

擁壁

9

三重県

9章 擁壁

目次

9-1	擁壁の基本的な考え方	9-1
9-1-1	がけの定義	9-1
9-1-2	擁壁を必要とする範囲	9-1
9-2	擁壁の種類及び選定	9-3
9-2-1	擁壁の分類	9-3
9-2-2	擁壁選定上の留意事項	9-3
9-3	特殊の材料・構造方法による擁壁について	9-5
9-3-1	二次製品の取扱いについて	9-5
9-3-2	特殊擁壁の適用範囲	9-5
9-4	鉄筋コンクリート造等の擁壁	9-5
9-4-1	設計上の留意点	9-5
9-4-2	設計条件の設定	9-6
9-4-3	安定計算及び部材断面の算定	9-12
9-5	練積み擁壁	9-16
9-5-1	練積み擁壁の設計上の留意点	9-16
9-5-2	練積み擁壁の構造範囲	9-16
9-5-3	大型積みブロックの構造範囲	9-21
9-5-4	練積み擁壁の必要地耐力	9-22
9-6	擁壁の構造細目	9-22
9-6-1	配筋について	9-22
9-6-2	擁壁の水抜穴について	9-22
9-6-3	擁壁の透水層について	9-23
9-6-4	伸縮継目及び隅角部の補強について	9-24
9-6-5	根入れについて	9-25
9-7	擁壁設置上の留意事項	9-26
9-7-1	擁壁設置上の留意事項	9-26
9-7-2	擁壁基礎の留意事項	9-28

9. 擁 壁

9-1 擁壁の基本的な考え方

9-1-1 がけの定義

がけとは、地表面が水平面に対し30度をこ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。

9-1-2 擁壁を必要とする範囲

- (1) 次のイ・ロ・ハのいずれかに該当するがけは、擁壁を必要とする。
 - イ. 盛土部分に生じる高さ1mを超えるがけ（表1）
 - ロ. 切土部分に生じる高さ2mを超えるがけ（表1）
 - ハ. 切土・盛土を同時に行った部分に生じる高さ2mを超えるがけ
- (2) ただし、切土部分に生じるがけについて、「7-1 切土のり面の勾配」の表に該当するがけ面については、擁壁を設置しないことができる。
- (3) (1) (2) の適用は、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の下端があるとき、その上下のがけを一体のものとする。（図1）

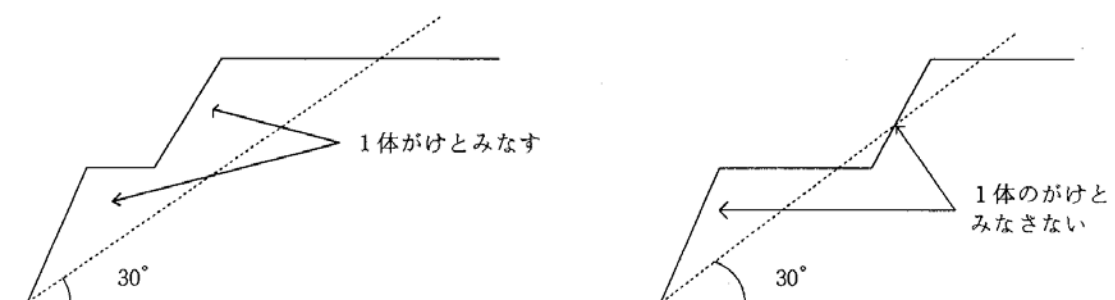
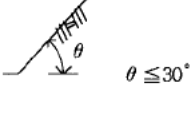

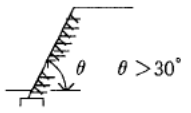
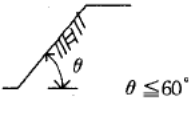
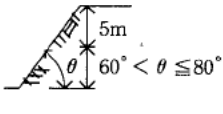
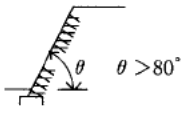
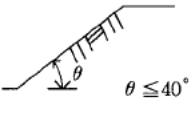
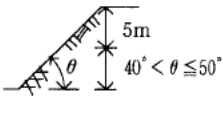
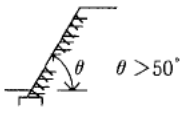
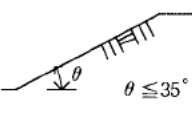
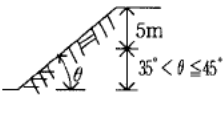



図 1

- (4) その他、以下の場合においては擁壁不要とすることができる。
 - ・土質実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不要である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他の措置が講ぜられた場合

9. 擁壁

表 1

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 (練積み擁壁を除く)	擁壁を要する
盛土			がけ面の角度が30度以下のもの  $\theta \leq 30^\circ$		がけ面の角度が30度をを超えるもの  $\theta > 30^\circ$
	切土	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  $\theta \leq 60^\circ$	がけ面の角度が60度を超過80度以下のもの。  $60^\circ < \theta \leq 80^\circ$	がけ面の角度が80度をを超えるもの  $\theta > 80^\circ$
風化の著しい岩		がけ面の角度が40度以下のもの  $\theta \leq 40^\circ$	がけ面の角度が40度を超過50度以下のもの。  $40^\circ < \theta \leq 50^\circ$	がけ面の角度が50度をを超えるもの  $\theta > 50^\circ$	
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  $\theta \leq 35^\circ$	がけ面の角度が35度を超過45度以下のもの。  $35^\circ < \theta \leq 45^\circ$	がけ面の角度が45度をを超えるもの  $\theta > 45^\circ$	

※注、盛土については、高さ1mを超えるもの
 切土については、高さ2mを超えるもの について適用
 ただし、「(B) がけの上端から垂直距離5mまで擁壁不要」の場合において、
 部分的に設置する擁壁は、練積み擁壁を除く。

9-2 擁壁の種類及び選定

9-2-1 擁壁の分類

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表2のように練積み造、無筋コンクリート造、鉄筋コンクリート造等に大別される。

表2 擁壁の種類

擁壁	練積み造	コンクリートブロック造	
		間知石造等	
	無筋コンクリート造	重力式	
		もたれ式	
	鉄筋コンクリート造	半重力式	
		もたれ式	
		片持ばり式	L型 逆L型 逆T型
		控え壁式	
補強土壁（大臣認定擁壁）			

この他に枠組式などの擁壁、鉄筋コンクリートの特殊な形状の擁壁及び新工法等による擁壁などがある。表3に各種擁壁の概要を示す。

9-2-2 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、設置個所の地形、地質、土質、地下水等の自然条件、周囲の状況及び必要な擁壁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しなければならない。

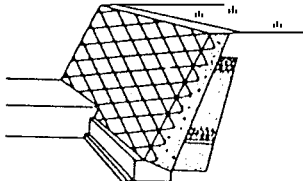
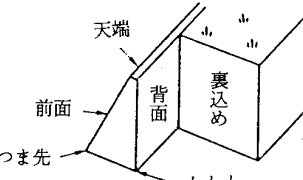
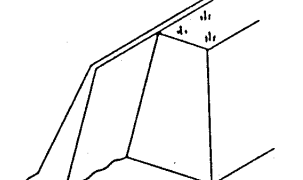
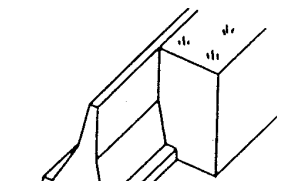
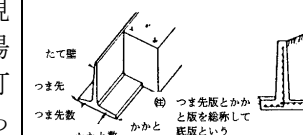
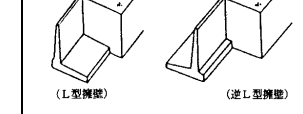
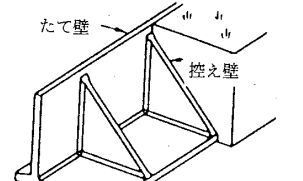
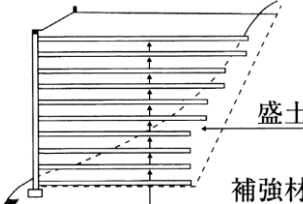
なお、擁壁の設計については「宅地防災マニュアルの解説<第二次改訂版>」（ぎょうせい）を参考にすること。ただし、道路等の公共施設にかかる擁壁や公的管理にかかる擁壁、その他本マニュアルによることが困難または不相当と認められる場合は、次の指針等を参考とすることができる。

擁壁の設計についての参考指針等

技術指針等名	編集者名	発行者名
国土交通省制定 土木構造物標準設計	(一社) 全日本建設技術協会	(一社) 全日本建設技術協会
道路土工 擁壁工指針	(公社) 日本道路協会	(公社) 日本道路協会
建築基礎構造設計指針	(一社) 日本建築学会	(一社) 日本建築学会

