

# ラーメン式橋台の設計計算 サンプルデータ

出力例

RMNkui01

適用基準:道示IV 受台:無し 翼壁:無し  
突起:無し 杭基礎 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	4
1.6 作用荷重	4
1.7 土圧	7
1.8 水圧	9
1.9 基礎の条件	9
1.9.1 杭の基本データ	9
1.9.2 杭本体データ	9
1.9.3 杭頭結合部データ	10
1.9.4 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 杭の許容支持力	10
1.10.2 安定計算の許容値	12
1.10.3 部材の許容応力度	13
2章 安定計算	17
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	17
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	17
2.3 上部工反力、載荷荷重	18
2.4 土圧・水圧	19
2.5 作用力の集計	22
2.6 安定照査	24
2.6.1 杭の設計条件	24
2.6.2 杭の配置	25
2.6.3 水平方向地盤反力係数	26
2.6.4 地盤のバネ定数	27
2.6.5 杭反力および変位量の計算	28
2.6.6 地中部断面力	29
2.6.7 杭の安定計算結果	36
2.6.8 杭本体の設計	36
2.6.9 杭頭結合照査	37
2.6.10 フーチング厚さの照査	39
3章 頂版・側壁の設計	41
3.1 荷重の組み合わせ	41
3.2 死荷重	42
3.3 上部工反力、地表面荷重、T後輪荷重	43
3.4 常時土圧	46
3.5 地震時土圧	53
3.6 温度荷重	56
3.7 地震時荷重	57
3.8 断面力の算定	58
3.9 断面計算	70
3.9.1 前壁	70
3.9.2 前壁(胸壁)	74
3.9.3 頂版	77
3.9.4 後壁	82

3.9.5 隅角部の照査	86
4章 前趾の設計	87
4.1 付け根位置の設計	87
4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	87
4.1.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力	88
4.1.3 杭反力	88
4.1.4 断面力の集計	88
4.1.5 断面計算	89
5章 底版中央部の設計	92
5.1 荷重の組み合わせ	92
5.2 死荷重	93
5.3 上部工反力、地表面荷重	95
5.4 常時土圧	98
5.5 地震時土圧	105
5.6 温度荷重	111
5.7 地震時荷重	111
5.8 断面力の算定	112
5.9 断面計算	117
5.9.1 底版中央部	117
5.9.2 隅角部の照査	122

# 1章 設計条件

## 1.1 一般事項

データ名: RMNKUI01.f7r(ラーメン式橋台のサンプルデータ3 (杭基礎【剛体】))

タイトル: ラーメン式橋台のサンプルデータ3

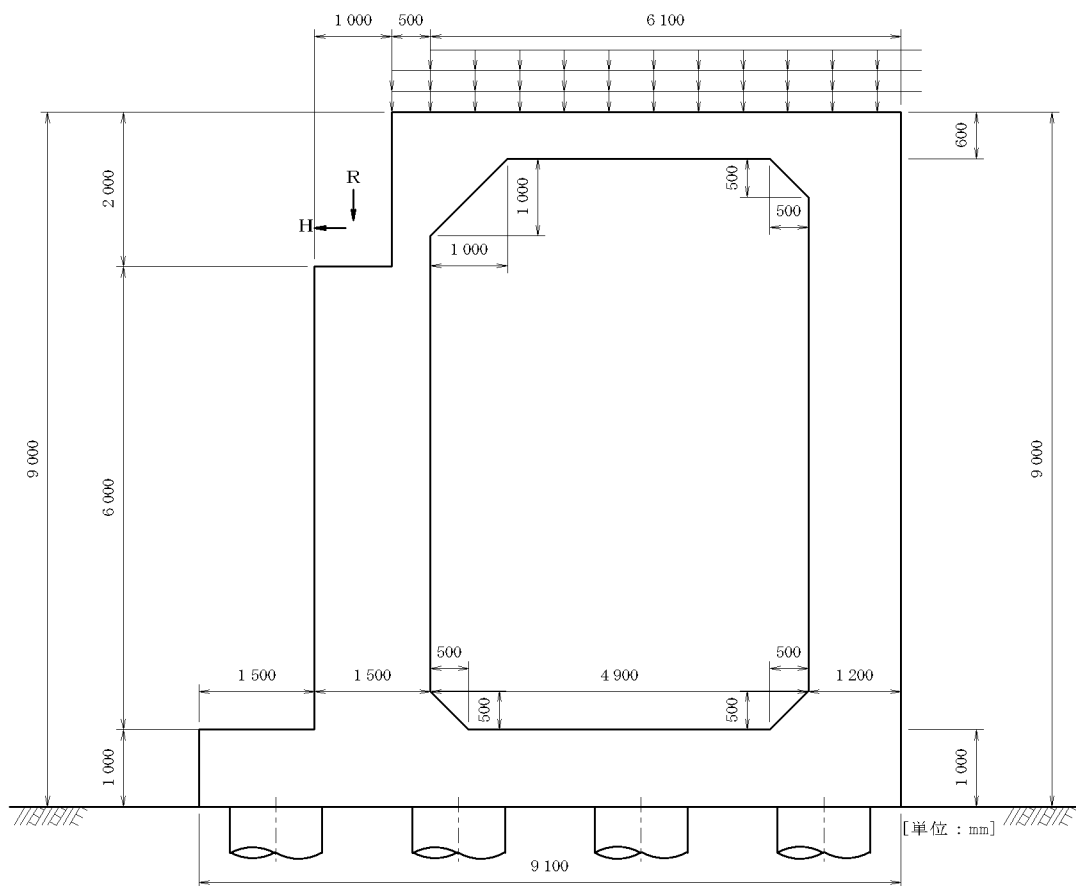
コメント: 杭基礎【剛体】

## 1.2 構造形式

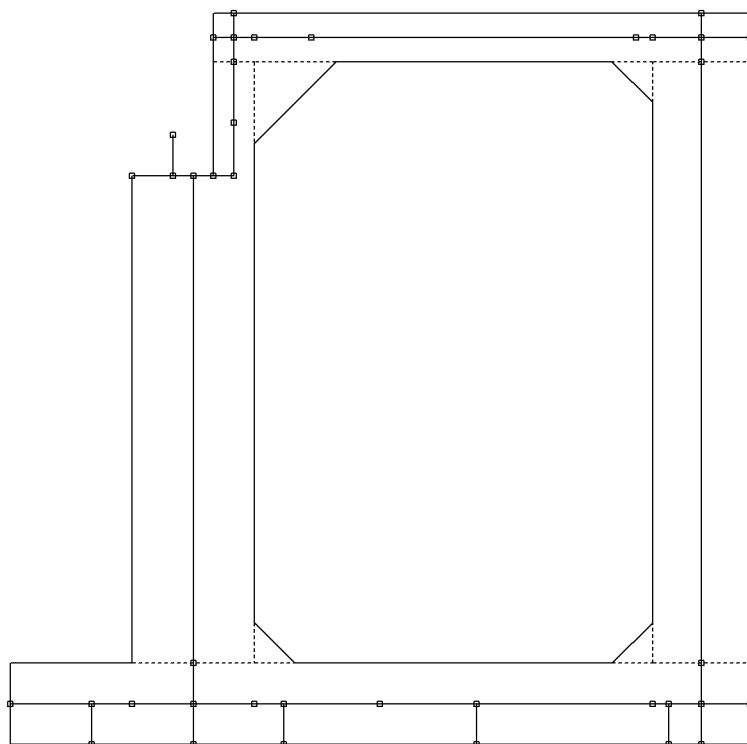
- ・ラーメン式橋台(杭基礎)

## 1.3 形状寸法

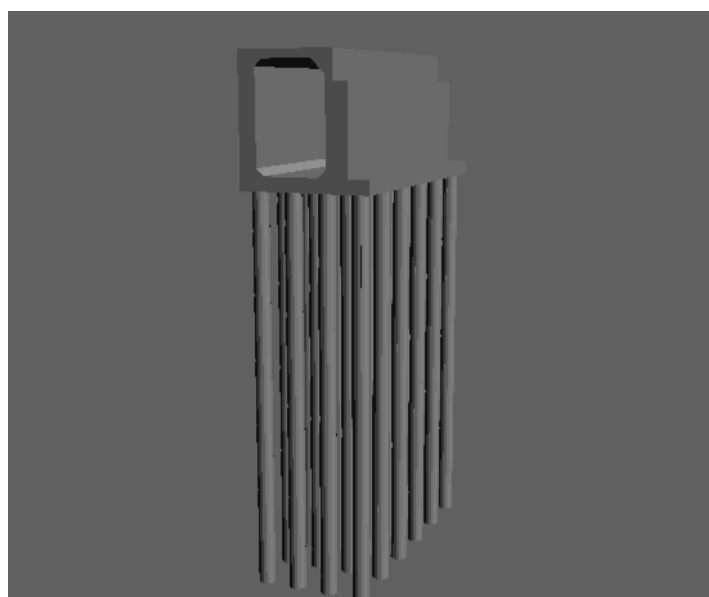
(1) 躯体形状



【フレームモデル】

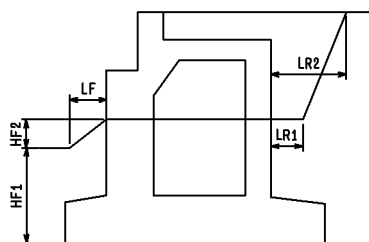


直角方向幅 B (mm)	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
20000	_____	_____



(2)土砂形状

荷重状態	勾配開始位置(前壁側) LF (m)	勾配開始位置(後壁側) LR1 (m)	勾配終了位置 LR2 (m)	前趾土砂高 (鉛直部) HF1 (m)	前趾土砂高 (傾斜部) HF2 (m)
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
常時1+温上(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
常時1+温下(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
常時1(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
常時1+温上(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
常時1+温下(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
常時2+温上(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
常時2+温下(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
常時2(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
常時2+温上(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
常時2+温下(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
地震時1(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
地震時1(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
地震時2(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
地震時2(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000



LF : 勾配開始位置の前壁前面からの水平長さ  
 LR1: 勾配開始位置の後壁背面からの水平長さ  
 LR2: 勾配終了位置の後壁背面からの水平長さ  
 HF1: 前趾土砂高さ  
 HF2: 前趾土砂高さ

・ 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 :  $c_k = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 豎壁設計時 :  $c_k = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 底板設計時 :  $c_k = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)

【使用鉄筋材料】 鉄筋の種類: SD345

### 【せん断抵抗角】

裏込め土: せん断抵抗角 = 30.00  
 残留強度<sub>res</sub> = 30.00  
 ピーク強度<sub>peak</sub> = 45.00

### 【単位体積重量】

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

躯体	鉄筋コンクリート	24.500	
	水	10.000	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	前面	18.000	19.000
	背面	19.000	20.000
	頂版上土砂	20.100	21.100

## 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
躯体	0.14
土砂	0.14

### (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
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

荷重状態	上部工反力 (kN)				
	Rd	Rex	RD=Rd+Rex	RL	RH
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

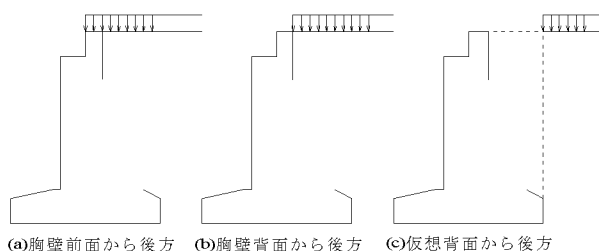
RL : 上部工活荷重反力

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)	10.00	0.00				0.00	0.00
常時1+温上(浮力無し)	10.00	0.00				0.00	0.00
常時1+温下(浮力無し)	10.00	0.00				0.00	0.00
常時1(浮力有り)	10.00	0.00				0.00	0.00
常時1+温上(浮力有り)	10.00	0.00				0.00	0.00
常時1+温下(浮力有り)	10.00	0.00				0.00	0.00
常時2(浮力無し)	10.00	10.00				0.00	0.00
常時2+温上(浮力無し)	10.00	10.00				0.00	0.00
常時2+温下(浮力無し)	10.00	10.00				0.00	0.00
常時2(浮力有り)	10.00	10.00				0.00	0.00
常時2+温上(浮力有り)	10.00	10.00				0.00	0.00
常時2+温下(浮力有り)	10.00	10.00				0.00	0.00
地震時1(浮力無し)	10.00	-				0.00	-
地震時1(浮力有り)	10.00	-				0.00	-
地震時2(浮力無し)	10.00	-				0.00	-
地震時2(浮力有り)	10.00	-				0.00	-





## (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)	-	-		20.0
常時1+温上(浮力無し)		10		20.0
常時1+温下(浮力無し)		-10		20.0
常時1(浮力有り)	-	-		20.0
常時1+温上(浮力有り)		10		20.0
常時1+温下(浮力有り)		-10		20.0
常時2(浮力無し)	-	-		20.0
常時2+温上(浮力無し)		10		20.0
常時2+温下(浮力無し)		-10		20.0
常時2(浮力有り)	-	-		20.0
常時2+温上(浮力有り)		10		20.0
常時2+温下(浮力有り)		-10		20.0
地震時1(浮力無し)	-	-		20.0
地震時1(浮力有り)	-	-		20.0
地震時2(浮力無し)	-	-		20.0
地震時2(浮力有り)	-	-		20.0

## (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
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	0.000	考慮	前面, 内部, 背面考慮
常時1+温上(浮力有り)	3.000	3.000	0.000	考慮	前面, 内部, 背面考慮
常時1+温下(浮力有り)	3.000	3.000	0.000	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	0.000	考慮	前面, 内部, 背面考慮
常時2+温上(浮力有り)	3.000	3.000	0.000	考慮	前面, 内部, 背面考慮
常時2+温下(浮力有り)	3.000	3.000	0.000	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)	1.000	1.000	0.000	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)	1.000	1.000	0.000	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	10.000	10.000	クーロン式
地震時	0.000	0.000	物部・岡部

- ・水位以下の土圧算出における水位

常時土圧 : 考慮する

レベル1地震時: 考慮する

- ・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、 20.000 (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)		土圧種別	安定計算時		豎壁設計時	
	始まり	終わり		上側	下側	上側	下側
常時	0.000	9.000	土圧係数	0.308 0.000	0.308 0.000	0.308 0.000	0.308 0.000

荷重状態	範囲(m)		土圧種別	安定計算時		豎壁設計時	
	始まり	終わり		上側	下側	上側	下側
地震時	0.000	9.000	土圧係数	0.425 0.000	0.425 0.000	0.425 0.000	0.425 0.000

## (1) 常時土圧係数(クーロン式)

## 1) 安定計算時

$$\begin{aligned}
 K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \\
 &= \frac{\cos^2(30.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 10.000) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.000 + 10.000) \sin(30.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 10.000) \cos(0.000 - (0.000))}} \right\}^2} \\
 &= 0.308
 \end{aligned}$$

## 2) 豎壁設計時

$$\begin{aligned}
 K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \\
 &= \frac{\cos^2(30.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 10.000) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.000 + 10.000) \sin(30.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 10.000) \cos(0.000 - (0.000))}} \right\}^2} \\
 &= 0.308
 \end{aligned}$$

## (2) 地震時土圧係数(物部・岡部式)

## 1) 安定計算時

$$\begin{aligned}
 K_{EA} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \\
 &= \frac{\cos^2(30.000 - 7.970 - 0.000)}{\cos 7.970 \cos^2 0.000 \cos(0.000 + 7.970 + 0.000)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.000 + 0.000) \sin(30.000 - (0.000) - 7.970)}{\cos(0.000 + 7.970 + 0.000) \cos(0.000 - (0.000))}} \right\}^2} \\
 &= 0.425
 \end{aligned}$$

2) 豎壁設計時

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(30.000 - 7.970 - 0.000)}{\cos 7.970 \cos^2 0.000 \cos(0.000 + 7.970 + 0.000)}$$

$$\times \frac{1}{\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.000 + 0.000) \sin(30.000 - (0.000) - 7.970)}{\cos(0.000 + 7.970 + 0.000) \cos(0.000 - (0.000))}} \right\}^2}$$

$$= 0.425$$

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 杭の基本データ

(1) 共通データ

杭頭条件	剛結
杭先端条件	ヒンジ
杭の種類	場所打ち杭
杭先端バネ定数(せん断) (kN/m)	_____
杭先端バネ定数(回転) (kN.m/rad)	_____
杭軸方向バネ定数 $K_v$ (kN/m)	576196.658
杭設計用軸力(Pmin > 0の時)	Pmin
杭の断面計算に用いるモーメント	着目点間にある最大曲げモーメント

(2) 地盤データ

・着目点ピッチ 1.000 (m)

番号	層厚 (m)	E (kN/m <sup>2</sup> )		低減係数 DE
		常時	地震時	
1	4.000	14000.000	28000.000	1.000
2	2.000	14000.000	28000.000	1.000
3	6.000	22400.000	44800.000	1.000
4	7.000	5600.000	11200.000	1.000
5	8.500	5600.000	11200.000	1.000

1.9.2 杭本体データ

- ・杭径(直径) D 1200 (mm)
- ・コンクリート  $c_k$  24 (N/mm<sup>2</sup>)
- ・ヤング係数  $E_c$   $2.500 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)

- ・ヤング係数比 n 15.00
- ・主鉄筋 SD295

NO	変化位置	段数	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
1	0.000-27.500	1段 2段	150 250	D35 D35	24 12	229.584 114.792

### 1.9.3 杭頭結合部データ

#### 基本条件

- ・結合方法 B法
- ・杭の埋込み長 L 400.000 (mm)
- ・垂直有効厚さ h 600.000 (mm)
- ・水平有効厚さ h' 300.000 (mm)

#### 補強鉄筋

- ・直径 Do 1400 (mm)
- ・内径 0 (mm)
- ・鉄筋材質 SD345
- ・定着長計算方法  $Lo = \frac{sa \cdot A_{st}}{oa \cdot U}$

段数	かぶり (mm)	鉄筋径	本数
1	250	D25	24

### 1.9.4 フーチング厚さ照査用データ

フーチングのヤング係数 × 10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	2.500
--	-------

## 1.10 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

### 1.10.1 杭の許容支持力

#### (1) 杭の諸元

- 杭 長: L = 27.500 (m)
- 杭の種類: 支持杭

#### (2) 許容押込み支持力の計算

$$Ra = \frac{\gamma}{n} \cdot (Ru - Ws) + Ws - W$$

$$Ru = qd \cdot A + U \cdot (Li \cdot fi) \quad (\text{常時})$$

$$Ru = qd \cdot A + U \cdot (Li \cdot fi \cdot DE) \quad (\text{地震時})$$

Ra : 杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力 (kN)

n : 安全率 3.0(常時) 2.0(地震時)

: 極限支持力推定法による安全率の補正係数 1.2

Ru : 地盤から決まる杭の極限押込み支持力 (kN)

qd : 杭先端で支持する単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$qd = 3000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

A : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot 1.200^2 = 1.131 \text{ (m}^2\text{)}$$

U : 杭の周長 (m)

$$U = \quad \cdot 1.2000 = 3.770 \text{ (m)}$$

Li : 層厚(m)

fi : 層の最大周面摩擦力度(kN/m<sup>2</sup>)

DE : 低減係数

Ws : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量(kN)

$$W_s = A \cdot ( \quad i \cdot L_i )$$

i : 土の有効単位重量(kN/m<sup>3</sup>)

W : 杭の有効重量(kN)

$$W = A_p \cdot ( \quad p \cdot L - \quad w \cdot L' ) = 450.976 \text{ (kN)}$$

Ap : 杭体断面積 = 1.131 (m<sup>2</sup>)

p : 杭体単位重量 = 24.500 (kN/m<sup>3</sup>)

w : 水の単位重量 = 10.000 (kN/m<sup>3</sup>)

L : 杭長 = 27.500 (m)

L' : 水中部杭長 = 27.500 (m)

### 1) 常時

周面摩擦力および杭で置き換えられる部分の土の有効重量

層 No	土質	平均 N値	層厚 Li(m)	i (kN/m <sup>3</sup> )	Ws (kN)	粘着力 c	fi (kN/m <sup>2</sup> )	Li · fi (kN)
1	砂質土	5.0	4.000	7.00	31.667	0.0	25.0	100.0
2	砂質土	5.0	2.000	7.00	15.834	0.0	25.0	50.0
3	砂質土	8.0	6.000	7.00	47.501	0.0	40.0	240.0
4	砂質土	2.0	7.000	7.00	55.418	0.0	0.0	0.0
5	砂質土	2.0	8.500	7.00	67.293	0.0	0.0	0.0
計			27.500		217.712			390.0

地盤から決まる極限押込み支持力

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot (L_i \cdot f_i)$$

$$= 3000.0 \cdot 1.131 + 3.770 \cdot 390.0 = 4863.186 \text{ (kN)}$$

許容押込み支持力

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot (R_u - W_s) + W_s - W$$

$$= \frac{1.2}{3.0} \cdot (4863.186 - 217.712) + 217.712 - 450.976 = 1624.926 \text{ (kN)}$$

### 2) 地震時

周面摩擦力および杭で置き換えられる部分の土の有効重量

層 No	土質	平均 N値	層厚 Li(m)	i (kN/m <sup>3</sup> )	Ws (kN)	粘着力 c	fi (kN/m <sup>2</sup> )	DE	Li · fi · DE (kN)
1	砂質土	5.0	4.000	7.00	31.667	0.0	25.0	1.000	100.0
2	砂質土	5.0	2.000	7.00	15.834	0.0	25.0	1.000	50.0
3	砂質土	8.0	6.000	7.00	47.501	0.0	40.0	1.000	240.0
4	砂質土	2.0	7.000	7.00	55.418	0.0	0.0	1.000	0.0
5	砂質土	2.0	8.500	7.00	67.293	0.0	0.0	1.000	0.0
計			27.500		217.712				390.0

地盤から決まる極限押込み支持力

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot (L_i \cdot f_i \cdot DE)$$

$$= 3000.0 \cdot 1.131 + 3.770 \cdot 390.0 = 4863.186 \text{ (kN)}$$

許容押込み支持力

$$Ra = \frac{\gamma}{n} \cdot ( Ru - Ws ) + Ws - W$$

$$= \frac{1.2}{2.0} \cdot (4863.186 - 217.712) + 217.712 - 450.976 = 2554.021 \text{ (kN)}$$

(3)許容引抜き力の計算

$$Pa = \frac{1}{n} \cdot Pu + W$$

$$Pu = U \cdot (Li \cdot fi)$$

Pa : 杭頭における杭の軸方向許容引抜き力(kN)

n : 安全率 6.0(常時) 3.0(地震時)

Pu : 地盤から決まる杭の極限引抜き力(kN)

W : 杭の有効重量(kN)

$$W = Ap \cdot ( p \cdot L - w \cdot L' ) = 451.0 \text{ (kN)}$$

$$Ap : \text{杭体断面積} = 1.131 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$p : \text{杭体単位重量} = 24.50 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$w : \text{水の単位重量} = 10.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$L : \text{杭長} = 27.500 \text{ (m)}$$

$$L' : \text{水中部杭長} = 27.500 \text{ (m)}$$

1) 常時

地盤から決まる極限引抜き力

$$Pu = U \cdot \sum Li \cdot fi$$

$$= 3.770 \cdot 390.0 = 1470.265 \text{ (kN)}$$

許容引抜き力

$$Pa = \frac{1}{n} \cdot Pu + W$$

$$= \frac{1}{6.0} \cdot 1470.265 + 450.976 = 696.020 \text{ (kN)}$$

2) 地震時

地盤から決まる極限引抜き力

$$Pu = U \cdot \sum Li \cdot fi$$

$$= 3.770 \cdot 390.0 = 1470.265 \text{ (kN)}$$

許容引抜き力

$$Pa = \frac{1}{n} \cdot Pu + W$$

$$= \frac{1}{3.0} \cdot 1470.265 + 450.976 = 941.064 \text{ (kN)}$$

1.10.2 安定計算の許容値

荷重状態	割増係数	許容変位量 (cm)	許容押込力 (kN)	許容引抜き力 (kN)
常時1(浮力無し)	1.00	1.5	1624.900	-696.000
常時1(浮力有り)	1.00	1.5	1624.900	-696.000
常時2(浮力無し)	1.00	1.5	1624.900	-696.000

荷重状態	割増係数	許容変位量 (cm)	許容押込力 (kN)	許容引抜力 (kN)
常時2(浮力有り)	1.00	1.5	1624.900	-696.000
地震時1(浮力無し)	1.50	1.5	2554.000	-941.100
地震時1(浮力有り)	1.50	1.5	2554.000	-941.100
地震時2(浮力無し)	1.50	1.5	2554.000	-941.100
地震時2(浮力有り)	1.50	1.5	2554.000	-941.100

### 1.10.3 部材の許容応力度

#### (1)鉄筋コンクリート部材

##### 1) 縦壁(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		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		
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
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

##### 2) 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



(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+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

3) 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
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

ここに、

a<sub>1</sub> : 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

a<sub>2</sub> : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

(2) その他の部材

1) 基礎(水中部材)

(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	160.000	0.230	1.700
常時1(浮力有り)	1.00	8.000	160.000	0.230	1.700
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	160.000	0.230	1.700
常時2(浮力有り)	1.00	8.000	160.000	0.230	1.700
地震時1(浮力無し)	1.50	12.000	270.000	0.350	2.550
地震時1(浮力有り)	1.50	12.000	270.000	0.350	2.550
地震時2(浮力無し)	1.50	12.000	270.000	0.350	2.550
地震時2(浮力有り)	1.50	12.000	270.000	0.350	2.550

