

Excelで解く樋門設計

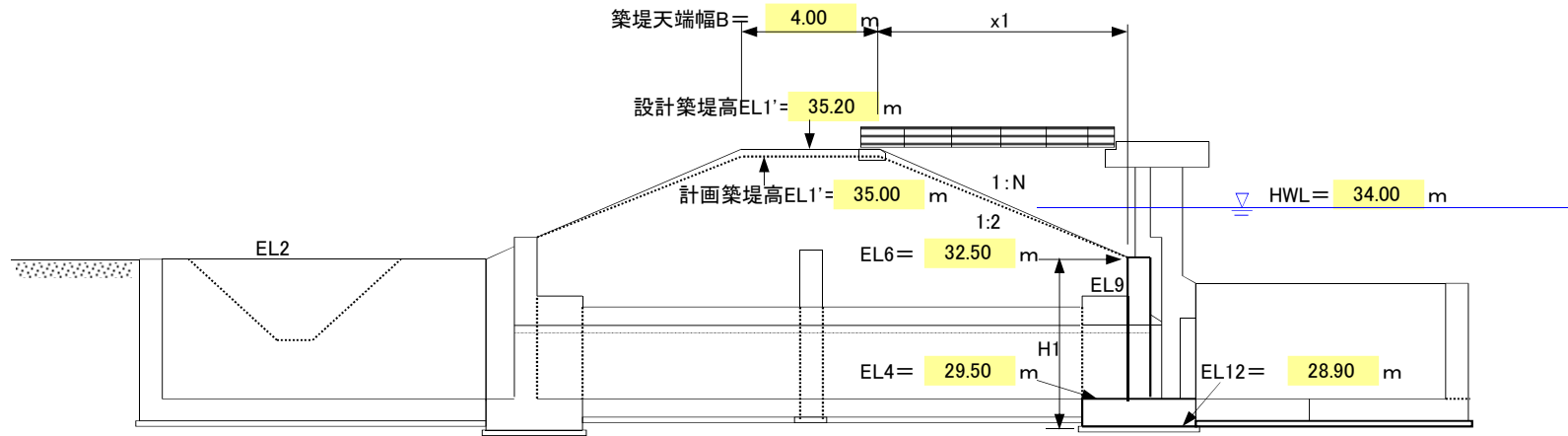
第6章 川表胸壁の設計

[「スタートメニュー」に戻る](#)

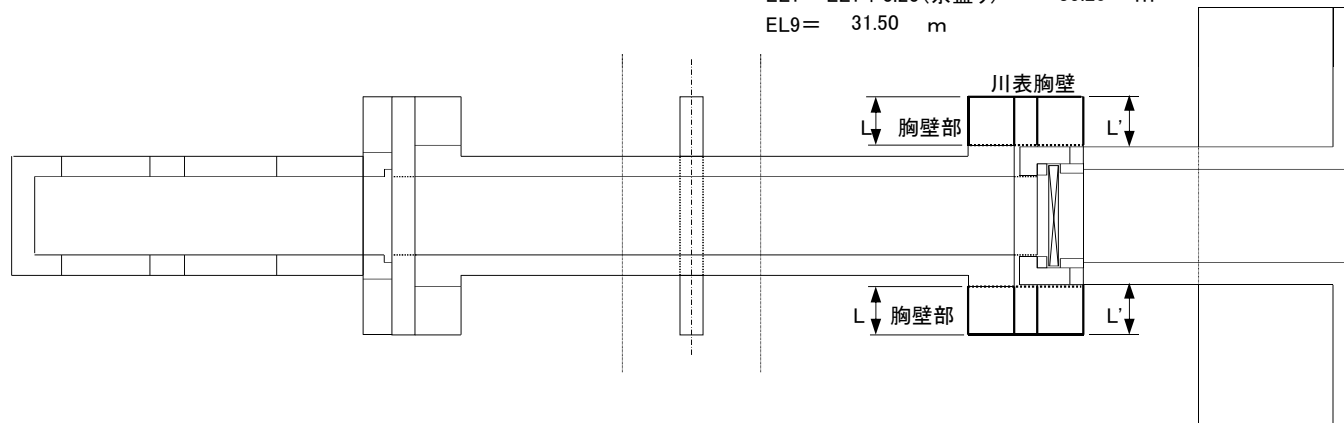
入力および計算結果

入カデータ

【構造図入力】

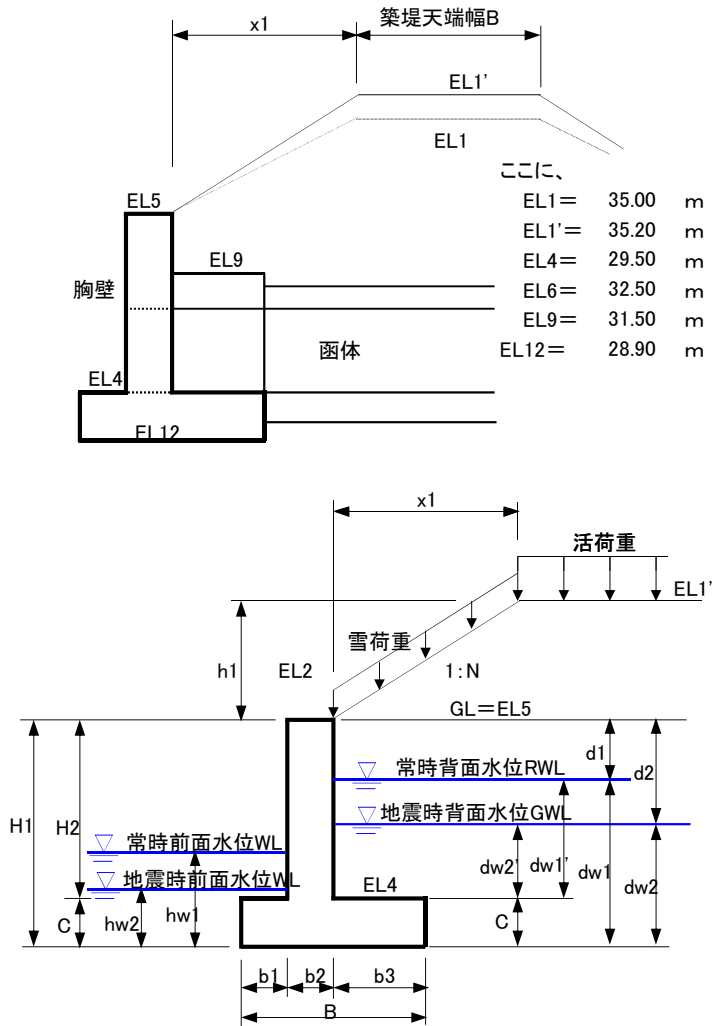


ここに、
 川表胸壁
 $EL1' = EL1 + 0.20(\text{余盛り}) = 35.20 \text{ m}$
 $EL9 = 31.50 \text{ m}$



胸壁張出し長L = 1.000 m
 L' = 1.000 m

【川表胸壁断面図入力】



項目	形状寸法		項目	形状寸法		
	符号	寸法(m)		符号	寸法(m)	
土被り高(EL1'-EL5)	h1	2.700	常時	残留水位以上の土層厚	d1	0.433
背面土法面の水平長	x1	5.000		残留水位以下の土層厚	dw1	3.167
背面土の法勾配(1:N)	N	1.85		残留水位から底版上面までの高さ	dw1'	2.567
つま先版の長さ	b1	1.000	地震時	底面から前面水位までの高さ	hw1	0.000
たて壁の厚さ	b2	0.500		地下水位以上の土層厚	d2	1.300
かかと版の長さ	b3	1.000		地下水位以下の土層厚	dw2	2.300
たて壁の高さ	H2	3.000	標高	地下水位から底版上面までの高さ	dw2'	1.700
底版の厚さ	C	0.600		底面から前面水位までの高さ	hw2	0.000
底版幅	B	2.500		築堤高	EL1'	35.200
胸壁のの総高	H1	3.600	胸壁天端高	EL5	32.500	
胸壁の張り長(かかと版)	L	1.000	函体高(補強部)	EL9	31.500	
胸壁の張り長(つま先版)	L'	1.000	底版上面高	EL4	29.500	
門柱の鉛直荷重	常時	214.201	地下水位	GWL	31.200	
門柱の鉛直荷重	地震時	214.201	残留水位(常時)	RWL	32.067	

- ※ 1. 前面水位は、常時は平水位、地震時は低水位を採用。
 2. 残留水位は次により求めた。
 ・水位の条件
 $HWL = 34.00 \text{ m} > GL = 32.50 \text{ m}$
 $GWL = 31.20 \text{ m} > WL = 28.60 \text{ m}$
 ここに、前面水位は、
 $WL(\text{低水位}) = 28.60 \text{ m}$ (常時の前面水位)
 ・常時の残留水位
 $RWL = GWL + 2/3 \cdot (GL - GWL) = 31.20 + 2/3 \times (32.50 - 31.20) = 32.067 \text{ m}$
 3. 地震時の背面水位は地下水位(GWL)とする。
 ・地震時の背面水位
 $GWL = 31.200 \text{ m}$
 ここに、前面水位は、
 $WL(\text{平水位}) = 28.70 \text{ m}$ (地震時の前面水位)
 4. 水位以上の土層厚は次の算出による。
 $d1 = GL - RWL = 32.50 - 32.07 = 0.433 \text{ m}$
 $d2 = GL - GWL = 32.50 - 31.20 = 1.300 \text{ m}$
 5. 前面水位hwは次の算出による。
 $hw1 = WL(\text{平水位}) - EL11 = 28.60 - 28.90 = 0.000 \text{ m}$
 $hw2 = WL(\text{平水位}) - EL11 = 28.70 - 28.90 = 0.000 \text{ m}$

入 カ デ ー タ

【設計条件】

- 1) 単位体積重量
 - ・ 鉄筋コンクリート $\gamma_c = 24.50$ KN/m³
 - ・ 土の空中の単位体積重量(湿潤状態) $\gamma_s = 18.60$ KN/m³
 - ・ 土の飽和状態の単位体積重量 $\gamma_t = 19.80$ KN/m³
 - ・ 土の水中での見かけ重量 $\gamma_s' = 9.80$ KN/m³
 - ・ 水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ KN/m³
- 2) 静止土圧係数 $K_o = 0.50$
- 3) 鉛直土圧の係数 $\alpha = 1.00$
- 4) 許容応力度
 - ・ コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24.0$ N/mm²
 - ・ コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 8.0$ N/mm² (= 12.0 N/mm²)
 - ・ 鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 160.0$ N/mm² (= 300.0 N/mm²)
 - ・ コンクリートの許容せん断応力度 $\tau_{al} = 0.39$ N/mm² (= 0.58 N/mm²)

()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)
- 5) 載荷重
 - ・ 雪荷重(常時、地震時) $q_w = 3.50$ KN/m² (= 3.50 KN/m²)

ここに、雪荷重は次により求める。

雪荷重 $q_w =$ 分布荷重 $w_u \times$ 設計積雪深 $h_u = 3.50 \times 1.00 = 3.50$ KN/m²

 - ・ 活荷重(T-25) $q = 10.00$ KN/m² (= 5.00 KN/m²)

「樋門設計の手引き」
- 6) 地盤定数
 - ・ 土砂の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$
- 7) 土圧
 - ・ 主動土圧はクーロン式で求め、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)。

 - ・ 胸壁前面の土圧(受動土圧)および水圧は考慮しない。
 - ・ 常時の主動崩壊角 $\omega = 45^\circ$
 - ・ 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	$\delta_e = \phi/2 = 15^\circ$	$\delta_e = 0^\circ$

- 8) 物理定数
 - ・ コンクリートのヤング係数 $E_c = 2.45 \times 10^7$ KN/m²
 - ・ 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)

9) 設計震度

- ・ 空中 $kh = 0.20$
- ・ 地震時の水中での見かけ震度 $kh' = 0.29$

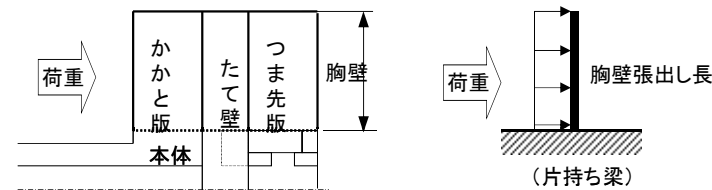
ここに、地震時の水中での見かけ震度 kh' は次により求める。

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

$$= \frac{1.300 \times 18.60 + 2.300 \times (9.80 + 10.00) + 3.50 \times 1.00}{1.300 \times 18.60 + 2.300 \times 9.80 + 3.50 \times 1.00} \times 0.20 = 0.29$$

10) 構造計算

- たて壁 : 樋門本体に固定された「片持ち梁」として設計する。
- 底版 : たて壁に固定された「片持ち梁」として設計する。



11) 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

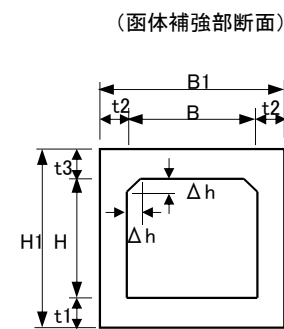
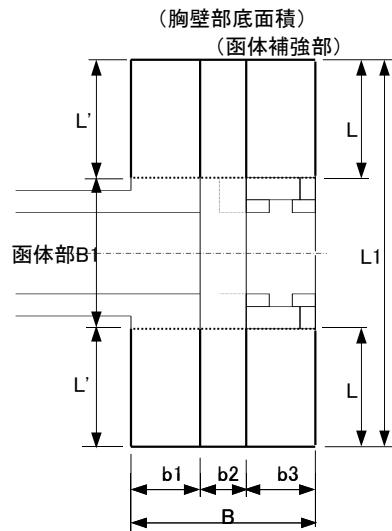
12) 擁壁の形状

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

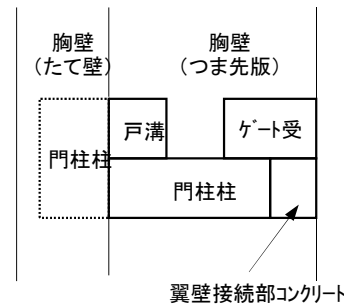
入 力 デ ータ

【底版反力の計算に必要な部材の入力】

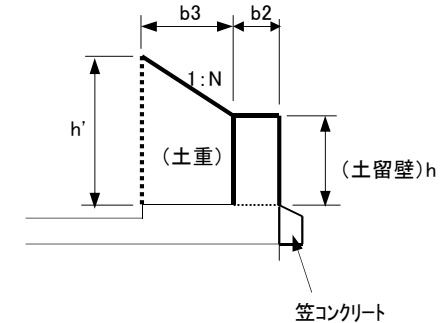
底版の設計に必要な底版反力は、胸壁部の全荷重を底版面積で除して求めることから、底版上にある部材の断面を入力する。



(門柱柱断面)



(函体上土留壁部)



ここに、
 $t1 = 0.600$ m
 $t2 = 0.650$ m
 $t3 = 0.500$ m
 $B(\text{函体補強部}) = 1.500$ m
 $H = 1.500$ m
 $B1 = 2.800$ m
 $H1 = 2.600$ m
 $\Delta h = 0.150$ m

ここに、
 $L = 1.000$ m
 $L' = 1.000$ m
 $B1 = 2.800$ m
 $L1 = 4.800$ m
 $b1 = 1.000$ m
 $C = 0.600$ m
 $H2 = 3.000$ m
 $B(\text{胸壁底版}) = 2.500$ m

底版幅(B)
 ※底版幅Bは胸壁の高さ(H1)の1/2以上とする。

- ・ 門柱柱
 - b : 柱の幅 $b = 1.200$ m
 - t : 柱の厚さ $t = 0.400$ m
 - h : 柱の高さ(=H2) $h = 3.000$ m
- ・ 戸溝柱
 - b : 柱の幅 $b = 0.300$ m
 - t : 柱の厚さ $t = 0.250$ m
 - h : 柱の高さ(=H2) $h = 3.000$ m
- ・ ゲート受け柱
 - b : 柱の幅 $b = 0.400$ m
 - t : 柱の厚さ $t = 0.250$ m
 - h : 柱の高さ(=H2) $h = 3.000$ m
- ・ 翼壁接続部コンクリート
 - b : 柱の幅 $b = 0.400$ m
 - t : 柱の厚さ $t = 0.250$ m
 - $h1$: 柱の高さ(後側) $h1 = 2.350$ m
 - $h2$: 柱の高さ(前側) $h2 = 2.250$ m
- ・ 笠コンクリート
 - $t1$: 笠の高さ(後側) $b = 0.400$ m
 - $t2$: 笠の高さ(前側) $t = 0.250$ m
 - b : 笠の厚さ $h1 = 0.200$ m
 - B : 函体の内幅 $B = 1.500$ m

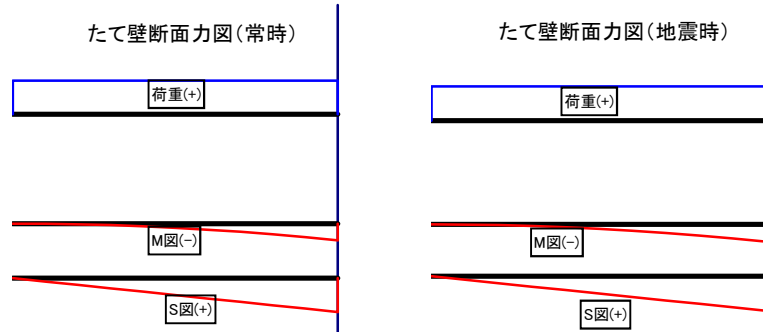
$b2 = 0.500$ m
 $b3 = 1.000$ m
 $N = 1.85$
 $h = 1.000$ m
 $h' = 1.541$ m

※土留壁の高さ(h)は0.50m程度とし、最大でも「 $h=1.50\text{m}$ 」以下とする。このことは、土留壁を必要以上に高くし、堤防断面内に食い込むことを規制しているからである。

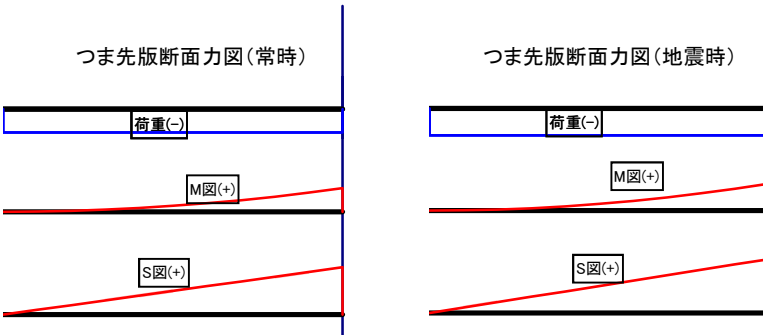
設計計算結果

【川表胸壁断面力の計算】

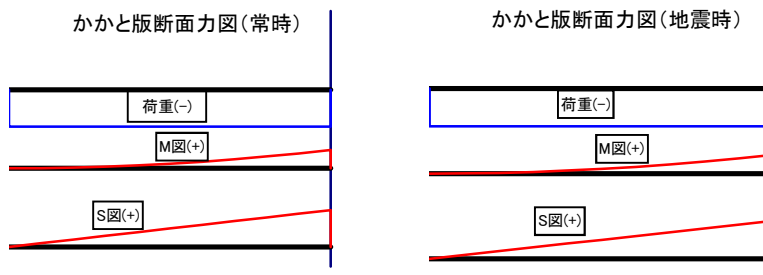
・ たて壁



・ つま先版



・ かかと版



【川表胸壁断面力】

項目	計算箇所	常時			地震時		
		設計荷重 (KN/m ²)	せん断力 (KN)	曲げモーメント (KN・m)	設計荷重 (KN/m ²)	せん断力 (KN)	曲げモーメント (KN・m)
たて壁	函体つけ根	61.843	61.843	30.922	66.289	66.289	33.145
かかと版	たて壁つけ根	-18.733	-18.733	-9.367	-18.733	-17.809	-8.905
つま先版	たて壁つけ根	-45.943	-45.943	-22.972	-52.649	-52.649	-26.325

【川表胸壁応力度の検討】 … 鉄筋入力必要

・ たて壁

項目	たて壁 (常時)			たて壁 (地震時)				
	前面引張			前面引張				
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	—
たて壁の厚さ	b ₂	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	—	30.922	—	—	33.145	—
せん断力	S	KN	—	61.843	—	—	66.289	—
配筋	A _s	cm ²	D	16	—	D	16	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s	1.986 cm ²	—	s	1.986 cm ²	—
			n	4 本	—	n	4 本	—
			A _s =	7.944 cm ²	—	A _s =	7.944 cm ²	—
圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	8.0	2.1	○	12.0	2.2	○
引張応力度	σ _s	N/mm ²	160.0	110.6	○	300.0	118.6	○
せん断応力度	τ _m	N/mm ²	0.39	0.16	○	0.58	0.17	○
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 _s '	cm ²	7.944	5.490	○	7.944	3.139	○

