

箱式橋台の設計計算 サンプルデータ

出力例

Box_kui01

道示Ⅳ 受台：有り 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	3
1.6 作用荷重	3
1.7 土圧	5
1.8 水圧	6
1.9 基礎の条件	7
1.9.1 杭の基本データ	7
1.9.2 杭本体データ	7
1.9.3 杭頭結合部データ	7
1.10 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	8
1.10.1 杭の許容支持力	8
1.10.2 安定計算の許容値	10
1.10.3 部材の許容応力度	10
2章 安定計算	14
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	14
2.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力、水平力	16
2.3 上部工反力	17
2.4 土圧・水圧	17
2.5 作用力の集計	19
2.6 安定照査	20
2.6.1 杭の設計条件	20
2.6.2 杭の配置	20
2.6.3 水平方向地盤反力係数	21
2.6.4 地盤のバネ定数	22
2.6.5 杭反力および変位量の計算	23
2.6.6 地中部断面力	24
2.6.7 杭の安定計算結果	27
2.6.8 杭本体の設計	27
2.6.9 杭頭結合照査	28
3章 頂版の設計	31
3.1 橋軸直角方向の設計	31
3.2 橋軸方向の設計	36
4章 胸壁の設計	40
4.1 踏掛版を設置する場合の設計	40
4.1.1 断面力の集計	40
4.1.2 断面計算	42
4.2 受け台の設計	45
4.2.1 断面力の集計	45
4.2.2 断面計算	46
5章 豎壁の設計	49
5.1 前壁(三辺固定版)の設計	49
5.1.1 断面力の集計	49
5.1.2 断面計算	50
5.2 後壁(三辺固定版)の設計	57
5.2.1 断面力の集計	57

5.2.2 断面計算	59
5.3 側壁(三辺固定版)の設計	68
5.3.1 断面力の集計	68
5.3.2 断面計算	69
5.4 隔壁(三辺固定版)の設計	76
5.4.1 断面力の集計	76
5.4.2 断面計算	77
5.5 T形梁照査位置[1]の設計	84
5.5.1 水位を考慮しないブロックデータ	84
5.5.2 躯体自重, 上部工反力, その他荷重による鉛直力、水平力	85
5.5.3 土圧・水圧	86
5.5.4 断面力の集計	88
5.5.5 断面計算	88
6章 前趾の設計	93
6.1 付け根位置の設計	93
6.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	93
6.1.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力	93
6.1.3 杭反力	93
6.1.4 断面力の集計	94
6.1.5 断面計算	94
6.2 せん断検討位置[1]の設計	96
6.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	96
6.2.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力	96
6.2.3 断面力の集計	97
6.2.4 断面計算	97

1章 設計条件

1.1 一般事項

データ名: BOX_{KUI01.f8h}(箱式橋台のサンプルデータ3 (杭基礎))

タイトル: 箱式橋台のサンプルデータ3

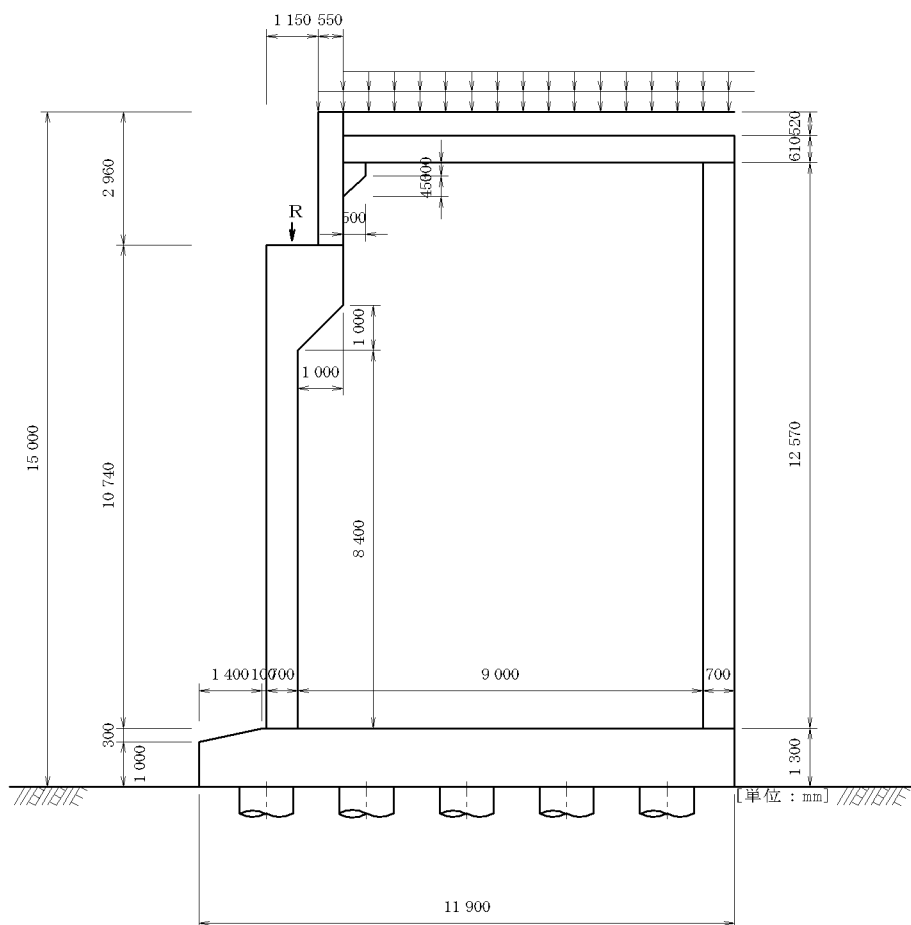
コメント: 杭基礎

1.2 構造形式

- ・箱式橋台(杭基礎)

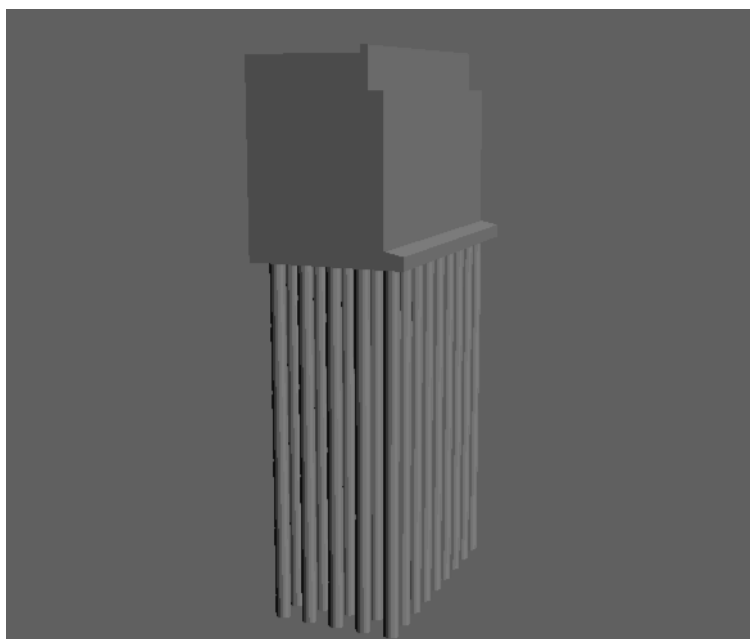
1.3 形状寸法

(1) 躯体形状



直角方向幅 B (mm)	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
21400	_____	_____

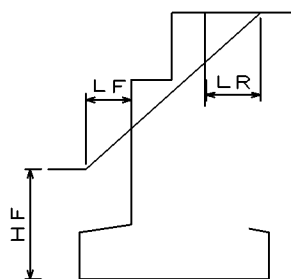
【3D形状】



(2)土砂形状

・ 前面土砂

荷重状態	LR (m)	LF (m)	HF (m)
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	3.000
常時1(浮力有り)	0.000	0.000	3.000
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	3.000
常時2(浮力有り)	0.000	0.000	3.000
地震時(浮力無し)	0.000	0.000	3.000
地震時(浮力有り)	0.000	0.000	3.000



LR: 勾配終了位置の胸壁背面からの水平長さ
 LF: 勾配開始位置の壁面前面からの水平長さ
 HF: 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 : $ck = 24$ (N/mm²)
 縦壁設計時 : $ck = 24$ (N/mm²)
 底板設計時 : $ck = 24$ (N/mm²)
 踏掛版設計時: $ck = 24$ (N/mm²)

【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 = 35.00
 残留強度_{res} = 35.00
 ピーク強度_{peak} = 50.00

【単位体積重量】

(kN/m³)

躯体	鉄筋コンクリート	24.500	
	水	9.800	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	前面	20.000	21.000
	背面	20.000	21.000
	頂版上土砂	20.000	21.000

1.6 作用荷重

(1)設計震度

1)レベル1地震時

対象	橋軸方向
躯体	0.20
土砂	0.16

(2)上部工反力

1)常時・レベル1地震時

荷重状態	上部工反力 (kN)				
	Rd	Rex	RD=Rd+Rex	RL	RH
常時1(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	0.000	0.000
常時1(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(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
地震時(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	-	1500.000

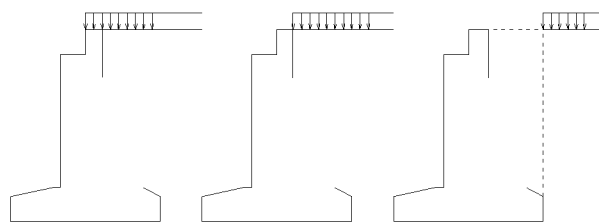
荷 重 状 態	上部工反力 (kN)				
	Rd	Rex	RD=Rd+Rex	RL	RH
地震時(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	-	1500.000

- 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 ²)		活荷重位置		
	死荷重 Qd	活荷重 Ql	a	b	c
常時1(浮力無し)	0.00	0.00			
常時1(浮力有り)	0.00	0.00			
常時2(浮力無し)	0.00	10.00			
常時2(浮力有り)	0.00	10.00			
地震時(浮力無し)	0.00	-			
地震時(浮力有り)	0.00	-			



(a)胸壁前面から後方 (b)胸壁背面から後方 (c)仮想背面から後方

(4)土砂の扱い

荷 重 状 態	前面土砂		前趾設計時 前趾上土砂
	鉛直	水平	
常時1(浮力無し)	考慮	—	無視
常時1(浮力有り)	考慮	—	無視
常時2(浮力無し)	考慮	—	無視
常時2(浮力有り)	考慮	—	無視
地震時(浮力無し)	考慮	考慮	無視
地震時(浮力有り)	考慮	考慮	無視

(5)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(浮力有り)	2.000	1.000	0.000	考慮	両方考慮
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
常時2(浮力有り)	2.000	1.000	0.000	考慮	両方考慮
地震時(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
地震時(浮力有り)	2.000	1.000	0.000	考慮	両方考慮

1.7 土圧

- ・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)と仮想背面の扱い

荷 重 状 態	安定計算時	豎壁設計時	算 出 式
	土 - コンクリート	土 - コンクリート	
常 時	11.667	11.667	クーロン式
地震時	0.000	0.000	修正物部・岡部

- ・水位以下の土圧算出における水位

常時土圧 : 水圧の設定に準ずる

レベル1地震時: 水圧の設定に準ずる

- ・土圧を考慮しない下面からの高さは、 0.000 (m)

- ・安定計算時における土圧の作用幅は、 21.400 (m)

- ・土圧係数及び土圧強度(kN/m²)(範囲はフーチング底面高さからの距離)

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

(1) 常時土圧係数(クーロン式)

1) 安定計算時(土 - コンクリート)

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(35.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 11.667) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35.000 + 11.667) \sin(35.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 11.667) \cos(0.000 - (0.000))}} \right\}^2}$$

$$= 0.251$$

2) 豎壁設計時(土 - コンクリート)

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

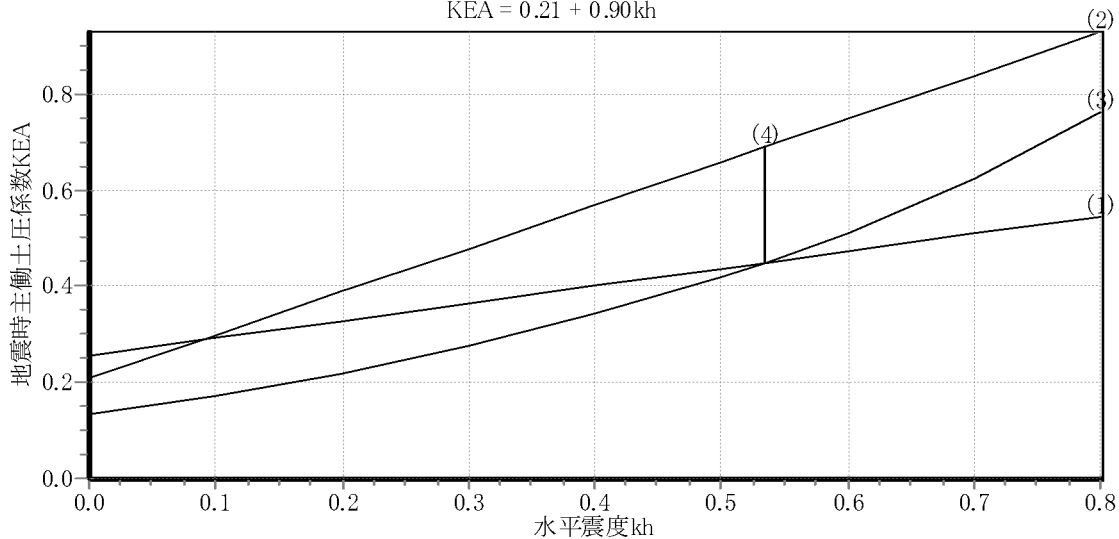
$$= \frac{\cos^2(35.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 11.667) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35.000 + 11.667) \sin(35.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 11.667) \cos(0.000 - (0.000))}} \right\}^2}$$

$$= 0.251$$

(2) 地震時土圧係数(修正物部・岡部式)

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

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



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

グラフ(1)は、任意の震度に対する一次主働破壊面 s1を用いた主働土圧係数KEA1の算出
 グラフ(2)は、任意の震度に対する二次主働破壊面 s2を用いた主働土圧係数KEA1の算出

1.8 水圧

・背面水圧における水圧の作用方向は、水平方向

1.9 基礎の条件

1.9.1 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 ²)		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	16800.000	33600.000	1.000
5	8.500	39200.000	78400.000	1.000

1.9.2 杭本体データ

- ・杭径(直径) D 1200 (mm)
- ・鉄筋の種類 SD295
- ・コンクリート c_k 24 (N/mm²)
- ・ヤング係数 E_c 2.500×10^4 (N/mm²)
- ・ヤング係数比 n 15.00
- ・主鉄筋

NO	変化位置	段数	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (cm ²)
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 100.000 (mm)
- ・垂直有効厚さ h 1200.000 (mm)
- ・水平有効厚さ h' 1500.000 (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 $L_o = \frac{s_a \cdot A_{st}}{s_{oa} \cdot U}$

段数	かぶり (mm)	鉄筋径	本数
1	250	D35	24

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

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

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot (L_i \cdot f_i) \quad (\text{常時})$$

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot (L_i \cdot f_i \cdot DE) \quad (\text{地震時})$$

R_a : 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

R_u : 地盤から決まる杭の極限押込み支持力(kN)

q_d : 杭先端で支持する単位面積当たりの極限支持力度(kN/m²)

$$q_d = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

A : 杭先端面積(m²)

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

U : 杭の周長(m)

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

L_i : 層厚(m)

f_i : 層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

DE : 低減係数

W_s : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量(kN)

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

i : 土の有効単位重量(kN/m³)

W : 杭の有効重量(kN)

$$W = A_p \cdot (p \cdot L - w \cdot L') = 457.196 \text{ (kN)}$$

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

$$p : \text{杭体単位重量} = 24.500 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$w : \text{水の単位重量} = 9.800 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

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

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

1) 常時

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 ³)	Ws (kN)	粘着力 c	fi (kN/m ²)	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	10.00	67.858	0.0	80.0	480.0
4	砂質土	6.0	7.000	7.00	55.418	0.0	30.0	210.0
5	砂質土	14.0	8.500	7.00	67.293	0.0	70.0	595.0
計			27.500		238.070			1435.0

地盤から決まる極限押込み支持力

$$Ru = qd \cdot A + U \cdot (Li \cdot fi)$$

$$= 300.0 \cdot 1.131 + 3.770 \cdot 1435.0 = 5749.115 \text{ (kN)}$$

許容押込み支持力

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

$$= \frac{1.2}{3.0} \cdot (5749.115 - 238.070) + 238.070 - 457.196 = 1985.292 \text{ (kN)}$$

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 ³)	Ws (kN)	粘着力 c	fi (kN/m ²)	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	10.00	67.858	0.0	80.0	1.000	480.0
4	砂質土	6.0	7.000	7.00	55.418	0.0	30.0	1.000	210.0
5	砂質土	14.0	8.500	7.00	67.293	0.0	70.0	1.000	595.0
計			27.500		238.070				1435.0

地盤から決まる極限押込み支持力

$$Ru = qd \cdot A + U \cdot (Li \cdot fi \cdot DE)$$

$$= 300.0 \cdot 1.131 + 3.770 \cdot 1435.0 = 5749.115 \text{ (kN)}$$

許容押込み支持力

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

$$= \frac{1.2}{2.0} \cdot (5749.115 - 238.070) + 238.070 - 457.196 = 3087.501 \text{ (kN)}$$

(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)

$$W = Ap \cdot (p \cdot L - w \cdot L') = 457.2 \text{ (kN)}$$

A_p : 杭体断面積 = 1.131 (m²)
 p : 杭体単位重量 = 24.50 (kN/m³)
 w : 水の単位重量 = 9.80 (kN/m³)
 L : 杭長 = 27.500 (m)
 L' : 水中部杭長 = 27.500 (m)

1) 常時

地盤から決まる極限引抜き力

$$P_u = U \cdot \sum L_i \cdot f_i$$

$$= 3.770 \cdot 1435.0 = 5409.823 \text{ (kN)}$$

許容引抜き力

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u + W$$

$$= \frac{1}{6.0} \cdot 5409.823 + 457.196 = 1358.833 \text{ (kN)}$$

2) 地震時

地盤から決まる極限引抜き力

$$P_u = U \cdot \sum L_i \cdot f_i$$

$$= 3.770 \cdot 1435.0 = 5409.823 \text{ (kN)}$$

許容引抜き力

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u + W$$

$$= \frac{1}{3.0} \cdot 5409.823 + 457.196 = 2260.470 \text{ (kN)}$$

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	1985.300	-1358.800
常時1(浮力有り)	1.00	1.5	1985.290	-1358.830
常時2(浮力無し)	1.00	1.5	1985.290	-1358.830
常時2(浮力有り)	1.00	1.5	1985.290	-1358.830
地震時(浮力無し)	1.50	1.5	3087.500	-2260.470
地震時(浮力有り)	1.50	1.5	3087.500	-2260.470

1.10.3 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 頂版

(N/mm²)

荷重状態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度	鉄筋の引張応力度	せん断応力度	
		c_a	s_a	a_1	a_2
死活荷重時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700

2) 胸壁(一般部材)

(N/mm²)

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	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

3) 縦壁(一般部材)

a)三辺固定版設計時

(N/mm²)

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(完成時)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時(施工時)	1.25	10.000	225.000	0.290	2.130
地震時	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

b)T形梁設計時

(N/mm²)

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(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550
地震時(浮力有り)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

4) 底版(一般部材)

(N/mm²)

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(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550
地震時(浮力有り)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

5) 受け台

(N/mm²)

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

ここに、

a₁ : コンクリ - トのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

a₂ : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

(2) その他の部材

1) 基礎(一般部材)

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリ - ト の圧縮応力度 c _a	鉄筋の 引張応力度 s _a	せん断 応力度	
				a ₁	a ₂
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時1(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	270.000	0.350	2.550
地震時(浮力有り)	1.50	12.000	270.000	0.350	2.550

