

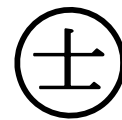
採点番号（事務局記入）

2016 年度 建築基礎設計士 一次試験

実技問題（2017.1.22 実施）

解答例

受験番号	
フリガナ	
氏名	



（2 ページ以降には、氏名等を書かないこと）

一般社団法人 基礎構造研究会  
建築基礎設計士試験運営委員会

A 1 : 基礎構造の設計計算問題 (計算過程も明記すること)

採点番号 (事務局記入)

1. 図-1 に示す敷地に鉄骨造 5 階建ての事務所ビル (X 方向 36.0m×Y 方向 28.8m、建物重量 60kN/m<sup>2</sup>) を建てる計画がある。図-2 に示す隣接地の地質推定断面図を参照して、基礎の設計に必要な地盤調査計画を行いなさい。 (配点: 10 点)

計画内容

- (1) 調査カ所数・位置
- (2) 調査深度
- (3) 標準貫入試験の仕様 (調査間隔・孔径・装置の規定)
- (4) 試料採取カ所数・位置
- (5) 原位置試験の実施内容
- (6) 土質試験の仕様 (砂質土、粘性土別に記載)
- (7) その他、本地盤で特に調査が必要と考える事項

【解答例】

(1)調査ヶ所

建物の対角付近で 2 箇所以上実施する。

(2)調査深度

直接基礎の場合は基礎幅の 1~2 倍の範囲、杭基礎の場合は、杭先端からさらに深く杭径の数倍 (5 倍) の深さまで実施する。支持層への根入れ分を考慮して、支持層と考えられる N 値が 8m 程度続くことを確認する。

(3)標準貫入試験の仕様 (調査間隔・孔径・装置の規定)

深さ方向に 1m 毎、孔径は途中でシンウォールサンプラーによる不攪乱試料の採取や孔内水平載荷試験の実施を考慮して孔径 φ86mm 以上、装置はロータリー式ボーリングを併用した標準貫入試験

(4)試料採取ヶ所数・位置

標本用土質採取を地層が異なると認められる毎  
不攪乱試料の採取を最低 2 箇所 (沖積粘土層 Ac Asc)

(5)原位置試験の実施内容

無水掘りボーリング孔内で水位測定 (2 箇所のボーリングにて)  
ボーリング孔においてボーリング孔内水平載荷試験を実施 (As 層)

(6)土質試験の仕様 (砂質土、粘性土別に記載)

