

目 次

件 名：

逆 T 型擁壁計算書 目次

(常 時)

.設計条件	・ ・ ・ ・ P1
.荷重計算	
1.荷重計算(自重:安定計算用)	・ ・ ・ ・ P2
2.荷重計算(自重:構造計算用)	・ ・ ・ ・ P3
3.荷重計算(土圧等)	・ ・ ・ ・ P4
.安定計算	
1.安定計算(滑動,転倒,支持力)	・ ・ ・ ・ P5
(極限支持力)	・ ・ ・ ・ P6
2.荷重図	・ ・ ・ ・ P7
-1.構造計算:たて壁	
1.断面力	・ ・ ・ ・ P8
2.鉄筋量及び応力度	・ ・ ・ ・ P9
3.鉄筋定着長	・ ・ ・ ・ P10
-2.構造計算:底版	
1.つま先版	・ ・ ・ ・ P11
2.かかと版(断面力)	・ ・ ・ ・ P12
3.かかと版(鉄筋量及び応力度)	・ ・ ・ P13

設計条件

1. 裏込土の諸量

土質：砂、砂礫
 土の単位重量(s) =20.00kN/m³
 剪断抵抗角() =35.0度
 壁面摩擦角(=2 /3)=23.33度
 粘着力(c) =0.00kN/m²

2. 根入れ地盤の諸量

根入れ地盤の土の単位重量(2) =18.00kN/m³
 根入れ地盤の剪断抵抗角() =25.0度
 根入れ地盤の粘着力(c) =0.00kN/m²
 根入れ地盤への根入れ深さ(Df) =2.5m

3. 支持地盤の諸量

支持地盤の土の単位重量(1) =19.00kN/m³
 支持地盤の剪断抵抗角() =35.0度
 支持地盤の粘着力(c) =0.00kN/m²
 支持地盤への根入れ深さ(Df') =0.6m
 許容鉛直支持力度(qa0) =300.00kN/m²
 擁壁底面と地盤間の摩擦係数(μ)=0.6
 擁壁底面と地盤間の付着力(Cb) =0.00kN/m²
 (場所打は、 = とする)

4. 荷重

(1) 自重

躯体 : 場所打ち
 コンクリートの単位重量(c)=24.50kN/m³
 擁壁形状(単位mm) : 図参照
 1) 擁壁のタイプ =逆T型擁壁
 2) たて壁前面勾配幅=142
 3) たて壁天端幅 =400
 4) たて壁背面勾配幅=258
 5) たて壁高さ =7,100
 6) つま先版幅 =1,200
 7) かかと版幅 =3,800
 8) 底版幅 =5,800
 9) 底版勾配厚 =200
 10) 底版厚 =700
 11) 型枠セット幅 =100
 12) ブロック長 =5,000

突起無し

(2) 背面土形状、載荷重、土圧

背面土形状: 平坦

載荷重

1) 載荷重強度 =10.00kN/m²

2) 載荷位置 =平坦部

雪荷重

1) 平坦部 =0.00kN/m²

2) 法面部 =0.00kN/m²

土圧等

載荷重等の扱い : 土塊に含み計算

たて壁設計用土圧 : 簡便法(逆算土圧係数)

仮想背面上の載荷重: 載荷有り

(3) 設計震度: 設計水平震度(Kh)=0.0

(4) その他の荷重

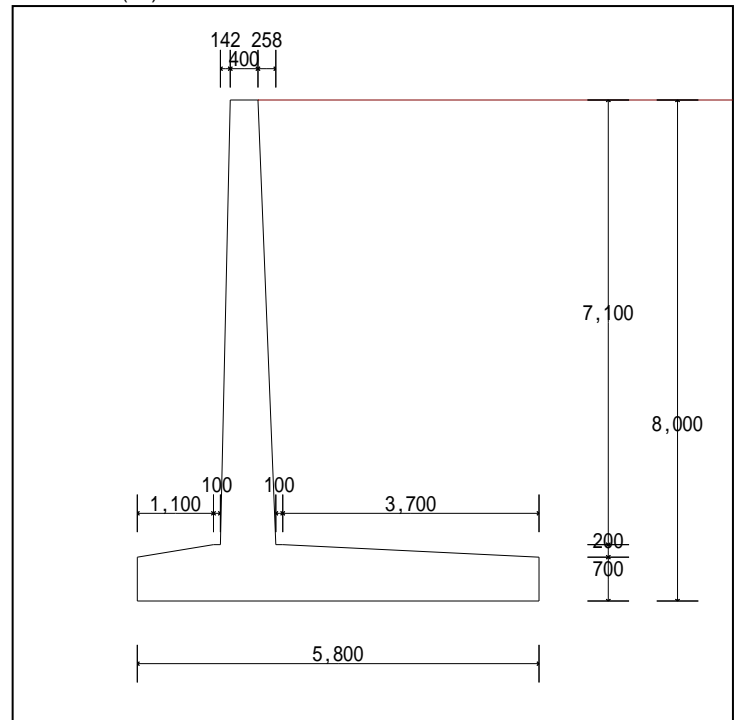
受働土圧 : なし

水圧(浮力): なし

風荷重 : なし

衝突荷重 : なし

擁壁外形図(mm)



5. 許容応力度

(1) コンクリート

設計強度 (ck) =24.00N/mm²
 圧縮応力度(ca) =8.00N/mm²
 引張応力度(cat) =0.00N/mm²
 剪断応力度(a1) =0.23N/mm²

(2) 鉄筋

引張応力度(sa) =160.00N/mm²
 付着応力度(o) =1.60N/mm²

6. 鉄筋かぶり

(1) たて壁部 =100mm

(2) 底版部 =110mm

Ce : 部材断面の有効高dの補正係数

d(mm)	300	1,000	3,000	5,000	10,000
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt : 軸方向引張鉄筋比Ptの補正係数

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

Cdc : 剪断力VとVcの比による割り増し係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
Cdc	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

-1. 荷重計算(自重:安定計算用)

荷重の計算

座標法により、荷重を求める。

図形の折点(0,1,2...i,i+1,...N)の各座標値を(x[i],y[i])とすると

A (断面積)

ly(y軸に関する断面1次モーメント)

lx(x軸に関する断面1次モーメント)

は、次式で求められる。

$$A = 1/2 \cdot (x_{i1} \cdot y_i - x_i \cdot y_{i1})$$

$$ly = -1/2 \cdot (y_{i1} - y_i) \{ x_i^2 + 1/3 \cdot (x_{i1} - x_i)(x_{i1} + 2 \cdot x_i) \}$$

$$lx = 1/2 \cdot (x_{i1} - x_i) \{ y_i^2 + 1/3 \cdot (y_{i1} - y_i)(y_{i1} + 2 \cdot y_i) \}$$