ここに、

a₁ : コンクリ - トのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

a₂ : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

2) 杭頭結合部【B法】

押し込み力

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	支 圧 応力度 c _{va}	押拔せん断 応力度 v _a
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(浮力無し)	1.50	18.000	0.900
地震時(浮力有り)	1.50	18.000	0.900

水平力及び曲げモーメント

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	支 圧 応力度 c _{ha}	押拔せん断 応力度 h _a
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(浮力無し)	1.50	18.000	0.900
地震時(浮力有り)	1.50	18.000	0.900

仮想鉄筋コンクリート断面 (N/mm²)

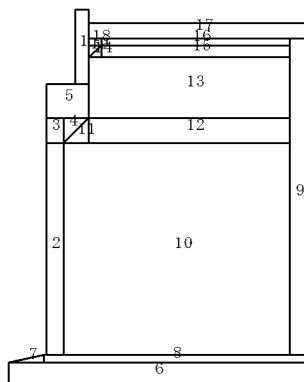
荷重状態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 _{ca}	鉄筋の引張応力度 _{sa}
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000
常時1(浮力有り)	1.00	8.000	180.000
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000
常時2(浮力有り)	1.00	8.000	180.000
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000
地震時(浮力有り)	1.50	12.000	300.000

2章 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

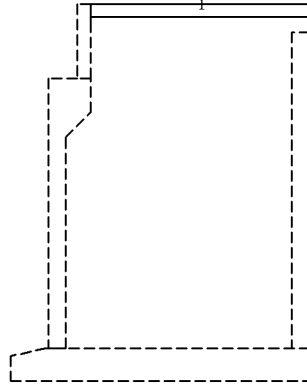
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.550 × 2.960 × 21.400	34.839	2.925	13.520	101.905	471.026	胸壁 前壁 前壁 前壁 前壁 底板 底板 後壁 側壁・隔壁 側壁・隔壁 側壁・隔壁 側壁・隔壁 側壁・隔壁 側壁・隔壁 頂版 受台
2	0.700 × 8.400 × 21.400	125.832	1.850	5.500	232.789	692.076	
3	0.700 × 1.000 × 21.400	14.980	1.850	10.200	27.713	152.796	
4	1/2 × 1.000 × 1.000 × 21.400	10.700	2.533	10.367	27.107	110.923	
5	1.700 × 1.340 × 21.400	48.749	2.350	11.370	114.561	554.278	
6	11.900 × 1.000 × 21.400	254.660	5.950	0.500	1515.227	127.330	
7	1/2 × 1.400 × 0.300 × 21.400	4.494	0.933	1.100	4.194	4.943	
8	10.500 × 0.300 × 21.400	67.410	6.650	1.150	448.276	77.521	
9	0.700 × 12.570 × 21.400	188.299	11.550	7.585	2174.848	1428.244	
10	9.000 × 8.400 × 3.200	241.920	6.700	5.500	1620.864	1330.560	
11	1/2 × 1.000 × 1.000 × 3.200	1.600	2.867	10.033	4.587	16.053	
12	8.000 × 1.000 × 3.200	25.600	7.200	10.200	184.320	261.120	
13	8.000 × 2.420 × 3.200	61.952	7.200	11.910	446.054	737.848	
14	1/2 × 0.500 × 0.450 × 3.200	0.360	3.533	13.270	1.272	4.777	
15	7.500 × 0.450 × 3.200	10.800	7.450	13.345	80.460	144.126	
16	7.500 × 0.300 × 3.200	7.200	7.450	13.720	53.640	98.784	
17	8.700 × 0.610 × 21.400	113.570	7.550	14.175	857.452	1609.851	
18	0.500 × 0.300 × 21.400	3.210	3.450	13.720	11.075	44.041	
19	1/2 × 0.500 × 0.450 × 21.400	2.407	3.367	13.420	8.105	32.309	
		1218.582	—	—	7914.448	7898.608	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 7914.448 / 1218.582 = 6.495 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 7898.608 / 1218.582 = 6.482 \text{ (m)}$$

(2)背面土砂

1)ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	8.700 × 0.520 × 21.400	96.814	7.550	14.740	730.943	1427.034	頂版上の土砂
		96.814	——	——	730.943	1427.034	

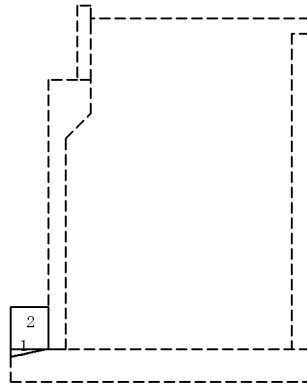
重心位置 XG = (Vi · Xi) / Vi = 730.943 / 96.814 = 7.550 (m)

YG = (Vi · Yi) / Vi = 1427.034 / 96.814 = 14.740 (m)

(3)前面土砂

[1]地震時(浮力有り)

1)ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 1.400 × 0.300 × 21.400	4.494	0.467	1.200	2.097	5.393	
2	1.500 × 1.700 × 21.400	54.570	0.750	2.150	40.927	117.326	
		59.064	——	——	43.025	122.718	

重心位置 XG = (Vi · Xi) / Vi = 43.025 / 59.064 = 0.728 (m)

YG = (Vi · Yi) / Vi = 122.718 / 59.064 = 2.078 (m)

2.2 躯体自重，土砂重量，浮力，その他荷重による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } W &= \gamma \cdot V = 24.500 \times 1218.582 = 29855.262 \text{ (kN)} \\ \text{作用位置 } X &= 6.495 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= W \cdot kh = 29855.262 \times 0.200 = 5971.052 \text{ (kN)} \\ \text{作用位置 } Y &= 6.482 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(2) 土砂重量による作用力，浮力

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } W &= W_u + W_l \text{ (kN)} \\ W_u &= V_u(\text{水より上の体積}) \cdot \gamma \text{ (土の湿潤重量)} \text{ (kN)} \\ W_l &= V_l(\text{水より下の体積}) \cdot \gamma_{\text{sat}}(\text{土の飽和重量}) \text{ (kN)} \\ \text{作用位置 } X &= (W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= W \cdot K_h \text{ (kN)} \\ \text{作用位置 } Y &= (W_u \cdot Y_u + W_l \cdot Y_l) / W \text{ (m)} \end{aligned}$$

[1] 地震時(浮力有り)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置			水位より下の体積、重心位置		
	体積 $V(\text{m}^3)$	重心位置(m)		体積 $V_l(\text{m}^3)$	重心位置(m)	
		X	Y		X _l	Y _l
土砂(頂版上)	96.814	7.550	14.740	0.000	0.000	0.000
土砂(前面)	59.064	0.728	2.078	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 _u	Y _u
土砂(頂版上)	96.814	7.550	14.740
土砂(前面)	59.064	0.728	2.078

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 $W_u = V_u \times \gamma$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \times \gamma_{\text{sat}}$ (kN)
土砂(頂版上)	$96.814 \times 20.000 = 1936.274$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$
土砂(前面)	$59.064 \times 20.000 = 1181.280$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$

位置	鉛直力 W W _u + W _l (kN)	作用位置 X(m)	水平力 H W · Kh (kN)	作用位置 Y(m)
土砂(頂版上)	1936.274 + 0.000 = 1936.274	7.550	1936.274 × 0.16 = 309.804	14.740
土砂(前面)	1181.280 + 0.000 = 1181.280	0.728	1181.280 × 0.16 = 189.005	2.078

2)浮力の算出

前面水位 $H_f = 1.000$ (m)

背面水位 $H_r = 2.000$ (m)

フーチング前面での水圧強度 $P_f = 9.800$ (kN/m²)

フーチング背面での水圧強度 $P_r = 19.600$ (kN/m²)

浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 3743.502 \text{ (kN)}$$

作用位置(フーチング前面から)

$$X = \frac{P_f + 2 \cdot P_r}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 6.611 \text{ (m)}$$

ここに、

B_j : 橋軸方向フーチング幅 $B_j = 11.900$ (m)

B_c : 直角方向フーチング幅 $B_c = 21.400$ (m)

2.3 上部工反力

(1)上部工反力

[1]地震時(浮力有り)

鉛直力 $R_v = 3000.000$ (kN)

作用位置 $X = 2.075$ (m)

モーメント $M_x = R_v \cdot X = 3000.000 \cdot 2.075 = 6225.000$ (kN.m)

水平力 $R_H = 1500.000$ (kN)

作用位置 $Y = 12.040$ (m)

モーメント $M_y = R_H \cdot Y = 1500.000 \cdot 12.040 = 18060.000$ (kN.m)

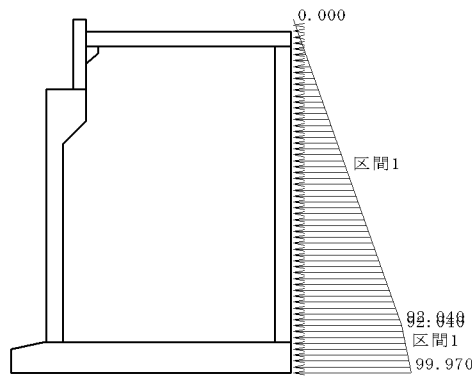
2.4 土圧・水圧

(1)共通データ

水の単位体積重量	w(kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	B _c (m)	21.400
土圧を考慮しない高さ	h _r (m)	0.000
土の粘着力	C (kN/m ²)	0.000

(2)土圧力

[1]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 ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	13.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	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)	15.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	13.000 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)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	20.000 21.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	11.900
土圧係数	背面水位より上の土圧係数(上) (下)	Ku1 Kl1	0.35400 0.35400
	背面水位より下の土圧係数(上) (下)	Ku2 Kl2	0.35400 0.35400
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度(上)		0.000
	[2]水位より上の土圧強度(下)		92.040
	[3]水位より下の土圧強度(上)		92.040
	[4]水位より下の土圧強度(下)		99.970
土圧力	Pe1 = (1/2) · ([1]+[2]) · h1 · Bc Pe2 = (1/2) · ([3]+[4]) · h2 · Bc		12802.764 4109.005
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe · cos(+) (土圧の水平成分) Pev = Pe · sin(+) (土圧の鉛直成分)		16911.770 16911.770 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	6.333 0.986 5.034 11.900

・作用位置

$$X = \frac{\sum (P_{ev} \cdot X)}{\sum P_{ev}} = 0.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum (P_{eh} \cdot Y)}{\sum P_{eh}} = 5.034 \text{ (m)}$$

・土圧力

鉛直力

$$P_v = \sum P_{ev} = 0.000 \text{ (kN)}$$

水平力

$$P_h = \sum P_{eh} = 16911.770 \text{ (kN)}$$

(3)水圧力

[1]地震時(浮力有り)

		前面水圧	背面水位
水圧を算出する高さh (m)		1.000	2.000
水圧強度 (kN/m ²)	[1] w · h	9.800	19.600
水圧力 (kN)	P _w = (1/2) · [1] · h · Bc	104.860	419.440
水圧の作用位置 (m)	Y _w = h/3	0.333	0.667

2.5 作用力の集計

(1)フーチング前面での作用力の集計

[1]地震時(浮力有り)

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _{x,i} = V _i · X _i	M _{y,i} = H _i · Y _i
躯体自重	29855.260	5971.052	6.495	6.482	193903.969	38703.184
前面土砂	1181.280	189.005	0.728	2.078	860.494	392.699
背面土砂	1936.274	309.804	7.550	14.740	14618.866	4566.507
上部工反力	3000.000	1500.000	2.075	12.040	6225.000	18060.000
土圧力	0.000	16911.770	0.000	5.034	0.000	85136.609
背面水圧	0.000	419.440	0.000	0.667	0.000	279.627
前面水圧	0.000	-104.860	0.000	0.333	0.000	-34.953
浮力	-3743.502	0.000	6.611	0.000	-24748.705	0.000
合計	32229.309	25196.211	—————	—————	190859.625	147103.672

荷重状態(水位)	V _o (kN)	H _o (kN)	M _o (kN.m)
地震時(浮力有り)	32229.309	25196.211	-43755.953

(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 · B_j/2.0 + M_o (kN.m)

ここに、

フーチング橋軸方向幅 : B_j = 11.900 (m)

荷重状態(水 位)	V_a (kN)	H_a (kN)	M_a (kN.m)
地震時(浮力有り)	32229.309	25196.211	148008.422

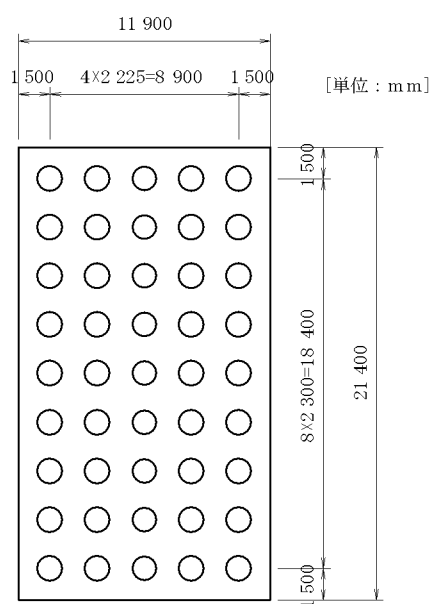
鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

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	2.5×10^4 (N/mm ²)

2.6.2 杭の配置



橋軸方向 杭列数: 5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	4.450	9	0.0	0
2	2.225	9	0.0	0
3	0.000	9	0.0	0
4	-2.225	9	0.0	0
5	-4.450	9	0.0	0

直角方向 杭列数: 9列

列番号	位 置 Z_i (m)	杭本数 N_i (本)
1	9.200	5
2	6.900	5
3	4.600	5
4	2.300	5
5	0.000	5
6	-2.300	5

列番号	位置 Zi (m)	杭本数 Ni (本)
7	-4.600	5
8	-6.900	5
9	-9.200	5

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/m³)

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/m³)

: 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/m²)

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。

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

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

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

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

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。

: 基礎の特定値 (m⁻¹)

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/m²) E = 25000000.0

I : 杭の断面二次モーメント (m⁴) I = 0.10178762

番号	層厚 (m)	常時			DE	地震時		
		Eo (kN/m ²)	水平方向地盤反力係数			Eo (kN/m ²)	水平方向地盤反力係数	
			(N/cm ³)	(kN/m ³)			(N/cm ³)	(kN/m ³)
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	16800.000	11.193	11193.155	1.000	33600.000	22.386	22386.310
5	8.500	39200.000	26.117	26117.361	1.000	78400.000	52.235	52234.722

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)	63471.707	104990.875
K2 (kN/rad)	177544.500	245513.766
K3 (kN.m/m)	177544.500	245513.766
K4 (kN.m/rad)	969104.688	1135531.750

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)
- θ : フーチングの回転角(rad)
- X_i : i 番目の枕の杭頭X座標(m)
- θ_i : i 番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度(度)

常時

$$A = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.85623E+006 & 0.00000E+000 & -7.98950E+006 \\ 0.00000E+000 & 2.59289E+007 & 2.47277E+000 \\ -7.98950E+006 & 2.47277E+000 & 3.00338E+008 \end{bmatrix}$$

$$A^{-1} = \begin{bmatrix} 3.78259E-007 & -9.59619E-016 & 1.00623E-008 \\ -9.59619E-016 & 3.85671E-008 & -3.43062E-016 \\ 1.00623E-008 & -3.43062E-016 & 3.59726E-009 \end{bmatrix}$$

地震時

$$A = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.72459E+006 & 0.00000E+000 & -1.10481E+007 \\ 0.00000E+000 & 2.59289E+007 & 2.47277E+000 \\ -1.10481E+007 & 2.47277E+000 & 3.07827E+008 \end{bmatrix}$$

$$A^{-1} = \begin{bmatrix} 2.31050E-007 & -7.90839E-016 & 8.29255E-009 \\ -7.90839E-016 & 3.85671E-008 & -3.38192E-016 \\ 8.29255E-009 & -3.38192E-016 & 3.54620E-009 \end{bmatrix}$$

(2) 杭頭変位

荷重状態(水 位)	水平変位 (cm) ^x	鉛直変位 (cm) ^y	回転変位 (rad)
地震時(浮力有り)	0.705	0.124	0.00073381

(3) 杭反力

[1]地震時(浮力有り)

列番号	杭属性	P _{ni} (kN)	P _{hi} (kN)	M _{ti} (kN.m)
1	直	2597.748	559.916	-897.352
2	直	1656.977	559.916	-897.352
3	直	716.207	559.916	-897.352
4	直	-224.564	559.916	-897.352
5	直	-1165.334	559.916	-897.352

2.6.6 地中部断面力

[1]地震時(浮力有り)

1列目 (直杭)

地中部(剛結) Mmax : 897.352 (kN.m) 深さ : 0.000 (m)

地中部(ヒンジ) Mmax : 837.918 (kN.m) 深さ : 3.648 (m)

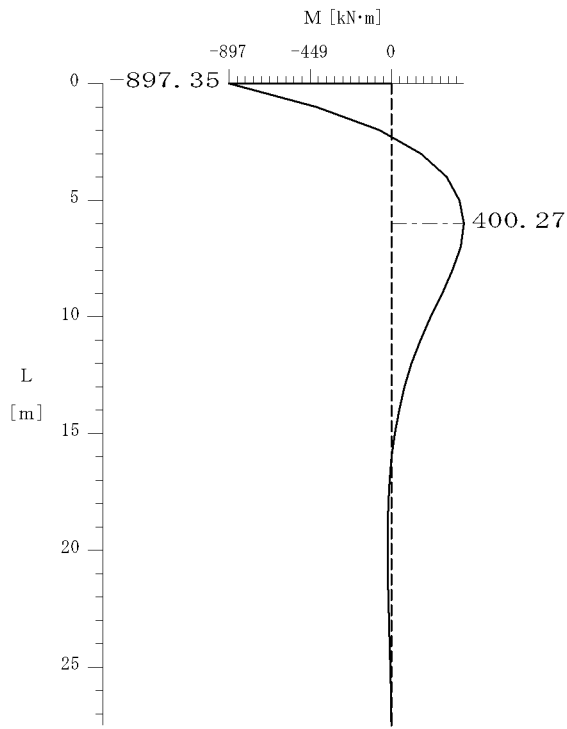
最大モーメント Mmax : 897.352 (kN.m)

1/2Mmax : 448.676 (kN.m) 深さ : 7.969 (m)

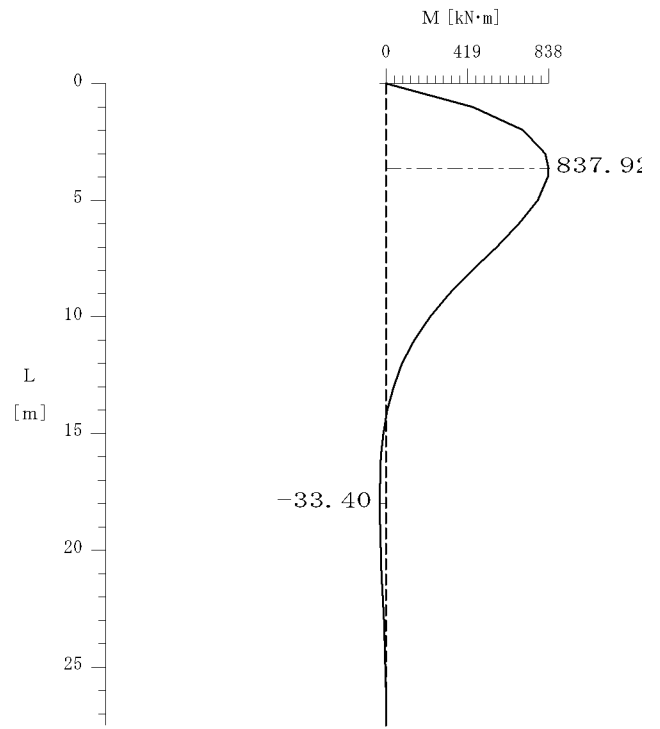
最大せん断力 Smax : 559.916 (kN)

