

宅地の防災に関する基準

本章の基準については、「宅地防災マニュアル」，「宅地防災マニュアルの解説」（監修：国土交通省総合政策局民間宅地指導室）及び「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説」を基に定めている。当基準に記載していない基準についてはこれらを参照すること。

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備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宅地造成等規制法（昭和36年法律第191号）第3条第1項の宅地造成工事規制区域内の土地であるときは，当該土地における開発行為に関する工事の計画が，同法第9条の規定に適合していること。（法第33条第1項第7号）

平成18年度の宅地造成等規制法改正等により，宅地造成工事規制区域内において都市計画法による開発許可を受けた宅地造成工事については，宅地造成等規制法の許可が不要となる。この場合は，当該土地における開発行為に関する工事の計画が，宅地造成等規制法の技術基準にも適合する必要がある。（詳しくは，P375を参照のこと。）

1 軟弱地盤

地盤の沈下又は開発区域外の地盤の隆起が生じないように，土の置換え，水抜きその他の措置が講ぜられていること。（令第28条第1号）

軟弱地盤とは，地表面下10mまでの地盤に次のような土層の存在が認められるものをいう。

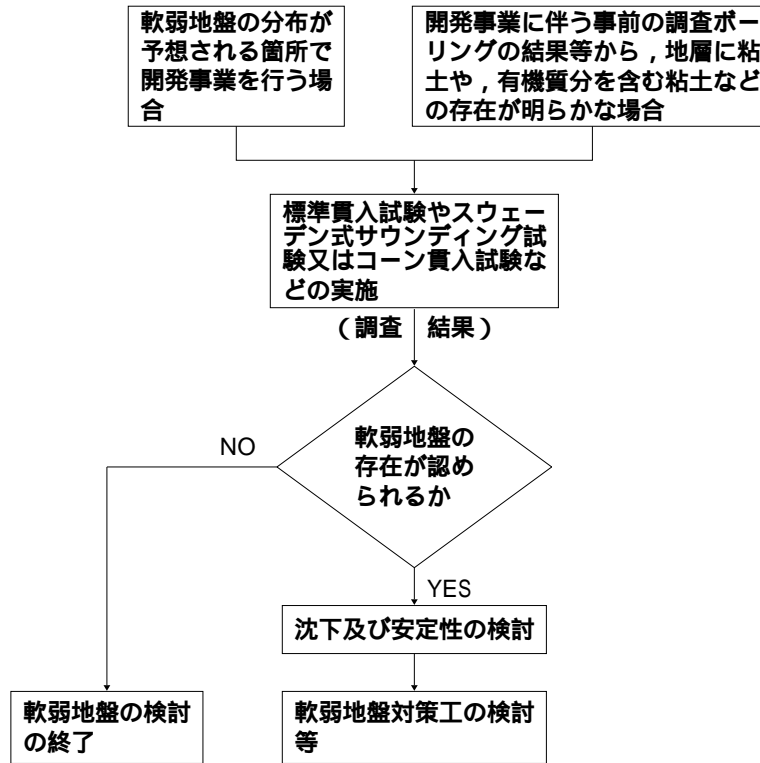
イ 有機質土・高有機質土。

ロ 粘性土で，標準貫入試験で得られるN値が2以下，スウェーデン式サウンディング試験において100kg以下の荷重で自沈するもの又はオランダ式2重管コーン貫入試験におけるコーン指数（qc）が4kgf/cm²以下のもの。

ハ 砂質土で，標準貫入試験で得られるN値が10以下，スウェーデン式サウンディング試験において半回転数（N_{sw}）が50以下のもの又はオランダ式2重管コーン貫入試験におけるコーン指数（qc）が40kgf/cm²以下のもの。

軟弱地盤の分布が予想される箇所で開発事業を行う場合，あるいは開発事業に伴う事前の調査ボーリングの結果等から地層に粘土などの存在が明らかになった場合には，標準貫入試験，スウェーデン式サウンディング試験，コーン貫入試験などの調査を行って，軟弱地盤であるかどうかを判定すること。その結果，軟弱地盤と判定された場合には，さらに沈下量，沈下時間，安定性及び適切な対策工等を検討すること。

軟弱地盤の検討フロー



軟弱地盤対策にあたっては、地盤の条件，土地利用計画，施工条件，環境条件等を踏まえて，沈下計算，安定計算等を行い，隣接地も含めた造成上の問題点を総合的に検討する。その結果，盛土や構造物等に対する有害な影響がある場合は，対策工の検討を行うこと。

軟弱地盤対策工法

(特に有効 有効 有効性はある)

工法区分	大分類	小分類	工法説明	使用材料	対策工の目的		適応土質			効果		施工時の地盤の乱れ	周囲への影響及びその他
					沈下	安定	砂	細粒	高有機質	速効	遅効		
					沈下促進	全沈下量減少	せん断変形抑制	強度増加促進	すべり抵抗付与	液状化防止	土		
表層処理工法	表層処理工法	表層排水工法	トレンチをフィルタ材で埋戻し盲排水溝とするか、有孔管をフィルタ材で保護して埋設するかして表面水を排除し表層地盤を改良する。	砂・碎石・有孔管									重機の施工性を良くする。敷砂工法は圧密促進を図る工法を併用して適用される。
		敷砂工法 (サンドマット工法)	地表面に透水性の良い砂を敷ならして、重機のトラフィカビリティを良好にすると共に、軟弱層の上部排水層とする。	透水性の良好な砂									小
		敷設材工法 (シート・ネット工法)	シート等の引張力を利用して重機のトラフィカビリティを増す。また、盛土荷重を均等に分散させて不同沈下や側方変位を減じる。	丸太・粗だシート・ネット									小
		表層固結工法	表層上に固化材を混合することにより地盤の圧縮性・強度特性を改良し、重機のトラフィカビリティを増す。	石灰・セメント									小
置換工法	置換工法	掘削置換工法	掘削機械を用いて軟弱層を部分的ないしは全面的に排土し、良質材で埋戻す。	水浸に強い置換材 (岩砕・砂礫など)									不良土の処理に注意が必要。
		強制置換工法	盛土の自重により軟弱層の一部を押し出して盛土を沈め、強制的に良質土と置き換える。										大

工法区分	大分類	小分類	工法説明	使用材料	対策工の目的					適応土質			効果		施工時の地盤の乱れ	周囲への影響及びその他
					沈下		安定			砂	細粒	高有機質	速効性	遅効性		
					沈下促進	全沈下量減少	せん断変形抑制	強度増加促進	すべり抵抗付与							
載荷重工法	載荷重工法	盛土荷重載荷工法（サーチヤージ・プレロード工法）	設計荷重以上の載荷を土重にて計画荷重による沈下を早期に達成する。	盛土材											中	地盤変状に対する注意が必要。
		地下水位低下工法	地盤中の地下水位を低下させることにより有効応力を増加させ、圧密沈下を促進させる。	ウェルポイント・ディープウェルなど											小	浅部で砂が厚く堆積する地盤で有利。地盤沈下の原因となる場合がある。
		大気圧載荷工法	地表面に敷砂を布設し、この上に気密シートを張って真空ポンプで減圧して大気圧をかけ、地盤中の有効応力を増す。	砂、バキュームポンプなど											小	地盤変状は殆んどない。湿気防止が重要。パーチカルドレーンと併用すると効果が早い。
パーチカルドレーン工法	パーチカルドレーン工法	サンドドレーン工法	地盤中に砂柱を打設あるいは埋設し、排水距離を短縮して圧密促進を図る。	透水性の良い砂										中	工法によっては打込み時の振動・騒音がある。砂柱の連続性に問題ある。	
		袋詰めサンドドレーン工法	同上の目的達成のため、砂を透水網袋に詰めて砂柱を設置する。	同上										中	打込み時の振動・騒音がある。	
		ペーパーボードドレーン工法	同上の目的達成のため、地盤中にケミカルペーパープラスチックボードを挿入する。	ボード類										小	工法によっては打込み時の振動・騒音がある。排水の連続性に難。	
締固め工法	締固め工法	サンドコンパクションパイル工法	地盤中に締固めた砂柱あるいは砂礫柱を振動・衝撃荷重によって打設する。粘性土では柱効果と排水効果を期待、砂質土では全体を締固める。	砂、砂礫										大	打込み時の振動・騒音に注意が必要、粘性土に適用した場合地盤を一時的に乱す。	
		振動締固め工法	棒状の振動機を地盤中に挿入して砂を補給しながら砂地盤を締固める。	砂、砂礫										大	締固め時の振動・騒音に注意が必要。	
		動圧密工法	地盤上にハンマを落下させて地盤を締固めると共に、発生する過剰水を排水させてせん断強さの増加を期待する。	砂										大	衝撃・振動・騒音が発生する。粗粒の埋立土に対して効果的。	
化学的固結工法	化学的固結工法	深層混合処理工法	セメント等の固化材を攪拌機で軟弱土と混合して地盤を固化させる。	セメントミルクモルタルなど										大	地下水汚染の恐れがある。	
		生石灰パイル工法	地盤中に生石灰を柱状に打設して、生石灰の脱水効果と膨張効果による地盤の固結化を期待する。	生石灰										小	施工法によっては振動・騒音がある。地盤変状がある。	
		薬液注入工法	地盤にセメント系等の薬液を圧力注入し、強度増加や不透水化を図る。	水ガラス系・セメント系の注入材										小	地下水汚染の恐れがある。	
押え盛土工法	盛土敷巾を拡げのり勾配を緩めると共に本体盛土重量とバランスさせて、地盤破壊を防止する。破壊時の応急対策として適する。	盛土材											小	用地の余裕が必要。		
載荷速度制御工法	地盤の圧密強度効果を期待し、盛土を段階的ないしは等速度でゆっくりり立ち上げる。	（時間）											小	他工法と併用する場合は多い。		
構造物工法	盛土のり尻部に矢板や杭を打設して側方地盤の変位を低減させると共に地盤破損を抑制する。	矢板 既製杭											小	隣接地対策、応急対策などの特殊な場合に限定される。		

2 切土・盛土

開発行為によって生ずる「崖」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）以外のものをいい、「崖面」とはその地表面をいう。

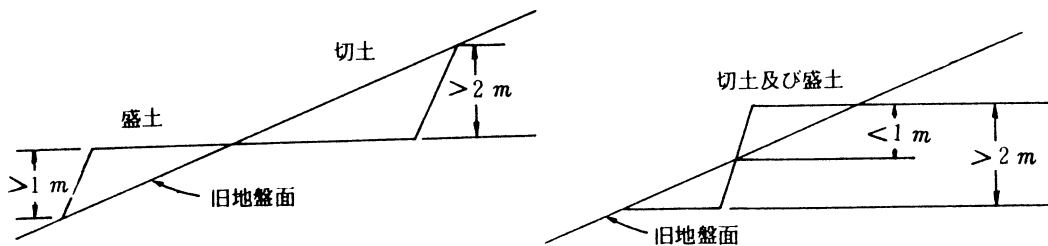
擁壁を要する崖，擁壁を要しない崖

- ・切土をした土地の部分に生ずる高さが2 mをこえる崖，盛土をした土地の部分に生ずる高さが1 mをこえる崖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2 mをこえる崖の崖面は，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崖又は崖の部分で，次の各号の一に該当するものの崖面については，この限りではない。
- ・土質が下表の左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。

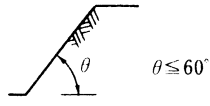
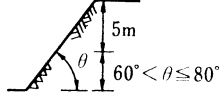
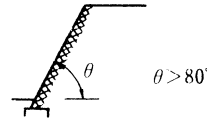

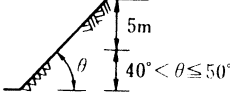
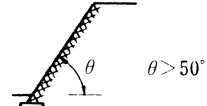
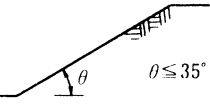
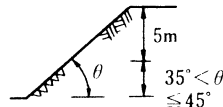
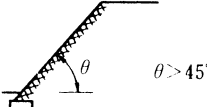
土 質	擁壁を要しない 勾配の上限	擁壁を要する 勾配の下限
軟岩（風化の著しいものを除く。）	60°	80°
風 化 の 著 し い 岩	40°	50°
砂利，真砂土，関東ローム，硬質粘土，その他これらに類するもの	35°	45°

- ・土質が上表の左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右欄の角度以下のもので，その上端から下方に垂直距離5 m以内の部分。この場合において，前号に該当する崖の部分により上下に分離された崖の部分があるときは，同号に該当する崖の部分は存在せず，その上下の崖の部分は連続しているものとみなす。
(則第23条第1項)

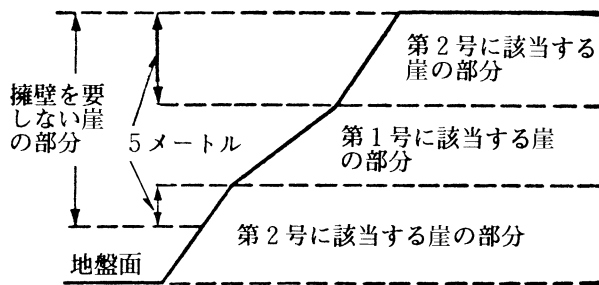
イ 擁壁を要する崖



□ 擁壁を要しない切土崖

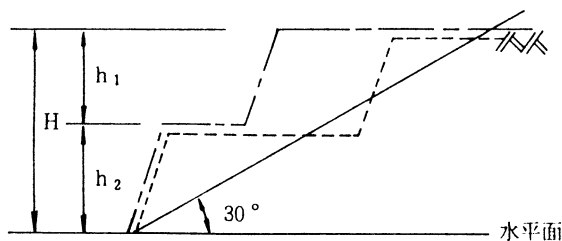
区分 土質	擁壁不要	崖の上端から垂直距離5m まで擁壁不要	擁壁を要する
軟岩（風化の著しいものを除く）	崖面の角度が60度以下のもの。  $\theta \leq 60^\circ$	崖面の角度が60度を越え80度以下のもの。  $60^\circ < \theta \leq 80^\circ$	崖面の角度が80度を越えるもの。  $\theta > 80^\circ$
風化の著しい岩	崖面の角度が40度以下のもの。  $\theta \leq 40^\circ$	崖面の角度が40度を越え50度以下のもの。  $40^\circ < \theta \leq 50^\circ$	崖面の角度が50度を越えるもの。  $\theta > 50^\circ$
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	崖面の角度が35度以下のもの。  $\theta \leq 35^\circ$	崖面の角度が35度を越え45度以下のもの。  $35^\circ < \theta \leq 45^\circ$	崖面の角度が45度を越えるもの。  $\theta > 45^\circ$

八 擁壁を要しない崖



小段の崖

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崖がある場合において，下層の崖面の下端を含み，かつ，水平面に対し30度の角度をなす面の上方に上層の崖面の下端があるときは，その上下の崖を一体のものとみなす。
(則第23条第2項)



