

逆T式擁壁の検討計算

この逆T式擁壁の検討計算プログラムは、一般的な逆T式擁壁の安定計算プログラムです。

「道路土工・擁壁工指針：日本道路協会」等の解説書によれば、高さ8m以下の擁壁では地震時の安定検討を省略して良いことになっていますが、この逆T式擁壁の検討計算プログラムは、常時と地震時の安定計算プログラムです。

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) 転倒、滑動、地盤支持力の安定検討。
- 3) 縦壁、底版前肢後肢の構造検討。

2. 設計の概略的な条件

- 1) 常時及び地震時の水位無し。
- 2) 土圧はクーロンによる土圧係数を使用。
- 3) 断面計算の時の鉄筋は、単鉄筋にて検討。
- 4) 断面計算においては、軸力は無視。
- 5) 縦壁、底版の断面形状は矩形。
- 6) 支持地盤の許容支持力の検討では、粘着力は考慮できない。
- 7) 単位はSI単位を使用。

3. 設計計算書の内容

逆T式擁壁の設計計算書は以下の項目順序となっています。

- 1) 設計条件
- 2) 擁壁安定検討のための土圧の計算。
- 3) 擁壁の転倒、滑動、地盤支持力の安定検討。
- 4) 縦壁検討のための荷重計算
- 5) 縦壁の断面計算
- 6) 底版前肢構造検討のための地盤反力の算出
- 7) 底版前肢の断面計算
- 8) 底版後肢構造検討のための地盤反力、鉛直荷重の算出
- 9) 底版後肢の断面計算
- 10) 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「計算書作成」にて、安定結果の確認。
- 3) 本体の形状を変更した場合、シート「データ入力」の支持地盤の許容鉛直支持力係数も変更。
- 4) シート「断面計算(入力)」にて、鉄筋径、単位m当たり鉄筋本数のデータ入力。
- 5) 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。
- 6) シート「計算書作成(印刷)」を印刷。

5. データの入力方法

この逆T式擁壁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、(黄色部) 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) 逆T式擁壁の構造寸法。
- 3) 上載荷重。
- 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) 支持地盤の許容鉛直支持力の支持力係数(N_q, N_g)。
- 8) 安定のための地盤許容値。
- 9) 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」)

- 10) 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、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。印刷枠以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

31枚(目次2枚込み)

別にシート「断面計算(入力)」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「計算書作成(印刷)」の安定計算総括表"をExcelの画面上に並べてデータの入力をすると、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。

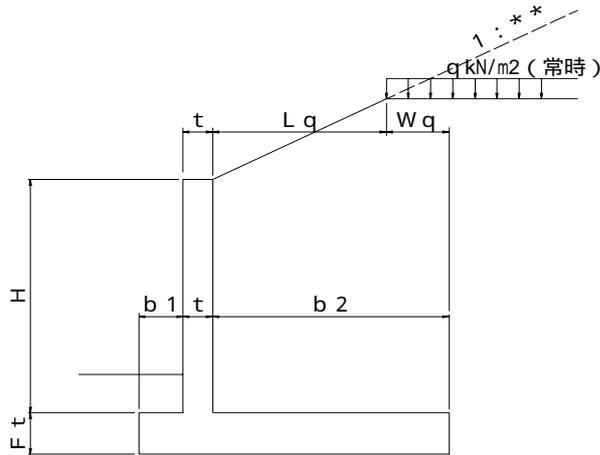
入力データ
 計算書タイトル

逆T擁壁の検討

構造寸法

縦壁 高さ(底版上面より) $H = 3.400$ m
 天端厚さ $t = 0.400$ m

底版 厚さ $Ft = 0.600$ m
 前し長(壁下端前面より) $b1 = 0.600$ m
 後し長(壁下端後面より) $b2 = 3.200$ m
 全幅(自動計算) (4.200)



奥行き長 $L = 1.000$ m

上載荷重 強度(常時) $q = 10.00$ kN/m²
 $Lq =$ 無荷重範囲(縦壁天端後端 ~ 上載始点) 2.350 m
 $Wq =$ 上載荷重分布幅(上載始点 ~ 底版後肢端) 0.850

土圧係数の算出

内部摩擦角(度) $= 30.00$ °
 地表面と水平面のなす角(度) $(= 26.57$ °)
 壁背面と鉛直面とのなす角(度) $i = 0.00$ °
 仮想背面傾斜角(度) $= 0.00$ °
 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) $e = 0$ °

設計条件

設計水平震度		$K_h =$	0.20
単位体積重量	コンクリート	$c =$	24.5 kN/m ²
	土(大気中)	$s =$	19.0 kN/m ²

裏込土	内部摩擦角(度)	$=$	30.0 °
	勾配(水平:999999)	1 :	2.0

(基礎地盤)

支持地盤			
単位体積重量		1 =	20.0 kN/m ³
内部摩擦角(度)		$=$	45.0
基礎底面との摩擦係数(手入力による決定値)		$\mu =$	0.577
	(計算による参考値tan B)	$=$	0.577)
支持地盤への根入れ深さ		$D_f' =$	0.600 m

基礎の形状係数	$=$	1.0
	$=$	1.0

根入れ地盤

単位体積重量		2 =	20.0 kN/m ³
有効根入れ深さ		$D_f =$	1.0 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	$(H_b / V =$	0.367)
	$N_q =$	50.0
	$N_r =$	40.0
地震時	$(H_b / V =$	0.847)
	$N_q =$	9.0
	$N_r =$	2.5

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 =	10.0 cm
	底板(上面)	d =	11.0 cm
	底板(下面)	d =	11.0 cm

コンクリートの設計基準強度	ck =	23.50 N/mm ²
鉄筋材質		SD345

許容応力度

常時 (圧縮)	ca =	7.80 N/mm ²
(引張)	sa =	160.00 N/mm ²
(剪断)	a =	0.38 N/mm ²
地震時 (圧縮)	'ca =	11.7 N/mm ²
(引張)	'sa =	300.00 N/mm ²
(剪断)	'a =	0.57 N/mm ²

7.8 7.8 手入力

0.38 0.38 手入力

許容応力度の割増し係数

地震時		1.5
(地震時 sa) / (常時 sa)	(1.875)

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。

データを変更した場合、その都度必ず入力して下さい。

逆T擁壁の検討

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	- - - - -
1) 主働土圧係数の計算	- - - - -
2) 土圧強度の計算	- - - - -
4 - 2. 安定の検討	- - - - -
4-2-1. 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	- - - - -
4-2-2. 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 - 2. 荷重の集計	- - - - -
5 - 3. 断面計算	- - - - -

