

遮音壁の設計計算 サンプルデータ

出力例

SAMPLE6(直接基礎)

直接基礎のサンプルデータ

(NEXCO遮音壁標準図集No.17を参考)

目次

1章 設計条件	1
1.1 基本データ	1
1.2 形状	1
1.2.1 直壁部	1
1.2.2 支柱間隔	1
1.2.3 支柱鋼材諸元	2
1.2.4 遮音板諸元	2
1.3 基礎及び地盤条件	2
1.3.1 地盤	2
1.3.2 直接基礎	2
1.3.3 柱脚	2
1.4 荷重条件	3
1.5 許容値	3
2章 支柱の設計	4
2.1 荷重	4
2.1.1 遮音板風荷重	4
2.1.2 遮音板自重	4
2.1.3 支柱自重	4
2.1.4 土圧	5
2.1.5 荷重集計表	5
2.2 応力度照査	7
2.2.1 曲げ照査	7
2.2.2 せん断照査	7
2.2.3 横倒れ座屈照査	8
3章 直接基礎の設計	9
3.1 安定計算	9
3.1.1 基礎底面の作用荷重	9
3.1.2 鉛直支持に対する安定	10
3.1.3 転倒に対する安定	12
3.1.4 滑動に対する安定	12

1章 設計条件

保存ファイル名 : SAMPLE6(直接基礎).F7G

タイトル:

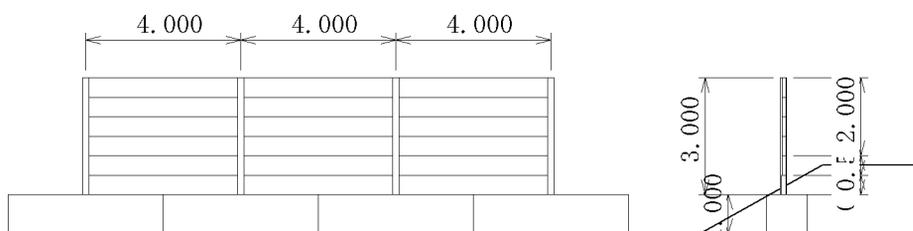
コメント:

1.1 基本データ

(1) 遮音壁形状 : 直壁タイプ

(2) 基礎タイプ : 直接基礎

構造図



1.2 形状

1.2.1 直壁部

(1) 支柱鋼材

No	支柱鋼材 No	支柱鋼材長 Lc(m)
1	2	3.000

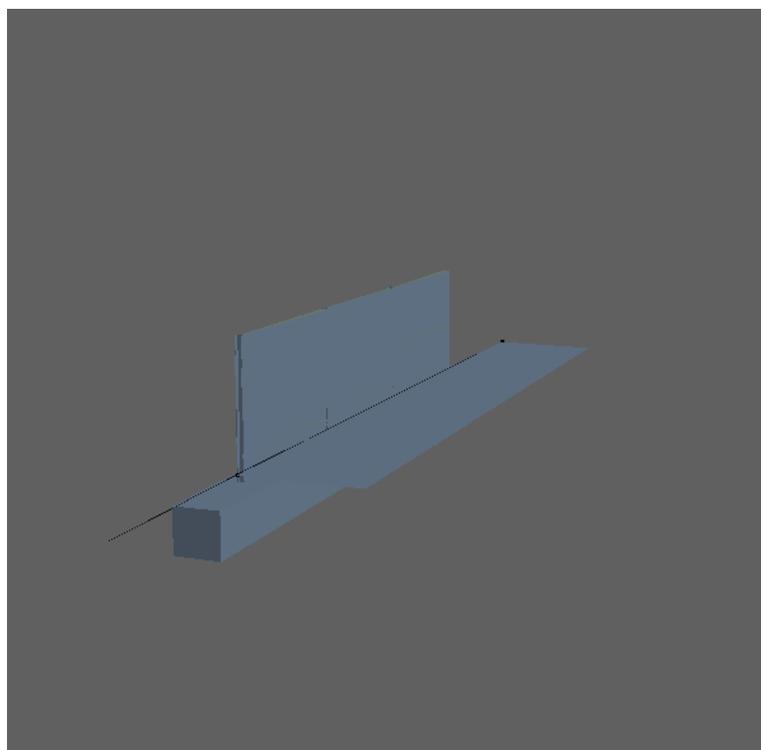
(2) 遮音板

基部の設置位置 : 0.000 (m)

