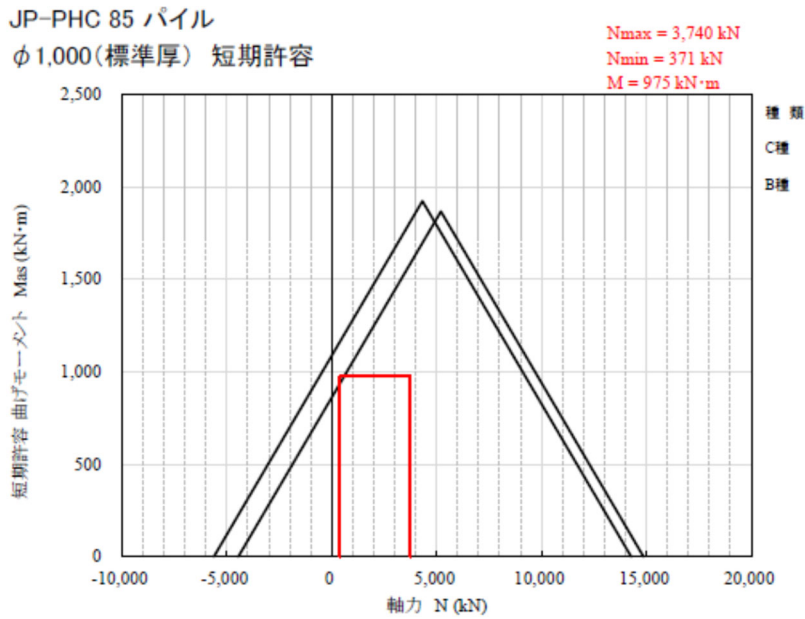


図 3. 3. 2-3 杭 M-N 曲線と設計応力の関係

せん断力に対する検討

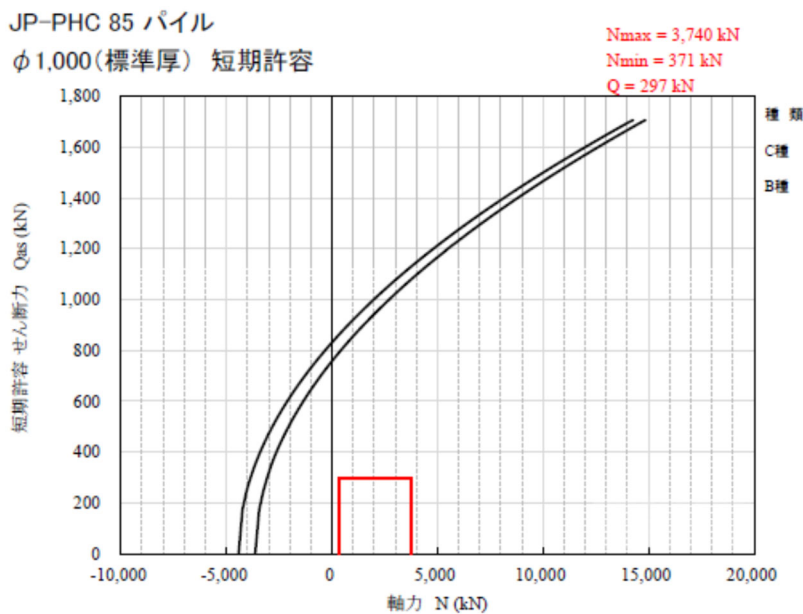


図 3. 3. 2-4 杭 N-Q 曲線と設計応力の関係

5) 杭頭補強筋の検討

パイルスタッド鉄筋を用いて杭頭曲げモーメントを伝達させる。

杭頭接合筋の検討方針は仮想RC断面での検討とする。

- ・ 杭頭部配筋 20-D29(SD390) 仮想断面 $D'=1000+200=1200(\text{mm})$

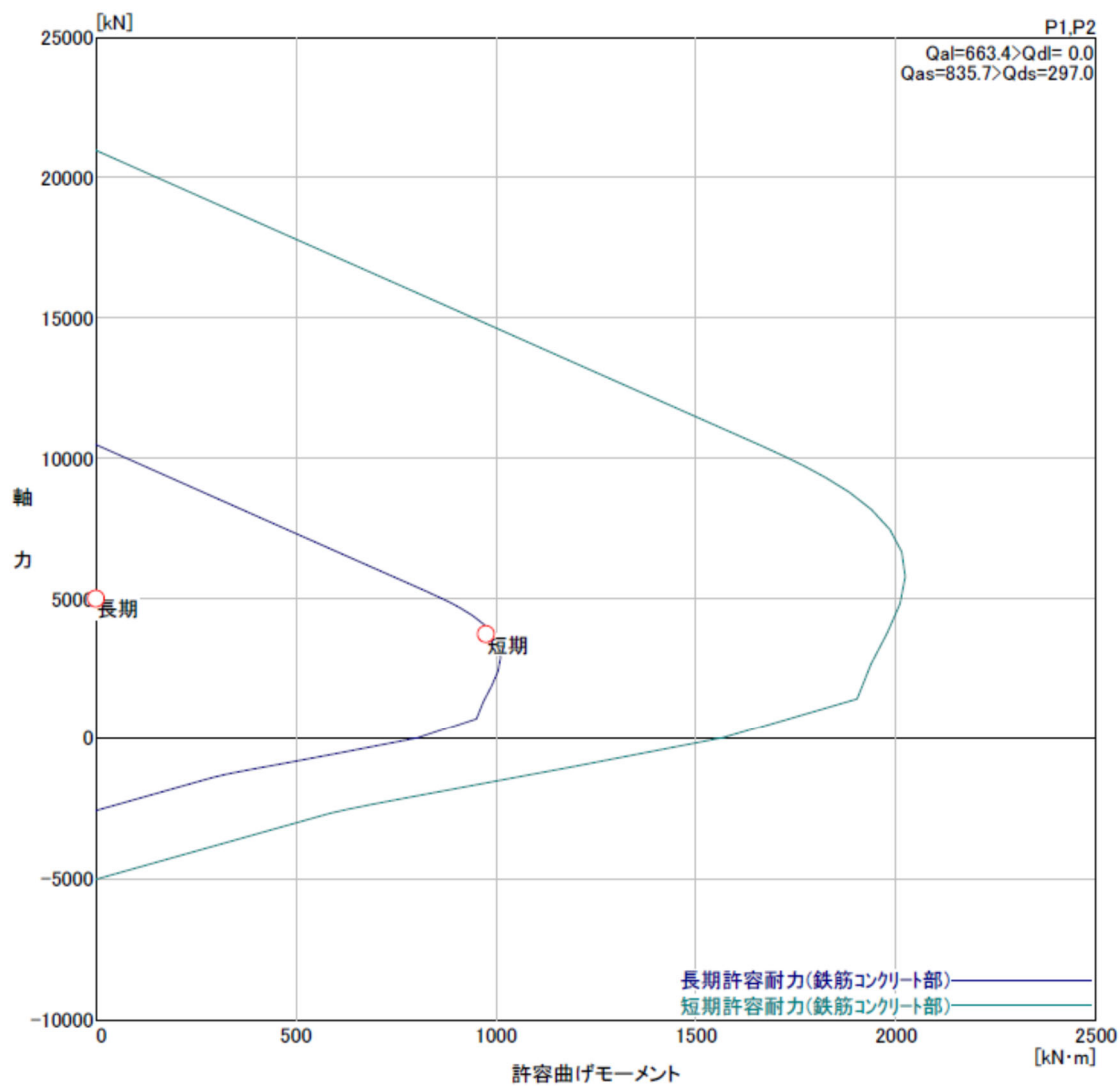


図 3.3.2-5 杭頭接合部 M-N 曲線と設計応力の関係

6) 基礎梁の検討

杭の曲げ戻しを考慮した応力が短期許容応力以下であることを確認する。
せん断力については、存在応力を1.25倍割増し、短期許容応力以下であることを確認する。以下に応力と断面算定結果を示す。

基礎梁断面

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	主筋 (SD390)		STP (SD295)	
				上下共	4-D29	径	ピッチ
FG1	内端	400	1000	上下共	4-D29	3-D13	150
	外端			上下共	7-D29		

基礎梁の断面算定

- ・基礎梁の短期許容応力以下の確認

設計応力 Y方向加力
 曲げモーメント
 最大応力位置 9通り 外端(D端) 内端(C端)
 $M = 1124 \text{ (kNm)}$ 562 (kNm)
 せん断力
 最大応力位置 9通り B-C間
 $Q = 449 \text{ (kN)}$

$$sMa = at \cdot ft \cdot j$$

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	鉄筋重心 位置(mm)	d (mm)	配筋	at (mm ²)	Pt (%)	sft (N/mm ²)	sMa (kNm)	Md (kNm)	Ma/ Md (≥1)
FG1	内端	400	1000	75.0	925	4-D29	2568	0.69%	390	811	562	1.44
	外端	400	1000	111.4	889	7-D29	4494	1.26%	390	1363	1124	1.21

コンクリート $F_c 27 \text{ (N/mm}^2)$ $sQa = \{ \alpha \cdot fs + 0.5wft(Pw - 0.002) \} b \cdot j$, $\alpha = 4/(M/Qd + 1)$ かつ $1 \leq \alpha \leq 2$

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	配筋		aw (mm ²)	Pw (%)	wft (N/m)	α	sQa (kNm)	Qd (kNm)	Qa/ Qd
				径	ピッチ							
FG1	全断面	400	1000	3-D13	150	381	0.635%	295	1.14	610	449	1.36

$$fs = 1.155 \text{ (N/mm}^2)$$

$$Qd \geq 1.25Q \text{ とする}$$

7) パイルキャップの検討

1 本杭であり偏芯もないので、「鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説(2010)」^[3-4]においても「鉄筋コンクリート構造配筋指針・同解説(2010)」^[3-7]においても特別な規定はなく、従前からの慣例的な配筋として以下とする。

パイルキャップについては、柱主筋と杭主筋の定着がパイルキャップ内でラップしており、1 本杭で基礎自体に曲げが生じないことから、ひび割れ防止筋程度（ベース筋D13-@200，はかま筋 縦・横 D13-@200）とする。

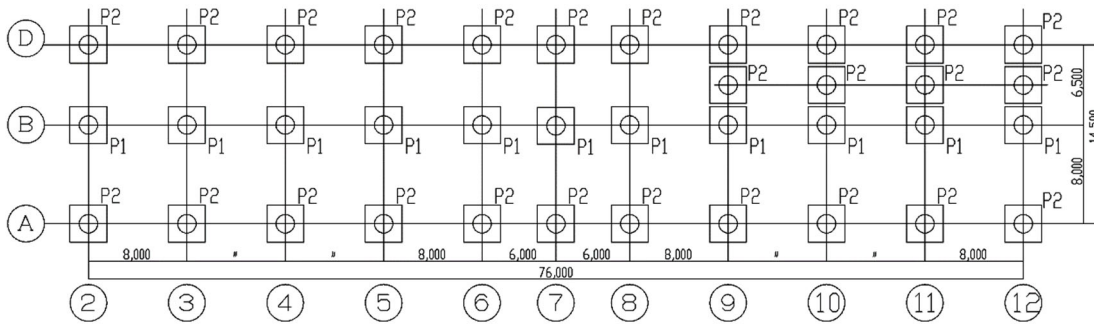
なお、「鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説(2018)」^[3-5]では、偏芯した場合の検討方法が示されたが、本杭においては偏芯がないので配筋は従前と同様とする。

3.3.3 1次設計のまとめ

慣性力のみで一次設計を行った結果では、地盤1及び2においても杭断面は上杭下杭ともにPHC杭(C種・B種)杭径1000mmとなった。

一次設計では全ての杭において、引抜きが生じていない。

杭・杭頭部・基礎梁は下記の各断面で短期許容応力以下となっている。



杭配置図

一次設計 (地盤1)

	位置	杭径 (mm)	杭厚 (mm)	長さ (m)	杭種	Fc (N/mm ²)
P1	上杭	1000	130	7	PHC C種	85
	下杭		130	6+6	PHC B種	85
P2	上杭	1000	130	7	PHC C種	85
	下杭		130	6+6	PHC B種	85

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	主筋 (SD390)		STP (SD295)	
				上下共		径	ピッチ
FG1	内端	400	1000	上下共	4-D29	3-D13	150
	外端			上下共	7-D29		

一次設計 (地盤2)

	位置	杭径 (mm)	杭厚 (mm)	長さ (m)	杭種	Fc (N/mm ²)
P1	上杭	1000	130	8	PHC C種	85
	下杭		130	8+8	PHC B種	85
P2	上杭	1000	130	8	PHC C種	85
	下杭		130	8+8	PHC B種	85

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	主筋 (SD390)		STP (SD295)	
				上下共		径	ピッチ
FG1	内端	400	1000	上下共	4-D29	3-D13	150
	外端			上下共	7-D29		

3.4 基礎構造の2次設計及び保証設計

3.4.1 ケース1：ランクS

(1) 設計条件

- ・上部架構 耐震壁付ラーメン架構
- ・耐震性能 継続使用性確保のための目標ランクSとし、張り間(Y)方向の必要保有水平耐力相当(Ds=0.55相当)の慣性力と地盤の応答変位による応力の組合せによる設計。(2次設計レベル)

応力の組合は慣性力と地盤変位を同時に増分载荷し算出する。

【目標ランクS】 短期許容応力度以内

- ・杭モデル 群杭フレームモデル(多層地盤モデル)
- ・基礎梁 設計応力は上部構造からの応力に杭頭曲げ戻し応力を考慮する。なお、鉛直荷重時応力は考慮しない。設計用せん断力は応力を1.25倍割増す。

- ・杭設計用地震力(張り間(Y)方向)

上部構造の必要保有水平耐力(Ds=0.55)を水平力とする。

上部構造の地震力(Ds=0.55) $Q_1 = 22,571 \text{ kN}$

1階部分の重量 $W_1 = 14,315 \text{ kN}$

基礎の重量 $W_f = 11,988 \text{ kN}$

地下部設計震度 $K = 0.40$

$$\Sigma Q_p = Q_1 + K \cdot (W_1 + W_f) = 33,092 \rightarrow 34,000 \text{ (kN)}$$

- ・杭強制変位 応答スペクトル法
- ・支持力の検討 鉛直荷重時および地震時Ds=0.55相当時の支点反力を用いる。
また、杭の曲げ戻し応力による付加軸力を考慮する。

(2) 既製杭(杭体・杭頭補強筋)の耐震設計

- ・杭体は弾性モデルとする。
- ・境界条件は、杭頭は基礎梁を剛とした回転拘束、杭先端はローラー支持とする。
- ・設計用応力は建物慣性力と地盤変形を同時増分解析した応力とする。

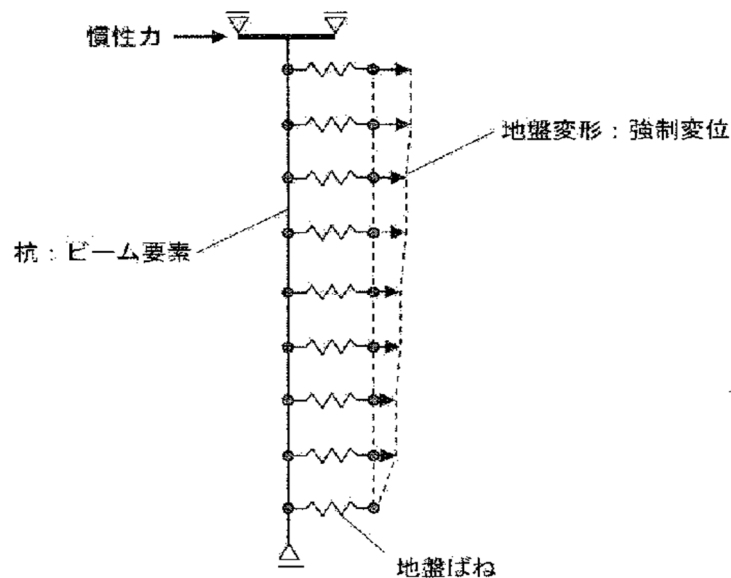


図 3.4.1-1 解析モデル図

- ・水平地盤ばねは「建築基礎構造設計指針（2019）」^[3-8]に準じ、群杭係数($\xi = 0.718$)を考慮した非線形ばねを用いる。

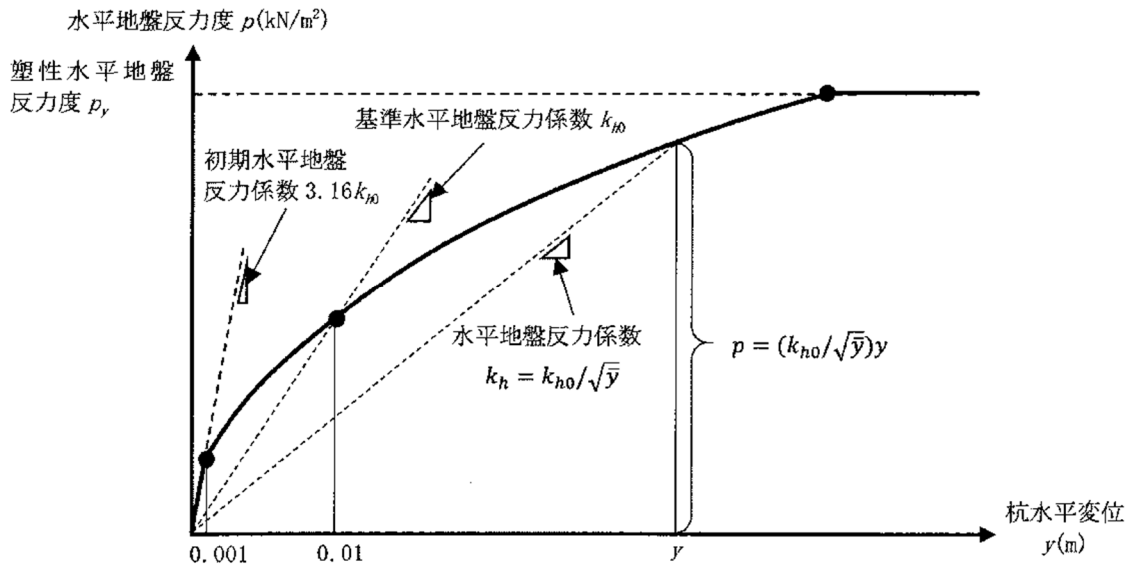


図 3.4.1-2 水平地盤ばね

- ・土圧合力ばねは、「建築基礎構造設計指針（2019）」^[3-8]に準じて算出し、二次設計時の水平変位を超えない範囲でトリリニアにモデル化する。

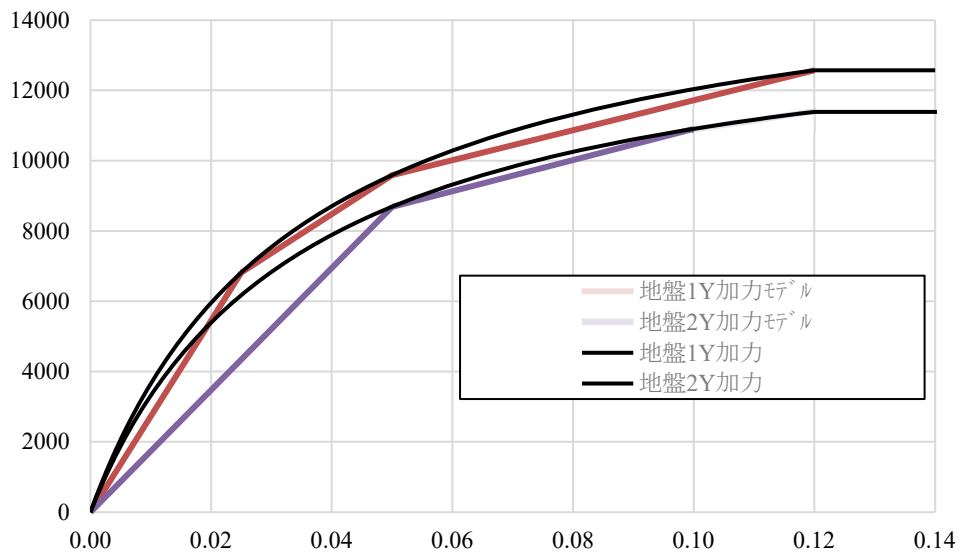


図 3.4.1-3 土圧合力ばね

- ・応力解析は「Resp-D(杭応答変位オプション)」及び「Resp-F3T」(構造計画研究所)を使用する。
- ・検討方向は保有水平耐力時の変動軸力が大きいY方向(正加力時)とする。

第3章 設計例1：学校校舎A

(3) パイルキャップの耐震設計

下記の1)及び2)の検討を行う。

- 1) 「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説(2017)」^[3-6]に基づく方法
- 2) 既往学術論文を適用した設計

(4) 基礎梁の耐震設計

基礎梁は杭の曲げ戻しを考慮した応力が短期許容応力以下であることを確認する。

(5) 2次設計の検討結果

1) 杭工法および地盤概要

- ・ 目標ランク：S グレード（短期許容応力以下）
- ・ 杭径および杭長：杭径 1200φ×37本，杭長19m
- ・ 杭工法：PHC杭（埋込み工法， $\alpha=200$ ）
- ・ 杭天端：GL-2.5m
- ・ 支持層：GL-21.5m（N値50以上）

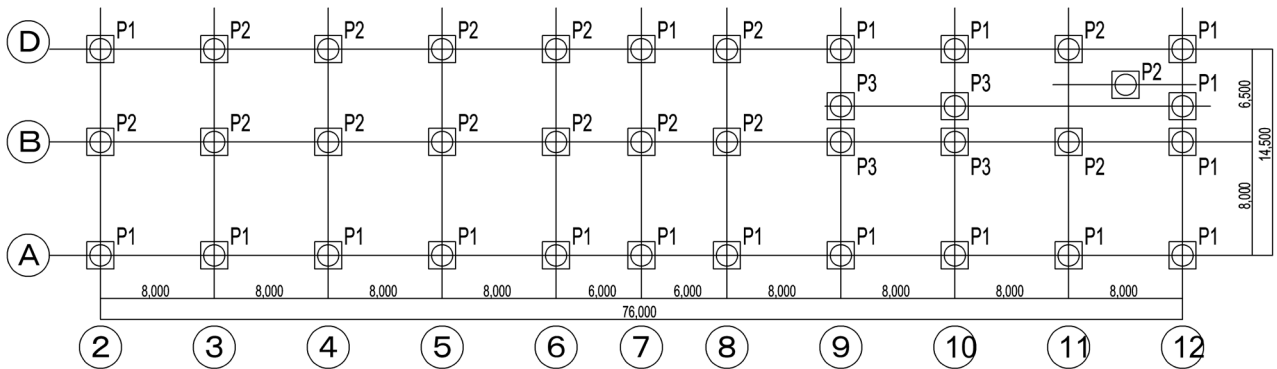


図 3.4.1-4 杭配置

表 3.4.1-1 杭の仕様

	位置	杭径 (mm)	杭厚 (mm)	長さ (m)	杭種	F _c (N/mm ²)
P1	上杭	1200	150	9	SC(t=12mm,SKK490)	105
	下杭		150	10	C種	105
P2	上杭	1200	150	9	SC(t=9mm,SKK490)	105
	下杭		150	10	C種	105

2) 鉛直支持力の検討

$R_a = q_p \cdot A_p + R_f/3$ (長期)

q_p : 杭先端の地盤の地盤の許容応力度(kN/m²) [セメントミルク工法; $q_p=200/3 \cdot N_{avr}$]

A_p : 杭先端の有効断面積 (m²)

R_f : 周面摩擦力(kN) [$R_f=(10/3N_s \cdot L_s + q_u/2 \cdot L_c) \phi$]

地盤1

・先端支持力

$q_p=200/3 \cdot N_{avr} = 3,333$; $N_{avr} = 50.0$

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
A_p (m ²)	0.283	0.385	0.503	0.636	0.785	0.950	1.131
$q_p \cdot A_p$ (kN)	942	1,283	1,676	2,121	2,618	3,168	3,770

・周面摩擦力

砂質土 $N_{s1} = (10+36+15+15+15)/5 = 18.2$ $L_{s1} = 5$
 $N_{s2} = (35+35+35)/3 = 35 \rightarrow 30$ $L_{s2} = 3$

$10/3N_s \cdot L_s = 603$ (kN/m)

粘性土 $q_u/2 = 50$ $L_c = 4$

$q_u/2 \cdot L_c = 200$ (kN/m)

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
ϕ (m)	1.885	2.199	2.513	2.827	3.142	3.456	3.770
$R_f/3$ (kN)	505	589	673	757	841	925	1,009

層下面 深さ(m)	N値	比重	c (kPa)	fai (deg)
-1	3	1.7	1	35
-2	4	1.7	1	35
-3	9	1.7	1	35
-4	10	1.8	1	35
-5	36	1.8	1	35
-6	15	1.8	1	35
-7	15	1.8	1	35
-8	15	1.8	1	35
-9	8	1.7	50	1
-10	21	1.7	50	1
-11	8	1.7	50	1
-12	50	1.7	50	1
-13	50	1.9	1	35
-14	29	1.9	1	35
-15	50	1.9	1	35
-16	50	1.9	1	35
-17	49	1.9	1	35
-18	38	1.9	1	35
-19	16	1.9	1	35
-20	50	1.9	1	35
	50	2		

・地盤の許容支持力

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
${}_L Ra1$ (kN)	1,447	1,872	2,349	2,878	3,459	4,093	4,779
${}_s Ra1$ (kN)	2,894	3,743	4,697	5,755	6,918	8,186	9,559
$Ru1$ (kN)	4,342	5,615	7,046	8,633	10,378	12,279	14,338

・杭材による許容支持力

$Ra2 = (fc - \sigma_e) \cdot Ac$ ${}_L fc = 105/3.5 = 30.0$ ${}_s fc = 60.0$ ${}_c fc = 90.0$
 $\sigma_e = 10$ A種; 4, B種; 8, C種; 10

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
Ac (mm ²)	212,058	259,181	306,305	353,429	400,553	447,677	494,801
${}_L Ra2$ (kN)	4,241	5,184	6,126	7,069	8,011	8,954	9,896
${}_s Ra2$ (kN)	10,603	12,959	15,315	17,671	20,028	22,384	24,740
$Ru2$ (kN)	16,965	20,735	24,504	28,274	32,044	35,814	39,584

・許容支持力

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
${}_L Ra$ (kN)	1,447	1,872	2,349	2,878	3,459	4,093	4,779
${}_s Ra$ (kN)	2,894	3,743	4,697	5,755	6,918	8,186	9,559
Ru (kN)	4,342	5,615	7,046	8,633	10,378	12,279	14,338

第3章 設計例1：学校校舎A

・設計用支持反力

・終局 (Y+) 基礎反力 Sグレード 付加軸力考慮 単位(kN)

	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X11a	X12
D	2953	4059	3871	3962	3383	2262	3705	4380	4051	4248		3393
											710	
C								2582	2301			2748
B	2538	4151	4099	4221	3539	1485	3821	-197	608	3157		-450
A	-1192	-318	-713	-698	-913	-300	-851	-37	142	814		-1177

・終局 (Y-) 基礎反力 Sグレード 付加軸力考慮

	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X11a	X12
D	-313	433	663	724	169	-856	459	-1844	-1471	222		-1329
C1											750	
C								436	319			-672
B	1280	2337	1955	2127	1637	1947	1807	4533	4034	3709		3422
A	4022	4324	4697	4706	4129	2426	4113	4089	4160	3254		3941

・設計用支持に対する許容支持力の比

許容支持力および許容引抜力は告示式による。(一次設計の支持力算定を参照)

・許容支持力

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
${}_L Ra(kN)$	1,447	1,872	2,349	2,878	3,459	4,093	4,779
${}_s Ra(kN)$	2,894	3,743	4,697	5,755	6,918	8,186	9,559
$R_u(kN)$	4,342	5,615	7,046	8,633	10,378	12,279	14,338

・引抜き方向の許容支持力

$$tRa = 4/15R_F + w_p \text{ (長期)} \quad tRa = 8/15R_F + w_p \text{ (短期)} \quad tRa = 12/15(1/1.25) \cdot R_F + w_p \text{ (終局)}$$

$$w_p = A_c \cdot \gamma \cdot L \quad \gamma = 24 \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad L = 25 \text{ (m)}$$

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
$w_p(kN)$	127	156	184	212	240	269	297
${}_L t Ra(kN)$	531	627	722	818	913	1,009	1,104
${}_s t Ra(kN)$	935	1,098	1,261	1,423	1,586	1,749	1,912
${}_u t Ra(kN)$	1,339	1,569	1,799	2,029	2,259	2,490	2,720

・設計用支持に対する許容支持力の比

地盤1

$sRa = 9559$ $sRt = -1912$ 短期許容支持力・引抜力

・終局 (Y+) 支持力比 Sグレード 付加軸力考慮

	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X11a	X12
D	0.31	0.42	0.40	0.41	0.35	0.24	0.39	0.46	0.42	0.44		0.35
											0.07	
C								0.27	0.24			0.29
B	0.27	0.43	0.43	0.44	0.37	0.16	0.40	0.10	0.06	0.33		0.24
A	0.62	0.17	0.37	0.37	0.48	0.16	0.44	0.02	0.01	0.09		0.62
	Max											0.62

・終局 (Y-) 支持力比 Sグレード 付加軸力考慮

	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X11a	X12
D	0.16	0.05	0.07	0.08	0.02	0.45	0.05	0.96	0.77	0.02		0.70
C1											0.08	
C								0.05	0.03			0.35
B	0.13	0.24	0.20	0.22	0.17	0.20	0.19	0.47	0.42	0.39		0.36
A	0.42	0.45	0.49	0.49	0.43	0.25	0.43	0.43	0.44	0.34		0.41
	Max											0.96

第3章 設計例1：学校校舎A

3) 水平時の杭応力の算定

・地震時の杭応力（ケース1 Sグレード）

Case1：曲げモーメント図 単位(kNm)

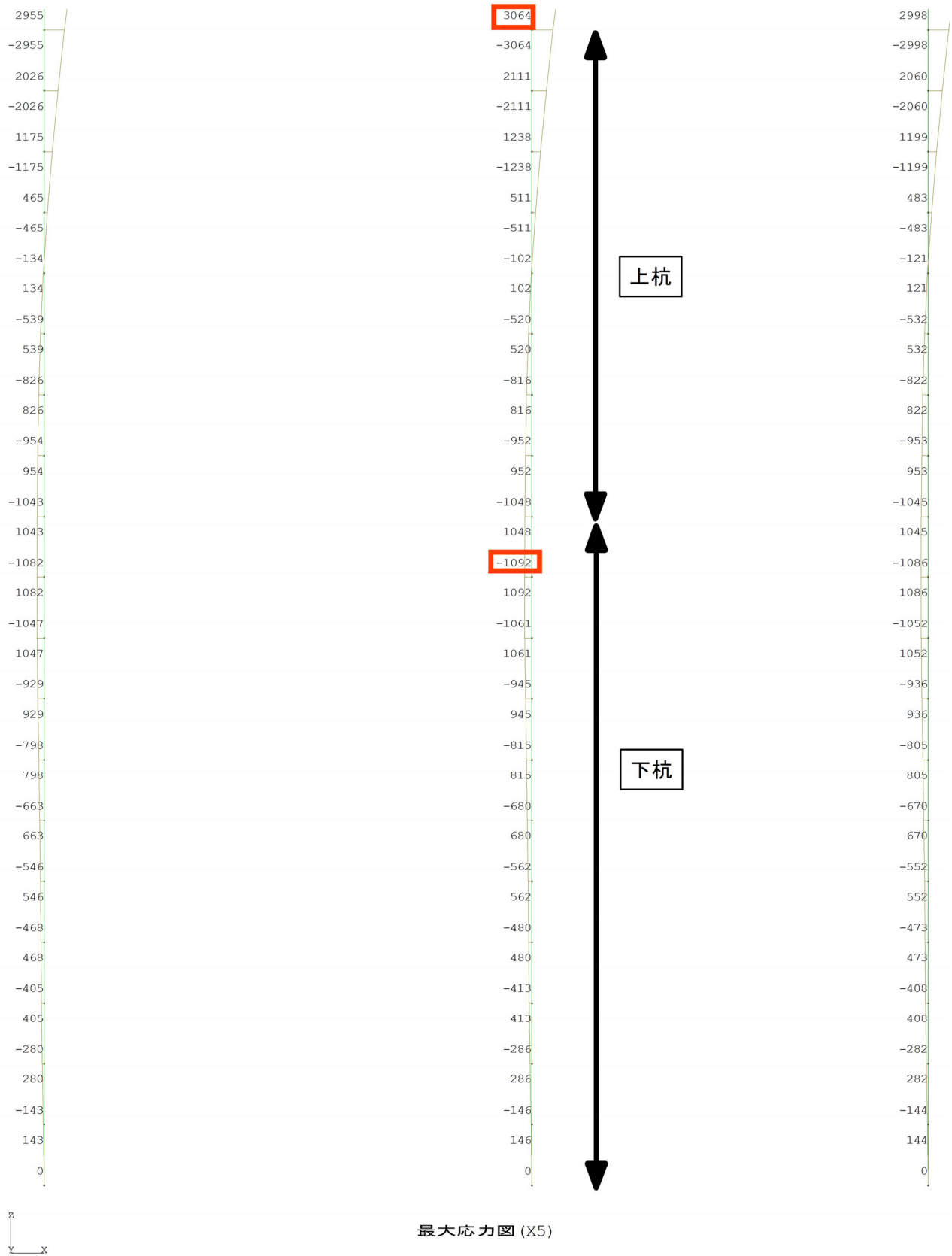


図 3.4.1-5 応力図（曲げモーメント）

Case1：せん断力図 単位 (kN)

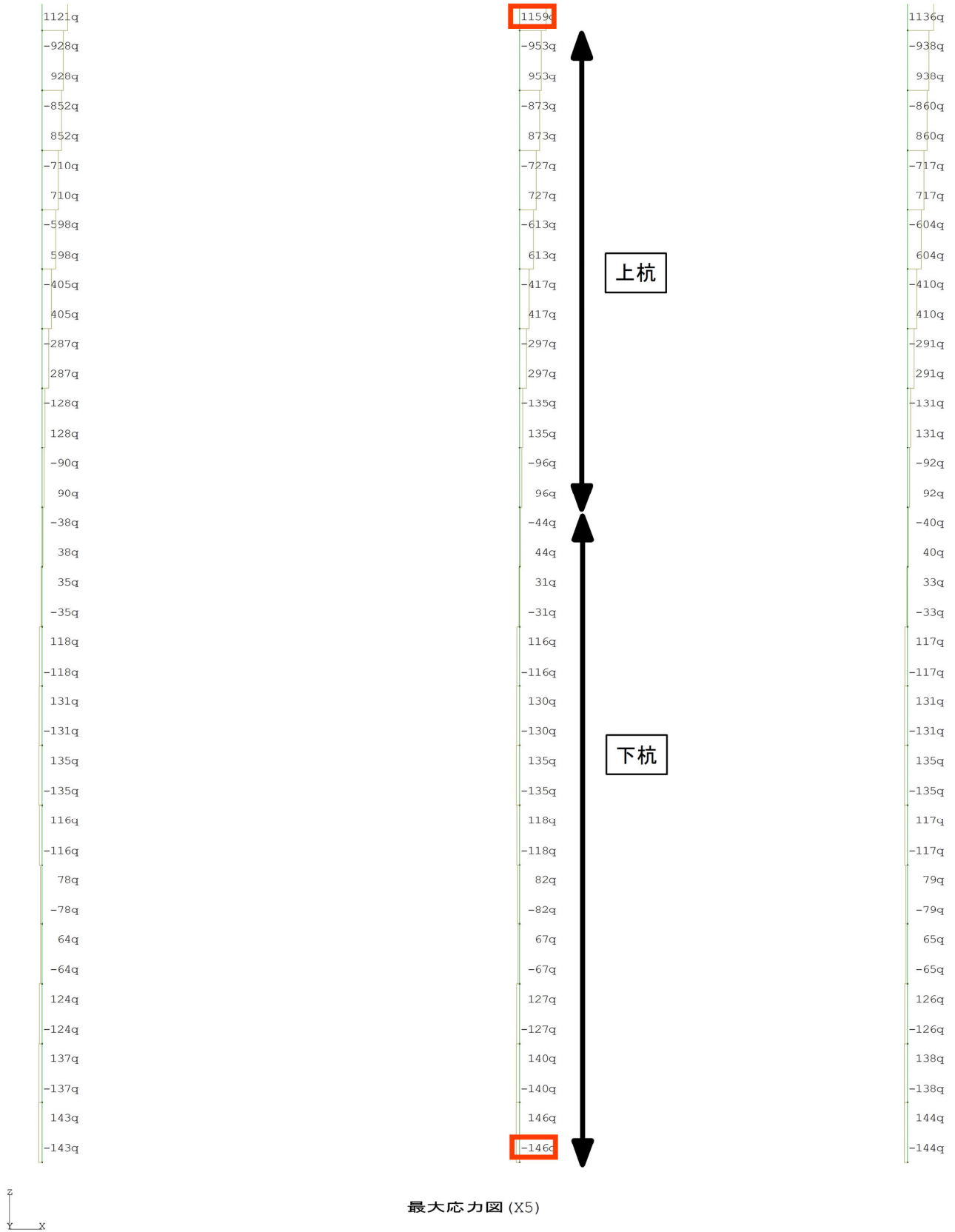


図 3.4.1-6 応力図 (せん断力)

・杭及び地盤変位

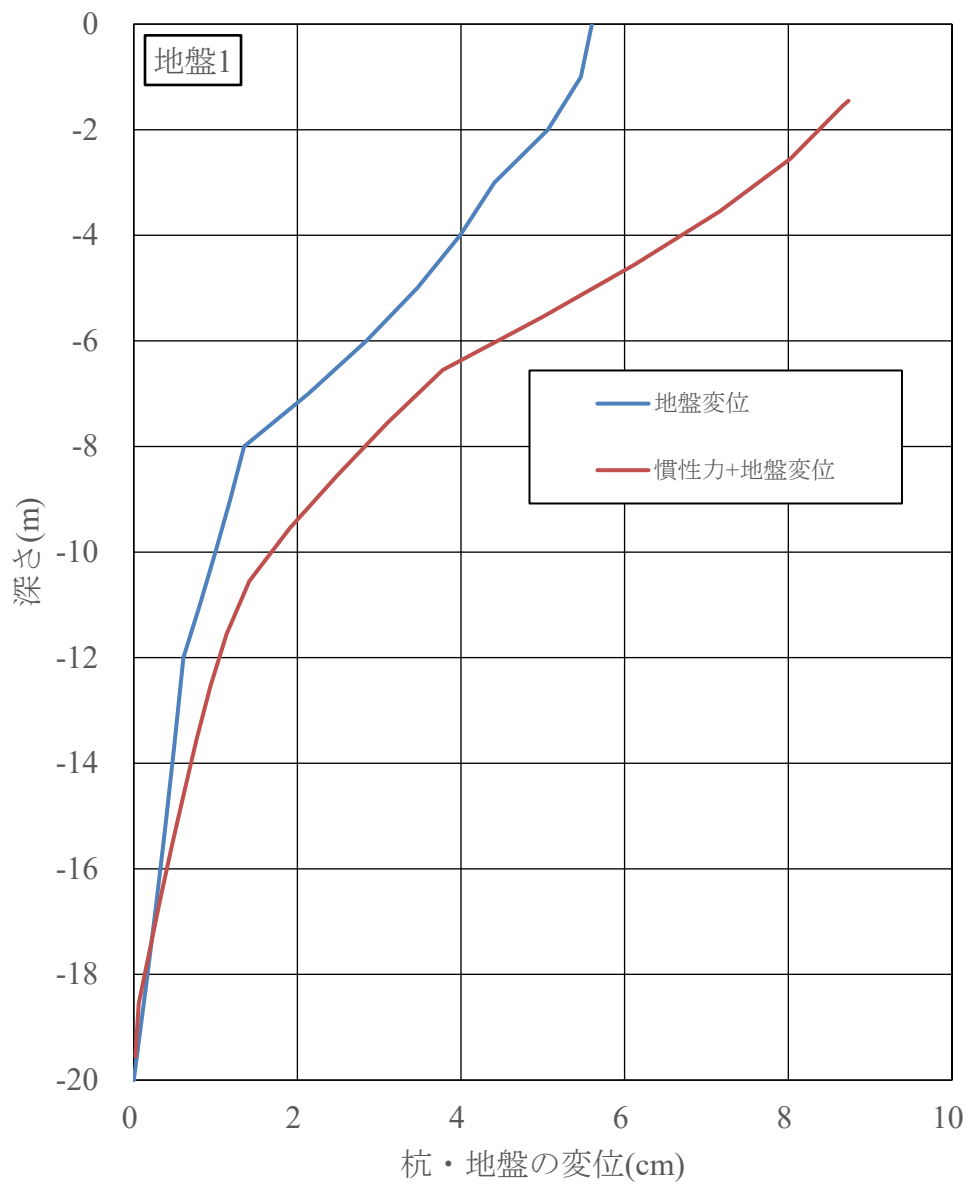


図 3.4.1-7 変位図（杭及び地盤）

4) 付加曲げを考慮した杭軸力の算定

基礎梁の設計，杭検討用の軸力には杭の曲げ戻しを下図モデル化により算出した。

$$M = M_p + Q_p \times h$$

M：基礎梁設計用の応力

M_p ：杭頭曲げモーメント

Q_p ：杭頭せん断力

h：基礎梁芯までの距離

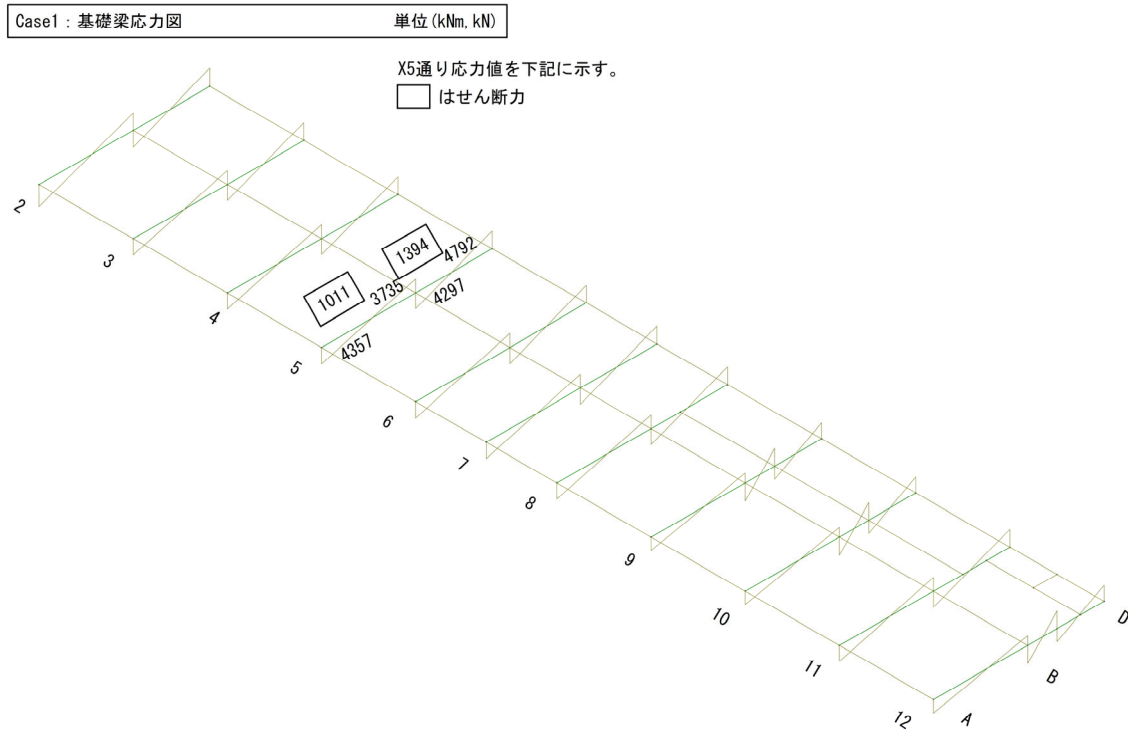


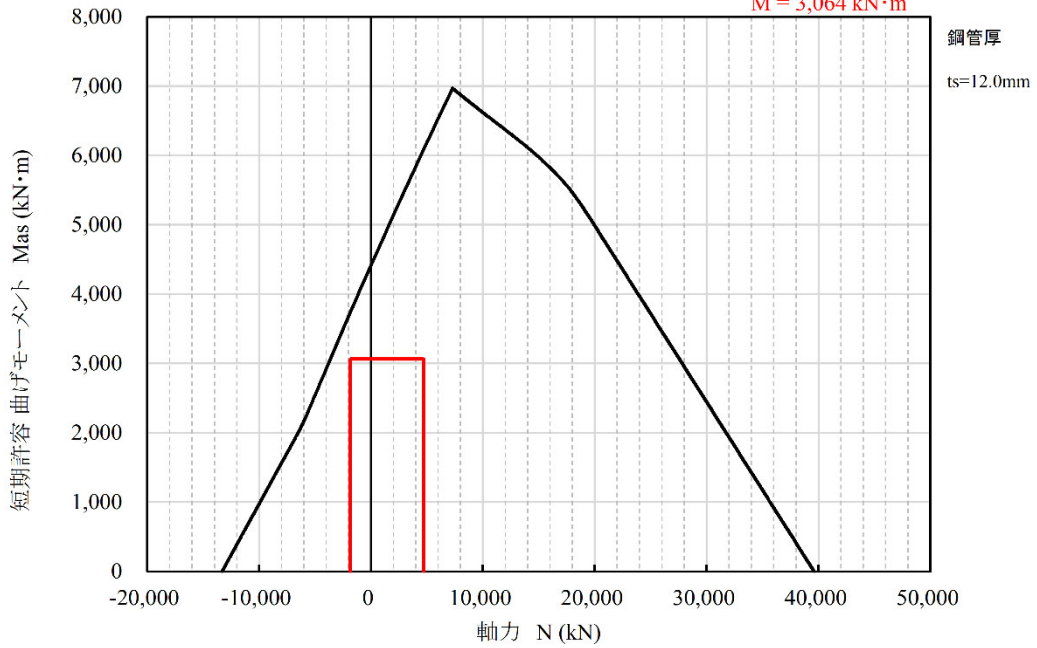
図3.4.1-8 基礎梁応力図

5) 杭体の検討

- ・ケース1 Sグレード（地盤1）短期許容応力以下の確認

Sグレード P1杭頭
短期許容応力（曲げ - 軸力）

$N_{max} = 4,706 \text{ kN}$
 $N_{min} = -1,844 \text{ kN}$
 $M = 3,064 \text{ kN}\cdot\text{m}$



