

第 4 章

設計例 2 : 共同住宅 B

4.1 対象建築物

4.1.1 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8階 塔屋2階
- 建築面積： 292 m²
- 延床面積： 2,409 m²
- 建物高さ： 24.05m
- 構造形式： X方向：ラーメン架構 Y方向：耐震壁付ラーメン架構
- 構造種別： 鉄骨鉄筋コンクリート造
- 使用材料： コンクリート 1階立上り 24N/mm² その他 21 N/mm²
鉄筋 SD295A,SD345 鉄骨 SS400,SM490A



図 4.1.1-1 建物外観パース（南面）

4.1.2 構造図面

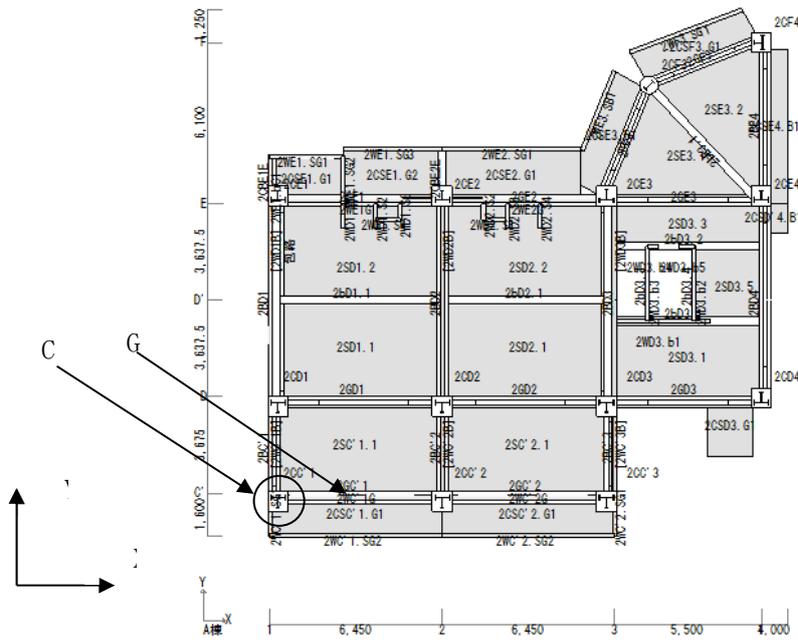


図 4.1.2-1 2階伏図

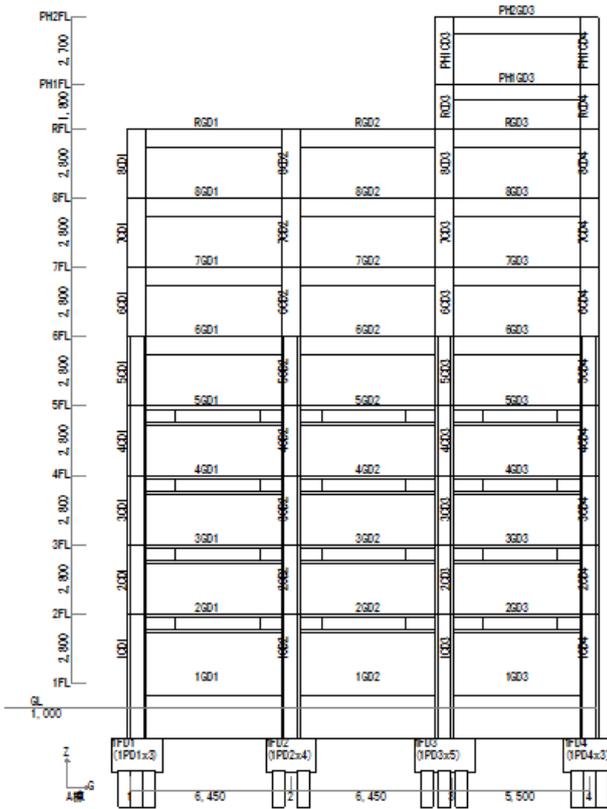


図 4.1.2-2 D通軸組図

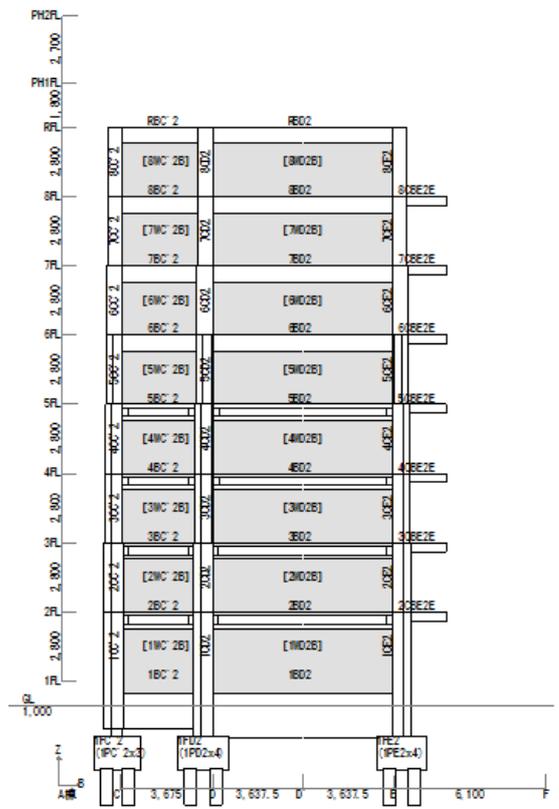


図 4.1.2-3 2通軸組図

第4章 設計例2：共同住宅B

基礎梁，フーチング，杭の断面については基礎構造の耐震性能目標により決定されるため，杭基礎の一次設計で記載する。

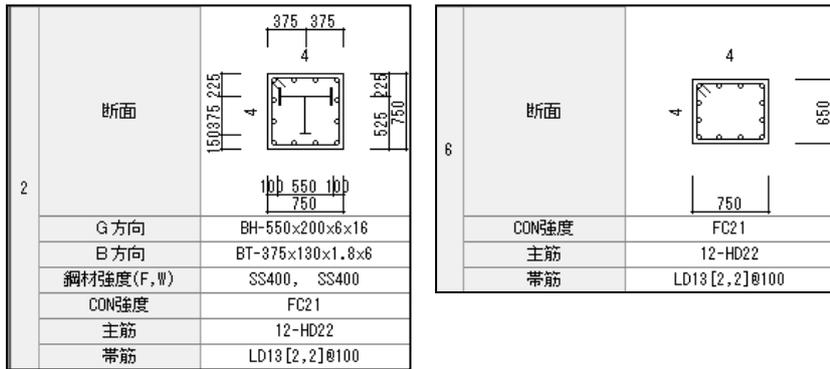


図 4.1.2-4 柱代表断面 (2, 6 階 C2)

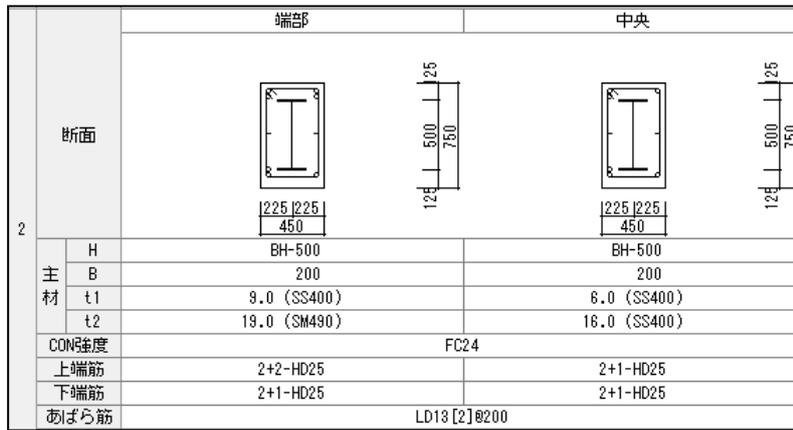


図 4.1.2-5 大梁代表断面 (2 階 G1)

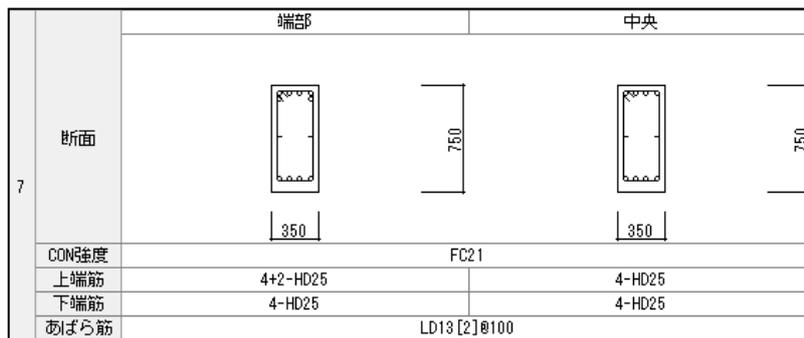


図 4.1.2-6 大梁代表断面 (7 階 G1)

4.1.3 地盤概要

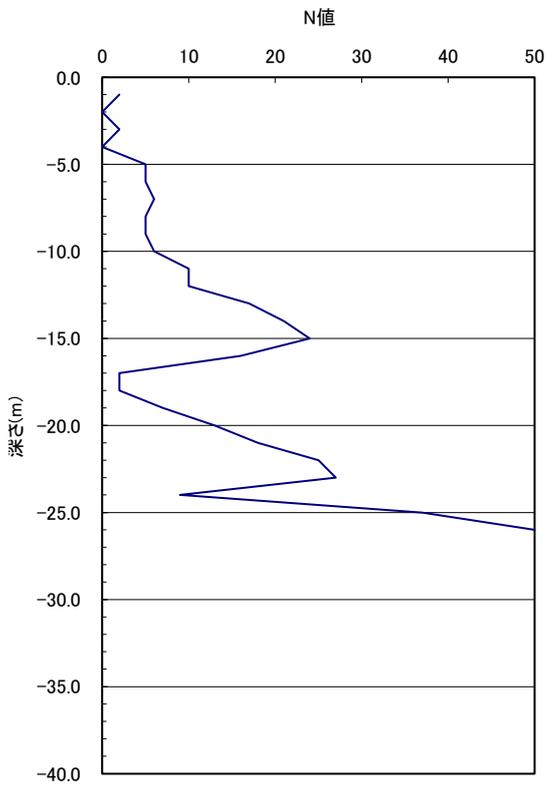


図 4.1.3-1 柱状図

表 4.1.3-1 地盤モデル

□地盤モデル							
H	N値	土層	密度	Vs	Vp	C	φ
(m)				(m/s)	(m/s)	(kN/m ²)	(deg)
-1.0	2	C	1.8	110	1360	25.0	1.0
-2.0	0	C	1.8	110	1360	25.0	1.0
-3.0	2	C	1.8	110	1360	25.0	1.0
-4.0	0	C	1.8	110	1360	25.0	1.0
-5.0	5	C	1.8	110	1360	25.0	1.0
-6.0	5	S	1.6	150	1560	1.0	35.0
-7.0	6	S	1.6	150	1560	1.0	35.0
-8.0	5	S	1.6	150	1560	1.0	35.0
-9.0	5	S	1.6	150	1560	1.0	35.0
-10.0	6	S	1.6	150	1560	1.0	35.0
-11.0	10	S	1.8	210	1560	1.0	35.0
-12.0	10	S	1.8	210	1560	1.0	35.0
-13.0	17	S	1.8	210	1560	1.0	35.0
-14.0	21	S	1.8	210	1560	1.0	35.0
-15.0	24	S	1.8	210	1560	1.0	35.0
-16.0	16	S	1.8	210	1560	1.0	35.0
-17.0	2	S	1.8	210	1560	1.0	35.0
-18.0	2	C	1.7	150	1560	25.0	1.0
-19.0	7	C	1.7	150	1560	25.0	1.0
-20.0	13	S	1.8	260	1560	1.0	35.0
-21.0	18	S	1.8	260	1560	1.0	35.0
-22.0	25	S	1.8	260	1560	1.0	35.0
-23.0	27	S	1.8	260	1560	1.0	35.0
-24.0	9	S	1.8	260	1560	1.0	35.0
-25.0	37	S	1.8	260	1560	1.0	35.0
-26.0	50		1.8	390	1700		

土層 S: 砂 C: 粘土

第4章 設計例2：共同住宅B

4.2 上部構造の耐震設計

4.2.1 設計用地震力

表 4.2.1-1 に1次設計 (C0=0.2, Z=0.9) の設計用地震力を示す。

表 4.2.1-1 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					
PH2	—	243	410	653	—	—	—	—
PH1	2.7	87	646	733	653	—	0.900	588
R	1.8	94	2446	2540	1386	—	0.900	1247
8	2.8	165	2899	3064	3926	1.955	0.352	1382
7	2.8	165	2923	3088	6990	1.657	0.298	2084
6	2.8	166	3008	3174	10078	1.484	0.267	2693
5	2.8	166	3130	3297	13252	1.357	0.244	3237
4	2.8	166	3150	3316	16548	1.251	0.225	3726
3	2.8	166	3162	3328	19865	1.159	0.209	4145
2	2.8	165	3210	3375	23193	1.077	0.194	4495
1	2.8	13	4771	4784	26567	1.000	0.180	4782

4.2.2 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。

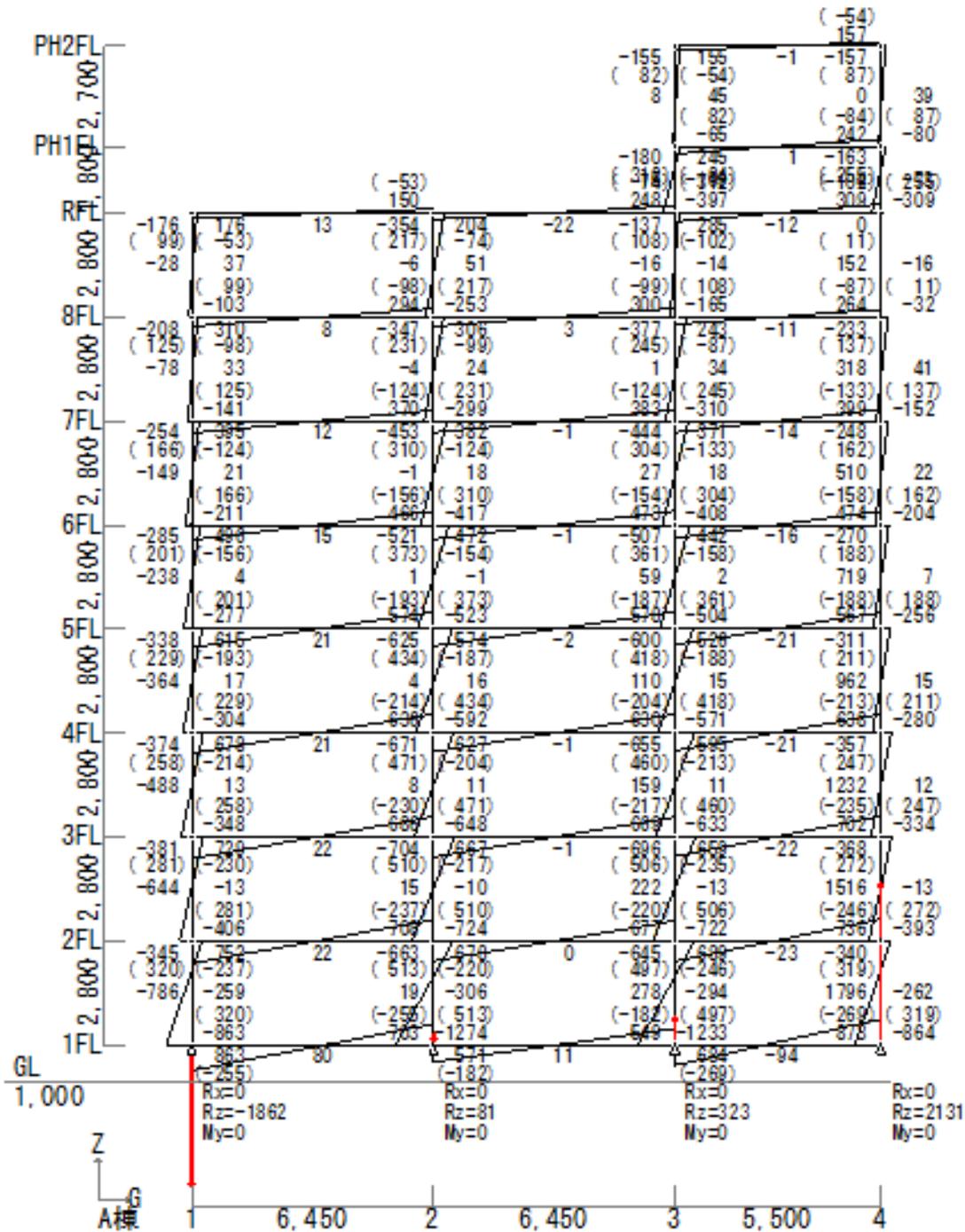


図 4.2.2-1 X方向地震時応力図(D通)

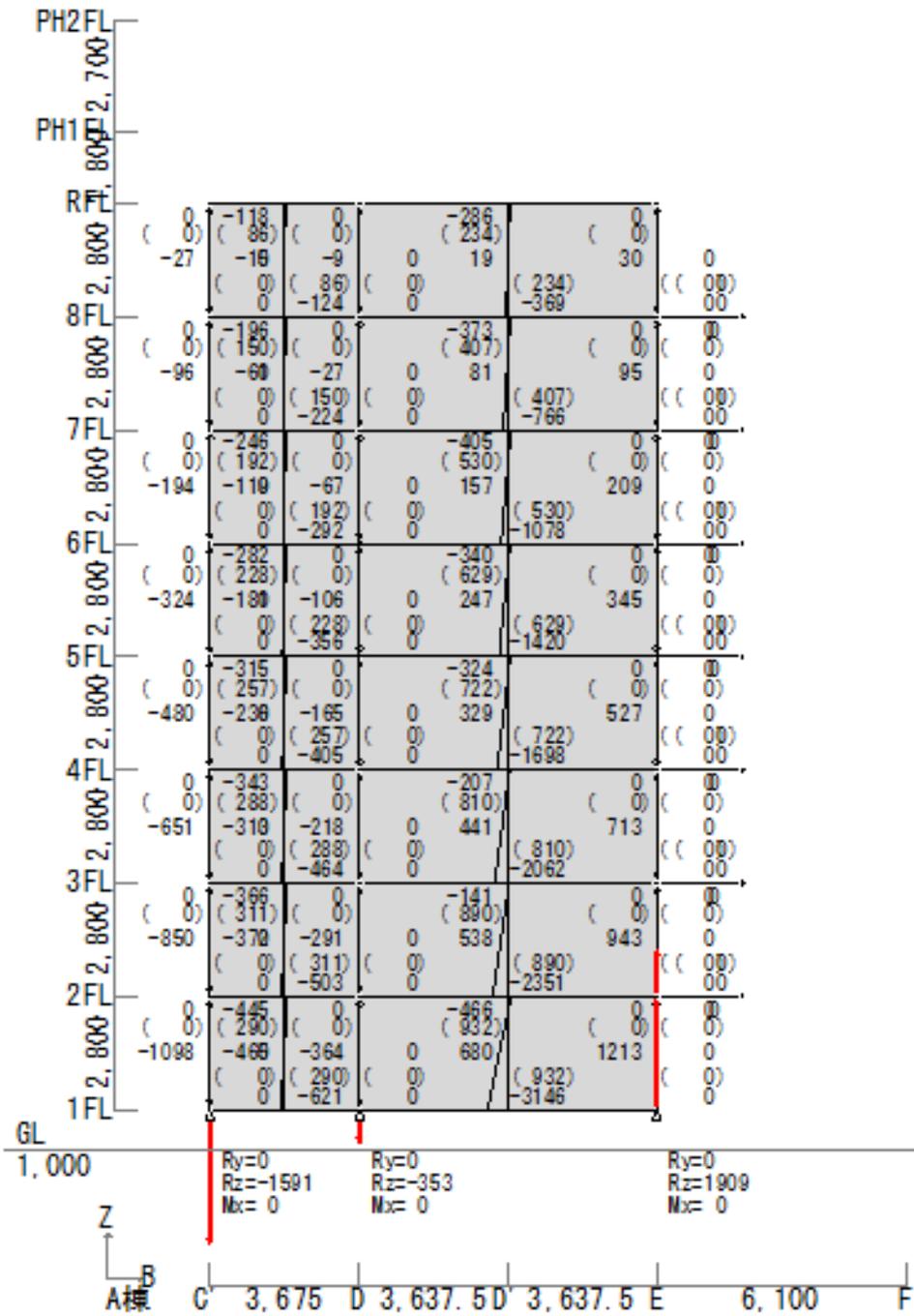


图 4.2.2-2 Y 方向地震時応力図(2 通)

(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。

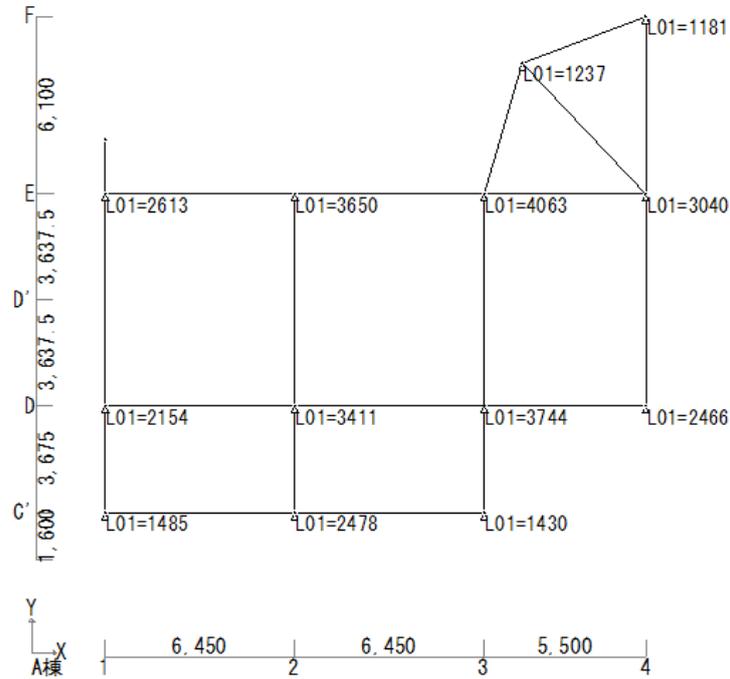


図 4. 2. 2-3 支持反力図 (長期)

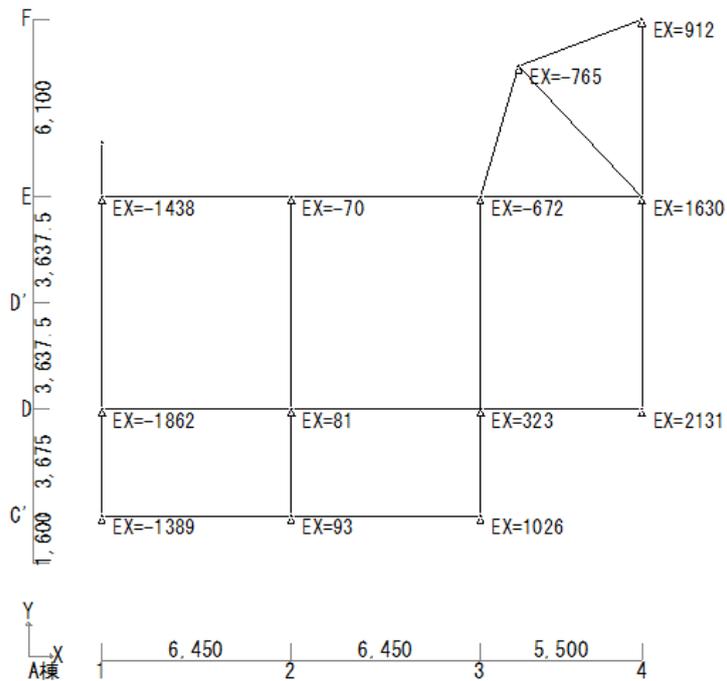


図 4. 2. 2-4 支持反力図 (X 方向地震時)

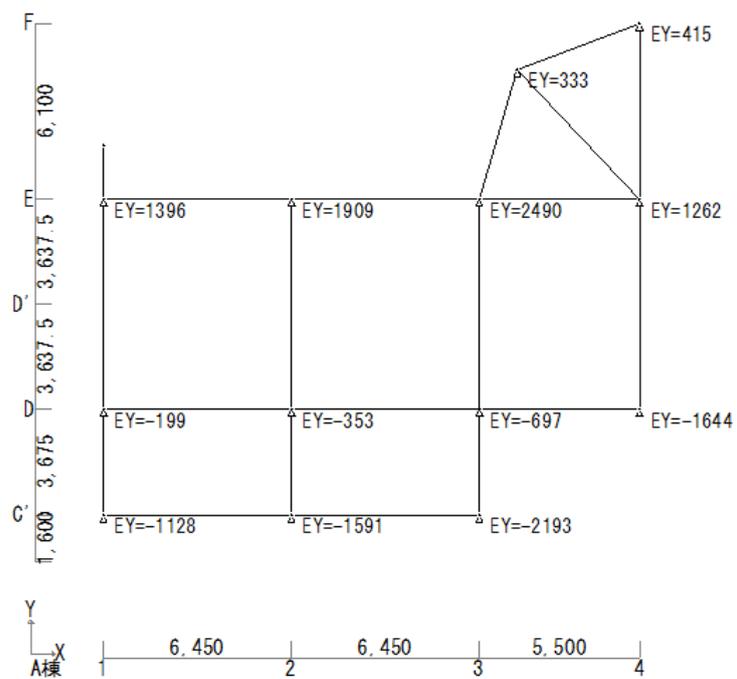


图 4.2.2-5 支持反力图 (Y 方向地震時)

4.2.3 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。

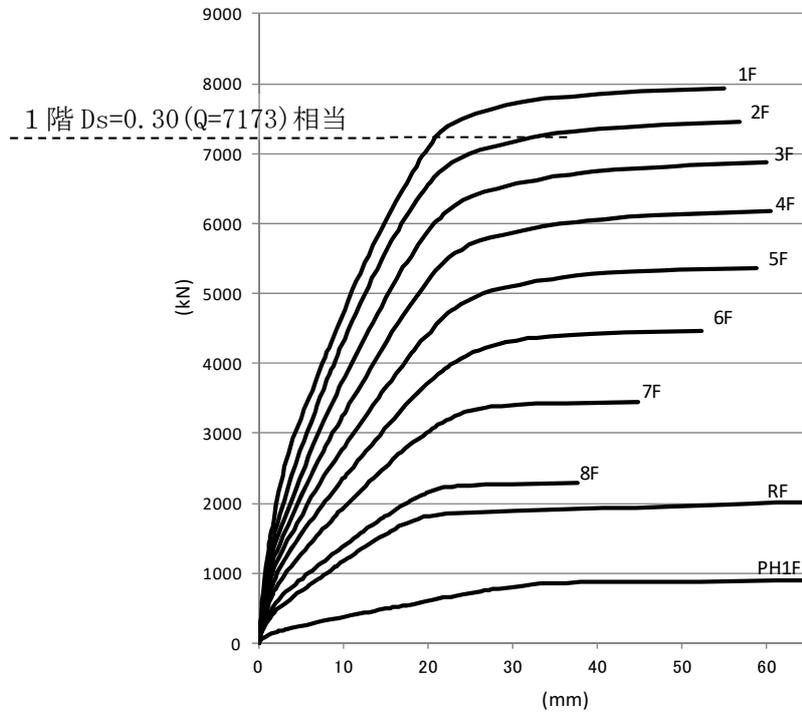


図 4.2.3-1 X 方向 Q- δ 図

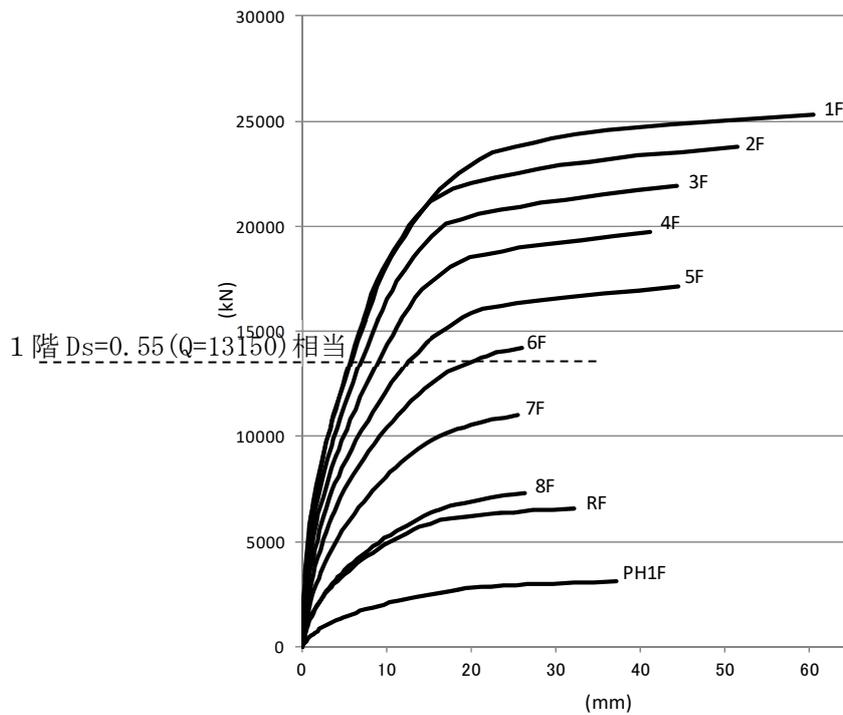


図 4.2.3-2 Y 方向 Q- δ 図

(2) ヒンジ図

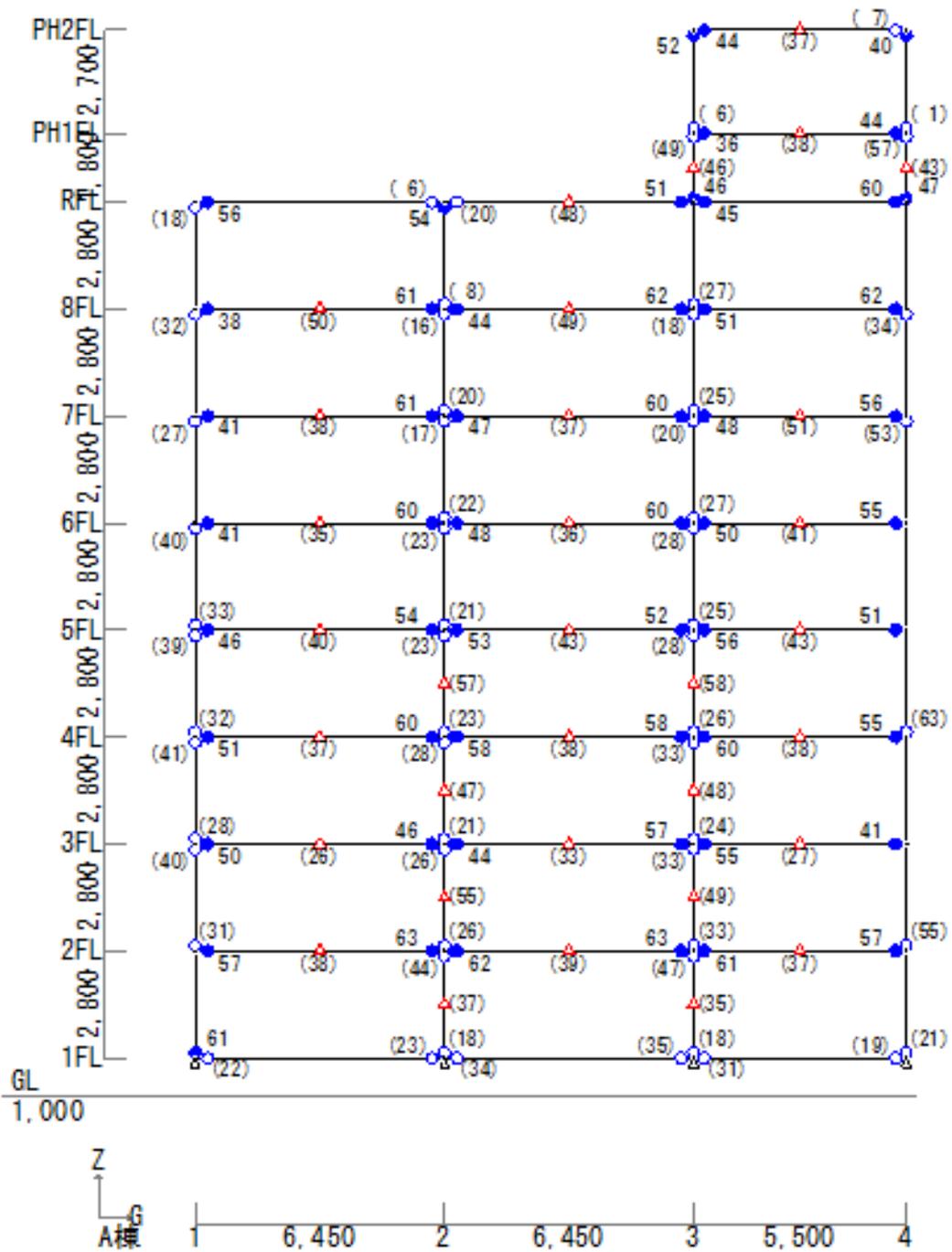


図 4.2.3-3 X 方向ヒンジ図 (D 通)

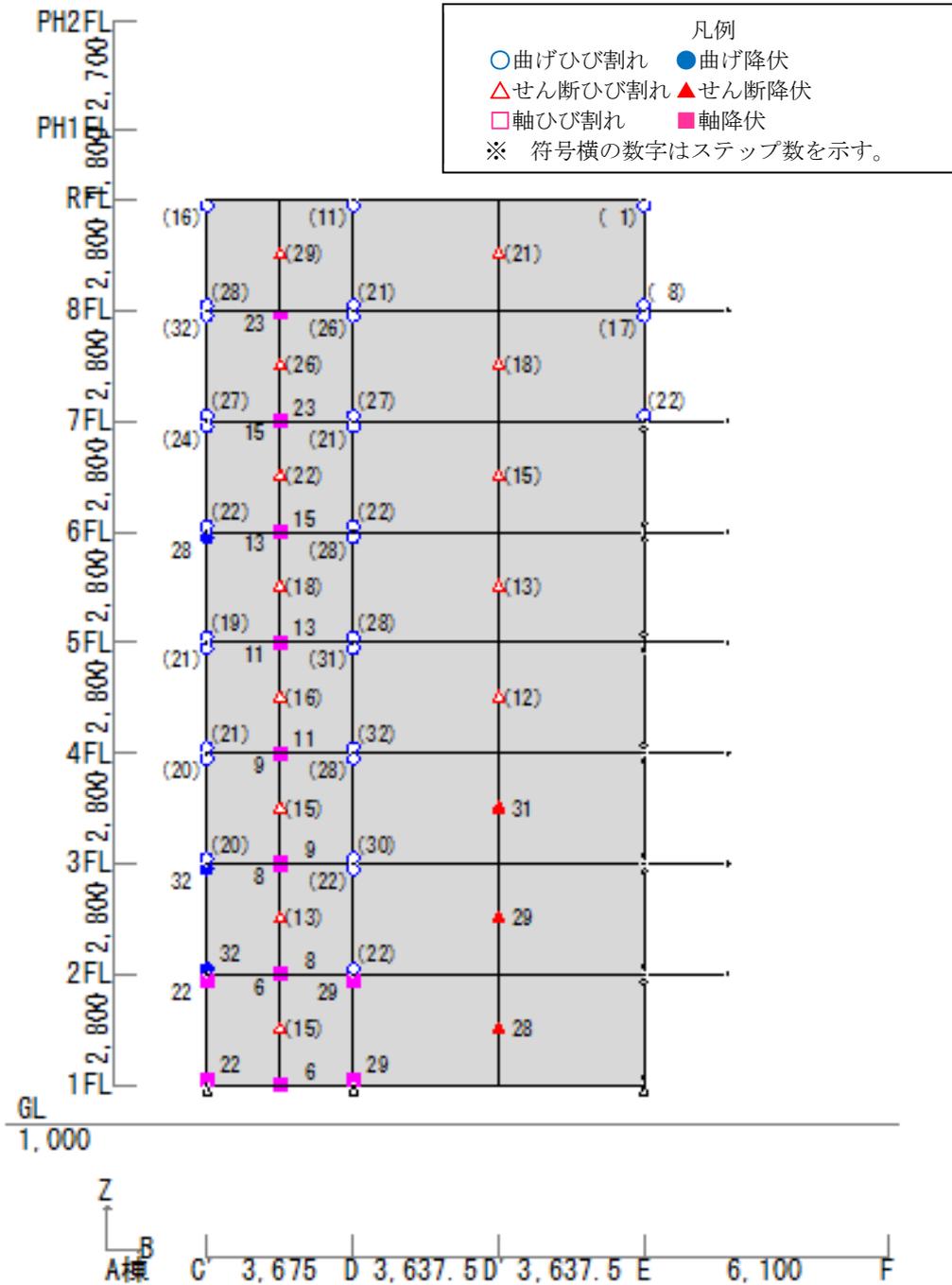


図 4.2.3-4 X 方向ヒンジ図 (D 通)

4.3 基礎構造の1次設計

4.3.1 ケースB1～ケースB3

(1) 設計条件

・杭モデル 単杭モデル（一様地盤）

・杭設計用地震力

上部構造の地震力($C_0=0.20$) $Q_1=4782$ kN

1階部分の重量 $W_1=4784$ kN

基礎重量 $W_f=2415$ kN

地下部設計震度 $K=0.1, Z=0.9$

杭設計用地震力 $\Sigma Q_p = Q_1 + Z \cdot K \cdot (W_1 + W_f) = 5430$ kN

・杭強制変位 考慮しない

・杭設計用軸力 鉛直荷重時および地震時 $C_0=0.20$ 相当時の支点反力を用いる。

・杭工法は、セメントミルク工法による埋込み杭（先端支持力係数 $\alpha=200$ ）とする。

表 4.3.1-1 検討用軸力（設計せん断力時： $C_0=0.2$ ）

X	Y	長期(kN)	水平時軸力(kN)		短期軸力(kN)			
			X	Y	EX+	EX-	EY+	EY-
1	C	1,485	-1,389	-1,125	96	2,874	360	2,610
1	D	2,154	-1,861	-199	293	4,015	1,955	2,352
1	E	2,613	-1,437	1,392	1,175	4,050	4,005	1,221
2	C	2,478	93	-1,590	2,571	2,386	889	4,068
2	D	3,411	81	-352	3,492	3,330	3,059	3,763
2	E	3,650	-70	1,907	3,580	3,720	5,557	1,744
3	C	1,430	1,026	-2,193	2,456	404	-763	3,623
3	D	3,740	323	-697	4,063	3,417	3,043	4,437
3	E	4,062	-672	2,490	3,390	4,734	6,552	1,572
3	F	1,237	-765	334	472	2,001	1,570	903
4	D	2,466	2,131	-1,647	4,597	335	819	4,113
4	E	3,040	1,629	1,265	4,669	1,410	4,304	1,775
4	F	1,181	911	415	2,092	269	1,596	765

(2) 既製杭（杭体・杭頭補強筋）の耐震設計

地震時応力算定方法を以下に示す。

- ・杭体は弾性支承梁とした弾性モデルとし、応力計算は一様地盤中の弾性支承梁の解による。
- ・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」^[4-1]（以下、「基礎指針」）に準じる。

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

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

$N = (2+0+5+5+6) / 5 = 3.6$ （杭天端から 5m）

・杭体の変位(y)が 1.0cm を超えた場合は、水平地盤反力係数を ($y^{-1/2}$) により低減し、杭頭変位が収束するまで繰り返し計算を行う。

- ・群杭係数、基礎の根入れ効果（または、土圧合力ばね）は考慮しない。
- ・杭の曲げ戻し応力による付加軸力を考慮する。

(3) パイルキャップの耐震設計

「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(2018) [4-2] (以下, 「RC規準」(2018)) に基づく方法により検討」する。

(4) 基礎梁の耐震設計

・「RC規準」(2018) [4-2] に基づく方法により検討する。

(5) 1次設計の検討結果

1) 杭工法および地盤概要

- ・ 杭径および杭長： 杭径 1200φ×13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）

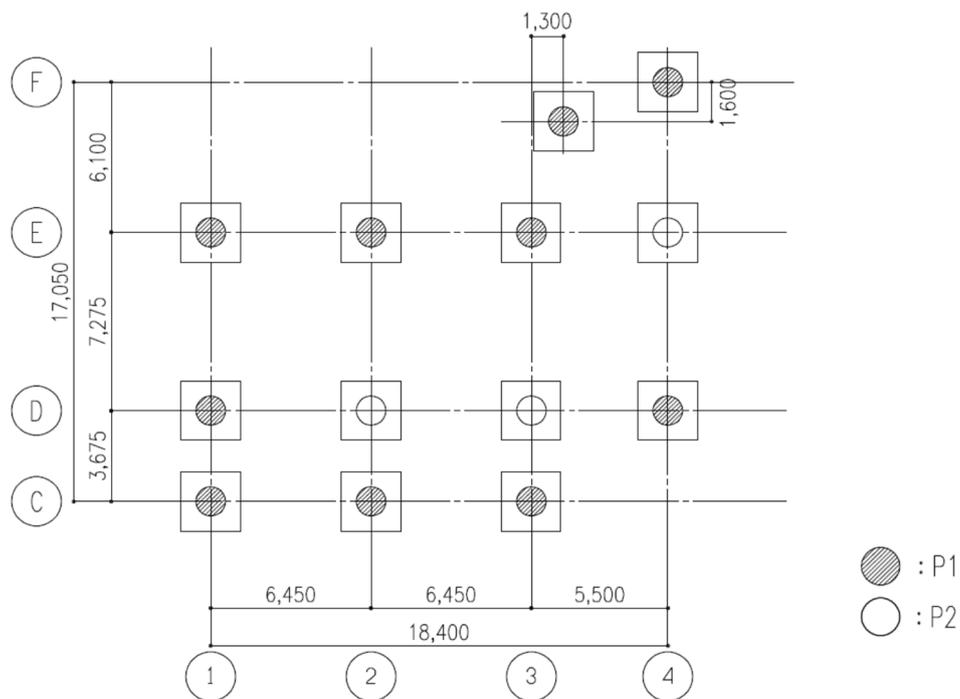


図 4.3.1-1 杭配置

表 4.3.1-2 杭の仕様

	杭径 (mm)	位置	杭種	F_c (N/mm^2)	L (m)	板厚 (mm)
P1	1200	上杭	PHC(C種)	85	5	150
		下杭	PHC(B種)	85	20	150
P2	1200	上杭	PHC(B種)	85	5	150
		下杭	PHC(A種)	85	20	150

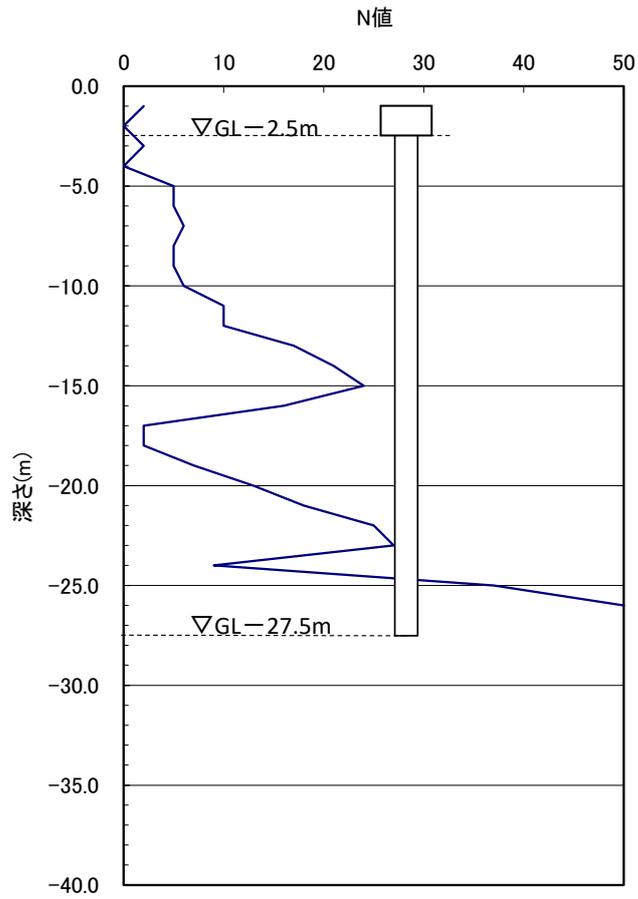


図 4. 3. 1-2 地盤 2 とケース 2 の杭レベル

第4章 設計例2：共同住宅B

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決まる許容支持力は下記(告示式)による。

表 4.3.1-3 鉛直支持力の検討

□PHC杭の許容支持力(告示式、埋め込み杭： $\alpha=200$)

杭符号	P1	P2			
軸径(cm)	120	120			
先端径(cm)	120	120			
先端N値	35	35			
杭長(m)	25.0	25.0			
杭断面Ac (cm ²)	4948	4948			
コンクリート強度Fc (N/mm ²)	85	85			
長期許容応力度fc (N/mm ²)	21	21			
有効プレストレス力 σ_e (N/mm ²)	10	8			
継手低減 α	0	0			
摩擦砂Ns1	5.4	5.4			
摩擦砂Ls1 (m)	5.0	5.0			
摩擦砂Ns2	14.3	14.3			
摩擦砂Ls2 (m)	7.0	7.0			
摩擦砂Ns3	28.6	28.6			
摩擦砂Ls3 (m)	8.5	8.5			
摩擦砂Ns4					
摩擦砂Ls4 (m)					
摩擦粘土qu1 (kN/m ²)	50.0	50.0			
摩擦粘土Lc1 (m)	2.5	2.5			
摩擦粘土qu2 (kN/m ²)	50.0	50.0			
摩擦粘土Lc2 (m)	2.0	2.0			
摩擦粘土qu3 (kN/m ²)	0.0	0.0			
摩擦粘土Lc3 (m)	0.0	0.0			
拡低比率(面積)	1.00	1.00			
軸部周長 Φ (m)	3.77	3.77			
極限周面摩擦抵抗 (kN)	5031	5031			
先端部断面積Ap (m ²)	1.13	1.13			
先端基準支持力 (kN)	7917	7917			
杭重量Wp (kN)	315	315			
長期許容杭材支持力 (kN)	5567	6556			
長期許容地盤支持力 (kN)	4316	4316			
短期許容杭材支持力 (kN)	16081	17071			
短期許容地盤支持力 (kN)	8632	8632			
終局支持力 (kN)	12948	12948			
長期引抜き力 (kN)	1657	1657			
降伏引抜き力 (kN)	2998	2998			
残留引抜き抵抗力 (kN)	3669	3669			
採用長期許容支持力 (kN)	4316	4316			
短期短期許容支持力 (kN)	8632	8632			

計算は告示式による。

極限先端支持力 $P_p = 200 N A_p \quad (N \leq 60)$
 極限周面摩擦抵抗 $P_f = [\sum (3 \cdot 3N_s \cdot L_s) + \sum (q_u/2 \cdot L_c)] \times \Phi \quad (N_s \leq 30, q_u \leq 200 \text{kN/m}^2)$
 長期許容支持力 $\text{MIN}((P_p + P_f)/3, A_c \times (1 - \alpha) \times (f_c - \sigma_e))$
 $q_u = 12.5N (=2C)$

 長期許容引き抜き力 $4/15 \times [\sum (3 \cdot 3N_s \cdot L_s) + \sum (q_u/2 \cdot L_c)] \times \Phi + W_p \quad (N_s \leq 30)$
 短期(降伏)引き抜き力 $8/15 \times [\sum (3 \cdot 3N_s \cdot L_s) + \sum (q_u/2 \cdot L_c)] \times \Phi + W_p \quad (N_s \leq 30)$
 残留引抜き抵抗力(告示/1.2) $1/1.2 \times 12/15 \times [\sum (3 \cdot 3N_s \cdot L_s) + \sum (q_u/2 \cdot L_c)] \times \Phi + W_p \quad (N_s \leq 30)$

・支持反力と支持力比

表 4.3.1-4 設計軸力と支持力比

□杭符号

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			P1	P1
Y_ E	P1	P1	P1	P2
Y_ D	P1	P2	P2	P1
Y_ C	P1	P1	P1	

□長期軸力(kN/本)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			1,237	1,181
Y_ E	2,613	3,650	4,062	3,040
Y_ D	2,154	3,411	3,740	2,466
Y_ C	1,485	2,478	1,430	

□長期支持力比

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			0.29	0.27
Y_ E	0.61	0.85	0.94	0.70
Y_ D	0.50	0.79	0.87	0.57
Y_ C	0.34	0.57	0.33	

長期支持反力(kN/本)と支持力比

□短期軸力(kN/本)

X正(→)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			472	2,092
Y_ E	1,175	3,580	3,390	4,669
Y_ D	293	3,492	4,063	4,597
Y_ C	96	2,571	2,456	

Y正(↑)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			1,570	1,596
Y_ E	4,005	5,557	6,552	4,304
Y_ D	1,955	3,059	3,043	819
Y_ C	360	889	-763	

X負(←)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			2,001	269
Y_ E	4,050	3,720	4,734	1,410
Y_ D	4,015	3,330	3,417	335
Y_ C	2,874	2,386	404	

Y正(↓)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			903	765
Y_ E	1,221	1,744	1,572	1,775
Y_ D	2,352	3,763	4,437	4,113
Y_ C	2,610	4,068	3,623	

短期支持反力(kN/本)

□短期支持力比

X正(→)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			0.05	0.24
Y_ E	0.14	0.41	0.39	0.54
Y_ D	0.03	0.40	0.47	0.53
Y_ C	0.01	0.30	0.28	

Y正(↑)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			0.18	0.18
Y_ E	0.46	0.64	0.76	0.50
Y_ D	0.23	0.35	0.35	0.09
Y_ C	0.04	0.10	-0.25	

X負(←)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			0.23	0.03
Y_ E	0.47	0.43	0.55	0.16
Y_ D	0.47	0.39	0.40	0.04
Y_ C	0.33	0.28	0.05	

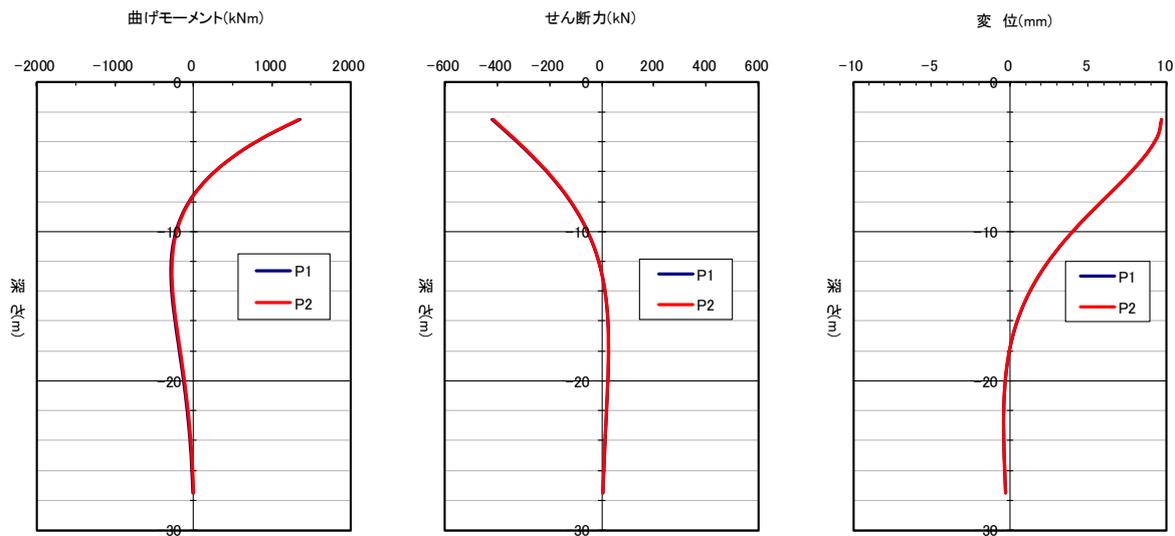
Y正(↓)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			0.10	0.09
Y_ E	0.14	0.20	0.18	0.21
Y_ D	0.27	0.44	0.51	0.48
Y_ C	0.30	0.47	0.42	

短期支持力比 (符号マイナスは引抜側)

第4章 設計例2：共同住宅B

3) 水平時の杭応力の算定



	P1	P2
杭頭曲げモーメント M_0 (kNm)	1353	1346
地中部最大曲げモーメント M_{max} (kN)	281	280
杭頭せん断力 Q_p (kN)	418	417
地中部せん断力 Q (kN)	138	137
杭頭変位 δ (mm)	9.7	9.7
$1/\beta$ (m)	6.5	6.5

図 4.3.1-3 杭応力と水平変位

4) 付加曲げを考慮した杭軸力の算定

基礎梁を格子梁にモデル化し、杭頭曲げモーメントを考慮して算出する。基礎底から基礎梁下端までの距離は200mmとする。

$$M = M_p + Q_p \times (H/2 + 0.20)$$

M：基礎梁設計用の杭頭曲げモーメント

M_p：杭頭曲げモーメント

Q_p：杭頭せん断力

H：基礎梁せい (H=2.5m)

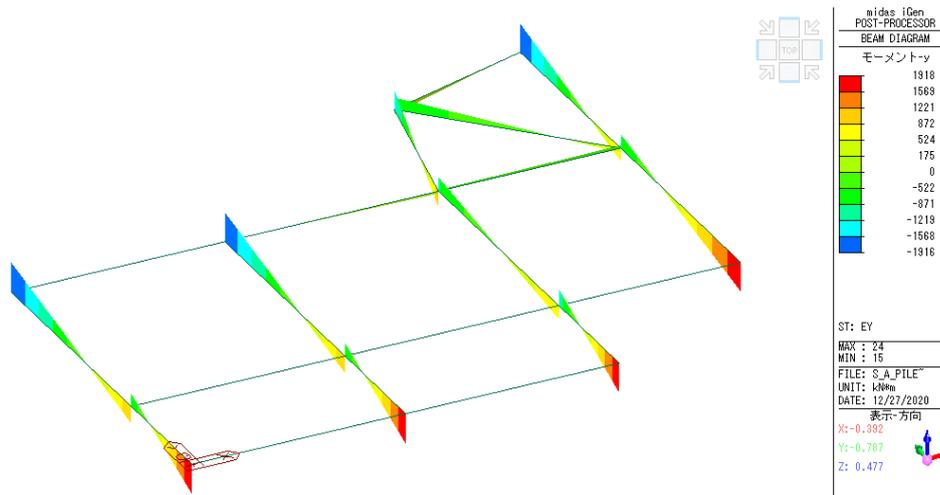


図 4.3.1-4 格子梁モデル (Y方向加力時)

表 4.3.1-5 付加曲げを考慮した支持点反力

□短期軸力(kN/本)

X正(→)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_F			-427	2,744
Y_E	698	3,815	3,111	5,469
Y_D	-187	3,742	3,750	5,112
Y_C	-350	2,571	2,896	

Y正(↑)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_F			2,173	2,099
Y_E	4,412	5,998	6,238	4,104
Y_D	2,294	3,397	3,634	432
Y_C	-391	140	-1,584	

X負(←)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_F			2,900	-383
Y_E	4,528	3,486	5,013	611
Y_D	4,494	3,080	3,730	-180
Y_C	3,319	2,386	-36	

Y正(↓)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_F			300	263
Y_E	813	1,303	1,886	1,976
Y_D	2,013	3,425	3,846	4,500
Y_C	3,360	4,817	4,444	

短期支持反力(kN/本)

□短期支持力比

X正(→)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_F			-0.14	0.32
Y_E	0.08	0.44	0.36	0.63
Y_D	-0.06	0.43	0.43	0.59
Y_C	-0.12	0.30	0.34	

Y正(↑)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_F			0.25	0.24
Y_E	0.51	0.69	0.72	0.48
Y_D	0.27	0.39	0.42	0.05
Y_C	-0.13	0.02	-0.53	

X負(←)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_F			0.34	-0.13
Y_E	0.52	0.40	0.58	0.07
Y_D	0.52	0.36	0.43	-0.06
Y_C	0.38	0.28	-0.01	

Y正(↓)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_F			0.03	0.03
Y_E	0.09	0.15	0.22	0.23
Y_D	0.23	0.40	0.45	0.52
Y_C	0.39	0.56	0.51	

短期支持力比 (符号マイナスは引抜側)

5) 杭体の検討

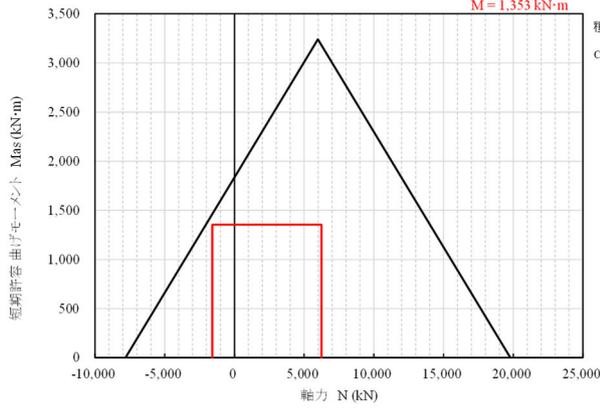
表 4.3.1-6 設計応力

杭体の設計応力

符 号	設計用軸力 (kN)		曲げモーメント					せん断力				
			存在応力 (kNm)		応力 割増し n	設計用応力 (kNm)		存在応力 (kN)		応力 割増し n	設計用応力 (kN)	
	最小	最大	杭頭部	地中部		杭頭部	地中部	杭頭部	地中部		杭頭部	地中部
P1	-1584	6238	1353	281	1.0	1353	281	418	138	1.5	627	207
P2	611	5469	1346	280	1.0	1346	280	417	137	1.5	626	206

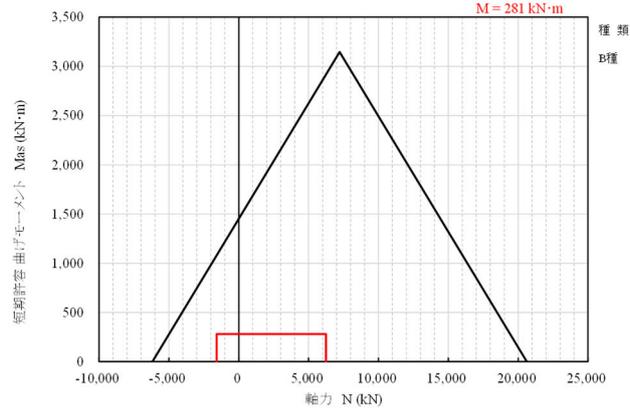
JP-PHC 85 パイル
φ1,200(標準厚) 短期許容

$N_{max} = 6,238 \text{ kN}$
 $N_{min} = -1,584 \text{ kN}$
 $M = 1,353 \text{ kN}\cdot\text{m}$



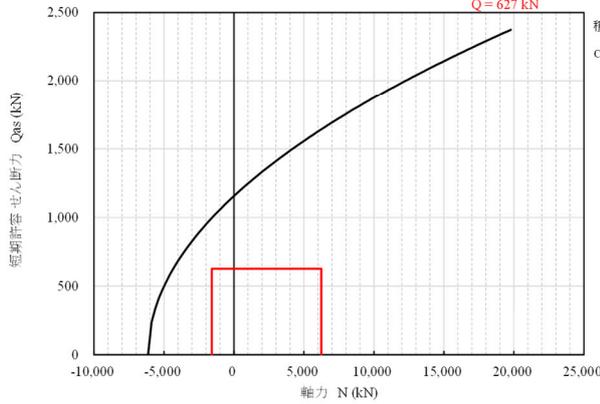
JP-PHC 85 パイル
φ1,200(標準厚) 短期許容

$N_{max} = 6,238 \text{ kN}$
 $N_{min} = -1,584 \text{ kN}$
 $M = 281 \text{ kN}\cdot\text{m}$



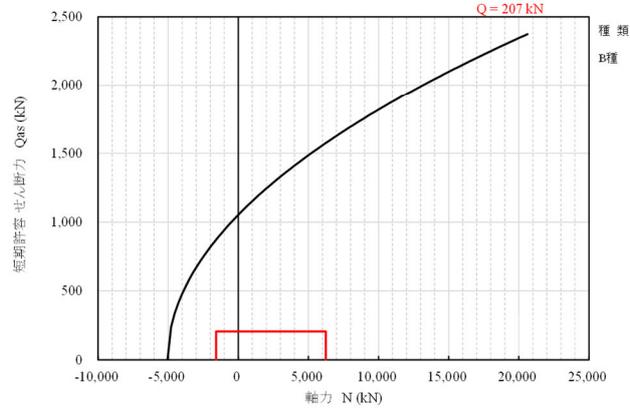
JP-PHC 85 パイル
φ1,200(標準厚) 短期許容

$N_{max} = 6,238 \text{ kN}$
 $N_{min} = -1,584 \text{ kN}$
 $Q = 627 \text{ kN}$



JP-PHC 85 パイル
φ1,200(標準厚) 短期許容

$N_{max} = 6,238 \text{ kN}$
 $N_{min} = -1,584 \text{ kN}$
 $Q = 207 \text{ kN}$

