

# ラーメン式橋台の設計計算 サンプルデータ

出力例

RMN\_CHO2

適用基準:道示IV 受台:有り 翼壁:無し  
突起:無し 直接基礎 計算例

# 目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 構造形式	1
1.3 形状寸法	1
1.4 地盤条件	3
1.5 使用材料	3
1.6 作用荷重	3
1.7 土圧	6
1.8 水圧	8
1.9 基礎の条件	8
1.9.1 許容せん断抵抗算出用データ	8
1.9.2 鉛直支持力算出用データ	8
1.9.3 フーチング厚さ照査用データ	10
1.10 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	10
1.10.1 安定計算の許容値	10
1.10.2 部材の許容応力度	11
2章 安定計算	14
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	14
2.2 躯体自重，土砂重量，浮力，その他荷重による鉛直力、水平力	15
2.3 上部工反力	16
2.4 土圧・水圧	17
2.5 作用力の集計	19
2.6 安定照査	20
2.6.1 転倒に対する安定	20
2.6.2 滑動に対する安定	20
2.6.3 地盤反力度の計算	21
2.6.4 支持に対する安定	21
2.6.5 フーチング厚さの照査	23
2.7 置換え基礎の安定計算結果	25
2.7.1 躯体自重，浮力（揚圧力）による鉛直力、水平力	25
2.7.2 水圧	26
2.7.3 地盤反力による鉛直力	27
2.7.4 滑動力による水平力	27
2.7.5 置き換え基礎作用力の集計	27
2.7.6 転倒に対する安定	28
2.7.7 滑動に対する安定	28
2.7.8 地盤反力度の計算	29
2.7.9 支持に対する安定	29
3章 胸壁の設計	31
3.1 踏掛版を設置しない場合の設計	31
3.1.1 断面力の集計	31
3.1.2 断面計算	32
4章 頂版・側壁の設計	35
4.1 荷重の組み合わせ	35
4.2 死荷重	36
4.3 上部工反力、地表面荷重、T後輪荷重	38
4.4 常時土圧	41
4.5 地震時土圧	52
4.6 温度荷重	62

4.7 地震時荷重	63
4.8 断面力の算定	64
4.9 断面計算	75
4.9.1 前壁	75
4.9.2 頂版	79
4.9.3 後壁	84
4.9.4 隅角部の照査	88
5章 底版中央部の設計	89
5.1 荷重の組み合わせ	89
5.2 死荷重	90
5.3 上部工反力、地表面荷重	92
5.4 常時土圧	95
5.5 地震時土圧	102
5.6 温度荷重	108
5.7 地震時荷重	108
5.8 断面力の算定	111
5.9 断面計算	115
5.9.1 底版中央部	115
5.9.2 隅角部の照査	120
6章 受け台・踏掛版の設計	121
6.1 受け台の設計	121
6.1.1 断面力の集計	121
6.1.2 断面計算	122
6.2 踏掛版の設計	125
6.2.1 断面力の集計	125
6.2.2 断面計算	126

# 1章 設計条件

## 1.1 一般事項

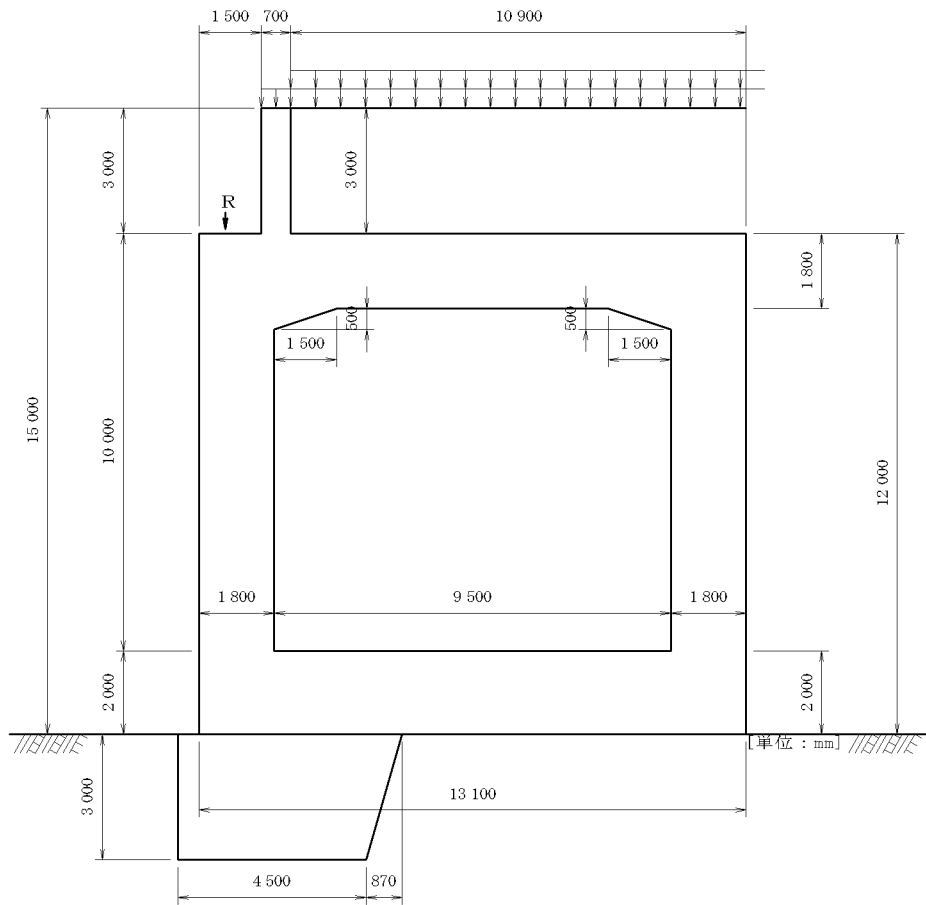
データ名: RMN<sub>CH02.f7r</sub>(ラーメン式橋台のサンプルデータ2 (直接基礎【剛体】), 置換基  
タイトル: ラーメン式橋台のサンプルデータ2  
コメント: 直接基礎【剛体】 , 置換基礎

## 1.2 構造形式

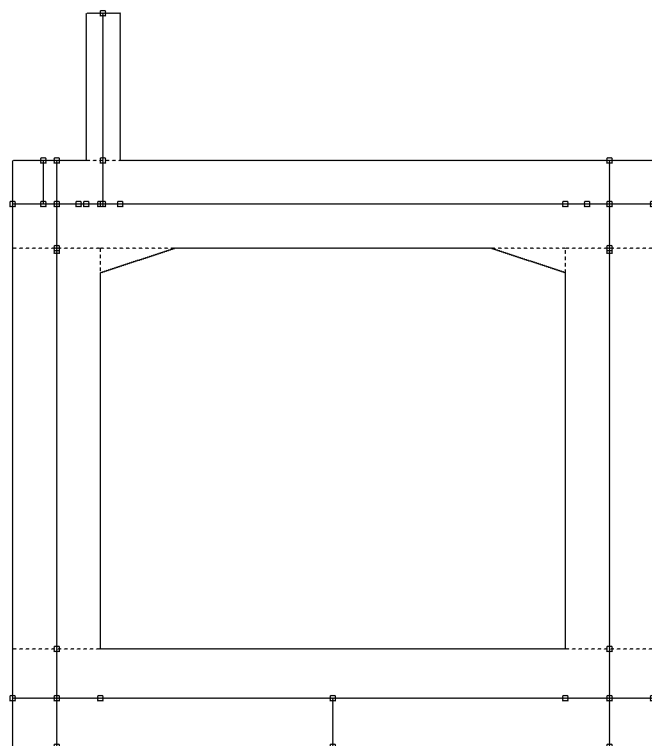
- ・ラーメン式橋台(直接基礎)

## 1.3 形状寸法

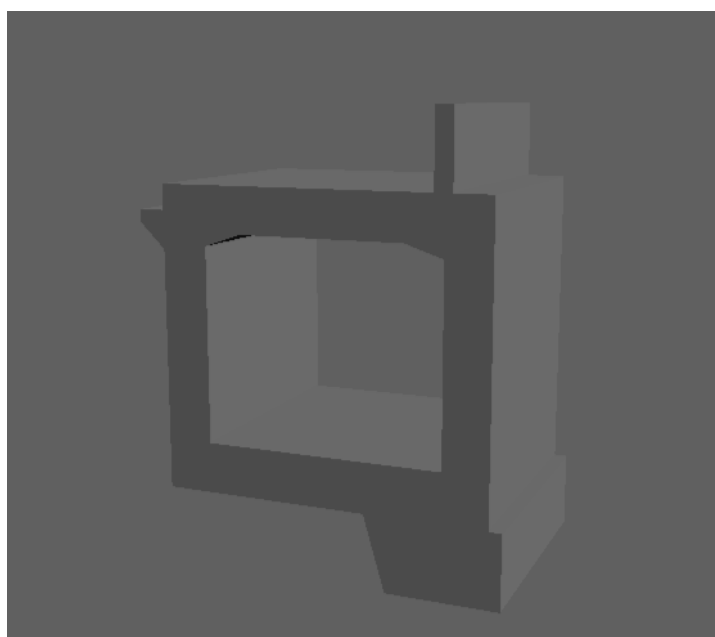
### (1) 躯体形状



【フレームモデル】



直角方向幅 B (mm)	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
10000	_____	_____



(2)土砂形状

・ 内部土砂高 0.000 (m)

1.4 地盤条件

重要度 : B種

地域区分: A

地盤種別: I種

1.5 使用材料

【コンクリート】 胸壁設計時 :  $ck = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 豎壁設計時 :  $ck = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 底板設計時 :  $ck = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 踏掛版設計時:  $ck = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)

【使用鉄筋材料】 鉄筋の種類 橋台部 : SD345  
 踏掛版 : SD345

【せん断抵抗角】  
 裏込め土: せん断抵抗角 = 35.00  
 残留強度<sub>res</sub> = 35.00  
 ピーク強度<sub>peak</sub> = 50.00

【単位体積重量】

(kN/m<sup>3</sup>)

軀 体	鉄筋コンクリート	24.500	
	水	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	前 面	18.000	19.000
	背 面	18.000	19.000
	頂版上土砂	18.000	19.000

1.6 作用荷重

(1)設計震度

1)レベル1地震時

対 象	橋軸方向
軀 体	0.16
土 砂	0.16

(2)上部工反力

1)常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	上部工反力 (kN)				
	Rd	Rex	RD=Rd+Rex	RL	RH
常時1(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	0.000	0.000
常時1+温上(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	0.000	0.000

荷 重 状 態	上部工反力 (kN)				
	Rd	Rex	RD=Rd+Rex	RL	RH
常時1+温下(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	0.000	0.000
常時1(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	0.000	0.000
常時1+温上(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	0.000	0.000
常時1+温下(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	0.000	0.000
常時2(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
常時2+温上(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
常時2+温下(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
常時2(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
常時2+温上(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
常時2+温下(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
地震時1(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	-	1500.000
地震時1(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	-	1500.000
地震時2(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	-	1500.000
地震時2(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	-	1500.000

Rd : 上部工死荷重反力

Rex : 上部工死荷重反力、活荷重反力以外の鉛直反力

RD : 上部工鉛直反力

RL : 上部工活荷重反力

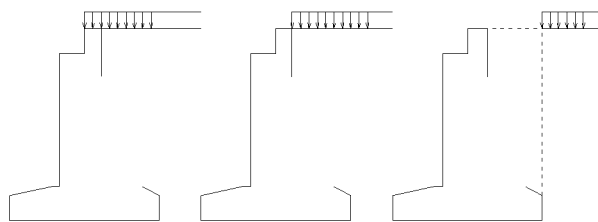
RH : 上部工水平反力

(3)地表面荷重

1)常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	地表面荷重 (kN/m <sup>2</sup> )		活荷重位置			内部載荷荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	
	死荷重 Qd	活荷重 Ql	a	b	c	死荷重 Qd	活荷重 Ql
常時1(浮力無し)	0.00	0.00				0.00	0.00
常時1+温上(浮力無し)	0.00	0.00				0.00	0.00
常時1+温下(浮力無し)	0.00	0.00				0.00	0.00
常時1(浮力有り)	0.00	0.00				0.00	0.00
常時1+温上(浮力有り)	0.00	0.00				0.00	0.00
常時1+温下(浮力有り)	0.00	0.00				0.00	0.00
常時2(浮力無し)	0.00	10.00				0.00	0.00
常時2+温上(浮力無し)	0.00	10.00				0.00	0.00
常時2+温下(浮力無し)	0.00	10.00				0.00	0.00
常時2(浮力有り)	0.00	10.00				0.00	0.00
常時2+温上(浮力有り)	0.00	10.00				0.00	0.00
常時2+温下(浮力有り)	0.00	10.00				0.00	0.00
地震時1(浮力無し)	0.00	-				0.00	-
地震時1(浮力有り)	0.00	-				0.00	-
地震時2(浮力無し)	0.00	-				0.00	-

荷重状態	地表面荷重 (kN/m <sup>2</sup> )		活荷重位置			内部載荷荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	
	死荷重 Qd	活荷重 Ql	a	b	c	死荷重 Qd	活荷重 Ql
地震時2(浮力有り)	0.00	-				0.00	-



(a)胸壁前面から後方 (b)胸壁背面から後方 (c)仮想背面から後方

(4)温度荷重および乾燥収縮

荷重状態	温度荷重		乾燥収縮	
	検討	温度(度)	検討	乾燥収縮度(×10 <sup>-5</sup> )
常時1(浮力無し)	-	-		15.0
常時1+温上(浮力無し)		15		15.0
常時1+温下(浮力無し)		-15		15.0
常時1(浮力有り)	-	-		15.0
常時1+温上(浮力有り)		15		15.0
常時1+温下(浮力有り)		-15		15.0
常時2(浮力無し)	-	-		15.0
常時2+温上(浮力無し)		15		15.0
常時2+温下(浮力無し)		-15		15.0
常時2(浮力有り)	-	-		15.0
常時2+温上(浮力有り)		15		15.0
常時2+温下(浮力有り)		-15		15.0
地震時1(浮力無し)	-	-		15.0
地震時1(浮力有り)	-	-		15.0
地震時2(浮力無し)	-	-		15.0
地震時2(浮力有り)	-	-		15.0

(5)土砂の扱い

荷重状態	前面土砂鉛直力	前趾設計時前趾上土砂
常時1(浮力無し)	考慮	無視
常時1+温上(浮力無し)	考慮	無視
常時1+温下(浮力無し)	考慮	無視
常時1(浮力有り)	考慮	無視
常時1+温上(浮力有り)	考慮	無視
常時1+温下(浮力有り)	考慮	無視
常時2(浮力無し)	考慮	無視



荷重状態	前面土砂鉛直力	前趾設計時前趾上土砂
常時2+温上(浮力無し)	考慮	無視
常時2+温下(浮力無し)	考慮	無視
常時2(浮力有り)	考慮	無視
常時2+温上(浮力有り)	考慮	無視
常時2+温下(浮力有り)	考慮	無視
地震時1(浮力無し)	考慮	無視
地震時1(浮力有り)	考慮	無視
地震時2(浮力無し)	考慮	無視
地震時2(浮力有り)	考慮	無視

(6)水位の考慮

- ・背面, 前面水位位置は、フーチング底面からの高さからの距離とする
- 内部水位位置は、フーチング上面からの高さからの距離とする

荷重状態	背面水位 Hr (m)	前面水位 Hf (m)	内部水位 Hi (m)	水位の影響	
				浮力	水圧
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
常時1+温上(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
常時1+温下(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
常時1(浮力有り)	3.000	3.000	1.000	考慮	前面, 内部, 背面考慮
常時1+温上(浮力有り)	3.000	3.000	1.000	考慮	前面, 内部, 背面考慮
常時1+温下(浮力有り)	3.000	3.000	1.000	考慮	前面, 内部, 背面考慮
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
常時2+温上(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
常時2+温下(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
常時2(浮力有り)	3.000	3.000	1.000	考慮	前面, 内部, 背面考慮
常時2+温上(浮力有り)	3.000	3.000	1.000	考慮	前面, 内部, 背面考慮
常時2+温下(浮力有り)	3.000	3.000	1.000	考慮	前面, 内部, 背面考慮
地震時1(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
地震時1(浮力有り)	3.000	3.000	1.000	考慮	前面, 内部, 背面考慮
地震時2(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
地震時2(浮力有り)	3.000	3.000	1.000	考慮	前面, 内部, 背面考慮

1.7 土圧

- ・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)と仮想背面の扱い

荷重状態	安定計算時	豎壁設計時	算出式
	土 - コンクリート	土 - コンクリート	
常時	11.667	11.667	クーロン式
地震時	0.000	0.000	修正物部・岡部

- ・ 水位以下の土圧算出における水位  
 常時土圧 : 水圧の設定に準ずる  
 レベル1地震時: 水圧の設定に準ずる
- ・ 土圧を考慮しない下面からの高さは、 0.000 (m)
- ・ 安定計算時における土圧の作用幅は、 10.000 (m)

・ 土圧係数及び土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>) (範囲はフーチング底面高さからの距離)

荷 重 状 態	範囲(m)		安定計算時		豎壁設計時	
	始まり	終わり	土圧係数	算出式	土圧係数	算出式
常 時	0.000	15.000	0.251		0.251	
地震時	0.000	15.000	0.354	0.21+0.90・Kh	0.354	0.21+0.90・Kh

(1)常時土圧係数(クーロン式)

1)安定計算時(土 - コンクリート)

$$\begin{aligned}
 K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \\
 &= \frac{\cos^2(35.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 11.667) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35.000 + 11.667) \sin(35.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 11.667) \cos(0.000 - (0.000))}} \right\}^2} \\
 &= 0.251
 \end{aligned}$$

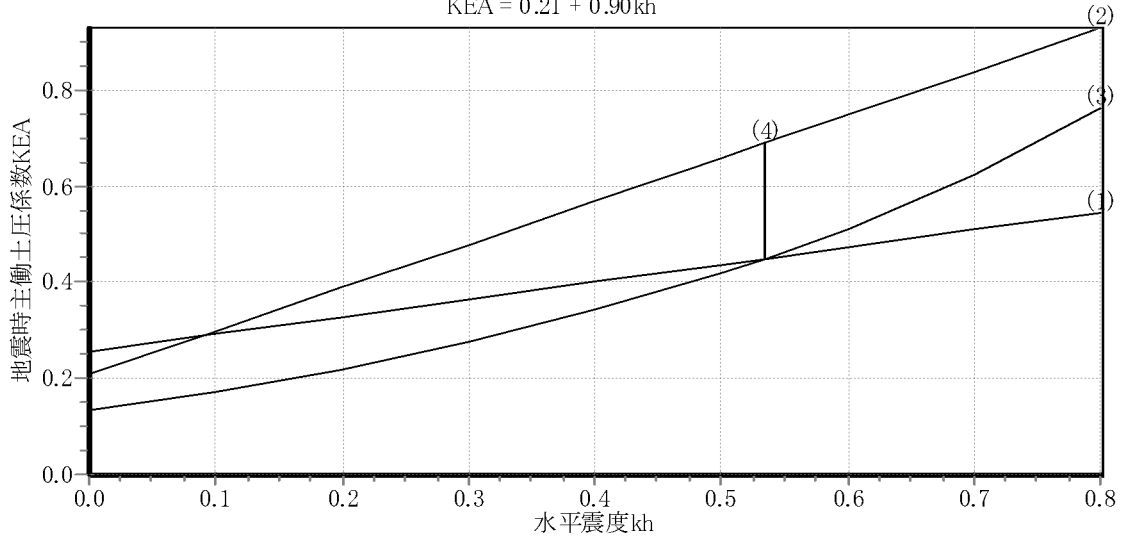
2)豎壁設計時(土 - コンクリート)

$$\begin{aligned}
 K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \\
 &= \frac{\cos^2(35.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 11.667) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35.000 + 11.667) \sin(35.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 11.667) \cos(0.000 - (0.000))}} \right\}^2} \\
 &= 0.251
 \end{aligned}$$

(2)地震時土圧係数(修正物部・岡部式)

1)安定計算時(土 - コンクリート)、 豎壁設計時(土 - コンクリート)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係  
 $KEA = 0.21 + 0.90kh$



(1)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)  
 (2)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)  
 (3)物部・岡部の地震時主働土圧係数  
 (4)一次主働破壊面  $\theta_s = 70.0^\circ$  二次主働破壊面  $\theta_s = 48.0^\circ$

グラフ(1)は、任意の震度に対する一次主働破壊面  $s_1$ を用いた主働土圧係数KEA1の算出  
 グラフ(2)は、任意の震度に対する二次主働破壊面  $s_2$ を用いた主働土圧係数KEA1の算出

1.8 水圧

・背面水圧における水圧の作用方向は、水平方向

1.9 基礎の条件

1.9.1 許容せん断抵抗算出用データ

基礎底面と地盤との間の付着力 $c_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \delta_s$	0.600

1.9.2 鉛直支持力算出用データ

(1)地盤の条件

形状係数 ( , )	長方形
地盤の粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	1500.00
地盤のせん断抵抗角 (度)	40.00

(2)地盤の状態

荷重状態(水 位)	根入れ深さ(m)		単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )		水位 Hf (m)
	$D_i$	$D'_i$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	13.2000	13.2000	0.000
常時1(浮力有り)	0.000	0.000	13.2000	13.2000	3.000
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	13.2000	13.2000	0.000

荷重状態(水 位)	根入れ深さ(m)		単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )		水位 Hf(m)
	D <sub>i</sub>	D' <sub>i</sub>	1	2	
常時2(浮力有り)	0.000	0.000	13.2000	13.2000	3.000
地震時1(浮力無し)	0.000	0.000	13.2000	13.2000	0.000
地震時1(浮力有り)	0.000	0.000	13.2000	13.2000	3.000
地震時2(浮力無し)	0.000	0.000	13.2000	13.2000	0.000
地震時2(浮力有り)	0.000	0.000	13.2000	13.2000	3.000

荷重状態(水 位)	支持層(m)		良質層(m)		表層(m)	
	t <sub>10</sub>	t <sub>11</sub>	t <sub>20</sub>	t <sub>21</sub>	t <sub>30</sub>	t <sub>31</sub>
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
常時1(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
常時2(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
地震時1(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
地震時1(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
地震時2(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
地震時2(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

ここに、

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ(m)

$D_f$ が $t_1+t_2$ より小さい場合は、 $D_f = t_1+t_2+t_3$ とする

$D'_f$ : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ(m),  $D'_f = t_1+t_2$

$\gamma_1$ : 支持地盤の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

水位を無視する場合 :  $\gamma_1 = \gamma_{t1}$

水位を考慮する場合 :  $\gamma_1 = \gamma_{t1sat} - \gamma_w$

$\gamma_2$ : 根入れ地盤の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

1) 水位が基礎底面より下の場合

$$\gamma_2 = \frac{\gamma_{t1} \cdot t_1 + \gamma_{t2} \cdot t_2 + \gamma_{t3} \cdot t_3}{D_f}$$

2) 水位が支持層内の場合

$$\gamma_2 = \frac{(\gamma_{t1sat} - \gamma_w) \cdot t_{1u} + \gamma_{t1} \cdot t_{1l} + \gamma_{t2} \cdot t_2 + \gamma_{t3} \cdot t_3}{D_f}$$

3) 水位が良質層内の場合

$$\gamma_2 = \frac{(\gamma_{t1sat} - \gamma_w) \cdot t_1 + (\gamma_{t2sat} - \gamma_w) \cdot t_{2u} + \gamma_{t2} \cdot t_{2l} + \gamma_{t3} \cdot t_3}{D_f}$$

4) 水位が表層内の場合

$$\gamma_2 = \frac{(\gamma_{t1sat} - \gamma_w) \cdot t_1 + (\gamma_{t2sat} - \gamma_w) \cdot t_2 + (\gamma_{t3sat} - \gamma_w) \cdot t_{3u} + \gamma_{t3} \cdot t_{3l}}{D_f}$$

$t_1, t_{1u}, t_{1l}$ : 支持層の深さ(m), 水位より上の深さ, 水位より下の深さ,  $t_1 = 3.000$

$\gamma_{t1}, \gamma_{t1sat}$ : 支持層の単位体積重量(湿潤), 単位体積重量(湿潤)(kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_{t1} = 23.000, \gamma_{t1sat} = 23.000$

$t_2, t_{2u}, t_{2l}$ : 良質層の深さ(m), 水位より上の深さ, 水位より下の深さ,  $t_2 = 0.000$

$\gamma_{t2}, \gamma_{t2sat}$ : 良質層の単位体積重量(湿潤), 単位体積重量(湿潤)(kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_{t2} = 23.000, \gamma_{t2sat} = 23.000$

$t_3, t_{3u}, t_{3l}$ : 表層の深さ(m), 水位より上の深さ, 水位より下の深さ,  $t_3 = 0.000$

$\gamma_{t3}, \gamma_{t3sat}$ : 表層の単位体積重量(湿潤), 単位体積重量(湿潤)(kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_{t3} = 20.000, \gamma_{t3sat} = 20.800$

$\gamma_w$ : 水の単位体積重量(湿潤)(kN/m<sup>3</sup>),  $\gamma_w = 9.800$

### 1.9.3 フーチング厚さ照査用データ

#### (1)地盤データ

基礎底面の变形係数 $E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	常時	地震時
	196000.000	392000.000

#### (2)底版データ

フーチングのヤング係数 $\times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.500
フーチング厚さ上限値(橋軸幅-豎壁厚)/n	5.00

## 1.10 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

### 1.10.1 安定計算の許容値

荷重状態	割増係数	許容偏心量 $e_0 / B$ (m)	滑動安全率	鉛直支持力算出時の安全率	最大地盤反力度(kN/m <sup>2</sup> )
常時1(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	2500.000

荷重状態	割増係数	許容偏心量 $e_s / B$ (m)	滑動安全率	鉛直支持力 算出時の 安全率	最大 地盤反力度 ( $\text{kN/m}^2$ )
常時1(浮力有り)	1.00	1/6	1.5	3.0	2500.000
常時2(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	2500.000
常時2(浮力有り)	1.00	1/6	1.5	3.0	2500.000
地震時1(浮力無し)	1.50	1/3	1.2	2.0	3750.000
地震時1(浮力有り)	1.50	1/3	1.2	2.0	3750.000
地震時2(浮力無し)	1.50	1/3	1.2	2.0	3750.000
地震時2(浮力有り)	1.50	1/3	1.2	2.0	3750.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

$e_s$  : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_s = M_b / V$

$M_b$  : 基礎底面に作用するモ - メント( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

### 1.10.2 部材の許容応力度

#### (1) 鉄筋コンクリート部材

##### 1) 胸壁(一般部材)

( $\text{N/mm}^2$ )

荷重状態	割増係数	コンクリートの 圧縮応力度 $c_a$	鉄筋の 引張応力度 $s_a$	せん断 応力度	
				$a_1$	$a_2$
常時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

##### 2) 縦壁(一般部材)

( $\text{N/mm}^2$ )