ここに

$$x_{i1} = x[i+1], \quad x_i = x[i]$$

$$y_{i1} = y[i+1], \quad y_i = y[i]$$

座標法による計算結果を下記に示す。

1. 躯体重量の計算

$$A \text{ (擁壁躯体面積)} = 9.00 \text{ m}^2$$

$$W \text{ (擁壁重量)} = c \cdot A = 220.50 \text{ kN}$$

$$ly \text{ (y軸の断面1次モーメント)} = 20.11 \text{ m}^3$$

$$lx \text{ (x軸の断面1次モーメント)} = 19.23 \text{ m}^3$$

$$x \text{ (図心)} = ly/A = 2.235 \text{ m}$$

$$y \text{ (図心)} = lx/A = 2.136 \text{ m}$$

2. 背面土重量の計算

$$A \text{ (背面土面積)} = 28.27 \text{ m}^2$$

$$W \text{ (背面土重量)} = \gamma \cdot A = 565.32 \text{ kN}$$

$$ly \text{ (y軸の断面1次モーメント)} = 108.66 \text{ m}^3$$

$$lx \text{ (x軸の断面1次モーメント)} = 125.53 \text{ m}^3$$

$$x \text{ (図心)} = ly/A = 3.844 \text{ m}$$

$$y \text{ (図心)} = lx/A = 4.441 \text{ m}$$

ここに

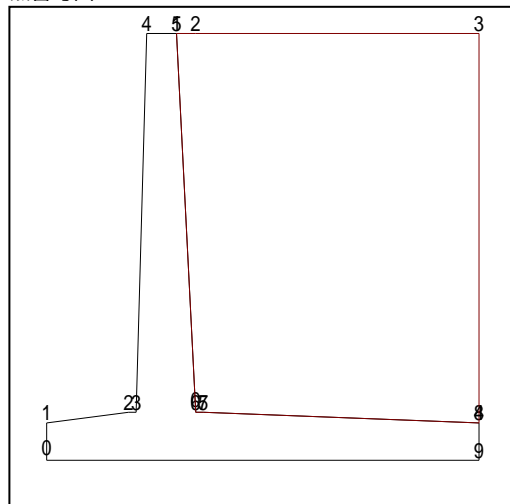
$$c \text{ (コンクリート単位重量)} = 24.50 \text{ kN}$$

$$s \text{ (土の単位重量)} = 20.00 \text{ kN}$$

表: 荷重座標一覧表

1. 躯体重量	座標x(m)	座標y(m)
0	0.000	0.000
1	0.000	0.700
2	1.100	0.900
3	1.200	0.900
4	1.342	8.000
5	1.742	8.000
6	2.000	0.900
7	2.100	0.900
8	5.800	0.700
9	5.800	0.000
2. 背面土重量	座標x(m)	座標y(m)
0	2.000	0.900
1	1.742	8.000
2	2.000	8.000
3	5.800	8.000
4	5.800	0.700
5	2.100	0.900

点番号図



-2. 荷重計算(自重:構造計算用)

座標法により、荷重を求める。

図形の折点(0,1,2...i,i+1,...N)の各座標値を(x[i],y[i])とすると

A (断面積)

I_y (y軸に関する断面1次モーメント)

は、次式で求められる。

$$A = 1/2 \cdot (x_{i1} \cdot y_i - x_i \cdot y_{i1})$$

$$I_y = -1/2 \cdot (y_{i1} - y_i) \{ x_i^2 + 1/3 \cdot (x_{i1} - x_i)(x_{i1} + 2 \cdot x_i) \}$$

ここに

$$x_{i1} = x[i+1], \quad x_i = x[i]$$

$$y_{i1} = y[i+1], \quad y_i = y[i]$$

W (重量)は、 $A \times$ (単位重量)である。

c(コンクリート単位重量) =24.50kN

(土の単位重量) =20.00kN

なお

(M)は、モーメント計算用を示す。

(S)は、剪断力計算用を示す。

座標法による計算結果を下記に示す。

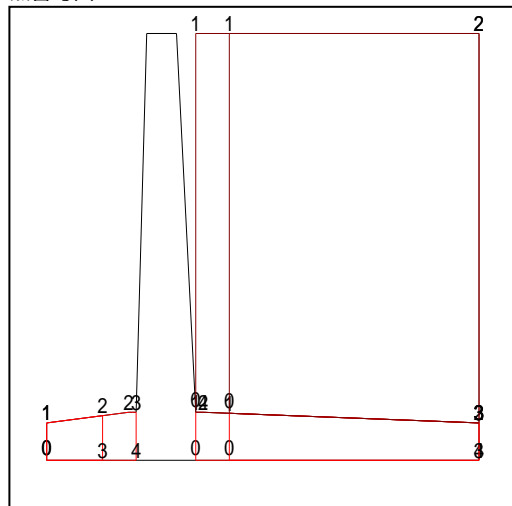
荷重計算結果一覧表

-	A(m2)	W(kN)	I_y (m3)	X(m)
1. つま先版(M)	0.97	23.77	0.61	0.626
2. つま先版(S)	0.58	14.12	0.22	0.386
3. かかと版(M)	3.05	74.72	11.65	3.819
4. かかと版(S)	2.65	64.88	10.75	4.061
5. 背面土(M)	27.35	547.00	106.91	3.909
6. 背面土(S)	24.15	483.03	99.80	4.132

表: 荷重座標一覧表

1. つま先(M)	座標x(m)	座標y(m)
0	0.000	0.000
1	0.000	0.700
2	1.100	0.900
3	1.200	0.900
4	1.200	0.000
2. つま先(S)	座標x(m)	座標y(m)
0	0.000	0.000
1	0.000	0.700
2	0.750	0.836
3	0.750	0.000
3. かかと(M)	座標x(m)	座標y(m)
0	2.000	0.000
1	2.000	0.900
2	2.100	0.900
3	5.800	0.700
4	5.800	0.000
4. かかと(S)	座標x(m)	座標y(m)
0	2.450	0.000
1	2.450	0.881
2	5.800	0.700
3	5.800	0.000
5. 背面土(M)	座標x(m)	座標y(m)
0	2.000	0.900
1	2.000	8.000
2	5.800	8.000
3	5.800	0.700
4	2.100	0.900
6. 背面土(S)	座標x(m)	座標y(m)
0	2.450	0.881
1	2.450	8.000
2	5.800	8.000
3	5.800	0.700

点番号図



-3. 荷重計算(土圧等)

1. 土圧計算

土圧は試行くさび法により求める。

最大土圧(Pa)は、次式で求める。

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\theta) - c \cdot L \cdot \cos(\theta)}{\cos(\theta)} = 195.11 \text{ kN}$$

q(載荷重) = 10.00 kN/m²
(すべり角)を変化させ、最大土圧を求める。
計算結果は、下記のとおり。(図参照)

