

## 第3章 鉄筋コンクリート造等の擁壁の設計

### 1 要求性能

#### 【政令】（鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造）

**第九条** 前条第一項第二号の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かめたものでなければならない。

一 土圧、水圧及び自重（以下この条及び第十四条第二号ロにおいて「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。

2 前項の構造計算は、次に定めるところによらなければならない。

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。

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ぐいの許容支持力については、建築基準法施行令（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。

#### 【建築基準法施行令】（構造設計の原則）

第三十六条の三 建築物の構造設計に当たっては、その用途、規模及び構造の種別並びに土地の状況に応じて柱、はり、床、壁等を有効に配置して、建築物全体が、これに作用する自重、積載荷重、積雪荷重、風圧、土圧及び水圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して、一様に構造耐力上安全であるようにすべきものとする。

2 構造耐力上主要な部分は、建築物に作用する水平力に耐えるように、釣合い良く配置すべきものとする。

3 建築物の構造耐力上主要な部分には、使用上の支障となる変形又は振動が生じないような

剛性及び瞬間的破壊が生じないような靱性をもたすべきものとする。一 鉄筋コンクリート造、石造その他これらに類する腐食しない材料を用いた構造とすること。

### 審査基準

- ・擁壁が以下に示す性能を有していること。

#### [安定性]

- 常時
- ・擁壁全体の安定モーメントが転倒モーメントの1.5倍以上であること。
  - ・擁壁底面における滑動抵抗力が滑動外力の1.5倍以上であること。
  - ・最大接地圧が、地盤の長期許容支持力以下であること。
- 大地震時
- ・擁壁全体の安定モーメントが転倒モーメントの1.0倍以上であること。
  - ・擁壁底面における滑動抵抗力が滑動外力の1.0倍以上であること。
  - ・最大接地圧が、地盤の極限支持力度以下であること。

#### [部材の応力度]

- 常時
- ・擁壁躯体の各部に作用する応力度が、材料の長期許容応力度以内に収まっていること。
- 中地震時
- ・擁壁躯体の各部に作用する応力度が、材料の短期許容応力度以内に収まっていること。
- 大地震時
- ・擁壁躯体の各部に作用する応力度が、終局耐力(設計基準強度及び基準強度)以内に収まっていること。

表 3-1-1 安全率 (Fs) 等のまとめ

区分	常時	中地震時	大地震時
転倒	1.5	-	1.0
滑動	1.5	-	1.0
支持力	3.0	-	1.0
部材応力	長期許容応力度	短期許容応力度	終局耐力※ (設計基準強度及び基準強度)

※終局耐力とは、曲げ、せん断、付着割裂等の終局耐力をいう。

参考：盛土等防災マニュアルの解説(盛土等防災研究会編集、初版) VIII・3 擁壁の設計及び施工

表 3-1-2 耐震設計の区分

条件 (擁壁の全高H)	常時	中地震時	大地震時
$H \leq 5\text{ m}$	○	-	-
$H > 5\text{ m}$	○	○	○

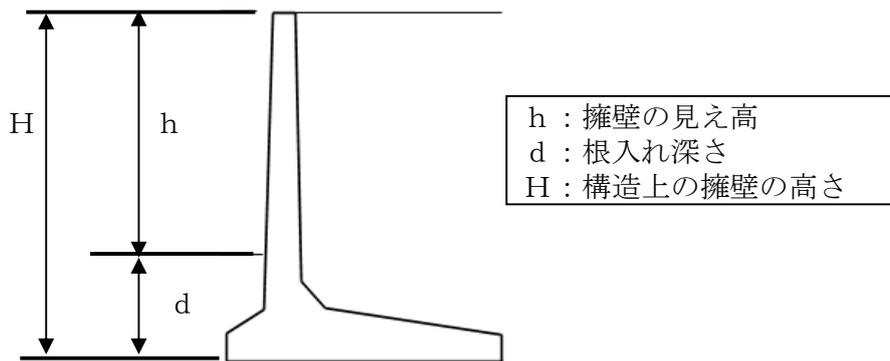


図 3-2-1 擁壁の見え高、根入れ深さ、構造上の擁壁の高さ

## 2 設計定数

【政令】（鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造）

第九条 前条第一項第二号の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かめたものでなければならない。