※ 1. 配筋は最小鉄筋量の検討により決定した。

$$A_{smin}(\%) = P \cdot 100$$

ここに、

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{7.944}{100 \times 38.0} = 0.00209$$

設計計算結果

【川裏胸壁応力度の検討】 … 鉄筋入力必要

【川表胸壁断面力】

・ かかと版

項目			かかと版 (常時)			かかと版 (地震時)		
			下面引張			下面引張		
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	—	60.0	—	—	60.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	15.0	—	—	15.0	—
有効高	d	cm	—	45.0	—	—	45.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	9.367	—	—	8.905	—
せん断力	S	KN	—	18.733	—	—	17.809	—
配筋	As	cm ²	D	19	—	D	19	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	2.865 cm ²	—	s=	2.865 cm ²	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—
			As=	11.460 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—
圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	8.0	0.4	○	12.0	0.4	○
引張応力度	σ _s	N/mm ²	160.0	19.7	○	300.0	18.8	○
せん断応力度	τ _m	N/mm ²	0.39	0.04	○	0.58	0.04	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.255	○	0.2	0.255	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.255	○	2.0	0.255	○
必要鉄筋量	As'	cm ²	11.460	1.415	○	11.460	0.717	○

※ 1. 配筋は最小鉄筋量の検討により決定した。

$$As_{min}(\%) = P \cdot 100$$

ここに、

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{11.460}{100 \times 45.0} = 0.00254$$

・ つま先版

項目			つま先版 (常時)			つま先版 (地震時)		
			下面引張			下面引張		
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	—
つま先版の厚さ	C	cm	—	60.0	—	—	60.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	15.0	—	—	15.0	—
有効高	d	cm	—	45.0	—	—	45.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	22.972	—	—	26.325	—
せん断力	S	KN	—	45.943	—	—	52.649	—
配筋	As	cm ²	D	19	—	D	19	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	2.865 cm ²	—	s=	2.865 cm ²	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—
			As=	11.460 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—
圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	8.0	1.0	○	12.0	1.2	○
引張応力度	σ _s	N/mm ²	160.0	48.4	○	300.0	55.4	○
せん断応力度	τ _m	N/mm ²	0.39	0.10	○	0.58	0.12	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.255	○	0.2	0.255	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.255	○	2.0	0.255	○
必要鉄筋量	As'	cm ²	11.460	3.469	○	11.460	2.120	○

※ 1. 配筋は最小鉄筋量の検討により決定した。

$$As_{min}(\%) = P \cdot 100$$

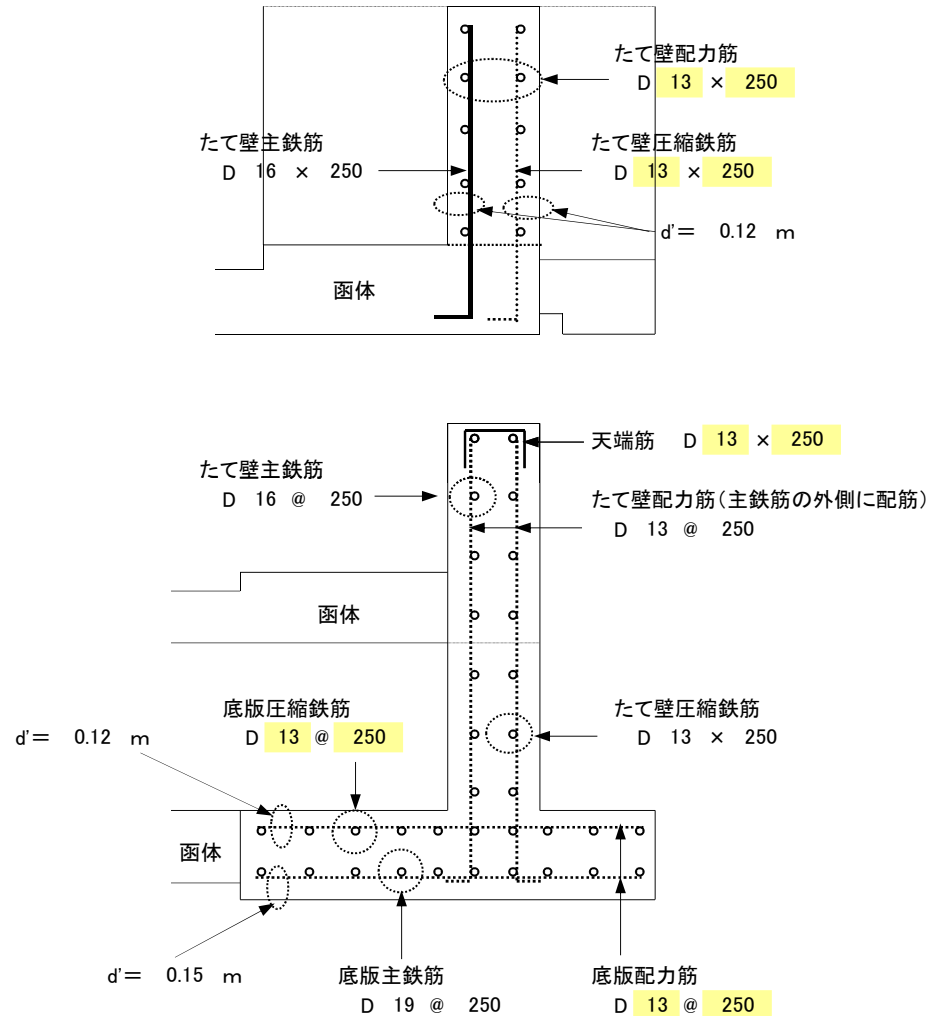
ここに、

$$p = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{11.460}{100 \times 45.0} = 0.00254$$

【配筋計画】

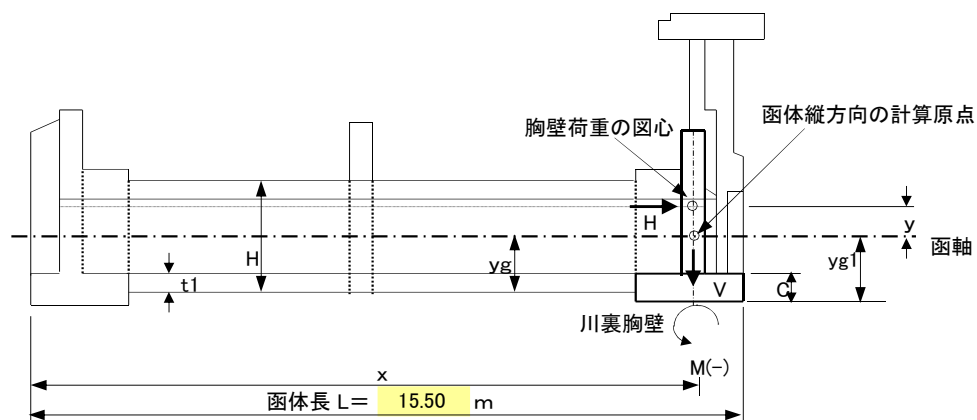
※ 注意

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。



設計計算結果

【函体縦方向の構造】



ここに、

$H = 2.400 \text{ m}$

$C = 0.600 \text{ m}$

$t1 = 0.500 \text{ m}$

$yg = 1.171 \text{ m}$

$b1 = 1.000 \text{ m}$ (つま先版長)

$b2 = 0.500 \text{ m}$ (たて壁厚)

$yg1 = yg + (C - t1) = 1.171 + (0.600 - 0.500) = 1.271 \text{ m}$

$x = L - (b1 + b2 / 2) = 15.50 - (1.000 + 0.500 / 2) = 14.250 \text{ m}$

【函体縦方向の計算に用いる荷重の集計】

項目	符号	単位	計算原点		函軸		作用位置(m)	
			常時	地震時	常時	地震時	x	x'
鉛直荷重	V	KN	297.948	317.730	297.948	317.730	1.250	14.250
水平荷重	H	KN	381.966	543.632	381.966	543.632	1.250	14.250
曲げモーメント	M	KN・m	636.119	898.223	150.762	207.478	1.250	14.250

設 計 計 算

6-1. 設計の概要

6-1-1. 川表胸壁の構造

1) 川表胸壁の構造図

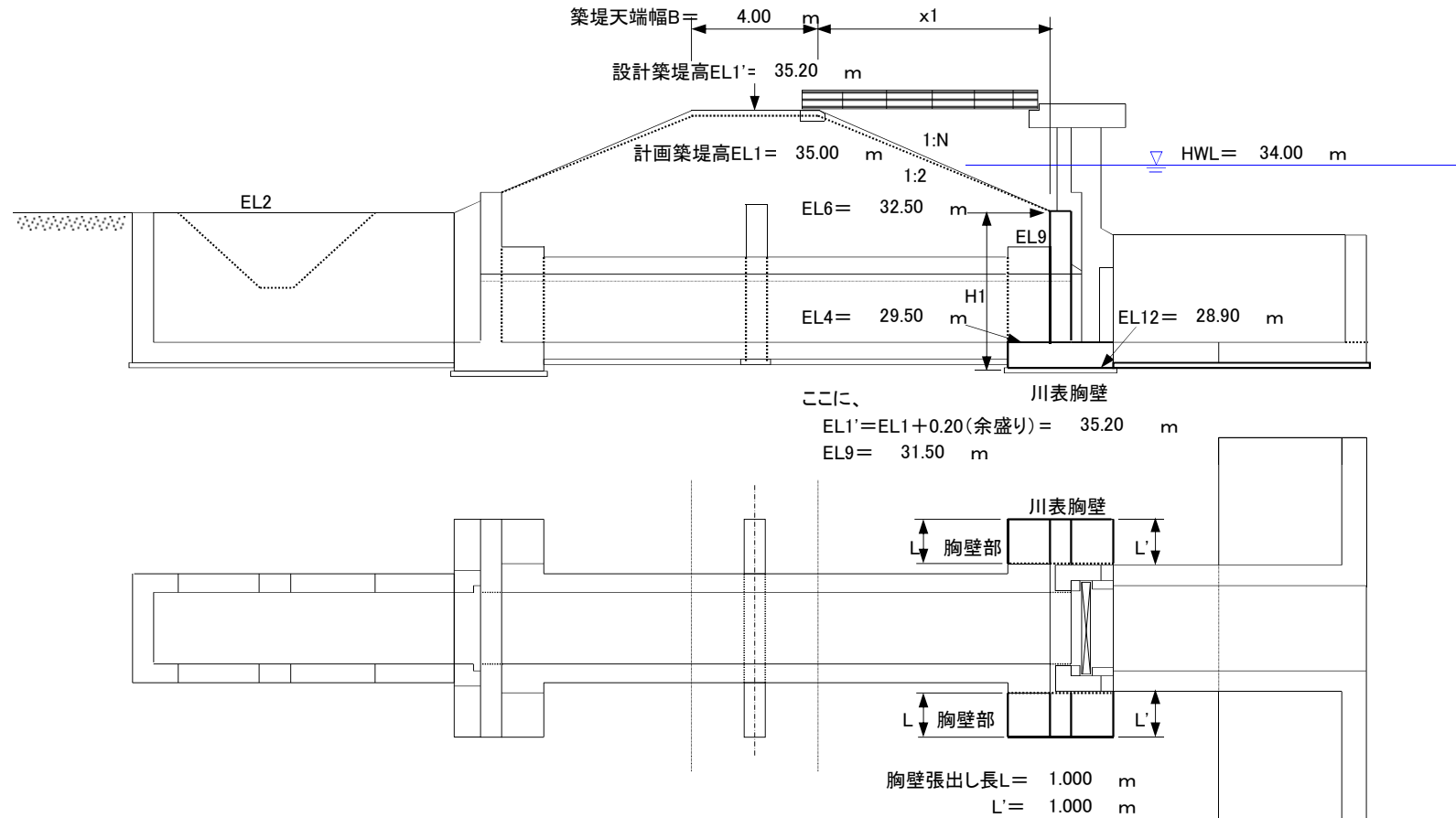


図 6.1.1 樋門工一般図

2) 川表胸壁の形状寸法

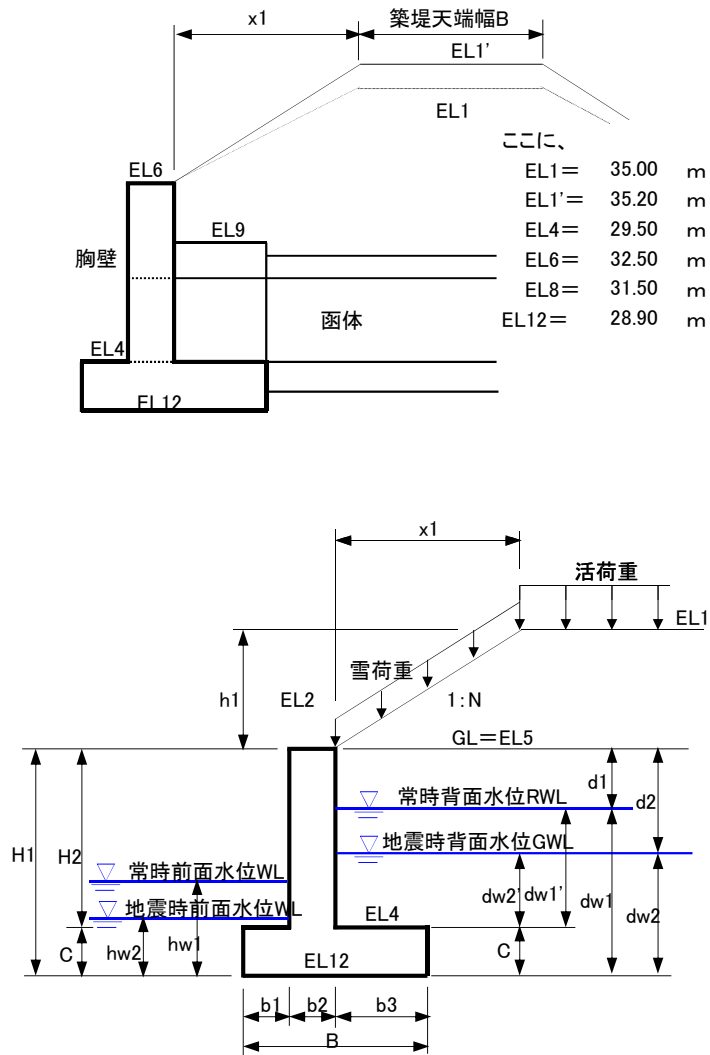


表 6.1.1 形状寸法

項目	形状寸法		項目	形状寸法		
	符号	寸法(m)		符号	寸法(m)	
土被り高(EL1'-EL5)	h1	2.700	常時	残留水位以上の土層厚	d1	0.433
背面土法面の水平長	x1	5.000		残留水位以下の土層厚	dw1	3.167
背面土の法勾配(1:N)	N	1.850		残留水位から底版上面までの高さ	dw1'	2.567
つま先版の長さ	b1	1.000		底面から前面水位までの高さ	hw1	0.000
たて壁の厚さ	b2	0.500	地震時	地下水位以上の土層厚	d2	1.300
かかと版の長さ	b3	1.000		地下水位以下の土層厚	dw2	2.300
たて壁の高さ	H2	3.000		地下水位から底版上面までの高さ	dw2'	1.700
底版の厚さ	C	0.600		底面から前面水位までの高さ	hw2	0.000
底版幅	B	2.500	標高	築堤高	EL1'	35.200
胸壁の総高	H1	3.600		胸壁天端高	EL6	32.500
胸壁の張り長(かかと版)	L	1.000		函体高(補強部)	EL9	31.500
胸壁の張り長(つま先版)	L'	1.000		底版上面高	EL4	29.500
門柱の鉛直荷重	常時	214.201		地下水位	GWL	31.200
門柱の鉛直荷重	地震時	214.201		残留水位(常時)	RWL	32.067

- ※ 1. 前面水位は、常時は平水位、地震時は低水位を採用。
 2. 残留水位は次により求めた。
 ・ 水位の条件
 $HWL = 34.00 \text{ m} > GL = 32.50 \text{ m}$
 $GWL = 31.20 \text{ m} > WL = 28.60 \text{ m}$
 ここに、前面水位は、
 $WL(\text{低水位}) = 28.60 \text{ m}$ (常時の前面水位)
 ・ 常時の残留水位
 $RWL = GWL + 2/3 \cdot (GL - GWL) = 31.20 + 2/3 \cdot (32.50 - 31.20) = 32.067 \text{ m}$
 3. 地震時の背面水位は地下水位(GWL)とする。
 ・ 地震時の背面水位
 $GWL = 31.200 \text{ m}$
 ここに、前面水位は、
 $WL(\text{平水位}) = 28.70 \text{ m}$ (地震時の前面水位)
 4. 水位以上の土層厚は次の算出による。
 $d1 = GL - RWL = 32.50 - 32.07 = 0.433 \text{ m}$
 $d2 = GL - GWL = 32.50 - 31.20 = 1.300 \text{ m}$
 5. 前面水位hwは次の算出による。
 $hw1 = WL(\text{平水位}) - EL12 = 28.60 - 28.90 = 0.000 \text{ m}$
 $hw2 = WL(\text{平水位}) - EL12 = 28.70 - 28.90 = 0.000 \text{ m}$
 ただし、底版の設計では「 $WL < EL11$ 」の場合は「 $hw = C$ 」とする。

第6章 川表胸壁の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

- 胸壁・翼壁に作用する土圧 「樋門設計の手引き」
- 胸壁・翼壁に作用する土圧は、原則として下表の区分にしたがって適用する。

種別	作用する土圧	
	常時	地震時
胸壁	静止土圧	地震時主動土圧
翼壁	U型タイプ	静止土圧
	逆T型タイプ	主動土圧

胸壁が一体化される函体端部は、地震時には変位すると想定されるため胸壁の設計に考慮する地震時土圧は「地震時主動土圧」とした。このため、本体が1スパン等で地震時に函体(胸壁)の変位が拘束されることが確かな場合は「地震時静止土圧」とするのがよい。

逆Tタイプの翼壁は、水叩きによって底板位置の水平変位が拘束される場合も回転変位は拘束されないのので常時・地震時も主動土圧としてよい。

(静止土圧)

胸壁・翼壁に作用する静止土圧は次式による。

$$Phd = K_o(\gamma \cdot h + q_o)$$

ここに、

- Phd : 任意の深さの水平土圧強度(KN/m²)
- Ko : 静止土圧係数(通常はKo=0.5と考えてよい)
- γ : 土の単位体積重量(KN/m³)
- h : 任意の深さ(m)
- qo : 上載荷重(KN/m²)

なお、背面土の傾斜の影響は、下図に示す影響範囲をω=45°として仮定して、この範囲の土重および上載荷重を載荷重に換算してよい。

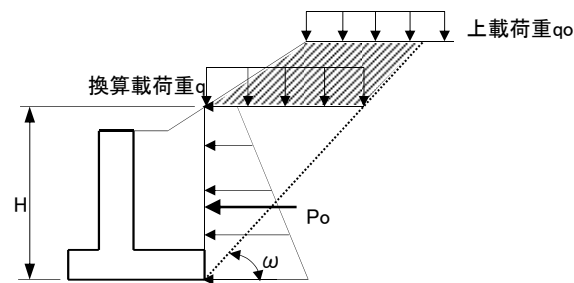


図 6.1.2 背面土の換算載荷重

設 計 計 算

6-1-2. 設計条件

1) 単位体積重量

- 鉄筋コンクリート $\gamma_c = 24.50$ KN/m³
- 土の空中の単位体積重量(湿潤状態) $\gamma_s = 18.60$ KN/m³
- 土の飽和状態の単位体積重量 $\gamma_t = 19.80$ KN/m³
- 土の水中での見かけ重量 $\gamma_{s'} = 9.80$ KN/m³
- 水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ KN/m³

2) 静止土圧係数

$K_o = 0.50$

3) 鉛直土圧の係数

$\alpha = 1.00$

4) 許容応力度

- コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24.0$ N/mm²
- コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 8.0$ N/mm² (= 12.0 N/mm²)
- 鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 160.0$ N/mm² (= 300.0 N/mm²)
- コンクリートの許容せん断応力度 $\tau_{al} = 0.39$ N/mm² (= 0.58 N/mm²)
- ()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)

5) 載荷重

- 雪荷重(常時、地震時) $q_w = 3.50$ KN/m² (= 3.50 KN/m²)
- ここに、雪荷重は次により求める。
雪荷重 $q_w =$ 分布荷重 $w_u \times$ 設計積雪深 $h_u = 3.50 \times 1.00 = 3.50$ KN/m²
- 活荷重(T-25) $q = 10.00$ KN/m² (= 5.00 KN/m²)

