

箱式橋台の設計計算 サンプルデータ

出力例

Box_CH01

道示Ⅳ 受台:有り 翼壁:平行
突起:無し 直接基礎 計算例

目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 構造形式	1
1.3 形状寸法	1
1.4 地盤条件	3
1.5 使用材料	3
1.6 作用荷重	3
1.7 土圧	5
1.8 水圧	6
1.9 基礎の条件	7
1.9.1 許容せん断抵抗算出用データ	7
1.9.2 鉛直支持力算出用データ	7
1.9.3 フーチング厚さ照査用データ	8
1.10 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	9
1.10.1 安定計算の許容値	9
1.10.2 部材の許容応力度	9
2章 安定計算	11
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	11
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	13
2.3 上部工反力	15
2.4 土圧・水圧	16
2.5 作用力の集計	19
2.6 安定照査	20
2.6.1 転倒に対する安定	20
2.6.2 滑動に対する安定	21
2.6.3 地盤反力度の計算	21
2.6.4 支持に対する安定	22
2.6.5 フーチング厚さの照査	24
3章 頂版の設計	26
3.1 橋軸直角方向の設計	26
3.2 橋軸方向の設計	31
4章 胸壁の設計	35
4.1 踏掛版を設置する場合の設計	35
4.1.1 断面力の集計	35
4.1.2 断面計算	38
4.2 受け台の設計	41
4.2.1 断面力の集計	41
4.2.2 断面計算	42
5章 豎壁の設計	45
5.1 前壁(三辺固定版)の設計	45
5.1.1 断面力の集計	45
5.1.2 断面計算	47
5.2 後壁(三辺固定版)の設計	55
5.2.1 断面力の集計	55
5.2.2 断面計算	57
5.3 側壁(三辺固定版)の設計	64
5.3.1 断面力の集計	64
5.3.2 断面計算	66
5.4 隔壁(三辺固定版)の設計	74

5.4.1 断面力の集計	74
5.4.2 断面計算	75
5.5 T形梁照査位置[1]の設計	82
5.5.1 水位を考慮しないブロックデータ	82
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	83
5.5.3 土圧・水圧	84
5.5.4 断面力の集計	86
5.5.5 断面計算	86
6章 前趾の設計	91
6.1 付け根位置の設計	91
6.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	91
6.1.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力	91
6.1.3 地盤反力	92
6.1.4 断面力の集計	92
6.1.5 断面計算	93
6.2 せん断検討位置[1]の設計	95
6.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	95
6.2.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力	95
6.2.3 地盤反力	96
6.2.4 断面力の集計	96
6.2.5 断面計算	97
7章 底版中央部(四辺固定版)の設計	99
7.1 躯体自重, 土砂重量, 浮力による鉛直力	99
7.2 断面力の集計	99
7.3 断面計算	101
8章 翼壁の設計	116
8.1 左側翼壁の設計	116
8.1.1 設計条件	116
8.1.2 断面力の集計	117
8.1.3 断面計算	119
8.2 右側翼壁の設計	121
8.2.1 設計条件	121
8.2.2 断面力の集計	123
8.2.3 断面計算	125

1章 設計条件

1.1 一般事項

データ名: BOX_{CH01.f8h}(箱式橋台のサンプルデータ1 (直接基礎))

タイトル: 箱式橋台のサンプルデータ1

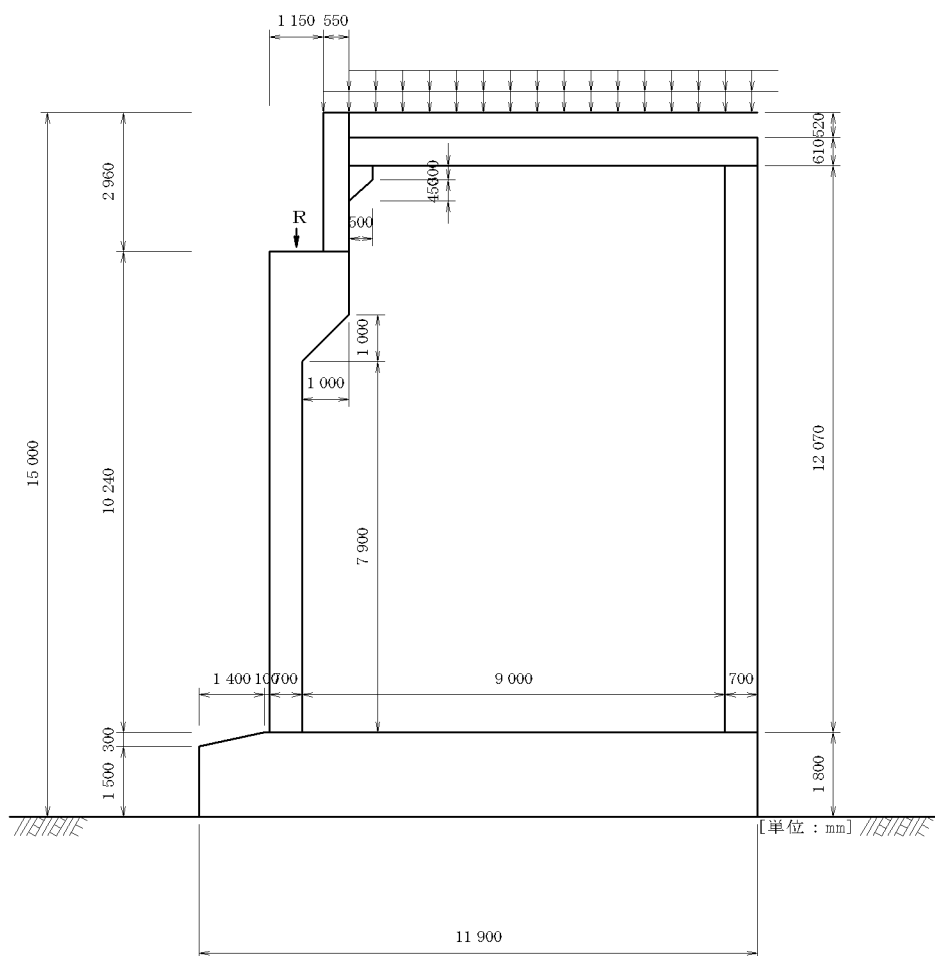
コメント: 直接基礎

1.2 構造形式

- ・箱式橋台(直接基礎)

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	_____	_____

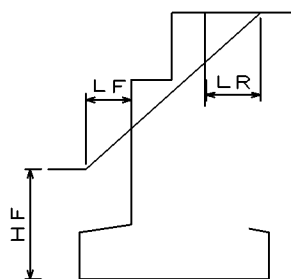
【3D形状】



(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: 勾配開始位置の堅壁前面からの水平長さ
 HF: 前趾土砂高さ

・ 内部土砂高 12.070 (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)
 翼壁設計時 : $ck = 24$ (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
 中詰土砂: 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
	中詰土砂	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	直角方向
躯体	0.20	0.20
土砂	0.16	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

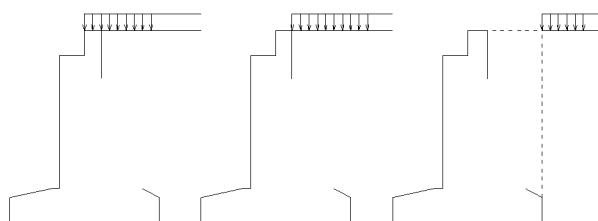
荷 重 状 態	上部工反力 (kN)				
	Rd	Rex	RD=Rd+Rex	RL	RH
常時1(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	0.000	0.000
常時2(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
常時2(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
地震時(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	-	1500.000
地震時(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	-	1500.000

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	-			



(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)

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

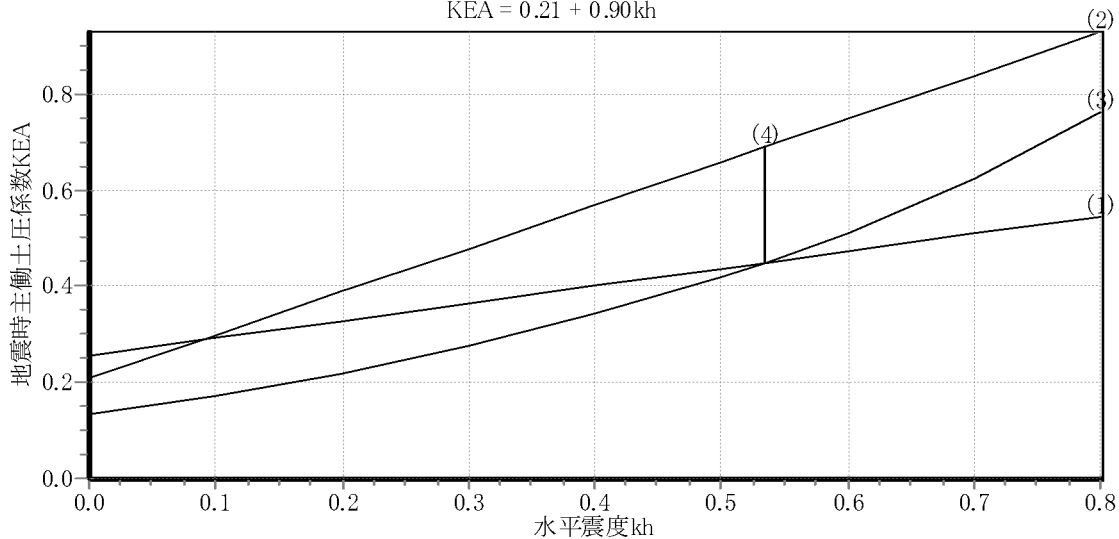
$$= \frac{\cos^2(35.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 11.667) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35.000 + 11.667) \sin(35.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 11.667) \cos(0.000 - (0.000))}} \right\}^2}$$

$$= 0.251$$

(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 許容せん断抵抗算出用データ

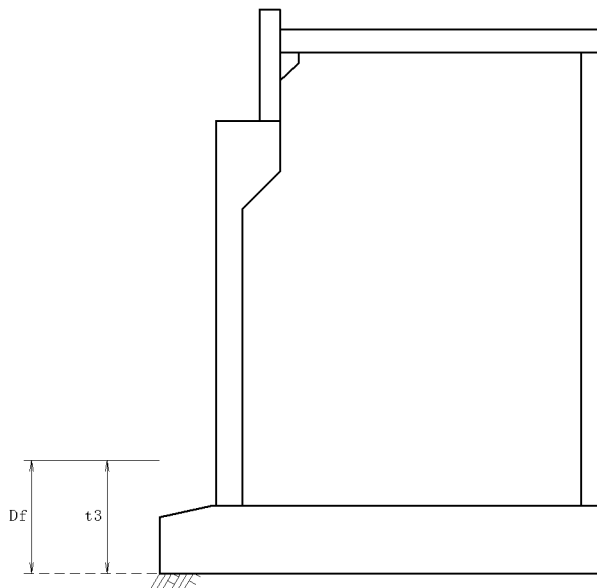
基礎底面と地盤との間の付着力 c_s (kN/m ²)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \delta_s$	0.600

1.9.2 鉛直支持力算出用データ

(1)地盤の条件

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

(2)地盤の状態



荷重状態(水 位)	根入れ深さ(m)		単位体積重量(kN/m ³)		水位 Hf (m)
	D _i	D' _i	1	2	
常時1(浮力無し)	3.000	0.000	13.2000	20.0000	0.000
常時1(浮力有り)	3.000	0.000	13.2000	17.0667	1.000
常時2(浮力無し)	3.000	0.000	13.2000	20.0000	0.000
常時2(浮力有り)	3.000	0.000	13.2000	17.0667	1.000
地震時(浮力無し)	3.000	0.000	13.2000	20.0000	0.000
地震時(浮力有り)	3.000	0.000	13.2000	17.0667	1.000

荷重状態(水 位)	支持層(m)		良質層(m)		表層(m)	
	t ₁₀	t ₁₁	t ₂₀	t ₂₁	t ₃₀	t ₃₁
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	0.000
常時1(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	1.000
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	0.000

荷重状態(水 位)	支持層(m)		良質層(m)		表層(m)	
	t _{1u}	t _{1l}	t _{2u}	t _{2l}	t _{3u}	t _{3l}
常時2(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	1.000
地震時(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	0.000
地震時(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	1.000

ここに、

D_f : 基礎の有効根入れ深さ(m)

D_fがt₁+t₂より小さい場合は、D_f = t₁+t₂+t₃とする

D'_f : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ(m), D'_f = t₁+t₂

γ₁ : 支持地盤の単位体積重量(kN/m³)

水位を無視する場合 : γ₁ = γ_{t1}

水位を考慮する場合 : γ₁ = γ_{sat1} - γ_w

γ₂ : 根入れ地盤の単位体積重量(kN/m³)

1) 水位が基礎底面より下の場合

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

2) 水位が支持層内の場合

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

3) 水位が良質層内の場合

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

4) 水位が表層内の場合

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

t₁, t_{1u}, t_{1l} : 支持層の深さ(m), 水位より上の深さ, 水位より下の深さ, t₁ = 0.000

γ_{t1}, γ_{t1sat} : 支持層の単位体積重量(湿潤), 単位体積重量(湿潤)(kN/m³)

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

t₂, t_{2u}, t_{2l} : 良質層の深さ(m), 水位より上の深さ, 水位より下の深さ, t₂ = 0.000

γ_{t2}, γ_{t2sat} : 良質層の単位体積重量(湿潤), 単位体積重量(湿潤)(kN/m³)

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

t₃, t_{3u}, t_{3l} : 表層の深さ(m), 水位より上の深さ, 水位より下の深さ, t₃ = 3.000

γ_{t3}, γ_{t3sat} : 表層の単位体積重量(湿潤), 単位体積重量(湿潤)(kN/m³)

$$\gamma_{t3} = 20.000, \quad \gamma_{t3sat} = 21.000$$

γ_w : 水の単位体積重量(湿潤)(kN/m³), γ_w = 9.800

1.9.3 フーチング厚さ照査用データ

(1)地盤データ

基礎底面の变形係数 E _o (kN/m ²)	常 時	地震時
		196000.000

(2)底版データ

フーチングのヤング係数 × 10 ⁴ (N/mm ²)	2.500
フーチング厚さ上限値(橋軸幅-縦壁厚)/n	5.00

1.10 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.10.1 安定計算の許容値

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

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_o : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_o = M_b / V$

M_b : 基礎底面に作用するモ - メント(kN.m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

1.10.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 頂版

(N/mm²)

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

2) 胸壁(一般部材)、翼壁(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 c_a	鉄筋の 引張応力度 s_a	せん断 応力度	
				a_1	a_2
常時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

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 c_a	鉄筋の 引張応力度 s_a	せん断 応力度	
				a_1	a_2
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 : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

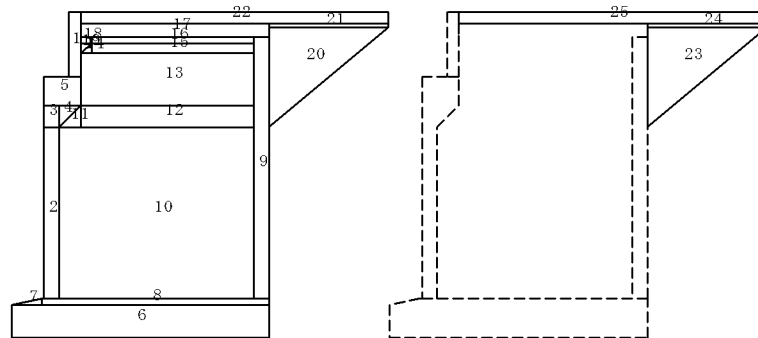
a2 : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

2章 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

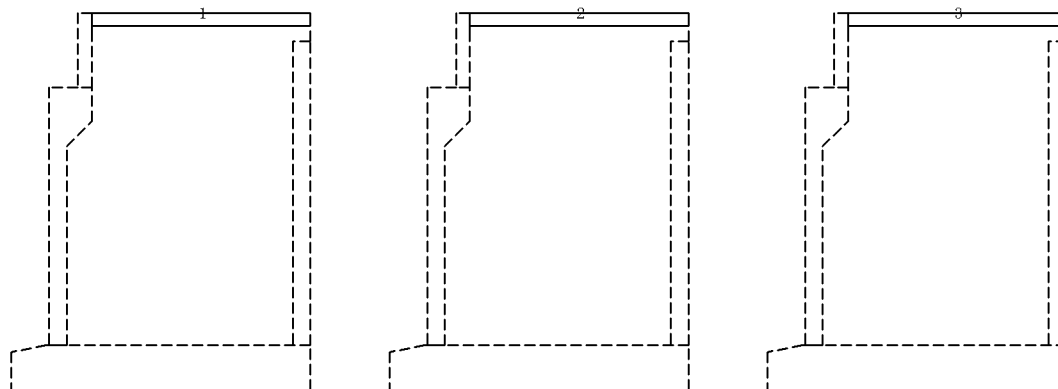
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.550 × 2.960 × 21.400	34.839	2.925	13.520	101.905	471.026	胸壁
2	0.700 × 7.900 × 21.400	118.342	1.850	5.750	218.933	680.467	前壁
3	0.700 × 1.000 × 21.400	14.980	1.850	10.200	27.713	152.796	前壁
4	1/2 × 1.000 × 1.000 × 21.400	10.700	2.533	10.367	27.107	110.923	前壁
5	1.700 × 1.340 × 21.400	48.749	2.350	11.370	114.561	554.278	前壁
6	11.900 × 1.500 × 21.400	381.990	5.950	0.750	2272.840	286.492	底板
7	1/2 × 1.400 × 0.300 × 21.400	4.494	0.933	1.600	4.194	7.190	底板
8	10.500 × 0.300 × 21.400	67.410	6.650	1.650	448.276	111.226	底板
9	0.700 × 12.070 × 21.400	180.809	11.550	7.835	2088.339	1416.635	後壁
10	9.000 × 7.900 × 3.200	227.520	6.700	5.750	1524.384	1308.240	側壁・隔壁
11	1/2 × 1.000 × 1.000 × 3.200	1.600	2.867	10.033	4.587	16.053	側壁・隔壁
12	8.000 × 1.000 × 3.200	25.600	7.200	10.200	184.320	261.120	側壁・隔壁
13	8.000 × 2.420 × 3.200	61.952	7.200	11.910	446.054	737.848	側壁・隔壁
14	1/2 × 0.500 × 0.450 × 3.200	0.360	3.533	13.270	1.272	4.777	側壁・隔壁
15	7.500 × 0.450 × 3.200	10.800	7.450	13.345	80.460	144.126	側壁・隔壁
16	7.500 × 0.300 × 3.200	7.200	7.450	13.720	53.640	98.784	側壁・隔壁
17	8.700 × 0.610 × 21.400	113.570	7.550	14.175	857.452	1609.851	頂版
18	0.500 × 0.300 × 21.400	3.210	3.450	13.720	11.075	44.041	受台
19	1/2 × 0.500 × 0.450 × 21.400	2.407	3.367	13.420	8.105	32.309	受台
20	1/2 × 5.500 × 4.583 × 0.700	8.823	13.733	12.772	121.168	112.688	左翼壁
21	5.500 × 0.180 × 0.700	0.693	14.650	14.390	10.152	9.972	左翼壁
22	14.200 × 0.520 × 0.700	5.169	10.300	14.740	53.239	76.188	左翼壁
23	1/2 × 5.500 × 4.583 × 0.700	8.823	13.733	12.772	121.168	112.688	右翼壁
24	5.500 × 0.180 × 0.700	0.693	14.650	14.390	10.152	9.972	右翼壁
25	14.200 × 0.520 × 0.700	5.169	10.300	14.740	53.239	76.188	右翼壁
		1345.901	—	—	8844.334	8445.882	

重心位置 XG = (Vi · Xi) / Vi = 8844.334 / 1345.901 = 6.571 (m)

YG = (Vi · Yi) / Vi = 8445.882 / 1345.901 = 6.275 (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 左翼控除 右翼控除
2	- 8.700 × 0.520 × 0.700	-3.167	7.550	14.740	-23.909	-46.678	
3	- 8.700 × 0.520 × 0.700	-3.167	7.550	14.740	-23.909	-46.678	
		90.480	——	——	683.125	1333.677	

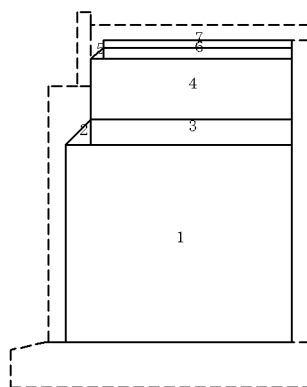
重心位置 XG = (Vi · Xi) / Vi = 683.125 / 90.480 = 7.550 (m)

YG = (Vi · Yi) / Vi = 1333.677 / 90.480 = 14.740 (m)

(3)中詰土砂

[1]地震時(浮力無し)、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	9.000 × 7.900 × 18.200	1294.020	6.700	5.750	8669.933	7440.614	
2	1/2 × 1.000 × 1.000 × 18.200	9.100	2.867	10.033	26.087	91.303	
3	8.000 × 1.000 × 18.200	145.600	7.200	10.200	1048.320	1485.120	
4	8.000 × 2.420 × 18.200	352.352	7.200	11.910	2536.934	4196.512	
5	1/2 × 0.500 × 0.450 × 18.200	2.047	3.533	13.270	7.234	27.170	
6	7.500 × 0.450 × 18.200	61.425	7.450	13.345	457.616	819.716	
7	7.500 × 0.300 × 18.200	40.950	7.450	13.720	305.078	561.834	

