

樋門翼壁L型部の検討計算

以前の樋門樋管設計においては、「建設省制定土木構造物標準設計(樋門・樋管):(社)全日本建設技術協会」に基づき行っていました。その標準設計では、翼壁に関する構造計算の設計方法は特に説明が無く、翼壁L型部についてはごく一般的な擁壁の設計方法にて検討を行っていました。

その後、平成5年に「柔構造樋門・樋管設計マニュアル(案):(財)国土開発技術研究センター」の指針本が出されてから、樋門樋管の設計方法が大きく変わり、次々と参考文献あるいは参考指導書が出てきました。この「翼壁L型部の構造計算」プログラムは、その中の「柔構造樋門設計の手引き:(財)国土開発技術研究センター編 平成10年11月33日発行」に従って作成したものです。

また、近年の構造物は施工性重視により、縦壁の断面変化を行わなくなり、また鉄筋の段落としも行わない。それについては「土木構造物設計マニュアル(案) 建設省土木研究所」に記述されていて、その仕様を基本として作成してあります。

1. プログラムの内容

- 1) 常時と地震時の2ケースで検討を行う。
- 2) 翼壁U型部とL型部一体構造にて安定計算を行う。
- 3) 翼壁L型部の縦壁、底版後肢の構造検討。

2. 設計の概略的な条件

- 1) 常時で洪水時水位ありと地震時。
- 2) 土圧は常時、地震時ともに主働土圧係数を使用。
- 3) 直接基礎。
- 4) 縦壁の断面力の算出は、片持ち梁として計算。
- 5) 底版については、壁の下端に発生する曲げモーメントか、または地盤反力によるモーメントのどちらか大きな方の値を採用する。
- 6) 単位はSI単位を使用。
- 7) 準拠示方書は「柔構造樋門設計の手引き:(財)国土開発技術研究センター編、平成10年11月30日発行」です。

3. 設計計算書の内容

翼壁L型部の検討計算書は以下の項目順序となっています。

- 1) 設計条件
- 2) L型部の安定検討のための土圧、水圧、揚圧力の計算。
- 3) 翼壁L型部の安定検討のための割り増し係数算出。
- 4) L型部の転倒、滑動、地盤支持力の安定照査。
- 5) 縦壁検討のための荷重計算
- 6) 縦壁の断面計算
- 7) 底版検討のための地盤反力の算出
- 8) 底版の断面計算
- 9) 配筋要領図(CADにて別途作成)

4. 作業手順

- 1) シート「データ入力」にて、設計条件、構造物形状等データの入力。
- 2) シート「断面計算(入力と印刷)」にて、鉄筋径、単位m当たり鉄筋本数のデータ入力。
- 3) 形状寸法図、配筋要領図をCADにて別途作図し、シート「計算書作成」に貼付。
- 4) シート「計算書作成」を印刷。

5. データの入力方法

この翼壁L型部検討計算のプログラムで入力するデータは以下の通りです。

なお、 着色部の数値は、手入力します。

(シート「データ入力」)

- 1) 計算書のタイトル。
- 2) 翼壁L型部の構造寸法。
- 3) 水位条件。
- 4) 土圧係数算出の設計条件。
- 5) 単体積重量等設計の条件。
- 6) 基礎地盤の条件。
- 7) コンクリート、鉄筋の許容値等、また鉄筋の被り。

(シート「断面計算」)

- 8) 鉄筋径、単位m当たり鉄筋本数が、鉄筋材料の許容値内に収まるよう入力。

6. CADによる作図

プログラムに添付してある、形状寸法図、荷重図、底版の地盤反力図、配筋要領図はプログラムとリンクしていません。別途CADにて作図し、シート「計算書作成」に貼付して下さい。

プログラムに添付してある図のCADデータを、プログラムと同じフォルダーに入れてあります。添付したCADは以下のもので、元のCADは「(株)ビッグバン BV-CAD」を使用して作成しました。

- | | |
|------------------|------------|
| ・BV - CAD(ver.3) | (株)ビッグバン |
| ・AutoCAD2000 | AutoCAD.CC |
| ・JW CAD | |
| ・SXFファイル(SFC) | |

7. シート「計算書作成」の説明

計算書の印刷枠は、表示メニュー「改ページプレビュー」にて表示できます。印刷枠より外に以下のコメントがあります。参考にして下さい。

- | | |
|--------------------|--------------------------------|
| 入力データより | :入力したデータを読み取ります。 |
| 先計算結果より | :計算書内で計算された値を読み取ります。 |
| 自動計算 | :数値の中に計算式が組み込まれてあり、自動計算します。 |
| 自動条件判定 | :計算書枠外にある変数から、条件判定をし、読み込みます。 |
| 条件用変数 | :条件判定用の数値です。(文字変数もあります) |
| CADにて作図 | :CADで別途作図して下さい、プログラムとは別に作成します。 |
| 配筋に関する設計条件と | :赤の文字は特に注意してください。 |

8. 計算書枚数

35枚(目次2枚込み)

別にシート「断面計算(入力と印刷)」に断面計算書が縦壁と底版で1枚あります、参考に付けていただいてもよろしいでしょう。

9. その他プログラムの使用法について

・画面上で「シート「データ入力）」と「シート「断面計算(入力と印刷)」」をExcelの画面上に並べてデータのを入力をすると、計算結果を見て入力値を変えながら検討が出来ます。

画面上での並べ方は、メニューの「ウィンドウ」「新しいウィンドウを開く」で同じデータが開きますから、その後、メニューの「ウィンドウ」「整列」「並べて表示」とします。それからその2画面別々に「シート「データ入力）」と「シート「断面計算(入力と印刷)」」を開きます。