深さ (m)	バネ値 K _H (kN/m ²)	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	-0.70	-897.352	559.916	-1.08	0.000	559.916
1.000	18655	-0.62	-413.309	411.451	-0.85	447.842	344.359
2.000	18655	-0.51	-67.149	284.768	-0.64	705.361	178.630
3.000	18655	-0.41	164.220	181.979	-0.45	820.038	57.655
4.000	18655	-0.30	304.649	102.658	-0.30	833.359	-25.273
5.000	18655	-0.22	376.681	44.742	-0.17	779.747	-77.429
6.000	18655	-0.14	400.274	5.235	-0.08	686.387	-105.906
7.000	29848	-0.08	384.132	-33.989	-0.02	569.580	-123.901
8.000	29848	-0.04	338.446	-54.747	0.02	444.808	-123.169
9.000	29848	-0.01	279.088	-62.126	0.05	327.086	-110.847
10.000	29848	0.01	217.196	-60.470	0.06	225.149	-92.369
11.000	29848	0.03	159.986	-53.272	0.06	143.091	-71.619
12.000	29848	0.03	111.606	-43.187	0.05	81.792	-51.191
13.000	22386	0.03	72.552	-34.891	0.05	37.700	-37.297
14.000	22386	0.03	41.739	-26.835	0.04	6.508	-25.460
15.000	22386	0.02	18.598	-19.622	0.03	-13.987	-15.916

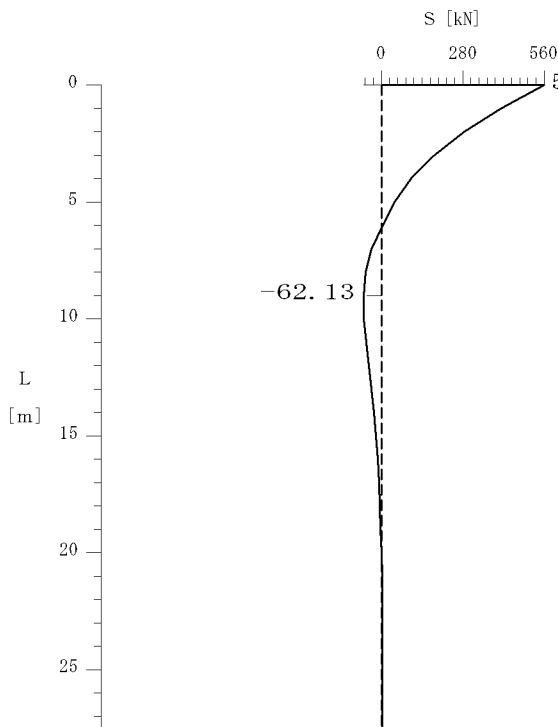
深さ (m)	バネ値 KH (kN/m ²)	杭 頭 剛 結			杭 頭 ヒンジ		
		変位量 (cm)	M (kN.m)	S (kN)	変位量 (cm)	M (kN.m)	S (kN)
16.000	22386	0.02	2.106	-13.571	0.02	-26.076	-8.623
17.000	22386	0.02	-8.968	-8.790	0.02	-31.915	-3.371
18.000	22386	0.01	-15.887	-5.245	0.01	-33.397	0.146
19.000	22386	0.01	-19.826	-2.802	0.01	-32.085	2.274
20.000	52235	0.00	-20.690	0.760	0.00	-28.377	4.802
21.000	52235	0.00	-18.851	2.687	0.00	-23.045	5.638
22.000	52235	0.00	-15.698	3.465	0.00	-17.453	5.415
23.000	52235	0.00	-12.161	3.519	0.00	-12.399	4.633
24.000	52235	0.00	-8.785	3.193	0.00	-8.250	3.659
25.000	52235	0.00	-5.816	2.744	0.00	-5.061	2.746
26.000	52235	0.00	-3.278	2.352	0.00	-2.681	2.060
27.000	52235	0.00	-1.055	2.129	0.00	-0.832	1.696
27.500	52235	0.00	0.000	2.100	0.00	0.000	1.649



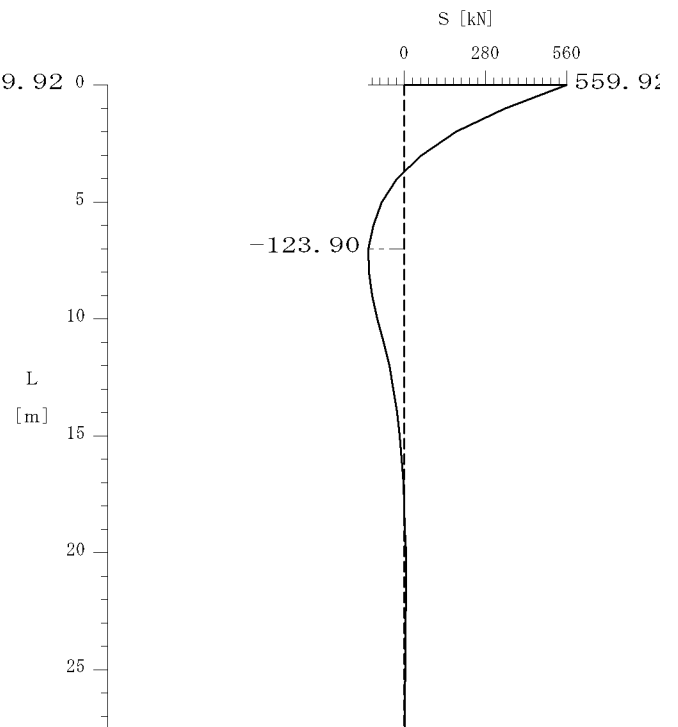
(1)モーメント (杭頭剛結)



(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(浮力有り)	0.705	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	1703.204	1985.290

(3)引抜力(kN)

荷重状態(水 位)	計算値	許容値
地震時(浮力有り)	-1165.334	-2260.470

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 ²)		引張応力度(N/mm ²)	
						計算値	許容値	計算値	許容値
地震時(浮力有り)	1	直	圧大	897.352	2597.748	5.769	12.000	31.187	270.000
	5	直	引大	897.352	-1165.334	5.001	12.000	145.129	270.000

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、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- 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
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

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

ここに、

τ_{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/mm²)

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(mm⁴) , $I_c = 101787620987.5$

A_c : 部材断面積(mm²)

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 ²)		N (kN)	M (kN.m)	補正係数 CN
				計算値	許容値 τ_{a1} τ_{a2}			
地震時(浮力有り)	5	直	559.916	0.581	> 0.553 2.550	-1165.334	897.352	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/mm²)

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)	PHmin (kN)	Mmax (kN.m)
地震時(浮力無し)	2653.163	-1054.372	555.888	555.888	894.015
地震時(浮力有り)	2597.748	-1165.334	559.916	559.916	897.352

(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 ²)	cva (N/mm ²)
地震時(浮力無し)	2653.163	2.346	18.000

- ・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 =1200.000 (mm)

荷重状態 (水 位)	PNmax (kN)	v (N/mm ²)	va (N/mm ²)
地震時(浮力無し)	2653.163	0.293	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 = 100.000 (mm)

荷重状態 (水 位)	PHmax (kN)	ch (N/mm ²)	cha (N/mm ²)
地震時(浮力有り)	559.916	4.666	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 =1500.000 (mm)

荷重状態 (水 位)	PH (kN)	h (N/mm ²)	ha (N/mm ²)
地震時(浮力有り)	559.916	0.085	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	D35 - 24 (@ 118)
As = 229.58 (cm ²)		

荷重状態 (水 位)	軸力	断面力		中立軸	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
		M (kN.m)	N (kN)	X (cm)	c	ca	s	sa
地震時(浮力有り)	Nmax	897.352	2597.748	92.59	4.663	12.000	16.928	300.000
	Nmin		-1165.334	35.13	5.349	12.000	182.449	300.000

(4) 杭頭補強鉄筋の定着長

$$L_o = \frac{\sigma_{sa} \cdot A_{st}}{\tau_{oa} \cdot u} = 1087 \text{ (mm)}$$

Lo : 鉄筋の定着長 (mm)

sa : 鉄筋の許容引張応力度 = 200.000 (N/mm²)

Ast : 杭頭補強鉄筋 (D35) 1本の断面積 = 956.6 (mm²)

oa : 許容付着応力度 = 1.600 (N/mm²)

u : 杭頭補強鉄筋の周長 = 110 (mm)

d : 杭頭補強鉄筋径 = 35 (mm)

埋込み長 L Lo + 10 · d = 1437 (mm)

フーチング下面主鉄筋中心位置よりLを確保する。

3章 頂版の設計

3.1 橋軸直角方向の設計

(1) 断面力の集計

1) 死荷重(自重及び土砂)

[1] 支間最大曲げモーメント

a) 端径間部

$$M_d = \frac{W_d \cdot l^2}{10} = \frac{20.570 \times 7.350^2}{10} = 111.124 \text{ (kN. m/m)}$$

b) 中央径間部

$$M_d = \frac{W_d \cdot l^2}{10} = \frac{20.570 \times 6.700^2}{10} = 92.339 \text{ (kN. m/m)}$$

[2] 支点最大曲げモーメント

$$M_d = \frac{W_d \cdot l^2}{8} = \frac{20.570 \times 7.350^2}{8} = 138.905 \text{ (kN. m/m)}$$

ここに、

W_d : 自重, 土砂を含めた単位幅当りの等分布荷重(kN/m)

$$W_d = W_1 + W_2 = 5.625 + 14.945 = 20.570$$

W_1 : 舗装部の重量(kN/m)

W_2 : 頂版部の自重(kN/m)

l : スパン長(m)

端径間部計算時(m) : $l = 7.350$

中央径間部計算時(m) : $l = 6.700$

支点最大計算時(m) : $l = 7.350$

2) 活荷重

[1] 支間最大曲げモーメント

a) 端径間部

$$M_1 = K \cdot m = (1.798 \times 58.708) = 105.572 \text{ (kN. m/m)}$$

$$K = \frac{M_{12}}{M_{13}} = \frac{84.458}{46.966} = 1.798$$

$$m = \frac{M_{11}}{B} = \frac{510.758}{8.700} = 58.708 \text{ (kN. m/m)}$$

$$M_{11} = \frac{W_1 \cdot l^2}{10} = \frac{94.545 \times 7.350^2}{10} = 510.758$$

$$\begin{aligned} M_{12} &= \frac{V_1 \cdot x}{be} \cdot \left(1 - \frac{x}{l_1}\right) \cdot \left(1 - \frac{u_1}{2 \cdot l_1}\right) \\ &= \frac{555.927 \times 2.940}{4.838} \cdot \left(1 - \frac{2.940}{5.880}\right) \cdot \left(1 - \frac{5.880}{2 \cdot 5.880}\right) = 84.458 \end{aligned}$$

$$M_{13} = \frac{W_1 \cdot l_1^2}{8} \cdot \frac{1}{B} = \frac{94.545 \times 5.880^2}{8 \times 8.700} = 46.966$$

b)中央径間部

$$M_l = K \cdot m = (1.164 \times 48.783) = 56.801 \text{ (kN.m/m)}$$

$$K = \frac{M_{l2}}{M_{l3}} = \frac{25.561}{21.952} = 1.164$$

$$m = \frac{M_{l1}}{B} = \frac{424.415}{8.700} = 48.783 \text{ (kN.m/m)}$$

$$M_{l1} = \frac{Wl \cdot l^2}{10} = \frac{94.545 \times 6.700^2}{10} = 424.415$$

$$M_{l2} = \frac{V_1 \cdot x}{be} \cdot \left(1 - \frac{x}{l_1} \right) \cdot \left(1 - \frac{u_2}{2 \cdot l_1} \right)$$

$$= \frac{142.764 \times 0.755}{2.782} \cdot \left(1 - \frac{0.755}{4.020} \right) \cdot \left(1 - \frac{1.510}{2 \cdot 4.020} \right) = 25.561$$

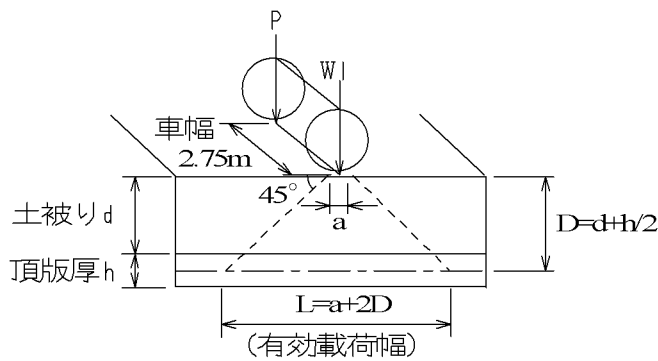
$$M_{l3} = \frac{Wl \cdot l_1^2}{8} \cdot \frac{1}{B} = \frac{94.545 \times 4.020^2}{8 \times 8.700} = 21.952$$

ここに、

M_l : 単位幅当りの支間最大曲げモーメント (kN.m/m)

M_{l1} : 連続ばりとして求めた支間最大曲げモーメント (kN.m)

Wl : 橋軸方向有効幅に作用する等分布荷重 (kN/m)



$$Wl = \frac{2P(1+i)}{2.75} = \frac{2 \times 100.000 \times (1+0.300)}{2.75} = 94.545$$

P : 輪荷重強度 (kN), $P = 100.000$

B : 橋軸方向の版全幅 (m), $B = 8.700$

M_{l2} : 有効幅を考慮した単純梁としての単位幅当りの最大曲げモーメント (kN.m/m)

V_1 : (kN)

端径間部

$$V_1 = Wl \cdot u_1 \quad (u_1 = l_1) = 94.545 \times 5.880 = 555.927$$

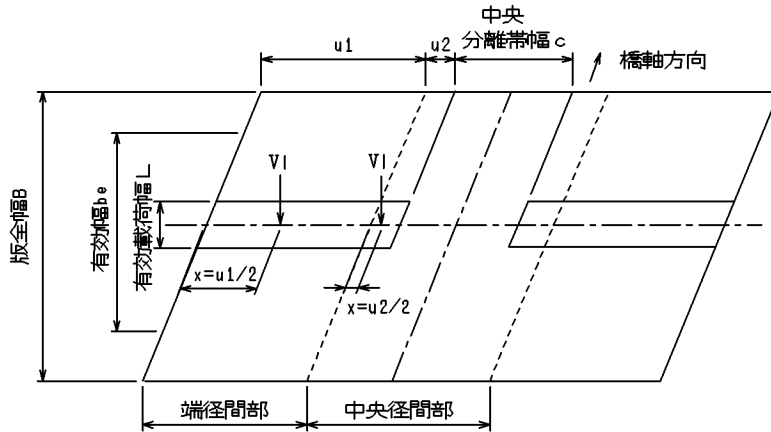
$$l_1 = 0.8 \cdot l = 5.880$$

中央径間部

$$V_1 = Wl \cdot u_2 \quad (u_2 = (l_1 - c)/2) = 94.545 \times 1.510 = 142.764$$

$$l_1 = 0.6 \cdot l = 4.020$$

be : 橋軸方向有効幅(m)



端径間部

$$be = L + 2.4x \cdot \left(1 - \frac{x}{l_1}\right) = 1.310 + 2.4 \times 2.940 \times \left(1 - \frac{2.940}{5.880}\right) = 4.838$$

中央径間部

$$be = L + 2.4x \cdot \left(1 - \frac{x}{l_1}\right) = 1.310 + 2.4 \times 0.755 \times \left(1 - \frac{0.755}{4.020}\right) = 2.782$$

L : 有効載荷幅(m)

$$L = a + 2 \cdot D = 0.2 + 2 \times 0.555 = 1.310$$

$$D = d + \frac{h}{2} = 0.250 + \frac{0.610}{2} = 0.555 \text{ (m)}$$

a : 設置長(m), a=0.200

d : 土被り(m)

h : 頂版厚(m)

M₁₃ : 有効幅を考慮しない単純梁としての単位幅当りの最大曲げモーメント(kN.m/m)

[2] 支点最大曲げモーメント

$$M_1 = K' \cdot mc = (1.481 \times 73.385) = 108.706 \text{ (kN.m/m)}$$

$$K' = (K_1 + K_2)/2 = (1.798 + 1.164)/2 = 1.481$$

$$mc = \frac{M_{14}}{B} = \frac{638.448}{8.700} = 73.385 \text{ (kN.m/m)}$$

$$M_{14} = \frac{Wl \cdot l^2}{8} = \frac{94.545 \times 7.350^2}{8} = 638.448$$

ここに、

M₁ : 単位幅当りの支点最大曲げモーメント(kN.m/m)

M₁₄ : 連続ばりとして求めた支点最大曲げモーメント(kN.m)

K₁, K₂: 端径間部の係数K₁, 中央径間部の係数K₂

3) 設計モーメント

[1] 支間最大曲げモーメント

a) 端径間部

$$M_x = M_d + M_1 = 111.124 + 105.572 = 216.696 \text{ (kN.m/m)}$$

b) 中央径間部

$$M_x = M_d + M_1 = 92.339 + 56.801 = 149.140 \text{ (kN.m/m)}$$

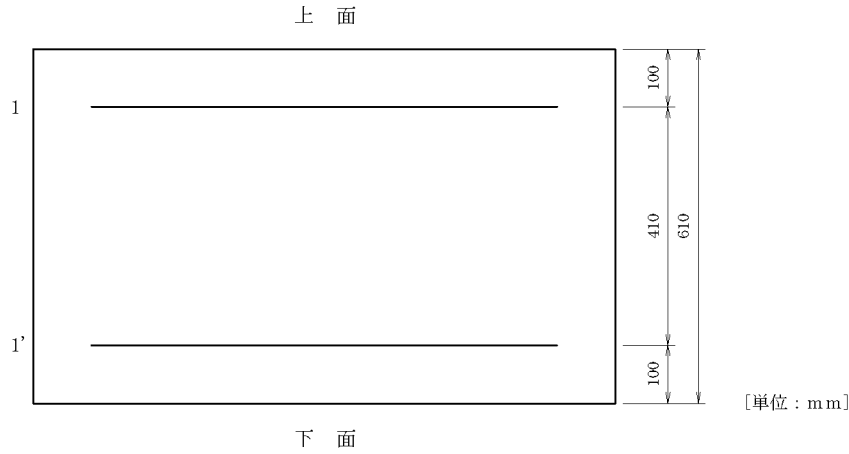
[2] 支点最大曲げモーメント

$$M_x = M_d + M_l = 138.905 + 108.706 = 247.611 \text{ (kN.m/m)}$$

(2) 断面計算

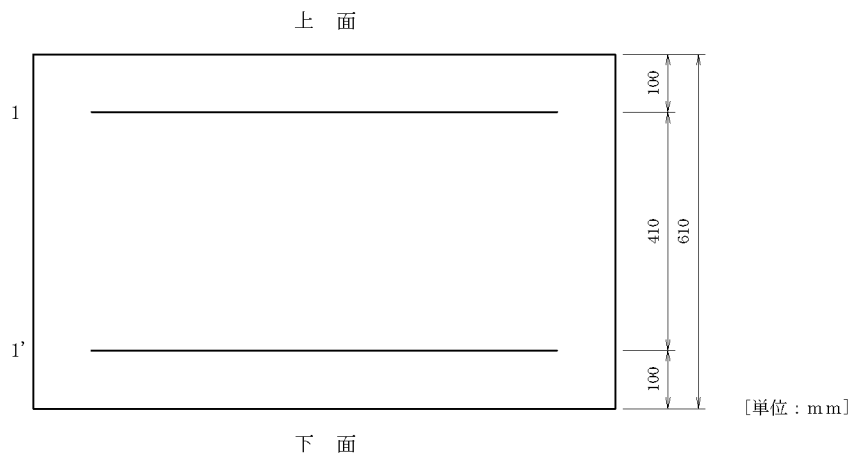
1) 鉄筋配置

a) 支間部(端径間部)