一～四 略

2 略

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。

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 略

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

土質	単位体積重量(一立方メートルにつき)	土圧係数
砂利又は砂	一・八トン	〇・三五
砂質土	一・七トン	〇・四〇
シルト、粘土又はそれらを多量に含む土	一・六トン	〇・五〇

### 別表第三

土質	摩擦係数
岩、岩 <sup>せつ</sup> 層、砂利又は砂	〇・五
砂質土	〇・四
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。)	〇・三

### 審査基準

- ・ 政令に基づき設計すること。

《解説》

擁壁の構造計算に用いる設計定数が適切であること。  
設計定数の設定方法については以下に示すとおりです。

[背面土]

単位体積重量  $\gamma$ 、内部摩擦角  $\phi$  及び粘着力  $c$  については、使用する材料により土質試験を行い求めること。

土圧係数  $K_A$  は以下の式（クーロンの主動土圧係数）により求めること。

$$\text{主動土圧係数 } K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$\phi$  : 土の内部摩擦角 [°]

$\alpha$  : 宅地擁壁背面と鉛直面とのなす角 [°]

$\delta$  : 壁面摩擦角 [°]

$\beta$  : 地表面と水平面のなす角 [°]

土質試験を行わない場合は、表 3-2-1 に示す単位体積重量  $\gamma$  及び土圧係数  $K_A$  を使用すること。

表 3-2-1 単位堆積重量と土圧係数

土質	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	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 多量に含む土	16	0.50

参考：盛土等防災マニュアルの解説（盛土等防災研究会編集、初版）Ⅷ・3 擁壁の設計及び施工

[基礎地盤]

底版と基礎地盤の間の付着力  $C_B$  は考慮せず、 $C_B=0$  と設定すること。

摩擦係数  $\mu$  については、土質試験結果から以下の式により求めること。

$$\text{摩擦係数 } \mu = \tan \phi_B$$

$\phi_B$  : 基礎地盤の内部摩擦角

基礎地盤が土の場合に、摩擦係数は 0.6 を超えないこと。

土質試験を行わない場合は表 3-2-2 に示す数値を使用すること。

表 3-2-2 基礎地盤と摩擦係数

基礎地盤の土質	摩擦係数 $\mu$	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 15 cm までの深さの土を砂利又は 砂に置き換えた場合に限る。

[積載荷重(擁壁背後の法面状況)]

積載荷重については、実状に応じて適切に設定を行うこと。(表3-2-1の土圧係数には、5kN/m<sup>2</sup>の積載荷重が含まれることに留意すること)

(参考値)

自動車活荷重又は建築物等  $q = 10\text{kN/m}^2$

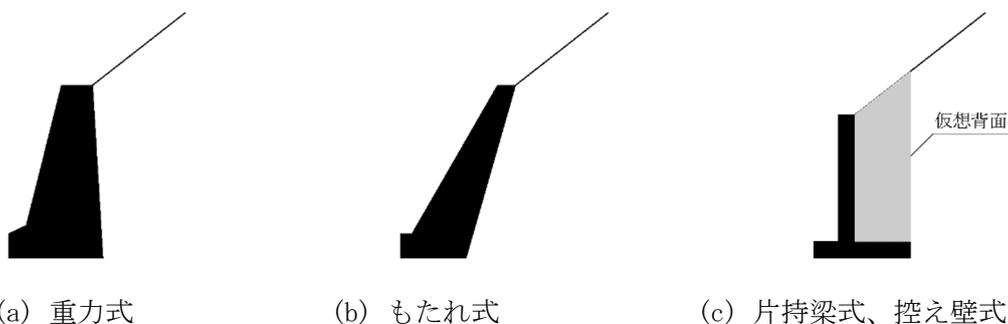
建築物等  $q = 5\text{kN/m}^2$ 以上 (実状に応じた適切な積載荷重とし安易に最小値としないこと)