荷重状態	割増係数	コンクリートの 圧縮応力度 $c_a$	鉄筋の 引張応力度 $s_a$	せん断 応力度		コンクリートの 軸圧縮応力度 $c_{na}$	鉄筋の 圧縮応力度 $s_{na}$
				$a_1$	$a_2$		
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	6.500	200.000
常時1+温上(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960	7.480	230.000
常時1+温下(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960	7.480	230.000
常時1(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	6.500	200.000
常時1+温上(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960	7.480	230.000
常時1+温下(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960	7.480	230.000
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	6.500	200.000
常時2+温上(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960	7.480	230.000
常時2+温下(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960	7.480	230.000
常時2(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	6.500	200.000
常時2+温上(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960	7.480	230.000
常時2+温下(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960	7.480	230.000

(N/mm<sup>2</sup>)

荷重状態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 ca	鉄筋の引張応力度 sa	せん断応力度		コンクリートの軸圧縮応力度 cna	鉄筋の圧縮応力度 sna
				a1	a2		
地震時1(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	9.750	300.000
地震時1(浮力有り)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	9.750	300.000
地震時2(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	9.750	300.000
地震時2(浮力有り)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	9.750	300.000

3) 頂版(一般部材)

(N/mm<sup>2</sup>)

荷重状態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 ca	鉄筋の引張応力度 sa	せん断応力度	
				a1	a2
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時1+温上(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時1+温下(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時1(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時1+温上(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時1+温下(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2+温上(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時2+温下(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時2(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2+温上(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時2+温下(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
地震時1(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550
地震時1(浮力有り)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550
地震時2(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550
地震時2(浮力有り)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

4) 底版(一般部材)

(N/mm<sup>2</sup>)

荷重状態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 ca	鉄筋の引張応力度 sa	せん断応力度	
				a1	a2
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時1+温上(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時1+温下(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時1(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時1+温上(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時1+温下(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700

(N/mm<sup>2</sup>)

荷重状態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 ca	鉄筋の引張応力度 sa	せん断応力度	
				a1	a2
常時2+温上(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時2+温下(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時2(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2+温上(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時2+温下(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
地震時1(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550
地震時1(浮力有り)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550
地震時2(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550
地震時2(浮力有り)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

5) 受け台

(N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの圧縮応力度 ca	鉄筋の引張応力度 sa	せん断応力度 a1 a2	
8.000	180.000	0.230	1.700

6) 踏掛版

(N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの圧縮応力度 ca	鉄筋の引張応力度 sa
8.000	180.000

ここに、

- a1 : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度
- a2 : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

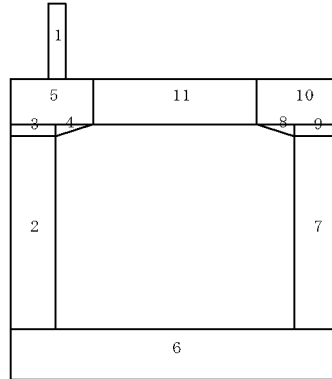


## 2章 安定計算

### 2.1 水位を考慮しないブロックデータ

#### (1) 躯体自重

##### 1) ブロック割り



##### 2) 自重・重心

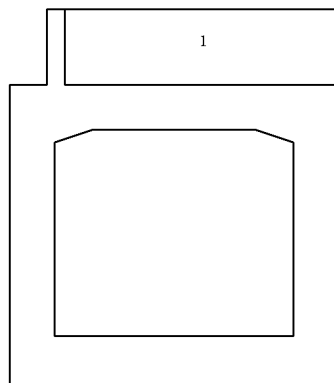
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.700 × 3.000 × 10.000	21.000	1.850	13.500	38.850	283.500	胸壁 縦壁 縦壁 縦壁 縦壁 底板 縦壁 縦壁 縦壁 縦壁
2	1.800 × 7.700 × 10.000	138.600	0.900	5.850	124.740	810.810	
3	1.800 × 0.500 × 10.000	9.000	0.900	9.950	8.100	89.550	
4	1/2 × 1.500 × 0.500 × 10.000	3.750	2.300	10.033	8.625	37.625	
5	3.300 × 1.800 × 10.000	59.400	1.650	11.100	98.010	659.340	
6	13.100 × 2.000 × 10.000	262.000	6.550	1.000	1716.100	262.000	
7	1.800 × 7.700 × 10.000	138.600	12.200	5.850	1690.920	810.810	
8	1/2 × 1.500 × 0.500 × 10.000	3.750	10.800	10.033	40.500	37.625	
9	1.800 × 0.500 × 10.000	9.000	12.200	9.950	109.800	89.550	
10	3.300 × 1.800 × 10.000	59.400	11.450	11.100	680.130	659.340	
11	6.500 × 1.800 × 10.000	117.000	6.550	11.100	766.350	1298.700	
		821.500	—	—	5282.125	5038.851	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 5282.125 / 821.500 = 6.430 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 5038.851 / 821.500 = 6.134 \text{ (m)}$$

#### (2) 背面土砂

##### 1) ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	10.900 × 3.000 × 10.000	327.000	7.650	13.500	2501.550	4414.500	頂版上の土砂
		327.000	—	—	2501.551	4414.500	

重心位置  $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 2501.551 / 327.000 = 7.650 \text{ (m)}$

$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 4414.500 / 327.000 = 13.500 \text{ (m)}$

2.2 躯体自重，土砂重量，浮力，その他荷重による鉛直力、水平力

(1)躯体自重による作用力

鉛直力  $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 821.500 = 20126.750 \text{ (kN)}$

作用位置  $X = 6.430 \text{ (m)}$

水平力  $H = W \cdot kh = 20126.750 \times 0.160 = 3220.280 \text{ (kN)}$

作用位置  $Y = 6.134 \text{ (m)}$

(2)土砂重量による作用力，浮力

鉛直力  $W = Wu + WI \text{ (kN)}$

$Wu = Vu(\text{水より上の体積}) \cdot \gamma(\text{土の湿潤重量}) \text{ (kN)}$

$WI = VI(\text{水より下の体積}) \cdot \gamma_{sat}(\text{土の飽和重量}) \text{ (kN)}$

作用位置  $X = (Wu \cdot Xu + WI \cdot XI) / W \text{ (m)}$

水平力  $H = W \cdot Kh \text{ (kN)}$

作用位置  $Y = (Wu \cdot Yu + WI \cdot YI) / W \text{ (m)}$

[1]地震時1(浮力有り)

1)土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置			水位より下の体積、重心位置		
	体積 V(m³)	重心位置(m)		体積 VI(m³)	重心位置(m)	
		X	Y		XI	YI
土砂(頂版上)	327.000	7.650	13.500	0.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 Vu(m³)	重心位置(m)	
		Xu	Yu
土砂(頂版上)	327.000	7.650	13.500

水位より上の体積

$Vu = V - VI$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - VI \cdot XI) / Vu$

$$Y_u = (V \cdot Y - V_l \cdot Y_l) / V_u$$

## 土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \times$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \times \text{sat}$ (kN)
土砂(頂版上)	$327.000 \times 18.000 = 5886.000$	$0.000 \times 19.000 = 0.000$

位置	鉛直力 $W$ $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 $X$ (m)	水平力 $H$ $W \cdot K_h$ (kN)	作用位置 $Y$ (m)
土砂(頂版上)	$5886.000 + 0.000 = 5886.000$	7.650	$5886.000 \times 0.16 = 941.760$	13.500

## 2)浮力の算出

$$\text{前面水位} \quad H_f = 3.000 \text{ (m)}$$

$$\text{背面水位} \quad H_r = 3.000 \text{ (m)}$$

$$\text{フーチング前面での水圧強度} \quad P_f = 29.400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{フーチング背面での水圧強度} \quad P_r = 29.400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

## 浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 3851.400 \text{ (kN)}$$

作用位置(フーチング前面から)

$$X = \frac{P_f + 2 \cdot P_r}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 6.550 \text{ (m)}$$

ここに、

$$B_j : \text{橋軸方向フーチング幅} \quad B_j = 13.100 \text{ (m)}$$

$$B_c : \text{直角方向フーチング幅} \quad B_c = 10.000 \text{ (m)}$$

## 2.3 上部工反力

## (1)上部工反力

[1]地震時1(浮力有り)

$$\text{鉛直力} \quad R_v = 3000.000 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置} \quad X = 0.630 \text{ (m)}$$

$$\text{モーメント} M_x = R_v \cdot X = 3000.000 \cdot 0.630 = 1890.000 \text{ (kN.m)}$$

$$\text{水平力} \quad R_H = 1500.000 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置} \quad Y = 12.000 \text{ (m)}$$

$$\text{モーメント} M_y = R_H \cdot Y = 1500.000 \cdot 12.000 = 18000.000 \text{ (kN.m)}$$

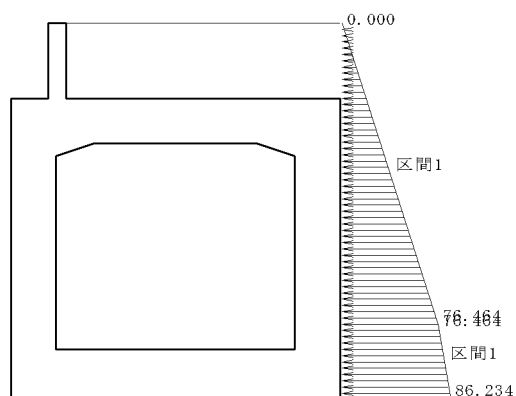
## 2.4 土圧・水圧

### (1) 共通データ

水の単位体積重量	w (kN/m <sup>3</sup> )	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	10.000
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力	C (kN/m <sup>2</sup> )	0.000

### (2) 土圧力

#### [1] 地震時1(浮力有り)



#### 1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	12.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	3.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	3.000

2)土圧算出結果

項 目		区間1
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m) 15.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m) 12.000 3.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m) 3.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	0.000
	壁面摩擦角 (度)	0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat 18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp 13.100
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) Ku1 Kl1 0.35400 0.35400 背面水位より下の土圧係数 (上) (下) Ku2 Kl2 0.35400 0.35400
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下) 0.000 76.464 76.464 86.234	
土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc	4587.840 2440.476
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos( + ) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin( + ) (土圧の鉛直成分)	7028.315 7028.315 0.000
作用位置	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/{3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/{3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan	7.000 1.470 5.080 13.100

・作用位置

$$X = \frac{\sum (Pev \cdot X)}{\sum Pev} = 0.000 (m)$$

$$Y = \frac{\sum (Peh \cdot Y)}{\sum Peh} = 5.080 (m)$$

・土圧力

鉛直力

$$Pv = \sum Pev = 0.000 (kN)$$

水平力

$$Ph = \sum Peh = 7028.315 (kN)$$

(3)水圧力

[1]地震時1(浮力有り)

		前面水圧	背面水位
水圧を算出する高さh (m)		3.000	3.000
水圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )	[1] w・h	29.400	29.400
水圧力 (kN)	Pw = (1/2)・[1]・h・Bc	441.000	441.000
水圧の作用位置 (m)	Yw = h/3	1.000	1.000

		内部水圧
水圧を算出する高さ	(m)	1.000
水圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )	[1] $w \cdot h$	9.800
水圧力 (kN)	$P_w = (1/2) \cdot [1] \cdot h \cdot B_c$	-9.800
水圧の作用位置 (m)	$Y_w = h/3$	2.333

## 2.5 作用力の集計

### (1)フーチング前面での作用力の集計

[1]地震時1(浮力有り)

項目	鉛直力 $V_i$ (kN)	水平力 $H_i$ (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M_{xi} = V_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
躯体自重	20126.750	3220.280	6.430	6.134	129412.078	19752.295
背面土砂	5886.000	941.760	7.650	13.500	45027.906	12713.761
上部工反力	3000.000	1500.000	0.630	12.000	1890.000	18000.000
内部水重	931.000	148.960	6.550	2.500	6098.050	372.400
背面土圧	0.000	7028.315	0.000	5.080	0.000	35702.313
背面水圧	0.000	441.000	0.000	1.000	0.000	441.000
前面水圧	0.000	-441.000	0.000	1.000	0.000	-441.000
浮力	-3851.400	0.000	6.550	0.000	-25226.674	0.000
合計	26092.350	12839.315	—————	—————	157201.359	86540.773

荷重状態(水位)	$V_o$ (kN)	$H_o$ (kN)	$M_o$ (kN.m)
地震時1(浮力有り)	26092.350	12839.315	-70660.586

### (2)フーチング中心での作用力の集計

鉛直力 :  $V_b = V_o$  (kN)

水平力 :  $H_b = H_o$  (kN)

回転モーメント :  $M_b = V_o \cdot B_j / 2.0 + M_o$  (kN.m)

ここに、

フーチング橋軸方向幅 :  $B_j = 13.100$  (m)

荷重状態(水位)	$V_b$ (kN)	$H_b$ (kN)	$M_b$ (kN.m)
地震時1(浮力有り)	26092.350	12839.315	100244.313

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

## 2.6 安定照査

### 2.6.1 転倒に対する安定

$$e_B = \frac{M_B}{V_B}$$

ここに、

- $e_B$ : 荷重の偏心量(m)
- $M_B$ : 基礎底面に作用するモーメント(kN.m)
- $V_B$ : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

$$e_a = B/n$$

ここに、

- $e_a$ : 荷重の許容偏心量(m)
- $B$ : 基礎幅(m),  $B = 13.100$
- $n$ : 安全率

荷重状態(水 位)	偏心量(m)	
	$e_B = M_B/V_B$	許容値 $e_a$
地震時1(浮力有り)	3.842	4.367

### 2.6.2 滑動に対する安定

$$H_u = c_B A_e + V_B \tan \delta_B$$

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>),  $c_B = 0.000$
- $\tan \delta_B$ : 基礎底面と地盤との間の摩擦係数,  $\tan \delta_B = 0.600$
- $A_e$ : 有効載荷面積(m<sup>2</sup>),  $A_e = L \cdot B_e$
- $V_B$ : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN) ただし、浮力を差し引いた値とする。
- $L$ : 基礎の奥行き(m),  $L = 10.000$
- $B_e$ : 基礎の有効載荷幅(m),  $B_e = B - 2e_B$
- $B$ : 基礎幅(m),  $B = 13.100$
- $e_B$ : 荷重の偏心量(m)

荷重状態(水 位)	偏心量 $e_B$ (m)	有 効 載荷幅 $B_e$ (m)	有 効 載荷面積 $A_e$ (m <sup>2</sup> )	鉛直荷重 $V_B$ (kN)
地震時1(浮力有り)	3.842	5.416	54.162	26092.350

$$f_s = H_u/H_B$$

ここに、

- $f_s$ : 滑動に対する安全率
- $H_B$ : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

荷重状態(水 位)	せん断 抵抗力 $H_u$ (kN)	作 用 水平力 $H_B$ (kN)	安全率 $f_s$	必要 安全率 $f_{sa}$
地震時1(浮力有り)	15655.410	12839.315	1.219	1.200

### 2.6.3 地盤反力度の計算

1) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合( 台形分布 )

$$q_{min}, q_{max} = \frac{V_B}{LB} \pm \frac{6M_B}{LB^2}$$

2) 荷重の作用位置が底面の核外にある場合( 三角形分布)

$$q_{max} = 2 \frac{V_B}{L \cdot x}$$

ここに、

$V_B$  : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

$M_B$  : 基礎底面中心に作用するモ - メント(kN.m)

$e_B$  : 荷重の偏心量(m)

$x$  : 底面反力の作用幅(m),  $x = 3(B/2 - e_B)$

$x$ が $B$ より小さいときには、三角形分布になり、  
 $x$ が $B$ より大きい時には、台形分布となる。

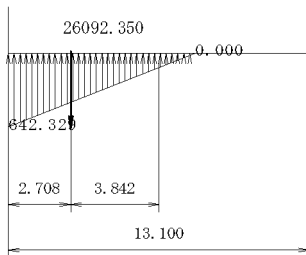
$q_{max}$ : 基礎底面における最大地盤反力度(kN/m<sup>2</sup>)

$q_{min}$ : 基礎底面における最小地盤反力度(kN/m<sup>2</sup>)

$B$  : 基礎幅(m),  $B = 13.100$

$L$  : 基礎の奥行き(m),  $L = 10.000$

[1]地震時1(浮力有り)



地盤反力の作用幅(m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		
		qmin	qmax	最大値
8.124	三角形	0.000	642.329	3750.000

### 2.6.4 支持に対する安定

荷重状態(水 位)	深さ(m)		単位重量(kN/m <sup>3</sup> )		上載荷重 q= $\sum D_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
	$D_i$	$D'_i$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	
地震時1(浮力有り)	0.000	0.000	13.200	13.200	0.000



$$Q_u = A_e \cdot \left\{ \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \right\}$$

ここに、

$Q_u$  : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

$c$  : 地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>),  $c = 1500.000$

$q$  : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>),  $q = \gamma_2 D_f$

$A_e$  : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$\gamma_1, \gamma_2$  : 支持地盤および根入れ地盤の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m),  $B_e = B - 2e_o$

$B$  : 基礎幅 (m),  $B = 13.100$

$e_o$  : 荷重の偏心量 (m)

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数,  $\alpha = 1 + 0.3B_e/L, \beta = 1 - 0.4B_e/L$

ただし、 $B_e/L > 1$  の場合、 $B_e/L = 1$  とする。

$L$  : 基礎の奥行き(m),  $L = 10.000$

$\kappa$  : 根入れ効果に対する割増し係数,  $\kappa = 1 + 0.3D_f/B_e$

$D'_f$  : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m)

$N_c, N_q, N$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

地盤のせん断抵抗角  $\phi$  および荷重の傾斜  $\tan \alpha$  から求める

$\phi$  : 地盤のせん断抵抗角 (度),  $\phi = 40.00$

$S_c, S_q, S$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数,  $S_c = 0.464$

$S_c = (c^*)^{\mu}, S_q = (q^*)^{\mu}, S = (B^*)^{\mu}$

$\mu$  : 寸法効果の程度を表す係数

$\mu = -0.333, \mu = -0.333, \mu = -0.333$

$c^*$  :  $c^* = c/c_0$  ただし、 $1 \leq c^* \leq 10$

$c_0$  :  $10$  (kN/m<sup>2</sup>)

$q^*$  :  $q^* = q/q_0$  ただし、 $1 \leq q^* \leq 10$

$q_0$  :  $10$  (kN/m<sup>2</sup>)

$B^*$  :  $B^* = B_e/B_0$  ただし、 $1 \leq B^* \leq 10$

$B_0$  :  $1.0$  (m)

荷重状態(水 位)	tan = $H_b/V_b$	支持力係数			有 効 載荷幅 $B_e$ (m)	有 効 載荷面積 $A_e$ (m <sup>2</sup> )
		$N_c$	$N_q$	$N$		
地震時1(浮力有り)	0.492	21.134	17.267	9.210	5.416	54.162

$$Q_a = Q_u/n$$

ここに、

$V_b$  : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

$H_b$  : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

$Q_a$  : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した許容鉛直支持力

$n$  : 安全率

荷重状態(水 位)	形状係数		割増 係数	補正係数		極限 支持力 $Q_u$ (kN)	作用鉛直力 $V_b$ (kN)	許容支持力 $Q_a$ (kN)
	$\alpha$	$\beta$		$S_q$	$S$			
地震時1(浮力有り)	1.162	0.783	1.000	1.000	0.569	934402.500	26092.350	467201.250

2.6.5 フーチング厚さの照査

(1) ・ による判定

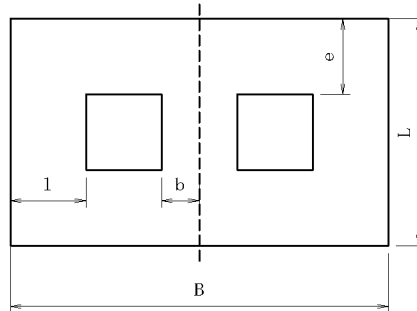
・ 1.0

ここに、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k_v}{E \cdot h^3}} \quad (\text{m}^{-1})$$

$k_v$  : 鉛直方向地盤反力係数( $\text{kN/m}^3$ )

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{Bv}{0.3}\right)^{-3/4}$$



$k_{v0}$  : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数( $\text{kN/m}^3$ )

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha E_0$$

$Bv$  : 基礎に換算載荷幅(m)

$$Bv = \sqrt{Av} = \sqrt{L \cdot B} = 11.446$$

$E_0$  : 設計の対象とする位置の変形係数( $\text{kN/m}^2$ )

$Av$  : 鉛直方向の換算載荷幅( $\text{m}^2$ )

$B$  : フーチングの幅(m),  $B = 13.1$

$L$  : フーチングの奥行き(m),  $L = 10.0$

$E$  : フーチングのヤング係数( $\text{kN/m}^2$ ),  $E = 2.50 \times 10^7$

$h$  : フーチングの厚さ(m),  $h = 2.00$

$\lambda'$  : フーチングの換算突出長(m),  $\lambda' = 6.175$

$$\lambda = \frac{\alpha \cdot (\lambda'^2 + e^2)}{\lambda' + e}$$

$$= 1.3$$

$$e = 0.000 \text{ (m)}$$

$$\lambda' = \max(l, b) = 4.750$$

$$l = 0.000 \text{ (m)}$$

$$b = 4.750 \text{ (m)}$$

荷重状態	変形係数 E <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直方向地盤反力係数		(m <sup>-1</sup> )	・
		k <sub>v0</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>v</sub> (kN/m <sup>3</sup> )		
常時	196000.000	653333.333	42559.745	0.158954	0.982
地震時	392000.000	1306666.667	85119.491	0.189030	1.167

(2)フーチング厚さの上限値(橋軸方向幅-縦壁の厚さ)/n による判定

FH<sub>1</sub>      FH<sub>2</sub>

ここに、

FH<sub>1</sub> : フーチングの厚さ(m), FH<sub>1</sub> = 2.000

FH<sub>2</sub> : 剛体であると判定する厚さ(m), FH<sub>2</sub> = 9.500/5.000 = 1.900

(3)照査結果

(1) ・ による判定	(2)フーチング厚さの 上限値による判定	判 定
常時:0.982 < 1.0 地震時:1.167 > 1.0 フーチングは 剛体と見なせない	2.000 > 1.900 フーチングは 剛体と見なせる	(1)または(2)を満足しているので フーチングは剛体として設計してよい

## 2.7 置換え基礎の安定計算結果

### 2.7.1 躯体自重，浮力（揚圧力）による鉛直力、水平力

#### (1) 躯体自重による作用力

躯体自重

$$\begin{aligned} W_v &= (B_1 + (B_1 + B_2)) \cdot H/2 \cdot \gamma \cdot B_c \\ &= (4.500 + (4.500 + 0.870)) \cdot 3.000/2 \cdot 24.500 \cdot 10.000 \\ &= 3627.225 \end{aligned}$$

躯体慣性力

$$\begin{aligned} W_h &= W_v \cdot k_h \\ &= 3627.225 \cdot 0.160 \\ &= 580.356 \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} W_x &= (B_1^2/2 \cdot H + B_2 \cdot H/2 \cdot (B_1 + B_2/3)) \cdot \gamma \cdot B_c/W_v \\ &= (4.500^2/2 \cdot 3.000 + 0.870 \cdot 3.000/2 \cdot (4.500 + 0.870/3)) \cdot 24.500 \cdot 10.000/3627.225 \\ &= 2.474 \end{aligned}$$

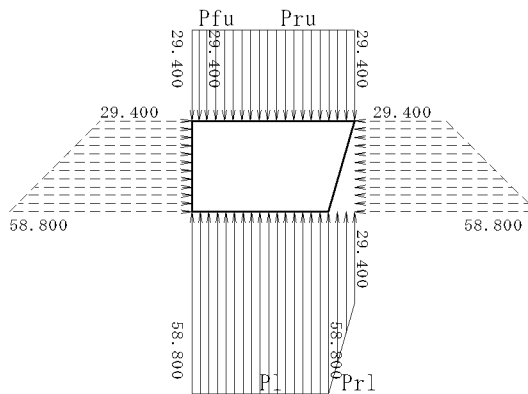
$$\begin{aligned} W_y &= (B_1 + 2 \cdot (B_1 + B_2)) / (B_1 + (B_1 + B_2)) \cdot H/3 \\ &= (4.500 + 2 \cdot (4.500 + 0.870)) / (4.500 + (4.500 + 0.870)) \cdot 3.000/3 \\ &= 1.544 \end{aligned}$$

ここに、

- B1 : 基礎水平部分幅(m), B1=4.500
- B2 : 基礎傾斜部分幅(m), B2=0.870
- B3 : 基礎前面突出幅(m), B3=0.500
- H : 基礎高(m), H = 3.000
- Bc : 基礎奥行き幅(m), Bc = 10.000
- $\gamma$  : 単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>),  $\gamma$  = 24.500

#### (2) 浮力の算出

[14]地震時1(浮力有り)



前面水位  $h_f = 6.000$  (m)

背面水位  $h_r = 6.000$  (m)

基礎上面からの前面水位  $h_{f1} = 3.000$  (m)

基礎上面からの背面水位  $h_{r1} = 3.000$  (m)

基礎上面端部での背面水位

$$\begin{aligned} h_{ru} &= h_{f1} - (h_{f1} - h_{r1}) \cdot (B_1 + B_2 - B_3) / (B_o - B_3) \\ &= 3.000 - (3.000 - 3.000) \cdot (4.500 + 0.870 - 0.500) / (13.600 - 0.500) \\ &= 3.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

基礎下面端部での背面水位

$$\begin{aligned} hrl &= hf - (hf - hr) \cdot B1/Bo \\ &= 6.000 - (6.000 - 6.000) \cdot 4.500/13.600 \\ &= 6.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

基礎下面前面での水圧強度  $Pf = hf \cdot w = 58.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

基礎下面背面での水圧強度  $Pr = hrl \cdot w = 58.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$Pl = \frac{Pf + Pr}{2} \cdot B1 \cdot Bc = 2646.000 \text{ (kN)}$$

$$xl = \frac{Pf + 2Pr}{3 \cdot (Pf + Pr)} \cdot B1 = 2.250 \text{ (m)}$$

$$Pfu = hf1 \cdot B3 \cdot w \cdot Bc = 147.000 \text{ (kN)}$$

$$xf = B3/2 = 0.250 \text{ (m)}$$

$$Pru = (hf1 + hru)/2 \cdot (B1 + B2 - B3) \cdot w \cdot Bc = 1431.780 \text{ (kN)}$$

$$xr = B3 + (hf1 + 2 \cdot hru)/(3 \cdot (hf1 + hru)) \cdot (B1 + B2 - B3) = 2.935 \text{ (m)}$$

$$Prl = (hrl + hru)/2 \cdot (B2) \cdot w \cdot Bc = 383.670 \text{ (kN)}$$

$$xrl = B1 + (hrl + 2 \cdot hru)/(3 \cdot (hrl + hru)) \cdot (B2) = 4.887 \text{ (m)}$$