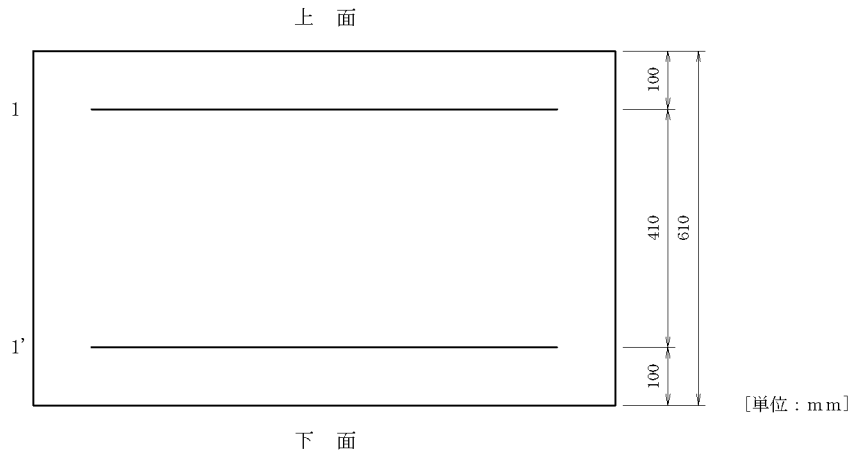
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上 面	1	10.0	D29	6.424	8.00	51.39
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	10.0	D22	3.871	8.00	30.97
	2'	—	—	—	—	—

b) 支間部(中央径間部)



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上 面	1	10.0	D29	6.424	8.00	51.39
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	10.0	D22	3.871	8.00	30.97
	2'	—	—	—	—	—

c) 支点部



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D29	6.424	8.00	51.39
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D22	3.871	8.00	30.97
	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(mm³), $Z_c = b \cdot h^2 / 6 = 62016.7 \times 10^3$

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²), $\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²), $\sigma_{ck} = 24.00$

N : 軸方向力(N), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 610000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 610.000$

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M_c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
端径間部	死活荷重時	30.968	368.384 >	118.680	6.813
中央径間部	死活荷重時	30.968	253.538 >	118.680	6.813
支点最大部	死活荷重時	51.392	420.939 >	118.680	6.813

3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 610.000
- 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 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- 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/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
端径間部	死活荷重時	216.696	17.618	5.454	8.000	155.026	180.000
中央径間部	死活荷重時	149.140	17.618	3.754	8.000	106.696	180.000
支点最大部	死活荷重時	247.611	21.371	5.281	8.000	109.818	180.000

3.2 橋軸方向の設計

(1) 断面力の集計 (支間最大曲げモーメント)

a) 端径間部

[1] 死活荷重時

$$My = \frac{My}{Mx} \cdot Mx = 0.749 \times 216.696 = 162.393$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{7.350}{8.700} = 0.845 \text{ より } \frac{My}{Mx} = b = 0.749$$

b) 中央径間部

[1] 死活荷重時

$$M_y = \frac{M_y}{M_x} \cdot M_x = 0.641 \times 149.140 = 95.576$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{6.700}{8.700} = 0.770 \text{ より } \frac{M_y}{M_x} = b = 0.641$$

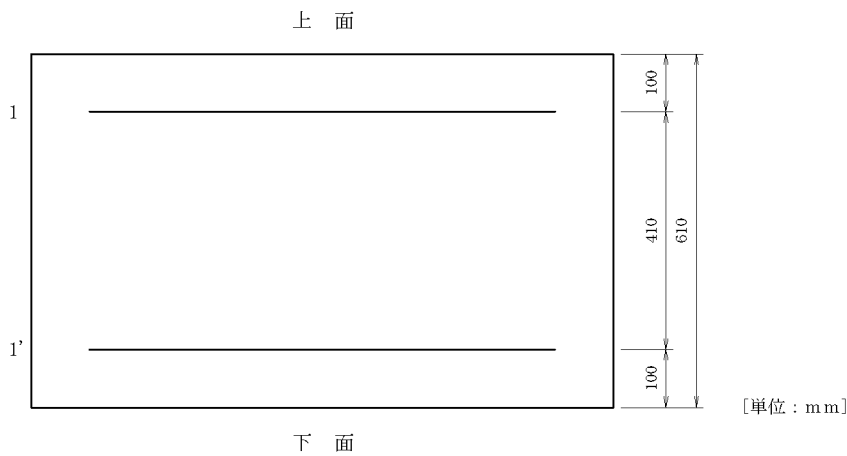
ここに、

- l_x : 短辺(m)
- l_y : 長辺(m)
- b : グラフより算出した係数
- M_x : 橋軸直角方向最大曲げモーメント(kN.m)
- M_y : 橋軸方向最大曲げモーメント(kN.m)

(2) 断面計算

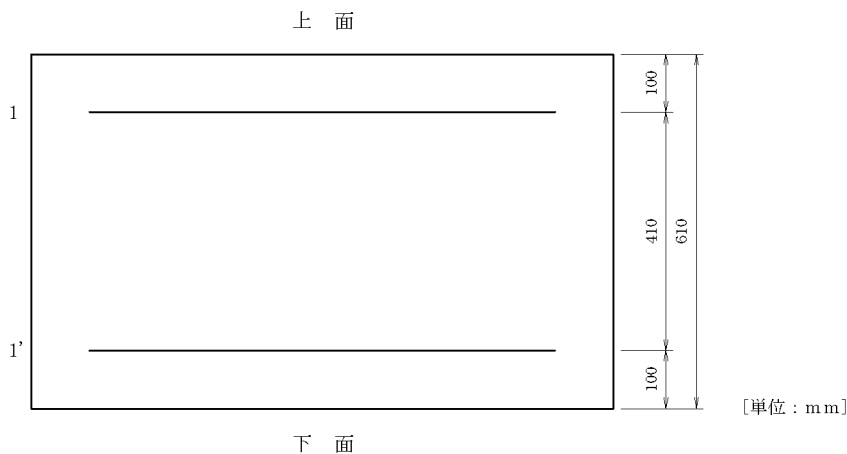
1) 鉄筋配置

a) 支間部(端径間部)



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D29	6.424	8.00	51.39
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D22	3.871	8.00	30.97
	2'	—	—	—	—	—

b) 支間部(中央径間部)



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
上 面	1	10.0	D29	6.424	8.00	51.39
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	10.0	D22	3.871	8.00	30.97
	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(mm³), Z_c = b · h²/6 = 62016.7 × 10³

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²), σ_{bt} = 0.23 σ_{ck}^{2/3}

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²), σ_{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(mm²), A_c = b · h = 610000.000

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), h = 610.000

設計位置	荷重状態	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M _c (kN.m)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
端径間部	死活荷重時	30.968	276.068 >	118.680	6.813
中央径間部	死活荷重時	30.968	162.479 >	118.680	6.813

3)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

よりxを求める。

応力度の算出

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

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

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), $h = 610.000$
- 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 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- 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/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

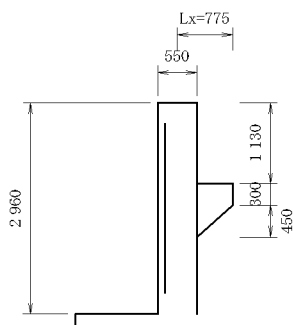
設計位置	荷重状態	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
端径間部	死活荷重時	162.393	17.618	4.088	8.000	116.177	180.000
中央径間部	死活荷重時	95.576	17.618	2.406	8.000	68.375	180.000

4章 胸壁の設計

4.1 踏掛版を設置する場合の設計

- ・ 前面に対して常時で、背面に対して地震時で設計する。

4.1.1 断面力の集計



[単位 : mm]

(1) 胸壁前面

$$M_f = Ru \cdot L_x = 104.906 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$Ru = R_f + T / 1.375 = 135.363 \quad (\text{kN})$$

$$R_f = \frac{1}{2} \cdot (W_1 + W_2 + q) \cdot L = 62.636 \quad (\text{kN})$$

ここに、

M_f : 胸壁基部における曲げモーメント (kN.m)

Ru : 受け台に作用する全反力 (kN)

L_x : 胸壁断面の図心位置からの反力作用位置 (m), $L_x = 0.775$

T : T荷重の片側荷重 (kN), $T = 100.000$

R_f : 受け台に作用する q , W_1 , W_2 による反力 (kN)

W_1 : 頂版上の舗装の自重 (kN/m²), $W_1 = 5.625$

W_2 : 頂版の自重 (kN/m²), $W_2 = 14.945$

q : 載荷荷重 (kN/m²), $q = 0.000$

L : 支間長 $L = L_0 = 6.090$

L_0 : 頂版の長さ (m), $L_0 = 8.700$

: 支間長算出のための係数, $= 0.700$

(2) 胸壁背面

1) 胸壁・受け台自重による慣性力

区分	計算式 幅 × 高さ	面積 A_i (m ²)	重心位置 Y_i (m)	$A_i \cdot Y_i$	備考
1.	0.550 × 2.960	1.628	1.480	2.409	胸壁
2.	0.500 × 0.300	0.150	1.680	0.252	受台
3.	1/2 × 0.500 × 0.450	0.112	1.380	0.155	受台
計		1.890	—	2.817	

自重 $G_w = A_i \cdot \quad = 1.890 \cdot 24.500 = 46.317 \quad (\text{kN})$
 慣性力 $G_h = G_w \cdot k_h = 46.317 \cdot 0.200 = 9.263 \quad (\text{kN})$
 作用位置 $G_y = (A_i \cdot Y_i) / A_i = 2.817 / 1.890 = 1.490 \quad (\text{m})$

2)頂版自重による慣性力

慣性力 $R_h = 2 \cdot R_r \cdot k_h = 2 \cdot 62.636 \cdot 0.200 = 25.054 \quad (\text{kN})$
 作用位置 $R_y = 1.830 \quad (\text{m})$

3)土圧力による水平力

$E_{h1} = \frac{1}{2} (P_{11} + P_{12}) \cdot h_1 = 0.000 \quad (\text{kN})$

$P_{11} = q \cdot K_{a1} \cdot \cos(\quad + \quad) = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$

$P_{12} = (q + \quad \cdot h_1) \cdot K_{a1} \cdot \cos(\quad + \quad) = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$

$M_{e1} = E_{h1} \cdot Y_{e1} = 0.000 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$

$Y_{e1} = (h - h_1) + \frac{2 \cdot P_{11} + P_{12}}{3 \cdot (P_{11} + P_{12})} \cdot h_1 = 0.000 \quad (\text{m})$

ここに、

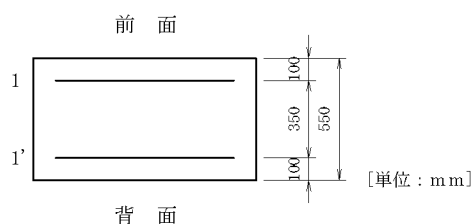
- E_{h1} : 土圧力(区間1)(kN)
- h : 胸壁基部から頂版下面までの高さ(m), $h = 0.000$
- h_1 : 胸壁区間1の高さ(m), $h_1 = 0.000$
- K_{a1} : 地震時土圧係数(区間1), $K_{a1} = 0.354$
- P_{11} : 土圧強度(区間1)(kN/m²)
- M_{e1} : 土圧による曲げモーメント(kN.m)
- Y_{e1} : 土圧力の作用位置(区間1, 区間2)(m)
- q : 載荷荷重(kN/m²), $q = 0.000$
- q' : 中詰土砂の載荷荷重(kN/m²), $q' = 0.000$
- : 土の単位重量(kN/m³), $= 20.000$
- : 壁背面と土との間の壁面摩擦角(度), $= 0.000$
- 1: 壁背面と鉛直面のなす角(度), $1 = 0.000$

4)設計断面力の集計

項 目	S (kN)	h (m)	M (kN.m)
胸壁・受台自重	9.263	1.490	13.802
頂版自重	25.054	1.830	45.849
土 圧 1	0.000	0.000	0.000
土 圧 2	0.000	0.000	0.000
合 計	34.318	———	59.651

4.1.2 断面計算

(1)鉄筋配置



1)主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
前 面	1	10.0	D22	3.871	4.00	15.484
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.944
	2'	—	—	—	—	—

2)スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.068

(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(mm³), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 50416.7 \times 10^3$

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²), $\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²), $\sigma_{ck} = 24.000$

N : 軸方向力(N), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 550000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 550.000$

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M_c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
前面側	常時	15.484	178.341 >	96.481	6.277
背面側	地震時	7.944	101.407 >	96.481	6.277

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

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 550.000
- 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 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- 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/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
前面側	常時	104.906	12.320	4.164	8.000	165.684	180.000
背面側	地震時	59.651	9.232	3.082	12.000	179.120	300.000

(4)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

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

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

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

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

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

設計位置	荷重状態	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数	
				計算値	許容値 _{a1}	許容値 _{a2}	Ce	Cpt
背面側	地震時	34.318	45.000	0.076	0.392	2.550	1.31	0.85

4.2 受け台の設計

4.2.1 断面力の集計

(1) 受け台に作用する断面力

$$M_u = R_u \cdot b_u = 67.681 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$R_u = R_f + T / 1.375 = 135.363 \quad (\text{kN})$$

$$R_f = \frac{1}{2} \cdot (W_1 + W_2 + q) \cdot L = 62.636 \quad (\text{kN})$$

ここに、

M_u : 受け台基部における曲げモーメント(kN.m)

R_u : 受け台に作用する全反力(kN)

b_u : 受け台幅(m), $b_u = 0.500$

T : T荷重の片側荷重(kN), $T = 100.000$

R_f : 受け台に作用する q , W_1 , W_2 による反力(kN)

W_1 : 頂版上の舗装の自重(kN/m²), $W_1 = 5.625$

W_2 : 頂版の自重(kN/m²), $W_2 = 14.945$

q : 載荷荷重(kN/m²), $q = 0.000$

L : 支間長 $L = L_0 = 6.090$

L_0 : 頂版の長さ(m), $L_0 = 8.700$

: 支間長算出のための係数, $= 0.700$

(2) 受け台自重による断面力

区分	計算式 幅 × 高さ	面積 A_i (m ²)	重心位置 X_i (m)	$A_i \cdot X_i$	備考
1.	0.500 × 0.300	0.150	0.250	0.038	
2.	1/2 × 0.500 × 0.450	0.112	0.167	0.019	
計		0.262	—	0.056	

自重 $R_g = A_i \cdot \quad = 0.262 \cdot 24.500 = 6.431 \quad (\text{kN})$

作用位置 $X_g = (A_i \cdot X_i) / A_i = 0.056 / 0.262 = 0.214 \quad (\text{m})$

曲げモーメント $M_g = R_g \cdot X_g = 6.431 \cdot 0.214 = 1.378 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$

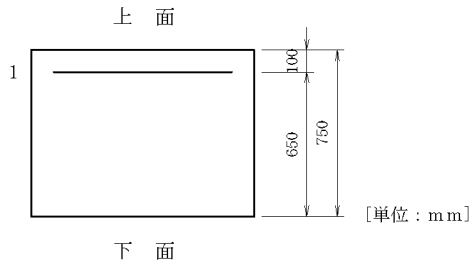
(3) 断面力の集計

曲げモーメント $M = M_u + M_g = 67.681 + 1.378 = 69.060 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$

せん断力 $S = R_u + R_g = 135.363 + 6.431 = 141.794 \quad (\text{kN})$

4.2.2 断面計算

(1)鉄筋配置



1)主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
上面	1	10.0	D16	1.986	8.00	15.888
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

2)スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.068

(2)梁としての照査

1)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(mm³), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 93750.0 \times 10^3$

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²), $\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²), $\sigma_{ck} = 24.000$

N : 軸方向力(N), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 750000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 750.000$

荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN・m)	M_c (kN・m)	最小鉄筋量 (cm ²)
常時	15.888	117.401	179.407	5.000

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

2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 750.000
- 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 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- 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/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

荷重状態	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時	69.060	15.381	1.500	8.000	72.594	180.000

(3)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

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

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C _e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

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

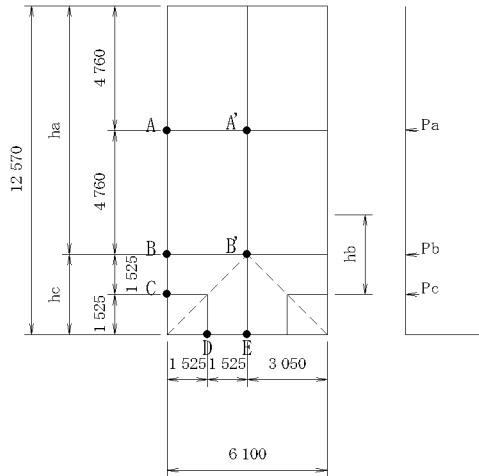
Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C _{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

荷重状態	せん断力 S _v (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数	
			計算値	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C _e	C _{pt}
常時	141.794	65.000	0.218	0.261	1.700	1.20	0.94

5章 豎壁の設計

5.1 前壁(三辺固定版)の設計

5.1.1 断面力の集計



(1)地震時の作用断面力

1)慣性力

$$P_h = t_d \cdot c \cdot K_h = 3.430 \quad (\text{kN})$$

2)土圧力

A部に作用する土圧力

$$P_{a'} = \frac{1}{2} \left\{ (q + \gamma_r \cdot h_1) + (q + \gamma_r \cdot h_2) \right\} \cdot K_a \cdot h_A \cdot \cos \delta = 0.000 \quad (\text{kN})$$

B部に作用する土圧力

$$P_{b'} = \frac{1}{2} \left\{ (q + \gamma_r \cdot h_3) + (q + \gamma_r \cdot h_4) \right\} \cdot K_a \cdot h_B \cdot \cos \delta = 0.000 \quad (\text{kN})$$

C部に作用する土圧力

$$P_{c'} = \frac{1}{2} \left\{ (q + \gamma_r \cdot h_5) + (q + \gamma_r \cdot h_6) \right\} \cdot K_a \cdot h_C \cdot \cos \delta = 0.000 \quad (\text{kN})$$

3)断面力

$$P_a = P_{a'} / h_a + P_h = 3.430 \quad (\text{kN})$$

$$P_b = P_{b'} / h_b + P_h = 3.430 \quad (\text{kN})$$

$$P_c = P_{c'} / h_c + P_h = 3.430 \quad (\text{kN})$$

$$\text{B点の断面力} \quad P_1 = (q + \gamma_r \cdot h_2) \cdot K_a \cdot \cos \delta + P_h = 3.430 \quad (\text{kN})$$

$$\text{最下点とB点との断面力の差} P_2 = (q + \gamma_r \cdot h_6) \cdot K_a \cdot \cos \delta + P_h - P_1 = 0.000 \quad (\text{kN})$$

ここに、

$$l : \text{幅 (m)} \quad , l = 6.100$$

$$h_1 : \text{A区間内の土圧算出高(上) (m)} \quad , h_1 = 0.000$$

$$h_2 : \text{A区間内の土圧算出高(下) (m)} \quad , h_2 = 0.000$$

$$h_3 : \text{B区間内の土圧算出高(上) (m)} \quad , h_3 = 0.000$$

$$h_4 : \text{B区間内の土圧算出高(下) (m)} \quad , h_4 = 0.000$$

$$h_5 : \text{C区間内の土圧算出高(上) (m)} \quad , h_5 = 0.000$$

$$h_6 : \text{C区間内の土圧算出高(下) (m)} \quad , h_6 = 0.000$$

$$h_A : \text{A区間内の土圧高 (m)} \quad , h_A = 0.000$$

$$h_B : \text{B区間内の土圧高 (m)} \quad , h_B = 0.000$$

$$h_C : \text{C区間内の土圧高 (m)} \quad , h_C = 0.000$$

$$h_a : \text{A区間高 (m)} \quad , h_a = 9.520$$

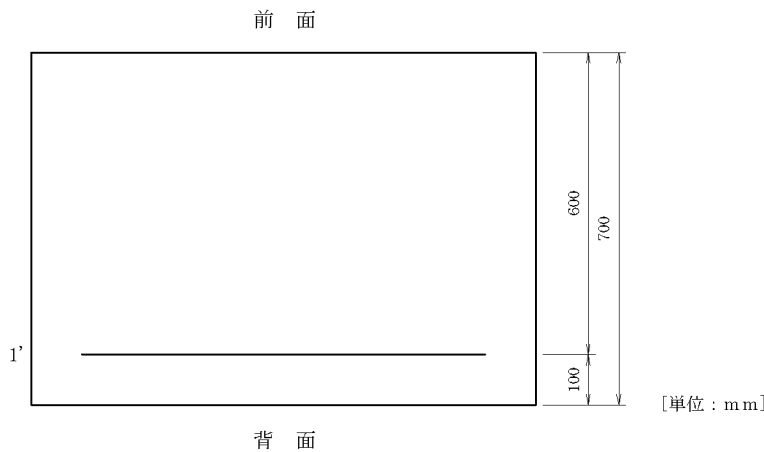
hb : B区間高 (m) , hb = 3.050
 hc : C区間高 (m) , hc = 3.050
 td : 壁厚 (m) , td = 0.700
 q : 地表面載荷荷重 (kN/m²) ,地震時q = 0.000
 Ka : 土圧係数 ,地震時Ka = 0.390
 : 壁面摩擦角 (度) ,地震時 = 0.000
 r : 土の単位重量 (kN/m³) , r = 20.000
 c : 躯体の単位重量 (kN/m³) , c = 24.500
 Kh : 設計震度 , kh = 0.200

