

(タイトル) ○○基礎検討書

件名： ○○設置工事

装置種別： ○○装置

(日付) ○○年○○月

--

§ 1. 一般事項	．．．．．	P. 2
1) 概要		
2) 構造計算方針・準拠基準		
3) 使用材料及び許容応力度		
§ 2. 設計条件	．．．．．	P. 3
1) 装置・基礎概略図		
2) 装置・基礎情報		
3) 地盤情報		
4) 地盤の許容応力度		
§ 3. 設計荷重の算出	．．．．．	P. 6
1) 鉛直荷重算出		
2) 水平荷重算出		
3) 転倒モーメント算出		
§ 4. アンカーボルトの検討	．．．．．	P. 9
§ 5. 転倒・滑動の検討	．．．．．	P. 10
1) 転倒の検討		
2) 滑動の検討（参考）		
§ 6. 接地圧の検討	．．．．．	P. 11
1) 長期接地圧の検討		
2) 短期接地圧の検討		
§ 7. フーチングの検討	．．．．．	P. 12
1) 使用鉄筋及び基礎形状により決まる定数		
2) フーチングに作用する荷重		
3) 下端筋側に作用する応力		
4) 上端筋側に作用する応力		
5) フーチングの断面検討		
6) コンクリートのせん断応力度		
7) 立ち上がり間フーチング（内側スパン）の検討		
§ 8. 立ち上がり部の検討	．．．．．	P. 16
1) 使用鉄筋及び立ち上がり部の形状により決まる定数		
2) 立ち上がり部に作用する荷重		
3) 立ち上がり部の断面検討		

§ 1. 一般事項

1) 概要

本書は、屋外に設置する設備機器を支持する下駄基礎（フーチング上に立ち上がりを2列設けた直接基礎）の構造安全性を検討したものである。

地震時に装置へ作用する水平力に対し、基礎の転倒、地盤の許容応力度に対する接地圧、アンカーボルトの引張・せん断を検討する。あわせて、フーチング及び立ち上がり部の主筋（曲げ・付着）およびコンクリートのせん断応力度について検討する。なお、滑動は基礎の根入れを考慮しない場合の参考値として示す。

2) 構造計算方針・準拠基準

- ・建築基準法・同施行令・規則・告示
- ・建築設備耐震設計・施工指針（一般財団法人 日本建築センター）
- ・建築基礎構造設計指針（日本建築学会）
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018年改定版（日本建築学会）

3) 使用材料及び許容応力度

基礎コンクリート	設計基準強度 (F_c)	21	[N/mm ²]
	単位重量 (γ_c)	24	[kN/m ³]

鉄筋・アンカーボルト

[単位：N/mm²]

種別 \ 許容応力度	長期					短期				
	圧縮	引張	せん断	付着		圧縮	引張	せん断	付着	
				上端	その他				上端	その他
コンクリート	7.00	—	0.70	1.40	2.10	14.00	—	1.05	2.10	3.15
SS400	157	157	90	—		235	235	135	—	
SD295	195	195	113	—		295	295	170	—	
SD345	215	195	132	—		345	345	199	—	
SUS304	137	137	78	—		205	205	118	—	

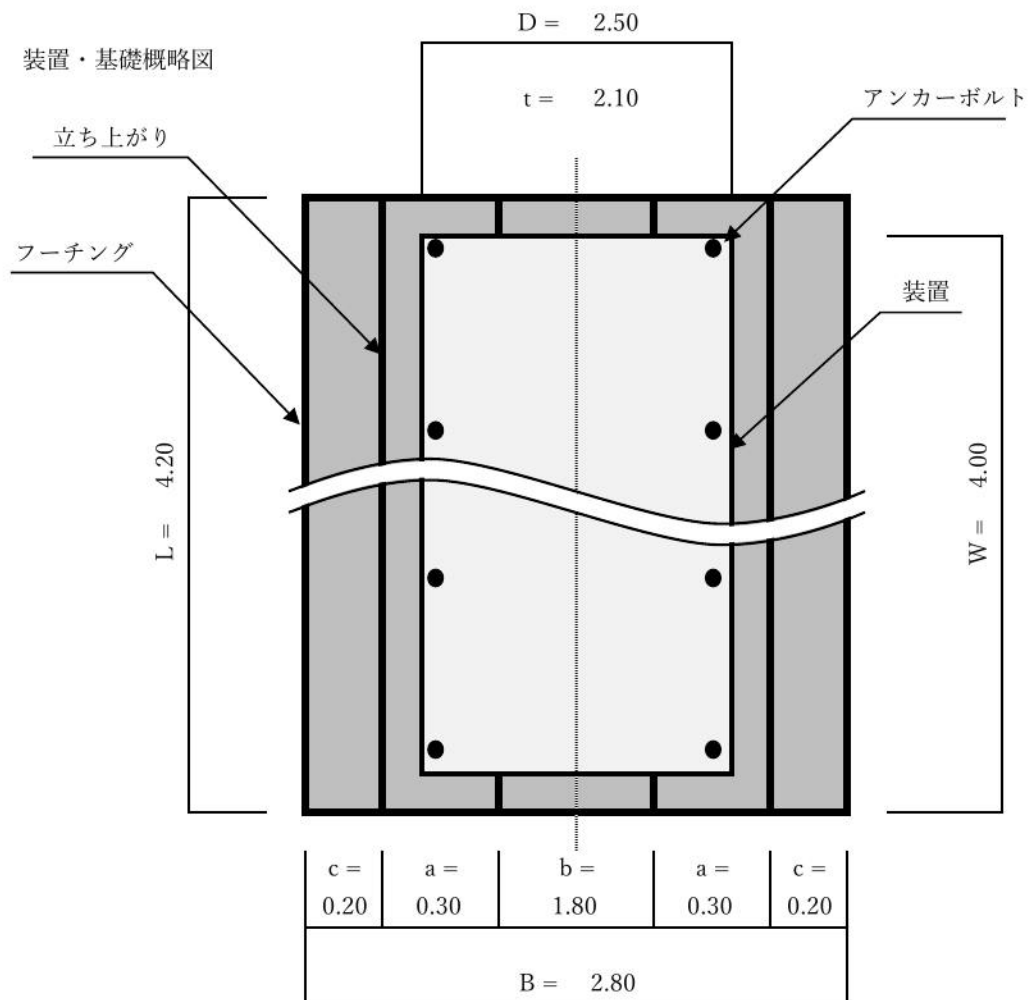
準拠規格一覧

- ・建築基準法施行令第91条、平成12年建設省告示第1450号
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018年版（日本建築学会）
- ・建築基準法施行令第90条、平成12年建設省告示第2464号
（一般鋼材式）（平成19年国土交通省告示第623号改正）
- ・JIS G3101、JIS G3112、JIS G4303、JIS G4321