No	遮音板 No	遮音板設置長 Lp(m)
1	1	0.500
2	2	0.500
3	4	2.000

1.2.2 支柱間隔

支柱間隔 : 4.000 (m)



1.2.3 支柱鋼材諸元

支柱鋼材番号： 2 (鋼材名： H - 150×150×7×10 [材質：SS400])

H (mm)	B (mm)	T1 (mm)	T2 (mm)	断面積A (cm ²)	単位重量W (kg/m)
150	150	7.0	10.0	39.65	31.1

Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Rx (cm)	Ry (cm)	Zx (cm ³)	Zy (cm ³)
1620	563	6.40	3.77	216	75

1.2.4 遮音板諸元

遮音板番号： 1 (遮音板名： コンクリート板(D=120))

高さH (mm)	厚さD (mm)	単位重量W (kg/m ²)
500	120	282.000

遮音板番号： 2 (遮音板名： コンクリート板(D=90))

高さH (mm)	厚さD (mm)	単位重量W (kg/m ²)
500	90	212.000

遮音板番号： 4 (遮音板名： 金属板(標準型式4m用))

高さH (mm)	厚さD (mm)	単位重量W (kg/m ²)
500	95	25.250

1.3 基礎及び地盤条件

1.3.1 地盤

(1) 地盤形状

支柱基部 X座標	X	-1.000 (m)
支柱基部 Y座標	Y	-0.750 (m)
斜面傾斜角		29.055 (度)

(2) 地盤物性値

単位体積重量		19.000 (kN/m ³)
せん断抵抗角		30.000 (度)
粘着力	c	0 (kN/m ²)
変形係数	Eo	28000 (kN/m ²)

1.3.2 直接基礎

断面方向基礎幅	B _f	1.050 (m)
軸方向基礎幅	L _f	4.000 (m)
基礎高	H _f	1.000 (m)
支柱位置	e	-0.075 (m)
単位体積重量		23.000 (kN/m ³)

1.3.3 柱脚

(1) 柱脚形式

橋脚形式：埋込み柱脚

1.4 荷重条件

支柱設計用風圧力	2.000 (kN/m ²)
風荷重の作用方向	外側 内側
土圧 作用方向	内側 外側
土圧 計算高(入力値)	1.000 (m)
土圧 斜面傾角(入力値)	0.000 (°)

1.5 許容値

(1) 支柱鋼材

材質	SS400	
許容圧縮応力度	sa (N/mm ²)	140.00
許容引張応力度	ta (N/mm ²)	140.00
許容せん断応力度	a (N/mm ²)	80.00
ヤング係数	Es × 10 ⁵ (N/mm ²)	2.00
せん断弾性係数	Gs × 10 ⁴ (N/mm ²)	7.70

(2) 割増し係数

荷重の組合せ	割増し係数
死荷重+土圧+風荷重	1.50

(3) その他

穿孔式アンカーボルトの引張安全係数 : 6.0
 重量の換算係数(kgf N) : 9.81

2章 支柱の設計

2.1 荷重

2.1.1 遮音板風荷重

$$H = P \times Ly \times X$$

$$M = H \times e$$

ここに,

P : 風荷重の荷重強度(kN/m²)

Ly : 遮音板鉛直長(m)

X : 支柱間隔(m)

e : モーメント距離(m)

M, N, H : 曲げモーメント(kN.m), 鉛直力(kN), 水平力(kN)

・遮音板風荷重一覧表

断面 No	P (kN/m ²)	Ly (m)	X (m)	e (m)	M (kN.m)	N (kN)	H (kN)
1	2.000	2.847	4.000	1.576	35.907	0.000	22.778