6. 底版の設計	- - - - -
6 - 1. 底版前肢の設計	- - - - -
6-1-1. 荷重の計算	- - - - -
(1) 地盤反力	- - - - -
(2) 底版自重	- - - - -
6-1-2. 荷重の集計	- - - - -
6-1-3. 断面計算	- - - - -
(1) 曲げ応力の照査	- - - - -
(2) せん断応力の照査	- - - - -
6 - 2. 底版後肢の設計	- - - - -
6-2-1. 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	- - - - -
6-2-2. 荷重の集計	- - - - -
6-2-3. 断面計算	- - - - -
7. 配筋要領図	- - - - -

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	=	19.0 kN/m ³

2) 設計水平震度

$$KH = 0.2$$

3) 上載荷重

常時	q	=	10.0 kN/m ²
無荷重範囲(縦壁天後端～上載始点)	Lq	=	2.350 m
上載分布幅(上載始点～後肢端)	Wq	=	0.850 m

4) 鉄筋の被り

縦壁	10.0 cm
底版(上面)	11.0 cm
底版(下面)	11.0 cm

5) 使用材料

コンクリート設計基準強度	ck	=	23.50 N/mm ²
鉄筋の種類			SD345

6) 許容応力度

鉄筋コンクリート部材

		常時	地震時
圧縮	ca	7.80 N/mm ²	11.70 N/mm ²
引張り	sa	160 N/mm ²	300 N/mm ²
剪断	a	0.38 N/mm ²	0.57 N/mm ²

7) 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

8) 基礎の設計条件

支持地盤

単位体積重量	1	=	20.0 kN/m ³
内部摩擦角(度)		=	45.0 °
基礎底面との摩擦係数	tan B	=	0.577
支持地盤への根入れ深さ	Df'	=	0.600 m

根入れ地盤

単位体積重量	2	=	20.0 kN/m ³
有効根入れ深さ	Df	=	1.000 m

準拠示方書及び参考文献

コンクリート標準示方書

建設省河川砂防技術基準(案)

土木構造物標準設計代巻(擁壁類)

道路土工 擁壁工指針

道路橋示方書・同解説(下部構造編)

土木学会

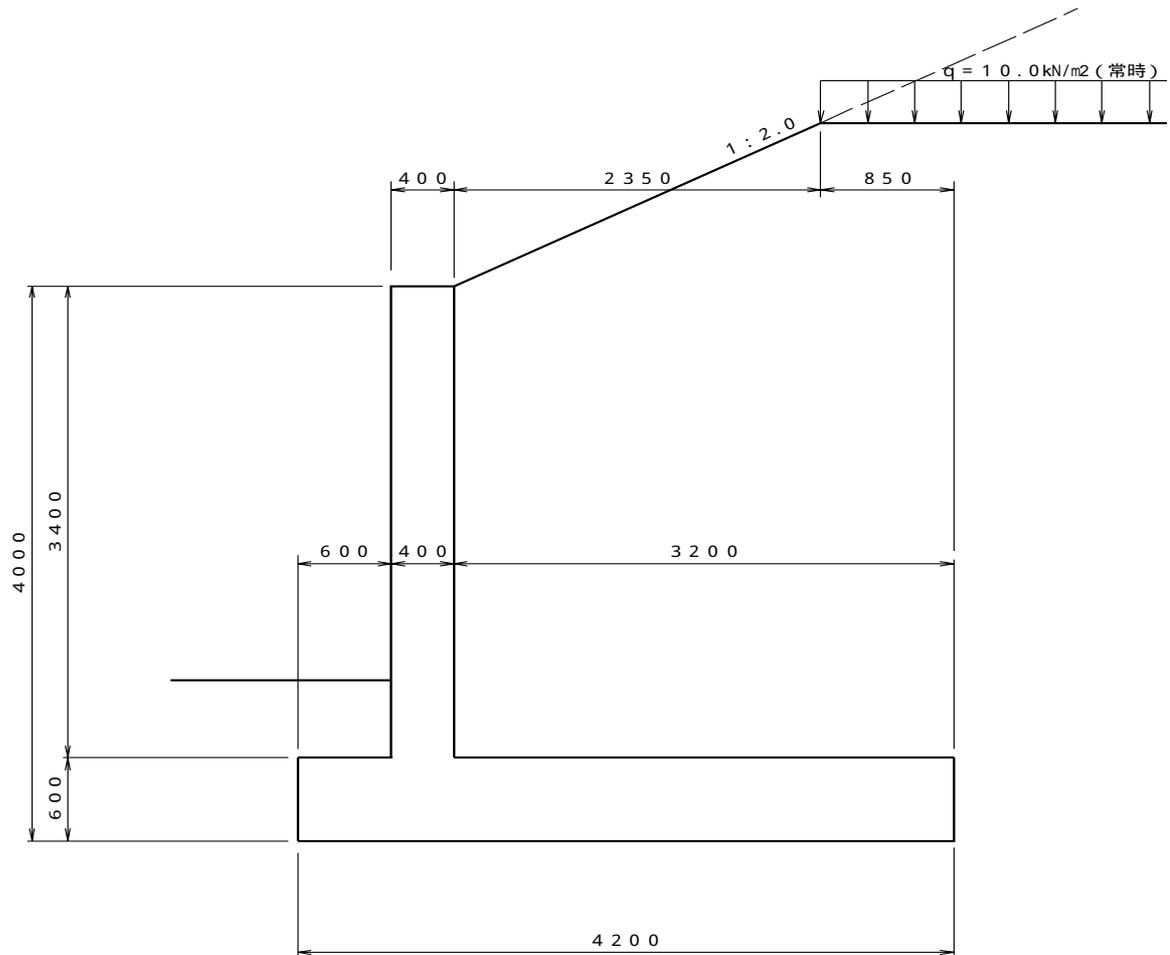
日本河川協会

全日本建設技術協会

日本道路協会

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)

荷重組合せ

躯体自重
載土荷重
過載荷重
土圧

ケース.2(地震時)

