

貯留堰堤安定計算

貯留堰堤の安定計算結果	01
Ⅲ－1 埋立地（完成直後・空虚時）	
（常時：ケース 1、地震時：ケース 2）	1
Ⅲ－1 埋立地（埋立中・洪水時）	
（常時：ケース 3、地震時：ケース 4）	13
Ⅲ－1 埋立地（埋立終了・洪水時）	
（常時：ケース 5、地震時：ケース 6）	25
Ⅲ－1 埋立地（埋立終了時）	
（常時：ケース 7、地震時：ケース 8）	41
Ⅲ－2 埋立地（完成直後・空虚時）	
（常時：ケース 1、地震時：ケース 2）	55
Ⅲ－2 埋立地（埋立中・洪水時）	
（常時：ケース 3、地震時：ケース 4）	69
Ⅲ－2 埋立地（埋立終了・洪水時）	
（常時：ケース 5、地震時：ケース 6）	83
Ⅲ－2 埋立地（埋立終了時）	
（常時：ケース 7、地震時：ケース 8）	99

貯留堰堤の安定計算結果

埋立地貯留堰堤における安定計算の結果を示す。

(a) 転倒

7) III-1 貯留堰堤

表 1 III-1 貯留堰堤転倒に対する安定計算結果

計算ケース			許容偏心距離 (m)		判定
			許容値	計算値	
①完成直後・ 空虚時	ケース 1	常時	2.467	1.119	OK
	ケース 2	地震時	2.467	2.014	OK
②埋立中・ 洪水時	ケース 3	常時	2.467	1.202	OK
	ケース 4	地震時	2.467	1.547	OK
③埋立終了・ 洪水時	ケース 5	常時	2.467	0.763	OK
	ケース 6	地震時	2.467	1.104	OK
④埋立終了・ 地震時	ケース 7	常時	2.467	0.593	OK
	ケース 8	地震時	2.467	1.204	OK

全てのケースで安全が確認された。

1) III-2 貯留堰堤

表 2 III-2 貯留堰堤転倒に対する安定計算結果

計算ケース			許容偏心距離 (m)		判定
			許容値	計算値	
①完成直後・ 空虚時	ケース 1	常時	3.306	1.460	OK
	ケース 2	地震時	3.306	0.025	OK
②埋立中・ 洪水時	ケース 3	常時	3.306	0.397	OK
	ケース 4	地震時	3.306	1.100	OK
③埋立終了・ 洪水時	ケース 5	常時	3.306	0.448	OK
	ケース 6	地震時	3.306	0.430	OK
④埋立終了・ 地震時	ケース 7	常時	3.306	2.056	OK
	ケース 8	地震時	3.306	0.257	OK

全てのケースで安全が確認された。

(b) 滑動

7) Ⅲ-1 貯留堰堤

表 3 Ⅲ-1 貯留堰堤滑動に対する安定計算結果

計算ケース			安全率		判定
			許容値	計算値	
①完成直後・ 空虚時	ケース 1	常時	4.0	∞	OK
	ケース 2	地震時	4.0	15.25	OK
②埋立中・ 洪水時	ケース 3	常時	4.0	9.99	OK
	ケース 4	地震時	4.0	7.54	OK
③埋立終了・ 洪水時	ケース 5	常時	4.0	8.31	OK
	ケース 6	地震時	4.0	6.16	OK
④埋立終了・ 地震時	ケース 7	常時	4.0	27.83	OK
	ケース 8	地震時	4.0	8.19	OK

全てのケースで安全が確認された。

4) Ⅲ-2 貯留堰堤

表 4 Ⅲ-2 貯留堰堤滑動に対する安定計算結果

計算ケース			安全率		判定
			許容値	計算値	
①完成直後・ 空虚時	ケース 1	常時	4.0	∞	OK
	ケース 2	地震時	4.0	10.26	OK
②埋立中・ 洪水時	ケース 3	常時	4.0	9.44	OK
	ケース 4	地震時	4.0	5.86	OK
③埋立終了・ 洪水時	ケース 5	常時	4.0	7.92	OK
	ケース 6	地震時	4.0	5.26	OK
④埋立終了・ 地震時	ケース 7	常時	4.0	23.14	OK
	ケース 8	地震時	4.0	6.02	OK

全てのケースで安全が確認された。

(c) 地盤支持力

7) III-1 貯留堰堤

支持力の計算値は現況地盤の許容支持力より大きいので貯留堰堤の基礎地盤は地盤改良を行う。

改良体の許容支持力は計算値によって得られる所要の支持力より上回る値とし、320 kN/m² (常時)、480 kN/m² (地震時) とした。

表 5 III-1 貯留堰堤地盤支持力に対する安定計算結果

計算ケース		許容支持力度 (kN/m ²)			判定
			許容値	計算値	
①完成直後・ 空虚時	ケース 1	常時	320.000	224.644	OK
	ケース 2	地震時	480.000	280.720	OK
②埋立中・ 洪水時	ケース 3	常時	320.000	297.787	OK
	ケース 4	地震時	480.000	325.825	OK
③埋立終了・ 洪水時	ケース 5	常時	320.000	312.748	OK
	ケース 6	地震時	480.000	353.027	OK
④埋立終了・ 地震時	ケース 7	常時	320.000	239.605	OK
	ケース 8	地震時	480.000	317.291	OK

改良地盤に対して全てのケースで安全が確認された。

1) III-2 貯留堰堤

$$\text{常時} = 600 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{地震時} = 600 \times 1.5 = 900 \text{ kN/m}^2$$

表 6 III-2 貯留堰堤地盤支持力に対する安定計算結果

計算ケース		許容支持力度 (kN/m ²)			判定
			許容値	計算値	
①完成直後・ 空虚時	ケース 1	常時	600.000	377.863	OK
	ケース 2	地震時	900.000	264.056	OK
②埋立中・ 洪水時	ケース 3	常時	600.000	309.413	OK
	ケース 4	地震時	900.000	368.258	OK
③埋立終了・ 洪水時	ケース 5	常時	600.000	368.123	OK
	ケース 6	地震時	900.000	370.432	OK
④埋立終了・ 地震時	ケース 7	常時	600.000	502.812	OK
	ケース 8	地震時	900.000	346.246	OK

全てのケースで安全が確認された。

廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領 2010 改訂版に示された①完成直後・空虚時(設計震度を 100%)、②埋立中・洪水時(設計震度を 50%)、③埋立終了・洪水時(飽和重量、設計震度を 50%)、④埋立終了・地震時(湿潤重量、設計震度を 100%)の計算ケースについて、それぞれ常時、地震時の安定計算を行った結果、すべてのケースで安全が確認された。

Ⅲ-1 埋立地貯留堰堤

安定計算

～完成直後・空虚時～

常時：ケース 1

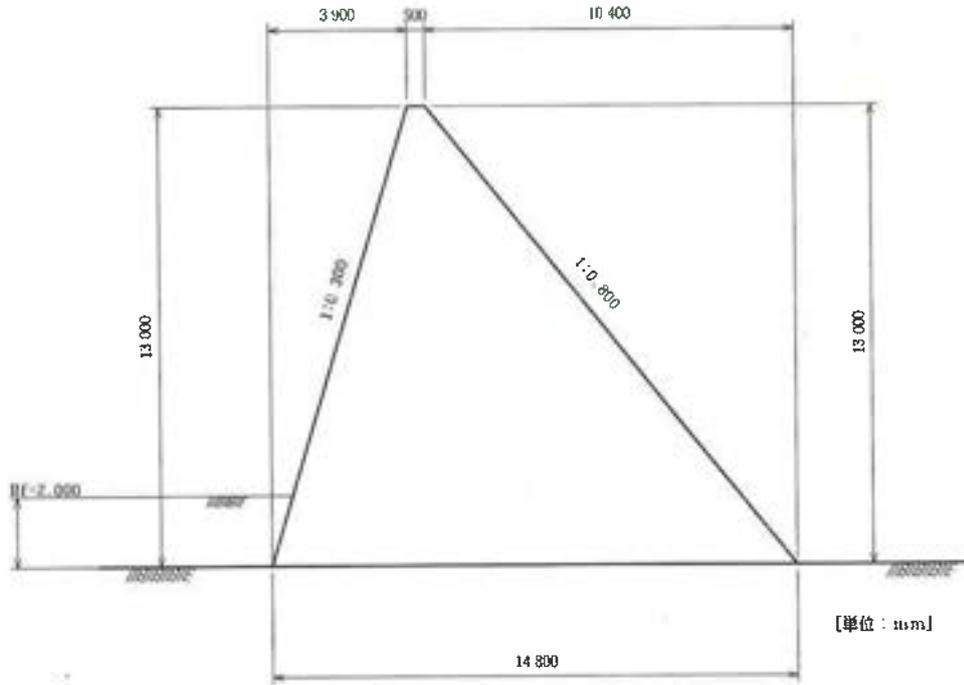
地震時：ケース 2

1章 設計条件

1.1 適用基準 全都済基準（安定計算方法が同じなので準用）
 （社）日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成24年7月

1.2 形式
 『重力式（直接基礎）』

1.3 形状寸法



奥行方向幅（ブロック長） $B = 10000(\text{mm})$

1.4 地盤条件

地震規模： レベル2
 地域区分： A
 地盤種別： I種

1.5 使用材料

【コンクリート】 堅壁（無筋コンクリート）： $\sigma_{ck} = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

【土 質】 裏 込 め 土： 砂および砂れき
 埋 戻 し 土： 砂および砂れき
 支 持 地 盤： 砂れき

【内部摩擦角】 背 面 土 砂： 33.20（度）

【単位体積重量】

(kN/m³)

躯体	無筋コンクリート	23.000	
水	浮力算出用	10.000	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	13.600	14.600
	前面	15.800	16.800

【設計水平震度】 躯体： $K_h = 0.20$
 土砂(前面)： $K_h = 0.20$
 (背面)： $K_h = 0.20$

1.6 土砂

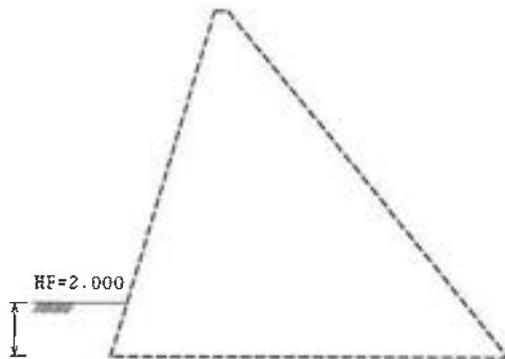
(1)背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	13.000
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

(2)前面土砂形状

[1]常時, 地震時



高さ	安定計算		つま先版 の設計時
	鉛直力	水平力	
2.000	無視	無視	—

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 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	切土	
常時土圧	0.000	—	—
地震時土圧	0.000	—	—

・安定計算時の土圧の仮想背面は、豎壁背面

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 38.660 (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	29.600	0.000	—
地震時	29.600	0.000	—

・地震動の方向と異なる土圧の扱い

	扱 い	有効率
安定計算	常時土圧	0.500
豎壁設計		0.500

※有効率は前面地盤の抵抗力を求めるため受働土圧に乗ずる値 (道路土工 擁壁工指針p.114)