6) 地盤定数

- 土砂の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 「樋門設計の手引き」P228

7) 土圧

- 主動土圧はクーロン式で求め、土圧の作用面は次のとおりとする。
安定計算 : 底板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)。
- 胸壁前面の土圧(受動土圧)および水圧は考慮しない。
- 常時の主動崩壊角 $\omega = 45^\circ$
- 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	$\delta_e = \phi/2 = 15^\circ$	$\delta_e = 0^\circ$

8) 物理定数

- コンクリートのヤング係数 $E_c = 2.45 \times 10^7$ KN/m²
- 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)

9) 設計震度

- ・ 空中 $kh = 0.20$
- ・ 地震時の水中での見かけ震度 $kh' = 0.29$

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。

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

$$= \frac{1.300 \times 18.60 + 2.300 \times (9.80 + 10.00) + 3.50 \times 1.00}{1.300 \times 18.60 + 2.300 \times 9.80 + 3.50 \times 1.00} \times 0.20 = 0.29$$

10) 構造計算

- たて壁 : 樋門本体に固定された「片持ち梁」として設計する。
- 底版 : たて壁に固定された「片持ち梁」として設計する。

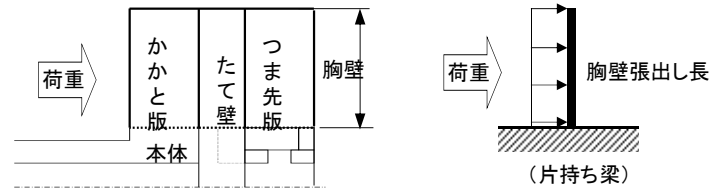


図 6.1.3 胸壁の設計モデル

11) 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 $d' = 0.15 \text{ m}$

12) 擁壁の形状

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

6-2. 断面力計算の基本事項

断面力の計算は常時、地震時でおこなうが、土圧については次の方法で計算する。

- ・ たて壁の計算 : 土圧はたて壁の背面に作用させる(土とコンクリート)。
- ・ 底版の計算 : 土圧は仮想壁面に作用させる(土と土)。

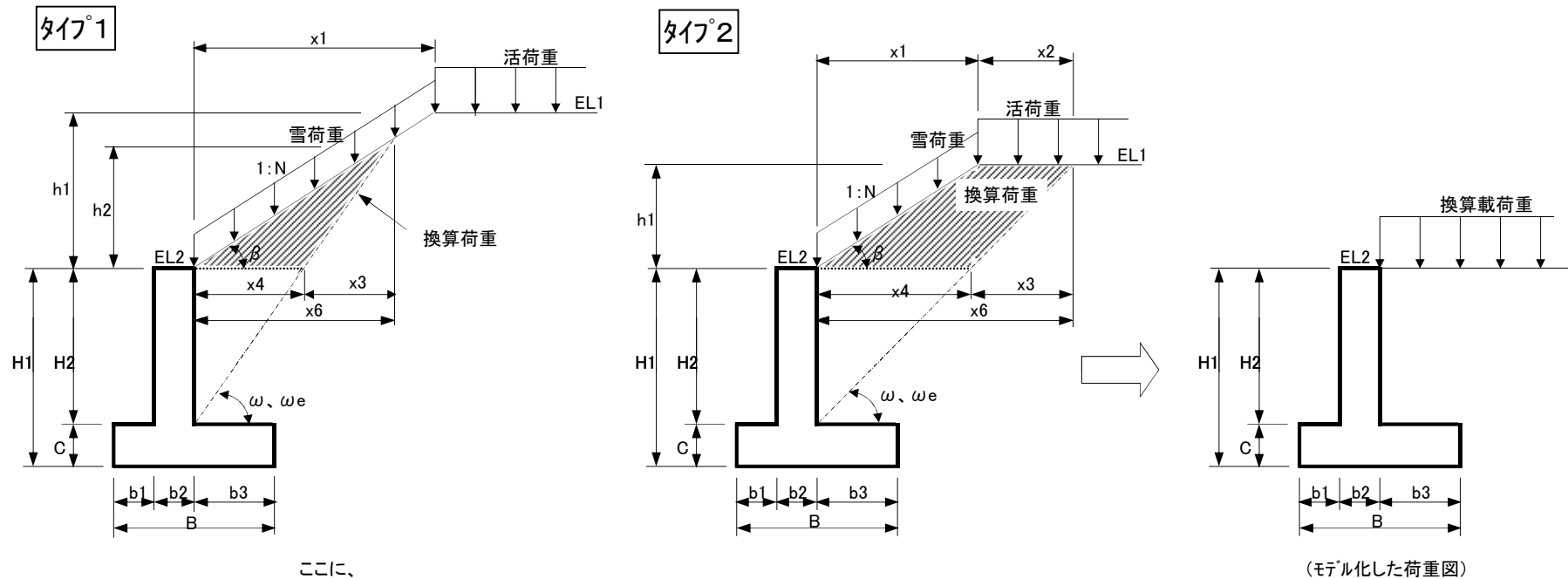
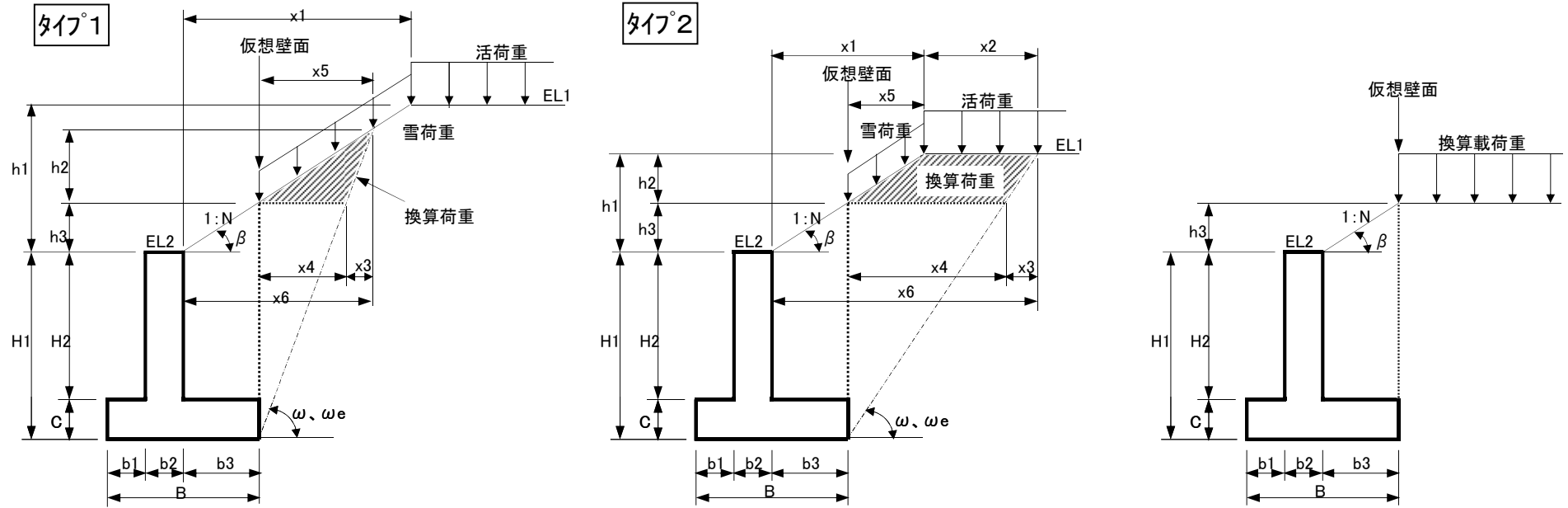


図 6.2.1 土圧がたて壁に作用する場合(たて壁の設計)



ここに、
 「 $x1 \geq x6$ 」の場合 : タイプ1
 「 $x1 < x6$ 」の場合 : タイプ2
 ω, ω_e : 主動崩壊角
 築堤天端幅 $B = 4.00$ m

図 6.2.2 土圧が仮想壁面に作用する場合(底版の設計)

6-3. 主動土圧および主動崩壊角の計算

本設計では、函体に継手を設けない(1スパン)ことから胸壁の変位が函体により拘束されることを考慮し、土圧計算は常時、地震時とも「静止土圧」として計算する。

6-3-1. 主動土圧係数の計算

① 常時の主動土圧係数

・ 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、

K_a : 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 $\phi = 30^\circ$

α : 壁裏面が鉛直面となす角 $\alpha = 0^\circ$

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

δ : 壁面摩擦角(土とコンクリート) $\delta = 1/3 \cdot \phi = 10^\circ$

・ 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)

ϕ : 背面土の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$

α : 壁裏面が鉛直面となす角 $\alpha = 0^\circ$

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

δ : 壁面摩擦角(土と土) $\delta = \phi = 30^\circ$

【メモ】

・地震時の静止土圧の考え方

「擁壁工指針」

ストラット付U型擁壁のように常時の土圧として静止土圧を用いる場合の地震時の土圧合力Poeは、まだ十分な研究がなされていないが、静止土圧状態からの地震時の土圧増分が主動土圧状態からの地震時の土圧増分とほぼ等しいと考えて、次式により算定する方法がある。

この場合の土圧合力は水平方向に作用するものとし、作用位置は底板下面よりH/3の点とする。

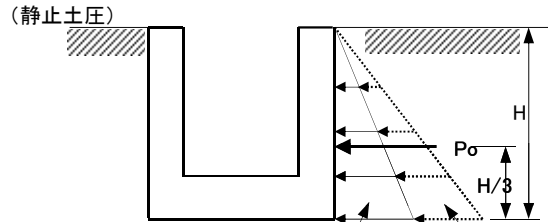
$$Poe = Po + (Phe - Ph)$$

ここに、

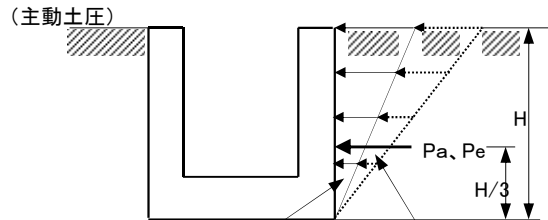
Po : 常時の静止土圧合力(水平成分)

Phe : 主動土圧状態を仮定した場合の地震時の土圧合力Peの水平成分

Ph : 主動土圧状態を仮定した場合の常時の土圧合力Paの水平成分



(常時の静止土圧) (地震時の静止土圧の増分)



(常時の主動土圧) (地震時の主動土圧の増分)

「地震時の静止土圧の増分≒地震時の主動土圧の増分」と仮定する

図 6.3.1 地震時の静止土圧の考え方

② 地震時の主動土圧係数(空中)

・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、

Ke : 地震時(空中)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 °

θ : 地震合成角 θ = tan⁻¹(kh) = 11.310 °

ここに、

kh = 0.20 (空中)

δe : 地震時の壁面摩擦角 δe = 0.00 ° (土とコンクリート)

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

・土と土

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

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

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⁻¹(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。

③ 地震時の主動土圧係数(水中での見かけ震度の影響)

・ 土とコンクリート

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

$$= \frac{0.943}{0.960 \times 1.000 \times 0.960 \times \left[1 + \sqrt{\frac{0.500 \times 0.239}{0.960 \times 1.000}} \right]^2} = 0.559$$

ここに、

k_e' : 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 $\phi = 30^\circ$

α : 壁裏面が鉛直面となす角 $\alpha = 0^\circ$

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

δ_e : 地震時の壁面摩擦角 $\delta_e = 0.00^\circ$ (土とコンクリート)

θ : 地震合成角 $\theta = \tan^{-1}(kh') = 16.172^\circ$

ここに、

kh' : 水中での見かけ震度 $kh' = 0.29$

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

・ 土と土

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

$$= \frac{0.943}{0.960 \times 1.000 \times 0.856 \times \left[1 + \sqrt{\frac{0.707 \times 0.239}{0.856 \times 1.000}} \right]^2} = 0.550$$

ここに、

k_e' : 地震時(水中)の主動土圧係数(土と土)

ϕ : 背面土の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$

α : 壁裏面が鉛直面となす角 $\alpha = 0^\circ$

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

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

θ : 地震合成角 $\theta = \tan^{-1}(kh') = 16.172^\circ$

ここに、

kh' : 水中での見かけ震度 $kh' = 0.29$

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

6-3-2. 主動崩壊角の計算

① 常時の主動崩壊角

・ 土とコンクリート

$$\cot(\omega - \beta) = \sec(\phi + \delta + \alpha - \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\alpha + \delta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \sin(\phi - \beta)}} - \tan(\phi + \delta + \alpha - \beta)$$

$$\cot(\omega - 0) = 1.305 \times \sqrt{\frac{0.985 \times 0.643}{1.000 \times 0.500}} - 0.839 = 0.630 \text{ rad}$$

$$\cot \omega = 57.789^\circ$$

ここに、

$$\begin{aligned} \phi &: \text{背面土の内部摩擦角} & \phi &= 30^\circ \\ \alpha &: \text{壁裏面が鉛直面となす角} & \alpha &= 0^\circ \\ \beta &: \text{壁背面の盛土のり面と水平面のなす角} & \beta &= 0^\circ \\ \delta &: \text{壁面摩擦角(土とコンクリート)} & \delta &= 1/3 \cdot \phi = 10^\circ \end{aligned}$$

・ 土と土

$$\cot(\omega - \beta) = \sec(\phi + \delta + \alpha - \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\alpha + \delta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \sin(\phi - \beta)}} - \tan(\phi + \delta + \alpha - \beta)$$

$$\cot(\omega - 0) = 2.000 \times \sqrt{\frac{0.866 \times 0.866}{1.000 \times 0.500}} - 1.732 = 0.717 \text{ rad}$$

$$\cot \omega = 54.359^\circ$$

ここに、

$$\delta : \text{壁面摩擦角(土と土)} \quad \delta = \phi = 30^\circ$$

② 地震時の主動崩壊角

・土とコンクリート

$$\cot(\omega e - \beta) = \sec(\phi + \delta e + \alpha - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\alpha + \delta e + \theta) \cdot \sin(\phi + \delta e)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}} - \tan(\phi + \delta + \alpha - \beta)$$

$$\cot(\omega e - 0) = 1.155 \times \sqrt{\frac{0.981 \times 0.500}{1.000 \times 0.320}} - 0.577 = 0.851 \text{ rad}$$

$$\cot(\omega e) = 49.602^\circ$$

ここに、

- ϕ : 背面土の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$
- α : 壁裏面が鉛直面となす角 $\alpha = 0^\circ$
- β : 壁背面の盛土のり面と水平面のなす角 $\beta = 0^\circ$
- θ : 地震合成角 $\theta = \tan^{-1}(kh) = 11.310^\circ$

ここに、

$$kh = 0.20 \text{ (空中)}$$

$$\delta : \text{壁面摩擦角(土とコンクリート)} \quad \delta e = 0^\circ$$

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

・土と土

$$\cot(\omega e - \beta) = \sec(\phi + \delta e + \alpha - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\alpha + \delta e + \theta) \cdot \sin(\phi + \delta e)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}} - \tan(\phi + \delta + \alpha - \beta)$$

$$\cot(\omega e - 0) = 1.414 \times \sqrt{\frac{0.896 \times 0.707}{1.000 \times 0.320}} - 1.000 = 0.989 \text{ rad}$$

$$\cot(\omega e) = 45.317^\circ$$

ここに、

- ϕ : 背面土の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$
- α : 壁裏面が鉛直面となす角 $\alpha = 0^\circ$
- β : 壁背面の盛土のり面と水平面のなす角 $\beta = 0^\circ$
- θ : 地震合成角 $\theta = \tan^{-1}(kh) = 11.310^\circ$

ここに、

$$kh = 0.20 \text{ (空中)}$$

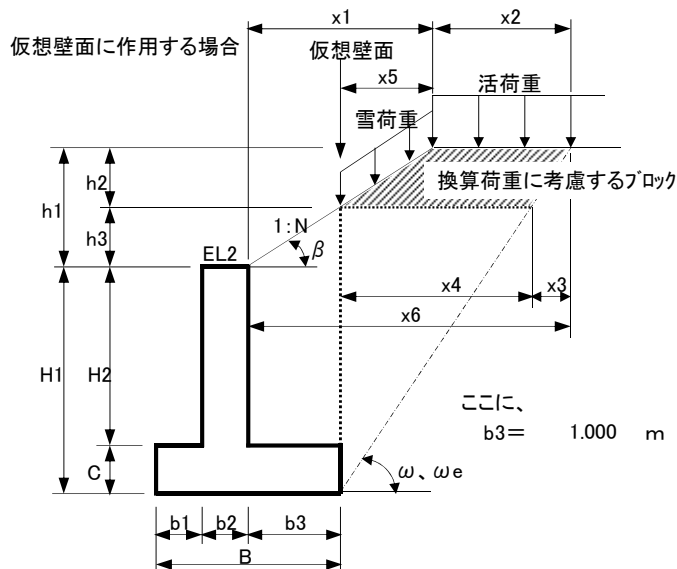
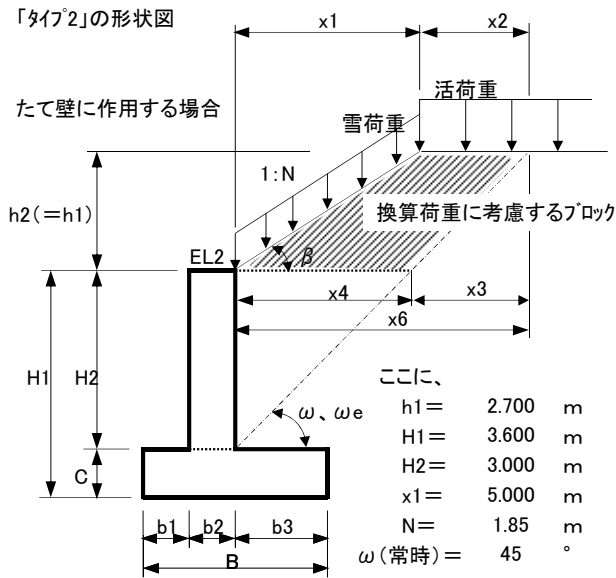
$$\delta : \text{壁面摩擦角(土と土)} \quad \delta e = 1/2 \cdot \phi = 15^\circ$$

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

(3) 主動土圧係数と主動崩壊角の集計

表 6.3.1 主動土圧係数

状態	主動土圧係数						
	土とコンクリート			土と土			
	$\delta, \delta e$	Ka, Ke	$\omega, \omega e$	$\delta, \delta e$	Ka, Ke	$\omega, \omega e$	
常時	10	0.308	57.789	30	0.297	54.359	
地震時	空中	0	0.473	49.602	15	0.452	45.317
	水中	0	0.559	49.602	15	0.550	45.317



6-4. 土圧算出タイプ^ωの判定と換算載荷重の計算

6-4-1. 土圧算出タイプ^ωの判定

(1) 常時の計算

1) たて壁に作用する場合

- 背面土法面の水平長 $x1 = 5.000$ m
- たて壁背面から主動崩壊角と背面土交点までの距離 $x6'$ (法面を無限として計算)

$$x6' = \frac{H2}{\tan \omega - \tan \beta} = \frac{3.000}{\tan(45^\circ) - \tan(28.393^\circ)} = 6.529 \text{ m}$$

ここに、

常時の主動崩壊角 $\omega = 45^\circ$

背面土の傾斜角 $\beta = \tan^{-1}(1/N) = \tan^{-1}(1/1.85) = 28.393^\circ$

$x6' = 6.529 \text{ m} > x1 = 5.000 \text{ m}$

以上から、常時のたて壁に作用する土圧算出タイプは次に決定する。

土圧算出タイプ … 「タイプ2」

- 法面距離(雪荷重) : $x1 = 5.000$ m
- 天端距離(活荷重) : $x2 = x6 - x1 = 5.700 - 5.000 = 0.700$ m

ここに、

$$x6 = \frac{H2 + h1}{\tan \omega} = \frac{3.000 + 2.700}{\tan(45^\circ)} = 5.700 \text{ m}$$

築堤天端幅 $B = 4.00$ m

2) 仮想壁面に作用する場合

- 背面土法面の水平長 $x5 = x1 - b3 = 5.000 - 1.000 = 4.000$ m
- 仮想背面から主動崩壊角と背面土交点までの距離 $x6'$ (法面を無限として計算)

$$x6' = \frac{H2 + h3}{\tan \omega - \tan \beta} = \frac{3.000 + 0.541}{\tan(45^\circ) - \tan(28.393^\circ)} = 7.707 \text{ m}$$

ここに、

$h3 = b3/N = 1.000 / 1.85 = 0.541$ m

$h2 = h1 - h3 = 2.700 - 0.541 = 2.159$ m

$x6' = 7.707 \text{ m} > x5 = 4.000 \text{ m}$

以上から、常時の仮想壁面に作用する土圧算出タイプは次に決定する。

土圧算出タイプ … 「タイプ2」

- 法面距離(雪荷重) : $x5 = 4.000$ m
- 天端距離(活荷重) : $x2 = x6 - x1 = 7.300 - 5.000 = 2.300$ m

