

## 擁壁の取扱い

神奈川県建築行政連絡協議会

平成24年4月1日決定

平成30年6月1日改正

### 本取扱いの位置付け

本取扱いは、建築基準法第88条が適用される擁壁（以下、「擁壁」という。）の建築確認における構造審査の参考となる取扱いであり、神奈川県内において統一した運用による指導を行うことにより、的確かつ円滑な審査を行うことを目的としている。

ただし、擁壁の安全性の確保については、地域性や安全上の重要度等、諸条件によって個別の取扱いの必要性が想定されることから、本取扱いは、各特定行政庁、指定確認検査機関（以下、「特定行政庁等」という）による取扱い及び運用を拘束しないものとする。

### 用語の定義

本取扱いにおいては、各用語を次の通り扱うこととする。

- 擁壁 : 建築基準法第88条が適用される擁壁
- 基準法 : 建築基準法（昭和二十五年五月二十四日法律第二百一号）
- 基準法令 : 建築基準法施行令（昭和二十五年十一月十六日政令第三百十八号）
- 宅造法 : 宅地造成等規制法（昭和三十六年十一月七日法律第九十一号）
- 宅造法令 : 宅地造成等規制法施行令（昭和三十七年一月三十日政令十六号）
- 技術基準解説書 : 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書  
（監修 国土交通省住宅局建築指導課他）
- RC 規準 : 鉄筋コンクリート構造計規準・同解説（日本建築学会）
- 基礎指針 : 建築基礎構造設計指針2001年版（日本建築学会）
- JASS5 : 建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事2003年版  
（日本建築学会）
- 宅地防災マニュアル : [第二次改訂版]宅地防災マニュアルの解説（編集 宅地防災研究会）

## 第1章 法令等に基づく主要な構造基準

- 1. 1 適用される条項 . . . . . 1
- 1. 2 擁壁の構造と種類 . . . . . 3

## 第2章 擁壁設置の留意事項

- 2. 1 擁壁の高さ . . . . . 6
- 2. 2 斜面上の擁壁 . . . . . 6
- 2. 3 上部に斜面がある場合の擁壁の構造 . . . . . 7
- 2. 4 根入れの深さ . . . . . 8
- 2. 5 多段擁壁 . . . . . 9
- 2. 6 高さの異なる一連の擁壁及び斜面に沿って擁壁を設置する場合 . . . . . 10
- 2. 7 盛り土及び軟弱地盤上の擁壁 . . . . . 10

## 第3章 擁壁設計施工上の注意点

- 3. 1 鉄筋コンクリート造擁壁設計施工上の注意点 . . . . . 11
- 3. 2 練積み造擁壁施工上の注意点 . . . . . 12
- 3. 3 練積み造擁壁の標準図 . . . . . 15

## 第4章 鉄筋コンクリート造擁壁の設計指針

- 4. 1 適用範囲 . . . . . 16
- 4. 2 荷重及び外力 . . . . . 16
- 4. 3 外力の作用位置 . . . . . 17
- 4. 4 壁面摩擦角 . . . . . 18
- 4. 5 土圧公式による設計用土圧の算出 . . . . . 18
- 4. 6 擁壁の安定性 . . . . . 20
- 4. 7 擁壁の基礎 . . . . . 25
- 4. 8 構造体の設計留意事項 . . . . . 27

## 第5章 特殊な擁壁、その他取扱い

- 5. 1 特殊な構法の擁壁の取扱い . . . . . 28
- 5. 2 その他取扱い . . . . . 29

## 第6章 資料編

- 6. 1 鉄筋コンクリート造擁壁の構造計算例 . . . . . 30

# 第1章 法令等に基づく主要な構造基準

## 1. 1 適用される条項

擁壁に関する構造基準として適用される主な条項は、次のとおりである。

適用される規定			準用する規定	
建築基準法	第20条	構造耐力	第88条	
	第37条	建築材料の品質	第88条	
建築基準法施行令	第138条	工作物の指定		
	第142条第1項	第一号	擁壁の材料	
		第二号	石造の擁壁	
		第三号	擁壁の水抜穴	
		第四号	擁壁の構造方法	
		第五号	構造計算方法	
	第36条の3	構造設計の原則	令第142条第2項	
	第37条	構造部材等	構造部材の耐久	令第142条第2項
	第38条		基礎	令第142条第2項
	第39条		屋根ふき材等の緊結	令第142条第2項
	第51条第1項	組積造	適用の範囲	令第142条第2項
	第62条		構造耐力上主要な部分等のささえ	令第142条第2項
	第71条第1項	鉄筋コンクリート造	適用の範囲	令第142条第2項
	第72条		コンクリートの材料	令第142条第2項
	第73条第1項		鉄筋の継手及び定着	令第142条第2項
	第74条		コンクリートの強度	令第142条第2項
	第75条		コンクリートの養生	令第142条第2項
	第79条		鉄筋のかぶり厚さ	令第142条第2項
	第80条		無筋コンクリート造	無筋コンクリート造に対する第4節及び第6節の規定の準用
	第80条の2		構造方法に関する補則	令第142条第2項
第90条	許容応力度	鋼材等	宅造法令第7条	
第91条		コンクリート	宅造法令第7条	
第93条		地盤及び基礎ぐい	宅造行令第7条	
第94条		補則	宅造法令第7条	

宅地造成等規制法施行令	第 6 条	擁壁の設置に関する技術的基準	
	第 7 条	鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造	H12 建告示 1449 号
	第 8 条	練積み造の擁壁の構造	
	第 14 条	特殊の材料又は構法による擁壁	
告示	H12 建告示 1449 号 第 3	擁壁の構造計算の基準を定める件	令第 142 条第 1 項 5 号

## 1. 2 擁壁の構造と種類

### (1) 擁壁の種類

擁壁は、構造により大別すると、次のような種類に分類される。

- 鉄筋コンクリート造の擁壁
- 無筋コンクリート造の擁壁
- 間知石練積み造その他の練積み造の擁壁
- その他の特殊な擁壁（国土交通大臣の認定を受けた擁壁等）

### (2) 鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造の擁壁の構造

①鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造の擁壁の構造は、構造計算によって次の各号のいずれにも該当することを確認したものでなければならない。

(宅造法令第7条第1項)

- 一 土圧、水圧及び自重（以下「土圧等」という。）によって擁壁が破壊されないこと。
- 二 土圧等によって擁壁が転倒しないこと。
- 三 土圧等によって擁壁の基礎が滑らないこと。
- 四 土圧等によって擁壁が沈下しないこと。

#### 構造計算による安全性の基準

②構造計算は、次に定めるところによらなければならない。

(宅造法令第7条第2項)

- 一 土圧等によって擁壁の各部に生ずる応力度が、擁壁の材料である鋼材又はコンクリートの許容応力度を超えないことを確かめること。
- 二 土圧等による擁壁の転倒モーメントが擁壁の安定モーメントの三分の二以下であることを確かめること。
- 三 土圧等による擁壁の基礎の滑り出す力が擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力の三分の二以下であることを確かめること。
- 四 土圧等によって擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容応力度を超えないことを確かめること。ただし、基礎ぐいを用いた場合においては、土圧等によって基礎ぐいに生ずる応力が基礎ぐいの許容支持力を超えないことを確かめること。

③前項の構造計算に必要な数値は、次に定めるところによらなければならない。

(宅造法令第7条第3項)

- 一 土圧等については、実況に応じて計算された数値。ただし、盛土の場合の土圧については、盛土の土質に応じ別表第二の単位体積重量及び土圧係数を用いて計算された数値を用いることができる。
- 二 鋼材、コンクリート及び地盤の許容応力度並びに基礎杭の許容支持力については、基準法令（昭和二十五年政令第三百三十八号）第九十条（表一を除く。）、第九十一条、第九十三条及び第九十四条中長期に生ずる力に対する許容応力度及び許容支持力に関する部分の例により計

算された数値

- 三 擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力については、実況に応じて計算された数値。ただし、その地盤の土質に応じ別表第三の摩擦係数を用いて計算された数値を用いることができる。

**別表第二**(宅造法令第7条)

土質	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	土圧係数
砂利又は砂	1.8	0.35
砂質土	1.7	0.40
シルト、粘土又はそれらを多量に含む土	1.6	0.50

**別表第三**(宅造法令第7条)

土質	摩擦係数
岩、岩屑、砂利又は砂	0.5
砂質土	0.4
シルト、粘土又はそれらを多量に含む土(擁壁の基礎底面から少なくとも十五センチメートルまでの深さの土を砂利又は砂に置き換えた場合に限る)	0.3

### (3) 間知石練積み造その他の練積み造の擁壁の構造

(宅造法令第8条)

間知石練積み造その他の練積み造の擁壁の構造は、次に定めるところによらなければならない。

- 一 擁壁の勾配、高さ及び下端部分の厚さ(第一条第五項に規定する擁壁の前面の下端以下の擁壁の部分の厚さをいう。別表第四において同じ。)が、崖の土質に応じ別表第四に定める基準に適合し、かつ、擁壁の上端の厚さが、擁壁の設置される地盤の土質が、同表上欄の第一種又は第二種に該当するものであるときは四十センチメートル以上、その他のものであるときは七十センチメートル以上であること。
- 二 石材その他の組積材は、控え長さを三十センチメートル以上とし、コンクリートを用いて一体の擁壁とし、かつ、その背面に栗石、砂利又は砂利混じり砂で有効に裏込めすること。
- 三 前二号に定めるところによっても、崖の状況等によりはらみ出しその他の破壊のおそれがあるときは、適当な間隔に鉄筋コンクリート造の控え壁を設ける等必要な措置を講ずること。
- 四 擁壁を岩盤に接着して設置する場合を除き、擁壁の前面の根入れの深さは、擁壁の設置される地盤の土質が、別表第四上欄の第一種又は第二種に該当するものであるときは擁壁の高さの百分の十五(その値が三十五センチメートルに満たないときは、三十五センチメートル)以上、その他のものであるときは擁壁の高さの百分の二十(その値が四十五センチメートルに満たないときは、四十五センチメートル)以上とし、かつ、擁壁には、一体の鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造で、擁壁の滑り及び沈下に対して安全である基礎を設けること。

**別表第四**(宅造法令第8条)

土質		擁壁		
		勾配	高さ	下端部分の厚さ
第1種	岩、岩屑、砂利又は砂利混じり砂	70 度を超え 75 度以下	2メートル以下	40センチメートル以上
			2メートルを超え3メートル以下	50センチメートル以上
		65 度を超え 70 度以下	2メートル以下	40センチメートル以上
			2メートルを超え3メートル以下	45センチメートル以上
			3メートルを超え4メートル以下	50センチメートル以上
		65 度以下	3メートル以下	40センチメートル以上
			3メートルを超え4メートル以下	45センチメートル以上
			4メートルを超え5メートル以下	60センチメートル以上
		第2種	真砂土、関東ローム、硬質粘土その他これらに類するもの	70 度を超え 75 度以下
2メートルを超え3メートル以下	70センチメートル以上			
65 度を超え 70 度以下	2メートル以下			45センチメートル以上
	2メートルを超え3メートル以下			60センチメートル以上
	3メートルを超え4メートル以下			75センチメートル以上
65 度以下	2メートル以下			40センチメートル以上
	2メートルを超え3メートル以下			50センチメートル以上
	3メートルを超え4メートル以下			65センチメートル以上
	4メートルを超え5メートル以下			80センチメートル以上
第3種	その他の土質	70 度を超え 75 度以下	2メートル以下	85センチメートル以上
			2メートルを超え3メートル以下	90センチメートル以上
		65 度を超え 70 度以下	2メートル以下	75センチメートル以上
			2メートルを超え3メートル以下	85センチメートル以上
			3メートルを超え4メートル以下	105センチメートル以上
		65 度以下	2メートル以下	70センチメートル以上
			2メートルを超え3メートル以下	80センチメートル以上
			3メートルを超え4メートル以下	95センチメートル以上
			4メートルを超え5メートル以下	120センチメートル以上

**(4) 擁壁の水抜穴・透水層**

(基準法令第142条第1項第3号) (宅造法令第10条)

擁壁の裏面の排水を良くするため、水抜穴を設け、かつ、擁壁の裏面の水抜穴の周辺に砂利その他これに類するものを詰めること。

また、これらに加えて、宅造法令第10条に準ずることがのぞましい。(以下 宅造法令第10条)

第6条の規定による擁壁には、その裏面の排水を良くするため、壁面の面積三平方メートル以内ごと少なくとも1個の径が七.五センチメートル以上の陶管その他これに類する耐水性の材料を用いた水抜穴を設け、かつ、擁壁の裏面の水抜穴の周辺その他必要な場所には、砂利その他の資材を用いて透水層を設けなければならない。

## 第2章 擁壁設置の留意事項

### 2.1 擁壁の高さ

擁壁の高さは、下地盤面から上地盤面までの土圧を受ける縦壁の見付け高さとする（図2.3.1、図2.3.2参照）。

地盤面（上下共）に傾斜があり、高さが一定ではないものについては、その最高の高さとする。

### 2.2 斜面上の擁壁

斜面上に擁壁を設置する場合には、図2.2.1のように擁壁基礎前端より擁壁の高さの0.4H以上で、かつ1.5m以上だけ土質に応じた勾配線（表2.2.1）より後退し、その部分はコンクリート打ち等により風化浸食の恐れがない状態にすること。

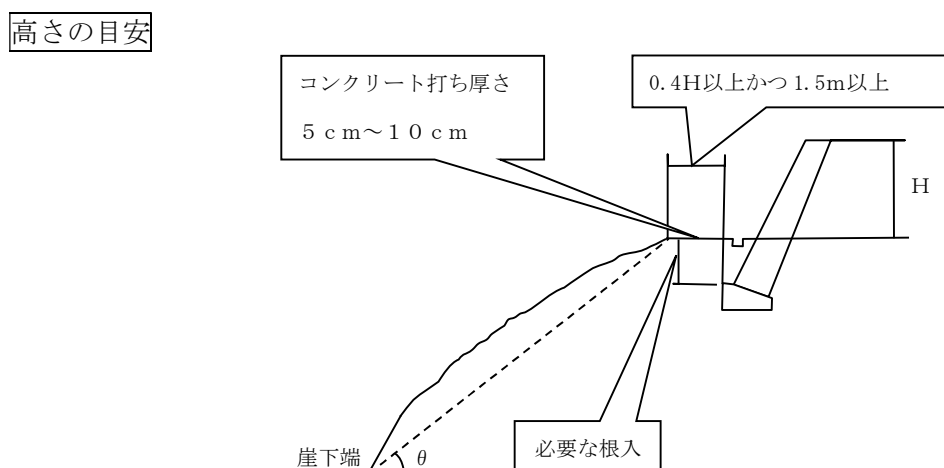


図2.2.1 斜面上に擁壁を設置する場合

表2.2.1 土質に応じた勾配

背面土質	軟岩 (風化の著しいものを除く)	風化の著しい岩	砂利、真砂土、関東ローム 硬質粘土その他これに類するもの	盛土又は腐食土
勾配 ( $\theta$ )	60°	40°	35°	25°



### 2. 3 上部に斜面がある場合の擁壁の構造

壁上部に斜面がある場合は、土質に応じた勾配線（表 2.2.1）が斜面と交差した点までの垂直高さをがけ高さとして仮定し、擁壁はその仮定によるがけ高さ（ $H'$ ）に応じた構造とし、練積み造擁壁は宅造法別表第四における擁壁高さを図 2.3.1 の  $H'$ 、鉄筋コンクリート造擁壁は第 4 章以降の計算における擁壁高さを図 2.3.2 の  $H'$  とすること。この場合でも、申請上の擁壁の高さ  $H$  は 2.2.1 による。

