

第12章 擁壁に関する基準

I 擁壁に関する法規定

【法】

(開発許可の基準)

第三十三条 都道府県知事は、開発許可の申請があつた場合において、当該申請に係る開発行為が、次に掲げる基準（第四項及び第五項の条例が定められているときは、当該条例で定める制限を含む。）に適合しており、かつ、その申請の手続がこの法律又はこの法律に基づく命令の規定に違反していないと認めるときは、開発許可をしなければならない。

七 地盤の沈下、崖崩れ、出水その他による災害を防止するため、開発区域内の土地について、地盤の改良、擁壁又は排水施設の設置その他安全上必要な措置が講ぜられるように設計が定められていること。この場合において、開発区域内の土地の全部又は一部が次の表の上欄に掲げる区域内の土地であるときは、当該土地における同表の中欄に掲げる工事の計画が、同表の下欄に掲げる基準に適合していること。

津波防災地域づくりに関する法律第七十二条第一項の津波災害特別警戒区域	宅地造成等規制法（昭和三十六年法律第九十一号）第三条第一項の宅地造成工事規制区域
津波防災地域づくりに関する法律第七十三条第一項に規定する特定開発行為（同条第四項各号に掲げる行為を除く。）に関する工事	開発行為に関する工事
津波防災地域づくりに関する法律第七十五条に規定する措置を同条の国土交通省令で定める技術的基準に従い講じるものであること。	宅地造成等規制法第九条の規定に適合するものであること。

【政令】

(開発許可の基準を適用するに必要な技術的細目)

第二十八条 法第三十三条第二項に規定する技術的細目のうち、同条第一項第七号（法第三十五条の二第四項において準用する場合を含む。）に関するものは、次に掲げるものとする。

六 開発行為によって生じた崖面は、崩壊しないように、国土交通省令で定める基準により、擁壁の設置、石張り、芝張り、モルタルの吹付けその他の措置が講ぜられていること。

(条例で技術的細目において定められた制限を強化し、又は緩和する場合の基準)

第二十九条の二 法第三十三条第三項（法第三十五条の二第四項において準用する場合を含む。次項において同じ。）の政令で定める基準のうち制限の強化に関するものは、次に掲げるものとする。

八 第二十八条第二号から第六号までの技術的細目に定められた制限の強化は、その地方の気候、風土又は地勢の特殊性により、これらの規定のみによっては開発行為に伴う崖崩れ又は土砂の流出の防止の目的を達し難いと認められる場合に行うものであること。

十二 前条に規定する技術的細目の強化は、国土交通省令で定める基準に従い行うものであること。

【省令】

(がけ面の保護)

第二十三条 切土をした土地の部分に生ずる高さが二メートルをこえるがけ、盛土をした土地の部分に生ずる高さが一メートルをこえるがけ又は切土と盛土とを同時にした土地の部分に生ずる高さが二メートルをこえるがけのがけ面は、擁壁でおおわなければならない。ただし、切土をした土地の部分に生ずることとなるがけ又はがけの部分で、次の各号の一に該当するもののがけ面については、この限りでない。

一 土質が次の表の上欄に掲げるものに該当し、かつ、土質に応じ勾配が同表の中欄の角度以下のもの

土質	擁壁を要しない勾配の上限	擁壁を要する勾配の下限
軟岩（風化の著しいものを除く。）	六十度	八十度
風化の著しい岩	四十度	五十度
砂利、真砂土、関東ローム、硬質粘土その他これらに類するもの	三十五度	四十五度

二 土質が前号の表の上欄に掲げるものに該当し、かつ、土質に応じ勾配が同表の中欄の角度をこえ同表の下欄の角度以下のもので、その上端から下方に垂直距離五メートル以内の部分。この場合において、前号に該当するがけの部分により上下に分離されたがけの部分があるときは、同号に該当するがけの部分は存在せず、その上下のがけの部分は連続しているものとみなす。

2 前項の規定の適用については、小段等によって上下に分離されたがけがある場合において、下層のがけ面の下端を含み、かつ、水平面に対し三十度の角度をなす面の上方に上層のがけ面の下端があるときは、その上下のがけを一体のものとみなす。

3 第一項の規定は、土質試験等に基づき地盤の安定計算をした結果がけの安全を保つために擁壁の設置が必要でないことが確かめられた場合又は災害の防止上支障がないと認められる土地において擁壁の設置に代えて他の措置が講ぜられた場合には、適用しない。

4 開発行為によって生ずるがけのがけ面は、擁壁でおおう場合を除き、石張り、芝張り、モルタルの吹付け等によって風化その他の侵食に対して保護しなければならない。

（擁壁に関する技術的細目）

第二十七条 第二十三条第一項の規定により設置される擁壁については、次に定めるところによらなければならない。

一 擁壁の構造は、構造計算、実験等によって次のイからニまでに該当することが確かめられたものであること。

イ 土圧、水圧及び自重（以下この号において「土圧等」という。）によって擁壁が破壊されないこと。

ロ 土圧等によって擁壁が転倒しないこと。

ハ 土圧等によって擁壁の基礎がすべらないこと。

ニ 土圧等によって擁壁が沈下しないこと。

二 擁壁には、その裏面の排水をよくするため、水抜穴が設けられ、擁壁の裏面で水抜穴の周辺その他必要な場所には、砂利等の透水層が設けられていること。ただし、空積造その他擁壁の裏面の水が有効に排水できる構造のものにあっては、この限りでない。

2 開発行為によって生ずるがけのがけ面を覆う擁壁で高さが二メートルを超えるものについては、建築基準法施行令（昭和二十五年政令第三百三十八号）第四百四十二条（同令第七章の八の準用に関する部分を除く。）の規定を準用する。

（令第二十九条の二第一項第十二号の国土交通省令で定める基準）

第二十七条の四 令第二十九条の二第一項第十二号の国土交通省令で定める基準は、次に掲げるものとする。

五 第二十七条の技術的細目に定められた制限の強化は、その地方の気候、風土又は地勢の特殊性により、同条各号の規定のみによっては開発行為に伴うがけ崩れ又は土砂の流出の防止の目的を達し難いと認められる場合に行うものであること。

II 擁壁の基本的考え方

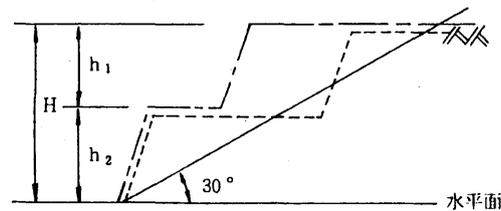
1 擁壁を要する「がけ」、擁壁を要しない「がけ」（省令第23条）

開発事業において、次のような「がけ」が生じた場合には、がけ面の崩落を防ぐために、そのがけ面を擁壁で覆わなければならない。（以下、この場合の擁壁を「義務設置の擁壁」という。）

- 1) 切土した土地の部分に生ずる高さが、2 mを超える「がけ」
- 2) 盛土した土地の部分に生ずる高さが、1 mを超える「がけ」
- 3) 切土と盛土とを同時にした土地の部分に生ずる高さが、2 mを超える「がけ」

ただし、切土した土地の部分に生ずることとなるがけ部分で、省令第23条第1項に規定するがけ面については、この限りではない。

上記の適用については、小段等によって上下に分離されたがけがある場合、下層のがけ面の下端を含み、かつ、水平面に対し30度の角度をなす面の上方に上層のがけ面の下端があるときは、その上下のがけを一体のものとみなす。



----- で囲まれる部分は、一体の崖：高さH
 で囲まれる部分は、別々の崖：高さ h_1 , h_2

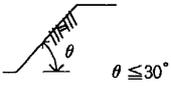
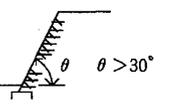
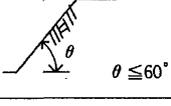
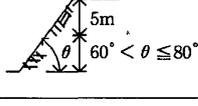
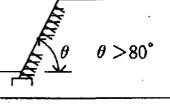
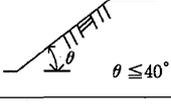
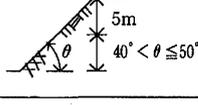
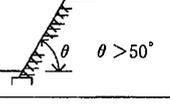
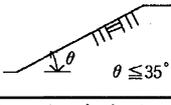
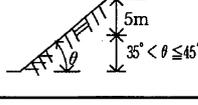
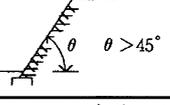
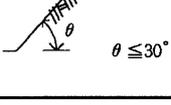
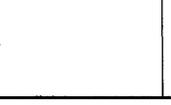
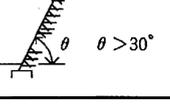
図12-1 一体のがけ、別々のがけ

その他、以下の場合については、がけ面を擁壁で覆わなくてもよい。

- ・土質試験に基づき地盤の安定計算をした結果、がけ面の安全を保つために擁壁の設置が必要でないことが確かめられた場合
- ・災害の防止上支障がないと認められる土地において、擁壁の設置に代えてその他の措置が講ぜられた場合

以上をまとめると「表12-1 擁壁を要しないがけ又はがけの部分」のようになる

表12-1 擁壁を要しないがけ又はがけの部分

切盛	区分		(A)	(B)	(C)
	土質		擁壁不要	がけの上端から垂直距離5mまで擁壁不要	擁壁を要する
盛土 (高さ1mを超える)			がけ面の角度が30度以下のもの 		がけ面の角度が30度を超えるもの 
	切土 (高さ2mを超える)	軟岩（風化の著しいものを除く。）	がけ面の角度が60度以下のもの 	がけ面の角度が60度を超え80度以下のもの。 	がけ面の角度が80度を超えるもの 
風化の著しい岩		がけ面の角度が40度以下のもの 	がけ面の角度が40度を超え50度以下のもの。 	がけ面の角度が50度を超えるもの 	
砂利、真砂土、関東ローム、硬質粘土その他これらに類するもの。		がけ面の角度が35度以下のもの 	がけ面の角度が35度を超え45度以下のもの。 	がけ面の角度が45度を超えるもの 	
上記以外の土質（岩屑、腐植土（黒土）、埋土、その他それらに類するもの）		がけ面の角度が30度以下のもの 		がけ面の角度が30度を超えるもの 	