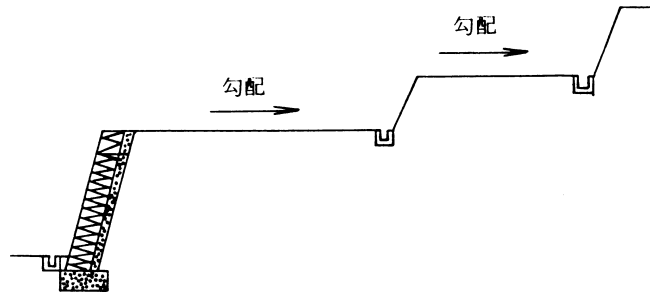
----- で囲まれる部分は，一体の崖：高さH

----- で囲まれる部分は，別々の崖：高さ h_1 ， h_2

排水処理

開発行為によって崖が生じる場合においては、崖の上端に続く地盤面には、特別の事情がない限り、その崖の反対方向に雨水その他の地表水が流れるように勾配が付されていること。（令第28条第2号）

図 崖の上端に続く地盤面の水勾配



のり面周辺の排水施設は、次に掲げる箇所に設置すること。

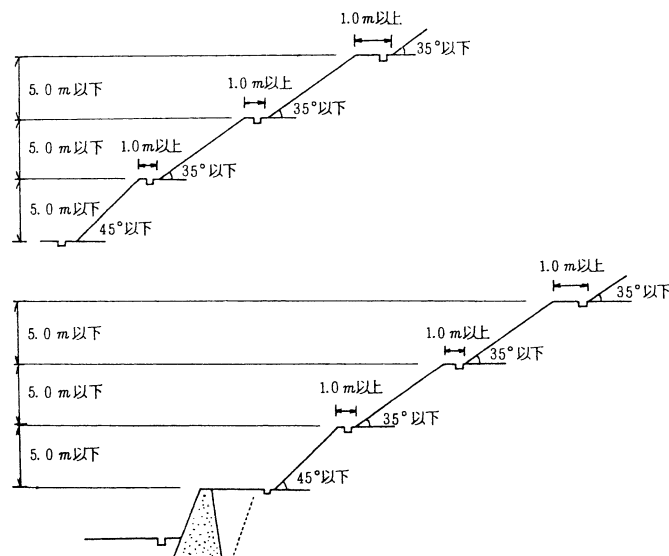
- 一 のり面の地表水を排出するために、各小段
- 二 のり肩及び小段排水を流下させる縦排水（20m程度ごと）
- 三 湧水のある箇所に導水管
- 四 盛土の施工される箇所の元地盤で地表水の集中する箇所に、地下排水暗渠擁壁を要しない措置

則第23条第1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崖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。（則第23条第3項）

切 土

切土をする場合において、切土をした後の地盤に滑りやすい土質の層があるときは、その地盤に滑りが生じないように、地滑り抑止ぐい又はグラウンドアンカーその他の土留（次号において「地滑り抑止ぐい等」という。）の設置、土の置換えその他の措置が講ぜられていること。（令第28条第3号）

図 切土の例〔真砂土の場合〕



イ 切土のり面の勾配は、のり高、のり面の土質等に応じて次の表を基準とすること。

切土のり面の勾配（擁壁を設置しない場合）

のり面の土質 \ のり高	H ≤ 5 m (崖の上端からの垂直距離)	H > 5 m (崖の上端からの垂直距離)
軟 岩（風化の著しいものは除く）	80度（約 1 : 0.2）以下	60度（約 1 : 0.6）以下
風化の著しい岩	50度（約 1 : 0.9）以下	40度（約 1 : 1.2）以下
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	45度（約 1 : 1.0）以下	35度（約 1 : 1.5）以下
上記以外の土質（岩屑，腐植土（黒土）埋土，その他これらに類するもの）	30度（約 1 : 1.8）以下	30度（約 1 : 1.8）以下

ただし、次のような場合には、切土のり面の安定性の検討を十分に行った上で勾配を決定する必要がある。

- 一 のり高が特に大きい場合
- 二 のり面が、割れ目の多い岩，流れ盤，風化の速い岩，侵食に弱い土質，崩積土等である場合
- 三 のり面に湧水等が多い場合
- 四 のり面及び崖の上端面に雨水が浸透しやすい場合

ロ のり高の大きい切土のり面には、垂直のり高 5 m ごとに幅 1 m 以上の小段を設けること。

八 地滑り抑止杭の留意事項

地滑り抑止杭の計画・設計に当たっては、次の各事項に留意することが大切である。

- 一 地滑り抑止杭は、大規模盛土造成地に杭を挿入して、滑動崩落に対して杭の抵抗力で抵抗しようとするもので、活動崩落に対し、十分抵抗できるような地点に計画するものとする。
- 二 地滑り抑止杭の設計においては、安全性、施工性及び経済性を考慮し、周辺の建築物、工作物、埋設物などに有害な影響がないように十分に検討を行う。
- 三 地滑り抑止杭は地盤条件、環境条件、施工条件などに十分に配慮して施工するものとする。

ニ グラウンドアンカーの留意事項

グラウンドアンカー（以下「アンカー」という。）の計画・設計・施工・維持管理に当たっては、次の各事項に留意することが大切である。

- 一 アンカーとは、作用する引張り力を適当な地盤に伝達するものであり、滑動崩落に対し、十分抵抗できるような地点に計画するものとする。

なお、アンカーはその大半が埋設物のため、宅地の売買等に伴う土地利用の変更、建築物の建て替え等により、その構造に影響が生じる可能性があるため、アンカーを設置する土地の利用を、道路、公園等に限定すること。

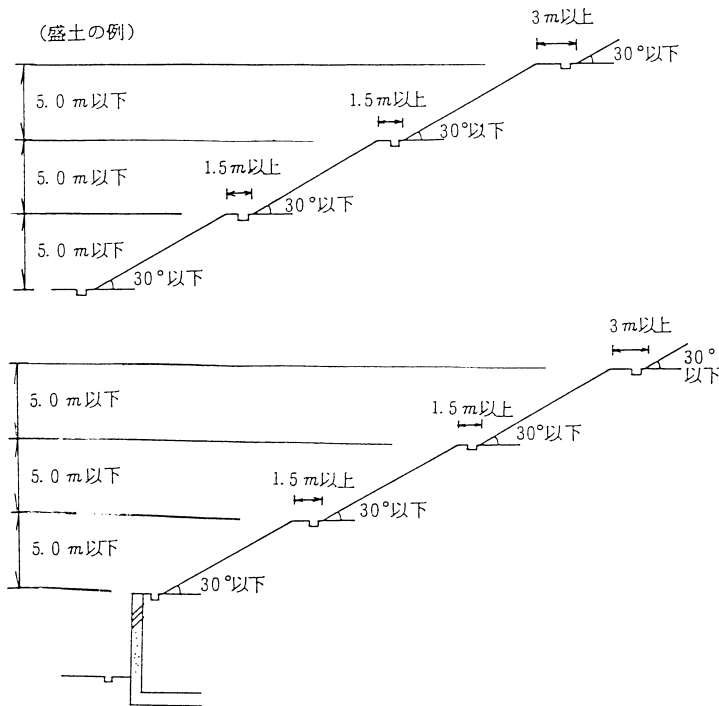
- 二 アンカーの設計においては、安全性、施工性及び経済性を考慮し、周辺の建築物、工作物、埋設物などに有害な影響がないよう十分に検討を行う。
- 三 アンカーの施工に当たっては、地盤条件、環境条件、施工条件などに十分に配慮するものとする。

四 アンカーは定期的に点検するなど、維持管理が必要である。

盛 土

盛土をする場合には、盛土に雨水その他の地表水又は地下水の浸透による緩み、沈下、崩壊又は滑りが生じないように、おおむね30cm以下の厚さの層に分けて土を盛り、かつ、その層の土を盛るごとに、これをローラーその他これに類する建設機械を用いて締め固めるとともに、必要に応じて地滑り抑止ぐい等の設置その他の措置が講ぜられていること。 (令第28条第4号)

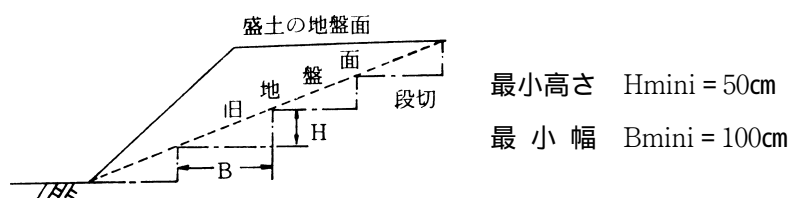
図 盛土の例



著しく傾斜している土地において盛土をする場合には、盛土をする前の地盤と盛土とが接する面が滑り面とならないように、段切りその他の措置が講ぜられていること。 (令第28条第5号)

傾斜地の盛土にあつては、現地盤の勾配が1：4（15°）以上の場合には、最小高さ50cm、最小幅100cmで段切りを行なうこと。

図 段切り



イ 盛土のり面の勾配は、盛土のり面の安定性を十分に検討して、30度（約1：1.8）以下となるように計画すること。

ただし、次のような場合には、盛土のり面の安定性の検討を十分に行った上で勾配を決定する必要がある。

- 一 のり高が特に大きい場合
- 二 盛土が地山からの湧水の影響を受けやすい場合

三 盛土箇所の原地盤が不安定な場合

四 盛土が崩壊すると隣接物に重大な影響を与えるおそれがある場合

五 腹付け盛土となる場合

なお、のり高や盛土材料の種類等に応じて、安定性に問題がないと認められる場合には、30度を超える勾配としてもよい。

ロ のり高の大きい盛土のり面には、垂直のり高5mごとに幅1.5m以上の小段を設けること。

なお、全体の盛土の最高高さが15mを超える場合は、高さ15mごとに3～5m以上の幅広の小段を設けるのが一般的である。

ハ 垂直のり高15m以上の高盛土については、安定計算により安定性の検討を行うこと。

安定計算は、円弧すべり面を仮定した分割法により、最小安全率は1.5を標準とすること。

3 盛土全体の安全性の検討

近年発生した大規模地震では、谷や沢を埋め立てた造成宅地又は傾斜地盤上に腹付けした造成宅地において、盛土と地山との境界面等における盛土全体の地滑りの変動が生じるなど、宅地造成における崖崩れ又は土砂の流出による被害が生じている。したがって、宅地造成に伴い谷や沢を埋めたために盛土内に水の侵入を受け易く、形状的に盛土側面に谷部の傾斜が存在することが多い谷埋め盛土、又傾斜地盤上の高さの高い腹付け盛土など、以下に該当する大規模盛土造成地について、盛土全体の安定性の検討を行う必要がある。

なお、詳細な検討方法等は、「宅地防災マニュアルの解説」及び「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説」を参考にすることとし、以下にその概要を示す。

(参考)「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説」平成19年4月

<http://www.mlit.go.jp/crd/web/index.htm>

(1) 対象となる大規模盛土造成地

谷埋め型大規模盛土造成地

盛土をする土地の面積が3,000㎡以上であり、かつ、盛土をすることにより、当該盛土をする土地の地下水位が盛土をする前の地盤面の高さを超え、盛土の内部に侵入することが想定されるもの。

