

# SUCCES

## 擁壁の設計計算

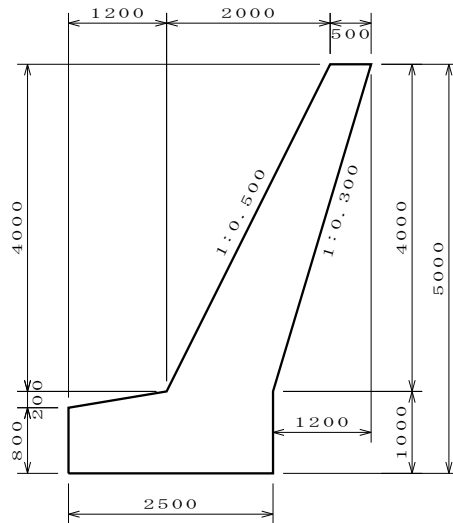
もたれ式擁壁、直接基礎

出力例  
2015年11月

# 目 次

1	安定計算結果一覧表	1
2	断面計算結果一覧表	2
3	設計条件	3
3-1	設計条件	3
3-2	擁壁形状	3
3-3	裏込土形状	3
3-4	基本条件	3
3-5	荷重条件	4
3-6	基礎条件	7
4	荷重計算	8
4-1	荷重計算	8
4-2	荷重集計	14
5	安定計算（直接基礎）	15
5-1	照査項目	15
5-2	安定計算	17
6	たて壁の断面計算	21
6-1	設計条件	21
6-1-1	形状	21
6-2	断面力一覧	21
6-3	断面力算出	21
6-4	応力度計算	29
7	底版の断面計算	30
7-1	設計条件	30
7-1-1	照査位置と照査項目	30
7-2	つま先版	30
7-2-1	断面力一覧	30
7-2-2	断面力算出	31
7-2-3	応力度計算	35
8	配筋計画	38
8-1	配筋計画図	38
8-2	たて壁	39
8-2-1	前面	39
8-2-2	背面	39
8-2-3	組立筋	39
8-3	つま先版	40
8-3-1	上面	40
8-3-2	下面	40
8-3-3	組立筋	40

## 1 安定計算結果一覧表



項目		単位	常時	地震時
作用力	V	kN	167.96	164.46
	H	kN	37.50	65.95
	M	kN・m	219.13	153.21
転倒	d	m	1.305	0.932
	許容値	m	( 1.250 )	( 0.833 )
滑動	Fs	—	3.070	1.666
	許容値	—	( 1.50 )	( 1.20 )
地盤反力度	qv1	kN/m <sup>2</sup>	43.00	116.05
	qv2	kN/m <sup>2</sup>	91.37	15.51
	許容値	kN/m <sup>2</sup>	( 300.00 )	( 450.00 )

※ 作用力(M)の原点 : つま先下端

## 2 断面計算結果一覧表

検討項目		単位	たて壁		つま先版		かかと版	
			曲げ	せん断	曲げ	せん断	曲げ	せん断
照査位置		m	0.000	0.000	0.000	0.500	—	—
寸法	B	m	1.000	1.000	1.000	1.000	—	—
	H	m	1.300	1.300	1.000	0.917	—	—
	d	m	1.300	1.300	1.000	0.917	—	—
作用力	M	kN・m	81.58	—	-57.62	—	—	—
	N	kN	0.00	—	—	—	—	—
	S	kN	—	45.19	—	-57.56	—	—
配筋	主鉄筋	径・ctc・段 本数	—	—	—	—	—	—
		鉄筋量	mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—
		必要鉄筋量	mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—
	斜引張鉄筋	径・ctc・本数	—	—	—	—	—	—
鉄筋量		mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	
必要鉄筋量		mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	
応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.29	—	0.35	—	—	—
	( $\sigma_{ca}$ )	N/mm <sup>2</sup>	( 6.75)	—	( 6.75)	—	—	—
	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	-0.29	—	-0.35	—	—	—
	( $\sigma_{sa}$ )	N/mm <sup>2</sup>	( 0.33)	—	( 0.33)	—	—	—
$\tau$	( $\tau_a$ )	N/mm <sup>2</sup>	—	0.0348	—	0.0628	—	—
		N/mm <sup>2</sup>	—	( 0.3300)	—	( 1.8360)	—	—
最小鉄筋量	曲げ部材	mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	—
	軸方向力部材	mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	—
決定ケース			地震時	地震時	地震時	地震時	—	—

## 3 設計条件

## 3-1 設計条件

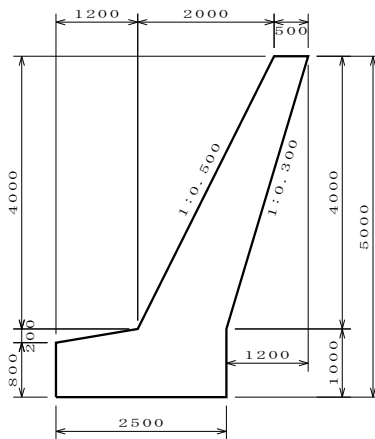
設計書タイトル もたれ式擁壁

基礎形式 直接基礎

設計基準 道路土工 擁壁工指針（平成24年度版）平成24年7月

土圧計算方法 試行くさび法

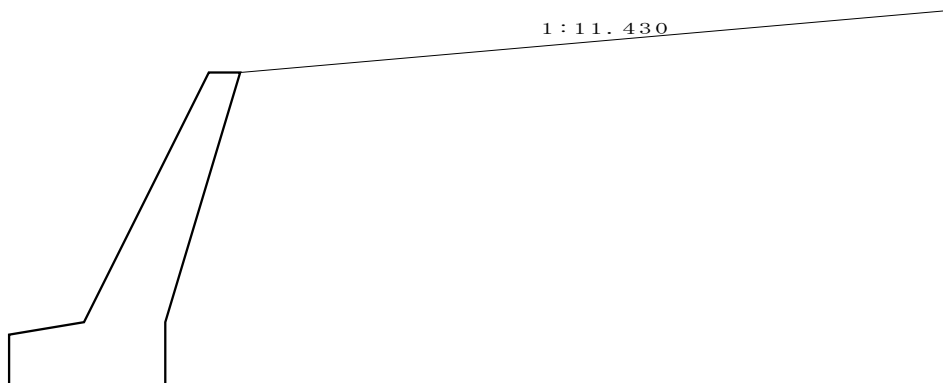
## 3-2 擁壁形状



奥行き

1.000 m

## 3-3 裏込土形状



## 3-4 基本条件

## (1) 使用材料

- ・無筋コンクリート

設計基準強度		N/mm <sup>2</sup>	18.00
許容曲げ 応力度	曲げ圧縮応力度	N/mm <sup>2</sup>	4.50
	曲げ引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	0.22
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 $\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	0.33
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 $\tau_{a2}$	N/mm <sup>2</sup>	1.50
	押抜きせん断応力度 $\tau_{a3}$	N/mm <sup>2</sup>	0.80
許容付着応力度		N/mm <sup>2</sup>	1.20
ヤング係数		N/mm <sup>2</sup>	22000.00

## (2) 単位体積重量

	大気中 (kN/m <sup>3</sup> )	水中 (kN/m <sup>3</sup> )
コンクリート	23.00	13.00
つま先版上載土砂	18.00	9.00
裏込土砂	18.00	9.00
水	9.80	-----
防護壁・地覆	23.00	-----

## 3-5 荷重条件

## (1) 設計水平震度

躯体	0.150
土砂	0.150

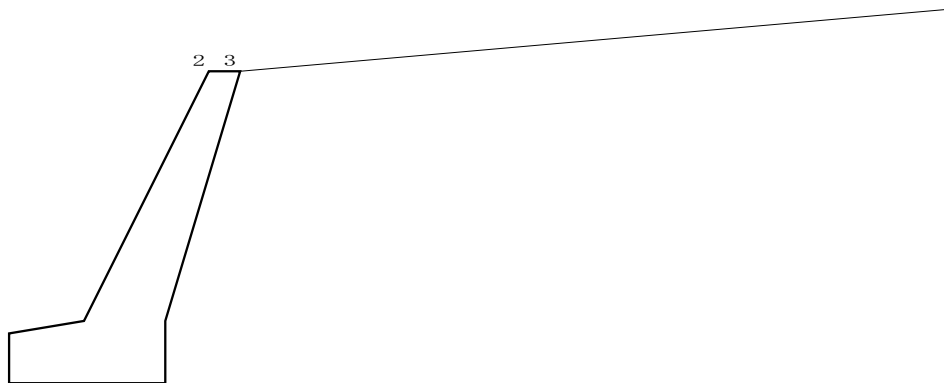
## (2) 荷重組合せ

荷重ケース名	割増係数	躯体重量	上載土重量	裏込土砂重量	水位	地震時慣性力	水圧	地震時動水圧	揚圧力	土圧	衝突荷重
常時	1.00	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×
地震時	1.50	○	○	×	×	○	×	×	×	○	×

