

5.3.1.6 使用材料及びその耐震設計用保有耐力（短期許容応力）

(1) コンクリート

| | | |
|--------------|---------------------------------------|------------------------|
| 設計基準強度 F_c | $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ | |
| 許容圧縮応力 | $f_c = 2 \times F_c / 3$ | $= 14 \text{ N/mm}^2$ |
| 許容せん断応力 | $f_t = F_c / 20$ | $= 1.1 \text{ N/mm}^2$ |
| | $f_t = 0.735 + 3 \times F_c / 200$ | $= 1.1 \text{ N/mm}^2$ |
| | $\therefore f_t = 1.1 \text{ N/mm}^2$ | |
| 許容付着応力 | $f_a = 3 \times F_c / 20$ | $= 3.2 \text{ N/mm}^2$ |

(2) 鉄筋

| | |
|--------|--------------------------------|
| SD295 | $F = 294 \text{ N/mm}^2$ |
| 許容引張応力 | $f_t = F = 294 \text{ N/mm}^2$ |
| 許容圧縮応力 | $f_c = F = 294 \text{ N/mm}^2$ |
| 許容引張応力 | $f_t = F = 294 \text{ N/mm}^2$ |

(せん断強度に用いる場合)

(3) 杭

| | |
|-----------------|---|
| 杭の種類 | 鋼管杭 |
| 外径 | $D = 500 \text{ mm}$ |
| 長さ | $L = 16000 \text{ mm}$ |
| 厚さ | $t = 12 \text{ mm}$ |
| 腐れ代(鋼管杭の場合に入力。) | $t_o = 2 \text{ mm}$ |
| 算定用外径 | $D_o = D - 2 \times t_o = 496 \text{ mm}$ |
| 算定用内径 | $D_i = D - 2 \times t = 476 \text{ mm}$ |

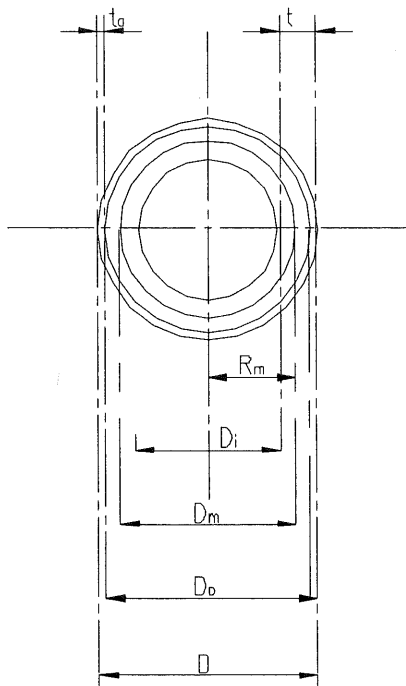


図 5.3.1.6 杭断面図

ア 杭の断面性能

別紙の杭体検討シート（PHC 杭、鋼管杭）を利用する。

断面積（又は換算電面積） A_s (or A_{se}) = $1.5268 \times 10^4 \text{ mm}^2$

断面 2 次モーメント $I = Z_s \times D_o / 2 = 4.5098 \times 10^8 \text{ mm}^4$

断面係数 Z_s (or Z_{se}) = $1.8184 \times 10^6 \text{ mm}^3$

イ 杭材の許容応力（建築基礎構造設計指針による）

杭の許容圧縮力を低減しなくてもよい長さ径比の限界値

$n = 100$

長さ径比に対する低減率 $\mu = L/D_o - n = -67.7\%$

したがって低減なし。 $\mu = 0$ とする。

許容引張応力 $f_{st} = 235 \text{ N/mm}^2$

$f_{sc0} = 212 \text{ N/mm}^2$

許容圧縮応力 $f_{sc} = f_{sc0} \times (1 - \mu / 100) = 212 \text{ N/mm}^2$

許容引張耐力 $R_t = A_s \times f_{st} / 1000 = 2527 \text{ kN/本}$

許容圧縮耐力 $R_c = A_s \times f_{sc} / 1000 = 2280 \text{ kN/本}$

表 5.3.1.6-1 建設省通達に示されている n の値

| 杭の種類 | n | 備考 |
|--------------------------|-----|--------------------|
| 場所打ちコンクリート杭 | 60 | |
| 遠心力鉄筋コンクリート杭 | 60 | JIS 以外の製品 |
| | 70 | JIS A 5310 に該当するもの |
| 振動詰め鉄筋コンクリート杭 | 60 | |
| 遠心力プレストレストコンクリート杭 (PC 杭) | 70 | JIS 以外の製品 |
| | 80 | JIS A 5335 に該当するもの |
| 鋼管杭 | 100 | |
| H 型鋼杭 | 70 | |

表 5.3.1.6-2 日本建築センターで採用されている n の値

| 杭の種類 | n | 備考 |
|---------------------------|----|--------------------|
| 高強度プレストレストコンクリート杭 (HPC 杭) | 85 | 製品のよっては 80 のものもある。 |
| 外殻鋼管付きコンクリート杭 (鋼管巻杭) | 85 | 建設省建築指導課長認定品に限る。 |

5.3.1.7 杭の許容支持力

許容引抜き抵抗力 $R_a = 498 \text{ kN/本}$

許容支持力 $R_s = 1658 \text{ kN/本}$

表 5.3.1.7-1 直径が 450 ~ 650 φ の鋼管杭の η の値

| L_B/D の範囲 | η の値 |
|-----------------------|---------------------|
| $2 \leq L_B/D \leq 5$ | $0.16 \times L_B/D$ |
| $5 < L_B/D$ | 0.80 |

5.3.2 地盤の液状化及び流動の判定

5.3.2.1 地盤の液状化の判定

別紙の判定結果を利用する。

★液状化判定シート(5.4.2.3)

5.3.2.2 地盤の流動の判定

- (1) 液状化のおそれのある地盤である。 1 : はい、2 : いいえ 1
- (2) 護岸近傍の地盤である。 1 : はい、2 : いいえ 2
- (3) 国又は自治体が規定する耐震護岸でない。 1 : はい、2 : いいえ 1
- (4) 護岸水深が5 m以上である。 1 : はい、2 : いいえ 1
- (5) 護岸高さの範囲における護岸背後地盤が、護岸高さの1/2以上の層厚で水平方向に連続して液状化する。 1 : はい、2 : いいえ 1

地盤の液状化の判定結果から判断してを入力とする。

以上から、上記5項の判定結果が全て「1 : はい」の場合、当該護岸背後地盤は流動するおそれのある地盤と判定する。

判定結果：当該背後地盤は流動するおそれがない。

5.3.3 地盤変状量の算定(参考)

5.3.3.1 護岸の移動量及び流動範囲の算定

(1) 護岸の水平変位量

護岸の変形率：

$$F_d = 30 \%$$

護岸の水平移動量

$$\Delta = (F_d/100) \times H_w = 2.25 \text{ m}$$

表 5.3.3.1-1 護岸・岸壁の変形率

| 重力式 | | 矢板式 | |
|----------------|--------|-----------------------------|----------------|
| 液状化の範囲 | 変形率(%) | 液状化の範囲 | 変形率(%) |
| 護岸は以後のみ液状化 | 15.0 | 護岸は以後のみ液状化 | 控工周辺は非液状化 20.0 |
| | | | 控工周辺も液状化 40.0 |
| 護岸背後及び基礎地盤が液状化 | 30.0 | 護岸背後及び基礎地盤、控工周辺すべてが液状化 75.0 | |

(2) 流動範囲

流動範囲内の液状化層における基準化N値 (N1) の平均値：

$$(N1)_{av} = 9.32$$

$$L = 250 \times \Delta / (N1)_{av} = 60 \text{ m}$$

5.3.3.2 球形貯槽位置における地盤の水平移動量

球形貯槽位置の地表面水平移動量

$$\delta = \Delta \times e - 3.35X/L = 0.01 \text{ m}$$

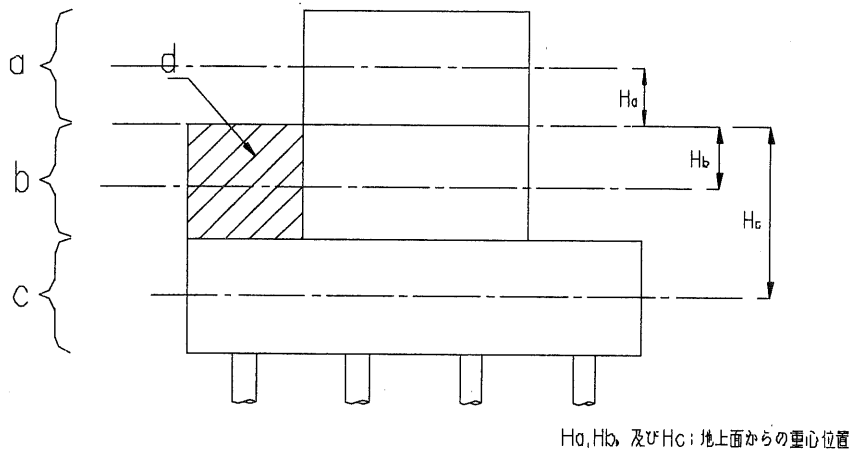


図 5.3.3.2-1 基礎の断面図

表 5.3.3.2-1 根入深さに応じた λ の値

| D_f | $0 \leq D_f < 0.5$ | $0.5 \leq D_f < 1.5$ | $1.5 \leq D_f$ |
|-----------|--------------------|----------------------|----------------|
| λ | 0.5 | 0.4 | 0.25 |

5.3.4 地震慣性力に係る基礎の耐震性能評価

5.3.4.1 基礎の地震荷重

(1) 重量計算

ア 断面積

$$\begin{aligned} \text{a 部} \quad S_a &= W_p \cdot L_p / 10^6 &&= 2.56 \text{ m}^2 \\ \text{b 部} \quad S_b &= W_p \cdot L_p / 10^6 &&= 2.56 \text{ m}^2 \\ \text{c 部} \quad S_c &= 1/2 \cdot (2 \cdot (D_B/2 + W_F/2) \cdot \tan(\pi/n) + 2 \cdot (D_B - W_F/2) \\ &\quad \cdot \tan(\pi/n)) \cdot W_F / 10^6 &&= 19.19 \text{ m}^2 \\ \text{d 部} \quad S_d &= S_c - S_a &&= 16.63 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

イ 鉄筋コンクリート重量

鉄筋コンクリートの単位重量

$$\begin{aligned} W_{cu} &= 24 \text{ kN/m}^3 \\ \text{a 部} \quad W_a &= S_a \cdot (T_F + H_p - D_f) \cdot W_{cu} / 10^3 &&= 18.43 \text{ kN} \\ \text{b 部} \quad W_b &= S_b \cdot (D_f - T_f) \cdot W_{cu} / 10^3 &&= 24.58 \text{ kN} \\ \text{c 部} \quad W_c &= S_c \cdot T_f \cdot W_{cu} / 10^3 &&= 598.58 \text{ kN} \\ W_a + W_b + W_c &&&= 641.59 \text{ kN} \\ W_F &= n \cdot (W_a + W_b + W_c) &&= 7699.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

ウ 基礎の上の土

$$\begin{aligned} \text{土の単位重量} &&&17.7 \text{ kN/m}^3 \\ \text{d 部} \quad W_d &= S_d \cdot (D_f - T_f) \cdot W_{cu} / 10^3 &&= 117.7 \text{ kN} \\ W_G &= n \cdot W_d &&= 1412.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

(2) 基礎への地震力

ア 水平荷重

地表面から重心位置までの距離

$$\begin{aligned} \text{a 部} \quad H_a &= (T_F + H_p - D_F) / 2 / 10^3 &= 0.15 \text{ m} \\ \text{b 部} \quad H_b &= (D_F - T_F) / 2 / 10^3 &= 0.20 \text{ m} \\ \text{c 部} \quad H_c &= (D_F - T_F / 2) / 10^3 &= 1.05 \text{ m} \end{aligned}$$

根入れ深さに応じた係数

$$\begin{aligned} \text{a 部} \quad (\text{地上部}) \quad \lambda_a &= 0.5 \\ \text{b 部} \quad (\text{地下部}) \quad \lambda_b &= 0.25 \\ \text{c 部} \quad (\text{地下部}) \quad \lambda_c &= 0.25 \end{aligned}$$

基礎の応答倍率

$$\begin{aligned} \text{a 部} \quad (\text{地上部 3m 未満}) \quad \beta'_{4a} &= 2.0 \\ \text{b 部} \quad (\text{地下部}) \quad \beta'_{4b} &= 1.96 \\ \text{c 部} \quad (\text{地下部}) \quad \beta'_{4c} &= 1.79 \end{aligned}$$

水平荷重

$$\begin{aligned} \text{a 部} \quad F'_{SH(a)} &= \lambda_a \cdot \beta'_{4a} \cdot K_H \cdot D_S \cdot W_a &= 4.42 \text{ kN} \\ \text{b 部} \quad F'_{SH(b)} &= \lambda_b \cdot \beta'_{4b} \cdot K_H \cdot D_S \cdot W_b &= 2.89 \text{ kN} \\ \text{c 部} \quad F'_{SH(c)} &= \lambda_c \cdot \beta'_{4c} \cdot K_H \cdot D_S \cdot W_c &= 64.29 \text{ kN} \\ F'_{SH(a)} + F'_{SH(b)} + F'_{SH(c)} & &= 71.60 \text{ kN} \\ F'_{SH} &= n \cdot (F'_{SH(a)} + F'_{SH(b)} + F'_{SH(c)}) &= 859.2 \text{ kN} \end{aligned}$$

イ 鉛直荷重

$$W_{VF} = W_F + W_G = 9111.5 \text{ kN}$$

ウ フーチング底面における転倒モーメント

$$\begin{aligned} \text{a 部} \quad M_{F(a)} &= F'_{SH(a)} \cdot (D_F / 10^3 + H_a) &= 8.18 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \text{b 部} \quad M_{F(b)} &= F'_{SH(b)} \cdot (D_F / 10^3 - H_b) &= 4.34 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \text{c 部} \quad M_{F(c)} &= F'_{SH(c)} \cdot (D_F / 10^3 - H_c) &= 41.79 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{F(a)} + M_{F(b)} + M_{F(c)} & &= 54.31 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_F &= n \cdot (M_{F(a)} + M_{F(b)} + M_{F(c)}) &= 651.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

表 5.3.4-1 基礎の応答倍率

| 位置 | 地表面からの深さ H_F | β'_{4} |
|------|------------------------|----------------|
| 地上部分 | (3 m 未満) | 2.0 |
| 地下部分 | $H_F \leq 5 \text{ m}$ | $2.0 - 0.2H_F$ |
| | $H_F > 5 \text{ m}$ | 1.0 |

注) H_F は地面から重心までの深さ(m)、地上面を0とする。

5.3.4.2 杭の設計

(1) 杭の支持力照査

ア 杭頭反力

(ア) 鉛直荷重

$$\text{(圧縮)} \quad W_{K1} = W_v + F_v + W_{VF} = 28011.5 \text{ kN}$$

$$\text{(引抜)} \quad W_{K2} = W_v - F_v + W_{VF} = 28011.5 \text{ kN}$$

(イ) 水平荷重

$$Q_k = F_H + F'_{SH} = 10110.2 \text{ kN}$$

(ウ) 転倒モーメント

$$M_k = M + F_H \cdot (T_F + H_p) / 1000 + M_F = 122298.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

イ 群杭の断面係数

$$\text{m-m 軸} \quad I_m = 480.62 \text{ m}^2$$

$$\text{n-n 軸} \quad I_n = 480.62 \text{ m}^2$$

ウ 杭1本当たりの軸力

支柱1本当たりの軸力

$$\begin{aligned} \text{m-m 軸} \quad N_{K1} &= W_{K1} / 12 + M_k / I_m \cdot (D_B / 2) / 10^3 \cdot \sin((n/2 - 1) \cdot \pi / n) \\ &= 4534.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{K2} &= W_{K2} / 12 - M_k / I_m \cdot (D_B / 2) / 10^3 \cdot \sin((n/2 - 1) \cdot \pi / n) \\ &= 134.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{n-n 軸} \quad N_{K3} &= W_{K1} / 12 + M_k / I_n \cdot (D_B / 2) / 10^3 \cdot \sin(n/2 \cdot \pi / n) \\ &= 4611.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{K4} &= W_{K2} / 12 - M_k / I_n \cdot (D_B / 2) / 10^3 \cdot \sin(n/2 \cdot \pi / n) \\ &= 56.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

杭1本当たりの軸力

$$R_{Smax} = \text{MAX}(N_{K1}, N_{K3}) / n_p = 658.8 \text{ kN/本}$$

$$R_{Smax} \leq R_a \quad \text{合格}$$

$$R_{Smin} = \text{MIN}(N_{K2}, N_{K4}) / n_p = 8.1 \text{ kN/本}$$

$$R_{Smin} \leq tR_a \quad \text{合格}$$

(2) 杭頭部材の照査

ア 水平力による杭頭反力

$$Q_p = Q_k / n / n_p = 120.4 \text{ kN/本}$$

$$\beta = (k_h \cdot D_E \cdot D_o / 4 / E / I)^{1/4} = 0.0003090 \text{ 1/mm}$$

$$1 / \beta = 3236 \text{ mm}$$

ここで、水平地盤反力係数

$$k_h = 0.015 \text{ N/mm}^3$$

液状化に伴う低減係数

$$D_E = 0.333$$

ヤング係数

$$E = 210000 \text{ kN/mm}^2$$

$$M_{max} = Q_p / (2 \times \beta) / 10^3 = 212.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

表 5.3.4.2-1 土質定数の低減係数 D_e

| F_L の範囲 | 現時盤面からの深度 x (m) | 動的せん断強度比 R | |
|----------------------|--------------------|--------------|-----------|
| | | $R \leq 0.3$ | $0.3 < R$ |
| $F_L \leq 1/3$ | $0 \leq x \leq 10$ | 0 | 1/6 |
| | $10 < x \leq 20$ | 1/3 | 1/3 |
| $1/3 < F_L \leq 2/3$ | $0 \leq x \leq 10$ | 1/3 | 2/3 |
| | $10 < x \leq 20$ | 2/3 | 2/3 |
| $2/3 < F_L \leq 1$ | $0 \leq x \leq 10$ | 2/3 | 1 |
| | $10 < x \leq 20$ | 1 | 1 |

イ 杭頭応力

$$\sigma = R_{S_{max}}/A_s \cdot 10^3 + M/Z_s \cdot 10^6 = 160 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma \leq_s f_c \quad \text{合格}$$

(3) 杭頭接合部の照査

ア フーチングコンクリートの鉛直応力

$$\sigma_{CV} = R_{S_{max}}/\pi \cdot (D_o/2)^2 \cdot 10^3 = 3.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{CV} \leq_r f_c \quad \text{合格}$$

イ 押抜きせん断力

$$\tau = R_{S_{max}}/(7/8)/d \cdot \pi / (D + d) \cdot 10^3 = 0.67 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau \leq 1.5 \cdot f_t \quad \text{合格}$$

$$\text{ここで } d = d_p - D/2 = 400 \text{ mm}$$

ウ 水平支圧応力

$$\sigma_{CH} = Q_p/D_o/1 \cdot 10^3 + 6 \cdot M/D_o/1^2 \cdot 10^6 = 6.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{CH} \leq_r f_c \quad \text{合格}$$

$$\text{ここで、杭の埋め込み長さ } l = 600 \text{ mm}$$

5.3.4.3 ペDESTALの設計

(1) 作用荷重

ア 軸力

$$\text{(B柱)} \quad N_{P1} = P_B + W_a + W_b = 3540.0 \text{ kN}$$

$$\text{(A柱)} \quad N_{P2} = P_A + W_a + W_b = 3540.0 \text{ kN}$$

$$\text{(A'柱)} \quad N_{P3} = -P_{A'} + W_a + W_b = 1120.0 \text{ kN}$$

$$\text{(B'柱)} \quad N_{P4} = -P_{B'} + W_a + W_b = 390.0 \text{ kN}$$

イ せん断力

$$\text{(B, B'柱)} \quad Q_{P1} = Q_{B'} + F'_{SH(a)} + F'_{SH(b)} = 137.3 \text{ kN}$$

$$\text{(A, A'柱)} \quad Q_{P2} = Q_{A'} + F'_{SH(a)} + F'_{SH(b)} = 1735.3 \text{ kN}$$

ウ 曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{(B, B'柱)} \quad M_{P1} &= Q_{B'} \cdot H_p + F'_{SH(a)} \{H_p - (H_p + T_F - D_F)/2\} \\ &\quad + F'_{SH(b)} \cdot (D_F - T_F)/2 = 94.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{(A, A'柱)} \quad M_{P2} &= Q_{A'} \cdot H_p + F'_{SH(a)} \{H_p - (H_p + T_F - D_F)/2\} \\ &\quad + F'_{SH(b)} \cdot (D_F - T_F)/2 = 1212.6 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

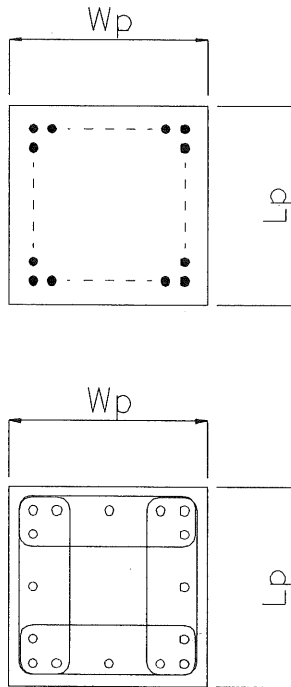


図 5.3.4.3-1 柱断面図

(2) 曲げおよび軸力に対する照査

主鉄筋量 22295 mm²

幅 $b = W_p = 1600 \text{ mm}^2$

奥行き $D = L_p = 1600 \text{ mm}^2$

(B 柱) $N_{p1} \times 10^3 / (b \cdot D) = 1.38 \text{ N/mm}^2 = 14.10 \text{ kgf/cm}^2$

$M_{p1} \times 10^6 / (b \cdot D^2) = 0.02 \text{ N/mm}^2 = 0.23 \text{ kgf/cm}^2$

(A 柱) $N_{p2} \times 10^3 / (b \cdot D) = 1.38 \text{ N/mm}^2 = 14.10 \text{ kgf/cm}^2$

$M_{p2} \times 10^6 / (b \cdot D^2) = 0.30 \text{ N/mm}^2 = 3.02 \text{ kgf/cm}^2$

(A' 柱) $N_{p3} \times 10^3 / (b \cdot D) = 0.44 \text{ N/mm}^2 = 4.46 \text{ kgf/cm}^2$

$M_{p2} \times 10^6 / (b \cdot D^2) = 0.30 \text{ N/mm}^2 = 3.02 \text{ kgf/cm}^2$

(B' 柱) $N_{p4} \times 10^3 / (b \cdot D) = 0.15 \text{ N/mm}^2 = 1.55 \text{ kgf/cm}^2$

$M_{p1} \times 10^6 / (b \cdot D^2) = 0.02 \text{ N/mm}^2 = 0.23 \text{ kgf/cm}^2$

鉄筋コンクリート構造計算規準付図 16 に示される鉄筋比の断面図表から A, B, A' 及び B' 各柱の鉄筋量を照査する。

以下に各柱に対する引張り鉄筋比を入力する。付図からスケールアウトしている場合は 0 又はブランクとする。

長方形柱の引張り鉄筋比

引張鉄筋・圧縮鉄筋の断面積

(B 柱) $p_t = \%$

$a_t = a_c = p_t \cdot b \cdot D = 0 \text{ mm}^2$

(A 柱) $p_t = \%$

$a_t = a_c = p_t \cdot b \cdot D = 0 \text{ mm}^2$

(A' 柱) $p_t = \%$

$a_t = a_c = p_t \cdot b \cdot D = 0 \text{ mm}^2$

(B' 柱) $p_t = \%$

$a_t = a_c = p_t \cdot b \cdot D = 0 \text{ mm}^2$

判定：付図から全てスケールアウトしている。最小鉄筋量以上なら合格。

各柱の値がいずれもスケールアウトする場合又は最小鉄筋量以下の場合は、最小鉄筋量で照査する。

最小鉄筋量 $a_{min} = 0.008 \cdot b \cdot D = 20480 \text{ mm}^2$

主鉄筋量 $\geq a_{min}$ 合格

(3) せん断に対する照査

帯鉄筋量 506.8 mm^2

許容せん断力 $f_p = f_s \cdot (b-100) \cdot j / 10^3 = 2310.0 \text{ kN}$

ここで、 $j = 7/8 \cdot b = 1400 \text{ mm}^2$

$f_s = w f_t = 1.1 \text{ N/mm}^2$

せん断力 (B, B' 柱) $Q_{p1} = 137.3 \text{ kN}$

(A, A' 柱) $Q_{p2} = 1,735.3 \text{ kN}$

Q_{p1} 及び $Q_{p2} \leq f_p$ 合格、イの照査を行う。

ア 許容せん断力を満たさない場合は、以下に示す必要帯鉄筋量を算出し照査を行う。

鉄筋比 %

$p_w = 0$

許容せん断力 $f_p = (b-100) \cdot j \cdot (f_s + 0.5 \cdot f_t \cdot (p_w - 0.002)) / 1000 = 1692.6 \text{ kN}$

(帯鉄筋を含む。)

帯筋間隔 $x = \text{mm}^2$

必要帯鉄筋量 $a_{wreq} = b \cdot x \cdot p_w = 0$

イ 許容せん断力を満たす場合は、以下の最小鉄筋量の照査を行う。

帯筋間隔 $x = 150 \text{ mm}$

最小鉄筋量 $a_w = 0.002 \cdot b \cdot x = 480 \text{ mm}^2$

帯鉄筋量 $\geq a_w$ 合格

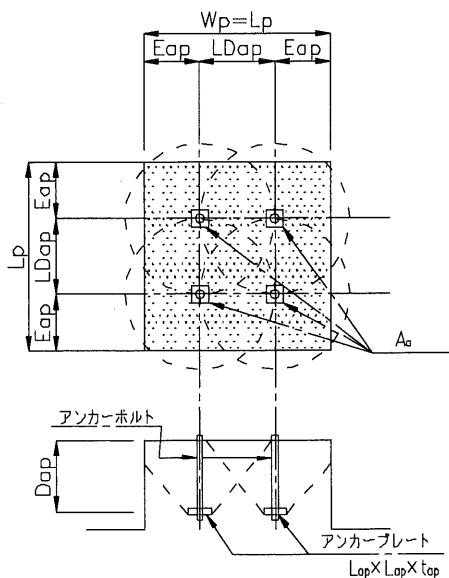


図 5.3.4.3-2 アンカーボルト有効投影面積説明図

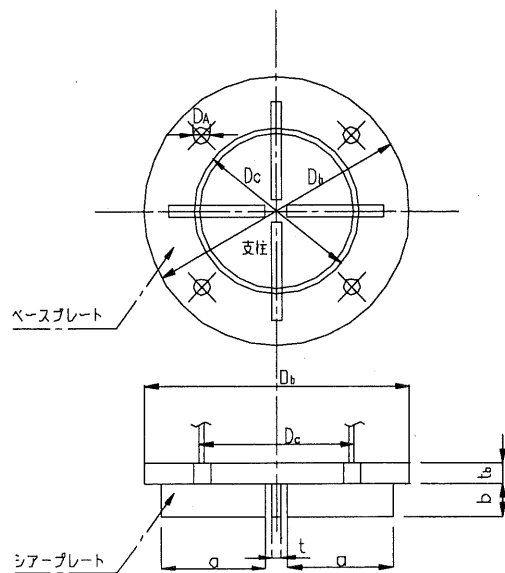


図 5.3.4.3-3 アンカープレート形状図

(4) 基礎ボルト定着部の照査

ア 基礎ボルトの引抜きに対する照査 (各種合成構造設計指針・同解説：日本建築学会による)

(ア) コンクリートのコーン状破壊

低減係数 (短期許容値の場合：0.6)

$$\phi_1 = 0.6$$

設計基準強度

$$F_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$$

$$= 21 \text{ N/mm}^2$$

アンカーボルトの縁空き長さ

$$E_{ap} = 478.4 \text{ mm}$$

アンカーボルト間の距離

$$LD_{ap} = 643.2 \text{ mm}$$

アンカープレート (正方形) の辺長

$$L_{ap} = 180 \text{ mm}$$

アンカープレート (正方形) の厚み

$$t_{ap} = 27 \text{ mm}$$

ペデスタル上面からアンカープレート上面までの長さ

$$D_{ap} = 550 \text{ mm}$$

コーン破壊断面の有効水平投影面積

$$A_c = 24257 \text{ cm}^2$$

定着したコンクリート躯体のコーン状破壊によりきまる場合のアンカーボルト

1本当たりの許容引張力

$$P_{a1} = \phi_1 \sqrt{F_c} \cdot A_c$$

$$= 210910 \text{ kgf}$$

$$= 2068 \text{ kN}$$

B' 柱の基礎ボルトに作用する引抜き力

$$P'_B = -347 \text{ kN}$$

$$P'_B \leq P_{a1} \quad \text{合格}$$

(イ) アンカーボルトの支圧破壊

低減係数 (短期許容値の場合：2/3)

$$\phi_3 = 0.6666$$

アンカーボルトの直径

$$\phi_{ab} = 3.6 \text{ cm}$$

アンカーボルトの支圧面積

$$A_0 = 4 \cdot \{(L_{ap}/10)^2 - \pi/4 \cdot \phi_{ab}^2\}$$

$$= 1255 \text{ cm}^2$$

アンカーボルト頭部に接するコンクリートの支圧により決まる場合のアン

カーボルト 1本当たりの許容引張力

$$p_{a3} = \phi_3 \cdot f_n \cdot A_0 / 10$$

$$= 7572 \text{ kN}$$

B' 柱の基礎ボルトに作用する引抜き力

$$P'_B = -347 \text{ kN}$$

$$P'_B \leq p_{a3} \quad \text{合格}$$

イ シアプレートのせん断に対する照査

シアプレートの形状

$$a = 465 \text{ mm}$$

$$b = 150 \text{ mm}$$

A' 柱に作用するせん断力

$$Q'_A = 1728 \text{ kN}$$

シアプレート前面の支圧によるコンクリートの圧縮応力

$$Q'_A / (2 \cdot a \cdot b) = 12.4 \text{ N/mm}^2$$

コンクリートの許容圧縮応力

$${}_r f_c = 14 \text{ N/mm}^2$$

$$Q'_A / (2 \cdot a \cdot b) \leq {}_r f_c \quad \text{合格}$$

ウ ベースプレートの埋込みに対する照査

ベースプレート直径

$$D_b = 1080 \text{ mm}$$

B柱の基礎コンクリートからベースプレートに作用する鉛直反力

$$P_B = 3497 \text{ kN}$$

ベースプレートの支圧によるコンクリート圧縮応力

$$P_B / (\pi \cdot D_b^2 / 4) = 3.8 \text{ N/mm}^2$$

コンクリートの許容圧縮応力

$${}_r f_c = 14 \text{ N/mm}^2$$

$$P_B / (\pi \cdot D_b^2 / 4) \leq {}_r f_c \quad \text{合格}$$

5.3.4.4 フーチングの設計

(1) 作用荷重

短期杭反力 (押込み側) $R_{Smax} = 658.8 \text{ kN/本}$

(引抜き側) $R_{Smin} = 8.1 \text{ kN/本}$

底板に対する杭反力による等分布荷重

(押込み側) $q_{smax} = n_p \cdot R_{Smax} / A_F = 240.4 \text{ kN/m}^2$

(引抜き側) $q_{smin} = n_p \cdot R_{Smin} / A_F = 3.0 \text{ kN/m}^2$

ここで、c部断面積

$$A_F = S_c = 19.185 \text{ m}^2$$

杭本数

$$n_p = 7 \text{ 本}$$

フーチング及び土の重量による等分布荷重

$$q_F = \{(W_a + W_b + W_c) + W_d\} / A_F$$

$$= 39.6 \text{ kN/m}^2$$

底板の等分布荷重 (押込み側)

$$q_{max} = q_{smax} - q_F = 200.8 \text{ kN/m}^2$$

(引抜き側)

$$q_{min} = q_{smin} - q_F = -36.6 \text{ kN/m}^2$$

(2) 底板の応力

ア フーチング法線方向

柱脚固定の片持板として設計する。

フーチングの片持板としての長さ

$$l = 1.20 \text{ m}$$

最大曲げモーメント (押込み側)

$$M_{max} = q_{max} \cdot l^2 / 2 = 144.6 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(引抜き側)

$$M_{min} = q_{min} \cdot l^2 / 2 = -26.4 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

最大せん断力

$$Q = q_{max} \cdot l = 241.0 \text{ kN/m}$$

イ フーチング円周方向

C柱にはB柱と同等の鉛直反力を考慮する。

柱脚中心間距離

$$I = 4.80 \text{ m}$$

$$q_{AS} = P_B / A_F = 182.3 \text{ kN/m}^2$$

$$q_A = q_{AS} - q_F = 142.7 \text{ kN/m}^2$$

$$M_B = q_A \cdot l^2 / 12 = 274.0 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$Q_B = q_A \cdot l / 2 = 342.5 \text{ kN/m}$$

$$M = -q_A \cdot l^2 / 24 = -137.0 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(3) 断面照査

ア フーチング法線方向

(ア) 下端筋

引張鉄筋の断面積 $a_t = 1548 \text{ mm}^2/\text{m}$

上下鉄筋間隔 $d = D - 100 = 1200 \text{ mm}$

発生最大曲げモーメント $M = 144.6 \text{ kN} \cdot \text{m/m} = 144600 \text{ kN} \cdot \text{mm/m}$

フーチングの厚さ $D = T_F = 1300 \text{ mm}$

曲げ材の応力中心距離 $j = d \cdot 7/8 = 1050 \text{ mm}$

必要鉄筋断面積 $M / f_t / j = 468 \text{ mm}^2/\text{m}$

ここで、許容引張応力 $f_t = 294 \text{ N/mm}^2$

| | | |
|-------------------|--|----|
| | $M/f_t/j \leq a_t$ | 合格 |
| (イ) コンクリートの許容せん断力 | | |
| 単位幅当りの許容せん断力 | $f_s \cdot b \cdot j = 1155 \text{ kN/m}$ | |
| ここで、許容せん断応力 | $f_s = f_t = 1.1000 \text{ N/mm}^2$ | |
| 単位幅 | $b = 1000 \text{ mm/m}$ | |
| 発生最大せん断力 | $Q = 241.0 \text{ kN/m}$ | |
| | $f_s \cdot b \cdot j \geq Q$ | 合格 |
| (ウ) 上端筋 | | |
| 圧縮鉄筋の断面積 | $a_c = 774 \text{ mm}^2/\text{m}$ | |
| 発生最大曲げモーメント | $M = 26.4 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ $= 26400 \text{ kN} \cdot \text{mm}/\text{m}$ | |
| 必要鉄筋断面積 | $M/f_c/j = 86 \text{ mm}^2/\text{m}$ | |
| ここで、許容圧縮応力 | $f_c = 294.000 \text{ N/mm}^2$ | |
| | $M/f_c/j \leq a_c$ | 合格 |

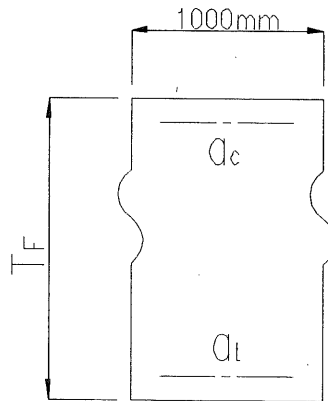


図 5. 3. 4. 4-1 フーチング厚さ説明図

イ フーチング円周方向

| | | |
|-------------------|---|----|
| (ア) 下端筋 | | |
| 引張鉄筋の断面積 | $a_t = 1548 \text{ mm}^2/\text{m}$ | |
| 上下鉄筋間隔 | $d = 1200 \text{ mm}$ | |
| 発生最大曲げモーメント | $M_B = 274.0 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m} = 274000 \text{ kN} \cdot \text{mm}/\text{m}$ | |
| 曲げ材の応力中心距離 | $j = d \cdot 7/8 = 1050 \text{ mm}$ | |
| 必要鉄筋断面積 | $M_B/f_t/j = 888 \text{ mm}^2/\text{m}$ | |
| ここで、許容引張応力 | $f_t = 294.000 \text{ kN/mm}^2$ | |
| | $M/f_t/j \leq a_t$ | 合格 |
| (イ) コンクリートの許容せん断力 | | |
| 単位幅当りの許容せん断力 | $f_s \cdot b \cdot j = 1155 \text{ kN/m}$ | |
| ここで、許容せん断応力 | $f_s = f_t = 1.1000 \text{ kN/mm}^2$ | |
| 単位幅 | $b = 1000 \text{ mm/m}$ | |
| 発生最大せん断力 | $Q_B = 342.5 \text{ kN/m}$ | |
| | $f_s \cdot b \cdot j \geq Q_B$ | 合格 |

(ウ) 上端筋

| | |
|-------------|---|
| 圧縮鉄筋の断面積 | $a_c = 774 \text{ mm}^2/\text{m}$ |
| 発生最大曲げモーメント | $M = 137.0 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m} = 137000 \text{ kN} \cdot \text{mm}/\text{m}$ |
| 必要鉄筋断面積 | $M/f_c/j = 444 \text{ mm}^2/\text{m}$ |
| ここで、許容圧縮応力 | $f_c = 294.000 \text{ kN}/\text{mm}^2$ |
| | $M/f_c/j \leq a_c$ 合格 |

5.3.5 コーン破壊断面の有効水平投影面積の計算

(正方形のペデスタルにX, Y両軸対称にアンカーボルトを配置した場合に適用可能。)

| | |
|-------------------------------|--|
| アンカーボルトの縁空き長さ | $E_{ap} = 478.4 \text{ mm}$ |
| アンカーボルト間の距離 | $D_{ap} = 643.2 \text{ mm}$ |
| アンカープレート (正方形) の辺長 | $L_{ap} = 180 \text{ mm}$ |
| アンカープレート (正方形) の厚み | $t_{ap} = 2.7 \text{ mm}$ |
| ペデスタル上面からアンカープレート上面までの長さ | $D_{ap} = 550 \text{ mm}$ |
| アンカーボルトの有効埋め込み長 (アンカープレート考慮。) | $L = D_{ap} + L_{ap}/2 + t_{ap}$ $= 642.7 \text{ mm}$ |
| アンカープレートの面積 (4枚分) | $S_p = 4 \times L_{ap}^2$ $= 129600 \text{ mm}^2$ $a = 321.6$ $b = 478.4$ $a\sqrt{2} \leq b$ |

CASE 判定 5

表 5.3.5-1 コーン破壊断面の有効水平投影断面の計算表

| 計算条件及び式 | *: $a\sqrt{2} \leq b$ のとき () の条件、 $a\sqrt{2} > b$ のとき [] の条件で判定。 | |
|--|--|-------------------------|
| CASE-1 ($1 \leq a$) [$1 \leq a$] | $S_o = \pi \cdot L^2 =$ | 1297677 mm ² |
| | $(S_o \cdot 4 - S_p)/100 =$ | 50611 cm ² |
| CASE-2 ($a < 1 \leq \sqrt{2}a$) [$a < 1 \leq b$] | $\theta a = 2 \cdot \arccos(a/L) =$ | 2.0935 |
| | $S_{a1} = (\pi \cdot L^2 \cdot (\theta a/2/\pi) - a \cdot L \cdot \sin(\theta a/2)) \cdot 2 =$ | 506838 mm ² |
| | $S_2 = S_o - S_{a1} =$ | 790839 mm ² |
| | $(S_2 \cdot 4 - S_p)/100 =$ | 30338 cm ² |
| CASE-3-A ($\sqrt{2}a < 1 \leq b$) | $S_{a2} = S_{a1} - ((2 \cdot a)^2 + 2 \cdot S_{a1} - S_o)/4 =$ | 474412 mm ² |
| | $S_{3A} = S_o - S_{a2} =$ | 823265 mm ² |
| | $(S_{3A} \cdot 4 - S_p)/100 =$ | 31635 cm ² |
| CASE-3-B [$b < 1 \leq \sqrt{2}a$] | $\theta b = 2 \cdot \arccos(b/L) =$ | 1.4624 |
| | $S_{b1} = (\pi \cdot L^2 \cdot (\theta b/2/\pi) - b \cdot L \cdot \sin(\theta b/2)) \cdot 2 =$ | 193440 |
| | $S_{3B} = S_o - S_{a1} - S_{b1} =$ | 597399 mm ² |
| | $(S_{3B} \cdot 4 - S_p)/100 =$ | 22600 cm ² |
| CASE-4 ($b < 1 \leq \sqrt{(a^2+b^2)}$) [$\sqrt{2}a < 1 \leq \sqrt{(a^2+b^2)}$] | $S_4 = S_o - S_{a2} - S_{b1} =$ | 629825 mm ² |
| | $(S_4 \cdot 4 - S_p)/100 =$ | 23897 cm ² |
| CASE-5 ($\sqrt{(a^2+b^2)} < 1 \leq \sqrt{2}b$) [$\sqrt{(a^2+b^2)} < 1 \leq \sqrt{2}b$] | $S_{c1} = (b - b \cdot \tan(\theta b/2)) \cdot b/2 - S_o \cdot (\pi/4 - \theta b/2)/2/\pi =$ | 1167 mm ² |
| | $S_5 = S_4 - S_{c1} =$ | 638833 mm ² |
| | $(S_5 \cdot 4 - S_p)/100 =$ | 24257 cm ² |
| CASE-6 ($\sqrt{2}b < 1$) [$\sqrt{2}b < 1$] | $S_s = (a+b)^2 =$ | 640000 mm ² |
| | $(S_s \cdot 4 - S_p)/100 =$ | 24304 cm ² |
| コーン破壊断面の有効水平投影面積 | $A_c =$ | 24257 cm ² |

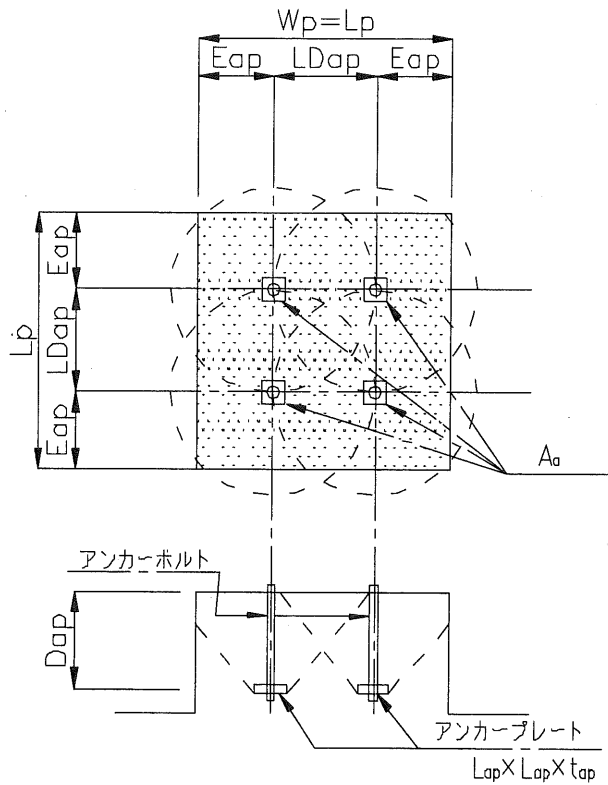


図5.3.5-1 アンカーボルト有効投影面積説明図

5.3.6 支柱群の断面係数の算定

支柱本数 $n = 12$ 本

支柱半径 $D_B = 8,950$ mm

$$y_1 = D_B/1000 \cdot \sin(\pi/n \cdot 1) = 2.316 \text{ m}$$

$$y_2 = D_B/1000 \cdot \sin(\pi/n \cdot 2) = 4.475 \text{ m}$$

$$y_3 = D_B/1000 \cdot \sin(\pi/n \cdot 3) = 6.329 \text{ m}$$

$$y_4 = D_B/1000 \cdot \sin(\pi/n \cdot 4) = 7.751 \text{ m}$$

$$y_5 = D_B/1000 \cdot \sin(\pi/n \cdot 5) = 8.645 \text{ m}$$

$$y_6 = D_B/1000 \cdot \sin(\pi/n \cdot 6) = 8.950 \text{ m}$$

$$y_7 = D_B/1000 \cdot \sin(\pi/n \cdot 7) = 8.645 \text{ m}$$

$$y_8 = D_B/1000 \cdot \sin(\pi/n \cdot 8) = 7.751 \text{ m}$$

表 5.3.6-1 支柱群本数毎支柱群断面係数算定結果一覧表

| 支柱本数 | 軸 | 断面係数 | | |
|------|-----|---------------|---|-----------------------|
| 6 | m-m | $I_m = I_n =$ | $4 \cdot (y_2^2) =$ | 80.10 m ² |
| 8 | m-m | $I_m =$ | $4 \cdot (y_1^2 + y_3^2) =$ | 181.67 m ² |
| | n-n | $I_n =$ | $4 \cdot (y_2^2 + y_4^2 / 2) =$ | 200.26 m ² |
| 10 | m-m | $I_m = I_n =$ | $4 \cdot (y_2^2 + y_4^2) =$ | 320.41 m ² |
| 12 | m-m | $I_m =$ | $4 \cdot (y_1^2 + y_3^2 + y_5^2) =$ | 480.62 m ² |
| | n-n | $I_n =$ | $4 \cdot (y_2^2 + y_4^2 + y_6^2 / 2) =$ | 480.62 m ² |
| 14 | m-m | $I_m = I_n =$ | $4 \cdot (y_2^2 + y_4^2 + y_6^2) =$ | 640.82 m ² |
| 16 | m-m | $I_m =$ | $4 \cdot (y_1^2 + y_3^2 + y_5^2 + y_7^2) =$ | 630.09 m ² |
| | n-n | $I_n =$ | $4 \cdot (y_2^2 + y_4^2 + y_6^2 + y_8^2 / 2) =$ | 760.97 m ² |

算定された断面係数は以下の通りである。

$$I_m = 480.62 \text{ m}^2$$

$$I_n = 480.62 \text{ m}^2$$

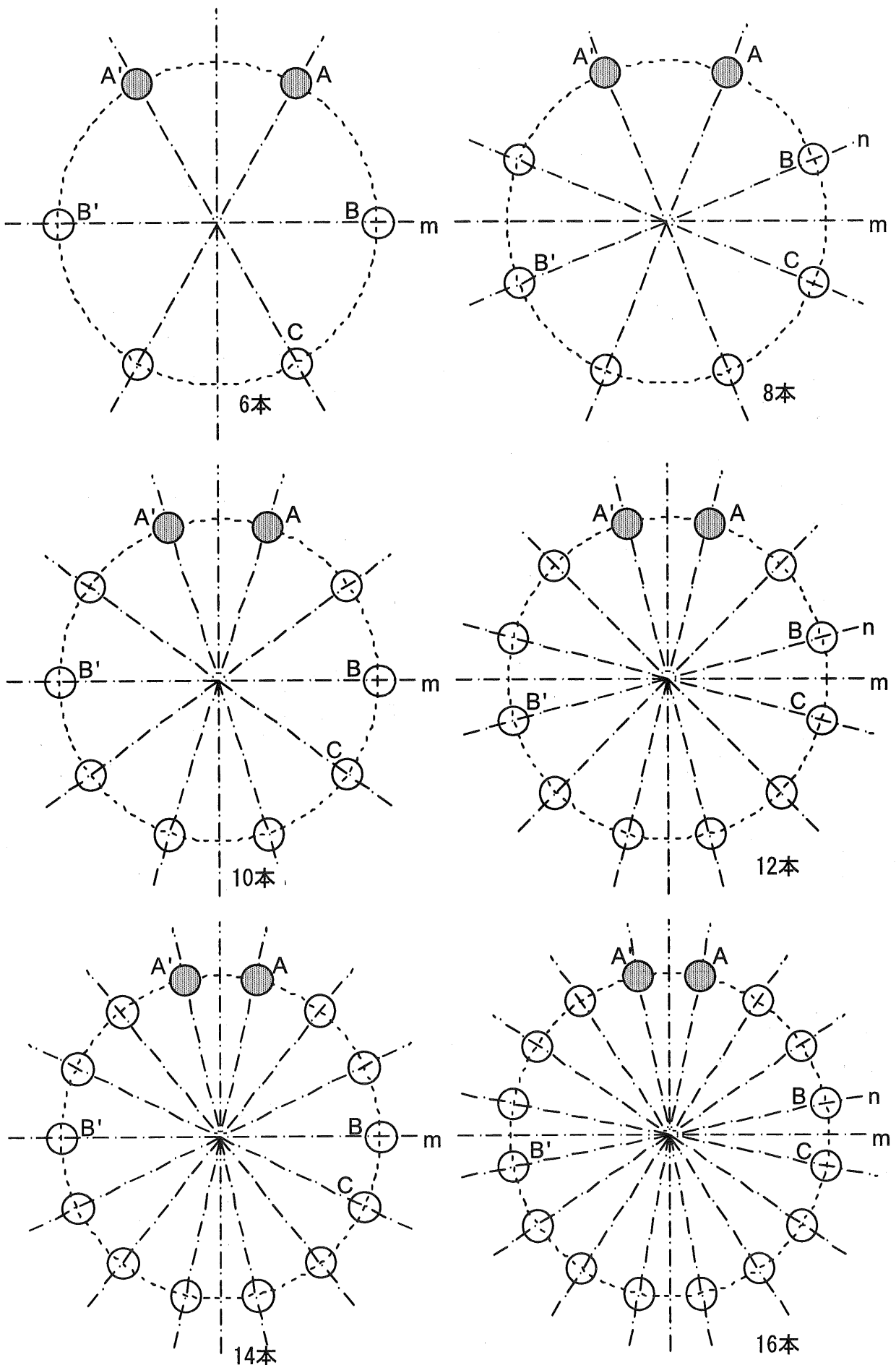


图 5.3.6-1 支柱本数別断面係数算定説明図

5.3.7 液状化の判定

『高圧ガス設備等耐震設計指針』

BORING名: 1
 計面地盤高: EL+0.000m
 孔口標高: EL+0.000m
 地下水位: G.L-1.50m

【土層モデルデータ】

| 層No. | 層名 | 計面地盤からの深度(CL-n) | 層厚(m) | 湿潤重量(kN/m ³) | 飽和重量(kN/m ³) |
|------|------|-----------------|-------|--------------------------|--------------------------|
| 1 | 礫混り砂 | 8.30 | 8.30 | 18.00 | 18.00 |
| 2 | シルト | 12.30 | 4.00 | 16.50 | 16.50 |
| 3 | 粘土 | 13.30 | 1.00 | 16.66 | 16.66 |
| 4 | 礫混り砂 | 16.00 | 2.70 | 18.00 | 18.00 |
| 5 | 0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

【土層データ】

| 現地盤からの深度(GL-m) | 取扱地層 | 地層区分 | 湿潤重量(kN/m ³) | 飽和重量(kN/m ³) | N値 | Fc (%) | Pc (%) | D50 (mm) | D10 (mm) | Ip (%) | 粒径判定① | Pc判定② | Ip判定③ | 判定要不要 |
|----------------|------|------|--------------------------|--------------------------|----|--------|--------|----------|----------|--------|-------|-------|-------|-------|
| 1.300 | 砂質土 | 礫混り砂 | 18.00 | 18.00 | 7 | 13 | 1 | 0.1106 | 0.0100 | ----- | ----- | ----- | ----- | 不 |
| 2.300 | 砂質土 | 礫混り砂 | 18.00 | 18.00 | 7 | 10 | 1 | 1.5513 | 0.0100 | ----- | × | × | × | 要 |
| 3.300 | 砂質土 | 礫混り砂 | 18.00 | 18.00 | 7 | 16 | 1 | 0.9210 | 0.0100 | ----- | × | × | × | 要 |
| 4.300 | 砂質土 | 礫混り砂 | 18.00 | 18.00 | 7 | 14 | 1 | 1.0741 | 0.0100 | ----- | × | × | × | 要 |
| 5.300 | 砂質土 | 礫混り砂 | 18.00 | 18.00 | 7 | 14 | 1 | 0.9587 | 0.0100 | ----- | × | × | × | 要 |
| 6.300 | 砂質土 | 礫混り砂 | 18.00 | 18.00 | 7 | 14 | 1 | 0.9460 | 0.0100 | ----- | × | × | × | 要 |
| 7.300 | 砂質土 | 礫混り砂 | 18.00 | 18.00 | 7 | 9 | 1 | 1.1874 | 0.0100 | ----- | × | × | × | 要 |
| 8.300 | 砂質土 | シルト | 16.50 | 16.50 | 1 | 69 | 25 | 0.0268 | 0.0000 | ----- | × | ○ | × | 不 |
| 9.300 | 砂質土 | シルト | 16.50 | 16.50 | 1 | 69 | 25 | 0.0268 | 0.0000 | ----- | × | ○ | × | 不 |
| 10.300 | 砂質土 | シルト | 16.50 | 16.50 | 1 | 69 | 25 | 0.0268 | 0.0000 | ----- | × | ○ | × | 不 |
| 11.300 | 砂質土 | シルト | 16.50 | 16.50 | 1 | 58 | 22 | 0.0525 | 0.0000 | ----- | × | ○ | × | 不 |
| 12.300 | 砂質土 | 粘土 | 16.66 | 16.66 | 13 | 58 | 22 | 0.0129 | 0.0000 | ----- | × | ○ | × | 不 |
| 13.300 | 礫質土 | 礫混り砂 | 18.00 | 18.00 | 45 | 58 | 22 | 6.0607 | 0.0100 | ----- | × | ○ | × | 不 |
| 14.300 | 礫質土 | 礫混り砂 | 18.00 | 18.00 | 45 | 99 | 50 | 6.0607 | 0.0100 | ----- | × | ○ | × | 不 |
| 15.300 | 礫質土 | 礫混り砂 | 18.00 | 18.00 | 45 | 5 | 1 | 6.0607 | 0.0100 | ----- | × | × | × | 要 |

【液状化判定結果】

レベル1

| 計面地盤からの深度(GL-m) | σ_v (kN/m ²) | σ_v' (kN/m ²) | γ_d | c_1 | c_2 | N_1 | N_a | R_L | c_{w1} | R | K_{H1} | L | F_L | 判定 | D_E |
|-----------------|---------------------------------|----------------------------------|------------|-------|-------|--------|--------|-------|----------|-------|----------|-------|-------|----|-------|
| 1.300 | 22.932 | 22.932 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ○ | --- |
| 2.300 | 42.140 | 34.300 | 0.966 | 1.00 | 0.000 | 11.333 | 11.333 | 0.228 | 1.0 | 0.228 | 0.240 | 0.285 | 0.800 | × | 0.67 |
| 3.300 | 61.740 | 44.100 | 0.951 | 1.12 | 0.333 | 10.348 | 11.923 | 0.234 | 1.0 | 0.234 | 0.240 | 0.319 | 0.734 | × | 0.67 |
| 4.300 | 81.340 | 53.900 | 0.936 | 1.08 | 0.222 | 9.520 | 10.504 | 0.219 | 1.0 | 0.219 | 0.240 | 0.339 | 0.646 | × | 0.33 |
| 5.300 | 100.940 | 63.700 | 0.921 | 1.08 | 0.222 | 8.815 | 9.742 | 0.211 | 1.0 | 0.211 | 0.240 | 0.350 | 0.603 | × | 0.33 |
| 6.300 | 120.540 | 73.500 | 0.906 | 1.08 | 0.222 | 8.207 | 9.086 | 0.204 | 1.0 | 0.204 | 0.240 | 0.356 | 0.573 | × | 0.33 |
| 7.300 | 140.140 | 83.300 | 0.891 | 1.00 | 0.000 | 7.677 | 7.677 | 0.187 | 1.0 | 0.187 | 0.240 | 0.360 | 0.519 | × | 0.33 |
| 8.300 | 159.740 | 93.100 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ○ | --- |
| 9.300 | 179.340 | 102.900 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ○ | --- |
| 10.300 | 198.058 | 111.818 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ○ | --- |
| 11.300 | 214.718 | 118.678 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ○ | --- |
| 12.300 | 231.378 | 125.538 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ○ | --- |
| 13.300 | 248.038 | 132.398 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ○ | --- |
| 14.300 | 264.404 | 138.964 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ○ | --- |
| 15.300 | 284.445 | 149.205 | 0.771 | 1.00 | 0.000 | 34.421 | 28.455 | 0.626 | 1.0 | 0.626 | 0.240 | 0.353 | 1.773 | ○ | --- |

PL1= 15.7

レベル2

| 計面地盤からの深度(GL-m) | σ_v (kN/m ²) | σ_v' (kN/m ²) | γ_d | c_1 | c_2 | N_1 | N_a | R_L | c_{w2} | R | K_{H1} | L | F_L | 判定 | D_E |
|-----------------|---------------------------------|----------------------------------|------------|-------|-------|--------|--------|-------|----------|-------|----------|-------|-------|----|-------|
| 1.300 | 22.932 | 22.932 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ○ | --- |
| 2.300 | 42.140 | 34.300 | 0.966 | 1.00 | 0.000 | 11.333 | 11.333 | 0.228 | 1.422 | 0.324 | 0.480 | 0.569 | 0.569 | × | 0.67 |
| 3.300 | 61.740 | 44.100 | 0.951 | 1.12 | 0.333 | 10.348 | 11.923 | 0.234 | 1.441 | 0.337 | 0.480 | 0.639 | 0.527 | × | 0.67 |
| 4.300 | 81.340 | 53.900 | 0.936 | 1.08 | 0.222 | 9.520 | 10.504 | 0.219 | 1.393 | 0.306 | 0.480 | 0.678 | 0.451 | × | 0.67 |
| 5.300 | 100.940 | 63.700 | 0.921 | 1.08 | 0.222 | 8.815 | 9.742 | 0.211 | 1.367 | 0.289 | 0.480 | 0.700 | 0.413 | × | 0.33 |
| 6.300 | 120.540 | 73.500 | 0.906 | 1.08 | 0.222 | 8.207 | 9.086 | 0.204 | 1.343 | 0.274 | 0.480 | 0.713 | 0.384 | × | 0.33 |
| 7.300 | 140.140 | 83.300 | 0.891 | 1.00 | 0.000 | 7.677 | 7.677 | 0.187 | 1.289 | 0.242 | 0.480 | 0.719 | 0.337 | × | 0.33 |
| 8.300 | 159.740 | 93.100 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ○ | --- |
| 9.300 | 179.340 | 102.900 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ○ | --- |
| 10.300 | 198.058 | 111.818 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ○ | --- |
| 11.300 | 214.718 | 118.678 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ○ | --- |
| 12.300 | 231.378 | 125.538 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ○ | --- |
| 13.300 | 248.038 | 132.398 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ○ | --- |
| 14.300 | 264.404 | 138.964 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ○ | --- |
| 15.300 | 284.445 | 149.205 | 0.771 | 1.00 | 0.000 | 34.421 | 28.455 | 0.626 | 2.000 | 1.253 | 0.480 | 0.705 | 1.777 | ○ | --- |