・遮音板風荷重集計表

断面 No	M (kN.m)	N (kN)	H (kN)
1	35.907	0.000	22.778

2.1.2 遮音板自重

$$N = W \times Lp \times X$$

$$M = N \times e$$

ここに,

Wp : 遮音板単位重量(kN/m²)

Lp : 遮音板の長さ(m)

X : 支柱間隔(m)

e : 張出し部の重心位置より支柱の中立軸までの距離(m)

M, N, H : 曲げモーメント(kN.m), 鉛直力(kN), 水平力(kN)

・直壁部遮音板自重一覧表

断面 No	遮音板 No	Wp (kN/m ²)	Lp (m)	X (m)	e (m)	M (kN.m)	N (kN)	H (kN)
1	4	0.2477	2.000	4.000	0.00000	0.000	1.982	0.000
	2	2.0797	0.500	4.000	0.00000	0.000	4.159	0.000
	1	2.7664	0.500	4.000	0.00000	0.000	5.533	0.000

・遮音板自重集計表

断面 No	M (kN.m)	N (kN)	H (kN)
1	0.000	11.674	0.000

2.1.3 支柱自重

$$N = Ws \times Ls$$

$$M = H \times e$$

ここに,

Ws : 鋼材の単位重量(kN/m)

Ls : 鋼材の長さ(m)

e : モーメント距離(m)

M, N, H : 曲げモーメント(kN.m), 鉛直力(kN), 水平力(kN)

・直壁部支柱自重一覧表

断面 No	鋼材 No	Ws (kN/m)	Ls (m)	e (m)	M (kN.m)	N (kN)	H (kN)
1	2	0.3051	3.000	0.00000	0.000	0.915	0.000

・支柱自重集計表

断面 No	M (kN.m)	N (kN)	H (kN)
1	0.000	0.915	0.000

2.1.4 土圧

・土圧係数

クーロン土圧（主動土圧）を考える。

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} = 0.3085$$

ここに、
 : 土のせん断抵抗角 = 30.000°
 : 地表面と水平面のなす角 = 0.000°
 : 壁背面と鉛直面のなす角 = 0.000°
 : 壁背面と土の間の壁面摩擦角 = 10.000°

水平力

$$H_w = K_A \times \frac{1}{2} \times \gamma \times y^2 \times X \times \cos \delta \quad (\text{kN})$$

鉛直力

$$N_w = K_A \times \frac{1}{2} \times \gamma \times y^2 \times X \times \sin \delta \quad (\text{kN})$$

モーメント

$$M_w = H_w \times \frac{y}{3} \quad (\text{kN.m})$$

ここに、
 : 土の単位重量 (kN/m³)
 y : 深度 (m)
 X : 支柱間隔 (m)
 M_w, N_w, H_w : 曲げモーメント(kN.m), 鉛直力(kN), 水平力(kN)

・土圧一覧表

断面 No	(kN/m³)	Ka	y (m)	X (m)	(度)	M (kN.m)	N (kN)	H (kN)
1	19.000	0.308	1.000	4.000	10.000	-3.848	2.035	-11.544

・土圧集計表

断面 No	M (kN.m)	N (kN)	H (kN)
1	-3.848	2.035	-11.544

2.1.5 荷重集計表

・断面 1 - 1 (照査位置: 支柱基部から 0.000 m)

項 目	M (kN.m)	N (kN)	H (kN)
風 荷 重	35.907	0.000	22.778
遮 音 板	0.000	11.674	0.000
支 柱	0.000	0.915	0.000
土 圧	-3.848	2.035	-11.544
合計	32.059	14.625	11.234

・集計表一覧

断面 No	M (kN.m)	N (kN)	H (kN)
1	32.059	14.625	11.234

2.2 応力度照査

2.2.1 曲げ照査

支柱鋼材の曲げ応力度は次式にて照査する。

$$\sigma_s = \frac{N \times 10^3}{A \times 10^2} + \frac{M \times 10^8}{Z \times 10^3} \leq \sigma_{sa}$$