1.9 荷重組み合わせケース

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時
2	地震時	地震時

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

1.10 基礎の条件

1.10.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	有効載荷幅
基礎底面と地盤との間の付着力 CB (kN/m ²)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 tan ϕ_s	0.600

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	許容偏心量 e_s / B (m)	滑動安全率	許容支持力度 (kN/m ²)
常時	1/6	4.000	320.000
地震時	1/6	4.000	480.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_s : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_s = M_0 / V$

M_0 : 基礎底面に作用するモーメント(kN.m)

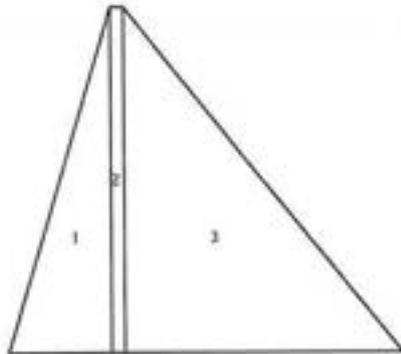
V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

2章 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 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	$1/2 \times 3.900 \times 13.000 \times 1.000$	25.350	2.600	4.333	65.910	109.849	
2	$0.500 \times 13.000 \times 1.000$	6.500	4.150	6.500	26.975	42.250	
3	$1/2 \times 10.400 \times 13.000 \times 1.000$	67.600	7.867	4.333	531.789	292.931	
Σ		99.450			624.674	445.030	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 624.674 / 99.450 = 6.281 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 445.030 / 99.450 = 4.475 \text{ (m)}$$

2.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 浮力 (揚圧力) 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 $W = \frac{y}{x} \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$23.000 \times 99.450 = 2287.350$	6.281

[2] 地震時

位置	鉛直力 $W = \frac{y}{x} \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$23.000 \times 99.450 = 2287.350$	6.281

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体	$2287.350 \times 0.20 = 457.470$	4.475

(2)自重集計

[1]常時

	重量 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	作用位置(m)		モーメント(kN.m)	
			X_i	Y_i	$N_i \cdot X_i$	$H_i \cdot Y_i$
躯体	2287.350	0.000	6.281	0.000	14367.500	0.000
合計	2287.350	0.000	——	——	14367.500	0.000

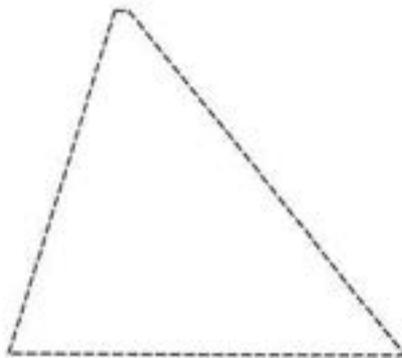
[2]地震時

	重量 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	作用位置(m)		モーメント(kN.m)	
			X_i	Y_i	$N_i \cdot X_i$	$H_i \cdot Y_i$
躯体	2287.350	457.470	6.281	4.475	14367.500	2047.139
合計	2287.350	457.470	——	——	14367.500	2047.139

2.3 作用力の集計

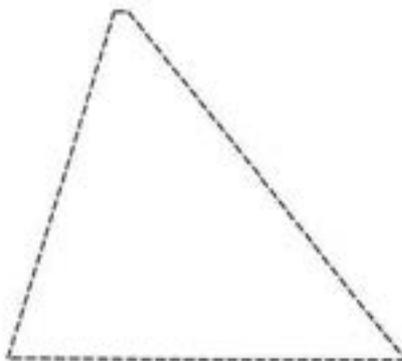
(1)躯体前面での作用力の集計

[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)	$M_{x_i} = N_i \cdot X_i$	$M_{y_i} = H_i \cdot Y_i$
自重	2287.350	0.000	6.281	0.000	14367.500	0.000
合計	2287.350	0.000	——	——	14367.500	0.000

[2]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	2287.350	457.470	6.281	4.475	14367.500	2047.139
合計	2287.350	457.470	—	—	14367.500	2047.139

荷重状態(水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時	2287.350	0.000	14367.500
地震時	2287.350	457.470	12320.361

(2) 躯体中心での作用力の集計

$$\begin{aligned} \text{鉛直力} & : N_c = N_o && (\text{kN}) \\ \text{水平力} & : H_c = H_o && (\text{kN}) \\ \text{回転モーメント} & : M_c = N_o \cdot B_j / 2.0 - M_o && (\text{kN.m}) \end{aligned}$$

ここに、

$$\text{躯体土圧方向幅} : B_j = 14.800 \quad (\text{m})$$

■ 単位幅当り

荷重状態(水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	2287.350	0.000	2558.888
地震時	2287.350	457.470	4606.027

■ 全幅(10.000m)当り

荷重状態(水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	22873.499	0.000	25588.879
地震時	22873.499	4574.700	46060.269

2.4 安定計算結果

2.4.1 転倒に対する安定

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

ここに、

- d : 底版つま先から合力の作用点までの距離(m)
- ΣMr : 底版つま先回りの抵抗モーメント(kN.m)
- ΣMt : 底版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 = 14.800

$$e_a = B/n$$

ここに、

- e_a : 許容偏心距離(m)
- n : 安全率

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN.m)	ΣMt (kN.m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)	e_a (m)
常時	14367.500	0.000	2287.350	6.281	1.119	2.467
地震時	14367.500	2047.139	2287.350	5.386	2.014	2.467

2.4.2 滑動に対する安定

$$F = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_s \cdot B'}{\Sigma H}$$

ここに、

- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重(kN)
- ΣH : 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, $\mu = 0.600$
- C_s : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m²), $C_s = 0.000$
- B' : 有効載荷幅(m), $B' = B - 2e$
- B : 底版幅(m), B = 14.800
- e : 偏心量(m)

荷重状態 (水 位)	偏心量 e(m)	有効載荷幅 B' (m)
常時	1.119	12.562
地震時	2.014	10.772

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{s,req}
常時	2287.350	0.000	∞	1.500
地震時	2287.350	457.470	3.000	1.200

2.4.3 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

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

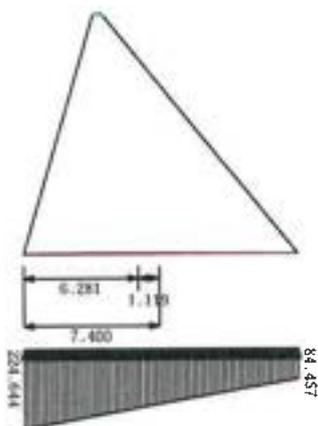
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 14.800

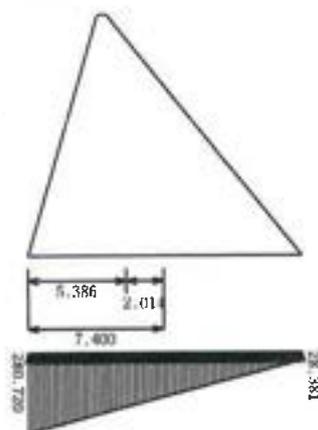
e : 偏心量 (m)

[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/m ²)		
		qmin	qmax	許容値
14.800	台形	84.457	224.644 ≤	320.000

[2] 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/m ²)		
		qmin	qmax	許容値
14.800	台形	28.381	280.720 ≤	480.000

Ⅲ-1 埋立地貯留堰堤

河川砂防技術基準(案)による滑動(せん断)に対する安定照査
滑動に対する安定の照査は、下式にて行う。

$$n = \frac{\tau_0 L + fV}{H}$$

ここで、H: 単位幅あたりのせん断面に作用するせん断力 (kN/m)

V: 単位幅あたりのせん断面に作用する全垂直力 (kN/m)

τ_0 : 堤体または、基本地盤のせん断強度 (kN/m²) = $C + \sigma \cdot \tan \phi$

C: 基本地盤の粘着力 (kN/m²)

σ : 基礎面に働く最小地盤支持力度 (kN/m²)

f: 堤体または、基本地盤の内部摩擦係数 = $\tan \phi$

L: せん断面の長さ (m)

滑動安全率の計算結果

ケース	c kN/m ²	σ kN/m ²	τ_0 kN/m ²	L m	ϕ °	f	V kN/m	H kN/m	安全率
1 常時	320	84.457	389.869	14.8	39.6	0.827	2287.350	0	∞
2 地震時	320	28.381	343.479	14.8	39.6	0.827	2287.350	457.470	15.25

ケース 1 常時

$c = 320$ kN/m² (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-19)

$\phi = 39.6^\circ$ (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-6 表 2.7)

$\tan 39.6^\circ = 0.827$ (計算値を少数第 3 位まで表示)

$\sigma = 84.457$ kN/m² (p. 10)

$V = 2287.350$ kN/m (p. 8)

$H = 0.000$ kN/m (p. 8)

$\tau_0 = 320 + 84.457 \times 0.827 = 389.869$ kN/m² (計算値を少数第 3 位まで表示)

$n = (389.869 \times 14.8 + 0.827 \times 2287.350) / 0.000 = \infty$

ケース 2 地震時

$c = 320$ kN/m² (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-19)

$\phi = 39.6^\circ$ (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-6 表 2.7)

$\tan 39.6^\circ = 0.827$ (計算値を少数第 3 位まで表示)

$\sigma = 28.381$ kN/m² (p. 10)

$V = 2287.350$ kN/m (p. 8)

$H = 457.470$ kN/m (p. 8)

$\tau_0 = 320 + 28.381 \times 0.827 = 343.479$ kN/m² (計算値を少数第 3 位まで表示)

$n = (343.479 \times 14.8 + 0.827 \times 2287.350) / 457.470 = 15.25$ (計算値を少数第 2 位止で表示)

Ⅲ-1 埋立地貯留堰堤

安定計算

～埋立中・洪水時～

常時：ケース 3

地震時：ケース 4

1章 設計条件

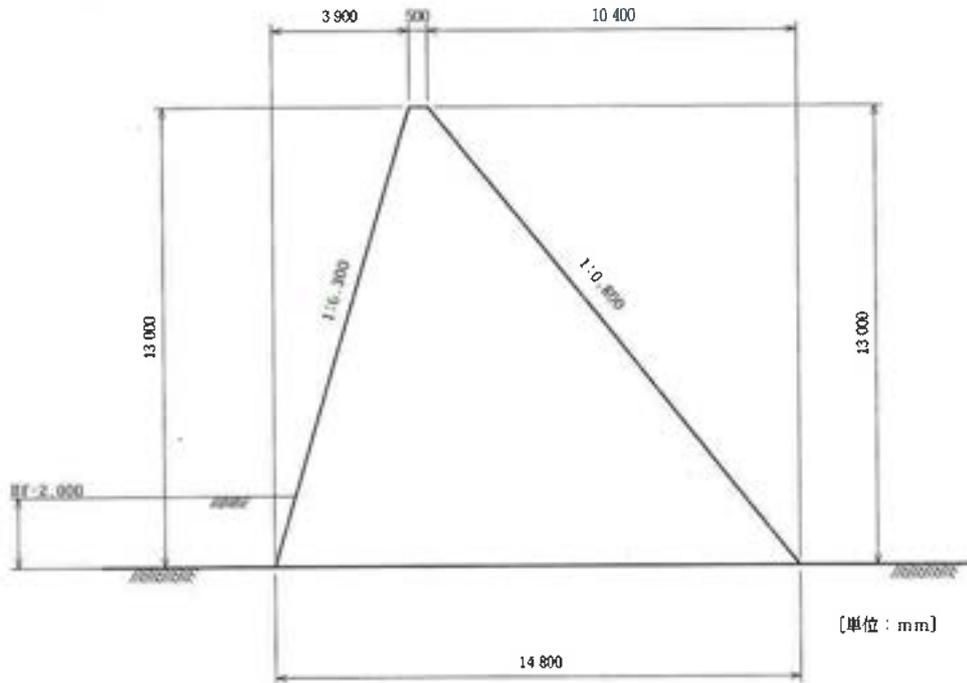
1.1 適用基準 全都清基準 (安定計算方法が同じなので準用)

