

擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUKUI1

「逆T式擁壁」の
杭基礎の設計計算例

目次

| | |
|---------------------------------------|----|
| 1章 設計条件 | 1 |
| 1.1 一般事項 | 1 |
| 1.2 適用基準 | 1 |
| 1.3 形式 | 1 |
| 1.4 形状寸法 | 1 |
| 1.5 地盤条件 | 1 |
| 1.6 使用材料 | 2 |
| 1.7 土砂 | 3 |
| 1.8 載荷荷重 | 3 |
| 1.9 その他荷重 | 4 |
| 1.10 土圧 | 4 |
| 1.11 基礎の条件 | 4 |
| 1.11.1 杭の基本データ | 4 |
| 1.11.2 杭本体データ | 5 |
| 1.12 安定計算の許容値及び部材の許容応力度 | 5 |
| 1.12.1 杭の許容支持力 | 5 |
| 1.12.2 安定計算の許容値 | 7 |
| 1.12.3 部材の許容応力度 | 7 |
| 2章 安定計算 | 9 |
| 2.1 水位を考慮しないブロックデータ | 9 |
| 2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力、水平力 | 10 |
| 2.3 土圧・水圧 | 11 |
| 2.4 作用力の集計 | 12 |
| 2.5 安定計算結果 | 14 |
| 2.5.1 杭の設計条件 | 14 |
| 2.5.2 杭の配置 | 14 |
| 2.5.3 水平方向地盤反力係数 | 15 |
| 2.5.4 地盤のバネ定数 | 16 |
| 2.5.5 杭反力および変位置の計算 | 17 |
| 2.5.6 地中部断面力 | 18 |
| 2.5.7 杭の安定計算結果 | 21 |
| 2.5.8 抵抗モーメント | 21 |
| 2.5.9 杭本体の設計（許容応力度法） | 22 |
| 3章 豎壁の設計 | 23 |
| 3.1 豎壁基部の設計 | 23 |
| 3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ | 23 |
| 3.1.2 躯体自重，その他荷重 | 23 |
| 3.1.3 土圧・水圧 | 24 |
| 3.1.4 断面力の集計 | 26 |
| 3.1.5 断面計算（許容応力度法） | 27 |
| 4章 つま先版の設計 | 30 |
| 4.1 照査位置[1]の設計 | 30 |
| 4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ | 30 |
| 4.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力 | 31 |
| 4.1.3 杭反力 | 31 |
| 4.1.4 断面力の集計 | 31 |
| 4.1.5 断面計算（許容応力度法） | 32 |
| 4.2 照査位置[2]の設計 | 33 |
| 4.2.1 水位を考慮しないブロックデータ | 34 |

| | |
|-------------------------------------|----|
| 4.2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力 | 34 |
| 4.2.3 杭反力 | 34 |
| 4.2.4 断面力の集計 | 35 |
| 4.2.5 断面計算（許容応力度法） | 35 |
| 5章 かかと版の設計 | 37 |
| 5.1 照査位置[1]の設計 | 37 |
| 5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ | 37 |
| 5.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力 | 38 |
| 5.1.3 土圧 | 39 |
| 5.1.4 杭反力 | 41 |
| 5.1.5 断面力の集計 | 41 |
| 5.1.6 断面計算（許容応力度法） | 42 |
| 5.2 照査位置[2]の設計 | 43 |
| 5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ | 44 |
| 5.2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力 | 45 |
| 5.2.3 土圧 | 46 |
| 5.2.4 杭反力 | 49 |
| 5.2.5 断面力の集計 | 50 |
| 5.2.6 断面計算（許容応力度法） | 50 |

1章 設計条件

1.1 一般事項

データ名：MANUKU11.f8r (コメント：逆T型-A 形状直接入力 杭基礎)

タイトル：逆T型-A サンプルデータ

コメント：逆T型-A 形状直接入力 杭基礎

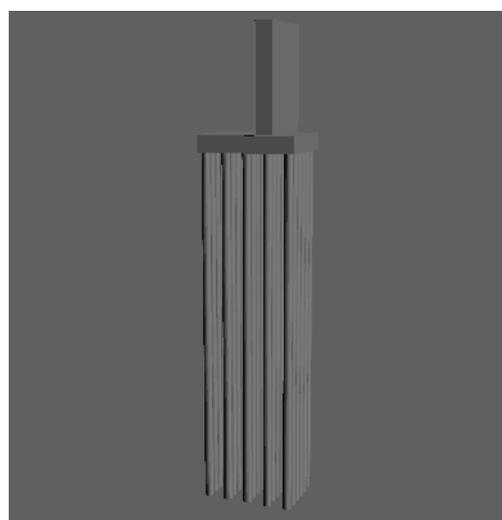
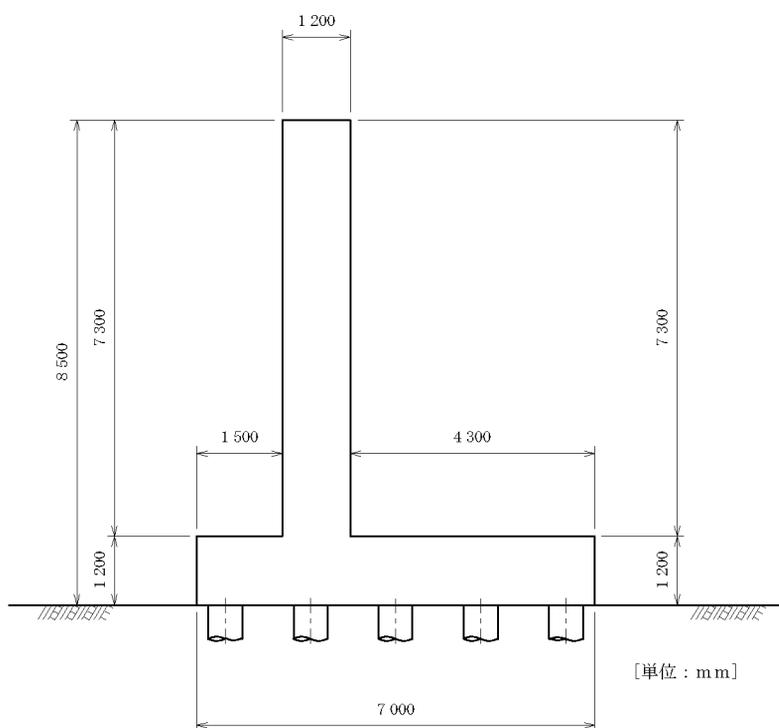
1.2 適用基準

(社)日本道路協会、道路橋示方書・同解説 下部構造編 平成14年3月

1.3 形式

『逆T型 - A (杭基礎)』

1.4 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長) B = 10000(mm)

1.5 地盤条件

地震規模： 中規模

地域区分： A

地盤種別： III種

地盤種別の判定

$$T_g = 4 \sum \frac{H_i}{V_{si}} = 0.618 \quad (0.6 \leq T_g)$$

ここに、

T_g : 地盤の特性値(s)

- H_i : i 番目の地層の厚さ (m)
 V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)
 粘性土の場合
 $V_{si}=100N_i^{1/3}$ (1 N_i 25)
 砂質土の場合
 $V_{si}=80N_i^{1/3}$ (1 N_i 50)
 N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値
 N 値が 0 の場合は $V_{si}=50$ m/s, $V_{si} < 50$ m/s の時は $V_{si}=50$ m/s
 i : 当該地盤が地表面から耐震設計上の基礎面まで n 層に区分される
 ときの地表面から i 番目の地層の番号

| 地層 番号 | 層種 | 層厚 H_i (m) | 平均 N 値 | V_{si} (m/s) |
|----------|-----|-----------------|-------------|-------------------|
| 1 | 砂質土 | 5.000 | 2.0 | 100.794 |
| 2 | 砂質土 | 15.000 | 10.0 | 172.355 |
| 3 | 砂質土 | 5.000 | 43.0 | 280.272 |

1.6 使用材料

【コンクリート】 縦壁（鉄筋コンクリート） : $c_k = 30$ (N/mm²)
 底版（鉄筋コンクリート） : $c_k = 30$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【内部摩擦角】 背面土砂 : 35.00 (度)

【単位体積重量】

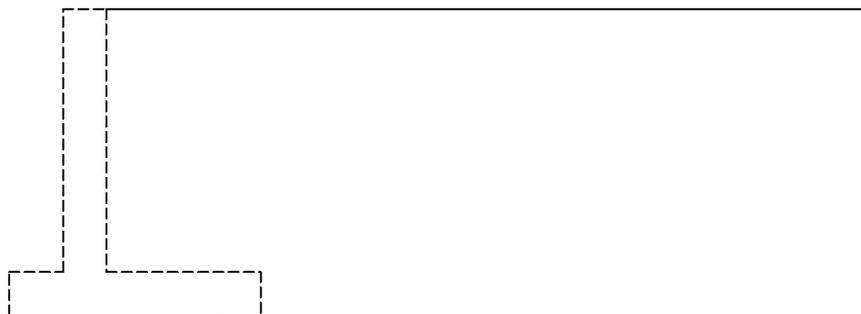
(kN/m³)

| | | | |
|----|----------|--------|--------|
| 躯体 | 鉄筋コンクリート | 24.500 | |
| 水 | 浮力算出用 | 9.800 | |
| | 土砂 | 湿潤重量 | 飽和重量 |
| | 背面 | 18.000 | 19.000 |
| | 前面 | 18.000 | 19.000 |

【設計水平震度】 躯体 : $K_h = 0.18$
 土砂(前面) : $K_h = 0.24$
 (背面) : $K_h = 0.24$

1.7 土砂

(1) 背面土砂形状



| | | |
|-----------------|-----|-------|
| 擁壁天端と地表面始点のレベル差 | (m) | 0.000 |
| 土圧を考慮しない高さHr | (m) | 0.000 |

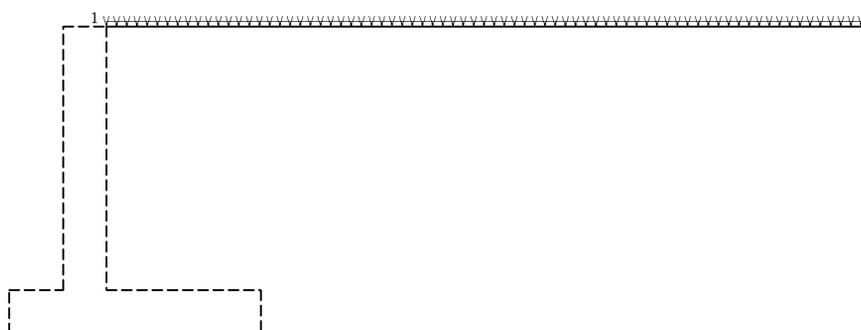
1.8 載荷荷重

[1] 常時1



| 番号 | 載荷位置 (m) | 載荷幅 (m) | 荷重強度 (kN/m ²) | | 有効な検討 | | |
|----|-------------|------------|---------------------------|-------|-------|----|----|
| | | | 始端側 | 終端側 | 安定 | 豎壁 | 底板 |
| 1 | 0.000 | | 10.000 | 0.000 | | | |

[2] 常時2



| 番号 | 載荷位置 (m) | 載荷幅 (m) | 荷重強度 (kN/m ²) | | 有効な検討 | | |
|----|-------------|------------|---------------------------|-------|-------|----|----|
| | | | 始端側 | 終端側 | 安定 | 豎壁 | 底板 |
| 1 | 0.000 | | 10.000 | 0.000 | | | |

1.9 その他荷重

考慮しない

1.10 土圧

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

| 荷 重 状 態 | 主働土圧 | | | 受働土圧 |
|---------|--------|--------|------|------|
| | 安定計算時 | 断面計算時 | 切土 | |
| 常 時 | 35.000 | 11.667 | ———— | ———— |
| 地震時 | 17.500 | 0.000 | ———— | ———— |

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかとから鉛直に伸ばした線)

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・豎壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・粘着力(kN/m²)

| 荷 重 状 態 | すべり面用 | 粘着高さ用 |
|---------|-------|-------|
| 常 時 | 0.000 | 0.000 |
| 地震時 | 0.000 | 0.000 |