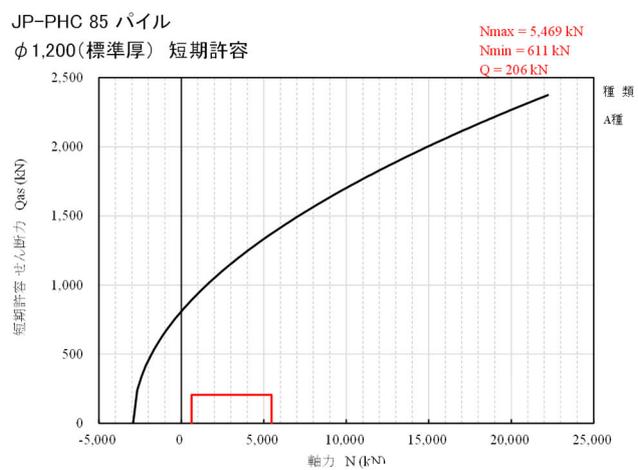
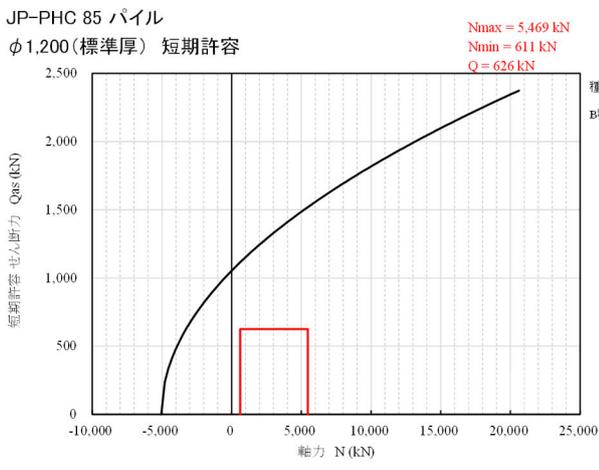
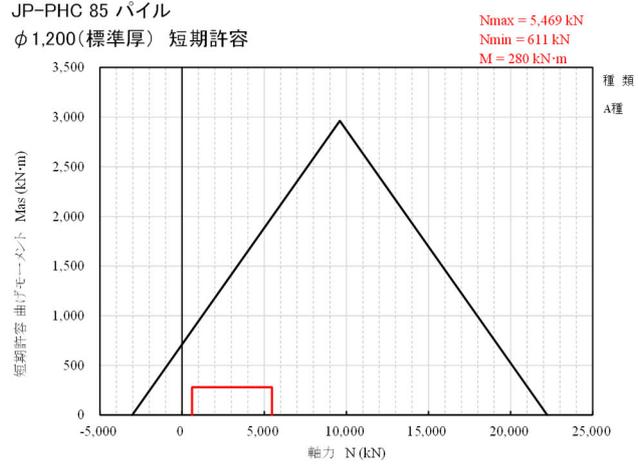
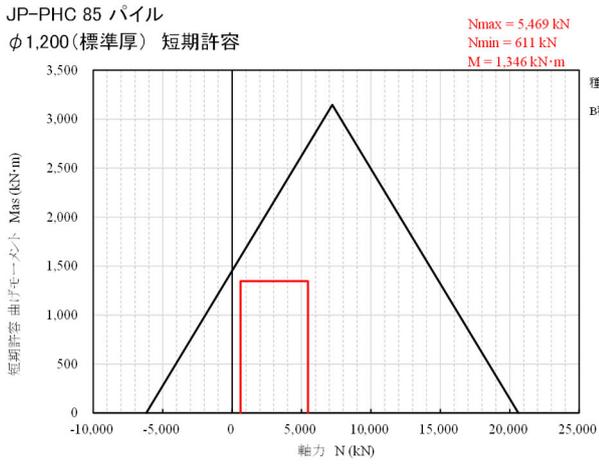


P1 (上杭)

P1 (下杭)

図 4.3.1-5 N-M, N-Q 相関図

第4章 設計例2：共同住宅B



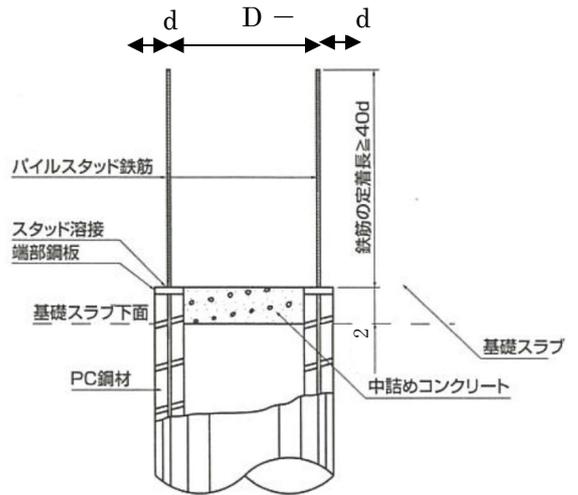
P2 (上杭)

P2 (下杭)

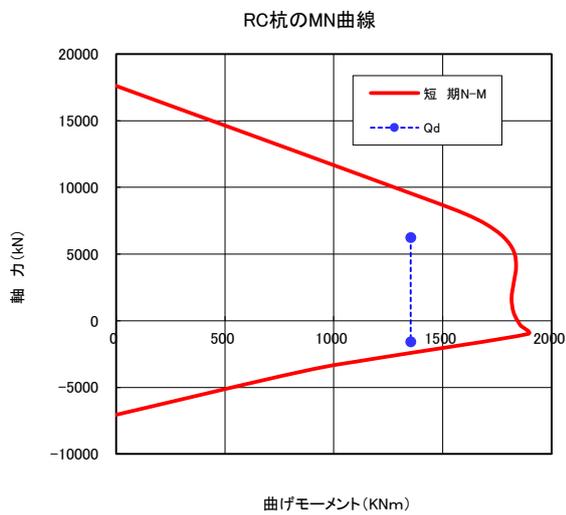
図 4.3.1-6 N-M, N-Q 相関図

6) 杭頭補強筋の検討

	P1	P2
杭径 $D(\text{mm})$	1200	1200
板厚 $t(\text{mm})$	150	150
コンクリート強度 $F_c(\text{N}/\text{mm}^2)$	27	27
鉄筋材質	SD390	SD390
仮想RC断面 $D(\text{mm})$	1250	1250
鉄筋位置 $d_t(\text{mm})$	100	100
鉄筋本数	28-D29	20-D29
$P_g(\%)$	1.47	1.05
鉄筋ピッチ (mm)	118	165

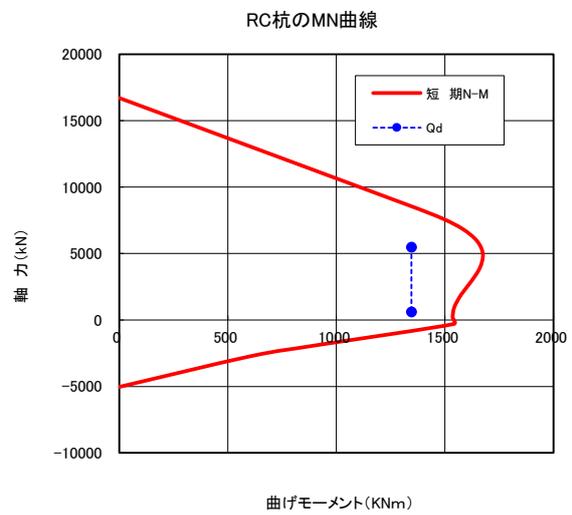


仮想RC断面



曲げモーメント (KNm)

P1



曲げモーメント (KNm)

P2

図 4.3.1-7 杭頭接合部の N-M 相関図

第4章 設計例2：共同住宅B

7) 基礎梁の検討

連層耐震壁の基礎梁に対して、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、設計用せん断力を1.5倍に割り増して検討を行う。

表 4.3.1-7 基礎梁の検討

□基礎梁の短期許容曲げモーメントの検討

設計応力

外端(3,C通り) Md: 1,917 kNm
 内端(3,D通り) Md: 1,099 kNm

符号		B	D	鉄筋 重心 位置 (mm)	d (mm)	配筋	at (mm ²)	pt (%)	σ_y (N/mm ²)	Ma _F (kNm)	Md (kNm)	Mu _F /Md (≥1.0)
		(mm)	(mm)									
FGX1	C・E端	500	2300	150	2150	6 - D25	3,042	0.28	345	2,031	1,917	1.06
	D端	500	2300	150	2150	4 - D25	2,028	0.19	345	1,354	1,099	1.23

$Ma_F = 0.875a_t \cdot \sigma_y \cdot d$

□基礎梁の短期許容せん断力の検討

設計応力

Qd: 1,232 kNm (=821 × 1.5 ,3,C-D通り)

符号	B (mm)	D (mm)	鉄筋 重心 位置 (mm)	d (mm)	F _c (N/mm ²)	sfs (N/mm ²)	せん断補強筋				
							ピッチ (mm)	at (mm ² /本)	本数	pw <1.2 (%)	wσ _y (N/mm ²)
FGX1	500	2300	150	2150	27	1.14	200	127	2	0.254	295

符号	M (kNm)	Q (kN)	Qd (kN)	M/(Q·d)	α	j (mm)	sQa (kN)	sQa/Qd (≥1.0)	備考
FGX1	1,917	821	1,232	1.1	1.9	1,881	2,131	1.73	

8) パイルキャップの検討

「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(2018) [4-2]では、1本杭についての設計方法について記載はない。

「鉄筋コンクリート構造配筋指針・同解説」(2010) [4-3]では1本杭で偏心がない場合、場所打ち杭の仕様では、「柱直下に場所打ち杭ある場合は基礎筋の計算の必要はないが、場所打ち杭筋の拘束や基礎との連続性を考慮してはかま筋と同様に設計者の判断によって配筋される。」と記載されている。

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。

9) 一次設計の検討結果のまとめ

表 4.3.1-8 部材断面リスト一覧（一次設計）

・杭リスト

鉄筋材質：SD390

	杭径 (mm)	位置	杭種	F_c (N/mm^2)	L (m)	板厚 (mm)	杭頭接合筋
P1	1200	上杭	PHC(C種)	85	5	150	28-D29
		下杭	PHC(B種)	85	20	150	
P2	1200	上杭	PHC(B種)	85	5	150	20-D29
		下杭	PHC(A種)	85	20	150	

・基礎梁リスト

鉄筋材質：D13(SD295A),D25(SD345)
コンクリート強度： F_c27

符号		FGX1	
B×D		500×2300	
位置		外端(C,E端)[D,F端]	内端(D端)[E端]
上端筋	一段	4-D25	4-D25
	二段	2-D25	—
下端筋	二段	2-D25	—
	一段	4-D25	4-D25
スターラップ		D13-2-@200	

・基礎リスト

鉄筋材質：D13,D16(SD295A), D29(SD390)

コンクリート強度： F_c27

符号	F1(P1杭)	F2(P2杭)	備考
B×D×H	2400×2400×1500		
はかま上筋	13-D13		
はかま縦筋	13-D13		
はかま横筋	8-D13		
ベース筋	13-D19		

4.4 基礎構造の2次設計及び保証設計

4.4.1 ケースB1：ランクA

(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)
- 杭モデル 群杭フレームモデル (多層地盤モデル)
- 基礎梁 剛体とする。
- 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相当 ($D_s=0.55$) を水平力とする。
地上部分の慣性力 ${}_B Q_2 = 4782 \times 0.55 / 0.2 = 13151 \text{ kN}$
地下部設計震度 ($K = 0.4, Z = 0.9$) を水平力とする。
 $W_1 = 4784 \text{ kN}$
 $W_f = 7068 \text{ kN}$
地下部分の慣性力 ${}_f Q_2 = Z \cdot K \cdot (W_1 + W_f) = 4267 \text{ kN}$
- 杭設計の支持反力は、一次設計時の水平支点反力を必要保有水平耐力と設計せん断力の比率で割り増した支点反力を用いる。
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 (先端支持力係数 $\alpha = 200$) とする。

表 4.4.1-1 $D_s=0.55$ の終局時支持点反力 (kN)

Y正(↑)					Y正(↓)				
	X_1	X_2	X_3	X_4		X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			2,154	2,323	Y_ F			319	38
Y_ E	6,441	8,894	10,909	6,517	Y_ E	-1,216	-1,593	-2,786	-438
Y_ D	1,608	2,443	1,824	-2,064	Y_ D	2,700	4,380	5,656	6,996
Y_ C	-1,609	-1,893	-4,601		Y_ C	4,579	6,850	7,461	

第4章 設計例2：共同住宅B

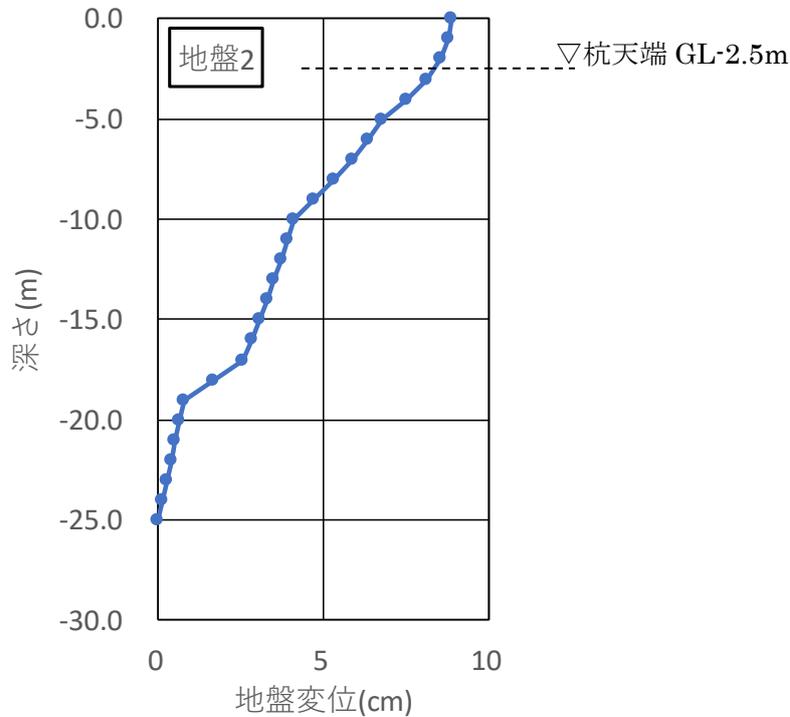
・杭強制変位

地盤変位は、応答スペクトル法とする。

表 4.4.1-2 地盤2の地盤変位の深さ方向分布 (Z=0.9)

地盤2 層番号	層厚 Hi (m)	上面深度 (m)	土質	式(例2.1) 式(例2.2)		初期S波 速度 Vsoi (m/s)	式(4.5.8) 式(4.5.9)		式(4.5.7)		式(4.5.10)		地盤の 水平変位 Dmax × u ^{*i} (cm)
				単位体積 重量 γi (kN/m ³)	質点質量 mi (Mg)		() ^α β	等価S波 速度 Vsei (m/s)	等価せん断 ばね剛性 ki (kN/m)	仮の無次元化 水平変位 Σ (mi*ui)	調整した無次元化 水平変位 ui	調整した無次元化 水平変位 u ^{*i}	
1	1.0	0.0	cray	18	0.918	110	0.452	49.77	4549	0.918	1.000	1.000	8.88
2	1.0	-1.0		18	1.837	110	0.452	49.77	4549	2.743	0.993	0.990	8.79
3	1.0	-2.0		18	1.837	110	0.452	49.77	4549	4.531	0.974	0.961	8.53
4	1.0	-3.0		18	1.837	110	0.452	49.77	4549	6.259	0.941	0.913	8.10
5	1.0	-4.0	sand	18	1.837	110	0.452	49.77	4549	7.904	0.895	0.846	7.51
6	1.0	-5.0		16	1.735	150	0.510	76.56	9569	9.358	0.838	0.761	6.76
7	1.0	-6.0		16	1.633	150	0.510	76.56	9569	10.674	0.806	0.714	6.34
8	1.0	-7.0		16	1.633	150	0.510	76.56	9569	11.930	0.769	0.660	5.86
9	1.0	-8.0		16	1.633	150	0.510	76.56	9569	13.119	0.728	0.599	5.32
10	1.0	-9.0		16	1.633	150	0.510	76.56	9569	14.234	0.683	0.532	4.73
11	1.0	-10.0	sand	18	1.735	210	0.678	142.48	37285	15.335	0.634	0.460	4.09
12	1.0	-11.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	16.475	0.621	0.440	3.91
13	1.0	-12.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	17.588	0.606	0.419	3.72
14	1.0	-13.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	18.673	0.591	0.396	3.51
15	1.0	-14.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	19.727	0.574	0.372	3.30
16	1.0	-15.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	20.750	0.557	0.346	3.07
17	1.0	-16.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	21.739	0.538	0.319	2.83
18	1.0	-17.0		cray	17	1.786	150	0.530	79.52	10970	22.666	0.519	0.290
19	1.0	-18.0	17		1.735	150	0.530	79.52	10970	23.449	0.451	0.190	1.69
20	1.0	-19.0	sand	18	1.786	260	0.776	201.66	74695	24.129	0.381	0.086	0.77
21	1.0	-20.0		18	1.837	260	0.776	201.66	74695	20.408	0.370	0.071	0.63
22	1.0	-21.0		18	1.837	260	0.776	201.66	74695	21.071	0.361	0.057	0.51
23	1.0	-22.0		18	1.837	260	0.776	201.66	74695	21.718	0.352	0.044	0.39
24	1.0	-23.0		18	1.837	260	0.776	201.66	74695	22.346	0.342	0.029	0.26
25	1.0	-24.0		18	1.837	260	0.776	201.66	74695	22.957	0.333	0.015	0.13
基礎	1.0	-25.0		18		390					0.322	0.000	0.00

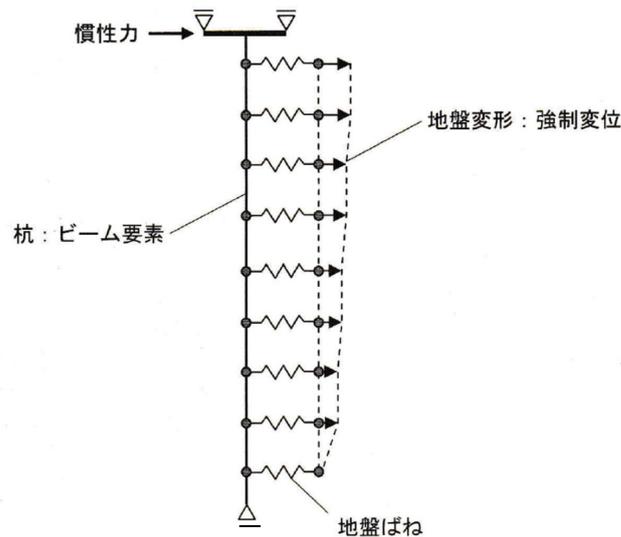
To= 0.594 式(4.5.6)
 α = 1.856 式(4.5.3)
 Rzo= 0.465 式(4.5.5)
 β = 0.627 式(4.5.9)
 Dmax= 8.878 式(4.5.1)



(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「midas iGen」（マイダスアイシャパン）を使用する。自動増分制御法により20ステップで計算を行う。
- ・設計用応力は、建物周期（略算周期）と等価地盤周期より、「基礎指針」^[4-1]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「基礎指針」^[4-1]に準じて、群杭係数($\xi = 0.73$)を考慮した非線形ばねを用いる。
- ・土圧合力ばねは、「基礎指針」^[4-1]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。
- ・検討方向は、変動軸力が大きいY方向とする。



付図 1.3.113 解析モデル（簡易法）

図 4.4.1-1 杭応力解析モデル図

第4章 設計例 2: 共同住宅 B

表 4.4.1-3 地盤モデル

□地盤モデル

群杭係数
杭本数Nb: 13
杭間隔R: 4.81
杭径B(m): 1.20
杭間隔比R/B: 4.01
e: 0.79
ε: 0.73
建物面積(㎡): 207.9
等価面積に置換した正方形の1辺(m): 14.4

Table with columns: No., 土質, 深さ(m), 層厚H(m), γ, γ', σz', N値, E0, 液化化低減βL, 群杭係数ξ, k10, φ, Kp, Py, C0, Py, Py. Includes parameters μ: 1.40 and λ: 9.00. Rows represent different soil layers with various properties and values.

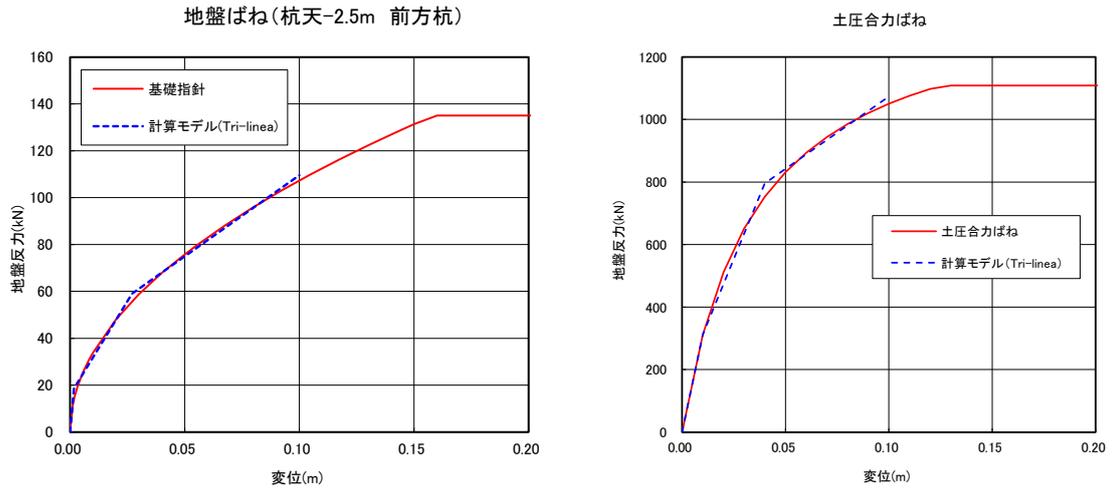


図 4.4.1-2 地盤ばね

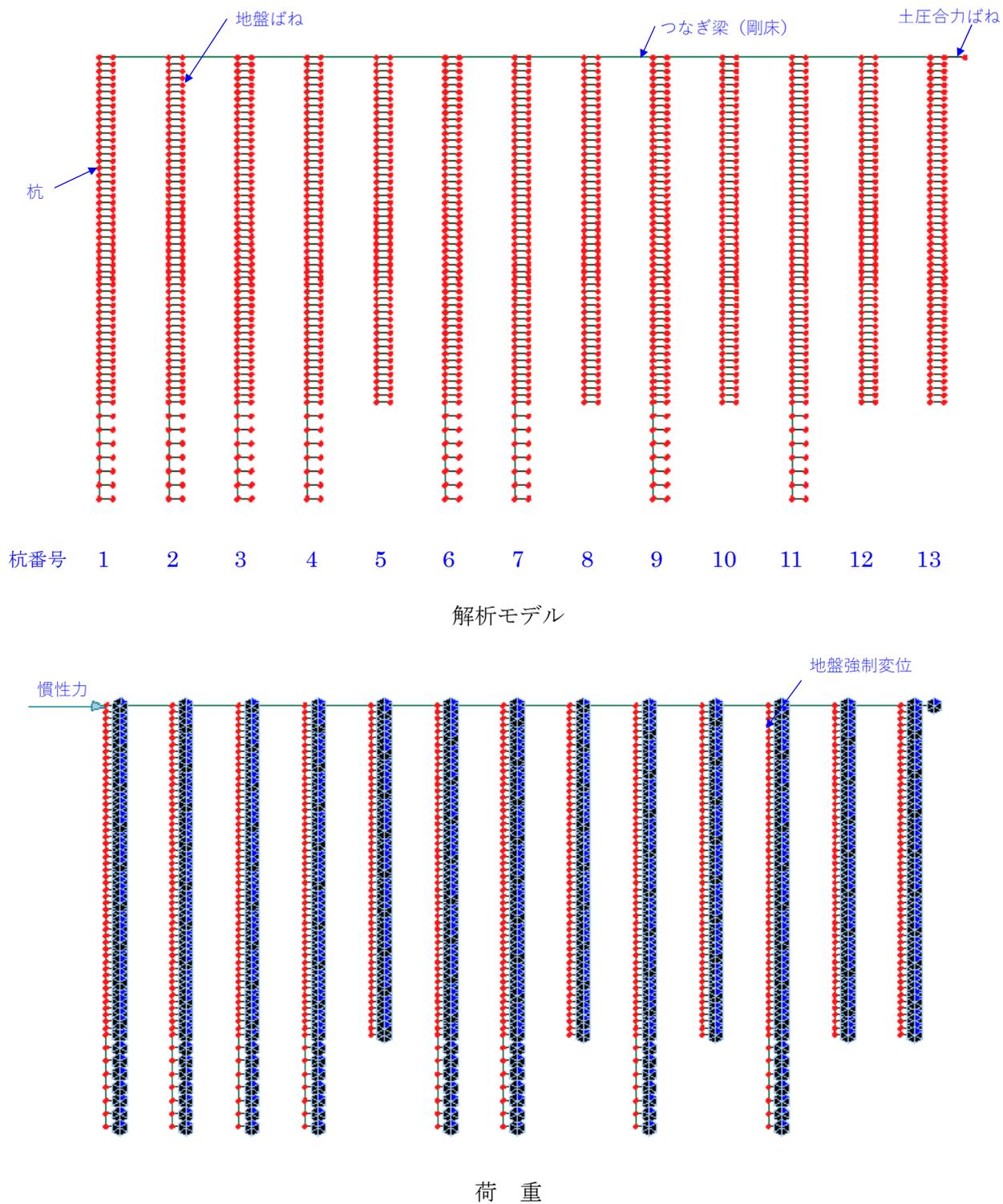


図 4. 4. 1-3 解析モデルおよび荷重

(3) 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）」^[4-4]（以下、「RC基礎指針（案）」）に基づく方法による。

(4) パイルキャップの耐震設計

- 1) 「RC基礎指針（案）」^[4-4]に基づく方法
- 2) 既往学術論文^[4-5]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）pp595-596 2018年9月

(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×13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）

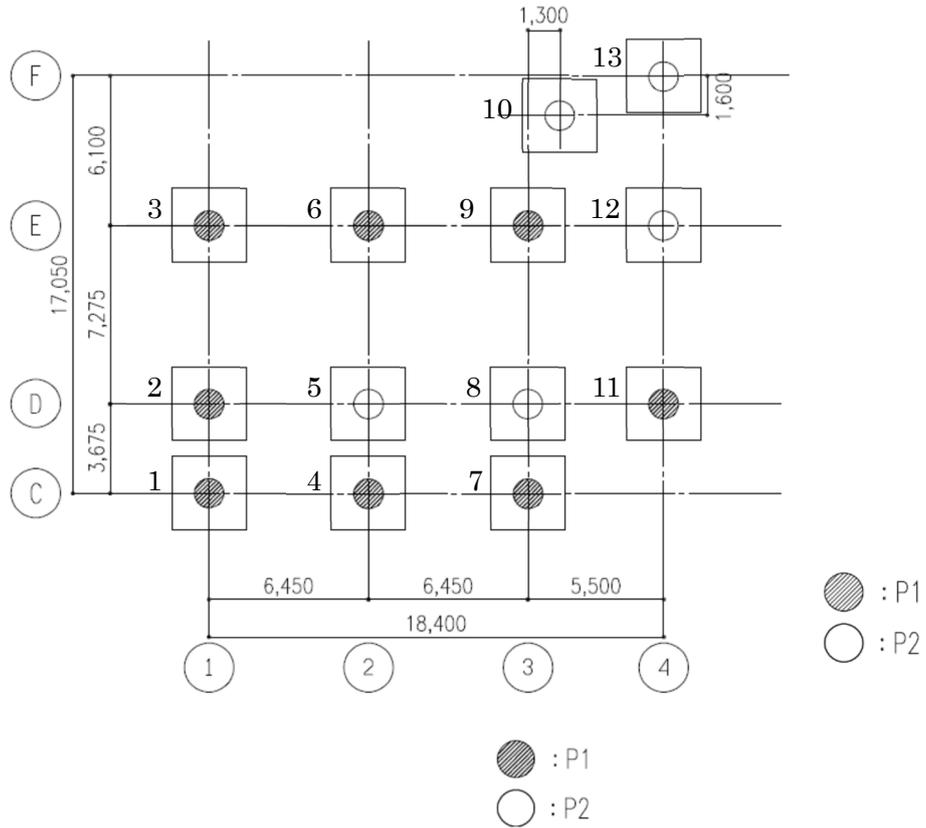


図 4. 4. 1-4 杭配置

表 4. 4. 1-4 杭の仕様

	杭径 (mm)	位置	杭種	Fc (N/mm ²)	L (m)	板厚 (mm)
P1	1200	上杭	SC(t=22mm,SKK490)	105	11	150
		下杭	SC(t=12mm,SKK490)	80	21	150
P2	1200	上杭	SC(t=16mm,SKK490)	80	11	150
		下杭	PHC(B種)	85	14	150

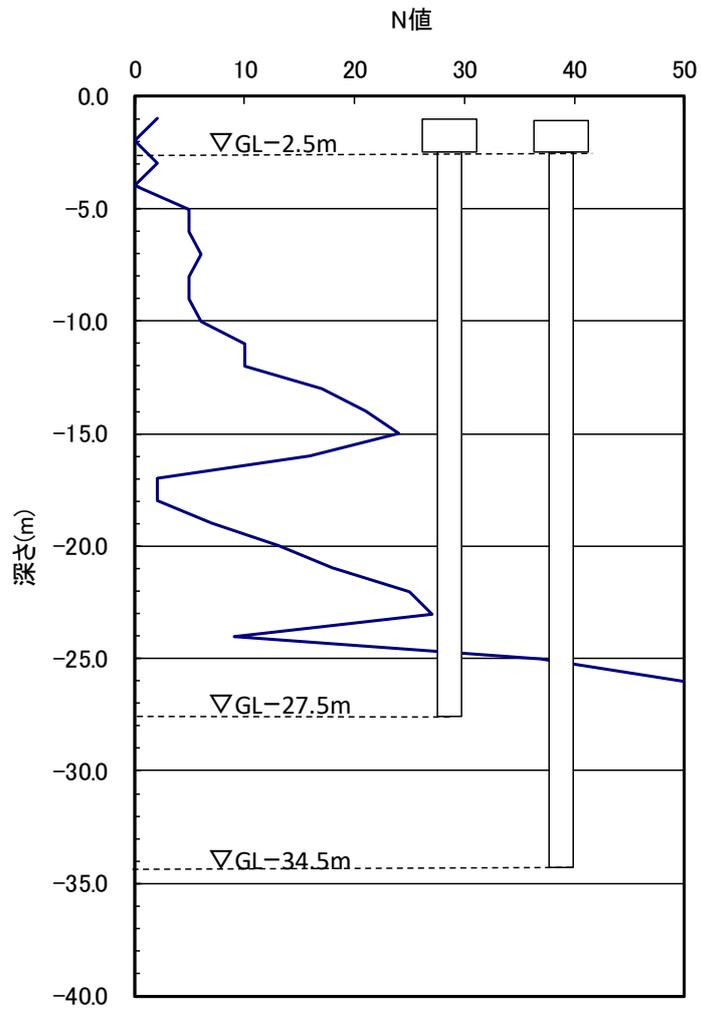


図 4.4.1-5 地盤2 とケース2 の杭レベル

第4章 設計例2：共同住宅B

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 4.4.1-5 鉛直支持力および引抜抵抗力

□PHC杭の許容支持力(告示式、埋め込み杭： $\alpha=200$)

杭符号	P1(変更前)	P1(変更後)	P2
軸径(cm)	120	120	120
先端径(cm)	120	120	120
先端N値	50	50	35
杭長(m)	32.0	48.0	25.0
杭断面Ac(cm ²)	4948	4948	4948
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	80	80	85
長期許容応力度fc(N/mm ²)	23	23	21
有効プレストレスカ σ_e (N/mm ²)	0	0	8
継手低減 α	0	0	0
摩擦砂Ns1	5.4	5.4	5.4
摩擦砂Ls1(m)	5.0	5.0	5.0
摩擦砂Ns2	14.3	14.3	14.3
摩擦砂Ls2(m)	7.0	7.0	7.0
摩擦砂Ns3	28.6	28.6	28.6
摩擦砂Ls3(m)	8.0	8.0	8.5
摩擦砂Ns4	30.0	30.0	
摩擦砂Ls4(m)	7.5	23.5	
摩擦粘土qu1(kN/m ²)	50.0	50.0	50.0
摩擦粘土Lc1(m)	2.5	2.5	2.5
摩擦粘土qu2(kN/m ²)	50.0	50.0	50.0
摩擦粘土Lc2(m)	2.0	2.0	2.0
摩擦粘土qu3(kN/m ²)	0.0	0.0	0.0
摩擦粘土Lc3(m)	0.0	0.0	0.0
拡低比率(面積)	1.00	1.00	1.00
軸部周長 Φ (m)	3.77	3.77	3.77
極限周面摩擦抵抗(kN)	7652	13624	5031
先端部断面積Ap(m ²)	1.13	1.13	1.13
先端基準支持力(kN)	11310	11310	7917
杭重量Wp(kN)	479	711	337
長期許容杭材支持力(kN)	11310	11310	6556
長期許容地盤支持力(kN)	6321	8311	4316
短期許容杭材支持力(kN)	22619	22619	17071
短期許容地盤支持力(kN)	12641	16622	8632
終局支持力(kN)	18962	24933	12948
長期引抜き力(kN)	2520	4344	1678
降伏引抜き力(kN)	4560	7977	3020
残留引抜き抵抗力(kN)	5581	9794	3691
採用長期許容支持力(kN)	6321	8311	4316
短期短期許容支持力(kN)	12641	16622	8632

計算は告示式による。

極限先端支持力	$P_p = 200 N A_p \quad (N \leq 60)$
極限周面摩擦抵抗	$P_f = [\sum (3 \cdot 3N_s \cdot L_s) + \sum (qu/2 \cdot L_c)] \times \Phi \quad (N_s \leq 30, qu \leq 200 \text{ kN/m}^2)$
長期許容支持力	$\text{MIN}((P_p + P_f)/3, A_c \times (1 - \alpha) \times (f_c - \sigma_e))$ $qu = 12.5N \quad (=2C)$
長期許容引き抜き力	$4/15 \times [\sum (3 \cdot 3N_s \cdot L_s) + \sum (qu/2 \cdot L_c)] \times \Phi + W_p \quad (N_s \leq 30)$
短期(降伏)引き抜き力	$8/15 \times [\sum (3 \cdot 3N_s \cdot L_s) + \sum (qu/2 \cdot L_c)] \times \Phi + W_p \quad (N_s \leq 30)$
残留引抜き抵抗力(告示/1.2)	$1/1.2 \times 12/15 \times [\sum (3 \cdot 3N_s \cdot L_s) + \sum (qu/2 \cdot L_c)] \times \Phi + W_p \quad (N_s \leq 30)$

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 $T_b = 0.47\text{sec}$ (初期剛性の固有周期(略算周期)を採用, $H = 23.4\text{m}$)
- ・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)

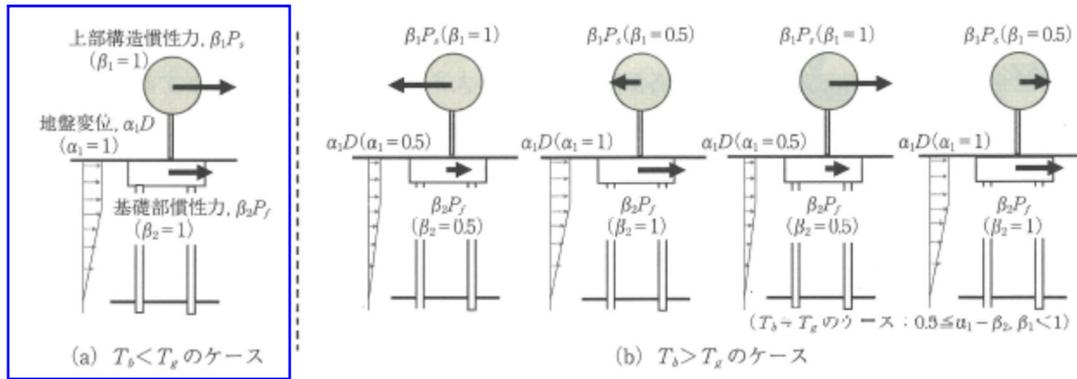
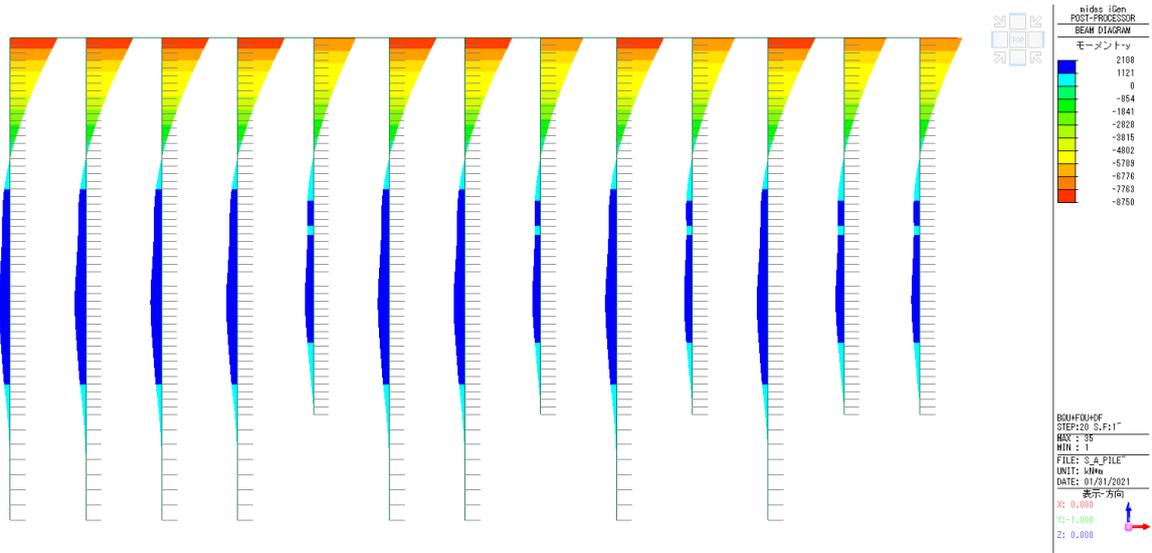
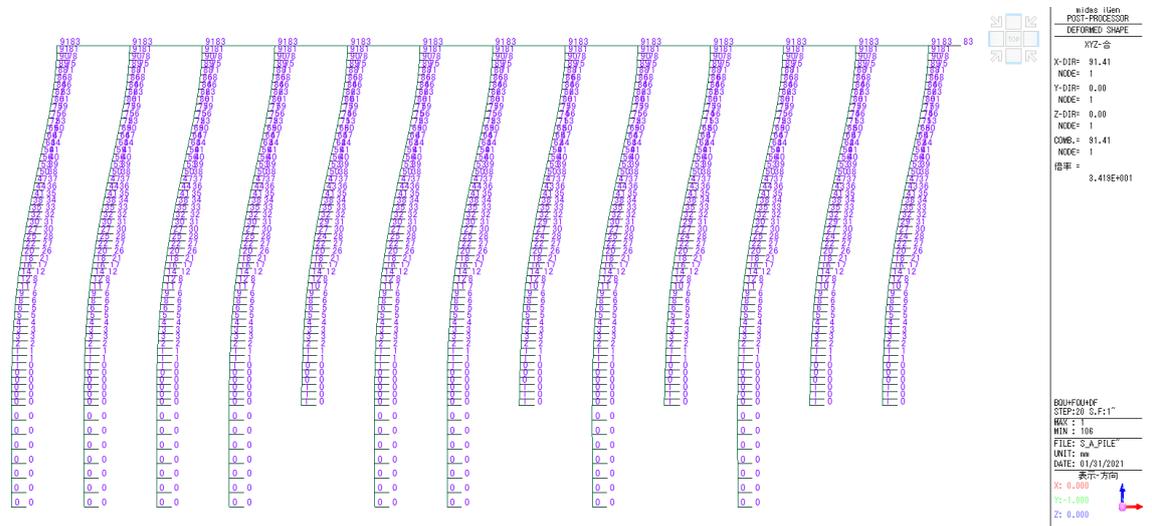


図 6.6.7 $T_b/T_g < 1$ と $T_b/T_g > 1$ における地盤変位, 上部構造慣性力, 基礎部慣性力の低減係数と载荷方向

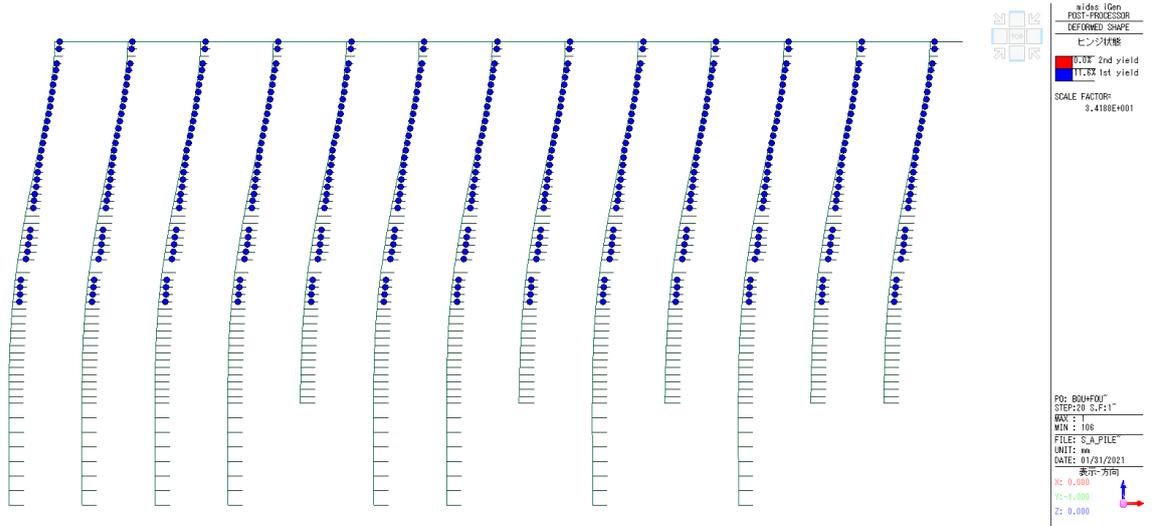
図 4.4.1-6 建物周期と地盤周期の関係⁴⁻¹⁾



曲げモーメント



変位図



塑性化状態

図 4. 4. 1-7 解析結果

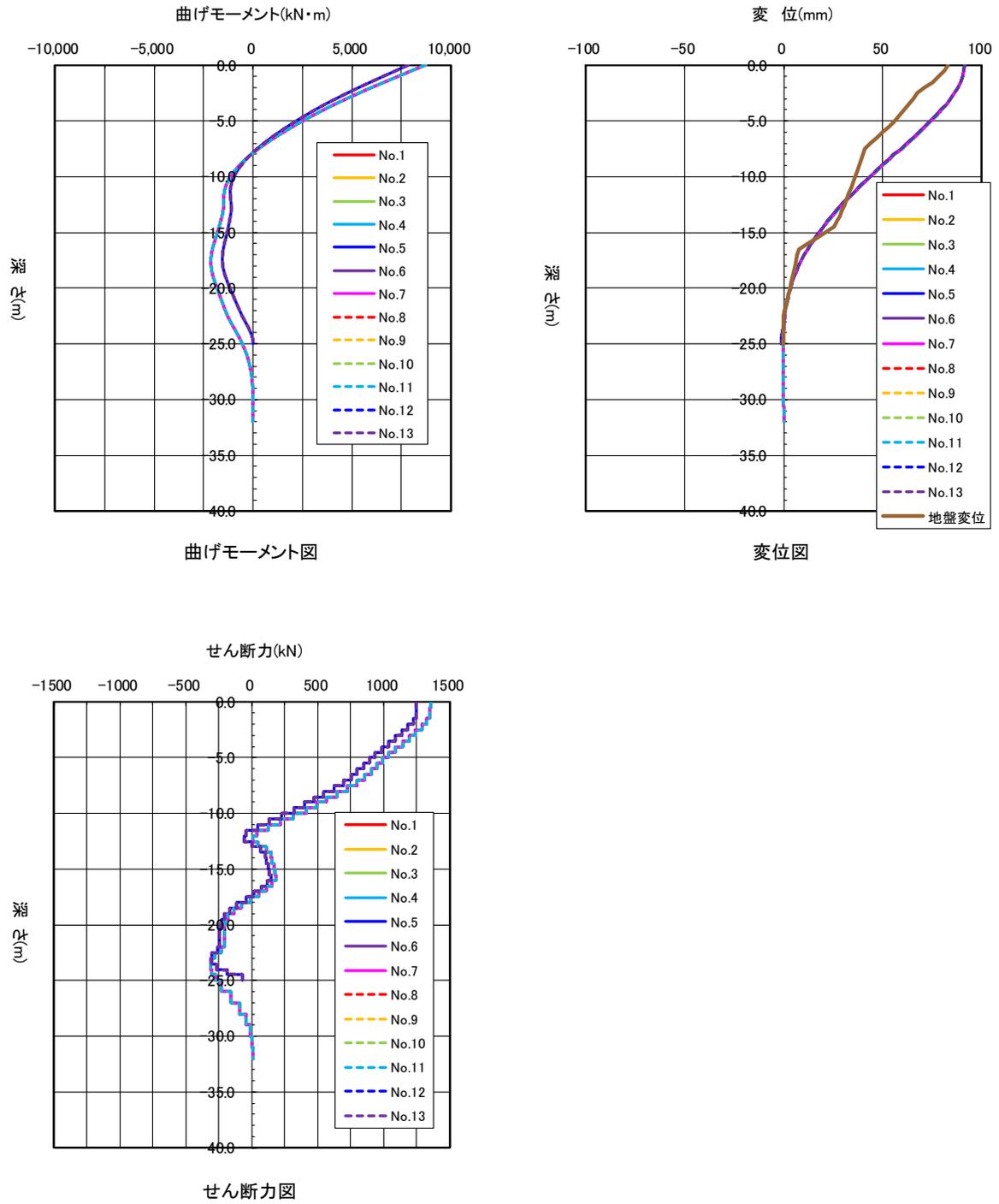


図 4. 4. 1-8 杭応力と水平変位

第4章 設計例2：共同住宅B

4) 付加曲げを考慮した杭軸力の算定

基礎梁を格子梁にモデル化し、杭頭曲げモーメントを考慮して算出する。基礎底から基礎梁下端までの距離は250mmとする。

$$M = M_p + Q_p \times (H/2 + 0.25)$$

M：基礎梁設計用の杭頭曲げモーメント

M_p：杭頭曲げモーメント

Q_p：杭頭せん断力

H：基礎梁せい (H=3.0m)

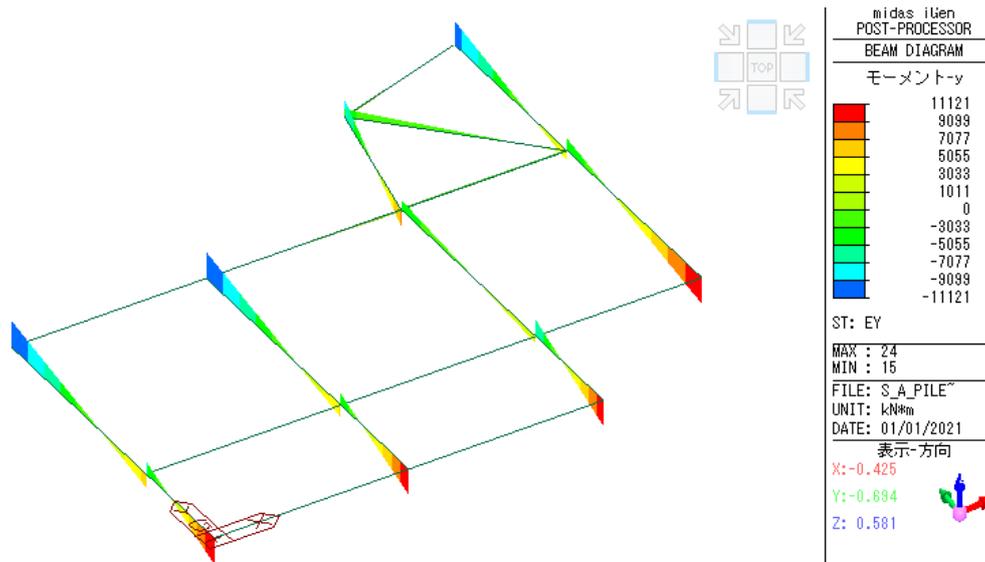


図 4.4.1-9 格子梁モデル

表 4.4.1-6 D_s=0.55 の終局時支持点反力 (kN)

付加曲げなし

Y正(↑)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			2,154	2,323
Y_ E	6,441	8,894	10,909	6,517
Y_ D	1,608	2,443	1,824	-2,064
Y_ C	-1,609	-1,893	-4,601	

Y正(↓)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			319	38
Y_ E	-1,216	-1,593	-2,786	-438
Y_ D	2,700	4,380	5,656	6,996
Y_ C	4,579	6,850	7,461	

付加曲げ考慮

Y正(↑)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			5,722	4,838
Y_ E	8,718	11,350	8,655	5,734
Y_ D	3,807	4,501	5,762	-4,288
Y_ C	-6,117	-6,210	-9,526	

Y正(↓)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			-3,249	-2,477
Y_ E	-3,492	-4,050	-531	345
Y_ D	500	2,321	1,718	9,220
Y_ C	9,087	11,167	12,386	

最大および最小値 :P1 :P2

付加軸力を考慮し鉛直支持力について再検討を行う。

杭長が長くなるがGL-25m以深の工学的基盤の範囲であるため、水平時の検討に影響がないと判断し、水平時の検討結果はそのまま用いる。

表 4.4.1-7 鉛直支持力比

付加曲げなし（杭長変更前）

Y正(↑)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			0.17	0.18
Y_ E	0.34	0.47	0.58	0.50
Y_ D	0.08	0.19	0.14	-0.37
Y_ C	-0.29	-0.34	-0.82	

Y正(↓)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			0.02	0.00
Y_ E	-0.22	-0.29	-0.50	-0.12
Y_ D	0.14	0.34	0.44	0.37
Y_ C	0.24	0.36	0.39	

付加曲げ考慮（杭長変更後）

Y正(↑)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			0.44	0.37
Y_ E	0.35	0.46	0.35	0.44
Y_ D	0.15	0.35	0.45	-0.44
Y_ C	-0.62	-0.63	-0.97	

Y正(↓)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			-0.88	-0.67
Y_ E	-0.36	-0.41	-0.05	0.03
Y_ D	0.02	0.18	0.13	0.37
Y_ C	0.36	0.45	0.50	

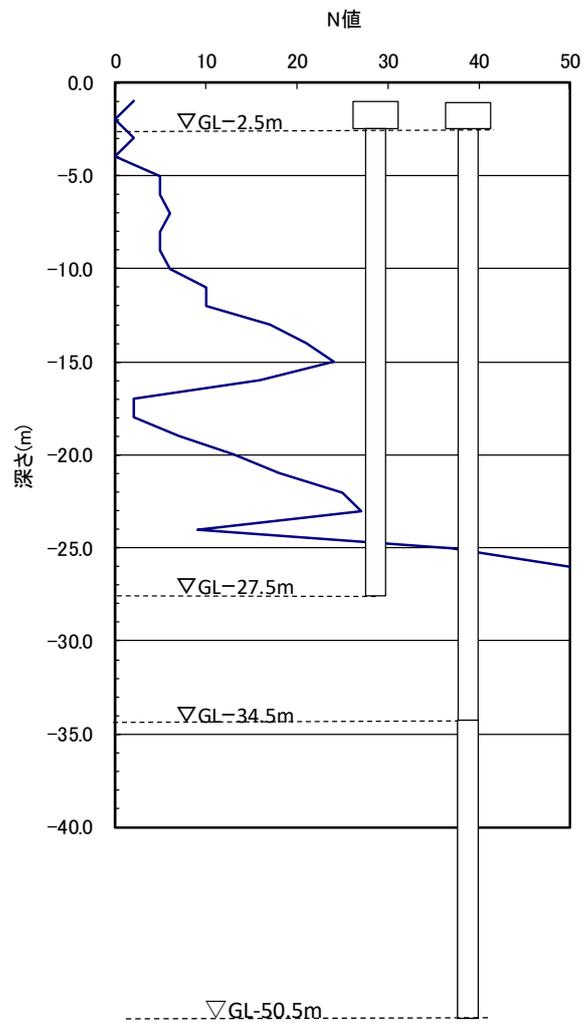


図 4. 4. 1-10 地盤 2 とケース 2 の杭レベル (変更後)

5) 杭体の検討

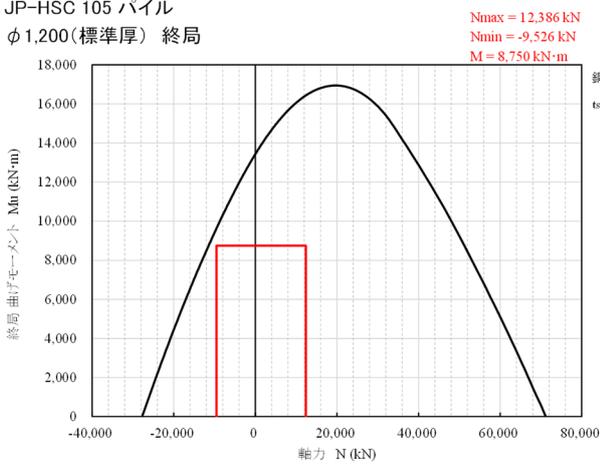
終局時曲げ耐力は、SC 杭の場合はコンクリートのひずみが 0.005 に達した時点、PHC 杭の場合はコンクリートが 0.003、あるいは PC 鋼棒が 0.05 に達した時点とする。終局時のせん断耐力は、SC 杭は鋼管のみで負担、PHC 杭は「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」^[4-6]（以下、「保有耐力と変形性能」）の検討式による。

表 4.4.1-8 設計応力

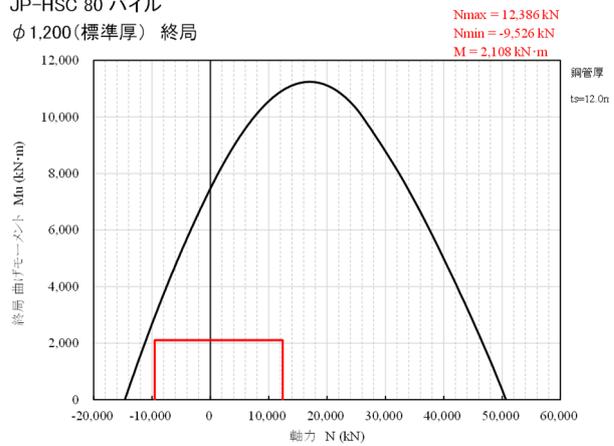
杭体の設計応力

符号	設計用軸力 (kN)		曲げモーメント					せん断力				
			存在応力 (kNm)		応力割増し n	設計用応力 (kNm)		存在応力 (kN)		応力割増し n	設計用応力 (kN)	
	最小	最大	杭頭部	地中部		杭頭部	地中部	杭頭部	地中部		杭頭部	地中部
P1	-9526	12386	8750	2108	1.0	8750	2108	1355	314	1.25	1693	392
P2	-3249	5762	7864	1562	1.0	7864	1562	1250	265	1.25	1563	332

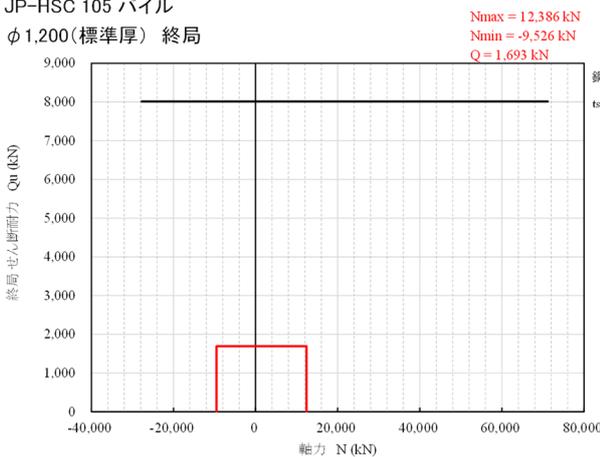
JP-HSC 105 パイル
φ1,200(標準厚) 終局



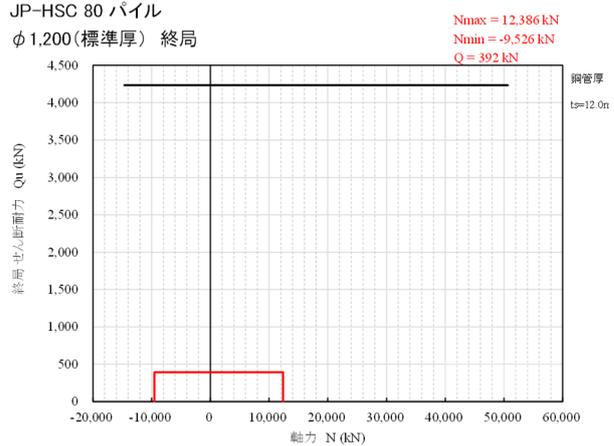
JP-HSC 80 パイル
φ1,200(標準厚) 終局



JP-HSC 105 パイル
φ1,200(標準厚) 終局



JP-HSC 80 パイル
φ1,200(標準厚) 終局



P1 (上杭)

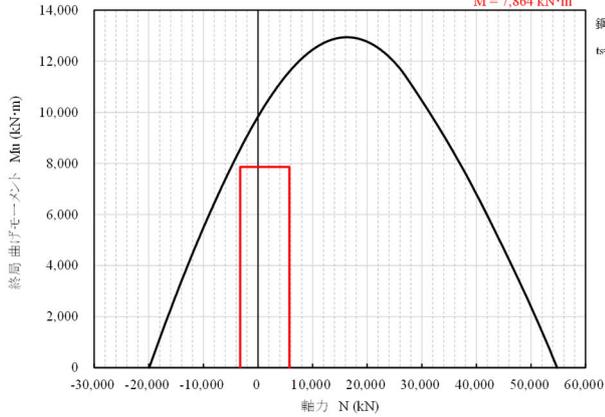
P1 (下杭)

図 4.4.1-11 N-M, N-Q 相関図

第4章 設計例2：共同住宅B

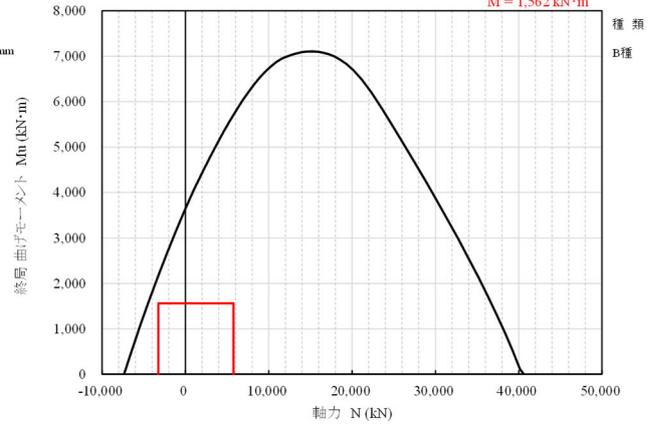
JP-HSC 80 パイル
φ1,200(標準厚) 終局

$N_{max} = 5,762 \text{ kN}$
 $N_{min} = -3,249 \text{ kN}$
 $M = 7,864 \text{ kN}\cdot\text{m}$



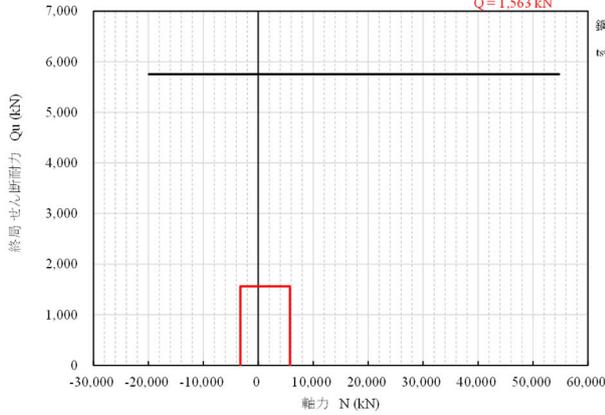
JP-PHC 85 パイル
φ1,200(標準厚) 終局

$N_{max} = 5,762 \text{ kN}$
 $N_{min} = -3,249 \text{ kN}$
 $M = 1,562 \text{ kN}\cdot\text{m}$