## (3) 地表面載荷荷重

No	荷重名称	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )	基準点	基準点からの 距離(m)	作用幅
1	過載荷重	10.00	節点3	0.000	全載荷

荷重ケース名	載荷荷重 1	載荷荷重 2	載荷荷重 3	載荷荷重 4	載荷荷重 5
常時	○	×	×	×	×
地震時	×	×	×	×	×



## (4) 地盤標高および水位

計画地表面の標高	m	2.000	
底版下面の標高	m	0.000	
浮力 設定	常時水位	m	0.000
	地震時水位	m	0.000

## (5) 水圧

- ・水圧を考慮しない。

## (6) 土圧

- ・安定計算時の土圧荷重方法 土とコンクリート
- ・水位の設定 (常時) 水位を無視
- ・水位の設定 (地震時) 水位を無視
- ・地震時に使用する土圧 地震時慣性力を考慮
- ・裏込め土砂
  - せん断抵抗角  $\phi$  30.000 度
  - 粘着力  $c$  0.00 kN/m<sup>2</sup>
- ・土くさびの設定
  - トライアル計算 (計算ピッチ) 0.01 度
- ・土圧水平力作用高さ  $h/3$
- ・切土部土圧 考慮する
  - 土圧 盛土部と比較して大きい方
  - 切土面の状態 粗い
  - 切土形状

	切土開始点
切土開始点までの高さ	1.000 m
切土面の角度	45° 00' 00"

## ・土圧作用面の壁面摩擦角

計算の種類	土圧作用面の状態	壁面摩擦角 (度)	
		常時 ( $\delta$ )	地震時 ( $\delta_E$ )
安定計算	土と土	$\beta'$ $\beta' \geq \phi$ の場合、 $\phi$	注)
安定計算・断面計算	土とコンクリート	$2/3 \phi$	$\phi/2$

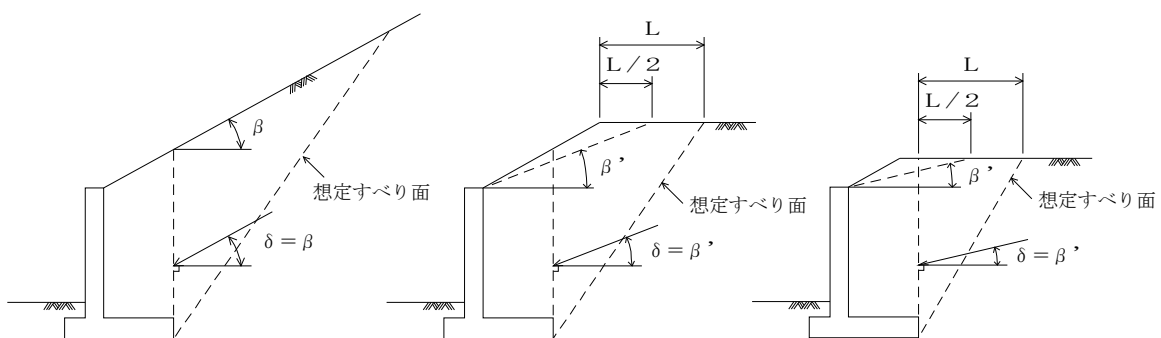
 $\phi$  : 土のせん断抵抗角

$$\text{注) } \tan \delta_E = \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta')}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta')}$$

ここに、

$$\sin \Delta = \frac{\sin(\beta' + \theta)}{\sin \phi}$$

$$\theta = \tan^{-1} K_h$$

ただし、 $\beta' + \theta \geq \phi$  となるときは、 $\delta_E = \phi$  とする

(a) 背面のり勾配が一樣の場合

(b) 仮想背面がのり面と交差する場合

(c) 仮想背面が平坦面と交差する場合

 $\beta'$  の設定方法

## (7) 衝突荷重

- ・衝突荷重を考慮しない。

## (8) 雪荷重

- ・雪荷重を考慮しない。



## (9) 任意荷重

- ・任意荷重を考慮しない。

## 3-6 基礎条件

## (1) 安全率・許容値

荷重ケース名	支持	滑動	転倒
常時	——	1.50	B / 2.00
地震時	——	1.20	B / 3.00

## (2) 支持に対する計算条件

- ・地盤の許容鉛直支持力度 最大地盤反力度の上限値とする  
最大地盤反力度の上限値
 

常時	300.00 kN/m <sup>2</sup>
地震時	450.00 kN/m <sup>2</sup>
衝突時	450.00 kN/m <sup>2</sup>

## (3) 滑動に対する計算条件

- ・擁壁底面
 

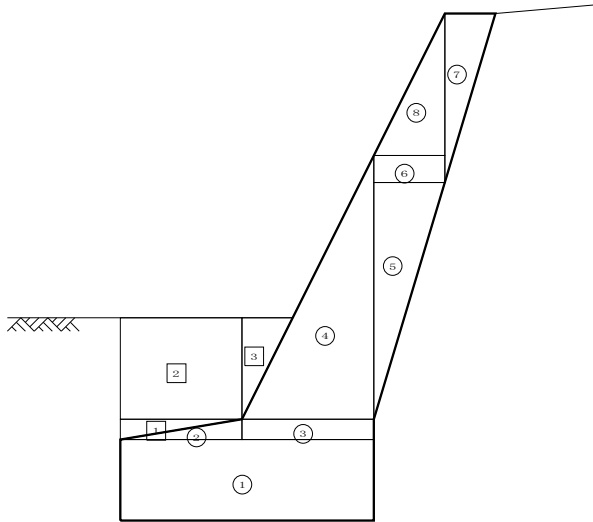
擁壁底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_B$	0.600
擁壁底面と地盤との間の付着力 $c_B$	6.00 kN/m <sup>2</sup>
- ・擁壁前面の受働土圧は考慮しない

## 4 荷重計算

## 4-1 荷重計算

## (1) 重量計算

## 1) ブロック割



躯体

## 2) 躯体自重および重心位置

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	鉛直力 V(kN)
1	2.500× 0.800× 1.000× 23.00	46.00
2	1.200× 0.200× 1.000× 23.00×0.5	2.76
3	1.300× 0.200× 1.000× 23.00	5.98
4	1.300× 2.600× 1.000× 23.00×0.5	38.87
5	0.700× 2.333× 1.000× 23.00×0.5	18.78
6	0.700× 0.267× 1.000× 23.00	4.29
7	0.500× 1.667× 1.000× 23.00×0.5	9.58
8	0.700× 1.400× 1.000× 23.00×0.5	11.27
	合計	137.54

区分	鉛直力 V(kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
1	46.00	1.250	0.400	57.50	18.40
2	2.76	0.800	0.867	2.21	2.39
3	5.98	1.850	0.900	11.06	5.38
4	38.87	2.067	1.867	80.33	72.56
5	18.78	2.733	2.556	51.34	48.00
6	4.29	2.850	3.467	12.24	14.88
7	9.58	3.367	4.444	32.26	42.59
8	11.27	2.967	4.067	33.43	45.83
計	137.54			280.38	250.04

重心位置(つま先版先端下面より)

$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{280.38}{137.54} = 2.039 \text{ m}$$

$$Y = \frac{M_y}{V} = \frac{250.04}{137.54} = 1.818 \text{ m}$$

## 3) つま先版上載土砂自重および重心位置

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量				鉛直力 V(kN)
1	1.200×	0.200×	1.000×	18.00×0.5	2.16
2	1.200×	1.000×	1.000×	18.00	21.60
3	0.500×	1.000×	1.000×	18.00×0.5	4.50
	合計				28.26

区分	鉛直力 V(kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
1	2.16	0.400	—————	0.86	—————
2	21.60	0.600	—————	12.96	—————
3	4.50	1.367	—————	6.15	—————
計	28.26			19.97	—————

重心位置(つま先版先端下面より)

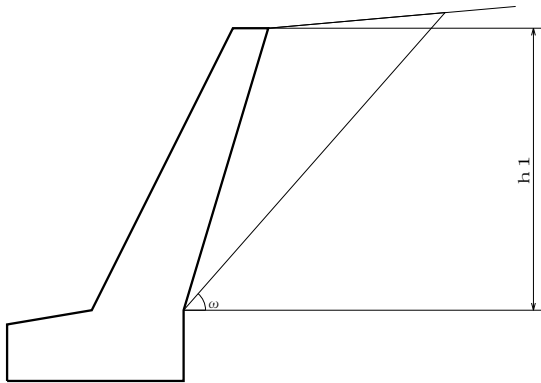
$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{19.97}{28.26} = 0.707 \text{ m}$$

## (2) 土圧

1) 荷重ケース名 : 「常時」

&lt;盛土部土圧&gt;