注1) 「がけ」とは、地表面が水平に対して30度を超える角度をなす土地で、硬岩盤（風化の著しいものを除く）以外のものをいう。

注2) 上記の勾配以下であっても、30度を超える切土のり面を擁壁で覆わないときは、がけ面をのり面保護工により保護しなければならない。（第11章－「VI のり面の保護」参照）

2 擁壁の基本的考え方

擁壁の性能について確認するため、「義務設置の擁壁」について以下に示す手法により、必要な検討を行うこと。なお、義務設置以外の擁壁（「任意設置の擁壁」）であっても、宅地全体の安全性に大きな影響を及ぼす場合があることから、「義務設置の擁壁」とあわせて、擁壁の高さ（地上高さ）が0.5mを超える「任意設置の擁壁」についても、その性能を満足するように設計を行うこと。

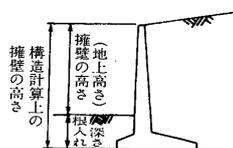


図12-2 擁壁の高さの考え方

III 擁壁の種類及び選定

1 擁壁の種類

開発事業において一般に用いられる擁壁は、材料及び形状により次に示すように無筋コンクリート造、鉄筋コンクリート造、練積み造に大別される。

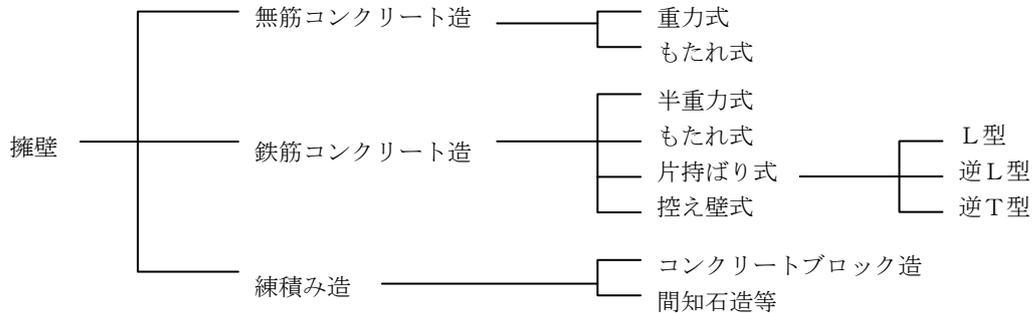


図12-3 擁壁の種類

表12-2 各種擁壁の概要

種類	形状	特徴	採用上の留意点	経済性
ブロック積 (石積) 擁壁		<ul style="list-style-type: none"> のり面勾配、のり長及び平面線形などを自由に変化させることができる 	<ul style="list-style-type: none"> のり面の保護 土圧の小さい場合（背面の地山が締まっている場合や背面上が良好な場合など） 	<ul style="list-style-type: none"> 他の形式に比較して経済的
重力式擁壁		<ul style="list-style-type: none"> コンクリート擁壁の中では施工が最も容易 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎地盤の良い場合（底面反力が大きい） くい基礎となる場合は不適 	<ul style="list-style-type: none"> 高さの低い場合は経済的 高さが4m程度以上の場合には不経済となる。
もたれ式擁壁		<ul style="list-style-type: none"> 山岳道路の拡幅などに有利 自立しないので施工上注意を要する 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎地盤の堅固な場合 	<ul style="list-style-type: none"> 比較的経済的である
片持ばり式擁壁 逆T型 L型		<ul style="list-style-type: none"> かかと版上の土の重量を擁壁の安定に利用できる。 	<ul style="list-style-type: none"> 普通の基礎地盤以上が望ましい 基礎地盤のよくない場合に用いられる例はある（底面反力は比較的小さい） 	<ul style="list-style-type: none"> 比較的経済的である
控え壁式擁壁		<ul style="list-style-type: none"> く体のコンクリート量は片持ちばり式擁壁に比べ少なくなることもあるが施工に難点がある 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎地盤のよくない場合に用いられる例はある（底面反力は比較的小さい） 	<ul style="list-style-type: none"> 高さ、基礎の条件によって経済性が左右される

2 擁壁選定上の留意事項

擁壁の選定に当たっては、開発事業区域に係る法指定状況、設置箇所の地形、地質、土質、地下水等の自然条件、周辺の状況及び必要な擁壁の高さ等を十分に調査し、当該擁壁に求められる安全性を確保できるものを選定すること。

また、開発事業において設置される擁壁のうち、道路等の公共施設にかかる擁壁や公的管理にかかる擁壁については、関係する次の技術指針等についても参照すること。

- ① 国土交通省制定土木構造物標準設計
- ② 道路土工 擁壁工指針
- ③ 建築基礎構造設計指針
- ④ その他関係する技術指針等

なお、一般的な宅地擁壁については、後述する標準的な設計及び施工法によるものとするほか、「宅地防災マニュアルの解説」を参考にすること。

3 擁壁の構造

法に基づいて設置される擁壁の構造については、鉄筋コンクリート造、無筋コンクリート造又は間知石積み造その他練積み造のものとする。

また、下記資料により構造の安定性を確認するものとする。

表12-3 擁壁の種類別添付資料

擁壁の種類		安定 計算書	構造図	カタログ	宅造 認定証	土質試 験結果
現場 打 擁 壁	本節に規定する重力式擁壁 (土質等の設計条件が合致する場合に限る)		○			○
	上記以外の重力式擁壁	○	○			○
	もたれ擁壁	○	○			○
	片持梁式擁壁	○	○			○
プレ キャ スト 擁 壁	宅造認定品のプレキャスト擁壁 (注1)		○	○	○	○
	宅造認定品のプレキャスト擁壁で認定以外の条件で使用	○	○	○		○
	宅造認定品以外のプレキャスト擁壁	○	○	○		○
ブ ロ ック 積 擁 壁	宅造法施行令第8条に規定するブロック積擁壁		○			○
	宅造認定品のブロック積擁壁		○	○	○	○
	宅造認定品のブロック積擁壁で認定以外の条件で使用	○	○	○		○
	宅造認定品以外のブロック積擁壁	○	○			○

注1) 宅造認定品とは、宅造法施行令第14条による国土交通大臣の認定を受けたものをいう。

注2) 土質試験結果とは、背面土及び基礎地盤の土質試験結果を指す。現地の土質が、安定計算書や構造図等において明示している土質等の設計条件と合致していることを確認する。

IV 鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造擁壁の設計上の留意事項

鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造擁壁（以下「鉄筋コンクリート造等擁壁」という。）の設計に当たっては、土の単位体積重量、内部摩擦角等の土質条件、土圧、水圧、自重等の荷重条件及び鋼材・コンクリート等の擁壁部材の許容応力度、地盤の許容応力度等の設計条件を的確に設定した上で常時及び地震時における擁壁の要求性能を満足するように、次の各事項について安全性を検討するものとする。

- 1) 土圧、水圧、自重等（以下「土圧等」という。）によって擁壁が破壊されないこと
- 2) 土圧等によって擁壁が転倒しないこと
- 3) 土圧等によって擁壁の基礎が滑らないこと
- 4) 土圧等によって擁壁が沈下しないこと

1 設計条件（外力）の設定

1) 土質条件

擁壁の設計に用いる土質定数は、原則として土質調査・原位置試験に基づき求めたものを使用するものとする。なお、土質調査・原位置試験の実施に当たっては、擁壁の規模、重要度等に応じて、必要とする精度が得られるよう適切な方法を選択すること。

① 単位体積重量及び内部摩擦角

土質試験を行うことが困難な場合においては、次の値を用いることができる。

表12-4 土の単位体積重量及び内部摩擦角

土質	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)
砂利又は砂	18	30
砂質土	17	25
シルト、粘土、又はそれらを多く含む土	16	20

② 擁壁底版と基礎地盤との摩擦係数

擁壁底版と基礎地盤との摩擦係数 (μ) は、土質試験結果に基づき次式により求めること。

$$\mu = \tan \phi \quad (\phi : \text{基礎地盤の内部摩擦角})$$

ただし、基礎地盤が土の場合は、0.6を超えないものとする。

なお、土質試験がなされない場合には、次の値を用いることができる。

表12-5 基礎地盤と摩擦係数

基礎地盤の土質	摩擦係数 μ	備考
岩、岩屑、砂利、砂	0.50	
砂質土	0.40	
シルト、粘土、又はそれらを多量に含む土	0.30	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。

2) 荷重条件

擁壁の設計に用いる荷重については、擁壁の設置箇所の状況等に応じて必要な荷重を適切に設定しなければならない。一般には、次の荷重について検討すること。

① 土圧

擁壁に作用する土圧は、裏込め地盤の土質や擁壁の形状等に応じて、実状にあわせて算出することを原則とする。なお、土圧の算出法の詳細については、後述を参照のこと。

② 水圧

水圧は、擁壁の設置箇所の地下水位を想定して擁壁背面に静水圧として作用させるものとするが、水抜穴等の排水処理を規定どおり行い、地下水位の上昇が想定されない場合は、考慮しなくてもよい。

③ 自重

擁壁の設計に用いる自重は、く体重量のほか、逆T型、L型擁壁等の片持ばり式擁壁の場合には、基礎底版上の土の重量を含めたものとする。

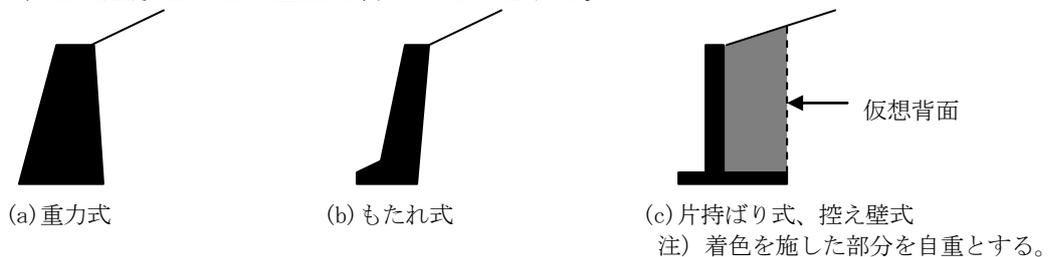


図12-4 擁壁の自重

また、鉄筋コンクリート及び無筋コンクリートの単位体積重量は、次の値を基準とする。

表12-6 コンクリートの単位体積重量

材 質	単位体積重量 (kN/m ³)
無筋コンクリート	23.0
鉄筋コンクリート	24.0

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。

[設計水平震度：Kh=0.20（中地震時）、=0.25（大地震時）]

