

# R C擁壁設計システム

## Ver4.2

### 適用基準

- 土地改良事業計画設計基準・設計「農道」(H17/3)
- 土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」(H26/3)
- 日本道路協会・道路土工「擁壁工指針」(H24/7)
- 宅地防災マニュアルの解説「第二次改訂版」(H19/12)

### 出力例

逆T式擁壁の計算書  
(安定計算および部材断面計算)

#### 開発・販売元

(株)SIP システム お問合せ先 : 大阪事務所 (技術サービス)

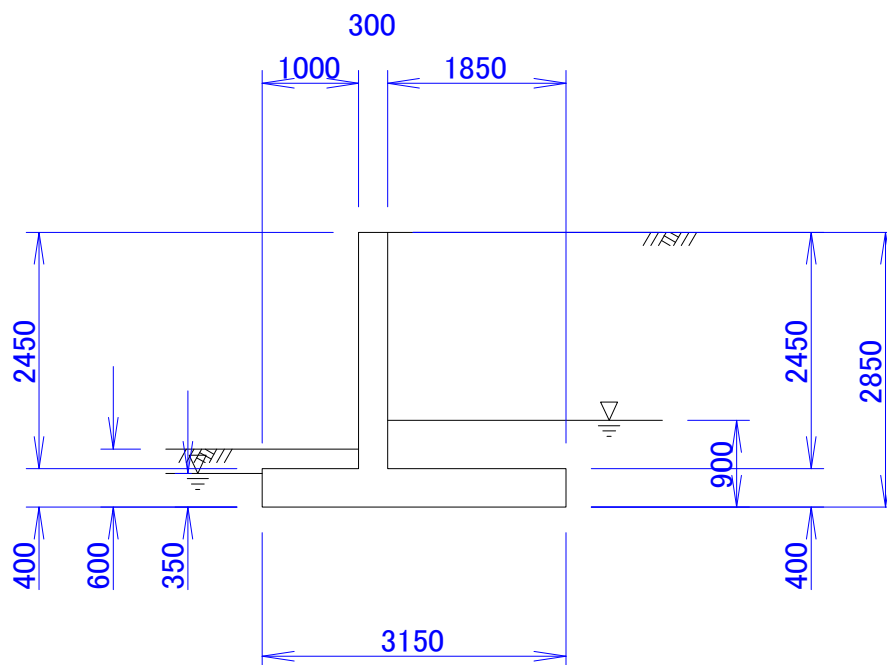
〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233

<http://www.sipc.co.jp>      [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

# 1. 設計条件

## 1.1 構造寸法



擁壁延長 10.000 (m)

## 1.2 使用材料

### (1) コンクリート

設計基準強度  $\sigma_{ck}$  24 (N/mm<sup>2</sup>)  
ヤング係数  $E_c$  25000 (N/mm<sup>2</sup>)  
線膨張係数  $\alpha$  0.00001

### (2) 鉄筋 SD295

ヤング係数  $E_s$  200000 (N/mm<sup>2</sup>)  
降伏点強度  $\sigma_{sy}$  295 (N/mm<sup>2</sup>)

### (3) 裏込め土

内部摩擦角  $\phi$  30.0 (度)  
粘着力  $C$  0.0 (kN/m<sup>2</sup>)

### 1.3 材料の単位体積重量

(1) 鉄筋コンクリート		24.50	(kN/m <sup>3</sup> )
(2) 無筋コンクリート		23.00	(kN/m <sup>3</sup> )
(3) 裏込め土	湿潤重量	18.00	(kN/m <sup>3</sup> )
	水中重量	10.00	(kN/m <sup>3</sup> )
	飽和重量	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )
(4) 前載土砂	湿潤重量	18.00	(kN/m <sup>3</sup> )
	水中重量	10.00	(kN/m <sup>3</sup> )
	飽和重量	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )
(5) 水		9.80	(kN/m <sup>3</sup> )

### 1.4 許容応力度

				常 時	地震時	暴風時	衝突時
鉄筋コン クリート	許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	(N/mm <sup>2</sup> )	9.0	13.5	11.3	13.5
	許容支圧応力度	$\sigma_{cva}$	(N/mm <sup>2</sup> )	7.20	10.80	9.00	10.80
	許容せん断応力度	$\tau_{a1}$	(N/mm <sup>2</sup> )	0.23	0.35	0.29	0.35
	許容せん断応力度	$\tau_{a2}$	(N/mm <sup>2</sup> )	1.70	2.55	2.13	2.55
	許容押抜きせん断応力度	$\tau_{a3}$	(N/mm <sup>2</sup> )	0.90	0.90	0.90	0.90
	許容付着応力度	$\tau_{0a}$	(N/mm <sup>2</sup> )	1.60	2.40	2.00	2.40
無筋コン クリート	許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	(N/mm <sup>2</sup> )	5.4	8.1	6.8	8.1
	許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ta}$	(N/mm <sup>2</sup> )	0.29	0.44	0.36	0.44
鉄 筋	許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	(N/mm <sup>2</sup> )	157.0	264.0	196.3	264.0

### 1.5 設計水平震度

設計水平震度  $k_h = 0.12$

### 1.6 上載荷重および水平荷重

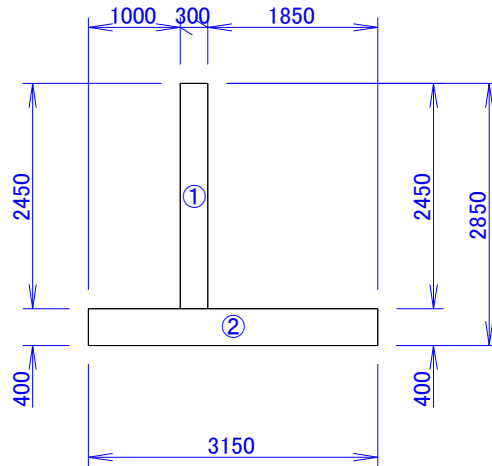
(1) 自動車荷重： 10.00 (kN/m<sup>2</sup>) (T25)

### 1.7 準拠基準

土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」  
平成26年3月，公益社団法人 農業農村工学会

## 2. 底版下面における作用力

### 2.1 く体自重



#### く体自重

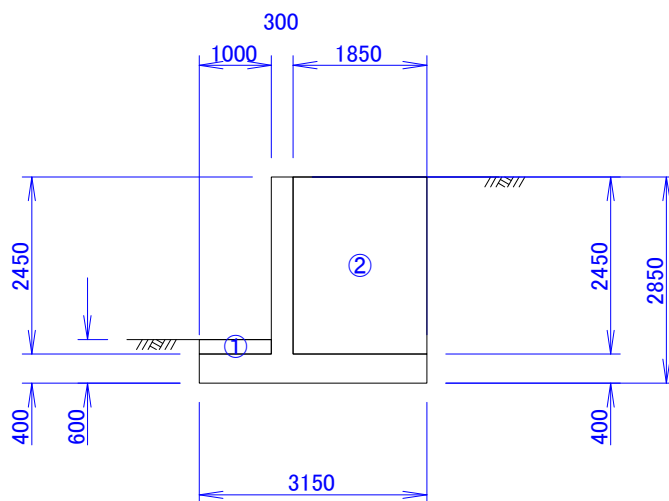
	計 算 式	V (kN)	x (m)	Vx (kN・m)
1	$0.300 \times 2.450 \times 24.5$	18.01	1.150	20.71
2	$3.150 \times 0.400 \times 24.5$	30.87	1.575	48.62
	合 計	48.88		69.33

#### 地震時慣性力

	計 算 式	H (kN)	y (m)	Hy (kN・m)
1	$0.300 \times 2.450 \times 24.5 \times 0.12$	2.16	1.625	3.51
2	$3.150 \times 0.400 \times 24.5 \times 0.12$	3.70	0.200	0.74
	合 計	5.87		4.25

## 2.2 土砂重量

### 2.2.1 常時、地震時(1)



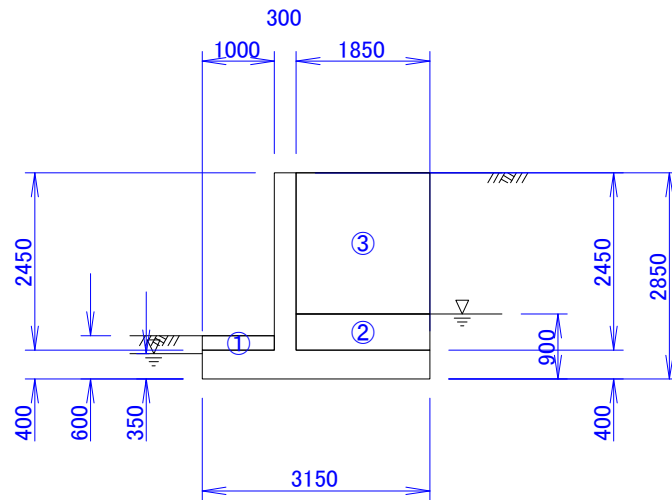
#### 土砂重量

	計算式	V (kN)	x (m)	Vx (kN·m)
1	$1.000 \times 0.200 \times 18.0$	3.60	0.500	1.80
2	$1.850 \times 2.450 \times 18.0$	81.59	2.225	181.53
	合計	85.19		183.33

#### 地震時慣性力

	計算式	H (kN)	y (m)	Hy (kN·m)
1	$1.000 \times 0.200 \times 18.0 \times 0.12$	0.43	0.500	0.22
2	$1.850 \times 2.450 \times 18.0 \times 0.12$	9.79	1.625	15.91
	合計	10.22		16.13

2.2.2 常時、地震時(2)



土砂重量

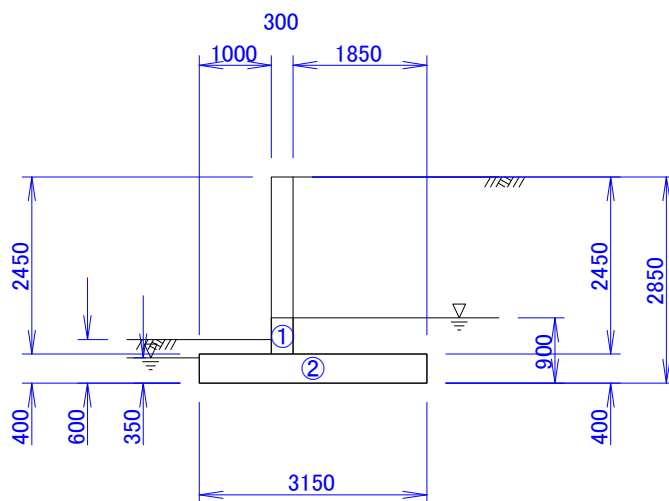
	計 算 式	V (kN)	x (m)	Vx (kN·m)
1	$1.000 \times 0.200 \times 18.0$	3.60	0.500	1.80
2	$1.850 \times 0.500 \times 10.0$	9.25	2.225	20.58
3	$1.850 \times 1.950 \times 18.0$	64.94	2.225	144.48
	合 計	77.79		166.86

地震時慣性力

	計 算 式	H (kN)	y (m)	Hy (kN·m)
1	$1.000 \times 0.200 \times 18.0 \times 0.12$	0.43	0.500	0.22
2	$1.850 \times 0.500 \times 18.0 \times 0.12$	2.00	0.650	1.30
3	$1.850 \times 1.950 \times 18.0 \times 0.12$	7.79	1.875	14.61
	合 計	10.22		16.13

## 2.3 浮力

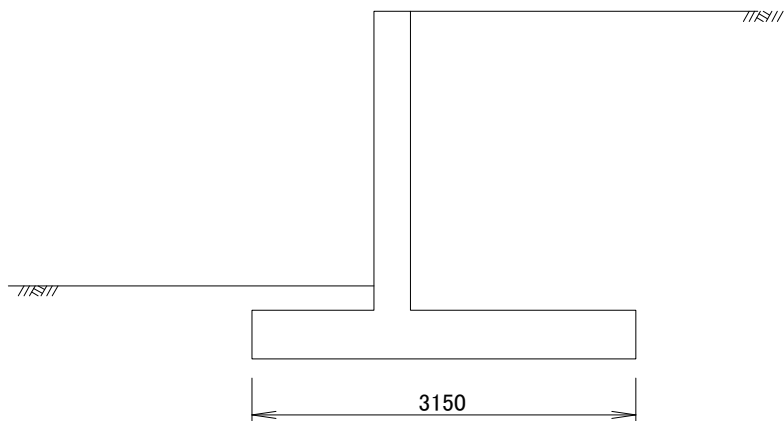
### 2.3.1 常時、地震時



	計算式	V (kN)	x (m)	Vx (kN·m)
1	$-0.300 \times 0.500 \times 9.8$	-1.47	1.150	-1.69
2	$-3.150 \times 0.400 \times 9.8$	-12.35	1.575	-19.45
	合計	-13.82		-21.14

## 2.4 上載荷重

 自動車荷重



### 2.4.1 上載荷重による鉛直荷重

#### 2.4.1.1 常時

	計 算 式	V (kN)	x (m)	V <sub>x</sub> (kN・m)
自動車荷重	$10.000 \times 1.850$	18.50	2.225	41.16
	上載荷重合計	18.50		41.16

### 2.4.2 主働土圧にかかわる上載荷重

#### 2.4.2.1 常時

項 目	上載荷重 (kN/m <sup>2</sup> )
自動車荷重	10.00
合 計	10.00



## 2.5 土圧および水圧

### 2.5.1 計算式

試行くさび法による主働土圧は図1(b)の連力図を解き、式(1)～(3)で求める。  
 なお、主働土圧の分布形は三角形分布であると仮定し、土圧合力の作用位置は土圧作用面下端から作用面高の1/3上方の位置とする。

主働土圧合力

$$P_A = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \quad \dots\dots\dots (1)$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta), \quad P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad \dots\dots\dots (2)$$

主働土圧合力の作用位置

$$X_A = B_0 - 1/3 \cdot H \cdot \tan \alpha, \quad Y_A = 1/3 \cdot H \quad \dots\dots\dots (3)$$

- ここで、  
 $P_A$ : 試行くさび法による主働土圧の合力 (kN/m)  
 $P_{AV}, P_{AH}$ : 主働土圧の鉛直・水平成分 (kN/m)  
 $X_A, Y_A$ : 主働土圧合力の作用位置 (m)  
 $W$ : 地表面の亀裂深さ $z_c$ を考慮した土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)  
 $z_c$ : 地表面の引張亀裂深さ (m)  
 $z_c = 2c / \gamma \cdot \tan(45 + \phi/2) = 2 \times 0.0 / 18.0 \cdot \tan(45 + 30.0/2) = 0.000$  (m)  
 $\theta$ : 地震合成角  $\theta = \tan^{-1}k_H = \tan^{-1}0.12 = 6.84$  (度)  
 地震の影響を考慮しない場合は $\theta = 0$   
 $\omega$ : 主働すべり角 (度)  
 $\phi$ : 内部摩擦角  $\phi = 30.0$  (度)  
 $\delta$ : 壁面摩擦角 (度)  
 $\alpha$ : 壁面傾斜角  $\alpha = 0.00$  (度)  
 $c$ : 裏込め土の粘着力  $C = 0.0$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma$ : 裏込め土の単位体積重量  $\gamma = 18.0$  (kN/m<sup>3</sup>)  
 $l$ : すべり面の長さ (m)  
 $H$ : 土圧作用面の高さ  $H = 2.850$  (m)

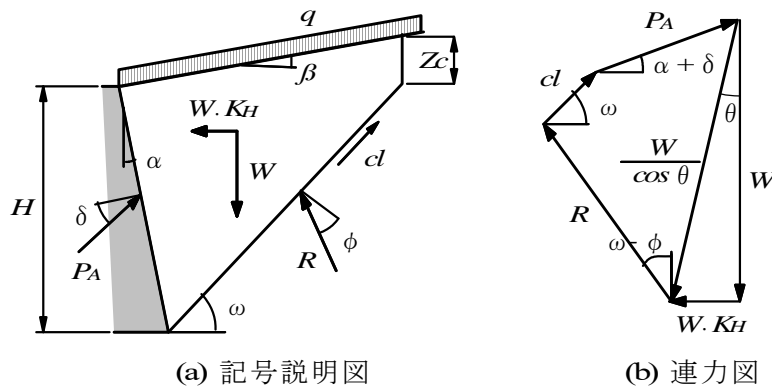


図1 試行くさび法

水圧強度およびその合力、分力、作用位置は式(4)～(7)で求める。

水圧強度  $p_w = \gamma_w \cdot H_w$  ..... (4)

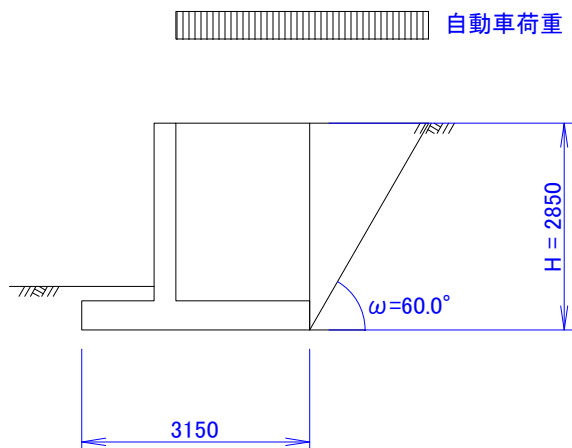
水圧合力  $P_w = \frac{1}{2} \cdot p_w \cdot H_w$  ..... (5)

水圧の鉛直・水平分力  $P_{wV} = P_w \cdot \sin \alpha$  ,  $P_{wH} = P_w \cdot \cos \alpha$  ..... (6)

水圧の作用位置  $X_w = B_0 - \frac{1}{3} \cdot H_w \cdot \tan \alpha$  ,  $Y_w = \frac{1}{3} \cdot H_w$  ..... (7)

