

目次

1章 設計条件	1
1.1 適用基準	1
1.2 形式	1
1.3 形状寸法	1
1.4 地盤条件	1
1.5 使用材料	1
1.6 土砂	2
1.7 載荷荷重	2
1.8 任意荷重	3
1.9 土圧	3
1.10 荷重組み合わせ	4
1.11 基礎の条件	4
1.11.1 許容せん断抵抗算出用データ	4
1.12 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	5
1.12.1 安定計算の許容値	5
1.12.2 部材の許容応力度	5
2章 安定計算	7
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	7
2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，浮力による鉛直力、水平力	8
2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重	9
2.4 土圧・水圧	10
2.5 地震荷重の決定	16
2.6 作用力の集計	17
2.7 安定計算結果	20
2.7.1 転倒に対する安定	20
2.7.2 滑動に対する安定	20
2.7.3 支持に対する照査	21
3章 堅壁の設計	22
3.1 堅壁基部の設計	22
3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	22
3.1.2 躯体自重，任意荷重	22
3.1.3 土圧・水圧	24
3.1.4 地震荷重の決定	30
3.1.5 断面力の集計	30
3.1.6 断面計算（許容応力度法）	32
3.2 堅壁変化位置[1]の設計	33
3.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	34
3.2.2 躯体自重，任意荷重	34
3.2.3 土圧・水圧	36
3.2.4 地震荷重の決定	42
3.2.5 断面力の集計	42
3.2.6 断面計算（許容応力度法）	44
3.3 堅壁定着位置[1]の設計	45
3.3.1 水位を考慮しないブロックデータ	46
3.3.2 躯体自重，任意荷重	46
3.3.3 土圧・水圧	48
3.3.4 地震荷重の決定	54
3.3.5 断面力の集計	54

3.3.6 断面計算（許容応力度法）	56
4章 つま先版の設計	58
4.1 照査位置[1]の設計	58
4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	58
4.1.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，浮力による鉛直力	59
4.1.3 地盤反力	59
4.1.4 断面力の集計	60
4.1.5 断面計算（許容応力度法）	62
5章 かかと版の設計	64
5.1 照査位置[1]の設計	64
5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	64
5.1.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，浮力による鉛直力	65
5.1.3 地表面の載荷荷重，雪荷重	65
5.1.4 地盤反力	67
5.1.5 断面力の集計	68
5.1.6 断面計算（許容応力度法）	70

【土 質】 裏 込 め 土： シルト、粘性土
埋 戻 し 土： シルト、粘性土
支 持 地 盤： 堅い粘土質地盤

【 内部摩擦角 】 背 面 土 砂： 20.00（度）

【単位体積重量】

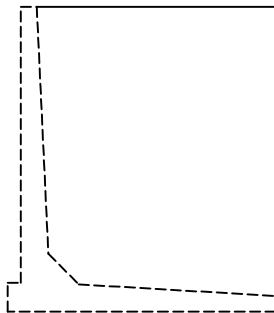
(kN/m³)

軀 体	鉄筋コンクリート	24.000	
水	躯体浮力算出用	9.800	
	土砂浮力算出用	9.000	
土 砂		湿潤重量	飽和重量
背 面		16.000	16.800
前 面		16.000	16.800

【設計水平震度】 中地震時Kh = 0.20, 大地震時Kh = 0.25

1.6 土砂

(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

1.7 載荷荷重

[1] 常時, 中地震時, 大地震時

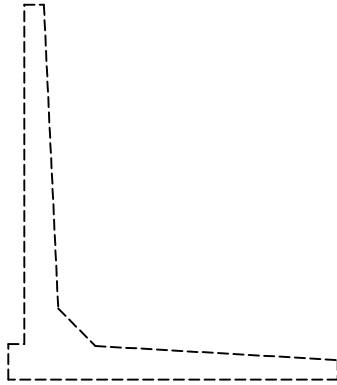


番号	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	堅壁	底版
1	0.000	∞	10.000	10.000	○	○	○

1.8 任意荷重

[1] 常時, 中地震時, 大地震時
(慣性力: 考慮しない)

$\frac{1}{2}$



番号	荷 重 名 称	荷 重 種 類	位置X (m)	位置Y (m)	強度q1 (kN/m ²) q (kN/m) M (kN.m)	強度q2 (kN/m ²)	載荷幅W (m)	計算対象			
								安定	堅壁	前趾	後趾
1	フェンス荷重	水平荷重	0.400	6.900	1.000	—	0.000	○	○	○	○

1.9 土圧

・土圧式: 試行くさび

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷 重 状 態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	10.000	—	—
地震時土圧	0.000	10.000	—	—

※透水マットを使用する

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかとから鉛直に伸ばした線)

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・堅壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 2.726 (度)

・粘着力 (kN/m²)

荷 重 状 態	すべり面用	粘着高さ用	受働土圧用
常 時	0.000	0.000	——
地震時	0.000	0.000	——

1.10 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時
2	中地震時	中地震時
3	大地震時	大地震時

No	荷重名称	地震時の扱い				
		地震規模	慣性力方向		土砂慣性力	
			水平	鉛直	前面	背面
2	中地震時	中規模	←方向	——	——	考 慮
3	大地震時	大規模	←方向	——	——	考 慮

	荷重名称	1	2	3
土 砂	土砂1			
載荷荷重	載荷荷重1	○	○	○
任意荷重	任意荷重1	○	○	○
主働土圧	考慮しない			
	常時土圧	○	—	—
	地震時土圧		—	—

照査項目		1	2	3
許容応力度法		安定・断面	安定・断面	安定・断面
限界状態設計法	照査性能	——	——	——
	剛体安定	——	——	——
	断面破壊	——	——	——

1.11 基礎の条件

1.11.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	全 幅
基礎底面と地盤との間の付着力 CB (kN/m ²)	20.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 μ	0.364

1.12 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.12.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	許容偏心量 e_B / B (m)	滑動安全率	許容 支持力度 (kN/m ²)
常時	1/6	1.500	200.000
大地震時	1/2	1.000	600.000

ここに、

B : 基礎幅 (m)

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

M_B : 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

1.12.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 縦壁 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度 τ_{a1} τ_{a2}		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sda}
常時	7.000	195.000	0.700	1.600	195.000
中地震時	14.000	295.000	1.400	3.200	295.000
大地震時	21.000	295.000	2.100	3.200	295.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sda}
常時	195.000	195.000
中地震時	295.000	295.000
大地震時	295.000	295.000

2) 底版 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度 τ_{a1} τ_{a2}		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sda}
常時	7.000	195.000	0.700	1.600	————
中地震時	14.000	295.000	1.400	3.200	————
大地震時	21.000	295.000	2.100	3.200	————

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sda}
常時	195.000	————

・鉄筋径＞28mm (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sna}
中地震時	295.000	————
大地震時	295.000	————

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せん断応力度

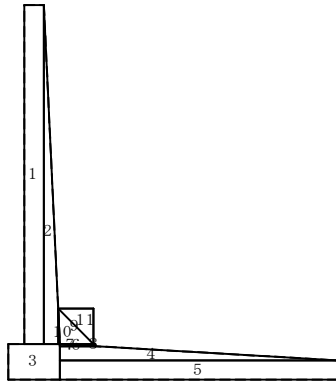
τ_{a2} : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

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

1) ブロック割り



2) 体積・重心

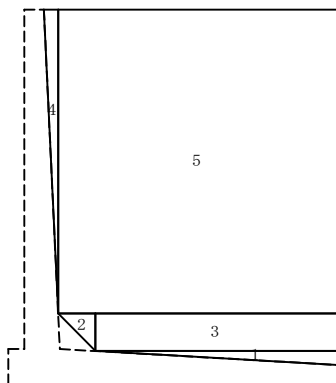
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$0.300 \times 5.250 \times 1.000$	1.575	0.400	3.175	0.630	5.001	
2	$1/2 \times 0.250 \times 5.250 \times 1.000$	0.656	0.633	2.300	0.416	1.509	
3	$0.800 \times 0.550 \times 1.000$	0.440	0.400	0.275	0.176	0.121	
4	$1/2 \times 4.300 \times 0.250 \times 1.000$	0.538	2.233	0.383	1.200	0.206	
5	$4.300 \times 0.300 \times 1.000$	1.290	2.950	0.150	3.805	0.194	
6	$0.550 \times 0.032 \times 1.000$	0.018	1.075	0.534	0.019	0.009	
7	$-1/2 \times 0.550 \times 0.032 \times 1.000$	-0.009	0.983	0.529	-0.009	-0.005	
8	$-1/2 \times 0.032 \times 0.032 \times 1.000$	-0.001	1.339	0.539	-0.001	0.000	
9	$0.545 \times 0.550 \times 1.000$	0.299	1.046	0.825	0.313	0.247	
10	$-1/2 \times 0.026 \times 0.550 \times 1.000$	-0.007	0.783	0.733	-0.006	-0.005	
11	$-1/2 \times 0.545 \times 0.550 \times 1.000$	-0.150	1.137	0.917	-0.170	-0.137	
Σ		4.650	—	—	6.375	7.140	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 6.375 / 4.650 = 1.371 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 7.140 / 4.650 = 1.536 \text{ (m)}$$

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 $V_i (\text{m}^3)$	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$1/2 \times 3.750 \times 0.218 \times 1.000$	0.409	3.850	0.445	1.574	0.182	
2	$1/2 \times 0.576 \times 0.582 \times 1.000$	0.168	1.158	0.906	0.194	0.152	
3	$3.750 \times 0.582 \times 1.000$	2.182	3.225	0.809	7.038	1.766	
4	$1/2 \times 0.224 \times 4.700 \times 1.000$	0.526	0.699	4.233	0.368	2.227	
5	$4.326 \times 4.700 \times 1.000$	20.333	2.937	3.450	59.716	70.149	
Σ		23.618	—	—	68.890	74.475	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 68.890 / 23.618 = 2.917 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 74.475 / 23.618 = 3.153 \text{ (m)}$$

2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，浮力による鉛直力、水平力

(1) 自重による作用力

[1] 常時

位 置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 4.650 = 111.590$	1.371
土砂(背面)	$16.000 \times 23.618 = 377.887$	2.917
合 計	489.477	2.564

[2] 中地震時

位 置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 4.650 = 111.590$	1.371
土砂(背面)	$16.000 \times 23.618 = 377.887$	2.917
合 計	489.477	2.564

位 置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$111.590 \times 0.20 = 22.318$	1.536
土砂(背面)	$377.887 \times 0.20 = 75.577$	3.153
合 計	97.895	2.784

[3] 大地震時

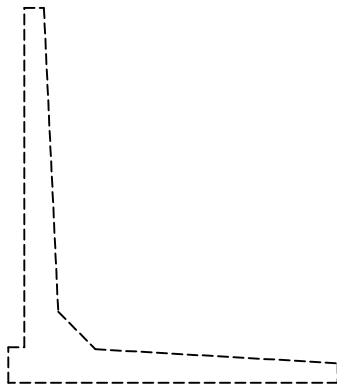
位 置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 4.650 = 111.590$	1.371
土砂(背面)	$16.000 \times 23.618 = 377.887$	2.917
合 計	489.477	2.564

位 置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$111.590 \times 0.25 = 27.897$	1.536
土砂(背面)	$377.887 \times 0.25 = 94.472$	3.153
合 計	122.369	2.784

(2)任意荷重による作用力

[1]常時、中地震時、大地震時

1



■水平荷重、モーメントH荷重

番号	荷重名称	水平荷重 H_i (kN)	作用位置 Y_i (m)	$H_i \cdot Y_i$
1	フェンス荷重	1.000	6.900	6.900
Σ		1.000	——	6.900

$$Y_G = \Sigma (H_i \cdot Y_i) / \Sigma H_i = 6.900 / 1.000 = 6.900 \text{ (m)}$$