9. 擁壁

表3 各種擁壁の概要

	形 状	特 徴
練積み擁壁		<p>コンクリートブロックあるいは間知石を積み重ねた簡易な擁壁である。のり勾配、のり長及び線形を自由に变化させることができ、のり留及び構造物との取り合いなどが容易で、従来より広く用いられている。</p> <p>地山が締まっている場合や背面土が良好であるなど土圧が小さい場合に用いる。</p>
重力式擁壁		<p>擁壁自体の重量により土圧に抵抗する擁壁で、壁体内にコンクリート許容引張力以上の引張力が生じないように設計する。</p> <p>基礎地盤が良好である場合に使用される。</p>
もたれ式擁壁		<p>地山あるいは裏込め土などに支えられながら自重によって対抗するものであり、自立はできない。</p> <p>主として切土部に用いられる。</p> <p>支持地盤は、岩盤等堅固な地盤が望ましい。</p>
半重力式擁壁		<p>コンクリート量を節約するために、躯体内に生ずる引張力に対し、擁壁の背面附近に少量の鉄筋を入れて抵抗させるようにしたものである。</p> <p>擁壁に加わる土圧に抵抗する要素としては、擁壁の壁体自身の重量だけである。このためこの種の擁壁を、高い高さの擁壁として用いることは不経済である。</p>
片持ちばり式擁壁	<p>現場打ち</p> 	<p>片持ちばり式擁壁は、たて壁と底版からなる。</p> <p>この構造形式の擁壁は、逆T型とL型等がある。壁体は鉄筋コンクリート構造で、水平荷重に対しては、片持ちばりとして抵抗し、底盤上の土の重量を安定に利用できる。</p> <p>現場打ちの逆T、L型擁壁は、杭基礎が必要な場合やプレキャストの適用が難しい場合に用いられる。</p>
	<p>プレキャスト</p> 	<p>工場によるプレキャスト部材で、L型の形状が主体である。寸法的にはL=2m程度を連続的に配置するものもある。</p> <p>L型擁壁は、壁面に土地境界が接している場合等、つま先版が設けられない場合に用いられる。</p>
控え壁式擁壁		<p>縦壁・底版及び底版との間に三角形の控え壁で支持されるものと考えため、片持ちばり式擁壁に比べ高さの高い場合に有利である。この種の擁壁は壁高が7m以上の場合によく用いられる。</p> <p>躯体の施工及び背面土の施工が難しい。杭基礎が必要な場合に用いられる。</p>
補強土壁		<p>補強材と土の摩擦によって土を補強して壁体を形成するものである。補強材上の地表面は、土地利用の制約が生じる。</p> <p>補強効果を発揮するためある程度の変形が生じる。比較的軟弱な地盤においても適用できる場合もあるが、全体的な安定などに対して十分な検討が必要である。</p> <p>なお、開発行為においては、適用箇所が制限される。</p>

9-3 特殊の材料・構造方法による擁壁について

9-3-1 二次製品の取扱いについて

宅地造成等規制法施行令第14条により国土交通大臣の認定を受けた擁壁については、施工条件を満足している場合に限り使用できる。

条件を満足していない場合及び上記の大臣認定を受けていない擁壁については、次の条件を満足していれば使用できる。

- (1) 日本工業規格（J I S）の材料を使用していること。（二次製品そのものがJ I S認定品でなくてよい。）
- (2) 「9-4 鉄筋コンクリート造等の擁壁」により、安全が確かめられていること及び安全性を示す資料を添付すること。

9-3-2 特殊擁壁の適用範囲

近年、公共事業等においては、アンカーを用いた擁壁や補強土工法等による特殊な擁壁が使用される場合がある。これらの特殊な擁壁は、個人の責任において維持管理を行わなければならない分譲宅地等の擁壁として恒久的に用いる場合には、一般的に次のような問題が指摘されている。

- ① 個人において特殊な擁壁を良好に維持管理するには、技術的・経済的側面から相当の困難が予想される。
- ② 宅地の売買等に伴う土地利用形態の変更、建築物の立て替え等により、特殊な擁壁に対して、当初予期していなかった悪影響が生じる可能性がある。

開発行為における特殊な擁壁の使用については特段の規定はないが、これら特殊な擁壁を選定しようとする場合は、擁壁の特殊性を考慮し、将来にわたって安全性が確実に担保されるかどうかについて慎重に検討されなければならない。

したがって、アンカー工や補強土工を併用した特殊な擁壁を使用する場合は、これらの擁壁背面の土地利用を道路、公園、運動場並びにこれに準ずるものに限定し、かつ最終的に地方公共団体もしくはこれと同等程度の恒久的維持管理が期待できる者により管理されることとなる場合等、将来にわたって安全性が確実に担保される事が確実である場合に限りその使用を認めることとする。

9-4 鉄筋コンクリート造等の擁壁

9-4-1 設計上の留意点

鉄筋コンクリート造また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、次の各項目についての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

9. 擁壁

9-4-2 設計条件の設定

(1) 外力の設定

i) 土質条件

鉄筋コンクリート造等擁壁の設計に用いる土質定数は、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、原則として表4に示す土質調査・原位置試験に基づき求めた値を使用するものとする。なお、周辺への影響が小さいと認められる場合においては、表5及び表6の値を用いることを妨げない。また、現況地盤高と擁壁設置地盤高の高低差が極めて大きい場合等、許可申請前の土質調査や原位置試験が困難な場合においても、同表の値を用いることを妨げないが、この場合においては施工段階において土質調査・原位置試験を実施し、設計照査を行うものとする。

表4 擁壁の設計に必要な土質調査と設計諸定数の例

「道路土工—擁壁工指針」((公社) 日本道路協会、平成24年7月、一部加筆修正)

		擁 壁	
		設計諸定数	土質試験名
土質試験 (注1)	外力の計算	単位体積重量 γ_t 強度定数 c 、 ϕ 土圧係数 K_A 、 K_O 、 K_p 許容支持力度 q_a	土の湿潤密度試験 三軸圧縮試験 土の工学的分類のための土質試験 (土の分類を利用して推定)
	基礎支持力の計算	単位体積重量 γ_t 強度定数 c 、 ϕ 粘着力 C 土圧係数 K_A 、 K_O 、 K_p 許容支持力度 q_a	土の湿潤密度試験 三軸圧縮試験、一軸圧縮試験等 土の工学的分類のための土質試験 (土の分類を利用して推定)
	安定性の検討	単位堆積重量 γ_t 強度定数 c 、 ϕ 粘着力 C	土の湿潤密度試験 三軸圧縮試験 一軸圧縮試験
	圧密沈下の検討	初期間隙比 e_o 圧縮指数 C_c 圧密係数 C_v 体積圧縮係数 m_v 圧密降伏荷重 P_c $e-\log p$ 曲線 変形係数 E_{50}	含水比試験、液性限界・塑性限界試験 圧密試験 三軸圧縮試験、一軸圧縮試験
原位置試験	外力の計算 基礎支持力の計算 安定性の検討 圧密沈下の検討	N値 地盤反力係数 K_v 、 K_h 強度定数 c 、 ϕ 透水係数 k 間げき水圧 U_w 地下水位	標準貫入試験 孔内水平載荷試験(杭基礎の場合) 平板載荷試験(直接基礎の場合) 現場透水試験 間げき水圧試験 地下水調査
調査頻度(注2)		<ul style="list-style-type: none"> ・擁壁延長40~50mに1箇所程度 ・擁壁の設置箇所ですらなくとも1箇所以上 	

※ 土の強度定数を求めるための試験方法については、現地の土の種類、含水比、排水条件、施工条件により選定する。

注1) 土質試験はサンプリングした試料によって行われるが、地形や地質が軟弱で複雑に変化している場合は、地盤の強度や成層状態等を把握するためボーリング(標準貫入試験)間の中間位置でサウンディング(静的コーン貫入試験やスウェーデン式サウンディング試験等)を実施する。

注2) 調査はできるだけ段階的に進めることが望ましく、その結果、地形地質等の変化が著しい場合にはそれぞれの中間地点や擁壁設置位置直下でも実施する。

① 単位体積重量及び内部摩擦角

表5 裏込め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 (°)
砂利または砂	18	30
砂質土	17	25
シルト、粘土、また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くことを原則とし、次式より求める。

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

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。

表6 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、また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または砂に置き換えた場合に限る。

ii) 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。

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。

② 水圧

水圧は、擁壁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、躯体重量のほか、逆T型、L型擁壁等の片持ばり式擁壁の場合には、かかと版上の土砂重量を含む。

④ 地震時荷重

原則として、2mを超える擁壁については、中・大地震時の検討を行うものとする。なお、中地震時は部材照査、大地震時は安定計算及び部材照査を行うものとする。

地震時荷重は、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、また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 : $K_h=0.20$ (中地震時) , $=0.25$ (大地震時))