⑤ 積載荷重

設計に用いる積載荷重は、土地利用上想定される荷重とし、以下に示す荷重以上とする。

自動車活荷重 $q = 10\text{kN/m}^2$

建築物等 $q = 5\text{kN/m}^2$ （実状に応じた適切な積載荷重とする。）

⑥ フェンス荷重

擁壁の天端にフェンスを直接設ける場合は、実状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Pf=1kN/m程度の水平荷重を作用させるのが一般的である。

2 外力の作用位置と壁面摩擦角等

1) 土圧等の作用面と壁面摩擦角等

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、く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、く体コンクリート背面、安定計算においては、かかを通る鉛直な仮想背面とする。

よって、クーロンの土圧公式及び試行くさび法に用いる壁面摩擦角 (δ) は、下表に示す値とする。

表12-7 壁面摩擦角

擁壁の種類	計算の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角 δ
重力式 もたれ式	安定計算 部材計算	土とコンクリート	常時： $2\phi/3$ (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、 $\phi/2$) 地震時： $\phi/2$
片持ばり式 控え壁式	安定計算	土と土	常時： β (図12-5 aの場合) β' (図12-5 bの場合) ゼロ (図12-5 cの場合) 地震時：(注3)による
	部材計算	土とコンクリート	常時： $2\phi/3$ (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、 $\phi/2$) 地震時： $\phi/2$

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

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

注3) 地震時の壁面摩擦角 δ は、次式により求める。

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

ϕ : 土の内部摩擦角

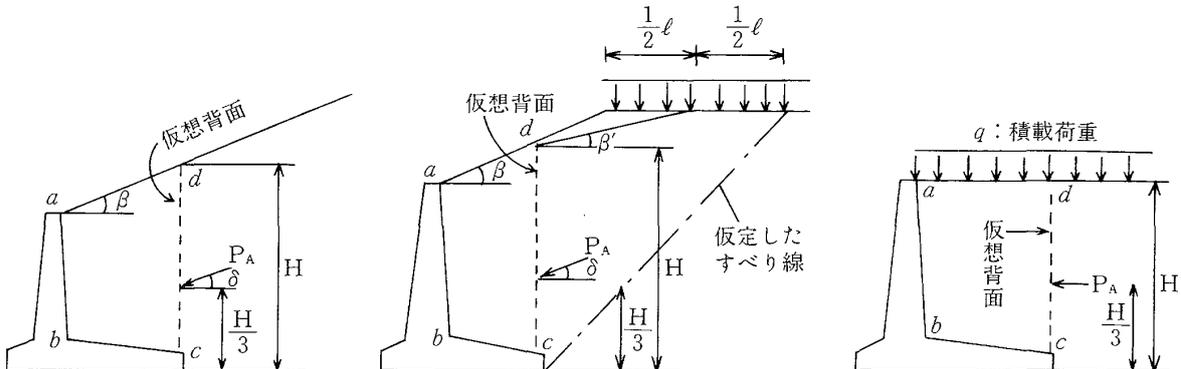
ここに、 $\sin \Delta = \frac{\sin (\beta + \theta)}{\sin \phi}$

θ : 地震時合成角 ($= \tan^{-1} Kh$)

Kh : 設計水平震度 ($= 0.25$)

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

β : 地表面勾配



(a) 地表面が長大斜面の場合

(b) 地表面が斜面の場合

(c) 地表面が水平の場合

図12-5 β の設定方法

2) 土圧等の作用点

土圧合力の作用位置は、土圧分布の重心位置とする。

V 鉄筋コンクリート造等擁壁に作用する土圧の算定法

擁壁に作用する土圧は、擁壁背面の地盤の地形、土質、強度等その状況によって変化するので、実状に応じて算定すること。

1 盛土部擁壁に作用する土圧の算定

常時における盛土部に設置する擁壁に作用する土圧の算定について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。

また、地震時の土圧は、岡部・物部式の土圧公式もしくは、施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。

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot (H+h)^2$$

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

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

ここに、

P_A : 主働土圧合力(kN/m)

K_A : 主働土圧係数

γ : 裏込め土の単位体積重量(kN/m³)

H : 構造計算上の擁壁の高さ(m)

h : 積載荷重による換算高さ(= q / γ)(m)

q : 積載荷重(kN/m²)

ϕ : 裏込め土の内部摩擦角(度)

α : 擁壁背面と鉛直面とのなす角(度)

δ : 壁面摩擦角(度) (表12-7による)

β : 裏込め地表面と水平面のなす角(度)

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。

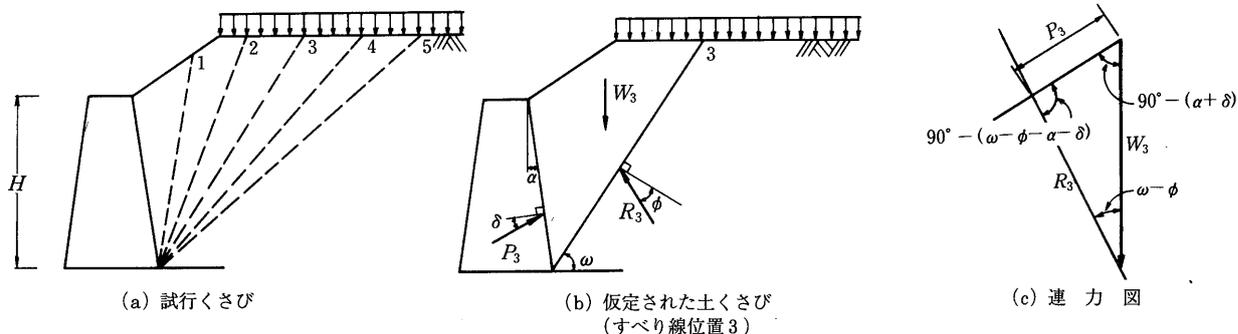
また、 P_A の水平成分 P_H 及び鉛直成分 P_V は次式で与えられる。

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

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

② 試行くさび法

試行くさび法は、図12-6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。



W_3 : 大きさと方向既知
 P_3, R_3 : 方向のみ既知

$$P_3 = \frac{W_3 \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

ここに、 H : 土圧計算に用いる壁高 (m)

(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) (kN/m)

R : すべり面に作用する反力 (kN/m)

P : 土圧合力 (kN/m)

α : 壁背面と鉛直面のなす角 (度)

ϕ : 裏込め土の内部摩擦角 (度)

δ : 壁面摩擦角 ($\beta > \phi$ のときは $\delta = \phi$ とする)

ω : 仮定したすべり線と水平線のなす角

図12-6 試行くさび法

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 切土部擁壁に作用する土圧

切土部擁壁とは、擁壁の背後に切土面など裏込め土とは異質の境界面が接近している場合の擁壁である。この場合、擁壁に作用する土圧の大きさが、この境界面の存在によって影響を受け、通常の盛土部の場合とは異なってくることがある。切土面自体が安定していると判断される場合には、裏込め土のみによる土圧を考慮すればよいが、この場合通常の盛土部擁壁における土圧に比較して、切土面の位置や勾配、切土面の粗度、排水状態などによって大きくなることもあるので注意を要する。切土面が不安定で地山からの影響を考慮する必要のある場合には、切土面を含んだ全体について土圧を検討する必要がある。

3 地震時土圧

地震時土圧の具体的算定方法は、「宅地防災マニュアルの解説」を参照のこと。

VI 鉄筋コンクリート造等擁壁の安定に関する検討

擁壁の設計・施工に当たっては、擁壁に求められる性能に応じて、擁壁自体の安全性はもとより擁壁を含めた地盤及び斜面全体の安全性についても総合的に検討すること。

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ること。

1 擁壁に求められる性能

開発事業において設置される擁壁は、平常時における安全性を確保するために必要な性能を確保することはもちろん、地震時においても各擁壁に求められる安全性を確保するために必要な性能を備えておく必要がある。このため、法に基づく開発許可の対象となる擁壁については、常時、中地震時、大地震時等においてそれぞれ想定される外力に対して、次の性能を満足するように設計を行うこと。

- ① 常時（常時荷重により、擁壁には転倒、滑動及び沈下が生じずクリープ変位も生じない。また、擁壁く体にクリープ変形が生じない。）
- ② 中地震時（中地震時に想定される外力により、擁壁に有害な残留変形が生じない。）
- ③ 大地震時（大地震時に想定される外力により、擁壁が転倒、滑動及び沈下が生じず、また擁壁く体にもせん断破壊あるいは曲げ破壊が生じない。）

常時、中地震時、大地震時における検討事項についてまとめると次表のようになる。

表12-8 照査の基準

	常時	中地震時	大地震時
転倒	$F_s \geq 1.5$	—	$F_s \geq 1.0$
滑動	$F_s \geq 1.5$	—	$F_s \geq 1.0$
支持力	$F_s \geq 3.0$	—	$F_s \geq 1.0$
部材応力	長期許容応力度以内	短期許容応力度以内	終局耐力(設計基準強度及び強度)以内

※ 終局耐力とは、曲げ、せん断、付着割裂等の終局耐力をいう

これらの性能について確認するため、「義務設置の擁壁」について必要な検討を行うこと。なお、義務設置以外の擁壁（「任意設置の擁壁」）であっても、宅地全体の安全性に大きな影響を及ぼす場合があることから、「義務設置の擁壁」とあわせて、擁壁の高さ（地上高さ）が0.5mを超える「任意設置の擁壁」についても、その性能を満足するように設計を行うこと。

