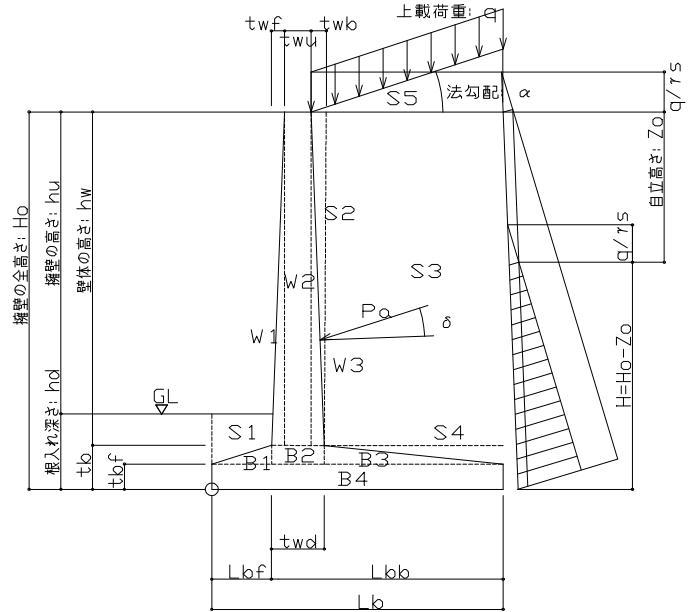


T型擁壁の設計 (***)宅

1 躯体寸法

tan α : 背面土勾配	0.00	
q : 上載荷重	7.00	[kN/m ²]
壁面		
Hu : 擁壁の高さ	1.60	[m]
Hd : 根入れ深さ	0.35	[m]
Ho : 擁壁の全高さ	1.95	[m]
hw : 壁部の高さ	1.75	[m]
twf : 擁壁前部の厚さ	0.00	[m]
twu : 擁壁頂部の厚さ	0.20	[m]
twb : 擁壁後部の厚さ	0.00	[m]
twd : 擁壁底部の厚さ	0.20	[m]
礎盤		
Lbf : 礎盤前部の長さ	0.00	[m]
Lbb : 礎盤後部の長さ	2.10	[m]
Lb : 礎盤全部の長さ	2.10	[m]
tbf : 礎盤先端の厚さ	0.20	[m]
tb : 礎盤元端の厚さ	0.20	[m]
構造躯体巾		
B : 考慮する擁壁の巾	1.00	[m]
: コンクリートの		
γc : 単位重量	24.0	[kN/m ³]
γs : 土の単位重量	16.0	[kN/m ³]
qa : 長期許容支持力度	50.0	[kN/m ²]
φB : 基礎底面の摩擦角	30.0	[°]



2 常時鉛直荷重 (固定荷重と積載荷重)

No	記号	名称		Wi [kN]	x [m]	wx [kN・m]
1	W1	擁壁前面	0.000 ÷ 2 × 1.750 × 24.0 × 1 × 1.000	0.00	0.000	0.00
2	W2	擁壁中央	0.200 × 1.750 × 1 × 24.0 × 1 × 1.000	8.40	0.100	0.84
3	W3	擁壁後部	0.000 ÷ 2 × 1.750 × 24.0 × 1 × 1.000	0.00	0.200	0.00
4	B1	礎版前斜部	0.000 ÷ 2 × 0.000 × 24.0 × 1 × 1.000	0.00	0.000	0.00
5	B2	礎版中央部	0.000 × 0.200 × 1 × 24.0 × 1 × 1.000	0.00	0.100	0.00
6	B3	礎版後斜部	0.000 ÷ 2 × 1.90 × 24.0 × 1 × 1.000	0.00	1.467	0.00
7	B4	礎版下部	0.200 × 2.100 × 24.00 × 1 × 1 × 1.000	10.08	1.050	10.58
8	S1	前部埋戻し	(0.150 + 0.150) ÷ 2 × 0.000 × 16.0 × 1.000	0.00	0.000	0.00
9	S2	背面土	0.000 ÷ 2 × 1.75 × 16.0 × 1 × 1.000	0.00	0.200	0.00
10	S3	背面土	1.900 × 1.750 × 1 × 16.0 × 1 × 1.000	53.20	1.150	61.18
11	S4	背面土	0.000 ÷ 2 × 1.90 × 16.0 × 1 × 1.000	0.00	1.467	0.00
12	S5	背面土	0.000 ÷ 2 × 1.90 × 16.0 × 1 × 1.000	0.00	1.150	0.00
13	q	上載荷重	7.000 × 1.900 × 1 × 1 × 1.000	13.30	1.467	19.51
合計				84.98		92.11

