

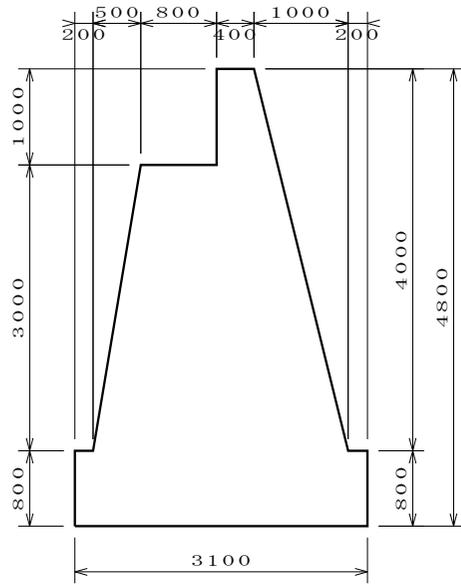
目次

1	安定計算	1
1-1	安定計算結果一覧表	1
2	断面計算結果一覧表	2
2-1	パラペット・豎壁	2
2-2	フーチング	3
2-3	落橋防止装置	3
2-4	橋座の耐力照査	4
3	設計条件	5
3-1	設計条件	5
3-2	橋台形状	5
3-3	基本条件	6
3-4	荷重条件	7
3-5	基礎条件	8
4	荷重集計	9
4-1	荷重計算	9
4-2	荷重集計	15
5	安定計算（直接基礎）	16
5-1	照査項目	16
5-2	橋軸方向	18
5-3	フーチングの剛体判定	22
5-4	突起	23
5-4-1	断面力一覧	23
5-4-2	断面力算出	23
5-4-3	応力度計算	25
6	パラペットの断面計算	27
6-1	設計条件	27
6-2	断面力算出	27
6-3	応力度計算	30
6-4	落橋防止構造からの作用力に対する照査	33
6-4-1	設計用地震力	33
6-4-2	パラペット部の配筋	33
6-4-3	パラペット基部の曲げモーメントに対する照査	33
6-4-4	押抜きせん断に対する照査	33
6-4-5	パラペットのせん断に対する照査	34
6-4-6	支圧応力度に対する照査	35
7	橋座部耐力の検討	36
8	豎壁の断面計算	38
8-1	設計条件	38
8-1-1	形状	38
8-2	断面力	38
8-2-1	断面力一覧	38
8-2-2	断面力算出	38
8-3	応力度計算	44
9	フーチングの断面計算	46
9-1	設計条件	46
9-1-1	照査位置と照査項目	46
9-2	前フーチング	47
9-2-1	断面力一覧	47

9-2-2 断面力算出	48
9-2-3 応力度計算	50
9-3 後フーチング	51
9-3-1 断面力一覧	51
9-3-2 断面力算出	52
9-3-3 応力度計算	54
10 配筋計画	55
10-1 配筋計画図	55
10-1-1 躯体	55
10-2 パラペット	56
10-2-1 前面 (橋座位置)	56
10-2-2 背面 (橋座位置)	56
10-2-3 組立筋 (橋座位置)	56
10-3 突起	56

1 安定計算

1-1 安定計算結果一覧表



(1) 橋軸方向

項目		単位	常時	地震時
作用力	V	kN	3383.16	3248.33
	H	kN	781.51	1420.78
	M	kN・m	3756.16	1911.33
転倒	E	m	0.440	0.962
	許容値	m	(0.517)	(1.033)
滑動	F	—	2.381	1.257
	許容値	—	(1.500)	(1.200)
滑動 (突起)	F	—	2.506	1.382
	許容値	—	(1.500)	(1.200)
作用力	V	kN	4033.16	3248.33
	H	kN	781.51	1420.78
	M	kN・m	4536.16	1911.33
地盤反力	q max	kN/m ²	296.49	460.05
	q min	kN/m ²	28.76	
	上限値	kN/m ²	(400.00)	(600.00)

2 断面計算結果一覧表

2-1 パラペット・堅壁

検討項目		単位	パラペット				堅壁			
			前面	背面		受台	踏掛版	曲げ	せん断	
				曲げ	せん断					
照査位置		m	—	0.000	0.000	—	—	0.000	0.000	
寸法	B	m	—	1.000	1.000	—	—	1.000	1.000	
	H	m	—	0.650	0.650	—	—	2.700	2.700	
	d	m	—	0.540	0.540	—	—	2.700	2.700	
作用力	M	kN・m	—	36.18	—	—	—	104.05	—	
	N	kN	—	—	—	—	—	403.54	—	
	S	kN	—	—	41.27	—	—	—	97.48	
配筋	主鉄筋	径・ctc・段本数	—	D19@250×1.0	D19@250×1.0	—	—	D0@0×0.0	D0@0×0.0	
		鉄筋量	mm ²	4.000	4.000	—	—	0.000	0.000	
		必要鉄筋量	mm ²	—	1146.0	1146.0	—	—	0.0	0.0
		必要鉄筋量	mm ²	—	813.5	—	—	—	—	—
	せん断補強鉄筋	径・ctc・本数	—	—	D13@250-2本	—	—	—	—	
	鉄筋量	mm ²	—	—	253.4	—	—	—	—	
	必要鉄筋量	mm ²	—	—	—	—	—	—	—	
応力度	σ_c (σ_{ca})	N/mm ²	—	1.20	—	—	—	0.24	—	
		N/mm ²	—	(8.00)	—	—	—	(4.50)	—	
	σ_s (σ_{sa})	N/mm ²	—	63.16	—	—	—	0.06	—	
		N/mm ²	—	(180.00)	—	—	—	(0.22)	—	
	τ (τ_a)	N/mm ²	—	—	0.0764	—	—	—	0.0361	
		N/mm ²	—	—	(0.2650)	—	—	—	(0.5024)	
最小鉄筋量	曲げ部材	mm ²	—	1.7M _d ≤ M _c	—	—	—	—	—	
	軸力部材	mm ²	—	—	—	—	—	—	—	
決定ケース			—	常時	常時	—	—	常時	地震時	

2-2 フーチング

検討項目		単位	前フーチング		後フーチング	
			曲げ	せん断	曲げ	せん断
照査位置		m	0.000	—	0.000	—
寸法	B	m	1.000	—	1.000	—
	H	m	0.800	—	0.800	—
	d	m	0.800	—	0.800	—
作用力	M	kN・m	-8.49	—	-0.32	—
	N	kN	—	—	—	—
	S	kN	—	—	—	—
配筋	主鉄筋	径・ctc・段本数	D0@0×0.0	—	D0@0×0.0	—
		鉄筋量	0.000	—	0.000	—
		必要鉄筋量	0.0	—	0.0	—
	せん断補強鉄筋	径・ctc・本数	—	—	—	—
		鉄筋量	—	—	—	—
		必要鉄筋量	—	—	—	—
応力度	σ_c (σ_{ca})	N/mm ²	0.08	—	0.00	—
		N/mm ²	(6.75)	—	(4.50)	—
	σ_s (σ_{sa})	N/mm ²	-0.08	—	0.00	—
		N/mm ²	(0.33)	—	(0.22)	—
	τ (τ_a)	N/mm ²	—	—	—	—
		N/mm ²	—	—	—	—
最小鉄筋量	曲げ部材	mm ²	—	—	—	—
	軸力部材	mm ²	—	—	—	—
決定ケース			地震時	—	常時	—

2-3 落橋防止装置

項目	単位		
曲げモーメント	kN・m	149.625	
降伏曲げモーメント	kN・m	199.715	
水平力	kN	249.375	
せん断耐力	kN	381.932	
応力度	押抜きせん断応力度 許容値	N/mm ²	0.2568
		N/mm ²	1.3500
	支圧応力度 許容値	N/mm ²	4.8999
		N/mm ²	14.1333

2-4 橋座の耐力照査

查番号			1
設計水平地震力	R_h	kN	225.00
死荷重反力	R_d	kN	1330.00
下鋼板の面積	A_p	mm ²	0.0
コンクリートの抵抗面積	A_c	mm ²	1502743.3
橋座部の耐力	P_c	kN	306.03
	P_s	kN	83.93
	P_{bs}	kN	389.95

3 設計条件

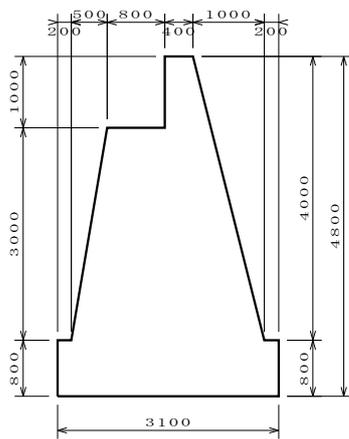
3-1 設計条件

設計書タイトル 直接基礎

基礎形式 直接基礎

設計基準 道路橋示方書（平成24年）

3-2 橋台形状



フーチング奥行き

8.000 m

3-3 基本条件

(1) 使用材料

1) コンクリート

・パラペット (鉄筋コンクリート)

設計基準強度		N/mm ²	24.0
許容圧縮 応力度	軸圧縮応力度	N/mm ²	6.50
	曲げ圧縮応力度	N/mm ²	8.00
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 τ_{a1} (常時)	N/mm ²	0.230
	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 τ_{a1} (地震時)	N/mm ²	0.350
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 τ_{a2}	N/mm ²	1.700
	押抜きせん断応力度 τ_{a3}	N/mm ²	0.900
許容付着応力度		N/mm ²	1.600
ヤング係数		N/mm ²	25000

・堅壁 (無筋コンクリート)

設計基準強度		N/mm ²	18.0
許容 応力度	圧縮応力度	N/mm ²	4.50
	曲げ引張応力度	N/mm ²	0.22
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 τ_{a1} (常時)	N/mm ²	0.210
	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 τ_{a1} (地震時)	N/mm ²	0.310
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 τ_{a2}	N/mm ²	1.500
	押抜きせん断応力度 τ_{a3}	N/mm ²	0.800
許容付着応力度		N/mm ²	1.200
ヤング係数		N/mm ²	22000

・フーチング (無筋コンクリート)

設計基準強度		N/mm ²	18.0
許容 応力度	圧縮応力度	N/mm ²	4.50
	曲げ引張応力度	N/mm ²	0.22
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 τ_{a1} (常時)	N/mm ²	0.210
	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 τ_{a1} (地震時)	N/mm ²	0.310
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 τ_{a2}	N/mm ²	1.500
	押抜きせん断応力度 τ_{a3}	N/mm ²	0.800
許容付着応力度		N/mm ²	1.200
ヤング係数		N/mm ²	22000

2) 鉄筋

・パラペット

			主鉄筋	せん断 補強鉄筋	
鉄筋種類			SD345	SD345	
許容引張 応力度	荷重の組合せに衝突、地震の影響を含まない	一般の部材	N/mm ²	180.0	180.0
		水中・地下水位中の部材	N/mm ²	160.0	160.0
		土中の部材	N/mm ²	180.0	180.0
	荷重の組合せに地震等の影響を含む場合の基本値		N/mm ²	200.0	200.0
	鉄筋の重ね継手長を算出する場合の基本値		N/mm ²	200.0	200.0
許容圧縮応力度		N/mm ²	200.0	200.0	
降伏点		N/mm ²	345.0	345.0	
ヤング係数		N/mm ²	200000	200000	