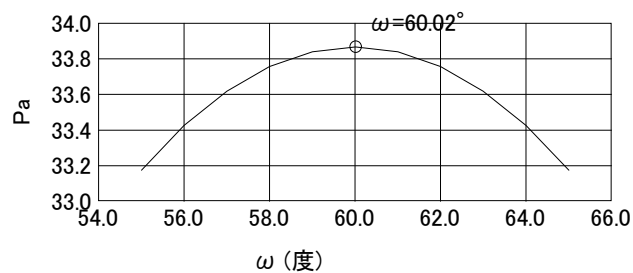
- ここで、  $p_w$  : 擁壁下端における水圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_w$  : 水圧の合力 (kN/m)
- $X_w, Y_w$  : 水圧合力の作用位置 (m)
- $P_{wV}, P_{wH}$  : 水圧の鉛直・水平分力 (kN/m)
- $\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $H_w$  : 地下水位面から擁壁下端までの深さ (m)

### 2.5.2 常時(1)



#### 2.5.2.1 主働土圧

主働すべり角  $\omega$  を様々に変化させた繰り返し計算の結果、下図のように  $\omega = 60.02^\circ$  で主働土圧の最大値を得た。



最大主働土圧は次のように求められる。

地表面傾斜角	$\beta = 0.00$ (度)
壁面摩擦角	$\delta = \min(\phi, \beta) = 0.00$ (度)
主働すべり角	$\omega = 60.02$ (度)
土くさびの重量	$W = 58.61$ (kN/m)
すべり面の長さ	$l = 3.290$ (m)

主働土圧合力

$$P_A = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{58.61 \times \sec 0.0 \times \sin(60.0 - 30.0 + 0.0) - 0.0 \times 3.290 \times \cos 30.0}{\cos(60.0 - 30.0 - 0.0 - 0.0)}$$

$$= 33.87 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 33.87 \times \sin(0.0 + 0.0) = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

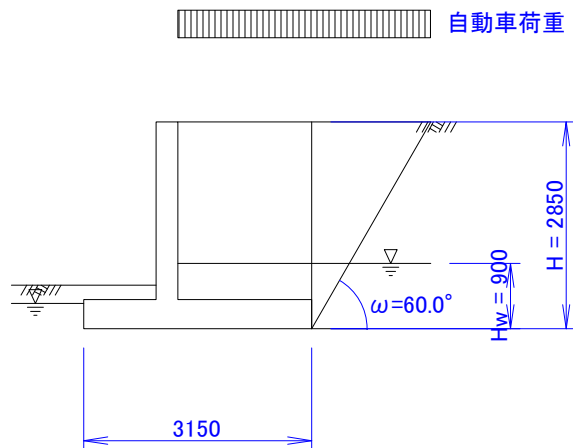
$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 33.87 \times \cos(0.0 + 0.0) = 33.87 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧合力の作用位置

$$X_A = B_0 - 1/3 \cdot H \cdot \tan \alpha = 3.150 - 1/3 \times 2.850 \times \tan 0.0 = 3.150 \text{ (m)}$$

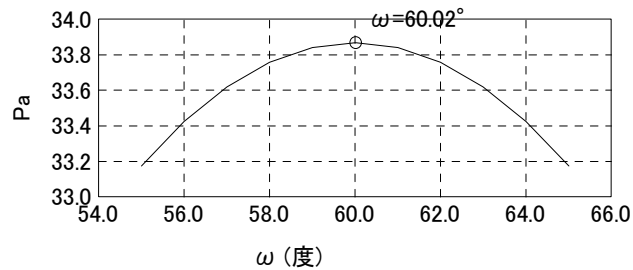
$$Y_A = 1/3 \cdot H = 1/3 \times 2.850 = 0.950 \text{ (m)}$$

### 2.5.3 常時(2)



#### 2.5.3.1 主働土圧

主働すべり角  $\omega$  を様々に変化させた繰り返し計算の結果、下図のように  $\omega = 60.02^\circ$  で主働土圧の最大値を得た。



最大主働土圧は次のように求められる。

$$\begin{aligned}
 \text{地表面傾斜角} & \quad \beta = 0.00 \text{ (度)} \\
 \text{壁面摩擦角} & \quad \delta = \min(\phi, \beta) = 0.00 \text{ (度)} \\
 \text{主働すべり角} & \quad \omega = 60.02 \text{ (度)} \\
 \text{土くさびの重量} & \quad W = 58.61 \text{ (kN/m)} \\
 \text{すべり面の長さ} & \quad l = 3.290 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_A &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{58.61 \times \sec 0.0 \times \sin(60.0 - 30.0 + 0.0) - 0.0 \times 3.290 \times \cos 30.0}{\cos(60.0 - 30.0 - 0.0 - 0.0)} \\
 &= 33.87 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$\begin{aligned}
 P_{AV} &= P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 33.87 \times \sin(0.0 + 0.0) = 0.00 \text{ (kN/m)} \\
 P_{AH} &= P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 33.87 \times \cos(0.0 + 0.0) = 33.87 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧合力の作用位置

$$\begin{aligned}
 X_A &= B_0 - 1/3 \cdot H \cdot \tan \alpha = 3.150 - 1/3 \times 2.850 \times \tan 0.0 = 3.150 \text{ (m)} \\
 Y_A &= 1/3 \cdot H = 1/3 \times 2.850 = 0.950 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

### 2.5.3.2 背面水圧

水 圧

$$P_w = \gamma_w \cdot H_2 = 9.80 \times 0.900 = 8.82 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

水圧の合力

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot p_w \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times 8.82 \times 0.900 = 3.97 \text{ (kN/m)}$$

水圧の分力

$$\begin{aligned}
 P_{wV} &= P_w \cdot \sin \alpha = 3.97 \times \sin 0.00 = 0.00 \text{ (kN/m)} \\
 P_{wH} &= P_w \cdot \cos \alpha = 3.97 \times \cos 0.00 = 3.97 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

水圧の作用位置

$$\begin{aligned}
 X_w &= B_0 - \frac{1}{3} \cdot H_2 \cdot \tan \alpha = 3.150 - \frac{1}{3} \times 0.900 \times \tan 0.00 = 3.150 \text{ (m)} \\
 Y_w &= \frac{1}{3} \cdot H_2 = \frac{1}{3} \times 0.900 = 0.300 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

### 2.5.3.3 前面水圧

水 圧

$$p_w = \gamma_w \cdot H_2 = 9.80 \times 0.350 = 3.43 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

水圧の合力

$$P_w = 1/2 \cdot p_w \cdot H_2 = 1/2 \times 3.43 \times 0.350 = 0.60 \text{ (kN/m)}$$

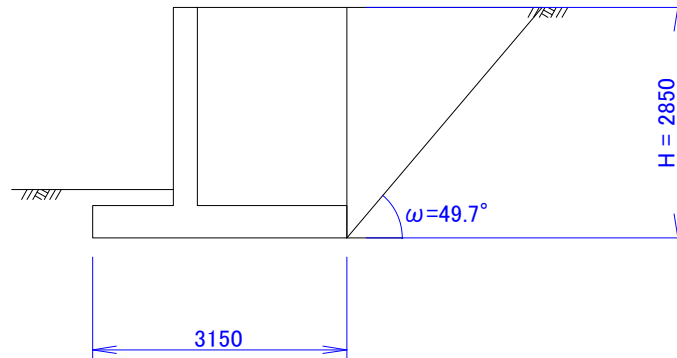
前面水圧の鉛直・水平分力

$$\begin{aligned}
 P_{wV} &= P_w \cdot \sin \alpha = 0.60 \times \sin 0.00 = 0.00 \text{ (kN/m)} \\
 P_{wH} &= P_w \cdot \cos \alpha = 0.60 \times \cos 0.00 = 0.60 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

前面水圧の作用位置

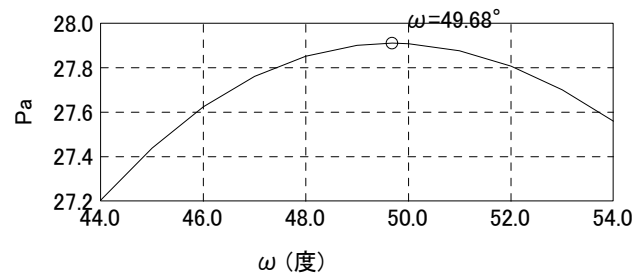
$$y_w = H_w/3 = 0.350/3 = 0.117 \text{ (m)}$$

## 2.5.4 地震時(1)



### 2.5.4.1 主働土圧

主働すべり角  $\omega$  を様々に変化させた繰り返し計算の結果、下図のように  $\omega = 49.68^\circ$  で主働土圧の最大値を得た。



最大主働土圧は次のように求められる。

地表面傾斜角  $\beta = 0.00$  (度)  
壁面摩擦角

$$\begin{aligned} \tan \delta &= \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)} \\ &= \frac{\sin 30.0 \cdot \sin(6.8 + 13.8 - 0.0)}{1 - \sin 30.0 \cdot \cos(6.8 + 13.8 - 0.0)} = 0.331 \\ &\text{よって、} \delta = 18.32 \text{ (度)} \end{aligned}$$

$$\text{ただし、} \sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi} = \frac{\sin(0.0 + 6.8)}{\sin 30.0} = 0.238$$

よって、 $\Delta = 13.8$  (度)

主働すべり角  $\omega = 49.68$  (度)  
土くさびの重量  $W = 62.03$  (kN/m)  
すべり面の長さ  $l = 3.738$  (m)

主働土圧合力

$$P_A = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{62.03 \times \sec 6.8 \times \sin(49.7 - 30.0 + 6.8) - 0.0 \times 3.738 \times \cos 30.0}{\cos(49.7 - 30.0 - 0.0 - 18.3)}$$

$$= 27.91 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 27.91 \times \sin(0.0 + 18.3) = 8.77 \text{ (kN/m)}$$

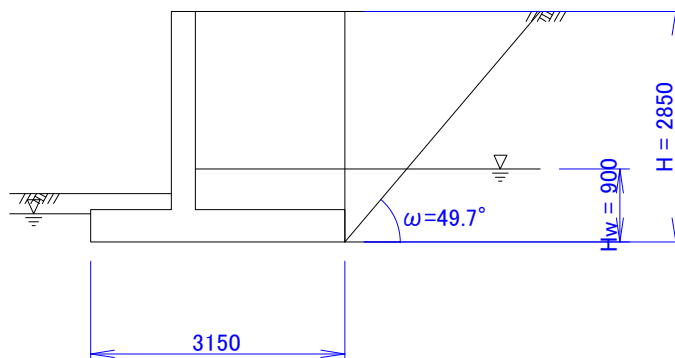
$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 27.91 \times \cos(0.0 + 18.3) = 26.50 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧合力の作用位置

$$X_A = B_0 - 1/3 \cdot H \cdot \tan \alpha = 3.150 - 1/3 \times 2.850 \times \tan 0.0 = 3.150 \text{ (m)}$$

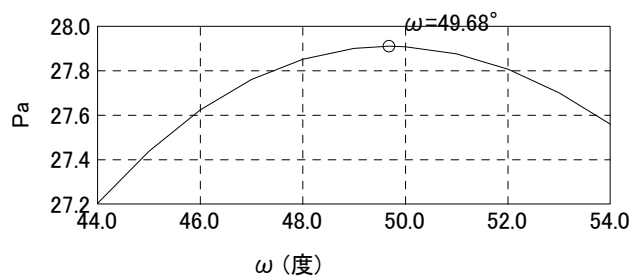
$$Y_A = 1/3 \cdot H = 1/3 \times 2.850 = 0.950 \text{ (m)}$$

## 2.5.5 地震時(2)



### 2.5.5.1 主働土圧

主働すべり角  $\omega$  を様々に変化させた繰り返し計算の結果、下図のように  $\omega = 49.68^\circ$  で主働土圧の最大値を得た。



最大主働土圧は次のように求められる。

地表面傾斜角  $\beta = 0.00$  (度)  
 壁面摩擦角

$$\begin{aligned} \tan \delta &= \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)} \\ &= \frac{\sin 30.0 \cdot \sin(6.8 + 13.8 - 0.0)}{1 - \sin 30.0 \cdot \cos(6.8 + 13.8 - 0.0)} = 0.331 \\ &\text{よって、} \delta = 18.32 \text{ (度)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ただし、} \sin \Delta &= \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi} = \frac{\sin(0.0 + 6.8)}{\sin 30.0} = 0.238 \\ &\text{よって、} \Delta = 13.8 \text{ (度)} \end{aligned}$$

主働すべり角  $\omega = 49.68$  (度)  
 土くさびの重量  $W = 62.03$  (kN/m)  
 すべり面の長さ  $l = 3.738$  (m)

主働土圧合力

$$\begin{aligned} P_A &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\ &= \frac{62.03 \times \sec 6.8 \times \sin(49.7 - 30.0 + 6.8) - 0.0 \times 3.738 \times \cos 30.0}{\cos(49.7 - 30.0 - 0.0 - 18.3)} \\ &= 27.91 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$\begin{aligned} P_{AV} &= P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 27.91 \times \sin(0.0 + 18.3) = 8.77 \text{ (kN/m)} \\ P_{AH} &= P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 27.91 \times \cos(0.0 + 18.3) = 26.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

主働土圧合力の作用位置

$$\begin{aligned} X_A &= B_0 - 1/3 \cdot H \cdot \tan \alpha = 3.150 - 1/3 \times 2.850 \times \tan 0.0 = 3.150 \text{ (m)} \\ Y_A &= 1/3 \cdot H = 1/3 \times 2.850 = 0.950 \text{ (m)} \end{aligned}$$

#### 2.5.5.2 背面水圧

水 圧

$$p_w = \gamma_w \cdot H_2 = 9.80 \times 0.900 = 8.82 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

水圧の合力

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot p_w \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times 8.82 \times 0.900 = 3.97 \text{ (kN/m)}$$

水圧の分力

$$\begin{aligned} P_{wV} &= P_w \cdot \sin \alpha = 3.97 \times \sin 0.00 = 0.00 \text{ (kN/m)} \\ P_{wH} &= P_w \cdot \cos \alpha = 3.97 \times \cos 0.00 = 3.97 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

水圧の作用位置

$$\begin{aligned} X_w &= B_0 - \frac{1}{3} \cdot H_2 \cdot \tan \alpha = 3.150 - \frac{1}{3} \times 0.900 \times \tan 0.00 = 3.150 \text{ (m)} \\ Y_w &= \frac{1}{3} \cdot H_2 = \frac{1}{3} \times 0.900 = 0.300 \text{ (m)} \end{aligned}$$

#### 2.5.5.3 前面水圧

水 圧

$$p_w = \gamma_w \cdot H_2 = 9.80 \times 0.350 = 3.43 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

水圧の合力

$$P_w = 1/2 \cdot p_w \cdot H_2 = 1/2 \times 3.43 \times 0.350 = 0.60 \text{ (kN/m)}$$

前面水圧の鉛直・水平分力

$$P_{wV} = P_w \cdot \sin \alpha = 0.60 \times \sin 0.00 = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{wH} = P_w \cdot \cos \alpha = 0.60 \times \cos 0.00 = 0.60 \text{ (kN/m)}$$

前面水圧の作用位置

$$y_w = H_w/3 = 0.350/3 = 0.117 \text{ (m)}$$



## 2.6 作用力の集計

### 2.6.1 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
擁壁自重	48.88	1.418	69.33			
土砂重量	85.19	2.152	183.33			
土圧	0.00	3.150	0.00	33.87	0.950	32.17
自動車荷重	18.50	2.225	41.16			
合計	152.56		293.82	33.87		32.17

鉛直力の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum Vx - \sum Hy}{\sum V} = \frac{3.150}{2} - \frac{293.82 - 32.17}{152.56} = -0.140 \text{ (m)}$$

底版下面中央における作用力

$$\text{鉛直力合計 } \sum V = 152.56 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{水平力合計 } \sum H = 33.87 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{曲げモーメント } \sum M = e \cdot \sum V = -0.140 \times 152.56 = -21.36 \text{ (kNm/m)}$$

### 2.6.2 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
擁壁自重	48.88	1.418	69.33			
土砂重量	77.79	2.145	166.86			
浮力	-13.82	1.530	-21.14			
土圧	0.00	3.150	0.00	33.87	0.950	32.17
水圧	0.00	3.150	0.00	3.97	0.300	1.19
前面水圧	0.00	0.000	0.00	-0.60	0.117	-0.07
自動車荷重	18.50	2.225	41.16			
合計	131.34		256.21	37.24		33.29

鉛直力の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum Vx - \sum Hy}{\sum V} = \frac{3.150}{2} - \frac{256.21 - 33.29}{131.34} = -0.122 \text{ (m)}$$

底版下面中央における作用力

$$\text{鉛直力合計 } \sum V = 131.34 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{水平力合計 } \sum H = 37.24 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{曲げモーメント } \sum M = e \cdot \sum V = -0.122 \times 131.34 = -16.05 \text{ (kNm/m)}$$

### 2.6.3 地震時（浮力無視）

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
擁壁自重	48.88	1.418	69.33	5.87	0.725	4.25
土砂重量	85.19	2.152	183.33	10.22	1.577	16.13
土圧	8.77	3.150	27.63	26.50	0.950	25.17
合計	142.83		280.29	42.58		45.55

鉛直力の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} = \frac{3.150}{2} - \frac{280.29 - 45.55}{142.83} = -0.068 \text{ (m)}$$

底版下面中央における作用力

$$\text{鉛直力合計 } \Sigma V = 142.83 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{水平力合計 } \Sigma H = 42.58 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{曲げモーメント } \Sigma M = e \cdot \Sigma V = -0.068 \times 142.83 = -9.77 \text{ (kNm/m)}$$

#### 2.6.4 地震時(浮力考慮)

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
擁壁自重	48.88	1.418	69.33	5.87	0.725	4.25
土砂重量	77.79	2.145	166.86	10.22	1.577	16.13
浮力	-13.82	1.530	-21.14			
土圧	8.77	3.150	27.63	26.50	0.950	25.17
水圧	0.00	3.150	0.00	3.97	0.300	1.19
前面水圧	0.00	0.000	0.00	-0.60	0.117	-0.07
合計	121.62		242.68	45.95		46.67