砂質土

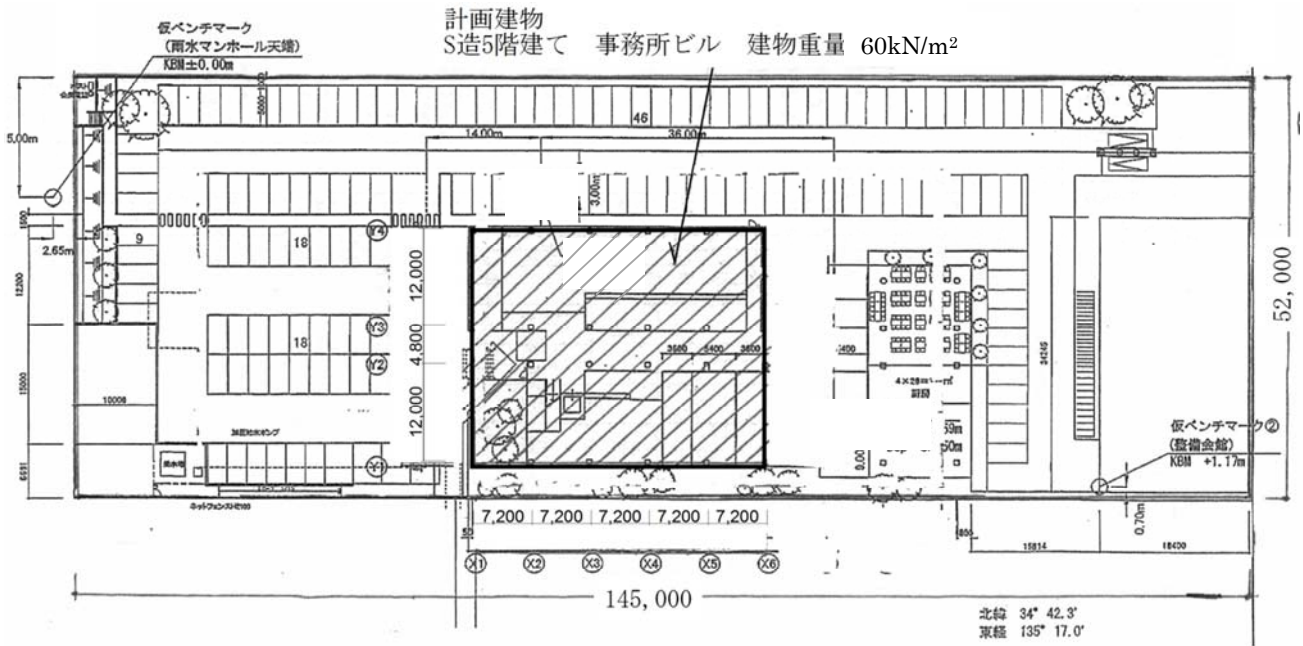
・土粒子比重試験・含水量試験・粒度試験

粘性土

・土粒子比重試験・含水量試験・粒度試験・一軸圧縮試験・圧密試験・液性限界試験・塑性限界試験

(7)その他

Ac 層の不攪乱試料を用いた圧密試験など



H=1/200

V=1/200

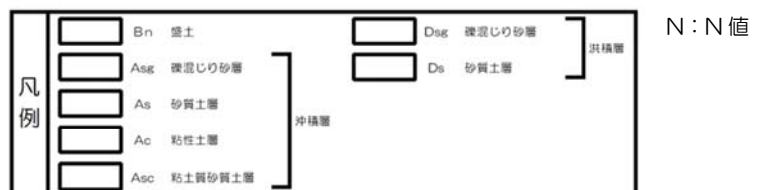
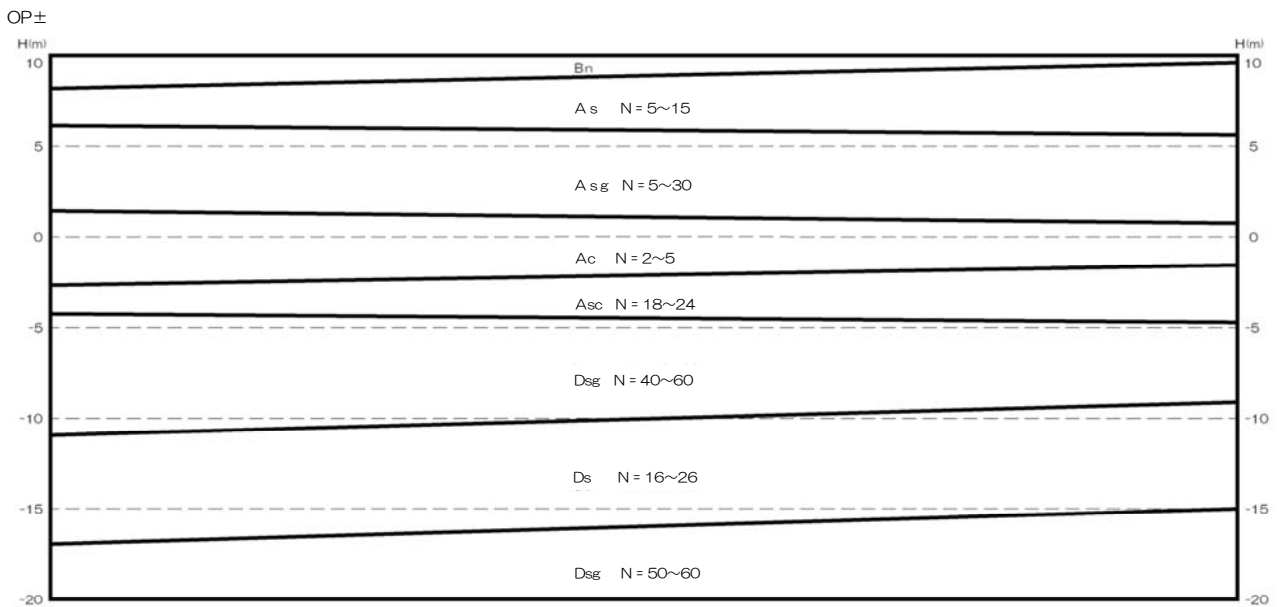


図-2 隣接地の地質推定断面図

2. 図-3 に示すボーリング柱状図の均質な地盤の敷地に建設する図-4 の建物（鉄骨造、地上5階建て、地下室無し事務所ビル）の基礎を設計する際に、べた基礎による設計が可能かどうかを検討しなさい。ただし、基礎底はGL-1.5m、設計GLはボーリング孔口標高、地下水位はGL-1.65mとする。  
(配点：20点)

キーワード：液状化、支持力、地盤改良、圧密沈下

【解答】

(a)液状化の検討

GL-7m 地点の諸計算数値  
 $r_n = 0.1(M-1) = 0.1(7.5-1) = 0.65$   
 $\sigma_z = 16 \times 1.5 + 18 \times 5.5 = 124.0 \text{ kN/m}^2$   
 $\sigma_z' = \sigma_z - 10(7.0-1.65) = 70.5 \text{ kN/m}^2$   
 $r_d = 1 - 0.015 \times Z = 1 - 0.015 \times 7.0 = 0.895$   
 $\tau_d/\sigma_z' = r_n \times a/g \times \sigma_z/\sigma_z' \times r_d = 0.65 \times 200/980 \times 124.0/70.5 \times 0.895 = 0.21$   
 $C_N = \sqrt{98/\sigma_z'} = \sqrt{98/70.5} = 1.18$   
 GL-4.0~9.0m までの平均 N 値 = 10.8 とする  
 $N_1 = C_N \times N = 1.18 \times 10.8 = 12.7$   
 但し、平均 N 値 =  $(14+10+10+10+10)/5 = 10.8$   
 $N_a = N_1 + \Delta N_f = 12.7 + 7 = 19.7$   
 $\tau_f/\sigma_z' = 0.23$   
 $F_1 = (\tau_f/\sigma_z') / (\tau_d/\sigma_z') = 0.23/0.21 = 1.10$   
 従って、液状化の可能性は、低い。 → OK

(b)下部粘土層の検討（地耐力及び圧密沈下）

上部細砂層の平均 N 値 = 10 より、  
 内部摩擦角  $\phi = \sqrt{(20 \times 10) + 15} = 29.1 \rightarrow 20$  とする。  
 表より、 $N_c = 30.1$   $N_r = 15.7$   $N_q = 18.4$   
 $\eta = (28.8 / 1.0)^{-1/3} = 0.33$   
 $\alpha = 1 + 0.2 \times (28.8 / 36) = 1.16$   
 $\beta = 0.5 + 0.2 \times (28.8 / 36) = 0.34c = 0$  より、  
 $q_d = \{\beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q\}$   
 ( $\gamma_1$  は地層・基礎底深度を考慮して、水中重量とする)  
 $= \{0.34 \times (18-10) \times 28.8 \times 0.33 \times 15.7 + (16 \times 1.0 + 18 \times 0.5) \times 18.4\}$   
 $= 865.9 \text{ kN/m}^2$   
 $q_a = 1/3 \times q_d = 288.6 \text{ kN/m}^2$