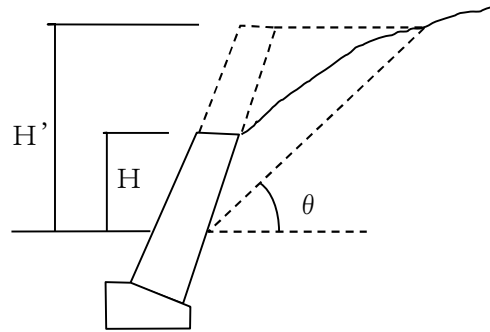


図 2.3.1 上部に斜面がある場合の擁壁の構造（練積み造の場合）

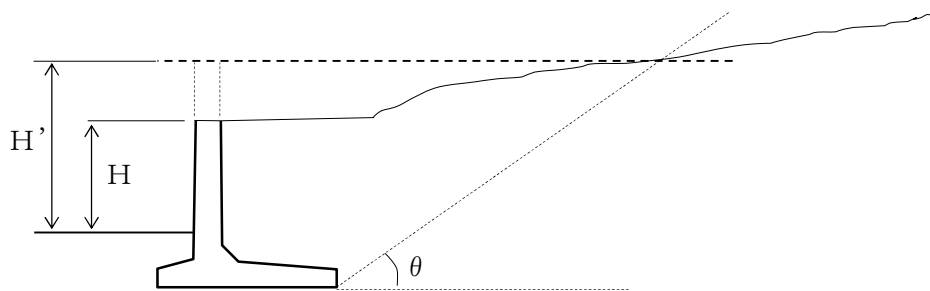


図 2.3.2 上部に斜面がある場合の擁壁の構造（RC造の場合）

## 2. 4 根入れの深さ

根入れ深さは、35 c m以上かつ擁壁の高さの 100 分の 15 以上とする。

水路に近接する場合や第2種地盤以外の場合については特定行政庁等の取扱いによること。

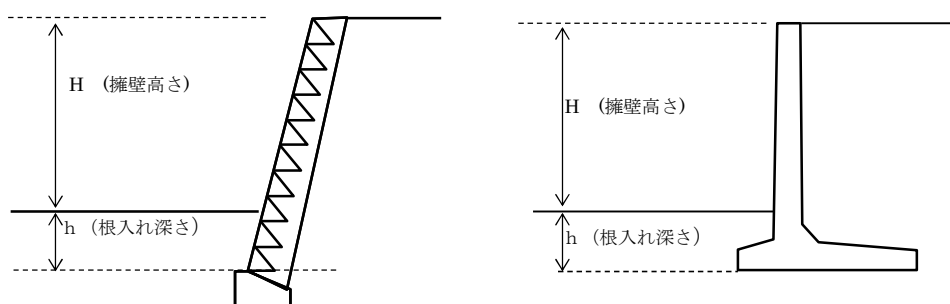


図 2.4.1 第2種地盤の場合

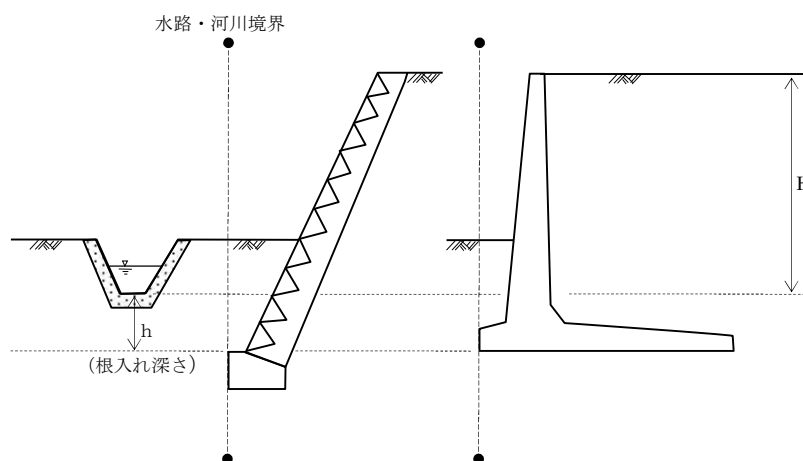


図 2.4.2 水路・河川敷に接して設置する場合の例

## 2. 5 多段擁壁

下図に示すように擁壁をひな壇状に配置する場合は、水平距離を  $0.4H$  以上かつ  $1.5\text{m}$  以上離し、上部擁壁の基礎が表 2.2.1 の土質に応じた  $\theta$  角度内に入るよう設計するか、一体の構造としなければならない。

ただし、敷地の条件等によりやむを得ず上部擁壁の基礎が  $\theta$  角度内に入らない場合又は水平距離が  $0.4H$  以上 かつ  $1.5\text{m}$  以上離せない場合は、上下の擁壁による相互の影響を考慮した安全計算を行うこと。

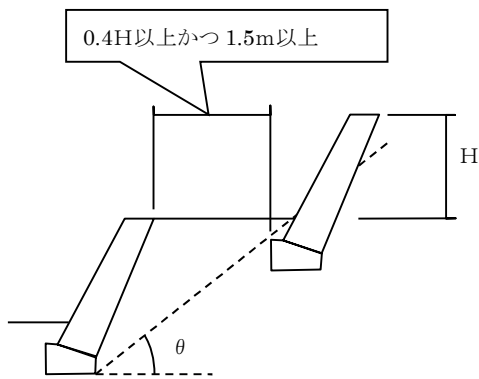


図2.5.1 上部、下部とも練積み造

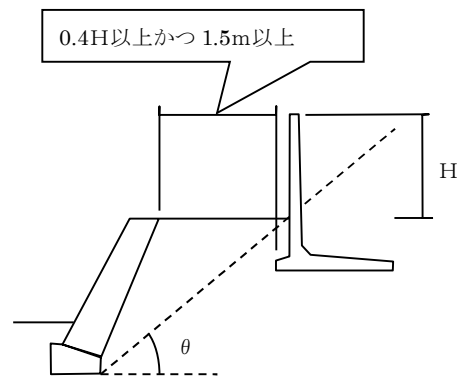


図2.5.2 上部RC造、下部練積み造

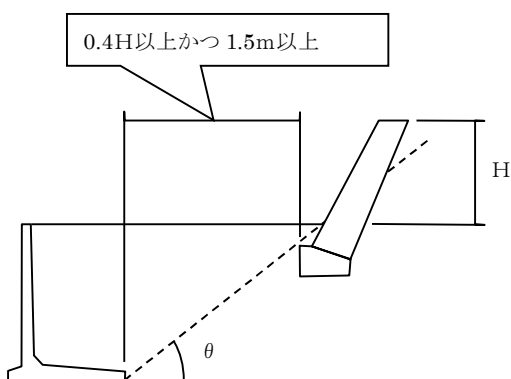


図2.5.3 上部練積み造、下部RC造

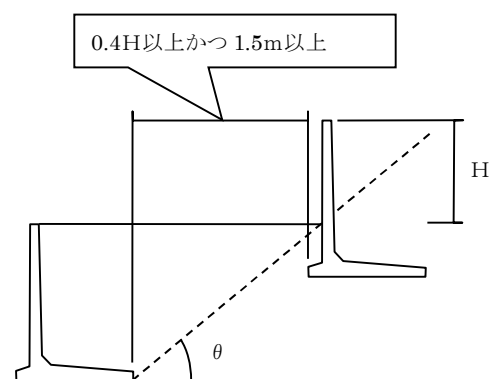


図2.5.4 上部、下部ともRC造

## 2. 6 高さの異なる一連の擁壁及び斜面に沿って擁壁を設置する場合

高さの異なる一連の擁壁は、一番高い擁壁の角度に合わせることで、止水コンクリートについては、下図のように施工すること。斜面に沿って擁壁を設置する場合は、擁壁基礎面は段切り等により、できるだけ水平にすること。

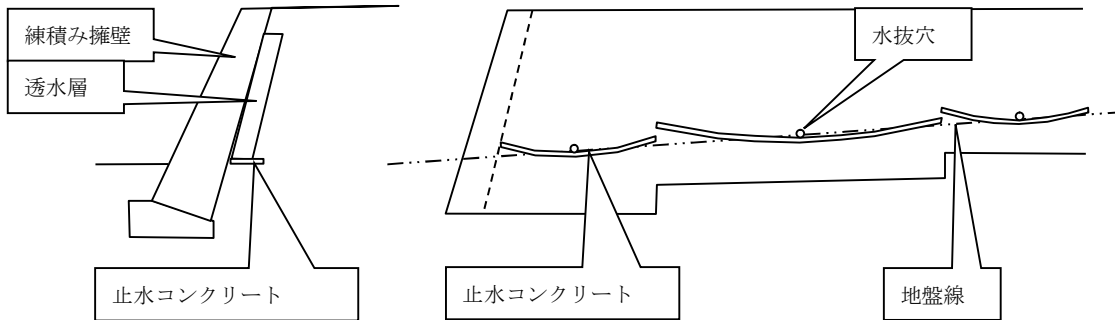


図2.6.1 止水コンクリート

## 2. 7 盛り土及び軟弱地盤上の擁壁

盛り土及び軟弱地盤上の擁壁は必要に応じて、所定の地耐力が確保される範囲まで地盤改良又は杭打ち等を行うこと。又、切盛境等、基礎地盤耐力の相違による不同沈下が想定される場合も同様の措置を講ずること。

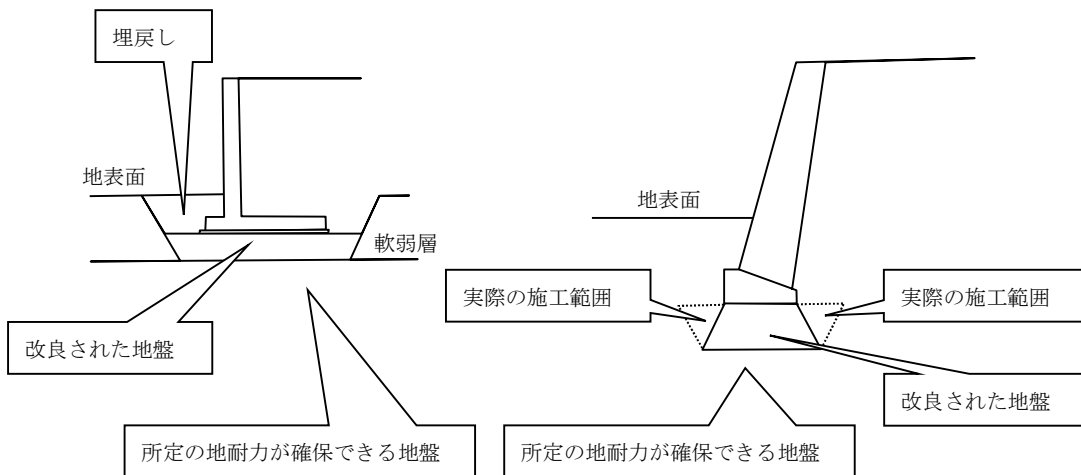


図 2.7.1 盛土地盤置換図

### 第3章 擁壁設計施工上の注意点

#### 3.1 鉄筋コンクリート造擁壁設計施工上の注意点

##### (1) 地盤（地耐力等）

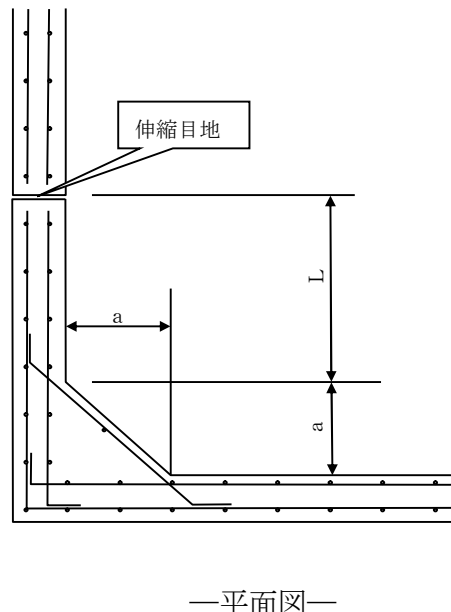
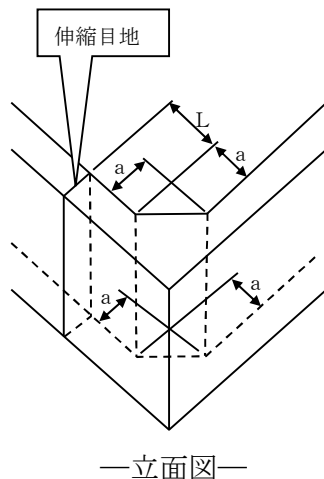
擁壁を設置する場所の土質(地耐力等)が、支持地盤として設計条件を満足するか確かめること。

##### (2) 伸縮目地

伸縮目地は、原則として、擁壁の長さ20m以内ごとに一箇所設け、特に地盤が変化する箇所、擁壁高さが著しく異なる箇所、擁壁の材料・構法を異にする所は、有効に伸縮目地を設け、基礎部分まで切断すること。また、擁壁の屈曲部においては、隅角部から擁壁の高さ分程度避けて設置すること。

##### (3) 隅角部の補強

擁壁の屈曲する箇所は、隅角をはさむ二等辺三角形の部分コンクリート又は鉄筋コンクリートで補強すること（宅地防災マニュアルの解説等を参照）。二等辺の一边の長さは、擁壁の高さ3m以下で500mm、3mを超えるものは600mmとする。



- 擁壁の高さが3m以下のとき  $a = 500\text{mm}$
- 擁壁の高さが3mを超えるとき  $a = 600\text{mm}$
- 伸縮目地の位置  
Lは2mを超え、かつ擁壁の高さ程度とする。

鉄筋コンクリート造擁壁の隅部は、該当する高さの擁壁の横筋に準じて配筋すること。

図 3.1.1 隅角部の補強方法及び伸縮目地の位置

##### (4) 根切り

基礎の根切り工事は掘り過ぎによって基礎地盤を乱さないこと。

##### (5) 排水関係

### ①透水層

ア 擁壁の裏面全体に透水層を設けること。

イ 透水層は、一般的に栗石・砂利または碎石を用いる。ただし、高さ5 m以下の擁壁では、石油系素材を用いた「透水マット」を使用する場合には、擁壁透水マット協会より認定を受けていることを確認するとともに、「擁壁用透水マット技術マニュアル」（平成3年4月）及び「設計施工要領書」等に基づき設計を行うこと。

### ②水抜穴

ア 水抜穴は、擁壁の下部地表面近くおよび湧水等のある箇所特に重点的に配置すること。

イ 水抜穴は、千鳥配置とし、排水方向に適当な勾配をとること。

ウ 水抜穴は、壁面の面積3 m<sup>2</sup>以内ごとに内径75 mm以上の耐水材料を使用して設けること。

エ 水抜穴の入口には、水抜穴から流出しない程度の大きさの碎石等を置き、砂利、砂、背面土等が流出しないように配慮すること。

オ 地盤面下の壁面で地下水の流路にあたっている壁面がある場合は、有効に水抜穴を設けて地下水を排水すること。

カ 水抜穴に使用する材料は、コンクリートの圧力で潰れないものを使用すること。

### ③その他

擁壁の天端、下端には排水側溝を設け地表水の処理を行うことが望ましい。

## (6) 埋戻し土

埋戻し土は擁壁の安定性の向上のため、設計条件に適合し、できるだけ良質な土・砂利等を用いるよう考慮する。

①締固めた後の強さが大きく圧縮性が少ないこと。

②透水性がよく、浸水による強度低下が少ないこと。

③締固めの施工が容易なこと。

## 3. 2 練積み造擁壁施工上の注意点

### (1) 地盤（地耐力等）

間知石練積み造擁壁及びその他の練積み造擁壁の構造は、勾配、背面の土質、高さ、擁壁の厚さ、根入れ深さ等に応じて適切に設計するものとする。

### (2) 伸縮目地

伸縮目地は、原則として、擁壁の長さ20 m以内ごとに一箇所設け、特に地盤が変化する箇所、擁壁高さが著しく異なる箇所、擁壁の材料・構法を異にする所は、有効に伸縮目地を設け、基礎部分まで切断すること。また、擁壁の屈曲部においては、隅角部から擁壁の高さ分程度避けて設置すること。

### (3) 隅角部の補強

擁壁の屈曲する箇所は、隅角をはさむ二等辺三角形の部分を実コンクリート又は鉄筋コンクリートで補強すること（宅地防災マニュアルの解説等を参照）。二等辺の一边の長さは、擁壁の高さ3 m以下で500 mm、3 mを超えるものは600 mmとする。