ここに、

σ_{sa} : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

σ_s : 曲げ応力度 (N/mm²)

N : 鉛直力 (kN)

M : 曲げモーメント (kN.m)

A : 支柱鋼材の断面積 (cm²)

Z : 断面係数 (cm³)

断面 No	N (kN)	M (kN.m)	A (cm ²)	Z (cm ³)	s (N/mm ²)	sa (割増) (N/mm ²)	判定
1	14.625	32.059	39.65	216.00	152.1	210.0(1.50)	OK

2.2.2 せん断照査

支柱鋼材のせん断応力度は次式にて照査する。

$$\tau = \frac{H \times 10^3}{A_w} \leq \tau_a$$

ここに、

τ_a : 許容せん断応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

H : 水平力 (kN)

A_w : (h - t₂ × 2) × t₁ (mm²)

h, t₁, t₂ : 支柱鋼材断面形状(mm) 梁成, ウェブ厚, フランジ厚

断面 No	H (kN)	A_w (mm ²)	τ (N/mm ²)	τ_a (割増) (N/mm ²)	判定
1	11.234	910.00	12.3	120.0(1.50)	OK

2.2.3 横倒れ座屈照査

支柱鋼材の横倒れ座屈は次式にて照査する。

$$M_{\max cr} = \frac{q_{cr} \cdot L^2}{2}$$

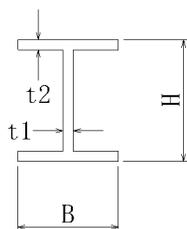
$$\eta = \frac{M_{\max cr}}{M} \geq \eta_a$$

ここに、

- η : 座屈安全率
- η_a : 許容座屈安全率
- M : 作用モーメント (kN.m)
- M_{max cr} : 最大曲げモーメント (kN.m)
- q_{cr} : 座屈荷重 (kN/m)

$$q_{cr} = \left(\frac{12.85}{L^3} \right) \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot J \cdot \left(1 + \frac{E \cdot I_w}{G \cdot J} \cdot \frac{\pi^2}{L^2} \right)}$$

- L_s : 支柱鋼材長 (m)
- E_s : ヤング係数 (N/mm²)
- G_s : せん断弾性係数 (N/mm²)
- J : 純ねじり定数
= { 2 · B · t₂³ + (H - 2 · t₂) · t₁³ } / 3 (mm⁴)
- I_w : そりねじり定数
= { t₂ · B³ · (H - t₂)² } / 24
- I_y : 弱軸廻りの断面2次モーメント
= { 2 · t₂ · B³ + (H - 2 · t₂)² · t₁³ } / 12



(1) 座屈荷重

断面 No	L _s (m)	J (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)	I _y (cm ⁴)	q _{cr} (kN/m)
1	3.000	11.486	27562.500	562.872	61.617

(2) 照査結果

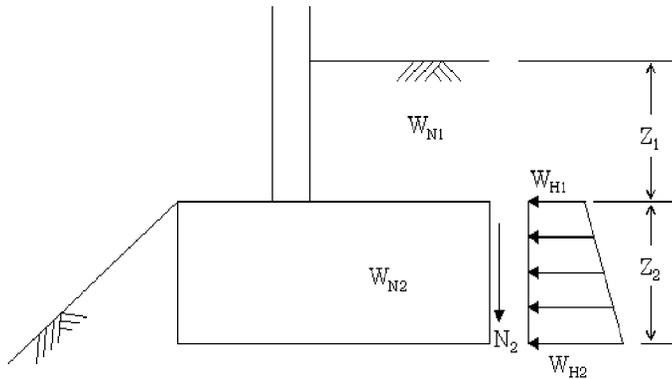
断面 No	M (kN.m)	M _{max cr} (kN.m)		a	判定
1	32.059	277.277	8.649	2.000	OK