Sグレード P1杭頭
短期許容応力（せん断力 - 軸力）

$N_{max} = 4,706 \text{ kN}$
 $N_{min} = -1,844 \text{ kN}$
 $Q = 1,15$

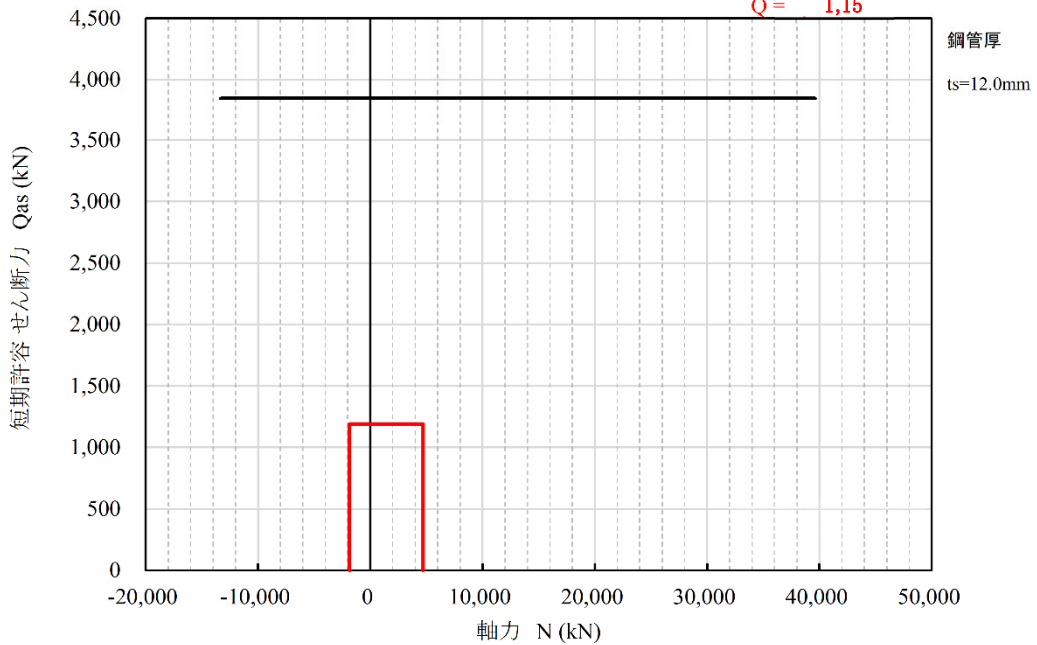
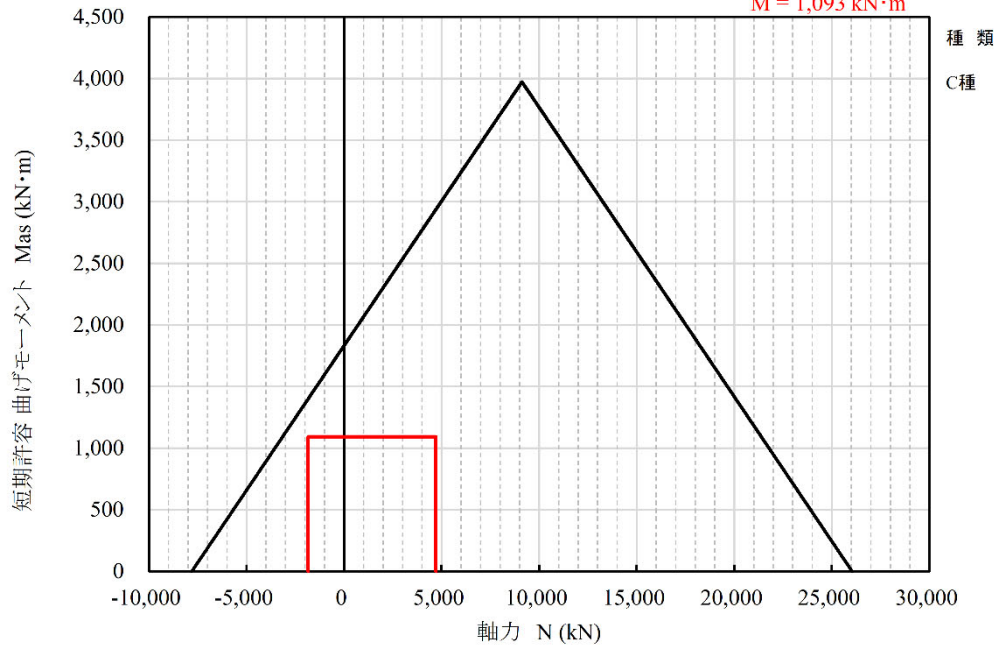


図 3.4.1-9 耐力図(1)

Sグレード P1軸部
短期許容応力（曲げ - 軸力）

$N_{max} = 4,706 \text{ kN}$
 $N_{min} = -1,844 \text{ kN}$
 $M = 1,093 \text{ kN}\cdot\text{m}$



Sグレード P1軸部
短期許容応力（せん断力 - 軸力）

$N_{max} = 4,706 \text{ kN}$
 $N_{min} = -1,844 \text{ kN}$
 $Q = 183 \text{ kN}$

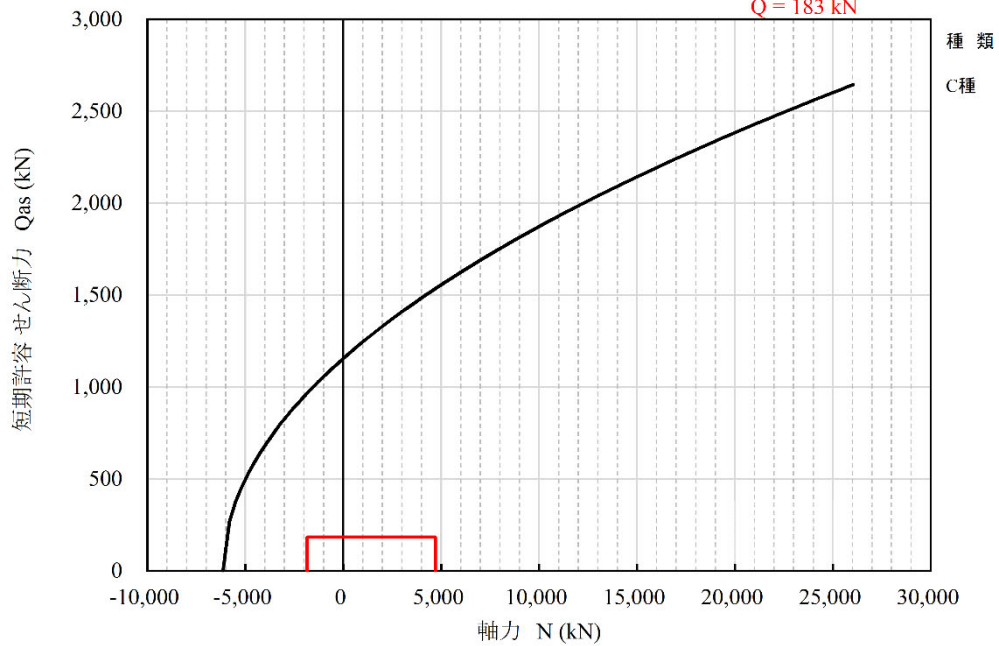
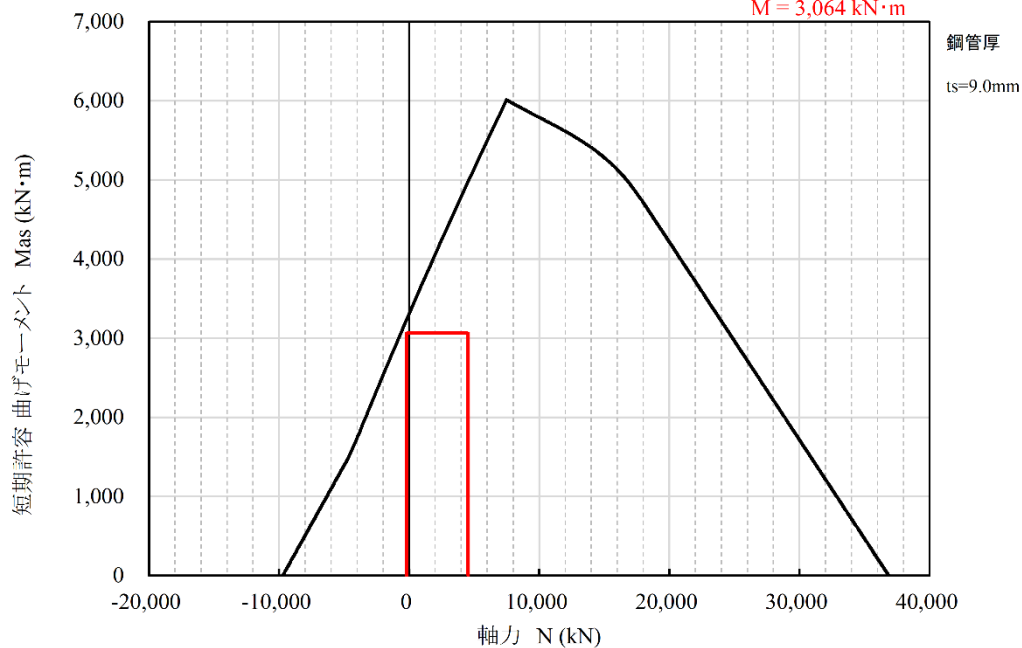


図 3.4.1-10 耐力図(2)

Sグレード P2杭頭
短期許容応力（曲げ - 軸力）

$N_{max} = 4,533 \text{ kN}$
 $N_{min} = -197 \text{ kN}$
 $M = 3,064 \text{ kN}\cdot\text{m}$



Sグレード P2杭頭
短期許容応力（せん断力 - 軸力）

$N_{max} = 4,533 \text{ kN}$
 $N_{min} = -197 \text{ kN}$
 $Q = 1,15$

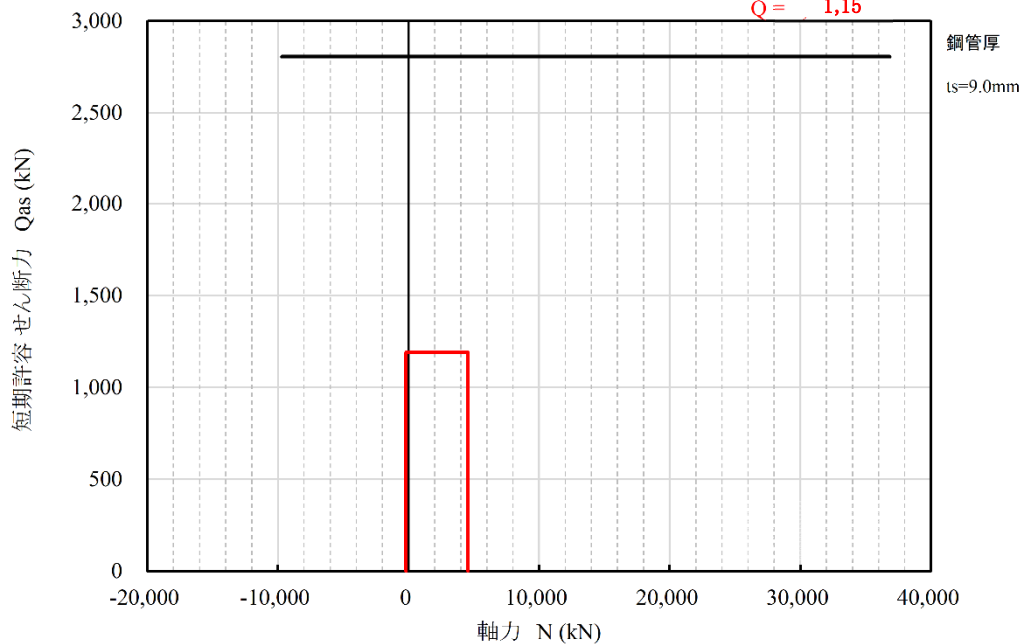
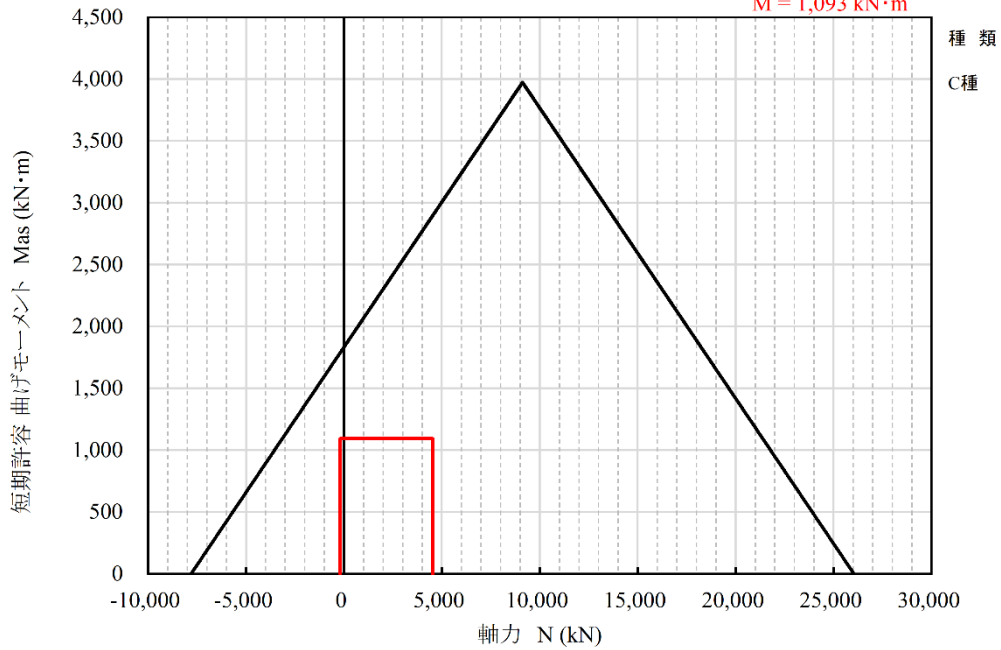


図 3. 4. 1-11 耐力図(3)

Sグレード P2軸部
短期許容応力 (曲げ - 軸力)

$N_{max} = 4,533 \text{ kN}$
 $N_{min} = -197 \text{ kN}$
 $M = 1,093 \text{ kN}\cdot\text{m}$



Sグレード P2軸部
短期許容応力 (せん断力 - 軸力)

$N_{max} = 4,533 \text{ kN}$
 $N_{min} = -197 \text{ kN}$
 $Q = 183 \text{ kN}$

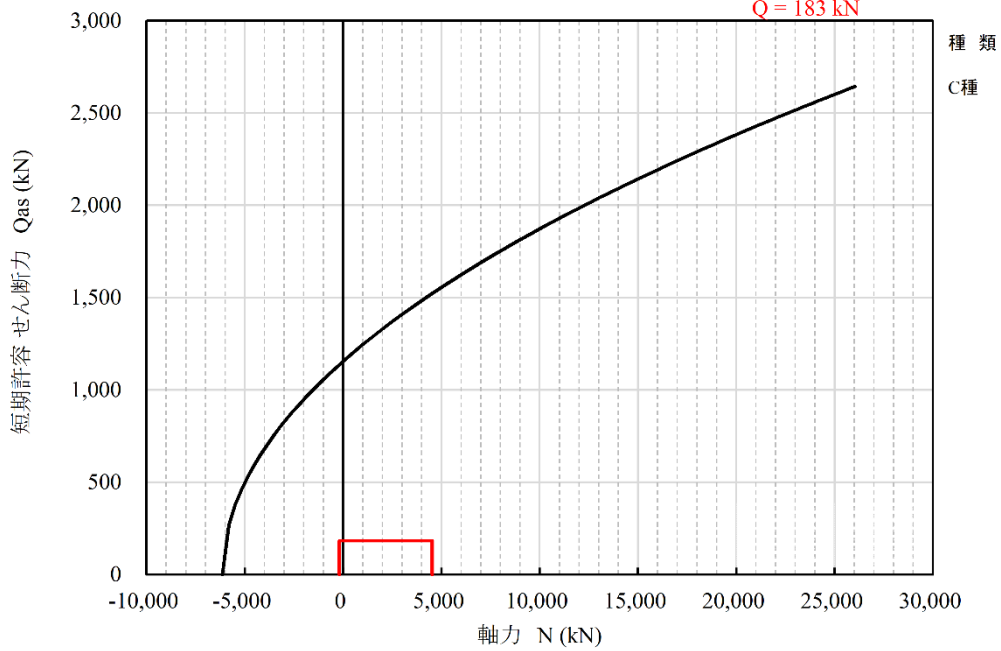


図 3. 4. 1-12 耐力図(4)

第3章 設計例1：学校校舎A

PHC杭のせん断余裕度の確認として、終局せん断耐力に対し確認する。

終局せん断耐力は「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」^[3-9]および軸割れ耐力^[3-2]に対して図3.4-13に示す。

終局耐力については「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説(2017)」^[3-6]に準じて低減係数 $\eta = 0.75$ を採用した結果も合わせて示す。

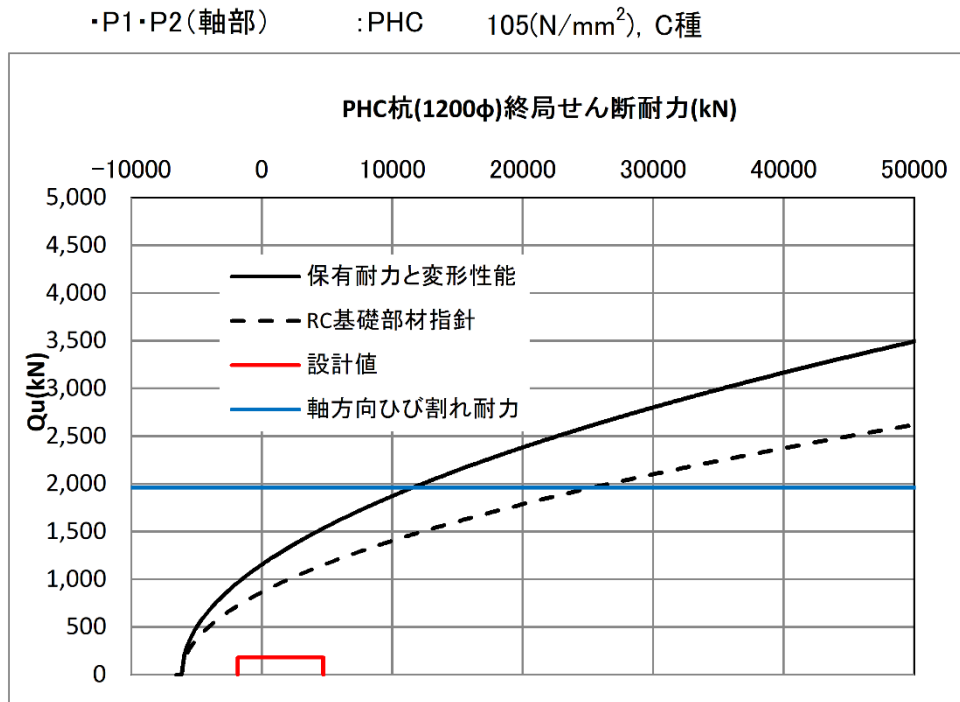


図 3.4.1-13 耐力図(5)

6) 杭頭接合部の検討

「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説(2017)」^[3-6]に基づく方法

A法：定着筋による接合により杭頭部の曲げ耐力を算出した結果を下記に示す。

定着筋のみでの接合は困難であると判断する。

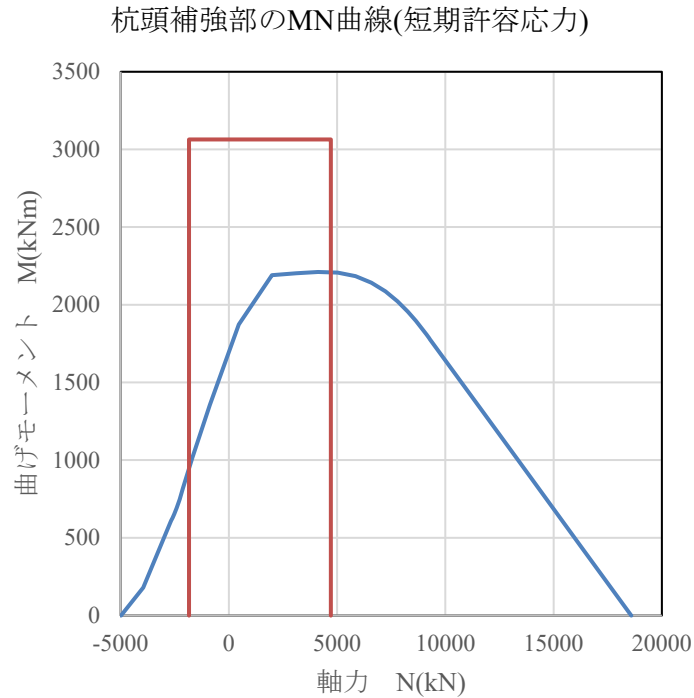


図 3.4.1-14 耐力図(6)

次に、既往学術論文を適用した設計として、てこ機構を考慮した検討を行う。
 検討は終局耐力に対して、十分に余裕があることを確認する。

適用論文「SC杭頭埋込部の曲げ抵抗機構」日本建築学会構造系論文集 第85巻 第776号,
 pp.1291-1301, 2020年10月^[3-3]

第3章 設計例 1 : 学校校舎 A

杭頭接合部の検討

埋込部適用条件

- M_0 : L2時の杭頭設計用モーメント ① 埋込部2.0~3.0D→フーチング幅2.5D=3000mm
 Q_0 : L2時の杭頭設計用せん断力 ② 埋込長0.5~2.0D→ $\ell=0.5D=600$ mm
 ③ 埋込部空洞はコンクリート充填

M_{u0} : 埋込部下部位置での最大曲げ強度

$$M_{u0} = M_{teu0} + M_{Hu0}$$

M_{teu0} : 埋込部下部位置での「てこ機構による曲げ強度」

M_{Hu0} : 埋込部下部位置での「定着機構による曲げ強度」

上記は下記のせん断力より算出

Q_{teu0} : てこ機構による終局せん断力

Q_{Hu0} : 定着機構による終局せん断力

$$M_{teu0} = Q_{teu0} \times h_u$$

$$M_{Hu0} = Q_{Hu0} \times h_u = M_{hu1} \times h_u / (h_u + \ell)$$

M_{hu1} : 杭頭部での「定着機構による曲げ強度」

ℓ : 杭の埋込長さ

h_u : 終局時の見掛け上のせん断スパン比

$$h_u = M_0 / Q_0$$

STEP1 : てこ機構での曲げ強度を算出

STEP2 : 必要曲げ強度より、てこ機構による曲げ強度を減じて必要定着曲げ強度を算出

STEP3 : 接合部補強筋を決定

$$Q'_{teu} = T_u (1 - \ell_1 / \ell_2)$$

T_u : 押ししに抵抗できる水平筋強度の総和

杭径 D =	1200	フーチングの配筋量					
フーチング幅 B =	3000	SD295	$\sigma_y =$	324.5	(N/mm ²)		
片側B' =	900	配筋は@250以下として下記による					
			有効率	(mm ²)	(N/mm ²)	$a \cdot \sigma_y$	(kN)
U字筋	4x2-D13	$\Sigma a_p =$	508	1.00	508	324.5	164.8
外周筋	2-D16	$\Sigma a_w =$	398	1.00	398	324.5	129.2
中子筋	3x2-D16	$\Sigma a_h =$	1194	1.00	1194	324.5	387.5
							681.5

$$T_u = 681.5 \quad (\text{kN})$$

$$\ell_1 = -h_u + \sqrt{0.5\{(h_u + \ell)^2 + h_u^2\}} = 1.6 \quad (\text{m})$$

$$\ell_2 = (h_u + \ell) - \sqrt{0.5\{(h_u + \ell)^2 + h_u^2\}} = -1.0 \quad (\text{m})$$

$$\ell = 0.6 \quad (\text{m})$$

$$M_0 = 3,064 \quad (\text{kNm})$$

$$h_u = M_0 / Q_0 = 2.57 \quad (\text{m})$$

$$Q_0 = 1192 \quad (\text{kN})$$

$$\begin{aligned} R_{u1} &= \beta_{te} \cdot \sigma_{cB} \cdot D \cdot L1 & \beta_{te} &= 1.5 & \sigma_{cB} &= 33 \quad (\text{N/mm}^2) \\ &= 94,703 \quad (\text{kN}) & & > T_u & & \end{aligned}$$

$$Q'_{teu} = T_u (1 - \ell_1 / \ell_2) = 1774.1 \quad (\text{kN})$$

$$M_{teu0} = 4,560 \quad (\text{kNm}) > M_0 = 3,064 \quad (\text{kNm})$$

$$\text{余裕度 } M_{teu0} / M_0 = 1.49$$

以上より、てこ機構で抵抗可能であり、充分な余裕度も確保出来ていることが確認できた。

7) 基礎梁の検討

杭の曲げ戻しを考慮した応力が短期許容応力以下であることを確認する。

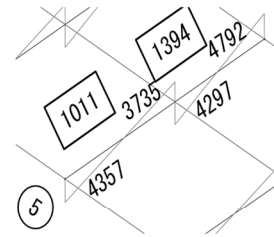
以下に応力と断面断定結果を示す。

・基礎梁の短期許容応力度設計

設計応力

曲げモーメント	上部からの応力	杭からの応力
5通り 内端 M= 52 (kNm)	M= 4297 (kNm)	
5通り 外端 M= 356 (kNm)	M= 4792 (kNm)	

せん断力	Q= 50 (kN)	Q= 1394 (kN)
------	------------	--------------



$$Ma = at \cdot ft \cdot j, (j = 0.875d)$$

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	鉄筋重 心 位置 (mm)	d (m)	配筋	at (mm ²)	Pt (%)	ft (N/m ²)	Ma (kNm)	Md (kNm)	Ma/Md (≧1)
FG1	内端	900	2500	96.7	2403	9-D29	5778	0.27%	390	4739	4349	1.09
	外端	900	2500	102.0	2398	10-D29	6420	0.30%	390	5254	5148	1.02

コンクリート Fc 33 sfs= 1.23 (N/mm²) $Qa = b \cdot j \{ 2/3 (\alpha \cdot fs + 0.5wft(Pw - 0.002)) \}$

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	配筋		aw (mm ²)	Pw (%)	wft (N/m)	$\alpha =$ $4/(M/Qd)$	Qa (kNm)	Qd (kNm)	Qa/Qd (≧1)
				径	ピッチ							
FG1	全断面	900	2500	4-D13	200	508	0.282%	295	1.611	2647	1805	1.47

Qd=1.25Qとする

せん断力は保証設計として、L2 応力の 1.25 倍以上の余裕があることを確認した。

第3章 設計例1：学校校舎A

8) パイルキャップの検討

(a) パイルキャップの曲げ強度に関する検討

「鉄筋コンクリート基礎部材の耐震設計指針（案）・同解説(2017)」[3-6]に基づき、パイルキャップの検討を行う。

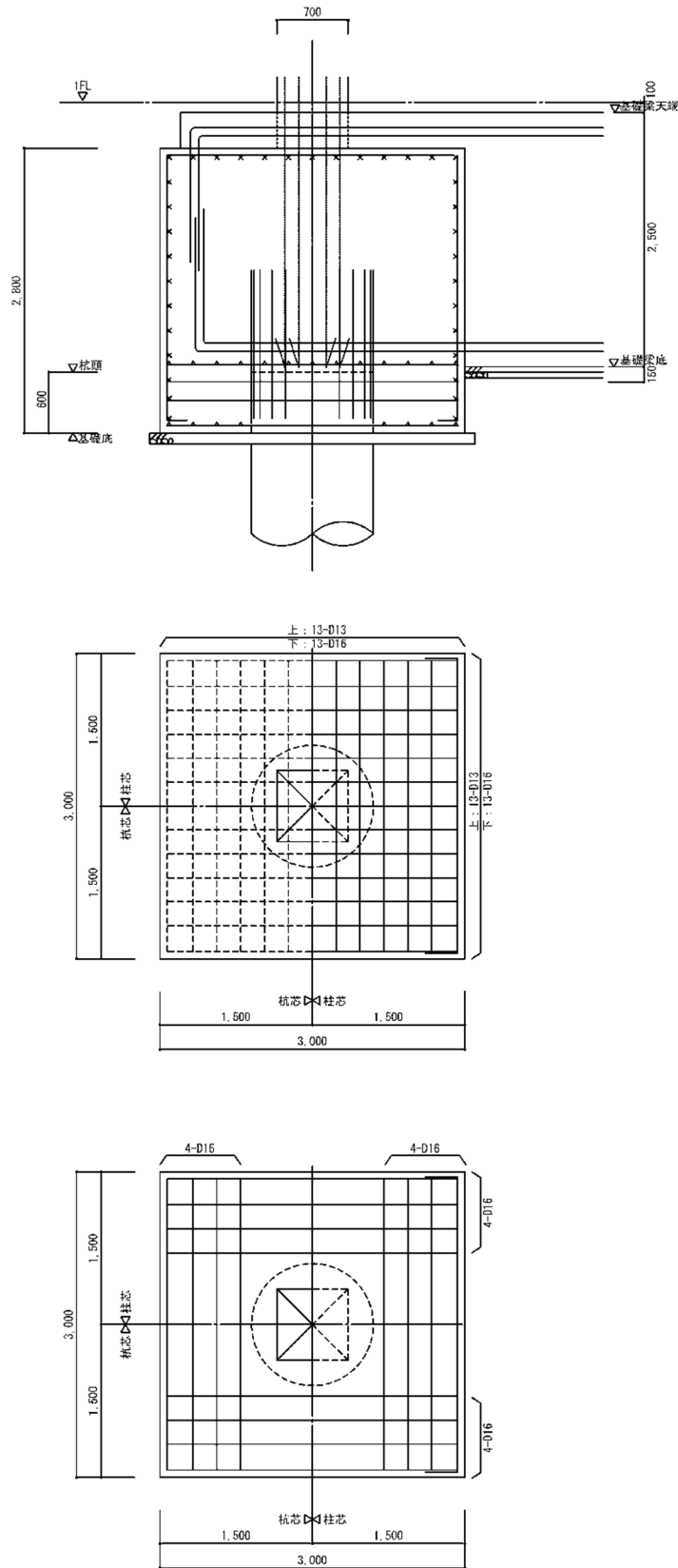


図3.4.1-15 パイルキャップ配筋詳細

ケース1の杭設計用応力「軸力と曲げの検討」を採用し、終局耐力に対して十分に余裕があることを確認する。

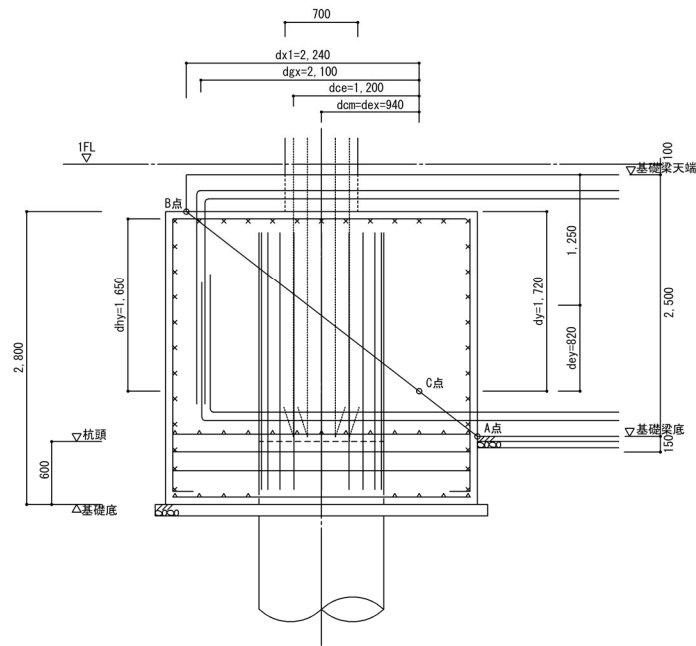
- ・軸力 最大圧縮軸力 $N_p = N_{\max} = 4,706(\text{kN})$
最大引張軸力 $N_p = N_{\min} = -1,844(\text{kN})$
- ・せん断力 $Q_p = 1,159(\text{kN})$
- ・曲げモーメント $M_p = 3,064(\text{kNm})$

検討式の説明は終局強度にて設計する3.4.2(5)の8)に記載し、次頁以降には結果のみ示す。

閉じる方向の力を受ける場合 余裕度3.05

開く方向の力を受ける場合 余裕度1.29

閉じる方向の力を受ける場合



$$M_{ju} = T_{gu} \cdot d_{gx} + T_{ce} \cdot d_{ce} + T_{cm} \cdot d_{cm} + T_h \cdot d_{hy} + N_p \cdot d_{ex} + Q_p \cdot d_{ey}$$

$$= 16059 \text{ (kNm)}$$

基礎梁	$T_{gu} = A_{gu} \cdot \sigma_{yg} =$	7940	x 429	= 3406 (kN)
上端筋	$d_{gx} =$			2100 (mm)
柱引張筋	$T_{ce} = A_{ce} \cdot \sigma_{yce} =$	1548	x 429	= 664 (kN)
最外端	$d_{ce} =$			1200 (mm)
柱中間主筋	$T_{cm} = A_{cm} \cdot \sigma_{ycm} =$	3096	x 429	= 1328 (kN)
	$d_{cm} =$			940 (mm)
はかま	$T_h = A_h \cdot \sigma_{yh} =$	1651	x 325	= 536 (kN)
トップ筋	$d_{hy} =$			1650 (mm)
軸力：圧縮	$N_p =$			5655 (kN)
	$d_{ex} =$			940 (mm)
杭頭	$Q_p =$			806 (kN)
せん断力	$d_{ey} =$			820 (mm)

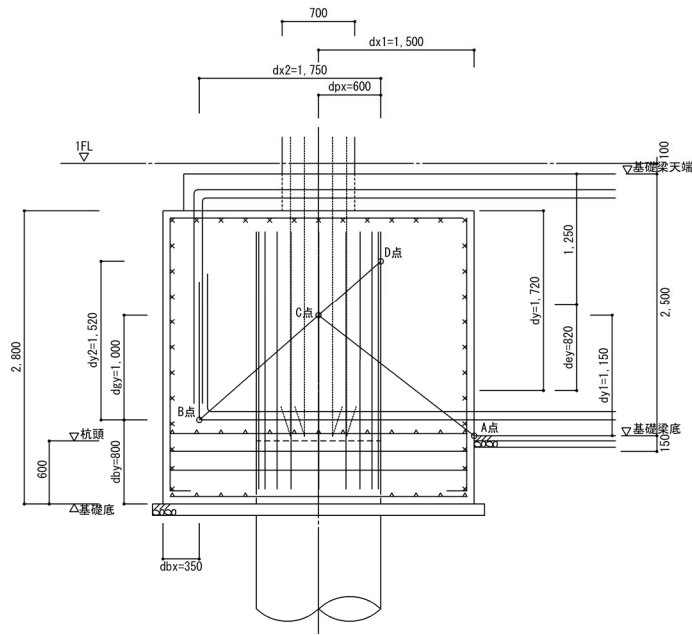
低減率 $\phi = 1.0$ $\phi \cdot M_{ju} = 16059 \cong M_d$ O.K.

$\phi \cdot M_{ju}/M_d = 3.05$

$M_d = M_p + Q_p \cdot h = 5266 \text{ (kNm)}$

$M_p = 3064 \text{ (kNm)}$
 $Q_p = 1159 \text{ (kN)}$
 $h = 1900 \text{ (mm)}$

開く方向の力を受ける場合



$$M_{ju} = T_{gb} \cdot d_{gy} + T_{pt} \cdot d_{px} + (T_c + T_{pc} + T_{gv}) \cdot d_{x2}/2 + N_p \cdot d_{x2}/2 - Q_p \cdot d_{y2}/2$$

$$= 8460 \text{ (kNm)}$$

基礎梁	$T_{gb} = A_{gb} \cdot \sigma_{ygb} =$	4764	x 429	=2044 (kN)
下端筋	$d_{gy} =$			1100 (mm)
杭引張筋	$T_{pt} = A_{pt} \cdot \sigma_{ypt} =$	5742	x 429	=2463 (kN)
最外端	$d_{px} =$			600 (mm)
柱全主筋のうち 評価可能な鉄筋	$T_c = A_c \cdot \sigma_{yc} =$	6192	x 380	=2350 (kN)
杭圧縮鉄筋で 評価可能な鉄筋	$T_{pc} = A_{pc} \cdot \sigma_{ypc} =$	11484	x 429	=4927 (kN)
基礎梁2段筋等	$T_{gv} = A_{gv} \cdot \sigma_{ygv} =$	4764	x 429	=2044 (kN)
軸力：引張	$N_p =$			-2904 (kN)
	$d_{x2} =$			1750 (mm)
杭頭せん断力	$Q_p =$			1159 (kN)
	$d_{y2} =$			1520 (mm)

低減率 $\phi = 0.8$ $\phi \cdot M_{ju} = 6768 \quad \geq \quad M_d \quad \text{O.K.}$
 $\phi \cdot M_{ju}/M_d = 1.29$

$M_d = M_p + Q_p \cdot h = 5266 \text{ (kNm)}$

$M_p = 3064 \text{ (kNm)}$

$Q_p = 1159 \text{ (kN)}$

$h = 1900 \text{ (mm)}$

(b) パイルキャップのせん断強度に関する検討

「大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究(その25 既製杭を用いたト形部分架構におけるパイルキャップせん断終局強度式の再検討)」：日本建築学会大会学術講演概集（東北）2018年9月^[3-1]を適用し、パイルキャップを検討する。

検討式

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068Pt^{0.23}(F_c+18)}{a/D+0.12} + 0.85\sqrt{(cP_w \cdot c\sigma_{wy} + pcP_w \cdot pc\sigma_{wy})} + 0.1\sigma_0 \right\} b \cdot j$$

Q_u ：パイルキャップせん断終局強度

d_e ：パイルキャップ有効断面せい

$$d_e = (D_c + D_{pc} + D_p) / 3$$

$$j_e = 7/8 d_e$$

D_c ：袖壁付き柱は等価な断面積とした柱せい

D_{pc} ：基礎梁主筋の90度折曲げ筋の水平投影長さ

D_p ：杭の円形断面せい(アンカー筋+外周100mm)

$D_p = \sqrt{A_p}$, A_p は杭径+200mm(外周両側100mm)の断面積

N_{pc} ：せん断強度算定用軸力

$$N_{pc} = N_c + Q_b$$

$$0.1\sigma_0 = 0.1N_{pc} / (b \cdot d_e)$$

N_c ：柱軸力

Q_b ：基礎梁のせん断力(下向きを正)

F_c ：コンクリート強度(N/mm²)

P_t ：引張鉄筋比(杭-基礎梁が開く方向にはアンカー筋を考慮する)

a/D ：せん断スパン比 $M / (Q \cdot d)$

cP_w, pcP_w ：柱, パイルキャップのせん断補強筋比

$c\sigma_{wy}, pc\sigma_{wy}$ ：柱, パイルキャップのせん断補強筋降伏強度(N/mm²)

・設計用せん断力

$$Q_d = \sum M_y / j - cQ_m, \quad M_y = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d$$

$$Q_d = \sum M_y / j - cQ_m = 2,221(\text{kN})$$

$$M_y = 5,912(\text{kNm})$$

$$cQ_m = 612(\text{kN})$$

D_c ：袖壁付き柱は等価な断面積とした柱せい 700 (mm)
 D_{pc} ：基礎梁主筋の90度折曲げ筋の水平投影長さ 2650 (mm)
 D_p ：杭の円形断面せい(アンカー筋+外周100mm) 1241 (mm)
 $D_p = \sqrt{A_p}$, A_p は杭径+200mm(外周両側100mm)の断面積
 $de = 1530$ (mm)

① Ptの算出										
B=	3000 (mm)	開く方向	柱	5-D22	杭	20-D29				
de=	1530 (mm)	閉じる方向		5-D22						
Pt=	0.003136	0.31%	at=	14395 (mm ²)						
	0.000422	0.04%		1935 (mm ²)						
② せん断スパン比a/D										
上下共：6-D29/4-D29										
D=	2500 (mm)									
dt=dc=	115 (mm)									
dt2=dc2=	191.5 (mm)									
dt'=dc'=	115.0 (mm)					Qd=	2221 (kN)			
Lb=	2270 (mm)									
a/D=Lb/de=	1.48					Qu=	3,544 (kN)			
							3,869 (kN)			
③ $\sigma_0 = (N_{min} - Q_m) / (b \cdot de) = -0.55$ (N/mm ²) $N_{max} = 5504$ (kN)										
$(N_{max} + Q_m) / (b \cdot de) = 1.42$ (N/mm ²) $N_{min} = -1496$ (kN)										
$Q_b = 1011$ (kN)										
⑤ $pcP_w = \frac{pc a_w}{b \cdot L_b} = 0.00019$ 0.019% 2x5-D13										
$c a_w / (b \cdot L_b) = 0.00048$ 0.048% 2-D13@150, Ld=2233mm \Rightarrow 2 x 13-D13										

・パイルキャップせん断終局強度 Q_u

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 P_t^{0.23} (F_c + 18)}{a/D + 0.12} + 0.85 \sqrt{c P_w \cdot c \sigma_{wy} + pc P_w \cdot pc \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j$$

計算要素											せん断終局強度			
1項				2項						3項			ヒラキ方向	トジ方向
引張鉄筋比ヒラキPt(%)	引張鉄筋比トジPt(%)	コンクリート強度(N/mm ²)	せん断スパン比a/D	せん断補強筋比cPw(%)	降伏強度cσwy(N/mm ²)	cPw·cσwy	せん断補強筋比pcPw(%)	降伏強度pcσwy(N/mm ²)	pcPw·pcσwy	軸力ヒラキ(kN)	軸力トジ(kN)	応力中心間距離j(mm)	Qu(kN)	Qu(kN)
0.31%	0.04%	33	1.48	0.048%	295	0.143	0.019%	295	0.055	485	6515	1339.0	3,869	3,544

$Q_u = 3,544$ (kN) 閉じる方向の力を受ける場合

3,869 (kN) 開く方向の力を受ける場合

> $Q_d = 2,221$ (kN) O.K.