PL2= 24.8

5.4 平底円筒形貯槽基礎（杭基礎）

5.4.1 設計条件

5.4.1.1 貯槽仕様

形式 平底球面屋根二重殻式保冷貯槽
 基礎種別 杭基礎
 貯蔵物 液化プロパン呼称容量
 呼称容量 7000 m³

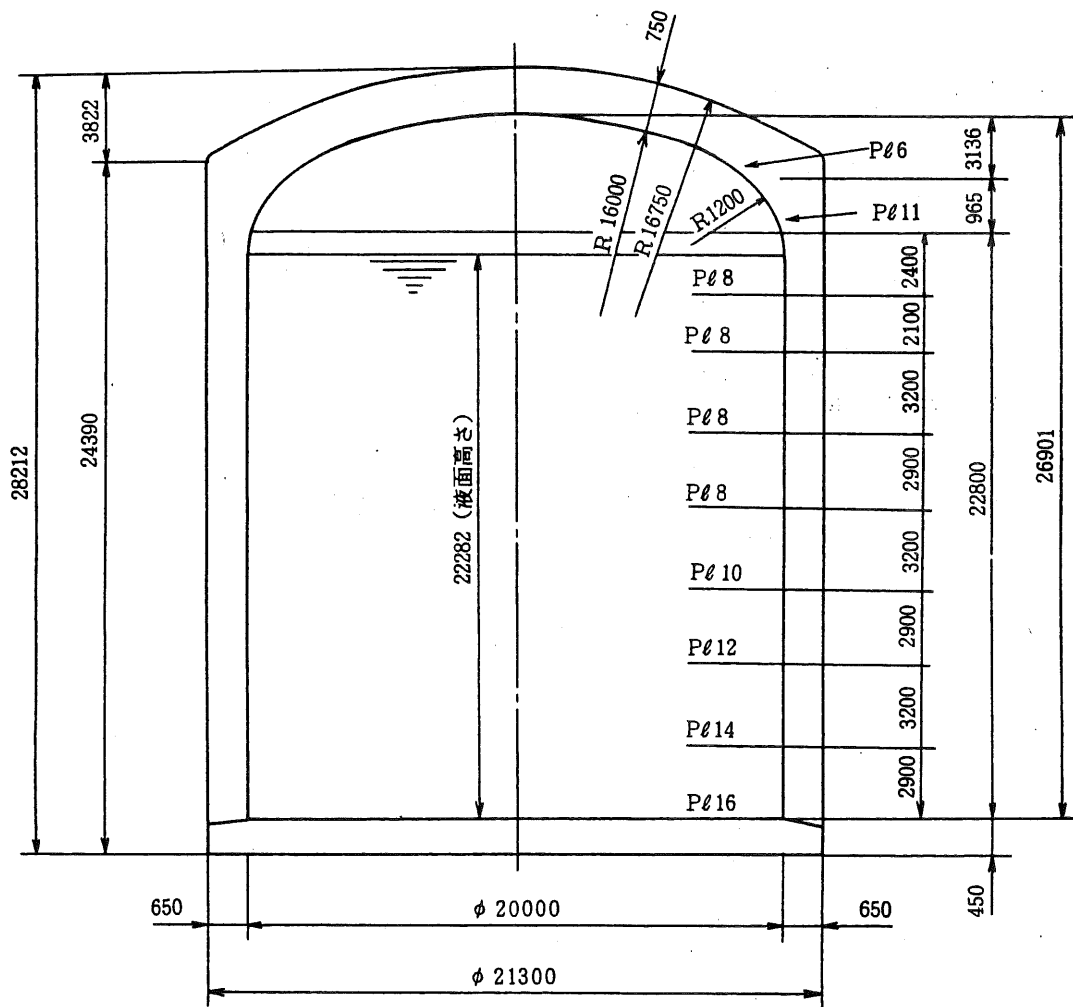


図 5.4.1.1-1 貯槽概要図

5.4.1.2 基礎仕様

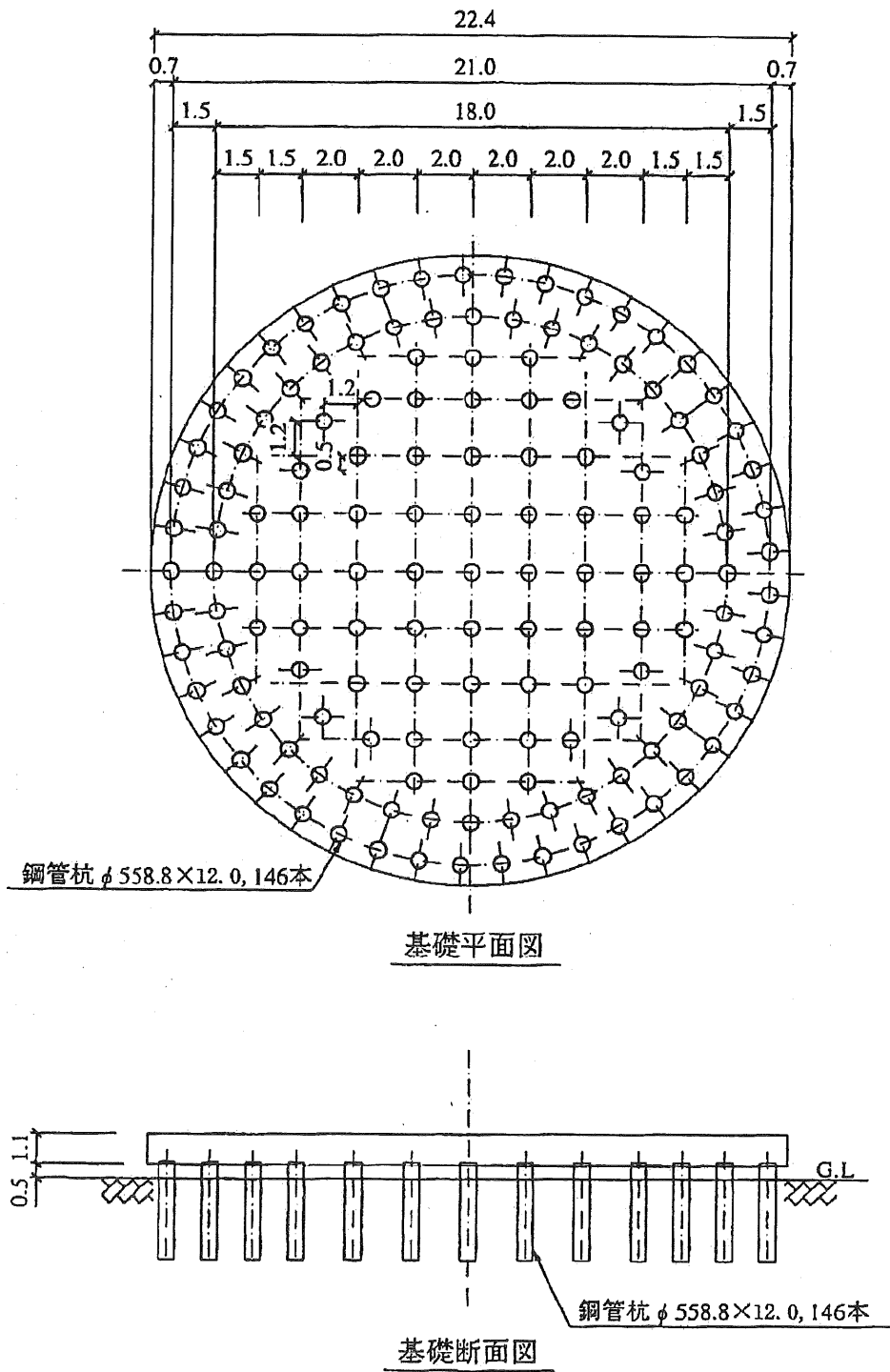


図 5.4.1.2-1 基礎図

5.4.1.3 耐震設計条件

| | | | |
|--------|---------|------------------|-------------------|
| 重要度 | I a | $\beta_1 = 1.0$ | |
| 地域区分 | 特A | $\beta_2 = 1.0$ | |
| 地区補正 | ランク III | $\beta_2' = 1.0$ | (= 300gal/300gal) |
| 地盤種別 | 第4種 | $\beta_3 = 2.0$ | |
| 塑性設計係数 | | $\beta_p = 2.0$ | |

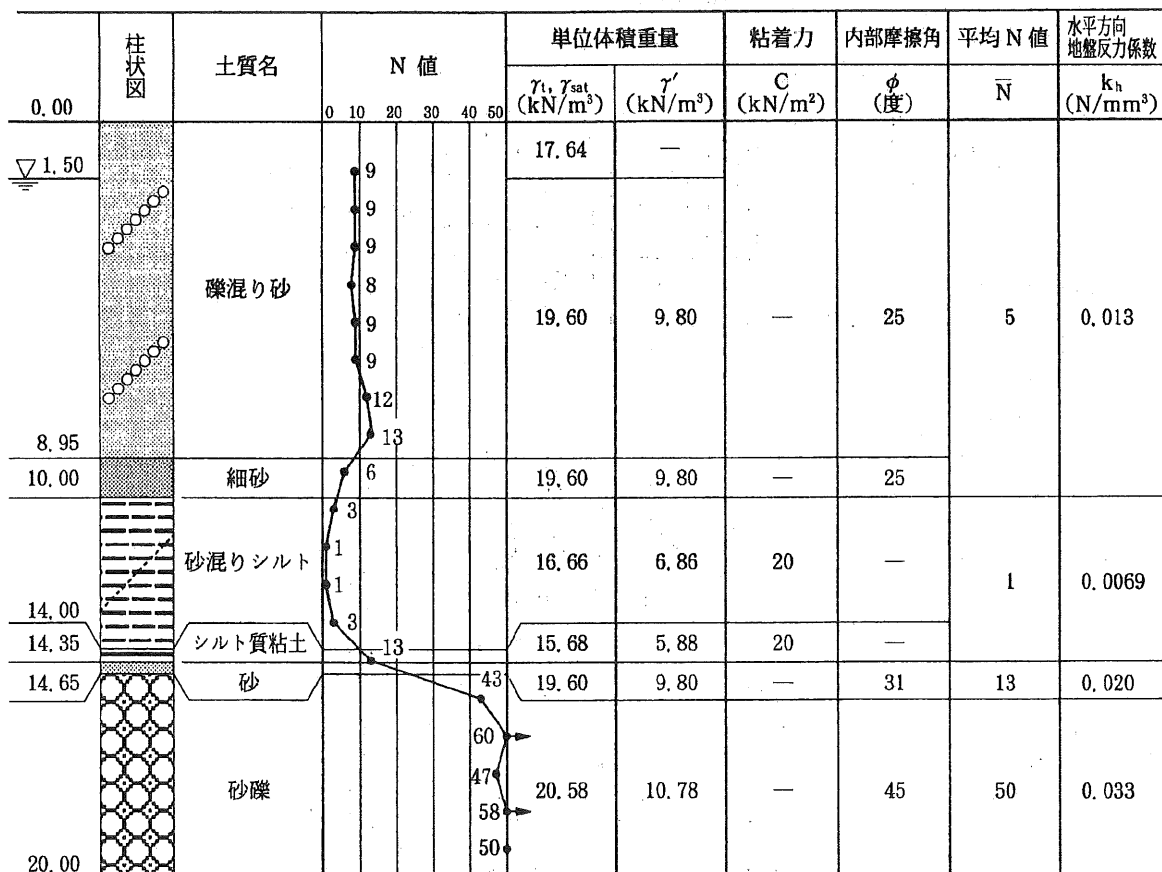
設計地震動

設計水平震度 $K_H = 0.15 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_p \quad {}_pK_H = 0.600$

5.4.1.4 護岸条件

| | |
|---------|------------------------|
| 護岸形式 | 重力式 |
| 貯槽からの距離 | $X = 30.0 \text{ m}$ |
| 護岸の高さ | $H_w = 10.0 \text{ m}$ |
| 護岸水深 | $H_L = 7.0 \text{ m}$ |

5.4.1.5 地盤条件



注) 水平地盤反力係数 $K_h = 0.691 \times N^{0.405}$ (福岡・宇都の式)

図 5.4.1.5-1 地盤条件

5.4.1.6 基礎設計へのローディングデータ

(1) 運転時

| | |
|--------------------------------|--------------------------|
| 通常運転時鉛直力 | $W_v = 47893 \text{ kN}$ |
| 内槽アンカーストラップ ^o の引抜き力 | $Q_{in} = 0 \text{ kN}$ |
| 外槽アンカーボルトの引抜き力 | $Q_{ot} = 0 \text{ kN}$ |

(2) 設計地震力

| | |
|--------------------------------|-------------------------------|
| 水平地震力 | $F_{H1} = 53740 \text{ kN}$ |
| 転倒モーメント | $M_{F1} = 654340 \text{ kNm}$ |
| 内槽アンカーストラップ ^o の引抜き力 | $Q_{2in} = 1660 \text{ kN}$ |
| 外槽アンカーボルトの引抜き力 | $Q_{2ot} = 40 \text{ kN}$ |

(3) 構造特性係数 D_s を考慮した等価地震力

| | |
|------------------|--------------------------------|
| 構造特性係数 | $D_s = 0.5$ |
| 水平地震力 | $F_{H1}' = 26870 \text{ kN}$ |
| 転倒モーメント | $M_{F1}' = 327170 \text{ kNm}$ |
| 内槽アンカーストラップの引抜き力 | $Q_{2in}' = 830 \text{ kN}$ |
| 外槽アンカーボルトの引抜き力 | $Q_{2ot}' = 20 \text{ kN}$ |

5.4.1.7 使用材料及び耐震設計用保有耐力

(1) コンクリート

| | |
|---------|-----------------------------|
| 設計基準強度 | $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ |
| 許容圧縮応力 | $f_c = 16 \text{ N/mm}^2$ |
| 許容せん断応力 | $f_s = 1.09 \text{ N/mm}^2$ |

(2) 鉄筋

| | |
|--------|--------------------------------|
| 鉄筋の種類 | SD345 |
| 降伏強度 | $F = 343 \text{ N/mm}^2$ |
| 許容圧縮応力 | $f_c = 343 \text{ N/mm}^2$ |
| 許容引張応力 | $f_t = 343 \text{ N/mm}^2$ |
| | $wf_t = 294 \text{ N/mm}^2$ |
| 許容付着応力 | 上端筋 $f_a = 2.3 \text{ N/mm}^2$ |
| | その他 $f_a = 3.4 \text{ N/mm}^2$ |

(3) 基礎杭

| | |
|---------|----------------------------|
| 杭種 | 鋼管杭 (SKK490) |
| 工法 | 打込み杭 |
| 杭径 | $\phi = 558.8 \text{ mm}$ |
| 肉厚 | $t = 12 \text{ mm}$ |
| 腐食代 | $t' = 1 \text{ mm}$ |
| 降伏強度 | $F = 315 \text{ N/mm}^2$ |
| 許容圧縮応力 | $f_c = 284 \text{ N/mm}^2$ |
| 許容引張応力 | $f_t = 315 \text{ N/mm}^2$ |
| 許容曲げ応力 | $f_b = 284 \text{ N/mm}^2$ |
| 許容せん断応力 | $f_s = 181 \text{ N/mm}^2$ |

押し込み支持力の上限値
引抜き支持力の上限値

$P_u = 2319 \text{ kN}$ (5.4.1.8 参照)
 $tP_u = 535 \text{ kN}$ (5.4.1.8 参照)

5.4.1.8 杭支持力の計算 (神奈川県基準)

杭の外径

$D = 558.8 \text{ mm}$

杭の内径

$d_1 = 534.8 \text{ mm}$

杭先端付近の平均N値 (≤ 60)

$N = 40$

(杭先端より下に 1D、上に 4D の範囲)

支持層への根入れ長

$L_B = 1750 \text{ mm}$

閉塞効率

$\eta = 0.52$ (打込み開端杭に適用)

(1) 先端支持力

| | | 先端支持力度 $q_p \text{ (kN/m}^2\text{)}$ | 有効断面積 $A_p \text{ (m}^2\text{)}$ | 先端支持力 $q_p \cdot A_p \text{ (kN)}$ |
|---|-------|---|-------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | 打込み杭 | $300 \cdot N = 12,000$ | 0.1284 | 1,541 |
| 2 | 埋込み杭 | $200 \cdot N = 8,000$ | 0.2452 | 1,962 |
| 3 | 場所打ち杭 | $150 \cdot N = 6,000$ | 0.2452 | 1,471 |

(2) 周面摩擦力

押し込み支持力

| 層番号 | 土質名 | 砂質土=S 粘性土=C | 層厚 L (m) | 平均N値 $N_a^{1)}$ | 一軸圧縮強度 $q_u \text{ (kN/m}^2\text{)}^{2)}$ | 低減係数 D_g | 砂質土 $2 \cdot N_a$ | 粘性土 $1/2 \cdot q_u$ | 摩擦力 $B_f \text{ (kN)}$ |
|-----|-------|----------------|-------------|--------------------|--|---------------|----------------------|------------------------|---------------------------|
| 1 | 礫混り砂 | S | 6.15 | 7 | - | 1.00 | 18.00 | - | 282.8 |
| 2 | 細砂 | S | 1.05 | 4 | - | 1.00 | 12.00 | - | 22.1 |
| 3 | 砂混りソリ | C | 4.00 | - | 40 | 1.00 | - | 20.00 | 140.4 |
| 4 | ソリ質粘土 | C | 0.35 | - | 40 | 1.00 | - | 20.00 | 12.3 |
| 5 | 砂 | S | 0.30 | 13 | - | 1.00 | 26.00 | - | 13.7 |
| 6 | 砂礫 | S | 1.75 | 50 | - | 1.00 | 100.00 | - | 307.2 |
| 7 | | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | | |
| 合計 | | | 16.40 | | | | | | 779 |

引抜き支持力

| 層番号 | 土質名 | 砂質土=S 粘性土=C | 層厚 L (m) | 平均N値 $N_a^{1)}$ | 一軸圧縮強度 $q_u \text{ (kN/m}^2\text{)}^{2)}$ | 低減係数 D_g | 砂質土 $2 \cdot N_a$ | 粘性土 $1/2 \cdot q_u$ | 摩擦力 $2/3 B_f \text{ (kN)}$ |
|-----|-------|----------------|-------------|--------------------|--|---------------|----------------------|------------------------|-------------------------------|
| 1 | 礫混り砂 | S | 6.15 | 6.75 | - | 1.00 | 19.50 | - | 204.3 |
| 2 | 細砂 | S | 1.05 | 4 | - | 1.00 | 12.00 | - | 14.7 |
| 3 | 砂混りソリ | C | 4.00 | - | 40 | 1.00 | - | 20.00 | 93.6 |
| 4 | ソリ質粘土 | C | 0.35 | - | 40 | 1.00 | - | 20.00 | 8.2 |
| 5 | 砂 | S | 0.30 | 13 | - | 1.00 | 26.00 | - | 9.1 |
| 6 | 砂礫 | S | 1.75 | 50 | - | 1.00 | 100.00 | - | 204.8 |
| 7 | | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | | |
| 合計 | | | 16.40 | | | | | | 535 |

1) 打込み杭 $N_a \leq 50$ 、場所打ち杭 $N_a \leq 25$

2) 打込み杭 $q_u \leq 200$ 、場所打ち杭 $q_u \leq 100$

(3) 耐震設計用許容支持力

| | | 押込み支持力 R_d (kN) | 引抜き支持力 tR_u (kN) |
|---|-------|----------------------|-----------------------|
| 1 | 打込み杭 | 2,319 | 535 |
| 2 | 埋込み杭 | 2,741 | 535 |
| 3 | 場所打ち杭 | 2,250 | 535 |

5.4.2 地盤の液状化及び流動の判定

5.4.2.1 地盤の液状化の判定

液状化判定シートによる判定結果 (5.4.2.3) より

(液状化の可能性 有り:1、無し:2) 1

5.4.2.2 地盤の流動の判定

液状化に伴う流動の可能性があるため流動の判定を行う。

- (1) 貯槽位置が護岸から 100m 以内か? ($X=30.0m$) (1: はい、2: いいえ) 1
- (2) 当該護岸が国又は地方自治体が規定する耐震護岸でレベル 2 地震相当に対する変形照査により機能維持が図られているか? (1: はい、2: いいえ) 2
- (3) 護岸近傍の地盤で液状化の可能性はあるか? (1: はい、2: いいえ) 1
- (4) 護岸水深 H_L が 5 m 以上か? ($H_L=7.0m$) (1: はい、2: いいえ) 1
- (5) 護岸高さの範囲における護岸背後地盤が護岸高さの 1/2 以上の層厚で水平方向に連続して液状化する可能性があるか? (1: はい、2: いいえ) 1

判定結果^{注)}

流動の可能性有り

注) 判定項目 (2) 以外が全て「1」かつ (2) が「2」の場合に「流動の可能性有り」、それ以外の場合は「流動の可能性無し」と判定される。

5.4.2.3 液状化判定シート

「高圧ガス施設等耐震設計基準」(神奈川県防災局工業保安課)

BORING名: 1

計面地盤高: EL+3.870m
 孔口標高: EL+3.870m
 地下水位: G.L.-1.50m

レベル1

| | | |
|------------|------|------|
| β_1 | 1.00 | ← |
| β_2 | 1.00 | 1.00 |
| β_2' | 2.00 | ← |
| β_3 | 1.00 | ← |
| β_T | 1.00 | 2.00 |
| K_{H1} | 0.30 | 0.60 |

レベル2

【土層モデルデータ】

| 層No. | 層名 | 計面地盤からの深度(CL-m) | 層厚(m) | 湿潤重量(kN/m ³) | 飽和重量(kN/m ³) |
|------|--------|-----------------|-------|--------------------------|--------------------------|
| 1 | 礫混り砂 | 8.95 | 8.95 | 17.64 | 19.60 |
| 2 | 細砂 | 10.00 | 1.05 | 17.64 | 19.60 |
| 3 | 砂混りシルト | 14.00 | 4.00 | 16.66 | 16.66 |
| 4 | シルト質粘土 | 14.35 | 0.35 | 15.68 | 15.68 |
| 5 | 砂 | 14.65 | 0.30 | 17.64 | 19.60 |
| 6 | 砂礫 | 21.00 | 6.35 | 18.62 | 20.58 |

【土質データ】

| 現地値からの深度(CL-m) | 取扱地層 | 地層区分 | 湿潤重量(kN/m ³) | 飽和重量(kN/m ³) | N値 | Fc (%) | Pc (%) | D50 (mm) | D10 (mm) | Ip (%) | 粒径判定 ① | Fc判定 ② | Ip判定 ③ | 判定要不要 |
|----------------|------|--------|--------------------------|--------------------------|----|--------|--------|----------|----------|--------|--------|--------|--------|-------|
| 1.300 | 砂質土 | 礫混り砂 | 17.64 | 19.60 | 9 | 13 | 1 | 0.1106 | 0.0100 | ----- | ----- | ----- | ----- | 不 |
| 2.300 | 砂質土 | 礫混り砂 | 17.64 | 19.60 | 9 | 10 | 1 | 1.5513 | 0.0100 | ----- | X | X | X | 要 |
| 3.300 | 砂質土 | 礫混り砂 | 17.64 | 19.60 | 9 | 16 | 1 | 0.9210 | 0.0100 | ----- | X | X | X | 要 |
| 4.300 | 砂質土 | 礫混り砂 | 17.64 | 19.60 | 8 | 14 | 1 | 1.0741 | 0.0100 | ----- | X | X | X | 要 |
| 5.300 | 砂質土 | 礫混り砂 | 17.64 | 19.60 | 9 | 14 | 1 | 0.9587 | 0.0100 | ----- | X | X | X | 要 |
| 6.300 | 砂質土 | 礫混り砂 | 17.64 | 19.60 | 9 | 14 | 1 | 0.9460 | 0.0100 | ----- | X | X | X | 要 |
| 7.300 | 砂質土 | 礫混り砂 | 17.64 | 19.60 | 12 | 9 | 1 | 1.1874 | 0.0100 | ----- | X | X | X | 要 |
| 8.300 | 砂質土 | 礫混り砂 | 17.64 | 19.60 | 13 | 9 | 1 | 1.1874 | 0.0100 | ----- | X | X | X | 要 |
| 9.300 | 砂質土 | 細砂 | 17.64 | 19.60 | 6 | 17 | 1 | 0.2004 | 0.0100 | ----- | X | X | X | 要 |
| 10.300 | 砂質土 | 砂混りシルト | 16.66 | 16.66 | 3 | 69 | 25 | 0.0268 | 0.0000 | ----- | X | O | X | 不 |
| 11.300 | 砂質土 | 砂混りシルト | 16.66 | 16.66 | 1 | 58 | 22 | 0.0525 | 0.0000 | ----- | X | O | X | 不 |
| 12.300 | 砂質土 | 砂混りシルト | 16.66 | 16.66 | 1 | 58 | 22 | 0.0129 | 0.0000 | ----- | X | O | X | 不 |
| 13.300 | 砂質土 | 砂混りシルト | 16.66 | 16.66 | 3 | 58 | 22 | 0.0210 | 0.0000 | ----- | X | O | X | 不 |
| 14.300 | 砂質土 | シルト質粘土 | 15.68 | 15.68 | 13 | 99 | 50 | 0.0021 | 0.0000 | ----- | X | O | X | 不 |
| 15.300 | 礫質土 | 砂礫 | 18.62 | 20.58 | 43 | 5 | 1 | 6.0607 | 0.0100 | ----- | X | X | X | 要 |
| 16.300 | 礫質土 | 砂礫 | 18.62 | 20.58 | 60 | 5 | 1 | 8.2078 | 0.0100 | ----- | X | X | X | 要 |
| 17.300 | 礫質土 | 砂礫 | 18.62 | 20.58 | 47 | 5 | 1 | 8.2078 | 0.0100 | ----- | X | X | X | 要 |
| 18.300 | 礫質土 | 砂礫 | 18.62 | 20.58 | 58 | 5 | 1 | 8.2078 | 0.0100 | ----- | X | X | X | 要 |
| 19.300 | 礫質土 | 砂礫 | 18.62 | 20.58 | 58 | 5 | 1 | 8.2078 | 0.0100 | ----- | X | X | X | 要 |
| 20.300 | 礫質土 | 砂礫 | 18.62 | 20.58 | 58 | 5 | 1 | 8.2078 | 0.0100 | ----- | X | X | X | 要 |

【液状化判定結果】

レベル1

| 計面地盤からの深度(CL-m) | σ_v (kN/m ²) | σ_v' (kN/m ²) | γ_d | c_1 | c_2 | N_1 | N_a | R_L | c_{w1} | R | K_{H1} | L | F_L | 判定 | D_B |
|-----------------|---------------------------------|----------------------------------|------------|-------|-------|--------|--------|-------|----------|-------|----------|-------|-------|----|-------|
| 1.300 | 22.932 | 22.932 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | O | --- |
| 2.300 | 42.140 | 34.300 | 0.966 | 1.00 | 0.000 | 14.571 | 14.571 | 0.268 | 1.0 | 0.268 | 0.300 | 0.356 | 0.725 | X | 0.67 |
| 3.300 | 61.740 | 44.100 | 0.951 | 1.12 | 0.333 | 13.304 | 15.234 | 0.264 | 1.0 | 0.264 | 0.300 | 0.399 | 0.662 | X | 0.33 |
| 4.300 | 81.340 | 53.900 | 0.936 | 1.08 | 0.222 | 10.880 | 11.973 | 0.234 | 1.0 | 0.234 | 0.300 | 0.424 | 0.552 | X | 0.33 |
| 5.300 | 100.940 | 63.700 | 0.921 | 1.08 | 0.222 | 11.333 | 12.462 | 0.239 | 1.0 | 0.239 | 0.300 | 0.438 | 0.546 | X | 0.33 |
| 6.300 | 120.540 | 73.500 | 0.906 | 1.08 | 0.222 | 10.552 | 11.618 | 0.231 | 1.0 | 0.231 | 0.300 | 0.446 | 0.518 | X | 0.33 |
| 7.300 | 140.140 | 83.300 | 0.891 | 1.00 | 0.000 | 13.161 | 13.161 | 0.245 | 1.0 | 0.245 | 0.300 | 0.449 | 0.546 | X | 0.33 |
| 8.300 | 159.740 | 93.100 | 0.876 | 1.00 | 0.000 | 13.394 | 13.394 | 0.248 | 1.0 | 0.248 | 0.300 | 0.451 | 0.550 | X | 0.33 |
| 9.300 | 179.340 | 102.900 | 0.861 | 1.14 | 0.389 | 5.829 | 7.034 | 0.178 | 1.0 | 0.179 | 0.300 | 0.450 | 0.398 | X | 0.33 |
| 10.300 | 198.958 | 111.818 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | O | --- |
| 11.300 | 214.718 | 118.678 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | O | --- |
| 12.300 | 231.378 | 125.538 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | O | --- |
| 13.300 | 248.038 | 132.398 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | O | --- |
| 14.300 | 264.404 | 138.964 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | O | --- |
| 15.300 | 284.445 | 149.205 | 0.771 | 1.00 | 0.000 | 32.891 | 27.190 | 0.528 | 1.0 | 0.528 | 0.300 | 0.441 | 1.200 | O | --- |
| 16.300 | 305.025 | 159.985 | 0.756 | 1.00 | 0.000 | 43.730 | 34.077 | 1.560 | 1.0 | 1.560 | 0.300 | 0.432 | 3.611 | O | --- |
| 17.300 | 325.605 | 170.765 | 0.741 | 1.00 | 0.000 | 32.712 | 25.491 | 0.436 | 1.0 | 0.436 | 0.300 | 0.424 | 1.028 | O | --- |
| 18.300 | 346.185 | 181.545 | 0.726 | 1.00 | 0.000 | 38.629 | 30.102 | 0.803 | 1.0 | 0.803 | 0.300 | 0.415 | 1.935 | O | --- |
| 19.300 | 366.765 | 192.325 | 0.711 | 1.00 | 0.000 | 37.033 | 28.858 | 0.664 | 1.0 | 0.664 | 0.300 | 0.406 | 1.635 | O | --- |
| 20.300 | 387.345 | 203.105 | 0.696 | 1.00 | 0.000 | 35.564 | 27.713 | 0.566 | 1.0 | 0.566 | 0.300 | 0.398 | 1.422 | O | --- |

PL1= 24.2

レベル2

| 計面地盤からの深度(CL-m) | σ_v (kN/m ²) | σ_v' (kN/m ²) | γ_d | c_1 | c_2 | N_1 | N_a | R_L | c_{w2} | R | K_{H1} | L | F_L | 判定 | D_B |
|-----------------|---------------------------------|----------------------------------|------------|-------|-------|--------|--------|-------|----------|-------|----------|-------|-------|----|-------|
| 1.300 | 22.932 | 22.932 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | O | --- |
| 2.300 | 42.140 | 34.300 | 0.966 | 1.00 | 0.000 | 14.571 | 14.571 | 0.268 | 1.522 | 0.393 | 0.600 | 0.712 | 0.552 | X | 0.67 |
| 3.300 | 61.740 | 44.100 | 0.951 | 1.12 | 0.333 | 13.304 | 15.234 | 0.264 | 1.541 | 0.407 | 0.600 | 0.798 | 0.510 | X | 0.67 |
| 4.300 | 81.340 | 53.900 | 0.936 | 1.08 | 0.222 | 10.880 | 11.973 | 0.234 | 1.442 | 0.338 | 0.600 | 0.947 | 0.399 | X | 0.67 |
| 5.300 | 100.940 | 63.700 | 0.921 | 1.08 | 0.222 | 11.333 | 12.462 | 0.239 | 1.458 | 0.348 | 0.600 | 0.875 | 0.398 | X | 0.67 |
| 6.300 | 120.540 | 73.500 | 0.906 | 1.08 | 0.222 | 10.552 | 11.618 | 0.231 | 1.431 | 0.330 | 0.600 | 0.891 | 0.370 | X | 0.67 |
| 7.300 | 140.140 | 83.300 | 0.891 | 1.00 | 0.000 | 13.161 | 13.161 | 0.245 | 1.480 | 0.363 | 0.600 | 0.899 | 0.404 | X | 0.67 |
| 8.300 | 159.740 | 93.100 | 0.876 | 1.00 | 0.000 | 13.394 | 13.394 | 0.248 | 1.487 | 0.368 | 0.600 | 0.901 | 0.408 | X | 0.67 |
| 9.300 | 179.340 | 102.900 | 0.861 | 1.14 | 0.389 | 5.829 | 7.034 | 0.178 | 1.262 | 0.226 | 0.600 | 0.900 | 0.251 | X | 0.00 |
| 10.300 | 198.958 | 111.818 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | O | --- |
| 11.300 | 214.718 | 118.678 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | O | --- |
| 12.300 | 231.378 | 125.538 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | O | --- |
| 13.300 | 248.038 | 132.398 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | O | --- |
| 14.300 | 264.404 | 138.964 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | O | --- |
| 15.300 | 284.445 | 149.205 | 0.771 | 1.00 | 0.000 | 32.891 | 27.190 | 0.528 | 2.000 | 1.057 | 0.600 | 0.861 | 1.200 | O | --- |
| 16.300 | 305.025 | 159.985 | 0.756 | 1.00 | 0.000 | 43.730 | 34.077 | 1.560 | 2.000 | 3.119 | 0.600 | 0.864 | 3.610 | O | --- |
| 17.300 | 325.605 | 170.765 | 0.741 | 1.00 | 0.000 | 32.712 | 25.491 | 0.436 | 2.000 | 0.872 | 0.600 | 0.847 | 1.030 | O | --- |
| 18.300 | 346.185 | 181.545 | 0.726 | 1.00 | 0.000 | 38.629 | 30.102 | 0.803 | 2.000 | 1.605 | 0.600 | 0.830 | 1.934 | O | --- |
| 19.300 | 366.765 | 192.325 | 0.711 | 1.00 | 0.000 | 37.033 | 28.858 | 0.664 | 2.000 | 1.328 | 0.600 | 0.813 | 1.633 | O | --- |
| 20.300 | 387.345 | 203.105 | 0.696 | 1.00 | 0.000 | 35.564 | 27.713 | 0.566 | 2.000 | 1.131 | 0.600 | 0.796 | 1.421 | O | --- |

PL2= 32.8

5.4.3 地盤変状量の算定

流動の可能性があるため、流動に伴う地盤変状量の算定を行う。

5.4.3.1 護岸の移動量及び流動範囲の算定

護岸の水平移動量

$$\Delta = (F_d/100)H_w \quad \Delta = 3.00 \text{ m}$$

ここに、 F_d : 護岸の変形率 $F_d = 30.0 \%$

[県基準付属書 表 4.3] より

H_w : 護岸の高さ $H_w = 10.0 \text{ m}$

流動範囲 $L = 250 \Delta / (N1)_{av}$ $L = 64.5 \text{ m}$

ここに、 Δ : 護岸の水平移動量 $\Delta = 3.00 \text{ m}$

$(N1)_{av}$: 基準化N値の平均値

$$\begin{aligned} (N1)_{av} &= (14.571 + 13.304 + 10.880 + 11.333 + 10.552 \\ &\quad + 13.161 + 13.394 + 5.829) / 8 \\ &= 11.63 \end{aligned}$$

(液状化判定シートより別途計算)

5.4.3.2 貯槽位置における地盤の水平移動量の算定

地盤の水平移動量

$$\delta = e^{-3.35X/L} \Delta \quad \delta = 0.63 \text{ m}$$

ここに、

X : 貯槽から護岸までの距離 $X = 30.0 \text{ m}$

L : 地盤の流動範囲 $L = 64.5 \text{ m}$

Δ : 護岸の水平移動量 $\Delta = 3.00 \text{ m}$

5.4.4 地震慣性力に係る基礎の耐震性能評価

5.4.4.1 荷重の集計

(1) 基礎自重の算定

地上部 $W_{F1} = D^2 \times \pi / 4 \times t_{F1} \times \gamma_c$ $W_{F1} = 10404 \text{ kN}$

地中部 $W_{F2} = D^2 \times \pi / 4 \times t_{F2} \times \gamma_c$ $W_{F2} = 0 \text{ kN}$

合計 $W_F = 10404 \text{ kN}$

ここに、

D : 基礎径 $D = 22.4 \text{ m}$

t_{F1} : 地上部の基礎厚さ $t_{F1} = 1.1 \text{ m}$

t_{F2} : 地中部の基礎厚さ $t_{F2} = 0.0 \text{ m}$

γ_c : コンクリートの単位体積重量 $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

(2) 基礎に作用する等価水平地震力の算定

地上部 $F'_{SH1} = \lambda \beta_5 \cdot K_H \cdot W_{F1} \cdot D_s$ $F'_{SH1} = 3121 \text{ kN}$

地中部 $F'_{SH2} = \lambda \beta_5 \cdot K_H \cdot W_{F2} \cdot D_s$ $F'_{SH1} = 0 \text{ kN}$

合計 $F'_{SH} = 3121 \text{ kN}$

ここに、

λ : 基礎の根入れ深さ D_f に応じた係数

$D_f = 0 \text{ m}$

$\lambda = 0.5$

β_5 : 基礎の応答倍率
 地上部 $\beta_5 = 2.0$
 地中部 重心までの深さ : $H_F = 0 \text{ m}$
 $\beta_5 = 2.0$

K_H : 第1設計地震動の水平震度 $K_H = 0.6$
 D_S : 構造特性係数 $D_S = 0.5$

(3) 基礎底面に作用する荷重の算定

鉛直力 $V = W_V + N'_{F1} + W_F$ $V = 58297 \text{ kN}$

ここに、

W_V : 貯槽の通常運転時鉛直力 $W_V = 47893 \text{ kN}$

W_F : 基礎自重 $W_F = 10404 \text{ kN}$

等価水平地震力

$Q = F'_{H1} + F'_{SH}$ $Q = 29991 \text{ kN}$

ここに、

F'_{H1} : 貯槽の等価水平地震力 $F'_{H1} = 26870 \text{ kN}$

F'_{SH} : 基礎の等価水平地震力 $F'_{SH} = 3121 \text{ kN}$

転倒モーメント $M = M'_{F1} + F'_{H1}D_h + F'_{SH}D_h/2$ $M = 358444 \text{ kNm}$

ここに、

M'_{F1} : 貯槽の基礎上面における転倒モーメント $M'_{F1} = 327170 \text{ kNm}$

D_h : 基礎厚さ $D_h = 1.1 \text{ m}$

5.4.4.2 杭反力の算定及び支持力照査

(1) 杭群の断面係数

杭群の断面二次モーメント $I_G = 5187.285 \text{ m}^2/\text{本}$

杭群の重心からの最外縁距離 $y = 10.50 \text{ m}$

杭群の断面係数 $Z_G = 494.0 \text{ m}/\text{本}$

(2) 杭反力の算定

押し込み反力 $R_{\max} = V/n + M/Z_G$ $R_{\max} = 1124.8 \text{ kN} < P_u$ 合格

引抜き反力 $R_{\min} = V/n - M/Z_G$ $R_{\min} = -326.3 \text{ kN} > {}_tP_u$ 合格

水平反力 $R_H = Q/n$ $R_H = 205.4 \text{ kN}$

ここに、

V : 鉛直力 $V = 58297 \text{ kN}$

Q : 水平力 $Q = 29991 \text{ kN}$

M : 転倒モーメント $M = 358444 \text{ kNm}$

n : 杭本数 $n = 146 \text{ 本}$

Z_G : 杭群の断面係数 $Z_G = 494.0 \text{ m}/\text{本}$

P_u : 押し込み支持力の上限値 $P_u = 2319.4 \text{ kN}$

${}_tP_u$: 引抜き支持力の上限値 ${}_tP_u = -534.8 \text{ kN}$

5.4.4.3 杭体の応力照査

(1) 杭仕様

| | |
|-----------------------|--|
| 杭種 | 鋼管杭 (SKK490) |
| 杭径 | $\phi = 558.8 \text{ mm}$ |
| 肉厚 | $t = 12 \text{ mm}$ |
| 腐食代 | $t' = 1 \text{ mm}$ |
| 杭頭の条件 | (ピン結合 : 1, 剛結合 : 2) 2 |
| 突出長 | $h = 500 \text{ mm}$ |
| 断面積 | $A_p = 188.6 \text{ cm}^2$ |
| 断面 2 次モーメント | $I_p = 70263 \text{ cm}^4$ |
| 断面係数 | $Z_p = 2524 \text{ cm}^3$ |
| 縦弾性係数 | $E = 2.10 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ |
| 低減を考慮しない場合の水平方向地盤反力係数 | |
| | $k_h = 0.017 \text{ N/mm}^3$ |
| 土質定数の低減係数 | $D_E = 2/3$ |
| 地震時の水平方向地盤反力係数 | $k'_h = D_E \times k_h = 0.01133 \text{ N/mm}^3$ |
| 杭の特性値 | $\beta = 0.000321848 \text{ mm}^{-1}$ |

(2) 杭の最大曲げモーメント

杭頭ピン : $M_p = ((1+2\beta h)^2 + 1)^{1/2} \cdot \exp(-\tan^{-1}(1/(1+2\beta h))) / 2\beta \cdot R_H$
 杭頭剛 : $M_p = (1+\beta h) / 2\beta \cdot R_H$ $M_p = 370.5 \text{ kNm}$ (杭頭剛結合)

ここに、

R_H : 杭の水平反力 $R_H = 205.4 \text{ kN}$

(3) 杭体応力

$\sigma_c = R_{\max} / A_p + M_p / Z_p$ $\sigma_c = 206.4 \text{ N/mm}^2 < f_b$ 合格

ここに、

R_{\max} : 杭の最大反力 $R_{\max} = 1124.8 \text{ kN}$

f_b : 杭の許容曲げ応力 $f_b = 284 \text{ N/mm}^2$

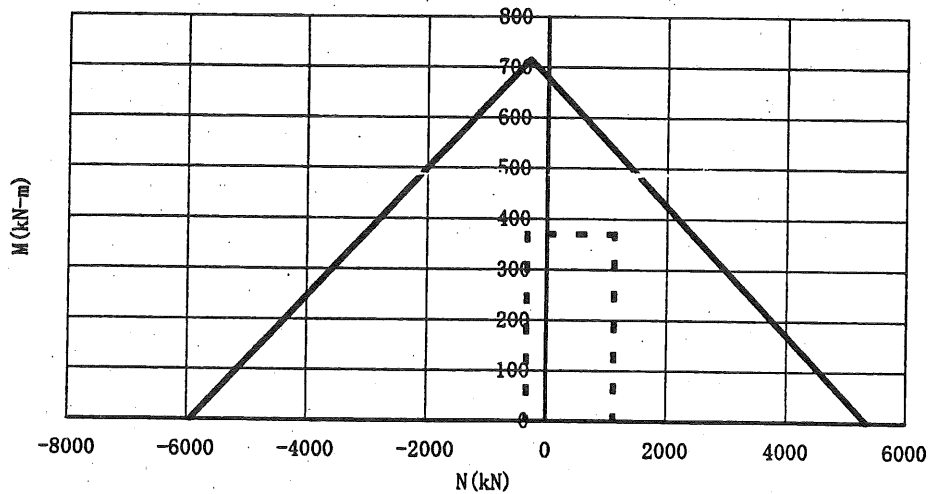


図 5.4.4.3-1 許容M-N図

5.4.4.4 杭頭部の検討

| | | |
|------------|---------------------------------------|--|
| 垂直支圧応力 | $\sigma_{cv} = R_{max} / (\pi D^2/4)$ | $\sigma_{cv} = 4.59 \text{ N/mm}^2 < f_c \text{ 合格}$ |
| 押抜きせん断応力 | $\tau_v = R_{max} / \pi (D+h)h$ | $\tau_v = 0.23 \text{ N/mm}^2 < f_s \text{ 合格}$ |
| 水平支圧応力 | $\sigma_{ch} = R_H / DL$ | $\sigma_{ch} = 3.68 \text{ N/mm}^2 < f_c \text{ 合格}$ |
| 水平押抜きせん断応力 | $\tau_h = R_H / h' (2L+D+2h')$ | $\tau_h = 0.26 \text{ N/mm}^2 < f_s \text{ 合格}$ |

仮想鉄筋コンクリート断面の応力

RC 円形断面として断面応力を算定する。

| | |
|------------|--|
| 設計用曲げモーメント | $M = M_p = 370.5 \text{ kNm}$ |
| 設計用軸力 | $N = R_{min} = -326.3 \text{ kN}$ |
| 断面半径 | $r = 379.4 \text{ mm}$ |
| 配筋半径 | $r_s = 229.4 \text{ mm}$ |
| 鉄筋量 16-D25 | $A_s = 81.072 \text{ cm}^2$ |
| 圧縮応力 | $\sigma_c = 13.49 \text{ N/mm}^2 < f_c \text{ 合格}$ |
| 引張応力 | $\sigma_s = 319 \text{ N/mm}^2 < f_t \text{ 合格}$ |

ここに、

| | |
|---|-------------------------------|
| R_{max} : 最大杭反力 | $R_{max} = 1124.8 \text{ kN}$ |
| R_{min} : 最小杭反力 | $R_{min} = -326.3 \text{ kN}$ |
| R_H : 水平杭反力 | $R_H = 205.4 \text{ kN}$ |
| M_p : 杭頭曲げモーメント | $M_p = 370.5 \text{ kNm}$ |
| D : 杭径 | $D = 558.8 \text{ mm}$ |
| L : 杭の埋込み長さ | $L = 100 \text{ mm}$ |
| h : 押抜きせん断に抵抗する底板の有効厚 ($D_h - L$) | $h = 1000 \text{ mm}$ |
| h' : 水平押抜きせん断に抵抗する底板の有効厚 ($h'_0 - D/2$) | $h' = 470.6 \text{ mm}$ |
| D_h : 底板の厚さ | $D_h = 1100 \text{ mm}$ |
| h'_0 : 杭の縁端距離 | $h'_0 = 750 \text{ mm}$ |
| f_c : コンクリートの許容圧縮応力 | $f_c = 16 \text{ N/mm}^2$ |
| f_t : 鉄筋の許容引張応力 | $f_t = 343 \text{ N/mm}^2$ |
| f_s : コンクリートの許容せん断応力 | $f_s = 1.09 \text{ N/mm}^2$ |

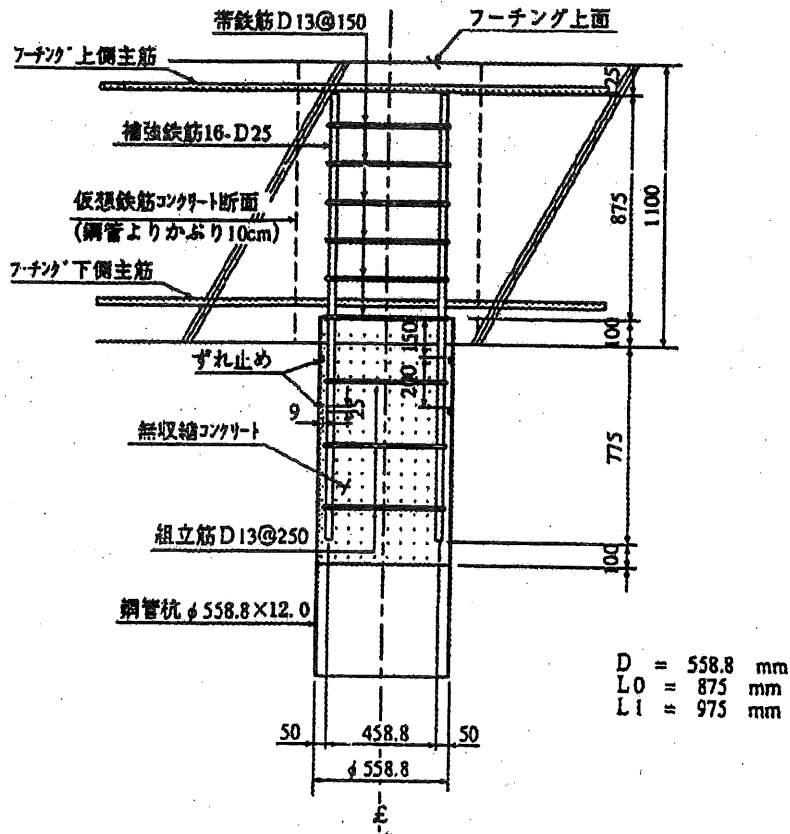


図 5.4.4.4-1 杭頭部詳細図

5.4.4.5 定着部コンクリートの検討

内槽アンカーストラップの定着部コンクリートについて検討

- (1) コンクリートのコーン状破壊により決まる保有耐力

$$P_{a1} = 0.6 \cdot (9.8F_c)^{1/2} \cdot A_c \cdot 9.8 \times 10^{-3} \quad P_{a1} = 1800 \text{ kN}$$

ここに、

$$F_c : \text{基礎コンクリートの設計基準強度} \quad F_c = 24 \text{ N/mm}^2$$

$$A_c : \text{コーン状破壊面の有効投影面積} \quad A_c = 19963 \text{ cm}^2$$

- (2) コンクリートの支圧破壊により決まる保有耐力

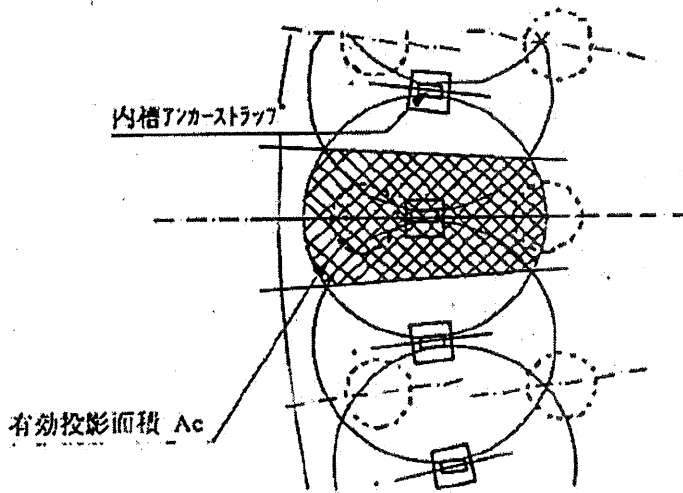
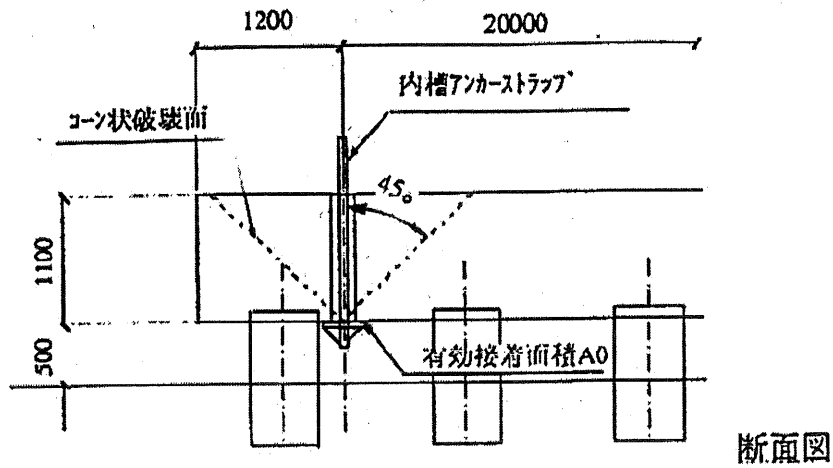
$$P_{a2} = 2/3 \cdot f_n \cdot A_0 \quad P_{a2} = 6509 \text{ kN}$$

ここに、

$$f_n : \text{コンクリートの支圧強度} \quad f_n = (A_c/A_0)^{1/2} \cdot F_c \\ = 11.8 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_c : \text{コーン状破壊面の有効投影面積} \quad A_c = 19963 \text{ cm}^2$$

$$A_0 : \text{アンカープレートの支圧面積} \quad A_0 = 829 \text{ cm}^2$$



断面図

平面図

図 5. 4. 4. 5-1 コーン状破壊面説明図

(3) 保有耐力

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2})$$

$$P_a = 1800 \text{ kN}$$

(4) 引抜き力の照査

$$P = Q_{in} + Q_{2in}'$$

$$P = 830 \text{ kN} < P_a \text{ 合格}$$

ここに、

P : 必要保有耐力 (kN)

Q_{in} : 内槽アンカーストラップの運転時引抜き力

$$Q_{in} = 0 \text{ kN}$$

Q_{2in}' : 同地震時増分荷重

$$Q_{2in}' = 830 \text{ kN}$$

5.4.4.6 基礎コンクリート板の検討

(1) 基礎コンクリートに作用する荷重

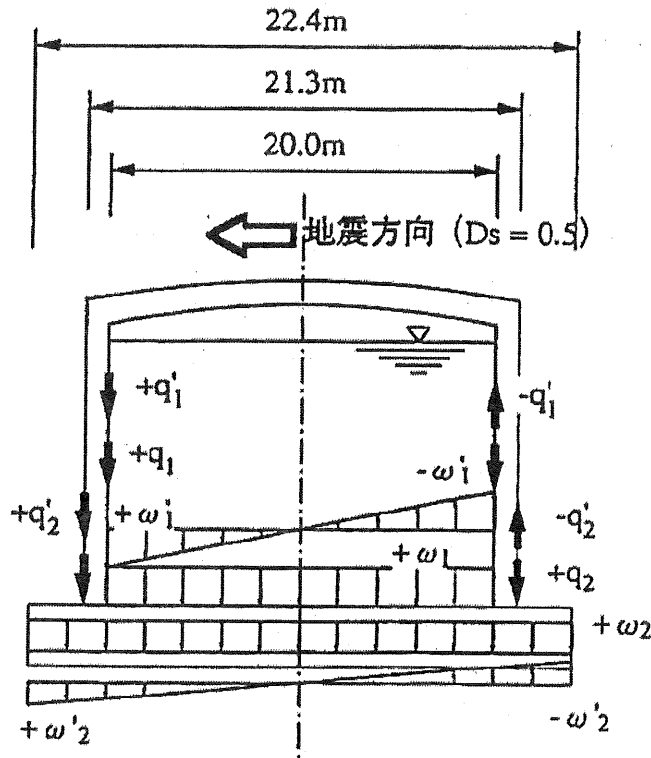


図 5.4.4.6-1 荷重図

- q_1 : 内槽側板直下の線荷重 (長期)

$$\frac{1829}{(\pi \times 20.0)} = 29.1 \text{ kN/m}$$
- q_1' : 内槽側板直下の線荷重 (地震時)

$$\frac{234600}{(\pi / 4 \times 20.0^2)} = 746.8 \text{ kN/m}$$
- q_2 : 外槽側板直下の線荷重 (長期)

$$\frac{1668}{(\pi \times 21.3)} = 24.9 \text{ kN/m}$$
- q_2' : 外槽側板直下の線荷重 (地震時)

$$\frac{12580}{(\pi / 4 \times 21.3^2)} = 35.3 \text{ kN/m}$$
- w_1 : 底部保冷材, 内外槽底板及び内容液重量 (長期)

$$\frac{(3235 + 41161)}{(\pi \times 10.0^2)} = 141.3 \text{ kN/m}^2$$
- w_1' : 底板部転倒モーメントによる荷重 (地震時)

$$\frac{79770}{(\pi / 32 \times 20.0^3)} = 101.6 \text{ kN/m}^2$$
- w_2 : 基礎スラブの重量 (長期)

$$2.4 \times 1.1 = 26.4 \text{ kN/m}^2$$
- w_2' : 基礎スラブの転倒モーメントによる荷重 (地震時)

$$\frac{(3121 \times 0.55)}{(\pi / 32 \times 21.4^3)} = 1.8 \text{ kN/m}^2$$

(2) 端部形状

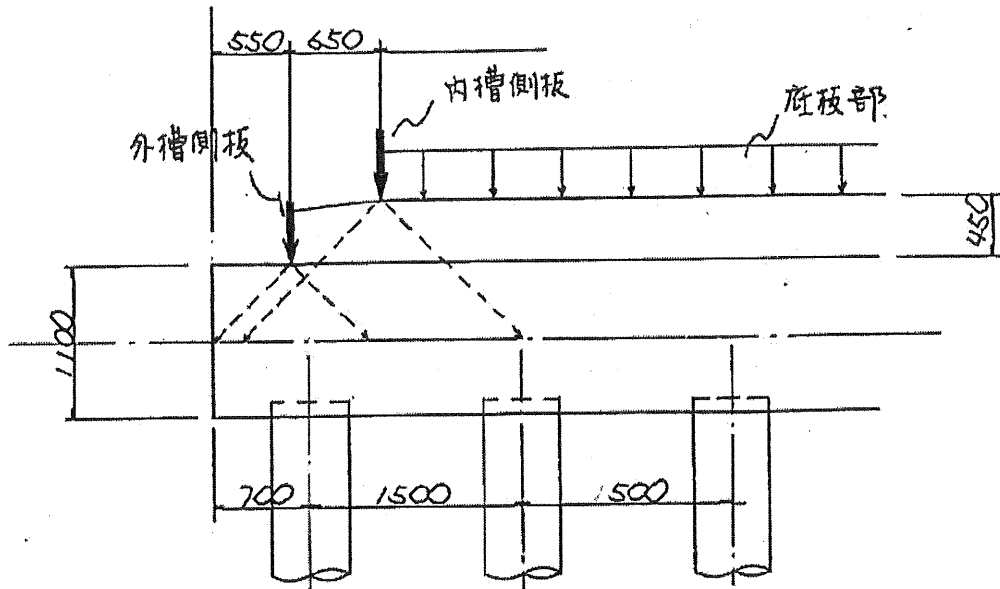


图 5.4.4.6-2 端部形状图

(3) 端部荷重分布

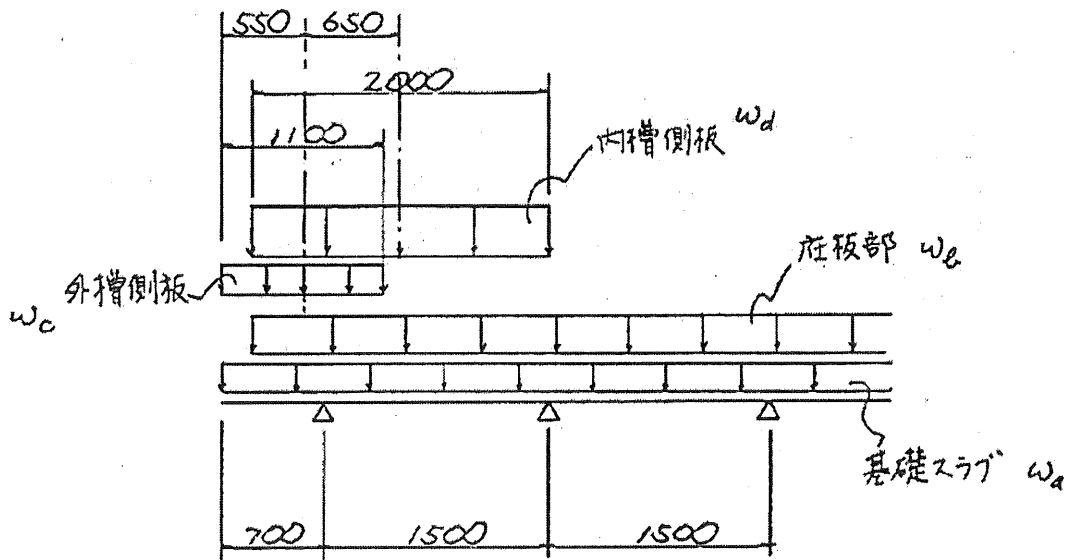


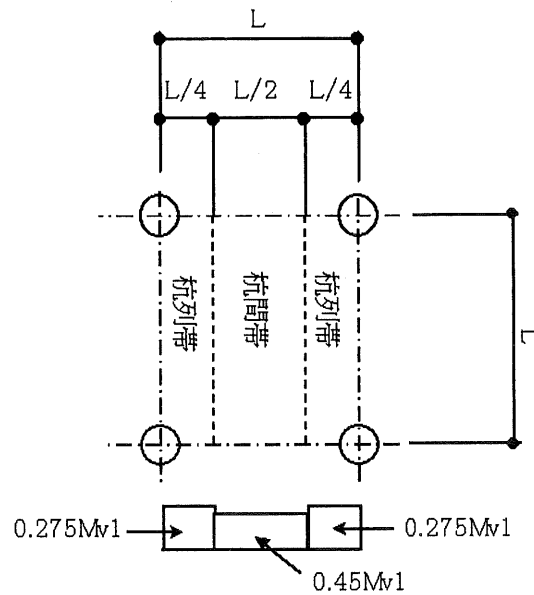
图 5.4.4.6-3 端部荷重分布

$$w_a = w_2 + w_2' = 26.4 + 1.8 = 28.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