(社)日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成24年7月

1.2 形式

『重力式 (直接基礎)』

1.3 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長) $B = 10000(\text{mm})$

1.4 地盤条件

地震規模： レベル2

地域区分： A

地盤種別： I種

1.5 使用材料

【コンクリート】 縦壁 (無筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

【土 質】 裏 込 め 土 : 砂および砂れき
埋 戻 し 土 : 砂および砂れき
支 持 地 盤 : 砂れき

【内部摩擦角】 背 面 土 砂 : 33.20 (度)

【単位体積重量】

(kN/m³)

躯体	無筋コンクリート	23.000	
水	躯体浮力算出用	10.000	
	土砂浮力算出用	10.000	
	動水圧算出用	10.000	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	13.600	14.600
	前 面	15.800	16.800

【設計水平震度】 躯体： $K_h = 0.10$
 土砂(前面)： $K_h = 0.10$
 (背面)： $K_h = 0.10$

1.6 土砂

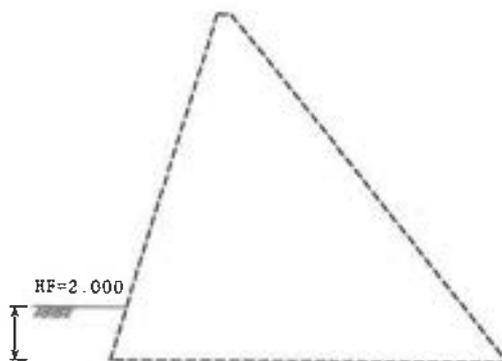
(1)背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	13.000
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

(2)前面土砂形状

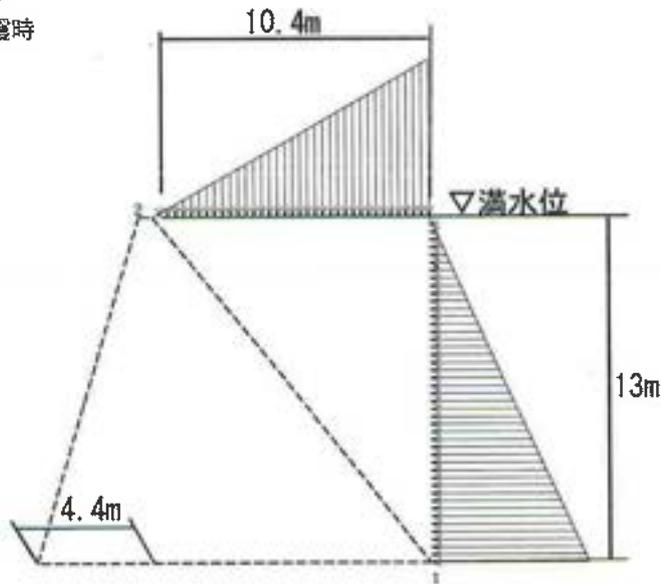
[1]常時，地震時



高さ	安定計算		つま先版 の設計時
	鉛直力	水平力	
2.000	無視	無視	—

1.7 任意荷重

[1] 常時, 地震時



番号	荷 重 称	荷 重 類	位置X (m)	位置Y (m)	強度q1 (kN/m ²) モーメントM (kN.m)	強度q2 (kN/m ²)	載荷幅W (m)	計算対象			
								安定	豎壁	前趾	後趾
1	背面水位	水平荷重	14.800	0.000	130.000	0.000	13.000	○	—	—	—
2	背面水位	鉛直荷重	4.400	13.000	0.000	130.000	10.400	○	—	—	—

1.8 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	切土	
常時土圧	0.000	—	—
地震時土圧	0.000	—	—

・安定計算時の土圧の仮想背面は、豎壁背面

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 38.660 (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	29.600	0.000	—
地震時	29.600	0.000	—

・地震動の方向と異なる土圧の扱い

	扱 い	有効率
安定計算	常時土圧	0.500
壁設計		0.500

※有効率は前面地盤の抵抗力を求めるとき受動土圧に乗ずる値（道路土工 擁壁工指針p.114）

1.9 荷重組み合わせケース

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時
2	地震時	地震時

	荷重名称	1	2
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		○

1.10 基礎の条件

1.10.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	有効載荷幅
基礎底面と地盤との間の付着力 C_B (kN/m ²)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_s$	0.600

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	許容偏心量 e_s / B (m)	滑動安全率	許容支持力度 (kN/m ²)
常時	1/6	4.000	320.000
地震時	1/6	4.000	480.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_s : 荷重の偏心量(m)、ただし、 $e_s = M_s / V$

M_s : 基礎底面に作用するモーメント(kN.m)

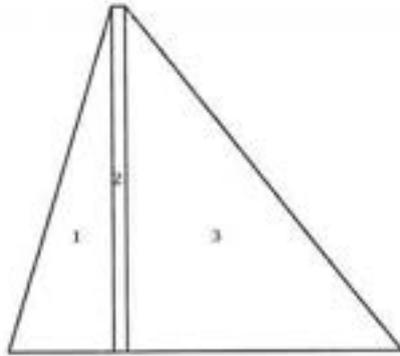
V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

2章 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	幅 × 計算式 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 3.900 × 13.000 × 1.000	25.350	2.600	4.333	65.910	109.849	
2	0.500 × 13.000 × 1.000	6.500	4.150	6.500	26.975	42.250	
3	1/2 × 10.400 × 13.000 × 1.000	67.600	7.867	4.333	531.789	292.931	
Σ		99.450			624.674	445.030	

$$\text{重心位置 } XG = \frac{\sum (Vi \cdot Xi)}{\sum Vi} = \frac{624.674}{99.450} = 6.281 \text{ (m)}$$

$$YG = \frac{\sum (Vi \cdot Yi)}{\sum Vi} = \frac{445.030}{99.450} = 4.475 \text{ (m)}$$

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(無筋)	$23.000 \times 99.450 = 2287.350$	6.281
合計	2287.350	6.281

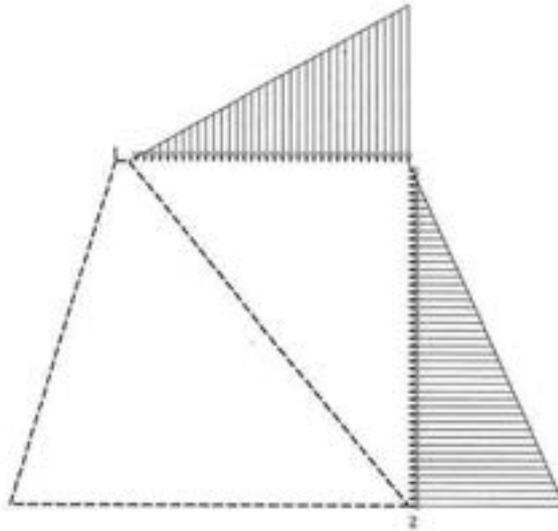
[2] 地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(無筋)	$23.000 \times 99.450 = 2287.350$	6.281
合計	2287.350	6.281

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(無筋)	$2287.350 \times 0.10 = 228.735$	4.475
合計	228.735	4.475

(2)任意荷重による作用力

[1]常時、地震時



■鉛直荷重、モーメントV荷重

番号	荷重名称	鉛直荷重 V_i (kN)	作用位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$
1	背面水位	676.000	11.333	7661.333
Σ		676.000	—	7661.333

$$XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 7661.333 / 676.000 = 11.333 \text{ (m)}$$

■水平荷重、モーメントH荷重

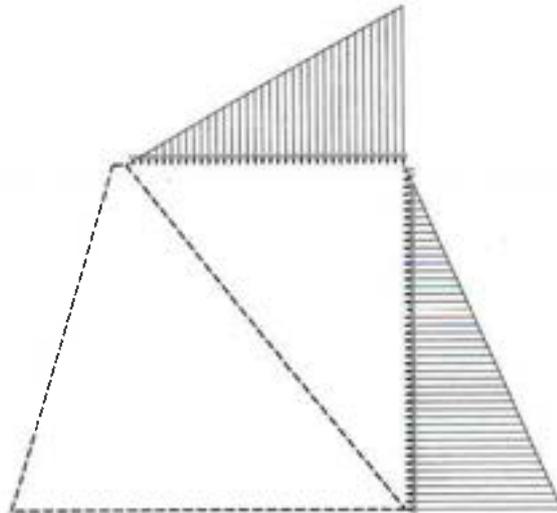
番号	荷重名称	水平荷重 H_i (kN)	作用位置 Y_i (m)	$H_i \cdot Y_i$
2	背面水位	845.000	4.333	3661.667
Σ		845.000	—	3661.667

$$YG = \Sigma (H_i \cdot Y_i) / \Sigma H_i = 3661.667 / 845.000 = 4.333 \text{ (m)}$$

2.3 作用力の集計

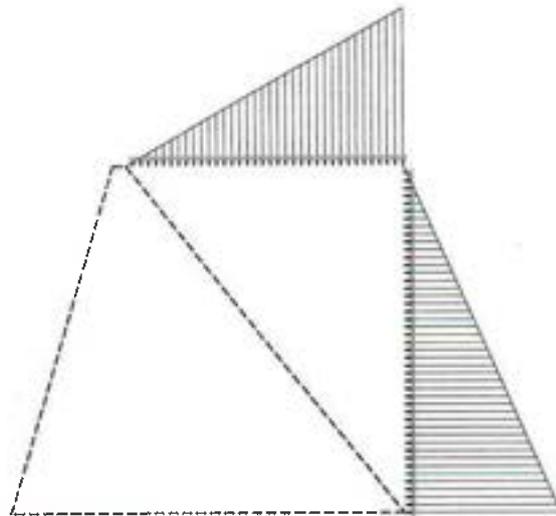
(1) 躯体前面での作用力の集計

[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 · X _i	M _{yi} = H _i · Y _i
自重	2287.350	0.000	6.281	0.000	14367.500	0.000
任意荷重	676.000	845.000	11.333	4.333	7661.333	3661.667
合計	2963.350	845.000	———	———	22028.832	3661.667

[2] 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 · X _i	M _{yi} = H _i · Y _i
自重	2287.350	228.735	6.281	4.475	14367.500	1023.570
任意荷重	676.000	845.000	11.333	4.333	7661.333	3661.667
合計	2963.350	1073.735	———	———	22028.832	4685.236