W (すべり土塊の重量) = 374.78 kN
(すべり角) = 62.50 度
(背面土剪断抵抗角) = 35.00 度
(壁面が鉛直となす角) = 2.08 度
(安定計算時 傾角) = 0 度
(壁面摩擦角) = 0.00 度
c (粘着力) = 0.00 kN/m²
L (滑り面長) = 9.019 m
Ph(水平土圧) = Pa · cos = 195.11 kN
Pv(鉛直土圧) = Pa · sin = 0.00 kN
y(水平土圧の作用点) = 2.667 m
x(鉛直土圧の作用点) = 5.800 m

2. その他の荷重

受働土圧(Pp) : なし

水圧 : なし

風荷重 : なし

衝突荷重 : なし

浮力 : なし

すべり角～土圧図

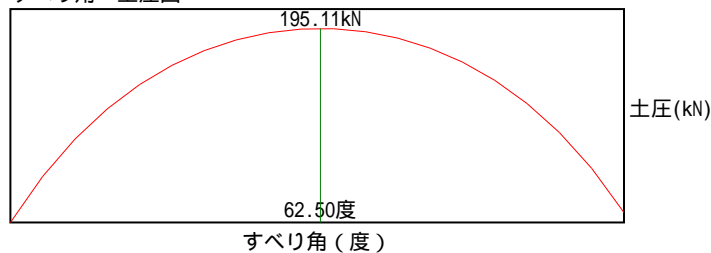


表: 荷重一覧

区分	鉛直力V	水平力H	作用点x	作用点y	E=V・x	E=H・y
躯体重量	220.50kN	0.00kN	2.235m	2.136m	492.80kNm	0.00kNm
背面土	565.32kN	0.00kN	3.844m	4.441m	2,173.29kNm	0.00kNm
載荷重	40.58kN	---	3.771m	---	153.03kNm	---
主働土圧	0.00kN	195.11kN	5.800m	2.667m	0.00kNm	520.30kNm
受働土圧	---	---	---	---	---	---
水圧	---	---	---	---	---	---
浮力	---	---	---	---	---	---
風荷重	---	---	---	---	---	---
衝突荷重	---	---	---	---	---	---
合計	826.40kN	195.11kN	---	---	2,819.12kNm	520.30kNm

-1. 安定計算

1. 滑動に対する安定

滑動に対する安全率(F_s)は、次式で求める。

$$F_s = \frac{V_o \cdot \mu + C_b \cdot B_e}{H_o} = 2.54$$

ここに

V_o (擁壁底面における全鉛直荷重)	=826.40kN
H_o (擁壁底面における全水平荷重)	=195.11kN
μ (擁壁底面と地盤の間の摩擦係数)	=0.60
C_b (擁壁底面と地盤の間の付着力)	=0.00kN/m ²
B_e (有効載荷幅)	=5.563m
(偏心距離>0なら、有効載荷幅=底版幅(B)-2×偏心距離(e))	
(偏心距離<0なら、有効載荷幅=底版幅(B)とする)	

安全率 F_s は1.5を下回ってはならない。

判定：OK(F_s 1.5)

2. 転倒に対する安定計算

擁壁底面つま先から合力 R の作用点までの距離(d)は、次式で求める。

$$d = \frac{M_r - M_o}{V_o} = 2.782\text{m}$$

ここに

M_r (擁壁底面つま先回りの抵抗モーメント)	=2,819.12kNm
M_o (擁壁底面つま先回りの転倒モーメント)	=520.30kNm
V_o (擁壁底面における全鉛直荷重)	=826.40kN
合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離(e)は、次式で求める。	
$e = B/2 - d$	=0.118m

転倒に対する安定条件として、合力 R の作用点は常時は底版中央の底版幅1/3の範囲内になければならない。

すなわち、偏心距離(e)は、式 $|e| \leq B/6$ を満足しなければならない。

$$|e| \leq B/6 = 0.967\text{m}$$

判定：OK(中央1/3以内)

3. 支持地盤の支持力に対する安定

地盤反力度(q)は、次式で求める。

$$q_1, q_2 = \frac{V_o}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

q_1 (つま先での地盤反力度)	=159.91kN/m ²
q_2 (かかとでの地盤反力度)	=125.05kN/m ²

ここに

V_o (擁壁底面における全鉛直荷重)	=826.40kN
B (擁壁の底版幅)	=5.800m
e (偏心距離)	=0.118m

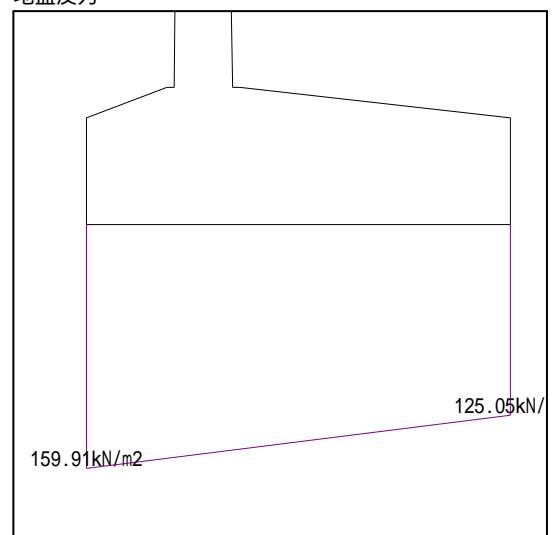
q_1, q_2 は次式を満足しなければならない。

$q_1, q_2 \leq q_{a0}$ (地盤の許容鉛直支持力度)=300kN/m²

判定：OK(許容鉛直支持力度内)

q_1 (つま先での地盤反力度)	q_{a0} (=300kN/m ²)
q_2 (かかとでの地盤反力度)	q_{a0} (=300kN/m ²)

地盤反力



-1. 安定計算(極限支持力)

4. 鉛直支持力の照査

極限支持力の計算

極限支持力度(q_u)は、次式で求める。

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \frac{1}{2} \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot e \cdot N_b \cdot S_b = 791.74 \text{ kN/m}^2$$