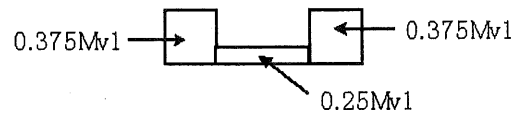
$$w_b = 44396 / (\pi \times 11.0^2) + 79770 / \{(\pi / 32) \times 22.0^3\} = 116.7 + 76.3 = 193.0 \text{ kN/m}^2$$

$$w_c = (q_2 + q_2') \times (1/1.1) = (24.9 + 35.3) \times (1/1.1) = 54.7 \text{ kN/m}^2$$

$$w_d = (q_1 + q_1') \times (1/2.0) = (29.1 + 746.8) \times (1/2.0) = 388.0 \text{ kN/m}^2$$



スパン曲げモーメントの配分



支点曲げモーメントの配分

図 5. 4. 4. 6-4 曲げモーメントの配分

表 5. 4. 4. 6-2 断面応力の計算 (RC 矩形断面として断面応力を算定する)

| 区分 | | スパン | | 支点 | |
|---------|-----------------------------------|---------|---------|---------|---------|
| | | 杭列帯 | 杭間帯 | 杭列帯 | 杭間帯 |
| 曲げモーメント | M (kNm/m) | 47.71 | 39.04 | 292.33 | 109.79 |
| 引張鉄筋 | A_s (cm ²) | D19@200 | D16@200 | D19@200 | D16@200 |
| | | 14.33 | 9.93 | 14.33 | 9.93 |
| 圧縮鉄筋 | A_s' (cm ²) | D19@200 | D16@200 | D19@200 | D16@200 |
| | | 14.33 | 9.93 | 14.33 | 9.93 |
| 圧縮応力 | σ_c (Nmm ²) | 0.6 | 0.5 | 3.3 | 1.5 |
| 引張応力 | σ_s (Nmm ²) | 37.5 | 43.8 | 218.1 | 116.8 |
| 許容圧縮応力 | σ_{ca} (Nmm ²) | 16 | 16 | 16 | 16 |
| 許容引張応力 | σ_{sa} (Nmm ²) | 343 | 343 | 343 | 343 |
| 判定 | | 合格 | 合格 | 合格 | 合格 |

(5) 外周部

連続梁として断面応力を算定する。

$$\begin{aligned} \text{鉛直荷重} \quad w &= (w_c + w_d) \times B & w &= 1283.8 \text{ kN/m} \\ \text{支点曲げモーメント} \quad M &= (wL^2/10 + M_p/2)/b_e & M &= 163.48 \text{ kNm/m} \\ \text{スパン曲げモーメント} \quad M &= 0.04wL^2/b_e & M &= 39.84 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} w_c &: \text{外槽側板直下の荷重} & w_c &= 54.7 \text{ kN/m}^2 \\ w_d &: \text{内槽側板直下の荷重} & w_d &= 388.0 \text{ kN/m}^2 \\ B &: \text{荷重分担幅} & B &= 2.9 \text{ m} \\ L &: \text{杭間隔} & L &= 1.5 \text{ m} \\ b_e &: \text{有効幅} & b_e &= 2.9 \text{ m} \\ M_p &: \text{杭頭モーメント} & M_p &= 370.5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

表 5.4.4.6-3 断面応力の計算 (RC 矩形断面として断面応力を算定する)

| 区 分 | | スパン | 支点 |
|---------|--------------------------------------|---------|---------|
| 曲げモーメント | M (kN/m) | 39.84 | 163.48 |
| 引張鉄筋 | A _s (cm ²) | D16@200 | D16@200 |
| | | 9.93 | 9.93 |
| 圧縮鉄筋 | A _s ' (cm ²) | D16@200 | D16@200 |
| | | 9.93 | 9.93 |
| 圧縮応力 | σ _c (N/mm ²) | 0.6 | 2.2 |
| 引張応力 | σ _s (N/mm ²) | 44.7 | 173.9 |
| 許容圧縮応力 | σ _{ca} (N/mm ²) | 16 | 16 |
| 許容引張応力 | σ _{sa} (N/mm ²) | 343 | 343 |
| 判定 | | 合格 | 合格 |

5.4.5 地盤変状による基礎の移動に係る耐震性能評価

(応答変位法による場合)

貯槽位置における地盤の水平移動量を用い、単杭モデルの応答変位法により行う。

5.4.5.1 流動変位の深度分布

$$\begin{aligned} \text{地下水位以浅} &: d(x) = d_s & d(x) &= 0.63 \\ \text{地下水位以下} &: d(x) = d_s \cdot \cos\{\pi(x - d_w)/2(H - d_w)\} \\ &= 0.63 \cdot \cos\{\pi(x - 1.50)/17.00\} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} d(x) &: \text{深さ } x \text{ (m) における流動変位量} \\ d_s &: \text{地表面における流動量} & d_s &= 0.63 \text{ m} \\ H &: \text{液状化層下端までの深さ} & H &= 10.0 \text{ m} \\ d_w &: \text{地表面から地下水位までの深さ} & d_w &= 1.50 \text{ m} \end{aligned}$$

5.4.5.2 地盤と杭の相互バネ

(1) 地盤反力係数

$$k_h' = D_E \cdot k_h$$

ここに、

| | |
|---------------------|---------------|
| D_E : 地盤反力係数の低減係数 | |
| 地下水位以浅の非液状化層 | $1/D_E = 50$ |
| 流動層 | $1/D_E = 500$ |
| 流動層以深の非液状化層 | 低減なし |

k_h : 原地盤の地盤反力係数

(2) 地盤バネにより杭に作用する荷重の上限値の設定

ア 流動層以浅の非液状化層

$$P_{hu} = C_S C_{NL} K_P \gamma_{NL} x \qquad P_{hu} = 54.51 \cdot x$$

ここに、

| | |
|--|---|
| P_{hu} : 非液状化層における単位面積当りの受働土圧強度 (kN/m ²) | |
| C_S : 水際線からの距離による補正係数 | $C_S = 1.0$ |
| [県基準付属書 表 4.4] より | |
| C_{NL} : 非液状化層中の流動力の補正係数 | $PL = 32.8$ より $C_{NL} = 1.0$ |
| [県基準付属書 表 4.5] より | |
| PL : 液状化指数 | $PL = 32.8$ (液状化判定より) |
| K_P : 受働土圧係数 | $K_P = 3.09$ |
| γ_{NL} : 非液状化層の平均単位体積重量 | $\gamma_{NL} = 17.64$ kN/m ³ |
| x : 深さ (m) | |

イ 流動層以深の非液状化層

$$P_{hu} = \alpha_P (K_P \gamma_{NL} x + 2C) \qquad P_{hu} = 10.35 \cdot x + 60.00$$

ここに、

| | |
|--|---------------------------------------|
| P_{hu} : 非液状化層における単位面積当りの受働土圧強度 (kN/m ²) | |
| α_P : 水平地盤反力度上限値の補正係数 | $\alpha_P = 1.5$ |
| 粘性土 | $\alpha_P = 1.5$ |
| 砂質土 | $\alpha_P = 3.0$ |
| K_P : 受働土圧係数 | $K_P = 1.00$ |
| γ_{NL} : 非液状化層の平均単位体積重量 | $\gamma_{NL} = 6.9$ kN/m ³ |
| C : 非液状化層の粘着力 | $C = 20$ kN/m ² |
| x : 流動層下端からの深さ (m) | |

(3) 杭 1 本当りの地盤バネ

ア 流動層および流動層以浅の非液状化層

| | |
|---------|---------------|
| 杭群の最外縁幅 | $B = 21.0$ m |
| 杭本数 | $n = 146$ 本 |
| 流動力の作用幅 | $b = 0.144$ m |

上記流動力の作用幅を地盤反力係数に乗じて杭 1 本当たりの地盤バネ及び上限値を算出する。

イ 流動層以深

| | |
|----|----------------|
| 杭径 | $D = 0.5588$ m |
|----|----------------|

上記杭径を地盤反力係数に乗じて杭 1 本当たりの地盤バネ及び上限値を算出する。

(4) 解析モデル

応答変位法による解析モデルを図 5.4.5.2-1 に示す。

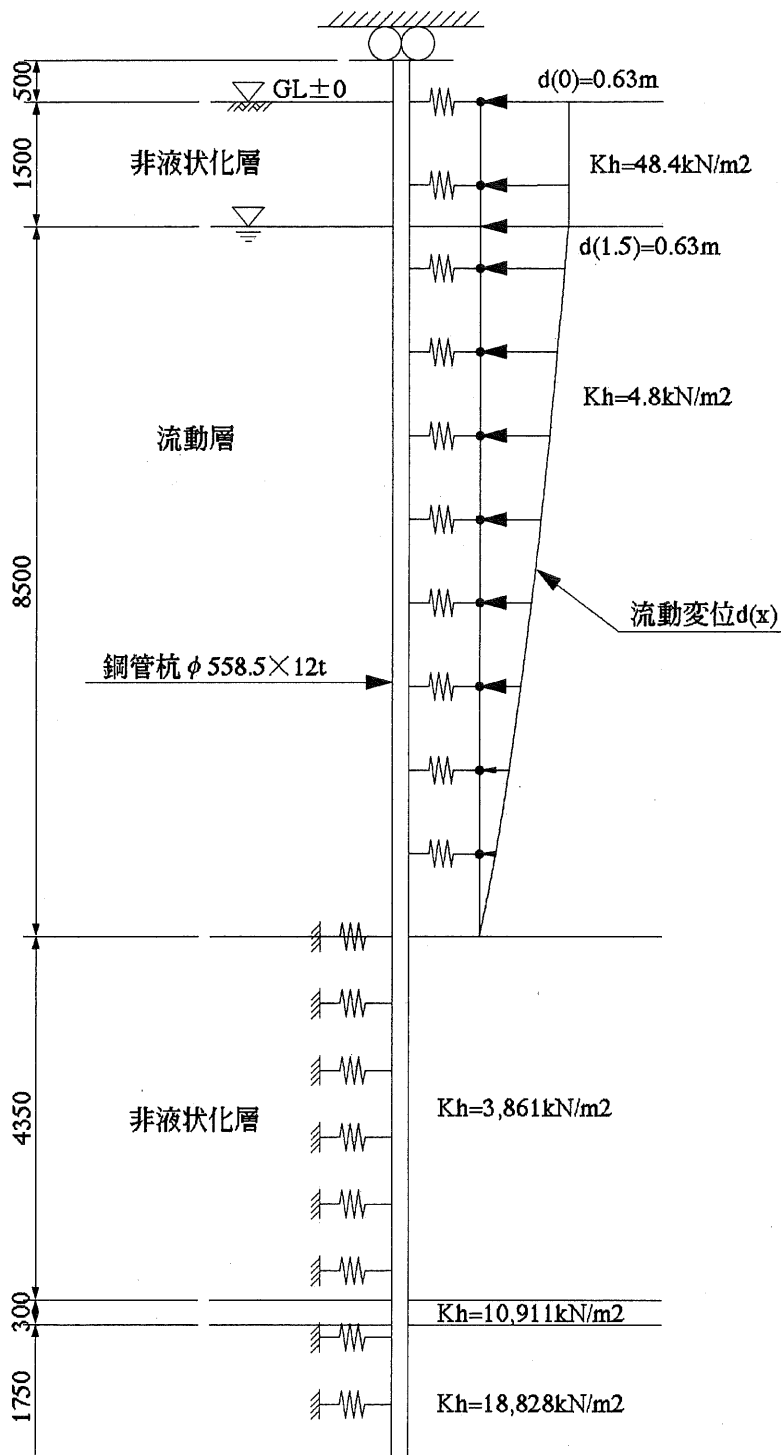


図 5.4.5.2-1 解析モデル

5.4.5.3 杭の曲げ変形特性

| | |
|-----------------------|--|
| 杭種 | 鋼管杭 (SKK490) |
| 杭径 | $\phi = 558.8 \text{ mm}$ |
| 肉厚 | $t = 12 \text{ mm}$ |
| 腐食代 | $t' = 1 \text{ mm}$ |
| 断面積 | $A = 1.886 \times 10^4 \text{ mm}^2$ |
| 断面2次モーメント | $I = 7.026 \times 10^8 \text{ mm}^4$ |
| 断面係数 | $Z = 2.524 \times 10^{10} \text{ mm}^3$ |
| 縦弾性係数 | $E = 2.100 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ |
| 降伏応力 | $\sigma_y = 315 \text{ N/mm}^2$ |
| 杭1本当たりの作用軸力 | $N = (W_v + W_p)/n = 399.3 \text{ kN}$ |
| 降伏モーメント | $M_y = (\sigma_y - N/A)Z = 741.6 \text{ kNm}$ |
| 降伏時曲率 | $\phi_y = M_y/EI = 0.00503 \text{ m}^{-1}$ |
| 塑性断面係数 | $Z_p = 4/3r^3\{1 - (1 - t/r)^3\} = 3277318 \text{ mm}^3$ |
| 軸力0の場合の全塑性モーメント | $M_{p0} = Z_p \sigma_y = 1032.4 \text{ kNm}$ |
| モーメント0の場合の降伏軸力 | $N_0 = \sigma_y A = 5941 \text{ kN}$ |
| モーメント0の場合の降伏軸力と作用軸力の比 | $\alpha = N/N_0 = 0.067$ |
| 全塑性モーメント | $M_p = M_{p0} \cos(\alpha \pi / 2) = 1026.6 \text{ kNm}$ |
| 勾配変化点の曲率 | $\phi_y' = (M_p/M_y) \times \phi_y = 0.00696 \text{ m}^{-1}$ |

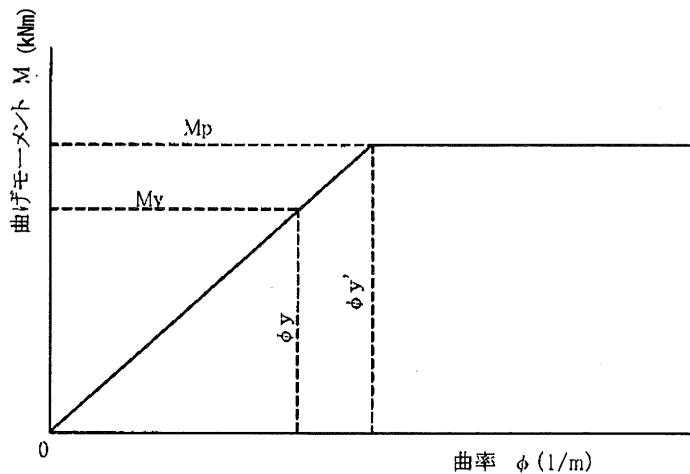


図 5.4.5.3-1 杭体曲げモーメントM-曲率 ϕ の関係

表 5.4.5.3-1 解析データのまとめ

| No | 深度 GL- (m) | 地盤変位 d(x) (m) | 単位重量 γ_1, γ' (kN/m ³) | 有効土被り σ_v (kN/m ²) | 粘着力 C (kN/m ²) | N値 | 水平地盤 反力係数 $k_h \times 10^4$ (kN/m ²) | 低減係数 D_E | 水平地盤 反力係数 $k'_h \times 10^4$ (kN/m ²) | 抗1本当り の地盤ばね (kN/m ²) | 受働土圧強度 P_{su} (kN/m ²) | 抗1本当りの ばね反力上限値 (kN/m) |
|----|------------------|---------------------|---|---|----------------------------------|------|---|---------------|--|--|--|-----------------------------|
| 1 | +0.50 | | | | | | | | | | | |
| 2 | +0.20 | | | | | | | | | | | |
| 3 | 0.00 | 0.63 | 17.6 | 0.0 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/50 | 0.034 | 48.4 | 0.0 | 0.0 |
| 4 | 0.20 | 0.63 | 17.6 | 3.5 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/50 | 0.034 | 48.4 | 13.3 | 1.9 |
| 5 | 0.40 | 0.63 | 17.6 | 7.1 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/50 | 0.034 | 48.4 | 26.6 | 3.8 |
| 6 | 0.60 | 0.63 | 17.6 | 10.6 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/50 | 0.034 | 48.4 | 40.0 | 5.7 |
| 7 | 0.80 | 0.63 | 17.6 | 14.1 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/50 | 0.034 | 48.4 | 53.3 | 7.7 |
| 8 | 1.00 | 0.63 | 17.6 | 17.6 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/50 | 0.034 | 48.4 | 66.6 | 9.6 |
| 9 | 1.20 | 0.63 | 17.6 | 21.2 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/50 | 0.034 | 48.4 | 79.9 | 11.5 |
| 10 | 1.40 | 0.63 | 17.6 | 24.7 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/50 | 0.034 | 48.4 | 93.3 | 13.4 |
| 11 | 1.50 | 0.63 | 17.6 | 26.5 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/50 | 0.034 | 48.4 | 99.9 | 14.4 |
| 11 | 1.50 | 0.63 | 9.8 | 26.5 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 12 | 1.70 | 0.63 | 9.8 | 28.4 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 13 | 2.00 | 0.63 | 9.8 | 31.4 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 14 | 2.20 | 0.62 | 9.8 | 33.3 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 15 | 2.40 | 0.62 | 9.8 | 35.3 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 16 | 2.60 | 0.62 | 9.8 | 37.2 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 17 | 2.80 | 0.61 | 9.8 | 39.2 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 18 | 3.00 | 0.61 | 9.8 | 41.2 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 19 | 3.20 | 0.60 | 9.8 | 43.1 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 20 | 3.40 | 0.59 | 9.8 | 45.1 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 21 | 3.60 | 0.58 | 9.8 | 47.0 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 22 | 3.80 | 0.57 | 9.8 | 49.0 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 23 | 4.00 | 0.56 | 9.8 | 51.0 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 24 | 4.20 | 0.55 | 9.8 | 52.9 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 25 | 4.40 | 0.54 | 9.8 | 54.9 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 26 | 4.60 | 0.53 | 9.8 | 56.8 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 27 | 4.80 | 0.52 | 9.8 | 58.8 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 28 | 5.00 | 0.50 | 9.8 | 60.8 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 29 | 5.20 | 0.49 | 9.8 | 62.7 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 30 | 5.40 | 0.47 | 9.8 | 64.7 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 31 | 5.60 | 0.46 | 9.8 | 66.6 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 32 | 5.80 | 0.44 | 9.8 | 68.6 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 33 | 6.00 | 0.42 | 9.8 | 70.6 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 34 | 6.20 | 0.41 | 9.8 | 72.5 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 35 | 6.40 | 0.39 | 9.8 | 74.5 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 36 | 6.60 | 0.37 | 9.8 | 76.4 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 37 | 6.80 | 0.35 | 9.8 | 78.4 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 38 | 7.00 | 0.33 | 9.8 | 80.4 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 39 | 7.20 | 0.31 | 9.8 | 82.3 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 40 | 7.40 | 0.29 | 9.8 | 84.3 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 41 | 7.60 | 0.27 | 9.8 | 86.2 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 42 | 7.80 | 0.25 | 9.8 | 88.2 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 43 | 8.00 | 0.23 | 9.8 | 90.2 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 44 | 8.20 | 0.21 | 9.8 | 92.1 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 45 | 8.40 | 0.18 | 9.8 | 94.1 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 46 | 8.60 | 0.16 | 9.8 | 96.0 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 47 | 8.80 | 0.14 | 9.8 | 98.0 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 48 | 9.00 | 0.12 | 9.8 | 100.0 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 49 | 9.20 | 0.09 | 9.8 | 101.9 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 50 | 9.40 | 0.07 | 9.8 | 103.9 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 51 | 9.60 | 0.05 | 9.8 | 105.8 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 52 | 9.80 | 0.02 | 9.8 | 107.8 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 53 | 10.00 | 0.00 | 9.8 | 109.8 | 0.0 | 9.0 | 1.7 | 1/500 | 0.0034 | 4.8 | | |
| 53 | 10.00 | | 6.9 | 109.8 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 60.0 | 36.0 |
| 54 | 10.20 | | 6.9 | 111.1 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 62.1 | 37.2 |
| 55 | 10.40 | | 6.9 | 112.5 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 64.1 | 38.5 |
| 56 | 10.60 | | 6.9 | 113.9 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 66.2 | 39.7 |
| 57 | 10.80 | | 6.9 | 115.2 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 68.2 | 40.9 |
| 58 | 11.00 | | 6.9 | 116.6 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 70.3 | 42.2 |
| 59 | 11.20 | | 6.9 | 118.0 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 72.3 | 43.4 |
| 60 | 11.40 | | 6.9 | 119.4 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 74.4 | 44.6 |
| 61 | 11.60 | | 6.9 | 120.7 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 76.5 | 45.9 |
| 62 | 11.80 | | 6.9 | 122.1 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 78.5 | 47.1 |
| 63 | 12.00 | | 6.9 | 123.5 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 80.6 | 48.3 |
| 64 | 12.20 | | 6.9 | 124.9 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 82.6 | 49.6 |
| 65 | 12.40 | | 6.9 | 126.2 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 84.7 | 50.8 |
| 66 | 12.60 | | 6.9 | 127.6 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 86.8 | 52.1 |
| 67 | 12.80 | | 6.9 | 129.0 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 88.8 | 53.3 |
| 68 | 13.00 | | 6.9 | 130.3 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 90.9 | 54.5 |
| 69 | 13.20 | | 6.9 | 131.7 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 92.9 | 55.8 |
| 70 | 13.40 | | 6.9 | 133.1 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 95.0 | 57.0 |
| 71 | 13.60 | | 6.9 | 134.5 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 97.0 | 58.2 |
| 72 | 13.80 | | 6.9 | 135.8 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 99.1 | 59.5 |
| 73 | 14.00 | | 6.9 | 137.2 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 101.2 | 60.7 |
| 73 | 14.00 | | 5.9 | 137.2 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 101.2 | 60.7 |
| 74 | 14.20 | | 5.9 | 138.4 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 103.2 | 61.9 |
| 75 | 14.35 | | 5.9 | 139.3 | 20.0 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 3861.3 | 104.8 | 62.9 |
| 75 | 14.35 | | 9.8 | 139.3 | 0.0 | 13.0 | 2.0 | 1.0 | 2.0 | 10911.4 | 396.9 | 238.1 |
| 76 | 14.65 | | 9.8 | 142.2 | 0.0 | 13.0 | 2.0 | 1.0 | 2.0 | 10911.4 | 424.3 | 264.6 |
| 76 | 14.65 | | 10.8 | 142.2 | 0.0 | 50.0 | 3.4 | 1.0 | 3.4 | 18828.6 | 1395.7 | 837.4 |
| 77 | 14.80 | | 10.8 | 143.8 | 0.0 | 50.0 | 3.4 | 1.0 | 3.4 | 18828.6 | 1440.7 | 864.4 |
| 78 | 15.00 | | 10.8 | 146.0 | 0.0 | 50.0 | 3.4 | 1.0 | 3.4 | 18828.6 | 1500.8 | 900.5 |
| 79 | 15.20 | | 10.8 | 148.1 | 0.0 | 50.0 | 3.4 | 1.0 | 3.4 | 18828.6 | 1560.8 | 936.5 |
| 80 | 15.40 | | 10.8 | 150.3 | 0.0 | 50.0 | 3.4 | 1.0 | 3.4 | 18828.6 | 1620.8 | 972.5 |
| 81 | 15.60 | | 10.8 | 152.4 | 0.0 | 50.0 | 3.4 | 1.0 | 3.4 | 18828.6 | 1680.8 | 1008.5 |
| 82 | 15.80 | | 10.8 | 154.6 | 0.0 | 50.0 | 3.4 | 1.0 | 3.4 | 18828.6 | 1740.9 | 1044.5 |
| 83 | 16.00 | | 10.8 | 156.8 | 0.0 | 50.0 | 3.4 | 1.0 | 3.4 | 18828.6 | 1800.9 | 1080.5 |
| 84 | 16.20 | | 10.8 | 159.9 | 0.0 | 50.0 | 3.4 | 1.0 | 3.4 | 18828.6 | 1860.9 | 1116.6 |
| 85 | 16.40 | | 10.8 | 161.1 | 0.0 | 50.0 | 3.4 | 1.0 | 3.4 | 18828.6 | 1921.0 | 1152.6 |

5.4.5.4 変形照査

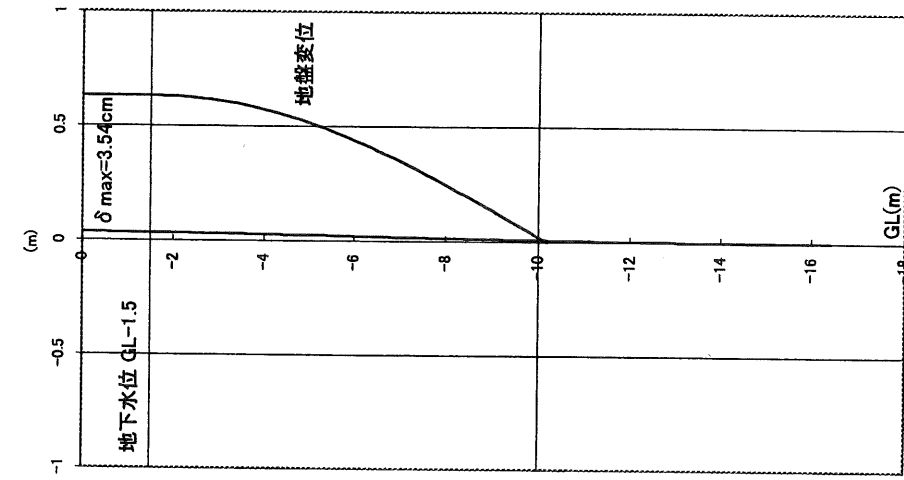
解析結果として、流動力載荷終了時の杭の曲げモーメント分布、地盤ばね反力分布及び変位分布を図5.4.5.4-1に示す。最大杭頭水平変位、杭の曲げモーメントは下記のようなものである。

最大杭頭水平変位 : $\delta = 35.4 \text{ mm}$

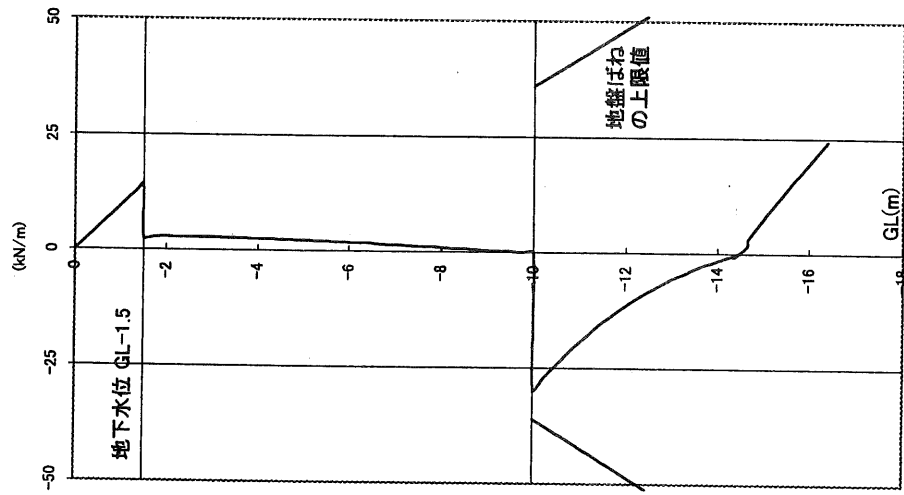
最大曲げモーメント : $M_{\max} = 108.7 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_y = 741.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

また、非液状化層以深の地盤反力度もその上限値を上回っていないため、地盤も弾性域内にある。地下水位 (GL-1.5 m) 以浅の非液状化層については、杭に作用する荷重は受働土圧強度に達している。

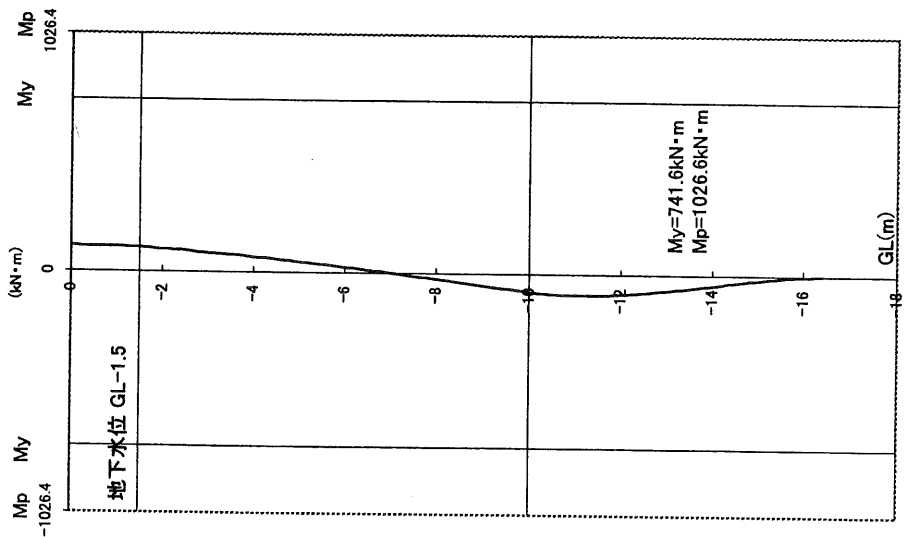
したがって、流動力が作用しても、杭及び地盤と共に弾性域内にあるため、本基礎は、流動に対して十分な耐力を保有している。



水平変位



地盤ばね反力分布



曲げモーメント分布

図 5.4.5.4-1 解析結果

5.5 複合基礎

5.5.1 基礎部照査の注意事項

(1) 上物機器の設計水平地震力

基礎部照査においては、共通の基礎の上に重要度の異なる機器及び基準対象外の機器が混在する場合、本書の例題のように地表面震度は最も高い重要度にあわせる。

例、上物機器の設計水平地震力の計算

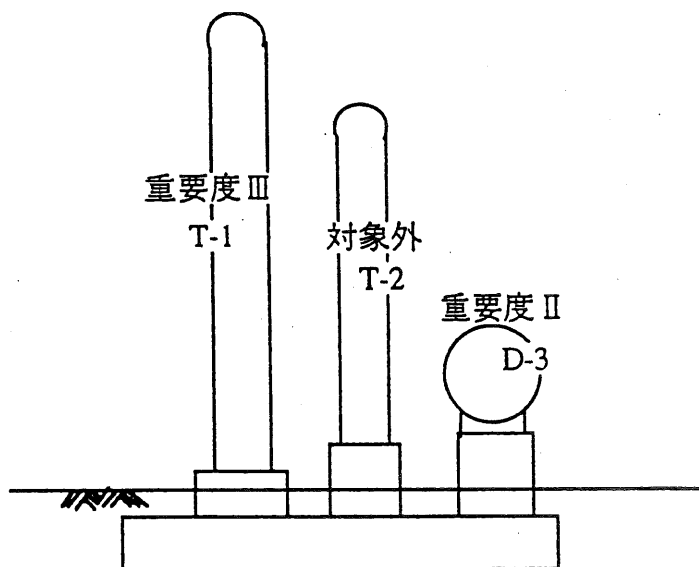


図 5.5.1-1 重要度の区分

ア 重要度Ⅱの機器

設計水平地震力は重要度Ⅱとして計算する。

($D_s = 0.5$ 及び 0.4)

イ 重要度Ⅲの機器

設計水平地震力は重要度Ⅱとして計算するかまたは、重要度Ⅲで求めた水平地震力に重要度係数 β_1 の比を乗じて割増しする。

($D_s = 0.5$ 及び 0.4)

$$\begin{aligned} F_{SH2} &= F_{SH3} \times \alpha \\ &= F_{SH3} \times 1.30 \end{aligned}$$

ここに、

F_{SH2} : 上物機器の設計水平地震力

F_{SH3} : 重要度Ⅲで求めた上物機器の水平地震力

α : 重要度係数 β_1 の比 $0.65 / 0.50 = 1.30$

ウ 基準対象外の上物機器

必要保有水平耐力は下式にて計算する。

$$F_{SH} = (0.15 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_5 \beta_p \cdot W) \cdot D_s$$

(7) $D_s = 0.5$ の場合

$$\begin{aligned} F_{SH} &= (0.15 \times 0.65 \times 1.0 \times 1.1 \times 2.0 \times 2.0 \times 2.0 \times W) \times 0.5 \\ &= 0.429 \times W \end{aligned}$$

(イ) $D_s = 0.4$ の場合

$$F_{SH} = (0.15 \times 0.65 \times 1.0 \times 1.1 \times 2.0 \times 2.0 \times 2.0 \times W) \times 0.4$$

$$= 0.3432 \times W$$

ここに、

- F_{SH} : 上物機器の D_s 値を考慮した等価水平地震力
- β_1 : 重要度 II (最も高い重要度) 0.65
- β_2 : 地域区分 特 A 1.0
- β_2' : 地区補正 ランク II 330gal / 300gal = 1.1
- β_3 : 地盤種別 第4種 2.0
- β_5 : 上物機器の水平方向の応答倍率 2.0
- β_p : 塑性設計係数 2.0
- D_s : 構造物特性係数 0.5 及び 0.4
- W : 上物機器の重量

(2) 基礎部の震度

共通の基礎の上に重要度の異なる機器及び基準対象外の機器が存在する場合、基礎部(フーチング、ペデスタル)の震度は重要度の最も高いものにあわせる。上の例では重要度 II となる。

$$F_{SH}' = (0.15 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_4' \beta_p \cdot \lambda \cdot W') \cdot D_s$$

$$= (0.15 \times 0.65 \times 1.0 \times 1.1 \times 2.0 \times \beta_4' \times 2.0 \times \lambda \times W') \cdot D_s$$

ここに、

- F_{SH}' : 基礎の D_s 値を考慮した等価水平地震力
- β_1 : 重要度 II (最も高い重要度) 0.65
- β_2 : 地域区分 特 A 1.0
- β_2' : 地区補正 ランク II 330gal / 300gal = 1.1
- β_3 : 地盤種別 第4種 2.0
- β_4' : 基礎の水平方向の応答倍率 (表 5.5.1-1)
- β_p : 塑性設計係数 2.0
- D_s : 構造物特性係数 0.5 及び 0.4
- λ : 根入深さに応じた係数 (表 5.5.1-2)
- W' : 分割した部分ごとの重量

表 5.5.1-1 基礎の水平方向の応答倍率

| 位置 | 地表面からの深さ H_f | β_4' |
|------|---------------------|-----------------|
| 地上部分 | (ペースプレート下面まで3.0m未満) | 2.0 |
| 地下部分 | $H_f \leq 5.0m$ | $2.0 - 0.2 H_f$ |
| | $H_f > 5.0m$ | 1.0 |

* H_f は、重心の深さ (m)

表 5.5.1-2 根入れ深さに応じた係数

| D_F | $0 \leq D_F < 0.5$ | $0.5 \leq D_F < 1.5$ | $1.5 \leq D_F$ |
|-----------|--------------------|----------------------|----------------|
| λ | 0.5 | 0.4 | 0.25 |

* D_F は、基礎の根入れ深さ (m)

- ・ 基礎上の土の地震力はゼロとしてよい。

(3) 各部の検討

ア 定着部コンクリート

- ・ シャーププレートでせん断力を受け持つ構造である場合（球形タンクなど）は、別途検討を要する。

イ ペDESTAL及びびフーチングの曲げ耐力

- ・ 発生せん断力と保有せん断耐力の比 Q/Q_a ($D_s = 0.5$ において) が80%より小さい場合、曲げ耐力は $D_s = 0.4$ に低減して計算してよい。

ウ 直接基礎

- ・ 地耐力は土質調査試験によることが望ましい。

エ 杭基礎

(ア) 杭本体の軸方向圧縮耐力の検討

- ・ 終局強度のインターラクションカーブの最大圧縮耐力に対して検討する。
- ・ 鋼管杭の場合、杭体の長さ径比及び板厚径比に対する低減を考慮した基準式にて検討してよい。

(イ) 杭頭への水平力に対する検討

- ・ 終局強度のインターラクションカーブ ($M_u - N_u$ 曲線) により、杭体の曲げ耐力の検討を行う。(コンクリート系杭、鋼管杭・・・)
- ・ 鋼管杭の場合は、許容応力度法にて検討してもよい。
- ・ 杭は「杭頭自由の長い杭」と仮定して曲げモーメントを計算する。ただし、杭頭がフーチングに剛結合されている場合は、杭頭剛の条件で曲げモーメントを計算し、さらに結合方法の検討も行う必要がある。

(4) 保有耐力算定用の材料強度等

ア コンクリート

鉄筋コンクリートの保有耐力は下記の材料強度あるいは短期許容応力度を用いて算定する。

表 5.5.1-3 コンクリートの保有耐力算定用材料強度等

(単位 N/mm²)

| 応力の種類 | | 材 料 強 度 等 | |
|-------|------|-------------------------------------|------------------------------------|
| 圧縮応力 | | F_c | |
| せん断応力 | | $F_c/20$ かつ $(0.735 + 3F_c/200)$ 以下 | |
| 付着応力 | 丸鋼 | 上端筋 | $6/100 \cdot F_c$ かつ 1.32以下 |
| | | その他の鉄筋 | $9/100 \cdot F_c$ かつ 2.00以下 |
| | 異形鉄筋 | 上端筋 | $F_c/10$ かつ $(1.32 + F_c/25)$ 以下 |
| | | その他の鉄筋 | $3F_c/20$ かつ $(2.00 + 3F_c/50)$ 以下 |

この表において、

- ・ F_c : コンクリートの28日設計基準強度 (N/mm²)
- ・コンクリートの引張強さは0とする。

なお、圧縮応力は材料強度を示し、せん断応力・付着応力は耐震告示第16条第4項に定める耐震設計用許容応力を示す。

イ 鉄筋

表 5.5.1-4 鉄筋の保有耐力算定用材料強度等

(単位 N/mm²)

| 応力の種類 | | 材料強度等 |
|-------|---------------|-----------|
| 圧縮応力 | | F |
| 引張応力 | せん断補強以外に用いる場合 | F |
| | せん断補強に用いる場合 | F (上限294) |

この表において、

- ・F : 鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

なお、JISG3112 に規定する鉄筋のうち多く用いられるものについて、それぞれのFの値を表5.5.1-5に示す。

表 5.5.1-5 鉄筋のFの値

| 鉄筋の種類 | Fの値 (N/mm ²) | |
|----------|--------------------------|-------|
| | 引張及び圧縮 | せん断補強 |
| SR235 | 235 | 235 |
| SR295 | 294 | 294 |
| SD295A、B | 294 | 294 |
| SD345 | 345 | 294 |
| SD390 | 390 | 294 |

(5) 単位体積重量

鉄筋コンクリート $\gamma_c = 24$ (kN/m³)土 $\gamma_s = 18$ (kN/m³)(6) 基礎の D_s 値表 5.5.1-6 基礎の D_s 値

| 検討項目 | 検討部位 | 検討内容 | | 評価内容 | D_s 値 |
|-----------|------------|---|-----------------------------------|----------------|------------|
| 定着部コンクリート | 基礎ボルト | 引張 | コンクリートのコーン状破壊 コンクリートの支圧破壊 | せん断 支圧 | 0.5※ |
| | | せん断 | コンクリートのコーン状破壊 ボルト周辺コンクリートの支圧破壊 | せん断 支圧 | |
| | | 組合 | 引張-せん断組合せ | 組合せ | |
| | ベースプレート | ペデスタル先端 コンクリートの支圧破壊 | | 支圧 | 0.5 |
| ペデスタル | 曲げモーメント・軸力 | 曲げ終局耐力 | | 曲げ耐力 | 0.4※※ |
| | せん断 | せん断耐力 | | せん断 | 0.5 |
| フーチング | ペデスタル | パンチングシャー | | せん断 | 0.5 |
| | 杭頭 | パンチングシャー | | せん断 | 0.5 |
| | | 鉛直方向支圧耐力 水平方向支圧耐力 | | 支圧 支圧 | 0.5 0.5 |
| | 曲げモーメント | 曲げ終局耐力 | | 曲げ耐力 | 0.4※※ |
| せん断 | せん断耐力 | | せん断 | 0.5 | |
| 杭 | 鉛直方向圧縮力 | 杭本体の軸方向圧縮耐力 杭支持地盤の鉛直方向支持耐力 | | 圧縮 圧縮 | 0.5 |
| | 鉛直方向引抜力 | 杭頭のフーチングへの定着耐力 杭本体の軸方向引張耐力 杭支持地盤の鉛直方向引抜耐力 | | 付着 引張 引張 | 0.5 |
| | 水平力 | 軸力と水平力による曲げモーメント (引張側と圧縮側) | | 組合せ | 0.5 |
| 直接基礎 | 地耐力 | 地耐力 | | 圧縮 | 0.5 |

※) コーン状破断面内に配筋が存在しない場合は、コーン状破壊に対する D_s 値は0.7とする。

※※) 曲げ損傷が先行する場合、即ち曲げ降伏時発生せん断応力度が保有せん断耐力の8割より小さい場合は0.4とし、それ以外の場合は0.5とする。

5.5.2 構造

共通の基礎に対象外及び重要度の異なる機器が混在する場合の例題として、下図の様に、重要度Ⅲのタワー（T-1）、基準対象外のタワー（T-2）、重要度Ⅱの横置円筒型貯槽（D-3）の3基が共通の基礎にある場合の計算をする。

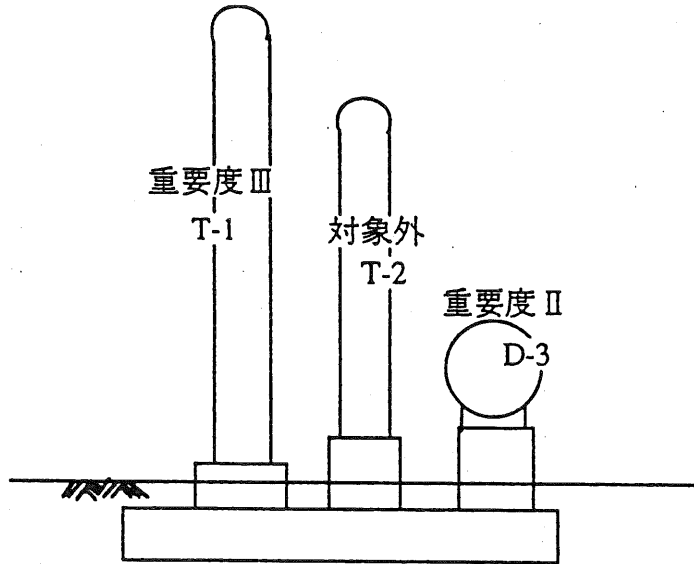


図 5.5.2-1 構造概要

なお、基礎形式は、杭基礎と直接基礎の場合について計算する。

☆-1 杭基礎の場合

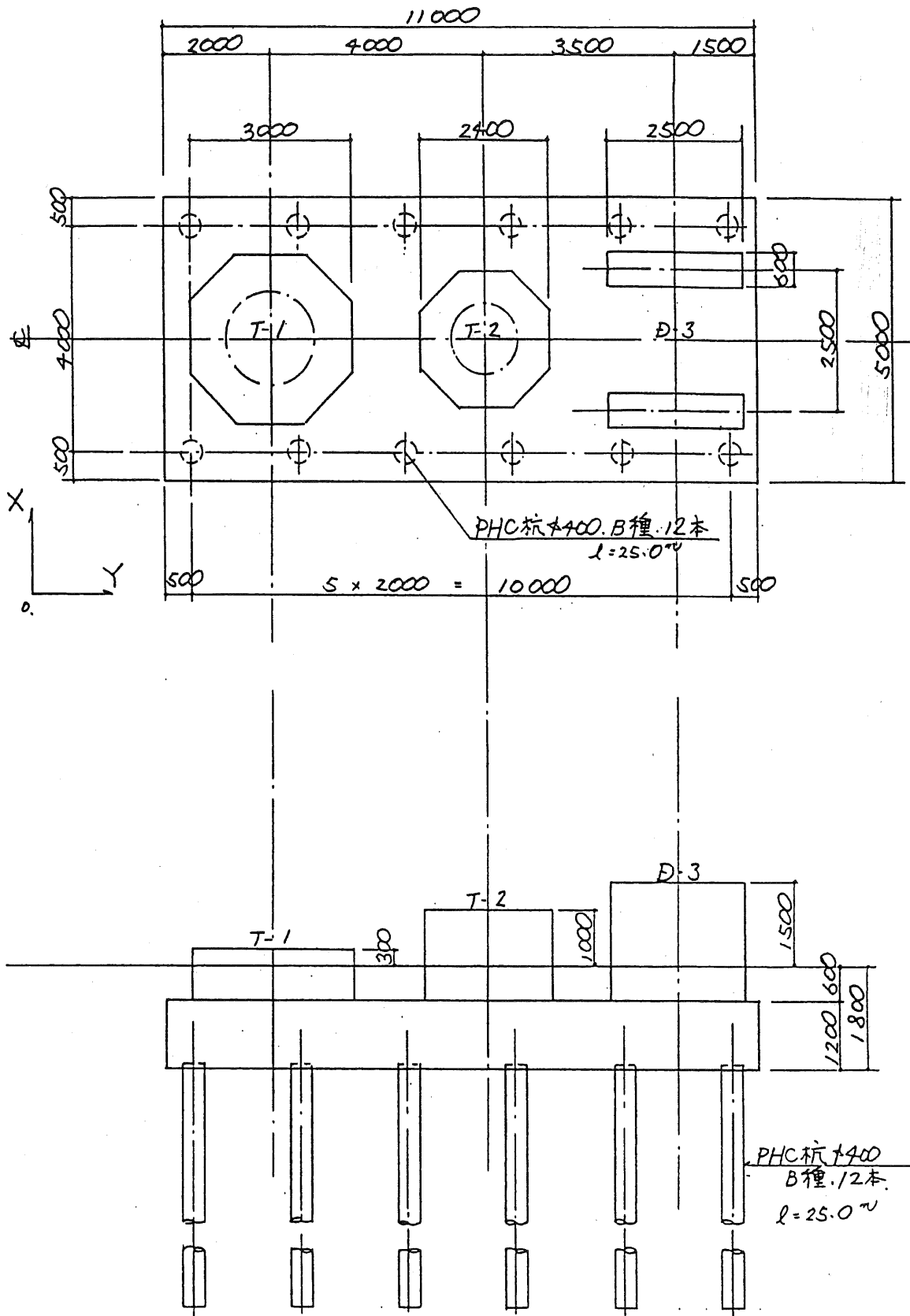


図 5.5.2-2 基礎図 (杭基礎)

☆-2 直接基礎の場合

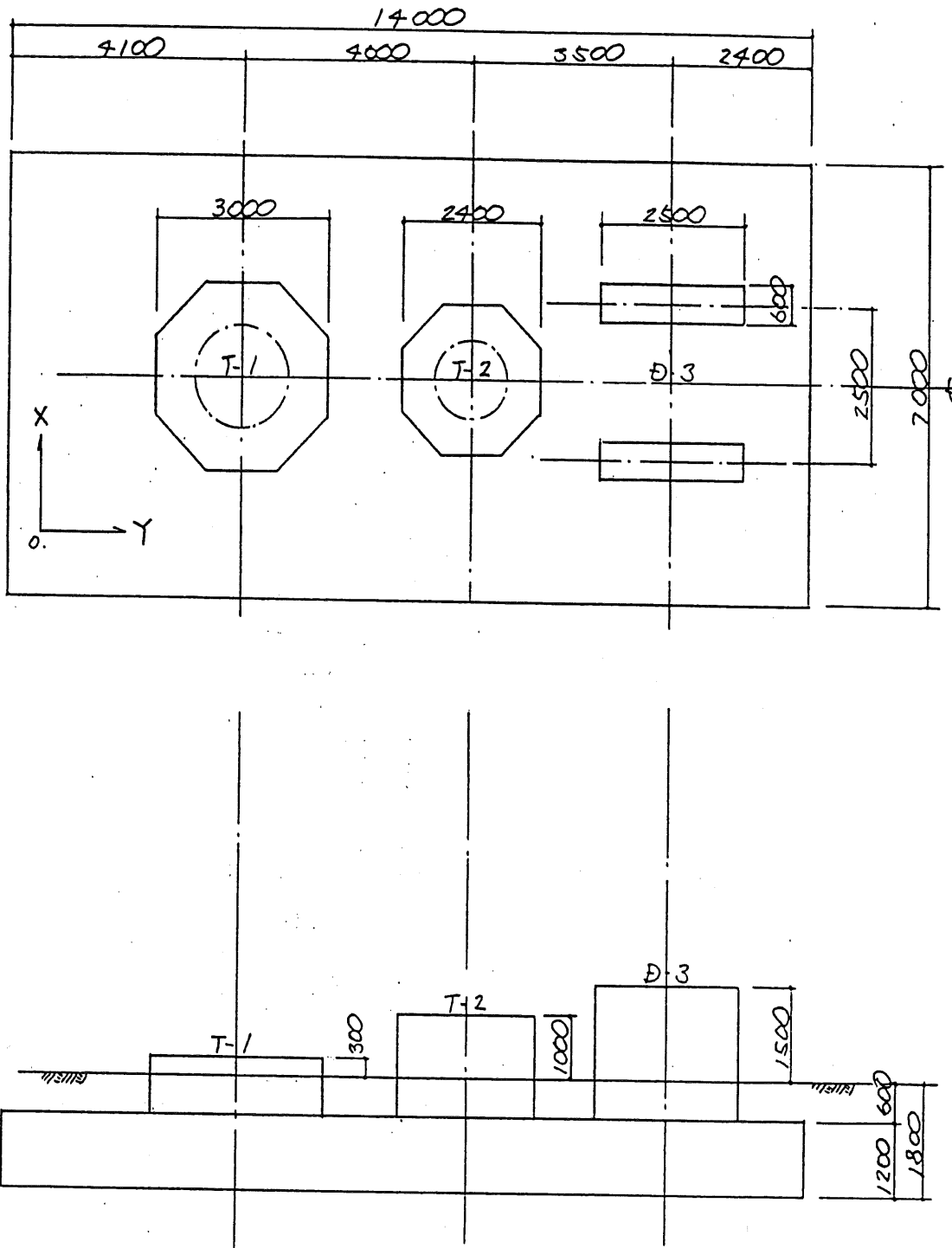


図 5.5.2-3 基礎図 (直接基礎)

5.5.3 設計地震力及び外力

(1) 上載機器の荷重

ア $D_s = 0.5$ の場合

表 5.5.3-1 上載機器の荷重 ($D_s = 0.5$)

| $D_s=0.4$ | | T-1 | T-2 | D-3 | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|----------------------------|----------|-----------|-----------|-----------|
| 重要度 | | III | 対象外 | II | | | |
| 鉛直荷重 (運転重量) | W_v | 541.0 kN | 290.0 kN | 152.0 kN | FIX | | SLIDE |
| | | | | | 76.0 kN | | 76.0 kN |
| 等価水平 地震力 | F_H | 342.8t×1.3 ×0.4 =178.3 kN | 290.0 × 0.3432 =99.5 kN | X方向 | 48.0 kN | 45.0 kN | 3.0 kN |
| | | | | Y方向 | 74.0 kN | 37.0 kN | 37.0 kN |
| 転倒モーメント (ハテスタル 上端) | M_T | 5040.0×1.3 ×0.4 =2621.0 kNm | 99.5 × 14.7 =1462.7 kNm | X方向 | 67.0 kNm | +27.0 kNm | -27.0 kNm |
| | | | | Y方向 | 104.0 kNm | 52.0 kNm | 52.0 kNm |

ローディングデータ($D_s=1.0$)
の地震力に α 及び β を
乗じる。

重要度IIの
静的震度を
採用する。

D_s を乗じた
ローディングデータ。

イ $D_s = 0.4$ の場合

表 5.5.3-2 上載機器の荷重 ($D_s = 0.4$)

| $D_s=0.5$ | | T-1 | T-2 | D-3 | | | |
|--------------------------|-------|-----------------------------------|-------------------------------|----------|-----------|-----------|-----------|
| 重要度 | | III | 対象外 | II | | | |
| 鉛直荷重 (運転重量) | W_v | 541.0 kN | 290.0 kN | 152.0 kN | FIX | | SLIDE |
| | | | | | 76.0 kN | | 76.0 kN |
| 等価水平 地震力 | F_H | 342.8×1.3 ×0.5 =248.8 kN | 290.0 × 0.429 =124.4 kN | X方向 | 60.0 kN | 56.0 kN | 4.0 kN |
| | | | | Y方向 | 92.0 kN | 46.0 kN | 46.0 kN |
| 転倒モーメント (ハテスタル 上端) | M_T | 5040.0×1.3 ×0.5 =3276.0 kNm | 124.4 × 14.7 m =1828.7 kNm | X方向 | 84.0 kNm | +34.0 kNm | -34.0 kNm |
| | | | | Y方向 | 130.0 kNm | 65.0 kNm | 65.0 kNm |

☆-1 杭基礎の場合

(2) 基礎及び土の自重 (杭基礎)

表 5.5.3-3 基礎及び土の自重 (杭基礎)

| 名 称 | | 式 及 び 数 値 | |
|----------------|-----|--|-------------|
| フーチング | | $W_F = 11.0 \text{ m} \times 5.0 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 24$ | = 1584.0 kN |
| 土 | | $W_S = 11.0 \text{ m} \times 5.0 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} \times 18$ | = 594.0 kN |
| ハテスタル (地上部) | T-1 | $W_{P1} = 0.8284 \times 3.0^2 \times 0.3 \times 24$ | = 53.7 kN |
| | T-2 | $= 0.8284 \times 2.4^2 \times 0.1 \times 24$ | = 114.5 kN |
| | D-3 | $= (0.60 \times 2.5 \times 1.5 \times 24) \times 2$ | = 108.0 kN |
| ハテスタル (地中部) | T-1 | $W_{P2} = 0.8284 \times 3.0^2 \times 0.6 \times (24-18)$ | = 26.8 kN |
| | T-2 | $= 0.8284 \times 2.4^2 \times 0.6 \times (24-18)$ | = 17.2 kN |
| | D-3 | $= \{0.60 \times 2.5 \times 1.5 \times (24-18)\} \times 2$ | = 27.0 kN |
| 合計 | | | 2525.2 kN |

(3) 基礎の D_s 値を考慮した等価水平地震力 (杭基礎)

基礎の等価水平地震力は次式により計算する。

$$F_{SH}' = (0.15 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_4' \beta_p \cdot \lambda \cdot W') \cdot D_s$$

$$= (0.15 \times 0.65 \times 1.0 \times 1.1 \times 2.0 \times \beta_4' \times 2.0 \times \lambda \times W') \cdot D_s$$

表 5.5.3-4 基礎の等価地震力

| 名称 | D_f (m) | H_f (m) | λ | β_4' | F_{SH}' (kN) | |
|----------------|-----------|-----------|-----------|------------|-------------------|-------------------|
| | | | | | $D_s=0.5$ | $D_s=0.4$ |
| ペデスタル (地上部) | 0.00 | 0.00 | 0.50 | 2.00 | $0.2145 \cdot W'$ | $0.1716 \cdot W'$ |
| ペデスタル (地中部) | 1.80 | 0.30 | 0.25 | 1.94 | $0.104 \cdot W'$ | $0.083 \cdot W'$ |
| フーチング | 1.80 | 1.20 | 0.25 | 1.76 | $0.094 \cdot W'$ | $0.075 \cdot W'$ |

ア $D_s = 0.5$ の場合

表 5.5.3-5 基礎の等価水平地震力

| 名称 | 式及び数値 | |
|----------------|-----------------------------|---|
| フーチング | $F_H = 0.094 \times 1584.0$ | $= 148.9 \text{ kN}$ |
| ペデスタル (地上部) | T-1 | $F_{H1} = 0.2415 \times 53.7$ $= 11.5 \text{ kN}$ |
| | T-2 | $= 0.2145 \times 114.5$ $= 24.6 \text{ kN}$ |
| | D-3 | $= 0.2145 \times 108.0$ $= 23.2 \text{ kN}$ |
| ペデスタル (地中部) | T-1 | $F_{H2} = 0.104 \times 0.8284 \times 3.0^2 \times 0.6 \times 24$ $= 11.2 \text{ kN}$ |
| | T-2 | $= 0.104 \times 0.8284 \times 2.4^2 \times 0.6 \times 24$ $= 7.1 \text{ kN}$ |
| | D-3 | $= 0.104 \times (0.6 \times 2.5 \times 0.6 \times 24)$ $= 4.5 \text{ kN}$ |
| 合計 | | $= 231.0 \text{ kN}$ |

イ $D_s = 0.4$ の場合

表 5.5.3-6 基礎の等価水平地震力

| 名称 | 式及び数値 | |
|----------------|-----------------------------|--|
| フーチング | $F_H = 0.075 \times 1584.0$ | $= 118.8 \text{ kN}$ |
| ペデスタル (地上部) | T-1 | $F_{H1} = 0.1716 \times 53.7$ $= 9.2 \text{ kN}$ |
| | T-2 | $= 0.1716 \times 114.5$ $= 19.6 \text{ kN}$ |
| | D-3 | $= 0.1716 \times 108.0$ $= 18.5 \text{ kN}$ |
| ペデスタル (地中部) | T-1 | $F_{H2} = 0.083 \times 0.8284 \times 3.0^2 \times 0.6 \times 24$ $= 8.9 \text{ kN}$ |
| | T-2 | $= 0.083 \times 0.8284 \times 2.4^2 \times 0.6 \times 24$ $= 5.7 \text{ kN}$ |
| | D-3 | $= 0.083 \times (0.6 \times 2.5 \times 0.6 \times 24)$ $= 3.6 \text{ kN}$ |
| 合計 | | 184.3 kN |

(4) 全荷重 (杭基礎)

ア 鉛直荷重

$$\Sigma W_v = 541.0 + 290.0 + 152.0 + 2525.2 = 3508.2 \text{ kN}$$

イ 偏心モーメント (フーチング底面の重心に対して)

$$\Sigma M_{ex} = 0.00$$

$$\Sigma M_{ey} = 621.5 \times (-3.5) + 421.7 \times 0.5 + 287.0 \times 4.0 = -816.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

ウ 等価水平地震力

(ア) $D_s = 0.5$ の場合 () 内は y 方向時

$$\Sigma H_x(y) = 248.8 + 124.4 + 60.0 (92.0) + 231.0 = 664.2 (696.2) \text{ kN}$$