9) メカニズム状態の確認

杭体の軸力比は圧縮側で $N/uN_{max}=0.052$ 、引張側で $N/uN_{min}=0.076$ となっている。

$$(uN_{max}=A_c \cdot F_c + A_s \cdot 1.1s \sigma_y, uN_{min}=A_s \cdot 1.1s \sigma_y)$$

また、本ケースでは各クライテリアでランク S を満足しており、メカニズム時に対して短期許容応力以下であることを確認している。

3.4.2 ケース2：ランクA

(1) 設計条件

- ・ 上部架構 耐震壁付ラーメン架構
- ・ 耐震性能 継続使用性確保のための目標ランクAを対象とし、張り間（Y）方向の必要保有水平耐力相当（ $D_s=0.55$ 相当）の慣性力と地盤の応答変位による応力の組合せによる設計（2次設計レベル）
 応力の組合は慣性力と地盤変位を同時に増分増荷し算出する。
【目標ランクA】終局強度以内 保証設計：せん断余裕度 1.25 以上
- ・ 杭モデル 群杭フレームモデル（多層地盤モデル）
- ・ 基礎梁 設計応力は上部構造からの応力に杭頭曲げ戻し応力を考慮する。なお、鉛直荷重時応力は考慮しない。設計用せん断力は応力を 1.25 倍割増す。
- ・ 杭設計用地震力（張り間（Y）方向）
 上部構造の必要保有水平耐力（ $D_s=0.55$ ）を水平力とする。
 上部構造の地震力($D_s=0.55$) $Q_1 = 22,571 \text{ kN}$
 1階部分の重量 $W_1 = 14,315 \text{ kN}$
 基礎の重量 $W_f = 11,988 \text{ kN}$
 地下部設計震度 $K = 0.40$
 $\Sigma Q_p = Q_1 + K \cdot (W_1 + W_f) = 33,092 \rightarrow 34,000 \text{ (kN)}$
- ・ 杭強制変位 応答スペクトル法
- ・ 杭設計用軸力 鉛直荷重時および地震時 $D_s=0.55$ 相当時の支点反力を用いる。
 また、杭の曲げ戻し応力による付加軸力を考慮する。

(2) 既製杭（杭体・杭頭補強筋）の耐震設計

3.4.1(2)に同じ

(3) パイルキャップの耐震設計

下記の1)及び2)の検討を行う。

- 1) 「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説(2017)」^[3-6]に基づく方法
- 2) 既往学術論文を適用した設計

(4) 基礎梁の耐震設計

基礎梁は杭の曲げ戻しを考慮した応力が終局耐力以下であることを確認する。

(5) 2次設計の検討結果

1) 杭工法および地盤概要

- ・ 目標ランク：A グレード（終局耐力以下）
- ・ 杭径および杭長：杭径 1200φ×37本，杭長25m
- ・ 杭工法：PHC 杭（埋込み工法， $\alpha=200$ ）
- ・ 杭天端：GL-2.5m
- ・ 支持層：GL-27.5m（N値50以上）

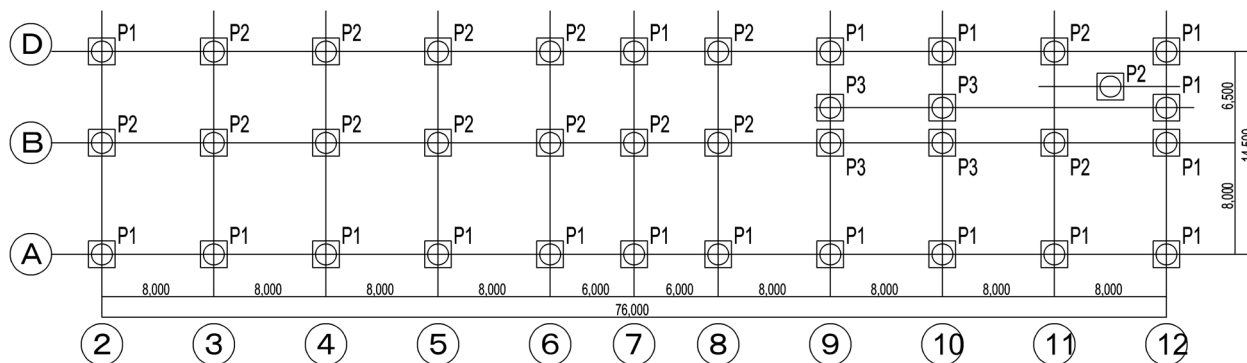


図 3.4.2-1 杭配置

表 3.4.2-1 杭の仕様

	位置	杭径 (mm)	杭厚 (mm)	長さ (m)	杭種	Fc (N/mm ²)
P1	上杭	1200	150	9	SC(t=19mm,SKK490)	105
P3	下杭		150	19	SC(t=12mm,SKK490)	105
P2	上杭	1200	150	9	SC(t=16mm,SKK490)	105
	下杭		150	19	SC(t=9mm,SKK490)	105

2) 鉛直支持力の検討

許容支持力を告示式にて算出する。

$$Ra = q_p \cdot A_p + R_f/3 \text{ (長期)}$$

q_p : 杭先端の地盤の地盤の許容応力度(kN/m²) [セメントミルク工法; $q_p=200/3 \cdot N_{avr}$]

A_p : 杭先端の有効断面積 (m²)

R_f : 周面摩擦力(kN) [$R_f=(10/3Ns \cdot Ls+q_u/2 \cdot Lc) \phi$]

・先端支持力

$$q_p=200/3 \cdot N_{avr} = 3,333 \quad ; \quad N_{avr} = 50$$

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
A_p (m ²)	0.283	0.385	0.503	0.636	0.785	0.950	1.131
$q_p \cdot A_p$ (kN)	942	1,283	1,676	2,121	2,618	3,168	3,770

・周面摩擦力

砂質土 $N_{s1} = (5+6+5+5+6)/5 = 5.4$ $L_{s1} = 5$
 $N_{s2} = (10+10+17+21+24+16+2)/7 = 14.3$ $L_{s2} = 7$
 $N_{s3} = (13+18+25+27+9+30)/6 = 20.3$ $L_{s3} = 6$
 $10/3Ns \cdot Ls = 830$ (kN/m)

粘性土 $q_u/2 = 25$ $Lc = 3+2 = 5$
 $q_u/2 \cdot Lc = 125$ (kN/m)

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
ϕ (m)	1.885	2.199	2.513	2.827	3.142	3.456	3.770
$R_f/3$ (kN)	600	700	800	900	1,000	1,100	1,200

層下面 深さ(m)	N値	比重	c (kPa)	fai (deg)
-1	2	1.8	25	1
-2	0	1.8	25	1
-3	2	1.8	25	1
-4	0	1.8	25	1
-5	5	1.8	25	1
-6	5	1.6	1	35
-7	6	1.6	1	35
-8	5	1.6	1	35
-9	5	1.6	1	35
-10	6	1.6	1	35
-11	10	1.8	1	35
-12	10	1.8	1	35
-13	17	1.8	1	35
-14	21	1.8	1	35
-15	24	1.8	1	35
-16	16	1.8	1	35
-17	2	1.8	1	35
-18	2	1.7	25	1
-19	7	1.7	25	1
-20	13	1.8	1	35
-21	18	1.8	1	35
-22	25	1.8	1	35
-23	27	1.8	1	35
-24	9	1.8	1	35
-25	37	1.8	1	35
	50	1.8		

・地盤の許容支持力

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
${}_L Ra1$ (kN)	1,543	1,983	2,476	3,021	3,618	4,268	4,970
${}_s Ra1$ (kN)	3,085	3,966	4,951	6,041	7,236	8,536	9,940
${}_{Ru1}$ (kN)	4,628	5,949	7,427	9,062	10,854	12,804	14,910

・杭材による許容支持力

$$Ra2 = (fc - \sigma_e) \cdot Ac \quad {}_L fc = 105/3.5 = 30.0 \quad {}_s fc = 60.0 \quad {}_t fc = 90.0$$

$$\sigma_e = 10 \quad \text{A種; 4, B種; 8, C種; 10}$$

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
Ac (mm ²)	212,058	259,181	306,305	353,429	400,553	447,677	494,801
${}_L Ra2$ (kN)	4,241	5,184	6,126	7,069	8,011	8,954	9,896
${}_s Ra2$ (kN)	10,603	12,959	15,315	17,671	20,028	22,384	24,740
${}_{Ru2}$ (kN)	16,965	20,735	24,504	28,274	32,044	35,814	39,584

・許容支持力

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
${}_L Ra$ (kN)	1,543	1,983	2,476	3,021	3,618	4,268	4,970
${}_s Ra$ (kN)	3,085	3,966	4,951	6,041	7,236	8,536	9,940
${}_{Ru}$ (kN)	4,628	5,949	7,427	9,062	10,854	12,804	14,910

・引抜き方向の許容支持力

$$tRa = 4/15R_f + w_p \text{ (長期)} \quad tRa = 8/15R_f + w_p \text{ (短期)} \quad tRa = 12/15(1/1.25) \cdot R_f + w_p \text{ (終局)}$$

$$w_p = Ac \cdot \gamma \cdot L \quad \gamma = 24 \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad L = 25 \text{ (m)}$$

D(mm)	600	700	800	900	1000	1100	1200
w_p (kN)	127	156	184	212	240	269	297
${}_L t Ra$ (kN)	607	716	824	932	1,040	1,149	1,257
${}_s t Ra$ (kN)	1,087	1,276	1,464	1,652	1,840	2,029	2,217
${}_u t Ra$ (kN)	1,567	1,836	2,104	2,372	2,641	2,909	3,177

表 3.4.2-2 設計用支持反力

・終局 (Y+) 基礎反力 Aグレード 付加軸力考慮 単位

	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X11a	X12
D	4087	5193	5005	5096	4517	3396	4839	5440	5111	5382		4453
											710	
C								4394	4113			4560
B	2202	3815	3763	3885	3203	1149	3485	-2430	-1624	2821		-2683
A	-1990	-1116	-1511	-1496	-1711	-1098	-1649	-677	-498	16		-1817

・終局 (Y-) 基礎反力 Aグレード 付加軸力考慮

	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X11a	X12
D	-1447	-701	-471	-410	-965	-1990	-675	-2904	-2531	-912		-2389
C1											750	
C								-1376	-1493			-2484
B	1616	2673	2291	2463	1973	2283	2143	6766	6266	4045		5655
A	4820	5122	5495	5504	4927	3224	4911	4729	4800	4052		4581

・設計用支持に対する許容支持力の比

表 3.4.2-3 支持力に対する許容支持力の比

地盤2

・終局 (Y+) 支持力比 Aグレード 付加軸力考慮

	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X11a	X12
D	0.27	0.35	0.34	0.34	0.30	0.23	0.32	0.36	0.34	0.36		0.30
											0.05	
C								0.29	0.28			0.31
B	0.15	0.26	0.25	0.26	0.21	0.08	0.23	0.76	0.51	0.19		0.84
A	0.63	0.35	0.48	0.47	0.54	0.35	0.52	0.21	0.16	0.00		0.57

Max 0.84

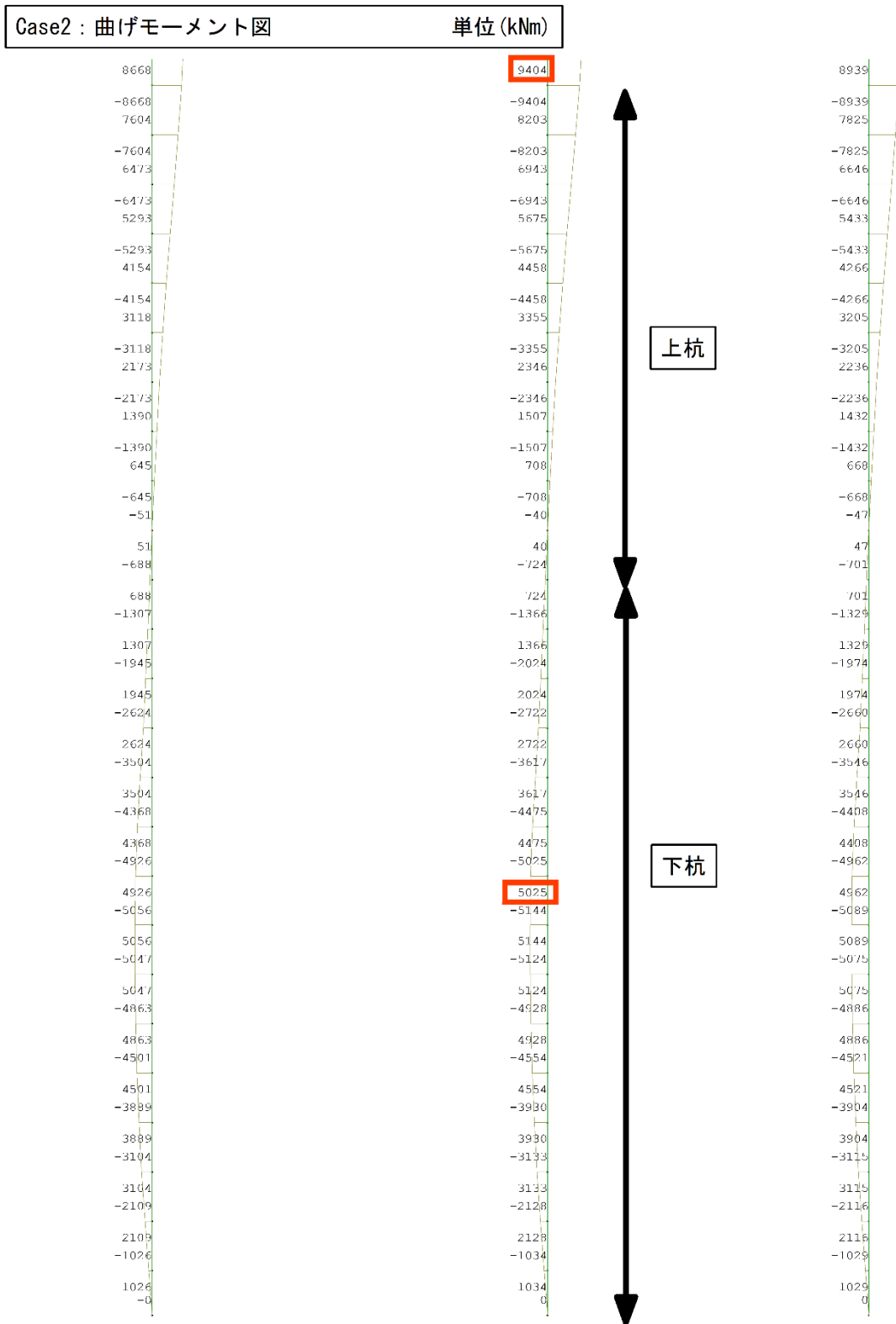
・終局 (Y-) 支持力比 Aグレード 付加軸力考慮

	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X11a	X12
D	0.46	0.22	0.15	0.13	0.30	0.63	0.21	0.91	0.80	0.29		0.75
C1											0.05	
C								0.43	0.47			0.78
B	0.11	0.18	0.15	0.17	0.13	0.15	0.14	0.45	0.42	0.27		0.38
A	0.32	0.34	0.37	0.37	0.33	0.22	0.33	0.32	0.32	0.27		0.31

Max 0.91

3) 水平時の杭応力の算定

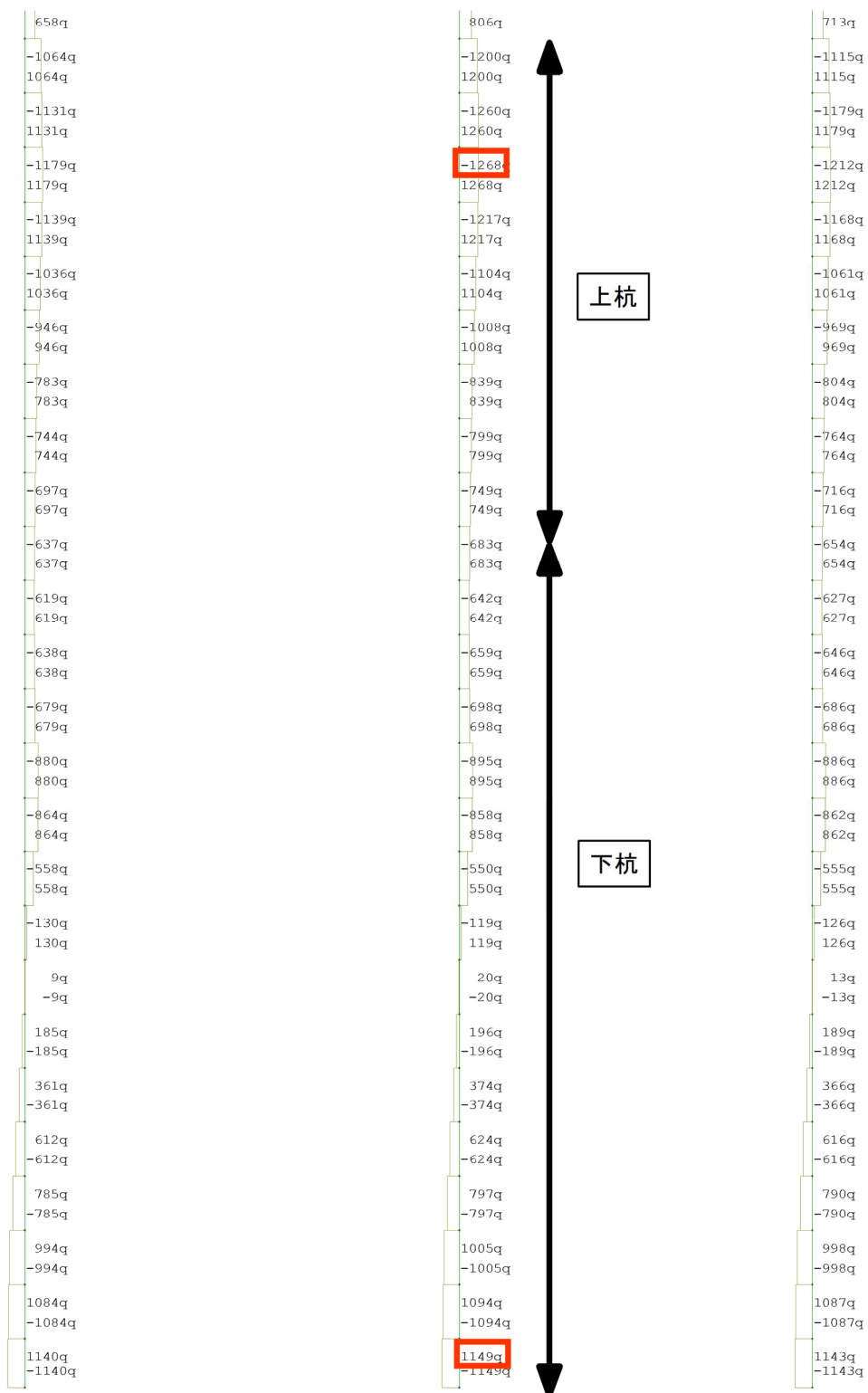
・地震時の杭応力（ケース2 A グレード）



最大応力図 (X5)

図 3.4.2-2 応力図 (曲げモーメント)

Case2：せん断力図 単位 (kN)



最大応力図 (X5)

図 3.4.2-3 応力図 (せん断力)

・杭及び地盤変位

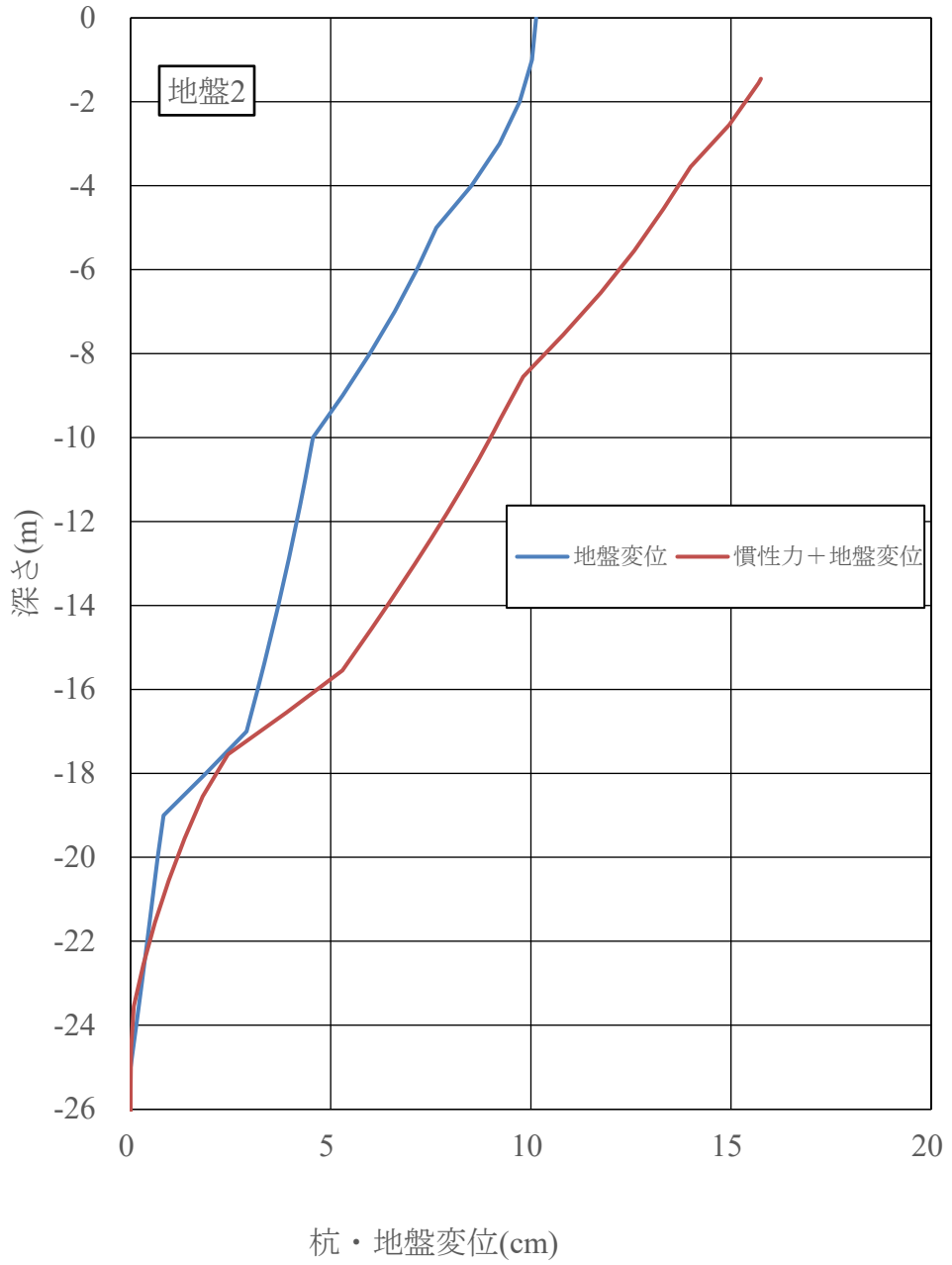


図 3.4.2-4 変位図 (杭及び地盤)

4) 付加軸力を考慮した杭軸力の算定

基礎梁の設計，杭検討用の軸力には杭の曲げ戻しを下図モデル化により算出した。

$$M = M_p + Q_p \times h$$

M：基礎梁設計用の応力

M_p ：杭頭曲げモーメント

Q_p ：杭頭せん断力

h：基礎梁芯までの距離

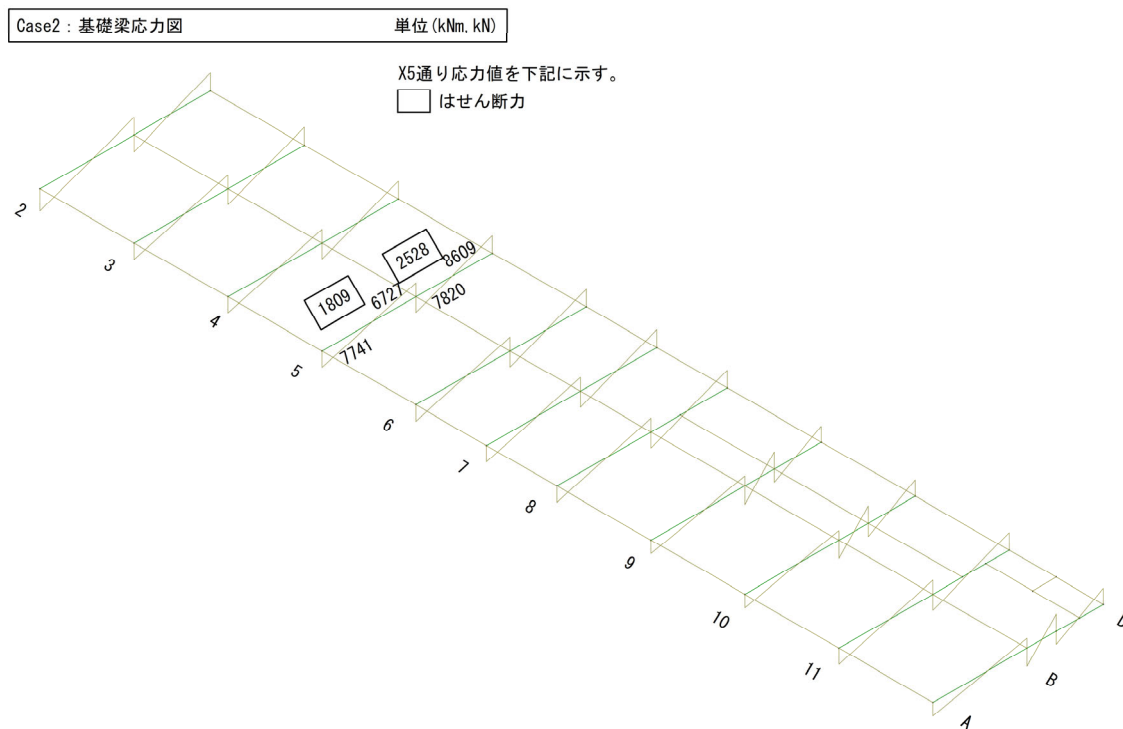


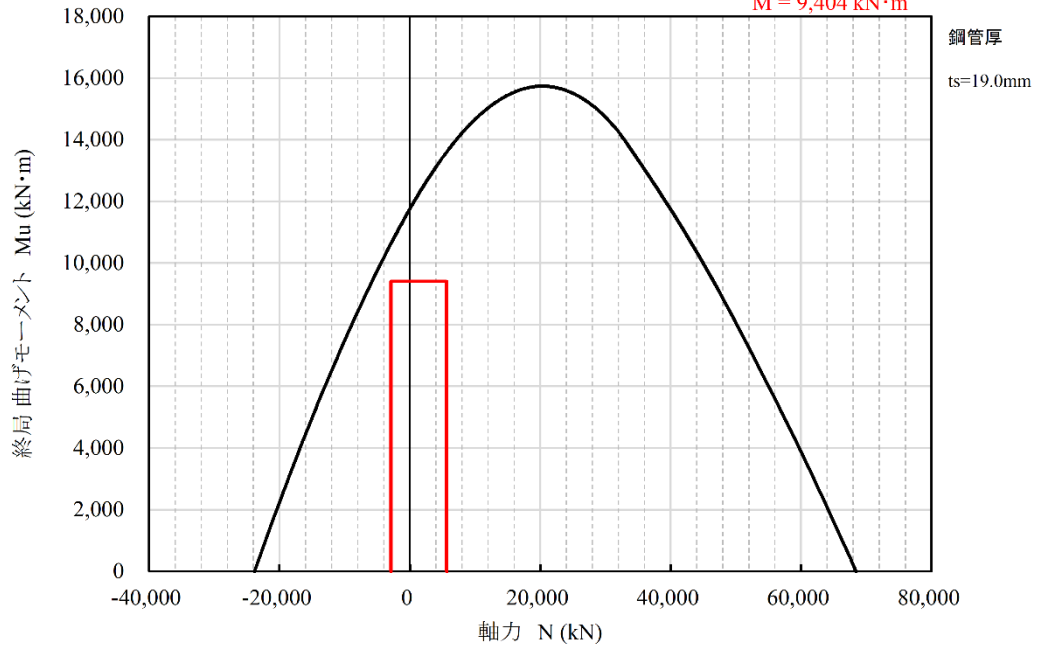
図 3.4.2-5 基礎梁応力図

5) 杭体の検討

・ケース2 Aグレード(地盤2) 終局耐力以下の確認

Aグレード P1杭頭
終局耐力(曲げ - 軸力)

$N_{max} = 5,655 \text{ kN}$
 $N_{min} = -2,904 \text{ kN}$
 $M = 9,404 \text{ kN}\cdot\text{m}$



Aグレード P1杭頭
終局耐力(せん断力 - 軸力)

$N_{max} = 5,655 \text{ kN}$
 $N_{min} = -2,904 \text{ kN}$
 $Q = 1,268 \text{ kN}$

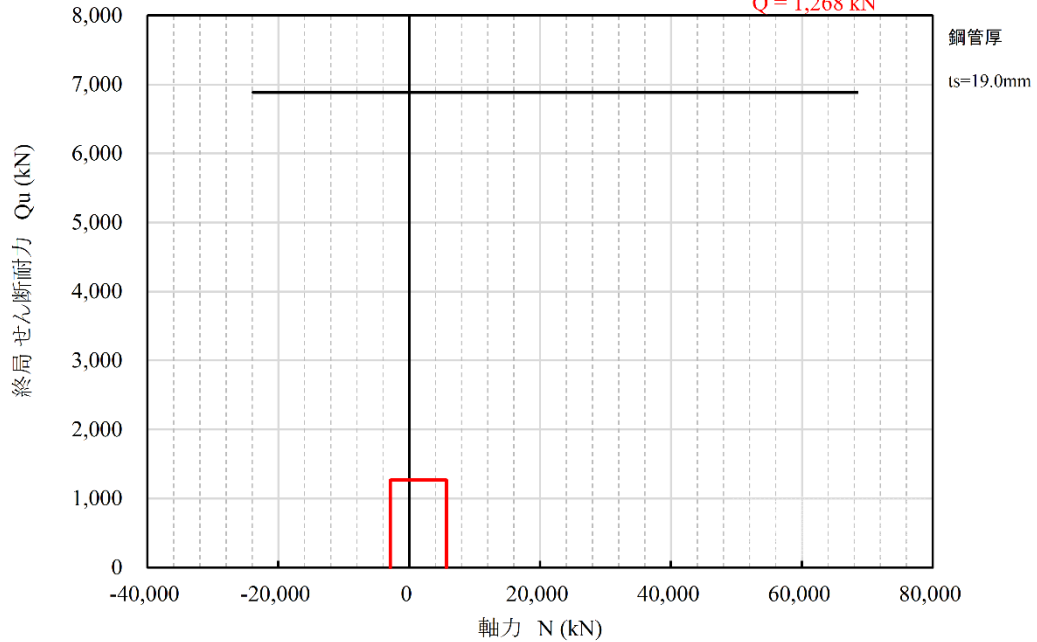
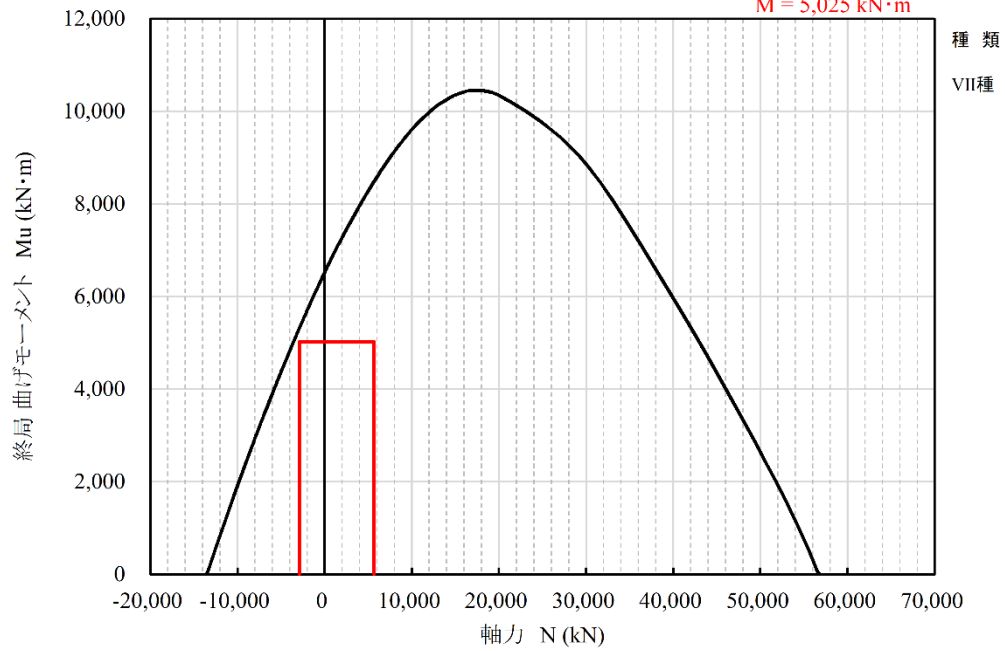


図 3.4.2-6 耐力図(1)

Aグレード P1軸部
終局耐力 (曲げ - 軸力)

$N_{max} = 5,655 \text{ kN}$
 $N_{min} = -2,904 \text{ kN}$
 $M = 5,025 \text{ kN}\cdot\text{m}$



Aグレード P1軸部
終局耐力 (せん断力 - 軸力)

$N_{max} = 5,655 \text{ kN}$
 $N_{min} = -2,904 \text{ kN}$
 $Q = 1,149 \text{ kN}$

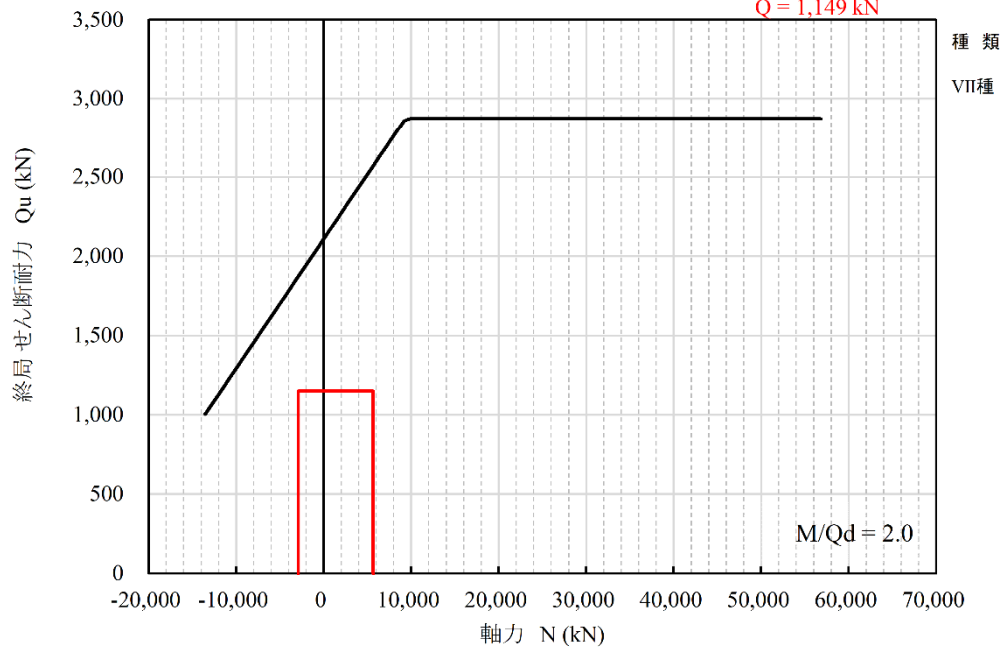
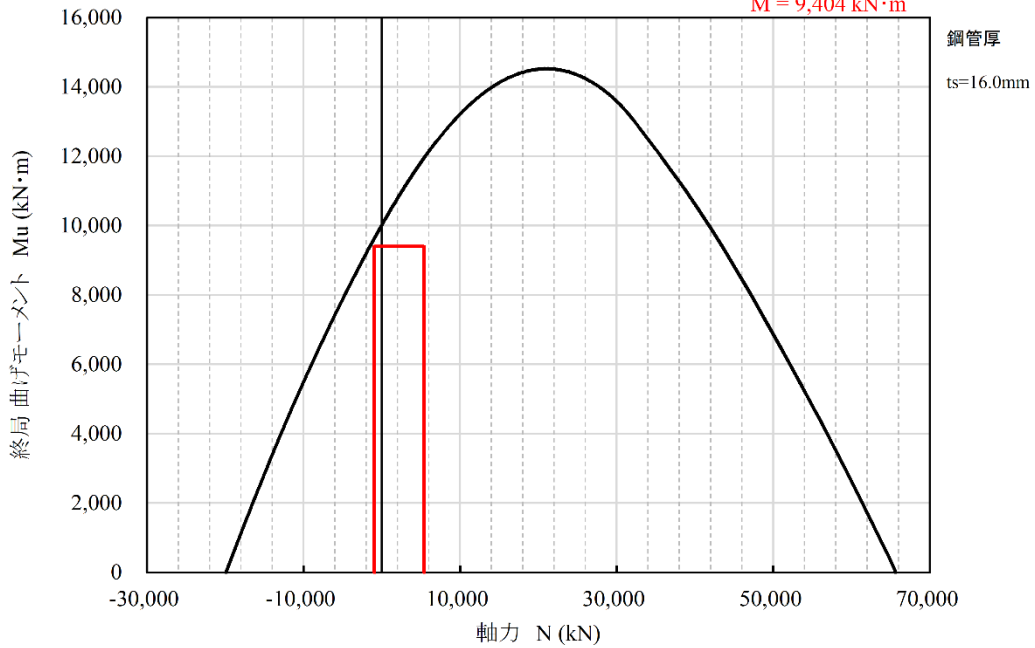


図 3.4.2-7 耐力図(2)

Aグレード P2杭頭
終局耐力 (曲げ - 軸力)

$N_{max} = 5,382 \text{ kN}$
 $N_{min} = -965 \text{ kN}$
 $M = 9,404 \text{ kN}\cdot\text{m}$



Aグレード P2杭頭
終局耐力 (せん断力 - 軸力)

$N_{max} = 5,382 \text{ kN}$
 $N_{min} = -965 \text{ kN}$
 $Q = 1,268 \text{ kN}$

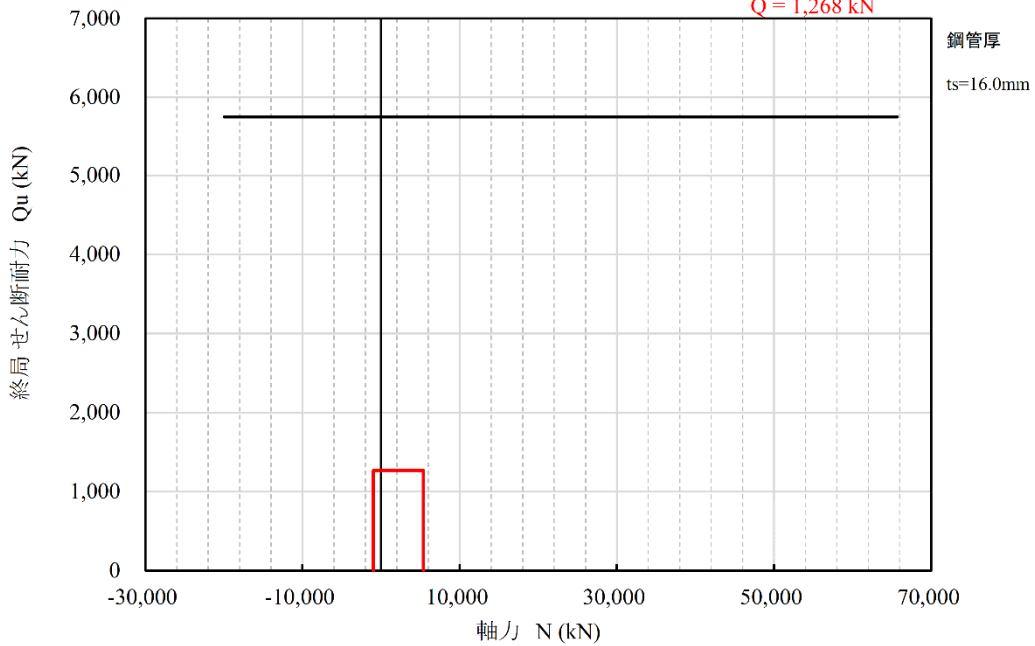
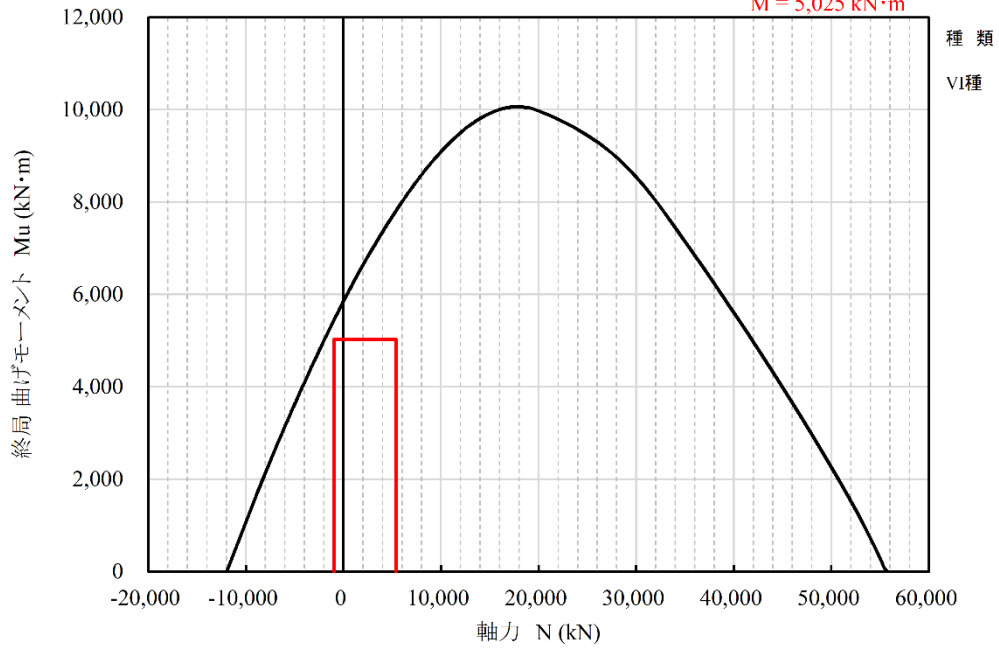