1.11 基礎の条件

1.11.1 杭の基本データ

(1)共通データ

| | |
|-----------------------|------------------|
| 杭 頭 条 件 | 剛結 |
| 杭 先 端 条 件 | ヒンジ |
| 杭 の 種 類 | 鋼管杭 |
| 施 工 方 法 | 打込み(打撃工法) |
| 杭先端バネ定数(せん断) (kN/m) | ———— |
| 杭先端バネ定数(回転) (kNm/rad) | ———— |
| 杭軸方向バネ定数 K_v (kN/m) | 135054.462 |
| 杭設計用軸力(Pmin > 0の時) | Pmin |
| 杭の断面計算に用いるモーメント | 着目点間にある最大曲げモーメント |

(2)地盤データ

・着目点ピッチ 1.000 (m)

| 番号 | 層厚 (m) | E (kN/m ²) | |
|----|--------|------------------------|------------|
| | | 常時 | 地震時 |
| 1 | 5.000 | 5600.000 | 11200.000 |
| 2 | 15.000 | 28000.000 | 56000.000 |
| 3 | 5.000 | 120400.000 | 240800.000 |

1.11.2 杭本体データ

- ・杭径(直径) D 600.0 (mm)
- ・錆代(外側) Do 2.0 (mm)
- ・錆代(内側) Ds 0.0 (mm)
- ・ヤング係数 Ec 20.00 × 10⁴ (N/mm²)

| 断面 | 鋼材材質 | 板厚t(mm) | 杭長(m) |
|----|--------|---------|--------|
| 1 | SKK490 | 9.0 | 25.000 |

1.12 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.12.1 杭の許容支持力

(1)杭の諸元

杭 長 : L = 25.000 (m)

杭の種類 : 支持杭

(2)許容押し込み支持力の計算

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot R_u$$

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot (L_i \cdot f_i) \quad (\text{常時})$$

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot (L_i \cdot f_i \cdot DE) \quad (\text{地震時})$$

R_a : 杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力(kN)

n : 安全率 3.0(常時) 2.0(地震時)

: 極限支持力推定法による安全率の補正係数 1.0

R_u : 地盤から決まる杭の極限押し込み支持力(kN)

q_d : 杭先端で支持する単位面積当たりの極限支持力度(kN/m²)

A : 杭先端面積(m²)

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot 0.6000^2 = 0.283 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\frac{\text{支持層への換算根入れ深さ}}{\text{杭径}} = 3.00$$

設計N値 = 40.0

$$\frac{q_d}{N} = 220.0$$

$$q_d = 220.0 \cdot 40.0 = 8800.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

U : 杭の周長(m)

$$U = \pi \cdot 0.6000 = 1.885 \text{ (m)}$$

L_i : 層厚(m)

f_i : 層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

DE : 低減係数

1) 常時

周面摩擦力および杭で置き換えられる部分の土の有効重量

| 層 No | 土質 | 平均 N値 | 層厚 Li (m) | i (kN/m ³) | Ws (kN) | fi (kN/m ²) | Li · fi (kN) |
|------|-----|-------|-----------|------------------------|---------|-------------------------|--------------|
| 1 | 砂質土 | 2.0 | 5.000 | 10.00 | 14.137 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | 砂質土 | 10.0 | 15.000 | 10.00 | 42.412 | 20.0 | 300.0 |
| 3 | 砂質土 | 43.0 | 5.000 | 10.00 | 14.137 | 86.0 | 430.0 |
| 計 | | | 25.000 | | 70.686 | | 730.0 |

地盤から決まる極限押込み支持力

$$R_u = qd \cdot A + U \cdot (Li \cdot fi)$$

$$= 8800.0 \cdot 0.283 + 1.885 \cdot 730.0 = 3864.159 \text{ (kN)}$$

許容押込み支持力

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot R_u$$

$$= \frac{1.0}{3.0} \cdot 3864.159 = 1288.053 \text{ (kN)}$$

2) 地震時

周面摩擦力および杭で置き換えられる部分の土の有効重量

| 層 No | 土質 | 平均 N値 | 層厚 Li (m) | i (kN/m ³) | Ws (kN) | fi (kN/m ²) | DE | Li · fi · DE (kN) |
|------|-----|-------|-----------|------------------------|---------|-------------------------|-------|-------------------|
| 1 | 砂質土 | 2.0 | 5.000 | 10.00 | 14.137 | 0.0 | 1.000 | 0.0 |
| 2 | 砂質土 | 10.0 | 15.000 | 10.00 | 42.412 | 20.0 | 1.000 | 300.0 |
| 3 | 砂質土 | 43.0 | 5.000 | 10.00 | 14.137 | 86.0 | 1.000 | 430.0 |
| 計 | | | 25.000 | | 70.686 | | | 730.0 |

地盤から決まる極限押込み支持力

$$R_u = qd \cdot A + U \cdot (Li \cdot fi \cdot DE)$$

$$= 8800.0 \cdot 0.283 + 1.885 \cdot 730.0 = 3864.159 \text{ (kN)}$$

許容押込み支持力

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot R_u$$

$$= \frac{1.0}{2.0} \cdot 3864.159 = 1932.080 \text{ (kN)}$$

(3) 許容引抜き力の計算

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u$$

$$P_u = U \cdot (Li \cdot fi)$$

Pa : 杭頭における杭の軸方向許容引抜き力(kN)

n : 安全率 6.0 (常時) 3.0 (地震時)

Pu : 地盤から決まる杭の極限引抜き力(kN)

許容引抜き力

1) 常時

地盤から決まる極限引抜き力

$$P_u = U \cdot \sum L_i \cdot f_i$$

$$= 1.885 \cdot 730.0 = 1376.018 \text{ (kN)}$$

許容引抜き力

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u$$

$$= \frac{1}{6.0} \cdot 1376.018 = 229.336 \text{ (kN)}$$

2) 地震時

地盤から決まる極限引抜き力

$$P_u = U \cdot \sum L_i \cdot f_i$$

$$= 1.885 \cdot 730.0 = 1376.018 \text{ (kN)}$$

許容引抜き力

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u$$

$$= \frac{1}{3.0} \cdot 1376.018 = 458.673 \text{ (kN)}$$

1.12.2 安定計算の許容値

| 荷 重 状 態 | 許容変位量 (cm) | 許容押込力 (kN) | 許容引抜き力 (kN) |
|---------|------------|------------|-------------|
| 常時1 | 1.50 | 1288.100 | -229.300 |
| 常時2 | 1.50 | 1288.053 | -229.336 |
| 地震時 | 2.00 | 1932.080 | -458.673 |

1.12.3 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 縦壁 (水中部材)

(N/mm²)

| 荷 重 状 態 | 割増係数 | コンクリートの圧縮応力度 ca | 鉄筋の引張応力度 sa | せん断応力度 | |
|---------|------|--------------------|----------------|--------|-------|
| | | | | a1 | a2 |
| 常時1 | 1.00 | 10.000 | 160.000 | 0.250 | 1.900 |
| 常時2 | 1.00 | 10.000 | 160.000 | 0.250 | 1.900 |
| 地震時 | 1.50 | 15.000 | 300.000 | 0.370 | 2.850 |

2) 底版 (水中部材)

(N/mm²)

| 荷 重 状 態 | 割増係数 | コンクリートの圧縮応力度 ca | 鉄筋の引張応力度 sa | せん断応力度 | |
|---------|------|--------------------|----------------|--------|-------|
| | | | | a1 | a2 |
| 常時1 | 1.00 | 10.000 | 160.000 | 0.250 | 1.900 |
| 常時2 | 1.00 | 10.000 | 160.000 | 0.250 | 1.900 |
| 地震時 | 1.50 | 15.000 | 300.000 | 0.370 | 2.850 |

ここに、

a₁ : コンクリ - トのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

a₂ : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

(2) その他の部材

1) 基礎 (一般部材)

(N/mm²)

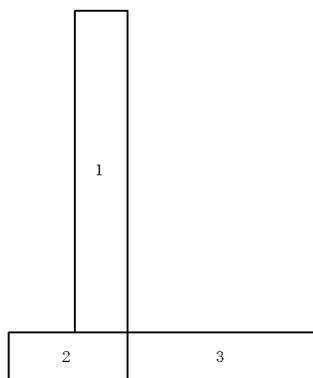
| 荷 重 状 態 | 割増 係数 | 圧 縮 応力度 | 引 張 応力度 | せん断 応力度 |
|------------|----------|------------|------------|------------|
| 常時1 | 1.00 | 185.000 | 185.000 | 105.000 |
| 常時2 | 1.00 | 185.000 | 185.000 | 105.000 |
| 地震時 | 1.50 | 277.500 | 277.500 | 157.500 |

2章 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

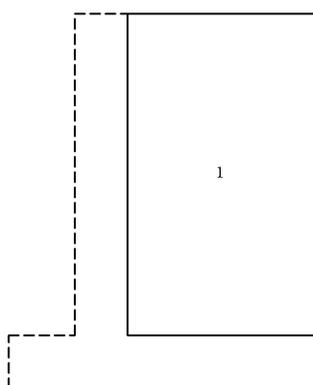
| 区分 | 計算式 幅 × 高さ × 奥行 | 体積 Vi (m³) | 重心位置 (m) | | Vi · Xi | Vi · Yi | 備考 |
|----|-----------------------|---------------|----------|-------|---------|---------|----|
| | | | Xi | Yi | | | |
| 1 | 1.200 × 7.300 × 1.000 | 8.760 | 2.100 | 4.850 | 18.396 | 42.486 | |
| 2 | 2.700 × 1.200 × 1.000 | 3.240 | 1.350 | 0.600 | 4.374 | 1.944 | |
| 3 | 4.300 × 1.200 × 1.000 | 5.160 | 4.850 | 0.600 | 25.026 | 3.096 | |
| | | 17.160 | —— | —— | 47.796 | 47.526 | |

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 47.796 / 17.160 = 2.785 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 47.526 / 17.160 = 2.770 \text{ (m)}$$

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

| 区分 | 計算式 幅 × 高さ × 奥行 | 体積 Vi (m³) | 重心位置 (m) | | Vi · Xi | Vi · Yi | 備考 |
|----|-----------------------|---------------|----------|-------|---------|---------|----|
| | | | Xi | Yi | | | |
| 1 | 4.300 × 7.300 × 1.000 | 31.390 | 4.850 | 4.850 | 152.241 | 152.241 | |

| 区分 | 計算式 幅 × 高さ × 奥行 | 体積 Vi (m³) | 重心位置 (m) | | Vi · Xi | Vi · Yi | 備考 |
|----|--------------------|---------------|----------|----|---------|---------|----|
| | | | Xi | Yi | | | |
| | | 31.390 | — | — | 152.242 | 152.242 | |

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 152.242 / 31.390 = 4.850 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 152.242 / 31.390 = 4.850 \text{ (m)}$$

2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力、水平力

(1)自重による作用力

[1]地震時

| 位置 | 鉛直力 $W = \frac{W}{V} \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|----|--|------------------|
| 躯体 | 24.500 × 17.160 = 420.420 | 2.785 |

| 位置 | 水平力 $H = W \cdot kh$ (kN) | 作用位置 Y (m) |
|----|---------------------------------|------------------|
| 躯体 | 420.420 × 0.18 = 75.676 | 2.770 |

(2)土砂重量，浮力

[1]地震時

1)土砂重量による作用力

水位位置による分割

| 位置 | 全体積、重心位置 | | | 水位より下の体積、重心位置 | | |
|--------|-------------|---------|-------|---------------|---------|-------|
| | 体積 V(m³) | 重心位置(m) | | 体積 VI(m³) | 重心位置(m) | |
| | | X | Y | | XI | YI |
| 土砂(背面) | 31.390 | 4.850 | 4.850 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

| 位置 | 水位より上の体積、重心位置 | | |
|--------|---------------|---------|-------|
| | 体積 Vu(m³) | 重心位置(m) | |
| | | Xu | Yu |
| 土砂(背面) | 31.390 | 4.850 | 4.850 |

水位より上の体積

$$Vu = V - VI$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - VI \cdot XI) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - VI \cdot YI) / Vu$$

土砂による作用力

| 位置 | 水位より上の重量 $Wu = Vu \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN) | 水位より下の重量 $WI = VI \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN) |
|--------|---|---|
| 土砂(背面) | 31.390 × 18.000 = 565.020 | 0.000 × 19.000 = 0.000 |

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\theta) = 269.661 \times \cos(0.000^\circ + 17.500^\circ) = 257.180 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\theta) = 269.661 \times \sin(0.000^\circ + 17.500^\circ) = 81.089 \text{ kN}$$