⑤ 積載荷重

擁壁の設置箇所の実状に応じて、建築物、工作物、車両等による積載荷重を考慮する。

9. 擁壁

なお、建築物、工作物等の位置が不確定な場合や車両の積載荷重を考慮する際は、安定計算及び部材断面の算定において、照査毎に最も不利となる位置に荷重させ検討すること。

⑥ フェンス荷重

擁壁の天端にフェンス等を直接設ける場合は、実情に応じて適切な荷重を考慮する。

なお、宅地擁壁におけるフェンスの場合は、擁壁天端より高さ1.1mの位置に $P_f = 1 \text{ kN/m}$ 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

i) 土圧等の作用面と壁面摩擦角等

土圧の作用面は原則として躯体コンクリート背面とし、壁面摩擦角 δ は土とコンクリートの場合は、常時において $2\phi/3$ を用いる。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には、壁面摩擦角を $\phi/2$ とする。また、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。

擁壁背面が平面でない場合や片持ちばり式擁壁等で裏込め土の一部が躯体と一体となって挙動する場合には、以下に示すように仮想背面を設定して土圧を算定する。

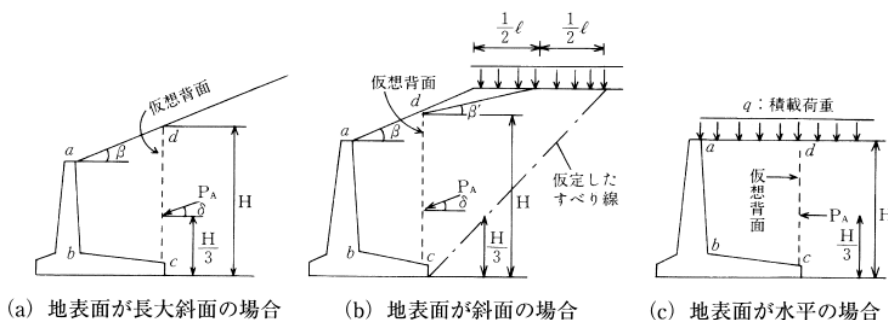


図2 鉛直仮想背面の例

図2に示すように、土圧の作用面を擁壁底板かかと先端から鉛直方向に伸ばした仮想背面にとる方法で、擁壁の安定計算上、図のabcdに囲まれた土の重量を見込む。

壁面摩擦角は常時は地表面勾配 β をとる。上図 (b) のように斜面途中で地表面が水平となっている場合は、 β' を補正して壁面摩擦角とする。また、上図 (c) のように地表面が水平の場合は、壁面摩擦角は0である。

地震時の壁面摩擦角 δ は、上図の (a) (b) (c) いずれの場合においても次式により求める。

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

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

ϕ : 土の内部摩擦角

θ : 地震時合成角 ($=\tan^{-1}Kh$)

Kh : 設計水平震度

β : 地表面勾配

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

ii) 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。

(3) 擁壁部材（鋼材及びコンクリート）の許容応力度

i) 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1を除く）による。

<建築基準法施行令第90条 表2より抜粋>

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 N/mm ²)			短期に生ずる力に対する許容応力度 (単位 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
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/mm²）を表すものとする。

基準強度については、平成12年12月26日建設省告示第2464号による。

<平成12年12月26日建設省告示第2464号より抜粋>

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 (単位 N/mm ²)	
異形鉄筋	SDR235	235
	SD295A・SD295B	295
	SD345	345
	SD390	390

ii) 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条による。

<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 (単位 N/mm ²)				短期に生ずる力に対する許容応力度 (単位 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 っては、0.6)	長期に生ずる力に対する圧縮、引張り、せん断または 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/mm²）を表すものとする。

材料強度については、建築基準法施行令第97条による。

<建築基準法施行令第97条より抜粋>

材料強度 (単位 N/mm ²)			
圧縮	引張り	せん断	付着
F	F ÷ 10 (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)		2.1 (軽量骨材を使用する 場合にあっては、1.8)

この表において、Fは、設計基準強度（単位 N/mm²）を表すものとする。

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については、平成12年5月31日建設省告示第1450号による。

9. 擁壁

<平成12年5月31日建設省告示第1450号より抜粋・編集>

第1 異形鉄筋と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

鉄筋の使用位置		設計基準強度 (単位 N/mm ²)		備考
		22.5 以下の場合	22.5 を超える場合	
(1)	はりの上端	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)	(1)に示す位置以外の位置	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。

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

第3 令第97条に規定する異形鉄筋を用いた場合のコンクリートの付着に対する材料強度は、第1において定めた長期に生ずる力に対する許容応力度の数値の3倍の数値とする。

令第97条に規定する設計強度が21N/mm²を超えるコンクリートの引張り及びせん断に対する材料強度は、第2に定める数値の3倍の数値とする。

(4) 基礎地盤の許容応力度 (許容支持力度)

基礎地盤の許容応力 (支持力) 度は、原則として地盤調査結果に基づいて算出すること。

ただし、地盤調査結果を受けて、擁壁高さ5m程度以下の場合には、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。

<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 (単位: kN/m ²)	短期応力に対する許容応力度 (単位: kN/m ²)
岩盤	1000	長期に生ずる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	
密実な礫層	300	
密実な砂質地盤	200	
砂質地盤 (地震時に液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	
堅いローム層	100	
ローム層	50	

<参考>

○地盤の許容応力度を求める方法 (国土交通省告示第1113号参照)

i) 支持方式による方法

$$\text{長期: } q_\alpha = 1/3 (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

$$\text{短期: } q_\alpha = 2/3 (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

ここに、 q_α : 地盤の許容応力度 (kN/m²)

i_c, i_γ, i_q : 基礎に作用する荷重の傾斜に応じた補正係数、次式による。

(注: 各補正係数については、 θ を考慮して設定すること。)

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2 \quad i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2$$

θ : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角 (度)

ただし、 $\theta \leq \phi$ とし、 θ が ϕ を超える場合は ϕ とする。

α, β : 基礎荷重面の形状に応じた係数 表7に示す

B: 基礎荷重面の短辺幅 (m)

L: 基礎荷重面の長辺幅 (m)

c: 基礎荷重面下の地盤の粘着力 (kN/m²)

N_c, N_γ, N_q : 表8に示す支持力係数

γ_1 : 基礎荷重面下の地盤の単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 : 基礎荷重面より上の根入れ部分の土の平均単位体積重量 (kN/m³)

(γ_1, γ_2 との地下水位以下の場合は水中単位体積重量をとる。)

D_f : 根入れの深さ (m)

表7 基礎の形状係数

基礎底面の形状	長方形	円形
α	$1.0+0.2 \cdot B/L$	1.2
β	$0.5-0.2 \cdot B/L$	0.3

表8 支持力係数

内部摩擦角	ϕ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	28°	32°	36°	40° 以上
支持力係数	N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	25.8	35.5	50.6	75.3
	N_γ	0.0	0.1	0.4	1.1	2.9	6.8	11.2	22.0	44.4	93.7
	N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	14.7	23.2	37.8	64.2

この表に掲げる内部摩擦角以外の内部摩擦角に応じた N_c , N_γ 及び N_q は、表に掲げる数値をそれぞれ直線的に補間した数値とする。

ii) 平板載荷試験による方法

$$\text{長期} : q_\alpha = q_t + 1/3 \cdot N' \cdot \gamma_2 \cdot D_f$$

$$\text{短期} : q_\alpha = 2 \cdot q_t + 1/3 \cdot N' \cdot \gamma_2 \cdot D_f$$

ここに、 q_α : 地盤の許容応力度 (kN/m^2)

q_t : 平板載荷試験による降伏荷重度の1/2の数値または極限応力度の1/3の数値のうちいずれか小さい数値 (kN/m^2)

N : 基礎荷重面下の地盤の種類に応じて表9に掲げる係数

γ_2 : 基礎荷重面より上の根入れ部分の土の平均単位体積重量 (kN/m^3)
(γ_1, γ_2 とも地下水位以下の場合は水中単位体積重量をとる。)

D_f : 根入れ深さ (m)

表9 基礎荷重面下の地盤の種類に応じた係数

係数	地盤の種類		
	密実な砂質地盤	砂質地盤 (密実なものを除く)	粘土質地盤
N'	12	6	3

9. 擁壁

9-4-3 安定計算及び部材断面の算定（試行くさび法による）

(1) 安定計算

擁壁の安定に関しては、一般に下記①②③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④について、円弧すべり法などにより検討を行い、必要に応じて対策工を検討するのがよい。

また必要に応じて地震時における影響を考慮した安定性についても別途検討することとする。

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おそれがある地盤上に擁壁を設置する場合には「道路土工-軟弱地盤対策工指針」などを参考にして別途安定性の検討を行う必要がある。

- ① 滑動に対する安定
- ② 転倒に対する安定
- ③ 支持地盤の支持力に対する安定
- ④ 背面盛土及び支持地盤を含む全体としての安定

●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、これに対して底版と支持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、地震時慣性力などの外力の水平分力からなり、滑動抵抗力は主として底版下面と支持地盤の間に生じるせん断抵抗力を考える。

滑動に対する安全率は式（1）によって求められる。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B}{\Sigma H}$$
$$= \frac{(W + P_v) \cdot \mu + c_B \cdot B}{P_H} \dots\dots\dots (1)$$