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	S (kN)	補正係数	
				KM	KS
A 部	地震時	12.763	10.462	1.000	1.000
A' 部	地震時	5.318	0.000	1.000	—
B 部	地震時	8.934	10.462	0.700	1.000
B' 部	地震時	5.318	0.000	1.000	—
C 部	地震時	5.105	5.231	0.400	0.500
D 部	地震時	4.786	5.231	0.300	0.500
E 部	地震時	7.977	10.462	0.500	1.000

5.1.2 断面計算

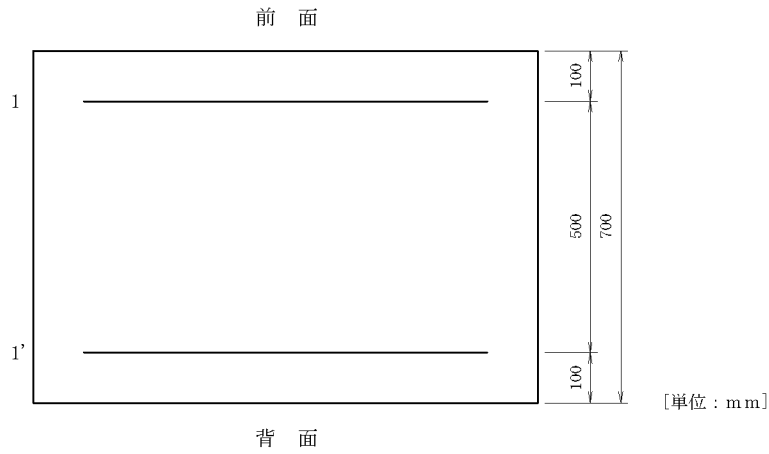
(1)鉄筋配置

1)A部鉄筋



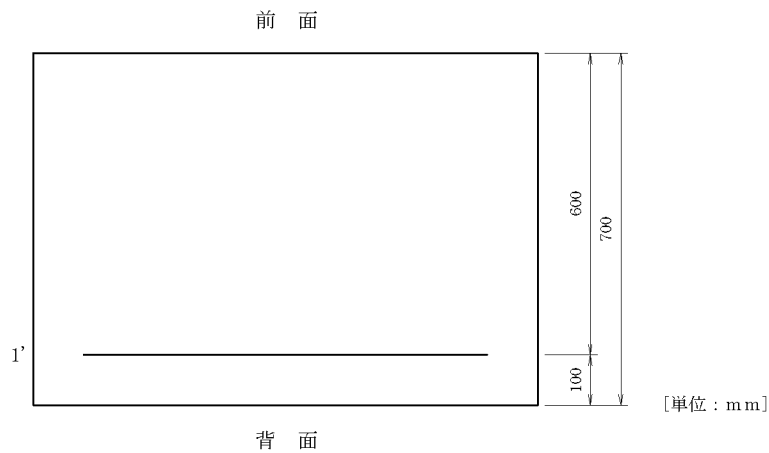
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

2)A'部鉄筋



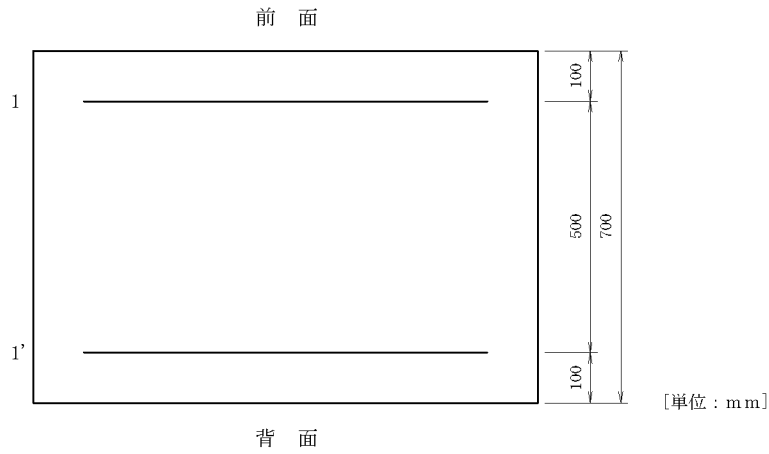
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2	—	—	—	—	—
背面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

3)B部鉄筋



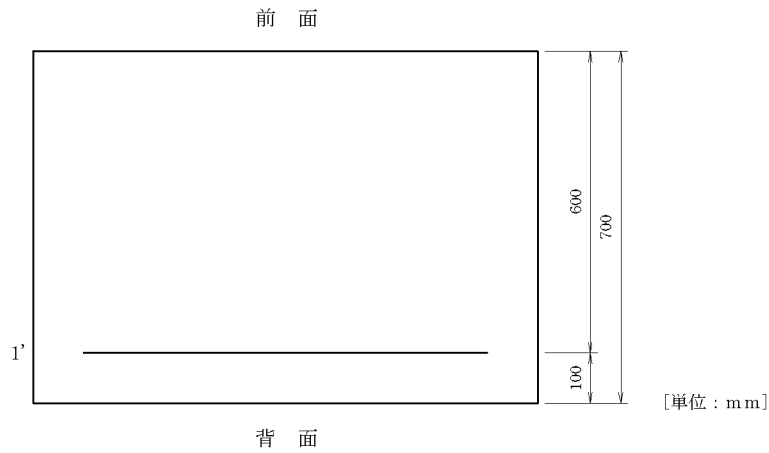
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

4)B'部鉄筋



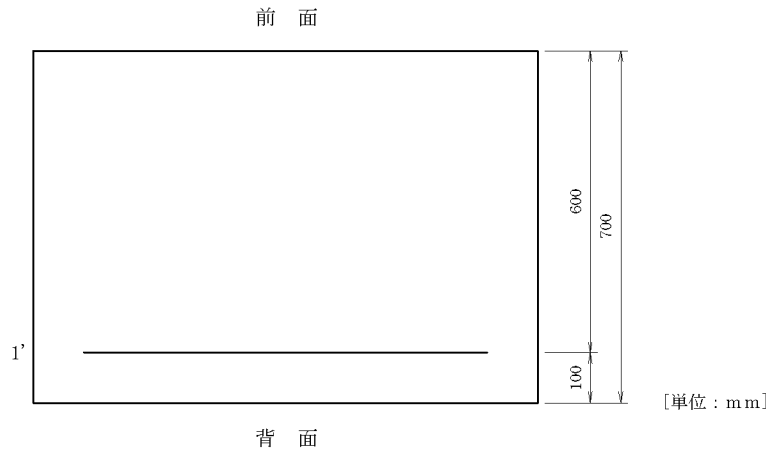
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

5)C部鉄筋



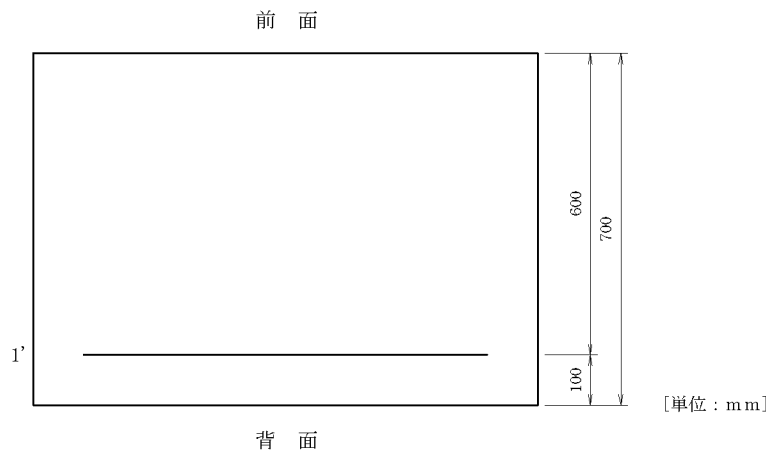
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

6)D部鉄筋



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

7)E部鉄筋



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	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(mm³), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 81666.7 \times 10^3$

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²), $\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²), $\sigma_{ck} = 24.00$

N : 軸方向力(N), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 700000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 700.000$

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M _c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
A 部	地震時	7.944	21.697	156.284	5.000
A' 部	地震時	11.460	9.040	156.284	5.000
B 部	地震時	7.944	15.188	156.284	5.000
B' 部	地震時	11.460	9.040	156.284	5.000
C 部	地震時	7.944	8.679	156.284	5.000
D 部	地震時	7.944	8.136	156.284	5.000
E 部	地震時	7.944	13.561	156.284	5.000

(3)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

よりxを求める。

応力度の算出

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

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

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm), h = 700.000
- b : 部材断面幅(mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- d' : 鉄筋のかぶり(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(mm²)
- 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/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N.mm)

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
A 部	地震時	12.763	10.826	0.418	12.000	28.490	300.000
A' 部	地震時	-5.318	12.749	0.150	12.000	8.323	300.000
B 部	地震時	8.934	10.826	0.293	12.000	19.943	300.000
B' 部	地震時	-5.318	12.749	0.150	12.000	8.323	300.000
C 部	地震時	5.105	10.826	0.167	12.000	11.396	300.000
D 部	地震時	4.786	10.826	0.157	12.000	10.684	300.000
E 部	地震時	7.977	10.826	0.261	12.000	17.806	300.000

(4)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

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

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

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

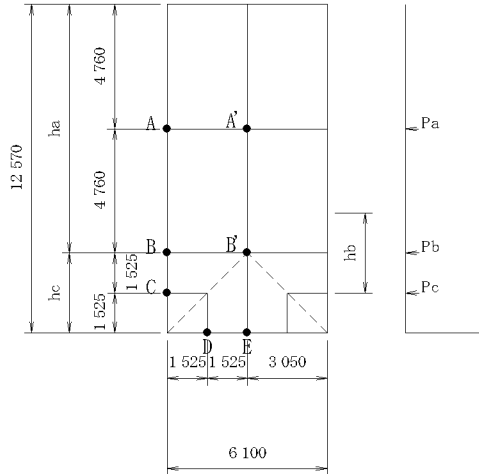
C_{pt} : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

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

設計位置	荷重状態	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数	
				計算値	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}
A 部	地震時	10.461	60.000	0.017	0.329	2.550	1.23	0.76
B 部	地震時	10.461	60.000	0.017	0.329	2.550	1.23	0.76
C 部	地震時	5.231	60.000	0.009	0.329	2.550	1.23	0.76
D 部	地震時	5.231	60.000	0.009	0.329	2.550	1.23	0.76
E 部	地震時	10.461	60.000	0.017	0.329	2.550	1.23	0.76

5.2 後壁(三辺固定版)の設計

5.2.1 断面力の集計



(1) 常時の作用断面力

$$Pa' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h1') + (q + \gamma r \cdot h2') \} \cdot Ka \cdot ha \cdot \cos \delta = 298.891 \quad (\text{kN})$$

$$Pb' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h3') + (q + \gamma r \cdot h4') \} \cdot Ka \cdot hb \cdot \cos \delta = 167.090 \quad (\text{kN})$$

$$Pc' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h5') + (q + \gamma r \cdot h6') \} \cdot Ka \cdot hc \cdot \cos \delta = 189.943 \quad (\text{kN})$$

$$Pa = Pa' / ha = 31.396 \quad (\text{kN})$$

$$Pb = Pb' / hb = 54.784 \quad (\text{kN})$$

$$Pc = Pc' / hc = 62.276 \quad (\text{kN})$$

$$\text{B点の断面力} \quad P1 = (q + r \cdot h2') \cdot Ka \cdot \cos \delta = 54.784 \quad (\text{kN})$$

$$\text{最下点とB点との断面力の差} P2 = (q + r \cdot h6') \cdot Ka \cdot \cos \delta - P1 = 14.986 \quad (\text{kN})$$

(2) 地震時の作用断面力

1) 慣性力

$$Ph = td \cdot c \cdot Kh = 3.430 \quad (\text{kN})$$

2) 背面土砂による土圧力

A部に作用する土圧力

$$Pa' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h1') + (q + \gamma r \cdot h2') \} \cdot Ka \cdot ha \cdot \cos \delta = 396.995 \quad (\text{kN})$$

B部に作用する土圧力

$$Pb' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h3') + (q + \gamma r \cdot h4') \} \cdot Ka \cdot hb \cdot \cos \delta = 229.976 \quad (\text{kN})$$

C部に作用する土圧力

$$Pc' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h5') + (q + \gamma r \cdot h6') \} \cdot Ka \cdot hc \cdot \cos \delta = 262.907 \quad (\text{kN})$$

3) 内部土砂の影響による土圧力の低減

A部の低減土圧力

$$Pra' = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \{ (\gamma r \cdot hr1) + (\gamma r \cdot hr2) \} \cdot Ka \cdot hrA \cdot \cos \delta \right] = 0.000 \quad (\text{kN})$$

B部の低減土圧力

$$Prb' = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \{ (\gamma r \cdot hr3) + (\gamma r \cdot hr4) \} \cdot Ka \cdot hrB \cdot \cos \delta \right] = 0.000 \quad (\text{kN})$$

C部の低減土圧力

$$P_{rc}' = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \left\{ (\gamma r \cdot hr5) + (\gamma r \cdot hr6) \right\} \cdot Ka \cdot hrC \cdot \cos \delta \right] = 0.000 \quad (\text{kN})$$

4)断面力

$$Pa = (Pa' - Pra') / ha + Ph = 45.131 \quad (\text{kN})$$

$$Pb = (Pb' - Prb') / hb + Ph = 78.832 \quad (\text{kN})$$

$$Pc = (Pc' - Prc') / hc + Ph = 89.629 \quad (\text{kN})$$

$$\begin{aligned} \text{B点の断面力} \quad P1 &= (q + r \cdot h2') \cdot Ka \cdot \cos \\ &\quad - 1/2 (r \cdot hr2) \cdot Ka \cdot \cos + Ph = 78.832 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{最下点とB点との断面力の差} P2 &= (q + r \cdot h6') \cdot Ka \cdot \cos \\ &\quad - 1/2 (r \cdot hr6) \cdot Ka \cdot \cos - P1 = 21.594 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

ここに、

- l : 幅(m) , l = 6.100
- h1 : A区間内の土圧算出高(上)(m) , h1 = 0.000 (h1' = h1 + hu = 1.130)
- h2 : A区間内の土圧算出高(下)(m) , h2 = 9.520 (h2' = h2 + hu = 10.650)
- h3 : B区間内の土圧算出高(上)(m) , h3 = 7.995 (h3' = h3 + hu = 9.125)
- h4 : B区間内の土圧算出高(下)(m) , h4 = 11.045 (h4' = h4 + hu = 12.175)
- h5 : C区間内の土圧算出高(上)(m) , h5 = 9.520 (h5' = h5 + hu = 10.650)
- h6 : C区間内の土圧算出高(下)(m) , h6 = 12.570 (h6' = h6 + hu = 13.700)
- ha : A区間高 (m) , ha = 9.520
- hb : B区間高 (m) , hb = 3.050
- hc : C区間高 (m) , hc = 3.050
- hr1: A区間内の内部土圧算出高(上)(m) , hr1 = 0.000
- hr2: A区間内の内部土圧算出高(下)(m) , hr2 = 0.000
- hr3: B区間内の内部土圧算出高(上)(m) , hr3 = 0.000
- hr4: B区間内の内部土圧算出高(下)(m) , hr4 = 0.000
- hr5: C区間内の内部土圧算出高(上)(m) , hr5 = 0.000
- hr6: C区間内の内部土圧算出高(下)(m) , hr6 = 0.000
- hrA: A区間の内部土砂高 (m) , hrA = 0.000
- hrB: B区間の内部土砂高 (m) , hrB = 0.000
- hrC: C区間の内部土砂高 (m) , hrC = 0.000
- hu : 地表面までの高さ , hu = 1.130
- td : 壁厚 (m) , td = 0.700
- q : 地表面載荷荷重 (kN/m²) , 常時q = 10.000
,地震時q = 0.000
- Ka : 土圧係数 , 常時Ka = 0.251
,地震時Ka = 0.354
- δ : 壁面摩擦角 (度) , 常時δ = 11.667
,地震時δ = 0.000
- r : 土の単位重量 (kN/m³) , r = 20.000
- c : 躯体の単位重量 (kN/m³) , c = 24.500
- Kh : 設計震度 , kh = 0.200

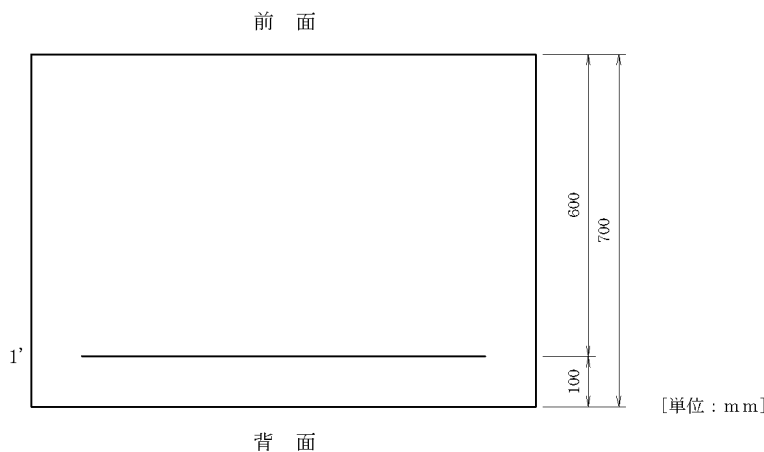
設計位置	荷重状態	M (kN.m)	S (kN)	補正係数	
				KM	KS
A部	常時	116.825	95.758	1.000	1.000
	地震時	167.933	137.650	1.000	1.000

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	S (kN)	補正係数	
				KM	KS
A'部	常時	48.677	0.000	1.000	——
	地震時	69.972	0.000	1.000	——
B部	常時	142.695	167.090	0.700	1.000
	地震時	205.334	240.438	0.700	1.000
B'部	常時	84.937	0.000	1.000	——
	地震時	122.222	0.000	1.000	——
C部	常時	92.692	94.972	0.400	0.500
	地震時	133.404	136.684	0.400	0.500
D部	常時	83.414	94.972	0.300	0.500
	地震時	120.044	136.684	0.300	0.500
E部	常時	139.023	189.943	0.500	1.000
	地震時	200.074	273.368	0.500	1.000

5.2.2 断面計算

(1)鉄筋配置

1)A部鉄筋

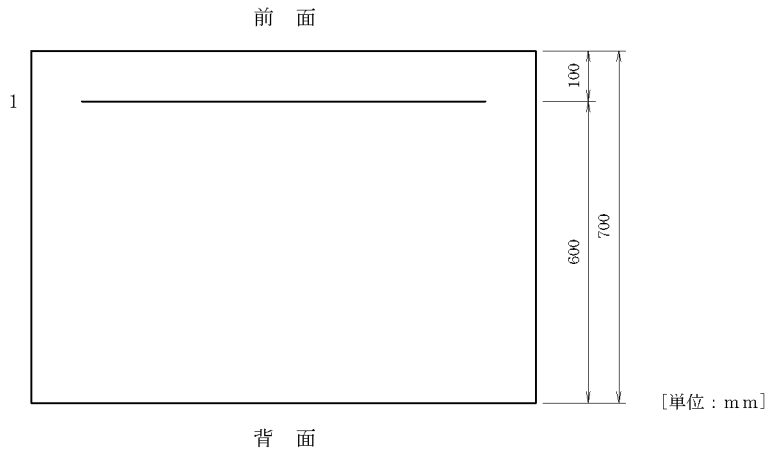


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1	——	—	——	——	——
	2	——	—	——	——	——
背面	1'	10.0	D22	3.871	4.00	15.48
	2'	——	—	——	——	——