ここに

q_u (偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力度)	=791.74kN/m ²
1(支持地盤の土の単位重量)	=19.00kN/m ³
2(根入れ地盤の土の単位重量)	=18.00kN/m ³
(ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。)	
D_f (基礎の有効根入れ深さ)	=2.500m
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)	=0.600m
c (支持地盤の粘着力)	=0.00kN/m ²
q (上載荷重)	= $2 \cdot D_f$ =45.00kN/m ²
B (偏心を考慮した基礎の有効載荷幅)= $B - 2 \cdot e_B$	=5.563m
B (基礎幅)	=5.800m
e_B (荷重の偏心量)	=0.118m
(基礎の形状係数= $1+0.3 \cdot B_e/L$)	=1.30
(基礎の形状係数= $1-0.4 \cdot B_e/L$)	=0.60
L (ブロック長:伸縮目地間隔)	=5.000m
($B_e/L > 1$ の場合は, $B_e/L = 1$ とする)	
(根入れ効果に対する割増し係数= $1+0.3 \cdot D_f' / B_e$)	=1.032
N_c, N_q, N_b (荷重の傾斜を考慮した支持力係数)	
地盤の剪断抵抗角 および荷重の傾斜($\tan \alpha$)から求められる。	
N_c	=27.5
N_q	=19.7
N_b	=13.3
(支持地盤の剪断抵抗角)	=35.0度
$\tan \alpha$ (荷重の傾斜) = H_B / V	=0.236(=13.3度)
H_B (基礎底面に作用する水平力)	=195.11kN
V (基礎底面に作用する鉛直力)	=826.40kN
S_c, S_q, S_b (支持力係数の寸法効果に関する補正係数)	
$S_c = c'^{\lambda}$	=1.000
$S_q = q'^{\lambda}$	=0.606
$S_b = B'^{\lambda}$	=0.564
λ, μ (寸法効果の程度を表す係数)= -1/3	
$c' = c/10$	=1.000 (但し, $c' \geq 10$)
$q' = q/10$	=4.500 (但し, $q' \geq 10$)
$B' = B/1$	=5.563 (但し, $B' \geq 1$)

鉛直地盤反力度は、次式を満足しなければならない。

$$\frac{V_o}{B_e} \geq \frac{q_u}{n}$$

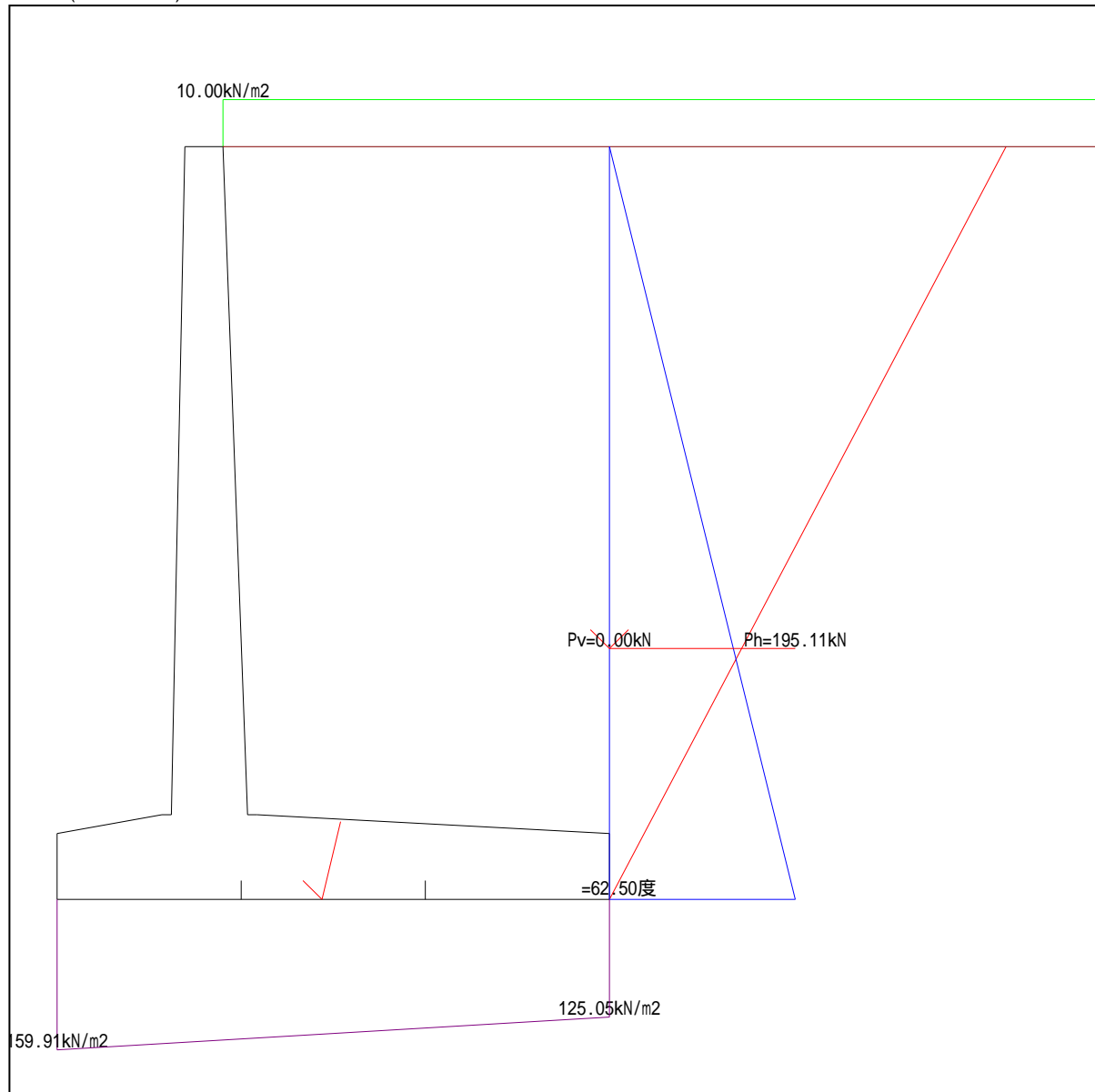
ここに

V_o (基礎底面に作用する鉛直力)	=826.40kN/m
B_e (荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効載荷幅)	=5.563m
V_o/B_e	=148.54kN/m ²
q_a (荷重の偏心傾斜を考慮した許容鉛直支持力度)	=263.91kN/m ²
q_u (地盤の極限支持力度)	=791.74kN/m ²
n (安全率:常時)	=3

判定 : OK(許容鉛直支持力度内)

-2. 荷重図

荷重図(安定計算時)



荷重概要

角度

- (剪断抵抗角) =35.00度
- (すべり面角) =62.50度
- (背面角) =2.08度
- (安定計算時) =0.00度
- (壁面摩擦角) =0.00度
- + (土圧角度) =0.00度

土圧

- Ph(水平土圧) =195.11kN
- Pv(鉛直土圧) =0.00kN

地盤反力

- つま先先端部 =159.91kN/m2
- つま先固定部 =152.70kN/m2
- かかと固定部 =147.89kN/m2
- かかと先端部 =125.05kN/m2

地下水 :なし

-1-1. 構造計算: たて壁(断面力)

