

Excelで解く樋門設計

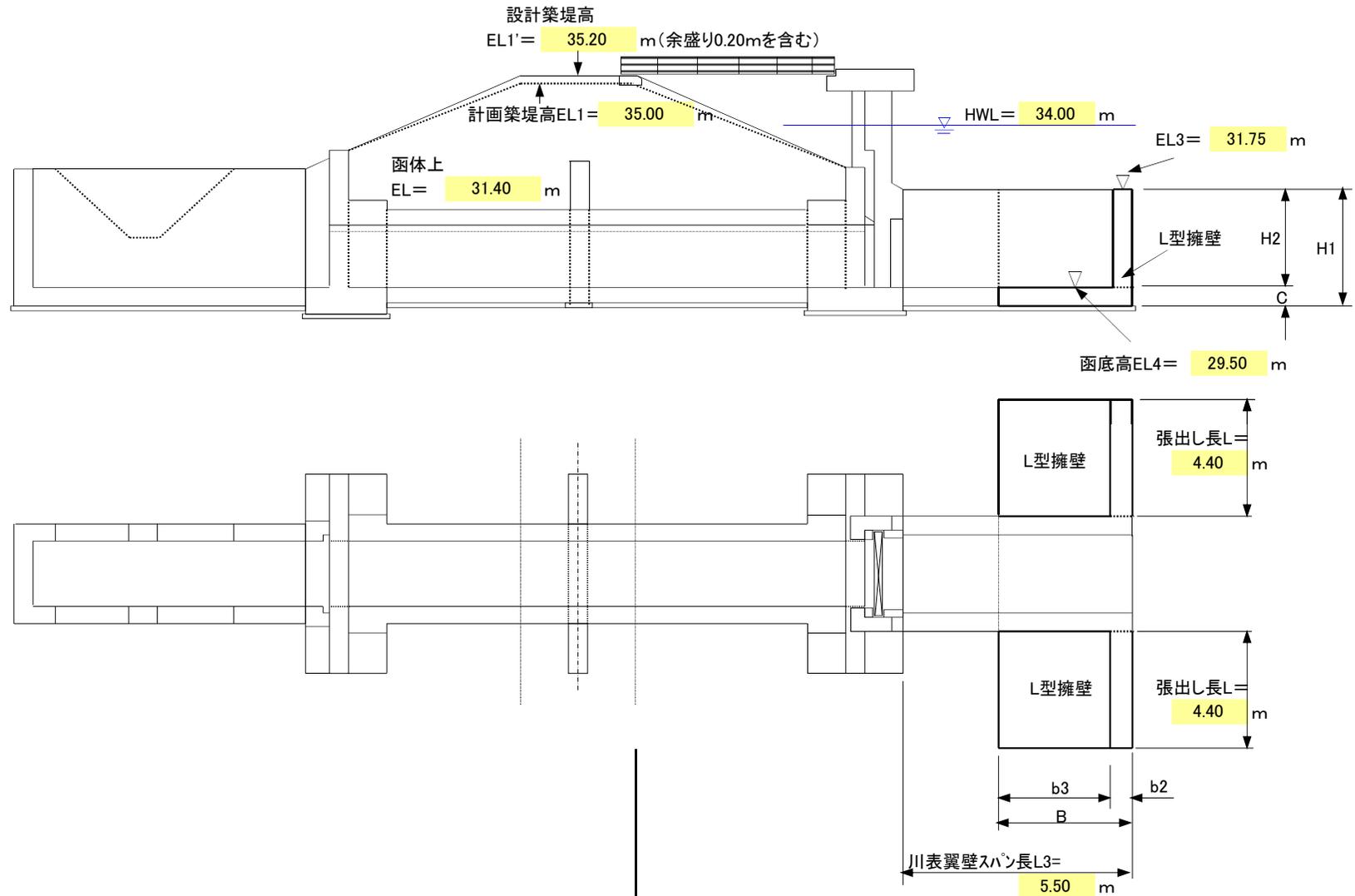
## 第9章 川表翼壁(L型擁壁)の設計

[「スタートメニュー」に戻る](#)

## 入力および計算結果

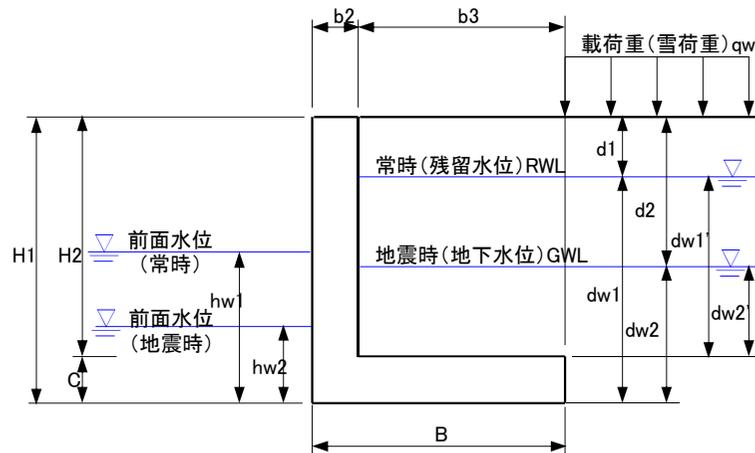
入カデータ

【構造図入力】



入カデータ

【構造図入力】



項目	形状寸法		項目	形状寸法		
	符号	寸法 (m)		符号	寸法 (m)	
底版幅	B	2.400	常時	残留水位以上の土層厚	d1	0.183
たて壁の厚さ	b2	0.400		残留水位以下の土層厚	dw1	2.567
かかと版の長さ	b3	2.000		残留水位から底版上面までの高さ	dw1'	2.067
たて壁の高さ	H2	2.250		底面から前面水位までの高さ	hw1	0.000
底版の厚さ	C	0.500		地下水位以上の土層厚	d2	0.550
擁壁の総高	H1	2.750	地震時	地下水位以下の土層厚	dw2	2.200
				地下水位から底版上面までの高さ	dw2'	1.700
				底面から前面水位までの高さ	hw2	0.000

※ 1. 前面水位は、常時は低水位、地震時は平水位を採用。

【設計条件】

- 単位体積重量
  - 鉄筋コンクリート  $\gamma_c = 24.50$  KN/m<sup>3</sup>
  - 土の空中の単位体積重量(湿潤状態)  $\gamma_s = 18.60$  KN/m<sup>3</sup>
  - 土の飽和状態の単位体積重量  $\gamma_t = 19.80$  KN/m<sup>3</sup>
  - 土の水中での見かけ重量  $\gamma_{s'} = 9.80$  KN/m<sup>3</sup>
  - 水の単位体積重量  $\gamma_w = 10.00$  KN/m<sup>3</sup>
- 許容応力度
  - コンクリートの設計基準強度  $\sigma_{ck} = 24.0$  N/mm<sup>2</sup>
  - コンクリートの許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 8.0$  N/mm<sup>2</sup> ( = 12.0 N/mm<sup>2</sup> )
  - 鉄筋の許容引張応力度  $\sigma_{sa} = 160.0$  N/mm<sup>2</sup> ( = 300.0 N/mm<sup>2</sup> )
  - コンクリートの許容せん断応力度  $\tau_{a1} = 0.39$  N/mm<sup>2</sup> ( = 0.58 N/mm<sup>2</sup> )
  - ( )内は地震時
  - コンクリートと鉄筋のヤング係数比  $n = 15$  (ただし、断面の決定または応力度計算)
- 載荷重(雪荷重)・・・載荷位置は底版の後端部からとする
  - 雪荷重(常時、地震時)  $q_w = 3.50$  KN/m<sup>2</sup>
  - ここに、雪荷重は次により求める。  
雪荷重  $q_w = \text{分布荷重 } w_u \times \text{設計積雪深 } h_u = 3.50 \times 1.00 = 3.50$  KN/m<sup>2</sup>
  - 載荷位置は底版の後端部からとする
- 鉄筋のかぶり
  - たて壁  $d' = 0.12$  m
  - 底版上面  $d' = 0.12$  m
  - 底版下面  $d' = 0.15$  m
- 物理定数
  - コンクリートのヤング係数  $E_c = 2.45 \times 10^7$  KN/m<sup>2</sup>
  - コンクリートと鉄筋のヤング係数比  $n = 15$  (ただし、断面の決定または応力度計算)
- 地盤定数
  - 土砂の内部摩擦角  $\phi = 30$  °
  - 底面の摩擦係数  $\mu = 2/3 \phi = 0.36$  (土とコンクリート)
  - 底版と支持地盤の粘着力  $C_B = 0$  KN/m<sup>2</sup>
- 主動土圧計算に用いる擁壁の形状
  - $\alpha$  : 壁裏面が鉛直面となす角  $\alpha = 0$  °
  - $\beta$  : 壁背面の盛土のり面と水平面となす角  $\beta = 0$  °

第9章 川表翼壁L型擁壁の設計

入 力 デ ー タ

【設計条件】

9) 土圧

- 土圧式は「ケーソン式」とし、常時、地震時とも主動土圧とする。
- 主動土圧の作用面は次のとおりとする。  
 安定計算 : 底版の後端部に仮想壁面を設け、主動土圧は仮想壁面に作用させる(土と土)。  
 断面計算 : たて壁の後壁面に主動土圧を作用させる(土とコンクリート)。
- 擁壁前面の土圧(受動土圧)は考慮しない。
- 地盤のバネは考慮しない
- 土圧作用面の壁面摩擦角は次のとおりとする。

状態	主動土圧	
	安定計算(土と土)	断面計算(土とコンクリート)
常時	$\delta = \phi = 30^\circ$	$\delta = \phi/3 = 10^\circ$
地震時	$\delta e = \phi/2 = 15^\circ$	$\delta e = 0^\circ$

10) 水圧

- 背面 : 水位ありのとき考慮する
- 前面 : 水位ありのとき考慮する
- 揚圧力 : 水位ありのとき考慮する

11) 安定条件

項目	常時		地震時		地盤支持力qa(KN/m <sup>2</sup> )	
	浮力なし	浮力あり	浮力なし	浮力あり	常時	地震時
転倒	e/B	1/6	1/3	1/3		
滑動	Fs	1.5	1.2	1.2		
地盤支持力		3	3	2	300	450

ここに、

- B : 底版幅(m)
- e : 荷重の偏心量(m)  $e = M/V$
- M : 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)

12) 設計震度

- 空中  $kh = 0.20$
  - 地震時の水中での見かけ震度  $kh' = 0.32$
- ここに、地震時の水中での見かけ震度kh'は次により求める。

$$kh' = \frac{d2 \cdot \gamma_s + dw2 \cdot (\gamma_s' + \gamma_w) + wu \cdot hu}{d2 \cdot \gamma_s + dw2 \cdot \gamma_s' + wu \cdot hu} \cdot kh$$

$$= \frac{0.550 \times 18.60 + 2.200 \times (9.80 + 10.00) + 3.50 \times 1.00}{0.550 \times 18.60 + 2.200 \times 9.80 + 3.50 \times 1.00} \times 0.20 = 0.32$$

設 計 計 算 結 果

【安定計算】

・ 転倒に関する検討結果

水位状態		合力の作用点(m)			許容値		照査
		底版幅B(m)	d	偏心量e	範囲	許容値	
常時	浮力なし	2.400	1.125	0.075	B/6	0.400	OK
	浮力あり	2.400	0.777	0.423	B/3	0.800	OK
地震時	浮力なし	2.400	0.758	0.442	B/3	0.800	OK
	浮力あり	2.400	0.435	0.765	B/3	0.800	OK

・ 滑動に対する検討結果

水位状態		土質定数		安全率		照査
		摩擦係数μ	粘着力CB	計算値Fs	許容値Fsa	
常時	浮力なし	0.36	0	2.573	1.5	OK
	浮力あり	0.36	0	0.914	1.2	NG
地震時	浮力なし	0.36	0	0.840	1.2	NG
	浮力あり	0.36	0	0.516	1.2	NG

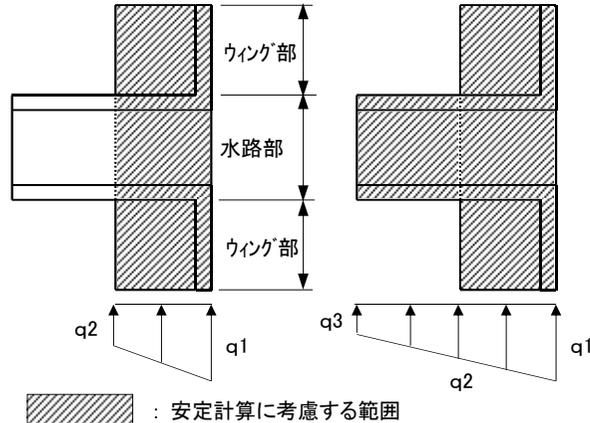
・ 地盤支持力の検討結果

水位状態		地盤反力度q(KN/m <sup>2</sup> )			許容地盤支持力qa(KN/m <sup>2</sup> )	照査	
		分布状態	q1	q2			qmax
常時	浮力なし	台形分布	72.731	49.790	72.731	300	OK
	浮力あり	三角分布	100.148	-2.752	100.148	300	OK
地震時	浮力なし	三角分布	126.690	-6.270	126.690	450	OK
	浮力あり	三角分布	186.366	-	186.366	450	OK

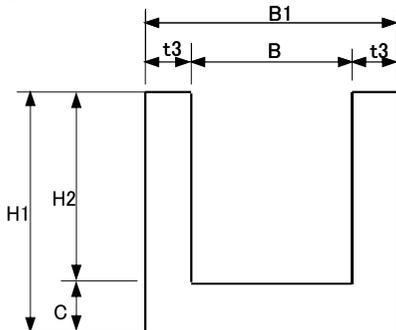
設計計算結果

【滑動の安定に関する対策①】

- ・ L型擁壁とU型水路を一体とみなして安定計算をおこなう。



U型水路の断面



- t3 = 0.400 m
- H2 = 2.250 m
- C = 0.500 m
- B = 2.000 m
- H1 = 2.750 m
- B1 = 2.800 m

- ① 常時「浮力あり」の検討  
 $F_s = 0.945 < F_{sa} = 1.2 \dots \text{NG}$
- ② 地震時「浮力なし」の検討  
 $F_s = 0.971 < F_{sa} = 1.2 \dots \text{NG}$
- ③ 地震時「浮力あり」の検討  
 $F_s = 0.503 < F_{sa} = 1.2 \dots \text{NG}$

以上から、U型水路の荷重を考慮しても安全率を満たすことができないことから、滑動の抵抗として「鋼矢板Ⅲ型」を用いた設計をおこなった。

【滑動の安定に関する対策②】

- ・ 滑動に対する抵抗としてしゃ水矢板(Ⅲ型以上)を考慮した検討
- ・ 使用矢板
  - 矢板形式 : 広幅鋼矢板Ⅲ型  $w = 0.60$  m(矢板1枚の幅)
  - 断面二次モーメント(壁幅1m当たり)  $I = 32400$  cm<sup>4</sup>/m = 0.000324 m<sup>4</sup>/m
  - 断面係数(壁幅1m当たり)  $Z = 1800$  cm<sup>3</sup>/m = 0.0018 m<sup>3</sup>/m
- ・ 基礎地盤のN値  
 $N = 13$
- ・ 水平方向地盤反力係数  $\dots$  試行計算

khの仮定値 (KN/m <sup>3</sup> )	矢板定数			特性値 $\beta$ (m <sup>-1</sup> )	Bv(m)	Es = $\alpha \cdot E_0$	k <sub>ho</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	kh(KN/m <sup>3</sup> )	結果
	D	E	I						
88983	1.00	$2.0 \times 10^8$	0.000324	0.76545	1.143	72800	242666.7	88984.9	×
88984	1.00	$2.0 \times 10^8$	0.000324	0.76545	1.143	72800	242666.7	88984.9	×
88985	1.00	$2.0 \times 10^8$	0.000324	0.76546	1.143	72800	242666.7	88984.9	○

以上の計算から、矢板の曲げ剛性の検討に用いる水平方向の地盤反力係数khは以下に決定する。

$$kh = 88985 \text{ KN/m}^3$$

- ・ 矢板長の計算  
 $L = 3 \cdot 1 / \beta = 3 \times 1 / 0.76546 = 3.92 \text{ m}$   
 また、矢板は底版に10cm貫入して結合するものとし、矢板長は次に決定する。  
 $L = 3.92 + 0.10 = 4.02 \approx 4.10 \text{ m}$
- ・ 矢板の応力度の検討  
 矢板に負担させる水平力  $H' = 483.664 \text{ KN}$
- ・ 滑動条件の照査  
 $F_s = \frac{418.505}{832.418 - 483.664} = 1.200 > F_{sa} = 1.2 \dots \text{OK}$
- ・ 矢板根入れ部の設計  
 最大曲げモーメント  $M_{max} = 17.561 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- ・ 矢板応力度の検討  

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} = \frac{17.561}{0.0018} = 9756.1 \text{ KN/m}^2$$

$$= 9.76 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

設計計算結果

【応力度の検討】・・・鉄筋の入力必要

・たて壁

項目			常時						地震時					
			浮力なし			浮力あり			浮力なし			浮力あり		
			背面引張			背面引張			背面引張			背面引張		
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査									
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—
たて壁の厚さ	b2	cm	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—
有効高	d	cm	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	13.403	—	—	24.182	—	—	25.861	—	—	33.955	—
せん断力	S	KN	—	16.670	—	—	32.328	—	—	30.405	—	—	43.303	—
配筋	As	cm <sup>2</sup>	D	16	—									
			@	250 mm	—									
			s=	1.986 cm <sup>2</sup>	—									
			n=	4 本	—									
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00284	—	—	0.00284	—	—	0.00284	—	—	0.00284	—
圧縮応力度	σc	N/mm <sup>2</sup>	8.0	1.5	○	8.0	2.7	○	12.0	2.9	○	12.0	3.7	○
引張応力度	σs	N/mm <sup>2</sup>	160.0	65.7	○	160.0	118.6	○	300.0	126.8	○	300.0	166.5	○
せん断応力度	τm	N/mm <sup>2</sup>	0.39	0.06	○	0.39	0.12	○	0.58	0.11	○	0.58	0.15	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.284	○	0.2	0.284	○	0.2	0.284	○	0.2	0.284	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.284	○	2.0	0.284	○	2.0	0.284	○	2.0	0.284	○
必要鉄筋量	As'	cm <sup>2</sup>	7.944	3.267	○	7.944	5.894	○	7.944	3.361	○	7.944	4.414	○

※ 1. 配筋は、「常時:浮力あり」の引張応力度の検討から決定した。

設計計算結果

【応力度の検討】・・・鉄筋の入力必要

・ 底版(かかと版)

項目			常時						地震時					
			浮力なし			浮力あり			浮力なし			浮力あり		
			上面引張			上面引張			上面引張			上面引張		
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査									
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—
かかと版の厚さ	C	cm	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—
有効高	d	cm	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	13.403	—	—	24.182	—	—	25.861	—	—	33.955	—
せん断力(原点)	S	KN	—	1.377	—	—	10.536	—	—	19.294	—	—	36.905	—
せん断力(2d)	S'	KN	—	4.595	—	—	17.088	—	—	30.025	—	—	51.786	—
配筋	As	cm <sup>2</sup>	D	16	—									
			@	250 mm	—									
			s=	1.986 cm <sup>2</sup>	—									
			n=	4 本	—									
			As=	7.944 cm <sup>2</sup>	—									
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00209	—	—	0.00209	—	—	0.00209	—	—	0.00209	—
圧縮応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	8.0	0.9	○	8.0	1.6	○	12.0	1.7	○	12.0	2.3	○
引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	160.0	47.9	○	160.0	86.5	○	300.0	92.5	○	300.0	121.5	○
せん断応力度(原点)	$\tau_m$	N/mm <sup>2</sup>	0.39	0.00	○	0.39	0.03	○	0.58	0.05	○	0.58	0.10	○
せん断応力度(2d)	$\tau_{m'}$	N/mm <sup>2</sup>	0.39	0.01	○	0.39	0.04	○	0.58	0.08	○	0.58	0.14	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.209	○	0.2	0.209	○	0.2	0.209	○	0.2	0.209	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.209	○	2.0	0.209	○	2.0	0.209	○	2.0	0.209	○
必要鉄筋量	As'	cm <sup>2</sup>	7.944	2.380	○	7.944	4.294	○	7.944	2.449	○	7.944	3.215	○

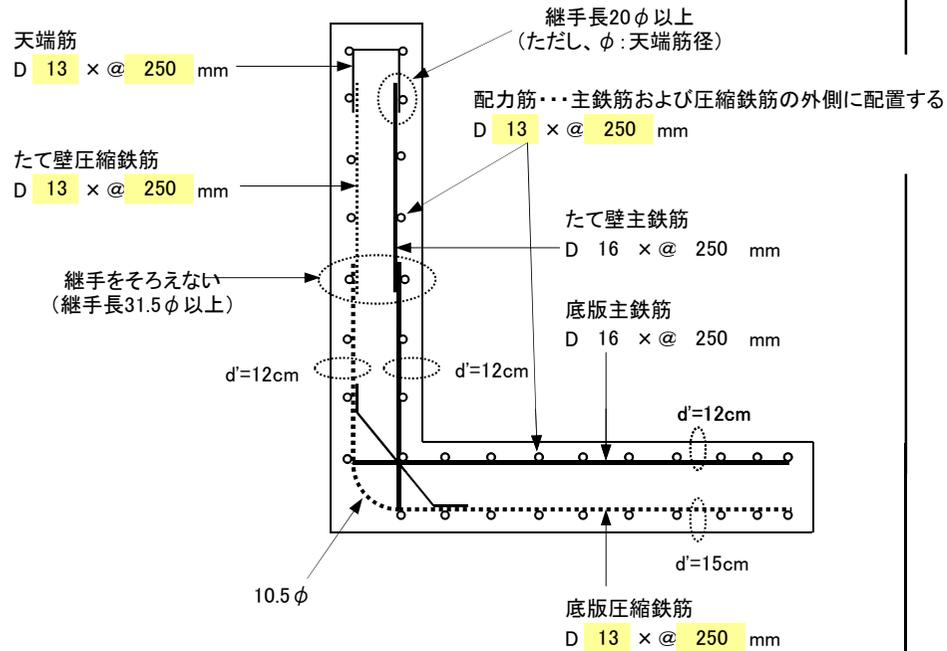
※ 1. 配筋は「必要鉄筋量」の検討から決定した。

2.  $\tau_{m'}$ は2d位置のせん断応力度である。

【配筋計画】

※ 注意

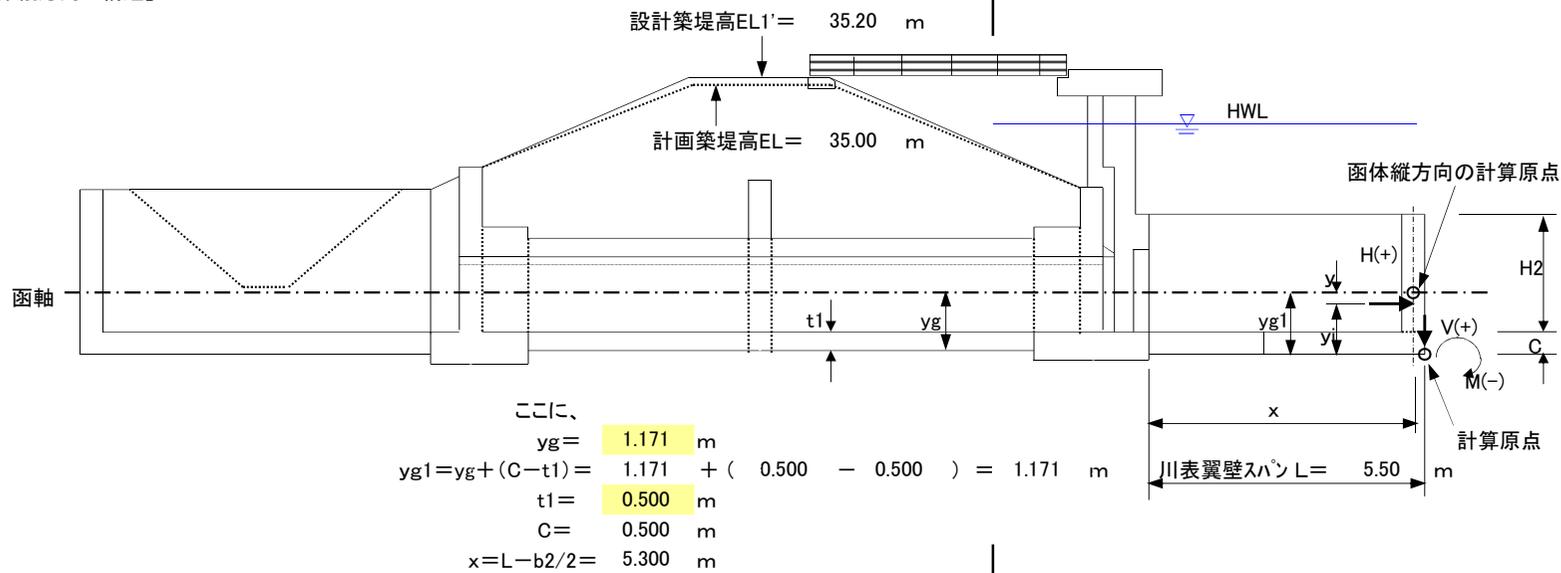
本設計での配筋計画は下図のとおりですが、圧縮鉄筋および配力筋については主鉄筋との組合せで決定する。



※ たて壁鉄筋は継手を設けないことが望ましい。長さは天端筋で調整する。

設計計算結果

【函体縦方向の構造】



【函体縦方向の計算に用いる荷重の集計】

項目			計算原点		函軸		作用位置x (m)
項目	符号	単位	常時	地震時	常時	地震時	
鉛直荷重	V	KN	116.876	121.604	1028.509	1070.115	5.300
水平荷重	H	KN	46.057	84.793	405.302	746.178	5.300
曲げモーメント	M	KN・m	49.392	92.972	-40.112	-55.646	5.300

※ 1. 表の値は常時、地震時とも「浮力あり」の値である。

# 設 計 計 算

9-1. L型擁壁の設計  
9-1-1. L型擁壁の構造

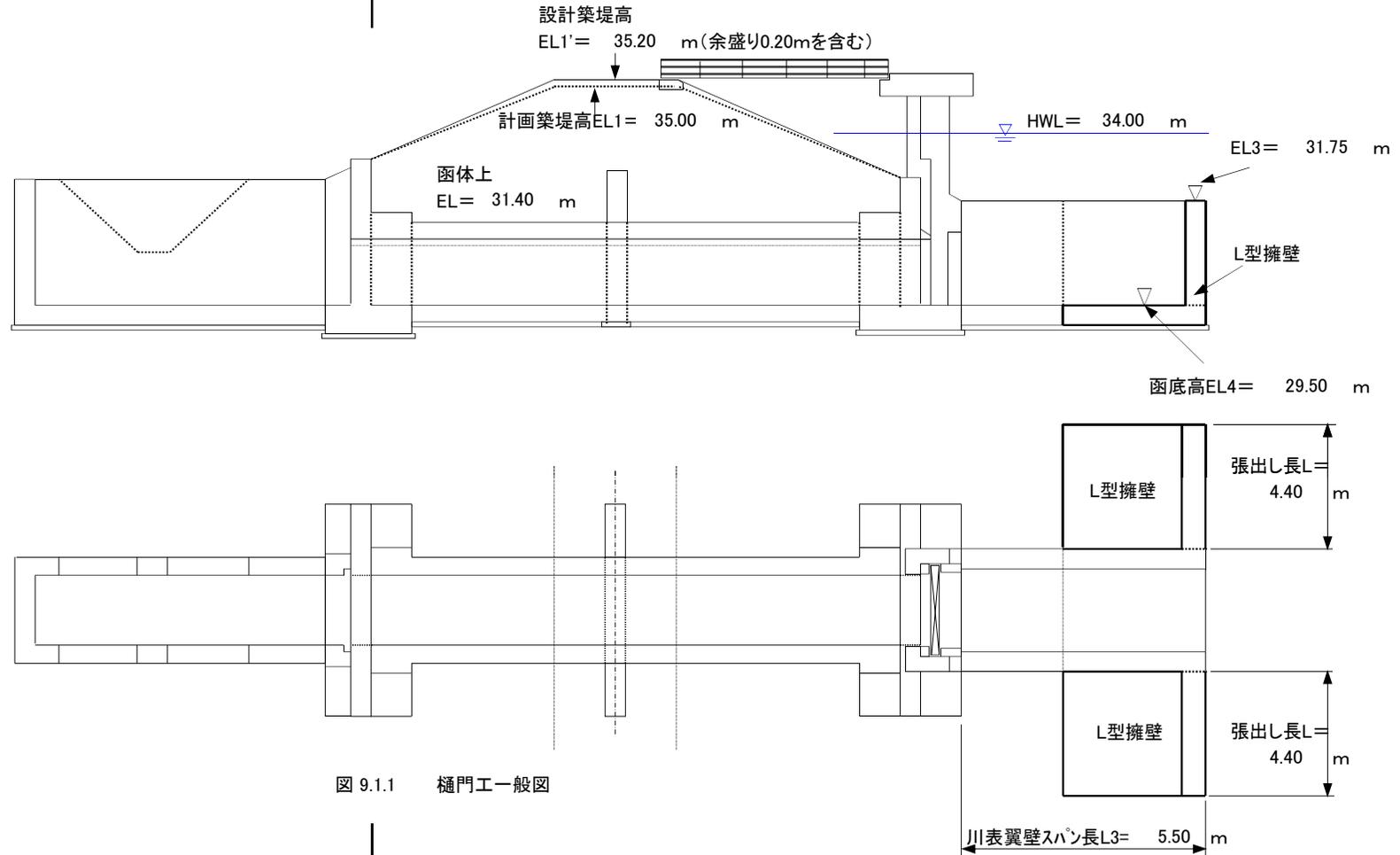


図 9.1.1 樋門工一般図

第9章 川表翼壁L型擁壁の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

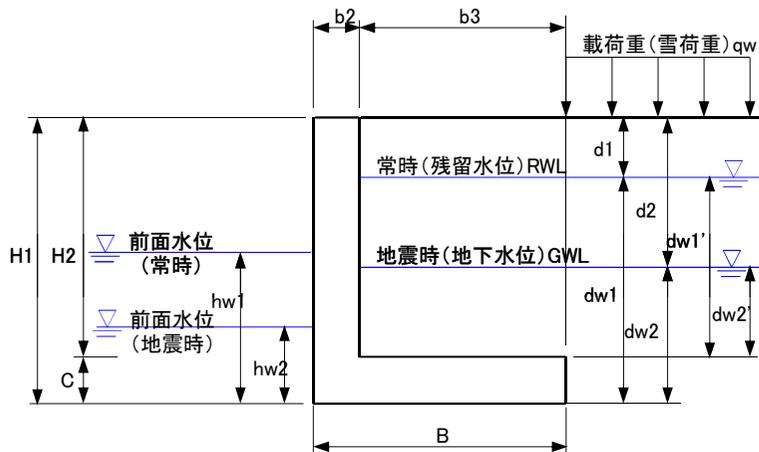
・ L型擁壁の構造計算

水位の影響を受けるL型擁壁の安定計算および断面計算は、以下の荷重ケースについておこなうものとする。

表 9.1.1 L型擁壁の検討ケース

状態	水位の状態	
	水位なし	水位あり
常時	浮力なし	浮力あり
地震時	浮力なし	浮力あり

設計計算は奥行き1.0m当たりでおこなうこととする。



設計計算

9-1-2. 設計条件

1) 単位体積重量

- ・ 鉄筋コンクリート  $\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$
- ・ 土の空中の単位体積重量(湿潤状態)  $\gamma_s = 18.60 \text{ KN/m}^3$
- ・ 土の飽和状態の単位体積重量  $\gamma_t = 19.80 \text{ KN/m}^3$
- ・ 土の水中での見かけ重量  $\gamma_{s'} = 9.80 \text{ KN/m}^3$
- ・ 水の単位体積重量  $\gamma_w = 10.00 \text{ KN/m}^3$