(イ) $D_s = 0.4$ の場合 () 内は y 方向時

$$\Sigma H_x(y) = 178.3 + 99.5 + 48.0 (74.0) + 231.0 = 556.8 (582.8) \text{ kN}$$

エ 転倒モーメント (フーチング底面レベル)

(ア) $D_s = 0.5$ の場合

表 5.5.3-7 転倒モーメント

| 区分 | 上物機器 | ハテスタル (地上) | ハテスタル (地中) | 計 |
|-------|----------------------|--------------|------------|---------------|
| T-1 | 3276.0 + 248.8 × 2.1 | 11.5 × 1.95 | 11.2 × 1.5 | 3837.7 |
| T-2 | 1828.7 + 124.4 × 2.8 | 24.6 × 2.3 | 7.1 × 1.5 | 2244.3 |
| D-3 | X方向 | 23.2 × 2.55 | 4.5 × 1.5 | 347.9 |
| | Y方向 | | | 499.5 |
| フーチング | ----- | 148.9 × 0.6 | | 89.3 |
| 計 | ΣM_{tx} | 261.7 (kN·m) | | 6519.2 (kN·m) |
| | ΣM_{ty} | | | 6670.8 (kN·m) |

(イ) $D_s = 0.4$ の場合

表 5.5.3-8 転倒モーメント

| 区分 | 上物機器 | ハテスタル (地上) | ハテスタル (地中) | 計 |
|-------|----------------------|--------------|------------|---------------|
| T-1 | 2621.0 + 178.3 × 2.1 | 9.2 × 1.95 | 8.9 × 1.5 | 3026.7 |
| T-2 | 1462.7 + 99.5 × 2.8 | 19.6 × 2.3 | 5.7 × 1.5 | 1794.9 |
| D-3 | X方向 | 18.5 × 2.55 | 3.6 × 1.5 | 278.0 |
| | Y方向 | | | 400.8 |
| フーチング | ----- | 118.8 × 0.6 | | 71.3 |
| 計 | ΣM_{tx} | 208.8 (kN·m) | | 5170.9 (kN·m) |
| | ΣM_{ty} | | | 5293.7 (kN·m) |

☆-2 直接基礎の場合

(2)' 基礎及び土の自重 (直接基礎)

表 5.5.3-9 基礎及び土の自重 (直接基礎)

| 名 称 | | 式 及 び 数 値 | |
|----------------|-----|--|-------------|
| フーチング | | $W_F = 14.0 \text{ m} \times 7.0 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 2$ | = 2822.4 kN |
| 土 | | $W_S = 14.0 \text{ m} \times 7.0 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} \times 18$ | = 1058.4 kN |
| ペデスタル (地上部) | T-1 | $W_{P1} = 0.8284 \times 3.0^2 \times 0.3 \times 24$ | = 53.7 kN |
| | T-2 | = $0.8284 \times 2.4^2 \times 0.1 \times 24$ | = 114.5 kN |
| | D-3 | = $(0.60 \times 2.5 \times 1.5 \times 24) \times 2$ | = 108.0 kN |
| ペデスタル (地中部) | T-1 | $W_{P2} = 0.8284 \times 3.0^2 \times 0.6 \times (24-18)$ | = 26.8 kN |
| | T-2 | = $0.8284 \times 2.4^2 \times 0.6 \times (24-18)$ | = 17.2 kN |
| | D-3 | = $\{0.60 \times 2.5 \times 1.5 \times (24-18)\} \times 2$ | = 27.0 kN |
| 合計 | | | 4228.0 kN |

*) 直接基礎においてはなるべく偏心の少ない構造とすること。

$$\frac{(541.0 + 53.7 + 26.8) \times 4.0^m - (152.0 + 108.0 + 27.0) \times 3.5^m}{(541.0 + 53.7 + 26.8) + (290.0 + 114.5 + 17.2) + (152.0 + 108.0 + 27.0)}$$

$$= \frac{1481.5}{1330.2} = 1.114 \text{ m}$$

従って、フーチングはT-2の中心から1.10 m左へ重心を移動した。

(3)' 基礎の等価水平地震力 (直接基礎)

基礎の等価水平地震力は次式により計算する。

$$F_{SH}' = (0.15 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_4' \beta_p \cdot \lambda \cdot W') \cdot D_s$$

$$= (0.15 \times 0.65 \times 1.0 \times 1.1 \times 2.0 \times \beta_4' \times 2.0 \times \lambda \times W') \cdot D_s$$

表 5.5.3-10 基礎の等価水平地震力

| 名 称 | D_f (m) | H_f (m) | λ | β_4' | F_{SH}' (kN) | |
|----------------|-----------|-----------|-----------|------------|-------------------|-------------------|
| | | | | | $D_s=0.5$ | $D_s=0.4$ |
| ペデスタル (地上部) | 0.00 | 0.00 | 0.50 | 2.00 | $0.2145 \cdot W'$ | $0.1716 \cdot W'$ |
| ペデスタル (地中部) | 1.80 | 0.30 | 0.25 | 1.94 | $0.104 \cdot W'$ | $0.083 \cdot W'$ |
| フーチング | 1.80 | 1.20 | 0.25 | 1.76 | $0.094 \cdot W'$ | $0.075 \cdot W'$ |

(ア) $D_s = 0.5$ の場合

表 5.5.3-11 基礎の等価水平地震力

| 名 称 | | 式 及 び 数 値 | |
|-------------|-----|--|------------|
| フーチング | | $F_H = 0.094 \times 2822.4$ | = 265.3 kN |
| ペデスタル (地上部) | T-1 | $F_{H1} = 0.2415 \times 53.7$ | = 11.5 kN |
| | T-2 | = 0.2145×114.5 | = 24.6 kN |
| | D-3 | = 0.2145×108.0 | = 23.2 kN |
| ペデスタル (地中部) | T-1 | $F_{H2} = 0.104 \times 0.8284 \times 3.0^2 \times 0.6 \times 24$ | = 11.2 kN |
| | T-2 | = $0.104 \times 0.8284 \times 2.4^2 \times 0.6 \times 24$ | = 7.1 kN |
| | D-3 | = $0.104 \times (0.6 \times 2.5 \times 0.6 \times 24) \times 2$ | = 4.5 kN |
| 合計 | | | 347.4 kN |

(イ) $D_s = 0.4$ の場合

表 5.5.3-12 基礎の等価水平地震力

| 名 称 | | 式 及 び 数 値 | |
|-------------|-----|--|------------|
| フーチング | | $F_H = 0.075 \times 2822.4$ | = 221.7 kN |
| ペデスタル (地上部) | T-1 | $F_{H1} = 0.1716 \times 53.7$ | = 9.2 kN |
| | T-2 | = 0.1716×114.5 | = 19.6 kN |
| | D-3 | = 0.1716×108.0 | = 18.5 kN |
| ペデスタル (地中部) | T-1 | $F_{H2} = 0.083 \times 0.8284 \times 3.0^2 \times 0.6 \times 24$ | = 9.8 kN |
| | T-2 | = $0.083 \times 0.8284 \times 2.4^2 \times 0.6 \times 24$ | = 5.7 kN |
| | D-3 | = $0.083 \times (0.6 \times 2.5 \times 0.6 \times 24) \times 2$ | = 3.6 kN |
| 合計 | | | 277.2 kN |

(4)' 全荷重 (直接基礎)

ア 鉛直荷重

$$\Sigma W_v = 541.0 + 290.0 + 152.0 + 4228.0 = 5211.0 \text{ kN}$$

イ 偏心モーメント (フーチング底面の重心に対して)

$$\Sigma M_{ex} = 0.00$$

$$\Sigma M_{ey} = 621.5 \times (-2.9) + 421.7 \times 1.1 + 287.0 \times 4.6 = -18.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

ウ 等価水平地震力

(ア) $D_s = 0.5$ の場合 () 内は y 方向時

$$\Sigma H_x (y) = 248.8 + 124.4 + 60.0 (92.0) + 347.4 = 780.6 (812.6) \text{ kN}$$

(イ) $D_s = 0.4$ の場合 () 内は y 方向時

$$\Sigma H_x (y) = 178.3 + 99.5 + 48.0 (74.0) + 277.2 = 603.0 (629.0) \text{ kN}$$

エ 転倒モーメント (フーチング底面レベル)

(ア) $D_s = 0.5$ の場合

表 5.5.3-13 転倒モーメント

| 区分 | 上物機器 | ペデスタル (地上部) | ペデスタル (地中部) | 計 | |
|-------|------------------|----------------|----------------|-------------|-------|
| T-1 | 3276.0+248.8×2.1 | 11.5×1.95 | 11.2×1.5 | 3837.7 | |
| T-2 | 1828.7+124.4×2.8 | 24.6×2.3 | 7.1×1.5 | 2244.3 | |
| D-3 | X方向 | 84.0+60.0×3.3 | 23.2×2.55 | 4.5×1.5 | 347.9 |
| | Y方向 | 130.0+92.0×3.3 | | | 499.5 |
| フーチング | ----- | 265.3×0.6 | | 159.2 | |
| 計 | ΣM_{tx} | 6257.5 kN·m | 331.5 kN·m | 6589.0 kN·m | |
| | ΣM_{ty} | 6409.1 kN·m | | 6740.6 kN·m | |

(イ) $D_s = 0.4$ の場合

表 5.5.3-14 転倒モーメント

| 区分 | 上物機器 | ペデスタル (地上部) | ペデスタル (地中部) | 計 | |
|-------|------------------|----------------|----------------|-------------|-------|
| T-1 | 2621.0+178.3×2.1 | 9.2×1.95 | 8.9×1.5 | 3026.7 | |
| T-2 | 1462.7+99.5×2.8 | 19.6×2.3 | 5.7×1.5 | 1794.9 | |
| D-3 | X方向 | 67.0+48.0×3.3 | 18.5×2.55 | 3.6×1.5 | 278.0 |
| | Y方向 | 104.0+74.0×3.3 | | | 400.8 |
| フーチング | ----- | 211.7×0.6 | | 127.0 | |
| 計 | ΣM_{tx} | 4962.1 kN·m | 264.5 kN·m | 5226.6 kN·m | |
| | ΣM_{ty} | 5084.9 kN·m | | 5349.4 kN·m | |

5.5.4 各部の照査

この例題においては、T-1を例として検討する。(T-2、D-3は省略)

5.5.4.1 定着部コンクリート

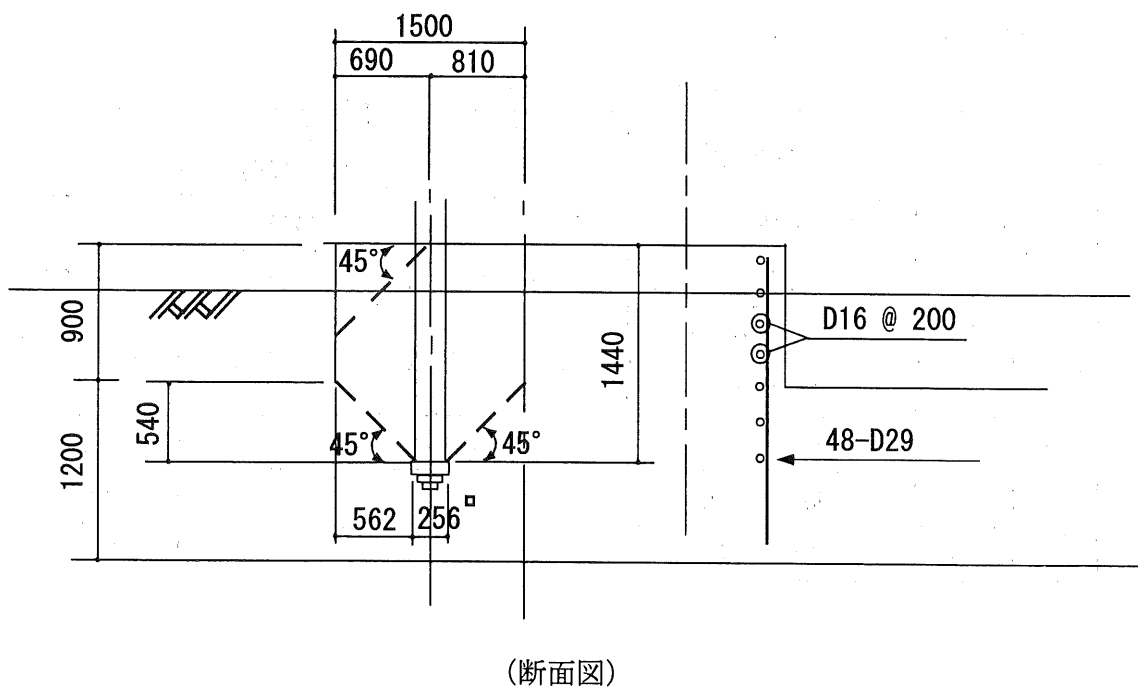
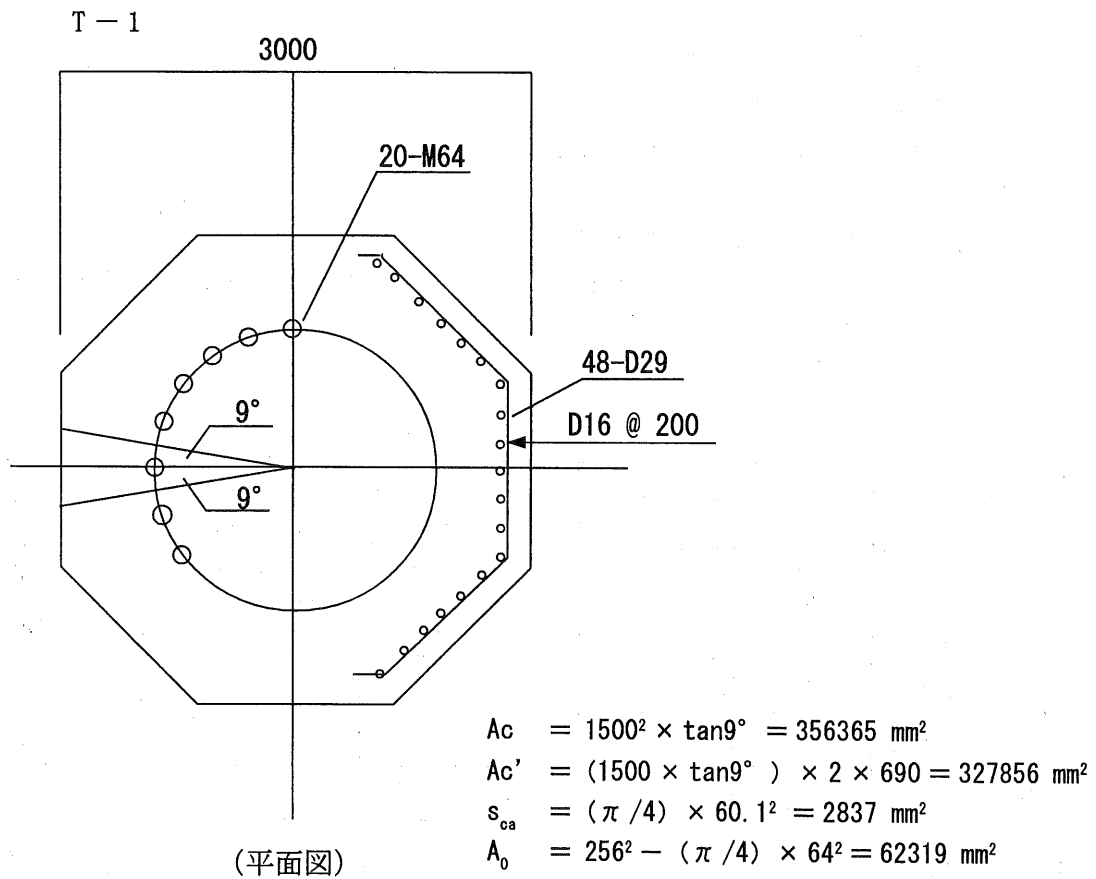


図 5.5.4.1-1 ペデスタル部構造図

(1) 基礎ボルト ($D_s = 0.5$)

ア 基礎ボルトの引張荷重に対する検討

(ア) コンクリートのコーン状破壊により決まる場合の基礎ボルト1本当りの保有耐力に対する検討

保有耐力

$$\begin{aligned} \text{鉄筋比} &= (a_t / A_c) \times 100\% \\ &= (1542 / 356365) \times 100 \\ &= 0.43\% > 0.4\% \end{aligned}$$

故に、係数は0.09とする。

$$\begin{aligned} P_{a1} &= 0.09 \sqrt{10 \times F_c} \times A_c \\ &= 0.09 \sqrt{10 \times 21} \times 356365 \\ &= 465 \times 10^3 \text{ N/本} \\ &= 465 \text{ kN/本} \end{aligned}$$

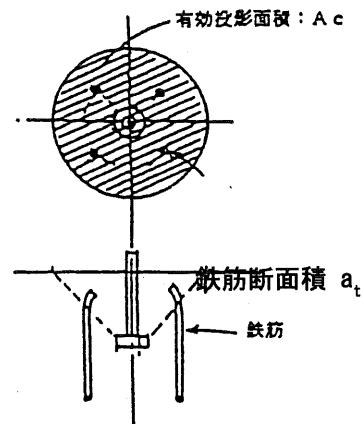


図 5.5.4.1-2 鉄筋比説明図 (引張荷重用)

必要保有耐力

$$\begin{aligned} T_b &= \frac{1}{n} \left(-W_v + \frac{4M_T}{D_{B.C.D}} \right) \\ &= \frac{1}{20} \left(-541.0 + \frac{4 \times 3276}{1.62} \right) = 377 \text{ kN/本} \end{aligned}$$

合否の判定

$$P_{a1} = 465 \text{ kN/本} > T_b = 377 \text{ kN/本} \quad \text{合格}$$

(イ) 基礎ボルト頭部に接するコンクリートの支圧により決まる場合の基礎ボルト1本当りの保有耐力に対する検討

保有耐力

$$\begin{aligned} P_{a2} &= 0.75 \alpha \cdot F_c \cdot A_0 \\ &= 0.75 \times 2.39 \times 21 \times 62319 = 2346 \times 10^3 \text{ N/本} \\ &= 2346 \text{ kN/本} \end{aligned}$$

ここで、

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2) = 21 N/mm^2

A_c : コーン状破壊面の剥離方向への有効水平投影面積 (mm^2) = 356365 mm^2

A_0 : 基礎ボルト頭部の支圧面積 (mm^2) = 62319 mm^2

a_t : 主鉄筋の断面積 (mm^2)

$$a_t = (48 / 20) \times 642.4 = 1542 \text{ mm}^2$$

α : コンクリートの支圧強度を求める為の係数で、

$$\alpha = \sqrt{A_c / A_0} = \sqrt{356365 / 62319} = 2.39$$

- a 基礎ボルト頭部の支圧面積 : A_0
 $A_0 = 256^2 - (\pi/4) \times 64^2 = 62319 \text{ mm}^2$

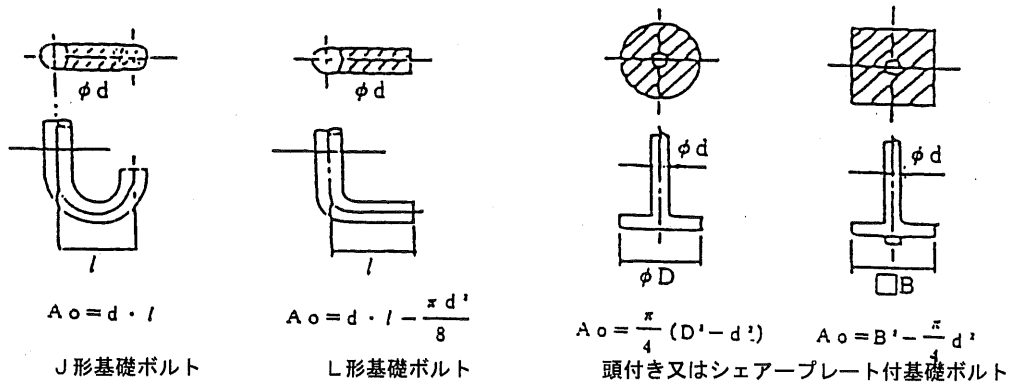


図 5.5.4.1-3 支圧面積 A_0

- b 引張荷重用水平投影面積 : A_c
 $A_c = 1500^2 \cdot \tan 9^\circ = 356365 \text{ mm}^2$

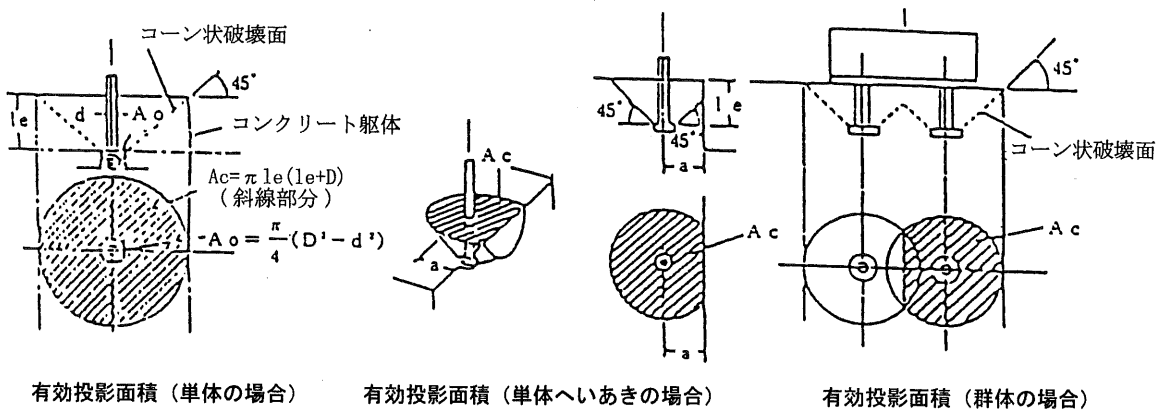


図 5.5.4.1-4 引張荷重用水平投影面積 A_c

必要保有耐力 $T_b = 377 \text{ kN}$
 合格の判定 $P_{a2} = 2346 \text{ kN} > T_b = 377 \text{ kN}$ 合格

イ 基礎ボルトのせん断荷重に対する検討

- (ア) へりあき部コンクリートの側方へのコーン状破壊により決まる場合の基礎ボルト1本当りの保有耐力に対する検討

保有耐力
 鉄筋比 $= (a_s / A_s) \times 100\%$
 $= (595.8 / 238050) \times 100\%$
 $= 0.25\% < 0.4\%$

故に、係数の読み換えは行わない。

$qa_1 = 0.06 \sqrt{10 F_c} \cdot A_c'$
 $= 0.06 \sqrt{10 \times 21} \cdot 327856$
 $= 285 \times 10^3 \text{ N/本}$
 $= 285 \text{ kN/本}$

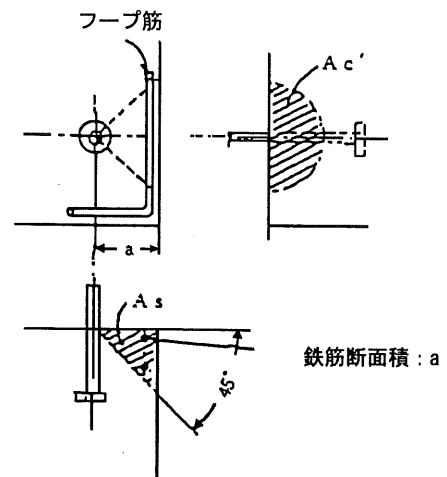
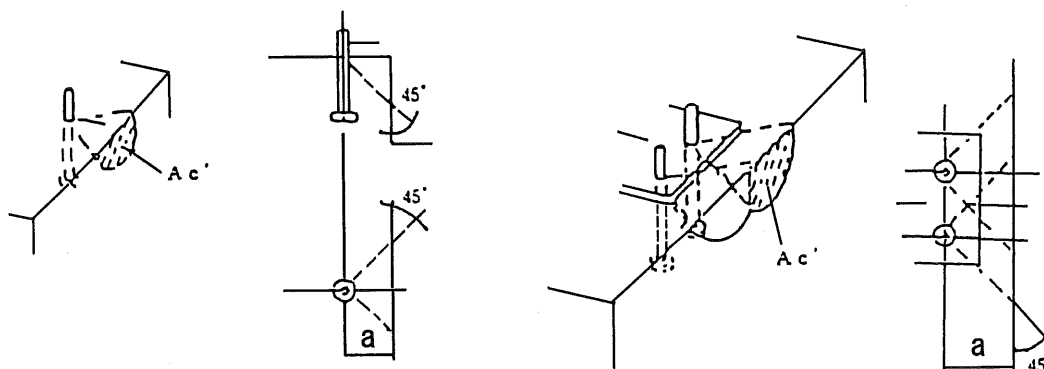


図 5.5.4.1-5 鉄筋比説明図 (せん断荷重用)

○ せん断荷重投影面積 : A_c'

$$A_c' = 1500 \times \tan 9^\circ \times 2 \times 690 = 327856 \text{ mm}^2$$



有効投影面積 (単体の場合)

有効投影面積 (群体の場合)

図 5.5.4.1-6 せん断荷重用鉛直投影面積

$$\text{必要保有耐力 } Q_b = \Sigma H / n_b = 248.8 / 20 = 12.4 \text{ kN/本}$$

$$\text{合否の判定 } qa_1 = 285 \text{ kN/本} > Q_b = 12.4 \text{ kN/本} \quad \text{合格}$$

(イ) 基礎ボルト周辺コンクリートの支圧破壊により決まる場合の基礎ボルト 1 本当りの保有耐力に対する検討

保有耐力

$$\begin{aligned} qa_2 &= 0.8(0.5 s_{ca} \sqrt{F_c \cdot E_c}) \\ &= 0.8(0.5 \times 2837 \times \sqrt{21 \times 2.17 \times 10^4}) \\ &= 766 \times 10^3 \text{ N/本} = 766 \text{ kN/本} \end{aligned}$$

ここで、

s_{ca} : 基礎ボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積のうち小さいほうの値 (mm^2) = $(\pi/4) \times 60.1^2 = 2837 \text{ mm}^2$

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2) = 21 N/mm^2

E_c : コンクリートヤング係数 (N/mm^2) = $2.17 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

A_c' : せん断荷重に対する有効投影面積 (mm^2) = 327856 mm^2

a_s : フープ筋の断面積 (mm^2)

$$a_s = 3 \text{ 本} \times 198.6 = 595.8 \text{ mm}^2$$

* E_c は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1999」(日本建築学会)の算定式に従った。

$$\text{必要保有耐力 } Q_b = 12.4 \text{ kN/本}$$

$$\text{合否の判定 } qa_2 = 745 \text{ kN/本} > Q_b = 12.4 \text{ kN/本} \quad \text{合格}$$

- ウ 基礎ボルトの引張とせん断の組合せ荷重に対する検討
引張荷重－せん断荷重のインタラクションカーブ

$$(P/P_a)^2 + (q/q_a)^2 \leq 1$$

$$(377/465)^2 + (12.4/285)^2 = 0.66$$

ここで、

| | | |
|----------------|--------------|---------|
| P | : 引張荷重 | 377 kN |
| q | : せん断荷重 | 12.4 kN |
| P _a | : 許容引張力の最小値 | 465 kN |
| q _a | : 許容せん断力の最小値 | 285 kN |

可否の判定 0.66 < 1.0 合格

- (2) ベースプレート (D_s = 0.5)

ベースプレート先端コンクリートの支圧破壊
保有耐力

$$\begin{aligned} M_{cs} &= Z_b (F_c - W_v / A_b) \\ &= 460527832 (21 - 541 \times 10^3 / 1467752) \\ &= 9501 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} = 9501 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

ここで、

| | |
|-----------------|---|
| M _{cs} | : ベースプレートの端部が支圧耐力に達するモーメント (N・mm) |
| W _v | : 機器からの静的鉛直荷重 (N) = 541 × 10 ³ N |
| A _b | : ベースプレートの有効面積 (mm ²) = (π/4) (1780 ² - 1140 ²) = 1467752 mm ² |
| Z _b | : ベースプレートの断面係数 (mm ³) = (π/32) (1780 ⁴ - 1140 ⁴) / 1780 = 460527832 mm ³ |
| F _c | : コンクリートの設計基準強度 (N/mm ²) = 21 N/mm ² |

必要保有耐力

$$M = 3276 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

可否の判定

$$M_{cs} = 9501 \text{ kN}\cdot\text{m} > M = 3276 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{合格}$$

5.5.4.2 ペデスタル

(1) 曲げモーメント、軸力に対する検討 ($D_s = 0.4$)

鉄筋コンクリート柱としての、軸力を考慮した曲げ終局耐力 ($N \cdot mm$)

保有耐力

$$\begin{aligned} {}_pM_u &= 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \{1 - N / (b \cdot D \cdot F_c)\} \\ &= 0.8 \times 5067 \times 294 \times 2730 \\ &\quad + 0.5 \times 6215 \times 10^3 \times 2730 \times \{1 - 621.5 \times 10^3 / (2730 \times 2730 \times 21)\} \\ &= (3254 + 845) \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \\ &= 4099 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

ここで、

${}_pM_u$: 鉄筋コンクリート柱としての、軸力を考慮した曲げ終局耐力 ($N \cdot mm$)

a_t : 引張鉄筋の断面積の合計 (mm^2) = $(40 - D25) \times (1 / 4) = 5067 \text{ mm}^2$

σ_y : 引張鉄筋の降伏強度 (N/mm^2) = 294 N/mm^2 (SD295)

D : ペデスタル断面の全せい (mm) = $\sqrt{0.8284 \times 3000^2} = 2730 \text{ mm}$

b : ペデスタル断面の有効幅 (mm) = 2730 mm

N : 軸力 (N) = $(541.0 + 53.7 + 26.8) \times 10^3 = 621.5 \times 10^3 \text{ N}$

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2) = 21 N/mm^2

必要保有耐力

$$\begin{aligned} M &= 2621 + 178.3 \times 0.9 + 9.2 \times 0.75 + 8.9 \times 0.3 \\ &= 2621 + 160 + 7 + 3 = 2791 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

注) せん断力とせん断耐力の比が 80%より小さい場合、 $D_s = 0.4$ に低減できる。

合否の判定

$${}_pM_u = 4099 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 2791 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{合格}$$

(2) せん断荷重に対する検討 ($D_s = 0.5$)

鉄筋コンクリート柱としての、軸力を考慮したせん断耐力 (N)
保有耐力

$$\begin{aligned}
 P_{SU}^Q &= \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.27 \sqrt{10 \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right\} b \cdot j \\
 &= \left\{ \frac{0.053 \times 0.071^{0.23} (21 + 18)}{3.0 + 0.12} \right. \\
 &\quad \left. + 0.27 \sqrt{10 \times 0.00073 \times 294 + 0.1 \times 0.08} \right\} \times 2730 \times 2630 \times 0.875 \\
 &= (2265 + 2485 + 50) \times 10^3 \text{ N} = 4800 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned}
 p_t &: \text{引張鉄筋比} \{a_t / (b \cdot d)\} \\
 &= \{5067 / (2730 \cdot 2630)\} \times 100 = 0.071\%
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_w &: \text{せん断補強筋比} \{a_w / (b \cdot X)\} \\
 &= \{397.2 / (2730 \times 200)\} = 0.00073
 \end{aligned}$$

$$\sigma_{wy}: \text{せん断補強筋の降伏強度 (N/mm}^2\text{)} = 294 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_0 &: \text{軸圧縮応力度 (N/mm}^2\text{)} \{N / (b \cdot D)\} \\
 &= \{621.5 \times 10^3 / (2730 \times 2730)\} = 0.08 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$b : \text{ペDESTAL断面の有効幅 (mm)} = 2730 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 j &: \text{ペDESTAL断面の応力中心間距離 (mm)} = (7 / 8) d \\
 &= 0.875 \times 2630 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &: \text{ペDESTAL断面の有効せい (mm)} = D - d_t \\
 &= 2730 - 100 = 2630 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$d_t : \text{かぶり厚さ (mm)} = 100 \text{ mm}$$

$$a_w : \text{一組のあばら筋断面積 (mm}^2\text{)} = 397.2 \text{ mm}^2 \text{ (2D16)}$$

$$x : \text{あばら筋間隔 (mm)} = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M &: \text{ペDESTALの曲げモーメント (N}\cdot\text{mm)} \\
 &= (3276.0 + 248.8 \times 0.9 + 11.5 \times 0.75 + 11.2 \times 0.3) \times 10^6 \\
 &= 3512 \times 10^6 \text{ Nmm} = 3512 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q &: \text{ペDESTALのせん断力 (N)} \\
 &= (248.8 + 11.5 + 11.2) \times 10^3 = 272 \times 10^3 \text{ N} = 272 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\frac{M}{Q} : \text{強度算定断面におけるモーメント} M \text{ とせん断力 } Q \text{ の比}$$

$$\text{但し、} 1 \leq \frac{M}{Q \cdot d} \leq 3$$

$$\frac{M}{Q \cdot d} = \frac{3512}{(272 \times 2.63)} = 4.9 \longrightarrow 3.0$$

注) $Q / P_{SU}^Q = 272 / 4240 = 0.06 < 0.8$ であるので、曲げの照査では $D_s = 0.4$ に低減できる。

必要保有耐力

$$Q = 272 \text{ kN}$$

合否の判定

$$P_{su} = 4800 \text{ kN} > Q = 272 \text{ kN} \quad \text{合格}$$

5.5.4.3 フーチング

- (1) ペDESTALからの鉛直荷重に対する検討 ($D_s = 0.5$)
パンチングシャーに対する保有耐力 (N)

$$\begin{aligned} Q_{pa_1} &= 1.5b_o \cdot j \cdot f_{ss} \\ &= 1.5 \times 12881 \times 0.875 \times 1100 \times 1.05 \\ &= 19527 \times 10^3 \text{ N} = 19527 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} b_o &: \text{パンチングシャーに対するせん断算定用断面の延べ幅 (mm)} \\ &= \pi \times (3000 + 1100 / 2 \times 2) \\ &= 12881 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} j &: \text{フーチング断面の応力中心間距離 (mm)} \\ &= 0.875 \times d = 0.875 \times 1100 \\ &= 962.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$f_{ss}: \text{コンクリートの短期許容せん断応力度で、耐震告示第16条第4項に定める値 (N/mm}^2\text{)} = 1.05 \text{ N/mm}^2$$

必要保有耐力

$$Q = 621.5 \text{ kN}$$

合否の判定

$$Q_{pa_1} = 19527 \text{ kN} > Q = 621.5 \text{ kN} \quad \text{合格}$$

☆-1 杭基礎の場合

(2) 杭頭反力に対する検討 ($D_s = 0.5$)

ア パンチングシャーに対する保有耐力 (N)

$$\begin{aligned} Q_{pa2} &= 1.5 \cdot b_o \cdot j \cdot f_{ss} \\ &= 1.5 \times 4712 \times 0.875 \times 1100 \times 1.05 \\ &= 7143 \times 10^3 \text{ N} = 7143 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに、

$$b_o : \pi \times (400 + 1100) = 4712 \text{ mm}$$

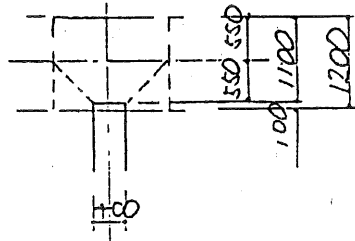


図 5.5.4.3-1 パンチングシャー 説明図

必要保有耐力

$$N_p = 593 \text{ kN/本 (後述の杭反力計算より)}$$

合否の判定

$$Q_{pa2} = 7143 \text{ kN} > N_p = 593 \text{ kN} \quad \text{合格}$$

イ 杭頭部の鉛直方向支圧耐力 (N)

$$\begin{aligned} P_{bu} &= A_p \cdot f_{cs} \\ &= 125664 \times 21 \\ &= 2639 \times 10^3 \text{ N} = 2639 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここで、

$$f_{cs} : \text{最大支圧強度 (N/mm}^2\text{)} (= F_c) = 21 \text{ N/mm}^2$$

$$A_p : \text{杭頭の有効断面積 (mm}^2\text{)} = 125664 \text{ mm}^2 \text{ } \phi 400 \text{ の PHC 杭}$$

必要保有耐力

$$N_p = 593 \text{ kN/本}$$

合否の判定

$$P_{bu2} = 2639 \text{ kN} > N_p = 593 \text{ kN} \quad \text{合格}$$

ウ 杭頭部の水平方向支圧耐力 (N)

$$\begin{aligned} Q_{bu} &= D_p \cdot L_e \cdot f_{cs} \\ &= 400 \times 100 \times 21 \\ &= 840 \times 10^3 \text{ N} = 840 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここで、

$$D_p : \text{杭径 (mm)} = 400 \text{ mm}$$

$$L_e : \text{杭頭部のフーチング内への埋込み長さ (mm)} = 100 \text{ mm}$$

必要保有耐力

$$H_p = 696.2 \times (1 / 12) = 58.0 \text{ kN/本} \quad (\text{杭1本当りの水平力})$$

合否の判定

$$Q_{pa2} = 840 \text{ kN} > H_p = 58.0 \text{ kN} \quad \text{合格}$$

(3) フーチングの曲げおよびせん断の計算方法 (杭基礎)

計算方法

1. 長辺方向 (Y方向) および短辺方向 (X方向) 地震時 ($D_s = 0.4$ 及び 0.5) について計算する。
2. 長辺および短辺共に全幅有効として計算する。
3. 杭基礎の場合、杭反力分布は外力に釣り合う直線分布としてよい。ただし、フーチングの短辺と長辺の比が4を超えるものについては、杭バネ支持として杭反力を算出することが望ましい。
4. 基礎の形状及び機器配置によっては、適当な大きさにフーチングを分割して計算してもよい。

ア 荷重構造系

(7) Y軸方向地震時 ($D_s = 0.5$)

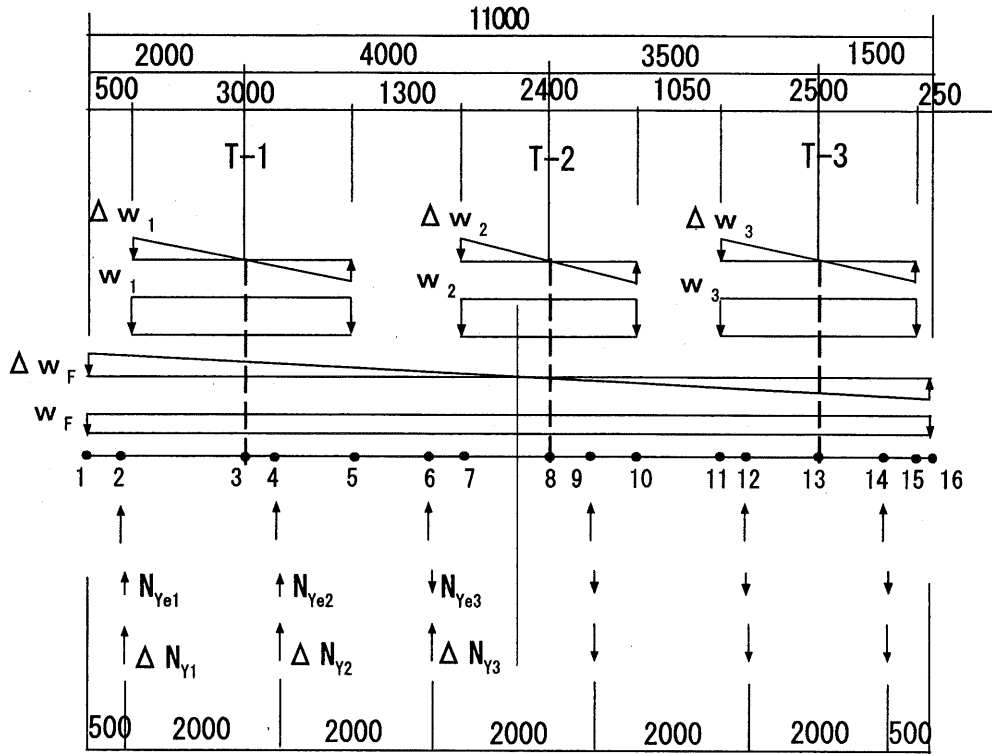


図 5.5.4.3-2 荷重図 (Y軸方向地震時)

長期荷重

$$\begin{aligned}
 w_1 &= 621.5 \times (1 / 3.0) &= 207.17 \text{ kN/m} \\
 w_2 &= 421.7 \times (1 / 2.4) &= 175.71 \text{ kN/m} \\
 w_3 &= 287.0 \times (1 / 2.5) &= 114.80 \text{ kN/m} \\
 w_F &= (1.2 \times 24 + 0.6 \times 18) \times 5.0 &= 198.00 \text{ kN/m} \\
 N_Y &= 3508.2 \times (1 / 6) &= 584.7 \text{ kN} \\
 N_{Ye3} &= 816.4 \times (1 / 140.0) \times 1.0 \times 2 &= \pm 11.66 \text{ kN} \\
 N_{Ye2} &= 816.4 \times (1 / 140.0) \times 3.0 \times 2 &= \pm 34.99 \text{ kN} \\
 N_{Ye1} &= 816.4 \times (1 / 140.0) \times 5.0 \times 2 &= \pm 58.31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

地震時荷重

$$\begin{aligned}
 \Delta w_1 &= 6 \times 3837.7 \times (1 / 3.0^2) &= \pm 2558.47 \text{ kN/m} \\
 \Delta w_2 &= 6 \times 2244.3 \times (1 / 2.4^2) &= \pm 2337.81 \text{ kN/m} \\
 \Delta w_3 &= 6 \times 499.5 \times (1 / 2.5^2) &= \pm 479.52 \text{ kN/m} \\
 \Delta w_F &= 6 \times 89.3 \times (1 / 11.0^2) &= \pm 4.43 \text{ kN/m} \\
 \Delta N_{Y3} &= 6670.8 \times (1 / 140.0) \times 1.0 \times 2 &= \pm 95.30 \text{ kN} \\
 \Delta N_{Y2} &= 6670.8 \times (1 / 140.0) \times 3.0 \times 2 &= \pm 285.89 \text{ kN} \\
 \Delta N_{Y1} &= 6670.8 \times (1 / 140.0) \times 5.0 \times 2 &= \pm 476.49 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(イ) X軸方向地震時 ($D_s = 0.5$)

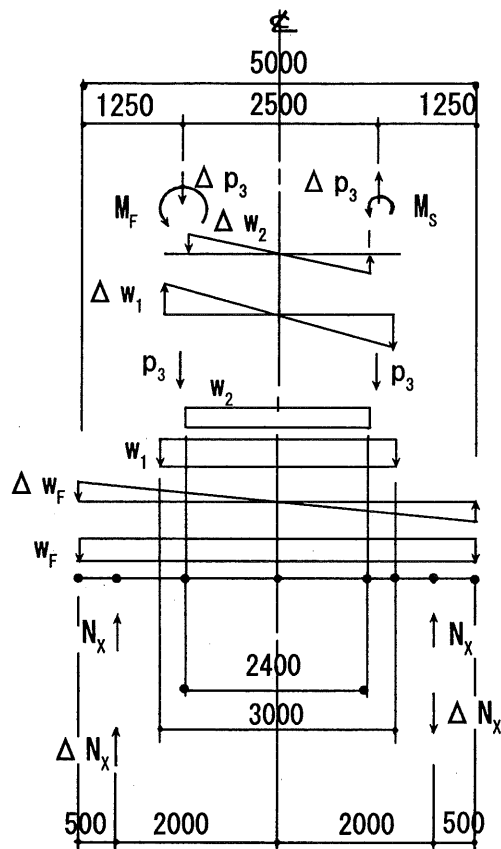


図 5.5.4.3-3 荷重図 (X軸方向地震時)

長期荷重

$$\begin{aligned} w_1 &= 621.51 \times (1 / 3.0) &&= 207.17 \text{ kN/m} \\ w_2 &= 421.7 \times (1 / 2.4) &&= 175.71 \text{ kN/m} \\ p_3 &= 287.0 \times (1 / 2) &&= 143.50 \text{ kN} \\ w_F &= (1.2 \times 24 + 0.6 \times 18) \times 11.0 &&= 435.60 \text{ kN/m} \\ N_x &= 3508.2 \times (1 / 2) &&= 1754.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

地震時荷重

$$\begin{aligned} \Delta w_1 &= 6 \times 3837.7 \times (1 / 3.0^2) &&= \pm 2558.47 \text{ kN/m} \\ \Delta w_2 &= 6 \times 2244.3 \times (1 / 2.4^2) &&= \pm 2337.81 \text{ kN/m} \\ \Delta p_3 &= \pm 84.0 / 2.5 &&= \pm 33.6 \text{ kN} \\ M_F &= 56.0 \times 3.3 + (23.2 \times 2.55 + 4.5 \times 1.5) \times (1 / 2) &&= 217.76 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_S &= 4.0 \times 3.3 + (23.2 \times 2.55 + 4.5 \times 1.5) \times (1 / 2) &&= 46.16 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \Delta N_x &= 6519.2 \times (1 / 4.0) &&= \pm 1629.8 \text{ kN} \\ \Delta w_F &= 6 \times 89.3 \times (1 / 5.0^2) &&= \pm 21.43 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここで、

w_1 : T-1, ペDESTALの重量分
 w_2 : T-2, "
 w_3 : D-3, " (Y方向)

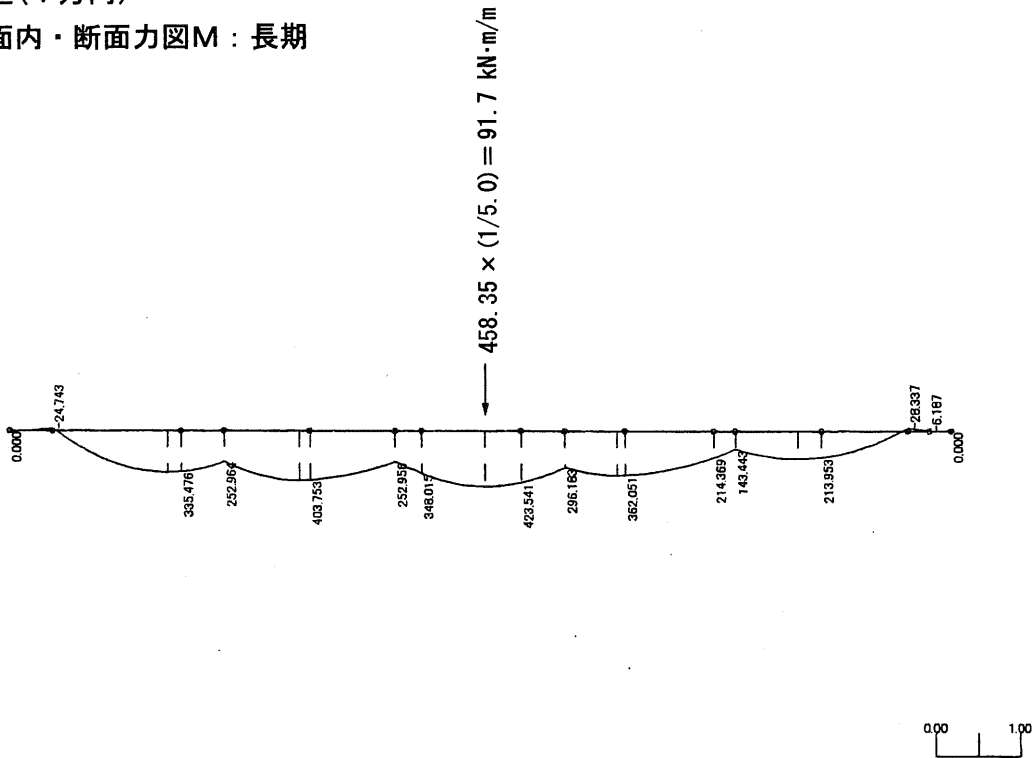
| | |
|------------------------------------|--|
| w_F | : フーチング及び土（換算）の重量分 |
| N_Y | : 長期杭反力×2本（Y方向） |
| $N_{Ye3} \sim N_{Ye1}$ | : Y方向の偏心モーメントによる杭反力の増分 |
| Δw_1 | : T-1、ペDESTALの転倒モーメントによる荷重の増分 |
| Δw_2 | : T-2、 |
| Δw_3 | : D-3、 |
| Δw_F | : フーチングの転倒モーメントによる荷重の増分 |
| $\Delta N_{Y3} \sim \Delta N_{Y1}$ | : Y方向地震時の杭反力増分×2本 |
| p_3 | : D-3、ペDESTALの重量分（X方向） |
| N_x | : 長期杭反力×6本（X方向） |
| Δp_3 | : D-3の転倒モーメントによる反力の増分 （X方向地震時） |
| M_F | : D-3のFIX側のペDESTALの曲げモーメント （X方向地震時） |
| M_S | : D-3のSLIDE側のペDESTALの曲げモーメント （X方向地震時） |
| ΔN_x | : X方向地震時の杭反力の増分×6本 |

なお、 $D_s = 0.4$ における計算は、本章では省略する。

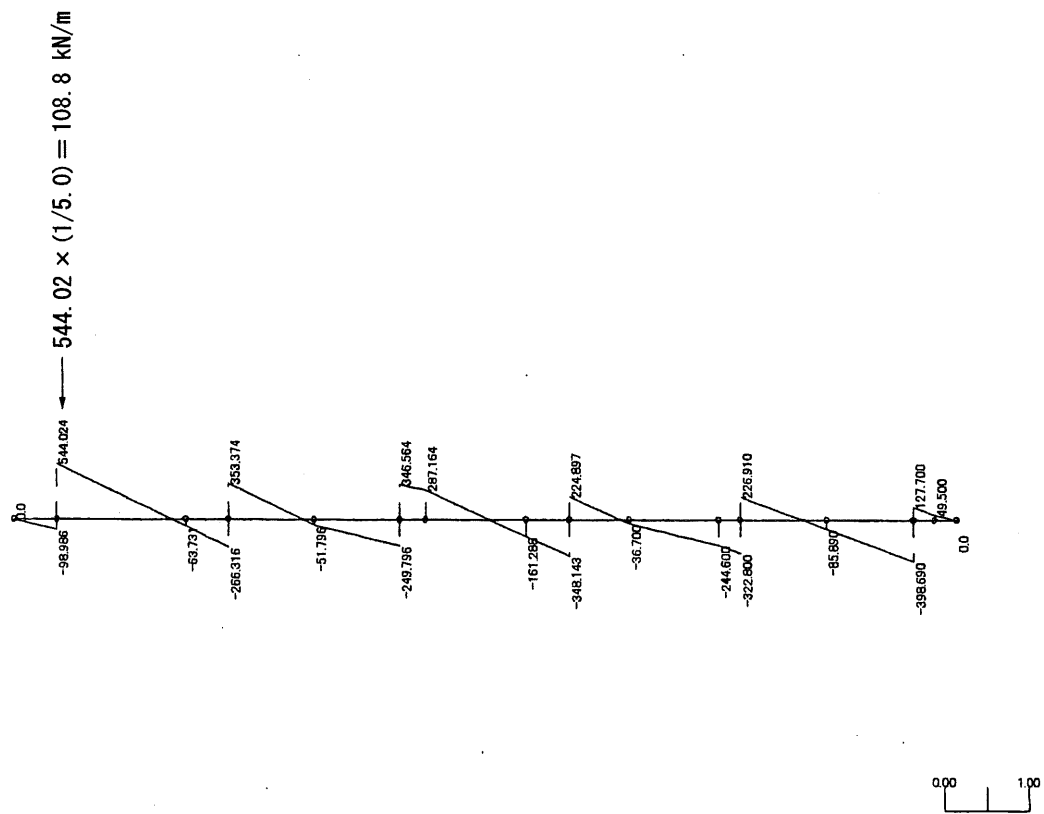
イ 電算アウトプット

長辺(Y方向)

面内・断面力図M：長期

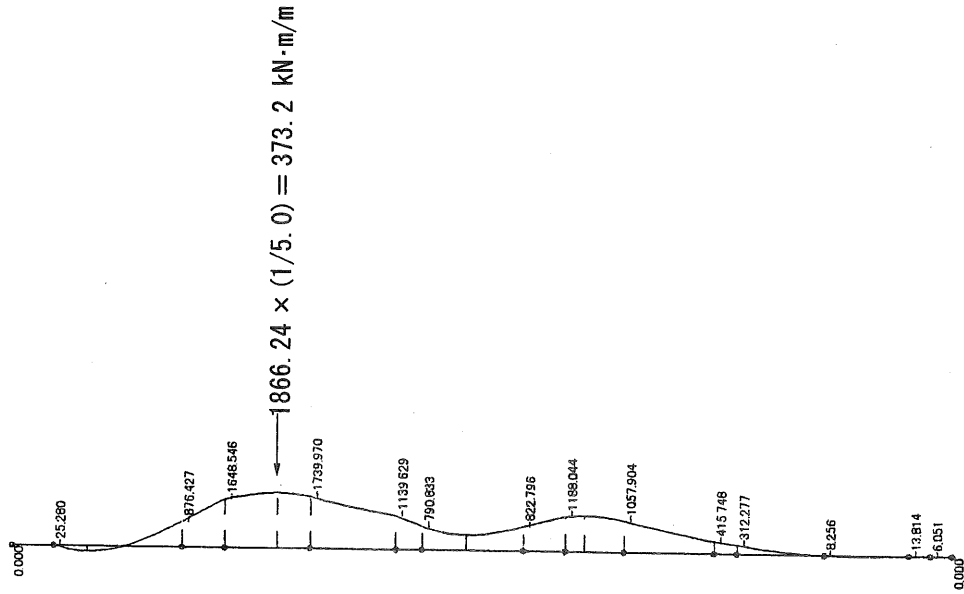


面内・断面力図S：長期

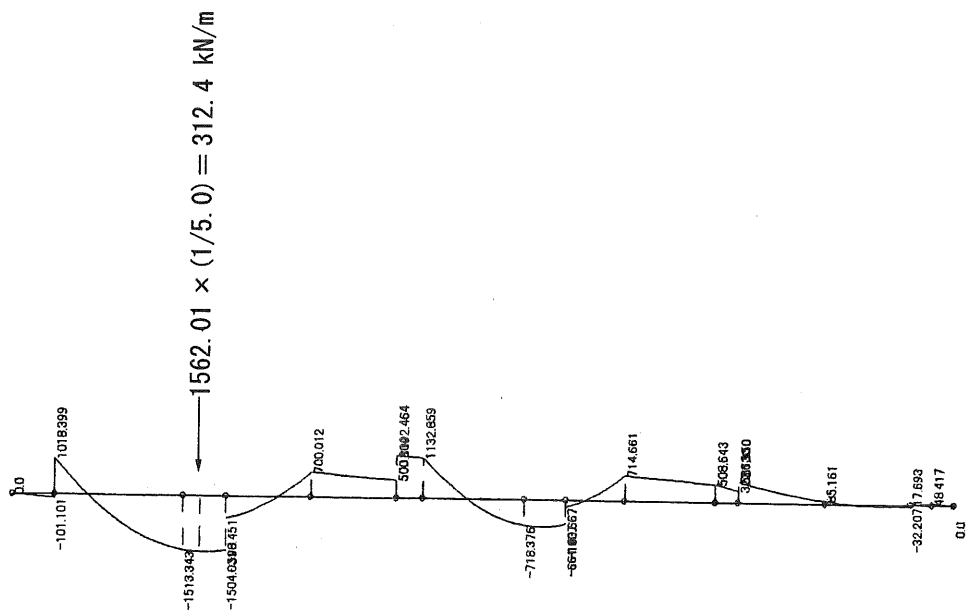


長辺 (Y方向)

面内・断面力図M : 地震時 (←)

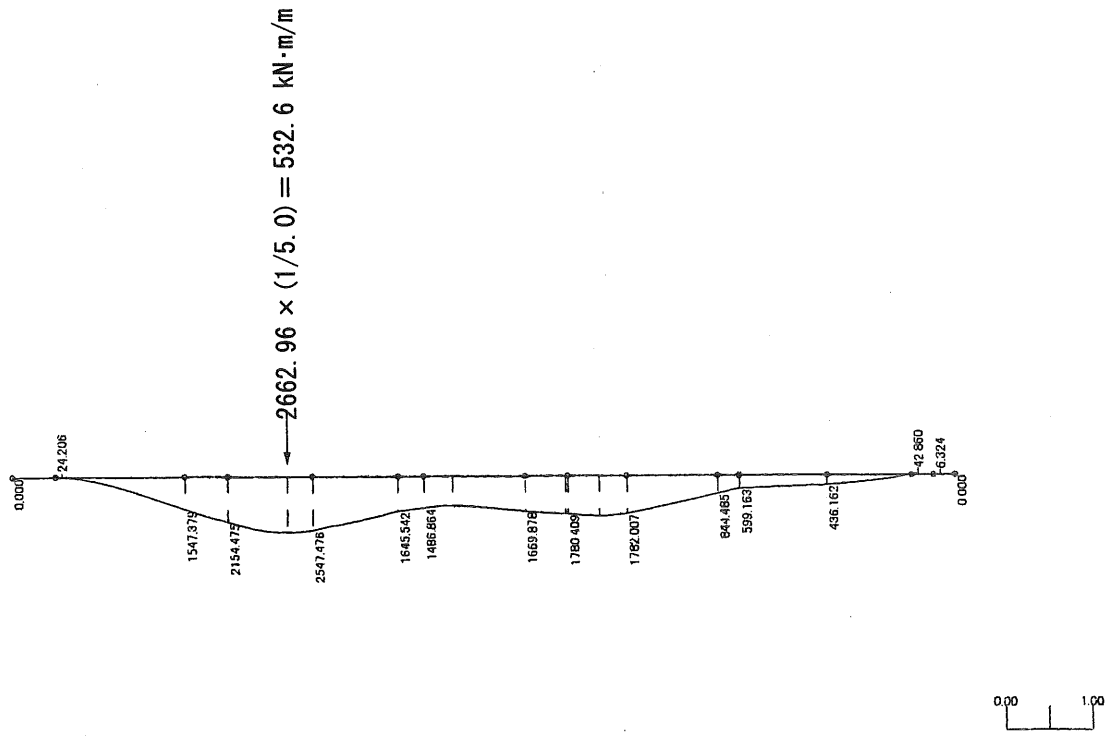


面内・断面力図S : 地震時 (←)

