

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、常時と地震時と水位有りの厳しい条件下を想定して作った安定計算プログラムとなっています。

近年の構造物は「土木構造物設計マニュアル」等示されるように、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ようになりました。そのような基準が出るより以前に作成したプログラムで、段落としや鉄筋の断面変化を考慮した検討計算書となっています。

側壁は、テーパが付いた形状ですが、底版については、矩形となっています。

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) 転倒、滑動、地盤支持力の安定検討。
- 3) 滑動については、底版に突起を設けて検討。
- 4) 縦壁、底版前肢後肢の構造検討。
- 5) 縦壁の主鉄筋段落としの検討。
- 6) 最小必要鉄筋量の検討。

2. 設計の概略的な条件

- 1) 常時及び地震時の水位あり。
- 2) 土圧はクーロンによる土圧係数を使用。
地震時の水中部分見掛け水平震度は、建設省河川砂防技術基準(案)同解説による。
- 3) 安定計算、底版の構造検討は揚圧力を考慮。
常時、地震時ともに水位あり。
- 4) 断面計算の時の鉄筋は、単鉄筋にて検討。
- 5) 断面計算においては、軸力は無視。
- 6) 縦壁前面背面にテーパあり。
- 7) 底版上面はフラットでテーパはなし。
- 8) 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。
- 9) 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、水圧、揚圧力の計算。
- 3) 擁壁の転倒、滑動、地盤支持力の安定検討。
- 4) 突起を用いた滑動の安定検討。
- 5) 縦壁検討のための荷重計算
- 6) 縦壁の断面計算
- 7) 縦壁の最小鉄筋量の算出
- 8) 縦壁の鉄筋段落としの計算
- 9) 底版前肢構造検討のための地盤反力の算出
- 10) 底版前肢の断面計算
- 11) 底版後肢構造検討のための地盤反力、鉛直荷重の算出
- 12) 底版後肢の断面計算
- 13) 底版後肢の最小鉄筋量算出

- 14) 底版突起部材の検討
- 15) 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、手で入力します。

(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) 水位条件、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データーを、プログラムと同じフォルダーに入れています。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 |
| ・AutoCAD 2000 | 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

55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。

「抵抗モーメント(印刷)」に抵抗モーメントの表がありますから、印刷して計算書の抵抗モーメントの項に挟んで下さい。

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、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、参考にして下さい。

① 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。

② DWファイル

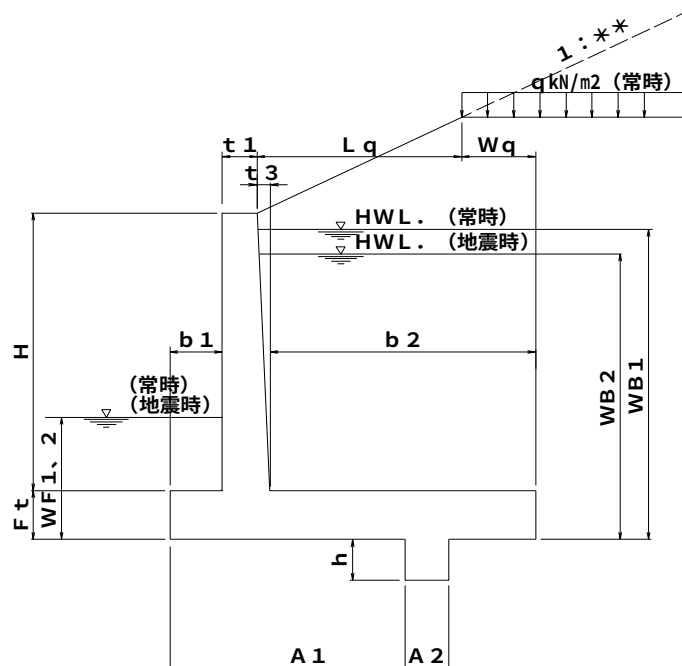
DocuWorks ファイルです。計算書作成と断面計算を、提出できる形に順番に並べています
成果品提出の際は参考にして下さい。

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	t1 =	0.350 m
	前傾斜下端寸法	t2 =	0.000 m
	後傾斜下端寸法	t3 =	0.150 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)	(	4.300)
奥行き長		L =	1.000 m
突起	前肢前端からの距離	A1 =	2.7 m
	厚さ	A2 =	0.5 m
	高さ	h =	0.5 m
	鉄筋被り		11 cm
地下水位	常時(底版下面より)	WB1 =	3.800 m
	(壁上端より)	H1= (	0.200 m)
	地震時(底版下面より)	WB2 =	3.500 m
	(壁上端より)	H1= (	0.500 m)
前肢水位	常時(底版下面より)	WF1 =	1.500 m
	地震時(底版下面より)	WF2 =	1.500 m



前肢水圧(水位差)

常時	(	2.300	m)
地震時	(	2.000	m)

上載荷重

強度(常時)	q =	10.00	kN/m ²
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)		1.000	

土圧係数の算出

内部摩擦角(度)	ϕ =	30.00	°
地表面と水平面のなす角(度)	(α =	26.57	°)
仮想背面傾斜角(度)	θ =	0.00	°
壁背面と鉛直面とのなす角(度)	i =	2.53	°
仮想背面と土との間の壁面摩擦角(度)			
常 時 (土と土)	δ =	30	°
(土とコンクリート)	δ =	10	°
地震時 (土と土)	δe =	15	°
(土とコンクリート)	δe =	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	$\gamma_c =$	24.5 kN/m ²
	土 (大気中)	$\gamma_s =$	19.0 kN/m ²
	(水中)	$\gamma_{sw} =$	10.0 kN/m ²
	(飽和状態)	$\gamma_{sw'} =$	20.0 kN/m ²
	水	$\gamma_w =$	10.0 kN/m ²

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

(基礎地盤)

支持地盤

単位体積重量 (地下水位以下は水中単位重量)	$\gamma_1 =$	10.0 kN/m ³
内部摩擦角 (度)	$\phi =$	45.0
基礎底面との粘着力	$C =$	0.0 kN/m ²
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 $\tan \phi B$) =	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	$\alpha =$	1.0
	$\beta =$	1.0

根入れ地盤

単位体積重量 (地下水位以下は水中単位重量)	$\gamma_2 =$	10.0 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	($H_b / V =$	0.566)
	$N_q =$	27.0
	$N_r =$	14.0
地震時	($H_b / V =$	1.123)
	$N_q =$	3.8
	$N_r =$	0.7

許容値

滑動	(常時)	FA =	1.5
	(地震時)	FA =	1.2
地盤の支持	(常時)	QA =	200 kN/m2
	(地震時)	QA =	300 kN/m2

断面計算

鉄筋被り	縦壁	d' =	10.0 cm
	底版(上面)	d' =	11.0 cm
	底版(下面)	d' =	11.0 cm

コンクリートの設計基準強度	23.50 N/mm2
鉄筋材質	SD345

許容応力度

常 時 (圧縮)	$\sigma_{ca} =$	7.80 N/mm2
	(引張)	$\sigma_{sa} =$ 160.00 N/mm2
	(剪断)	$\tau_a =$ 0.38 N/mm2
地震時 (圧縮)	$\sigma'_{ca} =$	11.7 N/mm2
	(引張)	$\sigma'_{sa} =$ 300.00 N/mm2
	(剪断)	$\tau'_a =$ 0.57 N/mm2

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

一般	1.5
(地震時 σ_{sa}) / (常時 σ_{sa})	(1.875)

軸方向引張り鉄筋の降伏点	$\sigma_{sy} =$ 345 N/mm2
--------------	---------------------------

345
345
345 手で入力

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、その都度必ず入力をして下さい。

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	-----
4-1-4. 水圧の計算	-----
4-1-5. 水重(前肢部)の計算	-----
4-1-6. 揚圧力の計算	-----
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	-----
(3) 突起によるせん断抵抗力	-----
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	-----
(3) 突起によるせん断抵抗力	-----
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	-----
5-4. 最小鉄筋量	-----
(1) $M_c \geq 1.7 \cdot M$ から決まる最小鉄筋量	-----
(2) $A_s \geq 0.008 \cdot A$ から決まる最小鉄筋量	-----
5-5. 鉄筋段落としての計算	-----
(1) 応力算出の計算式	-----
(2) 応力の計算と集計	-----
(3) 縦壁抵抗モーメントの算出	-----
(4) 段落とし位置	-----
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	-----
(3) 水重の計算	-----
(4) 揚圧力の計算	-----
6-1-2. 荷重の集計	-----
6-1-3. 断面計算	-----
(1) 曲げ応力の照査	-----
(2) セン断応力の照査	-----
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) 揚圧力の計算	-----
6-2-2. 荷重の集計	-----
6-2-3. 断面計算	-----
6-2-4. 最小鉄筋量	-----
6-3. 突起部材の設計	-----
6-3-1. 断面力の計算	-----
6-3-2. 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	γ_c	=	24.5	kN/m ³
裏込土 (大気中)	γ_s	=	19.0	kN/m ³
(水中)	γ_{sw}	=	10.0	kN/m ³
(飽和状態)	$\gamma_{sw'}$	=	20.0	kN/m ³
水	γ_w	=	10.0	kN/m ³

2) 設計水平震度

$$K_H = 0.2$$

3) 水位

壁背面 (地下水位)

常時	WB1	=	3.800	m
地震時	WB2	=	3.500	m

壁前面 (水位)

常時	WF1	=	1.500	m
地震時	WF2	=	1.500	m

4) 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)	L_q	=	2.350	m
上載分布幅(上載始点～後肢端)	W_q	=	1.000	m

5) 鉄筋の被り

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

6) 使用材料

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

7) 許容応力度

鉄筋コンクリート部材

		常 時	地震時
圧縮	σ_{ca}	7.80 N/mm ²	11.70 N/mm ²
引張り	σ_{sa}	160 N/mm ²	300 N/mm ²
剪断	τ_a	0.38 N/mm ²	0.57 N/mm ²

8) 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

9) 基礎の設計条件

支持地盤

単位体積重量 $\gamma 1 = 10.0 \text{ kN/m}^3$

(地下水位以下は水中単位重量)

内部摩擦角 (度) $\phi = 45.0^\circ$

基礎底面との摩擦係数 $\tan \phi B = 0.577$

支持地盤への根入れ深さ $Df' = 0.600 \text{ m}$

根入れ地盤

単位体積重量 $\gamma 2 = 10.0 \text{ kN/m}^3$

(地下水位以下は水中単位重量)

有効根入れ深さ $Df = 1.000 \text{ m}$

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

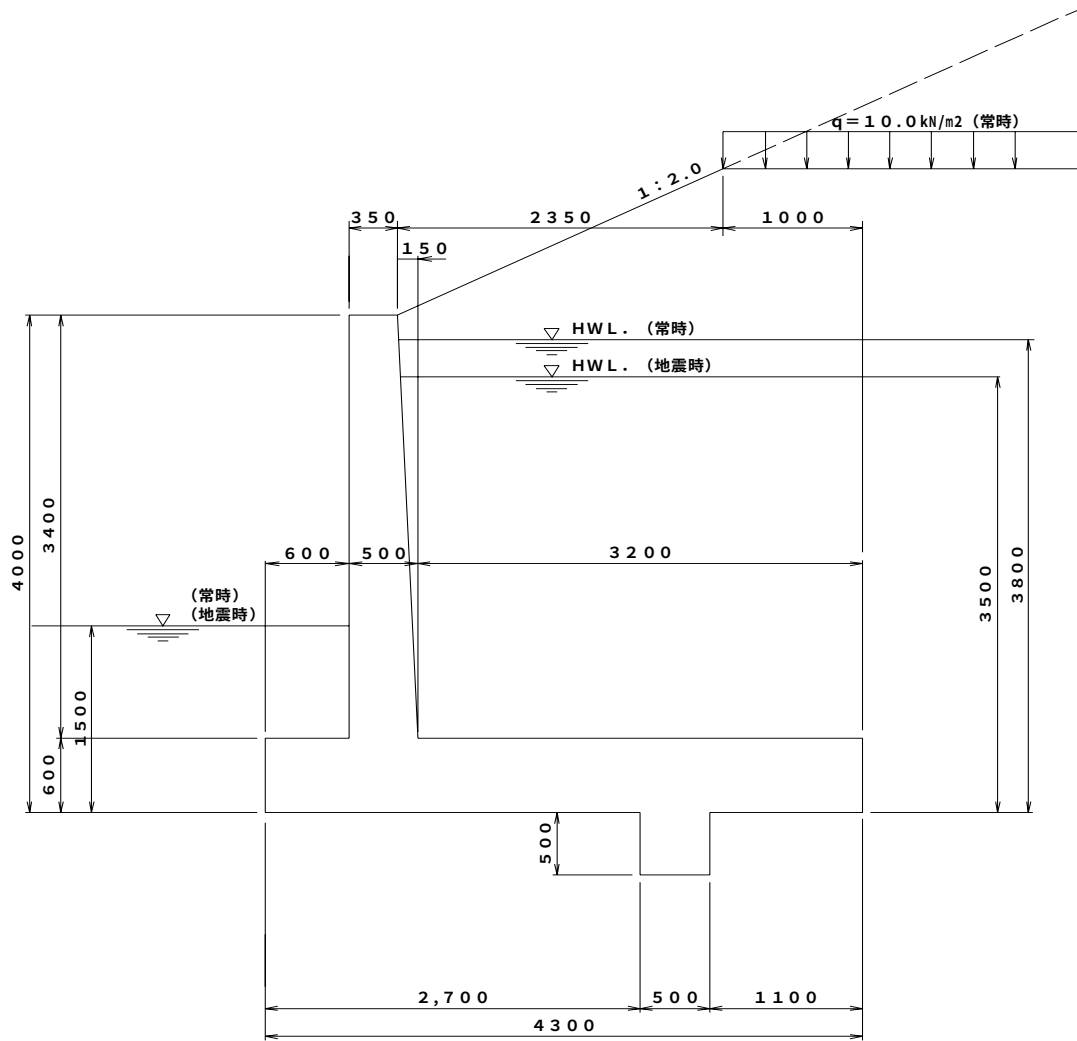
日本河川協会

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+揚圧力)
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+揚圧力)
荷重組合せ