荷重組合せ

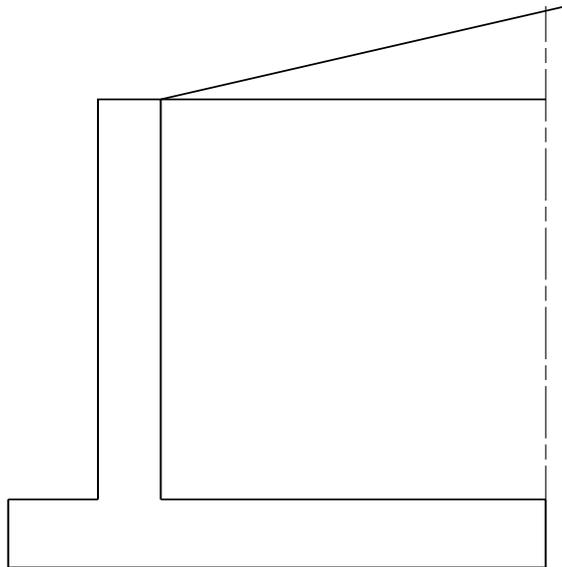
躯体自重
載土荷重
土圧
地震力

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

* 躯体 及び 土砂のブロック割り



(1) 躯体自重 及び 重心位置

区分	横 幅	高 さ	奥行き	単重	重 量	重心位置		M _x	M _y
	b(m)	h(m)	L(m)	c	N _c (kN)	x(m)	y(m)	(kN・m)	(kN・m)
	0.400 *	3.400	* 1.000	* 24.5	33.320	0.800	2.300	26.656	76.636
	4.200 *	0.600	* 1.000	* 24.5	61.740	2.100	0.300	129.654	18.522
					95.060			156.310	95.158

作用力

(鉛直力)

$$N_{cv} = 95.060 \text{ kN}$$

(地震時水平力)

$$N_{ch} = N_{cv} * 0.20$$

$$= 19.012 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = M_x / N = 1.644 \text{ m}$$

(鉛直距離)

$$y = M_y / N = 1.001 \text{ m}$$

(2) 裏込め土重量 及び 重心位置

ケース1. 常時

区分	後肢長	土層厚	奥行き	裏込土	土重量	重心位置		Mx	My
	b(m)	h(m)	L(m)	c	Ns1(kN)	x(m)	y(m)	(kN・m)	(kN・m)
	3.200	1.600 / 2	1.000	19.0	48.640	3.133	4.533	152.389	220.485
	3.200	3.400	1.000	19.0	206.720	2.600	2.300	537.472	475.456
					255.360			689.861	695.941

作用力

(鉛直力)

$$Ns1 = 255.360 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = Mx / N = 2.702 \text{ m}$$

ケース2. 地震時

区分	後肢長	土層厚	奥行き	裏込土	土重量	重心位置		Mx	My
	b(m)	h(m)	L(m)	c	Ns2(kN)	x(m)	y(m)	(kN・m)	(kN・m)
	3.200	1.600 / 2	1.000	19.0	48.640	3.133	4.533	152.389	220.485
	3.200	3.400	1.000	19.0	206.720	2.600	2.300	537.472	475.456
					255.360			689.861	695.941

作用力

(鉛直力)

$$Ns2 = 255.360 \text{ kN}$$

(地震時水平力)

$$Nsh = Ns2 * 0.20 = 51.072 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = Mx / N = 2.702 \text{ m}$$

(鉛直距離)

$$y = My / N = 2.725 \text{ m}$$

4-1-2. 過載荷重強度

分布幅 無荷重範囲(縦壁天端後端 ~ 上載始点)

$$Lq = 2.350 \text{ m}$$

上載荷重分布幅(上載始点 ~ 底版後肢端)

$$Wq = 0.850 \text{ m}$$

擁壁奥行き $L = 1.000 \text{ m}$

荷重強度 $q = 10.0 \text{ kN/m}^2$

過載荷重強度

$$Q = q * Wq * L = 8.500 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = \text{底版幅} - 1/2 * Wq = 3.775 \text{ m}$$

4-1-3. 土圧の計算

土圧はクーロン土圧公式により算出する。

1) 主働土圧係数の計算

土のせん断抵抗角(度)	=	30.00 °	
地表面と水平面とのなす角(度)	=	26.57 °	
仮想背面と鉛直面とのなす角(度)	=	0.00 °	(仮想背面)
壁背面と鉛直面とのなす角(度)	i =	0.00 °	
壁背面と土との間の壁面摩擦角(度)			
常時(土と土)	1 =	30 °	
(土とコンクリート)	2 =	10 °	
地震時(土と土)	e1 =	15 °	
(土とコンクリート)	e2 =	0 °	
	$0 = \tan^{-1} \cdot Kh$ (Kh = 0.20)		
	=	11.310 °	

ただし、常時において $\dots < 0$ のときは、

$$\sin(\dots) = 0$$

地震時において $\dots < 0$ のときは、

$$\sin(\dots - 0) = 0$$

とする。(道示、共通編及び耐震設計編より)

$$\dots = 3.43 > 0$$

$$\dots - 0 = -7.88 < 0$$

・常時(土と土)

$$A = \cos^2(\dots) = 0.750$$

$$B = \cos^2(\dots) * \cos(\dots + 1) = 0.866$$

$$C = \sin(\dots + 1) * \sin(\dots) = 0.052$$

$$D = \cos(\dots + 1) \cos(\dots) = 0.775$$

$$Ka1 = A * 1 / \{ B * (1 + (C * 1 / D)) \}^2 = 0.546$$

・常時(土とコンクリート)

$$A = \cos^2(\dots - i) = 0.750$$

$$B = \cos^2(i) * \cos(i + 2) = 0.985$$

$$C = \sin(\dots + 2) * \sin(\dots) = 0.038$$

$$D = \cos(i + 2) \cos(i - \dots) = 0.881$$

$$Ka2 = A * 1 / \{ B * (1 + (C * 1 / D)) \}^2 = 0.522$$

・地震時(土と土)

$$A = \cos^2(\quad - \quad 0 \quad - \quad) = 0.897$$

$$B = \cos(\quad 0) * \cos^2(\quad) * \cos(\quad + \quad 0 + \quad e1) = 0.879$$

$$C = \sin(\quad + \quad e1) * \sin(\quad - \quad - \quad 0) = 0.000$$

$$D = \cos(\quad + \quad 0 + \quad e1) \cos(\quad - \quad) = 0.802$$

$$Kea1 = A * 1 / \{ B * (1 + (C * 1 / D)) \}^2 = 1.020$$

・地震時(土とコンクリート)

$$A = \cos^2(\quad - \quad 0 \quad - \quad i) = 0.897$$

$$B = \cos(\quad 0) * \cos^2(i) * \cos(i + \quad 0 + \quad e2) = 0.962$$

$$C = \sin(\quad + \quad e2) * \sin(\quad - \quad - \quad 0) = 0.000$$

$$D = \cos(i + \quad 0 + \quad e2) \cos(i - \quad) = 0.877$$

$$Kea2 = A * 1 / \{ B * (1 + (C * 1 / D)) \}^2 = 0.932$$

2) 土圧強度の計算

ケース1. 常時

・過載荷重による土圧

過載荷重強度	q =	10.0 kN/m ²
常時主動土圧係数(土と土)	Ka1 =	0.546
土圧作用深さ	H =	5.600 m
常時壁面摩擦角(土と土)	$\delta =$	30°
擁壁奥行き	L =	1.000 m