下部粘土層の耐力の確認

$q_a = 1/3 \times (5.14 \alpha \cdot c + \gamma D_f) \times \{1 + (H - D_f) / B\} \times \{1 + (H - D_f) / L\}$   
 $= 1/3 \times (5.14 \times 1.16 \times 37.5 + 91.5) \times \{1 + (10 - 1.5) / 28.8\} \times \{1 + (10 - 1.5) / 36.0\} = 168.1 \text{ kN/m}^2$

但し、  
 $\gamma D_f = 16 \times 1.0 + 18 \times 0.65 + (18 - 10) \times 2.35 + (18 - 10) \times 5.0 + (15 - 10) \times 1.0 = 91.5$

従って、長期許容支持力は下部粘土層で決定される。

$q_a = 168.1 \text{ kN/m}^2$

一方、

建物総重量：

$\Sigma W = 3,630 \times 8 + 2,595 \times 8 + 1,815 \times 4 + 1,296 \times 4 = 62,244 \text{ kN}$  より、

接地厚： $\sigma = \Sigma W / (36.0 \times 28.8) + 0.6 \times 25 - 1.5 \times 16/3$  (耐圧版厚み 0.6m、排土重量 1/3 考慮)

$= 67.0 \text{ kN/m}^2 < 78.3 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{OK}$

