

M1 0.0-0.4 H=7.00

2019 年 10 月

maz6

目 次

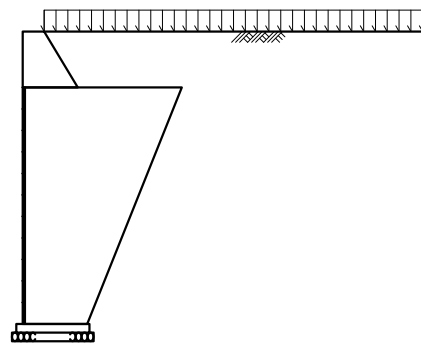
設計概説	1
§ 1 設計条件	5
§ 2 一般形状寸法図	6
§ 3 計算結果	7
§ 4 設計荷重	16
§ 5 安定計算	32
§ 6 ブロック各段の部材断面設計	43

設計概説

本擁壁は、もたれ式擁壁に準じた構造の擁壁として、以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『道路土工 擁壁工指針』に準拠した。

(1) 設計断面

- 1) 擁壁形式 もたれ式ハーフプレキャスト擁壁
- 2) 基礎形式 直接基礎
- 3) 擁壁寸法 擁壁高さ $H = 7.000$ (m)
 底版幅 $B = 1.700$ (m)
 勾配 $1 : 0.000$
- 4) 使用製品ブロック
 M1.02/0.0



[設 計 方 針 ・ 方 法]

[計 算 結 果]

(2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

常 時 自重 (+ 載荷重) + 土圧

地 震 時 自重 + 土圧 + 地震の影響

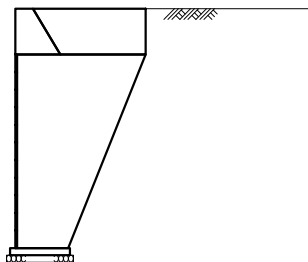
※ 常時に作用する土圧は、地表面上の活荷重を考慮する。

(3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

1) 自 重

製品本体、基礎コンクリート、天端コンクリート、裏込めコンクリートおよび、製品上の土砂を自重として考慮した。



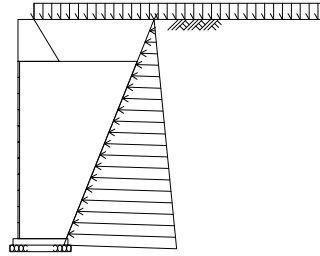
躯体 : $W_c = 363.66$ (kN)
裏込土 : $W_s = 69.41$ (kN)

2) 土 圧

計算は、試行くさび法により行った。また、土圧は下図のように三角形分布するものとして計算を行った。

内部摩擦角： $\phi = 30.00(^{\circ})$

単位体積重量： $\gamma_s = 19.00 (\text{kN/m}^3)$

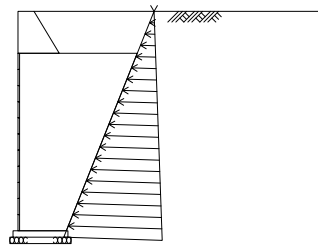


土圧 : $P_a = 88.10 (\text{kN})$

3) 地震の影響

地震の影響として、躯体の自重に起因する慣性力を考慮した。また、土圧については常時で算出した土圧を準用した。

設計水平震度： $K_h = 0.15$

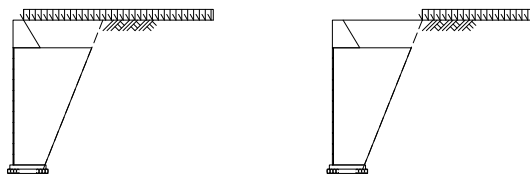


慣性力 : $H = 64.94 (\text{kN})$

土圧 : $P_a = 76.58 (\text{kN})$

4) 載 荷 重

擁壁上の載荷重は最も不利な状態を想定し、載荷する場合と、しない場合の2通りのケースを検討した。



自動車荷重

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

(4) ブロック各段における安定計算

ブロック各段の安定に対して、以下の検討を行った。

1) 滑 動

ブロック最下段(1段目)において滑動安全率による検討を行った。

製品間の摩擦係数 : 0.600

〈1段目の結果〉

常 時: $F_s = 3.06 \geq 1.50$

地 震 時: $F_s = 1.86 \geq 1.20$

2) 転 倒

ブロック最下段(1段目)において合力の作用位置による検討を行った。

〈1段目の結果〉

常 時: $d = 1.018 > 0.750$

地 震 時: $d = 0.500 \geq 0.500$

(5) 擁壁全体の安定計算

擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

1) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

摩擦係数 : 0.600

常 時: $F_s = 2.93 \geq 1.50$

地 震 時: $F_s = 1.83 \geq 1.20$

2) 転 倒

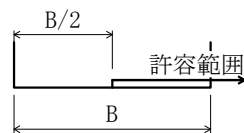
基礎底板位置での合力の作用位置による検討を行った。

常 時: $d = 1.121 > 0.850$

地 震 時: $d = 0.590 \geq 0.567$

(単位: m)

※ ここで、安定条件として合力の作用位置の許容範囲は、下図の通り合力の作用位置が山側に位置している場合は、条件を満足しているものとした。



3) 支 持 力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力度において照査を行った。

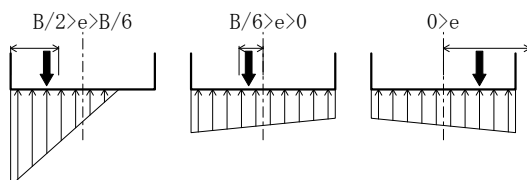
常 時: $q = 382.07$ 以上

の支持力が必要です。

地 震 時: $q = 485.80$ 以上

の支持力が必要です。

(単位: kN/m^2)



(6) 壁体の断面計算

ブロック各段における検討を行った。

1) 壁体の断面計算結果

ブロック各段において、曲げ応力度及び、せん断応力度の
検討を行った。

＜ 3段目の結果＞

常 時: $\sigma_c = 0.31 \leq 4.50$

$\tau = 0.04 \leq 0.33$

地 震 時: $\sigma_c = 0.31 \leq 6.75$

$\tau = 0.06 \leq 0.33$

＜ 2段目の結果＞

常 時: $\sigma_c = 0.37 \leq 4.50$

$\tau = 0.06 \leq 0.33$

地 震 時: $\sigma_c = 0.41 \leq 6.75$

$\tau = 0.07 \leq 0.33$

(単位 : N/mm^2)

§ 1 設計条件

1.1 設計条件

(1) 擁壁形式	もたれ式ハーフプレキャスト擁壁
(2) 基礎形式	直接基礎
(3) 擁壁高さ	$H = 7.000 \text{ (m)}$
(4) 土 圧	試行くさび法による土圧
(5) 地表面載荷重	$q = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
(6) 設計水平震度	$K_h = c_z \cdot k_{h0} = 0.15$
地域別補正係数	$c_z = 1.00$
設計水平震度の標準値	
レベル 1 地震動 II種地盤	$k_{h0} = 0.15$
(7) 単位体積重量 コンクリート	$\gamma_c = 23.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土	
せん断抵抗角	$\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
単位体積重量	$\gamma_s = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
(2) 支持地盤の定数	
擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数	$\mu = 0.600$
" の粘着力	$C = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
許容地盤反力度	$q_a = 382.07 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 以上必要}$

1.3 安定条件

(1) 滑動に対する検討	滑動安全率	$F_s \geq 1.50 \text{ (1.20)}$
(2) 転倒に対する検討	合力の作用位置	$d > 1/2 B \text{ (1/3)}$
※ () は地震時		

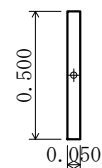
1.4 材料強度及び許容応力度

	(N/mm ²)	常 時	地 震 時
(1) コンクリート			
設計基準強度	σ_{ck}	18	
許容圧縮応力度	σ_{ca}	4.50	6.75
許容曲げ引張応力度	σ_{ta}	0.23	0.35
許容せん断応力度	τ_a	0.33	0.33

1.5 使用ブロック

(1) M1.02/0.0 2005

製品幅 (m)	2.000		
体積	重心座標	重量	[単重]
(m ³)	(m)	(kN)	(kN/m ³)
製品本体	0.050 (0.025, 0.250)	1.20	[24.00]



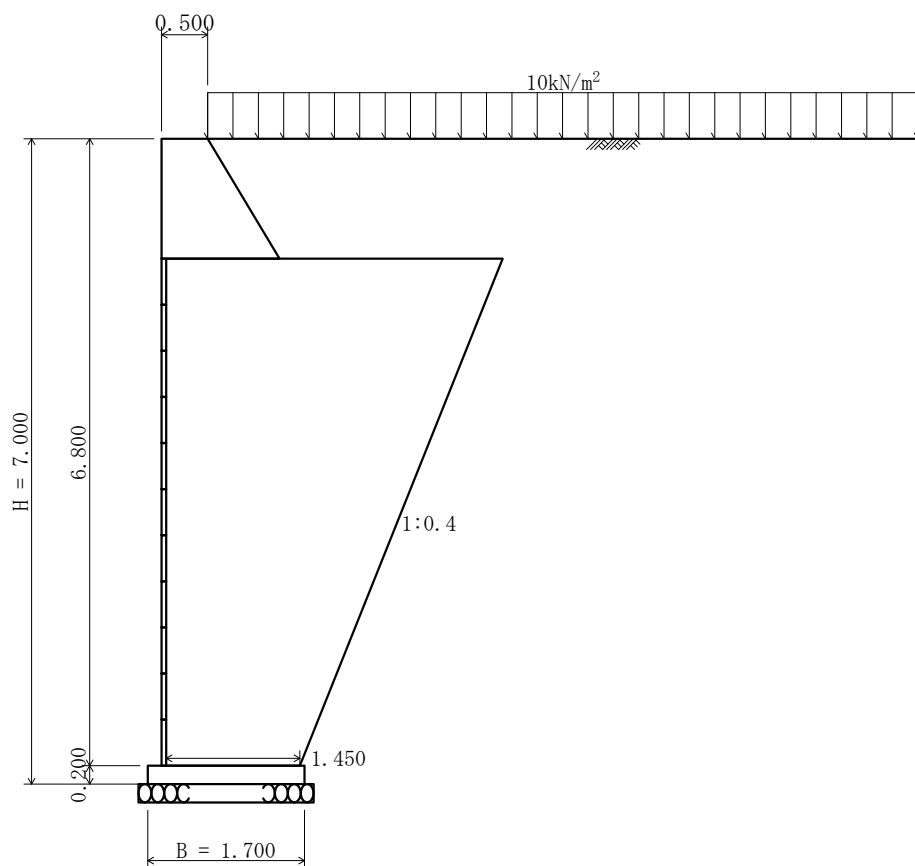
1.6 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針（平成24年度版）

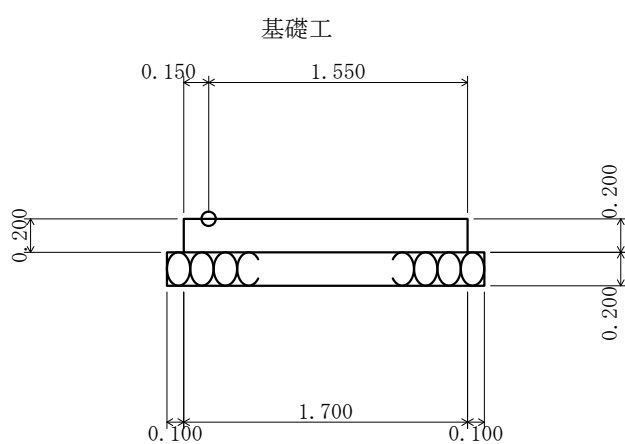
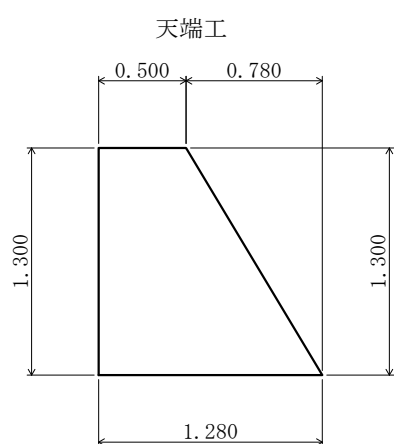
（社）日本道路協会

§ 2 一般形状寸法図

2.1 一般図



2.2 詳細図



§ 3 計算結果

3.1 安定計算結果

安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 常 時 [載荷重あり]

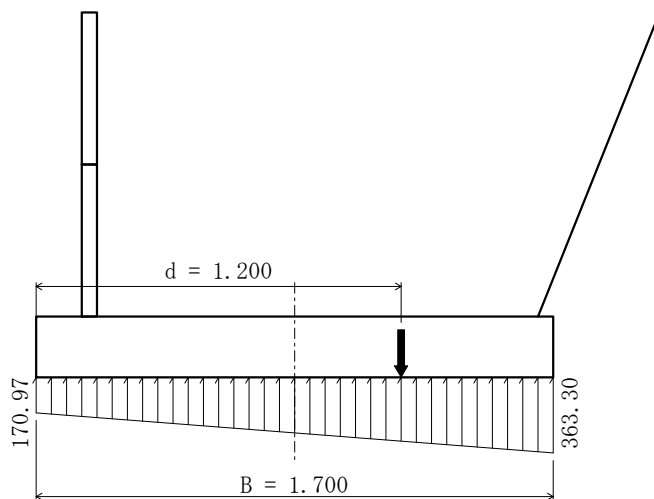
(1) ブロック各段の安定計算結果

	鉛直荷重 (kN)	水平荷重 (kN)	滑 動 1.50	合力位置 (m) 1/2 B	判定
1段目	454.64	82.98	3.29	1.094 (0.750)	O. K.