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.07

2)A'部鉄筋

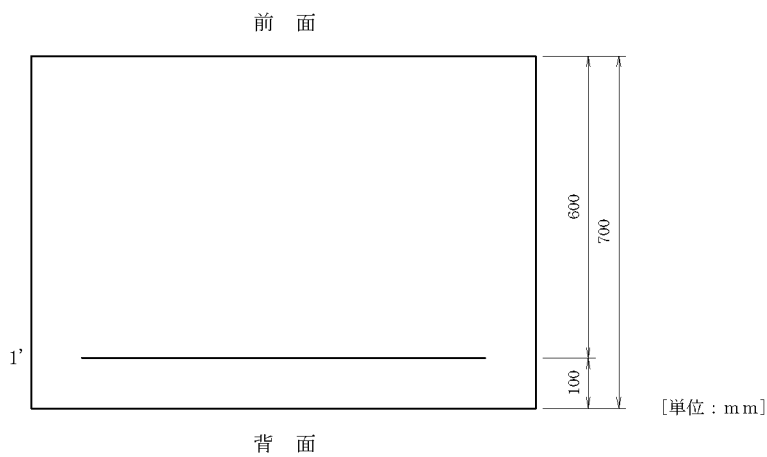


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.07

3)B部鉄筋

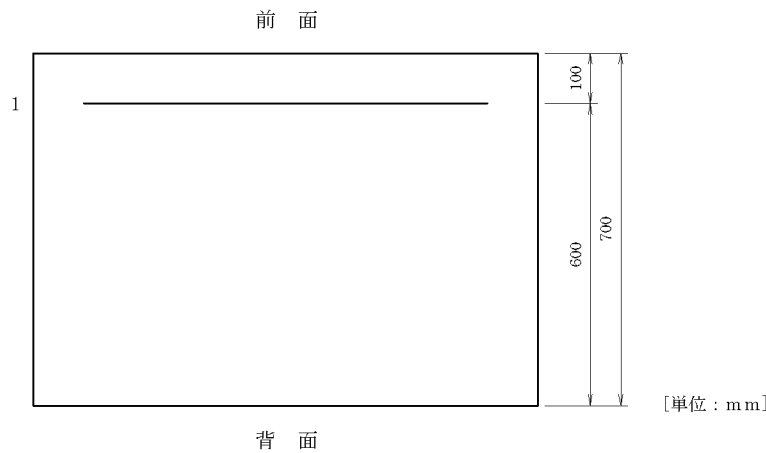


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	10.0	D22	3.871	4.00	15.48
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.07

4)B'部鉄筋

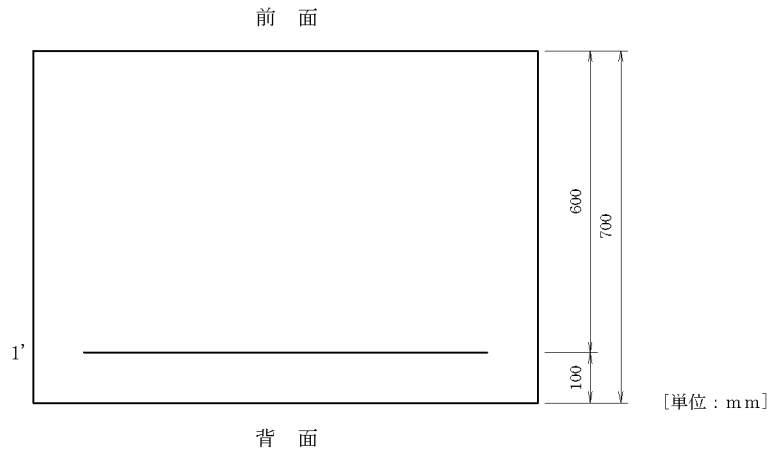


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.07

5)C部鉄筋

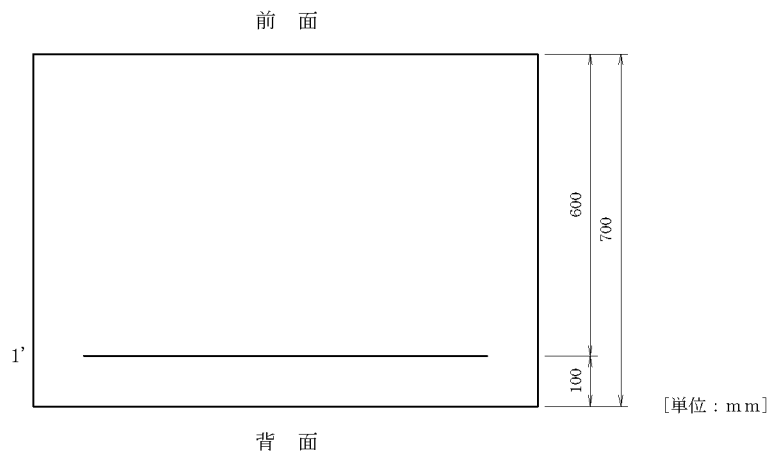


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背面	1'	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.07

6)D部鉄筋

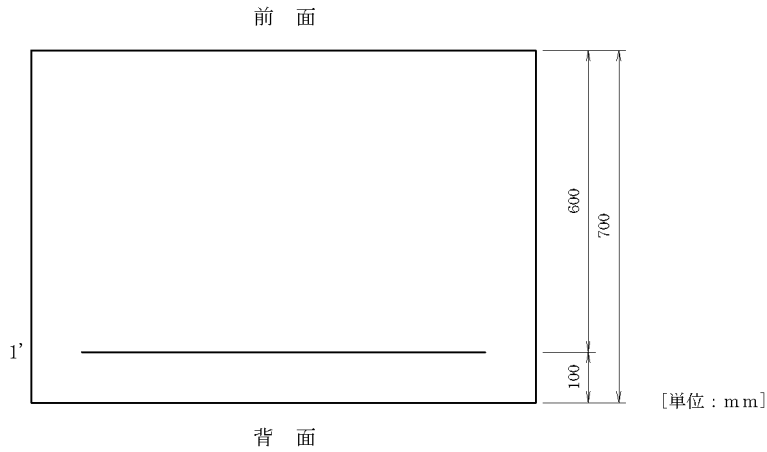


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.07

7)E部鉄筋



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	10.0	D22	3.871	4.00	15.48
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.07

(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(mm³), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 81666.7 \times 10^3$

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²), $\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²), $\sigma_{ck} = 24.00$

N : 軸方向力(N), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 700000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 700.000$

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M_c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
A部	常時	15.484	198.603 >	156.284	7.648
	地震時	15.484	285.486 >	156.284	7.648
A'部	常時	7.944	82.751	156.284	5.000
	地震時	7.944	118.953	156.284	5.000
B部	常時	15.484	242.581 >	156.284	7.648
	地震時	15.484	349.067 >	156.284	7.648
B'部	常時	11.460	144.394	156.284	5.000
	地震時	11.460	207.778 >	156.284	7.648
C部	常時	11.460	157.577 >	156.284	7.648
	地震時	11.460	226.786 >	156.284	7.648
D部	常時	11.460	141.804	156.284	5.000
	地震時	11.460	204.075 >	156.284	7.648
E部	常時	15.484	236.339 >	156.284	7.648
	地震時	15.484	340.125 >	156.284	7.648

(3)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

よりxを求める。

応力度の算出

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

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

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm), h = 700.000
- b : 部材断面幅(mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- d' : 鉄筋のかぶり(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(mm²)
- 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/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N.mm)

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
A 部	常 時	116.825	14.535	2.915	8.000	136.786	180.000
	地震時	167.933	14.535	4.191	12.000	196.627	300.000
A' 部	常 時	-48.677	10.826	1.595	8.000	108.659	180.000
	地震時	-69.972	10.826	2.293	12.000	156.194	300.000
B 部	常 時	142.695	14.535	3.561	8.000	167.076	180.000
	地震時	205.334	14.535	5.124	12.000	240.418	300.000
B' 部	常 時	-84.937	12.749	2.391	8.000	132.932	180.000
	地震時	-122.222	12.749	3.441	12.000	191.286	300.000
C 部	常 時	92.692	12.749	2.609	8.000	145.069	180.000
	地震時	133.404	12.749	3.756	12.000	208.785	300.000
D 部	常 時	83.414	12.749	2.348	8.000	130.548	180.000
	地震時	120.044	12.749	3.379	12.000	187.877	300.000
E 部	常 時	139.023	14.535	3.469	8.000	162.777	180.000
	地震時	200.074	14.535	4.993	12.000	234.259	300.000

(4)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

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

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

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

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

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

設計位置	荷重状態	せん断力 S _v (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数	
				計算値	許容値 _{a1}	許容値 _{a2}	Ce	C _{pt}
A 部	常 時	95.758	60.000	0.160	0.271	1.700	1.23	0.96
	地震時	137.650	60.000	0.229	0.412	2.550	1.23	0.96
B 部	常 時	167.090	60.000	0.278 >	0.271	1.700	1.23	0.96
	地震時	240.438	60.000	0.401	0.412	2.550	1.23	0.96
C 部	常 時	94.972	60.000	0.158	0.249	1.700	1.23	0.88
	地震時	136.684	60.000	0.228	0.379	2.550	1.23	0.88
D 部	常 時	94.972	60.000	0.158	0.249	1.700	1.23	0.88
	地震時	136.684	60.000	0.228	0.379	2.550	1.23	0.88
E 部	常 時	189.943	60.000	0.317 >	0.271	1.700	1.23	0.96
	地震時	273.368	60.000	0.456 >	0.412	2.550	1.23	0.96

(5)スターラップの計算

$$A_w = \frac{1.15 \cdot S_h' \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d}$$

$$S_h' = S_h - S_{ca}$$

ここに、

A_w : 間隔 s で配筋される斜引張鉄筋の断面積(mm^2)

S_h' : 間隔 s で配筋される斜引張鉄筋が負担するせん断力(N)

S_h : 部材の有効高の影響を考慮したせん断力(N)

S_{ca} : コンクリートが負担するせん断力(N)

$$S_{ca} = a_1 \cdot b \cdot d$$

a_1 : 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^2)

d : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

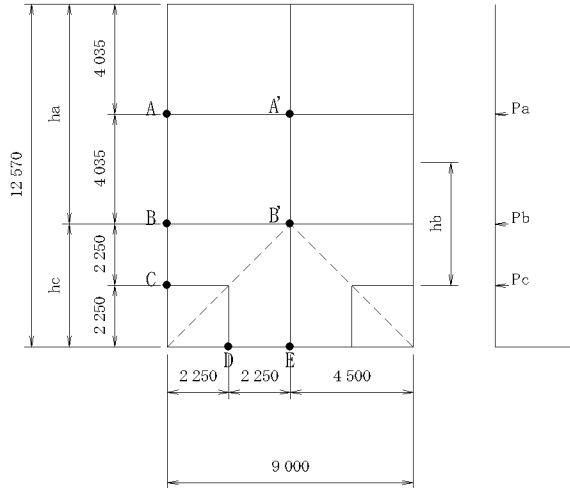
s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔(mm)

σ_{sa} : 斜引張鉄筋の許容引張応力度(N/mm^2)

設計位置	荷重状態	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	許容応力度 a_1 (N/mm^2)	せん断力 S_{ca} (kN)	せん断力 S_h' (kN)	スターラップの断面積(cm^2)	
							計算値	使用量
B 部	常 時	167.090	60.000	0.271	162.433	4.657	0.248	5.068
E 部	常 時	189.943	60.000	0.271	162.433	27.510	1.465	5.068
	地震時	273.368	60.000	0.412	247.181	26.187	0.837	5.068

5.3 側壁(三辺固定版)の設計

5.3.1 断面力の集計



(1)地震時の作用断面力

1)慣性力

$$P_h = t_d \cdot c \cdot K_h = 4.410 \text{ (kN)}$$

2)土圧力

A部に作用する土圧力

$$P_{a'} = \frac{1}{2} \left\{ (q + \gamma_r \cdot h_1) + (q + \gamma_r \cdot h_2) \right\} \cdot K_a \cdot h_A \cdot \cos \delta = 0.000 \text{ (kN)}$$

B部に作用する土圧力

$$P_{b'} = \frac{1}{2} \left\{ (q + \gamma_r \cdot h_3) + (q + \gamma_r \cdot h_4) \right\} \cdot K_a \cdot h_B \cdot \cos \delta = 0.000 \text{ (kN)}$$

C部に作用する土圧力

$$P_{c'} = \frac{1}{2} \left\{ (q + \gamma_r \cdot h_5) + (q + \gamma_r \cdot h_6) \right\} \cdot K_a \cdot h_C \cdot \cos \delta = 0.000 \text{ (kN)}$$

3)断面力

$$P_a = P_{a'} / h_a + P_h = 4.410 \text{ (kN)}$$

$$P_b = P_{b'} / h_b + P_h = 4.410 \text{ (kN)}$$

$$P_c = P_{c'} / h_c + P_h = 4.410 \text{ (kN)}$$

$$\text{B点の断面力} \quad P_1 = (q + \gamma_r \cdot h_2) \cdot K_a \cdot \cos \delta + P_h = 4.410 \text{ (kN)}$$

$$\text{最下点とB点との断面力の差} P_2 = (q + \gamma_r \cdot h_6) \cdot K_a \cdot \cos \delta + P_h - P_1 = 0.000 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$l : \text{幅 (m)} \quad , l = 9.000$$

$$h_1 : \text{A区間内の土圧算出高(上) (m)} \quad , h_1 = 0.000$$

$$h_2 : \text{A区間内の土圧算出高(下) (m)} \quad , h_2 = 0.000$$

$$h_3 : \text{B区間内の土圧算出高(上) (m)} \quad , h_3 = 0.000$$

$$h_4 : \text{B区間内の土圧算出高(下) (m)} \quad , h_4 = 0.000$$

$$h_5 : \text{C区間内の土圧算出高(上) (m)} \quad , h_5 = 0.000$$

$$h_6 : \text{C区間内の土圧算出高(下) (m)} \quad , h_6 = 0.000$$

$$h_A : \text{A区間内の土圧高 (m)} \quad , h_A = 0.000$$

$$h_B : \text{B区間内の土圧高 (m)} \quad , h_B = 0.000$$

$$h_C : \text{C区間内の土圧高 (m)} \quad , h_C = 0.000$$

$$h_a : \text{A区間高 (m)} \quad , h_a = 8.070$$

$$h_b : \text{B区間高 (m)} \quad , h_b = 4.500$$

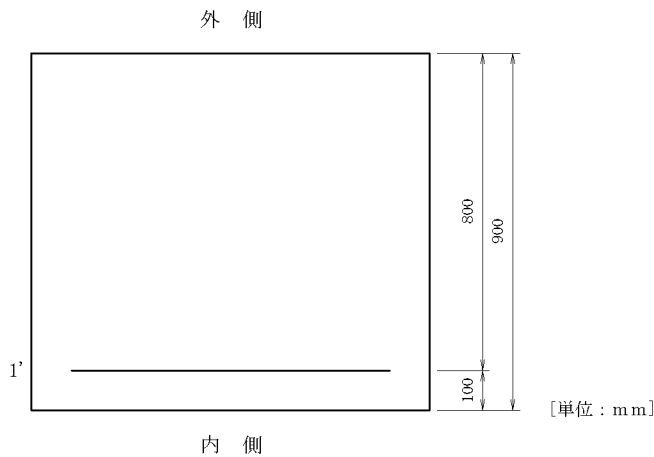
hc : C区間高 (m) , $hc = 4.500$
 td : 壁厚 (m) , $td = 0.900$
 q : 地表面載荷荷重 (kN/m^2) , 地震時 $q = 0.000$
 Ka : 土圧係数 , 地震時 $Ka = 0.390$
 : 壁面摩擦角 (度) , 地震時 = 0.000
 r : 土の単位重量 (kN/m^3) , $r = 20.000$
 c : 躯体の単位重量 (kN/m^3) , $c = 24.500$
 Kh : 設計震度 , $kh = 0.200$

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	S (kN)	補正係数	
				KM	KS
A 部	地震時	35.721	19.845	1.000	1.000
A' 部	地震時	14.884	0.000	1.000	—
B 部	地震時	25.005	19.845	0.700	1.000
B' 部	地震時	14.884	0.000	1.000	—
C 部	地震時	14.288	9.922	0.400	0.500
D 部	地震時	13.395	9.922	0.300	0.500
E 部	地震時	22.326	19.845	0.500	1.000

5.3.2 断面計算

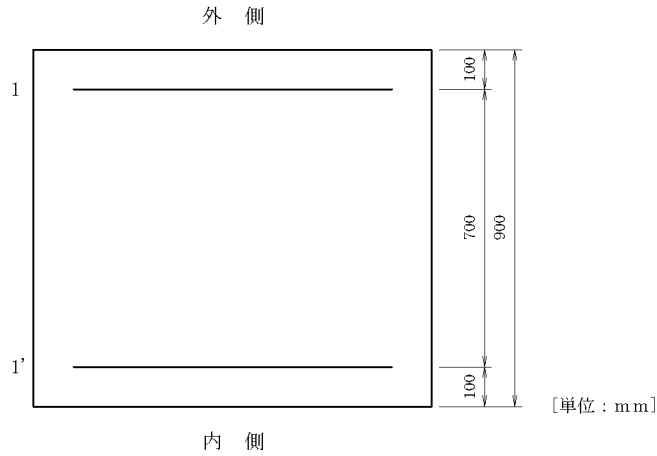
(1)鉄筋配置

1)A部鉄筋



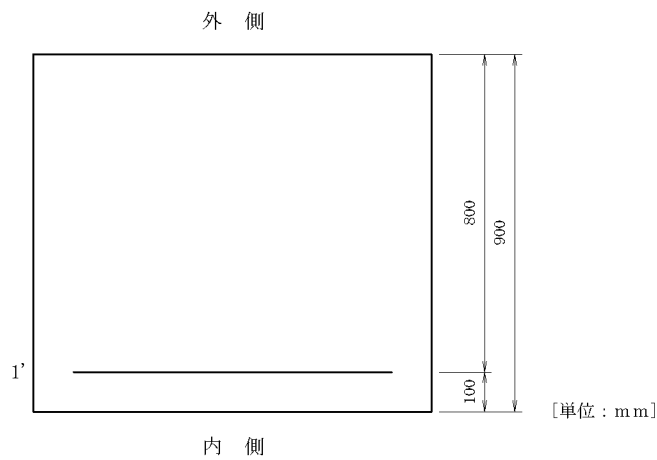
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm^2 /本)	本数	鉄筋量 (cm^2)
外側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

2)A'部鉄筋



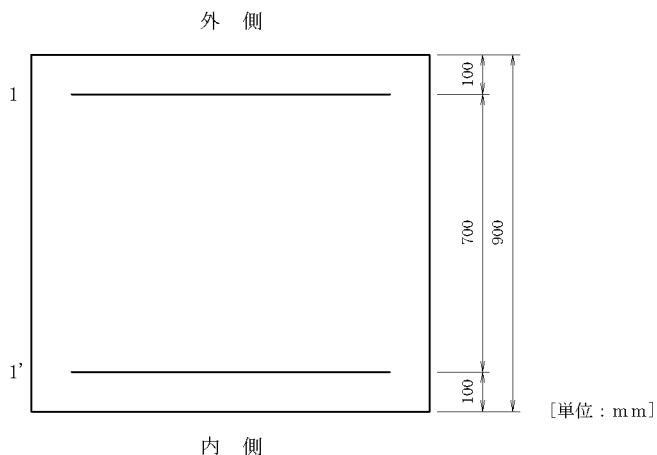
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