ここに 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 : 擁壁底版と支持地盤の間の摩擦係数

c_B : 擁壁底版と支持地盤の間の粘着力 (kN/m²)

B : 擁壁の底版幅 (m)

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、 $c_B = 0$ 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場合が多い。ただし、土質によって十分な粘着力が期待できる場合には、粘着力を加味して検討することも可能である。

安全率 F_s は、常時で1.5、大地震時で、1.0を下回ってはならない。

●転倒に対する安定

擁壁には躯体自重に加え、様々な力が作用する。この状態で擁壁が変状を起こさないよう、擁壁の転倒に関する安定性を検討する必要がある。転倒に関する安定性の検討は以下の方法による。

図3における、擁壁底版つま先から合力Rの作用点までの距離dは式(2)で表される。

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{\Sigma V_i \cdot a_i - \Sigma H_j \cdot b_j}{\Sigma V_i} \dots\dots\dots (2)$$

ここに ΣM_r : 擁壁底版つま先回りの抵抗モーメント (kN・m/m)

ΣM_o : 擁壁底版つま先回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)

V_i : 擁壁に作用する荷重の鉛直成分 (kN/m)

a_i : 擁壁底版つま先と V_i の作用点との水平距離 (m)

H_j : 擁壁に作用する荷重の水平成分 (kN/m)

b_j : H_j の作用点の擁壁底版からの高さ (m)

図3中に示した外力は一種類のみであるが、実際には擁壁の設置条件に応じて複数の外力が作用する可能性がある。これら外力の作用位置は外力の種類と作用条件に応じて異なる。

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離eは式(3)で表される。

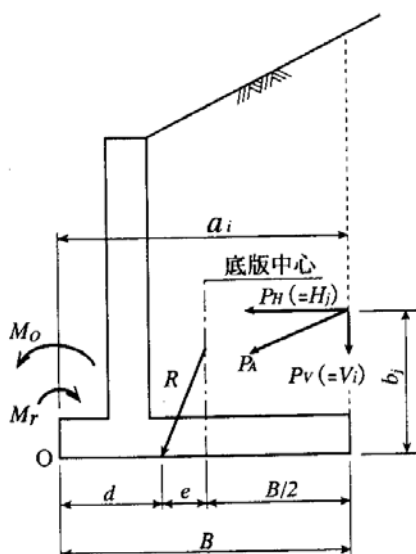
$$e = \frac{B}{2} - d \dots\dots\dots (3)$$

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の範囲内になければならない。すなわち、偏心距離eは式(4)を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{6} \dots\dots\dots (4)$$

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は式(5)を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{2} \dots\dots\dots (5)$$



(図3)

9. 擁壁

● 支持地盤の支持力に対する安定

擁壁に作用する鉛直力は支持地盤によって支持されるが、支持地盤の支持力が不足すると底版のつま先またはかかとが支持地盤にめり込むような変状を起こすおそれがある。

地盤反力度は式(7)～(10)により求める(図4)。

① 合力作用点が底版中央の底版幅1/3の中にある場合

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{P_v + W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \dots\dots\dots (7)$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{P_v + W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \dots\dots\dots (8)$$

② 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

(かつ底版中央の底版幅1/3の外にある場合)

$$q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3d} \dots\dots\dots (9)$$

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

$$q_1 = \frac{4 \Sigma V}{B} \dots\dots\dots (10)$$

支持地盤の支持力に関する安定検討では、この q_1 及び q_2 は式(11)を満足しなければならない。

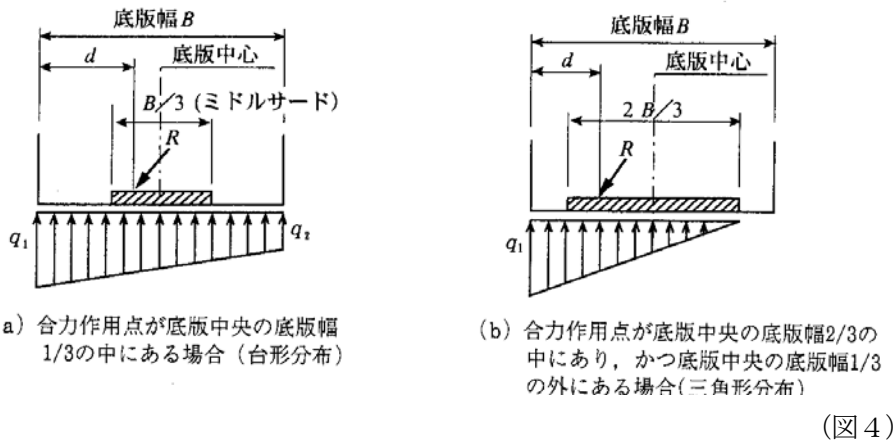
$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq q_a = \frac{q_u}{F_s} \dots\dots\dots (11)$$

ここに q_a : 地盤の許容支持力度 (kN/m²)

q_u : 地盤の極限支持力度 (kN/m²)

F_s : 地盤の支持力に対する安全率

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を下回ってはならない。



(2) 部材断面の算定

擁壁に作用する荷重によりその内部に破壊がおこらないように、擁壁躯体の断面を検討する。検討方法は、擁壁断面の任意の高さにおける水平断面について、当該断面よりも上部に作用する荷重により、その断面に発生する応力状態を検討し、使用部材の有する許容応力度との比較により、部材の安全度を検討する方法が一般的である。

通常、擁壁の底面、片持ちばり式擁壁の底版と縦壁部の接合部付近の断面等、当該擁壁のタイプに応じて、最も危険と思われる数断面について検討を行う。

擁壁には躯体自重の他に、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の作用点が擁壁底版中央の底版幅1/3の中にある場合は、擁壁断面内に引張応力を生じない。このため、引張応力の発生を許容しない無筋コンクリート造擁壁の場合は、常時の設計において上記の条件を満足している必要がある。

i) 照査断面について

部材断面には軸力、曲げモーメント、せん断力が作用するが、これらの断面力はたて壁、つま先版、かかと版とも部材付け根位置で最大となる。したがって、部材付け根位置で応力度の照査を行う必要がある。

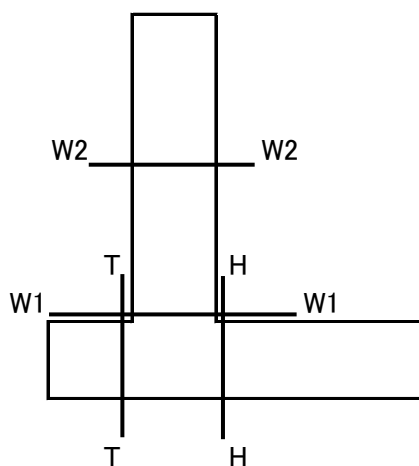


図5 応力度の照査位置 (例)

ii) 部材応力の照査について

常時、中地震時及び大地震時における部材応力の照査については、表10に示すものとする。

表10 照査部材応力

	常時	中地震時	大地震時
部材応力	長期許容応力度	短期許容応力度	設計基準強度及び基準強度

注) : 地震時の部材応力の照査については、大地震時における検討を行う場合でも、中地震時における照査を行い短期許容応力度以内に収まっていることを確認すること。

大地震時において、短期許容応力度にて照査を行う場合は、中地震時の照査を省略してもよい。

9. 擁壁

9-5 練積み擁壁

9-5-1 練積み擁壁の設計上の留意点

練積み擁壁は直高5.0メートル以下とする。したがって、擁壁直高5.0メートルを超える場合は、鉄筋コンクリート若しくは無筋コンクリート擁壁構造とすること。

〔 練積み擁壁とは雑割石、野面石、玉石等ほか、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。 〕

この練積み擁壁に作用する積載荷重は 5 kN/m^2 までとする。 5 kN/m^2 を超える場合には、別途考慮のこと。

9-5-2 練積み擁壁の構造範囲

- ・擁壁には安全な基礎を設けること。また、その擁壁の勾配 (θ)、高さ (H)、上端の厚さ (A)、下端の厚さ (B)、裏込礫厚さ (T) 及び根入れ深さ (D) が、がけの土質に応じて表 1 1 から表 1 5 までの基準に適合していること。(図 6 標準断面図参考)
- ・表 1 3 から表 1 5 までに示す構造は、背面土がフラットである状態を想定している。
- ・なお、表 1 1 の土質の区分は、土の力学的性質によって分類されたもので、例示されていない土質については、その内部摩擦角、粘着力等を例示されている土質と比較し、それが第何種の土質に該当するかを判別しなければならない。
- ・石材その他の組積材は、控え長さを30cm以上とすること。
- ・コンクリートブロック材は、JIS A 5371に規程されている積みブロック及びJIS A 5371の積みブロックの面の形状寸法以外の規程を準用したブロック（ブロック控長35cm、圧縮強度 18 N/mm^2 以上、 m^2 当り質量350kg以上）をいう。ただし、面の形状面積が 0.135 m^2 を超えるものについては、「9-5-3 大型積みブロックの構造範囲」を参照とすること。
- ・胴込・裏込コンクリートを用いて一体の擁壁とし、その背面に栗石、割栗石、砂利またはクラッシュランで、有効に裏込めすること。
- ・以上の基準に適合している場合でも、がけ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、別途考慮し、安全の確認された鉄筋コンクリート等の構造とすること。