鉛直力の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} = \frac{3.150}{2} - \frac{242.68 - 46.67}{121.62} = -0.037 \text{ (m)}$$

底版下面中央における作用力

$$\text{鉛直力合計 } \Sigma V = 121.62 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{水平力合計 } \Sigma H = 45.95 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{曲げモーメント } \Sigma M = e \cdot \Sigma V = -0.037 \times 121.62 = -4.47 \text{ (kNm/m)}$$

### 3. 直接基礎の安定計算

#### 3.1 地盤の許容支持力度

地盤の許容支持力度は、式(8), (9)により求める。

常 時

$$q_a = \frac{1}{3} (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma + i_q \cdot q \cdot N_q) \quad \dots\dots\dots (8)$$

地震時・暴風時・衝突時

$$q_a = \frac{2}{3} \cdot (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma + i_q \cdot q \cdot N_q) \quad \dots\dots\dots (9)$$

- ここで、  $q_a$  : 許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $c$  : 基礎底面下にある地盤の粘着力 10.00 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma_1$  : 基礎底面下にある地盤の単位体積重量 14.00 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $B$  : 基礎幅 3.150 (m)  
 $\eta$  : 基礎の寸法による補正係数 常時なら、 $\eta=1.0$   
 $\eta = (B/B_0)^{-1/3} = (3.150/1.0)^{-1/3} = 0.682$   
 $q$  : 上載荷重  $q = \gamma_2 \cdot D_f = 14.0 \times 0.000$  0.00 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma_2$  : 基礎底面より上方にある地盤の平均単位体積重量 14.00 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $D_f$  : 地盤面から基礎底面までの深さ 0.000 (m)  
 $\alpha, \beta$  : 形状係数  $\alpha=1, \beta=0.5$   
 $N_c, N_\gamma, N_q$  : 支持力係数 表1参照  
 $\phi = 28.0^\circ$  より、支持力係数  $N_c=25.8, N_\gamma=14.7, N_q=11.2$   
 $\phi$  : 支持地盤の内部摩擦角 28.0 (度)

表1 支持力係数

$\phi$ (度)	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$	$\phi$ (度)	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$
0	5.1	0.0	1.0	30	30.1	15.7	18.4
5	6.5	0.1	1.6	32	35.5	22.0	23.2
10	8.3	0.4	2.5	34	42.2	31.1	29.4
15	11.0	1.1	3.9	36	50.6	44.4	37.8
20	14.8	2.9	6.4	38	61.4	64.1	48.9

### 3.2 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）

#### 3.2.1 作用荷重

$$\begin{aligned} \text{鉛直力} \quad \Sigma V &= 152.56 \text{ (kN/m)} \\ \text{水平力} \quad \Sigma H &= 33.87 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad \Sigma M &= -21.36 \text{ (kNm/m)} \end{aligned}$$

#### 3.2.2 転倒に対する検討

直接基礎に作用する荷重の偏心量は、常時においては底版の中心より底版幅Bの1/6以内でなければならない。

荷重の偏心量

$$\begin{aligned} e &= \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{-21.36}{152.56} = -0.140 \text{ (m)} \\ &\leq \frac{B}{6} = \frac{3.150}{6} = 0.525 \text{ (m)} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots \text{(OK)}$$

#### 3.2.3 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は所要滑動安全率以上でなければならない。

$$F = \frac{R_H}{\Sigma H} = \frac{91.54}{33.87} = 2.70 \geq F_s = 1.5 \quad \dots\dots\dots \text{(OK)}$$

$$R_H = \Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B = 152.56 \times 0.600 + 0.00 \times 3.150 = 91.54 \text{ (kN/m)}$$

ここで、 F : 滑動に対する安全率

R<sub>H</sub> : 滑動抵抗力 (kN/m)

ΣH : 基礎底面に働く全水平力 33.87 (kN/m)

ΣV : 基礎底面に働く全鉛直力 152.56 (kN/m)

μ : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数 0.600

c<sub>B</sub> : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 0.00 (kN/m<sup>2</sup>)

B : 擁壁の底版幅 3.150 (m)

F<sub>s</sub> : 所要滑動安全率 1.5

#### 3.2.4 地盤支持に対する検討

基礎底面の地盤に作用する最大地盤反力度は地盤の許容支持力度以下でなければならない。

$$q_{\max} \leq q_a$$

$$\text{台形分布のとき } (e \leq B/6) \quad \begin{aligned} q_{\max} \\ q_{\min} \end{aligned} = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\text{三角形分布のとき } (e > B/6) \quad q_{\max} = \frac{2\Sigma V}{x} \text{ (kN/m}^2\text{)}, \quad x = 3 \cdot \left( \frac{B}{2} - e \right) \text{ (m)}$$

ここで、 $q_{\max}$  : 最大地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $q_{\min}$  : 最小地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\Sigma V$  : 基礎底面に働く全鉛直力 (kN)  
 $e$  : 荷重の偏心距離 (m)  
 $B$  : 底版幅 (m)  
 $x$  : 地盤反力の分布幅 (m)  
 $q_a$  : 地盤の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

荷重の偏心量

$$e = -0.140 \text{ (m)} \leq B/6 = 3.150/6 = 0.525 \text{ (m)} \quad \text{よって、台形分布}$$

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} \frac{q_{\max}}{q_{\min}} &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{152.56}{3.150} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.140}{3.150} \right) \\ &= \begin{cases} 61.35 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 35.52 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \leq q_a = 87.9 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

許容地盤支持力度

$$\begin{aligned} \tan \theta &= \Sigma H / \Sigma V = 33.87 / 152.56 = 0.22 \rightarrow \theta = 12.5^\circ \\ i_c = i_q &= (1 - \theta / 90)^\alpha = (1 - 12.52 / 90)^\alpha = 0.737 \\ i_\gamma &= (1 - \theta / \phi)^\beta = (1 - 12.52 / 28.00)^\beta = 0.298 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{3} (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot q \cdot N_q) \\ &= \frac{1}{3} \times (0.737 \times 1.00 \times 10.00 \times 25.80 + 0.298 \times 0.50 \times 14.00 \times 3.150 \times 1.000 \times 11.20 + 0.737 \times 0.00 \times 14.70) \\ &= 87.9 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

### 3.3 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）

#### 3.3.1 作用荷重

$$\begin{aligned} \text{鉛直力} \quad \Sigma V &= 131.34 \text{ (kN/m)} \\ \text{水平力} \quad \Sigma H &= 37.24 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad \Sigma M &= -16.05 \text{ (kNm/m)} \end{aligned}$$

#### 3.3.2 転倒に対する検討

直接基礎に作用する荷重の偏心量は、常時においては底版の中心より底版幅Bの1/6以内でなければならない。

荷重の偏心量

$$\begin{aligned} e &= \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{-16.05}{131.34} = -0.122 \text{ (m)} \\ &\leq \frac{B}{6} = \frac{3.150}{6} = 0.525 \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

#### 3.3.3 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は所要滑動安全率以上でなければならない。

$$F = \frac{R_H}{\Sigma H} = \frac{78.81}{37.24} = 2.12 \geq F_s = 1.5 \quad \dots\dots\dots \text{(OK)}$$

$$R_H = \Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B = 131.34 \times 0.600 + 0.00 \times 3.150 = 78.81 \text{ (kN/m)}$$

### 3.3.4 地盤支持に対する検討

基礎底面の地盤に作用する最大地盤反力度は地盤の許容支持力度以下でなければならない。

荷重の偏心量

$$e = -0.122 \text{ (m)} \leq B/6 = 3.150/6 = 0.525 \text{ (m)} \quad \text{よって、台形分布}$$

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_{\max} &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{131.34}{3.150} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.122}{3.150}\right) \\ q_{\min} &= \begin{cases} 51.40 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 31.99 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \leq q_a = 72.3 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots \text{(OK)}$$

許容地盤支持力度

$$\begin{aligned} \tan \theta &= \Sigma H / \Sigma V = 37.24 / 131.34 = 0.28 \rightarrow \theta = 15.8^\circ \\ i_c = i_q &= (1 - \theta / 90)^\alpha = (1 - 15.83 / 90)^\alpha = 0.672 \\ i_\gamma &= (1 - \theta / \phi)^\beta = (1 - 15.83 / 28.00)^\beta = 0.176 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{3} (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot q \cdot N_q) \\ &= \frac{1}{3} \times (0.672 \times 1.00 \times 10.00 \times 25.80 + 0.176 \times 0.50 \times 14.00 \times 3.150 \times 1.000 \times 11.20 + 0.672 \times 0.00 \times 14.70) \\ &= 72.3 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

## 3.4 地震時(浮力無視)

### 3.4.1 作用荷重

$$\begin{aligned} \text{鉛直力} \quad \Sigma V &= 142.83 \text{ (kN/m)} \\ \text{水平力} \quad \Sigma H &= 42.58 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad \Sigma M &= -9.77 \text{ (kNm/m)} \end{aligned}$$

### 3.4.2 転倒に対する検討

直接基礎に作用する荷重の偏心量は、地震時には底版の中心より底版幅Bの1/3以内でなければならない。

荷重の偏心量

$$\begin{aligned} e &= \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{-9.77}{142.83} = -0.068 \text{ (m)} \\ &\leq \frac{B}{3} = \frac{3.150}{3} = 1.050 \text{ (m)} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots \text{(OK)}$$

### 3.4.3 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は所要滑動安全率以上でなければならない。

$$F = \frac{R_H}{\Sigma H} = \frac{85.70}{42.58} = 2.01 \geq F_s = 1.2 \quad \dots\dots\dots \text{(OK)}$$

$$R_H = \Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B = 142.83 \times 0.600 + 0.00 \times 3.150 = 85.70 \text{ (kN/m)}$$

### 3.4.4 地盤支持に対する検討

基礎底面の地盤に作用する最大地盤反力度は地盤の許容支持力度以下でなければならない。

荷重の偏心量

$$e = -0.068 \text{ (m)} \leq B/6 = 3.150/6 = 0.525 \text{ (m)} \quad \text{よって、台形分布}$$

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_{\max} &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{142.83}{3.150} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.068}{3.150}\right) \\ q_{\min} &= \begin{cases} 51.26 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 39.43 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \leq q_a = 130.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots \text{(OK)}$$

許容地盤支持力度

$$\begin{aligned} \tan \theta &= \Sigma H / \Sigma V = 42.58 / 142.83 = 0.30 \rightarrow \theta = 16.6^\circ \\ i_c = i_q &= (1 - \theta / 90)^2 = (1 - 16.60 / 90)^2 = 0.656 \\ i_\gamma &= (1 - \theta / \phi)^2 = (1 - 16.60 / 28.00)^2 = 0.152 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{2}{3} (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma + i_q \cdot q \cdot N_q) \\ &= \frac{2}{3} \times (0.656 \times 1.00 \times 10.00 \times 25.80 + 0.152 \times 0.50 \times 14.00 \times 3.150 \times 0.682 \times 11.20 + 0.656 \times 0.00 \times 14.70) \\ &= 130.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

### 3.5 地震時(浮力考慮)

#### 3.5.1 作用荷重

$$\begin{aligned} \text{鉛直力} \quad \Sigma V &= 121.62 \text{ (kN/m)} \\ \text{水平力} \quad \Sigma H &= 45.95 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad \Sigma M &= -4.47 \text{ (kNm/m)} \end{aligned}$$

#### 3.5.2 転倒に対する検討

直接基礎に作用する荷重の偏心量は、地震時においては底版の中心より底版幅Bの1/3以内でなければならない。

荷重の偏心量

$$\begin{aligned} e &= \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{-4.47}{121.62} = -0.037 \text{ (m)} \\ &\leq \frac{B}{3} = \frac{3.150}{3} = 1.050 \text{ (m)} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots \text{(OK)}$$

#### 3.5.3 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は所要滑動安全率以上でなければならない。

$$F = \frac{R_H}{\Sigma H} = \frac{72.97}{45.95} = 1.59 \geq F_s = 1.2 \quad \dots\dots\dots \text{(OK)}$$

$$R_H = \Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B = 121.62 \times 0.600 + 0.00 \times 3.150 = 72.97 \text{ (kN/m)}$$

### 3.5.4 地盤支持に対する検討

基礎底面の地盤に作用する最大地盤反力度は地盤の許容支持力度以下でなければならない。

荷重の偏心量

$$e = -0.037 \text{ (m)} \leq B/6 = 3.150/6 = 0.525 \text{ (m)} \quad \text{よって、台形分布}$$

最大地盤反力度

$$\begin{aligned} \begin{matrix} q_{\max} \\ q_{\min} \end{matrix} &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{121.62}{3.150} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.037}{3.150} \right) \\ &= \begin{cases} 41.31 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 35.91 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \leq q_a = 105.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots \text{(OK)}$$

許容地盤支持力度

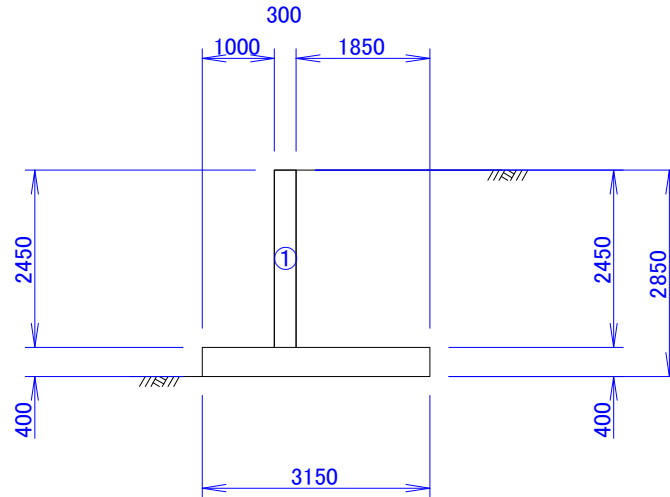
$$\begin{aligned} \tan \theta &= \Sigma H / \Sigma V = 45.95 / 121.62 = 0.38 \rightarrow \theta = 20.7^\circ \\ i_c = i_q &= (1 - \theta / 90)^2 = (1 - 20.70 / 90)^2 = 0.577 \\ i_\gamma &= (1 - \theta / \phi)^2 = (1 - 20.70 / 28.00)^2 = 0.051 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{2}{3} (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma + i_q \cdot q \cdot N_q) \\ &= \frac{2}{3} \times (0.577 \times 1.00 \times 10.00 \times 25.80 + 0.051 \times 0.50 \times 14.00 \times 3.150 \times 0.682 \times 11.20 + 0.577 \times 0.00 \times 14.70) \\ &= 105.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$



## 4. たて壁の設計

### 4.1 たて壁自重



#### 4.1.1 たて壁付け根

地震時慣性力

	計 算 式	H (kN)	y (m)	Hy (kN・m)
1	$0.300 \times 2.450 \times 24.5 \times 0.12$	2.16	1.225	2.65
	合 計	2.16		2.65

#### 4.1.2 上段の鉄筋量で $\sigma_s = \sigma_{sa}$ となる位置 (付け根から 0.054 m)

地震時慣性力

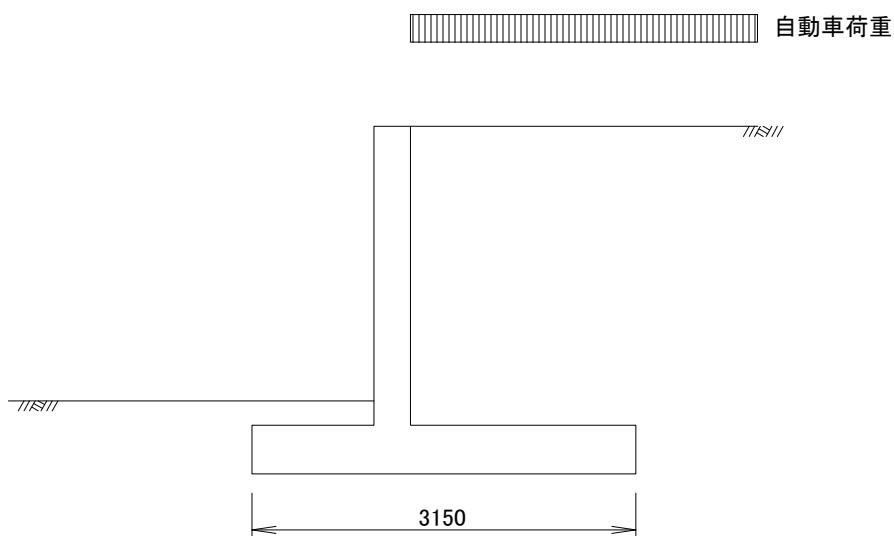
	計 算 式	H (kN)	y (m)	Hy (kN・m)
1	$0.300 \times 2.397 \times 24.5 \times 0.12$	2.11	1.198	2.53
	合 計	2.11		2.53

#### 4.1.3 上段の鉄筋量で $\sigma_s = \sigma_{sa}/2$ となる位置 (付け根から 0.543 m)

地震時慣性力

	計 算 式	H (kN)	y (m)	Hy (kN・m)
1	$0.300 \times 1.908 \times 24.5 \times 0.12$	1.68	0.954	1.60
	合 計	1.68		1.60