1. たて壁の計算

たて壁は、底版との結合部を固定端とする片持梁として設計する。
部材設計において考慮する荷重は、常時主働土圧の水平分力とする。
鉛直分力及びたて壁自重は無視する。

(a) 土圧の計算

たて壁の固定端(H=7.100m)における土圧を求める
主働土圧合力(Pa)は、試行くさび法により求める。
尚、土圧合力(Pa)は、壁面に直接作用させる。

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\theta) - c \cdot L \cdot \cos(\theta)}{\cos(\theta)} = 149.17 \text{ kN}$$

$$Ph(\text{水平土圧}) = Pa \cdot \cos(\theta) = 134.74 \text{ kN}$$

$$Pv(\text{鉛直土圧}) = Pa \cdot \sin(\theta) = 64.02 \text{ kN}$$

$$Kh(\text{水平土圧係数}) = \frac{Ph}{1/2 \cdot s \cdot H^2} = 0.267$$

$$Kv(\text{鉛直土圧係数}) = \frac{Pv}{1/2 \cdot s \cdot H^2} = 0.127$$

ここに

$$W(\text{すべり土塊の重量}) = 356.91 \text{ kN}$$

$$(\text{すべり角}) = 59.70^\circ$$

$$(\text{背面土剪断抵抗角}) = 35.0^\circ$$

$$(\text{壁面が鉛直となす角}) = 2.08^\circ$$

$$(\text{壁面摩擦角}) = 23.33^\circ$$

$$c(\text{粘着力}) = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

$$L(\text{滑り面長}) = 8.223 \text{ m}$$

$$s(\text{土の単位重量}) = 20.00 \text{ kN/m}^3$$

(b) 断面力(土圧)の計算[逆算土圧係数で計算]

たて壁の固定端(H=7.100m)における曲げモーメント(M)及び剪断力(S)は、次式で求める。
M(曲げモーメント) = $Ph \cdot h = 318.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$
S(剪断力) = $Ph = 134.74 \text{ kN}$
ここに
Ph(水平土圧) = $Pa \cdot \cos(\theta) = 134.74 \text{ kN}$
h(土圧作用点) = 2.367 m

(c) 断面力(地震慣性力)の計算
常時であり、地震慣性力はない。

(d) 断面力(水圧)の計算
水圧は無い。

以下、同様に各高さの土圧、断面力を求める。

計算結果を[表]に示す。

表: 断面力

断面力	H=1/4	H=2/4	H=3/4	固定部
計算位置	1.775m	3.550m	5.325m	7.100m
土圧水平力	8.42kN	33.68kN	75.79kN	134.74kN
土圧作用点	0.592m	1.183m	1.775m	2.367m
土圧モーメント	4.98kNm	39.86kNm	134.53kNm	318.88kNm
躯体重量	19.57kN	43.49kN	71.75kN	104.37kN
地震慣性力	0.00kN	0.00kN	0.00kN	0.00kN
地震作用点	0.855m	1.657m	2.420m	3.156m
地震モーメント	0.00kNm	0.00kNm	0.00kNm	0.00kNm
水圧水平力	0.00kN	0.00kN	0.00kN	0.00kN
水圧作用点	0.000m	0.000m	0.000m	0.000m
水圧モーメント	0.00kNm	0.00kNm	0.00kNm	0.00kNm
モーメント	4.98kNm	39.86kNm	134.53kNm	318.88kNm
剪断力	8.42kN	33.68kN	75.79kN	134.74kN

-1-2. 構造計算: たて壁(応力度)

(e) 応力度計算

必要鉄筋量の計算

固定端における必要鉄筋量(As)は、次式で求める。

$$As = \frac{M}{sa \cdot (d - x/3)} = 3,170 \text{ mm}^2$$

ここに

sa(許容引張応力度)=160.00N/mm²

xは、次式で求める

$$x^3 - 3d \cdot x^2 - \left(\frac{6 \cdot M \cdot 15}{sa \cdot b} \right) \cdot (x - d) = 0$$

上記式を解いてx=214mmを得る。

配筋は、鉄筋直径=D32mm、鉄筋ピッチ=250mmとする。

使用鉄筋量は、3,177mm²となり必要鉄筋量を満足する。

実応力度の計算

応力度は、次式で求める

$$c(\text{圧縮応力度}) = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x(d - x/3)} = 4.72 \text{ N/mm}^2 \quad (ca = 8.00 \text{ N/mm}^2)$$

$$s(\text{引張応力度}) = n \cdot c \cdot \frac{x}{Sh} = 159.75 \text{ N/mm}^2 \quad (sa = 160.00 \text{ N/mm}^2)$$

$$m(\text{平均剪断応力度}) = \frac{Sh}{b \cdot d} = 0.16 \text{ N/mm}^2 \quad (a = 0.31 \text{ N/mm}^2)$$

$$a(\text{許容剪断応力度}) = a1 \cdot Ce \cdot Cpt = 0.31 \text{ N/mm}^2$$

ここに

M(曲げモーメント) = 318.88kN・m

b(幅) = 1,000mm

d(部材厚-かぶり) = 700mm

$$x = \frac{15 \cdot As}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b \cdot d}{15 \cdot As}} \right) = 215 \text{ mm}$$

$$Sh(\text{有効高変化の影響考慮剪断力}) = S \cdot \frac{M}{d} \cdot (\tan \theta_1 + \tan \theta_2) = 109.07 \text{ kN}$$

S (剪断力) = 134.74kN

tan θ₁ (部材圧縮縁の部材軸との角度) = 1.15度

tan θ₂ (引張り鋼材の部材軸との角度) = 2.08度

a1 (許容剪断応力度基準値) = 0.23N/mm²

Ce (有効高dの補正係数：表から補間計算) = 1.171 (0.5 Ce 1.4)

Pt (軸方向引張鉄筋比) = 0.454%

Cpt (軸方向引張鉄筋比補正係数：表から補間計算) = 1.154 (0.7 Cpt 1.5)