3)B部鉄筋



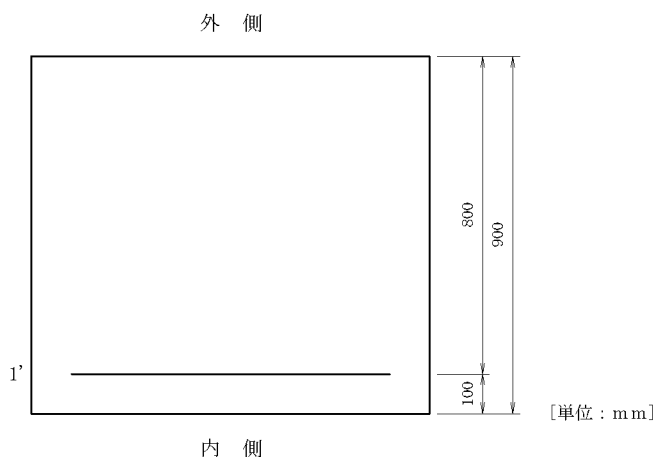
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

4)B'部鉄筋



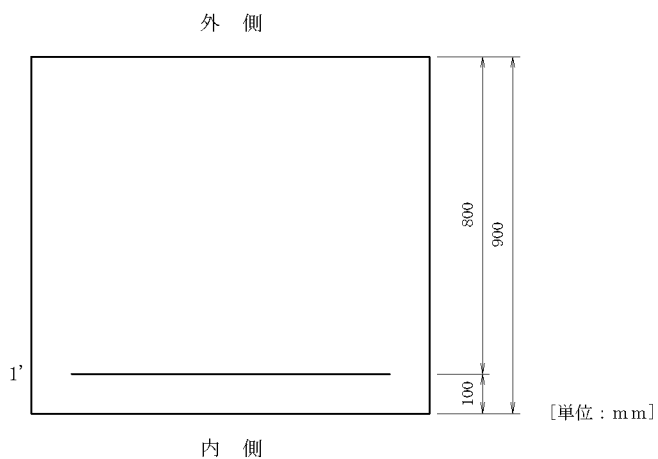
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

5)C部鉄筋



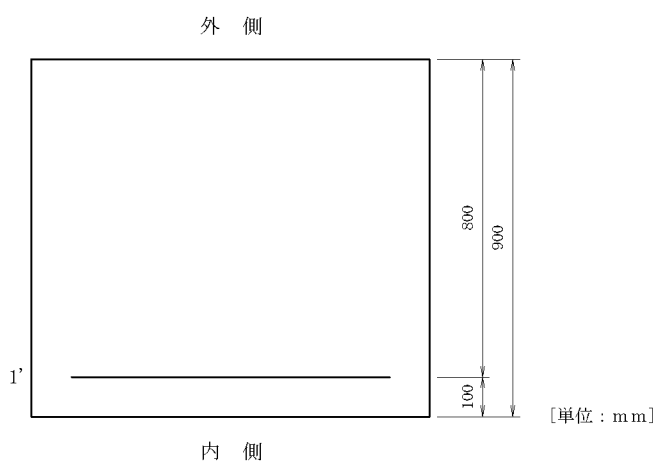
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

6)D部鉄筋



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

7)E部鉄筋



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	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(mm³), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 135000.0 \times 10^3$

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²), $\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²), $\sigma_{ck} = 24.00$

N : 軸方向力(N), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 900000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 900.000$

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M _c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
A 部	地震時	7.944	60.726	258.346	5.000
A' 部	地震時	11.460	25.302	258.346	5.000
B 部	地震時	7.944	42.508	258.346	5.000
B' 部	地震時	11.460	25.302	258.346	5.000
C 部	地震時	7.944	24.290	258.346	5.000
D 部	地震時	7.944	22.772	258.346	5.000
E 部	地震時	7.944	37.954	258.346	5.000

(3)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

よりxを求める。

応力度の算出

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

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

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 900.000
- 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 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- 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/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
A 部	地震時	35.721	12.667	0.744	12.000	59.340	300.000
A' 部	地震時	-14.884	14.952	0.265	12.000	17.314	300.000
B 部	地震時	25.005	12.667	0.521	12.000	41.538	300.000
B' 部	地震時	-14.884	14.952	0.265	12.000	17.314	300.000
C 部	地震時	14.288	12.667	0.298	12.000	23.736	300.000
D 部	地震時	13.395	12.667	0.279	12.000	22.252	300.000
E 部	地震時	22.326	12.667	0.465	12.000	37.087	300.000

(4)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

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

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

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

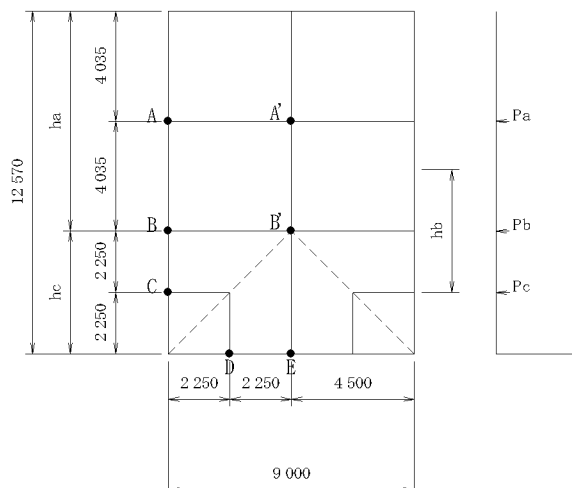
C_{pt} : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

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

設計位置	荷重状態	せん断力 S _v (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数	
				計算値	許容値 _{a1}	許容値 _{a2}	Ce	Cpt
A 部	地震時	19.845	80.000	0.025	0.272	2.550	1.11	0.70
B 部	地震時	19.845	80.000	0.025	0.272	2.550	1.11	0.70
C 部	地震時	9.922	80.000	0.012	0.272	2.550	1.11	0.70
D 部	地震時	9.922	80.000	0.012	0.272	2.550	1.11	0.70
E 部	地震時	19.845	80.000	0.025	0.272	2.550	1.11	0.70

5.4 隔壁(三辺固定版)の設計

5.4.1 断面力の集計



(1)地震時の作用断面力

1)慣性力

$$P_h = t_d \cdot c \cdot K_h = 3.430 \quad (\text{kN})$$

2)土圧力

A部に作用する土圧力

$$P_{a'} = \frac{1}{2} \left\{ (q + \gamma_r \cdot h_1) + (q + \gamma_r \cdot h_2) \right\} \cdot K_a \cdot h_A \cdot \cos \delta = 0.000 \quad (\text{kN})$$

B部に作用する土圧力

$$P_{b'} = \frac{1}{2} \left\{ (q + \gamma_r \cdot h_3) + (q + \gamma_r \cdot h_4) \right\} \cdot K_a \cdot h_B \cdot \cos \delta = 0.000 \quad (\text{kN})$$

C部に作用する土圧力

$$P_{c'} = \frac{1}{2} \left\{ (q + \gamma_r \cdot h_5) + (q + \gamma_r \cdot h_6) \right\} \cdot K_a \cdot h_C \cdot \cos \delta = 0.000 \quad (\text{kN})$$

3)断面力

$$P_a = P_{a'} / h_a + P_h = 3.430 \quad (\text{kN})$$

$$P_b = P_{b'} / h_b + P_h = 3.430 \quad (\text{kN})$$

$$P_c = P_{c'} / h_c + P_h = 3.430 \quad (\text{kN})$$

$$\text{B点の断面力} \quad P_1 = (q + \gamma_r \cdot h_2) \cdot K_a \cdot \cos \delta + P_h = 3.430 \quad (\text{kN})$$

$$\text{最下点とB点との断面力の差} P_2 = (q + \gamma_r \cdot h_6) \cdot K_a \cdot \cos \delta + P_h - P_1 = 0.000 \quad (\text{kN})$$

ここに、

$$l : \text{幅 (m)} \quad , l = 9.000$$

$$h_1 : \text{A区間内の土圧算出高(上) (m)} \quad , h_1 = 0.000$$

$$h_2 : \text{A区間内の土圧算出高(下) (m)} \quad , h_2 = 0.000$$

$$h_3 : \text{B区間内の土圧算出高(上) (m)} \quad , h_3 = 0.000$$

$$h_4 : \text{B区間内の土圧算出高(下) (m)} \quad , h_4 = 0.000$$

$$h_5 : \text{C区間内の土圧算出高(上) (m)} \quad , h_5 = 0.000$$

$$h_6 : \text{C区間内の土圧算出高(下) (m)} \quad , h_6 = 0.000$$

$$h_A : \text{A区間内の土圧高 (m)} \quad , h_A = 0.000$$

$$h_B : \text{B区間内の土圧高 (m)} \quad , h_B = 0.000$$

$$h_C : \text{C区間内の土圧高 (m)} \quad , h_C = 0.000$$

$$h_a : \text{A区間高 (m)} \quad , h_a = 8.070$$

$$h_b : \text{B区間高 (m)} \quad , h_b = 4.500$$

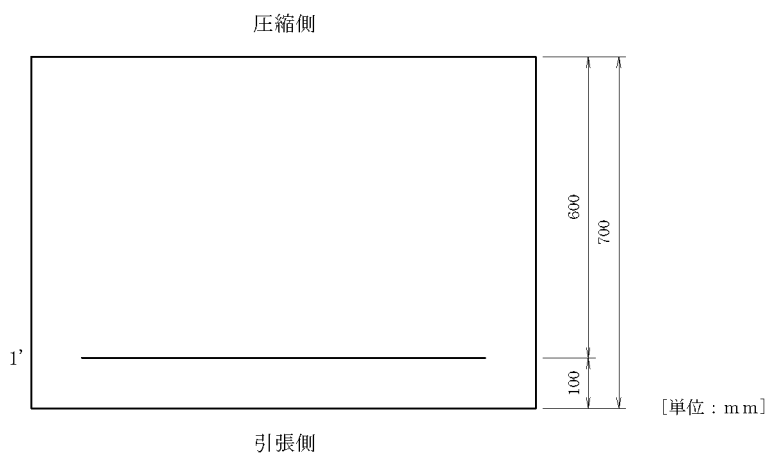
hc : C区間高 (m) , $hc = 4.500$
 td : 壁厚 (m) , $td = 0.700$
 q : 地表面載荷荷重 (kN/m^2) , 地震時 $q = 0.000$
 Ka : 土圧係数 , 地震時 $Ka = 0.390$
 : 壁面摩擦角 (度) , 地震時 = 0.000
 r : 土の単位重量 (kN/m^3) , $r = 20.000$
 c : 躯体の単位重量 (kN/m^3) , $c = 24.500$
 Kh : 設計震度 , $kh = 0.200$

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	S (kN)	補正係数	
				KM	KS
A 部	地震時	27.783	15.435	1.000	1.000
A' 部	地震時	11.576	0.000	1.000	——
B 部	地震時	19.448	15.435	0.700	1.000
B' 部	地震時	11.576	0.000	1.000	——
C 部	地震時	11.113	7.718	0.400	0.500
D 部	地震時	10.419	7.718	0.300	0.500
E 部	地震時	17.364	15.435	0.500	1.000

5.4.2 断面計算

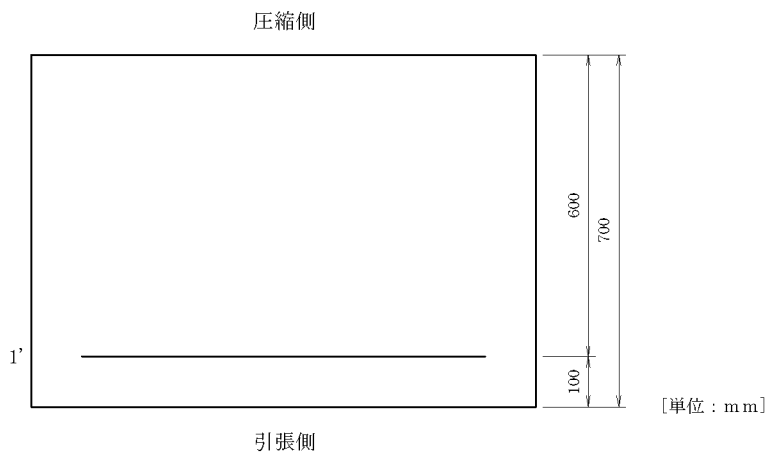
(1) 鉄筋配置

1) A部鉄筋



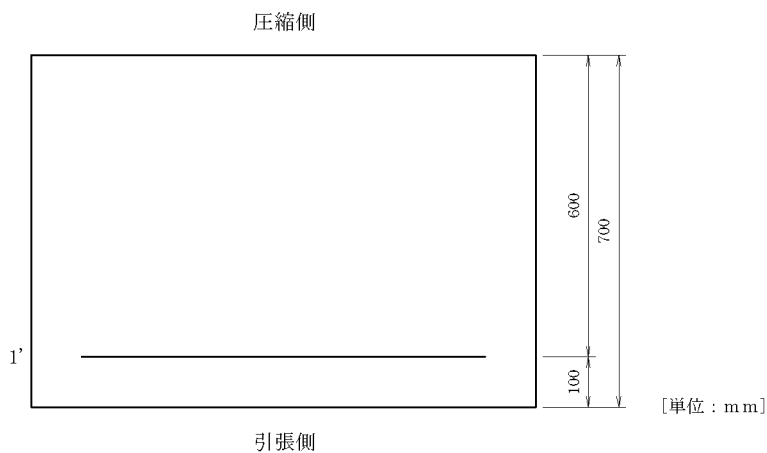
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm^2 /本)	本数	鉄筋量 (cm^2)
圧縮	1	——	——	——	——	——
	2	——	——	——	——	——
引張	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	——	——	——	——	——

2)A'部鉄筋



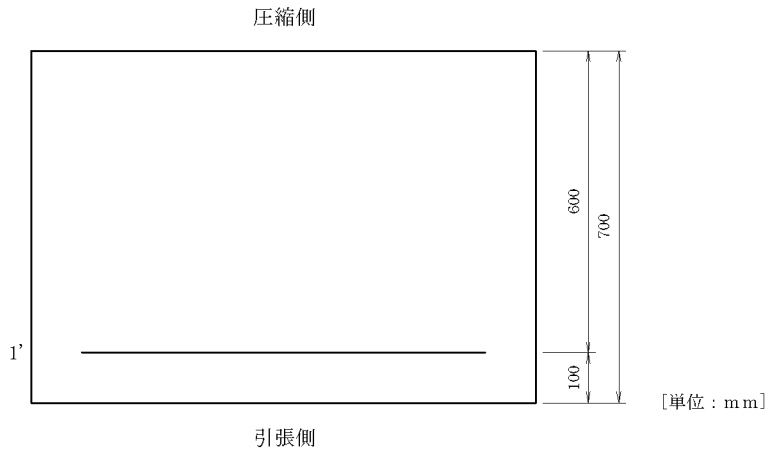
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
圧縮	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
引張	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

3)B部鉄筋



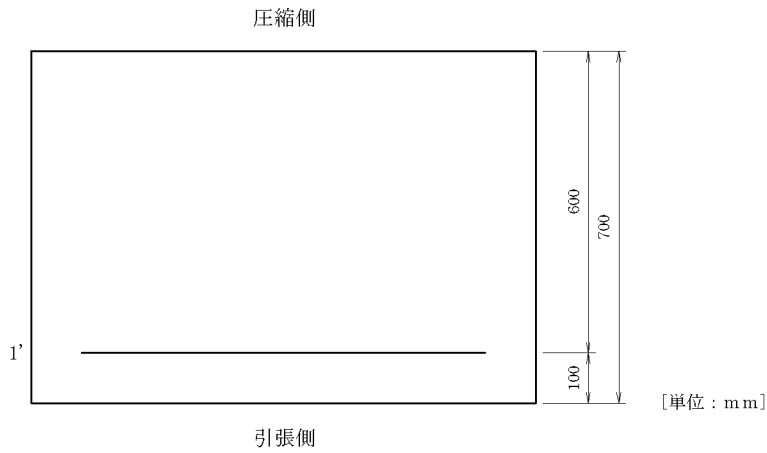
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
圧縮	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
引張	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

4)B'部鉄筋



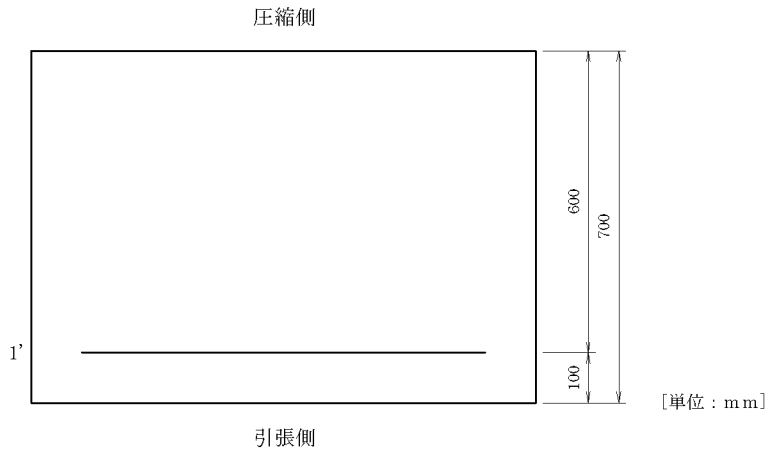
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
圧縮	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
引張	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

5)C部鉄筋



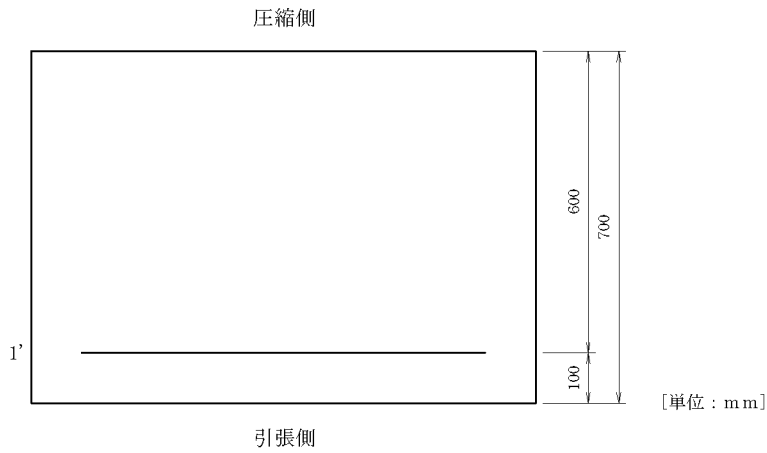
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
圧縮	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
引張	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

6)D部鉄筋



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
圧縮	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
引張	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

7)E部鉄筋



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
圧縮	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
引張	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	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(mm³), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 81666.7 \times 10^3$

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²), $\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²), $\sigma_{ck} = 24.00$

N : 軸方向力(N), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 700000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 700.000$

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M _c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
A 部	地震時	7.944	47.231	156.284	5.000
A' 部	地震時	7.944	19.680	156.284	5.000
B 部	地震時	7.944	33.062	156.284	5.000
B' 部	地震時	7.944	19.680	156.284	5.000
C 部	地震時	7.944	18.892	156.284	5.000
D 部	地震時	7.944	17.712	156.284	5.000
E 部	地震時	7.944	29.519	156.284	5.000

(3)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

よりxを求める。

応力度の算出

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

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

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm), $h = 700.000$
- b : 部材断面幅(mm), $b = 1000.000$
- d : 部材の有効高(mm)
- d' : 鉄筋のかぶり(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(mm²)
- 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/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N.mm)

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
A 部	地震時	27.783	10.826	0.910	12.000	62.018	300.000
A' 部	地震時	11.576	10.826	0.379	12.000	25.841	300.000
B 部	地震時	19.448	10.826	0.637	12.000	43.413	300.000
B' 部	地震時	11.576	10.826	0.379	12.000	25.841	300.000
C 部	地震時	11.113	10.826	0.364	12.000	24.807	300.000
D 部	地震時	10.419	10.826	0.341	12.000	23.257	300.000
E 部	地震時	17.364	10.826	0.569	12.000	38.761	300.000