浮力

$$U = Pl + Prl - Pfu - Pru = 1450.890 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{Pl \cdot xl + Prl \cdot xrl - Pfu \cdot xf - Pru \cdot xr}{U} = 2.474 \text{ (m)}$$

ここに、

Bo : 躯体背面から基礎前面までの距離(m), Bo=13.600

B1 : 基礎水平部分幅(m), B1=4.500

B2 : 基礎傾斜部分幅(m), B2=0.870

B3 : 基礎前面突出幅(m), B3=0.500

Bc : 基礎奥行き幅(m), Bc = 10.000

w : 水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>), w=9.800

2.7.2 水圧

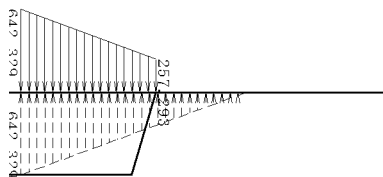
[14]地震時1(浮力有り)

前面水圧			
前面水位高(上)	hfu	(m)	3.000
(下)	hfl	(m)	6.000
水圧を算出する高さ	h	(m)	3.000
水圧力 (kN)	pf = (hfu+hfl)/2.0 · h · w · Bc		-1323.000
水圧の作用位置 (m)	Yf = (2hfu+hfl)/(3(hfu+hfl)) · h		1.333

背面水圧			
背面水位高(上)	hru	(m)	3.000
(下)	hrl	(m)	6.000
水圧を算出する高さ	h	(m)	3.000
水圧力 (kN)	pr = (hru+hrl)/2.0 · h · w · Bc		1323.000
水圧の作用位置 (m)	Yr = (2hru+hrl)/(3(hru+hrl)) · h		1.333

### 2.7.3 地盤反力による鉛直力

[1]地震時1(浮力有り)



地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		鉛直力 N' (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
642.329	257.293	21905.816	2.588

### 2.7.4 滑動力による水平力

$$H_0 = N' / N \cdot H \text{ (kN)}$$

ここに、

- H<sub>0</sub> : 基礎天端に作用する滑動力 (kN)
- N : 基礎天端上の鉛直力 (kN)
- H : 基礎天端上の水平力 (kN)
- N' : 基礎天端に作用する地盤反力 (kN)

荷重状態 (水 位)	N (kN)	H (kN)	N' (kN)	H <sub>0</sub> (kN)
地震時1(浮力有り)	26092.350	12839.315	21905.816	10779.239

### 2.7.5 置き換え基礎作用力の集計

(1)置換基礎前面での作用力の集計

[1]地震時1(浮力有り)

項 目	鉛直力 V <sub>i</sub> (kN)	水平力 H <sub>i</sub> (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>x,i</sub> = V <sub>i</sub> · X <sub>i</sub>	M <sub>y,i</sub> = H <sub>i</sub> · Y <sub>i</sub>
自 重	3627.225	580.356	2.474	1.544	8973.358	896.112
前面水圧	0.000	-1323.000	0.000	1.333	0.000	-1764.000
背面水圧	0.000	1323.000	0.000	1.333	0.000	1764.000
浮 力	-1450.890	0.000	2.474	0.000	-3589.343	0.000
地盤反力	21905.816	0.000	2.588	0.000	56683.684	0.000
滑 動 力	0.000	10779.239	0.000	3.000	0.000	32337.718
合 計	24082.151	11359.595	———	———	62067.699	33233.830

荷重状態(水 位)	V <sub>0</sub> (kN)	H <sub>0</sub> (kN)	M <sub>0</sub> (kN.m)
地震時1(浮力有り)	24082.151	11359.595	-28833.869

(2)置き換え基礎中心での作用力の集計

- 鉛直力 :  $V_b = V_o$  (kN)
- 水平力 :  $H_b = H_o$  (kN)
- 回転モーメント :  $M_b = V_o \cdot B_j / 2.0 + M_o$  (kN.m)

ここに、

- 置換基礎の底面幅 :  $B_j = 4.500$  (m)

荷重状態(水位)	$V_b$ (kN)	$H_b$ (kN)	$M_b$ (kN.m)
地震時1(浮力有り)	24082.151	11359.595	25350.971

2.7.6 転倒に対する安定

$$e_b = \frac{M_b}{V_b}$$

ここに、

- $e_b$ : 荷重の偏心量(m)
- $M_b$ : 基礎底面に作用するモーメント(kN.m)
- $V_b$ : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

$$e_a = B/n$$

ここに、

- $e_a$ : 荷重の許容偏心量(m)
- $B$ : 基礎幅(m),  $B = 4.500$
- $n$ : 安全率

荷重状態(水位)	偏心量(m)	
	$e_b = M_b/V_b$	許容値 $e_a$
地震時1(浮力有り)	1.053	1.500

2.7.7 滑動に対する安定

$$H_u = c_b A_e + V_b \tan \delta_b$$

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>),  $c_b = 0.000$
- $\tan \delta_b$ : 基礎底面と地盤との間の摩擦係数,  $\tan \delta_b = 0.600$
- $A_e$ : 有効載荷面積(m<sup>2</sup>),  $A_e = L \cdot B_e$
- $V_b$ : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN) ただし、浮力を差し引いた値とする。
- $L$ : 基礎の奥行き(m),  $L = 10.000$
- $B_e$ : 基礎の有効載荷幅(m),  $B_e = B - 2e_b$
- $B$ : 基礎幅(m),  $B = 4.500$
- $e_b$ : 荷重の偏心量(m)

荷重状態(水 位)	偏心量 e <sub>b</sub> (m)	有 効 載荷幅B <sub>o</sub> (m)	有 効 載荷面積A <sub>o</sub> (m <sup>2</sup> )	鉛直荷重 V <sub>B</sub> (kN)
地震時1(浮力有り)	1.053	2.395	23.946	24082.150

$$f_s = H_u/H_b$$

ここに、

f<sub>s</sub> : 滑動に対する安全率

H<sub>b</sub> : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

荷重状態(水 位)	せん断 抵抗力H <sub>u</sub> (kN)	作 用 水平力H <sub>b</sub> (kN)	安全率 f <sub>s</sub>	必要 安全率f <sub>sa</sub>
地震時1(浮力有り)	14449.291	11359.596	1.272	1.200

### 2.7.8 地盤反力度の計算

1)荷重の作用位置が底面の核内にある場合(台形分布)

$$q_{min}, q_{max} = \frac{V_B}{LB} \pm \frac{6M_B}{LB^2}$$

2)荷重の作用位置が底面の核外にある場合(三角形分布)

$$q_{max} = 2 \frac{V_B}{L \cdot x}$$

ここに、

V<sub>B</sub> : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

M<sub>B</sub> : 基礎底面中心に作用するモ - メント(kN.m)

e<sub>b</sub> : 荷重の偏心量(m)

x : 底面反力の作用幅(m), x = 3(B/2 - e<sub>b</sub>)

xがBより小さいときには、三角形分布になり、

xがBより大きい時には、台形分布となる。

q<sub>max</sub>: 基礎底面における最大地盤反力度(kN/m<sup>2</sup>)

q<sub>min</sub>: 基礎底面における最小地盤反力度(kN/m<sup>2</sup>)

B : 基礎幅(m), B = 4.500

L : 基礎の奥行き(m), L = 10.000

荷重状態(水 位)	地盤反力の 作用幅(m) x及びB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		
			q <sub>min</sub>	q <sub>max</sub>	最大値
地震時1(浮力有り)	3.592	三角形	0.000	1340.900	3750.000

### 2.7.9 支持に対する安定

荷重状態(水 位)	深さ(m)		単位重量(kN/m <sup>3</sup> )		上載荷重 q= zD <sub>i</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
	D <sub>i</sub>	D' <sub>i</sub>	1	2	
地震時1(浮力有り)	3.000	3.000	13.200	13.200	39.600



$$Q_u = A_e \cdot \left\{ \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \right\}$$

ここに、

$Q_u$  : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

$c$  : 地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>),  $c = 1500.000$

$q$  : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>),  $q = \gamma_2 D_f$

$A_e$  : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$\gamma_1, \gamma_2$  : 支持地盤および根入れ地盤の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m),  $B_e = B - 2e_o$

$B$  : 基礎幅 (m),  $B = 4.500$

$e_o$  : 荷重の偏心量 (m)

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数,  $\alpha = 1 + 0.3B_e/L, \beta = 1 - 0.4B_e/L$   
ただし、 $B_e/L > 1$  の場合、 $B_e/L = 1$  とする。

$L$  : 基礎の奥行き(m),  $L = 10.000$

$\kappa$  : 根入れ効果に対する割増し係数,  $\kappa = 1 + 0.3D'_f/B_e$

$D'_f$  : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m)

$N_c, N_q, N$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数  
地盤のせん断抵抗角  $\phi$  および荷重の傾斜  $\tan \delta$  から求める  
 $N_c$  : 地盤のせん断抵抗角 (度),  $\phi = 40.00$

$S_c, S_q, S$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数,  $S_c = 0.464$   
 $S_c = (c^*)^{\mu}, S_q = (q^*)^{\mu}, S = (B^*)^{\mu}$

$\mu$  : 寸法効果の程度を表す係数  
 $\mu = -0.333, \mu = -0.333, \mu = -0.333$

$c^*$  :  $c^* = c/c_0$  ただし、 $1 \leq c^* \leq 10$

$c_0$  :  $10$  (kN/m<sup>2</sup>)

$q^*$  :  $q^* = q/q_0$  ただし、 $1 \leq q^* \leq 10$

$q_0$  :  $10$  (kN/m<sup>2</sup>)

$B^*$  :  $B^* = B_e/B_0$  ただし、 $1 \leq B^* \leq 10$

$B_0$  :  $1.0$  (m)

荷重状態(水 位)	tan = $H_b/V_b$	支持力係数			有 効 載荷幅 $B_e$ (m)	有 効 載荷面積 $A_e$ (m <sup>2</sup> )
		$N_c$	$N_q$	$N$		
地震時1(浮力有り)	0.472	22.394	18.396	10.264	2.395	23.946

$$Q_a = Q_u/n$$

ここに、

$V_b$  : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

$H_b$  : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

$Q_a$  : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した許容鉛直支持力

$n$  : 安全率

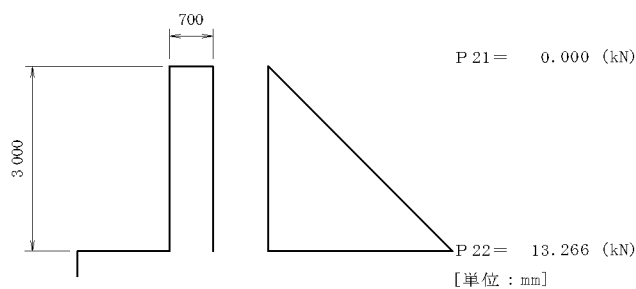
荷重状態(水 位)	形状係数		割増 係数	補正係数		極限 支持力 $Q_u$ (kN)	作用鉛直力 $V_b$ (kN)	許容支持力 $Q_a$ (kN)
	$\alpha$	$\beta$		$S_q$	$S$			
地震時1(浮力有り)	1.072	0.904	1.376	0.632	0.747	568381.625	24082.150	284190.813

### 3章 胸壁の設計

#### 3.1 踏掛版を設置しない場合の設計

- ・背面に対して常時で設計する。

##### 3.1.1 断面力の集計



##### (1) T荷重による断面力

$$M_p = \frac{K_A \cdot T}{1.375} \cdot \left[ -h + (h+a) \log \left( \frac{a+h}{a} \right) \right] = 107.131 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$S_p = \frac{K_A \cdot T}{1.375} \cdot \log \left( \frac{a+h}{a} \right) = 50.582 \quad (\text{kN})$$

ここに、

$M_p$  : T荷重による曲げモーメント(kN.m)

$S_p$  : T荷重によるせん断力(kN)

$K_A$  : 常時土圧係数,  $K_A = 0.251$

$T$  : T荷重の片側荷重(kN),  $T = 100.000$

$h$  : 胸壁の高さ(m),  $h = 3.000$

$a$  : 接地長(m),  $a = 0.200$

(2)土 圧による断面力

$$E_h = \frac{1}{2} (P_{21}+P_{22}) \cdot h = 19.899 \quad (\text{kN})$$

$$P_{21} = q \cdot K_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_{22} = (q + \gamma \cdot h) \cdot K_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 13.266 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$M_e = E_h \cdot Y_e = 19.899 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$Y_e = \frac{2 \cdot P_{21} + P_{22}}{3 \cdot (P_{21} + P_{22})} \cdot h = 1.000 \quad (\text{m})$$

ここに、

$E_h$  : 土圧力(kN)

$h$  : 胸壁基部から踏掛版下面までの高さ(m),  $h = 3.000$

$K_A$  : 常時土圧係数,  $K_A = 0.251$

$P_{21}, P_{22}$  : 土圧強度(kN/m<sup>2</sup>)

$M_e$  : 土圧による曲げモーメント(kN.m)

$Y_e$  : 土圧力の作用位置(m)

$q$  : 載荷荷重(kN/m<sup>2</sup>),  $q = 0.000$

$\gamma$  : 土の単位重量(kN/m<sup>3</sup>),  $\gamma = 18.000$

$\alpha$  : 壁背面と土との間の壁面摩擦角(度),  $\alpha = 11.667$

$\delta$  : 壁背面と鉛直面のなす角(度),  $\delta = 0.000$

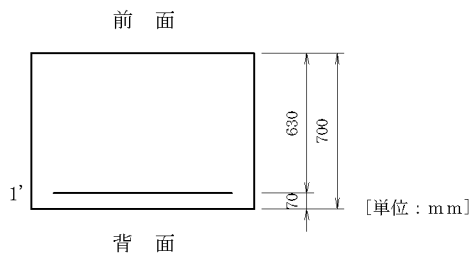
(3)断面力の集計

曲げモーメント  $M = M_p + M_e = 107.131 + 19.899 = 127.030 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$

せん断力  $S = S_p + E_h = 50.582 + 19.899 = 70.481 \quad (\text{kN})$

3.1.2 断面計算

(1)鉄筋配置



1)主鉄筋

位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本 数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
前 面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	7.0	D22	3.871	4.00	15.484
	2'	—	—	—	—	—

(2)最小鉄筋量の照査

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

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>),  $Z_c = b \cdot h^2/6 = 81666.7 \times 10^3$

$\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度(N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{ck} = 24.000$

$N$  : 軸方向力(N),  $N = 0.0$

$A_c$  : コンクリート部材の断面積(mm<sup>2</sup>),  $A_c = b \cdot h = 700000.098$

$b$  : 部材断面幅(mm)

$h$  : 部材断面高(mm),  $h = 700.000$

設計位置	荷重状態	使 用 鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	M ×1.7 (kN.m)	$M_c$ (kN.m)	最 小 鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
背面側	常 時	15.484	215.951	> 156.284	7.263

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。  
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x-d') + As \cdot (x-d)\} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left( \frac{h-x}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm), h = 700.000
- b : 部材断面幅(mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- d' : 鉄筋のかぶり(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm<sup>2</sup>)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(mm<sup>2</sup>)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- M : 曲げモーメント(N.mm)

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm <sup>2</sup> )		引張応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
				計算値	許容値	計算値	許容値
背面側	常時	127.030	14.937	2.930	8.000	141.414	180.000

(4)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- $\tau_m$  : 平均せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- S<sub>h</sub> : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- $\tau_{a1}$  : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

- $\tau_{a1}'$  : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- C<sub>e</sub> : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C <sub>e</sub>	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

- C<sub>pt</sub> : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C <sub>pt</sub>	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

設計位置	荷重状態	せん断力 S <sub>v</sub> (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )			補正係数	
				計算値	許容値 <sub>a1</sub>	許容値 <sub>a2</sub>	C <sub>e</sub>	C <sub>pt</sub>
背面側	常時	70.481	63.000	0.112	0.264	1.700	1.21	0.95

## 4章 頂版・側壁の設計

### 4.1 荷重の組み合わせ

#### 基本ケース

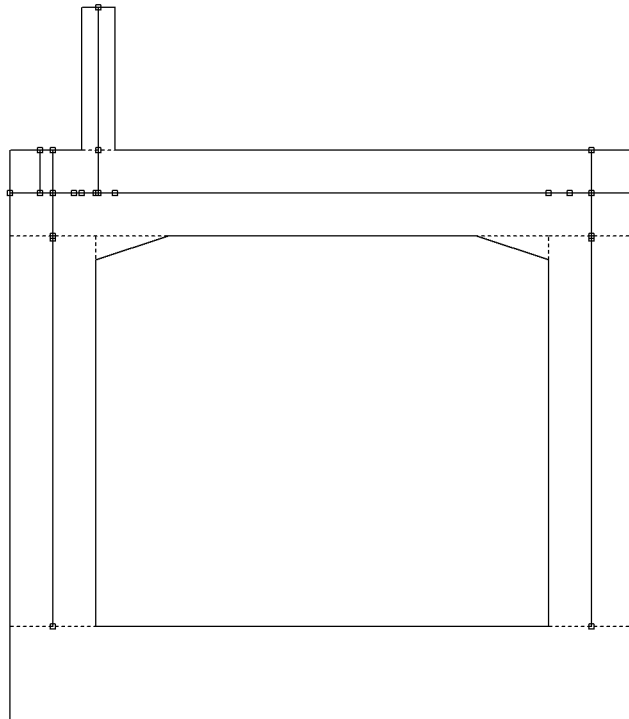
case	荷重種別	荷重ケース	備考
1 2	死荷重	[1]浮力無し [2]浮力有り	水圧(前,背,内)
3 4 5	上部工反力、 地表面荷重	[1]常時(死) [2]常時(死活) [3]地震時	
6 7 8 9	常時土圧	[1]常時(死):浮力無し [2]常時(死):浮力有り [3]常時(死活):浮力無し [4]常時(死活):浮力有り	
10 11 12 13	地震時土圧	[1]地震時:浮力無し< > [2]地震時:浮力有り< > [3]地震時:浮力無し< > [4]地震時:浮力有り< >	
14 15 16	温度荷重	[1]乾燥収縮 [2]温度上昇 [3]温度下降	
17 18 19 20	地震時荷重	[1]浮力無し< > [2]浮力有り< > [3]浮力無し< > [4]浮力有り< >	

#### 組み合わせケース

CASE	荷重名称	基本ケース
1	常時1(浮力無し)	1 + 3 + 6 + 14
2	常時1+温上(浮力無し)	1 + 3 + 6 + 14 + 15
3	常時1+温下(浮力無し)	1 + 3 + 6 + 14 + 16
4	常時1(浮力有り)	2 + 3 + 7 + 14
5	常時1+温上(浮力有り)	2 + 3 + 7 + 14 + 15
6	常時1+温下(浮力有り)	2 + 3 + 7 + 14 + 16
7	常時2(浮力無し)	1 + 4 + 8 + 14
8	常時2+温上(浮力無し)	1 + 4 + 8 + 14 + 15
9	常時2+温下(浮力無し)	1 + 4 + 8 + 14 + 16
10	常時2(浮力有り)	2 + 4 + 9 + 14
11	常時2+温上(浮力有り)	2 + 4 + 9 + 14 + 15
12	常時2+温下(浮力有り)	2 + 4 + 9 + 14 + 16
13	地震時1(浮力無し)	1 + 5 + 10 + 14 + 17
14	地震時1(浮力有り)	2 + 5 + 11 + 14 + 18
15	地震時2(浮力無し)	1 + 5 + 12 + 14 + 19
16	地震時2(浮力有り)	2 + 5 + 13 + 14 + 20

## 4.2 死荷重

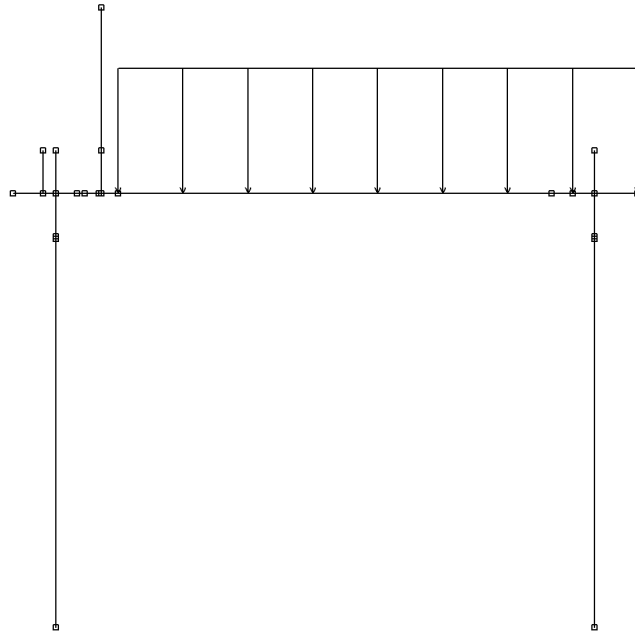
### (1) 躯体自重



荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (/m)	終点強度 (/m)
頂版重量	頂版	鉛直	0.000	0.630	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	0.630	0.270	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	0.900	0.450	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	1.350	0.150	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	1.500	0.300	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	1.800	0.050	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	1.850	0.350	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	2.200	9.100	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	11.300	0.450	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	11.750	0.450	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	12.200	0.900	441.000	441.000
前壁重量	前壁	軸方向	1.800	0.050	441.000	441.000
前壁重量	前壁	軸方向	1.850	8.150	441.000	441.000
後壁重量	後壁	軸方向	1.800	0.050	441.000	441.000
後壁重量	後壁	軸方向	1.850	8.150	441.000	441.000
胸壁重量	胸壁	軸方向	0.000	3.000	171.500	171.500
ハンチ重量	頂版	鉛直	1.800	1.500	122.500	0.000
ハンチ重量	頂版	鉛直	9.800	1.500	0.000	122.500

(2)土砂重量

[1]浮力無し、[2]浮力有り

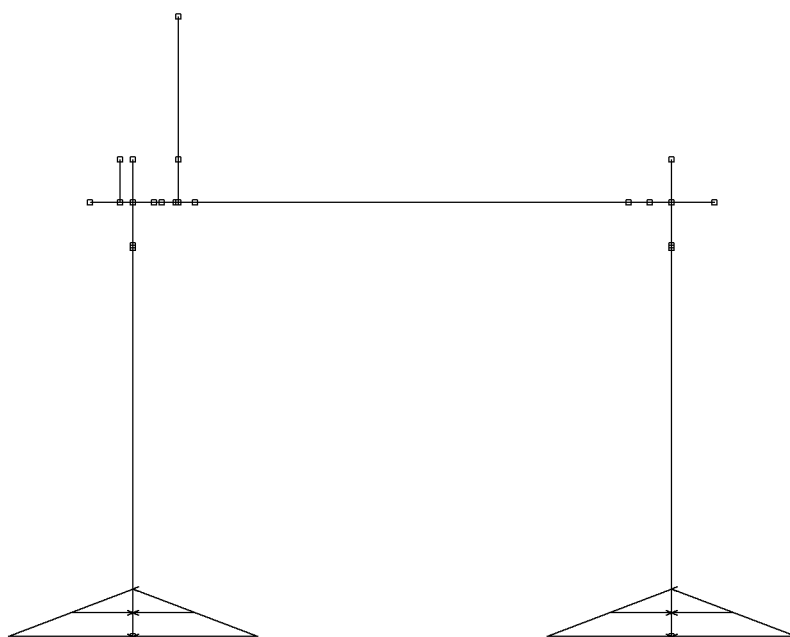


荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版上土砂重量	頂版	鉛直	2.200	10.900	540.000	540.000



(3)水圧,浮力,水重

[2]浮力有り



荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
前面水圧	前壁	水平	9.000	1.000	0.000	98.000
背面水圧	後壁	水平	9.000	1.000	0.000	-98.000
内部水圧	前壁	水平	9.000	1.000	0.000	-98.000
内部水圧	後壁	水平	9.000	1.000	0.000	98.000

4.3 上部工反力、地表面荷重、T後輪荷重

地表面荷重による作用力

鉛直力

$$N = q \cdot L \cdot B$$

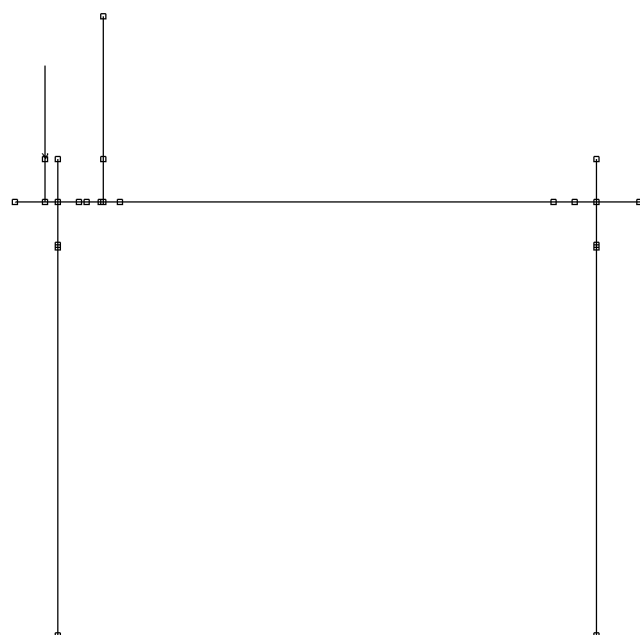
作用位置

$$X = L_s + \frac{L}{2.0}$$

ここに、

- q : 地表面載荷荷重強度
- qd : 地表面載荷荷重強度 (死荷重扱い)
- ql : 地表面載荷荷重強度 (活荷重扱い)
- B : 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 10.000 (m)
- Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ
- L : 地表面載荷荷重長さ

[1]常時(死)



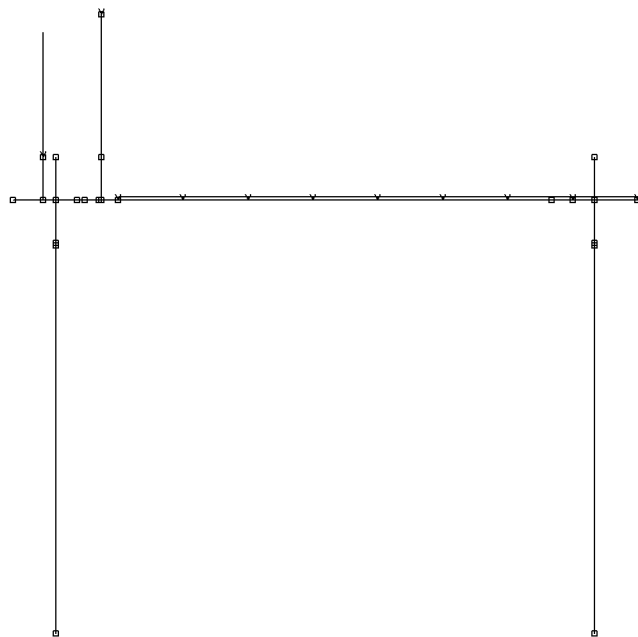
上部工反力

荷重	載荷部材	載荷方向	水平方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	支 承	格点集中	0.000	3000.000	0.000