10. 印刷方法について

・印刷の際、計算書の順番は、別フォルダー「計算書のPDF & DW」の中に、以下の2つのファイルが入っていますので、参考にしてください。

PDFファイル

使用説明、データ入力、断面計算、計算書作成の全てのシートが順番に入っています。

DWファイル

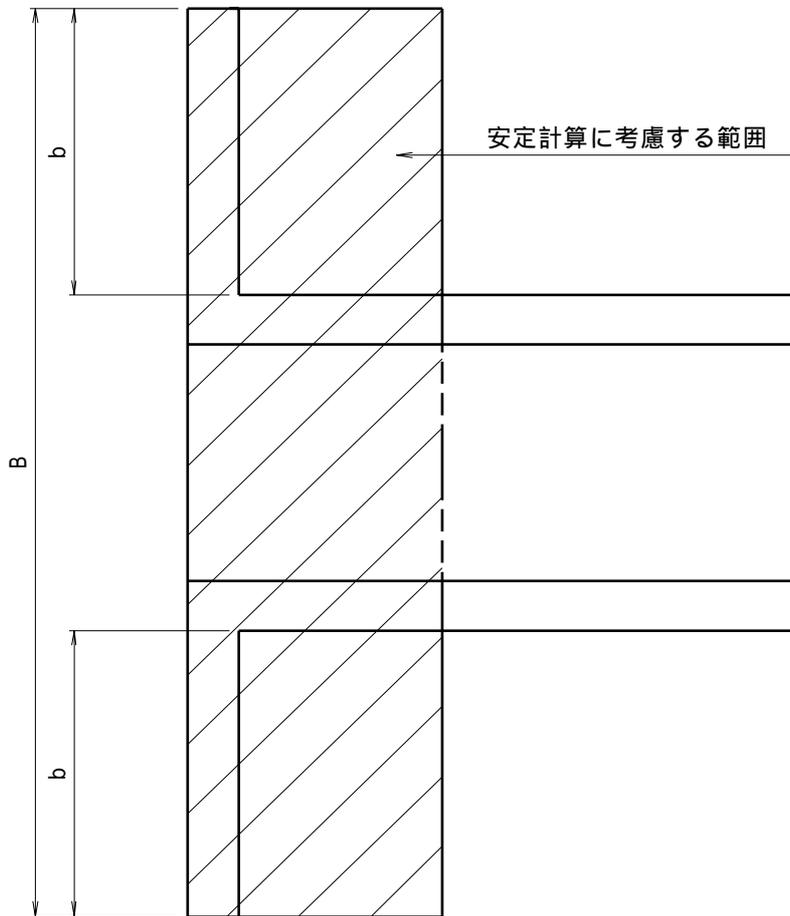
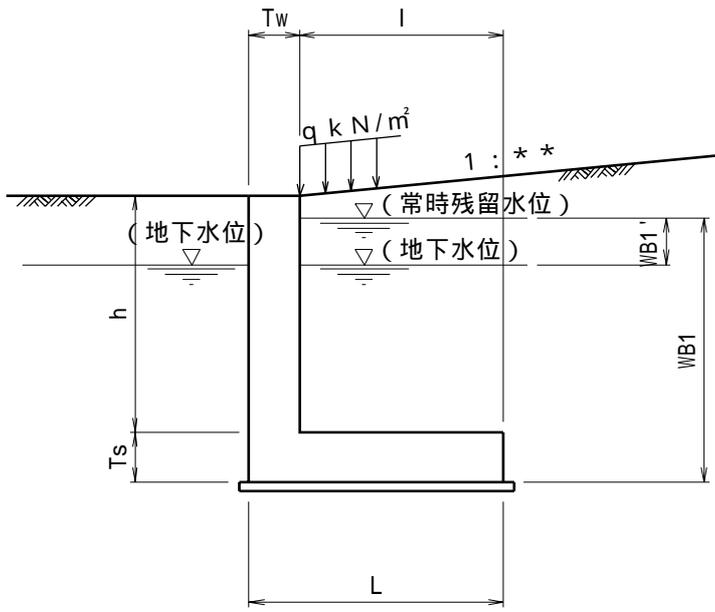
DocuWorks ファイルです。計算書作成と断面計算を、提出できる形に順番に並べています、成果品提出の際は参考にしてください。

入力データ

・計算書タイトル 川表翼壁 L 型部の検討

構造寸法

縦壁	高さ(底版上面より)	$h =$	2.400 m
	天端厚さ	$T_w =$	0.500 m
底版	厚さ	$T_s =$	0.500 m
	後し長(壁下端後面より)	$l =$	2.000 m
	全幅(自動計算)	$(L =$	2.500)
奥行き長	安定計算時(U型部+L型部の全幅)	$B =$	9.200 m
	安定計算時(L型部のみの幅)	$b =$	5.800 m
	構造計算時	$L =$	1.000 m
裏込土	勾配(水平 : 999999)	1 :	10
背面地下水位	常時(底版下面より: $2/3 \times$ 最大水位)	$WB1 =$	2.670 m
	(壁上端より)	(0.230 m)
地震時(底版下面より)		$WB2 =$	2.200 m
	(壁上端より)	(0.700 m)
前面水位	常時(底版下面より)		2.200 m
	地震時(底版下面より)		2.200 m
前面水圧(水位差)	常時	($WB1' =$	0.470 m)
	地震時	($WB2' =$	0.000 m)
上載荷重	常時(自動車 or 群衆荷重)	$q =$	9.80 kN/m ²
	分布幅(天端後端 ~ 後し端)	$Wq =$	2.000 m



設計条件

土圧係数の算出

内部摩擦角(度)	=	30.000 °
地表面と水平面のなす角(度)	(5.711 °)
仮想背面傾斜角(度)	i	0.000 °
仮想背面と土との間の壁面摩擦角(度)		
常時(土と土)	=	30 °
(土とコンクリート)	=	10 °
地震時(土と土)	e =	15 °
(土とコンクリート)	e =	0 °

設計水平震度 Kh

単位体積重量	コンクリート	c =	24.50 kN/m ²
	土(大気中)	s =	18.60 kN/m ²
	(水中)	sw =	9.80 kN/m ²
	(飽和状態)		19.60 kN/m ²
	水	w =	9.80 kN/m ²

基礎地盤

支持地盤

単位重量(地下水位以下は水中単位重量)	1 =	9.800 kN/m ³
内部摩擦角(度)	=	45.000 °
基礎底面との摩擦係数(手入力による決定値) =	μ =	0.600
(計算による参考値tan B) =	μ =	0.577
支持地盤への根入れ深さ	Df' =	0.000 m

基礎の形状係数

=	1.0
=	1.0

根入れ地盤

単位重量(地下水位以下は水中単位重量)	2 =	9.800 kN/m ³
地盤の粘着力	C =	0.000 kN/m ²
有効根入れ深さ	Df =	0.500 m

支持地盤の許容鉛直支持力の安全率

常時	a =	3
地震時	a =	2

支持地盤の許容鉛直支持力の支持力係数

(道路橋示方書・同解説(下部構造編)の表による。)

常時	(Hb / V =	0.215)
	Nq =	75.0
	Nr =	80.0
地震時	(Hb / V =	0.451)
	Nq =	35.0
	Nr =	30.0

許容値

滑動	(常時)	FA =	1.5
	(地震時)	FA =	1.2
地盤の支持力	(常時)	QA =	200 kN/m ²
	(地震時)	QA =	300 kN/m ²

断面計算

鉄筋被り	縦壁	d =	12 cm
	底版(上面)	d =	12 cm
	底版(下面)	d =	15 cm

コンクリートの設計基準強度	ck =	24.00 N/mm ²
鉄筋材質		SD345

許容応力度

常時 (圧縮)	ca =	8.00 N/mm ²	8	8 手入力
(引張)	sa =	160.00 N/mm ²		
(剪断)	a =	0.39 N/mm ²	0.39	0.39 手入力
地震時 (圧縮)	ca =	12 N/mm ²		
(引張)	sa =	270.00 N/mm ²		
(剪断)	a =	0.59 N/mm ²		

許容応力度の割増し係数

一般		1.5
(地震時 sa) / (常時 sa)	(1.6875)