表 1 1

分類土質	土 質	該当する表
第 1 種	岩、岩屑、砂利、または砂利まじり砂	表 1 3
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	表 1 4
第 3 種	その他土質	表 1 5

表 1 2 裏込礫厚さ (T)

T ₁	30cm以上	
T ₂	切土	30cm以上
	盛土	60cmあるいは擁壁高 (H) の $\frac{20}{100}$ のいずれか大きい数値以上

T₁ : 裏込礫の上端部の厚さ

T₂ : 裏込礫の下端部 (前面地盤面と水平になる部分) の厚さ

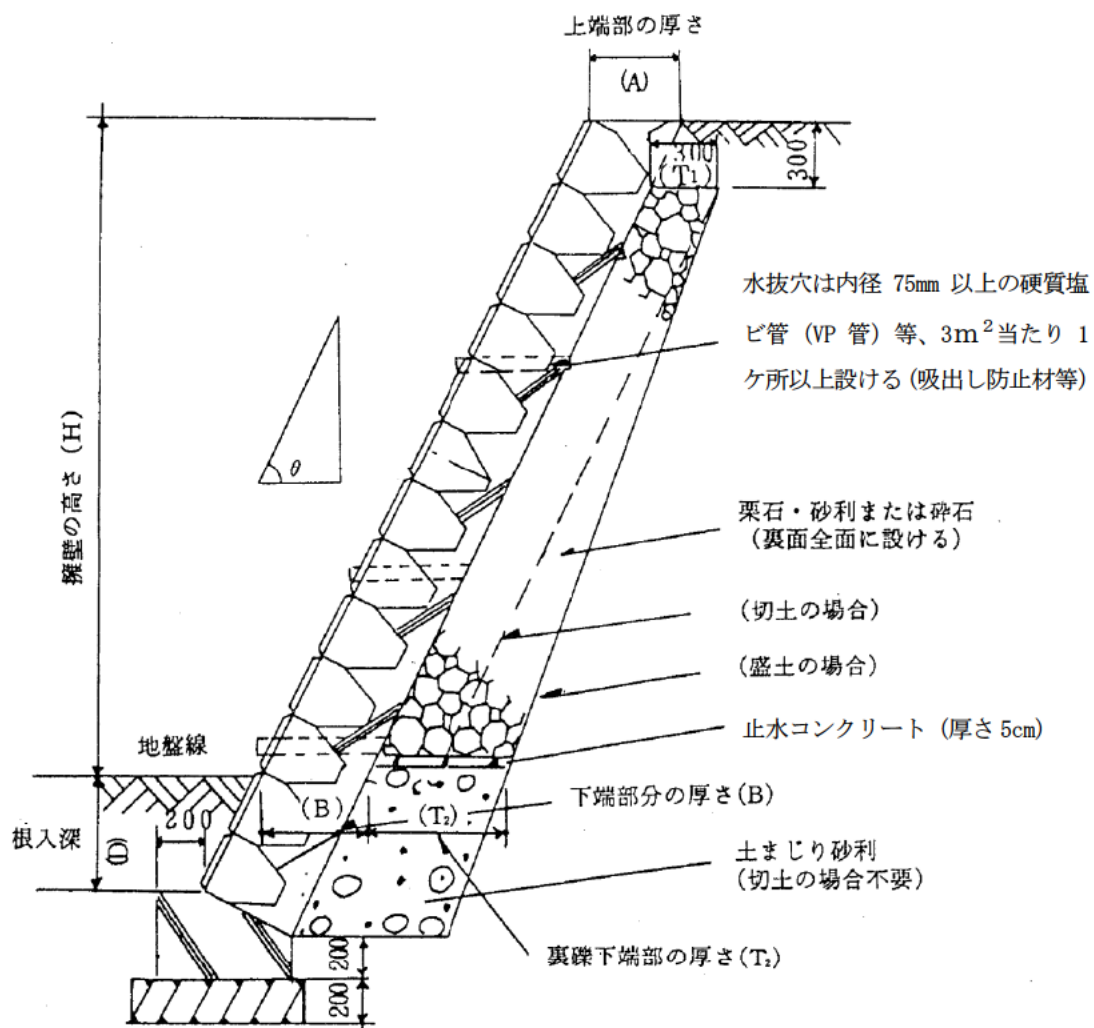


図6 練り積み擁壁標準断面図

9. 擁壁

表13 第1種 (岩、岩層、砂利、又は砂利まじり砂)

上端厚(A)	40cm以上		
根入れ深さ(D)	35cm または高さ(H)の $\frac{15}{100}$ の大きい値以上		
勾配(θ)	$70^\circ < \theta \leq 75^\circ$ (約 1 : 0.3)	$65^\circ < \theta \leq 70^\circ$ (約 1 : 0.4)	$\theta \leq 65^\circ$ (約 1 : 0.5)
	$H \leq 2 \text{ m}$	$H \leq 2 \text{ m}$	$H \leq 3 \text{ m}$
	<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.4m以上</p>	<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.4m以上</p>	<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.4m以上</p>
	$2 \text{ m} < H \leq 3 \text{ m}$	$2 \text{ m} < H \leq 3 \text{ m}$	$3 \text{ m} < H \leq 4 \text{ m}$
	<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.5m以上</p>	<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.45m以上</p>	<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.45m以上</p>
		$3 \text{ m} < H \leq 4 \text{ m}$	$4 \text{ m} < H \leq 5 \text{ m}$
		<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.5m以上</p>	<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.60m以上</p>

表14 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）

上端厚(A)	40cm以上		
根入れ深さ(D)	35cm または高さ(H)の $\frac{15}{100}$ の大きい値以上		
勾配(θ)	$70^\circ < \theta \leq 75^\circ$ (約 1 : 0.3)	$65^\circ < \theta \leq 70^\circ$ (約 1 : 0.4)	$\theta \leq 65^\circ$ (約 1 : 0.5)
	$H \leq 2 \text{ m}$	$H \leq 2 \text{ m}$	$H \leq 2 \text{ m}$
	<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.5m以上</p>	<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.45m以上</p>	<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.4m以上</p>
	$2 \text{ m} < H \leq 3 \text{ m}$	$2 \text{ m} < H \leq 3 \text{ m}$	$2 \text{ m} < H \leq 3 \text{ m}$
	<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.7m以上</p>	<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.60m以上</p>	<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.5m以上</p>
		$3 \text{ m} < H \leq 4 \text{ m}$	$3 \text{ m} < H \leq 4 \text{ m}$
		<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.75m以上</p>	<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.65m以上</p>
			$4 \text{ m} < H \leq 5 \text{ m}$
			<p>(A) 0.4 m 以上</p> <p>G.L. (B) 0.8m以上</p>

9. 擁壁

表15 第3種 (その他の土質)

上端厚(A)	70cm以上		
根入れ深さ(D)	45cm または高さ(H)の $\frac{20}{100}$ の大きい値以上		
勾配(θ)	$70^\circ < \theta \leq 75^\circ$ (約 1 : 0.3)	$65^\circ < \theta \leq 70^\circ$ (約 1 : 0.4)	$\theta \leq 65^\circ$ (約 1 : 0.5)
	$H \leq 2 \text{ m}$	$H \leq 2 \text{ m}$	$H \leq 2 \text{ m}$
	$2 \text{ m} < H \leq 3 \text{ m}$	$2 \text{ m} < H \leq 3 \text{ m}$	$2 \text{ m} < H \leq 3 \text{ m}$
		$3 \text{ m} < H \leq 4 \text{ m}$	$3 \text{ m} < H \leq 4 \text{ m}$
			$4 \text{ m} < H \leq 5 \text{ m}$