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅

$$B = 1.000 \text{ m}$$

一段目の土圧作用高さ

$$h_1 = 4.000 \text{ m}$$

裏込め土砂の単位体積重量 (大気中)

$$\gamma_s = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

(水中)

$$\gamma_{sw} = 9.00 \text{ kN/m}^3$$

裏込め土砂の内部摩擦角

$$\phi = 30.000 \text{ 度}$$

土圧作用面と鉛直面のなす角度

$$\alpha_1 = -16.699 \text{ 度}$$

壁面摩擦角

$$\delta = 20.000 \text{ 度}$$

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 $\omega$ (度)	重量			土圧力 $P_1$ (kN)
	土砂 $W_s$ (kN)	載荷重 $W_q$ (kN)	合計 $W$ (kN)	
48.000	91.39	26.07	117.46	37.52
48.700	87.87	25.07	112.94	37.56
49.000	86.40	24.65	111.04	37.55

$$\text{土圧水平力} \quad P_H = P_1 \cdot \cos(\alpha_1 + \delta) = 37.56 \times \cos(3.301^\circ) = 37.50 \text{ kN}$$

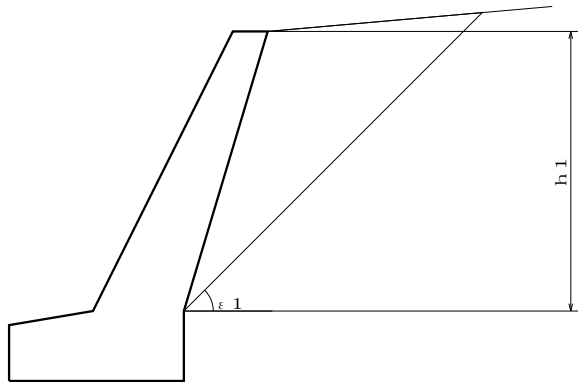
$$\text{作用位置} \quad Y_P = 2.333 \text{ m}$$

$$\text{土圧鉛直力} \quad P_V = P_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \delta) = 37.56 \times \sin(3.301^\circ) = 2.16 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad X_P = 2.900 \text{ m}$$

## &lt;切土部土圧&gt;

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅

$$B = 1.000 \text{ m}$$

一段目の土圧作用高さ

$$h_1 = 4.000 \text{ m}$$

裏込め土砂の単位体積重量 (大気中)  
(水中)

$$\gamma_s = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sw} = 9.00 \text{ kN/m}^3$$

裏込め土砂の内部摩擦角

$$\phi = 30.000 \text{ 度}$$

土圧作用面と鉛直面のなす角度

$$\alpha_1 = -16.699 \text{ 度}$$

壁面摩擦角

$$\delta = 20.000 \text{ 度}$$

切土面の摩擦角

$$\delta' = 30.000 \text{ 度}$$

切土面の角度

$$\varepsilon_1 = 45.000 \text{ 度}$$

$$P_A = \frac{W \cdot \sin(\varepsilon_1 - \delta')}{\cos(\varepsilon_1 - \delta' - \alpha_1 - \delta)}$$

$$= \frac{138.25 \times \sin(45.000 - 30.000)}{\cos(45.000 - 30.000 - (-16.699) - 20.000)}$$

$$= 36.54 \text{ kN}$$

$$\text{土圧水平力} \quad P_H = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 36.54 \times \cos(3.301^\circ) = 36.48 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad Y_P = 2.333 \text{ m}$$

$$\text{土圧鉛直力} \quad P_V = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 36.54 \times \sin(3.301^\circ) = 2.10 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad X_P = 2.900 \text{ m}$$

以上より、

$$\text{盛土部土圧} \quad P_a = 37.56 \text{ kN}$$

$$\text{切土部土圧} \quad P_b = 36.54 \text{ kN}$$

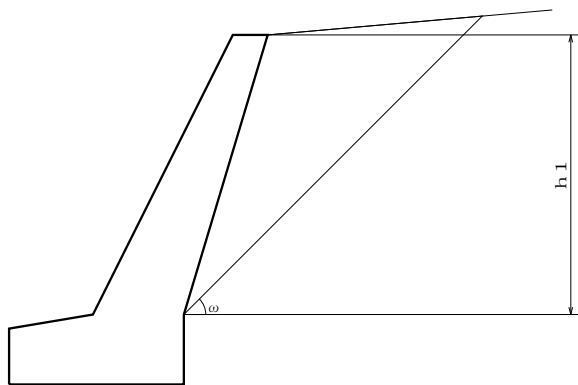
 $P_a > P_b$  のため盛土部土圧を採用する

$$\text{使用土圧力} \quad P = 37.56 \text{ kN}$$

2) 荷重ケース名：「地震時」

&lt;盛土部土圧&gt;

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅

B = 1.000 m

一段目の土圧作用高さ

h<sub>1</sub> = 4.000 m

裏込め土砂の単位体積重量 (大気中)

$\gamma_s = 18.00 \text{ kN/m}^3$

(水中)

$\gamma_{sw} = 9.00 \text{ kN/m}^3$

裏込め土砂の内部摩擦角

$\phi = 30.000 \text{ 度}$

土圧作用面と鉛直面のなす角度

$\alpha_1 = -16.699 \text{ 度}$

壁面摩擦角

$\delta = 15.000 \text{ 度}$

設計水平震度

K<sub>h</sub> = 0.150

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) + K_h \cdot W \cdot \cos(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 ω (度)	重量			土圧力 P <sub>1</sub> (kN)
	土砂 W <sub>s</sub> (kN)	載荷重 W <sub>q</sub> (kN)	合計 W (kN)	
45.000	107.57	0.00	107.57	45.34
46.000	101.96	0.00	101.96	44.93

$$\text{土圧水平力} \quad P_H = P_1 \cdot \cos(\alpha_1 + \delta) = 45.34 \times \cos(-1.699^\circ) = 45.32 \text{ kN}$$

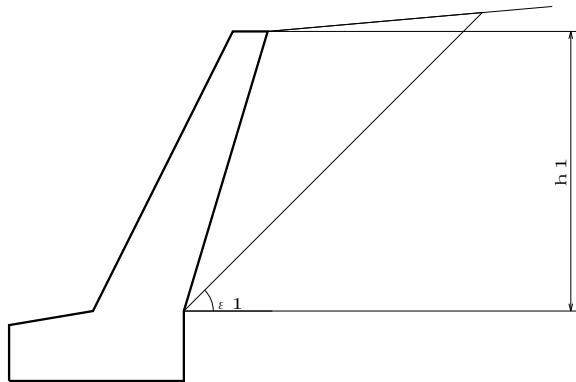
$$\text{作用位置} \quad Y_P = 2.333 \text{ m}$$

$$\text{土圧鉛直力} \quad P_V = P_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \delta) = 45.34 \times \sin(-1.699^\circ) = -1.34 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad X_P = 2.900 \text{ m}$$

## &lt;切土部土圧&gt;

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅	B = 1.000 m
一段目の土圧作用高さ	h <sub>1</sub> = 4.000 m
裏込め土砂の単位体積重量 (大気中)	γ <sub>s</sub> = 18.00 kN/m <sup>3</sup>
(水中)	γ <sub>sw</sub> = 9.00 kN/m <sup>3</sup>
裏込め土砂の内部摩擦角	φ = 30.000 度
土圧作用面と鉛直面のなす角度	α <sub>1</sub> = -16.699 度
壁面摩擦角	δ = 15.000 度
切土面の摩擦角	δ' = 30.000 度
切土面の角度	ε <sub>1</sub> = 45.000 度
設計水平震度	K <sub>h</sub> = 0.150

$$P_A = \frac{W \cdot \sin(\varepsilon_1 - \delta') + K_h \cdot W \cdot \cos(\varepsilon_1 - \delta')}{\cos(\varepsilon_1 - \delta' - \alpha_1 - \delta)}$$

$$= \frac{107.57 \times \sin(45.000 - 30.000) + 0.150 \times 107.57 \times \cos(45.000 - 30.000)}{\cos(45.000 - 30.000 - (-16.699) - 15.000)}$$

$$= 45.34 \text{ kN}$$

$$\text{土圧水平力} \quad P_H = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 45.34 \times \cos(-1.699^\circ) = 45.32 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad Y_P = 2.333 \text{ m}$$

$$\text{土圧鉛直力} \quad P_V = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 45.34 \times \sin(-1.699^\circ) = -1.34 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad X_P = 2.900 \text{ m}$$

以上より、

$$\text{盛土部土圧} \quad P_a = 45.34 \text{ kN}$$

$$\text{切土部土圧} \quad P_b = 45.34 \text{ kN}$$

 $P_a < P_b$  のため切土部土圧を採用する

$$\text{使用土圧力} \quad P = 45.34 \text{ kN}$$

## 4-2 荷重集計

## 1) 荷重ケース名：「常時」

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	アーム長		モーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	137.54	—	2.039	—	280.38	—
つま先版上載土砂重量	28.26	—	0.707	—	19.97	—
裏込土砂土圧	2.16	37.50	2.900	2.333	6.27	87.49
合計	167.96	37.50			306.62	87.49
					Mx-My = 219.13	