[2]常時(死活)

(1)地表面荷重による作用力

載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
qI (a)	10.000	1.500	11.600	1160.000	7.300
qI (b)	10.000	2.200	10.900	1090.000	7.650



上部工反力

荷 重	載荷部材	載荷方向	水平方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	支 承	格点集中	0.000	4000.000	0.000

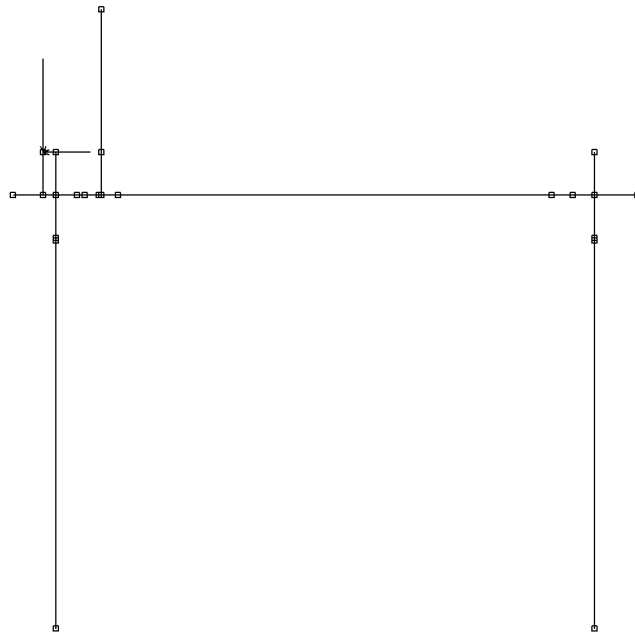
載荷荷重 (a)

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
載荷荷重L	胸 壁 頂 版	鉛 直	0.000	0.000	70.000	0.000
載荷荷重L		鉛 直	2.200	10.900	100.000	100.000

載荷荷重 (b)

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
載荷荷重L	頂 版	鉛 直	2.200	10.900	100.000	100.000

[3]地震時



上部工反力

荷重	載荷部材	載荷方向	水平方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	支 承	格点集中	0.000	3000.000	0.000
上部工反力	支 承	格点集中	-1500.000	0.000	0.000

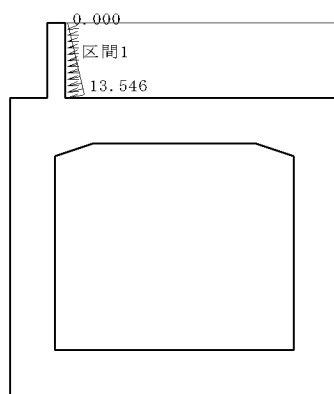
4.4 常時土圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	w (kN/m <sup>3</sup> )	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	10.000 10.000
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	10.000
土の粘着力	C (kN/m <sup>2</sup> )	0.000

(2)土圧力

[1]常時(死):浮力無し

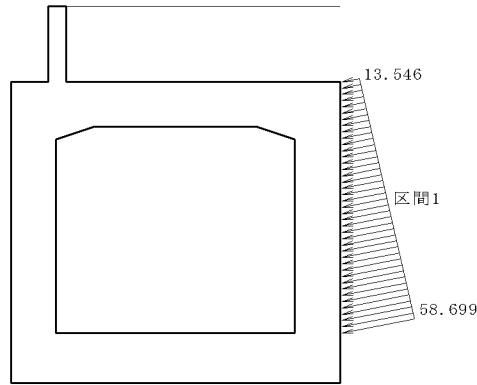


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	3.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2)土圧算出結果

	項 目	区間1	
条件	算出区間における高さ(上)	HU(m)	3.000
	算出区間における高さ(下)	HL(m)	0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ	h1(m)	3.000
	算出区間の背面水位より下の高さ	h2(m)	0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ	hs(m)	0.000
	算出区間の土圧を考慮しない高さ	hr(m)	0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		11.667
土圧係数	単位体積重量(湿潤)	t	18.000
	(飽和)	sat	19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.200
土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上)	Ku1	0.25085
	背面水位より上の土圧係数 (下)	KI1	0.25085
	背面水位より下の土圧係数 (上)	Ku2	0.25085
	背面水位より下の土圧係数 (下)	KI2	0.25085
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上)		0.000
	[2]水位より上の土圧強度 (下)		13.546
	[3]水位より下の土圧強度 (上)		0.000
	[4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000

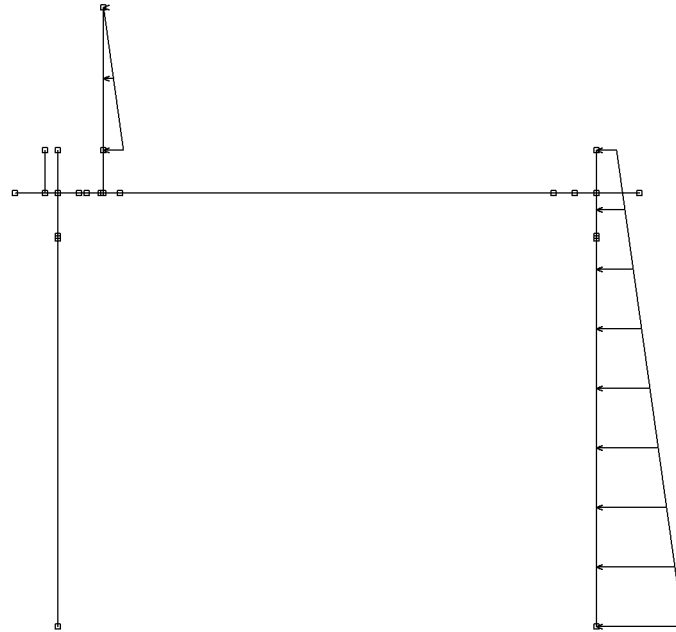


1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	13.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

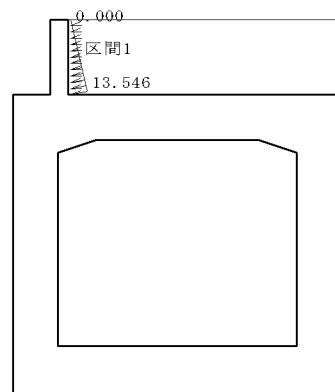
2) 土圧算出結果

	項 目	区間1		
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	13.000 0.000	
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	10.000 0.000	
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000	
	壁面摩擦角 (度)		11.667	
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.100	
	土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 K11	0.25085 0.25085
背面水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 K12	0.25085 0.25085	
土 圧 強 度		[1]水位より上の土圧強度 (上)		13.546
		[2]水位より上の土圧強度 (下)		58.699
	[3]水位より下の土圧強度 (上)		0.000	
	[4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000	



荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水平	0.000	3.000	0.000	-132.660
背面土圧	胸壁	鉛直	0.000	3.000	0.000	27.392
背面土圧	後壁	水平	0.000	10.000	-132.660	-574.859
背面土圧	後壁	鉛直	0.000	10.000	27.392	118.699

[2]常時(死):浮力有り

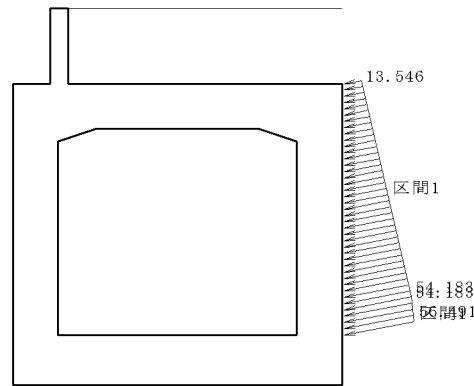


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	3.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	1.000

2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	3.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	3.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	1.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		11.667
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.200
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000 13.546 0.000 0.000



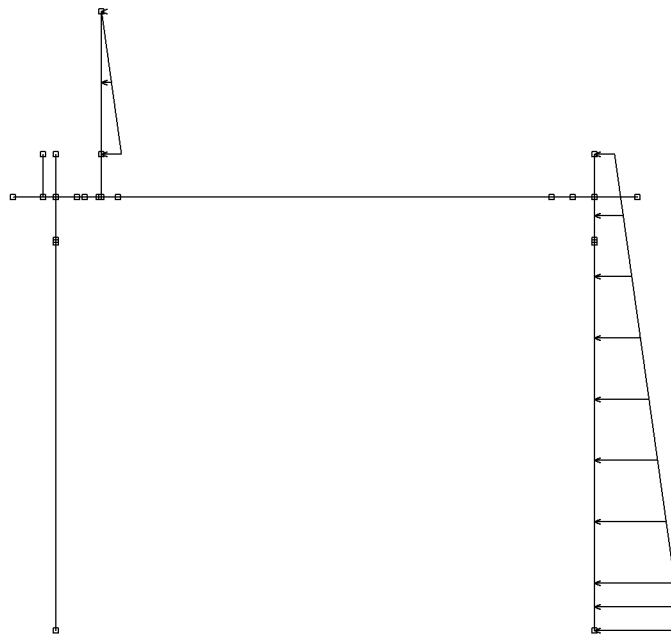
1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	12.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	1.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	1.000



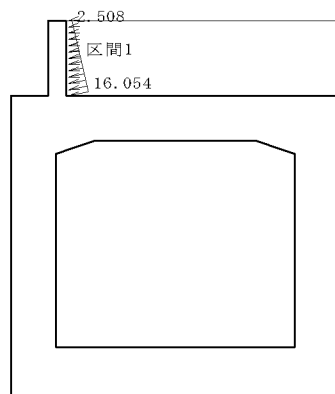
2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	13.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	9.000 1.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	1.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		11.667
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.100
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		13.546 54.183 54.183 56.491



荷 重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水鉛平直	0.000	3.000	0.000	-132.660
背面土圧	胸壁	水鉛平直	0.000	3.000	0.000	27.392
背面土圧	後壁	水鉛平直	0.000	9.000	-132.660	-530.639
背面土圧	後壁	水鉛平直	0.000	9.000	27.392	109.568
背面土圧	後壁	水鉛平直	9.000	1.000	-530.639	-553.241
背面土圧	後壁	水鉛平直	9.000	1.000	109.568	114.235

[3]常時(死活):浮力無し

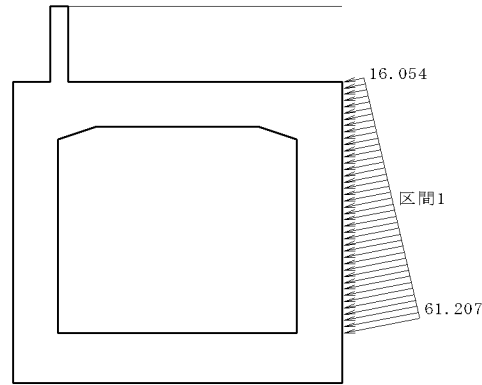


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	3.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2)土圧算出結果

	項 目	区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	3.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	3.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		11.667
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.200
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		2.508 16.054 0.000 0.000

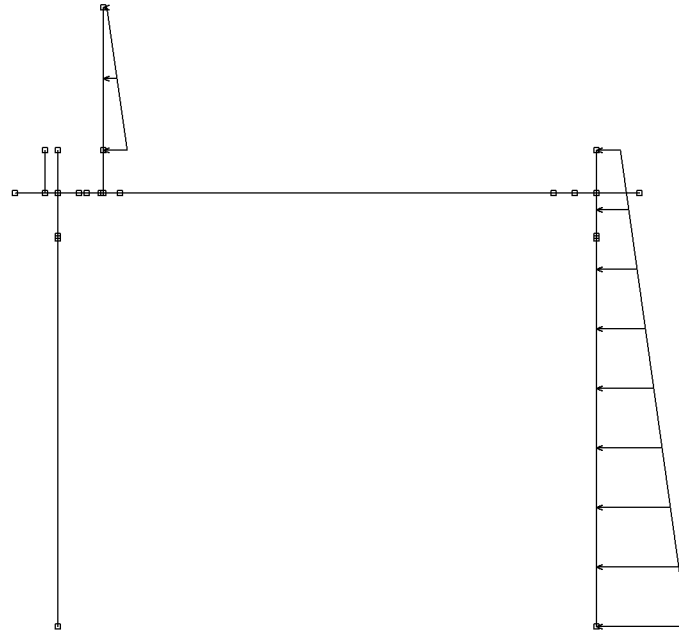


1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	13.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

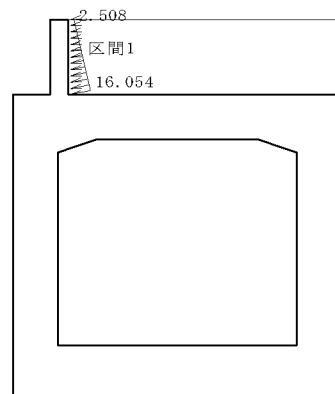
2) 土圧算出結果

	項 目	区間1		
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	13.000 0.000	
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	10.000 0.000	
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000	
	壁面摩擦角 (度)		11.667	
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.100	
	土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 K11	0.25085 0.25085
背面水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 K12	0.25085 0.25085	
土 圧 強 度		[1]水位より上の土圧強度 (上)		16.054
		[2]水位より上の土圧強度 (下)		61.207
	[3]水位より下の土圧強度 (上)		0.000	
	[4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000	



荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水平	0.000	3.000	-24.567	-157.227
背面土圧	胸壁	鉛直	0.000	3.000	5.073	32.465
背面土圧	後壁	水平	0.000	10.000	-157.227	-599.426
背面土圧	後壁	鉛直	0.000	10.000	32.465	123.772

[4]常時(死活):浮力有り

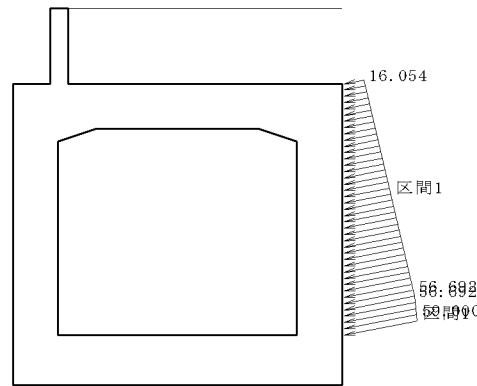


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	3.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	1.000

2) 土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	3.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	3.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	1.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		11.667
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.200
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 K11 Ku2 K12
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		2.508 16.054 0.000 0.000

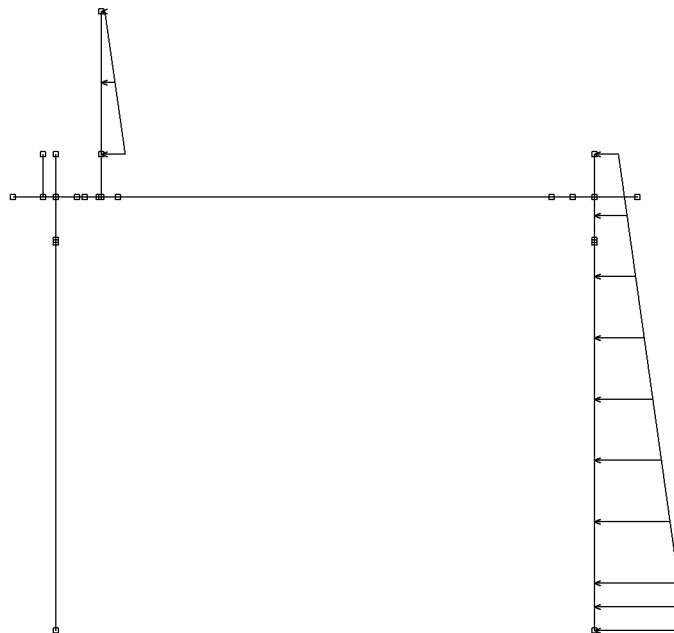


1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	12.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	1.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	1.000

2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	13.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	9.000 1.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	1.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		11.667
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.100
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		16.054 56.692 56.692 59.000



荷 重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水鉛直	0.000	3.000	-24.567	-157.227
背面土圧	胸壁	水鉛直	0.000	3.000	5.073	32.465
背面土圧	後壁	水鉛直	0.000	9.000	-157.227	-555.206
背面土圧	後壁	水鉛直	0.000	9.000	32.465	114.641
背面土圧	後壁	水鉛直	9.000	1.000	-555.206	-577.807
背面土圧	後壁	水鉛直	9.000	1.000	114.641	119.308

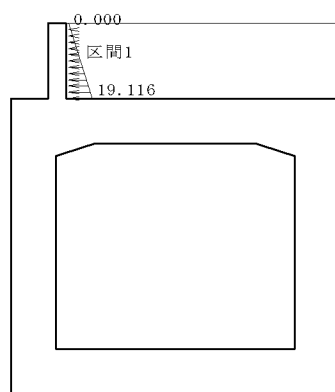
## 4.5 地震時土圧

### (1) 共通データ

水の単位体積重量	w (kN/m <sup>3</sup> )	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	10.000 10.000
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	10.000
土の粘着力	C (kN/m <sup>2</sup> )	0.000

### (2) 土圧力

[1]地震時:浮力無し< >

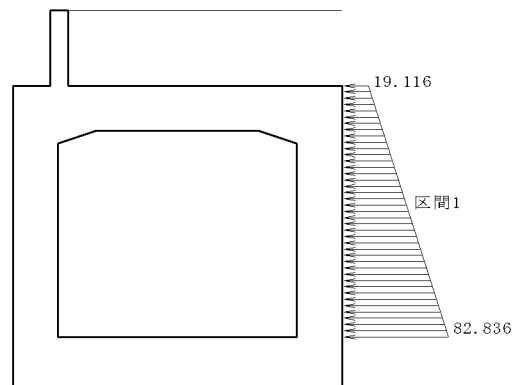


### 1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	3.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	3.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	3.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.200
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000 19.116 0.000 0.000



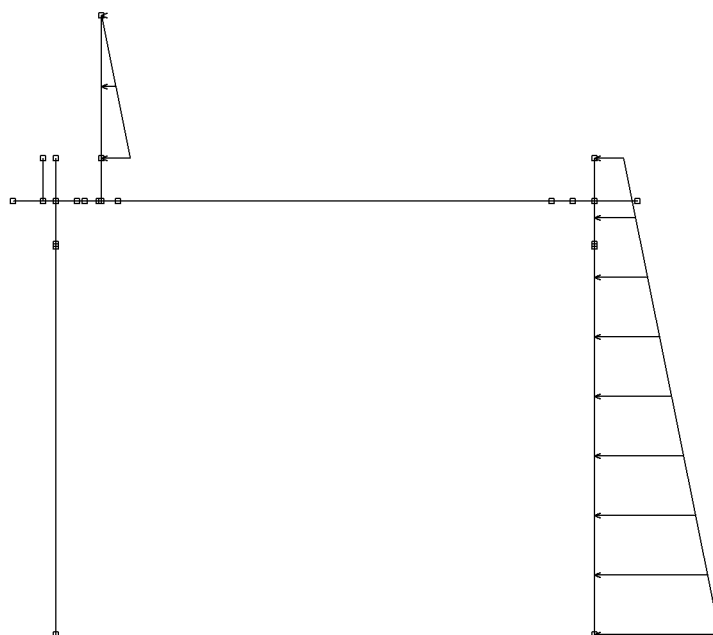
1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	13.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000



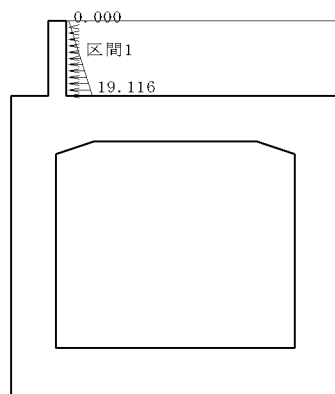
2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	13.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	10.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.100
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		19.116 82.836 0.000 0.000



荷 重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸 壁	水 平	0.000	3.000	0.000	-191.160
背面土圧	後 壁	水 平	0.000	10.000	-191.160	-828.360

[2]地震時:浮力有り< >

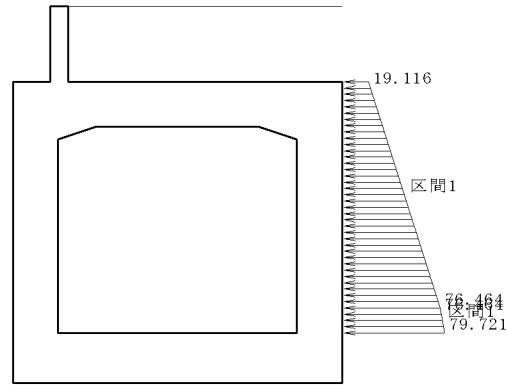


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	3.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	1.000

2)土圧算出結果

	項 目	区間1		
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	3.000 0.000	
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	3.000 0.000	
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	1.000 0.000	
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000	
	壁面摩擦角 (度)		0.000	
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.200	
	土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1	0.35400 0.35400
背面水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 Kl2	0.35400 0.35400	
土 圧 強 度		[1]水位より上の土圧強度 (上)		0.000
		[2]水位より上の土圧強度 (下)		19.116
	[3]水位より下の土圧強度 (上)		0.000	
	[4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000	

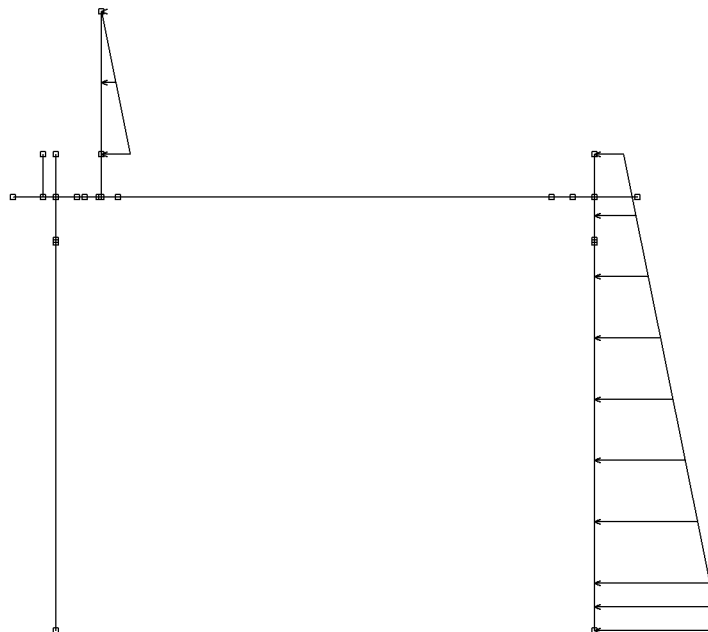


1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	12.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	1.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	1.000

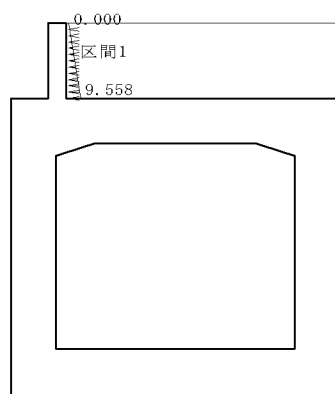
2) 土圧算出結果

	項 目	区間1		
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	13.000 0.000	
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	9.000 1.000	
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	1.000 0.000	
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000	
	壁面摩擦角 (度)		0.000	
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.100	
	土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 K11	0.35400 0.35400
背面水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 K12	0.35400 0.35400	
土 圧 強 度		[1]水位より上の土圧強度 (上)		19.116
		[2]水位より上の土圧強度 (下)		76.464
	[3]水位より下の土圧強度 (上)		76.464	
	[4]水位より下の土圧強度 (下)		79.721	



荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水平	0.000	3.000	0.000	-191.160
背面土圧	後壁	水平	0.000	9.000	-191.160	-764.640
背面土圧	後壁	水平	9.000	1.000	-764.640	-797.208

[3]地震時:浮力無し< >

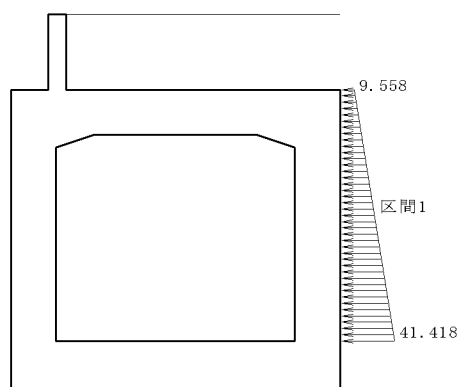


1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	3.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000
背面土圧の有効率		0.500

2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	3.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	3.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.200
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000 9.558 0.000 0.000

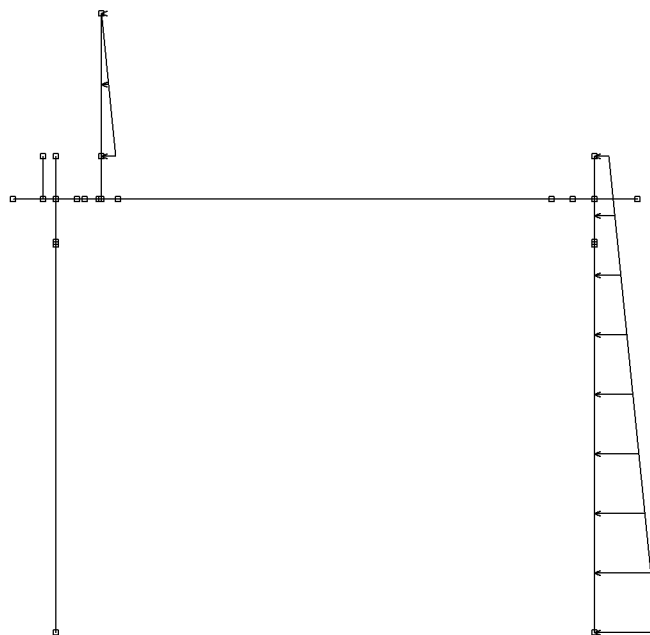


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	13.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000
背面土圧の有効率		0.500

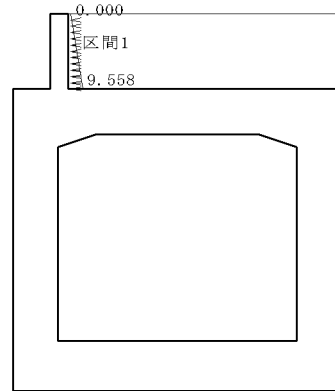
2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	13.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	10.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.100
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		9.558 41.418 0.000 0.000



荷 重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸 壁	水 平	0.000	3.000	0.000	-95.580
背面土圧	後 壁	水 平	0.000	10.000	-95.580	-414.180

[4]地震時:浮力有り< >

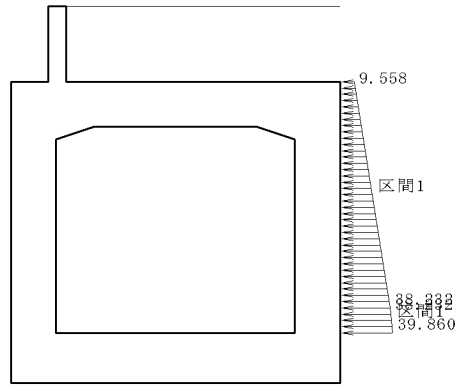


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	3.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	1.000
背面土圧の有効率		0.500