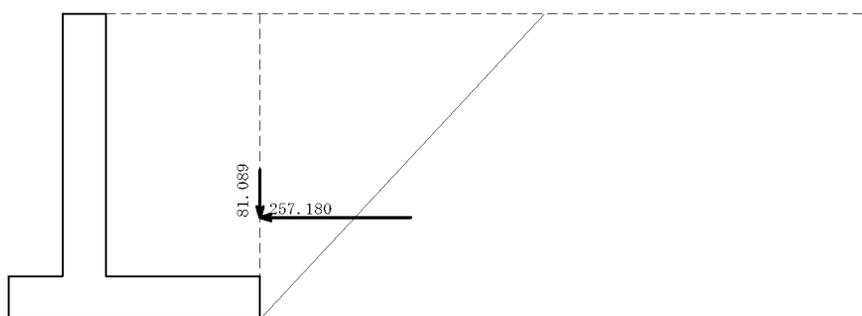
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{8.500}{3} = 2.833 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \theta = 7.000 - 2.833 \times \tan 0.000^\circ = 7.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.833 = 2.833 \text{ m}$$

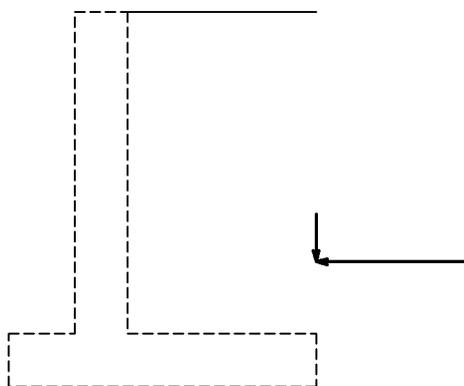
・土圧図



2.4 作用力の集計

(1)フーチング前面での作用力の集計

[1]地震時



| 項目 | 鉛直力 N _i (kN) | 水平力 H _i (kN) | アーム長 | | 回転モーメント(kN.m) | |
|----|----------------------------|----------------------------|--------------------|--------------------|---|---|
| | | | X _i (m) | Y _i (m) | M _{xi} = N _i · X _i | M _{yi} = H _i · Y _i |
| 自重 | 985.440 | 211.281 | 3.969 | 4.105 | 3911.349 | 867.274 |
| 土圧 | 81.089 | 257.180 | 7.000 | 2.833 | 567.623 | 728.591 |
| 合計 | 1066.529 | 468.461 | ————— | ————— | 4478.972 | 1595.865 |

| 荷重状態(水位) | N _o (kN) | H _o (kN) | M _o (kN.m) |
|----------|------------------------|------------------------|--------------------------|
| 地震時 | 1066.529 | 468.461 | 2883.107 |

(2)フーチング中心での作用力の集計

鉛直力 : $N_c = N_o$ (kN)

水平力 : $H_c = H_o$ (kN)

回転モーメント : $M_c = N_o \cdot B_j / 2.0 - M_o$ (kN.m)

ここに、

フーチング土圧方向幅 : $B_j = 7.000$ (m)

単位幅当り

| 荷重状態(水位) | N_c (kN) | H_c (kN) | M_c (kN.m) |
|----------|---------------|---------------|-----------------|
| 地震時 | 1066.529 | 468.461 | 849.745 |

全幅(10.000m)当り

| 荷重状態(水位) | N_c (kN) | H_c (kN) | M_c (kN.m) |
|----------|---------------|---------------|-----------------|
| 地震時 | 10665.291 | 4684.606 | 8497.445 |

2.5 安定計算結果

2.5.1 杭の設計条件

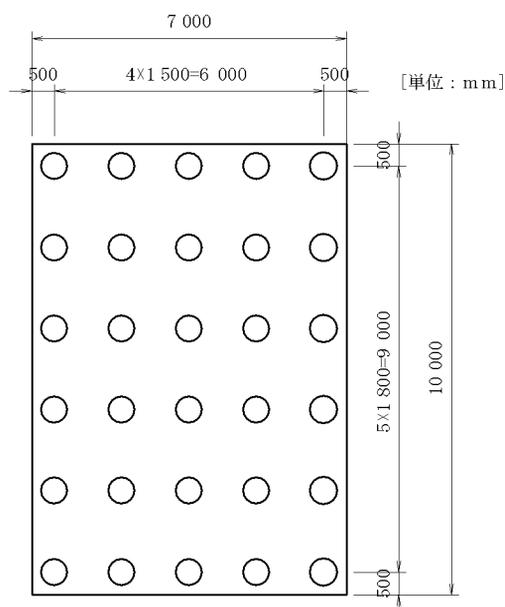
(1)基本データ

| | | |
|--------------|----|---|
| 杭頭条件 | | 剛結 |
| 杭先端条件 | | ヒンジ |
| 杭の種類 | | 鋼管杭 |
| 施工方法 | | 打込み(打撃工法) |
| 杭先端バネ定数(せん断) | | _____ |
| 杭先端バネ定数(回転) | | _____ |
| 杭長 | | 25.000 (m) |
| 突出長 | | 0.000 (m) |
| 外径 | | 600.0 (mm) |
| 外側錆代 | t1 | 2.0 (mm) |
| 内側錆代 | t2 | 0.0 (mm) |
| ヤング係数 | E | 20.0 × 10 ⁴ (N/mm ²) |

(2)断面データ

| | | |
|-----------------------------|--|------------|
| 断面 | | 1 |
| 鋼材材質 | | SKK490 |
| 板厚t(mm) | | 9.0 |
| 設計外径(mm) | $d_1 = d - 2 \cdot t_1$ | 596.0 |
| 設計内径(mm) | $d_2 = d - 2 \cdot (t_1 + t_2)$ | 582.0 |
| 断面積(cm ²) | $A = \pi / 4 \cdot (d_1^2 - d_2^2)$ | 129.5279 |
| 断面係数(cm ³) | $Z = \pi / 64 \cdot (d_1^4 - d_2^4) / (d_1 / 2)$ | 1885.1629 |
| 断面二次モーメント(cm ⁴) | $I = \pi / 64 \cdot (d_1^4 - d_2^4)$ | 56177.8547 |

2.5.2 杭の配置



土圧方向 杭列数：5列

| 列番号 | 位置 Xi (m) | 杭本数 Ni (本) | 角度 (度) | 角度を もつ本数 (本) |
|-----|-----------------|------------------|-----------|--------------------|
| 1 | 3.000 | 6 | 0.0 | 0 |
| 2 | 1.500 | 6 | 0.0 | 0 |
| 3 | 0.000 | 6 | 0.0 | 0 |
| 4 | -1.500 | 6 | 0.0 | 0 |
| 5 | -3.000 | 6 | 0.0 | 0 |

直角方向 杭列数：6列

| 列番号 | 位置 Zi (m) | 杭本数 Ni (本) |
|-----|-----------------|------------------|
| 1 | 4.500 | 5 |
| 2 | 2.700 | 5 |
| 3 | 0.900 | 5 |
| 4 | -0.900 | 5 |
| 5 | -2.700 | 5 |
| 6 | -4.500 | 5 |

2.5.3 水平方向地盤反力係数

$$K_h = K_{h0} \left(\frac{B_h}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$K_{h0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

ここに、

K_h : 水平方向地盤係数 (kN/m³)

K_{h0} : 直径0.3mの剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

: 地盤反力係数の推定に用いる係数

E_o : 設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²)

B_h : 荷重の作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)。 B_h を算定する際の K_h は常時の値とし、設計地盤面から1/ までの深さの平均的な値とする。

$$B_h = \sqrt{D/\beta} = 1.422 \text{ (m)}$$

$$1/ = 3.369460 \text{ (m)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.296783 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\text{常時の } 1/ \text{ の範囲の平均値 } K_h = 5811.15479 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

1/ : 水平抵抗に関する地盤の深さ(m)で、基礎の長さ以下とする。

: 基礎の特定値(m⁻¹)

D : 荷重方向に直交する基礎の載荷幅(m) $D = 0.6000$

E : 杭のヤング係数 (kN/m²) $E = 200000000.0$

I : 杭の断面二次モーメント(m⁴) $I = 0.000561779$

| 番号 | 層厚 (m) | 常時 | | | DE | 地震時 | | |
|----|-----------|----------------------------|----------------------|----------------------|-------|----------------------------|----------------------|----------------------|
| | | Eo (kN/m ²) | 水平方向地盤反力係数 | | | Eo (kN/m ²) | 水平方向地盤反力係数 | |
| | | | (N/cm ³) | (kN/m ³) | | | (N/cm ³) | (kN/m ³) |
| 1 | 5.000 | 5600.000 | 5.811 | 5811.155 | 1.000 | 11200.000 | 11.622 | 11622.310 |
| 2 | 15.000 | 28000.000 | 29.056 | 29055.775 | 1.000 | 56000.000 | 58.112 | 58111.550 |
| 3 | 5.000 | 120400.000 | 124.940 | 124939.833 | 1.000 | 240800.000 | 249.880 | 249879.665 |

2.5.4 地盤のバネ定数

(1) 杭の軸方向バネ定数

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{L} = 1350544.615 \quad (\text{N/cm}) = 135054.462 \quad (\text{kN/m})$$

ここに、

K_v : 杭の軸方向バネ定数

a : 施工法別に杭の根入れ比 (L/D) から決まる係数

$$a = 0.014 \cdot (L/D) + 0.720 = 1.303$$

A_p : 杭の断面積 $A_p = 0.0130 \quad (\text{m}^2)$

E_p : 杭体のヤング係数 $E_p = 200000.0000 \quad (\text{N/mm}^2)$

L : 杭長 $L = 25.0000 \quad (\text{m})$

D : 杭径 $D = 0.6000 \quad (\text{m})$

(2) 杭の軸直角方向バネ定数

| バネ定数 | 常時 | 地震時 |
|---------------|-----------|-----------|
| K1 (kN/m) | 12173.499 | 19993.279 |
| K2 (kN/rad) | 21101.420 | 28661.115 |
| K3 (kN.m/m) | 21101.420 | 28661.115 |
| K4 (kN.m/rad) | 71528.211 | 82143.367 |

K1, K3 : 杭頭部に回転を生じないようにして、杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき、杭頭に作用させるべき軸直角方向力(kN/m)および曲げモーメント(kN.m/m)

K2, K4 : 杭頭部に移動を生じないようにして、杭頭部を単位量だけ回転させるとき、杭頭部に作用させるべき土圧直角方向力(kN/rad)および曲げモーメント(kN.m/rad)

2.5.5 杭反力および変位量の計算

(1)変位法による計算

$$\begin{aligned} A_{xx} \cdot x + A_{xy} \cdot y + A_{xa} \cdot \theta &= H_0 \\ A_{yx} \cdot x + A_{yy} \cdot y + A_{ya} \cdot \theta &= V_0 \\ A_{ax} \cdot x + A_{ay} \cdot y + A_{aa} \cdot \theta &= M_0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{xx} &= (K_1 \cdot \cos^2 \theta + K_v \cdot \sin^2 \theta) \\ A_{xy} = A_{yx} &= (K_v - K_1) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \\ A_{xa} = A_{ax} &= \{(K_v - K_1) \cdot X_i \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - K_2 \cdot \cos \theta\} \\ A_{yy} &= (K_v \cdot \cos^2 \theta + K_1 \cdot \sin^2 \theta) \\ A_{ya} = A_{ay} &= \{(K_v \cdot \cos^2 \theta + K_1 \cdot \sin^2 \theta) \cdot X_i + K_2 \cdot \sin \theta\} \\ A_{aa} &= \{(K_v \cdot \cos^2 \theta + K_1 \cdot \sin^2 \theta) \cdot X_i^2 + (K_2 + K_3) \cdot X_i \cdot \sin \theta + K_4\} \end{aligned}$$

ここに、

H_0 : フーチング底面より上に作用する水平荷重(kN)

V_0 : フーチング底面より上に作用する鉛直荷重(kN)

M_0 : 原点0のまわりの外力のモーメント(kN.m)

x : 原点0の水平変位量(m)

y : 原点0の鉛直変位量(m)

θ : フーチングの回転角(rad)

X_i : i 番目の枕の杭頭X座標(m)

θ_i : i 番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度(度)

常時

$$\begin{aligned} A &= \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.65205E+005 & 0.00000E+000 & -6.33043E+005 \\ 0.00000E+000 & 4.05163E+006 & 0.00000E+000 \\ -6.33043E+005 & 0.00000E+000 & 2.03782E+007 \end{bmatrix} \\ A^{-1} &= \begin{bmatrix} 2.89402E-006 & 0.00000E+000 & 8.99020E-008 \\ 0.00000E+000 & 2.46814E-007 & 0.00000E+000 \\ 8.99020E-008 & 0.00000E+000 & 5.18648E-008 \end{bmatrix} \end{aligned}$$