荷重状態 (水 位)	N_0 (kN)	H_0 (kN)	M_0 (kN・m)
常時	2963.350	845.000	18367.166
地震時	2963.350	1073.735	17343.596

(2) 躯体中心での作用力の集計

鉛 直 力 : $N_c = N_0$ (kN)

水 平 力 : $H_c = H_0$ (kN)

回 転 モ ー メ ン ト : $M_c = N_0 \cdot B_f / 2.0 - M_0$ (kN・m)

ここに、

躯体土圧方向幅 : $B_f = 14.800$ (m)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN・m)
常時	2963.350	845.000	3561.622
地震時	2963.350	1073.735	4585.192

■ 全幅(10.000m)当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN・m)
常時	29633.499	8450.000	35616.218
地震時	29633.499	10737.350	45851.919

2.4 安定計算結果

2.4.1 転倒に対する安定

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

ここに、

- d : 底版つま先から合力の作用点までの距離(m)
- ΣMr : 底版つま先回りの抵抗モーメント(kN.m)
- ΣMt : 底版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 = 14.800

$$e_s = B/n$$

ここに、

- e_s : 許容偏心距離(m)
- n : 安全率

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN.m)	ΣMt (kN.m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)	e_s (m)
常時	22028.832	3661.667	2963.350	6.198	1.202 ≤	2.467
地震時	22028.832	4685.236	2963.350	5.853	1.547 ≤	2.467

2.4.2 滑動に対する安定

$$F = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_s \cdot B'}{\Sigma H}$$

ここに、

- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重(kN)
- ΣH : 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, $\mu = 0.600$
- C_s : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m²), $C_s = 0.800$
- B' : 有効載荷幅(m), $B' = B - 2e$
- B : 底版幅(m), B = 14.800
- e : 偏心量(m)

荷重状態 (水 位)	偏心量 e(m)	有効載荷幅 B'(m)
常時	1.202	12.396
地震時	1.547	11.706

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{s0}
常時	2963.350	845.000	2.104 ≥	1.500
地震時	2963.350	1073.735	1.656 ≥	1.200

2.4.3 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

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

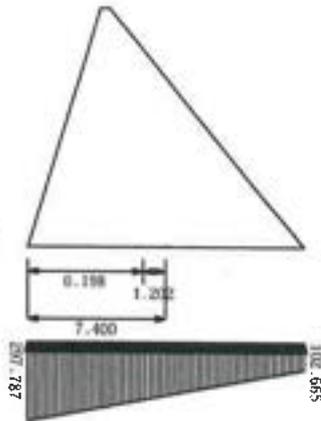
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)

B : 底版幅(m), $B = 14.800$

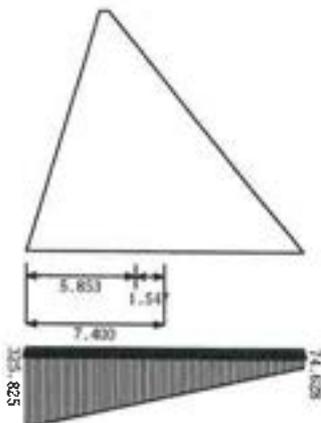
e : 偏心量(m)

[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)		
		qmin	qmax	許容値
14.800	台形	102.665	297.787 ≤	320.000

[2] 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)		
		qmin	qmax	許容値
14.800	台形	74.628	325.825 ≤	480.000

Ⅲ-1 埋立地貯留堰堤

河川砂防技術基準(案)による滑動(せん断)に対しての安定照査
滑動に対しての安定の照査は、下式にて行う。

$$n = \frac{\tau_0 L + fV}{H}$$

ここで、H: 単位幅あたりのせん断面に作用するせん断力 (kN/m)

V: 単位幅あたりのせん断面に作用する全垂直力 (kN/m)

τ_0 : 堤体または、基本地盤のせん断強度 (kN/m²) = $C + \sigma \cdot \tan \phi$

C: 基本地盤の粘着力 (kN/m²)

σ : 基礎面に働く最小地盤支持力度 (kN/m²)

f: 堤体または、基本地盤の内部摩擦係数 = $\tan \phi$

L: せん断面の長さ (m)

滑動安全率の計算結果

ケース	c kN/m ²	σ kN/m ²	τ_0 kN/m ²	L m	ϕ °	f	V kN/m	H kN/m	安全率
3 常時	320	102.665	404.932	14.8	39.6	0.827	2963.350	845.000	9.99
4 地震時	320	74.628	381.738	14.8	39.6	0.827	2963.350	1073.735	7.54

ケース 3 常時

$c = 320$ kN/m² (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-19)

$\phi = 39.6^\circ$ (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-6 表 2.7)

$\tan 39.6^\circ = 0.827$ (計算値を少数第 3 位まで表示)

$\sigma = 102.665$ kN/m² (p. 23)

$V = 2963.350$ kN/m (p. 21)

$H = 845.000$ kN/m (p. 21)

$\tau_0 = 320 + 102.665 \times 0.827 = 404.932$ kN/m² (計算値を少数第 3 位まで表示)

$n = (404.932 \times 14.8 + 0.827 \times 2963.350) / 845.000 = 9.99$ (計算値を少数第 2 位まで表示)

ケース 4 地震時

$c = 320$ kN/m² (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-19)

$\phi = 39.6^\circ$ (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-6 表 2.7)

$\tan 39.6^\circ = 0.827$ (計算値を少数第 3 位まで表示)

$\sigma = 74.628$ kN/m² (p. 23)

$V = 2963.350$ kN/m (p. 21)

$H = 1073.735$ kN/m (p. 21)

$\tau_0 = 320 + 74.628 \times 0.827 = 381.738$ kN/m² (計算値を少数第 3 位まで表示)

$n = (381.738 \times 14.8 + 0.827 \times 2963.350) / 1073.735 = 7.54$ (計算値を少数第 2 位まで表示)

Ⅲ-1 埋立地貯留堰堤

安定計算

～埋立終了・洪水時～

常時：ケース 5

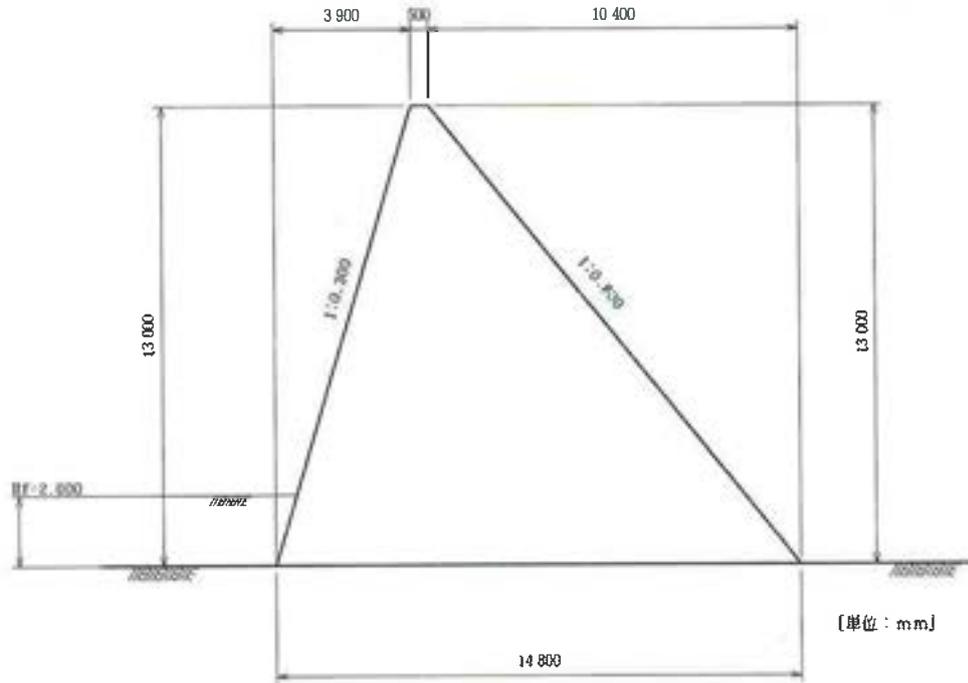
地震時：ケース 6

1章 設計条件

1.1 適用基準 全都清基準（安定計算方法が同じなので準用）
 (社)日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成24年7月

1.2 形式
 『重力式（直接基礎）』

1.3 形状寸法



奥行方向幅（ブロック長） $B = 10000(\text{mm})$

1.4 地盤条件

地震規模： レベル2
 地域区分： A
 地盤種別： I種

1.5 使用材料

【コンクリート】 縦壁（無筋コンクリート）： $\sigma_{ck} = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

【土 質】 裏 込 め 土： 砂および砂れき
 埋 戻 し 土： 砂および砂れき
 支 持 地 盤： 砂れき

【内部摩擦角】 背 面 土 砂： 33.20（度）

【単位体積重量】

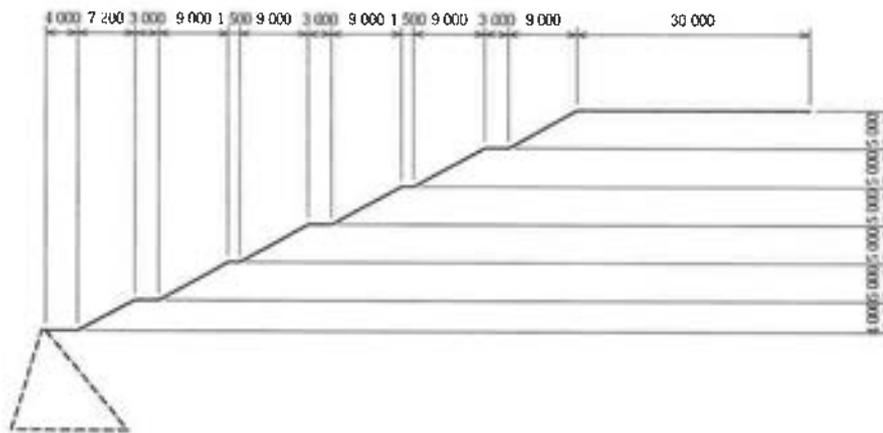
(kN/m³)

躯体	無筋コンクリート	23.000	
水	躯体浮力算出用	10.000	
	土砂浮力算出用	10.000	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	13.600	14.600
	前面	15.800	16.800