ここに、

a<sub>1</sub> : 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

a<sub>2</sub> : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

2) 杭頭結合部【B法】

押し込み力

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

荷重状態	割増係数	支圧応力度 cva	押拔せん断応力度 va
常時1(浮力無し)	1.00	12.000	0.900
常時1(浮力有り)	1.00	12.000	0.900
常時2(浮力無し)	1.00	12.000	0.900
常時2(浮力有り)	1.00	12.000	0.900
地震時1(浮力無し)	1.50	18.000	0.900
地震時1(浮力有り)	1.50	18.000	0.900
地震時2(浮力無し)	1.50	18.000	0.900
地震時2(浮力有り)	1.50	18.000	0.900

水平力及び曲げモーメント

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

荷重状態	割増係数	支圧応力度 cha	押拔せん断応力度 ha
常時1(浮力無し)	1.00	12.000	0.900
常時1(浮力有り)	1.00	12.000	0.900
常時2(浮力無し)	1.00	12.000	0.900
常時2(浮力有り)	1.00	12.000	0.900
地震時1(浮力無し)	1.50	18.000	0.900
地震時1(浮力有り)	1.50	18.000	0.900

水平力及び曲げモーメント (N/mm<sup>2</sup>)

荷重状態	割増係数	支圧 応力度 cha	押抜せん断 応力度 ha
地震時2(浮力無し)	1.50	18.000	0.900
地震時2(浮力有り)	1.50	18.000	0.900

仮想鉄筋コンクリート断面 (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
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000
常時1(浮力有り)	1.00	8.000	180.000
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000
常時2(浮力有り)	1.00	8.000	180.000
地震時1(浮力無し)	1.50	12.000	300.000
地震時1(浮力有り)	1.50	12.000	300.000
地震時2(浮力無し)	1.50	12.000	300.000
地震時2(浮力有り)	1.50	12.000	300.000



$$W_u = V_u(\text{水より上の体積}) \cdot (\text{土の湿潤重量}) \quad (\text{kN})$$

$$W_l = V_l(\text{水より下の体積}) \cdot \text{sat}(\text{土の飽和重量}) \quad (\text{kN})$$

$$\text{作用位置} X = (W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W \quad (\text{m})$$

$$\text{水平力 } H = W' \cdot K_h \quad (\text{kN})$$

$$W' = V \cdot (\text{土の湿潤重量}) \quad (\text{kN})$$

$$\text{作用位置} Y = (V_u \cdot Y_u + V_l \cdot Y_l) / (V_u + V_l) \quad (\text{m})$$

[1]常時2(浮力無し)、地震時1(浮力無し)

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 $V(\text{m}^3)$	重心位置(m)		体積 $V_l(\text{m}^3)$	重心位置(m)	
		X	Y		X <sub>l</sub>	Y <sub>l</sub>
土砂(頂版上)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 $V_u(\text{m}^3)$	重心位置(m)	
		X <sub>u</sub>	Y <sub>u</sub>
土砂(頂版上)	0.000	0.000	0.000

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_l \cdot X_l) / V_u$$

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

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)	$0.000 \times 20.100 = 0.000$	$0.000 \times 21.100 = 0.000$

位置	重量 $W' = V \times$ (kN)
土砂(頂版上)	$0.000 \times 20.100 = 0.000$

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)	$0.000 + 0.000 = 0.000$	0.000	$0.000 \times 0.14 = 0.000$	0.000

## 2.3 上部工反力、載荷荷重

(1)上部工反力

[1]常時2(浮力無し)

$$\text{鉛直力 } R_v = 4000.000 \quad (\text{kN})$$

$$\text{作用位置 } X = 2.000 \quad (\text{m})$$

$$\text{モーメント} M_x = R_v \cdot X = 4000.000 \cdot 2.000 = 8000.000 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

[2]地震時1(浮力無し)

鉛直力  $R_v = 3000.000$  (kN)  
 作用位置  $X = 2.000$  (m)  
 モーメント  $M_x = R_v \cdot X = 3000.000 \cdot 2.000 = 6000.000$  (kN.m)

水平力  $R_H = 1500.000$  (kN)  
 作用位置  $Y = 7.500$  (m)  
 モーメント  $M_y = R_H \cdot Y = 1500.000 \cdot 7.500 = 11250.000$  (kN.m)

(2)載荷荷重

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,  $B = 20.000$  (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2(浮力無し)

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)
qd	10.000	2.500	6.600	1320.000	5.800
ql(a)	10.000	2.500	6.600	1320.000	5.800
ql(b)	10.000	3.000	6.100	1220.000	6.050

[2]地震時1(浮力無し)

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)
qd	10.000	2.500	6.600	1320.000	5.800

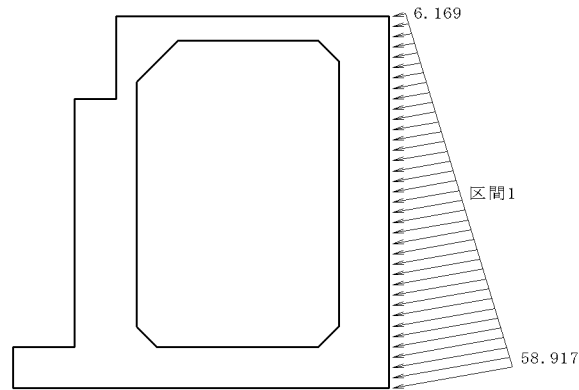
2.4 土圧・水圧

(1)共通データ

水の単位体積重量	w(kN/m <sup>3</sup> )	10.000
土圧の作用幅	Bc (m)	20.000
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2(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> )	20.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	9.000
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)	9.000 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 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)		10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	9.100
	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)		6.169 58.917 0.000 0.000
土圧力	Pe1 = (1/2) · ([1]+[2]) · h1 · Bc Pe2 = (1/2) · ([3]+[4]) · h2 · Bc		5857.765 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe · cos( + ) (土圧の水平成分) Pev = Pe · sin( + ) (土圧の鉛直成分)		5857.765 5768.772 1017.190
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		3.284 0.000 3.284 9.100

・作用位置

$$X = \frac{\sum (P_{ev} \cdot X)}{\sum P_{ev}} = 9.100 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum (P_{eh} \cdot Y)}{\sum P_{eh}} = 3.284 \text{ (m)}$$

・土圧力

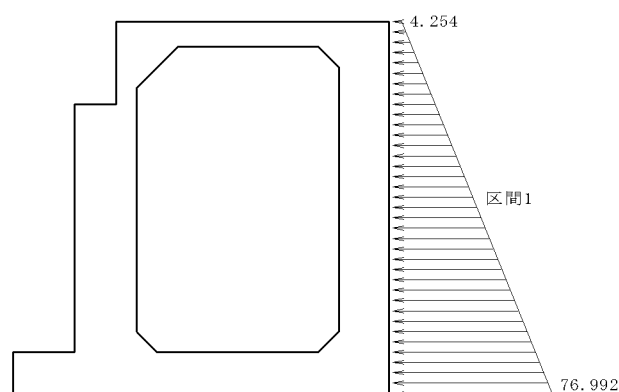
鉛直力

$$P_v = \sum P_{ev} = 1017.190 \text{ (kN)}$$

水平力

$$P_h = \sum P_{eh} = 5768.772 \text{ (kN)}$$

[2]地震時1(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)	9.000
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)	9.000 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 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	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	9.100
	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)		4.254 76.992 0.000 0.000
土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc		7312.077 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos( + ) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin( + ) (土圧の鉛直成分)		7312.077 7312.077 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		3.157 0.000 3.157 9.100

・作用位置

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

$$Y = \frac{\sum (Peh \cdot Y)}{\sum Peh} = 3.157 (m)$$

・土圧力

鉛直力

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

水平力

$$Ph = \sum Peh = 7312.077 (kN)$$

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]常時2(浮力無し) a

項 目	鉛直力 Vi (kN)	水平力 Hi (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			Xi (m)	Yi (m)	Mxi= Vi・Xi	Myi= Hi・Yi
躯体自重	15932.350	0.000	5.106	0.000	81351.680	0.000
前面土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
側面土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

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)	$M_{x_i} = V_i \cdot X_i$	$M_{y_i} = H_i \cdot Y_i$
背面土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
中詰土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	4000.000	0.000	2.000	7.500	8000.000	0.000
載荷荷重D	1320.000	0.000	5.800	9.000	7656.000	0.000
載荷荷重L	1320.000	0.000	5.800	9.000	7656.000	0.000
背面土圧	1017.190	5768.772	9.100	3.284	9256.431	18946.727
合計	23589.539	5768.772	—————	—————	113920.109	18946.727

[2]常時2(浮力無し) b

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)	$M_{x_i} = V_i \cdot X_i$	$M_{y_i} = H_i \cdot Y_i$
躯体自重	15932.350	0.000	5.106	0.000	81351.680	0.000
前面土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
側面土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
背面土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
中詰土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	4000.000	0.000	2.000	7.500	8000.000	0.000
載荷荷重D	1320.000	0.000	5.800	9.000	7656.000	0.000
載荷荷重L	1220.000	0.000	6.050	9.000	7381.001	0.000
背面土圧	1017.190	5768.772	9.100	3.284	9256.431	18946.727
合計	23489.539	5768.772	—————	—————	113645.109	18946.727

[3]地震時1(浮力無し)

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)	$M_{x_i} = V_i \cdot X_i$	$M_{y_i} = H_i \cdot Y_i$
躯体自重	15932.350	2230.529	5.106	3.921	81351.680	8745.277
前面土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
側面土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
背面土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
中詰土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	3000.000	1500.000	2.000	7.500	6000.000	11250.000
載荷荷重D	1320.000	184.800	5.800	9.000	7656.000	1663.200
背面土圧	0.000	7312.077	0.000	3.157	0.000	23084.725
合計	20252.350	11227.406	—————	—————	95007.680	44743.203

荷重状態(水位)	$V_o$ (kN)	$H_o$ (kN)	$M_o$ (kN.m)
常時2(浮力無し) a	23589.539	5768.772	-94973.383

荷重状態(水 位)	$V_o$ (kN)	$H_o$ (kN)	$M_o$ (kN.m)
常時2(浮力無し) b	23489.539	5768.772	-94698.383
地震時1(浮力無し)	20252.350	11227.406	-50264.477

(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 :  $B_j = 9.100$  (m)

荷重状態(水 位)	$V_B$ (kN)	$H_B$ (kN)	$M_B$ (kN.m)
常時2(浮力無し) a	23589.539	5768.772	12359.024
常時2(浮力無し) b	23489.539	5768.772	12179.024
地震時1(浮力無し)	20252.350	11227.406	41883.719

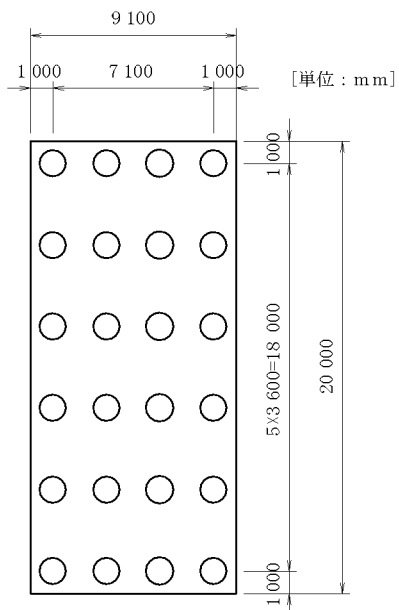
鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

## 2.6 安定照査

### 2.6.1 杭の設計条件

杭頭条件	剛結
杭先端条件	ヒンジ
杭の種類	場所打ち杭
杭先端バネ定数(せん断)	—————
杭先端バネ定数(回 転)	—————
杭 長	27.500 (m)
突出長	0.000 (m)
外径	1200 (mm)
ヤング係数 E	$2.5 \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )

### 2.6.2 杭の配置



橋軸方向 杭列数: 4列

列番号	位置 $X_i$ (m)	杭本数 $N_i$ (本)	角度 (度)	角度をもつ本数 (本)
1	3.550	6	0.0	0
2	1.183	6	0.0	0
3	-1.183	6	0.0	0
4	-3.550	6	0.0	0

直角方向 杭列数: 6列

列番号	位置 $Z_i$ (m)	杭本数 $N_i$ (本)
1	9.000	4
2	5.400	4
3	1.800	4
4	-1.800	4
5	-5.400	4
6	-9.000	4

2.6.3 水平方向地盤反力係数

$$K_h = K_{h0} \left( \frac{B_h}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$K_{h0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

ここに、

$K_h$  : 水平方向地盤係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$K_{h0}$ : 直径0.3mの剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数

$E_o$  : 設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$B_h$  : 荷重の作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)。  $B_h$  を算定する際の  $K_h$  は常時の値とし、設計地盤面から 1/ までの深さの平均的な値とする。

$$B_h = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 2.567 \quad (\text{m})$$

$$1/ = 5.491432 \quad (\text{m})$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.182102 \quad (\text{m}^{-1})$$

$$\text{常時の } 1/ \text{ の範囲の平均値 } K_h = 9327.62891 \quad (\text{kN/m}^3)$$

1/ : 水平抵抗に関する地盤の深さ (m) で、基礎の長さ以下とする。

$\alpha$  : 基礎の特定値 (m<sup>-1</sup>)

$D$  : 荷重方向に直交する基礎の載荷幅 (m)  $D = 1.200$

$E$  : 杭のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)  $E = 25000000.0$

$I$  : 杭の断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)  $I = 0.10178762$

番号	層厚 (m)	常時			DE	地震時		
		Eo (kN/m <sup>2</sup> )	水平方向地盤反力係数			Eo (kN/m <sup>2</sup> )	水平方向地盤反力係数	
			(N/cm <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )			(N/cm <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
1	4.000	14000.000	9.328	9327.629	1.000	28000.000	18.655	18655.258
2	2.000	14000.000	9.328	9327.629	1.000	28000.000	18.655	18655.258
3	6.000	22400.000	14.924	14924.206	1.000	44800.000	29.848	29848.413
4	7.000	5600.000	3.731	3731.052	1.000	11200.000	7.462	7462.103
5	8.500	5600.000	3.731	3731.052	1.000	11200.000	7.462	7462.103

## 2.6.4 地盤のバネ定数

### (1) 杭の軸方向バネ定数

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{L} = 5761966.580 \quad (\text{N/cm}) = 576196.658 \quad (\text{kN/m})$$

ここに、

$K_v$  : 杭の軸方向バネ定数

$a$  : 施工法別に杭の根入れ比(L/D)から決まる係数

$$a = 0.031 \cdot (L/D) - 0.150 = 0.560$$

$A_p$  : 杭の断面積  $A_p = 1.131 \quad (\text{m}^2)$

$E_p$  : 杭体のヤング係数  $E_p = 25000.000 \quad (\text{N/mm}^2)$

$L$  : 杭長  $L = 27.500 \quad (\text{m})$

$D$  : 杭径  $D = 1.200 \quad (\text{m})$

### (2) 杭の軸直角方向バネ定数

バネ定数	常 時	地震時
K1 (kN/m)	63134.625	104627.734
K2 (kN/rad)	177264.047	244964.891
K3 (kN.m/m)	177264.047	244964.891
K4 (kN.m/rad)	967364.750	1134242.750

K1, K3: 杭頭部に回転を生じないようにして、杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき、杭頭に作用させるべき軸直角方向力(kN/m)および曲げモーメント(kN.m/m)

K2, K4: 杭頭部に移動を生じないようにして、杭頭部を単位量だけ回転させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力(kN/rad)および曲げモーメント(kN.m/rad)

2.6.5 杭反力および変位量の計算

(1)変位法による計算

$$\begin{aligned} A_{xx} \cdot x + A_{xy} \cdot y + A_{xa} \cdot \theta &= H_b \\ A_{yx} \cdot x + A_{yy} \cdot y + A_{ya} \cdot \theta &= V_b \\ A_{ax} \cdot x + A_{ay} \cdot y + A_{aa} \cdot \theta &= M_b \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{xx} &= (K_1 \cdot \cos^2 \theta_i + K_v \cdot \sin^2 \theta_i) \\ A_{xy} = A_{yx} &= (K_v - K_1) \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i \\ A_{xa} = A_{ax} &= \{(K_v - K_1) \cdot X_i \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i - K_2 \cdot \cos \theta_i\} \\ A_{yy} &= (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \\ A_{ya} = A_{ay} &= \{(K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \cdot X_i + K_2 \cdot \sin \theta_i\} \\ A_{aa} &= \{(K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \cdot X_i^2 + (K_2 + K_3) \cdot X_i \cdot \sin \theta_i + K_4\} \end{aligned}$$

ここに、

- $H_b$  : フーチング底面より上に作用する水平荷重(kN)
- $V_b$  : フーチング底面より上に作用する鉛直荷重(kN)
- $M_b$  : フーチング中心まわりの外力のモーメント(kN.m)
- $x$ : フーチング中心の水平変位量(m)
- $y$ : フーチング中心の鉛直変位量(m)
- $\theta$ : フーチングの回転角(rad)
- $X_i$  :  $i$ 番目の枕の杭頭X座標(m)
- $\theta_i$  :  $i$ 番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度(度)

常時

$$A = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.51523E+006 & 0.00000E+000 & -4.25434E+006 \\ 0.00000E+000 & 1.38287E+007 & 1.64851E+000 \\ -4.25434E+006 & 1.64851E+000 & 1.20032E+008 \end{bmatrix}$$

$$A^{-1} = \begin{bmatrix} 7.32900E-007 & -3.09664E-015 & 2.59765E-008 \\ -3.09664E-015 & 7.23133E-008 & -1.10291E-015 \\ 2.59765E-008 & -1.10291E-015 & 9.25184E-009 \end{bmatrix}$$

地震時

$$A = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.51107E+006 & 0.00000E+000 & -5.87916E+006 \\ 0.00000E+000 & 1.38287E+007 & 1.64851E+000 \\ -5.87916E+006 & 1.64851E+000 & 1.24037E+008 \end{bmatrix}$$

$$A^{-1} = \begin{bmatrix} 4.47948E-007 & -2.53106E-015 & 2.12321E-008 \\ -2.53106E-015 & 7.23133E-008 & -1.08105E-015 \\ 2.12321E-008 & -1.08105E-015 & 9.06850E-009 \end{bmatrix}$$

(2) 杭頭変位

荷重状態(水 位)	水平変位 (cm) <sup>x</sup>	鉛直変位 (cm) <sup>y</sup>	回転変位 (rad)
常時2(浮力無し) a	0.455	0.171	0.00026420
常時2(浮力無し) b	0.454	0.170	0.00026253
地震時1(浮力無し)	0.592	0.146	0.00061820

(3) 杭反力

[1] 常時2(浮力無し) a

列番号	杭属性	PNi (kN)	PHi (kN)	Mti (kN.m)
1	直	1523.311	240.366	-550.796
2	直	1162.984	240.366	-550.796
3	直	802.810	240.366	-550.796
4	直	442.484	240.366	-550.796

[2] 常時2(浮力無し) b

列番号	杭属性	PNi (kN)	PHi (kN)	Mti (kN.m)
1	直	1515.738	240.366	-551.578
2	直	1157.683	240.366	-551.578
3	直	799.779	240.366	-551.578
4	直	441.724	240.366	-551.578

[3] 地震時1(浮力無し)

列番号	杭属性	PNi (kN)	PHi (kN)	Mti (kN.m)
1	直	2108.383	467.809	-748.649
2	直	1265.241	467.809	-748.649
3	直	422.455	467.809	-748.649
4	直	-420.687	467.809	-748.649

2.6.6 地中部断面力

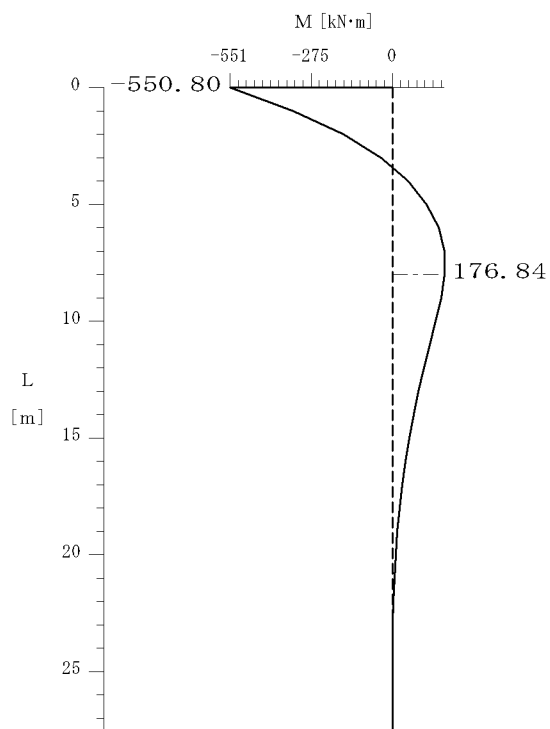
[1] 常時2(浮力無し) a

1列目 (直杭)

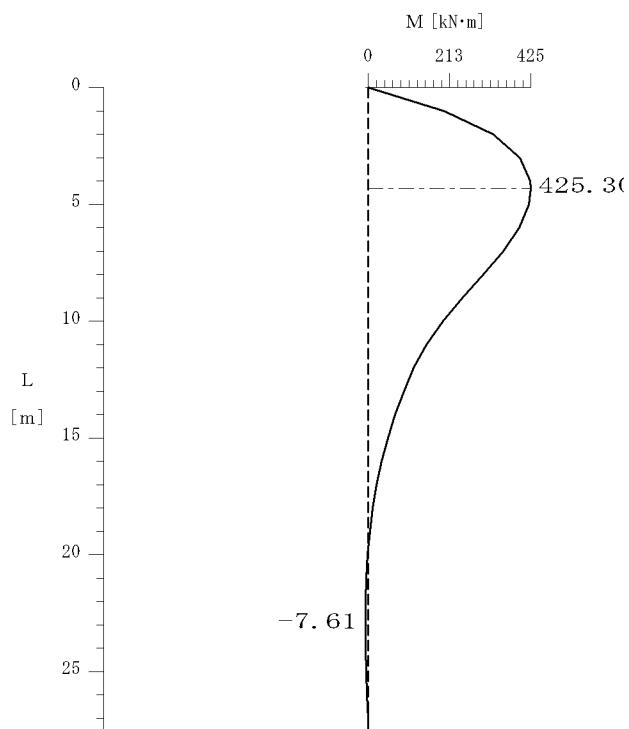
地中部(剛結) Mmax : 550.796 (kN.m) 深さ : 0.000 (m)  
 地中部(ヒンジ) Mmax : 425.304 (kN.m) 深さ : 4.326 (m)  
 最大モーメント Mmax : 550.796 (kN.m)  
 1/2Mmax : 275.398 (kN.m) 深さ : 8.454 (m)  
 最大せん断力 Smax : 240.366 (kN)



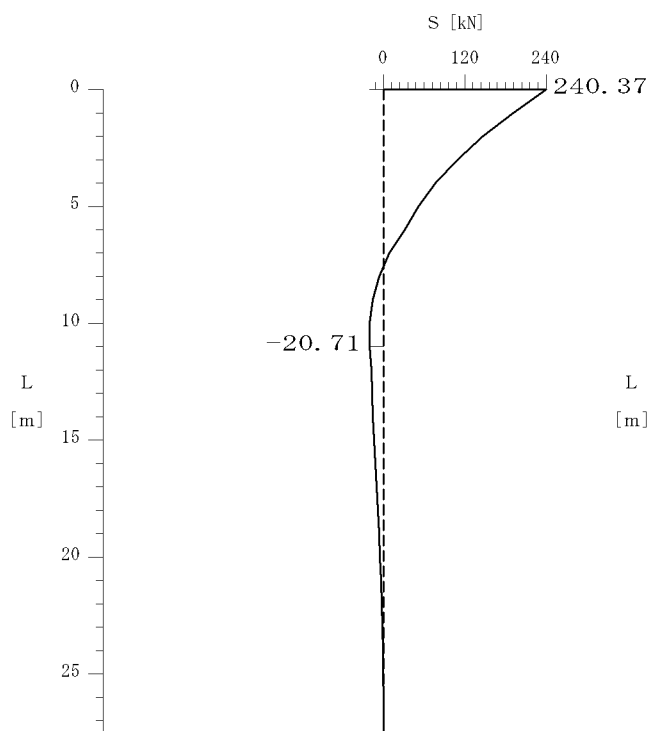
深さ (m)	バネ値 KH (kN/m <sup>2</sup> )	杭 頭 剛 結			杭 頭 ヒンジ		
		変位量 (cm)	M (kN.m)	S (kN)	変位量 (cm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	9328	-0.45	-550.796	240.366	-0.78	0.000	240.366
1.000	9328	-0.42	-335.304	191.288	-0.64	199.151	160.593
2.000	9328	-0.37	-166.604	147.029	-0.51	326.379	96.378
3.000	9328	-0.31	-39.265	108.691	-0.39	396.711	46.564
4.000	9328	-0.26	52.908	76.728	-0.28	423.781	9.563
5.000	9328	-0.20	116.309	51.109	-0.19	419.507	-16.431
6.000	9328	-0.15	157.119	31.462	-0.11	393.969	-33.272
7.000	14924	-0.11	176.492	8.622	-0.06	352.246	-48.437
8.000	14924	-0.07	176.836	-6.799	-0.01	300.144	-54.445
9.000	14924	-0.04	164.951	-16.044	0.02	245.638	-53.593
10.000	14924	-0.01	146.404	-20.316	0.04	194.599	-47.802
11.000	14924	0.01	125.611	-20.709	0.06	151.161	-38.620
12.000	14924	0.02	105.958	-18.182	0.07	118.081	-27.264
13.000	3731	0.03	88.319	-17.023	0.07	92.373	-24.118
14.000	3731	0.04	72.030	-15.509	0.07	69.885	-20.851
15.000	3731	0.04	57.372	-13.781	0.07	50.663	-17.605
16.000	3731	0.04	44.501	-11.952	0.07	34.632	-14.486
17.000	3731	0.04	33.471	-10.112	0.06	21.623	-11.570
18.000	3731	0.04	24.258	-8.329	0.06	11.408	-8.905
19.000	3731	0.04	16.777	-6.655	0.05	3.719	-6.522
20.000	3731	0.03	10.900	-5.125	0.04	-1.733	-4.432
21.000	3731	0.03	6.471	-3.764	0.04	-5.244	-2.638
22.000	3731	0.02	3.312	-2.587	0.03	-7.106	-1.135
23.000	3731	0.02	1.234	-1.602	0.02	-7.606	0.090
24.000	3731	0.02	0.042	-0.814	0.02	-7.015	1.049
25.000	3731	0.01	-0.461	-0.224	0.01	-5.592	1.755
26.000	3731	0.01	-0.473	0.168	0.01	-3.586	2.218
27.000	3731	0.00	-0.190	0.364	0.00	-1.234	2.448
27.500	3731	0.00	0.000	0.389	0.00	0.000	2.477