作用力

(水平分力)

$$Q_h = q * Ka1 * H * \cos(\delta + i) * L = 26.480 \text{ kN}$$

(鉛直分力)

$$Q_v = q * Ka1 * H * \sin(\delta + i) * L = 15.288 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = \text{底版後肢端仮想背面位置} = 4.200 \text{ m}$$

(鉛直距離)

$$Y = 1/2 * \text{土圧作用深さ}(H) = 2.800 \text{ m}$$

・裏込土による土圧

裏込土の単位体積重量(大気中)	s =	19.0 kN/m ³
常時主動土圧係数(土と土)	Ka1 =	0.546
仮想背面土層厚	H1 = 底版厚さ + 壁高さ + 法面勾配による高さ	
	= 0.600 + 3.400 + 3.200 * 0.500 =	5.600 m
擁壁奥行き	L =	1.000 m
常時壁面摩擦角(土と土)	$\delta =$	30°

基礎面位置における土圧強度

$$p_1 = s * Ka1 * H1 * L = 58.094 \text{ kN/m}$$

作用力

(水平分力)

$$P_{h1} = 1/2 * p_1 * H1 * \cos(\delta + i) = 140.870 \text{ kN}$$

(鉛直分力)

$$P_{v1} = 1/2 * p_1 * H1 * \sin(\delta + i) = 81.332 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = \text{底版後肢端仮想背面位置} = 4.200 \text{ m}$$

(鉛直距離)

$$Y = \text{仮想背面高さ} * 1/3 = 1.867 \text{ m}$$

ケース2.地震時

裏込土による土圧

$$\text{裏込土の単位体積重量(大気中)} \quad s = 19.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{地震時主働土圧係数(土と土)} \quad Kea1 = 1.020$$

$$\begin{aligned} \text{仮想背面土層厚} \quad H1 &= \text{底版厚さ} + \text{壁高さ} + \text{法面勾配による高さ} \\ &= 0.600 + 3.400 + 3.200 * 0.500 = 5.600 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{地震時壁面摩擦角(土と土)} \quad e1 = 15^\circ$$

基礎面位置における土圧強度

$$p1 = s * Kea1 * H1 * L = 108.528 \text{ kN/m}$$

作用力

(水平分力)

$$Ph2 = 1/2 * p1 * H1 * \cos(e1 + i) = 293.524 \text{ kN}$$

(鉛直分力)

$$Pv2 = 1/2 * p1 * H1 * \sin(e1 + i) = 78.650 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = \text{底版後肢端仮想背面位置} = 4.200 \text{ m}$$

(鉛直距離)

$$Y = \text{仮想背面高さ} * 1/3 = 1.867 \text{ m}$$

4-2. 安定の検討

4-2-1. 常時

(1) 荷重の集計

・鉛直方向

	鉛直力 V(kN)	偏心量 X(m)	モーメント MX(kN・m)
躯体自重	95.060	1.644	156.279
裏込土重量	255.360	2.702	689.983
過載荷重	8.500	3.775	32.088
過載荷重による土圧	15.288	4.200	64.210
裏込土による土圧	81.332	4.200	341.594
合計	455.540		1284.154

・水平方向

	水平力 H(kN)	作用高(Y) Y(m)	モーメント MY(kN・m)
過載荷重による土圧	26.480	2.800	74.144
裏込土による土圧	140.870	1.867	263.004
合計	167.350		337.148

(2) 安定の照査

a) 転倒の検討

X : 重心位置

e : 荷重の偏心距離

底版下面に作用する鉛直荷重

$$V = 455.540 \text{ kN}$$

底版下面前端を中心とする鉛直荷重によるモーメント

$$M_x = 1284.154 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

底版下面前端を中心とする水平荷重によるモーメント

$$M_y = 337.148 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

底版幅

$$B = 4.200 \text{ m}$$

転倒安定許容条件 : $e \leq 1/6 * B$

$$X = (M_x - M_y) / V$$

$$= 2.079 \text{ m}$$

$$e = B / 2 - X$$

$$= 0.021 \text{ m}$$

$$\text{許容値} \quad 1/6 * B = 0.700 \text{ m}$$

$$- 1/6 * B = -0.700 \text{ m}$$

転倒検討結果の判定 OK

b) 滑動の検討

SF : 安全率

C : 地盤の粘着力(kH/m²) (考慮しない)

底版下面に作用する鉛直荷重

$$V = 455.540 \text{ kN}$$

底版下面に作用する水平荷重

$$H = 167.350 \text{ kN}$$

摩擦係数 $\text{TAN}(\theta) = 0.577$

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

$$= 1.571$$

$$\text{許容値} \quad FA = 1.5$$

滑動検討結果の判定 OK

c) 支持力の検討

転倒の検討より、 $e < 1/6 * B$ であることから、地盤反力度は台形分布となる。

Q1 : 底版前肢端鉛直力

Q2 : 底版後肢端鉛直力

底版下面に作用する鉛直荷重

$$V = 455.540 \text{ kN}$$

底版幅

$$B = 4.200 \text{ m}$$

e : 荷重の偏心距離

擁壁奥行き

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

$$Q1 = (V / B * L) * (1 + 6 * e / B) = 111.716 \text{ kN/m}^2$$

$$Q2 = (V / B * L) * (1 - 6 * e / B) = 105.208 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{許容支持力} \quad QA = 200 \text{ kN/m}^2$$

支持力検討結果の判定 OK

4-2-2.地震時

(1)荷重の集計

・鉛直方向

	鉛直力 V(kN)	偏心量 X(m)	モーメント MX(kN・m)
躯体自重	95.060	1.644	156.279
裏込土重量	255.360	2.702	689.983
裏込土による土圧	78.650	4.200	330.330
合計	429.070		1176.592