2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q_1 + q_2) \cdot L$$

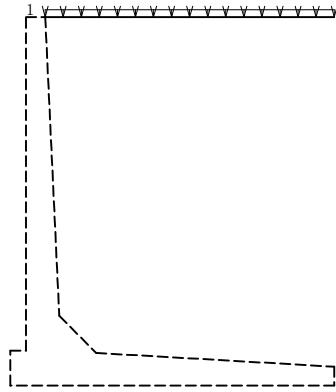
ここに、

q : 載荷荷重強度

L : 載荷荷重長さ

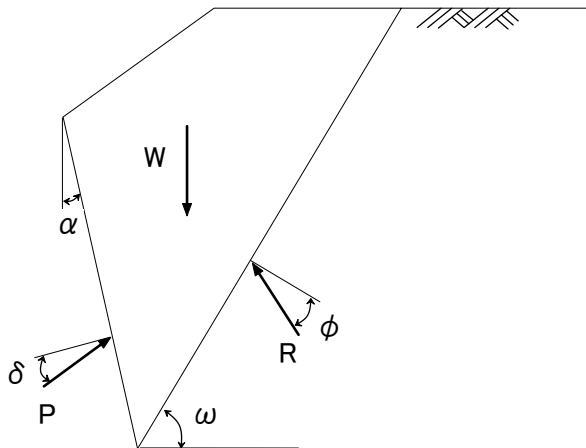
X : つま先位置から合力作用点までの距離

[1] 常時、中地震時、大地震時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	4.550	45.500	2.825

2.4 土圧・水圧



[1] 常時

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離）

$$x_p = 5.100 \text{ m}$$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 5.800 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 20.000^\circ$$

地表面が水平面となす角度

$$\beta = 0.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = \beta = 0.000^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W)，土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 ω (°)	土砂重量 W (kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
54.00	195.525	0.000	42.139	237.664	160.306

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 hw = 0.000 m

すべり角 $\omega(^{\circ})$	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
55.00	188.440	0.000	40.612	229.052	160.384
56.00	181.521	0.000	39.121	220.642	160.306

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 55.00^{\circ} \text{ のとき } P = 160.384 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{229.052 \times \sin(55.00^{\circ} - 20.00^{\circ})}{\cos(55.00^{\circ} - 20.00^{\circ} - 0.000^{\circ} - 0.000^{\circ})} \\
 &= 160.384 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 160.384 \times \cos(0.000^{\circ} + 0.000^{\circ}) = 160.384 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 160.384 \times \sin(0.000^{\circ} + 0.000^{\circ}) = 0.000 \text{ kN}$$

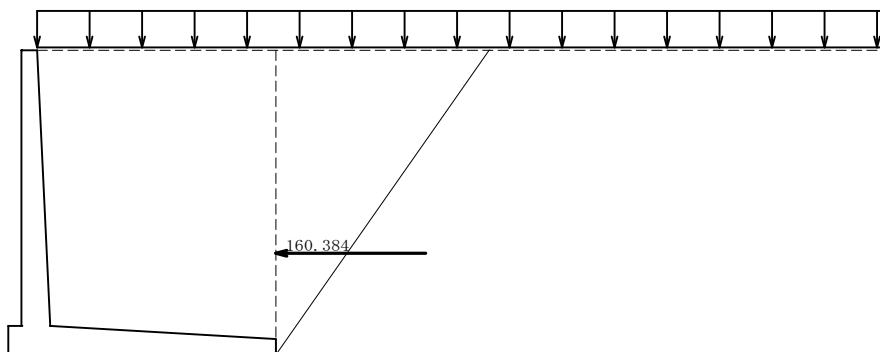
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.800}{3} = 1.933 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 5.100 - 1.933 \times \tan 0.000^{\circ} = 5.100 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.933 = 1.933 \text{ m}$$

・土圧図



[2] 中地震時

■ 常時土圧の算出

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離）	$x_p =$	5.100 m
	$y_p =$	0.000 m
仮想背面の高さ	$H =$	5.800 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha =$	0.000 °
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s =$	16.000 kN/m ³
背面土砂の内部摩擦角	$\phi =$	20.000 °
地表面が水平面となす角度	$\beta =$	0.000 °
壁面摩擦角	$\delta = \beta =$	0.000 °
すべり角の変化範囲	$\omega_i =$	10.00 ° ～ 80.00 °

すべり角(ω)に対する土砂重量(W)，土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000$ m

すべり角 ω (°)	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
54.00	195.525	0.000	42.139	237.664	160.306
55.00	188.440	0.000	40.612	229.052	160.384
56.00	181.521	0.000	39.121	220.642	160.306

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 55.00^\circ \text{ のとき } P = 160.384 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{229.052 \times \sin(55.00^\circ - 20.00^\circ)}{\cos(55.00^\circ - 20.00^\circ - 0.000^\circ - 0.000^\circ)} \\
 &= 160.384 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 160.384 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 160.384 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 160.384 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.800}{3} = 1.933 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 5.100 - 1.933 \times \tan 0.000^\circ = 5.100 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.933 = 1.933 \text{ m}$$

■地震時土圧の算出

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離）	$x_p =$	5.100 m
	$y_p =$	0.000 m
仮想背面の高さ	$H =$	5.800 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha =$	0.000 °

背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$
 背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 20.000^\circ$
 地表面が水平面となす角度 $\beta = 0.000^\circ$
 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1}kh = \tan^{-1}0.20 = 11.310^\circ$
 壁面摩擦角

$$\delta = \tan^{-1} \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)}$$

$$= \tan^{-1} \frac{\sin 20.00^\circ \times \sin(11.310^\circ + 34.988^\circ - 0.000^\circ)}{1 - \sin 20.00^\circ \times \cos(11.310^\circ + 34.988^\circ - 0.000^\circ)}$$

$$= 17.940^\circ$$

$$\Delta = \sin^{-1} \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi} = \sin^{-1} \frac{\sin(0.000^\circ + 11.310^\circ)}{\sin 20.00^\circ} = 34.988^\circ$$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W)，土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega (^\circ)$	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
31.00	447.890	0.000	96.528	544.418	212.319
32.00	430.680	0.000	92.819	523.499	212.394
33.00	414.408	0.000	89.312	503.720	212.263

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 32.00^\circ \text{ のとき } P = 212.394 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$P = \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{523.499 / \cos 11.310^\circ \times \sin(32.00^\circ - 20.00^\circ + 11.310^\circ)}{\cos(32.00^\circ - 20.00^\circ - 0.000^\circ - 17.940^\circ)}$$

$$= 212.394 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 212.394 \times \cos(0.000^\circ + 17.940^\circ) = 202.067 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 212.394 \times \sin(0.000^\circ + 17.940^\circ) = 65.423 \text{ kN}$$

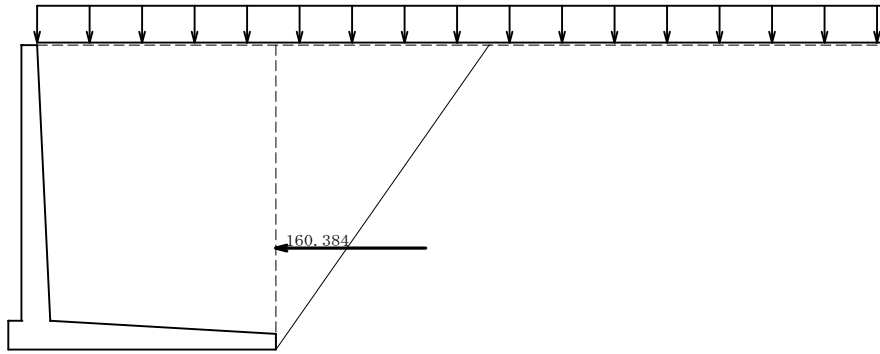
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.800}{3} = 1.933 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 5.100 - 1.933 \times \tan 0.000^\circ = 5.100 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.933 = 1.933 \text{ m}$$

・土圧図



[3]大地震時

■常時土圧の算出

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離）	$x_p =$	5.100 m
	$y_p =$	0.000 m
仮想背面の高さ	$H =$	5.800 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha =$	0.000 °
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s =$	16.000 kN/m ³
背面土砂の内部摩擦角	$\phi =$	20.000 °
地表面が水平面となす角度	$\beta =$	0.000 °
壁面摩擦角	$\delta = \beta =$	0.000 °
すべり角の変化範囲	$\omega_i =$	10.00 ° ～ 80.00 °

すべり角(ω)に対する土砂重量(W)，土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000$ m

すべり角 ω (°)	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
54.00	195.525	0.000	42.139	237.664	160.306
55.00	188.440	0.000	40.612	229.052	160.384
56.00	181.521	0.000	39.121	220.642	160.306

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 55.00^\circ \text{ のとき } P = 160.384 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{229.052 \times \sin(55.00^\circ - 20.00^\circ)}{\cos(55.00^\circ - 20.00^\circ - 0.000^\circ - 0.000^\circ)} \\
 &= 160.384 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 160.384 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 160.384 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 160.384 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.800}{3} = 1.933 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 5.100 - 1.933 \times \tan 0.000^\circ = 5.100 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.933 = 1.933 \text{ m}$$

■地震時土圧の算出

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離） $x_p = 5.100 \text{ m}$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ $H = 5.800 \text{ m}$

土圧作用面が鉛直面となす角度 $\alpha = 0.000^\circ$

背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 20.000^\circ$

地表面が水平面となす角度 $\beta = 0.000^\circ$

地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} k_h = \tan^{-1} 0.25 = 14.036^\circ$

壁面摩擦角

$$\begin{aligned} \delta &= \tan^{-1} \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)} \\ &= \tan^{-1} \frac{\sin 20.00^\circ \times \sin(14.036^\circ + 45.164^\circ - 0.000^\circ)}{1 - \sin 20.00^\circ \times \cos(14.036^\circ + 45.164^\circ - 0.000^\circ)} \\ &= 19.604^\circ \\ \Delta &= \sin^{-1} \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi} = \sin^{-1} \frac{\sin(0.000^\circ + 14.036^\circ)}{\sin 20.00^\circ} = 45.164^\circ \end{aligned}$$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W)，土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega (^\circ)$	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
24.00	604.453	0.000	130.270	734.723	243.457
25.00	577.128	0.000	124.381	701.509	243.724
26.00	551.780	0.000	118.918	670.698	243.700

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 25.00^\circ \text{ のとき } P = 243.724 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{701.509 / \cos 14.036^\circ \times \sin(25.00^\circ - 20.00^\circ + 14.036^\circ)}{\cos(25.00^\circ - 20.00^\circ - 0.000^\circ - 19.604^\circ)} \\
 &= 243.724 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 243.724 \times \cos(0.000^\circ + 19.604^\circ) = 229.597 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 243.724 \times \sin(0.000^\circ + 19.604^\circ) = 81.772 \text{ kN}$$

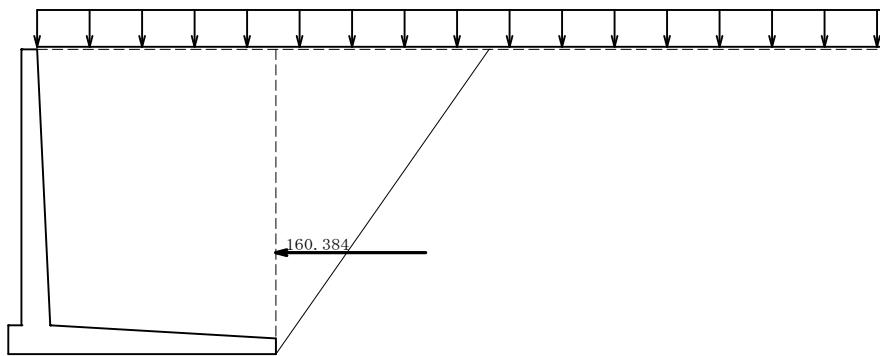
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.800}{3} = 1.933 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 5.100 - 1.933 \times \tan 0.000^\circ = 5.100 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.933 = 1.933 \text{ m}$$

・土圧図



2.5 地震荷重の決定

①自重に起因する慣性力＋常時土圧水平成分

②地震時土圧水平成分

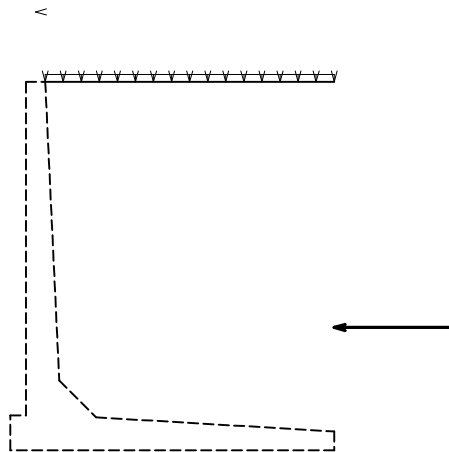
①と②を比較し、大きい方を地震荷重として採用する

荷重状態（水 位）	①			②	採用 荷重
	慣性力 (kN)	常時土圧 (kN)	合計 (kN)	地震時土圧 (kN)	
中地震時	97.895	160.384	258.279	202.067	①
大地震時	122.369	160.384	282.753	229.597	①