(2) 全体の安定計算結果

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	合力位置 d (m)	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
462.30	88.06	1.200	3.15	170.97	363.30	O. K.
許 容 値		0.850	1.50			

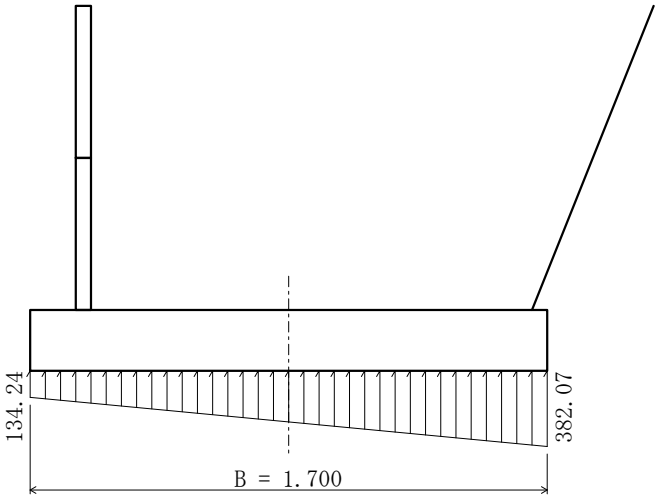
《地盤反力図》



主働土圧状態が生起しない場合

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	地盤反力度		判定
		q_1	q_2	
465.07	0.00	134.24	382.07	0. K.
許 容 値				

《地盤反力図》



3.1.2 常 時 [载荷重なし]

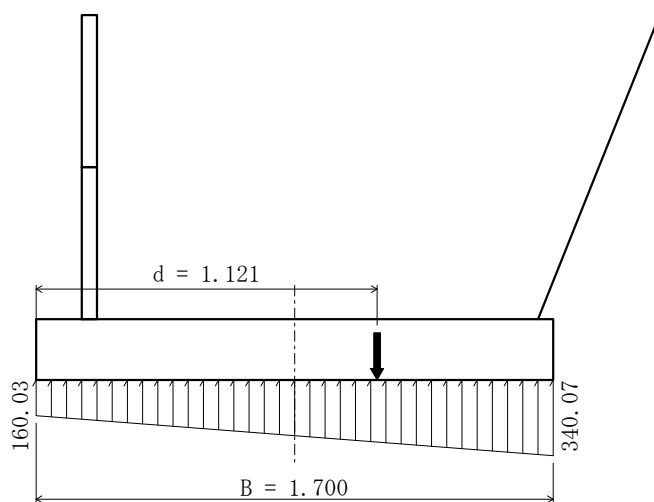
(1) ブロック各段の安定計算結果

	鉛直荷重 (kN)	水平荷重 (kN)	滑 動 1.50	合力位置 (m) 1/2 B	判定
1段目	422.64	82.98	3.06	1.018 (0.750)	O. K.

(2) 全体の安定計算結果

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	合力位置 d (m)	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)	判定
430.30	88.06	1.121	2.93	160.03 340.07	O. K.
許 容 値		0.850	1.50		

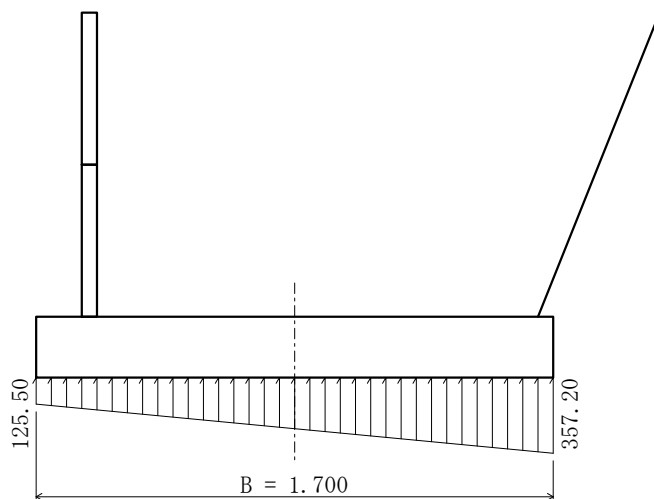
《地盤反力图》



主働土圧状態が生起しない場合

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)	判定
433.07	0.00	125.50 357.20	O. K.
許 容 値			

《地盤反力图》



3.1.3 地震時

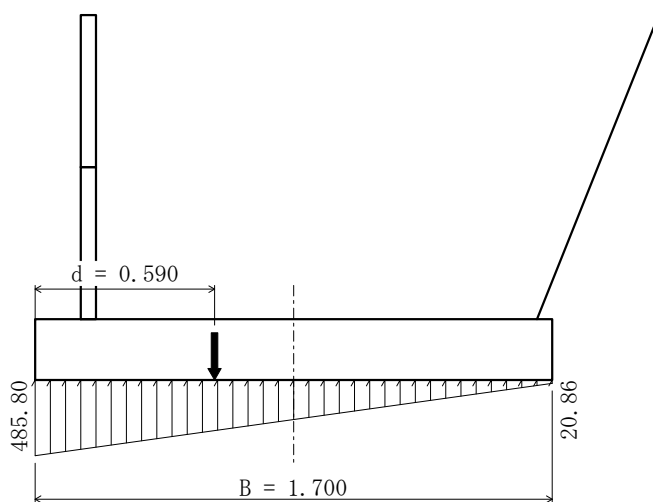
(1) ブロック各段の安定計算結果

	鉛直荷重 (kN)	水平荷重 (kN)	滑 動 1.20	合力位置 (m) 1/3 B	判定
1段目	422.97	136.21	1.86	0.500 (0.500)	O. K.

(2) 全体の安定計算結果

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	合力位置 d (m)	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
430.66	141.48	0.590	1.83	485.80	20.86	O. K.
許 容 値		0.567	1.20			

《地盤反力図》



3.2 断面計算結果

3.2.1 ブロック各段の断面計算

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
11段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	3450	3500 (3450)	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-6.85×10^6	2.17×10^6	16.20×10^6
		軸 力 N (N)	166.99×10^3	135.82×10^3	137.29×10^3
		せん断力 S (N)	11.51×10^3	9.45×10^3	25.70×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.05	0.04	0.05
		σ_{ca}	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_t	—	—	—
		σ_{ta}	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.00	0.00	0.01
		τ_{ca}	0.33	0.33	0.33

※ 部材断面の()はせん断検討時に用いる値。

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
10段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	3250		3300 (3250)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-14.29 × 10 ⁶	-4.69 × 10 ⁶	15.69 × 10 ⁶
		軸 力 N (N)	204.15 × 10 ³	173.65 × 10 ³	176.32 × 10 ³
		せん断力 S (N)	19.82 × 10 ³	16.07 × 10 ³	34.78 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.07	0.06	0.06
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	—	—	—
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.01	0.00	0.01
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
9段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	3050		3100 (3050)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-21.78×10^6	-12.35×10^6	16.19×10^6
		軸 力 N (N)	239.34×10^3	209.38×10^3	213.02×10^3
		せん断力 S (N)	28.15×10^3	23.04×10^3	44.29×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_c	0.09	0.08	0.08
		σ_{ca}	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_t	————	————	————
		σ_{ta}	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.01	0.01	0.01
		τ_{ca}	0.33	0.33	0.33

部材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
8段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2850		2900 (2850)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-29.16 × 10 ⁶	-20.17 × 10 ⁶	18.06 × 10 ⁶
		軸 力 N (N)	272.54 × 10 ³	243.01 × 10 ³	247.40 × 10 ³
		せん断力 S (N)	36.50 × 10 ³	30.35 × 10 ³	54.25 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.12	0.10	0.10
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.01	0.01	0.02
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
7段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2650		2700 (2650)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-36.15 × 10 ⁶	-28.00 × 10 ⁶	21.80 × 10 ⁶
		軸 力 N (N)	303.77 × 10 ³	274.52 × 10 ³	279.46 × 10 ³
		せん断力 S (N)	44.90 × 10 ³	38.02 × 10 ³	64.64 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.15	0.13	0.12
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.02	0.01	0.02
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
6段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2450		2500 (2450)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-42.63 × 10 ⁶	-35.26 × 10 ⁶	27.52 × 10 ⁶
		軸 力 N (N)	333.01 × 10 ³	303.93 × 10 ³	309.19 × 10 ³
		せん断力 S (N)	53.31 × 10 ³	46.01 × 10 ³	75.48 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.18	0.16	0.15
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.02	0.02	0.03
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部材	項目		常時		地震時
			載荷重あり	載荷重なし	
5段目	部材断面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2250		2300 (2250)
	断面力	曲げモーメント M (N・mm)	-48.27 × 10 ⁶	-41.40 × 10 ⁶	36.02 × 10 ⁶
		軸力 N (N)	360.26 × 10 ³	331.22 × 10 ³	336.60 × 10 ³
		せん断力 S (N)	61.78 × 10 ³	54.37 × 10 ³	86.75 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.22	0.20	0.19
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	――	――	――
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.02	0.04
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
4段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2050		2100 (2050)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-52.02 × 10 ⁶	-46.32 × 10 ⁶	47.74 × 10 ⁶
		軸 力 N (N)	385.31 × 10 ³	356.27 × 10 ³	361.68 × 10 ³
		せん断力 S (N)	70.84 × 10 ³	63.43 × 10 ³	98.46 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.26	0.24	0.24
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.03	0.05
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
3段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	1850		1900 (1850)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-53.45 × 10 ⁶	-48.51 × 10 ⁶	63.05 × 10 ⁶
		軸 力 N (N)	408.02 × 10 ³	378.98 × 10 ³	384.43 × 10 ³
		せん断力 S (N)	80.80 × 10 ³	73.39 × 10 ³	110.60 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.31	0.29	0.31
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	0.04	0.06
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
2段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	1650		1700 (1650)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-51.84 × 10 ⁶	-47.53 × 10 ⁶	82.19 × 10 ⁶
		軸 力 N (N)	428.41 × 10 ³	399.37 × 10 ³	404.87 × 10 ³
		せん断力 S (N)	91.65 × 10 ³	84.24 × 10 ³	123.20 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.37	0.35	0.41
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.06	0.05	0.07
		τ ca	0.33	0.33	0.33

§4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自重
- ・載荷重
- ・土圧
- ・地震の影響（自重による慣性力、常時土圧の準用）

4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

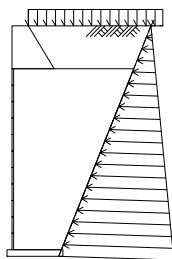
常時 自重（＋載荷重）＋土圧

地震時 自重＋土圧＋地震の影響

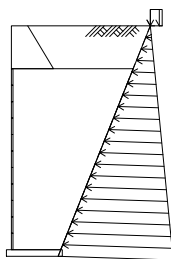
※ 常時に作用する土圧は、地表面上の活荷重を考慮する。

4.1.1 荷重の組合せ一覧

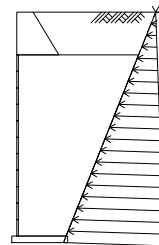
1) 常時[載荷重あり]



2) 常時[載荷重なし]



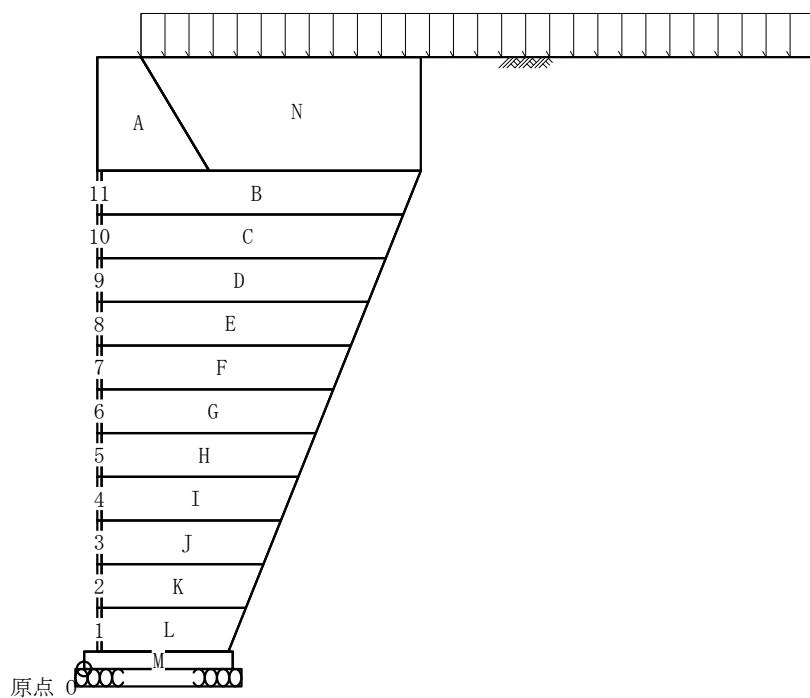
3) 地震時



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。

荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。



4.2.1 自重

1) 天端コンクリート(A)