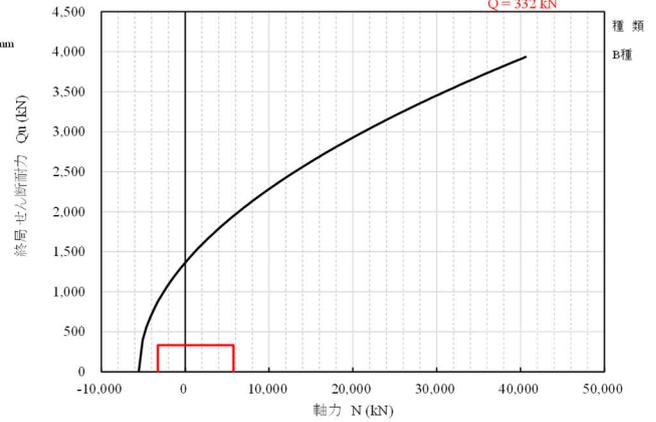
JP-HSC 80 パイル
φ1,200(標準厚) 終局

$N_{max} = 5,762 \text{ kN}$
 $N_{min} = -3,249 \text{ kN}$
 $Q = 1,563 \text{ kN}$



JP-PHC 85 パイル
φ1,200(標準厚) 終局

$N_{max} = 5,762 \text{ kN}$
 $N_{min} = -3,249 \text{ kN}$
 $Q = 332 \text{ kN}$



P2 (上杭)

P2 (下杭)

図 4.4.1-12 N-M, N-Q 相関図

図 4.3-13 に、「RC 基礎指針 (案)」^[4-4]に準じて低減係数 $\eta = 0.75$ を採用した結果を下記に示す。軸ひび割れ耐力^[4-7]の検討結果もあわせて示す。

「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」^[4-6]

$$Q_s = \frac{2t \cdot I}{S_0} \cdot \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_g + 2\phi\sigma_t)^2 - \sigma_g^2}$$

$$\sigma_g = \sigma_e + \sigma_0$$

Q_s : PHC 杭のせん断強度 (N)

t : 肉厚 (mm)

S_0 : 断面1次モーメント (N/mm³)

I : 断面2次モーメント (mm⁴)

σ_g : 軸方向応力度 (N/mm²)

σ_e : 有効プレストレス量 (N/mm²)

σ_0 : 軸方向力による平均応力度 (N/mm²)

ϕ : せん断破壊時の斜張応力度とコンクリートの引張り強度の比 ($\phi = 0.5$)

σ_t : コンクリートの引張り強度 (N/mm²)

「RC 基礎指針(案)」^[4-4]

$$Q_{su} = \alpha \cdot \eta \cdot \frac{t \cdot I}{S_0} \cdot \sqrt{(\sigma_g + 2\sigma_d)^2 - \sigma_g^2}$$

$$\sigma_g = \sigma_e + \sigma_0$$

Q_{su} : PHC 杭のせん断強度 (N)

α : 杭のせん断スパン比による係数で、次式による

$$\alpha = \frac{4}{M/(Q \cdot d) + 1}$$

かつ、 $1 \leq \alpha \leq 2$

t : 肉厚 (mm)

S_0 : 断面1次モーメント (N/mm³)

I : 断面2次モーメント (mm⁴)

σ_g : 軸方向応力度 (N/mm²)

σ_e : 有効プレストレス量 (N/mm²)

σ_0 : 軸方向力による平均応力度 (N/mm²)

σ_d : PHC 杭のコンクリートの短期許容斜張引張応力度 (N/mm²)

第4章 設計例2：共同住宅B

□軸ひび割れ耐力の検討

軸方向のひび割れ耐力の検討

符 号		P2
位 置		下杭(B種)
Q	($\times 10^3$ N)	332
σ_B	(N/mm ²)	85
τ_c	(N/mm ²)	7.98
D	(mm)	1,200
d	(mm)	900
D _r	(mm)	11.2
A	(mm ²)	494,801
$\eta (=d/D)$		0.75
κ_s	(N/mm ²)	2.13
Q _{ac}	(kN)	1,851
β		1.0
$\beta \cdot Q_{ac}/Q$ (>1.0)		5.58

Q：設計用せん断力(応力割増し考慮)
 σ_B ：コンクリートの圧縮強度
 τ_c ：コンクリートの一面せん断ひび割れ強度
D：杭外径
d：杭内径
D_r：既製杭内に配筋されているPC鋼棒の直径または鉄筋の直径のうち大きい値
A：断面積
 η ：杭の内径／杭の外径 ($=d/D$)

$$\kappa_s = \frac{4}{3} \cdot \frac{1 + \eta + \eta^2}{1 + \eta^2} \cdot \frac{D - d}{D - d - 2D_r}$$

Q_{ac}：軸ひび割れ耐力
 β ：低減係数

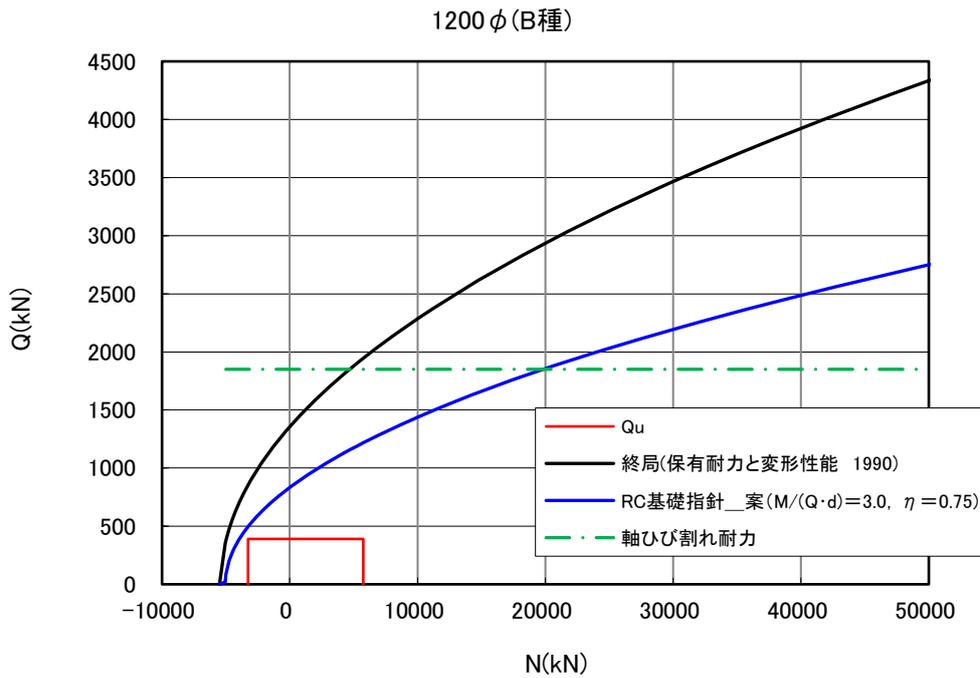


図 4.4.1-13 N-M, N-Q 相関図

6) 杭頭接合部の検討

A法で設計が困難なため、パイルキャップ内に杭頭部を1D以上($P1 : 1.33D$, $P2 : 1.0D$, D :杭径)埋め込んだB法で検討する。検討は杭頭埋込み定着に関する文献^{[4-8],[4-9]}より、杭頭側面でのこ作用による終局での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。

表 4.4.1-9 設計応力

討用応力 (杭頭埋込部下面位置)		P1	P2	備考
検討位置		3,C通り	3,F通り	
設計用曲げモーメント	M_0 (kNm)	8,750	7,864	
設計用せん断力	Q_0 (kN)	1,355	1,250	

表 4.4.1-10 杭頭位置における終局定着曲げモーメント

杭頭面位置における終局定着曲げモーメント				
		P1	P2	備考
コンクリート強度	F_c (N/mm ²)	42	42	
コンクリート支圧強度	$\beta_H \cdot F_c$ (N/mm ²)	75.6	75.6	$\beta_H = 1.8$
杭頭接合筋	配筋	24-D35	24-D35	
	鉄筋材質	SD390	SD390	
軸力	N (kN)	-9,537	-3,280	
終局定着曲げモーメント	M_{hu1} (kNm)	265	3,871	

第4章 設計例2：共同住宅B

表 4.4.1-11 杭頭埋込部の終局曲げモーメントの検討

杭頭埋込部終局曲げモーメント M_{u0} の検討

符 号		P1	P2	備 考	
杭 径	D(mm)	1200	1200		
杭の杭頭部への埋込み長さ	L(mm)	1600	1200	$L \geq 0.5D$	
コンクリート強度	$F_c(N/mm^2)$	42	42		
てこ作用における支圧応力度係数	β_{te}	1.5	1.5		
杭頭埋込部下面位置における設計用曲げモーメント	$M_0(kNm)$	8,750	7,864		
杭頭埋込部下面位置における設計用せん断力	$Q_0(kN)$	1,355	1,250		
コンクリート支圧強度	$F_n(N/mm^2)$	63	63	$F_n = \beta_{te} \cdot F_c$	
埋込長さ比	λ	1.3	1.0	$\lambda = L/D$	
終局荷重時のせん断スパン	$h_u(m)$	6.5	6.3	$h_u = M_0/Q_0$	
短期荷重時のせん断スパン比	α_u	5.4	5.2	$\alpha_u = h_u/D$	
終局てこ曲げモーメント($\xi = 1.0$)	$M_{teu0(\xi=1.0)}(kN \cdot m)$	42,921	24,799	低減係数 $\xi = 1.0$	
主 筋	鉄筋径	D32	D29	P1,P2 :2×4-U-D32	
	有効段数	$m_p(本)$	1	1	
	有効本数	$n_p(本)$	8	8	
	断面積	$a_p(mm^2/本)$	794	642	
	基準強度	$F_{py}(N/mm^2)$	390	390	
	終局反力	$T_{up}(kN)$	2,725	2,203	$T_{up} = 1.1m_p n_p a_p F_{py}$
外周筋	鉄筋径	D25	D22	P1:D25-2-@150	
	有効段数	$m_w(本)$	10	10	P2:D22-2-@150
	有効本数	$n_w(本)$	2	2	
	断面積	$a_w(mm^2/本)$	507	387	
	基準強度	$F_{wy}(N/mm^2)$	345	345	
	終局反力	$T_{uw}(kN)$	3,848	2,937	$T_{uw} = 1.1m_w n_w a_w F_{wy}$
中子筋	鉄筋径	D25	D22	P1:D25-4-@150	
	有効段数	$m_h(本)$	9	9	P2:D22-4-@150
	有効本数	$n_h(本)$	4	4	
	断面積	$a_h(mm^2/本)$	507	387	
	基準強度	$F_{hy}(N/mm^2)$	345	345	
	終局反力	$T_{uh}(kN)$	6,927	5,287	$T_{uh} = 1.1m_h n_h a_h F_{hy}$
斜め筋	鉄筋径	D25	D19		
	有効段数	$m_r(本)$	0	0	
	有効本数	$n_r(本)$	0	0	
	断面積	$a_r(mm^2)$	507	287	
	基準強度	$F_r(N/mm^2)$	345	345	
	終局反力	$T_{ur}(kN)$	0	0	$T_{ur} = 1.1m_r n_r a_r F_r \cos 45$
水平筋による終局反力	$T_u(kN)$	13,500	10,428	$T_u = T_{up} + T_{uw} + T_{uh} + T_{ur}$	
終局てこせん断力	$Q_{teu0(\xi=1.0)}(kN)$	6,647	3,942	$Q_{teu0(\xi=1.0)} = M_{teu0(\xi=1.0)}/h_u$	
	$L_2(m)$	0.8	0.6	$L_2 = (h_u + L) - [(h_u + L)^2 + h_u^2]/2^{0.5}$	
てこ押し出し力	$R_{u1}(kN)$	66,941	49,214	$R_{u1} = Q_{teu0} \cdot (h_u + L - L_2/2)/(L/2)$	
低減係数	ξ_u	0.20	0.21	$\xi_u = T_u/R_{u1}$	
終局てこ曲げモーメント	$M_{teu0}(kN \cdot m)$	8,656	5,255	$M_{teu0} = \xi \cdot M_{teu0(\xi=1.0)}$	
杭頭面位置における終局定着曲げモーメント	$M_{hu0}(kN \cdot m)$	265	3,871		
杭頭定着筋等による終局定着曲げモーメント	$M_{Hu0}(kN \cdot m)$	212	3,251	$M_{Hu0} = h_u/(h_u + L) \cdot M_{hu0}$	
杭頭埋込部終局曲げモーメント	$M_{u0}(kN \cdot m)$	8,868	8,506	$M_{u0} = M_{Hu0} + M_{teu0}$	
低減係数	β	1.0	1.0		
判 定	$\beta \cdot M_{u0}/M_0$	1.01	1.08	$\beta \cdot M_{u0}/M_0 \geq 1.0$	

表 4.4.1-12 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

符 号		P1	P2	備 考	
杭 径	D(mm)	1200	1200		
杭の杭頭部への埋込み長さ	H _b (m)	1750	1350	H _b = 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)	8,750	7,864		
杭頭埋込部下面位置における設計用せん断力	Q ₀ (kN)	1,355	1,250		
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)	11,121	9,552	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 _{H_ul} (kNm)	265	3,871		
設計用曲げモーメント	M(kNm)	10,856	5,681	M = M ₁ - M _{H_ul}	
基礎せい	D _b (mm)	3000	3000	D _b ≧ 2.5D	
有効せい	d(mm)	2,700	2,700	d = 0.9D _b	
基準強度	F _{py} (N/mm ²)	390	390		
第一項 主 筋	鉄筋径	D32	D29		
	有効本数	n _{p1} (本)	16	16	8+4+4
	0.0~0.25D _b 範囲内の全主筋断面積	a _{pt1} (mm ²)	12704	10272	
第二項 主 筋	鉄筋径	D32	D29		
	有効本数	n _{p2} (本)	0	0	
	0.25~0.75D _b 範囲内の全主筋断面積	a _{pt2} (mm ²)	0	0	
主筋が負担する終局定着曲げモーメント	M _{pu1} (kNm)	13,244	10,708	M _{pu1} = 0.9a _{pt1} 1.1F _{py} d + 0.45a _{pt2} 1.1F _{py} D _b	
低減係数	β	1.0	1.0		
β · M _{pu1} /M		1.22	1.89	β · M _{pu1} /M ≧ 1.0	

表 4.4.1-13 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

符 号		P1	P2	備 考
基礎せい	D _b (mm)	3000	3000	D _b ≧ 2.5D
基礎幅	B _b (mm)	3000	3000	B _b ≧ 2.5D
コンクリート強度	F _c (N/mm ²)	42	42	
杭頭埋込部下面位置における設計用せん断力	Q ₀ (kN)	1,694	1,563	応力割増し1.25倍考慮
杭の杭頭部への埋込み長さ	L(m)	1600	1200	
終局荷重時のせん断スパン	h _u (m)	6.5	6.3	h _u = M ₀ /Q ₀
杭頭面位置における杭頭終局定着曲げモーメント	M _{H_ul} (kNm)	265	3,871	
杭頭面埋込部下面位置における終局定着曲げモーメント	M _{H_u0} (kNm)	1.1	20.2	M _{H_u0} = h _u /(h _u + L) · M _{H_ul}
設計用せん断力	Q(kN)	1,694	1,559	Q = Q ₀ - M _{H_u0} /h _u
コンクリート引張強度	σ _{ct} (N/mm ²)	2.0	2.0	σ _{ct} = 0.31√F _c
水平有効投影面積	A _{qc} (mm ²)	14,137,167	14,137,167	A _{qc} = 0.5πc ² c = min(D _b , B _b)
終局コンセン断力	Q _{csu} (kN)	28,402	28,402	Q _{csu} = σ _{ct} A _{qc}
低減係数	β	0.7	0.7	
Q _{csu} /Q		11.74	12.75	β · Q _{csu} /Q ≧ 1.0

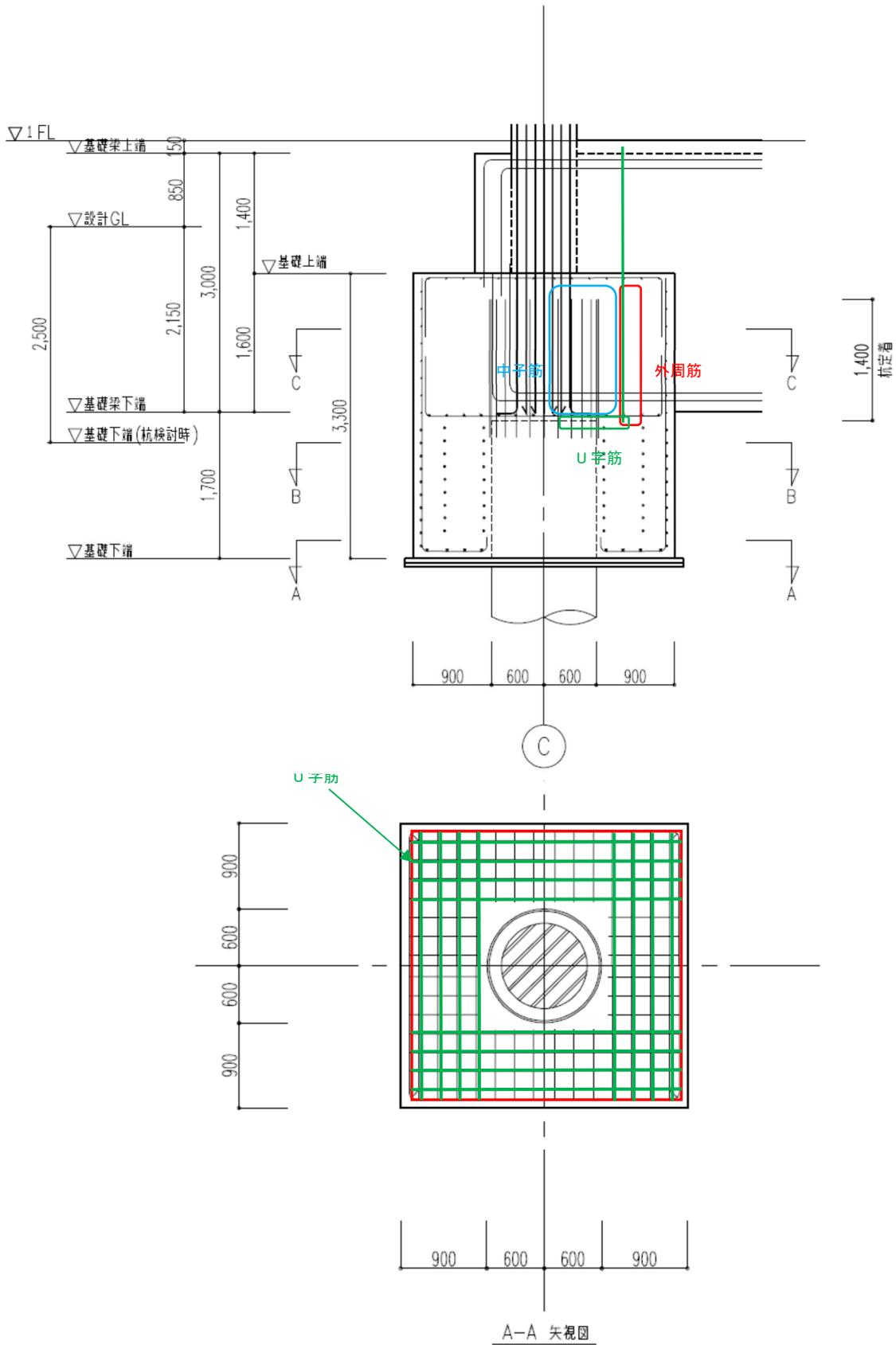


图 4.4.1-14 配筋图(P1)

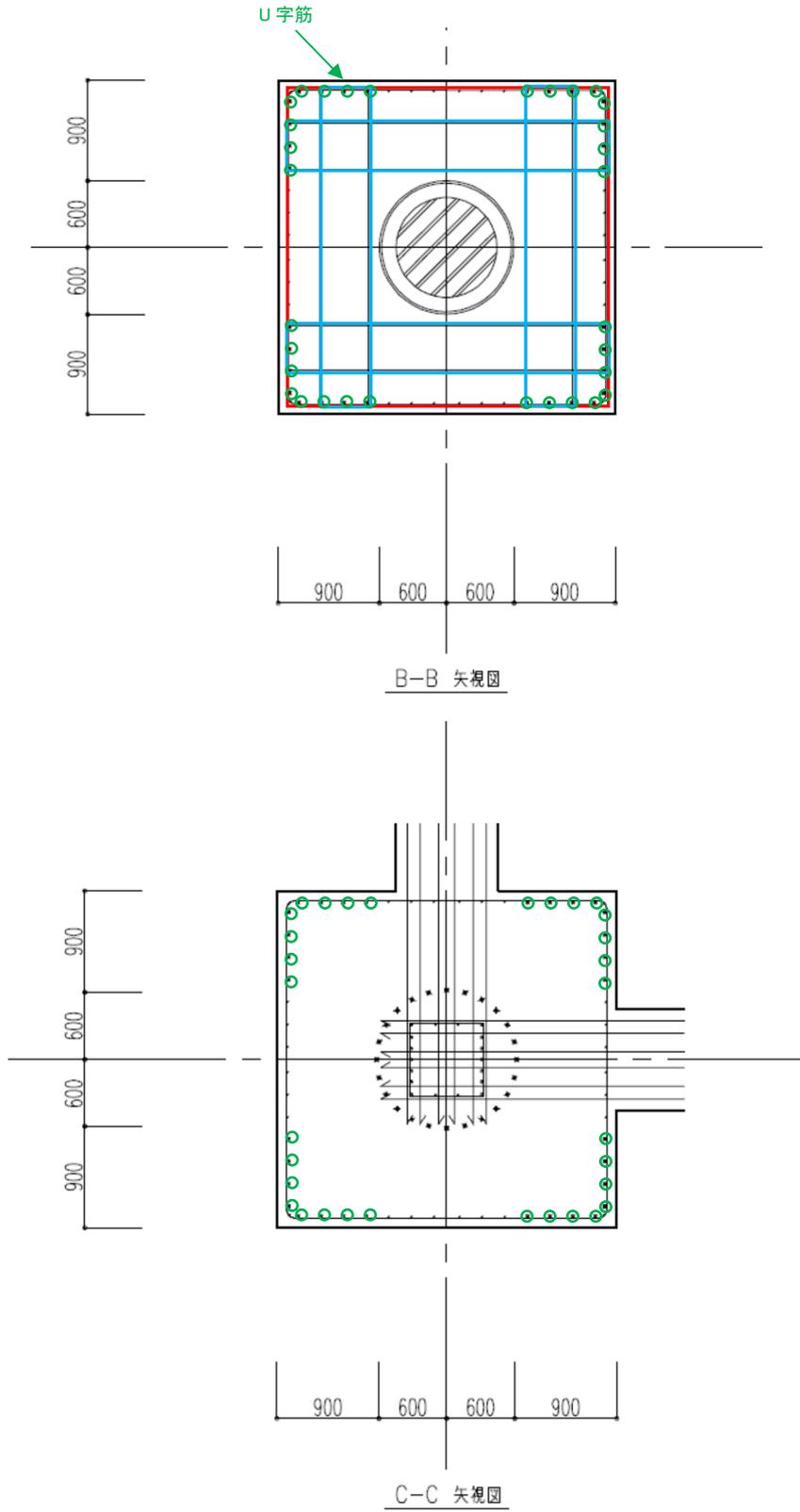


图 4.4.1-15 配筋图(P1)

第4章 設計例2：共同住宅B

7) 基礎梁の検討

連層耐震壁の基礎梁に対して、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、設計用せん断力を1.25倍に割り増して検討を行う。

表 4.4.1-14 基礎梁の検討

□基礎梁の終局曲げ耐力の検討

設計応力

外端(3,C-D通り) Md: 11,121 kNm
 内端(3,C-D通り) Md: 6,677 kNm

符号		B (mm)	D (mm)	鉄筋 重心 位置 (mm)	d (mm)	配筋	at (mm ²)	pt (%)	1.1 × σ _y (N/mm ²)	M _{uf} (kNm)	Md (kNm)	M _{uF} /Md (≥1.0)
FGX1	C・E端	900	3000	150	2850	11 - D35	10,527	0.41	429	11,584	11,121	1.04
	D端	900	3000	150	2850	7 - D35	6,699	0.26	429	7,371	6,677	1.10

$$M_{uF} = 0.9a_c \cdot 1.1 \sigma_y \cdot d$$

□基礎梁の終局せん断耐力の検討

設計応力

Qd: 6,156 kNm (=4925 × 1.25, 3,C-D通り)

基礎梁両端ヒンジ

M_{uF}(C・E端): 7,371 (kNm)
 M_{uF}(D端): 11,584 (kNm)
 L₀: 2.93 (m)
 Q_u: 6,480 (kN)

符号	B (mm)	D (mm)	鉄筋 重心 位置 (mm)	d (mm)	F _c (N/mm ²)	引張鉄筋			せん断補強筋				
						n (本)	at (mm ² /本)	pt (%)	ピッチ (mm)	at (mm ² /本)	本数	pw <1.2 (%)	wσ _y (N/mm ²)
FGX1	900	3000	150	2850	42	7	957	0.26	200	199	4	0.442	390
FGX1	900	3000	150	2850	42	7	957	0.26	150	199	6	0.884	390

符号	M (kNm)	Q (kN)	Qd (kN)	M/(Q·d)	j (mm)	Q _{su} (kN)	Q _{su} /Qd (≥1.0)	備考
FGX1	11,584	4,936	6,156	1.0	2,494	7,185	1.17	
FGX1	7,371	6,480	6,480	1.0	2,494	8,223	1.27	

$$Q_{sv} = \left\{ \frac{0.053 \times P_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j$$

$$1.0 \leq \frac{M}{Qd} \leq 3.0$$

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「RC 基礎指針（案）」^[4-4]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^[4-5]による。検討条件を以下に示す。

表 4.4.1-15 部材断面リスト一覧（二次設計）

・杭リスト

鉄筋材質:SD390							
	杭径 (mm)	位置	杭種	F _c (N/mm ²)	L (m)	板厚 (mm)	杭頭接合筋
P1	1200	上杭	SC(t=22mm,SKK490)	105	11	150	24-D35
		下杭	SC(t=12mm,SKK490)	80	37	150	
P2	1200	上杭	SC(t=16mm,SKK490)	80	11	150	24-D35
		下杭	PHC(C種)	85	14	150	

・基礎梁リスト

鉄筋材質:D16,D35(SD390)
コンクリート強度:F_c42

符号		FGX1	
B×D		900×3000	
位置		外端(C,E端)[D,F端]	内端(D端)[E端]
上端筋	一段	6-D35	5-D35
	二段	5-D35	2-D35
下端筋	二段	5-D35	2-D35
	一段	6-D35	5-D35
スターラップ		D16-6-@150	

・基礎リスト

鉄筋材質 : D13,D16(SD295A), D19,D22,D25,(SD345), D32(SD390)

コンクリート強度 : F_c42

位置	符号	F1(P1杭)	F2(P2杭)	備考
杭	埋込み長さ(mm)	1600	1200	
基礎梁 上基礎	B×D×H	3000×3000×3300	3000×3000×2900	
	はかま上筋	14-D16	14-D16	
	はかま縦筋	24-D16+16-D32	24-D16+16-D29	
	はかま横筋	8-D16	8-D16	
	ベース筋	16-D19	16-D19	
基礎梁 下基礎	U字筋	16-D32	16-D29	
	外周筋	D25-2-10段	D22-2-10段	
	中子筋	D25-4-9段	D22-4-9段	
	J字筋	24-D16		ひび割れ防止筋

第4章 設計例2：共同住宅B

・柱リスト

鉄筋材質：D13(SD295),D22,D25(SD345)

階	符号	C2 (C2B), C4	C5	C6
1階 柱脚	断面			
	B x D	750x750	750x750	φ700
	主筋	14- D25 + 4-D22	12- D22	12- D25
	フープ	D13- □ - @100	D13- □ - @100	D13- ○ - @100
	備考			

表 4.4.1-16 設計応力

パイルキャップの設計応力

基礎符号	方向	検討位置	柱符号	設計用軸力 (kN)	曲げモーメント			せん断力		
					存在応力 (kNm)	応力割増し n	設計用応力 (kNm)	存在応力 (kN)	応力割増し n	設計用応力 (kN)
F1(P1)	閉じる方向	X_1,Y_C(正)	C2	8718	11121	1.0	11121	1355	1.0	1355
	開く方向	X_3,Y_C(正)	C2B	-9526	11121	1.0	11121	1355	1.0	1355
	開く方向	X_4,Y_D(正)	C4	-4288	11121	1.0	11121	1355	1.0	1355
F2(P2)	閉じる方向	X_4,Y_F(正)	C5	4838	10052	1.0	10052	1250	1.0	1250
	開く方向	X_3,Y_F(負)	C6	-3249	10052	1.0	10052	1250	1.0	1250
	開く方向	X_4,Y_F(負)	C5	-2477	10052	1.0	10052	1250	1.0	1250

(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を確保して検討

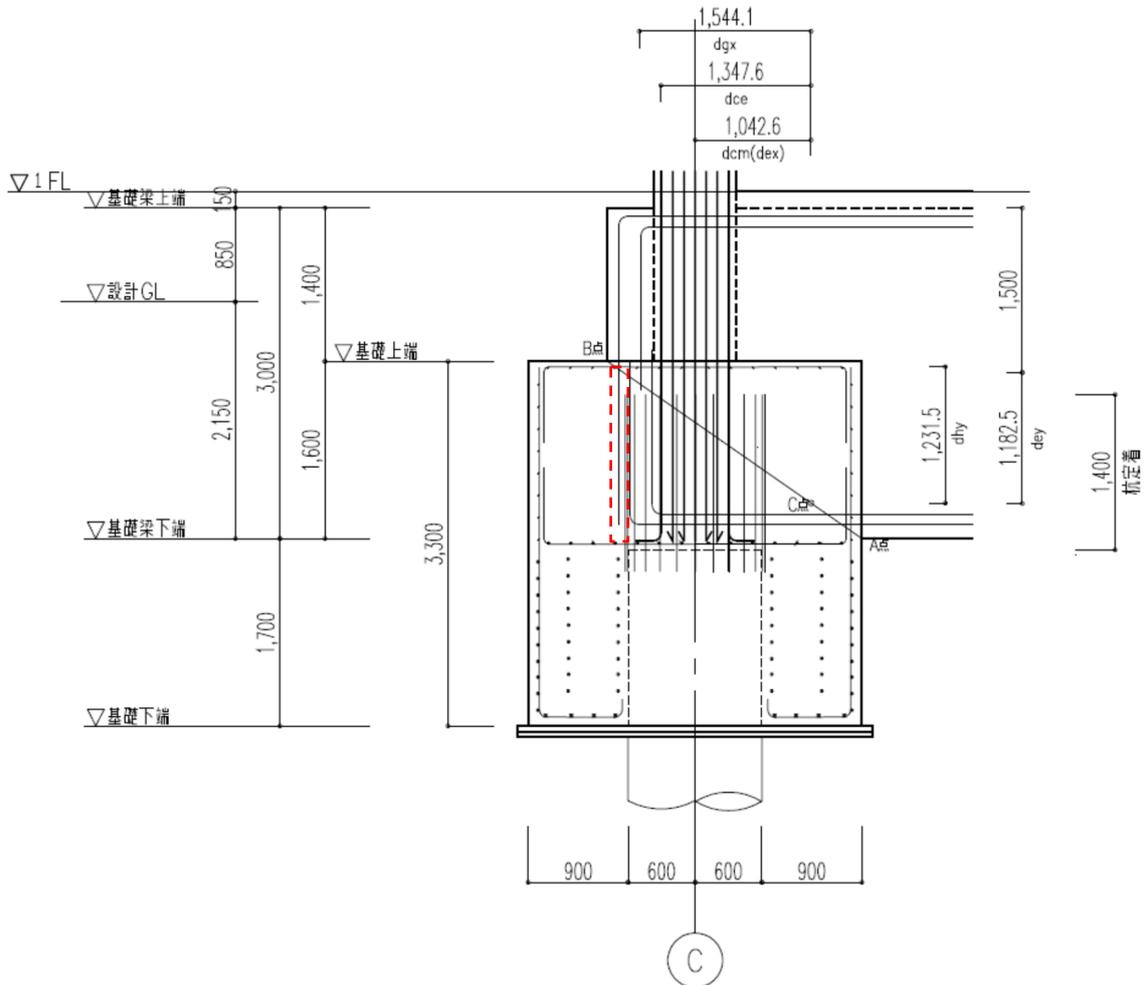


図 4.4.1-16 閉じる側の危険断面移置

表 4. 4. 1-17 閉じる側の検討

パイルキャップの曲げ強度の検討(閉じる方向の力を受ける場合)

符 号		F1(P1杭)	F2(P2杭)	備 考
検討位置		X_1,Y_C(正)	X_4,Y_F(正)	
設計応力	M_d (kN)	11121	10052	
存在応力	Q_p (kN)	1355	1250	
	N_p (kN)	8718	4838	圧縮力
基礎梁上端筋による曲げ強度	A_{gu} (mm ²)	5742	5742	6-D35(一段筋) 第1項
	σ_{yg} (N/mm ²)	429	429	
	d_{gx} (mm)	1544	1544	
	$T_{gu} \cdot d_{gx}$ (kNm)	3803	3803	
柱(引張側端部主筋)による曲げ強度	A_{ce} (mm ²)	1788	1548	P1(C2): 2-D22+2-D25 P2(C5): 4-D22 第2項
	σ_{yce} (N/mm ²)	380	380	
	d_{ce} (mm)	1348	1348	
	$T_{ce} \cdot d_{ce}$ (kNm)	914	792	
柱(中間筋)による曲げ強度	A_{cm} (mm ²)	3870	1548	P1(C2): 5-D25 × 2 P2(C5): 2-D22 × 2 第3項
	σ_{ycm} (N/mm ²)	380	380	
	d_{cm} (mm)	1043	1043	
	$T_{cm} \cdot d_{cm}$ (kNm)	1531	612	
はかまトップ筋による曲げ強度	A_h (mm ²)	2786	2786	14-D16 第4項
	σ_{yh} (N/mm ²)	325	325	
	d_{hy} (mm)	1232	1232	
	$T_h \cdot d_{hy}$ (kNm)	1114	1114	
杭軸力(圧縮)による曲げ強度	d_{ex} (mm)	1043	1043	第5項
	$N_p \cdot d_{ex}$ (kNm)	9089	5044	
杭頭せん断力による曲げ強度	d_{ey} (mm)	1183	1183	第6項
	$Q_p \cdot d_{ey}$ (kNm)	1603	1479	
パイルキャップによる曲げ強度	M_{ju} (kNm)	18054	12844	低減係数
	β	1.0	1.0	
	$\beta \cdot M_{ju}$ (kNm)	18054	12844	
	$\beta \cdot M_{ju}/M_d$ (kNm)	1.62	1.28	

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

・開く側の検討

基礎せいを大きくし、圧縮側の杭の定着筋の十分な定着長さを確保する。

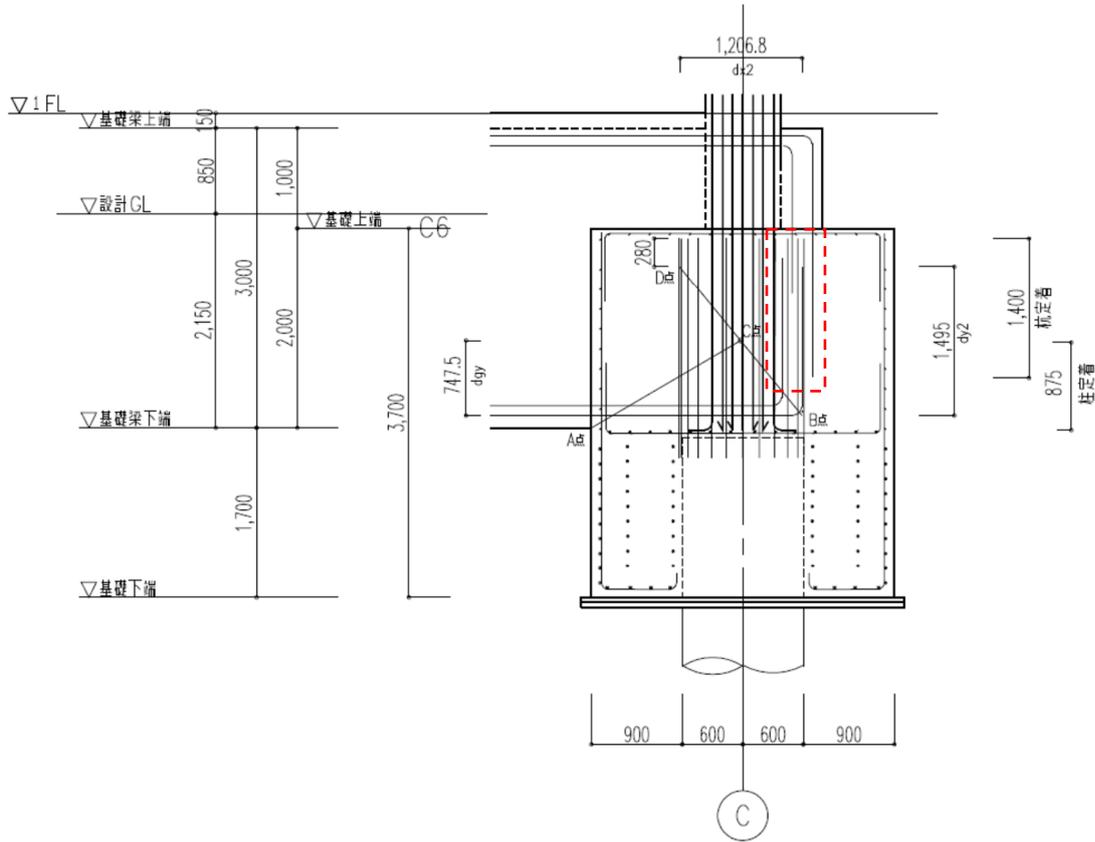


図 4.4.1-17-1 開く側の危険断面移置(検討1)

第4章 設計例2：共同住宅B

表 4.4.1-18-1 開く側の検討（検討1）

パイルキャップの曲げ強度の検討（開く方向の力を受ける場合）

符 号		F1(P1杭)	F2(P2杭)	備 考
検討位置		X ₃ ,Y ₃ C(正)	X ₃ ,Y ₃ F(負)	
設計応力	M _d	(kN)	11121	10052
存在応力	Q _p	(kN)	1355	1250
	N _p	(kN)	-9526	-3249 引張力
基礎梁下端筋による曲げ強度	A _{gb}	(mm ²)	5742	5742 6-D35(一段筋)
	σ _{ygb}	(N/mm ²)	429	429 定着L2確保
	d _{gy}	(mm)	748	748
	T _{gb} ・d _{gy}	(kNm)	1843	1843 第1項
杭(引張側最外端主筋)による曲げ強度	A _{pt}	(mm ²)	0	0
	σ _{ypt}	(N/mm ²)	429	429
	d _{px}	(mm)	577	577
	T _{pt} ・d _{px}	(kNm)	0	0 第2項
柱の全主筋のうち、第2危険断面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	A _c	(mm ²)	3816	3042 P1(C2B):2-D22+6-D25
	σ _{yc}	(N/mm ²)	380	380 P2(C6):6-D25
	T _c	(kN)	1448	1154
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	A _{pc}	(mm ²)	6699	6699 7-D35
	σ _{y_{pc}}	(N/mm ²)	429	429
	T _{pc}	(kN)	2874	2874
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危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する基礎梁下端による引張力	A _{gv}	(mm ²)	4785	4785 5-D35(二段筋)
	σ _{ygv}	(N/mm ²)	429	429
	T _{gv}	(kN)	2053	2053
	d _{x2}	(mm)	1207	1207
杭軸力(引張)による曲げ強度	(T _c +T _{pc} +T _{gv})・d _{x2} /2	(kNm)	3847	3669 第3項
	N _p ・d _{x2} /2	(kNm)	-5748	-1960 第4項
杭頭せん断力による曲げ強度	d _{y2}	(mm)	1495	1495
	Q _p ・d _{y2} /2	(kNm)	1013	934 第5項
パイルキャップによる曲げ強度	M _{ju}	(kNm)	-1072	2617
	β		0.8	0.8 低減係数
	β・M _{ju}	(kNm)	-857	2094
	β・M _{ju} /M _d	(kNm)	-0.08	0.21 β・M _{ju} /M _d ≧ 1.0

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

・開く側の検討（検討2）

曲げ耐力確保のため基礎梁下筋の十分な定着長さをし、二段筋に1-D35、三段筋として6-D35を追加。

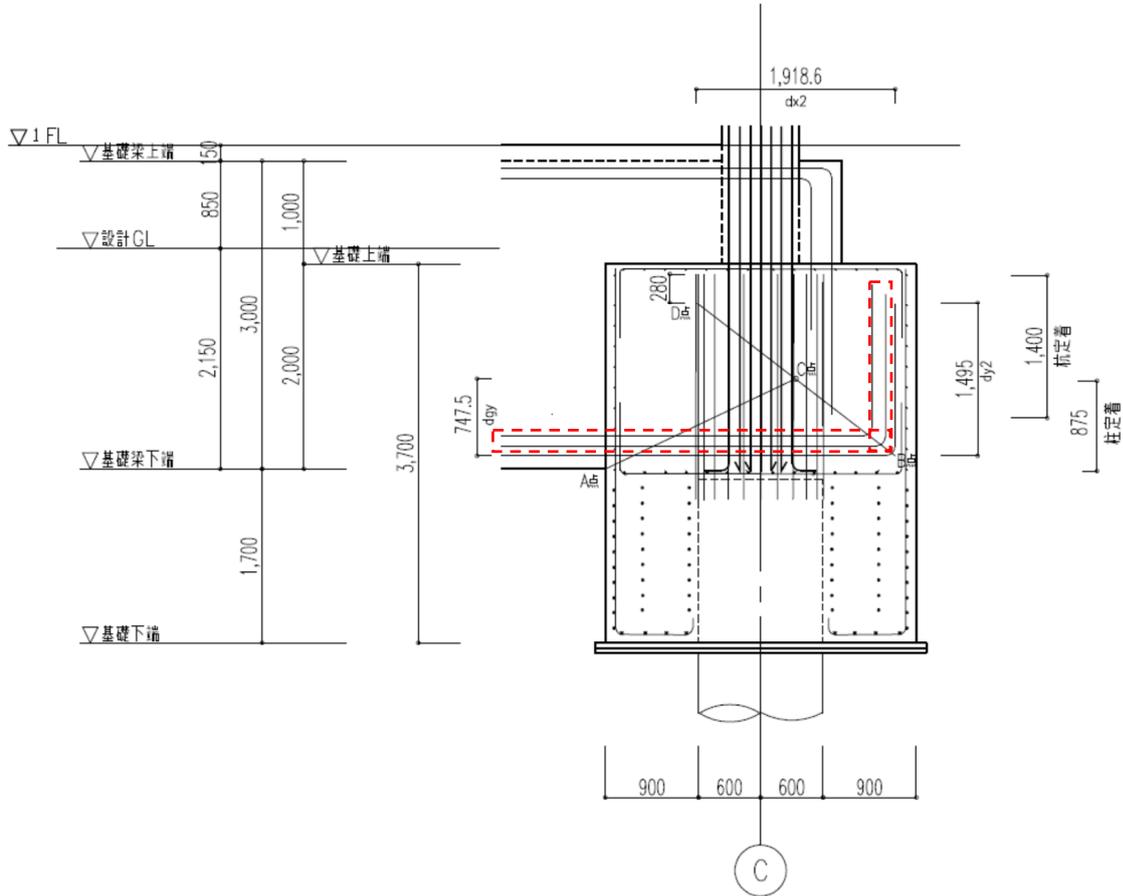


図 4. 4. 1-17-2 開く側の危険断面移置 (検討 2)

第4章 設計例2：共同住宅B

表 4.4.1-18-2 開く側の検討(検討2)

パイルキャップの曲げ強度の検討(開く方向の力を受ける場合)

符 号		F1(P1杭)	F2(P2杭)	備 考
検討位置		X.3.Y.C(正)	X.3.Y.F(負)	
設計応力	M_d (kN)	11121	10052	
存在応力	Q_p (kN)	1355	1250	
	N_p (kN)	-9526	-3249	引張力
基礎梁下端筋による曲げ強度	A_{gb} (mm ²)	5742	5742	6-D35(一段筋)
	σ_{ygb} (N/mm ²)	429	429	定着L2確保
	d_{gy} (mm)	748	748	
	$T_{gb} \cdot d_{gy}$ (kNm)	1843	1843	第1項
杭(引張側最外端主筋)による曲げ強度	A_{pt} (mm ²)	0	0	
	σ_{ypt} (N/mm ²)	429	429	
	d_{px} (mm)	577	577	
	$T_{pt} \cdot d_{px}$ (kNm)	0	0	第2項
柱の全主筋のうち、第2危険断面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	A_c (mm ²)	6858	4056	P1(C2B): 2-D22+12-D25
	σ_{yc} (N/mm ²)	380	380	P2(C6): 8-D25
	T_c (kN)	2603	1539	
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	A_{pc} (mm ²)	6699	6699	7-D35
	σ_{ypc} (N/mm ²)	429	429	
	T_{pc} (kN)	2874	2874	
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危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する基礎梁下端による引張力	A_{gv} (mm ²)	10527	10527	11-D35(二・三段筋)
	σ_{ygv} (N/mm ²)	429	429	
	T_{gv} (kN)	4516	4516	
	d_{x2} (mm)	1919	1919	
	$(T_c + T_{pc} + T_{gv}) \cdot d_{x2} / 2$ (kNm)	9588	8568	第3項
杭軸力(引張)による曲げ強度	d_{x2} (mm)	1919	1919	
	$N_p \cdot d_{x2} / 2$ (kNm)	-9140	-3117	第4項
杭頭せん断力による曲げ強度	d_{y2} (mm)	1495	1495	
	$Q_p \cdot d_{y2} / 2$ (kNm)	1013	934	第5項
パイルキャップによる曲げ強度	M_{ju} (kNm)	1277	6358	
	β	0.8	0.8	低減係数
	$\beta \cdot M_{ju}$ (kNm)	1022	5087	
	$\beta \cdot M_{ju} / M_d$ (kNm)	0.09	0.51	$\beta \cdot M_{ju} / M_d \geq 1.0$

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

・開く側の検討（検討3）

曲げ耐力確保のため基礎梁下筋の十分な定着長さをし、二段筋に1-D35、三段筋として6-D35を追加。フーチング上端を基礎梁時上端と同じとフーチングせいを大きくする。

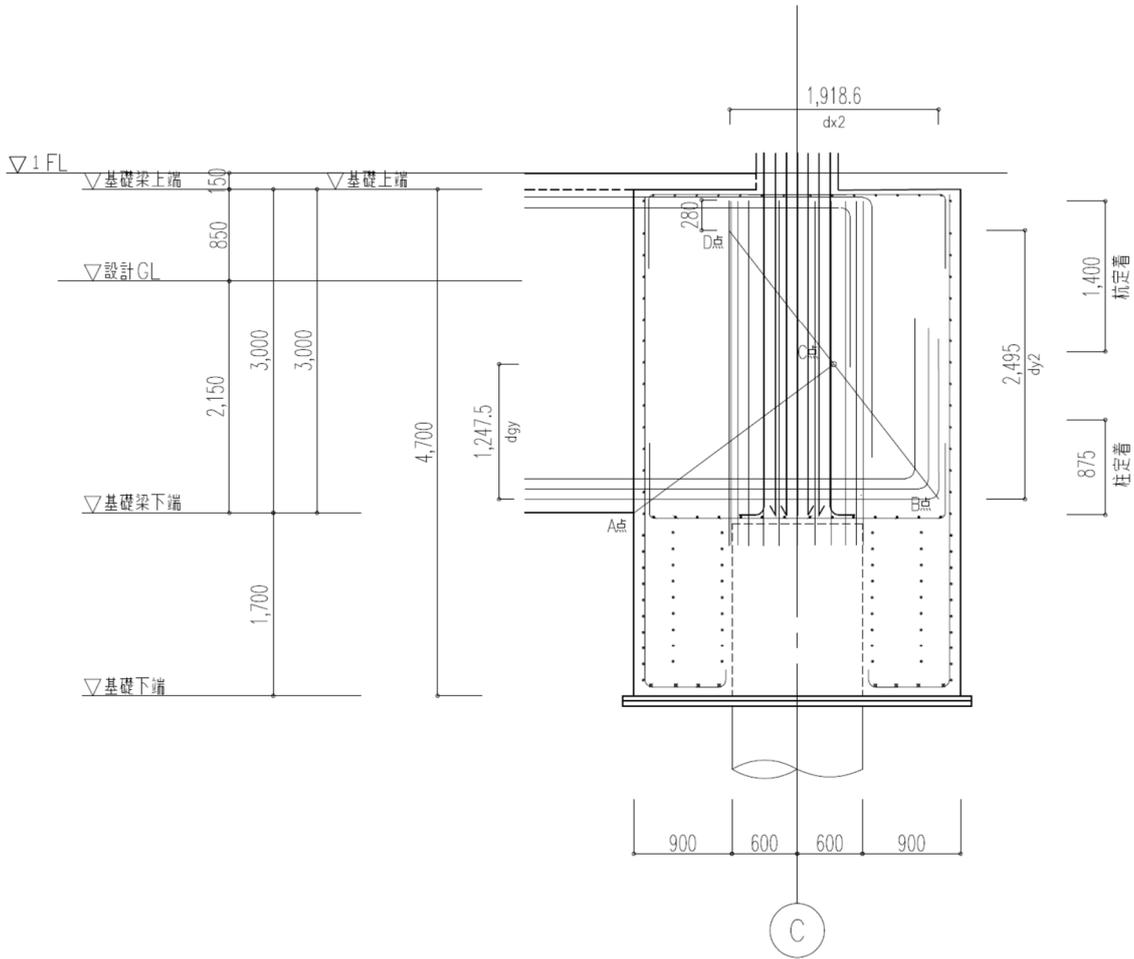


図 4. 4. 1-17-3 開く側の危険断面移置（検討3）

第4章 設計例2：共同住宅B

表 4.4.1-18-3 開く側の検討(検討3)

パイルキャップの曲げ強度の検討(開く方向の力を受ける場合)

符 号		F1(P1杭)	F2(P2杭)	備 考
検討位置		X ₃ ,Y ₃ C(正)	X ₃ ,Y ₃ F(負)	
設計応力	M _d (kN)	11121	10052	
存在応力	Q _p (kN)	1355	1250	
	N _p (kN)	-9526	-3249	引張力
基礎梁下端筋による曲げ強度	A _{gb} (mm ²)	5742	5742	6-D35(一段筋)
	σ _{yg} b (N/mm ²)	429	429	定着L2確保
	d _{gy} (mm)	1248	1248	
	T _{gb} ・d _{gy} (kNm)	3074	3074	第1項
杭(引張側最外端主筋)による曲げ強度	A _{pt} (mm ²)	6699	6699	7-D35
	σ _{ypt} (N/mm ²)	429	429	
	d _{px} (mm)	577	577	
	T _{pt} ・d _{px} (kNm)	1657	1657	第2項
柱の全主筋のうち、第2危険断面を横切って十分な定着長さを有する柱主筋による引張力	A _c (mm ²)	8646	6084	P1(C2B): 4-D22+14-D25
	σ _{yc} (N/mm ²)	380	380	P2(C6): 12-D25
	T _c (kN)	3281	2309	
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危険断面を横切って十分な定着長さを有する杭の軸方向鉄筋による引張力	A _{pc} (mm ²)	6699	6699	7-D35
	σ _{y_{pc}} (N/mm ²)	429	429	
	T _{pc} (kN)	2874	2874	
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危険断面を横切って十分な定着長さを有する基礎梁下端による引張力	A _{gv} (mm ²)	10527	10527	11-D35(二・三段筋)
	σ _{y_{gv}} (N/mm ²)	429	429	
	T _{gv} (kN)	4516	4516	
	d _{x2} (mm)	1919	1919	
杭軸力(引張)による曲げ強度	(T _c +T _{pc} +T _{gv})・d _{x2} /2 (kNm)	10239	9306	第3項
	d _{x2} (mm)	1919	1919	
	N _p ・d _{x2} /2 (kNm)	-9140	-3117	第4項
杭頭せん断力による曲げ強度	d _{y2} (mm)	2495	2495	
	Q _p ・d _{y2} /2 (kNm)	1690	1559	第5項
パイルキャップによる曲げ強度	M _{ju} (kNm)	4140	9361	
	β	0.8	0.8	低減係数
	β・M _{ju} (kNm)	3312	7488	
	β・M _{ju} /M _d (kNm)	0.30	0.74	β・M _{ju} /M _d ≥ 1.0

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

表 4.4.1-18-4 開く側の検討(検討3 最小軸力の場合)

パイルキャップの曲げ強度の検討(開く方向の力を受ける場合)

符 号		F1(P1杭)	F2(P2杭)	備 考
検討位置		X_4,Y_D(正)	X_4,Y_F(負)	
設計応力	M_d (kN)	11121	10052	
存在応力	Q_p (kN)	1355	1250	
	N_p (kN)	-4288	-2477	引張力
基礎梁下端筋による曲げ強度	A_{gb} (mm ²)	5742	5742	6-D35(一段筋)
	$\sigma_{yg}b$ (N/mm ²)	429	429	定着L2確保
	d_{gy} (mm)	1248	1248	
	$T_{gb} \cdot d_{gy}$ (kNm)	3074	3074	第1項
杭(引張側最外端主筋)による曲げ強度	A_{pt} (mm ²)	6699	6699	7-D35
	σ_{ypt} (N/mm ²)	429	429	
	d_{px} (mm)	577	577	
	$T_{pt} \cdot d_{px}$ (kNm)	1657	1657	第2項
柱の全主筋のうち、第2危険断面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	A_c (mm ²)	8646	6084	P1(C4):4-D22+14-D25
	σ_{yc} (N/mm ²)	380	380	P2(C5):12-D25
	T_c (kN)	3281	2309	
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	A_{pc} (mm ²)	6699	6699	7-D35
	σ_{ypc} (N/mm ²)	429	429	
	T_{pc} (kN)	2874	2874	
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危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する基礎梁下端による引張力	A_{gv} (mm ²)	10527	10527	11-D35(二・三段筋)
	σ_{ygv} (N/mm ²)	429	429	
	T_{gv} (kN)	4516	4516	
	d_{x2} (mm)	1919	1919	
	$(T_c + T_{pc} + T_{gv}) \cdot d_{x2} / 2$ (kNm)	10239	9306	第3項
杭軸力(引張)による曲げ強度	d_{x2} (mm)	1919	1919	
	$N_p \cdot d_{x2} / 2$ (kNm)	-4114	-2377	第4項
杭頭せん断力による曲げ強度	d_{y2} (mm)	2495	2495	
	$Q_p \cdot d_{y2} / 2$ (kNm)	1690	1559	第5項
パイルキャップによる曲げ強度	M_{ju} (kNm)	9166	10101	
	β	0.8	0.8	低減係数
	$\beta \cdot M_{ju}$ (kNm)	7332	8081	
	$\beta \cdot M_{ju} / M_d$ (kNm)	0.66	0.80	$\beta \cdot M_{ju} / M_d \geq 1.0$

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

第4章 設計例2：共同住宅B

(b) パイルキャップのせん断強度に関する検討

・設計用せん断力

$$Q_d = (M_d / j - cQ_m) \times 1.25$$

$$j = 2850 \times 7/8 = 2493\text{mm}$$

$$cQ_m = 0\text{kN}$$

$$Q_d = (M_d / j - cQ_m) \times 1.25$$

$$F1 : M_d = 11121\text{kNm} \quad , \quad Q_d = 5577\text{kNm}$$

$$F2 : M_d = 10052\text{kNm} \quad , \quad Q_d = 5041\text{kNm}$$

表 4.4.1-19 パイルキャップのせん断終局強度の検討

パイルキャップのせん断終局強度の検討

符 号	F1(P1杭)	F1(P1杭)	F2(P2杭)	F2(P2杭)	備 考			
検討位置	X.1.Y.C(正)	X.3.Y.C(正)	X.4.Y.F(正)	X.3.Y.F(負)				
柱 符 号	C2	C2B	C5	C6				
設計用せん断力	Qd (kN)	5577	5577	5041	5041	割り増し係数1.25考慮		
パイルキャップ部材幅	b (mm)	3000	3000	3000	3000			
袖壁付き柱は等価な断面積とした柱せい	D _c (mm)	750	750	750	620			
基礎梁主筋の90度折曲げ筋の水平投影長さ	D _{pc} (mm)	1400	1400	1400	1400			
杭の円形断面せい	D _p (mm)	1063	1063	1063	1063	D _p = √A _p . A _p は杭径+200mm(外周両側100mm)の断面積		
パイルキャップ有効断面せい	d _e (mm)	1071	1071	1071	1028	d _e = (D _c + D _{pc} + D _p)/3		
パイルキャップの応力中心間距離	j (mm)	937	937	937	899	j = 7/8d _e		
基礎梁主筋間距離	L _b (mm)	2700	2700	2700	2700	重心間距離		
せん断スパン比	a/D	2.52	2.52	2.52	2.63	a/D = L _v /d _e		
コンクリート強度	F _c (N/mm ²)	42	42	42	42			
第一項	引張鉄筋比	開く側	a _t (mm ²)	—	12315	—	12555	引張側最外端の柱主筋+杭の中心より引張側の定着筋
			P _t (%)	—	0.383	—	0.407	P _t = a _t /(b × d _e)
		閉じる側	a _t (mm ²)	1788	—	1548	—	引張側最外端の柱主筋
			P _t (%)	0.056	—	0.048	—	P _t = a _t /(b × d _e)
		第一項	—	1.239	—	1.208	(a _t C2,C2B:2-D22+2-D25 .C5:4-D22 .C6:4-D2225)+11-D35	
第二項	パイルキャップ内の柱のせん断補強筋	断面積	c _c a _w (mm ²)	2286	2286	2286	2286	基礎梁主筋間の配置されている補強筋のみ
		補強筋比	cP _w (%)	0.028	0.028	0.028	0.028	cP _w = c _c a _w /(b × L _b) (at :D13-□-@150,9段)
		降伏強度	cσ _{wy} (N/mm ²)	295	295	295	295	
	パイルキャップのせん断補強筋	断面積	p _c a _w (mm ²)	2032	2032	2032	2032	基礎梁主筋間の配置されている補強筋のみ
		補強筋比	p _c P _w (%)	0.025	0.025	0.025	0.025	p _c P _w = p _c a _w /(b × L _b) (a _t :8-D16)
		降伏強度	p _c σ _{wy} (N/mm ²)	295	295	295	295	
		0.85√(cP _w ·cσ _{wy} +p _c P _w ·p _c σ _{wy})	3.371	3.371	3.371	3.371		
第三項	軸力比	開く側	N _{pc} (kN)	—	-9526	—	-3249	N _{pc} = N _c - Q _v (開く側)
			0.1σ ₀ (N/mm ²)	—	-0.296	—	-0.105	0.1σ ₀ = 0.1N _{pc} /(b · d _e)
		閉じる側	N _{pc} (kN)	8718	—	4838	—	N _{pc} = N _c + Q _v (閉じる側)
			0.1σ ₀ (N/mm ²)	0.271	—	0.151	—	0.1σ ₀ = 0.1N _{pc} /(b · d _e)
パイルキャップのせん断終局強度	開く側	Q _v (kN)	—	12129	—	12071		
		β	—	0.8	—	0.8	低減係数	
		β · Q _v /Q _d ≥ 1.00	—	1.74	—	1.92		
	閉じる側	Q _v (kN)	12476	—	12064	—		
		β	1.0	—	1.0	—	低減係数	
		β · Q _v /Q _d ≥ 1.00	2.24	—	2.39	—		

$$Q_{sv} = \left\{ \frac{0.068 \times P_t^{0.22} (Fc + 18)}{a/D + 0.12} + 0.85 \sqrt{cP_w \cdot c\sigma_{wy} + p_c P_w \cdot p_c \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} b \cdot j$$

9) 二次設計時の即時沈下の検討

保有水平耐力時における即時沈下量を求める。支持反力は付加軸力を考慮した支持反力とし、地盤ばねは「基礎指針」[4-1]の荷重伝達法により求める。

検討条件は下記による。

- ・先端地盤ばねの曲線の初期接線勾配 α 、曲線形状を決定する次数 n は、先端地盤が砂質土地盤の既製コンクリート杭の場合の値（ $\alpha=0.28$ ， $n=3.9$ ）を採用する。
- ・周面摩擦力はバイリニアでモデル化する。
- ・沈下計算で用いる極限の先端支持力および周面摩擦力は、「基礎指針」[4-1]の鉛直支持力式に準じて計算したものを採用する。極限周面摩擦力の値が、告示式よりも「基礎指針」[4-1]の方が小さく保有水平耐力時の引抜き耐力を超えることから、P1杭の杭長を2m長くして検討を行う。
- ・杭頭のばね定数は、荷重伝達法により求めた地盤ばねによる割線剛性と杭体の圧縮ばねの直列結合のばね定数を用いて即時沈下量を計算する。

二次設計時における最大沈下量は、8.1mm（正加力時：X₃,Y_F および X₄,Y_E）であり、最大変角形は 5.0×10^{-3} rad（正加力時：X₃,Y_{C-D}間）となった。

杭の沈下量の評価は「基礎指針」[4-1]の直接基礎の沈下の設計用限界値の目安を参考に行った。最大変形角の結果より、性能グレードSに相当する結果となった。

表 4. 4. 1-20 沈下の設計用限界値の目安

想定荷重	性能グレード	要求性能のレベル (限界状態)	変形角の設計用限界値の目安
常時荷重	—	使用限界状態	即時沈下 1×10^{-3} (rad)
レベル1 荷重	—	損傷限界状態	5×10^{-3} (rad)
レベル2 荷重	S		
	A	終局限界状態	7×10^{-3} (rad)