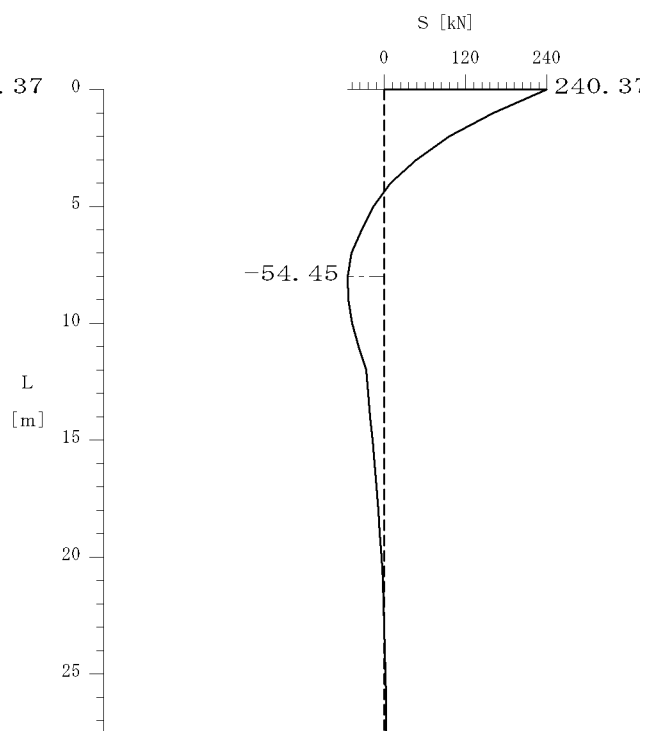
(1)モーメント(杭頭剛結)



(2)モーメント(杭頭ヒンジ)



(3)せん断力 (杭頭剛結)



(4)せん断力 (杭頭ヒンジ)

[2]常時2(浮力無し) b

1列目 (直杭)

地中部(剛結) Mmax : 551.578 (kN.m) 深さ : 0.000 (m)

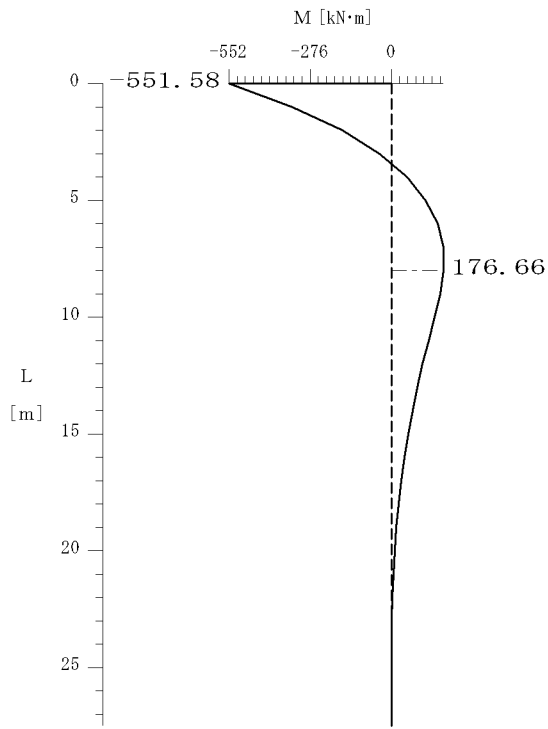
地中部(ヒンジ) Mmax : 425.304 (kN.m) 深さ : 4.326 (m)

最大モーメント Mmax : 551.578 (kN.m)

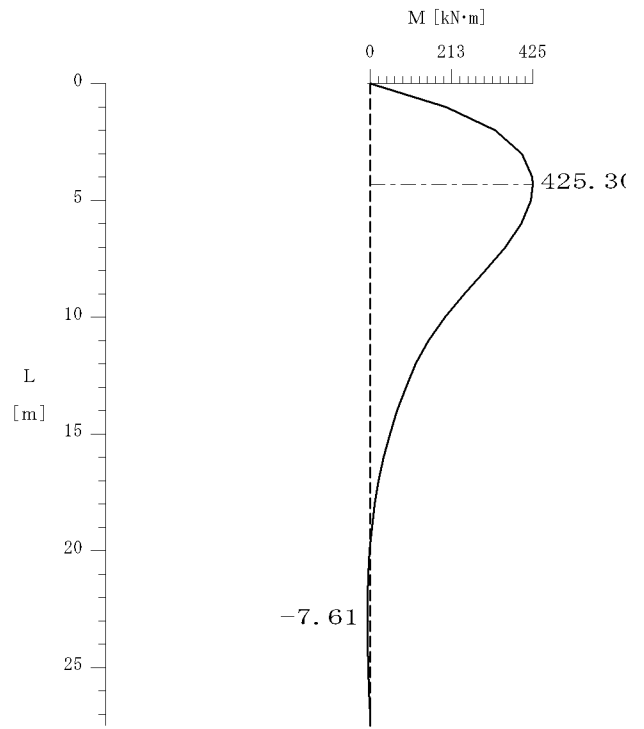
1/2Mmax: 275.789 (kN.m) 深さ : 8.447 (m)

最大せん断力 Smax : 240.366 (kN)

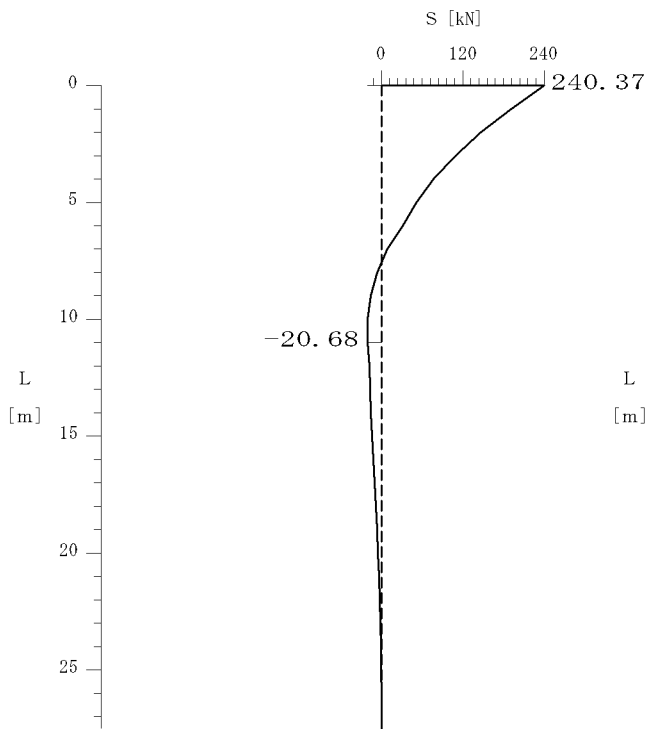
深さ (m)	バネ値 KH (kN/m <sup>2</sup> )	杭 頭 剛 結			杭 頭 ヒンジ		
		変位量 (cm)	M (kN.m)	S (kN)	変位量 (cm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	9328	-0.45	-551.578	240.366	-0.78	0.000	240.366
1.000	9328	-0.42	-336.063	191.332	-0.64	199.151	160.593
2.000	9328	-0.37	-167.304	147.101	-0.51	326.379	96.378
3.000	9328	-0.31	-39.884	108.779	-0.39	396.711	46.564
4.000	9328	-0.26	52.382	76.823	-0.28	423.781	9.563
5.000	9328	-0.20	115.879	51.205	-0.19	419.507	-16.431
6.000	9328	-0.15	156.783	31.554	-0.11	393.969	-33.272
7.000	14924	-0.11	176.242	8.703	-0.06	352.246	-48.437
8.000	14924	-0.07	176.661	-6.732	-0.01	300.144	-54.445
9.000	14924	-0.04	164.837	-15.991	0.02	245.638	-53.593
10.000	14924	-0.01	146.336	-20.277	0.04	194.599	-47.802
11.000	14924	0.01	125.575	-20.684	0.06	151.161	-38.620
12.000	14924	0.02	105.941	-18.169	0.07	118.081	-27.264
13.000	3731	0.03	88.314	-17.013	0.07	92.373	-24.118
14.000	3731	0.04	72.033	-15.502	0.07	69.885	-20.851
15.000	3731	0.04	57.381	-13.776	0.07	50.663	-17.605
16.000	3731	0.04	44.515	-11.948	0.07	34.632	-14.486
17.000	3731	0.04	33.488	-10.110	0.06	21.623	-11.570
18.000	3731	0.04	24.276	-8.328	0.06	11.408	-8.905
19.000	3731	0.04	16.796	-6.655	0.05	3.719	-6.522
20.000	3731	0.03	10.918	-5.126	0.04	-1.733	-4.432
21.000	3731	0.03	6.488	-3.765	0.04	-5.244	-2.638
22.000	3731	0.02	3.326	-2.589	0.03	-7.106	-1.135
23.000	3731	0.02	1.246	-1.605	0.02	-7.606	0.090
24.000	3731	0.02	0.052	-0.817	0.02	-7.015	1.049
25.000	3731	0.01	-0.454	-0.227	0.01	-5.592	1.755
26.000	3731	0.01	-0.468	0.165	0.01	-3.586	2.218
27.000	3731	0.00	-0.189	0.361	0.00	-1.234	2.448
27.500	3731	0.00	0.000	0.386	0.00	0.000	2.477



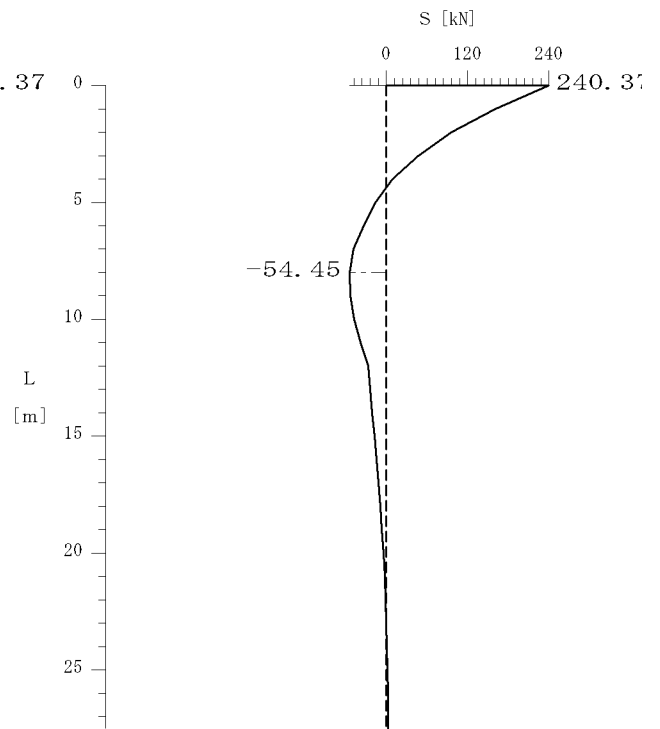
(1)モーメント(杭頭剛結)



(2)モーメント(杭頭ヒンジ)



(3)せん断力 (杭頭剛結)



(4)せん断力 (杭頭ヒンジ)

[3]地震時1(浮力無し)

1列目 (直杭)

地中部(剛結) Mmax : 748.649 (kN.m) 深さ: 0.000 (m)

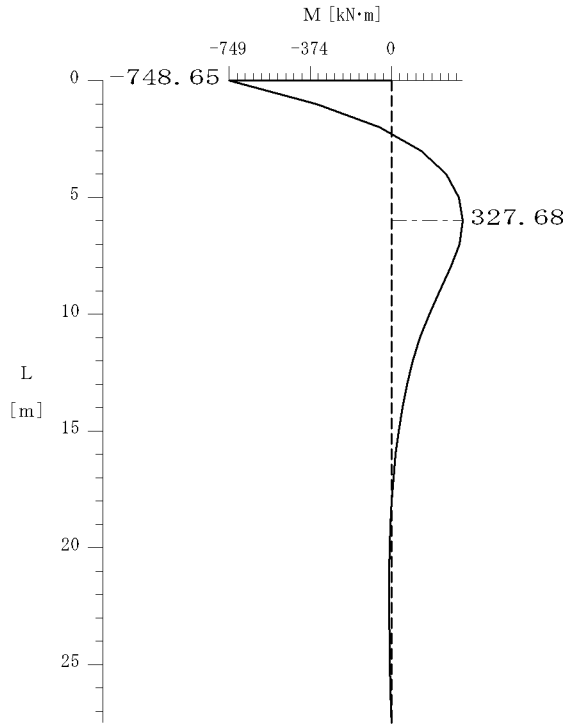
地中部(ヒンジ) Mmax : 696.174 (kN.m) 深さ: 3.621 (m)

最大モーメント Mmax : 748.649 (kN.m)

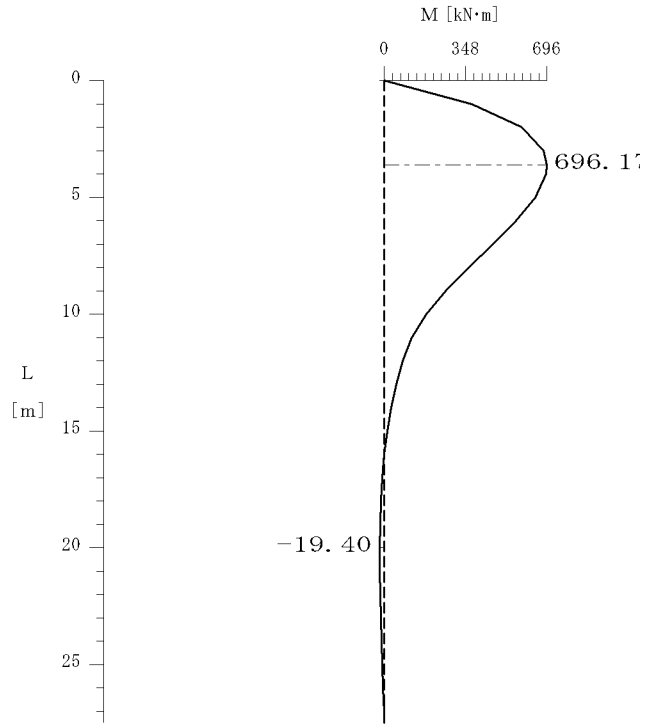
1/2Mmax: 374.325 (kN.m) 深さ: 7.865 (m)

最大せん断力 Smax : 467.809 (kN)

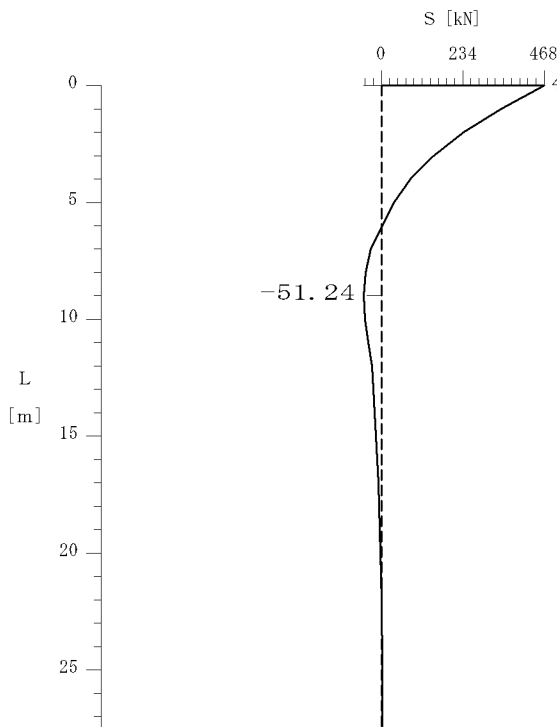
深さ (m)	バネ値 KH (kN/m <sup>2</sup> )	杭 頭 剛 結			杭 頭 ヒンジ		
		変位量 (cm)	M (kN.m)	S (kN)	変位量 (cm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	18655	-0.59	-748.649	467.809	-0.90	0.000	467.809
1.000	18655	-0.52	-344.540	343.169	-0.71	373.827	287.040
2.000	18655	-0.43	-56.176	236.834	-0.53	588.021	148.012
3.000	18655	-0.34	135.840	150.565	-0.38	682.368	46.494
4.000	18655	-0.26	251.542	84.014	-0.25	691.655	-23.101
5.000	18655	-0.18	309.880	35.474	-0.15	644.791	-66.817
6.000	18655	-0.12	327.675	2.479	-0.07	564.682	-90.532
7.000	29848	-0.07	312.441	-29.931	-0.01	465.288	-104.987
8.000	29848	-0.03	273.101	-46.463	0.02	360.106	-103.201
9.000	29848	0.00	223.427	-51.238	0.04	262.348	-90.982
10.000	29848	0.02	173.371	-47.752	0.06	180.144	-72.713
11.000	29848	0.03	129.740	-38.795	0.06	117.891	-51.505
12.000	29848	0.04	96.887	-26.501	0.06	77.405	-29.458
13.000	7462	0.04	72.118	-22.992	0.06	50.659	-24.079
14.000	7462	0.04	50.949	-19.344	0.05	29.127	-19.059
15.000	7462	0.04	33.403	-15.775	0.05	12.374	-14.538
16.000	7462	0.04	19.322	-12.433	0.04	-0.141	-10.590
17.000	7462	0.03	8.429	-9.411	0.03	-9.004	-7.235
18.000	7462	0.03	0.377	-6.756	0.03	-14.804	-4.458
19.000	7462	0.02	-5.212	-4.486	0.02	-18.100	-2.217
20.000	7462	0.02	-8.720	-2.591	0.02	-19.398	-0.454
21.000	7462	0.02	-10.511	-1.047	0.01	-19.145	0.897
22.000	7462	0.01	-10.919	0.180	0.01	-17.718	1.905
23.000	7462	0.01	-10.243	1.128	0.01	-15.428	2.633
24.000	7462	0.01	-8.744	1.834	0.00	-12.526	3.140
25.000	7462	0.00	-6.645	2.331	0.00	-9.206	3.475
26.000	7462	0.00	-4.142	2.647	0.00	-5.621	3.676
27.000	7462	0.00	-1.406	2.799	0.00	-1.889	3.771
27.500	7462	0.00	0.000	2.818	0.00	0.000	3.782



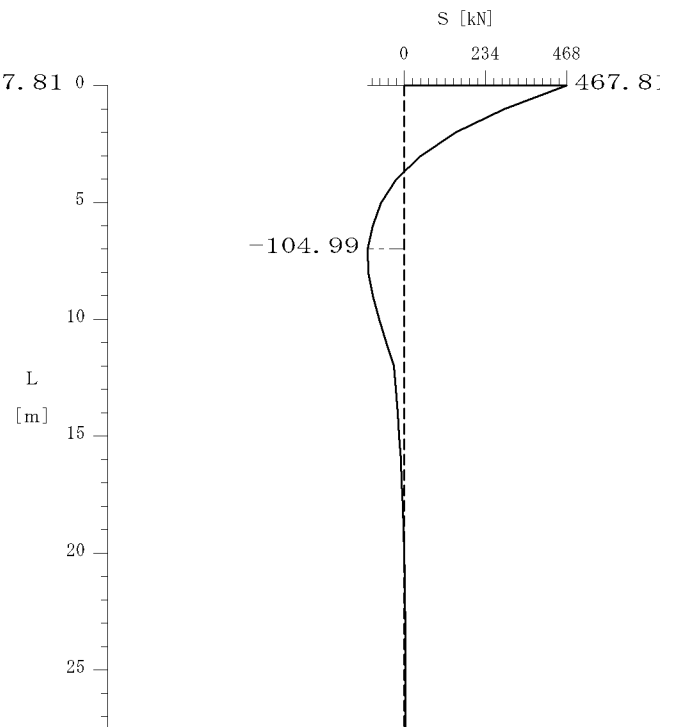
(1)モーメント(杭頭剛結)



(2)モーメント(杭頭ヒンジ)



(3)せん断力 (杭頭剛結)



(4)せん断力 (杭頭ヒンジ)

### 2.6.7 杭の安定計算結果

#### (1)変位量(cm)

荷重状態(水 位)	計算値	許容値
地震時1(浮力無し)	0.592	1.5

#### (2)押込力(kN)

荷重状態(水 位)	計算値	許容値
常時2(浮力無し) a	1523.311	1624.900

#### (3)引抜力(kN)

荷重状態(水 位)	計算値	許容値
地震時1(浮力有り)	-494.621	-941.100

### 2.6.8 杭本体の設計

#### (1)曲げモーメントの照査

・軸力と曲げモーメントが同時に作用する鉄筋コンクリート円環断面として、曲げ応力度の計算を行う。

荷重状態(水 位)	列番号	杭属性	検討状態	M (kN.m)	N (kN)	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2(浮力無し) b	1	直	圧大	551.578	1515.738	3.531	8.000	20.918	160.000
	4	直	引大	551.578	441.724	3.386	8.000	50.274	160.000

圧大：圧縮応力度最大時、引大：引張応力度最大時

(2)せん断力に対する照査

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

ここに、

- $\tau_m$  : 平均せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- S : 作用せん断力(N)
- d : 正方形に換算した部材の有効高(mm) , d = 906.868
- b : 正方形に換算した部材断面幅(mm) , b = 1063.472
- $\tau_{a1}$  : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

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

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,  $C_e = 1.05$

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,  $C_{pt} = 1.50$

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

$C_N$  : 軸方向圧縮力による補正係数

$$C_N = 1 + \frac{M_o}{M} \quad (1 \leq C_N \leq 2)$$

$M_o$  : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント(N.mm)

$$M_o = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y}$$

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(N.mm)

N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力(N)

$I_c$  : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント(mm<sup>4</sup>) ,  $I_c = 101787620987.5$

$A_c$  : 部材断面積(mm<sup>2</sup>)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離(mm) , y = 600.0

荷重状態(水位)	列番号	杭属性	S (kN)	せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )			N (kN)	M (kN.m)	補正係数 CN
				計算値	許容値	$\tau_{a1}$ $\tau_{a2}$			
地震時1(浮力無し)	4	直	467.809	0.485	0.553	2.550	-420.687	748.649	1.000

2.6.9 杭頭結合照査

(1)設計条件

1)杭頭結合方法および諸元

結合方法: 方法B

杭 径: = 1200.0 (mm)

材 料: フーチングコンクリート設計基準強度  $c_k = 24.00$  (N/mm<sup>2</sup>)

補強鉄筋材質 SD345

2)杭頭作用力



荷重状態 (水 位)	鉛直反力		水平反力		モーメント
	PNmax (kN)	PNmin (kN)	PHmax (kN)	PH端部 (kN)	Mmax (kN.m)
常時2(浮力無し)a	1523.311	442.484	240.366	240.366	550.796
地震時1(浮力無し)	2108.383	-420.687	467.809	467.809	748.649
地震時1(浮力有り)	2030.650	-494.621	466.213	466.213	745.435

(2) 杭頭とフーチング結合部の応力度照査

1) 押込み力に対する照査

・フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{PN_{max}}{(\pi/4) \cdot D^2} \leq \sigma_{cva}$$

PNmax: 軸方向最大押込み力 (N)

D : 杭外径 = 1200.0 (mm)

荷重状態 (水 位)	PNmax (kN)	cv (N/mm <sup>2</sup> )	cva (N/mm <sup>2</sup> )
常時2(浮力無し)a	1523.311	1.347	12.000

・フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{PN_{max}}{\pi \cdot (D+h) \cdot h} \leq \tau_{va}(\tau_a)$$

h : 垂直方向の押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ = 600.000 (mm)

荷重状態 (水 位)	PNmax (kN)	v (N/mm <sup>2</sup> )	va (N/mm <sup>2</sup> )
地震時1(浮力無し)	2108.383	0.621	0.900

2) 水平力および曲げモーメントに対する照査

・フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{PH_{max}}{D \cdot L} \leq \sigma_{cha}$$

PHmax: 軸直角方向力 (N)

L : 杭の埋込み長 = 400.000 (mm)

荷重状態 (水 位)	PHmax (kN)	ch (N/mm <sup>2</sup> )	cha (N/mm <sup>2</sup> )
地震時1(浮力無し)	467.809	0.975	18.000

・フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{PH}{h' \cdot (2 \cdot L + D + 2 \cdot h')} \leq \tau_{ha}(\tau_a)$$

PH : 水平端部杭の軸直角方向力 (N)

h' : 水平方向の押抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効厚さ = 300.000 (mm)

荷重状態 (水 位)	PH (kN)	h (N/mm <sup>2</sup> )	ha (N/mm <sup>2</sup> )
地震時1(浮力無し)	467.809	0.600	0.900

(3) 仮想鉄筋コンクリート断面照査

断面 外半径 R = 70.000 (cm) 内半径 Ro = 0.000 (cm)

段	かぶり (cm)	鉄筋
1	25.0	D25 - 24 (@ 118)
As = 121.61 (cm <sup>2</sup> )		

荷重状態 (水 位)	軸力	断面力		中立軸 X (cm)	圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
		M (kN.m)	N (kN)		c	ca	s	sa
地震時1(浮力有り)	Nmax	745.435	2030.650	86.89	4.311	12.000	20.920	300.000
	Nmin		-494.621	33.70	6.211	12.000	224.770	300.000