2) 許容応力度

- ・ コンクリートの設計基準強度  $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ N/mm}^2$
  - ・ コンクリートの許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2 \text{ (} = 12.0 \text{ N/mm}^2 \text{)}$
  - ・ 鉄筋の許容引張応力度  $\sigma_{sa} = 160.0 \text{ N/mm}^2 \text{ (} = 300.0 \text{ N/mm}^2 \text{)}$
  - ・ コンクリートの許容せん断応力度  $\tau_{a1} = 0.39 \text{ N/mm}^2 \text{ (} = 0.58 \text{ N/mm}^2 \text{)}$
- ( )内は地震時

・ コンクリートと鉄筋のヤング係数比

$n = 15$  (ただし、断面の決定または応力度計算)

3) 載荷重(雪荷重)・・・載荷位置は底版の後端部からとする

- ・ 雪荷重(常時、地震時)  $q_w = 3.50 \text{ KN/m}^2$

ここに、雪荷重は次により求める。

雪荷重  $q_w = \text{分布荷重 } w_u \times \text{設計積雪深 } h_u = 3.50 \times 1.00 = 3.50 \text{ KN/m}^2$

- ・ 載荷位置は底版の後端部からとする

4) 形状寸法

表 9.1.2 形状寸法

項目	形状寸法		項目	形状寸法		
	符号	寸法(m)		符号	寸法(m)	
底版幅	B	2.400	常時	残留水位以上の土層厚	d1	0.183
たて壁の厚さ	b2	0.400		残留水位以下の土層厚	dw1	2.567
かかと版の長さ	b3	2.000		残留水位から底版上面までの高さ	dw1'	2.067
たて壁の高さ	H2	2.250		底面から前面水位までの高さ	hw1	0.000
底版の厚さ	C	0.500	地震時	地下水位以上の土層厚	d2	0.550
擁壁の総高	H1	2.750		地下水位以下の土層厚	dw2	2.200
				地下水位から底版上面までの高さ	dw2'	1.700
				底面から前面水位までの高さ	hw2	0.000

※ 1. 前面水位は、常時は平水位、地震時は低水位を採用。

5) 鉄筋のかぶり

- たて壁  $d' = 0.12 \text{ m}$
- 底版上面  $d' = 0.12 \text{ m}$
- 底版下面  $d' = 0.15 \text{ m}$

6) 物理定数

- ・ コンクリートのヤング係数  $E_c = 2.45 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$
- ・ コンクリートと鉄筋のヤング係数比  $n = 15$  (ただし、断面の決定または応力度計算)

第9章 川表翼壁L型擁壁の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

- ・安全率 「技術基準(設計編I)」、「樋門設計の手引き」  
水路用カルバートの安定計算で検討する安全率は、樋門設計に準じておこなうものとする。

表 9.1.3 安全率

項目	常時		地震時	
	浮力なし	浮力あり	浮力なし	浮力あり
基礎地盤支持力	3		2	
転倒	B/6	B/3	B/3	B/3
滑動	1.5	1.2	1.2	1.2
浮き上がり	4/3		-	

- ※ 1. 転倒、滑動はカルバート端部に設置する、胸壁等の構造物に適用する。  
2. 胸壁は、函体に固定された片持ち梁として検討をおこなうので、表の安全率の中で地盤支持力以外は適用しない。  
3. B=底版幅  
4. 胸壁等の計算に用いる壁面摩擦角は、下表の値を用いる。

「道路橋IV下部構造」

表 9.1.4 土圧作用面の壁面摩擦角

橋台の種類	計算の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角	
			常時 $\delta$	地震時 $\delta_e$
重力式橋台	安定計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0
	壁の断面計算			
逆T式、控え壁式橋台	安定計算	土と土	$\phi$	$\phi/2$
	壁の断面計算			

「道路橋IV下部構造」P133

5. 浮き上がりの検討に用いる壁面摩擦角は、下表の値を用いる。

表 9.1.5 摩擦角と付着力 「道路橋IV下部構造」

条件	摩擦角 $\phi_B$ (摩擦係数 $\tan \phi_B$ )	付着力 $c_B$
土とコンクリート	$\phi_B = 2/3 \cdot \phi$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	$\left. \begin{matrix} \tan \phi_B = 0.6 \\ \phi_B = \phi \end{matrix} \right\} \text{の小さい方}$	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土、または岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

- ※  $\phi$  : 支持地盤のせん断抵抗角(°)  
 $c$  : 支持地盤の粘着力(KN/m<sup>2</sup>)

設 計 計 算

- 7) 地盤定数 「樋門設計の手引き」

- ・土砂の内部摩擦角  $\phi = 30^\circ$
- ・底面の摩擦係数  $\mu = 2/3 \phi = 0.36$  (土とコンクリート)
- ・底版と支持地盤の粘着力  $c_B = 0$  KN/m<sup>2</sup>

- 8) 土圧

- ・土圧式は「クーロン式」とし、常時、地震時とも主動土圧とする。
- ・主動土圧の作用面は次のとおりとする。  
安定計算 : 底版の後端部に仮想壁面を設け、主動土圧は仮想壁面に作用させる(土と土)。  
断面計算 : たて壁の後壁面に主動土圧を作用させる(土とコンクリート)。
- ・擁壁前面の土圧(受動土圧)は考慮しない。
- ・地盤のバネは考慮しない
- ・土圧作用面の壁面摩擦角は次のとおりとする。

状態	主動土圧	
	安定計算(土と土)	断面計算(土とコンクリート)
常時	$\delta = \phi = 30^\circ$	$\delta = \phi/3 = 10^\circ$
地震時	$\delta_e = \phi/2 = 15^\circ$	$\delta_e = 0^\circ$

- 壁裏面が鉛直面となす角  $\alpha = 0^\circ$   
壁背面の盛土のり面と水平面のなす角  $\beta = 0^\circ$

- 9) 水圧

- 背面 : 水位ありのとき考慮する
- 前面 : 水位ありのとき考慮する
- 揚圧力 : 水位ありのとき考慮する

- 10) 安定条件

項目		常時		地震時		地盤支持力 $q_a$ (KN/m <sup>2</sup> )	
		浮力なし	浮力あり	浮力なし	浮力あり	常時	地震時
転倒	$e/B$	1/6	1/3	1/3	1/3		
滑動	$F_s$	1.5	1.2	1.2	1.2		
地盤支持力		3	3	2	2	300	450

ここに、

- B : 底版幅(m)
- e : 荷重の偏心量(m)  $e = M/V$
- M : 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)

- 11) 設計震度

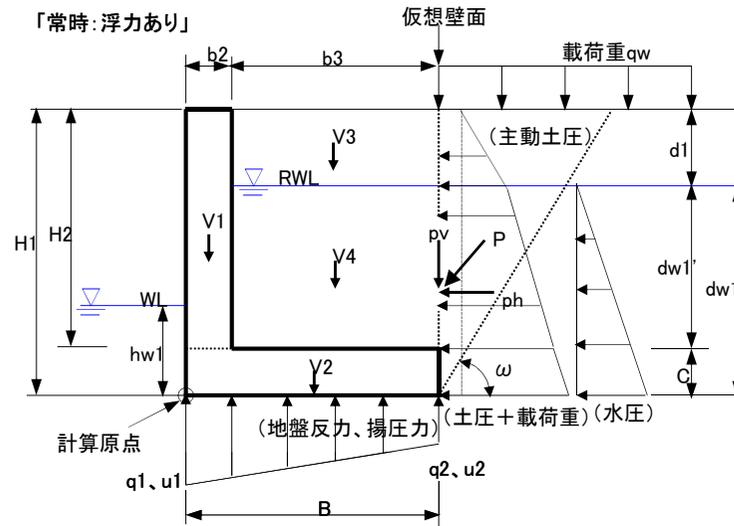
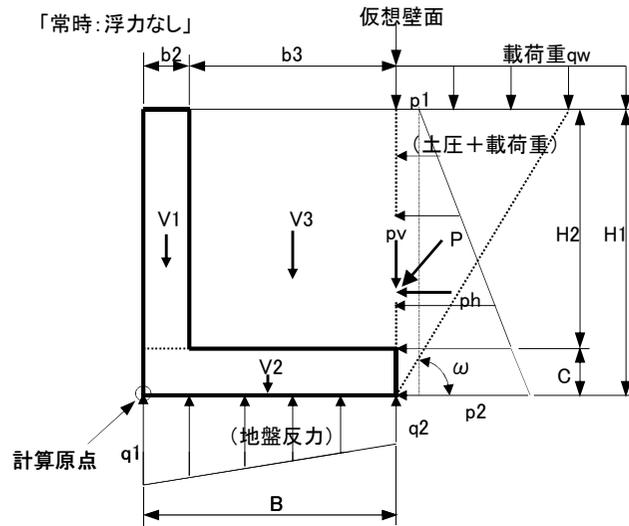
- ・空中  $kh = 0.20$
- ・地震時の水中での見かけ震度  $kh' = 0.32$

ここに、地震時の水中での見かけ震度  $kh'$  は次により求める。

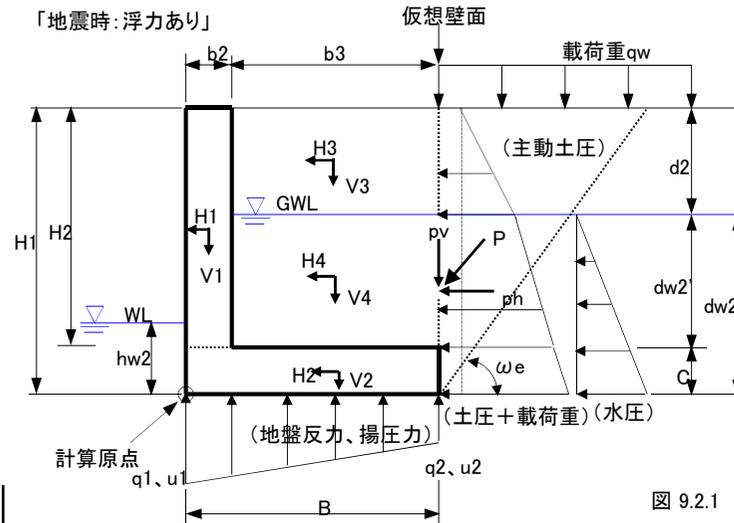
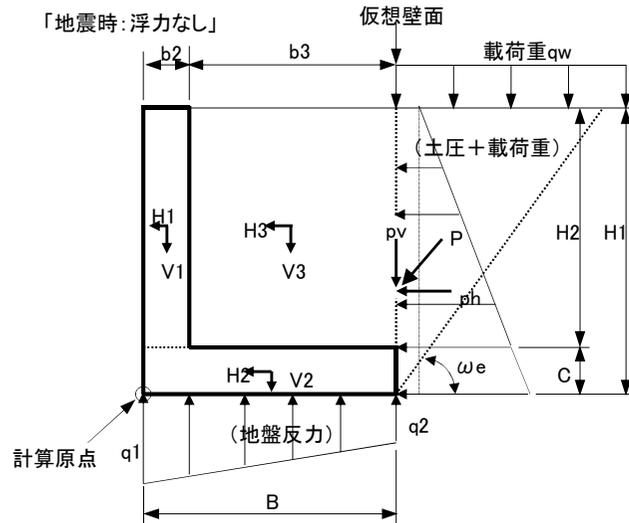
$$kh' = \frac{d^2 \cdot \gamma_s + dw^2 \cdot (\gamma_s' + \gamma_w) + wu \cdot hu}{d^2 \cdot \gamma_s + dw^2 \cdot \gamma_s' + wu \cdot hu} \cdot kh$$

$$= \frac{0.550 \times 18.60 + 2.200 \times (9.80 + 10.00) + 3.50 \times 1.00}{0.550 \times 18.60 + 2.200 \times 9.80 + 3.50 \times 1.00} \times 0.20 = 0.32$$

9-2. 安定計算に必要な作用力の計算  
 安定計算に必要な作用力は常時、地震時でおこない、計算は奥行き1.0m当たりでおこなう。

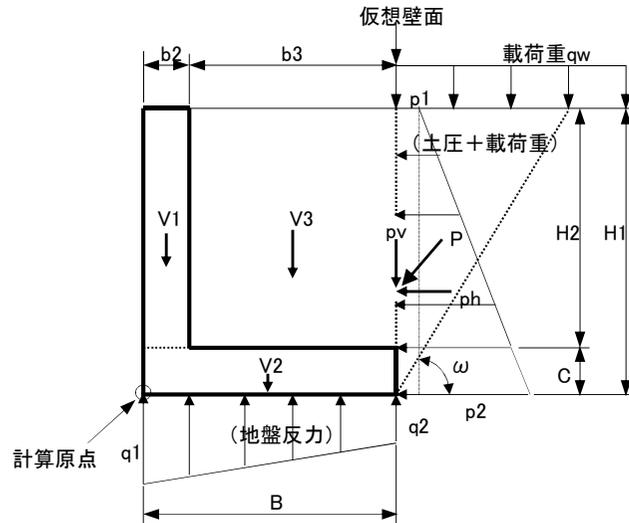


- ここに、
- $B = 2.400$  m
  - $H_1 = 2.750$  m
  - $b_2 = 0.400$  m
  - $b_3 = 2.000$  m
  - $H_2 = 2.250$  m
  - $C = 0.500$  m
  - $d_1 = 0.183$  m
  - $dw_1 = 2.567$  m
  - $dw_1' = 2.067$  m
  - $hw_1 = 0.000$  m
  - $q_w = 3.50$  KN/m<sup>2</sup>
  - $\gamma_c = 24.50$  KN/m<sup>3</sup>
  - $\gamma_s = 18.60$  KN/m<sup>3</sup>
  - $\gamma_t = 19.80$  KN/m<sup>3</sup>
  - $\gamma_s' = 9.80$  KN/m<sup>3</sup>
  - $\gamma_w = 10.00$  KN/m<sup>3</sup>



- $d_2 = 0.550$  m
- $dw_2 = 2.200$  m
- $dw_2' = 1.700$  m
- $hw_2 = 0.000$  m

図 9.2.1 安定計算図



ここに、

- B = 2.400 m
- H1 = 2.750 m
- b2 = 0.400 m
- b3 = 2.000 m
- H2 = 2.250 m
- C = 0.500 m
- $\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$  (鉄筋コンクリートの単位体積重量)
- $\gamma_s = 18.60 \text{ KN/m}^3$  (土の空中の単位体積重量)
- $\gamma_t = 19.80 \text{ KN/m}^3$  (土の飽和状態の単位体積重量)

図 9.2.2 擁壁形状図(常時:浮力なし)

9-2-1. 常時の作用力の計算

(1) 自重および重心位置の計算

1) 浮力なし

・ 躯体自重および土重の計算

- たて壁 :  $V1 = b2 \cdot H2 \cdot \gamma_c = 0.400 \times 2.250 \times 24.50 = 22.050 \text{ KN}$
- 底板 :  $V2 = C \cdot B \cdot \gamma_c = 0.500 \times 2.400 \times 24.50 = 29.400 \text{ KN}$
- 土砂 :  $V3 = b3 \cdot H2 \cdot \gamma_s = 2.000 \times 2.250 \times 18.60 = 83.700 \text{ KN}$

・ アーム長の計算

(x方向)

- たて壁 :  $x1 = 1/2 \cdot b2 = 1/2 \times 0.400 = 0.200 \text{ m}$
- 底板 :  $x2 = 1/2 \cdot B = 1/2 \times 2.400 = 1.200 \text{ m}$
- 土砂 :  $x3 = 1/2 \cdot b3 + b2 = 1/2 \times 2.000 + 0.400 = 1.400 \text{ m}$

(y方向)

- たて壁 :  $y1 = 1/2 \cdot H2 + C = 1/2 \times 2.250 + 0.500 = 1.625 \text{ m}$
- 底板 :  $y2 = 1/2 \cdot C = 1/2 \times 0.500 = 0.250 \text{ m}$
- 土砂 :  $y3 = 1/2 \cdot H2 + C = 1/2 \times 2.250 + 0.500 = 1.625 \text{ m}$

・ 重心位置の計算

(モーメントの計算)

符号	要素 名称	重量Vi(KN)	アーム長(m)		モーメントMi(KN・m)	
			xi	yi	Vi・xi	Vi・yi
①	たて壁	22.050	0.200	1.625	4.410	35.831
②	底板	29.400	1.200	0.250	35.280	7.350
③	土砂	83.700	1.400	1.625	117.180	136.013
合計		135.150			156.870	179.194

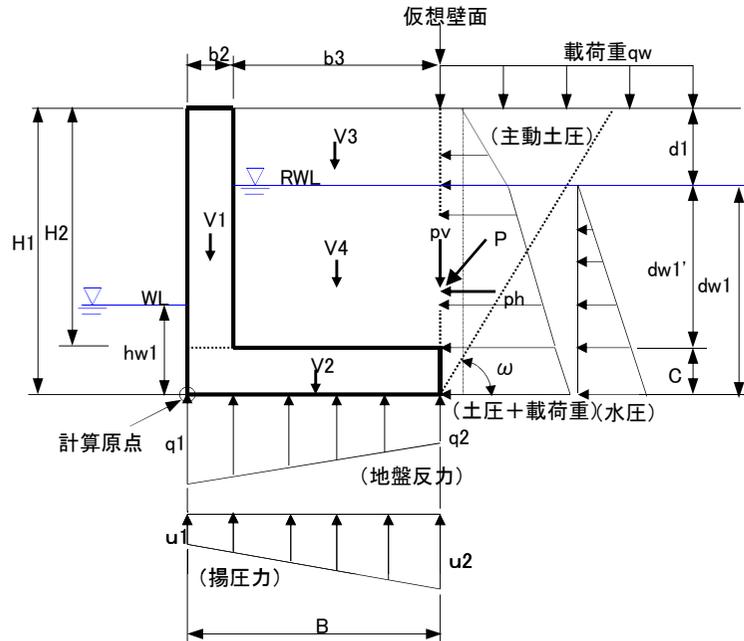
自重の重心位置

x方向の重心位置  $X_G = \Sigma (Vi \cdot xi) / \Sigma Vi = 156.870 / 135.150 = 1.161 \text{ m}$

y方向の重心位置  $Y_G = \Sigma (Vi \cdot yi) / \Sigma Vi = 179.194 / 135.150 = 1.326 \text{ m}$

第9章 川表翼壁L型擁壁の設計

設計基準・使用文献および資料・略図



ここに、

- $d1 = 0.183 \text{ m}$
- $dw1 = 2.567 \text{ m}$
- $dw1' = 2.067 \text{ m}$
- $hw1 = 0.000 \text{ m}$
- $\gamma s' = 9.80 \text{ KN/m}^2$  (土の水中での見かけ重量)
- $\gamma w = 10.00 \text{ KN/m}^2$  (水の単位体積重量)

図 9.2.3 擁壁形状図(常時:浮力あり)

設 計 計 算

2) 浮力あり

・ 躯体自重および土重の計算

- たて壁 :  $V1 = b2 \cdot H2 \cdot \gamma c = 0.400 \times 2.250 \times 24.50 = 22.050 \text{ KN}$
- 底板 :  $V2 = C \cdot B \cdot \gamma c = 0.500 \times 2.400 \times 24.50 = 29.400 \text{ KN}$
- 土砂(水位以上) :  $V3 = b3 \cdot d1 \cdot \gamma s = 2.000 \times 0.183 \times 18.60 = 6.808 \text{ KN}$
- 土砂(水位以下) :  $V4 = b3 \cdot dw1' \cdot \gamma t = 2.000 \times 2.067 \times 19.80 = 81.853 \text{ KN}$

・ アーム長の計算

(x方向)

- たて壁 :  $x1 = 1/2 \cdot b2 = 1/2 \times 0.400 = 0.200 \text{ m}$
- 底板 :  $x2 = 1/2 \cdot B = 1/2 \times 2.400 = 1.200 \text{ m}$
- 土砂(水位以上) :  $x3 = 1/2 \cdot b3 + b2 = 1/2 \times 2.000 + 0.400 = 1.400 \text{ m}$
- 土砂(水位以下) :  $x4 = 1/2 \cdot b3 + b2 = 1/2 \times 2.000 + 0.400 = 1.400 \text{ m}$

(y方向)

- たて壁 :  $y1 = 1/2 \cdot H2 + C = 1/2 \times 2.250 + 0.500 = 1.625 \text{ m}$
- 底板 :  $y2 = 1/2 \cdot C = 1/2 \times 0.500 = 0.250 \text{ m}$
- 土砂(水位以上) :  $y3 = 1/2 \cdot d1 + dw1 = 1/2 \times 0.183 + 2.567 = 2.659 \text{ m}$
- 土砂(水位以下) :  $y4 = 1/2 \cdot dw1' + C = 1/2 \times 2.067 + 0.500 = 1.534 \text{ m}$

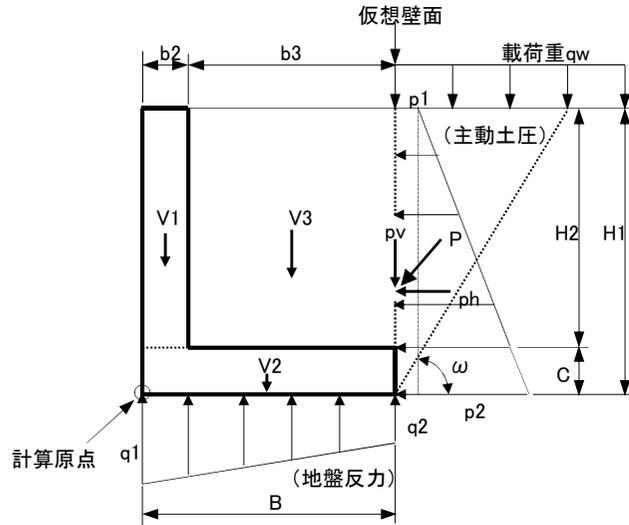
・ 重心位置の計算

(モーメントの計算)

符号	要素 名称	重量Vi(KN)	アーム長(m)		モーメントMi(KN・m)	
			xi	yi	Vi・xi	Vi・yi
①	たて壁	22.050	0.200	1.625	4.410	35.831
②	底板	29.400	1.200	0.250	35.280	7.350
③	土砂(水位以上)	6.808	1.400	2.659	9.531	18.102
④	土砂(水位以下)	81.853	1.400	1.534	114.594	125.563
合計		140.111			163.815	186.846

自重の重心位置

- x方向の重心位置 :  $X_G = \sum (Vi \cdot xi) / \sum Vi = 163.815 / 140.111 = 1.169 \text{ m}$
- y方向の重心位置 :  $Y_G = \sum (Vi \cdot yi) / \sum Vi = 186.846 / 140.111 = 1.334 \text{ m}$



ここに、  
 $B = 2.400 \text{ m}$   
 $H1 = 2.750 \text{ m}$   
 $qw = 3.50 \text{ KN/m}^2$   
 $\gamma_s = 18.60 \text{ KN/m}^3$

図 9.2.4 「常時：浮力なし」の荷重図

(2) 常時の作用力の計算

1) 浮力なし

・土圧

(主動土圧係数の計算)

$$ka = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{0.750}{1.000 \times 0.866 \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{0.866 \times 0.500}{0.866 \times 1.000}} \right]^2} = 0.297$$

ここに、

$Ka$  : 主動土圧係数(土と土)  
 $\phi$  : 背面土の内部摩擦角  $\phi = 30^\circ$   
 $\alpha$  : 壁裏面が鉛直面となす角  $\alpha = 0^\circ$   
 $\beta$  : 壁背面の盛土のり面と水平面のなす角  $\beta = 0^\circ$   
 $\delta$  : 壁面摩擦角(土と土)  $\delta = \phi = 30^\circ$

(天端での土圧)

$$p1 = Ka \cdot qw = 0.297 \times 3.50 = 1.040 \text{ KN/m}^2$$

(底面での土圧)

$$p2 = p1 + Ka \cdot H1 \cdot \gamma_s = 1.04 + 0.297 \times 2.750 \times 18.60 = 16.232 \text{ KN/m}^2$$

(土圧合力)

$$P = \frac{p1 + p2}{2} \times H1 = \frac{1.040 + 16.232}{2} \times 2.750 = 23.749 \text{ KN}$$

土圧合力の水平成分および鉛直成分は次により求める。

(土圧合力の水平成分)

$$ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 23.749 \times \cos(0 + 30) = 20.567 \text{ KN}$$

(土圧合力の鉛直成分)

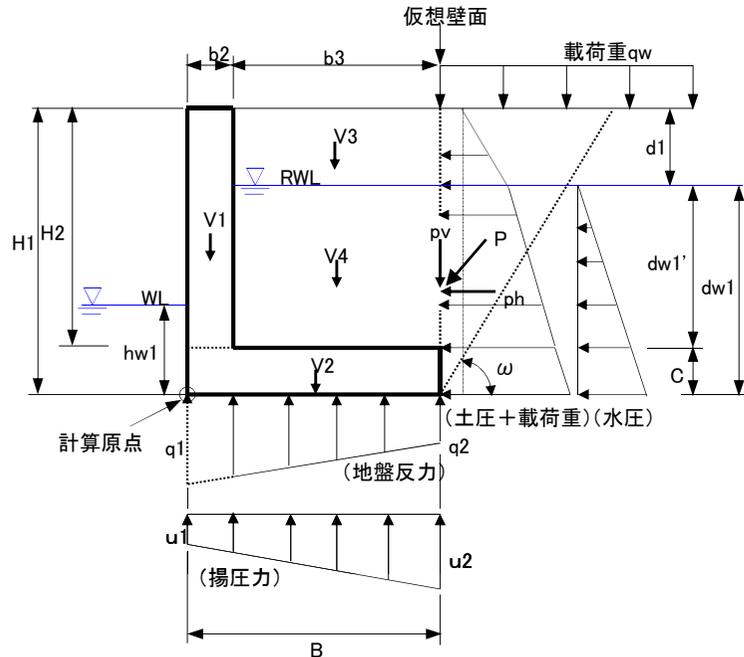
$$pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 23.749 \times \sin(0 + 30) = 11.875 \text{ KN}$$

(土圧合力の作用位置)

x方向 :  $x = B = 2.400 \text{ m}$  (仮想壁面とする)

y方向

$$y = \frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \times \frac{H1}{3} = \frac{2 \times 1.040 + 16.232}{1.040 + 16.232} \times \frac{2.750}{3} = 0.972 \text{ m}$$



ここに、

B = 2.400 m	qw = 3.50 KN/m <sup>2</sup>
H1 = 2.750 m	γ <sub>s</sub> = 18.60 KN/m <sup>3</sup>
d1 = 0.183 m	γ <sub>s'</sub> = 9.80 KN/m <sup>3</sup>
dw1 = 2.567 m	γ <sub>w</sub> = 10.00 KN/m <sup>3</sup>
hw1 = 0.000 m	Ka = 0.297
	α = 0 °
	δ = 30 °

図 9.2.5 「常時:浮力あり」の荷重図

2) 浮力あり

・ 土圧

(主動土圧係数(土と土))

$$K_a = 0.297 \quad (\text{常時:浮力なしより})$$

(天端での土圧)

$$p_1 = K_a \cdot q_w = 0.297 \times 3.50 = 1.040 \text{ KN/m}^2$$

(水位線での土圧)

$$p_2 = p_1 + K_a \cdot d_1 \cdot \gamma_s = 1.04 + 0.297 \times 0.183 \times 18.60 = 2.051 \text{ KN/m}^2$$

(底面での土圧)

$$p_3 = p_2 + K_a \cdot dw_1 \cdot \gamma_{s'} = 2.051 + 0.297 \times 2.567 \times 9.80 = 9.523 \text{ KN/m}^2$$

(水位以上の土圧力)

$$P_1 = \frac{p_1 + p_2}{2} \times d_1 = \frac{1.040 + 2.051}{2} \times 0.183 = 0.283 \text{ KN}$$

(水位以下の土圧力)

$$P_2 = \frac{p_2 + p_3}{2} \times dw_1 = \frac{2.051 + 9.523}{2} \times 2.567 = 14.855 \text{ KN}$$

(土圧合力)

$$P = P_1 + P_2 = 0.283 + 14.855 = 15.138 \text{ KN}$$

土圧合力の水平成分および鉛直成分は次により求める。

(土圧合力の水平成分)

$$p_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 15.138 \times \cos(0 + 30) = 13.110 \text{ KN}$$

(土圧合力の鉛直成分)

$$p_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 15.138 \times \sin(0 + 30) = 7.569 \text{ KN}$$

(土圧合力の作用位置)

$$x \text{ 方向} : x = B = 2.400 \text{ m} \quad (\text{仮想壁面とする})$$

y 方向

水位以上の土圧のモーメント

$$M_{y1} = P_1 \cdot \left( \frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \times \frac{d_1}{3} + dw_1 \right) \\ = 0.283 \times \left( \frac{2 \times 1.040 + 2.051}{1.040 + 2.051} \times \frac{0.183}{3} + 2.567 \right) = 0.750 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

水位以下の土圧のモーメント

$$M_{y2} = P_2 \cdot \left( \frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \times \frac{dw_1}{3} \right) = 14.855 \times \left( \frac{2 \times 2.051 + 9.523}{2.051 + 9.523} \times \frac{2.567}{3} \right) = 14.963 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

土圧合力のy方向の作用位置

$$y = \frac{M_{y1} + M_{y2}}{P_1 + P_2} = \frac{0.750 + 14.963}{0.283 + 14.855} = 1.038 \text{ m}$$

・ 水圧

(底面での背面水圧)

$$Pw1 = 1/2 \cdot dw1^2 \cdot \gamma_w = 1/2 \times 2.567^2 \times 10.00 = 32.947 \text{ KN}$$

背面水圧の作用位置

$$y1 = dw1/3 = 2.567 / 3 = 0.856 \text{ m}$$

(底面での前面水圧)

$$Pw2 = 1/2 \cdot hw1^2 \cdot \gamma_w = 1/2 \times 0.000^2 \times 10.00 = 0.000 \text{ KN}$$

前面水圧の作用位置

$$y2 = hw1/3 = 0.000 / 3 = 0.000 \text{ m}$$

・ 揚圧力

前面水位による揚圧力度  $u1 = hw1 \cdot \gamma_w = 0.000 \times 10.00 = 0.000 \text{ KN/m}^2$

背面水位による揚圧力度  $u2 = dw1 \cdot \gamma_w = 2.567 \times 10.00 = 25.670 \text{ KN/m}^2$

揚圧力  $U = \left( \frac{u1 + u2}{2} \times B \right) = - \left( \frac{0.000 + 25.670}{2} \times 2.400 \right) = -30.804 \text{ KN}$

揚圧力の作用位置  $xu = \frac{B}{3} \times \frac{u1 + 2 \cdot u2}{u1 + u2} = \frac{2.400}{3} \times \frac{0.000 + 2 \times 25.670}{0.000 + 25.670} = 1.600 \text{ m}$

(3) 常時の作用力の集計

常時の作用力を集計し、計算原点におけるモーメントを計算する。

表 9.2.1 常時の作用力とモーメント(原点での計算)

状態	項目	鉛直力Vi (KN)	水平力Hi (KN)	アーム長(m)		モーメントMi (KN・m)	
				xi	yi	抵抗モーメントMr	回転モーメントMo
浮力なし	自重(躯体+土重)	135.150		1.161		156.909	
	土圧	11.875	20.567	2.400	0.972	28.500	19.991
	水圧(背面)						
	水圧(前面)						
	揚圧力						
	合計	147.025	20.567			185.409	19.991
浮力あり	自重(躯体+土重)	140.111		1.169		163.790	
	土圧	7.569	13.110	2.400	1.038	18.166	13.608
	水圧(背面)		32.947		0.856		28.203
	水圧(前面)		0.000		0.000		0.000
	揚圧力	-30.804		1.600		-49.286	
	合計	116.876	46.057			132.670	41.811