緑色は自動計算になっていますが、修正可能です。

網掛けは修正の必要はありません。

計算結果を見て必ず入力をして下さい。

川表翼壁L型部の検討

目 次

1. 設計条件	- - - - -
2. 形状寸法図	- - - - -
3. 荷重の組合せ	- - - - -
4. 安定の検討	- - - - -
4 - 1. 荷重の計算	- - - - -
4-1-1. 躯体及び土砂の荷重計算	- - - - -
4-1-2. 過載荷重強度	- - - - -
4-1-3. 土圧の計算	- - - - -
4-1-4. 水圧の計算	- - - - -
4-1-5. 揚圧力の計算	- - - - -
4 - 2. 安定の検討	- - - - -
4-2-1. 荷重の割り増し	- - - - -
4-2-2. 常時	- - - - -
(1) 荷重の集計	- - - - -
(2) 安定の照査	- - - - -
a) 転倒の検討	- - - - -
b) 滑動の検討	- - - - -
c) 支持力の検討	- - - - -
4-2-3. 地震時	- - - - -
(1) 荷重の集計	- - - - -
(2) 安定の照査	- - - - -
a) 転倒の検討	- - - - -
b) 滑動の検討	- - - - -
c) 支持力の検討	- - - - -
4 - 3. 支持地盤の許容鉛直力	- - - - -
(1) 偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力	- - - - -
(2) 許容支持力	- - - - -
4 - 4. 安定計算総括表	- - - - -

5. 縦壁の設計	- - - - -
5 - 1. 荷重計算	- - - - -
5-1-1. 躯体の荷重計算	- - - - -
5-1-2. 土圧の計算	- - - - -
(1) 主働土圧係数	- - - - -
(2) 土圧強度の計算	- - - - -
5-1-3. 水圧の計算	- - - - -
5 - 2. 荷重の集計	- - - - -
5 - 3. 断面計算	- - - - -
6. 底版後しの設計	- - - - -
6-1. 荷重の計算	- - - - -
(1) 地盤反力	- - - - -
(2) 底版自重	- - - - -
(3) 裏込め土重量	- - - - -
(4) 過載荷重鉛直力	- - - - -
(5) 背面土による鉛直方向土圧	- - - - -
(6) 揚圧力の計算	- - - - -
6-2. 荷重の集計	- - - - -
6-3. 断面計算	- - - - -
(1) 曲げ応力の照査	- - - - -
(2) せん断応力の照査	- - - - -
7. 配筋要領図	- - - - -

川表翼壁L型部の検討

1. 設計条件

本設計に使用する設計条件は、以下のとおりである。

1) 材料の単位体積重量

鉄筋コンクリート	c	=	24.5	kN/m ³
裏込土 (大気中)	s	=	18.6	kN/m ³
(水中)	sw	=	9.8	kN/m ³
(飽和状態)		=	19.6	kN/m ³
水	w	=	9.8	kN/m ³

2) 設計水平震度

$$KH = 0.16$$

3) 水位

壁背面

常時(2/3 × 最大水位)	WB1	=	2.670	m
地震時(地下水位)	WB2	=	2.200	m

壁前面

常時(地下水位)	WF1	=	2.200	m
地震時(地下水位)	WF2	=	2.200	m

4) 土圧係数

常時	常時主働土圧係数
地震時	地震時主働土圧係数

5) 上載荷重

常時	自動車荷重	P _{v1}	=	9.80	kN/m ²
	分布幅(天端後端 ~ 後し端)	L	=	2.000	m

6) 鉄筋の被り

縦壁	12.0	cm
底版(上面)	12.0	cm
底版(下面)	15.0	cm

7) 使用材料

・コンクリート設計基準強度	ck	=	24.00	N/mm ²
・鉄筋の種類				SD345

8) 許容応力度

・鉄筋コンクリート部材

			常 時		地震時	
圧縮	ca =	8.00	N/mm ²	12.00	N/mm ²	
引張り	sa =	160	N/mm ²	270	N/mm ²	
剪断	a =	0.39	N/mm ²	0.59	N/mm ²	

9) 基礎の設計条件

支持地盤

単位体積重量 $1 = 9.8 \text{ kN/m}^3$

(地下水位以下は水中単位重量)

内部摩擦角(度) $= 45.0^\circ$

基礎底面との摩擦係数 $\tan B = 0.60$

支持地盤への根入れ深さ $Df' = 0.000 \text{ m}$

根入れ地盤

単位体積重量 $2 = 9.8 \text{ kN/m}^3$

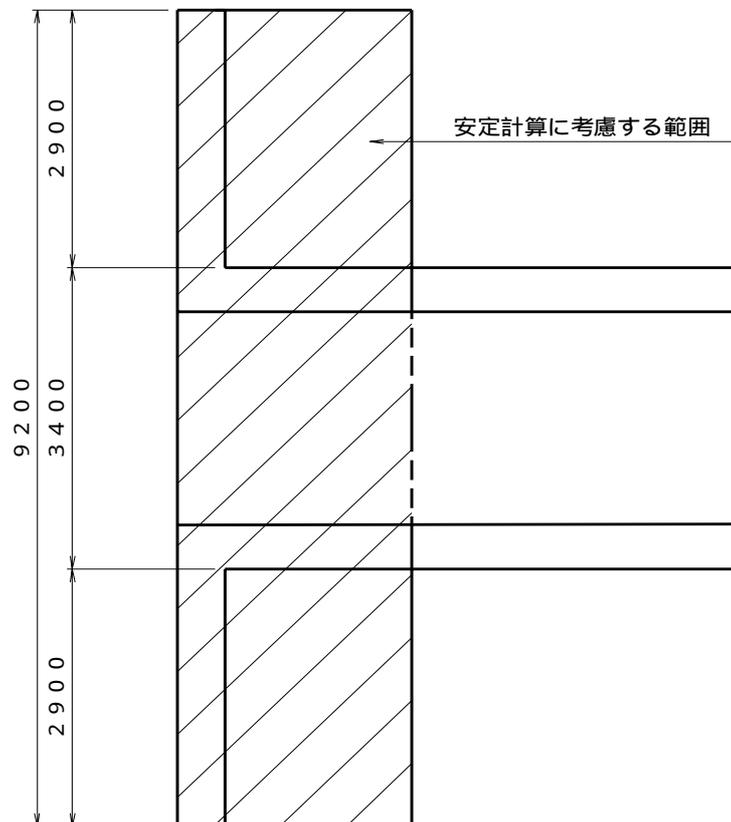
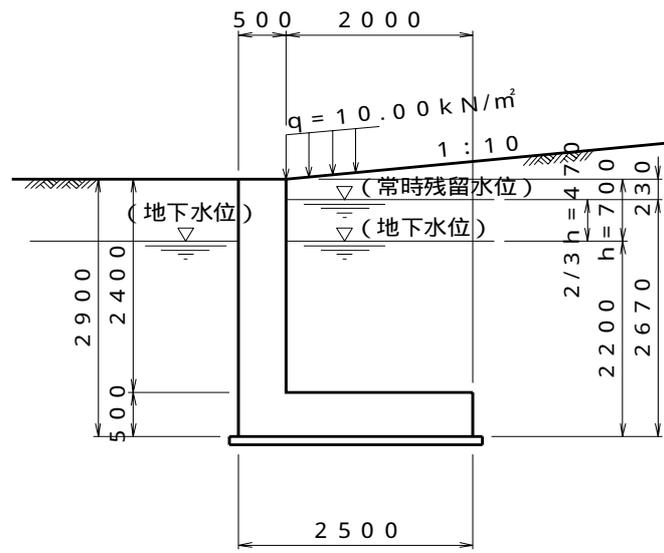
(地下水位以下は水中単位重量)