(4) 杭頭補強鉄筋の定着長

$$L_o = \frac{\sigma_{sa} \cdot A_{st}}{\tau_{oa} \cdot u} = 792 \text{ (mm)}$$

Lo : 鉄筋の定着長 (mm)

sa : 鉄筋の許容引張応力度 = 200.000 (N/mm<sup>2</sup>)

Ast : 杭頭補強鉄筋 ( D25 ) 1本の断面積 = 506.7 (mm<sup>2</sup>)

oa : 許容付着応力度 = 1.600 (N/mm<sup>2</sup>)

u : 杭頭補強鉄筋の周長 = 80 (mm)

d : 杭頭補強鉄筋径 = 25 (mm)

埋込み長 L Lo + 10 · d = 1042 (mm)

フーチング下面主鉄筋中心位置よりLを確保する。

2.6.10 フーチング厚さの照査

(1) ・ による判定

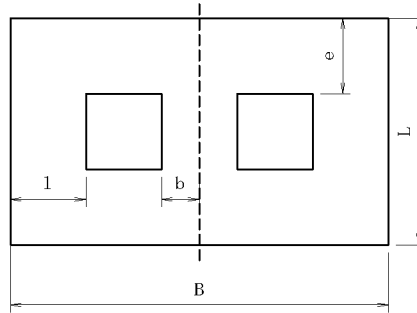
$$\cdot \quad 1.0$$

ここに、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k_p}{E \cdot h^3}} \text{ (m}^{-1}\text{)}, \quad \beta = 0.309010$$

k<sub>p</sub>: 換算地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$$k_p = \frac{\sum K_v}{L \cdot B} = 75981.972$$



- $K_v$  : 1本の杭の軸方向バネ定数 (kN/m),  $K_v = 576196.658$   
 $B$  : フーチングの幅 (m),  $B = 9.100$   
 $L$  : フーチングの奥行き (m),  $L = 20.000$   
 $n$  : 杭の列数,  $n = 4$   
 $m$  : 杭の行数,  $m = 6$   
 $n \cdot m$  : 杭の本数 (千鳥配置の場合は本数),  $n \cdot m = 24$   
 $E$  : フーチングのヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>),  $E = 2.50 \times 10^7$   
 $h$  : フーチングの厚さ (m),  $h = 1.000$   
 : フーチングの換算突出長 (m),  $= 3.185$

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

$$= 1.3$$

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

$$\lambda' = \max(l, b) = 2.450$$

$$l = 1.500 \text{ (m)}$$

$$b = 2.450 \text{ (m)}$$

(2)照査結果

・ による判定	判 定
0.984 < 1.0 フーチングは剛体と見なせる	フーチングは剛体として設計してよい

### 3章 頂版・側壁の設計

#### 3.1 荷重の組み合わせ

##### 基本ケース

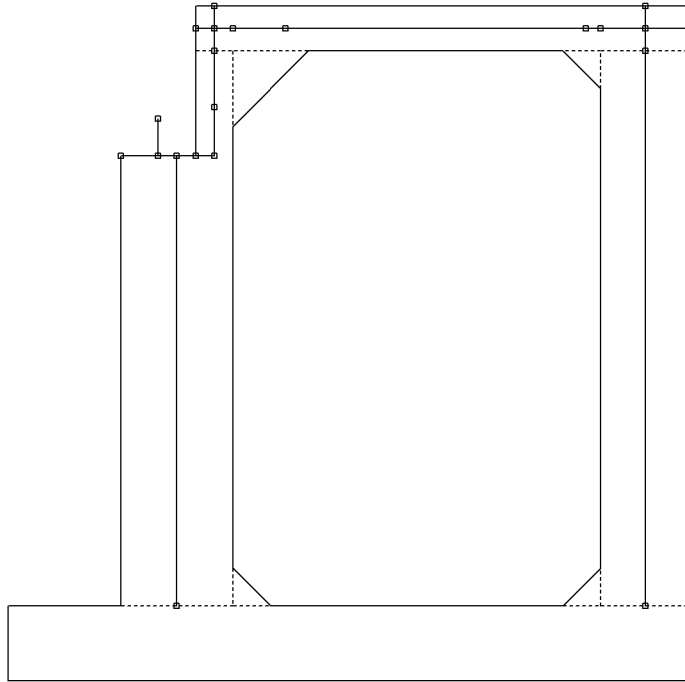
case	荷重種別	荷重ケース	備考
1 2 3 4	死荷重	[1]浮力無し [2]浮力有り [3]浮力無し [4]浮力有り	水圧(前,背,内) 水圧(前,背,内)
5 6 7	上部工反力、 地表面荷重	[1]常時(死) [2]常時(死活) [3]地震時	
8 9 10 11	常時土圧	[1]常時(死):浮力無し [2]常時(死):浮力有り [3]常時(死活):浮力無し [4]常時(死活):浮力有り	
12 13	地震時土圧	[1]地震時:浮力無し< > [2]地震時:浮力無し< >	
14 15 16	温度荷重	[1]乾燥収縮 [2]温度上昇 [3]温度下降	
17 18 19 20	地震時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

### 3.2 死荷重

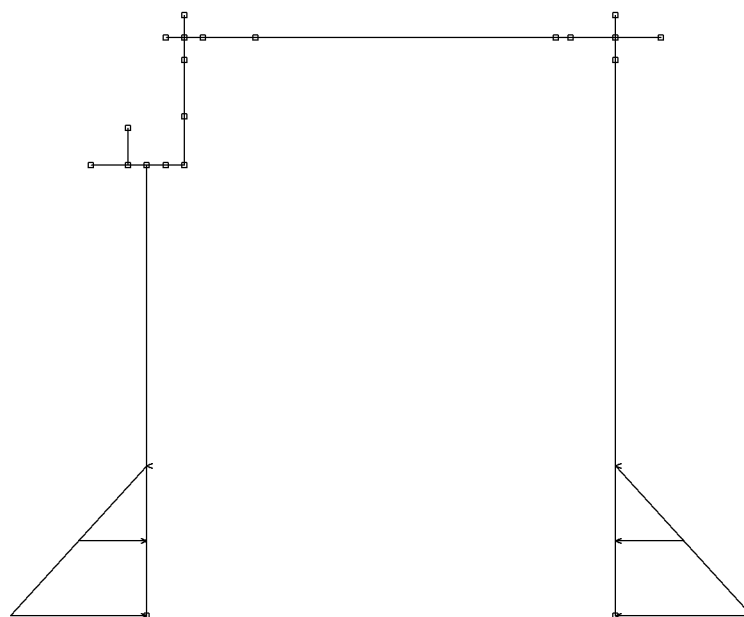
#### (1) 躯体自重



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	0.250	294.000	294.000
頂版重量	頂版	鉛直	0.250	0.250	294.000	294.000
頂版重量	頂版	鉛直	0.500	0.700	294.000	294.000
頂版重量	頂版	鉛直	1.200	4.000	294.000	294.000
頂版重量	頂版	鉛直	5.200	0.200	294.000	294.000
頂版重量	頂版	鉛直	5.400	0.600	294.000	294.000
頂版重量	頂版	鉛直	6.000	0.600	294.000	294.000
前壁重量	前壁	軸方向	0.000	6.000	735.000	735.000
後壁重量	後壁	軸方向	0.600	7.400	588.000	588.000
胸壁重量	胸壁	軸方向	0.600	0.750	245.000	245.000
胸壁重量	胸壁	軸方向	1.350	0.650	245.000	245.000
ハンチ重量	頂版	鉛直	0.500	1.000	490.000	0.000
ハンチ重量	前壁	軸方向	5.500	0.500	0.000	245.000
ハンチ重量	頂版	鉛直	4.900	0.500	0.000	245.000
ハンチ重量	後壁	軸方向	7.500	0.500	0.000	245.000

(2)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	4.000	2.000	0.000	400.000
背面水圧	後壁	水平	6.000	2.000	0.000	-400.000

3.3 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

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

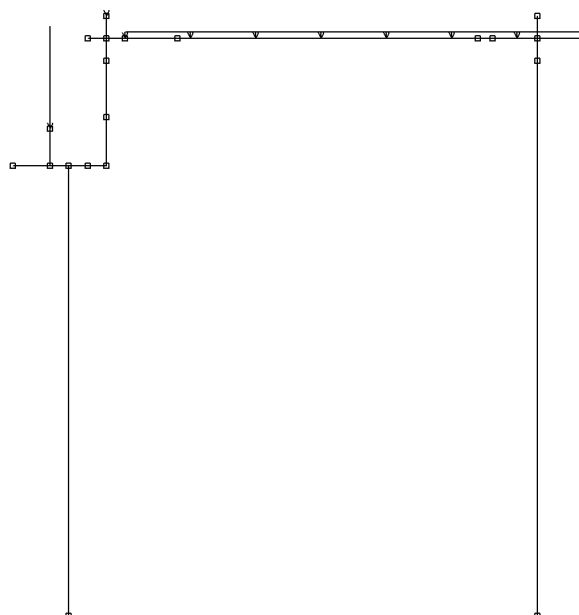
ここに、

- 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 = 20.000 (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)

(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)
qd	10.000	2.500	6.600	1320.000	5.800
ql(c)					



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

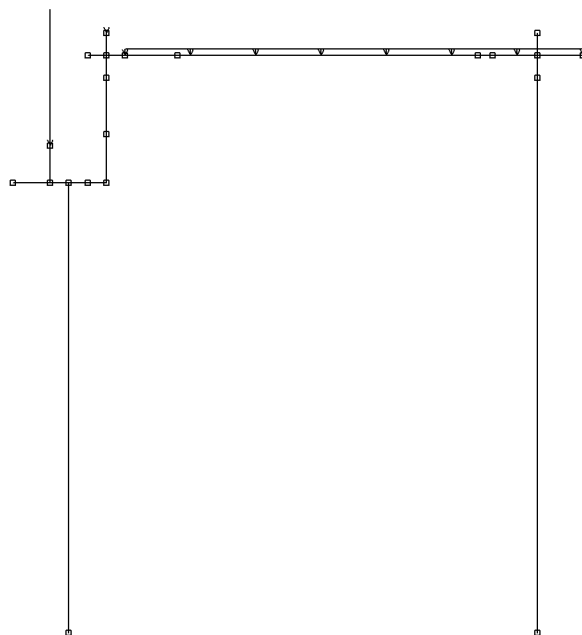
載荷荷重(c)

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D	胸 壁 版	鉛 直	0.000	0.000	100.000	0.000
載荷荷重D	頂 版	鉛 直	0.500	6.100	200.000	200.000

[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)
qd	10.000	2.500	6.600	1320.000	5.800
ql(a)	10.000	2.500	6.600	1320.000	5.800
ql(b)	10.000	3.000	6.100	1220.000	6.050



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)

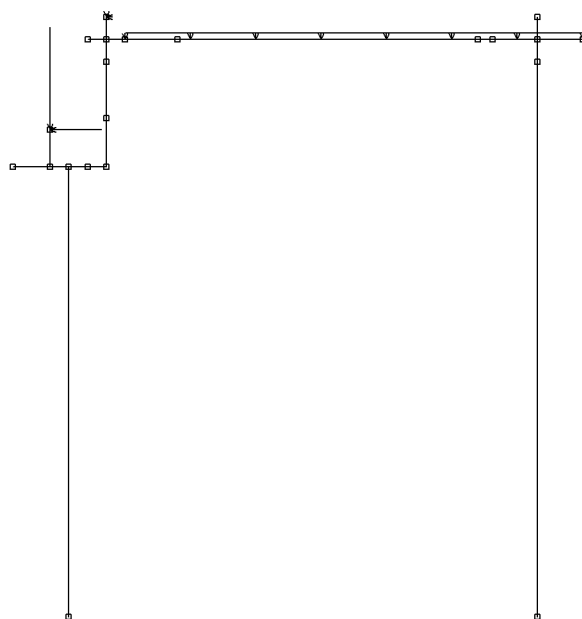
荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
載荷荷重D	胸 壁	鉛 直	0.000	0.000	100.000	0.000
載荷荷重D	頂 版	鉛 直	0.500	6.100	200.000	200.000
載荷荷重L	胸 壁	鉛 直	0.000	0.000	100.000	0.000
載荷荷重L	頂 版	鉛 直	0.500	6.100	200.000	200.000

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D	胸 壁	鉛 直	0.000	0.000	100.000	0.000
載荷荷重D	頂 版	鉛 直	0.500	6.100	200.000	200.000
載荷荷重L	頂 版	鉛 直	0.500	6.100	200.000	200.000



[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

載荷荷重

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D	胸 壁	鉛 直	0.000	0.000	100.000	0.000
載荷荷重D	頂 版	鉛 直	0.500	6.100	200.000	200.000

載荷荷重慣性力

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)
載荷荷重D	胸 壁	水 平	0.000	0.000	-14.000	0.000
載荷荷重D	胸 壁	水 平	0.000	0.000	-170.800	0.000

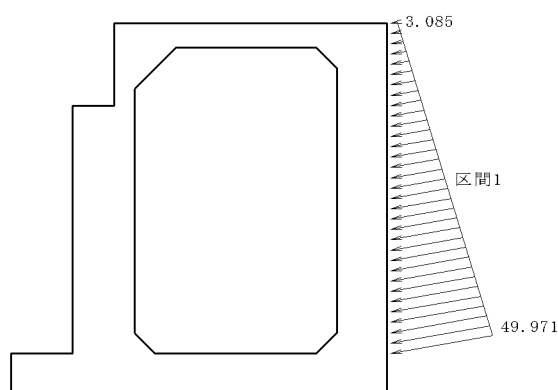
3.4 常時土圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	w(kN/m <sup>3</sup> )	10.000
土圧の作用幅	Bc (m)	20.000
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

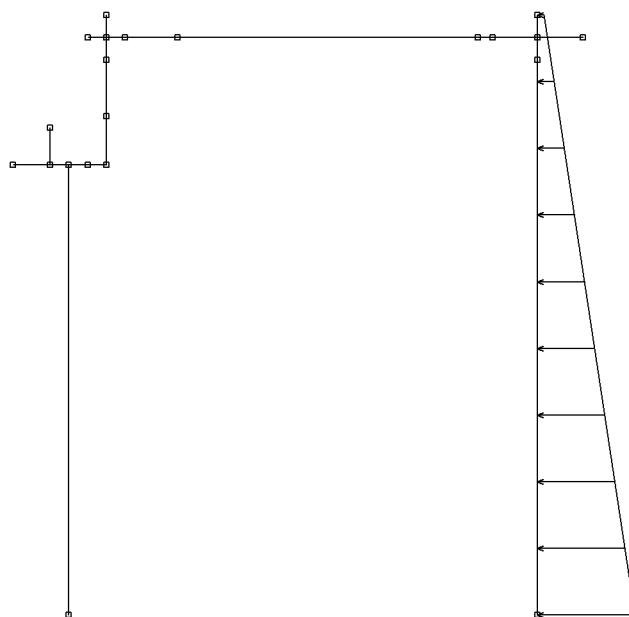


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	8.000
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

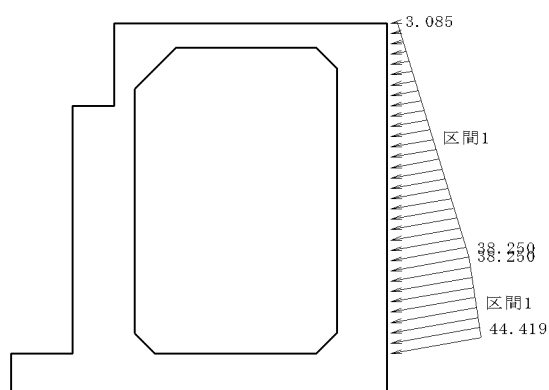
2)土圧算出結果

	項 目	区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	8.000 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)	8.000 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)		10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	9.100
	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)		3.085 49.971 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	後壁	水平	0.000	8.000	-60.756	-984.246
背面土圧	後壁	鉛直	0.000	8.000	10.713	173.549

[2] 常時(死): 浮力有り

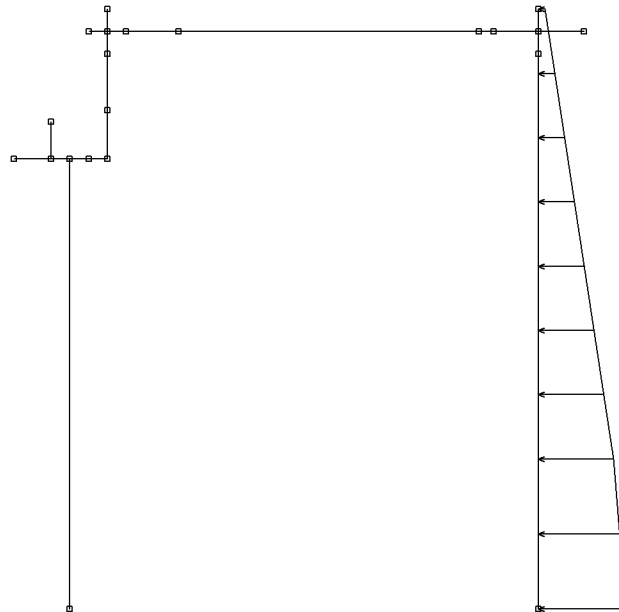


1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	2.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	2.000

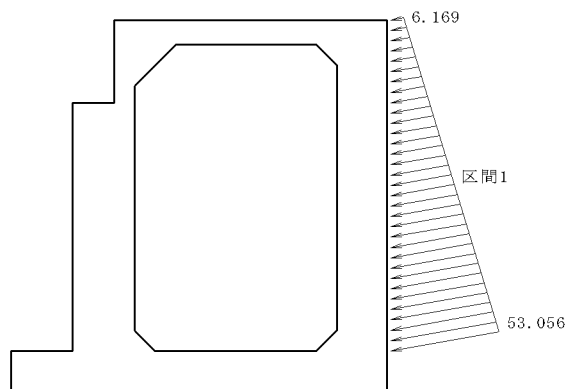
2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	8.000 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)	6.000 2.000
	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)	2.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	9.100
	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 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)		3.085 38.250 38.250 44.419



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	後壁	水 平	0.000	6.000	-60.756	-753.373
背面土圧	後壁	鉛 直	0.000	6.000	10.713	132.840
背面土圧	後壁	水 平	6.000	2.000	-753.373	-874.885
背面土圧	後壁	鉛 直	6.000	2.000	132.840	154.266

[3]常時(死活):浮力無し

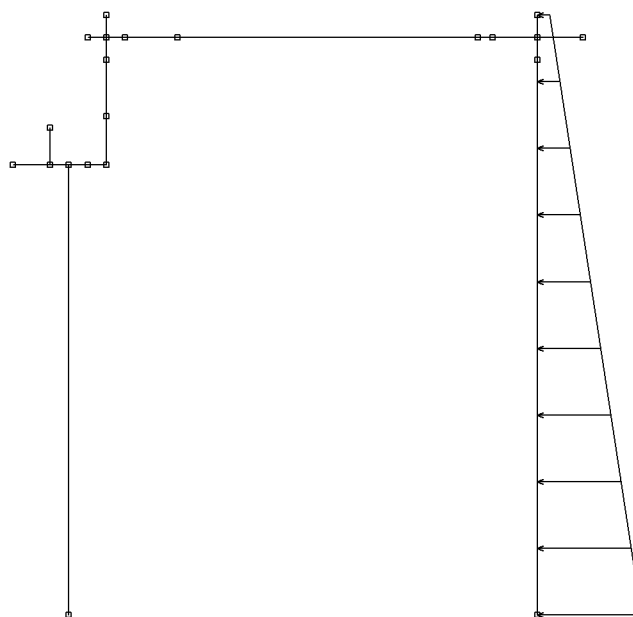


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	20.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	8.000
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

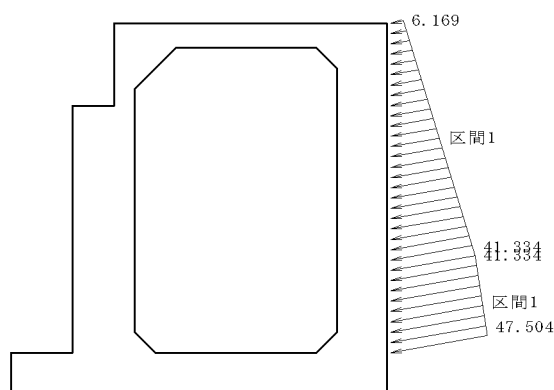
2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	8.000 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)	8.000 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)		10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	9.100
土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 K11	0.30847 0.30847
	背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku2 K12	0.30847 0.30847
土 圧 強 度	[1]水位より上の土圧強度 (上)		6.169
	[2]水位より上の土圧強度 (下)		53.056
	[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	後壁	水平	0.000	8.000	-121.512	-1045.001
背面土圧	後壁	鉛直	0.000	8.000	21.426	184.262

[4] 常時(死活): 浮力有り

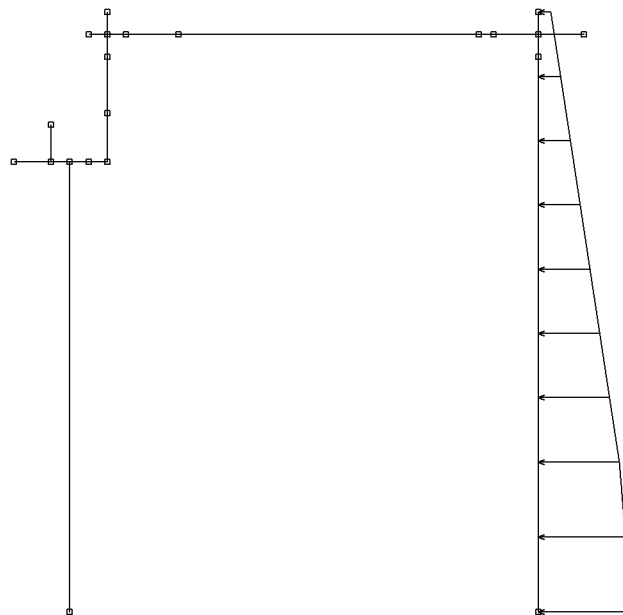


1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	20.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	2.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	2.000

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)	8.000 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)	6.000 2.000
	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)	2.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	9.100
	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)		6.169 41.334 41.334 47.504



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	後壁	水 平	0.000	6.000	-121.512	-814.129
背面土圧	後壁	鉛 直	0.000	6.000	21.426	143.553
背面土圧	後壁	水 平	6.000	2.000	-814.129	-935.641
背面土圧	後壁	鉛 直	6.000	2.000	143.553	164.979

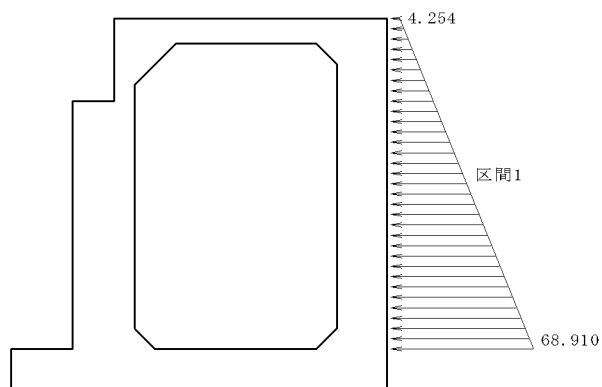
### 3.5 地震時土圧

#### (1) 共通データ

水の単位体積重量	$w$ (kN/m <sup>3</sup> )	10.000
土圧の作用幅	$B_c$ (m)	20.000
土圧を考慮しない高さ	$h_r$ (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 < >



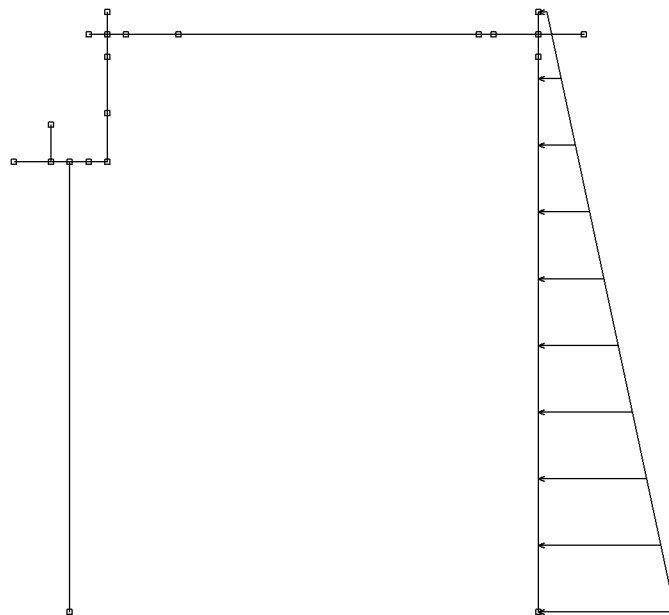
#### 1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
背面水位より上の高さ	$H_1$ (m)	8.000
背面水位より下の高さ	$H_2$ (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	$H_s$ (m)	0.000



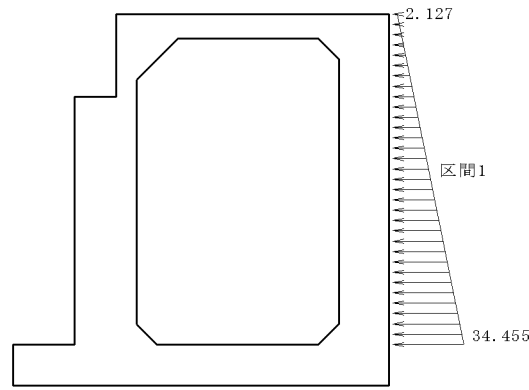
2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	8.000 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)	8.000 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	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	9.100
	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 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)		4.254 68.910 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	後 壁	水 平	0.000	8.000	-85.074	-1378.193