・壁

			主鉄筋	せん断 補強鉄筋	
鉄筋種類			SD345	SD345	
許容引張 応力度	荷重の組合せに衝突、地震の影響を含まない	一般の部材	N/mm ²	180.0	180.0
		水中・地下水位中の部材	N/mm ²	160.0	160.0
		土中の部材	N/mm ²	180.0	180.0
	荷重の組合せに地震等の影響を含む場合の基本値		N/mm ²	200.0	200.0
	鉄筋の重ね継手長を算出する場合の基本値		N/mm ²	200.0	200.0
許容圧縮応力度		N/mm ²	200.0	200.0	
降伏点		N/mm ²	345.0	345.0	
ヤング係数		N/mm ²	200000	200000	

・フーチング

			主鉄筋	せん断補強鉄筋
鉄筋種類			SD345	SD345
許容引張応力度	荷重の組合せに衝突、地震の影響を含まない	一般の部材	N/mm ² 180.0	180.0
		水中・地下水位中の部材	N/mm ² 160.0	160.0
		土中の部材	N/mm ² 180.0	180.0
	荷重の組合せに地震等の影響を含む場合の基本値		N/mm ² 200.0	200.0
	鉄筋の重ね継手長を算出する場合の基本値		N/mm ² 200.0	200.0
許容圧縮応力度		N/mm ² 200.0	200.0	
降伏点		N/mm ² 345.0	345.0	
ヤング係数		N/mm ² 200000	200000	

(2) 単位体積重量

	大気中 (kN/m ³)	水中 (kN/m ³)
コンクリート (パラペット)	24.5	-----
コンクリート (壁)	23.0	13.0
コンクリート (フーチング)	23.0	13.0
コンクリート (ウイング)	24.5	-----
前フーチング上載土	18.0	9.0
裏込め土砂	18.0	9.0
水	10.0	-----

3-4 荷重条件

(1) 設計水平震度

	橋軸方向
躯体	0.20
土砂	0.16

(2) 荷重組合せ

橋軸方向	荷重ケース名	割増係数	設計状態	躯体自重	上載土重量	裏込め土重量	地表面載荷荷重	通常時水位	洪水時水位	地震時慣性力	水圧	地震時動水圧	土圧 (裏込め土)	土圧 (地表面載荷荷重)	側面土重量	上載土水平力	側面土水平力
橋軸方向	常時	1.00	常時	○	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×
	地震時	1.50	地震時	○	×	×	×	×	×	○	×	×	○	×	×	×	×

(3) 上部工反力

・橋軸方向

荷重ケース名	死荷重反力 RD (kN)	活荷重反力 RL (kN)	水平力 H (kN)	X (m)	Y (m)
常時	1330.00	650.00	0.00	0.300	0.100
地震時	1330.00	0.00	225.00	0.300	0.100

X:パラペット前面からの距離

Y:橋座面からの高さ

(4) 地表面載荷荷重

	荷重強度 (kN/m ²)	作用位置
常時	10.00	縦壁背面
地震時	0.00	縦壁背面

・地表面勾配

勾配なし

(5) 地盤標高および水位標高

標高記号 : GL

計画地表面の標高	m	2.300
フーチング下面の標高	m	0.000
浮力設定	洪水時水位(H.W.L.)	m 0.000
	通常時水位(M.W.L.)	m 0.000

(6) 土圧

- ・安定計算時の土圧載荷方法 土とコンクリート
- ・裏込め土砂 せん断抵抗角 ϕ 30.000 度
 - 残留せん断抵抗角 ϕ_{res} 30.000 度
 - せん断抵抗角のピーク強度 ϕ_{peak} 45.000 度
- ・水位の設定 (常時) 水位を無視
(地震時) 水位を無視
- ・特殊データ
 - 土圧作用高さ
 - フーチング下面から土圧上端 4.800 m
 - フーチング下面から土圧下端 0.000 m
 - 奥行き方向の土圧を考慮する幅 フーチング幅

(7) 任意荷重

- ・任意荷重を考慮しない。

3-5 基礎条件

(1) 安全率

- ・橋軸方向

荷重ケース名	転倒	滑動	支持
常時	B / 6.00	1.50	——
地震時	B / 3.00	1.20	——

(2) 鉛直支持力計算方法 最大地盤反力度の上限値

(3) 地盤条件

- ・最大地盤反力度の上限値による場合

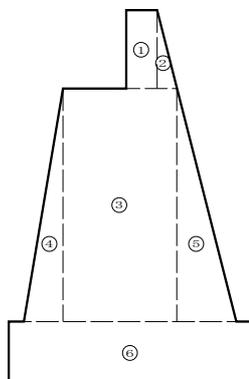
底面	摩擦係数 $\tan \phi_B$		0.550
せん断	付着力 c_B	kN/m ²	0.00
最大地盤反力度の上限値	常時	kN/m ²	400.00
	地震時	kN/m ²	600.00
剛性評価	変形係数 αE_0	kN/m ²	98000.0

4 荷重集計

4-1 荷重計算

(1) 重量計算

- 1) 躯体・上載土砂・裏込め土砂
・ブロック割



- ・躯体自重および重心位置

区分	計 算 式				鉛 直 力
	幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量				V (kN)
①	0.400 × 1.000 × 8.000 × 24.5				78.40
②	0.250 × 1.000/2 × 8.000 × 24.5				24.50
③	1.450 × 3.000 × 8.000 × 23.0				800.40
④	0.500 × 3.000/2 × 8.000 × 23.0				138.00
⑤	0.750 × 3.000/2 × 8.000 × 23.0				207.00
⑥	3.100 × 0.800 × 8.000 × 23.0				456.32
	合 計				1704.62

区分	鉛 直 力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	78.40	1.700	4.300	133.28	337.12
②	24.50	1.983	4.133	48.59	101.27
③	800.40	1.425	2.300	1140.57	1840.92
④	138.00	0.533	1.800	73.60	248.40
⑤	207.00	2.400	1.800	496.80	372.60
⑥	456.32	1.550	0.400	707.30	182.53
計	1704.62			2600.14	3082.83

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{2600.14}{1704.62} = 1.525 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum My}{\sum V} = \frac{3082.83}{1704.62} = 1.809 \text{ (m)}$$

(2) 上部工反力

- 1) 橋軸方向 (前フーチング先端下面より)

荷重ケース	死荷重 RD (kN)	活荷重 RL (kN)	水平力 H (kN)	アーム長	
				X (m)	Y (m)
常時	1330.00	650.00	0.00	1.200	3.900
地震時	1330.00	0.00	225.00	1.200	3.900

(3) 土圧

i) 主働土圧係数の計算

土のせん断抵抗角	$\phi = 30^{\circ} 0'$
地表面と水平面とのなす角	$\alpha = 0^{\circ} 0'$
土圧作用面と鉛直面とのなす角	$\theta = 14^{\circ} 2'$

《常時》

土圧作用面の壁面摩擦角	$\delta = 10^{\circ} 0'$
-------------	--------------------------

$$\begin{aligned}
 K_{A1} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \\
 &= \frac{\cos^2(15^{\circ} 57')}{\cos^2(14^{\circ} 2') \times \cos(24^{\circ} 2') \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(40^{\circ} 0') \times \sin(30^{\circ} 0')}{\cos(24^{\circ} 2') \times \cos(14^{\circ} 2')}} \right\}^2} \\
 &= 0.41888
 \end{aligned}$$

《地震時》

以下の手順により地震時主働土圧係数と水平震度の関係式を算定する。

- ・一次主働破壊面と水平面とのなす角 θ_s を式 (1) により算出する。
この時、水平震度 $kh=0.0$ 、壁面摩擦角 $\delta_E = \phi_{peak}$ を用いて設定する。
- ・水平震度を漸増させながら、式 (2) より K_{EA1} を求める。
- ・同じ水平震度で、 $\phi = \phi_{peak}$ として式 (3) により K_{EA2} を求める。
この時、壁面摩擦角 δ_E は ϕ_{res} を用いて設定する。
- ・ $K_{EA1} > K_{EA2}$ の時は次の震度の計算を行なう。
- ・ $K_{EA1} \leq K_{EA2}$ の時は、新たにすべり面が発生しているとして、
 $K_{EA1} = K_{EA2}$ となる二次主働破壊面と水平面とのなす角 θ_s を式 (1) により求める。
- ・求めた θ_s を用いて土圧係数と水平震度の関係式を算定する。

$$\cot(\theta_s - \alpha) = -\tan(\phi_{\text{peak}} + \delta_E + \theta - \alpha) \\ + \sec(\phi_{\text{peak}} + \delta_E + \theta - \alpha) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta_E + \theta_0) \cdot \sin(\phi_{\text{peak}} + \delta_E)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi_{\text{peak}} - \alpha - \theta_0)}} \quad \text{式 (1)}$$

$$K_{EA1} = \frac{\cos(\theta_s - \phi_{\text{res}}) \cdot (1 + \tan \theta \cdot \tan \theta_s) \cdot (1 + \tan \theta \cdot \tan \alpha) \cdot (\tan(\theta_s - \phi_{\text{res}}) + \tan \theta_0)}{\cos(\theta_s - \phi_{\text{res}} - \theta - \delta_E) \cdot (\tan \theta_s - \tan \alpha)} \quad \text{式 (2)}$$

$$K_{EA2} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cdot \cos(\theta - \alpha)}}\right)^2} \quad \text{式 (3)}$$

ここに、

K_{EA1}	: 修正物部・岡部法による地震時主働土圧係数	
K_{EA2}	: 物部・岡部の方法による地震時主働土圧係数	
ϕ_{res}	: 土の残留せん断抵抗角 (度)	= 30° 0'
ϕ_{peak}	: 土のせん断抵抗角のピーク強度 (度)	= 45° 0'
θ	: 土圧作用面と鉛直面とのなす角 (度)	= 14° 2'
θ_s	: すべり面と水平面のなす角 (度)	
θ_0	: $\tan^{-1} k_h$ (度)	
α	: 地表面と水平面とのなす角 (度)	= 0° 0'
k_h	: 地震時土圧算出に用いる設計水平震度	
δ_E	: 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (度)	
	土と土	: $\delta_E = \phi / 2$
	土とコンクリート	: $\delta_E = 0$

試算の結果、二次主働破壊面と水平面とのなす角は $\theta_s = 47^\circ 50'$ となる。

以上より、土圧係数と水平震度の関係式は次式となる。

$$K_{EA} = 0.35486 + 1.10204 \cdot k_h$$

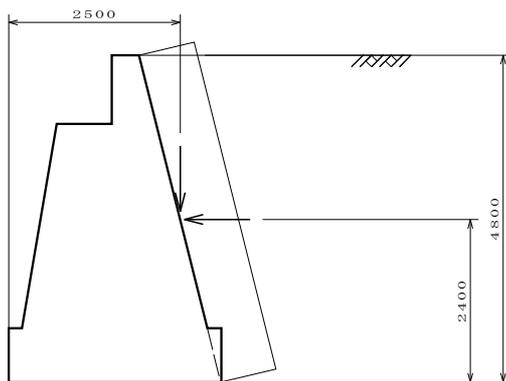
設計水平震度を代入し地震時主働土圧係数を求める。

$$K_{A2} = 0.35486 + 1.10204 \times 0.16 = 0.53118$$

ii) 土圧力の計算

《常時》

- ・地表面載荷荷重による土圧



地表面載荷荷重強度	$Q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
土圧作用面の壁面摩擦角	$\delta = 10^\circ 0'$
土圧作用面と鉛直面とのなす角	$\theta = 14^\circ 2'$
奥行き方向土圧作用幅	$L = 8.000 \text{ (m)}$