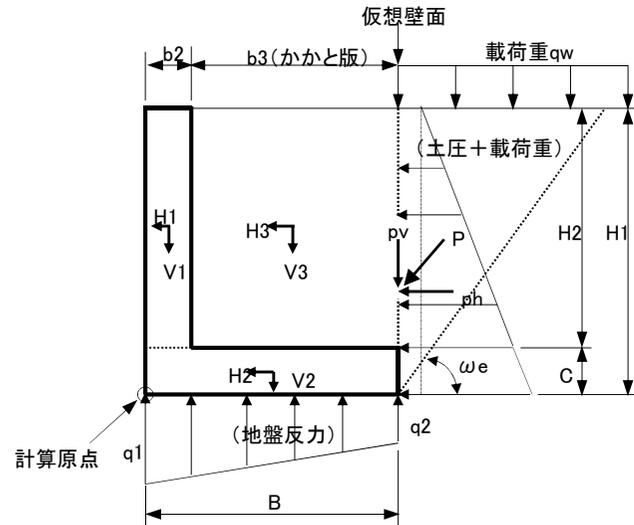
※ 1. 底版中心でのモーメントMcの計算

浮力なし :  $Mc = \sum vi \cdot B/2 - M = 147.025 \times 2.400 / 2 - 165.418 = 11.012 \text{ KN} \cdot \text{m}$

ここに、  $M = Mr - Mo = 185.409 - 19.991 = 165.418 \text{ KN} \cdot \text{m}$

浮力あり :  $Mc = \sum vi \cdot B/2 - M = 116.876 \times 2.400 / 2 - 90.859 = 49.392 \text{ KN} \cdot \text{m}$

ここに、  $M = Mr - Mo = 132.67 - 41.811 = 90.859 \text{ KN} \cdot \text{m}$



ここに、

- B = 2.400 m
- H1 = 2.750 m
- b2 = 0.400 m
- b3 = 2.000 m
- H2 = 2.250 m
- C = 0.500 m
- $\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$  (鉄筋コンクリートの単位体積重量)
- $\gamma_s = 18.60 \text{ KN/m}^3$  (土の空中の単位体積重量)
- $\gamma_t = 19.80 \text{ KN/m}^3$  (土の飽和状態の単位体積重量)
- kh = 0.20 (水位以上の設計震度)

図 9.2.6 擁壁形状図(地震時:浮力なし)

9-2-2. 地震時の作用力の計算

(1) 自重および重心位置の計算

1) 浮力なし

・ 躯体自重および土重の計算

(鉛直方向)

- たて壁 :  $V1 = b2 \cdot H2 \cdot \gamma_c = 0.400 \times 2.250 \times 24.50 = 22.050 \text{ KN}$
- 底版 :  $V2 = C \cdot B \cdot \gamma_c = 0.500 \times 2.400 \times 24.50 = 29.400 \text{ KN}$
- 土砂 :  $V3 = b3 \cdot H2 \cdot \gamma_s = 2.000 \times 2.250 \times 18.60 = 83.700 \text{ KN}$

(水平方向)

- たて壁 :  $H1 = V1 \cdot kh = 22.05 \times 0.20 = 4.410 \text{ KN}$
- 底版 :  $H2 = V2 \cdot kh = 29.40 \times 0.20 = 5.880 \text{ KN}$
- 土砂 :  $H3 = V3 \cdot kh = 83.70 \times 0.20 = 16.740 \text{ KN}$

・ アーム長の計算

(x方向)

- たて壁 :  $x1 = 1/2 \cdot b2 = 1/2 \times 0.400 = 0.200 \text{ m}$
- 底版 :  $x2 = 1/2 \cdot B = 1/2 \times 2.400 = 1.200 \text{ m}$
- 土砂 :  $x3 = 1/2 \cdot b3 + b2 = 1/2 \times 2.000 + 0.400 = 1.400 \text{ m}$

(y方向)

- たて壁 :  $y1 = 1/2 \cdot H2 + C = 1/2 \times 2.250 + 0.500 = 1.625 \text{ m}$
- 底版 :  $y2 = 1/2 \cdot C = 1/2 \times 0.500 = 0.250 \text{ m}$
- 土砂 :  $y3 = 1/2 \cdot H2 + C = 1/2 \times 2.250 + 0.500 = 1.625 \text{ m}$

・ 重心位置の計算

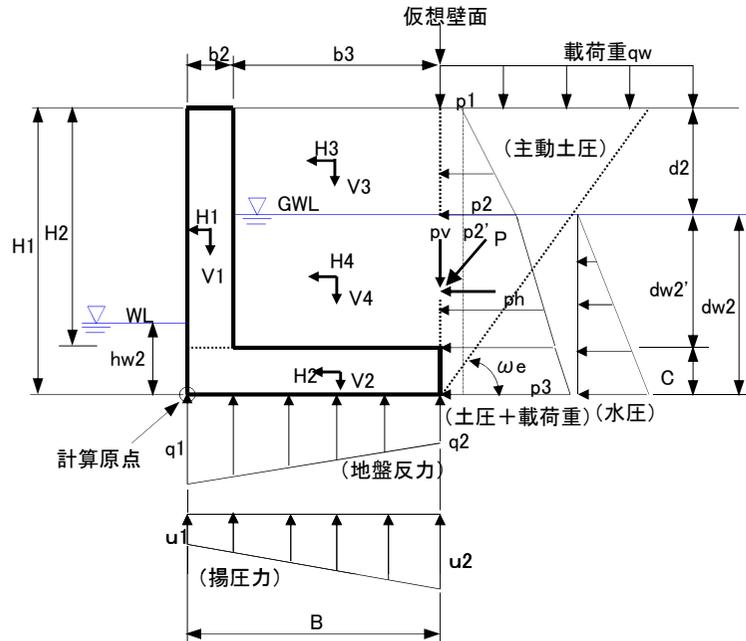
(モーメントの計算)

要素	符号	名称	荷重(KN)		アーム長(m)		モーメントMi(KN・m)	
			鉛直荷重Vi	水平荷重Hi	xi	yi	Vi・xi	Hi・yi
①		たて壁	22.050	4.410	0.200	1.625	4.410	35.831
②		底版	29.400	5.880	1.200	0.250	35.280	7.350
③		土砂	83.700	16.740	1.400	1.625	117.180	136.013
合計			135.150	27.030			156.870	179.194

自重の重心位置

x方向の重心位置  $X_G = \sum (Vi \cdot xi) / \sum Vi = 156.870 / 135.150 = 1.161 \text{ m}$

y方向の重心位置  $Y_G = \sum (Vi \cdot yi) / \sum Vi = 179.194 / 135.150 = 1.326 \text{ m}$



ここに、

- C= 0.500 m
- d2= 0.550 m
- dw2= 2.200 m
- dw2'= 1.700 m
- hw2= 0.000 m
- $\gamma s' = 9.80 \text{ KN/m}^3$  (土の水中での見かけ重量)
- $\gamma w = 10.00 \text{ KN/m}^3$  (水の単位体積重量)
- kh= 0.20
- kh'= 0.32 (水中での見かけ震度)

図 9.2.7 擁壁形状図(地震時:浮力あり)

2) 浮力あり

・ 躯体自重および土重の計算

(鉛直方向)

- たて壁 :  $V1 = b2 \cdot H2 \cdot \gamma c = 0.400 \times 2.250 \times 24.50 = 22.050 \text{ KN}$
- 底版 :  $V2 = C \cdot B \cdot \gamma c = 0.500 \times 2.400 \times 24.50 = 29.400 \text{ KN}$
- 土砂(水位以上) :  $V3 = b3 \cdot d2 \cdot \gamma s = 2.000 \times 0.550 \times 18.60 = 20.460 \text{ KN}$
- 土砂(水位以下) :  $V4 = b3 \cdot dw2' \cdot \gamma t = 2.000 \times 1.700 \times 19.80 = 67.320 \text{ KN}$

(水平方向)

- たて壁 :  $H1 = V1 \cdot kh = 22.05 \times 0.20 = 4.410 \text{ KN}$
- 底版 :  $H2 = V2 \cdot kh = 29.40 \times 0.20 = 5.880 \text{ KN}$
- 土砂(水位以上) :  $H3 = V3 \cdot kh = 20.46 \times 0.20 = 4.092 \text{ KN}$
- 土砂(水位以下) :  $H4 = V4 \cdot kh = 67.32 \times 0.20 = 13.464 \text{ KN}$

・ アーム長の計算

(x方向)

- たて壁 :  $x1 = 1/2 \cdot b2 = 1/2 \times 0.400 = 0.200 \text{ m}$
- 底版 :  $x2 = 1/2 \cdot B = 1/2 \times 2.400 = 1.200 \text{ m}$
- 土砂(水位以上) :  $x3 = 1/2 \cdot b3 + b2 = 1/2 \times 2.000 + 0.400 = 1.400 \text{ m}$
- 土砂(水位以下) :  $x4 = 1/2 \cdot b3 + b2 = 1/2 \times 2.000 + 0.400 = 1.400 \text{ m}$

(y方向)

- たて壁 :  $y1 = 1/2 \cdot H2 + C = 1/2 \times 2.250 + 0.500 = 1.625 \text{ m}$
- 底版 :  $y2 = 1/2 \cdot C = 1/2 \times 0.500 = 0.250 \text{ m}$
- 土砂(水位以上) :  $y3 = 1/2 \cdot d2 + dw2 = 1/2 \times 0.550 + 2.200 = 2.475 \text{ m}$
- 土砂(水位以下) :  $y4 = 1/2 \cdot dw2' + C = 1/2 \times 1.700 + 0.500 = 1.350 \text{ m}$

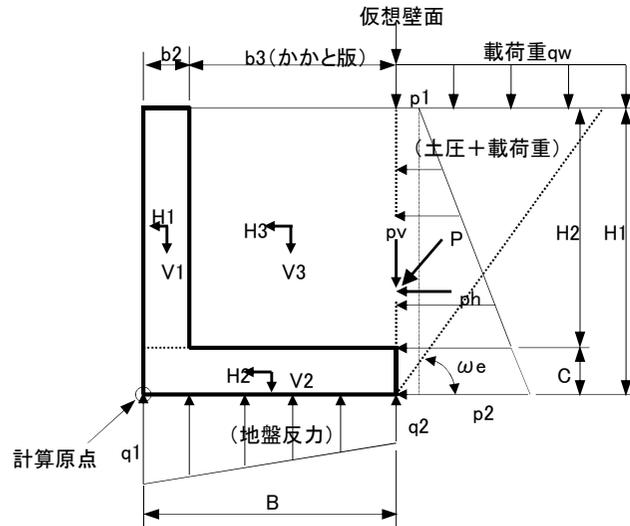
・ 重心位置の計算

(モーメントの計算)

符号	要素名称	荷重(KN)		アーム長(m)		モーメントMi(KN・m)	
		鉛直荷重Vi	水平荷重Hi	xi	yi	Vi・xi	Hi・yi
①	たて壁(水位以上)	22.050	4.410	0.200	1.625	4.410	7.166
②	底版(水位以下)	29.400	5.880	1.200	0.250	35.280	1.470
③	土砂(水位以上)	20.460	4.092	1.400	2.475	28.644	10.128
④	土砂(水位以下)	67.320	13.464	1.400	1.350	94.248	18.176
合計		139.230	27.846			162.582	36.940

自重の重心位置

- x方向の重心位置 :  $XG = \sum (Vi \cdot xi) / \sum Vi = 162.582 / 139.230 = 1.168 \text{ m}$
- y方向の重心位置 :  $YG = \sum (Hi \cdot yi) / \sum Hi = 36.940 / 27.846 = 1.327 \text{ m}$



ここに、

- B = 2.400 m
- H1 = 2.750 m
- qw = 3.50 KN/m<sup>2</sup>
- γs = 18.60 KN/m<sup>3</sup>

図 9.2.8 「地震時：浮力なし」の荷重図

(2) 地震時の作用力の計算

1) 浮力なし

・ 土圧

(主動土圧係数の計算)

$$k_e = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta_e + \alpha + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_e) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta_e + \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{0.897}{0.981 \times 1.000 \times 0.896 \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{0.707 \times 0.320}{0.896 \times 1.000}} \right]^2} = 0.452$$

ここに、

Ke : 地震時(空中)の主動土圧係数(土と土)

φ : 背面土の内部摩擦角 φ = 30 °

α : 壁裏面が鉛直面となす角 α = 0 °

β : 壁背面の盛土のり面と水平面のなす角 β = 0 °

θ : 地震合成角 θ = tan<sup>-1</sup>(kh) = 11.310 °

ここに、

kh = 0.20 (空中)

δe : 地震時の壁面摩擦角 δe = 1/2 · φ = 15.00 ° (土と土)

※ ただし、「(φ - β - θ) < 0」の場合は「sin(φ - β - θ) = 0」とする。

(天端での土圧)

$$p1 = k_e \cdot q_w = 0.452 \times 3.50 = 1.582 \text{ KN/m}^2$$

(底面での土圧)

$$p2 = p1 + k_e \cdot H1 \cdot \gamma_s = 1.582 + 0.452 \times 2.750 \times 18.60 = 24.702 \text{ KN/m}^2$$

(土圧合力)

$$P = \frac{p1 + p2}{2} \times H1 = \frac{1.582 + 24.702}{2} \times 2.750 = 36.141 \text{ KN}$$

土圧合力の水平成分および鉛直成分は次により求める。

(土圧合力の水平成分)

$$p_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta_e) = 36.141 \times \cos(0 + 15.00) = 34.910 \text{ KN}$$

(土圧合力の鉛直成分)

$$p_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta_e) = 36.141 \times \sin(0 + 15.00) = 9.354 \text{ KN}$$

(土圧合力の作用位置)

x方向 : x = B = 2.400 m (仮想壁面とする)

y方向

$$y = \frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \times \frac{H1}{3} = \frac{2 \times 1.582 + 24.702}{1.582 + 24.702} \times \frac{2.750}{3} = 0.972 \text{ m}$$

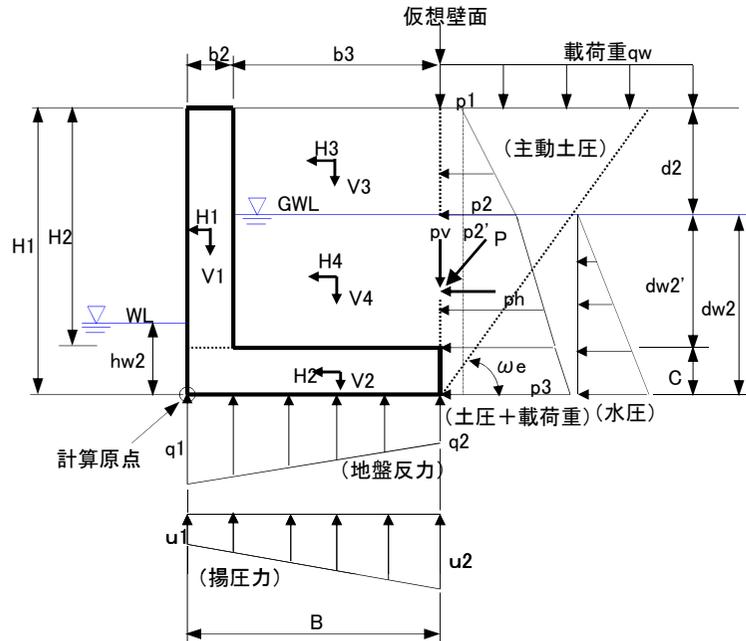


図 9.2.9 「地震時:浮力あり」の荷重図

2) 浮力あり

・土圧

(水位以上の主動土圧係数の計算)

$$K_e = 0.452$$

(水位以下の主動土圧係数の計算)

$$k_e' = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta_e + \alpha + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_e) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta_e + \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{0.955}{0.952 \times 1.000 \times 0.841 \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{0.707 \times 0.212}{0.841 \times 1.000}} \right]^2} = 0.589$$

ここに、

$k_e'$  : 地震時(水中)の主動土圧係数(土と土)

$\phi$  : 背面土の内部摩擦角  $\phi = 30^\circ$

$\alpha$  : 壁裏面が鉛直面となす角  $\alpha = 0^\circ$

$\beta$  : 壁背面の盛土のり面と水平面のなす角  $\beta = 0^\circ$

$\delta_e$  : 地震時の壁面摩擦角  $\delta_e = 1/2 \cdot \phi = 15.00^\circ$  (土と土)

$\theta$  : 地震合成角  $\theta = \tan^{-1}(kh') = 17.745^\circ$

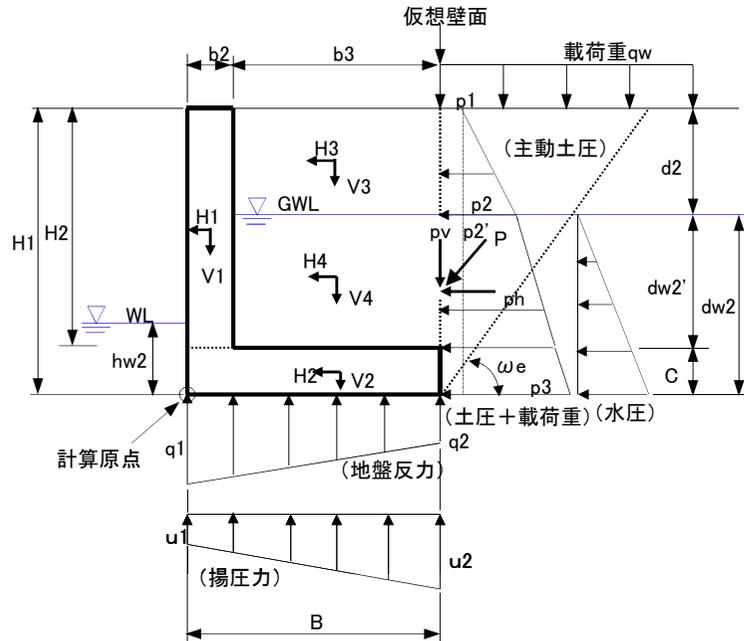
ここに、

$kh'$  : 水中での見かけ震度  $kh' = 0.32$

※ ただし、「 $(\phi - \beta - \theta) < 0$ 」の場合は「 $\sin(\phi - \beta - \theta) = 0$ 」とする。

第9章 川表翼壁L型擁壁の設計

設計基準・使用文献および資料・略図



ここに、

B = 2.400 m	qw = 3.50 KN/m <sup>2</sup>
H1 = 2.750 m	γ <sub>s</sub> = 18.60 KN/m <sup>3</sup>
d2 = 0.550 m	γ <sub>s'</sub> = 9.80 KN/m <sup>3</sup>
dw2 = 2.200 m	γ <sub>w</sub> = 10.00 KN/m <sup>3</sup>
hw2 = 0.000 m	Ke = 0.452
	Ke' = 0.589
	α = 0 °
	δ <sub>e</sub> = 15 °

図 9.2.10 「地震時：浮力あり」の荷重図

設 計 計 算

(天端での土圧)

$$p1 = Ke \cdot qw = 0.452 \times 3.50 = 1.582 \text{ KN/m}^2$$

(水位上面での土圧)

$$p2 = p1 + Ke \cdot d2 \cdot \gamma_s = 1.582 + 0.452 \times 0.550 \times 18.60 = 6.206 \text{ KN/m}^2$$

(水位下面での土圧)

$$p2' = Ke' \cdot (qw + d2 \cdot \gamma_s) = 0.589 \times (3.50 + 0.550 \times 18.60) = 8.087 \text{ KN/m}^2$$

(底面での土圧)

$$p3 = p2' + Ke' \cdot dw2 \cdot \gamma_{s'} = 8.087 + 0.589 \times 2.200 \times 9.80 = 20.786 \text{ KN/m}^2$$

(水位以上の土圧力)

$$P1 = \frac{p1 + p2}{2} \times d2 = \frac{1.582 + 6.206}{2} \times 0.550 = 2.142 \text{ KN}$$

(水位以下の土圧力)

$$P2 = \frac{p2' + p3}{2} \times dw2 = \frac{8.087 + 20.786}{2} \times 2.200 = 31.760 \text{ KN}$$

(土圧合力)

$$P = P1 + P2 = 2.142 + 31.760 = 33.902 \text{ KN}$$

土圧合力の水平成分および鉛直成分は次により求める。

(土圧合力の水平成分)

$$ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 33.902 \times \cos(0 + 15) = 32.747 \text{ KN}$$

(土圧合力の鉛直成分)

$$pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 33.902 \times \sin(0 + 15) = 8.774 \text{ KN}$$

(土圧合力の作用位置)

x方向 : x = B = 2.400 m (仮想壁面とする)

y方向

水位以上の土圧のモーメント

$$My1 = P1 \cdot \left( \frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \times \frac{d2}{3} + dw2 \right) = 2.142 \times \left( \frac{2 \times 1.582 + 6.206}{1.582 + 6.206} \times \frac{0.550}{3} + 2.200 \right) = 5.185 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

水位以下の土圧のモーメント

$$My2 = P2 \cdot \left( \frac{2 \cdot p2' + p3}{p2' + p3} \times \frac{dw2}{3} \right) = 31.760 \times \left( \frac{2 \times 8.087 + 20.786}{8.087 + 20.786} \times \frac{2.200}{3} \right) = 29.814 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

土圧合力のy方向の作用位置

$$y = \frac{My1 + My2}{P1 + P2} = \frac{5.185 + 29.814}{2.142 + 31.760} = 1.032 \text{ m}$$

・ 水圧

(底面での背面水圧)

$$Pw1 = 1/2 \cdot dw^2 \cdot \gamma_w = 1/2 \times 2.200^2 \times 10.00 = 24.200 \text{ KN}$$

背面水圧の作用位置

$$y1 = dw/3 = 2.200 / 3 = 0.733 \text{ m}$$

(底面での前面水圧)

$$Pw2 = 1/2 \cdot hw^2 \cdot \gamma_w = 1/2 \times 0.000^2 \times 10.00 = 0.000 \text{ KN}$$

前面水圧の作用位置

$$y2 = hw/3 = 0.000 / 3 = 0.000 \text{ m}$$

・ 揚圧力

前面水位による揚圧力度  $u1 = hw \cdot \gamma_w = 0.000 \times 10.00 = 0.000 \text{ KN/m}^2$

背面水位による揚圧力度  $u2 = dw \cdot \gamma_w = 2.200 \times 10.00 = 22.000 \text{ KN/m}^2$

揚圧力  $U = - \left( \frac{u1 + u2}{2} \times B \right) = - \left( \frac{0.000 + 22.000}{2} \times 2.400 \right) = -26.400 \text{ KN}$

揚圧力の作用位置  $xu = \frac{B}{3} \times \frac{u1 + 2 \cdot u2}{u1 + u2} = \frac{2.400}{3} \times \frac{0.000 + 2 \times 22.000}{0.000 + 22.000} = 1.600 \text{ m}$

(3) 地震時の作用力の集計

地震時の作用力を集計し、計算原点におけるモーメントを計算する。

表 9.2.2 地震時の作用力とモーメント

状態	項目	鉛直力Vi (KN)	水平力Hi (KN)	アーム長(m)		モーメントMi (KN・m)	
				xi	yi	抵抗モーメントMr	回転モーメントMo
浮力なし	自重(躯体+土重)	135.150	27.030	1.161	1.326	156.909	35.842
	土圧	9.354	34.910	2.400	0.972	22.45	33.933
	水圧(背面)						
	水圧(前面)						
	揚圧力						
	合計	144.504	61.940			179.359	69.775
浮力あり	自重(躯体+土重)	139.230	27.846	1.168	1.327	162.621	36.952
	土圧	8.774	32.747	2.400	1.032	21.058	33.795
	水圧(背面)		24.200		0.733		17.739
	水圧(前面)		0.000		0.000		0.000
	揚圧力	-26.400		1.600		-42.24	
	合計	121.604	84.793			141.439	88.486

※ 1. 底版中心でのモーメントMcの計算

浮力なし :  $Mc = \sum vi \cdot B/2 - M = 144.504 \times 2.400 / 2 - 109.584 = 63.821 \text{ KN} \cdot \text{m}$

ここに、  $M = Mr - Mo = 179.359 - 69.775 = 109.584 \text{ KN} \cdot \text{m}$

浮力あり :  $Mc = \sum vi \cdot B/2 - M = 121.604 \times 2.400 / 2 - 52.953 = 92.972 \text{ KN} \cdot \text{m}$

ここに、  $M = Mr - Mo = 141.439 - 48.467 = 92.972 \text{ KN} \cdot \text{m}$

9-3. 安定計算  
9-3-1. 作用力のまとめ

表 9.3.1 作用力のまとめ

状態	項目	鉛直力Vi (KN)	水平力Hi (KN)	アーム長(m)		モーメントMi (KN・m)				
				xi	yi	抵抗モーメントMr	回転モーメントMo	計算原点M	底板中心Mc	
常時	浮力なし	自重(躯体+土重)	135.150		1.161		156.909			
		土圧	11.875	20.567	2.400	0.972	28.500	19.991		
		水圧(背面)								
		水圧(前面)								
		揚圧力								
	合計	147.025	20.567			185.409	19.991	165.418	11.012	
	浮力あり	自重(躯体+土重)	140.111		1.169		163.790			
		土圧	7.569	13.110	2.400	1.038	18.166	13.608		
		水圧(背面)		32.947		0.856		28.203		
		水圧(前面)		0.000		0.000		0.000		
揚圧力		-30.804		1.600		-49.286				
合計	116.876	46.057			132.670	41.811	90.859	49.392		
地震時	浮力なし	自重(躯体+土重)	135.150	27.030	1.161	1.326	156.909	35.842		
		土圧	9.354	34.910	2.400	0.972	22.450	33.933		
		水圧(背面)								
		水圧(前面)								
		揚圧力								
	合計	144.504	61.940			179.359	69.775	109.584	63.821	
	浮力あり	自重(躯体+土重)	139.230	27.846	1.168	1.327	162.621	36.952		
		土圧	8.774	32.747	2.400	1.032	21.058	33.795		
		水圧(背面)		24.200		0.733		17.739		
		水圧(前面)		0.000		0.000		0.000		
揚圧力		-26.400		1.600		-42.240				
合計	121.604	84.793			141.439	88.486	52.953	92.972		

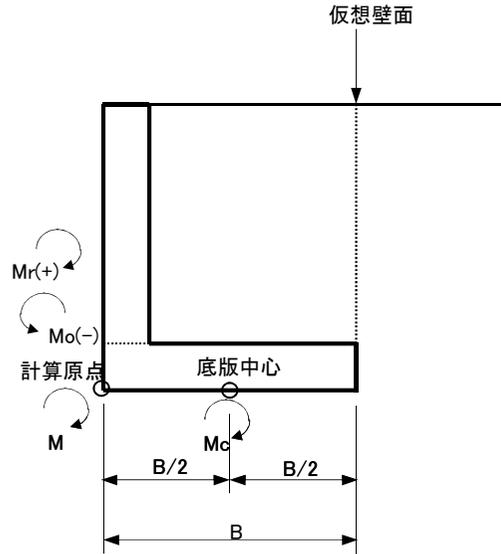


図 9.3.1 曲げモーメント図

第9章 川表翼壁L型擁壁の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・安定計算(常時)

1) 転倒に対する検討

転倒に対する検討は、合力の作用点が次に示す位置にあることを条件とする。

- ・常時→浮力なし : 底版中央の1/6以内に合力の作用点があること。
- ・常時→浮力あり : 底版中央の1/3以内に合力の作用点があること。

ここに、計算原点(底版底面の先端)から合力の作用点までの距離dは次により求める。

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

ここに、

$\sum Mr$  : 計算原点における抵抗モーメント(KN・m)

$\sum Mo$  : 計算原点における回転モーメント(KN・m)

$\sum V$  : 底版底面における鉛直荷重の合計(KN) (=  $\sum Ni$ )

また、合力の作用点の底版中央からの偏心距離eは次のようになる。

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

ここに、

B : 底版幅(m)                      B = 2.400 m

2) 滑動に対する検討

滑動に対する検討は、次の条件を満たすこととする。

- ・常時→浮力なし :  $F_s \geq F_{sa} = 1.5$
- ・常時→浮力あり :  $F_s \geq F_{sa} = 1.2$

ここに、

$F_s$  : 荷重および地盤定数より求めた安全率の計算値で次により求める。

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + B \cdot C_B}{\sum H}$$

ここに、

$\mu$  : 底版と基礎地盤の摩擦係数

$C_B$  : 底版と基礎地盤の粘着力(KN/m<sup>2</sup>)

$\sum H$  : 計算原点における水平力の合計(KN)

$F_{sa}$  : 必要安全率

9-3-2. 常時の安定計算

1) 転倒に対する検討

① 「常時→浮力なし」の検討

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{185.409 - 19.991}{147.025} = 1.125 \text{ m}$$

ここに、

$\sum Mr = 185.409 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\sum Mo = 19.991 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\sum V = 147.025 \text{ KN} (= \sum Vi)$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.400}{2} - 1.125 = 0.075 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{2.400}{6} = 0.400 \text{ m} \dots \text{OK}$$

ここに、

B = 2.400 m

② 「常時→浮力あり」の検討

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{132.67 - 41.811}{116.876} = 0.777 \text{ m}$$

ここに、

$\sum Mr = 132.670 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\sum Mo = 41.811 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\sum V = 116.876 \text{ KN} (= \sum Vi)$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.400}{2} - 0.777 = 0.423 \text{ m} < \frac{B}{3} = \frac{2.400}{3} = 0.800 \text{ m} \dots \text{OK}$$

2) 滑動に対する検討

① 「常時→浮力なし」の検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + B \cdot C_B}{\sum H} = \frac{147.025 \times 0.36 + 2.400 \times 0}{20.567} = 2.573 > F_{sa} = 1.5 \dots \text{OK}$$

ここに、

$\mu = 0.36$

$C_B = 0 \text{ KN/m}^2$

$\sum H = 20.567 \text{ KN} (= \sum Hi)$

② 「常時→浮力あり」の検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + B \cdot C_B}{\sum H} = \frac{116.876 \times 0.36 + 2.400 \times 0}{46.057} = 0.914 < F_{sa} = 1.2 \dots \text{NG}$$

ここに、

$\sum H = 46.057 \text{ KN} (= \sum Hi)$

この計算結果は「NG」となったので、翼壁水路を考慮した滑動の検討を行うこととする。

3) 地盤支持力の検討

基礎地盤の支持力(反力度)の検討は次のケースで検討する。

① 地盤反力が「台形分布」の場合(ケース①)

このケースは底版の反力度の作用位置dが底版幅Bの中央1/3以内にある場合で、底版の反力度は次により求める。

$$q1 = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right)$$

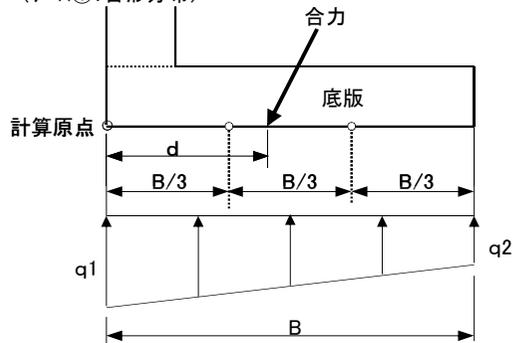
$$q2 = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right)$$

② 地盤反力が「三角形分布」の場合(ケース②)

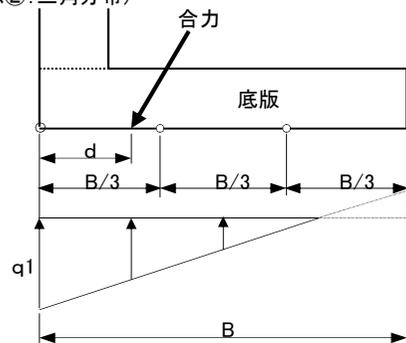
このケースは、底版反力度の作用位置dが「 $d=2/3B$ 」の中にある場合で、底版の反力度は次により求める。

$$q1 = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \cdot d}$$

(ケース①: 台形分布)