[2]地震時:浮力無し< >

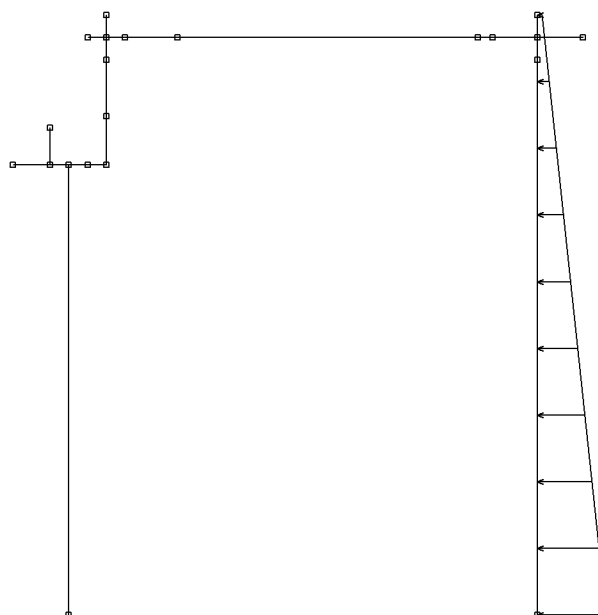


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	8.000
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)	8.000 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)	8.000 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	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	9.100
	土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数(上) (下)	Ku1 K11
背面水位より下の土圧係数(上) (下)		Ku2 K12	0.42537 0.42537
土 圧 強 度	[1]水位より上の土圧強度(上)		2.127
	[2]水位より上の土圧強度(下)		34.455
	[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	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	後 壁	水 平	0.000	8.000	-42.537	-689.096

### 3.6 温度荷重

#### [1] 乾燥収縮

荷 重	載荷部材	温 度 (度)
乾燥収縮	頂 版	-20.000
乾燥収縮	桁受台	-20.000
乾燥収縮	前 壁	-20.000
乾燥収縮	後 壁	-20.000

#### [2] 温度上昇

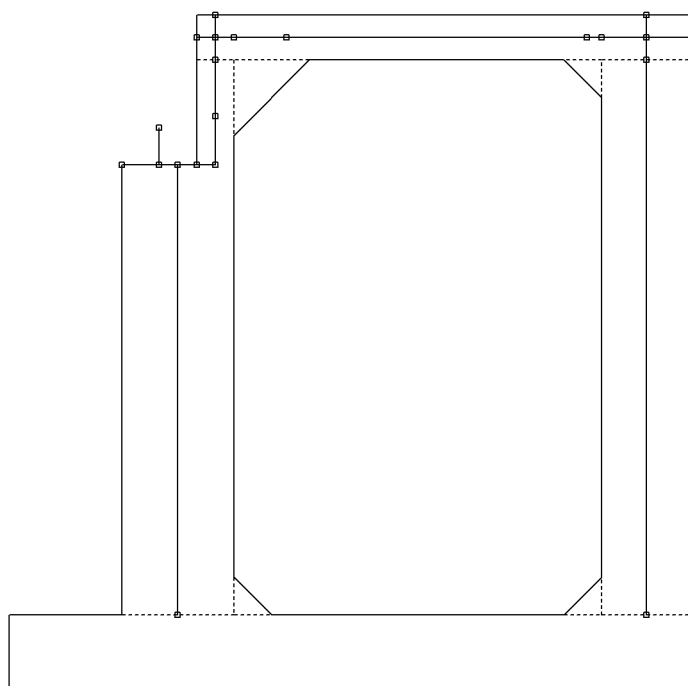
荷 重	載荷部材	温 度 (度)
温度荷重	頂 版	10.000
温度荷重	桁受台	10.000
温度荷重	前 壁	10.000
温度荷重	後 壁	10.000

#### [3] 温度下降

荷 重	載荷部材	温 度 (度)
温度荷重	頂 版	-10.000
温度荷重	桁受台	-10.000
温度荷重	前 壁	-10.000
温度荷重	後 壁	-10.000

### 3.7 地震時荷重

#### (1) 躯体自重による慣性力

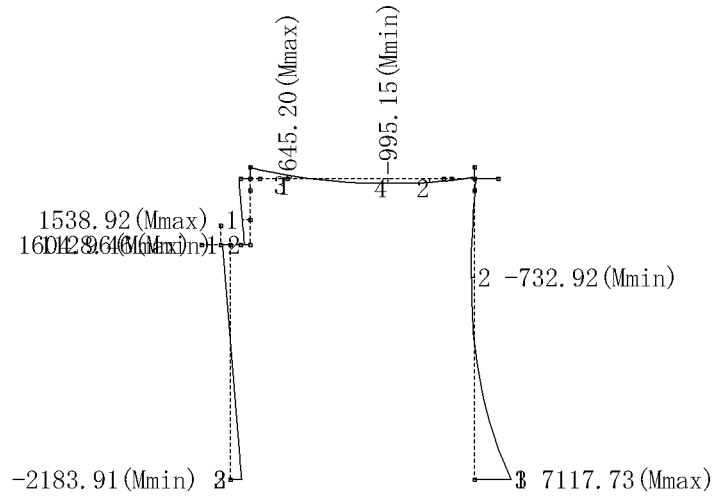


荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版慣性力	頂版	水平	0.000	0.250	-41.160	-41.160
頂版慣性力	頂版	水平	0.250	0.250	-41.160	-41.160
頂版慣性力	頂版	水平	0.500	0.700	-41.160	-41.160
頂版慣性力	頂版	水平	1.200	4.000	-41.160	-41.160
頂版慣性力	頂版	水平	5.200	0.200	-41.160	-41.160
頂版慣性力	頂版	水平	5.400	0.600	-41.160	-41.160
頂版慣性力	頂版	水平	6.000	0.600	-41.160	-41.160
前壁慣性力	前壁	水平	0.000	6.000	-102.900	-102.900
後壁慣性力	後壁	水平	0.600	7.400	-82.320	-82.320
胸壁慣性力	胸壁	水平	0.600	0.750	-34.300	-34.300
胸壁慣性力	胸壁	水平	1.350	0.650	-34.300	-34.300
ハンチ慣性力	胸壁	水平	0.600	1.000	-68.600	0.000
ハンチ慣性力	前壁	水平	5.500	0.500	0.000	-34.300
ハンチ慣性力	後壁	水平	0.600	0.500	-34.300	0.000
ハンチ慣性力	後壁	水平	7.500	0.500	0.000	-34.300

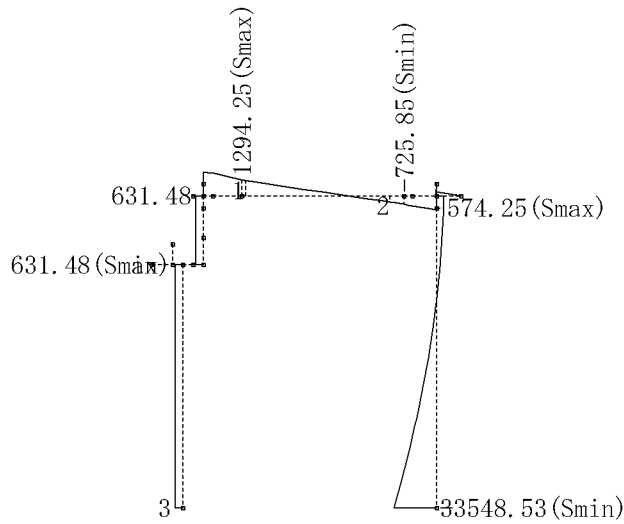
### 3.8 断面力の算定

[1]常時1(浮力無し)

1) 曲げモーメント



2) セン断力



(1) 前 壁

番号	単位	1	2	3	
照査位置	m	0.000	6.000	6.000 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	1604.958	-2183.911	-2183.911
	軸力	kN	5452.996	9924.245	9924.245
	せん断力	kN	-631.478	-631.478	-631.478
単位当り	モーメント	kN.m	80.248	-109.196	-109.196
	軸力	kN	272.650	496.212	496.212
	せん断力	kN	-31.574	-31.574	-31.574

(2) 前壁(胸壁)

番 号	単 位	1	2	
照査位置	m	1.050	1.700	
照査位置名称		Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	1538.921	1128.460
	軸 力	kN	2293.745	2452.995
	せん断力	kN	-631.478	-631.478
単位当り	モーメント	kN.m	76.946	56.423
	軸 力	kN	114.687	122.650
	せん断力	kN	-31.574	-31.574

(3) 頂 版

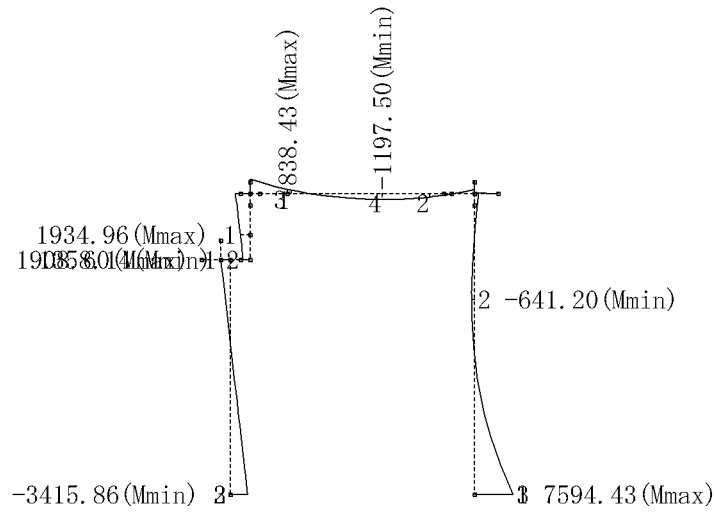
番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.050 左格点より 1.050	4.600 左格点より 4.600	0.950	3.525	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	518.895	-709.865	645.196	-995.148
	軸 力	kN	631.478	631.478	631.478	631.478
	せん断力	kN	1232.595	-530.905	1294.245	0.000
単位当り	モーメント	kN.m	25.945	-35.493	32.260	-49.757
	軸 力	kN	31.574	31.574	31.574	31.574
	せん断力	kN	61.630	-26.545	64.712	0.000

(4) 後 壁

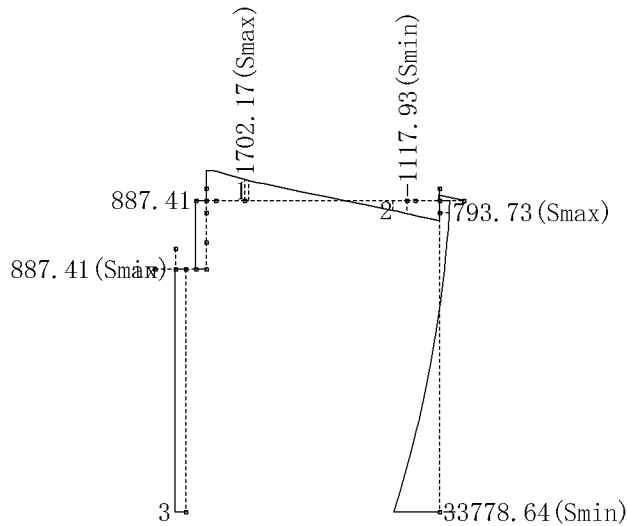
番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	7.700	2.523	7.700 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	7117.734	-732.920	7117.734
	軸 力	kN	6606.153	2875.110	6606.153
	せん断力	kN	-3548.527	0.000	-3548.527
単位当り	モーメント	kN.m	355.887	-36.646	355.887
	軸 力	kN	330.308	143.756	330.308
	せん断力	kN	-177.426	0.000	-177.426

[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	0.000	6.000	6.000 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	1908.602	-3415.864	-3415.864
	軸 力	kN	7100.922	11572.172	11572.172
	せん断力	kN	-887.411	-887.411	-887.411
単位 当り	モーメント	kN.m	95.430	-170.793	-170.793
	軸 力	kN	355.046	578.609	578.609
	せん断力	kN	-44.371	-44.371	-44.371

(2) 前壁(胸壁)

番 号	単 位	1	2	
照査位置	m	1.050	1.700	
照査位置名称		Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	1934.958	1358.141
	軸 力	kN	2941.672	3100.922
	せん断力	kN	-887.411	-887.411
単位当り	モーメント	kN.m	96.748	67.907
	軸 力	kN	147.084	155.046
	せん断力	kN	-44.371	-44.371

(3) 頂 版

番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.050 左格点より 1.050	4.600 左格点より 4.600	0.950	3.371	
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	672.339	-673.310	838.432	-1197.497
	軸 力	kN	887.411	887.411	887.411	887.411
	せん断力	kN	1620.522	-852.978	1702.172	0.000
単位当り	モーメント	kN.m	33.617	-33.666	41.922	-59.875
	軸 力	kN	44.371	44.371	44.371	44.371
	せん断力	kN	81.026	-42.649	85.109	0.000

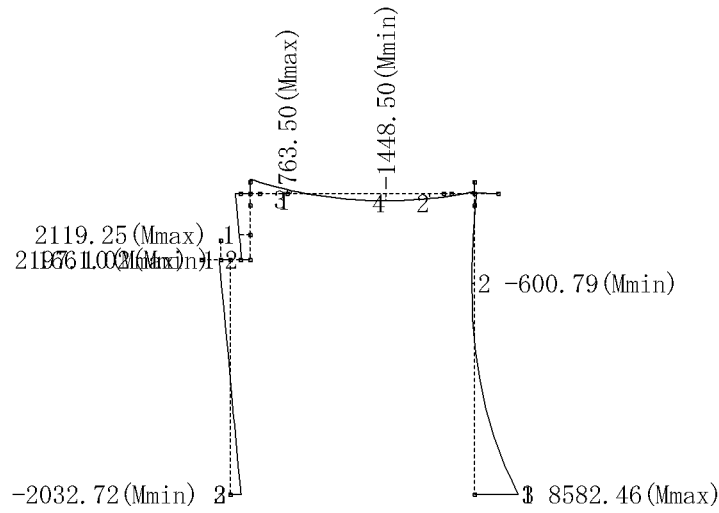
(4) 後 壁

番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	7.700	2.707	7.700 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	7594.430	-641.195	7594.430
	軸 力	kN	7363.930	3700.688	7363.930
	せん断力	kN	-3778.642	0.000	-3778.642
単位当り	モーメント	kN.m	379.722	-32.060	379.722
	軸 力	kN	368.196	185.034	368.196
	せん断力	kN	-188.932	0.000	-188.932

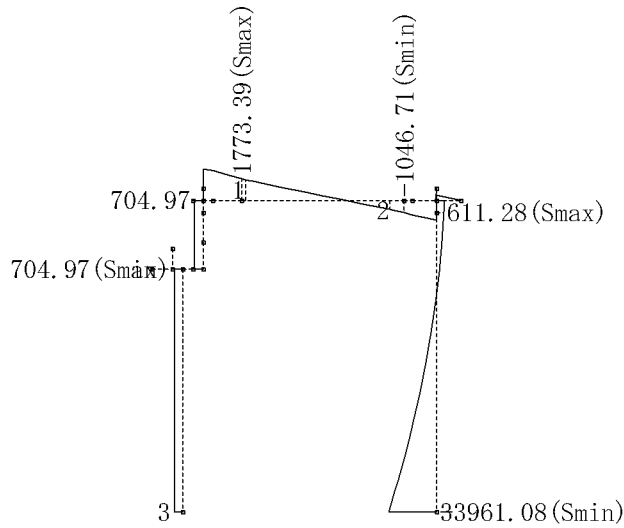


[9]常時2+温下(浮力無し)b

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	0.000	6.000	6.000 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	2197.095	-2032.716	-2032.716
	軸力	kN	7072.142	11543.392	11543.392
	せん断力	kN	-704.968	-704.968	-704.968
単位当り	モーメント	kN.m	109.855	-101.636	-101.636
	軸力	kN	353.607	577.170	577.170
	せん断力	kN	-35.248	-35.248	-35.248

## (2) 前壁(胸壁)

番 号	単 位	1	2	
照査位置	m	1.050	1.700	
照査位置名称		Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	2119.254	1661.024
	軸 力	kN	2912.892	3072.142
	せん断力	kN	-704.968	-704.968
単位当り	モーメント	kN.m	105.963	83.051
	軸 力	kN	145.645	153.607
	せん断力	kN	-35.248	-35.248

## (3) 頂 版

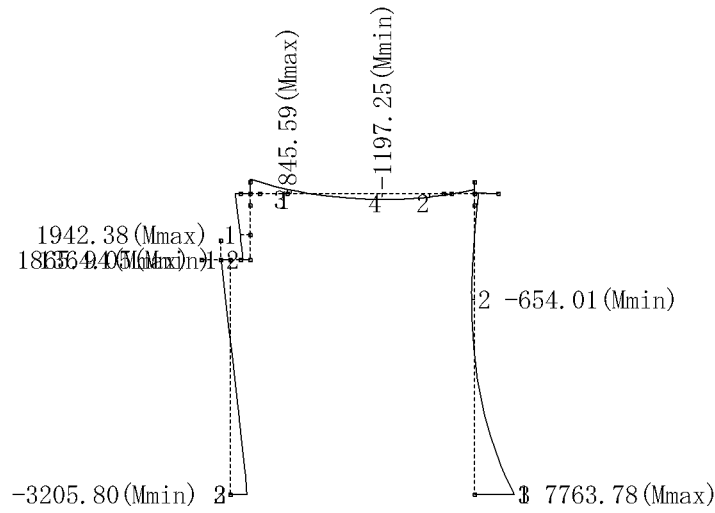
番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.050 左格点より 1.050	4.600 左格点より 4.600	0.950	3.474	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	590.289	-1008.190	763.504	-1448.497
	軸 力	kN	704.968	704.968	704.968	704.968
	せん断力	kN	1691.742	-781.758	1773.392	0.000
単位当り	モーメント	kN.m	29.514	-50.410	38.175	-72.425
	軸 力	kN	35.248	35.248	35.248	35.248
	せん断力	kN	84.587	-39.088	88.670	0.000

## (4) 後 壁

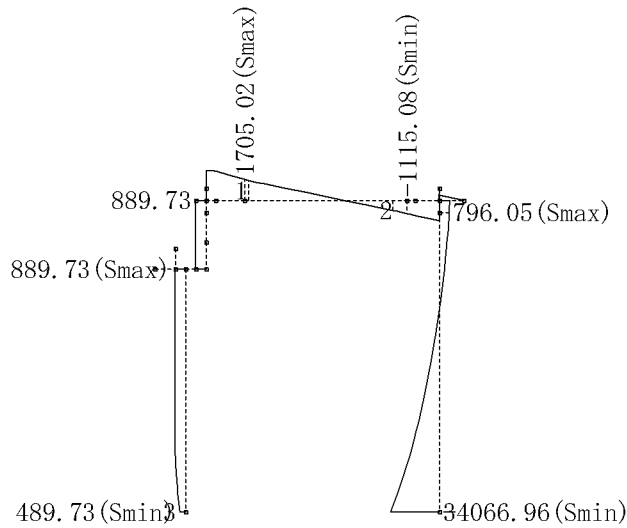
番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	7.700	2.297	7.700 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	8582.455	-600.790	8582.455
	軸 力	kN	7292.710	3356.228	7292.710
	せん断力	kN	-3961.084	0.000	-3961.084
単位当り	モーメント	kN.m	429.123	-30.039	429.123
	軸 力	kN	364.635	167.811	364.635
	せん断力	kN	-198.054	0.000	-198.054

[10]常時2(浮力有り)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	0.000	6.000	6.000 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	1865.938	-3205.799	-3205.799
	軸 力	kN	7003.771	11475.021	11475.021
	せん断力	kN	-889.734	-489.734	-489.734
単位当り	モーメント	kN.m	93.297	-160.290	-160.290
	軸 力	kN	350.189	573.751	573.751
	せん断力	kN	-44.487	-24.487	-24.487

## (2) 前壁(胸壁)

番 号	単 位	1	2	
照査位置	m	1.050	1.700	
照査位置名称		Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	1942.379	1364.052
	軸 力	kN	2844.521	3003.771
	せん断力	kN	-889.734	-889.734
単位当り	モーメント	kN.m	97.119	68.203
	軸 力	kN	142.226	150.189
	せん断力	kN	-44.487	-44.487

## (3) 頂 版

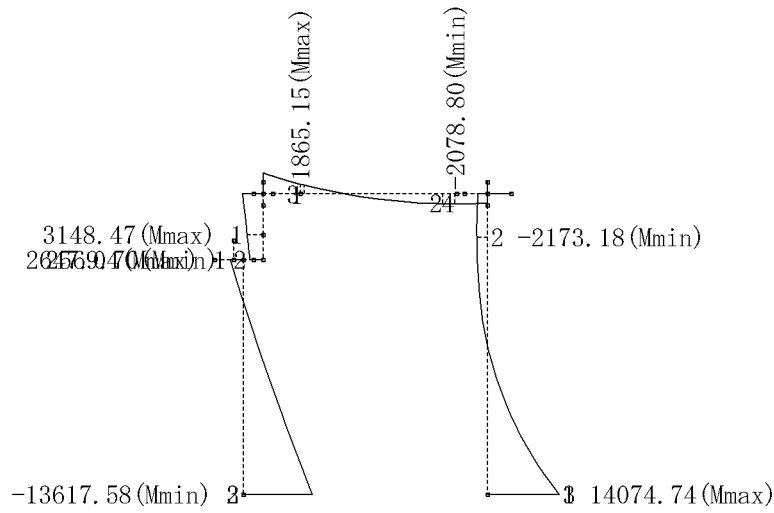
番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.050 左格点より 1.050	4.600 左格点より 4.600	0.950	3.375	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	679.207	-676.558	845.586	-1197.248
	軸 力	kN	889.734	889.734	889.734	889.734
	せん断力	kN	1623.371	-850.129	1705.021	0.000
単位当り	モーメント	kN.m	33.960	-33.828	42.279	-59.862
	軸 力	kN	44.487	44.487	44.487	44.487
	せん断力	kN	81.169	-42.506	85.251	0.000

## (4) 後 壁

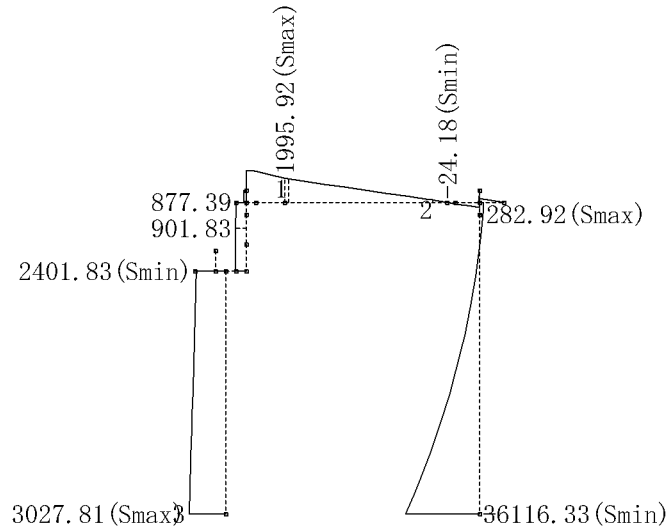
番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	7.700	2.712	7.700 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	7763.779	-654.014	7763.779
	軸 力	kN	7341.797	3701.161	7341.797
	せん断力	kN	-4066.958	0.000	-4066.958
単位当り	モーメント	kN.m	388.189	-32.701	388.189
	軸 力	kN	367.090	185.058	367.090
	せん断力	kN	-203.348	0.000	-203.348

[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	0.000	6.000	6.000 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	2647.041	-13617.580	-13617.580
	軸 力	kN	6154.672	10625.922	10625.922
	せん断力	kN	-2401.832	-3027.807	-3027.807
単位 当り	モーメント	kN.m	132.352	-680.879	-680.879
	軸 力	kN	307.734	531.296	531.296
	せん断力	kN	-120.092	-151.390	-151.390

## (2) 前壁(胸壁)

番 号	単 位	1	2	
照査位置	m	1.050	1.700	
照査位置名称		Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	3148.471	2569.705
	軸 力	kN	2995.422	3154.672
	せん断力	kN	-877.393	-901.832
単位当り	モーメント	kN.m	157.424	128.485
	軸 力	kN	149.771	157.734
	せん断力	kN	-43.870	-45.092

## (3) 頂 版

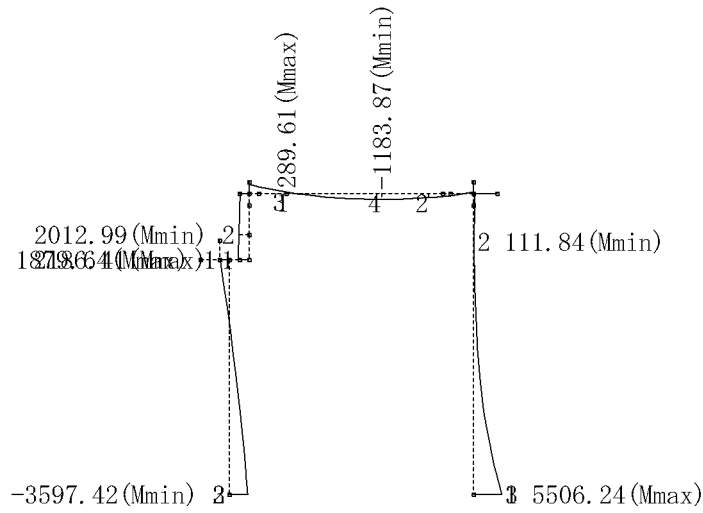
番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.050 左格点より 1.050	4.600 左格点より 4.600	0.950	4.912	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	1668.676	-2051.036	1865.145	-2078.804
	軸 力	kN	581.204	435.086	585.320	422.255
	せん断力	kN	1934.272	170.772	1995.922	0.000
単位当り	モーメント	kN.m	83.434	-102.552	93.257	-103.940
	軸 力	kN	29.060	21.754	29.266	21.113
	せん断力	kN	96.714	8.539	99.796	0.000