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.280	1.300	1.664	0.640	1.150	1.0650	1.9136
a	-1/2	0.780	-0.507	1.020	1.367	-0.5171	-0.6931
合 計			1.157			0.5479	1.2205

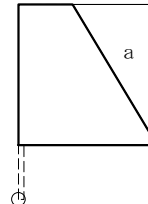
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.157 \times 1.000 = 1.157 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.5479}{1.157} = 0.474 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{1.2205}{1.157} = 1.055 \text{ (m)}$$



2) 裏込めコンクリート(B)

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	3.650	0.500	1.825	1.875	0.250	3.4219	0.4563
a	-1/2	0.200	-0.050	3.633	0.167	-0.1817	-0.0084
合 計			1.775			3.2402	0.4479

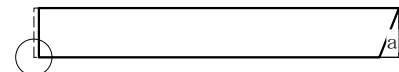
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.775 \times 1.000 = 1.775 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{3.2402}{1.775} = 1.825 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.4479}{1.775} = 0.252 \text{ (m)}$$



3) 裏込めコンクリート(C)

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	3.450	0.500	1.725	1.775	0.250	3.0619	0.4313
a	-1/2	0.200	-0.050	3.433	0.167	-0.1717	-0.0084
合 計			1.675			2.8902	0.4229

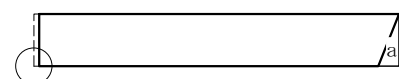
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.675 \times 1.000 = 1.675 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.8902}{1.675} = 1.725 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.4229}{1.675} = 0.252 \text{ (m)}$$



4) 裏込めコンクリート(D)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	3.250	0.500	= 1.625	1.675	0.250	2.7219	0.4063
a	-1/2	0.200	× 0.500 = -0.050	3.233	0.167	-0.1617	-0.0084
合 計			1.575			2.5602	0.3979

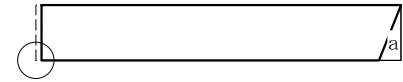
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.575 \times 1.000 = 1.575 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.5602}{1.575} = 1.626 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.3979}{1.575} = 0.253 \text{ (m)}$$



5) 裏込めコンクリート(E)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	3.050	0.500	= 1.525	1.575	0.250	2.4019	0.3813
a	-1/2	0.200	× 0.500 = -0.050	3.033	0.167	-0.1517	-0.0084
合 計			1.475			2.2502	0.3729

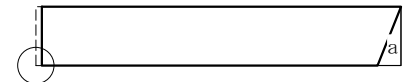
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.475 \times 1.000 = 1.475 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{2.2502}{1.475} = 1.526 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.3729}{1.475} = 0.253 \text{ (m)}$$



6) 裏込めコンクリート(F)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	2.850	0.500	= 1.425	1.475	0.250	2.1019	0.3563
a	-1/2	0.200	× 0.500 = -0.050	2.833	0.167	-0.1417	-0.0084
合 計			1.375			1.9602	0.3479

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.375 \times 1.000 = 1.375 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.9602}{1.375} = 1.426 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.3479}{1.375} = 0.253 \text{ (m)}$$



7) 裏込めコンクリート (G)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	2.650	0.500	1.325	1.375	0.250	1.8219	0.3313
a	-1/2	0.200	-0.050	2.633	0.167	-0.1317	-0.0084
合 計			1.275			1.6902	0.3229

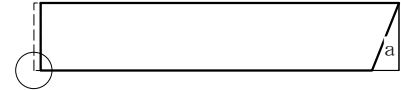
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.275 \times 1.000 = 1.275 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.6902}{1.275} = 1.326 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.3229}{1.275} = 0.253 \text{ (m)}$$



8) 裏込めコンクリート (H)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	2.450	0.500	1.225	1.275	0.250	1.5619	0.3063
a	-1/2	0.200	-0.050	2.433	0.167	-0.1217	-0.0084
合 計			1.175			1.4402	0.2979

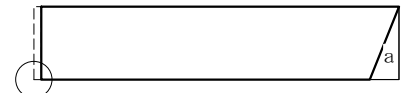
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.175 \times 1.000 = 1.175 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.4402}{1.175} = 1.226 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2979}{1.175} = 0.254 \text{ (m)}$$



9) 裏込めコンクリート (I)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	2.250	0.500	1.125	1.175	0.250	1.3219	0.2813
a	-1/2	0.200	-0.050	2.233	0.167	-0.1117	-0.0084
合 計			1.075			1.2102	0.2729

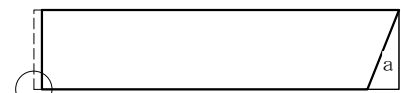
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.075 \times 1.000 = 1.075 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.2102}{1.075} = 1.126 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2729}{1.075} = 0.254 \text{ (m)}$$



10) 裏込めコンクリート(J)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	2.050	0.500	= 1.025	1.075	0.250	1.1019	0.2563
a	-1/2	0.200	× 0.500 = -0.050	2.033	0.167	-0.1017	-0.0084
合 計			0.975			1.0002	0.2479

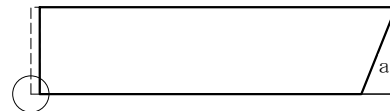
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.975 \times 1.000 = 0.975 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{1.0002}{0.975} = 1.026 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2479}{0.975} = 0.254 \text{ (m)}$$



11) 裏込めコンクリート(K)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.850	0.500	= 0.925	0.975	0.250	0.9019	0.2313
a	-1/2	0.200	× 0.500 = -0.050	1.833	0.167	-0.0917	-0.0084
合 計			0.875			0.8102	0.2229

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.875 \times 1.000 = 0.875 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.8102}{0.875} = 0.926 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.2229}{0.875} = 0.255 \text{ (m)}$$



12) 裏込めコンクリート(L)

記 号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.650	0.500	= 0.825	0.875	0.250	0.7219	0.2063
a	-1/2	0.200	× 0.500 = -0.050	1.633	0.167	-0.0817	-0.0084
合 計			0.775			0.6402	0.1979

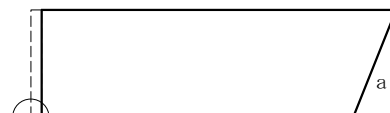
体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 0.775 \times 1.000 = 0.775 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.6402}{0.775} = 0.826 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.1979}{0.775} = 0.255 \text{ (m)}$$



13) 基礎コンクリート(M)

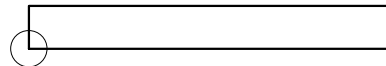
体積

$$V_o = b \cdot h \cdot L = 1.700 \times 0.200 \times 1.000 = 0.340 \text{ (m}^3\text{)}$$

作用位置

$$x = \frac{b}{2} = \frac{1.700}{2} = 0.850 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0.200}{2} = 0.100 \text{ (m)}$$



14) 自重の集計

各段毎に自重の集計を行う。

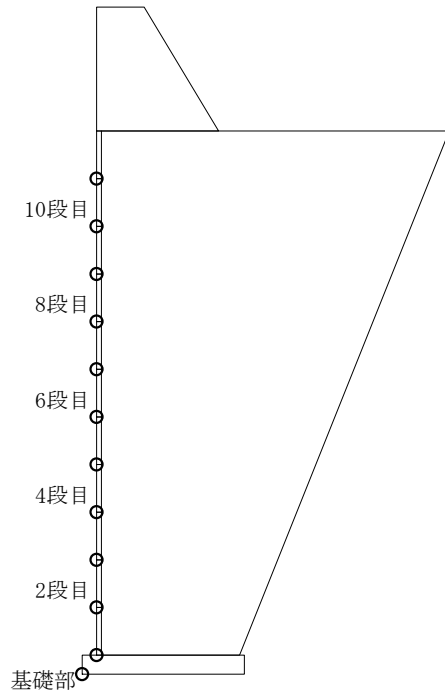
		体 積 V_o (m^3)	単位重量 γ (kN/m^3)	鉛直荷重 V (kN)	慣 性 力 H (kN)	重心位置 x_g (m) y_g (m)	
11段目	天端コンクリート	1.157×23.00		26.61		0.474	1.055
	裏込めコンクリート	1.775×23.00		40.83		1.825	0.252
	2005	0.025×24.00		0.60		0.025	0.250
	合 計 Σ			68.04	10.21	1.281	0.566
10段目	裏込めコンクリート	1.675×23.00		38.53		1.725	0.252
	2005	0.025×24.00		0.60		0.025	0.250
	合 計 Σ			39.13	5.87	1.699	0.252
9段目	裏込めコンクリート	1.575×23.00		36.23		1.626	0.253
	2005	0.025×24.00		0.60		0.025	0.250
	合 計 Σ			36.83	5.52	1.600	0.253
8段目	裏込めコンクリート	1.475×23.00		33.93		1.526	0.253
	2005	0.025×24.00		0.60		0.025	0.250
	合 計 Σ			34.53	5.18	1.500	0.253
7段目	裏込めコンクリート	1.375×23.00		31.63		1.426	0.253
	2005	0.025×24.00		0.60		0.025	0.250
	合 計 Σ			32.23	4.83	1.400	0.253
6段目	裏込めコンクリート	1.275×23.00		29.33		1.326	0.253
	2005	0.025×24.00		0.60		0.025	0.250
	合 計 Σ			29.93	4.49	1.300	0.253
5段目	裏込めコンクリート	1.175×23.00		27.03		1.226	0.254
	2005	0.025×24.00		0.60		0.025	0.250
	合 計 Σ			27.63	4.14	1.200	0.254
4段目	裏込めコンクリート	1.075×23.00		24.73		1.126	0.254
	2005	0.025×24.00		0.60		0.025	0.250
	合 計 Σ			25.33	3.80	1.100	0.254
3段目	裏込めコンクリート	0.975×23.00		22.43		1.026	0.254
	2005	0.025×24.00		0.60		0.025	0.250
	合 計 Σ			23.03	3.45	1.000	0.254
2段目	裏込めコンクリート	0.875×23.00		20.13		0.926	0.255
	2005	0.025×24.00		0.60		0.025	0.250
	合 計 Σ			20.73	3.11	0.900	0.255
1段目	裏込めコンクリート	0.775×23.00		17.83		0.826	0.255
	2005	0.025×24.00		0.60		0.025	0.250
	合 計 Σ			18.43	2.76	0.800	0.255
基礎部		基礎コンクリート	0.340×23.00	7.82	1.17	0.850	0.100

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ブロックを参照。

15) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点(x_N , y_N)を示す。

	番号 N	基準点	
		x_N (m)	y_N (m)
11段目	12	0.150	5.200
10段目	11	0.150	4.700
9段目	10	0.150	4.200
8段目	9	0.150	3.700
7段目	8	0.150	3.200
6段目	7	0.150	2.700
5段目	6	0.150	2.200
4段目	5	0.150	1.700
3段目	4	0.150	1.200
2段目	3	0.150	0.700
1段目	2	0.150	0.200
基礎部	1	0.000	0.000



「荷重の総括」で用いる荷重の作用位置は、算出した重心位置(x_g , y_g)と、上の基準点(x_N , y_N)を用いて、次式により算出する。

$$x = x_g + (x_k - x_m)$$

$$y = y_g + (y_k - y_m)$$

ここに、

(x_k , y_k) : 荷重が属する段の基準点座標 (N=k)

(x_m , y_m) : 荷重を集計する段の原点座標 (N=m)

基礎部の荷重集計(m=1)で用いる、1段目の自重(k=2)の作用位置は

$$x = 0.800 + (0.150 - 0.000) = 0.950 \text{ (m)}$$

$$y = 0.255 + (0.200 - 0.000) = 0.455 \text{ (m) となる。}$$

16) 11段目上の土砂(N)

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	3.200	1.300	4.160	2.100	1.150	8.7360	4.7840
a	-1/2	0.780	-0.507	0.760	0.933	-0.3853	-0.4730
合計			3.653			8.3507	4.3110

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 3.653 \times 1.000 = 3.653 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

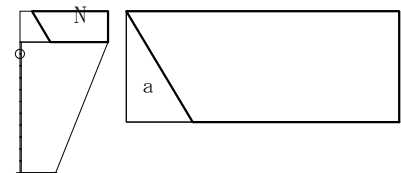
$$V = V_o \cdot \gamma = 3.653 \times 19.00 = 69.41 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot Kh = 69.41 \times 0.15 = 10.41 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{8.3507}{3.653} = 2.286 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{4.3110}{3.653} = 1.180 \text{ (m)}$$

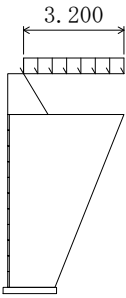


4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 活荷重(常時)

		荷重			作用幅		鉛直荷重	作用位置	
		q	l		L	V		X	Y
		(kN/m ²)	(m)		(m)	(kN)	(m)	(m)	
1段目	自動車荷重	10.0	×	3.200	×	1.000	32.00	2.100	6.800
基礎部								2.250	7.000



4.2.3 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

常 時

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

地 震 時

常時土圧を準用します。

主働土圧係数

任意位置の土圧強度を求めるため、算出した土圧力 (Pa) が高さ (h) に三角形分布するものとして、主働土圧係数を逆算する。

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{\gamma s \cdot h^2}$$

任意位置に作用する土圧強度および土圧合力

$$pa_i = Ka \cdot \gamma s \cdot h_i$$
$$Pa = \frac{(pa_1 + pa_2) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$
$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