(ケース②: 三角形分布)



3) 地盤支持力の検討

① 「常時→浮力なし」の検討

・ 反力分布の判定

$$x = 3 \cdot d = 3 \times 1.125 = 3.375 > B = 2.400 \text{ m} \dots \text{「台形分布」}$$

ここに、

$$d = 1.125 \text{ m}$$

・ 底版の反力度

$$q1 = \frac{Vc}{B} + \frac{6 \cdot Mc}{B^2} = \frac{147.025}{2.400} + \frac{6 \times 11.012}{2.400^2} = 72.731 \text{ KN/m}^2$$

$$q2 = \frac{Vc}{B} - \frac{6 \cdot Mc}{B^2} = \frac{147.025}{2.400} - \frac{6 \times 11.012}{2.400^2} = 49.79 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

$$Vc : \text{底版中心での鉛直荷重の合計} \quad Vc = 147.025 \text{ KN} (= \sum Vi)$$

$$Mc : \text{底版中心でのモーメント} \quad Mc = 11.012 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

・ 地盤支持力の検討

$$q_{\max} = q1 = 72.731 \text{ KN/m}^2 < qa = 300 \text{ KN/m}^2 \dots \text{OK}$$

ここに、

$$qa : \text{基礎地盤の許容支持力度} \quad qa = 300 \text{ KN/m}^2$$

② 「常時→浮力あり」の検討

・ 反力分布の判定

$$x = 3 \cdot d = 3 \times 0.777 = 2.331 < B = 2.400 \text{ m} \dots \text{「三角形分布」}$$

ここに、

$$d = 0.777 \text{ m}$$

・ 底版の反力度

$$q1 = \frac{Vc}{B} + \frac{6 \cdot Mc}{B^2} = \frac{116.876}{2.400} + \frac{6 \times 49.392}{2.400^2} = 100.148 \text{ KN/m}^2$$

$$q2 = \frac{Vc}{B} - \frac{6 \cdot Mc}{B^2} = \frac{116.876}{2.400} - \frac{6 \times 49.392}{2.400^2} = -2.752 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

$$Vc : \text{底版中心での鉛直荷重の合計} \quad Vc = 116.876 \text{ KN} (= \sum Vi)$$

$$Mc : \text{底版中心でのモーメント} \quad Mc = 49.392 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

・ 地盤支持力の検討

$$q_{\max} = q1 = 100.148 \text{ KN/m}^2 < qa = 300 \text{ KN/m}^2 \dots \text{OK}$$

ここに、

$$qa : \text{基礎地盤の許容支持力度} \quad qa = 300 \text{ KN/m}^2$$

9-3-3. 地震時の安定計算

1) 転倒に対する検討

① 「地震時→浮力なし」の検討

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{179.359 - 69.775}{144.504} = 0.758 \text{ m}$$

ここに、

$$\sum Mr = 179.359 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\sum Mo = 69.775 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\sum V = 144.504 \text{ KN} (= \sum Vi)$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.400}{2} - 0.758 = 0.442 \text{ m} < \frac{B}{3} = \frac{2.400}{3} = 0.800 \text{ m} \dots \text{OK}$$

ここに、

$$B = 2.400 \text{ m}$$

② 「地震時→浮力あり」の検討

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{141.439 - 88.486}{121.604} = 0.435 \text{ m}$$

ここに、

$$\sum Mr = 141.439 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\sum Mo = 88.486 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\sum V = 121.604 \text{ KN} (= \sum Vi)$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.400}{2} - 0.435 = 0.765 \text{ m} < \frac{B}{3} = \frac{2.400}{3} = 0.800 \text{ m} \dots \text{OK}$$

2) 滑動に対する検討

① 「地震時→浮力なし」の検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + B \cdot C_B}{\sum H} = \frac{144.504 \times 0.36 + 2.400 \times 0}{61.940} = 0.840 < F_{sa} = 1.2 \dots \text{NG}$$

ここに、

$$\mu = 0.36$$

$$C_B = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\sum H = 61.940 \text{ KN} (= \sum Hi)$$

② 「地震時→浮力あり」の検討

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + B \cdot C_B}{\sum H} = \frac{121.604 \times 0.36 + 2.400 \times 0}{84.793} = 0.516 < F_{sa} = 1.2 \dots \text{NG}$$

ここに、

$$\sum H = 84.793 \text{ KN} (= \sum Hi)$$

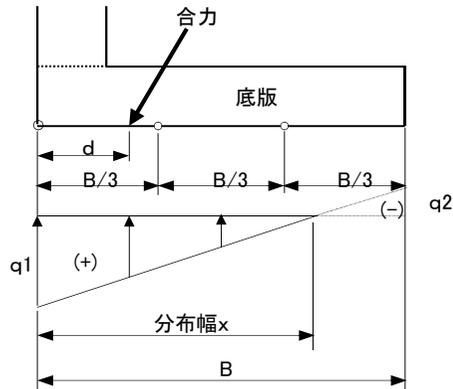


図 9.3.2 地盤反力の三角分布

3) 地盤支持力の検討

① 「地震時→浮力なし」の検討

・ 反力分布の判定  
 $x = 3 \cdot d = 3 \times 0.758 = 2.274 < B = 2.400 \text{ m} \dots$  「三角分布」

ここに、

$d = 0.758 \text{ m}$

・ 底版の反力度

$$q1 = \frac{Vc}{B} + \frac{6 \cdot Mc}{B^2} = \frac{144.504}{2.400} + \frac{6 \times 63.821}{2.400^2} = 126.69 \text{ KN/m}^2$$

$$q2 = \frac{Vc}{B} - \frac{6 \cdot Mc}{B^2} = \frac{144.504}{2.400} - \frac{6 \times 63.821}{2.400^2} = -6.27 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

$Vc$  : 底版中心での鉛直荷重の合計  $Vc = 144.504 \text{ KN} (= \sum Vi)$

$Mc$  : 底版中心でのモーメント  $Mc = 63.821 \text{ KN} \cdot \text{m}$

・ 地盤支持力の検討

$q_{max} = q1 = 126.690 \text{ KN/m}^2 < qa = 450 \text{ KN/m}^2 \dots$  OK

ここに、

$qa$  : 基礎地盤の許容支持力度  $qa = 450 \text{ KN/m}^2$

② 「地震時→浮力あり」の検討

・ 反力分布の判定

$x = 3 \cdot d = 3 \times 0.435 = 1.305 < B = 2.400 \text{ m} \dots$  「三角分布」

ここに、

$d = 0.435 \text{ m}$

・ 底版の反力度

$$q1 = \frac{2 \cdot Vc}{3 \cdot d} = \frac{2 \times 121.604}{3 \times 0.435} = 186.366 \text{ KN/m}^2$$

・ 地盤支持力の検討

$q_{max} = q1 = 186.366 \text{ KN/m}^2 < qa = 450 \text{ KN/m}^2 \dots$  OK

ここに、

$qa$  : 基礎地盤の許容支持力度  $qa = 450 \text{ KN/m}^2$

9-3-4. 安定計算のまとめ

1) 転倒に対する検討結果

表 9.3.2 転倒に対する検討結果

水位状態		計算原点での作用力				合力の作用点(m)			許容値		照査
		V(KN)	H(KN)	Mr(KN・m)	Mo(KN・m)	底版幅B(m)	d	偏心量e	範囲	許容値	
常時	浮力なし	147.025	20.567	185.409	19.991	2.400	1.125	0.075	B/6	0.400	OK
	浮力あり	116.876	46.057	132.67	41.811	2.400	0.777	0.423	B/3	0.800	OK
地震時	浮力なし	144.504	61.940	179.359	69.775	2.400	0.758	0.442	B/3	0.800	OK
	浮力あり	121.604	84.793	141.439	88.486	2.400	0.435	0.765	B/3	0.800	OK

- ※ 1. V : 鉛直荷重の合計  
 H : 水平荷重の合計  
 Mr : 抵抗モーメント  
 Mo : 回転モーメント  
 d : 計算原点(底版底面先端)から合力の作用点までの距離  
 e : 底版中央からの偏心量

2) 滑動に対する検討結果

表 9.3.3 転倒に対する検討結果

水位状態		計算原点での作用力		土質定数		安全率		照査
		V(KN)	H(KN)	摩擦係数μ	粘着力CB	計算値Fs	許容値Fsa	
常時	浮力なし	147.025	20.567	0.36	0	2.573	1.5	OK
	浮力あり	116.876	46.057	0.36	0	0.914	1.2	NG
地震時	浮力なし	144.504	61.940	0.36	0	0.840	1.2	NG
	浮力あり	121.604	84.793	0.36	0	0.516	1.2	NG

- ※ 1. V : 鉛直荷重の合計  
 H : 水平荷重の合計  
 μ : 底版と基礎地盤の摩擦係数(μ=2/3φ、φは内部摩擦角)  
 CB : 底版と基礎地盤の粘着力(KN/m<sup>2</sup>)

3) 地盤支持力の検討結果

表 9.3.4 地盤支持力に対する検討結果

水位状態		作用力V(KN)	合力の作用点(m)			地盤反力度q(KN/m <sup>2</sup> )			許容地盤支持力qa(KN/m <sup>2</sup> )	照査	
			底版幅B(m)	d	偏心量e	分布状態	q1	q2			qmax
常時	浮力なし	147.025	2.400	1.125	0.075	台形分布	72.731	49.790	72.731	300	OK
	浮力あり	116.876	2.400	0.777	0.423	三角分布	100.148	-2.752	100.148	300	OK
地震時	浮力なし	144.504	2.400	0.758	0.442	三角分布	126.690	-6.270	126.69	450	OK
	浮力あり	121.604	2.400	0.435	0.765	三角分布	186.366	-	186.366	450	OK

- ※ 1. q1 : 前側の底版反力度(KN/m<sup>2</sup>)  
 q2 : 後側の底版反力度(KN/m<sup>2</sup>) (三角分布の場合は「q2=0」)  
 qa : 地盤支持力の許容値(KN/m<sup>2</sup>)

【メモ】

- 翼壁の安定に考慮する底版の範囲の考え方 「樋門設計の手引き」  
 翼壁の端部(ウイング部分)の設計においては、原則として単位幅当たりで安定を確保する。ただし、翼壁のウイング部が水路部と一体とみなしうる場合は、翼壁全体に作用する外力に対し一体とみなせる底版の範囲を安定計算に考慮してもよい。  
 ウイング部と水路部が一体とみなせる場合とは、ウイングの長さが水路幅と同程度の場合である。

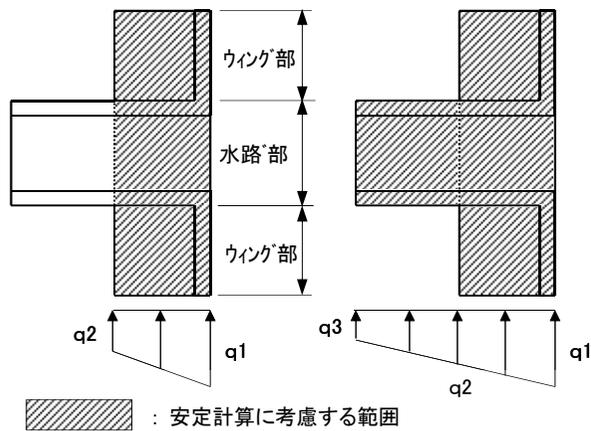
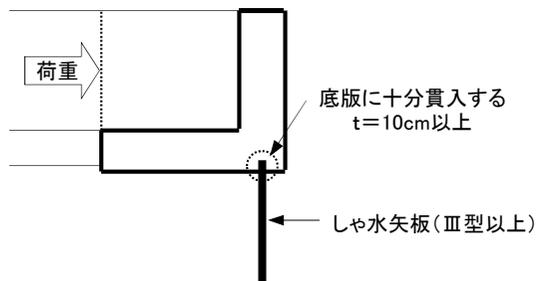


図 9.3.3 翼壁の安定に考慮する底版の範囲の考え方



※ 矢板頭部は応力の伝達に支障がないよう底版に十分貫入させ、鉄筋等を用いて結合する。

図 9.3.4 しゃ水矢板の抵抗を考慮して安定を図る考え方

9-3-5. 滑動の安全率の確保に関する検討

前述までの検討では、浮力ありの状態では常時、地震時とも許容値を満たすことができなかった。この対応として以下の検討をおこなうこととする。

- ① L型擁壁とU型水路を一体とみなして安定計算をおこなう。
- ② ①の方法でも安定性が確保できない場合は、滑動に対する抵抗としてしゃ水矢板(Ⅲ型以上)を考慮する。

1) 「常時→浮力あり」の検討  
 (U型水路自重の計算)・・・単位幅の自重

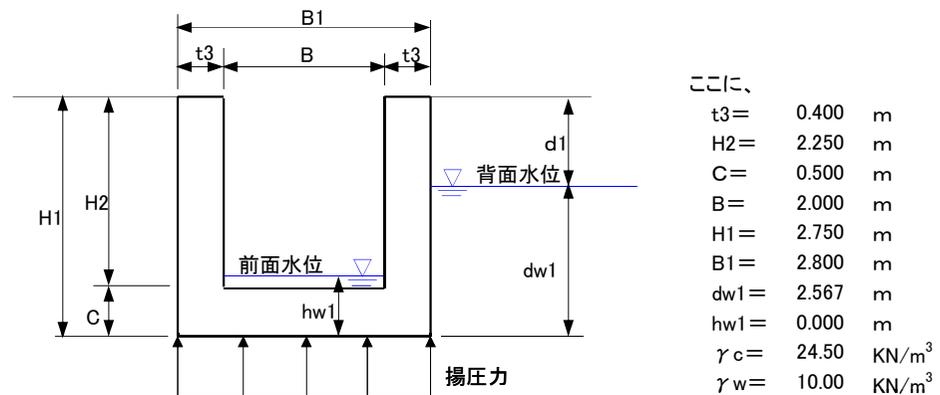


図 9.3.5 U型水路の断面図(常時)

ここに、  
 $t3 = 0.400$  m  
 $H2 = 2.250$  m  
 $C = 0.500$  m  
 $B = 2.000$  m  
 $H1 = 2.750$  m  
 $B1 = 2.800$  m  
 $dw1 = 2.567$  m  
 $hw1 = 0.000$  m  
 $\gamma_c = 24.50$  KN/m<sup>3</sup>  
 $\gamma_w = 10.00$  KN/m<sup>3</sup>

・ U型擁壁の自重(単位幅当たり)

$$Vu = (2 \cdot t3 \cdot H2 + C \cdot B1) \cdot \gamma_c = (2 \times 0.400 \times 2.250 + 0.500 \times 2.800) \times 24.50 = 78.400 \text{ KN/m}$$

・ 揚圧力(単位幅当たり)

$$U = dw1 \cdot B1 \cdot \gamma_w = 2.567 \times 2.800 \times 10.00 = 71.876 \text{ KN/m}$$

(滑動の安定計算)

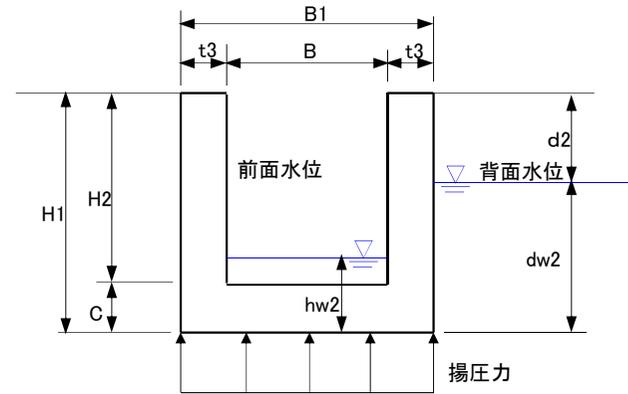
$$Fs = \frac{\{Vc \cdot L + (Vu - U) \cdot Lu\} \cdot \mu}{Hc \cdot L} = \frac{\{116.876 \times 8.800 + (78.400 - 71.876) \times 5.500\} \times 0.36}{46.057 \times 8.800}$$

$$= 0.945 < Fsa = 1.2 \quad \dots \quad \text{NG}$$

ここに、

- $Vc$  : L型擁壁に作用する鉛直荷重  $Vc = 116.876$  KN (常時→浮力あり)
- $L$  : L型擁壁の長さの合計  $L = 4.400 \times 2 = 8.800$  m
- $Lu$  : U型水路の長さ  $Lu = 5.500$  m
- $Hc$  : L型擁壁に作用する水平荷重  $Hc = 46.057$  KN (常時→浮力あり)
- $\mu$  : 底版と基礎地盤の摩擦係数 ( $\mu = 2/3 \phi$ 、 $\phi$ は内部摩擦角)  $\mu = 0.36$

2) 「地震時→浮力なし」の検討  
(U型水路自重の計算)・・・単位幅の自重



ここに、  
 t3= 0.400 m  
 H2= 2.250 m  
 C= 0.500 m  
 B= 2.000 m  
 B1= 2.800 m  
 dw2= 2.200 m  
 hw2= 0.000 m  
 $\gamma_c$  = 24.50 KN/m<sup>3</sup>  
 $\gamma_w$  = 10.00 KN/m<sup>3</sup>

図 9.3.6 U型水路の断面図(地震時)

・ U型擁壁の自重(単位幅当たり)

$$Vu = (2 \cdot t3 \cdot H2 + C \cdot B1) \cdot \gamma_c = (2 \times 0.400 \times 2.250 + 0.500 \times 2.800) \times 24.50 = 78.400 \text{ KN/m}$$

・ 揚圧力(単位長当たり)

$$U = dw2 \cdot B1 \cdot \gamma_w = 0 \times 2.800 \times 10.00 = 0.000 \text{ KN/m}$$

(滑動の安定計算)

$$F_s = \frac{\{V_c \cdot L + (V_u - U) \cdot L_u\} \cdot \mu}{H_c \cdot L_1 + H_u \cdot L_2} = \frac{\{144.504 \times 8.800 + (78.400 - 0.000) \times 5.500\} \times 0.36}{61.940 \times 8.800 + 15.680 \times 5.500}$$

$$= 0.971 < F_{sa} = 1.2 \quad \dots \quad \text{NG}$$

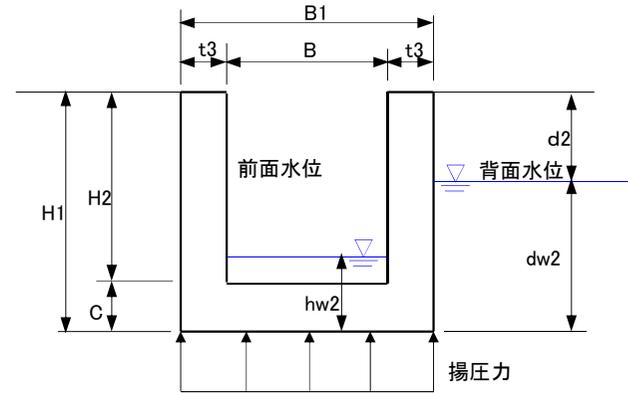
ここに、

$V_c$  : L型擁壁に作用する鉛直荷重  $V_c = 144.504 \text{ KN}$  (地震時→浮力なし)  
 $L$  : L型擁壁の長さの合計  $L_1 = 4.400 \times 2 = 8.800 \text{ m}$   
 $L_u$  : U型水路の長さ  $L_2 = 5.500 \text{ m}$   
 $H_c$  : L型擁壁に作用する水平荷重  $H_c = 61.940 \text{ KN}$  (地震時→浮力なし)  
 $\mu$  : 底版と基礎地盤の摩擦係数( $\mu = 2/3 \phi$ 、 $\phi$ は内部摩擦角)  $\mu = 0.36$   
 $H_u$  : 地震時のU型水路自重の水平力  $H_u = V_u \cdot kh = 78.400 \times 0.20 = 15.680 \text{ KN}$

ここに、

$kh$  : 設計震度  $kh = 0.20$

3) 「地震時→浮力あり」の検討  
(U型水路自重の計算)・・・単位幅の自重



ここに、  
 t3 = 0.400 m  
 H2 = 2.250 m  
 C = 0.500 m  
 B = 2.000 m  
 B1 = 2.800 m  
 dw2 = 2.200 m  
 hw2 = 0.000 m  
 $\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$   
 $\gamma_w = 10.00 \text{ KN/m}^3$

図 9.3.7 U型水路の断面図(地震時)

・ U型擁壁の自重(単位幅当たり)

$$Vu = (2 \cdot t3 \cdot H2 + C \cdot B1) \cdot \gamma_c = (2 \times 0.400 \times 2.250 + 0.500 \times 2.800) \times 24.50 = 78.400 \text{ KN/m}$$

・ 揚圧力(単位長当たり)

$$U = dw2 \cdot B1 \cdot \gamma_w = 2.200 \times 2.800 \times 10.00 = 61.600 \text{ KN/m}$$

(滑動の安定計算)

$$F_s = \frac{\{Vc \cdot L + (Vu - U) \cdot Lu\} \cdot \mu}{Hc \cdot L1 + Hu \cdot L2} = \frac{\{121.604 \times 8.800 + (78.400 - 61.600) \times 5.500\} \times 0.36}{84.793 \times 8.800 + 15.680 \times 5.500}$$

$$= \frac{418.505}{832.418} = 0.503 < F_{sa} = 1.2 \quad \dots \text{ NG}$$

ここに、

- Vc : L型擁壁に作用する鉛直荷重      Vc = 121.604 KN (地震時→浮力あり)
- L : L型擁壁の長さの合計            L1 = 4.400 × 2 = 8.800 m
- Lu : U型水路の長さ                    L2 = 5.500 m
- Hc : L型擁壁に作用する水平荷重      Hc = 84.793 KN (地震時→浮力あり)
- $\mu$  : 底版と基礎地盤の摩擦係数( $\mu = 2/3 \phi$ 、 $\phi$ は内部摩擦角)       $\mu = 0.36$
- Hu : 地震時のU型水路自重の水平力      Hu = Vu · kh = 78.400 × 0.20 = 15.680 KN

ここに、

- kh : 設計震度                              kh = 0.20

第9章 川表翼壁L型擁壁の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】 「樋門設計の手引き」

・ 滑動の抵抗としてしゃ水矢板の抵抗を考慮した検討  
翼壁には一般にしゃ水矢板が結合されているので、必要に応じて滑動に対する抵抗としてしゃ水矢板の影響を考慮することができる。この場合は、しゃ水矢板を基礎矢板としてⅢ型以上を用いて設計しなければならない。

矢板頭部は応力伝達に支障がないように底版に十分貫入させ鉄筋等を用いて結合しなければならない。

・ 水平方向地盤反力係数khの計算

矢板の設計等に用いる水平方向地盤反力係数khは次により求める。

$$kh = k_{ho} \cdot \left( \frac{Bh}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、

kh : 水平方向地盤反力係数(KN/m<sup>3</sup>)

kho : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(KN/m<sup>3</sup>)で、各種土質試験、調査により求めた変形係数から推定する場合は次式により求める。

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

Bh : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)で、一般に弾性体基礎の水平抵抗に関与する地盤としては「1/β」程度まで考えればよい。

$$Bh = \sqrt{D/\beta}$$

ここに、

D : 荷重作用方向に直行する基礎の載荷幅(m)

1/β : 水平方向に関与する地盤の深さ(m)で、矢板の長さ以下とする。

ここに、βは基礎地盤の特性値で次式により求める。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot D}{4E \cdot I}} \quad (m^{-1})$$

E, I : 鋼矢板の曲げ剛性(KN・m<sup>2</sup>)

$$E = 2.0 \times 10^8 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

4) しゃ水矢板の抵抗を考慮した「地震時→浮力あり」の検討

滑動の検討結果、U型水路の自重を考慮しても滑動の安全率を満たすことができなかった。したがって、滑動の抵抗力として「しゃ水矢板」を考慮した検討をおこなうこととする。

① 矢板の計算

・ 使用矢板

矢板形式 : 広幅鋼矢板Ⅲ型    w = 0.60 m (矢板1枚の幅)  
断面二次モーメント(壁幅1m当たり)    I = 32400 cm<sup>4</sup>/m = 0.000324 m<sup>4</sup>/m  
断面係数(壁幅1m当たり)    Z = 1800 cm<sup>3</sup>/m = 0.0018 m<sup>3</sup>/m

・ 変形係数Esの計算

$$E_s = \alpha \cdot E_o = 2 \times 36400 = 72800 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

E<sub>o</sub> : 標準貫入試験のN値より推定した基礎地盤の変形係数

$$E_o = 2800 \cdot N = 2800 \times 13 = 36,400 \text{ KN/m}^2$$

N : 基礎底面地盤の平均N値    N = 13 (標準貫入試験による)

α : 変形係数を推定する試験方法による割増係数    α = 2 (地震時)

・ 水平方向地盤反力係数の計算

水平方向地盤反力係数khは、khの仮定値を与え試行計算により求める。

表 9.3.5 水平方向地盤反力係数の計算(試行計算)

khの仮定値 (KN/m <sup>3</sup> )	矢板定数			特性値 β (m <sup>-1</sup> )	Bh(m)	Es = α · E <sub>o</sub>	k <sub>ho</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	kh(KN/m <sup>3</sup> )	結果
	D	E	I						
88983	1.00	2.0 × 10 <sup>8</sup>	0.000324	0.76545	1.143	72800	242666.7	88984.9	×
88984	1.00	2.0 × 10 <sup>8</sup>	0.000324	0.76545	1.143	72800	242666.7	88984.9	×
88985	1.00	2.0 × 10 <sup>8</sup>	0.000324	0.76546	1.143	72800	242666.7	88984.9	○

※ 1. 載荷幅Dは単位幅とし、D=1.0mとした。

以上の計算から、矢板の曲げ剛性の検討に用いる水平方向の地盤反力係数khは以下に決定する。

$$kh = 88985 \text{ KN/m}^3$$

・ 矢板長の計算

矢板頭部に水平力が作用することから「杭の計算」として矢板長を求める。杭の計算では「β ≥ 3」の条件を持つ杭は、半無限長の杭(長い杭)として設計することから、矢板長は「L = 3 · 1 / β」として計算する。

$$L = 3 \cdot 1 / \beta = 3 \times 1 / 0.76546 = 3.92 \text{ m}$$

また、矢板は底版に10cm貫入して結合するものとし、矢板長は次に決定する。

$$L = 3.92 + 0.10 = 4.02 \approx 4.10 \text{ m}$$

② 矢板の応力度の検討

応力度の検討は、安全率が最小の「地震時：浮力あり」の荷重を用いておこなうこととする。

- ・ 矢板に負担させる水平力H'の計算

$$V = \frac{V_r}{1.2} = \frac{418.505}{1.2} = 348.754 \text{ KN}$$

ここに、

$$V_r = \{V_c \cdot L + (V_u - U) \cdot Lu\} \cdot \mu$$

$$= \{121.604 \times 8.800 + (78.400 - 61.600) \times 5.500\} \times 0.36 = 418.505 \text{ KN}$$

したがって、矢板全幅に負担させる水平力H'は次のようになる。

$$H' = 832.418 - 348.754 = 483.664 \text{ KN}$$

(照査)

$$F_s = \frac{418.505}{832.418 - 483.664} = 1.200 > F_{sa} = 1.2 \dots \text{OK}$$

水平力H'を、翼壁全幅で除して1.0m当たりの矢板が負担する水平力を求める。

$$H_{1.0} = \frac{H'}{L} = \frac{483.664}{11.600} = 41.695 \text{ KN/m}$$

ここに、矢板1枚が負担する水平力は次のようになる。

$$H_{0.6} = H_{1.0} \cdot w = 41.695 \times 0.60 = 25.017 \text{ KN}$$

ここに、

L : ウィングを含む翼壁の延長  $L = L_1 + B_1 = 8.800 + 2.800 = 11.600 \text{ m}$

w : 矢板の幅  $w = 0.60 \text{ m}$

- ・ 矢板根入れ部の設計

矢板根入れ部の設計は「Changの式」を用いて計算する。

(最大曲げモーメントの計算)

$$M_{\max} = -\frac{\Delta H'}{\beta} e^{-\pi/4} \cdot \sin(\pi/4) = -0.3224 \cdot \frac{H_{1.0}}{\beta} = -0.3224 \times \frac{41.695}{0.76546} = 17.561 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

「道示・下部構造編」P393

(最大曲げモーメントの生じる深さ)

$$l_m = \frac{\pi}{4 \cdot \beta} = \frac{\pi}{4 \times 0.76546} = 1.026 \text{ m}$$

- ・ 応力度の検討

応力度の検討は、最大曲げモーメントMmaxを矢板の断面係数Zで除した曲げ応力度に対しておこなう。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{17.561}{0.0018} = 9756.1 \text{ KN/m}^2 = 9.76 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

ここに、

$\sigma_a$  : 鋼矢板(SD295)の許容曲げ応力度  $\sigma_{ca} = 180 \text{ N/mm}^2$  「道示・下部構造編」

第9章 川表翼壁L型擁壁の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・ 杭の変位と応力 「道示・下部構造編」  
 鋼矢板を杭と仮定し、この杭本体に生じる水平変位量 $y$ (m)、杭各部の曲げモーメント $M$ (KN・m)、杭各部のせん断力 $S$ (KN)は次の式で求める。

$$y = \frac{H}{2E \cdot I \cdot \beta^3} \cdot e^{-\beta \cdot x} \{ (1 + \beta \cdot h_0) \cdot \cos \beta \cdot x - \beta \cdot h_0 \cdot \sin \beta \cdot x \}$$

$$M = -\frac{H}{\beta} \cdot e^{-\beta \cdot x} \{ \beta \cdot h_0 \cdot \cos \beta \cdot x + (1 + \beta \cdot h_0) \cdot \sin \beta \cdot x \}$$

$$S = -H \cdot e^{-\beta \cdot x} \cdot \{ \cos \beta \cdot x - (1 + 2\beta \cdot h_0) \cdot \sin \beta \cdot x \}$$

ここに、

$y$  : 水平変位量(m)

$M$  : 杭各部の曲げモーメント(KN・m)

$S$  : 杭各部のせん断力(KN)

$E$  : 杭のヤング係数(KN/㎡)

$I$  : 杭の断面二次モーメント(m<sup>4</sup>)

$\beta$  : 杭の特性値(m<sup>-1</sup>)

$h_0$  : 「 $h_0$ (m) =  $M_t/H$ 」で符号は負(-)、ただし、杭頭ヒンジ結合の場合は「 $h_0=0$ m」となる。

ここに、

$M_t$  : 杭頭の外力としてのモーメント(KN・m)

$H$  : 杭軸直角方向力(KN)

$x$  : 設計地盤面(杭頭部)よりの深さ(m)

なお、計算は代入式を以下のように置いておこなう。

$$A = e^{-\beta \cdot x} \cdot \{ (1 + \beta \cdot h_0) \cos \beta \cdot x - \beta \cdot h_0 \cdot \sin \beta \cdot x \}$$

$$B = e^{-\beta \cdot x} \cdot \{ \beta \cdot h_0 \cdot \cos \beta \cdot x + (1 + \beta \cdot h_0) \sin \beta \cdot x \}$$

$$C = e^{-\beta \cdot x} \cdot \{ \cos \beta \cdot x - (1 + 2\beta \cdot h_0) \sin \beta \cdot x \}$$

【参考資料】

・ 鋼矢板に生じる変位と応力の検討(地震時:浮力あり)

杭の長さ  $L = 4.00$  m (杭頭の突出は考慮しない)

ヤング係数  $E = 2.0 \times 10^8$  KN/m<sup>2</sup>

換算断面二次モーメント  $I = 0.00032$  m<sup>4</sup>

杭頭モーメント  $M_t = 88.486$  KN・m

軸直角方向力  $H = H_{0.6} = 41.695$  KN (鋼矢板1枚の水平力)

杭の特性値  $\beta = 0.76546$  m<sup>-1</sup>

$h_0 = 0.000$  m (土中に埋め込まれた杭)