有効根入れ深さ $Df = 0.500 \text{ m}$

準拠示方書及び参考文献

柔構造樋門設計の手引き	(財)国土開発技術研究センター
土木構造物設計マニュアル(案)	建設省土木研究所
建設省河川砂防技術基準(案)	(社)日本河川協会
道路橋示方書・同解説(下部構造編)	日本道路協会

2. 形状寸法図



3. 荷重の組合せ

ケース. 1 (常時 + 浮力)

荷重組合せ

躯体自重

載土荷重

過載荷重

土圧

揚圧力

ケース. 2 (地震時 + 浮力)

荷重組合せ

躯体自重

載土荷重

過載荷重

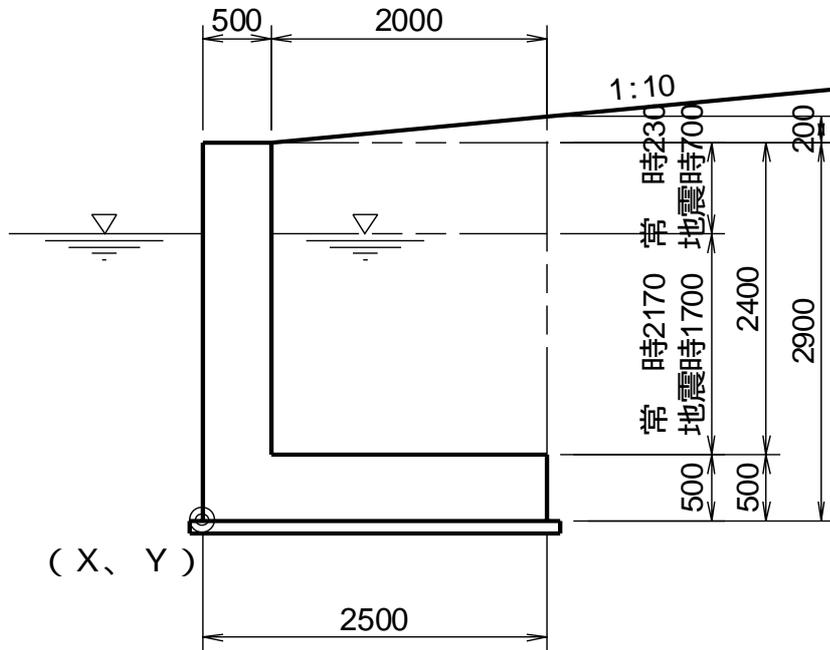
土圧

揚圧力

4. 安定の検討

4-1. 荷重の計算

4-1-1. 躯体及び土砂の荷重計算



1) 躯体自重 及び 重心位置

	b(m)	h(m)	L(m)	c	Nc(kN)	x(m)	y(m)	Mx(kN·m)	My(kN·m)
	0.500	* 2.400	* 1.000	* 24.5	29.400	0.250	1.700	7.350	49.980
	2.500	* 0.500	* 1.000	* 24.5	30.625	1.250	0.250	38.281	7.656
					60.025			45.631	57.636

鉛直力 $N_{cv} = 60.025 \text{ kN}$

地震時水平力 $N_{ch} = N_c * 0.16$
 $= 9.604 \text{ kN}$

作用点(水平距離) $X = M_x / N = 0.760 \text{ m}$

(鉛直距離) $y = M_y / N = 0.960 \text{ m}$

2) 裏込め土重量 及び 重心位置

(壁背面の水重は、この項にて飽和土として一緒に計算する。)

a) 常時

	b(m)	h(m)	L(m)	c	Ns1(kN)	x(m)	y(m)	Mx(kN·m)	My(kN·m)	
	2.000	* 0.200	* 1/2	* 1.000	* 18.6	3.720	1.833	3.033	6.819	11.283
	2.000	* 0.230		* 1.000	* 18.6	8.556	1.500	2.785	12.834	23.828
	2.000	* 2.170		* 1.000	* 19.6	85.064	1.500	1.585	127.596	134.826
					97.340				147.249	169.938

鉛直力

$$Ns1 = 97.340 \text{ kN}$$

作用点(水平距離)

$$X = M_x / N = 1.513 \text{ m}$$

(鉛直距離)

$$y = M_y / N = 1.746 \text{ m}$$

b) 地震時

	b(m)	h(m)	L(m)	c	Ns2(kN)	x(m)	y(m)	Mx(kN·m)	My(kN·m)	
	2.000	* 0.200	* 1/2	* 1.000	* 18.6	3.720	1.833	3.033	6.819	11.283
	2.000	* 0.700		* 1.000	* 18.6	26.040	1.500	2.550	39.060	66.402
	2.000	* 1.700		* 1.000	* 19.6	66.640	1.500	1.350	99.960	89.964
					96.400				145.839	167.649

鉛直力

$$Ns2 = 96.400 \text{ kN}$$

地震時水平力

$$Nsh = Ns2 * 0.16$$

$$= 15.424 \text{ kN}$$

作用点(水平距離)

$$X = M_x / N = 1.513 \text{ m}$$

(鉛直距離)

$$y = M_y / N = 1.739 \text{ m}$$

4-1-2. 過載荷重強度

分布幅	Wq =	2.000	m
擁壁奥行き	L =	1.000	m
荷重強度	q =	9.800	kN/m ²

過載荷重強度

$$Q = q * Wq * L = 19.600 \text{ kN}$$

作用点(水平距離)

$$X = 1.500 \text{ m}$$

4-1-3. 土圧の計算

1) 主働土圧係数の計算

$$\text{土のせん断抵抗角(度)} = 30^\circ$$

$$\text{地表面と水平面とのなす角(度)} = 5.711^\circ$$

$$\text{仮想背面と鉛直面とのなす角(度)} = 0^\circ$$

$$\text{壁背面と鉛直面とのなす角(度)} \quad i = 0^\circ$$

壁背面と土との間の壁面摩擦角(度)

$$\text{常時(土と土)} \quad 1 = 30^\circ$$

$$\text{(土とコンクリート)} \quad 2 = 10^\circ$$

$$\text{地震時(土と土)} \quad e1 = 15^\circ$$

$$\text{(土とコンクリート)} \quad e2 = 0^\circ$$

$$0 = \tan^{-1} Kh \quad (Kh = 0.16)$$

$$= 9.090^\circ$$

ただし、常時において $- < 0$ のときは、

$$\text{SIN}(-) = 0$$

地震時において $- - 0 < 0$ のときは、

$$\text{SIN}(- - 0) = 0$$

とする。(道示、共通編及び耐震設計編より)

$$- = 24.289^\circ > 0$$

$$- - 0 = 15.199^\circ > 0$$

a) 常時

主働土圧係数

$$(土と土) \quad Ka1 = 0.321$$

$$(土とコンクリート) \quad Ka2 = 0.330$$

b) 地震時

・大気中部分

$$(土と土) \quad Kea1 = 0.459$$

$$(土とコンクリート) \quad Kea2 = 0.480$$

・水中部分

みかけの水平震度 KH'

$$KH' = (s \cdot h + sw \cdot hw + w \cdot hw + q) / (s \cdot h + sw \cdot hw + q) \cdot KH$$