## 2) 荷重ケース名：「地震時」

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	アーム長		モーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	137.54	20.63	2.039	1.818	280.38	37.51
つま先版上載土砂重量	28.26	—	0.707	—	19.97	—
裏込土砂土圧	-1.34	45.32	2.900	2.333	-3.90	105.74
合計	164.46	65.95			296.45	143.25
					Mx-My = 153.21	



## 5 安定計算 (直接基礎)

## 5-1 照査項目

《 転倒に対する安定の照査 》

$$d = \frac{M}{V} > \frac{B}{n} \quad (\text{常時})$$

$$\geq \frac{B}{n} \quad (\text{地震時})$$

ここに、

- d : 荷重の合力の作用位置 (m)  
 B : 基礎幅 (m)  
 M : 基礎底面のつま先回りの作用モーメント (kN・m)  
 V : 基礎底面における全鉛直荷重 (kN)  
 n : 安全率

《 滑動に対する安定の照査 》

$$H_u = c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B$$

$$F_s = \frac{H_u}{H} \geq F_a$$

ここに、

- $H_u$  : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)  
 $c_B$  : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $A_e$  : 有効載荷面積(m<sup>2</sup>)  
 V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)  
 $\tan \phi_B$  : 基礎底面と地盤との間の摩擦係数  
 H : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)  
 $F_s$  : 滑動安全率  
 $F_a$  : 滑動安全率の許容値

## 《 地盤反力度の計算 》

$$d = \frac{M}{V}$$

1) 荷重の合力の作用位置dが基礎幅Bの  $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}$  の範囲 ( $\frac{B}{3} \leq d \leq \frac{B}{2}$ )にある場合

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$q_1 = \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

2) 荷重の合力の作用位置dがつま先から基礎幅Bの  $\frac{1}{2}$  より後方 ( $d \geq \frac{B}{2}$ )にある場合

$$Q_t = \frac{M - \kappa_d \cdot B \cdot V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + l \cdot (1 - \frac{\kappa_1}{3})}$$

$$Q_v = V - Q_t \cdot \sin \theta$$

$$q_{v1} = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \kappa_d)}{D \cdot B}$$

$$q_{v2} = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \kappa_d - 1)}{D \cdot B}$$

ここに、

d : 基礎底面のつま先から合力Rの作用位置までの距離 (m)

M : 基礎底面のつま先回りの作用モーメント (kN・m)

V : 基礎底面における全鉛直荷重 (kN)

e : 荷重の偏心距離 (m)

B : 基礎幅 (m)

D : 基礎の奥行き (m)

$q_1, q_2$ : 基礎底面端部における地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$Q_t$  : 基礎背面に発生する壁面地盤反力 (kN) で、 $d \leq \kappa_d \cdot B$ のときは $Q_t = 0$ とする。

$Q_v$  : 基礎底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)

$q_{v1}$  : 基礎底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

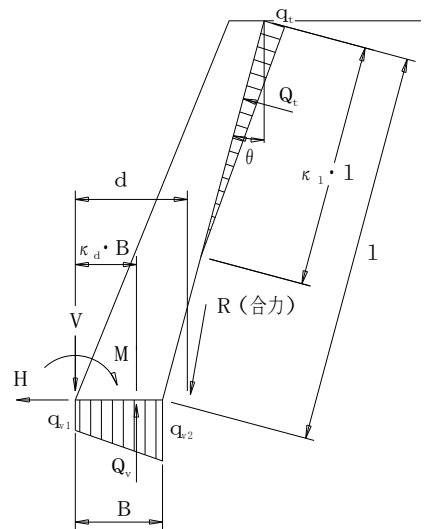
$q_{v2}$  : 基礎底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\theta$  : 壁面傾斜角 (度)

l : 壁面長 (m)

$\kappa_d$  : 基礎底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置と基礎幅Bとの比

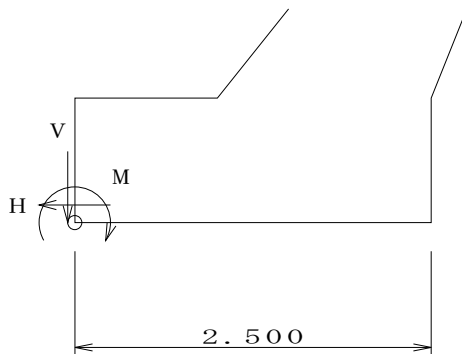
$\kappa_1$  : 壁面地盤反力度が発生する区間長と擁壁壁面長lとの比



## 5-2 安定計算

## 1) 常時

《 転倒および滑動に対する照査 》



$$\begin{aligned} V &= 167.96 \text{ kN} \\ H &= 37.50 \text{ kN} \\ M &= 219.13 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

&lt; 転倒 &gt;

$$\begin{aligned} d &= \frac{M}{V} = \frac{219.13}{167.96} = 1.305 \text{ m} \\ &> \frac{B}{2.00} = \frac{2.500}{2.00} = 1.250 \text{ m} \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

&lt; 滑動 &gt;

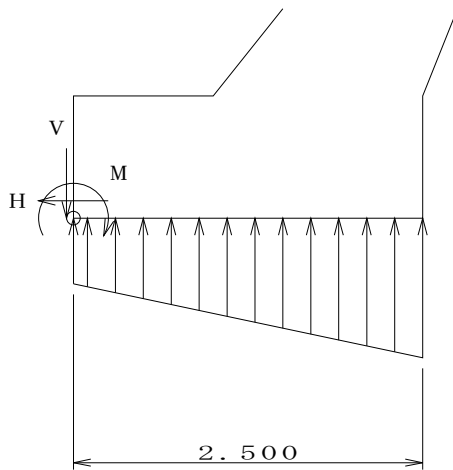
$$\begin{aligned} F_s &= \frac{c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B}{H} \\ &= \frac{6.000 \times 2.391 + 167.96 \times 0.600}{37.50} \\ &= 3.070 \geq F_a = 1.50 \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

$$e = \left| \frac{B}{2} - d \right| = \left| \frac{2.500}{2} - 1.305 \right| = 0.055$$

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot L = (2.500 - 2 \times 0.055) \times 1.000 = 2.391 \text{ m}^2$$

## 《 支持に対する照査 》

## 〈 地盤反力度 〉



$$\begin{aligned} V &= 167.96 \text{ kN} \\ H &= 37.50 \text{ kN} \\ M &= 219.13 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$d = \frac{M}{V} = \frac{219.13}{167.96} = 1.305 \text{ m}$$

$$B = 2.500 \text{ m}$$

$d > \frac{B}{2}$  なので、簡便法による計算を行う。

$$d \leq \kappa_d \cdot B = 0.56 \times 2.500 = 1.400 \text{ m より、} Q_t = 0.00 \text{ kN}$$

$$Q_v = V - Q_t \cdot \sin \theta$$

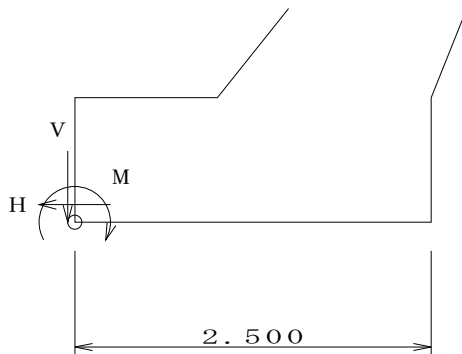
$$= 167.96 - 0.00 \times \sin(16.699^\circ) = 167.96 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} q_{v1} &= \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \kappa_d)}{D \cdot B} \\ &= \frac{2 \times 167.96 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.000 \times 2.500} \\ &= 43.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{v2} &= \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \kappa_d - 1)}{D \cdot B} \\ &= \frac{2 \times 167.96 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.000 \times 2.500} \\ &= 91.37 \text{ kN/m}^2 \leq q_a = 300.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

## 2) 地震時

《 転倒および滑動に対する照査 》



$$\begin{aligned} V &= 164.46 \text{ kN} \\ H &= 65.95 \text{ kN} \\ M &= 153.21 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

&lt; 転倒 &gt;

$$\begin{aligned} d &= \frac{M}{V} = \frac{153.21}{164.46} = 0.932 \text{ m} \\ &\geq \frac{B}{3.00} = \frac{2.500}{3.00} = 0.833 \text{ m} \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

&lt; 滑動 &gt;

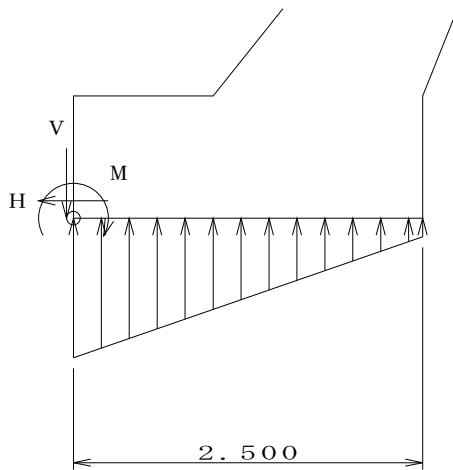
$$\begin{aligned} F_s &= \frac{c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B}{H} \\ &= \frac{6.000 \times 1.863 + 164.46 \times 0.600}{65.95} \\ &= 1.666 \geq F_a = 1.20 \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

$$e = \left| \frac{B}{2} - d \right| = \left| \frac{2.500}{2} - 0.932 \right| = 0.318$$