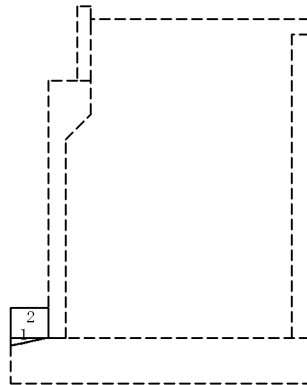
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
		1905.494	—	—	13051.203	14622.269	

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 13051.203 / 1905.494 = 6.849 \text{ (m)}$
 $YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 14622.269 / 1905.494 = 7.674 \text{ (m)}$

(4) 前面土砂

[1] 地震時(浮力無し)、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	$1/2 \times 1.400 \times 0.300 \times 21.400$	4.494	0.467	1.700	2.097	7.640	
2	$1.500 \times 1.200 \times 21.400$	38.520	0.750	2.400	28.890	92.448	
		43.014	—	—	30.987	100.088	

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 30.987 / 43.014 = 0.720 \text{ (m)}$
 $YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 100.088 / 43.014 = 2.327 \text{ (m)}$

2.2 躯体自重，土砂重量，浮力，その他荷重による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 1345.902 = 32974.590 \text{ (kN)}$
 作用位置 $X = 6.571 \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot kh = 32974.590 \times 0.200 = 6594.918 \text{ (kN)}$
 作用位置 $Y = 6.275 \text{ (m)}$

(2) 土砂重量による作用力，浮力

鉛直力 $W = Wu + Wl \text{ (kN)}$
 $Wu = Vu(\text{水より上の体積}) \cdot \gamma_{sat} \text{ (土の湿潤重量) (kN)}$
 $Wl = Vl(\text{水より下の体積}) \cdot \gamma_{sat} \text{ (土の飽和重量) (kN)}$
 作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + Wl \cdot Xl) / W \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot Kh \text{ (kN)}$

作用位置Y = (Wu · Yu + WI · YI) / W (m)

[1]地震時(浮力無し)

1)土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置			水位より下の体積、重心位置		
	体積 V(m ³)	重心位置(m)		体積 VI(m ³)	重心位置(m)	
		X	Y		XI	YI
土砂(頂版上)	90.480	7.550	14.740	0.000	0.000	0.000
土砂(前面)	43.014	0.720	2.327	0.000	0.000	0.000
土砂(中詰)	1905.494	6.849	7.674	0.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 Vu(m ³)	重心位置(m)	
		Xu	Yu
土砂(頂版上)	90.480	7.550	14.740
土砂(前面)	43.014	0.720	2.327
土砂(中詰)	1905.494	6.849	7.674

水位より上の体積

$Vu = V - VI$

水位より上の重心位置

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

$Yu = (V \cdot Y - VI \cdot YI) / Vu$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 Wu = Vu × sat (kN)	水位より下の重量 WI = VI × sat (kN)
土砂(頂版上)	90.480 × 20.000 = 1809.603	0.000 × 21.000 = 0.000
土砂(前面)	43.014 × 20.000 = 860.280	0.000 × 21.000 = 0.000
土砂(中詰)	1905.494 × 20.000 = 38109.887	0.000 × 21.000 = 0.000

位置	鉛直力 W Wu + WI (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)	1809.603 + 0.000 = 1809.603	7.550	1809.603 × 0.16 = 289.536	14.740
土砂(前面)	860.280 + 0.000 = 860.280	0.720	860.280 × 0.16 = 137.645	2.327
土砂(中詰)	38109.887 + 0.000 = 38109.887	6.849	38109.887 × 0.20 = 7621.977	7.674

[2]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(m ³)	重心位置(m)		体積 VI(m ³)	重心位置(m)	
		X	Y		XI	YI
土砂(頂版上)	90.480	7.550	14.740	0.000	0.000	0.000
土砂(前面)	43.014	0.720	2.327	0.000	0.000	0.000
土砂(中詰)	1905.494	6.849	7.674	0.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 Vu(m³)	重心位置(m)	
		Xu	Yu
土砂(頂版上)	90.480	7.550	14.740
土砂(前面)	43.014	0.720	2.327
土砂(中詰)	1905.494	6.849	7.674

水位より上の体積

$$Vu = V - VI$$

水位より上の重心位置

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

$$Yu = (V \cdot Y - VI \cdot YI) / Vu$$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 Wu = Vu × (kN)	水位より下の重量 WI = VI × sat (kN)
土砂(頂版上)	90.480 × 20.000 = 1809.603	0.000 × 21.000 = 0.000
土砂(前面)	43.014 × 20.000 = 860.280	0.000 × 21.000 = 0.000
土砂(中詰)	1905.494 × 20.000 = 38109.887	0.000 × 21.000 = 0.000

位置	鉛直力 W Wu + WI (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)	1809.603 + 0.000 = 1809.603	7.550	1809.603 × 0.16 = 289.536	14.740
土砂(前面)	860.280 + 0.000 = 860.280	0.720	860.280 × 0.16 = 137.645	2.327
土砂(中詰)	38109.887 + 0.000 = 38109.887	6.849	38109.887 × 0.20 = 7621.977	7.674

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(浮力無し)、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)

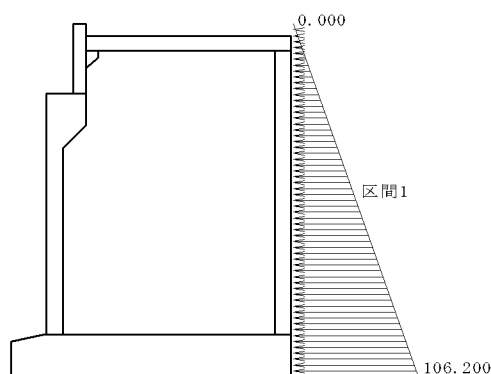
2.4 土圧・水圧

(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(浮力無し)



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	H_1 (m)	15.000
背面水位より下の高さ	H_2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	H_s (m)	0.000

2)土圧算出結果

	項 目	区間1
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m) 15.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m) 15.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m) 0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	0.000
	壁面摩擦角 (度)	0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m 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) Ku1 0.35400 背面水位より下の土圧係数 (上) Ku2 0.35400 (下) Kl2 0.35400
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) (下) [2]水位より上の土圧強度 (下) 106.200 [3]水位より下の土圧強度 (上) 0.000 [4]水位より下の土圧強度 (下) 0.000	
土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc	17045.100 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(+) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(+) (土圧の鉛直成分)	17045.100 17045.100 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	5.000 0.000 5.000 11.900

・作用位置

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

$$Y = \frac{\sum (Peh \cdot Y)}{\sum Peh} = 5.000 (m)$$

・土圧力

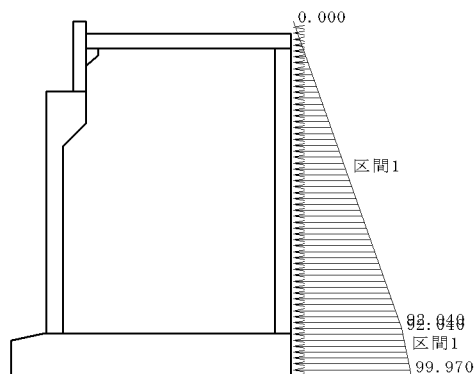
鉛直力

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

水平力

$$Ph = \sum Peh = 17045.100 (kN)$$

[2]地震時(浮力有り)



1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m 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) [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 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(浮力無し)

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _{x_i} = V _i · X _i	M _{y_i} = H _i · Y _i
躯体自重	32974.586	6594.917	6.571	6.275	216686.172	41384.820
前面土砂	860.280	137.645	0.720	2.327	619.744	320.281
背面土砂	1809.603	289.536	7.550	14.740	13662.510	4267.767
中詰土砂	38109.887	7621.978	6.849	7.674	261024.031	58489.086
上部工反力	3000.000	1500.000	2.075	12.040	6225.000	18060.000
土圧力	0.000	17045.100	0.000	5.000	0.000	85225.500
合計	76754.359	33189.176	————	————	498217.438	207747.453

[2]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	32974.586	6594.917	6.571	6.275	216686.172	41384.820
前面土砂	860.280	137.645	0.720	2.327	619.744	320.281
背面土砂	1809.603	289.536	7.550	14.740	13662.510	4267.767
中詰土砂	38109.887	7621.978	6.849	7.674	261024.031	58489.086
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

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
合計	73010.852	33370.426	—	—	473468.750	207903.234

荷重状態(水位)	V _o (kN)	H _o (kN)	M _o (kN.m)
地震時(浮力無し)	76754.359	33189.176	-290470.000
地震時(浮力有り)	73010.852	33370.426	-265565.500

(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 _b (kN)	H _b (kN)	M _b (kN.m)
地震時(浮力無し)	76754.359	33189.176	166218.438
地震時(浮力有り)	73010.852	33370.426	168849.031

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

2.6 安定照査

2.6.1 転倒に対する安定

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

ここに、

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

$$e_a = B/n$$

ここに、

e_a: 荷重の許容偏心量(m)
 B: 基礎幅(m), B = 11.900
 n: 安全率

荷重状態(水位)	偏心量(m)	
	e _b = M _b /V _b	許容値e _a
地震時(浮力有り)	2.313	3.967

2.6.2 滑動に対する安定

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

ここに、

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN)

c_b : 基礎底面と地盤との間の付着力(kN/m²), $c_b = 0.000$

$\tan \delta$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数, $\tan \delta = 0.600$

A_e : 有効載荷面積(m²), $A_e = L \cdot B_e$

V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN) ただし、浮力を差し引いた値とする。

L : 基礎の奥行き(m), $L = 21.400$

B_e : 基礎の有効載荷幅(m), $B_e = B - 2e_b$

B : 基礎幅(m), $B = 11.900$

e_b : 荷重の偏心率(m)

荷重状態(水位)	偏心率 e_b (m)	有効 載荷幅 B_e (m)	有効 載荷面積 A_e (m ²)	鉛直荷重 V_b (kN)
地震時(浮力有り)	2.313	7.275	155.678	73010.852

$$f_s = H_u / H_b$$

ここに、

f_s : 滑動に対する安全率

H_b : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

荷重状態(水位)	せん断 抵抗力 H_u (kN)	作用 水平力 H_b (kN)	安全率 f_s	必要 安全率 f_{sa}
地震時(浮力有り)	43806.512	33370.426	1.313	1.200

2.6.3 地盤反力度の計算

1) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合(台形分布)

$$q_{min}, q_{max} = \frac{V_b}{LB} \pm \frac{6M_b}{LB^2}$$

2) 荷重の作用位置が底面の核外にある場合(三角形分布)

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

ここに、

V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

M_b : 基礎底面中心に作用するモ - メント(kN.m)

e_b : 荷重の偏心率(m)

x : 底面反力の作用幅(m), $x = 3(B/2 - e_b)$

x が B より小さいときには、三角形分布になり、

x が B より大きい時には、台形分布となる。

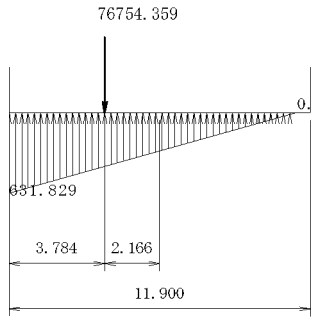
q_{max} : 基礎底面における最大地盤反力度(kN/m²)

q_{min} : 基礎底面における最小地盤反力度(kN/m²)

B : 基礎幅(m), $B = 11.900$

L : 基礎の奥行き(m), $L = 21.400$

[1]地震時(浮力無し)



地盤反力の作用幅(m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)		
		qmin	qmax	最大値
11.353	三角形	0.000	631.829	3750.000

2.6.4 支持に対する安定

荷重状態(水 位)	深さ(m)		単位重量(kN/m ³)		上載荷重 q= ₂ D _f (kN/m ²)
	D _f	D' _f	1	2	
地震時(浮力有り)	3.000	0.000	13.200	17.067	51.200

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

ここに、

Q_u : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²), c = 1500.000

q : 上載荷重 (kN/m²), q = ₂D_f

A_e : 有効載荷面積 (m²)

1, 2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。

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

B : 基礎幅 (m), B = 11.900

e_s : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

1, 2 : 基礎の形状係数, 1 = 1+0.3B_e/L, 2 = 1-0.4B_e/L

ただし、B_e/L > 1 の場合、B_e/L = 1 とする。

L : 基礎の奥行き(m), L = 21.400

1, 2 : 根入れ効果に対する割増し係数, 1 = 1+0.3D'_f/B_e

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

N_c, N_q, N : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

地盤のせん断抵抗角 および荷重の傾斜tan α から求める

1, 2 : 地盤のせん断抵抗角 (度), 1 = 40.00

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

S_c = (c/c₀)^μ, S_q = (q/q₀)^μ, S = (B/B₀)^μ

1, 2, μ : 寸法効果の程度を表す係数

1 = -0.333, 2 = -0.333, μ = -0.333

c^{*} : c^{*} = c/c₀ ただし、1 ≤ c^{*} ≤ 10

c₀ : 10 (kN/m²)

q^{*} : q^{*} = q/q₀ ただし、1 ≤ q^{*} ≤ 10

q₀ : 10 (kN/m²)

B^{*} : B^{*} = B/B₀ ただし、1 ≤ B^{*} ≤ 10

B₀ : 1.0 (m)

荷重状態(水 位)	tan = H_b/V_b	支持力係数			有 効 載荷幅 B_o (m)	有 効 載荷面積 A_o (m ²)
		N_c	N_q	N		
地震時(浮力有り)	0.457	23.343	19.243	11.084	7.275	155.678

$$Q_a = Q_u/n$$

ここに、

V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

H_b : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

Q_a : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した許容鉛直支持力

n : 安全率

荷重状態(水 位)	形状係数		割増 係数	補正係数		極限 支持力 Q_u (kN)	作用鉛直力 V_b (kN)	許容支持力 Q_a (kN)
				S_q	S			
地震時(浮力有り)	1.102	0.864	1.000	0.580	0.516	2914089.750	73010.852	1457044.875

2.6.5 フーチング厚さの照査

(1) β による判定

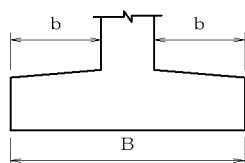
$$\beta \leq 1.0$$

ここに、

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

k_v : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

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



k_{v0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

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

B_v : 基礎に換算載荷幅(m)

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{L \cdot B} = 15.958$$

E_o : 設計の対象とする位置の変形係数(kN/m²)

A_v : 鉛直方向の換算載荷幅(m²)

B : フーチングの幅(m), $B = 11.900$

L : フーチングの奥行き(m), $L = 21.400$

E : フーチングのヤング係数(kN/m²), $E = 2.50 \times 10^7$

h : フーチングの厚さ(m), $h = 1.782$

λ' : フーチングの換算突出長(m), $\lambda' = 5.089$

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

$$= 1.3$$

$$d = 4.500 \text{ (m)}$$

$$\lambda' = \max(e, b) = 3.050$$

$$e = 3.050 \text{ (m)}$$

$$b = 3.050 \text{ (m)}$$

荷重状態	変形係数 E_o (kN/m ²)	鉛直方向地盤反力係数		β (m ⁻¹)	$\beta \leq 1.0$
		k_{v0} (kN/m ³)	k_v (kN/m ³)		
常時	196000.000	653333.333	33169.619	0.162830	0.829
地震時	392000.000	1306666.667	66339.238	0.193639	0.985

(2)フーチング厚さの上限値(橋軸方向幅-縦壁の厚さ)/n による判定

$$FH_1 < FH_2$$

ここに、

FH_1 : フーチングの厚さ(m), $FH_1 = 1.782$

FH_2 : 剛体であると判定する厚さ(m), $FH_2 = 10.500/5.000 = 2.100$

(3)照査結果

(1) ・ による判定	(2)フーチング厚さの 上限値による判定	判 定
常 時:0.829 1.0 地震時:0.985 1.0 フーチングは 剛体と見なせる	$1.782 < 2.100$ フーチングは 剛体と見なせない	(1)または(2)を満足しているので フーチングは剛体として設計してよい

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

$$M_l = K \cdot m = (1.375 \times 48.783) = 67.079 \text{ (kN. m/m)}$$

$$K = \frac{M_{l2}}{M_{l3}} = \frac{30.186}{21.952} = 1.375$$

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

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

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

$$= \frac{166.400 \times 0.880}{2.960} \cdot \left(1 - \frac{0.880}{4.020} \right) \cdot \left(1 - \frac{1.760}{2 \cdot 4.020} \right) = 30.186$$

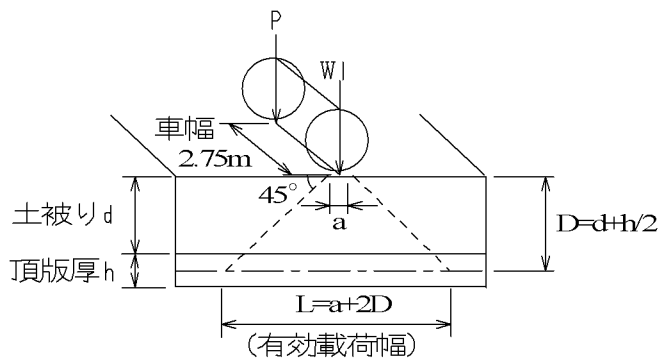
$$M_{l3} = \frac{Wl \cdot l_1^2}{8} \cdot \frac{1}{B} = \frac{94.545 \times 4.020^2}{8 \times 8.700} = 21.952$$

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

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

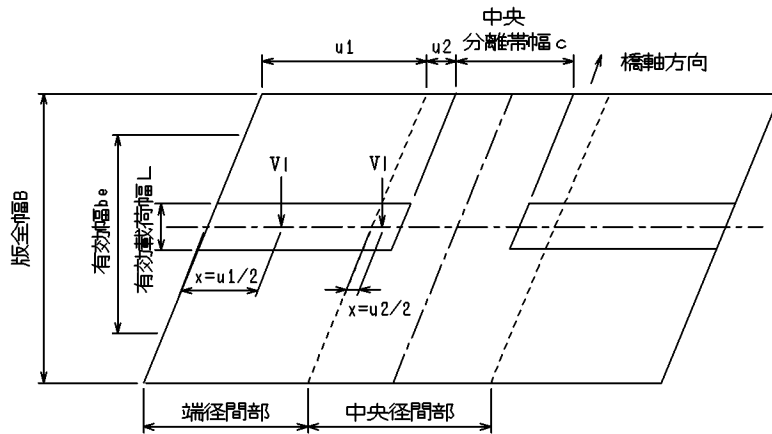
$$l_1 = 0.8 \cdot l = 5.880$$

中央径間部

$$V_1 = Wl \cdot u_2 \quad (u_2 = (l_1 - c)/2) = 94.545 \times 1.760 = 166.400$$

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

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

$$be = L + 2.4x \cdot \left(1 - \frac{x}{l_1}\right) = 1.310 + 2.4 \times 0.880 \times \left(1 - \frac{0.880}{4.020}\right) = 2.960$$

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

$$M1 = K' \cdot mc = (1.587 \times 73.385) = 116.436 \text{ (kN.m/m)}$$

$$K' = (K1 + K2)/2 = (1.798 + 1.375)/2 = 1.587$$

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

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

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

$$M_x = M_d + M_1 = 92.339 + 67.079 = 159.418 \text{ (kN.m/m)}$$

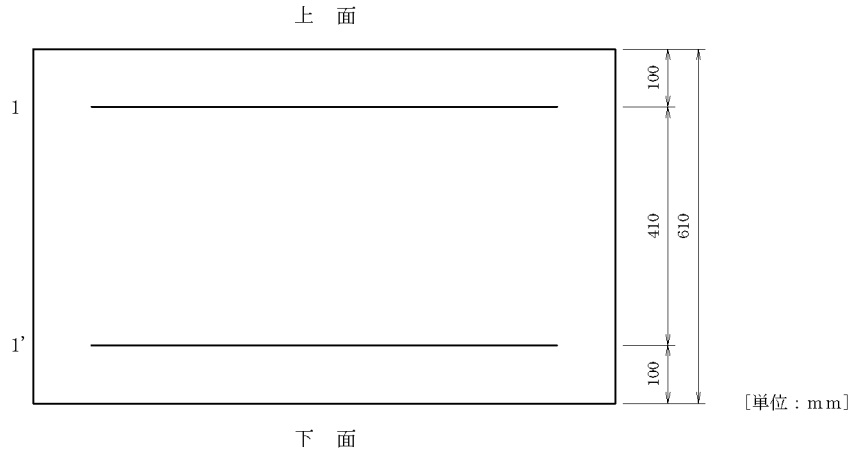
[2] 支点最大曲げモーメント

$$M_x = M_d + M_l = 138.905 + 116.436 = 255.342 \text{ (kN.m/m)}$$

(2) 断面計算

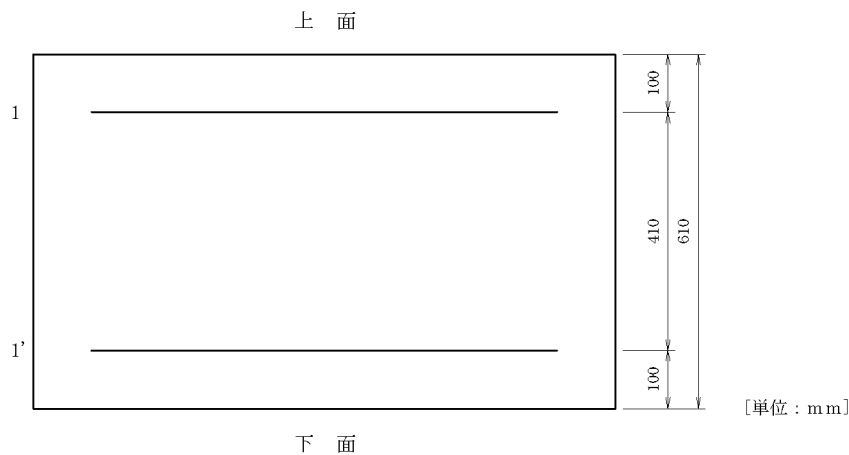
1) 鉄筋配置

a) 支間部(端径間部)