ここに、

$$\text{単位体積重量 (大気中)} \quad s = 18.6 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{(水中)} \quad sw = 9.8 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{水} \quad w = 9.8 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{大気中の層厚} \quad h = 0.700 \text{ m}$$

$$\text{水中の層厚} \quad hw = 2.200 \text{ m}$$

$$\text{上載荷重} \quad q = 9.8 \text{ m}$$

$$KH' = 0.238$$

$$\theta = \tan^{-1} KH'$$

$$= 13.387^\circ$$

$$\theta - \theta_0 = 10.9^\circ > 0$$

$$(土と土) \quad Kea3 = 0.555$$

$$(土とコンクリート) \quad Kea4 = 0.563$$

2) 土圧強度の計算

a) 常時

・過載荷重による土圧

過載荷重強度 $q = 9.8 \text{ kN/m}^2$

主働土圧係数(土と土) $Ka1 = 0.321$

土圧作用深さ $H = 3.100 \text{ m}$

壁面摩擦角(土と土) $i = 30^\circ$

擁壁奥行き $L = 1.000 \text{ m}$

作用力

(水平分力)

$$Q_h = q * Ka1 * H * \cos(1 + i) * L = 8.445 \text{ kN}$$

(鉛直分力)

$$Q_v = q * Ka1 * H * \sin(1 + i) * L = 4.876 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離) $X = 2.500 \text{ m}$

(鉛直距離) $Y = 1.550 \text{ m}$

・裏込土による土圧（浮力作用時）

裏込土の単位体積重量(大気中)	s =	18.6	kN/m ³
裏込土の単位体積重量(水中)	sw =	9.8	kN/m ³
常時主動土圧係数(土と土)	Ka1 =	0.321	
大気中土層厚	H1 =	0.430	m
水中土層厚	H2 =	2.670	m
擁壁奥行き	L =	1.000	m
常時壁面摩擦角(土と土)	1 =	30	°

地下水位位置における土圧強度

$$p1 = s * Ka1 * H1 * L = 2.567 \text{ kN/m}$$

$$p2 = s * Ka1 * H1 * L = 2.567 \text{ kN/m}$$

基礎面位置における土圧強度

$$p3 = p2 + sw * Ka1 * H2 * L = 10.966 \text{ kN/m}$$

作用力

(水平分力)

$$Ph1 = 1/2 * \{ p1 * H1 * \cos(1+i) + (p2 + p3) * H2 * \cos(1+i) \} = 16.124 \text{ kN}$$

(鉛直分力)

$$Pv1 = 1/2 * \{ p1 * H1 * \sin(1+i) + (p2 + p3) * H2 * \sin(1+i) \} = 9.309 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離) X = 2.500 m

(鉛直距離) Y = 1.111 m

b)地震時

・裏込土による土圧 (浮力作用時)

$$\text{裏込土の単位体積重量(大気中)} \quad s = 18.6 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{裏込土の単位体積重量(水中)} \quad s_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{地震時大気中主働土圧係数(土と土)} \quad K_{ea1} = 0.459$$

$$\text{地震時水中主働土圧係数(土と土)} \quad K_{ea3} = 0.555$$

$$\text{大気中土層厚} \quad H_1 = 0.900 \text{ m}$$

$$\text{水中土層厚} \quad H_2 = 2.200 \text{ m}$$

$$\text{擁壁奥行き} \quad L = 1.000 \text{ m}$$

$$\text{地震時壁面摩擦角(土と土)} \quad e_1 = 15^\circ$$

地下水位位置における土圧強度

$$p_1 = s * K_{ea1} * H_1 * L = 7.684 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = s * K_{ea3} * H_1 * L = 9.291 \text{ kN/m}$$

基礎面位置における土圧強度

$$p_3 = p_2 + s_w * K_{ea3} * H_2 * L = 21.257 \text{ kN/m}$$

作用力

(水平分力)

$$P_{h2} = 1/2 * \{ p_1 * H_1 * \cos(e_1 + i) + (p_2 + p_3) * H_2 * \cos(e_1 + i) \} = 35.798 \text{ kN}$$

(鉛直分力)

$$P_{v2} = 1/2 * \{ p_1 * H_1 * \sin(e_1 + i) + (p_2 + p_3) * H_2 * \sin(e_1 + i) \} = 9.592 \text{ kN}$$

作用位置

$$\text{(水平距離)} \quad X = 2.500 \text{ m}$$

$$\text{(鉛直距離)} \quad Y = 1.100 \text{ m}$$

4-1-4. 水圧の計算

a) 常時

水の単位体積重量 $w = 9.8 \text{ kN/m}^3$

壁背面の水位高 $WB1 = 2.670 \text{ m}$

壁前面と背面の水位差 $WB1' = 0.470 \text{ m}$

擁壁奥行き $L = 1.000 \text{ m}$

水圧力

$$Wh1 = w * (2 * WB1 - WB1') * WB1' / 2 * L = 11.216 \text{ kN}$$

作用位置

(鉛直距離) $Y = 1.221 \text{ m}$

b) 地震時

水の単位体積重量 $w = 9.8 \text{ kN/m}^3$

壁背面の水位高 $WB2 = 2.200 \text{ m}$

壁前面と背面の水位差 $WB2' = 0.000 \text{ m}$

水圧力

$$Wh2 = w * (2 * WB2 - WB2') * WB2' / 2 * L = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

(鉛直距離) $Y = 0.733 \text{ m}$

4-1-5. 揚圧力の計算

a) 常時

水の単位体積重量	w =	9.8	kN/m ³
擁壁奥行き	L =	1.000	m
壁背面の水位高	WB1 =	2.670	m
壁前面と背面の水位差	WB1' =	0.470	m
L型翼壁底板幅	B =	2.500	m
擁壁奥行き	L =	1.000	m

揚圧力

$$U1 = 1 / 2 * (2 * WB1 - WB1') * w * B * L = 59.658 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離) X = 1.290 m

b) 地震時

水の単位体積重量	w =	9.8	kN/m ³
擁壁奥行き	L =	1.000	m
壁背面の水位高	WB2 =	2.200	m
壁前面と背面の水位差	WB2' =	0.000	m
L型翼壁底板幅	B =	2.500	m
擁壁奥行き	L =	1.000	m

揚圧力

$$U2 = 1 / 2 * (2 * WB2 - WB2') * w * B * L = 53.900 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離) X = 1.250 m

4-2. 安定の検討

4-2-1. 荷重の割り増し

この川表翼壁のウイング部の設計においては、単位幅当たりで安定を確保する。

即ち、U型部分の水路幅と両側のウイング部の長さを含めた全幅(B)で

両側ウイング部の長さ(b * 2)を割った係数を ウイング部に直接作用する荷重

にたいし、以下の係数を掛ける。(「柔構造樋門設計の手引き」より。)

$$\text{(川表翼壁L型部幅)} / \text{(川表翼壁全幅)}$$

の長さの比率を割り増し係数とする。

$$n = 5.800 / 9.200 = 0.630$$

4-2-2. 常時

(1) 荷重の集計

・鉛直方向

	鉛直力 V(kN)	割り増 係数 n	鉛直力 V * n	偏心量 X(m)	モーメント MX(kN・m)
躯体自重	60.025	1.000	60.025	0.760	45.619
裏込土重量	97.340	0.630	61.324	1.513	92.783
過載荷重	19.600	0.630	12.348	1.500	18.522
過載荷重による土圧	4.876	0.630	3.072	2.500	7.680
裏込土による土圧	9.309	0.630	5.865	2.500	14.663
揚圧力	-59.658	0.630	-37.585	1.290	-48.485
合計			105.049		130.782