また、構造計算上の擁壁の高さが5mを超える擁壁については、常時・中地震時・大地震時においてそれぞれ想定される外力に対して、性能を満足するように設計を行うこと。

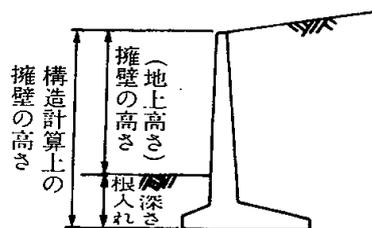


図12-7 擁壁の高さの考え方

2 転倒に対する安定

擁壁のく体自重の他に、土圧等のさまざまな力が作用するが、これらの力の合力R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。

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} \geq \begin{matrix} 1.5 \text{ (常時)} \\ 1.0 \text{ (大地震時)} \end{matrix}$$

ここに、 F_s ：転倒安全率

M_r ：擁壁底版つま先まわりの抵抗モーメント(kN・m/m)

M_o ：擁壁底版つま先まわりの転倒モーメント(kN・m/m)

なお、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の作用点は底版中央からの偏心距離 $|e|$ は、次の条件を満足すること。

擁壁底版のつま先から擁壁に作用する力の合力Rの作用点までの距離 d を次式により求める。

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

ここに、 ΣM_r ：擁壁底版つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m/m)

ΣM_o ：擁壁底版つま先まわりの転倒モーメント (kN・m/m)

ΣV ：底版下面における全鉛直荷重 (kN/m)

W ：自重 (kN/m)

P_v ：土圧合力の鉛直成分 (kN/m)

P_H ：土圧合力の水平成分 (kN/m)

a ：擁壁底版つま先と W の作用点との水平距離 (m)

b ：擁壁底版つま先と P_v の作用点との水平距離 (m)

h ： P_H の作用点の擁壁底版からの高さ (m)

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離 e は次式で表される。

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

ここに、 B ：擁壁底版幅 (m)

d ：底版つま先から合力作用点までの距離 (m)

転倒に対する安定条件として、合力Rの作用点は常時は底版中央の底版幅1/3の範囲内（大地震時は底版中央の底版幅以内）になければならない。

すなわち、偏心距離 e は次式を満足すること。

$$|e| \leq \begin{matrix} B/6 \text{ (常時)} \\ B/2 \text{ (大地震時)} \end{matrix}$$

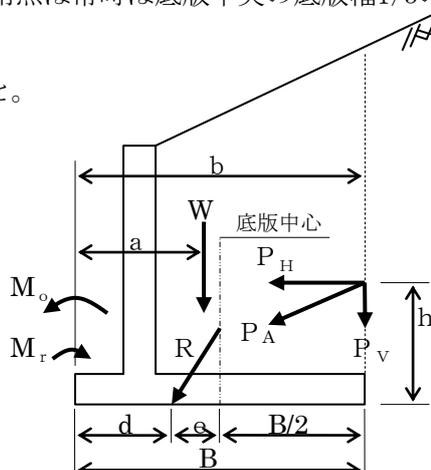


図12-8 合力作用位置の求め方

3 滑動に対する安定

擁壁には、擁壁を底版下面に沿って滑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に押し出されるように滑動する。

滑動力は、主として土圧、地震時慣性力、フェンス荷重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滑動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ため、通常は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。

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

ここに、 F_s : 滑動安全率

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN/m)

ΣH : 底版下面における全水平荷重 (kN/m)

W : 自重 (kN/m)

P_V : 土圧合力の鉛直成分 (kN/m)

P_H : 土圧合力の水平成分 (kN/m)

μ : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数 (IV-1-1) -②による)

粘着力は、その長期変動も含めた適正な値の評価が一般的には困難であることから、 C_B (擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力) = 0 kN/m と考え、 μ (摩擦係数) にその影響を含めたものとして取り扱う。

4 基礎地盤の支持力に対する安定

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。

地盤反力度は次式により求める。

① 合力作用点が底版中央の底版幅1/3の中にある場合

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left[1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right] = \frac{P_V + W}{B} \cdot \left[1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right]$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left[1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right] = \frac{P_V + W}{B} \cdot \left[1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right]$$

ここに、 q_1 : 擁壁の底面前部で生じる地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : 擁壁の底面後部で生じる地盤反力度 (kN/m²)

Σv : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

e : 偏心距離 (m)

B : 底版幅

P_V : 土圧合力の鉛直成分 (kN/m)

W : 自重 (kN/m)

- ② 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d}$$

- ③ 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

$$q_1 = \frac{4 \cdot \Sigma V}{B}$$

基礎地盤の支持力に関する安定検討では、上式で求められた q_1 及び q_2 は、次式を満足しなければならない。

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

ここに、 q_a : 地盤の許容支持力度 (kN/m²) (「建築基礎構造設計指針」(日本建築学会)による)

q_u : 地盤の極限支持力度 (kN/m²) (「建築基礎構造設計指針」(日本建築学会)による)

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。)

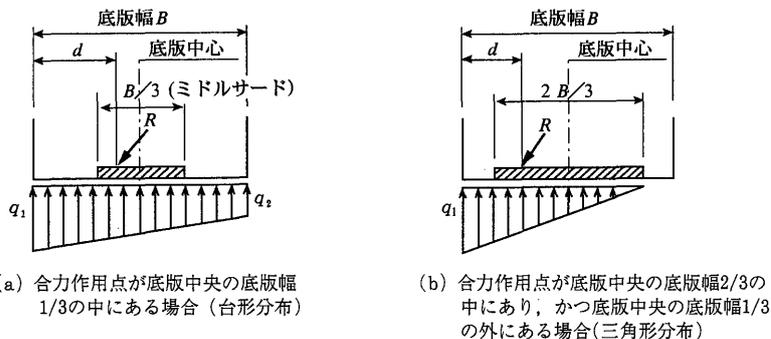


図12-9 地盤反力度の求め方

都市計画法の開発許可にあつては、地盤の許容支持力度・極限支持力度は、地盤調査結果に基づいて算出することを原則とする。この地盤調査結果を受けて、擁壁の高さ(地上高さ)が5 m以下の場合、次表によることができる。

表12-9 地盤の許容応力度 (建築基準法施行令第93条)

地盤	長期応力に対する許容応力度 (kN/m ²)	短期応力に対する許容応力度 (kN/m ²)
岩盤	1,000	長期応力に対する許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。
固結した砂	500	
土丹盤	300	
密実な礫(れき)層	300	
密実な砂質地盤	200	
砂質地盤(地震時に液状化のおそれのないものに限る)	50	
堅い粘土質地盤	100	
粘土質地盤	20	

国土交通省は、「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」として、国土交通省告示第1113号(平成13年7月2日)において、以下の事項を示している。

1) 地盤の調査の方法

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は、次の各号に掲げるものとする。

- ①ボーリング調査、②標準貫入試験、③静的貫入試験、④ベーン試験、⑤土質試験
- ⑥物理探査、⑦平板載荷試験、⑧載荷試験 (以下省略)

2) 地盤の許容応力度を定める方法

地盤の許容応力度を定める方法は、①支持力式による方法、②平板載荷試験による方法、③スウェーデン式サウンディングによる方法を示している。

それぞれの方法による算定の詳細については、「宅地防災マニュアルの解説」によるものとする。

なお、簡易支持力測定器（キャスポル）については、現場での施工管理用又は従来の原位置載荷試験の補完用測定機器であるので、使用については協議すること。

5 擁壁部材（鋼材及びコンクリート）の許容応力度

宅地擁壁の設計に用いる許容応力度は次によるものとする。

1) 鋼材の許容応力度

鋼材の許容応力度は、建築基準法施行令第90条（表12-10）によるものとする。

表12-10 鋼材等の許容応力度（建築基準法施行令第90条 表2より抜粋）

許容 応力度		長期に生ずる力に対する許容応力度 (N/mm ²)			短期に生ずる力に対する許容応力度 (N/mm ²)		
		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
種類							
異形鉄筋	径 28mm 以下の もの	F ÷ 1.5(当 該数値が215 を超える場 合には、215)	F ÷ 1.5(当 該数値が215 を超える場 合には、215)	F ÷ 1.5(当 該数値が195 を超える場 合には、195)	F	F	F(当該数 値が390を を超える場 合には、390)
	径 28mm を超える もの	F ÷ 1.5(当 該数値が195 を超える場 合には、195)	F ÷ 1.5(当 該数値が195 を超える場 合には、195)	F ÷ 1.5(当 該数値が195 を超える場 合には、195)	F	F	F(当該数 値が390を を超える場 合には、390)
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N/mm ²)を表すものとする。							

上表の基準強度 F は、平成12年12月26日建設省告示第2464号(表12-11)によるものとする。

表12-11 鋼材等の許容応力度の基準強度

鋼材等の種類及び品質		基準強度 (N/mm ²)
異形鉄筋	SDR235	235
	SD295A・SD295B	295
	SD345	345
	SD390	390

2) コンクリートの許容応力度

コンクリートの許容応力度は、建築基準法施行令第91条（表12-12）によるものとする。

表12-12 コンクリートの許容応力度（建築基準法施行令第91条第1項より抜粋）

長期に生ずる力に対する許容応力度 (N/mm ²)				短期に生ずる力に対する許容応力度 (N/mm ²)			
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 21 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)		0.7 (軽量骨材を使用するものにあつては、0.6)	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2倍 (F が 21 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 N/mm ²) を表すものとする。							

ただし、異形鉄筋を用いた付着については、平成12年5月31日建設省告示第1450号 (表12-13) によることができるものとする。

表12-13 コンクリートの付着に対する長期に生ずる力に対する許容応力度及び短期に生ずる力に対する許容応力度

第1 「コンクリートの付着、引張り及びせん断に対する許容応力度及び材料強度を定める件 より抜粋」

鉄筋の使用位置	設計基準強度 (N/mm ²)		備考
	22.5 以下の場合	22.5 を超える場合	
(1) フーチング等水平部 (鉄筋の下に30cm以上のコンクリートを打つ場合)	F / 15	0.9 + 2F / 75	短期に生ずる力に対する付着の許容応力度は、左の数値の2倍の数値とする。
(2) 壁等立上り部	F / 10	1.35 + F / 25	
この表において、F は、設計基準強度を表すものとする。			