重心位置 $\bar{G}_x = 92.11 \div 85.0 = 1.084$ [m]

3 地震時水平荷重

水平震度: kh = 0.20 ただし地盤面以下は kh = 0.10 とする

No	記号	名称		Hi [kN]	y [m]	Hy [kN・m]
1	W1	擁壁前面	kh・W1	0.00	0.783	0.00
2	W2	擁壁中央	kh・W2	1.68	1.075	1.81
3	W3	擁壁後部	kh・W3	0.00	0.783	0.00
4	B1	礎版前斜部	0.1・B1	0.00	0.200	0.00
5	B2	礎版中央部	0.1・B2	0.00	0.200	0.00
6	B3	礎版後斜部	0.1・B3	0.00	0.200	0.00
7	B4	礎版下部	0.1・B4	1.01	0.100	0.10
8	S1	前部埋戻し	0.1・S1	0.00	0.350	0.00
9	S2	背面土	kh・S2	0.00	1.367	0.00
10	S3	背面土	kh・S3	10.64	1.075	11.44
11	S4	背面土	0.1・S4	0.00	0.200	0.00
12	S5	背面土	kh・S5	0.00	1.950	0.00
13	q	上載荷重	kh・q	2.66	1.950	5.19
合計				15.99		18.53

重心位置 $\bar{G}_y = 18.53 \div 15.99 = 1.159$ [m]

4 土圧係数

4-1 常時主働土圧係数

常時主働土圧係数は次式により算定する

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

ϕ : 裏込め土の内部摩擦角	30.00	[°]
δ : 壁背面と裏込め土との壁面摩擦角	20.00	[°]
θ : 壁背面と鉛直面とのなす角	0.00	[°]
α : 地表面と水平面とのなす角	0.00	[°]
γs : 背面土の単位体積重量	16.0	[kN/m ³]
c : 土の粘着力	0.0	[kN/m ²]

(土とコンクリート)
壁面摩擦角: δ の算定

Cの範囲	ϕ の範囲	δ
$c > 0$		0
$c = 0$	$\phi \leq 10^\circ$	0
	$10 < \phi < 30$	$\phi - 10$
	$\phi \geq 30$	20

$$\begin{array}{ll} \cos \theta = & 1.0000 \\ \phi - \theta = & 30.00 \quad \cos(\phi - \theta) = & 0.8660 \\ \theta + \delta = & 20.00 \quad \cos(\theta + \delta) = & 0.9397 \\ \phi + \delta = & 50.00 \quad \sin(\phi + \delta) = & 0.7660 \\ \phi - \alpha = & 30.00 \quad \sin(\phi - \alpha) = & 0.5000 \quad (\phi - \alpha) \leq 0 \text{ の時 () 内は 0 とする} \\ \theta - \alpha = & 0.00 \quad \cos(\theta - \alpha) = & 1.0000 \end{array}$$

$$K_a = \frac{0.7500}{0.9397 \times (1 + 0.4076)^2} = 0.297$$

背面に接する地表面から深さHにおける土圧: P_i は次式で算定する

$$P_i = K_a (\gamma \cdot H_i + q) - 2c\sqrt{K_a}$$

$$\begin{array}{ll} z_0 = 2c / \gamma s \cdot \tan(45^\circ + \phi / 2) = & 0.000 \text{ [m]} \\ H = H_0 - z_0 + q / \gamma s = & 2.388 \text{ [m]} \end{array}$$