・水平方向

	水平力 H(kN)	割り増 係数 n	水平力 H * n	作用高 Y(m)	モーメント MY(kN・m)
過載荷重による土圧	8.445	0.630	5.320	1.550	8.246
裏込土による土圧	16.124	0.630	10.158	1.111	11.286
水圧力	11.216	0.630	7.066	1.221	8.628
合計			22.544		28.160

(2) 安定の照査

a) 転倒の検討

$$X = (MX - MY) / V$$

$$= 0.977 \text{ m}$$

$$e = B / 2 - X$$

$$= 0.273 \text{ m}$$

$$\text{許容値} \quad B / 6 = 0.417 \text{ m}$$

$$-B / 6 = -0.417 \text{ m}$$

b) 滑動の検討

$$SF = \{ C * A + V * \text{TAN}(\beta) \} / H$$

$$= 2.796$$

$$\text{摩擦係数 } \text{TAN}(\beta) = 0.600$$

$$\text{許容値} \quad FA = 1.500$$

c) 支持力の検討

$$Q1 = (V / B * L) * (1 + 6 * e / B)$$

$$= 69.551 \text{ kN/m}^2$$

$$Q2 = (V / B * L) * (1 - 6 * e / B)$$

$$= 14.488 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{許容支持力} \quad QA = 200.00 \text{ kN/m}^2$$

4-2-3. 地震時

(1) 荷重の集計

・鉛直方向

	鉛直力 V(kN)	割り増 係数 n	鉛直力 V * n	偏心量 X(m)	モーメント MX(kN・m)
躯体自重	60.025	1.000	60.025	0.760	45.619
裏込土重量	96.400	0.630	60.732	1.513	91.888
裏込土による土圧	9.592	0.630	6.043	2.500	15.108
揚圧力	-53.900	0.630	-33.957	1.250	-42.446
合 計			92.843		110.169

・水平方向

	水平力 H(kN)	割り増 係数 n	水平力 H * n	作用高(Y) Y(m)	モーメント MY(kN・m)
躯体部 (Kh= 0.16)	9.604	1.000	9.604	0.960	9.220
裏込め土(Kh= 0.16)	15.424	0.630	9.717	1.739	16.898
裏込土による土圧	35.798	0.630	22.553	1.100	24.808
水圧力	0.000	0.630	0.000	0.733	0.000
合 計			41.874		50.926

(2) 安定の照査

a) 転倒の検討

$$X = (MX - MY) / V$$

$$= 0.638 \text{ m}$$

$$e = B / 2 - X$$

$$= 0.612 \text{ m}$$

$$\text{許容値} \quad B / 3 = 0.833 \text{ m}$$

$$-B / 3 = -0.833 \text{ m}$$

b) 滑動の検討

$$SF = \{ C * A + V * \text{TAN}(\theta) \} / H$$

$$= 1.330$$

$$\text{摩擦係数 } \text{TAN}(\theta) = 0.600$$

$$\text{許容値} \quad FA = 1.200$$

c) 支持力の検討

$$Q1 = (V / B * L) * (1 + 6 * e / B)$$

$$= 91.684 \text{ kN/m}^2$$

$$Q2 = (V / B * L) * (1 - 6 * e / B)$$

$$= -17.410 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{許容支持力 } QA = 300.00 \text{ kN/m}^2$$

4-3. 支持地盤の許容鉛直力

(1) 偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力

$$QU = Ae * (1 + K * C * Nc + K * q * Nq + 1/2 * \gamma * B * Be * Nr)$$

(2) 許容支持力 (QA)

$$QA = QU / a$$

ここに

Qu : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力(kN)

q : 上載荷重 (kN/m²)

$$q = \gamma * Df = 4.900 \text{ kN/m}^2$$

1 : 支持地盤の単位重量(地下水位以下は水中単位重量) 9.8 kN/m²

2 : 根入れ地盤の単位重量(地下水位以下は水中単位重量) 9.8 kN/m²

Ae : 有効載荷面積 (m²)

Be : 偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$Be = B - 2 * eB$$

B : 基礎幅 (m)

eB : 荷重の偏心量 (m)

Df : 基礎の有効根入れ深さ(m) 0.500 m

γ : 基礎の形状係数

$$= 1.0$$

$$= 1.0$$

K : 根入れ効果に対する割増し係数

$$K = 1 + 0.3 * Df' / Be$$

Df' : 支持地盤の根入れ深さ(m) 0.000 m

Nc, Nq, Ng : 荷重の偏心を考慮した支持力係数

a : 安全率 常時 3

地震時 2

tan : 荷重の傾斜

$$\tan = HB / V$$

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

HB : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

a) 常時

$$\begin{aligned} Be &= 1.954 \text{ m} \\ Ae &= 1.954 \text{ m}^2 \\ k &= 1.000 \\ \tan &= 0.215 \\ Nq &= 75.0 \\ Nr &= 80.0 \end{aligned}$$

$$Qu = 2214.8 \text{ kN}$$

$$Qa = 738.27 \text{ kN} \quad \text{作用鉛直力 } V = 105.049 \text{ kN}$$

b) 地震時

$$\begin{aligned} Be &= 1.276 \text{ m} \\ Ae &= 1.276 \text{ m}^2 \\ k &= 1.000 \\ \tan &= 0.451 \\ Nq &= 35.0 \\ Nr &= 30.0 \end{aligned}$$

$$Qu = 458.18 \text{ kN}$$

$$Qa = 229.09 \text{ kN} \quad \text{作用鉛直力 } V = 92.843 \text{ kN}$$

4-4. 安定計算総括表

		転倒(m)	滑動	地盤 反力度	極限 支持力
		(m)		(kN/m ²)	(kN)
CASE - 1(常時 + 浮力)	計算値	0.273	2.796	69.551	105.049
	許容値	0.417	1.5	200	738.265
	判定	OK	OK	OK	OK
CASE - 2(地震時 + 浮力)	計算値	0.612	1.330	91.684	92.843
	許容値	0.833	1.2	300	229.088
	判定	OK	OK	OK	OK

5. 縦壁の設計

5-1. 荷重計算

5-1-1. 躯体の荷重計算

	b(m)	h(m)	角	l(m)	Nc(m ²)	x(m)	y(m)	Mx(kN・m)	My(kN・m)
	0.500	* 2.400	*	1.000 * 24.5	29.400	0.250	1.200	7.350	35.280
					29.400			7.350	35.280