第2 令第91条第1項に規定する設計基準強度が21N/mm²を超えるコンクリートの長期に生ずる力に対する引張り及びせん断の各許容応力度は、設計基準強度 F (N/mm²) に応じて次の式により算出した数値とする。

$$F_s = 0.49 + F / 100 \quad (F_s : \text{コンクリートの長期に生ずる力に対する許容応力度 (N/mm}^2\text{)})$$

ただし、実験によってコンクリートの引張又はせん断強度を確認した場合においては、当該強度にそれぞれ1/3を乗じた数値とすることができる。

6 く体の設計

各部材に発生するモーメント及びせん断力により擁壁が破壊しないこと。

1) 無筋コンクリート

任意の断面について、コンクリートの応力度 σ_c 及びコンクリートせん断応力度 τ_c が以下の式を満足するよう設計すること。

$$\sigma_c = \frac{M}{Z} \leq \sigma_{cat}$$

$$\tau_c = \frac{S}{A} \leq \tau_{ca}$$

ここに、M：任意の断面に作用する外力による単位幅当たりの曲げモーメント

Z：任意の断面における単位幅当たりの断面係数 (cm³/m)

σ_{cat} ：コンクリートの許容曲げ引張応力度

S：任意の断面に作用する外力による単位幅当たりのせん断力

A：任意の断面の単位幅当たりの断面積 (m²/m)

τ_{ca} ：コンクリートの許容せん断応力度

2) 鉄筋コンクリート

任意の断面について、以下の式で応力度を計算し、これらが許容応力度以下であることを確認すること。

コンクリートの圧縮応力度に対して

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} < \sigma_{ca}$$

鉄筋の引張り応力度に関して

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} < \sigma_{sa}$$

コンクリートのせん断応力度に関して

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} < \tau_{ca}$$

ここに、 σ_c ：コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{ca} ：コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_s ：鉄筋の引張り応力度 (N/mm²)

σ_{sa} ：鉄筋の許容引張り応力度 (N/mm²)

τ_c ：コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

τ_{ca} ：コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

A_s ：鉄筋量 (cm²)

d：部材断面の有効高 (cm)

k：鉄筋コンクリートに関する係数

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

$$\text{ただし、} p = A_s / b \cdot d \quad n = 15$$

j：j = 1 - K / 3

b：単位幅 (cm) M, A_s を 1 m 当たりで計算するとき

b = 100 cm とすること。

VII 練積み造擁壁

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。ただし、原則として地上高さは、5.0mを限度とする。

〔その他の練積み造擁壁とは雑割石、野面石、玉石等のほか、コンクリートブロック等による練積み造擁壁で、比重、強度、耐久性が間知石と同等以上のものを指す。〕

1 練積み造擁壁の構造範囲

- ・石材、その他の組積材は控え長が35cm以上であること。
- ・胴込コンクリート、裏込コンクリート、基礎コンクリート等は、4週強度18N/mm²以上を使用すること。
- ・練積み造擁壁に作用する積載荷重 q は、5kN/m²以下とすること。
- ・標準構造は「図12-11 練積み造擁壁の構造」及び「表12-14 練積み造擁壁の構造」によること。
- ・「表12-14 練積み造擁壁の構造」に示す構造は、背面土がフラットである状態を想定している。盛土部で背後に斜面がある場合は、次図の30°勾配線が、地盤線と交差した点までの垂直高さを擁壁高さとして仮定し、擁壁はその高さに応じた構造とすること。

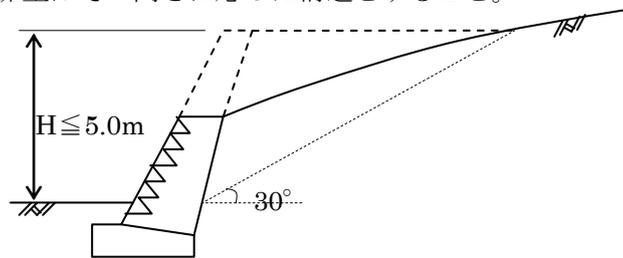


図12-10 盛土部で背後に斜面がある場合の擁壁高さ

- ・切土部に設置するブロック積工の構造厚は盛土部と同等とし、裏込材は、30cmの等厚とすること。なお、背後に斜面がある場合は、「表12-1 擁壁を要しないがけ又はがけの部分」に適合すること。

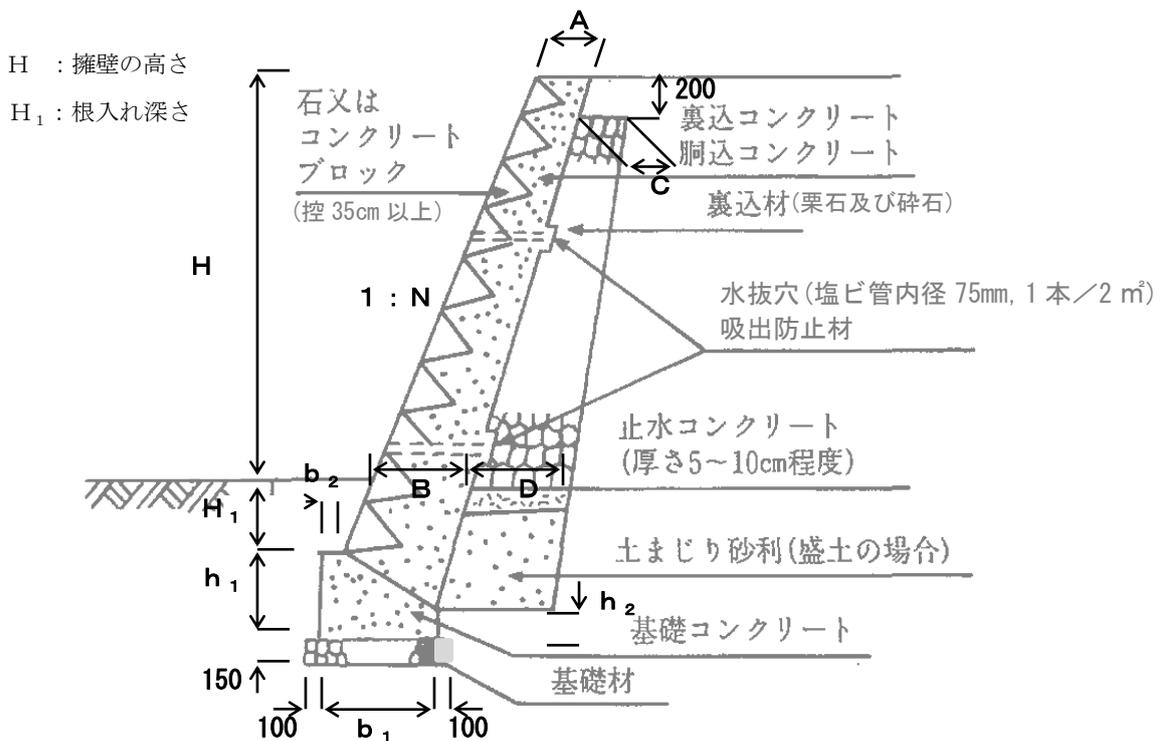


図12-11 練積み造擁壁の構造

表12-14 練積み造擁壁の構造

単位：m

土質	擁壁 勾配	高さ (H)	根入 (H1)	天幅 (A)	底幅 (B)	栗上幅 (C)	栗下幅 (D)	基礎高 (h1)	基礎高 (h2)	基礎幅 (b1)	基礎幅 (b2)	
岩 岩層 砂利又は砂利 交じり砂	(1 : 0.3) 70° ~75°	2.0以下	0.35	0.40	0.40	0.30	0.40	0.25	0.15	0.50	0.10	
		2.0~3.0	0.45	0.40	0.50	0.30	0.40	0.30	0.15	0.60	0.10	
	(1 : 0.4) 65° ~70°	2.0以下	0.35	0.40	0.40	0.40	0.30	0.40	0.30	0.15	0.50	0.15
		2.0~3.0	0.45	0.40	0.40	0.45	0.30	0.40	0.30	0.15	0.55	0.15
		3.0~4.0	0.60	0.40	0.50	0.30	0.50	0.40	0.20	0.60	0.15	
	(1 : 0.5) 65°	2.0以下	0.35	0.40	0.40	0.40	0.30	0.40	0.30	0.15	0.50	0.15
		2.0~3.0	0.45	0.40	0.40	0.40	0.30	0.40	0.30	0.15	0.50	0.15
		3.0~4.0	0.60	0.40	0.45	0.30	0.50	0.40	0.20	0.60	0.20	
		4.0~5.0	0.75	0.40	0.60	0.30	0.60	0.50	0.20	0.80	0.25	
	真砂土 硬質粘土 関東ローム その他これら に類するもの	(1 : 0.3) 70° ~75°	2.0以下	0.35	0.40	0.50	0.30	0.40	0.30	0.15	0.60	0.10
			2.0~3.0	0.45	0.40	0.70	0.30	0.40	0.40	0.15	0.95	0.15
		(1 : 0.4) 65° ~70°	2.0以下	0.35	0.40	0.45	0.30	0.40	0.40	0.30	0.15	0.55
2.0~3.0			0.45	0.40	0.60	0.30	0.40	0.40	0.40	0.15	0.75	0.15
3.0~4.0			0.60	0.40	0.75	0.30	0.50	0.50	0.20	1.00	0.20	
(1 : 0.5) 65°		2.0以下	0.35	0.40	0.40	0.30	0.40	0.40	0.30	0.15	0.50	0.15
		2.0~3.0	0.45	0.40	0.50	0.30	0.40	0.40	0.40	0.15	0.65	0.20
		3.0~4.0	0.60	0.40	0.65	0.30	0.50	0.50	0.20	0.85	0.25	
		4.0~5.0	0.75	0.40	0.80	0.30	0.60	0.60	0.20	1.10	0.30	
その他の土質		(1 : 0.3) 70° ~75°	2.0以下	0.45	0.70	0.85	0.30	0.40	0.40	0.15	1.05	0.15
			2.0~3.0	0.60	0.70	0.90	0.30	0.40	0.45	0.15	1.15	0.15
		(1 : 0.4) 65° ~70°	2.0以下	0.45	0.70	0.75	0.30	0.40	0.45	0.15	0.90	0.20
	2.0~3.0		0.60	0.70	0.85	0.30	0.40	0.50	0.15	1.05	0.20	
	3.0~4.0		0.80	0.70	1.05	0.30	0.50	0.65	0.20	1.35	0.25	
	(1 : 0.5) 65°	2.0以下	0.45	0.70	0.70	0.30	0.40	0.45	0.15	0.80	0.25	
		2.0~3.0	0.60	0.70	0.80	0.30	0.40	0.50	0.15	0.95	0.25	
		3.0~4.0	0.80	0.70	0.95	0.30	0.50	0.65	0.20	1.25	0.35	
		4.0~5.0	1.00	0.70	1.20	0.30	0.60	0.80	0.20	1.60	0.40	