	H_i [m]	$\gamma \cdot H_i$	q [kN/m ²]	$-2c\sqrt{K_a}$	P_i [kN/m ²]
最上部	0.000	0.00	7.00	0.00	2.08
最下部	1.950	31.20	7.00	0.00	11.36

$$P = 13.1 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{土圧の水平成分は } P_x = P \cos(\theta + \delta) = 12.31 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{土圧の鉛直成分は } P_y = P \sin(\theta + \delta) = 10.04 \text{ [kN/m]}$$

ただし鉛直成分は無視する

$$y = \frac{1}{3} \times \frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \times H_0 = 0.751 \text{ [m]}$$

$$M_0 = P_x \cdot y = 9.24 \text{ [kN} \cdot \text{m/m]}$$

4-2 地震時主働土圧係数

kv= 0.1

kh= 0.2

以上より、地震合成角：θ_oは

$$\theta_o = \tan^{-1} \frac{kh}{1-kv} = 12.53 \text{ [度]}$$

地震時土圧係数は次式により算定する

$$K_{Ae} = \frac{(1-kv) \cos^2(\phi - \theta - \theta_o)}{\cos \theta_o \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta_o + \theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha - \theta_o)}{\cos(\theta_o + \theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

(土とコンクリート)

地震時壁面摩擦角：δの算定

φ : 裏込め土の内部摩擦角	30.00	[°]
δ : 壁背面と裏込め土との壁面摩擦角	15.00	[°]
θ : 壁背面と鉛直面とのなす角	0.00	[°]
α : 地表面と水平面とのなす角	0.00	[°]

Cの範囲	φの範囲	δ
c=0	φ ≤ 10°	0
	10 < φ < 30	φ - 15
	φ ≥ 30	15

	cos θ _o =	0.9762
	cos θ =	1.0000
φ - θ - θ _o =	17.47	cos(φ - θ - θ _o) = 0.9539
θ _o + θ + δ =	27.53	cos(θ _o + θ + δ) = 0.8868
φ + δ =	45.00	sin(φ + δ) = 0.7071
φ - α - θ _o =	17.47	sin(φ - α - θ _o) = 0.3002 (φ - α - θ _o) ≤ 0の時()内は0とする
θ - α =	0.00	cos(θ - α) = 1.0000

$$K_{Ae} = \frac{0.819}{0.866 \times (1 + 0.489)^2} = 0.426$$

背面に接する地表面から深さHiにおける地震時土圧：P_{ei}は次式で算定する

$$P_{ei} = \left\{ \gamma \cdot Hi + \frac{\cos \theta}{\cos(\theta - \alpha)} \cdot (q) \right\} (1-kv) K_{Ae}$$

	Hi [m]	γ · Hi	q [kN/m ²]	-2c√Ka	P _{ei} [kN/m ²]
最上部	0.000	0.00	7.0	無視	2.69
最下部	1.950	31.20	7.0	無視	14.66

Pe = 16.9 [kN/m]

土圧の水平成分は P_{ex} = P_e cos(θ + δ + θ_o) = 15.00 [kN/m]

土圧の鉛直成分は P_{ey} = P_e sin(θ + δ + θ_o) = 5.08 [kN/m]

ただし鉛直成分は無視する

$$y = \frac{1}{3} \times \frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \times H = 0.751 \text{ [m]}$$

Mo = P_x · y = 11.26 [kN · m/m]

5 安定計算

5-1 滑動安全率の検討

・常時

$$\begin{aligned}\Sigma P &= 12.31 \times 1.000 = 12.3 \text{ [kN]} \\ \Sigma w &= 85.0 \quad \mu = \tan \phi B = 0.577 \\ \Sigma w \cdot \mu &= 49.1 \text{ [kN]} \\ S_s &= 49.1 \div 12.3 = 3.98 > 1.5 \text{ OK!}\end{aligned}$$