2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	3.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	3.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	1.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.200
土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1	0.35400 0.35400
	背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku2 Kl2	0.35400 0.35400
土 圧 強 度	[1]水位より上の土圧強度 (上)		0.000
	[2]水位より上の土圧強度 (下)		9.558
	[3]水位より下の土圧強度 (上)		0.000
	[4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000



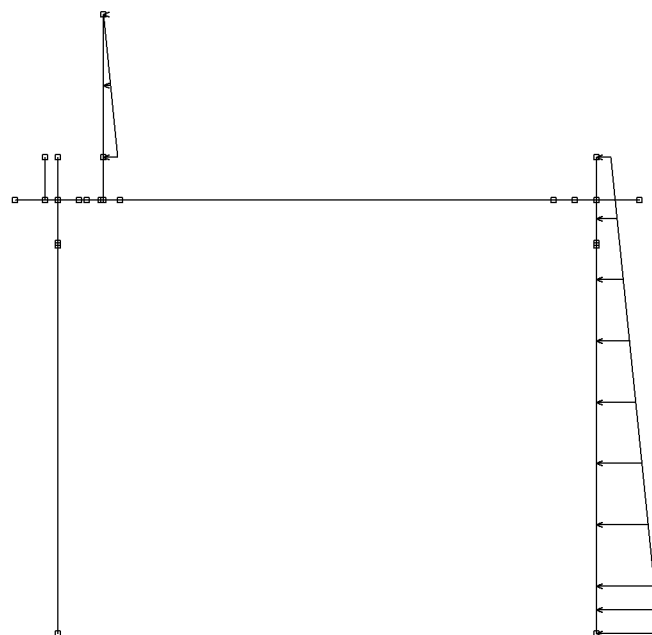
1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	12.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	1.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	1.000
背面土圧の有効率		0.500

2) 土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	13.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	9.000 1.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	1.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.100
土圧係数	背面水位より上の土圧係数(上) (下)	Ku1 K11	0.35400 0.35400
	背面水位より下の土圧係数(上) (下)	Ku2 K12	0.35400 0.35400
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度(上)		9.558
	[2]水位より上の土圧強度(下)		38.232
	[3]水位より下の土圧強度(上)		38.232
	[4]水位より下の土圧強度(下)		39.860





荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸 壁	水 平	0.000	3.000	0.000	-95.580
背面土圧	後 壁	水 平	0.000	9.000	-95.580	-382.320
背面土圧	後 壁	水 平	9.000	1.000	-382.320	-398.604

#### 4.6 温度荷重

##### [1] 乾燥収縮

荷 重	載荷部材	温 度 (度)
乾燥収縮	頂 版	-15.000
乾燥収縮	前 壁	-15.000
乾燥収縮	後 壁	-15.000

##### [2] 温度上昇

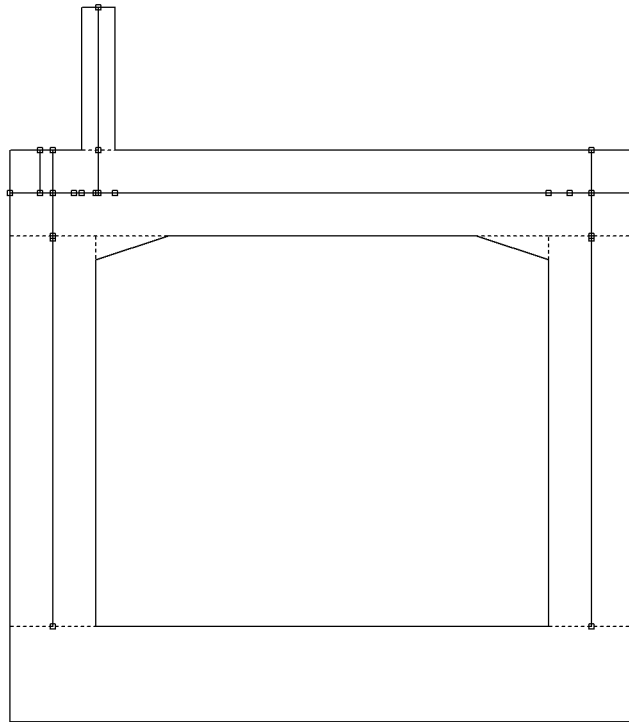
荷 重	載荷部材	温 度 (度)
温度荷重	頂 版	15.000
温度荷重	前 壁	15.000
温度荷重	後 壁	15.000

##### [3] 温度下降

荷 重	載荷部材	温 度 (度)
温度荷重	頂 版	-15.000
温度荷重	前 壁	-15.000
温度荷重	後 壁	-15.000

### 4.7 地震時荷重

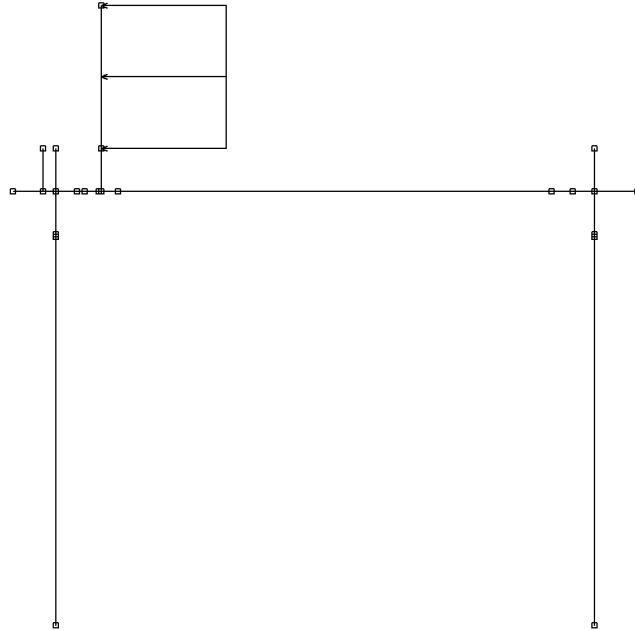
#### (1) 躯体自重による慣性力



荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版慣性力	頂版	水平	0.000	0.630	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂版	水平	0.630	0.270	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂版	水平	0.900	0.450	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂版	水平	1.350	0.150	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂版	水平	1.500	0.300	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂版	水平	1.800	0.050	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂版	水平	1.850	0.350	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂版	水平	2.200	9.100	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂版	水平	11.300	0.450	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂版	水平	11.750	0.450	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂版	水平	12.200	0.900	-70.560	-70.560
前壁慣性力	前壁	水平	1.800	0.050	-70.560	-70.560
前壁慣性力	前壁	水平	1.850	8.150	-70.560	-70.560
後壁慣性力	後壁	水平	1.800	0.050	-70.560	-70.560
後壁慣性力	後壁	水平	1.850	8.150	-70.560	-70.560
胸壁慣性力	胸壁	水平	0.000	3.000	-27.440	-27.440
ハンチ慣性力	前壁	水平	1.800	0.500	-58.800	0.000
ハンチ慣性力	後壁	水平	1.800	0.500	-58.800	0.000

(2)土砂重量による慣性力

[1]浮力無し< >、[2]浮力有り< >

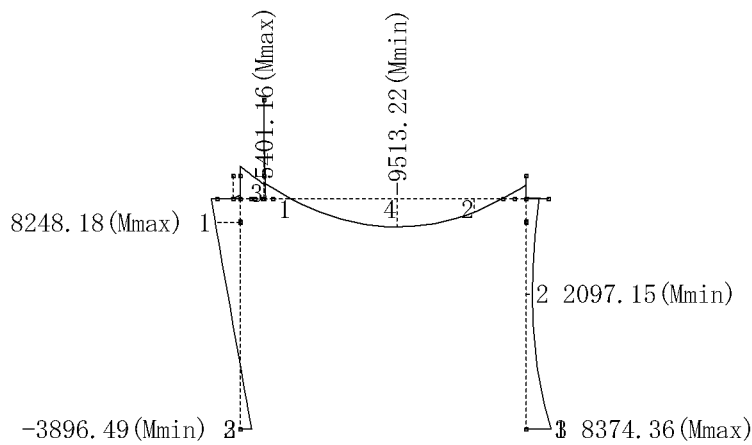


荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版上土砂慣性力	胸壁	水平	0.000	3.000	-313.920	-313.920

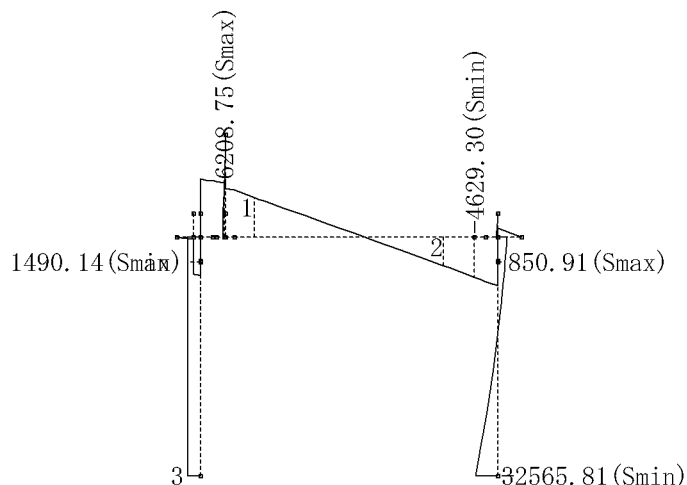
4.8 断面力の算定

[7]常時2(浮力無し)a

1)曲げモーメント



2)せん断力



(1) 前 壁

番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	0.950	9.100	9.100 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	8248.177	-3896.493	-3896.493
	軸 力	kN	11024.604	14618.753	14618.753
	せん断力	kN	-1490.144	-1490.144	-1490.144
単位当り	モーメント	kN.m	824.818	-389.649	-389.649
	軸 力	kN	1102.460	1461.875	1461.875
	せん断力	kN	-149.014	-149.014	-149.014

(2) 頂 版

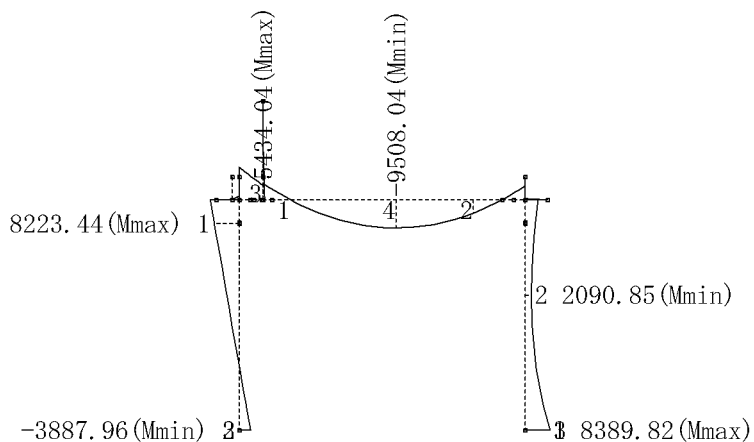
番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	2.050 左格点より 2.050	9.250 左格点より 9.250	0.950	6.203	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	-192.370	-4493.090	5401.161	-9513.224
	軸 力	kN	1217.454	1217.454	1217.454	1217.454
	せん断力	kN	4493.924	-3299.280	5539.875	0.000
単位当り	モーメント	kN.m	-19.237	-449.309	540.116	-951.322
	軸 力	kN	121.745	121.745	121.745	121.745
	せん断力	kN	449.392	-329.928	553.987	0.000

(3) 後 壁

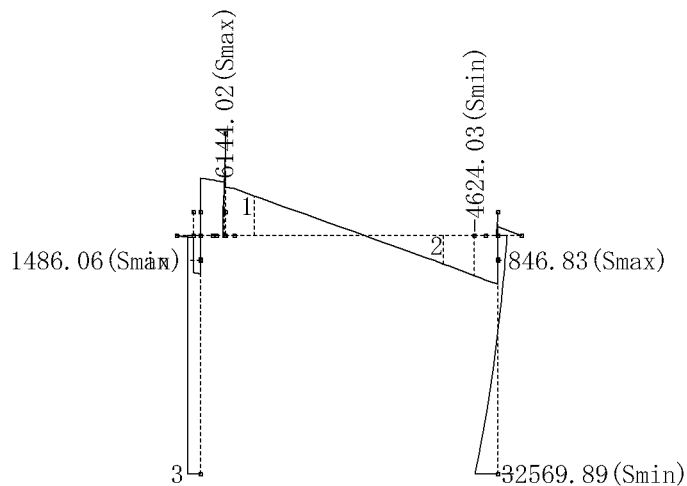
番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	9.100	3.773	9.100 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅 当り	モーメント	kN.m	8374.357	2097.152	8374.357
	軸 力	kN	10972.484	8093.384	10972.484
	せん断力	kN	-2565.809	0.000	-2565.809
単 位 当 り	モーメント	kN.m	837.436	209.715	837.436
	軸 力	kN	1097.248	809.338	1097.248
	せん断力	kN	-256.581	0.000	-256.581

[7]常時2(浮力無し)b

1)曲げモーメント



2)せん断力



(1) 前 壁

番号	単位	1	2	3	
照査位置	m	0.950	9.100	9.100 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	8223.444	-3887.965	-3887.965
	軸力	kN	10959.874	14554.024	14554.024
	せん断力	kN	-1486.062	-1486.062	-1486.062
単位当り	モーメント	kN.m	822.344	-388.796	-388.796
	軸力	kN	1095.987	1455.402	1455.402
	せん断力	kN	-148.606	-148.606	-148.606

## (2) 頂 版

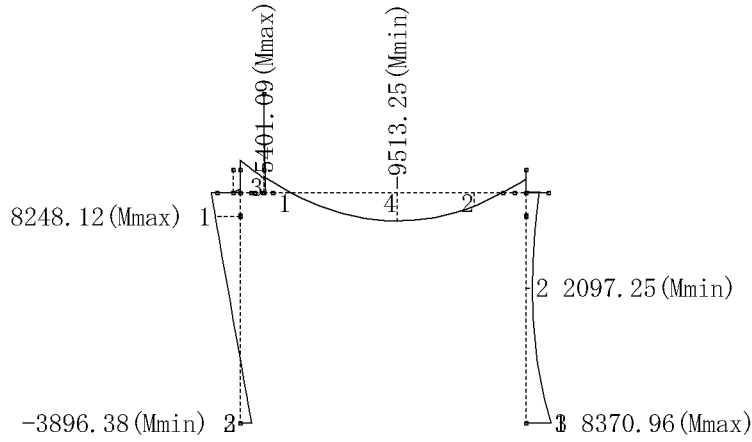
番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	2.050 左格点より 2.050	9.250 左格点より 9.250	0.950	6.207	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	-165.286	-4503.960	5434.043	-9508.042
	軸 力	kN	1213.373	1213.373	1213.373	1213.373
	せん断力	kN	4499.196	-3294.009	5545.146	0.000
単位当り	モーメント	kN.m	-16.529	-450.396	543.404	-950.804
	軸 力	kN	121.337	121.337	121.337	121.337
	せん断力	kN	449.920	-329.401	554.515	0.000

## (3) 後 壁

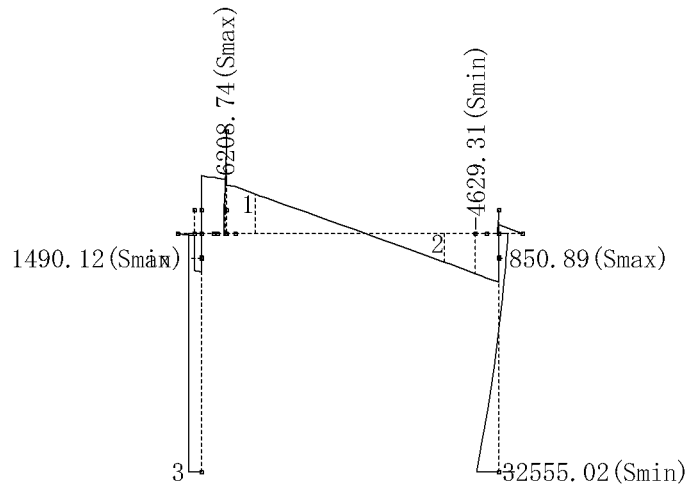
番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	9.100	3.762	9.100 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	8389.819	2090.849	8389.819
	軸 力	kN	10967.213	8082.320	10967.213
	せん断力	kN	-2569.890	0.000	-2569.890
単位当り	モーメント	kN.m	838.982	209.085	838.982
	軸 力	kN	1096.721	808.232	1096.721
	せん断力	kN	-256.989	0.000	-256.989

[10]常時2(浮力有り)a

1)曲げモーメント



2)せん断力



(1) 前 壁

番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	0.950	9.100	9.100 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅 当り	モーメント	kN.m	8248.118	-3896.383	-3896.383
	軸 力	kN	11024.595	14618.744	14618.744
	せん断力	kN	-1490.123	-1490.123	-1490.123
単位 当り	モーメント	kN.m	824.812	-389.638	-389.638
	軸 力	kN	1102.459	1461.874	1461.874
	せん断力	kN	-149.012	-149.012	-149.012



(2) 頂 版

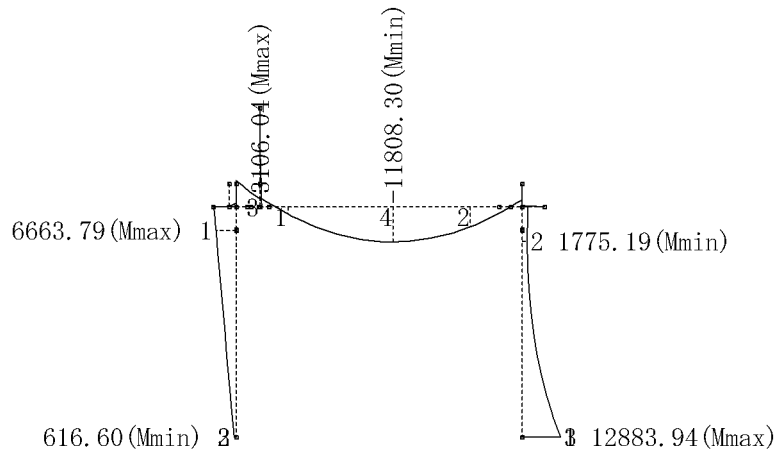
番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	2.050 左格点より 2.050	9.250 左格点より 9.250	0.950	6.203	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	-192.431	-4493.089	5401.091	-9513.248
	軸 力	kN	1217.433	1217.433	1217.433	1217.433
	せん断力	kN	4493.916	-3299.289	5539.866	0.000
単位当り	モーメント	kN.m	-19.243	-449.309	540.109	-951.325
	軸 力	kN	121.743	121.743	121.743	121.743
	せん断力	kN	449.392	-329.929	553.987	0.000

(3) 後 壁

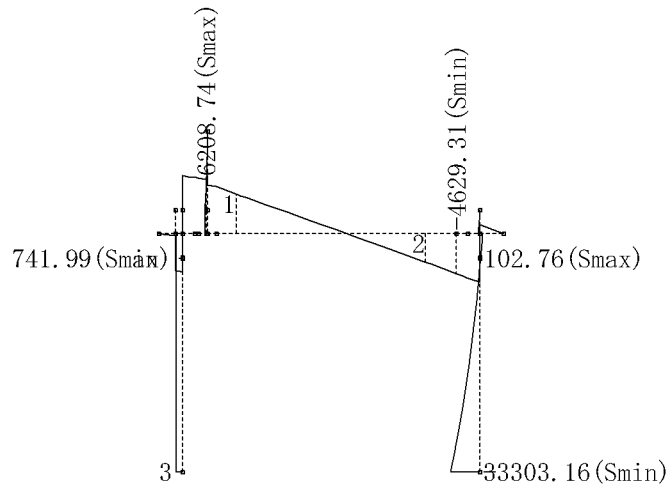
番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	9.100	3.773	9.100 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	8370.962	2097.248	8370.962
	軸 力	kN	10970.261	8093.363	10970.261
	せん断力	kN	-2555.021	0.000	-2555.021
単位当り	モーメント	kN.m	837.096	209.725	837.096
	軸 力	kN	1097.026	809.336	1097.026
	せん断力	kN	-255.502	0.000	-255.502

[12]常時2+温下(浮力有り)a

1)曲げモーメント



2)せん断力



(1) 前 壁

番号	単位	1	2	3	
照査位置	m	0.950	9.100	9.100 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	6663.794	616.599	616.599
	軸力	kN	11024.595	14618.744	14618.744
	せん断力	kN	-741.987	-741.987	-741.987
単位当り	モーメント	kN.m	666.379	61.660	61.660
	軸力	kN	1102.459	1461.874	1461.874
	せん断力	kN	-74.199	-74.199	-74.199

## (2) 頂 版

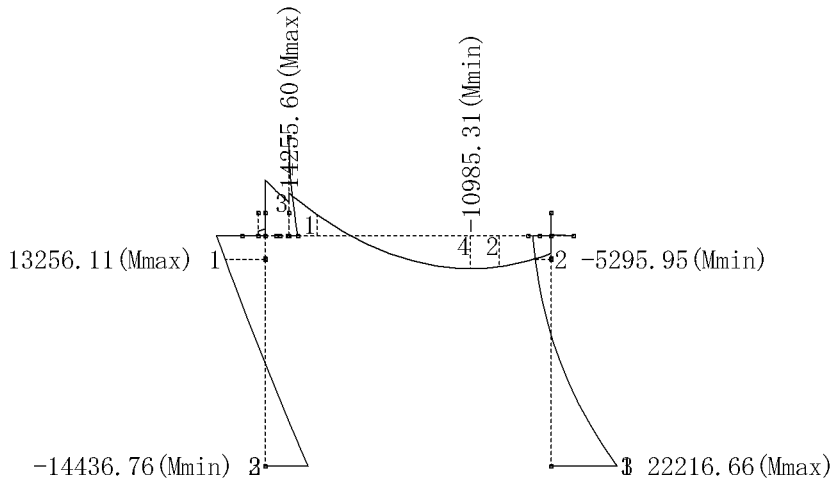
番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	2.050 左格点より 2.050	9.250 左格点より 9.250	0.950	6.203	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	-2487.484	-6788.143	3106.037	-11808.302
	軸 力	kN	469.297	469.297	469.297	469.297
	せん断力	kN	4493.916	-3299.289	5539.866	0.000
単位当り	モーメント	kN.m	-248.748	-678.814	310.604	-1180.830
	軸 力	kN	46.930	46.930	46.930	46.930
	せん断力	kN	449.392	-329.929	553.987	0.000

## (3) 後 壁

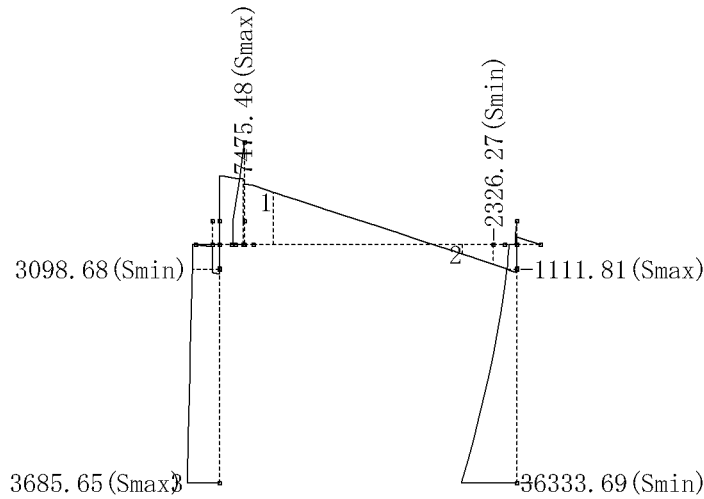
番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	9.100	1.364	9.100 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	12883.943	1775.186	12883.943
	軸 力	kN	10970.261	6876.651	10970.261
	せん断力	kN	-3303.156	0.000	-3303.156
単位当り	モーメント	kN.m	1288.394	177.519	1288.394
	軸 力	kN	1097.026	687.665	1097.026
	せん断力	kN	-330.316	0.000	-330.316

[13]地震時1(浮力無し)

1) 曲げモーメント



2) せん断力



(1) 前 壁

番号	単位	1	2	3	
照査位置	m	0.950	9.100	9.100 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	13256.107	-14436.756	-14436.756
	軸力	kN	11291.335	14885.484	14885.484
	せん断力	kN	-3098.677	-3685.648	-3685.648
単位当り	モーメント	kN.m	1325.611	-1443.676	-1443.676
	軸力	kN	1129.133	1488.548	1488.548
	せん断力	kN	-309.868	-368.565	-368.565

(2) 頂 版

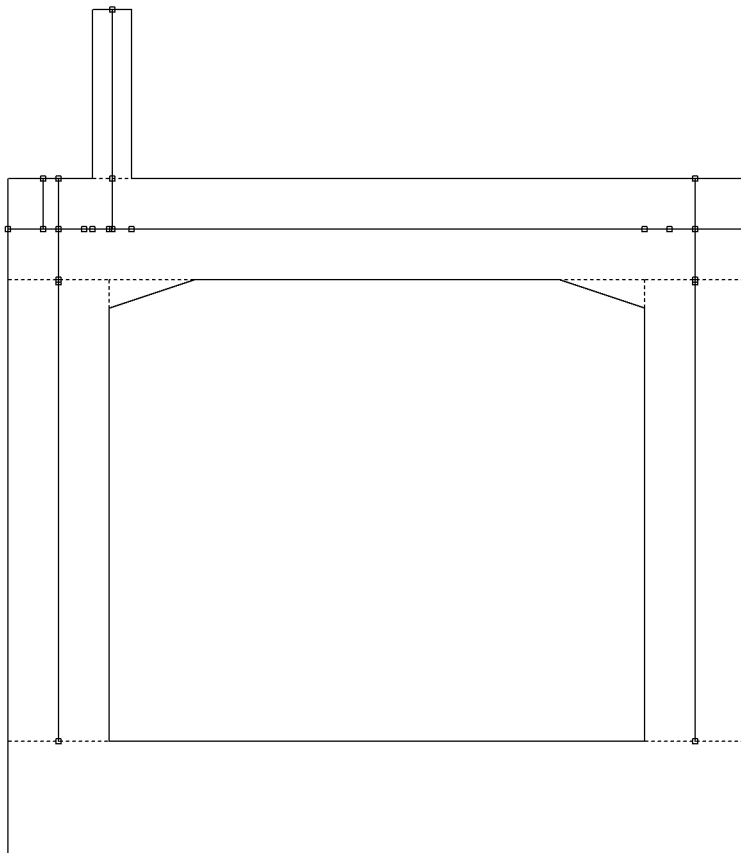
番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	2.050 左格点より 2.050	9.250 左格点より 9.250	0.950	8.122	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	7101.599	-10360.992	14255.596	-10985.311
	軸 力	kN	73.384	-434.647	151.000	-355.079
	せん断力	kN	5961.962	-1111.242	6932.912	0.000
単位当り	モーメント	kN.m	710.160	-1036.099	1425.560	-1098.531
	軸 力	kN	7.338	-43.465	15.100	-35.508
	せん断力	kN	596.196	-111.124	693.291	0.000