[自重]

鉄筋コンクリートの単位体積重量は、 $24.0\text{kN/m}^3$ として計算すること。

片持ばり式擁壁の自重については、躯体重量のほか、かかと版上の載荷土を躯体の一部とみなし土の重量を含めること。

無筋コンクリートの単位体積重量は、実況に応じた値又は  $23.0\text{kN/m}^3$ として計算すること。



(a) 重力式 (b) もたれ式 (c) 片持梁式、控え壁式  
注) 着色を施した部分を自重とする。

図3-2-2 擁壁の自重

[地震時の荷重]

設計時に用いる地震時荷重は、①地震時土圧による荷重又は②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、いずれか大きい方とすること。

設計に用いる設計水平震度  $K_h$  は、中地震時 0.2 以上、大地震時 0.25 以上とすること。

### 3 土圧の算定

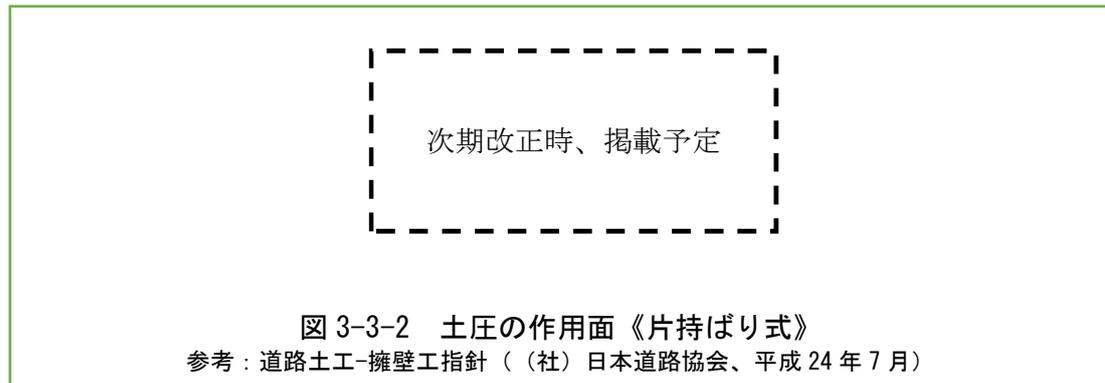
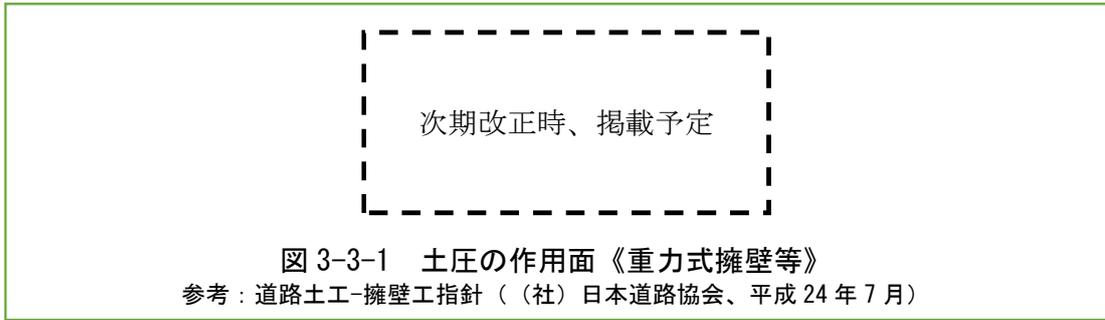
#### 審査基準

- 以下に基づき設計すること。

[土圧の作用面と土質定数、壁面摩擦角等]