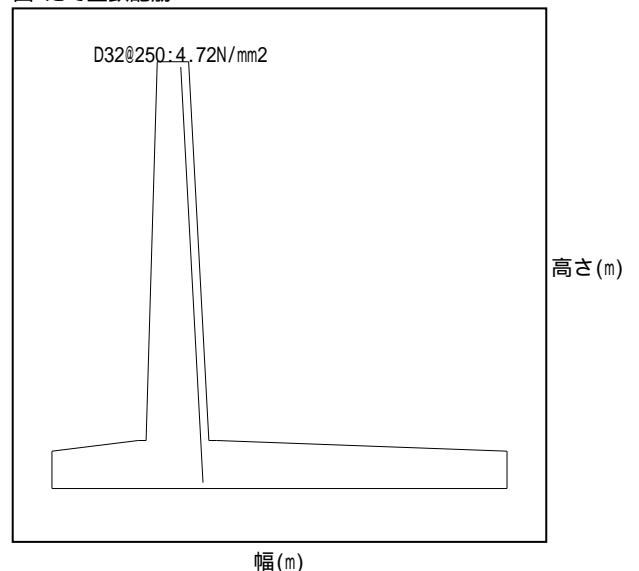
同様に各断面の計算を行う。

計算結果を一覧表に示す。

表: 応力度及び配筋量

-	H=1/4	H=2/4	H=3/4	固定部
計算位置	1.775m	3.550m	5.325m	7.100m
たて壁厚	0.500m	0.600m	0.700m	0.800m
曲げモーメント	4.98kNm	39.86kNm	134.53kNm	318.88kNm
剪断力(S)	8.42kN	33.68kN	75.79kN	134.74kN
剪断力(Sh)	7.72kN	29.19kN	63.16kN	109.07kN
必要鉄筋量	80mm ²	527mm ²	1,523mm ²	3,170mm ²
使用鉄筋量	1,588mm ²	1,588mm ²	3,177mm ²	3,177mm ²
鉄筋径φ・ピッチ	D32@500	D32@500	D32@250	D32@250
圧縮応力度	0.24N/mm ²	1.32N/mm ²	2.57N/mm ²	4.72N/mm ²
引張応力度	8.68N/mm ²	55.05N/mm ²	79.21N/mm ²	159.75N/mm ²
平均剪断応力度	0.02N/mm ²	0.06N/mm ²	0.11N/mm ²	0.16N/mm ²
許容剪断応力度	0.34N/mm ²	0.30N/mm ²	0.34N/mm ²	0.31N/mm ²
Ce	1.343	1.286	1.229	1.171
Pt(%) : Cpt	0.397% : 1.097	0.318% : 1.018	0.529% : 1.218	0.454% : 1.154
判定	OK	OK	OK	OK

図: たて壁鉄配筋



-1-3. 構造計算: たて壁(鉄筋定着長)

(f) 主鉄筋の定着位置の計算

たて壁の主鉄筋の定着位置の計算は、次の2ケースについて行い両者の大きい方を採用する。

必要鉄筋量がたて壁付け根の配筋量(A_s)の1/2となる位置($L1$)に定着長(35)を加えた長さ $L1+35$

鉄筋の曲げ引張り応力度が、許容曲げ引張り応力度の1/2となる位置。 $L2$

(配筋量はたて壁付け根配筋量(A_s)の1/2とする)

それぞれの長さの計算式を、次に示す。

(a) ケース (L1の計算): 図参照

$$\frac{A_s}{2} = \frac{M_y}{s \cdot (d - x/3)} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

(1) 式を反復計算し解[$y=5.410\text{m}$]を得る。

従って

$$L1 = h(\text{壁高}) - y = 1.690\text{m}$$

$$L1 + 35 = 2.810\text{m}$$

ここに

$$h(\text{壁高}) = 7.100\text{m}$$

$$(\text{鉄筋径}) = 32\text{mm}$$

(b) ケース (L2の計算): 図参照

$$\frac{s \cdot a}{2} = n \cdot \frac{d - x}{x} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

(2) 式を反復計算し解[$y=4.100\text{m}$]を得る。

従って

$$L2 = h(\text{壁高}) - y = 3.000\text{m}$$

ここに

$$A_s (\text{たて壁付け根配筋量}) = 3,177\text{mm}^2$$

$$M_y (\text{曲げモーメント}) = \frac{K_h \cdot s}{6} y^3$$

$$s (\text{許容引張応力度}) = 160.00\text{N/mm}^2$$

d (計算位置のたて壁有効厚)

$$c = \frac{2 \cdot M_y}{b \cdot x \cdot (d - x/3)}$$

$$x = \frac{15 \cdot A_s/2}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{15 \cdot A_s/2}} \right]$$

$$K_h (\text{水平土圧係数}) = 0.267$$

$$s (\text{土の単位重量}) = 20.00\text{kN/m}^3$$

y (計算位置の天端からの距離)

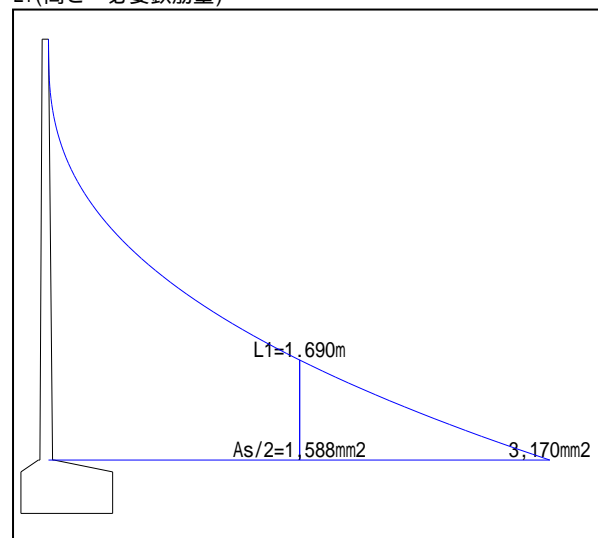
主鉄筋の固定部から定着位置は(L_0)

両者の大きい方の値を採用する。

従って

$$L_0 (\text{定着長}) = \text{Max}(L1 + 35, L2) = 3.000\text{m}$$

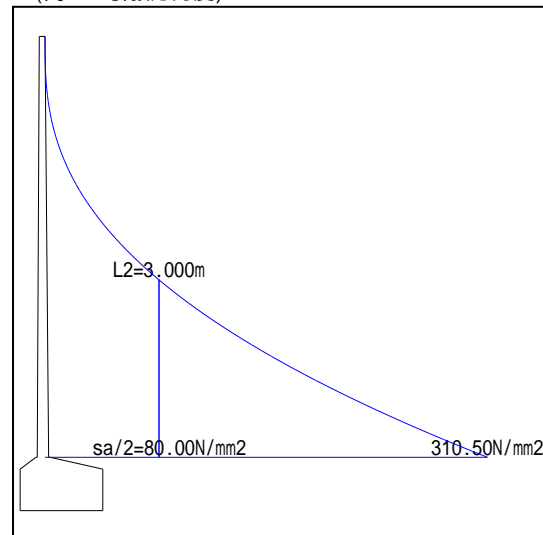
L1(高さ ~ 必要鉄筋量)



× 10 必要鉄筋量(mm²)

高さ(m)

L2(高さ ~ 引張応力度)



× 10 引張応力度(N/mm²)

高さ(m)

-2-1. 構造計算:底版(つま先版)