水平力

$$\begin{aligned}
 P_H &= Q \cdot K_{a1} \cdot H_1 \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot L \\
 &= 10.00 \times 0.41888 \times 4.800 \times \cos(24^\circ 2') \times 8.000 \\
 &= 146.90 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

作用位置

$$Y_P = 2.400 \text{ (m)}$$

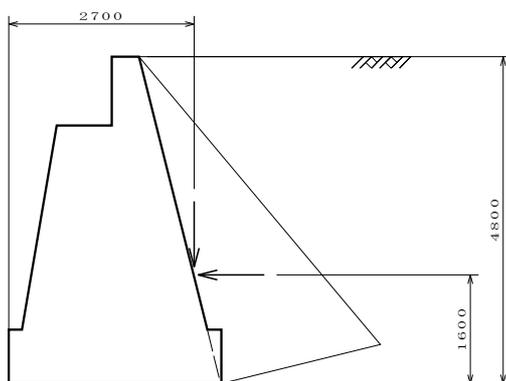
鉛直力

$$\begin{aligned}
 P_V &= Q \cdot K_{a1} \cdot H_1 \cdot \sin(\delta + \theta) \cdot L \\
 &= 10.00 \times 0.41888 \times 4.800 \times \sin(24^\circ 2') \times 8.000 \\
 &= 65.52 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

作用位置

$$X_P = 2.500 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量	$\gamma = 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
土圧作用面の壁面摩擦角	$\delta = 10^\circ 0'$
土圧作用面と鉛直面とのなす角	$\theta = 14^\circ 2'$
奥行き方向土圧作用幅	$L = 8.000 \text{ (m)}$

水平力

$$\begin{aligned}
 P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A1} \cdot H_1^2 \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times 18.00 \times 0.41888 \times 4.800^2 \times \cos(24^\circ 2') \times 8.000 \\
 &= 634.61 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

作用位置

$$Y_P = 1.600 \text{ (m)}$$

鉛直力

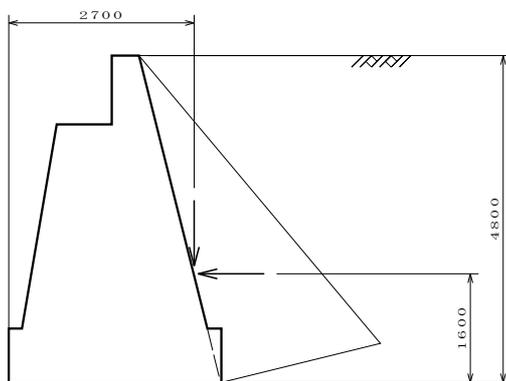
$$\begin{aligned}
 P_V &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A1} \cdot H_1^2 \cdot \sin(\delta + \theta) \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times 18.00 \times 0.41888 \times 4.800^2 \times \sin(24^\circ 2') \times 8.000 \\
 &= 283.03 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

作用位置

$$X_P = 2.700 \text{ (m)}$$

《地震時》

・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma = 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 0^\circ 0'$$

土圧作用面と鉛直面とのなす角

$$\theta = 14^\circ 2'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 8.000 \text{ (m)}$$

水平力

$$\begin{aligned}
 P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_1^2 \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times 18.00 \times 0.53118 \times 4.800^2 \times \cos(14^\circ 2') \times 8.000 \\
 &= 854.86 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

作用位置

$$Y_P = 1.600 \text{ (m)}$$

鉛直力

$$\begin{aligned} P_V &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_i^2 \cdot \sin(\delta + \theta) \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 18.00 \times 0.53118 \times 4.800^2 \times \sin(14^\circ 2') \times 8.000 \\ &= 213.71 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$X_P = 2.700 \text{ (m)}$$

4-2 荷重集計

(1) 橋軸方向

1) 荷重ケース：「常時」

i) 転倒・滑動の照査のための荷重集計

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム長		曲げモーメント	
			X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
躯体自重	1704.62	—	1.525	—	2600.14	—
地表面載荷荷重土圧	65.52	146.90	2.500	2.400	163.79	352.56
裏込め土砂土圧	283.03	634.61	2.700	1.600	764.18	1015.38
上部工反力	1330.00	0.00	1.200	3.900	1596.00	0.00
合計	3383.16	781.51			5124.11	1367.94
					Mx-My = 3756.16	

ii) 支持の照査のための荷重集計

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム長		曲げモーメント	
			X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
躯体自重	1704.62	—	1.525	—	2600.14	—
地表面載荷荷重土圧	65.52	146.90	2.500	2.400	163.79	352.56
裏込め土砂土圧	283.03	634.61	2.700	1.600	764.18	1015.38
上部工反力	1980.00	0.00	1.200	3.900	2376.00	0.00
合計	4033.16	781.51			5904.11	1367.94
					Mx-My = 4536.16	

2) 荷重ケース：「地震時」

i) 転倒・滑動の照査のための荷重集計

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム長		曲げモーメント	
			X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
躯体自重	1704.62	340.92	1.525	1.809	2600.14	616.57
裏込め土砂土圧	213.71	854.86	2.700	1.600	577.03	1367.78
上部工反力	1330.00	225.00	1.200	3.900	1596.00	877.50
合計	3248.33	1420.78			4773.17	2861.84
					Mx-My = 1911.33	

ii) 支持の照査のための荷重集計

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム長		曲げモーメント	
			X(m)	Y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
躯体自重	1704.62	340.92	1.525	1.809	2600.14	616.57
裏込め土砂土圧	213.71	854.86	2.700	1.600	577.03	1367.78
上部工反力	1330.00	225.00	1.200	3.900	1596.00	877.50
合計	3248.33	1420.78			4773.17	2861.84
					Mx-My = 1911.33	

5 安定計算 (直接基礎)

5-1 照査項目

《 転倒に対する安定の照査 》

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V}$$

$$\text{常時} : e \leq \frac{B}{6}$$

$$\text{地震時} : e \leq \frac{B}{3}$$

ここに、

- e : 荷重の偏心距離 (m)
- B : 基礎幅 (m)
- M : 基礎前面を中心とするモーメント (kN・m)
- V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

《 滑動に対する安定の照査 》

$$H_u = c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B$$

$$F_s = \frac{H_u}{H_B}$$

ここに、

- H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)
- c_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)
- A_e : 有効載荷面積 (m²)
- V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)
- $\tan \phi_B$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数
- H_B : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)
- F_s : 安全率

《 地盤反力度の計算 》

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V}$$

$$X = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

1) 台形分布の場合 ($e < \frac{B}{6}$)

$$q_{\max}, q_{\min} = \frac{V}{D \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

2) 三角形分布の場合 ($e \geq \frac{B}{6}$)

$$q_{\max} = \frac{2 \cdot V}{D \cdot X}$$

ここに、

- 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)
- e : 荷重の偏心距離 (m)
- B : 基礎幅 (m)
- M : 基礎前面を中心とするモーメント (kN・m)
- V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)
- X : 底面反力の作用幅 (m)
- D : 基礎の奥行き (m)

《 突起設置時の滑動の照査 》

$$H_u = (c \cdot A_1 + V_1 \cdot \tan \phi) + (V_2 + V_3) \tan \phi_B$$

$$N_R = \frac{H_u}{H_B}$$

ここに、

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)

c : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

A_1 : 有効載荷面積中の突起前面の面積 (m²)

A_2 : 有効載荷面積中の突起の底面積 (m²)

A_3 : 有効載荷面積中の突起後方の面積 (m²)

V_1 : A_1 に作用する鉛直荷重 (kN)

V_2 : A_2 に作用する鉛直荷重 (kN)

V_3 : A_3 に作用する鉛直荷重 (kN)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

$\tan \phi$: 地盤の摩擦係数

$\tan \phi_B$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数

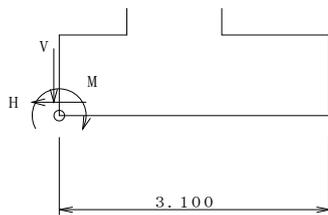
N_R : 安全率

H_B : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)

5-2 橋軸方向

1) 常時

《 転倒および滑動に対する照査 》



$$\begin{aligned} V &= 3383.16 \text{ kN} \\ H &= 781.51 \text{ kN} \\ M &= 3756.16 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

< 転倒 >

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{3.100}{2} - \frac{3756.16}{3383.16} = 0.440 \text{ m} \\ &\leq \pm \frac{B}{6.00} = \pm \frac{3.100}{6.00} = \pm 0.517 \text{ m} \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

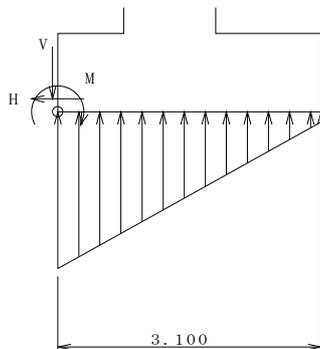
< 滑動 >

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B}{H} \\ &= \frac{0.000 \times 17.764 + 3383.16 \times 0.550}{781.51} = 2.381 \geq F_a = 1.50 \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

$$A_e = (B - 2e) L = (3.100 - 2 \times 0.440) \times 8.000 = 17.764 \text{ m}^2$$

《 支持に対する照査 》

< 地盤反力度 >



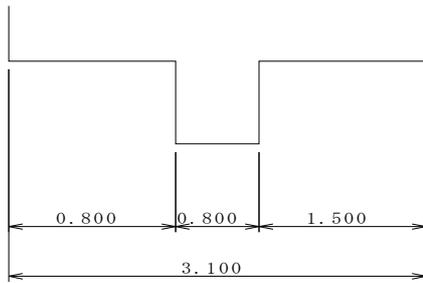
$$\begin{aligned} V &= 4033.16 \text{ kN} \\ H &= 781.51 \text{ kN} \\ M &= 4536.16 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{3.100}{2} - \frac{4536.16}{4033.16} = 0.425 \text{ m}$$

$e < \frac{B}{6}$ なので、台形分布となる。

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ &= \frac{4033.16}{8.000 \times 3.100} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.425}{3.100} \right) \\ &= \begin{array}{l} 296.49 \text{ kN/m}^2 \\ 28.76 \text{ kN/m}^2 \end{array} \leq q_a = 400.000 \text{ kN/m}^2 \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

《 突起設置時の滑動の照査 》



$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (3.100 - 2 \times 0.440) \times 8.000 = 17.764 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 0.800 \times 8.000 = 6.400 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.800 \times 8.000 = 6.400 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 0.621 \times 8.000 = 4.964 \text{ m}^2$$

$$V = 3383.16 \text{ kN}$$

$$V_1 = \frac{A_1}{A_e} V = \frac{6.400}{17.764} \times 3383.16 = 1218.88 \text{ kN}$$

$$V_2 = \frac{A_2}{A_e} V = \frac{6.400}{17.764} \times 3383.16 = 1218.88 \text{ kN}$$

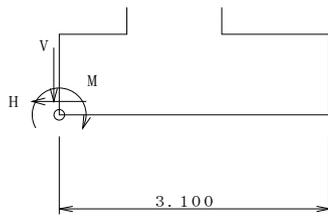
$$V_3 = \frac{A_3}{A_e} V = \frac{4.964}{17.764} \times 3383.16 = 945.40 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} H_u &= (c \cdot A_1 + V_1 \cdot \tan \phi) + (V_2 + V_3) \cdot \tan \phi_B \\ &= (0.000 \times 6.400 + 1218.88 \times 0.630) + (1218.88 + 945.40) \times 0.550 \\ &= 1958.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_R = \frac{1958.25}{781.51} = 2.506 \geq F_s = 1.50 \text{ ----- OK}$$