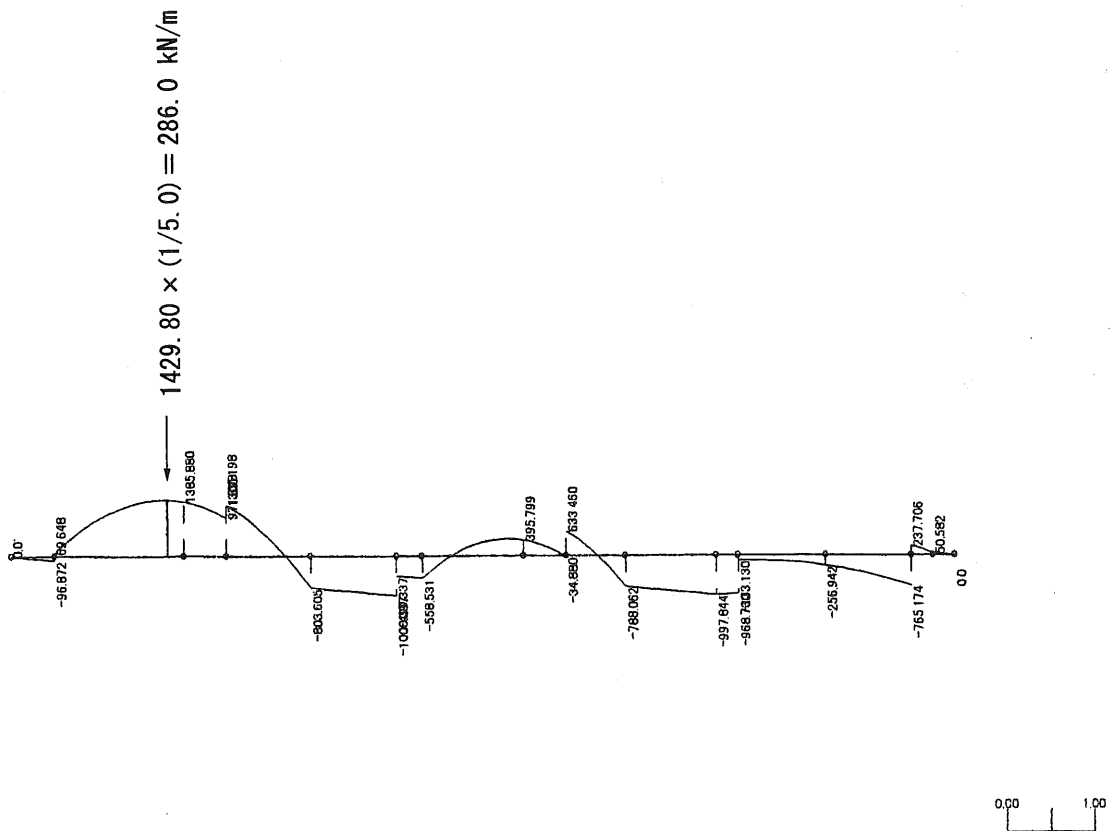


長辺 (Y方向)

面内・断面力図M : 地震時(→)

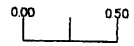
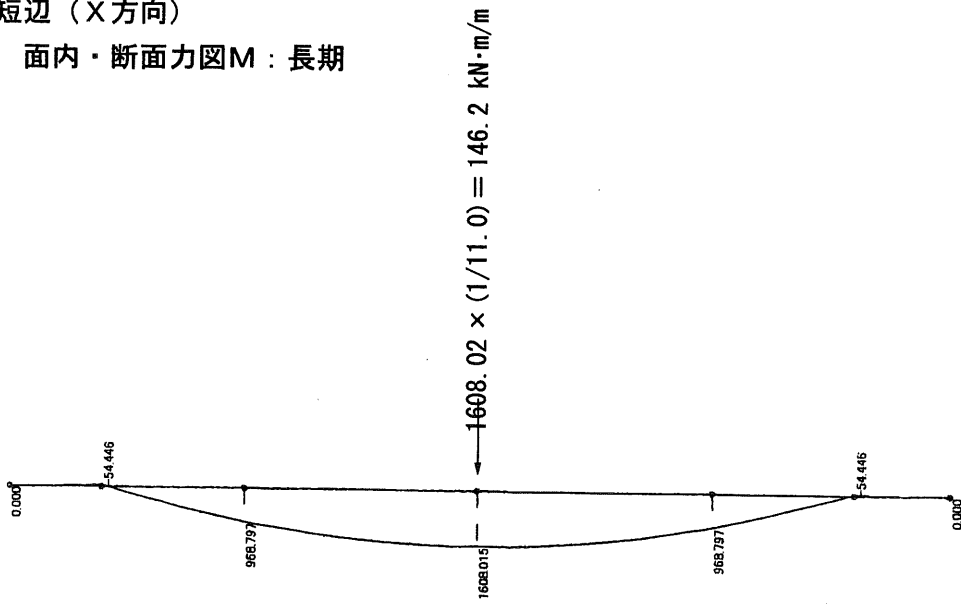


面内・断面力図S : 地震時(→)

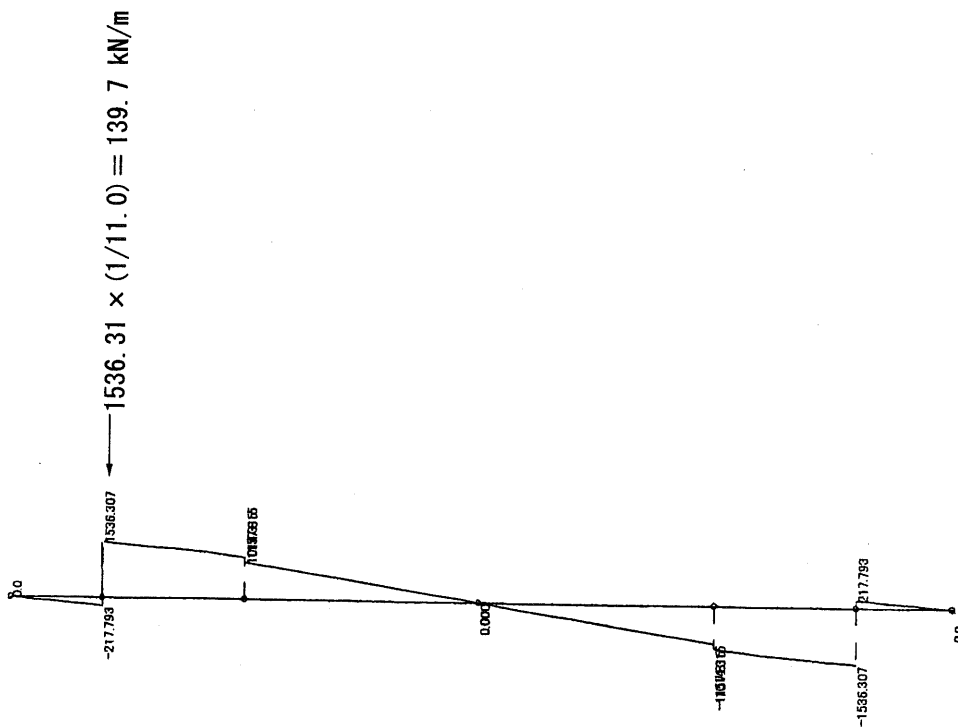


短辺 (X方向)

面内・断面力図M : 長期

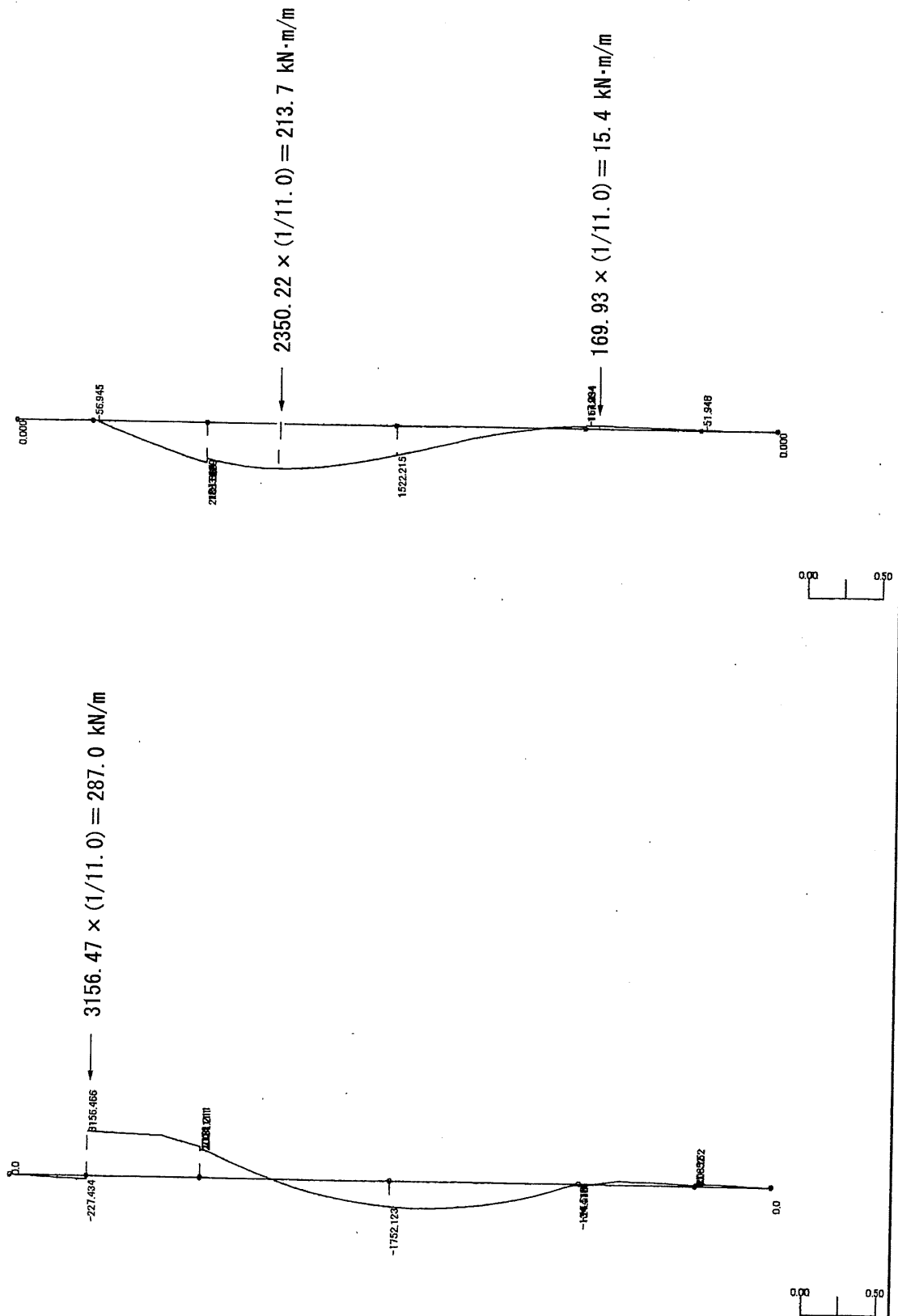


面内・断面力図S : 長期



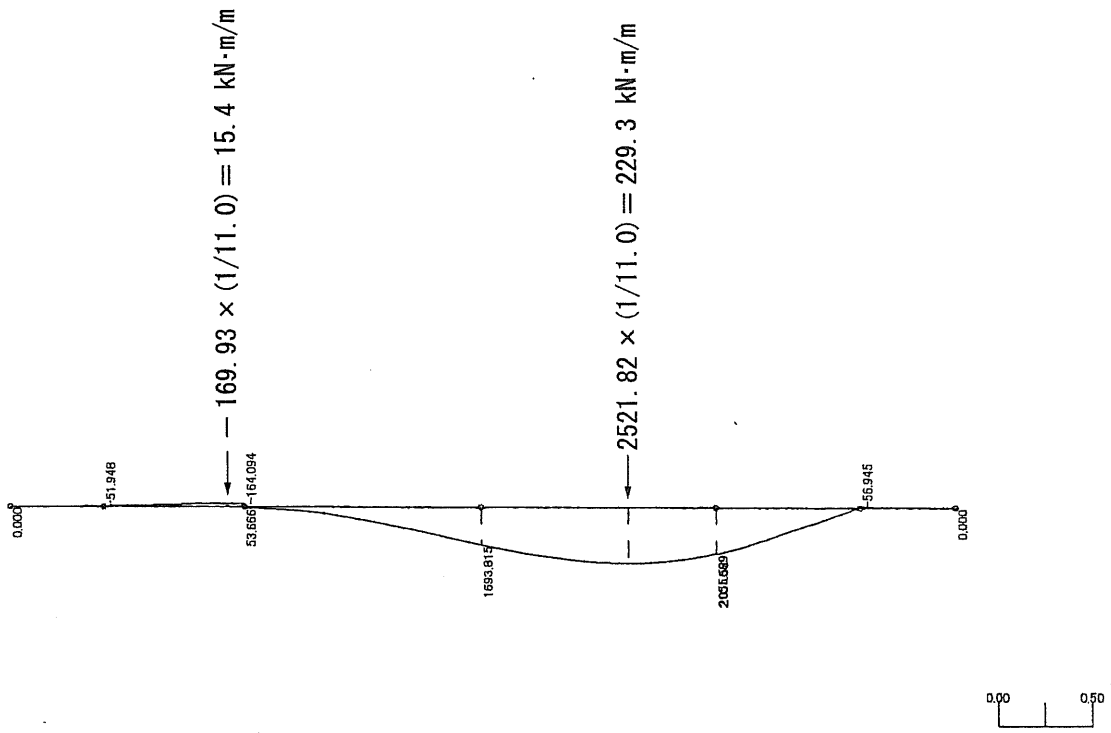
短辺 (X方向)

面内・断面力図M:地震時(←)

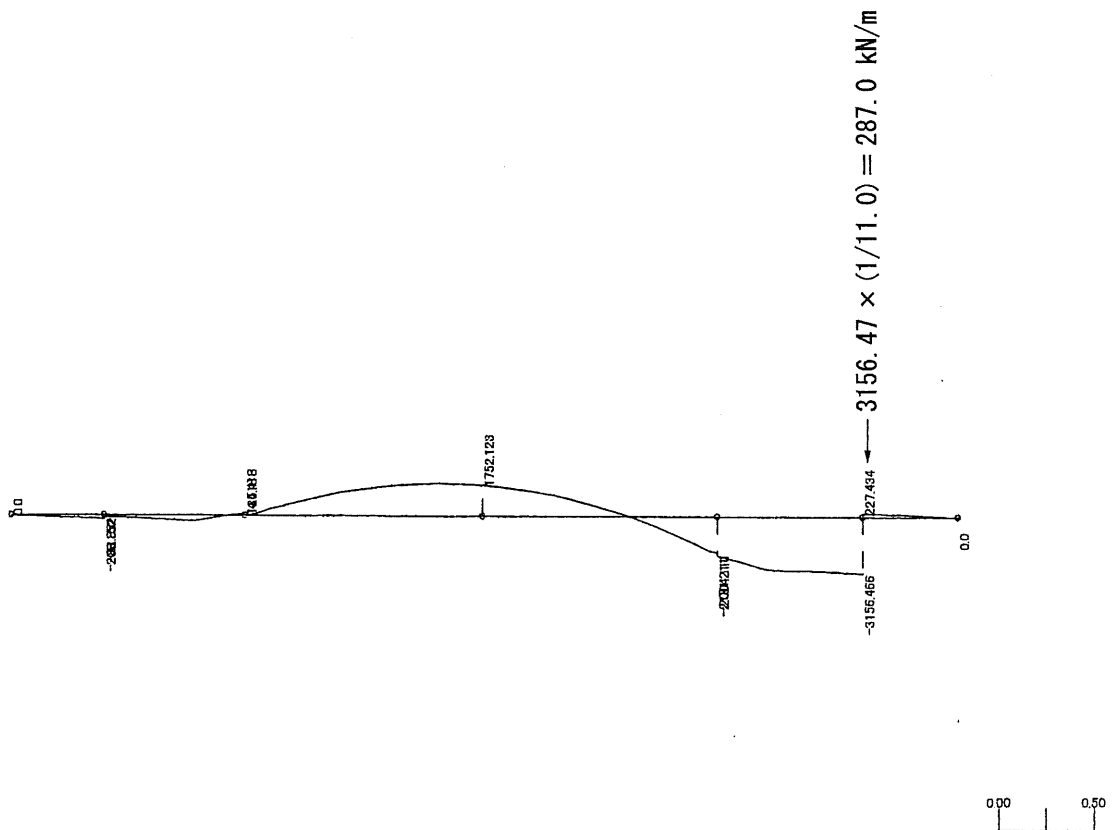


短辺 (X方向)

面内・断面力図M:地震時(→)



面内・断面力図S:地震時(→)



ウ 計算結果 $D_s = 0.5$

長辺方向 (Y方向地震時)

曲げモーメント

$$\text{上筋 } M_{y1} = -1866.24 \times (1/5.0) = -373.2 \text{ kNm/m}$$

$$\text{下筋 } M_{y2} = 2662.96 \times (1/5.0) = 532.6 \text{ kNm/m}$$

$$\text{せん断 } Q_y = 1562.01 \times (1/5.0) = 312.4 \text{ kN/m}$$

短辺方向 (X方向地震時)

曲げモーメント

$$\text{上筋 } M_{x1} = -169.92 \times (1/11.0) = -15.4 \text{ kNm/m}$$

$$\text{下筋 } M_{x2} = 2521.82 \times (1/11.0) = 229.3 \text{ kNm/m}$$

$$\text{せん断 } Q_x = 3156.47 \times (1/11.0) = 287.0 \text{ kN/m}$$

* $D_s = 0.4$ の計算は省略する。

エ 曲げモーメントに対する検討 ($D_s = 0.4$ で可)

鉄筋コンクリート梁と仮定しての曲げ終局耐力 (Nmm)

$$F_r M_u = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d$$

ここで、

a_t : フーチングの有効幅内の引張鉄筋の断面積の合計 (mm²)

σ_y : フーチングの引張鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

d : フーチングの有効せいで、フーチング天端からフーチング下端の鉄筋重心までの距離 (mm)

表 5.5.4.3-1 曲げモーメントに対する検討結果

| 名称 | | a_t (mm ²) | σ_y (N/mm ²) | d (mm) | $F_r M_u$ (kNm/m) | 必要保有耐力 M (kNm/m) $D_s = 0.5$ | 判定 |
|----------|----|-----------------------------|------------------------------------|-------------|----------------------|------------------------------------|----|
| 長辺 方向 | 上筋 | 1433 | 294 | 1100 | 417 | 373.2 | 合格 |
| | 下筋 | 1936 | 294 | 1100 | 563 | 532.6 | 合格 |
| 短辺 方向 | 上筋 | 993 | 294 | 1100 | 289 | 15.4 | 合格 |
| | 下筋 | 1433 | 294 | 1100 | 417 | 229.3 | 合格 |

注) せん断力とせん断耐力の比が0.8より小さい場合は曲げの D_s は0.4に低減してもよい。

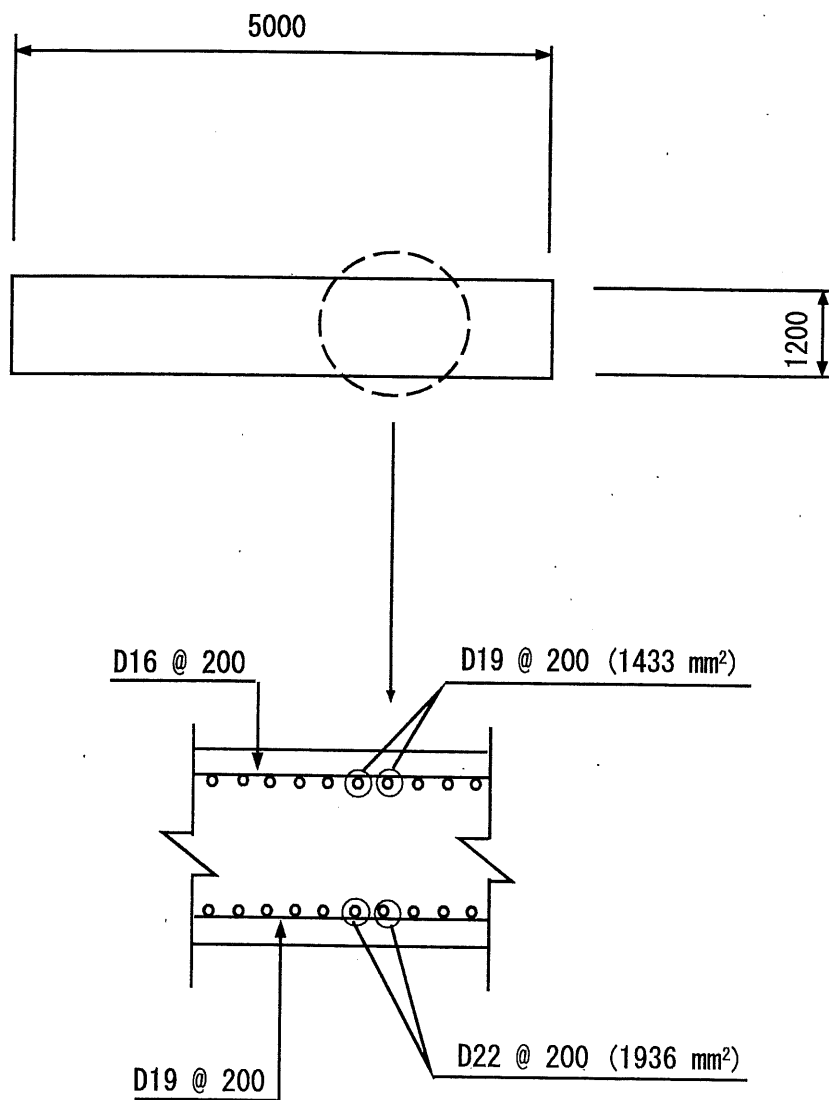


図 5.5.4.3-4 フーチングの配筋 (杭基礎)

オ せん断荷重に対する検討

鉄筋コンクリート梁と仮定しての保有耐力 (N)

$$\begin{aligned}F_U^Q &= b' \cdot j \cdot f_{ss} \\ &= 1000 \times 0.875 \times 1100 \times 1.05 \\ &= 1011 \times 10^3 \text{ N} = 1011 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

ここで、

b' : フーチングの有効幅 (mm) = 1000

j : フーチングの応力中心間距離 (mm) = $(7/8) d = 0.875 \times 1100 \text{ mm}$

f_{ss} : コンクリートの短期許容せん断応力度で、耐震告示第16条第4項に定める値 (N/mm²) = 1.05

必要保有耐力

$$Q_{\max} = 312.4 \text{ kN/m} \quad (\text{Y方向地震時})$$

合否の判定

$$\begin{aligned}F_U^Q &= 1011 \text{ kN/m} > Q_{\max} = 312.4 \text{ kN/m} \\ Q_{\max} / F_U^Q &= 0.31 < 0.8 \quad \text{合格}\end{aligned}$$

☆-2 直接基礎の場合

(3)' フーチングの曲げおよびせん断の計算方法 (直接基礎)

計算方法

1. 長辺方向 (Y方向) および短辺方向 (X方向) 地震時 ($D_s = 0.4$ 及び 0.5) について計算する。
2. 長辺および短辺共に全幅有効として計算する。
3. 直接基礎の場合、地盤反力は外力に釣り合う直線分布としてよい。ただし、フーチングの短辺と長辺の比が4を超えるものについては、地盤バネ支持として地盤反力を算出することが望ましい。
4. 基礎の形状及び機器配置によっては、適当な大きさにフーチングを分割して計算してもよい。

ア 荷重構造系

(7) Y軸方向地震時 ($D_s = 0.5$)

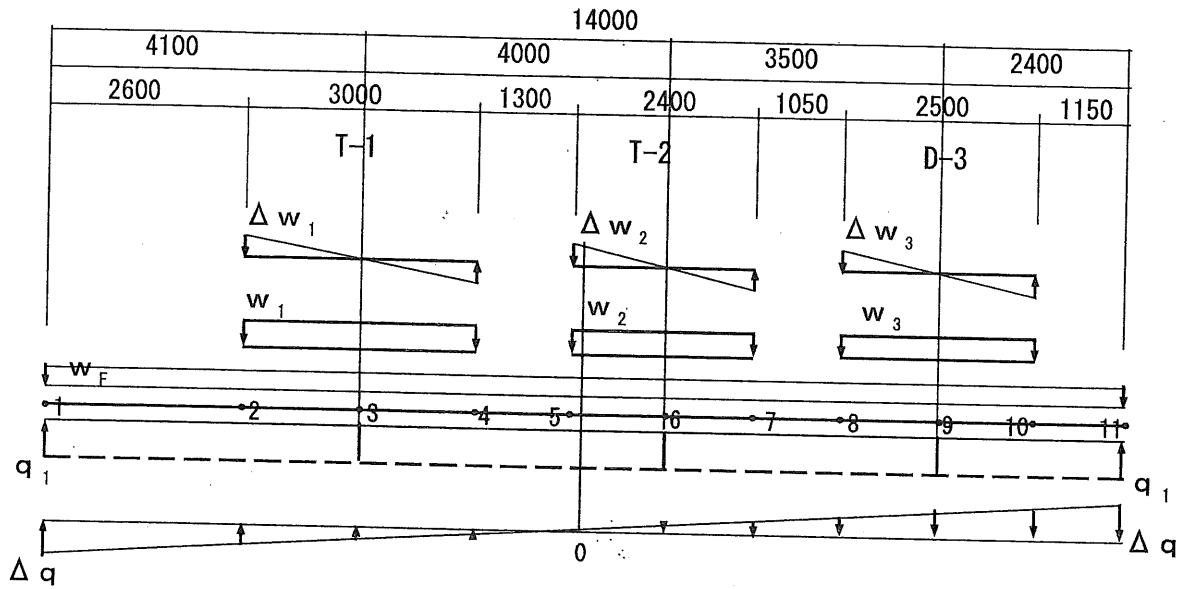


図 5.5.4.3-5 荷重図 (Y軸方向地震時)

長期荷重

$$\begin{aligned}
 w_1 &= 621.5 \times (1 / 3.0) &= 207.17 \text{ kN/m} \\
 w_2 &= 421.7 \times (1 / 2.4) &= 175.71 \text{ kN/m} \\
 w_3 &= 287.0 \times (1 / 2.5) &= 114.80 \text{ kN/m} \\
 w_F &= (1.2 \times 24 + 0.6 \times 18) \times 7.0 &= 277.20 \text{ kN/m} \\
 q_1 &= 5211.0 \times (1 / 14.0) &= 372.21 \text{ kN/m} \\
 \Delta q_{ey} &= 6 \times 18.3 \times (1 / 14.0^2) &= \pm 0.56 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

地震時荷重

$$\begin{aligned}
 \Delta w_1 &= 6 \times 3837.7 \times (1 / 3.0^2) &= \pm 2558.47 \text{ kN/m} \\
 \Delta w_2 &= 6 \times 2244.3 \times (1 / 2.4^2) &= \pm 2337.81 \text{ kN/m} \\
 \Delta w_3 &= 6 \times 499.5 \times (1 / 2.5^2) &= \pm 479.52 \text{ kN/m} \\
 \Delta q_y &= 6 \times (6740.6 - 159.2) / 14.0^2 &= \pm 201.47 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

(イ) X軸方向地震時

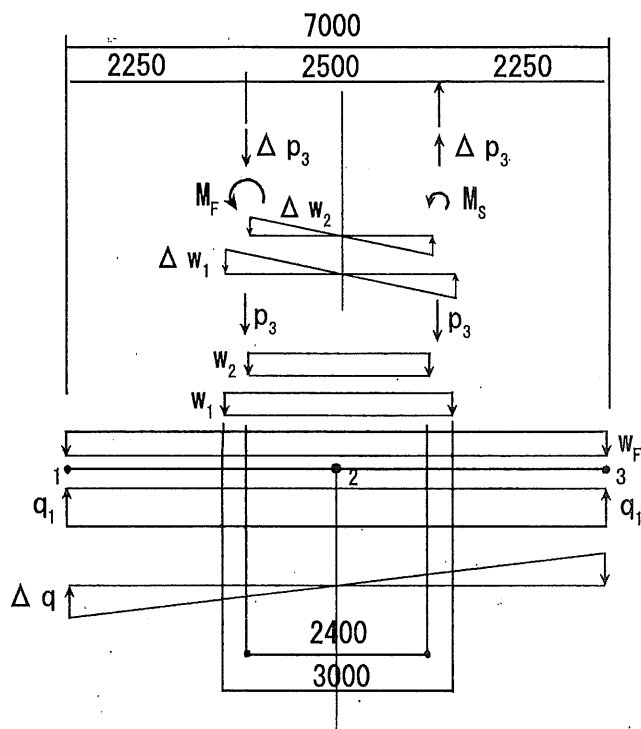


図 5.5.4.3-6 荷重図 (X軸方向地震時)

長期荷重

$$\begin{aligned}
 w_1 &= 621.5 \times (1 / 3.0) && = 207.17 \text{ kN/m} \\
 w_2 &= 421.7 \times (1 / 2.4) && = 175.71 \text{ kN/m} \\
 p_3 &= 287.0 \times (1 / 2) && = 143.50 \text{ kN} \\
 w_F &= (1.2 \times 24 + 0.6 \times 18) \times 14.0 && = 554.40 \text{ kN/m} \\
 q_1 &= 5211.0 \times (1 / 7.0) && = 744.43 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

地震時荷重

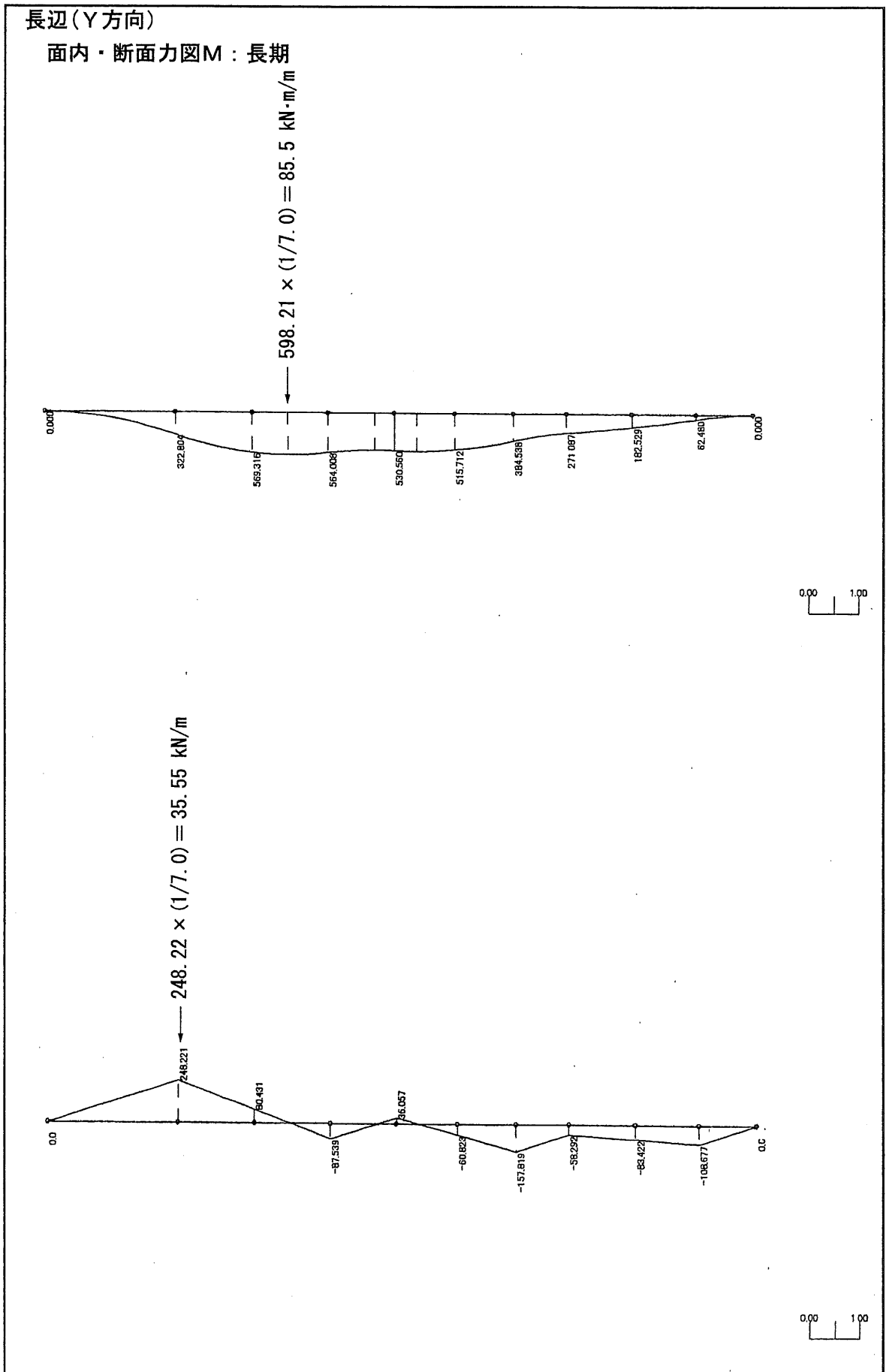
$$\begin{aligned}
 \Delta w_1 &= 6 \times 3837.7 \times (1 / 3.0^2) && = \pm 2558.47 \text{ kN/m} \\
 \Delta w_2 &= 6 \times 2244.3 \times (1 / 2.4^2) && = \pm 2337.81 \text{ kN/m} \\
 \Delta p_3 &= \pm 84.0 / 2.5 && = \pm 33.6 \text{ kN} \\
 M_F &= 56.0 \times 3.3 + (23.2 \times 2.55 + 4.5 \times 1.5) \times (1 / 2) && = 217.76 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 M_S &= 4.0 \times 3.3 + (23.2 \times 2.55 + 4.5 \times 1.5) \times (1 / 2) && = 46.16 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \Delta q_x &= 6 \times (6589.0 - 159.2) \times (1 / 7.0^2) && = 787.32 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

ここで、

- w_1 : T-1, ペDESTALの重量分
- w_2 : T-2, ペDESTALの重量分
- w_3 : D-3, ペDESTALの重量分 (Y方向)
- w_F : フーチング及び土 (換算) の重量分
- q_1 : 長期地盤反力度×全幅
- Δq_{ey} : Y方向の偏心モーメント
- Δw_1 : T-1, ペDESTALの転倒モーメントによる反力の増分
- Δw_2 : T-2, ペDESTALの転倒モーメントによる反力の増分
- Δw_3 : D-3, ペDESTALの転倒モーメントによる反力の増分
(Y方向地震時)
- Δq_y : 地震時地盤反力度の増分 (Y方向地震時)
- P_3 : D-3, ペDESTALの重量分 (X方向)
- M_F : D-3のFIX側のペDESTALの曲げモーメント
(X方向地震時)
- M_S : D-3のSLIDE側のペDESTALの曲げモーメント
(X方向地震時)
- Δq_x : 地震時地盤反力度の増分 (X方向地震時)

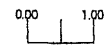
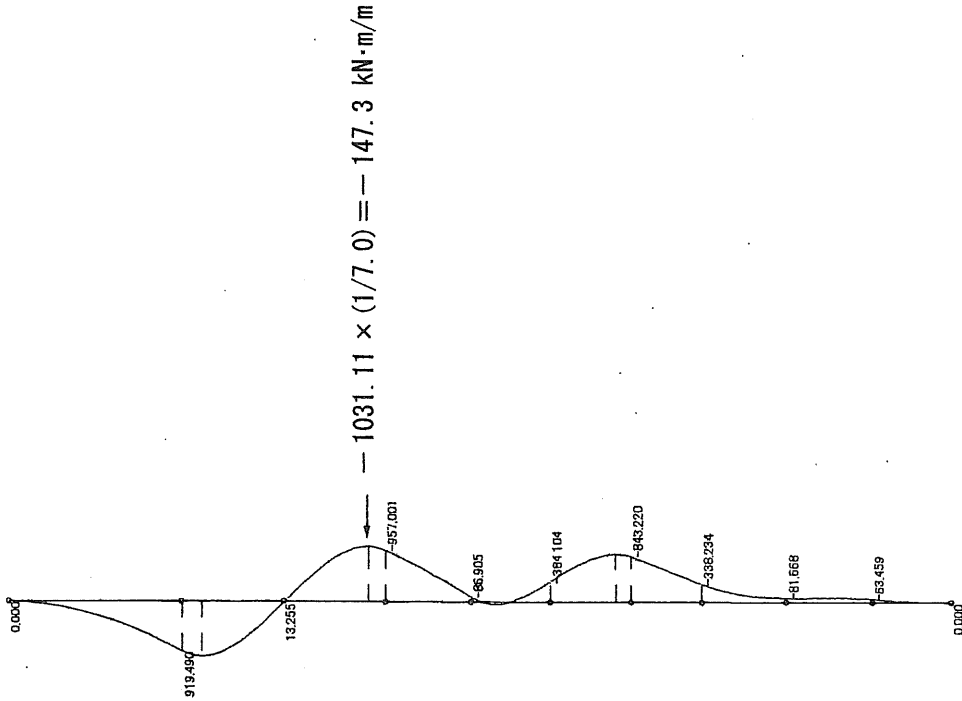
なお、 $D_s = 0.4$ における計算は、本章では省略する。

イ 電算アウトプット

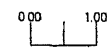
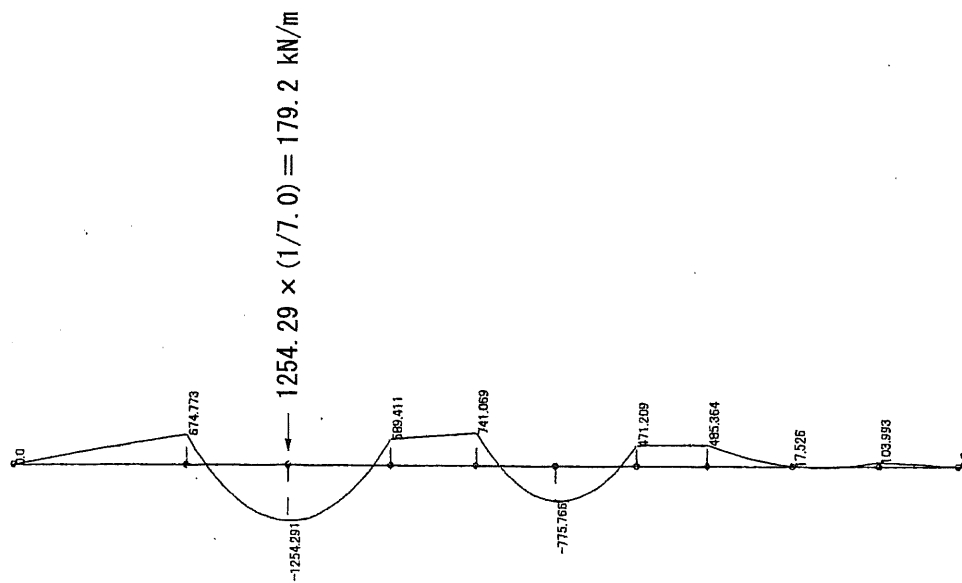


長辺(Y方向)

面内・断面力図M：地震時(←)

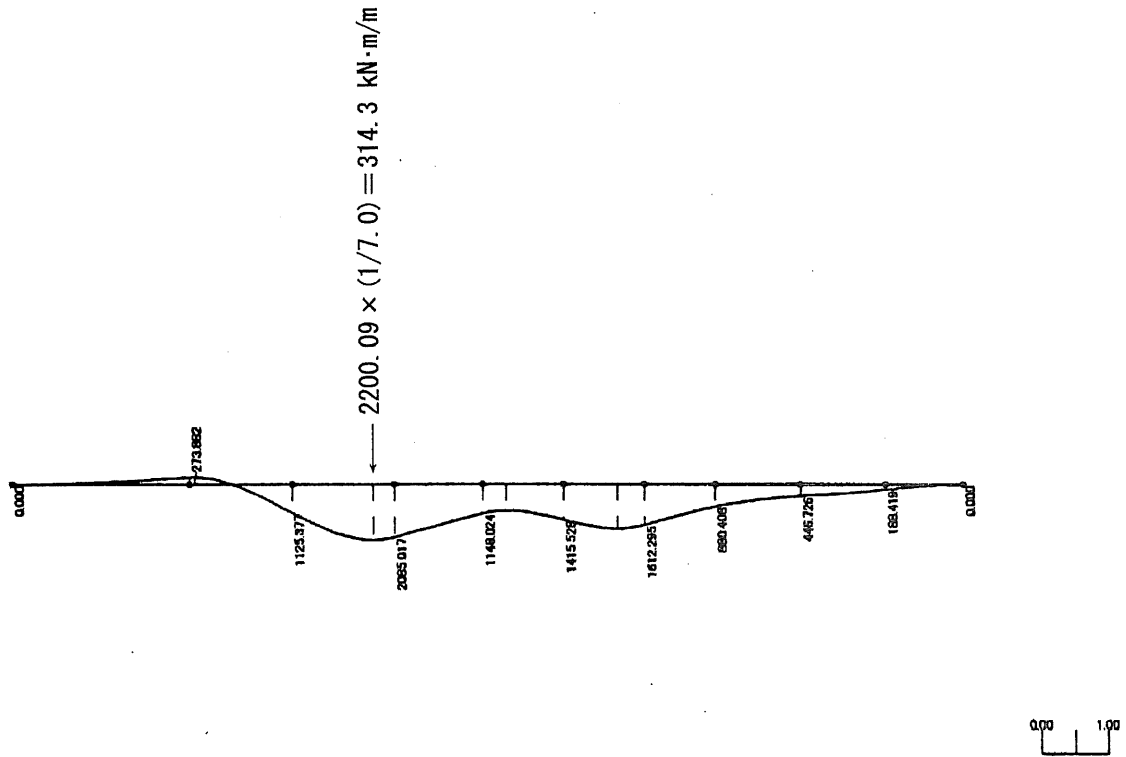


面内・断面力図M：地震時(←)

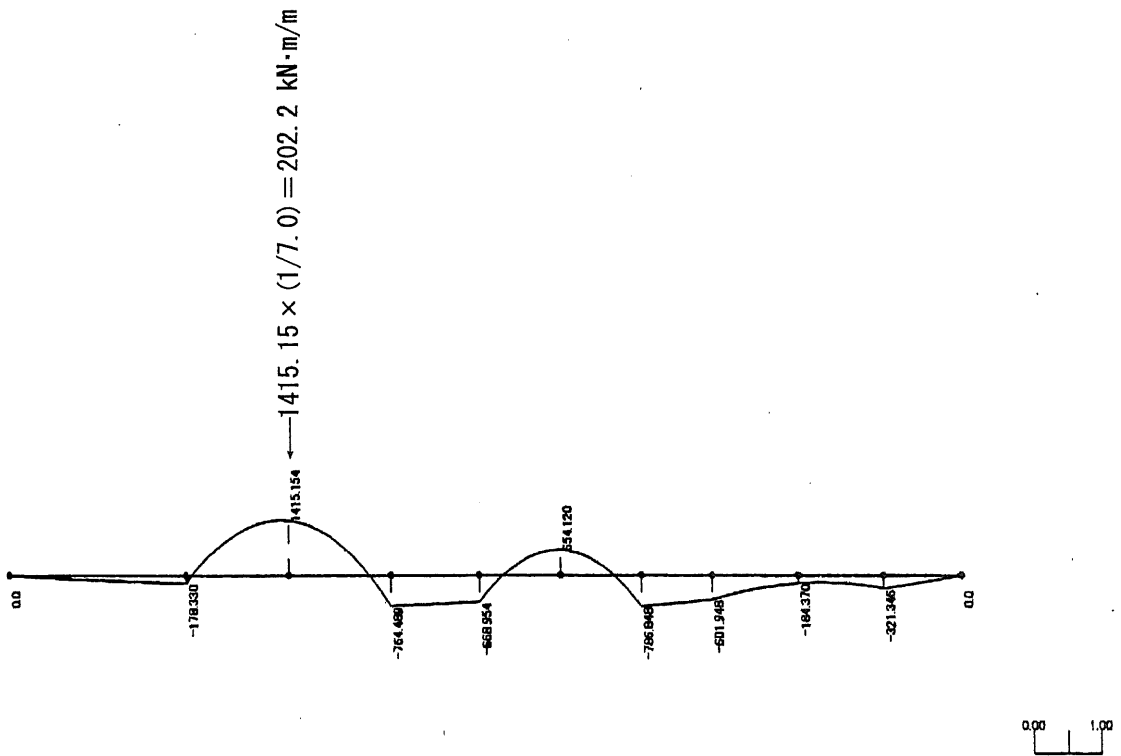


長辺 (Y方向)

面内・断面力図M : 地震時 (→)

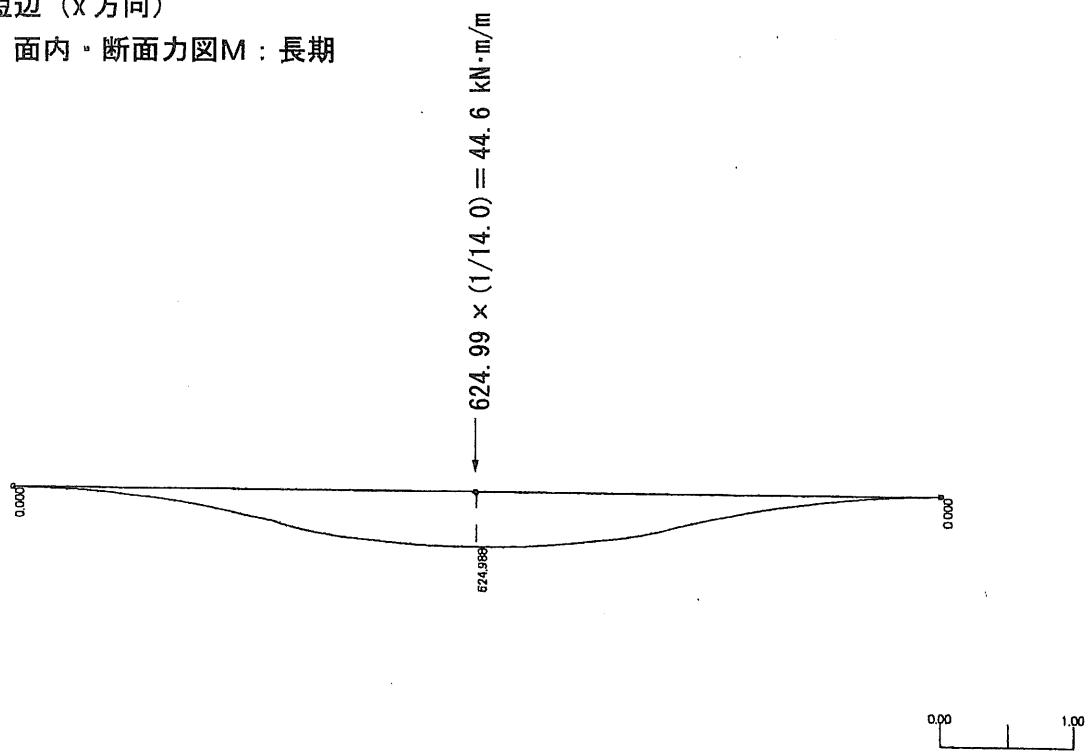


面内・断面力図S : 地震時 (→)

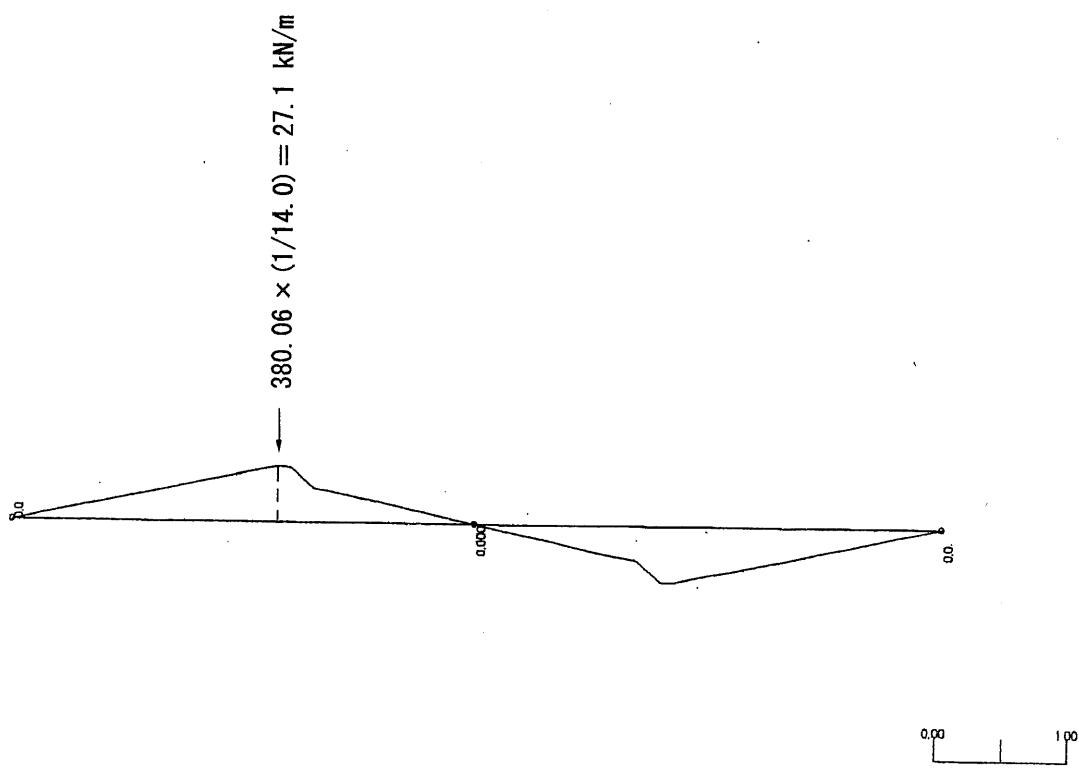


短辺 (x 方向)

面内・断面力図M : 長期

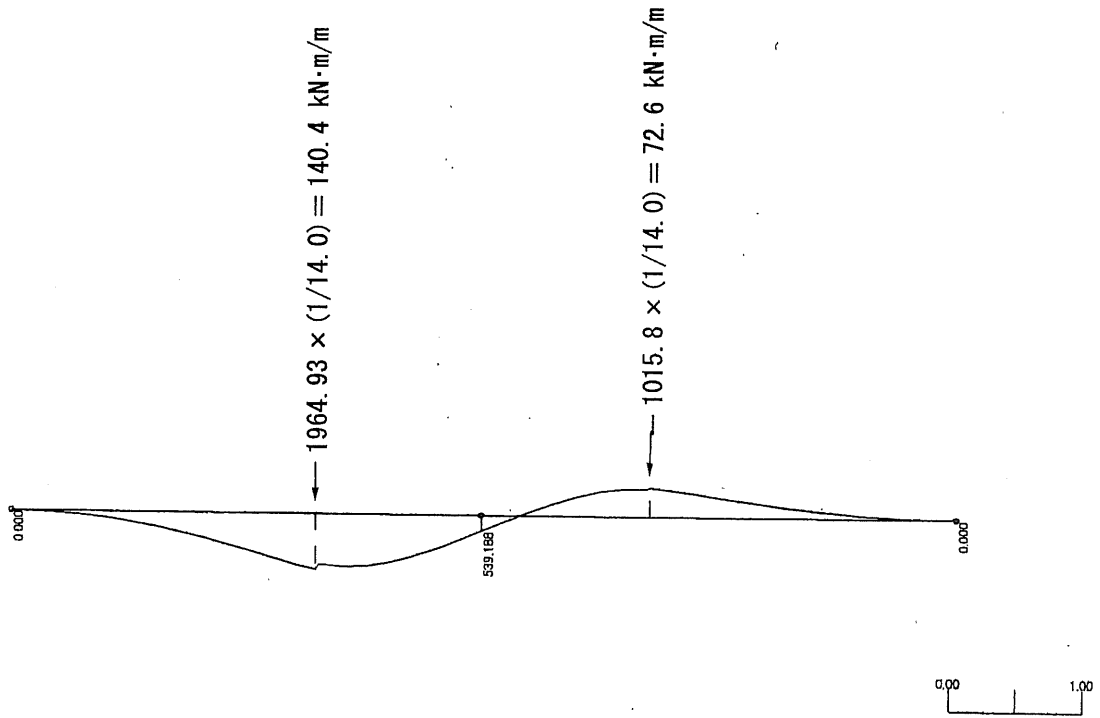


面内・断面力図S : 長期

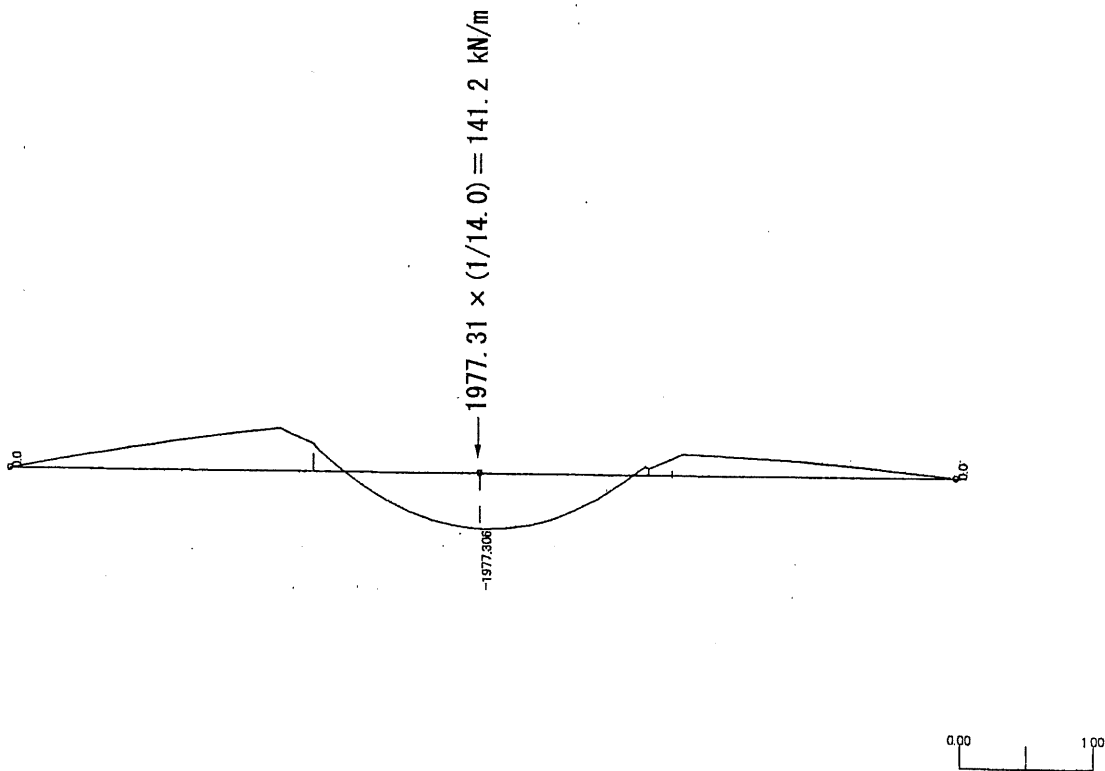


短辺 (x 方向)

面内・断面力図M : 地震時 (←)

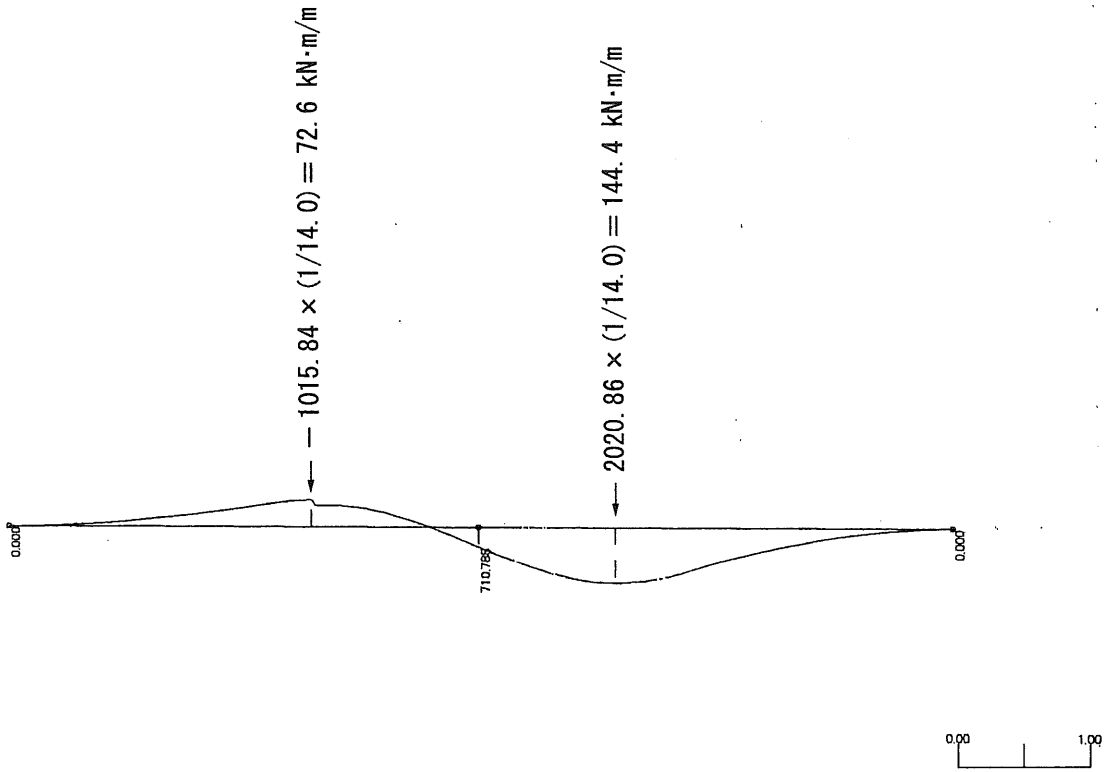


面内・断面力図S : 地震時 (←)

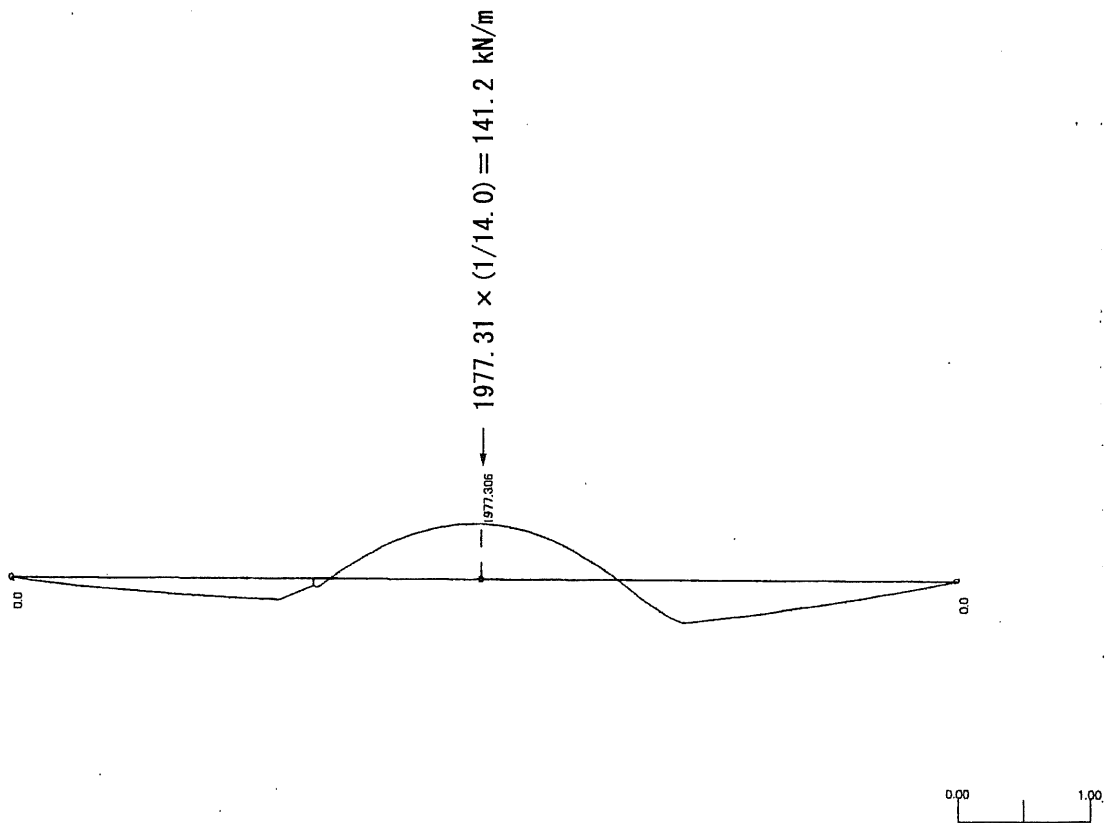


短辺 (x 方向)