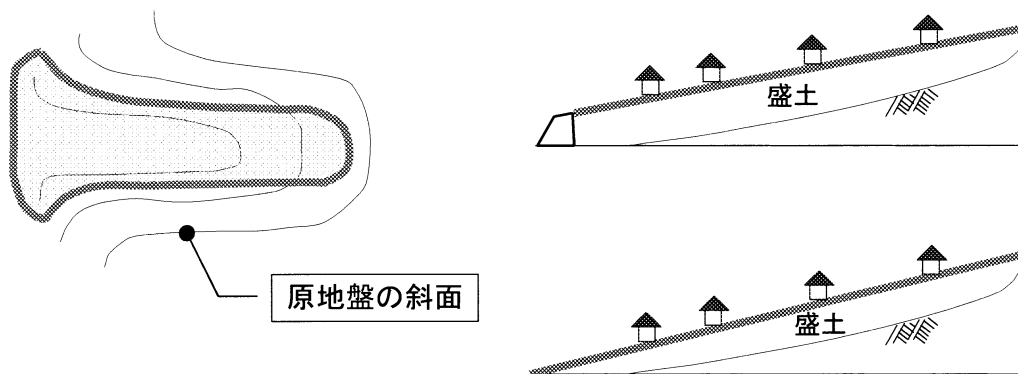


図 谷埋め型大規模盛土造成地のイメージ

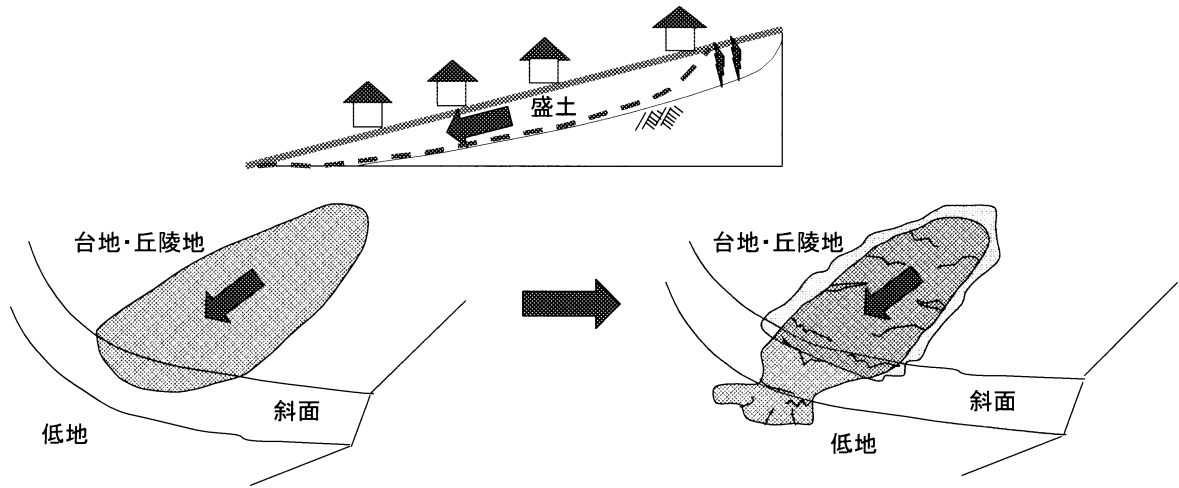


図 谷埋め型大規模盛土造成地で発生する滑動崩落のイメージ

腹付け型大規模盛土造成地

盛土をする前の地盤面が水平面に対し 20° 以上の角度をなし、かつ、盛土の高さが5 m以上となるもの。検討に当たっては、次の各事項に十分留意する必要がある。

ただし、安定計算の結果のみを重視して盛土形状を決定することは避け、近隣又は類似土質条件の施工実績、災害事例等を十分参照することが大切である。

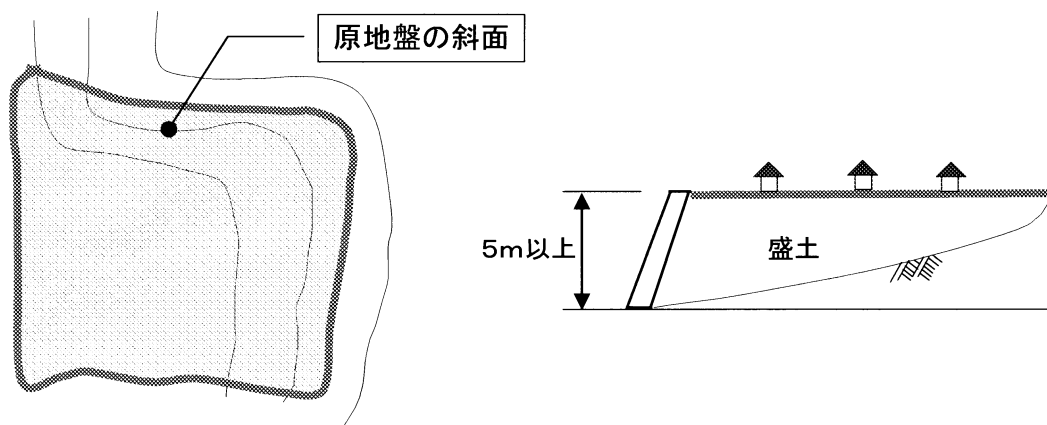


図 腹付け型大規模盛土造成のイメージ

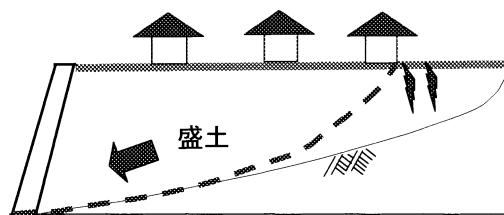


図 腹付け型大規模盛土造成で発生する滑動崩落のイメージ

(2) 安定計算

谷埋め型大規模盛土造成地の安定性については、二次元の分割法により検討することを標準とする。

腹付け型大規模盛土造成地の安定性については、二次元の分割法のうち簡便法により検討することを標準とする。

(3) 設計強度定数

安定計算に用いる粘着力（ C ）及び内部摩擦角（ ϕ ）の設定は、盛土に使用する土を用いて、現場含水比及び現場の締固め度に近い状態で供試体を作成し、せん断試験を行うことにより求めることを原則とする。

(4) 間げき水圧

盛土の施工に際しては、地下水排除施設を設けるなどして、盛土内に間げき水圧が発生しないようにすることが原則である。しかし、開発事業区域内における地下水位又は間げき水圧の推定は未知な点が多く、また、盛土全体の安全性に大きく影響するため、安定計算によって盛土全体の安定性を検討する場合は、盛土の下部又は側方からの浸透水による水圧を間げき水圧（ u ）とし、必要に応じて、雨水の浸透によって形成される地下水による間げき水圧及び盛土施工に伴って発生する過剰間げき水圧を考慮する。

また、これらの間げき水圧は、現地の実測によって求めることが望ましいが、困難な場合はほかの適切な方法によって推定することも可能である。

(5) 最小安全率

盛土の安定に必要な最小安全率（ F_s ）は、大地震時に $F_s = 1.0$ とすることを標準とする。なお、大地震時の安定計算に必要な水平震度は、0.25に建築基準法施行令第88条第1項に規定する Z の数値（岡山県 $Z = 0.9$ （昭和55年建設省告示第1793号））を乗じて得た数値とする。

4 のり面の保護

- ・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。（令第28条第6号）
- ・開発行為によって生ずる崖の崖面は、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。（則第23条第4項）

擁壁でおおわない崖面、崖でない盛土のり面（ $H = 1$ m以上）及び傾斜角30度をこえる硬岩盤で必要と認められる斜面については、次により、のり面保護工を施工するものとする。

イ のり面保護工の選定にあたっては、長期的な安定確保を主目的として現地のり面の岩質、土質、土壌硬度、pHなどの地質・土質条件、湧水の状況、寒冷地等の気象条件、のり面の規模やのり面勾配などを考慮するほか、施工条件および環境保全のことも考慮し、次に掲げる工法を標準とすること。

のり面保護工法

分類	工 種	目 的 ・ 特 徴	備 考	
(A) のり面 緑化 工	種子吹付工	雨水浸食防止， 凍上崩落抑制，全面植生	一般的に植生最大限界勾配は60度とされているため，それ以上の斜面の場合は（B）分類の工法を考慮すること。	
	客土吹付工			
	厚層基材吹付工			
	張芝工			
	植生マット工			
	植生筋工	盛土のり面の浸食防止，部分植生		
筋芝工				
(B) 構造物 による のり面 保護 工	土のう工	不良土，硬質土のり面の浸食防止		
	幼苗植栽工	のり面の侵食防止，早期樹林化		
	樹木植栽工			
	モルタル吹付工	厚さ8cm以上 } いずれも 厚さ20cm以上 } 鉄鋼入り		
	コンクリート吹付工			
	石張工			
	ブロック張工	中詰めが土砂やぐり石の空詰めの場合は浸食防止		風化，浸食防止
	プレキャスト枠工			
	コンクリート張工	のり面表層部崩落防止，多少の土圧を受ける おそれのある箇所の土留め，岩盤剥落防止		
	吹付枠工			
現場打ちコンクリート枠工				
編柵工	のり面表層部の浸食や湧水による流失の抑制			
じゃかご工				
落石防止網工	比較的小規模な落石対策			
落石防止柵工				
石積，ブロック積擁壁工	ある程度の土圧に対抗（抑止工）			
ふとんかご工				
井桁組擁壁工				
コンクリート擁壁工				
くい工				
補強土工				

□ のり面保護工は切土又は盛土がある程度まとまって完了したら直ちに着手すること。

5 地下水の排水施設

切土又は盛土をする場合において、地下水により崖崩れ又は土砂の流出が生じるおそれがあるときは、開発区域内の地下水を有効かつ適切に排出することができるように、国土交通省令で定める排水施設が設置されていること。 (令第28条第7号)

令第28条第7号の国土交通省令で定める排水施設は、その管渠の勾配及び断面積が、切土又は盛土をした土地及びその周辺の土地の地形から想定される集水地域の面積を用いて算定した計画地下水排水量を有効かつ適切に排出することができる排水施設とする。 (則第22条第2項)

(1) 地下水排水の役割

盛土内の地下水は、降雨浸透水、地山からの浸出水、地盤・盛土の圧密排水で構成される。

地下水排水施設は、盛土施工前の原地盤に設置され、宅地造成工事において主として施工性を高めるための準備排水及び盛土地盤全体の安定確保となる基底排水の役割を果たす。

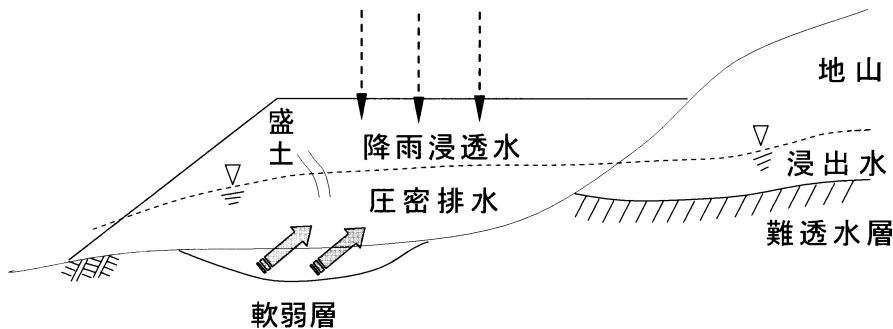


図 地下水の各構成成分

(2) 地下水排水施設の種類

地下水排水施設(暗渠)は、役割、形式、機能によって、次のように分類される。

表 地下水排水暗渠の分類

分類基準	分類名称	定義
役割	本暗渠	流水の地下水を下流に流下させる暗渠で、管材を必ず使用し、流域に少なくとも1本以上布設し所定の通水能力を期待するもの。
	補助暗渠	流域に存在する地下水を効率よく吸水し、本暗渠に導き入れる暗渠。
型式	型暗渠	本暗渠の中で施工中の排水を主な目的とするが造成工事完了後は積極的な排水を特に期待しなくてよい区域に配置するもの。
	型暗渠	本暗渠の中で地下水排水の重要度が高く、造成工事完了後も積極的な排水を必要とする区域に配置するもの。
機能	吸水渠	暗渠自体に地下水を吸水・流下させる機能を有する暗渠。
	集水渠	暗渠自体には地下水を吸水する機能がなく、吸水渠が吸水した地下水をうけて下流に流下させるために設置する暗渠。

役 割

地下水排水施設は、a) 地盤に含まれた過剰水分を吸収する、b) 吸収した地下水を滞留させることなく下流へ流送する役割を持ち、その役割から次の2つに分けられる。

- ・本暗渠 …… a) 及び b) の役割をするもので、所定の通水能力を期待するもの
- ・補助暗渠 …… 主として a) の役割をするもの

一般に、沢部の原地盤は腐植土やシルト質の土が多く、上記の目的を達成するためには管材を使った暗渠の場合は大口径の管を粗に配するより、小口径の管を密に配した方が吸水効率が良い。ただし、経済性を考慮すると、暗渠が数本に分散するよりは1本に集中させる方がよい。

従って、計画・設計では、これらの役割を踏まえて、配置や構造を決定する必要がある。

地下水排水施設における流域とは、暗渠排水を面的に行うためのひとつの単位であり、暗渠を配置する盛土の形状によって区分されるものである。

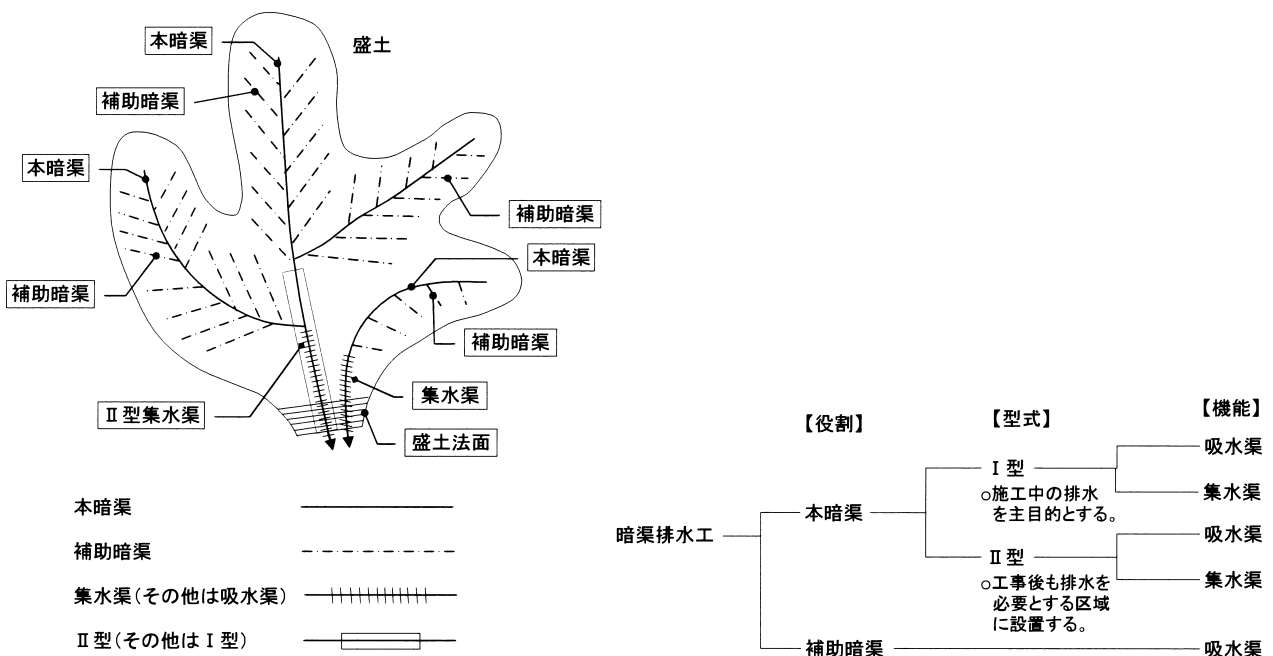


図 地下水排水施設の配置例

(注) 本暗渠の接合部は、盛土部表面水の集水のため、必要に応じ集水桝を設けること。

型 式

本暗渠を設置しようとする沢部は、地盤の乾燥、浸出水の有無、施工区の広さによって排水の必要とされる期間や重要度が異なる。したがって、重要度に応じて、本暗渠を Ⅰ型、Ⅱ型に区分し、Ⅰ型暗渠については、詳細な構造設計を行い必要な荷重に耐えうる構造とする。

機 能

暗渠は、基本的には管材と周囲のフィルター材等から構成される。

管材は機能面から、管の表面からの吸水が可能な管（網状管、有孔管、透水管等）である吸水渠と、吸水する機能がない管（無孔管）で吸水渠が吸水した地下水を受けて下流へ流下させる集水渠に分けられる。

有孔管，透水管などは，吸水できる反面，漏水する可能性があり，盛土のり面のように漏水すると危険な箇所では使用できない。また，無孔管はそれ自体地下水を吸収する機能はなく，吸水した地下水を下流へ流下させるだけの機能しかもたないが，これを使用した区間では漏水がない。

地下水排水施設は，地下水を吸収し流下させる機能をもつ必要があるため，配置上の特殊な場合を除いて原則として吸水渠である。なお，管材を使わずに，レキ，砂，ソダなどで構成される暗渠もすべて吸水渠である。

地下水排水施設（暗渠）には，網状管，有孔管，透水管，無孔管等の管材とフィルター材との組み合わせにより様々な形式があるが，役割，型式，機能，地盤条件等により適切な形式を選定する必要がある。（具体的な形式については，「宅地防災マニュアルの解説」参照）

(3) 地下水排水施設の計画

地下水排水施設の計画手順（例）

現地調査結果に基づき，地盤の排水状態や浸出水の状態，造成地区の盛土の形状等を把握し，地下水排水施設の配置を決める。ここで重要な点は，a) 暗渠は地下水の浸出地点に配置し盛土内へ地下水を導き込まないこと，b) 施工区の面的な排水を図ることの2点である。

特に，有機質土や泥炭地のような排水不良地盤などでは，配置を密にしたりして排水効果を高める必要がある。配置を決定した後に，処理水量や地区の状況などに基づく排水の重要度に応じて地下水排水施設の形式を 型と 型に分類する。その後，各暗渠の設計を行い，地下水排水施設の全体を決定する。