2) 地震時

《 転倒および滑動に対する照査 》



$$\begin{aligned} V &= 3248.33 \text{ kN} \\ H &= 1420.78 \text{ kN} \\ M &= 1911.33 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

< 転倒 >

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{3.100}{2} - \frac{1911.33}{3248.33} = 0.962 \text{ m} \\ &\leq \pm \frac{B}{3.00} = \pm \frac{3.100}{3.00} = \pm 1.033 \text{ m} \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

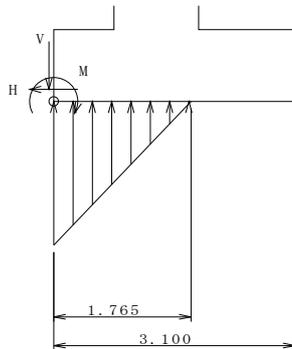
< 滑動 >

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B}{H} \\ &= \frac{0.000 \times 9.414 + 3248.33 \times 0.550}{1420.78} = 1.257 \geq F_a = 1.20 \text{ ----- OK} \end{aligned}$$

$$A_e = (B - 2e) L = (3.100 - 2 \times 0.962) \times 8.000 = 9.414 \text{ m}^2$$

《 支持に対する照査 》

< 地盤反力度 >



$$\begin{aligned} V &= 3248.33 \text{ kN} \\ H &= 1420.78 \text{ kN} \\ M &= 1911.33 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{3.100}{2} - \frac{1911.33}{3248.33} = 0.962 \text{ m}$$

$$X = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right) = 3 \left(\frac{3.100}{2} - 0.962 \right) = 1.765 \text{ m}$$

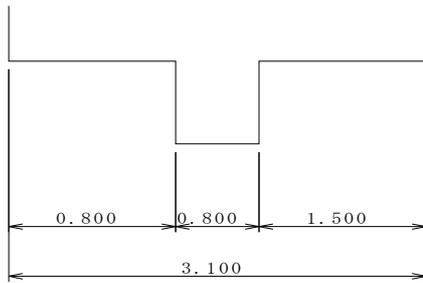
$e \geq \frac{B}{6}$ なので、三角形分布となる。

$$q = \frac{2 \cdot V}{D \cdot X} = \frac{2 \times 3248.33}{8.000 \times 1.765}$$

$$= 460.051 \text{ kN/m}^2$$

$$\leq q_a = 600.000 \text{ kN/m}^2 \text{ ----- OK}$$

《 突起設置時の滑動の照査 》



$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot D = (3.100 - 2 \times 0.962) \times 8.000 = 9.414 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 0.800 \times 8.000 = 6.400 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.377 \times 8.000 = 3.014 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 0.000 \times 8.000 = 0.000 \text{ m}^2$$

$$V = 3248.33 \text{ kN}$$

$$V_1 = \frac{A_1}{A_e} V = \frac{6.400}{9.414} \times 3248.33 = 2208.24 \text{ kN}$$

$$V_2 = \frac{A_2}{A_e} V = \frac{3.014}{9.414} \times 3248.33 = 1040.09 \text{ kN}$$

$$V_3 = \frac{A_3}{A_e} V = \frac{0.000}{9.414} \times 3248.33 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} H_u &= (c \cdot A_1 + V_1 \cdot \tan \phi) + (V_2 + V_3) \cdot \tan \phi_B \\ &= (0.000 \times 6.400 + 2208.24 \times 0.630) + (1040.09 + 0.00) \times 0.550 \\ &= 1963.24 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_R = \frac{1963.24}{1420.78} = 1.382 \geq F_s = 1.20 \text{ ----- OK}$$

5-3 フーチングの剛体判定

$$\begin{aligned}
 k_{v0} &= \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \\
 &= \frac{1}{0.3} \times 98000.0 \\
 &= 326666.7 \text{ (kN/m}^3\text{)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B_v &= \sqrt{A_v} \\
 &= \sqrt{24.800} \\
 &= 4.980 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k &= k_v \\
 &= k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} \\
 &= 326666.7 \left(\frac{4.980}{0.3} \right)^{-3/4} \\
 &= 39721.6 \text{ (kN/m}^3\text{)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= 4 \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} \\
 &= 4 \sqrt[4]{\frac{3 \times 39721.6}{22000000.0 \times 0.800^3}} \\
 &= 0.321 \text{ (m}^{-1}\text{)}
 \end{aligned}$$

ここに、

k_v	: 鉛直方向地盤反力係数	(kN/m ³)
k_{v0}	: 直径0.3m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/m ³)
B_v	: 基礎の換算載荷幅	(m)
E_0	: 地盤の変形係数	(kN/m ²)
α	: 地盤反力係数の推定に用いる係数	
A_v	: 鉛直方向の載荷面積	(m ²)
E	: フーチングのヤング係数	(kN/m ²)
h	: フーチングの平均厚さ	(m)

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \max(l, b) = 0.200 \text{ (m)} \\
 l &= 0.000 \text{ (m)} \\
 b &= 0.200 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

$$\lambda \quad : \quad \text{フーチングの換算突出長} \quad (\text{m})$$

以上より、

$$\begin{aligned}
 \beta \cdot \lambda &= 0.064 \leq 1.0 \\
 &\text{——このフーチングは剛体と取り扱ってよい。}
 \end{aligned}$$

5-4 突起

5-4-1 断面力一覧

荷重ケース	曲げモーメント M(kN・m/m)	せん断力 S(kN/m)
常時	24.90	38.31
地震時	44.02	67.73

5-4-2 断面力算出

1) 荷重ケース：「常時」

・突起に加わる水平力

$$H_T = c \cdot A_1 + V_1 (\tan \phi - \tan \phi_B) + V_2 \cdot \tan \phi_B \cdot \frac{H_B}{H_u}$$

$$= 0.000 \times 6.400 + 1218.88 (0.630 - 0.550) + 1218.88 \times 0.550 \cdot \frac{781.51}{1958.25}$$

$$= 306.46 \text{ (kN)}$$

ここに、

- H_T : 突起に加わる水平力 (kN)
 H_u : 基礎底面におけるせん断抵抗力 (kN)
 H_B : 基礎底面に作用する水平力 (kN)
 c : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)
 $\tan \phi$: 支持地盤の摩擦係数
 $\tan \phi_B$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数
 A_e : 有効載荷面積 = 17.764 (m²)
 A_1 : 有効載荷面積中の突起前面の面積 = 6.400 (m²)
 A_2 : 有効載荷面積中の突起の底面積 = 6.400 (m²)
 V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 = 3383.16 (kN)
 V_1 : A_1 に作用する鉛直荷重

$$V_1 = \frac{A_1}{A_e} \cdot V = \frac{6.400}{17.764} \times 3383.16 = 1218.88 \text{ (kN)}$$

V_2 : A_2 に作用する鉛直荷重

$$V_2 = \frac{A_2}{A_e} \cdot V = \frac{6.400}{17.764} \times 3383.16 = 1218.88 \text{ (kN)}$$

・突起に加わる曲げモーメント

$$M = H_T \cdot \frac{h}{2}$$

$$= 306.46 \times (0.100 + 0.200 + \frac{0.700}{2}) = 199.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = \frac{199.20}{8.000} = 24.90 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

・単位幅あたりのせん断力

$$S = \frac{306.46}{8.000} = 38.31 \text{ (kN/m)}$$

2) 荷重ケース：「地震時」

・突起に加わる水平力

$$\begin{aligned}
 H_T &= c \cdot A_1 + V_1 (\tan \phi - \tan \phi_B) + V_2 \cdot \tan \phi_B \cdot \frac{H_B}{H_u} \\
 &= 0.000 \times 6.400 + 2208.24 (0.630 - 0.550) + 1040.09 \times 0.550 \cdot \frac{1420.78}{1963.24} \\
 &= 541.84 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

ここに、

- H_T : 突起に加わる水平力 (kN)
 H_u : 基礎底面におけるせん断抵抗力 (kN)
 H_B : 基礎底面に作用する水平力 (kN)
 c : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)
 $\tan \phi$: 支持地盤の摩擦係数
 $\tan \phi_B$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数
 A_e : 有効載荷面積 = 9.414 (m²)
 A_1 : 有効載荷面積中の突起前面の面積 = 6.400 (m²)
 A_2 : 有効載荷面積中の突起の底面積 = 3.014 (m²)
 V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 = 3248.33 (kN)
 V_1 : A_1 に作用する鉛直荷重

$$V_1 = \frac{A_1}{A_e} \cdot V = \frac{6.400}{9.414} \times 3248.33 = 2208.24 \text{ (kN)}$$

 V_2 : A_2 に作用する鉛直荷重

$$V_2 = \frac{A_2}{A_e} \cdot V = \frac{3.014}{9.414} \times 3248.33 = 1040.09 \text{ (kN)}$$

・突起に加わる曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M &= H_T \cdot \frac{h}{2} \\
 &= 541.84 \times (0.100 + 0.200 + \frac{0.700}{2}) = 352.19 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・単位幅あたりの曲げモーメント

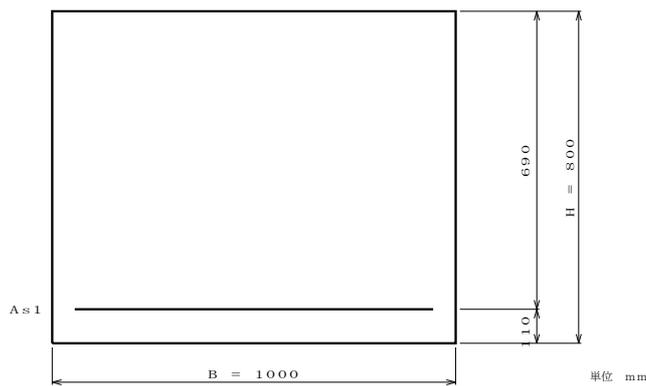
$$M = \frac{352.19}{8.000} = 44.02 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

・単位幅あたりのせん断力

$$S = \frac{541.84}{8.000} = 67.73 \text{ (kN/m)}$$

5-4-3 応力度計算

1) 配筋



層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm ² /m)
1	110	D13ctc250	506.8

2) 曲げ応力度の計算

荷重ケース	M (kN・m/m)	σ_c (σ_{ca}) (N/mm ²)	σ_s (σ_{sa}) (N/mm ²)
常時	24.90	0.80 (8.00)	74.63 (180.00)
地震時	44.02	1.41 (12.00)	131.96 (300.00)

3) 最小鉄筋量の計算

・ $1.7M_d \leq M_c$ の判別

$$1.7M_d = 1.7 \times 44.024 \times 10^6 \\ = 74.841 \times 10^6 \text{ (N・mm)}$$

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

$$= 1.0667 \times 10^8 \times \left(1.9137 + \frac{0}{800000} \right)$$

$$= 204.126 \times 10^6 \text{ (N・mm)}$$

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)

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

N_d : 軸方向力 (N)

A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²)

$1.7M_d \leq M_c$ となるため、以下の規定によらなくてよい。

・ $M_d = M_c$ となる鉄筋量の計算

$$M_c = 204.126 \times 10^6 \text{ (N・mm)}$$

$$M_d = C \left(\frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \left(\frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x-d_1}{x}$$