面内・断面力図M : 地震時 (→)



面内・断面力図S : 地震時 (→)



ウ 計算結果 $D_s = 0.5$

長辺方向 (Y方向地震時)

曲げモーメント

$$\text{上筋 } M_{y1} = -1031.11 \times (1/7.0) = -147.3 \text{ kNm/m}$$

$$\text{下筋 } M_{y2} = 2200.09 \times (1/7.0) = 314.3 \text{ kNm/m}$$

$$\text{せん断 } Q_y = 1415.15 \times (1/7.0) = 202.2 \text{ kN/m}$$

短辺方向 (X方向地震時)

曲げモーメント

$$\text{上筋 } M_{x1} = -1015.84 \times (1/14.0) = -72.6 \text{ kNm/m}$$

$$\text{下筋 } M_{x2} = 1964.93 \times (1/14.0) = 140.4 \text{ kNm/m}$$

$$\text{せん断 } Q_x = 1977.31 \times (1/14.0) = 141.2 \text{ kN/m}$$

* $D_s = 0.4$ の計算は省略する。

エ 曲げモーメントに対する検討 ($D_s = 0.4$ で可)

鉄筋コンクリート梁と仮定しての曲げ終局耐力 (Nmm)

$$F_u M_u = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d$$

ここで、

a_t : フーチングの有効幅内の引張鉄筋の断面積の合計 (mm²)

σ_y : フーチングの有効幅内の引張鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

d : フーチングの有効幅内の有効せいで、フーチング天端からフーチング下端の鉄筋重心までの距離 (mm)

表 5.5.4.3-2 曲げモーメントに対する検討結果

| 名称 | | a_t (mm ²) | σ_y (N/mm ²) | D (mm) | $F_u M_u$ (kNm/m) | 必要保有耐力 M (kNm/m) $D_s = 0.5$ | 判定 |
|----------|----|-----------------------------|------------------------------------|-----------|----------------------|------------------------------------|----|
| 長辺 方向 | 上筋 | 1433 | 294 | 1100 | 417 | 147.3 | 合格 |
| | 下筋 | 1936 | 294 | 1100 | 563 | 314.3 | 合格 |
| 短辺 方向 | 上筋 | 993 | 294 | 1100 | 289 | 72.6 | 合格 |
| | 下筋 | 1433 | 294 | 1100 | 417 | 144.4 | 合格 |

注) せん断力とせん断耐力の比が0.8より小さい場合は曲げの D_s は0.4に低減してもよい。

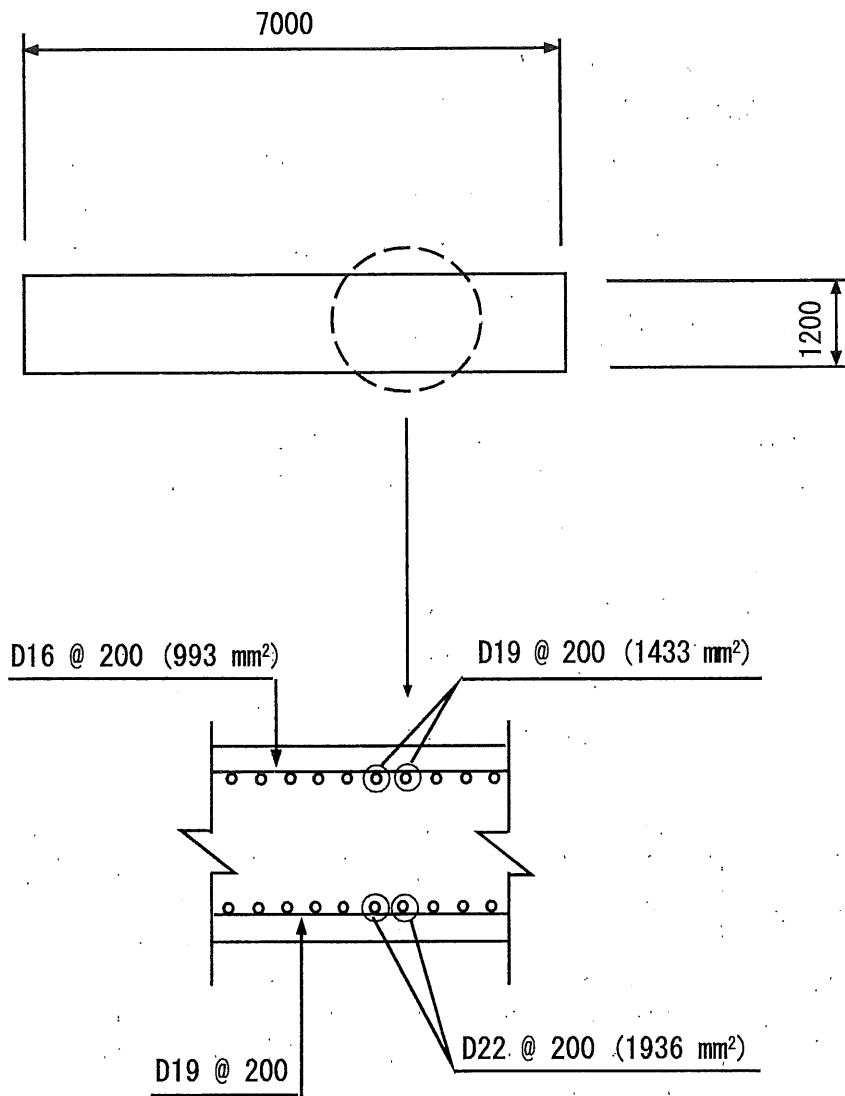


図 5.5.4.3-7 フーチング配筋 (直接基礎)

オ せん断荷重に対する検討

鉄筋コンクリート梁と仮定しての保有耐力 (N)

$$\begin{aligned}F_u Q_u &= b' \cdot j \cdot f_{ss} \\ &= 1000 \times 0.875 \times 1100 \times 1.05 \\ &= 1011 \times 10^3 \text{ N} = 1011 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

ここで、

$$b' : \text{フーチングの有効幅 (mm)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}j : \text{フーチングの応力中心間距離 (mm)} &= (7/8) d \\ &= 0.875 \times 1100 \\ &= 962.5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$f_{ss} : \text{コンクリートの短期許容せん断応力度で、耐震告示第16条第4項に定める値 (N/mm}^2\text{)} = 1.05 \text{ N/mm}^2$$

必要保有耐力

$$Q_{\max} = 202.2 \text{ kN/m (Y方向地震時)}$$

合否の判定

$$F_u Q_u = 1011 \text{ kN/m} > Q_{\max} = 202.2 \text{ kN/m}$$

$$(Q_{\max} / F_u Q_u = 0.2 < 0.8) \quad \text{合格}$$

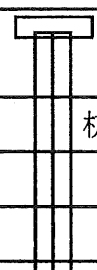
☆-1 杭基礎の場合

5.5.4.4 杭

(1) 基礎地盤

基礎地盤の土質データは下表のとおりである。

表 5.5.4.4-1 基礎地盤データ

| 深度 | 土質 | N値 | 粘着力 C (kN/m ²) | 備考 |
|---------|-------------|----|-------------------------------|---|
| GL±0 | | | | |
| GL-6.0 | 埋土 砂質シルト | — | — |  |
| GL-13.0 | 粘土質シルト | 3 | 25 | |
| GL-20.0 | 粘土質シルト | 3 | 30 | |
| GL-25.0 | 粘土質シルト | 3 | 35 | |
| | 砂礫 | 30 | | |

(2) 杭の反力の計算

ア 杭群の断面 2 次モーメント

$$I_x = 2.0^2 \times 12 = 48.0 \text{ m}^2$$

$$I_y = (1.0^2 + 3.0^2 + 5.0^2) \times 4 = 140.0 \text{ mm}^2$$

イ 杭反力

(ア) X 方向地震時 ($D_s = 0.5$)

$$N_{Px} = \frac{\sum W_V}{n} \pm \frac{\sum M_{Tx}}{I_x} y \pm \frac{\sum M_{eY}}{I_y} x$$

$$= \frac{3508.2}{12} \pm \frac{6519.2}{48.0} \times 2.0 \pm \frac{816.4}{140.0} \times 5.0$$

$$= 292.4 \pm 271.6 \pm 29.2$$

$$= 593.2, -8.4 \text{ kN/本 (max, min)}$$

(イ) Y 方向地震時 ($D_s = 0.5$)

$$N_{Py} = \frac{\sum W_V}{n} \pm \frac{\sum M_{Ty}}{I_y} x \pm \frac{\sum M_{eY}}{I_y} x$$

$$= \frac{3508.2}{12} \pm \frac{6670.8}{140.0} \times 5.0 \pm \frac{816.4}{140.0} \times 5.0$$

$$= 292.4 \pm 238.2 \pm 29.2$$

$$= 559.8, 25.0 \text{ kN/本 (max, min)}$$

(3) 杭の鉛直方向圧縮力に対する検討 ($D_s = 0.5$)

ア 杭本体の軸方向圧縮耐力 (kN)

R_{ap1} は、終局強度のインタラクションカーブ (M-N 曲線) の最大圧縮耐力とする。

インタラクションカーブ (後述) より、合格

イ 杭支持地盤の鉛直方向許容支持力 (kN)

$$\begin{aligned} R_{ap2} &= 1.0 \{ k_1 \cdot \bar{N} \cdot A_p + \left(\frac{10}{3} N_s \cdot L_s + C \cdot L_c \right) \phi \} - W_p' \\ &= 1.0 \{ 300 \times 30 \times 0.1257 + (25 \times 7.0 + 30 \times 7.0 \\ &\quad + 35 \times 5.0) \times 1.257 \} - 44 \\ &= 1131 + 704 - 44 = 1835 - 44 \\ &= 1791 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに、

k_1 : 杭の施工方法による係数
打ち込み杭の場合 = 300

\bar{N} : 杭先端支持地盤の平均 N 値

* 杭先端より下に 1d, 上に 4d の範囲の N 値の平均値 = 30

A_p : 杭の有効断面積 (m^2) = $(\pi/4) \times 0.4^2 = 0.1275 \text{ m}^2$

N_s : 中間砂質土層の平均 N 値 = 0 (対象砂質土層無し)

L_s : 中間砂質部分にある杭長 (m) = 0

C : 中間粘性土層の平均粘着力 (kN/m^2) = $q_u/2 = 25, 30, 35 \text{ kN/m}^2$

L_c : 中間粘性土層の部分にある杭長 (m) = 7.0, 7.0, 5.0 m

q_u : 中間粘性土層の一軸圧縮強度 (kN/m^2)

ϕ : 杭周長 (m) = $\pi \times 0.4 = 1.257 \text{ m}$

W_p' : 杭自体の自重 (kN)

$$= (\pi/4) (0.4^2 - 0.27^2) \times 25.0 \text{ m} \times 25.5 \text{ kN/m}^3$$

$$= 44 \text{ kN/本}$$

注) 軟弱な粘性土地盤に打設された支持杭では、杭周辺が沈下する可能性がある
ので、通常周面摩擦力は考慮できない。しかし、本検討では、終局強度設計で
あるので、周面摩擦力を含めた。

押込力

$$N_p = 593.2 \text{ kN} < R_{ap2} = 1791 \text{ kN}$$

(4) 杭の鉛直方向引抜き力に対する検討 ($D_s = 0.5$)

ア 杭頭のフーチングへの許容定着力 (N)

$$\begin{aligned} {}_tR_{ap1} &= \Sigma \phi \cdot l_e \cdot f_{as} \\ &= 40 \times 6 \times 600 \times 3.15 \\ &= 454 \times 10^3 \text{ N} = 454 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここで、

ϕ : 杭頭の定着鉄筋の周長 (mm)

l_e : 杭頭の定着鉄筋の有効定着長さ (mm) = 600 mm

f_{as} : 杭頭の定着鉄筋の短期許容付着応力度で、耐震告示第16条第4項に定める値 (N/mm²)

$$3F_c / 20 = 3 \times 21 / 20 = 3.15 \text{ N/mm}^2$$

*十分な定着鉄筋が無い場合は ${}_tR_{ap1} = 0$ となる。

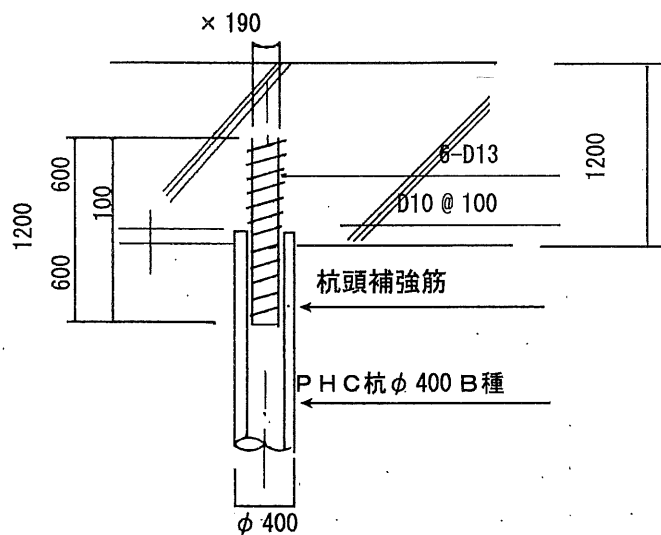


図 5.5.4.4-1 通常行われる“かご”筋による補強

引抜き力 ${}_tN_p = 8.4 \text{ kN} < {}_tR_{ap1} = 454 \text{ kN}$ 合格

イ 杭本体の軸方向引張耐力 (kN) 又は軸方向許容引張力 (kN)

${}_tR_{ap2}$ は、終局強度のインタラクションカーブ (M-N 曲線) の最大引張耐力とする。

引抜き力 ${}_tN_p = 8.4 \text{ kN}$ 合格

ウ 杭支持地盤の鉛直方向許容引張力

$$\begin{aligned} {}_tR_{ap3} &= (2/3) \phi \int_0^L \tau_t \cdot dz + W_p \\ &= (2/3) \times 1.257 \times (25 \times 7.0 + 30 \times 7.0 + 35 \times 5.0) + 44 \\ &= 469 + 44 \\ &= 513 \text{ kN} \end{aligned}$$

- ・粘性土層の場合 $\tau_t = C$
- ・砂質土層の場合 $\tau_t = \begin{cases} 2 \cdot N_s & : \text{場所打ちコンクリート杭、打込み杭の場合} \\ N_s & : \text{埋込み杭} \end{cases}$

ここで、

$$\phi : \text{杭周長 (m)} = \pi \times 0.4 = 1.257 \text{ m}$$

$$\tau_t : \text{杭周長の摩擦抵抗力 (kN/m}^2\text{)}$$

$$W_p' : \text{杭自重 (kN)} = 44 \text{ kN}$$

$$C : \text{平均粘着力 (kN/m}^2\text{)}$$

検討時に、杭に引抜きが生じ、基礎の浮き上がりが生じる場合には、圧縮側の強度を再検討する。

引抜き

$${}_tN_p = 8.4 \text{ kN} < {}_tR_{app} = 513 \text{ kN} \quad \text{合格}$$

(5) 杭頭への水平力に対する検討 ($D_s = 0.5$)

ア 杭に作用する水平力 (kN)

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{Q + F_H}{n_p} \\ &= \frac{465.2 + 231.0}{12} = 696.2 / 12 \\ &= 58.0 \text{ kN/本} \end{aligned}$$

ここで、

$$Q : \text{機器からの水平荷重 (kN)} = 248.8 + 124.4 + 92.0 = 465.2 \text{ kN}$$

$$F_H : \text{基礎部分の水平荷重 (kN)} = 231 \text{ kN}$$

$$n_p : \text{杭本数} = 12 \text{ 本}$$

イ 杭に作用する最大曲げモーメント (kNm)

$$\begin{aligned} M_p &= 0.3224 Q_p / \beta \\ &= 0.3224 \times 58.0 / 0.3274 \\ &= 57.1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

ここで、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot B}{4EI}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{4777 \times 0.4}{4 \times 4.0 \times 10^7 \times 1.04 \times 10^{-3}}}$$

$$= 0.3274 \text{ m}^{-1}$$

ここで、

K_h : 地盤の水平地盤反力係数
建築基礎構造設計指針(2001.10)より

$$K_h = K_{h0} \cdot \bar{y}^{-1/2}$$

$$= 6734 \times 1.99^{-1/2} = 4774 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

K_{h0} : 基準水平地盤反力係数 (kN/m³)

\bar{y} : 水平変位量を cm 単位で表した無次元化水平変位 = 1.99

なお、 \bar{y} はくり返し計算により算定した。

$$K_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 B^{-3/4} \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$= 60 \times 0.85 \times 2100 \times 40^{-3/4} = 6734 \text{ kN/m}^3$$

ここで、

E_0 : 変形係数

平均N値より $E_0 = 700\text{N}$ で推定した変形係数 (kN/m²)

$$= 700 \times 3 = 2100 \text{ kN/m}^2$$

B : 杭径を cm で表した無次元杭径 = 40

E : 杭のヤング係数 (kN/m²) = 4.0×10^7 kN/m²

I : 杭の断面2次モーメント (m⁴) = 1.04×10^{-3} m⁴

α : 評価法によって決まる定数 (m⁻¹) = 60 m^{-1} (粘性土)

ξ : 群杭の影響を考慮した係数 : $R/B = 2.0 / 0.4 = 5.0 < 6$

$$\xi = 0.15 \times R/B + 0.10 = 0.85$$

R : 杭ピッチ (m)

杭は「杭頭自由の長い杭」と仮定する。ただし、異なる条件と判断される場合はこれによらない。

実際の検討は、求めた M_p と計算により求めた杭反力 N_p を、終局強度のインタラクションカーブ上にプロットすることにより行う。

$$N_p = 593.2 \sim -8.4 \text{ kN/本}$$

図 5.5.4.4-2 破壊曲げモーメント-軸力相関図 PHCパイプ φ 400

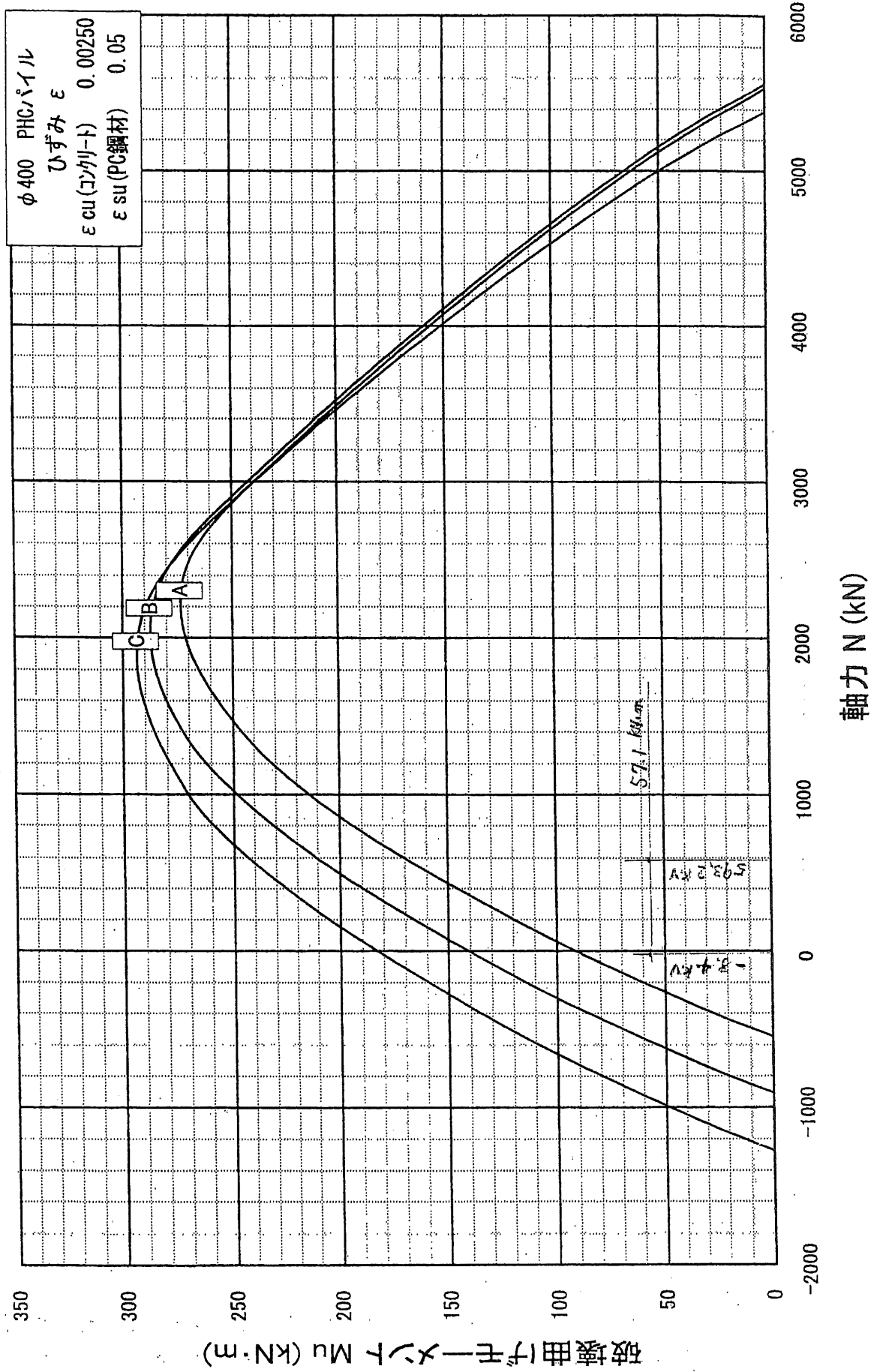


表 5.5.4.4-2 インタラクションカーブ算出用データ

PHCパイルの断面諸元

| 外径 D (mm) | 厚さ t (mm) | 区 分 | P C 鋼材 | | 断 面 積 | | 断面1次 モーメント So × 10 ³ (mm ³) | 断面2次モーメント Ic × 10 ¹⁰ (mm ⁴) | 換算断面 係数 Ze × 10 ³ (mm ³) | 短期許容 曲げモーメント Ma (kN・m) | 短期許容 せん断力 Qa (kN) | |
|-----------------|-----------------|--------|--|--------------------|---|--|--|---|---|---------------------------------|----------------------------|------|
| | | | 断 面 積 Ap × 10 ² (mm ²) | 配筋半径 rp (mm) | コンクリート Ac × 10 ² (mm ²) | 換 算 Ae × 10 ² (mm ²) | | | | | | |
| 300 | 60 | A | 2.31 | 120 | 452 | 464 | 1764 | 346.1 | 354.4 | 2363 | 14 | 76 |
| | | B | 4.48 | | | 475 | | | 362.2 | 2415 | 29 | 99 |
| | | C | 6.00 | | | 482 | | | 367.7 | 2451 | 37 | 109 |
| 350 | 60 | A | 2.80 | 145 | 547 | 561 | 2559 | 599.3 | 614.0 | 3508 | 21 | 91 |
| | | B | 5.12 | | | 572 | | | 626.2 | 3578 | 43 | 118 |
| | | C | 7.07 | | | 582 | | | 636.4 | 3637 | 55 | 130 |
| 400 | 65 | A | 3.85 | 165 | 684 | 703 | 3693 | 995.8 | 1022 | 5110 | 31 | 113 |
| | | B | 6.40 | | | 716 | | | 1039 | 5197 | 62 | 147 |
| | | C | 9.00 | | | 729 | | | 1057 | 5286 | 79 | 162 |
| 450 | 70 | A | 4.48 | 190 | 836 | 858 | 5111 | 1560 | 1600 | 7111 | 43 | 138 |
| | | B | 8.96 | | | 880 | | | 1640 | 7291 | 87 | 179 |
| | | C | 10.99 | | | 891 | | | 1659 | 7372 | 111 | 197 |
| 500 | 80 | A | 5.12 | 215 | 1056 | 1081 | 7141 | 2412 | 2471 | 9885 | 59 | 175 |
| | | B | 10.24 | | | 1107 | | | 2530 | 10120 | 121 | 227 |
| | | C | 14.00 | | | 1126 | | | 2574 | 10300 | 154 | 249 |
| 600 | 90 | A | 6.93 | 260 | 1442 | 1477 | 11830 | 4834 | 4951 | 16500 | 99 | 238 |
| | | B | 14.08 | | | 1512 | | | 5072 | 16910 | 203 | 309 |
| | | C | 18.84 | | | 1536 | | | 5153 | 17180 | 258 | 339 |
| 700 | 100 | A | 9.24 | 305 | 1885 | 1931 | 18170 | 8718 | 8933 | 25520 | 153 | 310 |
| | | B | 19.80 | | | 1984 | | | 9178 | 26220 | 315 | 403 |
| | | C | 26.00 | | | 2015 | | | 9323 | 26640 | 400 | 442 |
| 800 | 110 | A | 12.31 | 350 | 2384 | 2446 | 26410 | 14550 | 14930 | 37320 | 224 | 392 |
| | | B | 25.12 | | | 2510 | | | 15320 | 38300 | 460 | 509 |
| | | C | 32.00 | | | 2544 | | | 15530 | 38830 | 582 | 559 |
| 900 | 120 | A | 15.30 | 395 | 2941 | 3017 | 36790 | 22890 | 23490 | 52200 | 313 | 482 |
| | | B | 29.83 | | | 3090 | | | 24060 | 53460 | 641 | 627 |
| | | C | 38.00 | | | 3131 | | | 24370 | 54170 | 812 | 688 |
| 1000 | 130 | A | 18.00 | 440 | 3553 | 3643 | 49560 | 34370 | 35240 | 70480 | 423 | 583 |
| | | B | 36.00 | | | 3733 | | | 36110 | 72220 | 867 | 757 |
| | | C | 46.00 | | | 3783 | | | 36590 | 73190 | 1098 | 831 |
| 1100 | 140 | A | 22.00 | 490 | 4222 | 4332 | 64970 | 49680 | 51000 | 92720 | 556 | 692 |
| | | B | 44.00 | | | 4442 | | | 52320 | 95120 | 1141 | 899 |
| | | C | 55.00 | | | 4497 | | | 52980 | 96320 | 1445 | 987 |
| 1200 | 150 | A | 26.00 | 540 | 4948 | 5078 | 83250 | 69580 | 71480 | 119100 | 715 | 810 |
| | | B | 50.00 | | | 5198 | | | 73230 | 122000 | 1465 | 1053 |
| | | C | 64.00 | | | 5268 | | | 74250 | 123700 | 1856 | 1156 |

- (注) 1) PHCパイルの断面諸元は、メーカーによりP C 鋼材の種類・径・本数などが異なり、メーカー間で多少の差がある。上記はメーカー各社の最小値である。
 2) 短期許容曲げモーメント及び短期許容せん断力は軸力N=0の場合を示す。
 3) 短期許容曲げモーメントは、「基礎指針」(4.3.5)式により、短期許容せん断力は、「基礎指針」(4.3.9)式により算出したものである。
 ※「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」(日本建築センター)を「基礎指針」と略す。

コンクリートの設計用数値

| 杭 の 種 類 | | P H C 杭 | | | | |
|-----------|-------------------|-----------------------|-------------------|-----|------|-----|
| 項 目 | 単 位 | A 種 | B 種 | C 種 | | |
| 有効プレストレスト | N/mm ² | 4 | 8 | 10 | | |
| 設計基準強度 | N/mm ² | 80 | 85 | | | |
| 曲げ引張強度 | N/mm ² | 7.5 | | | | |
| 終局圧縮ひずみ | | 0.0025 | | | | |
| ヤング係数 | N/mm ² | 4.0 × 10 ⁴ | | | | |
| 許容応力度 | 長期 | 曲げ圧縮 | N/mm ² | 20 | 24 | |
| | | 曲げ引張 | N/mm ² | 1.0 | 2.0 | 2.5 |
| | | 斜引張 | N/mm ² | 1.2 | | |
| | 短期 | 曲げ圧縮 | N/mm ² | 40 | 42.5 | |
| | | 曲げ引張 | N/mm ² | 2.0 | 4.0 | 5.0 |
| | 斜引張 | N/mm ² | 1.8 | | | |

鋼材の設計用数値

| 鋼 材 の 種 類 | | P C 鋼材 |
|-----------|-------------------|-----------------------|
| 項 目 | 単 位 | |
| 降伏強度 | N/mm ² | 1275 |
| 引張強度 | N/mm ² | 1420 |
| 終局ひずみ | | 0.05 |
| ヤング係数 | N/mm ² | 2.0 × 10 ⁶ |

出典：「既製コンクリート杭—基礎構造設計マニュアル」(建築編(2002年5月))((社)コンクリートパイル建設技術協会)

☆-2 直接基礎の場合

5.5.4.5 直接基礎の地耐力の検討

(1) 基礎地盤

基礎地盤の土質データは、下表のとおりである。

表 5.5.4.5-1 基礎地盤データ

| 深 度 | 土 質 | N 値 |
|---------|-----|---------|
| GL±0 | — | — |
| GL-10.0 | 砂質土 | 10 ~ 15 |
| GL-25.0 | 砂礫 | 30 |

(2) 地耐力の検討 ($D_s = 0.5$)

$$W_v = 5211.0 \text{ kN}$$

$$M_T = 6740.6 \text{ kN} \quad (\text{X方向地震時})$$

$$e = M_T / W_v = 6740.6 / 5211.0 = 1.294 \text{ m}$$

$$> B / 6 = 7.0 / 6 = 1.167 \text{ m}$$

従って、三角形分布である。

$$X_n = 3 (B / 2 - e) = 3 (7.0 / 2 - 1.294) = 6.618 \text{ m}$$

・地盤反力度

$$q = (2B / X_n) (W_v / A)$$

$$= (2 \times 7.0 / 6.618) \{5211.0 / (7.0 \times 14.0)\}$$

$$= 2.115 \times 53.17 = 112.5 \text{ kN/m}^2$$

・地耐力

$$q_a = 200 \text{ kN/m}^2 > q = 112.5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{合格}$$

N値 10 ~ 15 の中位ないし緩い砂質地盤
(県基準表より)

表 5.5.4.5-2 地盤種別による地耐力

| 区分 地盤の種類 | | 地耐力 (kN/m ²) | 目安とする値 | | 備考 |
|---------------|---------|-----------------------------|--------|-----------------------------------|------|
| | | | N値 | 一軸圧縮強度 qu (kN/m ²) | |
| 岩盤 | | 3000 | | 10000以上 | |
| 密実な砂礫 | | 900 | | | |
| 砂質 地盤 | 固結 | 1500 | 50以上 | | |
| | 密実 | 900 | 30~50 | | |
| | 中位 | 600 | 15~30 | | |
| | 中位ないし緩い | 200 | 10~15 | | |
| | 緩い | 150 | 7~10 | | 4種地盤 |
| 粘土 質 地盤 | 土丹 | 900 | 30以上 | 1000以上 | |
| | 非常に堅い | 600 | 15~30 | 200~400 | |
| | 堅い | 300 | 8~15 | 100~200 | |
| | 中位 | 150 | 4~8 | 50~100 | |
| | 軟弱 | 60 | 2~4 | 25~50 | |
| | 極めて軟弱 | 30 | 2以下 | 25以下 | |
| ローム層 | 堅い | 300 | | | |
| | 中位 | 150 | | | |

参考文献

- (1) 神奈川県 “高圧ガス施設等耐震設計基準” (平 14-4)
- (2) 秋山 宏 “建築物の耐震極限設計” 東京大学出版会 (1987. 第 2 版)

5.6 地下貯槽室

5.6.1 地下埋設貯槽の耐震性評価

(1) 設計地震動

貯蔵能力が 100t 未満の横置円筒形貯槽における貯槽の設計地震動は地下貯槽室を地表面とみなして地上式と同様に算定するものとする。

(2) 水平応答倍率

貯槽の重要度、貯蔵能力にかかわらず、応答倍率 β_s は 2.0 とすることができる。なお、基準に従って固有値算出により応答倍率を求めてよい。

(3) 貯蔵室充填物の取り扱い

貯槽本体への貯蔵室内充填物による地震時付加あるいは軽減は考慮しない。ただし、浮力等通常運転状態での付加荷重は考慮するものとする。

5.6.2 地下貯槽室に作用する地震時土水圧

(1) 土圧

ア 常時土圧

$$P_s = K_s \{ \gamma H_1 + \gamma' (h_0 - H_1) \}$$

ここに、 K_s : 静止土圧係数で、土質に関係なく 0.5 の値とする。

仮設時には主働土圧を用いても良い

$$K_s = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

H_1 : 地表面から地下水位までの深さ (m)

h_0 : 地表面から土圧を求めようとする位置までの深さ (m)

γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)

γ_w : 地下水の単位体積重量 (kN/m³)

イ 地震時土圧

地震時土圧は物部・岡部法により次式から求める。

(ア) 許容応力度法における地震時土圧

地震時主働土圧強度

$$P_{EA} = \gamma \chi K_{EA} - 2C \sqrt{K_{EA}} + q' K_{EA}$$

地震時受働土圧強度

$$P_{EP} = \gamma \chi K_{EP} - 2C \sqrt{K_{EP}} + q' K_{EP}$$

(イ) 終局強度法における地震時土圧

地震時主働土圧強度

$$P_{EA} = \gamma \chi_p K_{EA} - 2C_p \sqrt{K_{EA}} + q'_p K_{EA}$$

地震時受働土圧強度

$$P_{EP} = \gamma \chi_p K_{EP} - 2C_p \sqrt{K_{EP}} + q'_p K_{EP}$$

地震時土圧係数

$$K_{EA} = \frac{K_{EA}}{K_{EA}} = \cos^2(\phi - \theta_0 - \theta) / [\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E)] \\ \times \left\{ 1 + \sqrt{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + a - \theta_0) / \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cos(\theta - a)} \right\}^2$$

$$\begin{aligned}
K_{EP} &= K_{EP} \\
&= \cos^2(\phi - \theta_0 + \theta) / [\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta - \theta_0 + \delta_E)] \\
&\quad \times \left\{ 1 + \sqrt{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha - \theta_0) / \cos(\theta - \theta_0 + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2
\end{aligned}$$

ここに、

- P_{EA} : 深さ χ における許容応力度法地震時主働土圧強度 (kN/m²)
- P_{EP} : 深さ χ における許容応力度法地震時受働土圧強度 (kN/m²)
- P_{EA} : 深さ χ における終局強度法地震時主働土圧強度 (kN/m²)
- P_{EP} : 深さ χ における終局強度法地震時受働土圧強度 (kN/m²)
- K_{EA} : 許容応力度法地震時主働土圧係数
- K_{EP} : 許容応力度法地震時受働土圧係数
- K_{EA} : 終局強度法地震時主働土圧係数
- K_{EP} : 終局強度法地震時受働土圧係数
- q' : 上載荷重 (kN/m²)
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)
- χ : 地表面から土圧を求めようとする位置までの深さ (m)
- c : 土の粘着力 (kN/m²)
- q : 地震時の地表載荷荷重 (kN/m²)
- ϕ : 土のせん断抵抗角 $\phi = (20N + 15^\circ)^{1/2}$
- α : 地表面と水平面のなす角 (度)
- θ : 壁背面と鉛直面とのなす角度 (度)
- δ_E : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (度)
- θ_0 : $\tan^{-1} K_H / (1 - K_v)$ または $\tan^{-1} K_H$
- K_H : 地表面における許容応力度法設計水平震度
- K_v : 地表面における許容応力度法設計鉛直震度
- K_H : 地表面における終局強度法設計水平震度

(2) 水圧

$$P_h = \gamma_w (\chi - H_1)$$

- ここに、 H_1 : 地表面から地下水位までの深さ
- χ : 地表面から土圧を求めようとする位置までの深さ (m)

5.6.3 横置円筒形地下式貯槽室 (10t) 計算例

5.6.3.1 設計条件

(1) 貯槽仕様

- 貯槽形式 : 横置円筒形地下式貯槽
- 公称容量 : 10t
- 貯槽内径 : ID = 2500 mm
- 貯槽長さ : L = 5250 mm
- 内容物および比重 : 液化プロパン、 $\gamma = 4.73$ kN/m³
- 運転荷重 : $W_{\odot} = 183.8$ kN

(2) 単位体積重量

- 鉄筋コンクリート : $\gamma_c = 24$ kN/m³
- 充填砂 : $\gamma_c = 18$ kN/m³
- 埋戻し土 : $\gamma_c = 18$ kN/m³

(3) 許容応力度

ア コンクリート

| | |
|------------|----------------------------------|
| 設計基準強度 | : $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ |
| 長期許容圧縮応力度 | : $f_c = 7 \text{ N/mm}^2$ |
| 長期許容せん断応力度 | : $f_s = 0.7 \text{ N/mm}^2$ |
| 短期許容圧縮応力度 | : $f_{cs} = 14 \text{ N/mm}^2$ |
| 短期せん断応力度 | : $f_{ss} = 1.05 \text{ N/mm}^2$ |

イ 鉄筋(SD30)

| | |
|-----------|--------------------------------------|
| 長期許容引張応力度 | : $f_t = 200 \text{ N/mm}^2$ |
| 短期許容引張応力度 | : $f_{ts} = 300 \text{ N/mm}^2$ |
| 降伏強度 | : $\sigma_{sy} = 300 \text{ N/mm}^2$ |

ウ 杭 (PHC 杭 A種)

| | |
|---------------|---------------------------------------|
| 長期許容曲げ圧縮応力度 | : $\sigma_{ca} = 27 \text{ N/mm}^2$ |
| 短期許容曲げ圧縮応力度 | : $\sigma_{cat} = 40 \text{ N/mm}^2$ |
| 短期許容曲げ引張応力度 | : $\sigma_{ct} = 1.96 \text{ N/mm}^2$ |
| 有効プレストレス (A種) | : $\sigma_e = 3.92 \text{ N/mm}^2$ |

終局強度設計法時はインターラクション曲線を用いて良い。

(4) 設計震度

ア 許容応力度設計法における設計震度

(ア) 地表面における第1設計地震動

$$K_{H1} = 0.150 \beta_1 \beta_2 \beta_3$$

$$K_{V1} = 0.075 \beta_1 \beta_2 \beta_3$$

ここに、

K_{H1} : 地表面における第1設計地震動の水平震度

K_{V1} : 地表面における第1設計地震動の鉛直震度

β_1 : 重要度係数 $\beta_1 = 0.8$ (重要度 I)

β_2 : 地域係数 $\beta_2 = 1.0$ (特A地区)

β_3 : 表層地盤増幅係数 $\beta_3 = 2.0$ (第3種地盤)

$$K_{H1} = 0.150 \beta_1 \beta_2 \beta_3 = 0.15 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.0 = 0.240$$

$$K_{V1} = 0.075 \beta_1 \beta_2 \beta_3 = 0.075 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.0 = 0.120$$

(イ) 基礎の設計静的水平震度

$$K'_{SH} = \beta'_4 K_H$$

ここに、

K'_{SH} : 基礎の設計水平震度

β'_4 : 基礎の応答倍率 $\beta'_4 = 2.0 - 0.2 \times H_F$

K_H : 地表面からの深さ

$$\beta'_4 \text{ ①} = 2.0 - 0.2 \times 0.175 = 1.965$$

$$\beta'_4 \text{ ②} = 2.0 - 0.2 \times 2.200 = 1.560$$

$$\beta'_4 \text{ ③} = 2.0 - 0.2 \times 4.25 = 1.150$$

$$\beta'_4 \text{ ④} = 2.0 - 0.2 \times 3.782 = 1.244$$

$$\beta'_4 \text{ ⑤} = 2.0 - 0.2 \times 2.200 = 1.560$$

$$K'_{SH} \text{ ①} = 1.965 \times 0.240 = 0.472$$

$$K'_{SH} \text{ ②} = 1.560 \times 0.240 = 0.374$$

$$K'_{SH} \text{ ③} = 1.150 \times 0.240 = 0.276$$

$$K'_{SH} \quad \text{④} = 1.244 \times 0.240 = 0.298$$

$$K'_{SH} \quad \text{⑤} = 1.560 \times 0.240 = 0.374$$

(ウ) 貯槽の設計修正水平震度および鉛直震度

$$K_{MH} = \beta_5 K_H$$

$$K_{MV} = \beta_6 K_H$$

ここに、 K_{MH} : 設計修正水平震度
 K_{MV} : 設計修正鉛直震度
 β_5 : 水平方向応答倍率 $\beta_5 = 2.000$
 β_6 : 鉛直方向応答倍率 $\beta_6 = 2.000$

$$K_{MH} = 2 \times 0.24 = 0.48$$

$$K_{MV} = 2 \times 0.12 = 0.24$$

イ 終局強度設計法における設計震度

(ア) 地表面における第1設計地震動

$$K_{H1} = 0.150 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_p D_s$$

ここに、 K_{H1} : 地表面における第1設計地震動の水平震度
 K_{V1} : 地表面における第1設計地震動の鉛直震度
 β_2' : 地区補正係数 $\beta_2' = 1.1$ (ランクⅡ)
 β_p : 塑性設計係数 $\beta_p = 2.0$
 D_s : 構造特性係数 $D_s = 0.4$ または 0.5

$$\begin{aligned} K_{H1} &= 0.150 \beta_1 \beta_2 \beta_2' \beta_3 \beta_p D_s \\ &= 0.15 \times 0.8 \times 1.0 \times 1.1 \times 2.0 \times 2.0 \times D_s \\ &= 0.528 \times D_s \end{aligned}$$

(イ) 基礎の設計水平震度

$$K'_{pSH} = \beta'_{4p} K_H$$

ここに、 K'_{pSH} : 基礎の設計水平震度
 β'_{4p} : 基礎の応答倍率 $\beta'_{4p} = 2.0 - 0.2 \times H_p$
 K_H : 地表面からの深さ

$$\beta'_{4p} \quad \text{①} = 2.0 - 0.2 \times 0.175 = 1.965$$

$$\beta'_{4p} \quad \text{②} = 2.0 - 0.2 \times 2.200 = 1.560$$

$$\beta'_{4p} \quad \text{③} = 2.0 - 0.2 \times 4.25 = 1.150$$

$$\beta'_{4p} \quad \text{④} = 2.0 - 0.2 \times 3.782 = 1.244$$

$$\beta'_{4p} \quad \text{⑤} = 2.0 - 0.2 \times 2.200 = 1.560$$

$$K'_{pSH} \quad \text{①} = 1.965 \times 0.528 \times D_s = 1.038 \times D_s$$

$$K'_{pSH} \quad \text{②} = 1.560 \times 0.528 \times D_s = 0.824 \times D_s$$

$$K'_{pSH} \quad \text{③} = 1.150 \times 0.528 \times D_s = 0.607 \times D_s$$

$$K'_{pSH} \quad \text{④} = 1.244 \times 0.528 \times D_s = 0.657 \times D_s$$

$$K'_{pSH} \quad \text{⑤} = 1.560 \times 0.528 \times D_s = 0.824 \times D_s$$

(ウ) 貯槽の設計修正水平震度および鉛直震度

$$K_{MH} = \beta_5 K_H$$

ここに、 K_{MH} : 設計修正水平震度
 β_5 : 水平方向応答倍率 $\beta_5 = 2.000$

$$K_{MH} = 2 \times 0.528 \times D_s = 1.056 \times D_s$$

(5) 土圧係数

ア 内部摩擦角

$$\phi = \sqrt{(20N)} + 15^\circ \quad (N \text{ 値} = 4 \text{ とする。})$$

$$= \sqrt{20 \times 4} + 15^\circ = 23.9^\circ$$

イ 常時土圧係数

静止土圧係数を用いる。

$$k_s = 0.5$$

$$\text{なお、仮設時は } k_s = \tan^2(45^\circ - 23.9^\circ / 2) = 0.4226$$

ウ 地震時土圧係数

(ア) 許容応力度法における地震時主働土圧係数

$$q = 0 \quad \phi = 23.9 \quad \alpha = 0$$

$$\theta = 0 \quad \delta_E = 0$$

$$K_{h1} = 0.24 \quad k_{v1} = 0.12 \quad \theta_{o1} = 0.2663$$

$$K_{EA} = \cos^2(\phi - \theta_o - \theta) / [\cos \theta_o \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_o + \delta_E)]$$

$$\times \left\{ 1 + \sqrt{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha - \theta_o) / \cos(\theta - \theta_o + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2$$

$$= 0.671$$

$$K_{EP} = \cos^2(\phi - \theta_o + \theta) / [\cos \theta_o \cos^2 \theta \cos(\theta - \theta_o + \delta_E)]$$

$$\times \left\{ 1 + \sqrt{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha - \theta_o) / \cos(\theta + \theta_o + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2$$

$$= 1.872$$

(イ) 終局強度法における地震時主働土圧係数

$$q = 0 \quad \phi = 23.9 \quad \alpha = 0$$

$$\theta = 0 \quad \delta_E = 0$$

$$K_{h2} = 0.528 \quad \theta_{o2} = 0.2581$$

$$K_{EA} = \cos^2(\phi - \theta_o - \theta) / [\cos \theta_o \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_o + \delta_E)]$$

$$\times \left\{ 1 + \sqrt{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha - \theta_o) / \cos(\theta + \theta_o + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2$$

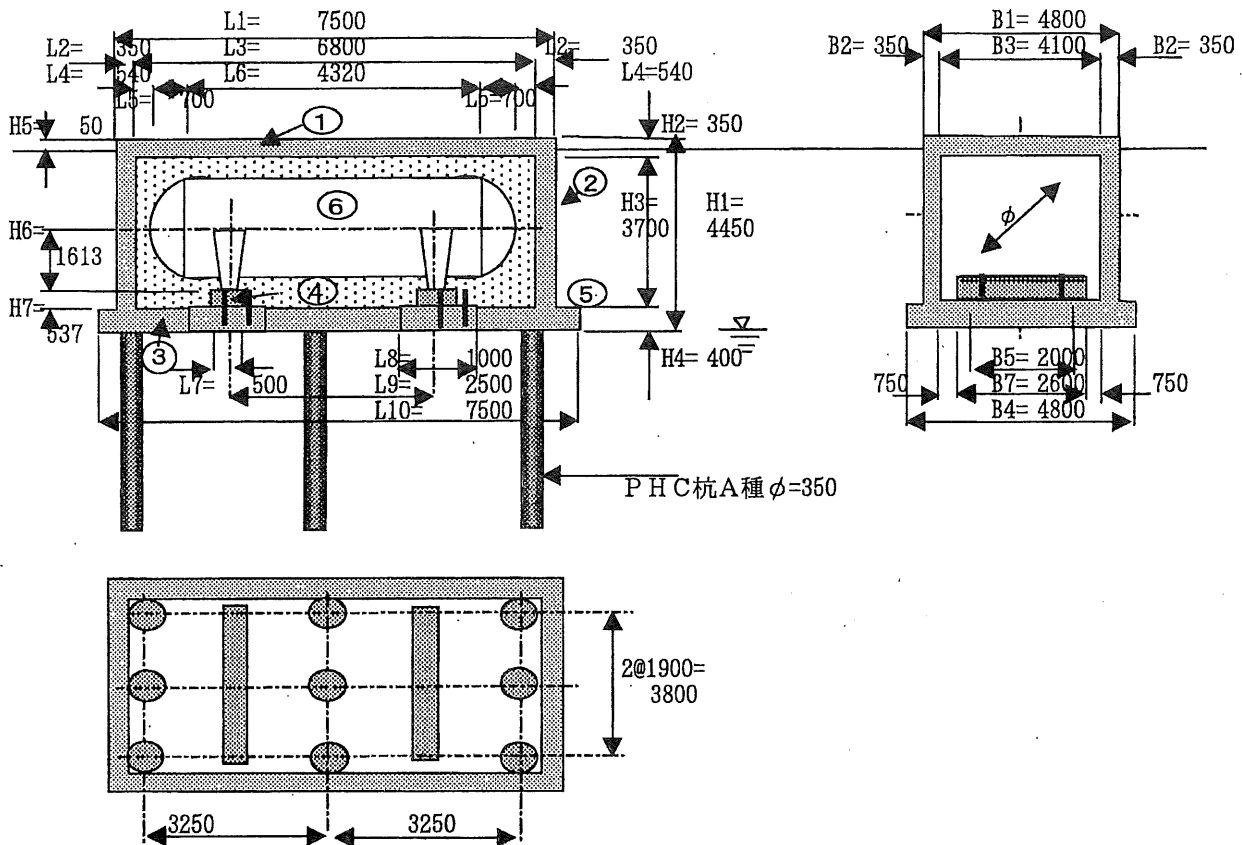
$$= 0.660$$

$$K_{EP} = \cos^2(\phi - \theta_o + \theta) / [\cos \theta_o \cos^2 \theta \cos(\theta - \theta_o + \delta_E)]$$

$$\times \left\{ 1 + \sqrt{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha - \theta_o) / \cos(\theta - \theta_o + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2$$

$$= 1.891$$

5.6.3.2 貯槽室の形状及び寸法



5.6.3.3 杭の計算

(1) 杭の仕様

| | |
|-----------|---------------------------------------|
| 杭の種類 | : PHC杭A種 |
| 外径 | : B = 350 mm |
| 長さ | : L = 13 m |
| 使用本数 | : n = 9本 |
| 断面積 | : $A_e = 560 \text{ cm}^2$ |
| ヤング率 | : $E = 40000 \text{ N/mm}^2$ |
| 断面2次モーメント | : $I = 6.13 \times 10^8 \text{ mm}^4$ |
| 断面係数 | : $Z = 3.50 \times 10^6 \text{ mm}^3$ |

(2) 杭の許容応力

ア 杭の許容支持力

$$R_a = F \cdot (K_1 \cdot N \cdot A_p + R_f) - W_p$$

ここに、

| | | |
|-------|--|--|
| R_a | : 杭の許容支持力 | kN |
| F | : 安全率 (常時 F=1/3, 短期 F=2/3, 終局時 F=1.0) | |
| K_1 | : 杭の施工法による係数 | $K_1 = 300$ |
| N | : 支持地盤の平均N値 ($N = (50+50+40)/3 = 46.5 \rightarrow N=45$) | |
| A_p | : 杭の有効断面積 | $A_p = (3.14 \times 0.35)^2 / 4 = 0.0962 \text{ m}^2$ |
| R_f | : 杭の周辺摩擦力抵抗力 | $R_f = 3.14 \times 0.35 \times 5.0 \times (80/5) = 87.92 \text{ kN}$ |
| W_p | : 杭の自重 | $W_p = 9.4 \text{ kN}$ |

(ア) 常時許容支持力

$$R_{a1} = 1/3 \times (300 \times 45 \times 0.0962 + 87.9) - 9.4 = 452.6 \text{ kN}$$

(イ) 許容応力度法による地震時許容支持力

$$R_{a2} = 2/3 \times (300 \times 45 \times 0.0962 + 87.9) - 9.4 = 915.0 \text{ kN}$$

(ウ) 終局強度法における地震時許容支持力

$$R_{a3} = 1.0 \times (300 \times 45 \times 0.0962 + 87.9) - 9.4 = 1377.2 \text{ kN}$$

イ 杭の軸方向許容圧縮力

(ア) 杭本体許容圧縮力の低減

継ぎ手に対する低減率

$$a = (\text{継手数}) \times 5 = 0 \times 5 = 0$$

杭の長さ径比に対する低減

$$\mu = L/B - 80 = 13/0.35 - 80 = 0\%$$

(イ) 軸方向許容圧縮力

常時軸方向圧縮力

$$R_{c1} = A_e \times \sigma_{ca} \times (1 - (a + \mu)) = 56000 \times 27 \times (1 - 0) \times 10^{-3} = 1512 \text{ kN}$$

地震時軸方向圧縮力

$$R_{c2} = A_e \times \sigma_{cat} \times (1 - (a + \mu)) = 56000 \times 40 \times (1 - 0) \times 10^{-3} = 2240 \text{ kN}$$

ウ 杭の軸方向許容引張力

$$P_a = F \times R_f$$

ここに、 P_a : 杭の許容軸方向引抜き力(kN)

F : 安全率 (常時 $F=1/3$, 短期 $F=2/3$, 終局時 $F=2/3$)

W_p : 杭の自重 $W_p = 9.4 \text{ kN}$

(ア) 短期軸方向許容引抜き力

$$P_{a1} = 2/3 \times (87.9) + 9.4 = 68 \text{ kN}$$

(イ) 許容応力度法による地震時許容支持力

$$R_{a2} = 2/3 \times (87.9) + 9.4 = 68 \text{ kN}$$

エ 杭の特性値および杭の水平方向バネ定数

(ア) 杭の特性値および杭の水平方向バネ定数

$$\beta = ((K \cdot B) / 4EI)^{1/4}$$

ここに、 β : 杭の特性値

K : 横方向地盤反力係数

$$K = \alpha_{E0} B^{-3/4} = 5.6NB^{-3/4} = 5.6 \times 4 \times 35^{-3/4} \times 10^4 \\ = 15567 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = ((15567 \times 0.35) / (4 \times 4 \times 10^7 \times 61397 \times 10^{-8}))^{1/4} = 0.485 \text{ m}^{-1}$$

(イ) 杭の水平方向バネ定数

$$K_p = n \cdot H / \delta = n \cdot 2EI \beta^3$$

$$= 9 \times 2 \times 4 \times 10^7 \times 61397 \times 10^{-8} \times 0.485^3 = 50432 \text{ kN/m}$$

オ 貯槽室側壁の水平方向地盤反力係数

貯槽室側壁の水平方向地盤反力係数は地表面で $k_s=0.3$ の3角形分布とし、次式で求める。

$$k_s = (1/2 \times L \times H / 0.3) \times \alpha_{E0} \times (B_H / 0.3)^{-3/4}$$

ここに、 k_s : 貯槽室側壁の水平方向地盤反力係数 kN/m

L : 貯槽室側壁の長さ 軸直角方向 $L_y = 7.5 \text{ m}$

軸方向 $L_x = 4.8 \text{ m}$

H : 貯槽室側壁の深さ $H = 4.45 \text{ m}$

B_H : 基礎の換算幅

軸直角方向 $B_H = \sqrt{A_H} = \sqrt{7.5 \times 4.45} = 5.7771 \text{ m}$

軸方向 $B_H = \sqrt{A_H} = \sqrt{4.8 \times 4.45} = 4.6217 \text{ m}$

E_0 : 水平方向の変形係数 $E = 2800 \text{ N} = 2800 \times 4 = 11200 \text{ kN/m}^2$

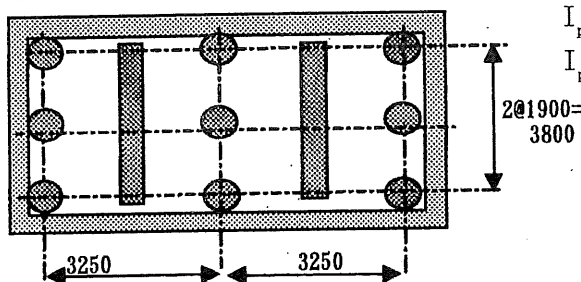
(ア) 軸直角方向 (Y方向)

$$k_{sy} = (1/2 \times 7.5 \times 4.45/0.3) \times 2 \times 11200 \times (5.777/0.3)^{-3/4} = 135545 \text{ kN/m}$$

(イ) 軸方向 (X方向)

$$k_{sx} = (1/2 \times 4.8 \times 4.45/0.3) \times 2 \times 11200 \times (4.622/0.3)^{-3/4} = 102545 \text{ kN/m}$$

(3) 杭群の断面2次モーメント



$$I_{px} = 3.25^2 \times 3 \times 2 = 63.375 \text{ m}^2 \text{ 本}$$

$$I_{py} = 1.9^2 \times 3 \times 2 = 21.66 \text{ m}^2 \text{ 本}$$

$$2 \times 1900 = 3800$$

(4) 荷重の計算

ア 貯槽室の重量と重心の算定

下表より算定する。

コンクリートの単位重量 $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

中詰め砂の単位重量 $\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3$

表 5.6.3.3-1 貯槽室の重量と重心の算定表

| 部位 | 重量計算式 | 重量 (kN) | 底板下端から重心位置 | |
|----------|---|---------|-------------|---------|
| | | | 計算式 | 計算値 (m) |
| ① 頂板 | $WA=L1 \times B1 \times H2 \times 24=$ | 302.4 | $H1-H2/2=$ | 4.275 |
| ② 側壁 | $WB=(L1 \times B1 - L3 \times B3) \times H3 \times 24=$ | 721.1 | $H4+H3/2=$ | 2.250 |
| ③ 底板 | $WC=L10 \times B4 \times H4 \times 24=$ | 345.6 | $H4/2=$ | 0.200 |
| ④ ヘッドスタル | $WD=L7 \times B7 \times H7 \times 2 \times 24=$ | 33.5 | $H4+H7/2=$ | 0.669 |
| ⑤ 中詰め砂 | $WE=(L3 \times B3 \times H3 - (L6 \times \pi \times \phi^2/4 + L7 \times B3 \times H7 \times 2 + \pi \times \phi^2/8 \times L5 \times 2)) \times 18=$ | 1388.3 | $H4+H7+H6=$ | 2.550 |
| 合計 | WF | 2790.9 | | |

イ 貯槽室各部に作用する地震力の算定

(ア) 地下貯槽室の地震力は下表より算定する。

基礎の水平方向応答倍率 β'_4 は一律 $\beta'_4 = 2.0$ とし、基礎の根入れ深さに応じた補正係数 λ は一律 $\lambda = 0.5$ とする。

また、レベル2地震動の場合は代替法を用い $D_s = 0.5$ を乗じる。

表 5.6.3.3-2 貯槽室各部に作用する地震力の算定表

| 貯槽室部位 | 地震力計算式 | 許容応 | 終局設 | 転倒モーメント M_F | | |
|---------|---|-------|-------|---------------|--------|--------|
| | | 力度法 | 計法 | 重心位 | 許容応 | 終局強 |
| | | 地震力 | 地震力 | 置(m) | 力レベル | 度レベル |
| | | (kN) | (kN) | | (kN・m) | (kN・m) |
| ① 頂板 | $F'_{SH(A)} = \lambda \times K'_{SH} \times WA =$ | 71.3 | 78.4 | 4.2 | 299.48 | 329.4 |
| ② 側壁 | $F'_{SH(B)} = \lambda \times K'_{SH} \times WB =$ | 135.0 | 148.5 | 2.25 | 303.71 | 334.1 |
| ③ 底板 | $F'_{SH(C)} = \lambda \times K'_{SH} \times WC =$ | 47.7 | 52.5 | 0.225 | 10.731 | 11.8 |
| ④ ベテスタル | $F'_{SH(D)} = \lambda \times K'_{SH} \times WD =$ | 5.0 | 5.5 | 0.74 | 3.7004 | 4.07 |
| ⑤ 中詰め砂 | $F'_{SH(E)} = \lambda \times K'_{SH} \times WE =$ | 259.9 | 285.9 | 2.43 | 631.55 | 694.7 |
| 合計 | $F'_{SH(F)}$ | 518.9 | 570.8 | 2.407 | 1249.2 | 1374 |