【設計水平震度】 躯体： $K_h = 0.10$
 土砂(前面)： $K_h = 0.10$
 (背面)： $K_h = 0.10$

1.6 土砂

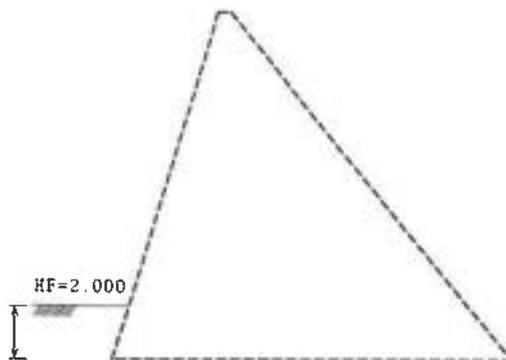
(1) 背面土砂形状



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

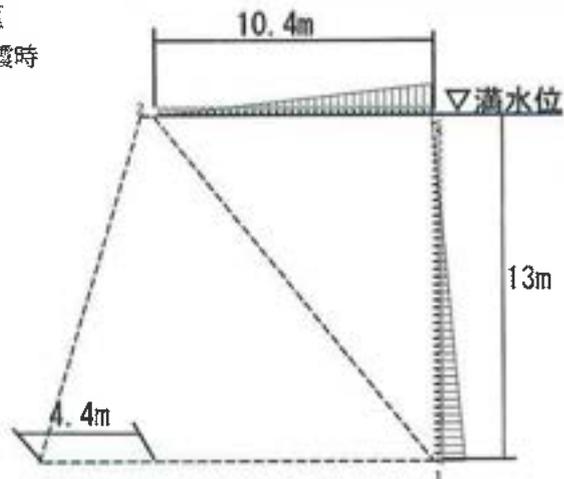
(2) 前面土砂形状

[1] 常時, 地震時



高さ	安定計算		つま先版 の設計時
	鉛直力	水平力	
2.000	無視	無視	—

1.7 任意荷重 [1]常時，地震時



番号	荷名 重称	荷重 種類	位置X (m)	位置Y (m)	強度q1 (kN/m ²) モーメントM (kN.m)	強度q2 (kN/m ²)	載荷幅W (m)	計算対象			
								安定	豎壁	前趾	後趾
1	背面水位	水平荷重	14.800	0.000	130.000	0.000	13.000	○	—	—	—
2	背面水位	鉛直荷重	4.400	13.000	0.000	130.000	10.400	○	—	—	—

1.8 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	切土	
常時土圧	22.133	—	—
地震時土圧	16.600	—	—

- ・安定計算時の土圧の仮想背面は、豎壁背面
- ・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 38.660 (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	29.600	0.000	——
地震時	29.600	0.000	——

・地震動の方向と異なる土圧の扱い

	扱 い	有効率
安定計算	常時土圧	0.500
縦壁設計		0.500

※有効率は前面地盤の抵抗力を求めるため受働土圧に乗ずる値 (道路土工 擁壁工指針p. 114)

1.9 荷重組み合わせケース

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時
2	地震時	地震時

	荷重名称	1	2
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		○

1.10 基礎の条件

1.10.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	有効載荷幅
基礎底面と地盤との間の付着力 CB (kN/m ²)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数tanφ _s	0.600

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	許容偏心量 e _s / B (m)	滑動安全率	許容 支持力度 (kN/m ²)
常時	1/6	4.000	320.000
地震時	1/6	4.000	480.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_e : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_e = M_e / V$

M_e : 基礎底面に作用するモーメント(kN.m)

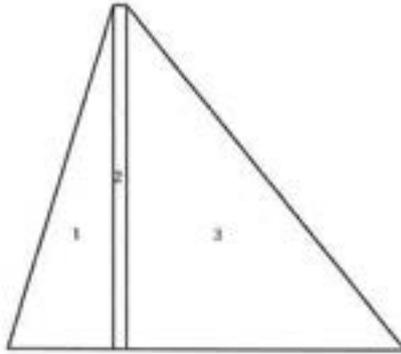
V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

2章 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi(m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 3.900 × 13.000 × 1.000	25.350	2.600	4.333	65.910	109.849	
2	0.500 × 13.000 × 1.000	6.500	4.150	6.500	26.975	42.250	
3	1/2 × 10.400 × 13.000 × 1.000	67.600	7.867	4.333	531.789	292.931	
Σ		99.450	—	—	624.674	445.030	

$$\text{重心位置 } XG = \frac{\sum (Vi \cdot Xi)}{\sum Vi} = \frac{624.674}{99.450} = 6.281 \text{ (m)}$$

$$YG = \frac{\sum (Vi \cdot Yi)}{\sum Vi} = \frac{445.030}{99.450} = 4.475 \text{ (m)}$$

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 $W = \frac{y}{x} \cdot V$ (kN)	作用位置 $\frac{y}{x}$ (m)
躯体(無筋)	$23.000 \times 99.450 = 2287.350$	6.281
合計	2287.350	6.281

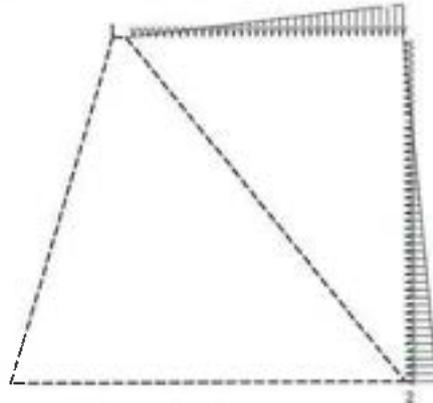
[2] 地震時

位置	鉛直力 $W = \frac{y}{x} \cdot V$ (kN)	作用位置 $\frac{y}{x}$ (m)
躯体(無筋)	$23.000 \times 99.450 = 2287.350$	6.281
合計	2287.350	6.281

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(無筋)	$2287.350 \times 0.10 = 228.735$	4.475
合計	228.735	4.475

(2)任意荷重による作用力

[1]常時、地震時



■鉛直荷重、モーメントV荷重

番号	荷重名称	鉛直荷重 V_i (kN)	作用位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$
1	背面水位	676.000	11.333	7661.333
Σ		676.000	—	7661.333

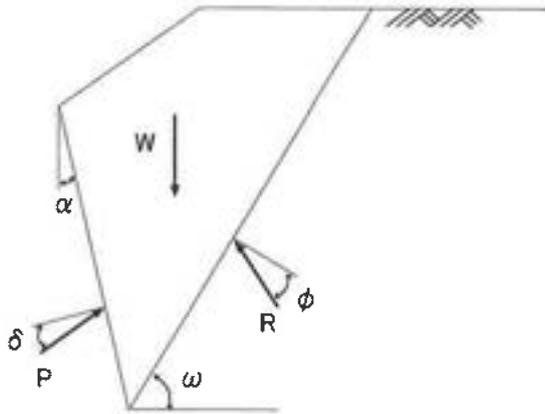
$$XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 7661.333 / 676.000 = 11.333 \text{ (m)}$$

■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)	$H_i \cdot Y_i$
2	背面水位	845.000	4.333	3661.667
Σ		845.000	—	3661.667

$$YG = \Sigma (H_i \cdot Y_i) / \Sigma H_i = 3661.667 / 845.000 = 4.333 \text{ (m)}$$

2.3 土圧・水圧



[1]常時

土圧は粘着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)	$x_p = 14.800 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 13.000 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 38.660^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 13.600 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\phi = 33.200^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 2/3\phi = 22.133^\circ$
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	
73.13	1676.107	0.000	0.000	1676.107	655.259
73.14	1675.692	0.000	0.000	1675.692	655.276
73.15	1675.277	0.000	0.000	1675.277	655.267

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 73.14^\circ \text{ のとき } P = 655.276 \text{ kN}$$

である。

すべり面の粘着力

$$C_0 = c \cdot L = 29.600 \times 18.708 = 553.757 \text{ kN}$$

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) - C_0 \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{1675.692 \times \sin(73.14^\circ - 33.20^\circ) - 553.757 \times \cos 33.20^\circ}{\cos(73.14^\circ - 33.20^\circ - 38.660^\circ - 22.133^\circ)} \\
 &= 655.276 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 655.276 \times \cos(38.660^\circ + 22.133^\circ) = 319.749 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 655.276 \times \sin(38.660^\circ + 22.133^\circ) = 571.968 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{13.000}{3} = 4.333 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 14.800 - 4.333 \times \tan 38.660^\circ = 11.334 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 4.333 = 4.333 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時

土圧は地震時慣性力および粘着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)

$$x_p = 14.800 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ

$$H = 13.000 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 38.660^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 13.600 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 33.200^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 1/2 \phi = 16.600^\circ$$

地震時合成角

$$\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.10 = 5.711^\circ$$

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	
65.00	2074.941	0.000	0.000	2074.941	785.522
66.00	2017.961	0.000	0.000	2017.961	786.064
67.00	1963.566	0.000	0.000	1963.566	785.719

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 66.00^\circ \text{ のとき } P = 786.064 \text{ kN}$$

である。

すべり面の粘着力

$$C_0 = c \cdot L = 29.600 \times 21.654 = 640.958 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - C_0 \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{2017.961 / \cos 5.711^\circ \times \sin(66.00^\circ - 33.20^\circ + 5.711^\circ) - 640.958 \times \cos 33.20^\circ}{\cos(66.00^\circ - 33.20^\circ - 38.660^\circ - 16.600^\circ)}$$

$$= 786.064 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 786.064 \times \cos(38.660^\circ + 16.600^\circ) = 447.941 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 786.064 \times \sin(38.660^\circ + 16.600^\circ) = 645.945 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_0 = \frac{H}{3} = \frac{13.000}{3} = 4.333 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 14.800 - 4.333 \times \tan 38.660^\circ = 11.334 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 4.333 = 4.333 \text{ m}$$

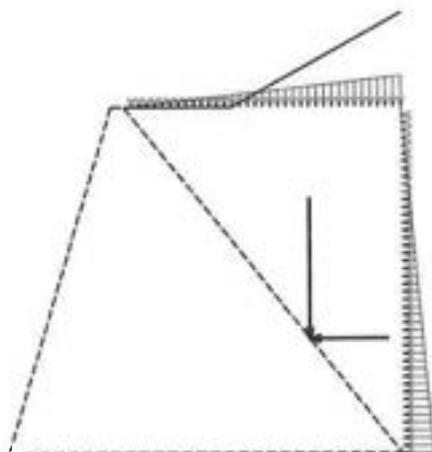
・土圧図



2.4 作用力の集計

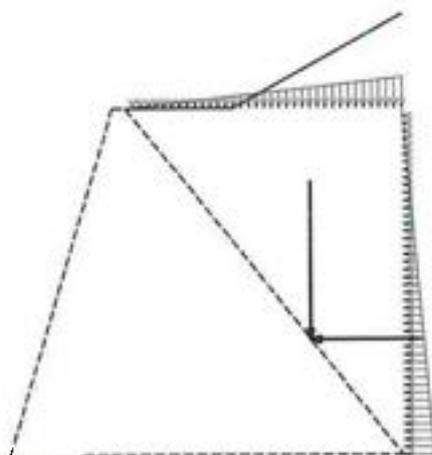
(1) 躯体前面での作用力の集計

[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)	$M_x = N_i \cdot X_i$	$M_y = H_i \cdot Y_i$
自重	2287.350	0.000	6.281	0.000	14367.500	0.000
土圧	571.968	319.749	11.334	4.333	6482.727	1385.472
任意荷重	676.000	845.000	11.333	4.333	7661.333	3661.667
合計	3535.318	1164.749	—	—	28511.559	5047.139

[2] 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)	$M_x = N_i \cdot X_i$	$M_y = H_i \cdot Y_i$
自重	2287.350	228.735	6.281	4.475	14367.500	1023.570
土圧	645.945	447.941	11.334	4.333	7321.188	1940.928
任意荷重	676.000	845.000	11.333	4.333	7661.333	3661.667
合計	3609.295	1521.676	—	—	29350.020	6626.165

荷重状態 (水 位)	N_0 (kN)	H_0 (kN)	M_0 (kN.m)
常時	3535.318	1164.749	23464.420
地震時	3609.295	1521.676	22723.855