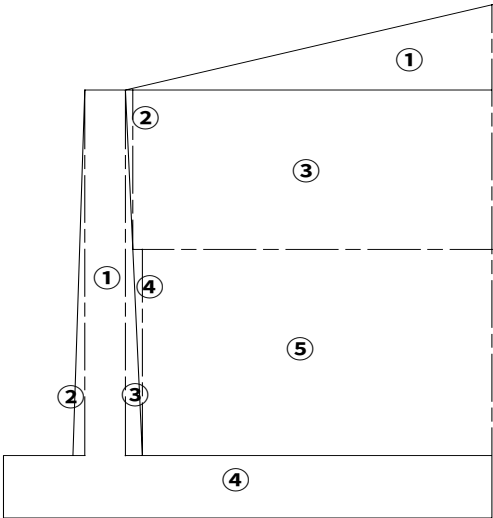
躯体自重
載土荷重
土圧
地震力
揚圧力

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

＊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)	γ c	N c(kN)	x(m)	y(m)	(kN・m)	(kN・m)
①	0.350	＊ 3.400	＊ 1.000	＊ 24.5	29.155	0.775	2.300	22.595	67.057
②	0.000	＊ 3.400 / 2	＊ 1.000	＊ 24.5	0.000	0.600	1.733	0.000	0.000
③	0.150	＊ 3.400 / 2	＊ 1.000	＊ 24.5	6.248	1.000	1.733	6.248	10.828
④	4.300	＊ 0.600	＊ 1.000	＊ 24.5	63.210	2.150	0.300	135.902	18.963
Σ					98.613			164.745	96.847

作用力

(鉛直力)

$N_{cv} = 98.613 \text{ kN}$

(地震時水平力)

$N_{ch} = N_{cv} \times 0.20$
 $= 19.723 \text{ kN}$

作用位置

(水平距離)

$X = \Sigma M_x / \Sigma N = 1.671 \text{ m}$

(鉛直距離)

$y = \Sigma M_y / \Sigma N = 0.982 \text{ m}$

(2) 裏込め土重量 及び 重心位置

ケース1. 常時

区分	後肢長 b(m)	土層厚 h(m)	奥行き L(m)	裏込土 γ c	土重量 Ns1(kN)	重心位置 x(m) y(m)		Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	3.350	* 1.675 / 2	* 1.000	* 19.0	53.307	3.183	4.558	169.676	242.973
②	0.009	* 0.200 / 2	* 1.000	* 19.0	0.017	0.956	3.933	0.016	0.067
③	3.341	* 0.200	* 1.000	* 19.0	12.696	2.630	3.900	33.390	49.514
④	0.141	* 3.200 / 2	* 1.000	* 10.0	2.256	1.053	2.733	2.376	6.166
⑤	3.200	* 3.200	* 1.000	* 10.0	102.400	2.700	2.200	276.480	225.280
Σ					170.676			481.938	524.000

作用力

(鉛直力)

$$Ns1 = 170.676 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = \Sigma Mx / \Sigma N = 2.824 \text{ m}$$

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 γ c	土重量 Ns2(kN)	重心位置 x(m) y(m)		Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	3.350	* 1.675 / 2	* 1.000	* 19.0	53.307	3.183	4.558	169.676	242.973
②	0.022	* 0.500 / 2	* 1.000	* 19.0	0.105	0.965	3.833	0.101	0.402
③	3.328	* 0.500	* 1.000	* 19.0	31.616	2.636	3.750	83.340	118.560
④	0.128	* 2.900 / 2	* 1.000	* 10.0	1.856	1.057	2.533	1.962	4.701
⑤	3.200	* 2.900	* 1.000	* 10.0	92.800	2.700	2.050	250.560	190.240
Σ					179.684			505.639	556.877

作用力

(鉛直力)

$$Ns2 = 179.684 \text{ kN}$$

(地震時水平力)

$$Nsh = Ns2 * 0.20 = 35.937 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = \Sigma Mx / \Sigma N = 2.814 \text{ m}$$

(鉛直距離)

$$y = \Sigma My / \Sigma N = 3.099 \text{ m}$$

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)

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

擁壁奥行き L = 1.000 m

荷重強度 q = 10.0 kN/m²

過載荷重強度

$$Q = q * Wq * L = 10.000 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = \text{底版幅} - 1/2 * Wq = 3.800 \text{ m}$$

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)	$\phi = 30.00^\circ$	
地表面と水平面とのなす角 (度)	$\alpha = 26.57^\circ$	
仮想背面と鉛直面とのなす角 (度)	$\theta = 0.00^\circ$	(仮想背面)
壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	$i = 2.53^\circ$	
壁背面と土との間の壁面摩擦角 (度)		
常時 (土と土)	$\delta 1 = 30^\circ$	
(土とコンクリート)	$\delta 2 = 10^\circ$	
地震時 (土と土)	$\delta e1 = 15^\circ$	
(土とコンクリート)	$\delta e2 = 0^\circ$	
$\theta 0 = \tan^{-1} \cdot Kh$ ($Kh = 0.20$)		
$= 11.310^\circ$		

ただし、常時において $\phi - \alpha < 0$ のときは、

$$\sin(\phi - \alpha) = 0$$

地震時において $\phi - \alpha - \theta 0 < 0$ のときは、

$$\sin(\phi - \alpha - \theta 0) = 0$$

とする。(道示、共通編及び耐震設計編より)

$$\phi - \alpha = 3.43 > 0$$

$$\phi - \alpha - \theta 0 = -7.88 < 0$$

・常時 (土と土)

$A = \cos^2(\phi - \theta)$	$= 0.750$
$B = \cos^2(\theta) * \cos(\theta + \delta 1)$	$= 0.866$
$C = \sin(\phi + \delta 1) * \sin(\phi - \alpha)$	$= 0.052$
$D = \cos(\theta + \delta 1) \cos(\theta - \alpha)$	$= 0.775$

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

・常時 (土とコンクリート)

$A = \cos^2(\phi - i)$	$= 0.787$
$B = \cos^2(i) * \cos(i + \delta 2)$	$= 0.974$
$C = \sin(\phi + \delta 2) * \sin(\phi - \alpha)$	$= 0.038$
$D = \cos(i + \delta 2) \cos(i - \alpha)$	$= 0.892$

$$Ka2 = A * 1 / \{ B * (1 + \sqrt{(C * 1 / D)}) \}^2 = 0.555$$

・地震時 (土と土)

$A = \cos^2(\phi - \theta 0 - \theta)$	$= 0.897$
$B = \cos(\theta 0) * \cos^2(\theta) * \cos(\theta + \theta 0 + \delta e1)$	$= 0.879$
$C = \sin(\phi + \delta e1) * \sin(\phi - \alpha - \theta 0)$	$= 0.000$
$D = \cos(\theta + \theta 0 + \delta e1) \cos(\theta - \alpha)$	$= 0.802$

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

・地震時 (土とコンクリート)

$$\begin{aligned} A &= \cos^2 (\phi - \theta_0 - i) &= 0.923 \\ B &= \cos (\theta_0) * \cos^2 (i) * \cos (i + \theta_0 + \delta e_2) &= 0.950 \\ C &= \sin (\phi + \delta e_2) * \sin (\phi - \alpha - \theta_0) &= 0.000 \\ D &= \cos (i + \theta_0 + \delta e_2) \cos (i - \alpha) &= 0.887 \end{aligned}$$

$$Kea2 = A * 1 / \{ B * (1 + \sqrt{(C * 1 / D)})^2 \} = 0.972$$

・水中部分

みかけの水平震度 KH'

$$KH' = (\gamma_s \cdot h + \gamma_{sw} \cdot h_w + \gamma_w \cdot h_w + q) / (\gamma_s \cdot h + \gamma_{sw} \cdot h_w + q) * KH$$

ここに、

土の単位体積重量 (大気中)	$\gamma_s =$	19.0 kN/m ³
(水中)	$\gamma_{sw} =$	10.0 kN/m ³
水	$\gamma_w =$	10.0 kN/m ³
大気中の層厚	$h =$	0.500 m
水中の層厚	$h_w =$	3.500 m
上載荷重	$q =$	10.0 kN/m ²

$$\begin{aligned} KH' &= 0.328 \\ \theta_0 &= \tan^{-1} KH' \\ &= 18.16^\circ \\ \phi - \alpha - \theta_0 &= -14.7^\circ < 0 \end{aligned}$$

・地震時 (土と土)

$$\begin{aligned} A &= \cos^2 (\phi - \theta_0 - \theta) &= 0.958 \\ B &= \cos (\theta_0) * \cos^2 (\theta) * \cos (\theta + \theta_0 + \delta e_1) &= 0.795 \\ C &= \sin (\phi + \delta e_1) * \sin (\phi - \alpha - \theta_0) &= 0.000 \\ D &= \cos (\theta + \theta_0 + \delta e_1) \cos (\theta - \alpha) &= 0.749 \end{aligned}$$

$$Kea3 = A * 1 / \{ B * (1 + \sqrt{(C * 1 / D)})^2 \} = 1.205$$

・地震時 (土とコンクリート)

$$\begin{aligned} A &= \cos^2 (\phi - \theta_0 - i) &= 0.974 \\ B &= \cos (\theta_0) * \cos^2 (i) * \cos (i + \theta_0 + \delta e_2) &= 0.887 \\ C &= \sin (\phi + \delta e_2) * \sin (\phi - \alpha - \theta_0) &= 0.000 \\ D &= \cos (i + \theta_0 + \delta e_2) \cos (i - \alpha) &= 0.854 \end{aligned}$$

$$Kea4 = A * 1 / \{ B * (1 + \sqrt{(C * 1 / D)})^2 \} = 1.098$$

ケース1. 常時

主働土圧係数

(土と土)	Ka1 =	0.546
(土とコンクリート)	Ka2 =	0.555

ケース2. 地震時

・大気中部分

(土と土)	Kea1 =	1.020
(土とコンクリート)	Kea2 =	0.972

・水中部分

(土と土)	Kea3 =	1.205
(土とコンクリート)	Kea4 =	1.098

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
常時主働土圧係数(土と土)	$Ka1 =$	0.546
土圧作用深さ	$H =$	5.675 m
常時壁面摩擦角(土と土)	$\delta 1 =$	30 °
擁壁奥行き	$L =$	1.000 m

作用力

(水平分力)

$$Q_h = q * Ka1 * H * \cos(\delta + i) * L = 26.834 \text{ kN}$$

(鉛直分力)

$$Q_v = q * Ka1 * H * \sin(\delta + i) * L = 15.493 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離) $= 4.300 \text{ m}$