土圧の作用面は、重力式擁壁及びもたれ式擁壁については、躯体コンクリート背面とする。

また、片持ばり式擁壁及び控え壁式擁壁については、部材計算は、躯体コンクリート背面、安定計算においては、かかとを通る鉛直な仮想背面とする。



土質計算に用いる土の内部摩擦角等は、土質試験によって決定すること。  
 なお、土質試験を行わない場合は下表の数値を用いてもよい。この場合、土質を設定した根拠を明示すること。

表 3-3-1 土質定数

土 質	内部摩擦角 (°)
砂 利、砂	30
砂 質 土	25
シルト、粘土	20

土圧の作用位置は、土圧分布下端より分布高さHの 1/3 としてください。  
 壁面摩擦角  $\delta$  は、表 3-3-2 に示すところにより決定してください。

表 3-3-2 壁面摩擦角

擁壁の種類	計算の種類 (検討項目)	摩擦角の種類 (土圧作用面の状態)	壁面摩擦角	
			常時 $\delta$	地震時 $\delta_E$
重力式 もたれ式	安定計算 部材計算	土とコンクリート	$2\phi/3$ (ただし、擁壁背面に石油系素材の透水マットを使用した場合は、 $\phi/2$ )	$\phi/2$
			<ul style="list-style-type: none"> <li>・ <math>\beta</math> (図3-3-2 aの場合)</li> <li>・ <math>\beta'</math> (図3-3-2 bの場合)</li> <li>・ ゼロ (図3-3-2 cの場合)</li> </ul> 斜面途中で地表面が水平	下式による
	部材計算	土とコンクリート	$2\phi/3$	$\phi/2$

注 1) ただし、 $\beta \geq \phi$  のときは  $\delta = \phi$  とする。 $\phi$  : 土の内部摩擦角(せん断抵抗角)

注2) 地震時においては、透水マットの有無にかかわらず、 $\phi/2$ とする。

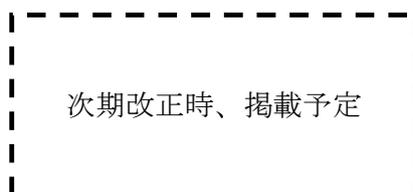
参考：盛土等防災マニュアルの解説(盛土等防災研究会編集、初版) VIII・3 擁壁の設計及び施工

参考：道路土工-擁壁工指針( (社) 日本道路協会、平成24年7月)

表 3-3-3 仮想法面摩擦角  $\beta'$  の設定方法

背後の法面勾配	$\beta'$
一様な場合	法面勾配
変化する場合	仮定した滑り線と上部平面の交点から法肩までの距離を二分した点と仮想背面と法面の交点を結んだ線と水平面の勾配

参考：道路土工-擁壁工指針( (社) 日本道路協会、平成24年7月)



(仮想背面が法面と交差)

(仮想背面が法面と交差)

(仮想背面が平坦面と交差)

図 3-3-3  $\beta'$  の設定方法

[地震時の壁面摩擦角]

地震時の壁面摩擦角  $\delta_E$  は次の式により求める。

$$\tan \delta = \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)}$$

$$\text{ここに、} \sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi}$$

$\phi$  : 土の内部摩擦角

$\theta$  : 地震時合成角 ( $=\tan^{-1} Kh$ )

$Kh$  : 設計水平震度 (「IV.3」節の解説参照)

$\beta$  : 地表面勾配

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

[主働土圧]

主働土圧の算定は、クーロンの土圧公式もしくは、試行くさび法により求められた土圧を用

い安定計算を行うこととする。

地震時の土圧は、岡部・物部式の土圧公式もしくは、試行くさび法により求められた土圧を用いること。

① クーロンの土圧公式（常時）

クーロンの土圧は以下の式により求められる。

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

ただし、 $\phi < \beta$ なる場合は $\sin(\phi - \beta) = 0$ とする。

ここに、

- $P_A$  : 主働土圧合力 (t/m)
- $K_A$  : 主働土圧係数
- $\gamma$  : 裏込め土の単位体積重量 (t/m<sup>3</sup>)
- $H$  : 構造計算上の擁壁の高さ (m)
- $\phi$  : 裏込め土の内部摩擦角
- $\delta$  : 壁面摩擦角 (表 3-3-2 による)
- $\alpha$  : 壁背面と鉛直面のなす角
- $\beta$  : 裏込め地表面と水平面のなす角