・地震時

$$\begin{aligned}\Sigma P_x &= 15.00 \times 1.000 = 15.0 \text{ [kN]} \\ \Sigma w_e &= 0.9 \Sigma w = 76.5 \\ \Sigma w_e \cdot \mu &= 44.2 \text{ [kN]} \\ S_s &= 44.2 \div 15.0 = 2.94 > 1.0 \text{ OK!}\end{aligned}$$

5-2 転倒安全率の検討

・常時

$$\begin{aligned}M_o &= 9.24 \text{ [kN} \cdot \text{m/m]} \\ M_r &= 92.1 \text{ [kN} \cdot \text{m/m]} \\ S_m &= 92.1 \div 9.24 = 9.97 > 1.5 \text{ OK!}\end{aligned}$$

・地震時

$$\begin{aligned}M_{eo} &= 29.79 \text{ [kN} \cdot \text{m/m]} \\ M_r &= 82.9 \text{ [kN} \cdot \text{m/m]} \\ S_m &= 82.9 \div 29.79 = 2.78 > 1.0 \text{ OK!}\end{aligned}$$

5-3 支持力応力度の検討

$$\begin{aligned}q_{al} &: \text{長期地耐力} & 50.0 \text{ [kN/m}^2\text{]} \\ q_{as} &: \text{短期地耐力} & 100.0 \text{ [kN/m}^2\text{]}\end{aligned}$$

・常時

$$\begin{aligned}\Sigma w &= 84.98 \\ \Sigma P &= 12.31 \\ M_o &= 12.31 \times 0.751 = 9.2 \text{ [kN} \cdot \text{m]}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}MR &= 85.0 \times 1.08 = 92.1 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \\ L_b &= 2.10 \text{ [m]}\end{aligned}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{MR - M_o}{\Sigma w} = 0.075 \text{ [m]} < L_b/6 = 0.35 \text{ [m]}$$

$$q'_{1/2} = \frac{\Sigma w}{L_b} \left(1 \pm \frac{6e}{L_b} \right) = \frac{49.1}{31.8} \text{ [kN/m}^2\text{]} < q_{al} \text{ OK!}$$

・地震時

$$\begin{aligned}\Sigma w_e &= 0.9 \Sigma w = 76.5 \\ P_e &= \text{地震時土圧} & 15.0 \times 1.00 &= 15.0 \text{ [kN]} \\ P_h &= \text{地震力} & &= 16.0 \text{ [kN]}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{oe} &= 15.0 \times 0.751 + 16.0 \times 1.159 = 29.8 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \\ M_{Re} &= 0.9 \times MR = 82.9 \text{ [kN} \cdot \text{m]}\end{aligned}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{MR - M_o}{\Sigma w} = 0.356 \text{ [m]} > L_b/6 = 0.350 \text{ [m]} \quad e \text{ が } L_b/6 \text{ を超えた!}$$

$$q'_{1/2} = \frac{\Sigma w}{L_b} \left(1 \pm \frac{6e}{L_b} \right) = \begin{aligned} &73.4 \text{ [kN/m}^2\text{]} < q_{as} \text{ OK!} \\ &-0.6 \text{ [kN/m}^2\text{]} < q_{as} \text{ OK!} \end{aligned}$$

e が Lb/6 を超える場合は以下の反力を用いる

$$\begin{aligned}x = L_b/2 - e &= 1.05 - 0.356 = 0.694 \text{ [m]} \\ q_{max} = 2 \Sigma w_e / 3x \cdot B &= 153.0 / 2.083 = 73.4 \text{ [kN/m}^2\text{]} < q_{as} \text{ OK!}\end{aligned}$$