$X =$ 底版後肢端仮想背面位置

(鉛直距離)

$$Y = 1/2 * \text{土圧作用深さ}(H) = 2.838 \text{ m}$$

・裏込土による土圧 (揚圧力作用時)

裏込土の単位体積重量(大気中)	$\gamma_s =$	19.0 kN/m ³
裏込土の単位体積重量(水中)	$\gamma_{sw} =$	10.0 kN/m ³
常時主働土圧係数(土と土)	$Ka1 =$	0.546
大気中土層厚	$H1 =$	1.875 m
水中土層厚	$H2 =$	3.800 m
擁壁奥行き	$L =$	1.000 m
常時壁面摩擦角(土と土)	$\delta 1 =$	30 °

地下水位位置における土圧強度

$$p1 = \gamma_s * Ka1 * H1 * L = 19.451 \text{ kN/m}$$

$$p2 = \gamma_s * Ka1 * H1 * L = 19.451 \text{ kN/m}$$

基礎面位置における土圧強度

$$p3 = p2 + \gamma_{sw} * Ka1 * H2 * L = 40.199 \text{ kN/m}$$

作用力

(水平分力)

$$Ph1 = 1/2 * \{ p1 * H1 * \cos(\delta 1 + i) + (p2 + p3) * H2 * \cos(\delta 1 + i) \} = 113.943 \text{ kN}$$

(鉛直分力)

$$Pv1 = 1/2 * \{ p1 * H1 * \sin(\delta 1 + i) + (p2 + p3) * H2 * \sin(\delta 1 + i) \} = 65.785 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = \text{底版後肢端仮想背面位置} = 4.300 \text{ m}$$

(鉛直距離)

$$Y = \text{土圧荷重面積と重心位置の加乗平均により算出} = 2.060 \text{ m}$$

ケース2. 地震時

・裏込土による土圧 (揚圧力作用時)

裏込土の単位体積重量(大気中)	$\gamma_s =$	19.0 kN/m ³
裏込土の単位体積重量(水中)	$\gamma_{sw} =$	10.0 kN/m ³
地震時主働土圧係数(土と土)	$K_{ea1} =$	1.020
地震時主働土圧係数(水中、土と土)	$K_{ea3} =$	1.205
大気中土層厚	$H_1 =$	2.175 m
水中土層厚	$H_2 =$	3.500 m
地震時壁面摩擦角(土と土)	$\delta_{e1} =$	15°

地下水位位置における土圧強度

$$p_1 = \gamma_s * K_{ea1} * H_1 * L = 42.152 \text{ kN/m}$$
$$p_2 = \gamma_s * K_{ea3} * H_1 * L = 49.797 \text{ kN/m}$$

基礎面位置における土圧強度

$$p_3 = p_2 + \gamma_{sw} * K_{ea3} * H_2 * L = 91.972 \text{ kN/m}$$

作用力

(水平分力)

$$Ph_2 = 1/2 * \{ p_1 * H_1 * \cos(\delta_{e1} + i) + (p_2 + p_3) * H_2 * \cos(\delta_{e1} + i) \} = 283.920 \text{ kN}$$

(鉛直分力)

$$Pv_2 = 1/2 * \{ p_1 * H_1 * \sin(\delta_{e1} + i) + (p_2 + p_3) * H_2 * \sin(\delta_{e1} + i) \} = 76.076 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = \text{底版後肢端仮想背面位置} = 4.300 \text{ m}$$

(鉛直距離)

$$Y = \text{土圧荷重面積と重心位置の加乗平均により算出} = 1.990 \text{ m}$$

4-1-4. 水圧の計算

ケース1. 常時

水の単位体積重量	$\gamma_w =$	10.0 kN/m ³
壁背面の水位高	WB1 =	3.800 m
壁前面と背面の水位差	WB1' =	2.300 m
擁壁奥行き	L =	1.000 m

水圧力

$$Wh1 = \gamma_w * (2 * WB1 - WB1') * WB1' / 2 * L = 60.950 \text{ kN}$$

作用位置

(鉛直距離) 縦壁前面水圧と背面水圧それぞれの重心位置の加乗平均により算出

$$Y = 1.408 \text{ m}$$

ケース2. 地震時

水の単位体積重量	$\gamma_w =$	10.0 kN/m ³
壁背面の水位高	WB2 =	3.500 m
壁前面と背面の水位差	WB2' =	2.000 m
擁壁奥行き	L =	1.000 m

水圧力

$$Wh2 = \gamma_w * (2 * WB2 - WB2') * WB2' / 2 * L = 50.000 \text{ kN}$$

作用位置

(鉛直距離)

$$Y = \text{縦壁前面水圧と背面水圧それぞれの重心位置の加乗平均により算出} = 1.317 \text{ m}$$

4-1-5. 水重の計算

ケース1. 常時

	b(m)	h(m)	L(m)	γ c	Nw1(kN)	x(m)		M _{x1} (kN・m)	
(前肢部)									
①	0.600	* 0.900	* 1.000	* 10.0	5.400	0.300		1.620	
②	0.000	* 0.900 / 2	* 1.000	* 10.0	0.000	0.600		0.000	
(後肢部)									
③	3.200	* 3.200	* 1.000	* 10.0	102.400	2.700		276.480	
④	0.141	* 3.200 / 2	* 1.000	* 10.0	2.256	1.053		2.376	
Σ					110.056			280.476	

作用力

(鉛直力)

$$Nw1 = 110.056 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = \Sigma M_{x1} / \Sigma Nw1 = 2.548 \text{ m}$$

ケース2. 地震時

	b(m)	h(m)	L(m)	γ c	Nw2(kN)	x(m)		M _{x2} (kN・m)	
(前肢部)									
①	0.600	* 0.900	* 1.000	* 10.0	5.400	0.300		1.620	
②	0.000	* 0.900 / 2	* 1.000	* 10.0	0.000	0.600		0.000	
(後肢部)									
③	3.200	* 2.900	* 1.000	* 10.0	92.800	2.700		250.560	
④	0.128	* 2.900 / 2	* 1.000	* 10.0	1.856	1.057		1.962	
Σ					100.056			254.142	

作用力

(鉛直力)

$$Nw2 = 100.056 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = \Sigma M_{x2} / \Sigma Nw2 = 2.540 \text{ m}$$

4-1-6. 揚圧力の計算

ケース1. 常時

水の単位体積重量	$\gamma_w =$	10.0 kN/m ³
底版幅	$B =$	4.300 m
擁壁奥行き	$L =$	1.000 m
壁背面の水位高	$WB1 =$	3.800 m
壁前面と背面の水位差	$WB1' =$	2.300 m

揚圧力

$$U1 = 1 / 2 * (2 * WB1 - WB1') * \gamma_w * B * L = 113.950 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = \text{揚圧力矩形部、三角形部それぞれの重心位置の加乗平均により算出} = 2.461 \text{ m}$$

ケース2. 地震時

水の単位体積重量	$\gamma_w =$	10.0 kN/m ³
底版幅	$B =$	4.300 m
擁壁奥行き	$L =$	1.000 m
壁背面の水位高	$WB2 =$	3.500 m
壁前面と背面の水位差	$WB2' =$	2.000 m

揚圧力

$$U2 = 1 / 2 * (2 * WB2 - WB2') * \gamma_w * B * L = 107.500 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = \text{揚圧力矩形部、三角形部それぞれの重心位置の加乗平均により算出} = 2.437 \text{ m}$$

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	98.613	1.671	164.782
裏込土重量	170.676	2.824	481.989
過載荷重	10.000	3.800	38.000
過載荷重による土圧	15.493	4.300	66.620
裏込土による土圧	65.785	4.300	282.876
水重	110.056	2.548	280.423
揚圧力	-113.950	2.461	-280.431
合計	356.673		1034.259

・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	26.834	2.838	76.155
裏込土による土圧	113.943	2.060	234.723
水圧力	60.950	1.408	85.818
合計	201.727		396.696

(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

$$V = 356.673 \text{ kN}$$

底版下面前端を中心とする鉛直荷重によるモーメント

$$M_x = 1034.259 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

底版下面前端を中心とする水平荷重によるモーメント

$$M_y = 396.696 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

底版幅

$$B = 4.300 \text{ m}$$

転倒安定許容条件 : $e \leq 1/6 * B$

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

$$= 1.788 \text{ m}$$

$$e = B / 2 - X$$

$$= 0.362 \text{ m}$$

$$\text{許容値} \quad 1/6 * B = 0.717 \text{ m}$$

$$- 1/6 * B = -0.717 \text{ m}$$

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

$$V = 356.673 \text{ kN}$$

底版下面に作用する水平荷重

$$H = 201.727 \text{ kN}$$

摩擦係数 $\text{TAN}(\phi B) = 0.577$

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

$$= 1.02$$

$$\text{許容値} \quad FA = 1.5$$

滑動検討結果の判定 NG

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

$$V = 356.673 \text{ kN}$$

底版幅

$$B = 4.300 \text{ m}$$

e : 荷重の偏心距離

擁壁奥行き

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

$$Q1 = (V / B * L) * (1 + 6 * e / B) = 124.845 \text{ kN/m2}$$

$$Q2 = (V / B * L) * (1 - 6 * e / B) = 41.049 \text{ kN/m2}$$

$$\text{許容支持力} \quad QA = 200 \text{ kN/m2}$$

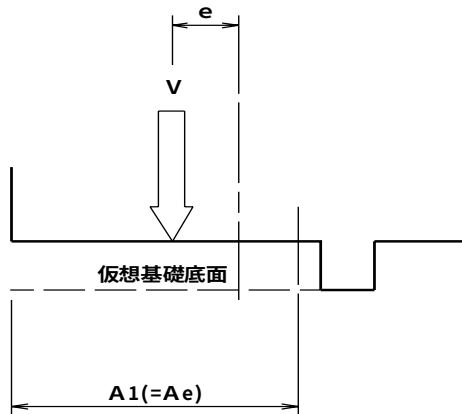
支持力検討結果の判定 OK

(3) 突起によるせん断抵抗力

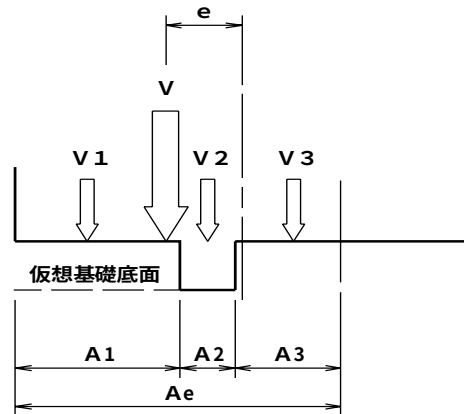
突起を設けた場合のせん断抵抗力の計算式は、以下による。

$$H_u = (cA_1 + V_1 \tan \phi) + (V_2 + V_3) * \tan \phi B$$

ここに



① 突起が有効載荷面外にある場合



② 突起が有効載荷面内にある場合

有効載荷面積 $A_e = (B - 2 * e) * L$

B : 底版幅 $B = 4.300 \text{ m}$

e : 荷重の偏心距離 $e = 0.362 \text{ m}$

$$A_e = (4.300 - 2 * 0.362) * 1.000 = 3.576 \text{ m}^2$$

突起の前肢前端からの距離 $A_1 = 2.700 \text{ m}$

従って、「② 突起が有効載荷面内にある場合」にて計算を行う。

$$A_1 = 2.700 * 1.000 = 2.700 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.500 * 1.000 = 0.500 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 0.376 * 1.000 = 0.376 \text{ m}^2$$

鉛直荷重 $V = (4-2-1. \text{ 常時 (1) 荷重の集計より}) = 356.673 \text{ kN}$

$$V_1 = A_1 / A_e * V = 269.300 \text{ kN}$$

$$V_2 = A_2 / A_e * V = 49.870 \text{ kN}$$

$$V_3 = A_3 / A_e * V = 37.503 \text{ kN}$$

地盤の粘着力 $C = (\text{考慮しない}) = 0.000 \text{ kN/m}^2$

地盤のせん断抵抗角 $\tan \phi = (\phi = 45^\circ) = 1.000$

基礎底面と地盤の間の摩擦角 $\tan \phi B = (\phi B = 2/3 \phi) = 0.577$

以上より、せん断抵抗力 H_u は、

$$H_u = 269.300 * 1.000 + (49.870 + 37.503) * \tan \phi B \quad 0.577 = 319.714 \text{ kN}$$