図 3.4.2-8 耐力図(3)

Aグレード P2軸部
終局耐力（曲げ - 軸力）

$N_{max} = 5,382 \text{ kN}$
 $N_{min} = -965 \text{ kN}$
 $M = 5,025 \text{ kN}\cdot\text{m}$



Aグレード P2軸部
終局耐力（せん断力 - 軸力）

$N_{max} = 5,382 \text{ kN}$
 $N_{min} = -965 \text{ kN}$
 $Q = 1,149 \text{ kN}$

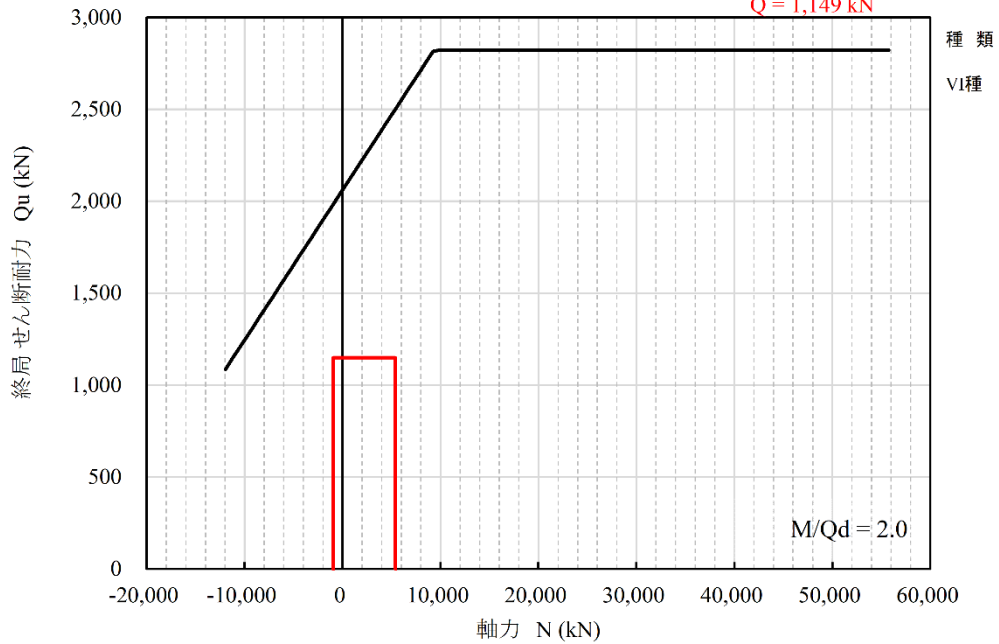


図 3.4.2-9 耐力図(4)

6) 杭頭接合部の検討

「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説(2017)」^[3-6]に基づく方法

A法：定着筋による接合により杭頭部の曲げ耐力を算出した結果を下記に示す。

定着筋のみでの接合は困難であると判断する。

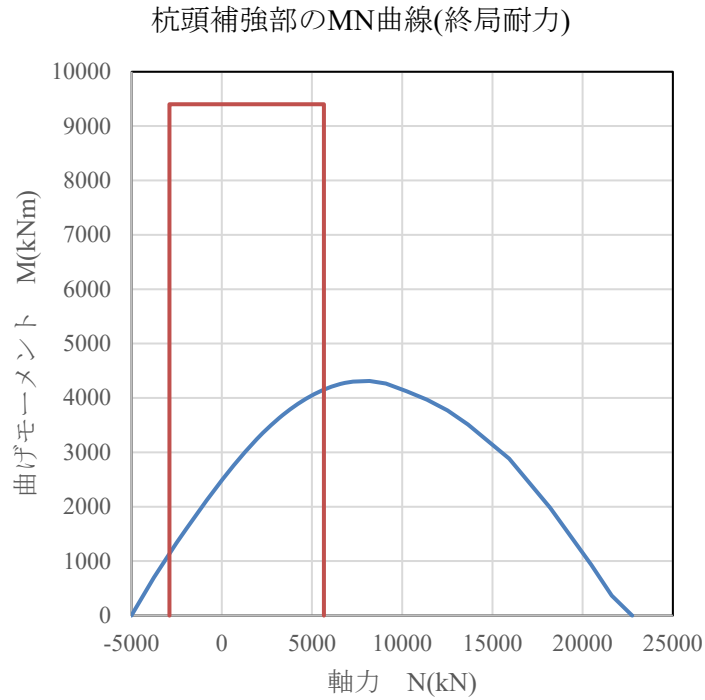


図 3.4.2-10 耐力図(5)

次に、既往学術論文を適用した設計として、てこ機構を考慮した検討を行う。

適用論文「SC杭頭埋込部の曲げ抵抗機構」日本建築学会構造系論文集 第85巻 第776号, pp.1291-1301, 2020年10月^[3-3]

第3章 設計例1：学校校舎A

杭頭接合部の検討

M_0 : 終局時の杭頭設計用モーメント

Q_0 : 終局時の杭頭設計用せん断力

M_{u0} : 埋込部下部位置での最大曲げ強度

$$M_{u0} = M_{teu0} + M_{Hu0}$$

M_{teu0} : 埋込部下部位置での「てこ機構による曲げ強度」

M_{Hu0} : 埋込部下部位置での「定着機構による曲げ強度」

上記は下記のせん断力より算出

Q_{teu0} : てこ機構による終局せん断力

Q_{Hu0} : 定着機構による終局せん断力

$$M_{teu0} = Q_{teu0} \times h_u$$

$$M_{Hu0} = Q_{Hu0} \times h_u = M_{hu1} \times h_u / (h_u + \ell)$$

M_{hu1} : 杭頭部での「定着機構による曲げ強度」

ℓ : 杭の埋込長さ

h_u : 終局時の見掛け上のせん断スパン比

$$h_u = M_0 / Q_0$$

STEP1 : てこ機構での曲げ強度を算出

STEP2 : 必要曲げ強度より、てこ機構による曲げ強度を減じて必要定着曲げ強度を算出

STEP3 : 接合部補強筋を決定

$$Q'_{teu} = T_u (1 - \ell_1 / \ell_2)$$

T_u : 押しし力に抵抗できる水平筋強度の総和

杭径 D =	1200	フーチングの配筋量
フーチング幅 B =	3000	SD295 $\sigma_y = 324.5$ (N/mm ²)
片側B' =	900	配筋は@250以下として下記による

			有効率	(mm ²)	(N/mm ²)	$a \cdot \sigma_y$ (kN)
U字筋	3x2-D16	$\Sigma a_p =$	1.00	1194	324.5	387.5
外周筋	2-D16	$\Sigma a_w =$	1.00	398	324.5	129.2
中子筋	2-D16	$\Sigma a_h =$	1.00	398	324.5	129.2
斜め筋	2x2-D16	$\Sigma a_r =$	0.71	563	324.5	182.6
						828.4

$$T_u = 828.4 \quad (\text{kN})$$

$$\ell_1 = -h_u + \sqrt{0.5\{(h_u + \ell)^2 + h_u^2\}} = 20.8 \quad (\text{m})$$

$$\ell_2 = (h_u + \ell) - \sqrt{0.5\{(h_u + \ell)^2 + h_u^2\}} = -20.6 \quad (\text{m})$$

$$\ell = 0.2 \quad (\text{m})$$

$$M_0 = 9,404 \quad (\text{kNm})$$

$$h_u = M_0 / Q_0 = 7.42 \quad (\text{m})$$

$$Q_0 = 1268 \quad (\text{kN})$$

$$R_{u1} = \beta_{te} \cdot \sigma_{CB} \cdot D \cdot L1 = 1,125,185 \quad (\text{kN})$$

$$\beta_{te} = 1.5 > T_u$$

$$\sigma_{CB} = 30 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$Q'_{teu} = T_u (1 - \ell_1 / \ell_2) = 1664.8 \quad (\text{kN})$$

$$M_{teu0} = 12,347 \quad (\text{kNm}) > M_0 = 9,404 \quad (\text{kNm})$$

7) 基礎梁の検討

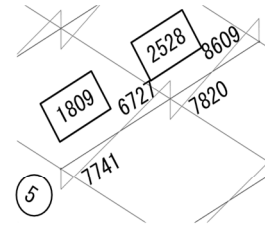
杭の曲げ戻しを考慮した応力が短期許容応力以下であることを確認する。

以下に応力と断面断定結果を示す。

・基礎梁の終局耐力以下の確認

設計応力

曲げモーメント	上部からの応力	杭からの応力
5通り 内端 M=	52 (kNm)	M= 7820 (kNm)
5通り 外端 M=	356 (kNm)	M= 8609 (kNm)
せん断力	Q= 50 (kN)	Q= 2528 (kN)



$$M_y = 0.9at \cdot 1.1 \sigma_y \cdot d$$

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	鉄筋重心 位置(mm)	d (m)	配筋	at (mm ²)	Pt (%)	1.1σ _y (N/mm ²)	M _y (kNm)	M _d (kNm)	M _a / M _d (≧1)
FG1	内端	900	2500	117.5	2383	12-D32	9528	0.44%	429	8765	7872	1.11
	外端	900	2500	117.5	2383	13-D32	10322	0.48%	429	9495	8965	1.06

コンクリート Fc 33 (N/mm²) Q_{su} = {0.053Pt^{0.23}(Fc+18)/(M/Qd+0.12)+0.85√(Pw・σ

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	配筋		a _w (mm ²)	P _w (%)	σ _{wy} (N/m)	M/Qd	Q _{su} (kNm)	Q _d (kNm)	Q _a / Q _d
				径	ピッチ							
FG1	全断面	900	2500	6-D13	100	762	0.847%	295	1.753	3314	3223	1.03

Q_d=1.25Qとする

せん断力は保証設計として、L2 応力の 1.25 倍以上の余裕があることを確認した。

第3章 設計例1：学校校舎A

8) パイルキャップの検討

(a) パイルキャップの曲げ強度に関する検討

「鉄筋コンクリート基礎部材の耐震設計指針(案)・同解説(2017)」B-6に基づき、パイルキャップの検討を行う。

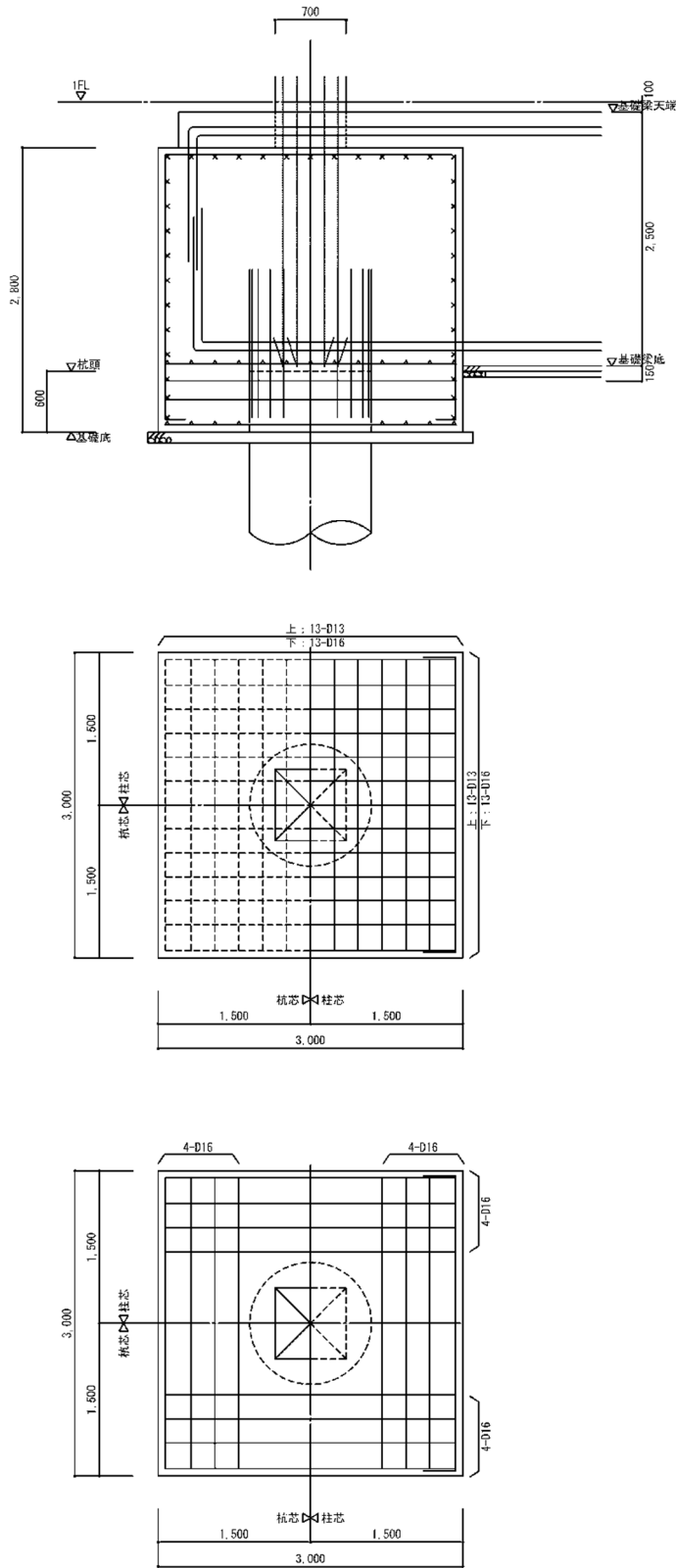


図3.4.2-11 パイルキャップ配筋詳細図

検討用外力

ケース2の杭設計用応力を下記に示す。

- ・軸力 最大圧縮軸力 $N_p = \max N = 5655(\text{kN})$
最大引張軸力 $N_p = \min N = -2044(\text{kN})$
- ・せん断力 $Q_p = 806(\text{kN})$
- ・曲げモーメント $M_p = 9404(\text{kNm})$

- ・閉じる方向の力を受ける場合

検討式は下記として、低減率は $\phi=1.0$ とする。

$$M_{ju} = T_{gu} \cdot d_{gx} + T_{ce} \cdot d_{ce} + T_{cm} \cdot d_{cm} + T_h \cdot d_{hy} + N_p \cdot d_{ex} + Q_p \cdot d_{ey}$$

M_{ju} ：危険断面位置を横切る有効な鉄筋によるパイルキャップの曲げ強度(N・mm)

T_{gu} ：検討対象のパイルキャップに接続する基礎梁上端筋のうち、曲下げ定着部が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する上端筋による引張力(N)で次式による。

$$T_{gu} = A_{gu} \cdot \sigma_{yu}$$

A_{gu} ：検討対象のパイルキャップに接続する基礎梁上端筋のうち、曲下げ定着部が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する上端筋の断面積の和(mm²)

σ_{yu} ：同上鉄筋の材料強度(N/mm²)

d_{gx} ：検討対象のパイルキャップに接続する基礎梁上端筋の曲下げ定着部の当該鉄筋重心位置からC点までの水平距離(mm)

T_{ce} ：検討対象のパイルキャップに接続する柱の引張側端部主筋のうち、定着部が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する主筋による引張力(N)で次式による。

$$T_{ce} = A_{ce} \cdot \sigma_{yce}$$

A_{ce} ：検討対象のパイルキャップに接続する柱の引張側端部主筋のうち、定着部が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する主筋の断面積の和(mm²)

σ_{yce} ：同上鉄筋の材料強度(N/mm²)

d_{ce} ：同上鉄筋の重心位置からC点までの水平距離(mm)

T_{cm} ：検討対象のパイルキャップに接続する柱の中間主筋のうち、定着部が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する中間主筋による引張力(N)で次式による。

$$T_{cm} = A_{cm} \cdot \sigma_{ycm}$$

A_{cm} ：検討対象のパイルキャップに接続する柱の中間主筋のうち、定着部が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する中間主筋の断面積の和(mm²)

σ_{ycm} ：同上鉄筋の材料強度(N/mm²)

d_{cm} ：同上鉄筋の重心位置からC点までの水平距離(mm)

T_h ：検討対象のパイルキャップのはかまトップ筋のうち、定着部が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有するはかまトップ筋による引張力(N)で次式による。

$$T_h = A_h \cdot \sigma_{yh}$$

A_h ：検討対象のパイルキャップのはかまトップ筋のうち、定着部が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有するはかまトップ筋の断面積の和(mm²)

第3章 設計例1：学校校舎A

- σ_{yh} ：同上鉄筋の材料強度(N/mm²)
- d_{hy} ：同上鉄筋の重心位置からC点までの鉛直距離(mm)
- N_p ：検討対象のパイルキャップに接続する杭の杭頭に作用する軸方向力(N)で、圧縮力の場合を正、引張力の場合を負とする。
- d_{ex} ：同上杭心からC点までの水平距離(mm)
- Q_p ：同上杭頭に作用する安全限界設計時水平力(N)
- d_{ey} ：基礎梁材軸中心位置からC点までの鉛直距離(mm)

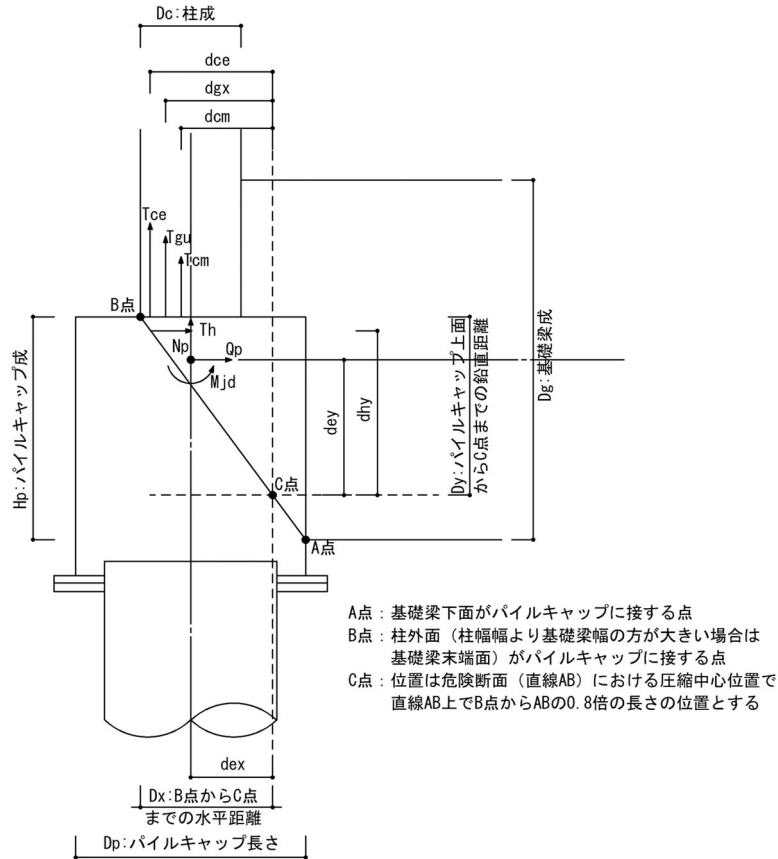


図 3. 4. 2-12 式の記号の説明図（閉じる方向）

・開く方向の力を受ける場合

検討式は下記として、低減率は $\phi=0.8$ とする。

$$M_{ju} = T_{gb} \cdot d_{gy} + T_{pt} \cdot d_{px} + (T_c + T_{pc} + T_{gy}) \cdot d_{x2} / 2 + N_p \cdot d_{x2} - Q_p \cdot d_{y2} / 2$$

M_{ju} ：危険断面位置を横切る有効な鉄筋によるパイルキャップの曲げ強度(N・mm)

T_{gb} ：検討対象のパイルキャップに接続する基礎梁下端筋のうち、第1危険断面(図3.3-40中の直線AC)を横切ってから十分な定着長さを有する上端筋による引張力(N)で次式による。

$$T_{gb} = A_{gb} \cdot \sigma_{ygb}$$

A_{gb} ：基礎梁下端筋のうち、第一危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する基礎梁下端筋の断面積の和(mm²)

σ_{ygb} ：同上鉄筋の材料強度(N/mm²)

d_{gy} ：同上鉄筋重心位置からC点までの鉛直距離(mm)

T_{pt} ：杭の軸方向鉄筋のうち、引張縁近傍にあり、定着部が第1危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する上端筋による引張力(N)で次式による。

$$T_{pt} = A_{pt} \cdot \sigma_{ypt}$$

A_{pt} ：杭の軸方向鉄筋のうち、引張縁近傍にあり、定着部が第1危険断面下端筋の断面積の和(mm²)

σ_{ypt} ：同上鉄筋の材料強度(N/mm²)

d_{px} ：同上鉄筋重心位置からC点までの水平距離(mm)

T_c ：柱の全主筋のうち、第2危険断面(図3.3-40の直線BCD)を横切ってから十分な定着長さを有する柱主筋による引張力(N)で次式による。

$$T_c = A_c \cdot \sigma_{yc}$$

A_c ：柱の全主筋のうち、第2危険断面(図3.3-40の直線BCD)を横切ってから十分な定着長さを有する柱主筋の断面積の和(mm²)

σ_{yc} ：同上鉄筋の材料強度(N/mm²)

T_{pc} ：杭の軸方向鉄筋のうち、杭心よりも圧縮側にあり定着部が第2危険断面(図3.3-40の直線BCD)を横切ってから十分な定着長さを有する杭の軸方向鉄筋による引張力(N)で次式による。

$$T_{pc} = A_{pc} \cdot \sigma_{yp}$$

A_{pc} ：杭の軸方向鉄筋のうち、杭心よりも圧縮側にあり定着部が第2危険断面(図3.3-40の直線BCD)を横切ってから十分な定着長さを有する杭の軸方向鉄筋の断面積の和(mm²)

T_{gy} ：基礎梁下端1段目主筋以外の曲上げ定着部分のうち、第2危険断面(図3.3-40の直線BCD)を横切ってから十分な定着長さを有する基礎梁下端筋による引張力(N)で次式による。

$$T_{gy} = A_{gy} \cdot \sigma_{ygy}$$

A_{gy} ：基礎梁下端1段目主筋以外の曲上げ定着部分のうち、第2危険断面(図3.3-40の直線BCD)を横切ってから十分な定着長さを有する基礎梁下端筋の断面積の和(mm²)

σ_{ygy} ：同上鉄筋の材料強度(N/mm²)

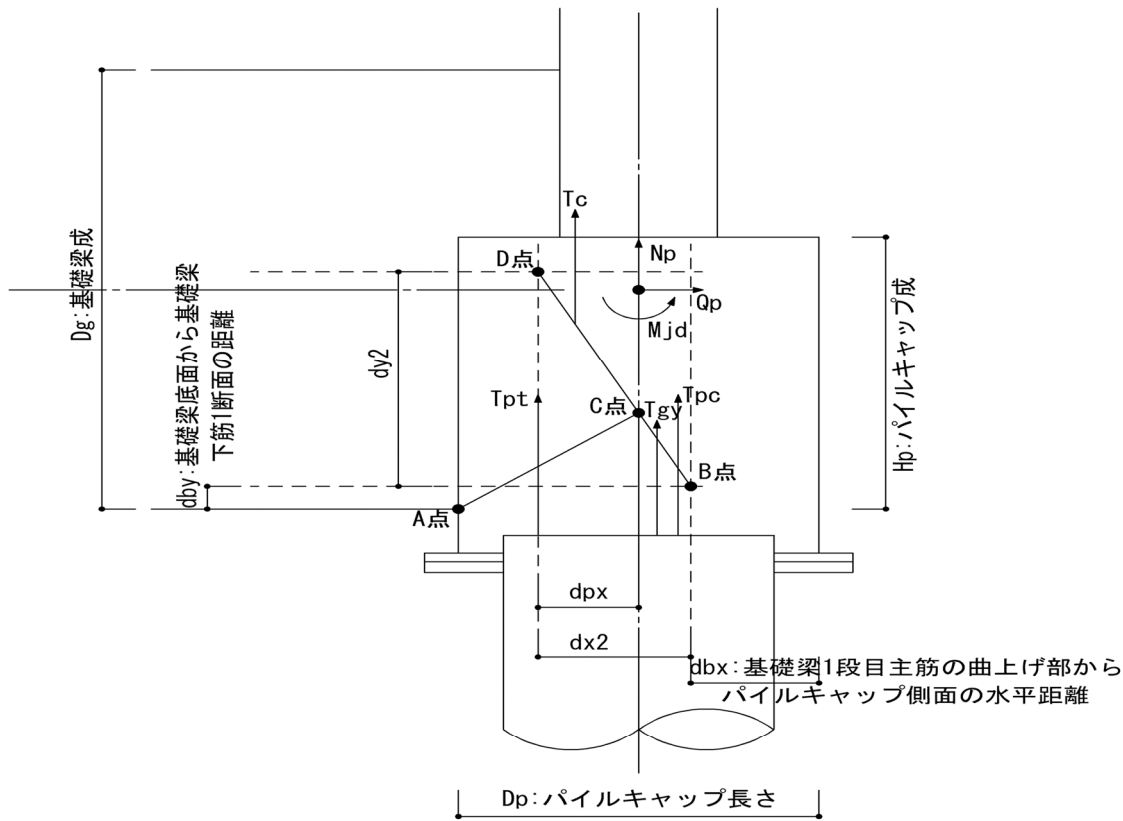
d_{x2} ：第2危険断面(図3.3-40の直線BCD)の水平投影長さ(mm)

N_p ：杭頭に作用する安全限界状態における軸方向力(N)で、圧縮力の場合を正、引張力の場合を負とする。

Q_p ：杭頭に作用する安全限界状態におけるせん断力(N)

第3章 設計例1：学校校舎A

d_{y2} ：第2危険断面(図3.3-40の直線BCD)の鉛直投影長さ(mm)

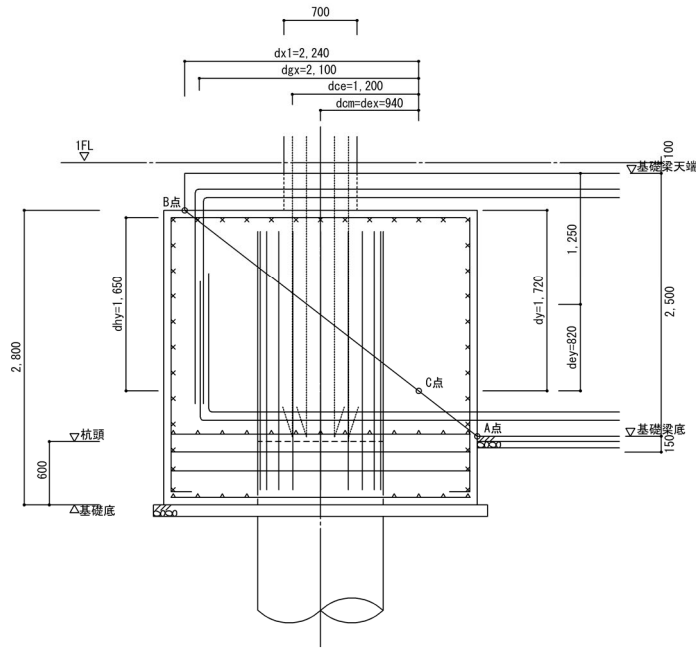


- A点：基礎梁下面とパイルキャップ側面の交点
- B点：基礎梁1段目主筋の曲上げ定着部の鉄筋のパイルキャップ側面からの位置 (dbx) および基礎梁下端1段目主筋の基礎梁底面からの位置 (dby) により定まる点
- D点：杭の最外縁引張鉄筋の定着末端より8db手前の位置 (dby) および杭引張主筋のパイルキャップ側面からの位置 (dbx) により定まる点
- C点：直線BDと杭の材軸中心線との交点
- d_{x2} ：直線BDの水平投影長さ
- d_{y2} ：直線BDの鉛直投影長さ

図 3.4-13 式の記号の説明図 (開く方向)

検討結果

閉じる方向の力を受ける場合



$$M_{ju} = T_{gu} \cdot d_{gx} + T_{ce} \cdot d_{ce} + T_{cm} \cdot d_{cm} + T_h \cdot d_{hy} + N_p \cdot d_{ex} + Q_p \cdot d_{ey}$$

$$= 17490 \text{ (kNm)}$$

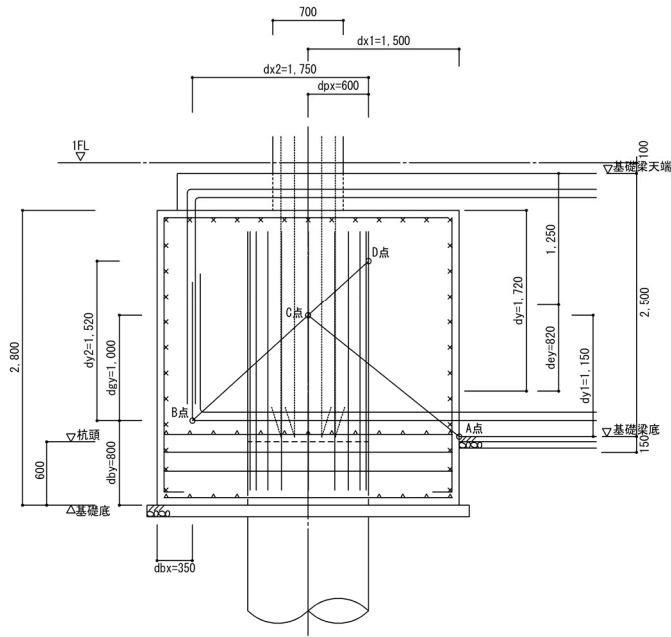
基礎梁	$T_{gu} = A_{gu} \cdot \sigma_{yg} =$	9528	x 429	= 4088 (kN)
上端筋	$d_{gx} =$			2100 (mm)
柱引張筋	$T_{ce} = A_{ce} \cdot \sigma_{yce} =$	1548	x 429	= 664 (kN)
最外端	$d_{ce} =$			1200 (mm)
柱中間主筋	$T_{cm} = A_{cm} \cdot \sigma_{ycm} =$	3096	x 429	= 1328 (kN)
	$d_{cm} =$			940 (mm)
はかま	$T_h = A_h \cdot \sigma_{yh} =$	1651	x 325	= 536 (kN)
トップ筋	$d_{hy} =$			1650 (mm)
軸力：圧縮	$N_p =$			5655 (kN)
	$d_{ex} =$			940 (mm)
杭頭	$Q_p =$			806 (kN)
せん断力	$d_{ey} =$			820 (mm)

低減率 $\phi = 1.0$ $\phi \cdot M_{ju} = 17490 \cong M_d$ O.K.

$M_d = M_p + Q_p \cdot h = 10935 \text{ (kNm)}$

$M_p = 9404 \text{ (kNm)}$
 $Q_p = 806 \text{ (kN)}$
 $h = 1900 \text{ (mm)}$

開く方向の力を受ける場合



$$M_{ju} = T_{gb} \cdot d_{gy} + T_{pt} \cdot d_{px} + (T_c + T_{pc} + T_{gv}) \cdot d_{x2}/2 + N_p \cdot d_{x2}/2 - Q_p \cdot d_{y2}/2$$

$$= 9102 \text{ (kNm)}$$

基礎梁	$T_{gb} = A_{gb} \cdot \sigma_{ygb} =$	5558	x 429	= 2384 (kN)
下端筋	$d_{gy} =$			1100 (mm)
杭引張筋	$T_{pt} = A_{pt} \cdot \sigma_{ypt} =$	5742	x 429	= 2463 (kN)
最外端	$d_{px} =$			600 (mm)
柱全主筋のうち 評価可能な鉄筋	$T_c = A_c \cdot \sigma_{yc} =$	6192	x 380	= 2350 (kN)
杭圧縮鉄筋で 評価可能な鉄筋	$T_{pc} = A_{pc} \cdot \sigma_{ypc} =$	11484	x 429	= 4927 (kN)
基礎梁2段筋等	$T_{gv} = A_{gv} \cdot \sigma_{ygv} =$	4764	x 429	= 2044 (kN)
軸力：引張	$N_p =$			-2904 (kN)
	$d_{x2} =$			1750 (mm)
杭頭せん断力	$Q_p =$			806 (kN)
	$d_{y2} =$			1520 (mm)

低減率 $\phi = 0.8$ $\phi \cdot M_{ju} = 7282 < M_d$ N.G.

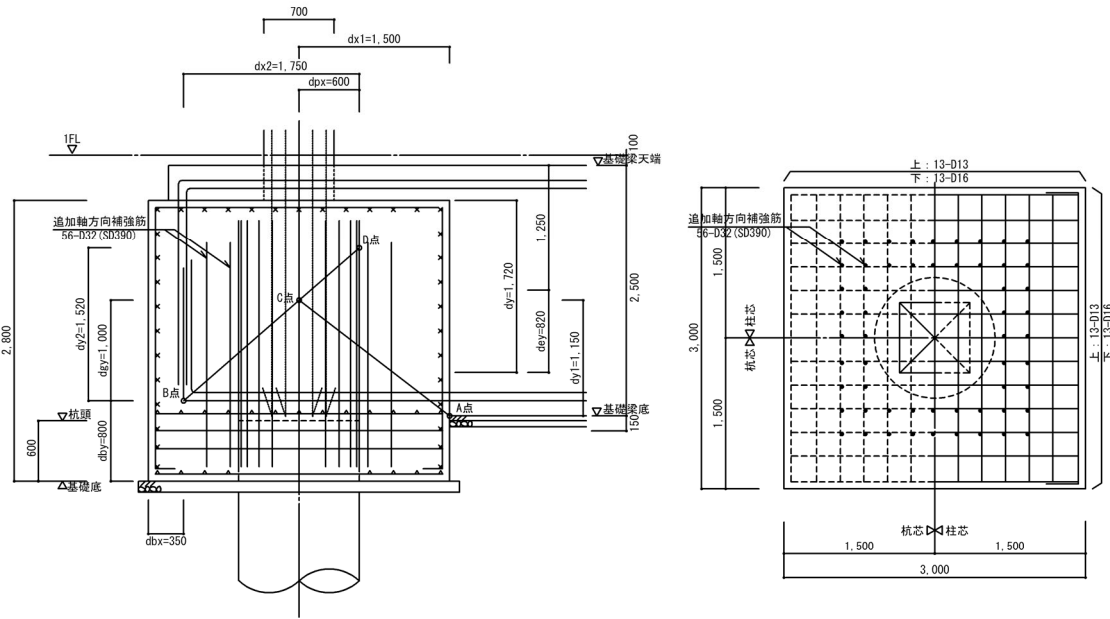
$M_d = M_p + Q_p \cdot h = 10935 \text{ (kNm)}$

$M_p = 9404 \text{ (kNm)}$

$Q_p = 806 \text{ (kN)}$

$h = 1900 \text{ (mm)}$

開く方向の力を受ける場合（追加補強筋による再検討）



$$M_{ju} = T_{gb} \cdot d_{gy} + T_{pt} \cdot d_{px} + (T_c + T_{pc} + T_{gv}) \cdot d_{x2} / 2 + N_p \cdot d_{x2} / 2 - Q_p \cdot d_{y2} / 2$$

$$= 14467 \text{ (kNm)}$$

基礎梁	$T_{gb} = A_{gb} \cdot \sigma_{ygb} =$	5558	x 429	= 2384 (kN)
下端筋	$d_{gy} =$			1100 (mm)
杭引張筋	$T_{pt} = A_{pt} \cdot \sigma_{ypt} =$	5742	x 429	= 2463 (kN)
最外端	$d_{px} =$			600 (mm)
柱全主筋のうち 評価可能な鉄筋	$T_c = A_c \cdot \sigma_{yc} =$	6192	x 380	= 2350 (kN)
杭圧縮鉄筋で 評価可能な鉄筋	$T_{pc} = A_{pc} \cdot \sigma_{ypc} =$	11484	x 429	= 4927 (kN)
基礎梁2段筋等	$T_{gv} = A_{gv} \cdot \sigma_{ygv} =$	4764	x 429	= 2044 (kN)
追加補強筋		14292	x 429	= 6131 (kN)
軸力：引張	$N_p =$			-2904 (kN)
	$d_{x2} =$			1750 (mm)
杭頭せん断力	$Q_p =$			806 (kN)
	$d_{y2} =$			1520 (mm)

低減率 $\phi = 0.8$ $\phi \cdot M_{ju} = 11574 \cong M_d$ O.K.

$M_d = M_p + Q_p \cdot h = 10935 \text{ (kNm)}$

$\alpha = 1.0$

$M_p = 9404 \text{ (kNm)}$

$Q_p = 806 \text{ (kN)}$

$h = 1900 \text{ (mm)}$

(b) パイルキャップのせん断強度に関する検討

「大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究(その25 既製杭を用いたト形部分架構におけるパイルキャップせん断終局強度式の再検討)」：日本建築学会大会学術講演概集（東北）2018年9月^[3-1]を適用し、パイルキャップを検討する。

検討式

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068Pt^{0.23}(F_c+18)}{a/D+0.12} + 0.85\sqrt{(cP_w \cdot c\sigma_{wy} + pcP_w \cdot pc\sigma_{wy})} + 0.1\sigma_0 \right\} b \cdot j$$

Q_u ：パイルキャップせん断終局強度

de ：パイルキャップ有効断面せい

$$de = (D_c + D_{pc} + D_p) / 3$$

$$je = 7/8 de$$

D_c ：袖壁付き柱は等価な断面積とした柱せい

D_{pc} ：基礎梁主筋の90度折曲げ筋の水平投影長さ

D_p ：杭の円形断面せい(アンカー筋+外周100mm)

$D_p = \sqrt{A_p}$, A_p は杭径+200mm(外周両側100mm)の断面積

N_{pc} ：せん断強度算定用軸力

$$N_{pc} = N_c + Q_b$$

$$0.1\sigma_0 = 0.1N_{pc} / (b \cdot de)$$

N_c ：柱軸力

Q_b ：基礎梁のせん断力(下向きを正)

F_c ：コンクリート強度(N/mm²)

P_t ：引張鉄筋比(杭-基礎梁が開く方向にはアンカー筋を考慮する)

a/D ：せん断スパン比 $M / (Q \cdot d)$

cP_w, pcP_w ：柱, パイルキャップのせん断補強筋比

$c\sigma_{wy}, pc\sigma_{wy}$ ：柱, パイルキャップのせん断補強筋降伏強度(N/mm²)

・設計用せん断力

$$Q_d = \sum M_y / j - cQ_m, \quad M_y = 0.9 \cdot at \cdot \sigma_y \cdot d$$

$$Q_d = \sum M_y / j - cQ_m = 3,592(\text{kN})$$

$$M_y = 8,765(\text{kNm})$$

$$cQ_m = 612(\text{kN})$$

D_c : 袖壁付き柱は等価な断面積とした柱せい 700 (mm)
 D_{pc} : 基礎梁主筋の90度折曲げ筋の水平投影長さ 2650 (mm)
 D_p : 杭の円形断面せい(アンカー筋+外周100mm) 1241 (mm)
 $D_p = \sqrt{A_p}$, A_p は杭径+200mm(外周両側100mm)の断面積
 $de =$ 1530 (mm)

① Ptの算出

B=	3000 (mm)	開く方向	柱	5-D22	杭	20-D29
de=	1530 (mm)	閉じる方向		5-D22		
Pt=	0.003136	0.31%	at=	14395 (mm ²)		
	0.000422	0.04%		1935 (mm ²)		

② せん断スパン比a/D
 上下共：6-D32/6-D32
 D= 2500 (mm)
 dt=dc= 117.5 (mm)
 dt2=dc2= 194 (mm)
 dt'=dc'= 117.5 (mm) Qd= 3592 (kN)
 Lb= 2265 (mm)
 a/D=Lb/de= 1.48 Qu= 3,618 (kN)
 3,806 (kN)

③ $\sigma_0 = (N_{min} - Q_m) / (b \cdot de) = -0.72$ (N/mm²) Nmax= 5504 (kN)
 $(N_{max} + Q_m) / (b \cdot de) = 1.59$ (N/mm²) Nmin = -1496 (kN)
 Qb= 1809 (kN)

⑤ $pcP_w = \frac{pc a_w}{(b \cdot L_b)} = 0.00019$ 0.019% 2x5-D13
 $c a_w / (b \cdot L_b) = 0.00049$ 0.049% 2-D13@150, Ld=2233mm ⇒ 2 x 13-D13

・パイルキャップせん断終局強度 Qu

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 P_t^{0.23} (F_c + 18)}{a/D + 0.12} + 0.85 \sqrt{(c P_w \cdot c \sigma_{wy} + pc P_w \cdot pc \sigma_{wy}) + 0.1 \sigma_0} \right\} b \cdot j$$

計算要素											せん断終局強度			
1項				2項					3項			ヒラキ方向	トジ方向	
引張鉄筋比ヒラキPt(%)	引張鉄筋比トジPt(%)	コンクリート強度(N/mm ²)	せん断スパン比a/D	せん断補強筋比cPw(%)	降伏強度cσwy(N/mm ²)	cPw·cσwy	せん断補強筋比pcPw(%)	降伏強度pcσwy(N/mm ²)	pcPw·pcσwy	軸力ヒラキ(kN)	軸力トジ(kN)	応力中心間距離j(mm)	Qu(kN)	Qu(kN)
0.31%	0.04%	33	1.48	0.049%	295	0.143	0.019%	295	0.055	-313	7313	1339.0	3,806	3,618

Qu = 3,618 (kN) 閉じる方向の力を受ける場合

3,806 (kN) 開く方向の力を受ける場合

> Qd = 3,592 (kN) O.K.