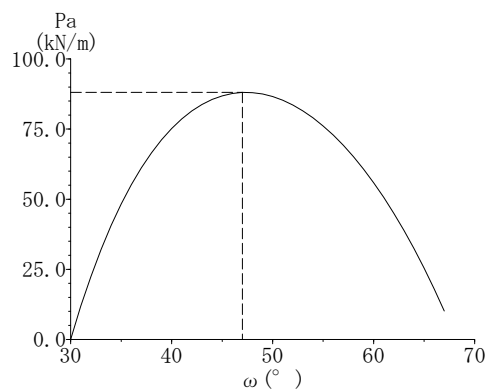
ここに、

- Pa : 主働土圧合力 (kN/m)
- W : 土くさびの重量 (kN/m)
- ω : すべり角 (°)
- ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 30.00$ (°)
- δ : 壁面摩擦角 $\delta = 20.00$ (°)
- α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -21.80$ (°)
- Ka : 主働土圧係数
- γs : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma s = 19.00$ (kN/m³)
- h : 土圧の作用高さ (m)
- pa_i : 各高さにおける土圧強度 (kN/m²)
- h₁ : 土圧強度算出位置からの地表面までの高さ (m)
- h₁, h₂ : 上, 下部位置 (m)
- pa₁, pa₂ : 上, 下部位置の土圧強度 (kN/m²)
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

(1) 常 時

1) 擁壁全体

$$\begin{aligned}
 h &= 7.000 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -21.80 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 279.95 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 36.59] \\
 \omega &= 47.30 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 20.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$

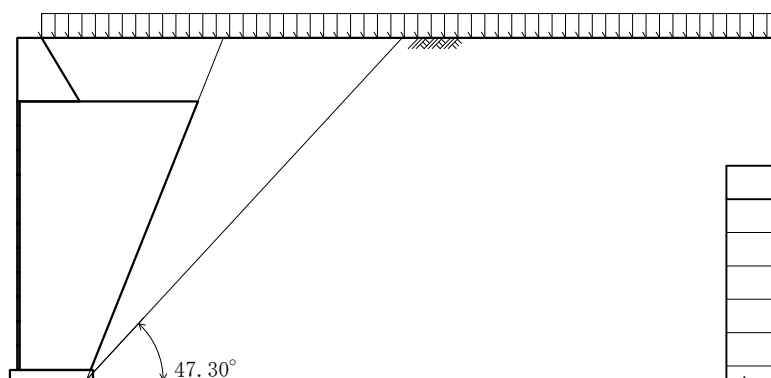


最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{279.95 \times \sin(47.30 - 30.00)}{\cos(47.30 - 30.00 - 20.00 + 21.80)} \\
 &= 88.10 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{2 \times 88.10}{19.00 \times 7.000^2} \\
 &= 0.189
 \end{aligned}$$



ω	Pa	W
52.00	83.592	204.17
51.00	85.306	219.44
50.00	86.617	235.14
49.00	87.523	251.31
48.00	88.010	267.97
* 47.30	88.100	279.95
47.00	88.074	285.17
46.00	87.694	302.92
45.00	86.866	321.30
44.00	85.564	340.32
43.00	83.773	360.05

2) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

	高さ h ₁ , h ₂ (m)	土圧係数 K _a	土圧強度 p _{a1} , p _{a2} (kN/m ²)	作用高さ h ₂ - h ₁ (m)	土圧合力 P _a (kN/m)
1段目	0.000 6.800	0.189	0.000 24.419	6.800	83.02
基礎部	0.000 7.000			7.000	88.10

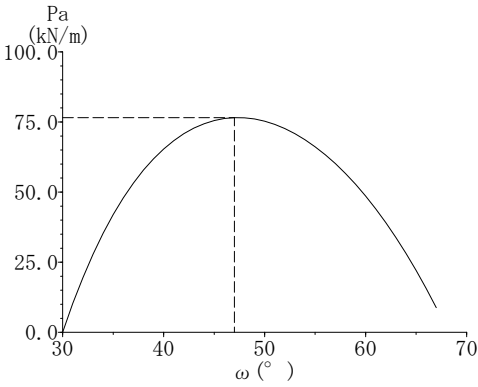
3) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

	土圧合力 Pa (kN/m)	摩擦角 δ (°)	傾斜角 α (°)	荷 重		作用位置	
				鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)
1段目	83.02	20.00	-21.80	-2.61	82.98	2.407	2.267
基礎部	88.10	20.00	-21.80	-2.77	88.06	2.503	2.333

(2) 地 震 時

1) 擁壁全体

$h = 7.000 \text{ (m)}$
 $\alpha = -21.80 \text{ (°)}$
 $W = 241.85 \text{ (kN/m)}$
 $\omega = 47.40 \text{ (°)}$
 $\delta = 20.00 \text{ (°)}$
 $\phi = 30.00 \text{ (°)}$

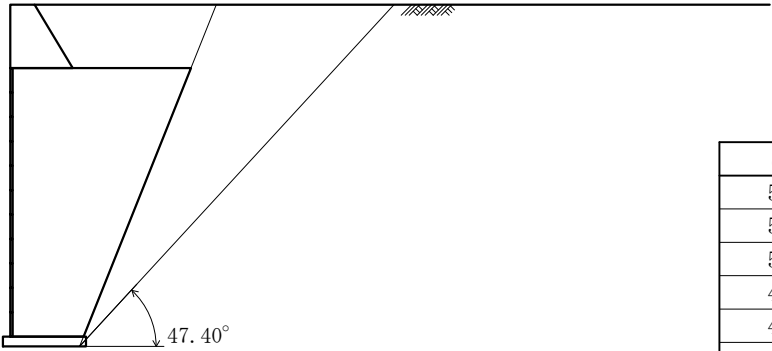


最大主動土圧合力

$$P_a = \frac{241.85 \times \sin(47.40 - 30.00)}{\cos(47.40 - 30.00 - 20.00 + 21.80)}$$
$$= 76.58 \text{ (kN/m)}$$

主動土圧係数

$$K_a = \frac{2 \times 76.58}{19.00 \times 7.000^2}$$
$$= 0.165$$



ω	P_a	W
52.00	72.665	177.48
51.00	74.157	190.76
50.00	75.293	204.40
49.00	76.082	218.46
48.00	76.505	232.94
* 47.40	76.583	241.85
47.00	76.561	247.89
46.00	76.230	263.32
45.00	75.511	279.30
44.00	74.378	295.83
43.00	72.823	312.99

2) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

	高さ h_1, h_2 (m)	土圧係数 K_a	土圧強度 pa_1, pa_2 (kN/m ²)	作用高さ $h_2 - h_1$ (m)	土圧合力 P_a (kN/m)
1段目	0.000 6.800	0.165	0.000 21.318	6.800	72.48
基礎部	0.000 7.000			7.000	76.58

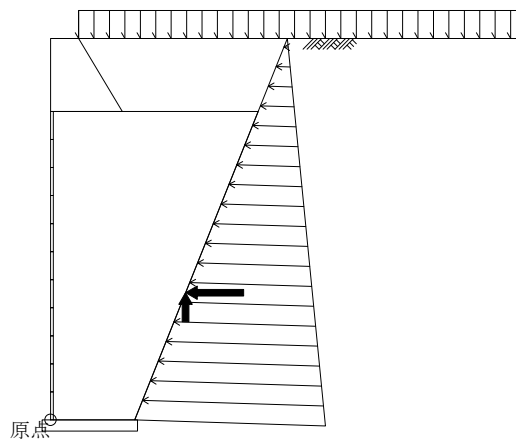
3) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

	土圧合力 P_a (kN/m)	摩擦角 δ (°)	傾斜角 α (°)	荷 重		作用位置	
				鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)
1段目	72.48	20.00	-21.80	-2.28	72.44	2.407	2.267
基礎部	76.58	20.00	-21.80	-2.41	76.54	2.503	2.333

4.3 荷重の総括

4.3.1 荷重の集計方法

ブロック各段前面下端を原点に荷重を集計する。



4.3.2 荷重の集計

算出された荷重を各荷重ケース毎、また、各段毎に集計する。

(1) 常 時 [載荷重あり]

			荷 重		作用位置		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 $V \cdot x$ (kN・m)	転倒 $H \cdot y$ (kN・m)
1段目	自重	11段目	68.04		1.281	5.566	87.16	
		10段目	39.13		1.699	4.752	66.48	
		9段目	36.83		1.600	4.253	58.93	
		8段目	34.53		1.500	3.753	51.80	
		7段目	32.23		1.400	3.253	45.12	
		6段目	29.93		1.300	2.753	38.91	
		5段目	27.63		1.200	2.254	33.16	
		4段目	25.33		1.100	1.754	27.86	
		3段目	23.03		1.000	1.254	23.03	
		2段目	20.73		0.900	0.755	18.66	
		1段目	18.43		0.800	0.255	14.74	
	製品上の土砂		69.41		2.286	6.180	158.67	
	載荷重		32.00		2.100	6.800	67.20	
	土圧		-2.61	82.98	2.407	2.267	-6.28	188.12
合 計 Σ			454.64	82.98			685.44	188.12
基礎部	自重	11段目	68.04		1.431	5.766	97.37	
		10段目	39.13		1.849	4.952	72.35	
		9段目	36.83		1.750	4.453	64.45	
		8段目	34.53		1.650	3.953	56.97	
		7段目	32.23		1.550	3.453	49.96	
		6段目	29.93		1.450	2.953	43.40	
		5段目	27.63		1.350	2.454	37.30	
		4段目	25.33		1.250	1.954	31.66	
		3段目	23.03		1.150	1.454	26.48	
		2段目	20.73		1.050	0.955	21.77	
		1段目	18.43		0.950	0.455	17.51	
		基礎部	7.82		0.850	0.100	6.65	
	製品上の土砂		69.41		2.436	6.380	169.08	
	載荷重		32.00		2.250	7.000	72.00	
	土圧		-2.77	88.06	2.503	2.333	-6.93	205.44
合 計 Σ			462.30	88.06			760.02	205.44
自重のみの合計 Σ			465.07	0.00			766.95	0.00

(2) 常 時 [载荷重なし]

			荷 重		作用位置		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 V・x (kN・m)	転倒 H・y (kN・m)
1段目	自重	11段目	68.04		1.281	5.566	87.16	
		10段目	39.13		1.699	4.752	66.48	
		9段目	36.83		1.600	4.253	58.93	
		8段目	34.53		1.500	3.753	51.80	
		7段目	32.23		1.400	3.253	45.12	
		6段目	29.93		1.300	2.753	38.91	
		5段目	27.63		1.200	2.254	33.16	
		4段目	25.33		1.100	1.754	27.86	
		3段目	23.03		1.000	1.254	23.03	
		2段目	20.73		0.900	0.755	18.66	
		1段目	18.43		0.800	0.255	14.74	
	製品上の土砂		69.41		2.286	6.180	158.67	
	土圧		-2.61	82.98	2.407	2.267	-6.28	188.12
合 計 Σ			422.64	82.98			618.24	188.12
基礎部	自重	11段目	68.04		1.431	5.766	97.37	
		10段目	39.13		1.849	4.952	72.35	
		9段目	36.83		1.750	4.453	64.45	
		8段目	34.53		1.650	3.953	56.97	
		7段目	32.23		1.550	3.453	49.96	
		6段目	29.93		1.450	2.953	43.40	
		5段目	27.63		1.350	2.454	37.30	
		4段目	25.33		1.250	1.954	31.66	
		3段目	23.03		1.150	1.454	26.48	
		2段目	20.73		1.050	0.955	21.77	
		1段目	18.43		0.950	0.455	17.51	
	基礎部		7.82		0.850	0.100	6.65	
	製品上の土砂		69.41		2.436	6.380	169.08	
	土圧		-2.77	88.06	2.503	2.333	-6.93	205.44
合 計 Σ			430.30	88.06			688.02	205.44
自重のみの合計 Σ			433.07	0.00			694.95	0.00

(3) 地震時

			荷 重		作用位置		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 V・x (kN・m)	転倒 H・y (kN・m)
1段目	自重	11段目	68.04	10.21	1.281	5.566	87.16	56.83
		10段目	39.13	5.87	1.699	4.752	66.48	27.89
		9段目	36.83	5.52	1.600	4.253	58.93	23.48
		8段目	34.53	5.18	1.500	3.753	51.80	19.44
		7段目	32.23	4.83	1.400	3.253	45.12	15.71
		6段目	29.93	4.49	1.300	2.753	38.91	12.36
		5段目	27.63	4.14	1.200	2.254	33.16	9.33
		4段目	25.33	3.80	1.100	1.754	27.86	6.67
		3段目	23.03	3.45	1.000	1.254	23.03	4.33
		2段目	20.73	3.11	0.900	0.755	18.66	2.35
		1段目	18.43	2.76	0.800	0.255	14.74	0.70
	製品上の土砂		69.41	10.41	2.286	6.180	158.67	64.33
	土圧		-2.28	72.44	2.407	2.267	-5.49	164.22
合 計 Σ			422.97	136.21			619.03	407.64
基礎部	自重	11段目	68.04	10.21	1.431	5.766	97.37	58.87
		10段目	39.13	5.87	1.849	4.952	72.35	29.07
		9段目	36.83	5.52	1.750	4.453	64.45	24.58
		8段目	34.53	5.18	1.650	3.953	56.97	20.48
		7段目	32.23	4.83	1.550	3.453	49.96	16.68
		6段目	29.93	4.49	1.450	2.953	43.40	13.26
		5段目	27.63	4.14	1.350	2.454	37.30	10.16
		4段目	25.33	3.80	1.250	1.954	31.66	7.43
		3段目	23.03	3.45	1.150	1.454	26.48	5.02
		2段目	20.73	3.11	1.050	0.955	21.77	2.97
		1段目	18.43	2.76	0.950	0.455	17.51	1.26
	基礎部	7.82	1.17	0.850	0.100	6.65	0.12	
	製品上の土砂		69.41	10.41	2.436	6.380	169.08	66.42
土圧		-2.41	76.54	2.503	2.333	-6.03	178.57	
合 計 Σ			430.66	141.48			688.92	434.89