である。

主働土圧合力の作用位置は底版下面より  $H/3$  とすること。

また、 $P_A$  の水平成分  $P_H$  及び鉛直成分  $P_V$  は次式で与えられる。

$$P_H = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

$$P_V = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta)$$

② 試行くさび法（常時）

試行くさび法は、図 3-3-3 に示すように裏込め土中に擁壁のかかとを通る任意の平面すべり面を仮定し、それぞれのすべり面において土くさびに対する力のつり合いから土圧を求め、そのうちの最大値を主働土圧合力  $P_A$  とする土圧算定法である。

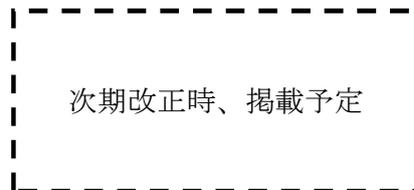


図 3-3-4 試行くさび法

ここに、 $H$ ：土圧計算に用いる壁高（仮想背面を考える場合はその高さ）  
 $W$ ：土くさびの重量（載荷重を含む）  
 $R$ ：すべり面に作用する反力  
 $P$ ：土圧合力  
 $\alpha$ ：壁背面と鉛直面のなす角  
 $\phi$ ：裏込め土の内部摩擦角  
 $\delta$ ：壁面摩擦角（ $\beta > \phi$  のときは  $\delta = \phi$  とする）  
 $\omega$ ：仮定したすべり線と水平線のなす角  
 である。

主働土圧合力の作用位置は底版下面より  $H/3$  とすること。  
 また、 $P_A$  の水平成分  $P_H$  及び鉛直成分  $P_V$  は次式で与えられる。  

$$P_H = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

$$P_V = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta)$$

#### [受動土圧]

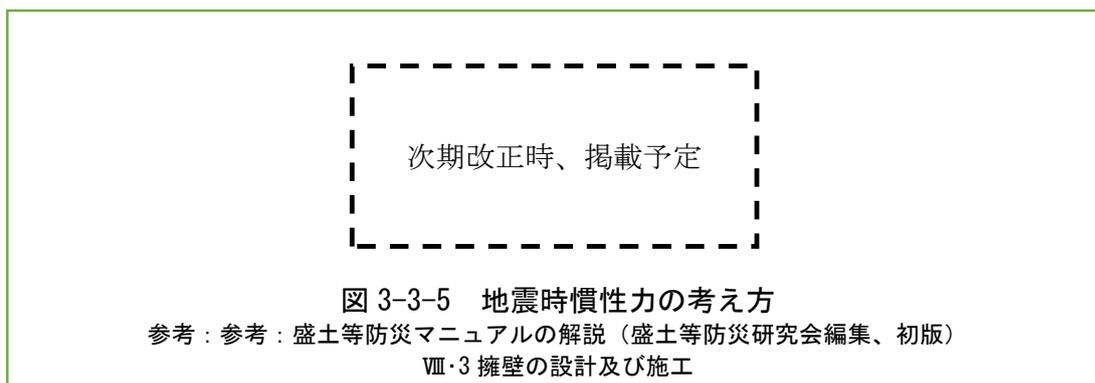
擁壁前面の埋戻し土による受動土圧は考慮しないこととする。

#### [地震時土圧]

地震時土圧の具体的算定方法は、盛土等防災マニュアルの解説等を参照のこと。

#### [地震時慣性力]

擁壁の自重に起因する地震時慣性力は、設計水平震度を  $k_h$ 、擁壁の自重を  $W$  とすると、擁壁の重心  $G$  を通って水平方向に  $k_h \cdot W$  として作用させる。  
 （盛土等防災マニュアルの解説等を参照のこと。）