第4章 設計例2：共同住宅B

先端沈下量と沈下量の関係

$$\frac{S_p/d_p}{0.1} = \alpha \frac{(R_p/A_p)}{(R_p/A_p)_u} + (1-\alpha) \left\{ \frac{(R_p/A_p)}{(R_p/A_p)_u} \right\}^n$$

S_p : 杭先端沈下量 (m)

d_p : 杭先端の直径 (m)

R_p : 杭先端荷重 (kN)

A_p : 杭先端の断面積 (m²)

$(R_p/A_p)_u$: 極限先端支持力度 (kN/m²)

α : 曲線の初期接線勾配

n : 曲線形状を決定する次数

周面抵抗力と沈下量の関係は、次式に示すようにバイリニア型でモデル化

$$\tau_i = K_{fi} \cdot S_i \quad (S_i \leq S_{fi} \text{ の時})$$

$$\tau_i = \tau_{fi} \quad (S_i > S_{fi} \text{ の時})$$

S_i : i 層の杭の沈下量 (m)

S_{fi} : i 層の周面摩擦応力度が最大になるときの杭の沈下量 (m),

設計用として砂質土は 20mm, 礫質土で 30mm, 粘性土で 10mm

τ_i : i 層の周面摩擦力度 (kN/m²)

τ_{fi} : i 層の極限周面摩擦力度 (kN/m²)

K_{fi} : i 層の周面摩擦力に関する地盤反力係数で τ_{fi}/S_{fi} として求める。

杭体の圧縮性を考慮した杭頭のばね定数

$$K_p = \frac{(K_s + K_b)K_c}{K_s + K_b + K_c}$$

$$K_c = \left(\frac{EA}{L} \right) \left(\frac{K_s + K_b}{K_s/2 + K_b} \right)$$

K_p : 杭頭のばね定数 (kN/m)

K_s : 杭周面地盤の各層のばね (kN/m)

K_b : 杭先端のばね (kN/m)

K_c : 杭体の圧縮性を表現するばね係数 (kN/m)

L : 杭長 (m)

E : 杭体のヤング係数 (kN/m²)

A : 杭体の実断面積 (m²)

□杭の鉛直荷重・引抜き荷重－沈下曲線(埋込み杭_プレボーリング)

1)先端地盤ばねの緒元

杭 長	L(m)	48
杭 径	d(mm)	1200
杭先端直径	dp(mm)	1200
先端断面積	Ap(m ²)	1.13
杭先端における終局先端支持力度 (R _v /A _p) ₀ (kN/m ²)		7500 (先端N値=50)
α	α	0.28
n	n	3.9

2)周面摩擦ばねの緒元

地層名	深さ (m)	層厚 (m)	N値	せん断強さ c _u qu(kN/m ²)	押込み時 最大摩擦力度 τ _{res} (kN/m ²)	引抜き時 残留摩擦力度 τ _{rs} (kN/m ²)	押込み時			引抜き時		
							砂質土	礫質土	粘性土	砂質土	礫質土	粘性土
							Rf(kN)	Rf(kN)	Rf(kN)	Rf(kN)	Rf(kN)	Rf(kN)
粘性土	2.5 ~ 5.0	2.5	0.0	25.0	25.0	17	0.0	0.0	235.6	0	0	157
砂質土	5.0 ~ 10.0	5.0	5.4		13.5	8	254.5	0.0	0.0	141	0	0
砂質土	10.0 ~ 17.0	7.0	14.3		35.8	20	943.4	0.0	0.0	524	0	0
粘性土	17.0 ~ 19.0	2.0	40.0	25.0	25.0	17	0.0	0.0	188.5	0	0	126
砂質土	19.0 ~ 27.0	8.0	28.6		71.5	40	2156.4	0.0	0.0	1198	0	0
砂質土	27.0 ~ 52.5	25.5	50.0		125.0	69	12016.6	0.0	0.0	6676	0	0
合計							15371	0	424	8539	0	283

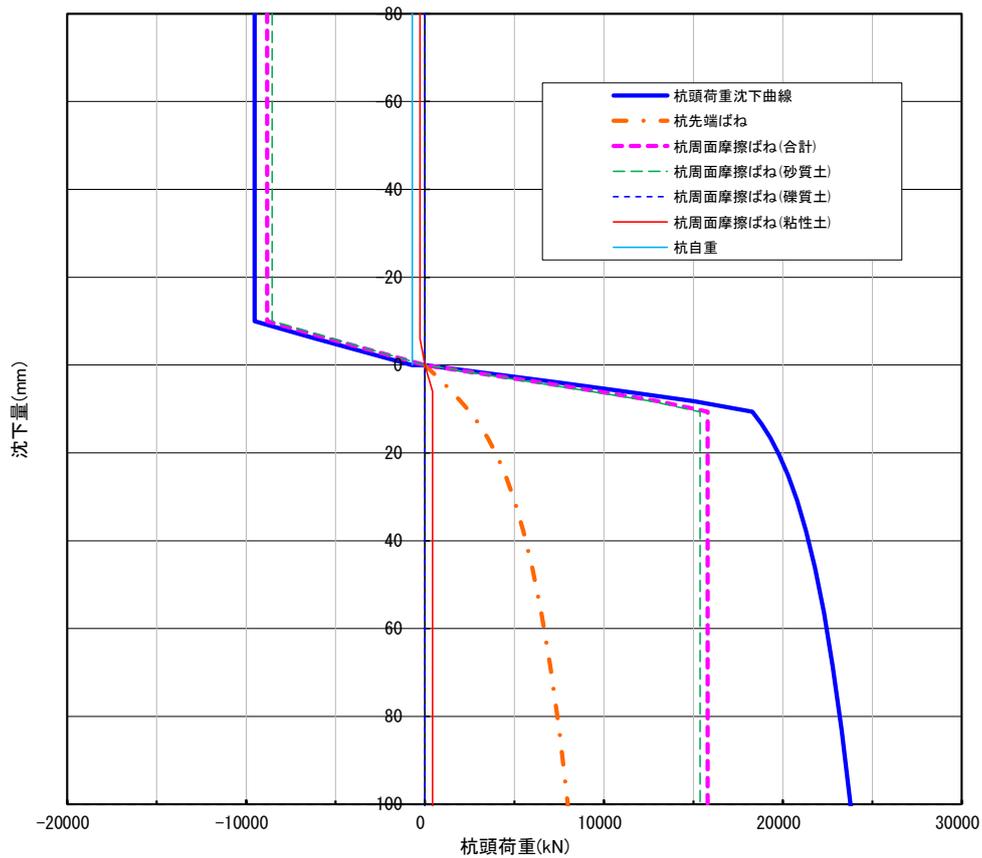


図 4.4.1-18 P1 の荷重沈下曲線

第4章 設計例2：共同住宅B

□杭の鉛直荷重・引抜き荷重－沈下曲線(埋込み杭_プレボーリング)

1)先端地盤ばねの緒元

杭 長	L(m)	26
杭 径	d(mm)	1200
杭先端直径	dp(mm)	1200
先端断面積	Ap(m ²)	1.13
杭先端における終局先端支持力度 (R _v /A _p) _u (kN/m ²)		7500 (先端N値=50)
α	α	0.28
n	n	3.9

2)周面摩擦ばねの緒元

杭長(m): 25.0 杭自重(kN) 337

地層名	深さ (m)	層厚 H(m)	N値	一軸圧縮強さ qu(KN/m ²)	押し込み時 最大摩擦力度 τ _{fc} (kN/m ²)	引抜き時 残留摩擦力度 τ _{rs} (kN/m ²)	押し込み時			引抜き時		
							砂質土	礫質土	粘性土	砂質土	礫質土	粘性土
							Rf(kN)	Rf(kN)	Rf(kN)	Rf(kN)	Rf(kN)	Rf(kN)
粘性土	2.5 ~ 5.0	2.5	0.0	25.0	25.0	17	0.0	0.0	235.6	0	0	157
砂質土	5.0 ~ 10.0	5.0	5.4		13.5	8	254.5	0.0	0.0	141	0	0
砂質土	10.0 ~ 17.0	7.0	14.3		35.8	20	943.4	0.0	0.0	524	0	0
砂質土	17.0 ~ 19.0	2.0	40.0	25.0	100.0	56	754.0	0.0	0.0	419	0	0
砂質土	19.0 ~ 27.5	8.5	28.6		71.5	40	2291.2	0.0	0.0	1273	0	0
合計							4243	0	236	2357	0	157

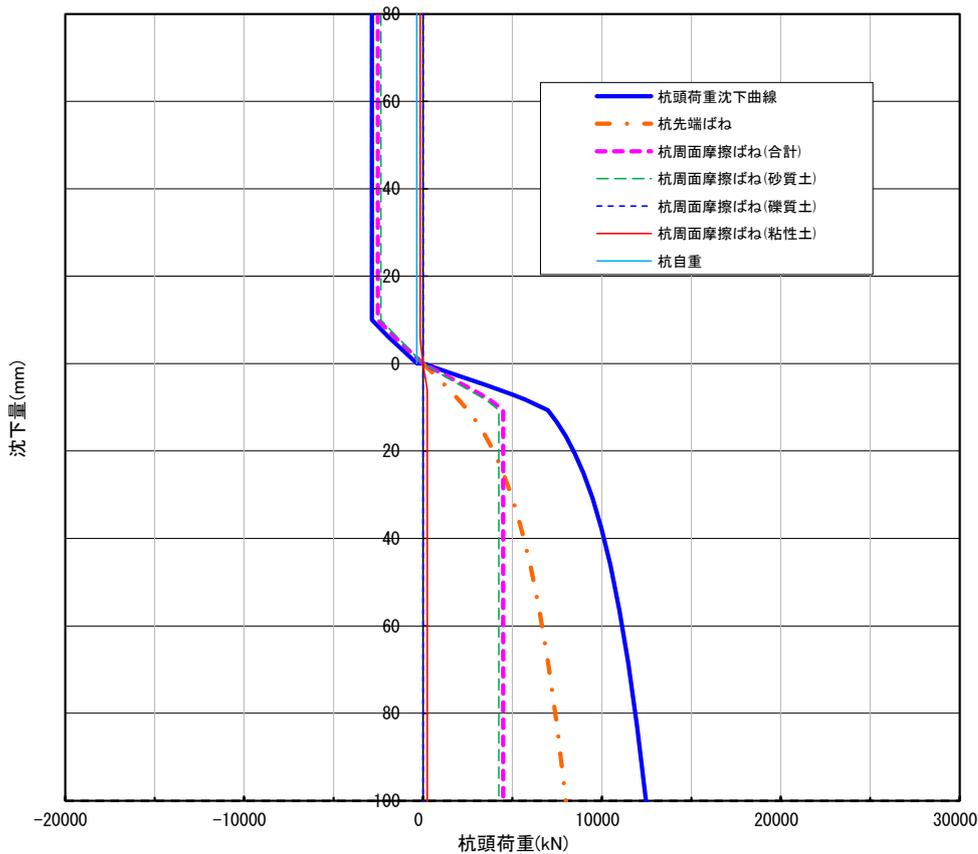


図 4.4.1-19 P2 の荷重沈下曲線

表 4.4.1-21 沈下量の計算

長期荷重時 E(N/mm²): 4.000

通り		杭符号	杭頭荷重 P (kN)	沈下量 δ_G (mm)	先端荷重 Pb (kN)	周面摩擦力 Ps (kN)	先端ばね Kb (kN/mm)	周面摩擦ばね Ks (kN/mm)	杭長 L (m)	杭体断面積 A (mm ²)	EA/L (kN/mm)	杭ばね係数 Kc (kN/mm)	杭頭ばね Kp (kN/mm)	杭頭沈下量 δ (mm)
X	Y													
1	C	P1	1,485	0.80	201	1,283	252	1,608	50.0	494,800	39,584	69,711	1,812	0.82
1	D	P1	2,154	1.16	292	1,862	252	1,608	50.0	494,800	39,584	69,712	1,812	1.19
1	E	P1	2,613	1.40	354	2,258	252	1,608	50.0	494,800	39,584	69,712	1,812	1.44
2	C	P1	2,478	1.33	336	2,142	252	1,608	50.0	494,800	39,584	69,712	1,812	1.37
2	D	P2	3,411	4.77	1,202	2,209	252	464	25.0	494,800	79,168	117,079	711	4.79
2	E	P1	3,650	1.96	495	3,155	252	1,608	50.0	494,800	39,584	69,713	1,812	2.01
3	C	P1	1,430	0.77	194	1,236	252	1,608	50.0	494,800	39,584	69,711	1,812	0.79
3	D	P2	3,740	5.23	1,313	2,427	251	464	25.0	494,800	79,168	117,187	710	5.27
3	E	P1	4,062	2.18	551	3,511	252	1,608	50.0	494,800	39,584	69,719	1,812	2.24
3	F	P2	1,237	1.73	436	801	252	464	25.0	494,800	79,168	117,076	712	1.74
4	D	P1	2,466	1.33	334	2,131	252	1,608	50.0	494,800	39,584	69,712	1,812	1.36
4	E	P2	3,040	4.25	1,071	1,968	252	464	25.0	494,800	79,168	117,079	711	4.27
4	F	P2	1,181	1.65	416	765	252	464	25.0	494,800	79,168	117,076	712	1.66

終局時(Y+) E(N/mm²): 4.000

通り		杭符号	杭頭荷重 P (kN)	沈下量 δ_G (mm)	先端荷重 Pb (kN)	周面摩擦力 Ps (kN)	先端ばね Kb (kN/mm)	周面摩擦ばね Ks (kN/mm)	杭長 L (m)	杭体断面積 A (mm ²)	EA/L (kN/mm)	杭ばね係数 Kc (kN/mm)	杭頭ばね Kp (kN/mm)	杭頭沈下量 δ (mm)
X	Y													
1	C	P1	-6,117	-6.00	0	-5,406	0	1,020	50.0	494,800	39,584	79,168	1,007	-6.08
1	D	P1	3,807	2.05	516	3,291	252	1,608	50.0	494,800	39,584	69,715	1,812	2.10
1	E	P1	8,718	4.69	1,173	7,545	250	1,608	50.0	494,800	39,584	69,781	1,809	4.82
2	C	P1	-6,210	-6.11	0	-5,499	0	1,017	50.0	494,800	39,584	79,168	1,004	-6.19
2	D	P2	4,501	6.30	1,580	2,921	251	464	25.0	494,800	79,168	117,198	710	6.34
2	E	P1	11,350	6.12	1,518	9,833	248	1,606	50.0	494,800	39,584	69,829	1,806	6.28
3	C	P1	-9,526	-9.99	0	-8,815	0	953	50.0	494,800	39,584	79,168	942	-10.11
3	D	P2	5,762	8.07	2,022	3,740	251	464	25.0	494,800	79,168	117,211	710	8.12
3	E	P1	8,655	4.66	1,164	7,490	250	1,608	50.0	494,800	39,584	69,780	1,809	4.78
3	F	P2	5,722	8.01	2,008	3,714	251	464	25.0	494,800	79,168	117,210	710	8.06
4	D	P1	-4,288	-3.97	0	-3,577	0	1,080	50.0	494,800	39,584	79,168	1,066	-4.02
4	E	P2	5,734	8.03	2,012	3,722	251	464	25.0	494,800	79,168	117,210	710	8.08
4	F	P2	4,838	6.77	1,698	3,140	251	464	25.0	494,800	79,168	117,202	710	6.82

終局時(Y-) E(N/mm²): 4.000

通り		杭符号	杭頭荷重 P (kN)	沈下量 δ_G (mm)	先端荷重 Pb (kN)	周面摩擦力 Ps (kN)	先端ばね Kb (kN/mm)	周面摩擦ばね Ks (kN/mm)	杭長 L (m)	杭体断面積 A (mm ²)	EA/L (kN/mm)	杭ばね係数 Kc (kN/mm)	杭頭ばね Kp (kN/mm)	杭頭沈下量 δ (mm)
X	Y													
1	C	P1	9,087	4.89	1,221	7,866	250	1,608	50.0	494,800	39,584	69,789	1,809	5.02
1	D	P1	500	0.27	68	432	252	1,608	50.0	494,800	39,584	69,708	1,812	0.28
1	E	P1	-3,492	-3.09	0	-2,781	0	1,131	50.0	494,800	39,584	79,168	1,115	-3.13
2	C	P1	11,167	6.02	1,494	9,673	248	1,607	50.0	494,800	39,584	69,825	1,808	6.18
2	D	P2	2,321	3.24	818	1,503	252	464	25.0	494,800	79,168	117,078	711	3.26
2	E	P1	-4,050	-3.71	0	-3,339	0	1,093	50.0	494,800	39,584	79,168	1,078	-3.76
3	C	P1	12,386	6.71	1,652	10,734	246	1,600	50.0	494,800	39,584	69,852	1,799	6.88
3	D	P2	1,718	2.40	605	1,113	252	464	25.0	494,800	79,168	117,077	711	2.41
3	E	P1	-531	0.00	0	0	0	901	50.0	494,800	39,584	79,168	891	-0.60
3	F	P2	-3,249	-11.12	0	-2,912	0	292	25.0	494,800	79,168	158,336	292	-11.14
4	D	P1	9,220	4.97	1,239	7,981	249	1,607	50.0	494,800	39,584	69,792	1,809	5.10
4	E	P2	345	0.48	122	223	252	464	25.0	494,800	79,168	117,063	712	0.48
4	F	P2	-2,477	-8.17	0	-2,140	0	303	25.0	494,800	79,168	158,336	303	-8.19

表 4. 4. 1-22 最大沈下量と変形角

□杭符号

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			P2	P2
Y_ E	P1	P1	P1	P2
Y_ D	P1	P2	P2	P1
Y_ C	P1	P1	P1	

□長期荷重時の沈下量

(mm)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			1.7	1.7
Y_ E	1.4	2.0	2.2	4.3
Y_ D	1.2	4.8	5.3	1.4
Y_ C	0.8	1.4	0.8	

□長期荷重時の最大変形角

($\times 10^{-3}$ rad)

	L(m)	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ E ~ F	6.1 (4.5)			0.1	0.4
Y_ D ~ E	7.28	0.0	0.4	0.4	0.4
Y_ C ~ D	3.68	0.1	0.9	1.2	0.4

□終局時(EY+)の沈下量

(mm)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			8.1	6.8
Y_ E	4.8	6.3	4.8	8.1
Y_ D	2.1	6.3	8.1	-4.0
Y_ C	-6.1	-6.2	-10.1	

□終局時(EY+)の最大変形角

($\times 10^{-3}$ rad)

	L(m)	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ E ~ F	6.1 (4.5)			0.7	0.2
Y_ D ~ E	7.28	0.4	0.0	0.5	1.7
Y_ C ~ D	3.68	2.2	3.4	5.0	1.1

□終局時(EY-)の沈下量

(mm)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			-11.1	-8.2
Y_ E	-3.1	-3.8	-0.6	0.5
Y_ D	0.3	3.3	2.4	5.1
Y_ C	5.0	6.2	6.9	

□終局時(EY-)の最大変形角

($\times 10^{-3}$ rad)

	L(m)	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ E ~ F	6.1 (4.5)			2.3	1.4
Y_ D ~ E	7.28	0.5	1.0	0.4	0.6
Y_ C ~ D	3.68	1.3	0.8	1.2	1.4

10) 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 4.4.1-23 に X3-YC 位置における、基礎構造システム全体のメカニズム状態を示す。表 4.4.1-23 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 4.4.1-23 基礎構造システムのメカニズム時の状態

検討場所：X3-YC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		耐震壁付帯柱	
柱せん断		耐震壁付帯柱	
基礎梁曲げ		1.04	
基礎梁せん断		1.46	
杭曲げ	杭頭部	1.10	1.88
	地中部	1.39	5.19
杭せん断	杭頭部	5.91	
	地中部	13.48	
杭頭接合部		1.01	
パイルキャップ(RC規準)		- *注 (1柱1本杭)	
パイルキャップの曲げ強度(RC基礎部材指針)		0.30	1.28
パイルキャップのせん断強度(論文)		2.18	2.80
杭支持力		1.03	2.00

※注：1柱1本杭で偏心がなくRC基準に規定なし

※この表の余裕度の計算では、保証設計時の応力割増は考慮しないで計算する。

第4章 設計例2：共同住宅B

4.4.2 ケース2：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，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）

- ・杭モデル 群杭フレームモデル（多層地盤モデル）
- ・基礎梁 剛体とする。
- ・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相当（ $D_s=0.55$ ）を水平力とする。
 地上部分の慣性力 ${}_B Q_2 = 4782 \times 0.55 / 0.2 = 13151 \text{ kN}$
 地下部設計震度（ $K = 0.4, Z = 0.9$ ）を水平力とする。
 $W_1 = 4784 \text{ kN}$
 $W_f = 7068 \text{ kN}$
 地下部分の慣性力 ${}_f Q_2 = Z \cdot K \cdot (W_1 + W_f) = 4267 \text{ kN}$

- ・杭設計の支持反力は，一次設計時の水平時支点反力を必要保有水平耐力と設計せん断力の比率で割り増した支点反力を用いる。
 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（先端支持力係数 $\alpha = 250$ ）とする。

表 4.4.2-1 $D_s=0.55$ の終局時支持点反力(kN)

Y正(↑)				
	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			2,154	2,323
Y_ E	6,441	8,894	10,909	6,517
Y_ D	1,608	2,443	1,824	-2,064
Y_ C	-1,609	-1,893	-4,601	

Y負(↓)				
	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			319	38
Y_ E	-1,216	-1,593	-2,786	-438
Y_ D	2,700	4,380	5,656	6,996
Y_ C	4,579	6,850	7,461	

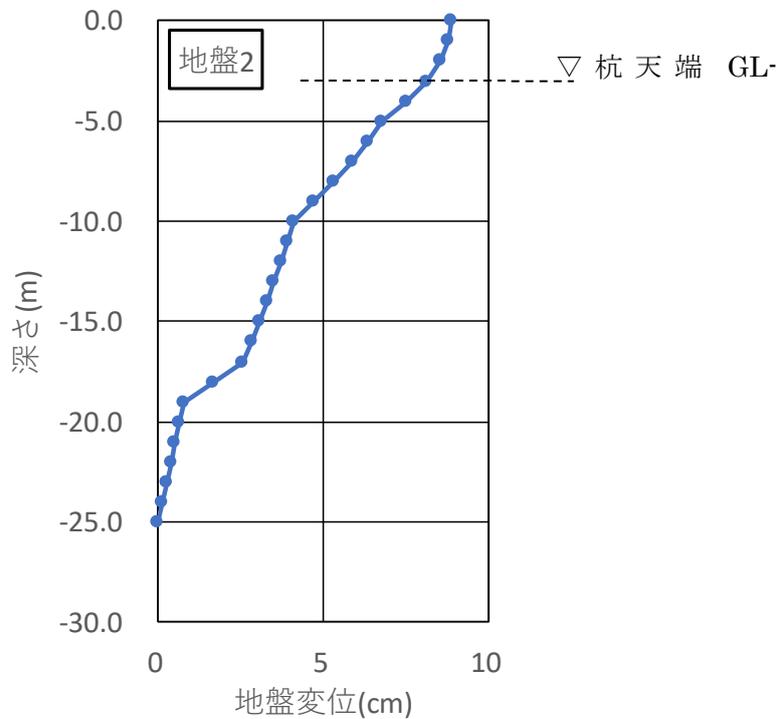
・杭強制変位

地盤変位は、応答スペクトル法とする。

表 4.4.2-2 地盤2の地盤変位の深さ方向分布 (Z=0.9)

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	$\Sigma (m^i \cdot u^i)$	仮の無次元化水平変位	調整した無次元化水平変位	地盤の水平変位
i	H _i (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} × u ^{*i} (cm)
1	1.0	0.0	cray	18	0.918	110	0.452	49.77	4549	0.918	1.000	1.000	8.88
2	1.0	-1.0		18	1.837	110	0.452	49.77	4549	2.743	0.993	0.990	8.79
3	1.0	-2.0		18	1.837	110	0.452	49.77	4549	4.531	0.974	0.961	8.53
4	1.0	-3.0		18	1.837	110	0.452	49.77	4549	6.259	0.941	0.913	8.10
5	1.0	-4.0		18	1.837	110	0.452	49.77	4549	7.904	0.895	0.846	7.51
6	1.0	-5.0	sand	16	1.735	150	0.510	76.56	9569	9.358	0.838	0.761	6.76
7	1.0	-6.0		16	1.633	150	0.510	76.56	9569	10.674	0.806	0.714	6.34
8	1.0	-7.0		16	1.633	150	0.510	76.56	9569	11.930	0.769	0.660	5.86
9	1.0	-8.0		16	1.633	150	0.510	76.56	9569	13.119	0.728	0.599	5.32
10	1.0	-9.0		16	1.633	150	0.510	76.56	9569	14.234	0.683	0.532	4.73
11	1.0	-10.0	sand	18	1.735	210	0.678	142.48	37285	15.335	0.634	0.460	4.09
12	1.0	-11.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	16.475	0.621	0.440	3.91
13	1.0	-12.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	17.588	0.606	0.419	3.72
14	1.0	-13.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	18.673	0.591	0.396	3.51
15	1.0	-14.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	19.727	0.574	0.372	3.30
16	1.0	-15.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	20.750	0.557	0.346	3.07
17	1.0	-16.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	21.739	0.538	0.319	2.83
18	1.0	-17.0	cray	17	1.786	150	0.530	79.52	10970	22.666	0.519	0.290	2.58
19	1.0	-18.0		17	1.735	150	0.530	79.52	10970	23.449	0.451	0.190	1.69
20	1.0	-19.0		18	1.786	260	0.776	201.66	74695	24.129	0.381	0.086	0.77
21	1.0	-20.0	sand	18	1.837	260	0.776	201.66	74695	20.408	0.370	0.071	0.63
22	1.0	-21.0		18	1.837	260	0.776	201.66	74695	21.071	0.361	0.057	0.51
23	1.0	-22.0		18	1.837	260	0.776	201.66	74695	21.718	0.352	0.044	0.39
24	1.0	-23.0		18	1.837	260	0.776	201.66	74695	22.346	0.342	0.029	0.26
25	1.0	-24.0		18	1.837	260	0.776	201.66	74695	22.957	0.333	0.015	0.13
基盤	1.0	-25.0		18		390					0.322	0.000	0.00

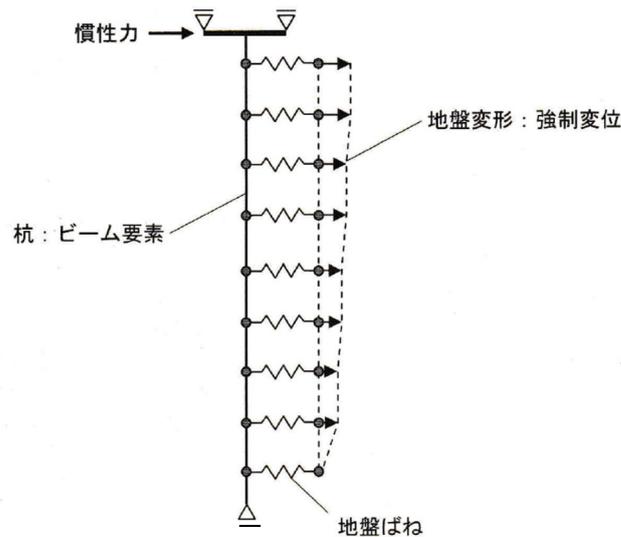
To= 0.594 式(4.5.6)
 $\alpha = 1.856$ 式(4.5.2)
 Rzo= 0.465 式(4)
 $\beta = 0.627$ 式(4)
 Dmax= 8.878 式(4)



(2) 既製杭（杭体・杭頭補強筋）の耐震設計

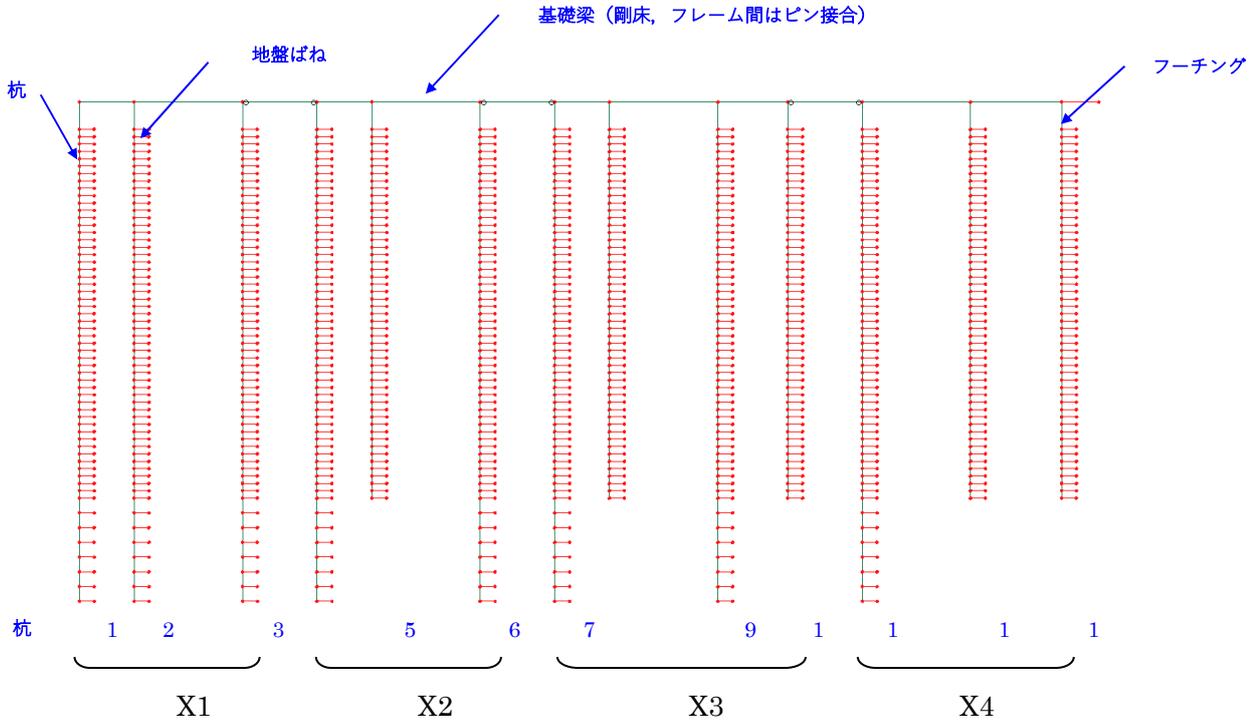
計算条件を以下に示す。

- ・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「midas iGen」（マイダスアイシャパン）を使用する。等分割100ステップで計算を行う。
- ・設計用応力は、建物周期（略算周期）と等価地盤周期より、「基礎指針」[4-1]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「基礎指針」[4-1]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、「基礎指針」[4-1]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 ）を持つ完全弾塑性とする。
- ・検討方向は、変動軸力が大きいY方向とする。

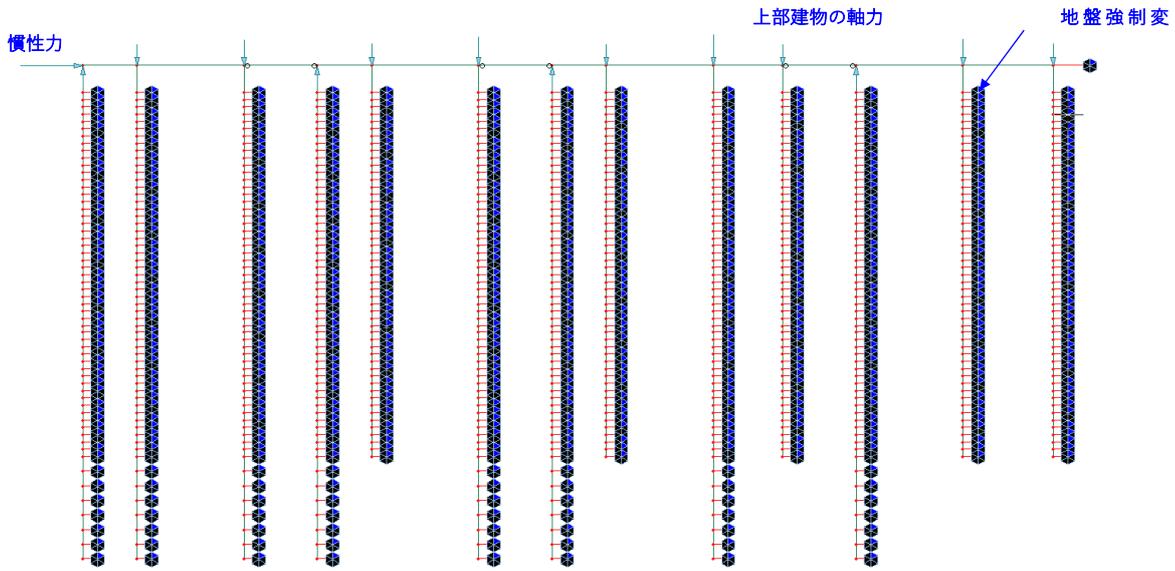


付図 1.3.113 解析モデル（簡易法）

図 4.4.2-1 杭応力解析モデル図



解析モデル



荷重

図 4. 4. 2-2 解析モデルおよび荷重

第4章 設計例2：共同住宅B

表 4.4.2-3 地盤モデル

□地盤モデル

群杭係数
 杭本数No: 16 建物面積 (m²): 207.9
 杭間隔R: 4.81 等価面積に置換した正方形の1辺 (m): 14.4
 杭径B (m): 1.10
 杭間隔比R/B: 4.37
 e: 0.79
 ξ: 0.74

No.	土質	深さ (m)	層厚 H (m)	γ (KN/m ³)	γ' (KN/m ³)	σ' _v (KN/m ²) (層中央)	N値 (=700N)	E ₀ (KN/m ²)	液化化 低減 β _L	群杭 係数 ξ	k _{sp} (α=80) (KN/m ³)	B (cm) : 110		R/B : 4.37		μ : 1.40		λ : 9.00		
												φ (度)	K _p	砂質土		粘性土		Py (KN/m ²)		
														C _u (KN/m ²)	Py (KN/m ²)	C _v (KN/m ²)	Py (KN/m ²)	Py (KN/m ²)	Py (KN/m ²)	
																				前方杭
1	C	0.0 ~ 0.5	0.5	18.0	18.0	4.5	2	1,400	1.0	0.74	2,426	1.0	1.04			25	82	82	82	82
2	C	0.5 ~ 1.0	0.5	18.0	18.0	13.5	2	1,400	1.0	0.74	2,426	1.0	1.04			25	114	114	114	114
3	C	1.0 ~ 1.5	0.5	18.0	18.0	22.5	0	0	1.0	0.74	0	1.0	1.04			25	145	145	145	145
4	C	1.5 ~ 2.0	0.5	18.0	18.0	31.5	0	0	1.0	0.74	0	1.0	1.04			25	177	177	177	177
5	C	2.0 ~ 2.5	0.5	18.0	18.0	40.5	2	1,400	1.0	0.74	2,426	1.0	1.04			25	209	209	209	209
6	C	2.5 ~ 3.0	0.5	18.0	18.0	49.5	2	1,400	1.0	0.74	2,426	1.0	1.04			25	225	225	225	225
7	C	3.0 ~ 3.5	0.5	18.0	18.0	58.5	0	0	1.0	0.74	0	1.0	1.04			25	225	225	225	225
8	C	3.5 ~ 4.0	0.5	18.0	18.0	67.5	0	0	1.0	0.74	0	1.0	1.04			25	225	225	225	225
9	C	4.0 ~ 4.5	0.5	18.0	18.0	76.5	5	3,500	1.0	0.74	6,065	1.0	1.04			25	225	225	225	225
10	C	4.5 ~ 5.0	0.5	18.0	18.0	85.5	5	3,500	1.0	0.74	6,065	1.0	1.04			25	225	225	225	225
11	S	5.0 ~ 5.5	0.5	16.0	16.0	94.0	5	3,500	1.0	0.74	6,065	35.0	3.69	1,040.6	495.2	1			1,041	495
12	S	5.5 ~ 6.0	0.5	16.0	16.0	102.0	5	3,500	1.0	0.74	6,065	35.0	3.69	1,129.2	537.4	1			1,129	537
13	S	6.0 ~ 6.5	0.5	16.0	16.0	110.0	6	4,200	1.0	0.74	7,278	35.0	3.69	1,217.8	579.5	1			1,218	580
14	S	6.5 ~ 7.0	0.5	16.0	16.0	118.0	6	4,200	1.0	0.74	7,278	35.0	3.69	1,306.3	621.7	1			1,306	622
15	S	7.0 ~ 7.5	0.5	16.0	16.0	126.0	5	3,500	1.0	0.74	6,065	35.0	3.69	1,394.9	663.8	1			1,395	664
16	S	7.5 ~ 8.0	0.5	16.0	16.0	134.0	5	3,500	1.0	0.74	6,065	35.0	3.69	1,483.4	706.0	1			1,483	706
17	S	8.0 ~ 8.5	0.5	16.0	16.0	142.0	5	3,500	1.0	0.74	6,065	35.0	3.69	1,572.0	748.1	1			1,572	748
18	S	8.5 ~ 9.0	0.5	16.0	16.0	150.0	5	3,500	1.0	0.74	6,065	35.0	3.69	1,660.6	790.3	1			1,661	790
19	S	9.0 ~ 9.5	0.5	16.0	16.0	158.0	6	4,200	1.0	0.74	7,278	35.0	3.69	1,749.1	832.4	1			1,749	832
20	S	9.5 ~ 10.0	0.5	16.0	16.0	166.0	6	4,200	1.0	0.74	7,278	35.0	3.69	1,837.7	874.6	1			1,838	875
21	S	10.0 ~ 10.5	0.5	18.0	18.0	174.5	10	7,000	1.0	0.74	12,131	35.0	3.69	1,931.8	919.3	1			1,932	919
22	S	10.5 ~ 11.0	0.5	18.0	18.0	183.5	10	7,000	1.0	0.74	12,131	35.0	3.69	2,031.4	966.8	1			2,031	967
23	S	11.0 ~ 11.5	0.5	18.0	18.0	192.5	10	7,000	1.0	0.74	12,131	35.0	3.69	2,131.1	1,014.2	1			2,131	1,014
24	S	11.5 ~ 12.0	0.5	18.0	18.0	201.5	10	7,000	1.0	0.74	12,131	35.0	3.69	2,230.7	1,061.6	1			2,231	1,062
25	S	12.0 ~ 12.5	0.5	18.0	18.0	210.5	17	11,900	1.0	0.74	20,622	35.0	3.69	2,330.3	1,109.0	1			2,330	1,109
26	S	12.5 ~ 13.0	0.5	18.0	18.0	219.5	17	11,900	1.0	0.74	20,622	35.0	3.69	2,430.0	1,156.4	1			2,430	1,156
27	S	13.0 ~ 13.5	0.5	18.0	18.0	228.5	21	14,700	1.0	0.74	25,475	35.0	3.69	2,529.6	1,203.8	1			2,530	1,204
28	S	13.5 ~ 14.0	0.5	18.0	18.0	237.5	21	14,700	1.0	0.74	25,475	35.0	3.69	2,629.2	1,251.3	1			2,629	1,251
29	S	14.0 ~ 14.5	0.5	18.0	18.0	246.5	24	16,800	1.0	0.74	29,114	35.0	3.69	2,728.9	1,298.7	1			2,729	1,299
30	S	14.5 ~ 15.0	0.5	18.0	18.0	255.5	24	16,800	1.0	0.74	29,114	35.0	3.69	2,828.5	1,346.1	1			2,829	1,346
31	S	15.0 ~ 15.5	0.5	18.0	18.0	264.5	16	11,200	1.0	0.74	19,409	35.0	3.69	2,928.2	1,393.5	1			2,928	1,394
32	S	15.5 ~ 16.0	0.5	18.0	18.0	273.5	16	11,200	1.0	0.74	19,409	35.0	3.69	3,027.8	1,440.9	1			3,028	1,441
33	S	16.0 ~ 16.5	0.5	18.0	18.0	282.5	2	1,400	1.0	0.74	2,426	35.0	3.69	3,127.4	1,488.3	1			3,127	1,488
34	S	16.5 ~ 17.0	0.5	18.0	18.0	291.5	2	1,400	1.0	0.74	2,426	35.0	3.69	3,227.1	1,535.8	1			3,227	1,536
35	C	17.0 ~ 17.5	0.5	17.0	17.0	300.3	2	1,400	1.0	0.74	2,426	1.0				25	225	225	225	225
36	C	17.5 ~ 18.0	0.5	17.0	17.0	308.8	2	1,400	1.0	0.74	2,426	1.0				25	225	225	225	225
37	C	18.0 ~ 18.5	0.5	17.0	17.0	317.2	7	4,900	1.0	0.74	8,492	1.0				25	225	225	225	225
38	C	18.5 ~ 19.0	0.5	17.0	17.0	325.8	7	4,900	1.0	0.74	8,492	1.0				25	225	225	225	225
39	S	19.0 ~ 19.5	0.5	18.0	18.0	334.5	13	9,100	1.0	0.74	15,770	35.0	3.69	3,703.1	1,762.3	1			3,703	1,762
40	S	19.5 ~ 20.0	0.5	18.0	18.0	343.5	13	9,100	1.0	0.74	15,770	35.0	3.69	3,802.7	1,809.7	1			3,803	1,810
41	S	20.0 ~ 20.5	0.5	18.0	18.0	352.5	18	12,600	1.0	0.74	21,835	35.0	3.69	3,902.4	1,857.1	1			3,902	1,857
42	S	20.5 ~ 21.0	0.5	18.0	18.0	361.5	18	12,600	1.0	0.74	21,835	35.0	3.69	4,002.0	1,904.5	1			4,002	1,905
43	S	21.0 ~ 21.5	0.5	18.0	18.0	370.5	25	17,500	1.0	0.74	30,327	35.0	3.69	4,101.6	1,952.0	1			4,102	1,952
44	S	21.5 ~ 22.0	0.5	18.0	18.0	379.5	25	17,500	1.0	0.74	30,327	35.0	3.69	4,201.3	1,999.4	1			4,201	1,999
45	S	22.0 ~ 22.5	0.5	18.0	18.0	388.5	27	18,900	1.0	0.74	32,753	35.0	3.69	4,300.9	2,046.8	1			4,301	2,047
46	S	22.5 ~ 23.0	0.5	18.0	18.0	397.5	27	18,900	1.0	0.74	32,753	35.0	3.69	4,400.5	2,094.2	1			4,401	2,094
47	S	23.0 ~ 23.5	0.5	18.0	18.0	406.5	9	6,300	1.0	0.74	10,918	35.0	3.69	4,500.2	2,141.6	1			4,500	2,142
48	S	23.5 ~ 24.0	0.5	18.0	18.0	415.5	9	6,300	1.0	0.74	10,918	35.0	3.69	4,599.8	2,189.0	1			4,600	2,189
49	S	24.0 ~ 24.5	0.5	18.0	18.0	424.5	37	25,900	1.0	0.74	44,884	35.0	3.69	4,699.4	2,236.5	1			4,699	2,236
50	S	24.5 ~ 25.0	0.5	18.0	18.0	433.5	37	25,900	1.0	0.74	44,884	35.0	3.69	4,799.1	2,283.9	1			4,799	2,284
51	S	25.0 ~ 25.5	0.5	18.0	18.0	442.5	50	35,000	1.0	0.74	60,654	35.0	3.69	4,898.7	2,331.3	1			4,899	2,331
52	S	25.5 ~ 26.0	0.5	18.0	18.0	451.5	50	35,000	1.0	0.74	60,654	35.0	3.69	4,998.3	2,378.7	1			4,998	2,379
53	S	26.0 ~ 26.5	0.5	18.0	18.0	460.5	50	35,000	1.0	0.74	60,654	35.0	3.69	5,098.0	2,426.1	1			5,098	2,426
54	S	26.5 ~ 27.0	0.5	18.0	18.0	469.5	50	35,000	1.0	0.74	60,654	35.0	3.69	5,197.6	2,473.5	1			5,198	2,474
55	S	27.0 ~ 27.5	0.5	18.0	18.0	478.5	50	35,000	1.0	0.74	60,654	35.0	3.69	5,297.2	2,521.0	1			5,297	2,521
56	S	27.5 ~ 28.0	0.5	18.0	18.0	487.5	50	35,000	1.0	0.74	60,654	35.0	3.69	5,396.9	2,568.4	1			5,397	2,568
57	S	28.0 ~ 29.0	1.0	18.0	18.0	501.0	50	35,000	1.0	0.74	60,654	35.0	3.69	5,546.3	2,639.5	1			5,546	2,639
58	S	29.0 ~ 30.0	1.0	18.0	18.0	519.0	50	35,000	1.0	0.74	60,654	35.0	3.69	5,745.6	2,734.3	1			5,746	2,734
59	S	30.0 ~ 31.0	1.0	18.0	18.0	537.0	50	35,000	1.0	0.74	60,654	35.0	3.69	5,944.9	2,829.2	1			5,945	2,829
60	S	31.0 ~ 32.0	1.0	18.0	18.0	555.0	50	35,000	1.0	0.74	60,654	35.0	3.69	6,144.1	2,924.0	1			6,144	2,924
61	S	32.0 ~ 33.0	1.0	18.0	18.0	573.0	50	35,000	1.0	0.74	60,654	35.0	3.69	6,343.4	3,018.8	1			6,343	3,019
62	S	33.0 ~ 34.0	1.0	18.0	18.0	591.0	50	35,000	1.0	0.74	60,654	35.0	3.69	6,542.7	3,113.7	1			6,543	3,114
63	S	34.0 ~ 35.0	1.0	18.0	18.0	609.0	50													

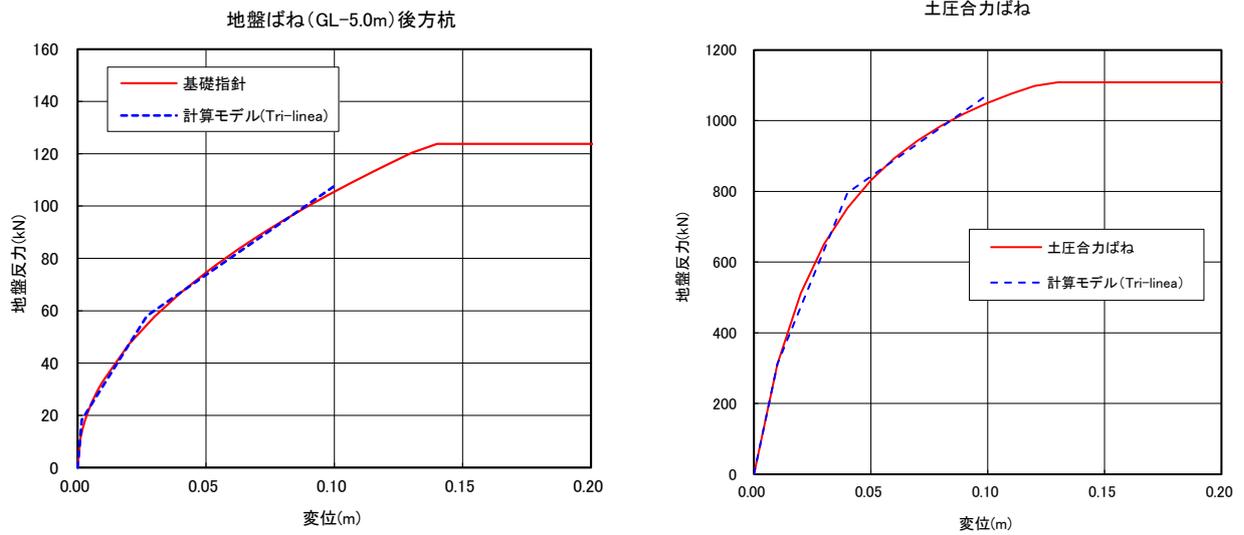


図 4. 4. 2-3 地盤ばね

(3) 基礎梁の耐震設計

「RC 基礎指針 (案)」^[4-4]に基づく方法による。

(4) パイルキャップの耐震設計

- 1) 「RC 基礎指針 (案)」^[4-4]に基づく方法
- 2) 既往学術論文^[4-5]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）pp595-596 2018年9月

第4章 設計例2：共同住宅B

(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
- ・ 杭径および杭長 : 杭径 1100φ×14本, 杭長 24.5m, 31.5m
- ・ 杭工法 : PHC 杭 (埋込み工法, α=250)
- ・ 杭天端 : GL-3.0m
- ・ 支持層 : GL-27.5m (N値 50 以上)

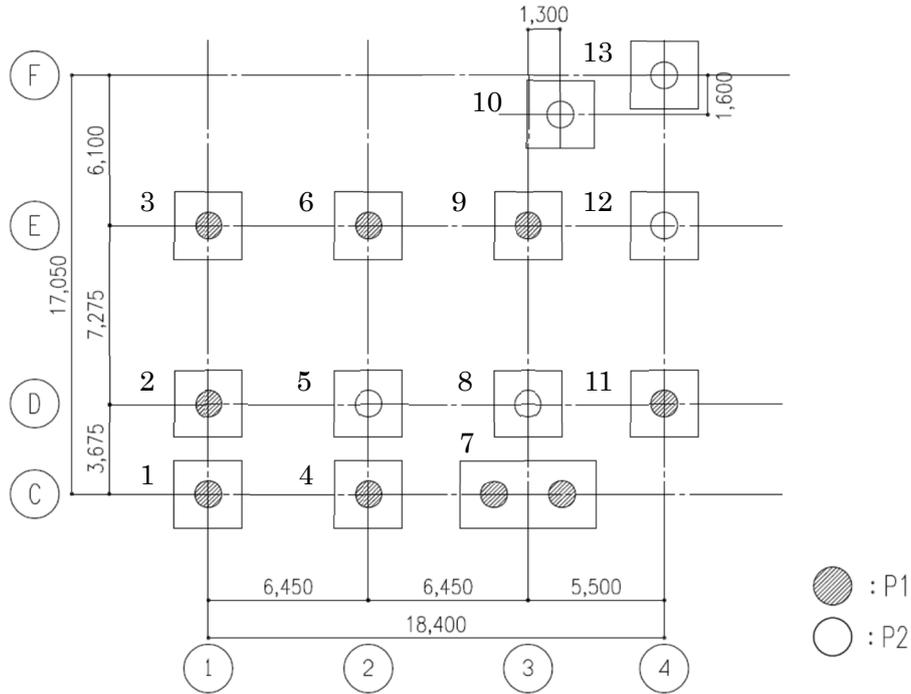


図 4.4.2-4 杭配置

表 4.4.2-4 杭の仕様

	杭径 (mm)	杭 体				パイルキャップ		
		位置	杭種	F _c (N/mm ²)	L (m)	板厚 (mm)	F _c (N/mm ²)	杭頭定着筋 (SD490)
P1	1100	上杭	SC(t=19mm,SKK490)	80	11	140	Fc42	22-D41
		下杭	SC(t=12mm,SKK490)	80	20.5	140		
P2	1100	上杭	SC(t=14mm,SKK490)	80	11	140	Fc42	12-D41
		下杭	PHC(B種)	85	13.5	140		

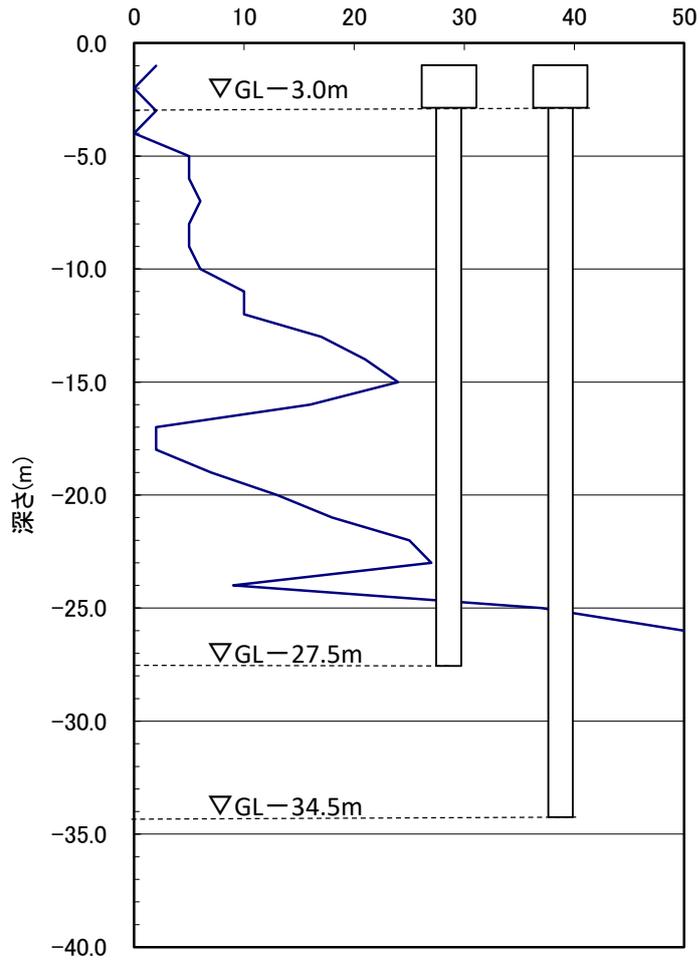


図 4.4.2-5 地盤 2 と杭レベル

第4章 設計例2：共同住宅B

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 4.4.2-5

□PHC杭の許容支持力(認定工法、埋込み杭：α=250)

杭符号	P1(変更前)	P1(変更後)		P2(変更前)	P2(変更後)
軸径(cm)	110	110		110	110
先端径(cm)	110	110		110	110
先端N値	50	50		35	35
杭長(m)	31.5	34.0		24.5	25.0
杭断面Ac(cm ²)	4222	4222		4222	4222
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	80	80		85	85
長期許容応力度fc(N/mm ²)	23	23		21	21
有効プレストレスσe(N/mm ²)	0	0		8	8
継手低減α	0	0		0	0
摩擦砂Ns1	5.4	5.4		5.4	5.4
摩擦砂Ls1(m)	5.0	5.0		5.0	5.0
摩擦砂Ns2	14.3	14.3		14.3	14.3
摩擦砂Ls2(m)	7.0	7.0		7.0	7.0
摩擦砂Ns3	28.6	28.6		28.6	28.6
摩擦砂Ls3(m)	8.0	8.0		8.5	9.0
摩擦砂Ns4	30.0	30.0			
摩擦砂Ls4(m)	7.5	10.0			
摩擦粘土qu1(kN/m ²)	50.0	50.0		50.0	50.0
摩擦粘土Lc1(m)	2.0	2.0		2.0	2.0
摩擦粘土qu2(kN/m ²)	50.0	50.0		50.0	50.0
摩擦粘土Lc2(m)	2.0	2.0		2.0	2.0
摩擦粘土qu3(kN/m ²)	0.0	0.0		0.0	0.0
摩擦粘土Lc3(m)	0.0	0.0		0.0	0.0
抗低比率(面積)	1.00	1.00		1.00	1.00
軸部周長Φ(m)	3.46	3.46		3.46	3.46
極限周面摩擦抵抗(kN)	6971	7827		4569	4732
先端部断面積Ap(m ²)	0.95	0.95		0.95	0.95
先端基準支持力(kN)	11879	11879		8315	8315
杭重量Wp(kN)	407	438		288	293
長期許容杭材支持力(kN)	9650	9650		5594	5594
長期許容地盤支持力(kN)	6283	6569		4295	4349
短期許容杭材支持力(kN)	19301	19301		14566	14566
短期許容地盤支持力(kN)	12567	13137		8589	8698
終局支持力(kN)	18850	19706		12884	13047
長期引抜き力(kN)	2266	2525		1506	1555
降伏引抜き力(kN)	4125	4612		2724	2817
残留引抜き抵抗力(kN)	5054	5656		3333	3448
採用長期許容支持力(kN)	6283	6569		4295	4349
短期長期許容支持力(kN)	12567	13137		8589	8698

計算は認定工法を想定し、先端支持力はα=250、周面摩擦は告示式を準用し設定した。

極限先端支持力 $P_p = 250 N A_p \quad (N \leq 60)$
 極限周面摩擦抵抗 $P_f = [\sum (3 \cdot 3 N_s \cdot L_s) + \sum (q_u / 2 \cdot L_c)] \times \Phi \quad (N_s \leq 30, q_u \leq 200 \text{ kN/m}^2)$
 長期許容支持力 $\text{MIN}((P_p + P_f) / 3, A_c \times (1 - \alpha) \times (f_c - \sigma_e))$
 $q_u = 12.5 N (= 2C)$
 長期許容引き抜き力 $4/15 \times [\sum (3 \cdot 3 N_s \cdot L_s) + \sum (q_u / 2 \cdot L_c)] \times \Phi + W_p \quad (N_s \leq 30)$
 短期(降伏)引き抜き力 $8/15 \times [\sum (3 \cdot 3 N_s \cdot L_s) + \sum (q_u / 2 \cdot L_c)] \times \Phi + W_p \quad (N_s \leq 30)$
 残留引抜き抵抗力(告示/1.2) $1/1.2 \times 12/15 \times [\sum (3 \cdot 3 N_s \cdot L_s) + \sum (q_u / 2 \cdot L_c)] \times \Phi + W_p \quad (N_s \leq 30)$

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 $T_b = 0.47\text{sec}$ (初期剛性の固有周期(略算周期)を採用, $H = 23.4\text{m}$)
- ・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)

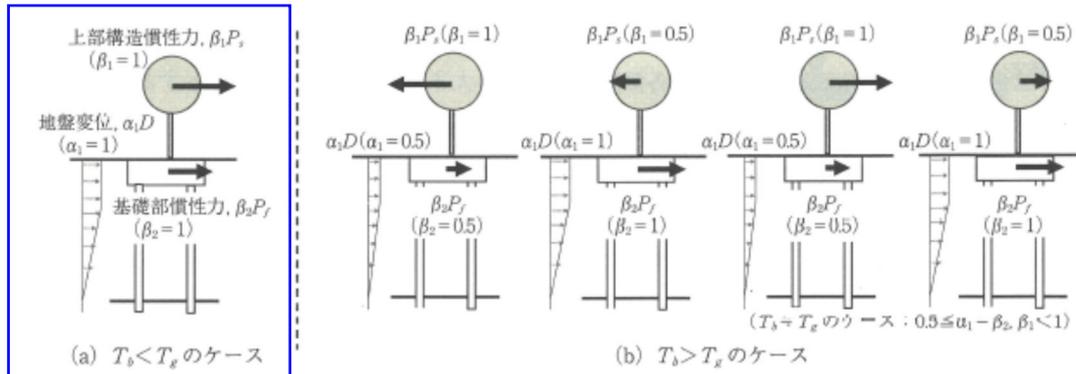


図 6.6.7 $T_b/T_g < 1$ と $T_b/T_g > 1$ における地盤変位、上部構造慣性力、基礎部慣性力の低減係数と載荷方向

図 4.4.2-6 建物周期と地盤周期の関係^[4-1]

(b) 杭体の非線形特性

杭体の非線形モデル化は、2.2.2(1), (2)による。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、4.4.2 (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(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。

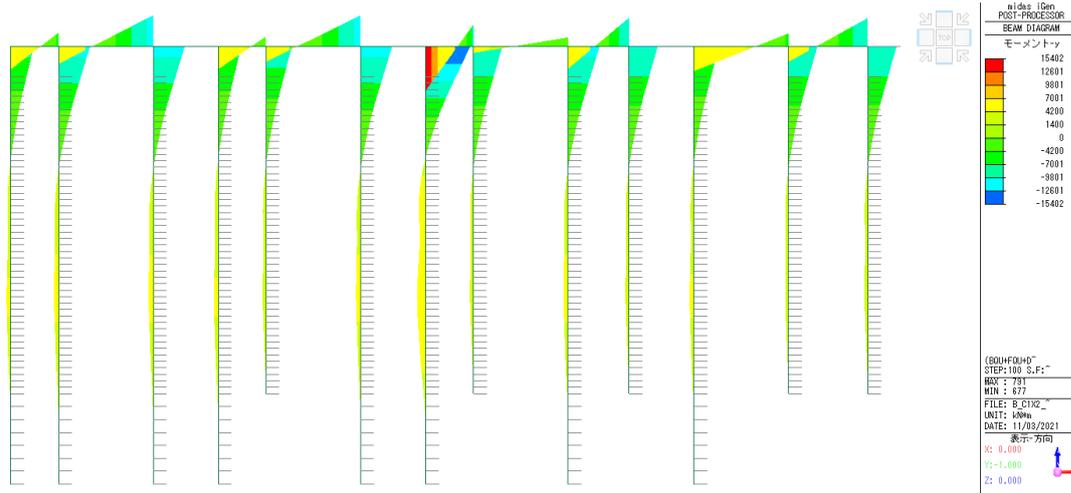
表 4.4.2-6 $M-\theta$ 関係

Y正 (↑)