鉛直力 $N_{cv} = 29.400 \text{ kN}$

地震時水平力 $H_{ch} = N_c * 0.16$
 $= 4.704 \text{ kN}$

作用点(鉛直距離) $y = M_y / N_c$
 $= 1.200 \text{ m}$

5-1-2. 土圧の計算

(1) 主働土圧係数

"4. 安定の検討"の項における、主働土圧の計算より。

a) 常時

(土とコンクリート)

$$K_{a2} = 0.330$$

b) 地震時

・大気中部分

(土とコンクリート)

$$K_{ea2} = 0.480$$

・水中部分

(土とコンクリート)

$$K_{ea4} = 0.563$$

(2) 土圧強度の計算

a) 常時

・過載荷重による土圧

過載荷重強度	q =	9.8	kN/m ²
主働土圧係数(土とコンクリート)	Ka2 =	0.330	
土圧作用深さ	H =	2.400	m
壁面摩擦角(土とコンクリート)	2 =	10	°
擁壁奥行き	L =	1.000	m

作用力(水平分力)

$$Q_h = q * Ka2 * H * \cos(2 + i) * L = 7.644 \text{ kN}$$

作用点(鉛直距離)

$$Y = 1.200 \text{ m}$$

・裏込土による土圧 (浮力作用時)

裏込土の単位体積重量(大気中)	s =	18.6	kN/m ³
裏込土の単位体積重量(水中)	sw =	9.8	kN/m ³
主働土圧係数(土とコンクリート)	Ka2 =	0.330	kN/m ³
大気中土層厚	H1 =	0.230	m
水中土層厚	H2 =	2.170	m
擁壁奥行き	L =	1.000	m

地下水位位置における土圧強度

$$p_1 = s * Ka2 * H1 * L = 1.412 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = s * Ka2 * H1 * L = 1.412 \text{ kN/m}$$

基礎面位置における土圧強度

$$p_3 = p_2 + sw * Ka2 * H2 * L = 8.430 \text{ kN/m}$$

作用力(水平分力)

$$P_1 = 1/2 * \{ p_1 * H1 * \cos(2 + i) + (p_2 + p_3) * H2 * \cos(2 + i) \} = 10.676 \text{ kN}$$

作用点(鉛直距離)

$$Y = 0.848 \text{ m}$$

b)地震時

・裏込土による土圧 (浮力作用時)

裏込土の単位体積重量(大気中)	s =	18.6	kN/m ³
裏込土の単位体積重量(水中)	sw =	9.8	kN/m ³
大気中主働土圧係数(土とコンクリート)	Kea2=	0.480	
水中主働土圧係数(土とコンクリート)	Kea4=	0.563	
大気中土層厚	H1 =	0.700	m
水中土層厚	H2 =	1.700	m
擁壁奥行き	L =	1.000	m
地震時壁面摩擦角(土とコンクリート)	e2 =	0	°

地下水位位置における土圧強度

$$p1 = s * Kea2 * H1 * L = 6.250 \text{ kN/m}$$

$$p2 = s * Kea4 * H1 * L = 7.330 \text{ kN/m}$$

基礎面位置における土圧強度

$$p3 = p2 + sw * Kea4 * H2 * L = 16.710 \text{ kN/m}$$

作用力(水平分力)

$$Ph2 = 1/2 * \{ p1 * H1 * \cos(e2 + i) + (p2 + p3) * H2 * \cos(e2 + i) \} = 22.622 \text{ kN}$$

作用点(鉛直距離)

$$Y = 0.855 \text{ m}$$

5-1-3. 水圧の計算

a) 常時

$$\text{水の単位体積重量} \quad w = 9.8 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{壁背面の水位高} \quad \text{WB1} = 2.17 \text{ m}$$

$$\text{壁前面と背面の水位差} \quad \text{WB1}' = 0.47 \text{ m}$$

$$\text{擁壁奥行き} \quad L = 1.000 \text{ m}$$

水圧力

$$\text{Wh1} = w * (2 * \text{WB1} - \text{WB1}') * \text{WB1}' / 2 * L = 8.913 \text{ kN}$$

作用点(鉛直距離)

$$Y = 0.972 \text{ m}$$

b) 地震時

$$\text{水の単位体積重量} \quad w = 9.8 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{壁背面の水位高} \quad \text{WB2} = 1.70 \text{ m}$$

$$\text{壁前面と背面の水位差} \quad \text{WB2}' = 0.00 \text{ m}$$

$$\text{擁壁奥行き} \quad L = 1.000 \text{ m}$$

水圧力

$$\text{Wh2} = w * (2 * \text{WB2} - \text{WB2}') * \text{WB2}' / 2 * L = 0.000 \text{ kN}$$

作用点(鉛直距離)

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

5-2. 荷重の集計

a) 常時

水平方向

	水平力 H(kN)	作用高 Y(m)	モーメント MY(kN・m)
過載荷重による土圧	7.644	1.200	9.173
裏込土による土圧	10.676	0.848	9.053
水圧力	8.913	0.972	8.663
合計	27.233		26.889

曲げモーメント $M = 26.889 \text{ kN}\cdot\text{m}$

b) 地震時

水平方向

	水平力 H(kN)	作用高 Y(m)	モーメント MY(kN・m)
躯体自重	4.704	1.200	5.645
裏込土による土圧	22.622	0.855	19.342
水圧力	0.000	0.000	0.000
合計	27.326		24.987

曲げモーメント $M = 24.987 \text{ kN}\cdot\text{m}$

5-3. 断面計算

・応力

曲げモーメント $M = 26.889 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (CASE - 1 より)

せん断力 $S = 27.233 \text{ kN}$ (CASE - 1 より)

・断面寸法

部材幅 $B = 100 \text{ cm}$

部材高 $H = 50 \text{ cm}$

有効高 $D = 38 \text{ cm}$

かぶり $D' = 12 \text{ cm}$

・鉄筋量

D 16 4 本 = 7.944 cm

・断面計算

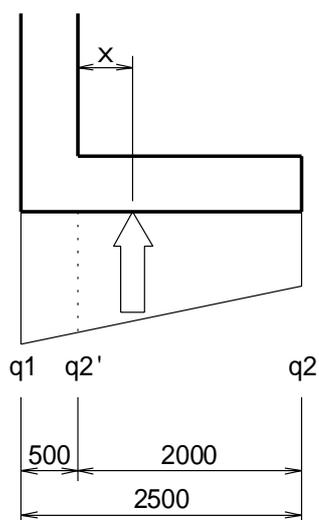
圧縮応力度 $c = 1.82 \text{ N/mm}^2$ ($ca = 8.00 \text{ N/mm}^2$)

引張応力度 $s = 96.2 \text{ N/mm}^2$ ($sa = 160.0 \text{ N/mm}^2$)

せん断力応力度 $= 0.07 \text{ N/mm}^2$ ($a = 0.39 \text{ N/mm}^2$)