(イ) 貯槽の設計修正水平地震力および鉛直地震力

$$F_{MH} = K_{MH} \times W_{\text{㊸}}$$

$$F_{MV} = K_{MV} \times W_{\text{㊸}}$$

ここに、 F_{MH} : 設計修正水平地震力

F_{MV} : 設計修正鉛直地震力

$W_{\text{㊸}}$: 貯槽の運転荷重 $W_{\text{㊸}} = 183.8 \text{ kN}$

a 許容応力度法における設計修正地震力及び鉛直地震力

$$F_{MH} = 0.48 \times 183.8 = 88.224 \text{ kN}$$

$$F_{MV} = 0.24 \times 183.8 = 44.112 \text{ kN}$$

b 終局強度設計法における設計修正地震力

$$F_{MH} = 0.528 \times 183.8 = 97.046 \text{ kN}$$

(ウ) 地下貯槽室に作用する地震時土水圧の算定

a 許容応力度法による地震時土圧

$$P'_{a1} = K_{sr} \gamma + K_{sq} = 0.671 \times 18 \times 0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$P'_{a2} = K_s \gamma x + K_{sq} = 0.671 \times 18 \times 4.45 = 53.7 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{ay} = 1/2 \times (P'_{a1} + P'_{a2}) \times L_y \times H$$

$$= 1/2 \times 53.7 \times 7.5 \times 4.45 = 896.12 \text{ kN}$$

$$P_{ax} = 1/2 \times (P'_{a1} + P'_{a2}) \times L_x \times H$$

$$= 1/2 \times 53.7 \times 4.8 \times 4.45 = 573.52 \text{ kN}$$

b 終局強度設計法による地震時土圧

$$P'_{a1} = K_{sr} \gamma + K_{sq} = 0.662 \times 18 \times 0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$P'_{a2} = K_s \gamma x + K_{sq} = 0.662 \times 18 \times 4.45 = 53.0 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{ay} = 1/2 \times (P'_{a1} + P'_{a2}) \times L_y \times H$$

$$= 1/2 \times 53.0 \times 7.5 \times 4.45 = 885.61 \text{ kN}$$

$$P_{ax} = 1/2 \times (P'_{a1} + P'_{a2}) \times L_x \times H$$

$$= 1/2 \times 53.0 \times 4.8 \times 4.45 = 566.04 \text{ kN}$$

ウ 地震時水平力およびモーメント

(ア) 許容応力度法における水平力およびモーメントの算定

a 水平力

$$F_{H0y} = F'_{SH(F)} + F_{MH} + P_{ay} = 518.9 + 88.224 + 896.12 = 1503.2 \text{ kN}$$

$$F_{H0x} = F'_{SH(F)} + F_{MH} + P_{ax} = 518.9 + 88.224 + 573.52 = 1180.6 \text{ kN}$$

b モーメント

$$\begin{aligned} M_{0y} &= M_F + F_{MV} \times X + P_{ay} \times 1/3 \times H \\ &= 1249.2 + 88.224 \times (2.15 + 0.4) + 896.12 \times 4.45/3 \\ &= 2803.4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{0x} &= M_F + F_{MV} \times X + P_{ax} \times 1/3 \times H \\ &= 1249.2 + 88.224 \times (2.15 + 0.4) + 573.52 \times 4.45/3 \\ &= 2324.9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

(イ) 終局強度設計法における水平力およびモーメントの算定

a 水平力

$$F_{H0y} = F'_{SH(F)} + F_{MH} + P_{ay} = 570.8 + 97.046 + 885.61 = 1553.5 \text{ kN}$$

$$F_{H0x} = F'_{SH(F)} + F_{MH} + P_{ax} = 570.8 + 97.046 + 566.04 = 1233.9 \text{ kN}$$

b モーメント

$$\begin{aligned} M_{0y} &= \Sigma F_{H(F)} \times X + P_{ay} \times 1/3 \times H \\ &= 1374.1 + 97.046 \times (2.15 + 0.4) + 885.61 \times 4.45/3 \\ &= 2935.2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{0x} &= \Sigma F_{H(F)} \times X + P_{ax} \times 1/3 \times H \\ &= 1374.1 + 97.046 \times (2.15 + 0.4) + 566.04 \times 4.45/3 \\ &= 2461.2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

(5) 杭反力の検討

ア 常時

$$R = (W_F + W_{\text{Ⓢ}}) / n = (2790.9 + 183.8) / 9 = 330.52 \text{ kN/本}$$

イ 許容応力度法における地震時反力の算定

地震時水平力は貯槽室側壁の地盤反力と杭の水平支持力で抵抗させる

$$k_p = 50432 \text{ kN/m}$$

$$k_{sy} = 135545 \text{ kN/m}$$

$$k_{sx} = 102545 \text{ kN/m}$$

(ア) 杭1本当たりの水平力

$$\begin{aligned} H_{ay} &= (F_{H0y} / n) \times (k_p / (k_p + k_{sy})) \\ &= (1553.5 / 9) \times 50432 / (50432 + 135545) = 46.806 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{ax} &= (F_{H0x} / n) \times (k_p / (k_p + k_{sx})) \\ &= (1233.9 / 9) \times 50432 / (50432 + 10245) = 45.197 \text{ kN} \end{aligned}$$

(イ) 杭の曲げモーメント

$$M_{my} = 0.3224 \times (H_{ay} / \beta) = 0.3224 \times 46.806 / 0.485 = 32.06 \text{ kNm}$$

$$M_{mx} = 0.3224 \times (H_{ax} / \beta) = 0.3224 \times 45.197 / 0.485 = 30.958 \text{ kNm}$$

(ウ) 杭の鉛直反力

地盤の抗土圧力

$$\begin{aligned} H_{py} &= (F_{H0y}) \times (k_{sy} / (k_p + k_{sy})) \\ &= (1503.2) \times 135545 / (50432 + 135545) = 1095.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{px} &= (F_{H0x}) \times (k_{sx} / (k_p + k_{sx})) \\ &= (1180.6) \times 10245 / (50432 + 10245) = 791.42 \text{ kN} \end{aligned}$$

地盤の抗土圧力による抵抗モーメント

$$M_{ey} = H_{py} \times (1/3) \times H = 1095.6 \times (1/3) \times 4.45 = 1625.1 \text{ kNm}$$

$$M_{ex} = H_{px} \times (1/3) \times H = 791.42 \times (1/3) \times 4.45 = 1173.9 \text{ kNm}$$

杭の鉛直反力

$$R_{y1,2} = (W_F + W_{\text{㊟}})/n \pm ((M_{oy} - M_{ey})/I_{py} \times r_{yr} \pm F_{MV}/9$$

$$R_{x1,2} = (W_F + W_{\text{㊟}})/n \pm ((M_{ox} - M_{ex})/I_{px} \times r_{xp} \pm F_{MV}/9$$

ここに、 r_{yp}, r_{xp} : 杭群の中心より外周杭までの水平距離

$$r_{yp} = 1.9 \text{ m}$$

$$r_{xp} = 3.25 \text{ m}$$

$$R_{y1} = (2790.9 + 183.8)/9 + ((2803.6 - 1625)/21.66) \times 1.9 + 44.112/9$$

$$= 438.78 \text{ kN} < R_{a2} = 915.0$$

$$R_{y2} = (2790.9 + 183.8)/9 - ((2803.6 - 1625)/21.66) \times 1.9 - 44.112/9$$

$$= 222.27 \text{ kN} < R_{a2} = 915.0$$

$$R_{x1} = (2790.9 + 183.8)/9 + ((2324.9 - 1174)/63.4) \times 3.25 + 44.112/9$$

$$= 394.448 \text{ kN} < R_{a2} = 915.0$$

$$R_{x2} = (2790.9 + 183.8)/9 - ((2324.9 - 1174)/63.4) \times 3.25 - 44.112/9$$

$$= 266.5992 \text{ kN} < R_{a2} = 915.0$$

(エ) 杭の応力度の算定

$$\sigma_{cyl1} = R_{y1}/A_{ev} + M_m/Z + \sigma_e$$

$$= 438.78 \times 10/560 + 32.06 \times 10^3/3500 + 3.92$$

$$= 20.83 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cat} = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cyl2} = R_{y2}/A_e - M_m/Z + \sigma_e$$

$$= 222.27 \times 10/560 - 32.06 \times 10^3/3500 + 3.92$$

$$= -1.271 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{ct} = -1.96 \text{ N/mm}^2$$

合格

ウ 終局強度法における地震時反力の算定

地震時水平力は貯槽室側壁の地盤反力と杭の水平支持力で抵抗させる

$$k_p = 50432 \text{ kN/m}$$

$$k_{sy} = 135545 \text{ kN/m}$$

$$k_{sx} = 102545 \text{ kN/m}$$

(ア) 杭1本当たりの水平力

$$H_{ay} = (F_{H0y}/n) \times (k_p / (k_p + k_{sy}))$$

$$= (1553.5/9) \times 50432 / (50432 + 135545) = 46.806 \text{ kN}$$

$$H_{ax} = (F_{H0x}/n) \times (k_p / (k_p + k_{sx}))$$

$$= (1233.9/9) \times 50432 / (50432 + 10245) = 45.197 \text{ kN}$$

(イ) 杭の曲げモーメント

$$M_{my} = 0.3224 \times (H_{ay} / \beta) = 0.3224 \times 46.806 / 0.485 = 32.06 \text{ kNm}$$

$$M_{mx} = 0.3224 \times (H_{ax} / \beta) = 0.3224 \times 45.197 / 0.485 = 30.958 \text{ kNm}$$

(ウ) 杭の鉛直反力

地盤の抗土圧力

$$H_{py} = (F_{H0y}) \times (k_{sy} / (k_p + k_{sy}))$$

$$= (1553.5) \times 135545 / (50432 + 135545) = 1132.2 \text{ kN}$$

$$H_{px} = (F_{H0x}) \times (k_{sx} / (k_p + k_{sx}))$$

$$= (1233.9) \times 10245 / (50432 + 10245) = 827.11 \text{ kN}$$

地盤の抗土圧力による抵抗モーメント

$$M_{ey} = H_{py} \times (1/3) \times H = 1132.2 \times (1/3) \times 4.45 = 1679.4 \text{ kNm}$$

$$M_{ex} = H_{px} \times (1/3) \times H = 827.11 \times (1/3) \times 4.45 = 1226.9 \text{ kNm}$$

杭の鉛直反力

$$R_{y1,2} = (W_F + W_{\text{㊟}})/n \pm \{(M_{oy} - M_{ey})/I_{py} \times r_{yp}\} \pm F_{MV}/9$$

$$R_{x1,2} = (W_F + W_{\text{㊟}})/n \pm \{(M_{ox} - M_{ex})/I_{px} \times r_{xp}\} \pm F_{MV}/9$$

ここに、 r_{yp}, r_{xp} : 杭群の中心より外周杭までの水平距離

$$r_{yp} = 1.9 \text{ m} \quad r_{xp} = 3.25 \text{ m}$$

$$R_{y1} = (2790.9 + 183.8)/9 + \{(2935.2 - 1679)/21.66\} \times 1.9 = 440.7 \text{ kN}$$

$$R_{y2} = (2790.9 + 183.8)/9 - \{(2935.2 - 1679)/21.66\} \times 1.9 = 220.4 \text{ kN}$$

$$R_{x1} = (2790.9 + 183.8)/9 + \{(2461.2 - 1227)/63.4\} \times 3.25 = 370.6 \text{ kN}$$

$$R_{x2} = (2790.9 + 183.8)/9 - \{(2461.2 - 1227)/63.4\} \times 3.25 = 266.1 \text{ kN}$$

(エ) 杭の応力度の算定

$$\begin{aligned} \sigma_{cy1} &= R_{y1}/A_e + M_m/Z + \sigma_e = 440.7 \times 10/560 + 32.06 \times 10^3/3500 + 3.92 \\ &= 20.949 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cat} = 40 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cy2} &= R_{y2}/A_e - M_m/Z + \sigma_e = 220.4 \times 10/560 - 32.06 \times 10^3/3500 + 3.92 \\ &= -1.305 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{ct} = -1.96 \text{ N/mm}^2 \quad \text{合格} \end{aligned}$$

5.6.3.4 貯槽室の計算

(1) 荷重の計算

ア 側壁に作用する土圧の算定

(ア) 常時

$$\begin{aligned} p_{a1} &= K_s \tilde{a} x + K_s q \\ &= 0.5 \times 18 \times 0.175 + 0.5 \times 5 \\ &= 4.075 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{a2} &= K_s \gamma x + K_s q \\ &= 0.5 \times 18 \times 4.25 + 0.5 \times 5 \\ &= 40.75 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

(イ) 許容応力度設計法における地震時土圧

$$\begin{aligned} p_{a1} &= K_s \gamma x + K_s q \\ &= 0.671 \times 18 \times 0.175 \\ &= 2.114 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{a2} &= K_s \gamma x + K_s q \\ &= 0.671 \times 18 \times 4.25 = 51.33 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

(ロ) 終局強度設計法における地震時土圧

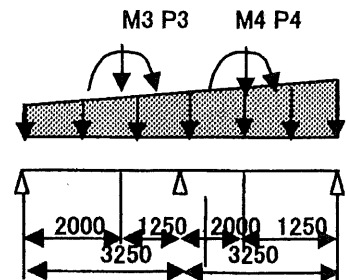
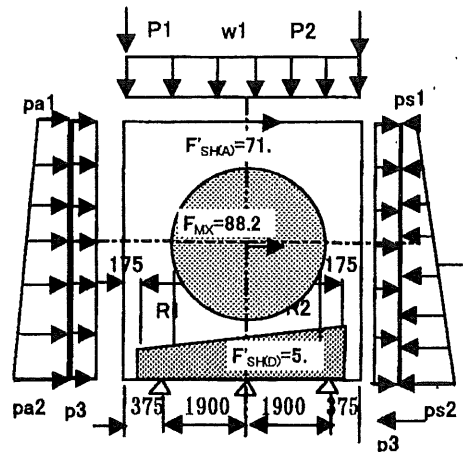
$$\begin{aligned} p_{a1} &= K_s \gamma x + K_s q \\ &= 0.660 \times 18 \times 0.175 = 2.079 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{a2} &= K_s \gamma x + K_s q \\ &= 0.660 \times 18 \times 4.25 = 50.64 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

(ハ) 仮設時

$$\begin{aligned} p_{a1} &= K_s \gamma x + K_s q \\ &= 0.423 \times 18 \times 0.35 + 0.423 \times 5 \\ &= 4.78 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{a2} &= K_s \gamma x + K_s q \\ &= 0.423 \times 18 \times 4.25 + 0.423 \times 5 = 34.47 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



(2) 自重の計算

- ・ 頂板自重

$$W_1 = 0.35 \times 24 + 5 = 13.4 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 側壁自重

$$P_1 = P_2 = 4.075 \times 0.35 \times 24 = 34.23 \text{ kN}$$

(3) 底板荷重の計算

ア 軸直角方向

(ア) 常時

底板荷重は杭で支持され、軸方向の1/2分(3.2m分)の荷重が有効幅

$$B_e = 0.35 + 0.4 \times 2.1 = 1.15 \text{ m に作用する。}$$

$$\begin{aligned} R_1 &= R_2 = \{(W_{\text{㊟}} + W_c + W_p + W_e) / (4.8 \times 7.5)\} \times 3.2 / 1.15 \\ &= \{(183.8 + 345.4 + 33.5 + 1388.3) / (4.8 \times 7.5)\} \times 3.2 / 1.15 \\ &= 150.8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

(イ) 許容応力度設計法における地震時荷重の算定

- ・ 貯槽荷重は架台荷重として有効幅に軸方向の1/2分を分布荷重で作用させ、中詰め砂荷重も分布荷重と扱う。

$$\begin{aligned} R_3 &= 150.8 - \{(88.224 \times 2.55 + 5.0 \times 0.737) / (1.15 \times 2.6^2 / 6) / 2 \\ &\quad + (259.9 \times (3.7/2 + 0.2)) / (6.8 \times 4.1^2 / 6)\} \\ &= 150.8 - (80.735 + 27.966) = 42.098 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$R_4 = 150.8 + (80.735 + 27.966) = 259.5 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 地震時頂板慣性力

$$P_0 = 71.3 / 7.5 = 9.51 \text{ kN}$$

- ・ 地震時側壁慣性力

$$P_3 = 0.35 \times 24 \times 0.374 = 3.14 \text{ kN/m}^2$$

(イ) 終局強度設計法における地震時荷重の算定

- ・ 貯槽荷重は架台荷重として有効幅に軸方向の1/2分を分布荷重で作用させ、中詰め砂荷重も分布荷重と扱う。(5.8.2参照)

$$\begin{aligned} R_3 &= 150.8 - \{(97.0 \times 2.35 + 5.5 \times 0.737) / (1.15 \times 2.6^2 / 6) / 2 \\ &\quad + (285.9 \times (3.7/2 + 0.2)) / (6.8 \times 4.1^2 / 6)\} \\ &= 150.8 - (89.531 + 30.764) = 30.505 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$R_4 = 150.8 + (89.531 + 30.764) = 271.09 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 地震時頂板慣性力

$$P_0 = 78.4 / 7.5 = 10.453 \text{ kN/m}$$

- ・ 地震時側壁慣性力

$$P_3 = 0.35 \times 24 \times 0.412 = 3.4608 \text{ kN/m}^2$$

イ 軸方向

(ア) 常時

- ・ 貯槽荷重は架台中心位置に集中荷重として作用し、中詰め砂荷重は分布荷重と扱う。

$$\begin{aligned} P_3 &= P_4 = \{(W_{\text{㊟}} + W_c + W_p) / (4.8 \times 7.5)\} \times (2.6 \times 2) \\ &= \{(183.8 + 345.6 + 33.5) / (4.8 \times 7.5)\} \times (2.6 \times 1 \times 2) = 81.3 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$R_3 = R_4 = W_e / (4.1 \times 6.8) = 1388.3 / (4.1 \times 6.8) = 49.8 \text{ kN/m}^2$$

(イ) 許容応力度設計法における地震時荷重の算定

- ・片方のサドルは固定式であるから X 方向の地震力はすべて固定側のサドルに作用させ、中詰め砂荷重は分布荷重と扱う。

$$P_3 = 81.3 - (88.23 \times 2.35 + 5.0 \times 0.737) / (2.6 \times 1.25 \times 2) \\ = 81.3 - 32.5 = 48.8 \text{ kN}$$

$$P_4 = 81.3 + 32.5 = 113.8 \text{ kN}$$

$$M_3 = M_4 = 88.23 \times 0.732 / 2.6 + 5.0 \times 0.737 = 28.5 \text{ kNm}$$

$$R_3 = W_E / (4.1 \times 6.8) - \{259.9 \times (3.7/2 + 0.2)\} / (4.1 \times 6.8^2/6) \\ = 49.8 - 16.9 = 32.9 \text{ kN/m}^2$$

$$R_4 = 49.8 + 16.9 = 66.7 \text{ kN/m}^2$$

(ウ) 終局強度設計法における地震時荷重の算定

- ・片方のサドルは固定式であるから X 方向の地震力はすべて固定側のサドルに作用させ、中詰め砂荷重は分布荷重と扱う。

$$P_3 = 81.3 - (97.0 \times 2.35 + 5.5 \times 0.737) / (2.6 \times 1.25 \times 2) \\ = 81.3 - 35.7 = 45.6 \text{ kN}$$

$$P_4 = 81.3 + 35.7 = 117.0 \text{ kN}$$

$$M_3 = M_4 = 97.0 \times 0.732 / 2.6 + 5.5 \times 0.737 = 31.4 \text{ kNm}$$

$$R_3 = W_E / (4.1 \times 6.8) - \{285.9 \times (3.7/2 + 0.2)\} / (4.1 \times 6.8^2/6) \\ = 49.8 - 18.5489 = 41.5 \text{ kN/m}^2$$

$$R_4 = 49.8 + 18.5489 = 60.3 \text{ kN/m}^2$$

(2) 断面力の算定

ア 頂板

側壁固定端とした短辺方向の両端固定梁として解析する。

(ア) 曲げモーメント (常時、地震時)

- ・上筋

$$M = -W_1 \times l_x^2 / 12 = -13.4 \times 4.45^2 / 12 = -22.1 \text{ kNm}$$

- ・下筋

$$M = -W_1 \times l_x^2 / 24 = -13.4 \times 4.45^2 / 24 = -11.1 \text{ kNm}$$

(イ) せん断

$$M = W_1 \times l_x / 2 = 13.4 \times 4.45 / 2 = 29.8 \text{ kN}$$

イ 側壁

施工時は底板を固定端とした片持梁とし、完成時は底板と頂板を固定端と両端固定梁として解析する。

(ア) 施工時

$$M = 1/2 \times p_{a1} \times (H - 0.175) + 1/6 \times (p_{a2} - p_{a1}) \times (H - 0.175)^2 \\ = 1/2 \times 4.78 \times 3.9 + 1/6 \times (34.47 - 4.78) \times 3.9^2 \\ = 9.321 + 75.26 = 84.59 \text{ kNm}$$

$$S = p_{a1} \times H + 1/2 \times (p_{a2} - p_{a1}) \times H \\ = 4.78 \times 3.90 + 1/2 \times (34.47 - 4.78) \times 3.90 \\ = 18.642 + 57.90 = 76.54 \text{ kN}$$

(イ) 完成時 (常時)

$$M = 1/12 \times p_{a1} \times H^2 + 1/20 \times (p_{s2} - p_{a1}) \times H^2 \\ = 1/12 \times 4.075 \times 4.075^2 + 1/20 \times (40.75 - 4.075) \times 4.075^2 \\ = 5.64 + 30.45 = 36.09 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
S &= 1/2 \times p_{a1} \times H + 7/20 \times (p_{a2} - p_{a1}) \times H \\
&= 1/2 \times 4.78 \times 4.075 + 7/20 \times (40.75 - 4.75) \times 4.075 \\
&= 8.30 + 52.31 = 60.61 \text{ kN}
\end{aligned}$$

(ウ) 許容応力度設計法における地震時断面力

$$\begin{aligned}
M &= 1/12 \times (p_{a1} + P_3) \times H^2 + 1/20 \times (p_{s2} - p_{a1}) \times H^2 \\
&= 1/12 \times (2.11 + 3.14) \times 4.075^2 + 1/20 \times (51.3 - 2.11) \times 4.075^2 \\
&= 7.265 + 40.84 = 48.11 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S &= 1/2 \times (p_{a1} + P_3) \times H + 7/20 \times (p_{a2} - p_{a1}) \times H \\
&= 1/2 \times (2.11 + 3.14) \times 4.075 + 7/20 \times (40.75 - 4.75) \times 4.075 \\
&= 10.7 + 52.31 = 63.00 \text{ kN}
\end{aligned}$$

(エ) 終局強度設計法における地震時断面力

$$\begin{aligned}
M &= 1/12 \times (p_{a1} + P_3) \times H^2 + 1/20 \times (p_{s2} - p_{a1}) \times H^2 \\
&= 1/12 \times (2.09 + 3.46) \times 4.075^2 + 1/20 \times (50.64 - 2.09) \times 4.075^2 \\
&= 7.68 + 40.31 = 47.99 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S &= 1/2 \times (p_{a1} + P_3) \times H + 7/20 \times (p_{a2} - p_{a1}) \times H \\
&= 1/2 \times (2.09 + 3.46) \times 4.075 + 7/20 \times (50.64 - 2.09) \times 4.075 \\
&= 11.3 + 69.24 = 80.55 \text{ kN}
\end{aligned}$$

ウ 底板

(ア) 軸直角方向

底板は側壁を杭間隔をスパンとした一辺支持、一辺固定の梁として解析する。

a 施工時

側壁からの伝達曲げモーメント (外筋)

$$M_A = 84.59 \text{ kNm}$$

b 常時断面力 (内筋)

$$M_c = -R_1 \times l_x^2 / 8 = -150.8 \times 1.90^2 / 8 = -68.05 \text{ kNm}$$

$$S_c = (5/8) \times R_1 \times l_x = (5/8) \times 150.8 \times 1.90 = 179.08 \text{ kN}$$

c 許容応力度設計法における地震時断面力 (内筋)

$$\begin{aligned}
M_c &= -R_4 \times l_x^2 / 8 + (7/120) \times (R_4 - R_1) \times l_x^2 \\
&= -259.5 \times 1.90^2 / 8 + (7/120) \times (259.5 - 150.8) \times 1.90^2 \\
&= -94.2 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$S_c = (5/8) \times R_4 \times l_x + M_c / l_x = 308.16 + 49.58 = 357.74 \text{ kN}$$

d 終局強度設計法における地震時断面力 (内筋)

$$\begin{aligned}
M_c &= -R_4 \times l_x^2 / 8 + (7/120) \times (R_4 - R_1) \times l_x^2 \\
&= -271.09 \times 1.90^2 / 8 + (7/120) \times (271.09 - 150.8) \times 1.90^2 \\
&= -97.0 \text{ kNm} \quad \text{常時換算値} = -64.67 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$S_c = (5/8) \times R_4 \times l_x + M_c / l_x = 321.92 + 51.05 = 372.97 \text{ kN}$$

(イ) 軸方向

底板は側壁を杭間隔をスパンとした連続梁として解析する。

a 施工時

側壁からの伝達曲げモーメント (外筋)

$$M_A = 84.59 \text{ kNm}$$

イ 側壁 (D = 350 mm、d = 290 mm)

$$M_{\max} = 84.59 \text{ kNm}、S = 76.54 \text{ kN (施工時)}$$

$$a_s = 84.59 \times 10^6 / (300 \times 7/8 \times 290) = 1111.2 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \text{使用鉄筋 } a_s \text{ use} = D19@200 = 1433 \text{ mm}^2$$

$$\tau = S / (bjd) = 76.5 \times 10^3 / (1000 \times 7/8 \times 290)$$

$$= 5.0301 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 0.7 \text{ N/mm}^2$$

地震時は施工時及び常時の1.5倍より小さいので省略する。

ウ 底板 (D = 400 mm、d = 300 mm)

(7) 軸直角方向

・内筋

$$M_{\max} = -68.05 \text{ kNm (常時)}、S = 373.0 \text{ kN (地震時)}$$

$$a_s = 68.05 \times 10^6 / (200 \times 7/8 \times 300) = 1296.2 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \text{使用鉄筋 } a_s \text{ use} = D16@100 = 1986 \text{ mm}^2$$

$$\tau = S / (bjd) = 373.0 \times 10^3 / (1000 \times 7/8 \times 300)$$

$$= 1.421 \text{ N/mm}^2 > \tau_a \times 1.5 = 1.05 \text{ N/mm}^2$$

以上により、せん断補強する。

・外筋

$$M_{\max} = 84.6 \text{ kN (施工時)}$$

$$a_s = 84.4 \times 10^6 / (300 \times 7/8 \times 300) = 1071.7 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \text{使用鉄筋 } a_s \text{ use} = D19@200 = 1433 \text{ mm}^2$$

地震時は施工時及び常時の1.5倍より小さいので省略する。

(イ) 軸方向

・内外筋

$$M_{\max} = 116.3 \text{ kNm (常時)}、S = 166.7 \text{ kN (常時)}$$

$$a_s = 131.6 \times 10^6 / (200 \times 7/8 \times 300) = 2506.7 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \text{使用鉄筋 } a_s \text{ use} = D19@100 = 2866 \text{ mm}^2$$

$$\tau = S / (bjd) = 166.7 \times 10^3 / (1000 \times 7/8 \times 300)$$

$$= 0.635 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 0.7 \text{ N/mm}^2$$

エ ペDESTAL (D=500mm、d=400mm)

終局強度法における地震時応力

$$M_3 = 31.4 \text{ kNm}、S = 97.0 + 5.5 = 102.7 \text{ kN}$$

$$a_s = 31.4 \times 10^6 / (0.9 \times 300 \times 7/8 \times 400) = 332.28 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \text{使用鉄筋 } a_s \text{ use} = D16@200 = 993 \text{ mm}^2$$

$$\tau = S / (bjd) = 102.7 \times 10^3 / (1000 \times 7/8 \times 400)$$

$$= 0.29 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 0.7 \text{ N/mm}^2$$

許容応力度設計法における地震力は終局強度設計法より小さいので省略する。

6 その他参考となる事項

6.1 終局強度設計法

6.1.1 はじめに

高圧ガス施設の耐震設計は、従来より、許容応力設計法（許容応力度設計法ともいう）によって行われてきた。この方法は、想定する大きさの地震に対し構造物が弾性状態に留まるようにする、つまり、構造材に発生する応力が、降伏点基準の許容応力を越えないようにする耐震設計法である。しかし、予想を越える大きさの地震に襲われ、発生する応力が降伏点を越えたとしても、すぐに破壊するというわけではない。構造物には塑性変形によるエネルギー吸収能力があって、入ってくる地震のエネルギーの総量が、吸収できるエネルギー量の限界に達した時に初めて破壊するに至る。

終局強度設計法とは、このような構造物固有のエネルギー吸収能力が、入ってくる地震のエネルギーの総量を上廻るように設計し、破壊的地震に対し、構造物の耐震安全性を確保しようとする耐震設計法である。

この終局強度設計法を理解するには、弾性応答に関する知識だけでは不十分で、構造物の弾塑性応答と復元力特性に関する基礎的知識を必要とする。ここでは、まず始めに構造物の弾塑性応答と復元力特性について説明し、次に構造特性係数の意味と地震のエネルギー入力について説明し、最後に許容応力設計法と比較しつつ、終局強度設計法の手順について説明することとする。

6.1.2 弾塑性応答と復元力特性

(1) 構造物の復元力特性

ア 単調加力時の復元力特性

構造物に単調に水平力を加えていくと、構造物はどうのように変形していくか、これを図6.1.2-1をもって説明する。

構造物に水平力を加えていくと、構造物は次第に変形していく。そして変形を元に戻そうとする力つまり構造物自身の復元力が水平力に抵抗し、両者が釣り合ったときに変形は止まる。

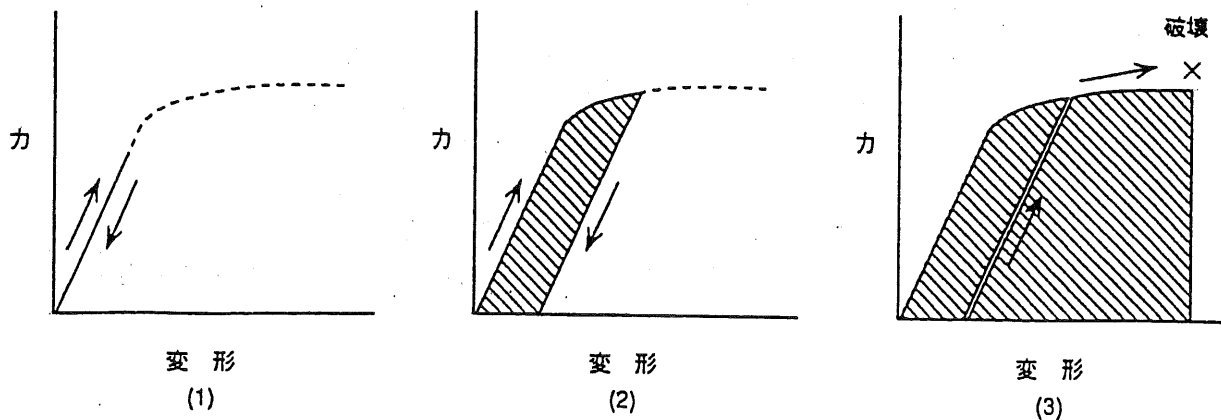


図 6.1.2-1 単調加力時の力-変形曲線

もし、構造材がどこも塑性化しなければ、図6.1.2-1(1)に示すように、弾性変形といて、構造物の変形量は水平力に比例し、力を取り除けば元に戻る。

しかし、水平力の大きさがあるレベルに達し、構造材の一部が塑性化し始めると、塑性化に伴う変形、つまり塑性変形が弾性変形に加わり、図6.1.2-1(2)に示すように、力と変形の比例関係はくずれてくる。そして、途中から力を徐々にゆるめていくと、弾性変形だけが力に比例して減少していき、力を取り除いたときには、塑性変形だけが残る。斜線部は、塑性化によって構造材に蓄積された歪エネルギー量を示す。もし、その状態から再度力を加えるならば、残っている塑性変形に弾性変形が加わり、図6.1.2-1(3)に示すように、今来たルートを逆にたどっていく。そして、元の変形量に戻ったところから新たな塑性変形が加わり始め、勾配は急変する。構造物の抵抗力のうち勝つ力をさらに加え続けるならば、変形は進行し、やがては破壊するに至る。斜線部は水平力によって構造物に加えられたエネルギーの総量を示しており、構造物は破壊に至るまでにこれだけのエネルギー量を吸収したことを意味する。

以上、構造物に水平力を加えた場合の力と変形の関係を図で説明した。途中で加力と除力を何度繰り返そうとも、外周の曲線の形、大きさは変わらず、吸収できるエネルギー量は一定である。この力と変形の関係を示す曲線のことを復元力特性曲線といい、また、図6.1.2-2に示すように、弾性状態に留まる限界の抵抗力を降伏耐力、そして、そのときの変形量を降伏変形と呼び、破壊に至る過程における最大の抵抗力を保有水平耐力（以下、「保有耐力」という。）と呼んでいる。円筒殻の座屈の場合には、座屈し始めるときの抵抗力を座屈耐力と呼んでいる。降伏耐力、座屈耐力自身が最大の抵抗力である場合には、保有耐力は降伏耐力、座屈耐力に同じということになる。

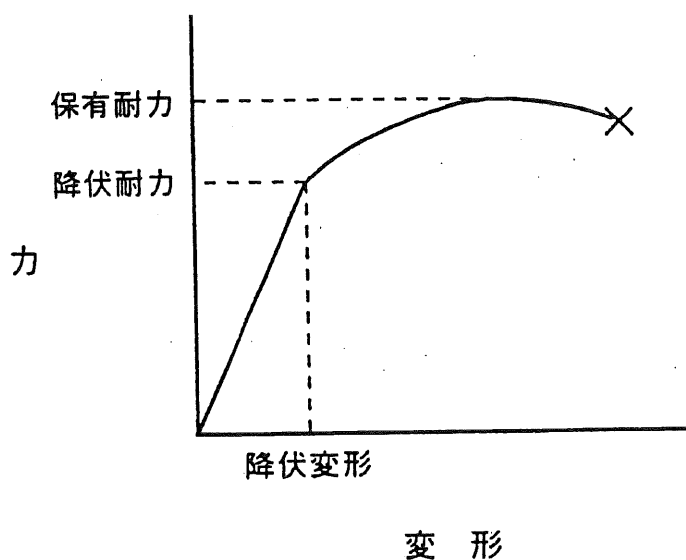


図6.1.2-2 降伏耐力と保有耐力

イ 交番加力時の復元力特性

地震時には、構造物に水平力が正負両方向に交互に作用する。交番に水平力を加えたときに塑性化する部位は、一般に、加える水平力の方向によって異なり、吸収できるエネルギー量は、それぞれの方向につき、単調加力におけるものに等しい。しかし、変形については、多くの場合、反対方向に加力した場合の塑性変形も合わさってくるため、変形の履歴を力-変形曲線に表わそうとすると、単調加力のときとは異なり、構造に応じて様々な形を成す。それらについての詳しい説明は省略し、いわゆるスリップ型と称するものについてのみ、次の弾塑性応答の説明の中でふれることとする。

(2) 構造物の弾塑性応答

構造材の中に、ある方向の水平力に対しては抵抗力をもち、その逆方向の水平力に対しては抵抗力をもたない部位がそれぞれの方向に対してあって、それぞれの部位の塑性化は当該方向の塑性変形にしか寄与せず、また、その部位の強度が相対的に最も弱いような構造物を考える。このような構造物に交番に水平力を加えると、いわゆるスリップ型と称する力-変形曲線を描き、一方向のみに着目すれば、曲線の形、大きさは単調加力時のものに等しくなる。構造物の地震時の挙動を、このような復元力特性をもつ構造物を例にとって説明することにする。引張ブレースが降伏して行く場合における球形貯槽の挙動や、基礎ボルトが降伏して行く場合における塔の挙動などが、これに近いものと考えることができる。

交番に作用する水平地震力が構造物の降伏耐力に達しない場合には、弾性応答といって、図6.1.2-3(1)に示すように力と変形は比例関係を保ち、地震が去ったあとは、自由振動しながら減衰し、やがては静止して元に戻る。

作用する水平地震力が降伏耐力に達し、構造材の一部が塑性化し始めると、図6.1.2-3(2)に示すように力と変形の比例関係はくずれ、弾塑性応答といって、弾性変形と塑性変形が重畳した形で振動し、地震が去ったあとは、自由振動しながら減衰し、やがては静止してあとには累積した塑性変形が残る。

そして、振動中に図6.1.2-3(3)に示すようにどちらか一方で、累積した塑性変形がある限界に達すれば、もはや地震のエネルギーを塑性変形で吸収することはできず、破壊するに至る。

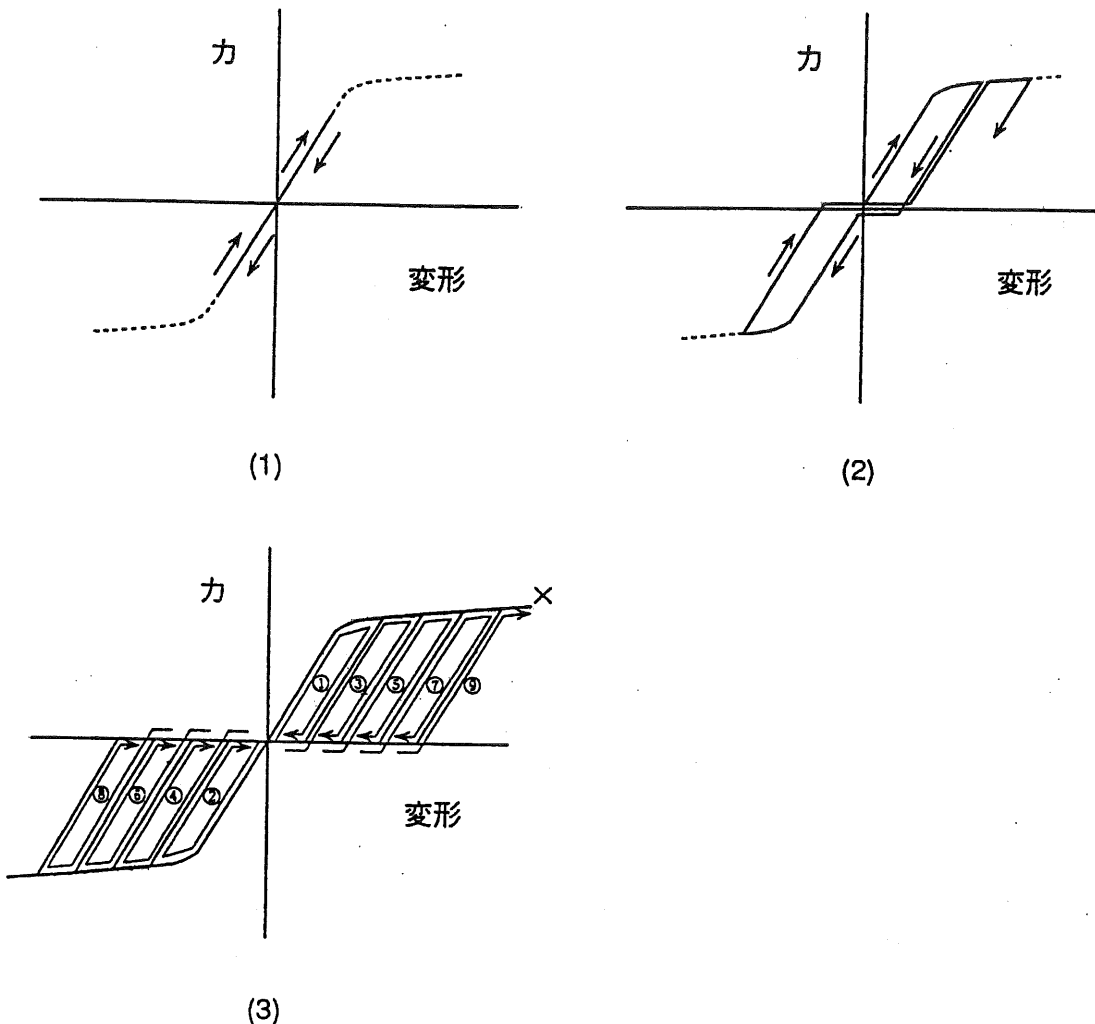


図6.1.2-3 交番加力時の力-変形曲線（スリップ型）

このように構造物には、正負の2方向に対してそれぞれエネルギー吸収能力があり、入ってくる地震のエネルギーを両側で吸収していく。エネルギーが均等に吸収されていくか不均等に吸収されていくかは復元力特性の特徴によって違ってきて、安定した系（水平力が降伏耐力に達したあと、しばらくは水平力に対する抵抗力が減少せずに変形が進むような系）ではほぼ均等に、また、不安定な系（水平力が降伏耐力に達したあと、水平力に対する抵抗力が急に落ちるような系）では一方に偏って吸収されていきやすい。

6.1.3 構造特性係数

(1) 保有耐力と構造特性係数

前項で説明したように、横造物には塑性変形による、ある有限のエネルギー吸収能力がある。入ってくる地震のエネルギーがその限界に達する前に地震がおさまってくれるならば、破壊は免れることになる。塑性変形を許容した設計限界状態（終局状態）を設定し、その設計限界状態に達しなければよいとするならば、このエネルギー吸収能力に期待することにより、弾性設計を行う場合に比べ、構造物の強度はもっと低減してよいことになる。

この低減率のことを構造特性係数と呼び、“高圧ガス施設等耐震設計基準”では次のように定義づけている。

$$D_s = \frac{\text{構造物が塑性変形能力を評価して得られる所要強度}}{\text{構造物が概ね弾性にとどまる場合の所要強度}} \quad \text{式 (6.1.1)}$$

構造特性係数については既に基準の付属書の中に明解に説明されているが、構造材の塑性化に伴う固有周期の変化の影響を分けて考え、ここでもう一度説明することとする。

いま、弾性振動エネルギーが W_e 、設計限界状態に至るまでの塑性変形によるエネルギー吸収能力が W_p の、ほぼ完全弾塑性系とみなすことができる構造系について考える。完全弾塑性系とは、水平力が降伏耐力に達したあと、水平力に対する抵抗力はそれ以上大きくなり、そのままの抵抗力で塑性変形が進むような構造系のことをいう。

図 6.1.3-1 において、この構造物のエネルギー吸収能力は次のとおりとなる。

$$E = W_e + W_p \quad \text{式 (6.1.2)}$$

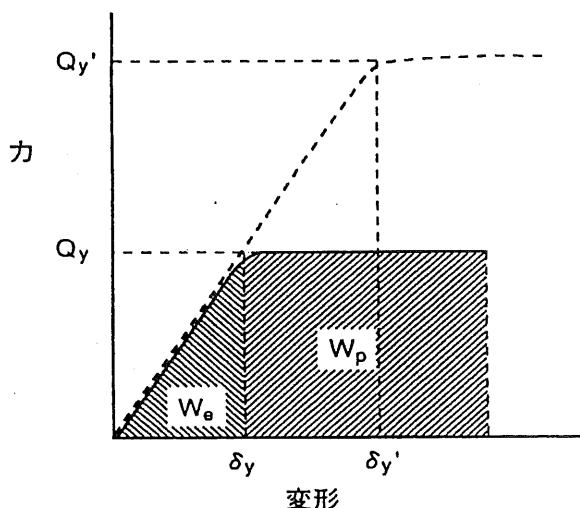


図 6.1.3-1 構造物のエネルギー吸収能力

もし、この構造物が弾性状態に留まろうとするならば、塑性変形によるエネルギー吸収は期待しないわけであるから、次の弾性振動エネルギーだけでエネルギーを吸収しなければならないことになる。

$$E' = \frac{1}{2} Q_y' \delta_y' \quad \text{式 (6.1.3)}$$

ここに、 Q_y' は構造物が弾性に留まるとしたときに求められる降伏耐力で、 δ_y' はその降伏耐力に対応する降伏変形である。

完全弾塑性系では保有耐力は降伏耐力に同じである。構造物の塑性変形能力を評価したときの所要強度を降伏耐力にとれば、式 (6.1.1) より、

$$D_s = \frac{Q_y}{Q_y'} \quad \text{式 (6.1.4)}$$

よって、

$$Q_y' = \frac{Q_y}{D_s}, \quad \delta_y' = \frac{\delta_y}{D_s} \quad \text{式 (6.1.5)}$$

これを式 (6.1.3) に代入して、

$$E' = \frac{1}{2} \frac{Q_y \delta_y}{D_s^2} \quad \text{式 (6.1.6)}$$

また、

$$W_e = \frac{1}{2} Q_y \delta_y \quad \text{式 (6.1.7)}$$

であるから、

$$E' = \frac{1}{D_s^2} W_e \quad \text{式 (6.1.8)}$$

式(6.1.2)と式(6.1.8)を等しくおくことにより、次の式が得られる。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{W_p}{W_e}}} \quad \text{式 (6.1.9)}$$

W_e と W_p を評価できれば、上式から構造特性係数を求めることができる。

設計限界状態としては、高圧ガス施設の場合、漏洩事故に基づく災害の発生を防止することを目的として、圧力容器本体については亀裂の発生を、支持構造物については倒壊、崩壊などを考えることになる。強度的に余裕を残したい場合には、 W_p の評価において、エネルギー吸収に所要の安全余裕を残した状態を設計限界状態と考えればよく、また、変形量に制限を加えたい場合には、許容できる変形量の限界を設計限界状態と考えればよい。

構造特性係数は厳密には振動周期（応答周期）の変化に伴うエネルギー入力の影響を考えなければならないが、これについては次項で説明する。

(2) 累積塑性変形倍率と構造特性係数

前項で説明したように、構造物には正負2方向の水平力に対して塑性変形によるエネルギー吸収能力がある。そして地震のエネルギーは、安定した系では両側にほぼ均等に、不安定な系では片側に集中して吸収されていきやすい。従って、式(6.1.9)における W_p の評価において、安定した系ではエネルギー吸収を両側に期待できるが、不安定な系では片側にしか期待できない。

ここで、同じように、図6.1.3-2に示すような復元力特性をもつ、完全弾塑性系とみなすことができる構造系について考える。同図において、最大変形は設計限界における変形量とする。

弾性振動エネルギーは式(6.1.7)のとおりである。

塑性変形によるエネルギー吸収を片側にしか期待できない場合には、塑性変形によるエネルギー吸収能力は次のとおりとなる。

$$W_p = Q_y \delta_p \quad \text{式(6.1.10)}$$

$$\delta_p = \delta_{\max} - \delta_y \quad \text{式(6.1.11)}$$

ここに、 δ_{\max} は最大変形であり、 δ_y は最大変形に到達するまでに累積される塑性変形の全量で、累積塑性変形と呼ぶ。

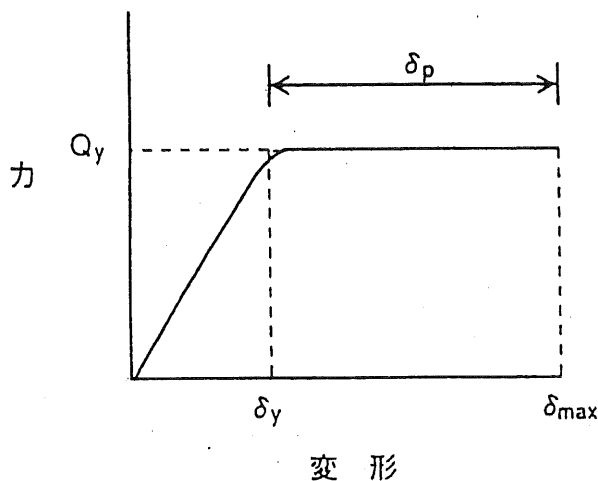


図 6.1.3-2 最大変形と累積塑性変形

式(6.1.7)、式(6.1.10)を式(6.1.9)に代入し、整理すると、

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1+2\eta}} \quad \text{式(6.1.12)}$$

$$\eta = \frac{\delta_p}{\delta_y} \quad \text{式(6.1.13)}$$

ここで、 η は累積塑性変形倍率で、累積塑性変形の降伏変形に対する比率である。
また、エネルギー吸収を両側に期待できる場合には次のとおりとなる。

$$W_p = 2Q_y \delta_p \quad \text{式 (6.1.14)}$$

式(6.1.7)、式(6.1.14)を式(6.1.9)に代入して同じように整理すれば、

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1+4\eta}} \quad \text{式 (6.1.15)}$$

“高圧ガス施設等耐震設計基準”では、塑性変形能力をもって構造特性係数を表わそうとするとき、このように累積塑性変形倍率を用いている。

構造特性係数は他に最大変形の降伏変形に対する比率、つまり塑性率を用いて表わすこともでき、この場合には、エネルギー吸収を片側にしか期待できないとき、両側に期待できるときそれぞれにつき、

式(6.1.16)、式(6.1.17)のように表わせる。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{2\eta' - 1}} \quad \text{式 (6.1.16)}$$

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{4\eta' - 3}} \quad \text{式 (6.1.17)}$$

$$\eta' = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \quad \text{式 (6.1.18)}$$

ここに、 η' は塑性率である。

(3) 破壊モードと破壊実験

終局強度設計法を一般の耐震設計に適用しようとするならば、保有水平耐力と構造特性係数を式から算定できるようにしておくことが必要となる。

保有水平耐力と構造特性係数を算定式に表わすには、まず、構造物の破壊モード、つまり、地震で構造物が破壊するとしたら、力学的にどのようなメカニズムで破壊に至るのかを、過去の地震被害の経験などから類推する。そして、その中の1つの破壊モードに着目し、標準的な構造（形状、寸法、材質）の範囲でパラメトリックな破壊実験を行い、各ケースについて復元力特性を把握する。そして、得られた結果を力学モデルと対応づけ、保有耐力と構造特性係数を算定式に表わす。

破壊モードは、構造物を構成する各部位の強度的な相対関係で決まってくるから、終局強度設計法を実用化しようとするとき、構造物の種類別に、このような究明作業を、想定しうるあらゆる破壊モードについて実施することが必要となる。“高圧ガス施設等耐震設計基準”が定める各種設備の各部位毎の保有水平耐力（または降伏耐力、座屈耐力）、構造特性係数は、過去のこうした研究成果をベースとして導かれたものとなっている。エネルギー吸収能力が明確でない設備、破壊モードについては、初めは安全側に評価し、データが蓄積されてきたところで補正を加えていくこととしている。

6.1.4 地震のエネルギー入力

(1) エネルギースペクトルと速度応答スペクトル

構造物が地震に襲われたときに構造物に入ってくる地震のエネルギーは、その地震の周期特性との関連において、その構造物の質量と固有周期とによって定まってくる。

いま、構造物に入ってくる地震のエネルギーの総量を、エネルギー的に等価な運動エネルギーに置き換えると、構造物の質量の大小に関係なく、1つの固有周期に対応して1つの速度が求まる。横軸に周期をとり、縦軸にこの速度をとると、1つの地震動に対して1つの曲線ができあがる。この曲線のことをエネルギースペクトルと呼んでいるが、このスペクトルは、地質による差はあるものの、短周期領域では右上がりとなり、この領域を越えたところでほぼ平準化するという特徴をもつ。

エネルギースペクトルは、減衰が大きくなると速度応答スペクトルにほぼ一致し、また、その速度応答スペクトルは加速度応答スペクトルとほぼ固有円振動数の比例関係にあるので、エネルギースペクトルを速度応答スペクトルに代え、加速度応答スペクトルと対比して示すと、図6.1.4-1のようになる。実際には、折れ点の周期は様々な要素（震源過程、伝播径路、表層地盤の特性等）で変わり、曲線自体もこんなに滑らかなものではないが、一般的には、このように特徴づけることができる。

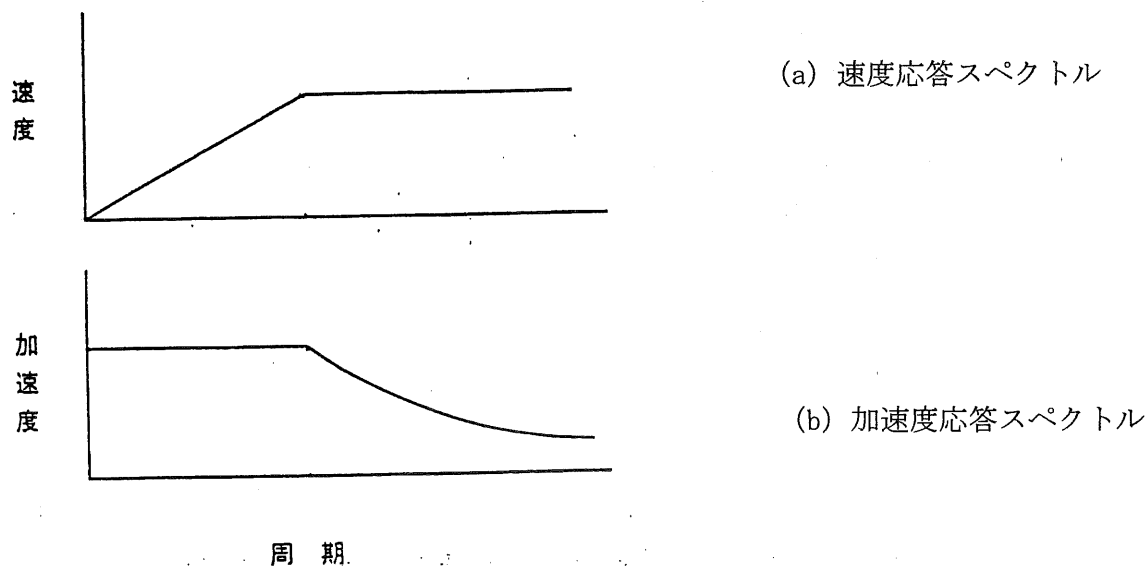


図 6.1.4-1 速度応答スペクトルと加速度応答スペクトル

(2) 固有周期の変化とエネルギー入力

構造材の一部が塑性化し始め、構造物が弾塑性挙動を示すようになると、振動周期は弾性時の固有周期よりも長くなる。ここで固有周期の伸びがエネルギー入力に及ぼす影響について考える。

まず、速度応答スペクトルの折れ点を境にして固有周期が長周期側にある場合について考えると、この場合には、周期が伸びても速度応答スペクトルは変わらないから、総エネルギー入力に大きな変化はない。

一方、固有周期が短周期側にある場合には、周期が伸びれば速度応答スペクトルは大きくなっていくから、エネルギー入力は増加する。

したがって、構造特性係数の評価において、固有周期が長周期側にある場合は振動周期の伸びの影響は考慮しなくてよいが、これが短周期側にある場合には、この影響を考慮した速度応答スペクトルを採用することが必要となる。

構造特性係数の評価においてこの影響を考慮するならば、式(6.1.9)は次のように補正される。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{W_p}{W_e}}} \frac{V_D(T_e)}{V_D(T_0)} \quad \text{式 (6.1.19)}$$

ここに、

- $V_D(T_0)$: 弾性挙動するとしたときのエネルギー入力の速度換算値
- $V_D(T_e)$: 弾塑性挙動するとしたときのエネルギー入力の速度換算値
- T_0 : 弾性範囲の固有周期
- T_e : $V_D(T_0)$ に対応する有効的な固有周期

一般には、有効的な固有周期を求めることは容易でない。基準では、許容しうる塑性変形量に制限を加えれば固有周期の変化量は小さく、従ってエネルギー入力の変化も小さいものとし、この補正部分は1.0に近似できるものとしている。

(3) 設計用加速度応答スペクトル

速度応答スペクトルは、加速度応答スペクトルが与えられれば、これから換算することができる。“高圧ガス施設等耐震設計基準”が定める終局強度設計用の加速度応答スペクトルを許容応力設計用のものと対比して示すと、図6.1.4-2のようになる。許容応力設計用のものは短周期側が途中で左下がりになっているが、終局強度設計用のものは、この領域も平坦なものに修正している。これは、構造材の塑性化に基づく振動周期の伸びに対する安全側の配慮であるが、このように加速度応答スペクトルを修正することにより、換算して求める速度応答スペクトルは、エネルギースペクトルの一般的特徴を備えたものとなる。ただし、基準は、横置円筒形貯槽については、その構造からして、支持構造材が塑性化しても固有周期にはほとんど影響がないであろうこと、及び地震力が大きくなれば地下逸散減衰も大きくなるであろうことを勘案し、左下がりのものを採用してよいとしている。

構造物のエネルギー吸収能力には、弾性振動エネルギーと塑性変形によるエネルギー吸収能力の他に、減衰力によるエネルギー吸収能力がある。この減衰力によるエネルギー吸収能力は、設計用の加速度応答スペクトルとして、構造物の減衰定数に応じたものを採用することにより、考慮されることになる。

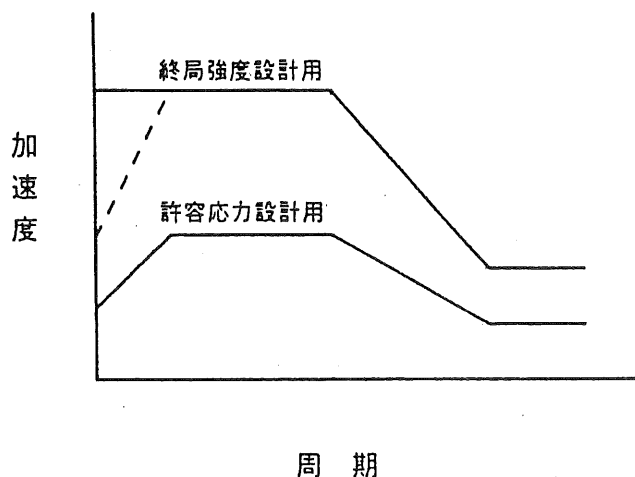


図 6. 1. 4-2 設計用加速度応答スペクトル

6.1.5 終局強度設計法の手順

(1) 終局強度法の手順と許容応力設計法との違い

図6.1.5-1に、終局強度設計法の流れを許容応力設計法におけるものと対比して示す。設計水平地震力はともに修正震度法によって求めるものとする。

終局強度設計法の流れを説明すると、まず、固有周期を計算し、設計修正震度を計算し、設計地震力を計算する。次に構造特性係数を計算し、必要保有耐力を計算し、別に計算した保有耐力と比較する。保有耐力が必要保有耐力を上廻れば、その設計地震動の入力エネルギーに対し、構造物は十分な塑性変形能力を有しており、設計限界状態に至ることはない、つまり、耐震安全性が確保されるとする。

設備の種類別となれば、設備の構造的特徴に応じて様々なものとなり、また、保有耐力と必要保有耐力を、構造全体ではなく、部材毎に評価することもあるが、基本的にはこのような流れとなる。流れを表面的に見ただけでは分かりづらいが、入力エネルギーについては加速度応答スペクトルに、また、エネルギー吸収能力については構造特性係数に、それぞれ意味が込められている。