(3) 後 壁

番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	9.100	0.950	9.100 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	22216.656	-5295.953	22216.656
	軸 力	kN	7708.266	4114.116	7708.266
	せん断力	kN	-6333.691	-1111.807	-6333.691
単位当り	モーメント	kN.m	2221.666	-529.595	2221.666
	軸 力	kN	770.827	411.412	770.827
	せん断力	kN	-633.369	-111.181	-633.369

### 4.9 断面計算

#### 4.9.1 前 壁



1) 照査位置1: Mmax

照査位置		m	0.950	0.950
荷重名称			常時2(浮力無し)a	地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	824.818	1325.611
軸力	N	kN	1102.460	1129.133
せん断力	S	kN	-149.014	-309.868
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1800.0	1800.0
有効高	d	mm	1700.0	1700.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	D22 × 4.00=15.48 15.48	D22 × 4.00=15.48 15.48
背面側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.00	0.00
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	15.48	15.48
M × 1.7		kN.m	1402.190	2253.538
ひび割れ曲げモーメント	M <sub>c</sub>	kN.m	1364.124	1372.126
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	10.89	7.43
判定				
中立軸	X	mm	780.805	499.786
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	3.037	5.817
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000	12.000
判定				
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	53.622	209.532
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	180.000	300.000
判定				
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	——	——
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	——	——
補正係数(有効高)	C <sub>e</sub>		——	——
補正係数(引張主鉄筋比)	C <sub>pt</sub>		——	——
補正係数(軸方向圧縮力)	C <sub>N</sub>		——	——
判定			——	——

2)照査位置2: Mmin

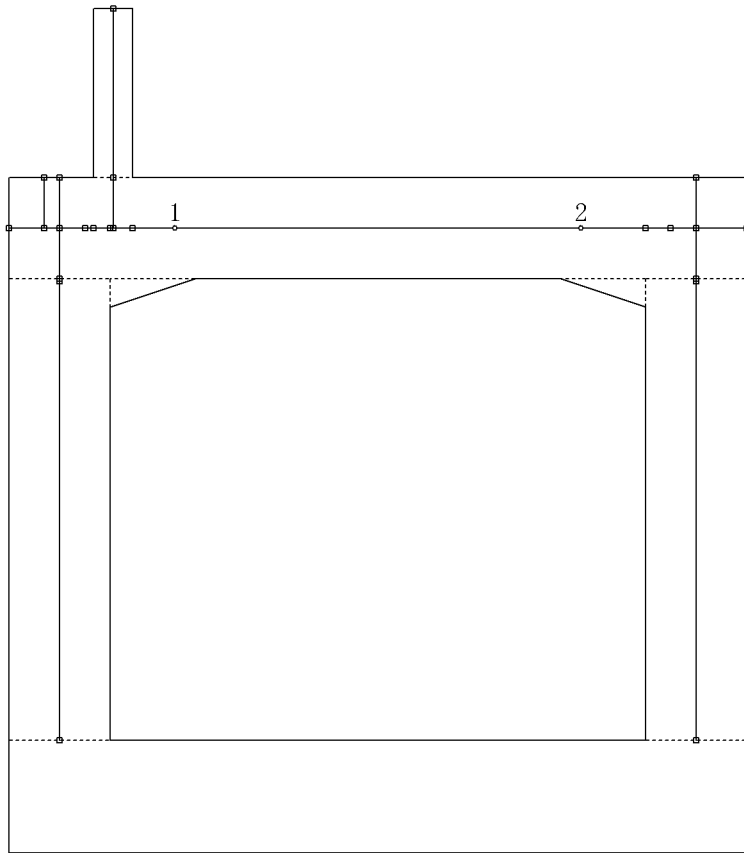
照査位置		m	9.100	9.100
荷重名称			常時2(浮力無し)a	地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	-389.649	-1443.676
軸力	N	kN	1461.875	1488.548
せん断力	S	kN	-149.014	-368.565
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1800.0	1800.0
有効高	d	mm	1700.0	1700.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	0.00	0.00
背面側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	D22 × 4.00=15.48 15.48	D22 × 4.00=15.48 15.48
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	15.48	15.48
M × 1.7		kN.m	662.404	2454.248
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	1471.948	1479.950
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	14.44	9.80
判定				
中立軸	X	mm	1902.522	587.031
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.537	5.967
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000	12.000
判定				
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	-2.455	169.685
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	180.000	300.000
判定				
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	——	——
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	——	——
補正係数(有効高)	C <sub>e</sub>		——	——
補正係数(引張主鉄筋比)	C <sub>pt</sub>		——	——
補正係数(軸方向圧縮力)	C <sub>N</sub>		——	——
判定			——	——



1)照査位置3: 基部

照査位置		m	9.100 (下付根より 0.000 )	9.100 (下付根より 0.000 )
荷重名称			常時2(浮力無し)a	地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	-389.649	-1443.676
軸力	N	kN	1461.875	1488.548
せん断力	S	kN	-149.014	-368.565
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1800.0	1800.0
有効高	d	mm	1650.0	1650.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	0.00	0.00
背面側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	D22 × 4.00=15.48 15.48	D22 × 4.00=15.48 15.48
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	15.48	15.48
M × 1.7		kN.m	662.404	2454.248
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	1471.948	1479.950
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	14.44	9.80
判定				
中立軸	X	mm	1900.644	573.806
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.538	6.117
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000	12.000
判定				
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	-3.042	172.091
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	180.000	300.000
判定				
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.090	0.223
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.285	0.284
補正係数(有効高)	C <sub>e</sub>		0.902	0.902
補正係数(引張主鉄筋比)	C <sub>pt</sub>		0.688	0.688
補正係数(軸方向圧縮力)	C <sub>N</sub>		2.000	1.309
判定				

4.9.2 頂 版



1) 照査位置1: せん断照査

照査位置		m	2.050 (左格点より 2.050 )	2.050 (左格点より 2.050 )
荷重名称			常時2(浮力無し)b	地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	-16.529	710.160
軸力	N	kN	0.000	0.000
せん断力	S	kN	449.920	596.196
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1800.0	1800.0
有効高	d	mm	1700.0	1700.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	0.00	D22 × 8.00=30.97 30.97
下面側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	D35 × 4.00=38.26 38.26	0.00
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	38.26	30.97
M × 1.7		kN.m	28.099	1207.272
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	1033.386	1033.386
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	5.00	17.77
判定				
中立軸	X	mm	388.037	353.760
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.054	2.539
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000	12.000
判定				
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	2.750	144.936
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	180.000	300.000
判定				
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.265	0.351
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.190	0.271
補正係数(有効高)	C <sub>e</sub>		0.895	0.895
補正係数(引張主鉄筋比)	C <sub>pt</sub>		0.925	0.864
補正係数(軸方向圧縮力)	C <sub>N</sub>		1.000	1.000
判定			×	×
斜引張鉄筋 間 隔	s	mm	250.000	250.000
鉄筋量	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	794.400	794.400
間隔sで配筋される 斜引張鉄筋の断面積	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	118.562	76.621
許容せん断応力度	a <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.700	2.550
判定				

2)照査位置2: せん断照査

照査位置		m	9.250 (左格点より 9.250 )	9.250 (左格点より 9.250 )
荷重名称			常時2(浮力有り)a	地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	-449.309	-1036.099
軸力	N	kN	0.000	0.000
せん断力	S	kN	-329.929	-111.124
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1800.0	1800.0
有効高	d	mm	1700.0	1700.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	0.00	0.00
下面側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	D35 × 4.00=38.26 38.26	D35 × 4.00=38.26 38.26
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	38.26	38.26
M × 1.7		kN.m	763.825	1761.369
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	1033.386	1033.386
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	5.00	17.77
判定				
中立軸	X	mm	388.037	388.037
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.474	3.399
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000	12.000
判定				
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	74.763	172.403
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	180.000	300.000
判定				
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.194	0.065
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.190	0.290
補正係数(有効高)	C <sub>e</sub>		0.895	0.895
補正係数(引張主鉄筋比)	C <sub>pt</sub>		0.925	0.925
補正係数(軸方向圧縮力)	C <sub>N</sub>		1.000	1.000
判定			×	
斜引張鉄筋 間 隔	s	mm	250.000	——
鉄筋量	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	794.400	——
間隔sで配筋される 斜引張鉄筋の断面積	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	5.826	——
許容せん断応力度	a <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.700	——
判定				——

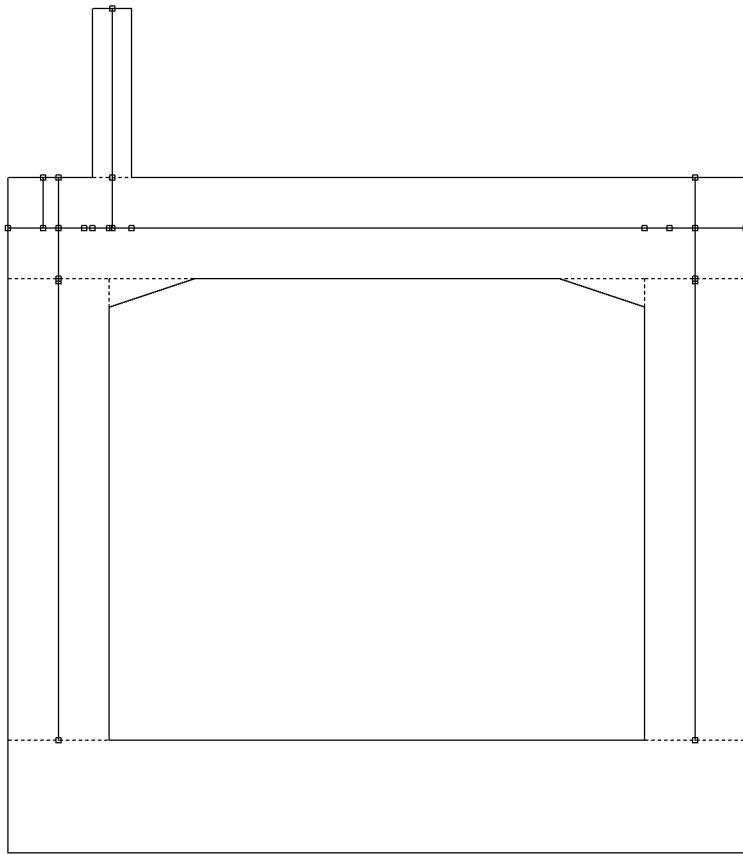
3)照査位置3: Mmax

照査位置		m	0.950
荷重名称			地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	1425.560
軸力	N	kN	0.000
せん断力	S	kN	693.291
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	1800.0
有効高	d	mm	1700.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	D22 × 8.00=30.97 30.97
下面側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.00
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	30.97
M × 1.7		kN.m	2423.451
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	1033.386
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	17.77
判定			
中立軸	X	mm	353.760
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	5.097
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	12.000
判定			
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	290.941
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	300.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	———
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	———
補正係数(有効高)	C <sub>e</sub>		———
補正係数(引張主鉄筋比)	C <sub>pt</sub>		———
補正係数(軸方向圧縮力)	C <sub>N</sub>		———
判定			———
斜引張鉄筋 間 隔	s	mm	———
鉄筋量	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	———
間隔sで配筋される 斜引張鉄筋の断面積	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	———
許容せん断応力度	a <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	———
判定			———

## 4) 照査位置4: Mmin

照査位置		m	6.203
荷重名称			常時2+温下(浮力有り)a
曲げモーメント	M	kN.m	-1180.830
軸力	N	kN	0.000
せん断力	S	kN	0.000
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	1800.0
有効高	d	mm	1700.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	$A_s$	cm <sup>2</sup>	0.00
下面側 鉄筋量	$A_s'$	cm <sup>2</sup>	D35 × 4.00=38.26 38.26
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	38.26
M × 1.7		kN.m	2007.412
ひび割れ曲げモーメント	$M_c$	kN.m	1033.386
最小鉄筋量	$A_{min}$	cm <sup>2</sup>	17.77
判定			
中立軸	X	mm	388.037
圧縮応力度	$c$	N/mm <sup>2</sup>	3.874
許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	9.200
判定			
引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	196.486
許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	207.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	——
許容せん断応力度	$a_1$	N/mm <sup>2</sup>	——
補正係数(有効高)	$C_e$		——
補正係数(引張主鉄筋比)	$C_{pt}$		——
補正係数(軸方向圧縮力)	$C_N$		——
判定			——

4.9.3 後 壁



(1) 曲げ応力度，せん断応力度の照査

1) 照査位置1: Mmax

照査位置		m	9.100	9.100
荷重名称			常時2(浮力無し)a	地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	837.436	2221.666
軸力	N	kN	1097.248	770.827
せん断力	S	kN	-256.581	-633.369
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1800.0	1800.0
有効高	d	mm	1700.0	1700.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	0.00	0.00
背面側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	D35 × 8.00=76.53 76.53	D35 × 8.00=76.53 76.53
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	76.53	76.53
M × 1.7		kN.m	1423.641	3776.832
ひび割れ曲げモーメント	M <sub>c</sub>	kN.m	1362.560	1264.634
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	10.84	10.30
判定				
中立軸	X	mm	1048.465	639.160
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	2.423	5.973
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000	12.000
判定				
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	22.583	148.703
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	180.000	300.000
判定				
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	——	——
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	——	——
補正係数(有効高)	C <sub>e</sub>		——	——
補正係数(引張主鉄筋比)	C <sub>pt</sub>		——	——
補正係数(軸方向圧縮力)	C <sub>N</sub>		——	——
判定			——	——



## 2)照査位置2: Mmin

照査位置		m	0.950
荷重名称			地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	-529.595
軸力	N	kN	411.412
せん断力	S	kN	-111.181
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	1800.0
有効高	d	mm	1700.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	$A_s$	$\text{cm}^2$	D16 × 4.00= 7.94 7.94
背面側 鉄筋量	$A_s'$	$\text{cm}^2$	0.00
使用鉄筋量		$\text{cm}^2$	7.94
$M \times 1.7$		kN.m	900.312
ひび割れ曲げモーメント	$M_c$	kN.m	1156.809
最小鉄筋量	$A_{min}$	$\text{cm}^2$	5.00
判定			
中立軸	X	mm	361.993
圧縮応力度	c	$\text{N}/\text{mm}^2$	3.004
許容圧縮応力度	$c_a$	$\text{N}/\text{mm}^2$	12.000
判定			
引張応力度	s	$\text{N}/\text{mm}^2$	166.556
許容引張応力度	$s_a$	$\text{N}/\text{mm}^2$	300.000
判定			
平均せん断応力度		$\text{N}/\text{mm}^2$	———
許容せん断応力度	$a_1$	$\text{N}/\text{mm}^2$	———
補正係数(有効高)	$C_e$		———
補正係数(引張主鉄筋比)	$C_{pt}$		———
補正係数(軸方向圧縮力)	$C_N$		———
判定			———

## 1) 照査位置3: 基部

照査位置		m	9.100 (下付根より 0.000 )	9.100 (下付根より 0.000 )
荷重名称			常時2(浮力無し)a	地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	837.436	2221.666
軸力	N	kN	1097.248	770.827
せん断力	S	kN	-256.581	-633.369
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1800.0	1800.0
有効高	d	mm	1700.0	1700.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	0.00	0.00
背面側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	D35 × 8.00=76.53 76.53	D35 × 8.00=76.53 76.53
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	76.53	76.53
M × 1.7		kN.m	1423.641	3776.832
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	1362.560	1264.634
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	10.84	10.30
判定				
中立軸	X	mm	1048.465	639.160
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	2.423	5.973
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000	12.000
判定				
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	22.583	148.703
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	180.000	300.000
判定				
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.151	0.373
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.330	0.398
補正係数(有効高)	C <sub>e</sub>		0.895	0.895
補正係数(引張主鉄筋比)	C <sub>pt</sub>		1.150	1.150
補正係数(軸方向圧縮力)	C <sub>N</sub>		1.393	1.104
判定				

#### 4.9.4 隅角部の照査

##### (1)後壁交差位置

##### 1)引張応力度の最大値 $\sigma_{i,max}$ の算出

$$\sigma_{i,max} = \frac{5 \cdot M_o}{R^2 \cdot W}$$

ここに、

- $\sigma_{i,max}$  : 引張応力度の最大値(N/mm<sup>2</sup>)
- $M_o$  : 節点曲げモーメント(N.mm)
- $R$  : 節点部対角線長 (mm),  $R = 3075.916$   
 $R^2 = a^2 + b^2$
- $a$  : 鉛直部材の幅 (mm),  $a = 2175.001$
- $b$  : 水平部材の高さ (mm),  $b = 2175.000$
- $W$  : 節点奥行 (mm),  $W = 1000.000$

荷重状態(水 位)	$M_o$ (kN.m)	$\sigma_{i,max}$ (N/mm <sup>2</sup> )
常時2+温上(浮力有り) a	695.475	0.368

##### 2)補強鉄筋量の算出

$$A_s = \frac{2 \cdot M_o}{R \cdot \sigma_{sa}}$$

ここに、

- $A_s$  : 外側引張に対する補強鉄筋量(mm<sup>2</sup>)
- $M_o$  : 節点曲げモーメント(N.mm)
- $R$  : 節点部対角線長 (mm),  $R = 3075.916$   
 $R^2 = a^2 + b^2$
- $a$  : 鉛直部材の幅 (mm),  $a = 2175.001$
- $b$  : 水平部材の高さ (mm),  $b = 2175.000$
- $\sigma_{sa}$  : 補強鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

荷重状態(水 位)	$M_o$ (kN.m)	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )
常時2+温上(浮力有り) a	695.475	207.000	2184.573

## 5章 底版中央部の設計

### 5.1 荷重の組み合わせ

#### 基本ケース

case	荷重種別	荷重ケース	備考
1 2	死荷重	[1]浮力無し [2]浮力有り	浮力, 水圧(前, 背, 内)
3 4 5	上部工反力、 地表面荷重	[1]常時(死) [2]常時(死活) [3]地震時	
6 7 8 9	常時土圧	[1]常時(死):浮力無し [2]常時(死):浮力有り [3]常時(死活):浮力無し [4]常時(死活):浮力有り	
10 11 12 13	地震時土圧	[1]地震時:浮力無し< > [2]地震時:浮力有り< > [3]地震時:浮力無し< > [4]地震時:浮力有り< >	
14 15 16	温度荷重	[1]乾燥収縮 [2]温度上昇 [3]温度下降	
17 18 19 20	地震時荷重	[1]浮力無し< > [2]浮力有り< > [3]浮力無し< > [4]浮力有り< >	

#### 組み合わせケース

CASE	荷重名称	基本ケース
1	常時1(浮力無し)	1 + 3 + 6 + 14
2	常時1+温上(浮力無し)	1 + 3 + 6 + 14 + 15
3	常時1+温下(浮力無し)	1 + 3 + 6 + 14 + 16
4	常時1(浮力有り)	2 + 3 + 7 + 14
5	常時1+温上(浮力有り)	2 + 3 + 7 + 14 + 15
6	常時1+温下(浮力有り)	2 + 3 + 7 + 14 + 16
7	常時2(浮力無し)	1 + 4 + 8 + 14
8	常時2+温上(浮力無し)	1 + 4 + 8 + 14 + 15
9	常時2+温下(浮力無し)	1 + 4 + 8 + 14 + 16
10	常時2(浮力有り)	2 + 4 + 9 + 14
11	常時2+温上(浮力有り)	2 + 4 + 9 + 14 + 15
12	常時2+温下(浮力有り)	2 + 4 + 9 + 14 + 16
13	地震時1(浮力無し)	1 + 5 + 10 + 14 + 17
14	地震時1(浮力有り)	2 + 5 + 11 + 14 + 18
15	地震時2(浮力無し)	1 + 5 + 12 + 14 + 19
16	地震時2(浮力有り)	2 + 5 + 13 + 14 + 20

## 5.2 死荷重

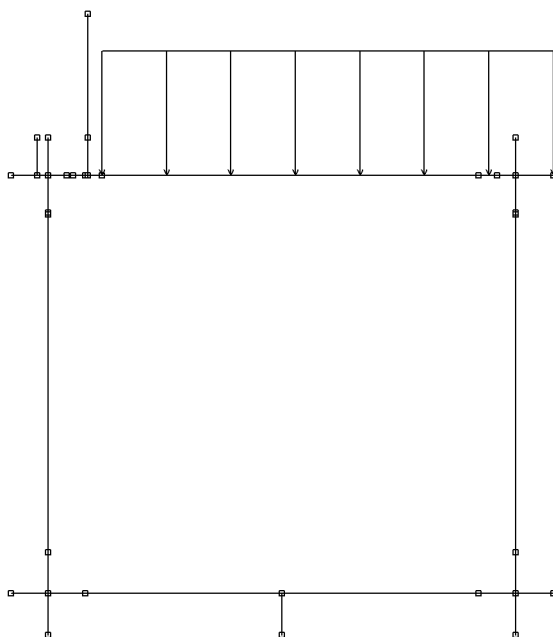
### (1) 躯体自重



荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (/m)	終点強度 (/m)
頂版重量	頂版	鉛直	0.000	0.630	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	0.630	0.270	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	0.900	0.450	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	1.350	0.150	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	1.500	0.300	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	1.800	0.050	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	1.850	0.350	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	2.200	9.100	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	11.300	0.450	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	11.750	0.450	441.000	441.000
頂版重量	頂版	鉛直	12.200	0.900	441.000	441.000
底板重量	底板	鉛直	0.000	0.900	490.000	490.000
底板重量	底板	鉛直	0.900	0.900	490.000	490.000
底板重量	底板	鉛直	1.800	4.750	490.000	490.000
底板重量	底板	鉛直	6.550	4.750	490.000	490.000
底板重量	底板	鉛直	11.300	0.900	490.000	490.000
底板重量	底板	鉛直	12.200	0.900	490.000	490.000
前壁重量	前壁	軸方向	1.800	0.050	441.000	441.000
前壁重量	前壁	軸方向	1.850	8.150	441.000	441.000
後壁重量	後壁	軸方向	1.800	0.050	441.000	441.000
後壁重量	後壁	軸方向	1.850	8.150	441.000	441.000
胸壁重量	胸壁	軸方向	0.000	3.000	171.500	171.500
ハンチ重量	頂版	鉛直	1.800	1.500	122.500	0.000
ハンチ重量	頂版	鉛直	9.800	1.500	0.000	122.500

(2)土砂重量

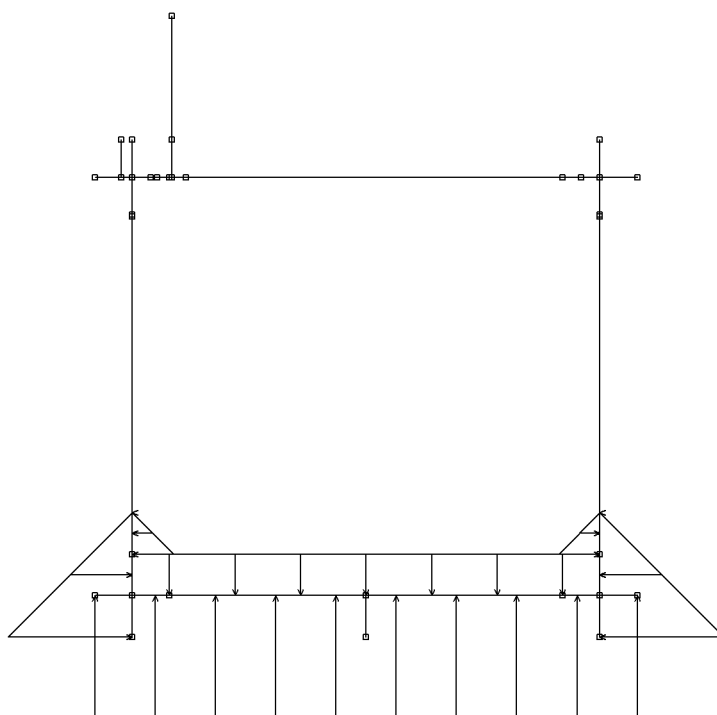
[1]浮力無し、[2]浮力有り



荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版上土砂重量	頂版	鉛直	2.200	10.900	540.000	540.000

(3)水圧,浮力,水重

[2]浮力有り



荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
内部水位重量	底板	鉛直	1.800	9.500	98.000	98.000
浮力	底板	鉛直	0.000	13.100	-294.000	-294.000
前面水圧	前壁	水平	9.000	3.000	0.000	294.000
背面水圧	後壁	水平	9.000	3.000	0.000	-294.000
内部水圧	前壁	水平	9.000	1.000	0.000	-98.000
内部水圧	後壁	水平	9.000	1.000	0.000	98.000

5.3 上部工反力、地表面荷重

鉛直力

$$N = q \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = L_s + \frac{L}{2.0}$$

ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

qd : 地表面載荷荷重強度(死荷重扱い)

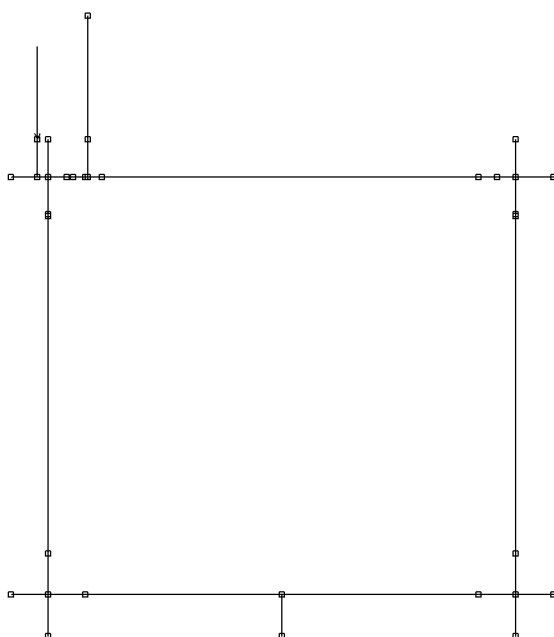
ql : 地表面載荷荷重強度(活荷重扱い)

B : 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 10.000 (m)

Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ

L : 地表面載荷荷重長さ

[1]常時(死)