地震時

$$\begin{aligned} A &= \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.99798E+005 & 0.00000E+000 & -8.59833E+005 \\ 0.00000E+000 & 4.05163E+006 & 0.00000E+000 \\ -8.59833E+005 & 0.00000E+000 & 2.06967E+007 \end{bmatrix} \\ A^{-1} &= \begin{bmatrix} 1.77281E-006 & 0.00000E+000 & 7.36505E-008 \\ 0.00000E+000 & 2.46814E-007 & 0.00000E+000 \\ 7.36505E-008 & 0.00000E+000 & 5.13768E-008 \end{bmatrix} \end{aligned}$$

(2) 杭頭変位

| 荷重状態 (水 位) | 水平変位 (cm) ^x | 鉛直変位 (cm) ^y | 回転変位 (rad) |
|------------|---------------------------|---------------------------|---------------|
| 地震時 | 0.893 | 0.263 | 0.00078159 |

(3) 杭反力

[1] 地震時

| 列番号 | 杭属性 | PNi (kN) | PHi (kN) | Mti (kN.m) |
|-----|-----|-------------|-------------|---------------|
| 1 | 直 | 672.183 | 156.154 | -191.762 |
| 2 | 直 | 513.847 | 156.154 | -191.762 |
| 3 | 直 | 355.510 | 156.154 | -191.762 |
| 4 | 直 | 197.173 | 156.154 | -191.762 |
| 5 | 直 | 38.836 | 156.154 | -191.762 |

2.5.6 地中部断面力

[1] 地震時

1列目 (直杭)

地中部(剛結) Mmax : 191.762 (kN.m) 深さ : 0.000 (m)

地中部(ヒンジ) Mmax : 144.127 (kN.m) 深さ : 2.241 (m)

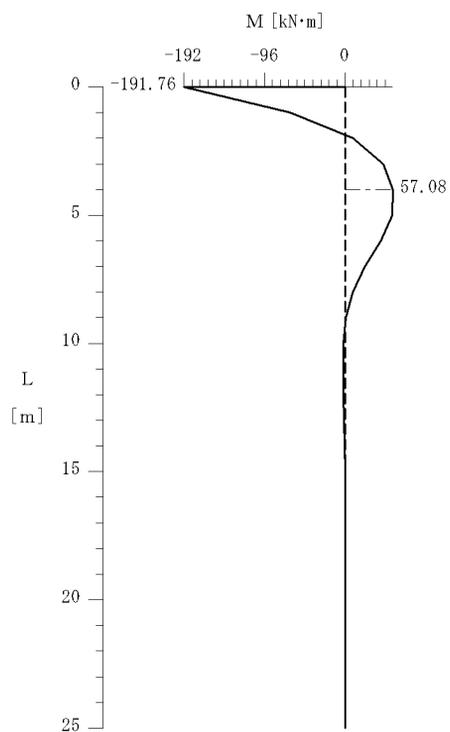
最大モーメント Mmax : 191.762 (kN.m)

1/2Mmax : 95.881 (kN.m) 深さ : 4.305 (m)

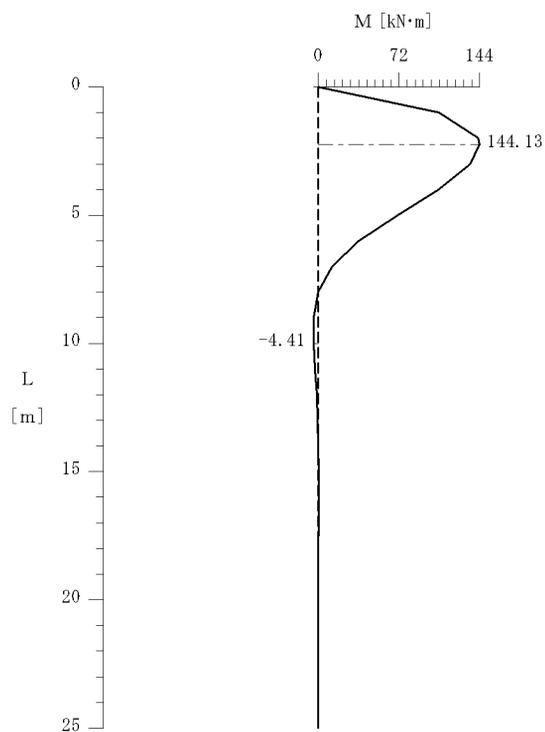
最大せん断力 Smax : 156.154 (kN)

| 深さ (m) | バネ値 KH (kN/m ²) | 杭 頭 剛 結 | | | 杭 頭 ヒンジ | | |
|-----------|-----------------------------------|-------------|-------------|-----------|-------------|-------------|-----------|
| | | 変位量 (cm) | M (kN.m) | S (kN) | 変位量 (cm) | M (kN.m) | S (kN) |
| 0.000 | 11622 | -0.89 | -191.762 | 156.154 | -1.56 | 0.000 | 156.154 |
| 1.000 | 11622 | -0.75 | -65.419 | 98.213 | -1.04 | 107.934 | 65.845 |
| 2.000 | 11622 | -0.55 | 8.938 | 52.892 | -0.60 | 143.022 | 9.394 |
| 3.000 | 11622 | -0.35 | 45.194 | 21.946 | -0.29 | 135.420 | -20.984 |
| 4.000 | 11622 | -0.19 | 57.076 | 3.692 | -0.10 | 106.851 | -33.929 |
| 5.000 | 11622 | -0.07 | 55.755 | -5.040 | 0.00 | 70.846 | -36.955 |
| 6.000 | 58112 | -0.01 | 42.143 | -18.555 | 0.03 | 36.352 | -30.072 |
| 7.000 | 58112 | 0.01 | 23.554 | -17.160 | 0.03 | 12.399 | -17.792 |
| 8.000 | 58112 | 0.02 | 9.342 | -11.034 | 0.02 | -0.013 | -7.670 |
| 9.000 | 58112 | 0.01 | 1.326 | -5.275 | 0.01 | -4.328 | -1.626 |
| 10.000 | 58112 | 0.01 | -1.900 | -1.537 | 0.00 | -4.407 | 1.011 |
| 11.000 | 58112 | 0.00 | -2.398 | 0.269 | 0.00 | -2.986 | 1.597 |
| 12.000 | 58112 | 0.00 | -1.783 | 0.809 | 0.00 | -1.510 | 1.276 |
| 13.000 | 58112 | 0.00 | -0.983 | 0.731 | 0.00 | -0.500 | 0.745 |
| 14.000 | 58112 | 0.00 | -0.381 | 0.464 | 0.00 | 0.016 | 0.315 |
| 15.000 | 58112 | 0.00 | -0.046 | 0.219 | 0.00 | 0.191 | 0.063 |

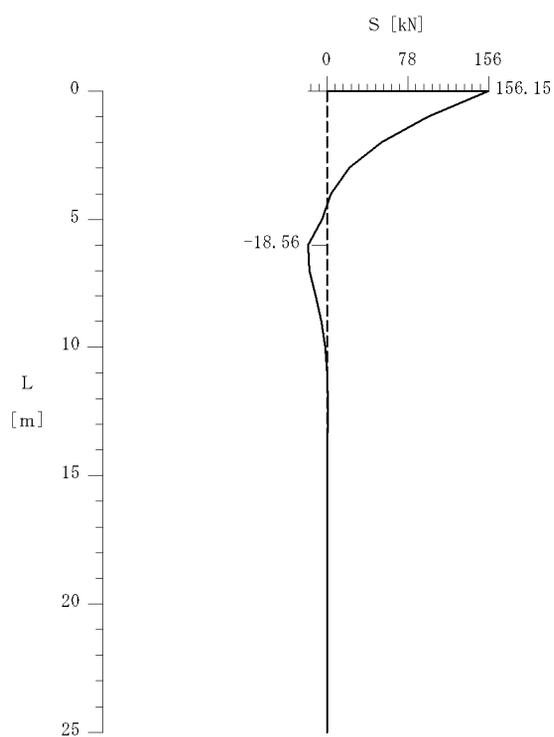
| 深さ (m) | バネ値 KH (kN/m ²) | 杭 頭 剛 結 | | | 杭 頭 ヒンジ | | |
|-----------|-----------------------------------|-------------|-------------|-----------|-------------|-------------|-----------|
| | | 変位量 (cm) | M (kN.m) | S (kN) | 変位量 (cm) | M (kN.m) | S (kN) |
| 16.000 | 58112 | 0.00 | 0.086 | 0.062 | 0.00 | 0.190 | -0.046 |
| 17.000 | 58112 | 0.00 | 0.105 | -0.013 | 0.00 | 0.128 | -0.069 |
| 18.000 | 58112 | 0.00 | 0.077 | -0.036 | 0.00 | 0.064 | -0.055 |
| 19.000 | 58112 | 0.00 | 0.041 | -0.034 | 0.00 | 0.020 | -0.035 |
| 20.000 | 58112 | 0.00 | 0.011 | -0.027 | 0.00 | -0.008 | -0.021 |
| 21.000 | 249880 | 0.00 | -0.004 | -0.006 | 0.00 | -0.014 | 0.003 |
| 22.000 | 249880 | 0.00 | -0.005 | 0.002 | 0.00 | -0.008 | 0.007 |
| 23.000 | 249880 | 0.00 | -0.003 | 0.003 | 0.00 | -0.002 | 0.004 |
| 24.000 | 249880 | 0.00 | 0.000 | 0.001 | 0.00 | 0.000 | 0.000 |
| 25.000 | 249880 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.00 | 0.000 | 0.000 |



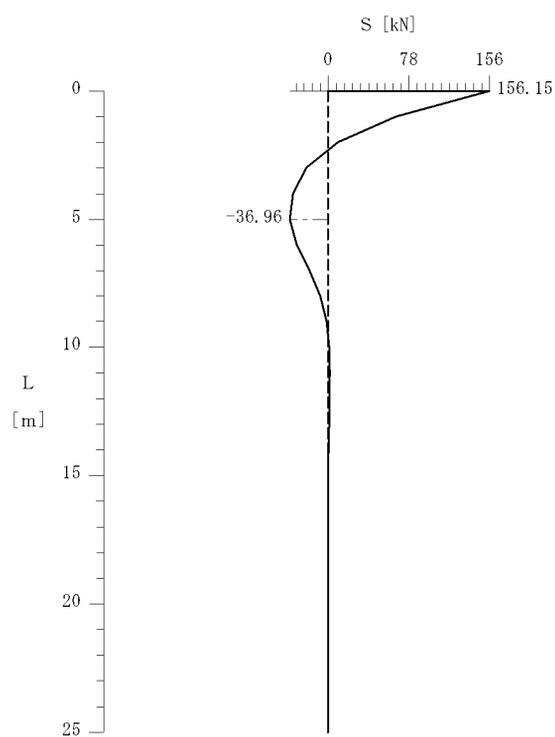
(1)モーメント (杭頭剛結)



(2)モーメント (杭頭ヒンジ)



(3)せん断力 (杭頭剛結)