ここに、

$$x6 = b3 + \frac{H1 + h1}{\tan \omega} = 1.000 + \frac{3.600 + 2.700}{\tan(45^\circ)} = 7.300 \text{ m}$$

築堤天端幅 $B = 4.00$ m

(2) 地震時の計算

1) たて壁に作用する場合

- 背面土法面の水平長 $x_1 = 5.000 \text{ m}$
 - たて壁背面から主動崩壊角と背面土交点までの距離 x_6' (法面を無限として計算)
- $$x_6' = \frac{H_2}{\tan \omega_e - \tan \beta} = \frac{3.000}{\tan(49.602^\circ) - \tan(28.393^\circ)} = 4.728 \text{ m}$$

ここに、

地震時の主動崩壊角 $\omega_e = 49.602^\circ$ (土とコンクリート)背面土の傾斜角 $\beta = 28.393^\circ$

$$x_6' = 4.728 \text{ m} < x_1 = 5.000 \text{ m}$$

以上から、地震時のたて壁に作用する土圧算出タイプは次に決定する。

土圧算出タイプ … 「タイプ1」

- 法面距離(雪荷重) : $x_6 = 4.728 \text{ m}$
- 天端距離(活荷重) : $x_2 = x_6 - x_1 = 4.728 - 5.000 = -0.272 \text{ m}$

ここに、

$$x_6 = x_6' = 4.728 \text{ m}$$

$$h_2 = x_6 / N = 4.728 / 1.85 = 2.556 \text{ m}$$

$$\text{築堤天端幅 } B = 4.00 \text{ m}$$

2) 仮想壁面に作用する場合

- 背面土法面の水平長 $x_5 = 4.000 \text{ m}$
 - 仮想背面から主動崩壊角と背面土交点までの距離 x_6' (法面を無限として計算)
- $$x_6' = \frac{H_2 + h_3}{\tan \omega - \tan \beta} = \frac{3.000 + 0.541}{\tan(45.317^\circ) - \tan(28.393^\circ)} = 7.525 \text{ m}$$

ここに、

地震時の主動崩壊角 $\omega_e = 45.317^\circ$ (土と土)

$$h_3 = b_3 / N = 1.000 / 1.85 = 0.541 \text{ m}$$

$$h_2 = h_1 - h_3 = 2.700 - 0.541 = 2.159 \text{ m}$$

$$x_6' = 7.525 \text{ m} > x_1 = 4.000 \text{ m}$$

以上から、常時の仮想壁面に作用する土圧算出タイプは次に決定する。

土圧算出タイプ … 「タイプ2」

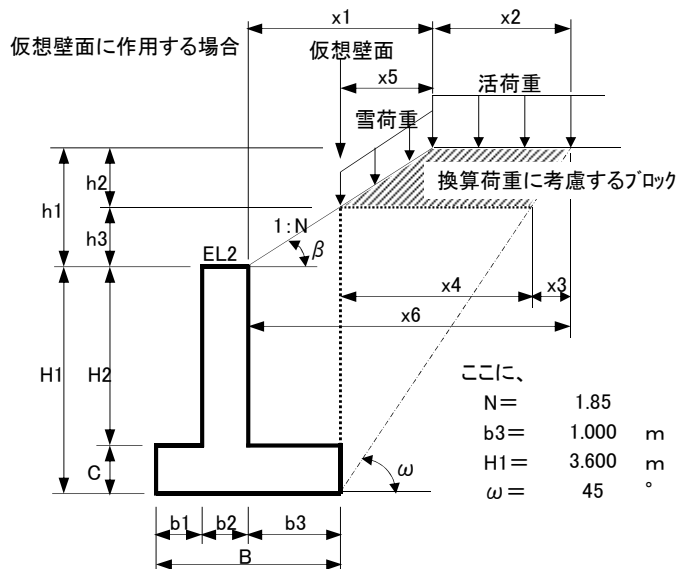
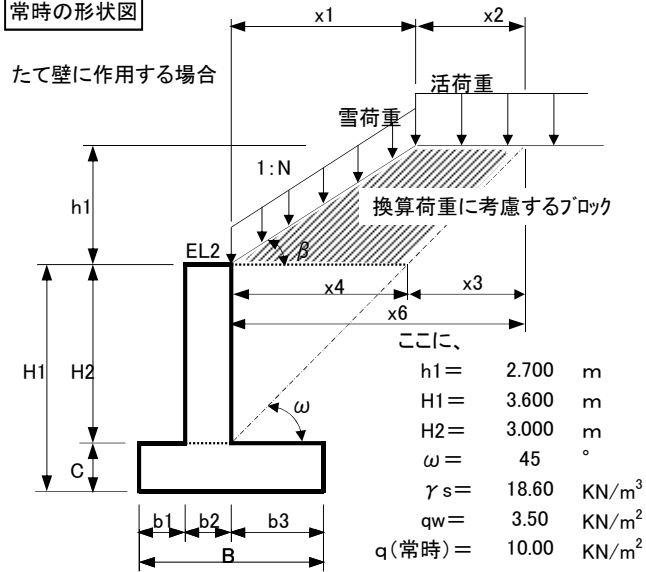
- 法面距離(雪荷重) : $x_5 = 4.000 \text{ m}$
- 天端距離(活荷重) : $x_2 = x_6 - x_1 = 7.231 - 5.000 = 2.231 \text{ m}$

ここに、

$$x_6 = b_3 + \frac{H_1 + h_1}{\tan \omega_e} = 1.000 + \frac{3.600 + 2.700}{\tan(45.317^\circ)} = 7.231 \text{ m}$$

$$\text{築堤天端幅 } B = 4.00 \text{ m}$$

常時の形状図



6-4-2. 換算載荷重の計算

(1) 常時の計算

1) たて壁に作用する場合 (タイプ2)

・換算載荷重に考慮するブロック重量

$$\text{土塊ブロック} : wd = 1/2 \cdot (x2 + x4) \cdot h1 \cdot \gamma_s = 1/2 \times (0.700 + 3.000) \times 2.700 \times 18.60 = 92.907 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$x2 = 0.700 \text{ m}$$

$$x4 = H2 / \tan \omega = 3.000 / \tan(45) = 3.000 \text{ m}$$

$$\text{雪荷重} : ws = x1 \cdot qw = 5.000 \times 3.50 = 17.500 \text{ KN/m}$$

$$\text{活荷重} : wq = x2 \cdot q = 0.700 \times 10.00 = 7.000 \text{ KN/m}$$

載荷重に換算するブロック重量の合計

$$P = wd + ws + wq = 92.907 + 17.500 + 7.000 = 117.407 \text{ KN/m}$$

・常時のたて壁に作用する換算載荷重

$$Qa1 = \frac{P}{x4} = \frac{117.407}{3.000} = 39.136 \text{ KN/m}^2$$

2) 仮想壁面に作用する場合 (タイプ2)

・換算載荷重に考慮するブロック重量

$$\text{土塊ブロック} : wd = 1/2 \cdot (x2 + x4) \cdot h2 \cdot \gamma_s = 1/2 \times (2.300 + 4.141) \times 2.159 \times 18.60 = 129.327 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$x2 = 2.300 \text{ m}$$

$$x4 = \frac{H1 + h3}{\tan \omega} = \frac{3.600 + 0.541}{\tan(45)} = 4.141 \text{ m}$$

$$h3 = b3 / N = 1.000 / 1.85 = 0.541 \text{ m}$$

$$h2 = h1 - h3 = 2.700 - 0.541 = 2.159 \text{ m}$$

$$\text{雪荷重} : ws = x5 \cdot qw = 4.000 \times 3.50 = 14.000 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$x5 = 4.000 \text{ m}$$

$$\text{活荷重} : wq = x2 \cdot q = 2.300 \times 10.00 = 23.000 \text{ KN/m}$$

載荷重に換算するブロック重量の合計

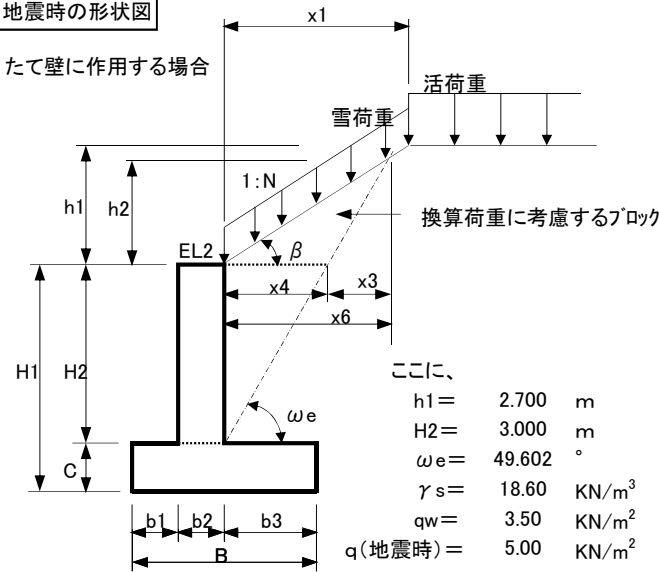
$$Pd = wd + ws + wq = 129.327 + 14.000 + 23.000 = 166.327 \text{ KN/m}$$

・常時の仮想壁面に作用する換算載荷重

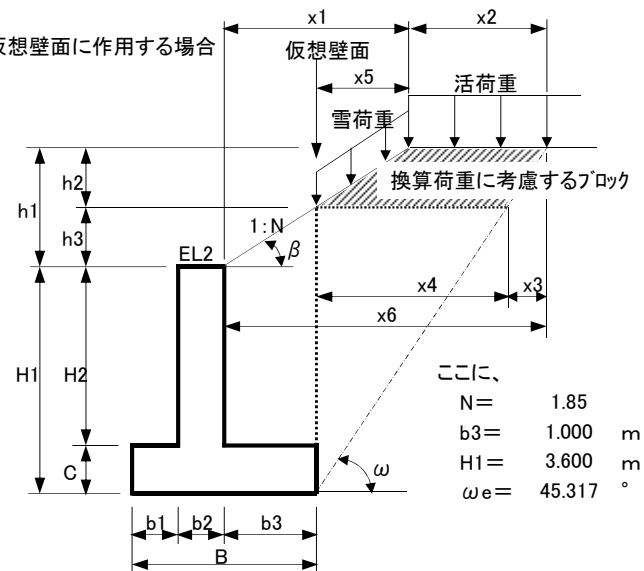
$$Qa2 = \frac{P}{x4} = \frac{166.327}{4.141} = 40.166 \text{ KN/m}^2$$

地震時の形状図

たて壁に作用する場合



仮想壁面に作用する場合



(2) 地震時の計算 (タイプ1)

1) たて壁に作用する場合

・ 換算載荷重に考慮するブロック重量

$$\text{土塊ブロック} : wd = 1/2 \cdot (x2 + x4) \cdot h1' \cdot \gamma_s = 1/2 \times (0.000 + 2.553) \times 2.556 \times 18.60 = 60.687 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$x2 = 0.000 \text{ m}$$

$$x4 = H2 / \tan \omega_e = 3.000 / \tan(49.602) = 2.553 \text{ m}$$

$$h1 = x6 / N = 4.728 / 1.85 = 2.556 \text{ m}$$

$$\text{雪荷重} : ws = x5 \cdot qw = 4.728 \times 3.50 = 16.548 \text{ KN/m}$$

$$\text{活荷重} : wq = x2 \cdot q = 0.000 \times 5.00 = 0.000 \text{ KN/m}$$

載荷重に換算するブロック重量の合計

$$P = wd + ws + wq = 60.687 + 16.548 + 0.000 = 77.235 \text{ KN/m}$$

・ 地震時のたて壁に作用する換算載荷重

$$Qe1 = \frac{P}{x4} = \frac{77.235}{2.553} = 30.253 \text{ KN/m}^2$$

2) 仮想壁面に作用する場合 (タイプ2)

・ 換算載荷重に考慮するブロック重量

$$\text{土塊ブロック} : wd = 1/2 \cdot (x2 + x4) \cdot h2' \cdot \gamma_s = 1/2 \times (2.231 + 4.095) \times 2.159 \times 18.60 = 127.018 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$x2 = 2.231 \text{ m}$$

$$x4 = \frac{H1 + h3}{\tan \omega_e} = \frac{3.600 + 0.541}{\tan(45.317)} = 4.095 \text{ m}$$

$$h3 = b3 / N = 1.000 / 1.85 = 0.541 \text{ m}$$

$$h2 = h1 - h3 = 2.700 - 0.541 = 2.159 \text{ m}$$

$$\text{雪荷重} : ws = x5 \cdot qw = 4.000 \times 3.50 = 14.000 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$x5 = 4.000 \text{ m}$$

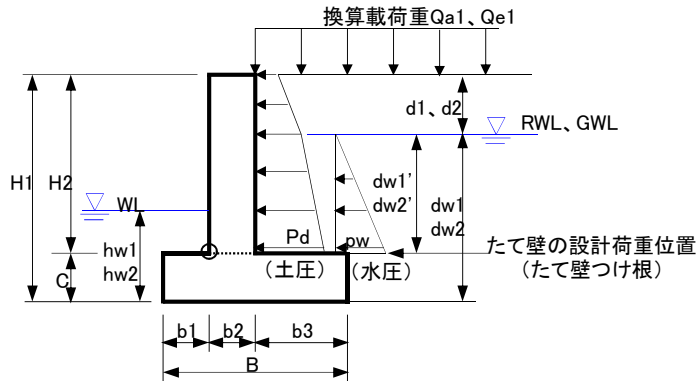
$$\text{活荷重} : wq = x2 \cdot q = 2.231 \times 5.00 = 11.155 \text{ KN/m}$$

載荷重に換算するブロック重量の合計

$$Pd = wd + ws + wq = 127.018 + 14.000 + 11.155 = 152.173 \text{ KN/m}$$

・ 地震時の仮想壁面に作用する換算載荷重

$$Qe2 = \frac{P}{x4} = \frac{152.173}{4.095} = 37.161 \text{ KN/m}^2$$



ここに、

b1 = 1.000 m	Ko = 0.500
b2 = 0.500 m	$\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$
b3 = 1.000 m	$\gamma_s = 18.60 \text{ KN/m}^3$
H2 = 3.000 m	$\gamma_s' = 9.80 \text{ KN/m}^3$
C = 0.600 m	$\gamma_w = 10.00 \text{ KN/m}^3$
B = 2.500 m	qw = 3.50 KN/m ²
H1 = 3.600 m	q = 10.00 KN/m ²
d1 = 0.433 m	h3 = 0.541 m
dw1 = 3.167 m	Ko = 0.50
dw1' = 2.567 m	Qa1 = 39.136 KN/m ²
hw1 = 0.000 m	Qe1 = 30.253 KN/m ²
hw1 - C = 0.000 m	

(地震時)

d2 = 1.300 m
dw2 = 2.300 m
dw2' = 1.700 m
hw2 = 0.000 m
hw2 - C = 0.000 m
q = 5.00 KN/m ²

図 6.5.1 たて壁に作用する荷重図

6-5. 荷重および断面力の計算

6-5-1. たて壁の荷重の計算

(1) 常時の計算

1) 土圧の計算

土圧の計算は、函体に継手がないことから「静止土圧」として計算する。

・ 常時の静止土圧

$$P_o = K_o \cdot (d_1 \cdot \gamma_s + dw_1' \cdot \gamma_s' + Q_{a1}) = 0.500 \times (0.433 \times 18.60 + 2.567 \times 9.80 + 39.136) = 36.173 \text{ KN/m}^2$$

2) 水圧の計算

$$P_w = dw_1' \cdot \gamma_w = 2.567 \times 10.00 = 25.670 \text{ KN/m}^2$$

3) 常時のたて壁に作用する設計荷重

たて壁つけ根での合計荷重(設計荷重) : $W_a = P_o + P_w = 36.173 + 25.670 = 61.843 \text{ KN/m}^2$

(2) 地震時の計算

1) 土圧の計算

土圧の計算は、常時と同様に「地震時静止土圧」として計算する。

・ 常時の静止土圧 : $P_o = 36.173 \text{ KN/m}^2$

・ 常時の主動土圧の水平成分

$$P_{ha} = K_a \cdot (d_1 \cdot \gamma_s + dw_1' \cdot \gamma_s' + Q_{a1}) \cdot \cos \delta = 0.308 \times (0.433 \times 18.60 + 2.567 \times 9.80 + 39.136) \times \cos(10) = 21.944 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

K_a : 常時の主動土圧係数	$K_a = 0.308$ (土とコンクリート)
δ : 常時の壁面摩擦角	$\delta = 10$ (土とコンクリート)

・ 地震時の主動土圧の水平成分

$$P_{he} = \{ K_{e'} \cdot (d_2 \cdot \gamma_s + Q_{e1}) + K_e \cdot dw_2' \cdot \gamma_s' \} \cdot \cos \delta_e = \{ 0.473 \times (1.300 \times 18.60 + 30.253) + 0.559 \times 1.700 \times 9.80 \} \times \cos(0) = 35.060 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

K_e : 地震時の主動土圧係数(空中)	$K_e = 0.473$ (土とコンクリート)
$K_{e'}$: 地震時の主動土圧係数(水中)	$K_{e'} = 0.559$ (土とコンクリート)
δ_e : 地震時の壁面摩擦角	$\delta_e = 0$ (土とコンクリート)

・ 地震時の静止土圧

$$P_{de} = P_o + P_{he} - P_{ha} = 36.173 + 35.060 - 21.944 = 49.289 \text{ KN/m}^2$$

2) 水圧の計算

$$P_w = dw_2' \cdot \gamma_w = 1.700 \times 10.00 = 17.000 \text{ KN/m}^2$$

3) 地震時のたて壁に作用する設計荷重

たて壁つけ根での合計荷重(設計荷重) : $W_e = P_{de} + P_w = 49.289 + 17.000 = 66.289 \text{ KN/m}^2$

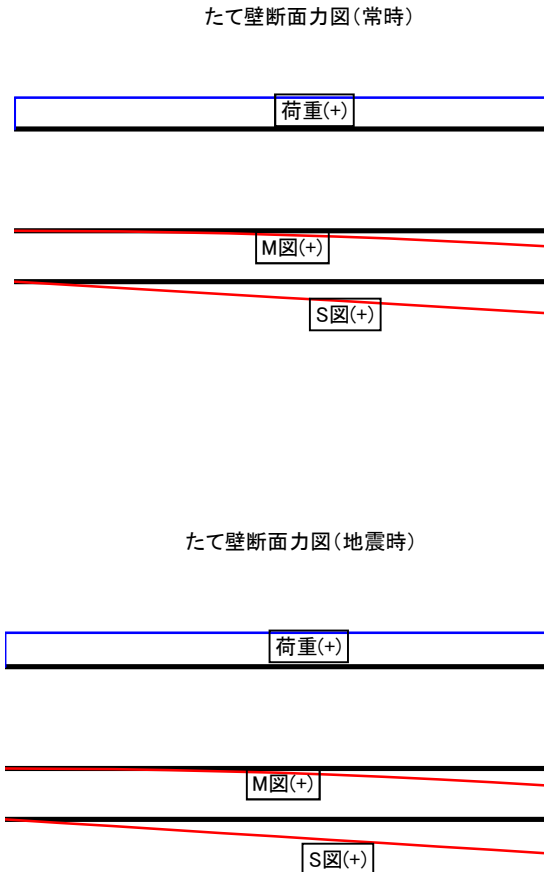


図 6.5.2 たて壁の断面力

6-5-2. たて壁の断面力の計算

(1) 常時の計算

・ 曲げモーメント(たて壁つけ根)

$$M = \frac{W_a \cdot L^2}{2} = \frac{61.843 \times 1.000^2}{2} = 30.922 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ せん断力(たて壁つけ根)

$$S = W_a \cdot L = 61.843 \times 1.000 = 61.843 \text{ KN}$$

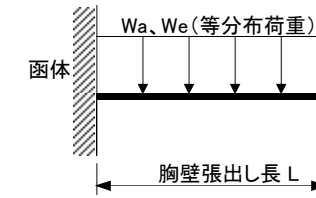
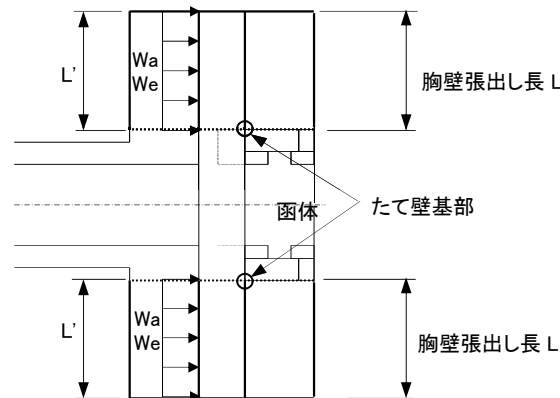
(2) 地震時の計算