2.6 作用力の集計

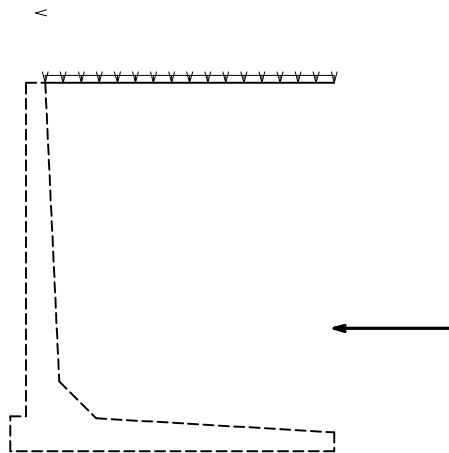
(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時



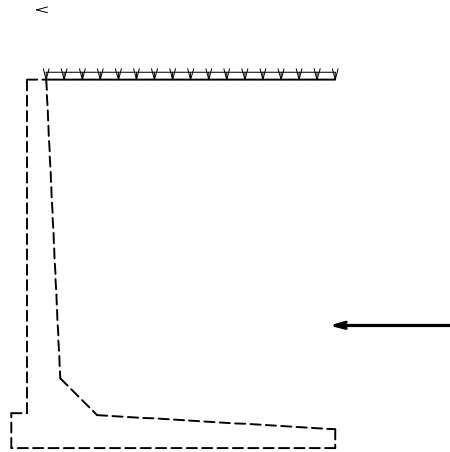
項 目	鉛直力 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN. m)	
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自 重	489.477	0.000	2.564	0.000	1255.234	0.000
載荷、雪	45.500	0.000	2.825	0.000	128.538	0.000
土 圧	0.000	160.384	5.100	1.933	0.000	310.022
任意荷重	0.000	1.000	0.000	6.900	0.000	6.900
合 計	534.977	161.384	———	———	1383.772	316.922

[2] 中地震時



項 目	鉛直力 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN. m)	
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自 重	489.477	97.895	2.564	2.784	1255.234	272.591
載荷、雪	45.500	0.000	2.825	0.000	128.538	0.000
土 圧	0.000	160.384	5.100	1.933	0.000	310.022
任意荷重	0.000	1.000	0.000	6.900	0.000	6.900
合 計	534.977	259.279	———	———	1383.772	589.513

[3]大地震時



項 目	鉛直力 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自 重	489.477	122.369	2.564	2.784	1255.234	340.738
載荷、雪	45.500	0.000	2.825	0.000	128.538	0.000
土 圧	0.000	160.384	5.100	1.933	0.000	310.022
任意荷重	0.000	1.000	0.000	6.900	0.000	6.900
合 計	534.977	283.753	———	———	1383.772	657.661

荷重状態 (水 位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	534.977	161.384	1066.850
中地震時	534.977	259.279	794.259
大地震時	534.977	283.753	726.111

(2) フーチング中心での作用力の集計

鉛 直 力 : $N_c = N_o$ (kN)

水 平 力 : $H_c = H_o$ (kN)

回 転 モ ー メ ン ト : $M_c = N_o \cdot B_j / 2.0 - M_o$ (kN・m)

ここに、

フーチング土圧方向幅 : $B_j = 5.100$ (m)

■単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN・m)
常時	534.977	161.384	297.341
中地震時	534.977	259.279	569.932
大地震時	534.977	283.753	638.080

■全幅(10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	5349.768	1613.840	2973.412
中地震時	5349.768	2592.794	5699.319
大地震時	5349.768	2837.532	6380.795

2.7 安定計算結果

2.7.1 転倒に対する安定

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mt}{\Sigma V}$$

ここに、

d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

B : 底版幅 (m), B = 5.100

$$e_a = B/n$$

ここに、

e_a : 許容偏心距離 (m)

n : 許容偏心量の底版幅に対する比

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)	e_a (m)	判 定
常時	1383.772	316.922	534.977	1.994	0.556	≤ 0.850	○
大地震時	1383.772	657.661	534.977	1.357	1.193	≤ 2.550	○

2.7.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_h}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_h : 底版下面における全水平荷重 (kN)

μ : 底版と支持地盤の間の摩擦係数, $\mu = 0.364$

C_b : 底版と支持地盤の間の付着力 (kN/m²), $C_b = 20.000$

B : 底版幅 (m), B = 5.100

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R_v (kN)	水平荷重 R_h (kN)	安全率 F_s	必要安全率 F_{sa}	判 定
常時	534.977	161.384	1.839	≥ 1.500	○
大地震時	534.977	283.753	1.046	≥ 1.000	○

2.7.3 支持に対する照査

1) 合力作用点が底版中央の底版幅1/3（ミドルサード）の中にある場合

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

2) 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

$$q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3 \cdot (B/2 - e)}$$

3) 合力作用点が底版中にあり、かつ底版中央の底版幅2/3の外にある場合

$$q_1 = \frac{4 \Sigma V}{B}$$

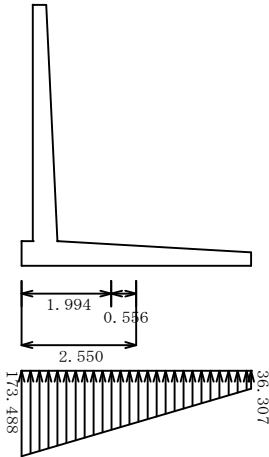
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), $B = 5.100$

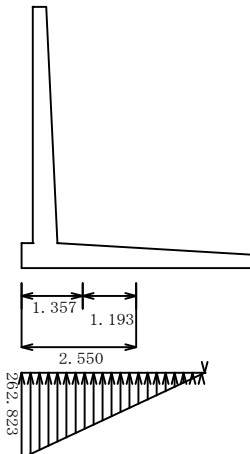
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



地盤反力の 作用幅 (m)	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m²)			判 定
		qmin	qmax	許容値	
5.100	台 形	36.307	173.488 ≤	200.000	○

[2] 大地震時



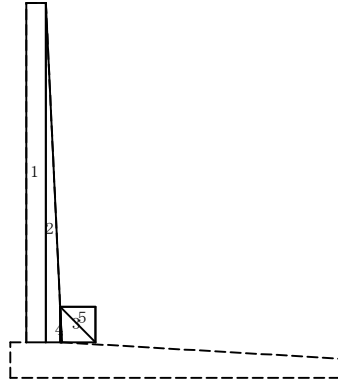
地盤反力の 作用幅 (m)	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m²)			判 定
		qmin	qmax	許容値	
4.071	三角形	0.000	262.823 ≤	600.000	○

3章 縦壁の設計

3.1 縦壁基部の設計

3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$0.300 \times 5.250 \times 1.000$	1.575	0.150	2.625	0.236	4.134	
2	$1/2 \times 0.250 \times 5.250 \times 1.000$	0.656	0.383	1.750	0.252	1.149	
3	$0.544 \times 0.550 \times 1.000$	0.299	0.796	0.275	0.238	0.082	
4	$-1/2 \times 0.026 \times 0.550 \times 1.000$	-0.007	0.533	0.183	-0.004	-0.001	
5	$-1/2 \times 0.544 \times 0.550 \times 1.000$	-0.150	0.887	0.367	-0.133	-0.055	
Σ		2.374	—	—	0.590	5.309	

$$\text{重心 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.590 / 2.374 = 0.248 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 5.309 / 2.374 = 2.236 \text{ (m)}$$

3.1.2 躯体自重，任意荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 2.374 = 56.974$	0.027

作用位置

$$X = X_c - XG = 0.275 - 0.248$$

$$= 0.027 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

[2] 中地震時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 2.374 = 56.974$	0.027

位 置	$H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$56.974 \times 0.200 = 11.395$	2.236

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.275 - 0.248 \\ = 0.027 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

[3]大地震時

位 置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 2.374 = 56.974$	0.027

位 置	$H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$56.974 \times 0.250 = 14.243$	2.236

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.275 - 0.248 \\ = 0.027 \text{ m}$$

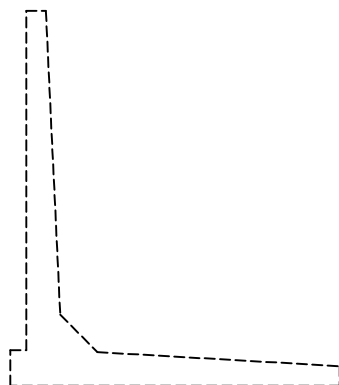
ここに、

X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

(2)任意荷重

[1]常時、中地震時、大地震時

$\frac{1}{2}$



■水平荷重、モーメントH荷重

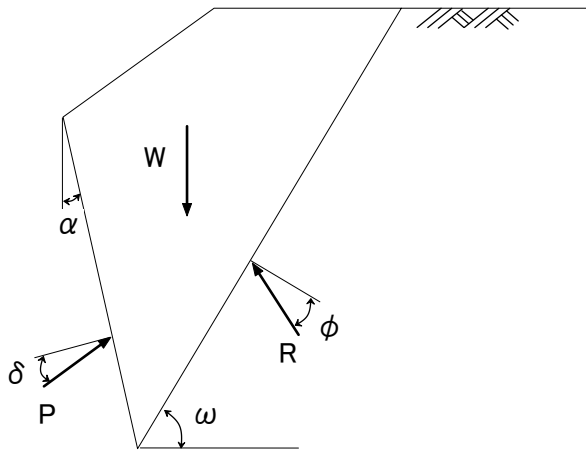
番号	荷重名称	水平荷重 H_i (kN)	作用位置 Y_i (m)	$H_i \cdot Y_i$
1	フェンス荷重	1.000	6.350	6.350
Σ		1.000	—	6.350

$$Y = \Sigma (H_i \cdot Y_i) / \Sigma H_i = 6.350 / 1.000 = 6.350 \text{ (m)}$$

ここに、

Y:設計断面から作用点までの鉛直距離(m)

3.1.3 土圧・水圧



[1] 常時

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離）	$x_p = 0.275 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 5.250 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 2.726^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\phi = 20.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 10.000^\circ$
すべり角の変化範囲	$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W)，土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega (^\circ)$	土砂重量 $W (\text{kN})$				土圧力 $P (\text{kN})$
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
51.00	189.059	0.000	45.013	234.072	126.959
52.00	182.771	0.000	43.517	226.288	127.035
53.00	176.660	0.000	42.061	218.721	126.992

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 52.00^\circ \text{ のとき } P = 127.035 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{226.288 \times \sin(52.00^\circ - 20.00^\circ)}{\cos(52.00^\circ - 20.00^\circ - 2.726^\circ - 10.000^\circ)} \\
 &= 127.035 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 127.035 \times \cos(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 123.914 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 127.035 \times \sin(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 27.984 \text{ kN}$$

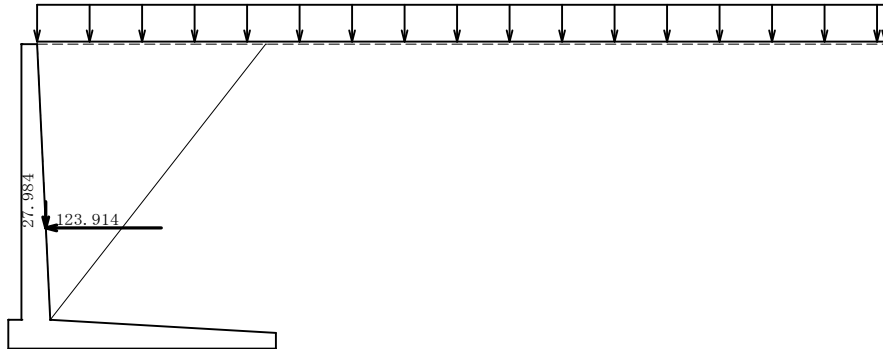
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.250}{3} = 1.750 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.750 \times \tan 2.726^\circ - 0.275 = -0.192 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.750 = 1.750 \text{ m}$$

・土圧図



[2]中地震時

■常時土圧の算出

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離）

$$x_p = 0.275 \text{ m}$$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 5.250 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 2.726^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 20.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 10.000^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W)，土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega (^\circ)$	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
51.00	189.059	0.000	45.013	234.072	126.959
52.00	182.771	0.000	43.517	226.288	127.035
53.00	176.660	0.000	42.061	218.721	126.992