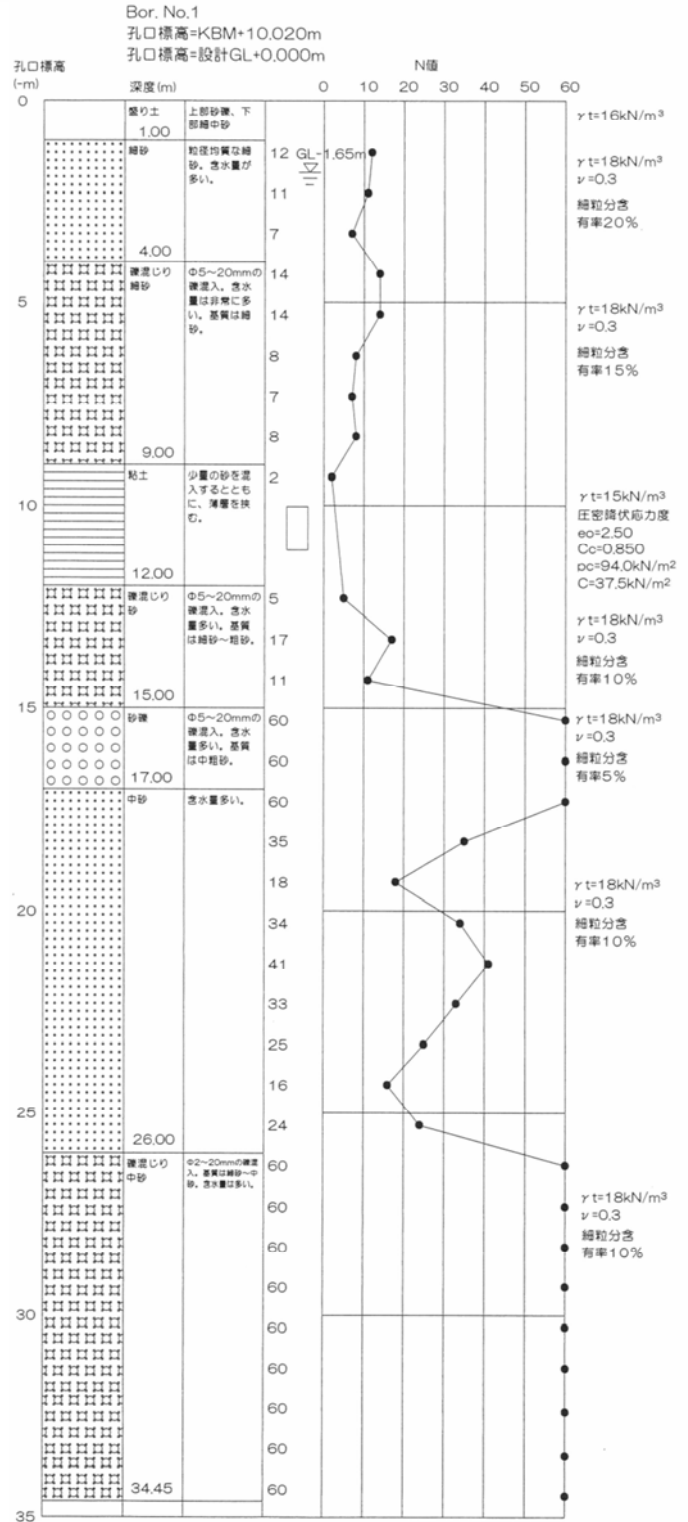


図-3 ボーリング柱状図

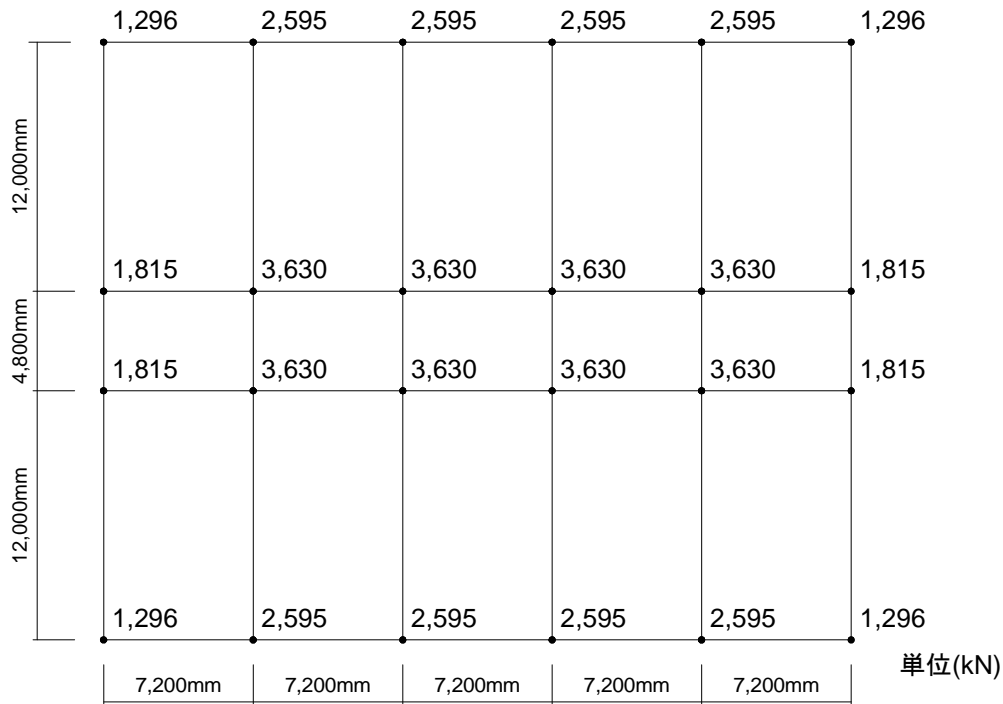


図-4 基礎設計用長期軸力

(c) 圧密沈下の検討

GL-10.0 地点での有効土被りは、  
 $\sigma_o = 16 \times 1.0 + 18 \times 0.65 + (18 - 10) \times 2.35 + (18 - 10) \times 5.0 + (15 - 10) \times 1.0 = 91.5$   
 粘土層の圧密試験データ  $p_c = 94.0 \text{ kN/m}^2$  より、正規圧密地盤と判断する。

GL-10.0 地点の増加応力は 4 分割すると、  
 $Z = 10 - 1.5 = 8.5 \text{ m}$        $m = (28.8/2)/8.5 = 1.69$        $n = (36.0/2)/8.5 = 2.12$   
 $\Delta\sigma = q / (2\pi) \{ m \cdot n / \text{SQRT}(m^2 + n^2 + 1) \times (m^2 + n^2 + 2) / [(m^2 + 1)(n^2 + 1)] + \text{Sin}^{-1}[m \cdot n / \text{SQRT}((m^2 + 1)(n^2 + 1))] \}$   
 $= 67.0 / 2\pi \{ 1.24 \times 0.44 + 0.89 \}$   
 $= 15.3 \text{ kN/m}^2$

中央部：

$$\Delta\sigma = 15.3 \times 4 = 61.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\delta_1 = C_c / (1 + e_o) \cdot \log_{10}(\sigma_z' / p_c) \times \Delta H \quad (\text{但し、}\sigma_z' = 91.5 + 61.2 = 152.7)$$

$$= 0.850 / (1 + 2.50) \cdot \log_{10}(152.7 / 94.0) \times 3.0 \times 100$$

$$= 15.4 \text{ cm}$$

隅角部：

$$\Delta\sigma = 15.3 \text{ kN/m}^2$$

$$\delta_2 = C_c / (1 + e_o) \cdot \log_{10}(\sigma_z' / p_c) \times \Delta H \quad (\text{但し、}\sigma_z' = 91.5 + 15.3 = 106.8)$$

$$= 0.850 / (1 + 2.50) \cdot \log_{10}(106.8 / 94.0) \times 3.0 \times 100$$

$$= 4.0 \text{ cm}$$

変形角は、

$$(\delta_1 - \delta_2) / 18.0 = (0.154 - 0.040) / 18.0 \approx 12.7 / 200 \rightarrow \text{NG!}$$

(d) 判定

従って、ベタ基礎の設計は、地盤改良を併用（沈下抑制）しない場合は不適と判断する。

3. 図-3 に示すボーリング柱状図の均質な地盤の敷地に建設する図-4 に示した軸力を持つ建物の基礎を杭基礎で計画する場合、最適と考えられる杭基礎を設計しなさい。ただし、杭の鉛直支持力は国土交通省告示 1113 号第 5 または第 6 の算定式により、水平力の検討は Chang の方法によるものとし、地盤の変形係数は  $E_o=7,000\text{kN/m}^2$  とする。地震時荷重の組合せは概算軸力の $\pm 60\%$ 、検討用水平力は、 $Q=10,300\text{kN}$ （基礎梁重量を含む） $+W_f \times 0.1$ （ $W_f$ : パイルキャップの重量）、杭天端位置は設計 GL-1.9m、パイルキャップの下端位置は GL-2.0m とし、杭の軸力  $N$  ~ 曲げモーメント  $M$  関係等は、別紙の参考資料によるものとする。（配点： 35 点）

(1) 設計方針の概要を示しなさい。

施工法、杭種類、杭長、杭径などの設定と、その設定理由。（特に杭長に関しては、摩擦杭、中間支持杭、支持杭のうち、その杭長を設定した理由を述べること。）

【解答例】

摩擦杭や中間支持杭では、沈下、支持層の層厚、下部層の支持力・沈下に不安があるため、十分な層厚を有している GL-26m の Dsg 層に支持させる杭とする。

施工法は、コストの面から 1 柱 1 本の設計を採用できる既製杭を用いた高支持力杭工法とする。

案 1：上杭に SC 杭を用いて設計を行う場合

施工法：高支持力杭工法 ( $\alpha=400$  以上)