#### [安定性(転倒に対する検討)]

##### ①擁壁の転倒に対する検討

擁壁の底版下面には、擁壁自重、載荷重及び土圧などによる荷重が作用する。  
 これらの力の合力の作用点が擁壁の底版外に存在する場合には、擁壁は転倒するように変位する。転倒に対する安全率  $F_s$  は、次式により評価すること。

$$F_s = M_r / M_o$$

ここに、

$F_s$ ：転倒安全率

$M_r$  : 転倒に抵抗しようとするモーメント (kN・m)

$M_o$  : 転倒させようとするモーメント (kN・m)

また、設計においては、転倒安全率  $F_s$  の値の規定とともに、合力  $R$  の作用位置が次の底版中央からの偏心距離 ( $e$ ) の条件を満足しなければならない。

表 3-3-4 偏心距離 ( $e$ ) の条件

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

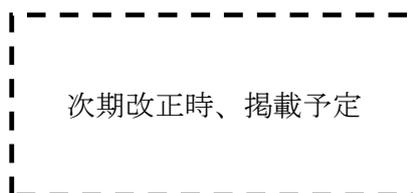


図 3-3-6 合力作用位置

底版下面における地盤反力は、これら荷重合力の作用位置により異なる。

図 3-3-6 において、つま先から合力  $R$  の作用点までの距離  $d$  は次式によること。

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{W \cdot a + P_v \cdot b - P_H \cdot h}{W + P_v}$$

$\Sigma M_r$  : つま先まわりの抵抗モーメント

$\Sigma M_o$  : つま先まわりの転倒モーメント

$\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重

$W$  : 自重

$P_v$  : 土圧合力の鉛直成分

$P_H$  : 土圧合力の水平成分

$a$  : つま先と  $W$  の重心との水平距離

$b$  : つま先と  $P_v$  の作用点との水平距離

$h$  : 底版下面と  $P_H$  の作用点との鉛直距離

合力  $R$  の作用点の底版中央からの偏心距離  $e$  は次式によること。

$$e = \frac{B}{2} - d \quad B : \text{擁壁の底版幅 (m)}$$

## ②擁壁を含む地盤または斜面全体の安定性の検討

軟弱層を含む地盤上に擁壁を設置する場合や斜面上に擁壁を設置する場合には、擁壁を含む広い範囲にわたって沈下や滑り破壊等を生じることがあるため、背面盛土や基礎地盤を含む全体の安全性について総合的に検討を行うこと。

また、擁壁の基礎地盤が不安定な場合には、必要に応じて、基礎処理等の対策を講じなければならない。

### [安定性(滑動に対する検討)]

擁壁には、擁壁を底版下面に沿ってすべらせようとする滑動力と、これに対して基礎地盤の間に生じる滑動抵抗力が作用する。滑動抵抗力が不足すると擁壁は前方へ押し出されるように滑動する。

滑動力は主として、土圧、地震慣性力等の外力の水平成分からなり、滑動抵抗力は、主として底版下面と基礎地盤の間に生じるせん断抵抗力からなる。

なお、擁壁前面の土による受働土圧も抵抗力として考えられるが、長期にわたる確実性が期待できないことが多いので、安定検討上考慮しない。

滑動に対する安全率  $F_s$  は、次式により評価すること。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu}{\Sigma H}$$
$$= \frac{(W + P_V) \cdot \mu}{P_H} \geq 1.5 \text{ (常時)}、1.0 \text{ (大地震時)}$$

$\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (N/m)

$\Sigma H$  : 底版下面における全水平荷重 (N/m)

$W$  : 自重 (N/m)

$P_V$  : 土圧合力の鉛直成分 (N/m)