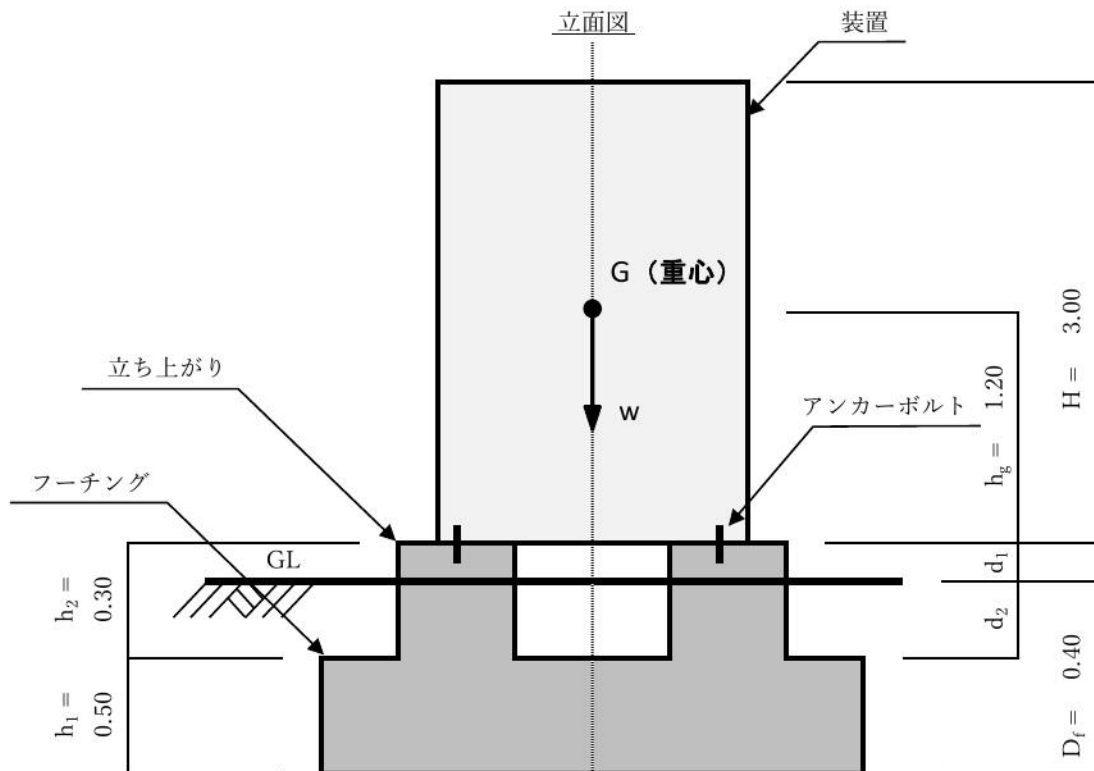
§2. 設計条件

平面図

1) 装置・基礎概略図



立面図



2) 装置・基礎情報

① 装置情報

装置幅（長辺）	W	4.00	[m]
装置幅（短辺）	D	2.50	[m]
装置高さ	H	3.00	[m]
重心高さ	h_g	1.20	[m]
機器重量	W_e	10.00	[kN]
架台重量	W_k	0.00	[kN]

② 基礎情報

フーチング幅（長辺）	L	4.20	[m]
フーチング幅（短辺）	B	2.80	[m]
底面積	A	11.76	[m ²]
立ち上がり幅	a	0.30	[m]
立ち上がり内法間隔	b	1.80	[m]
フーチング張出し	c	0.20	[m]
フーチング厚	h_1	0.50	[m]
立ち上がり高さ	h_2	0.30	[m]
根入れ深さ（GL－）	D_f	0.40	[m]
立ち上がり地上部	d_1	0.30	[m]
立ち上がり地中部	d_2	0.00	[m]

③ アンカーボルト

強度区分	SS400		
ボルトサイズ	ϕ	M12	
本数（片側）	n	4	[本]
間隔（短辺方向）	t	2.10	[m]

④ 鉄筋

種別	SD295		
フーチング下端筋	D13	@250	[mm]
フーチング上端筋	D13	@250	[mm]
立ち上がり主筋	D13	@250	[mm]
立ち上がり横筋	D13	@250	[mm]
かぶり	60		[mm]

3) 地盤情報

土質（告示第1113号）	砂質土地盤		
N値	10		
地下水位（GL－）	h_w	2.00	[m]
土の単位重量（底面下）	γ_1	16.0	[kN/m ³]
土の単位重量（底面上）	γ_2	16.0	[kN/m ³]

4) 地盤の許容応力度

国土交通省告示 第1113号 (一) 算定式 (1) 項の式より地盤の許容応力度を求める

① 地盤許容応力度算定式

- ・ 地盤の長期許容応力度 $[\text{kN/m}^2]$

$$q_{aL} = \frac{1}{3} \left(i_c + i_r \beta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q \right)$$

- ・ 地盤の短期許容応力度 $[\text{kN/m}^2]$

$$q_{aS} = \frac{1}{3} \left(i_c + i_r \beta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q \right)$$