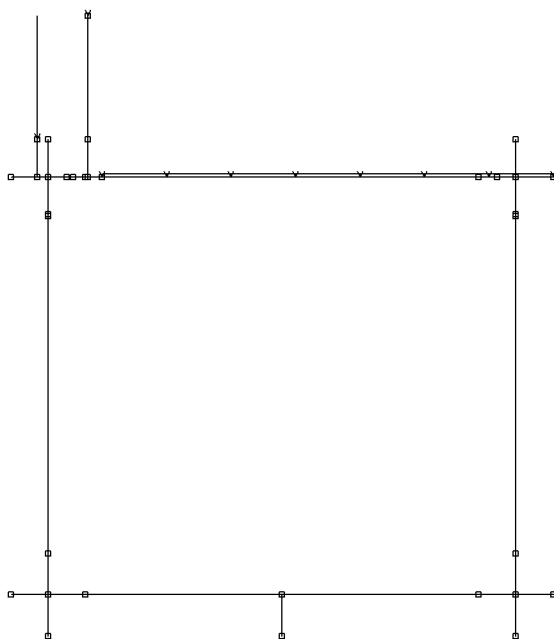
上部工反力

荷重	載荷部材	載荷方向	水平方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	支 承	格点集中	0.000	3000.000	0.000

[2]常時(死活)

載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1(a)	10.000	1.500	11.600	1160.000	7.300
q1(b)	10.000	2.200	10.900	1090.000	7.650





上部工反力

荷重	載荷部材	載荷方向	水平方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	支 承	格点集中	0.000	4000.000	0.000

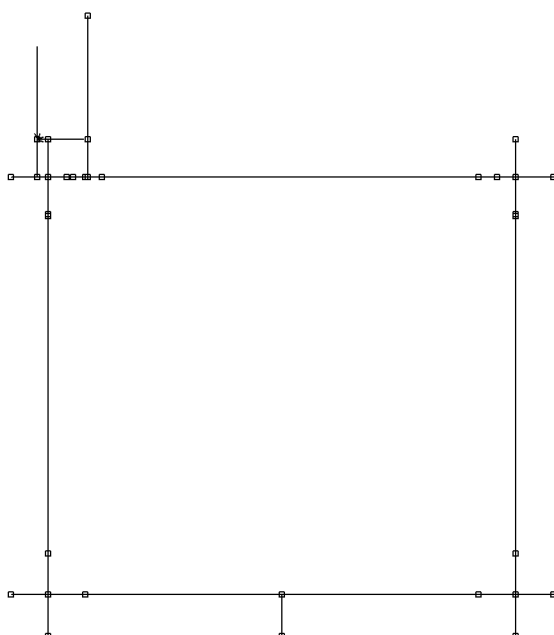
載荷荷重 (a)

荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
載荷荷重L	胸 壁 頂 版	鉛 直	0.000	0.000	70.000	0.000
載荷荷重L		鉛 直	2.200	10.900	100.000	100.000

載荷荷重 (b)

荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
載荷荷重L	頂 版	鉛 直	2.200	10.900	100.000	100.000

[3]地震時



上部工反力

荷重	載荷部材	載荷方向	水平方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	支 承	格点集中	0.000	3000.000	0.000
上部工反力	支 承	格点集中	-1500.000	0.000	0.000

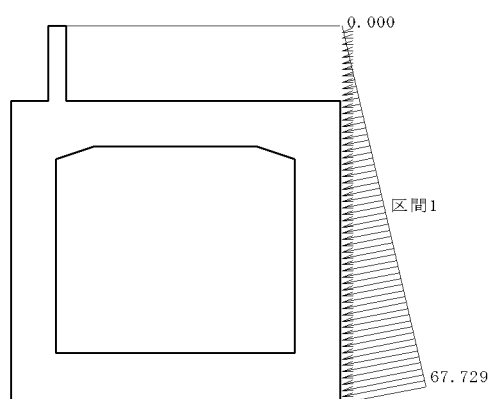
5.4 常時土圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	w(kN/m <sup>3</sup> )	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	10.000
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力	C (kN/m <sup>2</sup> )	0.000

(2)土圧力

[1]常時(死):浮力無し

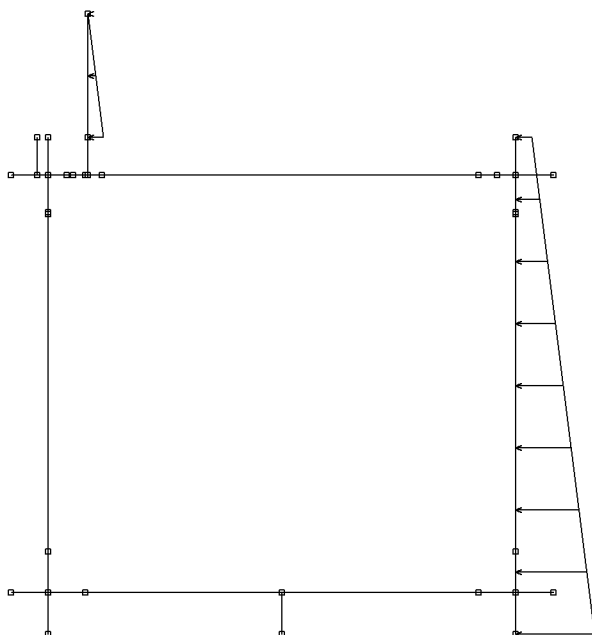


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	15.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

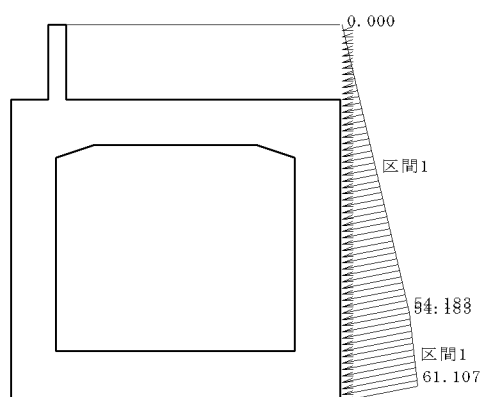
2)土圧算出結果

	項 目	区間1		
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	15.000 0.000	
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	15.000 0.000	
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000	
	壁面摩擦角 (度)		11.667	
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.100	
土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1	0.25085 0.25085	
	背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku2 Kl2	0.25085 0.25085	
	土 圧 強 度	[1]水位より上の土圧強度 (上)		0.000
		[2]水位より上の土圧強度 (下)		67.729
[3]水位より下の土圧強度 (上)			0.000	
[4]水位より下の土圧強度 (下)			0.000	



荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水平	0.000	3.000	0.000	-132.660
背面土圧	頂版	鉛直	13.100	0.000	41.088	0.000
背面土圧	後壁	水平	0.000	12.000	-132.660	-663.299
背面土圧	底板	鉛直	13.100	0.000	986.114	0.000

[2]常時(死):浮力有り

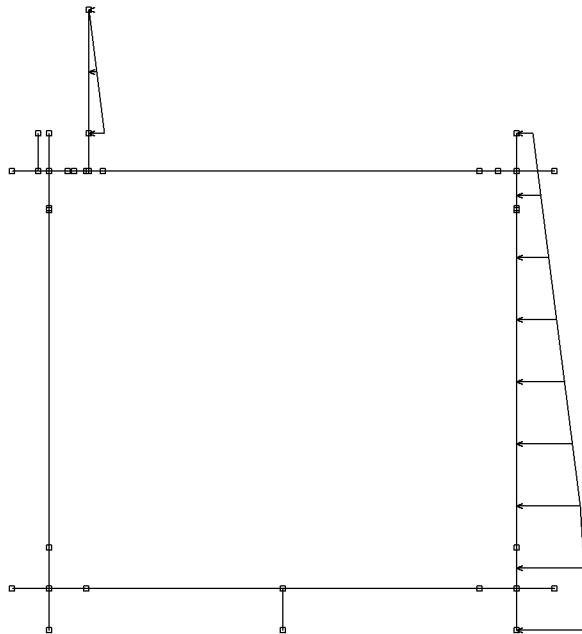


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	12.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	3.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	3.000

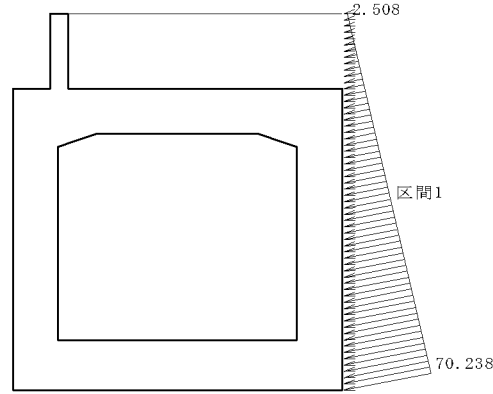
2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	15.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	12.000 3.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	3.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		11.667
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.100
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000 54.183 54.183 61.107



荷 重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水 平	0.000	3.000	0.000	-132.660
背面土圧	頂版	鉛 直	13.100	0.000	41.088	0.000
背面土圧	後壁	水 平	0.000	9.000	-132.660	-530.639
背面土圧	後壁	水 平	9.000	3.000	-530.639	-598.443
背面土圧	底板	鉛 直	13.100	0.000	966.027	0.000

[3]常時(死活):浮力無し

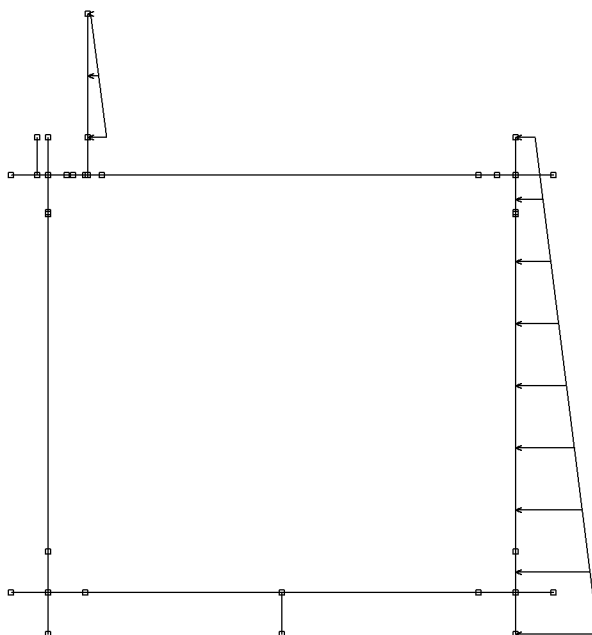


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	15.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

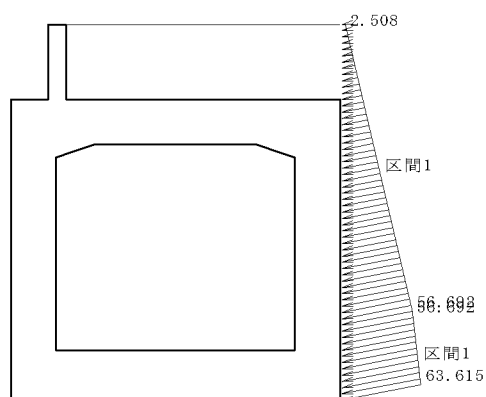
2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	15.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	15.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		11.667
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.100
土圧係数	背面水位より上の土圧係数(上) (下)	Ku1 Kl1	0.25085 0.25085
	背面水位より下の土圧係数(上) (下)	Ku2 Kl2	0.25085 0.25085
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度(上)		2.508
	[2]水位より上の土圧強度(下)		70.238
	[3]水位より下の土圧強度(上)		0.000
	[4]水位より下の土圧強度(下)		0.000



荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水平	0.000	3.000	-24.567	-157.227
背面土圧	頂版	鉛直	13.100	0.000	56.306	0.000
背面土圧	後壁	水平	0.000	12.000	-157.227	-687.866
背面土圧	底板	鉛直	13.100	0.000	1046.985	0.000

[4]常時(死活):浮力有り

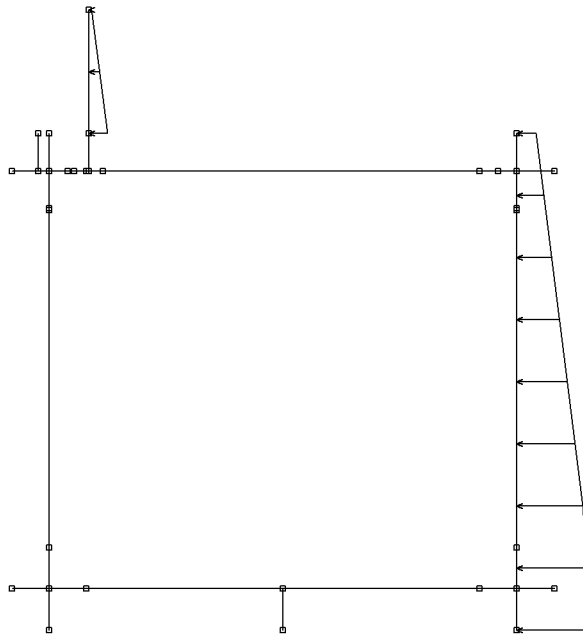


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	12.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	3.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	3.000

2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	15.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	12.000 3.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	3.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		11.667
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.100
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		2.508 56.692 56.692 63.615



荷 重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水 平	0.000	3.000	-24.567	-157.227
背面土圧	頂版	鉛 直	13.100	0.000	56.306	0.000
背面土圧	後壁	水 平	0.000	9.000	-157.227	-555.206
背面土圧	後壁	水 平	9.000	3.000	-555.206	-623.010
背面土圧	底板	鉛 直	13.100	0.000	1026.898	0.000



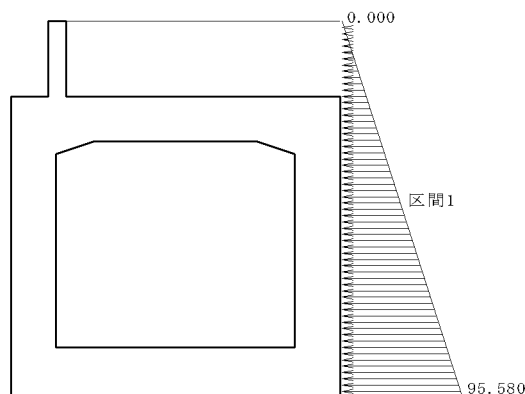
### 5.5 地震時土圧

#### (1) 共通データ

水の単位体積重量	w (kN/m <sup>3</sup> )	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	10.000
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力	C (kN/m <sup>2</sup> )	0.000

#### (2) 土圧力

[1] 地震時: 浮力無し < >

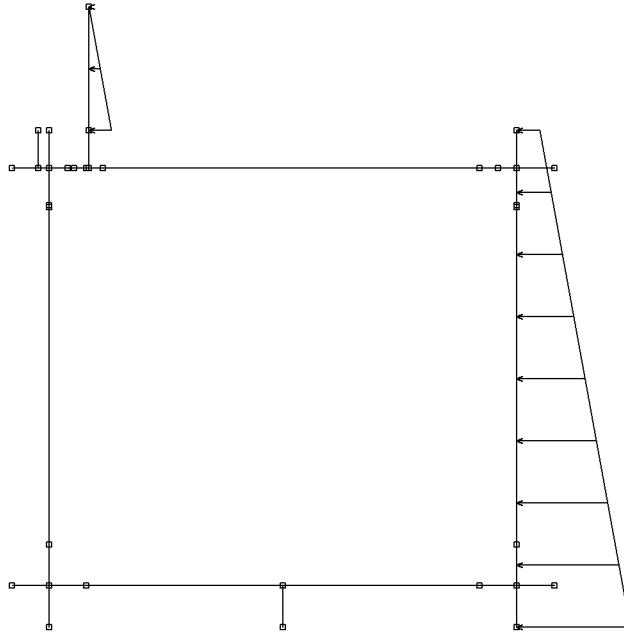


#### 1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	15.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

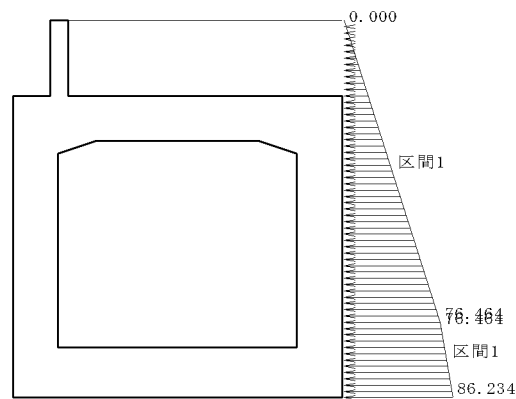
#### 2) 土圧算出結果

項 目		区間1		
条件	算出区間における高さ (上) (下)	HU(m) HL(m)	15.000 0.000	
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	15.000 0.000	
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000	
	壁面摩擦角 (度)		0.000	
	単位体積重量 (湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000	
	土圧の作用原点 (X座標) (m)	Xp	13.100	
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1	0.35400 0.35400
背面水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 Kl2	0.35400 0.35400	
土圧強度		[1] 水位より上の土圧強度 (上)		0.000
		[2] 水位より上の土圧強度 (下)		95.580
	[3] 水位より下の土圧強度 (上)		0.000	
	[4] 水位より下の土圧強度 (下)		0.000	



荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水平	0.000	3.000	0.000	-191.160
背面土圧	後壁	水平	0.000	12.000	-191.160	-955.800

[2]地震時:浮力有り< >

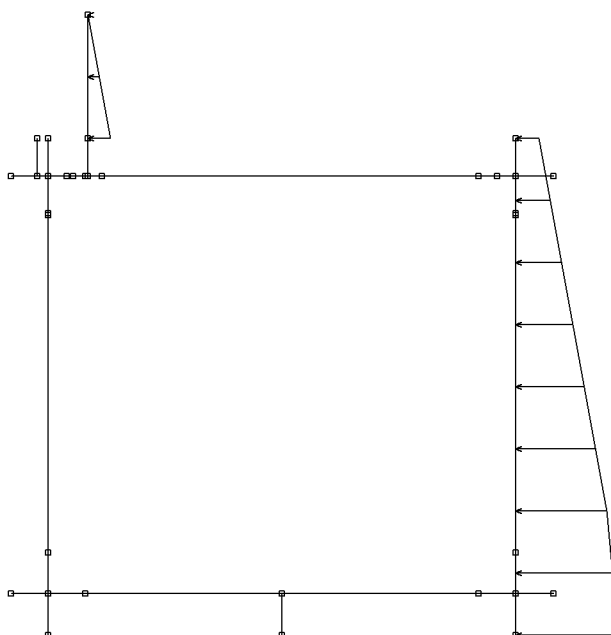


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	12.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	3.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	3.000

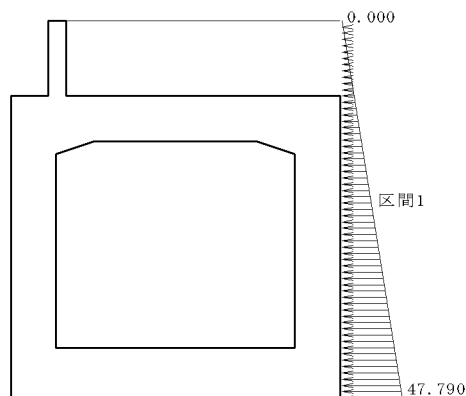
2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	15.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	12.000 3.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	3.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.100
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000 76.464 76.464 86.234



荷 重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水 平	0.000	3.000	0.000	-191.160
背面土圧	後壁	水 平	0.000	9.000	-191.160	-764.640
背面土圧	後壁	水 平	9.000	3.000	-764.640	-862.344

[3]地震時:浮力無し< >

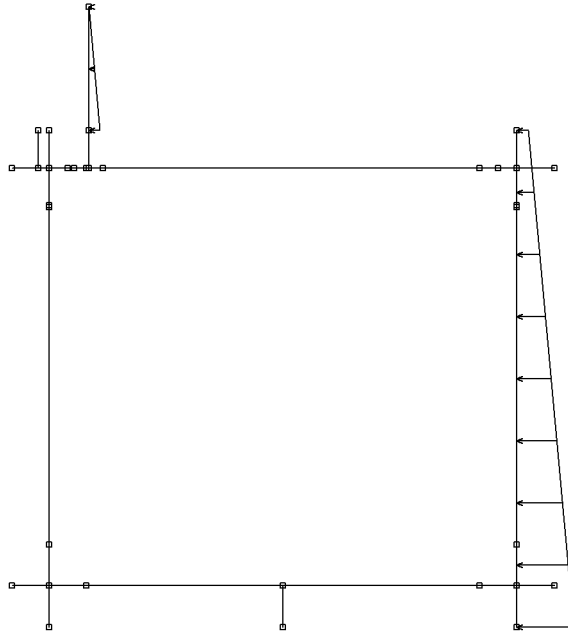


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	15.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000
背面土圧の有効率		0.500

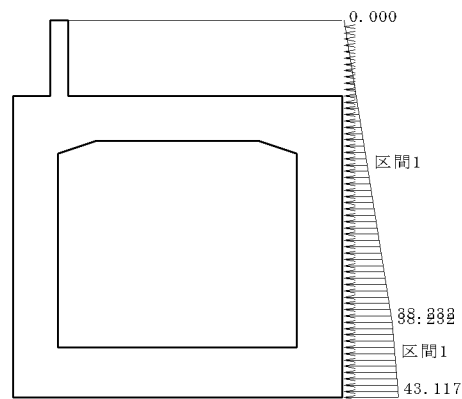
2)土圧算出結果

	項 目	区間1		
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	15.000 0.000	
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	15.000 0.000	
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000	
	壁面摩擦角 (度)		0.000	
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.100	
	土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数(上) (下)	Ku1 Kl1	0.35400 0.35400
背面水位より下の土圧係数(上) (下)		Ku2 Kl2	0.35400 0.35400	
土 圧 強 度		[1]水位より上の土圧強度(上)		0.000
		[2]水位より上の土圧強度(下)		47.790
	[3]水位より下の土圧強度(上)		0.000	
	[4]水位より下の土圧強度(下)		0.000	



荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水平	0.000	3.000	0.000	-95.580
背面土圧	後壁	水平	0.000	12.000	-95.580	-477.900

[4]地震時:浮力有り< >

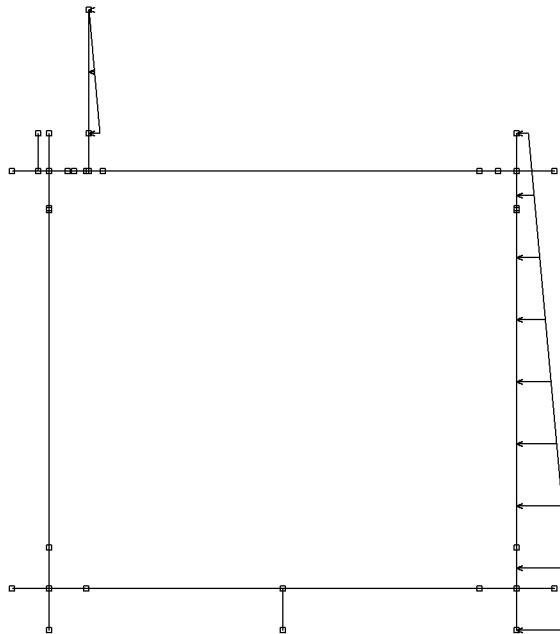


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	12.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	3.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	3.000
背面土圧の有効率		0.500

2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	15.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	12.000 3.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	3.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.100
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000 38.232 38.232 43.117



荷 重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水平	0.000	3.000	0.000	-95.580
背面土圧	後壁	水平	0.000	9.000	-95.580	-382.320
背面土圧	後壁	水平	9.000	3.000	-382.320	-431.172

### 5.6 温度荷重

#### [1] 乾燥収縮

荷 重	載荷部材	温 度 (度)
乾燥収縮	頂 版	-15.000
乾燥収縮	前 壁	-15.000
乾燥収縮	後 壁	-15.000

#### [2] 温度上昇

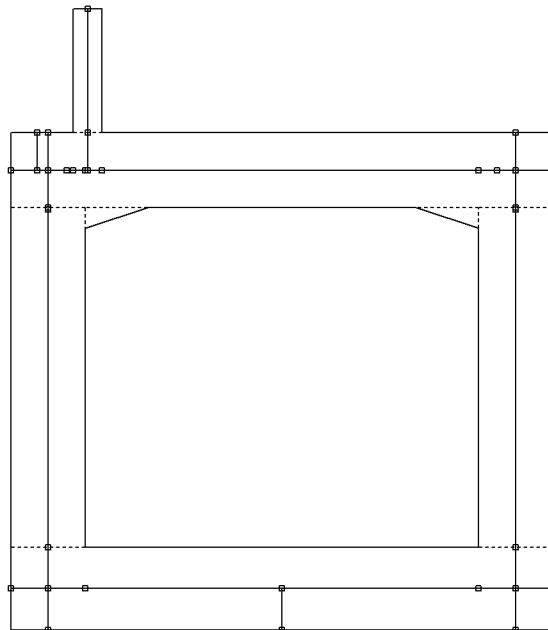
荷 重	載荷部材	温 度 (度)
温度荷重	頂 版	15.000
温度荷重	前 壁	15.000
温度荷重	後 壁	15.000

#### [3] 温度下降

荷 重	載荷部材	温 度 (度)
温度荷重	頂 版	-15.000
温度荷重	前 壁	-15.000
温度荷重	後 壁	-15.000

### 5.7 地震時荷重

#### (1) 躯体自重による慣性力

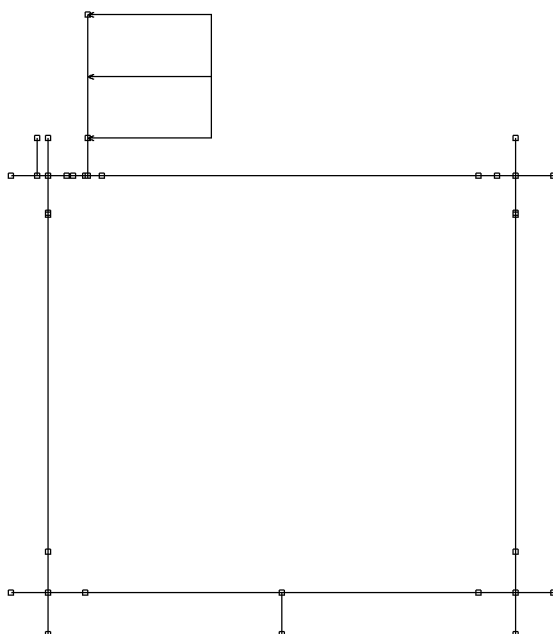


荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版慣性力	頂 版	水 平	0.000	0.630	-70.560	-70.560

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版慣性力	頂 版	水 平	0.630	0.270	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂 版	水 平	0.900	0.450	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂 版	水 平	1.350	0.150	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂 版	水 平	1.500	0.300	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂 版	水 平	1.800	0.050	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂 版	水 平	1.850	0.350	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂 版	水 平	2.200	9.100	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂 版	水 平	11.300	0.450	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂 版	水 平	11.750	0.450	-70.560	-70.560
頂版慣性力	頂 版	水 平	12.200	0.900	-70.560	-70.560
底版慣性力	底 版	水 平	0.000	0.900	-78.400	-78.400
底版慣性力	底 版	水 平	0.900	0.900	-78.400	-78.400
底版慣性力	底 版	水 平	1.800	4.750	-78.400	-78.400
底版慣性力	底 版	水 平	6.550	4.750	-78.400	-78.400
底版慣性力	底 版	水 平	11.300	0.900	-78.400	-78.400
底版慣性力	底 版	水 平	12.200	0.900	-78.400	-78.400
前壁慣性力	前 壁	水 平	1.800	0.050	-70.560	-70.560
前壁慣性力	前 壁	水 平	1.850	8.150	-70.560	-70.560
後壁慣性力	後 壁	水 平	1.800	0.050	-70.560	-70.560
後壁慣性力	後 壁	水 平	1.850	8.150	-70.560	-70.560
胸壁慣性力	胸 壁	水 平	0.000	3.000	-27.440	-27.440
ハンチ慣性力	ハンチ	水 平	1.800	0.500	-58.800	0.000
ハンチ慣性力	ハンチ	水 平	1.800	0.500	-58.800	0.000