§5 安定計算

集計した荷重を用いて、安定の検討を行う。

- ・滑動に対する検討
- ・転倒に対する検討
- ・支持に対する検討

5.1 計算方法

(1) ブロック各段の検討

1) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu}{\sum H} \geq F_{sa}$$

ここに、

F_s : 滑動安全率

F_{sa} : 滑動安全率の許容値	常 時	$F_{sa} = 1.50$
	地 震 時	$F_{sa} = 1.20$

$\sum V$: 鉛直荷重 (kN)

$\sum H$: 水平荷重 (kN)

μ : 摩擦係数

2) 転倒に対する検討

「基礎の転倒に対する検討」と同様の検討を行う。

(2) 基礎の検討

1) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\sum V \cdot \mu + C \cdot B \cdot L}{\sum H} \geq F_{sa}$$

ここに、

F_s : 滑動安全率

F_{sa} : 滑動安全率の許容値	常 時	$F_{sa} = 1.50$
	地 震 時	$F_{sa} = 1.20$

$\sum V$: 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

$\sum H$: 水平荷重 (kN)

μ : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数

$\mu = 0.600$

C : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力 $C = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.700 \text{ (m)}$

L : 擁壁の奥行き(計算幅) $L = 1.000 \text{ (m)}$

2) 転倒に対する検討

つま先から合力の作用点までの距離および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離は次式により求める。

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

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

ここに、

d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣMr : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMo : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.700$ (m)

転倒に対する安定条件として、合力の作用点までの距離 d は次式を満足するものとする。

$$\text{常 時 } d > \frac{1}{2} B \quad \text{地 震 時 } d \geq \frac{1}{3} B$$

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$B / 6 \geq e \geq 0$ のとき

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$e > B / 6$ のとき

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

ここに、

- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- ΣV : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 1.700$ (m)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$e < 0$ のとき

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、底面地盤と背面地盤に支持された構造体として、擁壁本体を剛体と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性バネ上のはりモデル「地盤バネモデルによる計算法」に基づく「簡便法」を用いて求める。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3} \right)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta, \quad Q_h = \Sigma H + Q_t \cdot \cos \theta$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L}, \quad q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L}$$

ここに、

- l : 擁壁壁面長 (m)
- θ : 擁壁壁面傾斜角 $\theta = 21.80$ (°)
- ΣM : 擁壁底面つま先回りのモーメント (kN・m)
- Q_v : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)
- Q_h : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)
- Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN) $d \leq \kappa_d \cdot B$ の時は $Q_t = 0$ とする
- q_1 : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- q_2 : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
- κ_1 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 l_2 と擁壁壁面長 l との比 ($\kappa_1 = l_2 / l$)
- κ_d : つま先からの鉛直地盤反力の作用位置 d_q と擁壁底面幅 B との比 ($\kappa_d = d_q / B$)
- κ_1 、 κ_d は下表による。

荷重状態	自重のみの場合	荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合		
背面勾配	——	1:0.3	1:0.4	1:0.5
κ_1	1.00	0.50	0.60	0.70
κ_d	0.58	0.56		

背面勾配 1:0.4 より、荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合は $\kappa_1 = 0.60$ を用いる。

5.2 計算結果

5.2.1 常 時 [載荷重あり]

(1) ブロック各段の検討

1) 滑動の検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu}{\sum H} \geq F_{sa}$$

	摩擦係数 μ	鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	安全率 Fs 1.50	判定
1段目	0.600	454.64	82.98	3.29	O. K.

2) 転倒の検討

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V}$$

	モーメント		鉛直荷重 V (kN)	底版幅 B (m)	作用位置(許容値)		判定
	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)			d (m)	1/2 B (m)	
1段目	685.44	188.12	454.64	1.500	1.094	0.750	O. K.

(2) 基礎部の検討

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\sum V = 462.30 \quad (\text{kN})$$

$$\sum H = 88.06 \quad (\text{kN})$$

$$\sum Mr = 760.02 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\sum Mo = 205.44 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\sum H} = \frac{462.30 \times 0.600 + 0.0 \times 1.700 \times 1.000}{88.06}$$

$$= 3.15 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{760.02 - 205.44}{462.30} = 1.200 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.700}{2} - 1.200 = -0.350 \quad (\text{m})$$

$$d = 1.200 \quad (\text{m}) > 1/2 B = 0.850 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$e = -0.350 < 0.000$ (m) より、「簡便法」にて計算を行った。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)}$$

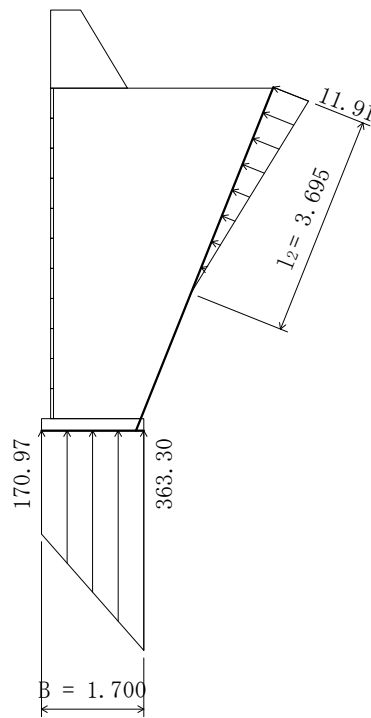
$$= \frac{554.58 - 0.56 \times 1.700 \times 462.30}{1.700 \times \sin 21.80 \times (1 - 0.56) + 6.158 \times \left(1 - \frac{0.60}{3}\right)} = 22.00 \text{ (kN)}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 22.00}{0.60 \times 6.158} = 11.91 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 462.30 - 22.00 \times \sin 21.80 = 454.13 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 454.13 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.700 \times 1.000} = 170.97 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 454.13 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.700 \times 1.000} = 363.30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』 荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 465.07 & (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 & (\text{kN}) \\ \Sigma M_r &= 766.95 & (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma M_o &= 0.00 & (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

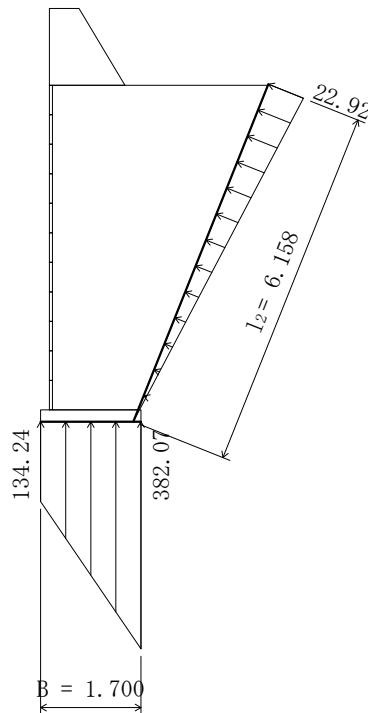
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + l \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{766.95 - 0.58 \times 1.700 \times 465.07}{1.700 \times \sin 21.80 \times (1 - 0.58) + 6.158 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 70.57 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 70.57}{1.00 \times 6.158} = 22.92 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 465.07 - 70.57 \times \sin 21.80 = 438.86 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 438.86 \times (2 - 3 \times 0.58)}{1.700 \times 1.000} = 134.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 438.86 \times (3 \times 0.58 - 1)}{1.700 \times 1.000} = 382.07 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

5.2.2 常 時 [載荷重なし]

(1) ブロック各段の検討

1) 滑動の検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu}{\sum H} \geq F_{sa}$$

	摩擦係数 μ	鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	安全率 Fs 1.50	判定
1段目	0.600	422.64	82.98	3.06	O.K.

2) 転倒の検討

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V}$$

	モーメント		鉛直荷重 V (kN)	底版幅 B (m)	作用位置(許容値)		判定
	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)			d (m)	1/2 B (m)	
1段目	618.24	188.12	422.64	1.500	1.018	0.750	O.K.

(2) 基礎部の検討

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\sum V = 430.30 \quad (\text{kN})$$

$$\sum H = 88.06 \quad (\text{kN})$$

$$\sum M_r = 688.02 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\sum M_o = 205.44 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\sum H} = \frac{430.30 \times 0.600 + 0.0 \times 1.700 \times 1.000}{88.06}$$

$$= 2.93 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{688.02 - 205.44}{430.30} = 1.121 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.700}{2} - 1.121 = -0.271 \quad (\text{m})$$

$$d = 1.121 \quad (\text{m}) > 1/2 B = 0.850 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$e = -0.271 < 0.000$ (m) より、「簡便法」にて計算を行った。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)}$$

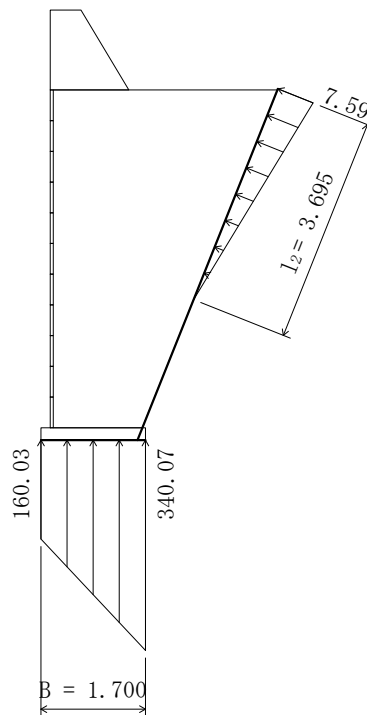
$$= \frac{482.58 - 0.56 \times 1.700 \times 430.30}{1.700 \times \sin 21.80 \times (1 - 0.56) + 6.158 \times \left(1 - \frac{0.60}{3}\right)} = 14.02 \text{ (kN)}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 14.02}{0.60 \times 6.158} = 7.59 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 430.30 - 14.02 \times \sin 21.80 = 425.09 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 425.09 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.700 \times 1.000} = 160.03 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 425.09 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.700 \times 1.000} = 340.07 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 433.07 & (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 & (\text{kN}) \\ \Sigma M_r &= 694.95 & (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma M_o &= 0.00 & (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

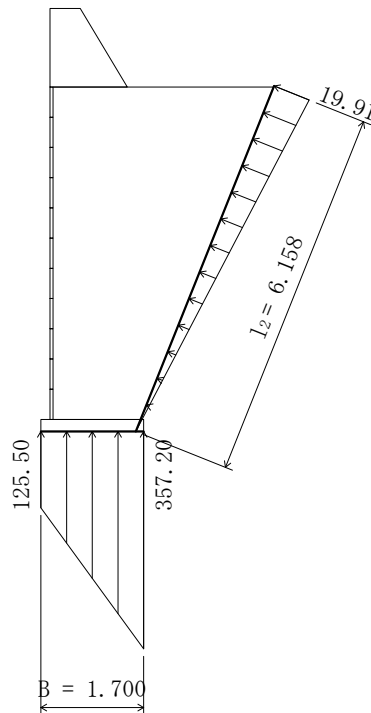
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + l \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{694.95 - 0.58 \times 1.700 \times 433.07}{1.700 \times \sin 21.80 \times (1 - 0.58) + 6.158 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 61.31 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 61.31}{1.00 \times 6.158} = 19.91 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 433.07 - 61.31 \times \sin 21.80 = 410.30 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 410.30 \times (2 - 3 \times 0.58)}{1.700 \times 1.000} = 125.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 410.30 \times (3 \times 0.58 - 1)}{1.700 \times 1.000} = 357.20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

5.2.3 地震時

(1) ブロック各段の検討

1) 滑動の検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu}{\sum H} \geq F_{sa}$$

	摩擦係数 μ	鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	安全率 Fs 1.20	判定
1段目	0.600	422.97	136.21	1.86	O.K.

2) 転倒の検討

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V}$$

	モーメント		鉛直荷重 V (kN)	底版幅 B (m)	作用位置(許容値)		判定
	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)			d (m)	1/3 B (m)	
1段目	619.03	407.64	422.97	1.500	0.500	0.500	O.K.