D_f	0.00	[m]	基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ
	0	[倍]	地下水位を考慮する範囲 (基礎幅×X)
γ_1	0.00	$[\text{kN/m}^3]$	基礎荷重面よりある地盤の平均浮力密度
	0.000	$[\text{kN/m}^3]$	地盤面よりある地盤の平均浮力密度
γ_2	0.00	$[\text{kN/m}^3]$	基礎荷重面よりある地盤の平均浮力密度
	0.000	$[\text{kN/m}^3]$	地盤面よりある地盤の平均浮力密度

L	0.00	[m]	基礎底面形状が長方形の場合の長辺 [m]
B	0.00	[m]	基礎荷重面の短辺又は短径 [m]
α	0.00	形状係数	$\alpha = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$ $\beta = 0.8 - 0.2 \frac{B}{L}$
β	0.00		

地盤内部の摩擦角に応じて定まる支持力係数

ϕ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	40度以上
i_c	5.1	6.0	8.3	11.0	14.0	17.0	20.0	23.0	26.0	29.0
N_γ	0.0	0.1	0.4	1.1	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0
N_q	1.0	1.6	2.5	3.5	4.5	5.5	6.5	7.5	8.5	9.5

※中間の内部摩擦角は、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

i_c	24.525
N_γ	10.100
N_q	15.000

基礎底面形状が長方形の場合 (式11.11.1) 基礎幅より短くする場合は式11.11.2

$\frac{i_c, i_q}{i_r}$	0.00	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$	$i_r = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2$
i_r	0.00		
θ	0.00	基礎幅より短くする場合は基礎幅の1/2に相当する傾斜角	

国土交通省式	$\phi = 25.75^\circ$	地盤の摩擦角によって定められた内部摩擦角 [度]
ϕ	25.75	
C	0.0	基礎荷重面よりある地盤の粘着力 $[\text{kN/m}^2]$

粘性土の粘着力 (N値からの推定)

$$q_u = 12.25 \Rightarrow C = \frac{q_u}{2} = 6.125$$

② 地盤許容応力度算定結果

- ・ 地盤の長期許容応力度

$$q_{aL} = \frac{3}{3} = (1.3 + 8.27 \times 0.009 + 1.80 \times 0.0090 + 1.5 \times 14.00 + 8.80 \times 11.700)$$

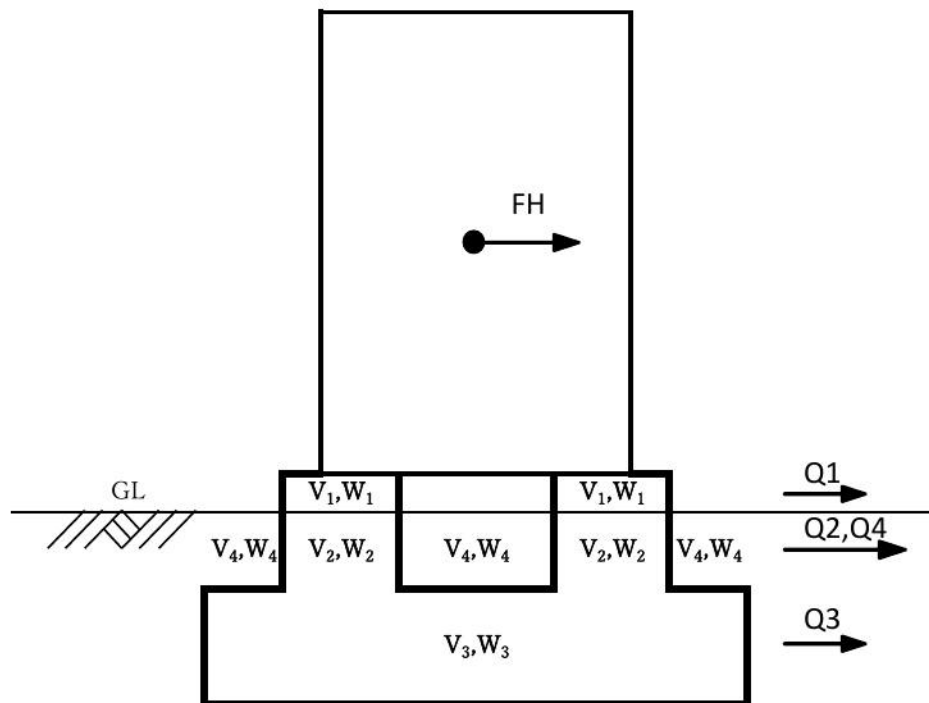
$$q_{aL} = 98.6 \quad \text{kg/cm}^2$$

- ・ 地盤の短期許容応力度

$$q_{aS} = \frac{3}{3} = (8.27 + 8.87 \times 0.009 + 8.80 \times 0.009 + 88.00 + 8.80 \times 11.700)$$

$$q_{aS} = 107.8 \quad \text{kg/cm}^2$$

§ 3. 設計荷重の算出



※ 装置の平面の重心位置は中央とし、装置及び基礎の短辺方向の地震力について検討する

地震力の条件

設計用水平震度（地上部）	$K_H = 0.4$	
設計用水平震度（地下部）	$K_u = 0.1$	
設計用鉛直震度	$K_V = K_H / 2$	$K_V = 0.2$ （アンカーボルト検討時使用）

1) 鉛直荷重算出

① 装置・基礎・埋め戻し土の重量

・装置重量 ($W_e + W_k$) $W_e + W_k = 20.20 \quad [kN]$

・コンクリート重量
(立ち上がり地上部)

$$W_1 = V_1 \times \gamma_c = 0.2750 \times 24.0 = 6.60 \quad [kN]$$

(立ち上がり地中部)

$$W_2 = V_2 \times \gamma_c = 0.000 \times 24.0 = 0.00 \quad [kN]$$

(フーチング)

$$W_3 = V_3 \times \gamma_c = 0.000 \times 24.0 = 0.00 \quad [kN]$$

・埋め戻し土重量
(フーチング上の埋め戻し土)

$$W_4 = V_4 \times \gamma_s = 0.000 \times 14.0 = 0.00 \quad [kN]$$

② フーチング底面に作用する荷重 (ΣW)

$$\Sigma W = W_e + W_k + W_1 + W_2 + W_3 + W_4 = 26.80 \quad [kN]$$

2) 水平荷重算出 (地震力)