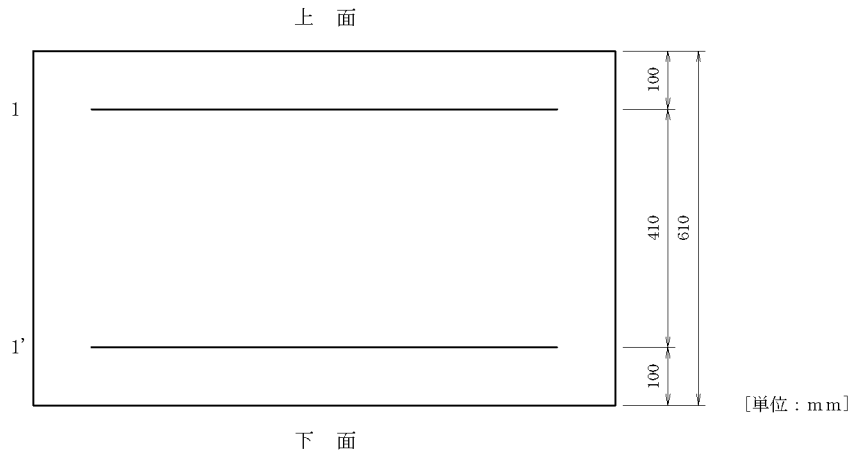
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上 面	1	10.0	D29	6.424	8.00	51.39
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	10.0	D22	3.871	8.00	30.97
	2'	—	—	—	—	—

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	271.010 >	118.680	6.813
支点最大部	死活荷重時	51.392	434.081 >	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	159.418	17.618	4.013	8.000	114.049	180.000
支点最大部	死活荷重時	255.342	21.371	5.445	8.000	113.247	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

$$M_y = \frac{M_y}{M_x} \cdot M_x = 0.641 \times 159.418 = 102.162$$

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

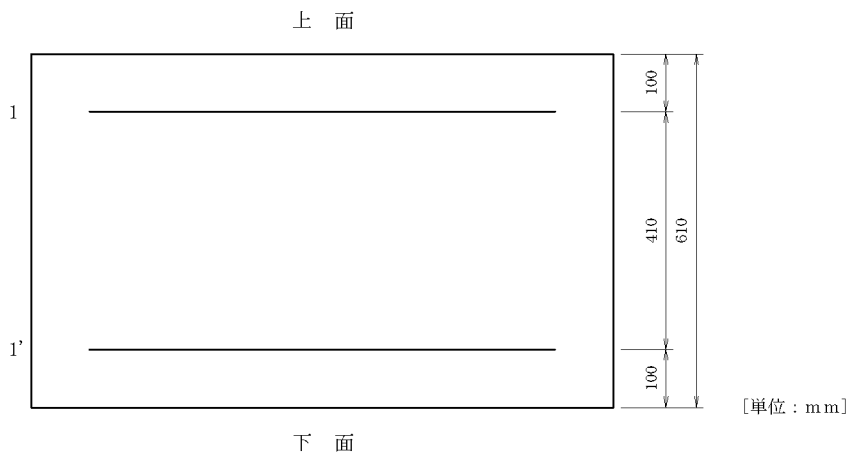
ここに、

- 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

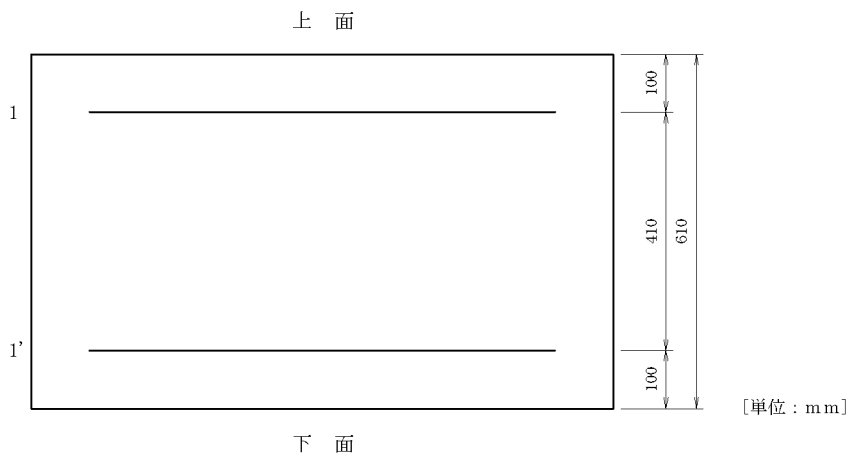
1) 鉄筋配置

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), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 62016.7 \times 10^3$

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	276.068 >	118.680	6.813
中央径間部	死活荷重時	30.968	173.676 >	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)

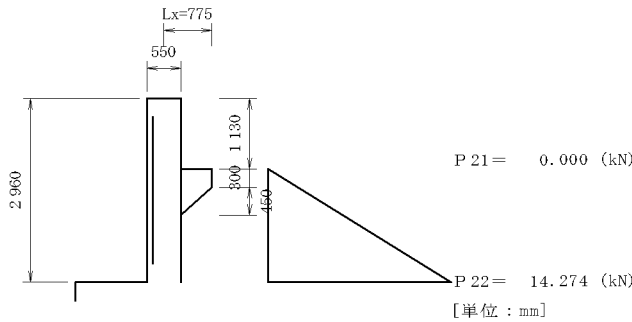
設計位置	荷重状態	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
端径間部	死活荷重時	162.393	17.618	4.088	8.000	116.177	180.000
中央径間部	死活荷重時	102.162	17.618	2.572	8.000	73.087	180.000

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



(1) 胸壁前面

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

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

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

ここに、

M_f : 胸壁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)

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

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

$$P_{11} = q \cdot K_{A1} \cdot \cos(\alpha_1) = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_{12} = (q + \gamma \cdot h_1) \cdot K_{A1} \cdot \cos(\alpha_1) = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

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

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

$$E_{h2} = \frac{1}{2} (P_{21}+P_{22}) \cdot h_2 = 13.061 \quad (\text{kN})$$

$$P_{21} = q' \cdot K_{A2} \cdot \cos(\alpha_2) = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_{22} = (q' + \gamma' \cdot h_2) \cdot K_{A2} \cdot \cos(\alpha_2) = 14.274 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$M_{e2} = E_{h2} \cdot Y_{e2} = 7.967 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$Y_{e2} = \frac{2 \cdot P_{21}+P_{22}}{3 \cdot (P_{21}+P_{22})} \cdot h_2 = 0.610 \quad (\text{m})$$

ここに、

E_{h1}, E_{h2} : 土圧力(区間1, 区間2)(kN)

h : 胸壁基部から頂版下面までの高さ(m), $h = 1.830$

h_1 : 胸壁区間1の高さ(m), $h_1 = 0.000$

h_2 : 胸壁区間2の高さ(m), $h_2 = 1.830$

K_{A1} : 地震時土圧係数(区間1), $K_{A1} = 0.354$

K_{A2} : 地震時土圧係数(区間2), $K_{A2} = 0.390$

P_{11}, P_{12} : 土圧強度(区間1)(kN/m²)

P_{21}, P_{22} : 土圧強度(区間2)(kN/m²)

M_{e1}, M_{e2} : 土圧による曲げモーメント(kN.m)

Y_{e1}, Y_{e2} : 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), $q' = 0.000$

γ, γ' : 土の単位重量(kN/m³), $\gamma = 20.000$

$\gamma' = 20.000$

α_1, α_2 : 壁背面と土との間の壁面摩擦角(度), $\alpha_1 = 0.000$

1: 壁背面と鉛直面のなす角(度), $\alpha_1 = 0.000$

2: 壁背面と鉛直面のなす角(度), $\alpha_2 = 0.000$

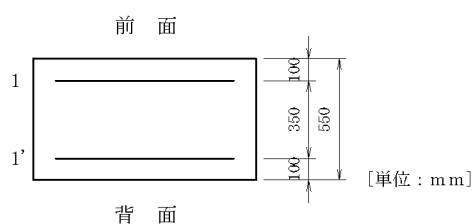
4)設計断面力の集計

項 目	S (kN)	h (m)	M (kN.m)
胸壁・受台自重	9.263	1.490	13.802

項 目	S (kN)	h (m)	M (kN.m)
頂版自重	25.054	1.830	45.849
土 圧 1	0.000	0.000	0.000
土 圧 2	13.061	0.610	7.967
合 計	47.378	————	67.618

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	114.951	> 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

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

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

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 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	67.618	9.232	3.494	12.000	203.044	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}
背面側	地震時	47.378	45.000	0.105	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 $M_g = R_g \cdot X_g = 6.431 \cdot 0.214 = 1.378 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$

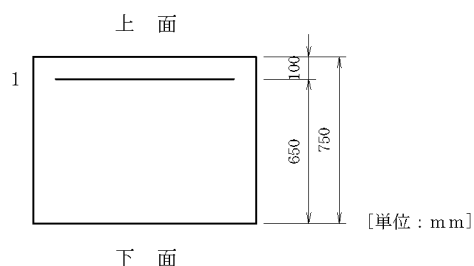
(3) 断面力の集計

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

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

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)

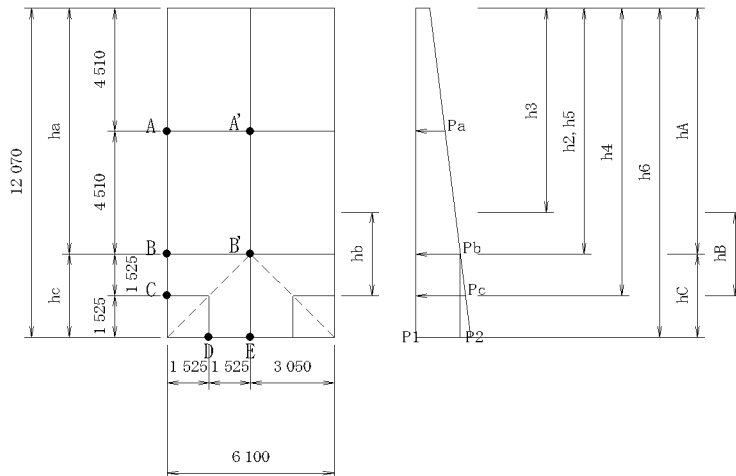
Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C _{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

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)常時の作用断面力

A部に作用する土圧力

$$Pa' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h1) + (q + \gamma r \cdot h2) \} \cdot Ka \cdot hA \cdot \cos \delta = 199.875 \quad (\text{kN})$$

B部に作用する土圧力

$$Pb' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h3) + (q + \gamma r \cdot h4) \} \cdot Ka \cdot hB \cdot \cos \delta = 135.171 \quad (\text{kN})$$

C部に作用する土圧力

$$Pc' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h5) + (q + \gamma r \cdot h6) \} \cdot Ka \cdot hC \cdot \cos \delta = 158.024 \quad (\text{kN})$$

$$Pa = Pa' / ha = 22.159 \quad (\text{kN})$$

$$Pb = Pb' / hb = 44.318 \quad (\text{kN})$$

$$Pc = Pc' / hc = 51.811 \quad (\text{kN})$$

$$\text{B点の断面力} \quad P1 = (q + \gamma r \cdot h2) \cdot Ka \cdot \cos \delta = 44.318 \quad (\text{kN})$$

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

(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)土圧力

A部に作用する土圧力

$$Pa' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h1) + (q + \gamma r \cdot h2) \} \cdot Ka \cdot hA \cdot \cos \delta = 317.306 \quad (\text{kN})$$

B部に作用する土圧力

$$Pb' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h3) + (q + \gamma r \cdot h4) \} \cdot Ka \cdot hB \cdot \cos \delta = 214.586 \quad (\text{kN})$$

C部に作用する土圧力

$$Pc' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h5) + (q + \gamma r \cdot h6) \} \cdot Ka \cdot hC \cdot \cos \delta = 250.866 \quad (\text{kN})$$

3)断面力

$$Pa = Pa' / ha + Ph = 38.608 \quad (\text{kN})$$

$$Pb = Pb' / hb + Ph = 73.786 \quad (\text{kN})$$

$$Pc = Pc' / hc + Ph = 85.681 \quad (\text{kN})$$

B点の断面力 $P1 = (q + \gamma r \cdot h2) \cdot Ka \cdot \cos \delta + Ph = 73.786 \text{ (kN)}$

最下点とB点との断面力の差 $P2 = (q + \gamma r \cdot h6) \cdot Ka \cdot \cos \delta + Ph - P1 = 23.790 \text{ (kN)}$

ここに、

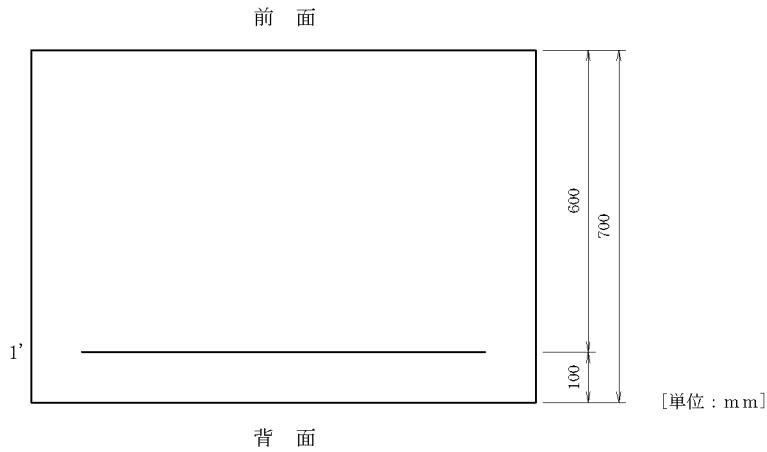
- l : 幅 (m) , l = 6.100
- h1 : A区間内の土圧算出高(上) (m) , h1 = 0.000
- h2 : A区間内の土圧算出高(下) (m) , h2 = 9.020
- h3 : B区間内の土圧算出高(上) (m) , h3 = 7.495
- h4 : B区間内の土圧算出高(下) (m) , h4 = 10.545
- h5 : C区間内の土圧算出高(上) (m) , h5 = 9.020
- h6 : C区間内の土圧算出高(下) (m) , h6 = 12.070
- hA : A区間内の土圧高 (m) , hA = 9.020
- hB : B区間内の土圧高 (m) , hB = 3.050
- hC : C区間内の土圧高 (m) , hC = 3.050
- ha : A区間高 (m) , ha = 9.020
- 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) , 常時 q = 0.000
 , 地震時 q = 0.000
- Ka : 土圧係数 , 常時 Ka = 0.251
 , 地震時 Ka = 0.390
- 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	82.454	67.585	1.000	1.000
	地震時	143.660	117.754	1.000	1.000
A' 部	常時	34.356	0.000	1.000	——
	地震時	59.858	0.000	1.000	——
B 部	常時	115.436	135.171	0.700	1.000
	地震時	192.190	225.047	0.700	1.000
B' 部	常時	68.712	0.000	1.000	——
	地震時	114.399	0.000	1.000	——
C 部	常時	77.116	79.012	0.400	0.500
	地震時	127.528	130.664	0.400	0.500
D 部	常時	68.811	79.012	0.300	0.500
	地震時	114.024	130.664	0.300	0.500
E 部	常時	114.685	158.024	0.500	1.000
	地震時	190.041	261.327	0.500	1.000

5.1.2 断面計算

(1)鉄筋配置

1)A部鉄筋

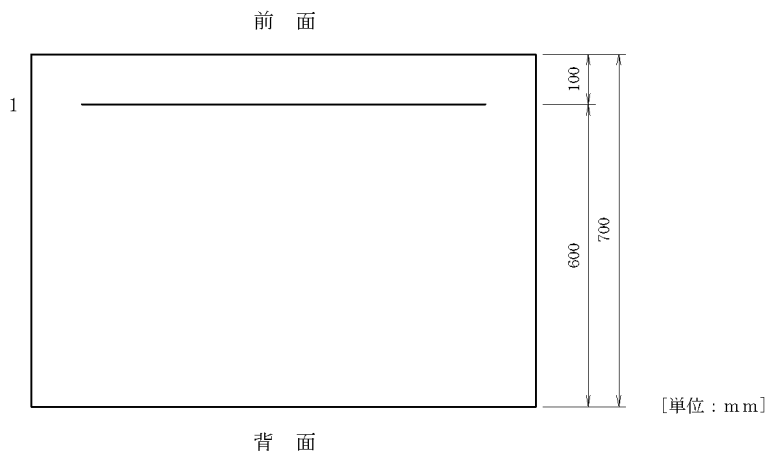


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背面	1'	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2'	—	—	—	—	—

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

2)A'部鉄筋

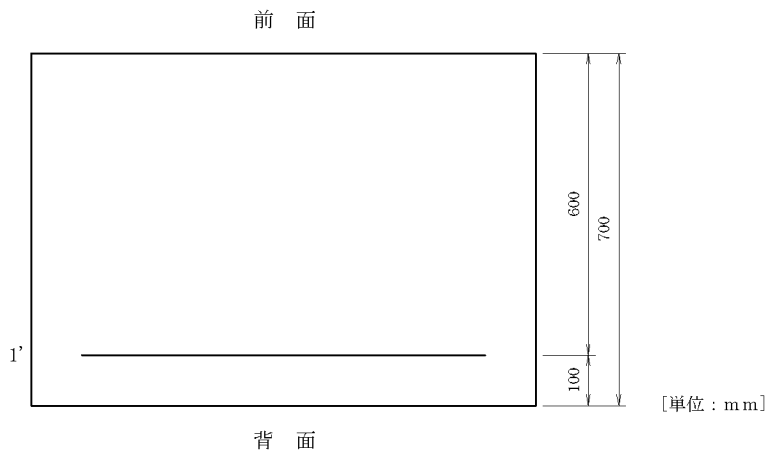


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

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

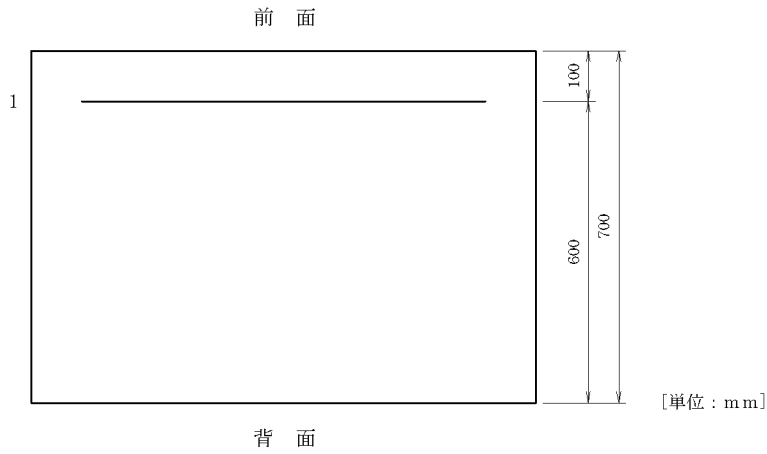


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	10.0	D22	3.871	4.00	15.48
	2'	—	—	—	—	—