(2) 基礎部の検討

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\sum V = 430.66 \quad (\text{kN})$$

$$\sum H = 141.48 \quad (\text{kN})$$

$$\sum M_r = 688.92 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\sum M_o = 434.89 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\sum H} = \frac{430.66 \times 0.600 + 0.0 \times 1.700 \times 1.000}{141.48}$$

$$= 1.83 \geq F_{sa} = 1.20$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{688.92 - 434.89}{430.66} = 0.590 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.700}{2} - 0.590 = 0.260 \quad (\text{m})$$

$$d = 0.590 \quad (\text{m}) \geq 1/3 B = 0.567 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

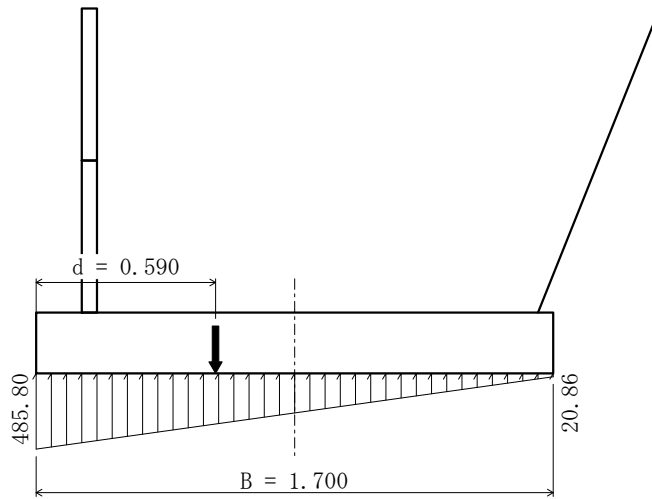
$$|e| = 0.260 \leq \frac{B}{6} = 0.283 \text{ (m) より}$$

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{430.66}{1.700 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.260}{1.700} \right)$$

$$= \begin{cases} 485.80 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 20.86 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

《地盤反力図》



§6 ブロック各段の部材断面設計

6.1 荷重の計算

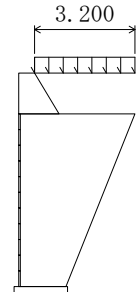
たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

6.1.1 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

(1) 活荷重(常時)

		荷重			鉛直荷重	作用位置		
		q	l	L		V	X	Y
		(kN/m ²)	(m)	(m)			(m)	(m)
11段目	自動車荷重	10.0 × 3.200 × 1.000			32.00	2.100	1.800	
10段目							2.300	
9段目							2.800	
8段目							3.300	
7段目							3.800	
6段目							4.300	
5段目							4.800	
4段目							5.300	
3段目							5.800	
2段目							6.300	



6.1.2 土圧

『設計荷重』の土圧にて算出した土圧係数より土圧力を求める。
任意位置に作用する土圧強度および土圧合力

$$p_{ai} = K_a \cdot \gamma_s \cdot h_i$$

$$P_a = \frac{(p_{a1} + p_{a2}) \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = P_a \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = P_a \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

- p_{ai} : 各高さにおける土圧強度 (kN/m²)
- K_a : 土圧係数
- γ_s : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma_s = 19.00$ (kN/m³)
- h_i : 土圧強度算出位置からの地表面までの高さ (m)
- P_a : 主働土圧合力 (kN/m)
- h_1, h_2 : 上, 下部位置 (m)
- p_{a1}, p_{a2} : 上, 下部位置の土圧強度 (kN/m²)
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- δ : 壁面摩擦角 $\delta = 20.00(^{\circ})$
- α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = -21.80(^{\circ})$
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)

(1) 常 時

1) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

	高さ h_1, h_2 (m)	土圧係数 K_a	土圧強度 pa_1, pa_2 (kN/m ²)	作用高さ $h_2 - h_1$ (m)	土圧合力 P_a (kN/m)
11段目	0.000 1.800	0.189	0.000 6.464	1.800	5.82
10段目	0.000 2.300	0.189	0.000 8.259	2.300	9.50
9段目	0.000 2.800	0.189	0.000 10.055	2.800	14.08
8段目	0.000 3.300	0.189	0.000 11.850	3.300	19.55
7段目	0.000 3.800	0.189	0.000 13.646	3.800	25.93
6段目	0.000 4.300	0.189	0.000 15.441	4.300	33.20
5段目	0.000 4.800	0.189	0.000 17.237	4.800	41.37
4段目	0.000 5.300	0.189	0.000 19.032	5.300	50.43
3段目	0.000 5.800	0.189	0.000 20.828	5.800	60.40
2段目	0.000 6.300	0.189	0.000 22.623	6.300	71.26

2) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

	土圧合力 P_a (kN/m)	摩擦角 δ (°)	傾斜角 α (°)	荷 重		作用位置	
				鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)
11段目	5.82	20.00	-21.80	-0.18	5.82	3.740	0.600
10段目	9.50	20.00	-21.80	-0.30	9.50	3.607	0.767
9段目	14.08	20.00	-21.80	-0.44	14.07	3.473	0.933
8段目	19.55	20.00	-21.80	-0.61	19.54	3.340	1.100
7段目	25.93	20.00	-21.80	-0.81	25.92	3.207	1.267
6段目	33.20	20.00	-21.80	-1.04	33.18	3.073	1.433
5段目	41.37	20.00	-21.80	-1.30	41.35	2.940	1.600
4段目	50.43	20.00	-21.80	-1.58	50.41	2.807	1.767
3段目	60.40	20.00	-21.80	-1.90	60.37	2.673	1.933
2段目	71.26	20.00	-21.80	-2.24	71.22	2.540	2.100

(2) 地震時

1) 各高さにおける土圧強度と土圧合力

	高さ h_1, h_2 (m)	土圧係数 K_a	土圧強度 pa_1, pa_2 (kN/m ²)	作用高さ $h_2 - h_1$ (m)	土圧合力 P_a (kN/m)
11段目	0.000 1.800	0.165	0.000 5.643	1.800	5.08
10段目	0.000 2.300	0.165	0.000 7.211	2.300	8.29
9段目	0.000 2.800	0.165	0.000 8.778	2.800	12.29
8段目	0.000 3.300	0.165	0.000 10.346	3.300	17.07
7段目	0.000 3.800	0.165	0.000 11.913	3.800	22.63
6段目	0.000 4.300	0.165	0.000 13.481	4.300	28.98
5段目	0.000 4.800	0.165	0.000 15.048	4.800	36.12
4段目	0.000 5.300	0.165	0.000 16.616	5.300	44.03
3段目	0.000 5.800	0.165	0.000 18.183	5.800	52.73
2段目	0.000 6.300	0.165	0.000 19.751	6.300	62.22

2) 各ブロックに作用する土圧の鉛直荷重・水平荷重

	土圧合力 P_a (kN/m)	摩擦角 δ (°)	傾斜角 α (°)	荷 重		作用位置	
				鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)
11段目	5.08	20.00	-21.80	-0.16	5.08	3.740	0.600
10段目	8.29	20.00	-21.80	-0.26	8.29	3.607	0.767
9段目	12.29	20.00	-21.80	-0.39	12.28	3.473	0.933
8段目	17.07	20.00	-21.80	-0.54	17.06	3.340	1.100
7段目	22.63	20.00	-21.80	-0.71	22.62	3.207	1.267
6段目	28.98	20.00	-21.80	-0.91	28.97	3.073	1.433
5段目	36.12	20.00	-21.80	-1.13	36.10	2.940	1.600
4段目	44.03	20.00	-21.80	-1.38	44.01	2.807	1.767
3段目	52.73	20.00	-21.80	-1.66	52.70	2.673	1.933
2段目	62.22	20.00	-21.80	-1.95	62.19	2.540	2.100

6.1.3 壁背面の地盤反力

壁背面に作用する地盤反力を考慮した。「安定計算」より、各段に作用する地盤反力は以下の通りとなる。

壁背面地盤反力は次式より求められる。

$$Q_{tz} = \frac{2 \cdot l_2 - z'}{l_2^2} \cdot Q_t \cdot z'$$

鉛直水平荷重は次式より求められる。

$$H = Q_{tz} \cdot \cos \theta$$

$$V = -Q_{tz} \cdot \sin \theta$$

ここに、

z : 擁壁天端から照査断面位置又は反力分布下端までの長さ (m)

Q_{tz} : 高さ z の位置における壁面地盤反力 (kN)

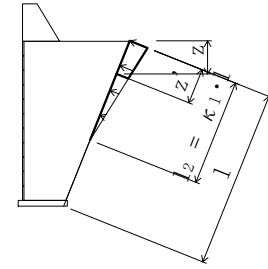
Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN)

l_2 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 $l_2 = 3.695$ (m)

z' : 高さ z の位置における壁面長 $z' = z / \cos \theta$ (m)

V, H : 壁面地盤反力の鉛直、水平成分 (kN)

θ : 壁背面傾斜角 $\theta = 21.80$ (°)



(1) 常 時 [載荷重あり]

$$Q_t = 22.00 \text{ (kN)}$$

	z (m)	z' (m)	Q_{tz} (kN)	荷 重		作用位置	
				V (kN)	H (kN)	x (m)	y (m)
11段目	0.517	0.557	6.13	-2.28	5.69	3.606	0.266
10段目	1.017	1.096	11.11	-4.13	10.32	3.515	0.538
9段目	1.517	1.634	15.16	-5.63	14.08	3.432	0.830
8段目	2.017	2.173	18.27	-6.79	16.96	3.359	1.149
7段目	2.517	2.711	20.44	-7.59	18.98	3.301	1.502
6段目	3.017	3.250	21.68	-8.05	20.13	3.261	1.903
5段目	3.431	3.695	22.00	-8.17	20.43	3.249	2.374
4段目	3.431	3.695	22.00	-8.17	20.43	3.249	2.874
3段目	3.431	3.695	22.00	-8.17	20.43	3.249	3.374
2段目	3.431	3.695	22.00	-8.17	20.43	3.249	3.874

(2) 常 時 [載荷重なし]

$$Q_t = 14.02 \text{ (kN)}$$

	z (m)	z' (m)	Q_{tz} (kN)	荷 重		作用位置	
				V (kN)	H (kN)	x (m)	y (m)
11段目	0.517	0.557	3.91	-1.45	3.63	3.606	0.266
10段目	1.017	1.096	7.08	-2.63	6.57	3.515	0.538
9段目	1.517	1.634	9.66	-3.59	8.97	3.432	0.830
8段目	2.017	2.173	11.64	-4.32	10.81	3.359	1.149
7段目	2.517	2.711	13.03	-4.84	12.10	3.301	1.502
6段目	3.017	3.250	13.82	-5.13	12.83	3.261	1.903
5段目	3.431	3.695	14.02	-5.21	13.02	3.249	2.374
4段目	3.431	3.695	14.02	-5.21	13.02	3.249	2.874
3段目	3.431	3.695	14.02	-5.21	13.02	3.249	3.374
2段目	3.431	3.695	14.02	-5.21	13.02	3.249	3.874

6.2 設計荷重の集計

原点0における荷重の集計を行う。

(1) 常 時 [載荷重あり]

			荷 重		作用位置		モーメント	
			V (kN)	H (kN)	x (m)	y (m)	Mr = V · x (kN · m)	Mo = H · y (kN · m)
11段目	自重	11段目	68.04		1.281	0.566	87.16	
	製品上の土砂		69.41		2.286	1.180	158.67	
	載荷重		32.00		2.100	1.800	67.20	
	土圧		-0.18	5.82	3.740	0.600	-0.67	3.49
	地盤反力		-2.28	5.69	3.606	0.266	-8.22	1.51
合 計 Σ			166.99	11.51			304.14	5.00
10段目	自重	11段目 10段目	68.04 39.13		1.281 1.699	1.066 0.252	87.16 66.48	
	製品上の土砂		69.41		2.286	1.680	158.67	
	載荷重		32.00		2.100	2.300	67.20	
	土圧		-0.30	9.50	3.607	0.767	-1.08	7.29
	地盤反力		-4.13	10.32	3.515	0.538	-14.52	5.55
合 計 Σ			204.15	19.82			363.91	12.84
9段目	自重	11段目 10段目 9段目	68.04 39.13 36.83		1.281 1.699 1.600	1.566 0.752 0.253	87.16 66.48 58.93	
	製品上の土砂		69.41		2.286	2.180	158.67	
	載荷重		32.00		2.100	2.800	67.20	
	土圧		-0.44	14.07	3.473	0.933	-1.53	13.13
	地盤反力		-5.63	14.08	3.432	0.830	-19.32	11.69
合 計 Σ			239.34	28.15			417.59	24.82
8段目	自重	11段目 10段目 9段目 8段目	68.04 39.13 36.83 34.53		1.281 1.699 1.600 1.500	2.066 1.252 0.753 0.253	87.16 66.48 58.93 51.80	
	製品上の土砂		69.41		2.286	2.680	158.67	
	載荷重		32.00		2.100	3.300	67.20	
	土圧		-0.61	19.54	3.340	1.100	-2.04	21.49
	地盤反力		-6.79	16.96	3.359	1.149	-22.81	19.49
合 計 Σ			272.54	36.50			465.39	40.98
7段目	自重	11段目 10段目 9段目 8段目 7段目	68.04 39.13 36.83 34.53 32.23		1.281 1.699 1.600 1.500 1.400	2.566 1.752 1.253 0.753 0.253	87.16 66.48 58.93 51.80 45.12	
	製品上の土砂		69.41		2.286	3.180	158.67	
	載荷重		32.00		2.100	3.800	67.20	
	土圧		-0.81	25.92	3.207	1.267	-2.60	32.84
	地盤反力		-7.59	18.98	3.301	1.502	-25.05	28.51
合 計 Σ			303.77	44.90			507.71	61.35