ここに、

M_d	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
σ_{sy}	: 引張鉄筋の降伏点	(N/mm ²)
E_s	: 鉄筋のヤング係数	(N/mm ²)
ε_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_s	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm ²)
A_s'	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm ²)
c	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
σ_{ck}	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm ²)
T_s	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
b	: 部材幅	(=1000.0 mm)
h	: 部材高さ	(= 800.0 mm)
d_1	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
d_0	: 引張鉄筋のかぶり	(= 110.0 mm)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

- ・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

4) せん断応力度の計算

荷重ケース	せん断力 S (kN/m)	せん断応力度 (N/mm ²)	
		τ_m	τ_{a1}
常時	38.31	0.0555	0.1751
地震時	67.73	0.0982	0.2665

5) 許容せん断応力度 (τ_{a1}) の計算

- ・部材断面の有効高dに関する補正係数(c_e)

有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数 (c_e)
0.690	1.177

- ・引張主鉄筋比 p_t に関する補正係数(c_{pt})

引張主鉄筋量 (mm ²)	有効高 d (mm)	引張主鉄筋比 p_t (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 (c_{pt})
506.8	690.0	0.073	0.647

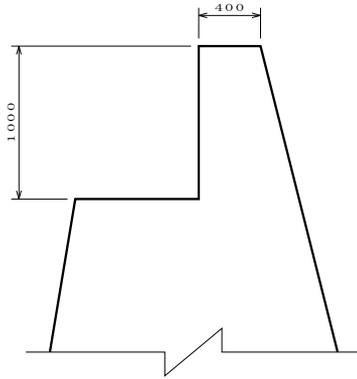
- ・許容せん断応力度

荷重ケース	基本値 (N/mm ²)	c_e	c_{pt}	τ_{a1} (N/mm ²)
常時	0.230	1.177	0.647	0.1751
地震時	0.350	1.177	0.647	0.2665

6 パラペットの断面計算

6-1 設計条件

(1) パラペット形状



(2) 荷重ケース 背面：常時

(3) T荷重の片側荷重 100 (kN)

6-2 断面力算出

(1) 土圧による断面力

1) 主働土圧係数

土のせん断抵抗角	ϕ	=	$30^{\circ} 0'$
地表面と水平面とのなす角	α	=	$0^{\circ} 0'$
土圧作用面と鉛直面とのなす角	θ	=	$14^{\circ} 2'$
土圧作用面の壁面摩擦角	δ	=	$10^{\circ} 0'$

$$K_{A1} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(15^{\circ} 57')}{\cos^2(14^{\circ} 2') \times \cos(24^{\circ} 2') \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(40^{\circ} 0') \times \sin(30^{\circ} 0')}{\cos(24^{\circ} 2') \times \cos(14^{\circ} 2')}} \right\}^2}$$

$$= 0.41888$$

2) 裏込め土砂による土圧力

裏込め土砂の単位体積重量	$\gamma = 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
壁面摩擦角	$\delta = 10^\circ 0'$
土圧作用面と鉛直面	$\theta = 14^\circ 2'$
奥行き方向土圧作用幅	$L = 1.000 \text{ (m)}$
土圧作用面の高さ	$H = 1.000 \text{ (m)}$

土圧力

$$\begin{aligned}
 P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A1} \cdot H^2 \cdot \cos(\delta + \theta) \\
 &= \frac{1}{2} \times 18.00 \times 0.41888 \times 1.000^2 \times \cos(24^\circ 2') \\
 &= 3.44 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

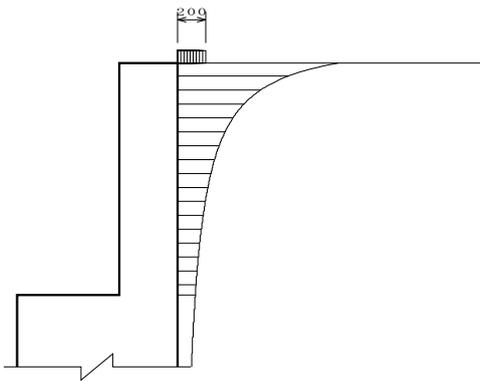
作用高さ

$$P_V = 0.333 \text{ (m)}$$

土圧によるモーメント

$$\begin{aligned}
 M_e &= 3.44 \times 0.333 \\
 &= 1.15 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

(2) T荷重による断面力



$$\begin{aligned}
 M_p &= \frac{K_A \cdot T}{1.375} \left\{ -h + (h+a) \log\left(\frac{a+h}{a}\right) \right\} \\
 &= \frac{0.41888 \times 100.00}{1.375} \left\{ -1.000 + (1.000 + 0.200) \times \log\left(\frac{0.200 + 1.000}{0.200}\right) \right\} \\
 &= 35.04 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_p &= \frac{K_A \cdot T}{1.375} \log\left(\frac{a+h}{a}\right) \\
 &= \frac{0.41888 \times 100.00}{1.375} \log\left(\frac{0.200 + 1.000}{0.200}\right) \\
 &= 54.58 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

K_A	: 主働土圧係数	
T	: T荷重の片側荷重	(kN)
a	: 載荷面の橋軸方向の辺長	(m)
M_p	: T荷重による曲げモーメント	(kN・m/m)
h	: パラペットの高さ	(m)
S_p	: T荷重によるせん断力	(kN/m)

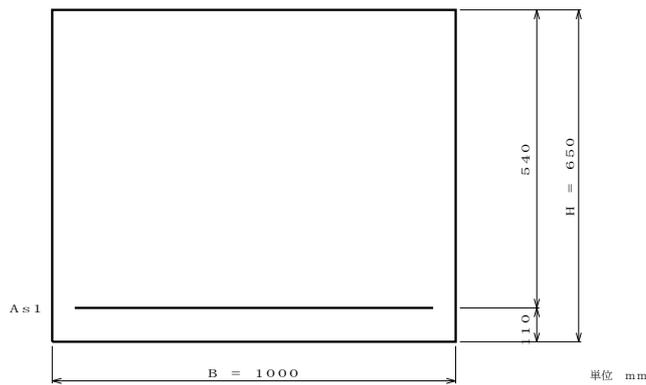
(3) 断面力の集計

$$\begin{aligned} M_o &= M_o + M_e \\ &= 35.04 + 1.15 \\ &= 36.18 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_o &= S_p + P_H \\ &= 54.58 + 3.44 \\ &= 58.03 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

6-3 応力度計算

(1) 配筋



層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm ² /m)
1	110	D19ctc250	1146.0

(2) 曲げ応力度の計算

荷重ケース	M (kN・m/m)	σ_c (σ_{ca}) (N/mm ²)	σ_s (σ_{sa}) (N/mm ²)
常時	36.18	1.20 (8.00)	63.16 (180.00)

(3) 最小鉄筋量の計算

・ $1.7M_d \leq M_c$ の判別

$$1.7M_d = 1.7 \times 36.184 \times 10^6 \\ = 61.513 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

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

$$= 7.0417 \times 10^7 \times \left(1.9137 + \frac{0}{650000} \right)$$

$$= 134.755 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

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)

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

N_d : 軸方向力 (N)

A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²)

$1.7M_d \leq M_c$ となるため、以下の規定によらなくてよい。

・ $M_d = M_c$ となる鉄筋量の計算

$$M_c = 134.755 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_u = C \left(\frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \left(\frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x-d_1}{x}$$

ここに、

M_d	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
σ_{sy}	: 引張鉄筋の降伏点	(N/mm ²)
E_s	: 鉄筋のヤング係数	(N/mm ²)
ε_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_s	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm ²)
A_s'	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm ²)
c	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
σ_{ck}	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm ²)
T_s	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
b	: 部材幅	(=1000.0 mm)
h	: 部材高さ	(= 650.0 mm)
d_1	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
d_0	: 引張鉄筋のかぶり	(= 110.0 mm)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

(4) 最大鉄筋量の計算

$\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$ 、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$ の釣合い式により

$$x = 361.72 \text{ (mm)}$$

$$A_{sb} = 17316.00 \text{ (mm}^2\text{)}$$

ここに

ε_{sy}	: 引張主鉄筋の降伏ひずみ	
ε_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	
A_{sb}	: 釣合鉄筋量	(mm ²)
c	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
T_s	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

(5) 有効高の変化を考慮したせん断力

荷重ケース	せん断力 S (kN/m)	モーメント M (kN・m/m)	有効高 d (m)	Sh (kN/m)
常時	58.03	36.18	0.540	41.27

$$Sh = S - \frac{M}{d} (\tan\beta + \tan\gamma)$$

ここに、

β	: 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度	($\tan\beta = 0.000$)
γ	: 引張鋼材が部材軸方向となす角度	($\tan\gamma = 0.250$)

(6) せん断応力度の計算

荷重ケース	せん断力 Sh (kN/m)	せん断応力度 (N/mm ²)	
		τ_m	τ_{a1}
常時	41.27	0.0764	0.2650

(7) 許容せん断応力度(τ_{a1})の計算

- 部材断面の有効高dに関する補正係数(c_e)

有効高 d(m)	有効高dに関する 補正係数(c_e)
0.540	1.263

- 引張主鉄筋比 p_t に関する補正係数(c_{pt})

引張主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d(mm)	引張主鉄筋比 p_t (%)	引張主鉄筋比による 補正係数(c_{pt})
1146.0	540.0	0.212	0.912

- 許容せん断応力度

荷重ケース	基本値 (N/mm^2)	c_e	c_{pt}	τ_{a1} (N/mm^2)
常時	0.230	1.263	0.912	0.2650

6-4 落橋防止構造からの作用力に対する照査

6-4-1 設計用地震力

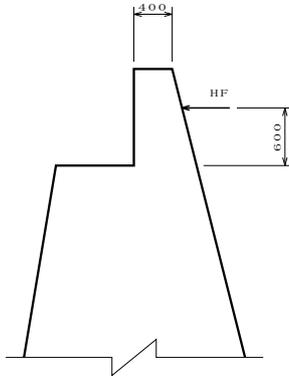
$$H_f = 1.5 \cdot R_d = 1.5 \times 1330.00 \\ = 1995.00 \text{ (kN)}$$

ここに、

H_f : 落橋防止構造の設計地震力 (kN)

R_d : 死荷重反力 (kN)

6-4-2 パラペット部の配筋



前面配筋

背面配筋

層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm ² /m)
1	110	D19ctc250	1146.0

6-4-3 パラペット基部の曲げモーメントに対する照査

$$M_0 = 149.63 \leq M_y = 199.72 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \text{ ----- OK}$$

ここに、

M_0 : パラペット基部の曲げモーメント (kN・m)

$$M_0 = \frac{H_f}{L} \cdot h = \frac{1995.00}{8.000} \times 0.600 = 149.63 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

H_f : 落橋防止構造の設計地震力 (kN)

L : 躯体奥行き (m)

h : パラペット基部から落橋防止構造設置位置までの高さ (m)

M_y : パラペット基部の降伏曲げモーメント (kN・m)

6-4-4 押抜きせん断に対する照査

$$\tau = \frac{H_f/F}{A} = \frac{1995.00 / 3}{2.58993} \times 0.001 \\ = 0.257 \text{ (N/mm}^2) \leq 1.5 \cdot \tau_{as} = 1.5 \times 0.900 = 1.350 \text{ (N/mm}^2) \text{ ----- OK}$$