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

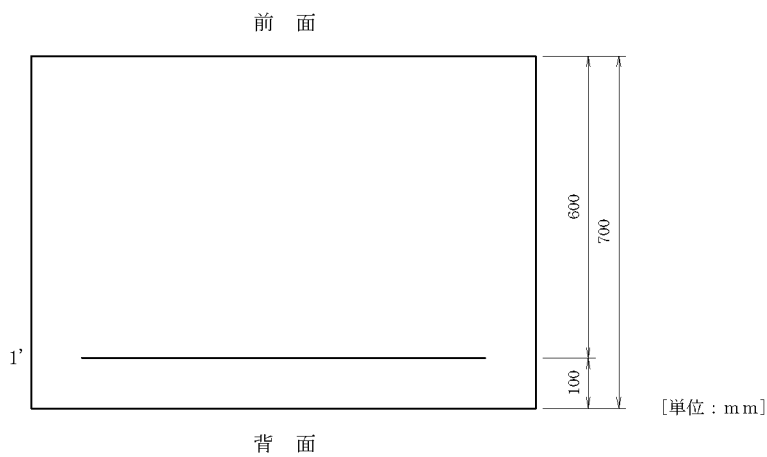


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

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

5)C部鉄筋

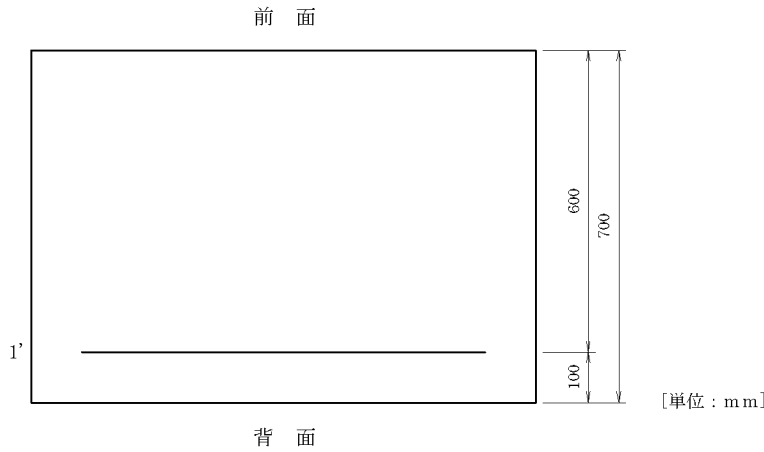


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

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

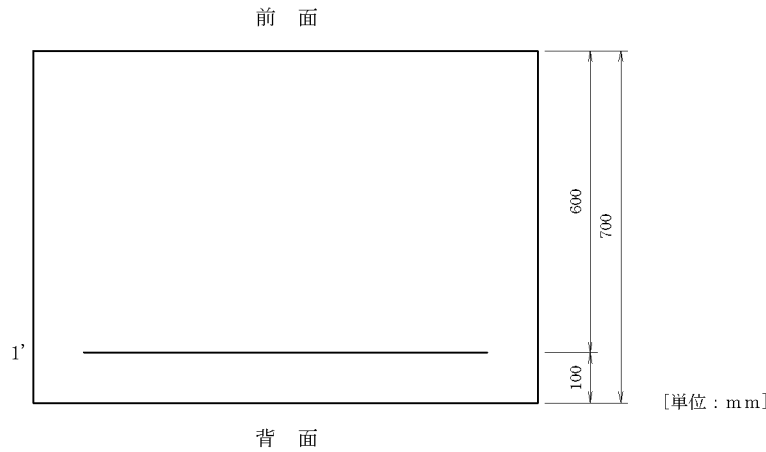


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

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	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

(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	11.460	140.172	156.284	5.000
	地震時	11.460	244.223 >	156.284	7.648
A'部	常時	7.944	58.405	156.284	5.000

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)
	地震時	7.944	101.759	156.284	5.000
B 部	常時	15.484	196.241 >	156.284	7.648
	地震時	15.484	326.724 >	156.284	7.648
B' 部	常時	7.944	116.810	156.284	5.000
	地震時	7.944	194.478 >	156.284	7.648
C 部	常時	7.944	131.096	156.284	5.000
	地震時	7.944	216.797 >	156.284	7.648
D 部	常時	7.944	116.978	156.284	5.000
	地震時	7.944	193.842 >	156.284	7.648
E 部	常時	11.460	194.964 >	156.284	7.648
	地震時	11.460	323.069 >	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	82.454	12.749	2.321	8.000	129.046	180.000

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
	地震時	143.660	12.749	4.044	12.000	224.837	300.000
A'部	常時	-34.356	10.826	1.126	8.000	76.690	180.000
	地震時	-59.858	10.826	1.961	12.000	133.618	300.000
B部	常時	115.436	14.535	2.881	8.000	135.160	180.000
	地震時	192.190	14.535	4.796	12.000	225.029	300.000
B'部	常時	-68.712	10.826	2.251	8.000	153.381	180.000
	地震時	-114.399	10.826	3.748	12.000	255.365	300.000
C部	常時	77.116	10.826	2.527	8.000	172.140	180.000
	地震時	127.528	10.826	4.178	12.000	284.671	300.000
D部	常時	68.811	10.826	2.255	8.000	153.602	180.000
	地震時	114.024	10.826	3.736	12.000	254.529	300.000
E部	常時	114.685	12.749	3.229	8.000	179.489	180.000
	地震時	190.041	12.749	5.350	12.000	297.426	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 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)

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

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	常時	67.585	60.000	0.113	0.249	1.700	1.23	0.88

設計位置	荷重状態	せん断力 S _n (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
	地震時	117.754	60.000	0.196	0.379	2.550	1.23	0.88
B 部	常時	135.171	60.000	0.225	0.271	1.700	1.23	0.96
	地震時	225.047	60.000	0.375	0.412	2.550	1.23	0.96
C 部	常時	79.012	60.000	0.132	0.216	1.700	1.23	0.76
	地震時	130.664	60.000	0.218	0.329	2.550	1.23	0.76
D 部	常時	79.012	60.000	0.132	0.216	1.700	1.23	0.76
	地震時	130.664	60.000	0.218	0.329	2.550	1.23	0.76
E 部	常時	158.024	60.000	0.263 >	0.249	1.700	1.23	0.88
	地震時	261.327	60.000	0.436 >	0.379	2.550	1.23	0.88

(5)スターラップの計算

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

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

ここに、

A_w : 間隔sで配筋される斜引張鉄筋の断面積(mm²)

S_n' : 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_n : 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)

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

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)

d : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

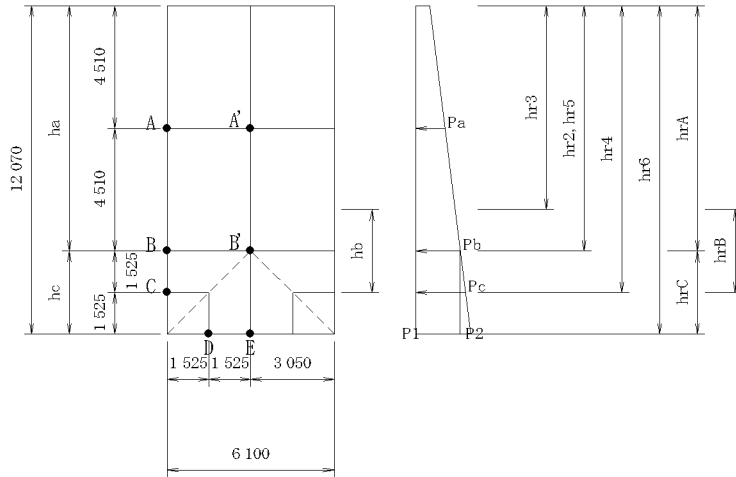
s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔(mm)

σ_{sa} : 斜引張鉄筋の許容引張応力度(N/mm²)

設計位置	荷重状態	せん断力 S _n (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 _n '(kN)	スターラップの断面積(cm ²)	
							計算値	使用量
E 部	常時	158.024	60.000	0.249	149.537	8.487	0.452	5.068
	地震時	261.327	60.000	0.379	227.556	33.771	1.079	5.068

5.2 後壁(三辺固定版)の設計

5.2.1 断面力の集計



(1) 施工時の作用断面力

$$Pa' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h1) + (q + \gamma r \cdot h2) \} \cdot Ka \cdot ha \cdot \cos \delta = 222.034 \quad (\text{kN})$$

$$Pb' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h3) + (q + \gamma r \cdot h4) \} \cdot Ka \cdot hb \cdot \cos \delta = 142.663 \quad (\text{kN})$$

$$Pc' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h5) + (q + \gamma r \cdot h6) \} \cdot Ka \cdot hc \cdot \cos \delta = 165.516 \quad (\text{kN})$$

$$Pa = Pa' / ha = 24.616 \quad (\text{kN})$$

$$Pb = Pb' / hb = 46.775 \quad (\text{kN})$$

$$Pc = Pc' / hc = 54.268 \quad (\text{kN})$$

$$\text{B点の断面力} \quad P1 = (q + r \cdot h2) \cdot Ka \cdot \cos \delta = 46.775 \quad (\text{kN})$$

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

(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

$$Pa' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h1') + (q + \gamma r \cdot h2') \} \cdot Ka \cdot ha \cdot \cos \delta = 360.179 \quad (\text{kN})$$

B部に作用する土圧力

$$Pb' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h3') + (q + \gamma r \cdot h4') \} \cdot Ka \cdot hb \cdot \cos \delta = 219.179 \quad (\text{kN})$$

C部に作用する土圧力

$$Pc' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h5') + (q + \gamma r \cdot h6') \} \cdot Ka \cdot hc \cdot \cos \delta = 252.110 \quad (\text{kN})$$

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

$$Pra' = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \{ (\gamma r \cdot hr1) + (\gamma r \cdot hr2) \} \cdot Ka \cdot hrA \cdot \cos \delta \right] = 144.008 \quad (\text{kN})$$

B部の低減土圧力

$$Prb' = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \{ (\gamma r \cdot hr3) + (\gamma r \cdot hr4) \} \cdot Ka \cdot hrB \cdot \cos \delta \right] = 97.389 \quad (\text{kN})$$

C部の低減土圧力

$$P_{rc}' = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \left\{ (\gamma r \cdot hr5) + (\gamma r \cdot hr6) \right\} \cdot Ka \cdot hrC \cdot \cos \delta \right] = 113.854 \quad (\text{kN})$$

4)断面力

$$Pa = (Pa' - Pra') / ha + Ph = 27.396 \quad (\text{kN})$$

$$Pb = (Pb' - Prb') / hb + Ph = 43.361 \quad (\text{kN})$$

$$Pc = (Pc' - Prc') / hc + Ph = 48.760 \quad (\text{kN})$$

$$\begin{aligned} \text{B点の断面力} \quad P1 &= (q + r \cdot h2') \cdot Ka \cdot \cos \\ &\quad - 1/2 (r \cdot hr2) \cdot Ka \cdot \cos + Ph = 43.361 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{最下点とB点との断面力の差} P2 &= (q + r \cdot h6') \cdot Ka \cdot \cos \\ &\quad - 1/2 (r \cdot hr6) \cdot Ka \cdot \cos - P1 = 10.797 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

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 = 9.020 (h2' = h2 + hu = 10.150)
- h3 : B区間内の土圧算出高(上)(m) , h3 = 7.495 (h3' = h3 + hu = 8.625)
- h4 : B区間内の土圧算出高(下)(m) , h4 = 10.545 (h4' = h4 + hu = 11.675)
- h5 : C区間内の土圧算出高(上)(m) , h5 = 9.020 (h5' = h5 + hu = 10.150)
- h6 : C区間内の土圧算出高(下)(m) , h6 = 12.070 (h6' = h6 + hu = 13.200)
- ha : A区間高 (m) , ha = 9.020
- 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 = 9.020
- hr3: B区間内の内部土圧算出高(上)(m) , hr3 = 7.495
- hr4: B区間内の内部土圧算出高(下)(m) , hr4 = 10.545
- hr5: C区間内の内部土圧算出高(上)(m) , hr5 = 9.020
- hr6: C区間内の内部土圧算出高(下)(m) , hr6 = 12.070
- hrA: A区間の内部土砂高 (m) , hrA = 9.020
- hrB: B区間の内部土砂高 (m) , hrB = 3.050
- hrC: C区間の内部土砂高 (m) , hrC = 3.050
- 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

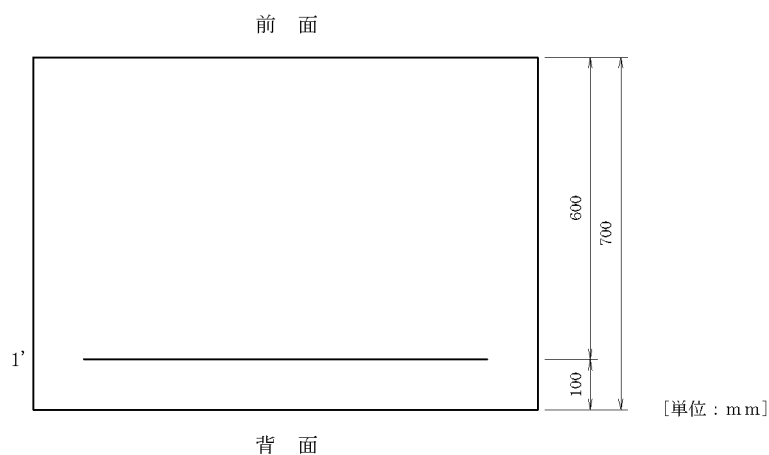
設計位置	荷重状態	M (kN.m)	S (kN)	補正係数	
				KM	KS
A部	施工時	91.595	75.078	1.000	1.000
	地震時	101.940	83.557	1.000	1.000

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	S (kN)	補正係数	
				KM	KS
A'部	施工時	38.165	0.000	1.000	——
	地震時	42.475	0.000	1.000	——
B部	施工時	121.835	142.663	0.700	1.000
	地震時	112.943	132.252	0.700	1.000
B'部	施工時	72.521	0.000	1.000	——
	地震時	67.228	0.000	1.000	——
C部	施工時	80.772	82.758	0.400	0.500
	地震時	72.574	74.359	0.400	0.500
D部	施工時	72.239	82.758	0.300	0.500
	地震時	65.527	74.359	0.300	0.500
E部	施工時	120.398	165.517	0.500	1.000
	地震時	109.212	148.717	0.500	1.000

5.2.2 断面計算

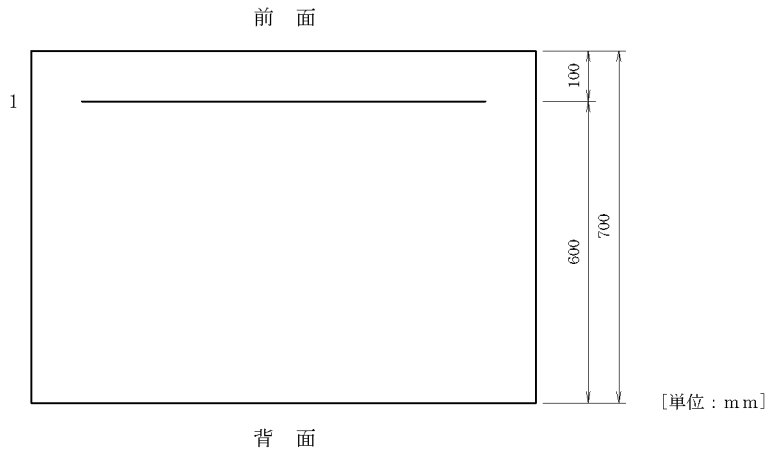
(1) 鉄筋配置

1) A部鉄筋



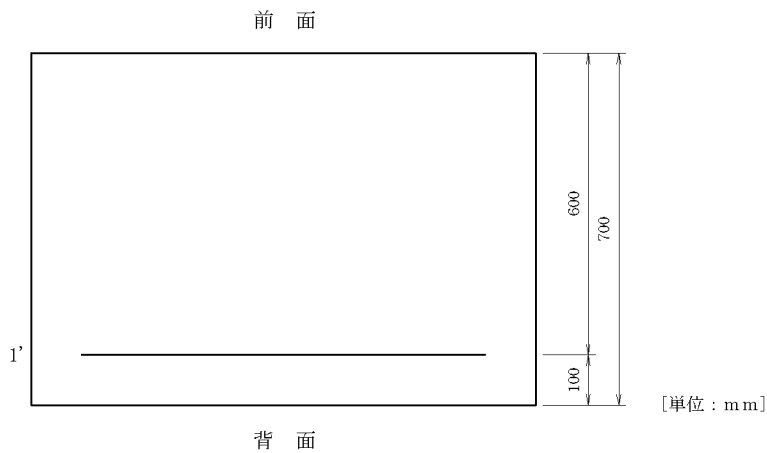
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1	——	—	——	——	——
	2	——	—	——	——	——
背面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	——	—	——	——	——

2)A'部鉄筋



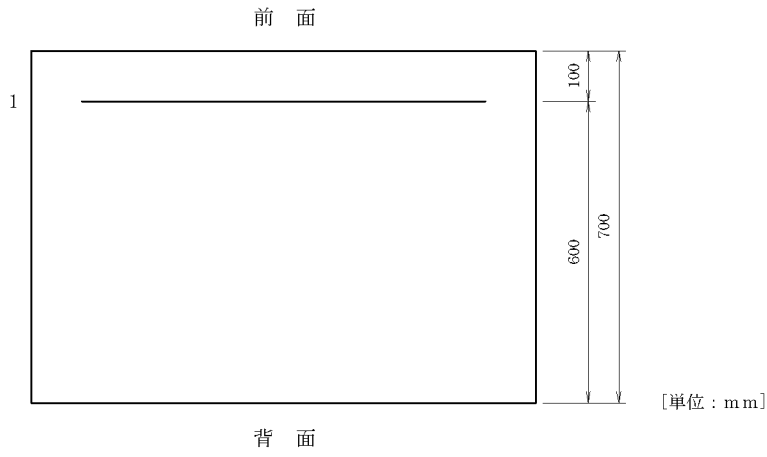
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

3)B部鉄筋



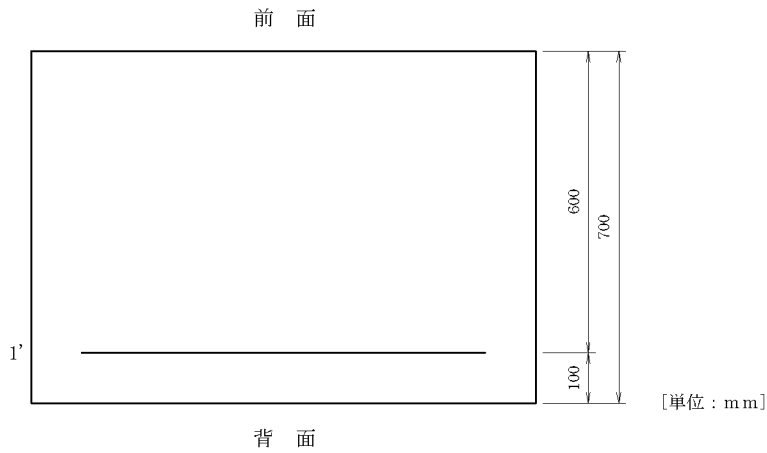
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2'	—	—	—	—	—

4)B'部鉄筋



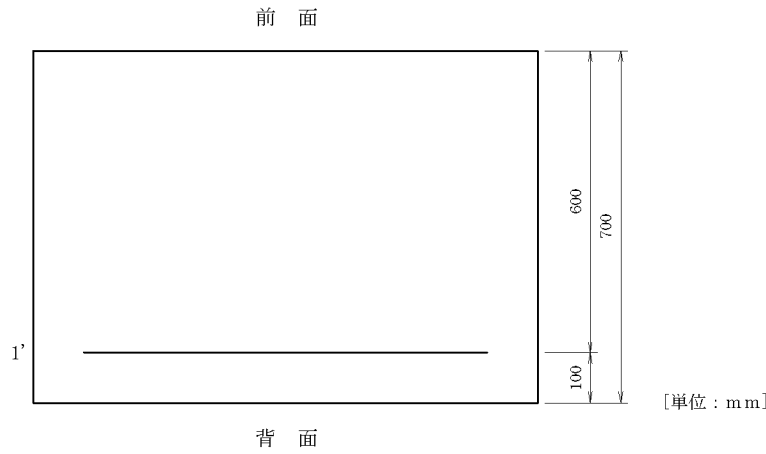
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

5)C部鉄筋



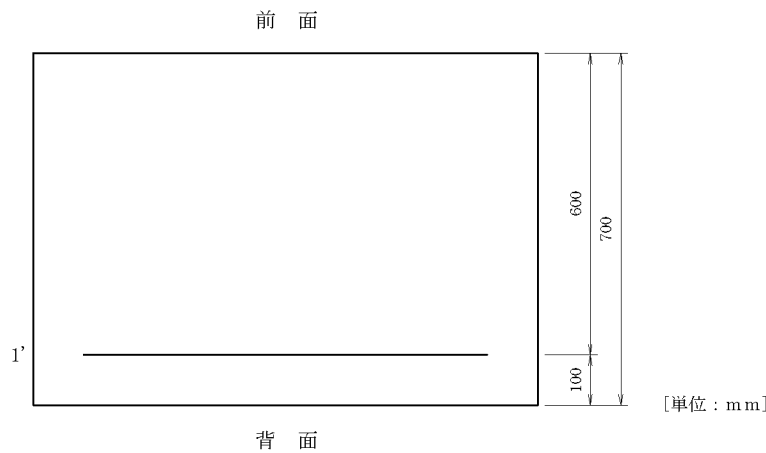
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

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	D19	2.865	4.00	11.46
	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), $\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$