VIII 重力式擁壁

重力式擁壁は下表を標準とするが、以下に示す設計条件に適合しない場合は、それぞれの条件で安定計算を行うこと。

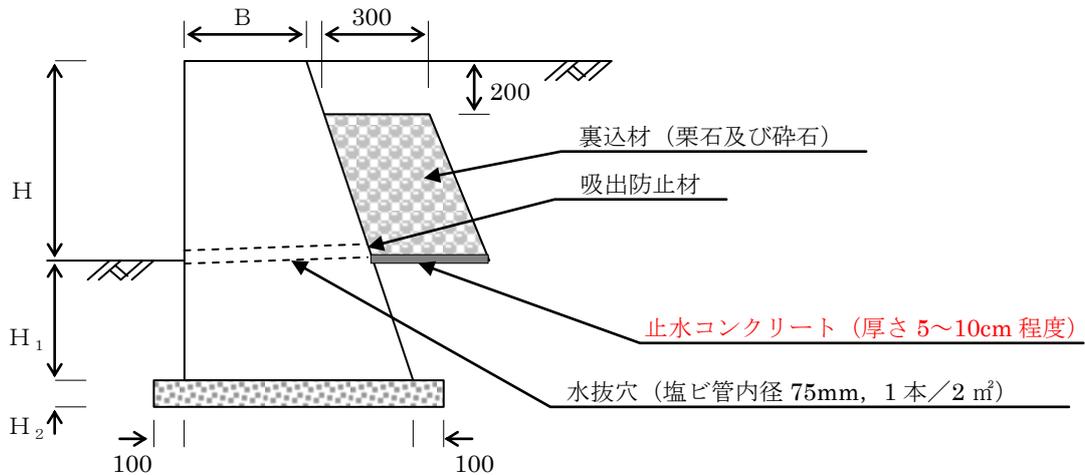


図12-12 重力式擁壁標準図

・設計条件 建築物等の荷重が擁壁に作用する場合

上載荷重	$q = 5\text{kN/m}^2$
コンクリートの単位体積重量	$\gamma = 23.0\text{kN/m}^3$
土の単位体積重量	$\gamma = 18\text{kN/m}^3$
土の内部摩擦角	$\phi = 30^\circ$
摩擦係数	$\mu = 0.5$
擁壁背面の形状	水平

表12-15 寸法表

単位：mm, kN/m^2

H	H_1	H_2	n	B	裏込材	水抜穴	地耐力
$H < 500$	250	150	0.50	250			31
$500 \leq H < 1,000$	350	150	0.50	300		要	58
$1,000 \leq H < 1,500$	350	150	0.50	350	要	要	80
$1,500 \leq H < 2,000$	350	150	0.55	350	要	要	99
$2,000 \leq H < 2,500$	400	200	0.60	350	要	要	117
$2,500 \leq H < 3,000$	450	200	0.60	350	要	要	141

・設計条件 自動車荷重が擁壁に作用する場合

上載荷重	$q = 10\text{kN/m}^2$
コンクリートの単位体積重量	$\gamma = 23.0\text{kN/m}^3$
土の単位体積重量	$\gamma = 18\text{kN/m}^3$
土の内部摩擦角	$\phi = 30^\circ$
摩擦係数	$\mu = 0.5$
擁壁背面の形状	水平

表12-16 寸法表

単位：mm, kN/m^2

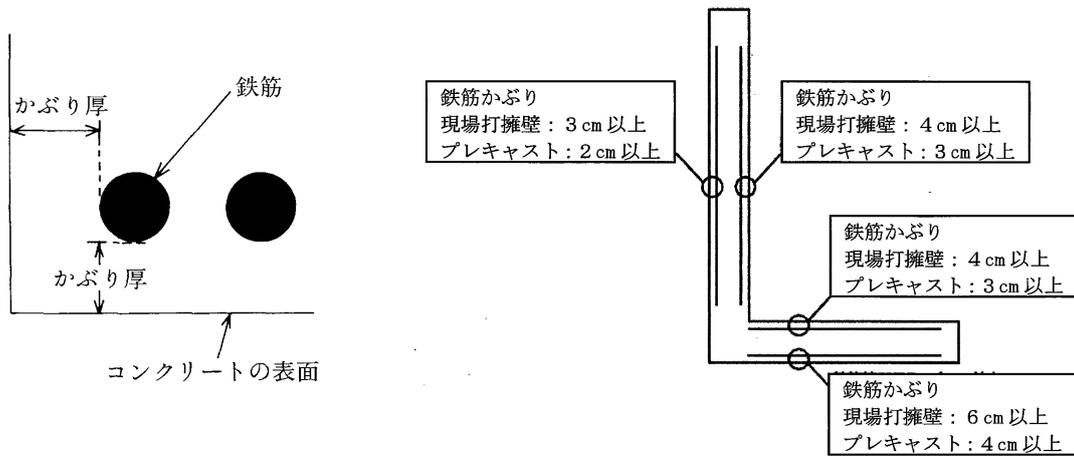
H	H_1	H_2	n	B	裏込材	水抜穴	地耐力
$H < 500$	250	150	0.50	400			27
$500 \leq H < 1,000$	350	150	0.50	400		要	58
$1,000 \leq H < 1,500$	350	150	0.55	400	要	要	79
$1,500 \leq H < 2,000$	350	150	0.55	400	要	要	102
$2,000 \leq H < 2,500$	400	200	0.60	400	要	要	121
$2,500 \leq H < 3,000$	450	200	0.60	400	要	要	146

Ⅹ 鉄筋コンクリート造擁壁

1 鉄筋コンクリート造擁壁の設計・施工上の留意事項

- ・く体に用いるコンクリートは、4週強度24N/mm²以上とすること。
- ・鉄筋の継手長は、鉄筋の直径の35倍以上とすること。
- ・鉄筋の配置間隔は、主鉄筋、配力鉄筋とも30cm以下とすること。
- ・コンクリートは、均質で十分な強度を有するよう打設、打継ぎ、養生等を適切に行うこと。
- ・鉄筋のかぶり（鉄筋の表面とコンクリートの表面との最小間隔）は、次のとおりとすること。

表12-17 鉄筋のかぶり厚さ



項目	かぶり厚さ	
	現場打擁壁	プレキャスト
耐力壁	3 cm	2 cm
壁部 (直接土に接する壁、柱、床もしくははり又は布基礎の立上り部分)	4 cm	3 cm
フーチング部 (基礎(布基礎の立上り部分を除く)にあつては捨てコンクリートの部分を除く)	6 cm	4 cm

※鉄筋のかぶり厚さは、最小値を示しているので数値以上を確保すること。

X プレキャスト擁壁

1 プレキャスト擁壁の設計・施工上の留意事項

1) 基礎について

- ・基礎材の標準寸法は、次のとおりとすること。

表12-18 基礎材の標準寸法

厚さ	10cm
幅	擁壁底版幅+20cm

- ・基礎材は、栗石、碎石等とし、ランマー等により十分に突き固め、所定の高さに平坦に仕上げる

2) 基礎コンクリート

- ・基礎コンクリートの標準寸法は、次のとおりとすること。

表12-19 基礎コンクリートの標準寸法

厚さ	10cm
幅	擁壁底版幅+20cm

- ・基礎コンクリートの設計基準強度は $F_c=18\text{N/mm}^2$ 以上とする。
- ・基礎コンクリートは、所定厚まで敷き均し、コテ等で表面仕上げを行うこと。なお、コンクリートは適切な養生を行うこと。

3) 敷きモルタル

- ・基礎コンクリート上面と擁壁底面との間には、間隙が生じないように厚さ2cm程度の半練りモルタル（配合比1：3）を施工すること。

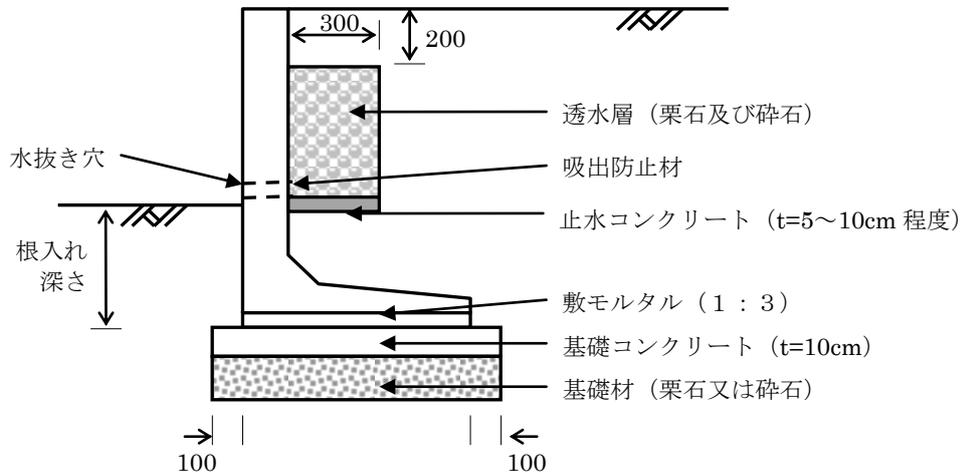


図12-13 プレキャスト擁壁標準断面図

4) 端数処理等

- ・プレキャスト擁壁の単体の製品規格は、延長 $L=2.00\text{m}$ となっているものが多い。このため、擁壁の設置延長により規格品を設置できない箇所が生じる。また屈曲箇所においても擁壁を設置できない場合がある。このような場合、以下のいずれかの方法で端数の処理を行うこと。