9) メカニズム状態の確認

本建築物における代表的なメカニズム状態として、表 3.4-2 に 5 通り-A 通りにおける基礎構造システム全体のメカニズム状態を示す。表 3.4-2 は、同じ設計用応力に対して各部材の耐力がどの程度余裕があるのかを表している。

表 3.4-2 基礎構造システムのメカニズム時の状態

検討場所：5通り-A通り		2次設計	
余裕度 = 各耐力 / 設計応力		杭引張軸力 杭-梁開方向	杭圧縮軸力 杭-梁閉方向
柱曲げ		柱脚降伏	柱脚降伏
柱せん断		1.76	2.31
基礎梁曲げ		1.08	
基礎梁せん断		1.78	
杭曲げ	杭頭	1.19	1.44
	杭軸部	1.29	1.82
杭せん断	杭頭	5.44	
	杭軸部	3.69	
杭頭接合部		1.09	
パイルキャップ(RC規準)		— ※注：(1柱1本杭)	
パイルキャップ(RC基礎部材指針)		1.20	1.86
パイルキャップ(論文)		<u>1.06</u>	<u>1.01</u>
杭支持力		2.12	2.71

※注：1柱1本杭で偏心がなくRC規準に規定なし

※下線部は基礎梁降伏時の応力に対する余裕度、その他はL2地震時応力に対する余裕度

基礎構造システムの破壊形式について、一体モデルでの解析は実施していないので正確な判断はできないが、柱脚の曲げ降伏が先行し、その後基礎梁または杭頭接合部の降伏が発生すると考えられる。

3.4.3 ケース3：ランクB，降伏埋込工法

(1) 設計条件

- 耐震性能 継続使用性確保のための目標ランクBを対象とし，Y方向の必要保有水平耐力（ $D_s=0.55$ ）の慣性力と地盤変位による応力の組合せによる設計（2次設計レベル）

【目標ランクB】

杭頭接合部の損傷を許容し他の部分は終局強度以内，保証設計として，せん断余裕度は1.25倍以上とする。

- 杭モデル 群杭フレームモデル（多層地盤モデル）
- 基礎梁 杭材と共に線材モデル
- 杭設計用地震力 Y方向
 上部構造の必要保有水平耐力（ $D_s=0.55$ ）を水平力とする。
 上部構造の地震力($D_s=0.55$) $Q_1 = 22,571 \text{ kN}$
 1階部分の重量 $W_1 = 14,315 \text{ kN}$
 基礎の重量 $W_f = 11,988 \text{ kN}$
 地下部設計震度 $K = 0.40$
 $\Sigma Q_p = Q_1 + K \cdot (W_1 + W_f) = 33,092 \rightarrow 34,000 \text{ (kN)}$

- 杭の検討は，杭の曲げ戻し応力による付加軸力を考慮する。
- 杭工法は，セメントミルク工法による埋込み杭とする。

表 3.4.3-1 $D_s=0.55$ の終局時支持点反力 (kN)

・終局時 (Y+) 基礎反力

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D	1559	2665	2477	2568	1989	868	2311	2418	2089	2854		1431
C1											710	
C								726	445			892
B	2921	4534	4482	4604	3922	1868	4204	2840	3645	3540		2587
A	-181	693	298	313	98	711	160	744	923	1825		-396

第3章 設計例1：学校校舎A

・杭強制変位

地盤変位は、応答スペクトル法とする。

表 3.4.3-2 地盤2の地盤変位の深さ方向分布

地盤2					式(例2.1) 式(例2.2)		式(4.5.8)	式(4.5.9)	式(4.5.7)			式(4.5.10)		
層番号	層厚	上面深度	土質	単位体積重量	質点質量	初期S波速度	$(\)^\beta$	等価S波速度	等価せん断ばね剛性		仮の無次元化水平変位	調整した無次元化水平	地盤の水平変位	
i	Hi (m)	(m)		γ_i (kN/m ³)	mi (Mg)	Vsoi (m/s)		Vsei (m/s)	ki (kN/m)	$\Sigma (mi \cdot ui)$	ui	u*i	Dmax × u*i (cm)	
1	1.0	0.0	cray	18	0.918	110	0.425	46.74	4013	0.918	1.000	1.000	10.13	
2	1.0	-1.0		18	1.837	110	0.425	46.74	4013	2.743	0.993	0.990	10.03	
3	1.0	-2.0		18	1.837	110	0.425	46.74	4013	4.529	0.973	0.960	9.72	
4	1.0	-3.0		18	1.837	110	0.425	46.74	4013	6.254	0.939	0.910	9.22	
5	1.0	-4.0		18	1.837	110	0.425	46.74	4013	7.894	0.893	0.841	8.52	
6	1.0	-5.0	sand	16	1.735	150	0.484	72.59	8603	9.341	0.834	0.754	7.64	
7	1.0	-6.0		16	1.633	150	0.484	72.59	8603	10.650	0.802	0.706	7.15	
8	1.0	-7.0		16	1.633	150	0.484	72.59	8603	11.898	0.765	0.651	6.60	
9	1.0	-8.0		16	1.633	150	0.484	72.59	8603	13.079	0.724	0.590	5.98	
10	1.0	-9.0		16	1.633	150	0.484	72.59	8603	14.187	0.678	0.523	5.29	
11	1.0	-10.0	sand	18	1.735	210	0.658	138.17	35066	15.278	0.629	0.450	4.56	
12	1.0	-11.0		18	1.837	210	0.658	138.17	35066	16.409	0.616	0.431	4.36	
13	1.0	-12.0		18	1.837	210	0.658	138.17	35066	17.515	0.602	0.410	4.15	
14	1.0	-13.0		18	1.837	210	0.658	138.17	35066	18.594	0.587	0.388	3.93	
15	1.0	-14.0		18	1.837	210	0.658	138.17	35066	19.643	0.571	0.364	3.69	
16	1.0	-15.0	sand	18	1.837	210	0.658	138.17	35066	20.662	0.555	0.340	3.44	
17	1.0	-16.0		18	1.837	210	0.658	138.17	35066	21.649	0.537	0.313	3.18	
18	1.0	-17.0		cray	17	1.786	150	0.504	75.63	9922	22.575	0.519	0.286	2.90
19	1.0	-18.0			17	1.735	150	0.504	75.63	9922	23.357	0.451	0.186	1.88
20	1.0	-19.0		sand	18	1.786	260	0.760	197.65	71753	24.037	0.381	0.081	0.83
21	1.0	-20.0	18		1.837	260	0.760	197.65	71753	20.324	0.371	0.067	0.67	
22	1.0	-21.0	18		1.837	260	0.760	197.65	71753	20.990	0.362	0.054	0.55	
23	1.0	-22.0	18		1.837	260	0.760	197.65	71753	21.639	0.354	0.041	0.42	
24	1.0	-23.0	18		1.837	260	0.760	197.65	71753	22.272	0.345	0.028	0.28	
25	1.0	-24.0	18		1.837	260	0.760	197.65	71753	22.888	0.335	0.014	0.14	
基盤	1.0	-25.0		18		390					0.326	0.000	0.00	

$T_0 = 0.594$ 式(4.5.6)
 $\alpha = 1.950$ 式(4.5.3)
 $Rz_0 = 0.465$ 式(4.5.5)
 $\beta = 0.676$ 式(4.5.9)
 $D_{max} = 10.130$ 式(4.5.1)

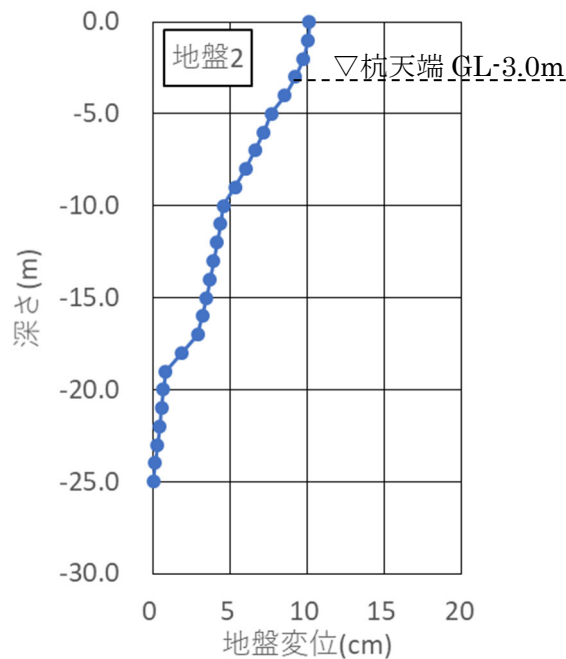


図 3.4.3-1 地盤変位図

(2) 既製杭（杭体・杭頭補強筋）の耐震設計

計算条件を以下に示す。

- ・杭体は弾性モデルとする。
- ・杭先端の境界条件はローラー支持とする。
- ・解析は、慣性力と地盤強制変形を同時に漸増させ荷重増分解析で行う。解析は「RespF3T」（構造計画研究所）を使用する。
- ・設計用応力は、建物周期（略算周期）と等価地盤周期より「建築基礎構造設計指針（2019）」^[3-8]による位相と低減係数を採用して重ね合わせを考慮し求める。
- ・水平地盤ばねは「建築基礎構造設計指針（2019）」^[3-8]に準じて、群杭係数を考慮した非線形ばねを用いる。
- ・土圧合力ばねは、「建築基礎構造設計指針（2019）」^[3-8]に準じて考慮する。
- ・非線形の地盤ばね、土圧合力ばねは、予備解析で求めた結果より二次設計時の水平変位を超えない範囲でトリリニアにモデル化する。
- ・杭頭ヒンジを許容する杭体の非線形性は、第一折れ点（ θ_y , M_u ）を持つバイリニアとしてモデル化として二次勾配は一次剛性の1/1000とする。
- ・検討方向は、変動軸力が大きいY方向とする。

以下に解析モデルを示す。

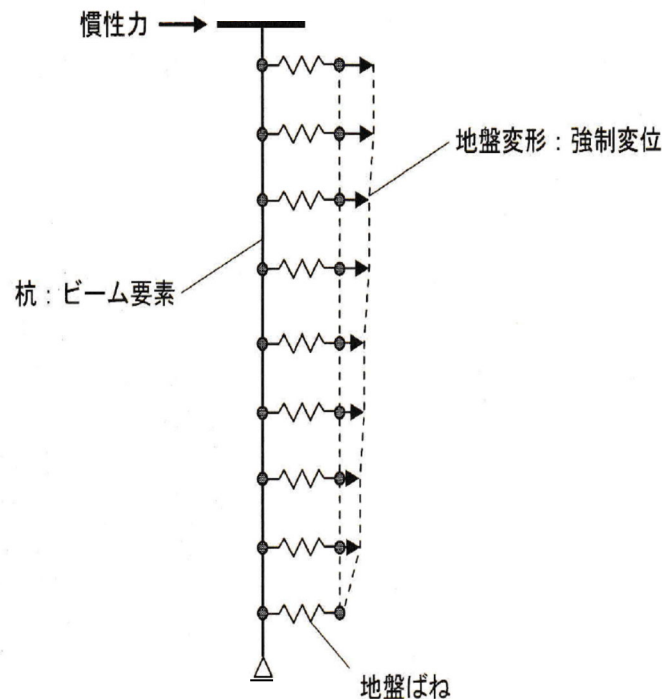


図 3.4.3-2 杭応力解析モデル図

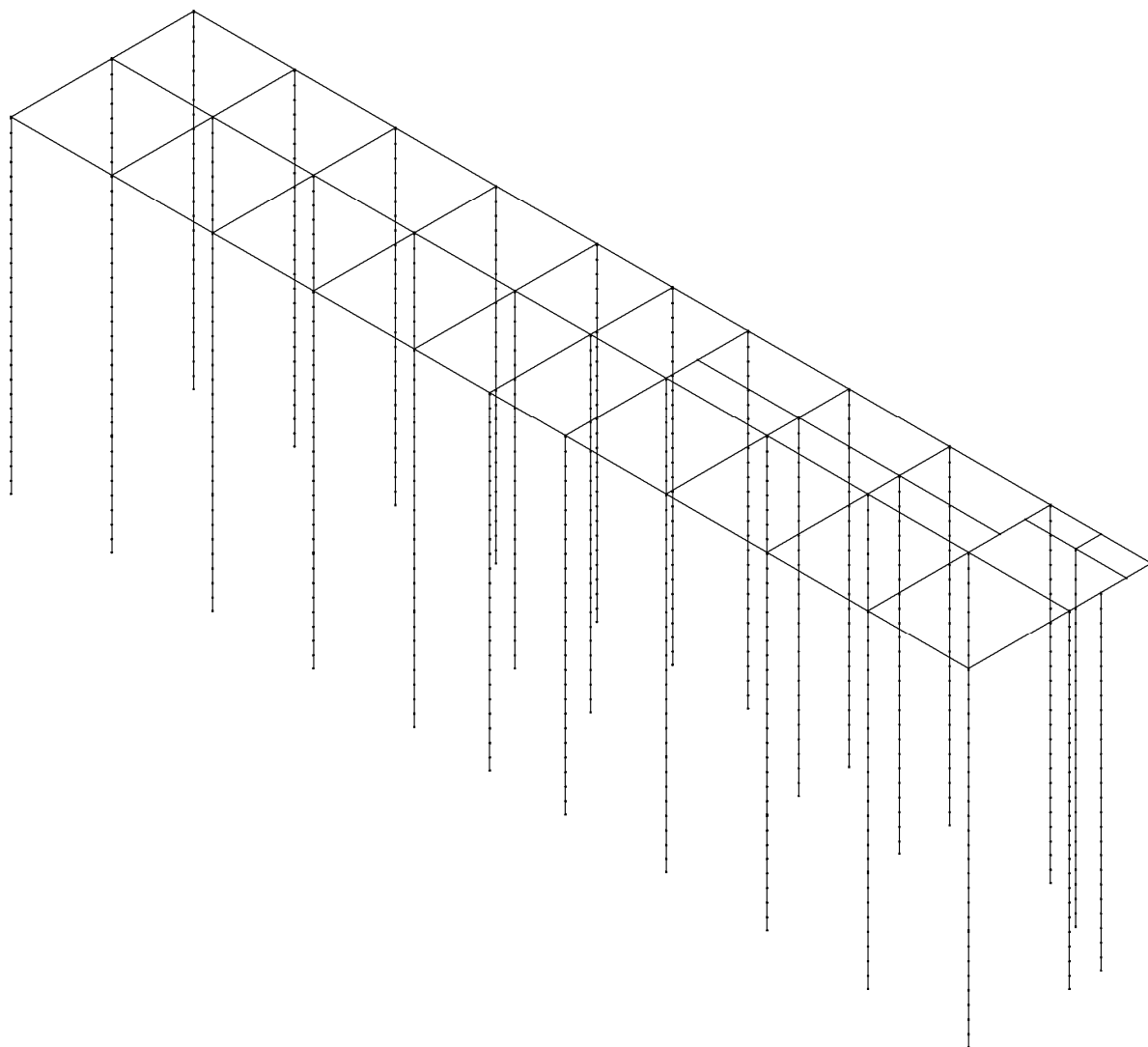


図 3.4.3-3 解析全体モデル

以下に地盤モデルを示す。

群杭係数

$$B_x = 76$$

$$B_y = 14.5$$

$$n = 37$$

$$R' = \sqrt{(B_x \cdot B_y) / (\sqrt{n} - 1)}$$

$$= 6.53117$$

$$B = 1.20$$

$$e = 1.2 / Np^{0.65(B/R)}$$

$$= 0.780$$

$$\xi = e^{4/3}$$

$$= 0.718$$

表 3.4.3-3 地盤モデル

地盤2

層下面 深さ(m)	N値	比重 (kN/m ³)	c (kPa)	fai (deg)	E ₀	ξ・ kh ₀ (kN/m ³) (α=80)	前方杭 Py1 (kN)	後方杭 Py2 (kN)
-1	2	18	25	1				
-2	0	18	25	1				
-3	2	18	25	1	1400	50298	135	113
-4	0	18	25	1	0	0	270	225
-5	5	18	25	1	3500	175240	270	225
-6	5	16	1	35	3500	175240	1408	686
-7	6	16	1	35	4200	210288	1621	790
-8	5	16	1	35	3500	175240	1833	894
-9	5	16	1	35	3500	175240	2046	997
-10	6	16	1	35	4200	210288	2258	1101
-11	10	18	1	35	7000	350479	2498	1218
-12	10	18	1	35	7000	350479	2737	1334
-13	17	18	1	35	11900	595815	2976	1451
-14	21	18	1	35	14700	736006	3215	1567
-15	24	18	1	35	16800	841150	3454	1684
-16	16	18	1	35	11200	560767	3693	1800
-17	2	18	1	35	1400	70096	3932	1917
-18	2	17	25	1	1400	70096	270	225
-19	7	17	25	1	4900	245335	270	225
-20	13	18	1	35	9100	455623	4623	2254
-21	18	18	1	35	12600	630863	4862	2370
-22	25	18	1	35	17500	876198	5101	2487
-23	27	18	1	35	18900	946294	5340	2603
-24	9	18	1	35	6300	315431	5580	2720
-25	37	18	1	35	25900	1296773	2909	1418

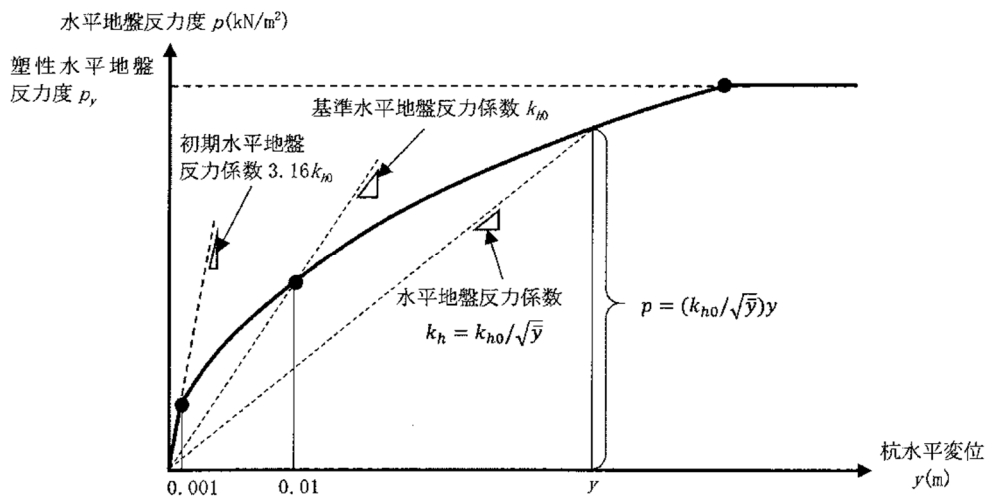


図 3.4.3-4 水平地盤ばね

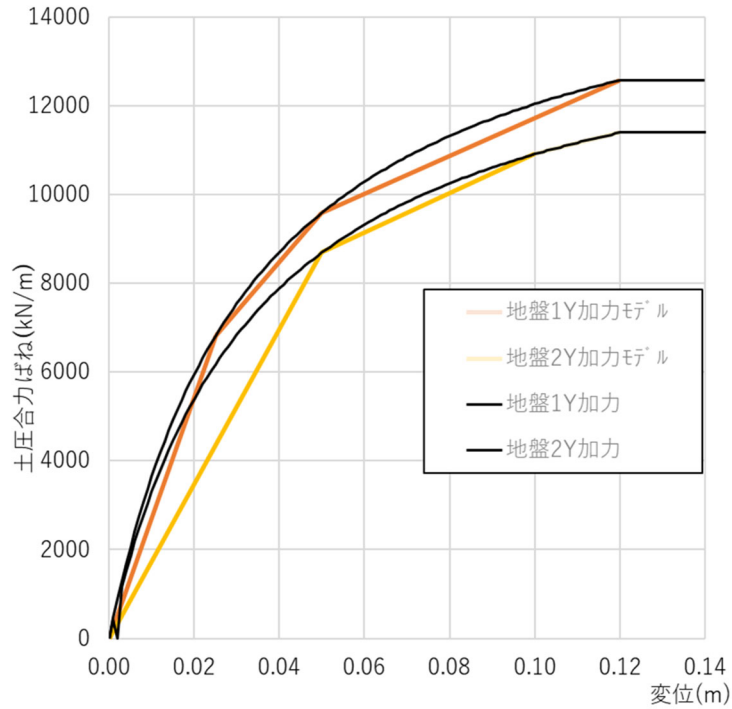


図 3.4.3-5 土圧合力ばね

(3) パイルキャップの耐震設計

- 1) 「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説（2017）」^[3-6]に基づく方法
- 2) 既往学術論文^[3-1]を適用した設計

「大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究(その 25 既製杭を用いたト形部分架構におけるパイルキャップせん断終局強度式の再検討)」：日本建築学会大会学術講演概集（東北）2018年9月

(4) 基礎梁の耐震設計

「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説（2017）」^[3-6]に基づく方法による。

(5) 2次設計の検討結果

1) 杭工法および地盤概要

- ・ 目標ランク：Bグレード（終局耐力以下）
- ・ 杭径および杭長： 杭径 1200φ×37本，杭長 25m
- ・ 杭工法： PHC杭（埋込み工法， $\alpha=200$ ）
- ・ パイルキャップ 降伏埋込工法
- ・ 適用地盤 地盤2
- ・ 杭天端： GL-3.0m
 - ・ 支持層： GL-28.0m（N値50以上）

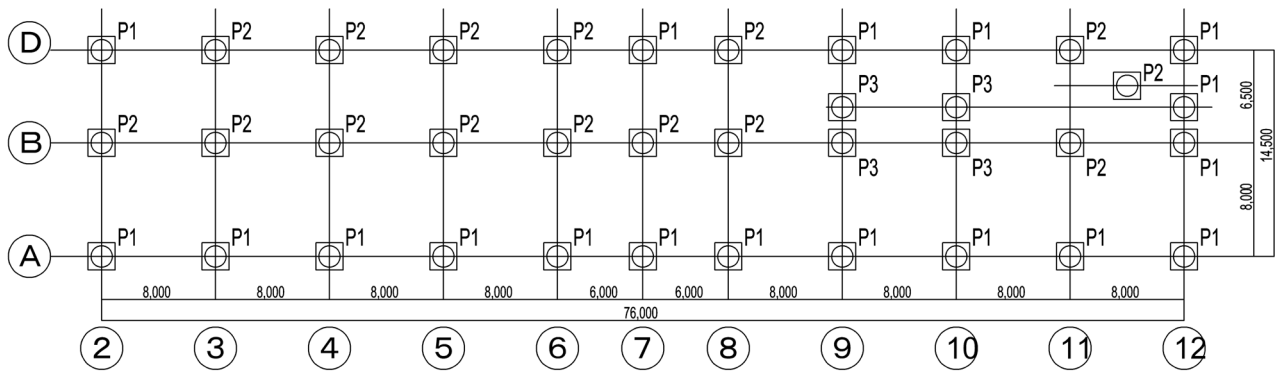


図 3.4.3-6 杭配置

表 3.4.3-4 杭の仕様

	位置	杭径 (mm)	杭厚 (mm)	長さ (m)	杭種	F _c (N/mm ²)
P1	上杭	1200	150	9	SC(t=12mm,SKK400)	105
	下杭		150	16	C種	105
P2	上杭	1200	150	9	SC(t=9mm,SKK400)	105
P3	下杭		150	16	C種	105

2) 鉛直支持力の検討

地盤の終局時の鉛直支持力および引抜抵抗力は下記による。

表 3.4.3-5 鉛直支持力と引抜抵抗力

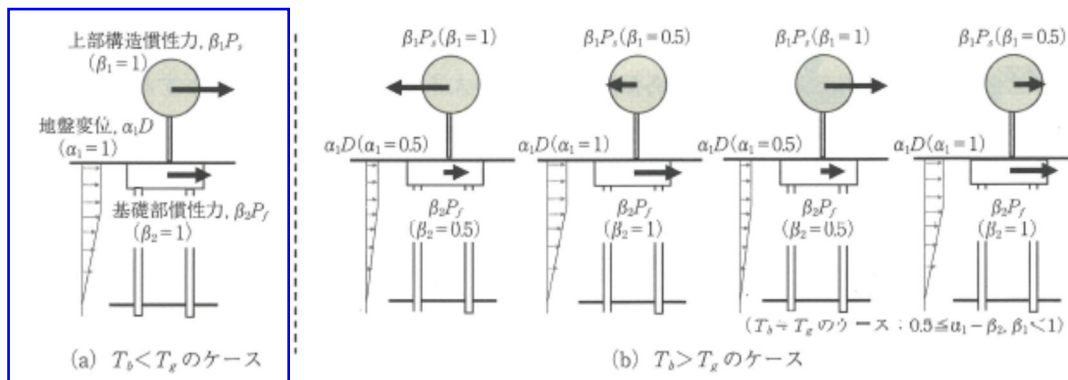
杭径 D(mm)	1200
終局時鉛直支持力 Ru(kN)	8,548
終局時引抜抵抗力 u_t Ra(kN)	3,177

3) 水平時の杭応力の算定

(a) 杭応力および地盤の水平変位の組合せ

上部構造の地上部分と地下部分の慣性力および地盤の水平変位の組合せは、 $T_b < T_g$ より同位相とし低減係数 1.0 で算出する。

- ・建物周期 $T_b = 0.284\text{sec}$ (初期剛性の固有周期(略算周期)を採用, $H = 14.1754\text{m}$)
- ・地盤周期 $T_g = 0.594\text{sec}$ (レベル2地盤変位算出時の等価 V_s より算出)



$T_b/T_g < 1$ と $T_b/T_g > 1$ における地盤変位、上部構造慣性力、基礎部慣性力の低減係数と載荷方向

図 3.4.3-7 建物周期と地盤周期の関係⁵⁻⁸⁾

(b) 杭体の非線形特性

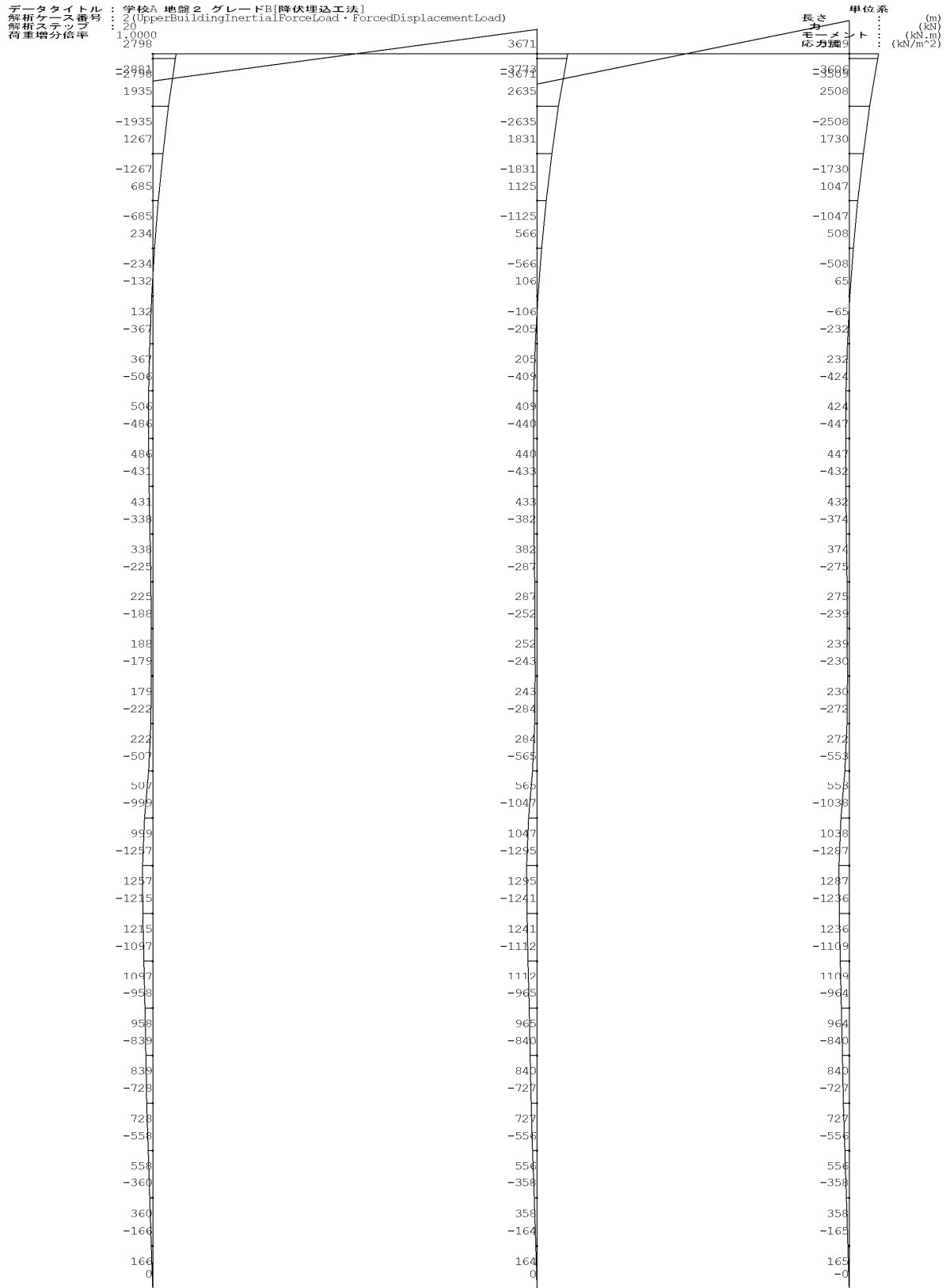
杭体の $M-\theta$ 関係を以下に示す。杭体の終局曲げ耐力の計算は、4.3 (2) 6) の杭頭接合部の検討による。終局曲げ耐力は、付加軸力、せん断スパン比 (曲げモーメント、せん断力) により変化するため、収斂計算を行い算出する。

表 3.4.3-6 $M-\theta$ 関係

Y+方向												
No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
θ_y (rad)	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027
Mu (kNm)	2699	2880	3058	3267	3455	3632	3805	3967	4137	4327	4498	4672
K1 (kNm/rad)	999535	1066575	1132428	1210035	1279738	1345316	1409311	1469420	1532287	1602609	1665879	1730443
θ_u (rad)	0.0500	0.0500	0.0500	0.0500	0.0500	0.0500	0.0500	0.0500	0.0500	0.0500	0.0500	0.0500
Mu' (kNm)	2746	2930	3111	3324	3516	3696	3872	4037	4210	4403	4577	4754

(c) 解析結果

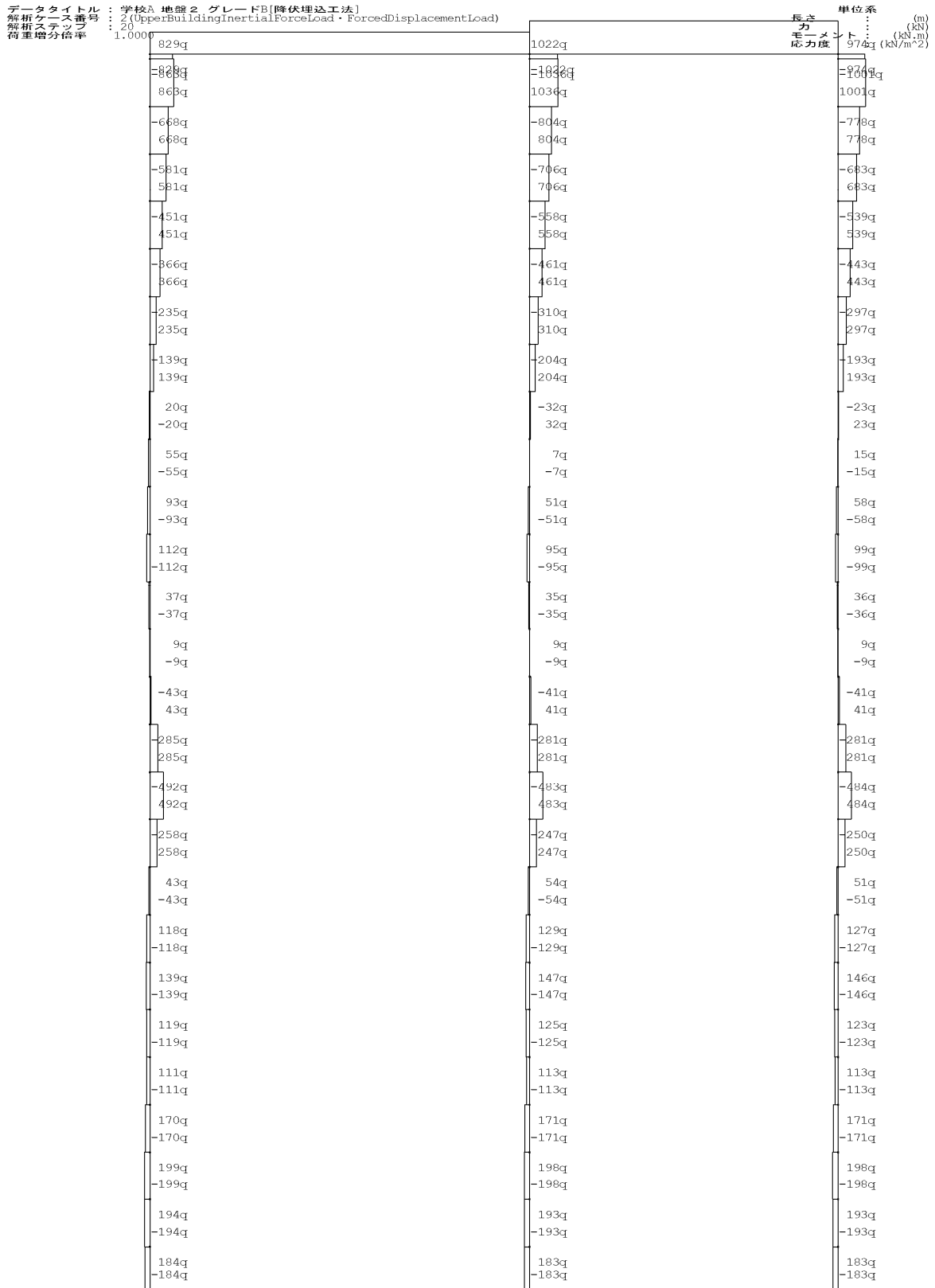
解析結果を以下に示す。



応力図 (X6 :)

図 3.4.3-8 曲げモーメント

第3章 設計例1：学校校舎A

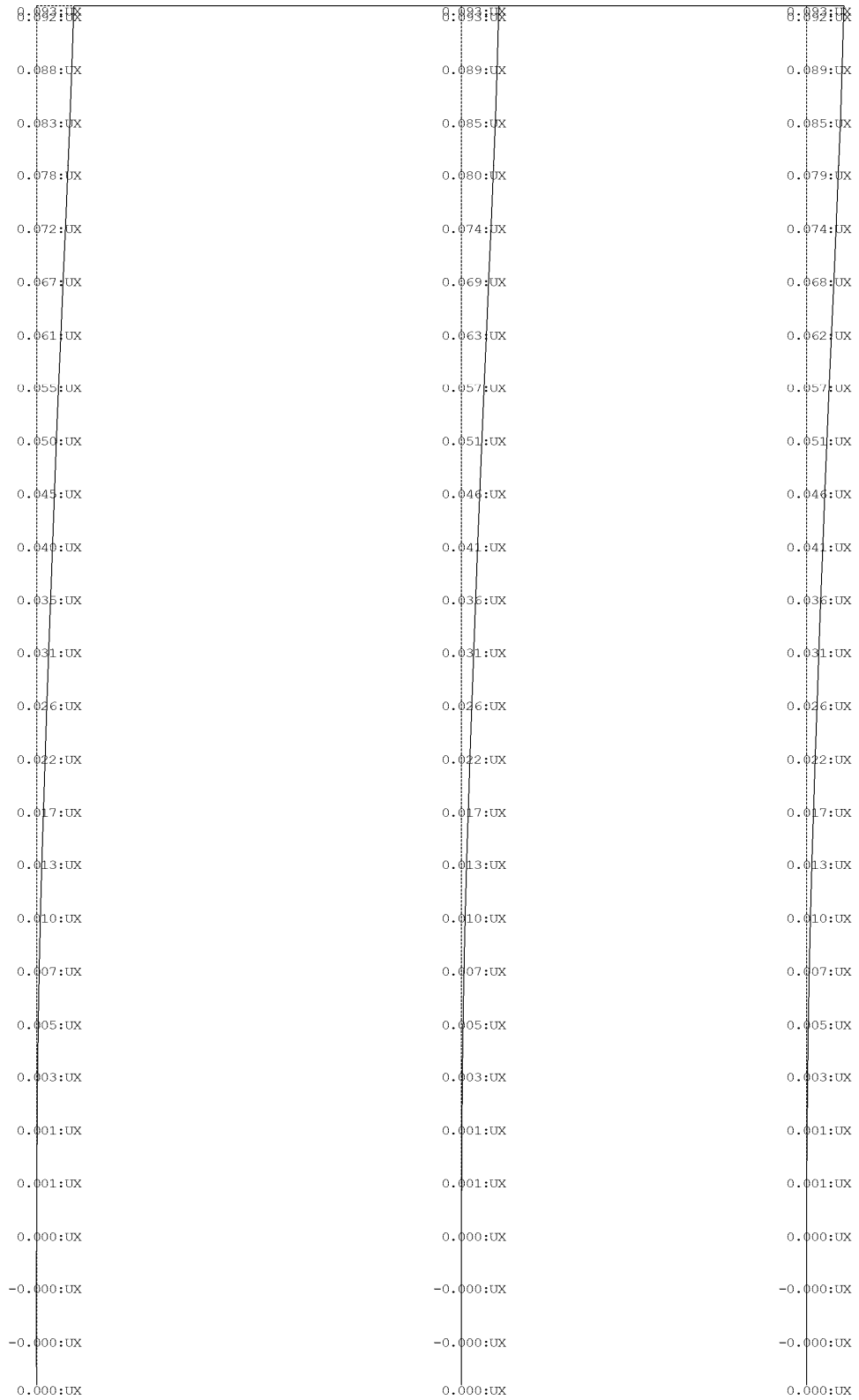


応力図 (X6 :)

図 3.4.3-9 せん断力

データタイトル : 学校A 地震2 グレーFB[降伏埋込工法]
 解析ケース番号 : 2 (UpperBuildingInertialForceLoad・ForcedDisplacementLoad)
 解析ステップ : 20
 荷重増分倍率 : 1.0000

単位系 : (m)
 変位



変位図 (X6)

図 3.4.3-10 水平変位

第3章 設計例1：学校校舎A

表 3.4.3-7 解析結果一覽表

・終局時 (Y方向) 杭頭曲げ

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D	3554	3661	3661	3661	3606	3501	3662	3798	3749	3709		3691
C1											451	
C								3456	3268			3456
B	3613	3819	3820	3820	3773	3494	3773	3626	3738	3720		3563
A	2700	3058	2881	2881	2881	3058	2881	3058	3267	3406		2700

・終局時 (Y方向) 杭頭せん断力

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D	991	1011	1011	1011	1001	981	1011	1042	1033	1019		1023
C1											67	
C								983	948			983
B	1006	1044	1044	1044	1036	984	1036	1014	1035	1026		1002
A	828	896	896	863	863	896	863	898	937	961		830

・終局時 (Y+) 基礎反力 (付加軸力考慮)

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D	2384	3522	3334	3425	2834	1675	3164	3799	3434	3711		2786
C1											710	
C								761	501			941
B	2660	4298	4224	4346	3673	1661	3946	2032	2886	3341		1743
A	-745	72	-300	-286	-498	110	-436	136	281	1166		-956

・(Y方向) 杭頭終局回転角

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D												
C1												
C								4.94%	4.93%			4.94%
B												
A	4.87%	4.96%	4.88%	4.88%	4.88%	4.96%	4.88%	4.96%				4.87%

4) 付加曲げを考慮した杭軸力の算定

付加軸力を考慮した基礎反力に対する終局時の鉛直支持力の検討結果を下記に示す。

表 3.4.3-8 支持力検定結果

・終局時 (Y+) 鉛直支持力 (基礎反力/支持力)

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D	0.28	0.41	0.39	0.40	0.33	0.20	0.37	0.44	0.40	0.43		0.33
C1											0.08	
C								0.09	0.06			0.11
B								0.24	0.34	0.39		0.20
A	引抜	0.01	引抜	引抜	引抜	0.01	引抜	0.02	0.03	0.14		引抜

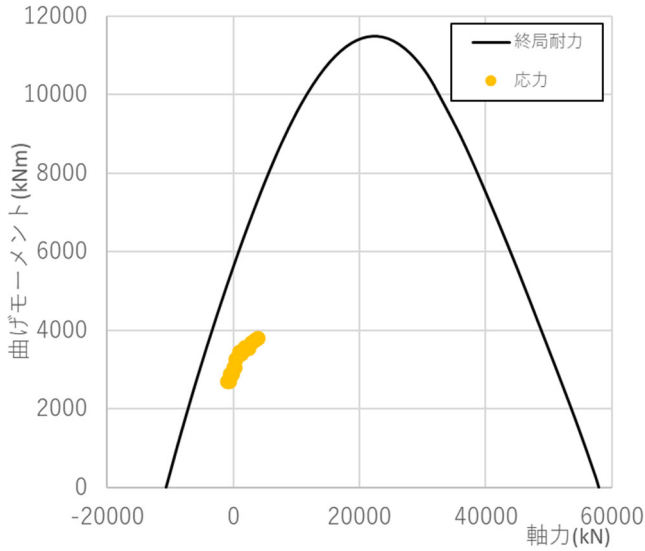
・終局時 (Y+) 引抜力 (基礎反力/引抜抵抗力)

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D												
C1												
C												
B												
A	0.23		0.09	0.09	0.16		0.14					0.30

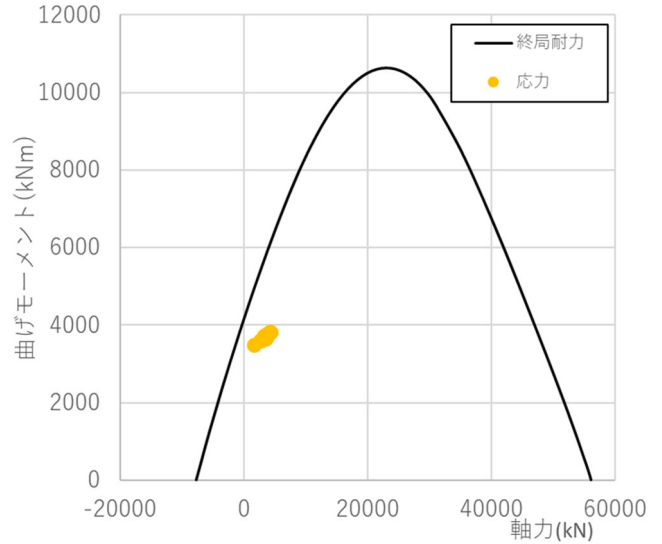
第3章 設計例1：学校校舎A

5) 杭体の検討

終局時曲げ耐力は、SC杭の場合はコンクリートのひずみが0.005に達した時点、PHC杭の場合はコンクリートが0.003、あるいはPC鋼棒が0.05に達した時点とする。終局時のせん断耐力は、SC杭は短期許容せん断耐力とし、PHC杭のせん断耐力は、「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説(2017)」^[3-6]に準じて低減係数 $\eta=0.75$ を考慮する。