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	施工時	7.944	155.712	156.284	5.000
	地震時	7.944	173.298 >	156.284	7.648
A' 部	施工時	7.944	64.880	156.284	5.000
	地震時	7.944	72.207	156.284	5.000
B 部	施工時	11.460	207.119 >	156.284	7.648
	地震時	11.460	192.003 >	156.284	7.648
B' 部	施工時	7.944	123.285	156.284	5.000
	地震時	7.944	114.288	156.284	5.000
C 部	施工時	7.944	137.312	156.284	5.000
	地震時	7.944	123.376	156.284	5.000
D 部	施工時	7.944	122.806	156.284	5.000
	地震時	7.944	111.396	156.284	5.000
E 部	施工時	11.460	204.676 >	156.284	7.648
	地震時	11.460	185.660 >	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	施工時	91.595	10.826	3.001	10.000	204.462	225.000
	地震時	101.940	10.826	3.340	12.000	227.553	300.000
A' 部	施工時	-38.165	10.826	1.250	10.000	85.193	225.000
	地震時	-42.475	10.826	1.392	12.000	94.814	300.000
B 部	施工時	121.835	12.749	3.430	10.000	190.679	225.000
	地震時	112.943	12.749	3.180	12.000	176.763	300.000
B' 部	施工時	-72.521	10.826	2.376	10.000	161.883	225.000
	地震時	-67.228	10.826	2.203	12.000	150.068	300.000
C 部	施工時	80.772	10.826	2.646	10.000	180.302	225.000
	地震時	72.574	10.826	2.378	12.000	162.002	300.000
D 部	施工時	72.239	10.826	2.367	10.000	161.254	225.000
	地震時	65.527	10.826	2.147	12.000	146.272	300.000
E 部	施工時	120.398	12.749	3.389	10.000	188.430	225.000
	地震時	109.212	12.749	3.075	12.000	170.923	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

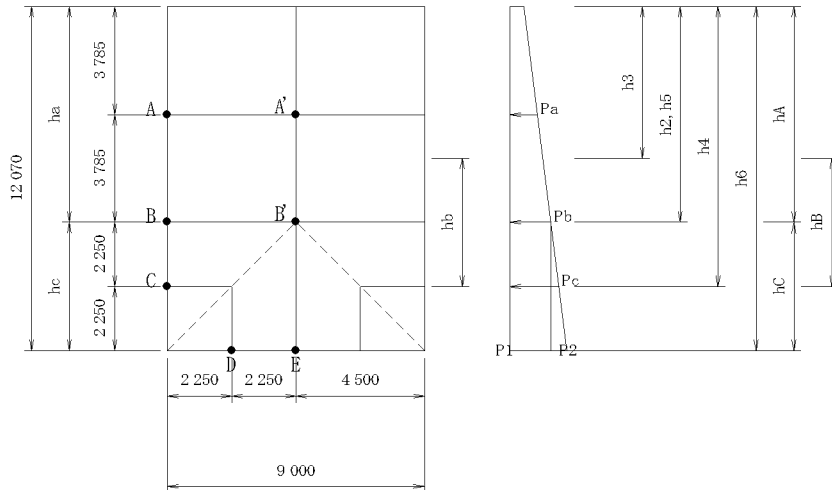
C_{pt}: 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
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 _{a1}	許容値 _{a2}	Ce	C _{pt}
A 部	施工時	75.078	60.000	0.125	0.272	2.130	1.23	0.76
	地震時	83.557	60.000	0.139	0.329	2.550	1.23	0.76
B 部	施工時	142.663	60.000	0.238	0.314	2.130	1.23	0.88
	地震時	132.252	60.000	0.220	0.379	2.550	1.23	0.88
C 部	施工時	82.758	60.000	0.138	0.272	2.130	1.23	0.76
	地震時	74.359	60.000	0.124	0.329	2.550	1.23	0.76
D 部	施工時	82.758	60.000	0.138	0.272	2.130	1.23	0.76
	地震時	74.359	60.000	0.124	0.329	2.550	1.23	0.76
E 部	施工時	165.517	60.000	0.276	0.314	2.130	1.23	0.88
	地震時	148.717	60.000	0.248	0.379	2.550	1.23	0.88

5.3 側壁(三辺固定版)の設計

5.3.1 断面力の集計



(1) 常時の作用断面力

A部に作用する土圧力

$$Pa' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h1) + (q + \gamma r \cdot h2) \} \cdot Ka \cdot hA \cdot \cos \delta = 140.779 \quad (\text{kN})$$

B部に作用する土圧力

$$Pb' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h3) + (q + \gamma r \cdot h4) \} \cdot Ka \cdot hB \cdot \cos \delta = 167.373 \quad (\text{kN})$$

C部に作用する土圧力

$$Pc' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h5) + (q + \gamma r \cdot h6) \} \cdot Ka \cdot hC \cdot \cos \delta = 217.120 \quad (\text{kN})$$

$$Pa = Pa' / ha = 18.597 \quad (\text{kN})$$

$$Pb = Pb' / hb = 37.194 \quad (\text{kN})$$

$$Pc = Pc' / hc = 48.249 \quad (\text{kN})$$

$$\text{B点の断面力} \quad P1 = (q + \gamma r \cdot h2) \cdot Ka \cdot \cos \delta = 37.194 \quad (\text{kN})$$

$$\text{最下点とB点との断面力の差} P2 = (q + \gamma r \cdot h6) \cdot Ka \cdot \cos \delta - P1 = 22.110 \quad (\text{kN})$$

(2) 地震時の作用断面力

1) 慣性力

$$Ph = td \cdot c \cdot Kh = 4.410 \quad (\text{kN})$$

2) 土圧力

A部に作用する土圧力

$$Pa' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h1) + (q + \gamma r \cdot h2) \} \cdot Ka \cdot hA \cdot \cos \delta = 223.489 \quad (\text{kN})$$

B部に作用する土圧力

$$Pb' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h3) + (q + \gamma r \cdot h4) \} \cdot Ka \cdot hB \cdot \cos \delta = 265.707 \quad (\text{kN})$$

C部に作用する土圧力

$$Pc' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h5) + (q + \gamma r \cdot h6) \} \cdot Ka \cdot hC \cdot \cos \delta = 344.682 \quad (\text{kN})$$

3) 断面力

$$Pa = Pa' / ha + Ph = 33.933 \quad (\text{kN})$$

$$Pb = Pb' / hb + Ph = 63.456 \quad (\text{kN})$$

$$Pc = Pc' / hc + Ph = 81.006 \quad (\text{kN})$$

$$\text{B点の断面力} \quad P1 = (q + \gamma r \cdot h2) \cdot Ka \cdot \cos \delta + Ph = 63.456 \quad (\text{kN})$$

$$\text{最下点とB点との断面力の差} P2 = (q + \gamma r \cdot h6) \cdot Ka \cdot \cos \delta + Ph - P1 = 35.100 \quad (\text{kN})$$

ここに、

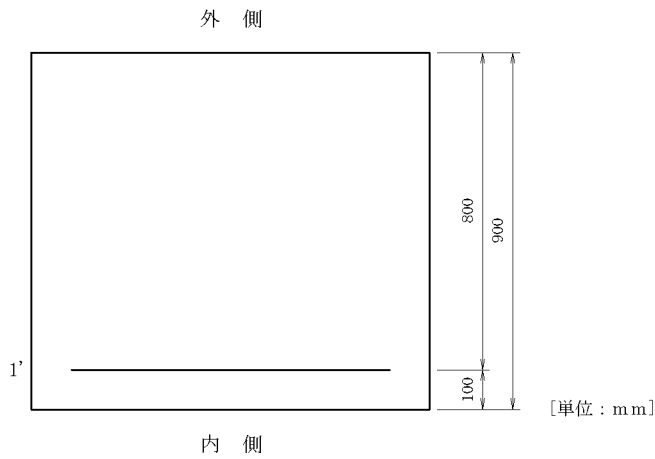
l : 幅 (m)	, l = 9.000
h1 : A区間内の土圧算出高(上)(m)	, h1 = 0.000
h2 : A区間内の土圧算出高(下)(m)	, h2 = 7.570
h3 : B区間内の土圧算出高(上)(m)	, h3 = 5.320
h4 : B区間内の土圧算出高(下)(m)	, h4 = 9.820
h5 : C区間内の土圧算出高(上)(m)	, h5 = 7.570
h6 : C区間内の土圧算出高(下)(m)	, h6 = 12.070
hA : A区間内の土圧高 (m)	, hA = 7.570
hB : B区間内の土圧高 (m)	, hB = 4.500
hC : C区間内の土圧高 (m)	, hC = 4.500
ha : A区間高 (m)	, ha = 7.570
hb : B区間高 (m)	, hb = 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)	, 常時 q = 0.000 , 地震時 q = 0.000
Ka : 土圧係数	, 常時 Ka = 0.251 , 地震時 Ka = 0.390
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/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	常時	150.635	83.686	1.000	1.000
	地震時	274.857	152.698	1.000	1.000
A'部	常時	62.765	0.000	1.000	——
	地震時	114.524	0.000	1.000	——
B 部	常時	210.889	167.373	0.700	1.000
	地震時	359.796	285.552	0.700	1.000
B'部	常時	125.529	0.000	1.000	——
	地震時	214.164	0.000	1.000	——
C 部	常時	156.326	108.560	0.400	0.500
	地震時	262.459	182.264	0.400	0.500
D 部	常時	135.363	108.560	0.300	0.500
	地震時	228.286	182.264	0.300	0.500
E 部	常時	225.605	217.120	0.500	1.000
	地震時	380.477	364.527	0.500	1.000

5.3.2 断面計算

(1)鉄筋配置

1)A部鉄筋

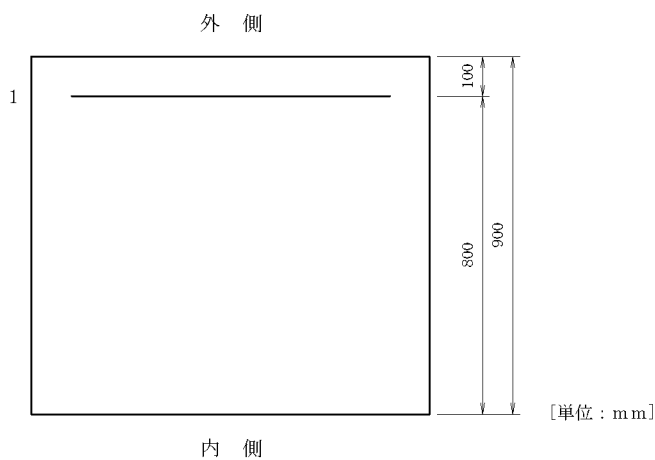


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D22	3.871	4.00	15.48
	2'	—	—	—	—	—

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

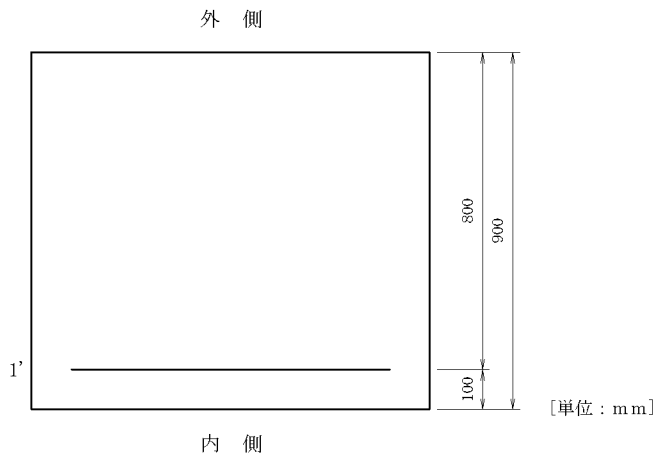


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

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

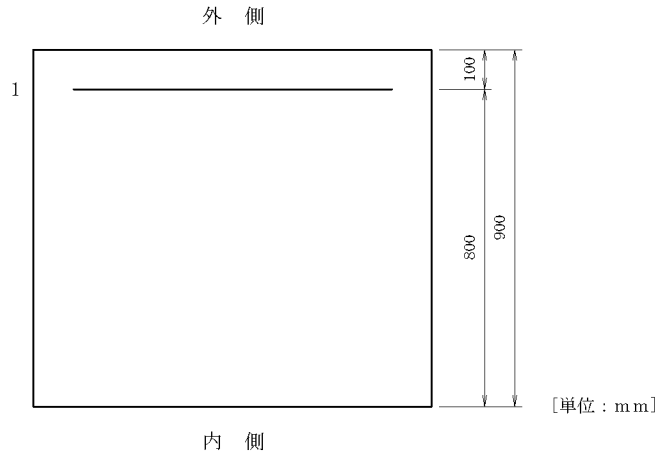


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D25	5.067	4.00	20.27
	2'	—	—	—	—	—

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

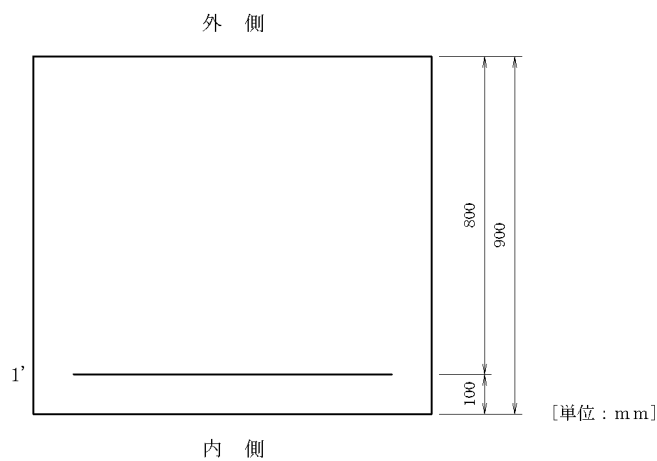


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

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

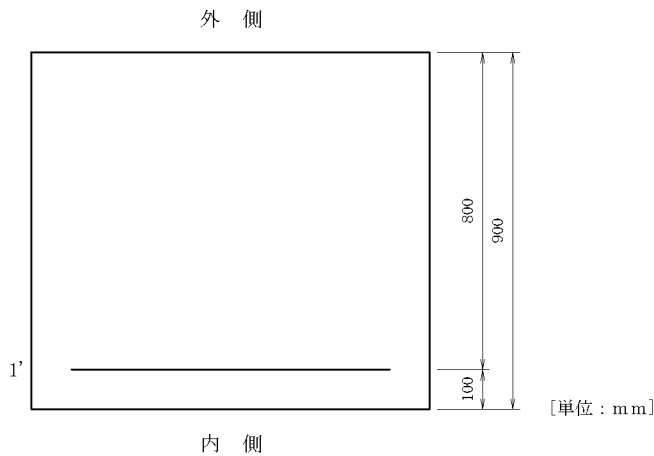


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D22	3.871	4.00	15.48
	2'	—	—	—	—	—

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

6)D部鉄筋

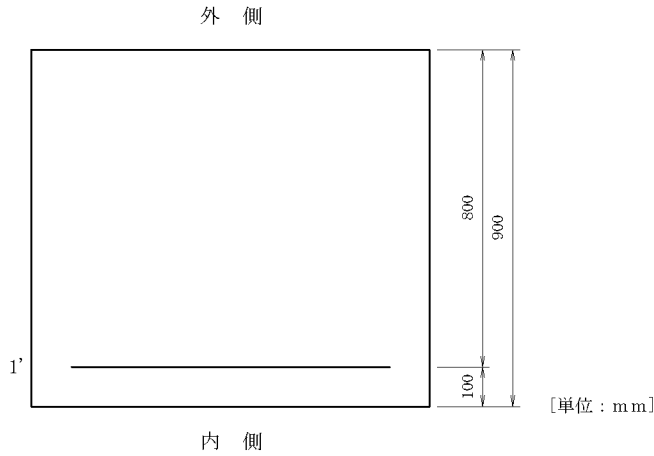


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2'	—	—	—	—	—

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)
外側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D25	5.067	4.00	20.27
	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), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 135000.0 \times 10^3$

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	常時	15.484	256.080	258.346	5.000
	地震時	15.484	467.257 >	258.346	9.476
A'部	常時	7.944	106.700	258.346	5.000

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)
	地震時	7.944	194.691	258.346	5.000
B 部	常時	20.268	358.512 >	258.346	9.476
	地震時	20.268	611.652 >	258.346	9.476
B' 部	常時	11.460	213.400	258.346	5.000
	地震時	11.460	364.079 >	258.346	9.476
C 部	常時	15.484	265.755 >	258.346	9.476
	地震時	15.484	446.181 >	258.346	9.476
D 部	常時	11.460	230.117	258.346	5.000
	地震時	11.460	388.087 >	258.346	9.476
E 部	常時	20.268	383.528 >	258.346	9.476
	地震時	20.268	646.811 >	258.346	9.476

(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	常時	150.635	17.095	2.372	8.000	130.930	180.000

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
	地震時	274.857	17.095	4.328	12.000	238.902	300.000
A'部	常時	-62.765	12.667	1.308	8.000	104.265	180.000
	地震時	-114.524	12.667	2.386	12.000	190.247	300.000
B部	常時	210.889	19.226	2.982	8.000	141.382	180.000
	地震時	359.796	19.226	5.087	12.000	241.210	300.000
B'部	常時	-125.529	14.952	2.238	8.000	146.024	180.000
	地震時	-214.164	14.952	3.818	12.000	249.129	300.000
C部	常時	156.326	17.095	2.462	8.000	135.877	180.000
	地震時	262.459	17.095	4.133	12.000	228.126	300.000
D部	常時	135.363	14.952	2.413	8.000	157.462	180.000
	地震時	228.286	14.952	4.070	12.000	265.557	300.000
E部	常時	225.605	19.226	3.190	8.000	151.247	180.000
	地震時	380.477	19.226	5.380	12.000	255.075	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 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)

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

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}	C_e	C_{pt}
A部	常時	83.686	80.000	0.105	0.227	1.700	1.11	0.89

設計位置	荷重状態	せん断力 S _n (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
	地震時	152.698	80.000	0.191	0.346	2.550	1.11	0.89
B部	常時	167.373	80.000	0.209	0.244	1.700	1.11	0.95
	地震時	285.552	80.000	0.357	0.372	2.550	1.11	0.95
C部	常時	108.560	80.000	0.136	0.227	1.700	1.11	0.89
	地震時	182.264	80.000	0.228	0.346	2.550	1.11	0.89
D部	常時	108.560	80.000	0.136	0.202	1.700	1.11	0.79
	地震時	182.263	80.000	0.228	0.307	2.550	1.11	0.79
E部	常時	217.120	80.000	0.271 >	0.244	1.700	1.11	0.95
	地震時	364.527	80.000	0.456 >	0.372	2.550	1.11	0.95

(5) スターラップの計算

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

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

ここに、

A_w : 間隔sで配筋される斜引張鉄筋の断面積(mm²)

S_n' : 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_n : 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)

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

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)

d : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

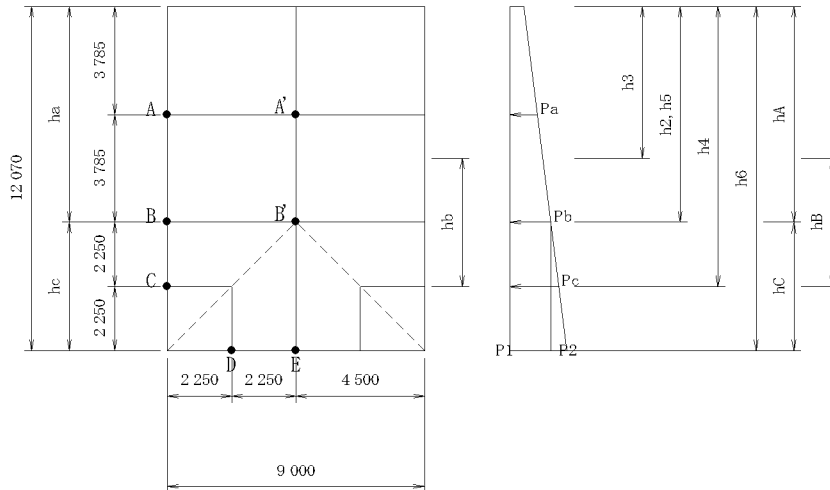
s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔(mm)

σ_{sa} : 斜引張鉄筋の許容引張応力度(N/mm²)

設計位置	荷重状態	せん断力 S _n (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 _n ' (kN)	スターラップの断面積(cm ²)	
							計算値	使用量
E部	常時	217.120	80.000	0.244	195.464	21.656	0.865	5.068
	地震時	364.527	80.000	0.372	297.445	67.082	1.607	5.068

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

$$P_{a'} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \{ (q + \gamma_r \cdot h_1) + (q + \gamma_r \cdot h_2) \} \cdot K_a \cdot h_A \cdot \cos \delta \right] = 111.745 \quad (\text{kN})$$

B部に作用する土圧力

$$P_{b'} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \{ (q + \gamma_r \cdot h_3) + (q + \gamma_r \cdot h_4) \} \cdot K_a \cdot h_B \cdot \cos \delta \right] = 132.854 \quad (\text{kN})$$

C部に作用する土圧力

$$P_{c'} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \{ (q + \gamma_r \cdot h_5) + (q + \gamma_r \cdot h_6) \} \cdot K_a \cdot h_C \cdot \cos \delta \right] = 172.341 \quad (\text{kN})$$

3)断面力

$$P_a = P_{a'} / h_A + P_h = 18.191 \quad (\text{kN})$$

$$P_b = P_{b'} / h_B + P_h = 32.953 \quad (\text{kN})$$

$$P_c = P_{c'} / h_C + P_h = 41.728 \quad (\text{kN})$$

$$\text{B点の断面力} \quad P_1 = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma_r \cdot h_2) \cdot K_a \cdot \cos \delta \} + P_h = 32.953 \quad (\text{kN})$$

$$\text{最下点とB点との断面力の差} P_2 = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma_r \cdot h_6) \cdot K_a \cdot \cos \delta \} + P_h - P_1 = 17.550 \quad (\text{kN})$$