## (4) 後 壁

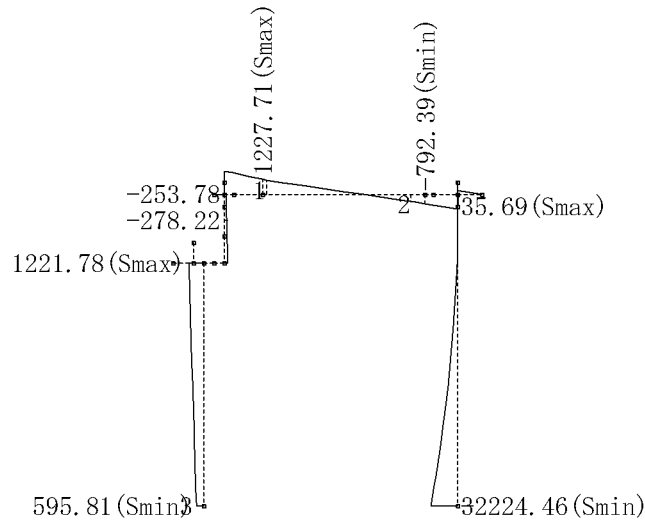
番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	7.700	1.128	7.700 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	14074.743	-2173.177	14074.743
	軸 力	kN	5167.428	1241.883	5167.428
	せん断力	kN	-6116.327	0.000	-6116.327
単位当り	モーメント	kN.m	703.737	-108.659	703.737
	軸 力	kN	258.371	62.094	258.371
	せん断力	kN	-305.816	0.000	-305.816

[15]地震時2(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	0.000	6.000	6.000 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	1879.640	-3597.422	-3597.422
	軸 力	kN	5386.463	9857.713	9857.713
	せん断力	kN	-1221.782	-595.807	-595.807
単位 当り	モーメント	kN.m	93.982	-179.871	-179.871
	軸 力	kN	269.323	492.886	492.886
	せん断力	kN	-61.089	-29.790	-29.790

## (2) 前壁(胸壁)

番 号	単 位	1	2	
照査位置	m	1.700	1.050	
照査位置名称		Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	2186.409	2012.992
	軸 力	kN	2386.463	2227.213
	せん断力	kN	278.218	253.779
単位当り	モーメント	kN.m	109.320	100.650
	軸 力	kN	119.323	111.361
	せん断力	kN	13.911	12.689

## (3) 頂 版

番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.050 左格点より 1.050	4.600 左格点より 4.600	0.950	3.391	
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	169.962	-822.608	289.610	-1183.874
	軸 力	kN	-142.390	3.728	-146.506	-46.050
	せん断力	kN	1166.063	-597.437	1227.713	0.000
単位当り	モーメント	kN.m	8.498	-41.130	14.480	-59.194
	軸 力	kN	-7.120	0.186	-7.325	-2.303
	せん断力	kN	58.303	-29.872	61.386	0.000

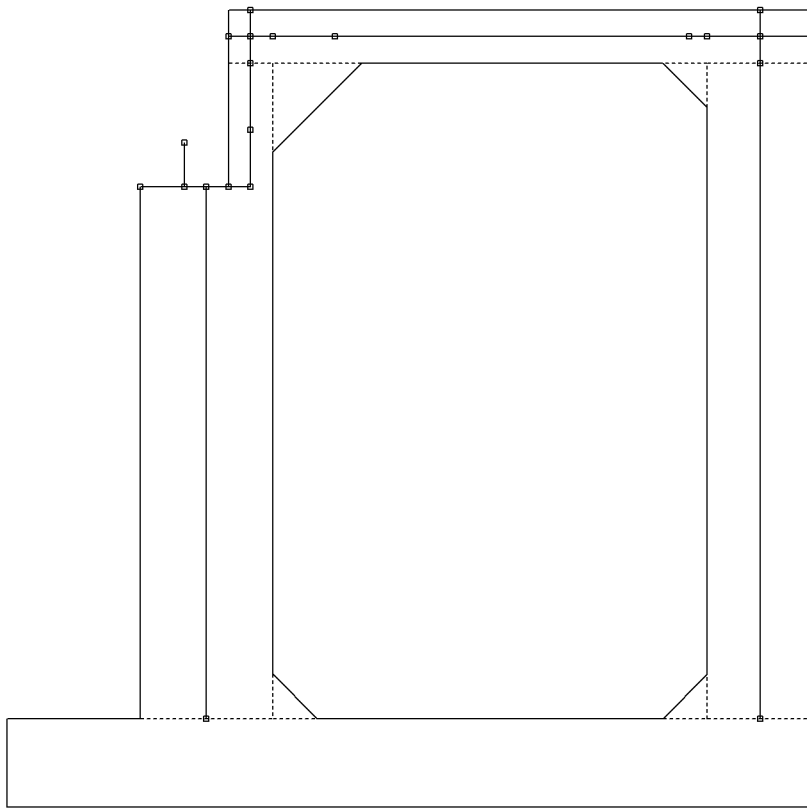
## (4) 後 壁

番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	7.700	1.244	7.700 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	5506.240	111.835	5506.240
	軸 力	kN	5935.637	2078.476	5935.637
	せん断力	kN	-2224.457	0.000	-2224.457
単位当り	モーメント	kN.m	275.312	5.592	275.312
	軸 力	kN	296.782	103.924	296.782
	せん断力	kN	-111.223	0.000	-111.223



### 3.9 断面計算

#### 3.9.1 前 壁



1)照査位置1: Mmax

照査位置		m	0.000	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	95.430	132.352
軸力	N	kN	355.046	307.734
せん断力	S	kN	-44.371	-120.092
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1500.0	1500.0
有効高	d	mm	1350.0	1350.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	D16 × 4.00= 7.94 7.94	D16 × 4.00= 7.94 7.94
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>	7.94	7.94
M × 1.7		kN.m	162.231	224.998
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	806.390	794.562
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	5.00	5.00
判定				
中立軸	X	mm	1440.932	987.172
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.492	0.629
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>	-0.466	3.468
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			———	———

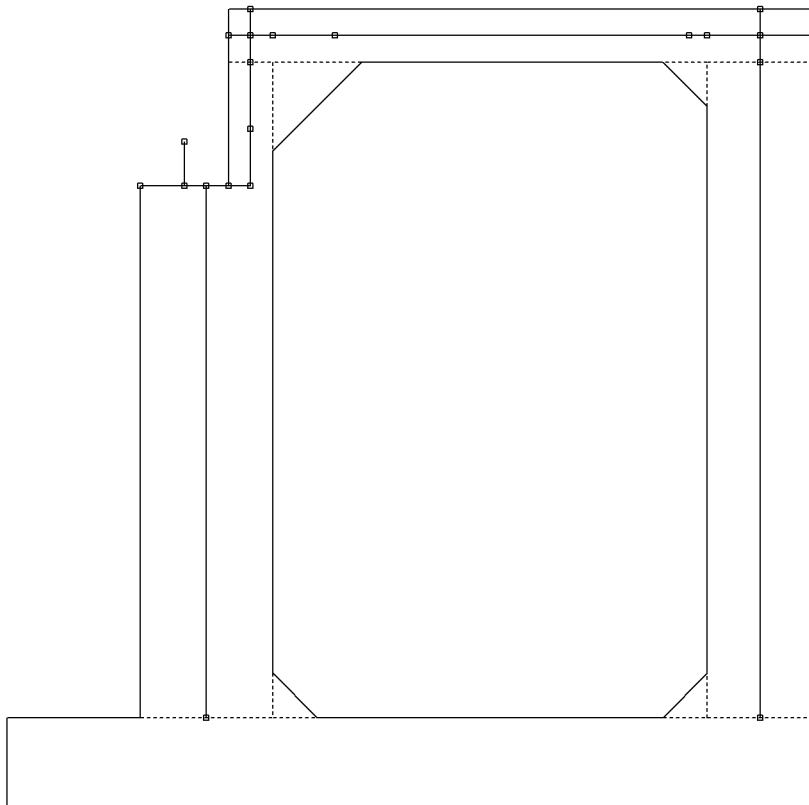
2)照査位置2: Mmin

照査位置		m	6.000
荷重名称			地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	-680.879
軸力	N	kN	531.296
せん断力	S	kN	-151.390
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	1500.0
有効高	d	mm	1350.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	0.00
背面側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	D19 × 4.00=11.46 11.46
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	11.46
M × 1.7		kN.m	1157.494
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	850.453
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	10.12
判定			
中立軸	X	mm	322.503
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	4.989
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>	238.445
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			———

## 1) 照査位置3: 基部

照査位置		m	6.000 (下付根より 0.000 )
荷重名称			地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	-680.879
軸力	N	kN	531.296
せん断力	S	kN	-151.390
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	1500.0
有効高	d	mm	1350.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	$A_s$	cm <sup>2</sup>	0.00
背面側 鉄筋量	$A_s'$	cm <sup>2</sup>	D19 × 4.00=11.46 11.46
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	11.46
M × 1.7		kN.m	1157.494
ひび割れ曲げモーメント	$M_c$	kN.m	850.453
最小鉄筋量	$A_{min}$	cm <sup>2</sup>	10.12
判定			
中立軸	X	mm	322.503
圧縮応力度	$c$	N/mm <sup>2</sup>	4.989
許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	12.000
判定			
引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	238.445
許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	300.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.112
許容せん断応力度	$a_1$	N/mm <sup>2</sup>	0.265
補正係数(有効高)	$C_e$		0.947
補正係数(引張主鉄筋比)	$C_{pt}$		0.670
補正係数(軸方向圧縮力)	$C_N$		1.195
判定			

3.9.2 前壁(胸壁)



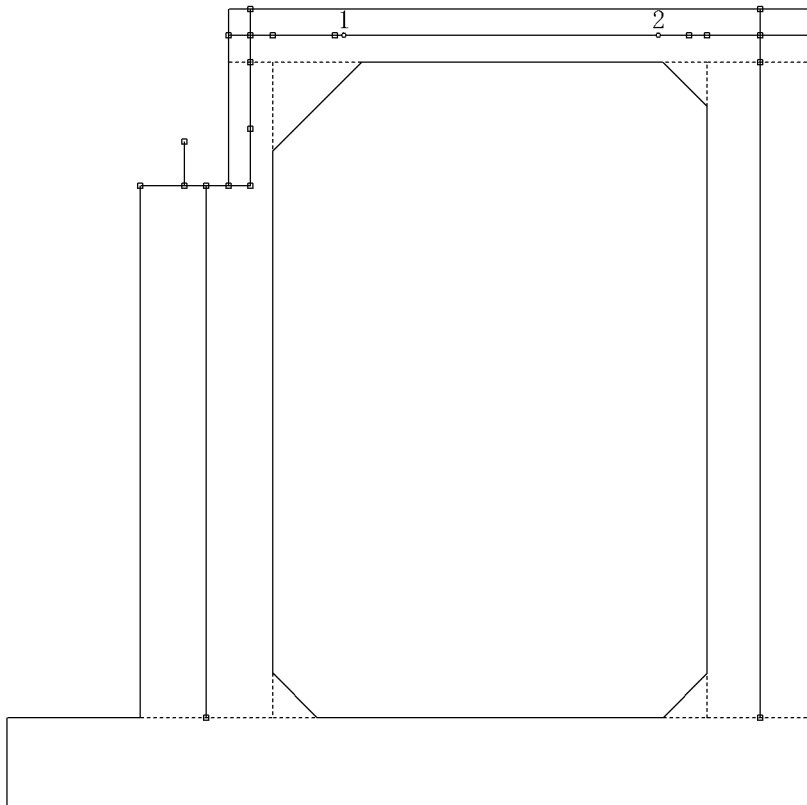
1) 照査位置1: Mmax

照査位置		m	1.050	1.050
荷重名称			常時1(浮力無し)	地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	76.946	157.424
軸力	N	kN	114.687	149.771
せん断力	S	kN	-31.574	-43.870
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0
有効高	d	mm	350.0	350.0
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	130.808	267.620
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	89.294	92.217
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	5.22	5.00
判定				
中立軸	X	mm	130.198	120.721
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	4.430	9.221
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>	112.173	262.693
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	1.700	1.050
荷重名称			地震時1(浮力無し)	地震時2(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	128.485	100.650
軸力	N	kN	157.734	111.361
せん断力	S	kN	-45.092	12.689
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0
有効高	d	mm	350.0	350.0
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	218.425	171.104
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	92.881	89.017
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	5.00	5.22
判定				
中立軸	X	mm	125.430	123.327
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	7.464	5.869
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	12.000	12.000
判定				
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	200.442	161.801
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	300.000	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			——	——

3.9.3 頂 版





## 1) 照査位置1: せん断照査

照査位置		m	1.050 (左格点より 1.050 )	1.050 (左格点より 1.050 )
荷重名称			常時2(浮力有り)b	地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	33.960	83.434
軸力	N	kN	0.000	0.000
せん断力	S	kN	81.169	96.714
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	600.0	600.0
有効高	d	mm	450.0	450.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	D16 × 4.00= 7.94 7.94	D16 × 4.00= 7.94 7.94
下面側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.00	0.00
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	7.94	7.94
M × 1.7		kN.m	57.733	141.837
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	114.821	114.821
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	5.00	7.51
判定				
中立軸	X	mm	92.285	92.285
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.754	4.309
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>	101.985	250.556
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>	0.180	0.215
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.258	0.392
補正係数(有効高)	C <sub>e</sub>		1.314	1.314
補正係数(引張主鉄筋比)	C <sub>pt</sub>		0.853	0.853
補正係数(軸方向圧縮力)	C <sub>N</sub>		1.000	1.000
判定				

2)照査位置2: せん断照査

照査位置		m	4.600 (左格点より 4.600 )	4.600 (左格点より 4.600 )
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	-33.666	-102.552
軸力	N	kN	0.000	0.000
せん断力	S	kN	-42.649	8.539
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	600.0	600.0
有効高	d	mm	450.0	450.0
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>	D19 × 4.00=11.46 11.46	D19 × 4.00=11.46 11.46
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	11.46	11.46
M × 1.7		kN.m	57.231	174.338
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	114.821	114.821
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	5.00	7.51
判定				
中立軸	X	mm	108.399	108.399
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.501	4.574
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>	70.974	216.202
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>	0.095	0.019
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.289	0.439
補正係数(有効高)	C <sub>e</sub>		1.314	1.314
補正係数(引張主鉄筋比)	C <sub>pt</sub>		0.955	0.955
補正係数(軸方向圧縮力)	C <sub>N</sub>		1.000	1.000
判定				

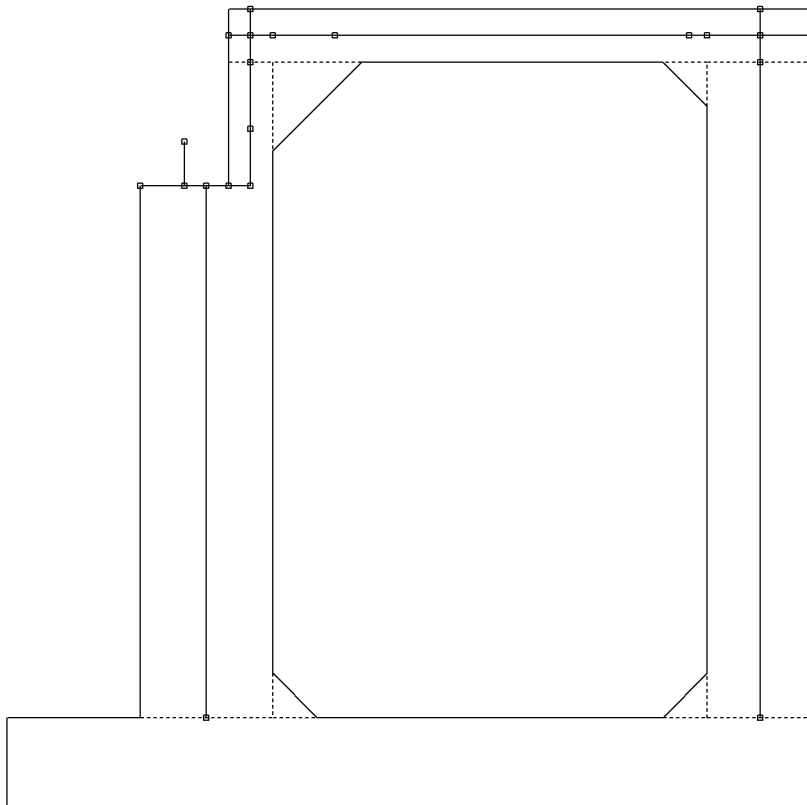
## 3)照査位置3: Mmax

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	93.257
軸力	N	kN	0.000
せん断力	S	kN	99.796
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	600.0
有効高	d	mm	450.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	D16 × 4.00= 7.94 7.94
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>	7.94
M × 1.7		kN.m	158.537
ひび割れ曲げモーメント	M <sub>c</sub>	kN.m	114.821
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	7.51
判定			
中立軸	X	mm	92.285
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	4.817
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>	280.057
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			——

4)照査位置4: Mmin

照査位置		m	3.474	4.912
荷重名称			常時2+温下(浮力無し)b	地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	-72.425	-103.940
軸力	N	kN	0.000	0.000
せん断力	S	kN	0.000	0.000
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	600.0	600.0
有効高	d	mm	450.0	450.0
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>	D19 × 4.00=11.46 11.46	D19 × 4.00=11.46 11.46
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	11.46	11.46
M × 1.7		kN.m	123.122	176.698
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	114.821	114.821
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	7.51	7.51
判定				
中立軸	X	mm	108.399	108.399
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	3.230	4.636
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	9.200	12.000
判定				
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	152.687	219.129
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	207.000	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			——	——

3.9.4 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	7.700
荷重名称			地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	703.737
軸力	N	kN	258.371
せん断力	S	kN	-305.816
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	1200.0
有効高	d	mm	1050.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	0.00
背面側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	D25 × 4.00=20.27 20.27
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	20.27
M × 1.7		kN.m	1196.353
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	510.957
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	10.07
判定			
中立軸	X	mm	262.204
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	6.498
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>	292.832
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>t</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	1.128
荷重名称			地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	-108.659
軸力	N	kN	62.094
せん断力	S	kN	0.000
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	1200.0
有効高	d	mm	1050.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	D16 × 4.00= 7.94 7.94
背面側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.00
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	7.94
M × 1.7		kN.m	184.720
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	471.702
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	5.00
判定			
中立軸	X	mm	192.443
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.440
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>	96.256
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			——

## 1) 照査位置3: 基部

照査位置		m	7.700 (下付根より 0.000 )
荷重名称			地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	703.737
軸力	N	kN	258.371
せん断力	S	kN	-305.816
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	1200.0
有効高	d	mm	1050.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	$A_s$	$\text{cm}^2$	0.00
背面側 鉄筋量	$A_s'$	$\text{cm}^2$	D25 × 4.00=20.27 20.27
使用鉄筋量		$\text{cm}^2$	20.27
$M \times 1.7$		kN.m	1196.353
ひび割れ曲げモーメント	$M_c$	kN.m	510.957
最小鉄筋量	$A_{min}$	$\text{cm}^2$	10.07
判定			
中立軸	X	mm	262.204
圧縮応力度	c	$\text{N}/\text{mm}^2$	6.498
許容圧縮応力度	$c_a$	$\text{N}/\text{mm}^2$	12.000
判定			
引張応力度	s	$\text{N}/\text{mm}^2$	292.832
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		$\text{N}/\text{mm}^2$	0.291
許容せん断応力度	$a_1$	$\text{N}/\text{mm}^2$	0.330
補正係数(有効高)	$C_e$		0.993
補正係数(引張主鉄筋比)	$C_{pt}$		0.886
補正係数(軸方向圧縮力)	$C_N$		1.073
判定			



### 3.9.5 隅角部の照査

#### (1)胸壁交差位置

##### 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),  $R = 1484.925$   
 $R^2 = a^2 + b^2$
- $a$  : 鉛直部材の幅 (mm),  $a = 1050.000$
- $b$  : 水平部材の高さ (mm),  $b = 1050.000$
- $W$  : 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(浮力無し)	204.885	0.465

##### 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),  $R = 1484.925$   
 $R^2 = a^2 + b^2$
- $a$  : 鉛直部材の幅 (mm),  $a = 1050.000$
- $b$  : 水平部材の高さ (mm),  $b = 1050.000$
- $\sigma_{sa}$  : 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(浮力無し)	204.885	300.000	919.845

#### (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),  $R = 1697.056$   
 $R^2 = a^2 + b^2$
- $a$  : 鉛直部材の幅 (mm),  $a = 1200.000$
- $b$  : 水平部材の高さ (mm),  $b = 1200.000$
- $W$  : 節点奥行 (mm),  $W = 1000.000$

荷重状態(水 位)	$M_o$ (kN.m)	$t_{max}$ (N/mm <sup>2</sup> )
地震時1(浮力無し)	-97.909	-

## 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),  $R = 1697.056$   
 $R^2 = a^2 + b^2$
- $a$  : 鉛直部材の幅 (mm),  $a = 1200.000$
- $b$  : 水平部材の高さ (mm),  $b = 1200.000$
- $\sigma_{sa}$  : 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(浮力無し)	-97.909	300.000	-

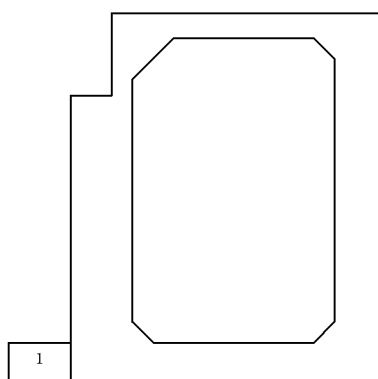
## 4章 前趾の設計

### 4.1 付け根位置の設計

#### 4.1.1 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 $V_i$ (m <sup>3</sup> )	重心位置 $X_i$ (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	1.500 × 1.000 × 20.000	30.000	0.750	22.500	
		30.000	—	22.500	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 22.500 / 30.000 = 0.750 \text{ (m)}$$

#### 4.1.2 躯体自重，土砂重量，浮力，その他荷重による鉛直力

##### (1) 躯体自重による作用力

$$\text{鉛直力 } W = \quad \cdot V = 24.500 \times 30.000 = 735.000 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置 } X = 0.750 \text{ (m)}$$

#### 4.1.3 杭反力

鉛直力

$$N = (n_i \cdot P_i)$$

作用位置

$$X = \frac{\sum n_i \cdot P_i \cdot X_i}{\sum n_i \cdot P_i}$$

ここに、

$P_i$  : 前趾設計区間にある杭の鉛直反力

$X_i$  : 前趾設計位置から杭位置までの距離

$n_i$  : 杭本数

##### [1] 常時2(浮力無し) a

列番号	杭属性	杭位置までの距離 $X_i$ (m)	杭本数 $n_i$	杭反力 $P_i$ (kN)	$n_i \cdot P_i$	$n_i \cdot P_i \cdot X_i$
1	直	0.500	6	1523.311	9139.87	4569.93

$$\begin{aligned} < \text{合計} > \quad n_i \cdot P_i &= 9139.865 \\ & n_i \cdot P_i \cdot X_i = 4569.933 \\ X &= 4569.933 / 9139.865 = 0.500 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

##### [2] 地震時1(浮力無し)

列番号	杭属性	杭位置までの距離 $X_i$ (m)	杭本数 $n_i$	杭反力 $P_i$ (kN)	$n_i \cdot P_i$	$n_i \cdot P_i \cdot X_i$
1	直	0.500	6	2108.383	12650.30	6325.15

$$\begin{aligned} < \text{合計} > \quad n_i \cdot P_i &= 12650.299 \\ & n_i \cdot P_i \cdot X_i = 6325.149 \\ X &= 6325.149 / 12650.299 = 0.500 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

#### 4.1.4 断面力の集計

##### [1] 常時2(浮力無し) a

項目	$N_i$ (kN)	$X_i$ (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
躯体自重	-735.000	0.750	-551.250
杭反力	9139.865	0.500	4569.933
合計	8404.865	—————	4018.683
単位幅当り	420.243	—————	200.934

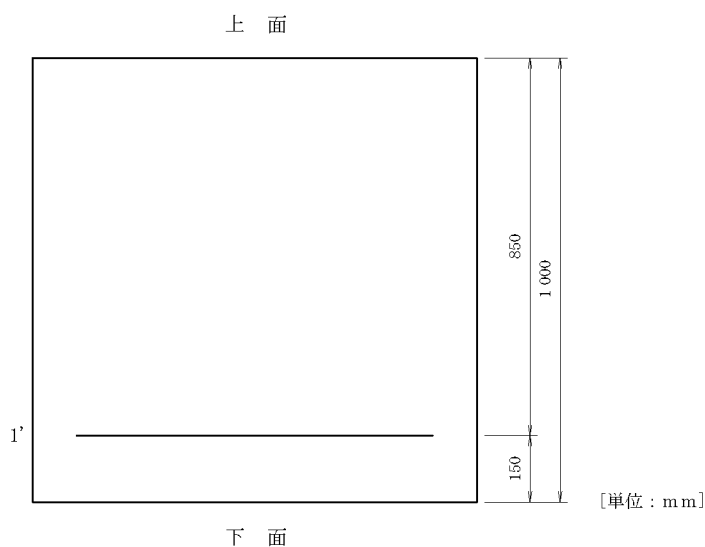
[2]地震時1(浮力無し)

項目	$N_i$ (kN)	$X_i$ (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
躯体自重	-735.000	0.750	-551.250
杭反力	12650.299	0.500	6325.149
合計	11915.299	—	5773.899
単位幅当り	595.765	—	288.695