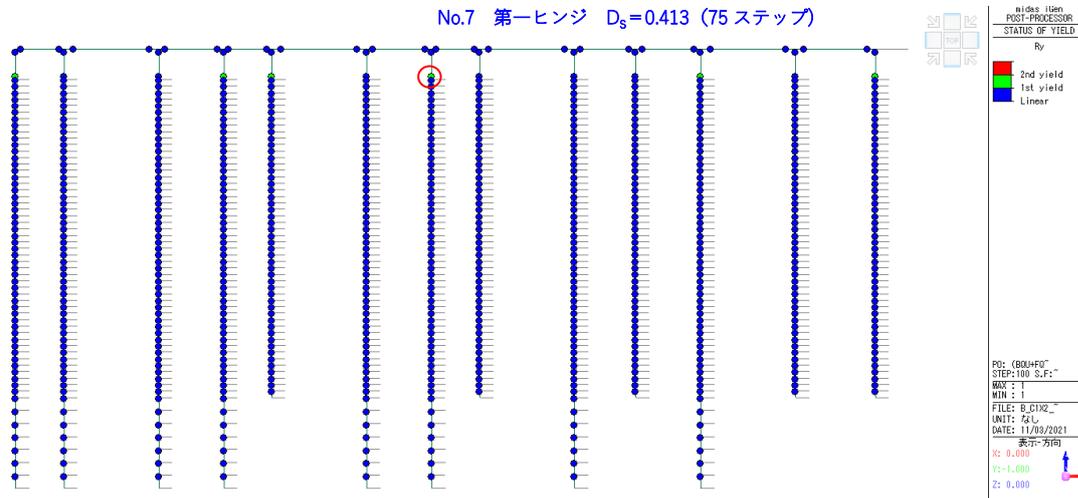
No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Mu (kN·m)	5,407	8,659	10,830	5,423	6,164	11,674	10,449	8,410	10,504	7,502	5,939	7,445	6,938
θ_y (rad)	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027

Y負 (↓)

No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Mu (kN·m)	11,016	7,629	6,246	11,649	5,425	6,147	20,867	3,757	7,457	3,271	10,963	3,769	3,858
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	0.0027

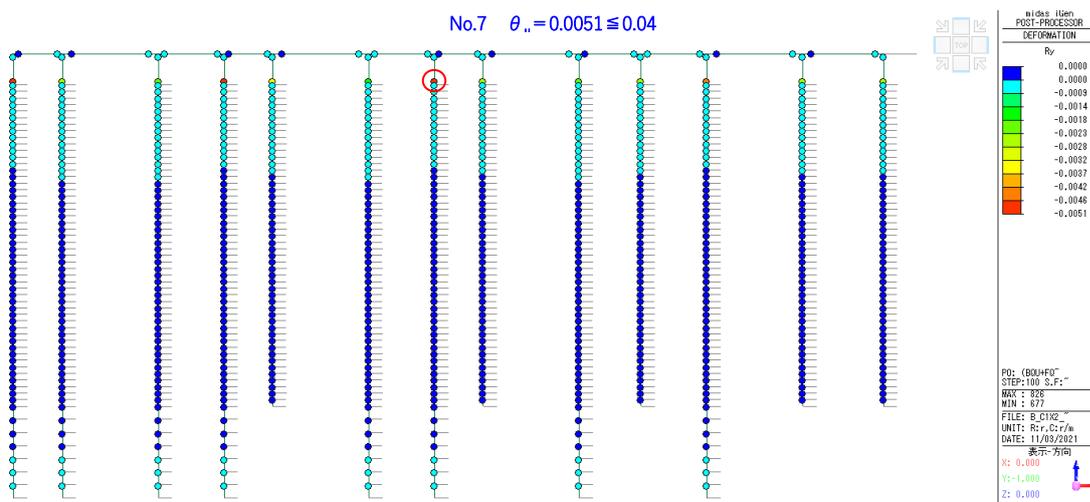


曲げモーメント図



No.7 第一ヒンジ $D_s=0.413$ (75 ステップ)

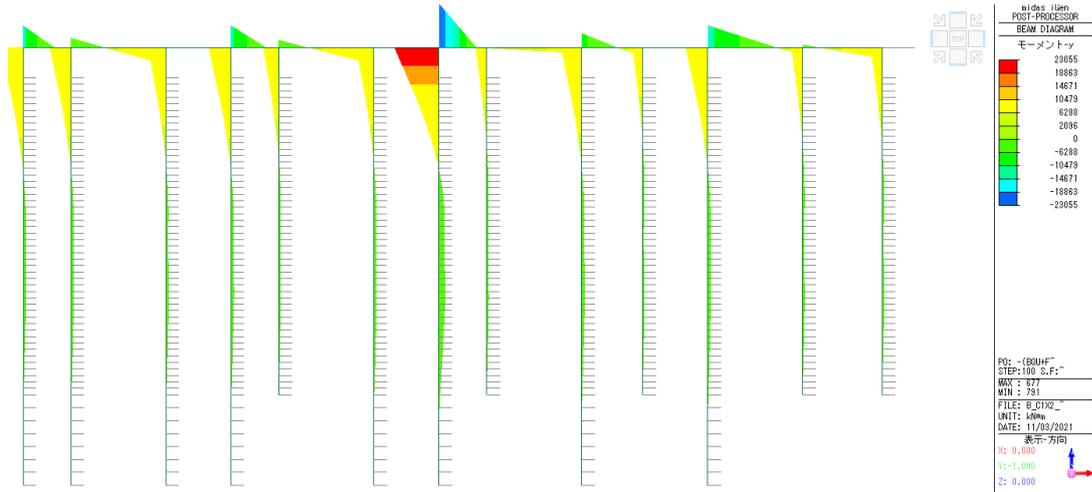
ヒンジ図



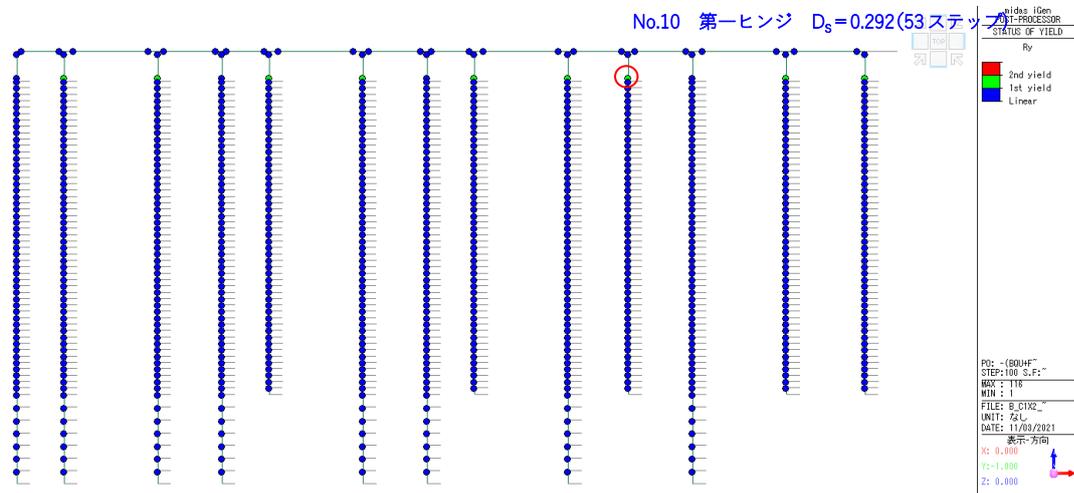
No.7 $\theta_{s1}=0.0051 \leq 0.04$

変形角

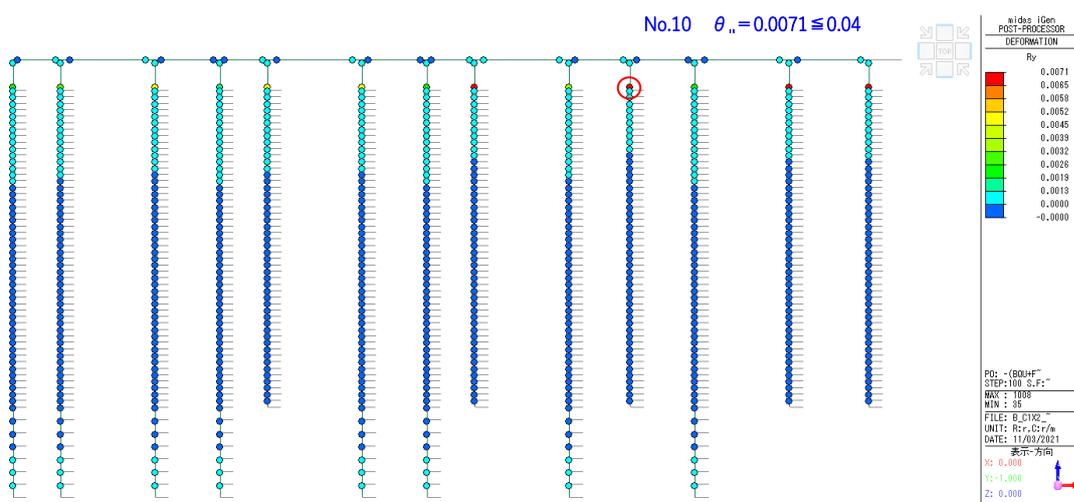
図 4.4.2-7 解析結果 (Y 正)



曲げモーメント図



ヒンジ図



変形角

図 4.4.2-8 解析結果 (Y 負)

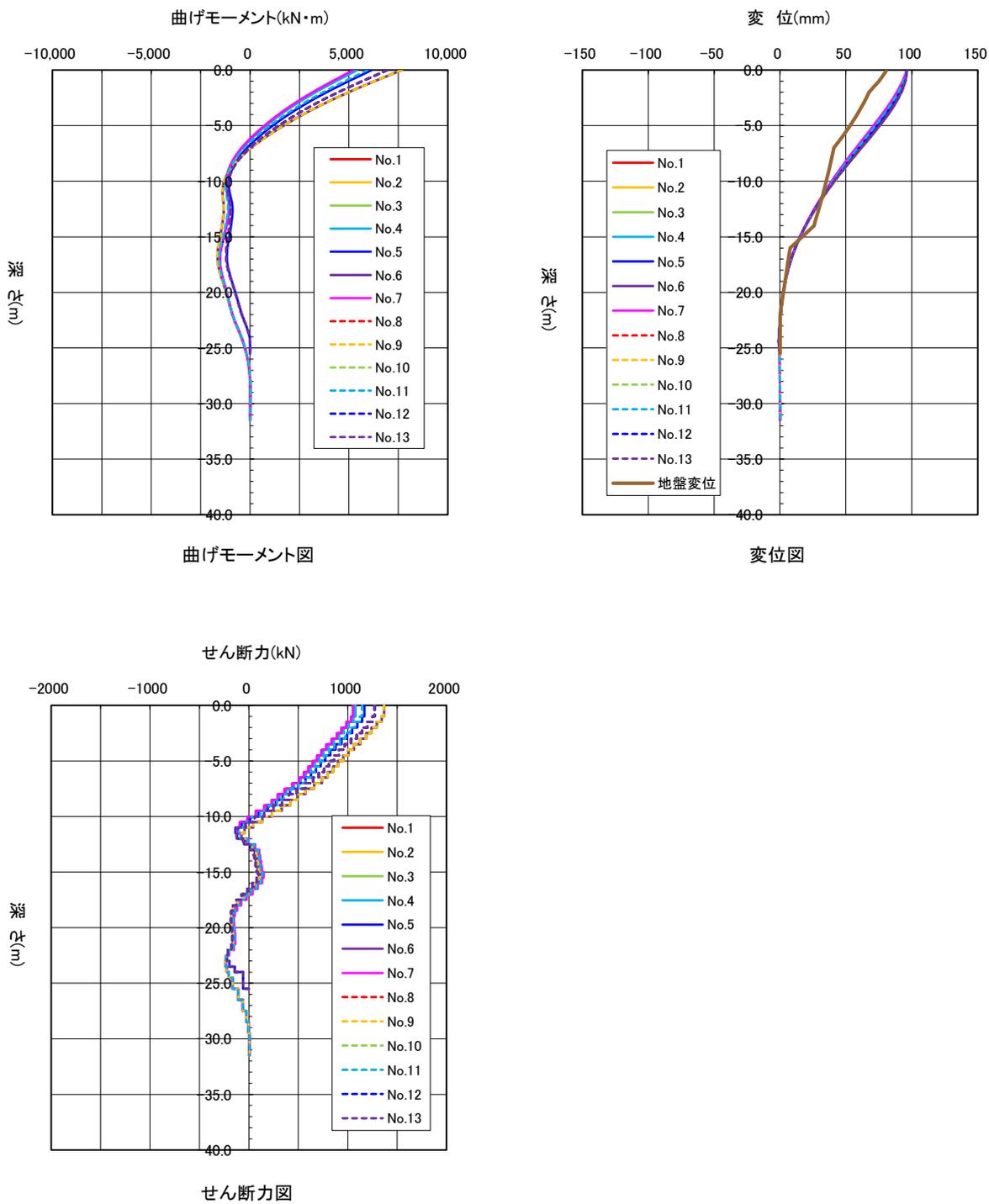


図 4. 4. 2-9 杭応力と水平変位 (Y 正)

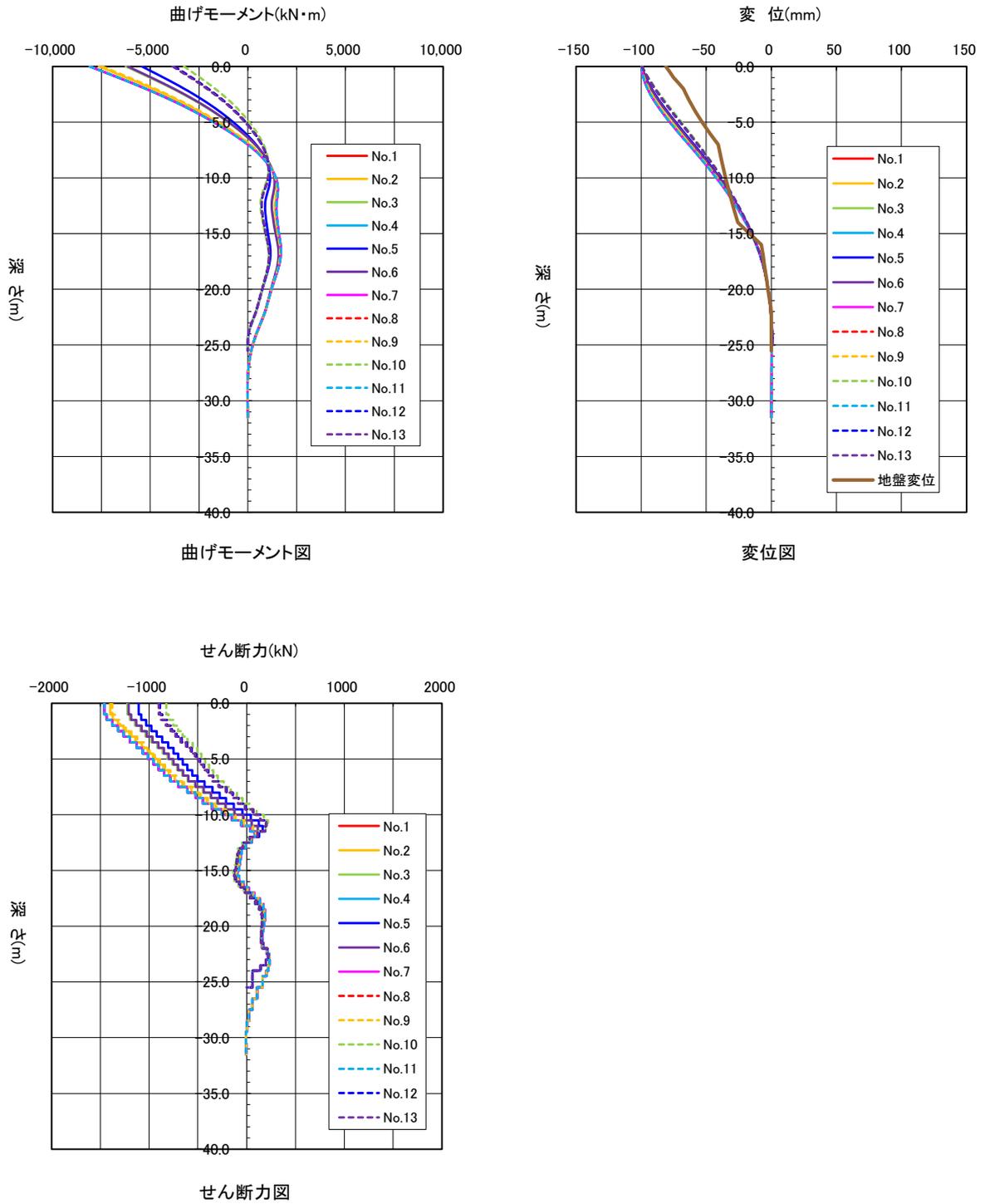


図 4. 4. 2-10 杭応力と水平変位 (Y 負)

第4章 設計例2：共同住宅B

4) 付加曲げを考慮した杭軸力の算定

付加曲げを考慮した杭軸力を以下に示す。

表 4. 4. 2-7 D_s=0.55 の終局時支持点反力 (kN)

付加曲げなし				
Y正(↑)				
	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			2,154	2,323
Y_ E	6,441	8,894	10,909	6,517
Y_ D	1,608	2,443	1,824	-2,064
Y_ C	-1,609	-1,893	-4,601	

Y負(↓)				
	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			319	38
Y_ E	-1,216	-1,593	-2,786	-438
Y_ D	2,700	4,380	5,656	6,996
Y_ C	4,579	6,850	7,461	

付加曲げ考慮				
Y正(↑)				
	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			5,941	4,832
Y_ E	8,775	11,133	7,867	5,825
Y_ D	2,742	3,327	7,357	-3,880
Y_ C	-5,077	-5,017	-5,439	

Y負(↓)				
	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			-2,385	-1,191
Y_ E	-3,161	-3,377	-488	-1,387
Y_ D	-89	1,929	-1,872	9,175
Y_ C	9,314	11,085	7,698	

最大および最小値 :P1 :P2

付加軸力を考慮し鉛直支持力について再検討を行う。杭長が長くなるが GL-25m 以深の工学的基盤の範囲であるため、水平時の検討に影響がないと判断し、水平時の検討結果はそのまま用いる。

表 4. 4. 2-8 鉛直支持力比

付加曲げなし (杭長変更前)				
Y正(↑)				
	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			0.17	0.18
Y_ E	0.34	0.47	0.58	0.50
Y_ D	0.08	0.19	0.14	-0.37
Y_ C	-0.29	-0.34	-0.82	

Y負(↓)				
	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			0.02	0.00
Y_ E	-0.22	-0.29	-0.50	-0.12
Y_ D	0.14	0.34	0.44	0.37
Y_ C	0.24	0.36	0.39	

付加曲げ考慮 (杭長変更後)				
Y正(↑)				
	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			0.46	0.37
Y_ E	0.45	0.56	0.40	0.45
Y_ D	0.14	0.25	0.56	-0.69
Y_ C	-0.90	-0.89	-0.96	

Y負(↓)				
	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			-0.69	-0.35
Y_ E	-0.56	-0.60	-0.09	-0.40
Y_ D	-0.02	0.15	-0.54	0.47
Y_ C	0.47	0.56	0.39	

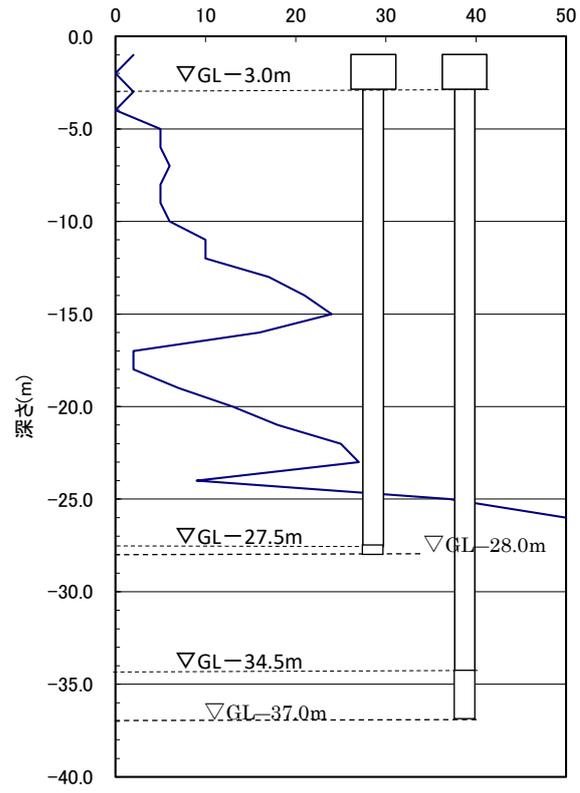


図 4.4.2-11 地盤2とケース2の杭レベル(変更後)

第4章 設計例2：共同住宅B

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杭は鋼管のみの短期許容せん断耐力とし、PHC杭のせん断耐力は、「RC基礎指針(案)」[4-4]に準じて低減係数 $\eta=0.75$ を考慮する。

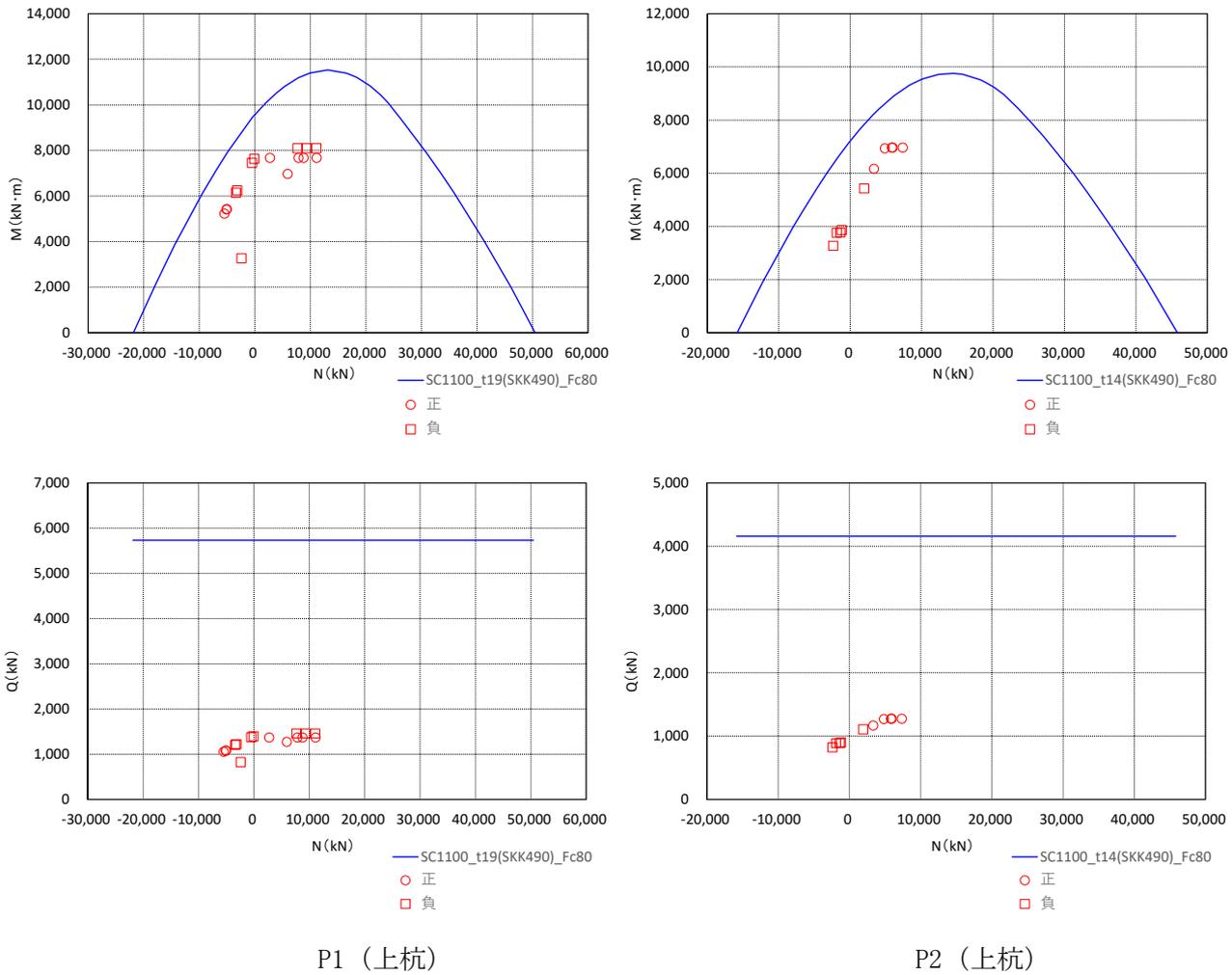
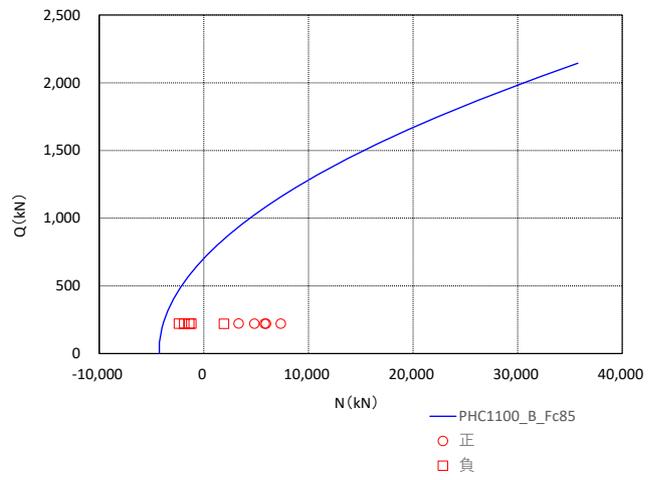
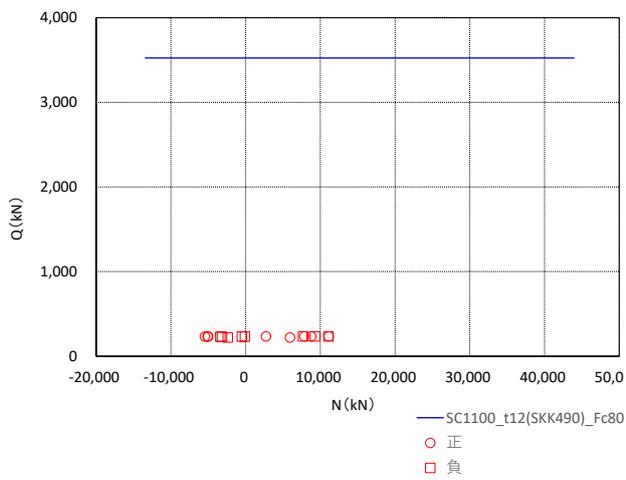
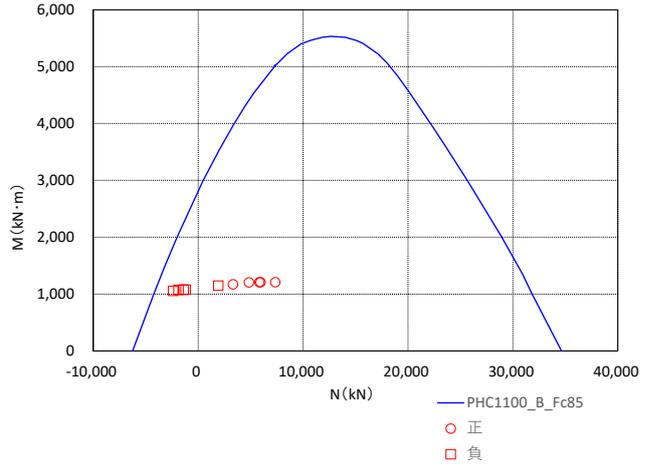
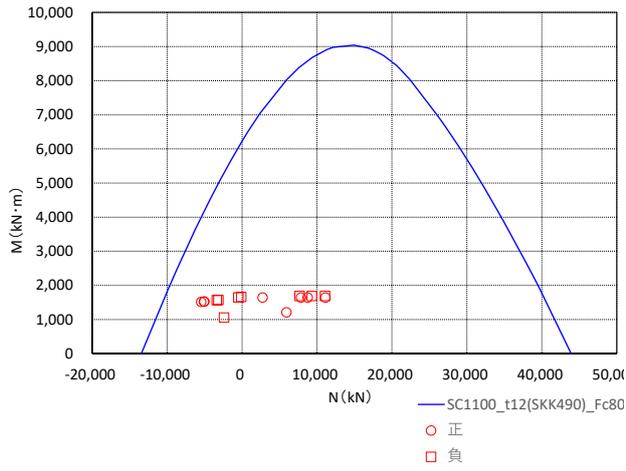


図 4.4.2-12 N-Q 相関図



P1 (下杭)

P2 (下杭)

図 4.4.2-13 N-M, N-Q 相関図

第4章 設計例2：共同住宅B

杭体（上杭）の軸力比を以下に示す。軸力比の算定方法は、2.2.2(2)2)による。

表 4.4.2-9 支持反力と軸力比

Y 正(↑)					Y 負(↓)				
支持点反力 (kN)					支持点反力 (kN)				
	X_1	X_2	X_3	X_4		X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			5941	4832	Y_ F			-2385	-1191
Y_ E	8775	11133	7867	5825	Y_ E	-3161	-3377	-488	-1387
Y_ D	2742	3327	7357	-3880	Y_ D	-89	1929	-1872	9175
Y_ C	-5077	-5017	-5439		Y_ C	9314	11085	7698	

軸力比					軸力比				
	X_1	X_2	X_3	X_4		X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			0.13	0.10	Y_ F			-0.29	-0.14
Y_ E	0.16	0.21	0.15	0.12	Y_ E	-0.21	-0.22	-0.03	-0.17
Y_ D	0.05	0.07	0.15	-0.26	Y_ D	-0.01	0.04	-0.23	0.17
Y_ C	-0.33	-0.33	-0.36		Y_ C	0.17	0.21	0.14	

杭体の塑性率 (θ_u / θ_y) を以下に示す。

表 4.4.2-10 塑性率

Y 正(↑)					Y 負(↓)				
塑性率					塑性率				
	X_1	X_2	X_3	X_4		X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			0.93	1.01	Y_ F			2.63	2.40
Y_ E	0.71	0.66	0.73	0.94	Y_ E	1.67	1.71	1.23	2.44
Y_ D	0.89	1.32	0.85	1.63	Y_ D	1.17	1.78	2.44	0.74
Y_ C	1.82	1.81	1.89		Y_ C	0.74	0.70	0.78	

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^{[4-8][4-9]}より、杭頭側面にてこ作用による終局て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 $\phi 1300$ ($\phi 1100+200\text{mm}$) 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 ($1.8F_c=75.6\text{N/mm}^2$: Fc42) を用いる。

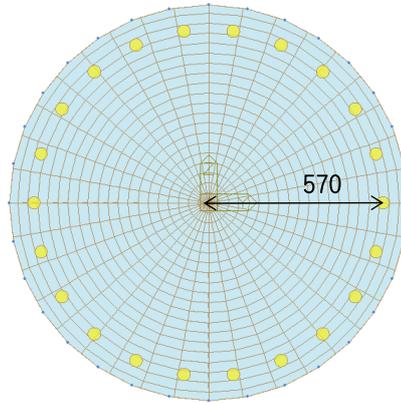


図 4.4.2-14 杭体モデル(P1)

表 4.4.2-11 杭頭埋込部の終局曲げモーメントの検討 正 (↑)

No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	備考
符号	P1	P1	P1	P1	P2	P1	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P2	
杭頭埋込部終局曲げモーメント M_{ed} の検討														
杭径	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	
杭の杭頭部への埋込み長さ	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	
コンクリート強度	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	
てこ作用における支圧強度係数	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	$\xi_u \geq 0.5D$
杭頭埋込部下面位置における設計用曲げモーメント	5,333	7,688	7,688	5,387	6,243	7,688	5,161	6,977	7,688	6,977	5,933	6,977	6,908	M - θ 設定用
杭頭埋込部下面位置における設計用せん断力	1,069	1,372	1,372	1,076	1,181	1,372	1,047	1,277	1,372	1,277	1,146	1,277	1,268	M - θ 設定用
コンクリート支圧強度	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	$F_u = \beta_{cr} \cdot F_c$
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	0.5	$A = L/D$
終局荷重時のせん断スパン	5.0	5.6	5.6	5.0	5.3	5.6	4.9	5.5	5.6	5.5	5.2	5.5	5.4	$h_u = M_u/Q_u$
終局荷重時のせん断スパン比	4.5	5.1	5.1	4.6	4.8	5.1	4.5	5.0	5.1	5.0	4.7	5.0	5.0	$\alpha_u = h_u/D$
終局てこ曲げモーメント ($\xi = 1.0$)	4,964	4,993	4,993	4,965	4,979	4,993	4,961	4,987	4,993	4,987	4,973	4,987	4,986	低減係数 $\xi = 1.0$
有効段数	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	D16 P1:P2 : 2×3-U-D16
有効本数	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	
断面積	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	
基準強度	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	
終局反力	387	387	387	387	387	387	387	387	387	387	387	387	387	$T_{up} = 1.1 m_u \alpha_u F_{sv}$
有効段数	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	D16 P1:P2 : D16-2 - @140
有効本数	2	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	199	
基準強度	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	
終局反力	517	517	517	517	517	517	517	517	517	517	517	517	517	$T_{up} = 1.1 m_u \alpha_u F_{sv}$
有効段数	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	D16 P1:P2 : D16-2 - @140
有効本数	2	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	199	
基準強度	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	
終局反力	517	517	517	517	517	517	517	517	517	517	517	517	517	$T_{up} = 1.1 m_u \alpha_u F_{sv}$
有効段数	0	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	0	
断面積	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	
基準強度	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	
終局反力	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	$T_{up} = 1.1 m_u \alpha_u F_{sv}$
有効段数	1,421	1,421	1,421	1,421	1,421	1,421	1,421	1,421	1,421	1,421	1,421	1,421	1,421	$T_{up} = T_{up} + T_{sw} + T_{sh} + T_{ur}$
終局てこせん断力	995	891	891	992	942	891	1,006	913	891	913	961	913	915	$Q_{head}(\xi=1.0) = M_{head}(\xi=1.0)/h_u$
有効段数	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	$L_2 = (h_u + L) - [(h_u + L)^2 + h_u^2]^{0.5}$
終局てこ押し出し力	20,039	19,938	19,938	20,036	19,987	19,938	20,050	19,959	19,938	19,959	20,006	19,959	19,961	$R_{u1} = Q_{head} \cdot (h_u + L - L_2/2)/(L/2)$
低減係数	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.12	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	$F_u = T_{cr}/R_{u1}$
終局てこ曲げモーメント	352	356	356	352	354	356	351	358	356	355	353	355	355	$M_{head} = \xi_u \cdot M_{head}(\xi=1.0)$
終局定着曲げモーメント算定用断力	-5,050	2,709	8,781	-5,020	3,321	11,142	-5,415	7,303	7,869	5,945	-3,881	5,832	4,826	M - θ 設定用
杭頭位置における終局定着曲げモーメント	5,612	9,118	11,502	5,628	6,415	12,429	5,417	8,618	11,144	7,867	6,179	7,804	7,248	
杭頭定着断力による終局定着曲げモーメント	5,055	8,303	10,474	5,071	5,811	11,318	4,873	7,830	10,148	7,147	5,586	7,090	6,583	$M_{head} = h_u/(h_u + L) \cdot M_{u1}$
杭頭埋込部終局曲げモーメント	5,407	8,659	10,830	5,423	6,164	11,674	5,225	8,410	10,504	7,502	5,939	7,445	6,938	$M_{ed} = M_{head} + M_{head}$

表 4.4.2-14 杭頭埋込部の終局曲げモーメントの検討 負 (↓)

No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	備考
杭頭埋込部終局曲げモーメント M_{up} の検討														
符号	PI	PI	PI	PI	P2	PI	PI	P2	PI	P2	PI	P2	P2	
杭径	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	
杭の杭頭部への埋込み長さ	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	$L \geq 0.5D$
コンクリート強度	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	
てこ作用における支圧係数	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
杭頭埋込部下面位置における設計用曲げモーメント	8,091	7,686	6,234	8,091	5,497	6,142	8,091	3,745	7,395	3,314	8,091	3,826	3,841	M- θ 設定用
杭頭埋込部下面位置における設計用せん断力	1,457	1,406	1,219	1,457	1,114	1,207	1,457	885	1,368	828	1,457	895	897	M- θ 設定用
埋込長さ比	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	$F_r = \beta_u \cdot F_c$
終局荷重時のせん断スパン	5.6	5.5	5.1	5.6	4.9	5.1	5.6	4.2	5.4	4.0	5.6	4.3	4.3	$\lambda = L/D$
終局荷重時のせん断スパン比	5.0	5.0	4.6	5.0	4.5	4.6	5.1	3.8	4.9	3.6	5.0	3.9	3.9	$\alpha_u = h_p/D$
終局てこ曲げモーメント ($\xi = 1.0$)	4,991	4,987	4,970	4,991	4,961	4,969	4,991	4,916	4,984	4,899	4,991	4,920	4,920	低減係数 $\xi = 1.0$
鉄筋径	D16	PI,P2:2×3-U-D16												
有効筋数	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
有効本数	6	6	6	6	6	6	6	12	6	6	6	6	6	
断面積	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	
基準強度	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	
終局反力	387	387	387	387	387	387	387	775	387	387	387	387	387	$T_{up} = 1.1m_u \cdot a_u \cdot F_{ry}$
鉄筋径	D16	PI,P2:D16-2- ϕ 140												
有効筋数	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
有効本数	2	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	199	
基準強度	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	
終局反力	517	517	517	517	517	517	517	517	517	517	517	517	517	$T_{up} = 1.1m_u \cdot a_u \cdot F_{ry}$
鉄筋径	D16	PI,P2:D16-2- ϕ 140												
有効筋数	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
有効本数	2	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	199	
基準強度	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	
終局反力	517	517	517	517	517	517	517	1,033	517	517	517	517	517	$T_{up} = 1.1m_u \cdot a_u \cdot F_{ry}$
鉄筋径	D16													
有効筋数	0	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	0	
断面積	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	199	
基準強度	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	
終局反力	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	$T_{up} = 1.1m_u \cdot a_u \cdot F_{ry} \cdot \cos 45$
水平筋による終局反力	1,421	1,421	1,421	1,421	1,421	1,421	1,421	2,325	1,421	1,421	1,421	1,421	1,421	$T_u = T_{up} + T_{hor} + T_{st}$
終局てこせん断力	899	911	972	899	1,005	976	898	1,162	922	1,224	899	1,151	1,149	$Q_{shear}(\xi=1.0) = M_{shear}(\xi=1.0)/h_u$
鉄筋径	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	$L_y = (h_u + L) - \{(h_u + L)^2 + h_u^2\} / 2L^{1.5}$
てこ押し出し力	19,945	19,957	20,017	19,945	20,049	20,021	19,945	20,201	19,988	20,261	19,945	20,190	20,189	$R_{st} = Q_{shear} \cdot (h_u + L - L_y) / (L/2)$
低減係数	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.12	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	$\xi_u = T_u / R_{st}$
終局てこ曲げモーメント	355	355	353	353	352	353	355	566	355	343	355	346	346	$M_{shear} = \xi_u \cdot M_{shear}(\xi=1.0)$
終局定着曲げモーメント 算定用軸力	9,327	-101	-3,162	11,098	1,919	-3,381	7,695	-1,873	-475	-2,390	9,178	-1,387	-1,194	M- θ 設定用
杭頭位置における終局定着曲げモーメント	11,717	8,005	6,527	12,412	5,640	6,421	11,076	3,606	7,825	3,330	11,658	3,863	3,963	
杭頭定着筋層による終局定着曲げモーメント	10,661	7,274	5,893	11,294	5,074	5,795	10,078	3,191	7,102	2,927	10,608	3,423	3,512	$M_{shear} = h_u / (h_u + L) \cdot M_{shear}$
杭頭埋込部終局曲げモーメント	11,016	7,629	6,246	11,649	5,425	6,147	10,433	3,757	7,457	3,271	10,963	3,769	3,858	$M_{up} = M_{shear} + M_{shear}$

表 4.4.2-15 基礎下終局曲げモーメントの検討 負 (↓)

No.	基礎下の終局曲げ設計												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
符号	P1	P1	P1	P1	P2	P1	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P2
杭径	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
杭の杭頭部への埋込み長さ	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750
杭頭埋込部下面位置における設計用せん断力	8,100	7,629	6,246	8,100	5,425	6,147	8,100	3,757	7,457	3,271	8,100	3,769	3,858
杭頭埋込部下面位置における設計用せん断力	1,458	1,399	1,221	1,458	1,106	1,208	1,459	887	1,376	823	1,458	888	900
基礎梁下面位置に作用する設計用曲げモーメント	9,194	8,678	7,162	9,194	6,295	7,053	9,194	4,422	8,489	3,888	9,194	4,435	4,533
杭頭埋込部下面位置における終局終局定着曲げモーメント	11,717	8,005	6,527	12,412	5,640	6,421	11,076	3,606	7,825	3,330	11,658	3,863	3,963
設計用曲げモーメント	-	673	635	-	615	632	-	816	664	559	-	572	570
有効せい	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475
基礎強度	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295
第一項主筋	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16
有効本数	6	6	6	6	6	6	6	12	6	6	6	6	6
第二項主筋	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16
有効本数	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
主筋が負担する終局定着曲げモーメント	1,183	1,183	1,183	1,183	1,183	1,183	1,183	2,046	1,183	1,183	1,183	1,183	1,183
低減係数	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
$\beta \cdot M_{ult}/M$	-	1.76	1.86	-	1.92	1.87	-	2.51	1.78	2.12	-	2.07	2.07

表 4.4.2-16 杭頭埋込み部の終局せん断の検討 負 (↓)

No.	杭頭埋込み部の終局せん断設計												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
符号	P1	P1	P1	P1	P2	P1	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P2
基礎せい	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750
基礎幅	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750	2,750
コンクリート強度	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42
杭頭埋込部下面位置における設計用せん断力	1,823	1,749	1,526	1,823	1,383	1,510	1,823	1,109	1,720	1,029	1,823	1,110	1,125
杭の杭頭部への埋込み長さ	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
終局埋込部せん断力	5.6	5.5	5.1	5.6	4.9	5.1	5.6	4.2	5.4	4.0	5.6	4.3	4.3
杭頭埋込部下面位置における終局定着曲げモーメント	11,717	8,005	6,527	12,412	5,640	6,421	11,076	3,606	7,825	3,330	11,658	3,863	3,963
杭頭埋込部下面位置における終局定着曲げモーメント	11,717	789	601	12,412	5,640	6,421	11,076	275	762	241	11,658	298	306
設計用せん断力	1,801	1,734	1,514	1,800	1,372	1,498	1,803	1,102	1,706	1,023	1,802	1,103	1,118
コンクリート引張強度	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
水平有効断面積	11,879,147	11,879,147	11,879,147	11,879,147	11,879,147	11,879,147	11,879,147	11,879,147	11,879,147	11,879,147	11,879,147	11,879,147	11,879,147
終局せん断力	23,866	23,866	23,866	23,866	23,866	23,866	23,866	23,866	23,866	23,866	23,866	23,866	23,866
低減係数	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
Q_{ult}/Q	9.27	9.63	11.03	9.28	12.17	11.15	9.26	15.16	9.79	16.33	9.27	15.15	14.94

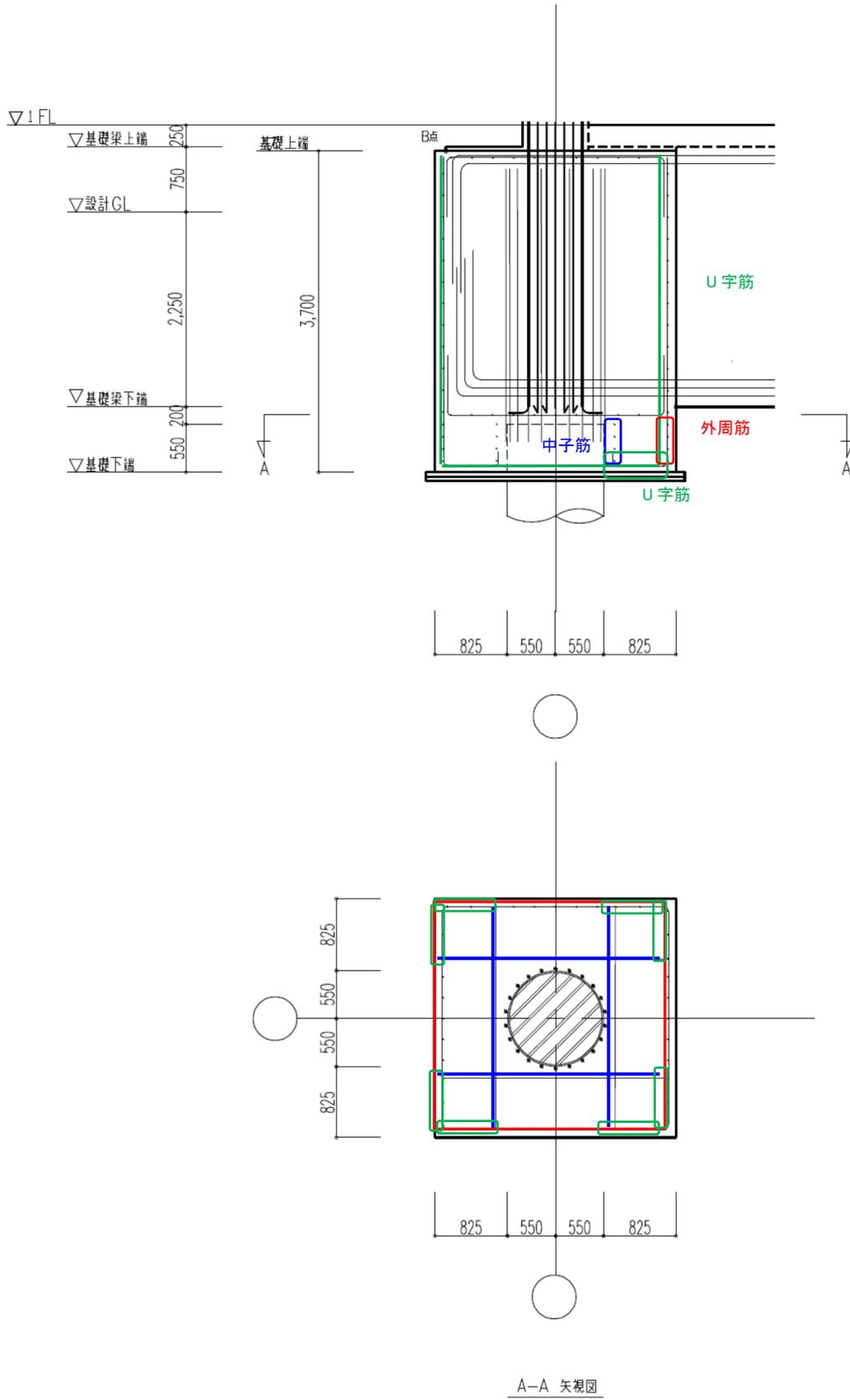


图 4.4.2-15 配筋图(P1)

7) 基礎梁の検討

連層耐震壁の基礎梁に対して、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、設計用せん断力を1.25倍に割り増して検討を行う。

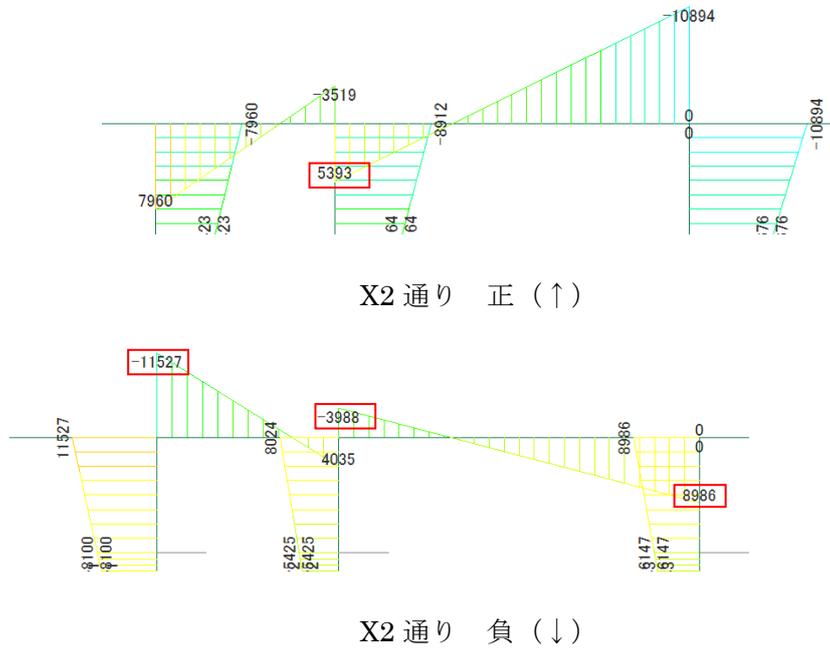


図4.4.2-16 設計用曲げモーメント図 (kNm)

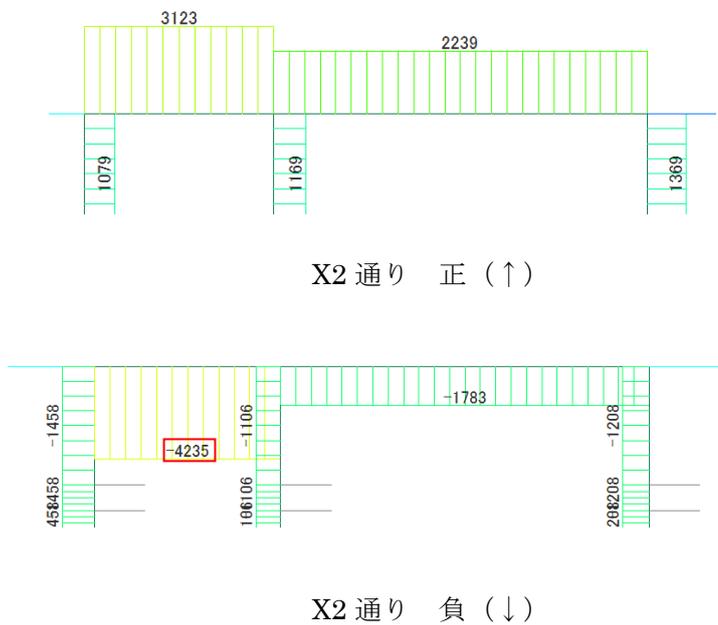


図4.4.2-17 設計用せん断力図 (kN)

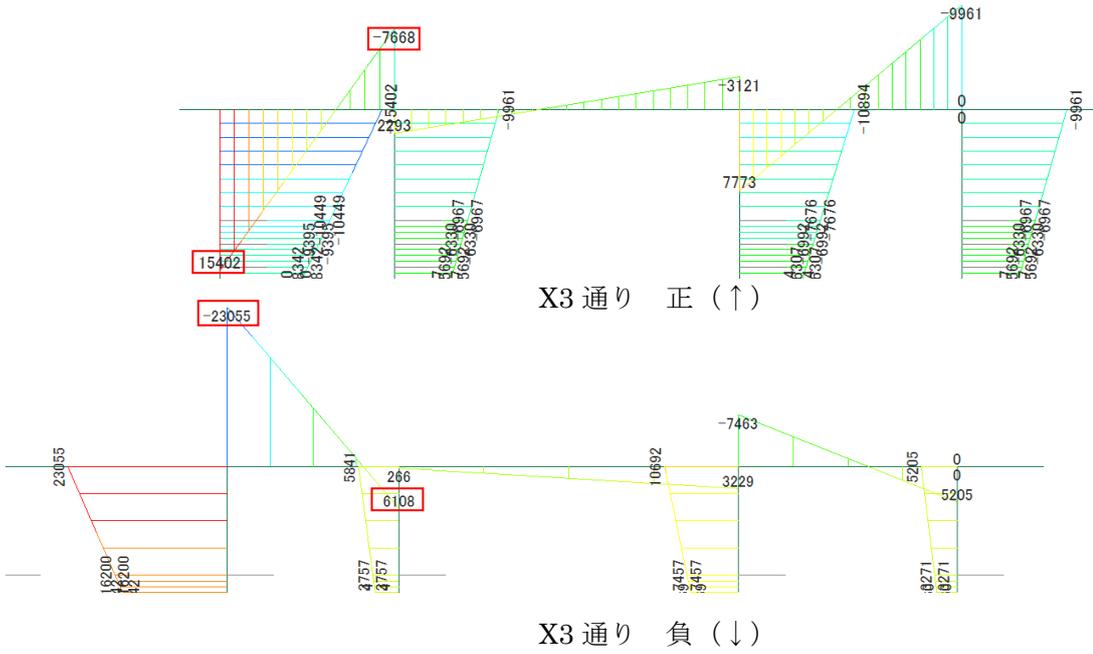


図 4.4.2-18 設計用曲げモーメント図 (kNm)

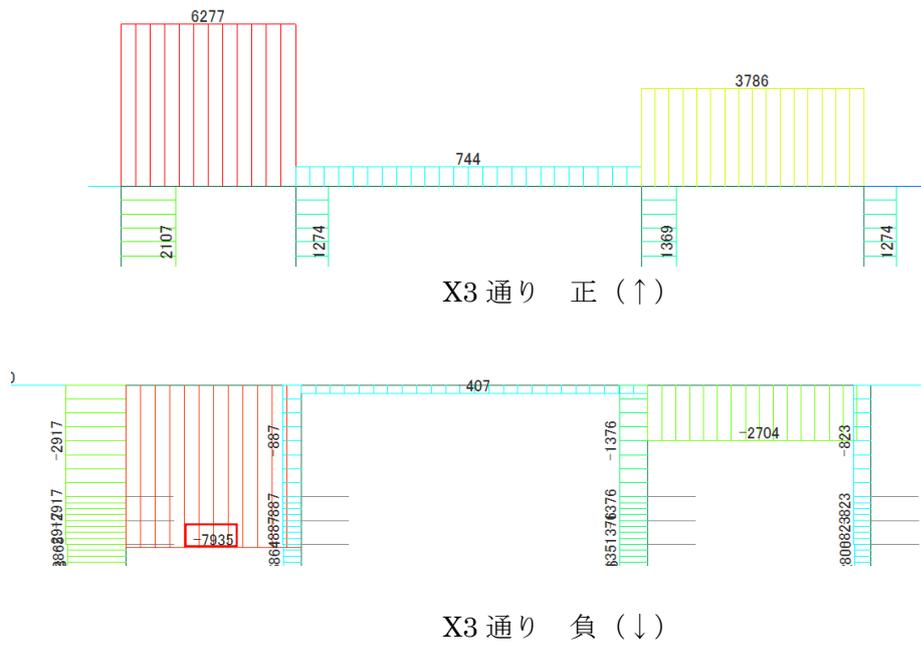


図 4.4.2-19 設計用せん断力図 (kN)

表 4.4.2-17-1 基礎梁の検討

□基礎梁の終局曲げ耐力の検討

設計応力

・FGX1(外端)

上端(2,C-D通り) Md: 11,527 kNm

下端(2,D-E通り) Md: 8,986 kNm

・FGX1(内端)

上端(2,D-E通り) Md: 3,988 kNm

下端(2,D-E通り) Md: 5,393 kNm

符 号		B (mm)	D (mm)	鉄筋 重心 位置 (mm)	d (mm)	配筋	at (mm ²)	pt (%)	1.1 × σ _y (N/mm ²)	M _{uf} (kNm)	M _d (kNm)	M _{uf} /M _d (≥1.0)
FGX1 (外端)	上端	900	3000	141	2859	12 — D35	11,484	0.45	429	12,678	11,527	1.10
	下端	900	3000	125	2875	9 — D35	8,613	0.33	429	9,561	8,986	1.06
FGX1 (内端)	上端	900	3000	94	2907	9 — D35	8,613	0.33	429	9,666	3,988	2.42
	下端	900	3000	94	2907	9 — D35	8,613	0.33	429	9,666	5,393	1.79

$$M_{uF}=0.9a_t \cdot 1.1 \sigma_y \cdot d$$

□基礎梁の終局曲げ耐力の検討

設計応力

・FGX2(外端)

上端(3,C-D通り) Md: 23,055 kNm

下端(3,D-E通り) Md: 15,402 kNm

・FGX2(内端)

上端(3,C-D通り) Md: 7,668 kNm

下端(3,C-D通り) Md: 6,108 kNm

符 号		B (mm)	D (mm)	鉄筋 重心 位置 (mm)	d (mm)	配筋	at (mm ²)	pt (%)	1.1 × σ _y (N/mm ²)	M _{uf} (kNm)	M _d (kNm)	M _{uf} /M _d (≥1.0)
FGX2 (外端)	上端	3700	3000	141	2859	24 — D35	22,968	0.22	429	25,356	23,055	1.10
	下端	3700	3000	141	2859	18 — D35	17,226	0.16	429	19,017	15,402	1.23
FGX2 (内端)	上端	3700	3000	94	2907	12 — D35	11,484	0.11	429	12,887	7,668	1.68
	下端	3700	3000	94	2907	12 — D35	11,484	0.11	429	12,887	6,108	2.11

$$M_{uF}=0.9a_t \cdot 1.1 \sigma_y \cdot d$$

□基礎梁の終局せん断耐力の検討

設計応力

Q_d: 5,294 kNm (=4235 × 1.25 ,3,C-D通り)

基礎梁両端ヒンジ

M_{uF}(C・E端): 12,678 (kNm)

M_{uF}(D端): 9,561 (kNm)

L₀: 2.93 (m)

Q_u: 7,603 (kN)

表 4.4.2-17-2 基礎梁の検討

符 号	B (mm)	D (mm)	鉄筋 重心 位置 (mm)	d (mm)	Fc (N/mm ²)	引張鉄筋			せん断補強筋				
						n (本)	at (mm ² /本)	pt (%)	ピッチ (mm)	at (mm ² /本)	本数	pw <1.2 (%)	wσy (N/mm ²)
FGX1	900	3000	94	2907	42	9	957	0.33	200	199	2	0.221	295
FGX1	900	3000	94	2907	42	9	957	0.33	200	199	6	0.663	295

符 号	M (kNm)	Q (kN)	Qd (kN)	M/(Q·d)	j (mm)	Qsu (kN)	Qsu/Qd (≥1.0)	備 考
FGX1	7,960	4,235	5,294	1.0	2,543	6,605	1.25	
FGX1	12,678	7,603	7,603	1.0	2,543	7,755	1.02	両端ヒンジ

$$Q_{sv} = \left\{ \frac{0.053 \times P_c^{0.23} (Fc + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j$$

$$1.0 \leq \frac{M}{Qd} \leq 3.0$$

□基礎梁の終局せん断耐力の検討

設計応力

Qd: 9,919 kNm (=7935 × 1.25 ,3,C-D通り)

基礎梁両端ヒンジ

M_{uF}(C・E端): 25,356 (kNm)

M_{uF}(D端): 19,017 (kNm)

L₀: 2.93 (m)

Q_u: 15,170 (kN)

符 号	B (mm)	D (mm)	鉄筋 重心 位置 (mm)	d (mm)	Fc (N/mm ²)	引張鉄筋			せん断補強筋				
						n (本)	at (mm ² /本)	pt (%)	ピッチ (mm)	at (mm ² /本)	本数	pw <1.2 (%)	wσy (N/mm ²)
FGX2	3700	3000	94	2907	42	12	957	0.11	200	199	8	0.215	295
FGX2	3700	3000	94	2907	42	12	957	0.11	200	199	8	0.215	295

符 号	M (kNm)	Q (kN)	Qd (kN)	M/(Q·d)	j (mm)	Qsu (kN)	Qsu/Qd (≥1.0)	備 考
FGX2	23,055	7,935	9,919	1.0	2,543	22,343	2.25	
FGX2	25,356	15,170	15,170	1.0	2,543	22,343	1.47	両端ヒンジ

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「RC 基礎指針（案）」^[4-4]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^[4-5]による。検討条件を以下に示す。

表 4.4.2-18 部材断面リスト一覧（二次設計）

・杭リスト

杭の諸元

	杭径 (mm)	杭 体				パイルキャップ		
		位置	杭種	Fc (N/mm ²)	L (m)	板厚 (mm)	Fc (N/mm ²)	杭頭定着筋 (SD490)
P1	1100	上杭	SC(t=19mm,SKK490)	80	11	140	Fc42	22-D41
		下杭	SC(t=12mm,SKK490)	80	23	140		
P2	1100	上杭	SC(t=14mm,SKK490)	80	11	140	Fc42	12-D41
		下杭	PHC(B種)	85	14	140		

・基礎梁リスト

鉄筋材質：D16,D35(SD390)
コンクリート強度：Fc42

符号	FGX1		FGX2		
B×D	900×3000		3700×3000		
位置	外端(C,E端)[D,F端]	内端(D端)[E端]	外端(C,E端)[D,F端]	内端(D端)[E端]	
上端筋	一段	6-D35	6-D35	12-D35	12-D35
	二段	6-D35	3-D35	12-D35	—
	三段	—	—	—	—
下端筋	三段	—	—	—	—
	二段	3-D35	3-D35	6-D35	—
	一段	6-D35	6-D35	12-D35	12-D35
スターラップ	D16-8-@200		D16-8-@200		