ここに、

- l : 幅(m) , l = 9.000
- h1 : A区間内の土圧算出高(上)(m) , h1 = 0.000
- h2 : A区間内の土圧算出高(下)(m) , h2 = 7.570
- h3 : B区間内の土圧算出高(上)(m) , h3 = 5.320
- h4 : B区間内の土圧算出高(下)(m) , h4 = 9.820
- h5 : C区間内の土圧算出高(上)(m) , h5 = 7.570
- h6 : C区間内の土圧算出高(下)(m) , h6 = 12.070
- hA : A区間内の土圧高 (m) , hA = 7.570
- hB : B区間内の土圧高 (m) , hB = 4.500
- hC : C区間内の土圧高 (m) , hC = 4.500

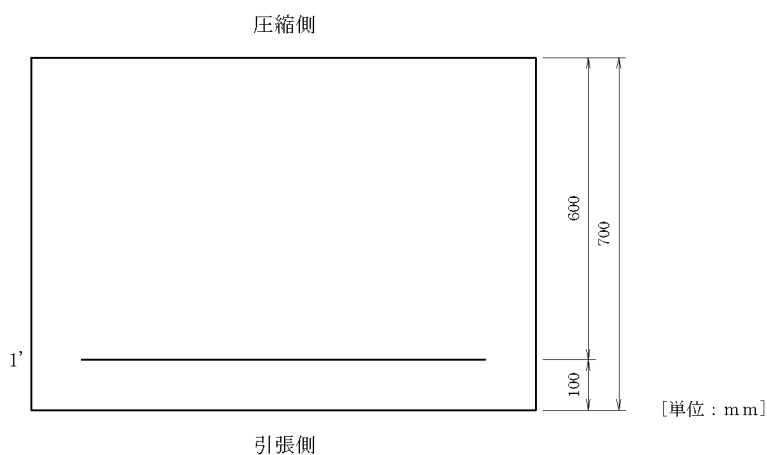
h_a : A区間高 (m) , $h_a = 7.570$
 h_b : B区間高 (m) , $h_b = 4.500$
 h_c : C区間高 (m) , $h_c = 4.500$
 t_d : 壁厚 (m) , $t_d = 0.700$
 q : 地表面載荷荷重 (kN/m^2) , 地震時 $q = 0.000$
 K_a : 土圧係数 , 地震時 $K_a = 0.390$
 : 壁面摩擦角 (度) , 地震時 = 0.000
 r : 土の単位重量 (kN/m^3) , $r = 20.000$
 c : 躯体の単位重量 (kN/m^3) , $c = 24.500$
 K_h : 設計震度 , $k_h = 0.200$

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	S (kN)	補正係数	
				KM	KS
A 部	地震時	147.351	81.862	1.000	1.000
A' 部	地震時	61.396	0.000	1.000	——
B 部	地震時	186.844	148.289	0.700	1.000
B' 部	地震時	111.216	0.000	1.000	——
C 部	地震時	135.199	93.888	0.400	0.500
D 部	地震時	117.864	93.888	0.300	0.500
E 部	地震時	196.440	187.776	0.500	1.000

5.4.2 断面計算

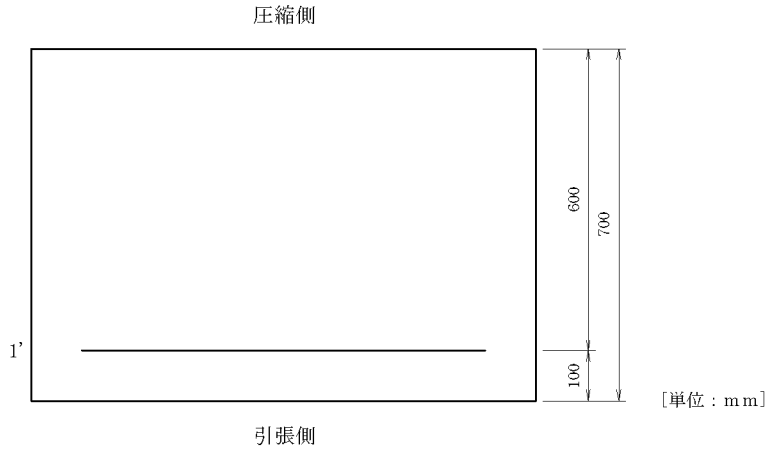
(1) 鉄筋配置

1) A部鉄筋



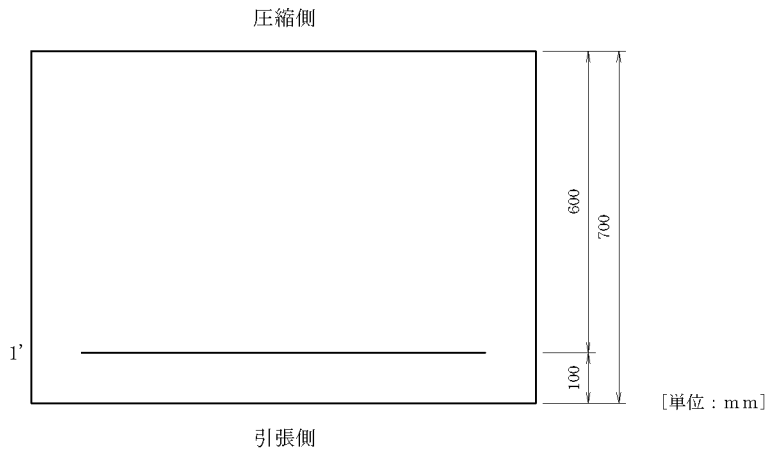
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm^2 /本)	本 数	鉄筋量 (cm^2)
圧縮	1	——	—	——	——	——
	2	——	—	——	——	——
引張	1'	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2'	——	—	——	——	——

2)A'部鉄筋



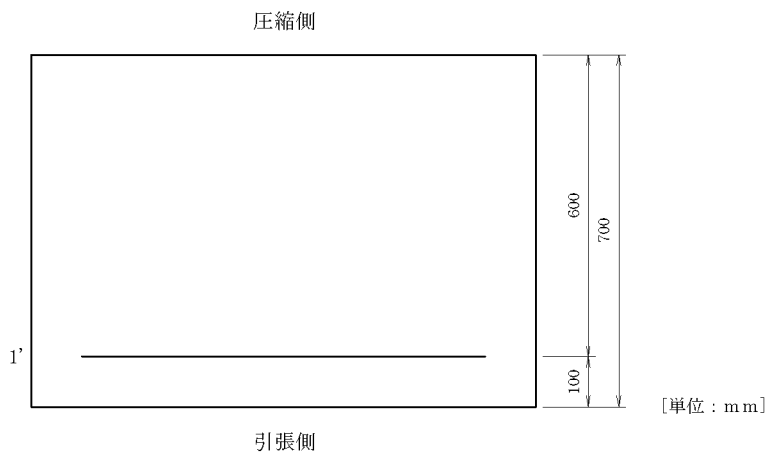
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
圧縮	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
引張	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

3)B部鉄筋



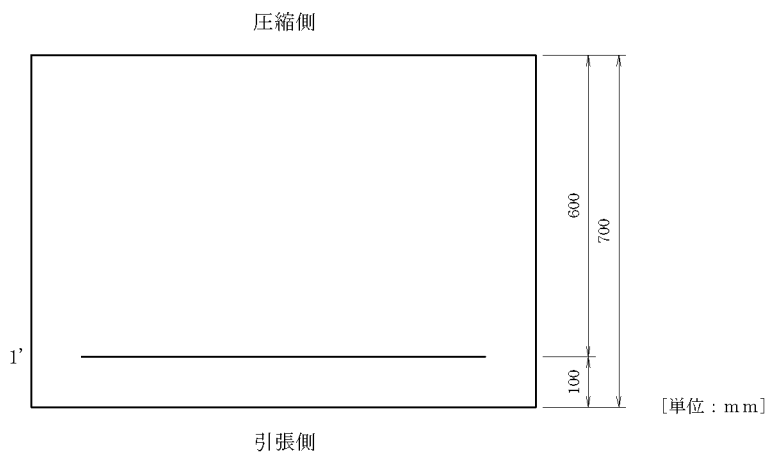
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
圧縮	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
引張	1'	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2'	—	—	—	—	—

4)B'部鉄筋



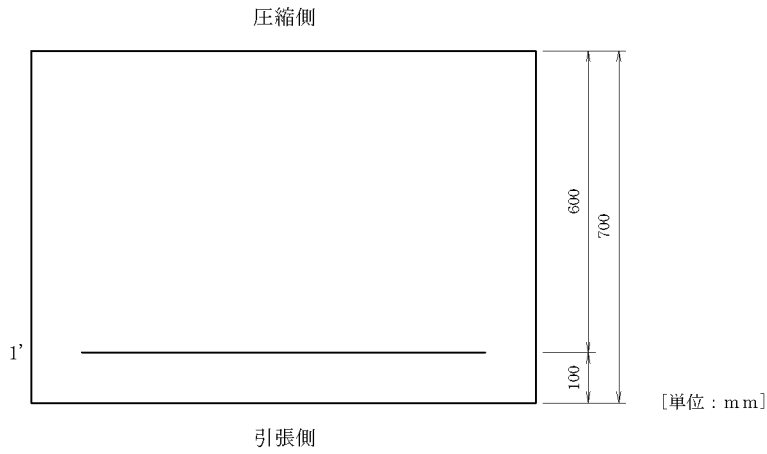
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
圧縮	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
引張	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

5)C部鉄筋



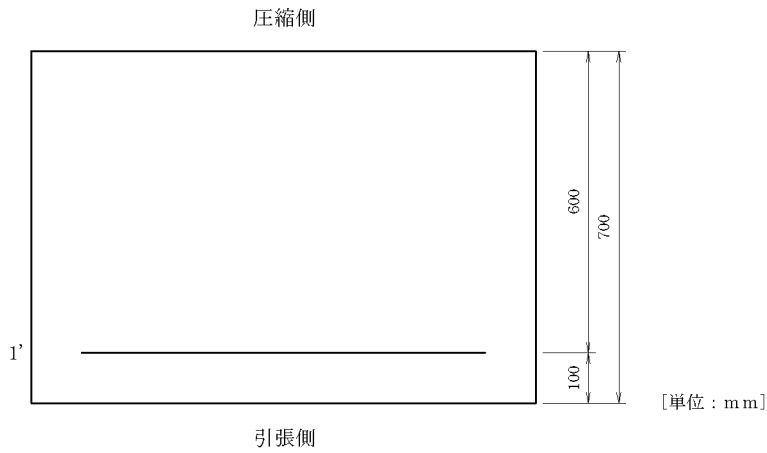
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
圧縮	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
引張	1'	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2'	—	—	—	—	—

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	D22	3.871	4.00	15.48
	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), $\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$

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	11.460	250.497 >	156.284	7.648
A' 部	地震時	7.944	104.374	156.284	5.000
B 部	地震時	11.460	317.634 >	156.284	7.648
B' 部	地震時	7.944	189.068 >	156.284	7.648
C 部	地震時	11.460	229.838 >	156.284	7.648
D 部	地震時	7.944	200.369 >	156.284	7.648
E 部	地震時	15.484	333.948 >	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	地震時	147.351	12.749	4.148	12.000	230.614	300.000
A' 部	地震時	61.396	10.826	2.012	12.000	137.051	300.000
B 部	地震時	186.844	12.749	5.260	12.000	292.422	300.000
B' 部	地震時	111.216	10.826	3.644	12.000	248.261	300.000
C 部	地震時	135.199	12.749	3.806	12.000	211.595	300.000
D 部	地震時	117.864	10.826	3.862	12.000	263.100	300.000
E 部	地震時	196.440	14.535	4.902	12.000	230.005	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

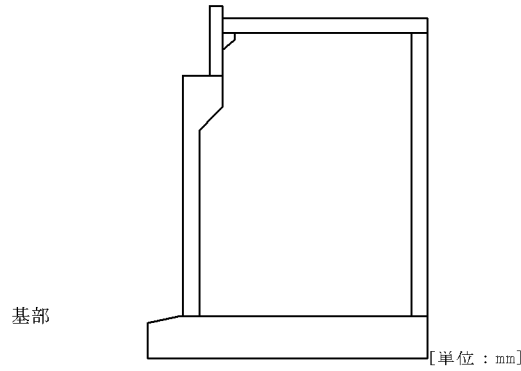
C_{pt} : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

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	81.862	60.000	0.136	0.379	2.550	1.23	0.88
B 部	地震時	148.289	60.000	0.247	0.379	2.550	1.23	0.88
C 部	地震時	93.888	60.000	0.156	0.379	2.550	1.23	0.88
D 部	地震時	93.888	60.000	0.156	0.329	2.550	1.23	0.76
E 部	地震時	187.776	60.000	0.313	0.412	2.550	1.23	0.96

5.5 T形梁照査位置[1]の設計

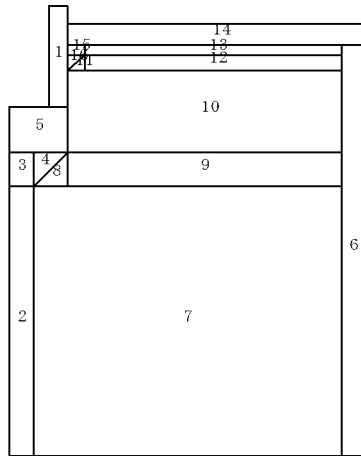
基部からの距離 0.000 (m)



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

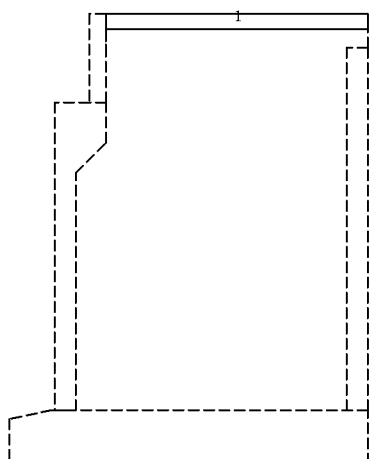
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.550 × 2.960 × 21.400	34.839	1.425	11.720	49.646	408.315	
2	0.700 × 7.900 × 21.400	118.342	0.350	3.950	41.420	467.451	
3	0.700 × 1.000 × 21.400	14.980	0.350	8.400	5.243	125.832	
4	1/2 × 1.000 × 1.000 × 21.400	10.700	1.033	8.567	11.057	91.663	
5	1.700 × 1.340 × 21.400	48.749	0.850	9.570	41.437	466.530	
6	0.700 × 12.070 × 21.400	180.809	10.050	6.035	1817.126	1091.180	
7	9.000 × 7.900 × 3.200	227.520	5.200	3.950	1183.104	898.704	
8	1/2 × 1.000 × 1.000 × 3.200	1.600	1.367	8.233	2.187	13.173	
9	8.000 × 1.000 × 3.200	25.600	5.700	8.400	145.920	215.040	
10	8.000 × 2.420 × 3.200	61.952	5.700	10.110	353.126	626.335	
11	1/2 × 0.500 × 0.450 × 3.200	0.360	2.033	11.470	0.732	4.129	
12	7.500 × 0.450 × 3.200	10.800	5.950	11.545	64.260	124.686	
13	7.500 × 0.300 × 3.200	7.200	5.950	11.920	42.840	85.824	
14	8.700 × 0.610 × 21.400	113.570	6.050	12.375	687.097	1405.425	
15	0.500 × 0.300 × 21.400	3.210	1.950	11.920	6.260	38.263	
16	1/2 × 0.500 × 0.450 × 21.400	2.407	1.867	11.620	4.494	27.975	
		862.638	—	—	4455.947	6090.526	

重心 XG = (Vi · Xi) / Vi = 4455.947 / 862.638 = 5.165 (m)

YG = (Vi · Yi) / Vi = 6090.526 / 862.638 = 7.060 (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	12.940	585.723	1252.769	
		96.814	—	—	585.723	1252.769	

重心 XG = (Vi・Xi) / Vi = 585.723 / 96.814 = 6.050 (m)

YG = (Vi・Yi) / Vi = 1252.769 / 96.814 = 12.940 (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 = V = 24.500 × 862.638 = 21134.635 (kN)

作用位置 X = 5.165 (m)

水平力 H = W・kh = 21134.635 × 0.200 = 4226.927 (kN)

作用位置 Y = 7.060 (m)

(2)上部工反力

[1]地震時(浮力有り)

鉛直力 Rv = 3000.000 (kN)

作用位置 X = 4.625 (m)

モーメントMx = Rv・X = 3000.000・4.625 = 13874.999 (m)

(偏心モーメントは、無条件に考慮します)

水平力 RH = 1500.000 (kN)

作用位置 Y = 10.240 (m)

モーメントMy = RH・Y = 1500.000・10.240 = 15360.000 (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

$$Y = YZ + YR = 10.240 + 0.000 = 10.240 \quad (\text{m})$$

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

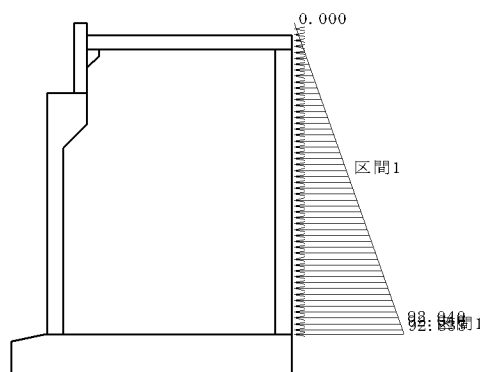
水の単位体積重量	w (kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	21.400
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力	C (kN/m ²)	0.000

(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)	0.200
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.200



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)	13.200 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 0.200
	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)	0.200 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 K11
背面水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 K12	0.35400 0.35400
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) (下)		0.000 92.040
	[2]水位より上の土圧強度 (上) (下)		92.040 92.833
	[3]水位より下の土圧強度 (上) (下)		92.040 92.833
	[4]水位より下の土圧強度 (上) (下)		92.040 92.833
土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc		12802.764 395.628
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(+) (土圧の水平成分)		13198.392 13198.392
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		4.533 0.100 4.400

・作用位置

$$Y = \frac{\sum (Peh \cdot Y)}{\sum Peh} = 4.400 (m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \sum Peh = 13198.392 (kN)$$

(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)	0.200
水圧強度 (kN/m ²)	[1] w・h	1.960
水圧力 (kN)	Pw = (1/2)・[1]・h・Bc	4.194
水圧の作用位置 (m)	Yw = h/3	0.067

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	21134.635	4226.927	0.035	7.060	30572.969
上載土砂	1936.274	309.804	-0.850	12.940	2363.027
上部工反力	3000.000	1500.000	4.625	10.240	29234.999
土圧力	0.000	13198.392	0.000	4.400	58078.703
背面水圧	0.000	4.194	0.000	0.067	0.280
合計	26070.908	19239.316	—	—	120249.977

(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)	4477.130	3303.948	20650.404

2) 隔壁

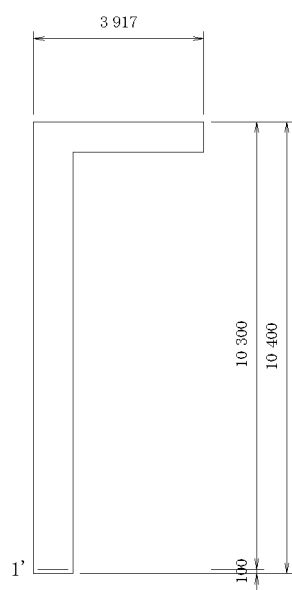
荷重状態(水位)	N _i (kN)	H _i (kN)	M (kN.m)
地震時(浮力有り)	7796.907	5753.814	35962.609

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

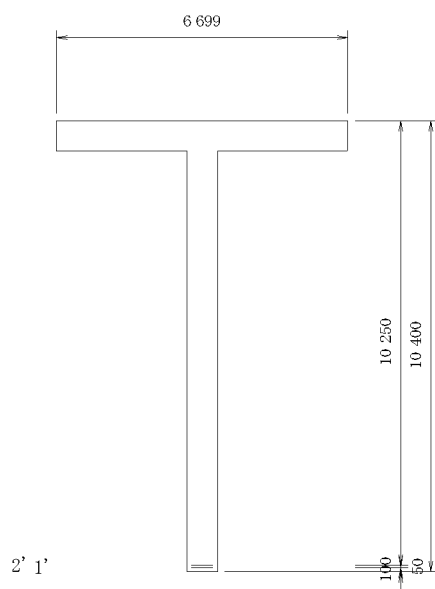


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前壁側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
後壁側	1'	10.0	D35	9.566	7.20	68.88
	2'	—	—	—	—	—

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	D38	11.400	5.60	63.84
	2'	15.0	D38	11.400	5.60	63.84

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), $Z_c = 20513046.0 \times 10^3$

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), $A_c = 11471900.000$

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)	68.875	35105.687	39255.350	19.585

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)	127.680	61136.343 >	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)	20650.404	0.000	71.094	1.473	12.000	297.957	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)	35962.609	0.000	73.950	1.452	12.000	281.556	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
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