3章 直接基礎の設計

3.1 安定計算

3.1.1 基礎底面の作用荷重

(1) 直接基礎に作用する土圧



・土圧係数

クーロン土圧(主働土圧)を考える。

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} = 0.3085$$

- ここに、
- ：土のせん断抵抗角 = 30.000°
 - ：地表面と水平面のなす角 = 0.000°
 - ：壁背面と鉛直面のなす角 = 0.000°
 - ：壁背面と土の間の壁面摩擦角 = 10.000°

・直接基礎に作用する土圧

$$\text{上載土荷重 } W_{N1} = \gamma_s \cdot Z_1 = 19.000 \cdot 1.000 = 19.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{土圧強度 } W_{H1} &= K_A \cdot \cos \theta \cdot Z_1 \cdot \gamma_s \\ &= 0.308 \cdot \cos 10.000^\circ \cdot 1.000 \cdot 19.000 = 5.772 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{土圧強度 } W_{H2} &= K_A \cdot \cos \theta \cdot (Z_1 + Z_2) \cdot \gamma_s \\ &= 0.308 \cdot \cos 10.000^\circ \cdot (1.000 + 1.000) \cdot 19.000 = 11.544 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{土圧鉛直力 } N_2 &= \frac{1}{2} \cdot \tan \delta \cdot (W_{H1} + W_{H2}) \cdot Z_2 \\ &= \frac{1}{2} \cdot \tan 10.000^\circ \cdot (5.772 + 11.544) \cdot 1.000 = 1.527 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに、 γ_s 、 γ_c ：土、躯体の単位体積重量 (kN/m³)

Z_1 ：土かぶり(m)

Z_2 ：躯体高さ(m)

$$\text{鉛直力 } V = 1.527 \times 4.000 + 19.000 \times 0.525 \times 4.000 = 46.006 \text{ (kN)}$$

$$\text{水平力 } H = (5.772 + 11.544) \times 1.000 \times 4.000 \div 2 = 34.631 \text{ (kN)}$$

(2) 躯体自重

$$\text{躯体自重 } W_{N2} = \gamma_c \cdot Z_2 = 23.000 \cdot 1.000 = 23.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{鉛直力 } V = 23.000 \times 1.050 \times 4.000 = 96.600 \text{ (kN)}$$

(3) 基礎底面に作用する荷重

基礎底面に作用する荷重は以下ようになる。

項 目	モーメント (kN.m)	鉛 直 力 (kN)	水 平 力 (kN)
支柱反力	32.059	14.625	11.234
水平力による偏心モーメント	11.234	-----	-----
鉛直力による偏心モーメント	-1.097	-----	-----
躯体自重	0.000	96.600	0.000
躯体に作用する土圧・上載土荷重	-----	46.006	-34.631
合計	42.196	157.231	-23.397

3.1.2 鉛直支持に対する安定

(1) 考え方

直接基礎の鉛直支持力に対する安定は、安全率 Q_u / V_b によって照査する。

$$\frac{Q_u}{V_b} \geq 2.0$$

ここに、

V_b : 基礎底面に作用する鉛直力 (kN)

Q_u : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

$$Q_u = A_e \left(\alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right)$$

c : 地盤の粘着力 = 0.000 (kN/m²)

q : 上載土荷重

$$q = \gamma_2 \times D_f = 17.944 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

D_f : 基礎の有効根入れ深さ = 0.944 (m)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位重量 = 19.000 (kN/m³)

A_e : 有効載荷面積 = 2.053 (m²)

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 = 0.513 (m)

B : 基礎幅 = 1.050 (m)

e_b : 荷重の偏心量 = 0.268 (m)

α, β : 基礎の形状係数 ($\alpha = 1.038$, $\beta = 0.949$)

κ : 根入れ効果に対する割増し係数

$$\kappa = 1 + 0.3 D_f' / B_e = 1.000$$

D_f' : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ = 0.000 (m)

N_c, N_q, N : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

$$(N_c = 22.644, N_q = 13.755, N = 8.713)$$

S_c, S_q, S : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$$(S_c = 1.000, S_q = 0.823, S = 1.000)$$

(2) 有効載荷面積

偏心が1方向の場合の有効載荷面積を考える。

・ 偏心率

$$e_b = M_b / V_b = 0.268 \text{ (m)}$$

ここに,

 e_b : 荷重の偏心率 (m)