(2) 躯体中心での作用力の集計

鉛 直 力 : $N_c = N_0$ (kN)

水 平 力 : $H_c = H_0$ (kN)

回 転 モ ー メ ン ト : $M_c = N_0 \cdot B_f / 2.0 - M_0$ (kN.m)

ここに、

躯体土圧方向幅 : $B_f = 14.800$ (m)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	3535.318	1164.749	2696.931
地震時	3609.295	1521.676	3984.926

■ 全幅(10.000m)当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	35353.179	11647.490	26969.309
地震時	36092.949	15216.760	39849.255

2.5 安定計算結果

2.5.1 転倒に対する安定

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

ここに、

- d : 底版つま先から合力の作用点までの距離(m)
- ΣMr : 底版つま先回りの抵抗モーメント(kN.m)
- ΣMt : 底版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 = 14.800

$$e_s = B/n$$

ここに、

- e_s : 許容偏心距離(m)
- n : 安全率

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN.m)	ΣMt (kN.m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)	e_s (m)
常時	28511.559	5047.139	3535.318	6.637	0.703	2.467
地震時	29350.020	6626.165	3609.295	6.296	1.104	2.467

2.5.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_s \cdot B'}{\Sigma H}$$

ここに、

- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重(kN)
- ΣH : 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, $\mu = 0.600$
- C_s : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m²), $C_s = 0.000$
- B' : 有効載荷幅(m), $B' = B - 2e$
- B : 底版幅(m), B = 14.800
- e : 偏心量(m)

荷重状態 (水 位)	偏心量 e(m)	有効載荷幅 B'(m)
常時	0.703	13.274
地震時	1.104	12.592

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{s,req}
常時	3535.318	1164.749	1.821	1.500
地震時	3609.295	1521.676	1.423	1.200

2.5.3 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

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

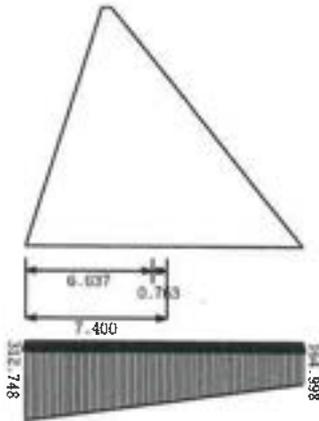
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)

B : 底版幅(m), B = 14.800

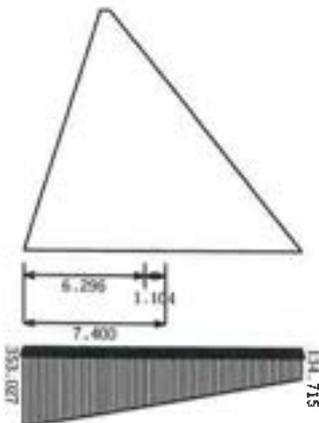
e : 偏心量(m)

[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/m ²)		
		qmin	qmax	許容値
14.800	台形	164.998	312.748 ≤	320.000

[2] 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/m ²)		
		qmin	qmax	許容値
14.800	台形	134.715	353.027 ≤	480.000

Ⅲ-1 埋立地貯留堰堤

河川砂防技術基準(案)による滑動(せん断)に対しての安定照査
滑動に対しての安定の照査は、下式にて行う。

$$n = \frac{\tau_0 L + fV}{H}$$

ここで、H: 単位幅あたりのせん断面に作用するせん断力 (kN/m)

V: 単位幅あたりのせん断面に作用する全垂直力 (kN/m)

τ_0 : 堤体または、基本地盤のせん断強度 (kN/m²) = $C + \sigma \cdot \tan \phi$

C: 基本地盤の粘着力 (kN/m²)

σ : 基礎面に働く最小地盤支持力度 (kN/m²)

f: 堤体または、基本地盤の内部摩擦係数 = $\tan \phi$

L: せん断面の長さ (m)

滑動安全率の計算結果

ケース	c kN/m ²	σ kN/m ²	τ_0 kN/m ²	L m	ϕ °	f	V kN/m	H kN/m	安全率
5 常時	320	164.998	456.498	14.8	39.6	0.827	3535.318	1164.749	8.31
6 地震時	320	134.715	431.446	14.8	39.6	0.827	3609.295	1521.676	6.16

ケース 5 常時

$c = 320$ kN/m² (変更申請書 2/6-① 設計報告書 p2-19)

$\phi = 39.6^\circ$ (変更申請書 2/6-① 設計報告書 p2-6 表 2.7)

$\tan 39.6^\circ = 0.827$ (計算値を少数第 3 位まで表示)

$\sigma = 164.998$ kN/m² (p. 38)

$V = 3535.318$ kN/m (p. 36)

$H = 1164.749$ kN/m (p. 36)

$\tau_0 = 320 + 164.998 \times 0.827 = 456.498$ kN/m² (計算値を少数第 3 位まで表示)

$n = (456.498 \times 14.8 + 0.827 \times 3535.318) / 1164.749 = 8.31$ (計算値を少数第 2 位まで表示)

ケース 6 地震時

$c = 320$ kN/m² (変更申請書 2/6-① 設計報告書 p2-19)

$\phi = 39.6^\circ$ (変更申請書 2/6-① 設計報告書 p2-6 表 2.7)

$\tan 39.6^\circ = 0.827$ (計算値を少数第 3 位まで表示)

$\sigma = 134.715$ kN/m² (p. 38)

$V = 3609.295$ kN/m (p. 36)

$H = 1534.815$ kN/m (p. 36)

$\tau_0 = 320 + 134.715 \times 0.827 = 431.446$ kN/m² (計算値を少数第 3 位まで表示)

$n = (431.446 \times 14.8 + 0.827 \times 3609.295) / 1521.676 = 6.16$ (計算値を少数第 2 位まで表示)

Ⅲ-1 埋立地貯留堰堤

安定計算

～埋立終了時～

常時：ケース 7

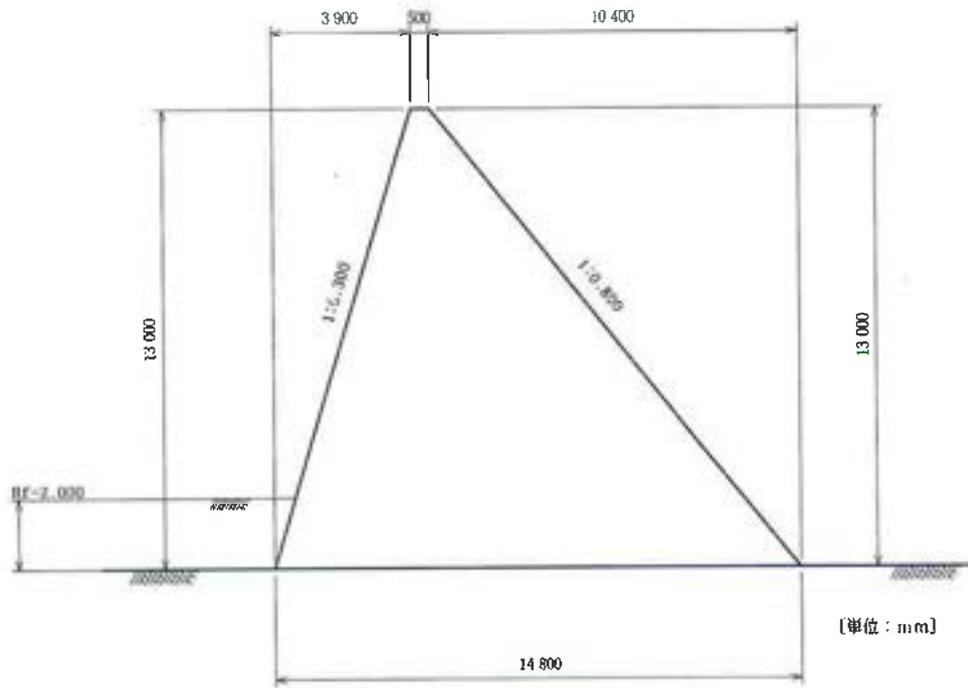
地震時：ケース 8

1章 設計条件

1.1 適用基準 全都清基準（安定計算方法が同じなので準用）
 （社）日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成24年7月

1.2 形式
 『重力式（直接基礎）』

1.3 形状寸法



奥行方向幅（ブロック長） B = 10000(mm)

1.4 地盤条件

地震規模： レベル2
 地域区分： A
 地盤種別： 1種

1.5 使用材料

【コンクリート】 縦壁（無筋コンクリート）： $\sigma_{ck} = 18$ (N/mm²)

【土 質】 裏 込 め 土： 砂および砂れき
 埋 戻 し 土： 砂および砂れき
 支 持 地 盤： 砂れき

【内部摩擦角】 背 面 土 砂： 33.20 (度)

【単位体積重量】

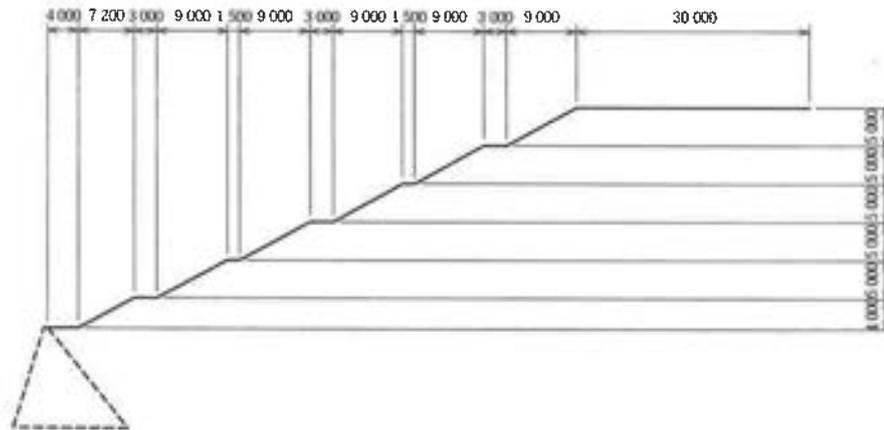
(kN/m³)

躯体	無筋コンクリート	23.000	
水	浮力算出用	10.000	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	13.600	14.600
	前面	15.800	16.800

【設計水平震度】 躯体： $K_h = 0.20$
 土砂(前面)： $K_h = 0.20$
 (背面)： $K_h = 0.20$

1.6 土砂

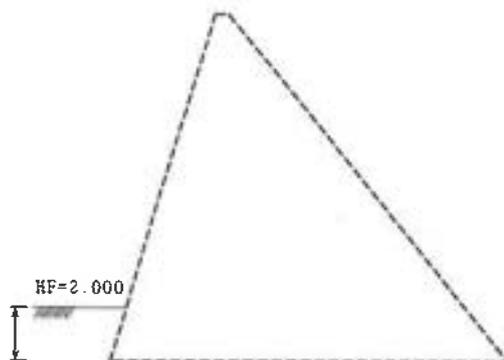
(1) 背面土砂形状



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

(2) 前面土砂形状

[1] 常時, 地震時



高さ	安定計算		つま先版 の設計時
	鉛直力	水平力	
2.000	無視	無視	—

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・上圧式：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	切土	
常時土圧	22.133	—	—
地震時土圧	16.600	—	—