・ 曲げモーメント(たて壁つけ根)

$$M = \frac{W_e \cdot L^2}{2} = \frac{66.289 \times 1.000^2}{2} = 33.145 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ せん断力(たて壁つけ根)

$$S = W_e \cdot L = 66.289 \times 1.000 = 66.289 \text{ KN}$$



ここに、

胸壁張出し長(後側)	L = 1.000 m
胸壁張出し長(前側)	L' = 1.000 m
設計荷重(常時)	Wa = 61.843 KN/m ²
設計荷重(地震時)	We = 66.289 KN/m ²

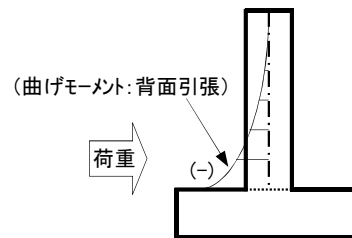
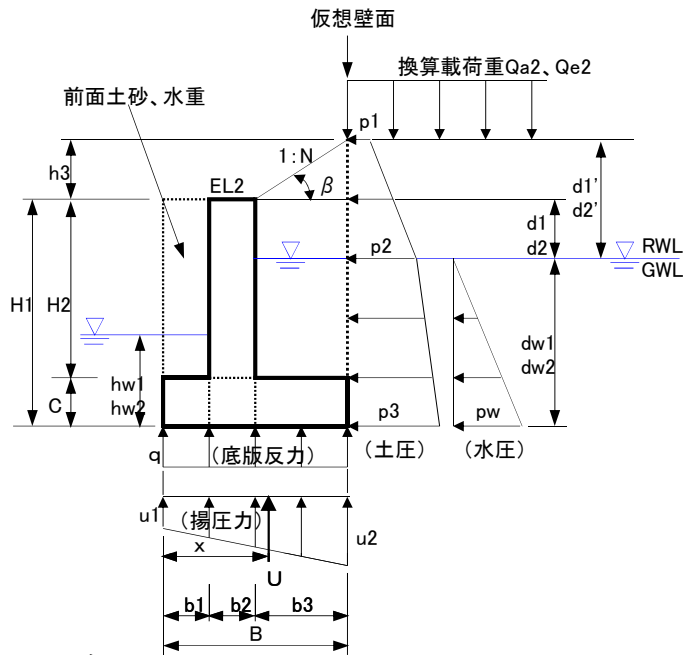


図 6.5.3 たて壁の設計モデル(片持ち梁)



ここに、

b1 = 1.000 m	Ko = 0.50
b2 = 0.500 m	$\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$
b3 = 1.000 m	$\gamma_s = 18.60 \text{ KN/m}^3$
H2 = 3.000 m	$\gamma_s' = 9.80 \text{ KN/m}^3$
C = 0.600 m	$\gamma_w = 10.00 \text{ KN/m}^3$
B = 2.500 m	$q_w = 3.50 \text{ KN/m}^2$
H1 = 3.600 m	$q = 10.00 \text{ KN/m}^2$
d1 = 0.433 m	$h3 = 0.541 \text{ m}$
dw1 = 3.167 m	
dw1' = 2.567 m	
hw1 = 0.000 m	
$H1' = H1 - b2/2 = 3.350 \text{ m}$	
$hw1 - C = 0.000 \text{ m}$	

(「hw1 - C ≤ 0」の場合は「0」とする)

図 6.5.4 底版設計の荷重図(常時)

6-5-3. 底版の設計に用いる荷重の計算

底版の設計は、土圧を仮想壁面に作用させたときの底版反力と鉛直荷重(自重、土重、水重、揚圧力、土圧)の合計荷重で計算をおこなう。なお、荷重の計算は奥行き1.0mあたりでおこなうこととする。

(1) 底版の設計に用いる常時の荷重計算

1) 躯体重量の計算

たて壁 : $V1 = b2 \cdot H2 \cdot \gamma_c = 0.500 \times 3.000 \times 24.50 = 36.750 \text{ KN}$

底版 : $V2 = C \cdot B \cdot \gamma_c = 0.600 \times 2.500 \times 24.50 = 36.750 \text{ KN}$

(重心位置)

たて壁 : $x = 1/2 \cdot b2 + b1 = 1/2 \times 0.500 + 1.000 = 1.250 \text{ m}$

: $y = 1/2 \cdot H2 + C = 1/2 \times 3.000 + 0.600 = 2.100 \text{ m}$

底版 : $x = 1/2 \cdot B = 1/2 \times 2.500 = 1.250 \text{ m}$

: $y = 1/2 \cdot C = 1/2 \times 0.600 = 0.300 \text{ m}$

(躯体重量の集計)

部材	重量W(KN)	アーム長(m)		モーメント(KN・m)	
		x	y	W・x	W・y
たて壁	36.750	1.250	2.100	45.938	77.175
底版	36.750	1.250	0.300	45.938	11.025
合計	73.500			91.876	88.200

(躯体重量の重心位置)

$x = \sum W \cdot x / \sum W = 91.876 / 73.500 = 1.250 \text{ m}$

$y = \sum W \cdot y / \sum W = 88.200 / 73.500 = 1.200 \text{ m}$

2) 土重の計算(つま先版上の土重を考慮する)

・ かかと版上の土砂重量(背面土砂)

水位以上

h3の土重 : $vd1 = 1/2 \cdot b3 \cdot h3 \cdot \gamma_s = 1/2 \times 1.000 \times 0.541 \times 18.60 = 5.031 \text{ KN}$

d1の土重 : $vd2 = d1 \cdot b3 \cdot \gamma_s = 0.433 \times 1.000 \times 18.60 = 8.054 \text{ KN}$

水位以上の土重 : $Vd1 = vd1 + vd2 = 5.031 + 8.054 = 13.085 \text{ KN}$

水位以下

: $Vd2 = dw1' \cdot b3 \cdot \gamma_s' = 2.567 \times 1.000 \times 9.80 = 25.157 \text{ KN}$

・ つま先版上の土砂重量(前面土砂)

水位以上 : $Vd3 = (H1' - hw1) \cdot b1 \cdot \gamma_s = (3.350 - 0.000) \times 1.000 \times 18.60 = 51.150 \text{ KN}$

水位以下 : $Vd4 = (hw1 - C) \cdot b1 \cdot \gamma_s' = 0.000 \times 1.000 \times 9.80 = 0.000 \text{ KN}$

・ 背面土砂の重心位置

h3の土重 : $x1 = 2/3 \cdot b3 + b1 + b2 = 2/3 \times 1.000 + 1.000 + 0.500 = 2.167 \text{ m}$

d1の土重 : $x2 = 1/2 \cdot b3 + b1 + b2 = 1/2 \times 1.000 + 1.000 + 0.500 = 2.000 \text{ m}$

水位以下 : $x3 = 1/2 \cdot b3 + b1 + b2 = 1/2 \times 1.000 + 1.000 + 0.500 = 2.000 \text{ m}$

・ 前面土砂の重心位置

水位以上 : $x4 = 1/2 \cdot b1 = 1/2 \times 1.000 = 0.500 \text{ m}$

水位以下 : $x5 = 1/2 \cdot b1 = 1/2 \times 1.000 = 0.500 \text{ m}$

3) 水重の計算(つま先版上の水重を考慮する)

・ かかと版上の水重 : $Pw1=dw1' \cdot b3 \cdot \gamma_w = 2.567 \times 1.000 \times 10.00 = 25.670 \text{ KN}$

・ つま先版上の水重 : $Pw2=(hw1-C) \cdot b1 \cdot \gamma_w = 0.000 \times 1.000 \times 10.00 = 0.000 \text{ KN}$

・ 水重の重心位置

かかと版上の水重 : $x1=1/2 \cdot b3+b1+b3= 1/2 \times 1.000 + 1.000 + 0.500 = 2.000 \text{ m}$

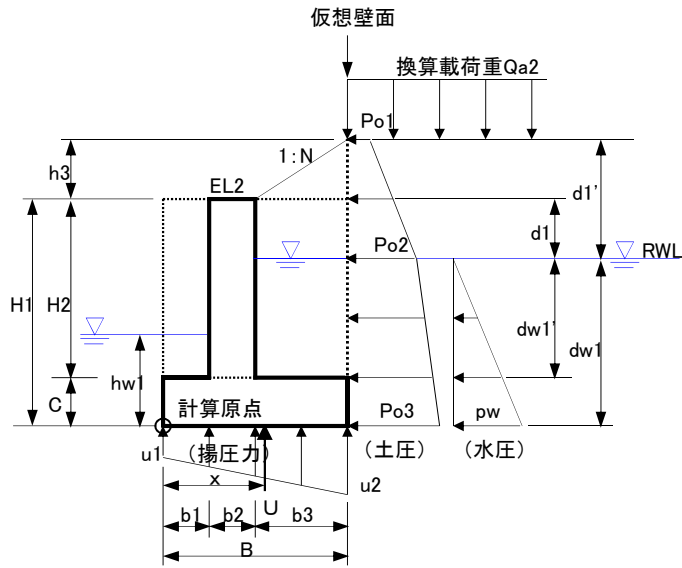
つま先版上の水重 : $x2=1/2 \cdot b1= 1/2 \times 1.000 = 0.500 \text{ m}$

4) 土重および水重の集計

項目	位置	重量W (KN/m)	アーム長(m)		モーメント(KN・m)	
			x	y	W・x	W・y
土重	背面	h3の土重	5.031	2.167	10.902	
		d1の土重	8.054	2.000	16.108	
		水位以下	25.157	2.000	50.314	
	前面	水位以上	51.150	0.500	25.575	
		水位以下	0.000	0.500	0	
水重	背面	かかと版上	25.670	2.000	51.34	
	前面	つま先版上	0.000	0.500	0	
合計		115.062			154.239	

(土重+水重の重心位置)

$x = \sum W \cdot x / \sum W = 154.239 / 115.062 = 1.340 \text{ m}$



ここに、
 $B = 2.500 \text{ m}$
 $d1' = d1 + h3 = 0.974 \text{ m}$

図 6.5.5 仮想背面に作用する荷重(常時)

5) 土圧の計算(静止土圧:換算載荷重を含む)

土圧の計算は、函体に継手がないことから「静止土圧」として計算する。

・ 静止土圧の計算

天端での土圧 : $Po1 = Ko \cdot Qa2 = 0.500 \times 40.166 = 20.083 \text{ KN/m}^2$
 水位線での土圧 : $Po2 = Po1 + Ko \cdot d1' \cdot \gamma_s = 20.083 + 0.50 \times 0.974 \times 18.60 = 29.141 \text{ KN/m}^2$
 底面での土圧 : $Po3 = Po2 + Ko \cdot dw1 \cdot \gamma_s' = 29.141 + 0.50 \times 3.167 \times 9.80 = 44.659 \text{ KN/m}^2$

ここに、

$Qa2$: 常時の仮想壁面に作用する換算載荷重 $Qa2 = 40.166 \text{ KN/m}^2$

・ 土圧合力の計算

水位以上 : $P① = 1/2 \cdot (Po1 + Po2) \cdot d1' = 1/2 \times (20.083 + 29.141) \times 0.974 = 23.972 \text{ KN/m}^2$
 水位以下 : $P② = 1/2 \cdot (Po2 + Po3) \cdot dw1 = 1/2 \times (29.141 + 44.659) \times 3.167 = 116.862 \text{ KN/m}^2$
 土圧合力 : $Pd = P① + P② = 23.972 + 116.862 = 140.834 \text{ KN/m}^2$

・ 作用位置の計算

水位以上の土圧の作用位置

$y1 = \frac{d1}{3} \times \frac{2 \cdot Po1 + Po2}{Po1 + Po2} + dw1 = \frac{0.974}{3} \times \frac{2 \times 20.083 + 29.141}{20.083 + 29.141} + 3.167 = 3.624 \text{ m}$

水位以下の土圧の作用位置

$y2 = \frac{dw1}{3} \times \frac{2 \cdot Po2 + Po3}{Po2 + Po3} = \frac{3.167}{3} \times \frac{2 \times 29.141 + 44.659}{29.141 + 44.659} = 1.473 \text{ m}$

土圧合力の作用位置

$y = \frac{P① \cdot y1 + P② \cdot y2}{P① + P②} = \frac{23.972 \times 3.624 + 116.862 \times 1.473}{23.972 + 116.862} = 1.839 \text{ m}$

$x = B = 2.500 \text{ m}$

6) 水圧の計算

・ 背面水圧 : $Pw = 1/2 \cdot dw1^2 \cdot \gamma_w = 1/2 \times 3.167^2 \times 10.00 = 50.149 \text{ KN/m}^2$
 作用位置 : $y1 = 1/3 \cdot dw1 = 1/3 \times 3.167 = 1.056 \text{ m}$
 ・ 前面水圧 : $Pw = 1/2 \cdot hw1^2 \cdot \gamma_w = 1/2 \times 0.000^2 \times 10.00 = 0.000 \text{ KN/m}^2$
 作用位置 : $y1 = 1/3 \cdot hw1 = 1/3 \times 0.000 = 0.000 \text{ m}$

7) 揚圧力

$U = -[1/2 \cdot (u1 + u2) \cdot B] = -[1/2 \times (0.000 + 31.670) \times 2.500] = -39.588 \text{ KN}$
 ここに、

前面水位による揚圧力 : $u1 = hw1 \cdot \gamma_w = 0.000 \times 10.00 = 0.000 \text{ KN/m}^2$
 背面水位による揚圧力 : $u2 = dw1 \cdot \gamma_w = 3.167 \times 10.00 = 31.670 \text{ KN/m}^2$

(作用位置)

$x = \frac{B}{3} \cdot \frac{u1 + 2 \cdot u2}{u1 + u2} = \frac{2.500}{3} \times \frac{0.000 + 2 \times 31.670}{0.000 + 31.670} = 1.667 \text{ m}$

8) 胸壁部の荷重の集計(常時)

表 6.5.1 胸壁部の荷重の集計(常時)

項目	荷重(KN)		アーム長(m)		曲げモーメント(KN・m)	
	鉛直力Vi	水平力Hi	xi	yi	Mxi=Vi・xi	Myi=Hi・yi
躯体	73.500		1.250		91.875	
土重+水重	115.062		1.340		154.183	
土圧(背面)		140.834		1.839		258.994
背面水圧		50.149		1.056		52.957
前面水圧		0.000		0.000		0.000
揚圧力	-39.588		1.667		-65.993	
合計	148.974	190.983			180.065	311.951

合力の作用位置 $d = (\sum M_{xi} - \sum M_{yi}) / \sum V_i = (180.065 - 311.951) / 148.974 = -0.885 \text{ m}$

荷重の偏心距離 $e = B/2 - d = 2.500 / 2 - (-0.885) = 2.135 \text{ m}$

底板中心に作用する合力(両側の胸壁の合計)

鉛直荷重 : $V = 2 \cdot \sum V_i \cdot L' = 2 \times 148.974 \times 1.000 = 297.948 \text{ KN}$

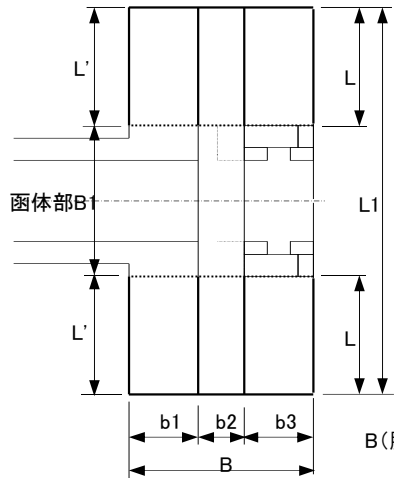
水平荷重 : $H = 2 \cdot \sum H_i \cdot L' = 2 \times 190.983 \times 1.000 = 381.966 \text{ KN}$

曲げモーメント : $M = V \cdot e = 297.948 \times 2.135 = 636.119 \text{ KN} \cdot \text{m}$

ここに、

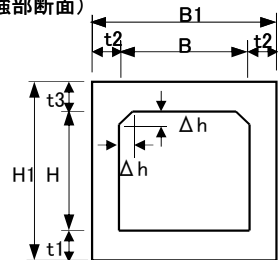
L' : 胸壁の張出し長 $L' = 1.000 \text{ m}$

(胸壁部底面積)

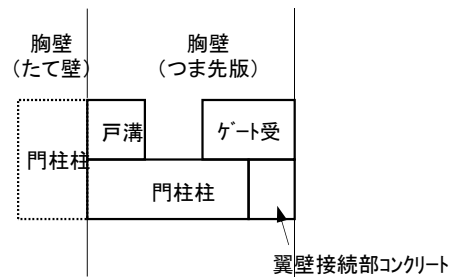


ここに、
 L = 1.000 m
 L' = 1.000 m
 B1 = 2.800 m
 L1 = 4.800 m
 $\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$
 $\gamma_s = 18.60 \text{ KN/m}^3$
 $\gamma_w = 10.00 \text{ KN/m}^3$
 b1 = 1.000 m
 C = 0.600 m
 H2 = 3.000 m
 B(胸壁底版) = 2.500 m

(函体補強部断面)



ここに、
 t1 = 0.600 m
 t2 = 0.650 m
 t3 = 0.500 m
 B(函体補強部) = 1.500 m
 H = 1.500 m
 B1 = 2.800 m
 H1 = 2.600 m
 $\Delta h = 0.150 \text{ m}$
 $dw1 = 3.167 \text{ m}$



9) 底版反力の計算

底版反力は、函体を含む胸壁部全体の荷重(重量)を胸壁部全体の底面積で除した等分布荷重として設計する。

① 函体の荷重

・ 函体の荷重

$$W1 = (B1 \cdot H1 - B \cdot H + \Delta h^2) \cdot (b2 + b3) \cdot \gamma_c = (2.800 \times 2.600 - 1.500 \times 1.500 + 0.150^2) \times (0.500 + 1.000) \times 24.50 = 185.679 \text{ KN}$$

・ 門柱柱の荷重

$$W2 = 2 \cdot b \cdot t \cdot h \cdot \gamma_c = 2 \times 1.200 \times 0.400 \times 3.000 \times 24.50 = 70.560 \text{ KN}$$

ここに、

b : 柱の幅 b = 1.200 m
 t : 柱の厚さ t = 0.400 m
 h : 柱の高さ(=H2) h = 3.000 m

・ 戸溝柱の荷重

$$W3 = 2 \cdot b \cdot t \cdot h \cdot \gamma_c = 2 \times 0.300 \times 0.250 \times 3.000 \times 24.50 = 11.025 \text{ KN}$$

ここに、

b : 柱の幅 b = 0.300 m
 t : 柱の厚さ t = 0.250 m
 h : 柱の高さ(=H2) h = 3.000 m

・ ゲート受け柱の荷重

$$W4 = 2 \cdot b \cdot t \cdot h \cdot \gamma_c = 2 \times 0.400 \times 0.250 \times 3.000 \times 24.50 = 14.700 \text{ KN}$$

ここに、

b : 柱の幅 b = 0.400 m
 t : 柱の厚さ t = 0.250 m
 h : 柱の高さ(=H2) h = 3.000 m

・ 翼壁接続部コンクリートの荷重

$$W5 = 2 \cdot b \cdot t \cdot 1/2 \cdot (h1 + h2) \cdot \gamma_c = 2 \times 0.400 \times 0.250 \times 1/2 \times (2.350 + 2.250) \times 24.50 = 11.270 \text{ KN}$$

ここに、

b : 柱の幅 b = 0.400 m
 t : 柱の厚さ t = 0.250 m
 h1 : 柱の高さ(後側) h1 = 2.350 m
 h2 : 柱の高さ(前側) h2 = 2.250 m

・ 笠コンクリートの荷重

$$W6 = 1/2 \cdot (t1 + t2) \cdot b \cdot B \cdot \gamma_c = 1/2 \times (0.400 + 0.250) \times 0.200 \times 1.500 \times 24.50 = 2.389 \text{ KN}$$

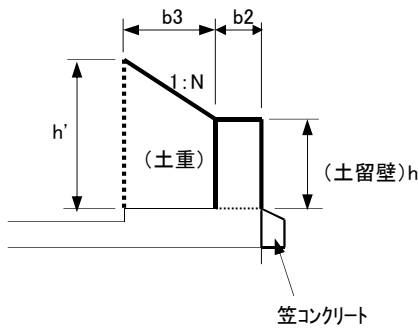
ここに、

t1 : 笠の高さ(後側) b = 0.400 m
 t2 : 笠の高さ(前側) t = 0.250 m
 b : 笠の厚さ h1 = 0.200 m
 B : 函体の内幅 B = 1.500 m

第6章 川表胸壁の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

(函体上土留壁部)