・水平方向

	水平力 H(kN)	作用高(Y) Y(m)	モーメント MY(kN・m)
躯体部 (Kh= 0.2)	19.012	1.001	19.031
裏込め土 (Kh= 0.2)	51.072	2.725	139.171
裏込土による土圧	293.524	1.867	548.009
合計	363.608		706.211

(2) 安定の照査

a) 転倒の検討

X : 重心位置

e : 荷重の偏心距離

底版下面に作用する鉛直荷重

$$V = 429.070 \text{ kN}$$

底版下面前端を中心とする鉛直荷重によるモーメント

$$M_x = 1176.592 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

底版下面前端を中心とする水平荷重によるモーメント

$$M_y = 706.211 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

底版幅

$$B = 4.200 \text{ m}$$

転倒安定許容条件 : $e \leq 1/3 * B$

$$X = (M_x - M_y) / V$$

$$= 1.096 \text{ m}$$

$$e = B / 2 - X$$

$$= 1.004 \text{ m}$$

$$\text{許容値} \quad 1/3 * B = 1.400 \text{ m}$$

$$- 1/3 * B = -1.400 \text{ m}$$

転倒検討結果の判定 OK

b) 滑動の検討

SF : 安全率

C : 地盤の粘着力(kH/m²) (考慮しない)

底版下面に作用する鉛直荷重

$$V = 429.070 \text{ kN}$$

底版下面に作用する水平荷重

$$H = 363.608 \text{ kN}$$

摩擦係数 $\text{TAN}(\phi) = 0.577$

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

$$= 0.681$$

$$\text{許容値} \quad FA = 1.2$$

滑動検討結果の判定 NG

c) 支持力の検討

・ 基礎底面の地盤反力度分布形状

底面反力の作用幅 $x = 3 * (1/2 * B - e)$ が、底版幅Bより小さい場合は三角形分布、

x が B より大きい場合は台形分布となる。

$$x = 3 * (1/2 * 4.200 - 1.004) = 3.288 \text{ m} \quad B (4.200 \text{ m})$$

従って、底面反力の作用幅 x が底版幅Bより小さいことから、地盤反力度は三角形分布となる。

・ 最大地盤反力度

基礎底面における最大地盤反力は、以下の式によって求められる。

$$Q_{\max} = V * 2 / (L * x)$$

底版下面に作用する鉛直荷重 $V = 429.070 \text{ kN}$

擁壁奥行き $L = 1.000 \text{ m}$

$$Q_{\max} = V * 2 / (L * x) = 260.991 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{許容支持力} \quad QA = 300 \text{ kN/m}^2$$

支持力検討結果の判定 OK

ケース1. 常時

$$\begin{aligned}
 Be &= B - 2 * e \\
 &= 4.200 - 2 * 0.021 = 4.158 \text{ m} \\
 Ae &= Be * L \\
 &= 4.158 * 1.000 = 4.158 \text{ m}^2 \\
 K &= 1 + 0.3 * Df / Be \\
 &= 1 + 0.3 * 0.600 / 4.158 = 1.043 \\
 \tan &= HB / V = 0.367 \\
 V &: \text{基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)} \\
 &\quad (4-2-1. 常時 (1) 荷重の集計より) = 455.540 \text{ kN} \\
 HB &: \text{基礎底面に作用する水平荷重(kN)} \\
 &\quad (4-2-1. 常時 (1) 荷重の集計より) = 167.350 \text{ kN} \\
 Nq &= 50.0 \text{ (支持力係数 } Nq \text{ を求めるグラフより)} \\
 Nr &= 40.0 \text{ (支持力係数 } N \text{ を求めるグラフより)}
 \end{aligned}$$

以上より、常時の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力の計算結果は以下のようになる。

$$\begin{aligned}
 Qu &= 11252.4 \text{ kN} \\
 Qa &= 3750.8 \text{ kN} \quad \text{作用鉛直力 } V = 455.540 \text{ kN} \\
 &\quad \text{支持地盤検討結果の判定} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

ケース2. 地震時

$$\begin{aligned}
 Be &= B - 2 * e \\
 &= 4.200 - 2 * 1.004 = 2.192 \text{ m} \\
 Ae &= Be * L \\
 &= 2.192 * 1.000 = 2.192 \text{ m}^2 \\
 K &= 1 + 0.3 * Df / Be \\
 &= 1 + 0.3 * 0.600 / 2.192 = 1.082 \\
 \tan &= HB / V = 0.847 \\
 V &: \text{基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)} \\
 &\quad (4-2-2. 地震時 (1) 荷重の集計より) = 429.070 \text{ kN} \\
 HB &: \text{基礎底面に作用する水平荷重(kN)} \\
 &\quad (4-2-2. 地震時 (1) 荷重の集計より) = 363.608 \text{ kN} \\
 Nq &= 9.0 \text{ (支持力係数 } Nq \text{ を求めるグラフより)} \\
 Nr &= 2.5 \text{ (支持力係数 } N \text{ を求めるグラフより)}
 \end{aligned}$$

以上より、常時の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力の計算結果は以下のようになる。

$$\begin{aligned}
 Qu &= 547.0 \text{ kN} \\
 Qa &= 273.5 \text{ kN} \quad \text{作用鉛直力 } V = 429.070 \text{ kN} \\
 &\quad \text{支持地盤検討結果の判定} \quad \text{NG}
 \end{aligned}$$

4-4. 安定計算總括表

		転倒(m)	滑 動	地盤	極限
		(m)		反力度 (kN/m ²)	支持力 (kN)
CASE - 1(常時)	計算値	0.021	1.571	111.7	455.5
	許容値	0.700	1.5	200.0	3750.8
	判 定	OK	OK	OK	OK
CASE - 2(地震時)	計算値	1.004	0.681	248.7	429.1
	許容値	1.400	1.2	300.0	273.5
	判 定	OK	NG	OK	NG

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)	y(m)	My(kN・m)
	0.400	* 3.400	*	1.000 * 24.5	33.320	1.700	56.644
					33.320		56.644