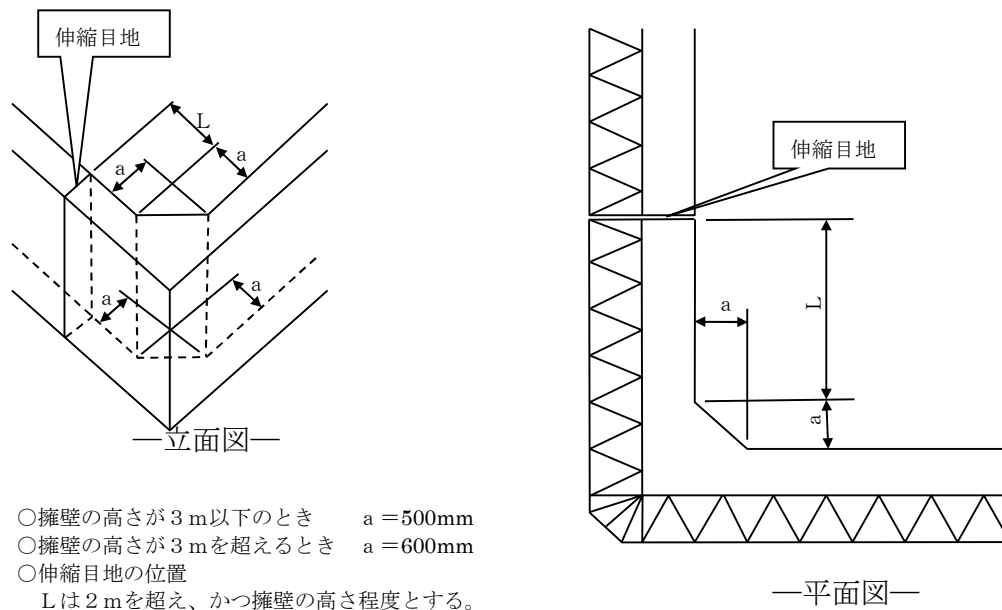


図 3.2.1 隅角部の補強方法及び伸縮目地の位置

#### (4) 控え壁

練積み擁壁において、地耐力が一律でない場合、擁壁の高さが急変する場合、背面土の土質が悪い場合などにより、壁面のふくらみ、その他の破壊の恐れがあるときは、5 m程度の間隔に鉄筋コンクリート造の控え壁を設けることが望ましい（宅地防災マニュアルの解説等を参照）。

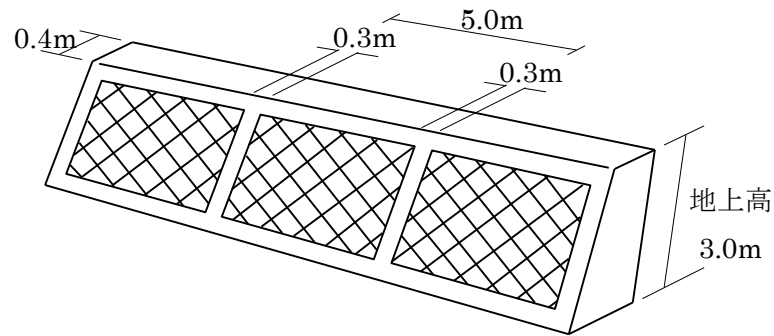


図 3. 2. 2 鉄筋コンクリート造控え壁の例

#### (5) 根切り

基礎の根切り工事は掘り過ぎによって基礎地盤を乱さないこと。

#### (6) コンクリート及び組積材

##### ①コンクリート

ア 裏込めコンクリートが、透水層内に流入して機能を損なわないように抜き型枠等を使用すること。

イ 胴込め及び裏込めコンクリートの打ち込みは、コンクリートが組積材と一体になるよう十分突き固めること。

##### ②組積材

間知石及び間知ブロックの組積材は、擁壁が一体性を有する構造となるよう水洗い等を行い、十分清浄なものとする。

#### (7) 排水関係

##### ①透水層

ア 擁壁の裏面全体に透水層を設けること。

イ 透水層は、栗石・砂利または砕石を用いる。

##### ②水抜穴

ア 水抜穴は、擁壁の下部地表面近くおよび湧水等のある箇所に特に重点的に配置すること。

イ 水抜穴は、千鳥配置とし、排水方向に適当な勾配をとること。

ウ 水抜穴は、壁面の面積 3 m<sup>2</sup>以内ごとに内径 75 mm以上の耐水材料を使用して設けること。

エ 水抜穴の入口には、水抜穴から流出しない程度の大きさの砕石等を置き、砂利、砂、背面土等が流出しないように配慮すること。



オ 地盤面下の壁面で地下水の流路にあたっている壁面がある場合は、有効に水抜穴を設けて地下水を排水すること。

カ 水抜穴に使用する材料は、コンクリートの圧力で潰れないものを使用すること。

③その他

擁壁の天端、下端には排水側溝を設け地表水の処理を行うことが望ましい。

**(8) 埋戻し土**

埋戻し土は擁壁の安定性の向上のため、設計条件に適合し、できるだけ良質な土・砂利等を用いるよう考慮する。

①締固めた後の強さが大きく圧縮性が少ないこと。

②透水性がよく、浸水による強度低下が少ないこと。

③締固めの施行が容易なこと。

**3. 3 練積み造擁壁の標準図**

練積み造擁壁の形状については、宅造法令第8条の別表第四に基づくとともに、横浜市発行の「宅地造成の手引」や川崎市発行の「宅地造成に関する工事の技術指針」の標準図等を参考にされたい。

## 第4章 鉄筋コンクリート造擁壁の設計指針

### 4.1 適用範囲

- (1) 本章は、基準法第88条第1項に規定する工作物の擁壁のうち、鉄筋コンクリート造擁壁に適用する。
- (2) 特別な調査・研究又は実験に基づき、十分に安全性が確かめられた場合には、本章を適用しないことができる。

### 4.2 荷重及び外力

鉄筋コンクリート造擁壁の設計に用いる荷重は、自重・表面載荷重及び背面土圧の組み合わせとし、必要に応じ地震による土圧の増加その他の荷重を考慮する。

#### (1) 自重

自重は、構造体及び擁壁底盤上の土の重量とする。

#### (2) 表面載荷重

- ・表面載荷重は、実情に応じて適切な荷重を考慮するものとする。なお、木造2階建て程度の戸建て住宅の場合は、 $10\text{kN}/\text{m}^2$ 程度を設定するのが一般的である。
- ・擁壁の天端にフェンスを直接設ける場合は、実情に応じて適切なフェンス荷重を考慮する。なお宅地擁壁の場合は、擁壁天端より高さ1.1mの位置に  $P_f=1\text{KN}/\text{m}$  程度の水平荷重を作用させるのが一般的である。

#### (3) 背面土圧

- ・土圧等については宅造法令第7条により、原則として実況に応じて計算された数値とする。
- ・鉄筋コンクリート造擁壁の設計に用いる土質定数は、原則として土質試験・原位置試験に基づき求めたものを使用する。ただし、これによることが適当でない場合や、小規模な開発事業においては、宅造法令別表第2及び第3の値を用いることができる。なお、背面土に勾配がある場合にはそれを適切に考慮すること。

表 4.1.1 宅造法令別表第2

土質	単位体積重量 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	土圧係数
砂利又は砂	18	0.35
砂質土	17	0.40
シルト、粘土、又はそれらを多く含む土	16	0.50

表 4.1.2 宅造法令別表第3

基礎地盤の土質	摩擦係数	備考
岩、岩屑、砂利、砂	0.5	
砂質土	0.4	
シルト、粘土、又はそれらを多量に含む土	0.3	擁壁の基礎底面から少なくとも15cmまでの深さの土を砂利又は砂に置き換えた場合に限る。

**(4) 地震時荷重**

- ・擁壁自体の自重に起因する地震時慣性力と裏込め土の地震時土圧を考慮する。ただし、設計に用いる地震時荷重は、地震時土圧による荷重、又は擁壁の自重に起因する地震時慣性力に常時の土圧を加えた荷重のうち大きい方とする。
- ・擁壁高さ 5m を超える場合においては、原則として大地震時の検討を行うものとする。ただし、2m を超える場合に中地震時の検討を行う等、各特定行政庁、指定確認検査機関ごとにより異なる場合があるので確認をすること。

**4. 3 外力の作用位置**

擁壁背面が平面でない場合や片持ちばり式擁壁などで裏込め土の一部が躯体と一体となって挙動する場合は、仮想背面を設定して土圧を算定する。

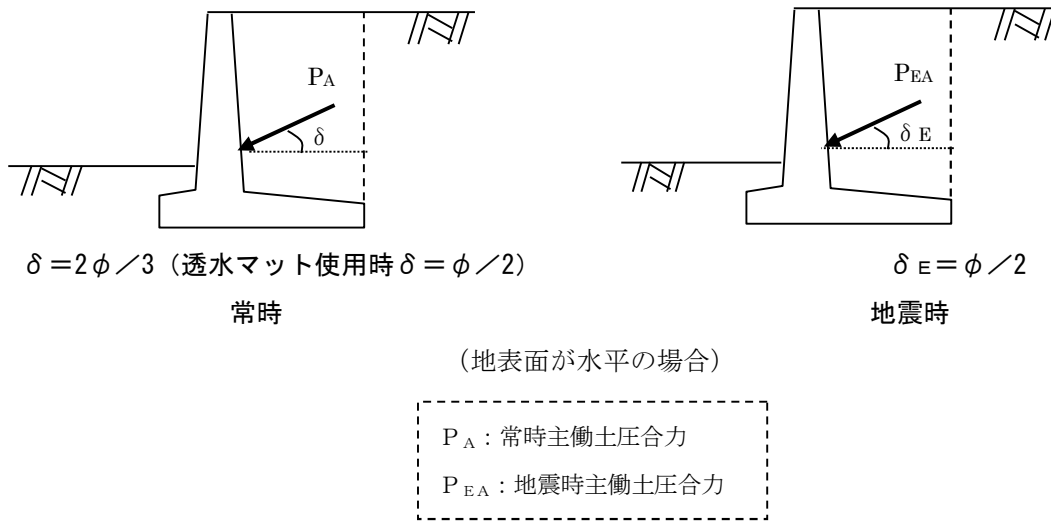


図 4.2.1 土圧作用面が縦壁背面の場合

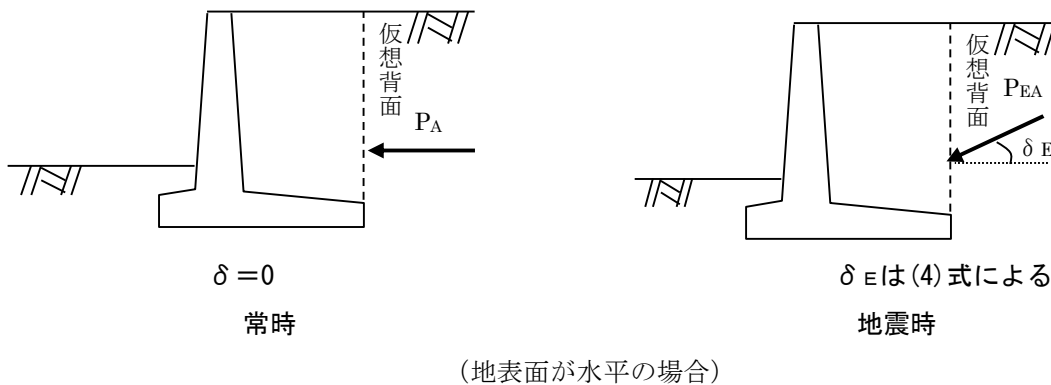


図 4.2.2 鉛直仮想背面の場合

#### 4. 4 壁面摩擦角

安定計算（転倒、滑動、沈下）における土圧の作用面と壁面摩擦角のとり方は、下記の式(1)から(5)によって算定する。

7) 常時

i) 土圧の作用面を縦壁の背面にとる場合

$$\delta = \frac{2}{3} \phi \quad (\text{擁壁背面に透水マットを使用する場合は } \delta = \frac{1}{2} \phi) \quad (1)$$

ii) 土圧の作用面が仮想背面の場合

$$\delta = \beta \quad (2)$$

イ) 地震時

i) 土圧の作用面を縦壁の背面にとる場合

$$\delta_E = \frac{1}{2} \phi \quad (3)$$

ii) 土圧の作用面が仮想背面の場合

$$\delta_E = \tan^{-1} \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \triangle - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \triangle - \beta)} \quad (4)$$

$$\text{ここで、} \sin \triangle = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi} \quad (5)$$

$\phi$  : 背面土の内部摩擦角 (度)

$\beta$  : 地表面と水平面のなす角 (度)

$\delta$  : 壁面摩擦角 (常時) (度)

$\delta_E$  : 壁面摩擦角 (地震時) (度)

$\theta$  : 地震合成角 (度) ( $= \tan^{-1} k_h$ )

$k_h$  : 設計水平震度(大規模地震動で 0.25)

ただし、 $\beta + \theta \geq \phi$  の場合には、 $\delta = \phi$  とする。

#### 4. 5 土圧公式による設計用土圧の算出

常時主働土圧の算出は(6)式による。または、試行くさび法を用いることもできる。

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 + K_A q H \quad (6)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \quad (7)$$

ただし、 $\phi - \beta \leq 0$  の時  $\sin(\phi - \beta) = 0$  とする。

地震時主働土圧の算出は(8)式による。または、試行くさび法を用いることもできる。

$$P_{EA} = \frac{1}{2} K_{EA} \gamma H^2 + K_{EA} q H \quad (8)$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta_E + \alpha + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta_E + \alpha + \theta)}} \right\}^2} \quad (9)$$

ただし、 $\phi - \beta - \theta \leq 0$  の時  $\sin(\phi - \beta - \theta) = 0$  とする。

$P_A$  : 常時主働土圧

$P_{EA}$  : 地震時主働土圧

$K_A$  : 主働土圧係数

$K_{EA}$  : 地震時主働土圧係数

$\gamma$  : 背面土の単位体積重量 ( $\text{KN}/\text{m}^3$ )

$H$  : 擁壁高さ (ただし、仮想背面を考える場合はその高さ) (m)

$q$  : 表面載荷重 ( $\text{KN}/\text{m}^2$ )

$\phi$  : 背面土の内部摩擦角 (度)

$\alpha$  : 壁背面と鉛直面のなす角 (度)

$\beta$  : 地表面と水平面のなす角 (度)

$\delta$  : 壁面摩擦角 (常時) (度)

$\delta_E$  : 壁面摩擦角 (地震時) (度)

$\theta$  : 地震合成角 (度) ( $= \tan^{-1} k_h$ )

$k_h$  : 設計水平震度(大規模地震動で 0.25)

#### 【参考】地震時安全計算の取扱い

- 地震時の検討は、大地震時を想定して、設計震度は 0.25 とします。また、地震時荷重は、擁壁の背面の盛土状況が一樣となる場合、擁壁縦壁の部材設計では、地震時土圧 (土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させた試行くさび法又は、岡部・物部式により求めた荷重) 又は擁壁の縦壁部分の自重に起因する地震時慣性力に常時の土圧を加えた荷重のうち大きいほうを用いることとし、安定照査では、地震時土圧又は擁壁の自重、裏込め土の重量及び表面載荷重に起因する地震時慣性力に常時の土圧を加えた荷重のうち大きいほうを用いることとします。

表 4.5.2 地震時安全計算の取扱い

検討事項	計算方法	土圧力	地震時慣性力			地震時荷重
			自重	背面土	載荷重	
部材設計	ア	常時の土圧	○(擁壁縦壁)	×	×	ア、イのいずれか 大きい方の荷重
	イ	地震時土圧	×	×	×	
安定照査	ア	常時の土圧	○	○	○	ア、イのいずれか 大きい方の荷重
	イ	地震時土圧	×	×	×	

#### 4. 6 擁壁の安定性

擁壁の安定計算、部材計算について、常時（長期）および地震時の構造計算の基準は次表による。

表 4. 6. 1 擁壁安全計算の安全率等

	安 定 計 算		支持力度	部材計算 応力度
	安全率			
	転 倒	滑 動		
常 時	1. 5	1. 5	長期許容支持力 度	長期許容応力度
大地震時 ( $K_h \geq 0.25$ )	1. 0	1. 0	極限支持力度	短期許容応力度

##### (1) 転倒

擁壁に対する安全率は次式により計算し、安全率 $F_s$ の値を表4.6.1に示す値以上とすること。

$$F_s = M_r / M_o$$

$F_s$  : 転倒安全率

$M_r$  : 安定モーメント（転倒に抵抗しようとするモーメント）(KN・m)

$M_o$  : 転倒モーメント(KN・m)

転倒モーメント及び安定モーメントの支点としては、基礎スラブ底面の前端とする。また、安定モーメントは、かかと版直上にある土が擁壁の自重と共同して抵抗するものと考えて計算する。なお、荷重の合力 $R$ の作用点は底版中央から偏心距離 $e$ が次表を満足することがのぞましい。

	偏心距離 $e$
常 時	$e \leq B / 6$
大地震時	$e \leq B / 2$

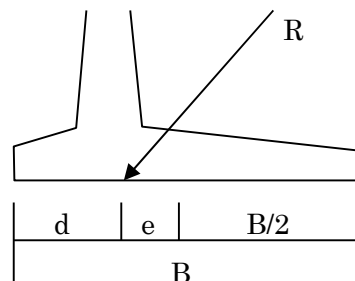


図 4. 6. 1 擁壁底版底面における荷重合力の作用位置

偏心距離の求め方

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

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

- $d$  : つま先から荷重合力位置までの水平距離(m)  
 $V$  : 擁壁に作用する荷重合力の鉛直成分(KN)  
 $e$  : 荷重合力位置の底盤中央からの偏心距離(m)  
 $B$  : 擁壁底版幅(m)