ここに、

τ : 押抜きせん断応力度 (N/mm²)

H_f : 落橋防止構造の設計地震力 (kN)

F : 落橋防止構造設置箇所数

A : せん断抵抗面積 (m²)

$$A = \left(\frac{1.600 + 0.300}{2} \times \pi + 0.500 \times 2 \right) \times 0.650 \\ = 2.58993 \text{ (m}^2)$$

6-4-5 パラペットのせん断に対する照査

$$P_s = S_c + S_s = 217.73 + 164.20$$

$$= 381.93 \text{ (kN)} \geq S = 249.38 \text{ (kN)} \text{ ----- OK}$$

ここに、

S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_N \cdot \tau_c \cdot b \cdot d$$

$$= 1.000 \times 1.263 \times 0.912 \times 1.000 \times 0.350 \times 1000.0 \times 540.0 \times 0.001$$

$$= 217.73 \text{ (kN)}$$

c_c : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数

c_e : 有効高に関する補正係数

c_N : 軸方向圧縮力による補正係数

c_{pt} : 引張主鉄筋比に関する補正係数

p_t : 引張主鉄筋比 (= 0.21222 %)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

b : 断面幅 (mm)

d : 断面の有効高 (mm)

S_s : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot s}$$

$$= \frac{253.4 \times 345.0 \times 540.0 \times 1.000}{1.15 \times 250.0} \times 0.001$$

$$= 164.20 \text{ (kN)}$$

A_w : せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)

σ_{sy} : せん断補強鉄筋の降伏点 (N/mm²)

θ : せん断補強鉄筋が部材軸方向となす角度 (°)

s : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

S : 単位幅当たりのせん断力 (kN)

$$S = \frac{H_f}{L} = \frac{1995.00}{8.000} = 249.38 \text{ (kN)}$$

H_f : 落橋防止構造の設計地震力 (kN)

L : 躯体奥行き (m)

6-4-6 支圧応力度に対する照査

$$\sigma_b = \frac{H}{A_b} = \frac{332.50}{0.06786} \times 0.001$$

$$= 4.900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ba} = 14.133 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ ----- OK}$$

ここに、

H : ケーブル1本当たりの水平力 (kN)

$$H = \frac{H_f/F}{n} = \frac{1995.00 / 3}{2} = 332.50 \text{ (kN)}$$

H_f : 落橋防止構造の設計地震力 (kN)

F : 落橋防止装置設置箇所数

n : 落橋防止装置1箇所当たりのPCケーブル本数

A_b : 局部載荷の場合の支圧面積 (m^2)

$$A_b = \frac{\pi}{4} \times (0.300^2 - 0.060^2) = 0.06786 \text{ (m}^2\text{)}$$

σ_{ba} : 許容支圧応力度 (N/mm^2)

$$\sigma_{ba} = 1.5 \cdot (0.25 + 0.05 \cdot \frac{A_c}{A_b}) \cdot \sigma_{ck}$$

$$= 1.5 \times (0.25 + 0.05 \times \frac{0.19352}{0.06786}) \times 24.0$$

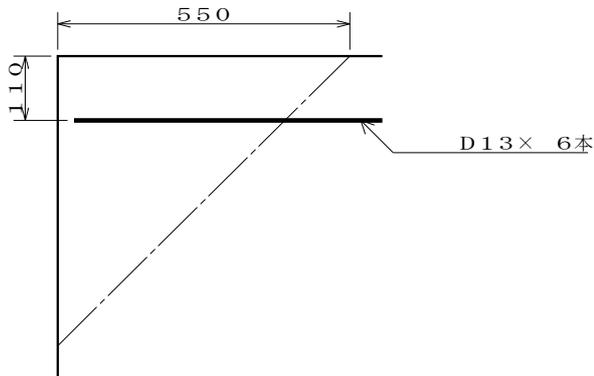
$$= 14.133 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

A_c : 局部載荷の場合のコンクリート面の全面積 (m^2)

$$A_c = \frac{\pi}{4} \times (0.500^2 - 0.060^2) = 0.19352 \text{ (m}^2\text{)}$$

7 橋座部耐力の検討

<<第1番沓の橋座部の耐力>>

設計水平地震力 $R_h = 225000.0$ (N)

$$\begin{aligned}
 P_{bs} &= P_c + P_s \\
 &= 306028.8 + 83926.1 \\
 &= 389954.9 \text{ (N)} \geq R_h = 225000.0 \text{ (N)} \quad \text{--- OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_c &= 0.32 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c \\
 &= 0.32 \times 0.15000 \times \sqrt{18.0} \times 1502743.3 \\
 &= 306028.8 \text{ (N)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_s &= \varepsilon \beta \cdot \left(1 - \frac{h_i}{d_a}\right) \cdot \sigma_{sy} \cdot A_{si} \\
 &= 0.40 \times \left(1 - \frac{110}{550.00}\right) \times 345.0 \times 760.2 \\
 &= 83926.1 \text{ (N)}
 \end{aligned}$$

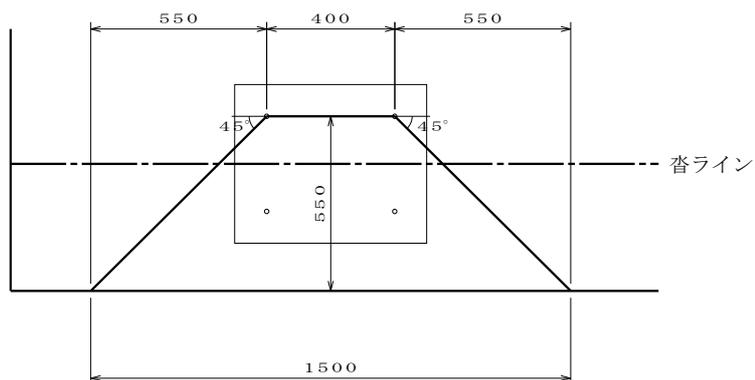
ここに、

- P_{bs} : 橋座部の耐力 (N)
 P_c : コンクリートの負担する耐力 (N)
 P_s : 補強筋の負担する耐力 (N)。ただし、橋座部の耐力の5割を超えないものとする。
 α : コンクリートの負担分を算出するための係数
 σ_n : 鉛直力による支承下面の支圧応力度 (N/mm²)

$$\sigma_n = \frac{R_d}{A_p} = \frac{1330000}{0.0} = 0.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

- R_d : 支承に作用する死荷重反力 (N)
 A_p : 支承の下鋼板の面積 (mm²)
 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 A_c : コンクリートの抵抗面積 (mm²)
 β : 補強筋の負担分に関する補正係数
 h_i : i 番目の補強筋の橋座面からの距離 (mm)
 d_a : 支承背面側のアンカーボルトの中心から橋座縁端までの距離 (mm)
 σ_{sy} : 補強筋の降伏点 (N/mm²)
 A_{si} : i 番目の補強筋の断面積 (mm²)

《《コンクリート抵抗面積の計算》》



$$\begin{aligned}
 A_c &= S_1 + S_2 + B_1 \\
 &= 256679.8 + 256679.8 + 989383.8 \\
 &= 1502743.3 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

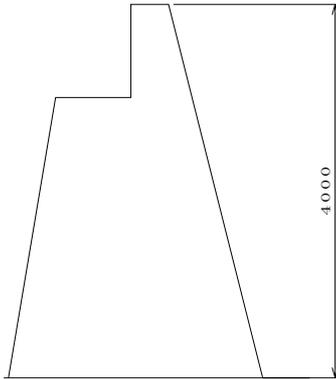
ここに、

A_c	: コンクリートの抵抗面積 (mm ²)	
S_1	: A_c の側面積(左側)	= 256679.8 (mm ²)
S_2	: A_c の側面積(右側)	= 256679.8 (mm ²)
B_1	: A_c の底面積	= 989383.8 (mm ²)

8 縦壁の断面計算

8-1 設計条件

8-1-1 形状



8-2 断面力

8-2-1 断面力一覧

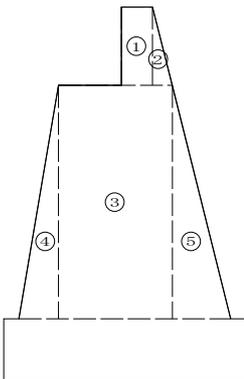
(1) 断面(1) (位置: 縦壁基部)

荷重ケース	曲げモーメント M (kN・m/m)	鉛直力 V (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	せん断力 Sh (kN/m)
常時	104.05	403.54	70.39	54.33
地震時	233.67	322.29	133.54	97.48

8-2-2 断面力算出

(1) 断面(1) (位置: 縦壁基部)

- 1) 躯体自重
 - i) ブロック割



ii) 躯体自重および重心位置 (照査断面図心位置より)

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛直力 V (kN)
①	0.400 × 1.000 × 8.000 × 24.5	78.40
②	0.250 × 1.000/2 × 8.000 × 24.5	24.50
③	1.450 × 3.000 × 8.000 × 23.0	800.40
④	0.500 × 3.000/2 × 8.000 × 23.0	138.00
⑤	0.750 × 3.000/2 × 8.000 × 23.0	207.00
	合計	1248.30

区分	鉛直力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	78.40	-0.150	3.500	-11.76	274.40
②	24.50	-0.433	3.333	-10.62	81.67
③	800.40	0.125	1.500	100.05	1200.60
④	138.00	1.017	1.000	140.30	138.00
⑤	207.00	-0.850	1.000	-175.95	207.00
計	1248.30			42.02	1901.67

重心位置

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{42.02}{1248.30} = 0.034(\text{m})$$

$$Y = \frac{\sum My}{\sum V} = \frac{1901.67}{1248.30} = 1.523(\text{m})$$

2) 上部工反力の集計 (照査断面図心位置より)

荷重ケース	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	作用位置	
			X (m)	Y (m)
常時	1980.00	0.00	0.350	3.100
地震時	1330.00	225.00	0.350	3.100

3) 土圧

i) 主働土圧係数の計算

土のせん断抵抗角

$\phi = 30^\circ 0'$

地表面と水平面とのなす角

$\alpha = 0^\circ 0'$

土圧作用面と鉛直面とのなす角

$\theta = 14^\circ 2'$

《常時》

土圧作用面の壁面摩擦角

$\delta = 10^\circ 0'$

$$K_{a1} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(15^\circ 57')}{\cos^2(14^\circ 2') \times \cos(24^\circ 2') \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ 0') \times \sin(30^\circ 0')}{\cos(24^\circ 2') \times \cos(14^\circ 2')}} \right\}^2}$$

$$= 0.41888$$

《地震時》

以下の手順により地震時主働土圧係数と水平震度の関係式を算定する。

- ・一次主働破壊面と水平面とのなす角 θ_s を式 (1) により算出する。
この時、水平震度 $k_h=0.0$ 、壁面摩擦角 $\delta_E = \phi_{peak}$ を用いて設定する。
- ・水平震度を漸増させながら、式 (2) より K_{EA1} を求める。
- ・同じ水平震度で、 $\phi = \phi_{peak}$ として式 (3) により K_{EA2} を求める。
この時、壁面摩擦角 δ_E は ϕ_{res} を用いて設定する。
- ・ $K_{EA1} > K_{EA2}$ の時は次の震度の計算を行なう。
- ・ $K_{EA1} \leq K_{EA2}$ の時は、新たにすべり面が発生しているとして、
 $K_{EA1} = K_{EA2}$ となる二次主働破壊面と水平面とのなす角 θ_s を式 (1) より求める。
- ・求めた θ_s を用いて土圧係数と水平震度の関係式を算定する。

$$\cot(\theta_s - \alpha) = -\tan(\phi_{peak} + \delta_E + \theta - \alpha) + \sec(\phi_{peak} + \delta_E + \theta - \alpha) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta_E + \theta_0) \cdot \sin(\phi_{peak} + \delta_E)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi_{peak} - \alpha - \theta_0)}} \quad \text{式 (1)}$$

$$K_{EA1} = \frac{\cos(\theta_s - \phi_{res}) \cdot (1 + \tan \theta \cdot \tan \theta_s) \cdot (1 + \tan \theta \cdot \tan \alpha) \cdot (\tan(\theta_s - \phi_{res}) + \tan \theta_0)}{\cos(\theta_s - \phi_{res} - \theta - \delta_E) \cdot (\tan \theta_s - \tan \alpha)} \quad \text{式 (2)}$$

$$K_{EA2} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2} \quad \text{式 (3)}$$