① 基礎に掛かる水平荷重

・装置の地震荷重 (F_H)

$$F_H = H \times (W_e + W_k) = 0.4 \times 20.20 = 8.08 \quad [kN]$$

・立ち上がり地上部の地震荷重 (Q_1)

$$Q_1 = \alpha_H \times W_1 = 0.4 \times 6.60 = 2.64 \quad [kN]$$

・立ち上がり地中部の地震荷重 (Q_2)

$$Q_2 = \alpha_u \times W_2 = 0.1 \times 0.00 = 0.00 \quad [kN]$$

・フーチングの地震荷重 (Q_3)

$$Q_3 = \alpha_u \times W_3 = 0.1 \times 0.00 = 0.00 \quad [kN]$$

・埋め戻し土の地震荷重 (Q_4)

$$Q_4 = \alpha_u \times W_4 = 0.1 \times 0.00 = 0.00 \quad [kN]$$

② 水平荷重の合計

$$\Sigma Q = F_H + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 = 10.72 \quad [kN]$$

3) 転倒モーメント算出

① 長期転倒モーメント 作用しない

② 短期転倒モーメント

・各水平荷重の作用高さ（基礎底面から）

$y_e =$	$h_1 + h_2 + h_g$	$=$	3.000	[m]	（数値の値）
$y_1 =$	$h_1 + d_2 + d_1 / 2$	$=$	3.625	[m]	（点から土中や地盤面中心）
$y_2 =$	$h_1 + d_2 / 2$	$=$	3.000	[m]	（点から土中や地盤面中心）
$y_3 =$	$h_1 / 2$	$=$	0.625	[m]	（マース・ア・ポロ中心）
$y_4 =$	$h_1 + d_2 / 2$	$=$	3.000	[m]	（壁の中心から土中中心）

・基礎底面に作用する転倒モーメント（ ΣM ）

各水平荷重 × 基礎底面から水平荷重作用高さの合計

$M_e =$	$P_H \times y_e$	$=$	4.800	$\times$	3.000	$=$	14.400	[kNm]
$M_1 =$	$Q_{H1} \times y_1$	$=$	2.880	$\times$	3.625	$=$	10.530	[kNm]
$M_2 =$	$Q_{H2} \times y_2$	$=$	0.000	$\times$	3.000	$=$	0.000	[kNm]
$M_3 =$	$Q_{H3} \times y_3$	$=$	14.415	$\times$	0.625	$=$	9.009	[kNm]
$M_4 =$	$Q_{H4} \times y_4$	$=$	0.000	$\times$	3.000	$=$	0.000	[kNm]
$\Sigma M =$	$M_e + M_1 + M_2 + M_3 + M_4$	$=$				$=$	34.939	[kNm]

§4. アンカーボルトの検討

使用アンカーボルト

強度区分

ボルトサイズ

本数（片側）

間隔（短辺方向）

有効断面積

許容引張応力度（短期）

許容せん断応力度（短期）

SS400		
ϕ	M12	
n	4	[本]
t	7.00	[mm]
A_s	84.3	[mm ²]
f_t	278	[N/mm ²]
f_s	178	[N/mm ²]

1) せん断力の検討

- ・アンカーボルト 1 本当たりのせん断力（ Q_b ）

$$Q_b = F_H / n = 4.00 / 4 = 1.00 \quad [\text{kN}]$$

- ・アンカーボルトのせん断応力度（ τ ）

$$\tau = Q_b / A_s = 1.00 / 84.3 = 0.012 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\text{せん断応力度比 } \tau / f_s = 0.012 / 178 = 0.0001 \leq 0.05 \quad \text{OK}$$

2) せん断力と引拔力を同時に受けるボルトの検討

- ・装置底面に作用する転倒モーメント（ M_e' ） ※アンカーボルト検討時使用

$$M_e' = F_H \times h_g = 4.00 \times 1.00 = 4.00 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}]$$

- ・装置重量の鉛直地震荷重（ F_v ）

$$F_v = (F_e + W_k) \times \beta = 0.00 \times 0.5 = 0.00 \quad [\text{kN}]$$

- ・抵抗モーメント（ M_{er} ）

$$M_{er} = 1.00(F_e + W_k) \times F_v = 1.00 \times 0.00 = 0.00 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}]$$

- ・アンカーボルト 1 本当たりの引張力（ R_b ）

$$R_b = (M_e' - M_{er}) / n \times b$$

$$= 0.00 \quad [\text{kN}] \quad (\text{ボルトに引張力が生じない})$$

- ・アンカーボルト引張応力度（ σ_t ）

$$\sigma_t = R_b / A_s = 0.00 / 84.3 = 0.000 \quad [\text{N/mm}^2]$$

- ・せん断力と引拔力を同時に受けるボルトの引張応力度（ f_{ts} ）

$$\underline{f_{ts} = 1.4 \times f_t = 1.4 \times 278 = 389.2} \quad \underline{f_{ts} \leq f_t}$$

$$f_{ts} = 1.4 \times 0.00 = 1.4 \times 0.000 = 0.00 \quad [\text{N/mm}^2]$$

せん断力より

$$f_{ts} = 389.20 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\text{引張応力度比 } \sigma_t / f_s = 0.000 / 178 = 0.000 \leq 0.05 \leq 0.5 \quad \dots \text{OK}$$

3) アンカーボルト配置の確認

- ・ボルトが底面上に均等に分布している（仮定）

$$b = 1.00 \times 4 = 4.00 \times 0.025 = 0.10 \quad [\text{m}] \quad \dots \text{OK}$$

§ 5. 転倒・滑動の検討

1) 転倒の検討

- ・基礎底面に作用する短期転倒モーメント (ΣM)

$$\Sigma M = M_e + M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = 36.258 \quad [\text{MN}\cdot\text{m}]$$