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 52.00^\circ \text{ のとき } P = 127.035 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{226.288 \times \sin(52.00^\circ - 20.00^\circ)}{\cos(52.00^\circ - 20.00^\circ - 2.726^\circ - 10.000^\circ)} \\
 &= 127.035 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 127.035 \times \cos(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 123.914 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 127.035 \times \sin(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 27.984 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.250}{3} = 1.750 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.750 \times \tan 2.726^\circ - 0.275 = -0.192 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.750 = 1.750 \text{ m}$$

■地震時土圧の算出

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離） $x_p = 0.275 \text{ m}$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ $H = 5.250 \text{ m}$

土圧作用面が鉛直面となす角度 $\alpha = 2.726^\circ$

背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 20.000^\circ$

壁面摩擦角 $\delta = 1/2 \phi = 10.000^\circ$

地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} k_h = \tan^{-1} 0.20 = 11.310^\circ$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W)，土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega (^\circ)$	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
34.00	337.403	0.000	80.334	417.737	182.170
35.00	325.408	0.000	77.477	402.885	182.249
36.00	313.992	0.000	74.760	388.752	182.190

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 35.00^\circ \text{ のとき } P = 182.249 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{402.885 / \cos 11.310^\circ \times \sin(35.00^\circ - 20.00^\circ + 11.310^\circ)}{\cos(35.00^\circ - 20.00^\circ - 2.726^\circ - 10.000^\circ)} \\
 &= 182.249 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 182.249 \times \cos(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 177.772 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 182.249 \times \sin(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 40.147 \text{ kN}$$

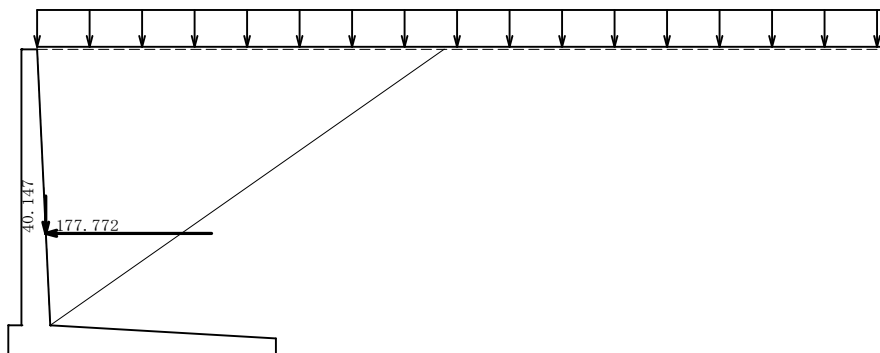
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.250}{3} = 1.750 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.750 \times \tan 2.726^\circ - 0.275 = -0.192 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.750 = 1.750 \text{ m}$$

・土圧図



[3]大地震時

■常時土圧の算出

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離）

$$x_p = 0.275 \text{ m}$$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 5.250 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 2.726^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 20.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 10.000^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 hw = 0.000 m

すべり角 $\omega(^{\circ})$	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
51.00	189.059	0.000	45.013	234.072	126.959
52.00	182.771	0.000	43.517	226.288	127.035
53.00	176.660	0.000	42.061	218.721	126.992

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 52.00^{\circ} \text{ のとき } P = 127.035 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{226.288 \times \sin(52.00^{\circ} - 20.00^{\circ})}{\cos(52.00^{\circ} - 20.00^{\circ} - 2.726^{\circ} - 10.000^{\circ})} \\
 &= 127.035 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 127.035 \times \cos(2.726^{\circ} + 10.000^{\circ}) = 123.914 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 127.035 \times \sin(2.726^{\circ} + 10.000^{\circ}) = 27.984 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.250}{3} = 1.750 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.750 \times \tan 2.726^{\circ} - 0.275 = -0.192 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.750 = 1.750 \text{ m}$$

■地震時土圧の算出

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離） $x_p = 0.275 \text{ m}$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ $H = 5.250 \text{ m}$

土圧作用面が鉛直面となす角度 $\alpha = 2.726^{\circ}$

背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 20.000^{\circ}$

壁面摩擦角 $\delta = 1/2 \phi = 10.000^{\circ}$

地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.25 = 14.036^{\circ}$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^{\circ} \sim 80.00^{\circ}$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega(^{\circ})$	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
28.00	425.200	0.000	101.238	526.438	204.289
29.00	408.295	0.000	97.212	505.507	204.331
30.00	392.419	0.000	93.432	485.851	204.216

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 29.00^{\circ} \text{ のとき } P = 204.331 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{505.507 / \cos 14.036^{\circ} \times \sin(29.00^{\circ} - 20.00^{\circ} + 14.036^{\circ})}{\cos(29.00^{\circ} - 20.00^{\circ} - 2.726^{\circ} - 10.000^{\circ})} \\
 &= 204.331 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 204.331 \times \cos(2.726^{\circ} + 10.000^{\circ}) = 199.312 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 204.331 \times \sin(2.726^{\circ} + 10.000^{\circ}) = 45.012 \text{ kN}$$

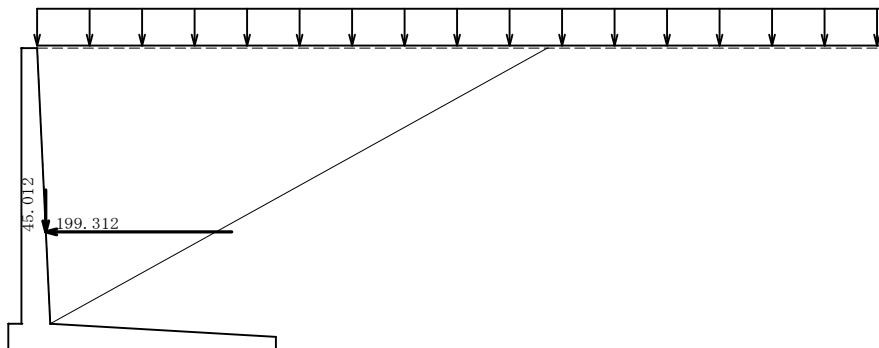
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.250}{3} = 1.750 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.750 \times \tan 2.726^{\circ} - 0.275 = -0.192 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.750 = 1.750 \text{ m}$$

・土圧図



3.1.4 地震荷重の決定

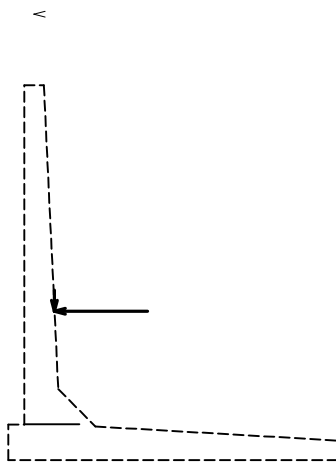
- ①自重に起因する慣性力＋常時土圧水平成分
- ②地震時土圧水平成分
- ①と②を比較し、大きい方を地震荷重として採用する

荷重状態（水 位）	①			②	採用 荷重
	慣性力 (kN)	常時土圧 (kN)	合計 (kN)	地震時土圧 (kN)	
中地震時	11.395	123.914	135.309	177.772	②
大地震時	14.243	123.914	138.157	199.312	②

3.1.5 断面力の集計

（偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません）

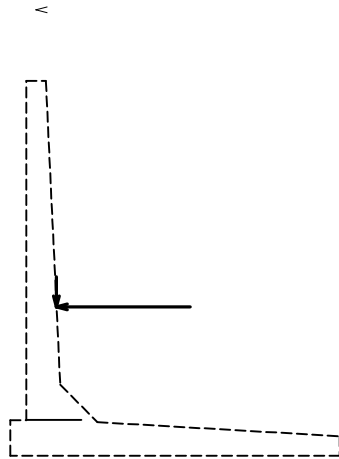
[1] 常時



項 目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN・m)
自 重	56.974	0.000	0.027	0.000	0.000
土 圧	27.984	123.914	-0.192	1.750	216.850
任意荷重	0.000	1.000	0.000	6.350	6.350
合 計	0.000	124.914	—————	—————	223.200

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

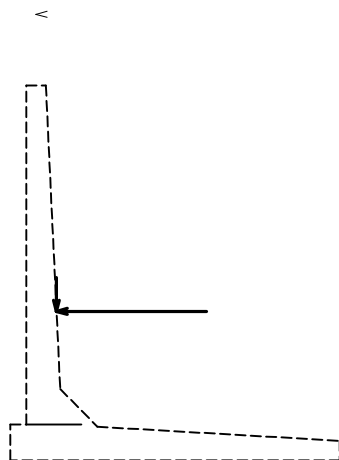
[2] 中地震時



項 目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自 重	56.974	0.000	0.027	2.236	0.000
土 圧	40.147	177.772	-0.192	1.750	311.101
任意荷重	0.000	1.000	0.000	6.350	6.350
合 計	0.000	178.772	—————	—————	317.451

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

[3] 大地震時

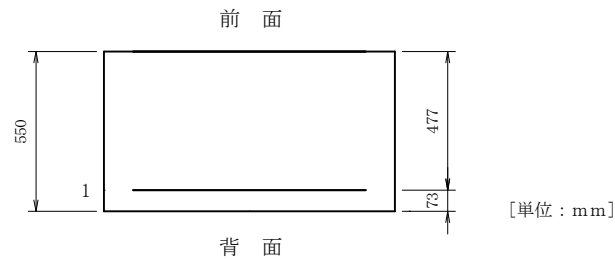


項 目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自 重	56.974	0.000	0.027	2.236	0.000
土 圧	45.012	199.312	-0.192	1.750	348.796
任意荷重	0.000	1.000	0.000	6.350	6.350
合 計	0.000	200.312	—————	—————	355.146

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

3.1.6 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
背面	1	7.30	D25	5.067	6.667
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 28.497 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	223.200	0.000	17.496	6.094	≤ 7.000	157.811	≤ 195.000	○
中地震時	317.451	0.000	17.496	8.668	≤ 14.000	224.451	≤ 295.000	○
大地震時	355.146	0.000	17.496	9.697	≤ 21.000	251.103	≤ 295.000	○

(3) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 作用せん断力 (N)

d : 部材断面の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

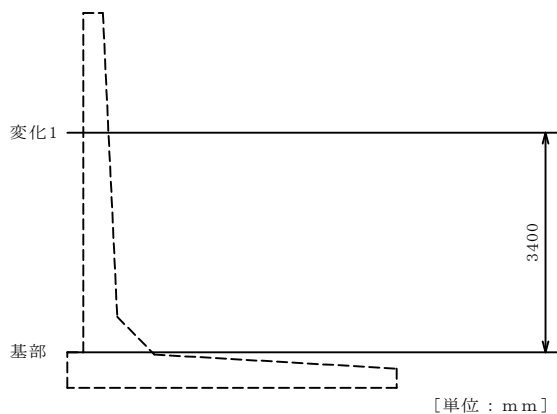
p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	124.914	47.700	0.878	0.298	≤ 0.700	1.600	○
中地震時	178.772	47.700	0.878	0.427	≤ 1.400	3.200	○
大地震時	200.312	47.700	0.878	0.478	≤ 2.100	3.200	○

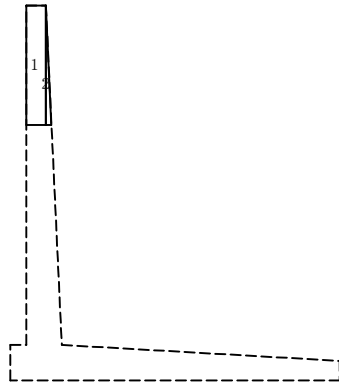
3.2 壁変化位置[1]の設計

基部からの距離 = 3.400 m



3.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$0.300 \times 1.850 \times 1.000$	0.555	0.150	0.925	0.083	0.513	
2	$1/2 \times 0.088 \times 1.850 \times 1.000$	0.082	0.329	0.617	0.027	0.050	
Σ		0.637	—	—	0.110	0.564	

$$\text{重心 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.110 / 0.637 = 0.173 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 0.564 / 0.637 = 0.886 \text{ (m)}$$

3.2.2 躯体自重, 任意荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 0.637 = 15.276$	0.021

作用位置

$$X = X_c - XG = 0.194 - 0.173$$

$$= 0.021 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離 (m)