ここに、

K_{EA1}	: 修正物部・岡部法による地震時主働土圧係数	
K_{EA2}	: 物部・岡部の方法による地震時主働土圧係数	
ϕ_{res}	: 土の残留せん断抵抗角 (度)	= 30° 0'
ϕ_{peak}	: 土のせん断抵抗角のピーク強度 (度)	= 45° 0'
θ	: 土圧作用面と鉛直面とのなす角 (度)	= 14° 2'
θ_s	: すべり面と水平面のなす角 (度)	
θ_0	: $\tan^{-1} k_h$ (度)	
α	: 地表面と水平面とのなす角 (度)	= 0° 0'
k_h	: 地震時土圧算出に用いる設計水平震度	
δ_E	: 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (度)	
	土と土	: $\delta_E = \phi / 2$
	土とコンクリート	: $\delta_E = 0$

試算の結果、二次主働破壊面と水平面とのなす角は $\theta_s = 47^\circ 50'$ となる。

以上より、土圧係数と水平震度の関係式は次式となる。

$$K_{EA} = 0.35486 + 1.10204 \cdot k_h$$

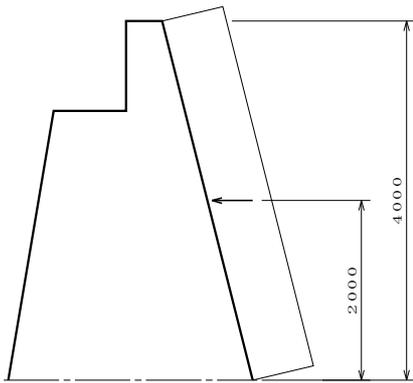
設計水平震度を代入し地震時主働土圧係数を求める。

$$K_{A2} = 0.35486 + 1.10204 \times 0.16 = 0.53118$$

ii) 土圧力の計算

《常時》

- ・地表面載荷荷重による土圧



地表面載荷荷重強度

$$Q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 10^\circ 0'$$

土圧作用面と鉛直面とのなす角

$$\theta = 14^\circ 2'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 8.000 \text{ (m)}$$

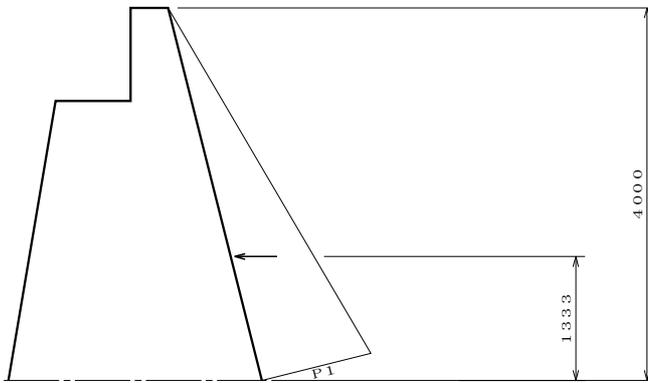
水平力

$$\begin{aligned} P_H &= Q \cdot K_{a1} \cdot H_1 \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot L \\ &= 10.00 \times 0.41888 \times 4.000 \times \cos(24^\circ 2') \times 8.000 \\ &= 122.42 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$Y_P = 2.000 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma = 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 10^\circ 0'$$

土圧作用面と鉛直面とのなす角

$$\theta = 14^\circ 2'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 8.000 \text{ (m)}$$

水平力

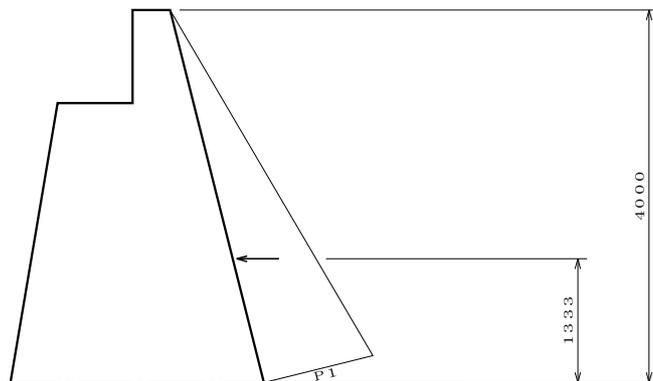
$$\begin{aligned} P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{a1} \cdot H_1^2 \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 18.00 \times 0.41888 \times 4.000^2 \times \cos(24^\circ 2') \times 8.000 \\ &= 440.70 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$Y_p = 1.333 \text{ (m)}$$

《地震時》

・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma = 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 0^\circ 0'$$

土圧作用面と鉛直面とのなす角

$$\theta = 14^\circ 2'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 8.000 \text{ (m)}$$

水平力

$$P_H = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H^2 \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times 18.00 \times 0.53118 \times 4.000^2 \times \cos(14^\circ 2') \times 8.000$$

$$= 593.65 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$Y_p = 1.333 \text{ (m)}$$

4) 荷重の集計

i) 常時

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	作用位置		曲げモーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
上部工反力	1980.00	0.00	_____	3.100	_____	0.00
躯体自重	1248.30	_____	_____	_____	_____	_____
地表面載荷荷重土圧	_____	122.42	_____	2.000	_____	244.84
裏込め土砂土圧	_____	440.70	_____	1.333	_____	587.60
合計	3228.30	563.12	_____	_____	0.00	832.44

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 832.44 + 0.00 = 832.44 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 3228.30 / 8.000 = 403.54 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 563.12 / 8.000 = 70.39 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 832.44 / 8.000 = 104.05 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

ii) 地震時

項目	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	作用位置		曲げモーメント	
			X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
上部工反力	1330.00	225.00	—————	3.100	—————	697.50
躯体自重	1248.30	249.66	—————	1.523	—————	380.33
裏込め土砂土圧	—————	593.65	—————	1.333	—————	791.54
合計	2578.30	1068.31			0.00	1869.37

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 1869.37 + 0.00 = 1869.37 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 2578.30 / 8.000 = 322.29 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 1068.31 / 8.000 = 133.54 \text{ (kN/m)}$$

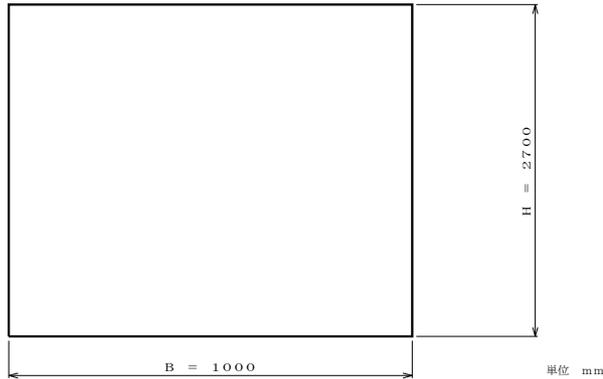
単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 1869.37 / 8.000 = 233.67 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

8-3 応力度計算

(1) 断面(1) (位置: 縦壁基部から L = 0.000 m)

1) 配筋



2) 曲げ応力度の計算

荷重ケース	M (kN・m/m)	N (kN/m)	σ_c (σ_{ca}) (N/mm ²)	σ_c' (σ_{ca}') (N/mm ²)
常時	104.05	403.54	0.24 (4.50)	0.06 (0.22)
地震時	233.67	322.29	0.31 (6.75)	- 0.07 (0.33)

※マイナス表記は引張応力度を表す。

3) 有効高の変化を考慮したせん断力

荷重ケース	作用方向	せん断力 S (kN/m)	モーメント M (kN・m/m)	有効高さ d (m)	Sh (kN/m)
常時	背面引張	70.39	104.05	2.700	54.33
地震時	背面引張	133.54	233.67	2.700	97.48

$$Sh = S - \frac{M}{d} (\tan\beta + \tan\gamma)$$

ここに、

 β : 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度 ($\tan\beta = 0.1667$) γ : 引張鋼材が部材軸方向となす角度 ($\tan\gamma = 0.2500$)

4) せん断応力度の計算

荷重ケース	作用方向	せん断力 (kN/m)	せん断応力度(N/mm ²)	
			τ_m	τ_{al}
常時	背面引張	54.33	0.0201	0.4200
地震時	背面引張	97.48	0.0361	0.5024

5) 軸方向圧縮力による補正係数 (c_N)

荷重ケース	曲げモーメント M (kN・m/m)	軸力 N (kN/m)	曲げモーメント M ₀ (kN・m/m)	c_N
常時	104.05	403.54	181.59	2.000
地震時	233.67	322.29	145.03	1.621

$$c_N = 1 + \frac{M_0}{M}$$

ただし、 $1 \leq c_N \leq 2$

$$M_0 = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y}$$

ここに

- c_N : 軸方向圧縮力による補正係数
 M_0 : 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 (kN・m/m)
 M : 部材断面に作用する曲げモーメント (kN・m/m)
 N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力 (kN/m)
 I_c : 部材断面の図心軸に関する断面2次モーメント (= 1.6402×10^{12} mm⁴)
 A_c : 部材断面積 (= 2700000 mm²)
 y : 部材断面の図心軸から部材引張縁までの距離 (= 1350 mm)

6) 許容せん断応力度

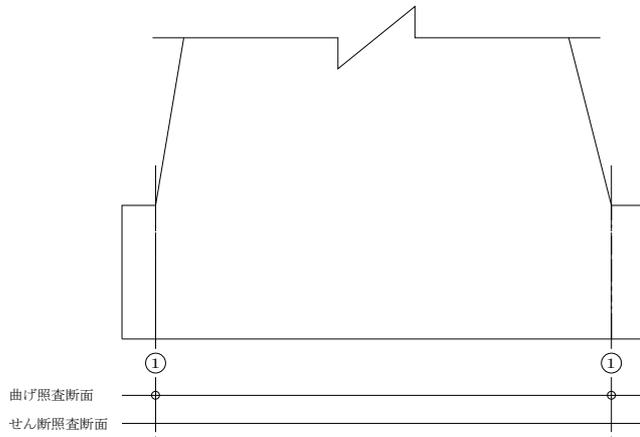
	基本値 (N/mm ²)	作用方向	c_N	c_e	c_{pt}	τ_{a1} (N/mm ²)
常時	0.210	背面引張	2.000	-----	-----	0.4200
地震時	0.310	背面引張	1.621	-----	-----	0.5024