6 断面設計

1. 使用材料

			長期			短期		
コンクリート F _c [N/mm ²]			f _c	f _s	f _a	f _c	f _s	f _a
21			7	0.7	1.4	14	1.05	2.1
鉄筋			f _t			f _t		
D16以下		SD295	195			295		
D19以上		SD345	225			345		

2. 擁壁壁体 (単位長さ 1.0 m について)

・常時 常時における作用力は土圧のみであるから

$$Q = \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot Ka \cdot y^2 - 2c \sqrt{Ka} y + q \cdot Ka \cdot y \right) \cos(\delta + \theta)$$

$$M = \left(\frac{1}{6} \gamma \cdot Ka \cdot y^3 - c \sqrt{Ka} y^2 + \frac{1}{2} q \cdot Ka \cdot y^2 \right) \cos(\delta + \theta)$$

断面算定表

(SD295として算定している)

位置	y	Q [kN]	M [kN・m]	t [cm]	d [cm]	j [cm]	at [cm ²]	φ [cm]	τ [N/mm ²]
頂部	0.00	0.0	0.00	20.0	13.0	11.4	0.00	0.00	0.000
	0.50	1.5	0.34	20.0	13.0	11.4	0.15	0.96	0.014
	1.00	4.2	1.72	20.0	13.0	11.4	0.78	2.63	0.037
	1.50	8.0	4.71	20.0	13.0	11.4	2.13	5.00	0.070
壁下部	1.75	10.3	6.99	20.0	13.0	11.4	3.15	6.45	0.090

・地震時 地震時における作用力は地震時土圧、躯体の地震力であるから

$$Q_e = \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot K_{ae} \cdot y^2 + q \cdot K_{ae} \cdot y \right) \cos(\delta + \theta + \theta_0) + kh(\sum W_i)$$

$$M_e = \left(\frac{1}{6} \gamma \cdot K_{ae} \cdot y^3 + \frac{1}{2} q \cdot K_{ae} \cdot y^2 \right) \cos(\delta + \theta + \theta_0) + kh(\sum W_i \cdot y_i)$$

$$\sum W_i = Q_{e1} + Q_{e2}$$

$$Q_{e1} = \gamma c \cdot twu \cdot y_i$$

$$Q_{e2} = \gamma c \cdot (twf + twb) / 2hw \cdot y_i^2 / 2$$

$$\sum W_i \cdot y_i = M_{e1} + M_{e2}$$

$$M_{e1} = \gamma c \cdot twu \cdot y_i^2 / 2$$

$$M_{e2} = \gamma c \cdot (twf + twb) / Hw \cdot y_i^3 / 6$$

応力表

位置	y	Q	Q _{e1}	Q _{e2}	M	M _{e1}	M _{e2}
頂部	0.00	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00
	0.50	2.1	2.4	0.0	0.46	0.60	0.00
	1.00	5.7	4.8	0.0	2.33	2.40	0.00
	1.50	10.8	7.2	0.0	6.38	5.40	0.00
壁脚部	1.75	13.9	8.4	0.0	9.46	7.35	0.00

断面算定表

(SD295として算定している)

位置	y	Q _e [kN]	M _e [kN・m]	t [cm]	d [cm]	j [cm]	at [cm ²]	φ [cm]	τ [N/mm ²]
頂部	0.00	0.0	0.0	20.0	13.0	11.4	0.00	0.00	0.000
	0.50	4.5	1.1	20.0	13.0	11.4	0.31	1.88	0.039
	1.00	10.5	4.7	20.0	13.0	11.4	1.41	4.38	0.092
	1.50	18.0	11.8	20.0	13.0	11.4	3.51	7.53	0.158
壁脚部	1.75	22.3	16.8	20.0	13.0	11.4	5.01	9.34	0.196

壁脚部の位置で

D16@ 200 とすると a₁= 1.99 [cm²]

φ₁= 5.00 [cm]

at= 9.95 > nat= 5.01 OK!