P1 (上杭)



P2 (上杭)

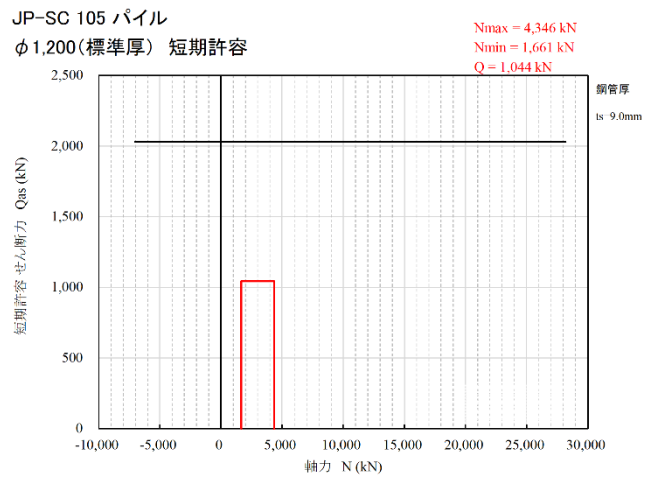
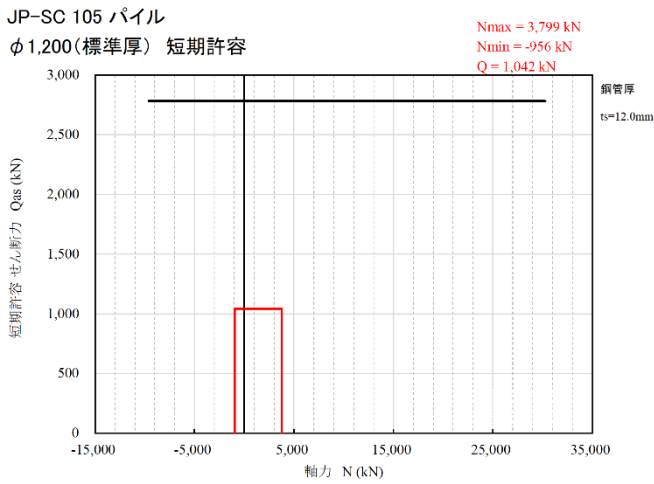
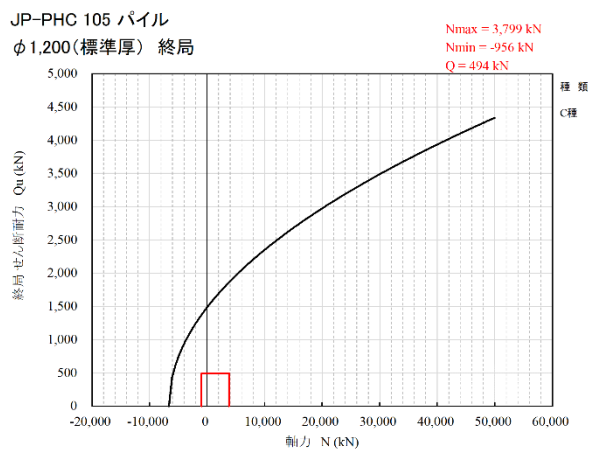
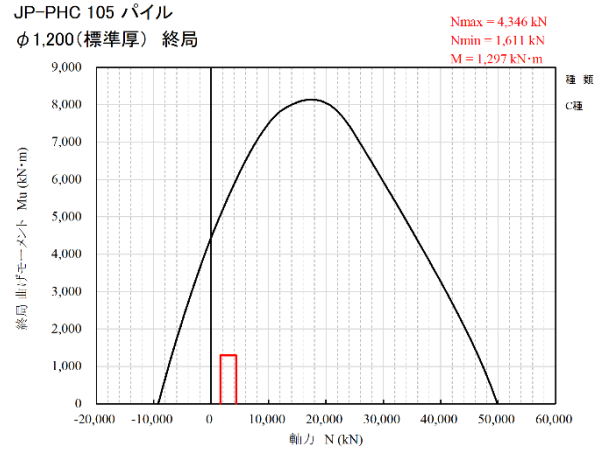
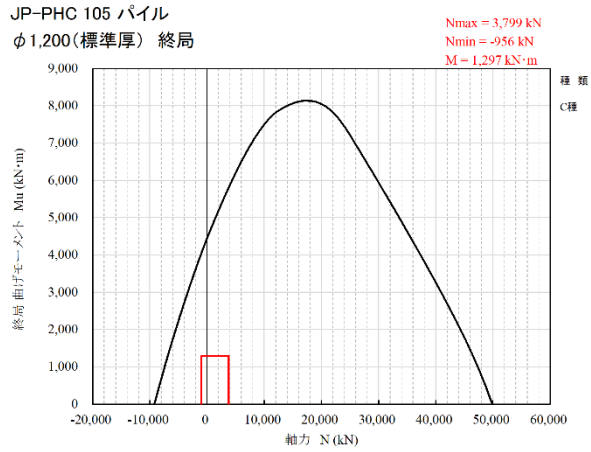
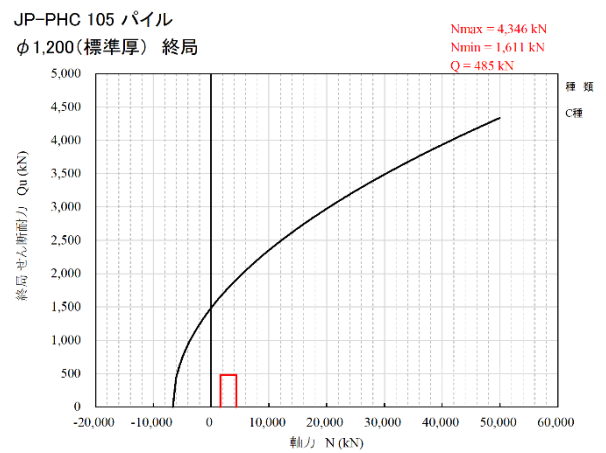


図 3.4.3-11 N-M, N-Q 相関図



P1 (下杭)



P2 (下杭)

図 3.4.3-12 N-M, N-Q 相関図

第3章 設計例1：学校校舎A

杭体の軸力比

軸力比は、軸力（基礎反力）／終局軸耐力として以下に示す。

表 3.4.3-9 軸力比

・終局時（Y+）鉛直支持力（基礎反力/軸耐力）

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D	0.117	0.185	0.175	0.180	0.149	0.082	0.166	0.186	0.168	0.195		0.137
C1											0.037	
C								0.037	0.025			0.046
B	0.140	0.226	0.222	0.229	0.193	0.087	0.208	0.100	0.142	0.176		0.086
A		0.004				0.005		0.007	0.014	0.061		

・終局時（Y+）引抜き力（基礎反力/引抜き軸耐力）

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D												
C1												
C												
B												
A	0.106		0.043	0.041	0.071		0.062					0.136

6) 杭頭接合部の検討

杭頭接合部は、杭頭埋込み定着に関する文献^{[3-3], [3-10]}より、杭頭側面でのこ作用による終局でこ曲げモーメントと杭頭定着筋等による終局定着曲げモーメントで、設計用曲げモーメントを負担する設計とする。杭頭部の埋込み長さは0.5Dとする。

終局定着曲げモーメントは、杭径 $\phi 1400$ ($\phi 1200+200\text{mm}$) の仮想 RC 断面より求める。コンクリートの圧縮強度は、コンクリートの支圧強度 ($1.8F_c = 59.4\text{N/mm}^2 : F_c33$) を用いる。

表 3.4.3-10 杭頭埋込部の終局曲げモーメントの検討

No.	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		備考
	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2			
杭頭埋込部終局曲げモーメント M_{d0} の検討																									
杭径	1200		1200		1200		1200		1200		1200		1200		1200		1200		1200		1200		1200		
杭の埋込部への埋込み長さ	600		600		600		600		600		600		600		600		600		600		600		600		
コンクリート強度	33		33		33		33		33		33		33		33		33		33		33		33		
でこ作用における支圧応力度係数	1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		1.5		
コンクリート圧縮強度	49.5		49.5		49.5		49.5		49.5		49.5		49.5		49.5		49.5		49.5		49.5		49.5		
埋込長さ比	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5		0.5		0.5		0.5		0.5		0.5		0.5		0.5		
終局荷重時のせん断スパン	2.6		2.6		2.6		2.6		2.6		2.6		2.6		2.6		2.6		2.6		2.6		2.6		
終局荷重時のせん断スパン比	2.2		2.2		2.2		2.2		2.2		2.2		2.2		2.2		2.2		2.2		2.2		2.2		
終局でこ曲げモーメント($\xi=1.0$)	4,785		4,785		4,783		4,809		4,817		4,817		4,815		4,806		4,804		4,816		4,816		4,819		
鉄筋径																									
有効段数	1		1		1		1		1		1		1		1		1		1		1		1		
有効本数	8		8		8		8		8		8		8		8		8		8		8		8		
断面積	199		199		199		199		199		199		199		199		199		199		199		199		
基準強度	345		345		345		345		345		345		345		345		345		345		345		345		
鉄筋反力	604		604		604		604		604		604		604		604		604		604		604		604		
鉄筋径																									
有効段数	2		2		2		2		2		2		2		2		2		2		2		2		
有効本数	2		2		2		2		2		2		2		2		2		2		2		2		
断面積	199		199		199		199		199		199		199		199		199		199		199		199		
基準強度	345		345		345		345		345		345		345		345		345		345		345		345		
鉄筋反力	302		302		302		302		302		302		302		302		302		302		302		302		
鉄筋径																									
有効段数	0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		
有効本数	0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		
断面積	199		199		199		199		199		199		199		199		199		199		199		199		
基準強度	345		345		345		345		345		345		345		345		345		345		345		345		
鉄筋反力	0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		
鉄筋径																									
有効段数	0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		
有効本数	0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		
断面積	199		199		199		199		199		199		199		199		199		199		199		199		
基準強度	345		345		345		345		345		345		345		345		345		345		345		345		
鉄筋反力	0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		0		
鉄筋径																									
有効段数	906		906		906		906		906		906		906		906		906		906		906		906		
鉄筋でこせら耐力	1,823		1,824		1,830		1,746		1,721		1,722		1,729		1,756		1,762		1,724		1,724		1,714		
でこ押し出し力	19,595		19,597		19,602		19,522		19,499		19,500		19,507		19,532		19,538		19,502		19,502		19,492		
低減係数	0.05		0.05		0.05		0.05		0.05		0.05		0.05		0.05		0.05		0.05		0.05		0.05		
鉄筋でこ曲げモーメント	3,044		3,267		3,488		3,707		3,924		4,140		4,353		4,565		4,776		4,985		5,192		5,398		
杭頭位置における終局定着曲げモーメント	M_{d0} (kN・m)		M_{d0} (kN・m)		M_{d0} (kN・m)		M_{d0} (kN・m)		M_{d0} (kN・m)		M_{d0} (kN・m)		M_{d0} (kN・m)		M_{d0} (kN・m)		M_{d0} (kN・m)		M_{d0} (kN・m)		M_{d0} (kN・m)		M_{d0} (kN・m)		
杭頭定着筋等による終局定着曲げモーメント	2,477		2,658		2,836		3,044		3,231		3,408		3,581		3,744		3,914		4,103		4,274		4,448		
杭頭埋込部終局曲げモーメント	2,699		2,880		3,058		3,267		3,455		3,652		3,805		3,967		4,137		4,327		4,498		4,672		

第3章 設計例1：学校校舎A

表 3.4.3-11 基礎下終局曲げモーメントの検討

基礎梁下の終局曲げ設計		P1	P1	P2	P2	P3	P3	備考
符 号								
杭 径	D(mm)	1200	1200	1200	1200	1200	1200	
杭の杭頭埋込部～基礎下面長さ	Hb(mm)	750	750	750	750	750	750	Hb = L + 150
杭頭埋込部下面位置における設計用曲げモーメント	M ₀ (kNm)	3820	3406	3798	2700	3738	3268	
杭頭埋込部下面位置における設計用せん断力	Q ₀ (kN)	1044	961	1042	828	1035	948	
基礎梁下面位置に作用する設計用曲げモーメント	M ₁ (kNm)	4603	4127	4580	3321	4514	3979	M ₁ = M ₀ + Q ₀ H _b
杭頭面位置における杭頭終局定着曲げモーメント	M _{Hu1} (kNm)	5398	3924	5192	3044	4776	3924	
設計用曲げモーメント	M(kNm)	—	203	—	277	—	55	M = M ₁ - M _{Hu1}
基礎せい	Db(mm)	3000	3000	3000	3000	3000	3000	Db ≧ 2.5D
有効せい	d(mm)	2700	2700	2700	2700	2700	2700	d = 0.9D _b
基準強度	F _{py} (N/mm ²)	345	345	345	345	345	345	
第一項 主 筋	鉄筋径	D16	D16	D16	D16	D16	D16	
	有効本数	n _{p1} (本)	8	8	8	8	8	
	0.0～0.25Db範囲内の全主筋断面積	a _{pu1} (mm ²)	1592	1592	1592	1592	1592	
第二項 主 筋	鉄筋径	D16	D16	D16	D16	D16	D16	
	有効段数	n _{p2} (本)	0	0	0	0	0	
	0.25～0.75Db範囲内の全主筋断面積	a _{pu2} (mm ²)	0	0	0	0	0	
主筋が負担する終局定着曲げモーメント	M _{pu1} (kNm)	1468	1468	1468	1468	1468	1468	M _{pu1} = 0.9a _{pu1} 1.1F _{py} d + 0.45a _{pu2} 1.1F _{py} Db
低減係数	β	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
β・M _{pu1} /M		—	7.25	—	5.29	—	26.79	β・M _{pu1} /M ≧ 1.0

表 3.4.3-12 杭頭埋込み部の終局せん断の検討

杭頭埋込部の終局せん断設計		P1	P1	P2	P2	P3	P3	備考
符 号								
基礎せい	Db(mm)	3000	3000	3000	3000	3000	3000	Db ≧ 2.5D
基礎幅	Bb(mm)	3000	3000	3000	3000	3000	3000	Bb ≧ 2.5D
コンクリート強度	F _c (N/mm ²)	33	33	33	33	33	33	
杭頭埋込部下面位置における設計用せん断力	n・Q ₀ (kN)	1305	1201	1303	1035	1294	1185	応力割増し n = 1.25倍
基礎への杭埋込み長さ	L (mm)	600	600	600	600	600	600	
終局荷重時のせん断スパン	h _u (m)	3.66	3.54	3.64	3.26	3.61	3.45	
杭頭面位置における杭頭終局定着曲げモーメント	M _{Hu1} (kNm)	5398	3924	5192	3044	4776	3924	
杭頭定着筋等による終局定着曲げモーメント	M _{Hu0} (kN・m)	4637	3356	4458	2571	4095	3342	
設計用せん断力	Q(kN)	38	254	79	247	160	215	Q = n・Q ₀ - M _{Hu0} /h _u
コンクリート引張強度	σ _{ct} (N/mm ²)	1.78	1.78	1.78	1.78	1.78	1.78	σ _{ct} = 0.31√F _c
水平有効投影面積	A _{qc} (mm ²)	14137166.94	14137166.9	14137166.9	14137166.9	14137166.9	14137166.9	A _{qc} = 0.5πC ² , C = min(Db, Bb)
終局コンクリートせん断力	Q _{csu} (kN)	25176	25176	25176	25176	25176	25176	Q _{csu} = σ _{ct} A _{qc}
低減係数	β	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	
β・M _{pu1} /M		467.9	69.3	221.9	71.4	110.3	81.8	β・Q _{csu} /Q ≧ 1.0

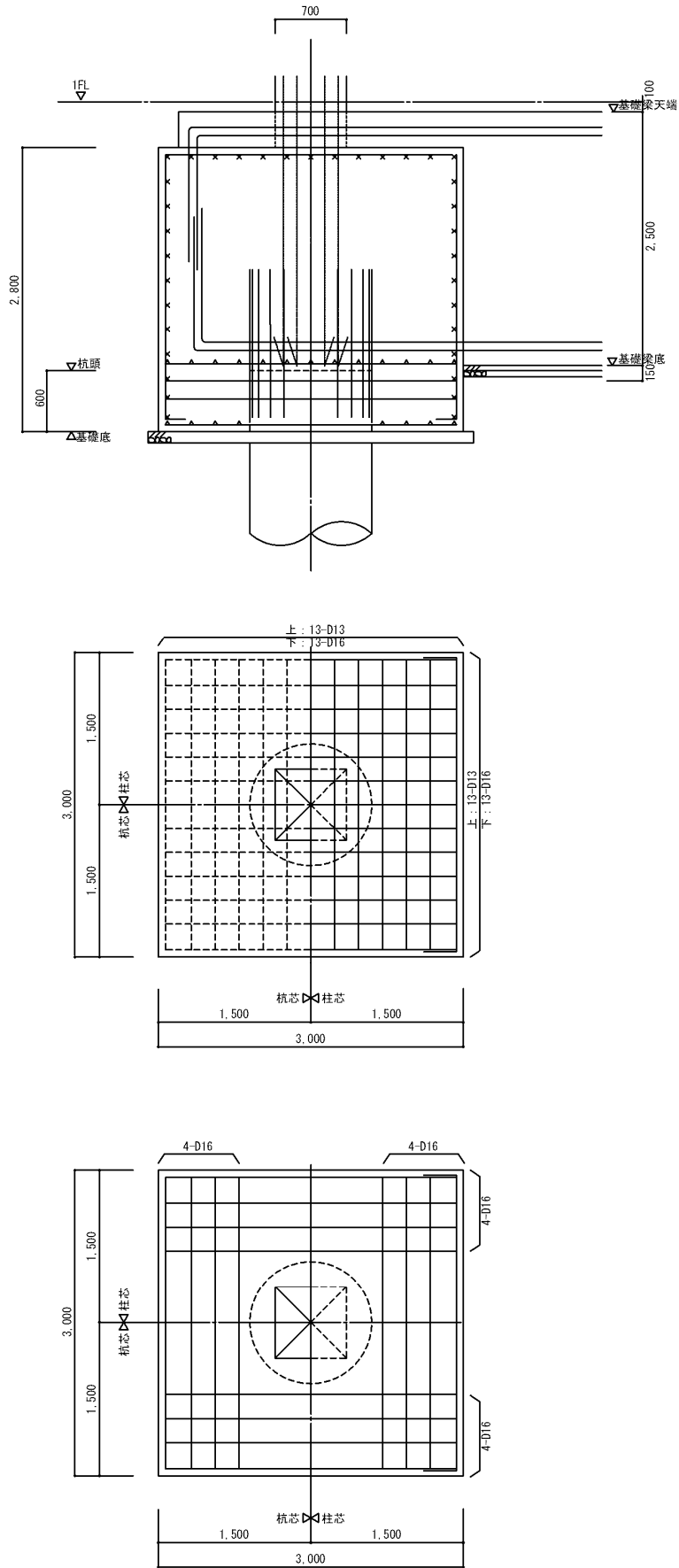
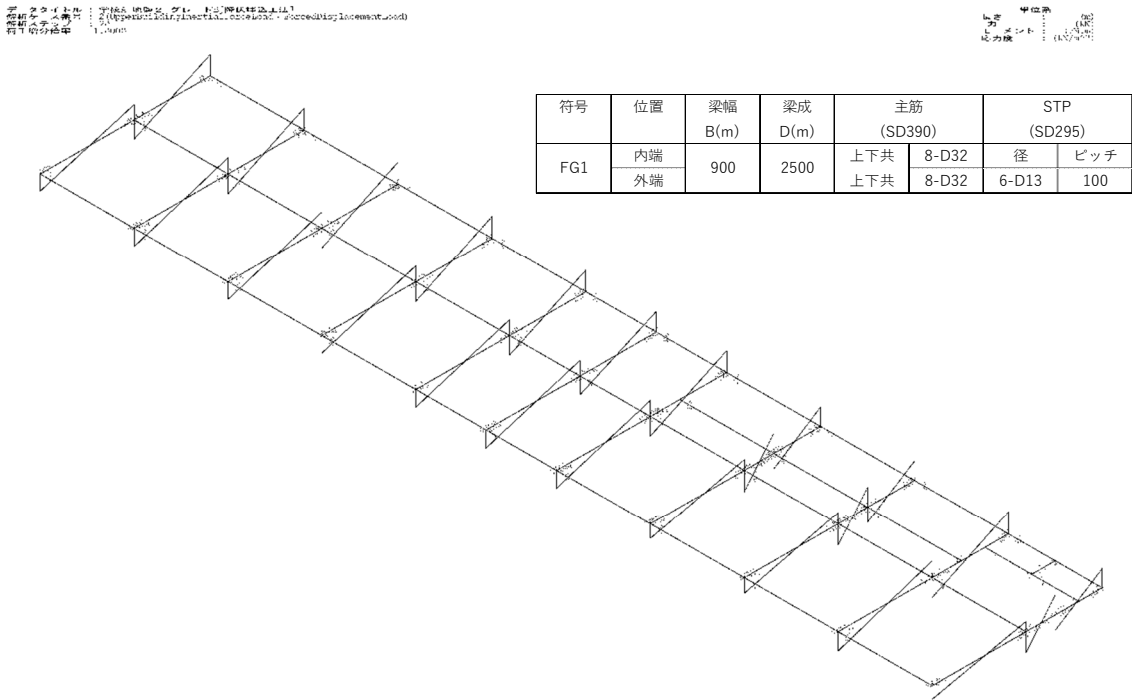


图 3.4.3-13 配筋图

第3章 設計例1：学校校舎A

7) 基礎梁の検討

基礎梁に生じる杭の曲げ戻しによるモーメントを100%負担させて検討を行う。長期応力は考慮しない。せん断の検討は、せん断力余裕度を1.25倍以上確保する。



応力図 (FG :)

図 3.4.3-14 基礎梁配置

表 3.4.3-13 基礎梁の検討

・基礎梁の終局耐力以下の確認

設計応力

曲げモーメント

最大応力位置 11通り 外端(D端) 内端(B端)
M= 4250 (kNm) 3811 (kNm)

せん断力

最大応力位置 9通り B-C間
Q= 3161 (kN)

$$M_y = 0.9at \cdot 1.1 \sigma_y \cdot d$$

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	鉄筋重心 位置(mm)	d (m)	配筋	at (mm ²)	Pt (%)	1.1σ _y (N/mm ²)	M _y (kNm)	M _d (kNm)	M _a / M _d (≥1)
FG1	内端	900	2500	117.5	2383	8-D32	6352	0.30%	429	5843	4250	1.37
	外端	900	2500	117.5	2383	8-D32	6352	0.30%	429	5843	3811	1.53

コンクリート F_c 33 (N/mm²)

$$Q_{su} = \{0.053Pt^{0.23}(F_c+18)/(M/Qd+0.12)+0.85\sqrt{P_w \cdot \sigma}$$

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	配筋		a _w (mm ²)	P _w (%)	σ _{wy} (N/m)	M/Qd	Q _{su} (kNm)	Q _d (kNm)	Q _a / Q _d
				径	ピッチ							
FG1	全断面	900	2500	6-D13	100	762	0.847%	295	0.538	4541	3161	1.44

Q_d ≥ 1.25Q とする

8) パイルキャップの検討

パイルキャップの検討は、曲げ強度の検討は「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説（2017）」^[3-6]の場所打ち杭の1本杭に準じた方法、せん断強度の検討は文献^[3-1]による。検討条件を以下に示す。

表 3.4.3-14 部材断面リスト一覧（二次設計）

・杭リスト

	位置	杭径 (mm)	杭厚 (mm)	長さ (m)	杭種	Fc (N/mm ²)
P1	上杭	1200	150	9	SC(t=12mm,SKK400)	105
	下杭		150	16	C種	105
P2	上杭	1200	150	9	SC(t=9mm,SKK400)	105
P3	下杭		150	16	C種	105

・基礎梁リスト

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	主筋 (SD390)		STP (SD295)	
				上下共	8-D32	径	ピッチ
FG1	内端	900	2500	上下共	8-D32	径	ピッチ
	外端			上下共	8-D32	6-D13	100

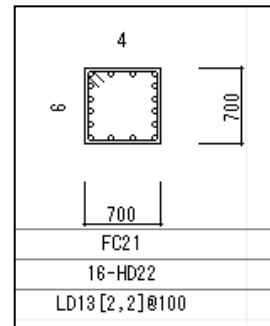
・基礎リスト

鉄筋材質：D13~D16(SD295),D19~D29(SD345)
コンクリート強度：Fc33

位置	符号	F1
杭	埋込長さ(mm)	600
基礎梁 上基礎	BxDxH	3000x3000x2800
	はかま上端筋	13-D13
	はかま縦筋	13-D13
	はかま横筋	8-D13
	ベース筋	13-D16
基礎梁 下基礎	U字筋	16-D16
	外周筋	D16-2-2段
	中子筋	-

・柱リスト

鉄筋材質：D13(SD295),D22(SD345)



パイルキャップ検討用応力を下記に示す。

	最大応力一覧
軸力圧縮	Nmax= 4346 (kN)
軸力引張	Nmin= -956 (kN)
曲げ	Mmax= 3820 (kNm)
せん断力	Qmax= 1044 (kN)

第3章 設計例1：学校校舎A

(a) パイルキャップの曲げ強度に関する検討

・閉じる側の検討 基礎梁の上端筋の十分な定着長さ(下図赤点線部)を確保して検討

閉じる方向の力を受ける場合

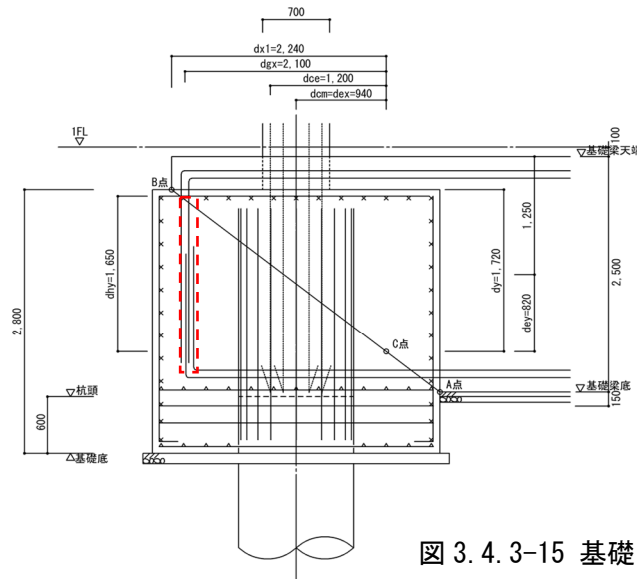


図 3.4.3-15 基礎・基礎梁配筋と破壊面

$$M_{ju} = T_{gu} \cdot d_{gx} + T_{ce} \cdot d_{ce} + T_{cm} \cdot d_{cm} + T_h \cdot d_{hy} + N_p \cdot d_{ex} + Q_p \cdot d_{ey}$$

$$= 13593 \text{ (kNm)}$$

基礎梁	$T_{gu} = A_{gu} \cdot \sigma_{yg} =$	6352	x 429	= 2725 (kN)
上端筋	$d_{gx} =$			2100 (mm)
柱引張筋	$T_{ce} = A_{ce} \cdot \sigma_{yce} =$	1548	x 429	= 664 (kN)
最外端	$d_{ce} =$			1200 (mm)
柱中間主筋	$T_{cm} = A_{cm} \cdot \sigma_{ycm} =$	3096	x 429	= 1328 (kN)
	$d_{cm} =$			940 (mm)
はかま	$T_h = A_h \cdot \sigma_{yh} =$	1651	x 325	= 536 (kN)
トップ筋	$d_{hy} =$			1650 (mm)
軸力：圧縮	$N_p =$			4346 (kN)
	$d_{ex} =$			940 (mm)
杭頭	$Q_p =$			1044 (kN)
せん断力	$d_{ey} =$			820 (mm)

低減率 $\phi = 1.0$ $\phi \cdot M_{ju} = 13593 \geq M_d$ O.K.

$\phi \cdot M_{ju} / M_d = 2.34$

$M_d = M_p + Q_p \cdot h = 5804 \text{ (kNm)}$

$M_p =$	3820 (kNm)
$Q_p =$	1044 (kN)
$h =$	1900 (mm)

・開く側の検討

開く方向の力を受ける場合

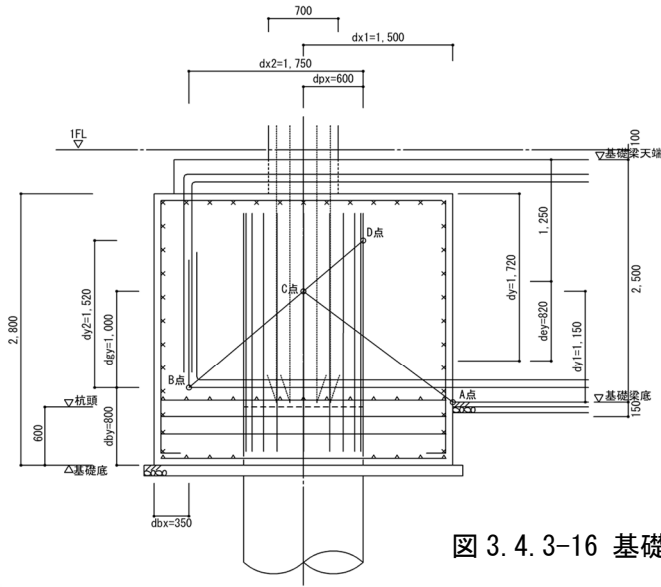


図 3.4.3-16 基礎・基礎梁配筋と破壊面

$$M_{ju} = T_{gb} \cdot d_{gy} + T_{pt} \cdot d_{px} + (T_c + T_{pc} + T_{gv}) \cdot d_{x2}/2 + N_p \cdot d_{x2}/2 - Q_p \cdot d_{y2}/2$$

$$= 11001 \text{ (kNm)}$$

基礎梁	$T_{gb} = A_{gb} \cdot \sigma_{ygb} =$	6352	x 429	= 2725 (kN)
下端筋	$d_{gy} =$			1100 (mm)
杭引張筋	$T_{pt} = A_{pt} \cdot \sigma_{ypt} =$	5742	x 429	= 2463 (kN)
最外端	$d_{px} =$			600 (mm)
柱全主筋のうち 評価可能な鉄筋 杭圧縮鉄筋で	$T_c = A_c \cdot \sigma_{yc} =$	6192	x 380	= 2350 (kN)
評価可能な鉄筋	$T_{pc} = A_{pc} \cdot \sigma_{ypc} =$	11484	x 429	= 4927 (kN)
基礎梁2段筋等	$T_{gv} = A_{gv} \cdot \sigma_{ygv} =$	4764	x 429	= 2044 (kN)
軸力：引張	$N_p =$			-956 (kN)
	$d_{x2} =$			1750 (mm)
杭頭せん断力	$Q_p =$			1044 (kN)
	$d_{y2} =$			1520 (mm)

低減率 $\phi = 0.8$ $\phi \cdot M_{ju} = 8801 \cong M_d$ O.K.

$\phi \cdot M_{ju}/M_d = 1.52$

$M_d = M_p + Q_p \cdot h = 5804 \text{ (kNm)}$

$M_p = 3820 \text{ (kNm)}$

$Q_p = 1044 \text{ (kN)}$

$h = 1900 \text{ (mm)}$

第3章 設計例1：学校校舎A

(b) パイルキャップのせん断強度に関する検討

「大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究(その25 既製杭を用いたト形部分架構におけるパイルキャップせん断終局強度式の再検討)」：日本建築学会大会学術講演概集（東北）2018年9月^[3-1]を適用し、パイルキャップを検討する。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068Pt^{0.23}(F_c+18)}{a/D+0.12} + 0.85\sqrt{cP_w \cdot c\sigma_{wy} + pcP_w \cdot pc\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} b \cdot j$$

Qu：パイルキャップせん断終局強度

de：パイルキャップ有効断面せい
 $d_e = (D_c + D_{pc} + D_p) / 3$
 $j = 7/8 d_e$

Dc：袖壁付き柱は等価な断面積とした柱せい 700 (mm)
 Dpc：基礎梁主筋の90度折曲げ筋の水平投影長さ 2650 (mm)
 Dp：杭の円形断面せい(アンカー筋+外周100mm) 1241 (mm)
 $D_p = \sqrt{A_p}$, Apは杭径+200mm(外周両側100mm)の断面積
 de = 1530 (mm)

Npc：せん断強度算定用軸力 Nc：柱軸力
 $N_{pc} = N_c + Q_b$ Qb：基礎梁のせん断力(下向きを正)

$$0.1\sigma_0 = 0.1N_{pc} / (b \cdot d_e)$$

Fc：コンクリート強度(N/mm²)

Pt：引張鉄筋比(杭-基礎梁が開く方向にはアンカー筋を考慮する)

a/D：せん断スパン比 M/(Q·d)

cPw, pcPw：柱, パイルキャップのせん断補強筋比

cσwy, pcσwy：柱, パイルキャップのせん断補強筋降伏強度(N/mm²)

Qun = 22041 (kN) ;Ds = 0.55
 n = 37
 cQm = 596 (kN)

$$Qd = \sum M_y / j - Q_m \quad M_y = 0.9 \cdot a t \cdot \sigma_y \cdot d = 5843 \text{ (kNm)}$$

$$= 2207 \text{ (kN)}$$

開く側 Qu/Qd = 1.81 > 1.25
 閉じる側 Qu/Qd = 1.56 > 1.25

計算要素											せん断終局強度			
1項				2項						3項			ヒラキ方向	トジ方向
引張鉄筋比ヒラキPt(%)	引張鉄筋比トジPt(%)	コンクリート強度(N/mm ²)	せん断スパン比a/D	せん断補強筋比cPw(%)	降伏強度cσwy(N/mm ²)	cPw·cσwy	せん断補強筋比pcPw(%)	降伏強度pcσwy(N/mm ²)	pcPw·pcσwy	軸力ヒラキ(kN)	軸力トジ(kN)	応力中心同距離j(mm)	Qu(kN)	Qu(kN)
0.31%	0.04%	33	1.48	0.056%	295	0.165	0.019%	295	0.055	887	4415	1339.0	3,993	3,447

① Ptの算出

B = 3000 (mm) 開く方向 柱 5-D22 杭 20-D29
 de = 1530 (mm) 閉じる方向 5-D22
 $Pt = \frac{0.003136}{0.000422} \quad \frac{0.31\%}{0.04\%} \quad at = \frac{14395 \text{ (mm}^2\text{)}}{1935 \text{ (mm}^2\text{)}}$

② せん断スパン比a/D

上端筋：6-D32/2-D32
 D = 2500 (mm)
 dt = dc = 117.5 (mm)
 dt2 = dc2 = 194 (mm)
 dt' = dc' = 117.5 (mm) Qd = 2207 (kN)
 Lb = 2265 (mm)
 a/D = Lb/de = 1.48 Qu = 3,447 (kN)
 3,993 (kN)

③ $\sigma_0 = (N_{min} - Q_m) / (b \cdot d_e) = -0.22 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ Nmax = 4346 (kN)
 $(N_{max} + Q_m) / (b \cdot d_e) = 0.96 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ Nmin = -956 (kN)
 Qm = 68.75 (kN)

⑤ pcPw = $\frac{pc a_w}{(b \cdot L_b)} = 0.00019 \quad 0.019\% \quad 2x5-D13$
 $\frac{c a_w}{(b \cdot L_b)} = 0.00056 \quad 0.056\% \quad 2-D13@150, L_d=2233mm \Rightarrow 2 \times 15-D13$

9) メカニズム状態の確認

本建築物における代表的なメカニズム状態として、表 3.4.3-15 に基礎構造システム全体のメカニズム状態を示す。表 3.4.3-15 は、同じ設計用応力に対して各部材の耐力がどの程度余裕があるのかを表している。

表 3.4.3-15 基礎構造システムのメカニズム時の状態

2次設計における余裕度一覧

余裕度 = 各耐力 / 設計応力		杭引張軸力 杭-梁開方向	杭圧縮軸力 杭-梁閉方向
柱曲げ		1.1倍以上	
柱せん断		1.25倍以上	
基礎梁曲げ		1.37	
基礎梁せん断		1.44	
杭曲げ	杭頭部	1.21	1.61
	杭軸部	3.16	4.62
杭せん断	杭頭部	1.92	
	杭軸部	3.30	
杭頭接合部(終局回転角) θ_y		4.96%	
パイルキャップ(RC基準)		※注	
パイルキャップ(基礎部材指針)		1.52	2.34
パイルキャップ(論文)		1.56	1.81
杭支持力		0.3	0.44

※注：1柱1柱杭で偏心がなくRC基準に規定なし

※余裕度の表記に保証設計時の応力割増は考慮していない

3.4.4 ケース4：ランクB，中実杭工法

(1) 設計条件

- ・耐震性能 継続使用性確保のための目標ランクBを対象とし，Y方向の必要保有水平耐力（ $D_s=0.55$ ）の慣性力と地盤変位による応力の組合せによる設計（2次設計レベル）

【目標ランクB】

杭頭接合部の損傷を許容し他の部分は終局強度以内，保証設計として，せん断余裕度は1.25倍以上とする。

- ・杭モデル 群杭フレームモデル（多層地盤モデル）
- ・基礎梁 杭材と共に線材モデル
- ・杭設計用地震力 Y方向
 上部構造の必要保有水平耐力（ $D_s=0.55$ ）を水平力とする。
 上部構造の地震力($D_s=0.55$) $Q_1 = 22,571 \text{ kN}$
 1階部分の重量 $W_1 = 14,315 \text{ kN}$
 基礎の重量 $W_f = 11,988 \text{ kN}$
 地下部設計震度 $K = 0.40$
 $\Sigma Q_p = Q_1 + K \cdot (W_1 + W_f) = 33,092 \rightarrow 34,000 \text{ (kN)}$

- ・杭の検討は，杭の曲げ戻し応力による付加軸力を考慮する。
- ・杭工法は，セメントミルク工法による埋込み杭とする。

表 3.4.4-1 $D_s=0.55$ の終局時支持点反力 (kN)

・終局時 (Y+) 基礎反力

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D	1559	2665	2477	2568	1989	868	2311	2418	2089	2854		1431
C1											710	
C								726	445			892
B	2921	4534	4482	4604	3922	1868	4204	2840	3645	3540		2587
A	-181	693	298	313	98	711	160	744	923	1825		-396

・杭強制変位

地盤変位は、応答スペクトル法とする。

表 3.4.4-2 地盤1の地盤変位の深さ方向分布

地盤1				式(例2.1) 式(例2.2)		式(4.5.8) 式 (4.5.9)	式(4.5.7)			式(4.5.10)			
層番号	層厚	上面深度	土質	単位体積 重量	質点質量	初期S波 速度	$(\)^\beta$	等価S波 速度	等価せん断 ばね剛性	$\Sigma (m^i \cdot u^i)$	仮の無次元 化水平変位	調整した無 次元化水平	地盤の 水平変位
i	Hi (m)	(m)		γ_i (kN/m ³)	m_i (Mg)	V_{soi} (m/s)		V_{sei} (m/s)	k_i (kN/m)		u_i	u^*i	$D_{max} \times u^*i$ (cm)
1	1.0	0.0	sand	17	0.867	130	0.425	55.31	5306	0.867	1.000	1.000	5.60
2	1.0	-1.0		17	1.735	130	0.425	55.31	5306	2.572	0.983	0.976	5.46
3	1.0	-2.0		17	1.735	130	0.425	55.31	5306	4.189	0.932	0.904	5.06
4	1.0	-3.0	sand	18	1.786	160	0.491	78.57	11338	5.704	0.849	0.787	4.41
5	1.0	-4.0		18	1.837	160	0.491	78.57	11338	7.166	0.796	0.713	3.99
6	1.0	-5.0		18	1.837	160	0.491	78.57	11338	8.506	0.729	0.619	3.47
7	1.0	-6.0	sand	18	1.837	160	0.491	78.57	11338	9.701	0.651	0.508	2.84
8	1.0	-7.0		18	1.837	160	0.491	78.57	11338	10.731	0.561	0.381	2.13
9	1.0	-8.0		17	1.786	280	0.645	180.49	56508	11.554	0.461	0.241	1.35
10	1.0	-9.0	cray	17	1.735	280	0.645	180.49	56508	12.317	0.440	0.211	1.18
11	1.0	-10.0		17	1.735	280	0.645	180.49	56508	13.039	0.417	0.178	1.00
12	1.0	-11.0		17	1.735	280	0.645	180.49	56508	13.720	0.392	0.144	0.81
13	1.0	-12.0	sand	19	1.837	380	0.808	306.94	182651	14.394	0.367	0.108	0.61
14	1.0	-13.0		19	1.939	380	0.808	306.94	182651	15.089	0.359	0.097	0.54
15	1.0	-14.0		19	1.939	380	0.808	306.94	182651	15.767	0.350	0.084	0.47
16	1.0	-15.0		19	1.939	380	0.808	306.94	182651	16.428	0.341	0.072	0.40
17	1.0	-16.0		19	1.939	380	0.808	306.94	182651	17.071	0.331	0.058	0.33
18	1.0	-17.0		19	1.939	380	0.808	306.94	182651	17.694	0.322	0.044	0.25
19	1.0	-18.0		19	1.939	380	0.808	306.94	182651	18.297	0.311	0.030	0.17
20	1.0	-19.0		19	1.939	380	0.808	306.94	182651	18.881	0.301	0.015	0.09
基盤	1.0	-20.0		21		510					0.290	0.000	0.00

$T_0 = 0.359$ 式(4.5.6)
 $\alpha = 1.718$ 式(4.5.3)
 $R_{zo} = 0.457$ 式(4.5.5)
 $\beta = 0.542$ 式(4.5.9)
 $D_{max} = 5.600$ 式(4.5.1)

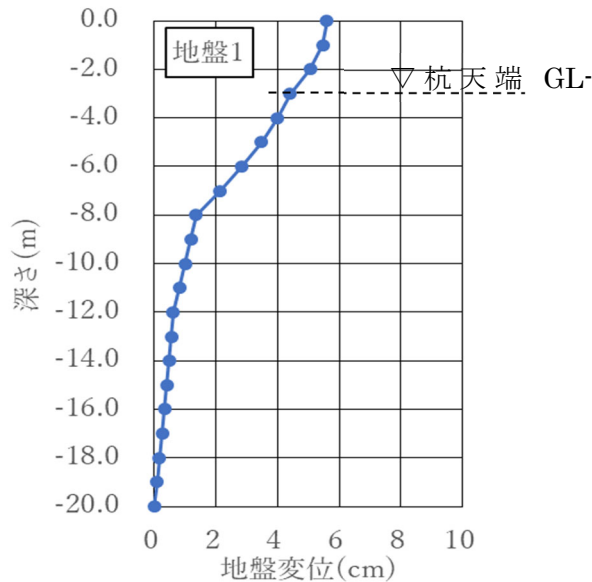


図 3.4.4-1 地盤変位図

(2) 既製杭（杭体・杭頭補強筋）の耐震設計

3.4.3 (2) に同じ。

群杭係数

$$\begin{aligned}
 B_x &= 76 & B &= 1.20 \\
 B_y &= 14.5 & e &= 1.2/Np^{0.65(B/R)} \\
 n &= 37 & &= 0.780 \\
 R' &= \sqrt{(B_x \cdot B_y)/(\sqrt{n}-1)} & \xi &= e^{4/3} \\
 &= 6.53117 & &= 0.718
 \end{aligned}$$