9-5-3 大型積みブロックの構造範囲

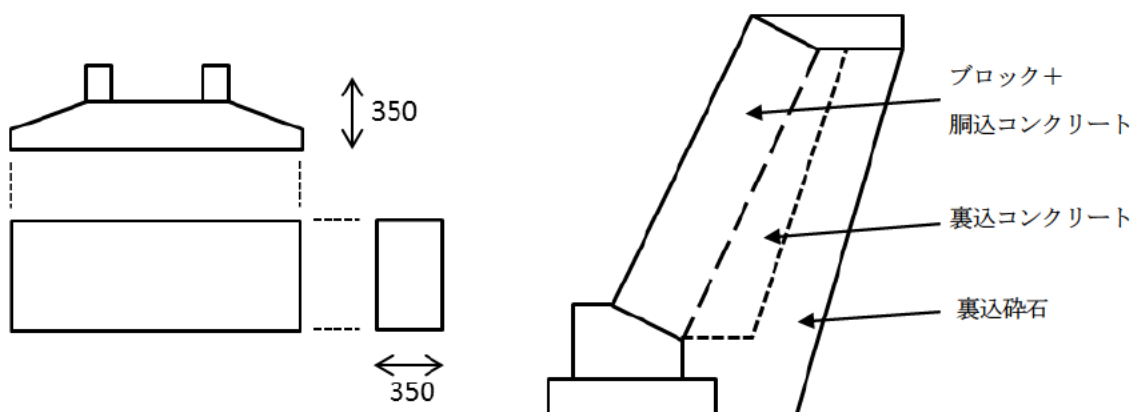
・以下の条件を満足しているものに限り練積み擁壁と扱うものとする。

- ①コンクリートブロック材の面の形状面積が 0.135m^2 を超え 2.236m^2 以下のもの
- ②ブロック控長 35cm、圧縮強度 21N/mm^2 以上、 m^2 当り質量 350kg 以上のもの
- ③胴込・裏込コンクリートによって一体となるもの。(一体の考え方については例1を参考にされたい。)

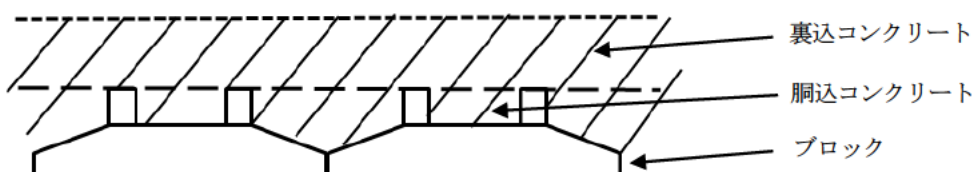
・その他のものについては「9-3-1 二次製品の取り扱いについて」の記載を満足するものに限り使用できるものとする。

例1

・練り積み擁壁として使用可能な製品例

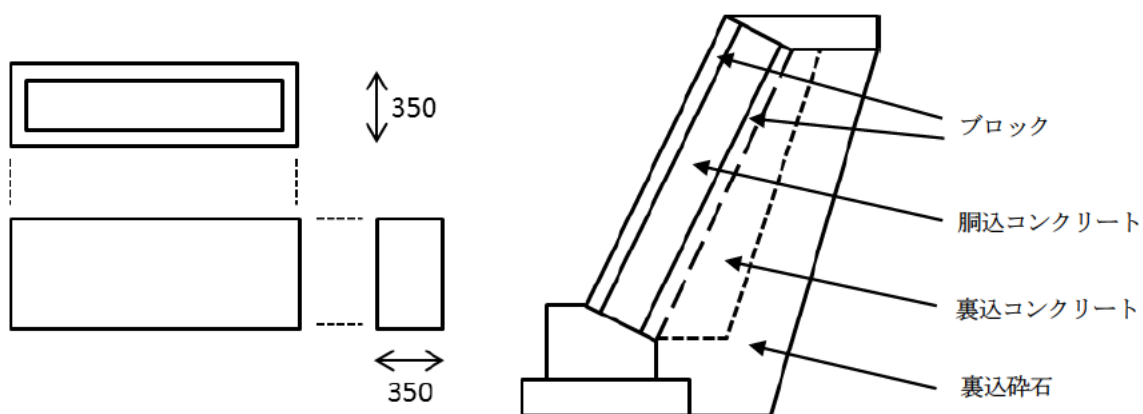


コンクリートブロックと胴込コンクリート・裏込コンクリートが一体

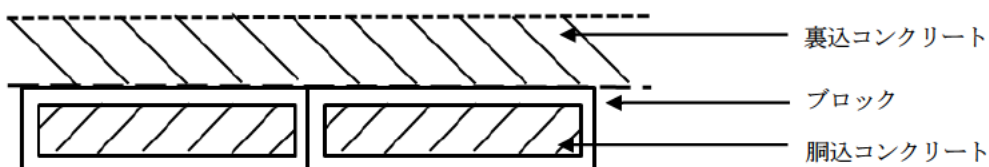


・練り積み擁壁として使用不可能な製品例

※ただし、建設省告示第1485号（昭和40年6月14日）に適合する製品についてはこの限りではない。



コンクリートブロックと胴込コンクリート・裏込コンクリートが一体でない



9. 擁壁

9-5-4 練積み擁壁の必要地耐力

「9-5-2 練積み擁壁の構造範囲」にて示されている第2種に該当する土質及び構造においては、それぞれの高さに応じて、表16に示す必要地耐力以上の地盤に基礎を設置すること。

なお、想定条件以外の場合は、別途検討の上、必要地耐力以上の地盤に基礎を設置すること。

表16 練積み擁壁高さに応じた必要地耐力（第2種土質想定）

高さ	必要地耐力 (kN/m ²)
H ≤ 2m	75
2 < H ≤ 3m	75
3 < H ≤ 4m	100
4 < H ≤ 5m	125

必要地耐力を満足しない地盤の場合は、「9-7-2 擁壁基礎の留意事項」等を参考に、別途考慮し措置を講じること。

また、土質試験等により基礎設置地盤が必要地耐力を満足することを確認すること。

9-6 擁壁の構造細目

「9-1-2 擁壁を必要とする範囲」のがけに設置する擁壁については、9-6-1～9-6-5に定めるところによらなければならない。

ただし、高さ2m以下のプレキャスト擁壁については、9-6-1を適用除外とする。

なお、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2メートルを超えるものについて、建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第142条（同令第7章の5「工事現場の危害の防止」の準用に関する部分を除く。）の規定を準用する。

9-6-1 配筋について

- (1) 鉄筋の最大配置間隔は、主鉄筋で30cm以下、配力鉄筋・用心鉄筋は40cm以下とすること。
- (2) 鉄筋の末端は、かぎ状に折り曲げて、コンクリートから抜け出さないように定着しなければならない。主筋の継手の重ね長さは、継手を構造部材における引張力の最も小さい部分に設ける場合にあつては、主筋の径（径の異なる主筋をつなぐ場合にあつては、細い主筋の径。）の25倍以上とし、継手を引張力の最も小さい部分以外の部分に設ける場合にあつては、主筋の径の40倍以上としなければならない。なお、基礎フーチングと鉛直壁との境目に鉄筋の継手が生じないように注意すること。また、主鉄筋の継手は、同一断面に集めないように千鳥配置にすること。
- (3) 鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さは、鉛直壁で4cm以上、底版では6cm以上確保すること。（参考：プレキャスト鉄筋コンクリート擁壁においては、平成13年8月21日国土交通省告示第1372号に緩和規定が示されている。）

9-6-2 擁壁の水抜穴について

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、擁壁の裏面では排水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。

都市計画法施行規則第27条第1項第2号には、擁壁の水抜穴の設置、構造に関する規定が定めら

れており、これらの規定と一般的留意事項をまとめると次のようになる。

- ① 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。
- ② 水抜穴は、擁壁の下部地表近く及び湧水等のある箇所に特に重点的に設ける。
- ③ 水抜穴は、内径が7.5cm以上とし、その配置は 3m^2 に1箇所の割で可能な限り千鳥配置とする。
- ④ 水抜穴は、排水方向に適当な勾配をとる。
- ⑤ 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（吸出し防止材等を含む）を置き、砂利、砂、背面土等が流出しないよう配慮する。
- ⑥ 地盤面下の壁面で地下水の流路に当たっている壁面がある場合には、有効に水抜穴を設けて地下水を排出する。
- ⑦ 水抜穴に使用する材料は、コンクリートの圧力でつぶれないもの（VP管）を使用する。
- ⑧ 調整池に築造される擁壁の水抜穴については逆流防止弁を設置すること。

9-6-3 擁壁の透水層について

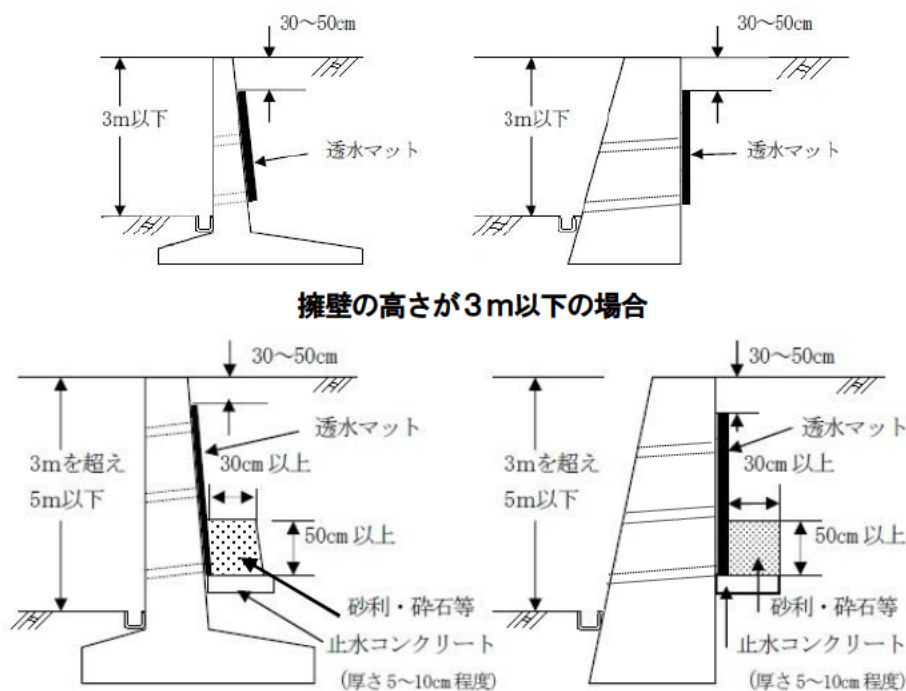
前項の透水層については、次の条件を満足していれば、石油系素材を用いた「透水マット」を使用できる。