[2] 中地震時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 0.637 = 15.276$	0.021

位置	$H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$15.276 \times 0.200 = 3.055$	0.886

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.194 - 0.173 \\ = 0.021 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

[3]大地震時

位 置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 0.637 = 15.276$	0.021

位 置	$H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$15.276 \times 0.250 = 3.819$	0.886

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.194 - 0.173 \\ = 0.021 \text{ m}$$

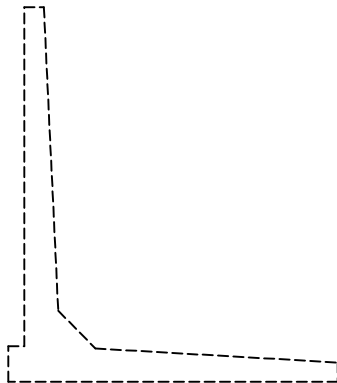
ここに、

X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

(2)任意荷重

[1]常時、中地震時、大地震時

$\frac{1}{2}$



■水平荷重、モーメントH荷重

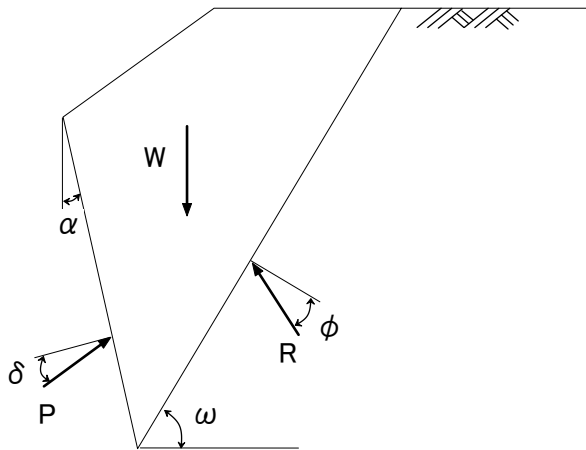
番号	荷重名称	水平荷重 H_i (kN)	作用位置 Y_i (m)	$H_i \cdot Y_i$
1	フェンス荷重	1.000	2.950	2.950
Σ		1.000	—	2.950

$$Y = \Sigma (H_i \cdot Y_i) / \Sigma H_i = 2.950 / 1.000 = 2.950 \text{ (m)}$$

ここに、

Y : 設計断面から作用点までの鉛直距離(m)

3.2.3 土圧・水圧



[1] 常時

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離）	$x_p = 0.194 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 1.850 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 2.726^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\phi = 20.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 10.000^\circ$
すべり角の変化範囲	$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W)，土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega (^\circ)$	土砂重量 $W (\text{kN})$				土圧力 $P (\text{kN})$
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
51.00	23.476	0.000	15.862	39.338	21.337
52.00	22.696	0.000	15.335	38.031	21.350
53.00	21.937	0.000	14.822	36.759	21.343

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 52.00^\circ \text{ のとき } P = 21.350 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{38.031 \times \sin(52.00^\circ - 20.00^\circ)}{\cos(52.00^\circ - 20.00^\circ - 2.726^\circ - 10.000^\circ)} \\
 &= 21.350 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 21.350 \times \cos(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 20.826 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 21.350 \times \sin(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 4.703 \text{ kN}$$

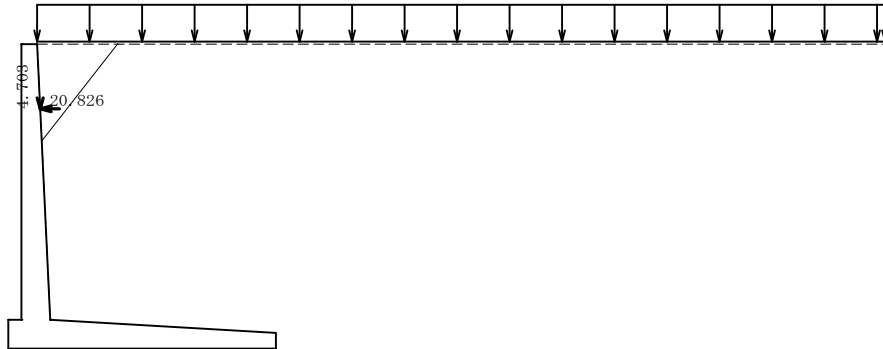
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{1.850}{3} = 0.617 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.617 \times \tan 2.726^\circ - 0.194 = -0.165 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.617 = 0.617 \text{ m}$$

・土圧図



[2]中地震時

■常時土圧の算出

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離）	$x_p = 0.194 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 1.850 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 2.726^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\phi = 20.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 10.000^\circ$
すべり角の変化範囲	$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W)，土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega (^\circ)$	土砂重量 $W (\text{kN})$				土圧力 $P (\text{kN})$
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
51.00	23.476	0.000	15.862	39.338	21.337
52.00	22.696	0.000	15.335	38.031	21.350
53.00	21.937	0.000	14.822	36.759	21.343

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 52.00^\circ \text{ のとき } P = 21.350 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{38.031 \times \sin(52.00^\circ - 20.00^\circ)}{\cos(52.00^\circ - 20.00^\circ - 2.726^\circ - 10.000^\circ)} \\
 &= 21.350 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 21.350 \times \cos(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 20.826 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 21.350 \times \sin(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 4.703 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{1.850}{3} = 0.617 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.617 \times \tan 2.726^\circ - 0.194 = -0.165 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.617 = 0.617 \text{ m}$$

■地震時土圧の算出

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離） $x_p = 0.194 \text{ m}$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ $H = 1.850 \text{ m}$

土圧作用面が鉛直面となす角度 $\alpha = 2.726^\circ$

背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 20.000^\circ$

壁面摩擦角 $\delta = 1/2 \phi = 10.000^\circ$

地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} k_h = \tan^{-1} 0.20 = 11.310^\circ$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W)，土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega (^\circ)$	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
34.00	41.896	0.000	28.308	70.204	30.615
35.00	40.407	0.000	27.302	67.709	30.629
36.00	38.989	0.000	26.344	65.333	30.619

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 35.00^\circ \text{ のとき } P = 30.629 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{67.709 / \cos 11.310^\circ \times \sin(35.00^\circ - 20.00^\circ + 11.310^\circ)}{\cos(35.00^\circ - 20.00^\circ - 2.726^\circ - 10.000^\circ)} \\
 &= 30.629 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 30.629 \times \cos(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 29.877 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 30.629 \times \sin(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 6.747 \text{ kN}$$

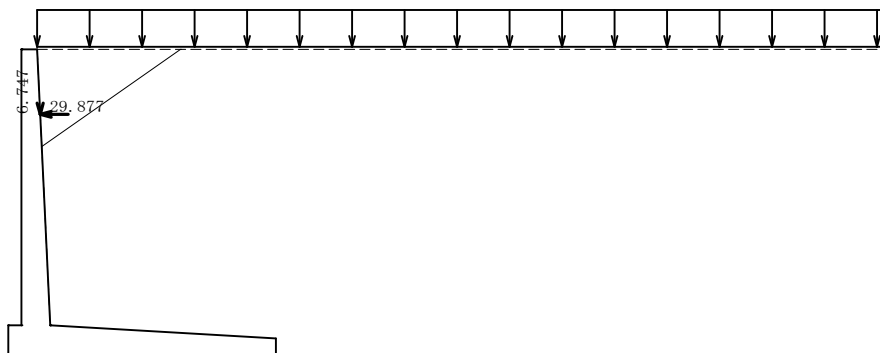
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{1.850}{3} = 0.617 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.617 \times \tan 2.726^\circ - 0.194 = -0.165 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.617 = 0.617 \text{ m}$$

・土圧図



[3]大地震時

■常時土圧の算出

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離）

$$x_p = 0.194 \text{ m}$$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 1.850 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 2.726^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 20.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 10.000^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 hw = 0.000 m

すべり角 $\omega(^{\circ})$	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
51.00	23.476	0.000	15.862	39.338	21.337
52.00	22.696	0.000	15.335	38.031	21.350
53.00	21.937	0.000	14.822	36.759	21.343

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 52.00^{\circ} \text{ のとき } P = 21.350 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{38.031 \times \sin(52.00^{\circ} - 20.00^{\circ})}{\cos(52.00^{\circ} - 20.00^{\circ} - 2.726^{\circ} - 10.000^{\circ})} \\
 &= 21.350 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 21.350 \times \cos(2.726^{\circ} + 10.000^{\circ}) = 20.826 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 21.350 \times \sin(2.726^{\circ} + 10.000^{\circ}) = 4.703 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{1.850}{3} = 0.617 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.617 \times \tan 2.726^{\circ} - 0.194 = -0.165 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.617 = 0.617 \text{ m}$$

■地震時土圧の算出

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離） $x_p = 0.194 \text{ m}$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ $H = 1.850 \text{ m}$

土圧作用面が鉛直面となす角度 $\alpha = 2.726^{\circ}$

背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 20.000^{\circ}$

壁面摩擦角 $\delta = 1/2 \phi = 10.000^{\circ}$

地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.25 = 14.036^{\circ}$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^{\circ} \sim 80.00^{\circ}$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 hw = 0.000 m

すべり角 $\omega(^{\circ})$	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
28.00	52.798	0.000	35.674	88.472	34.332
29.00	50.699	0.000	34.256	84.955	34.340
30.00	48.728	0.000	32.924	81.652	34.320

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 29.00^{\circ} \text{ のとき } P = 34.340 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{84.955 / \cos 14.036^{\circ} \times \sin(29.00^{\circ} - 20.00^{\circ} + 14.036^{\circ})}{\cos(29.00^{\circ} - 20.00^{\circ} - 2.726^{\circ} - 10.000^{\circ})} \\
 &= 34.340 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 34.340 \times \cos(2.726^{\circ} + 10.000^{\circ}) = 33.496 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 34.340 \times \sin(2.726^{\circ} + 10.000^{\circ}) = 7.565 \text{ kN}$$

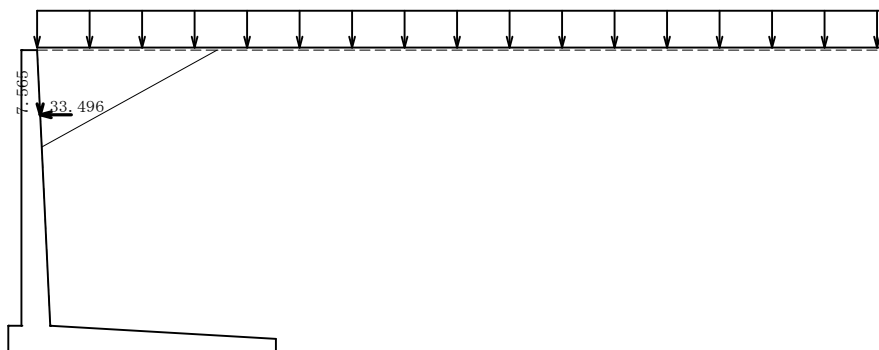
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{1.850}{3} = 0.617 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.617 \times \tan 2.726^{\circ} - 0.194 = -0.165 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.617 = 0.617 \text{ m}$$

・土圧図



3.2.4 地震荷重の決定

- ①自重に起因する慣性力＋常時土圧水平成分
- ②地震時土圧水平成分
- ①と②を比較し、大きい方を地震荷重として採用する

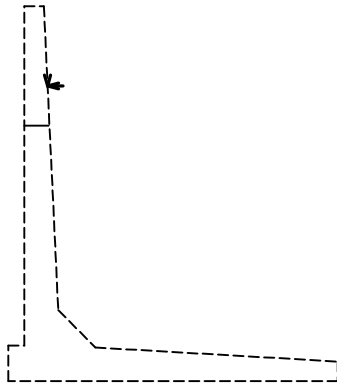
荷重状態（水 位）	①			②	採用 荷重
	慣性力 (kN)	常時土圧 (kN)	合計 (kN)	地震時土圧 (kN)	
中地震時	3.055	20.826	23.881	29.877	②
大地震時	3.819	20.826	24.645	33.496	②