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot L = (2.500 - 2 \times 0.318) \times 1.000 = 1.863 \text{ m}^2$$

## 《 支持に対する照査 》

## 〈 地盤反力度 〉



$$\begin{aligned} V &= 164.46 \text{ kN} \\ H &= 65.95 \text{ kN} \\ M &= 153.21 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$d = \frac{M}{V} = \frac{153.21}{164.46} = 0.932 \text{ m}$$

$$B = 2.500 \text{ m}$$

$$\frac{B}{3} \leq d \leq \frac{B}{2} \text{ なので、台形分布となる。}$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.500}{2} - 0.932 = 0.318 \text{ m}$$

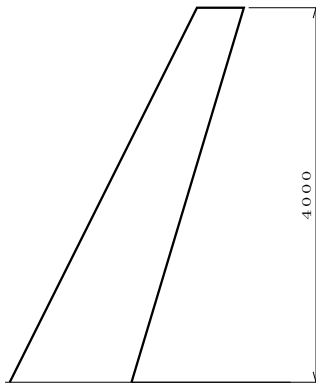
$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ &= \frac{164.46}{1.000 \times 2.500} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.318}{2.500} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \begin{matrix} 116.05 \text{ kN/m}^2 \\ 15.51 \text{ kN/m}^2 \end{matrix} \leq q_a = 450.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

## 6 たて壁の断面計算

## 6-1 設計条件

## 6-1-1 形状



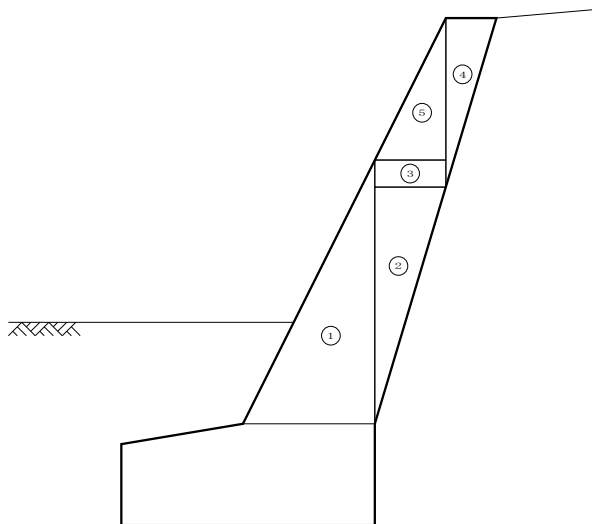
## 6-2 断面力一覧

荷重ケース名	曲げモーメント M (kN・m/m)	鉛直力 V (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	せん断力 Sh (kN/m)
常時	50.00	————	37.50	29.81
地震時	81.58	————	57.74	45.19

## 6-3 断面力算出

## 1) 重量計算

## 1-1) ブロック割



躯体

## 1-2) 躯体自重および重心位置(照査断面図心位置より)

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量				鉛直力 V(kN)
1	1.300×	2.600×	1.000×	23.00×0.5	38.87
2	0.700×	2.333×	1.000×	23.00×0.5	18.78
3	0.700×	0.267×	1.000×	23.00	4.29
4	0.500×	1.667×	1.000×	23.00×0.5	9.58
5	0.700×	1.400×	1.000×	23.00×0.5	11.27
	合計				82.80

区分	鉛直力 V(kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
1	38.87	-0.217	0.867	-8.42	33.69
2	18.78	-0.883	1.556	-16.59	29.22
3	4.29	-1.000	2.467	-4.29	10.59
4	9.58	-1.517	3.444	-14.53	33.01
5	11.27	-1.117	3.067	-12.58	34.56
計	82.80			-56.43	141.07

## 重心位置

$$X = \frac{M_x}{V} = \frac{-56.43}{82.80} = -0.681 \text{ m}$$

$$Y = \frac{M_y}{V} = \frac{141.07}{82.80} = 1.704 \text{ m}$$

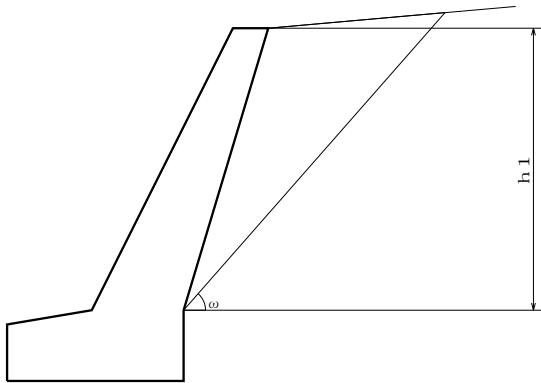


## 2) 土圧

2-1) 荷重ケース名 : 「常時」

&lt;盛土部土圧&gt;

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅

$$B = 1.000 \text{ m}$$

一段目の土圧作用高さ

$$h_1 = 4.000 \text{ m}$$

裏込め土砂の単位体積重量 (大気中)

$$\gamma_s = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

(水中)

$$\gamma_{sw} = 9.00 \text{ kN/m}^3$$

裏込め土砂の内部摩擦角

$$\phi = 30.000 \text{ 度}$$

土圧作用面と鉛直面のなす角度

$$\alpha_1 = -16.699 \text{ 度}$$

壁面摩擦角

$$\delta = 20.000 \text{ 度}$$

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 $\omega$ (度)	重量			土圧力 $P_1$ (kN)
	土砂 $W_s$ (kN)	載荷重 $W_q$ (kN)	合計 $W$ (kN)	
48.000	91.39	26.07	117.46	37.52
48.700	87.87	25.07	112.94	37.56
49.000	86.40	24.65	111.04	37.55

$$\text{土圧水平力} \quad P_H = P_1 \cdot \cos(\alpha_1 + \delta) = 37.56 \times \cos(3.301^\circ) = 37.50 \text{ kN}$$

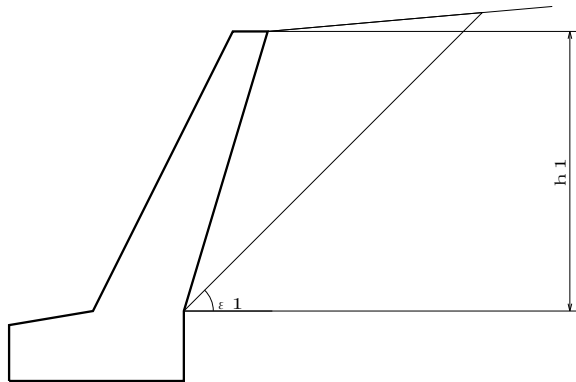
$$\text{作用位置} \quad Y_P = 1.333 \text{ m}$$

$$\text{土圧鉛直力} \quad P_V = P_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \delta) = 37.56 \times \sin(3.301^\circ) = 2.16 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad X_P = -1.050 \text{ m}$$

## &lt;切土部土圧&gt;

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅

$$B = 1.000 \text{ m}$$

一段目の土圧作用高さ

$$h_1 = 4.000 \text{ m}$$

裏込め土砂の単位体積重量 (大気中)  
(水中)

$$\gamma_s = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sw} = 9.00 \text{ kN/m}^3$$

裏込め土砂の内部摩擦角

$$\phi = 30.000 \text{ 度}$$

土圧作用面と鉛直面のなす角度

$$\alpha_1 = -16.699 \text{ 度}$$

壁面摩擦角

$$\delta = 20.000 \text{ 度}$$

切土面の摩擦角

$$\delta' = 30.000 \text{ 度}$$

切土面の角度

$$\varepsilon_1 = 45.000 \text{ 度}$$

$$P_A = \frac{W \cdot \sin(\varepsilon_1 - \delta')}{\cos(\varepsilon_1 - \delta' - \alpha_1 - \delta)}$$

$$= \frac{138.25 \times \sin(45.000 - 30.000)}{\cos(45.000 - 30.000 - (-16.699) - 20.000)}$$

$$= 36.54 \text{ kN}$$

$$\text{土圧水平力} \quad P_H = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 36.54 \times \cos(3.301^\circ) = 36.48 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad Y_P = 1.333 \text{ m}$$

$$\text{土圧鉛直力} \quad P_V = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 36.54 \times \sin(3.301^\circ) = 2.10 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad X_P = -1.050 \text{ m}$$