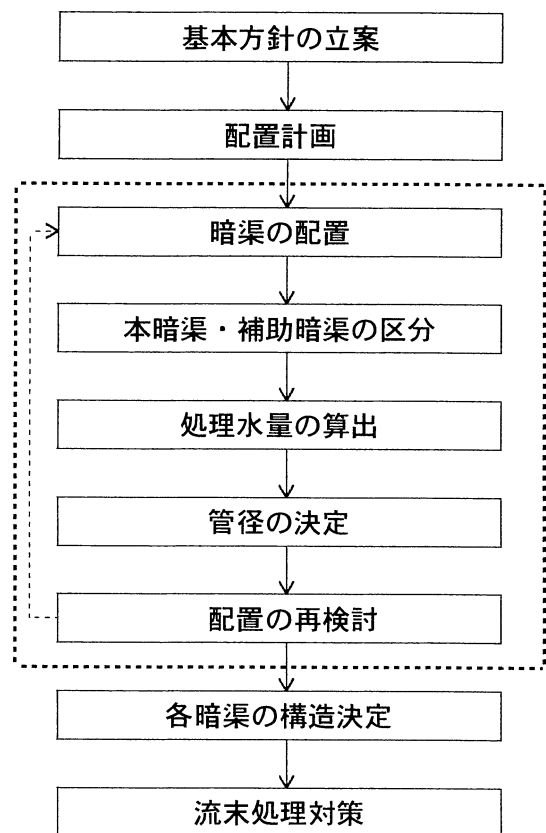


図 地下水排水施設の計画フロー

地下水排水施設の配置

排水は，自然流下によって行うものとし，各施工区の状況に応じて適切に暗渠を配置する。

地下水排水施設の配置は，造成前後の暗渠の機能を考慮し，次のような事項に基づき決定する。

1) 暗渠の必要配置区域

暗渠の必要配置区域は，特別に浸出水などが原地盤傾斜面部にない限り，原則として沢の低地部とする。

盛土完成後は，地下水は盛土下部の低地部であった部分に集まるものと考えられるので，局所的な浸出水などがなければ準備排水及び基底排水の両面において低地部の配置は有効である。

2) 配置基本型

基本的な配置は自然流下方式とする。自然流下方式は，本暗渠を沢部の水の集まりやすい低地に

配することであるが、本暗渠単独方式では小面積で細長い地区にしか適さないため、以下のように補助暗渠と組み合わせることにより配置計画を行う。

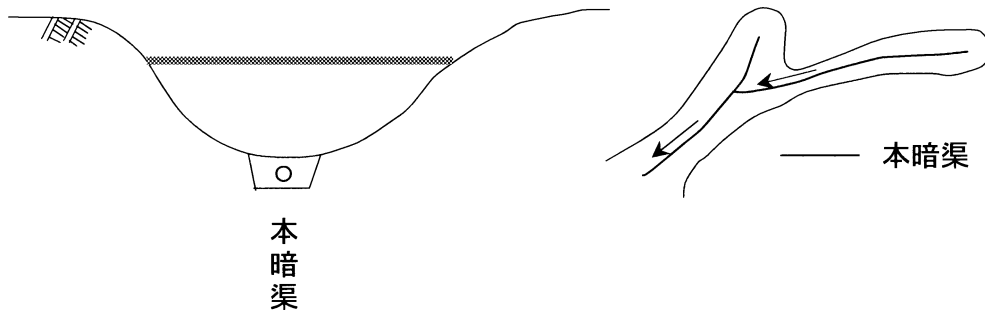


図 自然流下方式の基本形

イ くし歯式

施工区が一方に向かって緩やかに傾斜しており、一様に湿っている場合に適している。

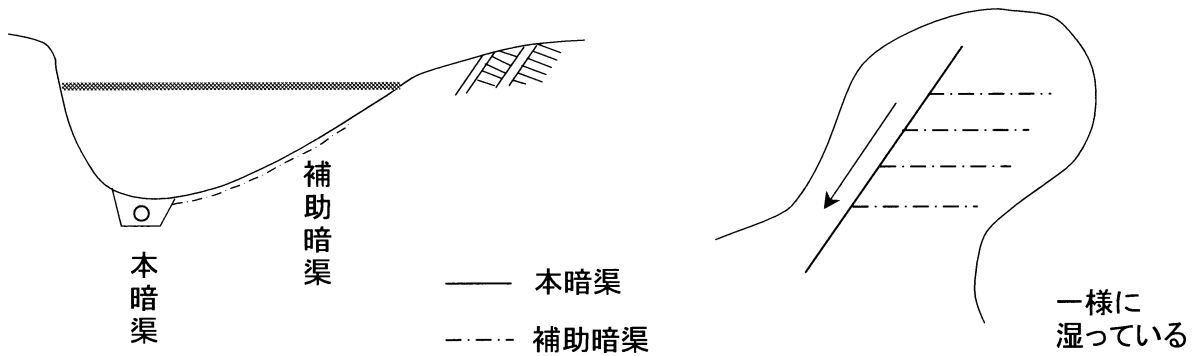


図 くし歯式

ロ 肋骨式

施工区が両面から中央に向かって緩く傾斜し、中央が窪地になっている地区に適している。

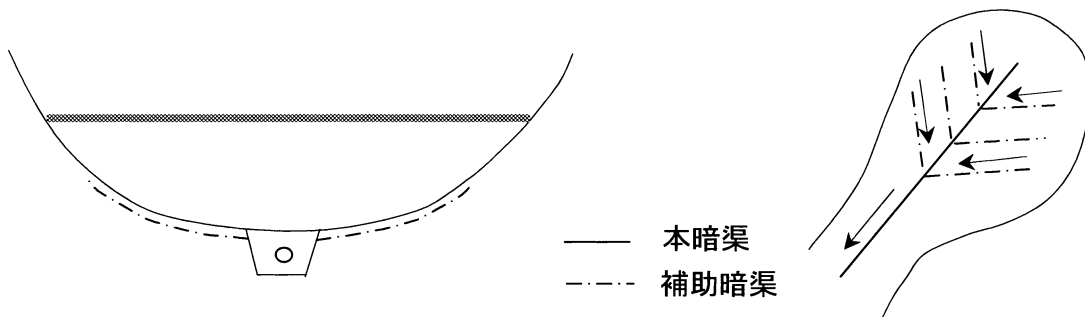


図 肋骨式

八 遮断式

地山からの浸出水が多い場合、浸出地点に積極的に本暗渠を設置し、盛土内への地下水流入を極力防ぐ。この方式は、谷幅の広い地区にも適している。

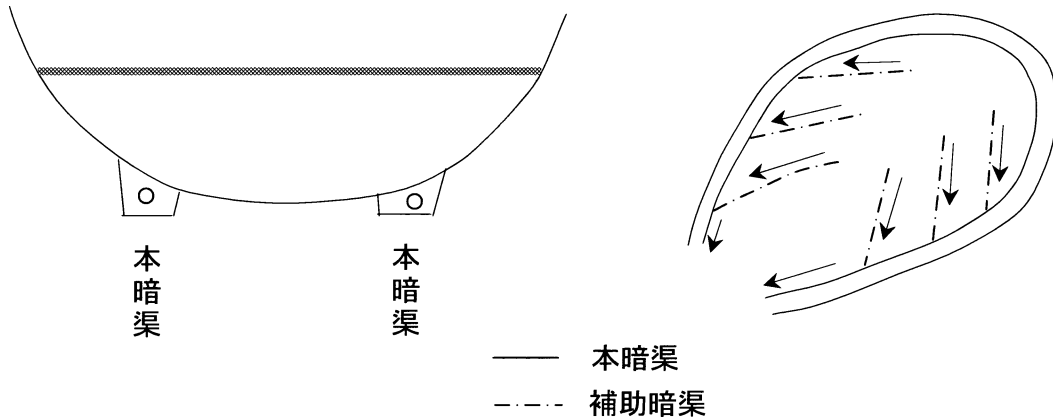


図 遮断式

3) 設置における注意事項

イ 地盤条件

表土層が浅くトレンチが削除しにくいところへの暗渠設置は避ける。一般にトレンチの掘削に特殊な機材を要するような岩盤若しくは硬質の土層が存在している場所では、たとえ暗渠を設置したとしても、原地盤からの吸水効率が悪く、他の工法による排水の方が効果的である。

ロ 既存の水路の利用

既存の水路はもともと表流水や地下水が集まりやすい位置にあるため、施工区に既存の水路がある場合はこれをトレンチとして利用することも有効である。

ただし、水路の流量が多かったり、線形が曲がりくねっている場合など、設計・施工上不都合がある場合には水路にそわせるような配置を考えると良い。

ハ 暗渠の間隔

暗渠の間隔は、地盤の条件に応じ、標準で40m、軟弱層ありで20m程度を目安とする。

ニ 宅盤上の建設物との関連

型暗渠の配置にあたっては、宅盤上の建設物の位置が明らかなときは、その基礎によって、切断されないような場所とする。

ホ 組織としての安全性

型暗渠を配置するにあたっては、地盤対策が充分でなく予測が困難な不等沈下等の対策として、縦断方向に2本以上本暗渠を設置し、相互に連絡させて排水組織としての安全性を図ることが望ましい。

ヘ 盛土のり面付近の地下水排水施設

地下水排水施設は原則として吸水渠であるが、盛土のり面部分の排出口付近は集水渠とする。すなわち、のり面は他の工法による地下水排水対策を講じることが原則であり、地下水排水施

設によらずとも、十分な排水が可能であること及び吸水渠とすることによる開孔部からの不必要な漏水を防ぐためである。

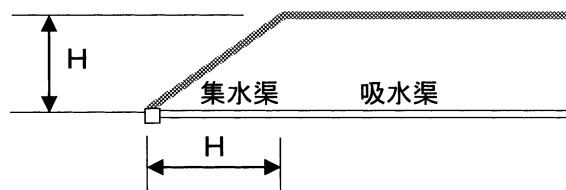


図 盛土法面付近の地下水排除工

(4) 地下水排水施設の断面設計

地下水排水施設の断面は、盛土をした土地及びその周囲の土地の地形から想定される集水地域の面積を用いて算定した計画地下排水量を有効かつ適切に排出することが出来るものとする。

1) 処理水量の算出

計画・設計の際の処理水量は、2.5リットル/s/ha（盛土面積当たり）として算出する。なお、夏季から秋季にかけての豊水期の平常流量が多いと見込まれる沢などの地区は、処理水量に余裕を見込んで3.0リットル/s/ha（盛土面積当たり）として算出する。

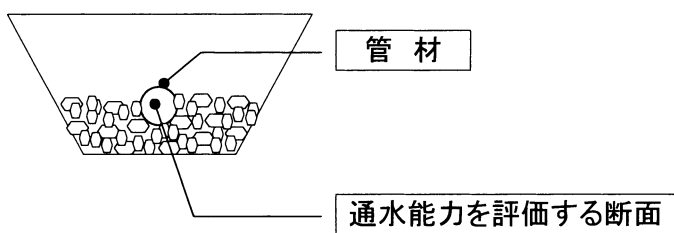
2) 管渠の通水能力

本暗渠は、内部に設置する管材によって処理水量を流下しうるものとする。

イ 通水能力の計算式

通水能力の計算はマンニング式を使用する。

$$Q = A v = A \cdot 1 / n \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$



- Q : 通水能力 (m³/s)
- A : 通水断面 (m²)
- v : 流速 (m/s)
- n : 粗度係数
- R : 径深 (m)
- i : 通水勾配

図 通水断面

ロ 通水断面

通水断面は、管断面全部とし、地下水は満管で流下するものとする。

ハ 粗度係数

粗度係数は、施行後年数が経ると鉄酸化物の付着や土砂の堆積により、若干変化する。

したがって、粗度係数は、設置後の鉄酸化物の付着を勘案して、下表の値を管材別に採用する。

表 粗度係数

管 材	原 管	流量計算に用いる粗度係数值
塩ビ	0.008 ~ 0.01	0.012
〃 コルゲート	0.015	0.015
ポリエチレン	0.009 ~ 0.01	0.012
〃 コルゲート	0.015	0.015
* 網状管 A 種	0.010 ~ 0.012	0.012
** 網状管 B 種	0.015	0.015
ヒューム管	0.013	0.013
空隙コンクリート	0.020	0.020

* 網状管 A 種...網状管種の中で通常の円形断面を示すもの

** 網状管 B 種...網状管種の中でコルゲート状を示すもの

二 通水勾配

通水勾配は、通水能力を計算する単位区間の平均的な地盤勾配とする。(下図参照)

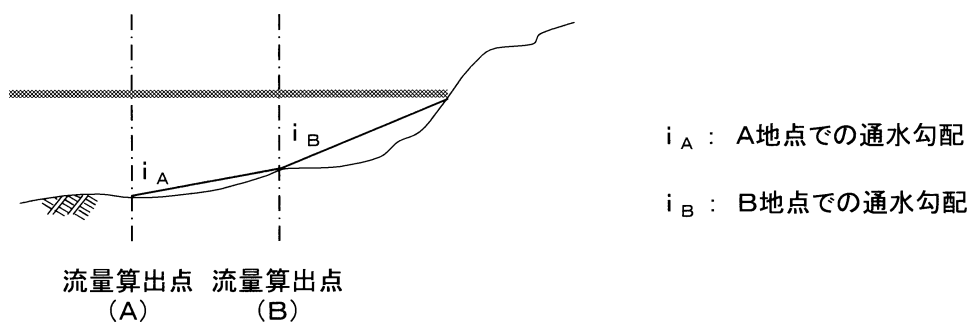


図 地盤勾配のとり方

6 擁 壁

A 擁壁の種類

擁壁は、鉄筋コンクリート造、無筋コンクリート造、練積み造等とすること。

擁壁	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	L型
		片持ばり式	逆L型
	控え壁式	逆T型	
練積み造	コンクリートブロック造		
	間知石造		

B 則第23条第1項の規定により設置する擁壁

擁壁の設計

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。 (則第27条第1項第1号)

擁壁の地上高さが1mを超える場合は、次により構造計算を行い安定性の検討を行うこと。

イ 擁壁を設置する地盤の地質・土質状況を調査すること。また、必要に応じて裏込土の土質調査・試験を行うこと。

ロ 擁壁に作用する荷重のうち設計に用いる荷重の組合せは次によること。

・常時

自重 + 積載荷重 + 土圧

・地震時(擁壁の地上高さが5m以上、又は手引きP341記載の「大規模盛土造成地」に関連する構造物の場合)

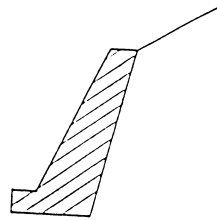
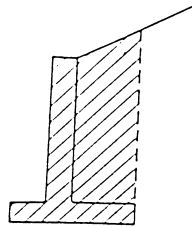
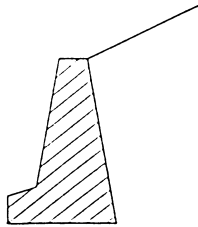
自重 + 積載荷重 + 地震時荷重