- ・高さが5m以下の鉄筋コンクリート造、または無筋コンクリート造の擁壁。

ただし、3mを越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以上の砂利または碎石の透水層を全長にわたって設置すること。（図7参照）

- ・透水マットとしての性能が確認されているもの。

上記2点及び詳細については、建設省建設経済局民間宅地指導室監修「擁壁用透水マット技術マニュアル」による。



擁壁の高さが3mをこえる場合

図7 擁壁高さ別施工形態

9. 擁壁

9-6-4 伸縮継目及び隅角部の補強について

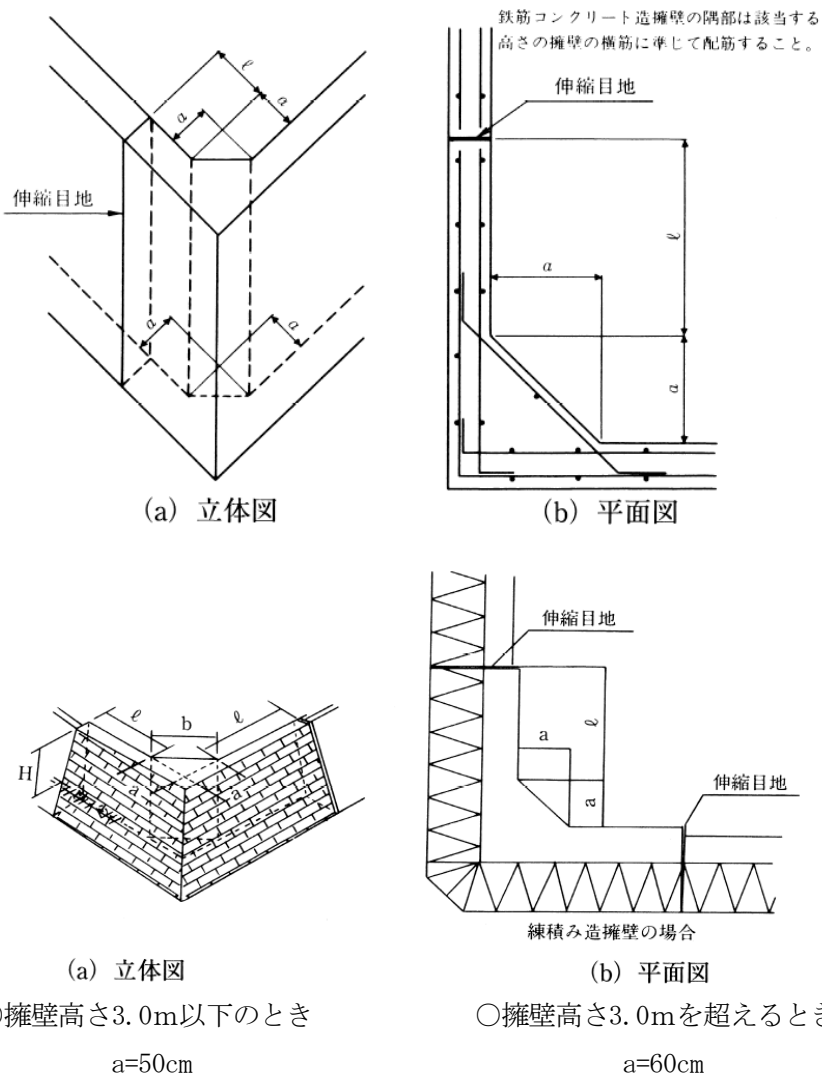
(1) 伸縮継目

伸縮継目は、原則として擁壁長さ20m以内毎に1箇所設け、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、有効に伸縮継目を設け、基礎部分まで切断する。また、擁壁の屈曲部においては、伸縮継目の位置を隅角部から擁壁の高さ分だけ避けて設置する。

(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を鉄筋及びコンクリートで補強する。二等辺の一边の長さは、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、 $\text{屈曲角} \leq 120^\circ$ とする。



○伸縮目地の位置

ℓ は、2.0mを超え、かつ擁壁の高さ程度とする。

図8 隅角部の補強方法及び伸縮継目の位置

9-6-5 根入れについて

擁壁の根入れの深さは、基礎底版が地表に出ないよう、また排水施設等の構造物より十分な余裕をみて設定しなければならない。なお、隣接する既存の擁壁等の構造物に影響を及ぼすおそれがある時は、根入れ深さを検討しなければならない。

一般に擁壁の根入れは、地盤面より0.5～1.0メートル程度確保するが多いが、安定計算上は、基礎工事の際の掘削等により土が乱されていることが多いことや、洗掘等の影響により長期にわたる確実性が期待できないことから原則として受動土圧は考慮しない。なお、擁壁基礎における突起についても掘削の影響等より、その効果が期待できないので原則として認めない。

① 一般擁壁の場合

一般的な擁壁の場合における根入れの考え方表16及び図9に示す。

表17 擁壁の根入れの標準値

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

注：一般に擁壁の根入れは、50cm以上確保することが望ましい。

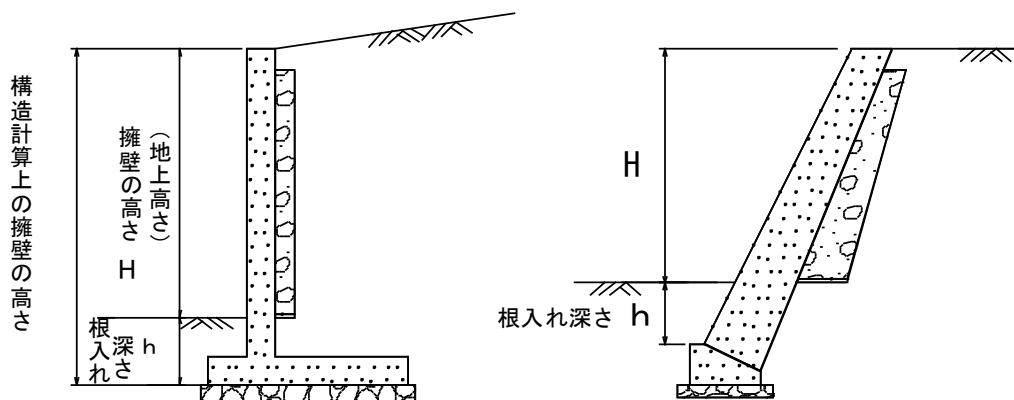


図9 擁壁の高さ及び根入れ深さの考え方

② 水路、河川に接している場合

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ものとする。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。