以上より、

$$\text{盛土部土圧} \quad P_a = 37.56 \text{ kN}$$

$$\text{切土部土圧} \quad P_b = 36.54 \text{ kN}$$

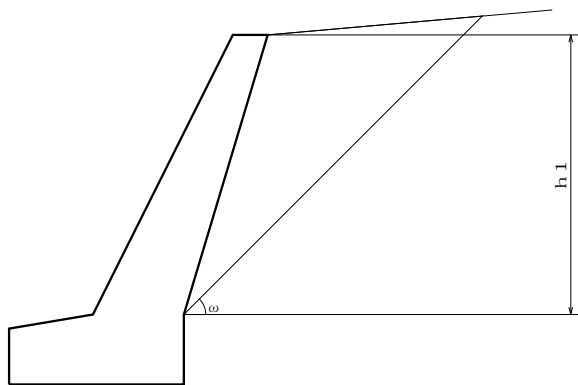
 $P_a > P_b$  のため盛土部土圧を採用する

$$\text{使用土圧力} \quad P = 37.56 \text{ kN}$$

## 2-2) 荷重ケース名：「地震時」

&lt;盛土部土圧&gt;

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅	B = 1.000 m
一段目の土圧作用高さ	h <sub>1</sub> = 4.000 m
裏込め土砂の単位体積重量 (大気中)	γ <sub>s</sub> = 18.00 kN/m <sup>3</sup>
(水中)	γ <sub>sw</sub> = 9.00 kN/m <sup>3</sup>
裏込め土砂の内部摩擦角	φ = 30.000 度
土圧作用面と鉛直面のなす角度	α <sub>1</sub> = -16.699 度
壁面摩擦角	δ = 15.000 度
設計水平震度	K <sub>h</sub> = 0.150

$$P_1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) + K_h \cdot W \cdot \cos(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 ω (度)	重量			土圧力 P <sub>1</sub> (kN)
	土砂 W <sub>s</sub> (kN)	載荷重 W <sub>q</sub> (kN)	合計 W (kN)	
45.000	107.57	0.00	107.57	45.34
46.000	101.96	0.00	101.96	44.93

$$\text{土圧水平力} \quad P_H = P_1 \cdot \cos(\alpha_1 + \delta) = 45.34 \times \cos(-1.699^\circ) = 45.32 \text{ kN}$$

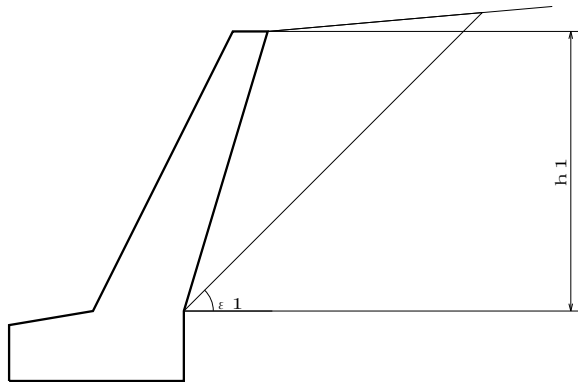
$$\text{作用位置} \quad Y_P = 1.333 \text{ m}$$

$$\text{土圧鉛直力} \quad P_V = P_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \delta) = 45.34 \times \sin(-1.699^\circ) = -1.34 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad X_P = -1.050 \text{ m}$$

## &lt;切土部土圧&gt;

・土圧力



奥行き方向土圧作用幅

$$B = 1.000 \text{ m}$$

一段目の土圧作用高さ

$$h_1 = 4.000 \text{ m}$$

裏込め土砂の単位体積重量 (大気中)  
(水中)

$$\gamma_s = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sw} = 9.00 \text{ kN/m}^3$$

裏込め土砂の内部摩擦角

$$\phi = 30.000 \text{ 度}$$

土圧作用面と鉛直面のなす角度

$$\alpha_1 = -16.699 \text{ 度}$$

壁面摩擦角

$$\delta = 15.000 \text{ 度}$$

切土面の摩擦角

$$\delta' = 30.000 \text{ 度}$$

切土面の角度

$$\varepsilon_1 = 45.000 \text{ 度}$$

$$P_A = \frac{W \cdot \sin(\varepsilon_1 - \delta')}{\cos(\varepsilon_1 - \delta' - \alpha_1 - \delta)}$$

$$= \frac{107.57 \times \sin(45.000 - 30.000)}{\cos(45.000 - 30.000 - (-16.699) - 15.000)}$$

$$= 45.34 \text{ kN}$$

$$\text{土圧水平力} \quad P_H = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 45.34 \times \cos(-1.699^\circ) = 45.32 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad Y_P = 1.333 \text{ m}$$

$$\text{土圧鉛直力} \quad P_V = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 45.34 \times \sin(-1.699^\circ) = -1.34 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置} \quad X_P = -1.050 \text{ m}$$

以上より、

$$\text{盛土部土圧} \quad P_a = 45.34 \text{ kN}$$

$$\text{切土部土圧} \quad P_b = 45.34 \text{ kN}$$

 $P_a > P_b$  のため盛土部土圧を採用する

$$\text{使用土圧力} \quad P = 45.34 \text{ kN}$$

## 3) 壁面地盤反力

## 3-1) 荷重ケース名：「常時」

- ・照査断面位置における壁面地盤反力

基礎幅	B =	2.500	m
壁面長	l =	5.220	m
壁面傾斜角	$\theta$ =	16.699	度
基礎底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置と基礎幅との比	$\kappa_d$ =	0.56	
基礎底面のつま先回りの作用モーメント	M =	219.13	kN・m
基礎底面における全鉛直荷重	V =	167.96	kN

荷重の合力の作用位置

$$d = \frac{M}{V} = \frac{219.13}{167.96} = 1.305 \text{ m}$$

$d < \kappa_d \cdot B = 0.56 \times 2.500 = 1.400 \text{ m}$  より、壁面地盤反力は発生しない。

## 3-2) 荷重ケース名：「地震時」

- ・照査断面位置における壁面地盤反力

基礎幅	B =	2.500	m
壁面長	l =	5.220	m
壁面傾斜角	$\theta$ =	16.699	度
基礎底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置と基礎幅との比	$\kappa_d$ =	0.56	
基礎底面のつま先回りの作用モーメント	M =	153.21	kN・m
基礎底面における全鉛直荷重	V =	164.46	kN

荷重の合力の作用位置

$$d = \frac{M}{V} = \frac{153.21}{164.46} = 0.932 \text{ m}$$

$d < \kappa_d \cdot B = 0.56 \times 2.500 = 1.400 \text{ m}$  より、壁面地盤反力は発生しない。

## 4) 荷重の集計

## 4-1) 常時

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	作用位置		曲げモーメント	
			X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
裏込土砂土圧	—	37.50	—	1.333	—	50.00
合計	0.00	37.50			0.00	50.00

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x \\ = 50.00 + 0.00 = 50.00 \text{ kN・m}$$

単位幅あたりの水平力

$$H = 37.50 / 1.000 = 37.50 \text{ kN/m}$$

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 50.00 / 1.000 = 50.00 \text{ kN・m/m}$$

## 4-2) 地震時

項 目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	作用位置		曲げモーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体自重	————	12.42	————	1.704	————	21.16
裏込土砂土圧	————	45.32	————	1.333	————	60.42
合計	0.00	57.74			0.00	81.58

曲げモーメントの合計

$$M = My + Mx$$

$$= 81.58 + 0.00 = 81.58 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

単位幅あたりの水平力

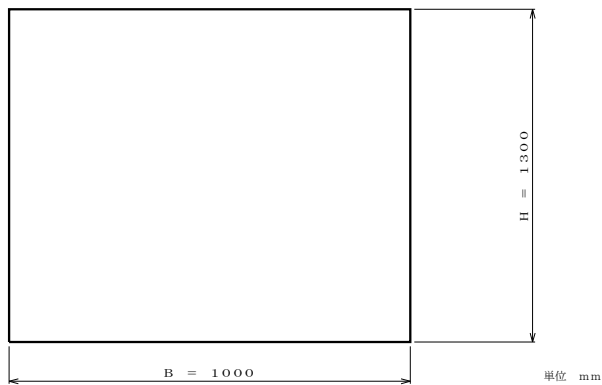
$$H = 57.74 / 1.000 = 57.74 \text{ kN/m}$$

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 81.58 / 1.000 = 81.58 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

## 6-4 応力度計算

## 1) 配筋



## 2) 曲げ応力度の計算

荷重ケース名	M (kN・m/m)	N (kN/m)	$\sigma_c$ ( $\sigma_{ca}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c'$ ( $\sigma_{ca}'$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
常時	50.00	————	0.18 ( 4.50)	- 0.18 ( 0.22)
地震時	81.58	————	0.29 ( 6.75)	- 0.29 ( 0.33)

※マイナス表記は引張応力度を表す。

## 3) 有効高の変化を考慮したせん断力

荷重ケース名	作用方向	せん断力 S (kN/m)	モーメント M (kN・m/m)	有効高さ d (m)	Sh (kN/m)
常時	背面引張	37.50	50.00	1.300	29.81
地震時	背面引張	57.74	81.58	1.300	45.19

$$Sh = S - \frac{M}{d} (\tan \beta + \tan \gamma)$$

ここに、

$\beta$  : 部材圧縮縁が部材軸力となす角度 (  $\tan \beta = 0.5000$  )