一 自重の考え方は次の図の斜線部分を自重とすること。

重力式および半重力式

逆T形および控え壁式

もたれ式



自重の算出に用いる材料の単位体積重量

鉄筋コンクリート 24.5kN/m³ (2.50tf/m³)

無筋コンクリート 23.0kN/m³ (2.35tf/m³)

二 積載荷重として、必要に応じて次の荷重を擁壁背面に作用させること。

- i 自動車活荷重 T - 20, - 25 q = 10kN/m² (1.0tf/m²)
- ii " T - 14 q = 7kN/m² (0.7tf/m²)
- iii 建築物等 q = 5kN/m² (0.5tf/m²)

三 地上高さが5m以上の擁壁、又は手引きP341記載の「大規模盛土造成地」に関連する擁壁の設計には、地震の影響を考慮すること。

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。

なお、設計に用いる地震時荷重は、「地震時土圧による荷重」か、「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。

・「地震時土圧による荷重」及び「地震時慣性力」を求める際の設計水平震度 K_h は次の式によ

る。

$$K_h = c_z K_0$$

K_h : 設計水平震度

c_z : 地域別補正係数 = 0.9 (建築基準法施行令第88条第1項に規定する z の数値)

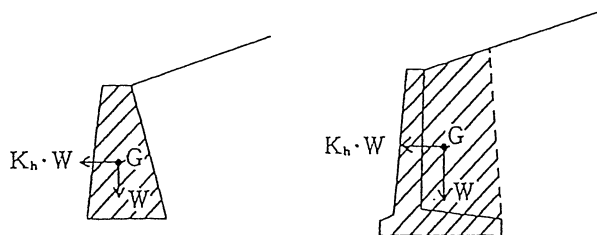
K_0 : 標準設計水平震度 = 中地震時0.2, 大地震時0.25

$K_h \cdot W$: 地震時慣性力

・擁壁の自重に起因する地震時慣性力は、擁壁の自重 (W) が、擁壁の重心 (G) を通って水平に $K_h \cdot W$ として作用するものとする。

図 (重力式擁壁)

(片持ちばり式擁壁)



八 土圧の算定は次による。

一 土圧計算に用いる土の単位体積重量，内部摩擦角等は土質試験によって決定すること。なお，小規模な開発事業等において土質試験を行わない場合は，次表の数値を用いること。

土質	単位体積重量: (kN/m ³ (tf/m ³))	内部摩擦角: (°)
砂利又は砂	18 (1.8)	30
砂質土	17 (1.7)	25
シルト, 粘土, 又はそれらを多量に含む土	16 (1.6)	20

また，砂質土の内部摩擦角は，標準貫入試験から得られる N 値から次の式を用いて算出してもよい。

$$= 15 + \sqrt{15N} \quad 45^\circ \text{ ただし } N > 5$$

壁面摩擦角の値は，下記の値とする。(次図参照)

コンクリートと土 $= \frac{2}{3} \quad 20^\circ$

土と土 (仮想背面) =

二 クーロンの土圧公式

i クーロンの土圧は次の式により求められる。

砂質土のように粘着力 C が無視できる場合

$$\text{主働土圧 } P = \gamma \cdot K_A \cdot \frac{1}{2} H^2 + K_A \cdot q \cdot H$$

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³ (tf/m³))

P : 深さ m の主働土圧強度 (kN/m² (tf/m²))

K_A : 主働土圧係数

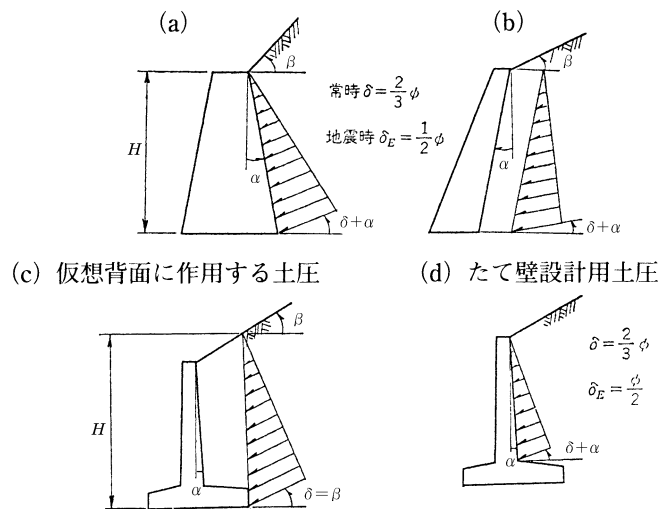
q : 地表積載荷重 (kN/m² (tf/m²))

土圧係数は、次の図を参照して次の式〔1〕で与えられる

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

- : 裏込土の内部摩擦角
- : 壁裏面が鉛直面となす角
- : 壁背面盛土のり面と水平面のなす角
- : 壁面摩擦角

図 クーロン土圧 (δ は時計方向を負とする)



このときの主動土圧合力 P_A は

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 + K_A \cdot q \cdot H$$

ここに、 H : 土圧計算に用いる擁壁高 (仮想背面を考える場合はその高さ) (m)

ii クーロンの土圧公式の適用範囲

擁壁背面の盛土形状が水平な場合には、常時、地震時とも公式により土圧係数が求められるが、擁壁背面盛土勾配と裏込土の内部摩擦角が近似してくると土圧が過大となるので注意を要する。

すなわち、式〔1〕は $\beta \approx \alpha$ のときは適用できない。

また、擁壁背面盛土形状が複雑な場合にもクーロンの土圧公式は適用できない。

このようにクーロンの土圧公式が適用できない場合は、試行くさび法によること。

(参考) 土圧係数 K_A の計算結果例

= 25° (砂質土) , = 0° (背面フラット) の場合

・土と土 (仮想背面) = 0° においては, $K_A = 0.406$

・土とコンクリート = $\frac{2}{3} = 16.667^\circ$ においては, K_A は次表のとおり

	K_A
34.992° (1 : 0.7)	0.766
26.565° (1 : 0.5)	0.625
16.699° (1 : 0.3)	0.504
11.310° (1 : 0.2)	0.451
0°	0.361
- 11.310°	0.287
- 16.699°	0.256
- 26.565°	0.200

三 試行くさび法

試行くさび法は、図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り、力の三角形から、次式〔2〕となる。

$$P_A \cdot \sin (90^\circ - (\quad - \quad) + \quad + \quad) = W \cdot \sin (\quad - \quad)$$

$$P_A = \frac{W \cdot \sin (\quad - \quad)}{\cos (\quad - \quad - \quad)} \dots\dots\dots [2]$$

$$K_A = \frac{2P_A}{\quad \cdot H^2}$$

主働土圧合力 P_A の作用位置は底版下面より $H/3$ の点とすること。

また、 P_A の水平成分 P_H および鉛直成分 P_V は次の式で与えられる。

$$P_H = P_A \cdot \cos (\quad + \quad)$$

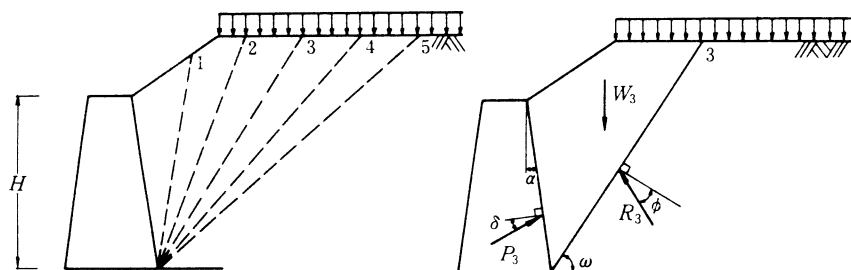
$$P_V = P_A \cdot \sin (\quad + \quad)$$

図 試行くさび法

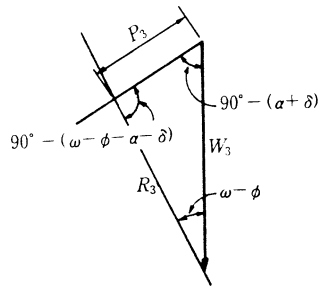
(a) 試行くさび

(b) 仮定されたくさび

(すべり線位置 3)



(c) 連力図

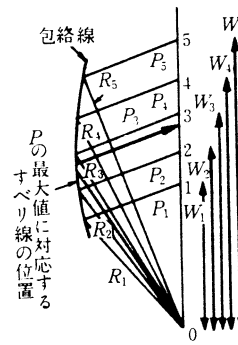


W_3 : 大きさと方向既知

P_3, R_3 : 方向のみ既知

$$P_3 = \frac{W_3 \cdot \sin(\dots)}{\cos(\dots)}$$

(d) 連力図の重ね合せ



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) (m)

W : 土くさびの重量 (載荷重を含む) (kN/m (tf/m))

R : すべり面に作用する反力 (kN/m (tf/m))

P : 土圧合力 (kN/m (tf/m))

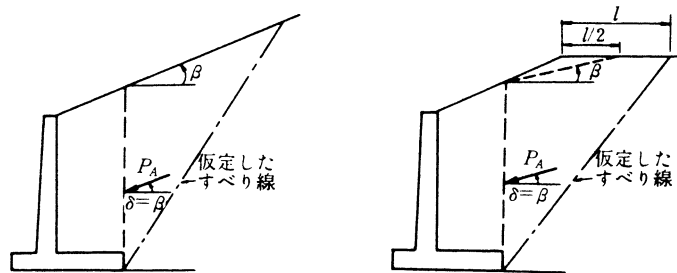
: 壁背面と鉛直面のなす角

: 裏込め土の内部摩擦角

: 壁面摩擦角 (> のときは = とする)

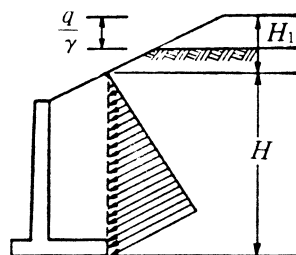
: 仮定したすべり線と水平線のなす角

図 壁面摩擦角 (=)



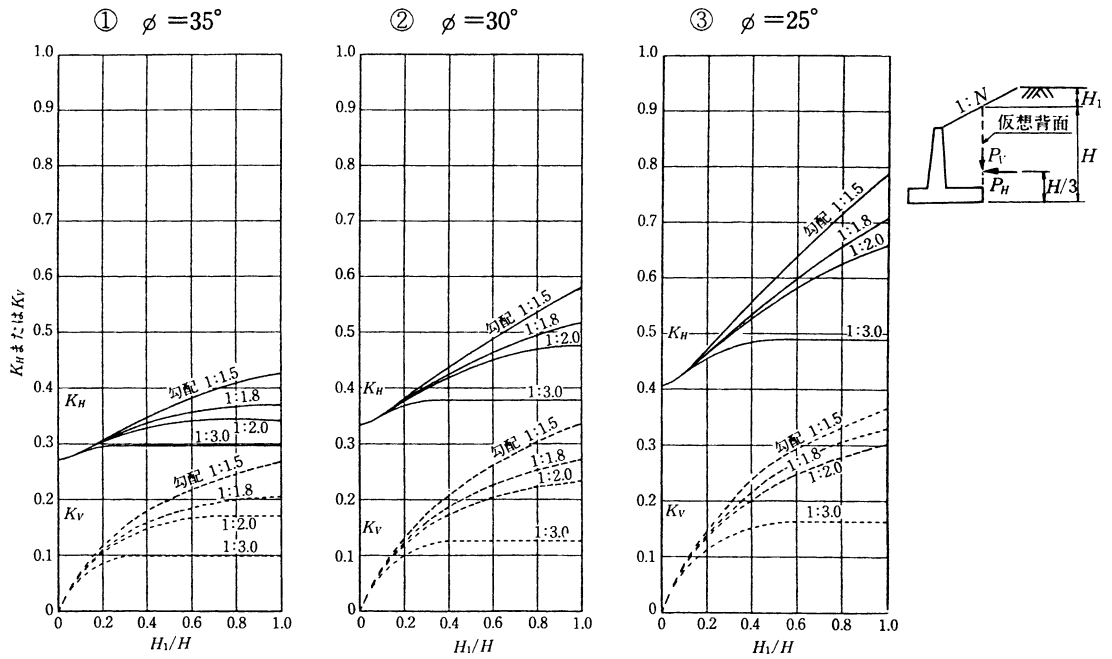
載荷重を考慮する場合は、次の図に示すように擁壁背面の土がこの荷重に相当する高さだけ高くなったものと仮定して計算する。

載荷重による換算高さ :