・ 変位と応力の計算(杭頭ヒンジ)

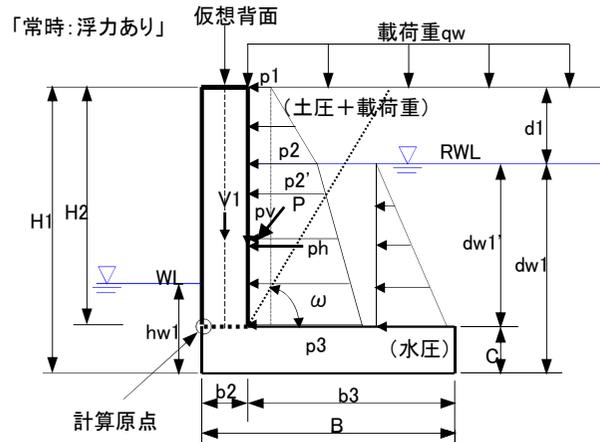
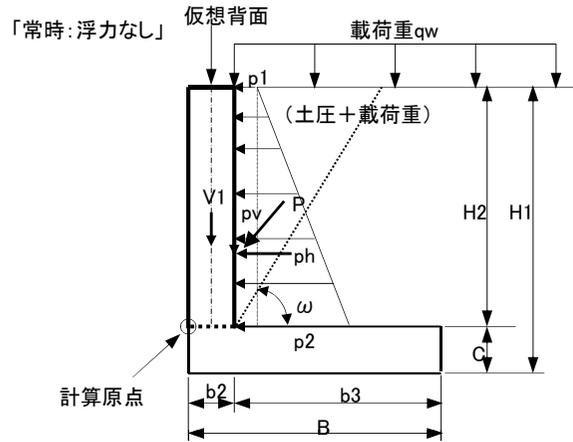
深さ $x$ (m)	代入式			水平変位 $y$ (m)	曲げモーメント $M$ (KN・m)	せん断力 $S$ (KN)	備考
	A	B	C				
0.00	1.00000	0.00000	1.00000	0.00072	0.000	-41.695	
0.200	0.84802	0.13085	0.71717	0.00061	-7.127	-29.902	
0.400	0.70201	0.22192	0.48009	0.00050	-12.088	-20.017	
0.600	0.56628	0.28005	0.28623	0.00041	-15.254	-11.934	
0.800	0.44357	0.31158	0.13198	0.00032	-16.972	-5.503	
1.000	0.33538	0.32227	0.01311	0.00024	-17.554	-0.547	
1.026	0.32242	0.32240	0.00002	0.00023	-17.561	-0.001	Mmax
1.200	0.24224	0.31717	-0.07493	0.00017	-17.276	3.124	
1.400	0.16392	0.30066	-0.13674	0.00012	-16.377	5.701	
1.600	0.09967	0.27642	-0.17675	0.00007	-15.057	7.370	
1.800	0.04835	0.24745	-0.19910	0.00003	-13.479	8.301	
2.000	0.00862	0.21616	-0.20754	0.00001	-11.774	8.653	
2.200	-0.02097	0.18444	-0.20541	-0.00002	-10.047	8.565	
2.400	-0.04192	0.15366	-0.19558	-0.00003	-8.370	8.155	
2.600	-0.05565	0.12482	-0.18048	-0.00004	-6.799	7.525	
2.800	-0.06353	0.09857	-0.16210	-0.00005	-5.369	6.759	
3.000	-0.06677	0.07528	-0.14205	-0.00005	-4.101	5.923	
3.200	-0.06647	0.05510	-0.12157	-0.00005	-3.001	5.069	
3.400	-0.06358	0.03803	-0.10161	-0.00005	-2.072	4.237	
3.600	-0.05889	0.02393	-0.08282	-0.00004	-1.303	3.453	
3.800	-0.05307	0.01259	-0.06566	-0.00004	-0.686	2.738	
4.000	-0.04665	0.00373	-0.05038	-0.00003	-0.203	2.101	



9-4. 部材の設計

9-4-1. たて壁の設計

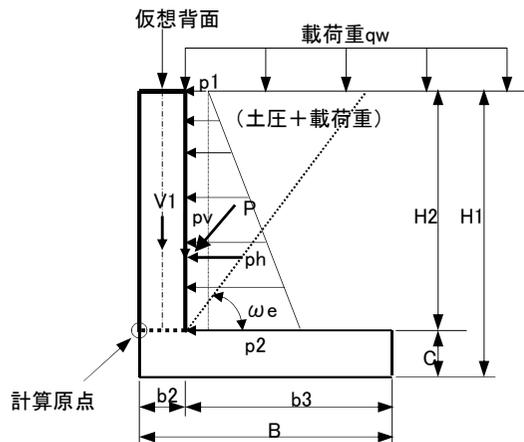
たて壁の計算は常時、地震時でおこない、計算は奥行き1.0m当たりでおこなう。



- ここに、
- B= 2.400 m
  - H1= 2.750 m
  - b2= 0.400 m
  - b3= 2.000 m
  - H2= 2.250 m
  - C= 0.500 m
  - d1= 0.183 m
  - dw1= 2.567 m
  - dw1'= 2.067 m
  - hw1= 0.000 m
  - qw= 3.50 KN/m<sup>2</sup>
  - $\gamma_c$ = 24.50 KN/m<sup>3</sup>
  - $\gamma_s$ = 18.60 KN/m<sup>3</sup>
  - $\gamma_t$ = 19.80 KN/m<sup>3</sup>
  - $\gamma_s'$ = 9.80 KN/m<sup>3</sup>
  - $\gamma_w$ = 10.00 KN/m<sup>3</sup>

- d2= 0.550 m
- dw2= 2.200 m
- dw2'= 1.700 m
- hw2= 0.000 m

「地震時：浮力なし」



「地震時：浮力あり」

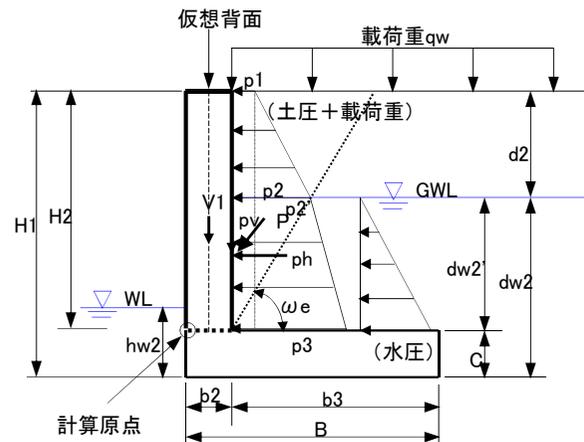


図 9.4.1 たて壁の計算図

第9章 川表翼壁L型擁壁の設計

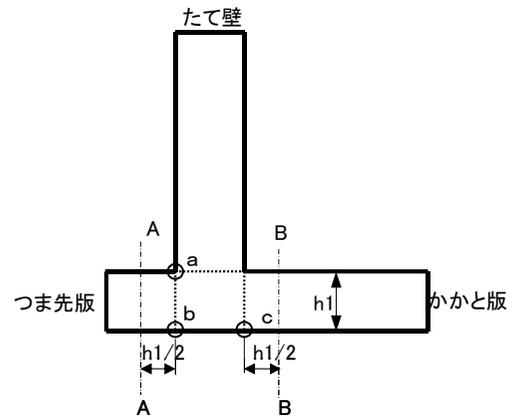
設計基準・使用文献および資料・略図

設計計算

【メモ】

・ 片持ち梁式擁壁の部材設計の照査位置 「擁壁工指針」

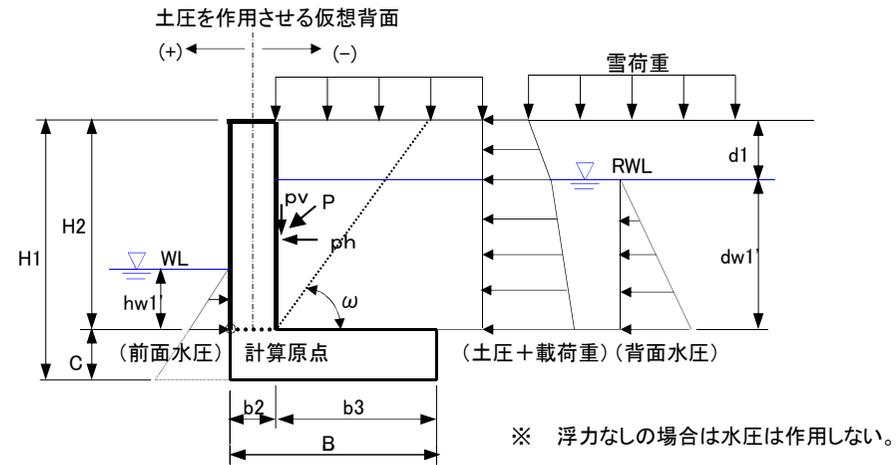
片持ち梁式擁壁の部材設計の照査位置は、たて壁は結合部(底版上面)を固定端とする片持ち梁として設計する。また、つま先版およびかかと版の部材設計の照査位置は、曲げモーメントに対してはたて壁の基部、せん断力に対してはたて壁の前面(背面)から底版厚さの1/2離れた位置とする。



- ここに、
- a点 : たて壁の計算原点
  - b点 : つま先版の計算原点
  - c点 : かかと版の計算原点
  - A-A : つま先版のせん断力照査位置
  - B-B : かかと版のせん断力照査位置

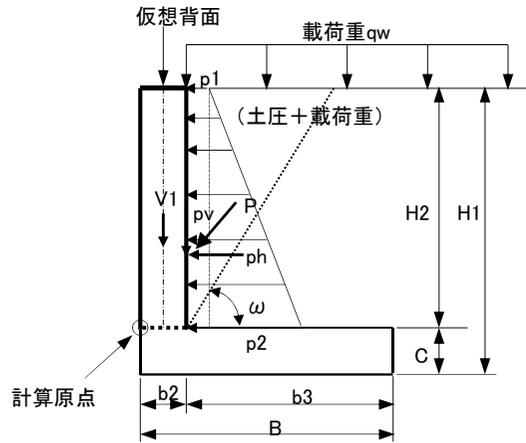
図 9.4.2 片持ち梁式擁壁の部材設計の照査位置

9-4-2. 常時の計算  
(1) たて壁の設計モデル



※ 浮力なしの場合は水圧は作用しない。

図 9.4.3 たて壁の設計モデル図(常時)



ここに、

- B = 2.400 m
- H1 = 2.750 m
- b2 = 0.400 m
- b3 = 2.000 m
- H2 = 2.250 m
- C = 0.500 m
- $\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$  (鉄筋コンクリートの単位体積重量)
- $\gamma_s = 18.60 \text{ KN/m}^3$  (土の空中の単位体積重量)
- $\gamma_t = 19.80 \text{ KN/m}^3$  (土の飽和状態の単位体積重量)

図 9.4.4 たて壁の荷重図(常時:浮力なし)

(2) 断面力の計算

1) 浮力なし

① たて壁自重の計算

・ たて壁自重の計算

$$V1 = b2 \cdot H2 \cdot \gamma_c = 0.400 \times 2.250 \times 24.50 = 22.050 \text{ KN}$$

・ アーム長の計算

(x方向:原点位置)

$$x1 = 0.000 \text{ m}$$

(y方向)

$$y1 = 1/2 \cdot H2 = 1/2 \times 2.250 = 1.125 \text{ m}$$

・ 重心位置の計算

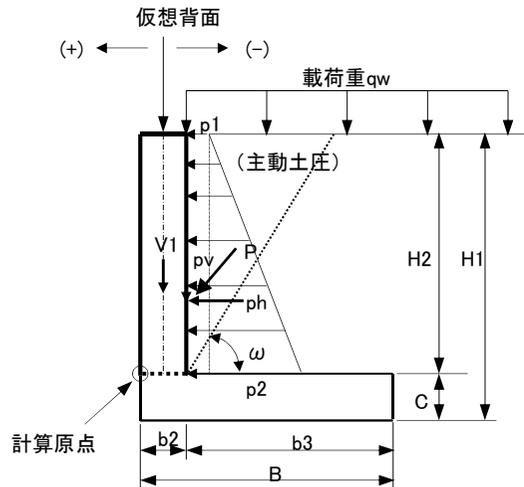
(モーメントの計算)

要素		重量Vi(KN)	アーム長(m)		モーメントMi(KN・m)	
符号	名称		xi	yi	Vi・xi	Vi・yi
①	たて壁	22.050	0.000	1.125	0.000	24.806
合計		22.050			0.000	24.806

計算原点での自重の重心位置

$$x_G = \sum (Vi \cdot xi) / \sum Vi = 0.000 / 22.050 = 0.000 \text{ m}$$

$$y_G = \sum (Vi \cdot yi) / \sum Vi = 24.806 / 22.050 = 1.125 \text{ m}$$



ここに、

- b2 = 0.400 m
- H2 = 2.250 m
- qw = 3.50 KN/m<sup>2</sup>
- γs = 18.60 KN/m<sup>3</sup>

図 9.4.5 「常時：浮力なし」の土圧

② 土圧の計算

・ 主動土圧係数の計算(土とコンクリート)

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{0.750}{1.000 \times 0.985 \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{0.643 \times 0.500}{0.985 \times 1.000}} \right]^2} = 0.308$$

ここに、

- Ka : 常時の主動土圧係数(土とコンクリート)
- φ : 背面土の内部摩擦角 φ = 30 °
- α : 壁裏面が鉛直面となす角 α = 0 °
- β : 壁背面の盛土のり面と水平面のなす角 β = 0 °
- δ : 壁面摩擦角(土とコンクリート) δ = φ/3 = 10 °

(天端での土圧)

$$p1 = K_a \cdot q_w = 0.308 \times 3.50 = 1.078 \text{ KN/m}^2$$

(底面での土圧)

$$p2 = p1 + K_a \cdot H2 \cdot \gamma_s = 1.078 + 0.308 \times 2.250 \times 18.60 = 13.968 \text{ KN/m}^2$$

(土圧合力)

$$P = \frac{p1 + p2}{2} \times H2 = \frac{1.078 + 13.968}{2} \times 2.250 = 16.927 \text{ KN}$$

土圧合力の水平成分および鉛直成分は次により求める。

(土圧合力の水平成分)

$$p_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 16.927 \times \cos(0 + 10) = 16.670 \text{ KN}$$

(土圧合力の鉛直成分)

$$p_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 16.927 \times \sin(0 + 10) = 2.939 \text{ KN}$$

(土圧合力の作用位置)

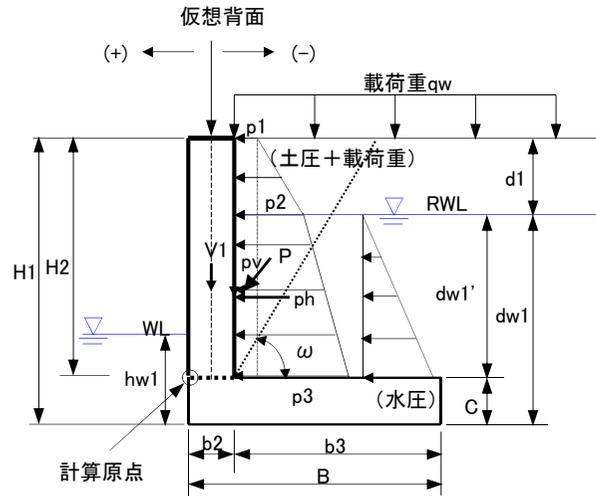
$$x \text{ 方向} : x = y \cdot \tan \alpha - x_p = 0.804 \times \tan(0) - 0.200 = -0.200 \text{ m}$$

ここに、

$$x_p : \text{仮想背面の位置(断面中心からの距離)} \quad x_p = b2/2 = 0.400 / 2 = 0.200 \text{ m}$$

y方向

$$y = \frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \times \frac{H2}{3} = \frac{2 \times 1.078 + 13.968}{1.078 + 13.968} \times \frac{2.250}{3} = 0.804 \text{ m}$$



ここに、

$$\begin{aligned}
 d1 &= 0.183 \text{ m} \\
 dw1' &= 2.067 \text{ m} \\
 hw1' &= hw1 - C = 0.000 - 0.500 = 0 \text{ m} \\
 b2 &= 0.400 \text{ m} \\
 H2 &= 2.250 \text{ m} \\
 qw &= 3.50 \text{ KN/m}^2 \\
 \gamma_s &= 18.60 \text{ KN/m}^3 \\
 \gamma_s' &= 9.80 \text{ KN/m}^3 \\
 \gamma_w &= 10.00 \text{ KN/m}^3 \\
 Ka &= 0.308 \\
 \alpha &= 0^\circ \\
 \delta &= 10^\circ
 \end{aligned}$$

図 9.4.6 「常時:浮力あり」の荷重図

2) 浮力あり

① たて壁自重の計算

たて壁自重	$V1 = 22.050 \text{ KN}$ (「浮力なし」より)
アーム長	$x1 = 0.000 \text{ m}$ (「浮力なし」より)
	$y1 = 1.125 \text{ m}$ (「浮力なし」より)
重心位置	$x$ 方向の重心位置 $X_G = 0.000 \text{ m}$ (「浮力なし」より)
	$y$ 方向の重心位置 $Y_G = 1.125 \text{ m}$ (「浮力なし」より)

② 土圧

(天端での土圧)

$$p1 = Ka \cdot qw = 0.308 \times 3.50 = 1.078 \text{ KN/m}^2$$

(水位線での土圧)

$$p2 = p1 + Ka \cdot d1 \cdot \gamma_s = 1.078 + 0.308 \times 0.183 \times 18.60 = 2.126 \text{ KN/m}^2$$

(底面での土圧)

$$p3 = p2 + Ka \cdot dw1' \cdot \gamma_s' = 2.126 + 0.308 \times 2.067 \times 9.80 = 8.365 \text{ KN/m}^2$$

(水位以上の土圧力)

$$P1 = \frac{p1 + p2}{2} \times d1 = \frac{1.078 + 2.126}{2} \times 0.183 = 0.293 \text{ KN}$$

(水位以下の土圧力)

$$P2 = \frac{p2 + p3}{2} \times dw1' = \frac{2.126 + 8.365}{2} \times 2.067 = 10.842 \text{ KN}$$

(土圧合力)

$$P = P1 + P2 = 0.293 + 10.842 = 11.135 \text{ KN}$$

土圧合力の水平成分および鉛直成分は次により求める。

(土圧合力の水平成分)

$$ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 11.135 \times \cos(0 + 10) = 10.966 \text{ KN}$$

(土圧合力の鉛直成分)

$$pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 11.135 \times \sin(0 + 10) = 1.934 \text{ KN}$$

(土圧合力の作用位置)

$$x \text{方向} : x = -0.200 \text{ m} \text{ (常時より: 仮想背面とする)}$$

$y$ 方向

水位以上の土圧のモーメント

$$\begin{aligned}
 My1 &= P1 \cdot \left( \frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \times \frac{d1}{3} + dw1' \right) \\
 &= 0.293 \times \left( \frac{2 \times 1.078 + 2.126}{1.078 + 2.126} \times \frac{0.183}{3} + 2.067 \right) = 0.630 \text{ KN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

水位以下の土圧のモーメント

$$My2 = P2 \cdot \left( \frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \times \frac{dw1'}{3} \right) = 10.842 \times \left( \frac{2 \times 2.126 + 8.365}{2.126 + 8.365} \times \frac{2.067}{3} \right) = 8.984 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

土圧合力の $y$ 方向の作用位置

$$y = \frac{My1 + My2}{P1 + P2} = \frac{0.630 + 8.984}{0.293 + 10.842} = 0.863 \text{ m}$$

③ 水圧

(背面側の水圧)

$$Pw1 = 1/2 \cdot dw1^2 \cdot \gamma_w = 1/2 \times 2.067^2 \times 10.00 = 21.362 \text{ KN}$$

背面水圧の作用位置

$$y1 = dw1/3 = 2.067 / 3 = 0.689 \text{ m}$$

(前面側の水圧)

$$Pw2 = 1/2 \cdot hw1^2 \cdot \gamma_w = 1/2 \times 0.000^2 \times 10.00 = 0.000 \text{ KN}$$

前面水圧の作用位置

$$y2 = hw1/3 = 0.000 / 3 = 0.000 \text{ m}$$

(3) 常時の作用力の集計

常時の作用力を集計し、計算原点におけるモーメントを計算する。

表 9.4.1 常時の作用力とモーメント(原点での計算)

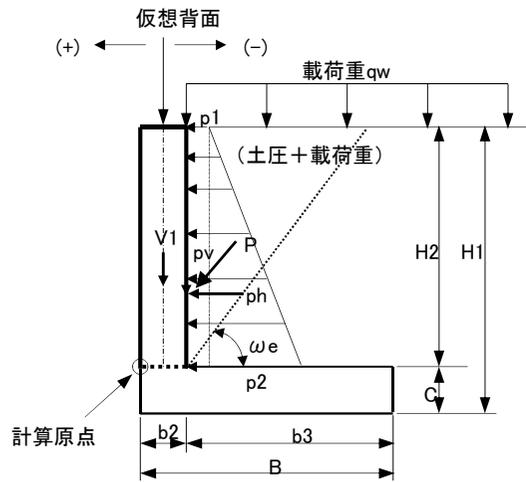
状態	項目	鉛直力Vi (KN)	水平力Hi (KN)	アーム長(m)		モーメントMi(KN・m)	
				xi	yi	抵抗モーメントMr	回転モーメントMo
浮力なし	自重(躯体)	22.050		0.000		0.000	
	土圧	2.939	16.670	-0.200	0.804	-0.588	13.403
	合計	24.989	16.670			-0.588	13.403
浮力あり	自重(躯体)	22.050		0.000		0.000	
	土圧	1.934	10.966	-0.200	0.863	-0.387	9.464
	水圧(背面)		21.362		0.689		14.718
	水圧(前面)		0.000		0.000		0.000
	合計	23.984	32.328			-0.387	24.182

(4) 設計断面力

たて壁の応力度の検討に用いる設計断面力は次のようになる。

表 9.4.2 常時におけるたて壁の設計断面力

状態	設計断面力		備考
	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	
浮力なし	13.403	16.670	M=∑ Mo, S=∑ Hi
浮力あり	24.182	32.328	M=∑ Mo, S=∑ Hi



ここに、

- b2 = 0.400 m
- H2 = 2.250 m
- kh = 0.20
- qw = 3.50 KN/m<sup>2</sup>
- γs = 18.60 KN/m<sup>3</sup>

図 9.4.7 「地震時：浮力なし」の荷重図

9-4-3.. 地震時の計算

(1) 断面力の計算

1) 浮力なし

① たて壁自重の計算

(鉛直方向)

$$V1 = 22.050 \text{ KN (「常時：浮力なし」より)}$$

(水平方向)

$$H1 = V1 \cdot kh = 22.050 \times 0.20 = 4.410 \text{ KN}$$

(アーム長)

$$x \text{ 方向} : x1 = 0.000 \text{ m (「常時：浮力なし」より)}$$

$$y \text{ 方向} : y1 = 1.125 \text{ m (「常時：浮力なし」より)}$$

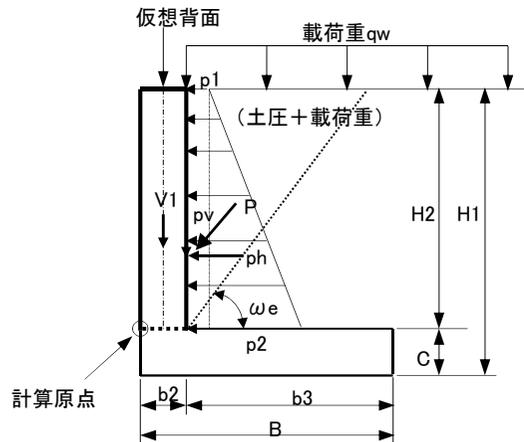


図 9.4.8 「地震時:浮力なし」の土圧

② 土圧

(主動土圧係数の計算:土とコンクリート)

$$k_e = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta_e + \alpha + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_e) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta_e + \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{0.897}{0.981 \times 1.000 \times 0.981 \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{0.500 \times 0.320}{0.981 \times 1.000}} \right]^2} = 0.473$$

ここに、

$K_e$  : 地震時(空中)の主動土圧係数(土とコンクリート)

$\phi$  : 背面土の内部摩擦角  $\phi = 30^\circ$

$\alpha$  : 壁裏面が鉛直面となす角  $\alpha = 0^\circ$

$\beta$  : 壁背面の盛土のり面と水平面のなす角  $\beta = 0^\circ$

$\theta$  : 地震合成角  $\theta = \tan^{-1}(kh) = 11.310^\circ$

ここに、

$kh = 0.20$  (空中)

$\delta_e$  : 地震時の壁面摩擦角  $\delta_e = 0.000^\circ$  (土とコンクリート)

※ ただし、「 $(\phi - \beta - \theta) < 0$ 」の場合は「 $\sin(\phi - \beta - \theta) = 0$ 」とする。

(天端での土圧)

$$p_1 = K_e \cdot q_w = 0.473 \times 3.50 = 1.656 \text{ KN/m}^2$$

(たて壁基部での土圧)

$$p_2 = p_1 + K_e \cdot H_2 \cdot \gamma_s = 1.656 + 0.473 \times 2.250 \times 18.60 = 21.451 \text{ KN/m}^2$$

(土圧合力)

$$P = \frac{p_1 + p_2}{2} \times H_2 = \frac{1.656 + 21.451}{2} \times 2.250 = 25.995 \text{ KN}$$

土圧合力の水平成分および鉛直成分は次により求める。

(土圧合力の水平成分)

$$p_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta_e) = 25.995 \times \cos(0 + 0) = 25.995 \text{ KN}$$

(土圧合力の鉛直成分)

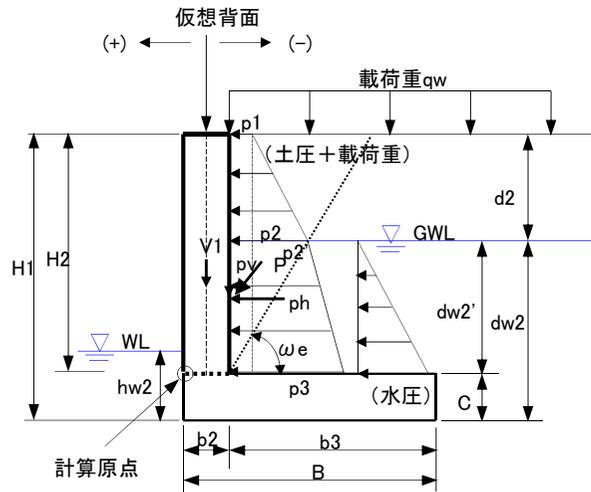
$$p_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta_e) = 25.995 \times \sin(0 + 0) = 0.000 \text{ KN}$$

(土圧合力の作用位置)

x方向 :  $x = -0.200 \text{ m}$  (常時より: 仮想背面とする)

y方向

$$y = \frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \times \frac{H_2}{3} = \frac{2 \times 1.656 + 21.451}{1.656 + 21.451} \times \frac{2.250}{3} = 0.804 \text{ m}$$



ここに、

- b2 = 0.400 m
- H2 = 2.250 m
- d2 = 0.550 m
- dw2' = 1.700 m
- hw2' = hw2 - C = 0.000 - 0.500 = 0 m
- qw = 3.50 KN/m<sup>2</sup>
- γs = 18.60 KN/m<sup>3</sup>
- γs' = 9.80 KN/m<sup>3</sup>
- γw = 10.00 KN/m<sup>3</sup>
- Ke = 0.473
- Ke' = 0.592
- α = 0 °
- δe = 0 °

図 9.4.9 「地震時：浮力あり」の荷重図

2) 浮力あり

① たて壁自重の計算

(鉛直方向)

V1 = 22.050 KN (「地震時：浮力なし」より)

(水平方向)

H1 = 4.410 KN (「地震時：浮力なし」より)

(アーム長)

x方向 : x1 = 0.000 m (「地震時：浮力なし」より)

y方向 : y1 = 1.125 m (「地震時：浮力なし」より)

② 土圧

(水位以上の主動土圧係数の計算)

Ke = 0.473

(水位以下の主動土圧係数の計算)

$$ke' = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta e + \alpha + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta e) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta e + \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{0.955}{0.952 \times 1.000 \times 0.952 \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{0.500 \times 0.212}{0.952 \times 1.000}} \right]^2} = 0.592$$

ここに、

ke' : 地震時(水中)の主動土圧係数(土とコンクリート)

φ : 背面土の内部摩擦角 φ = 30 °

α : 壁裏面が鉛直面となす角 α = 0 °

β : 壁背面の盛土のり面と水平面のなす角 β = 0 °

δe : 地震時の壁面摩擦角 δe = 0.00 ° (土とコンクリート)

θ : 地震合成角 θ = tan<sup>-1</sup>(kh') = 17.745 °

ここに、

kh' : 水中での見かけ震度 kh' = 0.32

※ ただし、「(φ - β - θ) < 0」の場合は「sin(φ - β - θ) = 0」とする。

第9章 川表翼壁L型擁壁の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

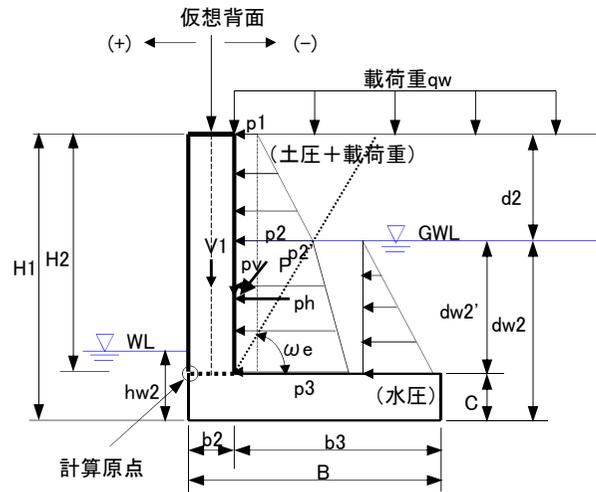


図 9.4.10 「地震時:浮力あり」の土圧

設 計 計 算

(天端での土圧)

$$p1 = Ke \cdot qw = 0.473 \times 3.50 = 1.656 \text{ KN/m}^2$$

(水位上面での土圧)

$$p2 = p1 + Ke \cdot d2 \cdot \gamma_s = 1.656 + 0.473 \times 0.550 \times 18.60 = 6.495 \text{ KN/m}^2$$

(水位下面での土圧)

$$p2' = Ke' \cdot (qw + d2 \cdot \gamma_s) = 0.592 \times (3.50 + 0.550 \times 18.60) = 8.128 \text{ KN/m}^2$$

(底面での土圧)

$$p3 = p2' + Ke' \cdot dw2' \cdot \gamma_s' = 8.128 + 0.592 \times 1.700 \times 9.80 = 17.991 \text{ KN/m}^2$$

(水位以上の土圧力)

$$P1 = \frac{p1 + p2}{2} \times d2 = \frac{1.656 + 6.495}{2} \times 0.550 = 2.242 \text{ KN}$$

(水位以下の土圧力)

$$P2 = \frac{p2' + p3}{2} \times dw2' = \frac{8.128 + 17.991}{2} \times 1.700 = 22.201 \text{ KN}$$

(土圧合力)

$$P = P1 + P2 = 2.242 + 22.201 = 24.443 \text{ KN}$$

土圧合力の水平成分および鉛直成分は次により求める。

(土圧合力の水平成分)

$$ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta e) = 24.443 \times \cos(0 + 0) = 24.443 \text{ KN}$$

(土圧合力の鉛直成分)

$$pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta e) = 24.443 \times \sin(0 + 0) = 0.000 \text{ KN}$$