底版の水平力 (安定計算結果より) $H_b = 201.727 \text{ kN}$

従って

滑動の安全率

$$F = H_u / H_b = 319.714 / 201.727 = 1.58 (\geq 1.5 \text{ OK})$$

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	98.613	1.671	164.782
裏込土重量	179.684	2.814	505.631
裏込土による土圧	76.076	4.300	327.127
水重	100.056	2.540	254.142
揚圧力	-107.500	2.437	-261.978
合計	346.929		989.704

・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)	19.723	0.982	19.368
裏込め土 (Kh= 0.2)	35.937	3.099	111.369
裏込土による土圧	283.920	1.990	565.001
水圧力	50.000	1.317	65.850
合計	389.580		761.588

(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

$$V = 346.929 \text{ kN}$$

底版下面前端を中心とする鉛直荷重によるモーメント

$$M_x = 989.704 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

底版下面前端を中心とする水平荷重によるモーメント

$$M_y = 761.588 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

底版幅

$$B = 4.300 \text{ m}$$

転倒安定許容条件 : $e \leq 1/3 * B$

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

$$= 0.658 \text{ m}$$

$$e = B / 2 - X$$

$$= 1.492 \text{ m}$$

$$\text{許容値} \quad 1/3 * B = 1.433 \text{ m}$$

$$- 1/3 * B = -1.433 \text{ m}$$

転倒検討結果の判定 NG

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

$$V = 346.929 \text{ kN}$$

底版下面に作用する水平荷重

$$H = 389.580 \text{ kN}$$

摩擦係数 $\text{TAN}(\phi B) = 0.577$

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

$$= 0.514$$

$$\text{許容値} \quad FA = 1.2$$

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。

$$x = 3 * (1/2 * 4.300 - 1.492) = 1.974 \text{ m} \leq B (4.300 \text{ m})$$

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 $V = 346.929 \text{ kN}$

擁壁奥行き $L = 1.000 \text{ m}$

$$Q_{\max} = V * 2 / (L * x) = 351.498 \text{ kN/m}^2$$

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

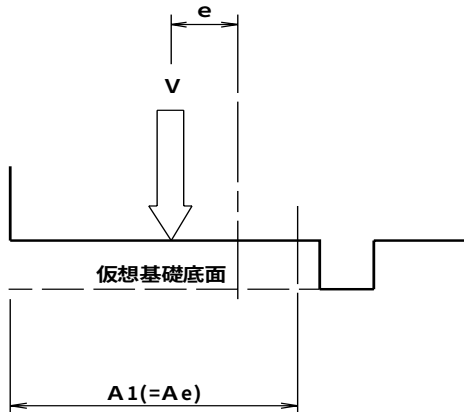
支持力検討結果の判定 OK

(3) 突起によるせん断抵抗力

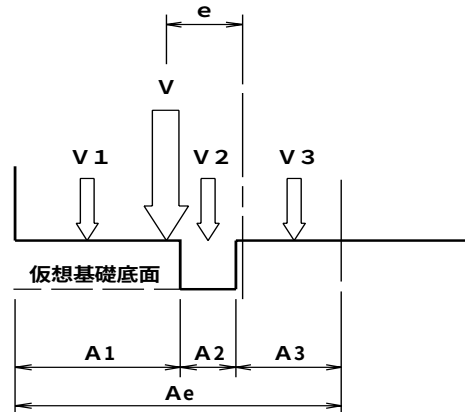
突起を設けた場合のせん断抵抗力の計算式は、以下による。

$$H_u = (cA_1 + V_1 \tan \phi) + (V_2 + V_3) * \tan \phi B$$

ここに



① 突起が有効載荷面外にある場合



② 突起が有効載荷面内にある場合

有効載荷面積 $A_e = (B - 2 * e) * L$

B : 底版幅 $B = 4.300 \text{ m}$

e : 荷重の偏心距離 $e = 1.492 \text{ m}$

$$A_e = (4.300 - 2 * 1.492) * 1.000 = 1.316 \text{ m}^2$$

突起の前肢前端からの距離 $A_1 = 2.700 \text{ m}$

従って、「① 突起が有効載荷面外にある場合」にて計算を行う。

$$A_1 = 1.316 * 1.000 = 1.316 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.000 * 1.000 = 0.000 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 0.000 * 1.000 = 0.000 \text{ m}^2$$

鉛直荷重 $V = (4-2-2. \text{地震時 (1) 荷重の集計より}) = 346.929 \text{ kN}$

$$V_1 = A_1 / A_e * V = 346.929 \text{ kN}$$

$$V_2 = A_2 / A_e * V = 0.000 \text{ kN}$$

$$V_3 = A_3 / A_e * V = 0.000 \text{ kN}$$

地盤の粘着力 $C = (\text{考慮しない}) = 0.000 \text{ kN/m}^2$

地盤のせん断抵抗角 $\tan \phi = (\phi = 45^\circ) = 1.000$

基礎底面と地盤の間の摩擦角 $\tan \phi B = (\phi B = 2/3 \phi) = 0.577$

以上より、せん断抵抗力 H_u は、

$$H_u = 346.929 * 1.000 + (0.000 + 0.000) * \tan \phi B = 346.929 \text{ kN}$$

底版の水平力 (安定計算結果より) $H = 389.580 \text{ kN}$

従って

滑動の安全率

$$F = H_u / H = 346.929 / 389.580 = 0.89 \quad (< 1.2 \text{ NG})$$

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

$$Q_u = A_e * (\alpha * K * C * N_c + K * q * N_q + 1/2 * \gamma_1 * \beta * B_e * N_r)$$

(2) 許容支持力

$$Q_A = Q_u / a$$

ここに

Q_u : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力(kN)

C : 地盤の粘着力 (考慮しない) = 0.000 kN/m²

q : 上載荷重 (kN/m²)

$$q = \gamma_2 * D_f = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

γ_1 : 支持地盤の単位重量 (地下水位以下は水中単位重量) = 10.0 kN/m²

γ_2 : 根入れ地盤の単位重量 (地下水位以下は水中単位重量) = 10.0 kN/m²

A_e : 有効載荷面積 (m²)

B_e : 偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2 * e$$

B : 基礎幅 (m)

e : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ(m) = 1.000 m

α, β : 基礎の形状係数

$$\alpha = 1.0$$

$$\beta = 1.0$$

K : 根入れ効果に対する割増し係数

$$K = 1 + 0.3 * D_f / B_e$$

D_f' : 支持地盤の根入れ深さ(m) = 0.600 m

N_c, N_q, N_r : 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

$\tan \theta$: 荷重の傾斜

$$\tan \theta = H_B / V$$

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN) (4-2. 安定の検討より)

H_B : 基礎底面に作用する水平荷重(kN) (4-2. 安定の検討より)

ケース1. 常時

$$\begin{aligned}
 Be &= B - 2 * e \\
 B &: \text{底版幅} & B &= 4.300 \text{ m} \\
 e &: \text{荷重の偏心距離} & e &= 0.362 \text{ m} \\
 &= 4.300 - 2 * 0.362 & &= 3.576 \text{ m} \\
 Ae &= Be * L \\
 L &: \text{擁壁奥行き} & L &= 1.000 \text{ m} \\
 &= 3.576 * 1.000 & &= 3.576 \text{ m}^2 \\
 K &= 1 + 0.3 * Df / Be \\
 &= 1 + 0.3 * 0.600 / 3.576 & &= 1.050 \\
 \tan \theta &= HB / V = 0.566 \\
 V &: \text{基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)} \\
 &\quad (4-2-1. 常時 (1) 荷重の集計より) & &= 356.673 \text{ kN} \\
 HB &: \text{基礎底面に作用する水平荷重(kN)} \\
 &\quad (4-2-1. 常時 (1) 荷重の集計より) & &= 201.727 \text{ kN} \\
 Nq &= 27.0 \quad (\text{支持力係数 } Nq \text{ を求めるグラフより}) \\
 Nr &= 14.0 \quad (\text{支持力係数 } N\gamma \text{ を求めるグラフより})
 \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned}
 Qu &= 1908.9 \text{ kN} \\
 Qa &= 636.3 \text{ kN} & \text{作用鉛直力 } V &= 356.673 \text{ kN} \\
 & & \text{支持地盤検討結果の判定} & \quad \quad \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

ケース2. 地震時

$$\begin{aligned}
 Be &= B - 2 * e \\
 B &: \text{底版幅} & B &= 4.300 \text{ m} \\
 e &: \text{荷重の偏心距離} & e &= 1.492 \text{ m} \\
 &= 4.300 - 2 * 1.492 & &= 1.316 \text{ m} \\
 Ae &= Be * L \\
 L &: \text{擁壁奥行き} & L &= 1.000 \text{ m} \\
 &= 1.316 * 1.000 & &= 1.316 \text{ m}^2 \\
 K &= 1 + 0.3 * Df / Be \\
 &= 1 + 0.3 * 0.600 / 1.316 & &= 1.137 \\
 \tan \theta &= HB / V = 1.123 \\
 V &: \text{基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)} \\
 &\quad (4-2-2. 地震時 (1) 荷重の集計より) & &= 346.929 \text{ kN} \\
 HB &: \text{基礎底面に作用する水平荷重(kN)} \\
 &\quad (4-2-2. 地震時 (1) 荷重の集計より) & &= 389.580 \text{ kN} \\
 Nq &= 3.8 \quad (\text{支持力係数 } Nq \text{ を求めるグラフより}) \\
 Nr &= 0.7 \quad (\text{支持力係数 } N\gamma \text{ を求めるグラフより})
 \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned}
 Qu &= 62.9 \text{ kN} \\
 Qa &= 31.5 \text{ kN} & \text{作用鉛直力 } V &= 346.929 \text{ kN} \\
 & & \text{支持地盤検討結果の判定} & \quad \quad \quad \text{NG}
 \end{aligned}$$

4-4. 安定計算総括表

		転倒(m)	滑 動		地盤 反力度 (kN/m2)	極限 支持力 (kN)
		(m)	滑動	突起有		
CASE - 1 (常時 + 揚圧力)	計算値	0.362	1.020	1.580	124.845	356.673
	許容値	0.717	1.5	1.5	200	636.300
	判 定	OK	NG	OK	OK	OK
CASE - 2 (地震時 + 揚圧力)	計算値	1.492	0.514	0.890	248.648	346.929
	許容値	1.433	1.2	1.2	300	31.500
	判 定	NG	NG	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)	γ	Nc(m2)		y(m)		My(kN·m)	
①	0.350	*	3.400	*	1.000	*	24.5	29.155		1.700	49.564
②	0.000	*	3.400	/ 2	*	1.000	*	24.5	0.000	1.133	0.000
③	0.150	*	3.400	/ 2	*	1.000	*	24.5	6.248	1.133	7.079
Σ							35.403				56.643

作用力

(鉛直力)

$$N_{cv} = 35.403 \text{ kN}$$

(地震時水平力)

$$H_{ch} = N_c * 0.20$$

$$= 7.081 \text{ kN}$$

作用位置

(鉛直距離)

$$y = \Sigma My / \Sigma N_c = 1.600 \text{ m}$$

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)

$$K_{a2} = 0.555$$

ケース2. 地震時

(土とコンクリート)

$$K_{ea2} = 0.972$$

・水中部分

(土とコンクリート)

$$K_{ea4} = 1.098$$

(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)	$Ka2 = 0.555$
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)	$\delta 2 = 10^\circ$
壁背面と鉛直面とのなす角(度)	$i = 2.53^\circ$
擁壁奥行き	$L = 1.000 \text{ m}$

作用力

(水平分力)

$$Qh = q * Ka2 * H * \cos(\delta 2 + i) * L = 18.421 \text{ kN}$$

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 (揚圧力作用時)

裏込土の単位体積重量(大気中)	$\gamma s = 19.0 \text{ kN/m}^3$
裏込土の単位体積重量(水中)	$\gamma sw = 10.0 \text{ kN/m}^3$
常時主働土圧係数(土とコンクリート)	$Ka2 = 0.555$
大気中土層厚	$H1 = 0.200 \text{ m}$
水中土層厚(底版上面より)	$H2 = 3.200 \text{ m}$
擁壁奥行き	$L = 1.000 \text{ m}$
常時壁面摩擦角(土とコンクリート)	$\delta 2 = 10^\circ$
壁背面と鉛直面とのなす角(度)	$i = 2.53^\circ$