- ・抵抗モーメント (M_r)

不利となる短辺方向の抵抗モーメントについて検討する

$$M_r = \Sigma M = 36 / 3 = 12.000 \quad \text{m} = 1.400 \quad \text{m} \times 8.57143 \quad [\text{MN}\cdot\text{m}]$$

- ・転倒に対する安全率 (F_m)

$$F_m = M_r / \Sigma M = 12.000 / 36.258 = 0.331 \quad \text{m} = 0.5 \quad \dots \quad \text{OK}$$

2) 滑動の検討 (参考)

- ・基礎にかかる水平力 (ΣQ)

$$\Sigma Q = F_H + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 = 45.83 \quad [\text{MN}]$$

- ・摩擦抵抗力 (R_h)

$$\mu = 0.40 \quad \text{基礎底面と地盤の摩擦係数}$$

$$R_h = \Sigma Q \times \mu = 18.332 \quad \text{m} = 0.40 \quad \text{m} \times 45.83 \quad [\text{MN}]$$

- ・滑動に対する安全率 (F_s)

$$F_s = R_h / \Sigma Q = 18.332 / 45.83 = 0.40 \quad \dots \quad \text{参考}$$

※ 滑動は参考値とし、総合判定には含めない。

(理由) 底面摩擦のみで算定し、根入れ部の地盤抵抗を考慮していないため。

§ 6. 接地圧の検討

1) 長期接地圧の検討

・長期接地圧 (σ_L)

$$\sigma_L = \frac{\text{重量}/\text{底面積}}{\text{底面積}} = \frac{340730}{34.27} = 9942 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \dots \text{OK}$$

(q_{aL})

2) 短期接地圧の検討

・地震時短辺方向（不利となる短辺方向について検討する）

・偏心距離 (e)、接地圧係数 (α)

$$e = \frac{\text{重心}/\text{底面積}}{\text{底面積}} = \frac{34.81}{34.27} = 1.017 \text{ [m]}$$

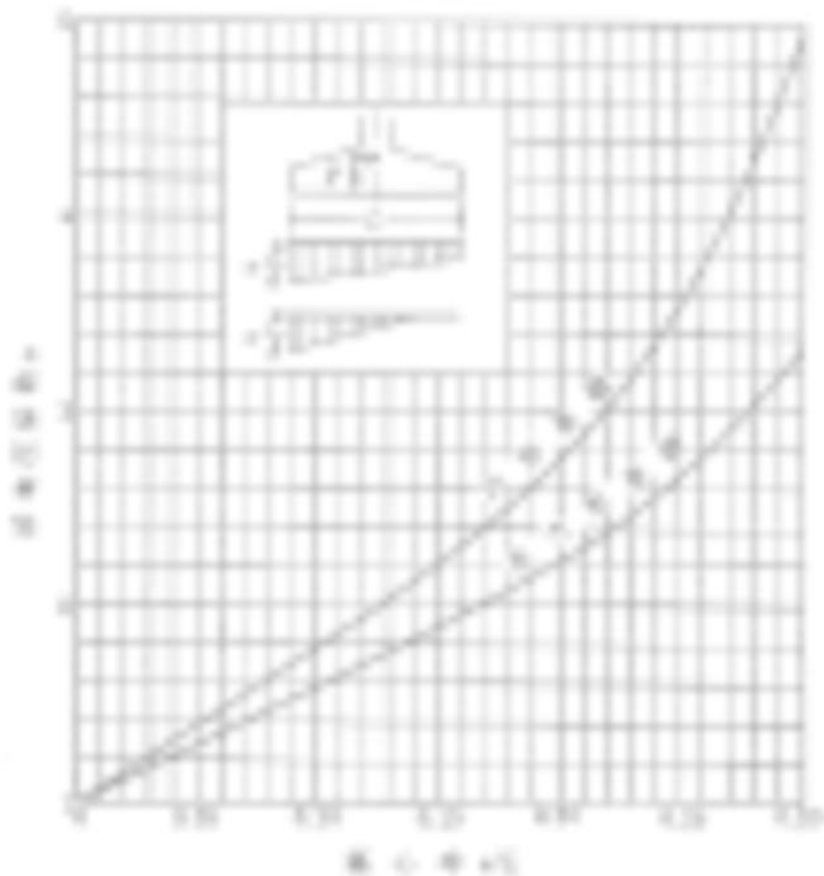
$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{e^2}{r^2}} = \frac{1}{1 + \frac{1.017^2}{0.5^2}} = 0.287$$

・短期接地圧 (σ_{s0})

$$\sigma_{s0} = \frac{\text{重量}/\text{底面積}}{\text{底面積}} = \frac{340730}{34.27} = 9942 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \dots \text{OK}$$

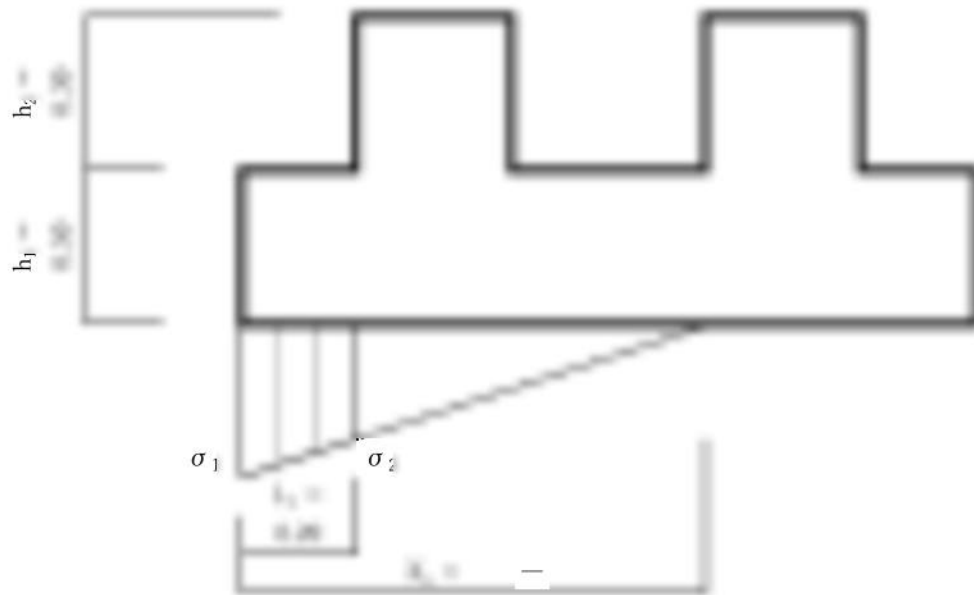
(q_{aS})