			荷 重		作用位置		モーメント		
			V (kN)	H (kN)	x (m)	y (m)	Mr = V・x (kN・m)	Mo = H・y (kN・m)	
6段目	自重	11段目	68.04		1.281	3.066	87.16		
		10段目	39.13		1.699	2.252	66.48		
		9段目	36.83		1.600	1.753	58.93		
		8段目	34.53		1.500	1.253	51.80		
		7段目	32.23		1.400	0.753	45.12		
		6段目	29.93		1.300	0.253	38.91		
	製品上の土砂			69.41		2.286	3.680	158.67	
	載荷重			32.00		2.100	4.300	67.20	
	土圧			-1.04	33.18	3.073	1.433	-3.20	47.55
地盤反力			-8.05	20.13	3.261	1.903	-26.25	38.31	
合 計 Σ			333.01	53.31			544.82	85.86	
5段目	自重	11段目	68.04		1.281	3.566	87.16		
		10段目	39.13		1.699	2.752	66.48		
		9段目	36.83		1.600	2.253	58.93		
		8段目	34.53		1.500	1.753	51.80		
		7段目	32.23		1.400	1.253	45.12		
		6段目	29.93		1.300	0.753	38.91		
		5段目	27.63		1.200	0.254	33.16		
	製品上の土砂			69.41		2.286	4.180	158.67	
	載荷重			32.00		2.100	4.800	67.20	
土圧			-1.30	41.35	2.940	1.600	-3.82	66.16	
地盤反力			-8.17	20.43	3.249	2.374	-26.54	48.50	
合 計 Σ			360.26	61.78			577.07	114.66	
4段目	自重	11段目	68.04		1.281	4.066	87.16		
		10段目	39.13		1.699	3.252	66.48		
		9段目	36.83		1.600	2.753	58.93		
		8段目	34.53		1.500	2.253	51.80		
		7段目	32.23		1.400	1.753	45.12		
		6段目	29.93		1.300	1.253	38.91		
		5段目	27.63		1.200	0.754	33.16		
		4段目	25.33		1.100	0.254	27.86		
	製品上の土砂			69.41		2.286	4.680	158.67	
載荷重			32.00		2.100	5.300	67.20		
土圧			-1.58	50.41	2.807	1.767	-4.44	89.07	
地盤反力			-8.17	20.43	3.249	2.874	-26.54	58.72	
合 計 Σ			385.31	70.84			604.31	147.79	

			荷 重		作用位置		モーメント	
			V (kN)	H (kN)	x (m)	y (m)	Mr = V・x (kN・m)	Mo = H・y (kN・m)
3段目	自重	11段目	68.04		1.281	4.566	87.16	
		10段目	39.13		1.699	3.752	66.48	
		9段目	36.83		1.600	3.253	58.93	
		8段目	34.53		1.500	2.753	51.80	
		7段目	32.23		1.400	2.253	45.12	
		6段目	29.93		1.300	1.753	38.91	
		5段目	27.63		1.200	1.254	33.16	
		4段目	25.33		1.100	0.754	27.86	
		3段目	23.03		1.000	0.254	23.03	
	製品上の土砂		69.41		2.286	5.180	158.67	
	載荷重		32.00		2.100	5.800	67.20	
	土圧		-1.90	60.37	2.673	1.933	-5.08	116.70
	地盤反力		-8.17	20.43	3.249	3.374	-26.54	68.93
合 計 Σ			408.02	80.80			626.70	185.63
2段目	自重	11段目	68.04		1.281	5.066	87.16	
		10段目	39.13		1.699	4.252	66.48	
		9段目	36.83		1.600	3.753	58.93	
		8段目	34.53		1.500	3.253	51.80	
		7段目	32.23		1.400	2.753	45.12	
		6段目	29.93		1.300	2.253	38.91	
		5段目	27.63		1.200	1.754	33.16	
		4段目	25.33		1.100	1.254	27.86	
		3段目	23.03		1.000	0.754	23.03	
		2段目	20.73		0.900	0.255	18.66	
	製品上の土砂		69.41		2.286	5.680	158.67	
	載荷重		32.00		2.100	6.300	67.20	
	土圧		-2.24	71.22	2.540	2.100	-5.69	149.56
	地盤反力		-8.17	20.43	3.249	3.874	-26.54	79.15
合 計 Σ			428.41	91.65			644.75	228.71

(2) 常 時 [載荷重なし]

			荷 重		作用位置		モーメント	
			V (kN)	H (kN)	x (m)	y (m)	Mr = V・x (kN・m)	Mo = H・y (kN・m)
11段目	自重	11段目	68.04		1.281	0.566	87.16	
	製品上の土砂		69.41		2.286	1.180	158.67	
	土圧		-0.18	5.82	3.740	0.600	-0.67	3.49
	地盤反力		-1.45	3.63	3.606	0.266	-5.23	0.97
合 計 Σ			135.82	9.45			239.93	4.46
10段目	自重	11段目	68.04		1.281	1.066	87.16	
		10段目	39.13		1.699	0.252	66.48	
	製品上の土砂		69.41		2.286	1.680	158.67	
	土圧		-0.30	9.50	3.607	0.767	-1.08	7.29
	地盤反力		-2.63	6.57	3.515	0.538	-9.24	3.53
合 計 Σ			173.65	16.07			301.99	10.82
9段目	自重	11段目	68.04		1.281	1.566	87.16	
		10段目	39.13		1.699	0.752	66.48	
		9段目	36.83		1.600	0.253	58.93	
	製品上の土砂		69.41		2.286	2.180	158.67	
	土圧		-0.44	14.07	3.473	0.933	-1.53	13.13
	地盤反力		-3.59	8.97	3.432	0.830	-12.32	7.45
合 計 Σ			209.38	23.04			357.39	20.58
8段目	自重	11段目	68.04		1.281	2.066	87.16	
		10段目	39.13		1.699	1.252	66.48	
		9段目	36.83		1.600	0.753	58.93	
		8段目	34.53		1.500	0.253	51.80	
	製品上の土砂		69.41		2.286	2.680	158.67	
	土圧		-0.61	19.54	3.340	1.100	-2.04	21.49
	地盤反力		-4.32	10.81	3.359	1.149	-14.51	12.42
合 計 Σ			243.01	30.35			406.49	33.91
7段目	自重	11段目	68.04		1.281	2.566	87.16	
		10段目	39.13		1.699	1.752	66.48	
		9段目	36.83		1.600	1.253	58.93	
		8段目	34.53		1.500	0.753	51.80	
		7段目	32.23		1.400	0.253	45.12	
	製品上の土砂		69.41		2.286	3.180	158.67	
	土圧		-0.81	25.92	3.207	1.267	-2.60	32.84
	地盤反力		-4.84	12.10	3.301	1.502	-15.98	18.17
合 計 Σ			274.52	38.02			449.58	51.01
6段目	自重	11段目	68.04		1.281	3.066	87.16	
		10段目	39.13		1.699	2.252	66.48	
		9段目	36.83		1.600	1.753	58.93	
		8段目	34.53		1.500	1.253	51.80	
		7段目	32.23		1.400	0.753	45.12	
		6段目	29.93		1.300	0.253	38.91	
	製品上の土砂		69.41		2.286	3.680	158.67	
	土圧		-1.04	33.18	3.073	1.433	-3.20	47.55
	地盤反力		-5.13	12.83	3.261	1.903	-16.73	24.42
合 計 Σ			303.93	46.01			487.14	71.97

			荷 重		作用位置		モーメント	
			V (kN)	H (kN)	x (m)	y (m)	Mr = V・x (kN・m)	Mo = H・y (kN・m)
5段目	自重	11段目	68.04		1.281	3.566	87.16	
		10段目	39.13		1.699	2.752	66.48	
		9段目	36.83		1.600	2.253	58.93	
		8段目	34.53		1.500	1.753	51.80	
		7段目	32.23		1.400	1.253	45.12	
		6段目	29.93		1.300	0.753	38.91	
		5段目	27.63		1.200	0.254	33.16	
	製品上の土砂		69.41		2.286	4.180	158.67	
	土圧		-1.30	41.35	2.940	1.600	-3.82	66.16
地盤反力		-5.21	13.02	3.249	2.374	-16.93	30.91	
合 計 Σ			331.22	54.37			519.48	97.07
4段目	自重	11段目	68.04		1.281	4.066	87.16	
		10段目	39.13		1.699	3.252	66.48	
		9段目	36.83		1.600	2.753	58.93	
		8段目	34.53		1.500	2.253	51.80	
		7段目	32.23		1.400	1.753	45.12	
		6段目	29.93		1.300	1.253	38.91	
		5段目	27.63		1.200	0.754	33.16	
	4段目	25.33		1.100	0.254	27.86		
	製品上の土砂		69.41		2.286	4.680	158.67	
土圧		-1.58	50.41	2.807	1.767	-4.44	89.07	
地盤反力		-5.21	13.02	3.249	2.874	-16.93	37.42	
合 計 Σ			356.27	63.43			546.72	126.49
3段目	自重	11段目	68.04		1.281	4.566	87.16	
		10段目	39.13		1.699	3.752	66.48	
		9段目	36.83		1.600	3.253	58.93	
		8段目	34.53		1.500	2.753	51.80	
		7段目	32.23		1.400	2.253	45.12	
		6段目	29.93		1.300	1.753	38.91	
		5段目	27.63		1.200	1.254	33.16	
	4段目	25.33		1.100	0.754	27.86		
	3段目	23.03		1.000	0.254	23.03		
製品上の土砂		69.41		2.286	5.180	158.67		
土圧		-1.90	60.37	2.673	1.933	-5.08	116.70	
地盤反力		-5.21	13.02	3.249	3.374	-16.93	43.93	
合 計 Σ			378.98	73.39			569.11	160.63

			荷 重		作用位置		モーメント	
			V (kN)	H (kN)	x (m)	y (m)	Mr = V · x (kN · m)	Mo = H · y (kN · m)
2段目	自重	11段目	68.04		1.281	5.066	87.16	
		10段目	39.13		1.699	4.252	66.48	
		9段目	36.83		1.600	3.753	58.93	
		8段目	34.53		1.500	3.253	51.80	
		7段目	32.23		1.400	2.753	45.12	
		6段目	29.93		1.300	2.253	38.91	
		5段目	27.63		1.200	1.754	33.16	
		4段目	25.33		1.100	1.254	27.86	
		3段目	23.03		1.000	0.754	23.03	
		2段目	20.73		0.900	0.255	18.66	
	製品上の土砂		69.41		2.286	5.680	158.67	
	土圧		-2.24	71.22	2.540	2.100	-5.69	149.56
	地盤反力		-5.21	13.02	3.249	3.874	-16.93	50.44
合 計 Σ			399.37	84.24			587.16	200.00

(3) 地震時

			荷 重		作用位置		モーメント	
			V (kN)	H (kN)	x (m)	y (m)	Mr = V・x (kN・m)	Mo = H・y (kN・m)
11段目	自重	11段目	68.04	10.21	1.281	0.566	87.16	5.78
	製品上の土砂		69.41	10.41	2.286	1.180	158.67	12.28
	土圧		-0.16	5.08	3.740	0.600	-0.60	3.05
合 計 Σ			137.29	25.70			245.23	21.11
10段目	自重	11段目	68.04	10.21	1.281	1.066	87.16	10.88
		10段目	39.13	5.87	1.699	0.252	66.48	1.48
	製品上の土砂		69.41	10.41	2.286	1.680	158.67	17.49
	土圧		-0.26	8.29	3.607	0.767	-0.94	6.36
合 計 Σ			176.32	34.78			311.37	36.21
9段目	自重	11段目	68.04	10.21	1.281	1.566	87.16	15.99
		10段目	39.13	5.87	1.699	0.752	66.48	4.41
		9段目	36.83	5.52	1.600	0.253	58.93	1.40
	製品上の土砂		69.41	10.41	2.286	2.180	158.67	22.69
	土圧		-0.39	12.28	3.473	0.933	-1.35	11.46
合 計 Σ			213.02	44.29			369.89	55.95
8段目	自重	11段目	68.04	10.21	1.281	2.066	87.16	21.09
		10段目	39.13	5.87	1.699	1.252	66.48	7.35
		9段目	36.83	5.52	1.600	0.753	58.93	4.16
		8段目	34.53	5.18	1.500	0.253	51.80	1.31
	製品上の土砂		69.41	10.41	2.286	2.680	158.67	27.90
	土圧		-0.54	17.06	3.340	1.100	-1.80	18.77
合 計 Σ			247.40	54.25			421.24	80.58
7段目	自重	11段目	68.04	10.21	1.281	2.566	87.16	26.20
		10段目	39.13	5.87	1.699	1.752	66.48	10.28
		9段目	36.83	5.52	1.600	1.253	58.93	6.92
		8段目	34.53	5.18	1.500	0.753	51.80	3.90
		7段目	32.23	4.83	1.400	0.253	45.12	1.22
	製品上の土砂		69.41	10.41	2.286	3.180	158.67	33.10
	土圧		-0.71	22.62	3.207	1.267	-2.28	28.66
合 計 Σ			279.46	64.64			465.88	110.28
6段目	自重	11段目	68.04	10.21	1.281	3.066	87.16	31.30
		10段目	39.13	5.87	1.699	2.252	66.48	13.22
		9段目	36.83	5.52	1.600	1.753	58.93	9.68
		8段目	34.53	5.18	1.500	1.253	51.80	6.49
		7段目	32.23	4.83	1.400	0.753	45.12	3.64
		6段目	29.93	4.49	1.300	0.253	38.91	1.14
	製品上の土砂		69.41	10.41	2.286	3.680	158.67	38.31
	土圧		-0.91	28.97	3.073	1.433	-2.80	41.51
合 計 Σ			309.19	75.48			504.27	145.29