許容応力設計法では、設計地震力を求めたあと、各部に発生する応力を計算し、それらが降伏点基準の許容応力を越えるかどうかで耐震性を評価した。つまり、作用する地震力に対する弾性範囲の耐荷能力をもって耐震性を評価した。これに対して終局強度設計法では、入ってくる地震のエネルギーに対するエネルギー吸収能力をもって評価しようとする。

これが両者の評価方法の違いである。

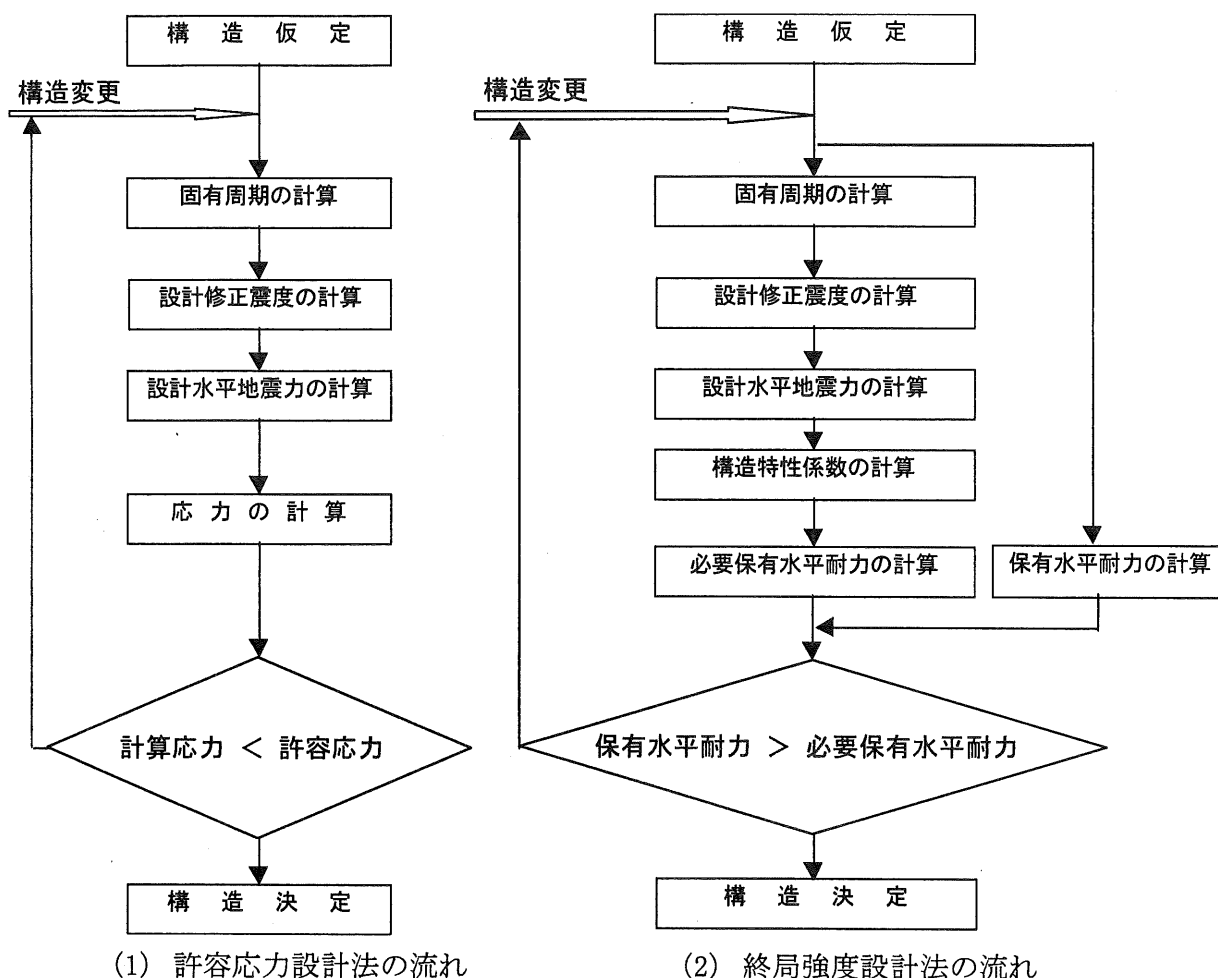


図 6.1.5-1 許容応力設計法と終局強度設計法の流れ

(2) 許容応力設計法と終局強度設計法の併用

構造物が許容応力設計法で設計してあれば、想定した大きさの地震に襲われたとした場合、ほぼ弾性状態にとどまり、塑性変形は生じないであろう。また、予想を越える大きさの地震に襲われたとしても、すぐに破壊に至るようなことはなく、塑性変形を生じながらかなり耐えてくれるであろう。しかし、終局強度設計法による場合とは違い、どの程度の大きさの地震にまで耐えられるかは分からない。

そこで、通常考えられる規模の地震に対しては損傷防止を目的として許容応力設計法を適用し、考えられうる限界的な地震に対しては破壊防止、つまり、内部流体の漏洩に基づく災害の発生防止を目的として終局強度設計法を適用すれば、高圧ガス施設の耐震設計を、安全、且つ経済的に実施することができる。

このような考え方により、“高圧ガス施設等耐震設計基準”では、告示515号“高圧ガス設備等耐震設計基準”が定める弾性設計用の地震動に対しては許容応力設計法を適用し、神奈川県地震被害想定調査（地質地盤）の結果をふまえた破壊的規模の地震に対しては終局強度設計法を適用することとしている。建築基準法では建物の損傷防止を目的とした一次設計と、建物の崩壊防止、つまり中にいる人間の保護を目的とした二次設計とがあって、一次設計では許容応力設計法を、二次設計では終局強度設計法を適用する

こととしているが、これと同じような考えである。

終局強度設計法は、構造物の終局状態を扱うだけに、その信頼性を高め、あるいは改良していくには、実際の地震被害データとの照合を必要とする。実験と解析をベースに終局強度設計法による耐震設計法が、“高圧ガス施設等耐震設計基準”の策定において設備の種数別に標準化されてはきたが、高圧ガス施設の地震被害データは、今のところそんなに多くはない。そうした実績、経験の少なさに基づく不信頼性については、長い歴史のある許容応力設計法が補うことにもなろう。

参考文献

- (1) 神奈川県“高圧ガス施設等耐震設計基準”(平成14年4月)
- (2) 秋山 宏“建築物の耐震極限設計”東京大学出版会(1987, 第2版)

6.2 基礎及び地盤の許容応力度等

6.2.1 コンクリートの耐震設計用許容応力度

コンクリートの耐震設計用許容応力度は表 6. 2. 1-1 に掲げる応力の種類に応じ、同表の右欄に掲げる値とする。

表 6. 2. 1-1 コンクリートの耐震設計用許容応力度 (単位 N/mm²)

| 応力の種類 | 耐震設計用許容応力度 | | |
|--------|-----------------------------------|-----|----------------------------------|
| 圧縮応力度 | F_c | | |
| せん断応力度 | $F_c/20$ かつ $(0.735+3F_c/200)$ 以下 | | |
| 付着応力度 | 丸鋼 | 上端筋 | $6F_c/100$ かつ1.32以下 |
| | | その他 | $9F_c/100$ かつ2.00以下 |
| | 異径鉄筋 | 上端筋 | $F_c/10$ かつ $(1.32+F_c/25)$ 以下 |
| | | その他 | $3F_c/20$ かつ $(2.00+3F_c/50)$ 以下 |

- 備考 1. この表において F_c は、コンクリートの28日設計基準強度(単位 N/mm²)を表す。
 2. コンクリートの引張強さは0とする。
 3. 基礎ボルトの付着力は、その他の値とする。上端筋の値がその他の値の2/3とされているのは、上端筋のコンクリート付着がよくないからである。

6.2.2 鉄筋の耐震設計用許容応力度

鉄筋の耐震設計用許容応力度は表 6. 2. 2-1 に掲げる応力の種類に応じ、同表の右欄に掲げる値とする。

表 6. 2. 2-1 鉄筋の耐震設計用許容応力度 (単位 N/mm²)

| 応力の種類 | | 耐震設計用許容応力度 |
|-------|---------------|----------------------------|
| 圧縮応力度 | | F |
| 引張応力度 | せん断補強以外に用いる場合 | F |
| | せん断補強に用いる場合 | F (当該数値が294を超える場合は294とする。) |

- 備考 1. この表においてFは、鉄筋の降伏点(単位 N/mm²)を表す。
 2. なお、JIS G 3112に規定する鉄筋のうち多く用いられるものについてそれぞれのFの値を表 6. 2. 2-2 に示す。

表 6. 2. 2-2 鉄筋の F の値

| 鉄筋の種類 | Fの値 (N/mm ²) | |
|----------|--------------------------|-------|
| | 引張および圧縮 | せん断補強 |
| SR235 | 235 | 235 |
| SR295 | 294 | 294 |
| SD235 | 294 | 235 |
| SD295A、B | 294 | 294 |
| SD345 | 345 | 294 |
| SD390 | 390 | 294 |

6. 2. 3 地盤の耐震設計用許容支持力度

地盤の耐震設計用許容支持力度は、ボーリング調査による場合は下記の(1)、平板載荷試験による場合は(2)の算定により得られる値とする。ただし、当該地盤が表6. 2. 3-4の左欄に掲げる地盤の種類いずれかに該当する場合は、地盤調査を行わなくても、同表右欄に掲げる値とすることができる。

地盤の耐震設計用許容支持力度 (単位 kN/mm²)

| | |
|-----|--|
| (1) | $\alpha C N_c + \beta \gamma_1 B N_r + (1/3) \gamma_2 D_f N_q$ |
| (2) | $q_t + (1/3) N' \gamma_2 D_f$ |

備考 1. 記号は次の値を示す。

- α 及び β : 基礎荷重面の形状に応じた表 6. 2. 3-1 に掲げる係数
- C : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/mm²)
- B : 基礎荷重面の短辺または短径 (m)
- L : 基礎荷重面の長辺または長径 (m)
- N_c 、 N_r 、 N_q : 支持力係数であって、それぞれ地盤の内部摩擦角に応じ、表 6. 2. 3-2 に掲げる値
- γ_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量または水中単位体積重量 (kN/m³)
- γ_2 : 基礎荷重面より上方にある地盤の平均単位体積重量または水中単位体積重量 (kN/m³)
- D_f : 基礎の接近した最低地盤面から基礎地盤面までの深さ (m)
- q_t : 平板積載荷重試験における降伏荷重の 1/2 の数値または極限応力の 1/3 の数値のうちいずれか小さな値 (kN/m²)
- N' : 基礎荷重面下の地盤の種類に応じ、表 6. 2. 3-3 に掲げる係数
- ϕ : 内部摩擦角 $\phi = \sqrt{20 N} + 15^\circ$

表 6. 2. 3-1 基礎荷重面の形状による係数

| 係数\基礎荷重面の形状 | 円形 | 円形以外の形状 |
|-------------|-----|------------|
| α | 1.3 | 1.0+0.3B/L |
| β | 0.3 | 0.5-0.1B/L |

表 6. 2. 3-2 支持力係数

| 支持力係数\内部摩擦角 | 0° | 5° | 10° | 15° | 20° | 25° | 28° | 32° | 36° | 40° 以上 |
|-------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|------|--------|
| N_c | 5.3 | 5.3 | 5.3 | 6.5 | 7.9 | 9.9 | 11.4 | 20.9 | 42.2 | 95.7 |
| N_r | 0 | 0 | 0 | 1.2 | 2.0 | 3.3 | 4.4 | 10.6 | 30.5 | 114.0 |
| M_q | 3.0 | 3.4 | 3.9 | 4.7 | 5.9 | 7.6 | 9.1 | 16.1 | 33.6 | 83.2 |

備考1. この表に掲げる内部摩擦角以外の内部摩擦角に応じた N_c 、 N_r 、 N_q は、表に掲げる数値をそれぞれ直線的に補間した数値とする。

表 6. 2. 3-3 基礎荷重面下の地盤の種類による係数

| 係数 | 地盤の種類 | 砂質土地盤のうち密実なもの | 砂質土地盤（密実なものを除く） | 粘性土地盤 |
|----|-------|---------------|-----------------|-------|
| | N' | 12 | 6 | 3 |

表 6. 2. 3-4 地盤の種類に応じた耐震設計用許容支持力度

| 地盤の種類 | | 耐震設計用許容支持力度 (kN/m ²) | 目安とする値 | | 備考 |
|-------|---------|-------------------------------------|--------|---|------|
| | | | N値 | 一軸圧縮強度 q _u (kN/m ²) | |
| 岩盤 | | 3000 | — | 10000以上 | |
| 密実な砂礫 | | 900 | — | — | |
| 砂質土地盤 | 固結 | 1500 | 50以上 | — | |
| | 密実 | 900 | 30~50 | — | |
| | 中位 | 600 | 15~30 | — | |
| | 中位ないし緩い | 200 | 10~15 | — | |
| | 緩い | 150 | 7~10 | — | 4種地盤 |
| 粘土質地盤 | 土丹 | 900 | 30以上 | 1000以上 | |
| | 非常に堅い | 600 | 15~30 | 200~400 | |
| | 堅い | 300 | 8~15 | 100~200 | |
| | 中位 | 150 | 4~8 | 50~100 | |
| | 軟弱 | 60 | 2~4 | 25~50 | |
| | 極めて軟弱 | 30 | 2以下 | 25以下 | |
| ローム層 | 堅い | 300 | — | — | |
| | 中位 | 150 | — | — | |

6. 2. 4 杭の耐震設計用許容支持力

杭の耐震設計用許容支持力は、(1)の規定による杭本体の耐震設計用許容支持力と(2)に規定する杭支持地盤の耐震設計用許容支持力のいずれか小なる値をもって、その許容支持力とする。

(1) 杭本体の耐震設計用許容支持力

杭本体の耐震設計用許容支持力は、杭の種類に応じて定まる耐震設計用許容圧縮応力に杭の断面積を乗じた値 (N) とする。ただし、杭の長さに応じて低減しなければならない。また、群杭にあってはその相互の間隔等により水平地盤反力係数を補正しなければならない。

ア 長さ径比による低減率

長さ径比による低減率は次式による。

nの値は参考として、表 6. 2. 4-1 に示す。

$$\mu = L/D - n$$

ここに、

μ : 長さ径比による低減率

L/D : 杭の長さの径比であり、Lは杭の長さ (m) Dは腐れ代を除いた外径 (m)

n : 材料の耐震設計用許容支持力を低減しなくてもよい長さの径比の限界値

イ 群杭の耐震設計用許容支持力は次による。

(ア) 群杭の鉛直支持力

一例として、「建築基礎構造設計指針（1988）」の方法を示す。

この時、群杭の支持力は、杭全体をケーソンと見なしその許容支持力を超えないものとし、次式とする。

$$Rg_B = \eta \cdot Rg_p$$

$$\eta = \frac{1}{n^2} \left\{ \frac{D}{d} \cdot \frac{4}{\pi} (n-1) + 1 \right\}$$

ここに、

Rg_B : ブロック破壊による極限支持力

Rg_p : 貫入破壊による極限支持力

η : 群杭効率

n : 1列の杭本数

D : 杭間隔

d : 杭直径

(イ) 群杭の水平支持力

一例として、「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編(H.14)」の方法を示す。

群杭の支持力を算定する際、次の補正係数を乗じた水平地盤反力係数を用いる。

$$\mu = 1 - 0.2(2.5 - L/D)$$

ここに、

μ : 水平地盤反力係数に乗すべき補正係数。ただし、この値が1.0を超える場合は、1.0とする。

L : 杭の中心間隔(m)

D : 杭の外径(m)

なお、後述の「建築基礎構造設計指針（2001）」による水平地盤反力係数の算定式では、群杭効果による低減が考慮されている。

表 6.2.4-1 国土交通省通達に示されている n の値

| 杭の種類 | n | 備考 |
|---------------|-----|-------------------|
| 場所打ちコンクリート杭 | 60 | |
| 遠心力鉄筋コンクリート杭 | 60 | JIS以外の製品 |
| | 70 | JIS A 5310に該当するもの |
| 振動詰め鉄筋コンクリート杭 | 60 | |
| 鋼管杭 | 100 | |
| H形鋼杭 | 70 | |

表 6.2.4-2 日本建築センターで採用されている n の値

| 杭の種類 | n | 備 考 | |
|------------------------------|----|---------------------|---------------------|
| 高強度プレストレスト コンクリート杭 (PHC杭) | 85 | 製品によっては80 のものもある | 建設省建築指導課 長認定品に限る |
| 外殻鋼管付コンクリート杭 (鋼管巻杭) | 85 | | |

(2) 杭支持地盤の耐震設計用許容支持力

杭支持地盤の耐震設計用許容支持力は次の算式により求められる値とする。

ア 杭支持地盤の鉛直方向許容支持力 (kN)

$$Rap_2 = 1.0 [k_1 \cdot \bar{N} \cdot A_p + \{(10/3) \cdot N_s \cdot L_s + C \cdot L_c\} \phi] - W'_p$$

ここで、

- k_1 : 杭の施工方法による係数
- | | |
|---------------|-----|
| 場所打ちコンクリートの場合 | 150 |
| 打ち込み杭の場合 | 300 |
| 埋め込み杭の場合 | 200 |

\bar{N} : 杭先端支持地盤の平均 N 値

A_p : 杭の有効断面積 (m²)

N_s : 中間砂質土層の平均 N 値

L_s : 中間砂質土層部分にある杭長 (m)

C : 中間粘性土層の平均粘着力 (kN/m²) = $qu/2$

L_c : 中間粘性土層部分にある杭長 (m)

qu : 中間粘性土層の一軸圧縮強度 (kN/m²)

ϕ : 杭周長 (m)

W'_p : 杭本体の自重 (kN)

イ 杭の載荷試験結果による鉛直方向許容支持力 (kN)

$$Rap_3 = \min(1.0 \cdot P_y, 1.0 \cdot P_u)$$

ここで、

P_y : 載荷試験による降伏荷重 (kN)

P_u : 載荷試験による極限荷重 (kN)

6.2.5 杭の鉛直方向引抜き力に対する検討

(1) 杭頭のフーチングへの許容定着力 (kN)

$$tRap_1 = \sum \phi \cdot l_e \cdot fas$$

ここで、

ϕ : 杭頭の定着鉄筋の周長 (mm)

l_e : 杭頭の定着鉄筋の有効定着長さ (mm)

fas : 杭頭の定着鉄筋の短期許容付着応力度で、耐震告示第 16 条第 4 項に定める値 (kN /mm²)

十分な定着鉄筋がない場合は、 $tRap_1 = 0$ とする。

(2) 杭本体の軸方向引張力 (kN) 又は軸方向許容引張力 (kN)

・コンクリート系杭の場合

tRap₂は、終局強度のインタラクションカーブ（M-N曲線）の最大引張耐力とする。

・鋼杭の場合

$$tRap_2 = A_p \cdot F$$

ここで、

A_p : 杭の有効断面積 (mm²)

F : 杭体の材料の降伏点 (kN/mm²)

(3) 杭支持地盤の鉛直方向許容引抜き力 (kN)

$$tRap_3 = (2/3) \cdot \phi \int_0^L \tau_t \cdot dZ + W'_p$$

・粘性土層の場合

$$\tau_t = C$$

・砂質土層の場合

$\tau_t = 2 \cdot N_s$ 場所打ちコンクリート杭、打ち込み杭の場合

$\tau_t = N_s$ 埋込み杭の場合

ここで、

ϕ : 杭周長 (m)

τ_t : 杭周面の摩擦抵抗力 (kN/m²)

W'_p : 杭自重 (kN)

C : 平均粘着力 (kN/m²)

(4) 杭の引抜き試験結果による鉛直方向許容引抜き力 (kN)

$$tRap_4 = \min(1.0 \cdot P_y, (2/3) \cdot tPu)$$

ここで、

tP_y : 引抜き試験による降伏荷重 (kN)

tP_u : 引抜き試験による極限荷重 (kN)

※実際の検討は、上記(i)～(iv)の最小値によって行う。

$$tRap = \min(tRap_1, tRap_2, tRap_3, tRap_4)$$

※※検討時に、杭に引抜きが生じ、基礎の浮き上がりが生じる場合には、圧縮側の強度を再検討する。

6.2.6 杭の許容応力

杭の許容応力は、杭に作用する鉛直荷重と杭頭に作用する水平地震力により生じる杭の曲げモーメントとの組み合わせが杭の材料の種類に応じて定まる範囲内とする。

この関係図は相関曲線 (Interacion Curve) といい、設計者があらかじめ作成するか又は杭メーカーが設計資料として提供したものをを用いる。(図6.2.6-1参照) この場合、耐震設計計算には終局強度の値を用いてよい。

破壊曲げモーメント-軸力相関図 PHCパイプ φ400

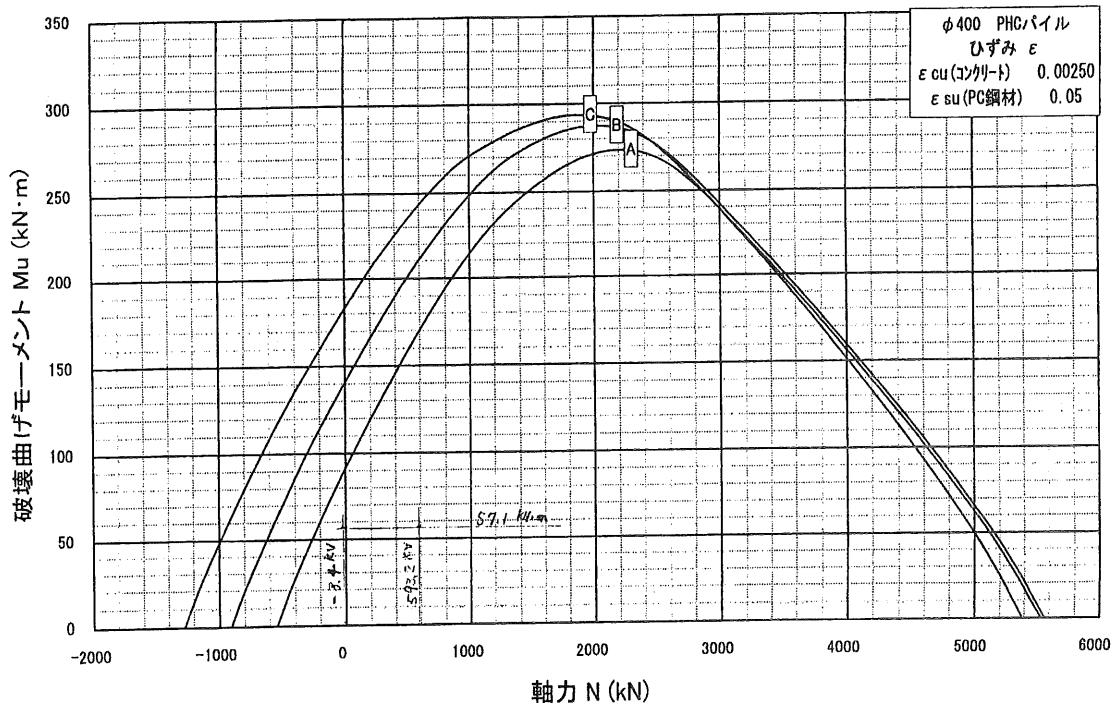


図6.2.6-1 PHC杭の Interacion Curve の例

6.2.7 杭の水平地盤反力係数 Kh

現在提案されている Kh の推定式は、1) 杭の水平載荷試験及び平板載荷試験結果、2) ボーリング孔内水平載荷試験及び室内土質試験結果及び、3) 理論解析結果に基づくものに大きく分類される。

ここに一例として水平地盤反力係数の例を示す。

- 日本建築学会『建築基礎構造設計指針』(2001.10)

$$0.0 \leq \bar{y} \leq 0.1 : Kh = 3.16 Kh_0$$

$$0.1 < \bar{y} : Kh = Kh_0 \cdot \bar{y}^{-1/2}$$

$$Kh_0 = \alpha_1 \cdot \xi \cdot E_0 \cdot B_1^{-3/4}$$

- 日本道路協会『道路橋示方書・同解説IV下部構造編』(平成14年3月)

$$Kh = Kh_0 (B/0.3)^{-3/4} \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$Kh_0 = (1/0.3) \alpha_2 \cdot E_0$$

- 土質工学会『土と構造物の動的相互作用：土質基礎工学ライブラリー9』

※福岡・宇都による提案式 : $Kh = 6910 \cdot N^{0.405} \quad (\text{kN/m}^3)$

*印はSI単位系に変換のため係数を換算した

ここに、

\bar{y} : 水平変位を cm 単位で表した無次元化水平変位

Kh_0 : 基準水平地盤反力係数

N : N 値 (地表面から $1/\beta$ までの平均 N 値)

E_0 : 変形係数

B : 杭幅

ξ : 群杭の影響を考慮した係数

なお、上記計算式の記号及び単位等の詳細は各出典を参照のこと。

以上より、設計に用いる水平地盤反力係数は算定式により、やや異なるが、杭に発生する曲げモーメントへの影響は ($\sqrt[4]{kh}$) なので、2 倍異なっても 2 割程度の誤差である。そのため、設計上いずれの推定式を用いてもよいことにした。なお、設計で用いた出典を明確にする必要がある。

6.2.8 基礎の D_s 値

表 6.2.8-1 基礎の構造特性係数 D_s 値

| 検討項目 | 検討部位 | 検 討 内 容 | | 評価内容 | D_s 値 | |
|-----------|----------------|---|-----------------------------------|-----------------|-------------------|-------|
| 定着部コンクリート | 基礎ボルト | 引張 | コンクリートのコーン状破壊 コンクリートの支圧破壊 | せん断 支圧 | 0.5※ | |
| | | せん断 | コンクリートのコーン状破壊 ボルト周辺コンクリートの支圧破壊 | せん断 支圧 | | |
| | | 組合せ | 引張－せん断組合せ | 組合せ | | |
| | ベースプレート | ペDESTAL先端 コンクリートの支圧破壊 | 支圧 | 0.5 | | |
| ペDESTAL | 曲げモーメント・ 軸力 | 曲げ終局耐力 | | 曲げ耐力 | 0.4※※ | |
| | せん断 | せん断耐力 | | せん断 | 0.5 | |
| フーチング | ペDESTAL | パンチングシヤ－ | | せん断 | 0.5 | |
| | 杭頭 | パンチングシヤ－ 鉛直方向支圧耐力 水平方向支圧耐力 | | せん断 支圧 支圧 | 0.5 0.5 0.5 | |
| | | 曲げモーメント | 曲げ終局耐力 | | 曲げ耐力 | 0.4※※ |
| | | せん断 | せん断耐力 | | せん断 | 0.5 |
| 杭 | 鉛直方向圧縮力 | 杭本体の軸方向圧縮耐力 杭支持地盤の鉛直方向支持耐力 | | 圧縮 圧縮 | 0.5 | |
| | 鉛直方向引抜力 | 杭頭のフーチングへの定着耐力 杭本体の軸方向引張耐力 杭支持地盤の鉛直方向引抜耐力 | | 付着 引張 引張 | 0.5 | |
| | 水平力 | 軸力と水平力による曲げモーメント (引張側と圧縮側) | | 組合せ | 0.5 | |
| 直接基礎 | 地耐力 | 地耐力 | | 圧縮 | 0.5 | |

※) コーン状破断面内に配筋が存在しない場合は、コーン状破壊に対する D_s 値は0.7とする。

※※) 曲げ損傷が先行する場合、即ち曲げ降伏時発生せん断応力度が保有せん断耐力の8割より小さい場合は0.4とし、それ以外の場合は0.5とする。

6.3 鋼管杭の終局耐力

鋼管杭の終局耐力に対する検討では、局部座屈及び耐力に対する検討が必要である。

6.3.1 局部座屈に対する検討（参考文献1）

鋼管杭が作用荷重により局部座屈を起こさない条件は式(6.3.1)により定義され、6.3.2(1)により終局曲げモーメントを算定する。

$$\frac{t}{R} \geq 0.04 \quad \text{式(6.3.1)}$$

ここで、R : 板厚中心での半径

t : 板厚

なお、式(6.3.1)を満足しない場合には、局部座屈が発生するため、6.3.2(2)により終局曲げモーメントを算定する。

6.3.2 耐力照査

(1) 局部座屈が生じない場合（参考文献2）

局部座屈が生じない場合、極限状態を考え全塑性応力状態を考える。

従って、軸力作用下での全塑性モーメント M_{pc} が終局曲げモーメントとなる。軸力Nが作用した場合の終局曲げモーメント M_{pc} は式(6.3.2)により求めることができる。

$$M_{pc} = \cos\left(\frac{\pi N}{2N_y}\right) M_p \quad \text{式(6.3.2)}$$

ここで、 M_{pc} : 軸力作用下における終局曲げモーメント

M_p : 全塑性モーメント (= $4R^2 t \sigma_y$)

N : 作用軸力

N_y : 降伏軸力 (= $2 \pi R t \sigma_y$)

σ_y : 鋼材の降伏応力

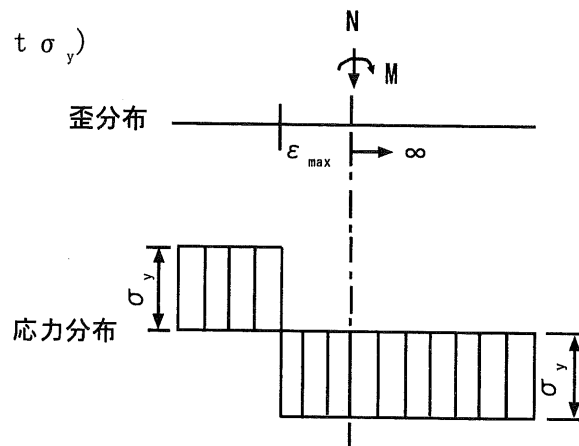


図 6.3.2-1 極限応力状態

(2) 局部座屈が生じる場合（参考文献1）

局部座屈が生じる場合には、これが発生するときの圧縮側の縁ひずみ ϵ_{max} を引き起こす曲げモーメントを終局曲げモーメント M_u と考える。この状態では(1)の全塑性状態とは異なり部分的に鋼管が塑性化し、弾塑性応力のつりあい状態となる。このときの応力分布は弾性状態のように直線とならず、作用軸力N及び終局曲げモーメント M_u につりあう応力分布は一義的に求まらない。

そこで、局部座屈が生ずるときの圧縮側の縁ひずみを式(6.3.3)から定まる ε_{\max} として、中立軸を移動させ、繰返し計算により式(6.3.4)より定まる軸力が作用軸力 N となるような応力分布を定める。この応力分布から式(6.3.5)により定まるモーメントが終局曲げモーメント M_u である。

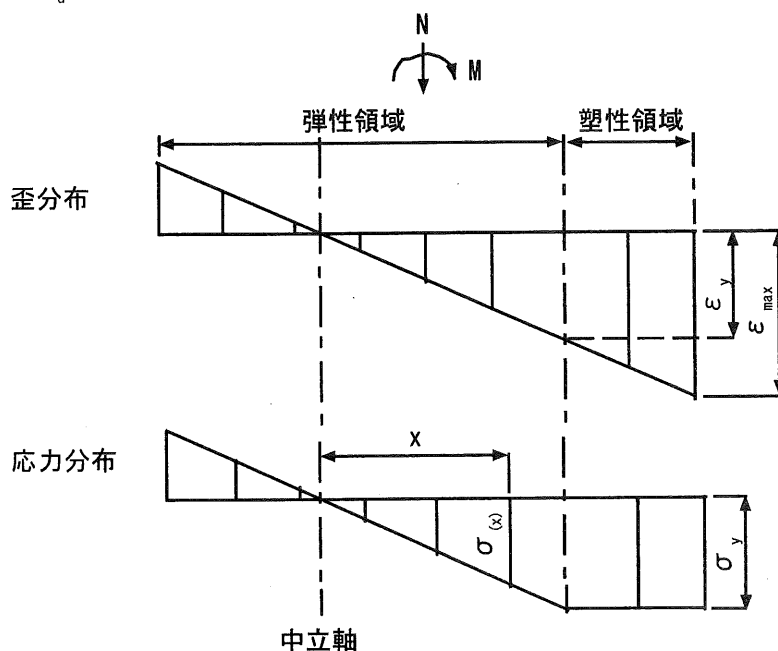


図 6.3.2-2 断塑性応力状態

$$\varepsilon_{\max} = 0.22t/R \quad \text{式(6.3.3)}$$

$$N = \int \sigma(x) dx \quad \text{式(6.3.4)}$$

$$M_u = \int \sigma(x) x dx \quad \text{式(6.3.5)}$$

ここで、 ε_{\max} : 局部座屈が生じるときの圧縮側の縁ひずみ
 M_u : 局部座屈を考慮した軸力作用下における終局曲げモーメント
 σ_x : 中立軸より x 離れた位置での応力度

- 参考文献 1 「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」(日本建築学会、1990)
 2 「鋼構造塑性設計指針」(日本建築学会、1975)

6.4 鉄筋コンクリート部材の終局耐力

柱梁の曲げ耐力やせん断耐力の算定式としては、適用性等について関連する資料を参考のうえ、適切な式を採用することが必要である。

ここでは、参考として「2001年版 建築物の構造関係技術基準解説書(日本建築センター)」の附録1-3.2 鉄筋コンクリート部材の終局強度の項を抜粋し記載しておく。

付録1-3.2 鉄筋コンクリート造部材の終局強度

(1) 鉄筋コンクリート造部材の終局強度算定の基本事項

i) 鉄筋コンクリート造部材の終局強度の計算と材料等の強度

鉄筋コンクリート造建築物の保有水平耐力は、柱、はり、耐力壁等の部材及びそれらの接合部の終局強度に基づいて計算することになる。部材の終局強度を計算する場合の使用材料の材料強度としては、次のような値を用いる。

①コンクリートの圧縮については、設計基準強度

②鉄筋については、基準強度。ただし、JIS規格品にあつては、基準強度の1.1倍以下の値数とすることができる(平12建告第2464号)。

なお、せん断補強筋については丸鋼を使用する場合は 295 N/mm^2 、異形鉄筋を使用する場合は 390 N/mm^2 を上限とする。さらにJIS規格品にあつてもせん断強度に対する余裕度を確保するため基準強度の割増はしないこととする。

③杭及び地盤については、極限支持力又は極限支持力度

ii) 鉄筋コンクリート造部材の終局強度とその影響因子

柱、はり、耐力壁及びそれらの接合部等における諸終局強度についての計算式は、次項に記された終局強度を表す式を用いるか、又は信頼できる資料に基づく式を用いればよい。また、これらの計算のうち、特に部材の曲げ強度に関連して、下記の諸項目について略算的な取扱いをした場合においては、せん断設計や付着設計等の部材に所要の靱性を与えるための細部の設計において、その影響を考慮する必要がある。

①鉄筋の降伏点の上昇 : 規格降伏点 $\times 1.1$

②スラブ筋のはりの曲げ強度に対する効果 : 片側はり側面から1m程度の範囲のスラブ筋

③スラブコンクリートのはりの曲げ強度に対する効果 : 応力中心距離

④計算上の曲げ主筋以外の軸方向筋の効果 : 多段配筋

⑤曲げ強度に対する軸方向力の効果 : メカニズム時の軸方向力

⑥耐力壁の諸強度に対する耐力壁周辺部材の効果 : 境界ばり及び直交ばりの拘束効果や杭の引抜き抵抗力及び杭の鉛直支持力

⑦そで壁付き柱 : そで壁付き柱の終局強度

⑧腰壁、垂れ壁付きはり : 腰壁や垂れ壁付きはりの終局強度

⑨付着に関する挙動 : 付着割裂強度式

(2) 鉄筋コンクリート部材の終局強度算定式

柱、はり及び耐力壁等の鉄筋コンクリート造部材についての曲げ強度やせん断強度及び付着割裂強度、柱はりの接合部のせん断強度の算定式としては、種々の実用的な式が提案されている。これらの式は、理論式に近いものから、実験結果をまとめたものまで種々あるので、適用性等について関連する資料を参考の上、適切な式を採用することが必要である。以下に、各規準等で提案されている算定式の一部を紹介しておく。

単位のSI化に伴う数式変換の規則は、 $1\text{kgf} = 9.80665\text{N}$ 、 $1\text{kgf}/\text{mm}^2 = 0.0980665\text{N}/\text{mm}^2$ で行い、元式の有効数字を二桁とみて次の桁を丸めた。丸める原則は四捨五入とした。

i) はりの終局強度算定式

① 曲げ強度

鉄筋コンクリート造はりの曲げ強度の略算式を(付1.3-1)式に示す。(付1.3-1)式は長方形断面はりにおいて引張鉄筋の降伏が圧縮コンクリートの破壊より先行して生ずる、いわゆる釣合い鉄筋比以下の場合の略算式である。このため、鉄筋比が過大であったり、コンクリート強度 σ_B が過小であったり、圧縮側コンクリートの幅が有効せいに比べて著しく厚いような場合には、(付1.3-1)式の適否に対する検討の必要が生ずるが、 $\sigma_B \geq 18\text{N}/\text{mm}^2$ のコンクリートとSD390級以下の鉄筋の組合せならば、通常の鉄筋比($P_t < 2\%$)に対して、(付1.3-1)式は適用範囲と考えてよい⁶⁾。

$$M_u = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (\text{付1.3-1})$$

ここで、

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm^2)

σ_y : 引張鉄筋の材料強度 (N/mm^2)

d : はりの有効せい(引張鉄筋が2段に配筋される場合には、その重心から圧縮縁までの距離) (mm)

なお、実際の計算では、引張鉄筋としては原則として上端降伏(逆ばりの時は、下端降伏)の時、スラブ筋の効果としてスラブ片側につき、はり側面から1 m程度の範囲内のスラブ筋を考慮に入れる。

ただし、スラブの下端筋については、直行するはり等への通常のアンカー長さ(10dかつ15 cm以上)を有する場合のみ考慮する⁷⁾。

② せん断強度

はりのせん断強度 Q_{su} の推定式としては、(付1.3-2a)式や(付1.3-2b)式がある。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (\text{付1.3-2a})$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (\text{付1.3-2b})$$

ここで、

- p_t : 引張鉄筋比 (%)
 F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (N/mm²)
 M/Q : 強度算定断面におけるモーメントMとせん断力Qの比
(ただし、 $1 \leq M/(Q \cdot d) \leq 3$) (mm)
 d : はり有効せい (mm)
 p_w : せん断補強筋比 (小数)
 σ_{wy} : せん断補強筋の材料強度 (N/mm²)
 b : はり幅 (mm)
 j : 応力中心距離で(7/8)dとしてよい。(mm)

(付1.3-2a)式は、長方形断面のはりについて単調増加荷重のもとで行われたせん断実験に基づいて導かれたせん断終局強度実験式であり、実験強度が(付1.3-2a)式による値を下回る確率は5%以下となり、ほぼせん断強度の下限值が得られる。また、(付1.3-2b)式は、地震時と同形の逆対称モーメントを受けるはりのせん断強度の推定式として精度の良いものとされている。また、繰り返し応力の影響についても検討され、はりの場合にはその影響は顕著でないものとされている⁸⁾。

最近の研究によれば、スラブの付いたT形ばりのせん断強度について、次のような結果が得られている。すなわち、T形ばりのせん断強度を安全側に表す式としては、(付1.3-2a)式に対し、スラブの効果を考慮して見掛け上、はり幅 b を割り増した b_e (ただし、 $b_e \leq 1.2b$)を b の代わりに用い、さらに、 p_w 及び p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし、 $p_{we} \leq 1\%$)及び p_{te} を用いるというものである。

なお、この考え方は日本建築センター「中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説 1987年版」⁹⁾に取り入れられている。

③ 付着割裂強度

せん断スパンがあまり小さくなく、逆対称応力を受けるはりでは、引張主筋を一行に多数配筋したり、又は引張側隅角部に主筋を集中的に配筋すると、主筋に沿って多数の小さい斜めひび割れが発生し、かぶりコンクリートがはく落して曲げ降伏前後に著しい耐力低下が生ずることがある。この破壊モードを付着割裂破壊と呼ぶが、このモードに対しては繰り返し荷重作用の影響が大きいことが知られている¹⁰⁾。

付着割裂破壊に対する判別式や付着割裂強度の算定式としては、(付1.3-5a)式を含めて文献5)に提案されているので、参照するとよい。

ii) 柱の終局強度算定式⁷⁾

① 曲げ強度

長方形断面で、引張側及び圧縮側に各1段の主筋を配した柱の曲げ強度 M_u の略算式としては、次式がある。

・ $N_{max} \geq N > 0.4b \cdot D \cdot F_c$ のとき

$$M_u = \{0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_c\} \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{付1.3-3a})$$

・ $0.4b \cdot D \cdot F_c \geq N \geq 0$ のとき

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{付 1.3-3b})$$

・ $0 > N \geq N_{\min}$ のとき

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4N \cdot D \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{付 1.3-3c})$$

ここで、

N_{\max} : 中心圧縮時終局強度 ($= b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y$) (N)

N_{\min} : 中心引張時終局強度 ($= -a_g \cdot \sigma_y$) (N)

N : 柱軸方向力 (N)

a_t : 引張主筋断面積 (mm^2)

a_g : 柱主筋全断面積 (mm^2)

b : 柱断面幅 (mm)

D : 柱断面せい (mm)

σ_y : 鉄筋の引張りに対する材料強度 (N/mm^2)

F_c : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (N/mm^2)

なお、長方形断面柱には、その4辺に2本以上の鉄筋が配筋されているのが一般であるため、実際には上記の諸式よりも曲げ強度が上昇する。このような場合の多段配筋柱の曲げ強度の略算式としては、次式がある。

・ $N_{\max} \geq N > N_b$ のとき

$$M_u = \{0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_l \cdot D + 0.024(1 + g_l)(3.6 - g_l)b \cdot D^2 \cdot F_c\} \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - N_b}\right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

(付 1.3-3d)

・ $N_b \geq N \geq 0$ のとき

$$M_u = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_l \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{付 1.3-3e})$$

・ $0 > N \geq N_{\min}$ のとき

$$M_u = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_l \cdot D + 0.5N \cdot g_l \cdot D \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{付 1.3-3f})$$

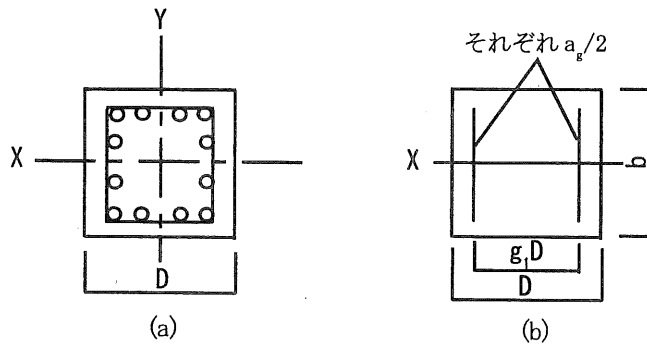
ここで、

$N_b = 0.22(1 + g_l)b \cdot D \cdot F_c$ (N)

N_{\max} : 中心圧縮時終局強度 ($= b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y$) (N)

N_{min} : 中心引張時終局強度 ($= -a_g \cdot \sigma_y$) (N)

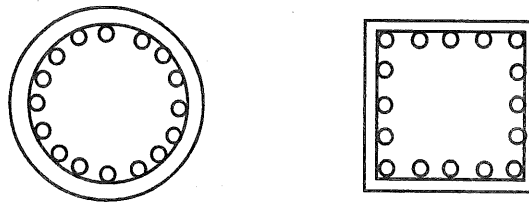
g_l : 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比 (付図 1.3-6)



付図 1.3-6 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比 g_l ⁽¹⁾

(付 1.3-3d) 式から (付 1.3-3f) 式において、 $a_g = 2a_t$ 、 $g_l = 0.8$ とすると、(付 1.3-3a) ~ (付 1.3-3c) 式と一致する。

なお、円形断面柱の曲げ強度の略算は、等断面積の正方形柱に置換し、主筋とフープを付図 1.3-7 のように断面積及び主筋数をそれぞれ等しく、かつ、各辺の主筋数が同一となるように置き換えて、各式を適用すればよい。



付図 1.3-7 円形断面図柱の正方形柱への置き換え

また、直交壁が取り付く柱の曲げ強度の算定については、日本建築学会「建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990)」⁽⁹⁾を参考とするとよい。

② せん断強度

柱のせん断終局強度に関する提案式としては、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」による許容せん断耐力式のほか、下記のものがある。

$$Q_{su} = {}_B Q_{su} + 0.1 \sigma_0 \cdot b \cdot j \quad (\text{付 1.3-4a})$$

$$Q_{su} = (0.9 + \sigma_0/25) {}_B Q_{su} \quad (\text{付 1.3-4b})$$

ここで、

${}_B Q_{su}$: (付 1.3-2a) 式又は (付 1.3-2b) 式によるはりのせん断強度の計算値 (N)

σ_0 : 平均軸方向応力度 ($= N/(b \cdot D)$) (N/mm²)。ただし、(付 1.3-4a) 式では、 $0.4F_c$ 以下とする。

[参考文献]

- 1) 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, (社)日本建築学会, 1991.10
- 2) 耐震設計法 Q & A 集, (社)日本建築士事務所協会連合会, 1999.6
- 3) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, (社)日本建築学会, pp. 245 ~ 249, 1997.7

- 4) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, (社) 日本建築学会, 1981.6
- 5) X形配筋部材の設計と施工, (社) 日本建築士事務所協会連合会, 1990.8
- 6) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), (社) 日本建築学会, 1990.10
- 7) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, (社) 日本建築学会, 1981.6
- 8) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), (社) 日本建築学会, p. 391, 1990.10
- 9) 中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説 1987年版, (財) 日本建築センター, 1987.10
- 10) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), (社) 日本建築学会, pp. 393 ~ 396, 1990.10
- 11) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), (社) 日本建築学会, p. 397, 1990.10
- 12) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), (社) 日本建築学会, p. 401, 1990.10
- 13) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), (社) 日本建築学会, pp. 399 ~ 400, 1990.10
- 14) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, (社) 日本建築学会, pp. 245 ~ 249, 1997.7
- 15) 建築基準法施行令第1条第三号
- 16) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), (社) 日本建築学会, pp. 138 ~ 140, 1990.10
- 17) 構造目地を設けた鉄筋コンクリート造二次壁に関する研究資料, (社) 日本建築学会, 1988.3

6.5 フラットスラブとしての計算方法

基礎スラブをフラットスラブとして計算する場合は一般に次の方法により求めてもよい。

(注) 単位系については原書のコピーのため、従来単位系のままとなっている。

参考文献:「屋外タンク貯蔵所 基礎の規制基準(杭基礎およびリング基礎について)解説」
(土木学会、危険物技術研究会 編) 昭和58年1月

フラットスラブとしての計算方法

① 鉛直荷重に対しては、次のように求めてよい。

基礎スラブは、これをxおよびyの2方向の杭列線で分けられた、互いに直交する2群の梁と考え、それぞれの方向について連続梁として計算する。この連続梁のx方向のスパンは l_x 、梁の幅は l_y 、梁の高さは基礎スラブの厚さ t とする。y方向についても同様とする。(図4.23参照)

なお、2方向の連続梁は、全荷重をそれぞれの方向において別々に負担するものとする。

基礎スラブを幅 $l_y/2$ の杭間帯ABDCと、幅 $l_y/4$ の杭列帯ABFEおよびCDHGとに分け、連続梁として求めた正または負のスパン曲げモーメントは、その45%を杭間帯に、残部55%は両側の杭列帯にそれぞれ一様に分布させる。負の支点曲げモーメントは、その25%を杭間帯に、残部75%は両側の杭列帯にそれぞれ一様に分布させる。(図4.24参照)

発生する曲げモーメントを梁幅1mに換算すると次のとおりになる。

スパン曲げモーメントについては

$$\text{杭間帯} \quad 0.45 M_{v1} \times (2/l) = 0.9 \times (M_{v1}/l) \quad (t \cdot m/m) \quad (4.23)$$

$$\text{杭列帯} \quad 0.275 M_{v1} \times (4/l) = 1.1 \times (M_{v1}/l) \quad (t \cdot m/m) \quad (4.24)$$

支点曲げモーメントについては

$$\text{杭間帯} \quad 0.25 M_{v2} \times (2/l) = 0.5 \times (M_{v2}/l) \quad (t \cdot m/m) \quad (4.25)$$

$$\text{杭列帯} \quad 0.375 M_{v2} \times (4/l) = 1.5 \times (M_{v2}/l) \quad (t \cdot m/m) \quad (4.26)$$

ここに、 M_{v1} : 鉛直荷重によるスパン曲げモーメント($t \cdot m$)

M_{v2} : 鉛直荷重による支点曲げモーメント($t \cdot m$)

l : 梁幅(m) (図4.24参照)

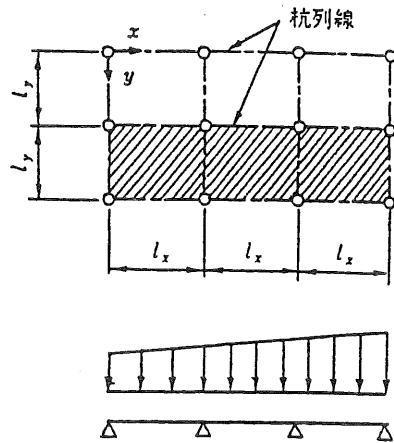


図-4.23 スラブ構造の骨組

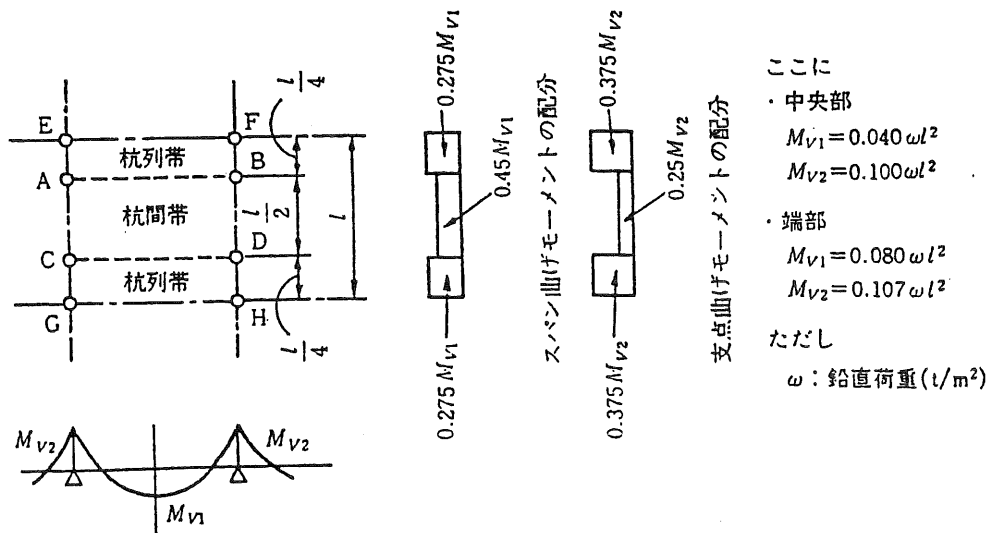


図-4.24 曲げモーメントの配分

② 水平荷重に対しても同様に連続梁と考えて求めてよい。

基礎スラブには、杭頭の固定度に対応した曲げモーメント M_m が発生するものとして計算する。(図 4.25 参照) 求められた梁の曲げモーメントは杭列帯に 0.7、杭間帯に 0.3 の割合に配分する。

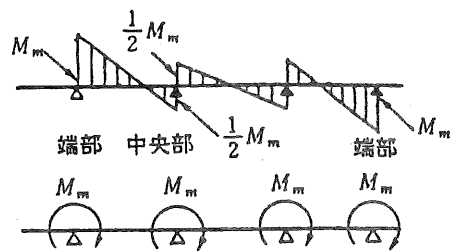


図-4.25 水平荷重に対する曲げモーメント

6.6 神奈川県における高圧ガス施設等の耐震設計

神奈川県における高圧ガス施設等の耐震設計は、下表左欄の施設区分に対応する耐震設計基準により行うものとする。

| 施設区分 | 運用する耐震設計基準 | 耐震告示 | 県基準 | 備考 (申請時の計算書類添付の要否) |
|------|----------------------------|--|--|----------------------------------|
| | 耐震設計対象物 | | | |
| A | 省令で規定する耐震設計構造物 | 適用 | 適用 | 要 |
| B | 貯蔵能力等が耐震設計構造物と同等以上のもの | 全て準用 | 全て準用 | ・高圧ガス設備：要 ・ガス設備（高圧ガス設備を除く）：不要 |
| C | 施設区分A、B以外のガス設備（高圧ガス設備を含む。） | 準用 (1) 重要度は第3条に規定する重要度分類の表の最下位のW(貯蔵能力)に対応する値とする。 (可燃性ガス、毒性ガス以外のガスについてはⅢとする。) (2) 応答解析は、第5条に規定する静的震度法によることができる。 (3) (1)(2)以外の事項についても準用する。 | 〈適用する設備〉 可燃性ガス、毒性ガスの塔及び貯槽 | 不要 |
| D | 施設区分A、B、C以外の高圧ガス施設（保安施設等） | 準用 (1) 重要度は高圧ガス設備と同等以上とする。 (2) 応答解析は、第5条に規定する静的震度法によることができる。 (3) (1)(2)以外の事項についても準用する。 | 〈適用する設備〉 可燃性ガス、毒性ガスの塔及び貯槽、並びに貯蔵能力5t以上の酸素、不活性ガス貯槽に係る保安施設 | 不要 |

注) 耐震告示：高圧ガス設備等耐震設計基準

(昭和56年10月26日通商産業省告示515号)

県基準：高圧ガス施設等耐震設計基準（平成14年4月神奈川県）

<施設区分解説>

(1) 施設区分A

「省令で規定する耐震設計構造物」とは、下表の構造物をいう。

| 耐震設計構造物 | | 塔 | 貯槽 | 配管 | 支持構造物 | 基礎 |
|-------------|------------|---|---------------------------------------|----|-------|----|
| 規則 | 条項 | | | | | |
| 一般高圧ガス保安規則 | 第6条第17号 | 高圧ガス施設であつて最高位の正接線から最低位の正接線までの長さが5m以上のもの | 高圧ガスの貯蔵能力が300m ³ 又は3t以上のもの | 該当 | 該当 | 該当 |
| コンビナート等保安規則 | 第5条第24号 | | | | | |
| 液化石油ガス保安規則 | 第6条第1項第20号 | — | 高圧ガスの貯蔵能力が3t以上のもの | 該当 | 該当 | 該当 |
| 冷凍保安規則 | 第7条第5号 | 縦置円筒形で胴部の長さが5m以上の凝縮器 | 内容積が5,000リットル以上の受液器 | 該当 | 該当 | 該当 |

注) 配管は耐震告示第1条の2で定められているものに限る。

(2) 施設区分B

「貯蔵能力等が耐震設計構造物と同等以上のもの」とは、次のガス設備（高圧ガス設備を含む。）をいう。

- 5 m以上の塔（ガス施設（高圧ガス施設を除く。））
- 貯蔵能力が300 m³又は3t以上の中間ドラム、熱交換器、その他これらに類するもの

(3) 施設区分C

「施設区分A、B以外のガス設備（高圧ガス設備を含む。）」とは、次の設備をいう。

- 5 m未満の塔
- 貯蔵能力が300 m³又は3t未満の貯槽、中間ドラム、熱交換器、その他これらに類するもの

(4) 施設区分D

「施設区分A、B、C以外の高圧ガス施設（保安施設等）」とは、次の施設をいう。

- 保安施設（除害設備、防液堤、フレアースタック、計器室等）
- 高圧ガス建屋（容器置場を含む）
- ラック
- その他必要と思われる設備

平成14年度 高圧ガス施設地震保安対策推進委員会 名簿

| 氏名 | 所属 | 所在地 |
|-------|------------------------------------|---|
| 柴田 碧 | 東京大学名誉教授 | (〒156-0045) 世田谷区桜上水4-1-5-203 |
| 秋山 宏 | 日本大学総合科学研究所 理工学研究科 不動産科学専攻教授 | (〒101-8303) 千代田区 神田駿河台1-8-14 |
| 鈴木 浩平 | 東京都立大学 工学研究科 機械工学専攻教授 | (〒192-0364) 八王子市南大沢1-1 |
| 濱田 政則 | 早稲田大学 理工学部 土木工学科教授 | (〒169-0072) 新宿区大久保3-4-1 |
| 池田 雅俊 | 高圧ガス保安協会 高圧ガス部審議役 | (〒105-8447) 港区虎ノ門4-3-9 (住友新虎ノ門ビル) |
| 竹田 博 | (社) 神奈川県 高圧ガス協会 会長 | (〒231-0023) 横浜市中区山下町1 (シルクセンター3階) |
| 金指 清隆 | (社) 神奈川県 エルピーガス協会 副会長 | (〒231-8501) 横浜市中区北仲通3-33 (共済ビル別館) |
| 越智 義夫 | (株) アデルコ 代表取締役社長 | (〒235-8501) 横浜市磯子区新中原町1 石川島播磨重工(株) 横浜第1工場内 |
| 中津川 悟 | 神奈川県防災局工業保安課 課長 | (〒231-8588) 横浜市中区日本大通1 |

(敬称略：順不同)

平成14年度 高圧ガス施設地震保安対策推進委員会分科会 名簿

| 氏名 | 所属 | 所在地 |
|-------|---|---|
| 越智 義夫 | (株) アデルコ 代表取締役社長 | (〒235-8501) 横浜市磯子区新中原町1 石川島播磨重工(株) 横浜第1工場内 |
| 河野 和間 | パイプラインエンジニアリング (株) | (〒226-0003) 横浜市緑区鴨居5-15-16 |
| 遠藤 七郎 | 石川島プラントエンジニアリング (株) 機器設計部 第二機器設計グループ 副部長 | (〒104-0053) 中央区晴海3-3-3 (江間忠ビル) |
| 石田 和雄 | 石川島播磨重工業 (株) エネルギー・プラント事業本部 技師長 | (〒135-8733) 江東区豊洲3-2-16 (東京エンジニアリングセンター) |
| 稲葉 忠 | 東洋エンジニアリング (株) S Q E室 (兼) 技術本部技師長 | (〒275-0024) 習志野市茜浜2-8-1 |
| 安藤 文雄 | 千代田アトバンス・ソリューションズ (株) 構造ユニット | (〒221-0022) 横浜市神奈川区 守屋町3-13 |
| 前 孝一 | 清水建設 (株) 土木本部設計部 副部長 | (〒105-8007) 港区芝浦1-2-3 (シーバンスS館) |
| 小松 寛 | 大成建設 (株) 土木本部土木設計第2部 陸上第1 設計室 次長 | (〒163-0606) 新宿区西新宿1-25-1 |
| 中津川 悟 | 神奈川県防災局工業保安課 課長 | (〒231-8588) 横浜市中区日本大通1 |
| 山田 経行 | 神奈川県防災局工業保安課 課長代理 | (〒231-8588) 横浜市中区日本大通1 |

(敬称略：順不同)

平成14年度 高圧ガス施設耐震性判定マニュアル

平成15年3月

発行 神奈川県

防災局工業保安課

(045)210-3578

印刷 サン企画



古紙配合率70%再生紙を使用しています



神奈川県

防災局工業保安課

横浜市中区日本大通1 丁目231-8588 電話 (045) 210-1111 (代表)