なお、河川区域内での施工が発生する場合や将来計画の確認等については、河川管理者等との協議を行うこと。

また、河川護岸や水路に影響を及ぼさないよう擁壁の設計に留意すること。

9. 擁壁

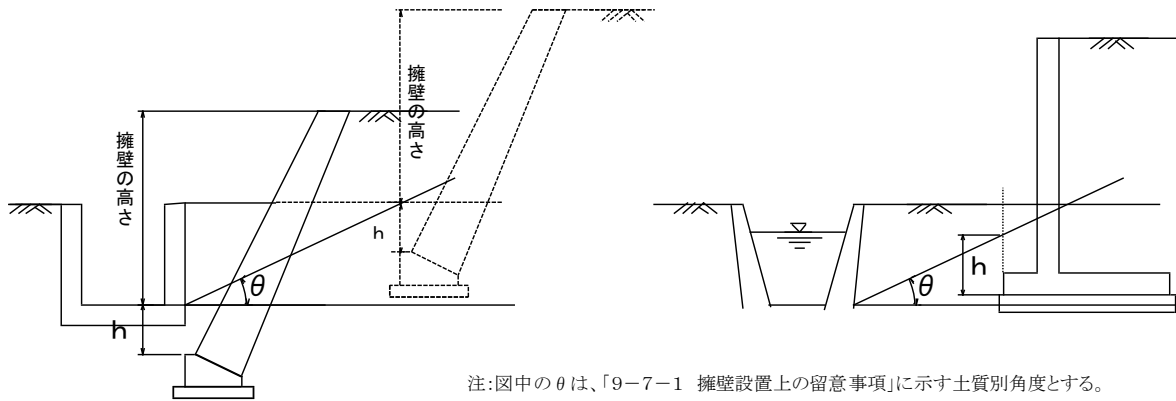


図10 水路、河川等に接している場合の根入れ深さ

③ 擁壁前面にプレキャスト側溝を設ける場合

擁壁前面にU字型側溝等のプレキャスト側溝を設ける場合は、地表面からの高さとする。ただし、300×300程度までのプレキャスト側溝の場合とする。

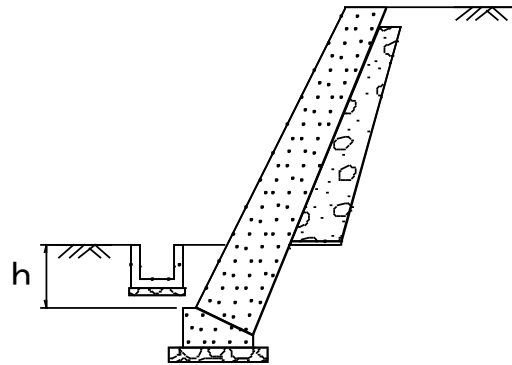


図11 擁壁前面にU字型側溝を設ける場合の根入れ深さ

9-7 擁壁設置上の留意事項

9-7-1 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下記に示す。

- (1) 斜面上に擁壁を設置する場合には、図のように擁壁基礎前端より擁壁の高さ $0.4H$ 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。

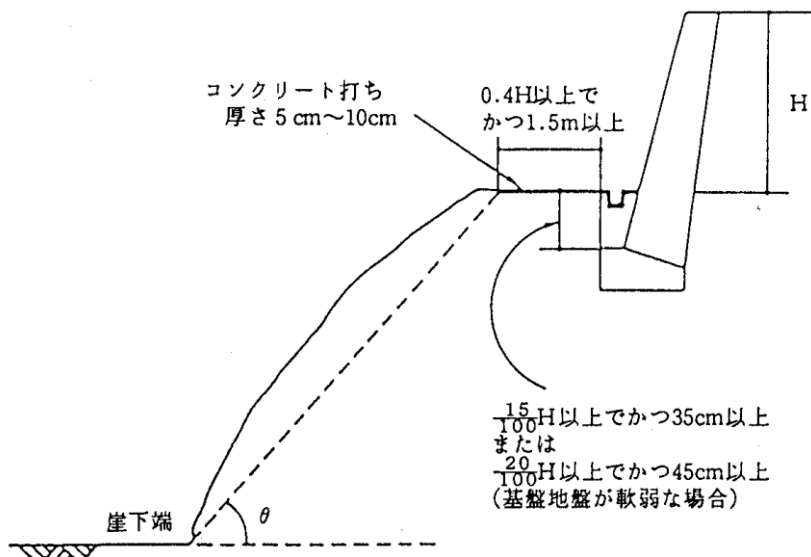
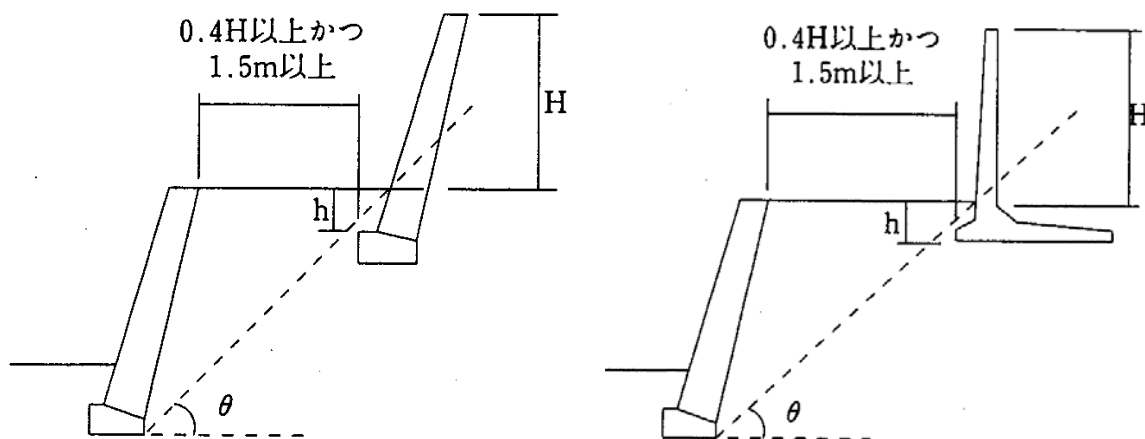


図12 斜面上に擁壁を設置する場合

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	盛土または腐蝕土
角度 (θ)	60°	40°	35°	25°

(2) 図に示す擁壁で表の 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構造とする必要がある。なお、上部擁壁が表の 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以上はなさなければならない。



9. 擁壁

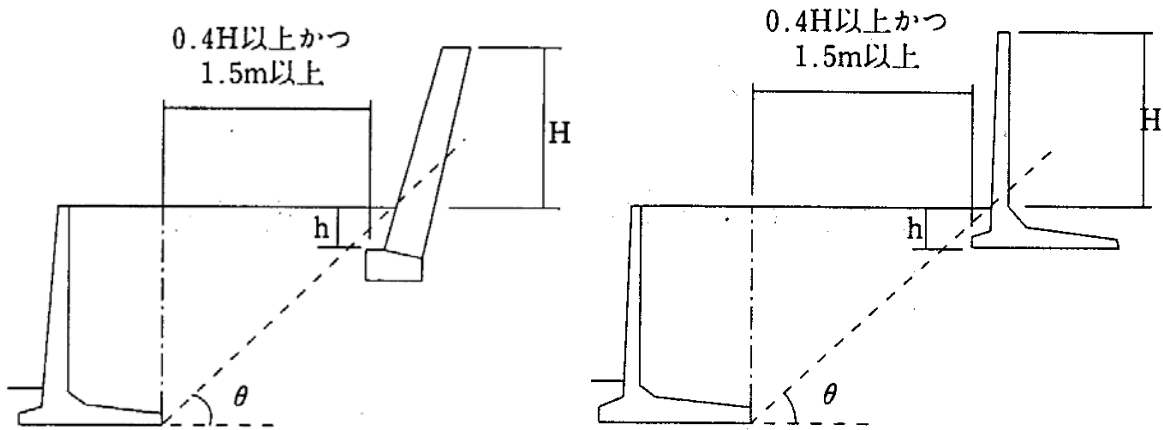


図1.3 上部・下部擁壁を近接して設置する場合

9-7-2 擁壁基礎の留意事項

擁壁の基礎は、直接基礎とすることを原則とする。また、直接基礎は良質な支持層上に設けることを原則とするが、軟弱地盤等で必要地耐力が期待できない場合には、地盤の安定処理または置換によって築造した改良地盤に直接基礎を設ける。また、直接基礎によることが困難な場合は、杭基礎を考慮する。

① 直接基礎

1) 一般

擁壁の直接基礎は、良質な支持層上に設け、鉛直荷重は直接基礎底面の下の地盤のみで支持させることを原則とする。表層には軟弱層があるが、比較的浅い位置に良質な支持層がある場合には、根入れの深さを支持層まで深くする方法のほか、土質安定処理や良質土による置換を行ってその上に直接基礎を設ける方法がある。

また、山岳地等において支持層となる岩盤が傾斜している場合や支持地盤の一部に不良地盤が存在する場合には、支持地盤や不良地盤の一部をコンクリートで置換える場合もある。

2) 改良地盤上の直接基礎

改良地盤上の直接基礎の採用にあたっては、地盤改良の範囲や改良条件について検討するとともに、置換材料または安定処理土について十分な土質試験と施工管理を行う必要がある。

さらに擁壁の底版の施工に先立って、改良地盤の支持力の確認を行うことが必要である。

3) 置換コンクリート

直接基礎の支持地盤の一部に不良地盤が存在する場合や斜面上に直接基礎を設ける場合などでは、その部分を掘削しコンクリートで置換える場合がある。置換コンクリート基礎を用いる場合は、斜面の形状、基礎地盤、安定性等を十分に検討することが必要である。

置換コンクリートの強度は、基礎地盤の強度と同程度以上とすることが望ましく、また不良地盤が基礎底面に占める割合が大きいと、基礎地盤としては不適當であることから、置換コンクリートの範囲は面積比で1/4～1/3程度以下に制限して適用するのが一般的である。

設計にあたっては、支持力等の検討を行い、さらに斜面の安定についても検討することが必要である。

② 杭基礎

杭基礎は、直接基礎に比べ掘削に対する影響度が大きく異なることが考えられるため、擁壁前面の地盤の掘削には注意が必要である。

杭基礎を採用する際は、もともと基礎地盤となるべき地盤が軟弱であるので、地震時などでは、杭基礎で支えられる擁壁と背後の地盤の挙動が相互に複雑に影響しあうことが考えられる。また、背面地盤だけが沈下するようなこともありうるので、これらの影響に留意することが必要である。

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割れを生じさせ、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理が必要である。