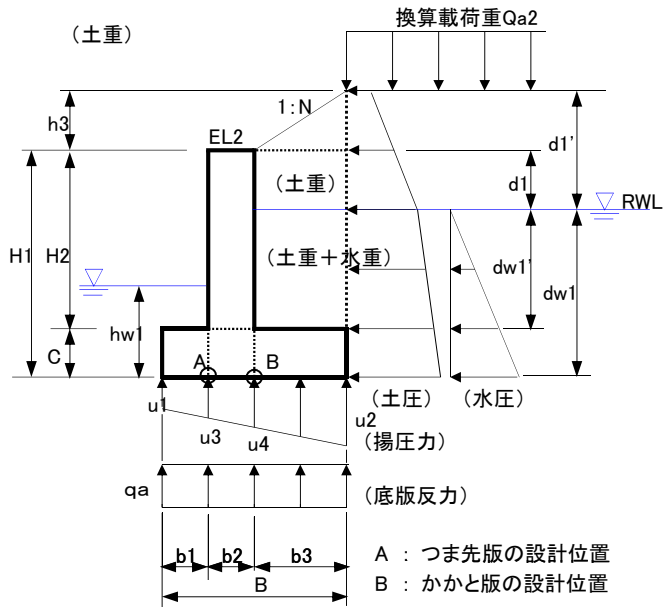
ここに、
 $b2 = 0.500 \text{ m}$
 $b3 = 1.000 \text{ m}$
 $N = 1.85$
 $h = 1.000 \text{ m}$
 $h' = 1.541 \text{ m}$

設 計 計 算

- ・ 函体前の底版の荷重
 $W7 = b1 \cdot C \cdot B1 \cdot \gamma_c = 1.000 \times 0.600 \times 2.800 \times 24.50 = 41.160 \text{ KN}$
 - ・ 函体上の土留壁の荷重
 $W8 = b2 \cdot h \cdot B1 \cdot \gamma_c = 0.500 \times 1.000 \times 2.800 \times 24.50 = 34.300 \text{ KN}$
 - ・ 函体上の土重
 $W9 = 1/2 \cdot (h+h') \cdot b3 \cdot B1 \cdot \gamma_s$
 $= 1/2 \times (1.000 + 1.541) \times 1.000 \times 2.800 \times 18.60 = 66.168 \text{ KN}$
 - ・ 函体部の揚圧力
 $W10 = -(dw1 \cdot B1 \cdot B \cdot \gamma_w) = -(3.167 \times 2.800 \times 2.500 \times 10.00) = -221.690 \text{ KN}$
- ② 門柱の鉛直荷重
 $V = 214.201 \text{ KN}$
- ③ 胸壁の荷重
 $V = 297.948 \text{ KN}$ (胸壁部の荷重の集計より)
- ④ 胸壁部の荷重の集計(常時)

項 目		鉛直荷重(KN)	備考
函体部	函体	W1	185.679
	門柱の柱	W2	70.560
	戸溝の柱	W3	11.025
	ゲート受け柱	W4	14.700
	翼壁接続部	W5	11.270
	笠コンクリート	W6	2.389
	函体前底版	W7	41.160
	土留壁	W8	34.300
	土重	W9	66.168
	揚圧力	W10	-221.690
門柱部		214.201	
胸壁部	胸壁鉛直荷重	297.948	
合計		727.710	

- ⑤ 胸壁部の底面積
 $A = B \cdot L1 = 2.500 \times 4.800 = 12.000 \text{ m}^2$
- ⑥ 常時の底版反力
 $qa = \frac{727.710}{12.000} = 60.643 \text{ KN/m}^2$



ここに、

b1 = 1.000 m	h3 = 0.541 m
b2 = 0.500 m	H2 = 3.000 m
b3 = 1.000 m	H1 = 3.600 m
C = 0.600 m	d1 = 0.433 m
B = 2.500 m	dw1 = 3.167 m
$\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$	dw1' = 2.567 m
$\gamma_s = 18.60 \text{ KN/m}^3$	hw1 = 0.000 m
$\gamma_{s'} = 9.80 \text{ KN/m}^3$	d1' = h3 + d1 = 0.974 m
$\gamma_w = 10.00 \text{ KN/m}^3$	hw1 - C = 0.000 m
Qa2 = 40.166 KN/m^2	L = 1.000 m
	L' = 1.000 m

図 6.5.6 底版の設計荷重図(常時)

10) 底版の設計荷重(常時)

① つま先版の設計荷重(土砂および水重は考慮しない)

- ・ 自重 : $W1 = C \cdot \gamma_c = 0.600 \times 24.50 = 14.700 \text{ KN/m}^2$
- ・ 土砂重量 : $Wd1 = 0 \text{ KN/m}^2$
- ・ 揚圧力
 $u1 = 0.000 \text{ KN/m}^2$

ここに、

- $u1 = 0.000 \text{ KN/m}^2$
- $u2 = 31.670 \text{ KN/m}^2$
- ・ 底版反力 : $qa = -60.643 \text{ KN/m}^2$
- ・ 荷重合計(つま先版の設計荷重)
 $Wa1 = W1 + W2 + u3 + qa = 14.700 + 0 + 0.000 + -60.643 = -45.943 \text{ KN/m}^2$

② かかと版の設計荷重

- ・ 自重 : $W2 = C \cdot \gamma_c = 0.600 \times 24.50 = 14.700 \text{ KN/m}^2$
- ・ 土砂重量 : $Wd2 = d1 \cdot \gamma_s + dw1' \cdot \gamma_{s'} = 0.433 \times 18.60 + 2.567 \times 9.80 = 33.210 \text{ KN/m}^2$
- ・ 水重量 : $Pw1 = dw1' \cdot \gamma_w = 2.567 \times 10.00 = 25.670 \text{ KN/m}^2$
- ・ 揚圧力 : $U = u2 = -31.670 \text{ KN/m}^2$
- ・ 底版反力 : $q = -60.643 \text{ KN/m}^2$
- ・ 荷重合計(かかと版の設計荷重)
 $Wa2 = W2 + Wd2 + Pw1 + U + qa = 14.700 + 33.210 + 25.670 + -31.670 + -60.643 = -18.733 \text{ KN/m}^2$

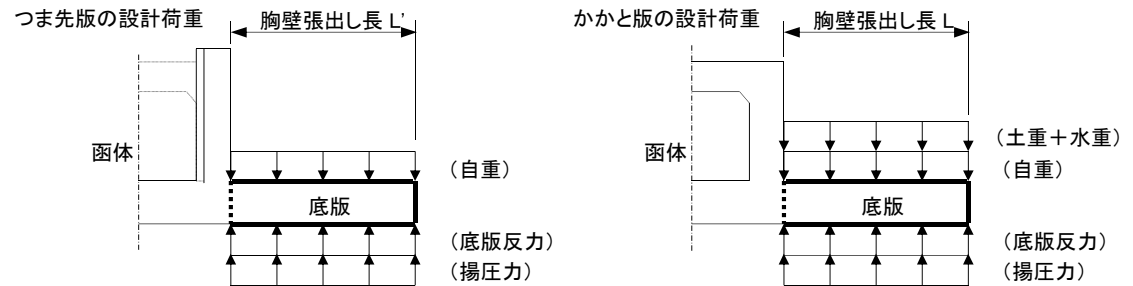
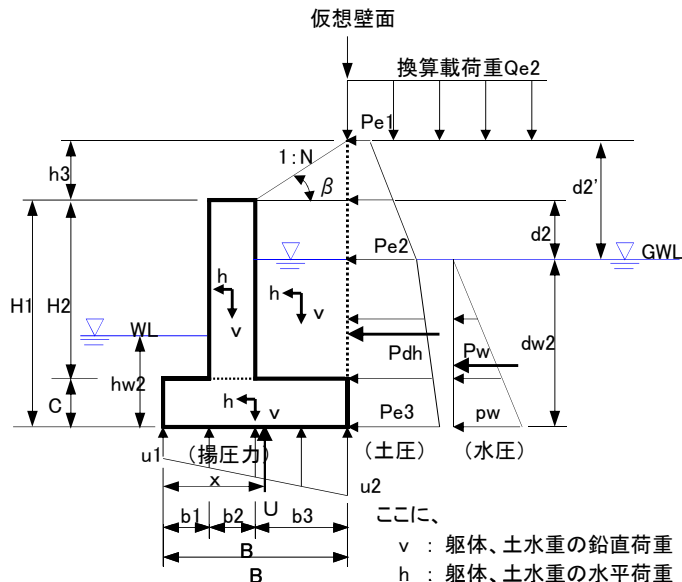


図 6.5.7 底版の設計荷重



ここに、

- b1 = 1.000 m Ko = 0.50
- b2 = 0.500 m $\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$
- b3 = 1.000 m $\gamma_s = 18.60 \text{ KN/m}^3$
- H2 = 3.000 m $\gamma_{s'} = 9.80 \text{ KN/m}^3$
- C = 0.600 m $\gamma_w = 10.00 \text{ KN/m}^3$
- B = 2.500 m qw = 3.50 KN/m²
- H1 = 3.600 m q = 5.00 KN/m²
- d2 = 1.300 m h3 = 0.541 m
- dw2 = 2.300 m
- dw2' = 1.700 m
- hw2 = 0.000 m
- H1' = H1 - b2/2 = 3.350 m
- d2' = d2 + h3 = 1.841 m
- hw2 - C = 0.000 m

(「hw1 - C ≤ 0」の場合は「0」とする)

図 6.58 底版設計の荷重図(地震時)

(2) 底版の設計に用いる地震時の荷重の計算

底版の設計は、土圧を仮想壁面に作用させたときの底版反力と鉛直荷重(自重、土重、水重、揚圧力)の合計荷重で計算をおこなう。なお、計算は奥行き1.0mあたりでおこなうものとする。

1) 躯体重量の計算

- ・ 躯体重量の集計(常時の計算より)

部材	重量W(KN)	アーム長(m)		モーメント(KN・m)	
		x	y	W・x	W・y
たて壁	36.750	1.250	2.100	45.938	77.175
底版	36.750	1.250	0.300	45.938	11.025
合計	73.500			91.876	88.200

- ・ 水平力(地震時慣性力) : $W_h = W \cdot k_h = 73.500 \times 0.20 = 14.700 \text{ KN}$

ここに、

k_h : 設計震度 $k_h = 0.20$

・ 躯体の重心位置

$x = \sum W \cdot x / \sum W = 91.876 / 73.500 = 1.250 \text{ m}$

$y = \sum W \cdot y / \sum W = 88.200 / 73.500 = 1.200 \text{ m}$

2) 土重の計算(つま先版上の土重を考慮する)

- ・ かかと版上の土砂重量(背面土砂)

水位以上

h3の土重 : $vd1 = 1/2 \cdot b3 \cdot h3 \cdot \gamma_s = 1/2 \times 1.000 \times 0.541 \times 18.60 = 5.031 \text{ KN}$

d2の土重 : $vd2 = d2 \cdot b3 \cdot \gamma_s = 1.300 \times 1.000 \times 18.60 = 24.180 \text{ KN}$

水位以上の土重 : $Vd1 = vd1 + vd2 = 5.031 + 24.180 = 29.211 \text{ KN}$

水位以下

$Vd2 = dw2' \cdot b3 \cdot \gamma_{s'} = 1.700 \times 1.000 \times 9.80 = 16.660 \text{ KN}$

・ つま先版上の土砂重量(前面土砂)

水位以上 : $Vd3 = (H1' - hw2) \cdot b1 \cdot \gamma_s = (3.350 - 0.600) \times 1.000 \times 18.60 = 51.150 \text{ KN}$

水位以下 : $Vd4 = (hw1 - C) \cdot b1 \cdot \gamma_{s'} = 0.000 \times 1.000 \times 9.80 = 0.000 \text{ KN}$

・ 背面土砂の重心位置

h3の土重 : $x1 = 2/3 \cdot b3 + b1 + b2 = 2/3 \times 1.000 + 1.000 + 0.500 = 2.167 \text{ m}$

$y1 = 1/3 \cdot h3 + H1 = 1/3 \times 0.541 + 3.600 = 3.871 \text{ m}$

d2の土重 : $x2 = 1/2 \cdot b3 + b1 + b2 = 1/2 \times 1.000 + 1.000 + 0.500 = 2.000 \text{ m}$

$y2 = 1/2 \cdot d2 + dw2 = 1/2 \times 1.300 + 2.300 = 2.950 \text{ m}$

水位以下 : $x3 = 1/2 \cdot b3 + b1 + b3 = 1/2 \times 1.000 + 1.000 + 0.500 = 2.000 \text{ m}$

$y3 = 1/2 \cdot dw2' + C = 1/2 \times 1.700 + 0.600 = 1.450 \text{ m}$

・ 前面土砂の重心位置

水位以上 : $x4 = 1/2 \cdot b1 = 1/2 \times 1.000 = 0.500 \text{ m}$

$y4 = 1/2 \cdot (H1 - hw2) + hw2 = 1/2 \times (3.350 - 0.600) + 0.600 = 1.975 \text{ m}$

水位以下 : $x5 = 1/2 \cdot b1 = 1/2 \times 1.000 = 0.500 \text{ m}$

$y5 = 1/2 \cdot hw2 = 1/2 \times 0.600 = 0.300 \text{ m}$

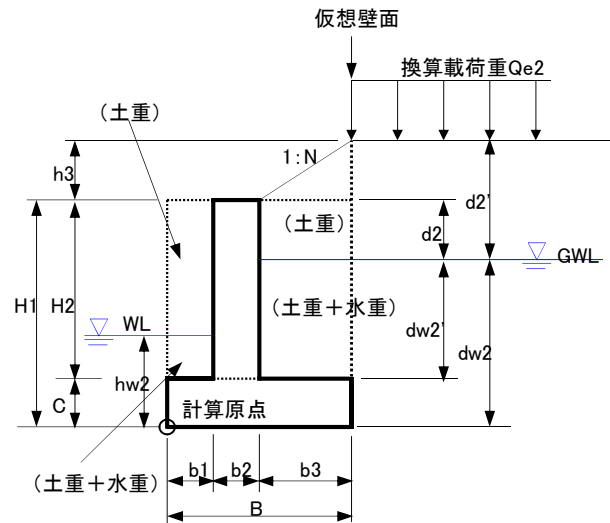


図 6.5.9 胸壁の自重(地震時)

3) 水重の計算(つま先版上の土重を考慮する)

- かかと版上の水重 : $Pw1 = dw2^2 \cdot b3 \cdot \gamma_w = 1.700 \times 1.000 \times 10.00 = 17.000 \text{ KN/m}$
- つま先版上の水重 : $Pw2 = (hw2 - C) \cdot b1 \cdot \gamma_w = 0.000 \times 1.000 \times 10.00 = 0.000 \text{ KN/m}$

• 水重の重心位置

かかと版上の水重 : $x1 = 1/2 \cdot b3 + b1 + b3 = 1/2 \times 1.000 + 1.000 + 0.500 = 2.000 \text{ m}$

: $y1 = 1/2 \cdot dw2^2 + C = 1/2 \times 1.700 + 0.600 = 1.450 \text{ m}$

つま先版上の水重 : $x2 = 1/2 \cdot b1 = 1/2 \times 1.000 = 0.500 \text{ m}$

: $y2 = 1/2 \cdot (hw2 - C) = 1/2 \times 0.000 = 0.000 \text{ m}$

4) 土重および水重の集計

項目	位置	重量W (KN/m)	アーム長(m)		モーメント(KN・m)		
			x	y	W・x	W・y	
土重	背面	h3の土重	5.031	2.167	3.871	10.902	19.475
		d1の土重	24.180	2.000	2.950	48.360	71.331
	前面	水位以下	16.660	2.000	1.450	33.320	24.157
		水位以上	51.150	0.500	1.975	25.575	101.021
水重	背面	17.000	2.000	1.450	34.000	24.650	
	前面	0.000	0.500	0.000	0.000	0.000	
合計		114.021			152.157	240.634	

• 水平力(地震時慣性力) : $Wh = W \cdot kh = 114.021 \times 0.20 = 22.804 \text{ KN}$

• 土重+水重の重心位置

$x = \sum W \cdot x / \sum W = 152.157 / 114.021 = 1.334 \text{ m}$

$y = \sum W \cdot y / \sum W = 240.634 / 114.021 = 2.110 \text{ m}$

5) 地震時の土圧の計算

土圧の計算は、函体に継手がないことから「地震時静止土圧」として計算する。なお、「地震時静止土圧」は常時の静止土圧に、地震時の主動土圧と常時の主動土圧の差分を加えた土圧として計算する。

① 土圧の水平成分の計算

・ 常時の静止土圧

天端での土圧 : $Po1 = Ko \cdot Qa2 = 0.50 \times 40.166 = 20.083 \text{ KN/m}^2$
 水位線での土圧 : $Po2 = Po1 + Ko \cdot d1' \cdot \gamma s = 20.083 + 0.50 \times 0.974 \times 18.60 = 29.141 \text{ KN/m}^2$
 底面での土圧 : $Po3 = Po2 + Ko \cdot dw1 \cdot \gamma s' = 29.141 + 0.50 \times 3.167 \times 9.80 = 44.659 \text{ KN/m}^2$

・ 常時の主動土圧(水平成分)

天端での土圧 : $Ph1 = Ka \cdot Qa2 \cdot \cos \delta = 0.297 \times 40.166 \times \cos(30) = 10.331 \text{ KN/m}^2$
 水位線での土圧 : $Ph2 = Ph1 + Ka \cdot d1' \cdot \gamma s \cdot \cos \delta = 10.331 + 0.297 \times 0.974 \times 18.60 \times \cos(30) = 14.991 \text{ KN/m}^2$
 底面での土圧 : $Ph3 = Ph2 + Ka \cdot dw1 \cdot \gamma s' \cdot \cos \delta = 14.991 + 0.297 \times 3.167 \times 9.80 \times \cos(30) = 22.974 \text{ KN/m}^2$

ここに、

Ka : 常時の主動土圧係数(土と土) $Ka = 0.297$
 δ : 常時の壁面摩擦角(土と土) $\delta = 30^\circ$

・ 地震時の主動土圧(水平成分)

天端での土圧 : $Phe1 = Ke \cdot Qe2 \cdot \cos \delta e = 0.452 \times 37.161 \times \cos(15) = 16.224 \text{ KN/m}^2$
 水位線上での土圧 : $Phe2 = Phe1 + Ke \cdot d2' \cdot \gamma s \cdot \cos \delta e = 16.224 + 0.452 \times 1.841 \times 18.60 \times \cos(15) = 31.174 \text{ KN/m}^2$
 水位線下での土圧 : $Phe2' = Ke' \cdot (Qe2 + d2' \cdot \gamma s) \cdot \cos \delta e = 0.550 \times (37.161 + 1.841 \times 18.60) \times \cos(15) = 37.934 \text{ KN/m}^2$
 底面での土圧 : $Phe3 = Phe2' + Ka \cdot dw2 \cdot \gamma s' \cdot \cos \delta e = 37.934 + 0.550 \times 2.300 \times 9.80 \times \cos(15) = 49.909 \text{ KN/m}^2$

ここに、

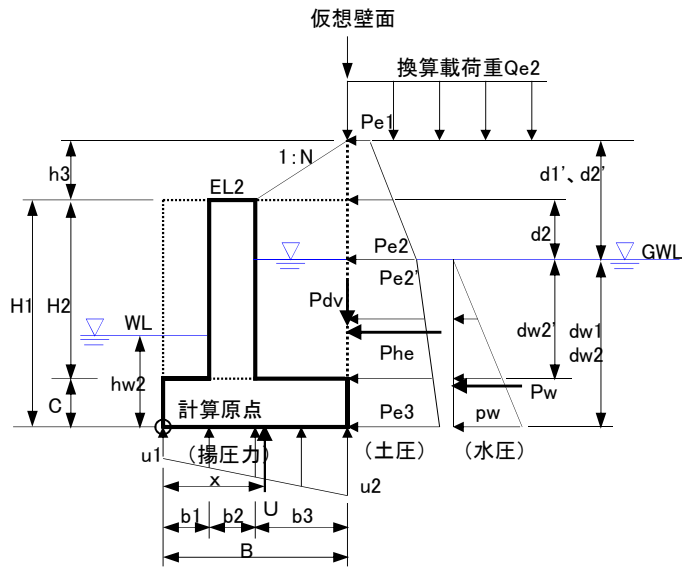
Ke : 地震時の主動土圧係数(土と土:空中) $Ke = 0.452$ (空中)
 Ke' : 地震時の主動土圧係数(土と土:水中) $Ke' = 0.550$ (水中)
 δe : 地震時の壁面摩擦角(土と土) $\delta e = 15^\circ$

・ 地震時の静止土圧の計算(水平成分)