- 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}	C_e	C_{pt}	CN
地震時(浮力有り)	3303.948	1030.000	0.356 >	0.114	2.550	0.50	0.65	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}	C_e	C_{pt}	CN
地震時(浮力有り)	5753.815	1027.500	0.800 >	0.150	2.550	0.50	0.86	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)	3303.948	1030.000	0.114	1052.188	2251.760	4.190	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)	5753.815	1027.500	0.150	1076.224	4677.591	8.725	11.460

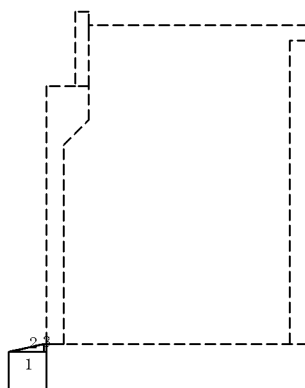
6章 前趾の設計

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	$1.500 \times 1.500 \times 21.400$	48.150	0.750	36.112	
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	
		53.286	—	38.691	

$$\text{重心位置 } X_G = (V_i \cdot X_i) / V_i = 38.691 / 53.286 = 0.726 \text{ (m)}$$

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

$$\text{鉛直力 } W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 53.286 = 1305.507 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置 } X = 0.726 \text{ (m)}$$

(2) 土砂重量による作用力，浮力

[1] 地震時(浮力有り)

1) 浮力の算出

$$\text{前面水位 } H_f = 1.000 \text{ (m)}$$

$$\text{背面水位 } H_r = 2.000 \text{ (m)}$$

$$\text{フーチング前面での水圧強度 } P_f = 9.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{フーチング背面での水圧強度 } P_r = 11.035 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

浮力

$$U = \frac{Pf+Pr}{2} \cdot Bj \cdot Bc = 334.406 \quad (\text{kN})$$

作用位置(フーチング前面から)

$$X = \frac{Pf+2 \cdot Pr}{3 \cdot (Pf+Pr)} \cdot Bj = 0.735 \quad (\text{m})$$

ここに、

Bj : 橋軸方向フーチング幅 Bj = 1.500 (m)

Bc : 直角方向フーチング幅 Bc = 21.400 (m)

6.1.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q1+q2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1+q2}{3 \cdot (q1+q2)} \cdot L$$

ここに、

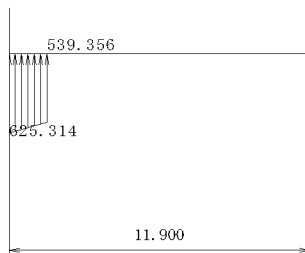
q1 : 前趾前面位置の地盤反力度

q2 : 前趾設計位置の地盤反力度

L : 前趾設計張出長 L = 1.500 (m)

B : 前趾直角方向幅 B = 21.400 (m)

[1]地震時(浮力有り)



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
625.314	539.356	-18692.959	0.768

6.1.4 断面力の集計

[1]地震時(浮力有り)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN.m)
躯体自重	-1305.507	0.726	-947.934
浮力	334.406	0.735	245.848
地盤反力	18692.959	0.768	14364.624
合計	17721.859	—	13662.538

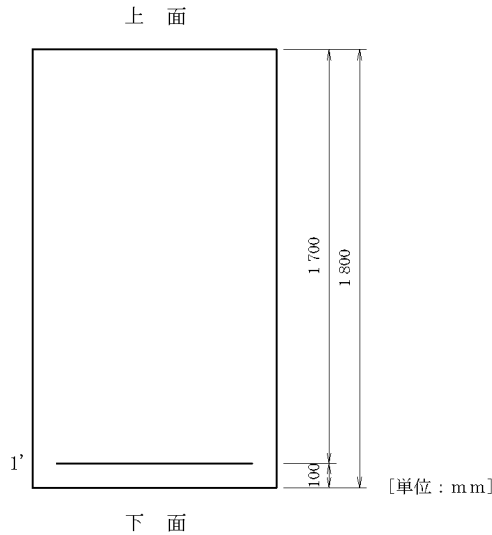
[1]地震時(浮力有り)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN.m)
単位幅当り	828.124	————	638.436

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	—	—	—	—	
	2	—	—	—	—	
下面	1'	10.0	D25	5.067	4.00	20.268
	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 = 540000×10³

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 = 1800000.000

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), h = 1800.000

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)
地震時(浮力有り)	20.268	1085.342 >	1033.386	17.770

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

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

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

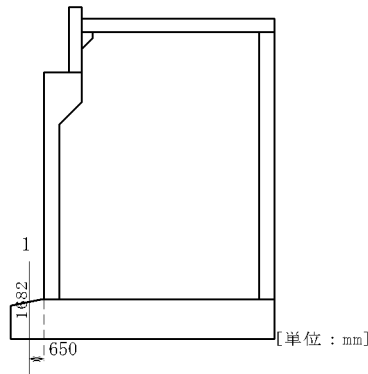
ここに、

- 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 = 1800.000
- 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
地震時(浮力有り)	638.436	29.246	2.723	12.000	196.579	300.000

6.2 せん断検討位置[1]の設計

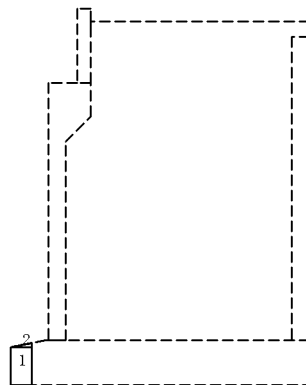
付け根からの距離 0.650 (m)



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)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$0.850 \times 1.500 \times 21.400$	27.285	0.425	11.596	
2	$1/2 \times 0.850 \times 0.182 \times 21.400$	1.657	0.283	0.469	
		28.942	—	12.065	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 12.065 / 28.942 = 0.417 \text{ (m)}$$

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

$$\text{鉛直力 } W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 28.942 = 709.069 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置 } X = 0.417 \text{ (m)}$$

(2) 土砂重量による作用力, 浮力

[1]地震時(浮力有り)

1) 浮力の算出

$$\text{前面水位 } H_f = 1.000 \text{ (m)}$$

$$\text{背面水位 } H_r = 2.000 \text{ (m)}$$

フーチング前面での水圧強度 Pf = 9.800 (kN/m²)
 フーチング背面での水圧強度 Pr = 10.500 (kN/m²)

浮力

$$U = \frac{Pf+Pr}{2} \cdot Bj \cdot Bc = 184.629 \text{ (kN)}$$

作用位置(フーチング前面から)

$$X = \frac{Pf+2 \cdot Pr}{3 \cdot (Pf+Pr)} \cdot Bj = 0.420 \text{ (m)}$$

ここに、

Bj : 橋軸方向フーチング幅 Bj = 0.850 (m)
 Bc : 直角方向フーチング幅 Bc = 21.400 (m)

6.2.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2}(q1+q2) \cdot L \cdot B$$

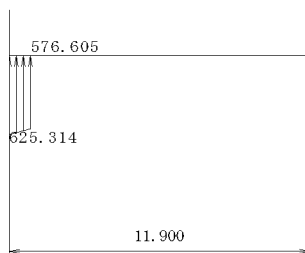
作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1+q2}{3 \cdot (q1+q2)} \cdot L$$

ここに、

q1 : 前趾前面位置の地盤反力度
 q2 : 前趾設計位置の地盤反力度
 L : 前趾設計張出長 L = 0.850 (m)
 B : 前趾直角方向幅 B = 21.400 (m)

[1]地震時(浮力有り)



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
625.314	576.605	-10931.450	0.431

6.2.4 断面力の集計

[1]地震時(浮力有り)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN.m)
躯体自重	-709.069	0.417	-295.605

[1]地震時(浮力有り)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN.m)
浮力	184.629	0.420	77.565
地盤反力	10931.450	0.431	4708.626
合計	10407.010	————	4490.586
単位幅当り	486.309	————	209.840

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

6.2.5 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

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

$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_h = S$$

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)
地震時(浮力有り)	158.214	425.000	77.094	486.309	209.840	28.421	486.309

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

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}
地震時(浮力有り)	486.309	158.214	0.307	1.546	2.550	0.91	0.76	6.40

7章 底版中央部(四辺固定版)の設計

7.1 躯体自重, 土砂重量, 浮力による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN/m ²)
躯体	$1.800 \times 24.500 = 44.100$

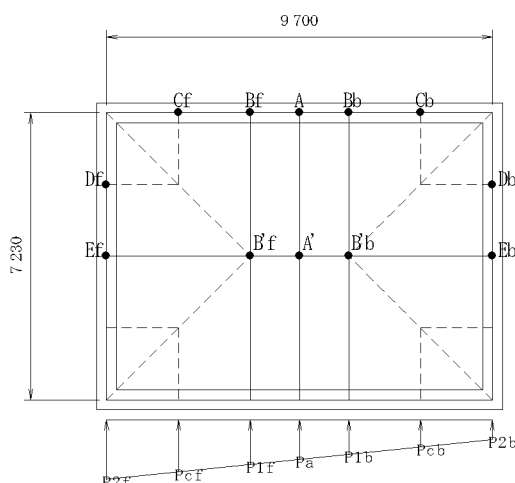
(2) 土砂重量による作用力

[1] 常時2(浮力無し)、地震時(浮力無し)、地震時(浮力有り)

位置	水位より上の重量 $W_u = \gamma_u \cdot (土の湿潤重量)$ (kN/m ²)	水位より下の重量 $W_l = \gamma_l \cdot (土の飽和重量)$ (kN/m ²)
中詰め土	$12.070 \times 20.000 = 241.400$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_l$ (kN/m ²)
中詰め土	241.400

7.2 断面力の集計



[1] 常時2(浮力無し) a

(1) 作用断面力

項目	P2f (kN/m ²)	Pcf (kN/m ²)	P1f (kN/m ²)	Pa (kN/m ²)	P1b (kN/m ²)	Pcb (kN/m ²)	P2b (kN/m ²)
躯体自重	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100
土砂	241.400	241.400	241.400	241.400	241.400	241.400	241.400
地盤反力	-335.991	-330.409	-324.827	-321.014	-317.200	-311.618	-306.036
合計	-50.491	-44.909	-39.327	-35.514	-31.700	-26.118	-20.537

(2)設計断面力

設計位置	M (kN.m)	S (kN)	KM	KS
A 部	-185.640	-128.382	1.000	1.000
A' 部	-77.350	0.000	1.000	——
Bf部	-143.903	-142.169	0.700	1.000
Bb部	-115.993	-114.595	0.700	1.000
B'f部	-85.657	0.000	1.000	——
B'b部	-69.044	0.000	1.000	——
Cf部	-93.901	-81.173	0.400	0.500
Cb部	-54.611	-47.209	0.400	0.500
Df部	-84.385	-81.173	0.300	0.500
Db部	-54.845	-47.209	0.300	0.500
Ef部	-140.642	-162.347	0.500	1.000
Eb部	-91.408	-94.417	0.500	1.000

[2]地震時(浮力無し)

(1)作用断面力

項目	P2f (kN/m ²)	Pcf (kN/m ²)	P1f (kN/m ²)	Pa (kN/m ²)	P1b (kN/m ²)	Pcb (kN/m ²)	P2b (kN/m ²)
躯体自重	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100
土砂	241.400	241.400	241.400	241.400	241.400	241.400	241.400
地盤反力	-528.873	-428.282	-327.691	-258.961	-190.231	-89.640	0.000
合計	-243.373	-142.782	-42.191	26.539	95.269	195.860	285.500

(2)設計断面力

設計位置	M (kN.m)	S (kN)	KM	KS
A 部	138.725	95.937	1.000	1.000
A' 部	57.802	0.000	1.000	——
Bf部	-154.383	-152.522	0.700	1.000
Bb部	348.598	344.397	0.700	1.000
B'f部	-91.895	0.000	1.000	——
B'b部	207.499	0.000	1.000	——
Cf部	-298.546	-258.079	0.400	0.500
Cb部	409.526	354.016	0.400	0.500
Df部	-214.160	-258.079	0.300	0.500
Db部	318.182	353.478	0.300	0.500
Ef部	-356.933	-516.158	0.500	1.000
Eb部	530.304	706.955	0.500	1.000

[3]地震時(浮力有り)

(1)作用断面力

項目	P2f (kN/m ²)	Pcf (kN/m ²)	P1f (kN/m ²)	Pa (kN/m ²)	P1b (kN/m ²)	Pcb (kN/m ²)	P2b (kN/m ²)
躯体自重	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100
土砂	241.400	241.400	241.400	241.400	241.400	241.400	241.400
浮力	-11.324	-12.812	-14.301	-15.318	-16.335	-17.823	-19.312
地盤反力	-519.300	-415.721	-312.142	-241.370	-170.599	-67.020	0.000
合計	-245.123	-143.033	-40.943	28.812	98.567	200.657	266.188

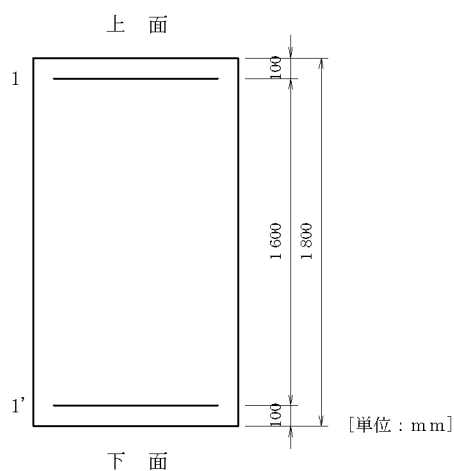
(2)設計断面力

設計位置	M (kN.m)	S (kN)	KM	KS
A部	150.609	104.155	1.000	1.000
A'部	62.754	0.000	1.000	——
Bf部	-149.813	-148.008	0.700	1.000
Bb部	360.665	356.318	0.700	1.000
B'f部	-89.175	0.000	1.000	——
B'b部	214.682	0.000	1.000	——
Cf部	-299.070	-258.532	0.400	0.500
Cb部	419.557	362.687	0.400	0.500
Df部	-213.671	-258.532	0.300	0.500
Db部	325.884	356.856	0.300	0.500
Ef部	-356.118	-517.064	0.500	1.000
Eb部	543.139	713.713	0.500	1.000

7.3 断面計算

(1)鉄筋配置

1)A部鉄筋

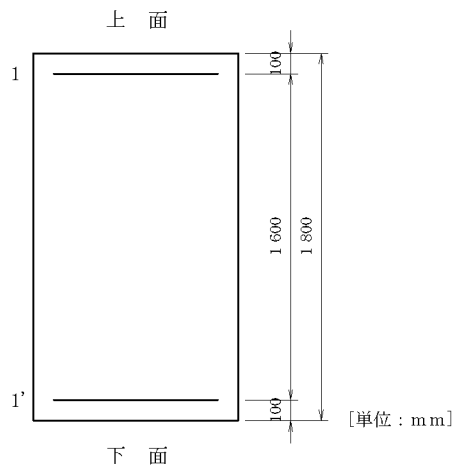


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

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	D29	6.424	4.00	25.70

2)A'部鉄筋

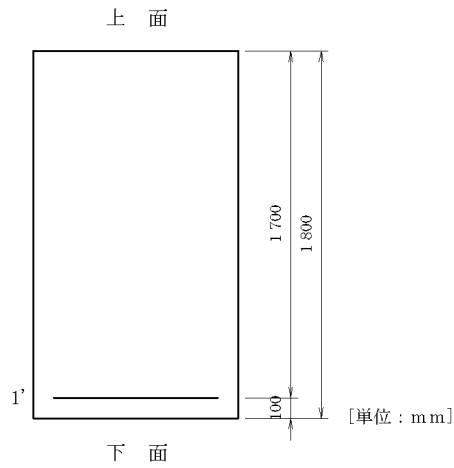


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

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	D29	6.424	4.00	25.70

3)Bf部鉄筋

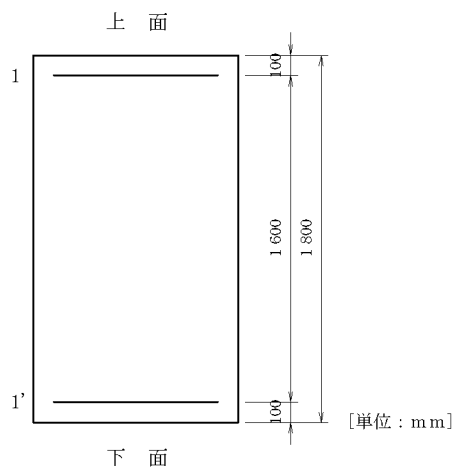


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

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	D29	6.424	4.00	25.70

4)Bb部鉄筋

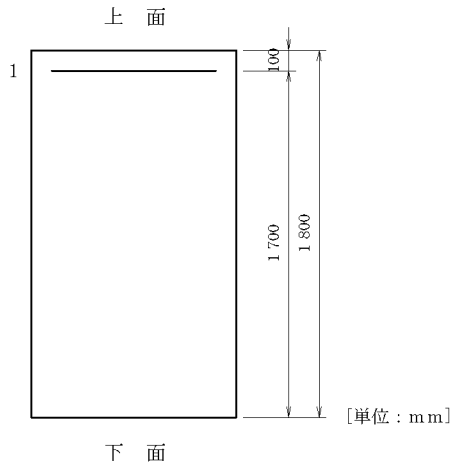


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

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	D29	6.424	4.00	25.70

5)B'f部鉄筋

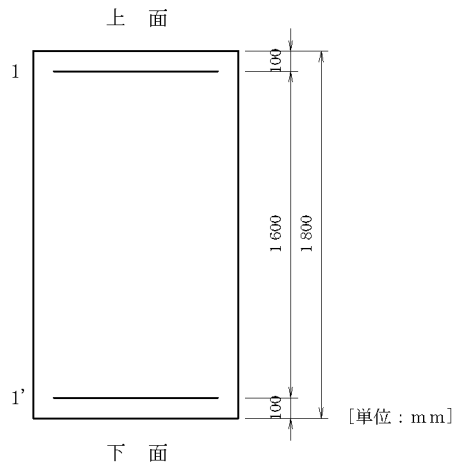


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

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	D29	6.424	4.00	25.70

6)B'b部鉄筋

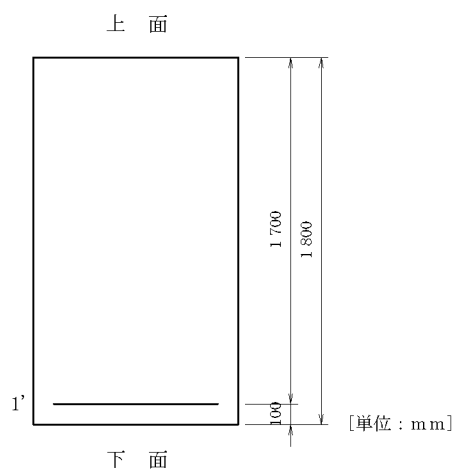


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

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	D29	6.424	4.00	25.70

7)Cf部鉄筋

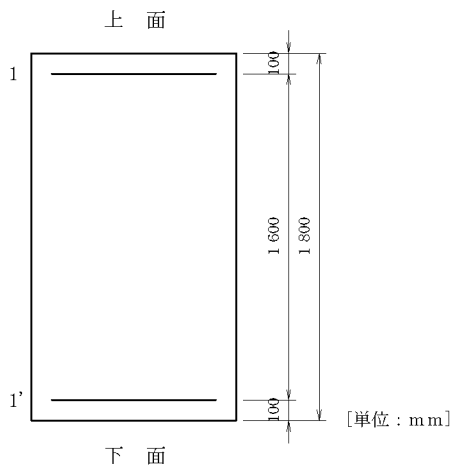


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

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	D29	6.424	4.00	25.70

8)Cb部鉄筋

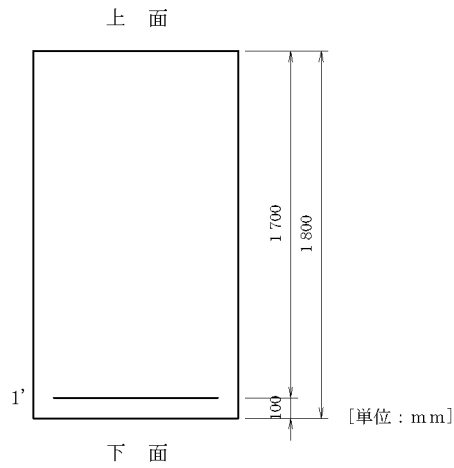


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2'	—	—	—	—	—

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	D29	6.424	4.00	25.70

9)Df部鉄筋

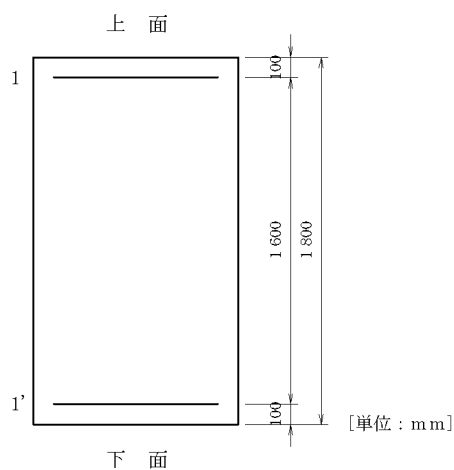


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

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	D29	6.424	4.00	25.70

10)Db部鉄筋

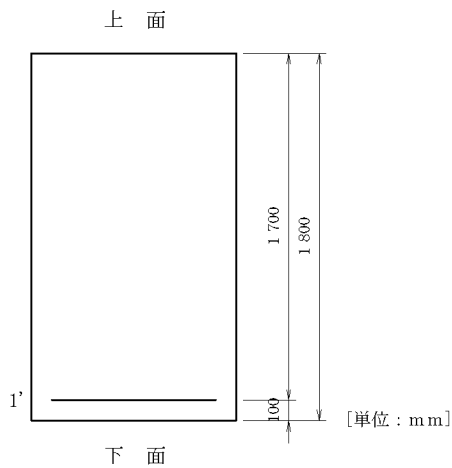


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

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	D29	6.424	4.00	25.70

11)Ef部鉄筋

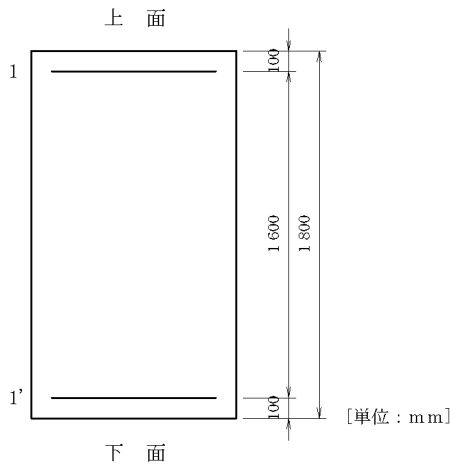


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

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	D29	6.424	4.00	25.70

12)Eb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)
上面	1	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2	—	—	—	—	—
下面	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	D29	6.424	4.00	25.70