地下水位位置における土圧強度

$$p1 = \gamma s * Ka2 * H1 * L = 2.109 \text{ kN/m}$$

$$p2 = \gamma s * Ka2 * H1 * L = 2.109 \text{ kN/m}$$

縦壁付け根位置における土圧強度

$$p3 = p2 + \gamma sw * Ka2 * H2 * L = 19.869 \text{ kN/m}$$

作用力

(水平分力)

$$P1 = 1/2 * \{ p1 * H1 * \cos(\delta 2 + i) + (p2 + p3) * H2 * \cos(\delta 2 + i) \} = 34.533 \text{ kN}$$

作用位置

(鉛直距離)

$$y = \text{土圧荷重面積と重心位置の加乗平均により算出} = 1.182 \text{ m}$$

ケース2. 地震時

・裏込土による土圧 (揚圧力作用時)

裏込土の単位体積重量(大気中)	$\gamma_s =$	19.0 kN/m ³
裏込土の単位体積重量(水中)	$\gamma_{sw} =$	10.0 kN/m ³
地震時主動土圧係数(土とコンクリート)	$K_{ea2} =$	0.972
地震時主動土圧係数(水中、土とコンクリート)	$K_{ea4} =$	1.098
大気中土層厚	$H_1 =$	0.500 m
水中土層厚(底版上面より)	$H_2 =$	2.900 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)	$\delta_{e2} =$	0 °
壁背面と鉛直面とのなす角(度)	$i =$	2.53 °

地下水位位置における土圧強度

$$p_1 = \gamma_s * K_{ea2} * H_1 * L = 9.234 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = \gamma_s * K_{ea4} * H_1 * L = 10.431 \text{ kN/m}$$

縦壁付け根位置における土圧強度

$$p_3 = p_2 + \gamma_{sw} * K_{ea4} * H_2 * L = 42.273 \text{ kN/m}$$

作用力

(水平分力)

$$Ph_2 = 1/2 * \{ p_1 * H_1 * \cos(\delta_{e2} + i) + (p_2 + p_3) * H_2 * \cos(\delta_{e2} + i) \} = 78.653 \text{ kN}$$

作用位置

(鉛直距離)

$$y = \text{土圧荷重面積と重心位置の加乗平均により算出} = 1.214 \text{ m}$$

5-1-3. 水圧の計算

ケース1. 常時

水の単位体積重量	$\gamma_w =$	10.0	kN/m ³
壁背面の水位高(底版上面より)	WB1 =	3.200	m
壁前面と背面の水位差	WB1' =	2.300	m
擁壁奥行き	L =	1.000	m

水圧力

$$Wh1 = \gamma_w * (2 * WB1 - WB1') * WB1' / 2 * L = 47.150 \text{ kN}$$

作用位置

(鉛直距離) 縦壁前面水圧と背面水圧それぞれの重心位置の加乗平均により算出

$$Y = 1.133 \text{ m}$$

ケース2. 地震時

水の単位体積重量	$\gamma_w =$	10.0	kN/m ³
壁背面の水位高(底版上面より)	WB2 =	2.900	m
壁前面と背面の水位差	WB2' =	2.000	m

水圧力

$$Wh2 = \gamma_w * (2 * WB2 - WB2') * WB2' / 2 * L = 38.000 \text{ kN}$$

作用位置

(鉛直距離) 縦壁前面水圧と背面水圧それぞれの重心位置の加乗平均により算出

$$Y = 1.038 \text{ m}$$

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	18.421	1.700	31.316
裏込土による土圧	34.533	1.182	40.818
水圧力	47.150	1.133	53.421
合計	100.104		125.555

曲げモーメント $M = 125.555 \text{ kN} \cdot \text{m}$

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	7.081	1.600	11.330
裏込土による土圧	78.653	1.214	95.485
水圧力	38.000	1.038	39.444
合計	123.734		146.259

曲げモーメント $M = 146.259 \text{ kN} \cdot \text{m}$

5-3. 断面計算

・応力

曲げモーメント $M = 125.555 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (CASE - 1 より)
せん断力 $S = 100.104 \text{ kN}$ (CASE - 1 より)

・断面寸法

部材幅 $B = 100.0 \text{ cm}$
部材高 $H = 50.0 \text{ cm}$
有効高 $D = 40.0 \text{ cm}$
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 $\sigma_c = 4.7 \text{ N/cm}$ ($\sigma_{ca} = 7.8 \text{ N/cm}$)
引張応力度 $\sigma_s = 116 \text{ N/cm}$ ($\sigma_{sa} = 160 \text{ N/cm}$)
せん断力応力度 $\tau = 0.3 \text{ N/cm}$ ($\tau_a = 0.38 \text{ N/cm}$)

5-4. 最小鉄筋量

最小鉄筋量については、「道路橋示方書・同解説、IV下部構造編」にもとずいて計算を行った。

(1) $M_c \geq 1.7 \cdot M$ から決まる最小鉄筋量

・ひびわれモーメント M_c の算出

ひびわれモーメント M_c は以下の式により算出する

$$M_c = Z_c (\sigma'_{ck} + N / A_c)$$

M_c : ひびわれモーメント (kN・m)

Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³)

σ'_{ck} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)

$$\sigma'_{ck} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

N : 軸方向力 (kN)

A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²)

M : 設計曲げモーメント (kN・m)

b	部材断面幅	mm	1000
h	部材断面厚	mm	500
Z_c	$1/6 \cdot b \cdot h^2$	mm ³	41667000
A_c	$b \cdot h$	mm ²	500000
σ_{ck}		N/mm ²	23.5
σ'_{ck}	$0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$	N/mm ²	1.887
N	(考慮していない)	kN	0.000
M	(5-2 荷重の集計より)	kN・m	125.555
M_c (ひびわれモーメント)		kN・m	78.626
$1.7 \cdot M$		kN・m	213.44
判 定		$M_c \leq 1.7 \cdot M$ NO	

上記検討結果により、 $M_c \leq 1.7 \cdot M$ となるので、 $M_u \geq M_c$ となる鉄筋量を以下に求め、断面計算の鉄筋量にて満足できるか検討する。

・最小必要鉄筋量の判定

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \left\{ D - \frac{1}{2} \cdot A_s \cdot \sigma_{sy} / (0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot B) \right\}$$

上の式より、逆算をして A_s を求める。その際、

$$M_u (\text{最大抵抗曲げモーメント}) = M_c (\text{ひび割れモーメント})$$

と仮定して、最小必要鉄筋量 A_s を求め、断面計算で算出された必要鉄筋量と比較し、判定する。

M_u : 最大抵抗曲げモーメント (kN・m)

A_s : 軸方向引張り鉄筋の全断面積 (mm²)

σ_{sy} : 軸方向引張り鉄筋の降伏点 (N/mm²)

D : 部材断面の有効高 (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

B : 部材断面幅 (mm)

M_u	終局曲げモーメント	kN・m	78.626
B	部材断面幅	mm	1000
D	部材断面の有効高	mm	400
σ_{sy}		N/mm ²	345
σ_{ck}		N/mm ²	23.5
AA	$0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot B$	(N/mm)	19975
$A_s(1)$	$AA \cdot \{D + \sqrt{(D^2 - 2 \cdot M_u \cdot 1 / AA)}\} / \sigma_{sy}$	mm ²	45742
$A_s(2)$	$AA \cdot \{D - \sqrt{(D^2 - 2 \cdot M_u \cdot 1 / AA)}\} / \sigma_{sy}$	mm ²	577
判 定	必要鉄筋量 D 22 8.00 本	mm ²	3097
	最小必要鉄筋量	mm ²	577
			OK

(2) $A_s \geq 0.008 \cdot A$ から決まる最小鉄筋量

軸力 $N \leq 0$ であることから、この規定にはよらないものとする。

5-5. 鉄筋段落としての計算

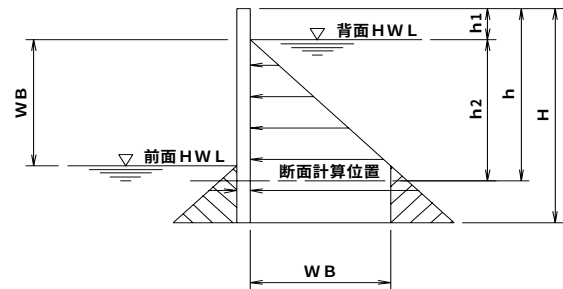
(1) 応力算出の計算式

γ_c : 鉄筋コンクリート単位体積重量
 γ_s : 裏込土大気中単位体積重量
 γ_{sw} : 裏込土水中単位体積重量
 γ_w : 水の単位体積重量

K_h : 設計水平震度
 K_{a2} : 常時主働土圧係数
 K_{ea2} : 地震時主働土圧係数
 K_{ea4} : 地震時水中主働土圧係数
 δ_2 : 常時壁面摩擦角(土とコンクリート)
 δ_{e2} : 地震時壁面摩擦角(土とコンクリート)
 i : 壁背面と鉛直面とのなす角(度)

H : 縦壁の高さ(m)
 t : 壁の天端厚(m)
 L : 奥行き長

h_1 : 地表面より地下水位まで(m)
 h_2 : 地下水位より断面計算位置まで(m)
 h : 壁天端から計算位置まで(m)
 WB : 水位差(背面水位 - 前面水位)(m)



a. 躯体水平力によるモーメント

・地震時

$$\begin{aligned}
 \text{壁前傾斜部 } w_1(\text{水平荷重}) &= 1/2 * i(\text{斜率}) * h^2 * \gamma_c * K_H * L \\
 m_1(\text{モーメント}) &= w_1 * 1/3 * h \\
 \text{壁中心部 } w_2(\text{水平荷重}) &= t * h * \gamma_c * K_H * L \\
 m_2(\text{モーメント}) &= w_2 * 1/2 * h \\
 \text{壁前傾斜部 } w_3(\text{水平荷重}) &= 1/2 * i(\text{斜率}) * h^2 * \gamma_c * K_H * L \\
 m_3(\text{モーメント}) &= w_3 * 1/3 * h
 \end{aligned}$$

b. 過載荷重によるモーメント

$$m_2(\text{モーメント}) = P(\text{安定計算値}) * 1/H * 1/2 * h^2 * L$$

c. 土圧によるモーメント

ケース1. 常時

$$\begin{aligned}
 m_3(\text{大気中部分モーメント}) &= \{ 1/2 * \gamma_s * K_{a2} * h_1^2 * \cos(\delta_2 + i) * 1/3 * h_1 \} * L \\
 m_4(\text{水中部分モーメント}) &= \{ 1/2 * \gamma_s * K_{a2} * h_1^2 * \cos(\delta_2 + i) * (1/3 * h_1 + h_2) \\
 &\quad + \gamma_s * K_{a2} * h_1 * h_2 * \cos(\delta_2 + i) * 1/2 * h_2 \\
 &\quad + 1/2 * \gamma_{sw} * K_{a2} * h_2^2 * \cos(\delta_2 + i) * 1/3 * h_2 \} * L
 \end{aligned}$$

ケース2. 地震時

$$\begin{aligned}
 m_3(\text{大気中部分モーメント}) &= \{ 1/2 * \gamma_s * K_{ea2} * h_1^2 * \cos(\delta_{e2} + i) * 1/3 * h_1 \} * L \\
 m_4(\text{水中部分モーメント}) &= \{ 1/2 * \gamma_s * K_{ea2} * h_1^2 * \cos(\delta_{e2} + i) * (1/3 * h_1 + h_2) \\
 &\quad + \gamma_s * K_{ea4}(\text{見掛け}) * h_1 * h_2 * \cos(\delta_{e2} + i) * 1/2 * h_2 \\
 &\quad + 1/2 * \gamma_{sw} * K_{ea4}(\text{見掛け}) * h_2^2 * \cos(\delta_{e2} + i) \\
 &\quad * 1/3 * h_2 \} * L
 \end{aligned}$$

d. 水圧によるモーメント

$$\begin{aligned}
 m_5(\text{前面水位上のモーメント}) &= (1/2 * \gamma_w * h_2^2 * 1/3 * h_2) * L \\
 m_6(\text{前面水位下のモーメント}) &= \{ 1/2 * \gamma_w * WB^2 * (1/3 * WB + h_2 - WB) \\
 &\quad + WB * \gamma_w * 1/2 * (h_2 - WB)^2 \} * L
 \end{aligned}$$

(2) 応力の計算と集計

縦壁の高さ	H	=	3.400	
裏込土の単位体積重量(大気中)	γ_s	=	19.0	kN/m ³
裏込土の単位体積重量(水中)	γ_{sw}	=	10.0	kN/m ³
擁壁奥行き	L	=	1.000	m