## (2) 滑動

- ① 滑動に対する安全率は次式により計算し、安全率 $F_s$ の値を表4.6.1に示す値以上とすること。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{R_v \cdot \mu + C_B \cdot B}{R_H}$$

$R_H$  : 基礎下面における全水平荷重力(KN/m)

$R_v$  : 基礎下面における全鉛直荷重(KN/m)

$\mu$  : 擁壁底版と基礎地盤面の摩擦係数

$$\mu = \tan \phi_B$$

$\phi_B$  : 擁壁の底版と地盤との間の摩擦角

$C_B$  : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力(KN/m)

$B$  : 擁壁底版幅(m)

(フーチング底面の接地圧が0の部分(浮き上がり部)を除いた幅。なお、擁壁底版幅を有効載荷幅として $Be = B - 2e$  ( $e$ : 偏心距離) する考え方もあり参考とする文献により適切に設定する。)

- ② 擁壁底版と基礎地盤との摩擦角 $\phi_B$ および粘着力 $C_B$ は、原則として土質試験や地盤調査に基づき求めるものとするが、土質試験を行うことが困難な場合は、標準貫入試験による $N$ 値を用いて求めることも考えられる。それぞれの場合の取扱いを次の(i)(ii)に示す。

(i) 土質試験や地盤調査により支持地盤のせん断定数 $\phi$ 、 $C$ が求められた場合

- ・基礎底盤の摩擦角 $\phi_B$ は、現場打ちコンクリート擁壁では $\phi_B = \phi$ とする。
- ・プレキャストコンクリート擁壁の場合の $\phi_B$ の算出にあたっては、「擁壁工指針」または「道路橋仕方書・同解説IV下部構造編」を参考とすることができる。

- ・支持地盤が土の場合及びプレキャストコンクリート擁壁では、摩擦係数 $\mu$ の値は0.6を超えないものとする。
- ・擁壁底版と基礎地盤との粘着力 $C_B$ は、施工時の地盤の乱れなどを考慮して決定する。

(ii) 土質試験を行うことが困難な場合で標準貫入試験のN値より支持地盤のせん断定数 $\phi$ 、 $C$ を推定する場合

- ・摩擦係数 ( $\mu = \tan \phi_B$ ) の算出にあたっては、「擁壁工指針」または「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」を参考とすることができる。
- ・擁壁底盤と基礎地盤との粘着力 $C_B$ は地盤条件以外に施工法によっても大きく異なるため、一般には安全側の立場から無視する。
- ・滑動に対する抵抗力は、 $R_v$  (基礎下面における全鉛直荷重)の0.6倍 ( $\mu=0.6$ 、 $C_B=0$ 相当の抵抗力) を上限とする。

(注意事項)

(i) 擁壁の基礎地盤が、コンクリート、割栗、地盤材料等複数の地盤から構成されている時には、基本的には、各層の摩擦力のうち最も小さいところで最大滑動抵抗力が決定される。<sup>(\*)1</sup> また擁壁の底版と支持地盤の間のせん断抵抗力は、地盤条件とともに施工条件などに支配されるのでこれらの条件を十分に考慮して決めることが望ましい。

(ii) 改良地盤と基礎の摩擦係数

- ・「改良地盤の設計及び品質管理における実務上のポイント」10.改良地盤と基礎の摩擦係数を参考とすることができる。改良体または改良地盤との接合部は上部荷重を伝達する重要な部分であり適切な処理とその処理に応じた摩擦係数を決めること。

(iii) 直接基礎の底面処理

- ・滑動に対する抵抗力となる摩擦力や粘着力など擁壁の安定のために重要な部分であるため、特に地盤の掘削時に支持地盤を緩めたり、必要以上に掘削することのないよう注意しなければならない。支持地盤の処理については、「擁壁工指針」または「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」を参考とすることができる。

### ③前面受働土圧

擁壁前面の土による受働土圧も滑動抵抗として考えられるが、基礎工事の掘削等により、この部分の土が乱されている場合が多いことや、洗掘等の影響に長期にわたる確実性が期待できないことなどから、通常は安定上考慮しない。

### ④突起を設ける場合

擁壁に作用する土圧の水平成分によるすべりに対しては、原則として底版幅を大きくして安定させるものとし、突起を設けなくても安全であるよう設計すること。ただし敷地条件などの制



約によりやむを得ない場合は、突起を設けることなどを考慮しなければならないこともある。  
この場合の許容せん断抵抗は「擁壁工指針」または「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」を参考とすることができる。

この場合、次の条件による必要がある。

- (i) 突起の高さは底盤幅に対して0.1～0.15の範囲内とする。
- (ii) 底盤幅は、突起なしでもすべりに対する安全率1.0を確保できる幅とする。
- (iii) 突起の位置は擁壁背面側に設ける。
- (iv) 突起は硬質地盤（堅固な地盤や岩盤）に対して適用することを原則とする。  
その理由は軟質地盤では突起があっても、下図のように通常の基礎下部の施工条件の場合には、せん断面が突起なしの場合と大きくかわらないためである。
- (v) 突起は堅固な地盤や岩盤を乱さないように、かつ周辺地盤との密着性を確保するよう施工すること。

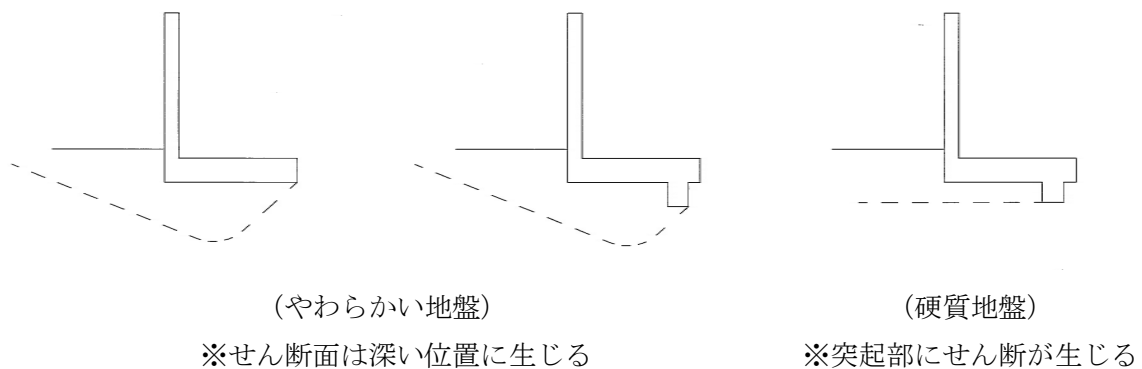


図 4.6.2 突起を設けた場合のせん断位置

参考文献：道路土工 擁壁工指針 P20-P21、P72-75、P125-126

道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 P280-P283 P291-292

改良地盤の設計及び品質管理における実務上のポイント P28-P30

擁壁の滑動抵抗に関する実験研究 日本建築学会構造系論文集 第364号昭和61年6月 (\*1)

建築基礎構造設計指針(2001) P361-P363

### (3) 基礎の支持力に関する検討

地盤反力度は次により求める。

- ① 合力の作用点が底版中央の底版幅  $1/3$  の中にある場合 ( $e \leq B/6$  の場合)

$$q_1 = \frac{R_V}{B} \left[ 1 + \frac{6e}{B} \right]$$

$$q_2 = \frac{R_V}{B} \left[ 1 - \frac{6e}{B} \right]$$

$q_1$  : 擁壁の底版前部で生じる地盤反力度(KN/m<sup>2</sup>)

$q_2$  : 擁壁の底版後部で生じる地盤反力度(KN/m<sup>2</sup>)

$R_V$  : 基礎下面における全鉛直荷重(KN/m)

$e$  : 荷重合力位置の底版中央からの偏心距離(m)

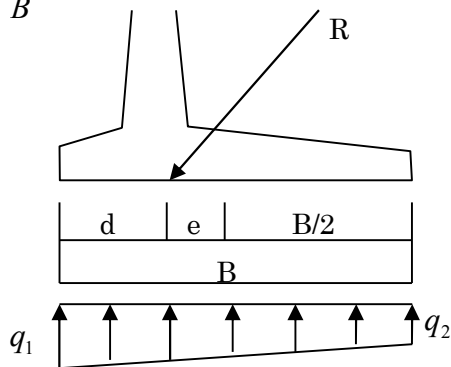
$B$  : 擁壁底版幅(m)

- ② 合力の作用点が底版中央の底版幅  $2/3$  の中にある場合 ( $B/6 < e \leq B/3$  の場合)  
(合力の作用点が底版中央の底版幅  $1/3$  の外にある場合)

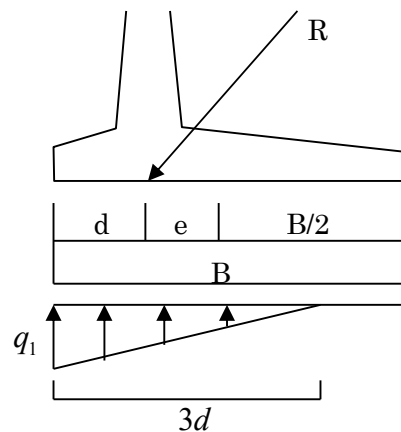
$$q_1 = \frac{2R_V}{3d}$$

- ③ 合力の作用点が底版中にあり、かつ底版中央の底版幅  $2/3$  の外にある場合  
( $B/3 < e$  の場合)

$$q_1 = \frac{4R_V}{B}$$



$e \leq B/6$  の場合



$B/6 < e$  の場合

#### ④ 地盤支持力に対する検討

基礎底面の最大接地圧が次の地盤支持力を超えないものとする。

- ・常時：告示第1113号に定める長期に生ずる力に対する地盤の許容支持力度
- ・大地震時：極限支持力度（長期許容支持力度の3.0倍）

①～③で求められた $q_1$ 及び $q_2$ は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} \leq q_a$$

$q_a$ ：上記の地盤支持力（KN/m<sup>2</sup>）

### 4. 7 擁壁の基礎

擁壁の基礎は、原則として直接基礎とする。ただし、必要地耐力が期待できず、良好な支持層まで地盤の安定処理、または置換を行う場合はこの限りではない。

なお、直接基礎、若しくは良好な支持層までの地盤の安定処理を行うことが困難な場合には杭基礎とすることもできる。

#### (1) 地盤調査、地耐力の確認方法

地盤調査は、平13国交告1113号第1の方法により、原則として基礎の地盤支持力及び擁壁背面の確認に必要な土質調査、原位置試験に基づき求めるものとする。

#### (2) 直接基礎

擁壁の基礎の接地圧は、平13国交告1113号第2により求めた地盤の許容応力度以下で、かつ地盤の沈下又は変形に対して構造耐力上安全なものとする。なお、根入れ深さによるDfの効果を見込む場合は、地形並びに地盤の状況及び土地の利用状況等を考慮し、適切に数値を設定するものとする。

#### (3) くい基礎

基礎ぐいの許容支持力は、平13国交告1113号第5、第6により求めるものとし、常時及び地震時に作用する水平力の検討を行うこととする。

#### (4) 地盤改良

改良された地盤の許容応力度は、平13国交告1113号第3、第4により求めるものとし、「宅地防災マニュアル 第Ⅷ.3.2.5 鉄筋コンクリート造擁壁の基礎工の設計」を参考として設計を行うこととする。

#### (5) 置換

軟弱地盤上に直接基礎を設ける場合でかつその層が比較的浅い場合、その軟弱層を採掘して良質な材料に置換える工法である。この場合は置換材料について十分な土質試験を行うとともに、地盤改良の範囲や改良条件についても十分な検討を行う必要がある。

## 【解説】

### (1) 地盤調査、地耐力の確認方法

擁壁における地盤の許容応力度並びに基礎ぐいの許容支持力については、平 12 建告第 1449 号第 3 (擁壁の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件) により、宅造法令第 7 条 (鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造) の計算基準が準用され、同条第 3 項第 2 号の規定により、基準法令第 93 条 (地盤及び基礎ぐい)、平 13 国交告 1113 号 (地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法並びにその結果に基づき地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を定める方法等を定める件) の検討が法令上必要となる。

### (2) 直接基礎

「基礎指針」によれば、「擁壁の基礎について、宅造法ではくい基礎を禁止してはいないが原則的に地盤改良を行うことも含めて直接基礎とすることを推奨している」とある。また、「基礎指針」ではくい基礎を使用する場合の留意事項として、「直接基礎の擁壁では、過大な土圧に対しては滑動することによって、構造体の損傷を防止できるが、くい基礎では、滑動できないので構造体の損傷を生じることがある」とある。

### (3) くい基礎

「宅地防災マニュアル」によれば、「擁壁には、常時において水平力が作用するので、杭の配置条件によっては、杭に引き抜き力が作用する。常時における引き抜き力は、コンクリートにひびわれを生じさせ、耐久性の観点から好ましくないので、引き抜き力が作用しないように杭配置を行ったり、杭とフーチングを非接合とするなどの処置が必要である」とある。

「道路橋示方書・同解説」によれば、「くい基礎のように深い基礎形式の場合は転倒に関する検討は不要だが、基礎の残留変位が大きならない範囲に基礎の水平変位を押さえることが望ましく、許容水平変位は基礎幅の 1% とし、くい径 1.5m 以下のくい基礎においては過去の実績を考慮して 15 mm 以下とする」とある。

その他、設計に関する参考文献

- ・道路橋示方書・同解説— I 共通編・iv 下部構造編 (日本道路協会)
- ・建築基礎構造設計指針 (日本建築学会)

### (4) 地盤改良

擁壁の地盤改良は、改良体の耐久性等を考慮し、原則として、セメント系固化材を用いた深層混合処理工法又は、浅層混合処理工法を用いることとする。改良地盤の設計等に際しては、「改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針 ((財) 日本建築センター)」、「改良地盤の設計及び品質管理における実務上のポイント ((財) 日本建築センター)」により、常時及び地震時に作用する水平力の検討を行うこととする。なお、検討に用いる荷重 (地震動) レベルは上部構造物のそれに準ずる。

その他の参考文献としては、「建築基礎のための地盤改良設計指針案 ((社) 日本建築学会)」などがある。

#### **(5) 置換**

具体的な置換方法・土質の確認方法は、「宅地造成の手引き（横浜市）」や「建築基準法における擁壁審査指針（東京都）」などが参考となる。

### **4. 8 構造体の設計留意事項**

#### **(1) 許容応力度**

鋼材及びコンクリートの許容応力度は基準法令第90条および第91条による。

#### **(2) 部材の設計**

各荷重ケースにおける部材の設計は表4.6.1による。

#### **(3) 配筋等の留意事項**

##### **①鉄筋のかぶり厚さ**

鉄筋のかぶり厚さは基準法令第79条による。

##### **②重ね継手と定着長さ及び主筋の段落とすと余長**

鉄筋の重ね継手と定着長さは基準法令第73条によるほか、「RC規準」「JASS5」が参考になる。

## 第5章 特殊な擁壁、その他取扱い

### 5. 1 特殊な構法の擁壁の取扱い

特殊な構法の擁壁は、原則として旧基準法第38条の規定に基づく建設大臣の認定（以下、旧基準法第38条認定という。）の擁壁（現在でも技術的に有効な旧基準法第38条認定に限る。）、又は宅造法令第14条の大臣認定の擁壁とし、認定書に記載されている規模や基礎形式等の条件の範囲内で用いることとする。

なお、指定性能評価機関等による技術評定を取得している擁壁の取扱いについては、特定行政庁等で異なる場合があるので、確認が必要である。

#### 【解説】

擁壁（工作物）の構造計算の基準は、平12建告第1449第3により、宅造法令第7条の規定が準用される。同規定では、擁壁の構造を鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造に限定しているが、基準法第88条の工作物の擁壁においては鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造以外の構造によるものでも、構造計算基準を満たし安全性が確かめられれば、法令上は用いることが可能と考えられる。宅造法令第7条の構造計算の基準については、原則として「宅地防災マニュアルの第Ⅷ章 擁壁」によることとする。

#### （1）特殊な構法の擁壁

擁壁においては、宅造法令第7条の規定によるL型や重力式の鉄筋コンクリート造、第8条の規定による練積み造等の他に、特殊な構法も多く存在する。

宅造法令第7条第2項第2号では、転倒モーメントの安全率1.5の確保、同条第3号では滑動に対する安全率1.5の確保が義務付けられているが、特殊な構法の擁壁は、「宅地防災マニュアルの第Ⅷ章 擁壁」による通常安定計算では、安全性の確認ができないと考えられるため、原則、大臣認定を取得し、その構造方法や構造計算の方法について、安全性が確かめられたものである必要がある。