(表 1)



§7. フーチングの検討

調査は、基礎底の掘削面と中立軸方向に於て実施する。所定掘削深度（ h_1 、 h_2 ）は立ち上がり縁端から掘削面内縁距離、立ち上がり距離（ l_1 、 l_2 ）は立ち上がり位置から中立軸距離として、検討幅（ b_1 、 b_2 ）等について検討する。検討対象は主筋（曲げ・付着）およびコンクリートのせん断応力度のみとし、配力筋・ひび割れ・たわみの検討は対象外とする。下端筋は接地圧（フーチング自重・埋め戻し土重量を控除）による曲げに対し、上端筋は接地圧が作用しない状態でのフーチング自重・埋め戻し土重量による曲げに対して検討する。



1) 使用鉄筋及び基礎形状により決まる定数

・使用する鉄筋（下端筋 / 上端筋）	SD295	D13 @250 / D13 @250	
・圧縮縁端から中立軸までの距離	l_1	—	mm
・下端筋設計長さ	l_b	—	mm
・かぶり厚さ	d_c	—	mm
・付着長さ	l_b	$l_1 - d_c$	mm
・下端筋の有効せい高さ	d_{f1}	$l_1 - d_c - d_{b1} / 2$	mm
・下端筋算定時の応力中心距離	l_1	d_{f1}	mm
・上端筋の有効せい高さ	d_{f2}	$l_1 - d_c - d_{b2} / 2$	mm
・上端筋算定時の応力中心距離	l_2	d_{f2}	mm

2) フーチングに作用する荷重

- ・圧縮縁端における最大地盤反力（ σ_1 ）

$$\sigma_1 = 12.06 \text{ [N/cm}^2\text{]}$$

- ・立ち上がり外面位置における地盤反力（ σ_2 ）

$$\sigma_2 = 2.1 - (2.1 - 12.06) \times 1.1 / 2 = 2.71 \text{ [N/cm}^2\text{]}$$

- ・フーチング重量（ W_a ）、フーチング上の埋め戻し土重量（ W_b ）による荷重

$$W_a = b_1 \times \gamma_c = 12000 \text{ [N/cm}^2\text{]}$$

$$W_b = b_2 \times \gamma_s = 8000 \text{ [N/cm}^2\text{]}$$

3) 下端筋側に作用する応力

① モーメント (M_{f1})

$$M_{f1} = (w_1 - w_a - w_b) \times L_1^2 / 2 + (w_1 - w_2) \times L_1^2 / 2 \\ = (5.1 - 0.008 - 0.008) / 2 + (5.1 - 0.008) / 2 = 5.1 \quad [\text{KN}\cdot\text{m}] / \text{m}$$

② 接地圧によるせん断力 (Q_{f1})

$$Q_{f1} = (w_1 - w_a - w_b) \times L_1 + (w_1 - w_2) \times L_1 / 2 \\ = 5.1 \times 0.20 + 0.4 \times 0.20 / 2 = 1.04 \quad [\text{KN}] / \text{m}$$

$$\sigma_2 = W_a - W_b = 0.008 - 0.008 = 0.00 \quad [\text{KN/m}^2] \\ w_1 - w_2 = 0.008 - 0.008 = 0.0 \quad [\text{KN/m}^2]$$

4) 上端筋側に作用する応力

① モーメント (M_{f2})

$$M_{f2} = (w_a + w_b) \times L_1^2 / 2 \\ = (0.008 + 0.008) \times 0.20^2 / 2 = 0.00 \quad [\text{KN}\cdot\text{m}] / \text{m}$$

② フーチング自重・埋め戻し土重量によるせん断力 (Q_{f2})

$$Q_{f2} = (w_a + w_b) \times L_1 = (0.008 + 0.008) \times 0.20 = 0.00 \quad [\text{KN}] / \text{m}$$

5) フーチングの断面検討

① 下地質の検討 (1000mm² 以下、 σ_{b1} 以下は土圧 = 4.0 倍とする)

使用鉄筋 D13 埋め戻し $w_1 = 0.008 \quad [\text{KN/m}^2]$ (埋め戻し $w_b = 0.0 \quad [\text{KN/m}^2]$)

・付着の検討 [RC規準2018・16条]

$$\sigma_{t1} = M_{f1} / (A_{t1} \times d_b) = 0.00 \quad [\text{N/mm}^2]$$

σ_{t1} : 下端筋の存在応力度

$$\tau_{f1} = \sigma_{t1} \times d_b / (A_{t1} \times d_b) = f_{a1}$$

τ_{f1} : 下端筋の設計用付着応力度 (平均付着応力度)

f_{a1} : 許容付着応力度 (短期・その他の鉄筋) $f_{a1} = 0.00 \quad [\text{N/mm}^2]$

$$\tau_{f1} = 0.000 \leq 0.00 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{OK (OK 未満)} \quad \text{OK}$$

・必要鉄筋断面積 (A_{t1})

$$A_{t1} = \max \left(M_{f1} / (f_t \times J_1), \min (0.2\% \times b \times d_{f1}, \text{引張必要量}) \right)$$

f_t : 鉄筋の許容引張応力度 (短期) $f_t = 295 \quad [\text{N/mm}^2]$

引張必要量 (mm²) = $b \times d_{f1} \times 0.2\% = 4 \times 100.7 \times 0.2\% = 0.806 \quad [\text{mm}^2] / \text{m}$

$$M_{f1} / (f_t \times J_1) = 0.00000 / (295 \times 0.20^2) = 0.00 \quad \text{OK}$$