- ①メーカーに発注し、端数処理用のプレキャスト擁壁を製造させる。
- ②プレキャスト擁壁を切断する。ただし、切断部の鉄筋の腐食防止対策はメーカーに問い合わせ適切に処理すること。
- ③本節による重力式擁壁を用いる。

XI 擁壁の構造細目

1 排水（水抜穴等）について（省令第27条第2号）

擁壁は、その裏面の排水をよくするため、下記に掲げる事項を満足する構造とすること。

- ① 水抜穴は、内径 7.5 cm以上とし、その配置は2㎡に 1 箇所の割で千鳥配置とする。ただし、二次製品で排水機能が満足する場合は、この限りでない。
- ② 水抜穴に使用する材料は、硬質塩化ビニール管を使用する。
- ③ 擁壁の裏面で、水抜穴の周辺その他必要な場所に砂利等の透水層を設ける。
- ④ 水抜穴の入口等には、砂利、砂、背面土等が流出しないよう、吸出防止材を設けること。
- ⑤ 水抜穴は、排水方向に適当な勾配をとる。
- ⑥ 止水コンクリートは、擁壁前面の地盤面よりやや高い位置に設けること。
- ⑦ プレキャスト擁壁は水抜穴があらかじめ工場で底版より一定の高さで開いているため、地盤面より下方にならないよう設計時において注意すること。

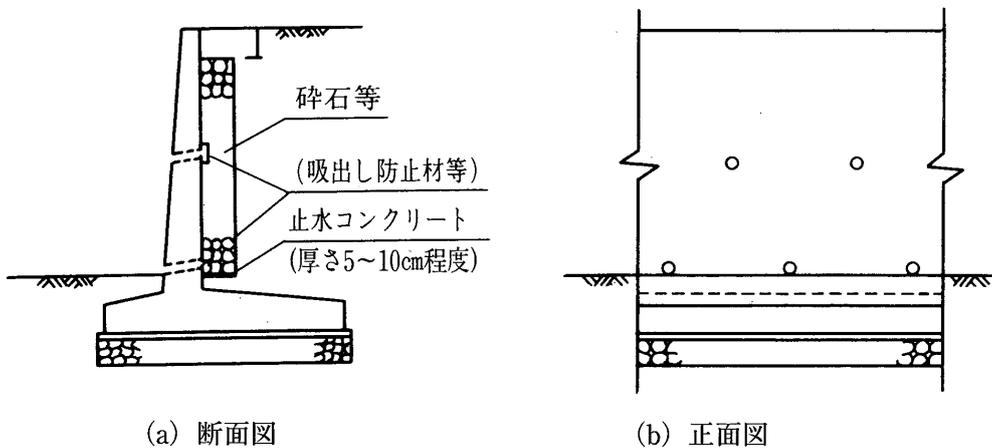


図12-14 水抜穴の配置図

2 擁壁の透水層について

前項の透水層（栗石及び目潰材、碎石）の代わりに擁壁用透水マットを使用する場合は、以下の基準を満足すること。

- ① 透水マットは、高さが5 m以下の鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造の擁壁に限り、透水層として使用することができるものとする。ただし、高さが3 mを超える擁壁に透水マットを用いる場合には、下部水抜穴の位置に厚さ30cm以上、高さ50cm以上の砂利又は碎石の透水層を全長にわたって設置すること。
- ② 上記の他、擁壁用透水マット技術マニュアル(社団法人全国宅地擁壁技術協会)に準拠すること。
- ③ 構造計算時の壁面摩擦角について注意すること。（「表12-7 壁面摩擦角」参照）

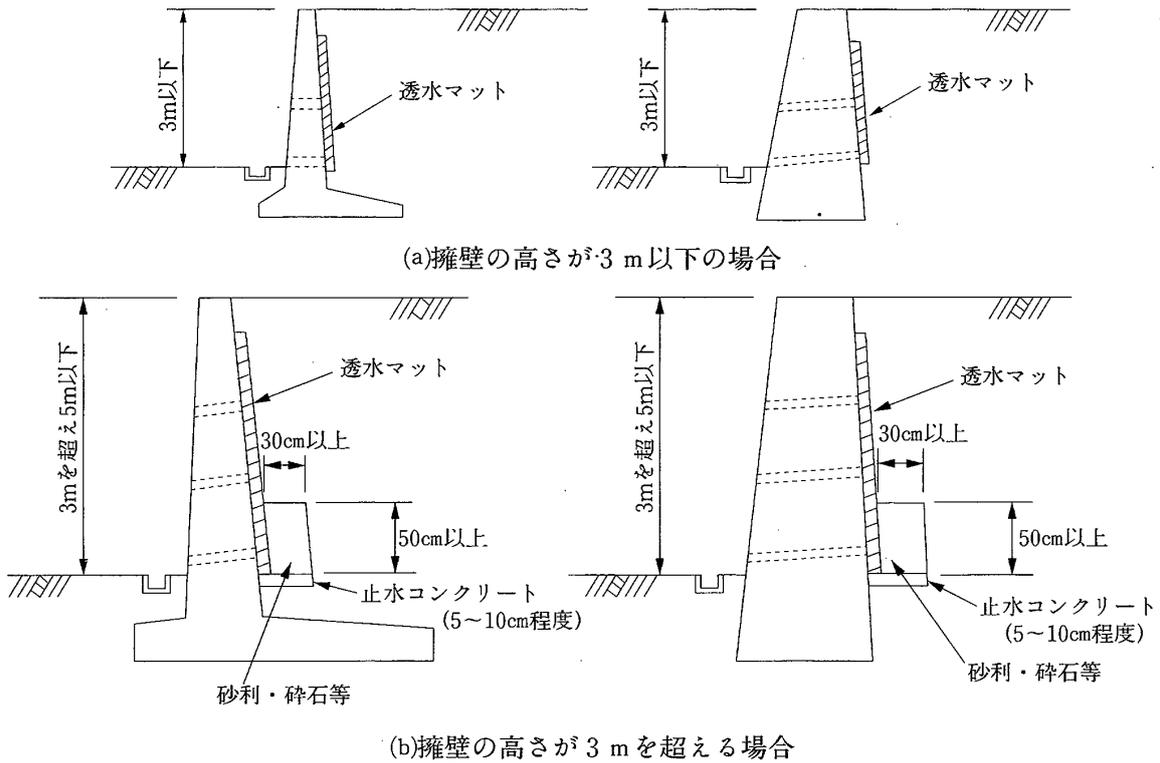


図12-15 透水マットの取付け断面

3 伸縮目地及び隅角部の補強

1) 伸縮目地

伸縮目地は、下表に示す標準間隔内に設け、特に地盤の変化する箇所、擁壁高さが著しく異なる箇所、擁壁の材料・工法が異なる箇所においては、有効に伸縮目地を設け、基礎部分まで切断する。また、擁壁の屈曲部においては、伸縮目地の位置を隅角部から擁壁の高さ分だけ避けて設置する。

表12-20 目地の標準間隔

種 別	伸縮目地
ブロック積・無筋コンクリート擁壁	10.0 (m)
鉄筋コンクリート擁壁	20.0 (m)

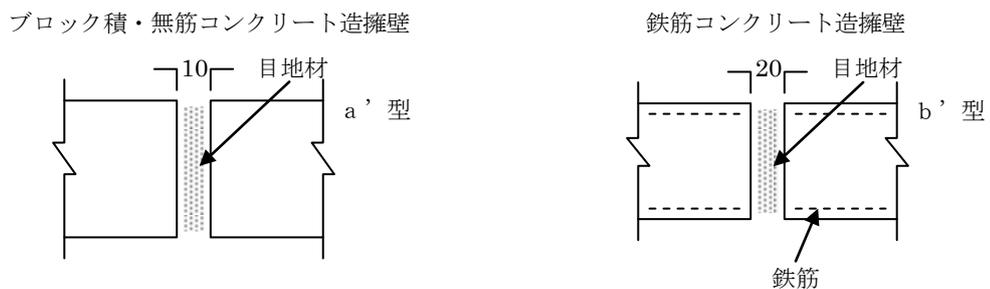


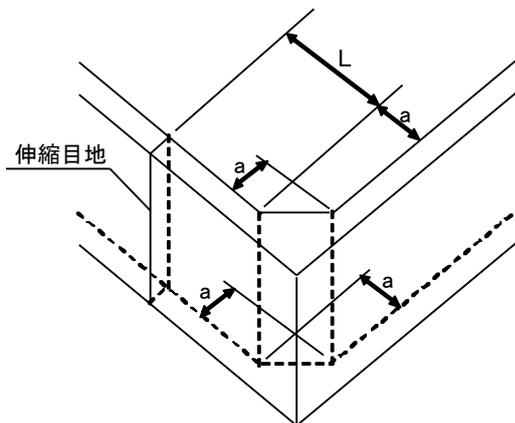
図12-16 伸縮目地

2) 隅角部の補強

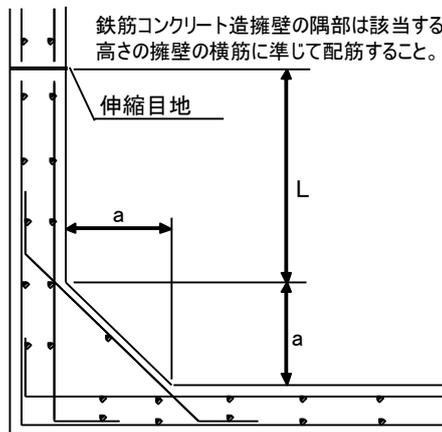
擁壁の屈曲する箇所は、隅角をはさむ二等辺三角形の部分鉄筋及びコンクリートで補強する。二等辺の一辺の長さは、擁壁の高さ3m以下で50cm、3mを超えるものは60cmとする。