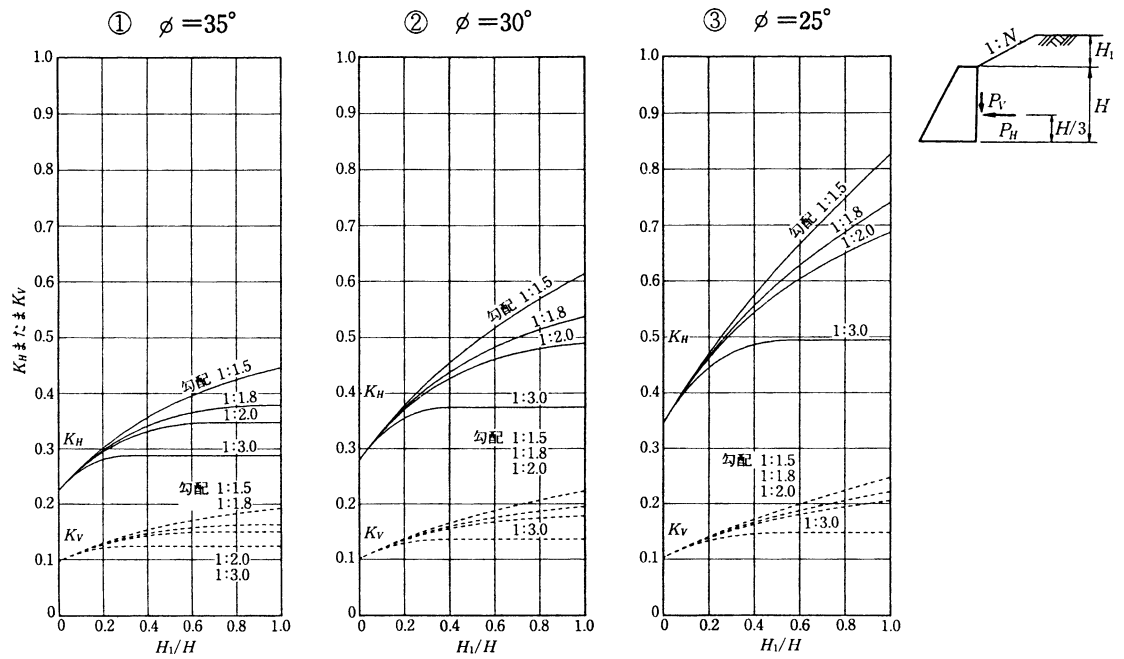


(参考) 試行くさび法による土圧係数図

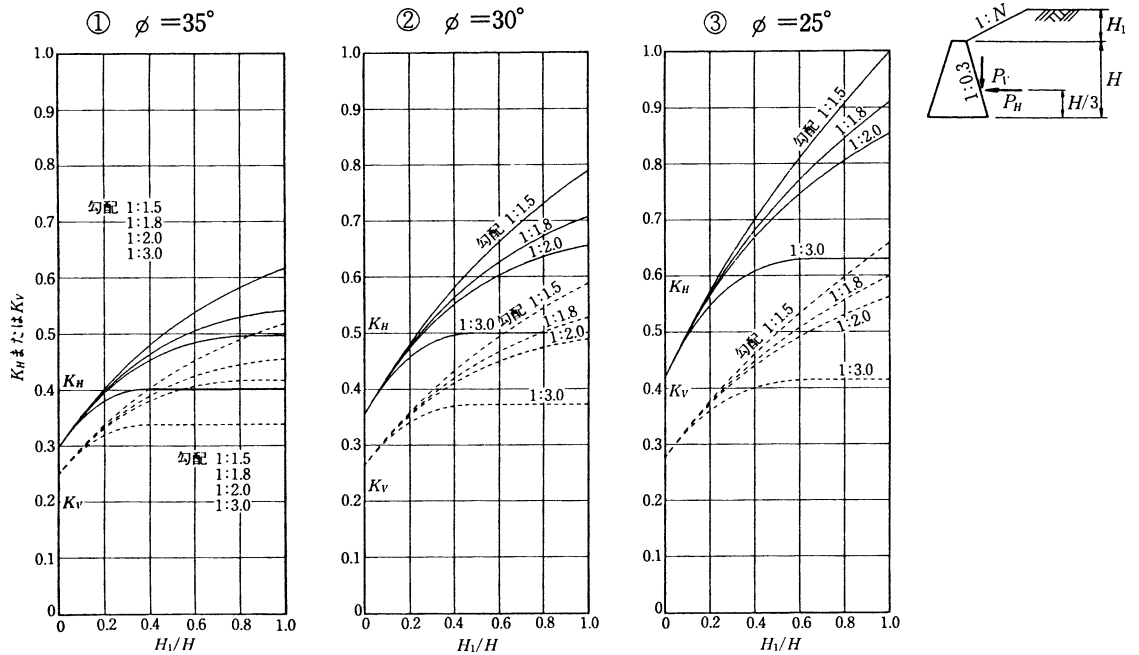
i 土と土の場合



ii 土とコンクリートの場合：擁壁背面が垂直



iii 土とコンクリートの場合：擁壁背面勾配 1 : 0.3



四 地震時土圧

- i クーロンの土圧公式に対して，地震時土圧を考慮する場合は物部・岡部公式によること。
- ii 試行くさび法においては，土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させると，式〔 2 〕は，次の式〔 3 〕となる。

$$P_{AE} = \frac{W_E \cdot \sin(\alpha + \beta - \epsilon)}{\cos(\alpha - \beta - \epsilon)} = \frac{W \cdot \sin(\alpha + \beta - \epsilon)}{\cos \alpha \cdot \cos(\alpha - \beta - \epsilon)} \dots \dots \dots [3]$$

$$K_{AE} = \frac{2P_{AE}}{\gamma \cdot H^2}$$

K_{AE} ：地震時主動土圧係数

α ：地震合成角 ($\alpha = \tan^{-1} k_h$)

k_h ：設計水平震度

ϵ ：地震時壁面摩擦角

土圧合力の作用位置は，擁壁下面より $H/3$ の点とすること。

また，壁面摩擦角 ϵ は，土圧を直接コンクリート壁面に作用させる場合は $\epsilon = \phi/2$ とすること。

土中の鉛直仮想背面に土圧を作用させる場合は

$$\begin{aligned}
 \epsilon &= \tan^{-1} \left(\frac{\sin \alpha \cdot \sin(\alpha + \beta - \epsilon)}{1 - \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + \beta - \epsilon)} \right) \\
 &= \sin^{-1} \left(\frac{\sin(\alpha + \beta - \epsilon)}{\sin \alpha} \right) \quad (\text{ただし, } \alpha + \beta - \epsilon < 90^\circ \text{ となる時は } \epsilon = \alpha + \beta - \epsilon)
 \end{aligned}$$

五 切土部擁壁の土圧

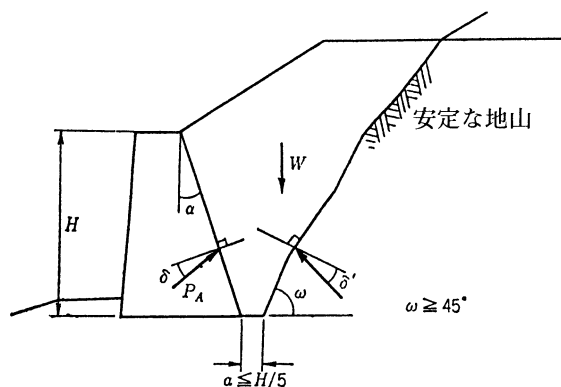
試行くさび法の土圧の算定は、裏込土中に最大土圧が発生するすべり面を仮定して求めているが、このすべり面よりも擁壁側に裏込土とは別の境界面、すなわち地山面あるいは切土面が存在する場合がある。このような場合は、この境界面により土圧が異なってくる可能性がある。切土面が安定であるならば、切土面と擁壁裏面間の裏込土が形成する土くさびによる土圧のみを考慮すればよいが、この場合でも切土面の表面粗度、勾配、位置によって土圧は影響を受け、通常の盛土部擁壁の土圧よりも大となる場合もあるので注意すること。

切土面あるいは地山面のすべり摩擦角は通常 $\omega = 2/3 \sim$ であるとされ、軟岩以上で比較的均一な平面であれば $\omega = 2/3$ としてよい。また、段切りされた場合や粗である場合は $\omega =$ と考えられる。土圧の値は ω の値によりかなり変化するので、十分注意しなければならない。

切土部土圧は、式〔2〕の内部摩擦角 ω を地山面のすべり摩擦角 ω として求められる。

$$P_A = \frac{W \cdot \sin(\alpha - \delta)}{\cos(\alpha - \delta - \omega)}$$

一般的に、次の図に示すように切土面の勾配が 45° 程度以上で、かつ擁壁裏面と切土面の下端の水平距離が $H/5$ 程度以内である場合は、切土部土圧の検討が必要であろう。この場合でも、すべり面が裏込土中に発生すると考えられるときは、盛土部擁壁の土圧についても計算することが必要である。この場合も土圧合力の作用点は、擁壁下面より $H/3$ の点とする。



切土部が不安定な場合は、地山を含んだ通常の盛土部擁壁の土圧によること。

二 擁壁の安定については次の検討を要する。

一 転倒に対する安定性

擁壁の底版下面には、擁壁自重、載荷重および土圧などによる荷重が作用する。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。次の図において、つま先から合力 R の作用点までの距離 d は次の式によること。

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

M_r : つま先まわりの抵抗モーメント (kN/m (tf/m))

M_o : つま先まわりの転倒モーメント (kN/m (tf/m))

V : 底版下面における全鉛直荷重 (kN/m (tf/m))

W : 自重 (kN/m (tf/m))

P_V : 土圧合力の鉛直成分 (kN/m (tf/m))

P_H : 土圧合力の水平成分 (kN/m (tf/m))

a : つま先とWの重心との水平距離 (m)

b : つま先と P_V の作用点との水平距離 (m)

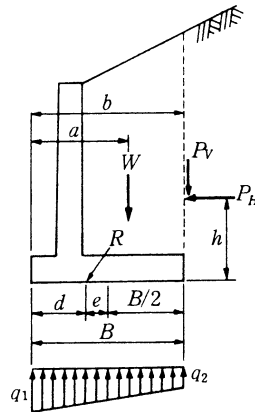
h : 底版下面と P_H の作用点との鉛直距離 (m)

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離 e は次の式によること。

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

転倒に対する安定条件として、合力 R の作用位置は底版幅 B の中央 1/3 以内でなければならない。すなわち、偏心距離 e は次の式を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{6}$$



二 沈下に対する安定性

i 地盤反力度

地盤反力度 $q_1 \cdot q_2$ は、次の式により求めること。

$$q_1 = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{P_V + W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{P_V + W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

この q_1 および q_2 は次の式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} q_a$$

q_a : 地盤の許容支持力度 (kN/m² (tf/m²))

ii 地盤の許容応力度

擁壁の基礎地盤の許容応力度は、地盤調査や原位置載荷試験を行い、原則(1)に示す方法により求める。

ただし、構造物の重要度によっては、(2)の表を使用できる。

(1) 支持力公式による方法《H13国土交通省告示第1113号参照》

基礎地盤の土質定数、基礎の形状等に関する係数に基づき、次式により算定する。

このとき、土質定数 (C : 粘着力, ϕ : 内部摩擦角) は、基礎地盤から採取した不覚乱試料の土質試験 (三軸圧縮試験等) 結果により直接求めた数値を用いる。

ア 地盤の支持力公式

長期に生ずる力に対する地盤の許容応力度を定める場合

$$q_a = 1/3 \times (i_c \times C \times N_c + i \times 1 \times B \times N + i_q \times 2 \times D_f \times N_q)$$

短期応力に対する地盤の許容応力度を定める場合

$$q_a = 2/3 \times (i_c \times C \times N_c + i \times 1 \times B \times N + i_q \times 2 \times D_f \times N_q)$$

q_a : 地盤の許容応力度 (kN/m²)

i_c, i, i_q : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角に応じて、次式によって計算した数値

$$i_c = i_q = (1 - \alpha / 90) ^ 2$$

$$i = (1 - \alpha / \alpha_c) ^ 2$$

α : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角 (度)

α_c : α が 90° を超える場合は 90° とする。

α_c : 地盤の特性によって求めた内部摩擦角 (度)

及び α_c : 基礎荷重面の形状に応じて次の表に掲げる係数

係数	基礎荷重面の形状	
	円形	円形以外の形状
N_c	1.2	$1.0 + 0.2 \times B/L$
N_q	0.3	$0.5 - 0.2 \times B/L$

B : 基礎荷重面の短辺又は短径の長さを表す (m)

L : 基礎荷重面の長辺又は長径の長さを表す (m)

C : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

B : 基礎荷重面の短辺又は短径 (m)

N_c, N, N_q : 地盤内部の摩擦角に応じて次の表に掲げる支持力係数

支持力係数	内部摩擦角									
	0度	5度	10度	15度	20度	25度	28度	32度	36度	40度以上
N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	25.8	35.5	50.6	75.3
N	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_r 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。

1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量又は水中単位体積重量 (kN/m³)

2 : 基礎荷重面より上方にある地盤の平均単位体積重量又は水中単位体積重量 (kN/m³)

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)

ただし、基礎地盤が砂質土で不覚乱試料の採取が困難な場合については、標準貫入試験による N 値から、次式を用いた土質定数の推定値を使用することができる。

$$\alpha_c = 15 + \sqrt{15N} \quad 45^\circ \quad (\text{ただし、} N > 5)$$

イ 平板載荷試験の結果による方法

次式により算定する。

長期に生ずる力に対する地盤の許容応力度を定める場合

$$q_a = q_t + 1/3 \times N \times 2 \times D_f$$

短期に生ずる力に対する地盤の許容応力度を定める場合

$$q_a = 2q_t + 1/3 \times N \times 2 \times D_f$$

q_a : 地盤の許容応力度 (kN/m²)

q_t : 平板載荷試験による降伏荷重度の1/2の数値又は極限応力度の1/3の数値のうちいずれか小さい数値 (kN/m²)

N : 基礎荷重面下の地盤の種類に応じて次の表に掲げる係数

地盤の種類 係数	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

(2) 地盤の長期許容支持力

* 支持地盤としては不適

地 盤	長期許容 支持力度 (kN/m ² (tf/m ²))	備 考		
		N 値	q_u (kN/m ² (kgf/cm ²))	
岩 石	1000 (100)	100以上		
砂 盤	500 (50)	50以上		
土 丹 盤	300 (30)	30以上		
礫 層	密実なもの	600 (60)		
	密実でないもの	300 (30)		
砂 質 地 盤	密なもの	300 (30)	30 ~ 50	
	中位なもの	200 (20)	20 ~ 30	
		100 (10)	10 ~ 20	
	ゆるいもの	50 (5)	5 ~ 10	
	非常にゆるいもの*	0 (0) 以下	5以下	
粘土質地盤	非常に堅いもの	200 (20)	15 ~ 30	25(2.5)以上
	堅いもの	100 (10)	8 ~ 15	10(1.0) ~ 25(2.5)
	中位のもの	50 (5)	4 ~ 8	5(0.5) ~ 10(1.0)
	柔らかいもの*	20 (2)	2 ~ 4	2.5(0.25) ~ 5(0.5)
	非常に柔らかいもの*	0 (0) 以下	0 ~ 2以下	2.5(0.25)以下

q_u : 一軸圧縮強さ (kN/m²(kgf/cm²))

三 滑動に対する安定性

i 滑動に対する安全率は次の式を満足しなければならない。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{V \cdot \mu}{H}$$

$$= \frac{(W + P_v) \cdot \mu}{P_H} \geq 1.5$$

V : 底版下面における全鉛直荷重 (kN/m (tf/m))

H : 底版下面における全水平荷重 (kN/m (tf/m))

W : 自重 (kN/m (tf/m))

P_v : 土圧合力の鉛直成分 (kN/m (tf/m))

P_H : 土圧合力の水平成分 (kN/m (tf/m))

μ : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数 (μ = tan β)

場所打ちコンクリートの場合は β = (基礎地盤の内部摩擦角)

場所打ちでない場合 β = $\frac{2}{3}$ とする。ただし、基礎地盤が土の場合 μ の値は 0.6 を超えないものとする。なお、μ は、小規模な開発事業等において、土質試験を行わない場合は次表の係数とする。

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。

ii 擁壁前面の土による受動土圧は、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ので無視すること。

iii 基礎地盤が岩盤の場合は、底版に突起を設けて抵抗力加算してもよい。

四 大地震時における安定

部材応力 (度) が材料の設計基準強度以内であること。

大地震時安定計算における安全率などは次のものを用いること。

i 転倒に対する安定

$$|e| \leq \frac{B}{2}$$

ii 基礎地盤の支持力に対する安全率 $F_s \geq 1.0$

ただし、地盤反力度は次の式により求める。

$$e \leq \frac{B}{6} \text{ のとき } q_1 = \frac{P_{VE} + W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$e > \frac{B}{6} \text{ のとき } q_1 = \frac{2(P_{VE} + W)}{3d}$$