表 3.4.4-3 地盤モデル

地盤1

層下面 深さ(m)	N値	比重 (kN/m ³)	c (kPa)	fai (deg)	E ₀	ξ・ kh ₀ (kN/m ³) (α=80)	前方杭 Py1 (kN)	後方杭 Py2 (kN)
-1	3	17	1	35				
-2	4	17	1	35				
-3	9	17	1	35	6300	226342	339	165
-4	10	18	1	35	7000	350479	917	447
-5	36	18	1	35	25200	1261725	1156	563
-6	15	18	1	35	10500	525719	1395	680
-7	15	18	1	35	10500	525719	1634	797
-8	15	18	1	35	10500	525719	1873	913
-9	8	17	50	1	5600	280383	540	450
-10	21	17	50	1	14700	736006	540	450
-11	8	17	50	1	5600	280383	540	450
-12	50	17	50	1	35000	1752396	540	450
-13	50	19	1	35	35000	1752396	3029	1477
-14	29	19	1	35	20300	1016390	3281	1600
-15	50	19	1	35	35000	1752396	3534	1723
-16	50	19	1	35	35000	1752396	3786	1846
-17	49	19	1	35	34300	1717348	4039	1969
-18	38	19	1	35	26600	1331821	4291	2092
-19	16	19	1	35	11200	560767	4543	2215
-20	50	19	1	35	35000	1752396	4796	2338
-21	50	19	1	35	35000	1752396	2524	1230

(3) パイルキャップの耐震設計

3.4.3 (3) に同じ。

(4) 基礎梁の耐震設計

3.4.3 (4) に同じ。

(5) 2次設計の検討結果

1) 杭工法および地盤概要

- ・ 目標ランク：B グレード（終局耐力以下）
- ・ 杭径および杭長： 杭径 1200φ×37本，杭長 19m
- ・ 杭工法： PHC 杭（埋込み工法， $\alpha=200$ ）
- ・ パイルキャップ 中実杭工法
- ・ 適用地盤 地盤1
- ・ 杭天端： GL-3.0m
 - ・ 支持層： GL-22.0m（N値50以上）

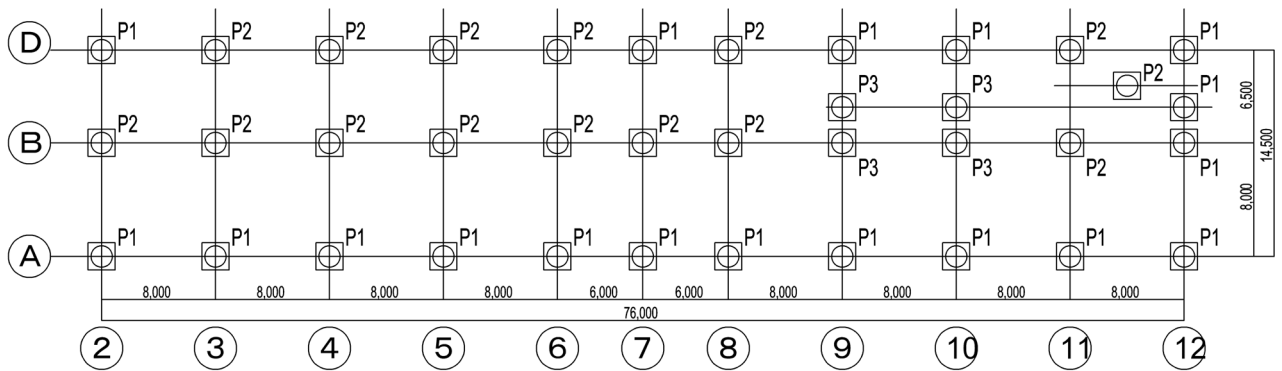


図 3.4.4-3 杭配置

表 3.4.4-4 杭の仕様

	位置	杭径 (mm)	杭厚 (mm)	長さ (m)	杭種	F _c (N/mm ²)
P1	上杭	1200	150	9	SC(t=12mm,SKK400)	105
	下杭		150	10	C種	105
P2	上杭	1200	150	9	SC(t=9mm,SKK400)	105
	下杭		150	10	C種	105

第3章 設計例1：学校校舎A

2) 鉛直支持力の算定

地盤の終局時の鉛直支持力および引抜抵抗力は下記による。

表 3.4.4-5 鉛直支持力と引抜抵抗力

杭径 D(mm)	1200
終局時鉛直支持力 Ru(kN)	7,977
終局時引抜抵抗力 $u_t Ra$ (kN)	2,720

3) 水平時の杭応力の算定

(a) 杭応力および地盤の水平変位の組合せ

3.4.3 (5) 3) と同様に上部構造の地上部分と地下部分の慣性力および地盤の水平変位の組合せは、 $T_b < T_g$ より同位相とし低減係数 1.0 で算出する。

(b) 杭体の非線形特性

杭体の $M-\theta$ 関係を以下に示す。杭体の終局曲げ耐力は、付加軸力により変化するため、収斂計算を行い算出する。

表 3.4.4-6 拘束されたコンクリートの圧縮強度

D (mm)	1200	杭直径
t (mm)	32	鋼管厚さ
σ_B (N/mm ²)	42	コンクリート圧縮強度
σ_y (N/mm ²)	325	鋼管降伏強度
$c \gamma U$	1	コンクリート強度低減係数
k	4	拘束係数
α	1	周方向応力成分比
σ_r	18.3	拘束されたコンクリートの側圧
σ_{cc} (N/mm ²)	115.24	拘束されたコンクリートの圧縮強度
鉄筋強度 SD490		
コンクリート強度 Fc42	→換算Fc	
配筋 外側	16 -D32	内側 12 -D32

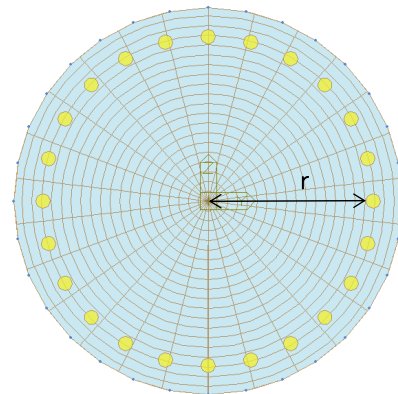


図 3.4.4-4 杭体モデル

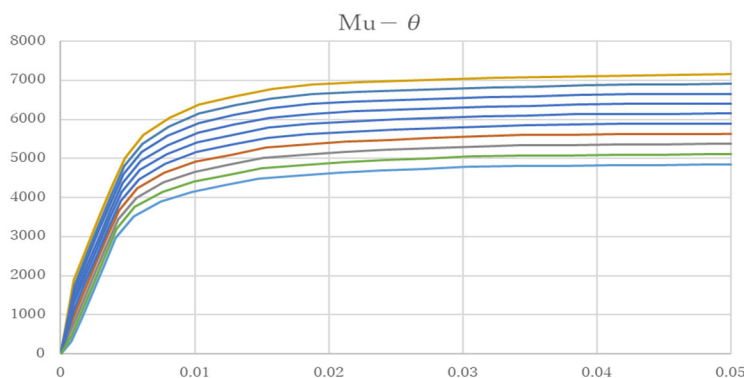
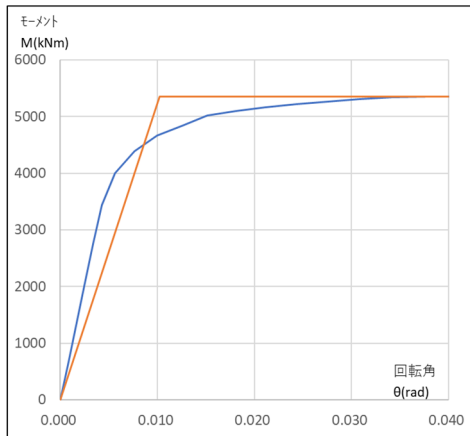


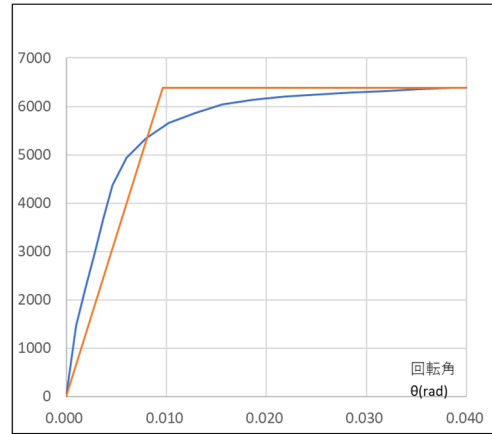
図 3.4.4-5 軸力による杭頭部 $M-\theta$ 関係

表 3.4.4-7 $M-\theta$ 関係

No.	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
Mu(kNm)	4820	5086	5352	5616	5876	6132	6384	6631	6872	7112
θ_y (rad)	0.0107	0.0104	0.0102	0.0101	0.0099	0.0098	0.0096	0.0095	0.0093	0.0091



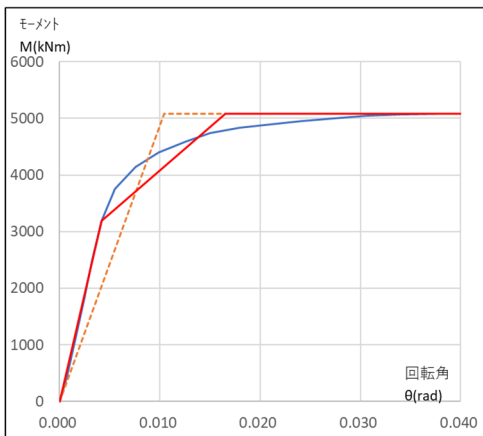
【No.③】



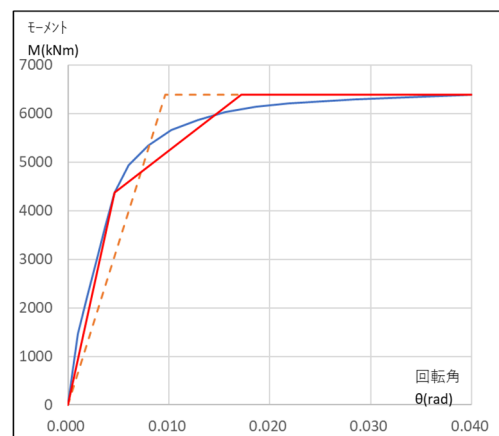
【No.⑧】

図 3.4.4-6a M—θ 関係

参考にトリリニアールにモデル化した M—θ 関係を下記に示す。



【No.③】



【No.⑧】

図 3.4.4-6b M—θ 関係

・せん断力設計

杭中央部の短期許容せん断耐力は、SC 杭のせん断設計と同様に鋼管のみの短期許容せん断耐力として検討する。

$$Q_{as1} = A_{cs} \cdot f_{cs} / k_s$$

$$= 117,420 \times 188 / 2.0 / 10^3 = 11,016 \text{ kN} > 1,397 \text{ kN} \quad (\text{余裕度 } 7.89)$$

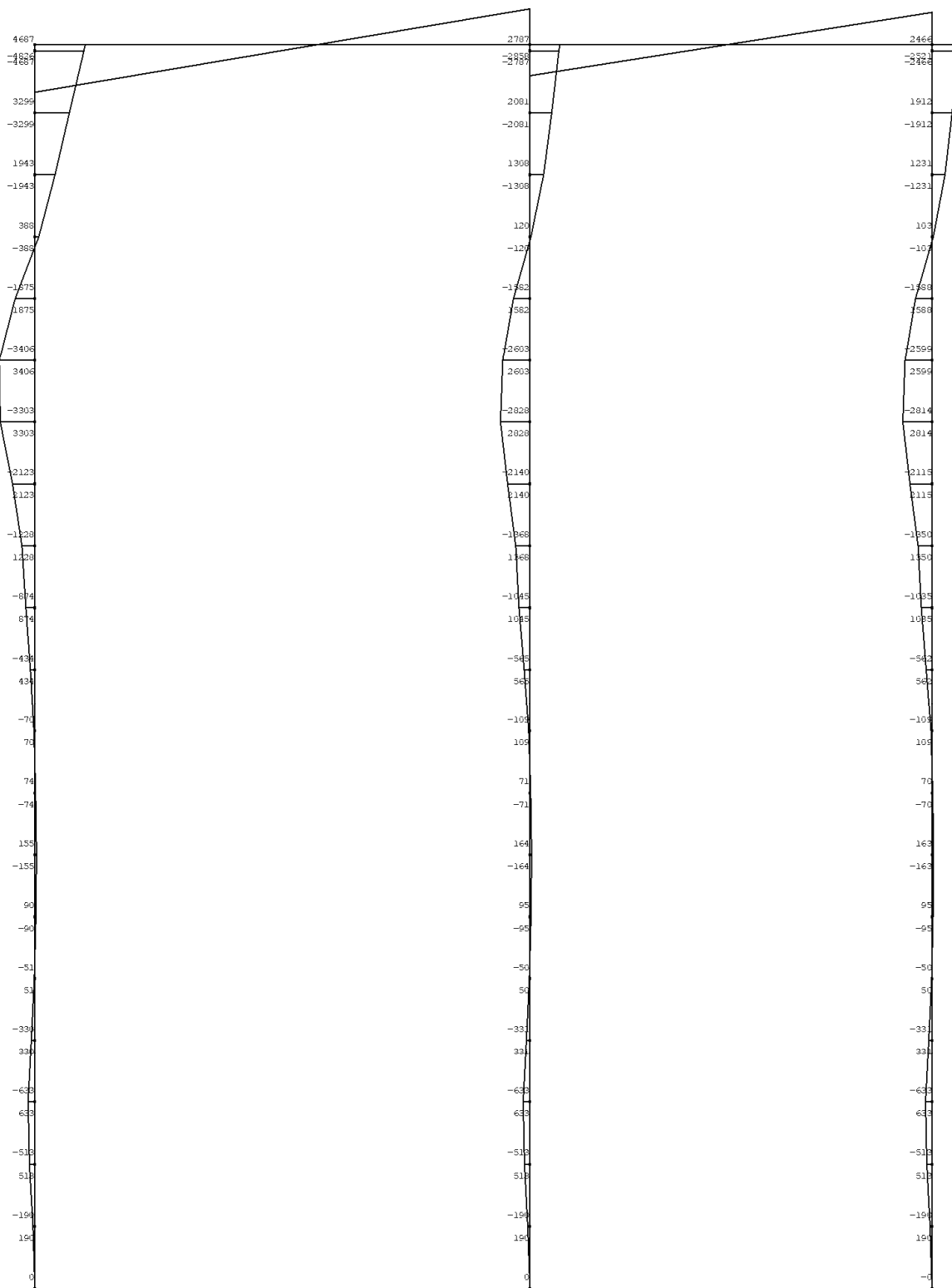
杭隙間部の短期許容せん断耐力は、鉄筋のダボ抵抗の短期許容耐力として検討する。

$$Q_{as2} = A_s \cdot s \cdot \sigma_y / \sqrt{3}$$

$$= 22,232 \times 490 / \sqrt{3} / 10^3 = 6,289 \text{ kN} > 1,397 \text{ kN} \quad (\text{余裕度 } 4.50)$$

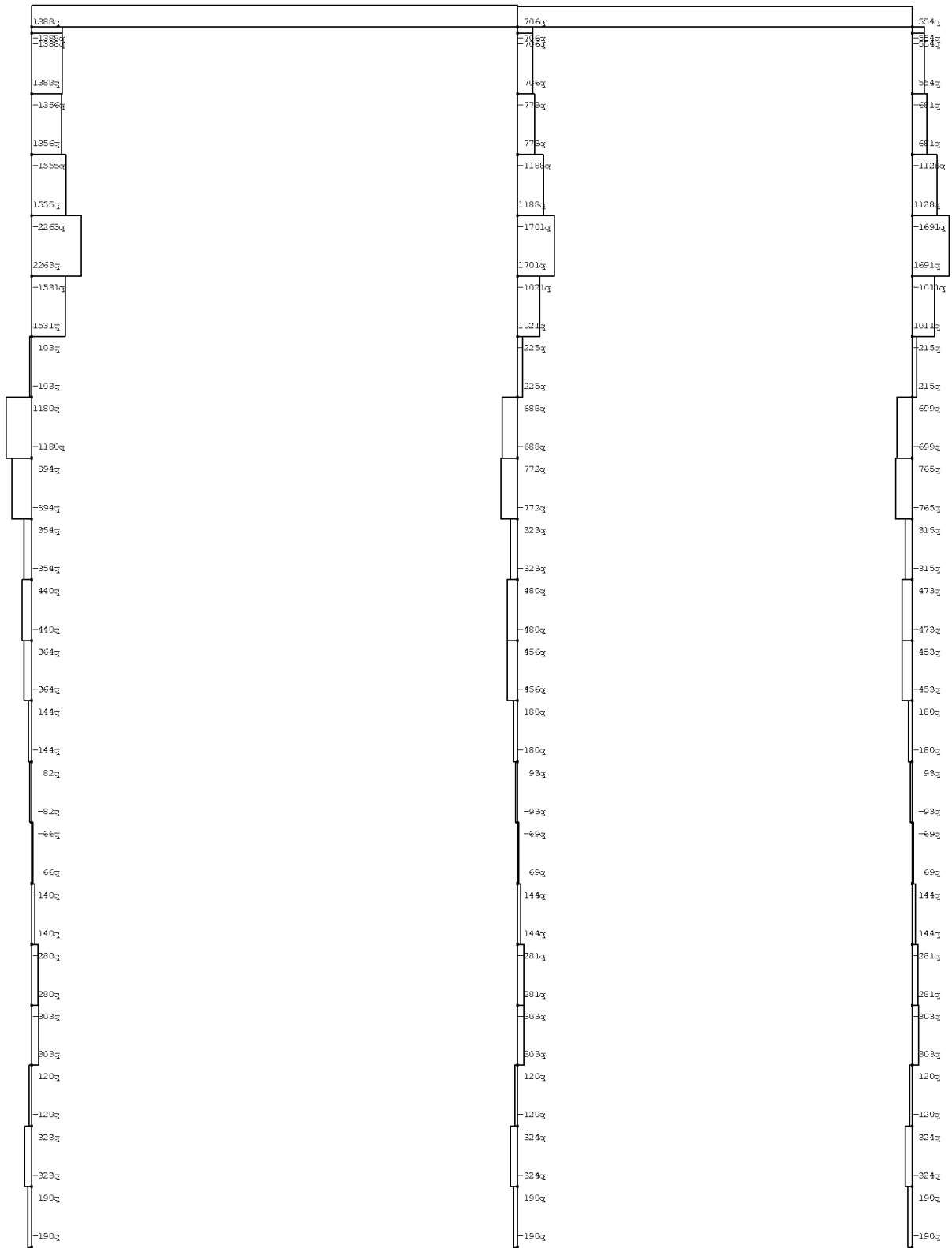
(c) 解析結果

解析結果を以下に示す。



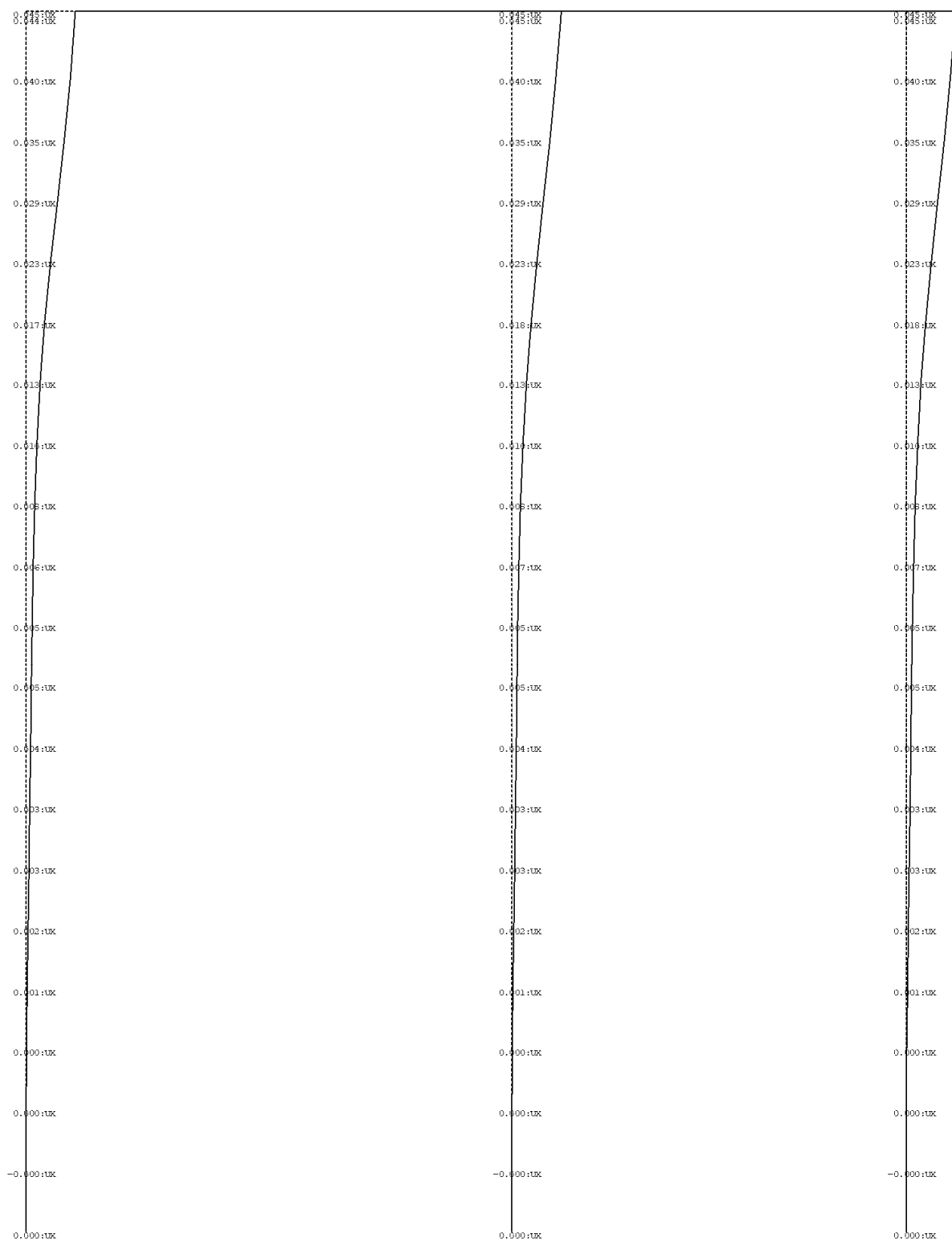
応力図 (X6 :)

図 3.4.4-7 曲げモーメント



応力図 (X6 :)

図 3.4.4-8 せん断力



変位図 (X6)

図 3.4.4-9 水平変位

表 3.4.4-8 解析結果一覧表

・終局時（Y方向）杭頭曲げ

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D	2523	2715	2611	2611	2521	2348	2612	2797	2684	2716		2581
C1											367	
C								2326	2326			2424
B	2640	2885	2857	2857	2858	2475	2857	2616	2728	2774		2603
A	4826	2076	4826	4826	4826	2183	4826	2196	2196	2282		4826

・終局時（Y方向）杭頭せん断力

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D	555	627	585	585	554	496	586	699	648	628		604
C1											253	
C								527	527			563
B	609	730	705	705	706	559	705	635	688	679		623
A	1388	213	1387	1387	1388	260	1388	273	273	301		1397

・終局時（Y+）基礎反力（付加軸力考慮）

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D	2150	3305	3098	3189	2597	1419	2932	3408	3050	3486		2379
C1											710	
C								725	494			949
B	3098	4334	4642	4764	4096	1744	4364	2289	3079	3367		2348
A	-950	253	-483	-469	-684	283	-621	306	478	1366		-1162

・（Y方向）杭頭終局回転角

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D												
C1												
C												
B												
A												2.57%

第3章 設計例1：学校校舎A

4) 付加曲げを考慮した杭軸力の算定

下記に付加軸力を考慮した基礎反力に対する終局時の鉛直支持力の確認を示す。

表 3.4.4-9 支持力検定結果

・終局時 (Y+) 鉛直支持力 (基礎反力/軸耐力)

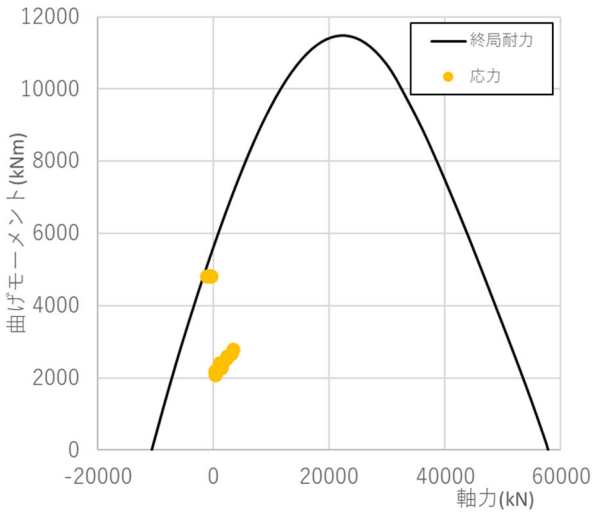
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D	0.270	0.414	0.388	0.400	0.326	0.178	0.368	0.427	0.382	0.437		0.298
C1											0.089	
C								0.091	0.062			0.119
B	0.388	0.543	0.582	0.597	0.513	0.219	0.547	0.287	0.386	0.422		0.294
A	引抜	0.032	引抜	引抜	引抜	0.035	引抜	0.038	0.060	0.171		引抜

・終局時 (Y+) 引抜力 (基礎反力/引抜軸耐力)

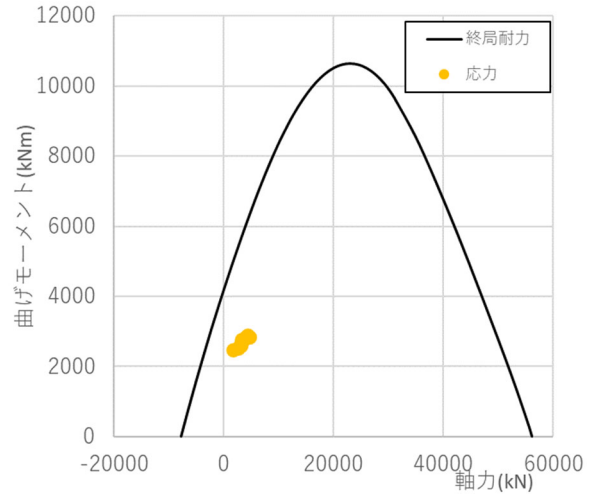
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D												
C1												
C												
B												
A	0.349		0.178	0.172	0.251		0.228					0.427

5) 杭体の検討

終局時曲げ耐力は、SC杭の場合はコンクリートのひずみが0.005に達した時点、PHC杭の場合はコンクリートが0.003、あるいはPC鋼棒が0.05に達した時点とする。終局時のせん断耐力は、SC杭は短期許容せん断耐力とし、PHC杭のせん断耐力は、「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説（2017）」^[3-6]に準じて低減係数 $\eta = 0.75$ を考慮する。



P1（上杭）

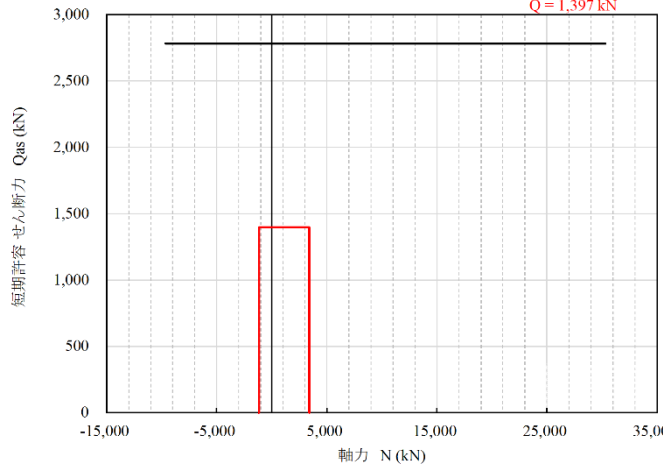


P2（上杭）

JP-SC 105 パイル

φ1,200(標準厚) 短期許容

$N_{max} = 3,408 \text{ kN}$
 $N_{min} = -1,162 \text{ kN}$
 $Q = 1,397 \text{ kN}$



JP-SC 105 パイル

φ1,200(標準厚) 短期許容

$N_{max} = 4,764 \text{ kN}$
 $N_{min} = 1,744 \text{ kN}$
 $Q = 730 \text{ kN}$

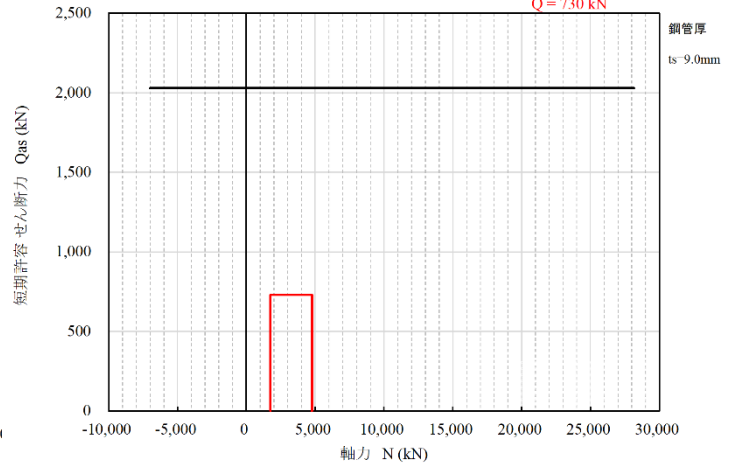
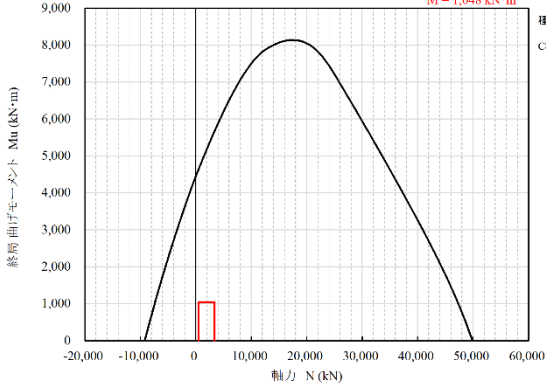


図 3.4.4-10 N-M, N-Q 相関図

第3章 設計例1：学校校舎A

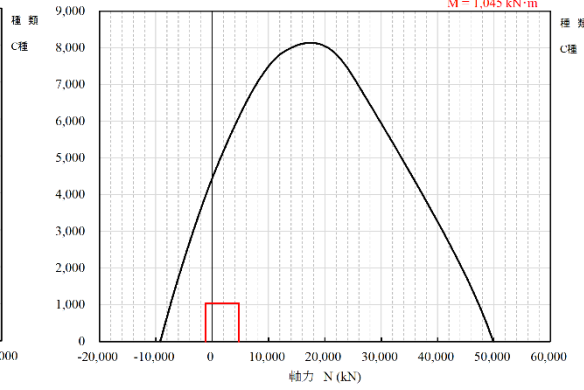
JP-PHC 105 パイル
φ1,200(標準厚) 終局

Nmax = 3,367 kN
Nmin = 494 kN
M = 1,048 kN·m



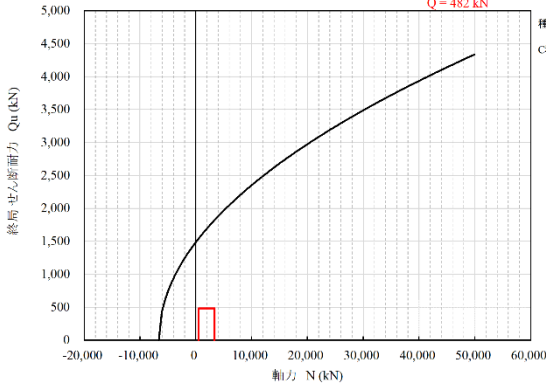
PHC 105 パイル
200(標準厚) 終局

Nmax = 4,764 kN
Nmin = -1,162 kN
M = 1,045 kN·m



JP-PHC 105 パイル
φ1,200(標準厚) 終局

Nmax = 3,367 kN
Nmin = 494 kN
Q = 482 kN



PHC 105 パイル
200(標準厚) 終局

Nmax = 4,764 kN
Nmin = -1,162 kN
Q = 481 kN

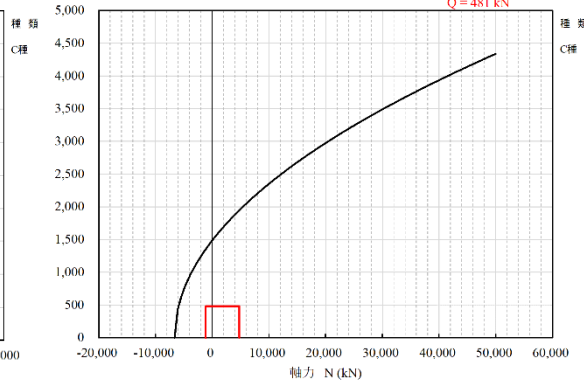


図 3.4.4-11 N-M, N-Q 相関図

杭体の軸力比

軸力比は、軸力（基礎反力）／終局軸耐力として以下に示す。

表 3.4.4-10 軸力比

・終局時（Y+）鉛直支持力（基礎反力/軸耐力）

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D	0.037	0.059	0.055	0.057	0.046	0.025	0.052	0.059	0.053	0.062		0.041
C1											0.013	
C								0.013	0.009			0.016
B	0.055	0.077	0.083	0.085	0.073	0.031	0.078	0.040	0.053	0.060		0.041
A		0.004					0.005	0.005	0.008	0.024		

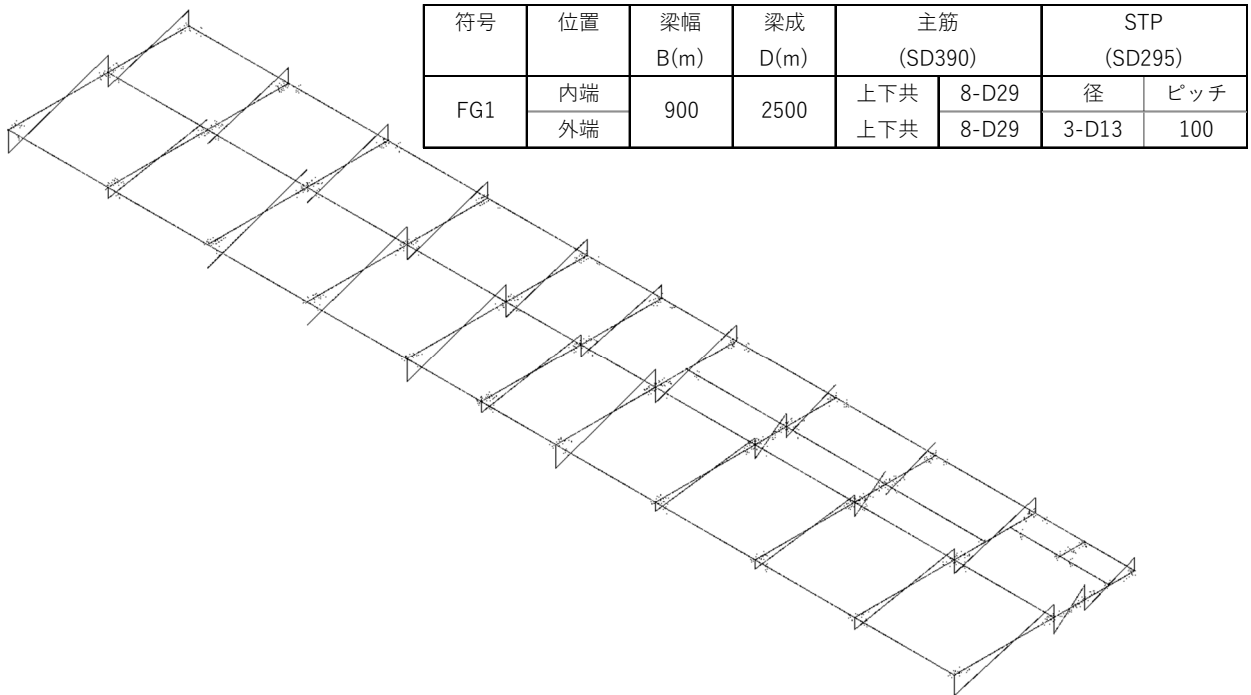
・終局時（Y+）引抜力（基礎反力/引抜軸耐力）

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11a	12
D												
C1												
C												
B												
A	0.090		0.046	0.044	0.064		0.059					0.110

6) 基礎梁の検討

基礎梁に生じる杭の曲げ戻しによるモーメントを100%負担させて検討を行う。長期応力は考慮しない。せん断の検討は、せん断力余裕度を1.25倍以上確保する。

図 3.4.4-12 基礎梁配置



符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	主筋 (SD390)		STP (SD295)	
				上下共	8-D29	径	ピッチ
FG1	内端	900	2500	上下共	8-D29	3-D13	100
	外端			上下共	8-D29		

表 3.4.4-11 基礎梁の検討

・基礎梁の終局耐力以下の確認

設計応力

曲げモーメント

最大応力位置 5通り 外端(A端) 内端(B端)
 $M = 4568 \text{ (kNm)}$ 3444 (kNm)

せん断力

最大応力位置 12通り B-C間
 $Q = 2409 \text{ (kN)}$

$$M_y = 0.9at \cdot 1.1 \sigma_y \cdot d$$

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	鉄筋重心 位置(mm)	d (m)	配筋	at (mm ²)	Pt (%)	1.1σ _y (N/mm ²)	M _y (kNm)	M _d (kNm)	M _a /M _d (≧1)
FG1	内端	900	2500	117.5	2383	8-D29	5136	0.24%	429	4725	4568	1.03
	外端	900	2500	117.5	2383	8-D29	5136	0.24%	429	4725	3444	1.37

コンクリート $F_c 33 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $Q_{su} = \{0.053Pt^{0.23}(Fc+18)/(M/Qd+0.12)+0.85\sqrt{Pw \cdot \sigma}$

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	配筋		a _w (mm ²)	P _w (%)	σ _{wy} (N/m)	M/Qd	Q _{su} (kNm)	Q _d (kNm)	Q _a /Q _d
				径	ピッチ							
FG1	全断面	900	2500	3-D13	100	381	0.423%	295	0.758	3223	2409	1.34

$Q_d \geq 1.25Q$ とする

第3章 設計例1：学校校舎A

7) パイルキャップの検討

パイルキャップの検討は、曲げ強度の検討は「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説（2017）」^[3-6]の場所打ち杭の1本杭に準じた方法、せん断強度の検討は文献^[3-1]による。検討条件を以下に示す。

表 3.4.4-12 部材断面リスト一覧（二次設計）

・杭リスト

	位置	杭径 (mm)	杭厚 (mm)	長さ (m)	杭種	Fc (N/mm ²)
P1	上杭	1200	150	9	SC(t=12mm,SKK400)	105
	下杭		150	10	C種	105
P2 P3	上杭	1200	150	9	SC(t=9mm,SKK400)	105
	下杭		150	10	C種	105

・基礎梁リスト

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	主筋 (SD390)		STP (SD295)	
				上下共		径	ピッチ
FG1	内端	900	2500	上下共	8-D29	3-D13	100
	外端			上下共	8-D29		

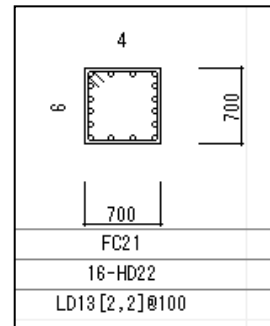
・基礎リスト

鉄筋材質：D13~D16(SD295),D19~D29(SD345)
コンクリート強度：Fc33

位置	符号	F1
杭	埋込長さ(mm)	600
基礎梁 上基礎	BxDxH	3000x3000x2800
	はかま上端筋	13-D13
	はかま縦筋	13-D13
	はかま横筋	8-D13
	ベース筋	13-D16
基礎梁 下基礎	U字筋	16-D16
	外周筋	D16-2-2段
	中子筋	-

・柱リスト

鉄筋材質：D13(SD295),D22(SD345)



パイルキャップ検討用応力を下記に示す。

	最大応力一覧
軸力圧縮	Nmax= 4764 (kN)
軸力引張	Nmin= -1162 (kN)
曲げ	Mmax= 4826 (kNm)
せん断力	Qmax= 1397 (kN)

(a) パイルキャップの曲げ強度に関する検討

- ・閉じる側の検討 基礎梁の上端筋の十分な定着長さ(下図赤点線部)を確保して検討

閉じる方向の力を受ける場合

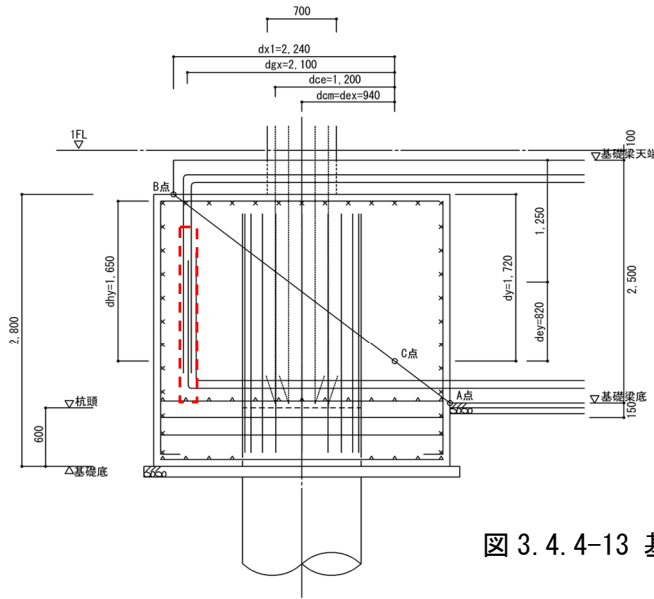


図 3.4.4-13 基礎・基礎梁配筋と破壊面

$$M_{ju} = T_{gu} \cdot d_{gx} + T_{ce} \cdot d_{ce} + T_{cm} \cdot d_{cm} + T_h \cdot d_{hy} + N_p \cdot d_{ex} + Q_p \cdot d_{ey}$$

$$= 13180 \text{ (kNm)}$$

基礎梁	$T_{gu} = A_{gu} \cdot \sigma_{yg} =$	5136	x 429	= 2203 (kN)
上端筋	$d_{gx} =$			2100 (mm)
柱引張筋	$T_{ce} = A_{ce} \cdot \sigma_{yce} =$	1548	x 429	= 664 (kN)
最外端	$d_{ce} =$			1200 (mm)
柱中間主筋	$T_{cm} = A_{cm} \cdot \sigma_{ycm} =$	3096	x 429	= 1328 (kN)
	$d_{cm} =$			940 (mm)
はかま	$T_h = A_h \cdot \sigma_{yh} =$	1651	x 325	= 536 (kN)
トップ筋	$d_{hy} =$			1650 (mm)
軸力：圧縮	$N_p =$			4764 (kN)
	$d_{ex} =$			940 (mm)
杭頭	$Q_p =$			1397 (kN)
せん断力	$d_{ey} =$			820 (mm)

低減率 $\phi = 1.0$ $\phi \cdot M_{ju} = 13180 \cong M_d$ O.K.