・安定計算時の土圧の仮想背面は、豎壁背面

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 38.660 (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	29.600	0.000	—
地震時	29.600	0.000	—

・地震動の方向と異なる土圧の扱い

	扱 い	有効率
安定計算	常時土圧	0.500
豎壁設計		0.500

※有効率は前面地盤の抵抗力を求めるため受働土圧に乗ずる値 (道路土工 擁壁工指針p.114)

1.9 荷重組み合わせケース

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時
2	地震時	地震時

	荷重名称	1	2
土 砂	土砂1	○	○
載荷荷重	載荷荷重1		

	荷重名称	1	2
主働土圧	考慮しない		
	常時土圧	○	
	地震時土圧		○

1.10 基礎の条件

1.10.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	有効載荷幅
基礎底面と地盤との間の付着力 C_B (kN/m^2)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_s$	0.600

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 安定計算の許容値

荷重状態	許容偏心量 e_s / B (m)	滑動安全率	許容支持力度 (kN/m^2)
常時	1/6	4.000	320.000
地震時	1/6	4.000	480.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_s : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_s = M_b / V$

M_b : 基礎底面に作用するモーメント($\text{kN}\cdot\text{m}$)

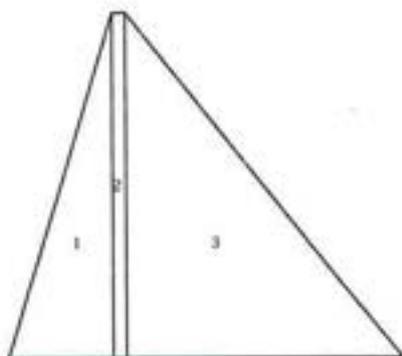
V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

2章 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 3.900 × 13.000 × 1.000	25.350	2.600	4.333	65.910	109.849	
2	0.500 × 13.000 × 1.000	6.500	4.150	6.500	26.975	42.250	
3	1/2 × 10.400 × 13.000 × 1.000	67.600	7.867	4.333	531.789	292.931	
Σ		99.450			624.674	445.030	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 624.674 / 99.450 = 6.281 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 445.030 / 99.450 = 4.475 \text{ (m)}$$

2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，浮力（揚圧力）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 $W = \frac{y}{x} \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$23.000 \times 99.450 = 2287.350$	6.281

[2] 地震時

位置	鉛直力 $W = \frac{y}{x} \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$23.000 \times 99.450 = 2287.350$	6.281

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体	$2287.350 \times 0.20 = 457.470$	4.475

(2)自重集計

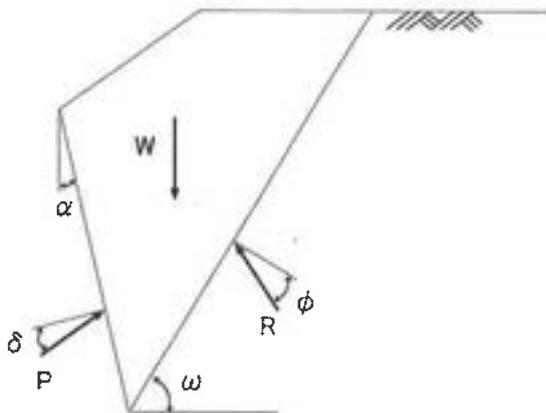
[1]常時

	重量 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	作用位置(m)		モーメント(kN.m)	
			X_i	Y_i	$N_i \cdot X_i$	$H_i \cdot Y_i$
躯体	2287.350	0.000	6.281	0.000	14367.500	0.000
合計	2287.350	0.000	—	—	14367.500	0.000

[2]地震時

	重量 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	作用位置(m)		モーメント(kN.m)	
			X_i	Y_i	$N_i \cdot X_i$	$H_i \cdot Y_i$
躯体	2287.350	457.470	6.281	4.475	14367.500	2047.139
合計	2287.350	457.470	—	—	14367.500	2047.139

2.3 土圧・水圧



[1]常時

土圧は粘着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) $x_p = 14.800 \text{ m}$
 $y_p = 0.000 \text{ m}$
 仮想背面の高さ $H = 13.000 \text{ m}$
 土圧作用面が鉛直面となす角度 $\alpha = 38.660^\circ$
 背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 13.600 \text{ kN/m}^3$
 背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 33.200^\circ$
 壁面摩擦角 $\delta = 2/3\phi = 22.133^\circ$
 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 ($^\circ$)	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	
73.13	1676.107	0.000	0.000	1676.107	655.259
73.14	1675.692	0.000	0.000	1675.692	655.276

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)			合計	土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重		
73.15	1675.277	0.000	0.000	1675.277	655.267

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 73.14^\circ \text{ のとき } P = 655.276 \text{ kN}$$

である。

すべり面の粘着力

$$C_0 = c \cdot L = 29.600 \times 18.708 = 553.757 \text{ kN}$$

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) - C_0 \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{1675.692 \times \sin(73.14^\circ - 33.20^\circ) - 553.757 \times \cos 33.20^\circ}{\cos(73.14^\circ - 33.20^\circ - 38.660^\circ - 22.133^\circ)} \\
 &= 655.276 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 655.276 \times \cos(38.660^\circ + 22.133^\circ) = 319.749 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 655.276 \times \sin(38.660^\circ + 22.133^\circ) = 571.968 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_0 = \frac{H}{3} = \frac{13.000}{3} = 4.333 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 14.800 - 4.333 \times \tan 38.660^\circ = 11.334 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 4.333 = 4.333 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時

土圧は地震時慣性力および粘着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)	$x_p = 14.800 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 13.000 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 38.660^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 13.600 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\phi = 33.200^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 1/2\phi = 16.600^\circ$
地震時合成角	$\theta = \tan^{-1}kh = \tan^{-1}0.20 = 11.310^\circ$
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	
56.00	2728.995	0.000	0.000	2728.995	1053.716
57.00	2644.625	0.000	0.000	2644.625	1056.795
58.00	2563.865	0.000	0.000	2563.865	1042.207

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 57.00^\circ \text{ のとき } P = 1056.795 \text{ kN}$$

である。

すべり面の粘着力

$$C_0 = c \cdot L = 29.600 \times 26.232 = 776.467 \text{ kN}$$

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - C_0 \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{2644.625 / \cos 11.310^\circ \times \sin(57.00^\circ - 33.20^\circ + 11.310^\circ) - 776.467 \times \cos 33.20^\circ}{\cos(57.00^\circ - 33.20^\circ - 38.660^\circ - 16.600^\circ)} \\
 &= 1056.795 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 1056.795 \times \cos(38.660^\circ + 16.600^\circ) = 602.218 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 1056.795 \times \sin(38.660^\circ + 16.600^\circ) = 868.418 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_0 = \frac{H}{3} = \frac{13.000}{3} = 4.333 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 14.800 - 4.333 \times \tan 38.660^\circ = 11.334 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 4.333 = 4.333 \text{ m}$$

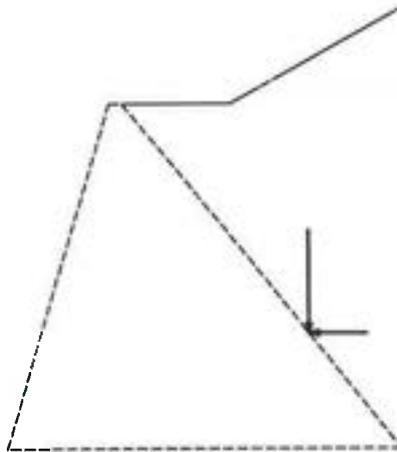
・土圧図



2.4 作用力の集計

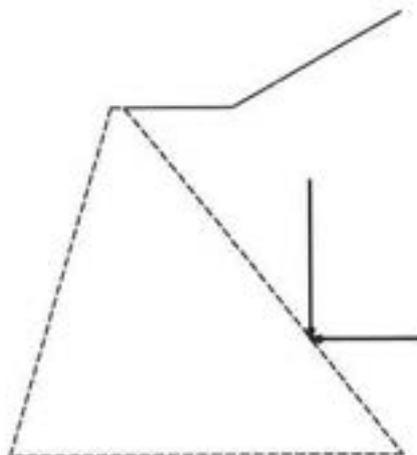
(1) 躯体前面での作用力の集計

[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	2287.350	0.000	8.281	0.000	14367.500	0.000
土圧	571.968	319.749	11.334	4.333	6482.727	1385.472
合計	2859.318	319.749	———	———	20850.227	1385.472

[2] 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)	$M_{x_i} = N_i \cdot X_i$	$M_{y_i} = H_i \cdot Y_i$
自重	2287.350	457.470	6.281	4.475	14367.500	2047.139
土圧	868.418	602.218	11.334	4.333	9842.713	2609.411
合計	3155.768	1059.688	—	—	24210.213	4656.550

荷重状態 (水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	2859.318	319.749	19464.754
地震時	3155.768	1059.688	19553.664

(2) 躯体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 $: M_c = N_o \cdot B_f / 2.0 - M_o$ (kN.m)

ここに、

躯体土圧方向幅 $: B_f = 14.800$ (m)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	2859.318	319.749	1694.197
地震時	3155.768	1059.688	3799.017

■ 全幅(10.000m)当り

荷重状態 (水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	28593.179	3197.490	16941.973
地震時	31557.678	10596.880	37990.166

2.5 安定計算結果

2.5.1 転倒に対する安定

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

ここに、

d : 底版つま先から合力の作用点までの距離(m)

ΣMr : 底版つま先回りの抵抗モーメント(kN.m)

ΣMt : 底版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 = 14.800

$$e_s = B/n$$

ここに、

e_s : 許容偏心距離(m)

n : 安全率

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN.m)	ΣMt (kN.m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)	e_s (m)
常時	20850.227	1385.472	2859.318	6.807	0.593	2.467
地震時	24210.213	4656.550	3155.768	6.196	1.204	2.467

2.5.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_s \cdot B'}{\Sigma H}$$

ここに、

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重(kN)

ΣH : 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, $\mu = 0.600$

C_s : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m²), $C_s = 0.000$

B' : 有効載荷幅(m), B' = B - 2c

B : 底版幅(m), B = 14.800

e : 偏心量(m)

荷重状態 (水 位)	偏心量 e(m)	有効載荷幅 B'(m)
常時	0.593	13.614
地震時	1.204	12.392

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{s,req}
常時	2859.318	319.749	5.365	1.500
地震時	3155.768	1059.688	1.787	1.200

2.5.3 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

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

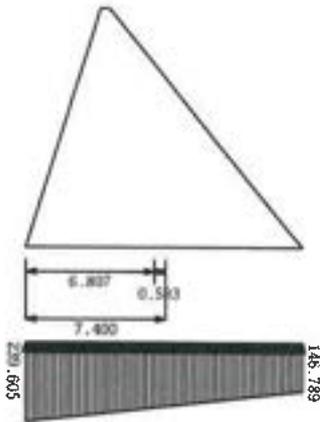
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)