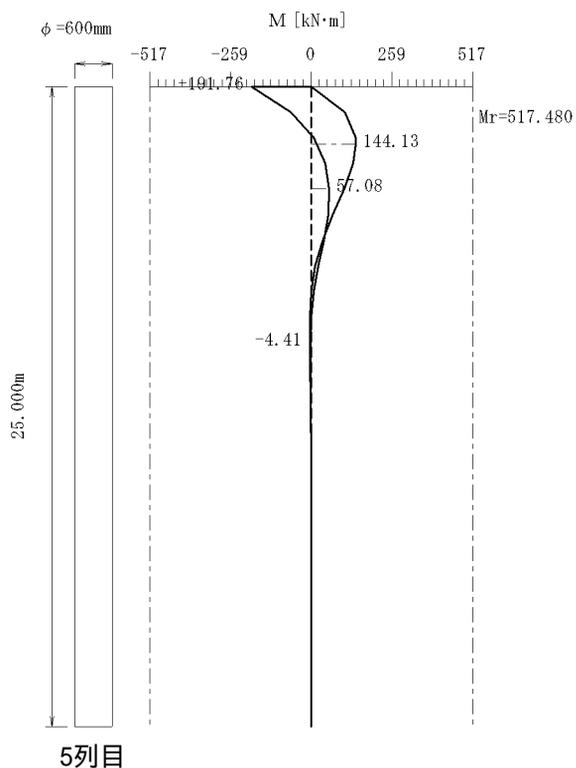
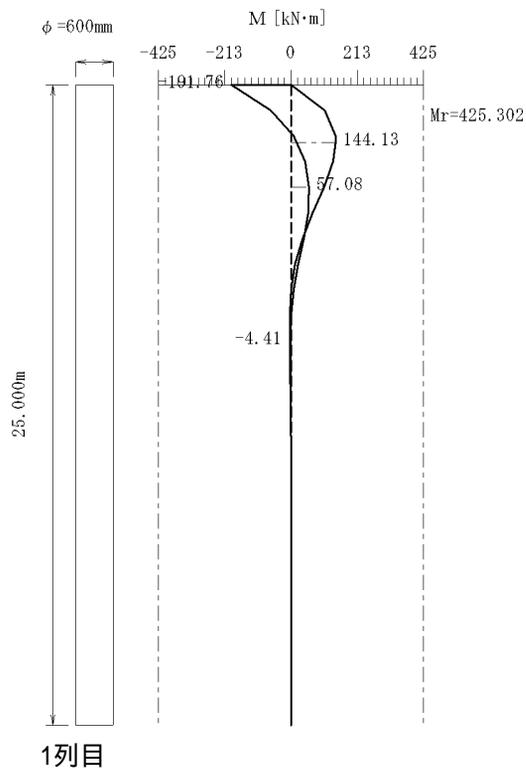
(4)せん断力 (杭頭ヒンジ)

2.5.7 杭の安定計算結果

| 荷重状態 (水 位) | 変位量 (cm) | | 押込力 (kN) | | 引抜力 (kN) | |
|------------|----------|------|----------|----------|----------|------------|
| | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 |
| 地震時 | 0.893 | 2.00 | 672.183 | 1932.080 | 38.836 | > -458.673 |

2.5.8 抵抗モーメント

[1]地震時



| 断面番号 | 列番号 | 杭属性 | 検討ケース | M (kN.m) | N (kN) | 抵抗モーメント (kN.m) | |
|------|-----|-----|-------|----------|---------|----------------|-------|
| | | | | | | 計算値 | 位置(m) |
| 1 | 1 | 直 | 圧大 | 191.762 | 672.183 | 425.302 | —— |
| | 5 | 直 | 引大 | 191.762 | 38.836 | 517.480 | —— |

圧大：圧縮応力度最大時、引大：引張応力度最大時

2.5.9 杭本体の設計（許容応力度法）

(1) 曲げモーメントの照査

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここに、

σ : 杭体に生じる曲げ応力度(N/mm²)

N : 杭の軸力(N)

A : 杭の有効断面積(mm²) , A = 12952.79

M : 曲げモーメント(N.mm)

Z : 杭の有効断面係数(mm²) , Z = 1885.2 × 10³

| 荷重状態（水位） | 列番号 | 杭属性 | 検討状態 | M (kN.m) | N (kN) | 圧縮応力度(N/mm ²) | | 引張応力度(N/mm ²) | |
|----------|-----|-----|------|----------|---------|---------------------------|---------|---------------------------|---------|
| | | | | | | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 |
| 地震時 | 1 | 直 | 圧大 | 191.762 | 672.183 | 153.617 | 277.500 | -49.827 | 277.500 |
| | 5 | 直 | 引大 | 191.762 | 38.836 | 104.720 | 277.500 | -98.724 | 277.500 |

圧大：圧縮応力度最大時、引大：引張応力度最大時

(2) せん断力に対する照査

$$\tau = \frac{Q}{A} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

τ : せん断応力度(N/mm²)

Q : せん断力(N)

A : 断面積(mm²) , A = 12952.79

a1 : 許容せん断応力度(N/mm²)

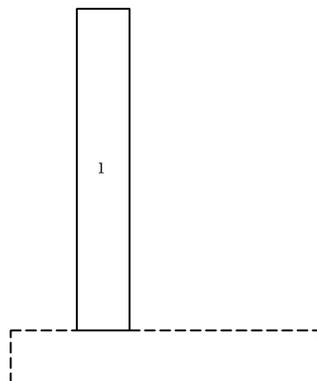
| 荷重状態（水位） | 列番号 | 杭属性 | せん断力 (kN) | せん断応力度(N/mm ²) | |
|----------|-----|-----|-----------|----------------------------|---------|
| | | | | 計算値 | 許容値 a1 |
| 地震時 | 5 | 直 | 156.154 | 12.056 | 157.500 |

3章 豎壁の設計

3.1 豎壁基部の設計

3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

| 区分 | 計算式 幅 × 高さ × 奥行 | 体積 Vi (m³) | 重心位置 (m) | | Vi · Xi | Vi · Yi | 備考 |
|----|-----------------------|---------------|----------|-------|---------|---------|----|
| | | | Xi | Yi | | | |
| 1 | 1.200 × 7.300 × 1.000 | 8.760 | 0.600 | 3.650 | 5.256 | 31.974 | |
| | | 8.760 | — | — | 5.256 | 31.974 | |

$$\begin{aligned} \text{重心 } XG &= (Vi \cdot Xi) / Vi = 5.256 / 8.760 = 0.600 \text{ (m)} \\ YG &= (Vi \cdot Yi) / Vi = 31.974 / 8.760 = 3.650 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3.1.2 躯体自重, その他荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時1

| 位置 | $W = \quad \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|--------|---------------------------------|---------------|
| 躯体(鉄筋) | $24.500 \times 8.760 = 214.620$ | 0.000 |

[2] 地震時

| 位置 | $W = \quad \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|--------|---------------------------------|---------------|
| 躯体(鉄筋) | $24.500 \times 8.760 = 214.620$ | 0.000 |

| 位置 | $H = W \cdot kh$ (kN) | 作用位置 Y (m) |
|--------|---------------------------------|---------------|
| 躯体(鉄筋) | $214.620 \times 0.180 = 38.632$ | 3.650 |

3.1.3 土圧・水圧

[1]常時1

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離） $x_p = 0.600 \text{ m}$
 $y_p = 0.000 \text{ m}$
 仮想背面の高さ $H = 7.300 \text{ m}$
 仮想背面が鉛直面となす角度 $= 0.000^\circ$
 背面土砂の単位体積重量 $s = 18.000 \text{ kN/m}^3$
 背面土砂の内部摩擦角 $= 35.000^\circ$
 壁面摩擦角 $= \frac{1}{3} = 11.667^\circ$
 すべり角の変化範囲 $i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角()に対する土砂重量(W) , 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

| すべり角 ($^\circ$) | 土砂重量 W(kN) | | | | 土圧力 P (kN) |
|----------------------|------------|-------|--------|---------|---------------|
| | 水位以上 | 水位以下 | 上載荷重 | 合計 | |
| 60.00 | 276.903 | 0.000 | 42.147 | 319.050 | 138.572 |
| 61.00 | 265.852 | 0.000 | 40.465 | 306.317 | 138.595 |
| 62.00 | 255.013 | 0.000 | 38.815 | 293.828 | 138.319 |

土圧力が最大となるのは、

$$= 61.00^\circ \text{ のとき } P = 138.595 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{306.317 \times \sin(61.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(61.00^\circ - 35.00^\circ - 0.000^\circ - 11.667^\circ)}$$

$$= 138.595 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(+) = 138.595 \times \cos(0.000^\circ + 11.667^\circ) = 135.732 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(+) = 138.595 \times \sin(0.000^\circ + 11.667^\circ) = 28.026 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{7.300}{3} = 2.433 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan - x_p = 2.433 \times \tan 0.000^\circ - 0.600 = -0.600 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.433 = 2.433 \text{ m}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{7.300}{3} = 2.433 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \theta - x_p = 2.433 \times \tan 0.000^\circ - 0.600 = -0.600 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.433 = 2.433 \text{ m}$$

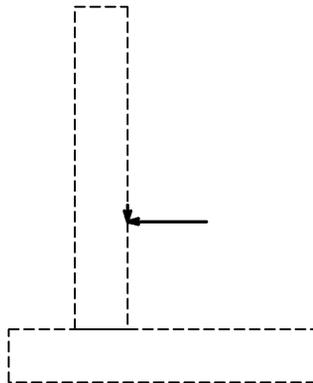
・土圧図



3.1.4 断面力の集計

(偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません)

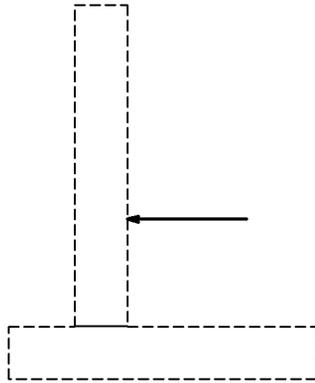
[1]常時1



| 項目 | N _i (kN) | H _i (kN) | X _i (m) | Y _i (m) | M = M _{x,i} +M _{y,i} (kN.m) |
|----|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|--|
| 自重 | 214.620 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 土圧 | 28.026 | 135.732 | -0.600 | 2.433 | 330.236 |
| 合計 | 0.000 | 135.732 | ————— | ————— | 330.236 |

X_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって +)、Y_i は設計断面からの高さ

[2]地震時

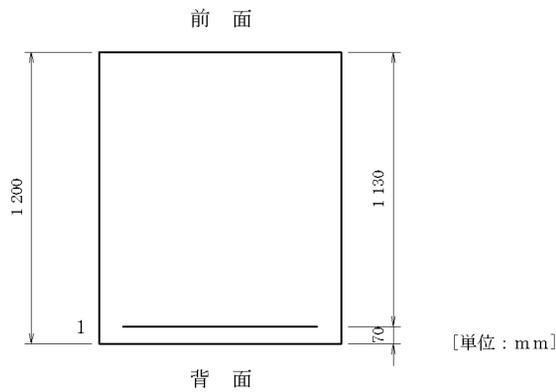


| 項目 | N_i (kN) | H_i (kN) | X_i (m) | Y_i (m) | $M = M_{x_i} + M_{y_i}$ (kN.m) |
|----|---------------|---------------|--------------|--------------|-----------------------------------|
| 自重 | 214.620 | 38.632 | 0.000 | 3.650 | 141.005 |
| 土圧 | 0.000 | 204.577 | -0.600 | 2.433 | 497.736 |
| 合計 | 0.000 | 243.209 | ————— | ————— | 638.741 |

X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

3.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



| 位置 | かぶり (cm) | 鉄筋径 | 鉄筋面積 (cm ² /本) | 本数 | 鉄筋量 (cm ²) | |
|----|-------------|-----|------------------------------|-------|---------------------------|--------|
| 前面 | 1' | — | — | — | — | |
| | 2' | — | — | — | — | |
| 背面 | 1 | 7.0 | D22 | 3.871 | 8.00 | 30.968 |
| | 2 | — | — | — | — | — |

引張側必要鉄筋量 20.234 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{A_s \cdot (x-d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm) , h = 1200.000
- b : 部材断面幅 (mm) , b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 , n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

| 荷重状態 (水 位) | M (kN.m) | N (kN) | x (cm) | 圧縮応力度 (N/mm ²) | | 引張応力度 (N/mm ²) | |
|------------|-------------|-----------|-----------|----------------------------|--------|----------------------------|---------|
| | | | | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 |
| 地震時 | 638.741 | 0.000 | 28.096 | 4.390 | 15.000 | 198.998 | 300.000 |

(3) せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ_m : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)
- S_h : せん断力 (N)
- d : 部材断面の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)

$$a_1 = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_N \cdot a_1'$$

$$C_N = 1 + \frac{M_o}{M} \quad (1 \leq C_N \leq 2)$$

ここに、

a_1' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

C_{pt} : 引張主鉄筋比 P_t に関する補正係数

C_N : 軸方向圧縮力による補正係数

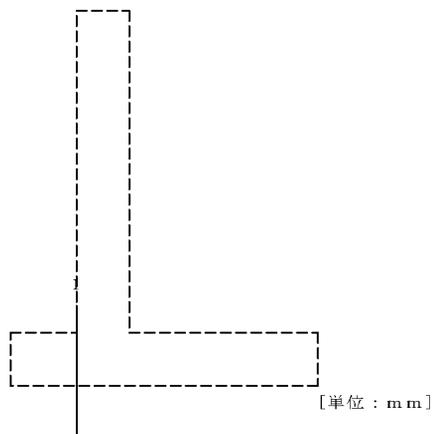
M_o : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる
曲げモーメント(kN.m)

| 荷重状態(水位) | せん断力 S_v (kN) | 有効高 d (cm) | せん断応力度(N/mm ²) | | | 補正係数 | | |
|----------|--------------------|-----------------|----------------------------|--------------|--------------|-------|----------|-------|
| | | | 計算値 | 許容値 a_1 | 許容値 a_2 | C_e | C_{pt} | C_N |
| 地震時 | 243.209 | 113.000 | 0.215 | 0.353 | 2.850 | 0.98 | 0.97 | 1.00 |