#### （2）旧基準法第38条に基づく大臣認定の擁壁

旧基準法第38条認定には、「一般認定」と特定の場所でしか認められない「個別認定」があったが、平成14年6月1日に旧基準法第38条認定はその効力を失った。しかし、「一般認定」を取得していたものに対する読み替え措置として、『旧建築基準法第38条の規定に基づき建設大臣の認定を受けた建築材料又は構造方法の現行の建築基準法における認定等の手続きについて』（事務連絡）により、今後新たに認定を受ける必要性の有無について通知されている。そのため、旧基準法第38条認定を取得していた擁壁を使用する場合は、現行法に適合していることの確認が必要である。

## 5. 2 その他取扱い

擁壁の安定に関しては、一般に滑動に対する安定、転倒に対する安定、支持地盤の支持力に対する安定、について検討すればよいが、支持地盤の内部に軟弱な層が存在したり、斜面上に擁壁を設置する場合には、背面盛土及び支持地盤を含む全体としての安定について円弧すべり法などにより検討を行うことが必要な場合がある。

また、軟弱地盤上に擁壁を設置する場合や地震時に液状化が発生する恐れがある地盤上に擁壁を設置する場合には、「宅地防災マニュアルの第IX章 11.地盤の液状化」、「建築基礎構造設計指針（2001）4.5節 3.液状化地盤における基礎構造の計画」等を参考に検討を行うことが必要である。

## 第6章 資料編

この計算例は、取扱い本文の内容に沿って計算を行った一例である。確認申請、計画通知申請においてこの計算例を参考とする場合は、事前に各特定行政庁等に諸数値等の取り扱いを確認すること

### 6. 1 鉄筋コンクリート造擁壁の構造計算例

#### 1 常時

##### 1-1 設計条件

###### (1) 擁壁の型式及び高さ

型 式:片持梁式鉄筋コンクリート造L型擁壁

擁壁の高さ:  $H' = 5.50 \text{ m}$

擁壁の全高:  $H = 6.35 \text{ m}$

###### (2) 外力

土圧の作用面は縦壁背面とする。

上載荷重 :  $q = 10 \text{ kN/m}^2$

###### (3) 背面土

土質の種類 : 関東ローム

土の単位体積重量 :  $\gamma_s = 16.0 \text{ kN/m}^3$

内部摩擦角 :  $\phi = 20.0$

粘着力 :  $C_B = 0.0 \text{ kN/m}^2$

壁背面と土との摩擦角 :  $\delta = 13.33$  (砕石使用時)

(透水マット:  $\phi/2$ 、砕石:  $2\phi/3$ )

壁背面と鉛直面とのなす角度:  $\alpha = 3.778$

地表面と水平面とのなす角度:  $\beta = 0.00$

※角度の単位「°」の表記は省略 (以下全て同様)

###### (4) 土圧 (常時)

クーロンの土圧式による。

###### (5) 支持地盤

土質の種類 : 関東ローム

内部摩擦角 :  $\phi = 20.0$

粘着力 :  $C_B = 20.0 \text{ kN/m}^2$

許容地耐力 :  $f_e = 200.0 \text{ kN/m}^2$

底面の摩擦係数 :  $\mu = \tan 20.0 = 0.364$

###### (6) 材料の許容応力度 (常時)

コンクリート設計基準強度 :  $\sigma_{28} = 21.0 \text{ N/mm}^2$

コンクリートの圧縮応力度 :  $\sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2$

コンクリートのせん断応力度 :  $\tau_{ca} = 0.7 \text{ N/mm}^2$

鉄筋 (SD295) の引張応力度 :  $\sigma_{sa} = 196.0 \text{ N/mm}^2$  (D16 以下)

鉄筋 (SD345) の引張応力度 :  $\sigma_{sa} = 215.0 \text{ N/mm}^2$  (D19 以上 D29 未満)

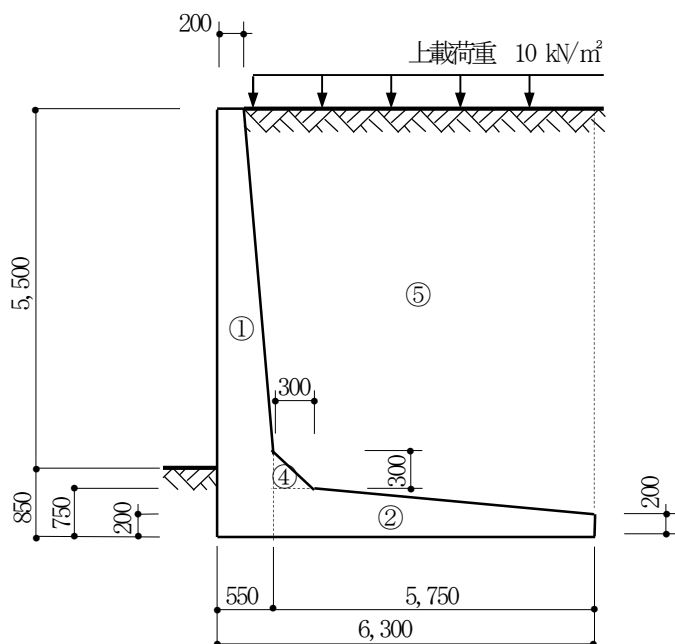
鉄筋 (SD345) の引張応力度 :  $\sigma_{sa} = 195.0 \text{ N/mm}^2$  (D29 以上)

###### (7) 単位体積重量

鉄筋コンクリート :  $\gamma_c = 24.0 \text{ kN/m}^3$



1-2 擁壁断面の形状・寸法及び荷重の計算（常時）



地表面と水平面とのなす角度  $\beta = 0.00$   
 壁背面と鉛直面とのなす角度  $\alpha = 3.778$   
 擁壁全高さ  $H = 6.35\text{m}$

(1) 自重

区分	面積A (m <sup>2</sup> )	単位重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	重量 W (kN/m)	重心距離(m)		モーメント(kN・m/m)	
				x	y	W・x	W・y
①たて壁	$5.300 \times (0.200 + 0.550) / 2 + 1.050 \times 0.550 = 2.565$	24.0	61.560	0.218		13.420	
②かかと版	$5.450 \times (0.750 + 0.200) / 2 + 0.300 \times 0.750 = 2.814$	24.0	67.536	2.861		193.220	
③つま先版							
④ハンチ	$0.300 \times 0.300 / 2 = 0.045$	24.0	1.080	0.650		0.702	
⑤背面土	$6.350 \times 6.300 - (2.565 + 2.814 + 0.045) = 34.581$	16.0	553.296	3.394		1877.887	
⑥法面土							
⑦前面土							
合計 $\Sigma$		—	683.472	—		2085.229	—

重心  $x = \Sigma W \cdot x / \Sigma W = 2085.229 / 683.472 = 3.051 \text{ m}$

(2) 上載荷重

背面上載荷重  $\cdots W = 10.00 \times 6.100 = 61.000 \text{ kN/m}$

(3) 擁壁に及ぼす土圧

ア 主働土圧係数 (K<sub>A</sub>)

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

$$= \frac{\cos^2(20.00 - 3.778)}{\cos^2 3.778 \cdot \cos(3.778 + 13.33) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(20.00 + 13.33) \cdot \sin(20.00 - 0.00)}{\cos(3.778 + 13.33) \cdot \cos(3.778 - 0.00)}} \right\}^2}$$

$$= 0.465$$

イ 背面土による土圧

$$P_A = 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 = 1/2 \times 0.465 \times 16.0 \times 6.350^2 = 150.000 \text{ kN/m}$$

$$P_{AX} = P_A \cdot \cos(\delta + \alpha) = P_A \cdot \cos(13.33 + 3.778) = 143.363 \text{ kN/m}$$

ウ 背面上載荷重による土圧

$$\Delta P_A = K_A \cdot q \cdot H = 0.465 \times 10.0 \times 6.350 = 29.528 \text{ kN/m}$$

$$\Delta P_{AX} = \Delta P_A \cdot \cos(\delta + \alpha) = \Delta P_A \cdot \cos(13.33 + 3.778) = 28.221 \text{ kN/m}$$

エ 作用点の位置

$$P_{AX} : y = H/3 = 6.350/3 = 2.117 \text{ m}$$

$$\Delta P_{AX} : y = H/2 = 6.350/2 = 3.175 \text{ m}$$

(4) 荷重の集計

荷重の種類	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	作用点 (m)		モーメント (kN・m/m)	
			x	y	V・x	H・y
自重(W)	683.472		3.051		2085.229※	
土圧(PAX)		143.363		2.117		303.499
土圧(ΔPAX)		28.221		3.175		89.602
背面上載荷重	61.000		3.250		198.250	
前面上載荷重						
合計 Σ	(R <sub>v</sub> ) 744.472	(R <sub>H</sub> ) 171.584	—	—	(M <sub>r</sub> =R <sub>v</sub> ・x=) 2283.479	(M <sub>o</sub> =R <sub>H</sub> ・y=) 393.101

※自重(W)のモーメント V・x は 1 - 2 (1) 自重の表中 モーメント W・x の合計による。

### 1-3 安定性の検討 (常時)

#### (1) 転倒に対する検討

抵抗モーメント  $M_r = R_v \cdot x = 2283.479 \text{ kNm/m}$

転倒モーメント  $M_o = R_H \cdot y = 393.101 \text{ Nm/m}$

合力の作用位置  $d = (M_r - M_o) / R_v = (2283.479 - 393.101) / 744.472 = 2.539 \text{ m}$

偏心距離  $e = (B_1/2) - d = (6.300/2) - 2.539 = 0.611 \text{ m}$

$< B_1/6 = 6.300/6 = 1.050\text{m} \therefore \text{O.K}$

転倒安全率  $F = M_r/M_o = 2283.479/393.101 = 5.809 > 1.5 \therefore \text{O.K}$

#### (2) 地盤支持力(接地圧)に対する検討

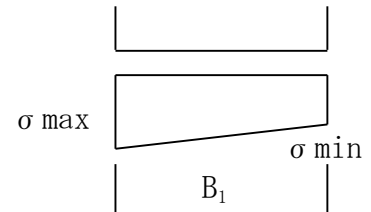
接地圧 ( $\sigma$ )

$$\sigma = (R_v / B_1) \cdot \{1 \pm (6e / B_1)\}$$

$$= (744.472/6.300) \times \{1 \pm (6 \times 0.611/6.300)\}$$

$$\sigma_{\max} = 186.934 \text{ kN/m}^2 < 200.0 \text{ kN/m}^2 \therefore \text{O.K}$$

$$\sigma_{\min} = 49.406 \text{ kN/m}^2$$



※最小接地圧 ( $\sigma_{\min}$ ) は中立軸までの距離の比から算出しています。

#### (3) 滑り出しに対する検討

水平力の総和  $R_H = 171.584 \text{ kN/m}$

中立軸までの距離

$$X_n = (B_1/2) \cdot [1 + \{B_1/(6e)\}] = (6.300/2) \times [1 + \{6.300/(6 \times 0.611)\}] = 8.563 \text{ m}$$

滑動に対する抵抗力  $R_v \cdot \mu + C_B \cdot B_1 = 744.472 \times 0.364 + 20.0 \times 6.300 = 396.988 \text{ kN/m}$

$$0.6 \times R_v = 0.6 \times 744.472 = 446.683 \text{ kN/m}$$

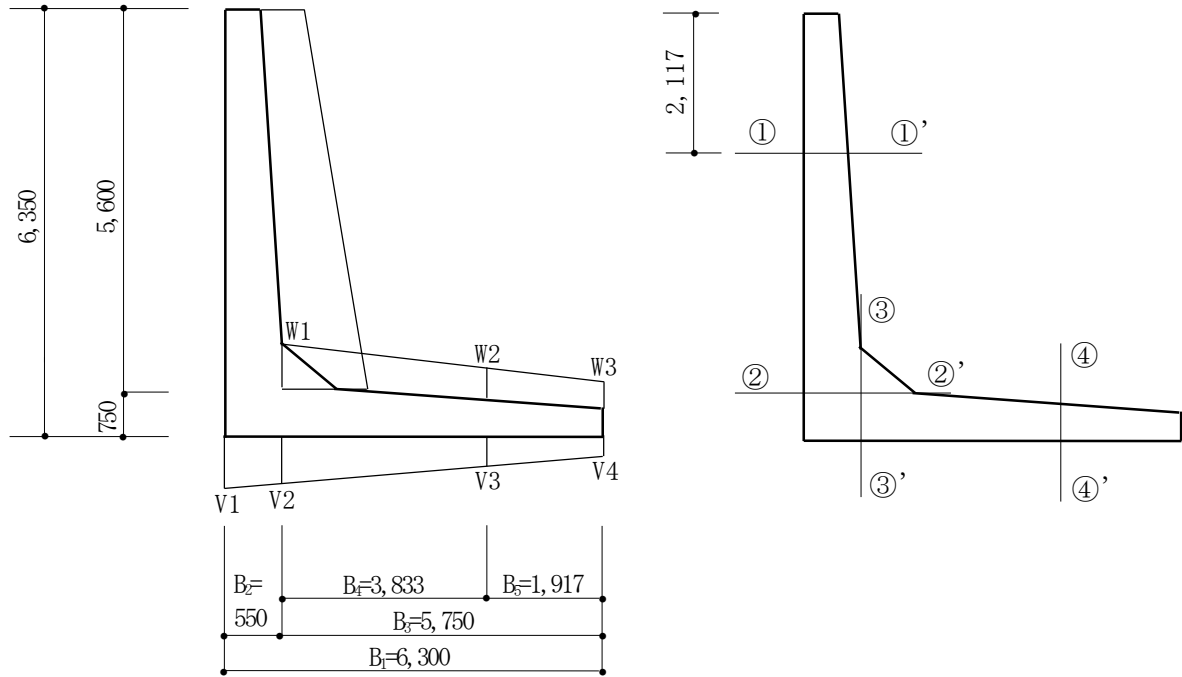
$$\min(R_v \cdot \mu + C_B \cdot B_1, 0.6 \times R_v) = 396.988 \text{ kN/m}$$

滑動安全率  $F_s = \min(R_v \cdot \mu + C_B \cdot B_1, 0.6 \times R_v) / R_H$

$$= 396.988/171.584$$

$$= 2.314 > 1.5 \therefore \text{O.K}$$

1-4 断面の検討 (常時)



地盤反力

1-3 (2) より

$$V1 = \sigma_{\max} = 186.934 \text{ kN/m}^2 \quad V2 = 174.927 \text{ kN/m}^2$$

$$V3 = 91.251 \text{ kN/m}^2 \quad V4 = \sigma_{\min} = 49.406 \text{ kN/m}^2$$

上部からの荷重

かかと版上の土の重量+かかと版自重+上載荷重により求める。

$$W1 = (5.600 \times 16.0) + (0.750 \times 24.0) + 10.00 = 117.600 \text{ kN/m}^2$$

$$W2 = (117.600 - 113.200) \times 1.917 / 5.750 + 113.200 = 114.667 \text{ kN/m}^2$$

$$W3 = (6.150 \times 16.0) + (0.200 \times 24.0) + 10.00 = 113.200 \text{ kN/m}^2$$

(1) たて壁 (固定部) ②-②'

$$PAX = 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(\delta + \alpha) \\ = 1/2 \times 0.465 \times 16.0 \times 5.600^2 \times \cos 17.108 = 111.497 \text{ kN/m}$$

$$\Delta PAX = K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(\delta + \alpha) \\ = 0.465 \times 10.0 \times 5.600 \times \cos 17.108 = 24.888 \text{ kN/m}$$

$$M = PAX \cdot (H/3) + \Delta PAX \cdot (H/2) \\ = 111.497 \times (5.600/3) + 24.888 \times (5.600/2) = 277.814 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$S = PAX + \Delta PAX = 111.497 + 24.888 = 136.385 \text{ kN/m}$$

$$D=550\text{mm} \quad c=60\text{mm} \quad d'=60+29/2=74.5\text{mm}$$

※D29を仮定(断面積 $s=642\text{mm}^2$  周長 90mm)

$$d=D-d'=475.5\text{mm} \quad j_i=d \times 7/8=416.063\text{mm}$$

延長 1 m 当たりの必要鉄筋量

許容引張応力度  $f_t=195\text{N/mm}^2$  許容付着応力度  $f_a=1.4\text{N/mm}^2$

$$\text{面積 } a_t = M / (f_t \cdot j_i) = 277.814 \times 10^6 / (195 \times 416.063) = 3425 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi = S / (f_a \cdot j_i) = 136.385 \times 10^3 / (1.4 \times 416.063) = 235 \text{ mm/m}$$

$$\text{ピッチ } 1000 \times 642 / 3425 = 187\text{mm@} \quad \dots \text{面積から}$$

$$1000 \times 90 / 235 = 382\text{mm@} \quad \dots \text{周長から}$$

採用鉄筋ピッチ D29-125@ とする。

$$A_s = 642 \times 1000 / 125 = 5136 \text{ mm}^2/\text{m} > 3425 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{この時 周長 } 90\text{mm} \times 1000 / 125 = 720 \text{ mm/m} > 235 \text{ mm/m} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$n=15 \quad b=1000\text{mm}$$

$$p = A_s / (b \cdot d) = 5136 / (1000 \times 475.5) = 0.01080$$

$$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.01080 + (15 \times 0.01080)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.01080 = 0.430$$

$$j_2 = 1 - (k/3) = 1 - (0.430/3) = 0.857$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_2 \cdot b \cdot d^2)$$

$$= 2 \times 277.814 \times 10^6 / (0.430 \times 0.857 \times 1000 \times 475.5^2) = 6.669 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j_2 \cdot d) = 277.814 \times 10^6 / (5136 \times 0.857 \times 475.5) = 132.739 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{sa} = 195 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_2 \cdot d) = 136.385 \times 10^3 / (1000 \times 0.857 \times 475.5) = 0.335 \text{ N/mm}^2$$

$$< \tau_{ca} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(2) たて壁 (全高さの2/3部分) ①-①'