※)パイルキャップ検討において外端の配筋を、下記に変更し検討を行った。

FGX1：下端筋 二段筋：3-D35→6-D35、三段筋：0→6-D35

FGX2：下端筋 二段筋：0→12-D35、三段筋：0→12-D35

・基礎リスト

鉄筋材質：D16(SD295A)
コンクリート強度：Fc42

位置	符号	F1(P1杭)	F2(P2杭)	F2A(P2杭,X3,YD)	備考
杭	埋込み長さ(mm)	550	550	550	
基礎梁 上基礎	B×D×H	2750×2750×3700	2750×2750×3700	3900×2750×3700	
	はかま上筋	11-D16	11-D16	11-D16	
	はかま縦筋	11-D16	11-D16	11-D16	
	はかま横筋	12-D16	12-D16	12-D16	
	ベース筋	11-D16	11-D16	11-D16	
基礎梁 下基礎	U字筋	6-D16	6-D16	6(12)-D16	括弧内はY方向を示す
	外周筋	D16-2-4段	D16-2-4段	D16-2-4段	
	中子筋	D16-2-4段	D16-2-4段	D16-2-4段	

第4章 設計例2：共同住宅B

鉄筋材質：D16(SD295A), D29(SD390)

コンクリート強度：Fc42

位置	符号	F1A(P1杭×2,X4,YC)		備考
杭	埋込み長さ(mm)	550		
基礎梁 上基礎	B×D×H	5500×2750×3700		
		縦筋	横筋	
	上筋	10-D29	22-D16	かご筋の縦筋は、基礎スラブの中心を超えて上筋の曲下げ、ベース筋の曲上げ定着
	かご筋	-	22-D16	
	ベース筋	14-D29	22-D16	
基礎梁 下基礎	U字筋	6-D16	12-D16	
	外周筋	D16-2-4段	D16-2-4段	
	中子筋	D16-2-4段	D16-6-4段	

・柱リスト

鉄筋材質：D13(SD295),D22,D25(SD345)

階	符号	C1, C2, C2B, C4	C6
1階 柱脚	断面		
	B×D	750×750	φ700
	主筋	14-D25 + 4-D22	12-D25
	フープ	D13-□-@100	D13-○-@100
	備考		

表 4.4.2-19 設計応力

パイルキャップの設計応力

基礎 符号	方向	検討位置	柱 符号	設計用軸力 (kN)	曲げモーメント			せん断力		
					存在応力 (kNm)	応力 割増し n	設計用応力 (kNm)	存在応力 (kN)	応力 割増し n	設計用応力 (kN)
F1(P1)	閉じる方向	X_2,Y_C(負)	C1	11085	11527	1.0	11527	1458	1.0	1458
	開く方向	X_1,Y_C(正)	C2	-5077	7939	1.0	7939	1077	1.0	1077
F1A(2×P1)	閉じる方向	X_3,Y_C(負)	(C2B)	7698	11528	1.0	11528	1459	1.0	1459
	開く方向	X_3,Y_C(正)	(C2B)	-5439	7701	1.0	7701	1054	1.0	1054
F2(P2)	閉じる方向	X_3,Y_F(正)	C6	5941	9961	1.0	9961	1274	1.0	1274
	開く方向	X_3,Y_F(負)	C6	-2385	5205	1.0	5205	823	1.0	823

※X3,YCは、杭1本あたりの応力を示す。

X3,YCのF1Aは、杭1本に対してパイルキャップ半分の断面が有効と考え検討を行う。F1Aの短辺方向の断面はF1を2個並列、FGX2の主筋はFGX1の2本分の配筋としているため、X3,YCの検討はF1、FGX1の断面を用いて行う。柱については、杭に対して極端に偏心しているため柱主筋は考慮しない。

(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

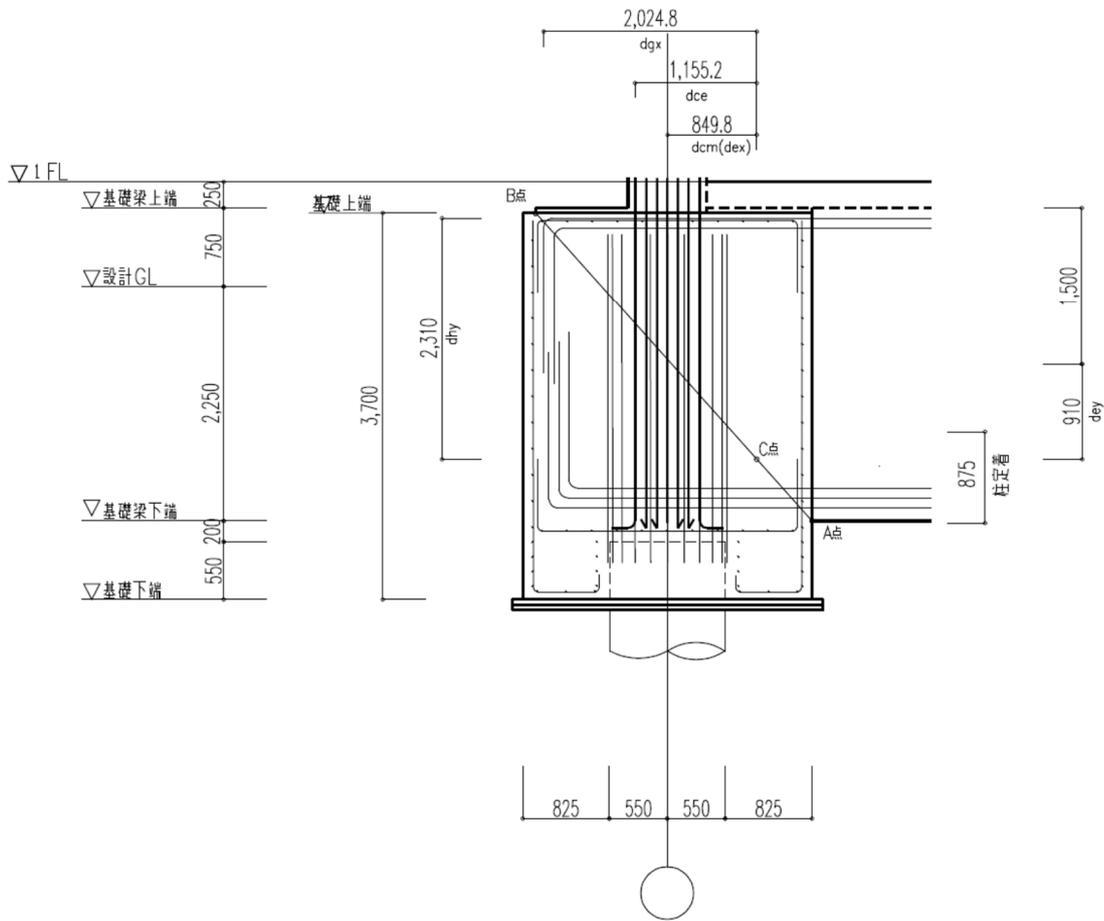


図 4. 4. 2-20 閉じる側の危険断面位置

表 4.4.2-20 閉じる側の検討

パイルキャップの曲げ強度の検討(閉じる方向の力を受ける場合)

符 号		F1(P1杭)	F1A(P1杭)	F2(P2杭)	備 考
検討位置		X_2,Y_C(負)	X_3,Y_C(負)	X_3,Y_F(正)	
設計応力	M_d (kN)	11527	11528	9961	
存在応力	Q_p (kN)	1458	1459	1274	
	N_p (kN)	11085	7698	5941	圧縮力
基礎梁上端筋による曲げ強度	A_{gu} (mm ²)	5742	5742	5742	6-D35(一段筋)
	σ_{yg} (N/mm ²)	429	429	429	
	d_{gx} (mm)	2024	2024	2024	
	$T_{gu} \cdot d_{gx}$ (kNm)	4986	4986	4986	第1項
柱(引張側端部主筋)による曲げ強度	A_{ce} (mm ²)	1788	0	2028	P1(C1,C2B):2-D22+2-D25
	σ_{yce} (N/mm ²)	380	380	380	P2(C6):4-D25
	d_{ce} (mm)	1155	1155	1090	
	$T_{ce} \cdot d_{ce}$ (kNm)	784	0	839	第2項
柱(中間筋)による曲げ強度	A_{cm} (mm ²)	3870	0	2028	P1(C1,C2B):5-D25×2
	σ_{ycm} (N/mm ²)	380	380	380	P2(C6):2-D25×2
	d_{cm} (mm)	850	850	850	
	$T_{cm} \cdot d_{cm}$ (kNm)	1248	0	654	第3項
はかまトップ筋による曲げ強度	A_h (mm ²)	2189	2189	2189	F1・F2:11-D16
	σ_{yh} (N/mm ²)	325	325	325	
	d_{hy} (mm)	2025	2025	2025	
	$T_h \cdot d_{hy}$ (kNm)	1438	1438	1438	第4項
杭軸力(圧縮)による曲げ強度	d_{ex} (mm)	850	850	850	
	$N_p \cdot d_{ex}$ (kNm)	9422	6543	5050	第5項
杭頭せん断力による曲げ強度	d_{ey} (mm)	910	910	910	
	$Q_p \cdot d_{ey}$ (kNm)	1327	1328	1159	第6項
パイルキャップによる曲げ強度	M_{ju} (kNm)	19205	14295	14126	
	β	1.0	1.0	1.0	低減係数
	$\beta \cdot M_{ju}$ (kNm)	19205	14295	14126	
	$\beta \cdot M_{ju} / M_d$ (kNm)	1.67	1.24	1.42	$\beta \cdot M_{ju} / M_d \geq 1.0$

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

・開く側の検討

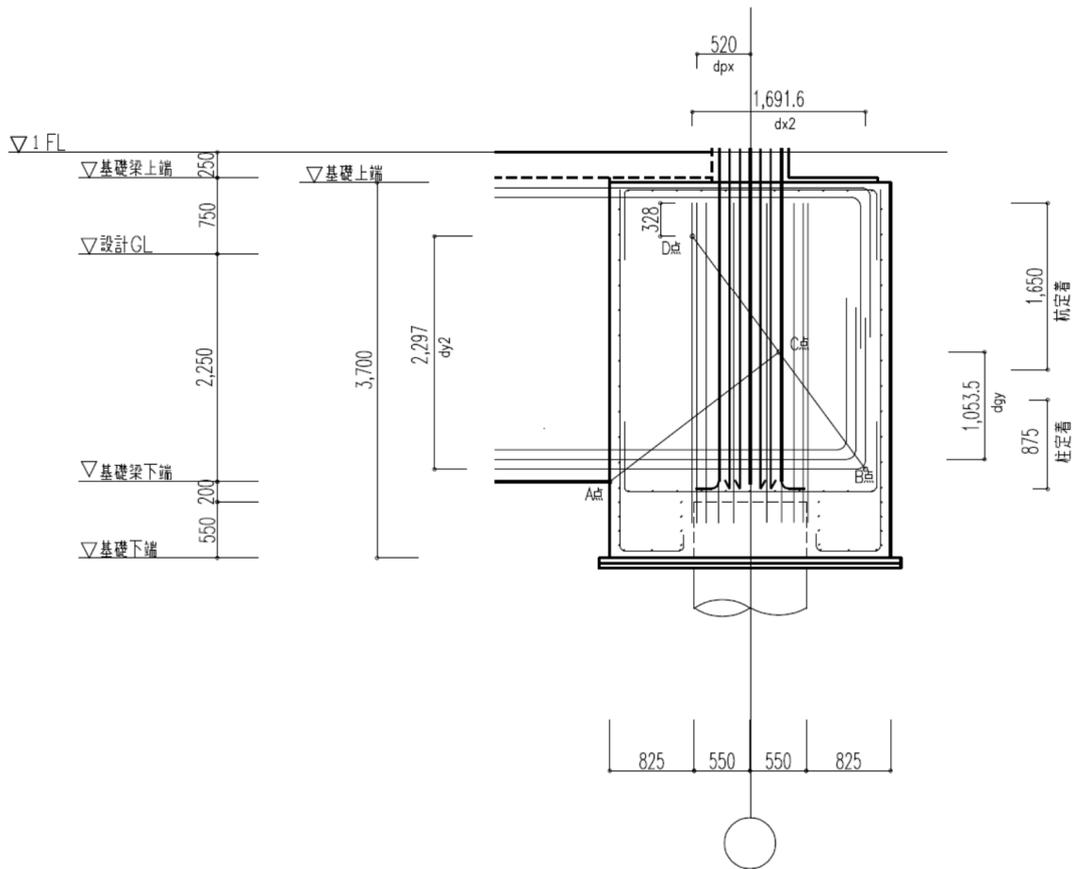


図 4.4.2-21 開く側の危険断面位置

第4章 設計例2：共同住宅B

表 4.4.2-21 開く側の検討

パイルキャップの曲げ強度の検討(開く方向の力を受ける場合)

符 号		F1(P1杭)	F1A(P1杭)	F2(P2杭)	備 考
検討位置		X ₁ ,Y ₁ C(正)	X ₃ ,Y ₁ C(正)	X ₃ ,Y ₁ F(負)	
設計応力	M _d (kN)	7939	7701	5205	
存在応力	Q _p (kN)	1077	1054	823	
	N _p (kN)	-5077	-5439	-2385	引張力
基礎梁下端筋による曲げ強度	A _{gb} (mm ²)	5742	5742	5742	6-D35(一段筋)
	σ _{vgb} (N/mm ²)	429	429	429	定着L2確保
	d _{gy} (mm)	1053	1053	1053	
	T _{gb} ・d _{gy} (kNm)	2594	2594	2594	第1項
杭(引張側最外端主筋)による曲げ強度	A _{pt} (mm ²)	6700	6700	4020	P1 :5-D41
	σ _{ypt} (N/mm ²)	514.5	514.5	514.5	P2 :3-D41
	d _{px} (mm)	520	520	520	
	T _{pt} ・d _{px} (kNm)	1792	1792	1075	第2項
柱の全主筋のうち、第2危険断面を横切っ てから十分な定着長さを有する柱主 筋による引張力	A _c (mm ²)	8646	0	6084	P1(C2,C2B):4-D22+14-D25
	σ _{yc} (N/mm ²)	380	380	380	:4-D22+14-D25
	T _c (kN)	3281	0	2309	P2(C6):12-D25
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	A _{pc} (mm ²)	0	0	0	
	σ _{ydc} (N/mm ²)	0	0	0	
	T _{pc} (kN)	0	0	0	
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危険断面を横切っ てから十分な定着長さを有する基礎梁下 端による引張力	A _{gv} (mm ²)	11484	11484	11484	12-D35(二・三段筋)
	σ _{ygv} (N/mm ²)	429	429	429	
	T _{gv} (kN)	4927	4927	4927	
	d _{x2} (mm)	1731	1731	1731	
	(T _c +T _{pc} +T _{gv})・d _{x2} /2 (kNm)	7104	4264	6262	第3項
杭軸力(引張)による曲げ強度	d _{x2} (mm)	1731	1731	1731	
	N _p ・d _{x2} /2 (kNm)	-4394	-4707	-2064	第4項
杭頭せん断力による曲げ強度	d _{y2} (mm)	2297	2297	2297	
	Q _p ・d _{y2} /2 (kNm)	1237	1211	945	第5項
パイルキャップによる曲げ強度	M _{ju} (kNm)	5858	2731	6922	
	β	0.8	0.8	0.8	低減係数
	β・M _{ju} (kNm)	4687	2185	5537	
	β・M _{ju} /M _d (kNm)	0.59	0.28	1.06	β・M _{ju} /M _d ≥ 1.0

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

(b) パイルキャップのせん断強度に関する検討

・設計用せん断力

$$Q_d = (M_d / j - cQ_m) \times 1.25$$

$$j = 2859 \times 7/8 = 2502 \text{mm}$$

$$cQ_m = 0 \text{kN}$$

$$Q_d = (M_d / j - cQ_m) \times 1.25$$

ケース	Md(kNm)	Qd(kN)
1	11527	5760
2	7939	3967
3	11528	5760
4	7701	3848
5	9961	4977
6	5205	2601

表 4.4.2-22 パイルキヤップのせん断終局強度の検討

パイルキヤップのせん断終局強度の検討		1	2	3	3	3	3	備考
ケース		F1(P1杭)	F1(P1杭)	F1A(P1杭)	F1A(P1杭)	F2(P2杭)	F2(P2杭)	
符号		X2Y,C(負)	X1Y,C(正)	X3Y,C(負)	X3Y,C(正)	X3Y,F(負)	X3Y,F(負)	
検討位置		C1	C2	C2B	C2B	C6	C6	
柱符号		5759,756158	3966,921501	5760,25834	3847,998801	4977,264778	2600,909474	
設計用せん断力	Qd (kN)	2750	2750	2750	2750	2750	2750	割り増し係数1.25考慮
パイルキヤップ部材幅	b (mm)	750	750	750	750	620	620	
袖壁付き柱は等面な断面とした柱せい	Dc (mm)	1400	1400	1400	1400	1400	1400	
基礎梁主筋の90度折曲げ筋の水平投影長さ	Dsc (mm)	1188	1188	1188	1188	1188	1188	Dp = √Ap, Apはアンカー筋の外径+200mmの断面積
杭の円形断面せい	Dc (mm)	1113	1113	1113	1113	1070	1070	d _c = (D _c + D _{sc} + D _p)/3
パイルキヤップ有効断面せい	d _e (mm)	974	974	974	974	936	936	j = 7/8d _e
パイルキヤップの応力中心間距離	j (mm)	2734	2734	2734	2734	2718	2718	
基礎梁主筋間距離	L _{bc} (mm)	2.46	2.46	2.46	2.46	2.54	2.54	a/D = L _{bc} /d _e
せん断スパン比	a/D	42	42	42	42	42	42	
コンクリート強度	F _c (N/mm ²)	—	8488	—	6700	—	6048	引張側最外端の柱主筋+杭の中心より引張側の定着筋
第一項	開く側	—	0.277	—	0.219	—	0.206	P _t = a ₁ /(b × d _e)
	閉じる側	—	1.179	—	1.116	—	1.066	(at: C1,C2B,2-D22+2-D25 C6:4-D25 P1:5-D41 P2:3-D41)
第二項	開く側	—	—	0.000	—	—	—	引張側最外端の柱主筋
	閉じる側	—	—	0.000	—	—	—	P _t = a ₁ /(b × d _e)
第三項	開く側	—	—	—	—	—	—	a ₁ C1,C2,C2B,2-D22+2-D25 C5:4-D22 C6:4-D25
	閉じる側	—	—	—	—	—	—	基礎梁主筋間の配置されている補強筋のみ
第四項	開く側	—	—	—	—	—	—	c ₁ P _w = c ₁ a ₁ / (b × L _{bc}) (at: D13-□-@150, 19段)
	閉じる側	—	—	—	—	—	—	基礎梁主筋間の配置されている補強筋のみ
第五項	開く側	—	—	—	—	—	—	P _c P _w = c ₁ a ₁ / (b × L _{bc}) (at: D13-□-@150, 19段)
	閉じる側	—	—	—	—	—	—	0.85 √(c ₁ P _w + P _c P _w)
第六項	開く側	—	—	—	—	—	—	N _{bc} (kN)
	閉じる側	—	—	—	—	—	—	0.1σ _c (N/mm ²)
第七項	開く側	—	—	—	—	—	—	N _{bc} (kN)
	閉じる側	—	—	—	—	—	—	0.1σ _c (N/mm ²)
第八項	開く側	—	—	—	—	—	—	Q _c (kN)
	閉じる側	—	—	—	—	—	—	β
第九項	開く側	—	—	—	—	—	—	Q _c (kN)
	閉じる側	—	—	—	—	—	—	β

$$Q_{c,u} = \left\{ \frac{0.068 \times P_c^{0.23} (F_c + 18)}{a/D + 0.12} + 0.85 \sqrt{c_{1w} \cdot c_{1wy} + p_c P_w + p_c \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_c \right\} b \cdot j$$

(c) 2本杭のパイルキャップの検討 (F1A)

2本杭のパイルキャップの検討は、「RC基礎指針(案)」^[4-4]の既製コンクリート杭の検討方法による。

表 4.4.2-23 2本杭のパイルキャップの検討

検討条件		条件	
コンクリート強度	F_c	(N/mm^2)	42
主筋強度	f_t	(N/mm^2)	390
柱せい	a	(m)	0.75
杭間隔	C	(m)	2.75

終局時の曲げモーメント・せん断力の検討			
要 項	Y正(↑)	Y負(↓)	備 考
支持点反力	N (kN)	15396	X3.YC (杭2本分)
杭本数	n (本)	2	
杭に作用する荷重	R (kN)	7698	$R=N/n$
パイルキャップのせい	D (mm)	3150	0.5D埋込み範囲を除く
パイルキャップの有効せい	d (mm)	2950	下端筋の鉄筋位置 200mm
パイルキャップの応力中心間距離	j (mm)	2581	$j=(7/8) \cdot d$
パイルキャップの幅	l (mm)	2750	
柱芯から杭芯までの距離	a (mm)	1375	
柱フェースから杭芯までの距離	l_p (mm)	1000	
パイルキャップ下端に生じる曲げモーメント	M_F (kNm)	5439	$M_F = l_p \cdot R$
許容曲げモーメントの低減率	β_b	0.89	$d/l_p < 2$ の場合、 $\beta_b = 1.0$
	(d/l _p)	(2.95)	$d/l_p \geq 2$ の場合、 $\beta_b = 1.24 - 0.12d/l_p$ ($\beta_b \leq l_p/a$ の場合、 $\beta_b = l_p/a$)
必要鉄筋量	a_t (mm^2)	5929	$a_t = M_F / (0.9 \beta_b \cdot f_t \cdot d)$
必要鉄筋本数	n (本)	9.2	→ 上端筋：10-D29、下端筋：14-D29
設計用せん断力	Q_F (kN)	6799	割り増し係数1.25を考慮
引張鉄筋断面積	Σa_t (mm^2)	6420	
引張鉄筋比	P_t (%)	0.079	
パイルキャップのせん断強度	τ_u (N/mm^2)	3.87	$\tau_u = [0.053p_c^{0.23} (F_c + 18)] / (l_p/d + 0.12)$
パイルキャップのせん断有効幅	l_e (mm)	2250	$l_e = \min(1.3a, a + 2D_{cap})$
安全限界せん断強度	Q_{cap} (kN)	22453	$Q_{cap} = l_e \cdot j \cdot \tau_u$
判定	Q_{cap}/Q_F	3.30	$Q_{cap}/Q_F \geq 1.0$

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 4.4.2-24 に X3-YC 位置における、基礎構造システム全体のメカニズム状態を示す。表 4.4.2-24 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 4.4.2-24 基礎構造システムのメカニズム時の状態

検討場所：X3-YC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		耐震壁付帯柱	
柱せん断		耐震壁付帯柱	
基礎梁曲げ		1.06	
基礎梁せん断		1.02	
杭曲げ	杭頭部	1.48	1.38
	地中部	2.64	4.96
杭せん断	杭頭部	7.61	5.49
	地中部	15.18	15.09
杭頭接合部		—	
パイルキャップ(RC規準)		—*注(1柱1本杭)	
パイルキャップの曲げ強度(RC基礎部材指針)		0.28	1.24
パイルキャップのせん断強度(論文)		1.82	2.45
杭支持力		1.04	2.63

※注：1柱1本杭で偏心がなくRC基準に規定なし

※この表の余裕度の計算では、保証設計時の応力割増は考慮しないで計算する。

4.4.3 ケース3：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，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）
- ・杭モデル 群杭フレームモデル（多層地盤モデル）
- ・基礎梁 剛体とする。
- ・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相当（ $D_s=0.55$ ）を水平力とする。
 地上部分の慣性力 ${}_B Q_2 = 4782 \times 0.55 / 0.2 = 13151 \text{ kN}$
 地下部設計震度（ $K = 0.4, Z = 0.9$ ）を水平力とする。
 $W_1 = 4784 \text{ kN}$
 $W_f = 7068 \text{ kN}$
 地下部分の慣性力 ${}_f Q_2 = Z \cdot K \cdot (W_1 + W_f) = 4267 \text{ kN}$
- ・杭設計の支持反力は，一次設計時の水平支点反力を必要保有水平耐力と設計せん断力の比率で割り増した支点反力を用いる。
 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（先端支持力係数 $\alpha = 200$ ）とする。

表 4.4.3-1 $D_s=0.55$ の終局時支持点反力(kN)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			2,154	2,323
Y_ E	6,441	8,894	10,909	6,517
Y_ D	1,608	2,443	1,824	-2,064
Y_ C	-1,609	-1,893	-4,601	

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			319	38
Y_ E	-1,216	-1,593	-2,786	-438
Y_ D	2,700	4,380	5,656	6,996
Y_ C	4,579	6,850	7,461	

第4章 設計例2：共同住宅B

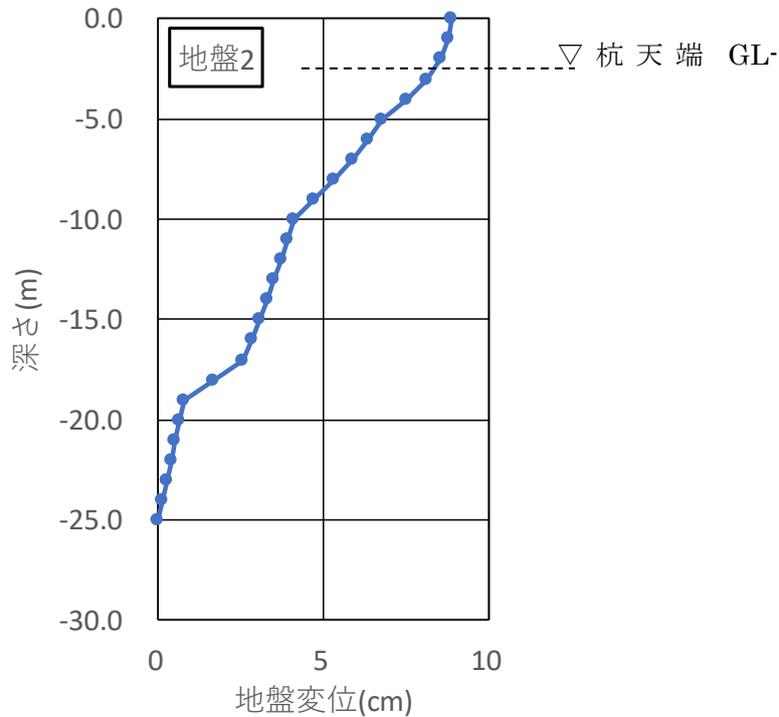
・杭強制変位

地盤変位は、応答スペクトル法とする。

表 4.4.3-2 地盤2の地盤変位の深さ方向分布 (Z=0.9)

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 γ_i	質点質量 m_i	初期S波速度 V_{soi}	$()^\beta$	等価S波速度 V_{sei}	等価せん断ばね剛性 k_i	$\Sigma (m_i \cdot u_i)$	仮の無次元化水平変位 u_i	調整した無次元化水平変位 u^*i	地盤の水平変位 $D_{max} \times u^*i$
i	H_i (m)	(m)		γ_i (kN/m ³)	m_i (Mg)	V_{soi} (m/s)		V_{sei} (m/s)	k_i (kN/m)	$\Sigma (m_i \cdot u_i)$	u_i	u^*i	$D_{max} \times u^*i$ (cm)
1	1.0	0.0	cray	18	0.918	110	0.452	49.77	4549	0.918	1.000	1.000	8.88
2	1.0	-1.0		18	1.837	110	0.452	49.77	4549	2.743	0.993	0.990	8.79
3	1.0	-2.0		18	1.837	110	0.452	49.77	4549	4.531	0.974	0.961	8.53
4	1.0	-3.0		18	1.837	110	0.452	49.77	4549	6.259	0.941	0.913	8.10
5	1.0	-4.0		18	1.837	110	0.452	49.77	4549	7.904	0.895	0.846	7.51
6	1.0	-5.0	sand	16	1.735	150	0.510	76.56	9569	9.358	0.838	0.761	6.76
7	1.0	-6.0		16	1.633	150	0.510	76.56	9569	10.674	0.806	0.714	6.34
8	1.0	-7.0		16	1.633	150	0.510	76.56	9569	11.930	0.769	0.660	5.86
9	1.0	-8.0		16	1.633	150	0.510	76.56	9569	13.119	0.728	0.599	5.32
10	1.0	-9.0		16	1.633	150	0.510	76.56	9569	14.234	0.683	0.532	4.73
11	1.0	-10.0	sand	18	1.735	210	0.678	142.48	37285	15.335	0.634	0.460	4.09
12	1.0	-11.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	16.475	0.621	0.440	3.91
13	1.0	-12.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	17.588	0.606	0.419	3.72
14	1.0	-13.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	18.673	0.591	0.396	3.51
15	1.0	-14.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	19.727	0.574	0.372	3.30
16	1.0	-15.0	cray	18	1.837	210	0.678	142.48	37285	20.750	0.557	0.346	3.07
17	1.0	-16.0		18	1.837	210	0.678	142.48	37285	21.739	0.538	0.319	2.83
18	1.0	-17.0		17	1.786	150	0.530	79.52	10970	22.666	0.519	0.290	2.58
19	1.0	-18.0		17	1.735	150	0.530	79.52	10970	23.449	0.451	0.190	1.69
20	1.0	-19.0		sand	18	1.786	260	0.776	201.66	74695	24.129	0.381	0.086
21	1.0	-20.0	18		1.837	260	0.776	201.66	74695	20.408	0.370	0.071	0.63
22	1.0	-21.0	18		1.837	260	0.776	201.66	74695	21.071	0.361	0.057	0.51
23	1.0	-22.0	18		1.837	260	0.776	201.66	74695	21.718	0.352	0.044	0.39
24	1.0	-23.0	18		1.837	260	0.776	201.66	74695	22.346	0.342	0.029	0.26
25	1.0	-24.0	18	1.837	260	0.776	201.66	74695	22.957	0.333	0.015	0.13	
基盤	1.0	-25.0		18		390					0.322	0.000	0.00

$T_{00} = 0.594$ 式(4.5.6)
 $\alpha = 1.856$ 式(4.5.3)
 $R_{z0} = 0.465$ 式(4.5.5)
 $\beta = 0.627$ 式(4.5.9)
 $D_{max} = 8.878$ 式(4.5.1)



(2) 既製杭（杭体）の耐震設計

4.4.2 (2) に同じ。

表 4. 4. 3-3 地盤モデル

□地盤モデル

群杭係数
 杭本数No: 13
 杭間隔R: 4.81
 杭径B(m): 1.20
 杭間隔比R/B: 4.01
 e: 0.79
 ε: 0.73

建物面積 (m²): 207.9
 等価面積に置換した正方形の1辺 (m): 14.4

μ: 1.40
 λ: 9.00

No.	土質	深さ (m)	層厚 H (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	σ _v ['] (層中央) (kN/m ²)	N値 (=700N)	E ₀ (kN/m ²)	液状化 低減 β _L	群杭 係数 ξ	k ₉₀ (α=90) (kN/m ³)	B(cm) : 120		R/B : 4.01		砂質土		粘性土		Py	
												φ (度)	K ₀	Py (kN/m ²)		C _u (kN/m ²)	Py (kN/m ²)		Py (kN/m ²)		
														前方杭	後方杭		前方杭	後方杭	前方杭	後方杭	
																					前方杭
1	C	0.0 ~ 0.5	0.5	18.0	18.0	4.5	2	1,400	1.0	0.73	2,261	1.0	1.04			25	79	79	79	79	79
2	C	0.5 ~ 1.0	0.5	18.0	18.0	13.5	2	1,400	1.0	0.73	2,261	1.0	1.04			25	108	108	108	108	108
3	C	1.0 ~ 1.5	0.5	18.0	18.0	22.5	0	0	1.0	0.73	0	1.0	1.04			25	138	138	138	138	138
4	C	1.5 ~ 2.0	0.5	18.0	18.0	31.5	0	0	1.0	0.73	0	1.0	1.04			25	167	167	167	167	167
5	C	2.0 ~ 2.5	0.5	18.0	18.0	40.5	2	1,400	1.0	0.73	2,261	1.0	1.04			25	196	196	196	196	196
6	C	2.5 ~ 3.0	0.5	18.0	18.0	49.5	2	1,400	1.0	0.73	2,261	1.0	1.04			25	225	225	225	225	225
7	C	3.0 ~ 3.5	0.5	18.0	18.0	58.5	0	0	1.0	0.73	0	1.0	1.04			25	225	225	225	225	225
8	C	3.5 ~ 4.0	0.5	18.0	18.0	67.5	0	0	1.0	0.73	0	1.0	1.04			25	225	225	225	225	225
9	C	4.0 ~ 4.5	0.5	18.0	18.0	76.5	5	3,500	1.0	0.73	5,653	1.0	1.04			25	225	225	225	225	225
10	C	4.5 ~ 5.0	0.5	18.0	18.0	85.5	5	3,500	1.0	0.73	5,653	1.0	1.04			25	225	225	225	225	225
11	S	5.0 ~ 5.5	0.5	16.0	16.0	94.0	5	3,500	1.0	0.73	5,653	35.0	3.69	1,040.6	456.7	1				1,041	457
12	S	5.5 ~ 6.0	0.5	16.0	16.0	102.0	5	3,500	1.0	0.73	5,653	35.0	3.69	1,129.2	495.6	1				1,129	496
13	S	6.0 ~ 6.5	0.5	16.0	16.0	110.0	6	4,200	1.0	0.73	6,784	35.0	3.69	1,217.8	534.4	1				1,218	534
14	S	6.5 ~ 7.0	0.5	16.0	16.0	118.0	6	4,200	1.0	0.73	6,784	35.0	3.69	1,306.3	573.3	1				1,306	573
15	S	7.0 ~ 7.5	0.5	16.0	16.0	126.0	5	3,500	1.0	0.73	5,653	35.0	3.69	1,394.9	612.2	1				1,395	612
16	S	7.5 ~ 8.0	0.5	16.0	16.0	134.0	5	3,500	1.0	0.73	5,653	35.0	3.69	1,483.4	651.1	1				1,483	651
17	S	8.0 ~ 8.5	0.5	16.0	16.0	142.0	5	3,500	1.0	0.73	5,653	35.0	3.69	1,572.0	689.9	1				1,572	690
18	S	8.5 ~ 9.0	0.5	16.0	16.0	150.0	5	3,500	1.0	0.73	5,653	35.0	3.69	1,660.6	728.8	1				1,661	729
19	S	9.0 ~ 9.5	0.5	16.0	16.0	158.0	6	4,200	1.0	0.73	6,784	35.0	3.69	1,749.1	767.7	1				1,749	768
20	S	9.5 ~ 10.0	0.5	16.0	16.0	166.0	6	4,200	1.0	0.73	6,784	35.0	3.69	1,837.7	806.5	1				1,838	807
21	S	10.0 ~ 10.5	0.5	18.0	18.0	174.5	10	7,000	1.0	0.73	11,307	35.0	3.69	1,931.8	847.8	1				1,932	848
22	S	10.5 ~ 11.0	0.5	18.0	18.0	183.5	10	7,000	1.0	0.73	11,307	35.0	3.69	2,031.4	891.6	1				2,031	892
23	S	11.0 ~ 11.5	0.5	18.0	18.0	192.5	10	7,000	1.0	0.73	11,307	35.0	3.69	2,131.1	935.3	1				2,131	935
24	S	11.5 ~ 12.0	0.5	18.0	18.0	201.5	10	7,000	1.0	0.73	11,307	35.0	3.69	2,230.7	979.0	1				2,231	979
25	S	12.0 ~ 12.5	0.5	18.0	18.0	210.5	17	11,900	1.0	0.73	19,222	35.0	3.69	2,330.3	1,022.7	1				2,330	1,023
26	S	12.5 ~ 13.0	0.5	18.0	18.0	219.5	17	11,900	1.0	0.73	19,222	35.0	3.69	2,430.0	1,066.5	1				2,430	1,066
27	S	13.0 ~ 13.5	0.5	18.0	18.0	228.5	21	14,700	1.0	0.73	23,745	35.0	3.69	2,529.6	1,110.2	1				2,530	1,110
28	S	13.5 ~ 14.0	0.5	18.0	18.0	237.5	21	14,700	1.0	0.73	23,745	35.0	3.69	2,629.2	1,153.9	1				2,629	1,154
29	S	14.0 ~ 14.5	0.5	18.0	18.0	246.5	24	16,800	1.0	0.73	27,137	35.0	3.69	2,728.9	1,197.7	1				2,729	1,198
30	S	14.5 ~ 15.0	0.5	18.0	18.0	255.5	24	16,800	1.0	0.73	27,137	35.0	3.69	2,828.5	1,241.4	1				2,829	1,241
31	S	15.0 ~ 15.5	0.5	18.0	18.0	264.5	16	11,200	1.0	0.73	18,091	35.0	3.69	2,928.2	1,285.1	1				2,928	1,285
32	S	15.5 ~ 16.0	0.5	18.0	18.0	273.5	16	11,200	1.0	0.73	18,091	35.0	3.69	3,027.8	1,328.8	1				3,028	1,329
33	S	16.0 ~ 16.5	0.5	18.0	18.0	282.5	2	1,400	1.0	0.73	2,261	35.0	3.69	3,127.4	1,372.6	1				3,127	1,373
34	S	16.5 ~ 17.0	0.5	18.0	18.0	291.5	2	1,400	1.0	0.73	2,261	35.0	3.69	3,227.1	1,416.3	1				3,227	1,416
35	C	17.0 ~ 17.5	0.5	17.0	17.0	300.3	2	1,400	1.0	0.73	2,261	1.0				25	225	225	225	225	225
36	C	17.5 ~ 18.0	0.5	17.0	17.0	308.8	2	1,400	1.0	0.73	2,261	1.0				25	225	225	225	225	225
37	C	18.0 ~ 18.5	0.5	17.0	17.0	317.3	7	4,900	1.0	0.73	7,915	1.0				25	225	225	225	225	225
38	C	18.5 ~ 19.0	0.5	17.0	17.0	325.8	7	4,900	1.0	0.73	7,915	1.0				25	225	225	225	225	225
39	S	19.0 ~ 19.5	0.5	18.0	18.0	334.5	13	9,100	1.0	0.73	14,699	35.0	3.69	3,703.1	1,625.2	1				3,703	1,625
40	S	19.5 ~ 20.0	0.5	18.0	18.0	343.5	13	9,100	1.0	0.73	14,699	35.0	3.69	3,802.7	1,668.9	1				3,803	1,669
41	S	20.0 ~ 20.5	0.5	18.0	18.0	352.5	18	12,600	1.0	0.73	20,353	35.0	3.69	3,902.4	1,712.7	1				3,902	1,713
42	S	20.5 ~ 21.0	0.5	18.0	18.0	361.5	18	12,600	1.0	0.73	20,353	35.0	3.69	4,002.0	1,756.4	1				4,002	1,756
43	S	21.0 ~ 21.5	0.5	18.0	18.0	370.5	25	17,500	1.0	0.73	28,267	35.0	3.69	4,101.6	1,800.1	1				4,102	1,800
44	S	21.5 ~ 22.0	0.5	18.0	18.0	379.5	25	17,500	1.0	0.73	28,267	35.0	3.69	4,201.3	1,843.8	1				4,201	1,844
45	S	22.0 ~ 22.5	0.5	18.0	18.0	388.5	27	18,900	1.0	0.73	30,529	35.0	3.69	4,300.9	1,887.6	1				4,301	1,888
46	S	22.5 ~ 23.0	0.5	18.0	18.0	397.5	27	18,900	1.0	0.73	30,529	35.0	3.69	4,400.5	1,931.3	1				4,401	1,931
47	S	23.0 ~ 23.5	0.5	18.0	18.0	406.5	9	6,300	1.0	0.73	10,176	35.0	3.69	4,500.2	1,975.0	1				4,500	1,975
48	S	23.5 ~ 24.0	0.5	18.0	18.0	415.5	9	6,300	1.0	0.73	10,176	35.0	3.69	4,599.8	2,018.8	1				4,600	2,019
49	S	24.0 ~ 24.5	0.5	18.0	18.0	424.5	37	25,900	1.0	0.73	41,836	35.0	3.69	4,699.4	2,062.5	1				4,699	2,062
50	S	24.5 ~ 25.0	0.5	18.0	18.0	433.5	37	25,900	1.0	0.73	41,836	35.0	3.69	4,799.1	2,106.2	1				4,799	2,106
51	S	25.0 ~ 25.5	0.5	18.0	18.0	442.5	50	35,000	1.0	0.73	56,535	35.0	3.69	4,898.7	2,149.9	1				4,899	2,150
52	S	25.5 ~ 26.0	0.5	18.0	18.0	451.5	50	35,000	1.0	0.73	56,535	35.0	3.69	4,998.3	2,193.7	1				4,998	2,194
53	S	26.0 ~ 26.5	0.5	18.0	18.0	460.5	50	35,000	1.0	0.73	56,535	35.0	3.69	5,098.0	2,237.4	1				5,098	2,237
54	S	26.5 ~ 27.0	0.5	18.0	18.0	469.5	50	35,000	1.0	0.73	56,535	35.0	3.69	5,197.6	2,281.1	1				5,198	2,281
55	S	27.0 ~ 27.5	0.5	18.0	18.0	478.5	50	35,000	1.0	0.73	56,535	35.0	3.69	5,297.2	2,324.9	1				5,297	2,325
56	S	27.5 ~ 28.0	0.5	18.0	18.0	487.5	50	35,000	1.0	0.73	56,535	35.0	3.69	5,396.9	2,368.6	1				5,397	2,369
57	S	28.0 ~ 29.0	1.0	18.0	18.0	501.0	50	35,000	1.0	0.73	56,535	35.0	3.69	5,546.3	2,434.2	1				5,546	2,434
58	S	29.0 ~ 30.0	1.0	18.0	18.0	519.0	50	35,000	1.0	0.73	56,535	35.0	3.69	5,745.6	2,521.6	1				5,746	2,522
59	S	30.0 ~ 31.0	1.0	18.0	18.0	537.0	50	35,000	1.0	0.73	56,535	35.0	3.69	5,944.9	2,609.1	1				5,945	2,609
60	S	31.0 ~ 32.0	1.0	18.0	18.0	555.0	50	35,000	1.0	0.73	56,535	35.0	3.69	6,144.1	2,696.5	1				6,144	2,697
61	S																				

第4章 設計例2：共同住宅B

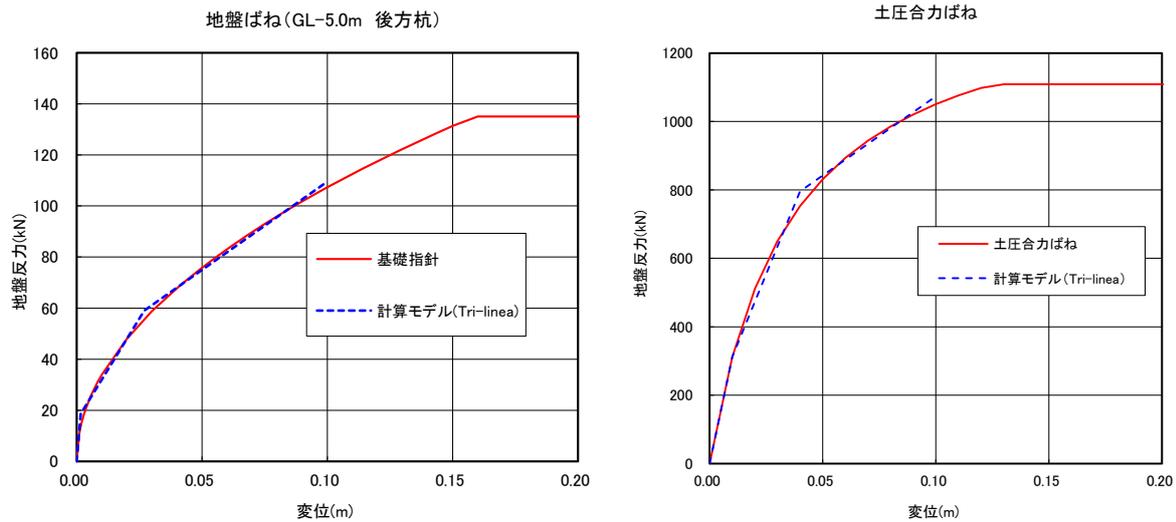


図 4.4.3-1 地盤ばね

(3) 基礎梁の耐震設計

4.4.2 (3) に同じ。

(4) パイルキャップの耐震設計

4.4.2 (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
- ・ 杭径および杭長 : 杭径 1200φ×13本, 杭長 25m, 32m
- ・ 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)

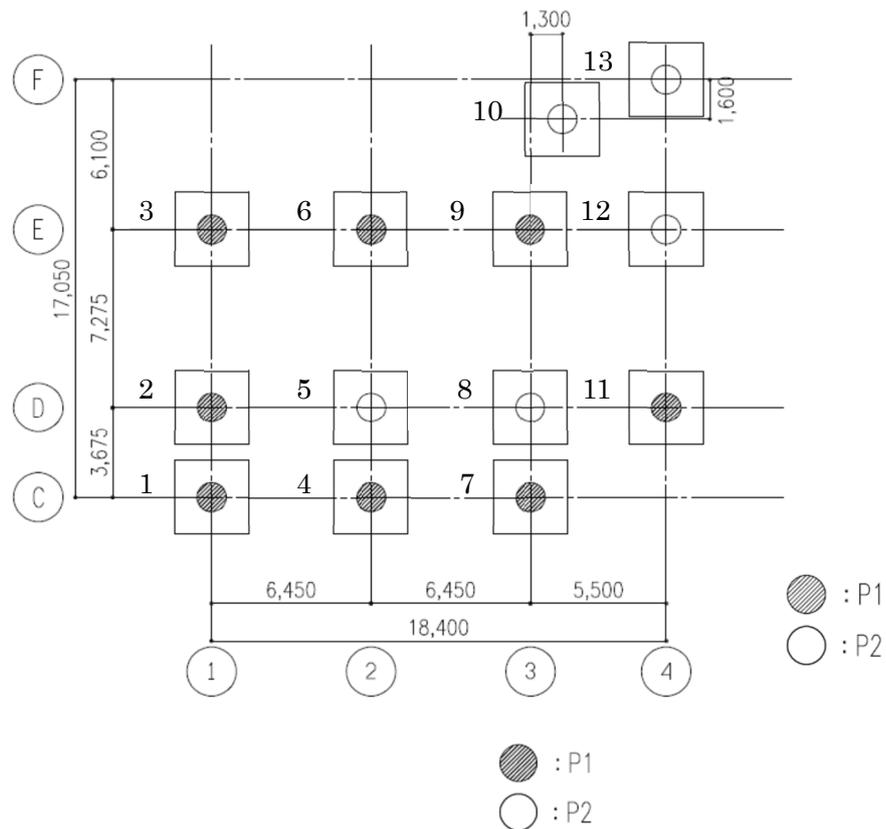


図 4. 4. 3-2 杭配置

表 4. 4. 3-4 杭の仕様

	杭径 (mm)	位置	杭種	F_c (N/mm^2)	L (m)	主筋 (SD490)	板厚 (mm)
P1	1200	上杭	RC(t=32mm,SKK400)	36	11	24-D41	-
		下杭	SC(t=12mm,SKK490)	80	21	-	150
P2	1200	上杭	RC(t=32mm,SKK400)	36	11	20-D41	-
		下杭	PHC(B種)	85	14	-	150

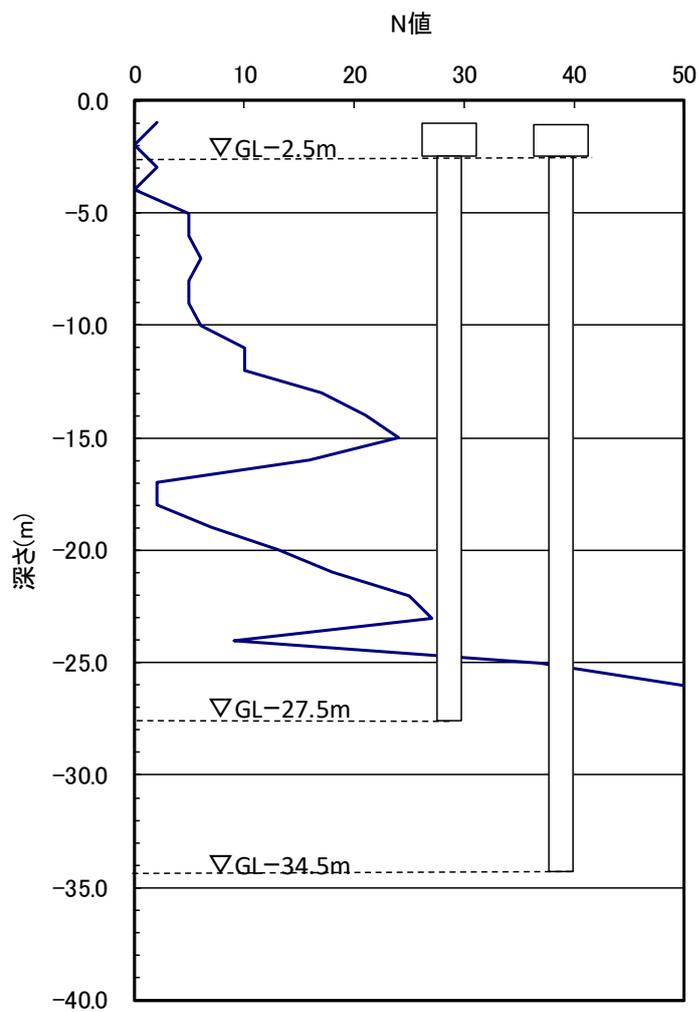


図 4.4.3-3 地盤 2 と杭レベル

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 4.4.3-5

□PHC杭の許容支持力(告示式、埋め込み杭：α=200)

杭符号	P1(変更前)	P1(変更後)	P2
軸径(cm)	120	120	120
先端径(cm)	120	120	120
先端N値	50	50	35
杭長(m)	32.0	41.0	25.0
杭断面Ac(cm ²)	4948	4948	4948
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	80	80	85
長期許容応力度fc(N/mm ²)	23	23	21
有効プレストレス力σe(N/mm ²)	0	0	8
継手低減α	0	0	0
摩擦砂Ns1	5.4	5.4	5.4
摩擦砂Ls1(m)	5.0	5.0	5.0
摩擦砂Ns2	14.3	14.3	14.3
摩擦砂Ls2(m)	7.0	7.0	7.0
摩擦砂Ns3	28.6	28.6	28.6
摩擦砂Ls3(m)	8.0	8.0	8.5
摩擦砂Ns4	30.0	30.0	
摩擦砂Ls4(m)	7.5	16.5	
摩擦粘土qu1(kN/m ²)	50.0	50.0	50.0
摩擦粘土Lc1(m)	2.5	2.5	2.5
摩擦粘土qu2(kN/m ²)	50.0	50.0	50.0
摩擦粘土Lc2(m)	2.0	2.0	2.0
摩擦粘土qu3(kN/m ²)	0.0	0.0	0.0
摩擦粘土Lc3(m)	0.0	0.0	0.0
拡低比率(面積)	1.00	1.00	1.00
軸部周長Φ(m)	3.77	3.77	3.77
極限周面摩擦抵抗(kN)	7652	11011	5031
先端部断面積Ap(m ²)	1.13	1.13	1.13
先端基準支持力(kN)	11310	11310	7917
杭重量Wp(kN)	662	793	534
長期許容杭材支持力(kN)	11310	11310	6556
長期許容地盤支持力(kN)	6321	7440	4316
短期許容杭材支持力(kN)	22619	22619	17071
短期許容地盤支持力(kN)	12641	14881	8632
終局支持力(kN)	18962	22321	12948
長期引抜き力(kN)	2703	3729	1876
降伏引抜き力(kN)	4743	6665	3217
残留引抜き抵抗力(kN)	5763	8133	3888
採用長期許容支持力(kN)	6321	7440	4316
短期短期許容支持力(kN)	12641	14881	8632

計算は告示式による。

極限先端支持力 $P_p = 200 N A_p \quad (N \leq 60)$
 極限周面摩擦抵抗 $P_f = [\sum (3 \cdot 3N_s \cdot L_s) + \sum (qu/2 \cdot L_c)] \times \Phi \quad (N_s \leq 30, qu \leq 200 \text{ kN/m}^2)$
 長期許容支持力 $\text{MIN}((P_p + P_f)/3, A_c \times (1 - \alpha) \times (f_c - \sigma_e))$
 $qu = 12.5N (=2C)$

 長期許容引き抜き力 $4/15 \times [\sum (3 \cdot 3N_s \cdot L_s) + \sum (qu/2 \cdot L_c)] \times \Phi + W_p \quad (N_s \leq 30)$
 短期(降伏)引き抜き力 $8/15 \times [\sum (3 \cdot 3N_s \cdot L_s) + \sum (qu/2 \cdot L_c)] \times \Phi + W_p \quad (N_s \leq 30)$
 残留引抜き抵抗力(告示/1.2) $1/1.2 \times 12/15 \times [\sum (3 \cdot 3N_s \cdot L_s) + \sum (qu/2 \cdot L_c)] \times \Phi + W_p \quad (N_s \leq 30)$

第4章 設計例2：共同住宅B

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

4.4.2 (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

杭体の非線形のモデル化は、2.2.2(1), (3)による。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 4.4.3-6 拘束されたコンクリートの圧縮強度

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)	36	コンクリート圧縮強度
σ_y (N/mm ²)	235	鋼管降伏強度
c_{YU}	1.0	コンクリート強度低減係数
k	4.0	拘束係数
α	1.0	周方向応力成分比
σ_r	13.2	拘束されたコンクリートの側圧
σ_{cc} (N/mm ²)	89.0	拘束されたコンクリートの圧縮強度

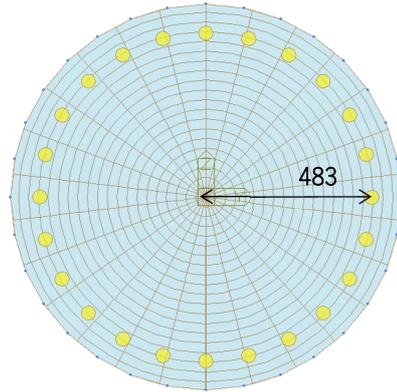
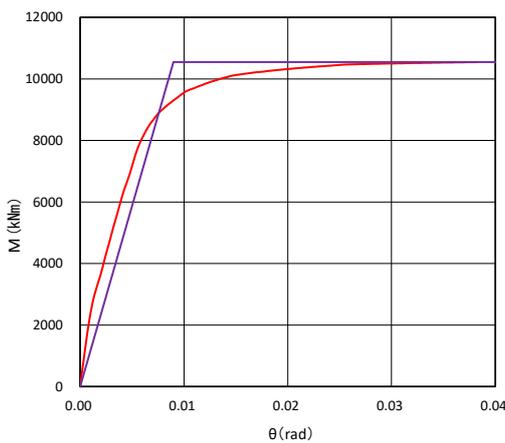


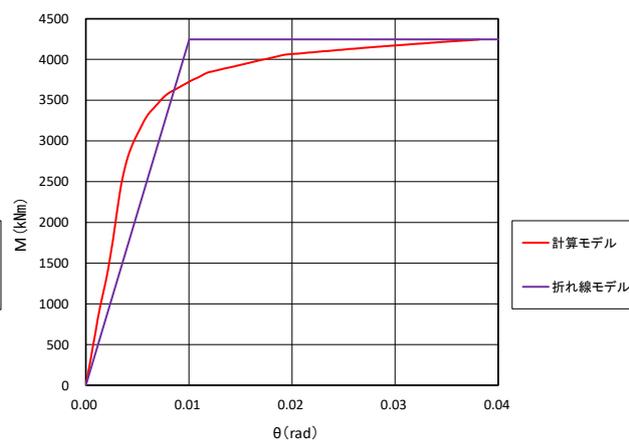
図 4.4.3-4 杭体モデル(P1)

表 4.4.3-7 $M-\theta$ 関係

Y正 (↑)													
No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Mu (kN・m)	5,567	8,068	10,550	5,540	7,169	11,264	4,247	7,647	10,102	8,617	5,913	8,257	8,172
θ_y (rad)	0.0100	0.0095	0.0090	0.0100	0.0094	0.0089	0.0100	0.0092	0.0090	0.0089	0.0099	0.0090	0.0090
Y負 (↓)													
No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Mu (kN・m)	10,645	7,214	6,210	11,305	6,694	6,082	11,565	6,727	7,074	5,261	10,636	5,756	5,618
θ_y (rad)	0.0090	0.0097	0.0099	0.0089	0.0096	0.0099	0.0089	0.0096	0.0097	0.0100	0.0090	0.0099	0.0099

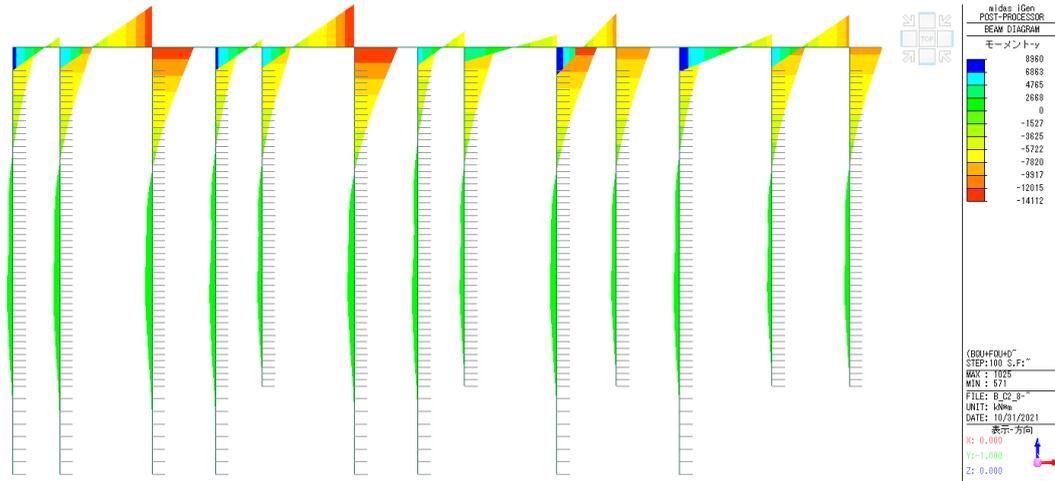


【No.3】

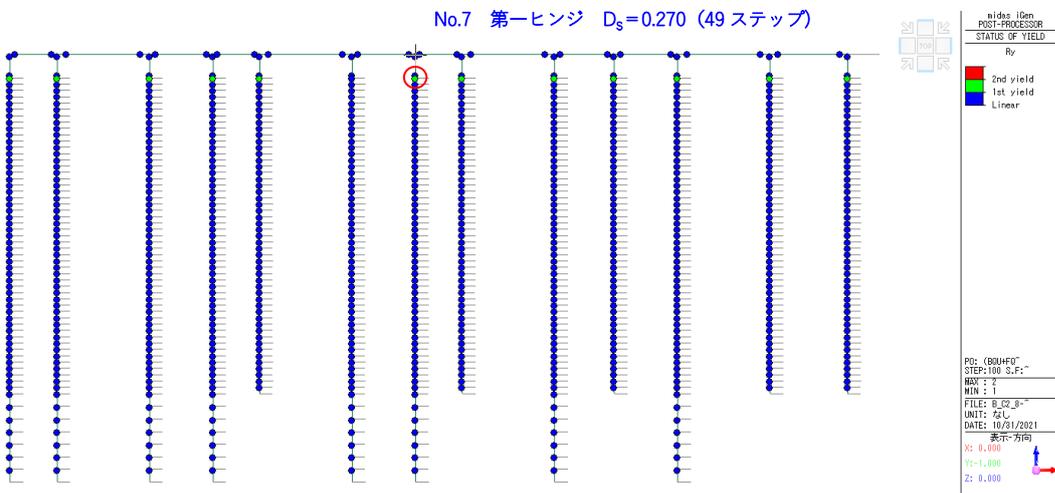


【No.7】

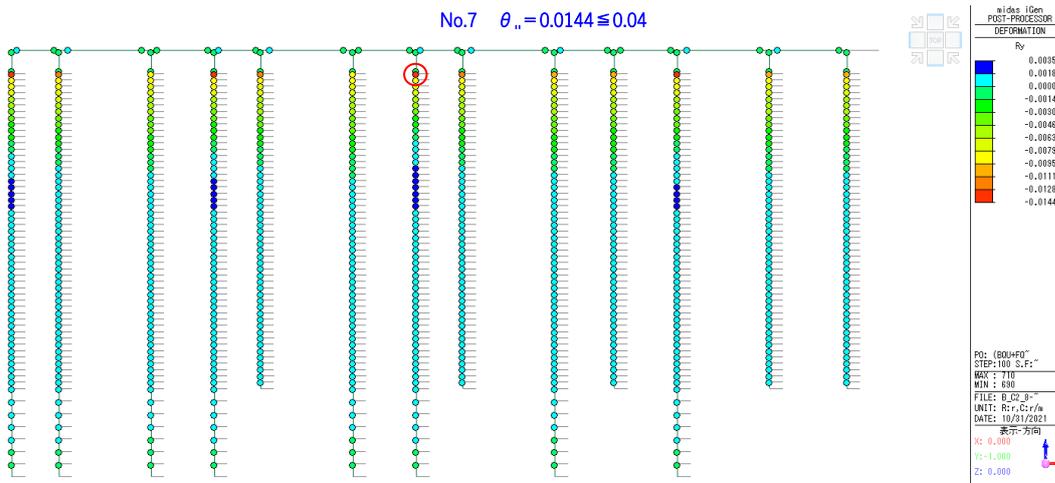
図 4.4.3-5 $M-\theta$ 関係 (Y正)