4章 つま先版の設計

4.1 照査位置[1]の設計

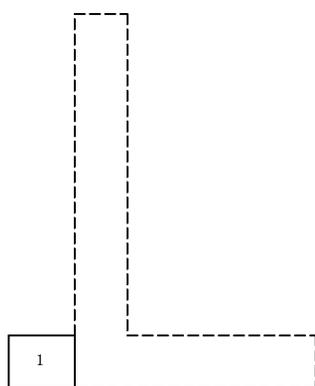
付け根からの距離 = 0.000 m



4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

| 区分 | 計算式 幅 × 高さ × 奥行 | 体積 V_i (m^3) | 重心位置 X_i (m) | $V_i \cdot X_i$ | 備考 |
|----|-----------------------|--------------------------|----------------------|-----------------|----|
| 1 | 1.500 × 1.200 × 1.000 | 1.800 | 0.750 | 1.350 | |
| | | 1.800 | — | 1.350 | |

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 1.350 / 1.800 = 0.750 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力

(1)自重による作用力

[1]地震時

| 位置 | 鉛直力 $W = \quad \cdot \quad V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|----|--|--------------------|
| 躯体 | 24.500 × 1.800 = 44.100 | 0.750 |

4.1.3 杭反力

鉛直力

$$N = (n_i \cdot P_i)$$

作用位置

$$X = \frac{\sum n_i \cdot P_i \cdot X_i}{\sum n_i \cdot P_i}$$

ここに、

P_i : つま先版設計区間にある杭の鉛直反力

X_i : つま先版設計位置から杭位置までの距離

n_i : 杭本数

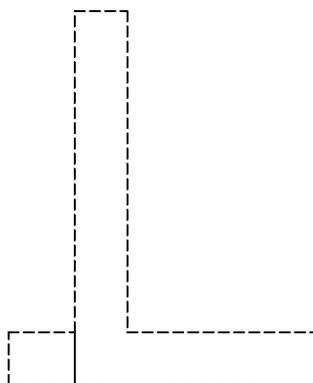
[1]地震時

| 列番号 | 杭属性 | 杭位置までの距離 X_i (m) | 杭本数 n_i | 杭反力 P_i (kN) | $n_i \cdot P_i$ | $n_i \cdot P_i \cdot X_i$ |
|-----|-----|--------------------|-----------|----------------|-----------------|---------------------------|
| 1 | 直 | 1.000 | 6 | 672.183 | 4033.10 | 4033.10 |

<合計> $n_i \cdot P_i = 4033.100$
 $n_i \cdot P_i \cdot X_i = 4033.100$
 $X = 4033.100 / 4033.100 = 1.000 \quad (m)$

4.1.4 断面力の集計

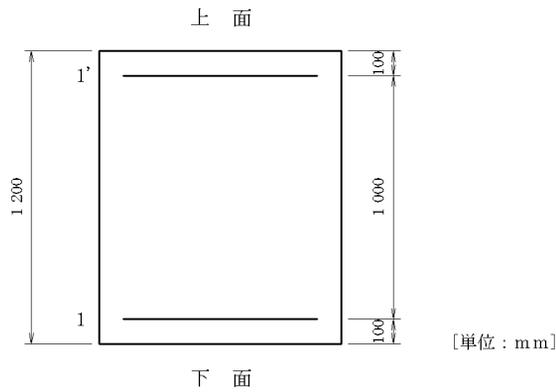
[1]地震時



| 項目 | N_i (kN) | X_i (m) | $M = N_i \cdot X_i$ (kN.m) |
|-----|------------|-----------|----------------------------|
| 自重 | -44.100 | 0.750 | -33.075 |
| 杭反力 | 403.310 | 1.000 | 403.310 |
| 合計 | 359.210 | ————— | 370.235 |

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



| 位置 | かぶり (cm) | 鉄筋径 | 鉄筋面積 (cm ² /本) | 本数 | 鉄筋量 (cm ²) | |
|----|----------|------|---------------------------|-------|------------------------|--------|
| 上面 | 1' | 10.0 | D13 | 1.267 | 8.00 | 10.136 |
| | 2' | — | — | — | — | — |
| 下面 | 1 | 10.0 | D16 | 1.986 | 8.00 | 15.888 |
| | 2 | — | — | — | — | — |

引張側必要鉄筋量 11.879 (cm²)

圧縮側必要鉄筋量 7.579 (cm²)

(2)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x - d') + As \cdot (x - d)\} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

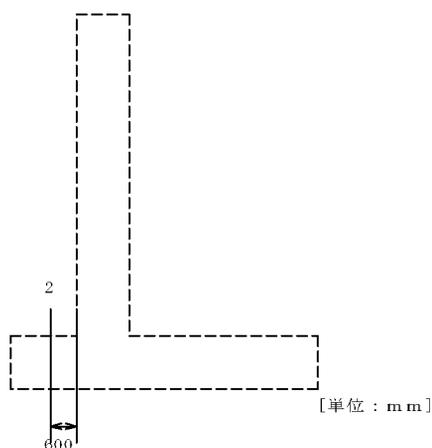
ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm) , h = 1200.000
- b : 部材断面幅 (mm) , b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 , n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

| 荷重状態 (水 位) | M (kN.m) | x (cm) | 圧縮応力度 (N/mm ²) | | 引張応力度 (N/mm ²) | |
|------------|-------------|-----------|----------------------------|--------|----------------------------|---------|
| | | | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 |
| 地震時 | 370.235 | 19.966 | 3.341 | 15.000 | 226.016 | 300.000 |

4.2 照査位置[2]の設計

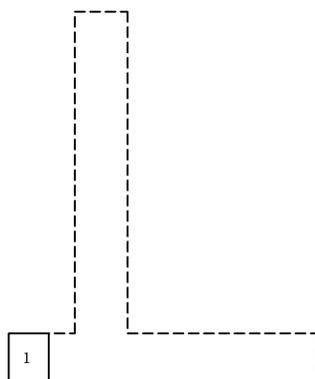
付け根からの距離 = 0.600 m



4.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

| 区分 | 計算式 幅 × 高さ × 奥行 | 体積 Vi (m³) | 重心位置 Xi (m) | Vi · Xi | 備考 |
|----|-----------------------|------------------|-------------------|---------|----|
| 1 | 0.900 × 1.200 × 1.000 | 1.080 | 0.450 | 0.486 | |
| | | 1.080 | —— | 0.486 | |

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.486 / 1.080 = 0.450 \text{ (m)}$$

4.2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力

(1) 自重による作用力

[1] 常時1、地震時

| 位置 | 鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|----|-----------------------------------|------------------|
| 躯体 | 24.500 × 1.080 = 26.460 | 0.450 |

4.2.3 杭反力

鉛直力

$$N = (ni \cdot Pi)$$

作用位置

$$X = \frac{\sum ni \cdot Pi \cdot Xi}{\sum ni \cdot Pi}$$

ここに、

Pi : つま先版設計区間にある杭の鉛直反力

Xi : つま先版設計位置から杭位置までの距離

ni : 杭本数

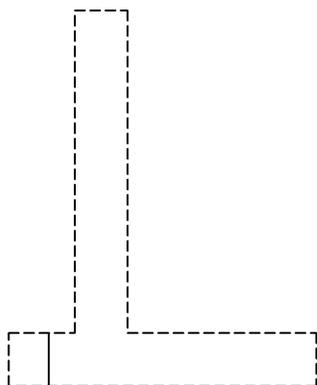
[1]地震時

| 列番号 | 杭属性 | 杭位置までの距離 X_i (m) | 杭本数 n_i | 杭反力 P_i (kN) | $n_i \cdot P_i$ | $n_i \cdot P_i \cdot X_i$ |
|-----|-----|--------------------|-----------|----------------|-----------------|---------------------------|
| 1 | 直 | 0.400 | 6 | 672.183 | 4033.10 | 1613.24 |

<合計> $n_i \cdot P_i = 4033.100$
 $n_i \cdot P_i \cdot X_i = 1613.240$
 $X = 1613.240 / 4033.100 = 0.400$ (m)

4.2.4 断面力の集計

[1]地震時



| 項目 | N_i (kN) | X_i (m) | $M = N_i \cdot X_i$ (kN.m) |
|-----|------------|-----------|----------------------------|
| 自重 | -26.460 | 0.450 | -11.907 |
| 杭反力 | 403.310 | 0.400 | 161.324 |
| 合計 | 376.850 | — | 149.417 |

4.2.5 断面計算 (許容応力度法)

(1)せん断応力度の照査

$a > 2.5d$ の場合 $S_h = S - \frac{M}{d'} \tan \theta$

$a \leq 2.5d$ の場合 $S_h = S$

ここに、

S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)

d' : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(N.mm)

θ : フーチング上面と水平面のなす角度, $\theta = 0.000$, $\tan \theta = 0.000$

a : せん断スパン(mm)

| 荷重状態(水位) | 有効高 d' (cm) | $2.5 \cdot d$ | せん断スパン a (cm) | S (kN) | M (kN.m) | $M/d' \cdot \tan \theta$ | S_h (kN) |
|----------|---------------|---------------|-----------------|----------|------------|--------------------------|------------|
| 地震時 | 110.000 | 275.000 | > 100.000 | 376.850 | 149.417 | 0.000 | 376.850 |

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d'} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ_m : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)
- d' : 部材断面の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- S : 部材断面に作用するせん断力(N)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

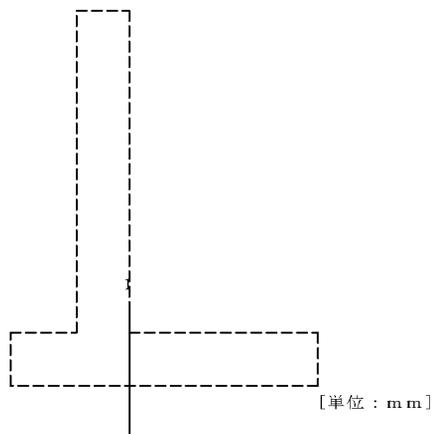
- τ_{a1}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数
- C_{pt} : 引張主鉄筋比 P_t に関する補正係数
- C_{dc} : せん断スパン比に関する補正係数

| 荷重状態(水位) | せん断力 S_h (kN) | 有効高 d' (cm) | せん断応力度(N/mm ²) | | | 補正係数 | | |
|----------|--------------------|------------------|----------------------------|--------------------|--------------------|-------|----------|----------|
| | | | 計算値 | 許容値 τ_{a1} | 許容値 τ_{a2} | C_e | C_{pt} | C_{dc} |
| 地震時 | 376.850 | 110.000 | 0.343 | 1.275 | 2.850 | 0.99 | 0.79 | 4.44 |

5章 かかと版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

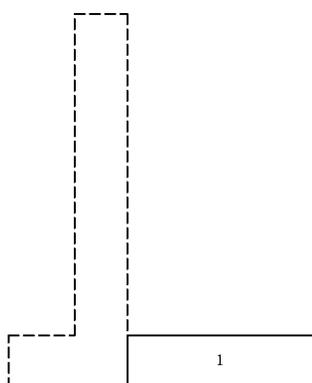
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



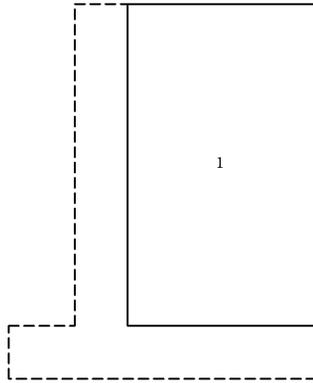
2) 自重・重心

| 区分 | 計算式 幅 × 高さ × 奥行 | 体積 V_i (m^3) | 重心位置 X_i (m) | $V_i \cdot X_i$ | 備考 |
|----|-----------------------------------|--------------------------|----------------------|-----------------|----|
| 1 | $4.300 \times 1.200 \times 1.000$ | 5.160 | 2.150 | 11.094 | |
| | | 5.160 | — | 11.094 | |