P_{VE} : 地震時土圧合力の鉛直成分 (kN/m (tf/m))

iii 滑動に対する安全率 F_s 1.0

五 中地震時においては、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を確認する必要がある。

ホ 躯体の設計

一 コンクリート・鉄筋の許容応力度

i コンクリートの許容曲げ応力度は次式による。

$$ca = \frac{ck}{3} \text{ (鉄筋コンクリート)}$$

$$ca = \frac{ck}{4} \text{ かつ } 5.5\text{N/mm}^2 \text{ (} 55\text{kgf/cm}^2 \text{) 以下 (無筋コンクリート)}$$

$$cat = \frac{ck}{80} \text{ かつ } 0.3\text{N/mm}^2 \text{ (} 3\text{kgf/cm}^2 \text{) 以下 (無筋コンクリート)}$$

ca : 許容曲げ圧縮応力度

cat : 許容曲げ引張応力度

ck : コンクリートの設計基準強度

ii コンクリートの許容せん断応力度は次の表の値とする。 (N/mm^2 (kgf/cm^2))

コンクリートの設計基準強度 (ck)	18	21	24	27	30
応力度の種類	(180)	(210)	(240)	(270)	(300)
せん断応力度 (a)	0.3 (3.0)	0.36 (3.6)	0.39 (3.9)	0.42 (4.2)	0.45 (4.5)

iii コンクリートの許容付着応力度は次の表の値とする。 (N/mm^2 (kgf/cm^2))

コンクリートの設計基準強度 (ck)	21	24	27	30
鉄筋の種類	(210)	(240)	(270)	(300)
丸 鋼	0.7 (7)	0.8 (8)	0.85 (8.5)	0.9 (9)
異形棒鋼	1.4 (14)	1.6 (16)	1.7 (17)	1.8 (18)

iv 鉄筋の許容応力度は次の表の値とする。

(N/mm² (kgf/cm²))

応力度，部材の種類		鉄筋の種類	SR235	SD295A SD295B	SD345
		引張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合	1) 一般の部材	140 (1,400)
2) 水中あるいは地下水位以下に設ける部材	140 (1,400)			160 (1,600)	160 (1,600)
3) 荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値	140 (1,400)		180 (1,800)	200 (2,000)	
4) 鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合	140 (1,400)		180 (1,800)	200 (2,000)	
5) 床版など自動車の輪荷重の影響を強く受ける場合	140 (1,400)		140 (1,400)	140 (1,400)	
6) 圧縮応力度	140 (1,400)		180 (1,800)	200 (2,000)	

(参考)

異形棒鋼の標準寸法 (JIS G 3112)

呼び名	単位質量 (kg/m)	公称直径 (mm)	公称断面積 (mm ²)	公称周長 (mm)
D10	0.560	9.53	71.33	30
D13	0.995	12.7	126.7	40
D16	1.56	15.9	198.6	50
D19	2.25	19.1	286.5	60
D22	3.04	22.2	387.1	70
D25	3.98	25.4	506.7	80
D29	5.04	28.6	642.4	90
D32	6.23	31.8	794.2	100

二 逆T形 (L形) 擁壁の構造計算

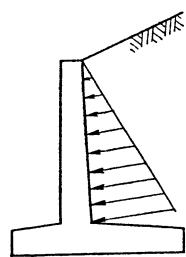
逆T形擁壁は，たて壁と底版がその接合部で固定されていると考え，それぞれ片持ばりとして設計すること。

たて壁は壁の自重，土圧の鉛直分を無視して，土圧の水平分力による曲げモーメントM，せん断力Sに対して設計する。たて壁の設計に用いる土圧はたて壁背面位置での土圧とし，安定計算の場合の土圧とは異なる。なお，段おとしをする場合，定着，配筋量等に十分配慮・検討を行うこと。

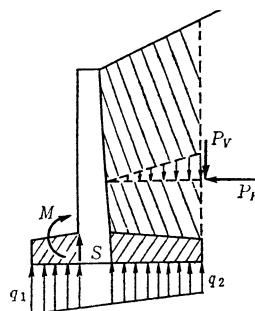
つまさき版 (底版先端側) は，たて壁の接合端を固定端とし，上向きの地盤反力と下向きの底版自重を荷重とした片持ばりとして設計すること。

かかと版 (底版後端側) は，同様に片持ばりとして設計し，版上の土の重量，版の自重，土圧の鉛直分力，地表面の積載荷重および地盤反力を考慮する。この場合，土圧合力の鉛直分力は，一般にこれと等価な三角形分布荷重に置き換えて扱われる。このようにして求められるかかと版の固定端における曲げモーメントが，たて壁の曲げモーメントより大きくなる場合は，かかと版の設計曲げモーメントとしてたて壁の曲げモーメントを用いること。

(a) たて壁設計用土圧



(b) 底版の設計



各部材の断面について、次の式について応力度を計算し、これらが許容応力度以内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関して

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

鉄筋の引張り応力度に関して

$$s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} < sa$$

コンクリートのせん断応力度に関して

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

c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm^2 (kgf/cm^2))

ca : " 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm^2 (kgf/cm^2))

s : 鉄筋の引張り応力度 (N/mm^2 (kgf/cm^2))

sa : " 許容引張り応力度 (N/mm^2 (kgf/cm^2))

c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm^2 (kgf/cm^2))

ca : " 許容せん断応力度 (N/mm^2 (kgf/cm^2))

As : 鉄筋量 (mm^2 (cm^2))

d : 部材断面の有効高 (mm (cm))

k : 鉄筋コンクリートに関する係数

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

$$\text{ただし } p = \frac{As}{b \cdot d} \quad n = 15$$

$$j : j = 1 - \frac{k}{3}$$

b : 単位幅 (mm (cm)) M, As を 1 m 当りで計算するときは $b = 1000\text{mm}$ (100cm) とすること。

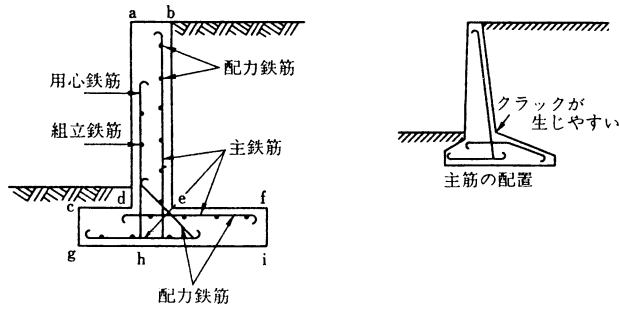
三 壁体の配筋

- ・鉄筋を配置する場合の最大間隔は、主鉄筋で30cm以下、配力鉄筋用心鉄筋は40cm以下とすること。
- ・主鉄筋・配力鉄筋・用心鉄筋・組立鉄筋を配置する場合、所定のかぶり厚を残して主要な鉄筋を

コンクリート壁体内の表面近くに配置すること。

・鉄筋のかぶり厚は、土埋部で7cm以上、一般部で5cm以上とすること。

また、底版の鉄筋かぶり厚を確保するために、均しコンクリートを施工すること。



練積み造擁壁

イ 練積み造擁壁の地上高さの最大は、5mとすること。

ロ 練積み造擁壁工は、次を標準とする。

一 石材、その他の組積材は控え長さが35cm以上でその比重・強度・耐久性等が間知石と同等以上のものを原則として使用すること。

二 コンクリートブロックはJIS規格A-5371（プレキャスト無筋コンクリート製品）の規格に適合したものを使用すること。

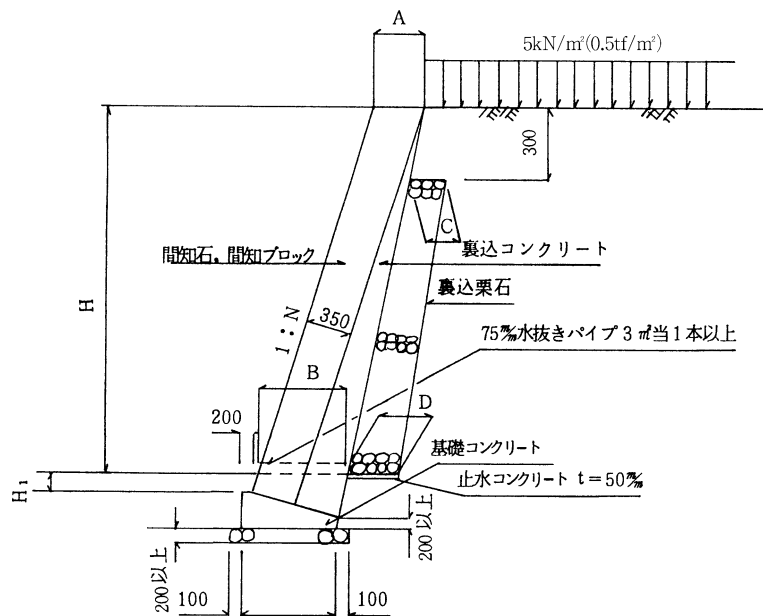
三 胴込コンクリート、裏込コンクリート、基礎コンクリート、調整コンクリート等は4週強度（ $18\text{N}/\text{mm}^2$ （ $180\text{kgf}/\text{cm}^2$ ））以上を使用すること。

四 練積み擁壁の1日の積上り高さは2段までとすること。

五 のり高の調整は原則として根入部で行い、屈曲部又は取付部の形成は異形ブロック（二に準ずる）等を使用すること。

六 練積み擁壁工は原則として谷積みとすること。

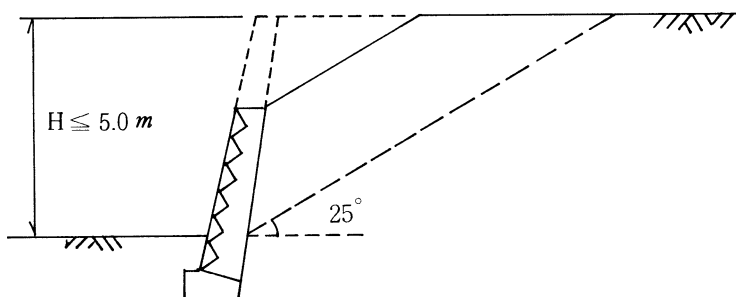
八 盛土部で背面フラット（積載荷重 $5\text{kN}/\text{m}^2$ （ $0.5\text{tf}/\text{m}^2$ ））の場合は次の図及び次の表の構造とすること。



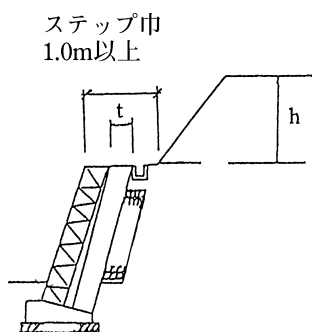
練積み造擁壁の構造

土質	擁壁 勾配 ()	高さ (H)	根入 (H1)	天 幅 (A)以上	底 幅 (B)以上	乗上幅 (C)以上	栗下幅(D)以上		
							切土	盛土	
・岩	(1:0.3) 70°~75°	2.0m以下	0.15H か つ 0.35m 以 上	0.40	0.40	0.30	0.30	0.20H か つ 0.60m 以 上	
		2.0~3.0		0.40	0.50	0.30	0.30		
・岩 層	(1:0.4) 65°~70°	2.0以下		0.40	0.40	0.30	0.30		
		2.0~3.0		0.40	0.45	0.30	0.30		
		3.0~4.0		0.40	0.50	0.30	0.30		
		3.0以下		0.40	0.40	0.30	0.30		
・砂利又は 砂利交じり砂	(1:0.5) 65°以下	3.0~4.0		0.40	0.45	0.30	0.30		
		4.0~5.0		0.40	0.60	0.30	0.30		
・真砂土	(1:0.3) 70°~75°	2.0以下		0.15H か つ 0.35m 以 上	0.40	0.50	0.30		0.30
		2.0~3.0			0.40	0.70	0.30		0.30
・硬質粘土	(1:0.4) 65°以下	2.0以下	0.40		0.45	0.30	0.30		
		2.0~3.0	0.40		0.60	0.30	0.30		
		3.0~4.0	0.40		0.75	0.30	0.30		
		2.0以下	0.40		0.40	0.30	0.30		
・関東ローム	(1:0.5)	2.0~3.0	0.40		0.50	0.30	0.30		
		3.0~4.0	0.40		0.65	0.30	0.30		
・その他これら に類するもの	65°以下	4.0~5.0	0.40		0.80	0.30	0.30		
		2.0以下	0.20H か つ 0.45m 以 上		0.70	0.85	0.30	0.30	
(1:0.3) 70°~75°	2.0~3.0	0.70		0.90	0.30	0.30			
	(1:0.4) 65°~70°	2.0以下		0.70	0.75	0.30	0.30		
2.0~3.0		0.70		0.85	0.30	0.30			
		3.0~4.0		0.70	1.05	0.30	0.30		
		2.0以下		0.70	0.70	0.30	0.30		
・その他の土質	(1:0.5) 65°以下	2.0~3.0		0.70	0.80	0.30	0.30		
		3.0~4.0		0.70	0.95	0.30	0.30		
		4.0~5.0		0.70	1.20	0.30	0.30		

二 盛土部で背後に斜面がある場合は、次の図の25°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。



ホ 切土部で、背後に斜面がある場合は、次の図及び次の表によること。



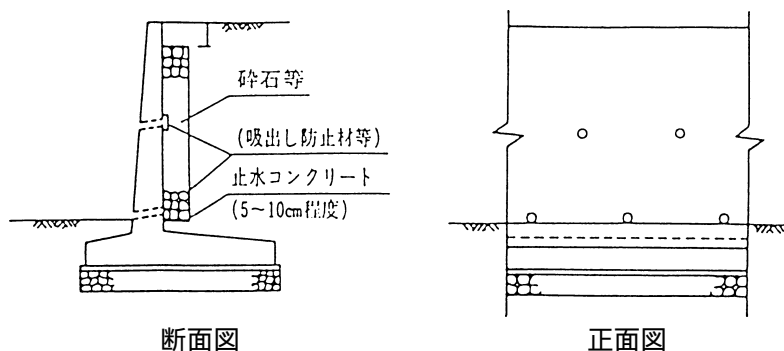
背後のり高：h	補強コンクリート厚：t
h 30cm	0 cm
30 < h 100	10 cm
100 < h 300	20 cm
300 < h	30 cm

排水工

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つては、この限りでない。 (則第27条第1項第2号)