断面検定位置からたて壁上部までの高さは $H=2.117\text{m}$ となることから

$$PAX = 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(\delta + \alpha) \\ = 1/2 \times 0.465 \times 16.0 \times 2.117^2 \times \cos 17.108 = 15.934 \text{ kN/m}$$

$$\Delta PAX = K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(\delta + \alpha) = 0.465 \times 10.0 \times 2.117 \times \cos 17.108 = 9.408 \text{ kN/m}$$

$$M = PAX \cdot (H/3) + \Delta PAX \cdot (H/2) \\ = 15.934 \times (2.117/3) + 9.408 \times (2.117/2) = 21.202 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$S = PAX + \Delta PAX = 15.934 + 9.408 = 25.342 \text{ kN/m}$$

$$D=339.8\text{mm} \quad c=60\text{mm} \quad d'=60+29/2=74.5\text{mm}$$

※D29を仮定(断面積 $s=642\text{mm}^2$  周長 90mm)

$$d=D-d'=265.3\text{mm} \quad j_1=d \times 7/8=232.138\text{mm}$$

$$\text{許容引張応力度 } f_t=195\text{N/mm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a=1.4\text{N/mm}^2$$

$$\text{面積 } a_t = M/(f_t \cdot j_1) = 21.202 \times 10^6 / (195 \times 232.138) = 469 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi = S/(f_a \cdot j_1) = 25.342 \times 10^3 / (1.4 \times 232.138) = 78 \text{ mm/m}$$

$$\text{ピッチ } 1000 \times 642 / 469 = 1368\text{mm@} \quad \dots \text{面積から}$$

$$1000 \times 90 / 78 = 1153\text{mm@} \quad \dots \text{周長から}$$

採用鉄筋ピッチ D29-250@ とする。

$$A_s = 642 \times 1000 / 250 = 2568 \text{ mm}^2/\text{m} > 469 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{この時 周長 } 90\text{mm} \times 1000 / 250 = 360\text{mm/m} > 78 \text{ mm/m} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$n=15 \quad b=1000\text{mm}$$

$$p = A_s / (b \cdot d) = 2568 / (1000 \times 265.3) = 0.00968$$

$$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.00968 + (15 \times 0.00968)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00968 = 0.413$$

$$j_2 = 1 - (k/3) = 1 - (0.413/3) = 0.862$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_2 \cdot b \cdot d^2)$$

$$= 2 \times 21.202 \times 10^6 / (0.413 \times 0.862 \times 1000 \times 265.3^2) = 1.692 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j_2 \cdot d) = 21.202 \times 10^6 / (2568 \times 0.862 \times 265.3) = 36.103 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{sa} = 195 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_2 \cdot d) = 25.342 \times 10^3 / (1000 \times 0.862 \times 265.3) = 0.111 \text{ N/mm}^2$$

$$< \tau_{ca} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(3) かかと版(固定部) ③-③'

$$M_1 = (W_1 + 2 \cdot W_3) \cdot B_3^2 / 6 = (117.600 + 2 \times 113.200) \times 5.750^2 / 6 = 1895.583 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$S_1 = (W_1 + W_3) \cdot B_3 / 2 = (117.600 + 113.200) \times 5.750 / 2 = 663.550 \text{ kN/m}$$

$$M_2 = (V_2 + 2 \cdot V_4) \cdot B_3^2 / 6 = (174.927 + 2 \times 49.406) \times 5.750^2 / 6 = 1508.416 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$S_2 = (V_2 + V_4) \cdot B_3 / 2 = (174.927 + 49.406) \times 5.750 / 2 = 644.957 \text{ kN/m}$$

$$M = |M_1 - M_2| = |1895.583 - 1508.416| = 387.167 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$S = |S_1 - S_2| = |663.550 - 644.957| = 18.593 \text{ kN/m}$$

$$D=750\text{mm} \quad c=60\text{mm} \quad d'=60+29/2=74.5\text{mm}$$

※D29を仮定(断面積 $s=642\text{mm}^2$  周長 90mm)

$$d=D-d'=675.5\text{mm} \quad j_1=d \times 7/8=591.063\text{mm}$$

延長 1 m 当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t=195\text{N/mm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a=1.4\text{N/mm}^2$$

$$\text{面積 } a_t = M / (f_t \cdot j_1) = 387.167 \times 10^6 / (195 \times 591.063) = 3360 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi = S / (f_a \cdot j_1) = 18.593 \times 10^3 / (1.4 \times 591.063) = 23 \text{ mm/m}$$

$$\text{ピッチ } 1000 \times 642 / 3360 = 191\text{mm@} \quad \dots \text{面積から}$$

$$1000 \times 90 / 23 = 3913\text{mm@} \quad \dots \text{周長から}$$

採用鉄筋ピッチ D29-125@ とする。

$$A_s = 642 \times 1000 / 125 = 5136 \text{ mm}^2/\text{m} > 3360 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{この時 周長 } 90\text{mm} \times 1000 / 125 = 720 \text{ mm/m} > 23 \text{ mm/m} \quad \therefore \text{O.K}$$

n=15 b=1000mm

$$p = A_s / (b \cdot d) = 5136 / (1000 \times 675.5) = 0.00760$$

$$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.00760 + (15 \times 0.00760)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00760 = 0.377$$

$$j_2 = 1 - (k/3) = 1 - (0.377/3) = 0.874$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_2 \cdot b \cdot d^2)$$

$$= 2 \times 387.167 \times 10^6 / (0.377 \times 0.874 \times 1000 \times 675.5^2) = 5.150 \text{ N/mm}^2$$

$$\langle \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.} \rangle$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j_2 \cdot d) = 387.167 \times 10^6 / (5136 \times 0.874 \times 675.5) = 127.684 \text{ N/mm}^2$$

$$\langle \sigma_{sa} = 195 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.} \rangle$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_2 \cdot d) = 18.593 \times 10^3 / (1000 \times 0.874 \times 675.5) = 0.031 \text{ N/mm}^2$$

$$\langle \tau_{ca} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.} \rangle$$

(4) かかと版 (かかと版幅の2/3部分) ④-④'

$$M_1 = (W_2 + 2 \cdot W_3) \cdot (B_3/3)^2 / 6 = (114.667 + 2 \times 113.200) \times 1.917^2 / 6 = 208.897 \text{ kNm/m}$$

$$S_1 = (W_2 + W_3) \cdot (B_3/3) / 2 = (114.667 + 113.200) \times 1.917 / 2 = 218.411 \text{ kN/m}$$

$$M_2 = (V_3 + 2 \cdot V_4) \cdot (B_3/3)^2 / 6 = (91.251 + 2 \times 49.406) \times 1.917^2 / 6 = 116.410 \text{ kNm/m}$$

$$S_2 = (V_3 + V_4) \cdot (B_3/3) / 2 = (91.251 + 49.406) \times 1.917 / 2 = 134.820 \text{ kN/m}$$

$$M = |M_1 - M_2| = |208.897 - 116.410| = 92.487 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$S = |S_1 - S_2| = |218.411 - 134.820| = 83.591 \text{ kN/m}$$

$$D=393.5\text{mm} \quad c=60\text{mm} \quad d' = 60 + 29/2 = 74.5\text{mm}$$

※D29を仮定(断面積 $s=642\text{mm}^2$  周長 90mm)

$$d = D - d' = 319.0\text{mm} \quad j_1 = d \times 7/8 = 279.125\text{mm}$$

延長1m当たりの必要鉄筋量

許容引張応力度  $f_t = 195\text{N/mm}^2$  許容付着応力度  $f_a = 1.4\text{N/mm}^2$

$$\text{面積 } a_t = M / (f_t \cdot j_1) = 92.487 \times 10^6 / (195 \times 279.125) = 1700 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi = S / (f_a \cdot j_1) = 83.591 \times 10^3 / (1.4 \times 279.125) = 214 \text{ mm/m}$$

$$\text{ピッチ } 1000 \times 642 / 1700 = 377\text{mm@} \quad \dots \text{面積から}$$

$$1000 \times 90 / 214 = 420\text{mm@} \quad \dots \text{周長から}$$

採用鉄筋ピッチ D29-250@ とする。

$$A_s = 642 \times 1000 / 250 = 2568 \text{ mm}^2/\text{m} > 1700 \text{ mm}^2/\text{m} \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{この時 周長 } 90\text{mm} \times 1000 / 250 = 360 \text{ mm/m} > 214 \text{ mm/m} \therefore \text{O.K.}$$

n=15 b=1000mm

$$p = A_s / (b \cdot d) = 2568 / (1000 \times 319.0) = 0.00805$$

$$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.00805 + (15 \times 0.00805)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00805 = 0.385$$

$$j_2 = 1 - (k/3) = 1 - (0.385/3) = 0.872$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\Sigma \sigma_c = 2M / (k \cdot j_2 \cdot b \cdot d^2)$$

$$= 2 \times 92.487 \times 10^6 / (0.385 \times 0.872 \times 1000 \times 319^2) = 5.414 \text{ N/mm}^2$$

$$\langle \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K.} \rangle$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j_2 \cdot d) = 92.487 \times 10^6 / (2568 \times 0.872 \times 319) = 129.473 \text{ N/mm}^2$$

$$\langle \sigma_{sa} = 195 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

• コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_2 \cdot d) = 83.591 \times 10^3 / (1000 \times 0.872 \times 319) = 0.301 \text{ N/mm}^2$$

$$\langle \tau_{ca} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K}$$



## 2 大地震時（水平力＝慣性力＋常時土圧）

大地震時において転倒・滑動・支持力度が安全率 1.0 以上、合力の作用位置が  $B/2$  以内であり、かつ部材応力度が設計基準強度以下であることを照査する。

### 2-1 設計条件

#### (1) 外力

上載荷重 :  $q = 10 \text{ kN/m}^2$

#### (2) 背面土

土質の種類 : 関東ローム  
土の単位体積重量 :  $\gamma_s = 16.0 \text{ kN/m}^3$   
内部摩擦角 :  $\phi = 20.0$   
粘着力 :  $C_B = 0.0 \text{ kN/m}^2$   
壁背面と土との摩擦角 :  $\delta_E = 10.00$   
壁背面と鉛直面とのなす角度 :  $\alpha = 3.778$   
地表面と水平面とのなす角度 :  $\beta = 0.00$

#### (3) 土圧（大地震時）

クーロンの土圧式による。（水平震度  $K_h = 0.25$ ）

#### (4) 支持地盤

土質の種類 : 関東ローム  
内部摩擦角 :  $\phi = 20.0$   
粘着力 :  $C_B = 20.0 \text{ kN/m}^2$   
許容地耐力 :  $f_e = 600.0 \text{ kN/m}^2$   
底面の摩擦係数 :  $\mu = \tan 20.0 = 0.364$

#### (5) 材料の許容応力度（大地震時）

コンクリート設計基準強度 :  $\sigma_{28} = 21.0 \text{ N/mm}^2$   
コンクリートの圧縮応力度 :  $\sigma_{ca} = 14.0 \text{ N/mm}^2$   
コンクリートのせん断応力度 :  $\tau_{ca} = 1.4 \text{ N/mm}^2$   
鉄筋（SD295）の引張応力度 :  $\sigma_{sa} = 295.0 \text{ N/mm}^2$  (D16 以下)  
鉄筋（SD345）の引張応力度 :  $\sigma_{sa} = 345.0 \text{ N/mm}^2$  (D19 以上)

#### (6) 単位体積重量

鉄筋コンクリート :  $\gamma_c = 24.0 \text{ kN/m}^3$

## 2-2 荷重の計算

### (1) 自重

区分	面積A (m <sup>2</sup> )	単位重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	重量 W (kN/m)	重心距離(m)		モーメント(kN・m/m)	
				x	y	W・x	W・y
① たて壁	$5.300 \times (0.200 + 0.550) / 2 + 1.050 \times 0.550 = 2.565$	24.0	61.560	0.218	2.666	13.420	164.119
② かかと版	$5.450 \times (0.750 + 0.200) / 2 + 0.300 \times 0.750 = 2.814$	24.0	67.536	2.861	0.273	193.220	18.437
③ つま先版							
④ ハンチ	$0.300 \times 0.300 / 2 = 0.045$	24.0	1.080	0.650	0.850	0.702	0.918
⑤ 背面土	$6.350 \times 6.300 - (2.565 + 2.814 + 0.045) = 34.581$	16.0	553.296	3.394	3.452	1877.887	1909.978
⑥ 法面土							
⑦ 前面土							
合計 Σ		—	683.472	—	—	2085.229	2093.452

$$\text{重心 } x = \Sigma W \cdot x / \Sigma W = 2085.229 / 683.472 = 3.051 \text{ m}$$

$$\text{重心 } y = \Sigma W \cdot y / \Sigma W = 2093.452 / 683.472 = 3.063 \text{ m}$$

### (2) 上載荷重

$$\text{背面上載荷重} \cdots W = 10.00 \times 6.100 = 61.000 \text{ kN/m}$$

### (3) 擁壁に及ぼす土圧 (1-2 (3) と同様)

ア 主動土圧係数

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

$$= \frac{\cos^2(20.00 - 3.576)}{\cos^2 3.778 \cdot \cos(3.778 + 13.33) \cdot \left\{ 1 + \frac{\sin(20.00 + 13.33) \cdot \sin(20.00 - 0.00)}{\cos(3.778 + 13.33) \cdot \cos(3.778 - 0.00)} \right\}^2}$$

$$= 0.465$$

イ 背面土による土圧

$$PA = 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 = 1/2 \times 0.465 \times 16.0 \times 6.350^2 = 150.000 \text{ kN/m}$$

$$PAX = PA \cdot \cos(\delta + \alpha) = PA \cdot \cos(13.33 + 3.778) = 143.363 \text{ kN/m}$$

ウ 背面上載荷重による土圧

$$\Delta PA = K_A \cdot q \cdot H = 0.465 \times 10.0 \times 6.350 = 29.528 \text{ kN/m}$$

$$\Delta PAX = \Delta PA \cdot \cos(\delta + \alpha) = \Delta PA \cdot \cos(13.33 + 3.778) = 28.221 \text{ kN/m}$$

エ 作用点の位置

$$PAX : y = H/3 = 6.350/3 = 2.117 \text{ m}$$

$$\Delta PAX : y = H/2 = 6.350/2 = 3.175 \text{ m}$$

(4) 荷重の集計 (大地震時)

安定性の検討に用いる地震時荷重は「地震時土圧による荷重」と「擁壁の自重に起因する地震時慣性力に常時の土圧を加えた荷重」のうち大きい方を採用する。

(水平力=慣性力+常時土圧)

荷重の種類	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	作用点(m)		モーメント(kN・m/m)	
			x	y	V・x	H・y
自重(W)	683.472	170.868	3.051	3.063	2085.229※	523.369
土圧(PAX)		143.363		2.117		303.499
土圧(ΔPAX)		28.221		3.175		89.602
背面上載荷重	61.000	15.250	3.250	6.350	198.250	96.838
前面上載荷重						
合計 Σ	(R <sub>v</sub> )744.472	(R <sub>H</sub> )357.702	—	—	(Mr=R <sub>v</sub> ・x=) 2283.479	(Mo=R <sub>H</sub> ・y=) 1013.308

※自重(W)のモーメント V・x は 2-2 (1) 自重の表中 モーメント W・x の合計による。

2-3 安定性の検討 (大地震時)