曲げモーメント図



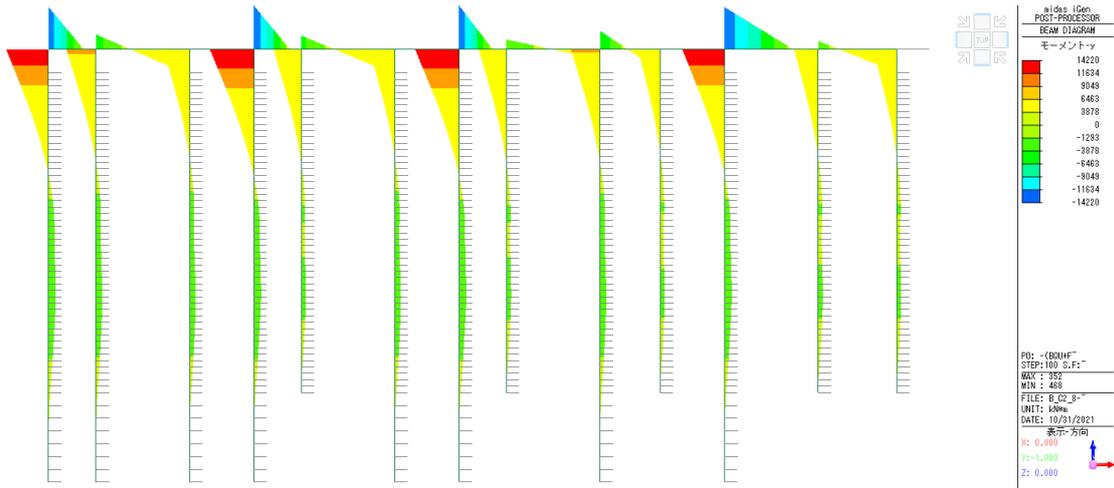
ヒンジ図



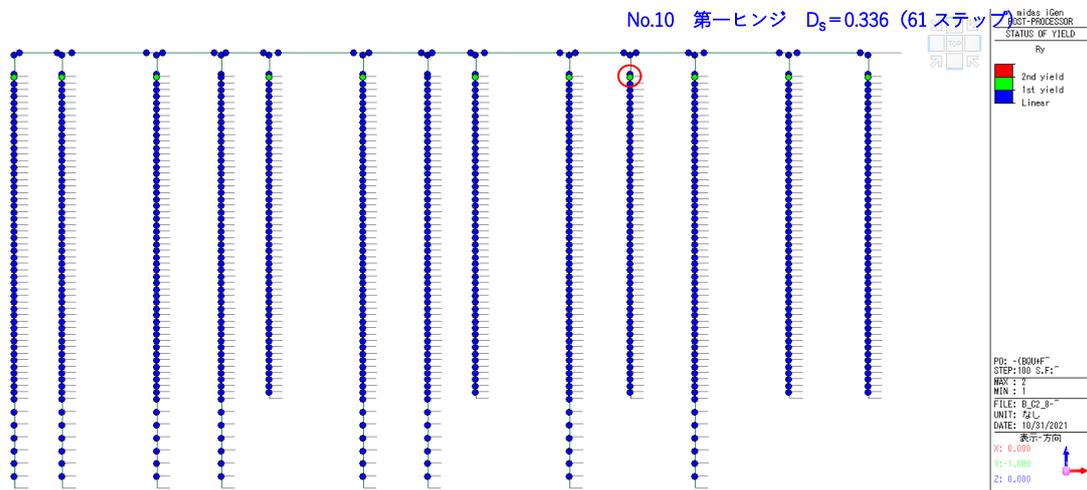
変形角

図 4.4.3-6 解析結果 (Y 正)

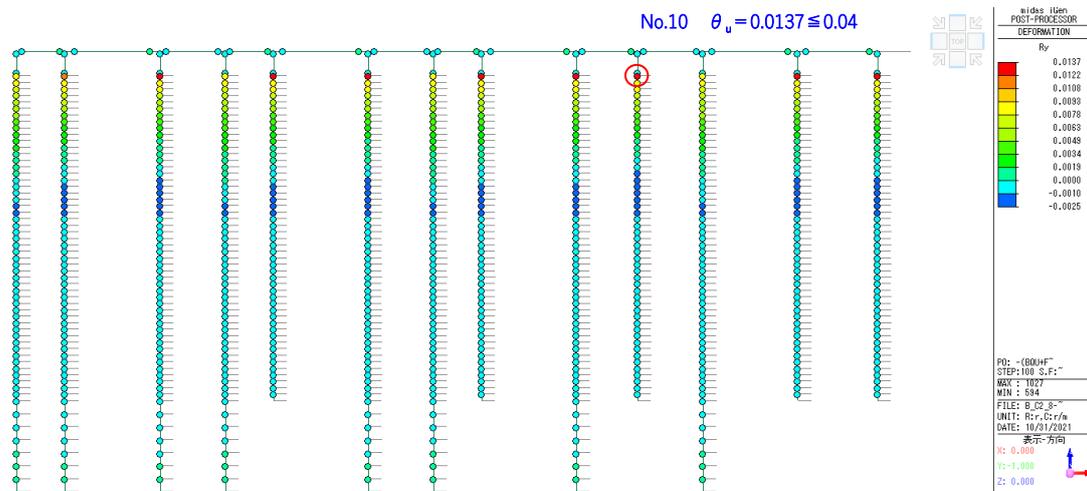
第4章 設計例2：共同住宅B



曲げモーメント図



ヒンジ図



変形角

図 4.4.3-7 解析結果 (Y 負)

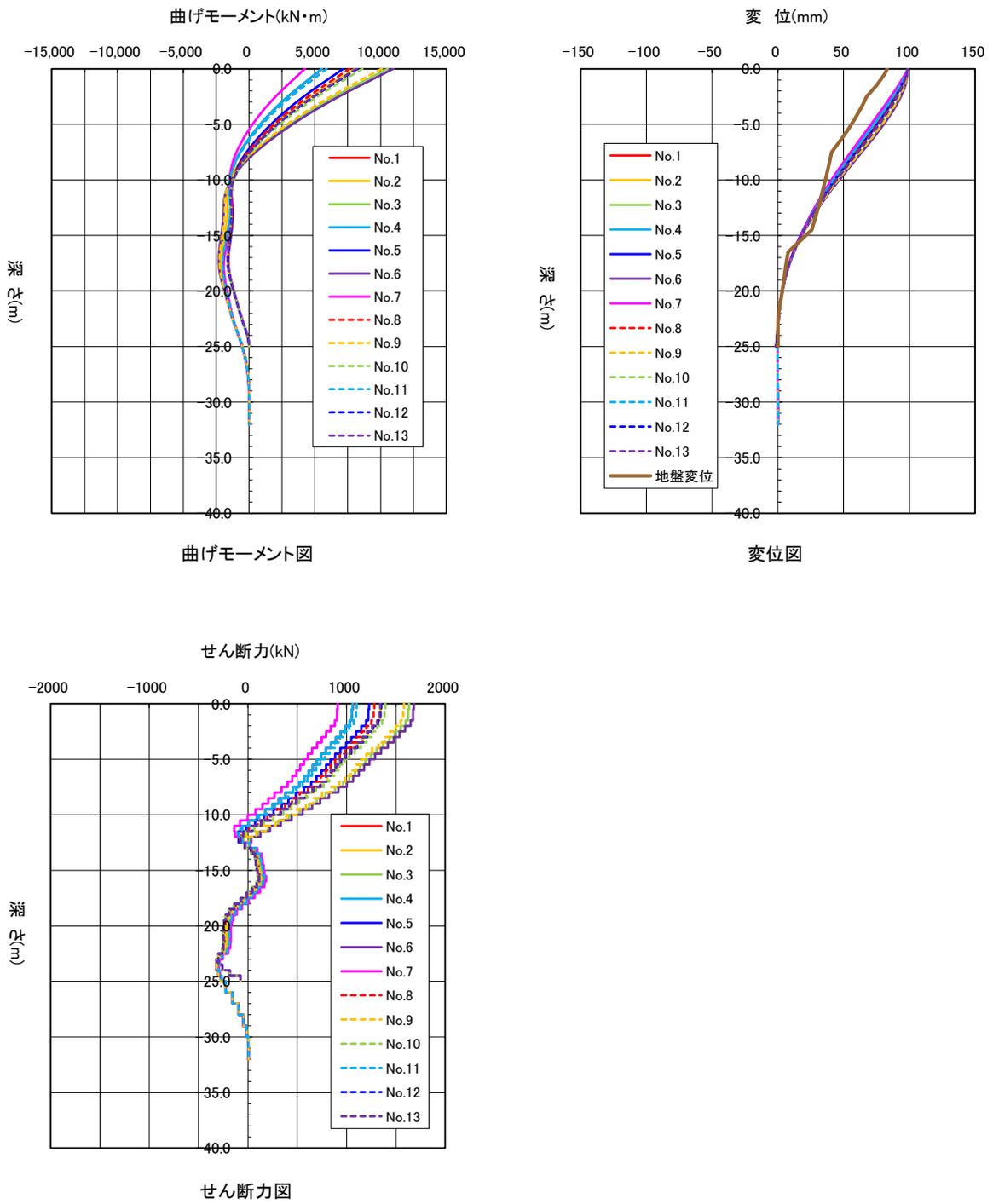


図 4. 4. 3-8 杭応力と水平変位 (Y 正)

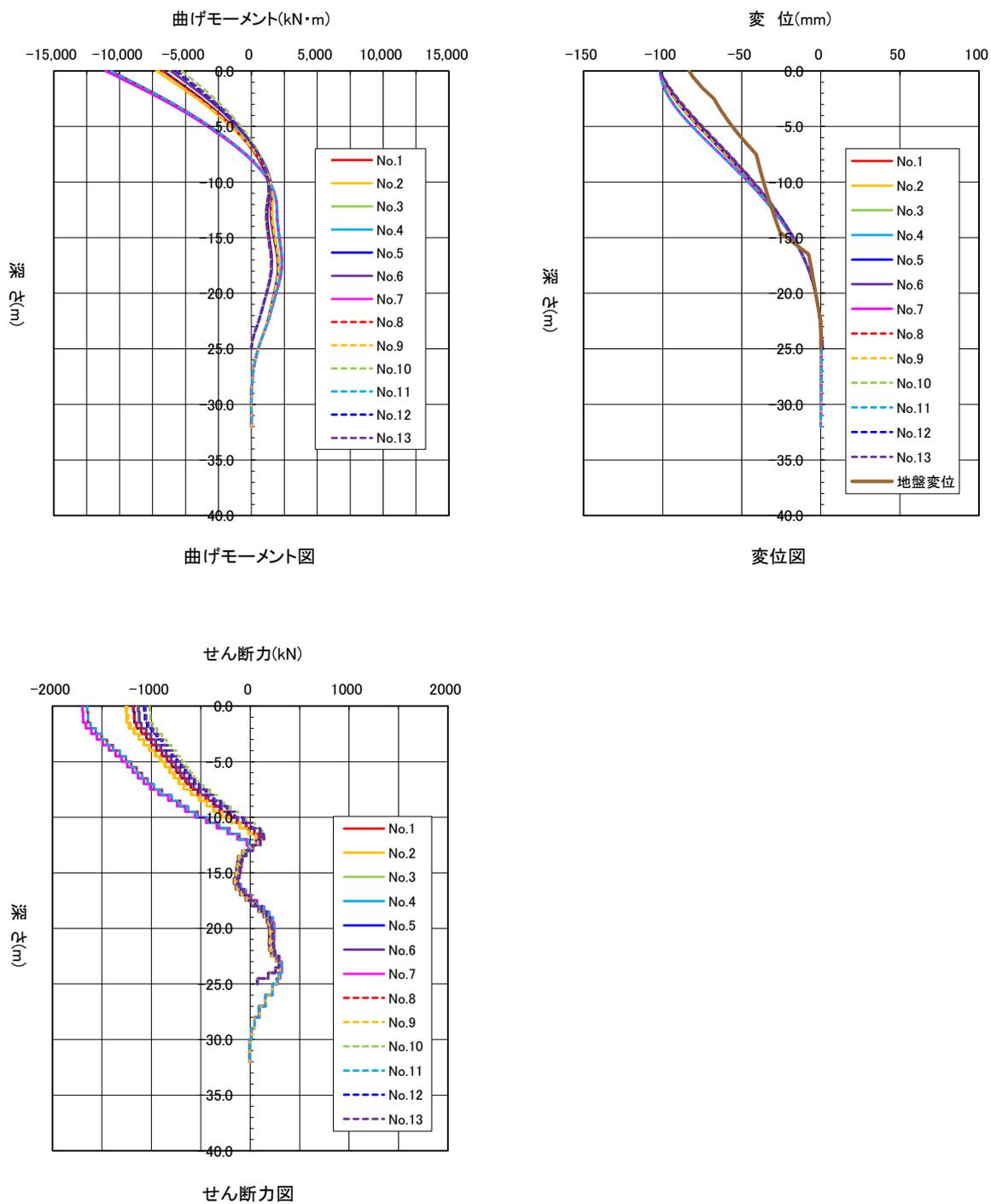


図 4. 4. 3-9 杭応力と水平変位 (Y 負)

4) 付加曲げを考慮した杭軸力の算定

付加曲げを考慮した杭軸力を以下に示す。

表 4. 4. 3-8 Ds=0.55 の終局時支持点反力 (kN)

付加曲げなし

Y正(↑)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			2,154	2,323
Y_ E	6,441	8,894	10,909	6,517
Y_ D	1,608	2,443	1,824	-2,064
Y_ C	-1,609	-1,893	-4,601	

Y負(↓)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			319	38
Y_ E	-1,216	-1,593	-2,786	-438
Y_ D	2,700	4,380	5,656	6,996
Y_ C	4,579	6,850	7,461	

付加曲げ考慮

Y正(↑)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			6,461	5,134
Y_ E	9,284	11,767	7,819	5,393
Y_ D	1,769	2,341	3,662	-3,751
Y_ C	-4,613	-4,666	-7,656	

Y負(↓)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			-2,500	-1,655
Y_ E	-3,025	-3,335	-863	-1,318
Y_ D	-510	1,050	1,119	9,570
Y_ C	9,599	11,921	12,895	

最大および最小値 :P1 :P2

付加軸力を考慮し鉛直支持力について再検討を行う。杭長が長くなるが GL-25m 以深の工学的基盤の範囲であるため、水平時の検討に影響がないと判断し、水平時の検討結果はそのまま用いる。

表 4. 4. 3-9 鉛直支持力比

付加曲げなし (杭長変更前)

Y正(↑)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			0.17	0.18
Y_ E	0.34	0.47	0.58	0.50
Y_ D	0.08	0.19	0.14	-0.37
Y_ C	-0.29	-0.34	-0.82	

Y負(↓)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			0.02	0.00
Y_ E	-0.22	-0.29	-0.50	-0.12
Y_ D	0.14	0.34	0.44	0.37
Y_ C	0.24	0.36	0.39	

付加曲げ考慮 (杭長変更後)

Y正(↑)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			0.50	0.40
Y_ E	0.42	0.53	0.35	0.42
Y_ D	0.08	0.18	0.28	-0.46
Y_ C	-0.57	-0.57	-0.94	

Y負(↓)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_ F			-0.64	-0.43
Y_ E	-0.37	-0.41	-0.11	-0.34
Y_ D	-0.06	0.08	0.09	0.43
Y_ C	0.43	0.53	0.58	

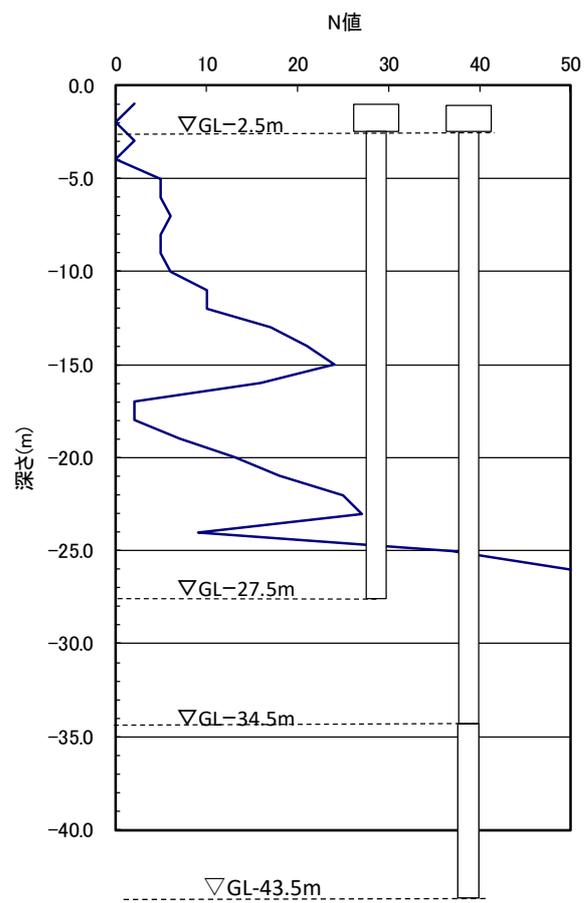


図 4. 4. 3-10 地盤 2 とケース 2 の杭レベル (変更後)

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。

中実杭の終局せん断耐力は、2.2.2(3)4)による。杭中央部は鋼管のみの短期許容せん断耐力とし、杭隙間部は鉄筋のダボ抵抗の短期許容耐力とする。PHC杭の終局せん断耐力は、「RC基礎指針(案)」[4-4]に準じて低減係数 $\eta=0.75$ を考慮する。

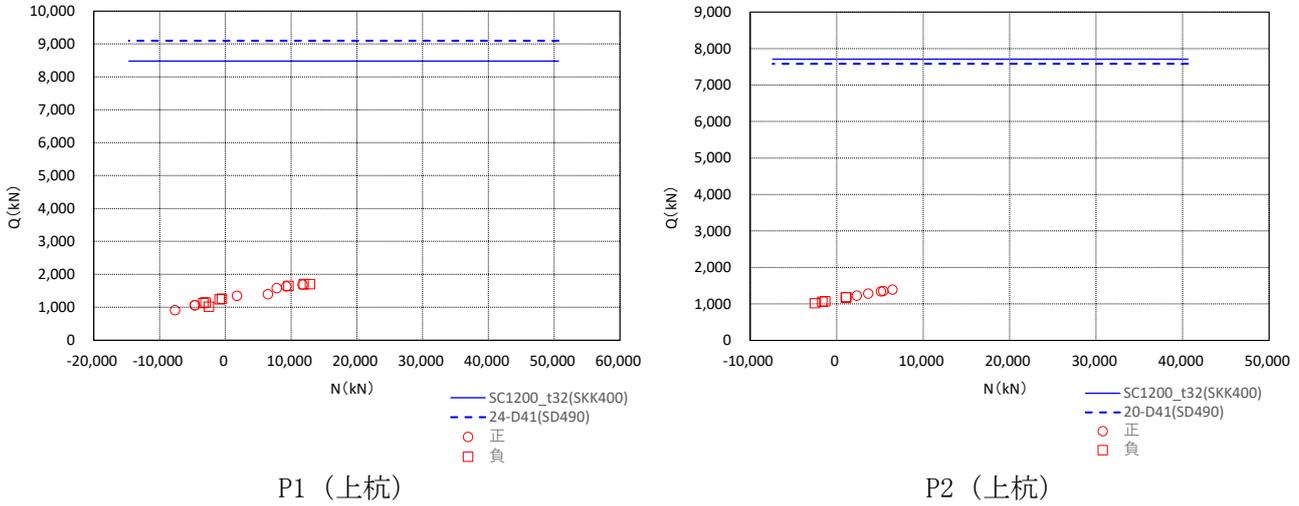


図 4.4.3-11 N-Q 相関図

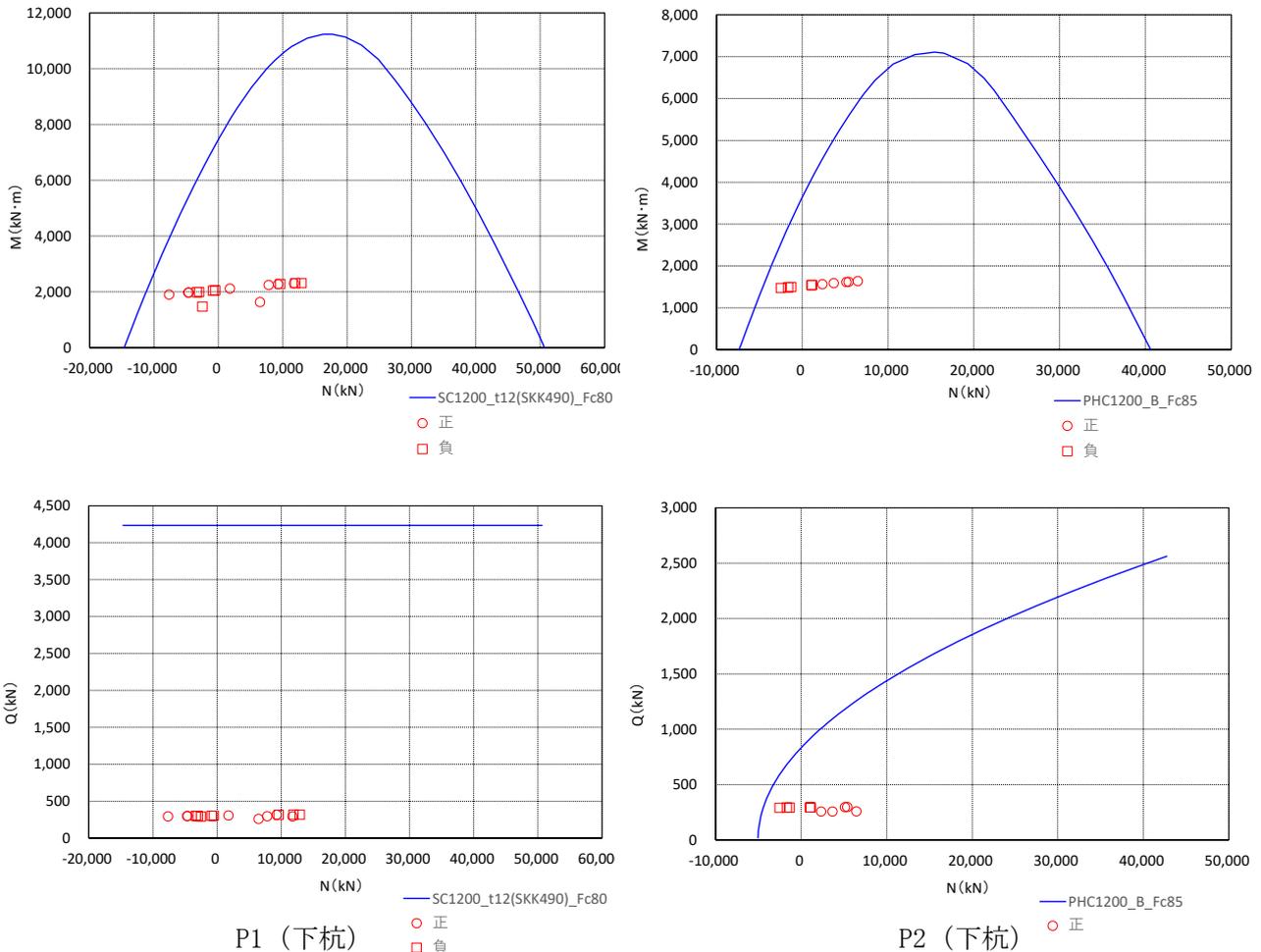


図 4.4.3-12 N-M, N-Q 相関図

第4章 設計例2：共同住宅B

杭体（上杭）の軸力比を以下に示す。軸力比の算定方法は、2.2.2(3)3)による。

表 4.4.3-10 支持反力と軸力比

Y正(↑)

Y負(↓)

支持点反力 (kN)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_F			6461	5134
Y_E	9284	11767	7819	5393
Y_D	1769	2341	3662	-3751
Y_C	-4613	-4666	-7656	

支持点反力 (kN)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_F			-2500	-1655
Y_E	-3025	-3335	-863	-1318
Y_D	-510	1050	1119	9570
Y_C	9599	11921	12895	

軸力比(η)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_F			0.13	0.10
Y_E	0.18	0.23	0.15	0.11
Y_D	0.03	0.05	0.07	-0.23
Y_C	-0.28	-0.28	-0.46	

軸力比(η)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_F			-0.18	-0.12
Y_E	-0.18	-0.20	-0.05	-0.10
Y_D	-0.03	0.02	0.02	0.18
Y_C	0.19	0.23	0.25	

有効軸力比(η_e)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_F			0.06	0.05
Y_E	0.09	0.11	0.08	0.05
Y_D	0.02	0.02	0.04	-0.23
Y_C	-0.28	-0.28	-0.46	

有効軸力比(η_e)

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_F			-0.18	-0.12
Y_E	-0.18	-0.20	-0.05	-0.10
Y_D	-0.03	0.01	0.01	0.09
Y_C	0.09	0.11	0.12	

杭体の塑性率 (θ_u/θ_y) を以下に示す。

表 4.4.3-11 塑性率

Y正(↑)

Y負(↓)

塑性率

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_F			1.17	1.19
Y_E	1.03	0.97	1.06	1.19
Y_D	1.20	1.26	1.23	1.33
Y_C	1.35	1.35	1.43	

塑性率

	X_1	X_2	X_3	X_4
Y_F			1.37	1.35
Y_E	1.33	1.33	1.27	1.34
Y_D	1.26	1.29	1.29	1.03
Y_C	1.03	0.98	0.96	

6) 基礎梁の検討

連層耐震壁の基礎梁に対して、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、設計用せん断力を1.25倍に割り増して検討を行う。

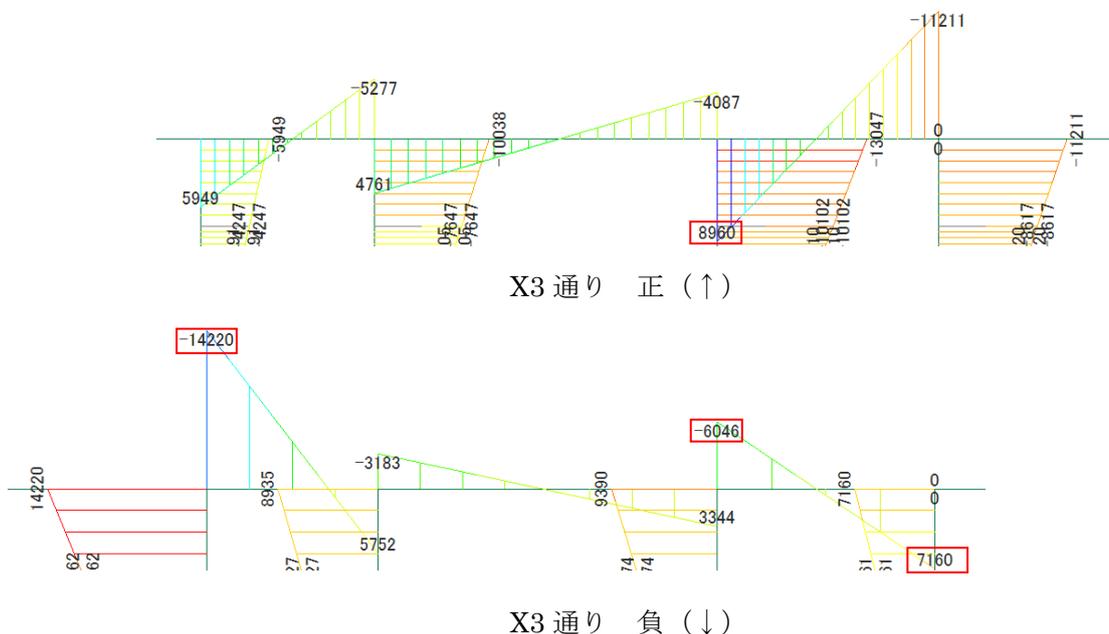


図 4.4.3-13 設計用曲げモーメント図 (kNm)

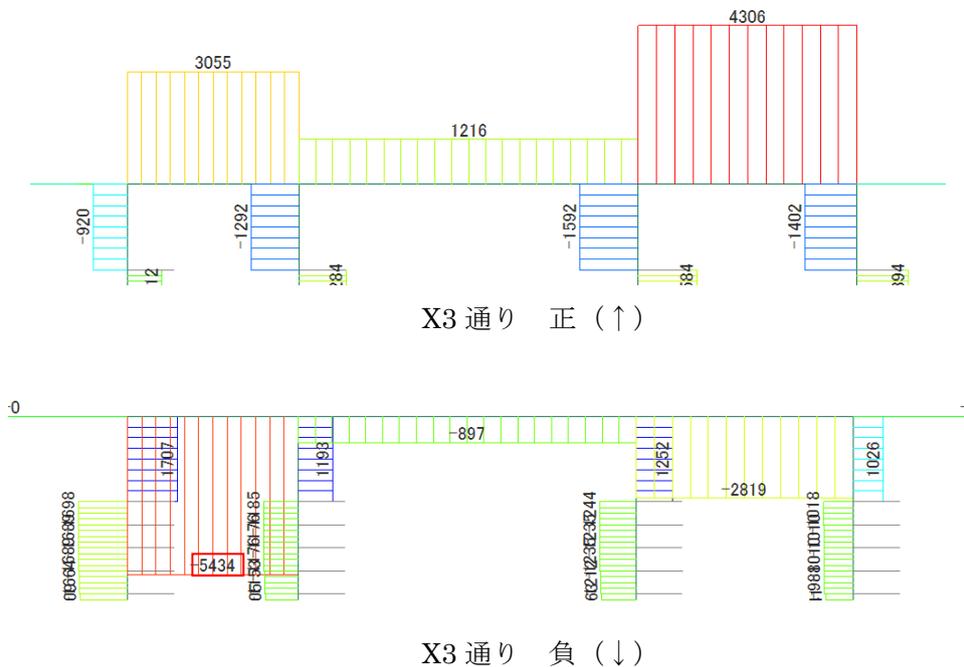


図 4.4.3-14 設計用せん断力図 (kN)

表 4.4.3-12 基礎梁の検討

□基礎梁の終局曲げ耐力の検討

設計応力

・FGX1(外端)

上端(3,C-D通り) Md: 14,220 kNm

下端(3,D-E通り) Md: 7,160 kNm

・FGX1(内端)

上端(2,D-E通り) Md: 6,046 kNm

下端(2,D-E通り) Md: 8,960 kNm

符 号		B	D	鉄筋 重心 位置	d	配筋	at	pt	$1.1 \times \sigma_y$	M _{uf}	M _d	M _{uF} /M _d (≥ 1.0)
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm ²)	(%)	(N/mm ²)	(kNm)	(kNm)	
FGX1 (外端)	上端	900	3000	161	2839	14 — D35	13,398	0.52	429	14,686	14,220	1.03
	下端	900	3000	94	2907	9 — D35	8,613	0.33	429	9,666	7,160	1.35
FGX1 (内端)	上端	900	3000	94	2907	9 — D35	8,613	0.33	429	9,666	6,046	1.60
	下端	900	3000	94	2907	9 — D35	8,613	0.33	429	9,666	8,960	1.08

$$M_{uF} = 0.9a_t \cdot 1.1 \sigma_y \cdot d$$

□基礎梁の終局せん断耐力の検討

設計応力

Q_d: 6,679 kNm (=5343 × 1.25 ,3,C-D通り)

基礎梁両端ヒンジ

M_{uF}(C・E端): 14,220 (kNm)

M_{uF}(D端): 9,666 (kNm)

L₀: 2.93 (m)

Q_u: 8,166 (kN)

符 号	B	D	鉄筋 重心 位置	d	F _c	引張鉄筋			せん断補強筋				
						n	at	pt	ピッチ	at	本数	pw <1.2 (%)	wσ _y (N/mm ²)
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(N/mm ²)	(本)	(mm ² /本)	(%)	(mm)	(mm ² /本)			
FGX1	900	3000	94	2907	42	9	957	0.33	200	199	3	0.332	390
FGX1	900	3000	94	2907	42	9	957	0.33	150	199	6	0.884	390

符 号	M	Q	Q _d	M/(Q·d)	j	Q _{su}	Q _{su} /Q _d (≥ 1.0)	備 考
	(kNm)	(kN)	(kN)		(mm)	(kN)		
FGX1	11,584	5,434	6,679	1.0	2,543	7,246	1.08	
FGX1	14,220	8,166	8,166	1.0	2,543	8,647	1.06	両端ヒンジ

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \times P_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j$$

$$1.0 \leq \frac{M}{Qd} \leq 3.0$$

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「RC 基礎指針（案）」^[4-4]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^[4-5]による。検討条件を以下に示す。

表 4.4.3-13 部材断面リスト一覧（二次設計）

・杭リスト

鉄筋材質：SD490

	杭径 (mm)	位置	杭種	F _c (N/mm ²)	L (m)	主筋 (SD490)	板厚 (mm)
P1	1200	上杭	RC(t=32mm,SKK400)	36	11	24-D41	-
		下杭	SC(t=12mm,SKK490)	80	30	-	150
P2	1200	上杭	RC(t=32mm,SKK400)	36	11	20-D41	-
		下杭	PHC(B種)	85	14	-	150

・基礎梁リスト

鉄筋材質：D16,D35(SD390)

コンクリート強度：F_c42

符号	FGX1		
B×D	900×3000		
位置	外端(C,E端)[D,F端]	内端(D端)[E端]	
上端筋	一段	6-D35	6-D35
	二段	6-D35	3-D35
	三段	2-D35	-
下端筋	三段	-	-
	二段	3-D35	3-D35
	一段	6-D35	6-D35
スターラップ	D16-6-@150		

※)パイルキャップ検討において外端の配筋は、下記に変更し検討を行った。
 下端筋 二段筋：3-D35→6-D35、三段筋：0→6-D35

・基礎リスト

ケース1

鉄筋材質：D16(SD295A)

コンクリート強度：F_c42

符号	F1(P1杭)	F2(P2杭)	備考
B×D×H	3000×3000×3200	3000×3000×2900	
はかま上筋	12-D16	12-D16	
はかま縦筋	12-D16	12-D16	
はかま横筋	12-D16	12-D16	
ベース筋	12-D16	12-D16	

ケース2

鉄筋材質：D16(SD295A), D22(SD345)

コンクリート強度：F_c42

符号	F1(P1杭)	F2(P2杭)	備考
B×D×H	1600×1600×3200	1600×1600×3200	ケース2
はかま上筋	10-D22	10-D22	
はかま縦筋	10-D22	10-D22	
はかま横筋	12-D16	12-D16	
ベース筋	7-D16	7-D16	

第4章 設計例2：共同住宅B

・柱リスト

鉄筋材質：D13 (SD295), D22, D25 (SD345)

階	符号	C1, C2, C2B, C4	C6
1階 柱脚	断面		
	B x D	750 x 750	φ700
	主筋	14-D25 + 4-D22	12-D25
	フープ	D13-□-@100	D13-○-@100
	備考		

表 4.4.3-14 設計応力

パイルキャップの設計応力

基礎符号	方向	検討位置	柱符号	設計用軸力 (kN)	曲げモーメント			せん断力		
					存在応力 (kNm)	応力割増し n	設計用応力 (kNm)	存在応力 (kN)	応力割増し n	設計用応力 (kN)
F1(P1)	閉じる方向	X_3,Y_C(負)	C2B	12895	14220	1.0	14220	1707	1.0	1707
	開く方向	X_3,Y_C(正)	C2B	-7656	5949	1.0	5949	920	1.0	920
F2(P2)	閉じる方向	X_3,Y_F(正)	C6	6461	11211	1.0	11211	1402	1.0	1402
	開く方向	X_3,Y_F(負)	C6	-2500	7160	1.0	7160	1026	1.0	1026

(a) パイルキャップの曲げ強度に関する検討（ケース1）

・閉じる側の検討（ケース1）

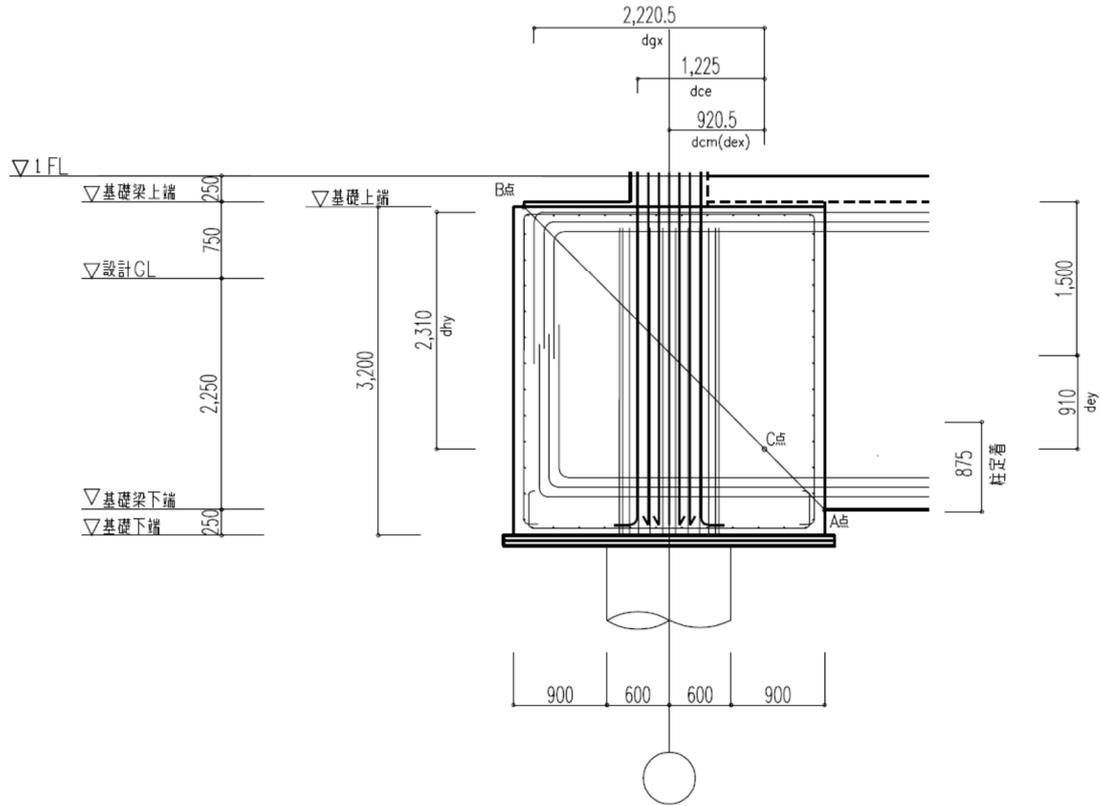


図 4. 4. 3-15 閉じる側の危険断面位置

表 4.4.3-15 閉じる側の検討（ケース1）

パイルキャップの曲げ強度の検討（閉じる方向の力を受ける場合）

符 号		F1(P1杭)	F2(P2杭)	備 考
検討位置		X_3,Y_C(負)	X_3,Y_F(正)	
設計応力	M_d (kN)	14220	11211	
存在応力	Q_p (kN)	1707	1394	
	N_p (kN)	12895	6461	圧縮力
基礎梁上端筋による曲げ強度	A_{gu} (mm ²)	5742	5742	6-D35(一段筋)
	σ_{yg} (N/mm ²)	429	429	
	d_{gx} (mm)	2220	2220	
	$T_{gu} \cdot d_{gx}$ (kNm)	5469	5469	第1項
柱(引張側端部主筋)による曲げ強度	A_{ce} (mm ²)	1788	2028	P1(C2B): 2-D22+2-D25
	σ_{yce} (N/mm ²)	380	380	P2(C6): 4-D25
	d_{ce} (mm)	1225	1160	
	$T_{ce} \cdot d_{ce}$ (kNm)	831	893	第2項
柱(中間筋)による曲げ強度	A_{cm} (mm ²)	3870	2028	P1(C2B): 5-D25 × 2
	σ_{ycm} (N/mm ²)	380	380	P2(C6): 2-D25 × 2
	d_{cm} (mm)	920	920	
	$T_{cm} \cdot d_{cm}$ (kNm)	1351	708	第3項
はかまトップ筋による曲げ強度	A_h (mm ²)	2388	2388	F1・F2: 12-D16
	σ_{yh} (N/mm ²)	325	325	
	d_{hy} (mm)	2310	2310	
	$T_h \cdot d_{hy}$ (kNm)	1790	1790	第4項
杭軸力(圧縮)による曲げ強度	d_{ex} (mm)	920	920	
	$N_p \cdot d_{ex}$ (kNm)	11863	5944	第5項
杭頭せん断力による曲げ強度	d_{ey} (mm)	910	910	
	$Q_p \cdot d_{ey}$ (kNm)	1553	1269	第6項
パイルキャップによる曲げ強度	M_{ju} (kNm)	22858	16072	
	β	1.0	1.0	低減係数
	$\beta \cdot M_{ju}$ (kNm)	22858	16072	
	$\beta \cdot M_{ju} / M_d$ (kNm)	1.61	1.43	$\beta \cdot M_{ju} / M_d \geq 1.0$

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

M_{ju} との割合

	F1(P1杭)	F2(P2杭)
第1項	24%	34%
第2項	4%	6%
第3項	6%	4%
第4項	8%	11%
第5項	52%	37%
第6項	7%	8%
M_{ju}	100%	100%

・開く側の検討（ケース1）

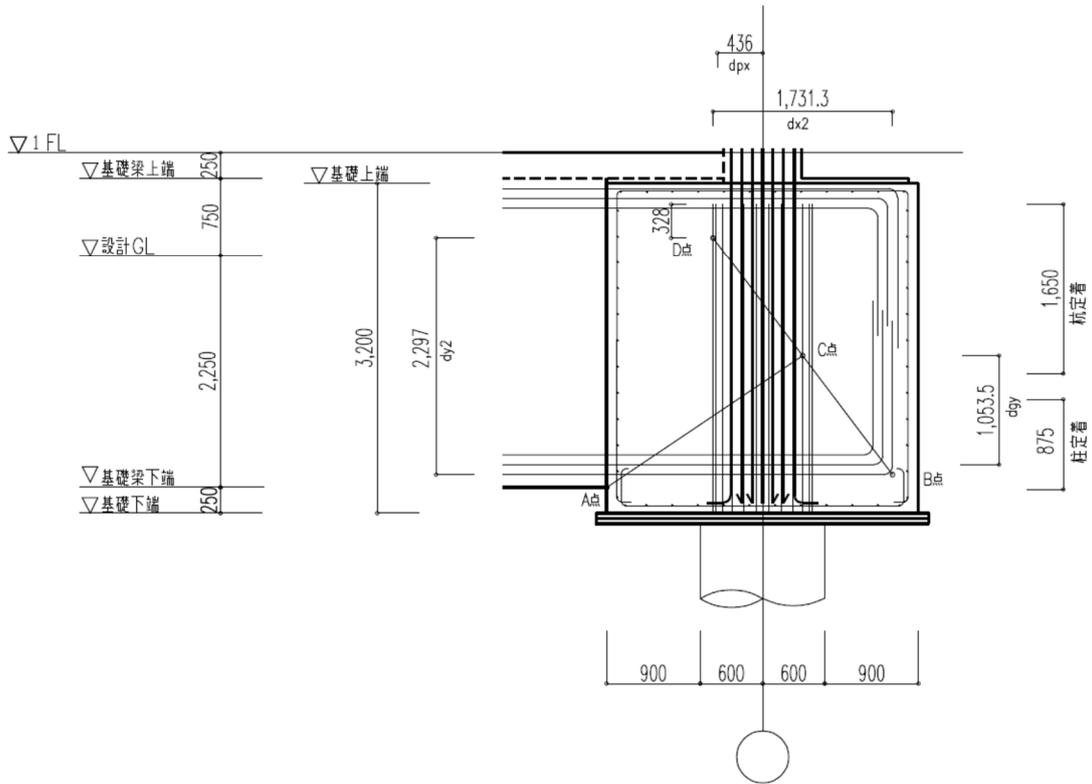


図 4.4.3-16 開く側の危険断面位置

第4章 設計例2：共同住宅B

表 4.4.3-16 開く側の検討（ケース1）

パイルキャップの曲げ強度の検討（開く方向の力を受ける場合）

符 号		F1(P1杭)	F2(P2杭)	備 考
検討位置		X ₃ ,Y ₃ C(正)	X ₃ ,Y ₃ F(負)	
設計応力	M _d (kN)	5949	7160	
存在応力	Q _p (kN)	920	1026	
	N _p (kN)	-7656	-2500	引張力
基礎梁下端筋による曲げ強度	A _{gb} (mm ²)	5742	5742	6-D35(一段筋)
	σ _{ygb} (N/mm ²)	429	429	定着L2確保
	d _{gy} (mm)	1053	1053	
	T _{gb} ・d _{gy} (kNm)	2594	2594	第1項
杭(引張側最外端主筋)による曲げ強度	A _{pt} (mm ²)	8040	6700	P1 :6-D41
	σ _{ypt} (N/mm ²)	514.5	514.5	P2 :5-D41
	d _{px} (mm)	436	437	
	T _{pt} ・d _{px} (kNm)	1804	1507	第2項
柱の全主筋のうち、第2危険断面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	A _c (mm ²)	8646	6084	P1(C2B):4-D22+14-D25
	σ _{yc} (N/mm ²)	380	380	P2(C6):12-D25
	T _c (kN)	3281	2309	
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	A _{pc} (mm ²)	0	0	
	σ _{ypc} (N/mm ²)	0	0	
	T _{pc} (kN)	0	0	
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危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する基礎梁下端による引張力	A _{gv} (mm ²)	11484	11484	12-D35(二・三段筋)
	σ _{ygv} (N/mm ²)	429	429	
	T _{gv} (kN)	4927	4927	
	d _{x2} (mm)	1731	1731	
杭軸力(引張)による曲げ強度	(T _c + T _{pc} + T _{gv})・d _{x2} /2 (kNm)	7104	6262	第3項
	N _p ・d _{x2} /2 (kNm)	-6626	-2164	第4項
杭頭せん断力による曲げ強度	d _{y2} (mm)	2297	2297	
	Q _p ・d _{y2} /2 (kNm)	1057	1178	第5項
パイルキャップによる曲げ強度	M _{ju} (kNm)	3819	7021	
	β	0.8	0.8	低減係数
	β・M _{ju} (kNm)	3055	5617	
	β・M _{ju} /M _d (kNm)	0.51	0.78	β・M _{ju} /M _d ≥ 1.0

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

M_{ju}との割合

	F1(P1杭)	F2(P2杭)
第1項	68%	37%
第2項	47%	21%
第3項	186%	89%
第4項	-174%	-31%
第5項	-28%	-17%
M _{ju}	100%	100%

(b) パイルキャップのせん断強度に関する検討（ケース1）

・設計用せん断力

$$Q_d = (M_d / j - cQ_m) \times 1.25$$

$$j = 2839 \times 7/8 = 2484 \text{ mm}$$

$$cQ_m = 0 \text{ kN}$$

$$Q_d = (M_d / j - cQ_m) \times 1.25$$

ケース	Md(kNm)	Qd(kN)
1	14420	7256
2	5949	2994
3	11211	5641
4	7160	3603

表 4.4.3-17 パイルキャップのせん断終局強度の検討

パイルキャップのせん断終局強度の検討

ケース	1	2	3	4	備考		
符号	F1(P1杭) X3.Y.C(負)	F1(P1杭) X3.Y.C(正)	F2(P2杭) X3.Y.F(正)	F2(P2杭) X3.Y.F(負)			
検討位置							
柱符号	C1	C2B	C6	C6			
設計用せん断力	7256	2994	5641	3603	割り増し係数1.25考慮		
パイルキャップ部材幅	3000	3000	3000	3000			
袖壁付き柱は等価な断面積とした柱せい	750	750	620	620			
基礎梁主筋の90度折曲げ筋の水平投影長さ	1400	1400	1400	1400			
杭の円形断面せい	1033	1033	1033	1033	$D_p = \sqrt{A_p}$, A_p はアンカー筋の外径+200mm(外周側100mm)の断面積		
パイルキャップ有効断面せい	1061	1061	1018	1018	$d_g = (D_c + D_{pc} + D_p)/3$		
パイルキャップの応力中心間距離	928	928	891	891	$\beta = 7/8d_g$		
基礎梁主筋間距離	2745	2745	2745	2745	重心間距離		
せん断スパン比	2.59	2.59	2.70	2.70	$a/D = L_w/d_g$		
コンクリート強度	42	42	42	42			
第一項	開く側	a_1 (mm ²)	9828	—	8728	引張側最外端の柱主筋+杭の中心より引張側の定着筋	
		P_t (%)	—	0.309	—	$P_t = a_1/(b \times d_g)$	
	閉じる側	第一項	—	1.150	—	(a_1 : C1,C2B: 2-D22+2-D25, C6: 4-D25, P1: 6-D41, P2: 5-D41)	
		a_1 (mm ²)	1788	—	2028	引張側最外端の柱主筋	
第二項	断面積	a_{av} (mm ²)	4826	4826	4826	$P_t = a_1/(b \times d_g)$	
		P_{av} (%)	0.059	0.059	0.059	(a_1 : C1,C2B: 2-D22+2-D25, C6: 4-D25)	
	パイルキャップ内の柱補強筋比	降伏強度	295	295	295	基礎梁主筋間の配置されている補強筋のみ	
		P_{pc} (%)	0.053	0.053	0.053	$P_{pc} = a_{pc} a_w/(b \times L_p)$ (at : D13-□-@150, 19段)	
	パイルキャップのせん断補強筋	断面積	4378	4378	4378	基礎梁主筋間の配置されている補強筋のみ	
		降伏強度	295	295	295	$P_{pc} = a_{pc} a_w/(b \times L_p)$ (a_w : 11-D16)	
$0.85 \sqrt{c P_w c \sigma_{wy} + P_c P_w F_c \sigma_{wy}}$		4.881	4.881	4.881			
第三項	開く側	N_{bc} (kN)	—	—	—	$N_{bc} = N_c - Q_b$ (開く側)	
		$0.1 \sigma_c$ (N/mm ²)	—	-0.241	—	$0.1 \sigma_c = 0.1 N_{bc}/(b \cdot d_g)$	
	閉じる側	N_{bc} (kN)	12895	—	6461	$N_{bc} = N_c + Q_b$ (閉じる側)	
		$0.1 \sigma_c$ (N/mm ²)	0.405	—	0.212	$0.1 \sigma_c = 0.1 N_{bc}/(b \cdot d_g)$	
パイルキャップのせん断終局強度	開く側	Q_u (kN)	—	16129	15724	低減係数	
		β	—	0.8	—	0.8	
	閉じる側	$\beta \cdot Q_u / Q_d \geq 1.00$	—	4.31	—	3.49	低減係数
		Q_u (kN)	16888	—	15681	—	低減係数
β	2.33	—	2.78	—	—	低減係数	

$$Q_{c,v} = \left\{ \frac{0.068 \times P_c^{0.22} (F_c + 18)}{a/D + 0.12} + 0.85 \sqrt{c P_w c \sigma_{wy} + P_c P_w F_c \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_c \right\} b \cdot j$$

(c) パイルキャップの曲げ強度に関する検討（ケース2）

・閉じる側の検討

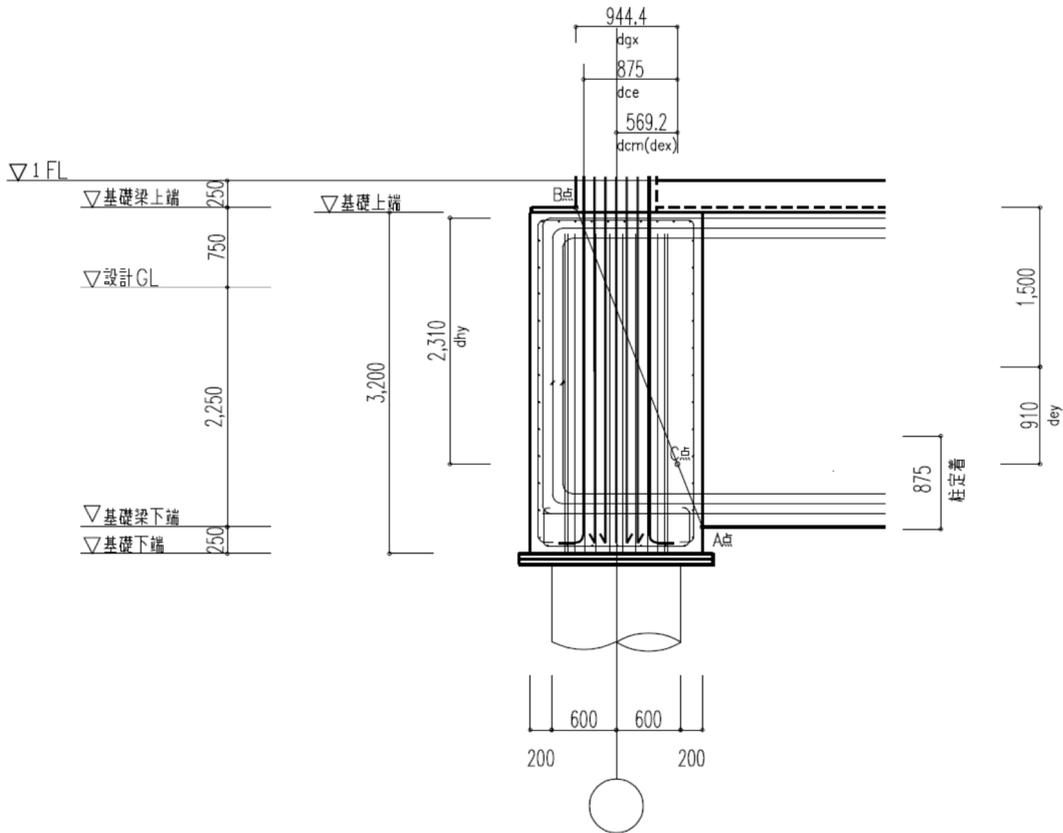


図 4. 4. 3-17 閉じる側の危険断面位置

表 4.4.3-18 閉じる側の検討（ケース2）

パイルキャップの曲げ強度の検討(閉じる方向の力を受ける場合)

符 号		F1(P1杭)	F2(P2杭)	備 考
検討位置		X_3,Y_C(負)	X_3,Y_F(正)	
設計応力	M_d (kN)	14220	11211	
存在応力	Q_p (kN)	1707	1394	
	N_p (kN)	12895	6461	圧縮力
基礎梁上端筋による曲げ強度	A_{gu} (mm^2)	5742	5742	6-D35(一段筋)
	σ_{yg} (N/mm^2)	429	429	
	d_{gx} (mm)	944	944	
	$T_{gu} \cdot d_{gx}$ (kNm)	2325	2325	
柱(引張側端部主筋)による曲げ強度	A_{ce} (mm^2)	1788	2028	P1(C2B): 2-D22+2-D25
	σ_{yce} (N/mm^2)	380	380	
	d_{ce} (mm)	875	810	第2項
	$T_{ce} \cdot d_{ce}$ (kNm)	594	623	
柱(中間筋)による曲げ強度	A_{cm} (mm^2)	3870	2028	P1(C2B): 5-D25 × 2
	σ_{ycm} (N/mm^2)	380	380	
	d_{cm} (mm)	569	569	第3項
	$T_{cm} \cdot d_{cm}$ (kNm)	836	438	
はかまトップ筋による曲げ強度	A_h (mm^2)	3870	3870	F1・F2: 10-D22(SD345)
	σ_{yh} (N/mm^2)	380	380	
	d_{hy} (mm)	2310	2310	
	$T_h \cdot d_{hy}$ (kNm)	3393	3393	
杭軸力(圧縮)による曲げ強度	d_{ex} (mm)	569	569	第5項
	$N_p \cdot d_{ex}$ (kNm)	7340	3678	
杭頭せん断力による曲げ強度	d_{ey} (mm)	910	910	第6項
	$Q_p \cdot d_{ey}$ (kNm)	1553	1269	
パイルキャップによる曲げ強度	M_{ju} (kNm)	16041	11726	低減係数
	β	1.0	1.0	
	$\beta \cdot M_{ju}$ (kNm)	16041	11726	
	$\beta \cdot M_{ju}/M_d$ (kNm)	1.13	1.05	

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

M_{ju} との割合

	F1(P1杭)	F2(P2杭)
第1項	14%	20%
第2項	4%	5%
第3項	5%	4%
第4項	21%	29%
第5項	46%	31%
第6項	10%	11%
M_{ju}	100%	100%

・開く側の検討（ケース2）

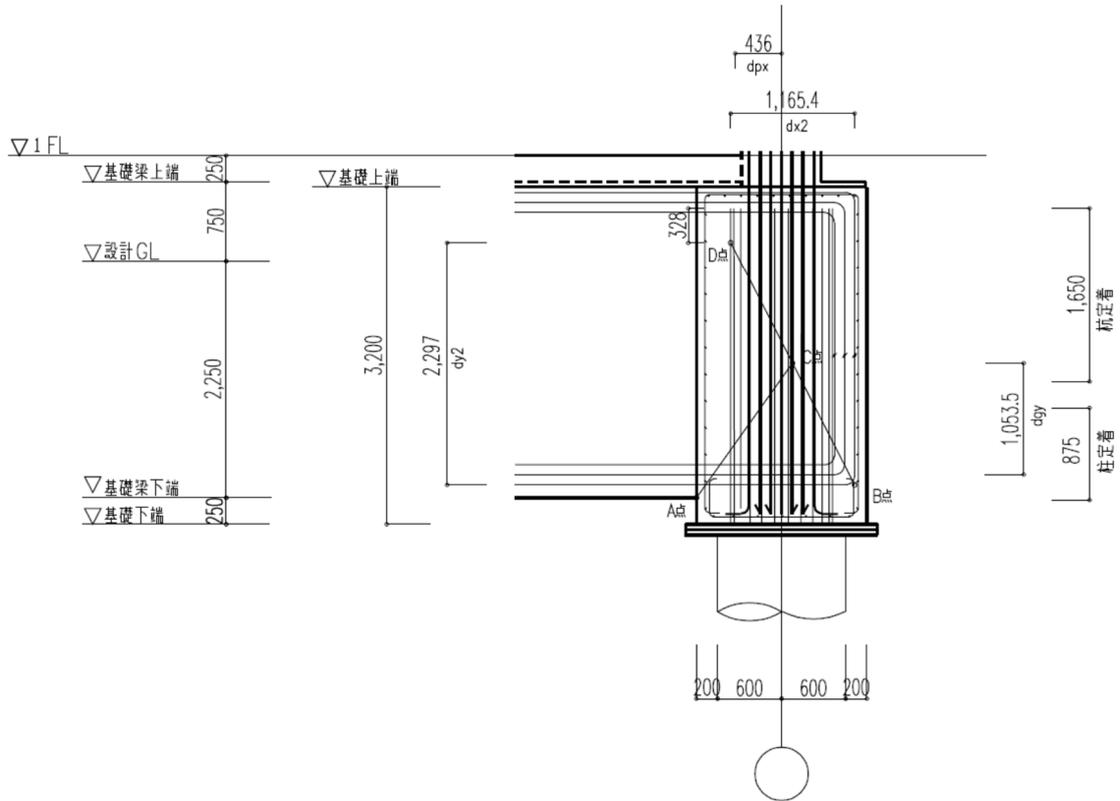


図 4.4.3-18 開く側の危険断面移置

第4章 設計例2：共同住宅B

表 4.4.3-19 開く側の検討（ケース2）

パイルキャップの曲げ強度の検討（開く方向の力を受ける場合）

符 号		F1(P1杭)	F2(P2杭)	備 考
検討位置		X_3,Y_C(正)	X_3,Y_F(負)	
設計応力	M_d (kN)	5949	7160	
存在応力	Q_p (kN)	920	1026	
	N_p (kN)	-7656	-2500	引張力
基礎梁下端筋による曲げ強度	A_{gb} (mm ²)	5742	5742	6-D35(一段筋)
	σ_{ygb} (N/mm ²)	429	429	定着L2確保
	d_{gy} (mm)	1053	1053	
	$T_{gb} \cdot d_{gy}$ (kNm)	2594	2594	第1項
杭(引張側最外端主筋)による曲げ強度	A_{pt} (mm ²)	8040	6700	P1 :6-D41
	σ_{ypt} (N/mm ²)	514.5	514.5	P2 :5-D41
	d_{px} (mm)	436	437	
	$T_{pt} \cdot d_{px}$ (kNm)	1804	1507	第2項
柱の全主筋のうち、第2危険断面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	A_c (mm ²)	8646	6084	P1(C2B):4-D22+14-D25
	σ_{yc} (N/mm ²)	380	380	P2(C6):12-D25
	T_c (kN)	3281	2309	
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	A_{pc} (mm ²)	10720	9380	P1 :8-D41
	σ_{ypc} (N/mm ²)	515	515	P2 :7-D41
	T_{pc} (kN)	5515	4826	
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危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する基礎梁下端による引張力	A_{gv} (mm ²)	11484	11484	12-D35(二・三段筋)
	σ_{ygv} (N/mm ²)	429	429	
	T_{gv} (kN)	4927	4927	
	d_{x2} (mm)	1165	1165	
杭軸力(引張)による曲げ強度	$(T_c + T_{pc} + T_{gv}) \cdot d_{x2} / 2$ (kNm)	7994	7026	第3項
	$N_p \cdot d_{x2} / 2$ (kNm)	-4460	-1456	第4項
杭頭せん断力による曲げ強度	d_{y2} (mm)	2297	2297	
	$Q_p \cdot d_{y2} / 2$ (kNm)	1057	1178	第5項
パイルキャップによる曲げ強度	M_{ju} (kNm)	6876	8492	
	β	0.8	0.8	低減係数
	$\beta \cdot M_{ju}$ (kNm)	5500	6794	
	$\beta \cdot M_{ju} / M_d$ (kNm)	0.92	0.95	$\beta \cdot M_{ju} / M_d \geq 1.0$