つま先版の設計

つま先版は、たて壁との結合部を固定端とする片持梁として設計する。

(a)断面力

剪断力(S)は、次式で求める。

部材設計の照査位置は、たて壁の前面から底版厚さ(H)のH/2離れた位置とする。

$$S = -W_c + Q_s = 104.13 \text{ kN}$$

ここに

$$\begin{aligned} W_c (\text{つま先版自重}) &= 14.12 \text{ kN} \\ Q_s (\text{地盤反力}) &= L_s \cdot (q_1 + q_3) / 2 = 118.25 \text{ kN} \\ L_s (\text{先端} \sim H/2 \text{部距離}) &= 0.750 \text{ m} \\ q_1 (\text{先端部地盤反力度}) &= 159.91 \text{ kN/m}^2 \\ q_3 (\text{H/2部地盤反力度}) &= 155.41 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

曲げモーメント(M)は、次式で求める。

$$M = -W_c \cdot x_1 + Q_s \cdot x_2 = 99.78 \text{ kNm}$$

ここに

$$\begin{aligned} W_c (\text{つま先版自重}) &= 23.77 \text{ kN} \\ Q_s (\text{地盤反力}) &= L_o \cdot (q_1 + q_4) / 2 = 187.57 \text{ kN} \\ L_o (q_1 \sim q_4 \text{間距離}) &= 1.200 \text{ m} \\ q_4 (\text{付根部地盤反力度}) &= 152.70 \text{ kN/m}^2 \\ x_1 (W_c \text{の} \text{アーム長}) &= 0.574 \text{ m} \\ x_2 (Q_s \text{の} \text{アーム長}) &= 0.605 \text{ m} \end{aligned}$$

図:つま先版地盤反力

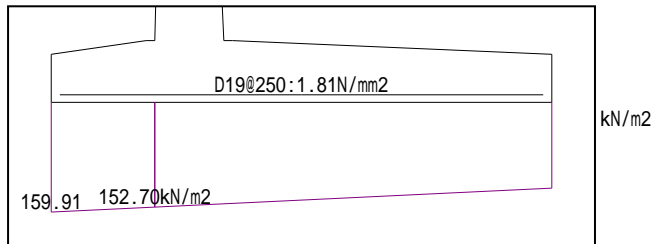


表:断面力(剪断力:H/2部)

断面力	先端部	H/2部	V(kN)	x(m)	Vx(kNm)
自重	---	---	-14.12	---	---
地盤反力	159.91	155.41	118.25	---	---
合計	---	---	104.13	---	---

表:断面力(曲げモーメント:たて壁付根部)

断面力	先端部	付根部	V(kN)	x(m)	Vx(kNm)
自重	---	---	-23.77	0.574	-13.63
地盤反力	159.91	152.70	187.57	0.605	113.41
合計	---	---	163.80	0.609	99.78

表:応力度及び配筋量

-	応力度等	許容応力度
曲げモーメント	99.78kNm	---
剪断力	104.13kN	---
必要鉄筋量	834mm²	---
使用鉄筋量	1146mm²	---
鉄筋径@ピッチ	D19@250	---
圧縮応力度	1.81N/mm²	8.00N/mm²
引張応力度	117.58N/mm²	160.00N/mm²
平均剪断応力度	0.13N/mm²	1.11N/mm²
判定	OK	---

(b)応力度計算

必要鉄筋量の計算

固定端における必要鉄筋量(As)

は、次式で求める。

$$A_s = \frac{M}{s_a \cdot (d - x/3)} = 834 \text{ mm}^2$$

ここに

$$\begin{aligned} M (\text{曲げモーメント}) &= 99.78 \text{ kNm} \\ s_a (\text{許容引張応力度}) &= 160 \text{ kN/m}^2 \\ d (\text{部材厚-かぶり}) &= 790 \text{ mm} \end{aligned}$$

xは、次式で求める

$$x^3 - 3d \cdot x^2 - \left(\frac{6 \cdot M \cdot 15}{s_a \cdot b} \right) \cdot (x - d) = 0$$

上記式を解いてx=128mmを得る。

配筋は

直径=D19mm:ピッチ=@250mmとする。

使用鉄筋量(A)は1,146mm²

となり、必要鉄筋量を満足する。

実応力度の計算

応力度は、次式で求める

$$c (\text{圧縮応力度}) = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot (d - x/3)} = 1.81 \text{ N/mm}^2$$

$$s (\text{引張応力度}) = n \cdot c \cdot \frac{d - x}{x} = 117.58 \text{ N/mm}^2$$

ここに

$$\begin{aligned} M (\text{曲げモーメント}) &= 99.78 \text{ kNm} \\ b (\text{幅}) &= 1,000 \text{ mm} \\ d (\text{部材厚-かぶり}) &= 790 \text{ mm} \\ 15 \cdot A_s &= 15 \cdot 1146 \text{ mm}^2 \\ x &= \frac{b}{15 \cdot A_s} \left(-1 + \sqrt{1 + \left(\frac{15 \cdot M}{b \cdot d} \right)^2} \right) = 149 \text{ mm} \end{aligned}$$

実応力度の計算(剪断: H/2部)

$$m (\text{平均剪断応力度}) = S / (b \cdot d) = 0.13 \text{ N/mm}^2$$

ここに

$$\begin{aligned} S (\text{剪断力}) &= 104.13 \text{ kN} \\ d (\text{部材厚-かぶり}) &= 726 \text{ mm} \end{aligned}$$

なお

$$P_t (\text{軸方向引張鉄筋比}) = A / (b \cdot d) = 0.158\%$$

コンクリートの許容剪断応力度(ca)

$$c_a = a_1 \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} = 1.11 \text{ N/mm}^2$$

ここに

$$\begin{aligned} a_1 (\text{許容剪断応力度基準値}) &= 0.23 \text{ N/mm}^2 \\ C_e (\text{有効高dの補正係数}) &= 1.156 \\ P_t (\text{軸方向引張鉄筋比}) &= 0.158\% \\ C_{pt} (\text{軸方向引張鉄筋比の補正係数}) &= 0.816 \\ C_{dc} (\text{剪断力/鉛直荷重の合力位置}) &= 5.099 \\ a (\text{剪断力/鉛直荷重の合力位置}) &= 0.609 \text{ m} \\ d (\text{たて壁位置の底版の有効高}) &= 0.790 \text{ m} \end{aligned}$$

計算結果を[図][表]に示す。

-2-2. 構造計算:底版(かかと版)(断面力)

かかと版の設計

かかと版は、たて壁との結合部を固定端とする片持梁として設計する。

(a)断面力

剪断力(S)は、次式で求める。

部材設計の照査位置は、たて壁の背面から底版厚さ(H)のH/2離れた位置とする。

$$S=W_c+W_s+W_q+P_v-Q_s=128.77\text{kN}$$

ここに

$$\begin{aligned} W_c(\text{かかと版自重}) &= 64.88\text{kN} \\ W_s(\text{背面土自重}) &= A \cdot s = 483.03\text{kN} \\ A(\text{背面土体積}) &= 24.15\text{m}^3 \\ s(\text{背面土単位重量}) &= 20.00\text{kN/m}^3 \\ W_q(\text{載荷重}) &= 33.50\text{kN} \\ P_v(\text{鉛直土圧}) &= 0.00\text{kN} \\ Q_s(\text{地盤反力}) &= L_s \cdot (q_2+q_8)/2 = 452.65\text{kN} \\ L_s(\text{先端～照査部距離}) &= 3.350\text{m} \\ q_2(\text{先端部地盤反力度}) &= 125.05\text{kN/m}^2 \\ q_8(\text{照査部地盤反力度}) &= 145.19\text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