ケース1. 常時

常時主働土圧係数(土とコンクリート)	Ka2	=	0.555	
大気中土層厚	H1	=	0.200	m
水中土層厚(底版上面より)	H2	=	3.200	m
水位差(背面水位 - 前面水位)	WB	=	2.300	m
常時壁面摩擦角(土とコンクリート)	δ_2	=	10	°

・ 各断面計算位置の曲げモーメントの算出

縦壁分割高(m)		h 1	h 2	過載荷重	土圧	水圧	ΣM
壁下端より	壁上端より	(m)	(m)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)
3.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.720	0.680	0.200	0.480	1.253	0.450	0.184	1.887
2.040	1.360	0.200	1.160	5.011	3.047	2.601	10.659
1.360	2.040	0.200	1.840	11.274	9.503	10.383	31.160
0.680	2.720	0.200	2.520	20.042	21.520	26.654	68.216
0.000	3.400	0.200	3.200	31.300	40.802	53.398	125.500

ケース2. 地震時

地震時主働土圧係数(土とコンクリート)	Kea2	=	0.972	
地震時(水中)主働土圧係数(土とコンクリート)	Kea4	=	1.098	
大気中土層厚	H1	=	0.500	m
水中土層厚(底版上面より)	H2	=	2.900	m
水位差(背面水位 - 前面水位)	WB	=	2.000	m
地震時壁面摩擦角(土とコンクリート)	δ_2	=	0	°

・ 各断面計算位置の曲げモーメントの算出

縦壁分割高(m)		h 1	h 2	過載荷重	土圧	水圧	ΣM
壁下端より	壁上端より	(m)	(m)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)
3.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.720	0.680	0.500	0.180	0.408	0.979	0.010	1.397
2.040	1.360	0.500	0.860	1.677	7.384	1.060	10.121
1.360	2.040	0.500	1.540	3.874	22.970	6.087	32.931
0.680	2.720	0.500	2.220	7.069	51.186	18.217	76.472
0.000	3.400	0.500	2.900	11.329	95.480	39.433	146.242

(3) 縦壁抵抗モーメントの算出

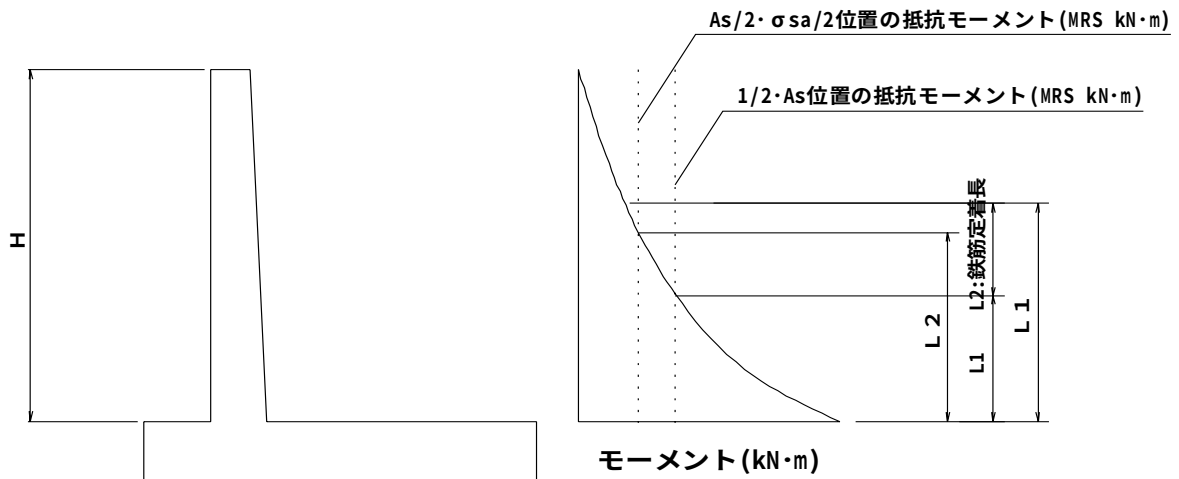
・常時

項 目	記号	単位	部材厚さ 350		部材厚さ 500	
			As/2	As/2* σ_{sa} /2	As/2	As/2* σ_{sa} /2
部材幅	B	cm	100	100	100	100
部材高	H	cm	35	35	50	50
構造中心から引張鉄筋までの距離	C	cm	7.5	7.5	15.0	15.0
	J	cm	0.0	0.0	0.0	0.0
引張鉄筋量	As	cm ²	D 22 4.00	D 22 4.00	D 22 4.00	D 22 4.00
			15.48	15.48	15.48	15.48
許容応力度 (コンクリート)	σ_{ca}	N/mm ²	7.80	7.80	7.80	7.80
許容応力度 (鉄筋)	σ_{sa}	N/mm ²	160.0	80.0	160.0	80.0
中立軸	X 1	cm	8.701	8.701	11.505	11.505
	X 2	cm	8.701	8.701	11.505	11.505
抵抗モーメント (コンクリート)	MR _c	kN・m	74.99	74.99	162.27	162.27
抵抗モーメント (鉄筋)	MR _s	kN・m	54.75	27.38	89.60	44.80

・地震時

項 目	記号	単位	部材厚さ 350		部材厚さ 500	
			As/2	As/2* σ_{sa} /2	As/2	As/2* σ_{sa} /2
部材幅	B	cm	100	100	100	100
部材高	H	cm	35	35	50	50
構造中心から引張鉄筋までの距離	C	cm	7.5	7.5	15.0	15.0
	J	cm	0.0	0.0	0.0	0.0
引張鉄筋量	As	cm ²	D 22 4.00	D 22 4.00	D 22 4.00	D 22 4.00
			15.48	15.48	15.48	15.48
許容応力度 (コンクリート)	σ_{ca}	N/mm ²	11.70	11.70	11.70	11.70
許容応力度 (鉄筋)	σ_{sa}	N/mm ²	300.0	150.0	300.0	150.0
中立軸	X 1	cm	8.7	8.7	11.5	11.5
	X 2	cm	8.7	8.7	11.5	11.5
抵抗モーメント (コンクリート)	MR _c	kN・m	112.49	112.49	243.41	243.41
抵抗モーメント (鉄筋)	MR _s	kN・m	102.66	51.33	167.99	84.00

(4) 段落とし位置



ケース1. 常時

・ $1/2 \cdot A_s$ の抵抗モーメントから算出される段落とし位置

$$L1 = L1 + L2$$

$L1$: $1/2 \cdot A_s$ の抵抗モーメントと、設計曲げモーメントの交点と、壁付け根までの距離。

$$L2 : 35 \cdot \phi$$

$$\text{抵抗モーメント MRs} = 89.60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

常時の曲げモーメント計算結果の表より、

抵抗モーメント位置は、縦壁下端位置より $0.000 \text{ m} < L1 < 0.680 \text{ m}$

従って、計算結果の表から、比例配分で交点 $L1$ の近似値を求めると、

$$L1 = 0.426 \text{ m}$$

$$L2 = 35 \cdot D \ 22 = 770 \text{ mm}$$

以上より、

$$L1 = 0.426 + 0.770 = 1.196 \text{ m}$$

・ $1/2 \cdot A_s \cdot 1/2 \cdot \sigma_{sa}$ の抵抗モーメントから算出される段落とし位置

$L2$: 鉄筋の許容応力度の $1/2$ かつ、 $1/2 \cdot A_s$ の抵抗モーメントと、設計曲げモーメントの交点から、壁付け根までの距離。

$$\text{抵抗モーメント MRs} = 44.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

常時の曲げモーメント計算結果の表より、

抵抗モーメント位置は、縦壁下端位置より $0.680 \text{ m} < L2 < 1.360 \text{ m}$

従って、計算結果の表から、比例配分で交点 $L2$ の近似値を求めると、

$$L2 = 1.110 \text{ m}$$

以上より、常時における縦壁の断落とし位置は、底版上面より

1.20 m 以上

ケース2. 地震時

・ $1/2 \cdot A_s$ の抵抗モーメントから算出される段落とし位置

$$L1 = L1 + L2$$

L1 : $1/2 \cdot A_s$ の抵抗モーメントと、設計曲げモーメントの
交点と、壁付け根までの距離。

$$L2 : 35 \cdot \phi$$

$$\text{抵抗モーメント MRs} = 167.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

地震時の曲げモーメント計算結果の表より、

抵抗モーメント位置は、縦壁下端位置より $0.000 \text{ m} < L1 < 3.400 \text{ m}$

従って、計算結果の表から、比例配分で交点 L1 の近似値を求めると、

$$L1 = -0.506 \text{ m}$$

$$L2 = 35 \cdot D \cdot 22 = 770 \text{ mm}$$

以上より、

$$L1 = -0.506 + 0.770 = 0.264 \text{ m}$$

・ $1/2 \cdot A_s \cdot 1/2 \cdot \sigma_{sa}$ の抵抗モーメントから算出される段落とし位置

L2 : 鉄筋の許容応力度の $1/2$ かつ、 $1/2 \cdot A_s$ の抵抗モーメントと、設計曲げモーメント
の交点から、壁付け根までの距離。

$$\text{抵抗モーメント MRs} = 84.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

地震時の曲げモーメント計算結果の表より、

抵抗モーメント位置は、縦壁下端位置より $0.680 \text{ m} < L2 < 0.000 \text{ m}$

従って、計算結果の表から、比例配分で交点 L2 の近似値を求めると、

$$L2 = 0.607 \text{ m}$$

以上より、地震時における縦壁の断落とし位置は、底版上面より

0.70 m 以上

縦壁主鉄筋の断落とし位置は、地震時に比べ常時の方が長いことより、常時の長さを採用する。

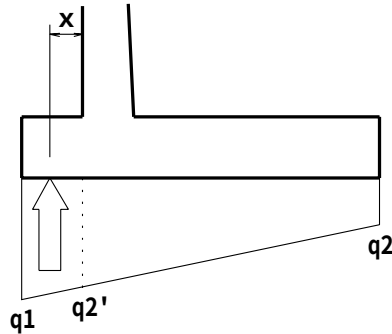
鉄筋の段落とし位置 $L = 1.20 \text{ m}$ 以上

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。

$$q1 = 124.845 \text{ kN/m}^2$$

$$q2 = 41.049 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{地盤反力幅 } B = 4.300 \text{ m}$$

$$\text{前肢長 } b1 = 0.600 \text{ m}$$

$$q2' = q1 - (q1 - q2) / B * b1 = 113.153 \text{ kN/m}^2$$

作用力

$$\text{(鉛直方向)} \quad Q1 = 1 / 2 * (q1 + q2') * b1 = 71.399 \text{ kN}$$

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

$$X = 0.305 \text{ m}$$

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。

$$q1 = 351.498 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\text{地盤反力幅 } B = 1.974 \text{ m}$$

$$\text{前肢長 } b1 = 0.600 \text{ m}$$

$$q2' = q1 - (q1 - q2) / B * b1 = 244.660 \text{ kN/m}^2$$

作用力

$$\text{(鉛直方向)} \quad Q2 = 1 / 2 * (q1 + q2') * b1 = 178.847 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} \text{(水平距離)} \quad X &= \text{前肢部地盤反力矩形部、三角形部それぞれの重心位置の加乗平均により算出} \\ &= 0.318 \text{ m} \end{aligned}$$

(2) 底版自重

コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c =$	24.5 kN/m ³
底版前肢長	$b_1 =$	0.600 m
底版厚	$F_t =$	0.600 m
擁壁奥行き	$L =$	1.000 m

作用力

(鉛直方向)

$$W = b_1 * F_t * \gamma_c * L = 8.820 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = 1/2 * \text{底版前肢長}(b_1) = 0.300 \text{ m}$$

(3) 水重の計算

(4. 安定の検討「4-1-5. 水重(前肢部)の計算」より。)

ケース1. 常時

作用力

(鉛直方向)

$$\begin{aligned} N_w &= N_{w1} \text{ ①} + N_{w1} \text{ ②} \\ &= 5.400 + 0.000 = 5.400 \text{ kN} \end{aligned}$$

作用位置

(水平距離)

$$\begin{aligned} x &= \Sigma M_{x1} / \Sigma N_{w1} \\ &= (M_{x1} \text{ ①} + M_{x1} \text{ ②}) / (N_{w1} \text{ ①} + N_{w1} \text{ ②}) \\ &= (1.620 + 0.000) / (5.400 + 0.000) = 0.300 \text{ m} \end{aligned}$$