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

	M _{ju} との割合	
	F1(P1杭)	F2(P2杭)
第1項	38%	31%
第2項	26%	18%
第3項	116%	83%
第4項	-65%	-17%
第5項	-15%	-14%
M _{ju}	100%	100%

(d) パイルキャップのせん断強度に関する検討（ケース2）

・設計用せん断力

$$Q_d = (M_d / j - cQ_m) \times 1.25$$

$$j = 2839 \times 7/8 = 2484 \text{mm}$$

$$cQ_m = 0 \text{kN}$$

$$Q_d = (M_d / j - cQ_m) \times 1.25$$

ケース	Md(kNm)	Qd(kN)
1	14420	7256
2	5949	2994
3	11211	5641
4	7160	3603

表 4.4.3-20 パイルキャップのせん断終局強度の検討

パイルキャップのせん断終局強度の検討

ケース	1	2	3	4	備考
符号	F1(P1杭) X3.Y.C(負)	F1(P1杭) X3.Y.C(正)	F2(P2杭) X3.Y.F(正)	F2(P2杭) X3.Y.F(負)	
検討位置	C1	C2B	C6	C6	
柱符号					
設計用せん断力	7256	2994	5641	3603	割り増し係数1.25考慮
パイルキャップ部材幅	1600	1600	1600	1600	
袖壁付き柱は等価な断面積とした柱せい	750	750	620	620	
基礎梁主筋の90度折出し筋の水平投影長さ	1400	1400	1400	1400	
杭の円形断面せい	1033	1033	1033	1033	$D_p = \sqrt{A_p}$, A_p はアンカー筋の外径+200mm(外周面削100mm)の断面積
パイルキャップ有効断面せい	1061	1061	1018	1018	$d_e = (D_c + D_{pc} + D_p)/3$
パイルキャップの応力中心間距離	928	928	891	891	$j = 7/8d_e$
基礎梁主筋間距離	2745	2745	2745	2745	重心間距離
せん断スパン比	2.59	2.59	2.70	2.70	$a/D = L_{cy}/d_e$
コンクリート強度	42	42	42	42	
第一項	開く側	—	9828	—	8728 引張側露出端の柱主筋+杭の中心より引張側の定着筋
	閉じる側	—	0.579	—	$P_1 = a_1/(b \times d_e)$ 0.536 $P_1 = a_1/(b \times d_e)$ 1.255 (a.: C1.C2B-2-D22+2-D25 .C6:4-D25 .P1:6-D41 .P2:5-D41)
第二項	開く側	1788	—	2028	引張側露出端の柱主筋
	閉じる側	0.105	—	0.125	$P_1 = a_1/(b \times d_e)$ (a.: C1.C2B-2-D22+2-D25 .C6:4-D25)
第三項	開く側	0.898	—	0.897	—
	閉じる側	4826	4826	4826	4826 基礎梁主筋間の配置されている補強筋のみ
第四項	開く側	0.110	0.110	0.110	$cP_w = a_{sw}/(b \times L_p)$ (at :D13-□-@150、19段)
	閉じる側	295	295	295	295
第五項	開く側	4378	4378	4378	基礎梁主筋間の配置されている補強筋のみ
	閉じる側	0.100	0.100	0.100	$pcP_w = pc a_{sw}/(b \times L_p)$ (a.: 11-D16)
第六項	開く側	295	295	295	295
	閉じる側	6.683	6.683	6.683	6.683
第七項	開く側	—	-7656	—	$N_{pc} = N_c - Q_c$ (開く側) -2500 $N_{pc} = N_c - Q_c$ (開く側)
	閉じる側	12895	-0.451	—	$0.1 \sigma_c = 0.1 N_{pc}/(b \cdot d_e)$ -0.154 $0.1 \sigma_c = 0.1 N_{pc}/(b \cdot d_e)$
第八項	開く側	0.760	—	0.397	$N_{pc} = N_c + Q_c$ (閉じる側)
	閉じる側	—	11233	—	$0.1 \sigma_c = 0.1 N_{pc}/(b \cdot d_e)$
第九項	開く側	—	—	—	11094
	閉じる側	—	0.8	—	0.8 低減係数
第十項	開く側	12391	—	—	2.46
	閉じる側	1.0	—	—	1.0 低減係数
第十一项	開く側	1.71	—	—	2.02
	閉じる側	—	—	—	—

$$Q_w = \left\{ \frac{0.068 \times P_w^{0.25} (F_c + 18)}{a/D + 0.12} + 0.85 \sqrt{(\sigma_{py} \cdot \sigma_{wy} + pc \sigma_w \cdot pc \sigma_{wy}) + 0.1 G_0} \right\} b \cdot j$$

8) 2次設計時の即時沈下の検討

保有水平耐力時における即時沈下量を求める。支持反力は付加軸力を考慮した支持反力とし、地盤ばねは「基礎指針」[4-1]の荷重伝達法により求める。

検討条件は下記による。

- ・先端地盤ばねの曲線の初期接線勾配 α 、曲線形状を決定する次数 n は、先端地盤が砂質土地盤の既製コンクリート杭の場合の値（ $\alpha=0.28$ ， $n=3.9$ ）を採用する。
- ・周面摩擦力はバイリニアでモデル化する。
- ・沈下計算で用いる極限の先端支持力および周面摩擦力は、「基礎指針」[4-1]の鉛直支持力式に準じて計算したものを採用する。極限周面摩擦力の値が、告示式よりも「基礎指針」[4-1]の方が小さく保有水平耐力時の引抜き耐力を超えることから、P1杭の杭長を5m長くして検討を行う。
- ・杭頭のばね定数は、荷重伝達法により求めた地盤ばねによる割線剛性と杭体の圧縮ばねの直列結合のばね定数を用いて即時沈下量を計算する。

二次設計時における最大沈下量は、9.1mm（正加力時：X_3, Y_F および X4, Y_E）であり、最大変角形は 3.8×10^{-3} rad（正加力時：X_3, Y_C-D間）となった。

杭の沈下量の評価は「基礎指針」[4-1]の直接基礎の沈下の設計用限界値の目安を参考に行った。最大変形角の結果より、性能グレードSに相当する結果となった。

表 4. 4. 3-21 沈下の設計用限界値の目安

想定荷重	性能グレード	要求性能のレベル (限界状態)	変形角の設計用限界値の目安
常時荷重	—	使用限界状態	即時沈下 1×10^{-3} (rad)
レベル1 荷重	—	損傷限界状態	5×10^{-3} (rad)
レベル2 荷重	S		
	A	終局限界状態	7×10^{-3} (rad)

第4章 設計例2：共同住宅B

先端沈下量と沈下量の関係

$$\frac{S_p/d_p}{0.1} = \alpha \frac{(R_p/A_p)}{(R_p/A_p)_u} + (1-\alpha) \left\{ \frac{(R_p/A_p)}{(R_p/A_p)_u} \right\}^n$$

S_p : 杭先端沈下量 (m)

d_p : 杭先端の直径 (m)

R_p : 杭先端荷重 (kN)

A_p : 杭先端の断面積 (m²)

$(R_p/A_p)_u$: 極限先端支持力度 (kN/m²)

α : 曲線の初期接線勾配

n : 曲線形状を決定する次数

周面抵抗力と沈下量の関係は、次式に示すようにバイリニア型でモデル化

$$\tau_i = K_{fi} \cdot S_i \quad (S_i \leq S_{fi} \text{ の時})$$

$$\tau_i = \tau_{fi} \quad (S_i > S_{fi} \text{ の時})$$

S_i : i 層の杭の沈下量 (m)

S_{fi} : i 層の周面摩擦応力度が最大になるときの杭の沈下量 (m),

設計用として砂質土は 20mm, 礫質土で 30mm, 粘性土で 10mm

τ_i : i 層の周面摩擦力度 (kN/m²)

τ_{fi} : i 層の極限周面摩擦力度 (kN/m²)

K_{fi} : i 層の周面摩擦力に関する地盤反力係数で τ_{fi}/S_{fi} として求める。

杭体の圧縮性を考慮した杭頭のばね定数

$$K_p = \frac{(K_s + K_b)K_c}{K_s + K_b + K_c}$$

$$K_c = \left(\frac{EA}{L} \right) \left(\frac{K_s + K_b}{K_s/2 + K_b} \right)$$

K_p : 杭頭のばね定数 (kN/m)

K_s : 杭周面地盤の各層のばね (kN/m)

K_b : 杭先端のばね (kN/m)

K_c : 杭体の圧縮性を表現するばね係数 (kN/m)

L : 杭長 (m)

E : 杭体のヤング係数 (kN/m²)

A : 杭体の実断面積 (m²)

□杭の鉛直荷重・引抜き荷重－沈下曲線(埋込み杭_プレボーリング)

1)先端地盤ばねの諸元

杭 長	L(m)	48
杭 径	d(mm)	1200
杭先端直径	dp(mm)	1200
先端断面積	$A_p(m^2)$	1.13
杭先端における終局先端支持力度	$(R_p/A_p)(kN/m^2)$	7500 (先端N値=50)
α	α	0.28
n	n	3.9

2)周面摩擦ばねの諸元

杭長(m): 46.0 杭自重(kN) 793

地層名	深さ (m)	層厚 H(m)	N値	せん断強さ c_u qu(kN/m ²)	押し込み時 最大摩擦力度 $\tau_{fs}(kN/m^2)$	引抜き時 残留摩擦力度 $\tau_{rs}(kN/m^2)$	押し込み時			引抜き時		
							砂質土	礫質土	粘性土	砂質土	礫質土	粘性土
							Rf(kN)	Rf(kN)	Rf(kN)	Rf(kN)	Rf(kN)	Rf(kN)
粘性土	2.5 ~ 5.0	2.5	0.0	25.0	25.0	17	0.0	0.0	235.6	0	0	157
砂質土	5.0 ~ 10.0	5.0	5.4		13.5	8	254.5	0.0	0.0	141	0	0
砂質土	10.0 ~ 17.0	7.0	14.3		35.8	20	943.4	0.0	0.0	524	0	0
粘性土	17.0 ~ 19.0	2.0	40.0	25.0	25.0	17	0.0	0.0	188.5	0	0	126
砂質土	19.0 ~ 27.0	8.0	28.6		71.5	40	2156.4	0.0	0.0	1198	0	0
砂質土	27.0 ~ 48.5	21.5	50.0		125.0	69	10131.6	0.0	0.0	5629	0	0
合計							13486	0	424	7492	0	283

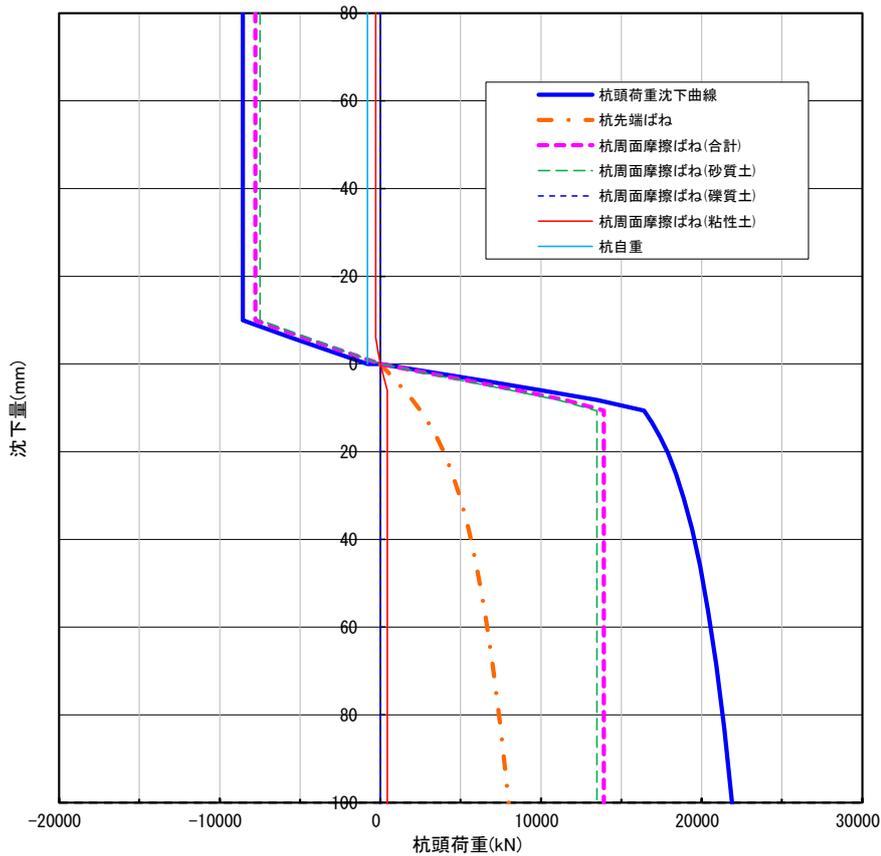


図 4.4.3-19 P1 の荷重沈下曲線

第4章 設計例2：共同住宅B

□杭の鉛直荷重・引抜き荷重－沈下曲線(埋込み杭_プレボーリング)

1)先端地盤ばねの諸元

杭 長	L(m)	26
杭 径	d(mm)	1200
杭先端直径	dp(mm)	1200
先端断面積	Ap(m ²)	1.13
杭先端における終局先端支持力度 (R _p /A _p) ₀ (kN/m ²)		7500 (先端N値=50)
α	α	0.28
n	n	3.9

2)周面摩擦ばねの諸元

地層名	杭長(m): 25.0		杭自重(kN) 337			押込み時			引抜き時			
	深さ(m)	層厚(m)	N値	一軸圧縮強さ qu(kN/m ²)	最大摩擦力度 τ _{fc0} (kN/m ²)	残留摩擦力度 τ _{rs0} (kN/m ²)	砂質土 Rf(kN)	礫質土 Rf(kN)	粘性土 Rf(kN)	砂質土 Rf(kN)	礫質土 Rf(kN)	粘性土 Rf(kN)
粘性土	2.5 ~ 5.0	2.5	0.0	25.0	25.0	17	0.0	0.0	235.6	0	0	157
砂質土	5.0 ~ 10.0	5.0	5.4		13.5	8	254.5	0.0	0.0	141	0	0
砂質土	10.0 ~ 17.0	7.0	14.3		35.8	20	943.4	0.0	0.0	524	0	0
砂質土	17.0 ~ 19.0	2.0	40.0	25.0	100.0	56	754.0	0.0	0.0	419	0	0
砂質土	19.0 ~ 27.5	8.5	28.6		71.5	40	2291.2	0.0	0.0	1273	0	0
合計							4243	0	236	2357	0	157

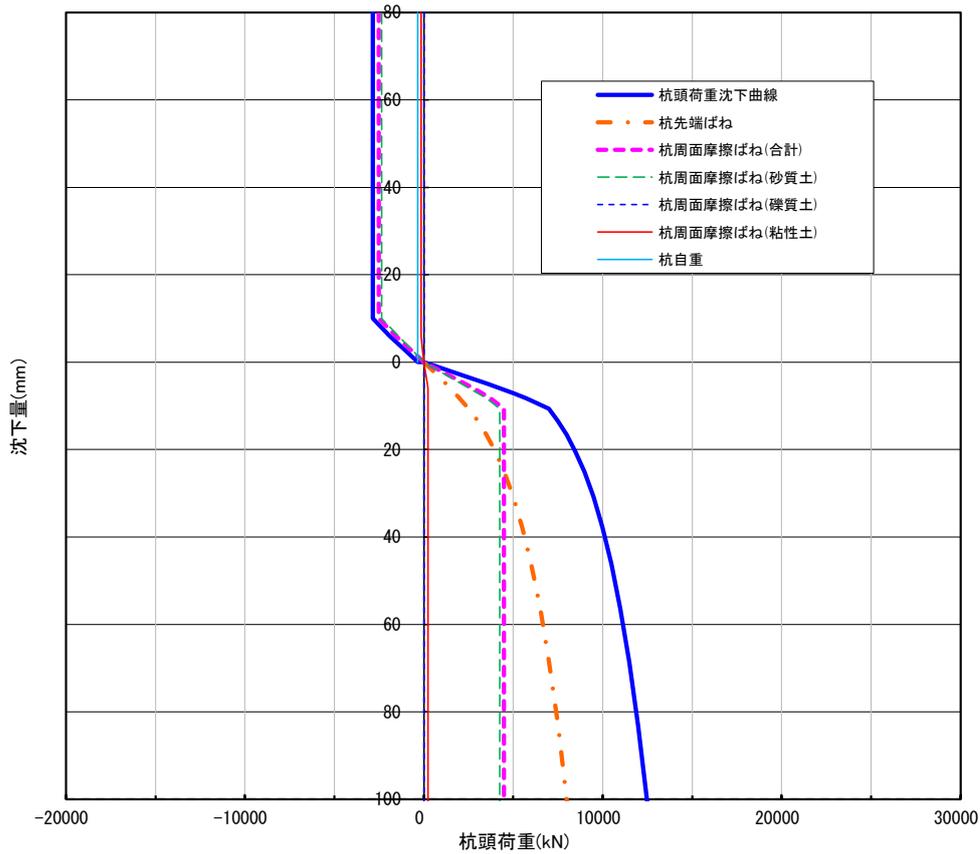


図 4. 4. 3-20 P2 の荷重沈下曲線

表 4.4.3-22 沈下量の計算

長期荷重時

通り		杭符号	杭頭荷重 P (kN)	沈下量 δ_G (mm)	先端荷重 Pb (kN)	周面摩擦力 Ps (kN)	先端ばね Kb (kN/mm)	周面摩擦ばね Ks (kN/mm)	杭体 EA/L (kN/mm)	杭ばね係数 Kc (kN/mm)	杭頭ばね Kp (kN/mm)	杭頭沈下量 δ (mm)
X	Y											
1	C	P1	1,485	0.89	224	1,261	252	1,419	641,936	1,115,490	1,669	0.89
1	D	P1	2,154	1.29	325	1,829	252	1,419	641,936	1,115,505	1,669	1.29
1	E	P1	2,613	1.56	394	2,218	252	1,419	641,936	1,115,511	1,669	1.57
2	C	P1	2,478	1.48	374	2,104	252	1,419	641,936	1,115,509	1,669	1.48
2	D	P2	3,411	4.77	1,198	2,213	251	464	1,098,817	1,626,413	714	4.78
2	E	P1	3,650	2.18	551	3,100	252	1,419	641,936	1,115,620	1,669	2.19
3	C	P1	1,430	0.86	216	1,214	252	1,419	641,936	1,115,488	1,669	0.86
3	D	P2	3,740	5.23	1,313	2,427	251	464	1,098,817	1,626,503	714	5.24
3	E	P1	4,062	2.43	612	3,450	252	1,419	641,936	1,115,722	1,669	2.43
3	F	P2	1,237	1.73	436	801	252	464	1,098,817	1,624,967	716	1.73
4	D	P1	2,466	1.48	372	2,094	252	1,419	641,936	1,115,509	1,669	1.48
4	E	P2	3,040	4.25	1,071	1,968	252	464	1,098,817	1,624,999	716	4.25
4	F	P2	1,181	1.65	416	765	252	464	1,098,817	1,624,964	716	1.65

終局時(Y+)

通り		杭符号	杭頭荷重 P (kN)	沈下量 δ_G (mm)	先端荷重 Pb (kN)	周面摩擦力 Ps (kN)	先端ばね Kb (kN/mm)	周面摩擦ばね Ks (kN/mm)	杭体 EA/L (kN/mm)	杭ばね係数 Kc (kN/mm)	杭頭ばね Kp (kN/mm)	杭頭沈下量 δ (mm)
X	Y											
1	C	P1	-4,613	-4.80	0	-3,820	0	962	641,936	1,283,872	961	-4.80
1	D	P1	1,769	1.06	267	1,502	252	1,419	641,936	1,115,498	1,669	1.06
1	E	P1	9,284	5.57	1,385	7,899	249	1,419	641,936	1,117,233	1,665	5.58
2	C	P1	-4,666	-4.86	0	-3,873	0	959	641,936	1,283,872	959	-4.87
2	D	P2	2,341	3.27	825	1,516	252	464	1,098,817	1,624,993	716	3.27
2	E	P1	11,767	7.12	1,745	10,022	245	1,408	641,936	1,118,031	1,651	7.13
3	C	P1	-7,656	-8.78	0	-6,863	0	872	641,936	1,283,872	871	-8.79
3	D	P2	3,662	5.13	1,286	2,376	251	464	1,098,817	1,626,484	714	5.13
3	E	P1	7,819	4.69	1,171	6,648	250	1,419	641,936	1,116,685	1,666	4.69
3	F	P2	6,461	9.05	2,267	4,195	251	464	1,098,817	1,626,898	714	9.05
4	D	P1	-3,751	-3.71	0	-2,958	0	1,010	641,936	1,283,872	1,009	-3.72
4	E	P2	5,393	7.55	1,892	3,501	251	464	1,098,817	1,626,790	714	7.55
4	F	P2	5,134	7.19	1,802	3,333	251	464	1,098,817	1,626,758	714	7.19

終局時(Y-)

通り		杭符号	杭頭荷重 P (kN)	沈下量 δ_G (mm)	先端荷重 Pb (kN)	周面摩擦力 Ps (kN)	先端ばね Kb (kN/mm)	周面摩擦ばね Ks (kN/mm)	杭体 EA/L (kN/mm)	杭ばね係数 Kc (kN/mm)	杭頭ばね Kp (kN/mm)	杭頭沈下量 δ (mm)
X	Y											
1	C	P1	9,599	5.76	1,431	8,168	249	1,419	641,936	1,117,329	1,665	5.77
1	D	P1	-510	0.00	0	0	0	796	641,936	1,283,872	796	-0.64
1	E	P1	-3,025	-2.80	0	-2,232	0	1,079	641,936	1,283,872	1,078	-2.81
2	C	P1	11,921	7.21	1,768	10,153	245	1,407	641,936	1,118,074	1,650	7.22
2	D	P2	1,050	1.47	370	680	252	464	1,098,817	1,624,957	716	1.47
2	E	P1	-3,335	-3.19	0	-2,542	0	1,045	641,936	1,283,872	1,044	-3.19
3	C	P1	12,895	7.83	1,909	10,986	244	1,403	641,936	1,118,327	1,644	7.84
3	D	P2	1,119	1.56	394	724	252	464	1,098,817	1,624,961	716	1.56
3	E	P1	-863	-0.09	0	-70	0	9,863	641,936	1,283,872	9,787	-0.09
3	F	P2	-2,500	-8.26	0	-2,163	0	303	1,098,817	2,197,635	303	-8.26
4	D	P1	9,570	5.74	1,427	8,143	249	1,419	641,936	1,117,320	1,665	5.75
4	E	P2	-1,318	-3.75	0	-981	0	352	1,098,817	2,197,635	352	-3.75
4	F	P2	-1,655	-5.03	0	-1,318	0	329	1,098,817	2,197,635	329	-5.03

表 4.4.3-23 最大沈下量と変形角

□杭符号

	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄
Y_ F			P2	P2
Y_ E	P1	P1	P1	P2
Y_ D	P1	P2	P2	P1
Y_ C	P1	P1	P1	

□長期荷重時の沈下量

(mm)

	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄
Y_ F			1.7	1.7
Y_ E	1.6	2.2	2.4	4.2
Y_ D	1.3	4.8	5.2	1.5
Y_ C	0.9	1.5	0.9	

□長期荷重時の最大変形角

($\times 10^{-3}$ rad)

	L(m)	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄
Y_ E ~ F	6.1 (4.5)			0.2	0.4
Y_ D ~ E	7.275	0.0	0.4	0.4	0.4
Y_ C ~ D	3.675	0.1	0.9	1.2	0.4

□終局時(EY+)の沈下量

(mm)

	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄
Y_ F			9.1	7.2
Y_ E	5.6	7.1	4.7	7.6
Y_ D	1.1	3.3	5.1	-3.7
Y_ C	-4.8	-4.9	-8.8	

□終局時(EY+)の最大変形角

($\times 10^{-3}$ rad)

	L(m)	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄
Y_ E ~ F	6.1 (4.5)			1.0	0.1
Y_ D ~ E	7.275	0.6	0.5	0.1	1.5
Y_ C ~ D	3.675	1.6	2.2	3.8	1.0

□終局時(EY-)の沈下量

(mm)

	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄
Y_ F			-8.3	-5.0
Y_ E	-2.8	-3.2	-0.1	-3.7
Y_ D	-0.6	1.5	1.6	5.7
Y_ C	5.8	7.2	7.8	

□終局時(EY-)の最大変形角

($\times 10^{-3}$ rad)

	L(m)	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄
Y_ E ~ F	6.1 (4.5)			1.8	0.2
Y_ D ~ E	7.275	0.3	0.6	0.2	1.3
Y_ C ~ D	3.675	1.7	1.6	1.7	1.6

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 4.4.3-24 に X3-YC 位置における、基礎構造システム全体のメカニズム状態を示す。表 4.4.3-24 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 4.4.3-24 基礎構造システムのメカニズム時の状態

検討場所：X3-YC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		耐震壁付帯柱	
柱せん断		耐震壁付帯柱	
基礎梁曲げ		1.03	
基礎梁せん断		1.06	
杭曲げ	杭頭部	—	—
	地中部	2.06	5.74
杭せん断	杭頭部	9.30	4.99
	地中部	14.35	14.27
杭頭接合部		—	
パイルキャップ(RC規準)		—*注 (1柱1本杭)	
パイルキャップの曲げ強度(RC基礎部材指針)		0.92	1.05
パイルキャップのせん断強度(論文)		3.00	1.71
杭支持力		1.06	1.72

※注：1柱1本杭で偏心がなくRC基準に規定なし

※この表の余裕度の計算では、保証設計時の応力割増は考慮しないで計算する。

※パイルキャップの検討はケース2（杭-梁開方向はケース2A）の値を示す。

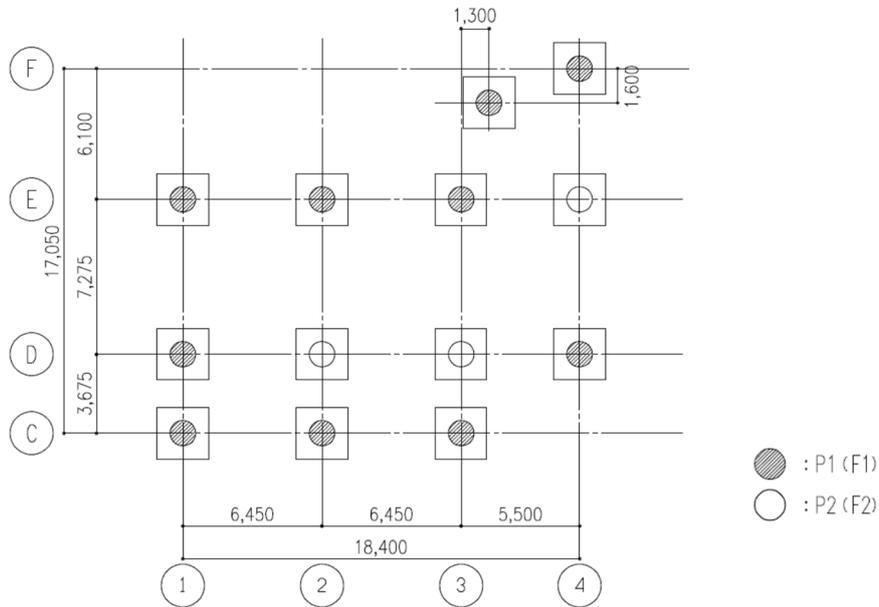
4.5 結論

4.5.1 まとめ

(1) 各ケースの杭，基礎梁，基礎の断面比較

1)一次設計

・杭配置図



・杭リスト

	杭径 (mm)	位置	杭種	F_c (N/mm^2)	L (m)	板厚 (mm)	杭頭接合筋 (SD390)
P1	1200	上杭	PHC(C種)	85	5	150	28-D29
		下杭	PHC(B種)	85	20	150	
P2	1200	上杭	PHC(B種)	85	5	150	20-D29
		下杭	PHC(A種)	85	20	150	

・基礎梁リスト

鉄筋材質：D13(SD295A),D25(SD345)

コンクリート強度： F_c27

符号		FGX1	
B×D		500×2300	
位置		外端(C,E端)[D,F端]	内端(D端)[E端]
上端筋	一段	4-D25	4-D25
	二段	2-D25	—
下端筋	二段	2-D25	—
	一段	4-D25	4-D25
スターラップ		D13-2-@200	

図 4.5.1-1-1 部材断面リスト一覧（一次設計）

・基礎リスト

鉄筋材質：D13,D16(SD295A), D29(SD390)

コンクリート強度：Fc27

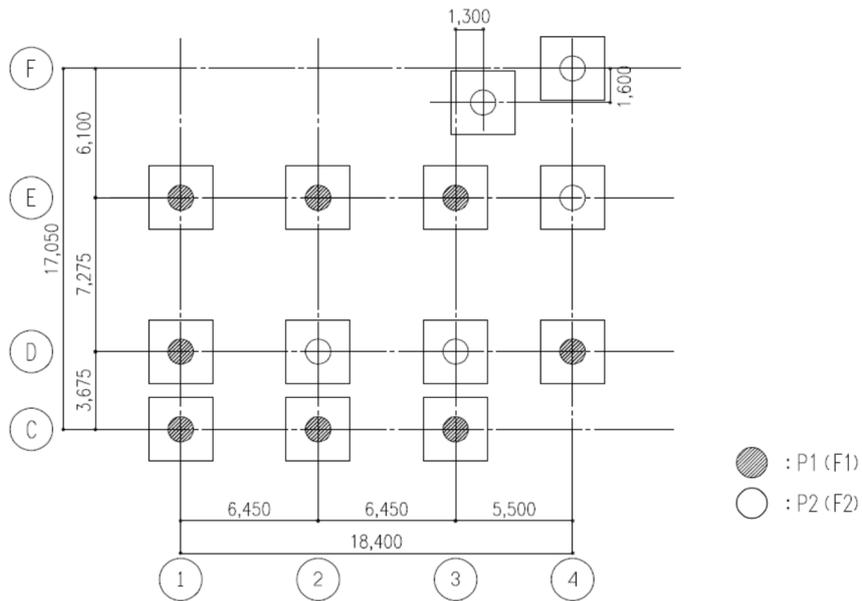
符 号	F1(P1杭)	F2(P2杭)	備 考
B×D×H	2400×2400×1500		
はかま上筋	13-D13		
はかま縦筋	13-D13		
はかま横筋	8-D13		
ベース筋	13-D19		

図 4.5.1-1-2 部材断面リスト一覧（一次設計）

第4章 設計例2：共同住宅B

2) 二次設計（ランクA）

・杭配置図



・杭リスト

	杭径 (mm)	位置	杭種	Fc (N/mm ²)	L (m)	板厚 (mm)	杭頭接合筋 (SD390)
P1	1200	上杭	SC(t=22mm,SKK490)	105	11	150	24-D35
		下杭	SC(t=12mm,SKK490)	80	37	150	
P2	1200	上杭	SC(t=16mm,SKK490)	80	11	150	24-D35
		下杭	PHC(C種)	85	14	150	

・基礎梁リスト

鉄筋材質：D16,D35(SD390)
 コンクリート強度：Fc42

符号		FGX1	
B×D		900×3000	
位置		外端(C,E端)[D,F端]	内端(D端)[E端]
上端筋	一段	6-D35	5-D35
	二段	5-D35	2-D35
下端筋	二段	5-D35	2-D35
	一段	6-D35	5-D35
スターラップ		D16-6-@150	

※)パイルキャップ検討において外端の配筋を、下記に変更し検討を行った。
 FGX1：下端筋 二段筋：5-D35→6-D35、三段筋：0→6-D35

図 4.5.1-2-1 部材断面リスト一覧（ランクA）

・基礎リスト

鉄筋材質：D13,D16(SD295A), D19,D22,D25,(SD345), D32(SD390)

コンクリート強度：Fc42

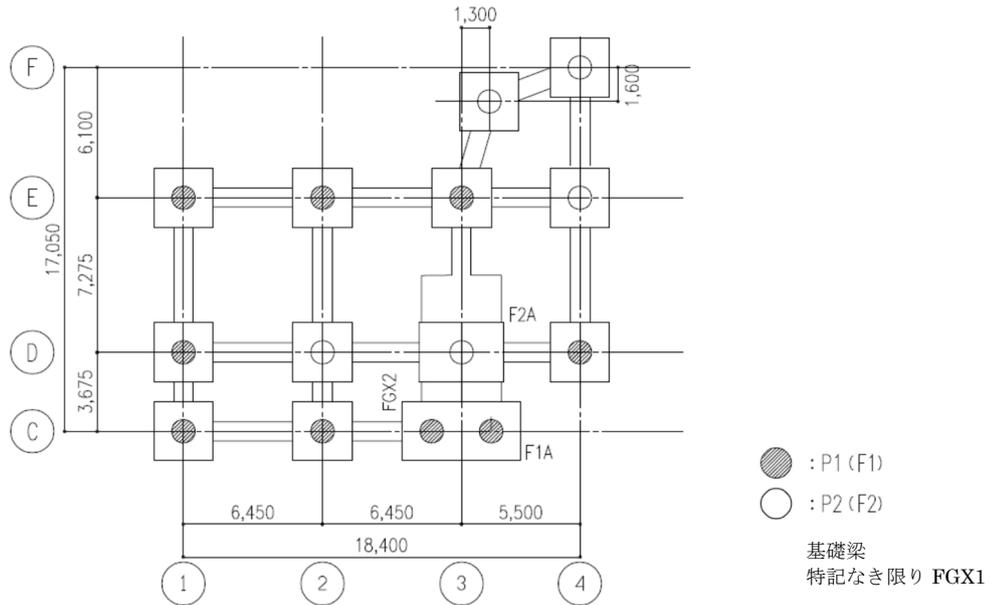
符 号	F1(P1杭)	F2(P2杭)	備 考
埋込み長さ(mm)	1600	1200	
B×D×H	3000×3000×4700	3000×3000×4300	検討3(R2-159)
はかま上筋	14-D16	14-D16	
はかま縦筋	24-D16+16-D32	24-D16+16-D29	
はかま横筋	8-D16	8-D16	
ベース筋	16-D19	16-D19	
U字筋	8-D32	8-D29	
外周筋	D25-2-10段	D22-2-10段	
中子筋	D25-4-9段	D22-4-9段	
J字筋	24-D16	24-D16	

図 4.5.1-2-2 部材断面リスト一覧（ランク A）

第4章 設計例2：共同住宅B

3) 二次設計（ランクB 降伏埋込工法）

・杭配置図



・杭リスト

	杭径 (mm)	杭 体					パイルキャップ	
		位置	杭種	Fc (N/mm ²)	L (m)	板厚 (mm)	Fc (N/mm ²)	杭頭定着筋 (SD490)
P1	1100	上杭	SC(t=19mm,SKK490)	80	11	140	Fc42	22-D41
		下杭	SC(t=12mm,SKK490)	80	23	140		
P2	1100	上杭	SC(t=14mm,SKK490)	80	11	140	Fc42	12-D41
		下杭	PHC(B種)	85	14	140		

・基礎梁リスト

鉄筋材質：D16,D35(SD390)

コンクリート強度：Fc42

符号	FGX1		FGX2		
	900×3000		3700×3000		
位置	外端(C,E端)[D,F端]	内端(D端)[E端]	外端(C端)	内端(D端)	
上端筋	一段	6-D35	6-D35	12-D35	12-D35
	二段	6-D35	3-D35	12-D35	—
	三段	—	—	—	—
下端筋	三段	—	—	—	—
	二段	3-D35	3-D35	6-D35	—
	一段	6-D35	6-D35	12-D35	12-D35
スターラップ	D16-8-@200		D16-8-@200		

※)パイルキャップ検討において外端の配筋を、下記に変更し検討を行った。

FGX1：下端筋 二段筋：3-D35→6-D35、三段筋：0→6-D35

FGX2：下端筋 二段筋：0→12-D35、三段筋：0→12-D35

図 4.5.1-3-1 部材断面リスト一覧（ランクB 降伏埋込工法）

・基礎リスト

鉄筋材質：D16(SD295A)

コンクリート強度：Fc42

符 号	F1(P1杭)	F2(P2杭)	F2A(P2杭 ,X3,YD)	備 考
埋込み長さ(mm)	550	550	550	
B×D×H	2750×2750×3700	2750×2750×3700	3900×2750×3700	
はかま上筋	11-D16	11-D16	11-D16	
はかま縦筋	11-D16	11-D16	11-D16	
はかま横筋	12-D16	12-D16	12-D16	
ベース筋	11-D16	11-D16	11-D16	
U字筋	6-D16	6-D16	6(12)-D16	括弧内はY方向を示す
外周筋	D16-2-4段	D16-2-4段	D16-2-4段	
中子筋	D16-2-4段	D16-2-4段	D16-2-4段	
J字筋	20-D16	20-D16	20-D16	

鉄筋材質：D16(SD295A), D29(SD390)

コンクリート強度：Fc42

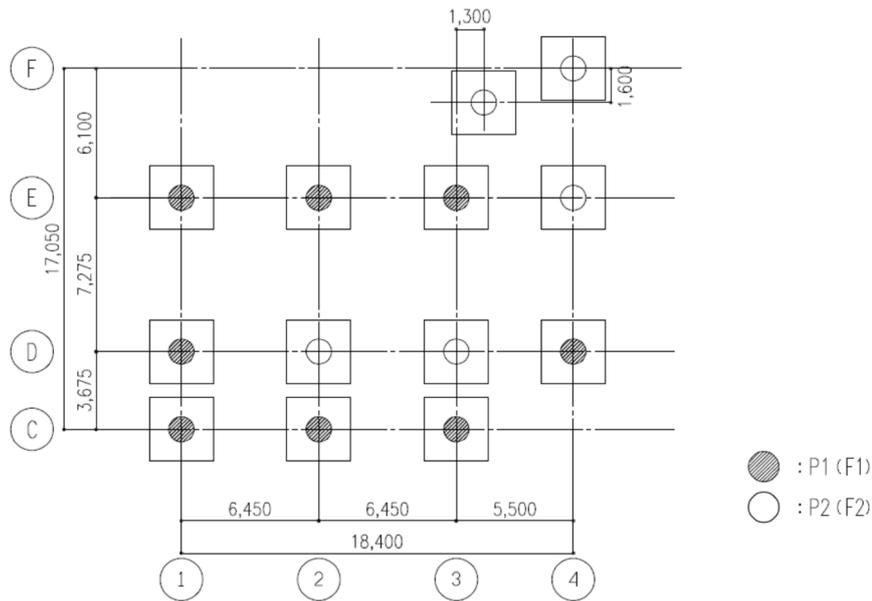
符 号	F 1 A(P1杭×2 ,X4,YC)		備 考
埋込み長さ(mm)	550		
B×D×H	5500×2750×3700		
	縦 筋	横 筋	
上 筋	10-D29	22-D16	かご筋の縦筋は、基礎スラブの中心を超えて上筋の曲下げ、ベース筋の曲上げ定着
かご筋	-	22-D16	
ベース筋	14-D29	22-D16	
U字筋	6-D16	12-D16	
外周筋	D16-2-4段	D16-2-4段	
中子筋	D16-2-4段	D16-6-4段	
J字筋	10-D16	40-D16	

図 4.5.1-3-2 部材断面リスト一覧（ランク B 降伏埋込工法）

第4章 設計例2：共同住宅B

4) 二次設計（ランクB 中実杭工法）

・杭配置図



・杭リスト

	杭径 (mm)	位置	杭種	Fc (N/mm ²)	L (m)	主筋 (SD490)	板厚 (mm)
P1	1200	上杭	RC(t=32mm,SKK400)	36	11	24-D41	-
		下杭	SC(t=12mm,SKK490)	80	30	-	150
P2	1200	上杭	RC(t=32mm,SKK400)	36	11	20-D41	-
		下杭	PHC(B種)	85	14	-	150

・基礎梁リスト

鉄筋材質：D16,D35(SD390)

コンクリート強度：Fc42

符号		FGX1	
B×D		900×3000	
位置		外端(C,E端)[D,F端]	内端(D端)[E端]
上端筋	一段	6-D35	6-D35
	二段	6-D35	3-D35
	三段	2-D35	-
下端筋	三段	-	-
	二段	3-D35	3-D35
	一段	6-D35	6-D35
スターラップ		D16-6-@150	

※)パイルキャップ検討において外端の配筋は、下記に変更し検討を行った。

下端筋 二段筋：3-D35→6-D35、三段筋：0→6-D35

図 4.5.1-4-1 部材断面リスト一覧（ランクB 中実杭工法）

・基礎リスト

鉄筋材質：D16(SD295A), D22(SD345)

コンクリート強度：Fc42

符 号	F1(P1杭)	F2(P2杭)	備 考
B×D×H	1600×1600×3200	1600×1600×3200	ケース2
はかま上筋	10-D22	10-D22	
はかま縦筋	10-D22	10-D22	
はかま横筋	12-D16	12-D16	
ベース筋	7-D16	7-D16	

図 4.5.1-4-2 部材断面リスト一覧（ランク B 中実杭工法）

(2) 試設計のまとめ

1) ランクA

- ・地震時の水平力に対する既製杭の検討

既製コンクリート杭について、ランクAの性能目標に対して試設計をおこなった。杭体については、1本杭の場合、SC杭（φ1200，鋼管の最大板厚t=22mm）の結果となった。建物のC-D間が短スパンであり杭頭曲げモーメントによる付加軸力の影響が大きく、かつ、C通りの隅・側柱の長期軸力が小さいため、引張力が検討結果に大きく影響した。最大軸力比を以下に示す。軸力比については、圧縮側で0.17，引張側で-0.34となった。

表 4.5.1-1 杭体の軸力比（二次設計）

杭体の軸力比(保有水平耐力時)							
符 号	設計軸力N (kN)		${}_uN_{min}$ (N/mm ²)	${}_uN_{max}$ (N/mm ²)	引張側 N/ ${}_uN_{min}$	圧縮側 N/ ${}_uN_{max}$	断 面
	最小	最大					
P1	-9,526	12,386	27,760	71,165	-0.34	0.17	SC(t=22mm,SKK490,Fc105)
P2	-3,249	5,762	19,930	54,753	-0.16	0.11	SC(t=16mm,SKK490,Fc80)

$${}_uN_{min} = 1.1 \times \sigma_y \cdot A_s$$

$${}_uN_{max} = F_c \cdot A_{rc} + 1.1 \times \sigma_y \cdot A_s$$

A_{rc} : コンクリート断面積 A_s : 鉄骨の断面積

杭頭定着筋は、A法での設計が困難であるため、杭頭側面のとこ作用による終局曲げモーメントと杭頭定着筋による終局曲げモーメントで、設計用曲げモーメントを負担する設計法を採用した。

杭の埋込み長さについては、P1杭で1.33D，P2杭で1.0Dの埋込み長さとなった。P1杭の埋込み長さが大きい理由としては、定着筋の主筋間隔，基礎梁の配筋納まりから配筋可能な杭頭定着筋を24-D35と設定しており、また、引張力も大きいため、杭頭定着筋による終局曲げモーメントが小さいことが理由と考える。

設計用曲げモーメントは、とこ作用による終局曲げモーメントでほとんど負担する結果となっており、結果としてB法と同じ抵抗機構で設計した状態となっている。

埋込み長さについては、とこ反力に対する補強鉄筋，曲げモーメントに対する補強筋を基礎梁下の基礎内に配筋する必要があるため、配筋の納まりから杭の埋込み長さを1.33Dとしている。

- ・既製コンクリート杭のパイルキャップの検討

曲げ強度については、「RC基礎指針（案）」^[4-4]の場所打ち杭の1本杭の検討式に準じてパイルキャップの検討を行った。

閉じる方向では「RC基礎指針（案）」^[4-4]で推奨する十分な定着を確保することにより、パイルキャップ部の必要な耐力を確保した。

開く方向については、パイルキャップせいを大きくし基礎梁下端筋を追加し補強を行ったが、再検討した結果においても開く方向では耐力不足となった。B法と同じ抵抗機構で設計した状態となっており杭頭部の定着筋が少ないこと，引張力が大きいことが影響していると考えられる。

なお、「RC基礎指針（案）」^[4-4]の曲げ耐力式は実験によって破壊性状が確認されていないことから、式の推定精度があきらかとなっていない。建築研究所では、この曲げ破壊を計画した試験体を用いて実験した結果、開く方向ではパイルキャップが層せん断力199.4kNでせん断破壊した。一方でこの試験体の曲げ耐力は149.6kNであった。このことから、少なくともこの試験体では曲げ耐力

式の余裕度は1.33倍以上だと考えられる。これを考慮し、曲げ耐力の計算値を1.33倍すると、本設計での検定比は0.4 (X3,YC) となった。せん断強度の検討について、既往学術論文^[4-5]を適用し検討を行った。パイルキャップが閉じる方向・開く方向共に、必要な耐力が確保される結果となった。

2) ランク B (降伏埋込工法)

・地震時の水平力に対する既製杭の検討

降伏埋込工法の既製コンクリート杭について、ランク B を性能目標とし試設計を行った。杭体については、軸力比の制限値を満足させるため X3,YC 通りについては2本杭としたが、ランク A に対して杭径、鋼管板厚を低減することが出来た (P1 上杭: $\phi 1200$, $t=22 \rightarrow \phi 1100$, $t=19$, P2 上杭: $\phi 1200$, $t=16 \rightarrow \phi 1100$, $t=14$)。最大軸力比は、圧縮側 0.21 (X2,YE), 引張側-0.36 (X3,YC) で、最大塑性率は 2.63 (X3,YF) となっている。

・既製コンクリート杭のパイルキャップの検討

曲げ強度について、「RC 基礎指針 (案)」^[4-4]の場所打ち杭の1本杭の検討式に準じてパイルキャップの検討を行った。開く側の検討については、ランク A の検討と同様に可能な範囲で基礎高さを大きくし、基礎梁下端筋を増やして検討を行った。F1 (P1 杭) の検討結果は、ランク A の余裕度 0.3 に対してランク B では余裕度 0.59 となり改善したが、今回の設計条件では設計困難な結果となった。

X3,YC 通りの二本杭の基礎 F1A についても、1本杭とみなし検討を行った。杭に対して柱が極端に偏心しているため柱主筋の効果を考慮しなかった結果、余裕度は 0.28 となった。

上記の 1)と同様に実験結果から推定される曲げ耐力の余裕度 1.33 倍を考慮すると、本設計での余裕度は 0.77、二本杭については、0.37 となった。

3) ランク B (中実杭工法)

・地震時の水平力に対する既製杭の検討

中実杭工法の既製コンクリート杭について、ランク B を性能目標とし試設計を行った。杭体については、パイルキャップ内の配筋納まりを考慮しランク A と同じ杭径 $\phi 1200$ に対して検討を行った。最大軸力比は、X3,YC の位置で圧縮側 0.25 (有効軸力比は 0.12), 引張側-0.46, 最大塑性率は 1.43 (X3,YC) となっている。

・既製コンクリート杭のパイルキャップの検討

パイルキャップの検討は、基礎寸法 3000×3000 (杭径 $\times 2.5$ 倍), 基礎寸法 1600×1600 (場所打ち杭のパイルキャップと同様: 杭径+へりあき 200mm) の2ケースに対して検討を行った。

引抜力の大きい X3,YC 通りの基礎の曲げ強度の開く側の検討において、基礎寸法 3000×3000 の検討結果は、余裕度 0.51 となった。基礎寸法 1600×1600 については、基礎寸法が小さくなることで曲げ強度式の杭引張軸力による第4項の曲げ強度が小さくなること、危険断面を横切り定着可能な圧縮側の杭主筋本数が増えて第3項の曲げ強度が大きくなったことにより、余裕度が 0.51 から 0.92 に改善した。上記の 1)と同様に実験結果から推定される曲げ耐力の余裕度 1.33 倍を考慮すると、本設計での余裕度は 1.22 となった。

4) ランクAとBとの比較

ランクAとBの検討結果の比較を以下に示す。

軸力比、回転角に制限値を設けて靱性を確保し杭頭部の降伏を許容することで、引抜き側の杭頭曲げモーメント、引抜力を低減することが可能となった。Ds が大きく引抜力の影響が大きい建物の既製コンクリート杭の二次設計において、杭頭降伏可能な工法を採用することは有効と考える。

表 4.5.15-2 検討結果一覧

ケース		ランクA	ランクB (降伏埋込工法)	ランクB (中実杭工法)
杭頭曲げモーメント (kNm)	最小値	7864	3271	4247
	最大値	8750	8100	11062
杭頭せん断力 (kN)	最小値	1250	823	912
	最大値	1355	1458	1698
軸力(kN)	最小値	-9526	-5439	-7656
	最大値	12386	11133	12895
軸力比	最小値	-0.97	-0.36	-0.46
	最大値	0.22	0.21	0.25(0.12)
終局回転角 θ_u (rad)	最大値	—	0.0071	0.0137
塑性率 θ_u/θ_y	最大値	—	2.63	1.43

※) 括弧内は有効軸力比を示す。

※) ランクAの軸力比の算定は、ランクBと同じ杭頭接合面の軸力比の値を示す。

B法と同様に埋込み部にてこによる抵抗でほとんどの曲げモーメントを負担する設計としており、引抜力に対して必要な配筋を行っている。

5) 地盤水平変位による応力の影響について

X2,YEの杭頭ヒンジが生じていないP1杭について、建物慣性力+地盤水平変位と地盤水平変位による、応力および水平変位の結果を以下に示す。

地盤水平変位による応力は、杭体の剛性の影響を受けている。ランクAと比較すると、降伏埋込工法は杭径が小さくなったことにより小さく、中実杭工法については上杭が中実となったことにより大きくなっている。

建物慣性力+地盤水平変位に対する地盤水平変位による応力の比率は、杭頭部で約3割程度、地中部で約6~8割程度の比率となり、影響が大きい結果となっている。

表 4.5.1-3 地盤水平変位による応力との比較

P1 (X2-YE)

ケース	設計外力	曲げモーメント (kNm)		杭頭水平 変位 (mm)
		杭頭部	地中部	
Aランク	建物慣性力+地盤水平変位	8750	2108	91.41
	地盤水平変位	2617	1599	58.47
	地盤水平変位による応力との比率	30%	76%	
Bランク (降伏埋込工法)	建物慣性力+地盤水平変位	7676	1645	96.20
	地盤水平変位	2043	1282	58.49
	地盤水平変位による応力との比率	27%	78%	
Bランク (中実杭工法)	建物慣性力+地盤水平変位	10982	2308	99.00
	地盤水平変位	2823	1433	57.51
	地盤水平変位による応力との比率	26%	62%	

※)地盤水平変位による地中部応力の値は、建物慣性力+地盤水平変位の地中部応力最大値の発生深さでの値を示す。

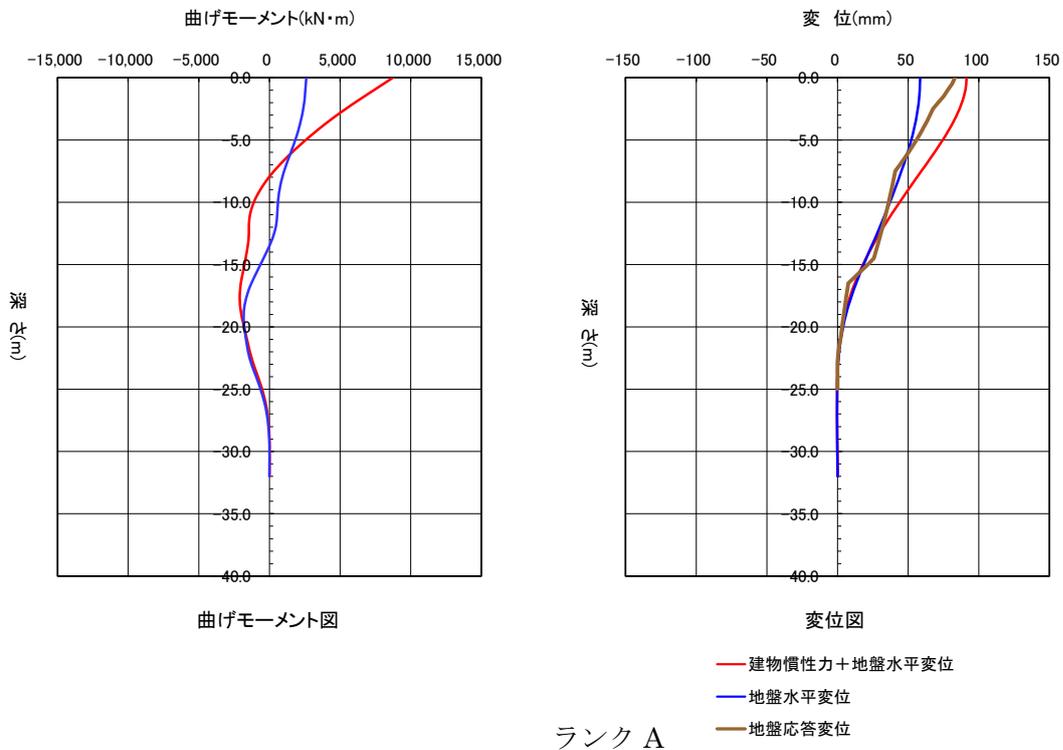
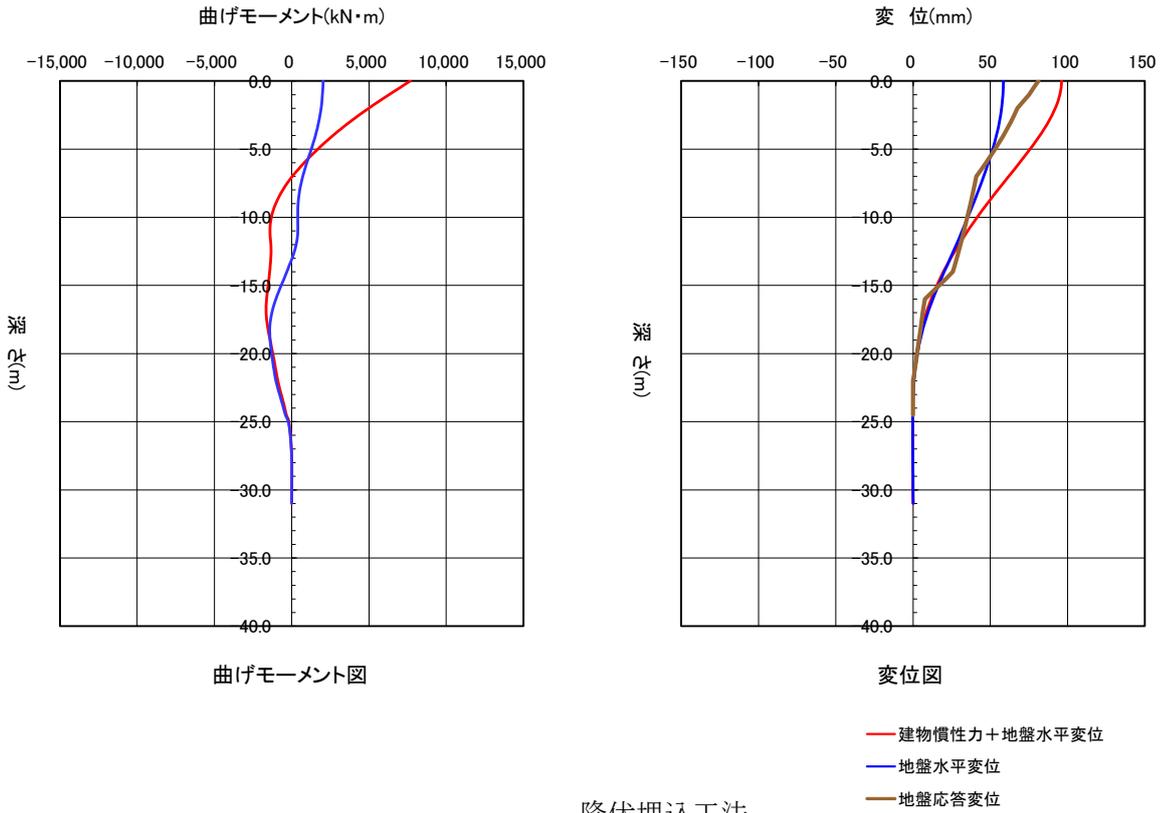
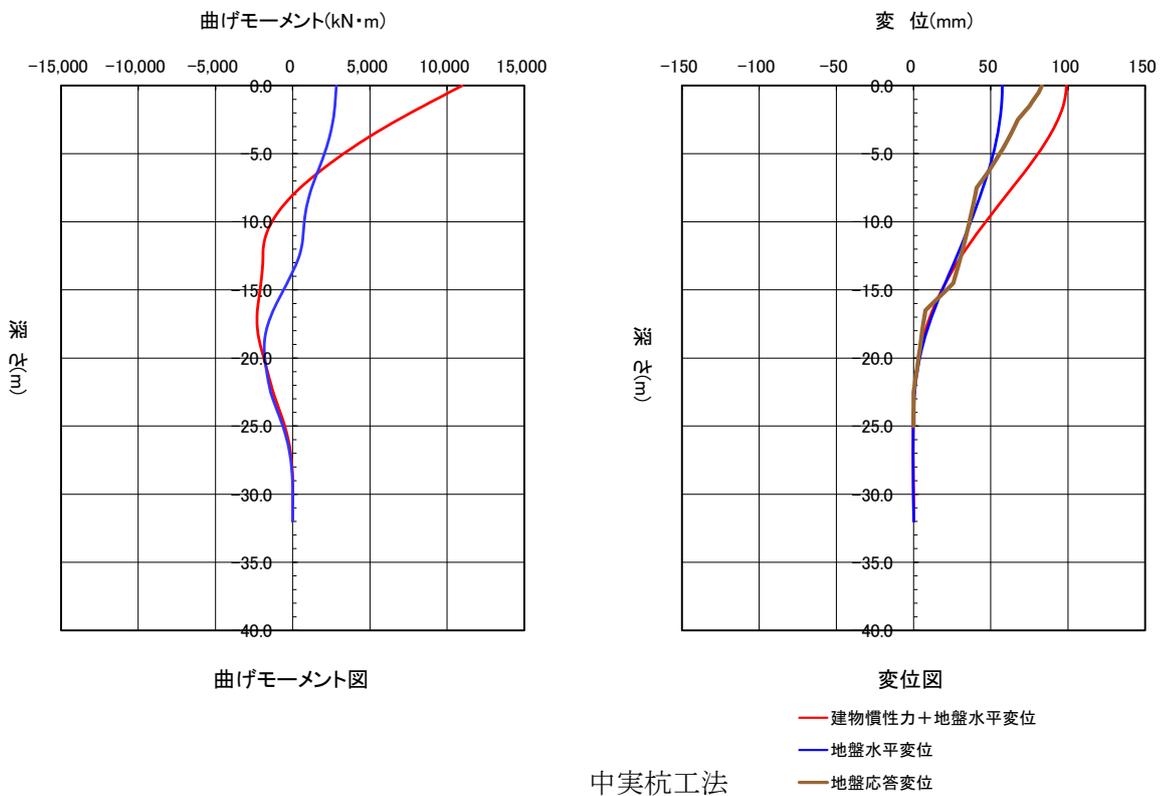


図 4.5.1-5-1 地盤水平変位による応力との比較



降伏埋込工法



中実杭工法

図 4.5.1-5-2 地盤水平変位による応力との比較

4.5.2 今後の検討課題

- 中実杭については、2.2.2(3)の実験結果の適用範囲による径厚比の制限値により、鋼管板厚を小さくすることは出来なかった。圧縮側の杭の軸力比に余裕があることから、径厚比の適用範囲を大きくすることが可能になれば、鋼管板厚サイズを小さくすることは可能と考える。
- パイルキャップの曲げ強度の検討については、杭頭降伏を許容して杭頭曲げモーメントによる付加軸力の低減を図り、かつ今回設定した設計条件の中で基礎せいを大きくし基礎梁下筋の補強の検討も行ったが、引張側の変動軸力の影響が大きく設計困難な結果となった。パイルキャップが曲げ降伏する杭は引張側の杭であるため全体の地震力に占める負担水平断力の割合は少ないと考えられるが、負担できない水平力を圧縮側の杭が負担し必要保有水平耐力を確保できるか確認する必要がある。曲げ降伏する杭は引張側の杭で脆性的な破壊でないことを考えると、継続使用性の観点から今後実験による検証が必要であると考ええる。

参考文献

- [4-1] 日本建築学会：建築基礎構造設計指針（2019）
- [4-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2018）
- [4-3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造配筋指針・同解説（2010）
- [4-4] 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）
- [4-5] 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） pp.595-596 2018年9月
- [4-6] 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）
- [4-7] 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
- [4-8] 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
- [4-9] 三谷セキサン杭頭接合構法 Lev-Pile 構法 技術資料