作用力

(鉛直力)

$$N_{cv} = 33.320 \text{ kN}$$

(地震時水平力)

$$H_{ch} = N_c * 0.20 = 6.664 \text{ kN}$$

作用位置

(鉛直距離)

$$y = M_y / N_c = 1.700 \text{ m}$$

5-1-2. 土圧の計算

土圧はクーロン土圧公式により算出する。

(1) 主働土圧係数

"4. 安定の検討"の項における、主働土圧係数の計算より。

ケース1. 常時

(土とコンクリート)

$$K_{a2} = 0.522$$

ケース2. 地震時

(土とコンクリート)

$$K_{ea2} = 0.932$$

(2) 土圧強度の計算

ケース1. 常時

・過載荷重による土圧

過載荷重強度

$$q = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

常時主働土圧係数(土とコンクリート)

$$K_{a2} = 0.522$$

土圧作用深さ

$$H = 3.400 \text{ m}$$

常時壁面摩擦角(土とコンクリート)

$$\delta = 10^\circ$$

壁背面と鉛直面とのなす角(度)

$$i = 0.00^\circ$$

擁壁奥行き

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

作用力

(水平分力)

$$Q_h = q * K_{a2} * H * \cos(\delta + i) * L = 17.478 \text{ kN}$$

作用位置

(鉛直距離)

$$y = 1/2 * \text{土圧作用深さ}(H) = 1.700 \text{ m}$$

・裏込土による土圧

裏込土の単位体積重量(大気中)	s =	19.0 kN/m ³
常時主働土圧係数(土とコンクリート)	Ka2 =	0.522
土圧作用深さ	H1 =	3.400 m
擁壁奥行き	L =	1.000 m
常時壁面摩擦角(土とコンクリート)	2 =	10 °
壁背面と鉛直面とのなす角(度)	i =	0.00 °

縦壁付け根位置における土圧強度

$$p1 = s * Ka2 * H1 * L = 33.721 \text{ kN/m}$$

作用力

(水平分力)

$$P1 = 1/2 * p1 * H1 * \cos(2 + i) = 56.455 \text{ kN}$$

作用位置

(鉛直距離)

$$y = 1/3 * \text{土圧作用深さ}(H) = 1.133 \text{ m}$$

ケース2.地震時

・裏込土による土圧

裏込土の単位体積重量(大気中)	s =	19.0 kN/m ³
地震時主働土圧係数(土とコンクリート)	Kea2 =	0.932
土圧作用深さ	H1 =	3.400 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 °
壁背面と鉛直面とのなす角(度)	i =	0.00 °

地下水位位置における土圧強度

$$p1 = s * Kea2 * H1 * L = 60.207 \text{ kN/m}$$

作用力

(水平分力)

$$Ph2 = 1/2 * p1 * H1 * \cos(e2 + i) = 102.352 \text{ kN}$$

作用位置

(鉛直距離)

$$y = 1/3 * \text{土圧作用深さ}(H) = 1.133 \text{ m}$$

5-2. 荷重の集計

ケース1. 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	17.478	1.700	29.713
裏込土による土圧	56.455	1.133	63.964
合計	73.933		93.677

曲げモーメント $M = 93.677 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ケース2. 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	6.664	1.700	11.329
裏込土による土圧	102.352	1.133	115.965
合計	109.016		127.294

曲げモーメント $M = 127.294 \text{ kN}\cdot\text{m}$

5-3. 断面計算

・応力

曲げモーメント $M = 93.677 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (CASE - 1 より)
せん断力 $S = 73.933 \text{ kN}$ (CASE - 1 より)

・断面寸法

部材幅 $B = 100.0 \text{ cm}$
部材高 $H = 40.0 \text{ cm}$
有効高 $D = 30.0 \text{ cm}$
かぶり $D' = 10.0 \text{ cm}$

・鉄筋量

D 22 8 本 = 30.968 cm

・断面計算

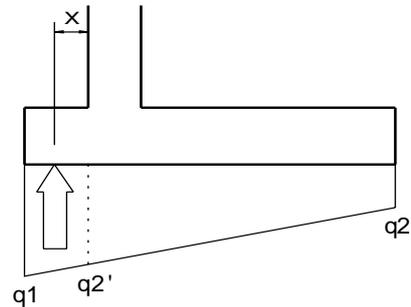
圧縮応力度 $c = 5.7 \text{ N/cm}$ ($ca = 7.8 \text{ N/cm}$)
引張応力度 $s = 117 \text{ N/cm}$ ($sa = 160 \text{ N/cm}$)
せん断力応力度 $= 0.2 \text{ N/cm}$ ($a = 0.38 \text{ N/cm}$)

6. 底版の設計

6-1. 底版前肢の設計

6-1-1 荷重の計算

(1) 地盤反力



ケース1. 常時

(4-2. 安定の検討「4-2-1. 常時; (2) 安定の照査」より)、地盤反力度は台形分布である。

$$q1 = 111.716 \text{ kN/m}^2$$

$$q2 = 105.208 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{地盤反力幅 } B = 4.200 \text{ m}$$

$$\text{前肢長 } b1 = 0.600 \text{ m}$$

$$q2' = q1 - (q1 - q2) / B * b1 = 110.786 \text{ kN/m}^2$$

作用力

$$\text{(鉛直方向)} \quad Q1 = 1 / 2 * (q1 + q2') * b1 = 66.751 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離) 前肢部地盤反力矩形部、三角形部それぞれの重心位置の加乗平均により算出

$$X = 0.300 \text{ m}$$

ケース2. 地震時

(4-2. 安定の検討「4-2-2. 地震時; (2) 安定の照査」より)、地盤反力度は三角形分布である。

$$q1 = 260.991 \text{ kN/m}^2$$

$$q2 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{地盤反力幅 } B = 3.288 \text{ m}$$

$$\text{前肢長 } b1 = 0.600 \text{ m}$$

$$q2' = q1 - (q1 - q2) / B * b1 = 213.365 \text{ kN/m}^2$$

作用力

(鉛直方向)

$$Q2 = 1 / 2 * (q1 + q2') * b1 = 142.307 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

X = 前肢部地盤反力矩形部、三角形部それぞれの重心位置の加乗平均により算出

$$= 0.310 \text{ m}$$

(2) 底版自重

コンクリートの単位体積重量	c =	24.5 kN/m ³
底版前肢長	b1 =	0.600 m
底版厚	Ft =	0.600 m
擁壁奥行き	L =	1.000 m

作用力

(鉛直方向)

$$W = b1 * Ft * c * L = 8.820 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = 1/2 * \text{底版前肢長}(b1) = 0.300 \text{ m}$$

6-1-2. 荷重の集計

ケース1. 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	-66.751	0.300	-20.025
底板自重	8.820	0.300	2.646
合計	-57.931		-17.379