(2)土砂重量による慣性力

[1]浮力無し< >、[2]浮力有り< >

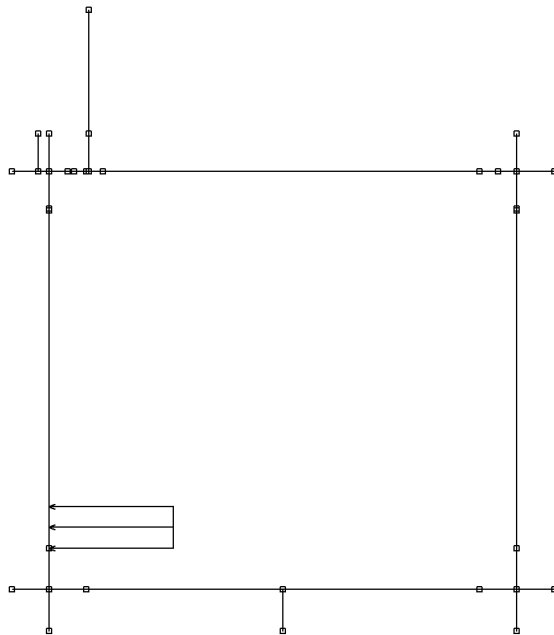


荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版上土砂慣性力	胸 壁	水 平	0.000	3.000	-313.920	-313.920



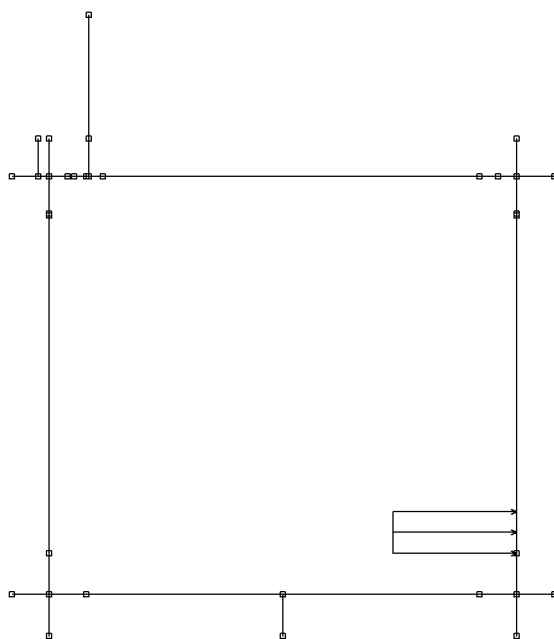
(3)内部水重による慣性力

[2]浮力有り< >



荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
内部水位慣性力	前壁	水平	9.000	1.000	-148.960	-148.960

[4]浮力有り< >

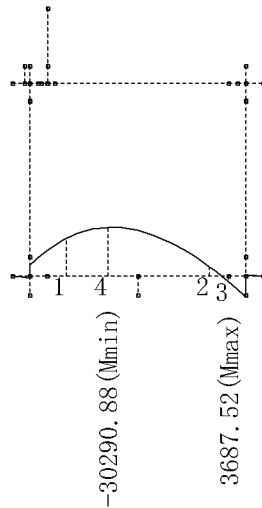


荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
内部水位慣性力	後壁	水平	9.000	1.000	148.960	148.960

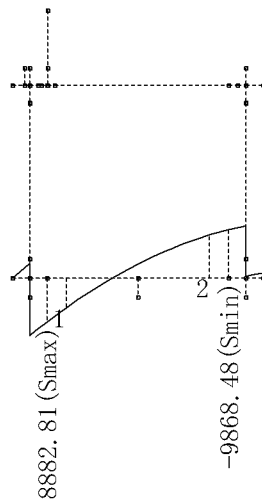
### 5.8 断面力の算定

[7]常時2(浮力無し)a

1) 曲げモーメント



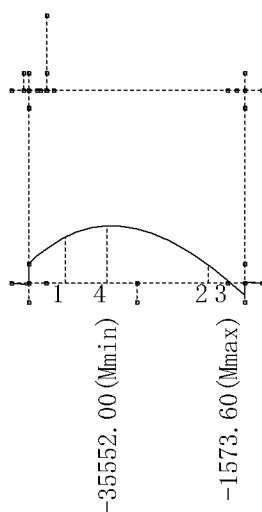
2) せん断力



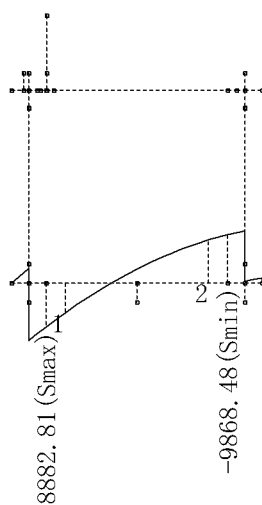
番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.900 左格点より 1.900	9.400 左格点より 9.400	10.400	4.067	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅 当り	モーメント	kN.m	-23365.160	-5655.708	3687.518	-30290.881
	軸 力	kN	1187.952	1187.952	1187.952	1187.952
	せん断力	kN	-6020.509	8783.142	9868.479	-536.029
単位 当り	モーメント	kN.m	-2336.516	-565.571	368.752	-3029.088
	軸 力	kN	118.795	118.795	118.795	118.795
	せん断力	kN	-602.051	878.314	986.848	-53.603

[8]常時2+温上(浮力無し)a

1)曲げモーメント



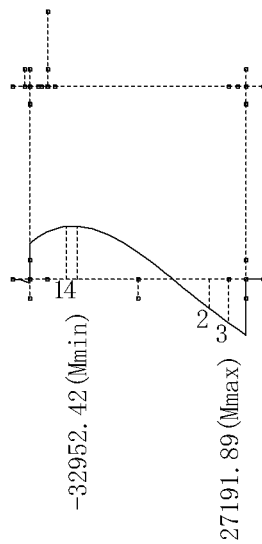
2)せん断力



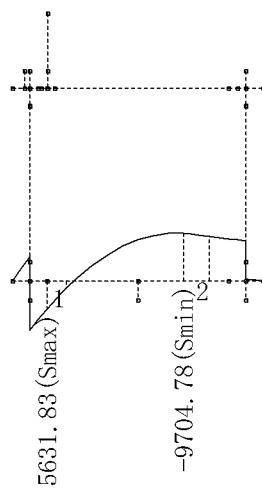
番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.900 左格点より 1.900	9.400 左格点より 9.400	10.400	4.067	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	-28626.277	-10916.825	-1573.599	-35551.996
	軸 力	kN	439.816	439.816	439.816	439.816
	せん断力	kN	-6020.509	8783.142	9868.479	-536.029
単位当り	モーメント	kN.m	-2862.628	-1091.682	-157.360	-3555.200
	軸 力	kN	43.982	43.982	43.982	43.982
	せん断力	kN	-602.051	878.314	986.848	-53.603

[13]地震時1(浮力無し)

1)曲げモーメント



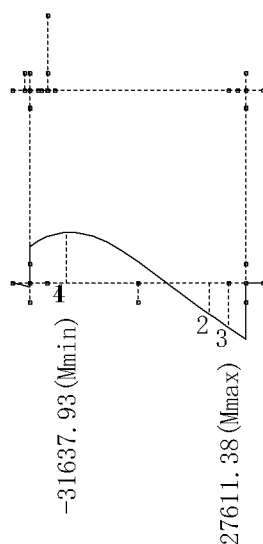
2)せん断力



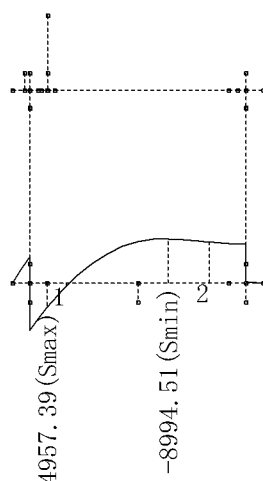
番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.900 左格点より 1.900	9.400 左格点より 9.400	10.400	2.483	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅 当り	モーメント	kN.m	-32755.195	18356.635	27191.895	-32952.422
	軸 力	kN	2510.102	1922.101	1843.702	2464.368
	せん断力	kN	-1428.451	9080.266	8590.266	714.261
単位 当り	モーメント	kN.m	-3275.520	1835.663	2719.189	-3295.242
	軸 力	kN	251.010	192.210	184.370	246.437
	せん断力	kN	-142.845	908.027	859.027	71.426

[14]地震時1(浮力有り)

1)曲げモーメント



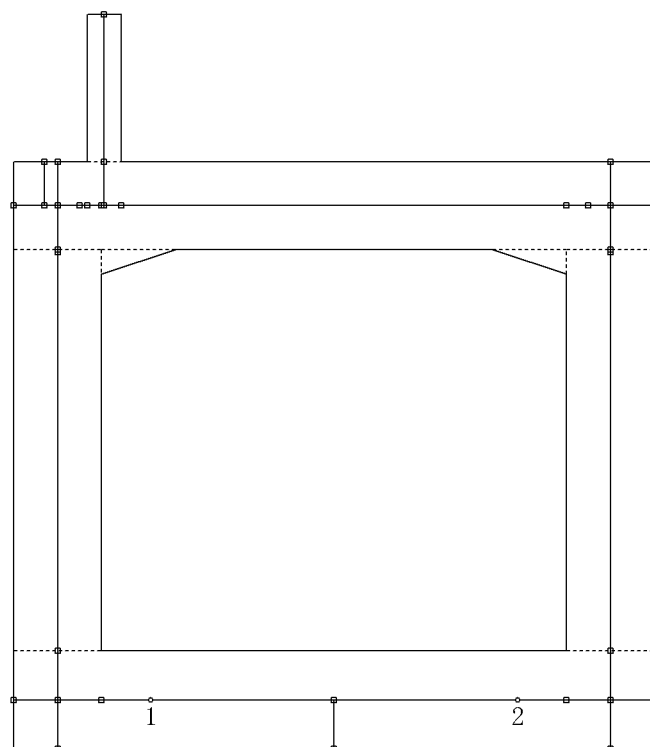
2)せん断力



番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.900 左格点より 1.900	9.400 左格点より 9.400	10.400	1.900	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅 当り	モーメント	kN.m	-31637.928	19403.535	27611.381	-31637.928
	軸 力	kN	2758.126	2170.126	2091.726	2758.126
	せん断力	kN	-646.539	8354.851	8060.851	-646.539
単位 当り	モーメント	kN.m	-3163.793	1940.354	2761.138	-3163.793
	軸 力	kN	275.813	217.013	209.173	275.813
	せん断力	kN	-64.654	835.485	806.085	-64.654

## 5.9 断面計算

### 5.9.1 底版中央部



(1) 曲げ応力度，せん断応力度の照査

1) 照査位置1：せん断照査

照査位置		m	1.900 (左格点より 1.900 )	1.900 (左格点より 1.900 )	1.900 (左格点より 1.900 )
荷重名称			常時2(浮力無し)a	常時2+温上(浮力無し)a	地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	-2336.516	-2862.628	-3275.520
軸力	N	kN	0.000	0.000	0.000
せん断力	S	kN	-602.051	-602.051	-142.845
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	2000.0	2000.0	2000.0
有効高	d	mm	1850.0	1850.0	1850.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	D41 × 8.00=107.20 107.20	D41 × 8.00=107.20 107.20	D41 × 8.00=107.20 107.20
下面側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	107.20	107.20	107.20
M × 1.7		kN.m	3972.077	4866.468	5568.383
ひび割れ曲げモーメント	M <sub>c</sub>	kN.m	1275.785	1275.785	1275.785
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	20.17	20.17	20.17
判定					
中立軸	X	mm	626.953	626.953	626.953
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	4.540	5.562	6.364
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000	9.200	12.000
判定					
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	132.842	162.754	186.229
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	180.000	207.000	300.000
判定					
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.325	0.325	0.077
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.250	0.283	0.381
補正係数(有効高)	C <sub>e</sub>		0.873	0.873	0.873
補正係数(引張主鉄筋比)	C <sub>pt</sub>		1.248	1.248	1.248
補正係数(軸方向圧縮力)	C <sub>v</sub>		1.000	1.000	1.000
判定			×	×	
斜引張鉄筋 間 隔	s	mm	250.000	250.000	——
鉄筋量	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	794.400	794.400	——
間隔sで配筋される 斜引張鉄筋の断面積	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	119.880	58.886	——
許容せん断応力度	a <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.700	1.960	——
判定					——

2)照査位置2: せん断照査

照査位置		m	9.400 (左格点より 9.400 )	9.400 (左格点より 9.400 )
荷重名称			常時2(浮力無し)a	地震時1(浮力有り)
曲げモーメント	M	kN.m	-565.571	1940.354
軸力	N	kN	0.000	0.000
せん断力	S	kN	878.314	835.485
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	2000.0	2000.0
有効高	d	mm	1850.0	1850.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	D41 × 8.00=107.20 107.20	0.00
下面側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.00	D32 × 8.00=63.54 63.54
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	107.20	63.54
M × 1.7		kN.m	961.470	3298.601
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	1275.785	1275.785
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	5.00	20.17
判定				
中立軸	X	mm	626.953	506.104
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.099	4.560
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000	12.000
判定				
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	32.155	181.644
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	180.000	300.000
判定				
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.475	0.452
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.250	0.319
補正係数(有効高)	C <sub>e</sub>		0.873	0.873
補正係数(引張主鉄筋比)	C <sub>pt</sub>		1.248	1.043
補正係数(軸方向圧縮力)	C <sub>N</sub>		1.000	1.000
判定			×	×
斜引張鉄筋 間 隔	s	mm	250.000	250.000
鉄筋量	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	794.400	794.400
間隔sで配筋される 斜引張鉄筋の断面積	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	358.396	127.433
許容せん断応力度	a <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.700	2.550
判定				



3)照査位置3: Mmax

照査位置		m	10.400
荷重名称			地震時1(浮力有り)
曲げモーメント	M	kN.m	2761.138
軸力	N	kN	0.000
せん断力	S	kN	806.085
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	2000.0
有効高	d	mm	1850.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	0.00
下面側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	D32 × 8.00=63.54 63.54
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	63.54
M × 1.7		kN.m	4693.935
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	1275.785
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	20.17
判定			
中立軸	X	mm	506.104
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	6.490
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	12.000
判定			
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	258.481
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	300.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	———
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	———
補正係数(有効高)	C <sub>e</sub>		———
補正係数(引張主鉄筋比)	C <sub>pt</sub>		———
補正係数(軸方向圧縮力)	C <sub>N</sub>		———
判定			———
斜引張鉄筋 間 隔	s	mm	———
鉄筋量	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	———
間隔sで配筋される 斜引張鉄筋の断面積	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	———
許容せん断応力度	a <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	———
判定			———

4)照査位置4: Mmin

照査位置		m	4.067
荷重名称			常時2+温上(浮力無し)a
曲げモーメント	M	kN.m	-3555.200
軸力	N	kN	0.000
せん断力	S	kN	-53.603
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	2000.0
有効高	d	mm	1850.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	D41 × 8.00=107.20 107.20
下面側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.00
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	107.20
M × 1.7		kN.m	6043.839
ひび割れ曲げモーメント	M <sub>c</sub>	kN.m	1275.785
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	20.17
判定			
中立軸	X	mm	626.953
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	6.908
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	9.200
判定			
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	202.130
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	207.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	——
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	——
補正係数(有効高)	C <sub>e</sub>		——
補正係数(引張主鉄筋比)	C <sub>pt</sub>		——
補正係数(軸方向圧縮力)	C <sub>N</sub>		——
判定			——

### 5.9.2 隅角部の照査

#### (1)前壁交差位置

##### 1)引張応力度の最大値 $\sigma_{i,max}$ の算出

$$\sigma_{i,max} = \frac{5 \cdot M_o}{R^2 \cdot W}$$

ここに、

- $\sigma_{i,max}$  : 引張応力度の最大値(N/mm<sup>2</sup>)
- $M_o$  : 節点曲げモーメント(N.mm)
- $R$  : 節点部対角線長 (mm),  $R = 2690.725$   
 $R^2 = a^2 + b^2$
- $a$  : 鉛直部材の幅 (mm),  $a = 1800.000$
- $b$  : 水平部材の高さ (mm),  $b = 2000.000$
- $W$  : 節点奥行 (mm),  $W = 1000.000$

荷重状態(水 位)	$M_o$ (kN.m)	$\sigma_{i,max}$ (N/mm <sup>2</sup> )
地震時1(浮力有り)	-2239.845	-

##### 2)補強鉄筋量の算出

$$A_s = \frac{2 \cdot M_o}{R \cdot \sigma_{sa}}$$

ここに、

- $A_s$  : 外側引張に対する補強鉄筋量(mm<sup>2</sup>)
- $M_o$  : 節点曲げモーメント(N.mm)
- $R$  : 節点部対角線長 (mm),  $R = 2690.725$   
 $R^2 = a^2 + b^2$
- $a$  : 鉛直部材の幅 (mm),  $a = 1800.000$
- $b$  : 水平部材の高さ (mm),  $b = 2000.000$
- $\sigma_{sa}$  : 補強鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

荷重状態(水 位)	$M_o$ (kN.m)	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )
地震時1(浮力有り)	-2239.845	300.000	-

#### (2)後壁交差位置

##### 1)引張応力度の最大値 $\sigma_{i,max}$ の算出

$$\sigma_{i,max} = \frac{5 \cdot M_o}{R^2 \cdot W}$$

ここに、

- $\sigma_{i,max}$  : 引張応力度の最大値(N/mm<sup>2</sup>)
- $M_o$  : 節点曲げモーメント(N.mm)
- $R$  : 節点部対角線長 (mm),  $R = 2690.725$   
 $R^2 = a^2 + b^2$
- $a$  : 鉛直部材の幅 (mm),  $a = 1800.000$
- $b$  : 水平部材の高さ (mm),  $b = 2000.000$
- $W$  : 節点奥行 (mm),  $W = 1000.000$

荷重状態(水 位)	M <sub>o</sub> (kN.m)	t <sub>i</sub> max (N/mm <sup>2</sup> )
地震時1(浮力有り)	3478.677	2.402

## 2)補強鉄筋量の算出

$$A_s = \frac{2 \cdot M_o}{R \cdot \sigma_{sa}}$$

ここに、

- A<sub>s</sub> : 外側引張に対する補強鉄筋量(mm<sup>2</sup>)
- M<sub>o</sub> : 節点曲げモーメント(N.mm)
- R : 節点部対角線長 (mm), R = 2690.725  
R<sup>2</sup> = a<sup>2</sup> + b<sup>2</sup>
- a : 鉛直部材の幅 (mm), a = 1800.000
- b : 水平部材の高さ (mm), b = 2000.000
- σ<sub>sa</sub> : 補強鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

荷重状態(水 位)	M <sub>o</sub> (kN.m)	σ <sub>sa</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )
地震時1(浮力有り)	3478.677	300.000	8618.934

## 6章 受け台・踏掛版の設計

### 6.1 受け台の設計

#### 6.1.1 断面力の集計

##### (1)受け台に作用する断面力

$$M_u = R_u \cdot b_u = 78.362 \quad (\text{kN.m})$$

$$R_u = R_{r+T}/1.375 = 78.362 \quad (\text{kN})$$

$$R_f = \frac{1}{2} \cdot (W_1+W_2+q) \cdot L = 5.635 \quad (\text{kN})$$

ここに、

- M<sub>u</sub> : 受け台基部における曲げモーメント(kN.m)
- R<sub>u</sub> : 受け台に作用する全反力(kN)
- b<sub>u</sub> : 受け台幅(m), b<sub>u</sub> = 1.000
- T : T荷重の片側荷重(kN), T = 100.000
- R<sub>f</sub> : 受け台に作用するq, W<sub>1</sub>, W<sub>2</sub>による反力(kN)
- W<sub>1</sub> : 踏掛版上の舗装の自重(kN/m<sup>2</sup>), W<sub>1</sub> = 6.300
- W<sub>2</sub> : 踏掛版の自重(kN/m<sup>2</sup>), W<sub>2</sub> = 9.800
- q : 載荷荷重(kN/m<sup>2</sup>), q = 0.000
- L : 支間長 L = L<sub>0</sub> = 0.700
- L<sub>0</sub> : 踏掛版の長さ(m), L<sub>0</sub> = 1.000
- : 支間長算出のための係数, = 0.700

(2)受け台自重による断面力

区分	計算式 幅 × 高さ	面積 A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	重心位置 X <sub>i</sub> (m)	A <sub>i</sub> · X <sub>i</sub>	備考
1.	1.000 × 0.500	0.500	0.500	0.250	受台
2.	1/2 × 1.000 × 1.000	0.500	0.333	0.167	受台
計		1.000	—	0.417	

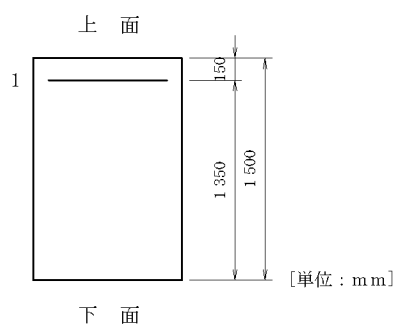
自重  $R_g = A_i \cdot \gamma = 1.000 \cdot 24.500 = 24.500$  (kN)  
 作用位置  $X_g = (A_i \cdot X_i) / A_i = 0.417 / 1.000 = 0.417$  (m)  
 曲げモーメント  $M_g = R_g \cdot X_g = 24.500 \cdot 0.417 = 10.208$  (kN.m)

(3)断面力の集計

曲げモーメント  $M = M_u + M_g = 78.362 + 10.208 = 88.571$  (kN.m)  
 せん断力  $S = R_u + R_g = 78.362 + 24.500 = 102.862$  (kN)

6.1.2 断面計算

(1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	
上面	1	15.0	D16	1.986	4.00	7.944
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

(2)最小鉄筋量の照査

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

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>),  $Z_c = b \cdot h^2/6 = 375000.0 \times 10^3$
- $\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$
- $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度(N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{ck} = 24.000$
- $N$  : 軸方向力(N),  $N = 0.0$
- $A_c$  : コンクリート部材の断面積(mm<sup>2</sup>),  $A_c = b \cdot h = 1500000.000$
- $b$  : 部材断面幅(mm)
- $h$  : 部材断面高(mm),  $h = 1500.000$

荷重状態	使用鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	M × 1.7 (kN.m)	M <sub>c</sub> (kN.m)	最小鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
常時	7.944	150.570	717.629	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x-d') + As \cdot (x-d)\} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- $x$  : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- $h$  : 部材断面の高さ(mm),  $h = 1500.000$
- $b$  : 部材断面幅(mm),  $b = 1000.000$
- $d$  : 部材の有効高(mm)
- $d'$  : 鉄筋のかぶり(mm)
- $As$  : 引張側鉄筋の全断面積(mm<sup>2</sup>)
- $As'$  : 圧縮側鉄筋の全断面積(mm<sup>2</sup>)
- $n$  : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比,  $n = 15.00$
- $e$  : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- $c$  : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- $s$  : 鉄筋の引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- $M$  : 曲げモーメント(N.mm)

荷重状態	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm <sup>2</sup> )		引張応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時	88.571	16.791	0.816	8.000	86.154	180.000

(4)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- $\tau_m$  : 平均せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- $S_h$  : 作用せん断力(N)
- $d$  : 部材の有効高(mm)
- $b$  : 部材断面幅(mm)
- $\tau_{a1}$  : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

- $\tau_{a1}'$  : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- $C_e$  : 部材断面の有効高に関する補正係数

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

- $C_{pt}$  : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
$C_{pt}$	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

荷重状態	せん断力 $S_v$ (kN)	有効高 $d$ (cm)	せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )			補正係数	
			計算値	許容値 $\tau_{a1}$	許容値 $\tau_{a2}$	$C_e$	$C_{pt}$
常時	102.862	135.000	0.076	0.135	1.700	0.95	0.62

## 6.2 踏掛版の設計

### 6.2.1 断面力の集計

$$M = MD + ML = 0.986 + 7.564 = 8.550 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m})$$

$$MD = \frac{1}{8} (W1 + W2 + q) \cdot L^2 = 0.986 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m})$$

$$ML = \left\{ \frac{1}{4} wL \cdot L \cdot (0.2 + 2d) - \frac{1}{8} wL \cdot (0.2 + 2d)^2 \right\} \alpha$$

$$= 7.564 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m})$$

ここに、

MD: 死荷重による支間中央での曲げモーメント (kN・m/m)

ML: 活荷重による支間中央での曲げモーメント (kN・m/m)

W1: 舗装部の自重 (kN/m<sup>2</sup>), W1 = 6.300

W2: 踏掛版の自重 (kN/m<sup>2</sup>), W2 = 9.800

q: 載荷荷重 (kN/m<sup>2</sup>), q = 0.000

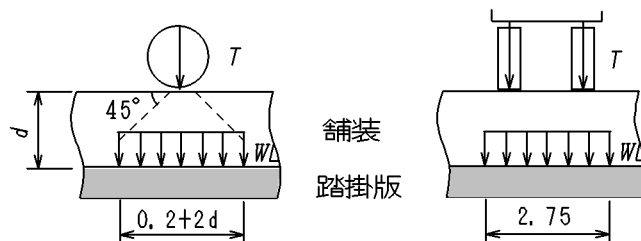
d: 舗装部の厚さ (m), d = 0.280

h: 踏掛版の厚さ (m), h = 0.400

L: 支間長 (m)

$$L = 1.000 \cdot 0.700 = 0.700$$

wL: 活荷重による分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)



$$wL = \frac{2 \cdot T \cdot (1+i)}{2.75 \cdot (0.2 + 2d)} = 124.402$$

T: T荷重の片側荷重 (kN), T = 100.000

i: 衝撃係数, i = 0.300

: 断面力に乗じる係数, = 1.000



### 6.2.2 断面計算

#### (1)鉄筋配置

位置		かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本 数	鉄筋量 (cm <sup>3</sup> )
上 面	1	—	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—	—
下 面	1'	150	250	D16	1.986	4.00	7.944
	2'	—	—	—	—	—	—

踏掛版の厚さ  $h = 0.400$  (m)

#### (2)曲げ応力度の照査

圧縮応力度(N/mm <sup>2</sup> )		引張応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
C	ca	S	sa
1.133 <	8.000	47.217 <	180.000