ケース2. 地震時

作用力

(鉛直方向)

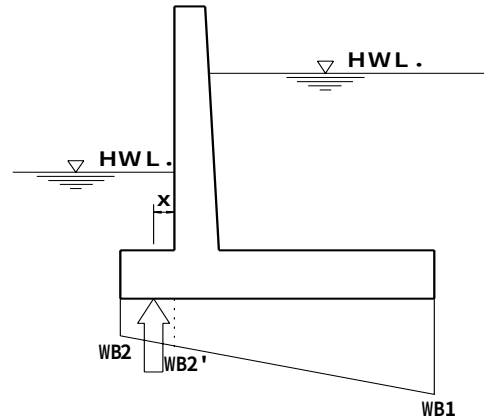
$$\begin{aligned} N_w &= N_{w2} \text{ ①} + N_{w2} \text{ ②} \\ &= 5.400 + 0.000 = 5.400 \text{ kN} \end{aligned}$$

作用位置

(水平距離)

$$\begin{aligned} x &= \Sigma M_{x2} / \Sigma N_{w2} \\ &= (M_{x2} \text{ ①} + M_{x2} \text{ ②}) / (N_{w2} \text{ ①} + N_{w2} \text{ ②}) \\ &= (1.620 + 0.000) / (5.400 + 0.000) = 0.300 \text{ m} \end{aligned}$$

(4) 揚圧力の計算



ケース1. 常時

水の単位体積重量	$\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$
底版全幅	$B = 4.300 \text{ m}$
底版前肢長	$b1 = 0.600 \text{ m}$
擁壁奥行き	$L = 1.000 \text{ m}$
後肢側の水位高	$WB1 = 3.800 \text{ m}$
前肢側の水位高	$WB2 = 1.500 \text{ m}$
前肢付け根の揚圧水位高	$WB2' = WB2 + (WB1 - WB2) * 1/B * b1$ $= 1.821 \text{ kN/m}^2$

揚圧力

$$\text{(鉛直方向)} \quad U1 = 1/2 * (WB2 + WB2') * \gamma_w * b1 * L = 9.963 \text{ kN}$$

作用位置

$$\text{(水平距離)} \quad \text{前肢側揚圧力矩形部、三角形部それぞれの重心位置の加乗平均により算出}$$

$$x = 0.290 \text{ m}$$

ケース2. 地震時

水の単位体積重量	$\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$
底版全幅	$B = 4.300 \text{ m}$
底版前肢長	$b1 = 0.600 \text{ m}$
擁壁奥行き	$L = 1.000 \text{ m}$
後肢側の水位高	$WB3 = 3.500 \text{ m}$
前肢側の水位高	$WB4 = 1.500 \text{ m}$
前肢付け根の揚圧水位高	$WB4' = WB4 + (WB3 - WB4) * 1/B * b1$ $= 1.779 \text{ kN/m}^2$

揚圧力

$$\text{(鉛直方向)} \quad U2 = 1 / 2 * (WB4 + WB4') * \gamma_w * b1 * L = 9.837 \text{ kN}$$

作用位置

$$\text{(水平距離)} \quad \text{前肢側揚圧力矩形部、三角形部それぞれの重心位置の加乗平均により算出}$$

$$x = 0.291 \text{ m}$$

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	-71.399	0.305	-21.777
底版自重	8.820	0.300	2.646
水重	5.400	0.300	1.620
揚圧力	-9.963	0.290	-2.889
合計	-67.142		-20.400

曲げモーメント M = -20.400 kN・m

せん断力 S = -67.142 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	-178.847	0.318	-56.873
底版自重	8.820	0.300	2.646
水重	5.400	0.300	1.620
揚圧力	-9.837	0.291	-2.863
合計	-174.464		-55.470

曲げモーメント M = -55.470 kN・m

せん断力 S = -174.464 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 $M = 55.470 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (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 $\sigma_c = 2.50 \text{ N/cm}$ ($\sigma_{ca} = 11.7 \text{ N/cm}$)

引張応力度 $\sigma_s = 153 \text{ N/cm}$ ($\sigma_{sa} = 300 \text{ N/cm}$)

(2) セン断応力の照査

・応力

せん断力 $S = 174.464 \text{ kN}$ (CASE - 2 より)

曲げモーメント $M = 55.470 \text{ kN}\cdot\text{m}$

・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 $\tan(\theta) = 0.000$

・せん断応力計算

$SH = S - M / D * \tan(\theta) = 174.464 \text{ kN}$

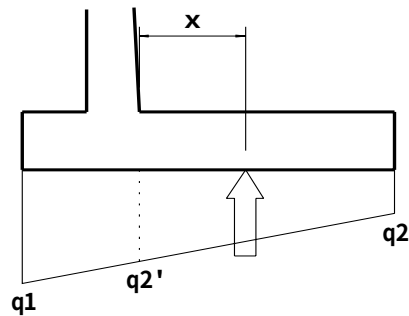
$\tau = SH / (B * D) = 0.356 \text{ N/mm}^2$

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

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。

$$q1 = 124.845 \text{ kN/m}^2$$

$$q2 = 41.049 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{地盤反力幅 } B = 4.300 \text{ m}$$

$$\text{後肢長 } b1 = 3.200 \text{ m}$$

$$q2' = q2 + (q1 - q2) / B * b1 = 103.409 \text{ kN/m}^2$$

作用力

(鉛直方向)

$$Q1 = 1 / 2 * (q2 + q2') * b1 = 231.133 \text{ kN}$$

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

$$X = 1.370 \text{ m}$$

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。

$$q1 = 351.498 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\text{地盤反力幅 } B = 1.974 \text{ m}$$

$$\text{前肢長 } b2 = 0.600 \text{ m}$$

$$\text{壁下端厚 } b3 = 0.500 \text{ m}$$

$$q2' = q1 - (q1 - q2) / B * (b2 + b3) = 155.628 \text{ kN/m}^2$$

作用力

(鉛直方向)

$$Q2 = 1 / 2 * (q2' + q2) * (B - b2 - b1) = 68.009 \text{ kN}$$

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

$$X = 0.291 \text{ m}$$

(2) 底版自重

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

作用力

(鉛直方向)

$$W = b_2 * F_t * \gamma_c * L = 47.040 \text{ kN}$$

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) $\gamma_s = 19.0 \text{ kN/m}^3$
裏込土の単位体積重量(水中) $\gamma_{sw} = 20.0 \text{ kN/m}^3$

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)
①	3.350	1.675 / 2	1.000	19.0	53.307	2.083	111.038
③	3.200	0.200	1.000	19.0	12.160	1.600	19.456
⑤	3.200	3.200	1.000	20.0	204.800	1.600	327.680
Σ					270.267		458.174

作用力

(鉛直方向) $V = 270.267 \text{ kN}$

作用位置

$$X = \Sigma M_x / \Sigma N = 1.695 \text{ m}$$

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)
①	3.350	1.675 / 2	1.000	19.00	53.307	2.083	111.038
③	3.200	0.500	1.000	19.00	30.400	1.600	48.640
⑤	3.200	2.900	1.000	20.00	185.600	1.600	296.960
Σ					269.307		456.638

作用力

(鉛直方向) $V = 269.307 \text{ kN}$

作用位置

$$X = \Sigma M_x / \Sigma N = 1.696 \text{ m}$$

(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) $Lq = 2.200 \text{ m}$
上載荷重分布幅(上載荷重始点～底版後肢端) $Wq = 1.000 \text{ m}$
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)

$$Qq = q * Wq * L = 10.000 \text{ kN}$$

作用位置

(水平距離)

$$X = Lq + 1/2 * Wq = 2.700 \text{ m}$$

(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)

$$PV1 = 65.785 \text{ kN}$$

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)

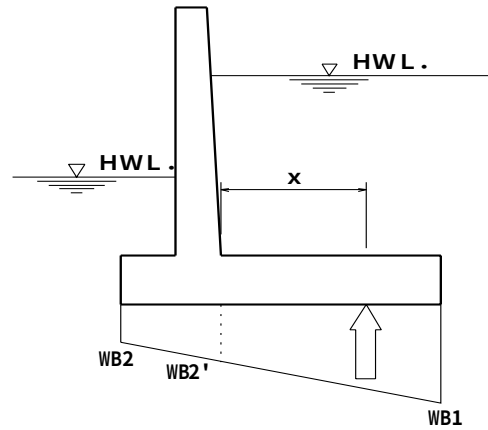
$$PV2 = 76.076 \text{ kN}$$

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) 揚圧力の計算



ケース1. 常時

水の単位体積重量	$\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$
底版全幅	$B = 4.300 \text{ m}$
底版後肢長	$b_2 = 3.200 \text{ m}$
擁壁奥行き	$L = 1.000 \text{ m}$
後肢側の水位高	$WB1 = 3.800 \text{ m}$
前肢側の水位高	$WB2 = 1.500 \text{ m}$
後肢付け根の揚圧水位高	$WB1' = WB1 - (WB1 - WB2) * 1/B * b_2$ $= 2.088 \text{ kN/m}^2$

揚圧力

(鉛直方向) $U1 = 1 / 2 * (WB1 + WB1') * \gamma_w * b_2 * L = 94.208 \text{ kN}$

作用位置

(水平距離) 後肢側揚圧力矩形部、三角形部それぞれの重心位置の加乗平均により算出
 $x = 1.755 \text{ m}$

ケース2. 地震時

水の単位体積重量	$\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$
底版全幅	$B = 4.300 \text{ m}$
底版後肢長	$b_2 = 3.200 \text{ m}$
擁壁奥行き	$L = 1.000 \text{ m}$
後肢側の水位高	$WB3 = 3.500 \text{ m}$
前肢側の水位高	$WB4 = 1.500 \text{ m}$
前肢付け根の揚圧水位高	$WB4' = WB3 - (WB3 - WB4) * 1/B * b_2$ $= 2.012 \text{ kN/m}^2$

揚圧力

(鉛直方向) $U2 = 1 / 2 * (WB3 + WB4') * \gamma_w * b_2 * L = 88.192 \text{ kN}$

作用位置

(水平距離) 後肢側揚圧力矩形部、三角形部それぞれの重心位置の加乗平均により算出
 $x = 1.744 \text{ m}$

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	-231.133	1.370	-316.652
底版自重	47.040	1.600	75.264
裏込め土	270.267	1.695	458.103
過載荷重鉛直力	10.000	2.700	27.000
裏込め土による鉛直土圧	65.785	3.200	210.512
揚圧力	-94.208	1.755	-165.335
合計	67.751		288.892

曲げモーメント M = 288.892 kN・m

せん断力 S = 67.751 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	-68.009	0.291	-19.791
底版自重	47.040	1.600	75.264
裏込め土	269.307	1.696	456.745
裏込め土による鉛直土圧	76.076	3.200	243.443
揚圧力	-88.192	1.744	-153.807
合計	236.222		601.854

曲げモーメント M = 601.854 kN・m

せん断力 S = 236.222 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 $M = 601.854 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (CASE - 2 より)

ただし、縦壁部材付け根の曲げモーメントは、

$M = 146.259 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (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

$M = 125.555 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (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 $\sigma_c = 3.4 \text{ N/cm}$ ($\sigma_{ca} = 7.8 \text{ N/cm}$)

引張応力度 $\sigma_s = 93.7 \text{ N/cm}$ ($\sigma_{sa} = 160 \text{ N/cm}$)

(2) セン断応力の照査

・応力

せん断力 $S = 236.222 \text{ kN}$ (CASE - 2 より)

曲げモーメント $M = 601.854 \text{ kN}\cdot\text{m}$

・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 $\tan(\theta) = 0.000$

・せん断応力計算

$SH = S - M / D * \tan(\theta) = 236.222 \text{ kN}$

$\tau = SH / (B * D) = 0.482 \text{ N/mm}^2$ ($\tau_a = 0.57 \text{ N/mm}^2$)

6-2-4 最小鉄筋量

最小鉄筋量については、「道路橋示方書・同解説、IV下部構造編」にもとずいて計算を行った。

(1) $M_u \geq M_c$ から決まる最小鉄筋量

ひびわれモーメント M_c は以下の式により算出する

$$M_c = Z_c (\sigma'_{ck} + N / A_c)$$

M_c : ひびわれモーメント (kN・m)

Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³)

σ'_{ck} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)

$$\sigma'_{ck} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

N : 軸方向力 (kN)

A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²)