3.2.5 断面力の集計

（偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません）

[1] 常時

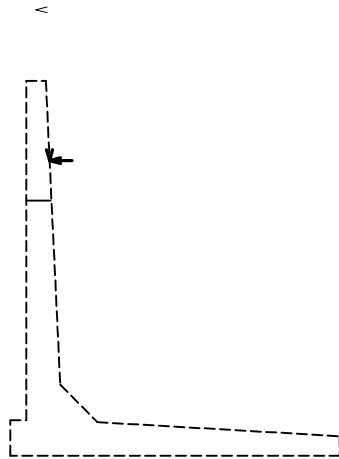
<



項 目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自 重	15.276	0.000	0.021	0.000	0.000
土 圧	4.703	20.826	-0.165	0.617	12.850
任意荷重	0.000	1.000	0.000	2.950	2.950
合 計	0.000	21.826	—————	—————	15.800

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

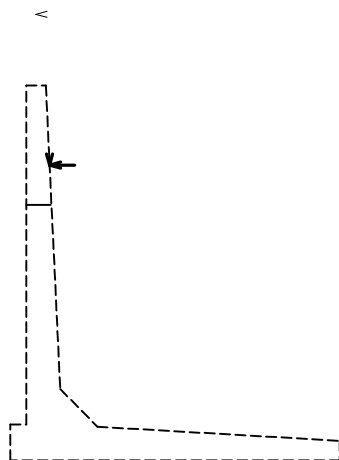
[2] 中地震時



項 目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN・m)
自 重	15.276	0.000	0.021	0.886	0.000
土 圧	6.747	29.877	-0.165	0.617	18.434
任意荷重	0.000	1.000	0.000	2.950	2.950
合 計	0.000	30.877	————	————	21.384

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

[3] 大地震時

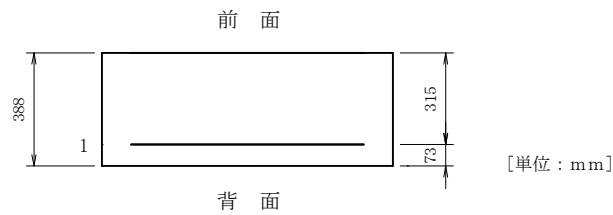


項 目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN・m)
自 重	15.276	0.000	0.021	0.886	0.000
土 圧	7.565	33.496	-0.165	0.617	20.667
任意荷重	0.000	1.000	0.000	2.950	2.950
合 計	0.000	34.496	————	————	23.617

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

3.2.6 断面計算（許容応力度法）

1) 鉄筋配置



単鉄筋

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'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
背 面	1	7.30	D25	5.067	3.333
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 5.521 (cm²)

2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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), $h = 388.000$
- b : 部材断面幅 (mm), $b = 1000.000$
- d : 部材の有効高 (mm)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	15.800	0.000	10.354	1.088	≤ 7.000	33.347	≤ 195.000	○
中地震時	21.384	0.000	10.354	1.473	≤ 14.000	45.133	≤ 295.000	○
大地震時	23.617	0.000	10.354	1.627	≤ 21.000	49.846	≤ 295.000	○

3) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 作用せん断力 (N)

d : 部材断面の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

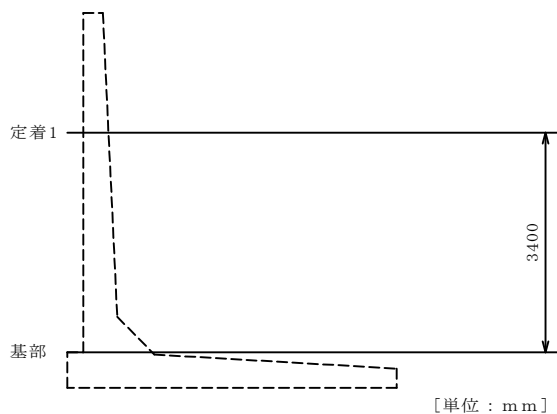
p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 $2/3 \tau_a$	
常時	21.826	31.500	0.890	0.078	≤ 0.467	○
中地震時	30.877	31.500	0.890	0.110	≤ 0.933	○
大地震時	34.496	31.500	0.890	0.123	≤ 1.400	○

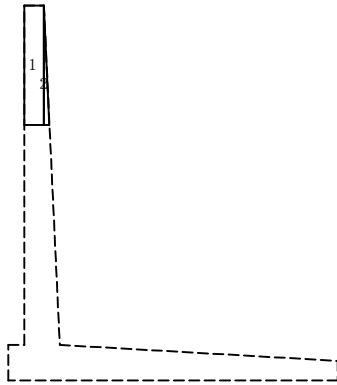
3.3 壁壁定着位置[1]の設計

基部からの距離 = 3.400 m



3.3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$0.300 \times 1.850 \times 1.000$	0.555	0.150	0.925	0.083	0.513	
2	$1/2 \times 0.088 \times 1.850 \times 1.000$	0.082	0.329	0.617	0.027	0.050	
Σ		0.637	—	—	0.110	0.564	

$$\text{重心 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.110 / 0.637 = 0.173 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 0.564 / 0.637 = 0.886 \text{ (m)}$$

3.3.2 躯体自重, 任意荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 0.637 = 15.276$	0.021

作用位置

$$X = X_c - XG = 0.194 - 0.173$$

$$= 0.021 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離 (m)

[2] 中地震時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 0.637 = 15.276$	0.021

位置	$H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$15.276 \times 0.200 = 3.055$	0.886

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.194 - 0.173$$

$$= 0.021 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

[3]大地震時

位 置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.000 \times 0.637 = 15.276$	0.021

位 置	$H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$15.276 \times 0.250 = 3.819$	0.886

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.194 - 0.173$$

$$= 0.021 \text{ m}$$

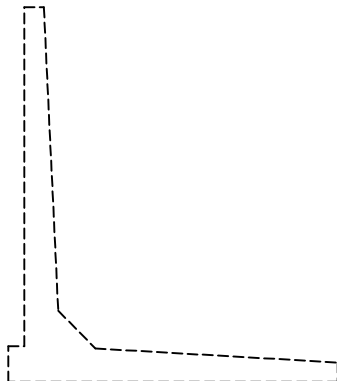
ここに、

X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

(2)任意荷重

[1]常時、中地震時、大地震時

$\frac{1}{2}$



■水平荷重、モーメントH荷重

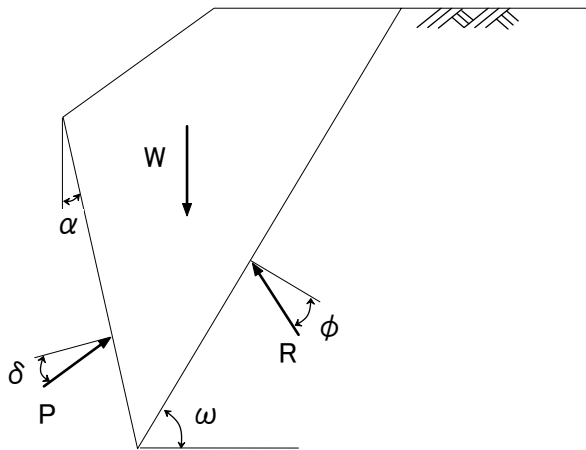
番号	荷重名称	水平荷重 H_i (kN)	作用位置 Y_i (m)	$H_i \cdot Y_i$
1	フェンス荷重	1.000	2.950	2.950
Σ		1.000	—	2.950

$$Y = \Sigma (H_i \cdot Y_i) / \Sigma H_i = 2.950 / 1.000 = 2.950 \text{ (m)}$$

ここに、

Y:設計断面から作用点までの鉛直距離(m)

3.3.3 土圧・水圧



[1] 常時

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離）	$x_p = 0.194 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 1.850 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 2.726^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\phi = 20.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 10.000^\circ$
すべり角の変化範囲	$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W)，土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega (^\circ)$	土砂重量 $W (\text{kN})$				土圧力 $P (\text{kN})$
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
51.00	23.476	0.000	15.862	39.338	21.337
52.00	22.696	0.000	15.335	38.031	21.350
53.00	21.937	0.000	14.822	36.759	21.343

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 52.00^\circ \text{ のとき } P = 21.350 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{38.031 \times \sin(52.00^\circ - 20.00^\circ)}{\cos(52.00^\circ - 20.00^\circ - 2.726^\circ - 10.000^\circ)} \\
 &= 21.350 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 21.350 \times \cos(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 20.826 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 21.350 \times \sin(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 4.703 \text{ kN}$$

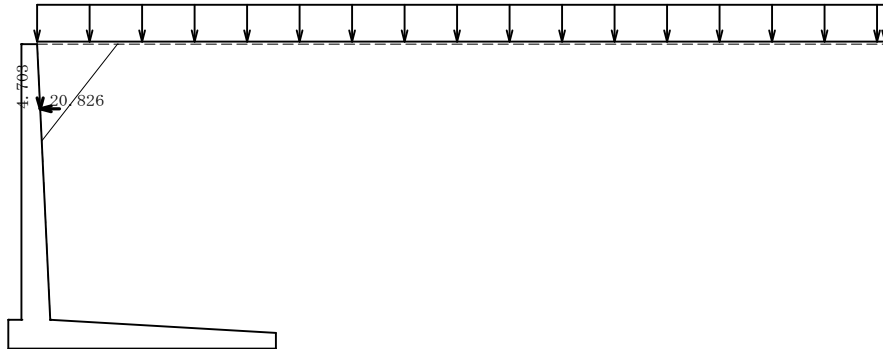
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{1.850}{3} = 0.617 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.617 \times \tan 2.726^\circ - 0.194 = -0.165 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.617 = 0.617 \text{ m}$$

・土圧図



[2]中地震時

■常時土圧の算出

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離）

$$x_p = 0.194 \text{ m}$$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 1.850 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 2.726^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 20.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 10.000^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W)，土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega (^\circ)$	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
51.00	23.476	0.000	15.862	39.338	21.337
52.00	22.696	0.000	15.335	38.031	21.350
53.00	21.937	0.000	14.822	36.759	21.343

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 52.00^\circ \text{ のとき } P = 21.350 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{38.031 \times \sin(52.00^\circ - 20.00^\circ)}{\cos(52.00^\circ - 20.00^\circ - 2.726^\circ - 10.000^\circ)} \\
 &= 21.350 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 21.350 \times \cos(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 20.826 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 21.350 \times \sin(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 4.703 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{1.850}{3} = 0.617 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.617 \times \tan 2.726^\circ - 0.194 = -0.165 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.617 = 0.617 \text{ m}$$

■地震時土圧の算出

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離） $x_p = 0.194 \text{ m}$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ $H = 1.850 \text{ m}$

土圧作用面が鉛直面となす角度 $\alpha = 2.726^\circ$

背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 20.000^\circ$

壁面摩擦角 $\delta = 1/2 \phi = 10.000^\circ$

地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} k_h = \tan^{-1} 0.20 = 11.310^\circ$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W)，土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega (^\circ)$	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
34.00	41.896	0.000	28.308	70.204	30.615
35.00	40.407	0.000	27.302	67.709	30.629
36.00	38.989	0.000	26.344	65.333	30.619

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 35.00^\circ \text{ のとき } P = 30.629 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{67.709 / \cos 11.310^\circ \times \sin(35.00^\circ - 20.00^\circ + 11.310^\circ)}{\cos(35.00^\circ - 20.00^\circ - 2.726^\circ - 10.000^\circ)} \\
 &= 30.629 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 30.629 \times \cos(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 29.877 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 30.629 \times \sin(2.726^\circ + 10.000^\circ) = 6.747 \text{ kN}$$

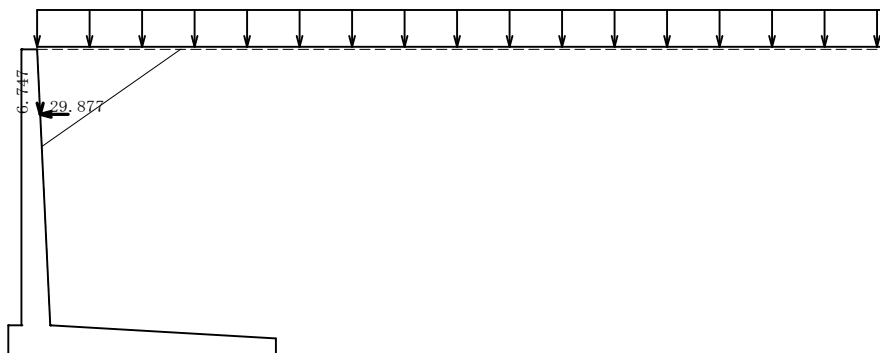
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{1.850}{3} = 0.617 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.617 \times \tan 2.726^\circ - 0.194 = -0.165 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.617 = 0.617 \text{ m}$$