(土圧合力の作用位置)

$$x \text{方向} : x = -0.200 \text{ m (常時より:仮想背面とする)}$$

y方向

水位以上の土圧のモーメント

$$My1 = P1 \cdot \left( \frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \times \frac{d2}{3} + dw2' \right) = 2.242 \times \left( \frac{2 \times 1.656 + 6.495}{1.656 + 6.495} \times \frac{0.550}{3} + 1.700 \right) = 4.306 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

水位以下の土圧のモーメント

$$My2 = P2 \cdot \left( \frac{2 \cdot p2' + p3}{p2' + p3} \times \frac{dw2'}{3} \right) = 22.201 \times \left( \frac{2 \times 8.128 + 17.991}{8.128 + 17.991} \times \frac{1.700}{3} \right) = 16.496 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

土圧合力のy方向の作用位置

$$y = \frac{My1 + My2}{P1 + P2} = \frac{4.306 + 16.496}{2.242 + 22.201} = 0.851 \text{ m}$$

・ 水圧

(たて壁基部での背面水圧)

$$Pw1 = 1/2 \cdot dw^2 \cdot \gamma_w = 1/2 \times 1.700^2 \times 10.00 = 14.450 \text{ KN}$$

背面水圧の作用位置

$$y1 = dw^2/3 = 1.700 / 3 = 0.567 \text{ m}$$

(たて壁基部での前面水圧)

$$Pw2 = 1/2 \cdot hw^2 \cdot \gamma_w = 1/2 \times 0.000^2 \times 10.00 = 0.000 \text{ KN}$$

前面水圧の作用位置

$$y2 = hw^2/3 = 0.000 / 3 = 0.000 \text{ m}$$

3) 地震時の作用力の集計

地震時の作用力を集計し、計算原点におけるモーメントを計算する。

表 9.4.3 地震時の作用力とモーメント

状態	項目	鉛直力Vi (KN)	水平力Hi (KN)	アーム長(m)		モーメントMi(KN・m)	
				xi	yi	抵抗モーメントMr	回転モーメントMo
浮力なし	自重(たて壁)	22.050	4.410	0.000	1.125	0.000	4.961
	土圧	0.000	25.995	-0.200	0.804	0.000	20.900
	合計	22.050	30.405			0.000	25.861
浮力あり	自重(たて壁)	22.050	4.410	0.000	1.125	0.000	4.961
	土圧	0.000	24.443	-0.200	0.851	0.000	20.801
	水圧(背面)		14.450		0.567		8.193
	水圧(前面)		0.000		0.000		0.000
	合計	22.050	43.303			0.000	33.955

(2) 設計断面力

たて壁の応力度の検討に用いる設計断面力は次のようになる。

表 9.4.4 地震時におけるたて壁の設計断面力

状態	設計断面力		備考
	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	
浮力なし	25.861	30.405	M=∑ Mo、S=∑ Hi
浮力あり	33.955	43.303	M=∑ Mo、S=∑ Hi

【メモ】

・ 鉄筋の定着長 「道示・下部構造編」

定着長は、許容引張応力度  $\sigma_{sa}=200\text{N/mm}^2$  に達しても抜け出さない長さを確保するものとし、次式で求めた値以上、かつ、鉄筋の直径の20倍以上重ね合わせる(SD345の場合)。

$$\text{定着長} la = \frac{\sigma_{sa} \cdot \phi}{4 \tau_{oa}} = \frac{200 \times \phi}{4 \times 1.6} = 31.25 \cdot \phi$$

ここに、

$\tau_{oa}$  : コンクリートと異形棒鋼の許容付着応力度  
 $\tau_{oa} = 1.6 \text{ N/mm}^2$

ただし、直角フックを付けて定着させる場合は、重ね継手長の2/3倍以上とすることができる。また、圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合は、 $la$ の80%以上かつ鉄筋直径の20倍以上重ね合わせる。

表 9.4.5 鉄筋の諸元と定着長(SD345)

呼び名	鉄筋径	単体重量 (kg/m)	公称断面積 S(cm <sup>2</sup> )	公称周長l (cm)	定着長la 31.25φ (cm)	曲げ半径r 10.5φ(cm)
D13	13	0.995	1.267	4.0	410	140
D16	16	1.560	1.986	5.0	500	170
D19	19	2.250	2.865	6.0	600	200
D22	22	3.040	3.871	7.0	690	240
D25	25	3.980	5.067	8.0	790	270
D29	29	5.040	6.424	9.0	910	310
D32	32	6.230	7.942	10.0	1000	340
D35	35	7.510	9.566	11.0	1100	370
D38	38	8.950	11.400	12.0	1190	400
D41	41	10.500	13.400	13.0	1290	440
D51	51	15.900	20.270	16.0	1600	540

9-4-4. たて壁の応力度の検討

(1) 設計断面力と許容応力度

表 9.4.6 たて壁の設計断面力

状態	設計断面力		許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )			鉄筋のかぶりd'(m)		
	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	$\sigma_{ca}$	$\sigma_{sa}$	$\tau_{a1}$	曲げモーメントの 作用状態	d'(m)	
常時	浮力なし	13.403	16.670	8.0	160.0	0.39	背面引張	0.12
	浮力あり	24.182	32.328	8.0	160.0	0.39	背面引張	0.12
地震時	浮力なし	25.861	30.405	12.0	300.0	0.58	背面引張	0.12
	浮力あり	33.955	43.303	12.0	300.0	0.58	背面引張	0.12

(2) 応力度の検討と照査

応力度の検討は「単鉄筋長方形断面」としてこの応力度を検討する。「単鉄筋長方形断面」の応力度は次の計算により求める。

・ 曲げ圧縮応力度に対する検討

$$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

・ 鉄筋の引張応力度に対する検討

$$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{M}{p \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

・ せん断応力度に対する検討

$$\tau_m \leq \tau_{a1}$$

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d}$$

ここに、

$$k = \{ 2np + (np)^2 \}^{1/2} - np$$

$$j = 1 - k/3$$

$$p = A_s / b \cdot d$$

また、軸力を考慮しない場合の必要鉄筋量 $A_s'$ の計算は次式で求める。

$$A_s' = \frac{M}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d}$$

なお、鉄筋のかぶりは次のとおりとする。

$$\text{たて壁} \quad d' = 0.12 \text{ m}$$

ここに、

- k, j : 単鉄筋長方形断面の応力計算に用いる係数
- p : 部材断面積と鉄筋断面積の比(鉄筋比)
- A<sub>s</sub> : 部材における鉄筋(配筋)面積(cm<sup>2</sup>)
- n : 弾性係数比
- b : 部材の厚さ(cm)
- d : 部材の有効高さ(cm)
- M : 曲げモーメント(KN・m)
- S : せん断力(KN)
- n = 15
- b = 100 cm

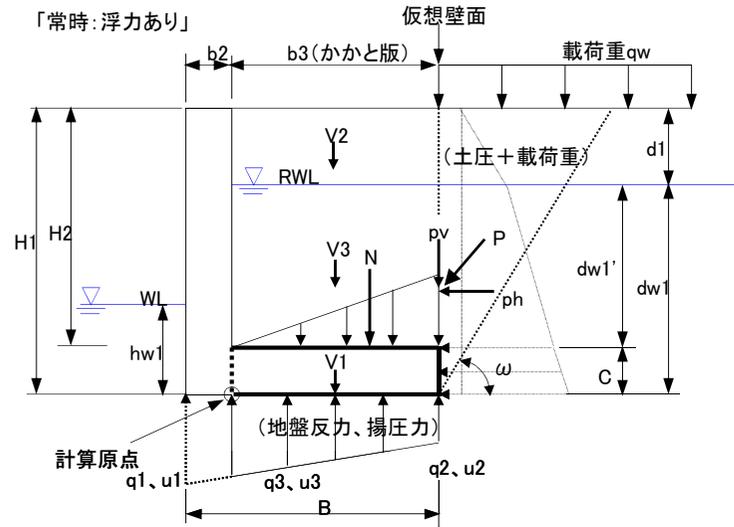
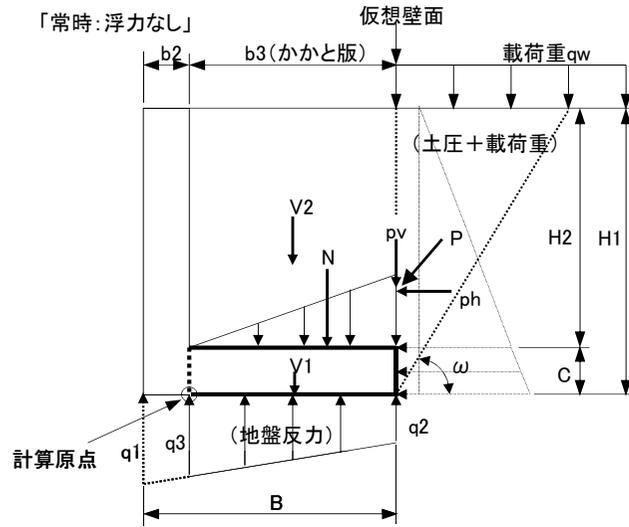
表 9.4.7 応力度の検討と照査

項目			常時						地震時					
			浮力なし			浮力あり			浮力なし			浮力あり		
			背面引張			背面引張			背面引張			背面引張		
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査									
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—
たて壁の厚さ	b2	cm	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—
有効高	d	cm	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	13.403	—	—	24.182	—	—	25.861	—	—	33.955	—
せん断力	S	KN	—	16.670	—	—	32.328	—	—	30.405	—	—	43.303	—
配筋	As	cm <sup>2</sup>	D	16	—									
			@	250 mm	—									
			s=	1.986 cm <sup>2</sup>	—									
			n=	4 本	—									
			As=	7.944 cm <sup>2</sup>	—									
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00284	—	—	0.00284	—	—	0.00284	—	—	0.00284	—
M/b・d <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>	—	0.17096	—	—	0.30844	—	—	0.32986	—	—	0.43310	—
1/Lc=2/k・j			—	8.652	—	—	8.652	—	—	8.652	—	—	8.652	—
1/Ls=1/p・j			—	384.457	—	—	384.457	—	—	384.457	—	—	384.457	—
係数	k		—	0.25238	—	—	0.25238	—	—	0.25238	—	—	0.25238	—
	j		—	0.91587	—	—	0.91587	—	—	0.91587	—	—	0.91587	—
圧縮応力度	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.0	1.5	○	8.0	2.7	○	12.0	2.9	○	12.0	3.7	○
引張応力度	σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	160.0	65.7	○	160.0	118.6	○	300.0	126.8	○	300.0	166.5	○
せん断応力度	τ <sub>m</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.39	0.06	○	0.39	0.12	○	0.58	0.11	○	0.58	0.15	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.284	○	0.2	0.284	○	0.2	0.284	○	0.2	0.284	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.284	○	2.0	0.284	○	2.0	0.284	○	2.0	0.284	○
必要鉄筋量	As'	cm <sup>2</sup>	7.944	3.267	○	7.944	5.894	○	7.944	3.361	○	7.944	4.414	○

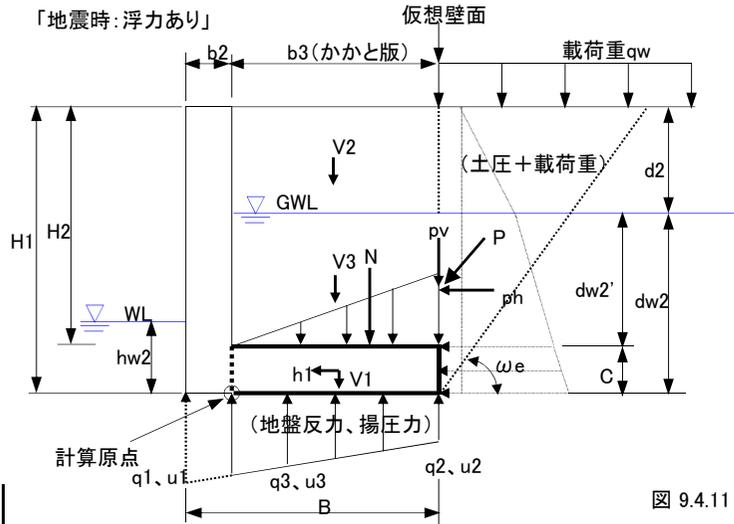
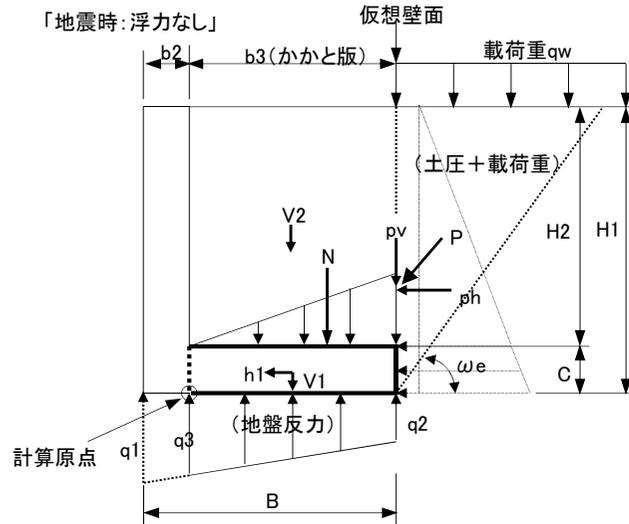
※ 1. 配筋は、「常時：浮力あり」の引張応力度の検討から決定した。

9-4-5. かかと版の設計

かかと版の計算原点は「かかと版底面先端部」とし、断面設計はかかと版の奥行き1.0m当たりでおこなう。

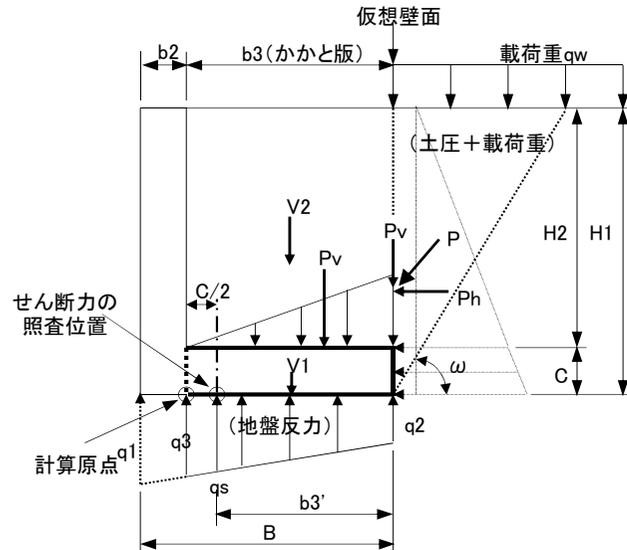


- ここに、
- B = 2.400 m
  - H1 = 2.750 m
  - b2 = 0.400 m
  - b3 = 2.000 m
  - H2 = 2.250 m
  - C = 0.500 m
  - d1 = 0.183 m
  - dw1 = 2.567 m
  - dw1' = 2.067 m
  - hw1 = 0.000 m
  - qw = 3.50 KN/m<sup>2</sup>
  - γc = 24.50 KN/m<sup>3</sup>
  - γs = 18.60 KN/m<sup>3</sup>
  - γt = 19.80 KN/m<sup>3</sup>
  - γs' = 9.80 KN/m<sup>3</sup>
  - γw = 10.00 KN/m<sup>3</sup>



- d2 = 0.550 m
- dw2 = 2.200 m
- dw2' = 1.700 m
- hw2 = 0.000 m

図 9.4.11 かかと版の計算図



ここに、

- b2 = 0.400 m
- b3 = 2.000 m
- C = 0.500 m
- H1 = 2.750 m
- H2 = 2.250 m
- B = 2.400 m
- qw = 3.50 KN/m<sup>2</sup>
- γc = 24.50 KN/m<sup>3</sup>
- γs = 18.60 KN/m<sup>3</sup>
- φ = 30 °
- α = 0 °
- β = 0 °
- δ = φ = 30 °

C/2 = 0.500 / 2 = 0.250 m (せん断力照査位置)

b3' = b3 - C/2 = 1.750 m

9-4-6. 常時の計算

(1) 断面力の計算

1) 浮力なし

① 自重の計算

・ かかと版の自重

V1 = b3 · C · γc = 2.000 × 0.500 × 24.50 = 24.500 KN

(せん断力照査位置)

V1' = b3' · C · γc = 1.750 × 0.500 × 24.50 = 21.438 KN

アーム長の計算

(x方向: 原点位置)

x1 = 1/2 · b3 = 1/2 × 2.000 = 1.000 m

(せん断力照査位置)

x1' = 1/2 · b3' = 1/2 × 1.750 = 0.875 m

・ かかと版上の土重

V2 = b3 · H2 · γs = 2.000 × 2.250 × 18.60 = 83.700 KN

(せん断力照査位置)

V2' = b3' · H2 · γs = 1.750 × 2.250 × 18.60 = 73.238 KN

アーム長の計算

(x方向: 原点位置)

x2 = 1/2 · b3 = 1/2 × 2.000 = 1.000 m

(せん断力照査位置)

x2' = 1/2 · b3' = 1/2 × 1.750 = 0.875 m

・ 重心位置の計算

(モーメントの計算)

符号	要素 名称	重量Vi(KN)		アーム長(m)		モーメントMi(KN·m)	
		原点	せん断力照査位置	xi	xi'	Vi·xi	Vi'·xi'
①	かかと版自重	24.500	21.438	1.000	0.875	24.500	18.758
②	土重	83.700	73.238	1.000	0.875	83.700	64.083
合計		108.200	94.676			108.200	82.841

※ 1. xi'はせん断力照査位置からの距離

計算原点での自重の重心位置

x方向の重心位置  $X_G = \frac{\sum (V_i \cdot x_i)}{\sum V_i} = \frac{108.200}{108.200} = 1.000 \text{ m}$

せん断力照査位置での自重の重心位置

x方向の重心位置  $X_G = \frac{\sum (V_i' \cdot x_i')}{\sum V_i'} = \frac{82.841}{94.676} = 0.875 \text{ m}$

図 9.4.12 荷重作用図(常時:浮力なし)

② 土圧の計算

・ 主動土圧係数の計算(土と土)

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{0.750}{1.000 \times 0.866 \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{0.866 \times 0.500}{0.866 \times 1.000}} \right]^2} = 0.297$$

ここに、

$K_a$  : 主動土圧係数(土と土)

$\phi$  : 背面土の内部摩擦角

$\phi = 30^\circ$

$\alpha$  : 壁裏面が鉛直面となす角

$\alpha = 0^\circ$

$\beta$  : 壁背面の盛土のり面と水平面のなす角

$\beta = 0^\circ$

$\delta$  : 壁面摩擦角(土と土)

$\delta = \phi = 30^\circ$

(天端での土圧)

$p_1 = K_a \cdot q_w = 0.297 \times 3.50 = 1.040 \text{ KN/m}^2$

(底面での土圧)

$p_2 = p_1 + K_a \cdot H_1 \cdot \gamma_s = 1.040 + 0.297 \times 2.750 \times 18.60 = 16.232 \text{ KN/m}^2$

(土圧合力)

$P = \frac{p_1 + p_2}{2} \times H_1 = \frac{1.040 + 16.232}{2} \times 2.750 = 23.749 \text{ KN}$

土圧合力の水平成分および鉛直成分は次により求める。

(土圧合力の水平成分)

$p_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 23.749 \times \cos(0 + 30) = 20.567 \text{ KN}$

(土圧合力の鉛直成分)

$p_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 23.749 \times \sin(0 + 30) = 11.875 \text{ KN}$

(土圧合力の作用位置)

x方向 :  $x = x_p - y \cdot \tan \alpha = 2.000 - 0.972 \times \tan(0) = 2.000 \text{ m}$

ここに、

$x_p$  : 原点から仮想壁面までの距離

$x_p = b_3 = 2.000 \text{ m}$

y方向

$y = \frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \times \frac{H_1}{3} = \frac{2 \times 1.040 + 16.232}{1.040 + 16.232} \times \frac{2.750}{3} = 0.972 \text{ m}$

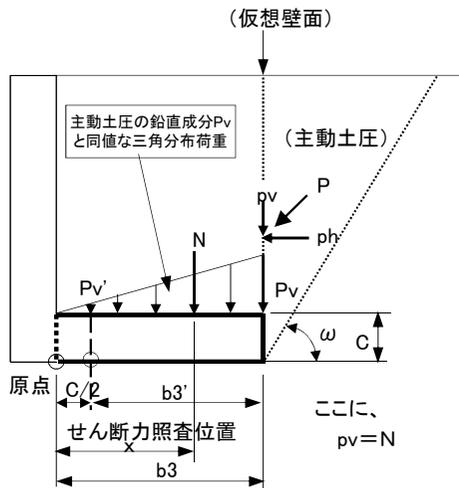


図 9.4.13 かかと版上面に作用させる分布荷重

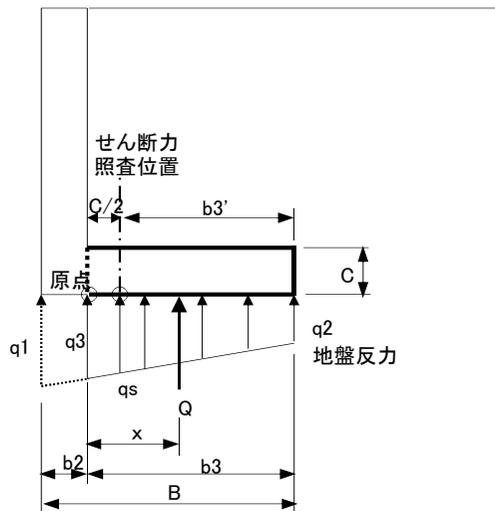


図 9.4.14 地盤反力(常時:浮力なし)

(かかと版上面に作用させる土圧)

かかと版に作用する荷重は鉛直荷重のみとなるが、仮想壁面で求めた土圧の鉛直成分はかかと版の後端部に作用させ、底板上面にはこの鉛直成分と同値な三角分布荷重を作用させて土圧の影響を考慮する。

$P_v = 1/2 \cdot p_v \cdot b_3$ より、かかと版後端の荷重は次のようになる。

$$P_v = \frac{2 \times p_v}{b_3} = \frac{2 \times 11.875}{2.000} = 11.875 \text{ KN/m}$$

これより、照査位置での荷重は、

$$P_v' = \frac{P_v \cdot C/2}{b_3} = \frac{11.875 \times 0.250}{2.000} = 1.484 \text{ KN/m}$$

(三角分布の鉛直力)

$$N = 1/2 \cdot P_v \cdot b_3 = 1/2 \times 11.875 \times 2.000 = 11.875 \text{ KN}$$

(せん断力照査位置での分布荷重の鉛直力:台形分布)

$$N' = \frac{P_v' + P_v}{2} \cdot b_3' = \frac{1.484 + 11.875}{2} \times 1.750 = 11.689 \text{ KN}$$

(作用位置)

$$x_N = 2/3 \cdot b_3 = 2/3 \times 2.000 = 1.333 \text{ m}$$

(せん断力照査位置までの作用位置:台形分布)

$$x_{N'} = \frac{2 \cdot P_v + P_v'}{P_v + P_v'} \cdot \frac{b_3'}{3} = \frac{2 \times 11.875 + 1.484}{11.875 + 1.484} \times \frac{1.750}{3} = 1.102 \text{ m}$$

③ 地盤反力

・ 地盤反力度の分布 : **台形分布** (安定計算「常時:浮力なし」より)

$$q_1 = 72.731 \text{ KN/m}^2 \text{ (安定計算「常時:浮力なし」より)}$$

$$q_2 = 49.79 \text{ KN/m}^2 \text{ (安定計算「常時:浮力なし」より)}$$

(原点での地盤反力)

$$q_3 = q_1 - \frac{q_1 - q_2}{B} \times b_2 = 72.731 - \frac{72.731 - 49.79}{2.400} \times 0.400 = 68.908 \text{ KN/m}^2$$

(せん断力照査位置での地盤反力度)

$$q_s = q_1 - \frac{q_1 - q_2}{B} \times (b_2 + C/2) = 72.731 - \frac{72.731 - 49.79}{2.400} \times (0.400 + 0.250) = 66.518 \text{ KN/m}^2$$

(地盤反力)

$$Q = 1/2 \cdot (q_2 + q_3) \cdot b_3 = 1/2 \times (49.79 + 68.908) \times 2.000 = -118.698 \text{ KN}$$

(せん断力照査位置での地盤反力)

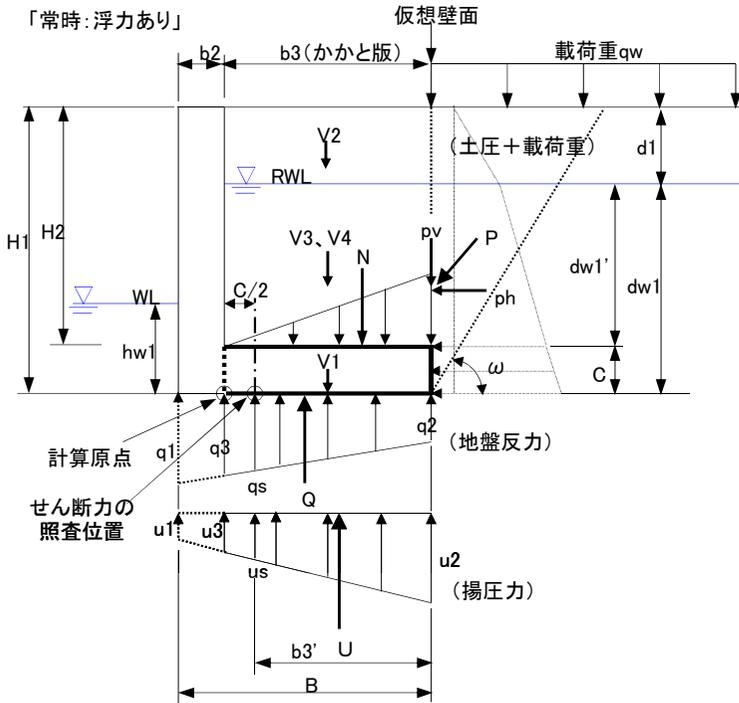
$$Q_s = 1/2 \cdot (q_2 + q_s) \cdot b_3' = 1/2 \times (49.79 + 66.518) \times 1.750 = -101.770 \text{ KN}$$

(原点でのアーム長)

$$x = \frac{q_3 + 2 \cdot q_2}{q_3 + q_2} \times \frac{b_3}{3} = \frac{68.908 + 2 \times 49.79}{68.908 + 49.79} \times \frac{2.000}{3} = 0.946 \text{ m}$$

(せん断力照査位置でのアーム長)

$$x_s = \frac{q_s + 2 \cdot q_2}{q_s + q_2} \times \frac{b_3'}{3} = \frac{66.518 + 2 \times 49.790}{66.518 + 49.790} \times \frac{1.750}{3} = 0.833 \text{ m}$$



ここに、

B =	2.400 m	qw =	3.500 KN/m <sup>2</sup>
H1 =	2.750 m	$\gamma_c =$	24.50 KN/m <sup>3</sup>
b2 =	0.400 m	$\gamma_s =$	18.60 KN/m <sup>3</sup>
b3 =	2.000 m	$\gamma_t =$	19.80 KN/m <sup>3</sup>
H2 =	2.250 m	$\gamma_{s'} =$	9.80 KN/m <sup>3</sup>
C =	0.500 m	$\gamma_w =$	10.00 KN/m <sup>3</sup>
d1 =	0.183 m	C/2 =	0.250 m
dw1 =	2.567 m	b3' =	1.750 m
dw1' =	2.067 m		
hw1 =	0.000 m		

図 9.4.15 荷重作用図(常時:浮力あり)

2) 浮力あり

① 自重の計算

・ かかと版の自重

原点 :  $V1 = 24.500$  KN (常時:浮力なしより)

せん断力照査位置 :  $V1' = 21.438$  KN (常時:浮力なしより)

アーム長

原点から :  $x1 = 1.000$  m (常時:浮力なしより)

せん断力照査位置から :  $x1' = 0.875$  m (常時:浮力なしより)

・ かかと版上の土重

(水位以上)

原点 :  $V2 = b3 \cdot d1 \cdot \gamma_s = 2.000 \times 0.183 \times 18.60 = 6.808$  KN

せん断力照査位置 :  $V2' = b3' \cdot d1 \cdot \gamma_s = 1.750 \times 0.183 \times 18.60 = 5.957$  KN

アーム長

原点からの :  $x2 = 1/2 \cdot b3 = 1/2 \times 2.000 = 1.000$  m

せん断力照査位置から :  $x2' = 1/2 \cdot b3' = 1/2 \times 1.750 = 0.875$  m

(水位以下)

原点 :  $V3 = b3 \cdot dw1' \cdot \gamma_{s'} = 2.000 \times 2.067 \times 9.80 = 40.513$  KN

せん断力照査位置 :  $V3' = b3' \cdot dw1' \cdot \gamma_{s'} = 1.750 \times 2.067 \times 9.80 = 35.449$  KN

アーム長

原点からの :  $x3 = 1/2 \cdot b3 = 1/2 \times 2.000 = 1.000$  m

せん断力照査位置から :  $x3' = 1/2 \cdot b3' = 1/2 \times 1.750 = 0.875$  m

・ かかと版上の水重

原点 :  $V4 = b3 \cdot dw1' \cdot \gamma_w = 2.000 \times 2.067 \times 10.00 = 41.340$  KN

せん断力照査位置 :  $V4' = b3' \cdot dw1' \cdot \gamma_w = 1.750 \times 2.067 \times 10.00 = 36.173$  KN

アーム長

原点からの :  $x4 = 1/2 \cdot b3 = 1/2 \times 2.000 = 1.000$  m

せん断力照査位置から :  $x4' = 1/2 \cdot b3' = 1/2 \times 1.750 = 0.875$  m

・ 重心位置の計算

(モーメントの計算)

符号	要素	重量Vi(KN)		アーム長(m)		モーメントMi(KN・m)	
		原点	せん断力照査位置	xi	xi'	Vi・xi	Vi'・xi'
①	かかと版自重	24.500	21.438	1.000	0.875	24.500	18.758
②	土重(水位以上)	6.808	5.957	1.000	0.875	6.808	5.212
③	土重(水位以下)	40.513	35.449	1.000	0.875	40.513	31.018
④	水重	41.340	36.173	1.000	0.875	41.340	31.651
	合計	113.161	99.017			113.161	86.639

計算原点での自重の重心位置 :  $X_G = \sum (Vi \cdot xi) / \sum Vi = 113.161 / 113.161 = 1.000$  m

照査位置での自重の重心位置 :  $X_G' = \sum (Vi' \cdot xi') / \sum Vi' = 86.639 / 99.017 = 0.875$  m

② 土圧の計算

・ 主動土圧係数の計算(土と土)

$$K_a = 0.297 \quad (\text{常時:浮力なしより})$$

(天端での土圧)

$$p_1 = K_a \cdot q_w = 0.297 \times 3.50 = 1.040 \text{ KN/m}^2$$

(水位線での土圧)

$$p_2 = p_1 + K_a \cdot d_1 \cdot \gamma_s = 1.040 + 0.297 \times 0.183 \times 18.60 = 2.051 \text{ KN/m}^2$$

(底面での土圧)

$$p_3 = p_2 + K_a \cdot d_w1 \cdot \gamma_s' = 2.051 + 0.297 \times 2.567 \times 9.80 = 9.523 \text{ KN/m}^2$$

(水位以上の土圧力)

$$P_1 = \frac{p_1 + p_2}{2} \times d_1 = \frac{1.040 + 2.051}{2} \times 0.183 = 0.283 \text{ KN}$$

(水位以下の土圧力)

$$P_2 = \frac{p_2 + p_3}{2} \times d_w1 = \frac{2.051 + 9.523}{2} \times 2.567 = 14.855 \text{ KN}$$

(土圧合力)

$$P = P_1 + P_2 = 0.283 + 14.855 = 15.138 \text{ KN}$$

土圧合力の水平成分および鉛直成分は次により求める。

(土圧合力の水平成分)

$$p_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 15.138 \times \cos(0 + 30) = 13.110 \text{ KN}$$