(1) 転倒に対する検討

抵抗モーメント  $M_r = R_v \cdot x = 2283.479 \text{ kNm/m}$

転倒モーメント  $M_o = R_H \cdot y = 1013.308 \text{ kNm/m}$

合力の作用位置  $d = (M_r - M_o) / R_v = (2283.479 - 1013.308) / 744.472 = 1.706 \text{ m}$

偏心距離  $e = (B_1/2) - d = (6.300/2) - 1.706 = 1.444 \text{ m}$

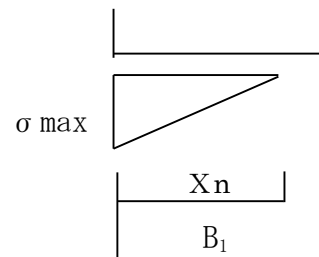
$< B_1/2 = 6.300/2 = 3.150 \text{ m} \therefore \text{O.K}$

転倒安全率  $F = M_r / M_o = 2283.479 / 1013.308 = 2.253 > 1.0 \therefore \text{O.K}$

(2) 地盤支持力(接地圧)に対する検討

最大接地圧

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= (R_v / B_1) \cdot [2 / \{3 \times (1/2 - e / B_1)\}] \\ &= (744.472 / 6.300) \times [2 / \{3 \times (1/2 - 1.444 / 6.300)\}] \\ &= 290.923 \text{ kN/m}^2 < 600.0 \text{ kN/m}^2 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$



(3) 滑り出しに対する検討

水平力の総和  $R_H = 357.702 \text{ kN/m}$

中立軸までの距離

$X_n = 3 \{ (B_1/2) - e \} = 3 \{ (6.300/2) - 1.444 \} = 5.118 \text{ m}$

滑動に対する抵抗力  $R_v \cdot \mu + C_B \cdot B_1$  (浮き上がりがある場合  $B_1 \rightarrow X_n$ )  
 $= 744.472 \times 0.364 + 20.0 \times 5.118 = 373.348 \text{ kN/m}$

$0.6 \times R_v = 0.6 \times 744.472 = 446.683 \text{ kN/m}$

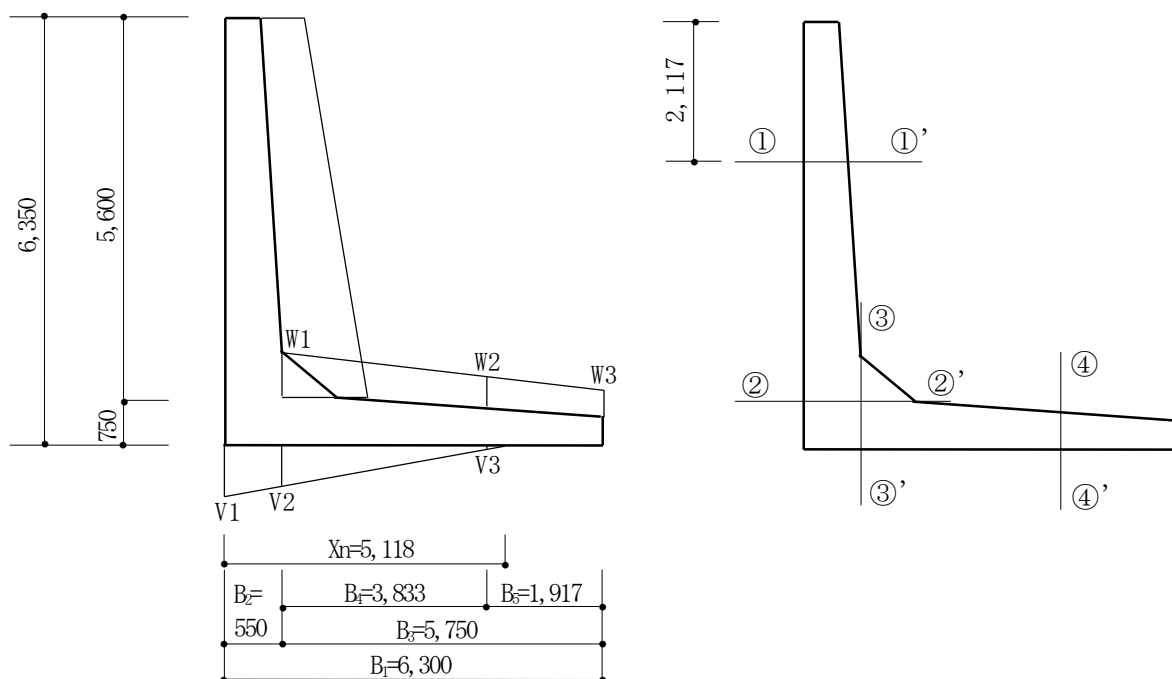
$\min(R_v \cdot \mu + C_B \cdot X_n, 0.6 \times R_v) = 373.348 \text{ kN/m}$

滑動安全率  $F_s = \min(R_v \cdot \mu + C_B \cdot X_n, 0.6 \times R_v) / R_H$

$= 373.348 / 357.702$

$= 1.044 > 1.0 \therefore \text{O.K}$

## 2-4 断面の検討 (大地震時)



地盤反力

2-3 (2) より

$$V_1 = \sigma_{\max} = 290.923 \text{ kN/m}^2 \quad V_2 = 259.659 \text{ kN/m}^2 \quad V_3 = 41.780 \text{ kN/m}^2$$

上部からの荷重

かかと版上の土の重量+かかと版自重+上載荷重により求める。

$$W_1 = (5.600 \times 16.0) + (0.750 \times 24.0) + 10.00 = 117.600 \text{ kN/m}^2$$

$$W_2 = (117.600 - 113.200) \times 1.917 / 5.750 + 113.200 = 114.667 \text{ kN/m}^2$$

$$W_3 = (6.150 \times 16.0) + (0.200 \times 24.0) + 10.00 = 113.200 \text{ kN/m}^2$$

(1) たて壁 (固定部) ②-②'

$$\begin{aligned} PAX &= 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(\delta + \alpha) \\ &= 1/2 \times 0.465 \times 16.0 \times 5.600^2 \times \cos 17.108 = 111.497 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta PAX &= K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(\delta + \alpha) \\ &= 0.465 \times 10.0 \times 5.600 \times \cos 17.108 = 24.888 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{たて壁重量 } W = 51.660 \text{ kN/m}$$

$$y = 2.355 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M &= PAX \cdot (H/3) + \Delta PAX \cdot (H/2) + W \cdot Kh \cdot y \\ &= 111.497 \times (5.600/3) + 24.888 \times (5.600/2) + 51.660 \times 0.25 \times 2.355 = 308.229 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$S = PAX + \Delta PAX + W \cdot Kh = 111.497 + 24.888 + 51.660 \times 0.25 = 149.300 \text{ kN/m}$$

(2) たて壁 (全高さの2/3部分) ①-①'

$$\begin{aligned} PAX &= 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(\delta + \alpha) \\ &= 1/2 \times 0.465 \times 16.0 \times 2.117^2 \times \cos 17.108 = 15.934 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\Delta PAX = K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(\delta + \alpha) = 0.465 \times 10.0 \times 2.117 \times \cos 17.108 = 9.408 \text{ kN/m}$$

$$\text{たて壁重量 } W = 13.713 \text{ kN/m}$$

$$y = 0.967 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M &= PAX \cdot (H/3) + \Delta PAX \cdot (H/2) + W \cdot Kh \cdot y \\ &= 15.934 \times (2.117/3) + 9.408 \times (2.117/2) + 13.713 \times 0.25 \times 0.967 = 24.518 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$S = PAX + \Delta PAX + W \cdot Kh = 15.934 + 9.408 + 13.713 \times 0.25 = 28.770 \text{ kN/m}$$

(3) かかと版 (固定部) ③-③'

$$M1 = (W1 + 2 \cdot W3) \cdot B_3^2 / 6 = (117.600 + 2 \times 113.200) \times 5.750^2 / 6 = 1895.583 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$S1 = (W1 + W3) \cdot B_3 / 2 = (117.600 + 113.200) \times 5.750 / 2 = 663.550 \text{ kN/m}$$

$$M2 = (V2 + 2 \cdot V4) \cdot (X_n - B_2)^2 / 6 = (259.659 + 2 \times 0) \times (5.118 - 0.550)^2 / 6 = 903.034 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$S2 = (V2 + V4) \cdot (X_n - B_2) / 2 = (259.659 + 0) \times (5.118 - 0.550) / 2 = 593.061 \text{ kN/m}$$

$$M = |M1 - M2| = |1895.583 - 903.034| = 992.549 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$S = |S1 - S2| = |663.550 - 593.061| = 70.489 \text{ kN/m}$$

(4) かかと版 (かかと版幅の2/3部分) ④-④'

$$M1 = (W2 + 2 \cdot W3) \cdot (B_3/3)^2 / 6 = (114.667 + 2 \times 113.200) \times 1.917^2 / 6 = 208.897 \text{ kNm/m}$$

$$S1 = (W2 + W3) \cdot (B_3/3) / 2 = (114.667 + 113.200) \times 1.917 / 2 = 218.411 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} M2 &= (V3 + 2 \cdot V4) \cdot [\{X_n - (B_2 + B_4)\} / 3]^2 / 6 \\ &= (41.780 + 2 \times 0) \times (5.118 - 4.383)^2 / 6 = 3.762 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$S2 = (V3 + V4) \cdot [\{X_n - (B_2 + B_4)\} / 2] = (41.780 + 0) \times (5.118 - 4.383) / 2 = 15.354 \text{ kN/m}$$

$$M = |M1 - M2| = |208.897 - 3.762| = 205.135 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$S = |S1 - S2| = |218.411 - 15.354| = 203.057 \text{ kN/m}$$

### 3 大地震時（水平力＝地震時土圧）

#### 3-1 荷重の計算

##### (1) 擁壁に及ぼす土圧（岡部・物部式）

水平震度  $K_h=0.25$  鉛直震度  $K_v=0.00$

地震合成角  $\theta_k = \tan^{-1}\{K_h/(1-K_v)\} = \tan^{-1}\{0.25/(1-0.00)\} = 14.036$

##### ア 地震時主働土圧係数 ( $K_A$ )

$$K_A = \frac{(1-K_v) \cdot \cos^2(\phi - \alpha - \theta_k)}{\cos \theta_k \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta_E + \theta_k) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \beta - \theta_k) \cdot \sin(\phi + \delta_E)}{\cos(\alpha + \delta_E + \theta_k) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{(1-0.0) \cdot \cos^2(20.0 - 3.778 - 14.036)}{\cos 14.036 \cdot \cos^2 3.778 \cdot \cos(3.778 + 10.0 + 14.036) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(20.0 - 0.0 - 14.036) \cdot \sin(20.0 + 10.0)}{\cos(3.778 + 10.0 + 14.036) \cdot \cos(3.778 - 0.0)}} \right\}^2}$$

$$= 0.757$$

##### イ 背面土による土圧

$$P_A = 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 = 1/2 \times 0.757 \times 16.0 \times 6.350^2 = 244.193 \text{ kN/m}$$

$$P_{AX} = P_A \cdot \cos(\delta_E + \alpha) = P_A \cdot \cos(10.00 + 3.778) = 237.167 \text{ kN/m}$$

##### ウ 背面上載荷重による土圧

$$\Delta P_A = K_A \cdot q \cdot H = 0.757 \times 10.0 \times 6.350 = 48.070 \text{ kN/m}$$

$$\Delta P_{AX} = \Delta P_A \cdot \cos(\delta_E + \alpha) = \Delta P_A \cdot \cos(10.00 + 3.778) = 46.687 \text{ kN/m}$$

##### エ 作用点の位置

$$P_{AX} : y = H/3 = 6.350/3 = 2.117 \text{ m}$$

$$\Delta P_{AX} : y = H/2 = 6.350/2 = 3.175 \text{ m}$$

##### (2) 荷重の集計（大地震時）

（水平力＝地震時土圧）

荷重の種類	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	作用点(m)		モーメント(kN・m/m)	
			x	y	V・x	H・y
自重(W)	683.472		3.051		2085.229※	
土圧(PAX)		237.167		2.117		502.083
土圧(ΔPAX)		46.687		3.175		148.231
背面上載荷重	61.000		3.250		198.250	
前面上載荷重						
合計 Σ	(R <sub>v</sub> ) 744.472	(R <sub>H</sub> ) 283.854	—	—	(M <sub>r</sub> =R <sub>v</sub> ・x=) 2283.479	(M <sub>o</sub> =R <sub>H</sub> ・y=) 650.314

※自重(W)のモーメント V・x は 2-2 (1) 自重の表中 モーメント W・x の合計による。

### 3-2 安定性の検討 (大地震時)

#### (1) 転倒に対する検討

抵抗モーメント  $M_r = R_v \cdot x = 2283.479 \text{ kNm/m}$

転倒モーメント  $M_o = R_H \cdot y = 650.314 \text{ kNm/m}$

合力の作用位置  $d = (M_r - M_o) / R_v = (2283.479 - 650.314) / 744.472 = 2.194 \text{ m}$

偏心距離  $e = (B_1/2) - d = (6.300/2) - 2.194 = 0.956 \text{ m}$

$< B_1/2 = 6.300/2 = 3.150 \text{ m} \therefore \text{O.K}$

転倒安全率  $F = M_r/M_o = 2283.479/650.314 = 3.511 > 1.0 \therefore \text{O.K}$

#### (2) 地盤支持力(接地圧)に対する検討

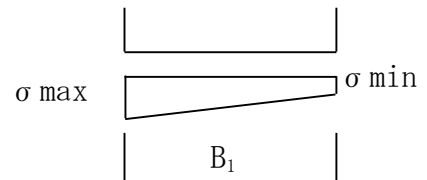
接地圧 ( $\sigma$ )

$$\sigma = (R_v / B_1) \cdot \{1 \pm (6e / B_1)\}$$

$$= (744.472 / 6.300) \times \{1 \pm (6 \times 0.956 / 6.300)\}$$

$$\sigma_{\max} = 225.761 \text{ kN/m}^2 < 600.0 \text{ kN/m}^2 \therefore \text{O.K}$$

$$\sigma_{\min} = 10.579 \text{ kN/m}^2$$



※最小接地圧 ( $\sigma_{\min}$ ) は中立軸までの距離の比から算出しています。

#### (3) 滑り出しに対する検討

水平力の総和  $R_H = 283.854 \text{ kN/m}$

中立軸までの距離

$$X_n = (B_1/2) \cdot \{1 + (B_1/6e)\} = (6.300/2) \times [1 + \{6.300 / (6 \times 0.956)\}] = 6.610 \text{ m}$$

滑動に対する抵抗力  $R_v \cdot \mu + C_B \cdot B_1 = 744.472 \times 0.364 + 20.0 \times 6.300 = 396.988 \text{ kN/m}$

$$0.6 \times R_v = 0.6 \times 744.472 = 446.683 \text{ kN/m}$$

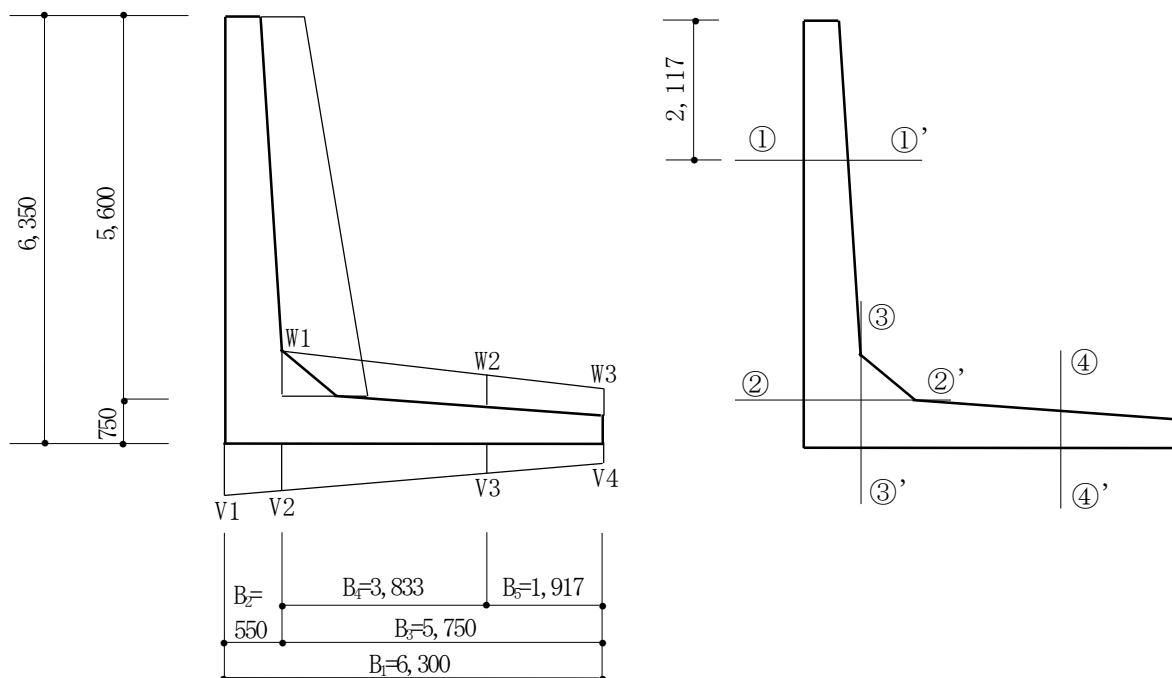
$$\min(R_v \cdot \mu + C_B \cdot B_1, 0.6 \times R_v) = 396.988 \text{ kN/m}$$