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 11.094 / 5.160 = 2.150 \text{ (m)}$$

(2)背面土砂

1)ブロック割り



2)体積・重心

| 区分 | 計算式 幅 × 高さ × 奥行 | 体積 Vi (m³) | 重心位置 Xi (m) | Vi・Xi | 備考 |
|----|-----------------------|------------------|-------------------|--------|----|
| 1 | 4.300 × 7.300 × 1.000 | 31.390 | 2.150 | 67.489 | |
| | | 31.390 | — | 67.489 | |

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 67.489 / 31.390 = 2.150$ (m)

5.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力

(1)自重による作用力

[1]地震時

| 位置 | 鉛直力 $W = V \cdot \gamma$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|----|-------------------------------------|------------------|
| 躯体 | 24.500 × 5.160 = 126.420 | 2.150 |

(2)土砂重量，浮力

[1]地震時

1)土砂重量による作用力

水位位置による分割

| 位置 | 全体積、重心位置 | | 水位より下の体積、重心位置 | |
|--------|-----------------|------------------|------------------|-------------------|
| | 体積 V (m³) | 重心位置 X (m) | 体積 VI (m³) | 重心位置 XI (m) |
| 土砂(背面) | 31.390 | 2.150 | 0.000 | 0.000 |

| 位置 | 水位より上の体積、重心位置 | |
|--------|------------------|-------------------|
| | 体積 Vu (m³) | 重心位置 Xu (m) |
| 土砂(背面) | 31.390 | 2.150 |

水位より上の体積

$Vu = V - VI$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - VI \cdot XI) / Vu$

土砂による作用力

| 位置 | 水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN) | 水位より下の重量 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN) |
|--------|---|---|
| 土砂(背面) | $31.390 \times 18.000 = 565.020$ | $0.000 \times 19.000 = 0.000$ |

| 位置 | 重量 W $W_u + W_l$ (kN) | 作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W$ (m) |
|--------|-----------------------------|--|
| 土砂(背面) | 565.020 | 2.150 |

(3)自重集計

[1]地震時

| | 重量 N_i (kN) | 作用位置 X_i (m) | モーメント $N_i \cdot X_i$ (kN.m) |
|------|---------------------|----------------------|------------------------------------|
| 躯体 | 126.420 | 2.150 | 271.803 |
| 背面土砂 | 565.020 | 2.150 | 1214.793 |
| 合計 | 691.440 | — | 1486.596 |

5.1.3 土圧

[1]地震時

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置(つま先からの距離) $x_p = 7.000$ m

$y_p = 0.000$ m

仮想背面の高さ $H = 8.500$ m

仮想背面が鉛直面となす角度 $= 0.000$ °

背面土砂の単位体積重量 $s = 18.000$ kN/m³

背面土砂の内部摩擦角 $= 35.000$ °

地表面が水平面となす角度 $= 0.000$ °

地震時合成角 $= \tan^{-1}kH = \tan^{-1}0.24 = 13.496$ °

すべり角の変化範囲 $i = 10.00$ ° ~ 80.00 °

すべり角()に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000$ m

| すべり角 (°) | 土砂重量 W(kN) | | | | 土圧力 P (kN) |
|-------------|------------|-------|-------|---------|---------------|
| | 水位以上 | 水位以下 | 上載荷重 | 合計 | |
| 46.00 | 627.939 | 0.000 | 0.000 | 627.939 | 269.485 |
| 47.00 | 606.368 | 0.000 | 0.000 | 606.368 | 269.661 |
| 48.00 | 585.488 | 0.000 | 0.000 | 585.488 | 269.452 |

土圧力が最大となるのは、

$= 47.00$ ° のとき $P = 269.661$ kN

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{606.368 / \cos 13.496^\circ \times \sin(47.00^\circ - 35.00^\circ + 13.496^\circ)}{\cos(47.00^\circ - 35.00^\circ - 0.000^\circ - 17.500^\circ)} \\
 &= 269.661 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\quad) = 269.661 \times \cos(0.000^\circ + 17.500^\circ) = 257.180 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\quad) = 269.661 \times \sin(0.000^\circ + 17.500^\circ) = 81.089 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{8.500}{3} = 2.833 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.833 = 2.833 \text{ m}$$

土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 81.089}{4.300} = 37.716 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重

P_v : 土圧の鉛直成分

L : かかと版の長さ

付け根から設計断面位置までの距離 $L_1 = 0.000 \text{ m}$

設計断面位置より後方の分布荷重作用幅 $L_2 = 4.300 \text{ m}$

設計断面位置の分布荷重強度 $p_d = \frac{p_v}{L} \cdot L_1 = \frac{37.716}{4.300} \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$

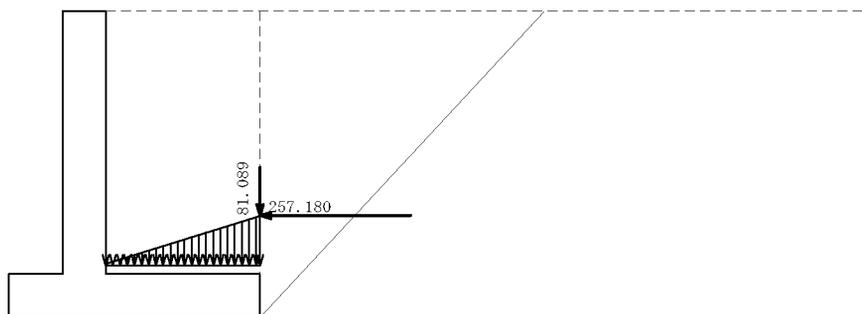
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (p_d + p_v) \cdot L_2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 37.716) \times 4.300 = 81.089 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = \frac{p_d + 2 \cdot p_v}{p_d + p_v} \cdot \frac{L_2}{3} = \frac{0.000 + 2 \times 37.716}{0.000 + 37.716} \times \frac{4.300}{3} = 2.867 \text{ m}$$

・土圧図



5.1.4 杭反力

鉛直力

$$N = (n_i \cdot P_i)$$

作用位置

$$X = \frac{\sum n_i \cdot P_i \cdot X_i}{\sum n_i \cdot P_i}$$

ここに、

P_i : かかと版設計区間にある杭の鉛直反力

X_i : かかと版設計位置から杭位置までの距離

n_i : 杭本数

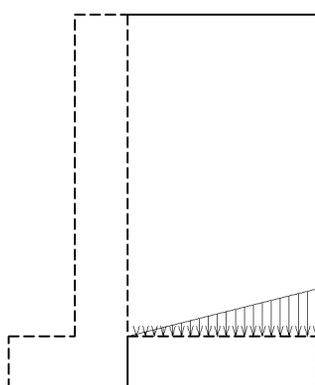
[1]地震時

| 列番号 | 杭属性 | 杭位置までの距離 X_i (m) | 杭本数 n_i | 杭反力 P_i (kN) | $n_i \cdot P_i$ | $n_i \cdot P_i \cdot X_i$ |
|-----|-----|--------------------|-----------|----------------|-----------------|---------------------------|
| 3 | 直 | -0.800 | 6 | 355.510 | 2133.06 | -1706.45 |
| 4 | 直 | -2.300 | 6 | 197.173 | 1183.04 | -2720.99 |
| 5 | 直 | -3.800 | 6 | 38.836 | 233.02 | -885.46 |

<合計> $n_i \cdot P_i = 3549.112$
 $n_i \cdot P_i \cdot X_i = -5312.895$
 $X = -5312.895 / 3549.112 = -1.497 \quad (\text{m})$

5.1.5 断面力の集計

[1]地震時



| 項目 | N _i (kN) | X _i (m) | M = N _i · X _i (kN.m) |
|-----|------------------------|-----------------------|---|
| 自重 | 691.440 | 2.150 | 1486.596 |
| 土圧 | 81.089 | 2.867 | 232.455 |
| 杭反力 | -354.911 | 1.497 | -531.290 |
| 合計 | 417.618 | — | 1187.762 |

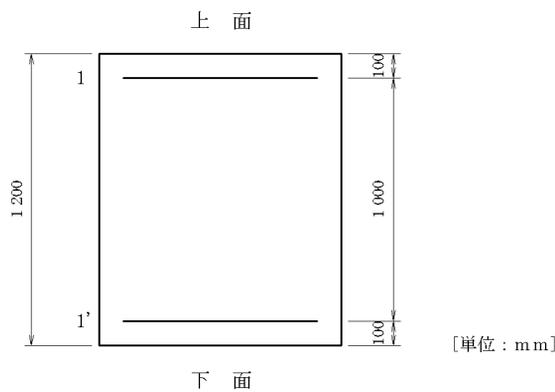
縦壁基部の断面力 M1 = 638.741 kN.m

かかと版付け根の断面力 M3 = 1187.762 kN.m

M3 > M1 となったので、付け根の断面力として M1 を適用します。

5.1.6 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



| 位置 | かぶり (cm) | 鉄筋 径 | 鉄筋面積 (cm ² /本) | 本 数 | 鉄筋量 (cm ²) | |
|--------|-------------|---------|------------------------------|--------|---------------------------|--------|
| 上 面 | 1 | 10.0 | D25 | 5.067 | 8.00 | 40.536 |
| | 2 | — | — | — | — | — |
| 下 面 | 1' | 10.0 | D19 | 2.865 | 8.00 | 22.920 |
| | 2' | — | — | — | — | — |

引張側必要鉄筋量 20.808 (cm²)

圧縮側必要鉄筋量 11.765 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x - d') + As \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

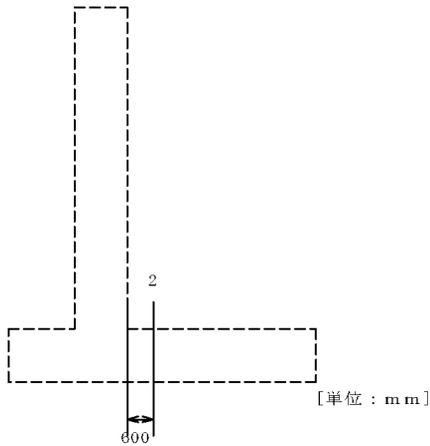
ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm) , h = 1200.000
- b : 部材断面幅 (mm) , b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 , n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

| 荷重状態 (水 位) | M (kN.m) | x (cm) | 圧縮応力度 (N/mm ²) | | 引張応力度 (N/mm ²) | |
|------------|-------------|-----------|----------------------------|--------|----------------------------|---------|
| | | | 計算値 | 許容値 | 計算値 | 許容値 |
| 地震時 | 638.741 | 29.180 | 3.783 | 15.000 | 157.186 | 300.000 |

5.2 照査位置[2]の設計

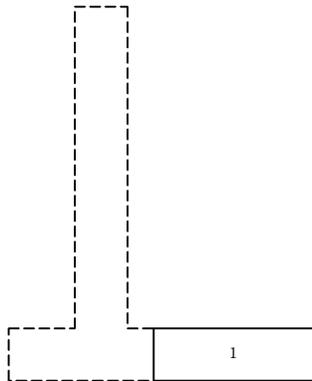
付け根からの距離 = 0.600 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



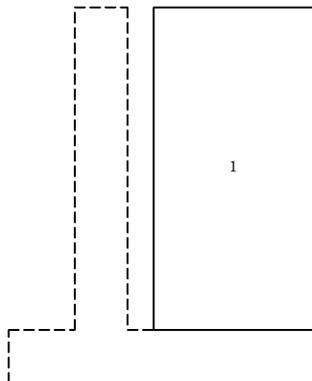
2) 自重・重心

| 区分 | 幅 × 高さ × 奥行 計算式 | 体積 Vi (m³) | 重心位置 Xi (m) | Vi・Xi | 備考 |
|----|-----------------------|------------------|-------------------|-------|----|
| 1 | 3.700 × 1.200 × 1.000 | 4.440 | 1.850 | 8.214 | |
| | | 4.440 | — | 8.214 | |

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 8.214 / 4.440 = 1.850$ (m)

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

| 区分 | 幅 × 高さ × 奥行 計算式 | 体積 Vi (m³) | 重心位置 Xi (m) | Vi・Xi | 備考 |
|----|-----------------------|------------------|-------------------|--------|----|
| 1 | 3.700 × 7.300 × 1.000 | 27.010 | 1.850 | 49.969 | |
| | | 27.010 | — | 49.969 | |