曲げモーメント M = -17.379 kN・m
 せん断力 S = -57.931 kN

ケース2. 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	-142.307	0.310	-44.115
底板自重	8.820	0.300	2.646
合計	-133.487		-41.469

曲げモーメント M = -41.469 kN・m
 せん断力 S = -133.487 kN

6-1-3. 断面計算

(1) 曲げ応力の照査

・応力

曲げモーメント $M = 41.469 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (CASE - 2 より)

・断面寸法

部材幅 $B = 100.0 \text{ cm}$

部材高 $H = 60.0 \text{ cm}$

有効高 $D = 49.0 \text{ cm}$

かぶり $D' = 11.0 \text{ cm}$

・鉄筋量

D 16 4 本 = 7.944 cm

・断面計算

圧縮応力度 $c = 1.87 \text{ N/cm}$ ($c_a = 11.7 \text{ N/cm}$)

引張応力度 $s = 114 \text{ N/cm}$ ($s_a = 300 \text{ N/cm}$)

(2) せん断応力の照査

・応力

せん断力 $S = 133.487 \text{ kN}$ (CASE - 2 より)

曲げモーメント $M = 41.469 \text{ kN}\cdot\text{m}$

・断面寸法

部材幅 $B = 100 \text{ cm}$

部材高 $H = 60 \text{ cm}$

有効高 $D = 49 \text{ cm}$

かぶり $D' = 11 \text{ cm}$

有効高の変化率 $\tan(\) = 0.000$

・せん断応力計算

$SH = S - M / D * \tan(\) = 133.487 \text{ kN}$

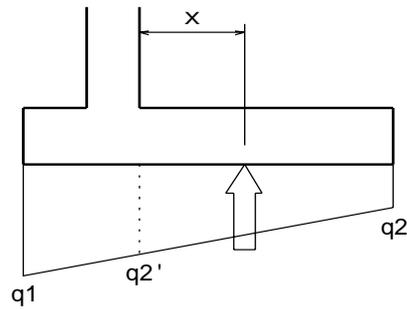
$= SH / (B * D) = 0.272 \text{ N/mm}^2$

($a = 0.57 \text{ N/cm}$)

6-2. 底版後肢の設計

6-2-1. 荷重の計算

(1) 地盤反力



ケース1. 常時

(4-2. 安定の検討「4-2-1. 常時; (2) 安定の照査」より)、地盤反力度は台形分布である。

$$q1 = 111.716 \text{ kN/m}^2$$

$$q2 = 105.208 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{地盤反力幅 } B = 4.200 \text{ m}$$

$$\text{後肢長 } b1 = 3.200 \text{ m}$$

$$q2' = q2 + (q1 - q2) / B * b1 = 110.166 \text{ kN/m}^2$$

作用力

(鉛直方向)

$$Q1 = 1 / 2 * (q2 + q2') * b1 = 344.598 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離) 後肢部地盤反力矩形部、三角形部それぞれの重心位置の加乗平均により算出

$$X = 1.588 \text{ m}$$

ケース2. 地震時

(4-2. 安定の検討「4-2-2. 地震時; (2) 安定の照査」より)、地盤反力度は三角形分布である。

$$q1 = 260.991 \text{ kN/m}^2$$

$$q2 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{地盤反力幅 } B = 3.288 \text{ m}$$

$$\text{前肢長 } b2 = 0.600 \text{ m}$$

$$\text{壁下端厚 } b3 = 0.400 \text{ m}$$

$$q2' = q1 - (q1 - q2) / B * (b2 + b3) = 181.614 \text{ kN/m}^2$$

作用力

(鉛直方向)

$$Q2 = 1 / 2 * (q2' + q2) * (B - b2 - b1) = 207.766 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離) 後肢部地盤反力矩形部、三角形部それぞれの重心位置の加乗平均により算出

$$X = 0.763 \text{ m}$$

(2) 底版自重

コンクリートの単位体積重量 $c = 24.5 \text{ kN/m}^3$
 底版後肢長 $b_2 = 3.200 \text{ m}$
 底版厚 $Ft = 0.600 \text{ m}$
 擁壁奥行き $L = 1.000 \text{ m}$

作用力

(鉛直方向)

$$W = b_2 * Ft * c * L = 47.040 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = 1/2 * \text{底版後肢長}(b_2) = 1.600 \text{ m}$$

(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。区分は「4. 安定の検討(2) 裏込め土重量及び重心位置」の項を参照。)

裏込土の単位体積重量(大気中) $s = 19.0 \text{ kN/m}^3$

ケース1. 常時

区分	後肢長 b(m)	土層厚 h(m)	奥行き L(m)	裏込土 kN/m ³	土重量 N(kN)	重心位置 x(m)	M _x (kN・m)
	3.200 * 1.600 / 2		* 1.000	* 19.0	48.640	2.133	103.749
	3.200 * 3.400		* 1.000	* 19.0	206.720	1.600	330.752
					255.360		434.501

作用力

(鉛直方向) $V = 255.360 \text{ kN}$

作用位置

(水平距離) $X = M_x / N = 1.702 \text{ m}$

ケース2. 地震時

区分	後肢長 b(m)	土層厚 h(m)	奥行き L(m)	裏込土 kN/m ³	土重量 N(kN)	重心位置 x(m)	M _x (kN・m)
	3.200 * 1.600 / 2		* 1.000	* 19.0	48.640	2.133	103.749
	3.200 * 3.400		* 1.000	* 19.0	206.720	1.600	330.752
					255.360		434.501

作用力

(鉛直方向) $V = 255.360 \text{ kN}$

作用位置

(水平距離) $X = M_x / N = 1.702 \text{ m}$

(4) 過載荷重鉛直力

ケース1. 常時

分布幅	無荷重範囲(縦壁背面付根 ~ 上載荷重始点)	$Lq = 2.350 \text{ m}$
	上載荷重分布幅(上載荷重始点 ~ 底版後肢端)	$Wq = 0.850 \text{ m}$
擁壁奥行き		$L = 1.000 \text{ m}$
荷重強度		$q = 10.0 \text{ kN/m}^2$

作用力

(鉛直方向)

$$Qq = q * Wq * L = 8.500 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = Lq + 1/2 * Wq = 2.775 \text{ m}$$

(5) 背面土による鉛直方向土圧

後肢縁端において、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。

ケース1. 常時

作用力

(鉛直方向)

$$PV1 = 81.332 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = \text{底版後肢端仮想背面位置} = 3.200 \text{ m}$$