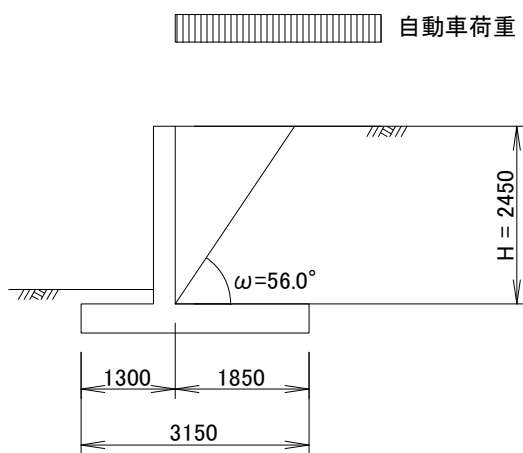
## 4.2 上載荷重



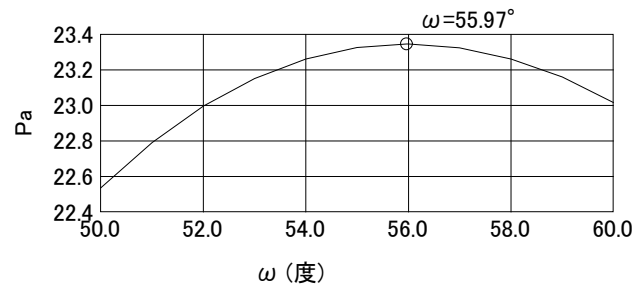
## 4.3 土圧および水圧

### 4.3.1 常時(1)

#### 4.3.1.1 たて壁付け根



主働すべり角  $\omega$  を様々に変化させた繰り返し計算の結果、下図のように  $\omega=55.97^\circ$  で主働土圧の最大値を得た。



最大主働土圧は次のように求められる。

地表面傾斜角	$\beta = 0.00$ (度)
壁面傾斜角	$\alpha = 0.00$ (度)
壁面摩擦角	$\delta = 2/3 \phi = 20.00$ (度)
主働すべり角	$\omega = 55.97$ (度)
土くさびの重量	$W = 53.03$ (kN/m)
すべり面の長さ	$l = 2.956$ (m)

主働土圧合力

$$P_A = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{53.03 \times \sec 0.0 \times \sin(56.0 - 30.0 + 0.0) - 0.0 \times 2.956 \times \cos 30.0}{\cos(56.0 - 30.0 - 0.0 - 20.0)}$$

$$= 23.35 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 23.35 \times \sin(0.0 + 20.0) = 7.98 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 23.35 \times \cos(0.0 + 20.0) = 21.94 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧合力の作用位置

$$Y_A = 1/3 \cdot H = 1/3 \times 2.450 = 0.817 \text{ (m)}$$

#### 4.3.1.2 上段の鉄筋量で $\sigma_s = \sigma_{sa}$ となる位置 (付け根から 0.054 m)

換算土圧係数

$$K_A' = \frac{2 P_A 0}{\gamma \cdot H 0^2} = \frac{2 \times 23.35}{18.00 \times 2.450^2} = 0.432$$

土圧合力

$$P_A = 1/2 \cdot K_A' \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times 0.432 \times 18.00 \times 2.397^2 = 22.34 \text{ (kN/m)}$$

土圧合力の作用位置

$$Y_A = H/3 = \frac{2.397}{3} = 0.799 \text{ (m)}$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 22.34 \times \sin(0.00 + 20.00) = 7.64 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 22.34 \times \cos(0.00 + 20.00) = 20.99 \text{ (kN/m)}$$

ここで、  $K_A'$  : 主働土圧を三角形分布と仮定したときの換算土圧係数  
 $P_{A0}$  : たて壁付け根に作用する主働土圧の合力 (kN/m)  
 $H_0$  : たて壁付け根における土圧の作用高さ (m)  
 $H$  : 着目断面より上の土圧作用高さ (m)

#### 4.3.1.3 上段の鉄筋量で $\sigma_s = \sigma_{sa}/2$ となる位置 (付け根から 0.543 m)

換算土圧係数

$$K_A' = \frac{2 P_{A0}}{\gamma \cdot H_0^2} = \frac{2 \times 23.35}{18.00 \times 2.450^2} = 0.432$$

土圧合力

$$P_A = 1/2 \cdot K_A' \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times 0.432 \times 18.00 \times 1.908^2 = 14.15 \text{ (kN/m)}$$

土圧合力の作用位置

$$Y_A = H/3 = \frac{1.908}{3} = 0.636 \text{ (m)}$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 14.15 \times \sin(0.00 + 20.00) = 4.84 \text{ (kN/m)}$$

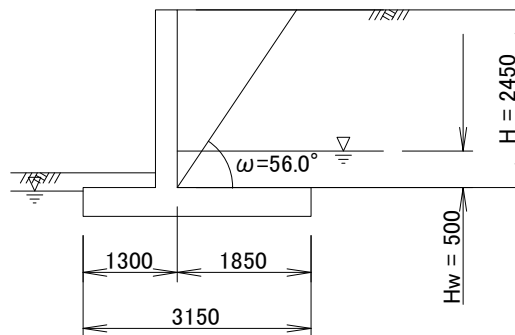
$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 14.15 \times \cos(0.00 + 20.00) = 13.30 \text{ (kN/m)}$$

ここで、  $K_A'$  : 主働土圧を三角形分布と仮定したときの換算土圧係数  
 $P_{A0}$  : たて壁付け根に作用する主働土圧の合力 (kN/m)  
 $H_0$  : たて壁付け根における土圧の作用高さ (m)  
 $H$  : 着目断面より上の土圧作用高さ (m)

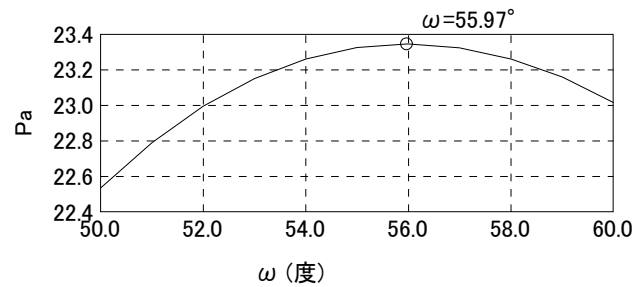
### 4.3.2 常時(2)

#### 4.3.2.1 たて壁付け根

 自動車荷重



主働すべり角  $\omega$  を様々に変化させた繰り返し計算の結果、下図のように  $\omega=55.97^\circ$  で主働土圧の最大値を得た。



最大主働土圧は次のように求められる。

地表面傾斜角	$\beta = 0.00$ (度)
壁面傾斜角	$\alpha = 0.00$ (度)
壁面摩擦角	$\delta = 2/3 \phi = 20.00$ (度)
主働すべり角	$\omega = 55.97$ (度)
土くさびの重量	$W = 53.03$ (kN/m)
すべり面の長さ	$l = 2.956$ (m)

主働土圧合力

$$P_A = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{53.03 \times \sec 0.0 \times \sin(56.0 - 30.0 + 0.0) - 0.0 \times 2.956 \times \cos 30.0}{\cos(56.0 - 30.0 - 0.0 - 20.0)}$$

$$= 23.35 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 23.35 \times \sin(0.0 + 20.0) = 7.98 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 23.35 \times \cos(0.0 + 20.0) = 21.94 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧合力の作用位置

$$Y_A = 1/3 \cdot H = 1/3 \times 2.450 = 0.817 \text{ (m)}$$

水 圧

$$p_w = \gamma_w \cdot H_2 = 9.80 \times 0.500 = 4.90 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

水圧の合力

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot p_w \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times 4.90 \times 0.500 = 1.23 \text{ (kN/m)}$$

水圧の分力

$$P_{wV} = P_w \cdot \sin \alpha = 1.23 \times \sin 0.00 = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{wH} = P_w \cdot \cos \alpha = 1.23 \times \cos 0.00 = 1.23 \text{ (kN/m)}$$

水圧の作用位置

$$Y_w = \frac{1}{3} \cdot H_2 = \frac{1}{3} \times 0.500 = 0.167 \text{ (m)}$$

4.3.2.2 上段の鉄筋量で  $\sigma_s = \sigma_{sa}$  となる位置 (付け根から 0.054 m)

換算土圧係数

$$K_A' = \frac{2 P_{A0}}{\gamma \cdot H_0^2} = \frac{2 \times 23.35}{18.00 \times 2.450^2} = 0.432$$

土圧合力

$$P_A = 1/2 \cdot K_A' \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times 0.432 \times 18.00 \times 2.397^2 = 22.34 \text{ (kN/m)}$$

土圧合力の作用位置

$$Y_A = H/3 = \frac{2.397}{3} = 0.799 \text{ (m)}$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 22.34 \times \sin(0.00 + 20.00) = 7.64 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 22.34 \times \cos(0.00 + 20.00) = 20.99 \text{ (kN/m)}$$

ここで、 $K_A'$  : 主働土圧を三角形分布と仮定したときの換算土圧係数  
 $P_{A0}$  : たて壁付け根に作用する主働土圧の合力 (kN/m)  
 $H_0$  : たて壁付け根における土圧の作用高さ (m)  
 $H$  : 着目断面より上の土圧作用高さ (m)

4.3.2.3 上段の鉄筋量で  $\sigma_s = \sigma_{sa}/2$  となる位置 (付け根から 0.543 m)

換算土圧係数

$$K_A' = \frac{2 P_{A0}}{\gamma \cdot H_0^2} = \frac{2 \times 23.35}{18.00 \times 2.450^2} = 0.432$$

土圧合力

$$P_A = 1/2 \cdot K_A' \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times 0.432 \times 18.00 \times 1.908^2 = 14.15 \text{ (kN/m)}$$

土圧合力の作用位置

$$Y_A = H/3 = \frac{1.908}{3} = 0.636 \text{ (m)}$$

主働土圧の鉛直・水平分力

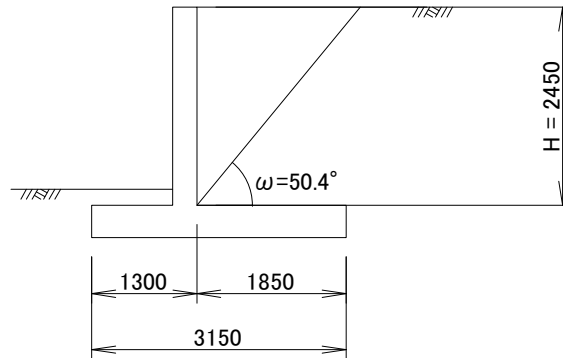
$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 14.15 \times \sin(0.00 + 20.00) = 4.84 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 14.15 \times \cos(0.00 + 20.00) = 13.30 \text{ (kN/m)}$$

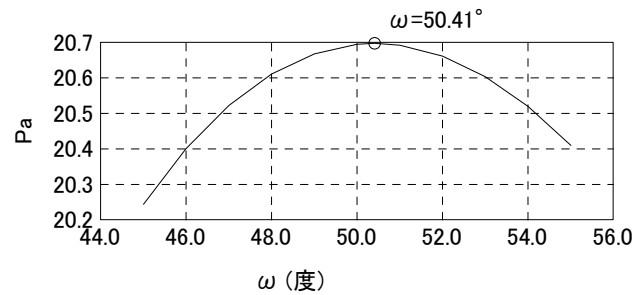
ここで、 $K_A'$  : 主働土圧を三角形分布と仮定したときの換算土圧係数  
 $P_{A0}$  : たて壁付け根に作用する主働土圧の合力 (kN/m)  
 $H_0$  : たて壁付け根における土圧の作用高さ (m)  
 $H$  : 着目断面より上の土圧作用高さ (m)

### 4.3.3 地震時(1)

#### 4.3.3.1 たて壁付け根



主働すべり角  $\omega$  を様々に変化させた繰り返し計算の結果、下図のように  $\omega = 50.41^\circ$  で主働土圧の最大値を得た。



最大主働土圧は次のように求められる。

地表面傾斜角	$\beta = 0.00$ (度)
壁面傾斜角	$\alpha = 0.00$ (度)
壁面摩擦角	$\delta = 1/2 \phi = 15.00$ (度)
主働すべり角	$\omega = 50.41$ (度)
土くさびの重量	$W = 44.67$ (kN/m)
すべり面の長さ	$l = 3.179$ (m)

主働土圧合力

$$P_A = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{44.67 \times \sec 6.8 \times \sin(50.4 - 30.0 + 6.8) - 0.0 \times 3.179 \times \cos 30.0}{\cos(50.4 - 30.0 - 0.0 - 15.0)}$$

$$= 20.70 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 20.70 \times \sin(0.0 + 15.0) = 5.36 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 20.70 \times \cos(0.0 + 15.0) = 19.99 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧合力の作用位置

$$Y_A = 1/3 \cdot H = 1/3 \times 2.450 = 0.817 \text{ (m)}$$

4.3.3.2 上段の鉄筋量で  $\sigma_s = \sigma_{sa}$  となる位置 (付け根から 0.054 m)

換算土圧係数

$$K_A' = \frac{2 P_{A0}}{\gamma \cdot H_0^2} = \frac{2 \times 20.70}{18.00 \times 2.450^2} = 0.383$$

土圧合力

$$P_A = 1/2 \cdot K_A' \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times 0.383 \times 18.00 \times 2.397^2 = 19.80 \text{ (kN/m)}$$

土圧合力の作用位置

$$Y_A = H/3 = \frac{2.397}{3} = 0.799 \text{ (m)}$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 19.80 \times \sin(0.00 + 15.00) = 5.13 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 19.80 \times \cos(0.00 + 15.00) = 19.13 \text{ (kN/m)}$$

ここで、  
 $K_A'$  : 主働土圧を三角形分布と仮定したときの換算土圧係数  
 $P_{A0}$  : たて壁付け根に作用する主働土圧の合力 (kN/m)  
 $H_0$  : たて壁付け根における土圧の作用高さ (m)  
 $H$  : 着目断面より上の土圧作用高さ (m)

4.3.3.3 上段の鉄筋量で  $\sigma_s = \sigma_{sa}/2$  となる位置 (付け根から 0.543 m)

換算土圧係数

$$K_A' = \frac{2 P_{A0}}{\gamma \cdot H_0^2} = \frac{2 \times 20.70}{18.00 \times 2.450^2} = 0.383$$

土圧合力

$$P_A = 1/2 \cdot K_A' \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times 0.383 \times 18.00 \times 1.908^2 = 12.55 \text{ (kN/m)}$$

土圧合力の作用位置

$$Y_A = H/3 = \frac{1.908}{3} = 0.636 \text{ (m)}$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 12.55 \times \sin(0.00 + 15.00) = 3.25 \text{ (kN/m)}$$

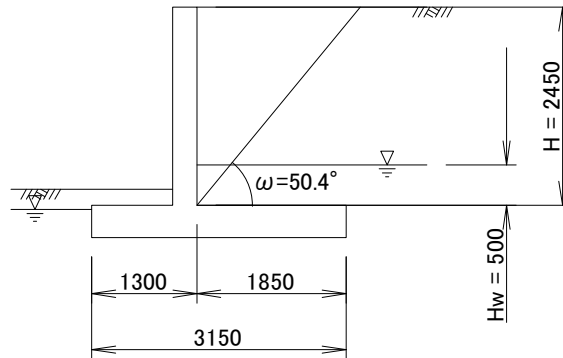
$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 12.55 \times \cos(0.00 + 15.00) = 12.12 \text{ (kN/m)}$$

ここで、  
 $K_A'$  : 主働土圧を三角形分布と仮定したときの換算土圧係数  
 $P_{A0}$  : たて壁付け根に作用する主働土圧の合力 (kN/m)  
 $H_0$  : たて壁付け根における土圧の作用高さ (m)  
 $H$  : 着目断面より上の土圧作用高さ (m)

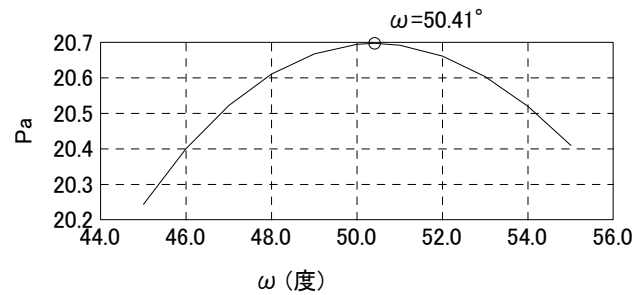


#### 4.3.4 地震時(2)

##### 4.3.4.1 たて壁付け根



主働すべり角  $\omega$  を様々に変化させた繰り返し計算の結果、下図のように  $\omega = 50.41^\circ$  で主働土圧の最大値を得た。



最大主働土圧は次のように求められる。

地表面傾斜角	$\beta = 0.00$ (度)
壁面傾斜角	$\alpha = 0.00$ (度)
壁面摩擦角	$\delta = 1/2 \phi = 15.00$ (度)
主働すべり角	$\omega = 50.41$ (度)
土くさびの重量	$W = 44.67$ (kN/m)
すべり面の長さ	$l = 3.179$ (m)

主働土圧合力

$$P_A = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{44.67 \times \sec 6.8 \times \sin(50.4 - 30.0 + 6.8) - 0.0 \times 3.179 \times \cos 30.0}{\cos(50.4 - 30.0 - 0.0 - 15.0)}$$

$$= 20.70 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 20.70 \times \sin(0.0 + 15.0) = 5.36 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 20.70 \times \cos(0.0 + 15.0) = 19.99 \text{ (kN/m)}$$

主働土圧合力の作用位置

$$Y_A = 1/3 \cdot H = 1/3 \times 2.450 = 0.817 \text{ (m)}$$

水 圧

$$P_w = \gamma_w \cdot H_2 = 9.80 \times 0.500 = 4.90 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

水圧の合力

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot p_w \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times 4.90 \times 0.500 = 1.23 \text{ (kN/m)}$$

水圧の分力

$$P_{wV} = P_w \cdot \sin \alpha = 1.23 \times \sin 0.00 = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{wH} = P_w \cdot \cos \alpha = 1.23 \times \cos 0.00 = 1.23 \text{ (kN/m)}$$

水圧の作用位置

$$Y_w = \frac{1}{3} \cdot H_2 = \frac{1}{3} \times 0.500 = 0.167 \text{ (m)}$$

4.3.4.2 上段の鉄筋量で  $\sigma_s = \sigma_{sa}$  となる位置 (付け根から 0.054 m)