なお、補強を要する屈曲角の目安については、「 $60^\circ \leq \text{屈曲角} \leq 120^\circ$ 」とする。

○鉄筋コンクリート造擁壁の場合

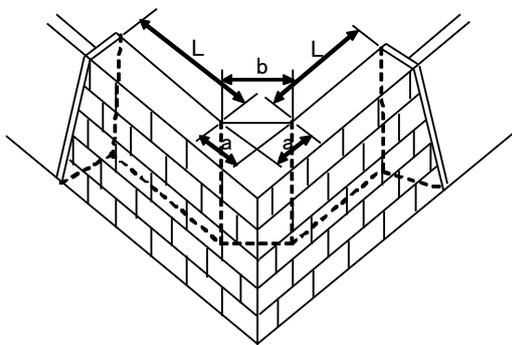


(a) 立体図

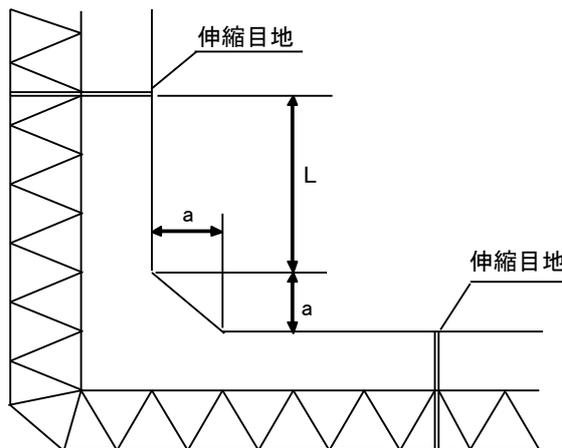


(b) 平面図

○練積み造擁壁の場合



(a) 立体図



(b) 平面図

- ・ 擁壁の高さが3.0m以下のとき $a = 50\text{cm}$
- ・ 擁壁の高さが3.0mを超えるとき $a = 60\text{cm}$
- ・ 伸縮目地の位置 L は2.0m以上で、かつ擁壁の高さ程度とする。

図12-17 隅角部の補強方法及び伸縮目地の位置

4 根入れ

1) 一般擁壁の場合

一般的な擁壁の場合における根入れは、次表によること。

表 12-21 擁壁の根入れ

土質	根入れ深さ h
岩、岩屑、砂利又は砂	35 cm以上かつ $0.15H$ 以上
砂質土	
シルト、粘土又はそれらを多量に含む土	45 cm以上かつ $0.20H$ 以上

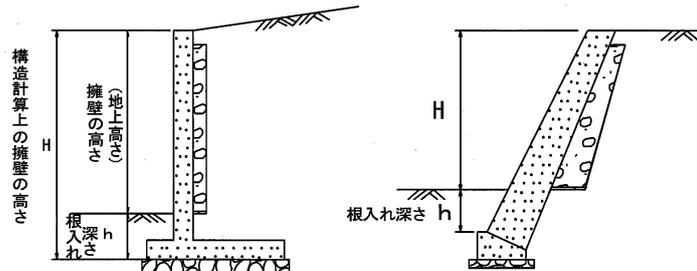
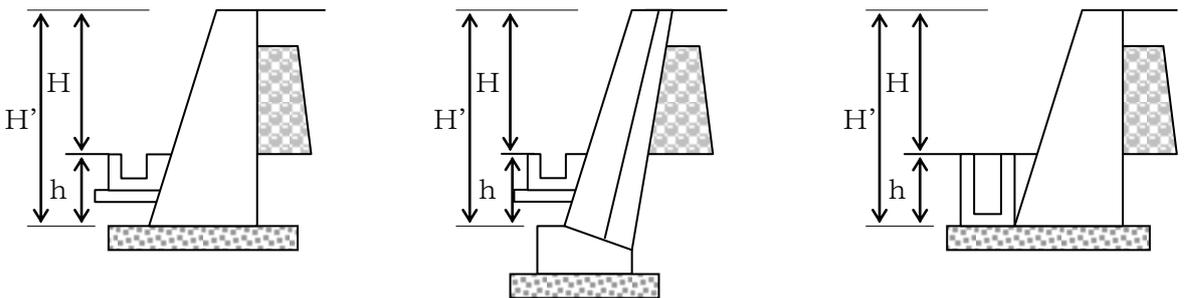


図 12-18 擁壁の根入れ深さ

2) 擁壁前面に道路側溝等を設ける場合

擁壁前面にU字型側溝等を設ける場合は、地表面からの高さとする。



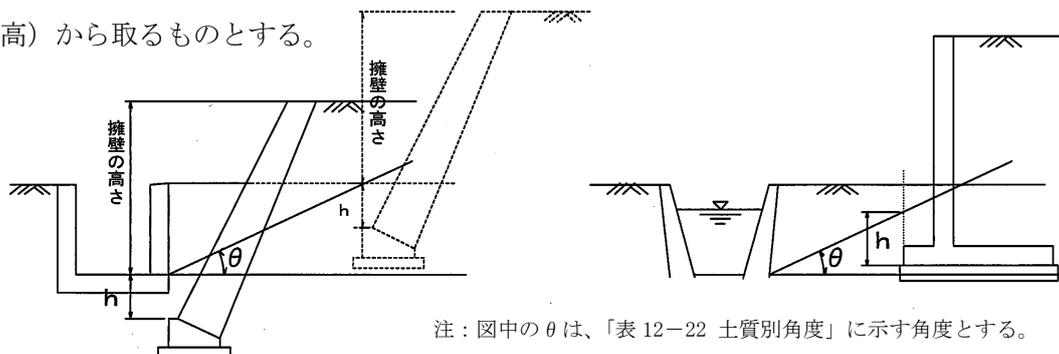
道路側溝等の深さが表 12-21 に掲げる根入れより小さい場合

道路側溝等の深さが表 12-21 に掲げる根入れより大きい場合

図 12-19 擁壁前面に排水構造物を設ける場合の根入れ深さ

3) 水路、河川に接している場合

管理者との協議により決定することとするが、水路・河川に接して擁壁を設ける場合は、根入れ深さは河床から取ることを原則とする。また、河床を仮想地盤面と考えた場合の二段擁壁として扱い、次図を参照して設置位置及び高さを決定する。ただし、将来計画がある場合は、その河床高さ（計画河床高）から取るものとする。



注：図中の θ は、「表 12-22 土質別角度」に示す角度とする。

図 12-20 水路、河川に接している場合の根入れ深さ

5 擁壁設置上の留意事項

がけや擁壁に近接してその上部に新たな擁壁を設置する場合は、下部のがけ又は擁壁に有害な影響を与えないよう設置位置について十分配慮する。設置する場合の一般的注意事項を次に示す。

- 1) 斜面上に擁壁を設置する場合には、次図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(θ)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おそれのない状態にすること。

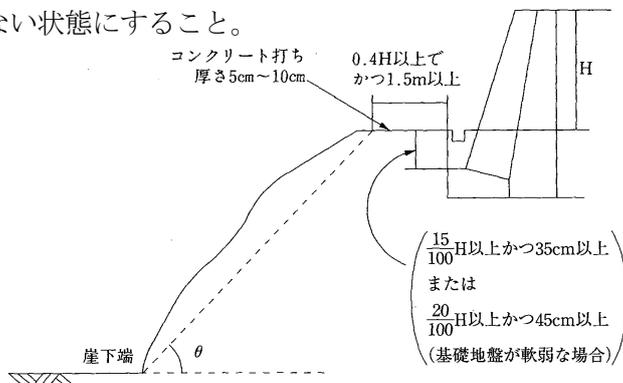


図12-21 斜面上に擁壁を設置する場合

表12-22 土質別角度(θ)

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らに類するもの	盛土	腐植土
角度(θ)	60°	40°	35°	30°	25°

- 2) 次図に示す擁壁で表12-22のθ角度内に入っていないものは、二段の擁壁とみなされるので一体の擁壁として設計を行うこと。なお、上部擁壁が表12-22のθ角度内に入っている場合は、別個の擁壁として扱うが、水平距離を0.4H以上かつ1.5m以上離さなければならない。

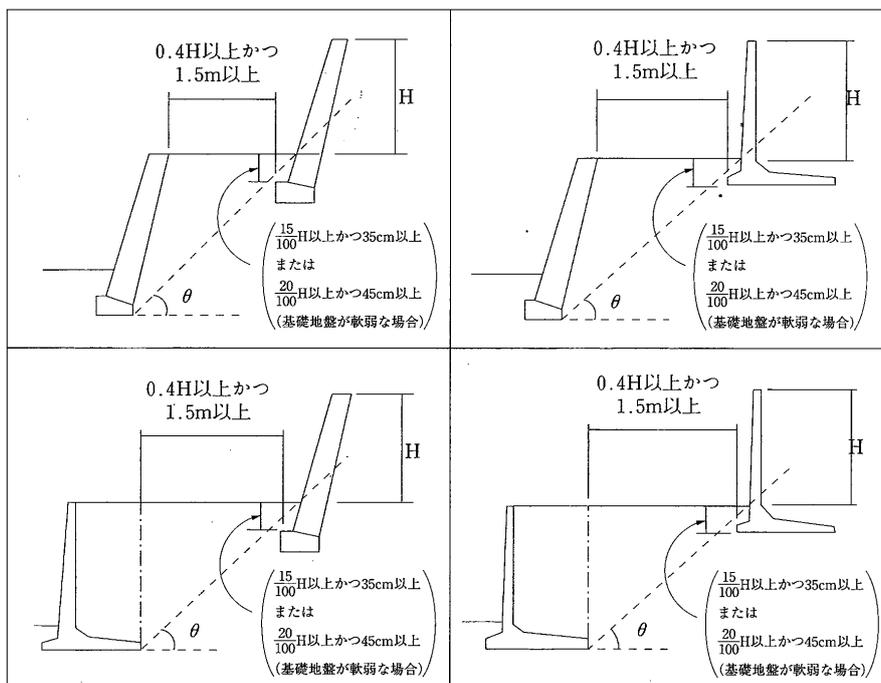


図12-22 上部・下部擁壁を近接して設置する場合