杭種：SC(80N)SKK490+PHC 杭(85N)

$\phi 800$  L=26.00m (上杭 SC 杭 6m  $t=6.0\text{mm}$ +PHC-A 種 杭長 10+A 種 10 m)

$\phi 600$  L=26.00m (上杭 SC 杭 6m  $t=9.0\text{mm}$ +PHC-B 種 杭長 10+A 種 10 m)

案 2：PHC 杭のみで設計を行う場合

施工法：高支持力杭工法 ( $\alpha=300$  以上又は 250 も可)

杭種：PHC 杭

$\phi 1,000$  L=26.00m (上杭 PHC-C 種杭 6m+PHC-A 種 杭長 10+A 種 10 m)

$\phi 800$  L=26.00m (上杭 PHC-C 種杭 6m+PHC-B 種 杭長 10+A 種 10 m)

(2) 杭基礎を設計しなさい。（配布した用紙（白紙）に解答する。）

【解答例】

案 1：上杭に SC 杭を用いて設計を行った場合の解答例

○支持力：杭頭 GL-1.90m 杭先端は支持層に十分な根入れ（1.9m）をしており、 $N_p=60$  で評価する。先端支持力のみ考慮すると、

$\phi 800$  :  $R_a=1/3 \times 400 \times 60 \times 0.5026=4,020$  kN/本

$W_f=2.0 \times 2.0 \times 2.0 \times 20=160$  kN/本 (1 本打ち)

$\phi 600$  :  $R_a=1/3 \times 400 \times 60 \times 0.2827=2,260$  kN/本

$W_f=1.5 \times 1.5 \times 2.0 \times 20=90$  kN/本 (1 本打ち)

材料強度の確認（下杭として用いる PHC-A 種杭で確認する。材料強度 PHC-A 種 < SC 杭より）

$\phi 800$  :  $2,434 \times 10^2 \times (24-4)=4,860$  kN/本 > 4,020 kN → OK

$\phi 600$  :  $1,470 \times 10^2 \times (24-4)=2,940$  kN/本 > 2,260 kN → OK

従って、支持力は、地盤で決定される。地震時は、引き抜きを生じないことより、短期の設計時力を超えることはない。

○杭の配置：

中柱 :  $N=3,630+160=3,790$  kN <  $R_a=4,020$  kN ( $\phi 800$ ) @ 8 柱 = 8 本

周柱 1 :  $N=2,569+160=2,729$  kN <  $R_a=4,020$  kN ( $\phi 800$ ) @ 8 柱 = 8 本

周柱 2 :  $N=1,815+90=1,905$  kN <  $R_a=2,260$  kN ( $\phi 600$ ) @ 8 柱 = 4 本

隅角柱 :  $N=1,296+90=1,386$  kN <  $R_a=2,260$  kN ( $\phi 600$ ) @ 8 柱 = 4 本

合計  $\phi 800$  16 本

$\phi 600$  8 本

○水平力の検討：

$$\begin{aligned} \text{基礎自重による水平力} : Q_F &= (160 \times 16 + 90 \times 8) \times 0.1 = 328 \text{ kN} \\ \Sigma Q &= 10,300 + 328 = 10,628 \text{ kN} \end{aligned}$$

$n \cdot I \cdot \beta^3$  の計算（前問の液状化の検討より低減はしない）

$$\begin{aligned} kh &= 80 \times 7,000 \times 80^{-3/4} = 20,935 \text{ kN/m}^3 \\ \beta &= \{20,935 \times 800 \times 10^{-6} / (4 \times 4.0 \times 10^4 \times 1.839 \times 10^{10})\}^{1/4} \times 1000 = 0.275 \text{ m}^{-1} \\ n \cdot I \cdot \beta^3 &= 16 \times 1.839 \times 10^{-2} \times 0.275^3 = 6.119 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} kh &= 80 \times 7,000 \times 60^{-3/4} = 25,976 \text{ kN/m}^3 \\ \beta &= \{25,976 \times 600 \times 10^{-6} / (4 \times 4.0 \times 10^4 \times 7.412 \times 10^9)\}^{1/4} \times 1000 = 0.339 \text{ m}^{-1} \\ n \cdot I \cdot \beta^3 &= 8 \times 7.412 \times 10^{-3} \times 0.339^3 = 2.310 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\Sigma n \cdot I \cdot \beta^3 = 6.119 \times 10^{-3} + 2.310 \times 10^{-3} = 8.429 \times 10^{-3}$$

従って、各杭の負担する水平力は、

$$\begin{aligned} \phi 800 : \Sigma Q \times 6.119 / 8.429 / 16 &= 482.2 \text{ kN} \\ \phi 600 : \Sigma Q \times 2.310 / 8.429 / 8 &= 364.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

杭頭変位は

$$y_0 = Q / (4EI \beta^3) = 482.2 \times 10^3 / \{4 \times 4 \times 10^4 \times 1.839 \times 10^{10} \times (0.275 \times 10^{-3})^3\} = 7.88 \text{ mm}$$

より、kh の低減はおこなわない。

杭頭曲げモーメント  $M_0$  は、

$$\begin{aligned} M_0 &= Q/2 / \beta = 482.2 / 2 / 0.275 = 876.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_0 &= Q/2 / \beta = 364.1 / 2 / 0.339 = 537.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