$P_H$  : 土圧合力の水平成分 (N/m)

$\mu$  : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

### [沈下等に対する検討]

擁壁に作用する鉛直力は基礎地盤によって支持されるが、基礎地盤の支持力が不足すると底版のつま先又はかかどが基礎地盤にめり込むような変状を起こすおそれがある。

擁壁の基礎地盤の支持力に対する安定性の検討は、以下の手順により行うこと。

#### ①地盤反力度の算出

地盤反力度は次式により求める。

a) 合力作用点が底版中央の底版幅  $1/3$  の中にある場合

$$q_1 = \frac{R_v}{B} \cdot \left[ 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right]$$
$$q_2 = \frac{R_v}{B} \cdot \left[ 1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right]$$

$q_1$  : 擁壁の底面前部で生じる地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $q_2$  : 擁壁の底面前部で生じる地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $R_v$  : 底版下面における全鉛直加重  
 $e$  : 偏心距離 (m)  
 $B$  : 底版幅 (m)

b) 合力作用点が底版中央の底版幅 2 / 3 の中にある場合

$$q_i = \frac{2R_v}{3d}$$

c) 合力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

$$q_i = \frac{4R_v}{B}$$

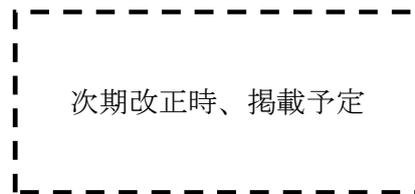


図 3-3-7 擁壁底面の地盤反力分布

## ②地盤支持力に対する検討

上記①で求められた  $q_1$  および  $q_2$  は、次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq q_a = \frac{q_u}{F_s}$$

$q_a$  : 地盤の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_u$  : 地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$F_s$  : 地盤の支持力に対する安全率

( $F_s$  は常時で 3.0、大地震時で 1.0 を下回らないこと。)

地盤の許容支持力度又は極限支持力度は、土質調査や原位置載荷試験を行って求めることを原則とする。ただし、擁壁高さ 5m 以下の場合、建築基準法施行令第 93 条の表に示す値を使用することができる。この場合、土質を設定した根拠を明示すること。

## 4 部材の応力

### 【政令】（鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造）

第九條 前条第一項第二号の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かめたものでなければならない。

一～四 略

2 前項の構造計算は、次に定めるところによらなければならない。

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。

二～四 略

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。

一 略

二 略

三 鋼材、コンクリート及び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、建築基準法施行令（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

### 【建築基準法施行令】

（鋼材等）

第九十条 鋼材等の許容応力度は、次の表一又は表二の数値によらなければならない。

表一

種類	許容応力度	長期に生ずる力に対する許容応力度(単位 一平方ミリメートルにつきニュートン)				短期に生ずる力に対する許容応力度 (単位 一平方ミリメートルにつきニュートン)				
		圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断	
炭素鋼	構造用鋼材	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/(1.5\sqrt{3})$	長期に生ずる力に対する圧縮、引張り、曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の一・五倍とする。				
	ボルト	黒皮	—	$F/1.5$	—					—
		仕上げ	—	$F/1.5$	—					$F/2$ ( $F$ が二四〇を超えるボルトについて、国土交通大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)
	構造用ケーブル	—	$F/1.5$	—	—					
	リベット鋼	—	$F/1.5$	—	$F/2$					
鑄鋼	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/(1.5\sqrt{3})$						
ステンレス鋼	構造用鋼材	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/(1.5\sqrt{3})$					
	ボルト	—	$F/1.5$	—	$F/(1.5\sqrt{3})$					
	構造用ケーブル	—	$F/1.5$	—	—					
	鑄鋼	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/1.5$	$F/(1.5\sqrt{3})$					
鑄鉄	$F/1.5$	—	—	—						