(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), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 540000.0 \times 10^3$

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), $A_c = b \cdot h = 1800000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 1800.000$

1)A 部

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2(浮力無し) a	7.944	315.589	1033.386	5.000

2)A'部

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2(浮力無し) a	7.944	131.495	1033.386	5.000

3)Bf部

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)	7.944	262.451	1033.386	5.000

4)Bb部

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)	7.944	613.131	1033.386	5.000

5)B'f部

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)	7.944	156.221	1033.386	5.000

6)B'b部

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)	7.944	364.959	1033.386	5.000

7)Cf部

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)	7.944	508.419	1033.386	5.000

8)Cb部

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)	11.460	713.246	1033.386	5.000

9)Df部

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)	7.944	364.071	1033.386	5.000

10)Db 部

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)	7.944	554.002	1033.386	5.000

11)Ef 部

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)	7.944	606.785	1033.386	5.000

12)Eb 部

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)	11.460	923.337	1033.386	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 = 1800.000
- 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)

1)A 部

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2(浮力無し) a	-185.640	18.973	1.196	8.000	142.772	180.000

2)A' 部

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2(浮力無し) a	77.350	18.973	0.498	8.000	59.488	180.000

3)Bf 部

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2(浮力無し) a	-143.903	18.973	0.927	8.000	110.673	180.000

4)Bb 部

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
地震時(浮力有り)	360.665	18.973	2.323	12.000	277.380	300.000

5)B'f 部

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2(浮力無し) a	85.657	18.973	0.552	8.000	65.877	180.000

6)B'b部

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
地震時(浮力有り)	-214.682	18.973	1.383	12.000	165.107	300.000

7)Cf 部

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
地震時(浮力有り)	-299.070	18.973	1.926	12.000	230.008	300.000

8)Cb 部

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
地震時(浮力有り)	419.557	22.522	2.294	12.000	225.297	300.000

9)Df 部

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
地震時(浮力無し)	-214.160	18.973	1.379	12.000	164.706	300.000

10)Db 部

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
地震時(浮力有り)	325.884	18.973	2.099	12.000	250.630	300.000

11)Ef 部

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
地震時(浮力無し)	-356.933	18.973	2.299	12.000	274.509	300.000

12)Eb 部

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
地震時(浮力有り)	543.139	22.522	2.969	12.000	291.659	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

1)A 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S _n (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
常時2(浮力無し) a	128.382	170.000	0.076	0.122	1.700	0.89	0.59

2)Bf 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S _n (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
常時2(浮力無し) a	142.169	170.000	0.084	0.122	1.700	0.89	0.59

3)Bb 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S _n (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
地震時(浮力有り)	356.318	170.000	0.210 >	0.186	2.550	0.89	0.59

4)Cf 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S _n (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
地震時(浮力有り)	258.532	170.000	0.152	0.186	2.550	0.89	0.59

5)Cb 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S _n (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
地震時(浮力有り)	362.687	170.000	0.213 >	0.199	2.550	0.89	0.63

6)Df 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S _n (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
地震時(浮力無し)	258.079	170.000	0.152	0.186	2.550	0.89	0.59

7)Db 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S _n (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
地震時(浮力有り)	356.856	170.000	0.210 >	0.186	2.550	0.89	0.59

8)Ef 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S _n (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
地震時(浮力無し)	516.158	170.000	0.304 >	0.186	2.550	0.89	0.59

9)Eb 部

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 a ₁	許容値 a ₂	Ce	Cpt
地震時(浮力有り)	713.713	170.000	0.420	> 0.199	2.550	0.89	0.63

(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(mm²)

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)

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

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)

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_a : 斜引張鉄筋の許容引張応力度(N/mm²)

1)Bb 部

荷重状態(水 位)	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
地震時(浮力有り)	356.318	170.000	0.186	316.032	40.287	0.454	25.696

2)Cb 部

荷重状態(水 位)	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
地震時(浮力有り)	362.687	170.000	0.199	338.059	24.628	0.278	25.696

3)Db 部

荷重状態(水 位)	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
地震時(浮力有り)	356.856	170.000	0.186	316.032	40.825	0.460	25.696

4)Ef 部

荷重状態(水 位)	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
地震時(浮力無し)	516.158	170.000	0.186	316.032	200.127	2.256	25.696

5)Eb 部

荷重状態(水 位)	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
地震時(浮力有り)	713.713	170.000	0.199	338.059	375.654	4.235	25.696

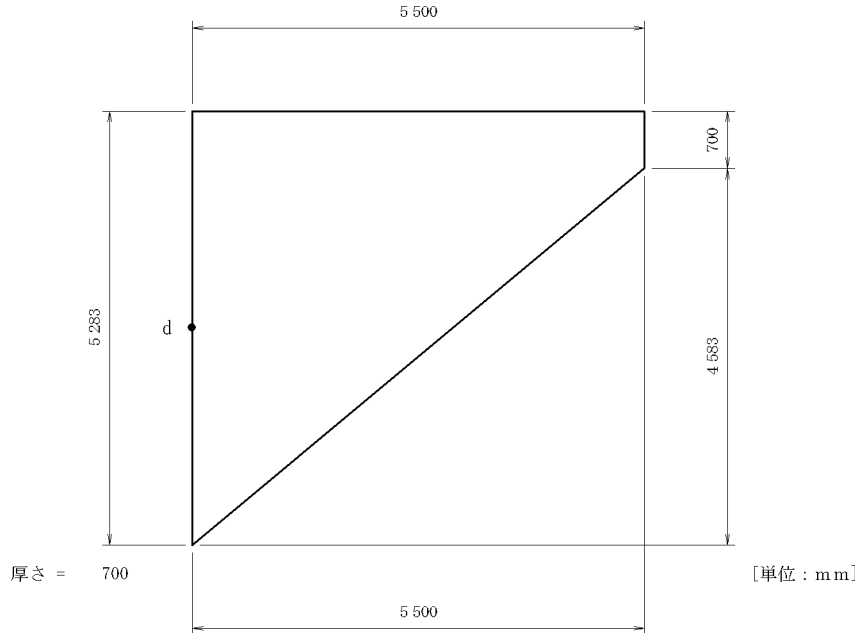
8章 翼壁の設計

8.1 左側翼壁の設計

8.1.1 設計条件

(1)形状寸法

構造形式：平行



(2)使用材料、土質条件

- ・コンクリート $c_k = 24.00$ (N/mm²)
- ・鉄筋の降伏点 $s_y = 345.00$ (N/mm²)
- ・せん断抵抗角 $\phi = 35.00$ (度)
- 残留強度 $res = 35.00$ (度)
- ピーク強度 $peak = 50.00$ (度)
- ・土圧作用面の壁面摩擦角 (度)

常時	11.667
地震時	0.000
地震時 res	0.000
地震時 peak	0.000

- ・単位体積重量 躯体 $c = 24.500$ (kN/m³)
- 土砂 $s = 20.000$ (kN/m³)

(3)作用荷重

- ・載荷荷重、土圧係数

土圧係数：クーロン土圧

荷重状態	載荷荷重q (kN/m ²)	土圧係数Ka
常時	10.000	0.50000
地震時	0.000	0.50000

- ・設計震度

躯体 $K_h = 0.200$

土砂 Kh = 0.160

(4)許容応力度 (N/mm²)

荷重状態	コンクリートの 圧縮応力度 ca	鉄筋 の引張応力度 sa	コンクリートの せん断応力度	
			a1	a2
常時	8.00	180.00	0.23	1.70
地震時	12.00	300.00	0.35	2.55

8.1.2 断面力の集計

(1)d部における断面力

1)土圧力によるせん断力・曲げモーメント

[1]常時

せん断力 $S_d = \frac{SD}{h^4} = 69.797$ (kN/m)

$SD = Pd = Pd1 + Pd2 = 368.760$ (kN)

$Pd1 = q \cdot \left(h^3 \cdot 12 + \frac{12^2}{2 \cdot n} \right) \cdot Ka \cdot \cos \delta$
 $= 80.571$ (kN)

$Pd2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot \left(h^3 \cdot 12 + \frac{h^3 \cdot 12^2}{n} + \frac{12^3}{3 \cdot n^2} \right) \cdot Ka \cdot \cos \delta$
 $= 288.188$ (kN)

曲げモーメント $M_d = \frac{MD}{h^4} = 117.161$ (kN.m/m)

$MD = Pd \cdot l_d = Pd1 + Pd2 = 619.002$ (kN.m)

$Pd1 = q \cdot \left(\frac{h^3 \cdot 12^2}{2} + \frac{12^3}{6 \cdot n} \right) \cdot Ka \cdot \cos \delta$
 $= 164.995$ (kN.m)

$Pd2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot \left(\frac{h^3 \cdot 12^2}{2} + \frac{h^3 \cdot 12^3}{3 \cdot n} + \frac{12^4}{12 \cdot n^2} \right) \cdot Ka \cdot \cos \delta$
 $= 454.007$ (kN.m)

[2]地震時

せん断力 $S_d = 55.697$ (kN/m)

曲げモーメント $M_d = 87.745$ (kN.m/m)

2)地震時慣性力によるせん断力・曲げモーメント

せん断力 $S_d = \frac{SD}{h_4}$
 $= 10.682 \quad (\text{kN/m})$

$SD = \left(h_3 \cdot l_2 + \frac{l_2^2}{2 \cdot n} \right) \cdot t_d \cdot \gamma_c \cdot Kh$
 $= 56.438 \quad (\text{kN})$

曲げモーメント $M_d = \frac{MD}{h_4}$
 $= 21.875 \quad (\text{kN}\cdot\text{m/m})$

$MD = \left(\frac{h_3 \cdot l_2^2}{2} + \frac{l_2^3}{6 \cdot n} \right) \cdot t_d \cdot \gamma_c \cdot Kh$
 $= 115.574 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$

ここに、

h_3 : 張出部先端高(m) , $h_3 = 0.700$

h_4 : 張出部付根高(m) , $h_4 = 5.283$

l_2 : 張出部区間幅(m) , $l_2 = 5.500$

n : 下面勾配 , $n = 1.200$

N : 翼壁勾配

$N = n$

t_d : 翼壁部の厚さ(m) , $t_d = 0.700$

q : 地表面の荷重(kN/m^2)

$q = (\text{常時} : 10.000 , \text{地震時} : 0.000)$

K_a : 土圧係数

$K_a = (\text{常時} : 0.50000 , \text{地震時} : 0.50000)$

: 壁面摩擦角(度)

$= (\text{常時} : 11.667 , \text{地震時} : 0.000)$

s : 土砂単位重量(kN/m^3) , $s = 20.000$

c : 躯体単位重量(kN/m^3) , $c = 24.500$

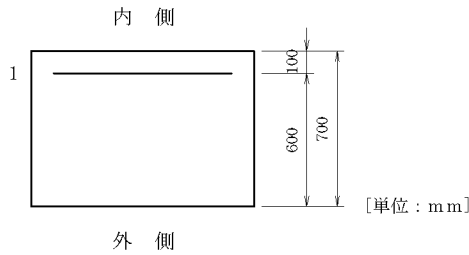
Kh : 設計水平震度 , $Kh = 0.200$

設計位置	荷重状態	項目	M ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	S (kN)
d 部	常時	土圧力	117.161	69.797
		慣性力	21.875	10.682
	地震時	土圧力	87.745	55.697
		合計	109.620	66.380

8.1.3 断面計算

(1)鉄筋配置

1)d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)
内側	1	10.0	D22	3.871	4.00	15.484
	2	—	—	—	—	—
外側	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), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 81666.7 \times 10^3$

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)
d部	常時	15.484	199.174 >	156.284	7.648
	地震時	15.484	186.354 >	156.284	7.648

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 = 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
d 部	常時	117.161	14.533	2.923	8.000	137.186	180.000
	地震時	109.620	14.533	2.735	12.000	128.356	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

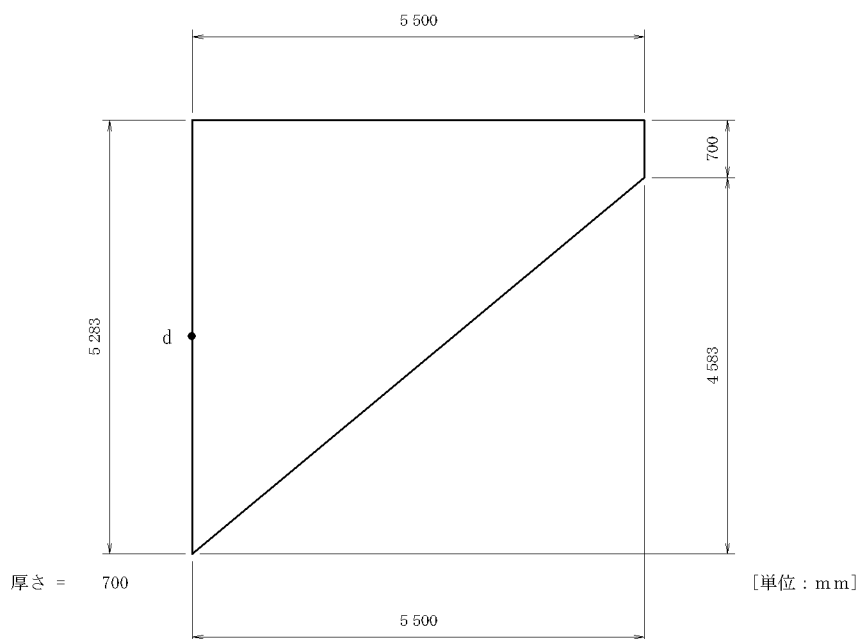
設計位置	荷重状態	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数	
				計算値	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}
d 部	常時	69.797	60.000	0.116	0.271	1.700	1.23	0.96
	地震時	66.380	60.000	0.111	0.412	2.550	1.23	0.96

8.2 右側翼壁の設計

8.2.1 設計条件

(1)形状寸法

構造形式 : パラレル



(2)使用材料、土質条件

- ・コンクリート $c_k = 24.00$ (N/mm²)
- ・鉄筋の降伏点 $s_y = 345.00$ (N/mm²)
- ・せん断抵抗角 $\phi = 35.00$ (度)
- 残留強度 $res = 35.00$ (度)
- ピーク強度 $peak = 50.00$ (度)

・土圧作用面の壁面摩擦角 (度)

常時	11.667
地震時	0.000
地震時 res	0.000
地震時 peak	0.000

- ・単位体積重量 躯体 $c = 24.500$ (kN/m³)
- 土砂 $s = 20.000$ (kN/m³)

(3)作用荷重

・載荷荷重、土圧係数

土圧係数：クーロン土圧

荷重状態	載荷荷重q (kN/m ²)	土圧係数Ka
常時	10.000	0.50000
地震時	0.000	0.50000

・設計震度

躯体 $K_h = 0.200$

土砂 $K_h = 0.160$

(4)許容応力度 (N/mm²)

荷重状態	コンクリートの 圧縮応力度 ca	鉄筋 の引張応力度 sa	コンクリートの せん断応力度	
			a1	a2
常時	8.00	180.00	0.23	1.70
地震時	12.00	300.00	0.35	2.55

8.2.2 断面力の集計

(1)d部における断面力

1)土圧力によるせん断力・曲げモーメント

[1]常時

せん断力 $S_d = \frac{SD}{h^4} = 69.797$ (kN/m)

$SD = Pd = Pd1 + Pd2 = 368.760$ (kN)

$Pd1 = q \cdot \left(h^3 \cdot 12 + \frac{12^2}{2 \cdot n} \right) \cdot Ka \cdot \cos \delta$
 $= 80.571$ (kN)

$Pd2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma s \cdot \left(h^3 \cdot 12 + \frac{h^3 \cdot 12^2}{n} + \frac{12^3}{3 \cdot n^2} \right) \cdot Ka \cdot \cos \delta$
 $= 288.188$ (kN)

曲げモーメント $M_d = \frac{MD}{h^4} = 117.161$ (kN.m/m)

$MD = Pd \cdot 1d = Pd1 + Pd2 = 619.002$ (kN.m)

$Pd1 = q \cdot \left(\frac{h^3 \cdot 12^2}{2} + \frac{12^3}{6 \cdot n} \right) \cdot Ka \cdot \cos \delta$
 $= 164.995$ (kN.m)

$Pd2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma s \cdot \left(\frac{h^3 \cdot 12^2}{2} + \frac{h^3 \cdot 12^3}{3 \cdot n} + \frac{12^4}{12 \cdot n^2} \right) \cdot Ka \cdot \cos \delta$
 $= 454.007$ (kN.m)

[2]地震時

せん断力 $S_d = 55.697$ (kN/m)

曲げモーメント $M_d = 87.745$ (kN.m/m)

2)地震時慣性力によるせん断力・曲げモーメント

せん断力 $S_d = \frac{SD}{h_4}$
 $= 10.682 \quad (\text{kN/m})$

$SD = \left(h_3 \cdot l_2 + \frac{l_2^2}{2 \cdot n} \right) \cdot t_d \cdot \gamma_c \cdot Kh$
 $= 56.438 \quad (\text{kN})$

曲げモーメント $M_d = \frac{MD}{h_4}$
 $= 21.875 \quad (\text{kN.m/m})$

$MD = \left(\frac{h_3 \cdot l_2^2}{2} + \frac{l_2^3}{6 \cdot n} \right) \cdot t_d \cdot \gamma_c \cdot Kh$
 $= 115.574 \quad (\text{kN.m})$

ここに、

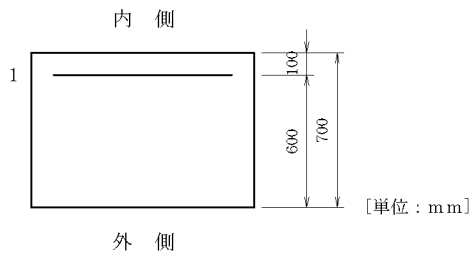
- h3 : 張出部先端高(m) , h3 = 0.700
- h4 : 張出部付根高(m) , h4 = 5.283
- l2 : 張出部区間幅(m) , l2 = 5.500
- n : 下面勾配 , n = 1.200
- N : 翼壁勾配
N = n
- t_d : 翼壁部の厚さ(m) , t_d = 0.700
- q : 地表面の荷重(kN/m²)
q = (常時 : 10.000 , 地震時 : 0.000)
- K_a : 土圧係数
K_a = (常時 : 0.50000 , 地震時 : 0.50000)
- : 壁面摩擦角 (度)
= (常時 : 11.667 , 地震時 : 0.000)
- s : 土砂単位重量(kN/m³) , s = 20.000
- c : 躯体単位重量(kN/m³) , c = 24.500
- Kh : 設計水平震度 , Kh = 0.200

設計位置	荷重状態	項目	M (kN.m)	S (kN)
d 部	常時	土圧力	117.161	69.797
		慣性力	21.875	10.682
	地震時	土圧力	87.745	55.697
		合計	109.620	66.380

8.2.3 断面計算

(1)鉄筋配置

1)d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)
内側	1	10.0	D22	3.871	4.00	15.484
	2	—	—	—	—	—
外側	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), $Z_c = b \cdot h^2 / 6 = 81666.7 \times 10^3$

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

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)
d部	常時	15.484	199.174 >	156.284	7.648
	地震時	15.484	186.354 >	156.284	7.648

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 = 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
d 部	常時	117.161	14.533	2.923	8.000	137.186	180.000
	地震時	109.620	14.533	2.735	12.000	128.356	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}
d 部	常時	69.797	60.000	0.116	0.271	1.700	1.23	0.96
	地震時	66.380	60.000	0.111	0.412	2.550	1.23	0.96