換算土圧係数

$$K_A' = \frac{2 P_{A0}}{\gamma \cdot H_0^2} = \frac{2 \times 20.70}{18.00 \times 2.450^2} = 0.383$$

土圧合力

$$P_A = 1/2 \cdot K_A' \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times 0.383 \times 18.00 \times 2.397^2 = 19.80 \text{ (kN/m)}$$

土圧合力の作用位置

$$Y_A = H/3 = \frac{2.397}{3} = 0.799 \text{ (m)}$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 19.80 \times \sin(0.00 + 15.00) = 5.13 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 19.80 \times \cos(0.00 + 15.00) = 19.13 \text{ (kN/m)}$$

ここで、 $K_A'$  : 主働土圧を三角形分布と仮定したときの換算土圧係数  
 $P_{A0}$  : たて壁付け根に作用する主働土圧の合力 (kN/m)  
 $H_0$  : たて壁付け根における土圧の作用高さ (m)  
 $H$  : 着目断面より上の土圧作用高さ (m)

4.3.4.3 上段の鉄筋量で  $\sigma_s = \sigma_{sa}/2$  となる位置 (付け根から 0.543 m)

換算土圧係数

$$K_A' = \frac{2 P_{A0}}{\gamma \cdot H_0^2} = \frac{2 \times 20.70}{18.00 \times 2.450^2} = 0.383$$

土圧合力

$$P_A = 1/2 \cdot K_A' \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times 0.383 \times 18.00 \times 1.908^2 = 12.55 \text{ (kN/m)}$$

土圧合力の作用位置

$$Y_A = H/3 = \frac{1.908}{3} = 0.636 \text{ (m)}$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 12.55 \times \sin(0.00 + 15.00) = 3.25 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 12.55 \times \cos(0.00 + 15.00) = 12.12 \text{ (kN/m)}$$

ここで、  
 $K_A'$  : 主働土圧を三角形分布と仮定したときの換算土圧係数  
 $P_{A0}$  : たて壁付け根に作用する主働土圧の合力 (kN/m)  
 $H_0$  : たて壁付け根における土圧の作用高さ (m)  
 $H$  : 着目断面より上の土圧作用高さ (m)

## 4.4 作用力の集計

### 4.4.1 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）

#### 4.4.1.1 たて壁付根

荷重名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
土圧	21.94	0.817	17.92
合計	21.94		17.92

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= \Sigma H = 21.94 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= \Sigma Hy = 17.92 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \end{aligned}$$

#### 4.4.1.2 上段の鉄筋量で $\sigma_s = \sigma_{sa}$ となる位置（付け根から 0.054 m）

荷重名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
土圧	20.99	0.799	16.77
合計	20.99		16.77

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= \Sigma H = 20.99 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= \Sigma Hy = 16.77 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \end{aligned}$$

#### 4.4.1.3 上段の鉄筋量で $\sigma_s = \sigma_{sa}/2$ となる位置（付け根から 0.543 m）

荷重名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
土圧	13.30	0.636	8.46
合計	13.30		8.46

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= \Sigma H = 13.30 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= \Sigma Hy = 8.46 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \end{aligned}$$

### 4.4.2 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）

#### 4.4.2.1 たて壁付根

荷重名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
土圧	21.94	0.817	17.92
水圧	1.23	0.167	0.20
合計	23.16		18.12

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= \Sigma H = 23.16 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= \Sigma Hy = 18.12 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \end{aligned}$$

4.4.2.2 上段の鉄筋量で  $\sigma_s = \sigma_{sa}$  となる位置 (付け根から 0.054 m)

荷重名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
土圧	20.99	0.799	16.77
水圧	0.98	0.149	0.15
合計	21.97		16.91

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= \Sigma H = 21.97 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= \Sigma Hy = 16.91 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \end{aligned}$$

4.4.2.3 上段の鉄筋量で  $\sigma_s = \sigma_{sa}/2$  となる位置 (付け根から 0.543 m)

荷重名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
土圧	13.30	0.636	8.46
合計	13.30		8.46

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= \Sigma H = 13.30 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= \Sigma Hy = 8.46 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \end{aligned}$$

4.4.3 地震時(浮力無視)

4.4.3.1 たて壁付根

荷重名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
たて壁自重	2.16	1.225	2.65
土圧	19.99	0.817	16.33
合計	22.15		18.97

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= \Sigma H = 22.15 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= \Sigma Hy = 18.97 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \end{aligned}$$

4.4.3.2 上段の鉄筋量で  $\sigma_s = \sigma_{sa}$  となる位置 (付け根から 0.054 m)

荷重名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
たて壁自重	2.11	1.198	2.53
土圧	19.13	0.799	15.28
合計	21.24		17.81

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= \Sigma H = 21.24 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= \Sigma Hy = 17.81 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \end{aligned}$$

4.4.3.3 上段の鉄筋量で  $\sigma_s = \sigma_{sa}/2$  となる位置 (付け根から 0.543 m)

荷重名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
たて壁自重	1.68	0.954	1.60
土圧	12.12	0.636	7.71
合計	13.80		9.31

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= \Sigma H = 13.80 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= \Sigma Hy = 9.31 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \end{aligned}$$

#### 4.4.4 地震時(浮力考慮)

##### 4.4.4.1 たて壁付根

荷重名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
たて壁自重	2.16	1.225	2.65
土圧	19.99	0.817	16.33
水圧	1.23	0.167	0.20
合計	23.38		19.18

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= \sum H = 23.38 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= \sum Hy = 19.18 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \end{aligned}$$

##### 4.4.4.2 上段の鉄筋量で $\sigma_s = \sigma_{sa}$ となる位置 (付け根から 0.054 m)

荷重名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
たて壁自重	2.11	1.198	2.53
土圧	19.13	0.799	15.28
水圧	0.98	0.149	0.15
合計	22.22		17.96

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= \sum H = 22.22 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= \sum Hy = 17.96 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \end{aligned}$$

##### 4.4.4.3 上段の鉄筋量で $\sigma_s = \sigma_{sa}/2$ となる位置 (付け根から 0.543 m)

荷重名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
たて壁自重	1.68	0.954	1.60
土圧	12.12	0.636	7.71
合計	13.80		9.31

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= \sum H = 13.80 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= \sum Hy = 9.31 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \end{aligned}$$

## 4.5 断面計算

### 4.5.1 計算式

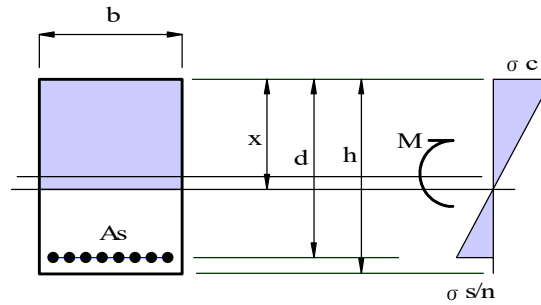


図-2 曲げモーメントが作用する単鉄筋RC断面の応力度

曲げモーメントのみが作用する単鉄筋RC断面の応力度は式(10)～(12)によって求める(図-2参照)。まず、式(10)を解いて中立軸位置 $x$ を求め、次に式(11)、(12)を用いてコンクリートおよび鉄筋の応力度を求める。

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot A_s}{b}\right)^2 + \frac{2n}{b} \cdot A_s \cdot d} \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x} \quad \dots\dots\dots (12)$$

- ここで、
- $\sigma_c$  : コンクリートの圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\sigma_s$  : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $x$  : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
  - $M$  : 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
  - $b$  : 断面の幅 (mm)
  - $d$  : 有効高。圧縮縁から引張鉄筋図心までの距離 (mm)
  - $A_s$  : 引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)
  - $n$  : コンクリートと鉄筋のヤング係数比  $n=15$ とする。

コンクリートの平均せん断応力度は式(13)で求める。また、コンクリートの付着応力度は式(15)で求める。

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d} \leq C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1} \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \leq \tau_{0a} \quad \dots\dots\dots (15)$$

- ここで、
- $\tau_m$  : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\tau_0$  : コンクリートの付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\tau_{a1}$  : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\tau_{0a}$  : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $S$  : 断面に作用するせん断力 (N)
  - $C_e$  : 有効高に関する補正係数
  - $C_{pt}$  : 軸方向引張鉄筋比に関する補正係数
  - $U$  : 鉄筋の周長の総和 (mm)
  - $j$  :  $j=1-k/3$
  - $k$  :  $k=x/d$

有効高に関する補正係数

部材断面の有効高に応じて表-2に示す補正係数により許容せん断応力度の割り増しを行う。

表-2 部材断面の有効高 $d$ に関する補正係数 $C_e$

有効高 $d$ (mm)	300以下	1,000	3,000	5,000	10,000以上
$C_e$	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

軸方向引張鉄筋比に関する補正係数

部材断面の軸方向引張鉄筋比に応じて表-3に示す補正係数により許容せん断応力度の割り増しを行う。

表-3 軸方向引張鉄筋比 $p_t$ に関する補正係数 $C_{pt}$

軸方向引張鉄筋比 $p_t$ (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0以上
$C_{pt}$	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5



## 4.5.2 応力度計算

### 4.5.2.1 たて壁付け根

断面寸法  $h = 300.0$  (mm) ,  $b = 1000.0$  (mm)  
 有効高  $d = 230.0$  (mm)  
 主鉄筋 D13-ctc125  $A_s = 1013.6$  (mm<sup>2</sup>)  $p_t = 0.441$  (%)

			case1	case2	case3	case4
曲げモーメント	M	(kN・m)	17.9	18.1	19.0	19.2
せん断力	S	(kN)	21.9	23.2	22.2	23.4
中立軸位置	x	(mm)	69.8	69.8	69.8	69.8
コンクリートの圧縮応力度	$\sigma_c$	(N/mm <sup>2</sup> )	2.5	2.5	2.6	2.7
鉄筋の引張応力度	$\sigma_s$	(N/mm <sup>2</sup> )	85.5	86.5	90.5	91.5
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c \leq 9.0$	$\sigma_c \leq 9.0$	$\sigma_c \leq 13.5$	$\sigma_c \leq 13.5$
許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s \leq 157.0$	$\sigma_s \leq 157.0$	$\sigma_s \leq 264.0$	$\sigma_s \leq 264.0$
$k = x/d$			0.303	0.303	0.303	0.303
$j = 1-k/3$			0.899	0.899	0.899	0.899
せん断応力度	$\tau_m$	(N/mm <sup>2</sup> )	0.10	0.10	0.10	0.10
許容せん断応力度	$\tau_{a1}$	(N/mm <sup>2</sup> )	0.23	0.23	0.35	0.35
補正係数	$C_e$		1.40	1.40	1.40	1.40
補正係数	$C_{pt}$		1.14	1.14	1.14	1.14
$C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}$		(N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_m \leq 0.37$	$\tau_m \leq 0.37$	$\tau_m \leq 0.56$	$\tau_m \leq 0.56$
許容せん断応力度	$\tau_{a2}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_m \leq 1.70$	$\tau_m \leq 1.70$	$\tau_m \leq 2.55$	$\tau_m \leq 2.55$
付着応力度	$\tau_o$	(N/mm <sup>2</sup> )	0.33	0.35	0.33	0.35
許容付着応力度	$\tau_{oa}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_o \leq 1.60$	$\tau_o \leq 1.60$	$\tau_o \leq 2.40$	$\tau_o \leq 2.40$
必要斜引張鉄筋量	$A_w \cdot req$	(N/mm <sup>2</sup> )	-----	-----	-----	-----
判 定			Ok	Ok	Ok	Ok

case 1 : 常時 (自重+自動車荷重) (浮力無視)  
 case 2 : 常時 (自重+自動車荷重) (浮力考慮)  
 case 3 : 地震時 (浮力無視)  
 case 4 : 地震時 (浮力考慮)

4.5.2.2 上段の鉄筋量で  $\sigma_s = \sigma_{sa}$  となる位置 (付け根から 0.054 m)

断面寸法  $h = 300.0$  (mm) ,  $b = 1000.0$  (mm)

有効高  $d = 230.0$  (mm)

主鉄筋 D13-ctc250  $A_s = 506.8$  (mm<sup>2</sup>)  $p_t = 0.220$  (%)

			case1	case2	case3	case4
曲げモーメント	M	(kN・m)	16.8	16.9	17.8	18.0
せん断力	S	(kN)	21.0	22.0	21.2	22.2
中立軸位置	X	(mm)	52.0	52.0	52.0	52.0
コンクリートの圧縮応力度	$\sigma_c$	(N/mm <sup>2</sup> )	3.0	3.1	3.2	3.2
鉄筋の引張応力度	$\sigma_s$	(N/mm <sup>2</sup> )	155.6	156.9	165.3	166.6
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c \leq 9.0$	$\sigma_c \leq 9.0$	$\sigma_c \leq 13.5$	$\sigma_c \leq 13.5$
許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s \leq 157.0$	$\sigma_s \leq 157.0$	$\sigma_s \leq 264.0$	$\sigma_s \leq 264.0$
k = x/d			0.226	0.226	0.226	0.226
j = 1-k/3			0.925	0.925	0.925	0.925
せん断応力度	$\tau_m$	(N/mm <sup>2</sup> )	0.09	0.10	0.09	0.10
許容せん断応力度	$\tau_{a1}$	(N/mm <sup>2</sup> )	0.23	0.23	0.35	0.35
補正係数	$C_e$		1.40	1.40	1.40	1.40
補正係数	$C_{pt}$		0.92	0.92	0.92	0.92
$C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}$			$\tau_m \leq 0.30$	$\tau_m \leq 0.30$	$\tau_m \leq 0.45$	$\tau_m \leq 0.45$
許容せん断応力度	$\tau_{a2}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_m \leq 1.70$	$\tau_m \leq 1.70$	$\tau_m \leq 2.55$	$\tau_m \leq 2.55$
付着応力度	$\tau_o$	(N/mm <sup>2</sup> )	0.62	0.65	0.62	0.65
許容付着応力度	$\tau_{oa}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_o \leq 1.60$	$\tau_o \leq 1.60$	$\tau_o \leq 2.40$	$\tau_o \leq 2.40$
必要斜引張鉄筋量	$A_{w,req}$	(N/mm <sup>2</sup> )	-----	-----	-----	-----
判 定			0k	0k	0k	0k

case 1 : 常時 (自重+自動車荷重) (浮力無視)

case 2 : 常時 (自重+自動車荷重) (浮力考慮)

case 3 : 地震時 (浮力無視)

case 4 : 地震時 (浮力考慮)

4.5.2.3 上段の鉄筋量で  $\sigma_s = \sigma_{sa}/2$  となる位置 (付け根から 0.543 m)

断面寸法  $h = 300.0$  (mm) ,  $b = 1000.0$  (mm)  
 有効高  $d = 230.0$  (mm)  
 主鉄筋 D13-ctc250  $A_s = 506.8$  (mm<sup>2</sup>)  $p_t = 0.220$  (%)

			case1	case2	case3	case4
曲げモーメント	M	(kN・m)	8.5	8.5	9.3	9.3
せん断力	S	(kN)	13.3	13.3	13.8	13.8
中立軸位置	X	(mm)	52.0	52.0	52.0	52.0
コンクリートの圧縮応力度	$\sigma_c$	(N/mm <sup>2</sup> )	1.5	1.5	1.7	1.7
鉄筋の引張応力度	$\sigma_s$	(N/mm <sup>2</sup> )	78.5	78.5	86.4	86.4
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c \leq 9.0$	$\sigma_c \leq 9.0$	$\sigma_c \leq 13.5$	$\sigma_c \leq 13.5$
許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s \leq 157.0$	$\sigma_s \leq 157.0$	$\sigma_s \leq 264.0$	$\sigma_s \leq 264.0$
k = x/d			0.226	0.226	0.226	0.226
j = 1-k/3			0.925	0.925	0.925	0.925
せん断応力度	$\tau_m$	(N/mm <sup>2</sup> )	0.06	0.06	0.06	0.06
許容せん断応力度	$\tau_{a1}$	(N/mm <sup>2</sup> )	0.23	0.23	0.35	0.35
補正係数	$C_e$		1.40	1.40	1.40	1.40
補正係数	$C_{pt}$		0.92	0.92	0.92	0.92
$C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}$			$\tau_m \leq 0.30$	$\tau_m \leq 0.30$	$\tau_m \leq 0.45$	$\tau_m \leq 0.45$
許容せん断応力度	$\tau_{a2}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_m \leq 1.70$	$\tau_m \leq 1.70$	$\tau_m \leq 2.55$	$\tau_m \leq 2.55$
付着応力度	$\tau_o$	(N/mm <sup>2</sup> )	0.39	0.39	0.41	0.41
許容付着応力度	$\tau_{oa}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_o \leq 1.60$	$\tau_o \leq 1.60$	$\tau_o \leq 2.40$	$\tau_o \leq 2.40$
必要斜引張鉄筋量	$A_{w,req}$	(N/mm <sup>2</sup> )	-----	-----	-----	-----
判 定			0k	0k	0k	0k

case 1 : 常時 (自重+自動車荷重) (浮力無視)  
 case 2 : 常時 (自重+自動車荷重) (浮力考慮)  
 case 3 : 地震時 (浮力無視)  
 case 4 : 地震時 (浮力考慮)

4.5.2.4 段落し位置の決定

$L_1$  : 上段の鉄筋量で  $\sigma_s = \sigma_{sa}$  となる位置に定着長を加えた長さ  $L_1 = L_1' + L_s + L_d$

ここで、 $L_1'$  : 上段の鉄筋量で  $\sigma_s = \sigma_{sa}$  となる位置 0.054 (m)

$L_s$  : 部材有効高さ 0.230 (m)

$$L_d : \text{定着長 } L_d = \alpha \cdot \frac{f_{yd}}{4 f_{b0d}} \cdot \frac{\phi}{1000} = 0.6 \times \frac{295.0}{4 \times 1.79} \times \frac{13}{1000} = 0.321 \text{ (m)}$$