(4)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

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

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

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

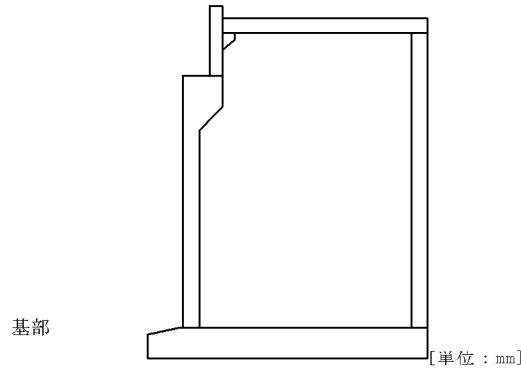
C_{pt} : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

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

設計位置	荷重状態	せん断力 S _v (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数	
				計算値	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	Ce	Cpt
A 部	地震時	15.435	60.000	0.026	0.329	2.550	1.23	0.76
B 部	地震時	15.435	60.000	0.026	0.329	2.550	1.23	0.76
C 部	地震時	7.718	60.000	0.013	0.329	2.550	1.23	0.76
D 部	地震時	7.718	60.000	0.013	0.329	2.550	1.23	0.76
E 部	地震時	15.435	60.000	0.026	0.329	2.550	1.23	0.76

5.5 T形梁照査位置[1]の設計

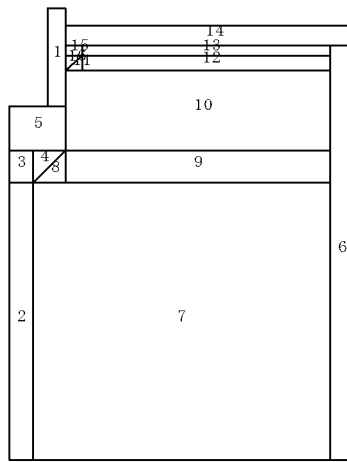
基部からの距離 0.000 (m)



5.5.1 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) 体積・重心

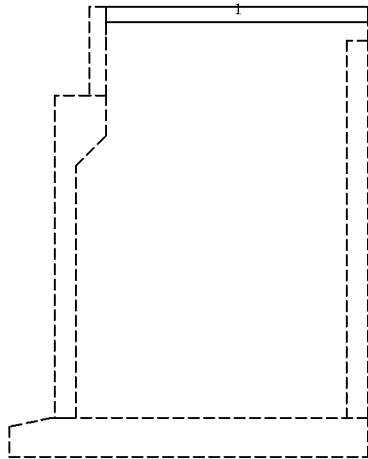
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.550 × 2.960 × 21.400	34.839	1.425	12.220	49.646	425.735	
2	0.700 × 8.400 × 21.400	125.832	0.350	4.200	44.041	528.494	
3	0.700 × 1.000 × 21.400	14.980	0.350	8.900	5.243	133.322	
4	1/2 × 1.000 × 1.000 × 21.400	10.700	1.033	9.067	11.057	97.013	
5	1.700 × 1.340 × 21.400	48.749	0.850	10.070	41.437	490.904	
6	0.700 × 12.570 × 21.400	188.299	10.050	6.285	1892.400	1183.456	
7	9.000 × 8.400 × 3.200	241.920	5.200	4.200	1257.984	1016.064	
8	1/2 × 1.000 × 1.000 × 3.200	1.600	1.367	8.733	2.187	13.973	
9	8.000 × 1.000 × 3.200	25.600	5.700	8.900	145.920	227.840	
10	8.000 × 2.420 × 3.200	61.952	5.700	10.610	353.126	657.311	
11	1/2 × 0.500 × 0.450 × 3.200	0.360	2.033	11.970	0.732	4.309	
12	7.500 × 0.450 × 3.200	10.800	5.950	12.045	64.260	130.086	
13	7.500 × 0.300 × 3.200	7.200	5.950	12.420	42.840	89.424	
14	8.700 × 0.610 × 21.400	113.570	6.050	12.875	687.097	1462.210	
15	0.500 × 0.300 × 21.400	3.210	1.950	12.420	6.260	39.868	
16	1/2 × 0.500 × 0.450 × 21.400	2.407	1.867	12.120	4.494	29.179	
		892.018	—	—	4608.723	6529.189	

重心 XG = (Vi · Xi) / Vi = 4608.723 / 892.018 = 5.167 (m)

YG = (Vi · Yi) / Vi = 6529.189 / 892.018 = 7.320 (m)

(2)頂版上の土砂

1)ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	8.700 × 0.520 × 21.400	96.814	6.050	13.440	585.723	1301.176	
		96.814	—	—	585.723	1301.176	

重心 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 585.723 / 96.814 = 6.050 \text{ (m)}$

$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 1301.176 / 96.814 = 13.440 \text{ (m)}$

5.5.2 躯体自重, 上部工反力, その他荷重による鉛直力、水平力

(1)躯体自重(偏心モーメントを考慮します)

鉛直力 $W = \cdot V = 24.500 \times 892.018 = 21854.445 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 5.167 \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot kh = 21854.445 \times 0.200 = 4370.889 \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = 7.320 \text{ (m)}$

(2)上部工反力

[1]地震時(浮力有り)

鉛直力 $Rv = 3000.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 4.625 \text{ (m)}$

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 3000.000 \cdot 4.625 = 13874.999 \text{ (m)}$

(偏心モーメントは、無条件に考慮します)

水平力 $RH = 1500.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = 10.740 \text{ (m)}$

モーメント $My = RH \cdot Y = 1500.000 \cdot 10.740 = 16110.000 \text{ (m)}$

鉛直力の作用位置

$$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 5.200 - 0.575 = 4.625 \quad (\text{m})$$

ここに、

B : 縦壁厚さ

BR: 縦壁前面から胸壁前面までの距離

XR: 胸壁前面から作用位置までの距離

水平力の作用位置

$$Y = YZ + YR = 10.740 + 0.000 = 10.740 \quad (\text{m})$$

ここに、

YZ: 縦壁前面高さ

YR: 沓座面から作用位置までの高さ

5.5.3 土圧・水圧

(1) 共通データ

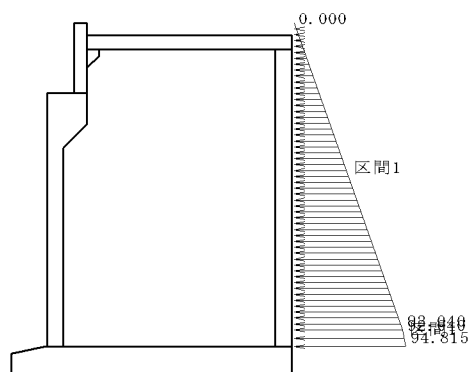
水の単位体積重量	w (kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	21.400
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力	C (kN/m ²)	0.000

(2) 土圧力

[1] 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 ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	13.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.700
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.700



2)土圧算出結果

	項 目	区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	13.700 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)	13.000 0.700
	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)	0.700 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 ³) t sat	20.000 21.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	5.200
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1
背面水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 Kl2	0.35400 0.35400
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下)		0.000 92.040
	[3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		92.040 94.815
	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc		12802.764 1399.546
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(+) (土圧の水平成分)		14202.310 14202.310
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		5.033 0.348 4.572

・作用位置

$$Y = \frac{\sum (Peh \cdot Y)}{\sum Peh} = 4.572(m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \sum Peh = 14202.310(kN)$$

(3)水圧力

[1]地震時(浮力有り)

		背面水圧
水圧を算出する高さh	(m)	0.700
水圧強度 (kN/m ²)	[1] w・h	6.860
水圧力 (kN)	Pw = (1/2)・[1]・h・Bc	51.381
水圧の作用位置 (m)	Yw = h/3	0.233

5.5.4 断面力の集計

(1) 縦壁全幅当りの集計

[1] 地震時(浮力有り)

項目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M _x +M _y (kN.m)
躯体自重	21854.445	4370.889	0.033	7.320	32722.438
上載土砂	1936.274	309.804	-0.850	13.440	2517.929
上部工反力	3000.000	1500.000	4.625	10.740	29984.999
土圧力	0.000	14202.310	0.000	4.572	64927.996
背面水圧	0.000	51.381	0.000	0.233	11.989
合計	26790.719	20434.385	—	—	130165.359

(2) 側壁, 隔壁の分担幅当りの集計

側壁の分担幅: 3.675 (m)

隔壁の分担幅: 6.400 (m)

1) 側壁

荷重状態(水位)	N _i (kN)	H _i (kN)	M (kN.m)
地震時(浮力有り)	4600.743	3509.176	22353.164

2) 隔壁

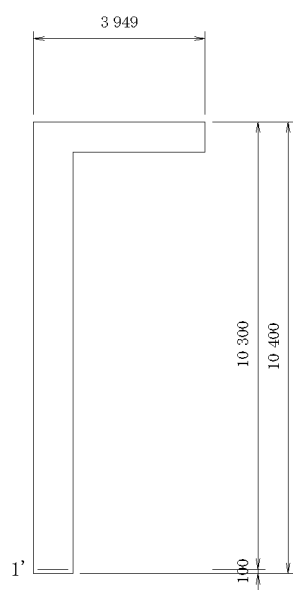
荷重状態(水位)	N _i (kN)	H _i (kN)	M (kN.m)
地震時(浮力有り)	8012.178	6111.218	38927.957

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、曲げモーメントは反時計回りを正

5.5.5 断面計算

(1) 鉄筋配置

1) 側壁

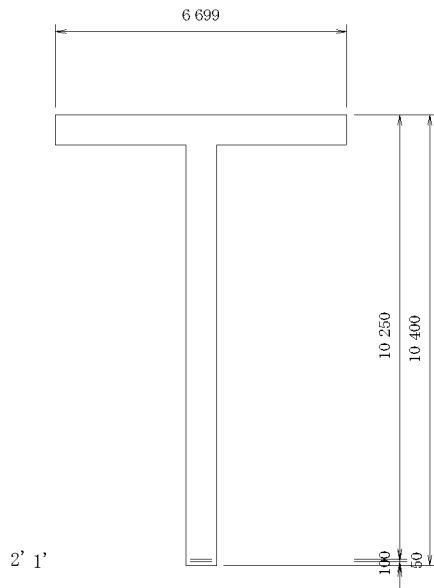


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前壁側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
後壁側	1'	10.0	D38	11.400	7.20	82.08
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D19	2.865	4.00	11.46

2) 隔壁



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前壁側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
後壁側	1'	10.0	D41	13.400	5.60	75.04
	2'	15.0	D41	13.400	5.60	75.04

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D19	2.865	4.00	11.46

(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(mm³), $Z_c = 20544652.0 \times 10^3$

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²), $\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²), $\sigma_{ck} = 24.00$

N : 軸方向力(N), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = 11494300.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 10400.000$

1)側壁

荷重状態(水位)	使用鉄筋量(cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M_c (kN.m)	最小鉄筋量(cm ²)
地震時(浮力有り)	82.080	38000.381	39315.832	19.745

2)隔壁

荷重状態(水位)	使用鉄筋量(cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M_c (kN.m)	最小鉄筋量(cm ²)
地震時(浮力無し)	150.080	66173.363 >	35240.952	99.579

(3)曲げ応力度の照査

1)側壁

荷重状態(水位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
地震時(浮力有り)	22353.164	0.000	77.314	1.467	12.000	271.110	300.000

2)隔壁

荷重状態(水位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
地震時(浮力有り)	38927.957	0.000	80.361	1.465	12.000	259.705	300.000

(4)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

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

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

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

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

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

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

- CN : 軸方向圧縮力による補正係数
- 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)

1)側壁

荷重状態(水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数		
			計算値	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	Ce	Cpt	CN
地震時(浮力有り)	3509.176	1030.000	0.379 >	0.118	2.550	0.50	0.68	1.00

2)隔壁

荷重状態(水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数		
			計算値	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	Ce	Cpt	CN
地震時(浮力有り)	6111.218	1027.500	0.850 >	0.159	2.550	0.50	0.91	1.00

(5)スターラップの計算

$$A_w = \frac{1.15 \cdot S_h' \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d}$$

$$S_h' = S_h - S_{ca}$$

ここに、

A_w : 間隔 s で配筋される斜引張鉄筋の断面積(mm^2)

S_h' : 間隔 s で配筋される斜引張鉄筋が負担するせん断力(N)

S_h : 部材の有効高の影響を考慮したせん断力(N)

S_{ca} : コンクリートが負担するせん断力(N)

$$S_{ca} = \sigma_{a1} \cdot b \cdot d$$

σ_{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^2)

d : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔(mm)、 $s = 500.00$

σ_{sa} : 斜引張鉄筋の許容引張応力度(N/mm^2)

1)側壁

荷重状態(水位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	許容応力度 σ_{a1} (N/mm^2)	せん断力 S_{ca} (kN)	せん断力 S_h' (kN)	スターラップの断面積(cm^2)	
						計算値	使用量
地震時(浮力有り)	3509.176	1030.000	0.118	1098.405	2410.771	4.486	11.460

2)隔壁

荷重状態(水位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	許容応力度 σ_{a1} (N/mm^2)	せん断力 S_{ca} (kN)	せん断力 S_h' (kN)	スターラップの断面積(cm^2)	
						計算値	使用量
地震時(浮力有り)	6111.218	1027.500	0.159	1143.721	4967.497	9.266	11.460

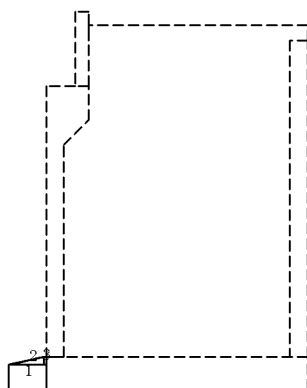
6章 前趾の設計

6.1 付け根位置の設計

6.1.1 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^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1.500 \times 1.000 \times 21.400$	32.100	0.750	24.075	
2	$1/2 \times 1.400 \times 0.300 \times 21.400$	4.494	0.567	2.547	
3	$0.100 \times 0.300 \times 21.400$	0.642	0.050	0.032	
		37.236	—	26.654	

$$\text{重心位置 } X_G = (V_i \cdot X_i) / V_i = 26.654 / 37.236 = 0.716 \text{ (m)}$$

6.1.2 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

$$\text{鉛直力 } W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 37.236 = 912.282 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置 } X = 0.716 \text{ (m)}$$

6.1.3 杭反力

鉛直力

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

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	0.000	9	1555.863	14002.766	0.000

< 合計> $n_i \cdot P_i = 14002.766$
 $n_i \cdot P_i \cdot X_i = 0.000$
 $X = 0.000/14002.766 = 0.000$ (m)

6.1.4 断面力の集計

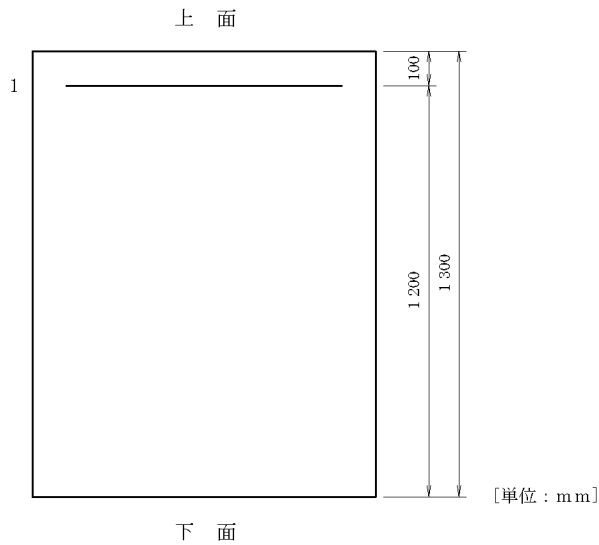
[1]常時1(浮力無し)

項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
躯体自重	-912.282	0.716	-653.016
杭反力	14002.766	0.000	0.000
合計	13090.483	—————	-653.016
単位幅当り	611.705	—————	-30.515

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

6.1.5 断面計算

(1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
上面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.944
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

(2)最小鉄筋量の照査

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

ここに、

- M_c : ひび割れ曲げモーメント(N.mm)
- Z_c : コンクリート部材の断面係数(mm³), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 281667 \times 10^3$
- σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²), $\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$
- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²), $\sigma_{ck} = 24.00$
- N : 軸方向力(N), $N = 0.0$
- A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 1300000.000$
- b : 部材断面幅(mm)
- h : 部材断面高(mm), $h = 1300.000$

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M_c (kN.m)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
常時1(浮力無し)	7.944	51.875	539.019	5.000

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

(3)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

よりxを求める。

応力度の算出

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

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

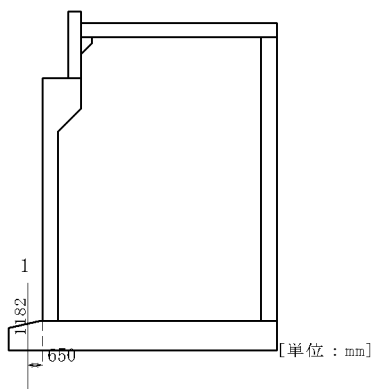
ここに、

- 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), $h = 1300.000$
- 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(mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(mm²)
- 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/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- 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 ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1(浮力無し)	-30.515	15.758	0.337	8.000	33.477	180.000

6.2 せん断検討位置[1]の設計

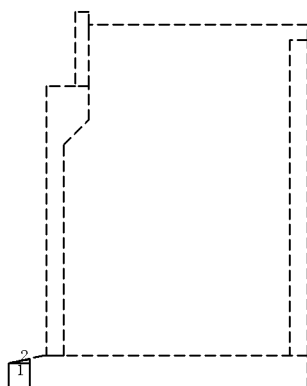
付け根からの距離 0.650 (m)



6.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V _i (m ³)	重心位置 X _i (m)	V _i · X _i	備考
1	0.850 × 1.000 × 21.400	18.190	0.425	7.731	
2	1/2 × 0.850 × 0.182 × 21.400	1.657	0.283	0.469	
		19.847	—	8.200	

$$\text{重心位置 } X_G = (V_i \cdot X_i) / V_i = 8.200 / 19.847 = 0.413 \text{ (m)}$$

6.2.2 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

$$\text{鉛直力 } W = \quad \cdot V = 24.500 \times 19.847 = 486.241 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置 } X = 0.413 \text{ (m)}$$

6.2.3 断面力の集計

[1]常時1(浮力無し)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN.m)
躯体自重	-486.241	0.413	-200.903
合計1	-486.241	————	-200.903
単位幅当1	-22.722	————	-9.388
合計2	-486.241	————	-200.903
単位幅当2	-22.722	————	-9.388

合計(単位幅当)1: 杭反力をすべて考慮した合計

合計(単位幅当)2: 照査位置の杭反力を考慮しない合計

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

6.2.4 断面計算

付け根からの距離 0.650 (m)

(1)せん断応力度の照査

$$a > 2.5d \text{ の場合 } S_h = S - \frac{M}{d'} \cdot \tan \theta$$

$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_h = S$$

ここに、

S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)

d' : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(N.mm)

θ : フーチング上面と水平面のなす角度, θ = 12.095°, tan θ = 0.214

a : せん断スパン(mm)

荷重状態(水位)	有効高 d' (cm)	2.5・d	せん断スパン a (cm)	S (kN)	M (kN.m)	M/d'・tan	S _h (kN)
常時1(浮力無し)	108.214	300.000	120.000	-22.722	9.388	1.859	22.722

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

ここに、

- τ_m : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)
- d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)
- d' : 部材断面の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- S : 部材断面に作用するせん断力(N)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

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

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

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

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

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

- C_{dc} : せん断スパン比に関する補正係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

荷重状態(水位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d' (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数		
			計算値	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}	C_{dc}
常時1(浮力無し)	22.722	108.214	0.021	0.588	1.700	0.99	0.65	4.00