$0.2\% \times b \times d_{f1} = 0.806 \quad (b = 1000\text{mm (引張幅)})$

引張必要量 = 0.8

$$A_{t1} = 0.8 \leq 0.806 \quad [\text{mm}^2] / \text{m} \quad \text{OK (OK 未満)} \quad \text{OK}$$

⑤ 上端筋の検討 (寸法・材料・設計・耐力・耐力設計・耐力設計・耐力設計)

使用鉄筋 D13

断面距離 $d_b = 125.7$ [mm] 断面距離 $d_b = 125$ [mm]

・付着の検討 [RC規準2018・16条]

$$\sigma_{t2} = \frac{f_{t2}}{A_{t2}} = \frac{1.05}{1.05} = 1.05 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

σ_{t2} : 上端筋の存在応力度

$$\tau_{f2} = \sigma_{t2} \times d_b / 1.05 = 1.05 \times 125.7 = 131.985$$

τ_{f2} : 上端筋の設計用付着応力度 (平均付着応力度)

$$f_{a2} : \text{許容付着応力度 (短期・上端筋)} \quad f_{a2} = 1.05 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\tau_{f2} = 131.985 \text{ [N/mm}^2\text{]} < f_{a2} = 1.05 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{満足 (OK)}$$

・必要鉄筋断面積 (A_{t2})

$$A_{t2} = \max \left(\frac{f_{t2}}{f_t} \times J_2 \right), \max \left(\frac{f_{t2}}{f_t} \times J_2, \frac{f_{t2}}{f_t} \times J_2 \right)$$

f_t : 鉄筋の許容引張応力度 (短期) $f_t = 1.05$ [N/mm²]

$$\text{断面距離 } d_b = 125.7 \text{ [mm]} \quad \text{断面距離 } d_b = 125.7 \text{ [mm]} \quad \text{断面距離 } d_b = 125.7 \text{ [mm]}$$

$$\frac{f_{t2}}{f_t} \times J_2 = \frac{1.05}{1.05} \times 1.05 = 1.05 \text{ [mm}^2\text{]} > 0.4$$

$$\frac{f_{t2}}{f_t} \times J_2 = 1.05 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{断面距離 } d_b = 125.7 \text{ [mm]}$$

$$\frac{f_{t2}}{f_t} \times J_2 = 1.05$$

$$A_{t2} = 1.05 \text{ [mm}^2\text{]} > 0.4 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{満足 (OK)}$$

6) コンクリートのせん断応力度 (τ)

$$\tau = \frac{Q_f}{A_c} \times \frac{1}{1.05} \quad \text{断面距離 } d_b = 125.7 \text{ [mm]}$$

f_s : コンクリートの許容せん断応力度 (短期) $f_s = 1.05$ [N/mm²]

Q_f : せん断力最大値 $Q_f = 1.05$ [N/mm²] $\times 1.05 = 1.05$ [N/mm²]

$$\tau = \frac{1.05}{1.05} \times \frac{1}{1.05} = 1.05$$

$$\tau = 1.05 \text{ [N/mm}^2\text{]} < f_s = 1.05 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{満足 (OK)}$$

7) 立ち上がり間フーチング（内側スパン）の検討

立ち上がり間のフーチングは、両側の立ち上がりを支点とし地盤反力を受ける単純梁として安全側に検討する（※地盤反力係数 50kN/m²）。スパン中央以上端部が圧縮側となるため、①・②の上端筋を配筋する。

① 設計条件及び荷重

・内側スパン（立ち上がり内法間隔）	$l_3 = 3.00$ [m]	$a =$
・算定位置（圧縮側立ち上がり内面）	$x_2 = 0.5 \times 3.00 = 1.500$	$b =$
・同位置の地盤反力 ※	$r_2 = 50.0$	[kN/m ²]
・設計用荷重	$q = r_2 \times l_3 = \frac{a}{b} = 1.00$	[kN/m]

※地盤反力係数 50kN/m²、 $r_2 = 50.0$ [kN/m²]、 $x_2 = 1.500$ [m]、 $a/b = 1.00$

② 内側スパンに作用する応力

$$\begin{aligned} M_{f3} &= q \times l_3^2 / 8 \\ &= 50.0 \times 3.00^2 / 8 \times 1.00 = 5.625 \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] / \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{f3} &= q \times l_3 / 2 \\ &= 50.0 \times 3.00 / 2 \times 1.00 = 75.0 \quad [\text{kN}] / \text{m} \end{aligned}$$

③ 必要鉄筋断面積（ A_{t3} ） ※上端筋で負担

$$\begin{aligned} A_{t3} &= \max \left(\frac{M_{f3}}{f_t \times J_2}, \min \left(\frac{Q_{f3}}{f_t \times J_1}, \frac{Q_{f3}}{f_t \times J_2} \right) \right) \\ f_t : \text{鉄筋の許容引張応力度（短期）} \quad f_t &= 295 \quad [\text{N}/\text{mm}^2] \\ \text{鉄筋断面積} [\text{mm}^2] : a = A_{t3} \times 1.00 = 295.0 \quad [\text{mm}^2] / \text{m} \\ \frac{M_{f3}}{f_t \times J_2} &= \frac{5.625 \times 1000}{295 \times 1000000} = 1.907 \times 10^{-5} > \frac{Q_{f3}}{f_t \times J_1} = 0.0001 \\ \frac{Q_{f3}}{f_t \times J_2} &= \frac{75.0}{295 \times 1000000} = 2.542 \times 10^{-5} < \frac{Q_{f3}}{f_t \times J_1} = 0.0001 \\ \frac{Q_{f3}}{f_t \times J_1} &= 0.0001 \\ A_{t3} &= 295.0 > 0.0001 \quad [\text{mm}^2] / \text{m} \quad \text{標準仕様の鉄筋} : \text{〇〇本} \end{aligned}$$