$\alpha$  :  $\alpha = 0.6$  ( $2.5 < k_c$ )

$$k_c : k_c = \frac{C_b}{\phi} = \frac{56.0}{13.0} = 4.3$$

$C_b$  : 主鉄筋のかぶりと鉄筋のあきの1/2の値の小さい方 56.0 (mm)

$f_{yd}$  : 鉄筋の引張降伏強度 295 (N/mm<sup>2</sup>)

$f_{b0d}$  : コンクリートの設計付着応力度

$$f_{b0d} = 0.28 \frac{\sigma_{ck}^{2/3}}{1.3} = 0.28 \frac{24.0^{2/3}}{1.3} = 1.79 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$$

$\phi$  : 主鉄筋径 13 (mm)

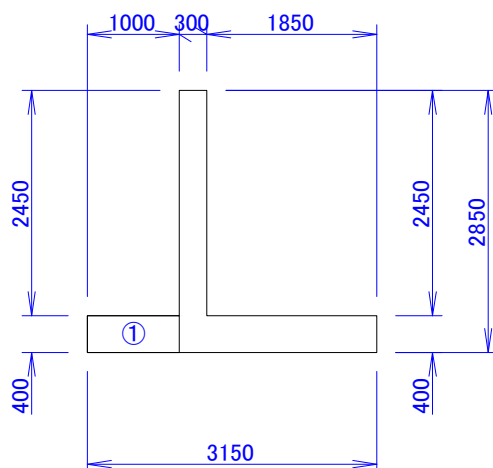
よって、 $L_1 = 0.054 + 0.230 + 0.321 = 0.604$  (m)

$L_2$  : 上段の鉄筋量で  $\sigma_s = \sigma_{sa}/2$  となる位置  $L_2 = 0.543$  (m)

段落し位置は  $L_1$  と  $L_2$  の大きい方とし、 $H = 0.700$  (m) とする。

## 5. つま先版の設計

### 5.1 自重



#### 5.1.1 つま先版付け根

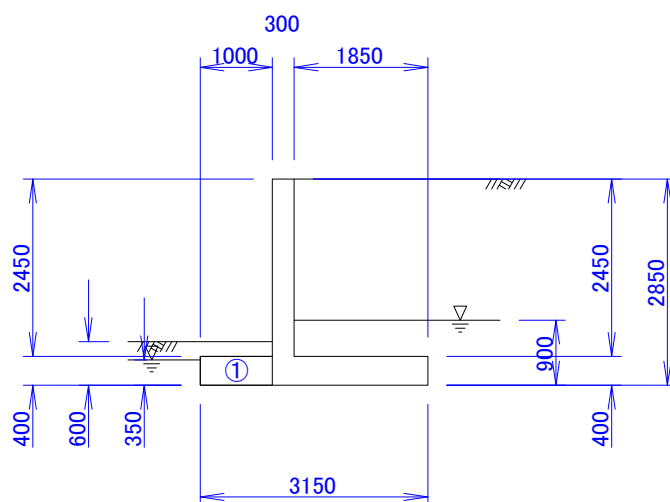
	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$1.000 \times 0.400 \times 24.5$	9.80	0.500	4.90
	合 計	9.80		4.90

#### 5.1.2 せん断応力度照査位置 (付け根から 0.200 m)

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$0.800 \times 0.400 \times 24.5$	7.84	0.400	3.14
	合 計	7.84		3.14

## 5.2 浮力

常時、地震時



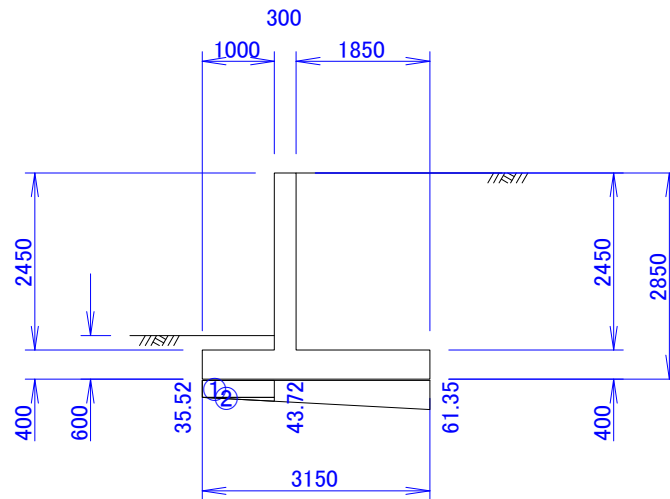
	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-1.000 \times 0.400 \times 9.8$	-3.92	0.500	-1.96
	合 計	-3.92		-1.96

### 5.2.1 せん断応力度照査位置 (付け根から 0.200 m)

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-0.800 \times 0.400 \times 9.8$	-3.14	0.400	-1.25
	合 計	-3.14		-1.25

## 5.3 基礎反力

### 5.3.1 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）



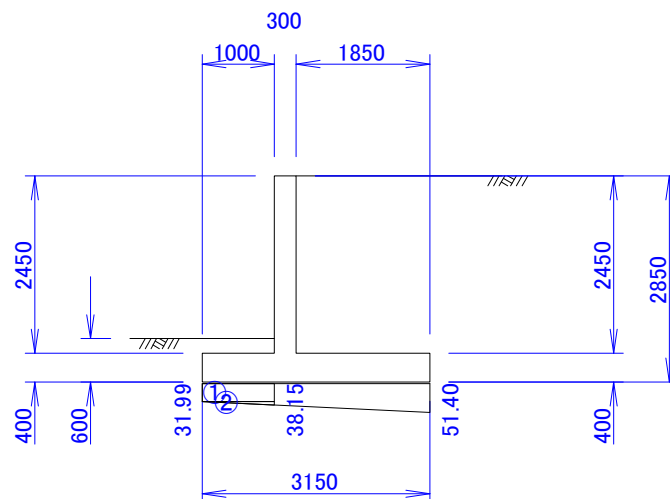
#### 5.3.1.1 つま先版付け根

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-1.000 \times 35.518$	-35.52	0.500	-17.76
2	$-1/2 \times 1.000 \times 8.200$	-4.10	0.333	-1.37
	合 計	-39.62		-19.13

#### 5.3.1.2 せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-0.800 \times 35.518$	-28.41	0.400	-11.37
2	$-1/2 \times 0.800 \times 6.560$	-2.62	0.267	-0.70
	合 計	-31.04		-12.07

### 5.3.2 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）



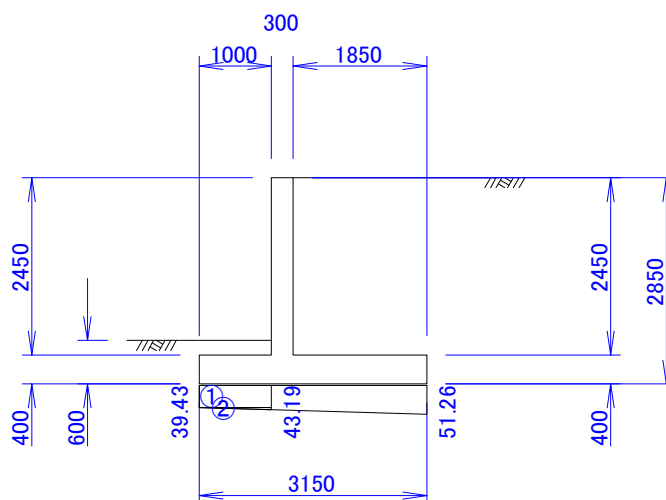
5.3.2.1 つま先版付け根

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-1.000 \times 31.990$	-31.99	0.500	-16.00
2	$-1/2 \times 1.000 \times 6.163$	-3.08	0.333	-1.03
	合 計	-35.07		-17.02

5.3.2.2 せん断応力度照査位置 (付け根から0.200 m)

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-0.800 \times 31.990$	-25.59	0.400	-10.24
2	$-1/2 \times 0.800 \times 4.930$	-1.97	0.267	-0.53
	合 計	-27.56		-10.76

5.3.3 地震時(浮力無視)



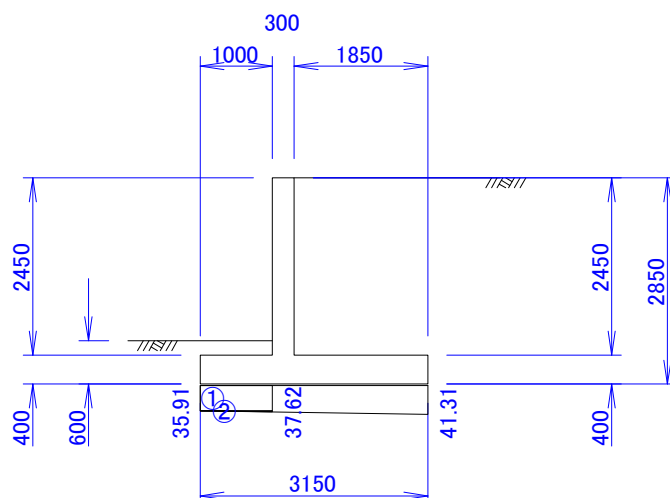
5.3.3.1 つま先版付け根

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-1.000 \times 39.434$	-39.43	0.500	-19.72
2	$-1/2 \times 1.000 \times 3.753$	-1.88	0.333	-0.63
	合 計	-41.31		-20.34

5.3.3.2 せん断応力度照査位置 (付け根から0.200 m)

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-0.800 \times 39.434$	-31.55	0.400	-12.62
2	$-1/2 \times 0.800 \times 3.002$	-1.20	0.267	-0.32
	合 計	-32.75		-12.94

### 5.3.4 地震時(浮力考慮)



#### 5.3.4.1 つま先版付け根

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-1.000 \times 35.906$	-35.91	0.500	-17.95
2	$-1/2 \times 1.000 \times 1.716$	-0.86	0.333	-0.29
	合 計	-36.76		-18.24

#### 5.3.4.2 せん断応力度照査位置 (付け根から0.200 m)

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-0.800 \times 35.906$	-28.73	0.400	-11.49
2	$-1/2 \times 0.800 \times 1.373$	-0.55	0.267	-0.15
	合 計	-29.27		-11.64



## 5.4 作用力の集計

### 5.4.1 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）

荷重名	S (kN/m)	M (kN・m/m)
つま先版自重	9.80	4.90
基礎反力	-39.62	-19.13
合計	-29.82	-14.23

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= -29.82 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= -14.23 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

荷重名	S (kN/m)	M (kN・m/m)
つま先版自重	7.84	3.14
基礎反力	-31.04	-12.07
合計	-23.20	-8.93

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= -23.20 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= -8.93 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

### 5.4.2 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）

荷重名	S (kN/m)	M (kN・m/m)
つま先版自重	9.80	4.90
浮力	-3.92	-1.96
基礎反力	-35.07	-17.02
合計	-29.19	-14.08

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= -29.19 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= -14.08 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

荷重名	S (kN/m)	M (kN・m/m)
つま先版自重	7.84	3.14
浮力	-3.14	-1.25
基礎反力	-27.56	-10.76
合計	-22.86	-8.88

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= -22.86 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= -8.88 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

### 5.4.3 地震時（浮力無視）

荷重名	S (kN/m)	M (kN・m/m)
つま先版自重	9.80	4.90
基礎反力	-41.31	-20.34
合計	-31.51	-15.44

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= -31.51 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= -15.44 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

せん断応力度照査位置 (付け根から0.200 m)

荷 重 名	S (kN/m)	M (kN・m/m)
つま先版自重	7.84	3.14
基礎反力	-32.75	-12.94
合 計	-24.91	-9.80

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= -24.91 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= -9.80 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

#### 5.4.4 地震時(浮力考慮)

荷 重 名	S (kN/m)	M (kN・m/m)
つま先版自重	9.80	4.90
浮力	-3.92	-1.96
基礎反力	-36.76	-18.24
合 計	-30.88	-15.30

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= -30.88 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= -15.30 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

せん断応力度照査位置 (付け根から0.200 m)

荷 重 名	S (kN/m)	M (kN・m/m)
つま先版自重	7.84	3.14
浮力	-3.14	-1.25
基礎反力	-29.27	-11.64
合 計	-24.57	-9.75

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= -24.57 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= -9.75 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

## 5.5 断面計算

### 5.5.1 計算式

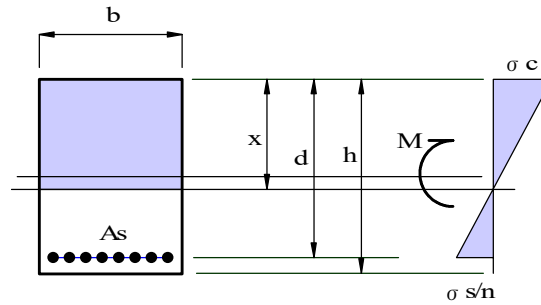


図-3 曲げモーメントが作用する単鉄筋RC断面の応力度

曲げモーメントのみが作用する単鉄筋RC断面の応力度は式(16)～(18)によって求める(図-3参照)。まず、式(16)を解いて中立軸位置 $x$ を求め、次に式(17), (18)を用いてコンクリートおよび鉄筋の応力度を求める。

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot A_s}{b}\right)^2 + \frac{2n}{b} \cdot A_s \cdot d} \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x} \quad \dots\dots\dots (18)$$

- ここで、
- $\sigma_c$  : コンクリートの圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\sigma_s$  : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $x$  : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
  - $M$  : 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
  - $b$  : 断面の幅 (mm)
  - $d$  : 有効高。圧縮縁から引張鉄筋図心までの距離 (mm)
  - $A_s$  : 引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)
  - $n$  : コンクリートと鉄筋のヤング係数比  $n=15$ とする。

コンクリートの平均せん断応力度は式(19)で求める。また、コンクリートの付着応力度は式(21)で求める。

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d} \leq C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1} \quad \dots\dots\dots (19)$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \leq \tau_{0a} \quad \dots\dots\dots (21)$$

- ここで、
- $\tau_m$  : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\tau_0$  : コンクリートの付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\tau_{a1}$  : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\tau_{0a}$  : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $S$  : 断面に作用するせん断力 (N)
  - $C_e$  : 有効高に関する補正係数
  - $C_{pt}$  : 軸方向引張鉄筋比に関する補正係数
  - $U$  : 鉄筋の周長の総和 (mm)
  - $j$  :  $j=1-k/3$
  - $k$  :  $k=x/d$

有効高に関する補正係数

部材断面の有効高に応じて表-4に示す補正係数により許容せん断応力度の割り増しを行う。

表-4 部材断面の有効高 $d$ に関する補正係数 $C_e$

有効高 $d$ (mm)	300以下	1,000	3,000	5,000	10,000以上
$C_e$	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

軸方向引張鉄筋比に関する補正係数

部材断面の軸方向引張鉄筋比に応じて表-5に示す補正係数により許容せん断応力度の割り増しを行う。

表-5 軸方向引張鉄筋比 $p_t$ に関する補正係数 $C_{pt}$

軸方向引張鉄筋比 $p_t$ (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0以上
$C_{pt}$	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

### 5.5.2 応力度計算

断面寸法  $h = 400.0$  (mm) ,  $b = 1000.0$  (mm)

上面主鉄筋 D13-ctc250  $A_s = 506.8$  (mm<sup>2</sup>)  
有効高  $d = 330.0$  (mm)

下面主鉄筋 D13-ctc250  $A_s = 506.8$  (mm<sup>2</sup>)  
有効高  $d = 330.0$  (mm)

			case1	case2	case3	case4
曲げモーメント	M	(kN・m)	14.23 (下面引張)	14.08 (下面引張)	15.44 (下面引張)	15.30 (下面引張)
中立軸位置	x	(mm)	63.6	63.6	63.6	63.6
コンクリートの圧縮応力度	$\sigma_c$	(N/mm <sup>2</sup> )	1.45	1.43	1.57	1.56
鉄筋の引張応力度	$\sigma_t$	(N/mm <sup>2</sup> )	90.9	90.0	98.7	97.8
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c \leq 9.0$	$\sigma_c \leq 9.0$	$\sigma_c \leq 13.5$	$\sigma_c \leq 13.5$
許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s \leq 157.0$	$\sigma_s \leq 157.0$	$\sigma_s \leq 264.0$	$\sigma_s \leq 264.0$
判定			Ok	Ok	Ok	Ok

case 1 : 常時 (自重+自動車荷重) (浮力無視)  
case 2 : 常時 (自重+自動車荷重) (浮力考慮)  
case 3 : 地震時 (浮力無視)  
case 4 : 地震時 (浮力考慮)

### 5.5.3 せん断応力度および付着応力度

照査位置 付け根から 0.200 (m)

断面寸法  $h = 400.0$  (mm) ,  $b = 1000.0$  (mm)

上面主鉄筋 D13-ctc250  $A_s = 506.8$  (mm<sup>2</sup>)  $p_t = 0.154$  (%)  
有効高  $d = 330.0$  (mm)