・土圧図



[3]大地震時

■常時土圧の算出

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離）

$$x_p = 0.194 \text{ m}$$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 1.850 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 2.726^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 20.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 10.000^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega (^{\circ})$	土砂重量 $W(\text{kN})$				土圧力 $P (\text{kN})$
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
51.00	23.476	0.000	15.862	39.338	21.337
52.00	22.696	0.000	15.335	38.031	21.350
53.00	21.937	0.000	14.822	36.759	21.343

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 52.00^{\circ} \text{ のとき } P = 21.350 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{38.031 \times \sin(52.00^{\circ} - 20.00^{\circ})}{\cos(52.00^{\circ} - 20.00^{\circ} - 2.726^{\circ} - 10.000^{\circ})} \\
 &= 21.350 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 21.350 \times \cos(2.726^{\circ} + 10.000^{\circ}) = 20.826 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 21.350 \times \sin(2.726^{\circ} + 10.000^{\circ}) = 4.703 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{1.850}{3} = 0.617 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.617 \times \tan 2.726^{\circ} - 0.194 = -0.165 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.617 = 0.617 \text{ m}$$

■地震時土圧の算出

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離） $x_p = 0.194 \text{ m}$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ $H = 1.850 \text{ m}$

土圧作用面が鉛直面となす角度 $\alpha = 2.726^{\circ}$

背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 16.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 20.000^{\circ}$

壁面摩擦角 $\delta = 1/2 \phi = 10.000^{\circ}$

地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.25 = 14.036^{\circ}$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^{\circ} \sim 80.00^{\circ}$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 $\omega (^{\circ})$	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
28.00	52.798	0.000	35.674	88.472	34.332
29.00	50.699	0.000	34.256	84.955	34.340
30.00	48.728	0.000	32.924	81.652	34.320

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 29.00^{\circ} \text{ のとき } P = 34.340 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{84.955 / \cos 14.036^{\circ} \times \sin(29.00^{\circ} - 20.00^{\circ} + 14.036^{\circ})}{\cos(29.00^{\circ} - 20.00^{\circ} - 2.726^{\circ} - 10.000^{\circ})} \\
 &= 34.340 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 34.340 \times \cos(2.726^{\circ} + 10.000^{\circ}) = 33.496 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 34.340 \times \sin(2.726^{\circ} + 10.000^{\circ}) = 7.565 \text{ kN}$$

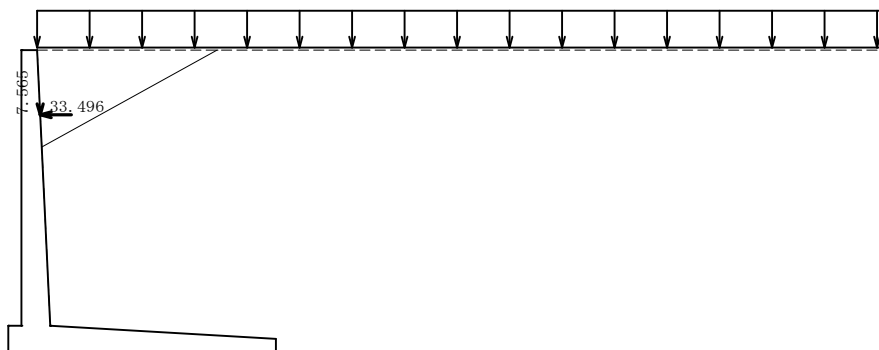
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{1.850}{3} = 0.617 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.617 \times \tan 2.726^{\circ} - 0.194 = -0.165 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.617 = 0.617 \text{ m}$$

・土圧図



3.3.4 地震荷重の決定

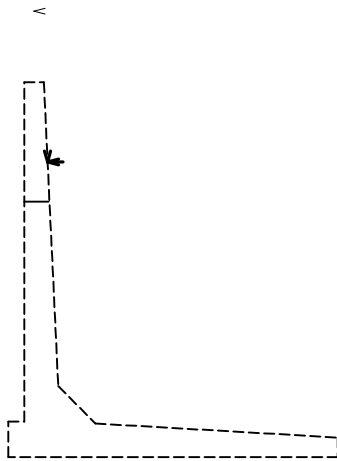
- ①自重に起因する慣性力＋常時土圧水平成分
- ②地震時土圧水平成分
- ①と②を比較し、大きい方を地震荷重として採用する

荷重状態（水 位）	①			②	採用 荷重
	慣性力 (kN)	常時土圧 (kN)	合計 (kN)	地震時土圧 (kN)	
中地震時	3.055	20.826	23.881	29.877	②
大地震時	3.819	20.826	24.645	33.496	②

3.3.5 断面力の集計

（偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません）

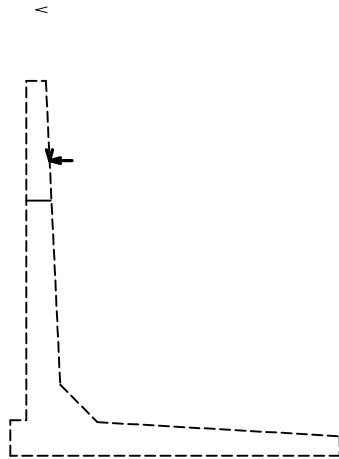
[1] 常時



項 目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自 重	15.276	0.000	0.021	0.000	0.000
土 圧	4.703	20.826	-0.165	0.617	12.850
任意荷重	0.000	1.000	0.000	2.950	2.950
合 計	0.000	21.826	————	————	15.800

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

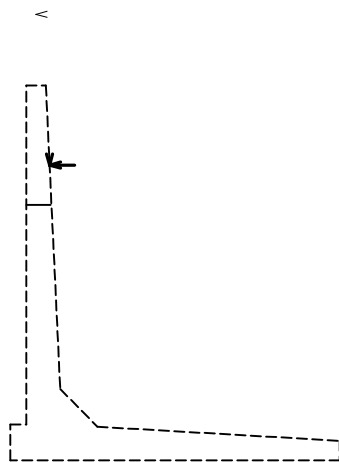
[2] 中地震時



項 目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN・m)
自 重	15.276	0.000	0.021	0.886	0.000
土 圧	6.747	29.877	-0.165	0.617	18.434
任意荷重	0.000	1.000	0.000	2.950	2.950
合 計	0.000	30.877	—————	—————	21.384

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

[3] 大地震時



項 目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN・m)
自 重	15.276	0.000	0.021	0.886	0.000
土 圧	7.565	33.496	-0.165	0.617	20.667
任意荷重	0.000	1.000	0.000	2.950	2.950
合 計	0.000	34.496	—————	—————	23.617

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

3.3.6 断面計算（許容応力度法）

1) 曲げ応力度の照査

（参考）

中立軸の算出

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

よりxを求める。

応力度の算出

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

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

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 = 388.000

b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

d : 部材の有効高 (mm)

A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (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)

σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_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)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	15.800	0.000	10.354	1.088	≤ 7.000	33.347	≤ 97.500	○
中地震時	21.384	0.000	10.354	1.473	≤ 14.000	45.133	≤ 147.500	○
大地震時	23.617	0.000	10.354	1.627	≤ 21.000	49.846	≤ 147.500	○

2) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 作用せん断力 (N)

d : 部材断面の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

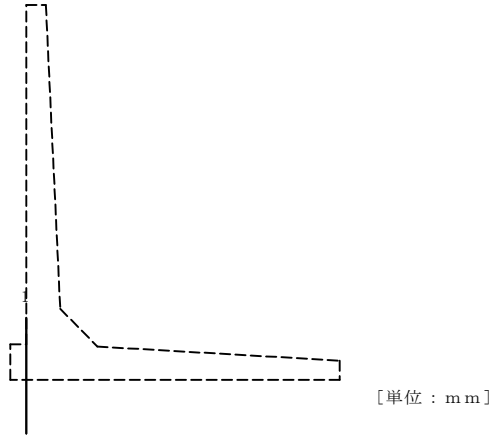
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 $2/3 \tau_a$	
常時	21.826	31.500	0.890	0.078	$\leq$ 0.467	○
中地震時	30.877	31.500	0.890	0.110	$\leq$ 0.933	○
大地震時	34.496	31.500	0.890	0.123	$\leq$ 1.400	○

4章 つま先版の設計

4.1 照査位置[1]の設計

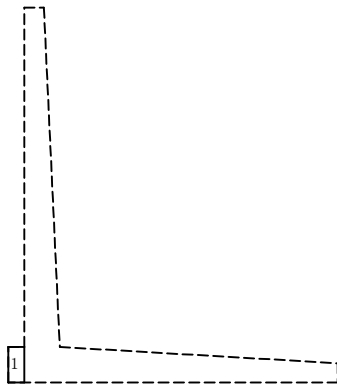
付け根からの距離 = 0.000 m



4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・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	$0.250 \times 0.550 \times 1.000$	0.138	0.125	0.017	
Σ		0.138	—	0.017	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.017 / 0.138 = 0.125 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，浮力による鉛直力

(1) 自重による作用力

[1] 常時、中地震時、大地震時

位 置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
軀 体	$24.000 \times 0.138 = 3.300$	0.125

4.1.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2}(q_1 + q_2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

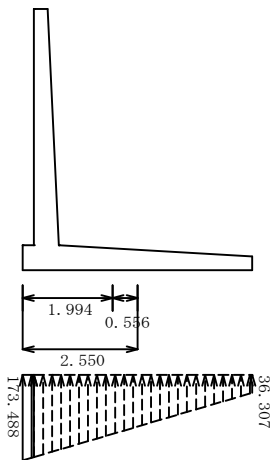
ここに、

q_1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

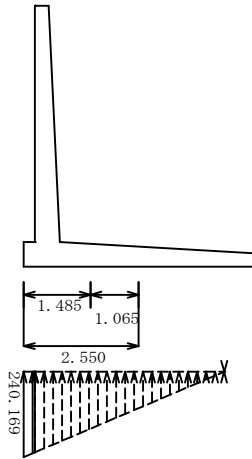
L : 地盤反力作用幅 (m)

[1] 常時



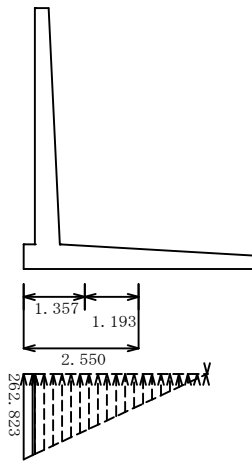
地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
173.488	166.763	0.250	-42.531	0.126

[2] 中地震時



地盤反力度 (kN/m²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
240.169	226.692	0.250	-58.358	0.126

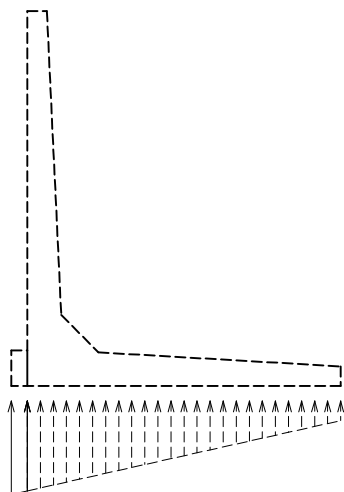
[3] 大地震時



地盤反力度 (kN/m²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
262.823	246.683	0.250	-63.688	0.126

4.1.4 断面力の集計

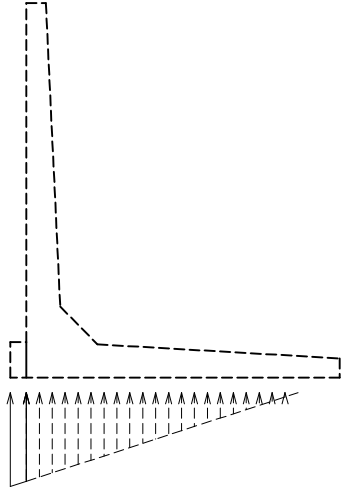
[1] 常時



項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自 重	-3.300	0.125	-0.412
地盤反力	42.531	0.126	5.351

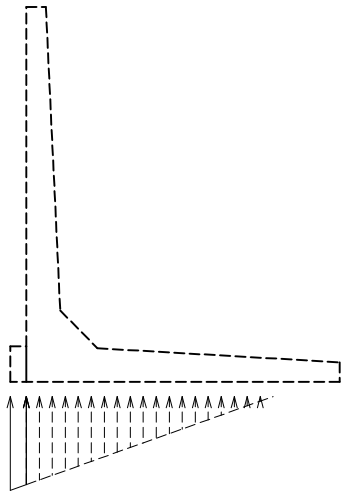
項 目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN. m)
合 計	39.231	————	4.939