$\gamma$  : 引張鋼材が部材軸方向となす角度 (  $\tan \gamma = -0.3000$  )

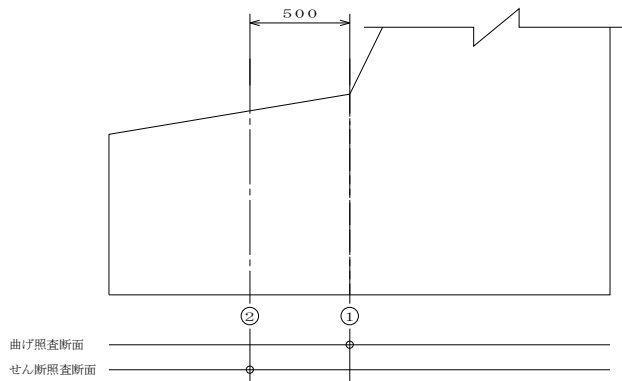
## 4) せん断応力度の計算

荷重ケース名	作用方向	せん断力 Sh (kN/m)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
			$\tau_m$	$\tau_{al}$
常時	背面引張	29.81	0.0229	0.3300
地震時	背面引張	45.19	0.0348	0.3300

## 7 底版の断面計算

## 7-1 設計条件

## 7-1-1 照査位置と照査項目



## 7-2 つま先版

## 7-2-1 断面力一覧

## (1) 断面( 1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置: つま先版根元位置)

## ・曲げモーメント

荷重ケース名	曲げモーメント M (kN・m/m)	作用方向
常時	-22.18	下側引張
地震時	-57.62	下側引張

## (2) 断面( 2) &lt;せん断力着目&gt;

(位置: つま先版根元位置から L= 0.500 m)

## ・曲げモーメント

荷重ケース名	曲げモーメント M (kN・m/m)	作用方向
常時	-6.91	下側引張
地震時	-21.41	下側引張

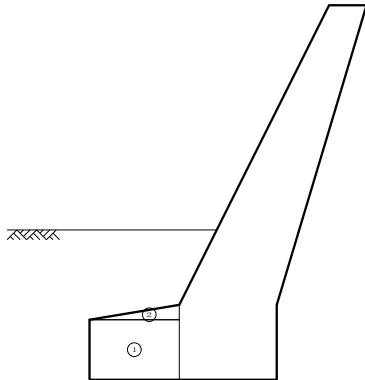
## ・せん断力

荷重ケース名	せん断力 S (kN/m)	作用方向
常時	-21.02	下側引張
地震時	-57.56	下側引張



## 7-2-2 断面力算出

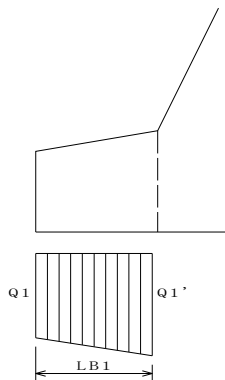
- (1) 断面(1) <曲げモーメント着目>  
 (位置: つま先版根元位置)  
 <<自重>>



## ・つま先版自重

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m)
1	1.200× 0.800× 1.000× 23.00	22.08	0.600	13.25
2	1.200× 0.200× 1.000× 23.00×0.5	2.76	0.400	1.10
	合計	24.84		14.35

- 1) 荷重ケース名: 「常時」  
 <<地盤反力度>>



照査位置における荷重強度	$Q1' = 66.22 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q1 = 43.00 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB1 = 1.200 \text{ m}$
鉛直力	$S = -65.53 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.557 \text{ m}$
モーメント	$M = -36.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$

## &lt;&lt;荷重集計&gt;&gt;

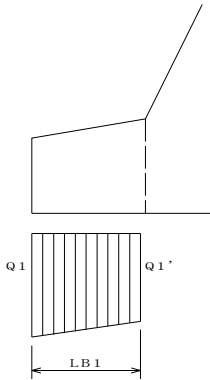
項目	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント M(kN・m)
つま先版自重	24.84	0.578	14.35
地盤反力	-65.53	0.557	-36.53
合計	-40.69		-22.18

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -22.18 / 1.000$$

$$= -22.18 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

2) 荷重ケース名：「地震時」  
 <<地盤反力度>>



照査位置における荷重強度	$Q1' = 67.79 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q1 = 116.05 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB1 = 1.200 \text{ m}$
鉛直力	$S = -110.31 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.652 \text{ m}$
モーメント	$M = -71.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$

<<荷重集計>>

項目	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント M(kN・m)
つま先版自重	24.84	0.578	14.35
地盤反力	-110.31	0.652	-71.97
合計	-85.47		-57.62

単位幅あたりの曲げモーメント

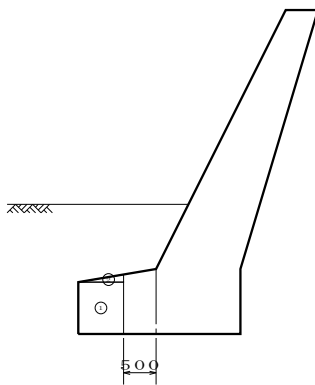
$$M = -57.62 / 1.000$$

$$= -57.62 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

(2) 断面(2) <せん断力着目>

(位置：つま先版根元位置から  $L = 0.500 \text{ m}$ )

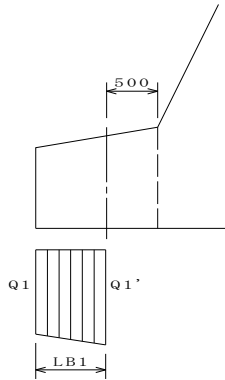
<<自重>>



・つま先版自重

区分	計算式 幅×高さ×奥行き×単位重量	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	モーメント M(kN・m)
1	$0.700 \times 0.800 \times 1.000 \times 23.00$	12.88	0.350	4.51
2	$0.700 \times 0.117 \times 1.000 \times 23.00 \times 0.5$	0.94	0.233	0.22
	合計	13.82		4.73

1) 荷重ケース名 : 「常時」  
 <<地盤反力度>>



照査位置における荷重強度	$Q1' = 56.54 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q1 = 43.00 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB1 = 0.700 \text{ m}$
鉛直力	$S = -34.84 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.334 \text{ m}$
モーメント	$M = -11.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$

## &lt;&lt;荷重集計&gt;&gt;

項目	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント M(kN・m)
つま先版自重	13.82	0.342	4.73
地盤反力	-34.84	0.334	-11.64
合計	-21.02		-6.91

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -6.91 / 1.000 \\ = -6.91 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

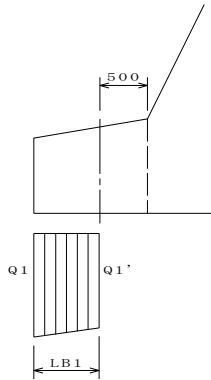
単位幅あたりのせん断力

$$S = -21.02 / 1.000 = -21.02 \text{ kN/m}$$

有効高の変化を考慮したせん断力

$$Sh = S - M/d(\tan \beta + \tan \gamma) \\ = -21.02 - (-6.91) / 0.917 \times (0.167 + 0.000) \\ = -19.76 \text{ kN/m}$$

2) 荷重ケース名：「地震時」  
 <<地盤反力度>>



照査位置における荷重強度	$Q1' = 87.90 \text{ kN/m}^2$
先端部における荷重強度	$Q1 = 116.05 \text{ kN/m}^2$
作用幅	$LB1 = 0.700 \text{ m}$
鉛直力	$S = -71.38 \text{ kN}$
作用位置	$X = 0.366 \text{ m}$
モーメント	$M = -26.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$

<<荷重集計>>

項目	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	曲げモーメント M(kN・m)
つま先版自重	13.82	0.342	4.73
地盤反力	-71.38	0.366	-26.13
合計	-57.56		-21.41

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = -21.41 / 1.000 \\ = -21.41 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -57.56 / 1.000 = -57.56 \text{ kN/m}$$

有効高の変化を考慮したせん断力

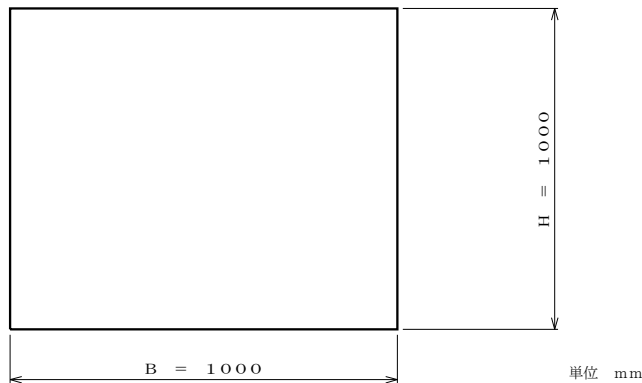
$$Sh = S - M/d(\tan \beta + \tan \gamma) \\ = -57.56 - (-21.41) / 0.917 \times (0.167 + 0.000) \\ = -53.67 \text{ kN/m}$$