最大軸力及び最少軸力は  $1 \pm 60\%$  より、

$$\begin{aligned} \phi 800 : M_{\max} &= 3,790 \times (1 + 0.60) = 6,064 \text{ kN} \\ M_{\min} &= 2,729 \times (1 - 0.60) = 1,092 \text{ kN} \\ \phi 600 : M_{\max} &= 1,905 \times (1 + 0.60) = 3,048 \text{ kN} \\ M_{\min} &= 1,386 \times (1 - 0.60) = 555 \text{ kN} \end{aligned}$$

N-M 図より、最少軸力 0kN 時及び最大軸力時ともに、許容範囲内。→ OK  
せん断耐力  $Q_a$  は、

$$\begin{aligned} Q_a &= 0.5 \times A_s \times f_s = 0.5 \times 124.56 \times 10^2 \times 187.6 / 1,000 = 1,168 \text{ kN} > 482.2 \text{ kN} \rightarrow \text{OK} \\ Q_a &= 0.5 \times A_s \times f_s = 0.5 \times 148.23 \times 10^2 \times 187.6 / 1,000 = 1,390 \text{ kN} > 482.2 \text{ kN} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

但し、 $f_s = 325 / 1.5 / \sqrt{3} = 187.6 \text{ kN/m}^2$

地中部最大曲げモーメントは、それぞれ

$$\begin{aligned} R_{lm} &= \pi/2 = 1.571 & R_{M\max} &= e^{-\pi/2} = 0.208 \\ M_{\max} &= Q/2 / \beta \cdot R_{M\max} = 876.7 \times 0.208 = 182.4 \text{ kN} \cdot \text{m} & l_m &= 1/\beta \cdot R_{lm} = 1/0.275 \times 1.571 = 5.71 \text{ m} \\ M_{\max} &= Q/2 / \beta \cdot R_{M\max} = 537.0 \times 0.208 = 111.7 \text{ kN} \cdot \text{m} & l_m &= 1/\beta \cdot R_{lm} = 1/0.339 \times 1.571 = 4.63 \text{ m} \end{aligned}$$

N-M 図より、地中部最大モーメントが中杭の許容 M に収まるよう、杭種を上記の様設定。

案 2：PHC 杭のみで設計を行った場合の解答例

○支持力：杭頭 GL-1.90m 杭先端は支持層に十分な根入れ（1.9,m）をしており、 $N_p=60$  で評価する。

先端支持力のみ考慮すると、

$$\begin{aligned} \phi 1,000 : R_a &= 1/3 \times 300 \times 60 \times 0.7853 = 4,710 \text{ kN/本} \\ W_f &= 2.5 \times 2.5 \times 2.0 \times 20 = 250 \text{ kN/本} \quad (1 \text{ 本打ち}) \\ \phi 800 : R_a &= 1/3 \times 300 \times 60 \times 0.5026 = 3,010 \text{ kN/本} \\ W_f &= W_f = 2.0 \times 2.0 \times 2.0 \times 20 = 160 \text{ kN/本} \quad (1 \text{ 本打ち}) \end{aligned}$$

材料強度の確認（上杭として用いる PHC-C 種杭で確認する。材料強度 C 種 < A 種より）

$$\begin{aligned} \phi 1,000 : 3,625 \times 10^2 \times (24 - 4) &= 7,250 \text{ kN/本} > 4,710 \text{ kN} \rightarrow \text{OK} \\ \phi 800 : 2,434 \times 10^2 \times (24 - 4) &= 4,860 \text{ kN/本} > 3,010 \text{ kN} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

従って、支持力は、地盤で決定される。地震時は、引き抜きを生じないことより、短期の設計時力を超えることはない。

○杭の配置：

$$\begin{aligned} \text{中柱} : N &= 3,630 + 250 = 3,880 \text{ kN} < R_a = 4,710 \text{ kN} \quad (\phi 800) \quad @ 8 \text{ 柱} = 8 \text{ 本} \\ \text{周柱 1} : N &= 2,569 + 250 = 2,819 \text{ kN} < R_a = 4,710 \text{ kN} \quad (\phi 800) \quad @ 8 \text{ 柱} = 8 \text{ 本} \\ \text{周柱 2} : N &= 1,815 + 160 = 1,975 \text{ kN} < R_a = 3,010 \text{ kN} \quad (\phi 600) \quad @ 8 \text{ 柱} = 4 \text{ 本} \end{aligned}$$

隅角柱 :  $N=1,296+16=1,456 \text{ kN} < R_a=3,010 \text{ kN} (\phi 600) @ 8 \text{ 柱} = 4 \text{ 本}$   
 合計  $\frac{\phi 1,000}{\phi 800} \frac{16 \text{ 本}}{8 \text{ 本}}$

○水平力の検討 :

基礎自重による水平力 :  $Q_F = (250 \times 16 + 160 \times 8) \times 0.1 = 528 \text{ kN}$   
 $\Sigma Q = 10,300 + 528 = 10,828 \text{ kN}$

$n \cdot I \cdot \beta^3$  の計算 (前問の液状化の検討より低減はしない)

$$kh = 80 \times 7,000 \times 100^{-3/4} = 17,708 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = \{17,708 \times 1000 \times 10^{-6} / (4 \times 4.0 \times 10^4 \times 3.615 \times 10^{10})\}^{1/4} \times 1000 = 0.235 \text{ m}^{-1}$$

$$n \cdot I \cdot \beta^3 = 16 \times 3.615 \times 10^{-2} \times 0.235^3 = 7.506 \times 10^{-3}$$

$$kh = 80 \times 7,000 \times 80^{-3/4} = 20,934 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = \{20,934 \times 800 \times 10^{-6} / (4 \times 4.0 \times 10^4 \times 1.534 \times 10^{10})\}^{1/4} \times 1000 = 0.287 \text{ m}^{-1}$$

$$n \cdot I \cdot \beta^3 = 8 \times 1.534 \times 10^{-2} \times 0.287^3 = 2.901 \times 10^{-3}$$

$$\Sigma n \cdot I \cdot \beta^3 = 7.506 \times 10^{-3} + 2.901 \times 10^{-3} = 10.407 \times 10^{-3}$$