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

4.1.5 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>3</sup> )	
上面	1	—	—	—	—	
	2	—	—	—	—	
下面	1'	15.0	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>),  $Z_c = b \cdot h^2/6 = 166667 \times 10^3$
- $\sigma_{bt}$  : 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>),  $\sigma_{ck} = 24.00$
- $N$  : 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>),  $A_c = b \cdot h = 1000000.000$
- $b$  : 部材断面幅(mm)
- $h$  : 部材断面高(mm),  $h = 1000.000$

荷重状態(水位)	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> )
地震時1(浮力無し)	15.484	490.781 >	318.946	11.017

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

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

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

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),  $h = 1000.000$
- $b$  : 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(水位)	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2(浮力無し) a	200.934	17.676	2.872	8.000	164.064	180.000

## 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

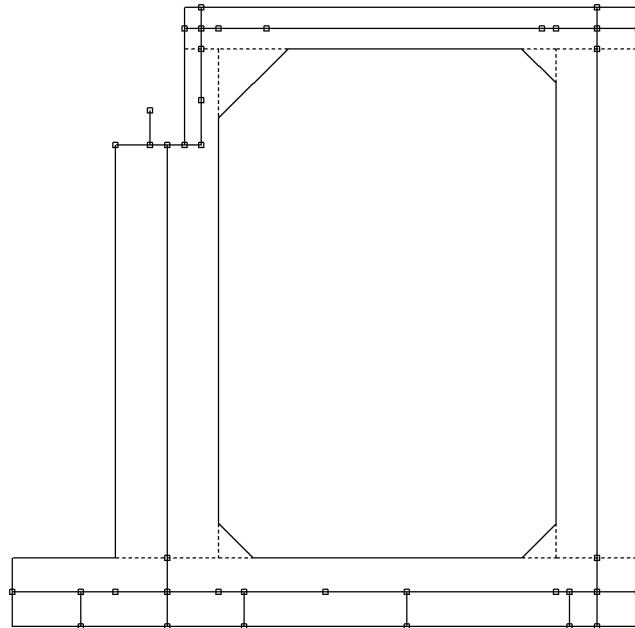
case	荷重種別	荷重ケース	備考
1 2 3 4	死荷重	[1]浮力無し [2]浮力有り [3]浮力無し [4]浮力有り	浮力,水圧(前,背,内) 浮力,水圧(前,背,内)
5 6 7	上部工反力、 地表面荷重	[1]常時(死) [2]常時(死活) [3]地震時	
8 9 10 11	常時土圧	[1]常時(死):浮力無し [2]常時(死):浮力有り [3]常時(死活):浮力無し [4]常時(死活):浮力有り	
12 13 14 15	地震時土圧	[1]地震時:浮力無し< > [2]地震時:浮力有り< > [3]地震時:浮力無し< > [4]地震時:浮力有り< >	
16 17 18	温度荷重	[1]乾燥収縮 [2]温度上昇 [3]温度下降	
19 20 21 22	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 + 5 + 8 + 16
2	常時1+温上(浮力無し)	1 + 5 + 8 + 16 + 17
3	常時1+温下(浮力無し)	1 + 5 + 8 + 16 + 18
4	常時1(浮力有り)	2 + 5 + 9 + 16
5	常時1+温上(浮力有り)	2 + 5 + 9 + 16 + 17
6	常時1+温下(浮力有り)	2 + 5 + 9 + 16 + 18
7	常時2(浮力無し)	1 + 6 + 10 + 16
8	常時2+温上(浮力無し)	1 + 6 + 10 + 16 + 17
9	常時2+温下(浮力無し)	1 + 6 + 10 + 16 + 18
10	常時2(浮力有り)	2 + 6 + 11 + 16
11	常時2+温上(浮力有り)	2 + 6 + 11 + 16 + 17
12	常時2+温下(浮力有り)	2 + 6 + 11 + 16 + 18
13	地震時1(浮力無し)	3 + 7 + 12 + 16 + 19
14	地震時1(浮力有り)	4 + 7 + 13 + 16 + 20
15	地震時2(浮力無し)	3 + 7 + 14 + 16 + 21
16	地震時2(浮力有り)	4 + 7 + 15 + 16 + 22

## 5.2 死荷重

### (1) 躯体自重

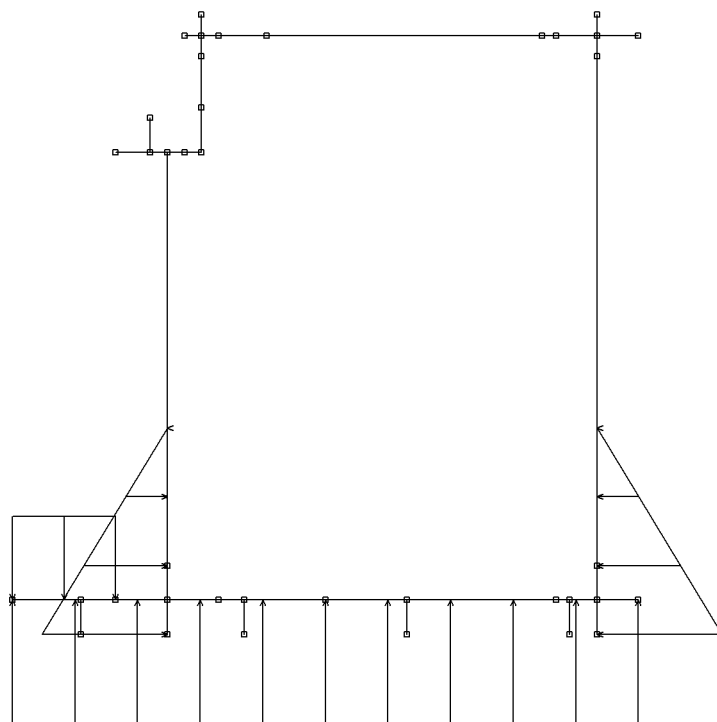


荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (/m)	終点強度 (/m)
頂版重量	頂版	鉛直	0.000	0.250	294.000	294.000
頂版重量	頂版	鉛直	0.250	0.250	294.000	294.000
頂版重量	頂版	鉛直	0.500	0.700	294.000	294.000
頂版重量	頂版	鉛直	1.200	4.000	294.000	294.000
頂版重量	頂版	鉛直	5.200	0.200	294.000	294.000
頂版重量	頂版	鉛直	5.400	0.600	294.000	294.000
頂版重量	頂版	鉛直	6.000	0.600	294.000	294.000
底板重量	底板	鉛直	0.000	1.000	490.000	490.000
底板重量	底板	鉛直	1.000	0.500	490.000	490.000
底板重量	底板	鉛直	1.500	0.750	490.000	490.000
底板重量	底板	鉛直	2.250	0.750	490.000	490.000
底板重量	底板	鉛直	3.000	0.367	490.000	490.000
底板重量	底板	鉛直	3.367	1.183	490.000	490.000
底板重量	底板	鉛直	4.550	1.183	490.000	490.000
底板重量	底板	鉛直	5.733	2.167	490.000	490.000
底板重量	底板	鉛直	7.900	0.200	490.000	490.000
底板重量	底板	鉛直	8.100	0.400	490.000	490.000
底板重量	底板	鉛直	8.500	0.600	490.000	490.000
前壁重量	前壁	軸方向	0.000	6.000	735.000	735.000
後壁重量	後壁	軸方向	0.600	7.400	588.000	588.000
胸壁重量	胸壁	軸方向	0.600	0.750	245.000	245.000
胸壁重量	胸壁	軸方向	1.350	0.650	245.000	245.000
ハンチ重量	頂版	鉛直	0.500	1.000	490.000	0.000
ハンチ重量	底板	鉛直	3.000	0.500	245.000	0.000
ハンチ重量	頂版	鉛直	4.900	0.500	0.000	245.000
ハンチ重量	底板	鉛直	7.400	0.500	0.000	245.000



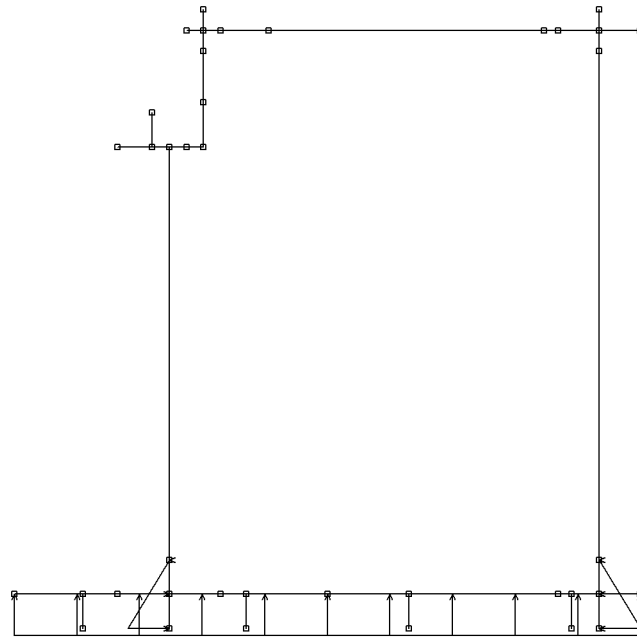
(2)水圧,浮力,水重

[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)
前面水重量	底板	鉛直	0.000	1.500	400.000	400.000
浮力	底板	鉛直	0.000	9.100	-600.000	-600.000
前面水圧	前壁	水平	4.000	3.000	0.000	600.000
背面水圧	後壁	水平	6.000	3.000	0.000	-600.000

[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)
浮力	底板	鉛直	0.000	9.100	-200.000	-200.000
前面水圧	前壁	水平	6.000	1.000	0.000	200.000
背面水圧	後壁	水平	8.000	1.000	0.000	-200.000

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)

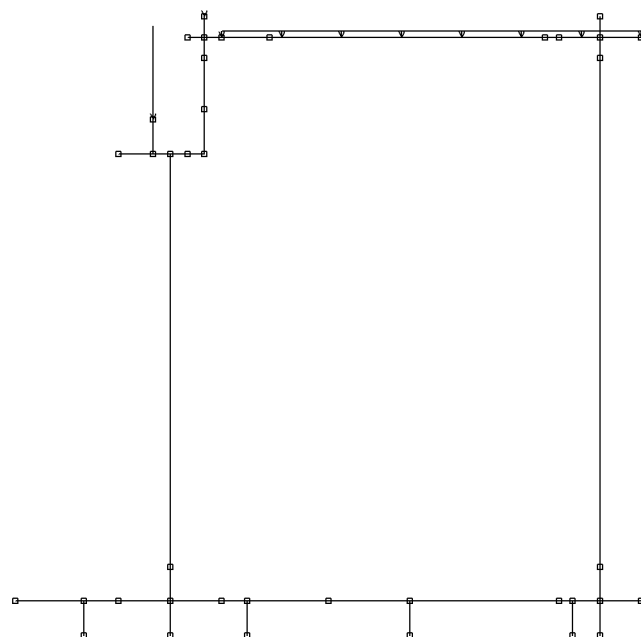
B : 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 20.000 (m)

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)

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)
qd	10.000	2.500	6.600	1320.000	5.800



上部工反力

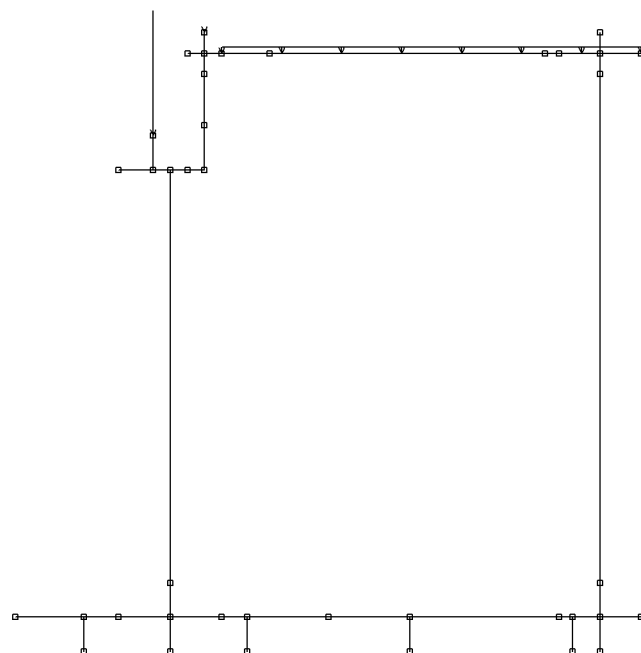
荷 重	載荷部材	載荷方向	水平方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	支 承	格点集中	0.000	3000.000	0.000

載荷荷重 (c)

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D	胸 壁 頂 版	鉛 直	0.000	0.000	100.000	0.000
載荷荷重D		鉛 直	0.500	6.100	200.000	200.000

[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)
qd	10.000	2.500	6.600	1320.000	5.800
q1(a)	10.000	2.500	6.600	1320.000	5.800
q1(b)	10.000	3.000	6.100	1220.000	6.050



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)

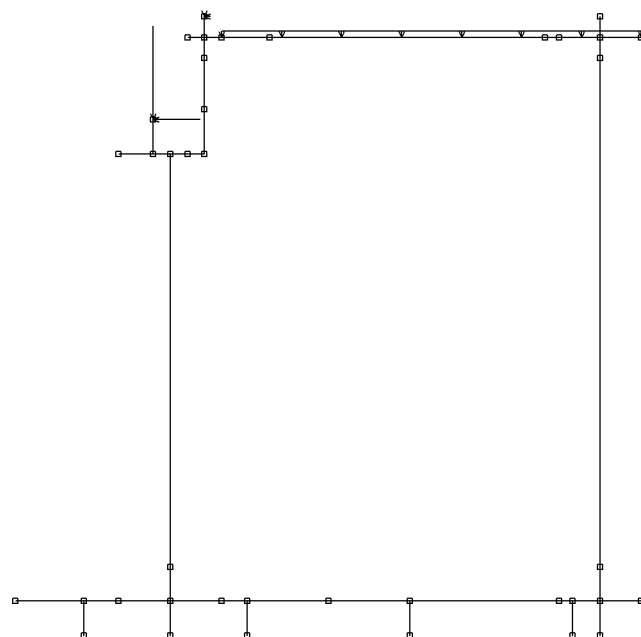
荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
載荷荷重D	胸 壁	鉛 直	0.000	0.000	100.000	0.000
載荷荷重D	頂 版	鉛 直	0.500	6.100	200.000	200.000
載荷荷重L	胸 壁	鉛 直	0.000	0.000	100.000	0.000
載荷荷重L	頂 版	鉛 直	0.500	6.100	200.000	200.000

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D	胸 壁	鉛 直	0.000	0.000	100.000	0.000
載荷荷重D	頂 版	鉛 直	0.500	6.100	200.000	200.000
載荷荷重L	頂 版	鉛 直	0.500	6.100	200.000	200.000

[3]地震時

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)
qd	10.000	2.500	6.600	1320.000	5.800



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

載荷荷重

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D	胸 壁	鉛 直	0.000	0.000	100.000	0.000
載荷荷重D	頂 版	鉛 直	0.500	6.100	200.000	200.000

載荷荷重慣性力

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)
載荷荷重D	胸 壁	水 平	0.000	0.000	-14.000	0.000
載荷荷重D	胸 壁	水 平	0.000	0.000	-170.800	0.000

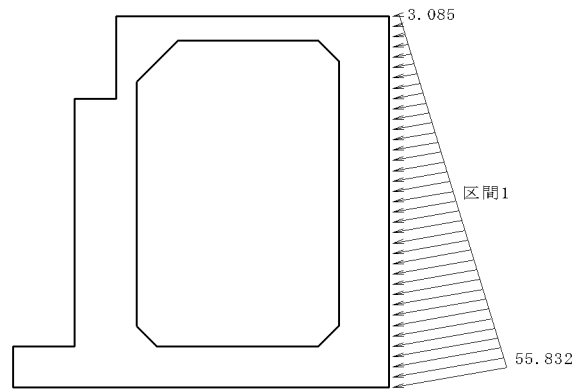
5.4 常時土圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	w(kN/m <sup>3</sup> )	10.000
土圧の作用幅	Bc (m)	20.000
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

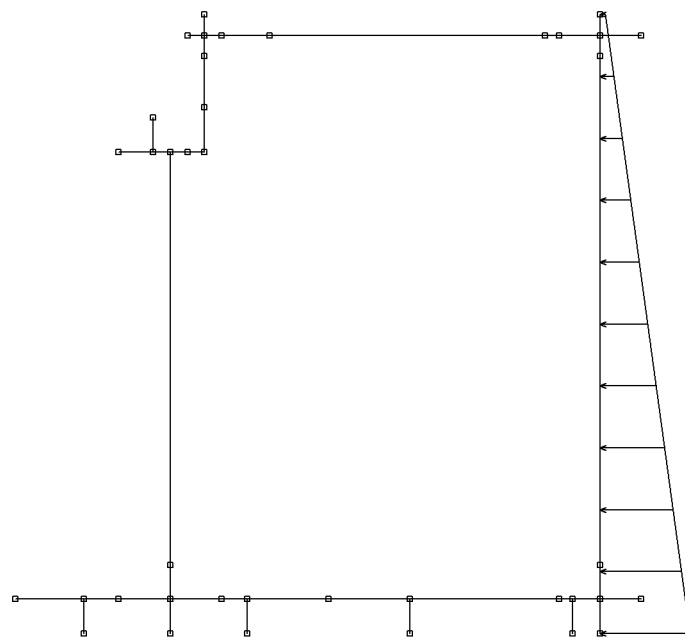


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	9.000
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

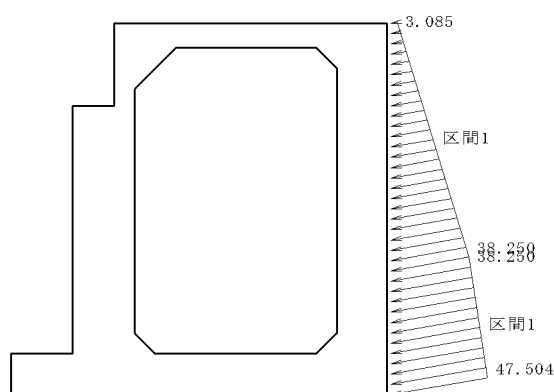
2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	9.000 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 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)		10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	9.100
	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)		3.085 55.832 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	後壁	水平	0.000	9.000	-60.756	-1099.682
背面土圧	底板	鉛直	9.100	0.000	920.774	0.000

[2] 常時(死): 浮力有り

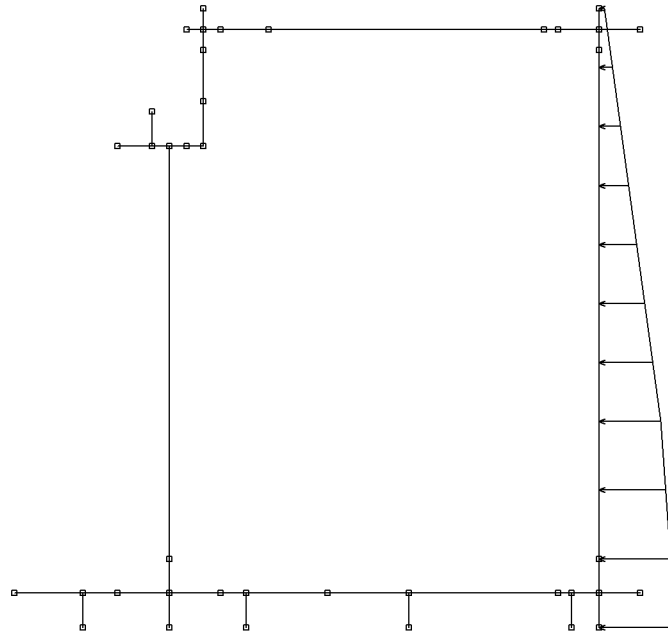


1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.000
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

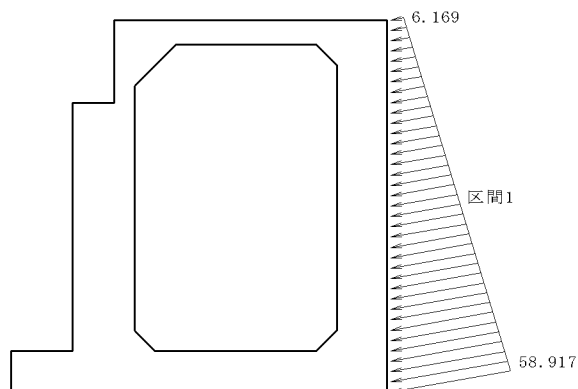
項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	9.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	6.000 3.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	3.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	9.100
	土圧係数	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)		3.085 38.250 38.250 47.504



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	後壁	水平	0.000	6.000	-60.756	-753.373
背面土圧	後壁	水平	6.000	3.000	-753.373	-935.641
背面土圧	底板	鉛直	9.100	0.000	877.387	0.000



[3]常時(死活):浮力無し

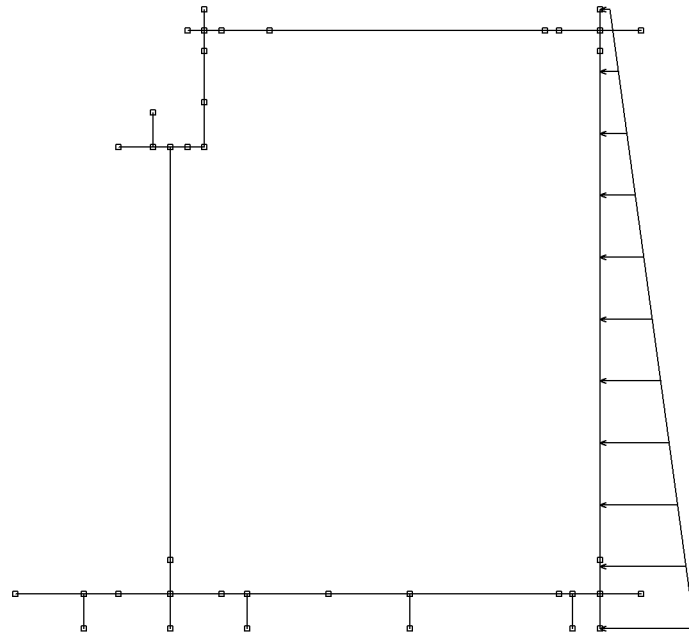


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	20.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	9.000
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

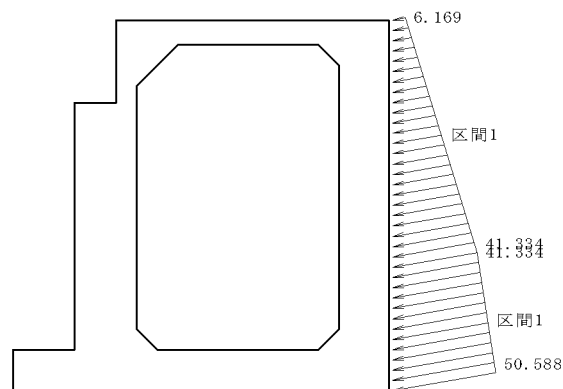
2)土圧算出結果

	項 目	区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	9.000 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 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)		10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	9.100
土圧係数	背面水位より上の土圧係数(上) (下)	Ku1 Kl1	0.30847 0.30847
	背面水位より下の土圧係数(上) (下)	Ku2 Kl2	0.30847 0.30847
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度(上)		6.169
	[2]水位より上の土圧強度(下)		58.917
	[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	後壁	水平	0.000	9.000	-121.512	-1160.438
背面土圧	底板	鉛直	9.100	0.000	1017.190	0.000

[4] 常時(死活): 浮力有り

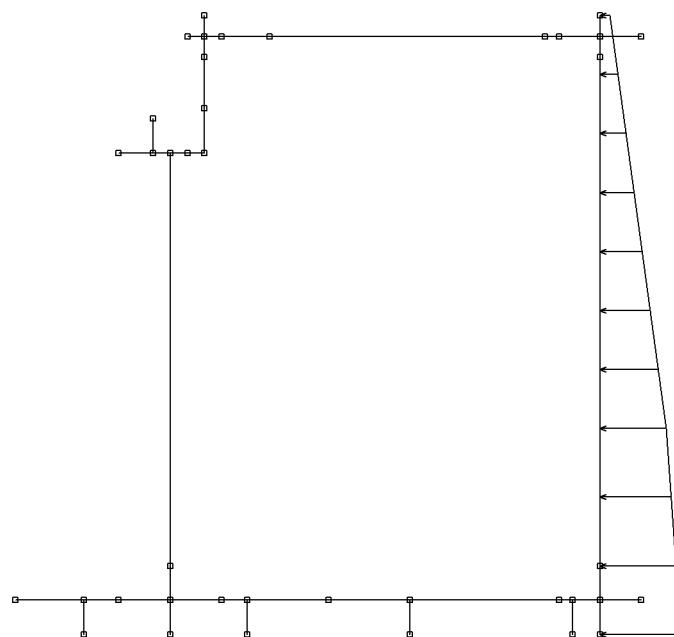


1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	20.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.000
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)	9.000 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)	6.000 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)		10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m <sup>3</sup> ) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	9.100
	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)		6.169 41.334 41.334 50.588



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	後壁	水 平	0.000	6.000	-121.512	-814.129
背面土圧	後壁	水 平	6.000	3.000	-814.129	-996.397
背面土圧	底版	鉛 直	9.100	0.000	973.803	0.000

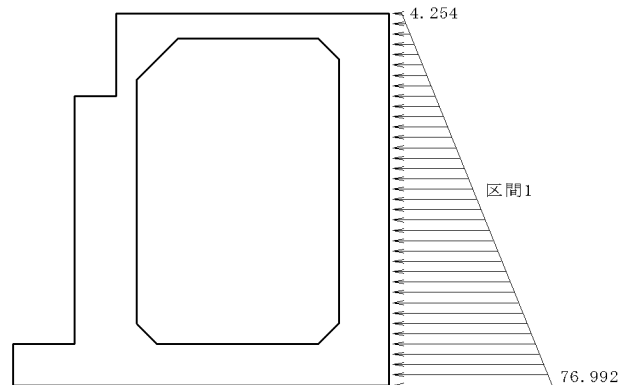
### 5.5 地震時土圧

#### (1) 共通データ

水の単位体積重量	w (kN/m <sup>3</sup> )	10.000
土圧の作用幅	Bc (m)	20.000
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 < >