 M_b : 基礎底面に作用するモーメント = 42.196 (kN.m)

 V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重 = 157.231 (kN)

・ 有効載荷幅

$$B_e = B - 2e_b = 0.513 \text{ (m)}$$

ここに,

 B_e : 基礎の有効載荷幅 (m)

 B : 断面方向の基礎幅 = 1.050 (m)

 e_b : 偏心率 = 0.268 (m)

・ 有効載荷面積

$$A_e = B_e \times D = 2.053 \text{ (m}^2\text{)}$$

ここに,

 A_e : 基礎の有効載荷面積 (m²)

 B_e : 基礎の有効載荷幅 = 0.513 (m)

 D : 軸方向の基礎幅 = 4.000 (m)

(3) 基礎の形状係数

$$= 1 + 0.3B_e / D_e = 1.038$$

$$= 1 - 0.4B_e / D_e = 0.949$$

ただし, $B_e / D_e > 1$ の場合, $B_e / D_e = 1$ とする。

$$B_e / D_e = 0.513 / 4.000 = 0.128$$

(4) 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

支持力係数は, 地盤のせん断抵抗角 及び荷重の傾斜 $\tan \theta$ から求める。

$$\text{地盤のせん断抵抗角} = 30.000$$

$$\text{基礎底面に作用する鉛直荷重 } V_b = 157.231 \text{ (kN)}$$

$$\text{基礎底面に作用する水平荷重 } H_b = 23.397 \text{ (kN)}$$

$$\text{荷重の傾斜 } \tan \theta = \frac{H_b}{V_b} = 0.149$$

支持力係数

$$N_c = 22.644$$

$$N_q = 13.755$$

$$N = 8.713$$

(5) 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$$S_c = (c^*)^\lambda = 1.000$$

$$S_q = (q^*)^\nu = 0.823$$

$$S_\gamma = (B^*)^\mu = 1.000$$

ここに,

λ, ν, μ : 寸法効果の程度を表す係数で, $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする。

$$c \cdot : c/c_o = 1.000 \quad (1 \leq c \cdot \leq 10)$$

c : 地盤の粘着力 = 0 (kN/m²)

c_o : 10 (kN/m²)

$$q \cdot : q/q_o = 1.794 \quad (1 \leq q \cdot \leq 10)$$

q : 上載土荷重 = 17.944 (kN/m²)

q_o : 10 (kN/m²)

$$B \cdot : B_e/B_o = 1.000 \quad (1 \leq B \cdot \leq 10)$$

B_e : 有効載荷幅 = 0.513 (m)

B_o : 1.00 (m)

(6) 結果

$$Q_u = A_e \left(\alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right) = 499.740 \text{ (kN)}$$

$$V_B = 157.231 \text{ (kN)}$$

$$\frac{Q_u}{V_B} = 3.178 \geq 2.0 \text{ (OK)}$$

3.1.3 転倒に対する安定

$$\text{許容偏心量 } e_{Ba} = \frac{B}{3} = 0.350 \text{ (m)}$$

$$\text{偏心量 } e_B = 0.268 \text{ (m)}$$

ここに,

B : 断面方向基礎幅 = 1.050 (m)

$e_B < e_{Ba}$ (OK)

3.1.4 滑動に対する安定

・基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力

$$H_u = C_b \cdot A_e + V_B \cdot \tan \delta_b = 94.339 \text{ (kN)}$$

ここに,

C_b : 基礎底面と地盤との間の付着力 = 0.000 (kN/m²)

A_e : 有効載荷面積 = 2.053 (m²)

V_B : 底面鉛直力 = 157.231 (kN)

$\tan \delta_b$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数 = 0.600

δ_b : 基礎底面と地盤との間の摩擦角

・基礎底面水平力

$$H_B = 23.397 \text{ (kN)}$$

・結果

$$\frac{H_u}{H_B} = 4.032 \geq 1.2 \text{ (OK)}$$