$\phi \cdot M_{ju}/M_d = 1.76$

$M_d = M_p + Q_p \cdot h = 7480 \text{ (kNm)}$

$M_p = 4826 \text{ (kNm)}$
 $Q_p = 1397 \text{ (kN)}$
 $h = 1900 \text{ (mm)}$

第3章 設計例1：学校校舎A

・開く側の検討

開く方向の力を受ける場合

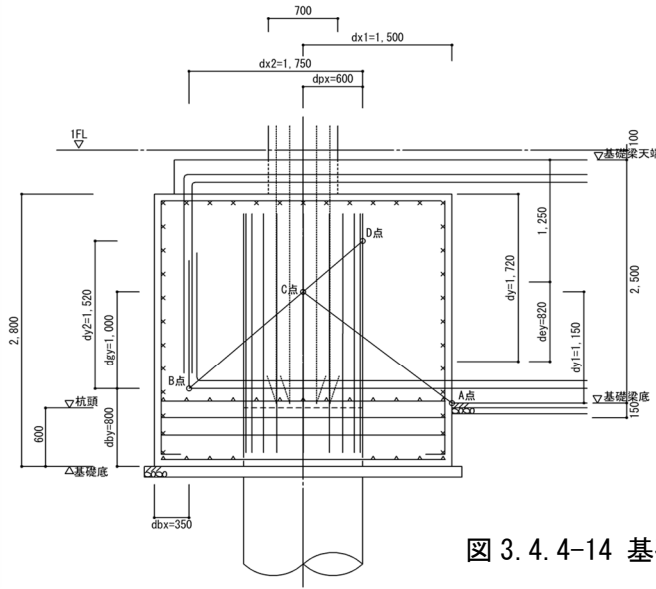


図 3.4.4-14 基礎・基礎梁配筋と破壊面

$$M_{ju} = T_{gb} \cdot d_{gy} + T_{pt} \cdot d_{px} + (T_c + T_{pc} + T_{gv}) \cdot d_{x2}/2 + N_p \cdot d_{x2}/2 - Q_p \cdot d_{y2}/2$$

$$= 9978 \text{ (kNm)}$$

基礎梁	$T_{gb} = A_{gb} \cdot \sigma_{ygb} =$	5136	x 429	= 2203 (kN)
下端筋	$d_{gy} =$			1100 (mm)
杭引張筋	$T_{pt} = A_{pt} \cdot \sigma_{ypt} =$	5742	x 429	= 2463 (kN)
最外端	$d_{px} =$			600 (mm)
柱全主筋のうち 評価可能な鉄筋 抗圧縮鉄筋で	$T_c = A_c \cdot \sigma_{yc} =$	6192	x 380	= 2350 (kN)
評価可能な鉄筋	$T_{pc} = A_{pc} \cdot \sigma_{ypc} =$	11484	x 429	= 4927 (kN)
基礎梁2段筋等	$T_{gv} = A_{gv} \cdot \sigma_{ygv} =$	4764	x 429	= 2044 (kN)
軸力：引張	$N_p =$			-1162 (kN)
	$d_{x2} =$			1750 (mm)
杭頭せん断力	$Q_p =$			1397 (kN)
	$d_{y2} =$			1520 (mm)

$$\text{低減率 } \phi = 0.8 \quad \phi \cdot M_{ju} = 7983 \quad \cong \quad M_d \quad \text{O.K.}$$

$$\phi \cdot M_{ju}/M_d = 1.07$$

$$M_d = M_p + Q_p \cdot h = 7480 \text{ (kNm)}$$

$$M_p = 4826 \text{ (kNm)}$$

$$Q_p = 1397 \text{ (kN)}$$

$$h = 1900 \text{ (mm)}$$

(b) パイルキャップのせん断強度に関する検討

「大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究(その25 既製杭を用いたト形部分架構におけるパイルキャップせん断終局強度式の再検討)」：日本建築学会大会学術講演概集（東北）2018年9月^[3-1]を適用し、パイルキャップを検討する。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068Pt^{0.23}(F_c+18)}{a/D+0.12} + 0.85\sqrt{cP_w \cdot c\sigma_{wy} + pcP_w \cdot pc\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} b \cdot j$$

Qu：パイルキャップせん断終局強度

da：パイルキャップ有効断面せい Dc：袖壁付き柱は等価な断面積とした柱せい 700 (mm)
 de = (Dc+Dpc+Dp)/3 Dpc：基礎梁主筋の90度折曲げ筋の水平投影長さ 2650 (mm)
 j = 7/8 de Dp：杭の円形断面せい(アンカー筋+外周100mm) 1241 (mm)
 Dp=√Ap, Apは杭径+200mm(外周両側100mm)の断面積 de = 1530 (mm)

Npc：せん断強度算定用軸力 Nc：柱軸力
 Npc = Nc + Qb Qb：基礎梁のせん断力(下向きを正)

$$0.1\sigma_0 = 0.1N_{pc}/(b \cdot d_e)$$

Fc：コンクリート強度(N/mm²)

Pt：引張鉄筋比(杭-基礎梁が開く方向にはアンカー筋を考慮する)

a/D：せん断スパン比 M/(Q·d)

cPw, pcPw：柱, パイルキャップのせん断補強筋比

cσwy, pcσwy：柱, パイルキャップのせん断補強筋降伏強度(N/mm²)

Qun= 22041 (kN) ;Ds= 0.55

n= 37

cQm= 596 (kN)

$$Q_d = \frac{\sum M_y / j - Q_m}{=} = 1671 \text{ (kN)}$$

$$M_y = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d = 4725 \text{ (kNm)}$$

$$\text{開く側 } Q_u/Q_d = 2.40 > 1.25$$

$$\text{閉じる側 } Q_u/Q_d = 2.09 > 1.25$$

計算要素													せん断終局強度	
1項			2項						3項				ヒラキ方向	トジ方向
引張鉄筋比ヒラキPt(%)	引張鉄筋比トジPt(%)	コンクリート強度(N/mm ²)	せん断スパン比a/D	せん断補強筋比cPw(%)	降伏強度cσwy(N/mm ²)	cPw·cσwy	せん断補強筋比pcPw(%)	降伏強度pcσwy(N/mm ²)	pcPw·pcσwy	軸力ヒラキ(kN)	軸力トジ(kN)	応力中心間距離j(mm)	Qu(kN)	Qu(kN)
0.31%	0.04%	33	1.48	0.056%	295	0.165	0.019%	295	0.055	1093	4833	1339.0	4,011	3,484

① Ptの算出

B= 3000 (mm) 開く方向 柱 5-D22 杭 20-D29

de= 1530 (mm) 閉じる方向 5-D22

Pt= 0.003136 0.31% at= 14395 (mm²)

0.000422 0.04% 1935 (mm²)

② せん断スパン比a/D

上端筋：6-D29/2-D29

D= 2500 (mm)

dt=dc= 117.5 (mm)

dt2=dc2= 194 (mm)

dt'=dc'= 117.5 (mm)

Lb= 2265 (mm)

a/D=Lb/de= 1.48

Qd= 1671 (kN)

Qu= 3,484 (kN)

4,011 (kN)

③ σ₀ = (Nmin-Qm) / (b · de) = -0.27 (N/mm²) Nmax= 4764 (kN)

(Nmax+Qm) / (b · de) = 1.05 (N/mm²) Nmin= -1162 (kN)

Qm= 68.75 (kN)

⑤ pcPw= pc a_w / (b · Lb) = 0.00019 0.019% 2x5-D13

c a_w / (b · Lb) = 0.00056 0.056% 2-D13@150, Ld=2233mm ⇒ 2 x 15-D13

8) メカニズム状態の確認

本建築物における代表的なメカニズム状態として、表 3.4.4-12 に基礎構造システム全体のメカニズム状態を示す。表 3.4.4-12 は、同じ設計用応力に対して各部材の耐力がどの程度余裕があるのかを表している。

表 3.4.4-13 基礎構造システムのメカニズム時の状態

2次設計における余裕度一覧

余裕度 = 各耐力 / 設計応力		杭引張軸力 杭-梁開方向	杭圧縮軸力 杭-梁閉方向
柱曲げ		1.1倍以上	
柱せん断		1.25倍以上	
基礎梁曲げ		1.03	
基礎梁せん断		1.34	
杭曲げ	杭頭部	1.03	2.07
	杭軸部	3.83	5.74
杭せん断	杭頭部	2.74	
	杭軸部	2.63	
杭頭接合部(終局回転角) θ_y		2.57%	
パイルキャップ(RC基準)		※注	
パイルキャップ(基礎部材指針)		1.07	1.76
パイルキャップ(論文)		2.40	2.09
杭支持力		0.43	0.60

※注：1柱1柱杭で偏心がなくRC基準に規定なし

※余裕度の表記に保証設計時の応力割増は考慮していない

3.5 結論

(1)ケース2（ランクA）とケース3（ランクB）との比較

各概要を以下に示し、同じ地盤2を採用した場合のランクの差異について比較する。

1)ケース2（ランクA 地盤2）

杭工法および地盤概要

- ・目標ランクA（終局耐力以下）
- ・杭径および杭長：杭径 1200φ×37本，杭長25m
- ・杭工法：PHC杭（埋込み工法， $\alpha=200$ ）
- ・杭天端：GL-2.5m
- ・支持層：GL-27.5m（N値50以上）

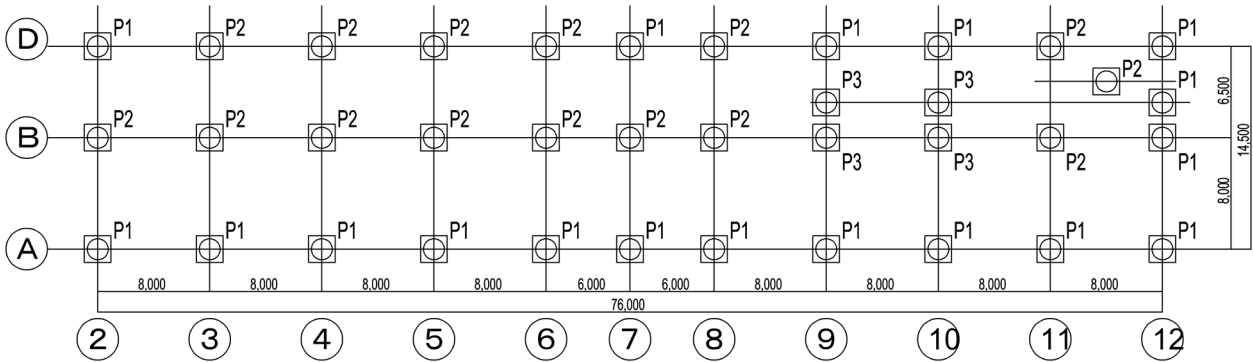


図 3.5-1 杭配置

表 3.5-1 杭の仕様

	位置	杭径 (mm)	杭厚 (mm)	長さ (m)	杭種	Fc (N/mm ²)
P1 P3	上杭	1200	150	9	SC(t=19mm,SKK490)	105
	下杭		150	19	SC(t=12mm,SKK490)	105
P2	上杭	1200	150	9	SC(t=16mm,SKK490)	105
	下杭		150	19	SC(t=9mm,SKK490)	105

表 3.5-2 基礎梁の仕様

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	主筋 (SD390)		STP (SD295)	
				上下共		径	ピッチ
FG1	内端	900	2500	上下共	12-D32	6-D13	100
	外端			上下共	13-D32		

第3章 設計例1：学校校舎A

パイルキャップ

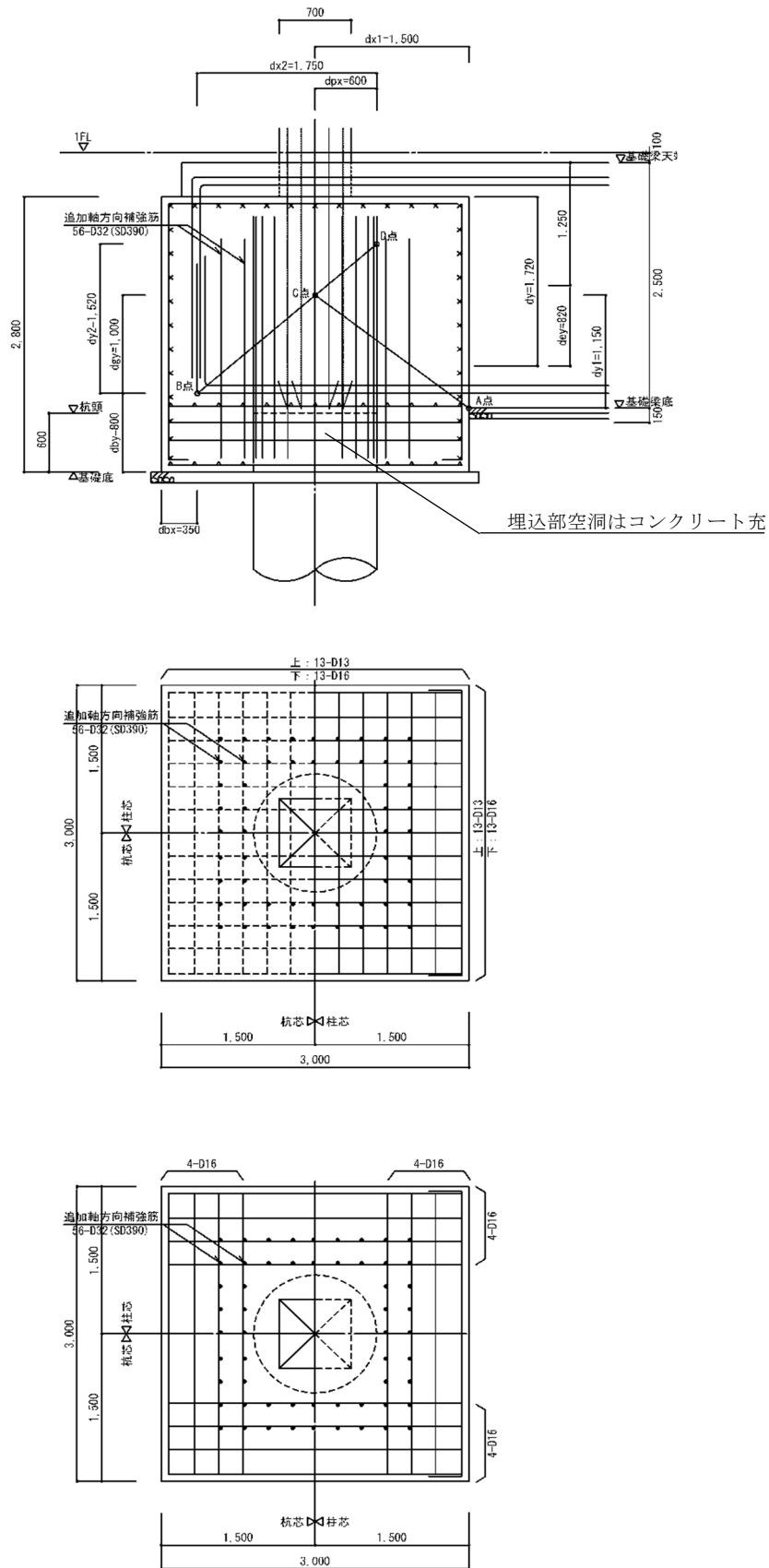


図 3.5-2 パイルキャップ配筋

2) ケース3 (ランクB 地盤2)

1) 杭工法および地盤概要

- ・目標ランクB (終局耐力以下)
- ・杭径および杭長： 杭径 1200φ×37本, 杭長 25m
- ・杭工法： PHC杭 (埋込み工法, α=200)
- ・パイルキャップ 降伏埋込工法
- ・適用地盤 地盤2
- ・杭天端： GL-3.0m
 - ・支持層： GL-28.0m (N値 50以上)

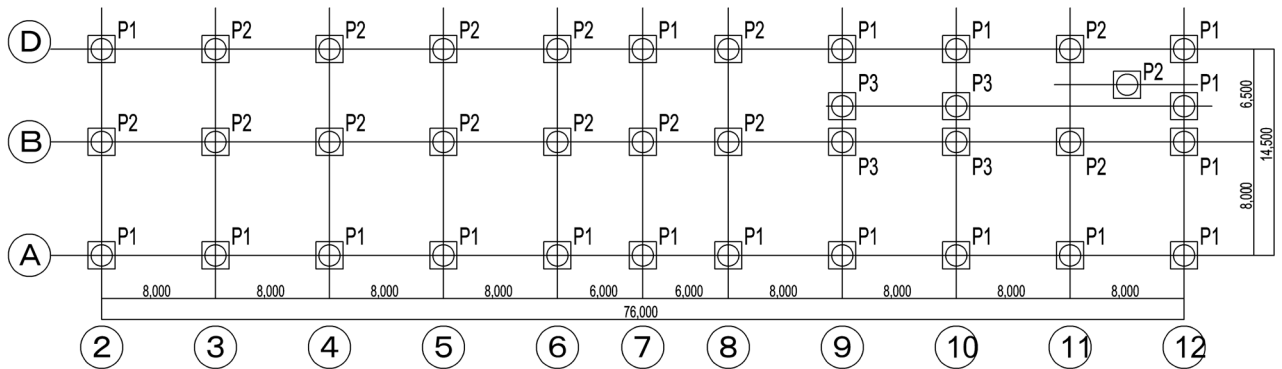


図 3.5-3 杭配置

表 3.5-3 杭の仕様

	位置	杭径 (mm)	杭厚 (mm)	長さ (m)	杭種	Fc (N/mm ²)
P1	上杭	1200	150	9	SC(t=12mm,SKK400)	105
	下杭		150	16	C種	105
P2	上杭	1200	150	9	SC(t=9mm,SKK400)	105
	下杭		150	16	C種	105

表 3.5-4 基礎梁の仕様

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	主筋 (SD390)		STP (SD295)	
				上下共		径	ピッチ
FG1	内端	900	2500	上下共	8-D32	6-D13	100
	外端			上下共	8-D32		

第3章 設計例1：学校校舎A

パイルキャップ

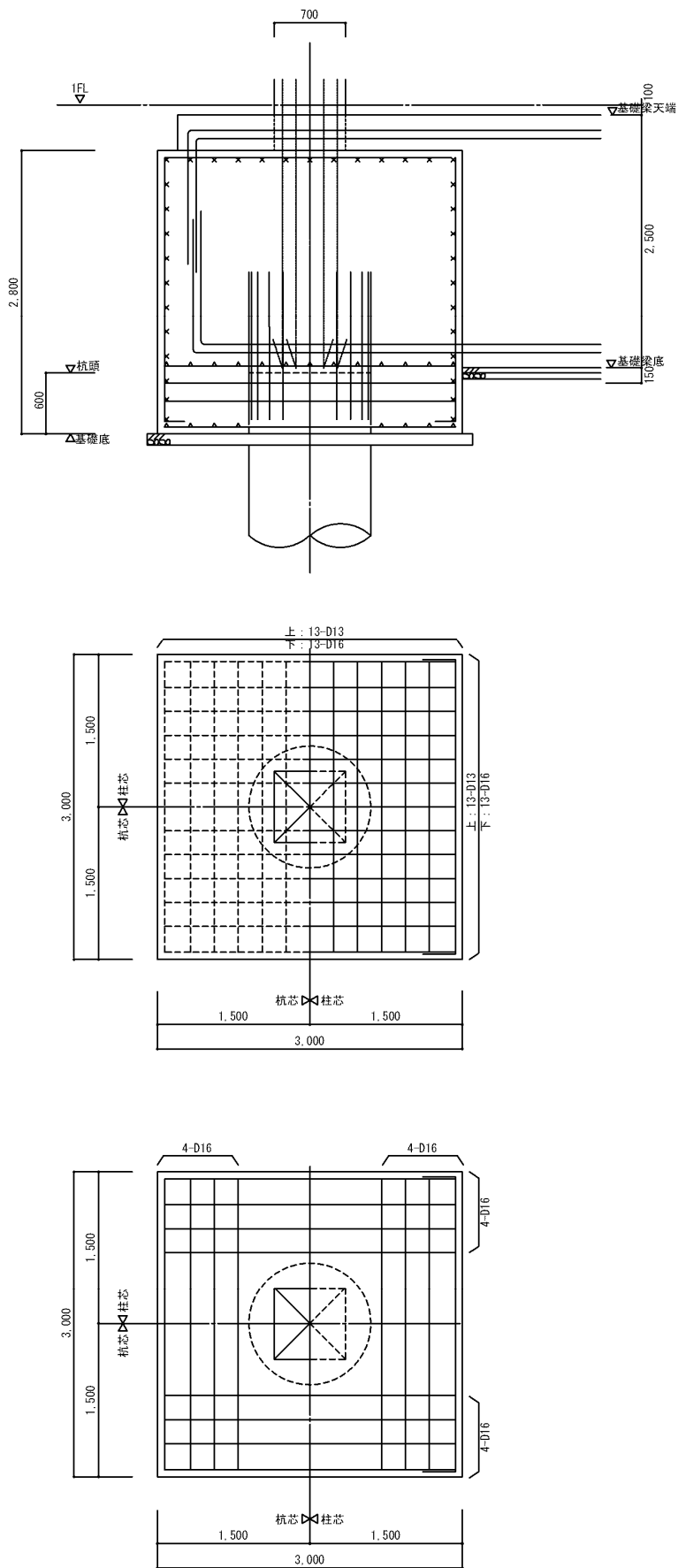


図 3.5-4 パイルキャップ配筋

3)比較結果

検討結果を比較すると、降伏埋込工法を採用することにより杭頭部および軸部の応力が低減される結果が得られた。杭頭部鋼管の材料強度はSKK490からSKK400に、鋼管厚も19mmが12mmに16mmが9mmに低減された。軸部の応力が緩和された結果として下杭はSKK490を用いたSC杭からPHC杭C種となった。

また、基礎梁の鉄筋は12-D32から8-D32に削減され、パイルキャップ部分にも追加補強筋を用いる必要がなく、複雑な接合部の配筋が大幅に緩和されることが期待できる。

地盤2を用いて比較したケース2（ランクA）とケース3（ランクB）の上記結果と、地盤1を用いて比較したケース1（ランクS）とケース4（ランクB）の結果では、厳しい地盤条件となっている地盤2を用いた本結果の方が、杭頭接合部の損傷を許容するランクBを採用することによる杭頭応力の低減効果は大きく基礎梁およびパイルキャップ部分の配筋の緩和がより大きくなったと推測する。

降伏埋込工法では実験に基づいて、埋込部に塑性化を許容し終局回転角を5%以下と制限しているが、引抜側の杭が概ね上限値に近い値まで塑性化する結果となった。

建物や地盤の特性にもよると考えられるが、建物全体として、どの程度の損傷が許容されるのかも判断する必要があるようにも思われる。

なお、本検討における終局回転角の結果にあまり余力が少ないことについては、杭頭定着筋を必要最小限の配筋とした検討結果となっており、配筋を増すことにより十分に制御可能である。

第3章 設計例1：学校校舎A

(2) ケース1（ランクS）とケース4（ランクB）との比較

各概要を以下に示し、同じ地盤1を採用した場合のランクの差異について比較する。

1) ケース1（ランクS 地盤1）

杭工法および地盤概要

- ・ 目標ランクS（短期許容応力以下）
- ・ 杭径および杭長： 杭径 1200φ×37本，杭長19m
- ・ 杭工法： PHC 杭（埋込み工法， $\alpha=200$ ）
- ・ 杭天端： GL-2.5m
- ・ 支持層： GL-21.5m（N 値 50 以上）

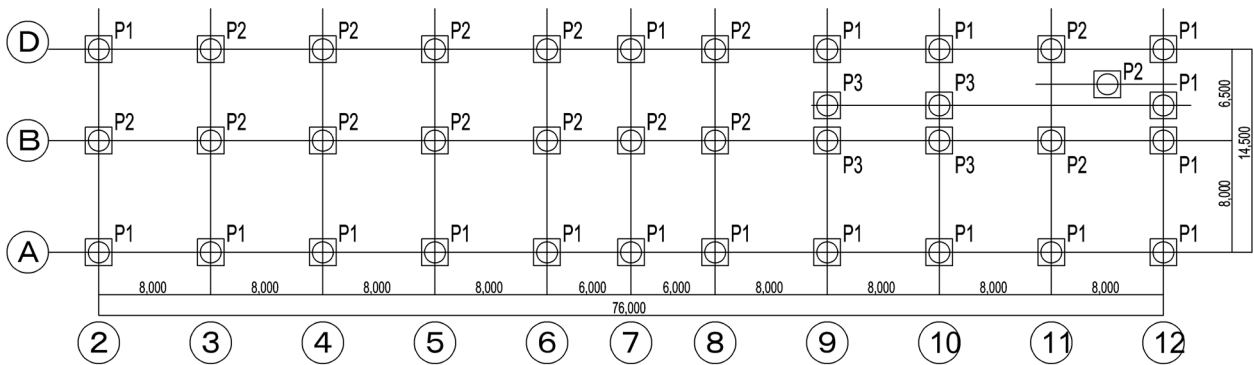


図 3.5-5 杭配置

表 3.5-5 杭の仕様

	位置	杭径 (mm)	杭厚 (mm)	長さ (m)	杭種	Fc (N/mm ²)
P1	上杭	1200	150	9	SC(t=12mm,SKK490)	105
	下杭		150	10	C種	105
P2	上杭	1200	150	9	SC(t=9mm,SKK490)	105
	下杭		150	10	C種	105

表 3.5-6 基礎梁の仕様

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	主筋 (SD390)		STP (SD295)	
				上下共	9-D29	径	ピッチ
FG1	内端	900	2500	上下共	9-D29	4-D13	200
	外端			上下共	10-D29		

パイルキャップ

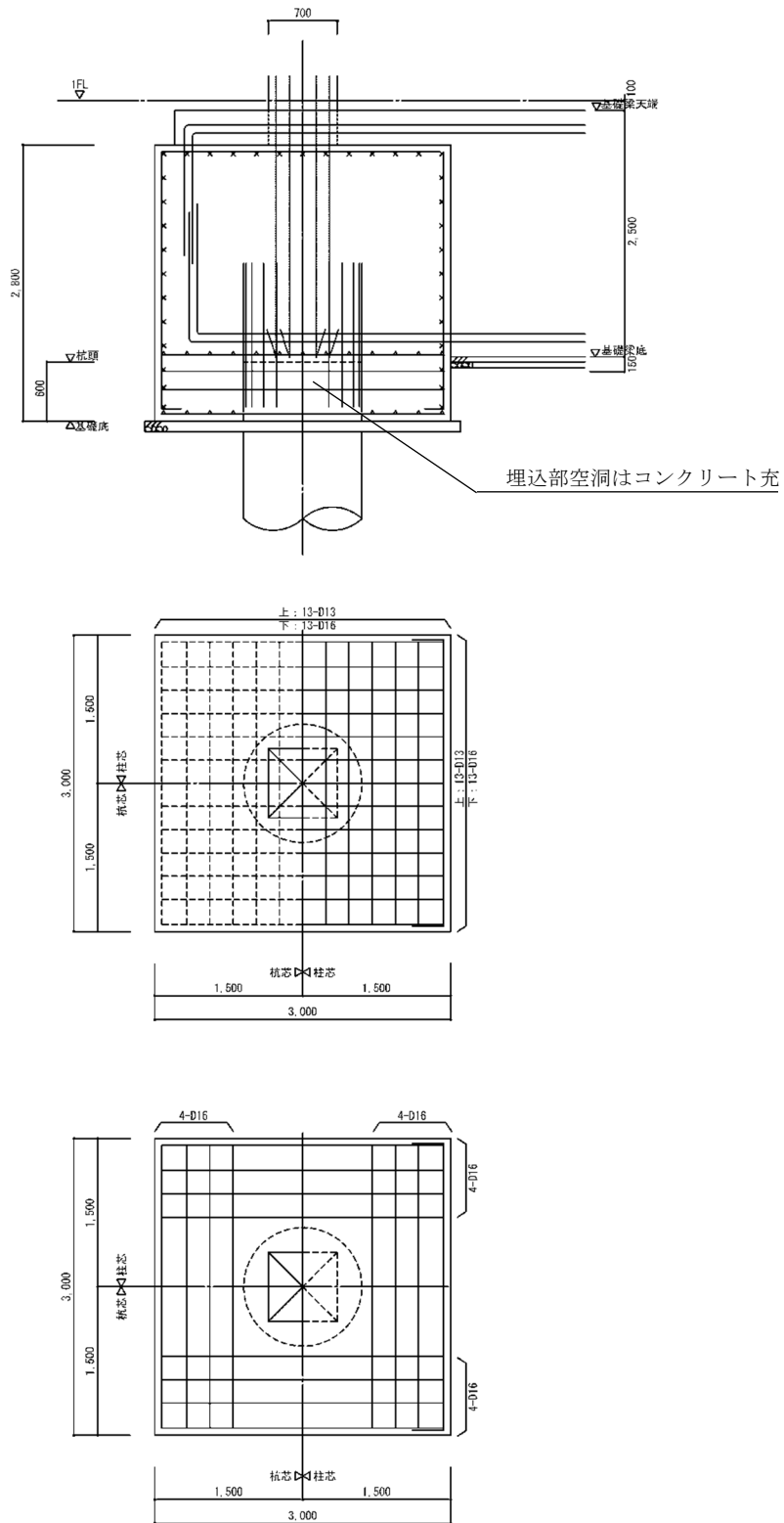


図 3.5-6 パイルキャップ配筋

第3章 設計例1：学校校舎A

2) ケース4 (ランクB 地盤1)

1) 杭工法および地盤概要

- ・目標ランク B (終局耐力以下)
- ・杭径および杭長： 杭径 1200φ×37本, 杭長 19m
- ・杭工法： PHC 杭 (埋込み工法, α=200)
- ・パイルキャップ 中実杭工法
- ・適用地盤 地盤1
- ・杭天端： GL-3.0m
- ・支持層： GL-22.0m (N値 50以上)

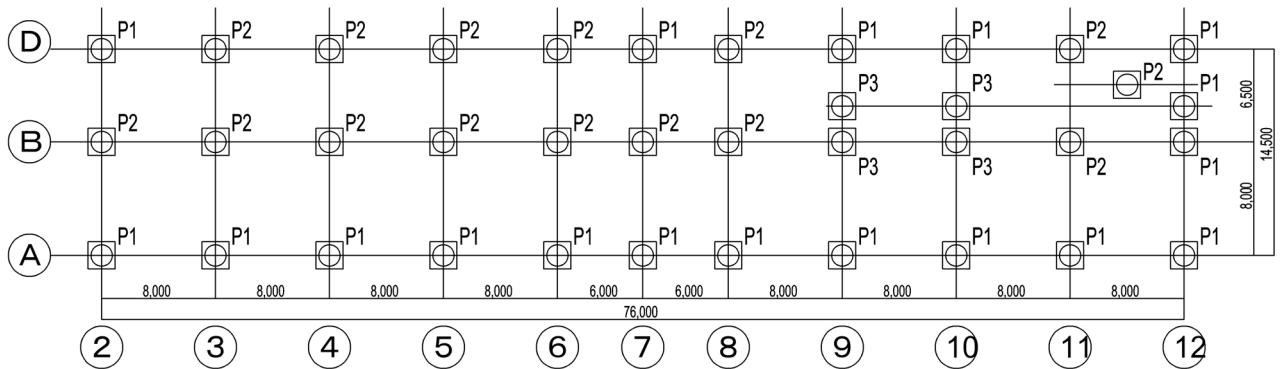


図 3.5-7 杭配置

表 3.5-7 杭の仕様

	位置	杭径 (mm)	杭厚 (mm)	長さ (m)	杭種	F _c (N/mm ²)
P1	上杭	1200	150	9	SC(t=12mm,SKK400)	105
	下杭		150	10	C種	105
P2	上杭	1200	150	9	SC(t=9mm,SKK400)	105
	下杭		150	10	C種	105

表 3.5-8 基礎梁の仕様

符号	位置	梁幅 B(m)	梁成 D(m)	主筋 (SD390)		STP (SD295)	
				上下共	8-D29	径	ピッチ
FG1	内端	900	2500	上下共	8-D29	径	ピッチ
	外端			上下共	8-D29	3-D13	100

パイルキャップ

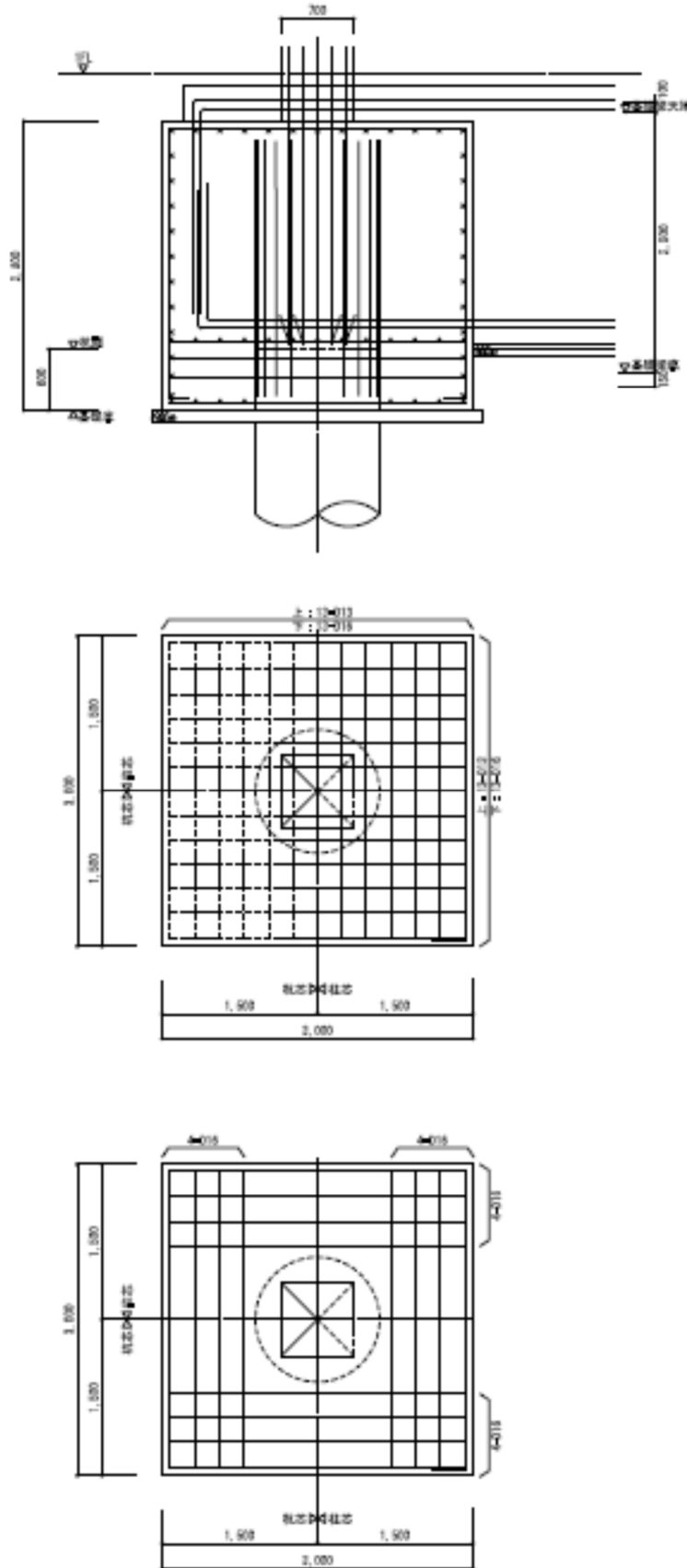


図 3.5-8 パイルキャップ配筋

3)比較結果

検討結果と比較すると、中実杭工法を採用することにより杭頭部の応力はかなり低減される結果が得られた。杭頭部鋼管の材料強度はSKK490からSKK400に低減、基礎梁の鉄筋は最大10-D29から8-D29に削減され、複雑な接合部の配筋が緩和されることが期待できる。

但し、杭頭の塑性化を許容することにより、杭の変形量が早期に大きくなると推測され、詳細な検討が望ましいと考えられる。本検討結果では、杭頭部が塑性化に至る杭は1本と少ないものの建物全般に水平変位が進む結果となり、地盤の強制変位による応力が低減される結果となった。本結果は杭頭部回転ばねのモデル化が大きな要因となっている可能性もあり、引き続き検証することが望ましいと考える。杭頭部回転ばねのモデル化について参考としてM- θ 関係をバイリニアだけでなくトリリニアとした場合についても検証したが、変形が早期に大きくなる結果は同様であった。

本解析では慣性力と地盤変位を同時に与えた増分解析を実施している。また、建物周期と地盤周期により同位相で振動するとして、慣性力と地盤変位は同方向に低減率1.0として解析している。

同時解析を慣性力と地盤変位を別々に解析し結果を重ね合わせる場合を比較すると同時解析の結果は応力が小さくなる傾向にあり、各々の変形モードや変形量が同様の場合は応力が著しく小さくなる可能性があるように推測する。

(3) 試設計のまとめ

1) ケース3及び4（ランクB）のまとめ

杭頭部の損傷を許容することにより杭に生じる応力が低減可能なことを解析にて確認できた。杭頭部の応力低減により基礎梁に生じる曲げ戻しが低減され、付加軸力が低減されることにより杭断面の低減も可能となった。

特に地盤が悪い場合には曲げ戻しの増大により付加軸力（特に引張力）が大きくなることが制御できる効果は大きいと考えられる。

杭の曲げ戻し応力の低減は、パイルキャップの設計における影響も大きいと思われる。

なお、杭頭部の塑性化においては、以下の点で留意が必要のように思われる。

- ・同時解析を慣性力と地盤変位を別々に解析し結果を重ね合わせる場合を比較すると同時解析の結果は応力が小さくなる傾向にあり、各々の変形モードや変形量が同様の場合は応力が著しく小さくなる可能性があるように推測する。
- ・終局回転角の制限値を実験結果に基づいて設定しており、実験で確認された適用範囲を遵守する必要がある。
- ・終局回転角の制限値の設定とも関連するが、建物全体として損傷を許容可能な割合等の制限は設けていない。今回の検討結果では引張側の杭の大半が塑性化するケースもあった。継続使用の観点において、終局回転角の制限値の設定と合わせて建物全体での塑性化の程度を把握することが望ましいと考えられる。

第3章 設計例1：学校校舎 A

2) ケース1及び2のまとめ

ケース1（ランス S）とケース2（ランク A）のまとめを以下に示す。

学校校舎 A において2つの異なる地盤について、杭・パイルキャップ・基礎梁について検討した結果を以下に示す。

2つのケースの概要は以下である。

ケース1：地盤1・ランク S（短期許容応力度以下）

ケース2：地盤2・ランク A（終局耐力以下）

地盤の Vs を図 3.5-9 に保有水平耐力時の軸力比を表 3.5-8 に示す。

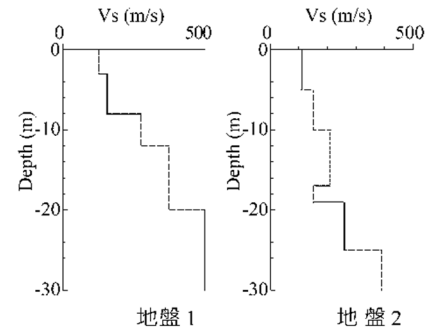


図 3.5-9 各地盤の Vs

表 3.5-9 軸力比

杭体の軸力比（保有水平耐力時）

符号	設計軸力		uNmin	uNmax	N/uNmin	N/uNmax	断面
	最小	最大					
ケース1	-1844	4706	24,140	90,938	-0.076	0.052	SC杭(t=12mm, Fc105)
ケース2	-2044	5655	37,996	104,794	-0.054	0.054	SC杭(t=19mm, Fc105)

$$uNmin = As \cdot 1.1s \sigma_y$$

$$uNmax = Ac \cdot Fc + As \cdot 1.1s \sigma_y$$

上部構造による慣性力のみで一次設計を行った結果では PHC 杭（B 種）。

同じ地盤で地盤変位も考慮し二次設計を行った結果では SC 杭（t=19mm）となった。

荷重レベルの差異と地盤変位の考慮だけでなく、一次設計では引抜きが生じていないが、二次設計レベルでは引抜力が大きくなるのが大きく影響している。引抜力が大きくなる要因は、鉛直荷重が比較的小さい建物であり、上部構造の慣性力による変動軸力の影響以上に、杭の曲げ戻しによる付加軸力の影響が大きいと考えられる。

地盤の異なる2つのケースでは、比較的地盤条件の良い地盤1をランク S とした場合より、地盤2をランク A とした場合の方が厳しい設計となり必要な杭仕様は高くなった。

地盤条件の程度によるが、比較的軸力の小さい建物では地盤条件の差異が杭仕様に与える影響が大きいと考えられる。

また、ケース2では保証設計として、せん断力に対して 1.25 倍の余裕を確保するため、全長が SC 杭となった。

杭頭接合部は、鉄筋定着のみでの接合が困難であり、杭頭をフーチングに埋込み空洞部はコンクリート充填となった。また、パイルキャップの検討では危険断面を横切るよう 56-D32 の補強が必要となった。現状の知見からは、靱性に期待し難い既製杭の杭頭部を剛強に接合するために、杭頭部に過大な補強を行い過密配筋とすることは、パイルキャップの合理的な設計や施工を行う上で避けた方がよいものと考えられる。

参考文献

- [3-1] 岸田慎司，向井智久，中村聡宏，小林勝巳，宮本和徹，長澤和彦，金子治，河野進：大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究（その 25 既製杭を用いたト形部分架構におけるパイルキャップせん断終局強度式の再検討）：日本建築学会大会学術講演概集（東北）2018年9月
- [3-2] 向井智久，平出務，渡邊秀和，中村聡宏，毎田悠承，河野進，岸田慎司，小林勝巳，金子治，福田健，今井康幸，木谷好伸，石川一真，早川哲生，長澤和彦，平尾一樹，浅井陽一：大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究，国立研究開発法人建築研究所，No.195号 第3章，2019年10月
- [3-3] 松田竜，毛井崇博，加藤洋一，水島康介，白井将大：SC 杭頭埋込部の曲げ抵抗機構，日本建築学会構造系論文集，第776号，pp.1291-1301，2020年10月
- [3-4] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2010）
- [3-5] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2018）
- [3-6] 日本建築学会：鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説（2017）
- [3-7] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造配筋指針・同解説（2010）
- [3-8] 日本建築学会：建築基礎構造設計指針（2019）
- [3-9] 日本建築学会：建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能（1990）
- [3-10] 三谷セキサン杭頭接合構法 Lev-Pile 構法 技術資料