この表において、 $F$ は、鋼材等の種類及び品質に応じて国土交通大臣が定める基準強度(単位 一平方ミリメートルにつきニュートン)を表すものとする。

表二

種類	許容応力度	長期に生ずる力に対する許容応力度 (単位 一平方ミリメートルにつきニュートン)			短期に生ずる力に対する許容応力度 (単位 一平方ミリメートルにつきニュートン)		
		圧縮	引張り		圧縮	引張り	
			せん断補強以外に用いる場合	せん断補強に用いる場合		せん断補強以外に用いる場合	せん断補強に用いる場合
丸鋼		F/1.5(当該数値が一五五を超える場合には、一五五)	F/1.5(当該数値が一五五を超える場合には、一五五)	F/1.5(当該数値が一五五を超える場合には、一五五)	F	F	F(当該数値が二九五を超える場合には、二九五)
異形鉄筋	径二十八ミリメートル以下のもの	F/1.5(当該数値が二一五を超える場合には、二一五)	F/1.5(当該数値が二一五を超える場合には、二一五)	F/1.5(当該数値が一九五を超える場合には、一九五)	F	F	F(当該数値が三九〇を超える場合には、三九〇)
	径二十八ミリメートルを超えるもの	F/1.5(当該数値が一九五を超える場合には、一九五)	F/1.5(当該数値が一九五を超える場合には、一九五)	F/1.5(当該数値が一九五を超える場合には、一九五)	F	F	F(当該数値が三九〇を超える場合には、三九〇)
鉄線の径が四ミリメートル以上の溶接金網	—	F/1.5	F/1.5	—	F(ただし、床版に用いる場合に限る。)		F

この表において、Fは、表一に規定する基準強度を表すものとする。

(コンクリート)

第九十一条 コンクリートの許容応力度は、次の表の数値によらなければならない。ただし、異形鉄筋を用いた付着について、国土交通大臣が異形鉄筋の種類及び品質に応じて別に数値を定めた場合は、当該数値によることができる。

長期に生ずる力に対する許容応力度(単位 一平方ミリメートルにつきニュートン)				短期に生ずる力に対する許容応力度(単位 一平方ミリメートルにつきニュートン)			
圧縮	引張り	せん断	付着	圧縮	引張り	せん断	付着
F/3	F/30(Fが二一を超えるコンクリートについて、国土交通大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)	—	○・七(軽量骨材を使用するものにあつては、○・六)	長期に生ずる力に対する圧縮、引張り、せん断又は付着の許容応力度のそれぞれの数値の二倍(Fが二一を超えるコンクリートの引張り及びせん断について、国土交通大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)とする。	—	—	—

この表において、Fは、設計基準強度(単位 一平方ミリメートルにつきニュートン)を表すものとする。

【政建設省告示第 2464 号】

鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに材料強度の基準強度を定める件 (平成 12 年 12 月 26 日)

第一 鋼材等の許容応力度の基準強度

一 鋼材等の許容応力度の基準強度は、次号に定めるもののほか、次の表の数値とする。

鋼材等の種類及び品質		基準強度 (単位 一平方ミリメートルにつきニュートン)
(略)		(略)
異形鉄筋	SDR二三五	二三五
	SD二九五A	二九五
	SD二九五B	
	SD三四五	三四五
	SD三九〇	三九〇
(略)		(略)

この表において、(略) SD二九五A、SD二九五B、SD三四五及びSD三九〇は、JIS G三一一二 (鉄筋コンクリート用棒鋼) 一一九八七に定める(略) SD二九五A、SD二九五B、SD三四五及びSD三九〇を、(略) それぞれ表すものとする。(略)

審査基準

- ・ 政令等に基づき設計すること。

なお、宅地擁壁の設計においては、「盛土等防災マニュアル」及び「盛土等防災マニュアルの解説」に定めるもののほか「都市計画法に基づく開発行為に関する技術基準」(滋賀県

土木交通部住宅課) <第 11 章 造成工事に関する基準>等の最新版を参考のこと。