天端での土圧 : $Pe1 = Poe1 = Po1 + Phe1 - Ph1 = 20.083 + 16.224 - 10.331 = 25.976 \text{ KN/m}^2$
 水位線上での土圧 : $Pe2 = Poe2 = Po2 + Phe2 - Ph2 = 29.141 + 31.174 - 14.991 = 45.324 \text{ KN/m}^2$
 水位線下での土圧 : $Pe2' = Poe2' = Po2 + Phe2' - Ph2 = 29.141 + 37.934 - 14.991 = 52.084 \text{ KN/m}^2$
 底面での土圧 : $Pe3 = Poe3 = Po3 + Phe3 - Ph3 = 44.659 + 49.909 - 22.974 = 71.594 \text{ KN/m}^2$

・ 地震時静止土圧の水平成分合力

$Pe① = \frac{Pe1 + Pe2}{2} \times d2' = \frac{25.976 + 45.324}{2} \times 1.841 = 65.632 \text{ KN/m}^2$
 $Pe② = \frac{Pe2' + Pe3}{2} \times dw2 = \frac{52.084 + 71.594}{2} \times 2.300 = 142.23 \text{ KN/m}^2$
 地震時の静止土圧合力 : $Phe = Pe① + Pe② = 65.632 + 142.23 = 207.862 \text{ KN/m}^2$



ここに、

$d2' = 1.841 \text{ m}$
 $dw2 = 2.300 \text{ m}$
 $\gamma s = 18.60 \text{ KN/m}^3$
 $\gamma s' = 9.80 \text{ KN/m}^3$
 $\gamma w = 10.00 \text{ KN/m}^3$
 $Qa2 = 40.166 \text{ KN/m}^2$ (常時の換算載荷重)
 $Qe2 = 37.161 \text{ KN/m}^2$ (地震時の換算載荷重)
 $Ko = 0.50$
 (常時)
 $d1' = 0.974 \text{ m}$
 $dw1 = 3.167 \text{ m}$

図 6.510 仮想背面に作用する荷重(地震時)

・地震時静止土圧の水平成分の作用位置

水位以上の土圧の作用位置

$$y_1 = \frac{d_2'}{3} \times \frac{2 \cdot Pe_1 + Pe_2}{Pe_1 + Pe_2} + dw_2 = \frac{1.841}{3} \times \frac{2 \times 25.976 + 45.324}{25.976 + 45.324} + 2.300 = 3.137 \text{ m}$$

水位以下の土圧の作用位置

$$y_2 = \frac{dw_2}{3} \times \frac{2 \cdot Pe_2' + Pe_3}{Pe_2' + Pe_3} = \frac{2.300}{3} \times \frac{2 \times 52.084 + 71.594}{52.084 + 71.594} = 1.090 \text{ m}$$

土圧合力の作用位置

$$y = \frac{Pe_{①} \cdot y_1 + Pe_{②} \cdot y_2}{Pe_{①} + Pe_{②}} = \frac{65.632 \times 3.137 + 142.230 \times 1.090}{65.632 + 142.230} = 1.736 \text{ m}$$

② 主動土圧の鉛直成分の計算

・常時の主動土圧(鉛直成分)

$$\text{天端での土圧} : Pv_1 = Ka \cdot Qa_2 \cdot \sin \delta = 0.297 \times 40.166 \times \sin(30) = 5.965 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{水位線での土圧} : Pv_2 = Pv_1 + Ka \cdot d_1' \cdot \gamma_s \cdot \sin \delta = 5.965 + 0.297 \times 0.974 \times 18.60 \times \sin(30) = 8.655 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{底面での土圧} : Pv_3 = Pv_2 + Ka \cdot dw_1 \cdot \gamma_s' \cdot \sin \delta = 8.655 + 0.297 \times 3.167 \times 9.80 \times \sin(30) = 13.264 \text{ KN/m}^2$$

・地震時の主動土圧(鉛直成分)

$$\text{天端での土圧} : Pve_1 = Ke \cdot Qe \cdot \cos \delta_e = 0.452 \times 37.161 \times \sin(15) = 4.347 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{水位線上での土圧} : Pve_2 = Pve_1 + Ke \cdot d_2' \cdot \gamma_s \cdot \cos \delta_e = 4.347 + 0.452 \times 1.841 \times 18.60 \times \sin(15) = 8.353 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{水位線下での土圧} : Pve_2' = Ke \cdot (Qe + d_2' \cdot \gamma_s) \cdot \cos \delta_e = 0.550 \times (37.161 + 1.841 \times 18.60) \times \sin(15) = 10.164 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{底面での土圧} : Pve_3 = Pve_2' + Ka \cdot dw_2 \cdot \gamma_s' \cdot \cos \delta_e = 10.164 + 0.550 \times 2.300 \times 9.80 \times \sin(15) = 13.373 \text{ KN/m}^2$$

・地震時の静止土圧の計算(鉛直成分)

$$\text{天端での土圧} : Pdv_1 = Pvo + Pve_1 - Pv_1 = 0 + 4.347 - 5.965 = -1.618 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{水位線上での土圧} : Pdv_2 = Pvo + Pve_2 - Pv_2 = 0 + 8.353 - 8.655 = -0.302 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{水位線下での土圧} : Pdv_2' = Pvo + pve_2' - Pv_2 = 0 + 10.164 - 8.655 = 1.509 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{底面での土圧} : Pdv_3 = Pvo + pve_3 - Pv_3 = 0 + 13.373 - 13.264 = 0.109 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

Pvo : 天端での土圧の鉛直成分で、「Pvo=0」とする。

・地震時静止土圧の鉛直成分合力

$$Pdv_{①} = \frac{Pdv_1 + Pdv_2}{2} \times d_2' = \frac{-1.618 + -0.302}{2} \times 1.841 = -1.767 \text{ KN/m}^2$$

$$Pdv_{②} = \frac{Pdv_2' + Pdv_3}{2} \times dw_2 = \frac{1.509 + 0.109}{2} \times 2.300 = 1.861 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{地震時静止土圧の鉛直成分合力} : Pdv = Pdv_{①} + Pdv_{②} = -1.767 + 1.861 = 0.094 \text{ KN/m}^2$$

・地震時静止土圧の鉛直成分の作用位置

$$x = B = 2.500 \text{ m}$$

6) 水圧の計算

・背面水圧 : $P_w = 1/2 \cdot d w^2 \cdot \gamma_w = 1/2 \times 2.300^2 \times 10.00 = 26.450 \text{ KN}$
 作用位置 : $y_1 = 1/3 \cdot d w = 1/3 \times 2.300 = 0.767 \text{ KN/m}^2$
 ・前面水圧 : $P_w = 1/2 \cdot h w^2 \cdot \gamma_w = 1/2 \times 0.000^2 \times 10.000 = 0.000 \text{ KN}$
 作用位置 : $y_1 = 1/3 \cdot h w = 1/3 \times 0.000 = 0.000 \text{ KN/m}^2$

7) 揚圧力

$U = -\{1/2 \cdot (u_1 + u_2) \cdot B\} = -\{1/2 \times (0.000 + 23.000) \times 2.500\} = -28.750 \text{ KN}$

ここに、

前面水位による揚圧力 : $u_1 = h w^2 \cdot \gamma_w = 0.000 \times 10.00 = 0.000 \text{ KN/m}^2$

背面水位による揚圧力 : $u_2 = d w^2 \cdot \gamma_w = 2.300 \times 10.00 = 23.000 \text{ KN/m}^2$

(作用位置)

$x = \frac{B}{3} \cdot \frac{u_1 + 2 \cdot u_2}{u_1 + u_2} = \frac{2.500}{3} \times \frac{0.000 + 2 \times 23.000}{0.000 + 23.000} = 1.667 \text{ m}$

8) 胸壁部の荷重の集計(地震時)

表 6.5.2 胸壁部の荷重の集計(地震時)

項目	荷重(KN)		アーム長(m)		曲げモーメント(KN・m)	
	鉛直力Vi	水平力Hi	xi	yi	Mxi=Vi・xi	Myi=Hi・yi
躯体	73.500	14.700	1.250	1.200	91.875	17.640
土重+水重	114.021	22.804	1.334	2.110	152.104	48.116
土圧(背面)	0.094	207.862	2.500	1.736	0.235	360.848
水圧(背面)		26.450		0.767		20.287
水圧(前面)		0.000		0.000		0.000
揚圧力	-28.750		1.667		-47.926	
合計	158.865	271.816			196.288	446.891

合力の作用位置 $d = (\sum M_{xi} - \sum M_{yi}) / \sum V_i = (196.288 - 446.891) / 158.865 = -1.577 \text{ m}$

荷重の偏心距離 $e = B/2 - d = 2.500 / 2 - (-1.577) = 2.827 \text{ m}$

底板中心に作用する合力(両側の胸壁の合計)

鉛直荷重 : $V = 2 \cdot \sum V_i \cdot L' = 2 \times 158.865 \times 1.000 = 317.730 \text{ KN}$

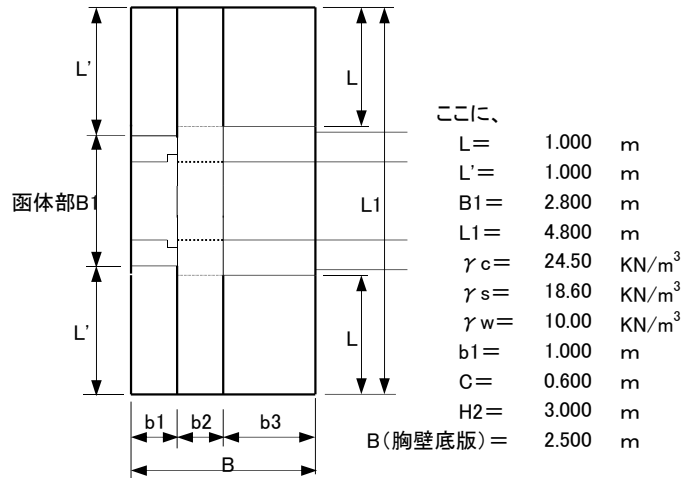
水平荷重 : $H = 2 \cdot \sum H_i \cdot L' = 2 \times 271.816 \times 1.000 = 543.632 \text{ KN}$

曲げモーメント : $M = V \cdot e = 317.730 \times 2.827 = 898.223 \text{ KN} \cdot \text{m}$

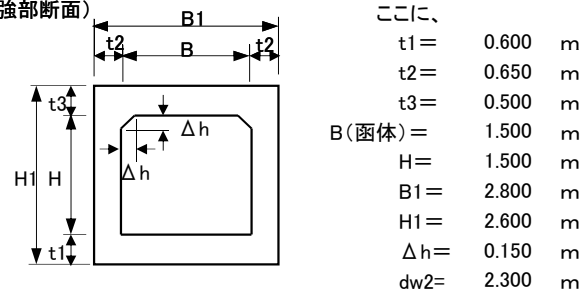
ここに、

L' : 胸壁の張出し長 $L' = 1.000 \text{ m}$

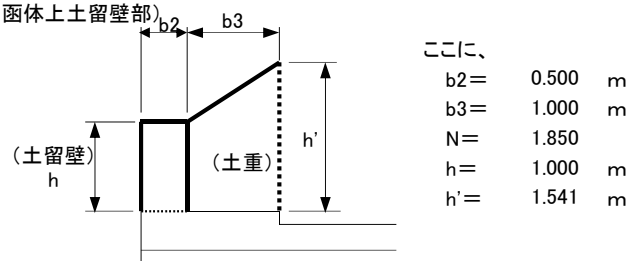
(胸壁部底面積)



(函体補強部断面)



(函体上土留壁部)



9) 底版反力の計算(地震時)

底版反力は、函体を含む胸壁部全体の荷重(重量)を胸壁部全体の底面積で除した等分布荷重として設計する。

- ① 函体部の荷重
- ・ 函体の荷重 $W1 = 185.679 \text{ KN}$ (常時の計算より)
 - ・ 門柱柱の荷重 $W2 = 70.560 \text{ KN}$ (常時の計算より)
 - ・ 戸溝柱の荷重 $W3 = 11.025 \text{ KN}$ (常時の計算より)
 - ・ ゲート受け柱の荷重 $W4 = 14.700 \text{ KN}$ (常時の計算より)
 - ・ 翼壁接続部コンクリートの荷重 $W5 = 11.270 \text{ KN}$ (常時の計算より)
 - ・ 笠コンクリートの荷重 $W6 = 2.389 \text{ KN}$ (常時の計算より)
 - ・ 函体前の底版の荷重 $W7 = 41.160 \text{ KN}$ (常時の計算より)
 - ・ 函体上の土留壁の荷重 $W8 = 34.300 \text{ KN}$ (常時の計算より)
 - ・ 函体上の土重 $W9 = 66.168 \text{ KN}$ (常時の計算より)
 - ・ 函体部の揚圧力
 $W10 = dw2 \cdot B1 \cdot B \cdot \gamma_w = 2.300 \times 2.800 \times 2.500 \times 10.00 = -161.000 \text{ KN}$
- ② 胸壁の荷重
 $V = 317.730 \text{ KN}$
- ③ 胸壁部の荷重の集計(地震時)

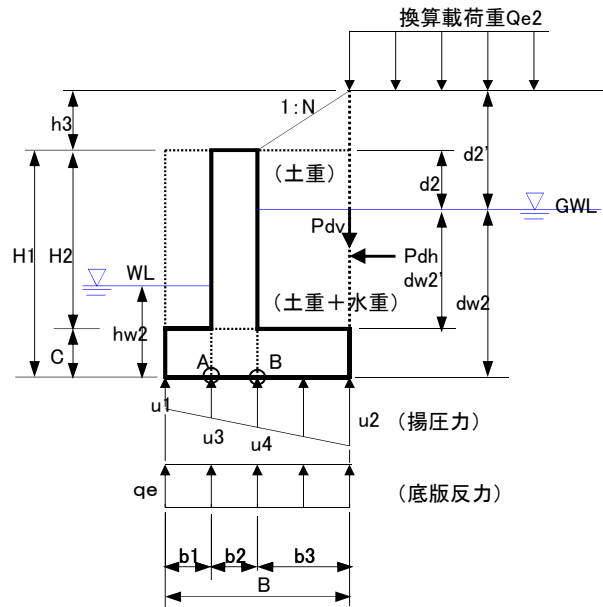
項 目		鉛直荷重(KN)	備考
函体部	函体	W1	185.679
	門柱の柱	W2	70.560
	戸溝の柱	W3	11.025
	ゲート受け柱	W4	14.700
	翼壁接続部	W5	11.270
	笠コンクリート	W6	2.389
	函体前底版	W7	41.160
	土留壁	W8	34.300
	土重	W9	66.168
	揚圧力	W10	-161.000
門柱部		214.201	
胸壁部	胸壁鉛直荷重	317.730	
合計		808.182	

④ 胸壁部の底面積

$$A = B \cdot L1 = 2.500 \times 4.800 = 12.000 \text{ m}^2$$

⑤ 地震時の底版反力

$$q_e = \frac{808.182}{12.000} = 67.349 \text{ KN/m}^2$$



ここに、

$b1 = 1.000$ m	$h3 = 0.541$ m
$b2 = 0.500$ m	$H2 = 3.000$ m
$b3 = 1.000$ m	$H1 = 3.600$ m
$C = 0.600$ m	$d2 = 1.300$ m
$B = 2.500$ m	$dw2 = 2.300$ m
$\gamma_c = 24.50$ KN/m ³	$dw2' = 1.700$ m
$\gamma_s = 18.60$ KN/m ³	$hw2 = 0.000$ m
$\gamma_{s'} = 9.80$ KN/m ³	$h3 + d1 = 1.841$ m
$\gamma_w = 10.00$ KN/m ³	$hw2 - C = 0.000$ m
$Qe2 = 37.161$ KN/m ²	$L = 1.000$ m
	$L' = 1.000$ m

図 6.5.11 底版の設計荷重図

10) 底版の設計荷重(地震時)

① つま先版の設計荷重(土砂および水重は考慮しない)

・ 自重 : $W1 = C \cdot \gamma_c = 0.600 \times 24.50 = 14.700$ KN/m²

・ 土砂重量 : $W2 = 0$ KN/m²

・ 揚圧力
 $u1 = 0.000$ KN/m²

ここに、
 $u1 = 0.000$ KN/m²
 $u2 = 23.000$ KN/m²

・ 底版反力 : $qe = -67.349$ KN/m²

・ 荷重合計(つま先版の設計荷重)

$We1 = W1 + W2 + u3 + qe = 14.700 + 0 + 0.000 + -67.349 = -52.649$ KN/m²

② かかと版の設計荷重

・ 自重 : $W1 = C \cdot \gamma_c = 0.600 \times 24.50 = 14.700$ KN/m²

・ 土砂重量 : $W2 = d1 \cdot \gamma_s + dw2' \cdot \gamma_{s'} = 1.300 \times 18.60 + 1.700 \times 9.80 = 40.840$ KN/m²

・ 水重量 : $W3 = dw2' \cdot \gamma_w = 1.700 \times 10.00 = 17.000$ KN/m²

・ 揚圧力 : $U = u2 = -23.000$ KN/m²

・ 底版反力 : $qe = -67.349$ KN/m²

・ 荷重合計(かかと版の設計荷重)

$We2 = W1 + W2 + W3 + u4 + qe = 14.700 + 40.840 + 17.000 + -23.000 + -67.349 = -17.809$ KN/m²

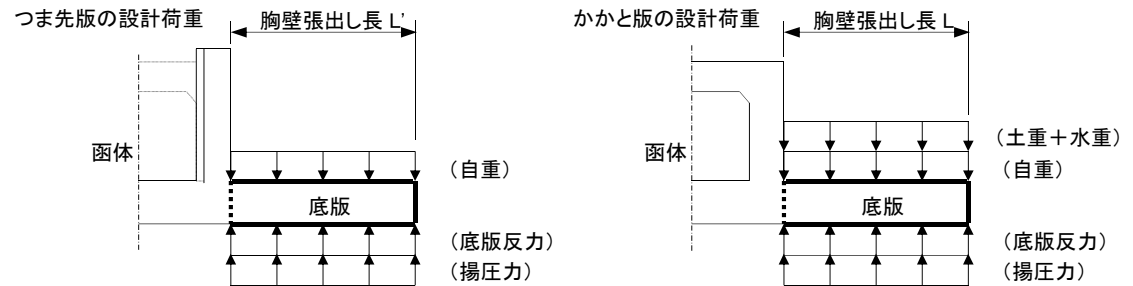


図 6.5.12 底版の設計荷重

6-5-4. 底版の断面力の計算

(1) 常時の計算

1) つま先版

・ 曲げモーメント

$$M = \frac{W a_1 \cdot L^2}{2} = \frac{-45.943 \times 1.000^2}{2} = -22.972 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ せん断力

$$S = W a_1 \cdot L = -45.943 \times 1.000 = -45.943 \text{ KN}$$

2) かかと版

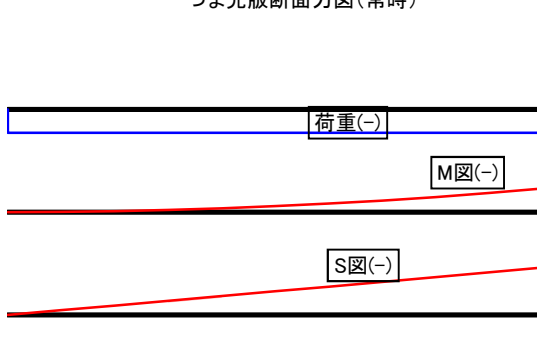
・ 曲げモーメント

$$M = \frac{W a_2 \cdot L^2}{2} = \frac{-18.733 \times 1.000^2}{2} = -9.367 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ せん断力

$$S = W a_2 \cdot L = -18.733 \times 1.000 = -18.733 \text{ KN}$$

つま先版断面力図(常時)



かかと版断面力図(常時)