④ コンクリートのせん断応力度（ τ_3 ）

$$\begin{aligned} \tau_{f3} &= \frac{Q_{f3}}{J_3} \times (1 + \beta_1 \beta_2), \quad \beta_1 = 1000000 \text{ (単位無し)} \\ f_s : \text{コンクリートの許容せん断応力度（短期）} \quad f_s &= 1.00 \quad [\text{N}/\text{mm}^2] \\ \tau_{f3} &= \frac{75.0}{1000000} \times (1 + 1000000) = 75.75 \\ &= 75.75 < 1.00 \quad [\text{N}/\text{mm}^2] \quad \text{標準仕様の鉄筋} : \text{〇〇本} \end{aligned}$$

§ 8. 立ち上がり部の検討

短期の短辺方向について、立ち上がり部をフーチング上端から立つ片持ち壁とみなし、基部を算定断面として検討する。このときの検討対象は、基礎の幅である F_H であり、立ち上がり部の幅は L_w で負担する。装置の転倒モーメントはアンカーボルトの偶力（軸力）で伝達するものとし、立ち上がり基部の曲げには算入しない。鉄筋はSD295とする。

1) 使用鉄筋及び立ち上がり部の形状により決まる定数

・使用する鉄筋（主筋）	SD295	D13	@ 250	
・鉄筋径	d_b	= 13		[mm]
・断面積	A_b	= 167.5		[mm ²]
・1m当たり本数（1000 / ピッチ）	n	= 4		[本]
・1m当たり鉄筋断面積	$n \times A_b$	= 670.0		[mm ²]
・立ち上がり壁厚	t_w	= 400		[mm]
・かぶり厚さ	d_c	= 50		[mm]
・有効せい高さ	d_w	= $t_w - d_c - d_b / 2$	= 307.5	[mm]
・応力中心距離	j_w	= d_w	= 307.5	[mm]
・付着長さ	l_b	= $d_b \times 4000 = 5200$	l_c	= 400 [mm]
・立ち上がり壁の全長	l_w	= 3075		[mm]
・ F_H の負担長さ ※	l_e	= 4000		[mm]

※ $l_e = 2 \times 4000$ (2倍) となるが、 l_b となる。

2) 立ち上がり部に作用する荷重

・立ち上がり基部のモーメント（ M_w ） ※単位幅 1m 当たり

$$M_w = F_H / 2 \times l_e = (Q_w \times (L_w / 2) + Q_c \times L_w) / 2 \times l_w$$

$$= (4000 \times (3075 / 2) + 1600 \times 3075) / (2 \times 3075)$$

$$= (1200000 + 4920000) / 6150 = 8400 \text{ [N} \cdot \text{mm]} / \text{m}$$

・立ち上がり基部のせん断力（ Q_w ） ※単位幅 1m 当たり

$$Q_w = F_H / 2 \times l_e = (Q_w \times L_w) / 2 \times l_w$$

$$= 1600 \times 3075 / 6150 = 786.7 \text{ [N]} / \text{m}$$

3) 立ち上がり部の断面検討

① 主筋の検討 (ピッチ 250 mm、有効長 $l_w = 4$ 単位する)

・必要鉄筋断面積 (A_{tw})

$$A_{tw} = \max \left(l_w / (f_t \times J_w) \right), \max \left(0.2\% \times l_w \times d_w \right) \quad (\text{単位は必要})$$

$$f_t : \text{鉄筋の許容引張応力度 (短期)} \quad f_t = 270 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\text{鉄筋断面積 } J_w = 4 \times J_0 = 4 \times 326.7 = 1306.8 \quad [\text{mm}^2] / \text{m}$$

$$l_w / (f_t \times J_w) = 1306.8 / (270 \times 1306.8) = 0.36$$

$$0.2\% \times l_w \times d_w = 0.002 \times 1306.8 \times 2000 = 5.23$$

$$\text{単位は必要} = 4$$

$$A_{tw} = 5.23 \quad [\text{mm}^2] / \text{m} \quad (\text{単位は必要}) \quad \text{OK}$$

・付着の検討 [RC規準2018・16条]

$$\sigma_{tw} = l_w / (1.6 \times A_0 \times J_w) = 0.6 \quad [\text{N/mm}^2]$$

σ_{tw} : 主筋の存在応力度

$$\tau_{fw} = \sigma_{tw} \times d_b / (0.7 \times l_b) \leq f_{a1}$$

τ_{fw} : 主筋の設計用付着応力度 (平均付着応力度)

$$f_{a1} : \text{許容付着応力度 (短期・その他の鉄筋)} \quad f_{a1} = 0.85 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\tau_{fw} = 0.64 \leq 0.85 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{単位は必要}) \quad \text{OK}$$

② コンクリートのせん断応力度 (τ_w)

$$\tau_w = V_w / (b \times J_w) \quad b = 1000 \text{ mm} \quad (\text{単位は必要})$$

$$f_s : \text{コンクリートの許容せん断応力度 (短期)} \quad f_s = 1.86 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\tau_w = 1.84 \leq 1.86$$

$$= 0.002 \leq 0.003 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{単位は必要}) \quad \text{OK}$$

③ 横筋 (せん断補強筋) の検討 (ピッチ 250 mm)

$$\text{使用鉄筋} \quad D13 \quad \text{鉄筋断面積 (単位は必要)} \quad A_w = 106.8 \quad [\text{mm}^2]$$

$$\text{・補強率 } \rho_w \text{ (％) の算定} \quad \rho_w = A_w / (l_w \times b \times t_w)$$

$$\rho_w : \text{最小せん断補強筋比} \quad \rho_w = 0.26 \quad [\%]$$

$$\rho_w = 106.8 / (1306.8 \times 250) = 0.033$$

$$= 0.0033 \quad [\text{mm}] \times 100 = 0.33 \quad [\%] \quad \text{--- OK}$$