B : 底版幅(m), B = 14.800

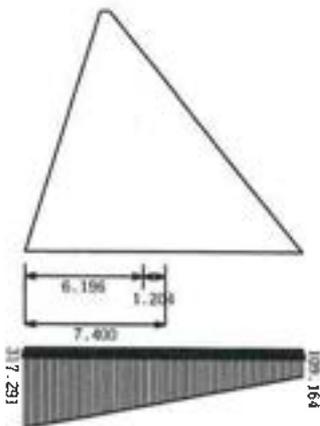
e : 偏心量(m)

[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/m ²)		
		qmin	qmax	許容値
14.800	台形	146.789	239.605 ≤	320.000

[2] 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/m ²)		
		qmin	qmax	許容値
14.800	台形	109.164	317.291 ≤	480.000

Ⅲ-1 埋立地貯留堰堤

河川砂防技術基準(案)による滑動(せん断)に対しての安定照査
滑動に対しての安定の照査は、下式にて行う。

$$n = \frac{\tau_0 L + fV}{H}$$

ここで、H: 単位幅あたりのせん断面に作用するせん断力 (kN/m)

V: 単位幅あたりのせん断面に作用する全垂直力 (kN/m)

τ_0 : 堤体または、基本地盤のせん断強度 (kN/m²) = $C + \sigma \cdot \tan \phi$

C: 基本地盤の粘着力 (kN/m²)

σ : 基礎面に働く最小地盤支持力度 (kN/m²)

f: 堤体または、基本地盤の内部摩擦係数 = $\tan \phi$

L: せん断面の長さ (m)

滑動安全率の計算結果

ケース	c kN/m ²	σ kN/m ²	τ_0 kN/m ²	L m	ϕ °	f	V kN/m	H kN/m	安全率
7 常時	320	146.789	441.434	14.8	39.6	0.827	2859.318	319.749	27.83
8 地震時	320	109.164	410.308	14.8	39.6	0.827	3155.768	1059.688	8.19

ケース 7 常時

$c = 320$ kN/m² (変更申請書 2/6-① 設計報告書 p2-19)

$\phi = 39.6^\circ$ (変更申請書 2/6-① 設計報告書 p2-6 表 2.7)

$\tan 39.6^\circ = 0.827$ (計算値を少数第 3 位まで表示)

$\sigma = 146.789$ kN/m² (p. 53)

$V = 2859.318$ kN/m (p. 51)

$H = 319.749$ kN/m (p. 51)

$\tau_0 = 320 + 146.789 \times 0.827 = 441.434$ kN/m² (計算値を少数第 3 位まで表示)

$n = (441.434 \times 14.8 + 0.827 \times 2859.318) / 319.749 = 27.83$ (計算値を少数第 2 位まで表示)

ケース 8 地震時

$c = 320$ kN/m² (変更申請書 2/6-① 設計報告書 p2-19)

$\phi = 39.6^\circ$ (変更申請書 2/6-① 設計報告書 p2-6 表 2.7)

$\tan 39.6^\circ = 0.827$ (計算値を少数第 3 位まで表示)

$\sigma = 109.164$ kN/m² (p. 53)

$V = 3155.768$ kN/m (p. 51)

$H = 1059.688$ kN/m (p. 51)

$\tau_0 = 320 + 109.164 \times 0.827 = 410.308$ kN/m² (計算値を少数第 3 位まで表示)

$n = (410.308 \times 14.8 + 0.827 \times 3155.768) / 1059.688 = 8.19$ (計算値を少数第 2 位まで表示)

Ⅲ-2 埋立地貯留堰堤

安定計算

～完成直後・空虚時～

常時：ケース 1

地震時：ケース 2

1章 設計条件

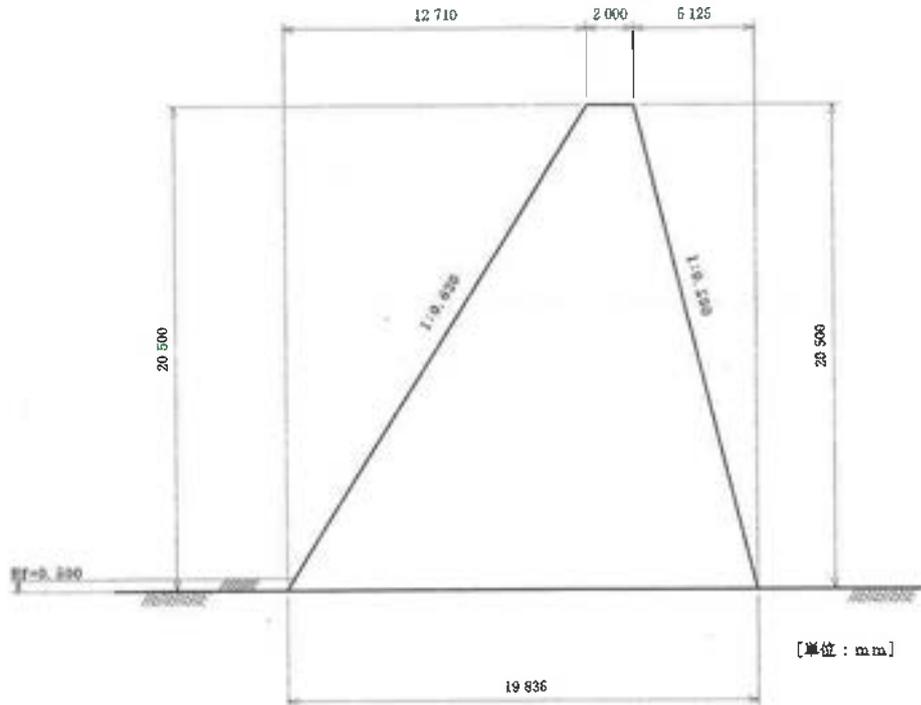
1.1 適用基準 全都清基準（安定計算方法が同じなので準用）

（社）日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成24年7月

1.2 形式

『重力式（直接基礎）』

1.3 形状寸法



奥行方向幅（ブロック長） $B = 10000$ (mm)

1.4 地盤条件

地震規模： レベル2

地域区分： A

地盤種別： I種

1.5 使用材料

【コンクリート】 縦壁（無筋コンクリート）： $\sigma_{ck} = 18$ (N/mm²)

【土質】	裏込め土：	砂および砂れき
	埋戻し土：	砂および砂れき
	支持地盤：	砂れき

【内部摩擦角】 背面土砂： 33.20 (度)

【単位体積重量】

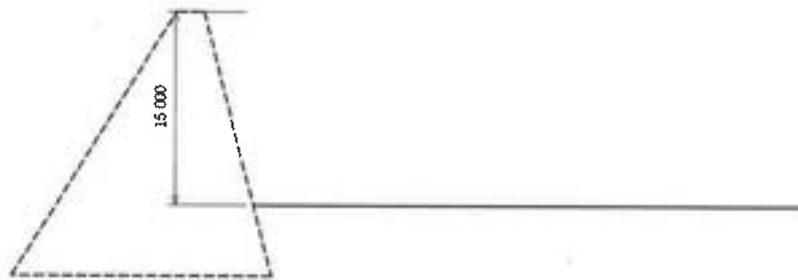
(kN/m³)

躯体	無筋コンクリート	23.000	
水	浮力算出用	10.000	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	13.600	14.600
	前 面	15.800	16.800

【設計水平震度】 躯体： $K_h = 0.20$
 土砂(前面)： $K_h = 0.20$
 (背面)： $K_h = 0.20$

1.6 土砂

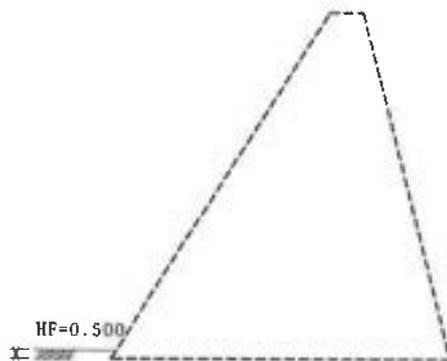
(1)背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	15.000
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

(2)前面土砂形状

[1] 常時，地震時



高さ	安定計算		つま先版 の設計時
	鉛直力	水平力	
0.500	無 視	無 視	—

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 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	切土	
常時土圧	0.000	—	—
地震時土圧	0.000	—	—

・安定計算時の土圧の仮想背面は、豎壁背面(実背面)

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 14.036 (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	29.600	0.000	—
地震時	29.600	0.000	—

・地震動の方向と異なる土圧の扱い

	扱 い	有効率
安定計算	常時土圧	0.500
豎壁設計		0.500

※有効率は前面地盤の抵抗力を求めるため受働土圧に乗ずる値 (道路土工 擁壁工指針p.114)

1.9 荷重組み合わせケース

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時
2	地震時	地震時

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

1.10 基礎の条件

1.10.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	有効載荷幅
基礎底面と地盤との間の付着力 CB (kN/m ²)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数tanφ _s	0.600

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 安定計算の許容値

荷状態	許容偏心量 e_s / B (m)	滑動安全率	許容 支持力度 (kN/m ²)
常時	1/6	4.000	600.000
地震時	1/6	4.000	900.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_s : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_s = M_s / V$

M_s : 基礎底面に作用するモーメント(kN.m)

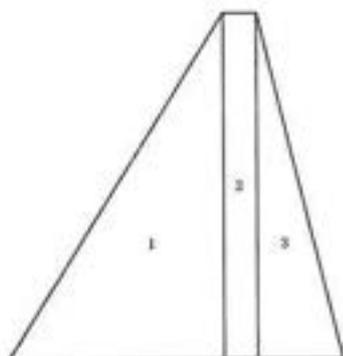
V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

2章 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

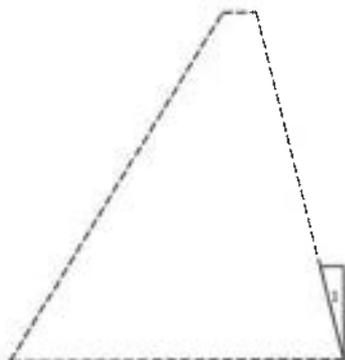
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$1/2 \times 12.710 \times 20.500 \times 1.000$	130.277	8.473	6.833	1103.880	890.225	
2	$2.000 \times 20.500 \times 1.000$	41.000	13.710	10.250	562.110	420.250	
3	$1/2 \times 5.125 \times 20.500 \times 1.000$	52.531	16.418	6.833	862.475	358.962	
Σ		223.809			2528.465	1669.437	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 2528.465 / 223.809 = 11.297 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 1669.437 / 223.809 = 7.459 \text{ (m)}$$

(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 (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$1/2 \times 1.375 \times 5.500 \times 1.000$	3.781	19.377	3.667	73.269	13.865	

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
Σ		3.781	—	—	73.269	13.865	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 73.269 / 3.781 = 19.377 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 13.865 / 3.781 = 3.667 \text{ (m)}$$

2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，浮力（揚圧力）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	$23.000 \times 223.809 = 5147.602$	11.297

[2] 地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$23.000 \times 223.809 = 5147.602$	11.297

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体	$5147.602 \times 0.20 = 1029.520$	7.459

(2) 土砂重量，浮力

[1] 常時

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置			水位より下の体積、重心位置		
	体積 V (m³)	重心位置 (m)		体積 V1 (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	3.781	19.377	3.667	0.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 Vu (m³)	重心位置 (m)	
		Xu	Yu
土砂(背面)	3.781	19.377	3.667

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$