M : 設計曲げモーメント (kN・m)

b	部材断面幅	mm	1000
h	部材断面厚	mm	600
Z_c	$1/6 \cdot B \cdot h^2$	mm ³	60000000
A_c	$b \cdot h$	mm ²	600000
σ_{ck}		N/mm ²	23.5
σ'_{ck}	$0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$	N/mm ²	1.887
N	(軸力は考慮しない)	kN	0.00
M		kN・m	288.89
M_c (ひびわれモーメント)		kN・m	113.22
$1.7 \cdot M$		kN・m	491.12
判 定		$M_c \leq 1.7 \cdot M$ NO	

上記検討結果により、 $M_c \leq 1.7 \cdot M$ となるので、 $M_u \geq M_c$ となる鉄筋量を以下に求め、断面計算の鉄筋量にて満足できるか検討する。

・最小必要鉄筋量の判定

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \left\{ D - \frac{1}{2} \cdot A_s \cdot \sigma_{sy} / (0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot B) \right\}$$

上の式より、逆算をして A_s を求める。その際、

$$M_u \text{ (最大抵抗曲げモーメント)} = M_c \text{ (ひび割れモーメント)}$$

と仮定して、最小必要鉄筋量 A_s を求め、断面計算で算出された必要鉄筋量と比較し、判定する。

M_u : 最大抵抗曲げモーメント (kN・m)

A_s : 軸方向引張り鉄筋の全断面積 (mm²)

σ_{sy} : 軸方向引張り鉄筋の降伏点 (N/mm²)

D : 部材断面の有効高 (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

B : 部材断面幅 (mm)

M_u	終局曲げモーメント	kN・m	113.22
B	部材断面幅	mm	1000
D	部材断面の有効高	mm	589
σ_{sy}		N/mm ²	345
σ_{ck}		N/mm ²	23.5
AA	$0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot B$	(N/mm)	19975
$A_s(1)$	$AA \cdot \{D + \sqrt{(D^2 - 2 \cdot M_u \cdot 1 / AA)}\} / \sigma_{sy}$	mm ²	67643
$A_s(2)$	$AA \cdot \{D - \sqrt{(D^2 - 2 \cdot M_u \cdot 1 / AA)}\} / \sigma_{sy}$	mm ²	562
判 定	必要鉄筋量 D 22 8.00 本	mm ²	3097
	最小必要鉄筋量	mm ²	562
			OK

(2) $A_s \geq 0.008 \cdot A$ から決まる最小鉄筋量

軸力 $N \leq 0$ であることから、この規定にはよらないものとする。

(3) $0.002 \cdot B \cdot D \leq A_{st} \leq 0.02 \cdot B \cdot D$ から決まる最小鉄筋量

(旧.道路橋示方書 平成6年より。)

$$0.002 \cdot B \cdot D \leq A_{st} \leq 0.02 \cdot B \cdot D$$

A_{st} : 軸方向引張り主鉄筋の断面積

D : 部材断面の有効高さ

$$D \quad 22 \quad 8.00 \text{ 本} \quad A_{st} = \quad 30.968 \quad \text{cm}^2$$

$$0.002 \cdot B \cdot D = \quad 9.80 \quad \text{cm}^2 \quad \text{OK}$$

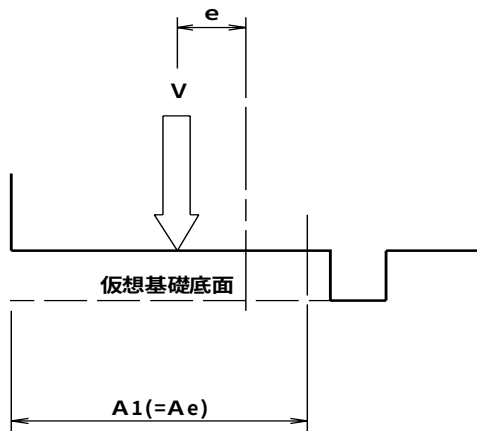
$$0.02 \cdot B \cdot D = \quad 98.00 \quad \text{cm}^2 \quad \text{OK}$$

6-3. 突起部材の設計

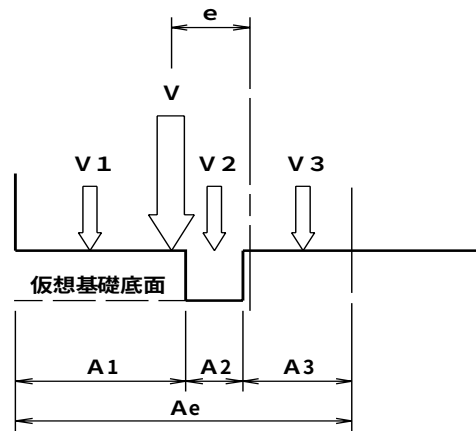
6-3-1. 応力の計算

突起に加わる水平力を求める計算式は、以下による。

$$H_t = \{ c * A_1 + V_1 * (\tan \phi - \tan \phi_B) + V_2 * \tan \phi_B \} * H / H_u$$



① 突起が有効載荷面外にある場合



② 突起が有効載荷面内にある場合

ケース1. 常時

ここに、「4-2 安定の検討 常時: (3) 突起によるせん断抵抗力」計算結果より。

「4-2 安定の検討」計算結果より、「② 突起が有効載荷面内にある場合」にて計算を行う。

以下の計算結果は、「4-2 安定の検討 (3) 突起によるせん断抵抗力」にて算出した値である。

$$A_1 = 2.700 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.500 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 269.300 \text{ kN}$$

$$V_2 = 49.870 \text{ kN}$$

地盤の粘着力

$$C = (\text{考慮しない})$$

地盤のせん断抵抗角

$$\tan \phi = (\phi = 45) = 1.000$$

基礎底面と地盤の間の摩擦角

$$\tan \phi_B = (\phi_B = 2/3 \phi) = 0.577$$

$$\text{せん断抵抗力 (「4-2 安定の検討」計算結果より)} \quad H_u = 319.714 \text{ kN}$$

$$\text{底版の水平力 (「4-2 安定の検討」計算結果より)} \quad H = 201.727 \text{ kN}$$

作用力

(水平分力: 上式より)

$$H_t = 90.031 \text{ kN}$$

(曲げモーメント)

$$M = H_t * 1/2 * \text{突起高} = 22.508 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ケース2. 地震時

ここに、「4-2 安定の検討 地震時」(3) 突起によるせん断抵抗力」計算結果より。

「4-2 安定の検討」計算結果より、「① 突起が有効載荷面外にある場合」にて計算を行う。

以下の計算結果は、「4-2 安定の検討 (3) 突起によるせん断抵抗力」にて算出した値である。

$$\begin{aligned} A1 &= 1.316 \text{ m}^2 \\ A2 &= 0.000 \text{ m}^2 \\ V1 &= 346.929 \text{ kN} \\ V2 &= 0.000 \text{ kN} \\ \text{地盤の粘着力} \quad C &= 0.000 \\ \text{地盤のせん断抵抗角} \quad \tan \phi &= (\phi = 45) = 1.000 \\ \text{基礎底面と地盤の間の摩擦角} \quad \tan \phi_B &= (\phi_B = 2/3 \phi) = 0.577 \end{aligned}$$

$$\text{せん断抵抗力 (「4-2 安定の検討」計算結果より)} \quad H_u = 346.929 \text{ kN}$$

$$\text{底版の水平力 (「4-2 安定の検討」計算結果より)} \quad H = 389.58 \text{ kN}$$

作用力

$$\text{(水平分力)} \quad H_t = 164.792 \text{ kN}$$

$$\text{(曲げモーメント)} \quad M = H_t * 1/2 * \text{突起高} = 41.198 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6-3-2. 断面計算

・応力

曲げモーメント $M = 22.508 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (CASE - 1 より)
せん断力 $S = 164.792 \text{ kN}$ (CASE - 2 より)

・断面寸法

部材幅 $B = 100 \text{ cm}$
部材高 $H = 50 \text{ cm}$
有効高 $D = 39 \text{ cm}$
かぶり $D' = 11 \text{ cm}$

・鉄筋量

$D \quad 13 \quad 4 \text{ 本} = 5.068 \text{ cm}$

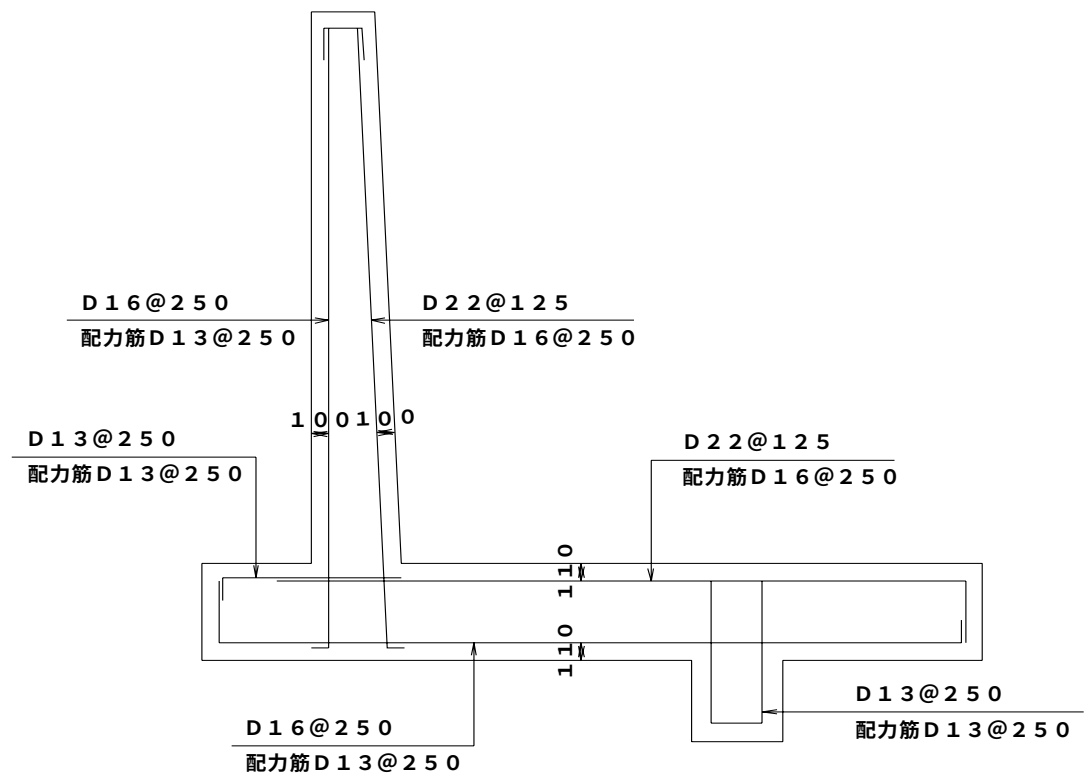
・断面計算

圧縮応力度 $\sigma_c = 1.8 \text{ kg/cm}$ ($\sigma_{ca} = 7.8 \text{ kg/cm}$)
引張応力度 $\sigma_s = 121 \text{ kg/cm}$ ($\sigma_{sa} = 160 \text{ kg/cm}$)
せん断力応力度 $\tau = 0.4 \text{ kg/cm}$ ($\tau_a = 0.57 \text{ kg/cm}$)

断面計算

項 目	記号	単位	縦 壁		底版前し		底版後し		突 起	
曲げモーメント せん断力	M	kN・m	125.555		55.470		125.555		22.508	
	S	kN	100.104		(計算書内)		(計算書内)		164.792	
有効幅	B	cm	100.0		100.0		100.0		100.0	
全高	H	cm	50.0		60.0		60.0		50.0	
引張鉄筋被り	d	cm	10.0		11.0		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	D 13	4.00
鉄筋径×本数		cm ²	30.97		7.94		30.97		5.07	
鉄筋比	P		0.0077		0.0016		0.0063		0.0013	
実応力度 (圧縮 (引張 (剪断	σ _c	N/mm ²	OK	4.7	OK	2.5	OK	3.4	OK	1.8
	σ _s	N/mm ²	OK	116	OK	153	OK	94	OK	121
	τ	N/mm ²	OK	0.25	OK	0.36	OK	0.48	OK	0.42
許容応力度 (圧縮 (引張 (剪断	σ _{c a}	N/mm ²	7.8		11.7		7.8		7.8	
	σ _{s a}	N/mm ²	160		300		160		160	
	τ _a	N/mm ²	0.38		0.57		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。