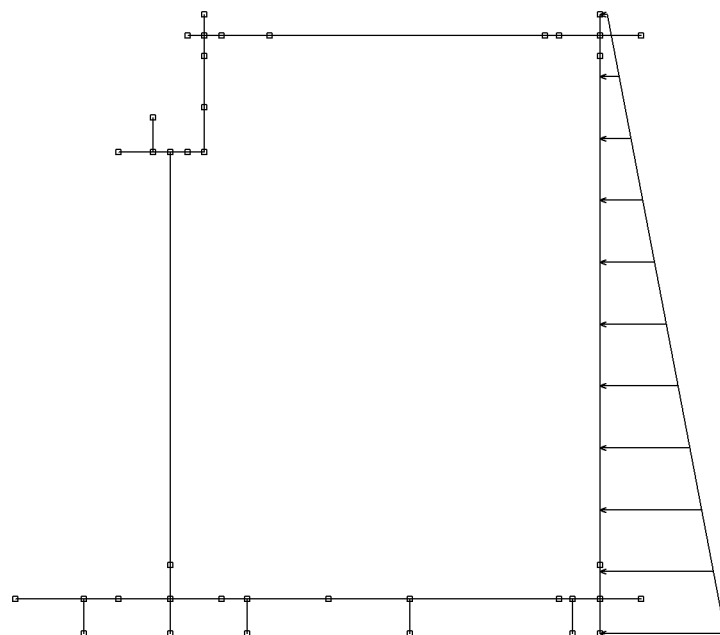


#### 1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	9.000
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

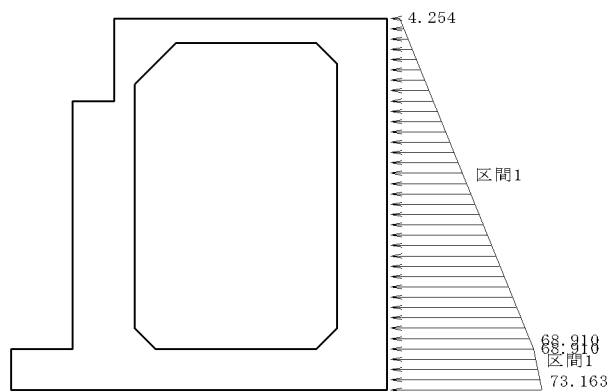
#### 2) 土圧算出結果

項 目		区間1		
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	9.000 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 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	19.000 20.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	9.100	
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1	0.42537 0.42537
背面水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 Kl2	0.42537 0.42537	
土圧強度		[1] 水位より上の土圧強度 (上)		4.254
		[2] 水位より上の土圧強度 (下)		76.992
	[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	後壁	水平	0.000	9.000	-85.074	-1539.832

[2]地震時:浮力有り< >

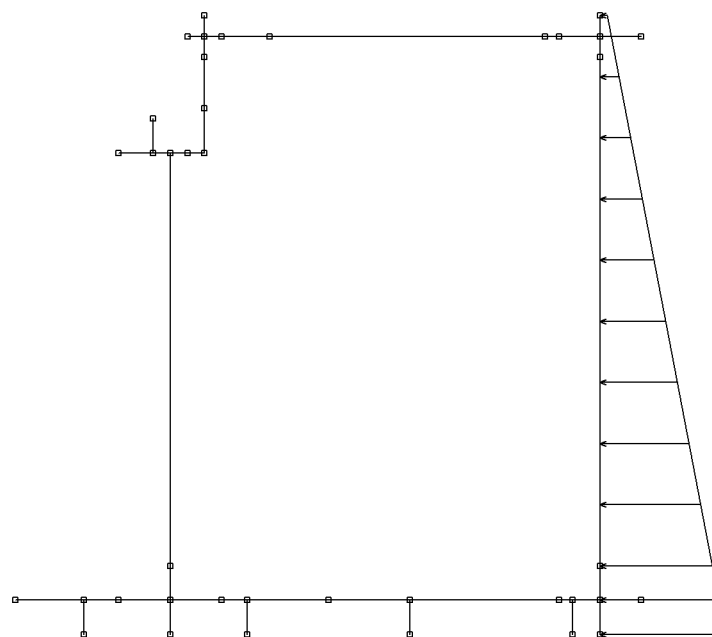


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	8.000
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

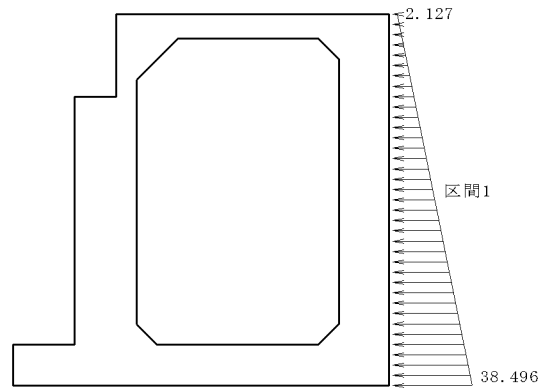
2)土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	9.000 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)	8.000 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	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	9.100
	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)		4.254 68.910 68.910 73.163



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	後 壁	水 平	0.000	8.000	-85.074	-1378.193
背面土圧	後 壁	水 平	8.000	1.000	-1378.193	-1463.266

[3]地震時:浮力無し< >

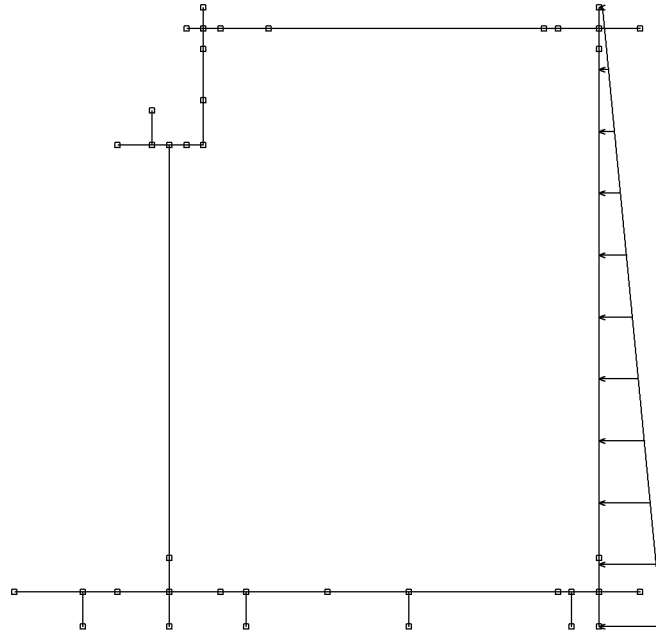


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	9.000
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

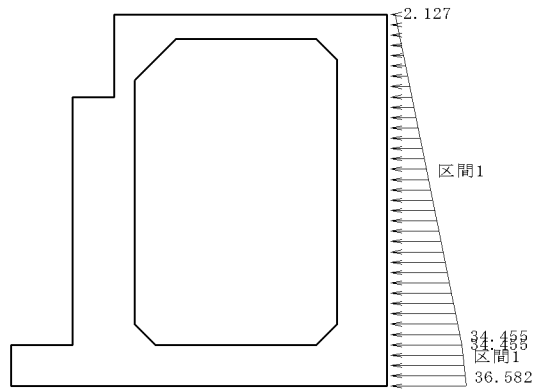
2)土圧算出結果

	項 目	区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	9.000 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 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	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	9.100
土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1	0.42537 0.42537
	背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku2 Kl2	0.42537 0.42537
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上)		2.127
	[2]水位より上の土圧強度 (下)		38.496
	[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	後壁	水平	0.000	9.000	-42.537	-769.916

[4]地震時:浮力有り< >



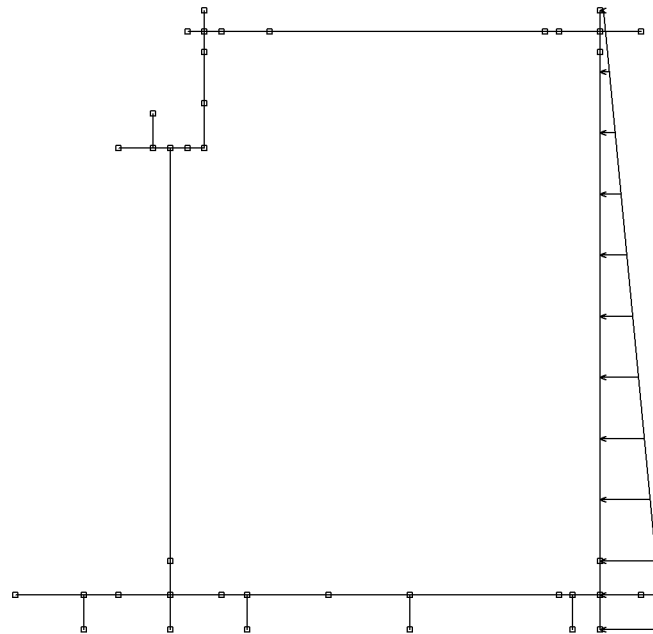
1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m <sup>2</sup> )	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	8.000
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)	9.000 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)	8.000 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	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	9.100
	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)		2.127 34.455 34.455 36.582



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	後 壁	水 平	0.000	8.000	-42.537	-689.096
背面土圧	後 壁	水 平	8.000	1.000	-689.096	-731.633

## 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	-20.000
乾燥収縮	桁受台	-20.000
乾燥収縮	前 壁	-20.000
乾燥収縮	後 壁	-20.000

### [2] 温度上昇

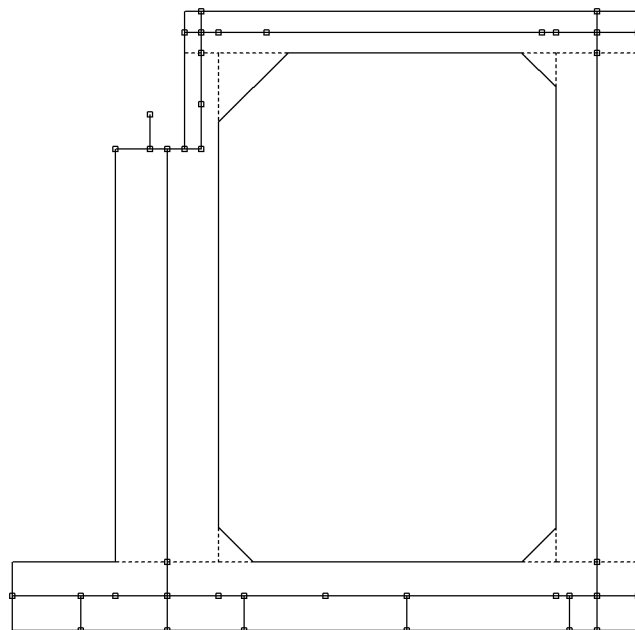
荷 重	載荷部材	温 度 (度)
温度荷重	頂 版	10.000
温度荷重	桁受台	10.000
温度荷重	前 壁	10.000
温度荷重	後 壁	10.000

### [3] 温度下降

荷 重	載荷部材	温 度 (度)
温度荷重	頂 版	-10.000
温度荷重	桁受台	-10.000
温度荷重	前 壁	-10.000
温度荷重	後 壁	-10.000

## 5.7 地震時荷重

### (1) 躯体自重による慣性力

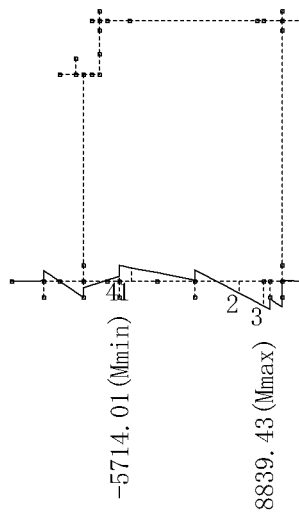


荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版慣性力	頂版	水平	0.000	0.250	-41.160	-41.160
頂版慣性力	頂版	水平	0.250	0.250	-41.160	-41.160
頂版慣性力	頂版	水平	0.500	0.700	-41.160	-41.160
頂版慣性力	頂版	水平	1.200	4.000	-41.160	-41.160
頂版慣性力	頂版	水平	5.200	0.200	-41.160	-41.160
頂版慣性力	頂版	水平	5.400	0.600	-41.160	-41.160
頂版慣性力	頂版	水平	6.000	0.600	-41.160	-41.160
底板慣性力	底板	水平	0.000	1.000	-68.600	-68.600
底板慣性力	底板	水平	1.000	0.500	-68.600	-68.600
底板慣性力	底板	水平	1.500	0.750	-68.600	-68.600
底板慣性力	底板	水平	2.250	0.750	-68.600	-68.600
底板慣性力	底板	水平	3.000	0.367	-68.600	-68.600
底板慣性力	底板	水平	3.367	1.183	-68.600	-68.600
底板慣性力	底板	水平	4.550	1.183	-68.600	-68.600
底板慣性力	底板	水平	5.733	2.167	-68.600	-68.600
底板慣性力	底板	水平	7.900	0.200	-68.600	-68.600
底板慣性力	底板	水平	8.100	0.400	-68.600	-68.600
底板慣性力	底板	水平	8.500	0.600	-68.600	-68.600
前壁慣性力	前壁	水平	0.000	6.000	-102.900	-102.900
後壁慣性力	後壁	水平	0.600	7.400	-82.320	-82.320
胸壁慣性力	胸壁	水平	0.600	0.750	-34.300	-34.300
胸壁慣性力	胸壁	水平	1.350	0.650	-34.300	-34.300
ハンチ慣性力	ハンチ	水平	0.600	1.000	-68.600	0.000
ハンチ慣性力	ハンチ	水平	5.500	0.500	0.000	-34.300
ハンチ慣性力	ハンチ	水平	0.600	0.500	-34.300	0.000
ハンチ慣性力	ハンチ	水平	7.500	0.500	0.000	-34.300

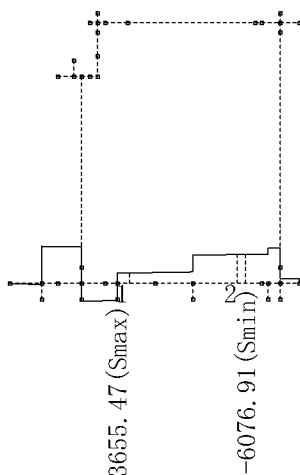
### 5.8 断面力の算定

[10]常時2(浮力有り)b

1) 曲げモーメント



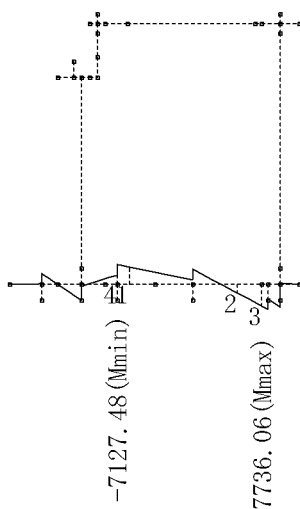
2)せん断力



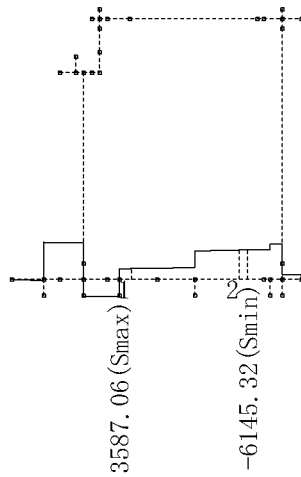
番号	単位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.500 左格点より 1.500	4.900 左格点より 4.900	5.650	1.117	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	-4894.276	4281.650	8839.435	-5714.013
	軸力	kN	2771.522	4152.200	4152.200	2771.522
	せん断力	kN	2160.869	6049.406	6070.656	2123.073
単位当り	モーメント	kN.m	-244.714	214.083	441.972	-285.701
	軸力	kN	138.576	207.610	207.610	138.576
	せん断力	kN	108.043	302.470	303.533	106.154

[11]常時2+温上(浮力有り)b

1)曲げモーメント



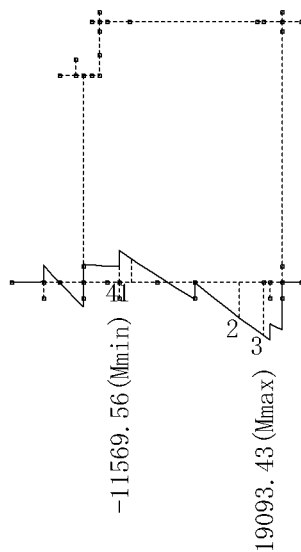
2)せん断力



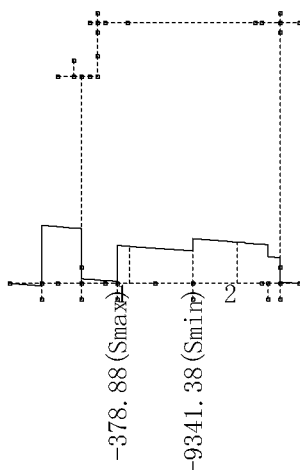
番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.500 左格点より 1.500	4.900 左格点より 4.900	5.650	1.117	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全 幅 当 り	モーメント	kN.m	-6281.545	3126.972	7736.063	-7127.482
	軸 力	kN	2592.268	3972.946	3972.946	2592.268
	せん断力	kN	2229.278	6117.815	6139.065	2191.482
単 位 当 り	モーメント	kN.m	-314.077	156.349	386.803	-356.374
	軸 力	kN	129.613	198.647	198.647	129.613
	せん断力	kN	111.464	305.891	306.953	109.574

[13]地震時1(浮力無し)

1)曲げモーメント



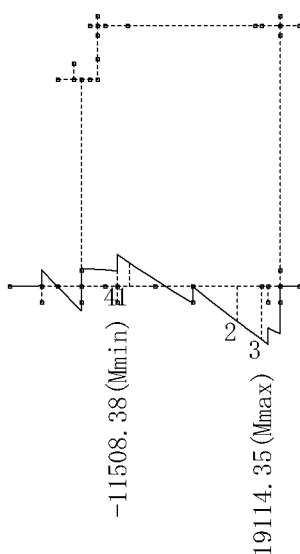
2)せん断力



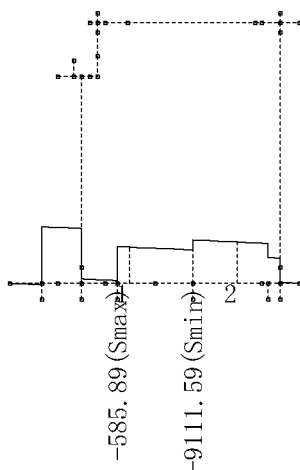
番 号		単 位	1	2	3	4
照査位置		m	1.500 左格点より 1.500	4.900 左格点より 4.900	5.650	1.117
照査位置名称			せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin
全 幅 当 り	モーメント	kN.m	-8554.333	12756.157	19093.426	-11569.561
	軸 力	kN	2328.646	4902.258	4850.808	2354.920
	せん断力	kN	7778.323	8647.053	8218.303	7970.327
単 位 当 り	モーメント	kN.m	-427.717	637.808	954.671	-578.478
	軸 力	kN	116.432	245.113	242.540	117.746
	せん断力	kN	388.916	432.353	410.915	398.516

[14]地震時1(浮力有り)

1)曲げモーメント



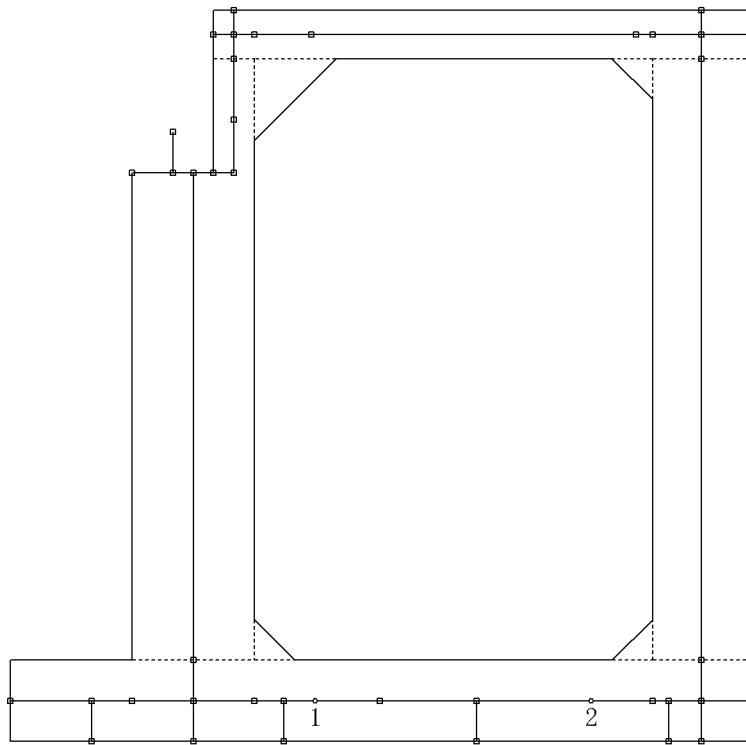
2)せん断力



番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.500 左格点より 1.500	4.900 左格点より 4.900	5.650	1.117	
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	-8574.918	12680.629	19114.350	-11508.377
	軸 力	kN	2409.505	4973.546	4922.096	2435.779
	せん断力	kN	7603.129	8700.656	8421.906	7718.533
単 位 当 り	モーメント	kN.m	-428.746	634.031	955.718	-575.419
	軸 力	kN	120.475	248.677	246.105	121.789
	せん断力	kN	380.156	435.033	421.095	385.927

### 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	1.500 (左格点より 1.500 )	1.500 (左格点より 1.500 )	1.500 (左格点より 1.500 )
荷重名称			常時2+温上(浮力有り)b	地震時1(浮力無し)	地震時1(浮力有り)
曲げモーメント	M	kN.m	-314.077	-427.717	-428.746
軸力	N	kN	0.000	0.000	0.000
せん断力	S	kN	111.464	388.916	380.156
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	850.0	850.0	850.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	D29 × 4.00=25.70 25.70	D29 × 4.00=25.70 25.70	D29 × 4.00=25.70 25.70
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>	25.70	25.70	25.70
M × 1.7		kN.m	533.931	727.118	728.868
ひび割れ曲げモーメント	M <sub>c</sub>	kN.m	318.946	318.946	318.946
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	11.02	11.02	11.02
判定					
中立軸	X	mm	220.337	220.337	220.337
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	3.672	5.000	5.012
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	9.200	12.000	12.000
判定					
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	157.393	214.340	214.856
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	207.000	300.000	300.000
判定					
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.131	0.458	0.447
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.283	0.381	0.381
補正係数(有効高)	C <sub>e</sub>		1.086	1.086	1.086
補正係数(引張主鉄筋比)	C <sub>pt</sub>		1.002	1.002	1.002
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	——	500.000	500.000
鉄筋量	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	——	286.500	286.500
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>	——	146.955	127.203
許容せん断応力度	a <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	——	2.550	2.550
判定			——		

2)照査位置2: せん断照査

照査位置		m	4.900 (左格点より 4.900 )	4.900 (左格点より 4.900 )
荷重名称			常時2(浮力有り)b	地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	214.083	637.808
軸力	N	kN	0.000	0.000
せん断力	S	kN	302.470	432.353
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	850.0	850.0
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>	D38 × 4.00=45.60 45.60	D38 × 4.00=45.60 45.60
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	45.60	45.60
M × 1.7		kN.m	363.940	1084.273
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	318.946	318.946
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	11.02	11.02
判定				
中立軸	X	mm	279.297	279.297
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	2.024	6.030
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>	62.039	184.831
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>	0.356	0.509
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.305	0.464
補正係数(有効高)	C <sub>e</sub>		1.086	1.086
補正係数(引張主鉄筋比)	C <sub>pt</sub>		1.222	1.222
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	500.000	500.000
鉄筋量	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	286.500	286.500
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>	162.041	84.975
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	5.650
荷重名称			地震時1(浮力有り)
曲げモーメント	M	kN.m	955.718
軸力	N	kN	0.000
せん断力	S	kN	421.095
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	1000.0
有効高	d	mm	850.0
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>	D38 × 4.00=45.60 45.60
使用鉄筋量		cm <sup>2</sup>	45.60
M × 1.7		kN.m	1624.720
ひび割れ曲げモーメント	M <sub>c</sub>	kN.m	318.946
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	11.02
判定			
中立軸	X	mm	279.297
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	9.036
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>	276.959
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	1.117
荷重名称			地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	-578.478
軸力	N	kN	0.000
せん断力	S	kN	398.516
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	1000.0
有効高	d	mm	850.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	D29 × 4.00=25.70 25.70
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>	25.70
M × 1.7		kN.m	983.413
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	318.946
最小鉄筋量	A <sub>min</sub>	cm <sup>2</sup>	11.02
判定			
中立軸	X	mm	220.337
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	6.763
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>	289.891
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			———

### 5.9.2 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),  $R = 1909.188$   
 $R^2 = a^2 + b^2$
- $a$  : 鉛直部材の幅 (mm),  $a = 1350.000$
- $b$  : 水平部材の高さ (mm),  $b = 1350.000$
- $W$  : 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)	865.556	1.187

##### 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),  $R = 1909.188$   
 $R^2 = a^2 + b^2$
- $a$  : 鉛直部材の幅 (mm),  $a = 1350.000$
- $b$  : 水平部材の高さ (mm),  $b = 1350.000$
- $\sigma_{sa}$  : 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)	865.556	300.000	3022.423