ケース2. 地震時

作用力

(鉛直方向)

$$PV2 = 78.650 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = \text{底版後肢端仮想背面位置} = 3.200 \text{ m}$$

6-2-2. 荷重の集計

ケース1. 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	-344.598	1.588	-547.222
底版自重	47.040	1.600	75.264
裏込め土	255.360	1.702	434.623
過載荷重鉛直力	8.500	2.775	23.588
裏込め土による鉛直土圧	81.332	3.200	260.262
合計	47.634		246.515

曲げモーメント M = 246.515 kN・m

せん断力 S = 47.634 kN

ケース2. 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	-207.766	0.763	-158.525
底版自重	47.040	1.600	75.264
裏込め土	255.360	1.702	434.623
裏込め土による鉛直土圧	78.650	3.200	251.680
合計	173.284		603.042

曲げモーメント M = 603.042 kN・m

せん断力 S = 173.284 kN

6-2-3. 断面計算

(1) 曲げ応力の照査

・応力

曲げモーメント $M = 603.042 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (CASE - 2 より)

ただし、縦壁部材付け根の曲げモーメントは、

$M = 127.294 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (CASE - 2 より)

底版後肢付け根には、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。

底版後肢に作用する曲げモーメント

$M = 93.677 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (CASE - 1 より)

・断面寸法

部材幅 $B = 100 \text{ cm}$

部材高 $H = 60 \text{ cm}$

有効高 $D = 49 \text{ cm}$

かぶり $D' = 11 \text{ cm}$

・鉄筋量

D 22 8 本 = 30.968 cm

・断面計算

圧縮応力度 $c = 2.5 \text{ N/cm}$ ($ca = 7.8 \text{ N/cm}$)

引張応力度 $s = 69.9 \text{ N/cm}$ ($sa = 160 \text{ N/cm}$)

(2) せん断応力の照査

・応力

せん断力 $S = 173.284 \text{ kN}$ (CASE - 2 より)

曲げモーメント $M = 603.042 \text{ kN}\cdot\text{m}$

・断面寸法

部材幅 $B = 100 \text{ cm}$

部材高 $H = 60 \text{ cm}$

有効高 $D = 49 \text{ cm}$

かぶり $D' = 11 \text{ cm}$

有効高の変化率 $\tan(\) = 0.000$

・せん断応力計算

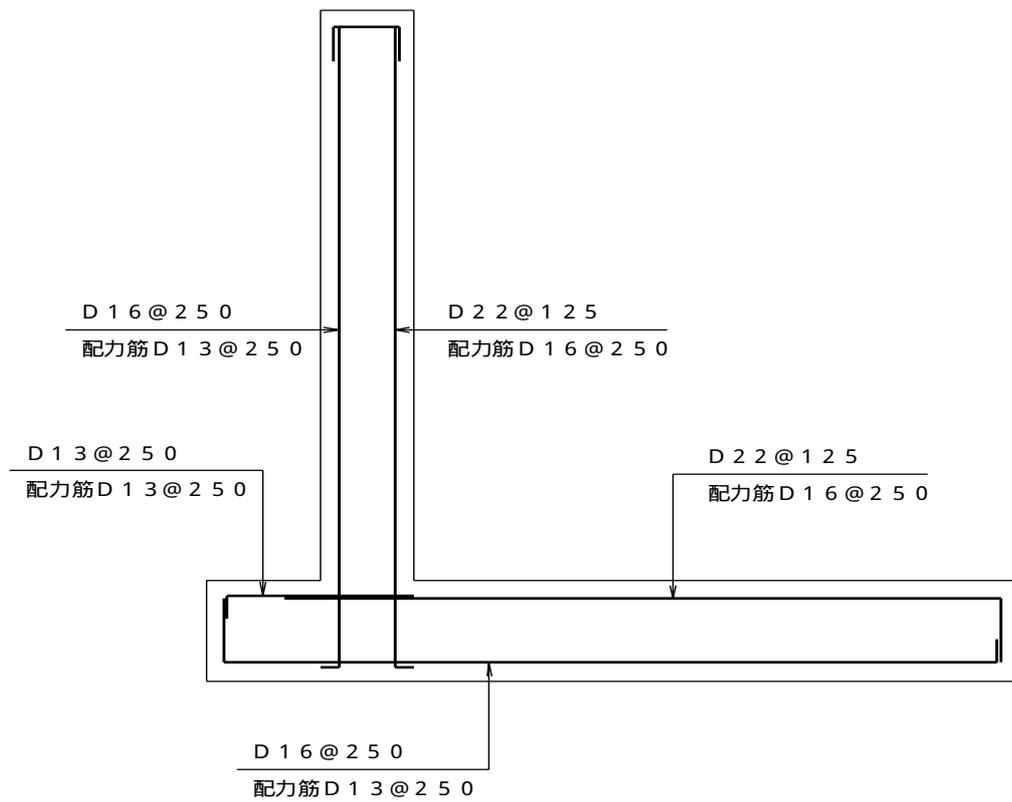
$SH = S - M / D * \tan(\) = 173.284 \text{ kN}$

$= SH / (B * D) = 0.354 \text{ N/mm}^2$ ($a = 0.57 \text{ N/mm}^2$)

断面計算

項目	記号	単位	縦 壁		底版前し		底版後し	
曲げモーメント	M	kN・m	93.677		41.469		93.677	
せん断力	S	kN	73.933		(計算書内)		(計算書内)	
有効幅	B	cm	100.0		100.0		100.0	
全高	H	cm	40.0		60.0		60.0	
引張鉄筋被り	d	cm	10.0		11.0		11.0	
鉄筋断面積	A s	mm ² ・本	D	22 8.00	D	16 4.00	D	22 8.00
鉄筋径 * 本数		cm ²	30.97		7.94		30.97	
鉄筋比	P		0.0103		0.0016		0.0063	
実応力度 (圧縮)	c	N/mm ²	OK	5.7	OK	1.9	OK	2.5
(引張)	s	N/mm ²	OK	117	OK	114	OK	70
(剪断)		N/mm ²	OK	0.25	OK	0.27	OK	0.35
許容応力度 (圧縮)	c a	N/mm ²	7.8		11.7		7.8	
(引張)	s a	N/mm ²	160		300		160	
(剪断)	a	N/mm ²	0.38		0.57		0.57	

7. 主鉄筋組立図



- ・鉄筋のピッチは、250mm、125mm。
- ・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、底版を110mmとし、その他については、100mmとする。
- ・配力筋は「土木構造物標準設計代巻(擁壁類)」に従う。