			荷 重		作用位置		モーメント	
			V (kN)	H (kN)	x (m)	y (m)	Mr = V・x (kN・m)	Mo = H・y (kN・m)
5段目	自重	11段目	68.04	10.21	1.281	3.566	87.16	36.41
		10段目	39.13	5.87	1.699	2.752	66.48	16.15
		9段目	36.83	5.52	1.600	2.253	58.93	12.44
		8段目	34.53	5.18	1.500	1.753	51.80	9.08
		7段目	32.23	4.83	1.400	1.253	45.12	6.05
		6段目	29.93	4.49	1.300	0.753	38.91	3.38
		5段目	27.63	4.14	1.200	0.254	33.16	1.05
		製品上の土砂	69.41	10.41	2.286	4.180	158.67	43.51
	土圧		-1.13	36.10	2.940	1.600	-3.32	57.76
合 計 Σ			336.60	86.75			536.91	185.83
4段目	自重	11段目	68.04	10.21	1.281	4.066	87.16	41.51
		10段目	39.13	5.87	1.699	3.252	66.48	19.09
		9段目	36.83	5.52	1.600	2.753	58.93	15.20
		8段目	34.53	5.18	1.500	2.253	51.80	11.67
		7段目	32.23	4.83	1.400	1.753	45.12	8.47
		6段目	29.93	4.49	1.300	1.253	38.91	5.63
		5段目	27.63	4.14	1.200	0.754	33.16	3.12
		4段目	25.33	3.80	1.100	0.254	27.86	0.97
	製品上の土砂		69.41	10.41	2.286	4.680	158.67	48.72
	土圧		-1.38	44.01	2.807	1.767	-3.87	77.77
合 計 Σ			361.68	98.46			564.22	232.15
3段目	自重	11段目	68.04	10.21	1.281	4.566	87.16	46.62
		10段目	39.13	5.87	1.699	3.752	66.48	22.02
		9段目	36.83	5.52	1.600	3.253	58.93	17.96
		8段目	34.53	5.18	1.500	2.753	51.80	14.26
		7段目	32.23	4.83	1.400	2.253	45.12	10.88
		6段目	29.93	4.49	1.300	1.753	38.91	7.87
		5段目	27.63	4.14	1.200	1.254	33.16	5.19
		4段目	25.33	3.80	1.100	0.754	27.86	2.87
		3段目	23.03	3.45	1.000	0.254	23.03	0.88
	製品上の土砂		69.41	10.41	2.286	5.180	158.67	53.92
	土圧		-1.66	52.70	2.673	1.933	-4.44	101.87
合 計 Σ			384.43	110.60			586.68	284.34
2段目	自重	11段目	68.04	10.21	1.281	5.066	87.16	51.72
		10段目	39.13	5.87	1.699	4.252	66.48	24.96
		9段目	36.83	5.52	1.600	3.753	58.93	20.72
		8段目	34.53	5.18	1.500	3.253	51.80	16.85
		7段目	32.23	4.83	1.400	2.753	45.12	13.30
		6段目	29.93	4.49	1.300	2.253	38.91	10.12
		5段目	27.63	4.14	1.200	1.754	33.16	7.26
		4段目	25.33	3.80	1.100	1.254	27.86	4.77
		3段目	23.03	3.45	1.000	0.754	23.03	2.60
		2段目	20.73	3.11	0.900	0.255	18.66	0.79
	製品上の土砂		69.41	10.41	2.286	5.680	158.67	59.13
	土圧		-1.95	62.19	2.540	2.100	-4.95	130.60
合 計 Σ			404.87	123.20			604.83	342.82

6.3 設計断面力一覧

原点0における設計荷重の集計から、設計断面力を求める。

軸 力

$$N = \Sigma V \text{ (kN)}$$

せん断力

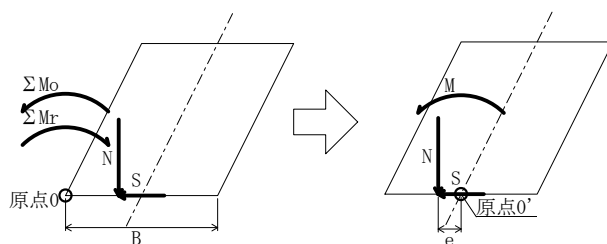
$$S = \Sigma H \text{ (kN)}$$

偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{N} \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = N \cdot e \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(1) 常 時 [載荷重あり]

	底 面 幅 B (m)	軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	原点0における モーメント		偏 心 離 e (m)	曲 げ モーメント M (kN・m)
				ΣMr (kN・m)	ΣMo (kN・m)		
11段目	3.500	166.99	11.51	304.14	5.00	-0.041	-6.85
10段目	3.300	204.15	19.82	363.91	12.84	-0.070	-14.29
9段目	3.100	239.34	28.15	417.59	24.82	-0.091	-21.78
8段目	2.900	272.54	36.50	465.39	40.98	-0.107	-29.16
7段目	2.700	303.77	44.90	507.71	61.35	-0.119	-36.15
6段目	2.500	333.01	53.31	544.82	85.86	-0.128	-42.63
5段目	2.300	360.26	61.78	577.07	114.66	-0.134	-48.27
4段目	2.100	385.31	70.84	604.31	147.79	-0.135	-52.02
3段目	1.900	408.02	80.80	626.70	185.63	-0.131	-53.45
2段目	1.700	428.41	91.65	644.75	228.71	-0.121	-51.84

(2) 常 時 [載荷重なし]

	底 面 幅 B (m)	軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	原点0における モーメント		偏 心 離 e (m)	曲 げ モーメント M (kN・m)
				ΣMr (kN・m)	ΣMo (kN・m)		
11段目	3.500	135.82	9.45	239.93	4.46	0.016	2.17
10段目	3.300	173.65	16.07	301.99	10.82	-0.027	-4.69
9段目	3.100	209.38	23.04	357.39	20.58	-0.059	-12.35
8段目	2.900	243.01	30.35	406.49	33.91	-0.083	-20.17
7段目	2.700	274.52	38.02	449.58	51.01	-0.102	-28.00
6段目	2.500	303.93	46.01	487.14	71.97	-0.116	-35.26
5段目	2.300	331.22	54.37	519.48	97.07	-0.125	-41.40
4段目	2.100	356.27	63.43	546.72	126.49	-0.130	-46.32
3段目	1.900	378.98	73.39	569.11	160.63	-0.128	-48.51
2段目	1.700	399.37	84.24	587.16	200.00	-0.119	-47.53

(3) 地震時

	底面幅 B (m)	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	原点0における モーメント		偏心 距離 e (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
				ΣM_r (kN・m)	ΣM_o (kN・m)		
11段目	3.500	137.29	25.70	245.23	21.11	0.118	16.20
10段目	3.300	176.32	34.78	311.37	36.21	0.089	15.69
9段目	3.100	213.02	44.29	369.89	55.95	0.076	16.19
8段目	2.900	247.40	54.25	421.24	80.58	0.073	18.06
7段目	2.700	279.46	64.64	465.88	110.28	0.078	21.80
6段目	2.500	309.19	75.48	504.27	145.29	0.089	27.52
5段目	2.300	336.60	86.75	536.91	185.83	0.107	36.02
4段目	2.100	361.68	98.46	564.22	232.15	0.132	47.74
3段目	1.900	384.43	110.60	586.68	284.34	0.164	63.05
2段目	1.700	404.87	123.20	604.83	342.82	0.203	82.19

6.4 実応力度の計算

6.4.1 無筋コンクリート長方形断面の応力度

無筋コンクリート長方形断面の応力度は以下の式で算出する。

縁応力度

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{b \cdot h}$$

ここに、

- N : 断面に作用する軸力 (N) $N = \Sigma V$
 M : 断面に作用する曲げモーメント (N・mm) $M = \Sigma V \cdot e$
 A : 断面積 (mm²) $A = b \cdot h$
 Z : 断面係数 (mm³) $Z = \frac{b \cdot h^2}{6}$
 h : 部材厚 (mm)
 b : 有効計算幅 (mm)
 σ_1 : 前面側縁応力度 (N/mm²)
 σ_2 : 背面側縁応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

6.4.2 計算結果

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
11段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	3450	3500 (3450)	
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-6.85×10^6	2.17×10^6	16.20×10^6
		軸 力 N (N)	166.99×10^3	135.82×10^3	137.29×10^3
		せん断力 S (N)	11.51×10^3	9.45×10^3	25.70×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.05	0.04	0.05
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	—	—	—
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.00	0.00	0.01
		τ ca	0.33	0.33	0.33

※ 部材断面の()はせん断検討時に用いる値。

部材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
10段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	3250		3300 (3250)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-14.29 × 10 ⁶	-4.69 × 10 ⁶	15.69 × 10 ⁶
		軸 力 N (N)	204.15 × 10 ³	173.65 × 10 ³	176.32 × 10 ³
		せん断力 S (N)	19.82 × 10 ³	16.07 × 10 ³	34.78 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.07	0.06	0.06
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.01	0.00	0.01
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
9段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	3050		3100 (3050)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-21.78 × 10 ⁶	-12.35 × 10 ⁶	16.19 × 10 ⁶
		軸 力 N (N)	239.34 × 10 ³	209.38 × 10 ³	213.02 × 10 ³
		せん断力 S (N)	28.15 × 10 ³	23.04 × 10 ³	44.29 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.09	0.08	0.08
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.01	0.01	0.01
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
8段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2850		2900 (2850)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-29.16 × 10 ⁶	-20.17 × 10 ⁶	18.06 × 10 ⁶
		軸 力 N (N)	272.54 × 10 ³	243.01 × 10 ³	247.40 × 10 ³
		せん断力 S (N)	36.50 × 10 ³	30.35 × 10 ³	54.25 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.12	0.10	0.10
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.01	0.01	0.02
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部材	項目		常時		地震時
			載荷重あり	載荷重なし	
7段目	部材断面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2650		2700 (2650)
	断面力	曲げモーメント M (N・mm)	-36.15 × 10 ⁶	-28.00 × 10 ⁶	21.80 × 10 ⁶
		軸力 N (N)	303.77 × 10 ³	274.52 × 10 ³	279.46 × 10 ³
		せん断力 S (N)	44.90 × 10 ³	38.02 × 10 ³	64.64 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.15	0.13	0.12
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	――	――	――
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.02	0.01	0.02
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
6段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2450		2500 (2450)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-42.63 × 10 ⁶	-35.26 × 10 ⁶	27.52 × 10 ⁶
		軸 力 N (N)	333.01 × 10 ³	303.93 × 10 ³	309.19 × 10 ³
		せん断力 S (N)	53.31 × 10 ³	46.01 × 10 ³	75.48 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.18	0.16	0.15
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.02	0.02	0.03
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
5段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2250		2300 (2250)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-48.27 × 10 ⁶	-41.40 × 10 ⁶	36.02 × 10 ⁶
		軸 力 N (N)	360.26 × 10 ³	331.22 × 10 ³	336.60 × 10 ³
		せん断力 S (N)	61.78 × 10 ³	54.37 × 10 ³	86.75 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.22	0.20	0.19
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	――	――	――
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.02	0.04
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
4段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	2050		2100 (2050)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-52.02 × 10 ⁶	-46.32 × 10 ⁶	47.74 × 10 ⁶
		軸 力 N (N)	385.31 × 10 ³	356.27 × 10 ³	361.68 × 10 ³
		せん断力 S (N)	70.84 × 10 ³	63.43 × 10 ³	98.46 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.26	0.24	0.24
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.03	0.05
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部 材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
3段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	1850		1900 (1850)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-53.45 × 10 ⁶	-48.51 × 10 ⁶	63.05 × 10 ⁶
		軸 力 N (N)	408.02 × 10 ³	378.98 × 10 ³	384.43 × 10 ³
		せん断力 S (N)	80.80 × 10 ³	73.39 × 10 ³	110.60 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.31	0.29	0.31
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.04	0.04	0.06
		τ ca	0.33	0.33	0.33

部材	項 目		常 時		地 震 時
			載荷重あり	載荷重なし	
2段目	部 材 断 面	b (mm)	1000		
		h (mm)	1650		1700 (1650)
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	-51.84 × 10 ⁶	-47.53 × 10 ⁶	82.19 × 10 ⁶
		軸 力 N (N)	428.41 × 10 ³	399.37 × 10 ³	404.87 × 10 ³
		せん断力 S (N)	91.65 × 10 ³	84.24 × 10 ³	123.20 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ c	0.37	0.35	0.41
		σ ca	4.50	4.50	6.75
	コンクリートの 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ t	————	————	————
		σ ta	0.23	0.23	0.35
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.06	0.05	0.07
		τ ca	0.33	0.33	0.33