φ = 25.00 > nφ = 9.34 OK!

上部から1.50[m]の位置で

D16@ 300 とすると a₁= 1.99 [cm²]

φ₁= 5.00 [cm]

at= 6.63 > nat= 3.51 OK!

φ = 16.67 > nφ = 7.53 OK!

3. 趾版の検討 (爪先)

q2>q1の時のときの反力重心

$$x_i = \frac{1}{3} \times \frac{2q_1 + q_2}{q_1 + q_2} \times Lbf$$

q1>q2の時のときの反力重心

$$x_i = \frac{1}{3} \times \frac{q_1 + 2q_2}{q_1 + q_2} \times Lbf$$

・常時 単位巾について算定する (W=Wi/B)

応力表

部位	S1	B1	B4	Σ q	計	備考
W[kN]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
x _i [m]	0.000	0.000	0.000	0.000		
M[kN・m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	正は下端引張

断面算定表

位置	常時 q	x	Q[kN]	M[kN・m]	t[cm]	d[cm]	j[cm]	at[cm ²]	φ [cm]	τ [N/mm ²]
盤先端	49.12	0.00								
壁表端	49.12	0.00	0.00	0.00	20.0	13.0	11.4	0.00	0.00	0.000
盤後端	31.81	2.10								

・地震時 単位巾について算定する (W=0.9Wi/B)

応力表

部位	S1	B1	B4	Σ q	計	備考
W[kN]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
x _i [m]	0.000	0.000	0.000	0.000		
M[kN・m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	正は下端引張

断面算定表

位置	地震時 q	x	Q[kN]	M[kN・m]	t[cm]	d[cm]	j[cm]	at[cm ²]	φ [cm]	τ [N/mm ²]
盤先端	73.4	0.000								
壁表端	73.4	0.000	0.00	0.00	20.0	13.0	11.4	0.00	0.00	0.000
盤後端	-0.6	2.100								

壁表端で

D19@ 150 とすると a1= 2.87 [cm²]

φ 1= 6.00 [cm]

at= 19.1 > nat= 0.00 OK!

φ = 40.0 > nφ = 0.00 OK!

4. 踵版の検討 (かかと)

・常時 単位巾について算定する (W=Wi/B)

応力表

部位	B3	S4+S5	S3	q(載荷)	Σ q	計	備考
W[kN]	0.00	0.00	53.20	13.30	-75.32	-8.82	
x _i [m]	1.267	1.267	0.950	1.267	1.013		
M[kN・m]	0.00	0.00	50.54	16.85	-76.27	-8.88	正は上端引張

断面算定表

位置	常時 q	x	Q[kN]	M[kN・m]	t[cm]	d[cm]	j[cm]	at[cm ²]	φ [cm]	τ [N/mm ²]
盤先端	49.12	0.00								
壁裏端	47.47	0.20	8.821	-8.88	20.0	13.0	11.4	-4.00	3.69	0.078
盤後端	31.81	2.10								

・地震時 単位巾について算定する (W=0.9Wi/B)

応力表

部位	B3	S4+S5	S3	q(載荷)	Σ q	計	備考
W[kN]	0.00	0.00	47.88	11.97	-62.50	-2.65	
x _i [m]	1.267	1.267	0.950	1.267	0.628		
M[kN・m]	0.000	0.000	45.486	15.162	-39.232	21.416	正は上端引張

断面算定表

位置	常時 q	x	Q[kN]	M[kN・m]	t[cm]	d[cm]	j[cm]	at[cm ²]	φ [cm]	τ [N/mm ²]
盤先端	73.43	0.00								
壁裏端	66.38	0.20	2.651	21.42	20.0	13.0	11.4	6.38	1.11	#NAME?
3x	0.00	2.08								

壁裏端で

D19@ 150 とすると a1= 2.87 [cm²]

φ 1= 5.00 [cm]

at= 19.1 > 6.38 OK!

φ = 33.3 > 3.69 OK!