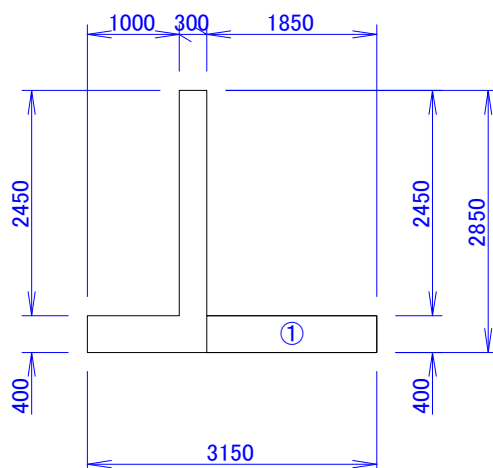
下面主鉄筋 D13-ctc250  $A_s = 506.8$  (mm<sup>2</sup>)  $p_t = 0.154$  (%)  
有効高  $d = 330.0$  (mm)

			case1	case2	case3	case4
曲げモーメント	M	(kN・m)	-8.93 (下面引張)	-8.88 (下面引張)	-9.80 (下面引張)	-9.75 (下面引張)
せん断力	S	(kN)	-23.20	-22.86	-24.91	-24.57
中立軸位置	x	(mm)	63.64	63.64	63.64	63.64
$k = x/d$			0.193	0.193	0.193	0.193
$j = 1-k/3$			0.936	0.936	0.936	0.936
せん断応力度	$\tau_m$	(N/mm <sup>2</sup> )	-0.07	-0.07	-0.08	-0.07
許容せん断応力度	$\tau_{a1}$	(N/mm <sup>2</sup> )	0.23	0.23	0.35	0.35
補正係数	$C_e$		1.38	1.38	1.38	1.38
補正係数	$C_{pt}$		0.81	0.81	0.81	0.81
$C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}$		(N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_m \leq 0.26$	$\tau_m \leq 0.26$	$\tau_m \leq 0.39$	$\tau_m \leq 0.39$
許容せん断応力度	$\tau_{a2}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_m \leq 1.70$	$\tau_m \leq 1.70$	$\tau_m \leq 2.55$	$\tau_m \leq 2.55$
付着応力度	$\tau_o$	(N/mm <sup>2</sup> )	-0.47	-0.46	-0.50	-0.50
許容付着応力度	$\tau_{oa}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_o \leq 1.60$	$\tau_o \leq 1.60$	$\tau_o \leq 2.40$	$\tau_o \leq 2.40$
必要斜引張鉄筋量	$A_w \cdot req$	(N/mm <sup>2</sup> )	-----	-----	-----	-----
判定			Ok	Ok	Ok	Ok

case 1 : 常時 (自重+自動車荷重) (浮力無視)  
case 2 : 常時 (自重+自動車荷重) (浮力考慮)  
case 3 : 地震時 (浮力無視)  
case 4 : 地震時 (浮力考慮)

## 6. かかと版の設計

### 6.1 自重



#### 6.1.1 かかと版付け根

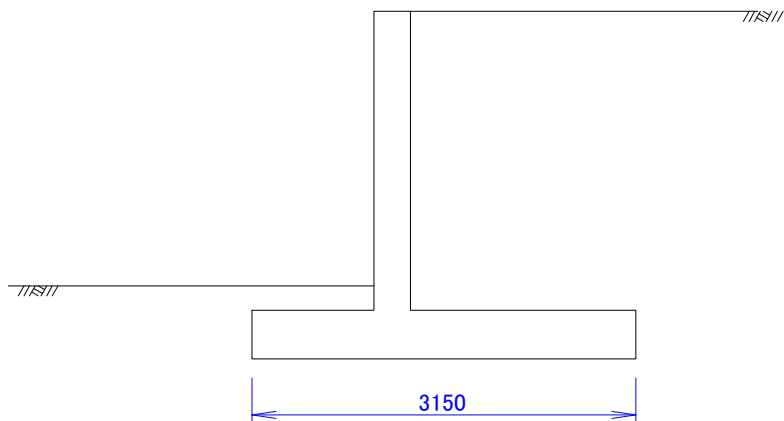
	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$1.850 \times 0.400 \times 24.5$	18.13	0.925	16.77
	合 計	18.13		16.77

#### 6.1.2 せん断応力度照査位置 (付け根から 0.200 m)

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$1.650 \times 0.400 \times 24.5$	16.17	0.825	13.34
	合 計	16.17		13.34

## 6.2 上載荷重

||||| 自動車荷重



常時

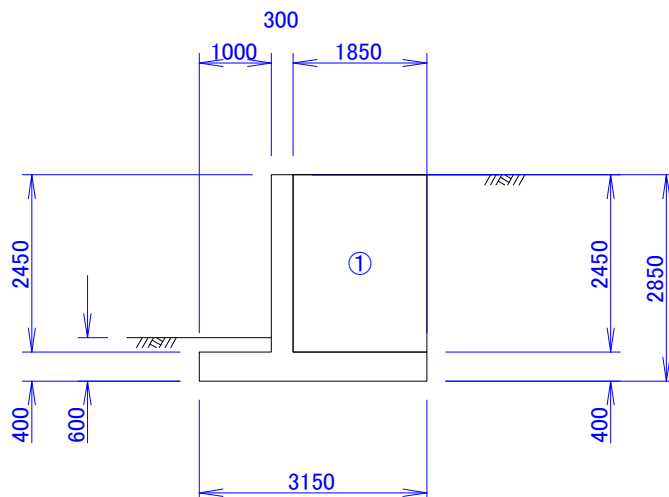
	計 算 式	S (kN/m)	x (m)	M (kN・m/m)
自動車荷重	$10.000 \times 1.850$	18.50	0.925	17.11
	上載荷重合計	18.50		17.11

せん断応力度照査位置 (付け根から 0.200 m)

	計 算 式	S (kN/m)	x (m)	M (kN・m/m)
自動車荷重	$10.000 \times 1.650$	16.50	0.825	13.61
	上載荷重合計	16.50		13.61

## 6.3 土砂重量

### 6.3.1 常時、地震時(1)



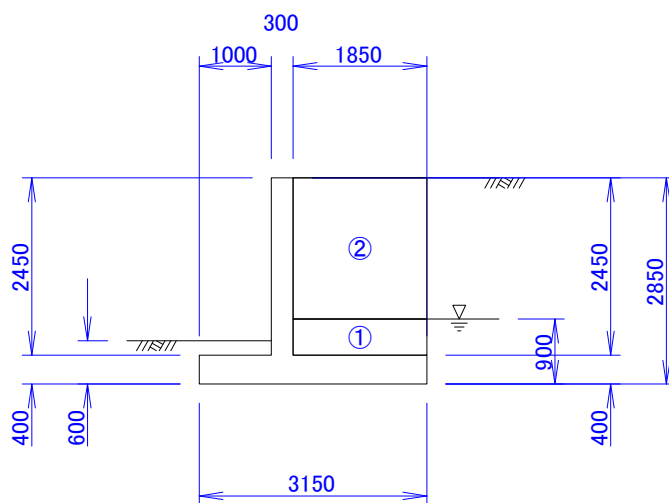
#### 6.3.1.1 かかと版付け根

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$1.850 \times 2.450 \times 18.0$	81.59	0.925	75.47
	合 計	81.59		75.47

#### 6.3.1.2 せん断応力度照査位置 (付け根から0.200 m)

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$1.650 \times 2.450 \times 18.0$	72.77	0.825	60.03
	合 計	72.77		60.03

### 6.3.2 常時、地震時(2)





6.3.2.1 かかと版付け根

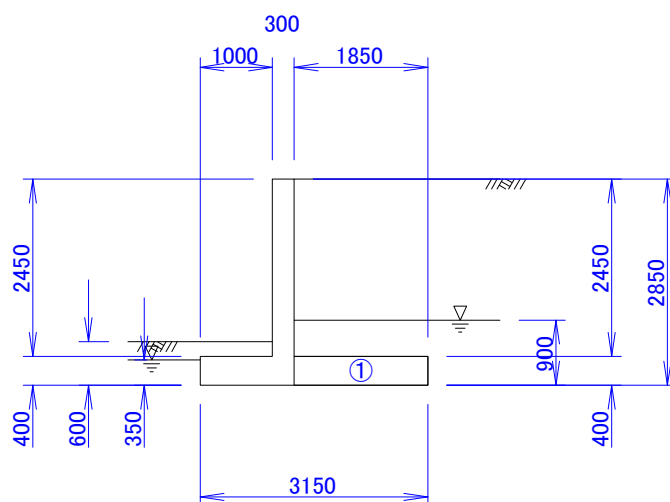
	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$1.850 \times 0.500 \times 10.0$	9.25	0.925	8.56
2	$1.850 \times 1.950 \times 18.0$	64.94	0.925	60.06
	合 計	74.19		68.62

6.3.2.2 せん断応力度照査位置 (付け根から0.200 m)

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$1.650 \times 0.500 \times 10.0$	8.25	0.825	6.81
2	$1.650 \times 1.950 \times 18.0$	57.92	0.825	47.78
	合 計	66.17		54.59

## 6.4 浮力

常時、地震時



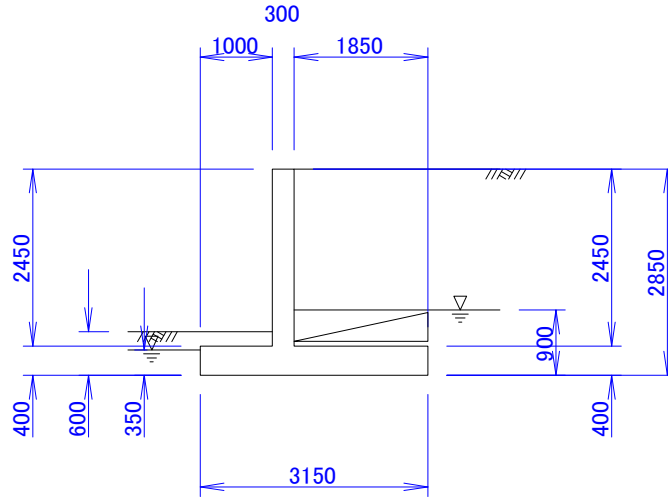
	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-1.850 \times 0.400 \times 9.8$	-7.25	0.925	-6.71
	合 計	-7.25		-6.71

### 6.4.1 せん断応力度照査位置 (付け根から 0.200 m)

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-1.650 \times 0.400 \times 9.8$	-6.47	0.825	-5.34
	合 計	-6.47		-5.34

## 6.5 主働土圧

かかと版には、主働土圧の鉛直成分と同じ大きさで、かかと版全長に作用する三角形分布荷重を考慮する。



### 6.5.1 常時

底板端部における荷重強度

$$p_0 = \frac{2 P_{av}}{B} = \frac{2 \times 0.00}{1.850} = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで、 $P_{av}$  : 主働土圧の鉛直成分 (kN/m)  
 $B$  : かかと版の長さ (m)

かかと版付け根のせん断力

$$S = P_{av} = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

かかと版付け根の曲げモーメント

$$M = \frac{2}{3} \cdot B \cdot P_{av} = \frac{2}{3} \times 1.850 \times 0.00 = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

せん断応力度照査位置 (付け根から 0.200 m)

照査位置における荷重強度

$$p_1 = \frac{p_0}{B} \cdot B' = \frac{0.00}{1.850} \times 0.200 = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで、 $B'$  : かかと版付け根からせん断応力度照査位置までの距離 (m)

照査位置におけるせん断力

$$S = \frac{p_0 + p_1}{2} \cdot (B - B') = \frac{0.00 + 0.00}{2} \cdot (1.850 - 0.200) = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

照査位置における曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= \frac{2 p_0 + p_1}{p_0 + p_1} \cdot \frac{B - b'}{3} \cdot S \\ &= \frac{2 \times 0.00 + 0.00}{0.00 + 0.00} \cdot \frac{1.850 - 0.200}{3} \times 0.00 = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

## 6.5.2 地震時

底版端部における荷重強度

$$p_0 = \frac{2 P_{av}}{B} = \frac{2 \times 8.77}{1.850} = 9.48 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$$

ここで、 $P_{av}$  : 主働土圧の鉛直成分 (kN/m)  
 $B$  : かかと版の長さ (m)

かかと版付け根のせん断力

$$S = P_{av} = 8.77 \text{ (kN/m)}$$

かかと版付け根の曲げモーメント

$$M = \frac{2}{3} \cdot B \cdot P_{av} = \frac{2}{3} \times 1.850 \times 8.77 = 10.82 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

せん断応力度照査位置 (付け根から 0.200 m)

照査位置における荷重強度

$$p_1 = \frac{p_0}{B} \cdot B' = \frac{9.48}{1.850} \times 0.200 = 1.03 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$$

ここで、 $B'$  : かかと版付け根からせん断応力度照査位置までの距離 (m)

照査位置におけるせん断力

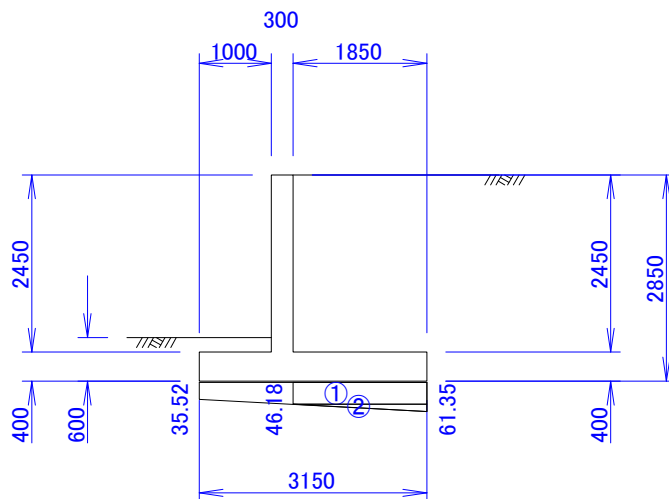
$$S = \frac{p_0 + p_1}{2} \cdot (B - B') = \frac{9.48 + 1.03}{2} \cdot (1.850 - 0.200) = 8.67 \text{ (kN/m)}$$

照査位置における曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= \frac{2 p_0 + p_1}{p_0 + p_1} \cdot \frac{B - b'}{3} \cdot S \\ &= \frac{2 \times 9.48 + 1.03}{9.48 + 1.03} \cdot \frac{1.850 - 0.200}{3} \times 8.67 = 9.07 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

## 6.6 基礎反力

### 6.6.1 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）



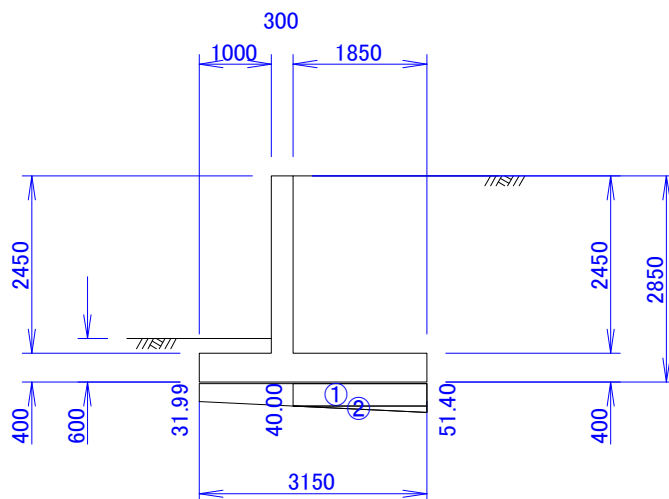
#### 6.6.1.1 かかと版付け根

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-1.850 \times 46.178$	-85.43	0.925	-79.02
2	$-1/2 \times 1.850 \times 15.170$	-14.03	1.233	-17.31
	合 計	-99.46		-96.33

#### 6.6.1.2 せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-1.650 \times 47.818$	-78.90	0.825	-65.09
2	$-1/2 \times 1.650 \times 13.530$	-11.16	1.100	-12.28
	合 計	-90.06		-77.37

### 6.6.2 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）



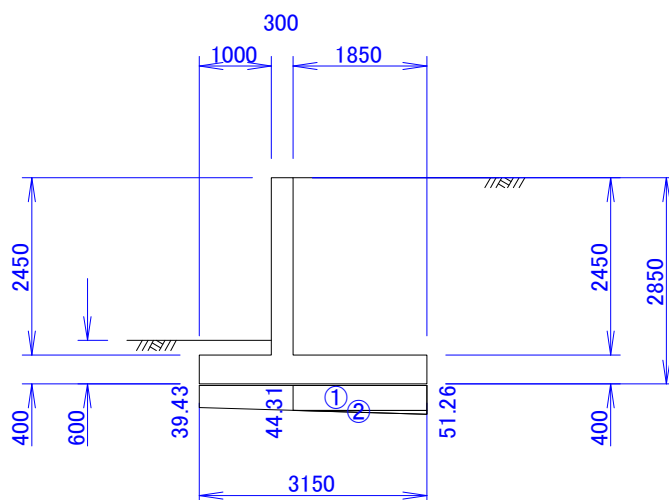
6.6.2.1 かかと版付け根

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-1.850 \times 40.002$	-74.00	0.925	-68.45
2	$-1/2 \times 1.850 \times 11.401$	-10.55	1.233	-13.01
	合 計	-84.55		-81.46

6.6.2.2 せん断応力度照査位置 (付け根から0.200 m)

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-1.650 \times 41.234$	-68.04	0.825	-56.13
2	$-1/2 \times 1.650 \times 10.169$	-8.39	1.100	-9.23
	合 計	-76.43		-65.36

6.6.3 地震時(浮力無視)



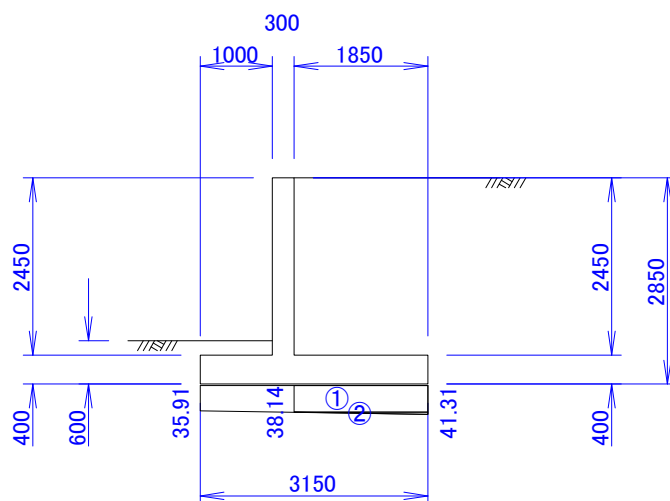
6.6.3.1 かかと版付け根

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-1.850 \times 44.312$	-81.98	0.925	-75.83
2	$-1/2 \times 1.850 \times 6.943$	-6.42	1.233	-7.92
	合 計	-88.40		-83.75