9 フーチングの断面計算

9-1 設計条件

9-1-1 照査位置と照査項目

(1) 橋軸方向



9-2 前フーチング

9-2-1 断面力一覧

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：フーチング根元位置)

i) 曲げモーメント

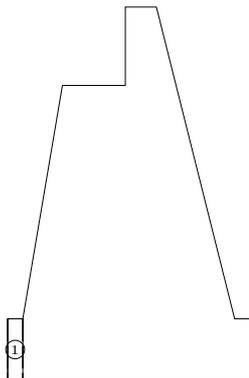
荷重ケース	曲げモーメント:M(kN・m/m)		作用方向
	有効幅考慮	全 幅	
常時	-5.45	-5.45	下側引張
地震時	-8.49	-8.49	下側引張

9-2-2 断面力算出

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置: フーチング根元位置)

<<自重>>

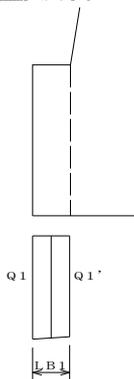


・フーチング自重

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	0.200 × 0.800 × 8.000 × 23.0	29.44	0.100	2.94
	合計	29.44		2.94

i) 荷重ケース「常時」

<<地盤反力度>>



照査位置における荷重強度	$Q1' = 279.219 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 296.492 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_b = 0.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -460.568 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.101 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -46.517 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

・荷重集計

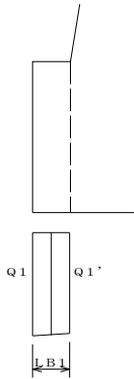
項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	29.44	0.100	2.94
地盤反力	-460.57	0.101	-46.52
合計	-431.13		-43.57

単位幅あたりの曲げモーメント

有効幅	$Me = -43.57/8.000$ $= -5.45 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
全幅	$Ma = -43.57/8.000$ $= -5.45 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

ii) 荷重ケース「地震時」

<<地盤反力度>>



照査位置における荷重強度	$Q1' = 407.926 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
先端部における荷重強度	$Q1 = 460.051 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
作用幅	$L_B = 0.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -694.382 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.102 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -70.828 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

・荷重集計

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	29.44	0.100	2.94
地盤反力	-694.38	0.102	-70.83
合計	-664.94		-67.88

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= -67.88/8.000 \\ &= -8.49 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

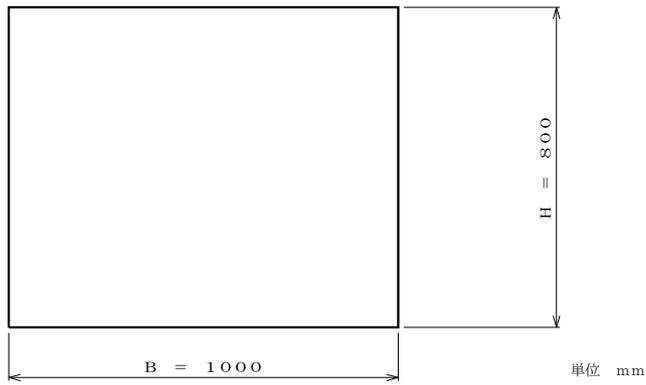
$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= -67.88/8.000 \\ &= -8.49 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

9-2-3 応力度計算

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：フーチング根元位置)

1) 配筋



2) 曲げ応力度の計算

荷重ケース	曲げモーメント 作用方向	M (kN・m/m)	σ_c (σ_{ca}) (N/mm ²)	σ_c' (σ_{ca}') (N/mm ²)
常時	下側引張	-5.45	0.05 (4.50)	-0.05 (0.22)
地震時	下側引張	-8.49	0.08 (6.75)	-0.08 (0.33)

※マイナス表記は引張応力度を表す。

9-3 後フーチング

9-3-1 断面力一覧

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：フーチング根元位置)

i) 曲げモーメント

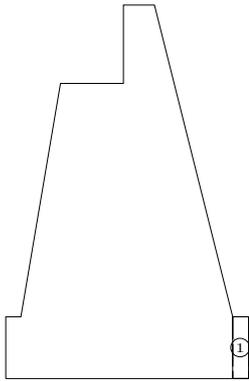
荷重ケース	曲げモーメント:M(kN・m/m)		作用方向
	有効幅考慮	全 幅	
常時	-0.32	-0.32	下側引張
地震時	0.37	0.37	上側引張

9-3-2 断面力算出

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：フーチング根元位置)

<<自重>>



・フーチング自重

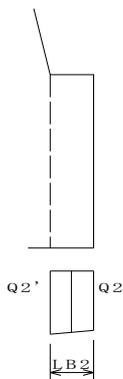
区分	計 算 式			せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量			29.44	0.100	2.94
	合 計			29.44		2.94

・裏込め土砂自重

区分	計 算 式			せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
	幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量			0.00		0.00
	合 計			0.00		0.00

i) 荷重ケース「常時」

<<地盤反力度>>



照査位置における荷重強度	$Q2' = 46.036 \text{ (kN/m)}$
先端部における荷重強度	$Q2 = 28.764 \text{ (kN/m)}$
作用幅	$L_B = 0.200 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = -59.840 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.092 \text{ (m)}$
モーメント	$M = -5.523 \text{ (kN・m)}$

・荷重集計

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	29.44	0.100	2.94
地盤反力	-59.84	0.092	-5.52
合計	-30.40		-2.58

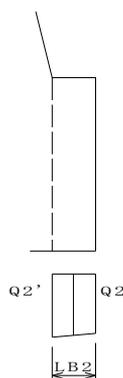
単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad M_e &= -2.58/8.000 \\ &= -0.32 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅} \quad M_a &= -2.58/8.000 \\ &= -0.32 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

ii) 荷重ケース「地震時」

<<地盤反力度>>



照査位置における荷重強度	$Q2' = 0.000 \text{ (kN/m)}$
先端部における荷重強度	$Q2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$
作用幅	$L_B = 0.000 \text{ (m)}$
鉛直力	$S = 0.000 \text{ (kN)}$
作用位置	$x = 0.000 \text{ (m)}$
モーメント	$M = 0.000 \text{ (kN・m)}$

・荷重集計

項目	せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げモーメント M (kN・m)
フーチング自重	29.44	0.100	2.94
地盤反力	0.00	0.000	0.00
合計	29.44		2.94

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad M_e &= 2.94/8.000 \\ &= 0.37 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

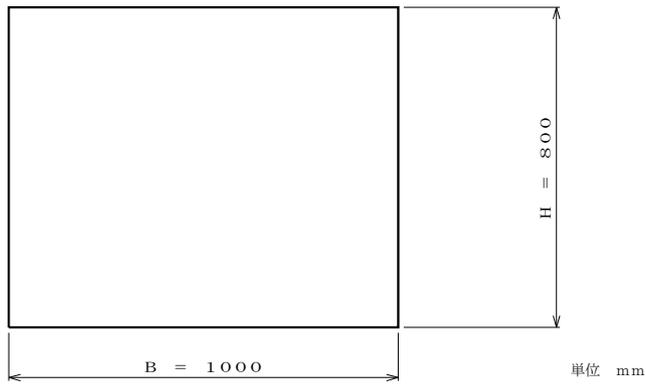
$$\begin{aligned} \text{全幅} \quad M_a &= 2.94/8.000 \\ &= 0.37 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

9-3-3 応力度計算

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：フーチング根元位置)

1) 配筋



2) 曲げ応力度の計算

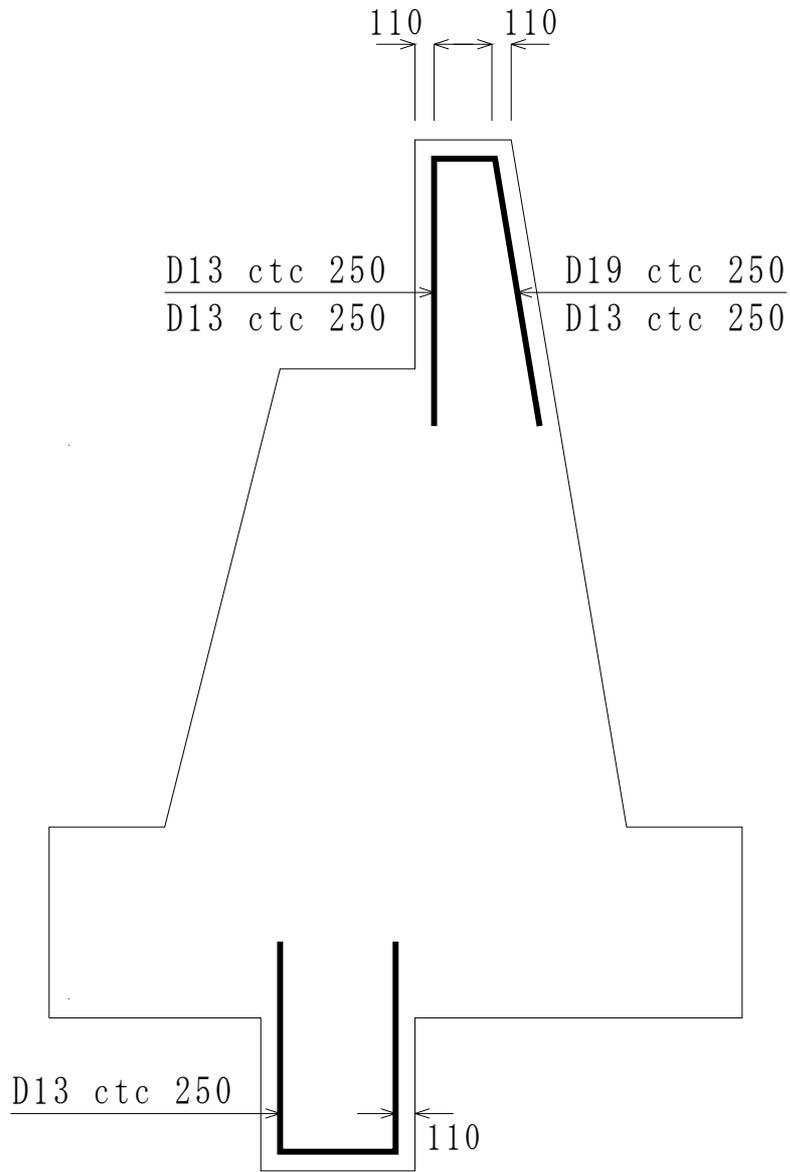
荷重ケース	曲げモーメント 作用方向	M (kN・m/m)	σ_c (σ_{ca}) (N/mm ²)	σ_c' (σ_{ca}') (N/mm ²)
常時	下側引張	-0.32	0.00 (4.50)	0.00 (0.22)
地震時	上側引張	0.37	0.00 (6.75)	0.00 (0.33)

※マイナス表記は引張応力度を表す。

10 配筋計画

10-1 配筋計画図

10-1-1 躯体



上段：主鉄筋
下段：配力筋

10-2 パラペット

10-2-1 前面 (橋座位置)

・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	110	D13	250.000	4.000	506.8
合計					506.8

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D13	250.000	4.000	506.8
合計				506.8

10-2-2 背面 (橋座位置)

・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	110	D19	250.000	4.000	1146.0
合計					1146.0

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D13	250.000	4.000	506.8
合計				506.8

10-2-3 組立筋 (橋座位置)

鉄筋径	垂直ピッチ (mm)	水平ピッチ (mm)
D13	250.000	250.000

10-3 突起

・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	110	D13	250.000	4.000	506.8
合計					506.8