[2]中地震時



項 目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN. m)
自 重	-3.300	0.125	-0.412
地盤反力	58.358	0.126	7.365
合 計	55.058	————	6.952

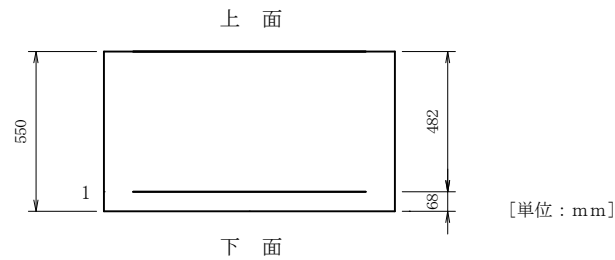
[3]大地震時



項 目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN. m)
自 重	-3.300	0.125	-0.412
地盤反力	63.688	0.126	8.045
合 計	60.388	————	7.633

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
下面	1	6.80	D16	1.986	3.333
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 0.548 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判 定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	4.939	8.842	0.247	≤ 7.000	16.486	≤ 195.000	○
中地震時	6.952	8.842	0.348	≤ 14.000	23.207	≤ 295.000	○
大地震時	7.633	8.842	0.382	≤ 21.000	25.477	≤ 295.000	○

(3) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

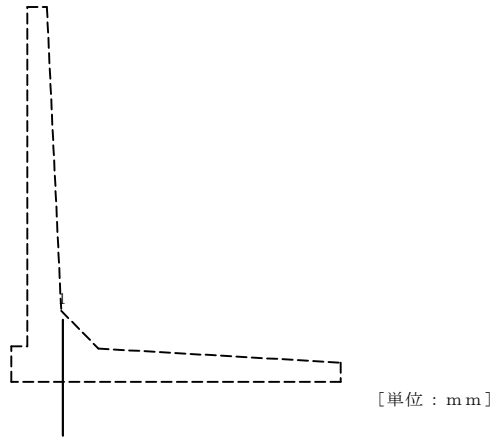
τ_{al} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (mm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{al}	
常時	39.231	482.000	0.939	0.087	≤ 0.700	○
中地震時	55.058	482.000	0.939	0.122	≤ 1.400	○
大地震時	60.388	482.000	0.939	0.133	≤ 2.100	○

5章 かかと版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

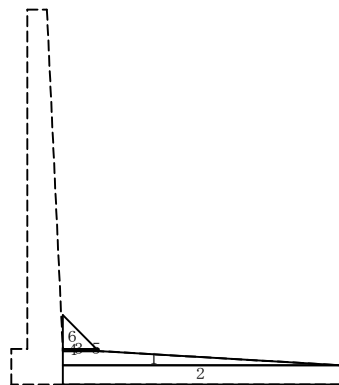
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



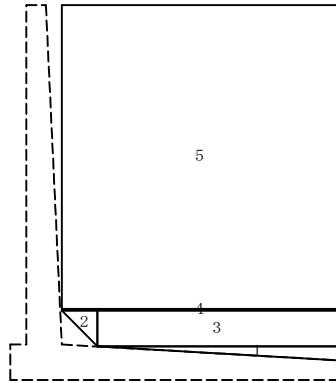
2) 体積・重心

区分	幅 × 高さ × 奥行 計算式	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 4.300 \times 0.250 \times 1.000$	0.538	1.433	0.770	
2	$4.300 \times 0.300 \times 1.000$	1.290	2.150	2.774	
3	$0.550 \times 0.032 \times 1.000$	0.018	0.275	0.005	
4	$-1/2 \times 0.550 \times 0.032 \times 1.000$	-0.009	0.183	-0.002	
5	$-1/2 \times 0.032 \times 0.032 \times 1.000$	-0.001	0.539	0.000	
6	$1/2 \times 0.518 \times 0.524 \times 1.000$	0.136	0.173	0.023	
Σ		1.971	—	3.570	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 3.570 / 1.971 = 1.811 \text{ (m)}$$

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	幅 × 高さ × 奥行 計算式	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 3.750 \times 0.218 \times 1.000$	0.409	3.050	1.247	
2	$1/2 \times 0.550 \times 0.556 \times 1.000$	0.153	0.367	0.056	
3	$3.750 \times 0.556 \times 1.000$	2.083	2.425	5.052	
4	$4.300 \times 0.026 \times 1.000$	0.114	2.150	0.245	
5	$4.300 \times 4.700 \times 1.000$	20.210	2.150	43.451	
Σ		22.968	—	50.051	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 50.051 / 22.968 = 2.179 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，浮力による鉛直力

(1) 自重による作用力

[1] 常時、中地震時、大地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.971 = 47.316$	1.811
土砂(背面)	$16.000 \times 22.968 = 367.496$	2.179

5.1.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q_1 + q_2) \cdot L$$

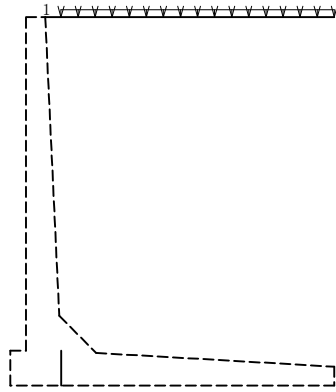
ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

L : 地表面載荷荷重長さ

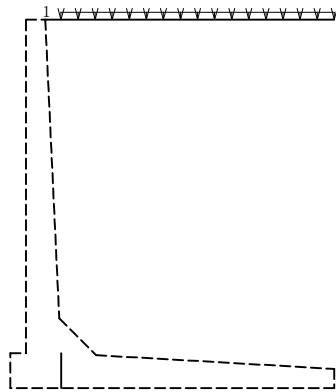
X : 設計断面位置から合力作用点までの距離

[1] 常時



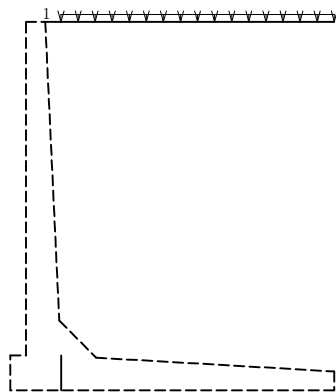
番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	4.300	43.000	2.150

[2] 中地震時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	4.300	43.000	2.150

[3] 大地震時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	4.300	43.000	2.150

5.1.4 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

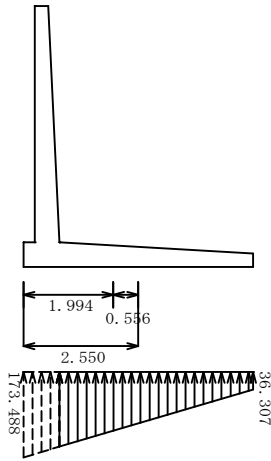
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

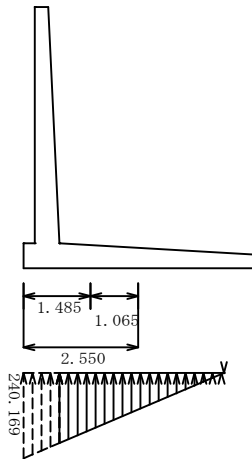
L : 地盤反力作用幅 (m)

[1] 常時



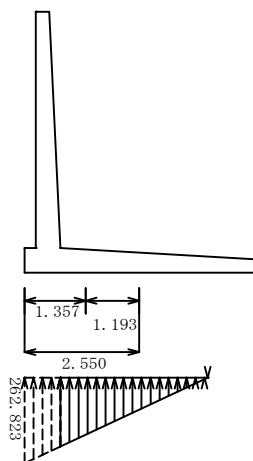
地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
36.307	151.969	4.300	404.794	1.710

[2] 中地震時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
0.000	197.041	3.655	360.092	1.218

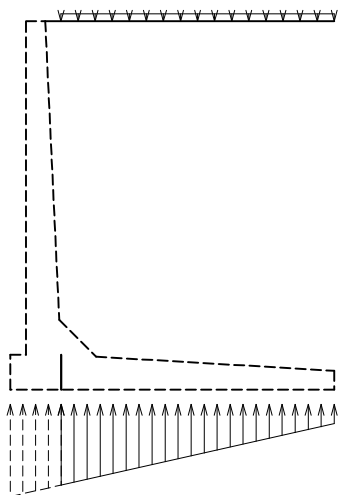
[3]大地震時



地盤反力度 (kN/m²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
0.000	211.175	3.271	345.377	1.090

5.1.5 断面力の集計

[1]常時



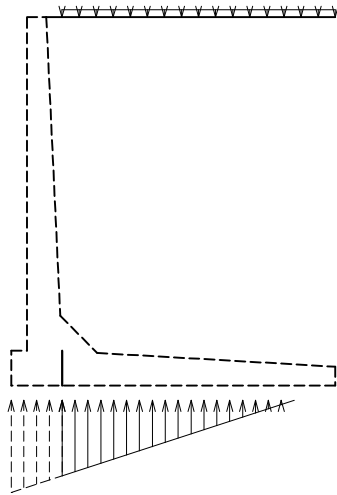
項 目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN・m)
自 重	414.811	2.137	886.497
載荷、雪	43.000	2.150	92.450
地盤反力	-404.794	1.710	-692.091
合 計	53.017	—	286.856

堅壁基部の断面力 $M1 = 223.200 \text{ kN・m}$

かかと版付け根の断面力 $M3 = 286.856 \text{ kN・m}$

$M3 > M1$ となったので、付け根の断面力として $M1$ を適用します。

[2] 中地震時



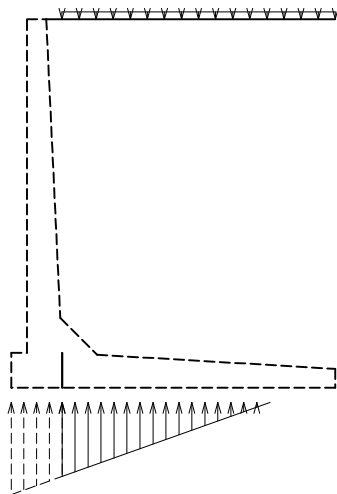
項 目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN・m)
自 重	414.811	2.137	886.497
載荷、雪	43.000	2.150	92.450
地盤反力	-360.092	1.218	-438.713
合 計	97.719	—	540.235

縦壁基部の断面力 $M1 = 317.451 \text{ kN} \cdot \text{m}$

かかと版付け根の断面力 $M3 = 540.235 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M3 > M1$ となったので、付け根の断面力として $M1$ を適用します。

[3] 大地震時



項 目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN・m)
自 重	414.811	2.137	886.497
載荷、雪	43.000	2.150	92.450
地盤反力	-345.377	1.090	-376.576
合 計	112.435	—	602.372

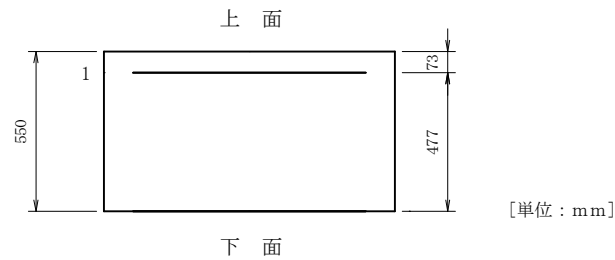
縦壁基部の断面力 $M1 = 355.146 \text{ kN} \cdot \text{m}$

かかと版付け根の断面力 $M3 = 602.372 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M3 > M1$ となったので、付け根の断面力として $M1$ を適用します。

5.1.6 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	7.30	D25	5.067	6.667	33.780
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 28.497 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判 定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	223.200	17.496	6.094	≤ 7.000	157.811	≤ 195.000	○
中地震時	317.451	17.496	8.668	≤ 14.000	224.451	≤ 295.000	○
大地震時	355.146	17.496	9.697	≤ 21.000	251.103	≤ 295.000	○

(3) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

τ_{al} : 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)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (mm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{al}	
常時	53.017	477.000	0.878	0.127	≤ 0.700	○
中地震時	97.719	477.000	0.878	0.233	≤ 1.400	○
大地震時	112.435	477.000	0.878	0.269	≤ 2.100	○