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 49.969 / 27.010 = 1.850$ (m)

5.2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力

(1)自重による作用力

[1]常時1、地震時

| 位 置 | 鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN) | 作用位置 X (m) |
|-----|-------------------------------------|--------------------|
| 躯体 | $24.500 \times 4.440 = 108.780$ | 1.850 |

(2)土砂重量，浮力

[1]常時1、地震時

1)土砂重量による作用力

水位位置による分割

| 位 置 | 全体積、重心位置 | | 水位より下の体積、重心位置 | |
|--------|-------------------------|--------------------|---------------------------|----------------------|
| | 体 積 V (m^3) | 重心位置 X (m) | 体 積 V_I (m^3) | 重心位置 X_I (m) |
| 土砂(背面) | 27.010 | 1.850 | 0.000 | 0.000 |

| 位 置 | 水位より上の体積、重心位置 | |
|--------|---------------------------|----------------------|
| | 体 積 V_u (m^3) | 重心位置 X_u (m) |
| 土砂(背面) | 27.010 | 1.850 |

水位より上の体積

$$V_u = V - V_I$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_I \cdot X_I) / V_u$$

土砂による作用力

| 位 置 | 水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN) | 水位より下の重量 $W_I = V_I \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN) |
|--------|---|---|
| 土砂(背面) | $27.010 \times 18.000 = 486.180$ | $0.000 \times 19.000 = 0.000$ |

| 位 置 | 重量 W $W_u + W_I$ (kN) | 作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_I \cdot X_I) / W$ (m) |
|--------|-------------------------------|--|
| 土砂(背面) | 486.180 | 1.850 |

(3)自重集計

[1]地震時

| | 重 量 N_i (kN) | 作用位置 X_i (m) | モーメント $N_i \cdot X_i$ (kN.m) |
|------|----------------------|----------------------|------------------------------------|
| 軀 体 | 108.780 | 1.850 | 201.243 |
| 背面土砂 | 486.180 | 1.850 | 899.433 |
| 合 計 | 594.960 | — | 1100.676 |

5.2.3 土圧

[1]常時1

土圧は試行くさび法により求める。

| | | |
|-------------------|---------|--------------------------|
| 仮想背面の位置（つま先からの距離） | $x_p =$ | 7.000 m |
| | $y_p =$ | 0.000 m |
| 仮想背面の高さ | $H =$ | 8.500 m |
| 仮想背面が鉛直面となす角度 | $=$ | 0.000 ° |
| 背面土砂の単位体積重量 | $s =$ | 18.000 kN/m ³ |
| 背面土砂の内部摩擦角 | $=$ | 35.000 ° |
| 壁面摩擦角 | $=$ | 35.000 ° |
| すべり角の変化範囲 | $i =$ | 10.00 ° ~ 80.00 ° |

すべり角()に対する土砂重量(W) , 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000$ m

| すべり角 (°) | 土砂重量 W(kN) | | | | 土圧力 P (kN) |
|-------------|------------|-------|--------|---------|---------------|
| | 水位以上 | 水位以下 | 上載荷重 | 合計 | |
| 56.00 | 438.599 | 0.000 | 57.333 | 495.932 | 183.167 |
| 57.00 | 422.277 | 0.000 | 55.200 | 477.477 | 183.571 |
| 58.00 | 406.321 | 0.000 | 53.114 | 459.435 | 183.526 |

土圧力が最大となるのは、

$$= 57.00^\circ \text{ のとき } P = 183.571 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{477.477 \times \sin(57.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(57.00^\circ - 35.00^\circ - 0.000^\circ - 35.000^\circ)} \\
 &= 183.571 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(+) = 183.571 \times \cos(0.000^\circ + 35.000^\circ) = 150.373 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(+) = 183.571 \times \sin(0.000^\circ + 35.000^\circ) = 105.292 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{8.500}{3} = 2.833 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.833 = 2.833 \text{ m}$$

土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 105.292}{4.300} = 48.973 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重

P_v : 土圧の鉛直成分

L : かかと版の長さ

付け根から設計断面位置までの距離 $L_1 = 0.600 \text{ m}$

設計断面位置より後方の分布荷重作用幅 $L_2 = 3.700 \text{ m}$

設計断面位置の分布荷重強度 $p_d = \frac{p_v}{L} \cdot L_1 = \frac{48.973}{4.300} \times 0.600 = 6.833 \text{ kN/m}$

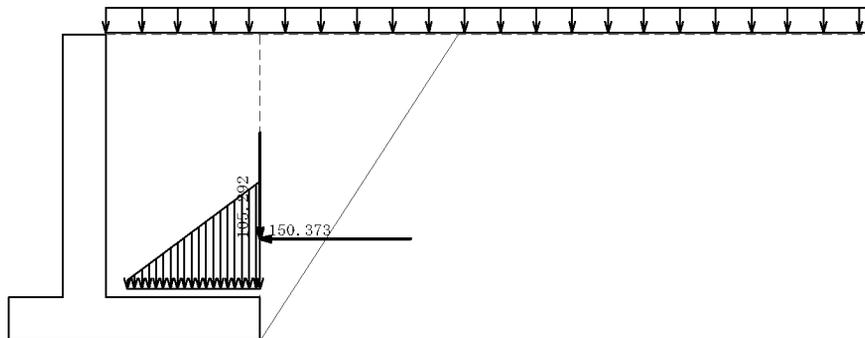
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (p_d + p_v) \cdot L_2 = \frac{1}{2} \times (6.833 + 48.973) \times 3.700 = 103.242 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = \frac{p_d + 2 \cdot p_v}{p_d + p_v} \cdot \frac{L_2}{3} = \frac{6.833 + 2 \times 48.973}{6.833 + 48.973} \times \frac{3.700}{3} = 2.316 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離） $x_p = 7.000 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ $H = 8.500 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度 $= 0.000^\circ$

背面土砂の単位体積重量 $s = 18.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角 $= 35.000^\circ$

地表面が水平面となす角度 $= 0.000^\circ$

地震時合成角 $= \tan^{-1}kH = \tan^{-1}0.24 = 13.496^\circ$

すべり角の変化範囲 $i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角()に対する土砂重量(W) , 土圧力(P)

水位 hw = 0.000 m

| すべり角 (°) | 土砂重量 W(kN) | | | | 土圧力 P (kN) |
|-------------|------------|-------|-------|---------|---------------|
| | 水位以上 | 水位以下 | 上載荷重 | 合計 | |
| 46.00 | 627.939 | 0.000 | 0.000 | 627.939 | 269.485 |
| 47.00 | 606.368 | 0.000 | 0.000 | 606.368 | 269.661 |
| 48.00 | 585.488 | 0.000 | 0.000 | 585.488 | 269.452 |

土圧力が最大となるのは、

$$= 47.00^\circ \text{ のとき } P = 269.661 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$P = \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{606.368 / \cos 13.496^\circ \times \sin(47.00^\circ - 35.00^\circ + 13.496^\circ)}{\cos(47.00^\circ - 35.00^\circ - 0.000^\circ - 17.500^\circ)}$$

$$= 269.661 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(+) = 269.661 \times \cos(0.000^\circ + 17.500^\circ) = 257.180 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(+) = 269.661 \times \sin(0.000^\circ + 17.500^\circ) = 81.089 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{8.500}{3} = 2.833 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.833 = 2.833 \text{ m}$$

土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 81.089}{4.300} = 37.716 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重

P_v : 土圧の鉛直成分

L : かかと版の長さ

付け根から設計断面位置までの距離 L₁ = 0.600 m

設計断面位置より後方の分布荷重作用幅 L₂ = 3.700 m

$$\text{設計断面位置の分布荷重強度 } p_d = \frac{p_v}{L} \cdot L_1 = \frac{37.716}{4.300} \times 0.600 = 5.263 \text{ kN/m}$$

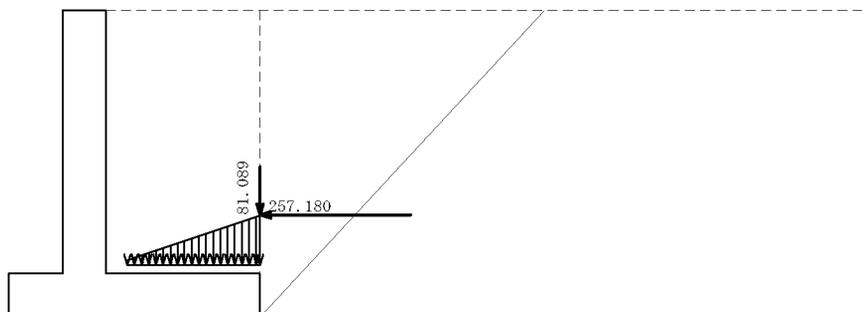
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (p_d + p_v) \cdot L_2 = \frac{1}{2} \times (5.263 + 37.716) \times 3.700 = 79.510 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = \frac{pd+2 \cdot pv}{pd+pv} \cdot \frac{L2}{3} = \frac{5.263+2 \times 37.716}{5.263+37.716} \times \frac{3.700}{3} = 2.316 \text{ m}$$

・土圧図



5.2.4 杭反力

鉛直力

$$N = (ni \cdot Pi)$$

作用位置

$$X = \frac{\sum ni \cdot Pi \cdot Xi}{\sum ni \cdot Pi}$$

ここに、

Pi : かかと版設計区間にある杭の鉛直反力

Xi : かかと版設計位置から杭位置までの距離

ni : 杭本数

[1]地震時

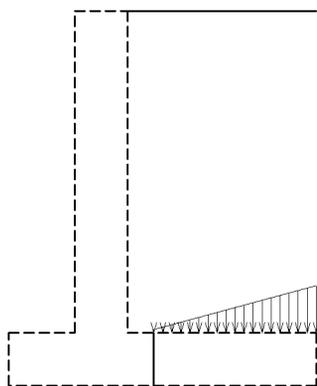
| 列番号 | 杭属性 | 杭位置までの距離 Xi (m) | 杭本数 ni | 杭反力 Pi (kN) | ni · Pi | ni · Pi · Xi |
|-----|-----|-----------------|--------|-------------|---------|--------------|
| 3 | 直 | -0.200 | 6 | 355.510 | 2133.06 | -426.61 |
| 4 | 直 | -1.700 | 6 | 197.173 | 1183.04 | -2011.16 |
| 5 | 直 | -3.200 | 6 | 38.836 | 233.02 | -745.65 |

<合計> ni · Pi = 3549.112
 ni · Pi · Xi = -3183.428

$$X = -3183.428 / 3549.112 = -0.897 \quad (\text{m})$$

5.2.5 断面力の集計

[1]地震時



| 項目 | N _i (kN) | X _i (m) | M = N _i · X _i (kN.m) |
|-----|------------------------|-----------------------|---|
| 自重 | 594.960 | 1.850 | 1100.676 |
| 土圧 | 79.510 | 2.316 | 184.118 |
| 杭反力 | -354.911 | 0.897 | -318.343 |
| 合計 | 319.559 | — | 966.451 |

5.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

$$a > 2.5d \text{ の場合 } S_h = S - \frac{M}{d'} \tan \theta$$

$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_h = S$$

ここに、

S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)

d' : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(N.mm)

θ : フーチング上面と水平面のなす角度, θ = 0.000 , tan θ = 0.000

a : せん断スパン(mm)

| 荷重状態(水位) | 有効高 d' (cm) | 2.5 · d | せん断スパン a (cm) | S (kN) | M (kN.m) | M/d' · tan θ | S _h (kN) |
|----------|-------------------|---------|---------------------|-----------|-------------|--------------|------------------------|
| 地震時 | 110.000 | 275.000 | > 209.696 | 319.559 | 966.451 | 0.000 | 319.559 |

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d'} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ_m : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)
- d' : 部材断面の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- S : 部材断面に作用するせん断力(N)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

- τ_{a1}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数
- C_{pt} : 引張主鉄筋比 P_t に関する補正係数
- C_{dc} : せん断スパン比に関する補正係数

| 荷重状態(水位) | せん断力 S_h (kN) | 有効高 d' (cm) | せん断応力度(N/mm ²) | | | 補正係数 | | |
|----------|--------------------|------------------|----------------------------|--------------------|--------------------|-------|----------|----------|
| | | | 計算値 | 許容値 τ_{a1} | 許容値 τ_{a2} | C_e | C_{pt} | C_{dc} |
| 地震時 | 319.559 | 110.000 | 0.291 | 0.689 | 2.850 | 0.99 | 1.07 | 1.77 |