従って、各杭の負担する水平力は、

$$\phi 1,000 : \Sigma Q \times 7.506 / 10.407 / 16 = 488.1 \text{ kN}$$

$$\phi 800 : \Sigma Q \times 2.901 / 10.407 / 8 = 377.3 \text{ kN}$$

杭頭変位は

$$y_0 = Q / (4EI\beta^3) = 488.1 \times 10^3 / \{4 \times 4 \times 10^4 \times 3.615 \times 10^{10} \times (0.235 \times 10^{-3})^3\} = 6.50 \text{ mm}$$

より、 $kh$  の低減はおこなわない。

杭頭曲げモーメント  $M_0$  は、

$$M_0 = Q / 2 / \beta = 488.1 / 2 / 0.235 = 1,038.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_0 = Q / 2 / \beta = 377.3 / 2 / 0.287 = 657.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

最大軸力及び最少軸力は  $1 \pm 60\%$  より、

$$\phi 1,000 : M_{\max} = 3,880 \times (1 + 0.60) = 6,208 \text{ kN}$$

$$M_{\min} = 2,819 \times (1 - 0.60) = 1,128 \text{ kN}$$

$$\phi 800 : M_{\max} = 1,975 \times (1 + 0.60) = 3,160 \text{ kN}$$

$$M_{\min} = 1,456 \times (1 - 0.60) = 582 \text{ kN}$$

$N-M$  図より、最少軸力  $0 \text{ kN}$  時及び最大軸力時ともに、許容範囲内。→ OK

せん断耐力  $Q_a$  は、

$\phi 1,000$  :

$$\sigma_g = \sigma_{ce} + N/A_e \quad (N=1,128 \text{ kN}, A_e=3,737 \times 10^2 \text{ mm}^2 \text{ より})$$

$$= 10 + 1128 \times 10^3 / 3737 \times 10^2$$

$$= 13.01 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_d = 1.8$$

$$\tau_{\max} = 1/2 \times \text{SQRT}\{(\sigma_g + 2 \times \sigma_d)^2 - \sigma_g^2\}$$

$$= 1/2 \times \text{SQRT}\{(13.01 + 2 \times 1.8)^2 - 13.01^2\}$$

$$= 5.16 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_a = \tau_{\max} \cdot (2 \times t \times I_e) / S_0$$

$$= 5.16 \times (2 \times 130 \times 3.615 \times 10^{10}) / (49,560 \times 10^3) / 1,000$$

$$= 978 \text{ kN} > 488.1 \times 1.5 = 733 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

$\phi 800$  :

$$\sigma_g = \sigma_{ce} + N/A_e \quad (N=582 \text{ kN}, A_e=2512 \times 10^2 \text{ mm}^2 \text{ より})$$

$$= 10 + 582 \times 10^3 / 2512 \times 10^2$$

$$= 12.32 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_d = 1.8$$

$$\tau_{\max} = 1/2 \times \text{SQRT}\{(\sigma_g + 2 \times \sigma_d)^2 - \sigma_g^2\}$$

$$= 1/2 \times \text{SQRT}\{(12.32 + 2 \times 1.8)^2 - 12.32^2\}$$

$$= 5.04 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_a = \tau_{\max} \cdot (2 \times t \times I_e) / S_0$$

$$= 5.04 \times (2 \times 110 \times 1.534 \times 10^{10}) / (26,410 \times 10^3) / 1,000$$

$$= 644 \text{ kN} > 377.3 \times 1.5 = 566 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$



地中部最大曲げモーメントは、それぞれ

$$R_{lm} = \pi/2 = 1.571 \quad R_{Mmax} = e^{-\pi/2} = 0.208$$

$$M_{max} = Q/2\beta \cdot R_{Mmax} = 1038.5 \times 0.208 = 216.0 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad l_m = 1/\beta \cdot R_{lm} = 1/0.235 \times 1.571 = 6.69 \text{ m}$$

$$M_{max} = Q/2\beta \cdot R_{Mmax} = 657.3 \times 0.208 = 136.7 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad l_m = 1/\beta \cdot R_{lm} = 1/0.287 \times 1.571 = 5.47 \text{ m}$$

N-M 図より、地中部最大モーメントが中杭の許容 M に収まるよう、杭種を上記の様設定。

4. 1～3 の検討で基礎形式を選定した理由と、その基礎形式の提案を顧客に説明するために準備すべき資料をあげなさい。 (配点：5点)

**【解答例】**

杭基礎（既製杭）を提案する。

- 理由：(1) 直接基礎でも、ベタ基礎であれば設計可能であるが、粘土層が正規圧密であり、荷重の増加によって沈下が大きくなり問題となる可能性が高いことと、地盤改良を実施して対策をとることは可能であるが、改良深さが深い為、杭基礎に比して、コストメリットが出ない。
- (2) 液状化の可能性が小さく、支持層が杭基礎としては比較的浅く、また、表層地盤の変形係数が大きいこと。また、建物が低層であり、柱軸力も小さく引き抜き力も発生しないため、非常に既製杭の設計に適している。
- (3) 変形係数が大きい為、曲げ剛性の小さい既製杭でも、大きな水平力耐力を得ることができるので、高支持力杭工法 1 柱 1 本の設計が可能であり、基礎費用を小さくできる。