滑動安全率  $F_s = \min(R_v \cdot \mu + C_B \cdot B_1, 0.6 \times R_v) / R_H$

$$= 396.988 / 283.854$$

$$= 1.399 > 1.0 \therefore \text{O.K}$$

### 3-3 断面の検討 (大地震時)



地盤反力

3-2 (2) より

$$V1 = \sigma_{\max} = 225.761 \text{ kN/m}^2 \quad V2 = 206.976 \text{ kN/m}^2$$

$$V3 = 76.062 \text{ kN/m}^2 \quad V4 = \sigma_{\min} = 10.579 \text{ kN/m}^2$$

上部からの荷重

かかと版上の土の重量+かかと版自重+上載荷重により求める。

$$W1 = (5.600 \times 16.0) + (0.750 \times 24.0) + 10.00 = 117.600 \text{ kN/m}^2$$

$$W2 = (117.600 - 113.200) \times 1.917 / 5.750 + 113.200 = 114.667 \text{ kN/m}^2$$

$$W3 = (6.150 \times 16.0) + (0.200 \times 24.0) + 10.00 = 113.200 \text{ kN/m}^2$$



(1) たて壁 (固定部) ②-②'

$$\begin{aligned} PAX &= 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(\delta_E + \alpha) \\ &= 1/2 \times 0.757 \times 16.0 \times 5.600^2 \times \cos 13.778 = 184.451 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta PAX &= K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(\delta_E + \alpha) \\ &= 0.757 \times 10.0 \times 5.600 \times \cos 13.778 = 41.172 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= PAX \cdot (H/3) + \Delta PAX \cdot (H/2) \\ &= 184.451 \times (5.600/3) + 41.172 \times (5.600/2) = 459.590 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$S = PAX + \Delta PAX = 184.451 + 41.172 = 225.623 \text{ kN/m}$$

(2) たて壁 (全高さの2/3部分) ①-①'

$$\begin{aligned} PAX &= 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(\delta_E + \alpha) \\ &= 1/2 \times 0.757 \times 16.0 \times 2.117^2 \times \cos 13.778 = 26.360 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta PAX &= K_A \cdot q \cdot H \cdot \cos(\delta_E + \alpha) = 0.757 \times 10.0 \times 2.117 \times \cos 13.778 = 15.565 \text{ kN/m} \\ M &= PAX \cdot (H/3) + \Delta PAX \cdot (H/2) \end{aligned}$$

$$= 26.360 \times (2.117/3) + 15.565 \times (2.117/2) = 35.077 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$S = PAX + \Delta PAX = 26.360 + 15.565 = 41.925 \text{ kN/m}$$

(3) かかと版 (固定部) ③-③'

$$M1 = (W1 + 2 \cdot W3) \cdot B_3^2 / 6 = (117.600 + 2 \times 113.200) \times 5.750^2 / 6 = 1895.583 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$S1 = (W1 + W3) \cdot B_3 / 2 = (117.600 + 113.200) \times 5.750 / 2 = 663.550 \text{ kN/m}$$

$$M2 = (V2 + 2 \cdot V4) \cdot B_3^2 / 6 = (206.976 + 2 \times 10.579) \times 5.750^2 / 6 = 1257.113 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$S2 = (V2 + V4) \cdot B_3 / 2 = (206.976 + 10.579) \times 5.750 / 2 = 625.471 \text{ kN/m}$$

$$M = |M1 - M2| = |1895.583 - 1257.113| = 638.470 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$S = |S1 - S2| = |663.550 - 625.471| = 38.079 \text{ kN/m}$$

(4) かかと版 (かかと版幅の2/3部分) ④-④'

$$M1 = (W2 + 2 \cdot W3) \cdot (B_3/3)^2 / 6 = (114.667 + 2 \times 113.200) \times 1.917^2 / 6 = 208.897 \text{ kNm/m}$$

$$S1 = (W2 + W3) \cdot (B_3/3) / 2 = (114.667 + 113.200) \times 1.917 / 2 = 218.411 \text{ kN/m}$$

$$M2 = (V3 + 2 \cdot V4) \cdot (B_3/3)^2 / 6 = (76.062 + 2 \times 10.579) \times 1.917^2 / 6 = 59.545 \text{ kNm/m}$$

$$S2 = (V3 + V4) \cdot (B_3/3) / 2 = (76.062 + 10.579) \times 1.917 / 2 = 83.045 \text{ kN/m}$$

$$M = |M1 - M2| = |208.897 - 59.545| = 149.352 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$S = |S1 - S2| = |218.411 - 83.045| = 135.366 \text{ kN/m}$$

(1) たて壁 (固定部) ②-②'

$$M_{(常時+慣性力)} = 308.229 \text{ kN} \cdot \text{m/m} < M_{(地震時土圧)} = 459.590 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \quad \dots \text{地震時土圧にて}$$

$$S_{(常時+慣性力)} = 149.300 \text{ kN/m} < S_{(地震時土圧)} = 225.623 \text{ kN/m} \quad \dots \text{地震時土圧にて}$$

$$D=550\text{mm} \quad c=60\text{mm} \quad d'=60+29/2=74.5\text{mm}$$

※D29を仮定(断面積 $s=642\text{mm}^2$  周長 90mm)

$$d=D-d'=475.5\text{mm} \quad j_1=d \times 7/8=416.063\text{mm}$$

延長 1 m 当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t=345\text{N/mm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a=2.8\text{N/mm}^2$$

$$\text{面積 } a_t = M/(f_t \cdot j_1) = 459.590 \times 10^6 / (345 \times 416.063) = 3202 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi = S/(f_a \cdot j_1) = 225.623 \times 10^3 / (2.8 \times 416.063) = 194 \text{ mm/m}$$

$$\text{ピッチ } 1000 \times 642 / 3202 = 200\text{mm@} \quad \dots \text{面積から}$$

$$1000 \times 90 / 194 = 463\text{mm@} \quad \dots \text{周長から}$$

採用鉄筋ピッチ D29-125@ とする。

$$A_s = 642 \times 1000 / 125 = 5136 \text{ mm}^2/\text{m} > 3202 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{この時 周長 } 90\text{mm} \times 1000 / 125 = 720 \text{ mm/m} > 194 \text{ mm/m} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$n=15 \quad b=1000\text{mm}$$

$$p = A_s / (b \cdot d) = 5136 / (1000 \times 475.5) = 0.01080$$

$$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.01080 + (15 \times 0.01080)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.01080 = 0.430$$

$$j_2 = 1 - (k/3) = 1 - (0.430/3) = 0.857$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_2 \cdot b \cdot d^2)$$

$$= 2 \times 459.590 \times 10^6 / (0.430 \times 0.857 \times 1000 \times 475.5^2) = 11.032 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca} = 14.0 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j_2 \cdot d) = 459.590 \times 10^6 / (5136 \times 0.857 \times 475.5) = 219.591 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{sa} = 345 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_2 \cdot d) = 225.623 \times 10^3 / (1000 \times 0.857 \times 475.5) = 0.554$$

$$< \tau_{ca} = 1.4 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(2) たて壁 (全高さの 2/3 部分) ①-①'

$$M_{(常時+慣性力)} = 24.518 \text{ kN} \cdot \text{m/m} < M_{(地震時土圧)} = 35.077 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \quad \dots \text{地震時土圧にて}$$

$$S_{(常時+慣性力)} = 28.770 \text{ kN/m} < S_{(地震時土圧)} = 41.925 \text{ kN/m} \quad \dots \text{地震時土圧にて}$$

$$D=339.8\text{mm} \quad c=60\text{mm} \quad d'=60+29/2=74.5\text{mm}$$

※D29を仮定(断面積 $s=642\text{mm}^2$  周長 90mm)

$$d=D-d'=265.3\text{mm} \quad j_1=d \times 7/8=232.138\text{mm}$$

延長 1 m 当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t=345\text{N/mm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a=2.8\text{N/mm}^2$$

$$\text{面積 } a_t = M/(f_t \cdot j_1) = 35.077 \times 10^6 / (345 \times 232.138) = 438 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi = S/(f_a \cdot j_1) = 41.925 \times 10^3 / (2.8 \times 232.138) = 65 \text{ mm/m}$$

ピッチ  $1000 \times 642 / 438 = 1465 \text{mm@}$  . . . 面積から

$1000 \times 90 / 65 = 1384 \text{mm@}$  . . . 周長から

採用鉄筋ピッチ D29-250@ とする。

$$A_s = 642 \times 1000 / 250 = 2568 \text{ mm}^2/\text{m} > 438 \text{ mm}^2/\text{m} \therefore \text{O.K}$$

$$\text{この時 周長 } 90 \text{mm} \times 1000 / 250 = 360 \text{ mm/m} > 65 \text{ mm/m} \therefore \text{O.K}$$

$$n=15 \quad b=1000 \text{mm}$$

$$p = A_s / (b \cdot d) = 2568 / (1000 \times 265.3) = 0.00968$$

$$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.00968 + (15 \times 0.00968)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00968 = 0.413$$

$$j_2 = 1 - (k/3) = 1 - (0.413/3) = 0.862$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_2 \cdot b \cdot d^2)$$

$$= 2 \times 35.077 \times 10^6 / (0.413 \times 0.862 \times 1000 \times 265.3^2) = 2.800 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{ca} = 14.0 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j_2 \cdot d) = 35.077 \times 10^6 / (2568 \times 0.862 \times 265.3) = 59.729 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{sa} = 345 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_2 \cdot d) = 41.925 \times 10^3 / (1000 \times 0.862 \times 265.3) = 0.183 \text{ N/mm}^2$$

$$< \tau_{ca} = 1.4 \text{ N/mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

### (3) かかと版 (固定部) ③-③'

$$M_{(\text{常時+慣性力})} = 992.549 \text{ kN} \cdot \text{m/m} > M_{(\text{地震時土圧})} = 638.470 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \quad \dots \text{常時+慣性力にて}$$

$$S_{(\text{常時+慣性力})} = 70.489 \text{ kN/m} > S_{(\text{地震時土圧})} = 38.079 \text{ kN/m} \quad \dots \text{常時+慣性力にて}$$

$$D=750 \text{mm} \quad c=60 \text{mm} \quad d'=60+29/2=74.5 \text{mm}$$

※D29を仮定(断面積 $s=642 \text{mm}^2$  周長 90mm)

$$d=D-d'=675.5 \text{mm} \quad j_1=d \times 7/8=591.063 \text{mm}$$

延長 1 m 当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t=345 \text{N/mm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a=2.8 \text{N/mm}^2$$

$$\text{面積 } a_t = M / (f_t \cdot j_1) = 992.549 \times 10^6 / (345 \times 591.063) = 4868 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi = S / (f_a \cdot j_1) = 70.489 \times 10^3 / (2.8 \times 591.063) = 43 \text{ mm/m}$$

ピッチ  $1000 \times 642 / 4868 = 131 \text{mm@}$  . . . 面積から

$1000 \times 90 / 43 = 2093 \text{mm@}$  . . . 周長から

採用鉄筋ピッチ D29-125@ とする。

$$A_s = 642 \times 1000 / 125 = 5136 \text{ mm}^2/\text{m} > 4868 \text{ mm}^2/\text{m} \therefore \text{O.K}$$

$$\text{この時 周長 } 90 \text{mm} \times 1000 / 125 = 720 \text{ mm/m} > 43 \text{ mm/m} \therefore \text{O.K}$$

$$n=15 \quad b=1000 \text{mm}$$

$$p = A_s / (b \cdot d) = 5136 / (1000 \times 675.5) = 0.00760$$

$$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.00760 + (15 \times 0.00760)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00760 = 0.377$$

$$j_2 = 1 - (k/3) = 1 - (0.377/3) = 0.874$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_2 \cdot b \cdot d^2)$$

$$= 2 \times 992.549 \times 10^6 / (0.377 \times 0.874 \times 1000 \times 675.5^2) = 13.203 \text{ N/mm}^2$$

$$\langle \sigma_{ca} = 14.0 \text{ N/mm}^2 \therefore 0. \text{ K}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j_2 \cdot d) = 992.549 \times 10^6 / (5136 \times 0.874 \times 675.5) = 327.333 \text{ N/mm}^2$$

$$\langle \sigma_{sa} = 345 \text{ N/mm}^2 \therefore 0. \text{ K}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_2 \cdot d) = 70.489 \times 10^3 / (1000 \times 0.874 \times 675.5) = 0.119 \text{ N/mm}^2$$

$$\langle \tau_{ca} = 1.4 \text{ N/mm}^2 \therefore 0. \text{ K}$$

(4) かかと版 (かかと版幅の2/3部分) ④-④'

$$M_{(\text{常時+慣性力})} = 205.135 \text{ kN} \cdot \text{m/m} > M_{(\text{地震時土圧})} = 149.352 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \quad \dots \text{常時+慣性力にて}$$

$$S_{(\text{常時+慣性力})} = 203.057 \text{ kN/m} > S_{(\text{地震時土圧})} = 135.366 \text{ kN/m} \quad \dots \text{常時+慣性力にて}$$

$$D=393.5\text{mm} \quad c=60\text{mm} \quad d'=60+29/2=74.5\text{mm}$$

※D29を仮定(断面積 $s=642\text{mm}^2$  周長 90mm)

$$d=D-d'=319.0\text{mm} \quad j_1=d \times 7/8=279.125\text{mm}$$

延長1m当たりの必要鉄筋量

$$\text{許容引張応力度 } f_t=345\text{N/mm}^2 \quad \text{許容付着応力度 } f_a=2.8\text{N/mm}^2$$

$$\text{面積 } a_t = M / (f_t \cdot j_1) = 205.135 \times 10^6 / (345 \times 279.125) = 2131 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{周長 } \phi = S / (f_a \cdot j_1) = 203.057 \times 10^3 / (2.8 \times 279.125) = 260 \text{ mm/m}$$

$$\text{ピッチ } 1000 \times 642 / 2131 = 301 \text{ mm@} \quad \dots \text{面積から}$$

$$1000 \times 90 / 260 = 346 \text{ mm@} \quad \dots \text{周長から}$$

採用鉄筋ピッチ D29-250@ とする。

$$A_s = 642 \times 1000 / 250 = 2568 \text{ mm}^2/\text{m} > 2131 \text{ mm}^2/\text{m} \therefore 0. \text{ K}$$

$$\text{この時 周長 } 90\text{mm} \times 1000 / 250 = 360 \text{ mm/m} > 260 \text{ mm/m} \therefore 0. \text{ K}$$

$$n=15 \quad b=1000\text{mm}$$

$$p = A_s / (b \cdot d) = 2568 / (1000 \times 319.0) = 0.00805$$

$$k = \{2n \cdot p + (n \cdot p)^2\}^{1/2} - n \cdot p$$

$$= \{2 \times 15 \times 0.00805 + (15 \times 0.00805)^2\}^{1/2} - 15 \times 0.00805 = 0.385$$

$$j_2 = 1 - (k/3) = 1 - (0.385/3) = 0.872$$

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j_2 \cdot b \cdot d^2)$$

$$= 2 \times 205.135 \times 10^6 / (0.385 \times 0.872 \times 1000 \times 319.0^2) = 12.009 \text{ N/mm}^2$$

$$\langle \sigma_{ca} = 14.0 \text{ N/mm}^2 \therefore 0. \text{ K}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j_2 \cdot d) = 205.135 \times 10^6 / (2568 \times 0.872 \times 319.0) = 287.169 \text{ N/mm}^2$$

$$\langle \sigma_{sa} = 345 \text{ N/mm}^2 \therefore 0. \text{ K}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = S / (b \cdot j_2 \cdot d) = 203.057 \times 10^3 / (1000 \times 0.872 \times 319.0) = 0.730 \text{ N/mm}^2$$

$$\langle \tau_{ca} = 1.4 \text{ N/mm}^2 \therefore 0. \text{ K}$$