(土圧合力の鉛直成分)

$$p_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 15.138 \times \sin(0 + 30) = 7.569 \text{ KN}$$

(土圧合力の作用位置)

$$x \text{ 方向} : x = x_p - y \cdot \tan \alpha = 2.000 - 1.038 \times \tan(0) = 2.000 \text{ m}$$

ここに、

$$x_p : \text{原点から仮想壁面までの距離} \quad x_p = b_3 = 2.000 \text{ m}$$

y方向

水位以上の土圧のモーメント

$$\begin{aligned} My_1 &= P_1 \cdot \left( \frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \times \frac{d_1}{3} + d_w1 \right) \\ &= 0.283 \times \left( \frac{2 \times 1.040 + 2.051}{1.040 + 2.051} \times \frac{0.183}{3} + 2.567 \right) = 0.750 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

水位以下の土圧のモーメント

$$My_2 = P_2 \cdot \left( \frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \times \frac{d_w1}{3} \right) = 14.855 \times \left( \frac{2 \times 2.051 + 9.523}{2.051 + 9.523} \times \frac{2.567}{3} \right) = 14.963 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

土圧合力のy方向の作用位置

$$y = \frac{My_1 + My_2}{P_1 + P_2} = \frac{0.750 + 14.963}{0.283 + 14.855} = 1.038 \text{ m}$$

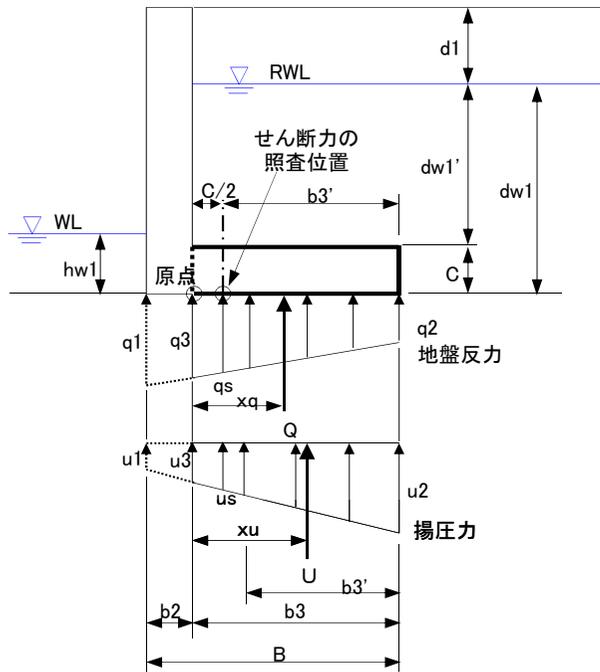


図 9.4.16 地盤反力と揚圧力(常時:浮力あり)

(土圧の鉛直成分を三角分布にしたときの、かかと版後端部の鉛直力)

$$P_v = \frac{2 \times p_v}{b_3} = \frac{2 \times 7.569}{2.000} = 7.569 \text{ KN/m}$$

これより、照査位置での荷重は、

$$P_v' = \frac{P_v \cdot C/2}{b_3} = \frac{7.569 \times 0.250}{2.000} = 0.946 \text{ KN/m}$$

(三角分布の鉛直力)

$$N = 1/2 \cdot P_v \cdot b_3 = 1/2 \times 7.569 \times 2.000 = 7.569 \text{ KN}$$

(せん断力照査位置での分布荷重の鉛直力:台形分布)

$$N' = \frac{P_v' + P_v}{2} \cdot b_3' = \frac{0.946 + 7.569}{2} \times 1.750 = 7.451 \text{ KN}$$

(作用位置)

$$x_N = 2/3 \cdot b_3 = 2/3 \times 2.000 = 1.333 \text{ m}$$

(せん断力照査位置までの作用位置:台形分布)

$$x_N' = \frac{2 \cdot P_v + P_v'}{P_v + P_v'} \cdot \frac{b_3'}{3} = \frac{2 \times 7.569 + 0.946}{7.569 + 0.946} \times \frac{1.750}{3} = 1.102 \text{ m}$$

③ 地盤反力

・ 地盤反力の分布 : **三角分布** (安定計算「常時:浮力あり」より)

$$q_1 = 100.148 \text{ KN/m}^2 \text{ (安定計算「常時:浮力あり」より)}$$

$$q_2 = -2.752 \text{ KN/m}^2 \text{ (安定計算「常時:浮力あり」より)}$$

(原点での地盤反力)

$$q_3 = q_1 - \frac{q_1 - q_2}{B} \times b_2 = 100.148 - \frac{100.148 - (-2.752)}{2.400} \times 0.400 = 82.998 \text{ KN/m}^2$$

(せん断力照査位置での地盤反力度)

$$q_s = q_1 - \frac{q_1 - q_2}{B} \times (b_2 + C/2) = 100.148 - \frac{100.148 - (-2.752)}{2.400} \times (0.400 + 0.250) = 72.279 \text{ KN/m}^2$$

(地盤反力)

$$Q = 1/2 \cdot (q_2 + q_3) \cdot b_3 = 1/2 \times (-2.752 + 82.998) \times 2.000 = -80.246 \text{ KN}$$

(せん断力照査位置での地盤反力)

$$Q_s = 1/2 \cdot (q_2 + q_s) \cdot b_3' = 1/2 \times (-2.752 + 72.279) \times 1.750 = -60.836 \text{ KN}$$

(原点でのアーム長)

$$x_q = \frac{q_3 + 2 \cdot q_2}{q_3 + q_2} \times \frac{b_3}{3} = \frac{82.998 + 2 \times (-2.752)}{82.998 + (-2.752)} \times \frac{2.000}{3} = 0.644 \text{ m}$$

(せん断力照査位置でのアーム長)

$$x_q' = \frac{q_s + 2 \cdot q_2}{q_s + q_2} \times \frac{b_3'}{3} = \frac{72.279 + 2 \times (-2.752)}{72.279 + (-2.752)} \times \frac{1.750}{3} = 0.560 \text{ m}$$

④ 揚圧力

(前面水位による揚圧力度)

$$u1 = hw1 \cdot \gamma_w = 0.000 \times 10.00 = 0.000 \text{ KN/m}^2$$

(背面水位による揚圧力度)

$$u2 = dw1 \cdot \gamma_w = 2.567 \times 10.00 = 25.670 \text{ KN/m}^2$$

(原点での揚圧力度)

$$u3 = u1 + \frac{u2 - u1}{B} \times b2 = 0.000 + \frac{25.670 - 0.000}{2.400} \times 0.400 = 4.278 \text{ KN/m}^2$$

(せん断力照査位置での揚圧力度)

$$us = u1 + \frac{u2 - u1}{B} \times (b2 + C/2) = 0.000 + \frac{25.670 - 0.000}{2.400} \times (0.400 + 0.250) = 6.952 \text{ KN/m}^2$$

(原点での揚圧力)

$$U = \frac{u3 + u2}{2} \times b3 = \frac{4.278 + 25.670}{2} \times 2.000 = -29.948 \text{ KN}$$

(せん断力照査位置での揚圧力)

$$Us = \frac{us + u2}{2} \times b3' = \frac{6.952 + 25.670}{2} \times 1.750 = -28.544 \text{ KN}$$

(原点でのアーム長)

$$xu = \frac{b3}{3} \times \frac{2 \cdot u2 + u3}{u2 + u3} = \frac{2.000}{3} \times \frac{2 \times 25.670 + 4.278}{25.670 + 4.278} = 1.238 \text{ m}$$

(せん断力照査位置でのアーム長)

$$xs = \frac{b3'}{3} \times \frac{2 \cdot u2 + us}{u2 + us} = \frac{1.750}{3} \times \frac{2 \times 25.670 + 6.952}{25.670 + 6.952} = 1.042 \text{ m}$$

第9章 川表翼壁L型擁壁の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・ かかと版の設計曲げモーメント 「擁壁工指針」

かかと版つけ根における曲げモーメントは、たて壁つけ根における曲げモーメントを超えないものとする。すなわち、下図の点“O”において、たて壁つけ根、つま先版つけ根およびかかと版つけ根の各曲げモーメントは次に示す式の関係にある。

$$M1 = M2 + M3$$

ここに、

M1 : たて壁つけ根の曲げモーメント

M2 : つま先版つけ根の曲げモーメント

M3 : かかと版つけ根の曲げモーメント

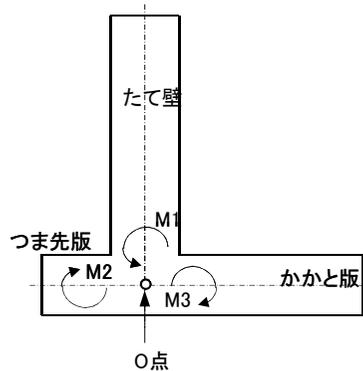


図 9.4.17 片持ち梁式擁壁の各曲げモーメントの関係

したがって、かかと版つけ根の曲げモーメントがたて壁つけ根の曲げモーメントより大きくなる場合 ( $M3 > M1$ )、部材設計に用いるかかと版つけ根の曲げモーメントにはたて壁つけ根の曲げモーメントを用いる。

・ L型擁壁の曲げモーメント 「擁壁工指針」

L型および逆L型擁壁に対する部材設計の考え方は、逆T型擁壁と同様である。なお、部材設計に用いる底板つけ根の曲げモーメントは「たて壁つけ根」の曲げモーメントとする。

(2) 常時のかかと版の断面力の集計

1) 断面力の集計

表 9.4.8 常時の作用力とモーメント(原点での計算)

状態	項目	鉛直力Vi、Vs(KN)		アーム長(m)		モーメントMi(KN・m)	
		Vi	Vs	xi	xs	Mi	Ms
浮力なし	自重(躯体)	108.200	94.676	1.000	0.875	108.200	82.842
	土圧	11.875	11.689	1.333	1.102	15.829	12.881
	揚圧力						
	地盤反力	-118.698	-101.770	0.946	0.833	-112.325	-84.774
	合計	1.377	4.595			11.704	10.949
浮力あり	自重(躯体)	113.161	99.017	1.000	0.875	113.161	86.640
	土圧	7.569	7.451	1.333	1.102	10.089	8.211
	揚圧力	-29.948	-28.544	1.238	1.042	-37.076	-29.743
	地盤反力	-80.246	-60.836	0.644	0.560	-51.663	-34.068
	合計	10.536	17.088			34.511	31.040

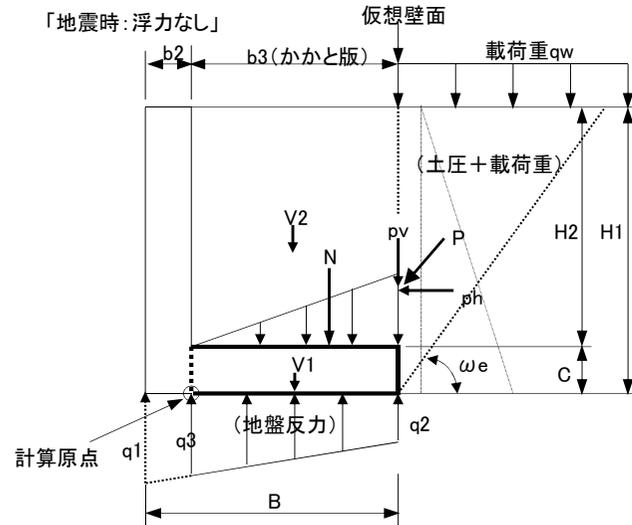
※ 1. Vi、xi、Miは原点、Vs、xs、Msはせん断力照査位置での作用力。

(3) 設計断面力

かかと版の応力度の検討に用いる設計断面力は次のようになる。また、曲げモーメントに関してはたて壁基部の曲げモーメントM1をかかと版の設計断面力とする(L型擁壁の場合)。

表 9.4.9 常時におけるかかと版の設計断面力

状態	設計断面力				備考	
	曲げモーメントM(KN・m)(原点)		せん断力S(KN)			
	かかと版M3	たて壁基部M1	設計曲げモーメント	照査位置		
浮力なし	11.704	13.403	13.403	1.377	4.595	M1を採用
浮力あり	34.511	24.182	24.182	10.536	17.088	M1を採用



ここに、

$b2 = 0.400 \text{ m}$   
 $b3 = 2.000 \text{ m}$   
 $C = 0.500 \text{ m}$   
 $H1 = 2.750 \text{ m}$   
 $H2 = 2.250 \text{ m}$   
 $B = 2.400 \text{ m}$   
 $qw = 3.50 \text{ KN/m}^2$   
 $\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$   
 $\gamma_s = 18.60 \text{ KN/m}^3$   
 $\phi = 30^\circ$   
 $\alpha = 0^\circ$   
 $\beta = 0^\circ$   
 $\delta = \phi = 30.000^\circ$   
 $C/2 = 0.500 / 2 = 0.250 \text{ m}$  (せん断力照査位置)  
 $b3' = b3 - C/2 = 1.750 \text{ m}$

図 9.4.18 荷重作用図(常時:浮力なし)

9-4-7. 地震時の計算

(1) 断面力の計算

1) 浮力なし

① 自重の計算

・ かかと版の自重

原点 :  $V1 = 24.500 \text{ KN}$  (常時:浮力なしより)

せん断力照査位置 :  $V1' = 21.438 \text{ KN}$  (常時:浮力なしより)

アーム長

原点から :  $x1 = 1.000 \text{ m}$  (常時:浮力なしより)

せん断力照査位置から :  $x1' = 0.875 \text{ m}$  (常時:浮力なしより)

・ かかと版上の土重

原点 :  $V2 = 83.700 \text{ KN}$  (常時:浮力なしより)

せん断力照査位置 :  $V2' = 73.238 \text{ KN}$  (常時:浮力なしより)

アーム長

原点からの :  $x2 = 1.000 \text{ m}$  (常時:浮力なしより)

せん断力照査位置から :  $x2' = 0.875 \text{ m}$  (常時:浮力なしより)

・ 重心位置の計算

(モーメントの計算)

符号	要素 名称	重量 $V_i$ (KN)		アーム長 (m)		モーメント $M_i$ (KN·m)	
		原点	せん断力照査位置	$x_i$	$x_i'$	$V_i \cdot x_i$	$V_i' \cdot x_i'$
①	かかと版自重	24.500	21.438	1.000	0.875	24.500	18.758
②	土重	83.700	73.238	1.000	0.875	83.700	64.083
	合計	108.200	94.676			108.200	82.841

※ 1.  $x_i'$  はせん断力照査位置からの距離

計算原点での自重の重心位置 :  $X_G = \sum (V_i \cdot x_i) / \sum V_i = 108.200 / 108.200 = 1.000 \text{ m}$

照査位置での自重の重心位置 :  $X_G' = \sum (V_i' \cdot x_i') / \sum V_i' = 82.841 / 94.676 = 0.875 \text{ m}$

・土圧

(主動土圧係数の計算)

$$k_e = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta_e + \alpha + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_e) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta_e + \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{0.897}{0.981 \times 1.000 \times 0.896 \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{0.707 \times 0.320}{0.896 \times 1.000}} \right]^2} = 0.452$$

ここに、

Ke : 地震時(空中)の主動土圧係数(土と土)

$\phi$  : 背面土の内部摩擦角  $\phi = 30^\circ$

$\alpha$  : 壁裏面が鉛直面となす角  $\alpha = 0^\circ$

$\beta$  : 壁背面の盛土のり面と水平面のなす角  $\beta = 0^\circ$

$\theta$  : 地震合成角  $\theta = \tan^{-1}(kh) = 11.310^\circ$

ここに、

kh = 0.20 (空中)

$\delta_e$  : 地震時の壁面摩擦角  $\delta_e = 1/2 \cdot \phi = 15.00^\circ$  (土と土)

※ ただし、「 $(\phi - \beta - \theta) < 0$ 」の場合は「 $\sin(\phi - \beta - \theta) = 0$ 」とする。

(天端での土圧)

$$p_1 = K_e \cdot q_w = 0.452 \times 3.50 = 1.582 \text{ KN/m}^2$$

(底面での土圧)

$$p_2 = p_1 + K_e \cdot H_1 \cdot \gamma_s = 1.582 + 0.452 \times 2.750 \times 18.60 = 24.702 \text{ KN/m}^2$$

(土圧合力)

$$P = \frac{p_1 + p_2}{2} \times H_1 = \frac{1.582 + 24.702}{2} \times 2.750 = 36.141 \text{ KN}$$

土圧合力の水平成分および鉛直成分は次により求める。

(土圧合力の水平成分)

$$p_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta_e) = 36.141 \times \cos(0 + 15.00) = 34.910 \text{ KN}$$

(土圧合力の鉛直成分)

$$p_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta_e) = 36.141 \times \sin(0 + 15.00) = 9.354 \text{ KN}$$

(土圧合力の作用位置)

$$x \text{ 方向} : x = x_p - y \cdot \tan \alpha = 2.000 - 0.972 \times \tan(0) = 2.000 \text{ m}$$

ここに、

$x_p$  : 原点から仮想壁面までの距離  $x_p = b/3 = 2.000 \text{ m}$

y方向

$$y = \frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \times \frac{H_1}{3} = \frac{2 \times 1.582 + 24.702}{1.582 + 24.702} \times \frac{2.750}{3} = 0.972 \text{ m}$$

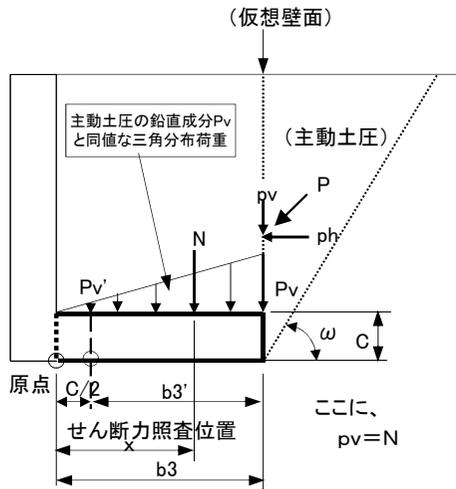


図 9.4.19 かかと版上面に作用させる分布荷重

(かかと版上面に作用させる土圧)

かかと版に作用する荷重は鉛直荷重のみとなるが、仮想壁面で求めた土圧の鉛直成分はかかと版の後端部に作用させ、底板上面にはこの鉛直成分と同値な三角分布荷重を作用させて土圧の影響を考慮する。

$P_v = 1/2 \cdot p_v \cdot b_3$ より、かかと版後端の荷重は次のようになる。

$$P_v = \frac{2 \times p_v}{b_3} = \frac{2 \times 9.354}{2.000} = 9.354 \text{ KN/m}$$

これより、照査位置での荷重は、

$$P_v' = \frac{P_v \cdot C/2}{b_3} = \frac{9.354 \times 0.250}{2.000} = 1.169 \text{ KN/m}$$

(三角分布の鉛直力)

$$N = 1/2 \cdot P_v \cdot b_3 = 1/2 \times 9.354 \times 2.000 = 9.354 \text{ KN}$$

(せん断力照査位置での分布荷重の鉛直力:台形分布)

$$N' = \frac{P_v' + P_v}{2} \cdot b_3' = \frac{1.169 + 9.354}{2} \times 1.750 = 9.208 \text{ KN}$$

(作用位置)

$$x_N = 2/3 \cdot b_3 = 2/3 \times 2.000 = 1.333 \text{ m}$$

(せん断力照査位置までの作用位置:台形分布)

$$x_{N'} = \frac{2 \cdot P_v + P_v'}{P_v + P_v'} \cdot \frac{b_3'}{3} = \frac{2 \times 9.354 + 1.169}{9.354 + 1.169} \times \frac{1.750}{3} = 1.102 \text{ m}$$

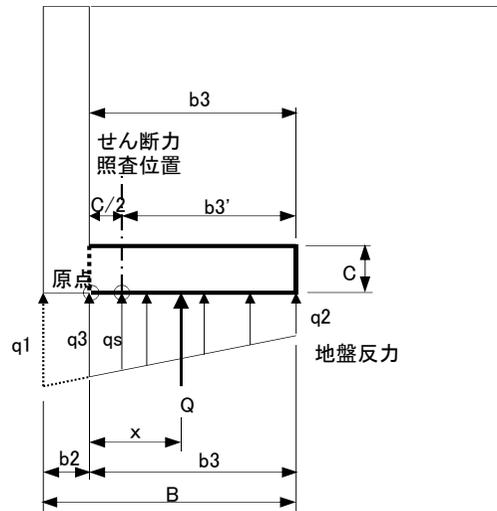


図 9.4.20 地盤反力(地震時:浮力なし)

③ 地盤反力

・ 地盤反力度の分布 : **三角分布** (安定計算「地震時:浮力なし」より)

$$q1 = 126.69 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{安定計算「地震時:浮力なし」より})$$

$$q2 = -6.27 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{安定計算「地震時:浮力なし」より})$$

(原点での地盤反力)

$$q3 = q1 - \frac{q1 - q2}{B} \times b2 = 126.69 - \frac{126.69 - (-6.27)}{2.400} \times 0.400 = 104.530 \text{ KN/m}^2$$

(せん断力照査位置での地盤反力度)

$$qs = q1 - \frac{q1 - q2}{B} \times (b2 + C/2) = 126.69 - \frac{126.69 - (-6.27)}{2.400} \times (0.400 + 0.250) = 90.680 \text{ KN/m}^2$$

(地盤反力)

$$Q = 1/2 \cdot (q2 + q3) \cdot b3 = 1/2 \times (-6.27 + 104.530) \times 2.000 = -98.260 \text{ KN}$$

(せん断力照査位置での地盤反力)

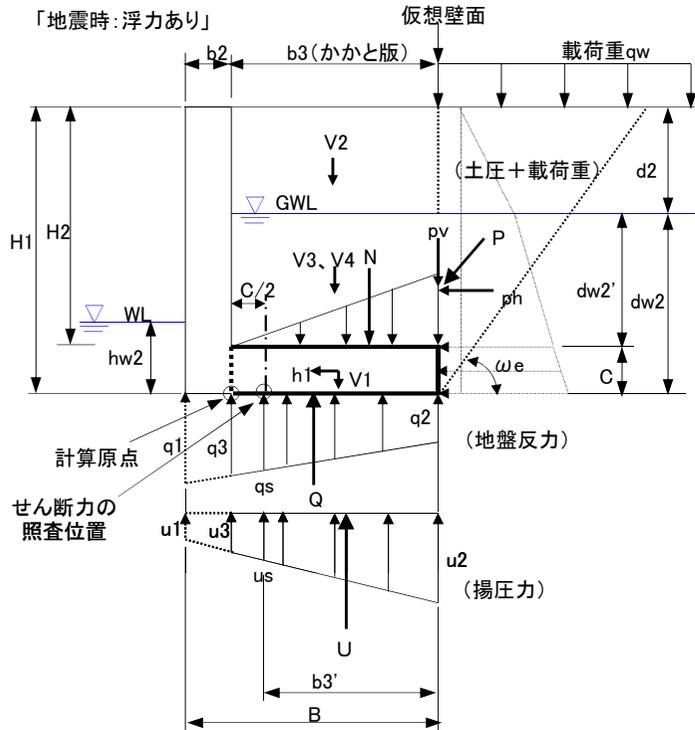
$$Qs = 1/2 \cdot (q2 + qs) \cdot b3' = 1/2 \times (-6.27 + 90.680) \times 1.750 = -73.859 \text{ KN}$$

(原点でのアーム長)

$$x = \frac{q3 + 2 \cdot q2}{q3 + q2} \times \frac{b3}{3} = \frac{104.530 + 2 \times (-6.27)}{104.530 + (-6.27)} \times \frac{2.000}{3} = 0.624 \text{ m}$$

(せん断力照査位置でのアーム長)

$$xs = \frac{qs + 2 \cdot q2}{qs + q2} \times \frac{b3'}{3} = \frac{90.680 + 2 \times (-6.270)}{90.680 + (-6.270)} \times \frac{1.750}{3} = 0.540 \text{ m}$$



ここに、

B =	2.400	m	qw =	3.500	KN/m <sup>2</sup>
H1 =	2.750	m	$\gamma_c$ =	24.500	KN/m <sup>3</sup>
b2 =	0.400	m	$\gamma_s$ =	18.600	KN/m <sup>3</sup>
b3 =	2.000	m	$\gamma_t$ =	19.800	KN/m <sup>3</sup>
H2 =	2.250	m	$\gamma_{s'}$ =	9.800	KN/m <sup>3</sup>
C =	0.500	m	$\gamma_w$ =	10.000	KN/m <sup>3</sup>
d2 =	0.550	m	C/2 =	0.250	m
dw2 =	2.200	m	b3' =	1.750	m
dw2' =	1.700	m			
hw2 =	0.000	m			

図 9.4.21 荷重作用図(地震時:浮力あり)

2) 浮力あり

① 自重の計算

・ かかと版の自重

原点	: V1 =	24.500	KN	(地震時:浮力なしより)
せん断力照査位置	: V1' =	21.438	KN	(地震時:浮力なしより)

アーム長

原点から	: x1 =	1.000	m	(地震時:浮力なしより)
せん断力照査位置から	: x1' =	0.875	m	(地震時:浮力なしより)

・ かかと版上の土重

(水位以上)

原点	: V2 = b3 · d2 · $\gamma_s$ =	2.000	×	0.550	×	18.60	=	20.460	KN
せん断力照査位置	: V2' = b3' · d2 · $\gamma_s$ =	1.750	×	0.550	×	18.60	=	17.903	KN

アーム長

原点からの	: x2 = 1/2 · b3 =	1/2	×	2.000	=	1.000	m
せん断力照査位置から	: x2' = 1/2 · b3' =	1/2	×	1.750	=	0.875	m

(水位以下)

原点	: V3 = b3 · dw2' · $\gamma_{s'}$ =	2.000	×	1.700	×	9.80	=	33.320	KN
せん断力照査位置	: V3' = b3' · dw2' · $\gamma_{s'}$ =	1.750	×	1.700	×	9.80	=	29.155	KN

アーム長

原点からの	: x3 = 1/2 · b3 =	1/2	×	2.000	=	1.000	m
せん断力照査位置から	: x3' = 1/2 · b3' =	1/2	×	1.750	=	0.875	m

・ かかと版上の水重

原点	: V4 = b3 · dw2' · $\gamma_w$ =	2.000	×	1.700	×	10.00	=	34.000	KN
せん断力照査位置	: V4' = b3' · dw2' · $\gamma_w$ =	1.750	×	1.700	×	10.00	=	29.750	KN

アーム長

原点からの	: x4 = 1/2 · b3 =	1/2	×	2.000	=	1.000	m
せん断力照査位置から	: x4' = 1/2 · b3' =	1/2	×	1.750	=	0.875	m

・ 重心位置の計算

(モーメントの計算)

符号	要素	重量Vi(KN)		アーム長(m)		モーメントMi(KN·m)	
		原点	せん断力照査位置	xi	xi'	Vi·xi	Vi'·xi'
①	かかと版自重	24.500	21.438	1.000	0.875	24.500	18.758
②	土重(水位以上)	20.460	17.903	1.000	0.875	20.460	15.665
③	土重(水位以下)	33.320	29.155	1.000	0.875	33.320	25.511
④	水重	34.000	29.750	1.000	0.875	34.000	26.031
	合計	112.280	98.246			112.280	85.965

計算原点での自重の重心位置 :  $X_G = \sum (V_i \cdot x_i) / \sum V_i = 112.280 / 112.280 = 1.000$  m

照査位置での自重の重心位置 :  $X_G' = \sum (V_i' \cdot x_i') / \sum V_i' = 85.965 / 98.246 = 0.875$  m

・土圧

(水位以上の主動土圧係数の計算)

$$K_e = 0.452$$

(水位以下の主動土圧係数の計算)

$$k_e' = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta_e + \alpha + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_e) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta_e + \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{0.955}{0.952 \times 1.000 \times 0.841 \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{0.707 \times 0.212}{0.841 \times 1.000}} \right]^2} = 0.589$$

ここに、

$k_e'$  : 地震時(水中)の主動土圧係数(土と土)

$\phi$  : 背面土の内部摩擦角  $\phi = 30^\circ$

$\alpha$  : 壁裏面が鉛直面となす角  $\alpha = 0^\circ$

$\beta$  : 壁背面の盛土のり面と水平面のなす角  $\beta = 0^\circ$

$\delta_e$  : 地震時の壁面摩擦角  $\delta_e = 1/2 \cdot \phi = 15.00^\circ$  (土と土)

$\theta$  : 地震合成角  $\theta = \tan^{-1}(kh') = 17.745^\circ$

ここに、

$kh'$  : 水中での見かけ震度  $kh' = 0.32$

※ ただし、「 $(\phi - \beta - \theta) < 0$ 」の場合は「 $\sin(\phi - \beta - \theta) = 0$ 」とする。

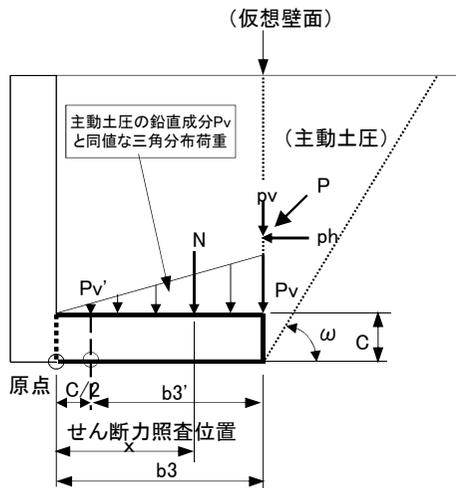


図 9.4.22 かかと版上面に作用させる分布荷重

(天端での土圧)

$$p1 = Ke \cdot qw = 0.452 \times 3.50 = 1.582 \text{ KN/m}^2$$

(水位線上面での土圧)

$$p2 = p1 + Ke \cdot d2 \cdot \gamma_s = 1.582 + 0.452 \times 0.550 \times 18.60 = 6.206 \text{ KN/m}^2$$

(水位線下面での土圧)

$$p2' = Ke' \cdot (qw + d2 \cdot \gamma_s) = 0.589 \times (3.500 + 0.550 \times 18.60) = 8.087 \text{ KN/m}^2$$

(底面での土圧)

$$p3 = p2' + Ke' \cdot dw2 \cdot \gamma_s' = 8.087 + 0.589 \times 2.200 \times 9.80 = 20.786 \text{ KN/m}^2$$

(水位以上の土圧力)

$$P1 = \frac{p1 + p2}{2} \times d2 = \frac{1.582 + 6.206}{2} \times 0.550 = 2.142 \text{ KN}$$

(水位以下の土圧力)

$$P2 = \frac{p2' + p3}{2} \times dw2' = \frac{8.087 + 20.786}{2} \times 2.200 = 31.760 \text{ KN}$$

(土圧合力)

$$P = P1 + P2 = 2.142 + 31.760 = 33.902 \text{ KN}$$

土圧合力の水平成分および鉛直成分は次により求める。

(土圧合力の水平成分)

$$ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta e) = 33.902 \times \cos(0 + 15) = 32.747 \text{ KN}$$

(土圧合力の鉛直成分)

$$pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta e) = 33.902 \times \sin(0 + 15) = 8.774 \text{ KN}$$

(土圧合力の作用位置)

$$x \text{ 方向} : x = xp - y \cdot \tan \alpha = 2.000 - 1.032 \times \tan(0) = 2.000 \text{ m}$$

ここに、

$$xp : \text{原点から仮想壁面までの距離} \quad xp = b3 = 2.000 \text{ m}$$

y方向

水位以上の土圧のモーメント

$$My1 = P1 \cdot \left( \frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \times \frac{d2}{3} + dw2 \right) \\ = 2.142 \times \left( \frac{2 \times 1.582 + 6.206}{1.582 + 6.206} \times \frac{0.550}{3} + 2.200 \right) = 5.185 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

水位以下の土圧のモーメント

$$My2 = P2 \cdot \left( \frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \times \frac{dw2}{3} \right) = 31.760 \times \left( \frac{2 \times 8.087 + 20.786}{8.087 + 20.786} \times \frac{2.200}{3} \right) = 29.814 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