資料：(1) 地盤調査報告書

(2) 液状化の判定検討書

(3) 圧密沈下の検討書

(4) 支持力・水平力の検討書

(5) 杭基礎の見積書

(6) その他、基礎の比較用資料（地盤改良の検討書・見積書、場所打ち杭の検討書・見積書）

B：記述問題

1. 次の2つの設問に答えなさい。

(配点：10点 各5点)

(1) 設計した基礎計画を施工者へ伝達するために設計図書に記す内容を示しなさい。

- ① 杭伏図
  - ② 杭仕様
  - ③ 杭天端レベル
  - ④ 杭先端レベル
  - ⑤ 工法名
  - ⑥ 設計GLの標高
  - ⑦ 設計で設定した支持層の地盤種類と上端レベル
  - ⑧ 設定した支持層が水平か傾斜・不陸が有るのか地層構成
  - ⑨ 杭鉛直支持力と支持力算定に用いた諸係数
  - ⑩ 地中障害の有無
- など

(2) 既製杭の高支持力工法の根固め部（ソイルセメント）の強度を管理する方法と、強度を確認する方法について述べなさい。

【解答例】

- ①地上プラントで採取したセメントミルクの強度と施工サイクルタイムを管理して、地中の根固め部のソイルセメントの強度を間接的に管理する方法  
→採取したセメントミルクを用いて作製した供試体の圧縮強度試験により確認
- ②根固め部のコア採取によって強度を管理する方法  
→採取したコア供試体の圧縮強度試験により確認
- ③根固め部築造後に、根固め部から未固結状態のソイルセメントを採取して強度を管理する方法  
→採取した未固結状態のソイルセメントを用いて作製した供試体の圧縮強度試験により確認

2. 次の①～⑥の設問のうち、4問を選択して答えなさい。(配点：20点 各5点)

- ① 小規模建築物に用いる地盤調査の方法を2つあげ、その調査方法の特徴を説明しなさい。
- ② 地盤変位を考慮した杭の耐震設計を行う必要のある地盤には、A 軟弱地盤、B 液状化地盤、C 地盤剛性が急変する地盤があげられる。このうち A と C の地盤について、必要かどうかを判断するときの目安を示しなさい。
- ③ 即時沈下量や圧密沈下量の計算結果は「倍半分」と言われるほど計算精度が良くないが、考えられる原因を述べなさい。
- ④ 既製コンクリート杭の長所と短所を述べなさい。
- ⑤ 固化工法のセメント固化反応を阻害する要因をあげ、その対策方法について説明しなさい。
- ⑥ 主働土圧、静止土圧、受働土圧の違いについて説明し、擁壁に作用する土圧を説明しなさい。

解答1：設問番号 (①)

---

【解答例】

- ① スウェーデン式サウンディング試験  
調査費が安価で、試験装置・試験方法が簡易で容易である。
- ② 標準貫入試験  
適用域が広いこと、最も一般的に用いられている試験方法であり、土が採取できるので土層の確認ができる。また、深い深度まで測定できる。
- ③ 平板載荷試験  
地盤の地耐力を直接測定できる。荷重と沈下量の関係から、地盤の強さ、変形および支持力特性を得ることができる。
- ④ ラムサウンディング試験  
動的貫入試験であり、標準貫入試験と同等のN値が得られる。

解答2：設問番号 (②)

---

【解答例】

- 軟弱地盤：  
地盤の周期  $T_g > 0.75$  秒の場合、基礎底から  $N$  値  $\leq 2$  の粘性土層、あるいは  $N$  値  $\leq 5$  の砂質土層が合わせて 5m 以上存在する場合
- 地盤剛性が急変する地盤：  
地盤各層上下の  $V_s$  値の比が 2 を越える場合

解答3：設問番号 (③)

---

【解答例】

- 即時沈下：地盤を弾性体と仮定。入力定数 ( $E$ 、 $\phi$  など) を精度の悪い  $N$  値との換算式から求める。  
圧密沈下：数  $m$  に及ぶ圧密層厚の沈下量を、供試体の厚さが 20mm の圧密試験の結果から求めている。  
試験試料の採取時による乱れが大きい。

解答4：設問番号 (④)

---

【解答例】

- 長所：杭体の品質が良い。  
高強度化によって軽量化が図れる。  
中空部があるため軽量化。  
プレストレストの導入により曲げや引張力によるひび割れを抑制
- 短所：プレキャスト製品であるため、定尺長であり、支持層の不陸の影響に対応しづらい。  
コンクリート製品であるため、最低1週間の養生期間が必要となる。  
製造できる杭径に制限がある。  
杭長が運搬時の制約を受ける。

## 解答 5 : 設問番号 (⑤)

---

### 【解答例】

#### ①改良対象土

- ・含水比が高い、または有機含有量が多い場合 → 改良対象土に適した固化材の選定
- ・土や水の pH → 材料投入量の増加 (pH $\leq$ 5 くらいだと適用困難)

#### ②養生条件

- ・温度 → 養生温度が低温の場合、施工後の養生を施す。  
→ セメントサイロの養生、水温の管理。

#### ③材料

- ・改良対象土に適した材料の選定

このほか、攪拌条件、汚染土壌の場合の含有物、粘着力の強い土質の場合への対応など。

## 解答 6 : 設問番号 (⑥)

---

### 【解答例】

主働土圧 : 壁の変位が背面土から離れる状態で、壁に作用する土圧

受働土圧 : 壁の変位が背面土に向かう状態で、壁に作用する土圧

静止土圧 : 壁の変位が無く、背面土に変形が生じていない状態で、壁に作用している土圧

擁壁の計算では、主働土圧のみ考慮している。

以上