曲げモーメント(M)は、次式で求める。

$$M=W_c \cdot x_1+W_s \cdot x_2+W_q \cdot x_3+P_v \cdot x_4-Q_s \cdot x_5=294.53\text{kNm}$$

ここに

$$\begin{aligned} W_c(\text{かかと版自重}) &= 74.72\text{kN} \\ W_s(\text{背面土自重}) &= A \cdot s = 547.00\text{kN} \\ A(\text{背面土体積}) &= 27.35\text{m}^3 \\ s(\text{背面土単位重量}) &= 20.00\text{kN/m}^3 \\ W_q(\text{載荷重}) &= 38.00\text{kN} \\ P_v(\text{鉛直土圧}) &= 0.00\text{kN} \\ Q_s(\text{地盤反力}) &= L_s \cdot (q_2+q_5)/2 = 518.59\text{kN} \\ L_s(\text{先端～付根部距離}) &= 3.800\text{m} \\ q_2(\text{先端部地盤反力度}) &= 125.05\text{kN/m}^2 \\ q_5(\text{付根部地盤反力度}) &= 147.89\text{kN/m}^2 \\ x_1 \sim x_7 &\text{は各アール長} \\ x_1 &= 1.819\text{m}; x_2 = 1.909\text{m} \\ x_3 &= 1.900\text{m}; x_4 = 2.533\text{m} \\ x_5 &= 1.847\text{m} \end{aligned}$$

図: かかと版地盤反力

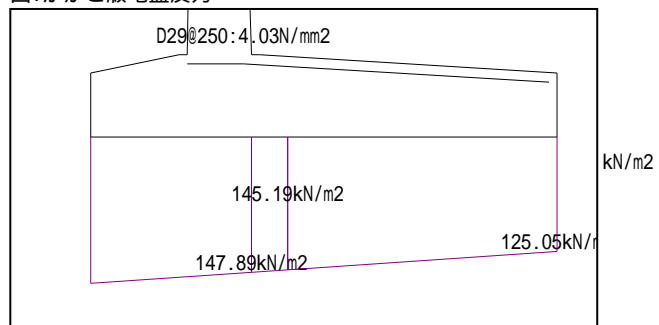


表: 断面力(せん断力)

断面力	先端部	H/2部	V(kN)	x(m)	Vx(kNm)
自重	17.15	21.59	64.88	---	---
背面土	---	---	483.03	---	---
載荷重	---	---	33.50	---	---
鉛直土圧	0.00	0.00	0.00	---	---
地盤反力	125.05	145.19	-452.65	---	---
合計	---	---	128.77	---	---

表: 断面力(曲げモーメント)

断面力	先端部	付根部	V(kN)	x(m)	Vx(kNm)
自重	17.15	22.05	74.72	1.819	135.93
背面土	---	---	547.00	1.909	1044.23
載荷重	---	---	38.00	1.900	72.20
鉛直土圧	0.00	0.00	0.00	2.533	0.00
地盤反力	125.05	147.89	-518.59	1.847	-957.84
合計	---	---	141.13	2.087	294.53

-2-3. 構造計算:底版(かかと版)(鉄筋量、応力度)

(b)応力度計算

必要鉄筋量の計算

固定端における必要鉄筋量(As)

は、次式で求める。

$$As = \frac{M}{sa \cdot (d - x/3)} = 2,557 \text{ mm}^2$$

ここに

M (曲げモーメント) = 294.53 kNm

sa (許容引張応力度) = 160 kN/m²

d (部材厚-かぶり) = 790 mm

xは、次式で求める

$$x^3 - 3d \cdot x^2 - \left(\frac{6 \cdot M \cdot 15}{sa \cdot b} \right) \cdot (x - d) = 0$$

上記式を解いて x = 210 mm を得る。

配筋は、直径 = D29 mm : 1° ヲチ = @250 mm とする。

使用鉄筋量(A)は 2,570 mm²

となり、必要鉄筋量を満足する。

実応力度の計算(圧縮,引張)

応力度は、次式で求める

$$c(\text{圧縮応力度}) = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x(d - x/3)} = 4.03 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\text{引張応力度}) = n \cdot c \cdot \frac{d - x}{x} = 163.36 \text{ N/mm}^2$$

ここに

M (曲げモーメント) = 294.53 kNm

b (幅) = 1,000 mm

d (部材厚-かぶり) = 790 mm

$$x = \frac{15 \cdot As}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b \cdot d}{15 \cdot As}} \right) = 208 \text{ mm}$$

実応力度の計算(剪断: H/2部)

$$m(\text{平均剪断応力度}) = S / (b \cdot d) = 0.17 \text{ N/mm}^2$$

ここに

S (剪断力) = 128.77 kN

d (部材厚-かぶり) = 771 mm

なお

$$Pt(\text{軸方向引張鉄筋比}) = A / (b \cdot d) = 0.333\%$$

コンクリートの許容剪断応力度(ca)

$$ca = a1 \cdot Ce \cdot Cpt \cdot Cdc = 0.27 \text{ N/mm}^2$$

ここに

a1 (許容剪断応力度基準値) = 0.23 N/mm²

Ce (有効高dの補正係数) = 1.131

Pt (軸方向引張鉄筋比) = 0.333%

Cpt (軸方向引張鉄筋比の補正係数) = 1.033

Cdc (剪断力/引張力比[a/d]の補正係数) = 1.000

a (剪断力/引張力比) = L + min(tc/2, d) = 2.487 m

L (鉛直荷重の合力位置) = 2.087 m

tc (たて壁幅) = 0.800 m

d (たて壁位置の底版の有効高) = 0.790 m

計算結果を[図][表]に示す。

表: 応力度及び配筋量

-	応力度等	許容応力度
曲げモーメント	294.53 kNm	---
剪断力	128.77 kN	---
必要鉄筋量	2,556.70 mm ²	---
使用鉄筋量	2,569.60 mm ²	---
鉄筋径1° ヲチ	D29@250	---
圧縮応力度	4.03 N/mm ²	8.00 N/mm ²
引張応力度	163.36 N/mm ²	160.00 N/mm ²
平均剪断応力度	0.17 N/mm ²	0.27 N/mm ²
判定	不可	---