## 7-2-3 応力度計算

## (1) 断面(1) &lt;曲げモーメント着目&gt;

(位置：つま先版根元位置)

## 1) 配筋



## 2) 曲げ応力度の計算

荷重ケース名	曲げモーメント 作用方向	M (kN・m/m)	$\sigma_c$ ( $\sigma_{ca}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c'$ ( $\sigma_{ca}'$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
常時	下側引張	-22.18	0.13 ( 4.50)	-0.13 ( 0.22)
地震時	下側引張	-57.62	0.35 ( 6.75)	-0.35 ( 0.33)

※マイナス表記は引張応力度を表す。

## 3) 最小鉄筋量の計算

## 3-1) 下面配筋に対して

・ $1.7M_d \leq M_c$ の判別

$$1.7M_d = 1.7 \times 57.6223 \times 10^6$$

$$= 97.9579 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_c = Z_c \left( \sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 1.6667 \times 10^8 \times \left( 1.5797 + \frac{0}{1000000} \right)$$

$$= 263.2843 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

ここに、

 $M_c$  : ひび割れ曲げモーメント (N・mm) $Z_c$  : コンクリート部材の断面係数 (mm<sup>3</sup>) $\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$$

$$= 0.23 \times 18.00^{2/3}$$

$$= 1.5797 \text{ N/mm}^2$$

 $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) $N_d$  : 軸方向力 (N) $A_c$  : コンクリート部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)1.7M<sub>d</sub> ≤ M<sub>c</sub> となるため、以下の規定によらなくてよい。

・  $M_u = M_c$  となる鉄筋量の計算

$$M_c = 263.2843 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_u = C \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \left( \frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \left( \frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

$M_u$	: 破壊抵抗曲げモーメント	( $\text{N}\cdot\text{mm}$ )
$\sigma_{sy}$	: 引張鉄筋の降伏応力度	( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
$E_s$	: 鉄筋のヤング係数	( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
$A_s$	: 引張主鉄筋の全断面積	( $\text{mm}^2$ )
$A_s'$	: 圧縮主鉄筋の全断面積	( $\text{mm}^2$ )
$C$	: コンクリートの圧縮応力度の合力	( $\text{N}$ )
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度	( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
$T_s$	: 引張鉄筋の引張応力度の合力	( $\text{N}$ )
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	( $\text{N}$ )
$b$	: 部材幅	(=1000 mm)
$h$	: 部材高さ	(=1000 mm)
$d_1$	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0 mm)
$d_0$	: 引張鉄筋のかぶり	(= 0 mm)
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

・ なお、表面に沿った長さ1mあたり500mm<sup>2</sup>以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

#### 4) 最大鉄筋量の計算

##### 4-1) 下面配筋に対して

$\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$ 、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$  および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$  の釣合い式により

$$x = 703.52 \text{ (mm)}$$

$$A_{sb} = 29539.66 \text{ (mm}^2\text{)}$$

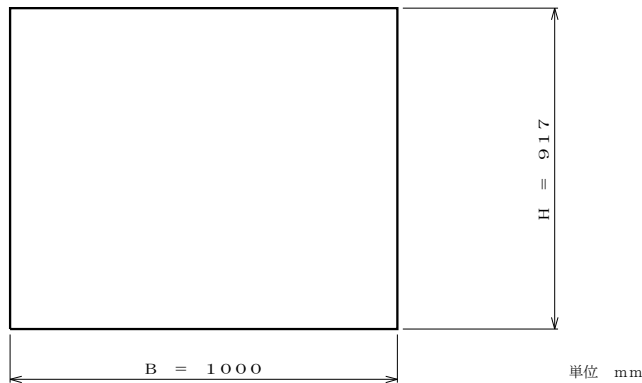
ここに

$\varepsilon_{sy}$	: 引張主鉄筋の降伏ひずみ	
$\varepsilon_{cu}$	: コンクリートの終局ひずみ	
$A_{sb}$	: 釣合鉄筋量	( $\text{mm}^2$ )
$c$	: コンクリートの圧縮力の合力	( $\text{N}$ )
$T_s$	: 引張鉄筋の引張力の合力	( $\text{N}$ )
$T_s'$	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	( $\text{N}$ )
$x$	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

## (2) 断面(2) &lt;せん断力着目&gt;

(位置: つま先版根元位置から  $L = 0.500$  m)

## 1) 配筋



## 2) せん断応力度の計算

荷重ケース名	作用方向	せん断力 S (kN/m)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
			$\tau_m$	$\tau_{a1}$
常時	下側引張	-21.02	0.0229	2.0406
地震時	下側引張	-57.56	0.0628	1.8360

3) 許容せん断応力度 ( $\tau_{a1}$ ) の計算

## ・有効高 (基部)

有効高(上側引張時)  $d_0 = 1000.0$  (mm)有効高(下側引張時)  $d_0 = 1000.0$  (mm)

## ・せん断スパン a

荷重ケース	作用方向	$M'$ (kN·m)	S (kN)	$L'$ (m)	a (m)
常時	下側引張	-22.18	-40.69	-----	0.545
地震時	下側引張	-57.62	-85.47	-----	0.674

・せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数 ( $c_{dc}$ )

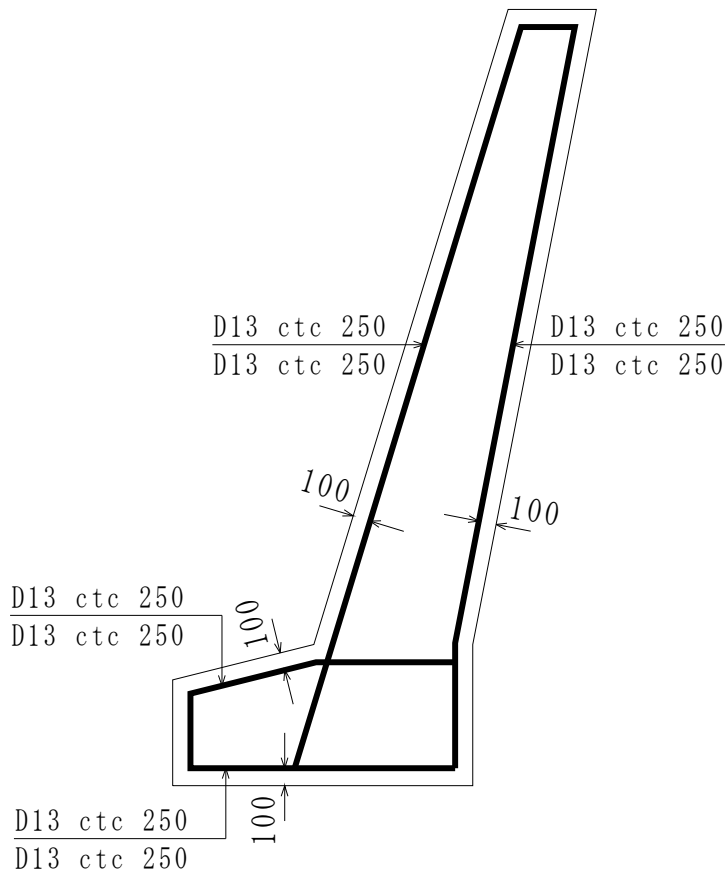
荷重ケース	a (m)	$2.5 \cdot d_0$ (m)	割増し	割増し係数 ( $c_{dc}$ )
常時	0.545	2.500	行う	6.184
地震時	0.674	2.500	行う	5.564

## ・許容せん断応力度

荷重ケース名	基本値 (N/mm <sup>2</sup> )	$c_{dc}$	$c_e$	$c_{pt}$	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )
常時	0.330	6.184	-----	-----	2.0406
地震時	0.330	5.564	-----	-----	1.8360

8 配筋計画

8-1 配筋計画図



上段：主鉄筋  
下段：配力筋



## 8-2 たて壁

## 8-2-1 前面

## ・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100	D13	250	4.000	506.8
合計					506.8

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D13	250	16.000	2027.2
合計				2027.2

## 8-2-2 背面

## ・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100	D13	250	4.000	506.8
合計					506.8

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D13	250	16.000	2027.2
合計				2027.2

## 8-2-3 組立筋

鉄筋径	垂直ピッチ (mm)	水平ピッチ (mm)
D13	250	250

## 8-3 つま先版

## 8-3-1 上面

## ・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100	D13	250	4.000	506.8
合計					506.8

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D13	250	5.000	633.5
合計				633.5

## 8-3-2 下面

## ・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100	D13	250	4.000	506.8
合計					506.8

## ・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	D13	250	5.000	633.5
合計				633.5

## 8-3-3 組立筋

鉄筋径	軸ピッチ (mm)	奥行ピッチ (mm)
D13	250	250