土圧合力のy方向の作用位置

$$y = \frac{My1 + My2}{P1 + P2} = \frac{5.185 + 29.814}{2.142 + 31.760} = 1.032 \text{ m}$$

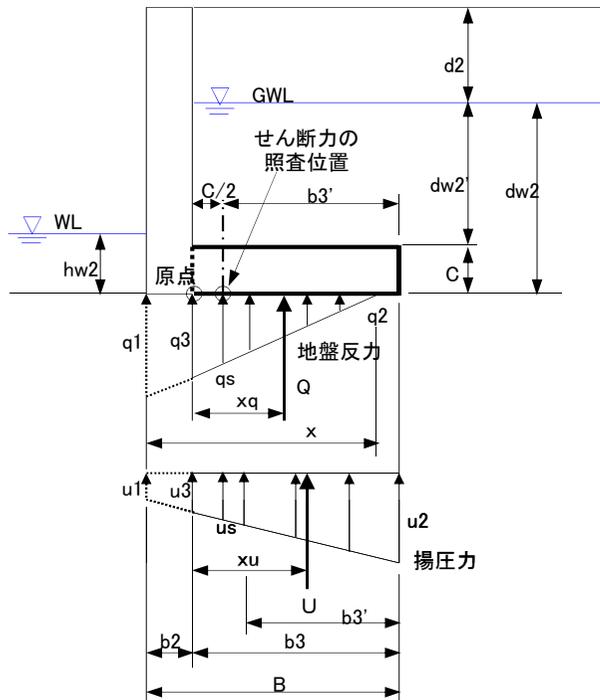


図 9.4.23 地盤反力と揚圧力(地震時:浮力あり)

(土圧の鉛直成分を三角分布にしたときの、かかと版後端部の鉛直力)

$$P_v = \frac{2 \times p_v}{b_3} = \frac{2 \times 8.774}{2.000} = 8.774 \text{ KN/m}$$

これより、照査位置での荷重は、

$$P_v' = \frac{P_v \cdot C/2}{b_3} = \frac{8.774 \times 0.250}{2.000} = 1.097 \text{ KN/m}$$

(三角分布の鉛直力)

$$N = 1/2 \cdot P_v \cdot b_3 = 1/2 \times 8.774 \times 2.000 = 8.774 \text{ KN}$$

(せん断力照査位置での分布荷重の鉛直力:台形分布)

$$N' = \frac{P_v' + P_v}{2} \cdot b_3' = \frac{1.097 + 8.774}{2} \times 1.750 = 8.637 \text{ KN}$$

(作用位置)

$$x_N = 2/3 \cdot b_3 = 2/3 \times 2.000 = 1.333 \text{ m}$$

(せん断力照査位置までの作用位置:台形分布)

$$x_{N'} = \frac{2 \cdot P_v + P_v'}{P_v + P_v'} \cdot \frac{b_3'}{3} = \frac{2 \times 8.774 + 1.097}{8.774 + 1.097} \times \frac{1.750}{3} = 1.102 \text{ m}$$

③ 地盤反力

・ 地盤反力度の分布 : **三角分布** (安定計算「地震時:浮力あり」より)

$$q_1 = 186.366 \text{ KN/m}^2 \text{ (安定計算「地震時:浮力あり」より)}$$

・ たて壁前面からの分布幅

$$b = x = 1.305 \text{ m (安定計算「地震時:浮力あり」より)}$$

原点からの分布幅は、

$$b_q = b - b_2 = 1.305 - 0.400 = 0.905 \text{ m}$$

(原点での地盤反力)

$$q_3 = q_1 - \frac{q_1 \cdot b_2}{x} = 186.366 - \frac{186.366 \times 0.400}{1.305} = 129.242 \text{ KN/m}^2$$

(せん断力照査位置での地盤反力度)

$$q_s = q_1 - \frac{q_1}{B} \times (b_2 + C/2) = 186.366 - \frac{186.366}{1.305} \times (0.400 + 0.250) = 93.540 \text{ KN/m}^2$$

(地盤反力)

$$Q = 1/2 \cdot q_3 \cdot b_q = 1/2 \times 129.242 \times 0.905 = -58.482 \text{ KN}$$

(せん断力照査位置での地盤反力)

$$Q_s = 1/2 \cdot q_s \cdot (b_q - C/2) = 1/2 \times 93.540 \times (0.905 - 0.250) = -30.634 \text{ KN}$$

(原点でのアーム長)

$$x = \frac{b_q}{3} = \frac{0.905}{3} = 0.302 \text{ m}$$

(せん断力照査位置でのアーム長)

$$x_s = \frac{b_q - C/2}{3} = \frac{0.905 - 0.250}{3} = 0.218 \text{ m}$$

④ 揚圧力

(前面水位による揚圧力度)

$$u1 = hw2 \cdot \gamma_w = 0.000 \times 10.00 = 0.000 \text{ KN/m}^2$$

(背面水位による揚圧力度)

$$u2 = dw2 \cdot \gamma_w = 2.200 \times 10.00 = 22.000 \text{ KN/m}^2$$

(原点での揚圧力度)

$$u3 = u1 + \frac{u2 - u1}{B} \times b2 = 0.000 + \frac{22.000 - 0.000}{2.400} \times 0.400 = 3.667 \text{ KN/m}^2$$

(せん断力照査位置での揚圧力度)

$$us = u1 + \frac{u2 - u1}{B} \times (b2 + C/2) = 0.000 + \frac{22.000 - 0.000}{2.400} \times (0.400 + 0.250) = 5.958 \text{ KN/m}^2$$

(原点での揚圧力)

$$U = \frac{u3 + u2}{2} \times b3 = \frac{3.667 + 22.000}{2} \times 2.000 = -25.667 \text{ KN}$$

(せん断力照査位置での揚圧力)

$$Us = \frac{us + u2}{2} \times b3' = \frac{5.958 + 22.000}{2} \times 1.750 = -24.463 \text{ KN}$$

(原点でのアーム長)

$$xu = \frac{b3}{3} \times \frac{2 \cdot u2 + u3}{u2 + u3} = \frac{2.000}{3} \times \frac{2 \times 22.000 + 3.667}{22.000 + 3.667} = 1.238 \text{ m}$$

(せん断力照査位置でのアーム長)

$$xs = \frac{b3'}{3} \times \frac{2 \cdot u2 + us}{u2 + us} = \frac{1.750}{3} \times \frac{2 \times 22.000 + 5.958}{22.000 + 5.958} = 1.042 \text{ m}$$

(2) 地震時のかかと版の断面力の集計

1) 断面力の集計

表 9.4.10 地震時の作用力とモーメント

状態	項目	鉛直力 $V_i, V_s$ (KN)		アーム長(m)		モーメント $M_i$ (KN・m)	
		$V_i$	$V_s$	$x_i$	$x_s$	$M_i$	$M_s$
浮力なし	自重(躯体)	108.200	94.676	1.000	0.875	108.200	82.842
	土圧	9.354	9.208	1.333	1.102	12.469	10.147
	揚圧力						
	地盤反力	-98.260	-73.859	0.624	0.540	-61.327	-39.884
	合計	19.294	30.025			59.342	53.105
浮力あり	自重(躯体)	112.280	98.246	1.000	0.875	112.280	85.965
	土圧	8.774	8.637	1.333	1.102	11.696	9.518
	揚圧力	-25.667	-24.463	1.238	1.042	-31.776	-25.490
	地盤反力	-58.482	-30.634	0.302	0.218	-17.662	-6.678
	合計	36.905	51.786			74.538	63.315

※ 1.  $V_i, x_i, M_i$ は原点、 $V_s, x_s, M_s$ はせん断力照査位置での作用力。

(3) 設計断面力

かかと版の応力度の検討に用いる設計断面力は次のようになる。また、曲げモーメントに関してはたて壁基部の曲げモーメント $M_1$ をかかと版の設計断面力とする。

表 9.4.11 地震時におけるかかと版の設計断面力

状態	設計断面力					備考
	曲げモーメント $M$ (KN・m)			せん断力 $S$ (KN)		
	かかと版 $M_3$	たて壁基部 $M_1$	設計曲げモーメント	原点	照査位置	
浮力なし	59.342	25.861	25.861	19.294	30.025	$M_1$ を採用
浮力あり	74.538	33.955	33.955	36.905	51.786	$M_1$ を採用

【メモ】

・せん断力の設計 「技術基準(案)設計編」

計画高水位以下の構造物は「水に接する部材」として設計する。この場合、斜め鉄筋を使用しない場合のせん断許容応力度は次のような方法で設計する。

1. せん断応力度は、せん断力を部材幅 $b$ ×有効高さ $d$ で割った平均せん断応力度とする。
2. せん断応力度の照査は、支点が直接支持になっているものは支点の前面より $1/2h$ だけ内側に行きよい( $h$ :梁の高さ)。
3. せん断スパンが明確なものは、せん断スパン $a$ によって許容応力度を $\alpha$ 倍してよい。

ここに、  
 $\alpha = 3 - a/d$       ただし、 $1 \leq \alpha \leq 2$

$$\left( \begin{array}{l} a/d < 1.0 : \alpha = 2.0 \\ 1.0 \leq a/d < 2.0 : \alpha = 3 - a/d \\ 2.0 \leq a/d : \alpha = 1.0 \end{array} \right)$$

4. 斜め鉄筋を使用する場合のせん断強度は次により求める。

$$S = 1/2 S_e + S_s$$

ただし、  
 $S_e$  : コンクリートのせん断強度  
 $S_s$  : 鉄筋の受け持つせん断強度

平均せん断応力度が斜め鉄筋を使用する場合の許容応力度を超える場合には、部材断面を許容応力度以下になるまで増さなければならない。

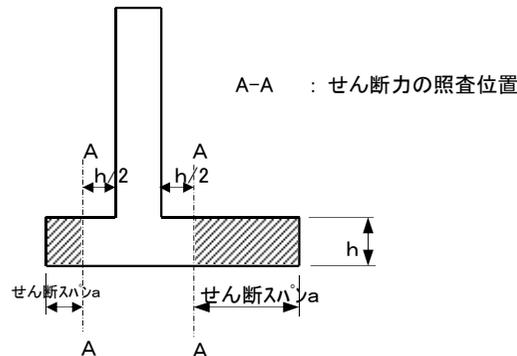


図 9.4.24 せん断スパンの考え方

9-4-8. かかと版の応力度の検討

(1) 設計断面力と許容応力度

表 9.4.12 かかと版の設計断面力と許容応力度

状態		設計断面力			許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )								
		曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S(KN)		$\sigma_{ca}$	$\sigma_{sa}$	せん断応力度						
			原点	照査位置2d			$\tau_{a1}$	d'(m)	d(m)	a(m)	a/d	$\alpha$	$\tau_{a1}'$
常時	浮力なし	13.403	1.377	4.595	8.0	160.0	0.39	0.150	0.380	1.750	4.61	1.0	0.39
	浮力あり	24.182	10.536	17.088	8.0	160.0	0.39	0.150	0.380	1.750	4.61	1.0	0.39
地震時	浮力なし	25.861	19.294	30.025	12.0	300.0	0.58	0.150	0.380	1.750	4.61	1.0	0.58
	浮力あり	33.955	36.905	51.786	12.0	300.0	0.58	0.150	0.380	1.750	4.61	1.0	0.58

※ 1. 部材の有効高 $d$ は、かかと版の上面に主鉄筋が配置されることから次により求めた。

$$d = C - d' = 0.500 - 0.120 = 0.380 \text{ m}$$

ここに、

$C$  : かかと版の厚さ(部材厚)

$d'$  : 鉄筋のかぶり(かかと版の上面が主鉄筋)

2. せん断スパン $a$ は次により求めた。

$$a = b/3 - C/2 = b/3' = 1.750 \text{ m}$$

3.  $\alpha$  : せん断スパン $a$ による許容応力度の割増係数。

$\tau_{a1}$  : 割増しない許容せん断応力度

$\tau_{a1}'$  : 割増した許容せん断応力度

4. 曲げモーメントの作用状態と鉄筋のかぶり

状態		曲げモーメントの作用状態	鉄筋のかぶり
常時	浮力なし	上面引張	0.12
	浮力あり	上面引張	0.12
地震時	浮力なし	上面引張	0.12
	浮力あり	上面引張	0.12

第9章 川表翼壁L型擁壁の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】 応力度の検討

1) 単鉄筋長方形断面の応力度の検討

・ 曲げ圧縮応力度に対する条件

$$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

・ 鉄筋の引張応力度に対する条件

$$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{M}{p \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

・ せん断応力度に対する条件

$$\tau_m \leq \tau_{a1}$$

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d}$$

ここに、

$$k = \{ 2np + (np)^2 \}^{1/2} - np$$

$$j = 1 - k/3$$

$$P = A_s / b \cdot d$$

ここに、

k, j : 単鉄筋長方形断面の応力計算に用いる係数

p : 部材断面積と鉄筋断面積の比(鉄筋比)

A<sub>s</sub> : 部材における鉄筋(配筋)面積(cm<sup>2</sup>)

n : 弾性係数比 n = 15

b : 部材の厚さ(cm) b = 100 cm

d : 部材の有効高さ(cm)

M : 曲げモーメント(KN・m)

S : せん断力(KN)

また、軸力を考慮しない場合の必要鉄筋量A<sub>s</sub>'の計算は次式で求める。

$$A_s' = \frac{M}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d}$$

なお、鉄筋のかぶり厚は次のとおりとする。

たて壁 d' = 0.12 m

底版上面 d' = 0.12 m

底版下面 d' = 0.15 m

・ 最小鉄筋量 A<sub>si</sub>(%)

$$A_{si} = 100 \cdot P$$

(2) かかと版の応力度の検討

1) 常時の検討

項目			常時					
			浮力なし			浮力あり		
			上面引張			上面引張		
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—
かかと版の厚さ	C	cm	—	50.0	—	—	50.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—
有効高	d	cm	—	38.0	—	—	38.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	13.403	—	—	24.182	—
せん断力(原点)	S	KN	—	1.377	—	—	10.536	—
せん断力(2d)	S'	KN	—	4.595	—	—	17.088	—
配筋	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	D	16	—	D	16	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	1.986 cm <sup>2</sup>	—	s=	1.986 cm <sup>2</sup>	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—
			A <sub>s</sub> =	7.944 cm <sup>2</sup>	—	A <sub>s</sub> =	7.944 cm <sup>2</sup>	—
鉄筋比P=A <sub>s</sub> /b・d			—	0.00209	—	—	0.00209	—
M/b・d <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>	—	0.09282	—	—	0.16747	—
1/Lc=2/k・j			—	9.769	—	—	9.769	—
1/Ls=1/p・j			—	516.521	—	—	516.521	—
係数	k		—	0.22100	—	—	0.22100	—
	j		—	0.92633	—	—	0.92633	—
圧縮応力度	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.0	0.9	○	8.0	1.6	○
引張応力度	σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	160.0	47.9	○	160.0	86.5	○
せん断応力度(原点)	τ <sub>m</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.39	0.00	○	0.39	0.03	○
せん断応力度(2d)	τ <sub>m</sub> '	N/mm <sup>2</sup>	0.39	0.01	○	0.39	0.04	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.209	○	0.2	0.209	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.209	○	2.0	0.209	○
必要鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	7.944	2.380	○	7.944	4.294	○

※ 1. 配筋は必要鉄筋量により決定した。

2. τ<sub>m</sub>'はせん断照査位置でのせん断応力度で、条件式は次のようになる。

$$\tau_m' \leq \tau_{a1}'$$

ここに、

τ<sub>m</sub>' : せん断照査位置でのせん断応力度

τ<sub>a1</sub>' : 割増した許容せん断応力度

第9章 川表翼壁L型擁壁の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

2) 鉄筋の定着長 「道示・下部構造編」

定着長は、許容引張応力度 $\sigma_{sa}=200\text{N/mm}^2$ に達しても抜け出さない長さを確保するものとし、次式で求めた値以上、かつ、鉄筋の直径の20倍以上重ね合わせる(SD345の場合)。

$$\text{定着長} la = \frac{\sigma_{sa} \cdot \phi}{4 \tau_{oa}} = \frac{200 \times \phi}{4 \times 1.6} = 31.25 \cdot \phi$$

ここに、  
 $\tau_{oa}$  : コンクリートと異形棒鋼の許容付着応力度  
 $\tau_{oa} = 1.6 \text{ N/mm}^2$

ただし、直角フックを付けて定着させる場合は、重ね継手長の2/3倍以上とすることができる。また、圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合は、laの80%以上かつ鉄筋直径の20倍以上重ね合わせる。

表 9.4.13 鉄筋の諸元と定着長(SD345)

呼び名	鉄筋径	単位重量 (kg/m)	公称断面積 S(cm <sup>2</sup> )	公称周長 l (cm)	定着長 la 31.25φ (cm)	曲げ半径 r 10.5φ (cm)
D13	13	0.995	1.267	4.0	410	140
D16	16	1.560	1.986	5.0	500	170
D19	19	2.250	2.865	6.0	600	200
D22	22	3.040	3.871	7.0	690	240
D25	25	3.980	5.067	8.0	790	270
D29	29	5.040	6.424	9.0	910	310
D32	32	6.230	7.942	10.0	1000	340
D35	35	7.510	9.566	11.0	1100	370
D38	38	8.950	11.400	12.0	1190	400
D41	41	10.500	13.400	13.0	1290	440
D51	51	15.900	20.270	16.0	1600	540

設 計 計 算

2) 地震時の検討

項目			地震時					
			浮力なし			浮力あり		
			上面引張			上面引張		
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—
かかと版の厚さ	C	cm	—	50.0	—	—	50.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—
有効高	d	cm	—	38.0	—	—	38.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	25.861	—	—	33.955	—
せん断力(原点)	S	KN	—	19.294	—	—	36.905	—
せん断力(2d)	S'	KN	—	30.025	—	—	51.786	—
配筋	As	cm <sup>2</sup>	D	16	—	D	16	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	1.986 cm <sup>2</sup>	—	s=	1.986 cm <sup>2</sup>	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—
			As=	7.944 cm <sup>2</sup>	—	As=	7.944 cm <sup>2</sup>	—
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00209	—	—	0.00209	—
M/b・d <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>	—	0.17909	—	—	0.23515	—
1/Lc=2/k・j			—	9.769	—	—	9.769	—
1/Ls=1/p・j			—	516.521	—	—	516.521	—
係数	k		—	0.22100	—	—	0.22100	—
	j		—	0.92633	—	—	0.92633	—
圧縮応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	12.0	1.7	○	12.0	2.3	○
引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	300.0	92.5	○	300.0	121.5	○
せん断応力度(原点)	$\tau_m$	N/mm <sup>2</sup>	0.58	0.05	○	0.58	0.10	○
せん断応力度(2d)	$\tau_{m'}$	N/mm <sup>2</sup>	0.58	0.08	○	0.58	0.14	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.209	○	0.2	0.209	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.209	○	2.0	0.209	○
必要鉄筋量	As'	cm <sup>2</sup>	7.944	2.449	○	7.944	3.215	○

- ※ 1. 配筋は必要鉄筋量により決定した。  
 2.  $\tau_{m'}$ はせん断照査位置でのせん断応力度で、条件式は次のようになる。

$$\tau_{m'} \leq \tau_{a1'}$$

ここに、

$\tau_{m'}$  : せん断照査位置でのせん断応力度

$\tau_{a1'}$  : 割増した許容せん断応力度

【メモ】

・ 配筋計画 「マニュアル樋門編」

1) 主鉄筋の鉄筋径と配筋間隔の組合せ

ユニット鉄筋を使用しない場合の主鉄筋間隔、主鉄筋と配力鉄筋の関係を標準化する。

また、函体横方向および縦方向主鉄筋の鉄筋径と配筋間隔は下表の組合せを標準とする。

表 9.5.1 主鉄筋の鉄筋径と配筋間隔の組合せ

主鉄筋径 配筋間隔	D13	D16	D19	D22	D25	D29
125mm	—	—	—	○	○	△
250mm	○	○	○	○	○	○

- ※ 1. D29-125mmは、函体の縦方向の主鉄筋のみに適用する。
- 2. 鉄筋本数の低減を目的とし、応力度や鉄筋の定着などに支障のない限り、配筋間隔を250mmとすることが望ましい。

ここで、鉄筋の最大径をD29としているのは、樋門設計で通常考えられる最大径であることと、D29以内に抑えることで主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離を小さくできることによるものである。

2) 主鉄筋と配力鉄筋の組合せ

主鉄筋と配力鉄筋の関係は、下表の組合せを標準とする。

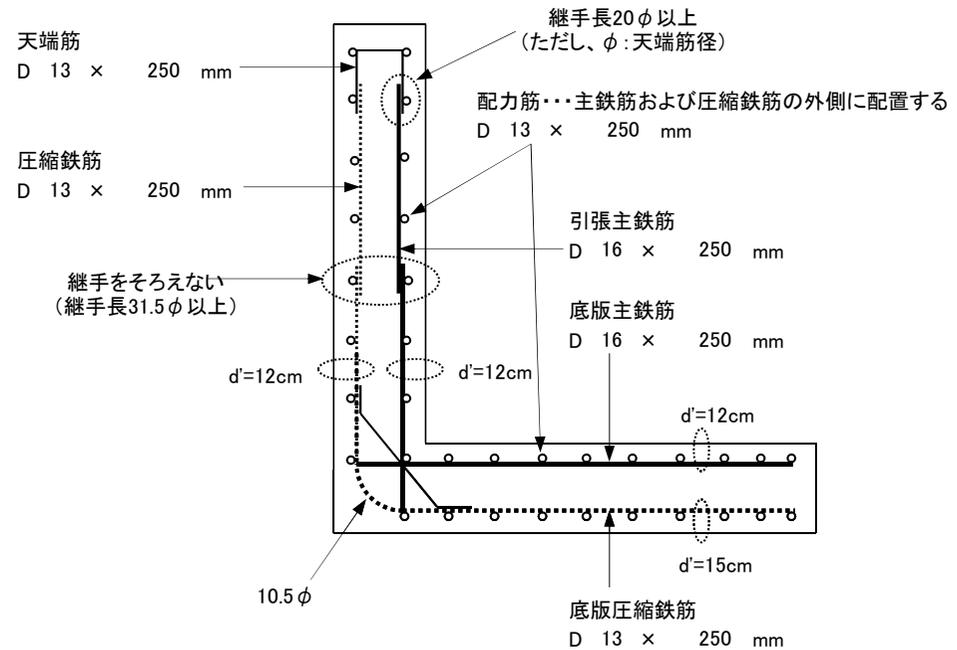
表 9.5.2 主鉄筋と配力鉄筋の組合せ

主鉄筋	D13	D16	D19	D22	D25	D29
配力鉄筋(主鉄筋)	250mm					
D13ctc250mm	○	○	○	○	○	○
D16ctc250mm	—	—	—	—	—	—
D19ctc250mm	—	—	—	—	—	—
主鉄筋	D22	D25	D29			
配力鉄筋(主鉄筋)	125mm					
D13ctc250mm	—	—	—			
D16ctc250mm	○	○	—			
D19ctc250mm	—	—	○			

- ※ 1. 上表は、圧縮鉄筋および配力鉄筋などの部材設計から算出できない鉄筋については、「当該主鉄筋の1/6以上」の鉄筋量を配置するものとして標準化したものである。

9-5. 配筋計画

たて壁およびかかと版の配筋計画を次に示す。



※ たて壁鉄筋は継手を設けないことが望ましい。長さは天端筋で調整する。

図 9.5.1 配筋計画図

9-6. 函体縦方向の計算に用いる断面力の計算

前述までの計算では、L型擁壁として計算原点を底版の下面としていたが、函体縦方向の計算では水平荷重の曲げモーメントを函軸で求め、断面力の作用位置の整合を図る必要がある。したがって、ここでは函軸での断面力を求めることとする。

なお、計算に用いる断面力は胸壁と整合を図り常時、地震時とも「浮力あり」とする。

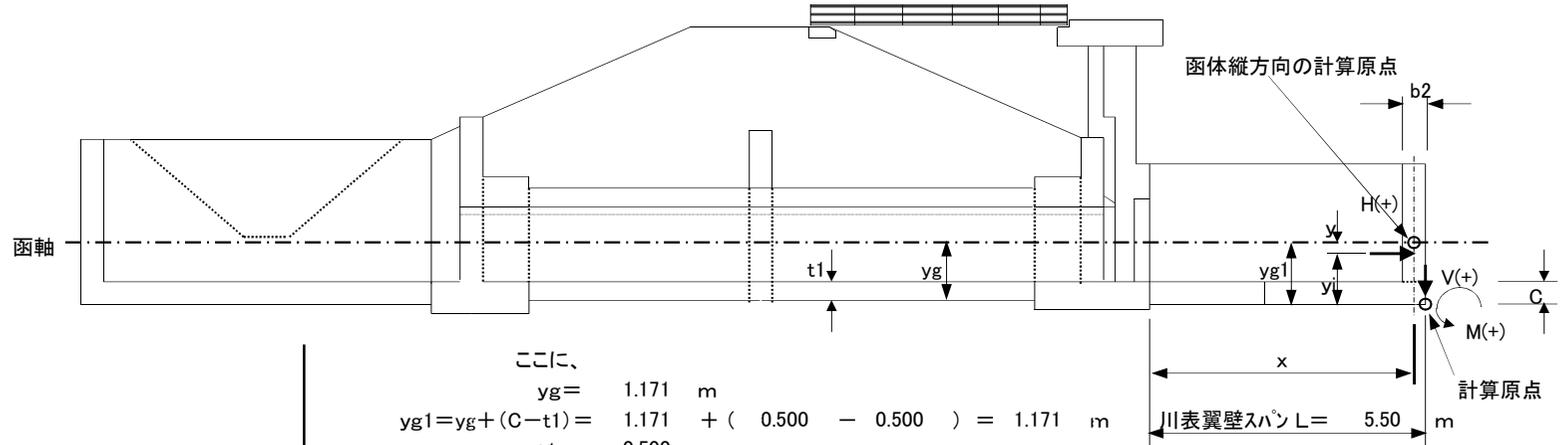


図 9.6.1 函体縦方向の形状図

(1) 常時の函軸へシフトさせた断面力の計算(浮力あり)

表 9.6.1 函軸へシフトさせた常時の作用力とモーメント

状態	項目	鉛直力Vi (KN)	水平力Hi (KN)	アーム長(m)				モーメントMi(KN・m)		
				xi	yi	yg1	y	抵抗モーメントMr	回転モーメントMo	
									原点Mo	函軸Mo'
浮力あり	自重(躯体+土重)	140.111		1.169				163.79		
	土圧	7.569	13.110	2.400	1.038	1.171	-0.133	18.166	13.608	-1.744
	水圧(背面)		32.947		0.856	1.171	-0.315		28.203	-10.378
	水圧(前面)		0.000		0.000	1.171	-1.171		0	0
	揚圧力	-30.804		1.600				-49.286		
	合計	116.876	46.057					132.67	41.811	-12.122

※ 1. 底版中心でのモーメント

$$\text{浮力あり} : Mc = \sum Vi \cdot B/2 - M = 116.876 \times 2.400 / 2 - 144.792 = -4.541 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M = Mr - Mo = 132.67 - -12.122 = 144.792 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

2. 函軸における断面力の集計

$$V = \sum Vi \cdot L \cdot 2 = 116.876 \times 4.400 \times 2 = 1028.509 \text{ KN}$$

$$H = \sum Hi \cdot L \cdot 2 = 46.057 \times 4.400 \times 2 = 405.302 \text{ KN}$$

$$M = V \cdot e = 1028.509 \times -0.039 = -40.112 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$e = B/2 - d = 2.400 / 2 - 1.239 = -0.039 \text{ m}$$

$$d = (Mr - Mo) / \sum Vi = (132.67 - -12.122) / 116.876 = 1.239 \text{ m}$$

$$L = 4.400 \text{ m}$$

3. 回転モーメントMo'の照査

$$46.057 \times (0.908 - 1.171) = -12.113 \text{ KN}\cdot\text{m} = Mo' = -12.122 \text{ KN}\cdot\text{m} \dots \text{OK}$$

ここに、

$$\text{底版下面(原点)での水平力の作用位置} = Mo / \sum Hi = 41.811 / 46.057 = 0.908 \text{ m}$$

$$\text{函軸へのシフト距離} yg1 = 1.171 \text{ m}$$

$$L : \text{L型擁壁の長さ(片側)} \quad L = 4.400 \text{ m}$$

(2) 地震時の函軸ヘリットさせた断面力の計算(浮力あり)

表 9.6.2 函軸ヘリットさせた地震時の作用力とモーメント

状態	項目	鉛直力Vi (KN)	水平力Hi (KN)	アーム長(m)				モーメントMi(KN・m)		
				xi	yi	yg1	y	抵抗モーメントMr	回転モーメント	
									原点Mo	函軸Mo'
浮力あり	自重(躯体+土重)	139.230	27.846	1.168	1.327	1.171	0.156	162.621	36.952	4.344
	土圧	8.774	32.747	2.400	1.032	1.171	-0.139	21.058	33.795	-4.552
	水圧(背面)		24.200		0.733	1.171	-0.438		17.739	-10.600
	水圧(前面)		0.000		0.000	1.171	-1.171		0	0
	揚圧力	-26.400		1.600				-42.24		
	合計	121.604	84.793					141.439	88.486	-10.808

※ 1. 底版中心でのモーメント

浮力あり :  $M_c = \sum V_i \cdot B/2 - M = 121.604 \times 2.400 / 2 - 152.247 = -6.322 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M = M_r - M_o = 141.439 - -10.808 = 152.247 \text{ KN}\cdot\text{m}$

2. 函軸における断面力の集計

$V = \sum V_i \cdot L \cdot 2 = 121.604 \times 4.400 \times 2 = 1070.115 \text{ KN}$

$H = \sum H_i \cdot L \cdot 2 = 84.793 \times 4.400 \times 2 = 746.178 \text{ KN}$

$M = V \cdot e = 1070.115 \times -0.052 = -55.646 \text{ KN}\cdot\text{m}$

ここに、

$e = B/2 - d = 2.400 / 2 - 1.252 = -0.052 \text{ m}$

$d = (M_r - M_o) / \sum V_i = (141.439 - -10.808) / 121.604 = 1.252 \text{ m}$

$L = 4.400 \text{ m}$

3. 函軸での回転モーメントMo'の照査

$84.793 \times (1.044 - 1.171) = -10.769 \text{ KN}\cdot\text{m} = M_o' = -10.808 \text{ KN}\cdot\text{m} \dots \text{NG}$

ここに、

底版下面(原点)での水平力の作用位置  $= M_o / \sum H_i = 88.486 / 84.793 = 1.044 \text{ m}$

函軸へのシフト距離  $y_{g1} = 1.171 \text{ m}$

L : L型擁壁の長さ(片側)  $L = 4.400 \text{ m}$

(3) L型擁壁の函軸へシフトさせた断面力の集計

表 9.6.3 函軸へシフトさせた断面力の集計

項目	符号	単位	計算原点		函軸		作用位置x (m)
			常時	地震時	常時	地震時	
鉛直荷重	V	KN	116.876	121.604	1028.509	1070.115	5.300
水平荷重	H	KN	46.057	84.793	405.302	746.178	5.300
曲げモーメント	M	KN・m	49.392	92.972	-40.112	-55.646	5.300

※ 1. 作用位置は川表翼壁スパンの左端からの距離である。

$$x = L - 1/2 \cdot b_2 = 5.500 - 1/2 \times 0.400 = 5.300 \text{ m}$$

ここに、

$$L : \text{川表翼壁スパン長} \quad L = 5.500 \text{ m}$$

$$b_2 : \text{たて壁の厚さ} \quad b_2 = 0.400 \text{ m}$$

(函体右端からの距離)

$$x' = 1/2 \cdot b_2 = 1/2 \times 0.400 = 0.200 \text{ m}$$