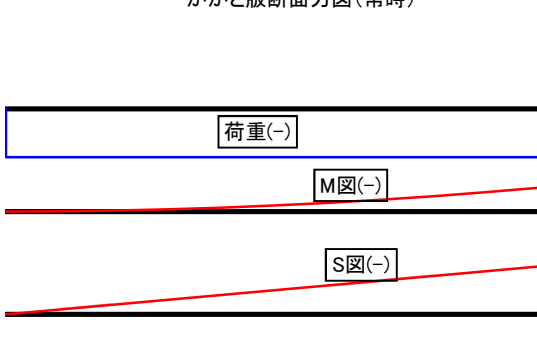


図 6.5.13 常時の断面力図

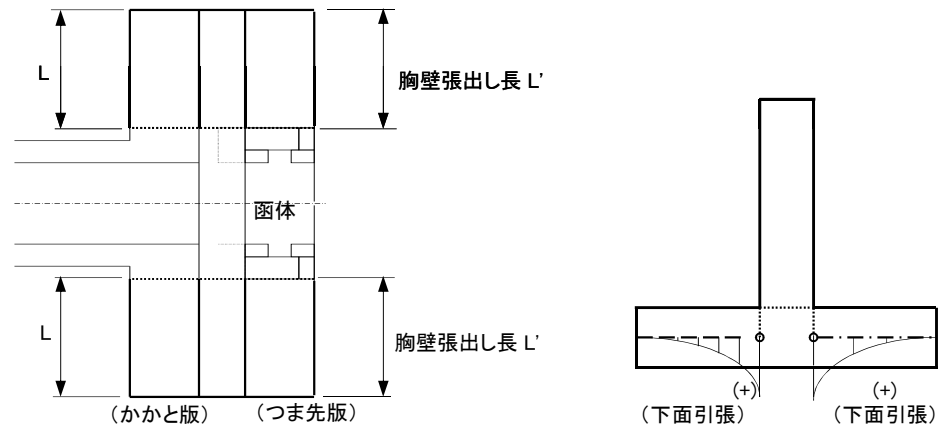
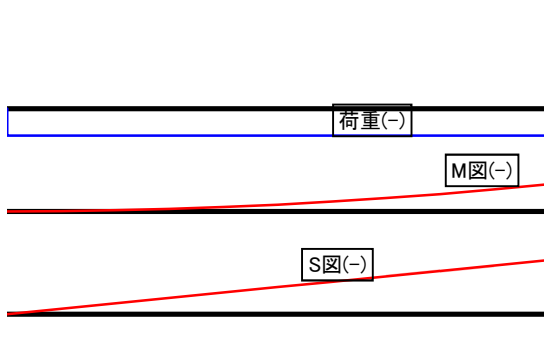


図 6.5.14 常時の底版の曲げモーメント

- つま先版張出し長L' = 1.000 m
- かかと版張出し長L = 1.000 m
- 常時のつま先版設計荷重Wa1 = -45.943 KN/m²
- 地震時のつま先版設計荷重We = -52.649 KN/m²
- 常時のかかと版設計荷重Wa2 = -18.733 KN/m²
- 地震時のかかと版設計荷重We = -17.809 KN/m²

つま先版断面力図(地震時)



かかと版断面力図(地震時)

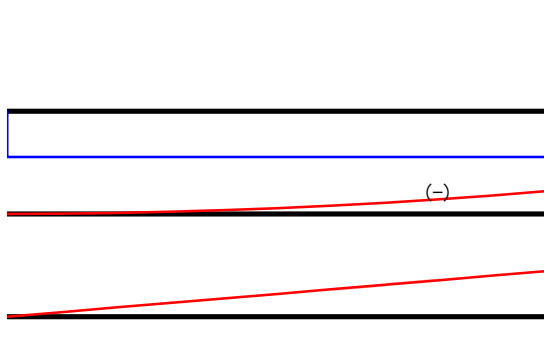


図 6.5.15 地震時の断面力図

(2) 地震時の計算

1) つま先版

・ 曲げモーメント

$$M = \frac{We_1 \cdot L'^2}{2} = \frac{-52.649 \times 1.000^2}{2} = -26.325 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ せん断力

$$S = We_1 \cdot L' = -52.649 \times 1.000 = -52.649 \text{ KN}$$

2) かかと版

・ 曲げモーメント

$$M = \frac{We_2 \cdot L'^2}{2} = \frac{-17.809 \times 1.000^2}{2} = -8.905 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ せん断力

$$S = We_2 \cdot L' = -17.809 \times 1.000 = -17.809 \text{ KN}$$

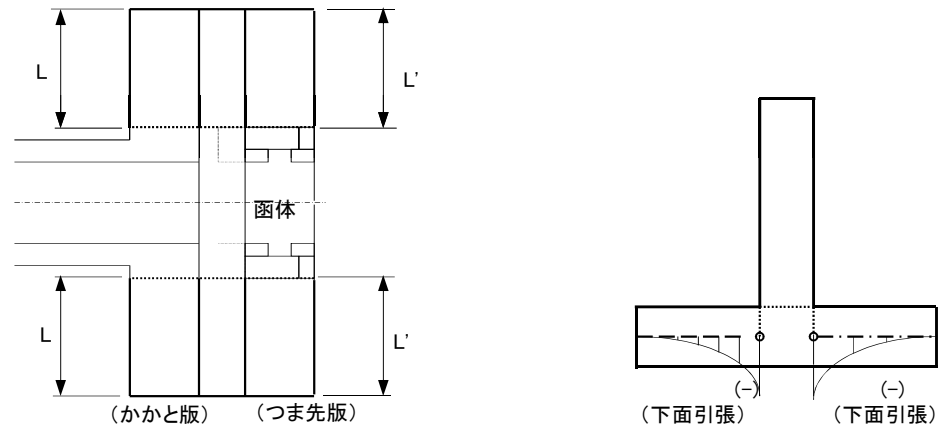


図 6.5.16 地震時の底版の曲げモーメント

第6章 川表胸壁の設計

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_s : 部材における鉄筋(配筋)面積(cm²)

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_s'の計算は次式で求める。

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

6-6. 応力度の検討

6-6-1. 断面力の集計

表 6.6.1 断面力の集計

部材	常時		地震時		許容応力度(N/mm ²)						
	曲げモーメント (KN・m)	せん断力 (KN)	曲げモーメント (KN・m)	せん断力 (KN)	常時			地震時			
					σ _{ca}	σ _{sa}	τ _{a1}	σ _{ca}	σ _{sa}	τ _{a1}	
たて壁	30.922	61.843	33.145	66.289	8.0	160.0	0.39	12.0	300.0	0.58	
底版	つま先版	-22.972	-45.943	-26.325	-52.649	8.0	160.0	0.39	12.0	300.0	0.58
	かかと版	-9.367	-18.733	-8.905	-17.809	8.0	160.0	0.39	12.0	300.0	0.58

※ 1. 鉄筋のかぶり

たて壁 : d' = 0.12 m

底版上側 : d' = 0.12 m

底版下側 : d' = 0.15 m

2. 部材厚

たて壁 : b₂ = 0.500 m

底版 : C = 0.600 m

表 6.6.2 主鉄筋の位置

部材	曲げモーメントによる主鉄筋の位置	
	常時	地震時
たて壁	前面引張	前面引張
底版	つま先版	下面引張
	かかと版	下面引張

なお、たて壁および底版の応力度の検討は「単鉄筋長方形梁」としておこなう。

第6章 川表胸壁の設計

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」P183

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)。

$$\text{定着長} la = \frac{\sigma_{sa} \cdot \phi}{4 \tau_{oa}} = \frac{200 \times \phi}{4 \times 1.6} = 31.3 \cdot \phi$$

ここに、

τ_{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 6.6.3 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 ²)	公称周長l (cm)	定着長la 31.3φ(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

6-6-2. 応力度の検討

(1) たて壁の応力度の検討

表 6.6.4 たて壁の応力度および鉄筋量の検討

項目			たて壁 (常時)			たて壁 (地震時)		
			前面引張			前面引張		
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	—
たて壁の厚さ	b2	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	—	30.922	—	—	33.145	—
せん断力	S	KN	—	61.843	—	—	66.289	—
配筋	As	cm ²	D	16	—	D	16	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—
As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—			
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00209	—	—	0.00209	—
M/b・d ²		N/mm ²	—	0.21414	—	—	0.22954	—
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_c	N/mm ²	8.0	2.1	○	12.0	2.2	○
引張応力度	σ_s	N/mm ²	160.0	110.6	○	300.0	118.6	○
せん断応力度	τ_m	N/mm ²	0.39	0.16	○	0.58	0.17	○
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 ²	7.944	5.490	○	7.944	3.139	○

配筋は、常時の引張応力度の検討により決定した。

(2) かかと版の応力度の検討

表 6.6.5 かかと版の応力度および鉄筋量の検討

項目			かかと版 (常時)			かかと版 (地震時)		
			下面引張			下面引張		
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	—	60.0	—	—	60.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	15.0	—	—	15.0	—
有効高	d	cm	—	45.0	—	—	45.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	9.367	—	—	8.905	—
せん断力	S	KN	—	18.733	—	—	17.809	—
配筋	As	cm ²	D	19	—	D	19	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	2.865 cm ²	—	s=	2.865 cm ²	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—
			As=	11.460 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00255	—	—	0.00255	—
M/b・d ²		N/mm ²	—	0.04626	—	—	0.04398	—
1/Lc=2/k・j			—	9.025	—	—	9.025	—
1/Ls=1/p・j			—	426.406	—	—	426.406	—
係数	k		—	0.24097	—	—	0.24097	—
	j		—	0.91968	—	—	0.91968	—
圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	8.0	0.4	○	12.0	0.4	○
引張応力度	σ _s	N/mm ²	160.0	19.7	○	300.0	18.8	○
せん断応力度	τ _m	N/mm ²	0.39	0.04	○	0.58	0.04	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.255	○	0.2	0.255	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.255	○	2.0	0.255	○
必要鉄筋量	As'	cm ²	11.460	1.415	○	11.460	0.717	○

配筋は、必要鉄筋量の検討により決定した。

(3) つま先版の応力度の検討

表 6.6.6 つま先版の応力度および鉄筋量の検討

項目			つま先版 (常時)			つま先版 (地震時)		
			下面引張			下面引張		
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	—
つま先版の厚さ	C	cm	—	60.0	—	—	60.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	15.0	—	—	15.0	—
有効高	d	cm	—	45.0	—	—	45.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	22.972	—	—	26.325	—
せん断力	S	KN	—	45.943	—	—	52.649	—
配筋	As	cm ²	D	19	—	D	19	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	2.865 cm ²	—	s=	2.865 cm ²	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—
			As=	11.460 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00255	—	—	0.00255	—
M/b・d ²		N/mm ²	—	0.11344	—	—	0.13000	—
1/Lc=2/k・j			—	9.025	—	—	9.025	—
1/Ls=1/p・j			—	426.406	—	—	426.406	—
係数	k		—	0.24097	—	—	0.24097	—
	j		—	0.91968	—	—	0.91968	—
圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	8.0	1.0	○	12.0	1.2	○
引張応力度	σ _s	N/mm ²	160.0	48.4	○	300.0	55.4	○
せん断応力度	τ _m	N/mm ²	0.39	0.10	○	0.58	0.12	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.255	○	0.2	0.255	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.255	○	2.0	0.255	○
必要鉄筋量	As'	cm ²	11.460	3.469	○	11.460	2.120	○

配筋は、必要鉄筋量の検討により決定した。

【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 6.7.1 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

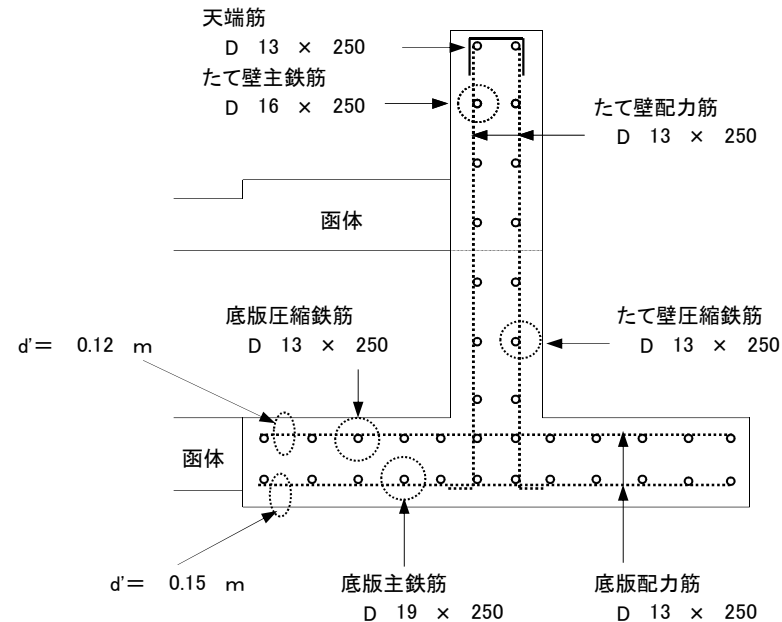
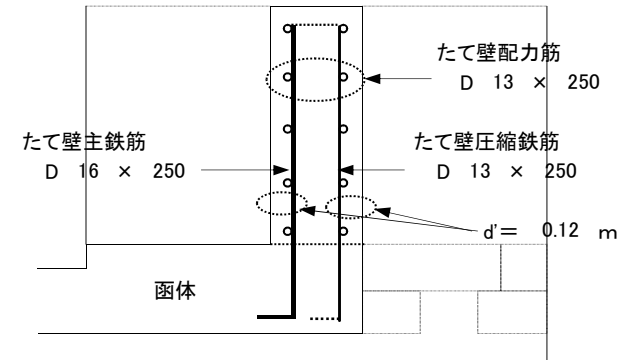
主鉄筋と配力鉄筋の関係は、下表の組合せを標準とする。

表 6.7.2 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。

6-7. 配筋計画



- ※ たて壁の配力筋は定尺鉄筋を用いるものとし、長さは天端筋で調整する。

図 6.7.1 川裏胸壁配筋計画図

6-8. 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、胸壁は函体に固定された片持ち梁として計算原点を胸壁底面としていたが、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。

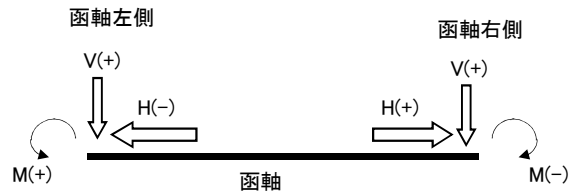
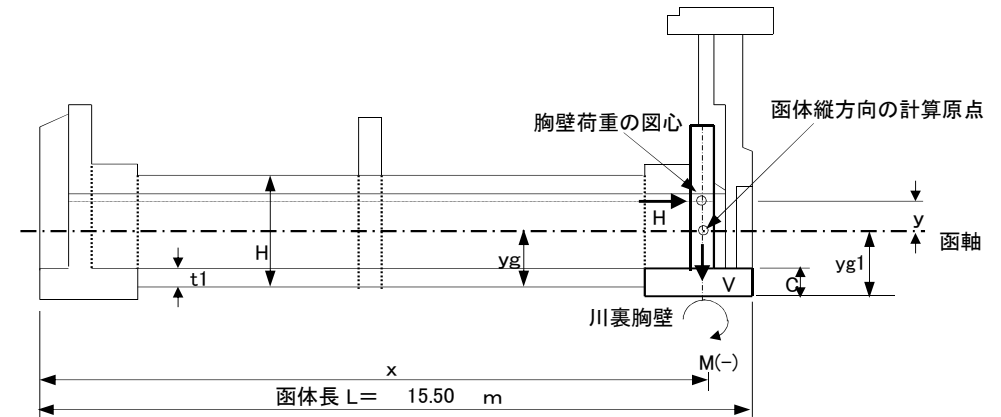


図 6.8.1 函体縦方向の荷重方向



ここに、

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

$$C = 0.600 \text{ m}$$

$$t1 = 0.500 \text{ m}$$

$$yg = 1.171 \text{ m}$$

$$b1 = 1.000 \text{ m (つま先版長)}$$

$$b2 = 0.500 \text{ m (たて壁厚)}$$

$$yg1 = yg + (C - t1) = 1.171 + (0.600 - 0.500) = 1.271 \text{ m}$$

$$x = L - (b1 + b2 / 2) = 15.50 - (1.000 + 0.500 / 2) = 14.250 \text{ m}$$

図 6.8.2 函体縦方向の荷重図

(1) 常時の函軸ヘシフトさせた断面力の計算

表 6.8.1 函軸ヘシフトさせた胸壁部の荷重の集計(常時)

項目	荷重(KN)		アーム長(m)				曲げモーメント(KN・m)		
	鉛直力Vi	水平力Hi	xi	yi	ygl	y	Mr=Mxi=	Mo=Myi=Hi・yi	
							Vi・xi	原点Mo	函軸Mo'
躯体	73.500		1.250				91.875		
土重+水重	115.062		1.340				154.183		
土圧(背面)		140.834		1.839	1.271	0.568		258.994	79.994
背面水圧		50.149		1.056	1.271	-0.215		52.957	-10.782
前面水圧									
揚圧力	-39.588		1.667				-65.993		
合計	148.974	190.983					180.065	311.951	69.212

※ 1. 底版中心でのモーメント

$$\text{浮力あり} : M_c = \sum V_i \cdot B/2 - M = 148.974 \times 2.500 / 2 - -131.89 = 318.104 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M = M_r - M_o = 180.065 - 311.951 = -131.89 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

2. 函軸における断面力の集計

$$V = \sum V_i \cdot L' \cdot 2 = 148.974 \times 1.000 \times 2 = 297.948 \text{ KN}$$

$$H = \sum H_i \cdot L' \cdot 2 = 190.983 \times 1.000 \times 2 = 381.966 \text{ KN}$$

$$M = V \cdot e = 297.948 \times 0.506 = 150.762 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$e = B/2 - d = 2.500 / 2 - 0.744 = 0.506 \text{ m}$$

$$d = (M_r - M_o) / \sum V_i = (180.065 - 69.212) / 148.974 = 0.744 \text{ m}$$

$$L' = 1.000 \text{ m}$$

3. 回転モーメントMo'の照査

$$190.983 \times (1.633 - 1.271) = 69.136 \text{ KN}\cdot\text{m} = M_o = 69.212 \text{ KN}\cdot\text{m} \dots \text{OK}$$

ここに、

$$\text{底版下面(原点)での水平力の作用位置} = M_o / \sum H_i = 311.951 / 190.983 = 1.633 \text{ m}$$

$$\text{函軸へのシフト距離} y_{gl} = 1.271 \text{ m}$$

$$L : \text{川表胸壁の長さ(片側)} \quad L' = 1.000 \text{ m}$$

(2) 地震時の函軸ヘシフトさせた断面力の計算

表 6.8.2 函軸ヘシフトさせた胸壁部の荷重の集計(地震時)

項目	荷重(KN)		アーム長(m)				曲げモーメント(KN・m)		
	鉛直力Vi	水平力Hi	xi	yi	yg1	y	Mr=Mxi=	Mo=Myi=Hi・yi	
							Vi・xi	原点Mo	函軸Mo'
躯体	73.500	14.700	1.250	1.200	1.271	-0.071	91.875	17.640	-1.044
土重+水重	114.021	22.804	1.334	2.110	1.271	0.839	152.104	48.116	19.133
土圧(背面)	0.094	207.862	2.500	1.736	1.271	0.465	0.235	360.848	96.656
水圧(背面)		26.450		0.767	1.271	-0.504		20.287	-13.331
水圧(前面)									
揚圧力	-28.750		1.667				-47.926		
合計	158.865	271.816					196.288	446.891	101.414

※ 1. 底版中心でのモーメント

$$\text{浮力あり} : M_c = \sum V_i \cdot B/2 - M = 158.865 \times 2.500 / 2 - 250.6 = 449.184 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M = M_r - M_o = 196.288 - 446.891 = -250.6 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

2. 函軸における断面力の集計

$$V = \sum V_i \cdot L' \cdot 2 = 158.865 \times 1.000 \times 2 = 317.73 \text{ KN}$$

$$H = \sum H_i \cdot L' \cdot 2 = 271.816 \times 1.000 \times 2 = 543.632 \text{ KN}$$

$$M = V \cdot e = 317.73 \times 0.653 = 207.478 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$e = B/2 - d = 2.500 / 2 - 0.597 = 0.653 \text{ m}$$

$$d = (M_r - M_o) / \sum V_i = (196.288 - 101.414) / 158.865 = 0.597 \text{ m}$$

$$L' = 1.000 \text{ m}$$

3. 回転モーメントMo'の照査

$$271.816 \times (1.644 - 1.271) = 101.387 \text{ KN}\cdot\text{m} = M_o = 101.414 \text{ KN}\cdot\text{m} \dots \text{OK}$$

ここに、

$$\text{底版下面(原点)での水平力の作用位置} = M_o / \sum H_i = 446.891 / 271.816 = 1.644 \text{ m}$$

$$\text{函軸へのシフト距離} y_{g1} = 1.271 \text{ m}$$

$$L' = \text{川表胸壁の長さ(片側)} \quad L' = 1.000 \text{ m}$$

(3) 川表胸壁の函軸へシフトさせた断面力の集計

表 6.8.3 函軸へシフトさせた断面力の集計

項目			計算原点		函軸		作用位置(m)	
項目	符号	単位	常時	地震時	常時	地震時	x	x'
鉛直荷重	V	KN	297.948	317.730	297.948	317.730	1.250	14.250
水平荷重	H	KN	381.966	543.632	381.966	543.632	1.250	14.250
曲げモーメント	M	KN・m	636.119	898.223	150.762	207.478	1.250	14.250

※ 1. 作用位置は函体右端からの距離である。

$$x = b_1 + 1/2 \cdot b_2 = 1.000 + 1/2 \times 0.500 = 1.250 \text{ m}$$

(左端からの距離)

$$x' = L_1 - x = 15.500 - 1.250 = 14.250 \text{ m}$$