6. 底版後しの設計

6-1. 荷重の計算



(1) 地盤反力

a) 常時

(安定の照査より)

$$q_1 = 69.551 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 14.488 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{有効載荷長 } B = 2.500 \text{ m}$$

$$\text{後し長 } b_2 = 2.000 \text{ m}$$

$$q_2' = q_2 + (q_1 - q_2) / B * b_2 = 58.538 \text{ kN/m}^2$$

作用力(鉛直方向)

$$Q_1 = 1 / 2 * (q_2 + q_2') * b_2 = 73.026 \text{ kN}$$

作用点(水平距離)

$$x = 0.909 \text{ m}$$

b)地震時

(安定の照査より)

$$q1 = 91.684 \text{ kN/m}^2$$

$$q2 = -17.410 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{有効載荷長 } B = 2.101 \text{ m}$$

$$\text{後し長 } b2 = 2.000 \text{ m}$$

$$q2' = q2 + (q1 - q2) / B * b2 = 86.440 \text{ kN/m}^2$$

作用力(鉛直方向)

$$Q2 = 1 / 2 * (q1 + q2') * b2 = 69.030 \text{ kN}$$

作用点(水平距離)

$$x = 0.875 \text{ m}$$

(2)底版自重

作用力(鉛直方向)

$$W = 2.000 * 0.500 * 1.000 * 24.5 = 24.500 \text{ kN}$$

作用点(水平距離)

$$x = 1.000 \text{ m}$$

(3) 裏込め土重量

(壁背面の水重は、この項にて飽和土として一緒に計算する。)

a) 常時

	b(m)	h(m)	角	l(m)	N(m2)	x(m)	Mx
	2.000	* 0.200	/ 2	* 1.000 * 18.60	3.720	1.333	4.959
	2.000	* 0.230		* 1.000 * 18.60	8.556	1.000	8.556
	2.000	* 2.170		* 1.000 * 19.60	85.064	1.000	85.064
					97.340		98.579

鉛直力 $V = 97.340 \text{ kN}$

作用点(水平距離) $X = M_x / N$
 $= 1.013 \text{ m}$

b) 地震時

	b(m)	h(m)	角	l(m)	N(m2)	x(m)	Mx
	2.000	* 0.200	/ 2	* 1.000 * 18.60	3.720	1.333	4.959
	2.000	* 0.700		* 1.000 * 18.60	26.040	1.000	26.040
	2.000	* 1.700		* 1.000 * 19.60	66.640	1.000	66.640
					96.400		97.639

鉛直力 $V = 96.400 \text{ kN}$

作用点(水平距離) $X = M_x / N$
 $= 1.013 \text{ m}$

(4) 過載荷重鉛直力

a) 常時

分布幅	Wq =	2.000	m
擁壁奥行き	L =	1.000	m
荷重強度	q =	9.800	kN/m ²

過載荷重鉛直力

$$Qq = q * Wq * L = 19.600 \text{ kN}$$

作用位置(水平距離)

$$x = 1.000 \text{ m}$$

(5) 背面土による鉛直方向土圧

後し縁端において、土圧が作用する仮想背面の鉛直方向土圧については、安定計算時に行った"土と土"による主働土圧強度の鉛直分力の計算結果と同じ値を採用する。

a) 常時

作用力(鉛直方向)

$$PV1 = 9.309 \text{ kN} \quad (4-1-3. \text{土圧の計算より})$$

作用点(水平距離)

$$X = 2.000 \text{ m}$$

b) 地震時

作用力(鉛直方向)

$$PV2 = 9.592 \text{ kN} \quad (4-1-3. \text{土圧の計算より})$$

作用点(水平距離)

$$X = 2.000 \text{ m}$$

6-2. 荷重の集計

a) 常時

	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	モーメント MX(kN・m)
地盤反力	-73.026	0.909	-66.381
底版自重	24.500	1.000	24.500
裏込め土	97.340	1.013	98.605
過載荷重鉛直力	19.600	1.000	19.600
裏込め土による鉛直土圧	9.309	2.000	18.618
合計	77.723		94.942

曲げモーメント M = 94.942 kN・m

せん断力 S = 77.723 kN

b) 地震時

	せん断力 S(kN)	作用位置 X(m)	モーメント MX(kN・m)
地盤反力	-69.030	0.875	-60.401
底版自重	24.500	1.000	24.500
裏込め土	96.400	1.013	97.653
裏込め土による鉛直土圧	9.592	2.000	19.184
合計	61.462		80.936

曲げモーメント M = 80.936 kN・m

せん断力 S = 61.462 kN

6-6-3. 断面計算

(1) 曲げ応力の照査

・応力

曲げモーメント $M = 94.942 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (CASE - 1 より)

ただし、縦壁部材付け根の曲げモーメントは、

$$M = 26.889 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

底版後し付け根には、縦壁に作用する曲げモーメントを越える応力は、考えられない。従って、縦壁付け根の値を採用する。

・断面寸法

部材幅 $B = 100 \text{ cm}$

部材高 $H = 50 \text{ cm}$

有効高 $D = 38 \text{ cm}$

かぶり $D' = 12 \text{ cm}$

・鉄筋量

$$D \ 16 \quad 4 \text{ 本} = 7.944 \text{ cm}^2$$

・断面計算

圧縮応力度 $c = 1.82 \text{ N/mm}^2$ ($c_a = 8.00 \text{ N/mm}^2$)

引張応力度 $s = 96.2 \text{ N/mm}^2$ ($s_a = 160.0 \text{ N/mm}^2$)

(2)せん断応力の照査

・応力

せん断力 $S = 77.723 \text{ kN}$ (CASE - 1 より)

曲げモーメント $M = 94.942 \text{ kN}\cdot\text{m}$

・断面寸法

部材幅 $B = 100 \text{ cm}$

部材高 $H = 50 \text{ cm}$

有効高 $D = 38 \text{ cm}$

かぶり $D' = 12 \text{ cm}$

有効高の変化率 $\tan(\) = 0.000$

・せん断応力計算

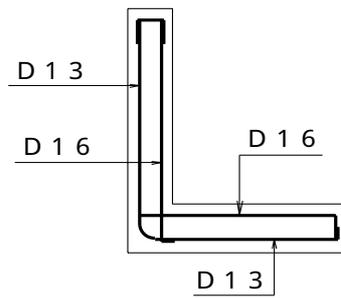
$$SH = S - M / D * \tan(\) = 77.723 \text{ kN}$$

$$= SH / (B * D) = 0.205 \text{ N/mm}^2 \quad (a = 0.39 \text{ N/mm}^2)$$

断面計算

項 目	記号	単位	縦 壁		底板後し	
曲げモーメント	M	kN・m	26.889		26.889	
せん断力	S	kN	27.233		49.300	
有効幅	B	cm	100.0		100.0	
全高	H	cm	50.0		50.0	
引張鉄筋被り	d	cm	12.0		12.0	
鉄筋断面積	A s	mm ² ・本	D 16	4.00	D 16	4.00
鉄筋径 * 本数		cm ²	7.94		7.94	
鉄筋比	P		0.0021		0.0021	
実応力度 (圧縮)	c	N/mm ²	OK	1.82	OK	1.82
(引張)	s	N/mm ²	OK	96.16	OK	96.16
(剪断)		N/mm ²	OK	0.07	OK	0.13
許容応力度 (圧縮)	c a	N/mm ²	8.0		8.0	
(引張)	s a	N/mm ²	160.0		160.0	
(剪断)	a	N/mm ²	0.39		0.39	

7. 配筋要領図



- ・鉄筋のピッチは250mm。
- ・定着長は、35Dとする。
- ・鉄筋定尺長は、12mを限度とする。
- ・鉄筋被りは、底版下面を150mmとし、その他については、120mmとする。
- ・配力筋はD13@250とする。