6.6.3.2 せん断応力度照査位置 (付け根から0.200 m)

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-1.650 \times 45.063$	-74.35	0.825	-61.34
2	$-1/2 \times 1.650 \times 6.192$	-5.11	1.100	-5.62
	合 計	-79.46		-66.96

#### 6.6.4 地震時(浮力考慮)



##### 6.6.4.1 かかとと版付け根

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-1.850 \times 38.137$	-70.55	0.925	-65.26
2	$-1/2 \times 1.850 \times 3.174$	-2.94	1.233	-3.62
	合 計	-73.49		-68.88

##### 6.6.4.2 せん断応力度照査位置 (付け根から0.200 m)

	計 算 式	S (kN)	x (m)	M (kN・m)
1	$-1.650 \times 38.480$	-63.49	0.825	-52.38
2	$-1/2 \times 1.650 \times 2.831$	-2.34	1.100	-2.57
	合 計	-65.83		-54.95

## 6.7 作用力の集計

### 6.7.1 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）

荷重名	S (kN/m)	M (kN・m/m)
かかと版自重	18.13	16.77
土砂重量	81.59	75.47
上載荷重	18.50	17.11
土圧鉛直分力	0.00	0.00
基礎反力	-99.46	-96.33
合計	18.75	13.02

作用力合計

$$\text{せん断力} \quad S = 18.75 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 13.02 \text{ (kN・m/m)}$$

たて壁付け根の曲げモーメント

$$M_{\text{wall}} = 17.92 \text{ (kN・m/m)}$$

$M \leq M_{\text{wall}}$  故、かかと版付け根の曲げモーメントにて設計を行う。

せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

荷重名	S (kN/m)	M (kN・m/m)
かかと版自重	16.17	13.34
土砂重量	72.77	60.03
上載荷重	16.50	13.61
土圧鉛直分力	0.00	0.00
基礎反力	-90.06	-77.37
合計	15.37	9.61

作用力合計

$$\text{せん断力} \quad S = 15.37 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 9.61 \text{ (kN・m/m)}$$

### 6.7.2 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）

荷重名	S (kN/m)	M (kN・m/m)
かかと版自重	18.13	16.77
土砂重量	74.19	68.62
浮力	-7.25	-6.71
上載荷重	18.50	17.11
土圧鉛直分力	0.00	0.00
基礎反力	-84.55	-81.46
合計	19.01	14.34

作用力合計

$$\text{せん断力} \quad S = 19.01 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 14.34 \text{ (kN・m/m)}$$

たて壁付け根の曲げモーメント

$$M_{\text{wall}} = 18.12 \text{ (kN・m/m)}$$

$M \leq M_{\text{wall}}$  故、かかと版付け根の曲げモーメントにて設計を行う。



せん断応力度照査位置 (付け根から0.200 m)

荷 重 名	S (kN/m)	M (kN・m/m)
かかと版自重	16.17	13.34
土砂重量	66.17	54.59
浮力	-6.47	-5.34
上載荷重	16.50	13.61
土圧鉛直分力	0.00	0.00
基礎反力	-76.43	-65.36
合 計	15.94	10.84

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= 15.94 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= 10.84 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

### 6.7.3 地震時(浮力無視)

荷 重 名	S (kN/m)	M (kN・m/m)
かかと版自重	18.13	16.77
土砂重量	81.59	75.47
土圧鉛直分力	8.77	10.82
基礎反力	-88.40	-83.75
合 計	20.09	19.31

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= 20.09 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= 19.31 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

たて壁付け根の曲げモーメント

$$M_{\text{wall}} = 18.97 \text{ (kN・m/m)}$$

$M > M_{\text{wall}}$  故、たて壁付け根の曲げモーメントにて設計を行う。

せん断応力度照査位置 (付け根から0.200 m)

荷 重 名	S (kN/m)	M (kN・m/m)
かかと版自重	16.17	13.34
土砂重量	72.77	60.03
土圧鉛直分力	8.67	9.07
基礎反力	-79.46	-66.96
合 計	18.14	15.48

作用力合計

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= 18.14 \text{ (kN/m)} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= 15.48 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

#### 6.7.4 地震時(浮力考慮)

荷 重 名	S (kN/m)	M (kN・m/m)
かかと版自重	18.13	16.77
土砂重量	74.19	68.62
浮力	-7.25	-6.71
土圧鉛直分力	8.77	10.82
基礎反力	-73.49	-68.88
合 計	20.35	20.62

作用力合計

せん断力  $S = 20.35$  (kN/m)

曲げモーメント  $M = 20.62$  (kN・m/m)

たて壁付け根の曲げモーメント

$M_{wall} = 19.18$  (kN・m/m)

$M > M_{wall}$  故、たて壁付け根の曲げモーメントにて設計を行う。

せん断応力度照査位置 (付け根から0.200 m)

荷 重 名	S (kN/m)	M (kN・m/m)
かかと版自重	16.17	13.34
土砂重量	66.17	54.59
浮力	-6.47	-5.34
土圧鉛直分力	8.67	9.07
基礎反力	-65.83	-54.95
合 計	18.71	16.71

作用力合計

せん断力  $S = 18.71$  (kN/m)

曲げモーメント  $M = 16.71$  (kN・m/m)

## 6.8 断面計算

### 6.8.1 計算式

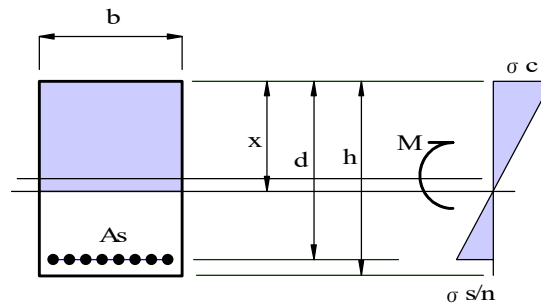


図-4 曲げモーメントが作用する単鉄筋RC断面の応力度

曲げモーメントのみが作用する単鉄筋RC断面の応力度は式(22)～(24)によって求める(図-4参照)。まず、式(22)を解いて中立軸位置 $x$ を求め、次に式(23)、(24)を用いてコンクリートおよび鉄筋の応力度を求める。

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot A_s}{b}\right)^2 + \frac{2n}{b} \cdot A_s \cdot d} \quad \dots\dots\dots (22)$$

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} \quad \dots\dots\dots (23)$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x} \quad \dots\dots\dots (24)$$

- ここで、
- $\sigma_c$  : コンクリートの圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\sigma_s$  : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $x$  : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
  - $M$  : 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
  - $b$  : 断面の幅 (mm)
  - $d$  : 有効高。圧縮縁から引張鉄筋図心までの距離 (mm)
  - $A_s$  : 引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)
  - $n$  : コンクリートと鉄筋のヤング係数比  $n=15$ とする。

コンクリートの平均せん断応力度は式(25)で求める。また、コンクリートの付着応力度は式(27)で求める。

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d} \leq C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1} \quad \dots\dots\dots (25)$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \leq \tau_{0a} \quad \dots\dots\dots (27)$$

- ここで、
- $\tau_m$  : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\tau_0$  : コンクリートの付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\tau_{a1}$  : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\tau_{0a}$  : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $S$  : 断面に作用するせん断力 (N)
  - $C_e$  : 有効高に関する補正係数
  - $C_{pt}$  : 軸方向引張鉄筋比に関する補正係数
  - $U$  : 鉄筋の周長の総和 (mm)
  - $j$  :  $j=1-k/3$
  - $k$  :  $k=x/d$

有効高に関する補正係数

部材断面の有効高に応じて表-6に示す補正係数により許容せん断応力度の割り増しを行う。

表-6 部材断面の有効高 $d$ に関する補正係数 $C_e$

有効高 $d$ (mm)	300以下	1,000	3,000	5,000	10,000以上
$C_e$	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

軸方向引張鉄筋比に関する補正係数

部材断面の軸方向引張鉄筋比に応じて表-7に示す補正係数により許容せん断応力度の割り増しを行う。

表-7 軸方向引張鉄筋比 $p_t$ に関する補正係数 $C_{pt}$

軸方向引張鉄筋比 $p_t$ (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0以上
$C_{pt}$	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

### 6.8.2 応力度計算

断面寸法  $h = 400.0$  (mm) ,  $b = 1000.0$  (mm)

上面主鉄筋 D13-ctc250  $A_s = 506.8$  (mm<sup>2</sup>)  
有効高  $d = 330.0$  (mm)

下面主鉄筋 D13-ctc250  $A_s = 506.8$  (mm<sup>2</sup>)  
有効高  $d = 330.0$  (mm)

			case1	case2	case3	case4
曲げモーメント	M	(kN・m)	13.02 (上面引張)	14.34 (上面引張)	18.97 (上面引張)	19.18 (上面引張)
中立軸位置	x	(mm)	63.6	63.6	63.6	63.6
コンクリートの圧縮応力度	$\sigma_c$	(N/mm <sup>2</sup> )	1.33	1.46	1.93	1.95
鉄筋の引張応力度	$\sigma_t$	(N/mm <sup>2</sup> )	83.2	91.6	121.2	122.5
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c \leq 9.0$	$\sigma_c \leq 9.0$	$\sigma_c \leq 13.5$	$\sigma_c \leq 13.5$
許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s \leq 157.0$	$\sigma_s \leq 157.0$	$\sigma_s \leq 264.0$	$\sigma_s \leq 264.0$
判 定			Ok	Ok	Ok	Ok

case 1 : 常時 (自重+自動車荷重) (浮力無視)  
case 2 : 常時 (自重+自動車荷重) (浮力考慮)  
case 3 : 地震時(浮力無視)  
case 4 : 地震時(浮力考慮)

### 6.8.3 せん断応力度および付着応力度

照査位置 付け根から 0.200 (m)  
断面寸法  $h = 400.0$  (mm) ,  $b = 1000.0$  (mm)

上面主鉄筋 D13-ctc250  $A_s = 506.8$  (mm<sup>2</sup>)  $p_t = 0.154$  (%)  
有効高  $d = 330.0$  (mm)

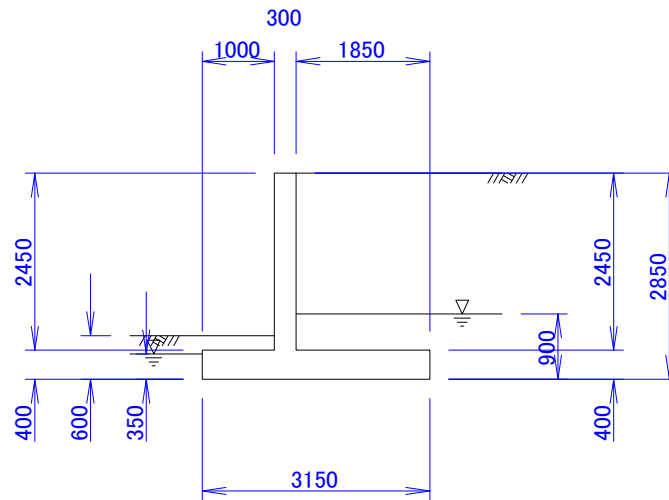
下面主鉄筋 D13-ctc250  $A_s = 506.8$  (mm<sup>2</sup>)  $p_t = 0.154$  (%)  
有効高  $d = 330.0$  (mm)

			case1	case2	case3	case4
曲げモーメント	M	(kN・m)	9.61 (上面引張)	10.84 (上面引張)	15.48 (上面引張)	16.71 (上面引張)
せん断力	S	(kN)	15.37	15.94	18.14	18.71
中立軸位置	x	(mm)	63.64	63.64	63.64	63.64
$k = x/d$			0.193	0.193	0.193	0.193
$j = 1-k/3$			0.936	0.936	0.936	0.936
せん断応力度	$\tau_m$	(N/mm <sup>2</sup> )	0.05	0.05	0.05	0.06
許容せん断応力度	$\tau_{a1}$	(N/mm <sup>2</sup> )	0.23	0.23	0.35	0.35
補正係数	$C_e$		1.38	1.38	1.38	1.38
補正係数	$C_{pt}$		0.81	0.81	0.81	0.81
$C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}$		(N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_m \leq 0.26$	$\tau_m \leq 0.26$	$\tau_m \leq 0.39$	$\tau_m \leq 0.39$
許容せん断応力度	$\tau_{a2}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_m \leq 1.70$	$\tau_m \leq 1.70$	$\tau_m \leq 2.55$	$\tau_m \leq 2.55$
付着応力度	$\tau_o$	(N/mm <sup>2</sup> )	0.31	0.32	0.37	0.38
許容付着応力度	$\tau_{oa}$	(N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_o \leq 1.60$	$\tau_o \leq 1.60$	$\tau_o \leq 2.40$	$\tau_o \leq 2.40$
必要斜引張鉄筋量	$A_w \cdot req$	(N/mm <sup>2</sup> )	-----	-----	-----	-----
判 定			Ok	Ok	Ok	Ok

case 1 : 常時 (自重+自動車荷重) (浮力無視)  
case 2 : 常時 (自重+自動車荷重) (浮力考慮)  
case 3 : 地震時(浮力無視)  
case 4 : 地震時(浮力考慮)

## 7. 結果一覧表

### 7.1 構造寸法図



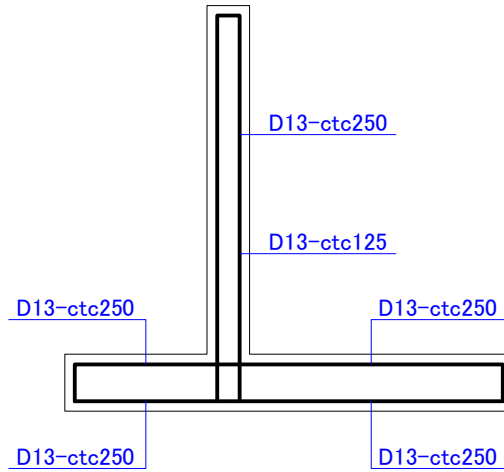
### 7.2 荷重ケース一覧

No	荷重ケース名	荷重時
1	常時 (自重+自動車荷重) (浮力無視)	常時
2	常時 (自重+自動車荷重) (浮力考慮)	常時
3	地震時 (浮力無視)	地震時
4	地震時 (浮力考慮)	地震時

### 7.3 直接基礎の安定計算

No	転倒 $e/e_a$ (m)	滑動 $F/F_a$	地盤の支持力 $q_{max}/q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	判定
1	$0.140 \leq 0.525$	$2.70 \geq 1.50$	$61.35 \leq 87.9$	Ok
2	$0.122 \leq 0.525$	$2.12 \geq 1.50$	$51.40 \leq 72.3$	Ok
3	$0.068 \leq 1.050$	$2.01 \geq 1.20$	$51.26 \leq 130.0$	Ok
4	$0.037 \leq 1.050$	$1.59 \geq 1.20$	$41.31 \leq 105.0$	Ok

## 7.4 主鉄筋組立図



## 7.5 擁壁各部の応力度

### 7.5.1 たて壁

主鉄筋 D13-ctc125  $A_s = 1013.6 \text{ (mm}^2\text{)}$

No	$\sigma_c / \sigma_{ca} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$\sigma_s / \sigma_{sa} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$\tau / \tau_a \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$A_{w\cdot req} \text{ (mm}^2\text{)}$	判定
1	$2.5 \leq 9.0$	$85.5 \leq 157.0$	$0.10 \leq 0.37$	----	Ok
2	$2.5 \leq 9.0$	$86.5 \leq 157.0$	$0.10 \leq 0.37$	----	Ok
3	$2.6 \leq 13.5$	$90.5 \leq 264.0$	$0.10 \leq 0.56$	----	Ok
4	$2.7 \leq 13.5$	$91.5 \leq 264.0$	$0.10 \leq 0.56$	----	Ok

$A_{w\cdot req}$  : 必要斜引張鉄筋量

### 7.5.2 つま先版

上面主鉄筋 D13-ctc250  $A_s = 506.8 \text{ (mm}^2\text{)}$

下面主鉄筋 D13-ctc250  $A_s = 506.8 \text{ (mm}^2\text{)}$

No	主鉄筋	$\sigma_c / \sigma_{ca} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$\sigma_s / \sigma_{sa} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$\tau / \tau_a \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$A_{w\cdot req} \text{ (mm}^2\text{)}$	判定
1	下面引張	$1.4 \leq 9.0$	$90.9 \leq 157.0$	$-0.07 \leq 0.26$	----	Ok
2	下面引張	$1.4 \leq 9.0$	$90.0 \leq 157.0$	$-0.07 \leq 0.26$	----	Ok
3	下面引張	$1.6 \leq 13.5$	$98.7 \leq 264.0$	$-0.08 \leq 0.39$	----	Ok
4	下面引張	$1.6 \leq 13.5$	$97.8 \leq 264.0$	$-0.07 \leq 0.39$	----	Ok

$A_{w\cdot req}$  : 必要斜引張鉄筋量

### 7.5.3 かかと版

上面主鉄筋 D13-ctc250  $A_s = 506.8 \text{ (mm}^2\text{)}$

下面主鉄筋 D13-ctc250  $A_s = 506.8 \text{ (mm}^2\text{)}$

No	主鉄筋	$\sigma_c / \sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s / \sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau / \tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	$A_{w,req}$ (mm <sup>2</sup> )	判定
1	上面引張	1.3 ≦ 9.0	83.2 ≦ 157.0	0.05 ≦ 0.26	----	Ok
2	上面引張	1.5 ≦ 9.0	91.6 ≦ 157.0	0.05 ≦ 0.26	----	Ok
3	上面引張	1.9 ≦ 13.5	121.2 ≦ 264.0	0.05 ≦ 0.39	----	Ok
4	上面引張	2.0 ≦ 13.5	122.5 ≦ 264.0	0.06 ≦ 0.39	----	Ok

$A_{w,req}$  : 必要斜引張鉄筋量