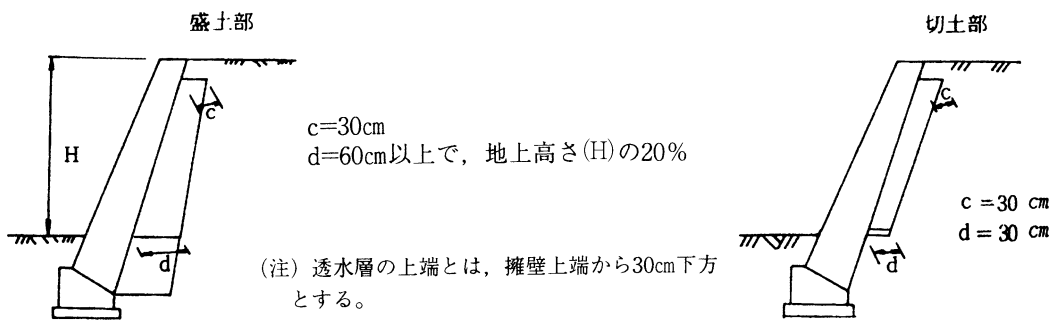
- 一 擁壁の裏面で、水抜穴の周辺その他必要な場所に砂利等の透水層を設けること。
- 二 水抜穴は、擁壁の下部地表近く及び湧水等のある箇所に特に重点的に設けること。
- 三 水抜穴は、内径7.5cm以上とし、その配置は、3 m²に1箇所の割で千鳥配置とすること。
- 四 水抜穴は、排水方向に適当な勾配をとること。
- 五 水抜穴の入口には、水抜穴から流出しない程度の大きさの碎石等（吸い出し防止材等を含む。）を置き、砂利、砂、背面土等が流出しないよう配慮すること。
- 六 地盤面下の壁面で地下水の流路にあたっている壁面がある場合は、有効に水抜穴を設けて地下水を排出すること。
- 七 水抜穴に使用する材料は、コンクリートの圧力で潰れないものを使用すること。

図 水抜穴の配置



(注) 天端面からの雨水等の侵入がないように配慮すること。

図 練積み造擁壁工の透水層



その他留意事項

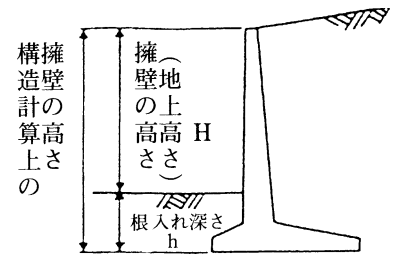
イ 地盤（地耐力等）

土質試験等により原地盤が設計条件を満足することを確認すること。

ロ 擁壁の高さと根入れ

一 擁壁の根入れは、次の表によること。

土 質	根 入 れ h
岩，岩屑，砂利，砂	35cm以上 かつ0.15H以上
砂 質 土	45cm以上 かつ0.20H以上
シルト，粘土又はそれらを多量に含む土	45cm以上 かつ0.20H以上



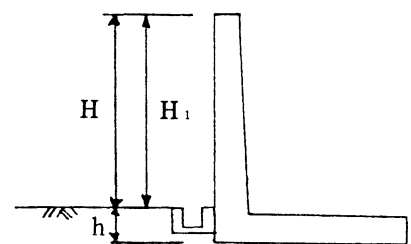
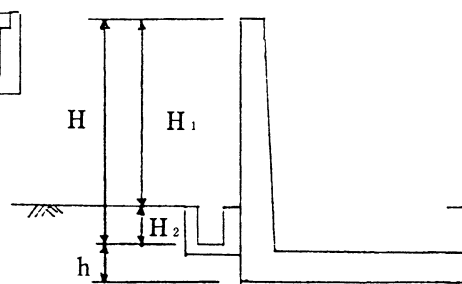
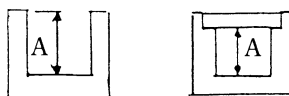
二 排水構造物がある場合の根入れは、次の表によること。

排水構造物の大きさ	根 入 れ h	擁壁の高さH
$A > 30\text{cm}$	図(a)のとおり	$H_1 + H_2$
$A \leq 30\text{cm}$	図(b)のとおり	H_1

排水構造物の大きさ A

図(a)

図(b)



三 河川における根入れは、管理者と協議して決定すること。

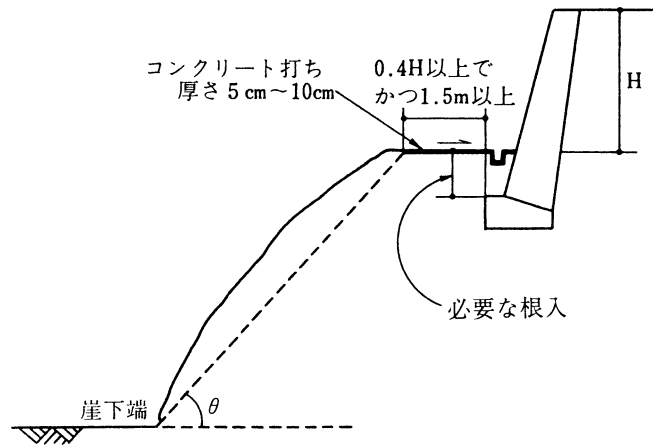
ハ 擁壁設置上の留意点

崖や擁壁に近接してその土地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次に示す。

一 斜面上に擁壁を設置する場合には、次の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 斜面上に擁壁を設置する場合



土質別角度 (°)

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 又は腐植土
角度 (°)	60°	40°	35°	25°

二 次の図に示す擁壁で表の 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 角度内に入っている場合は, 別個の擁壁として扱う。

図 上部擁壁を練積み造で築造する場合

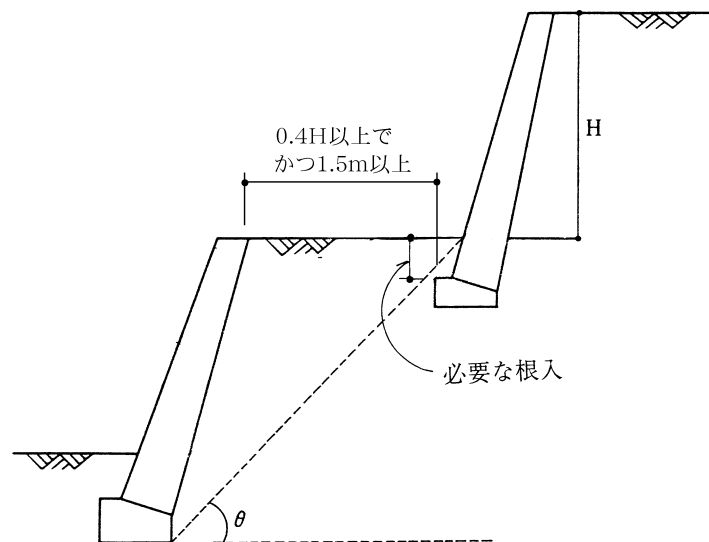


図 上部擁壁を鉄筋コンクリート造で築造する場合

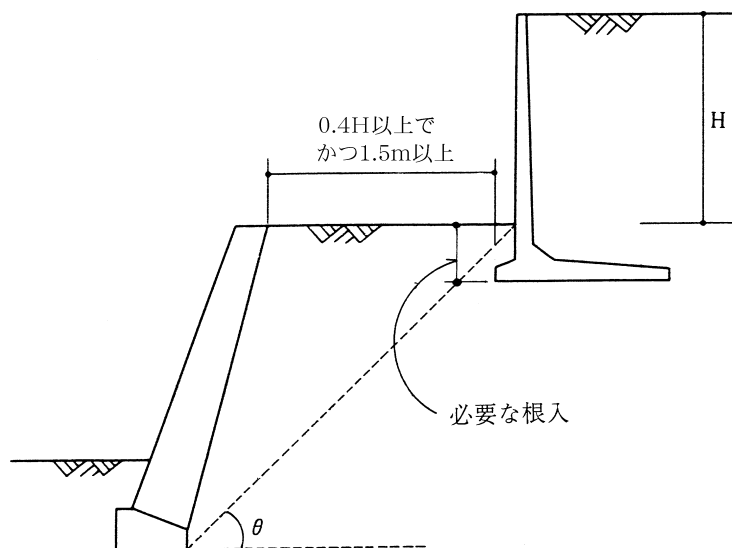
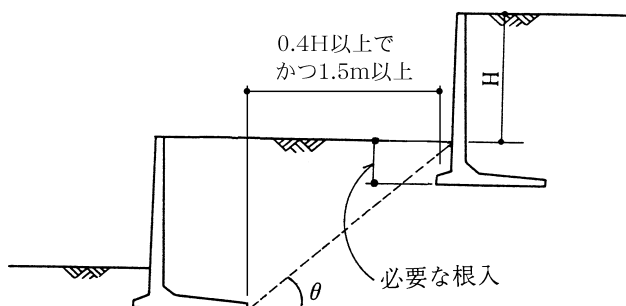
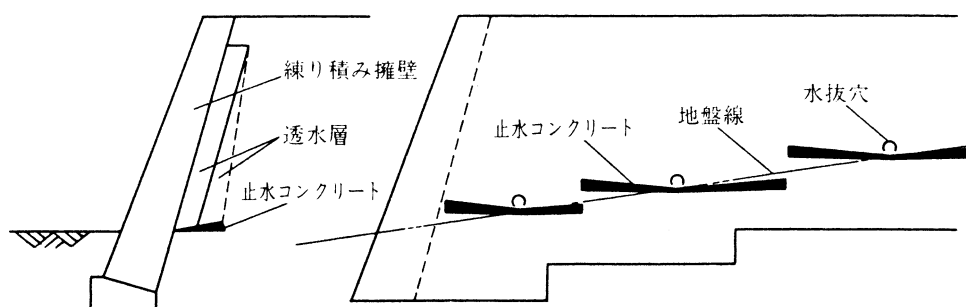


図 上部擁壁，下部擁壁とも鉄筋コンクリート造で築造する場合



三 止水コンクリートについては次の図のように施工すること。



四 高さの異なる一連の擁壁は，一番高い擁壁の勾配に合わせて施工すること。

五 斜面に沿って擁壁を設置する場合等において，擁壁正面における基礎底面前端の線は，段切り等によりなるべく水平にすること。

二 鉄筋の継手及び定着

主筋の継手部の重ね長さ及び末端部の定着処理を適切に行うこと。

主筋の継手は，構造部における引張力の最も小さい部分に設け，継手の重ね長さは，溶接する場合を除き，主筋の径（径の異なる主筋を継ぐ場合においては，細い主筋の径）の25倍以上とすること。ただし，主筋の継手を引張力の最も小さい部分に設けることができない場合においては，その重ね長さを主筋の径の40倍以上とすること。

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し、また、主筋の継手は同一断面に集中しないように千鳥配置とすること。

ホ 伸縮継目及び隅角部の補強

伸縮継目は適正な位置に設け、隅角部は確実に補強すること。

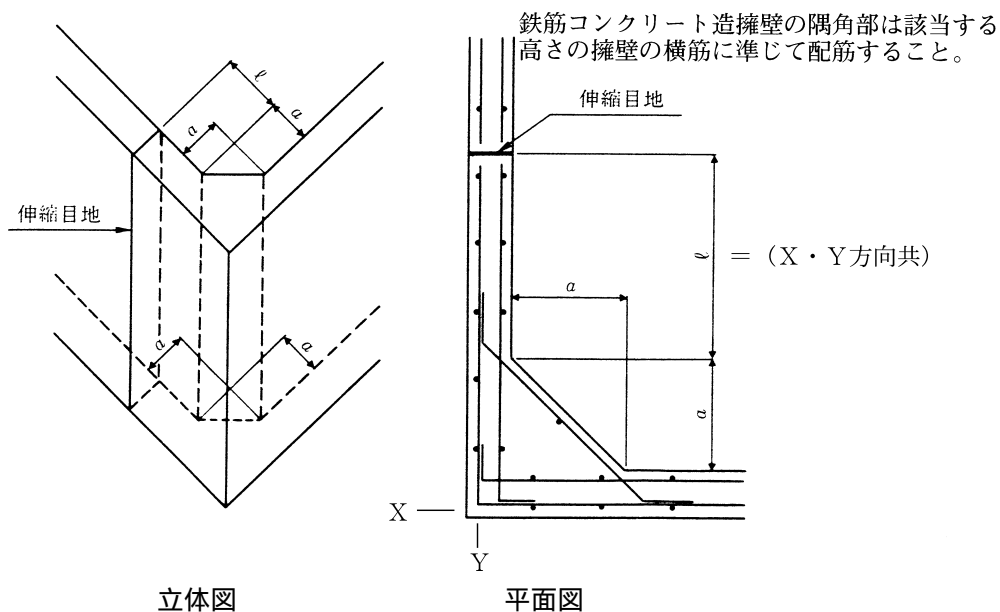
一 伸縮継目

伸縮継目は、原則として擁壁長さ20m以内ごとに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、擁壁の構造、工法を異にする所は、有効に伸縮継目を設け、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、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こと（無筋コンクリート造は、10m以内ごとに1箇所設けること）。

二 隅角部の補強（鉄筋コンクリート擁壁）

擁壁の屈曲する箇所（ 60° 屈曲角 120° ）は、隅角をはさむ二等辺三角形の部分に鉄筋及びコンクリートで補強すること。二等辺の一辺の長さは、擁壁の地上高さの3m未満で50cm、3m以上は60cmとすること。

図 隅角部の補強方法及び伸縮継目の位置



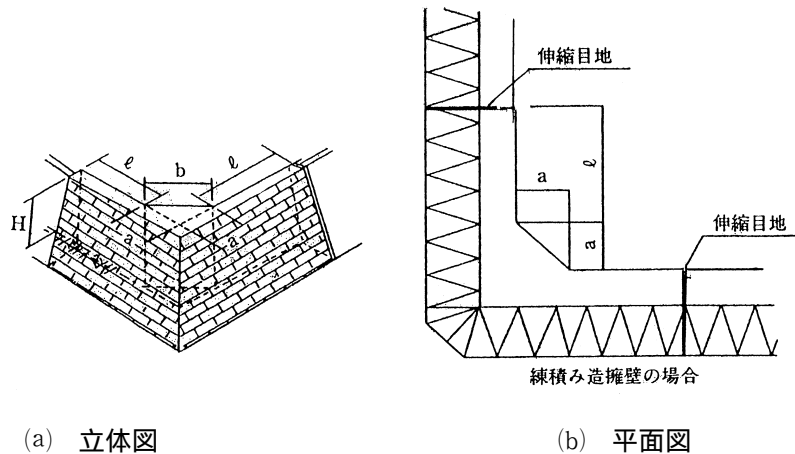
- ・ 擁壁の地上高さ3.0m未満のとき $a = 50\text{cm}$
- ・ 擁壁の地上高さ3.0m以上のとき $a = 60\text{cm}$
- ・ 伸縮目地の位置 l は2.0mを超えかつ擁壁の地上高さ程度とする。

三 隅角部の補強（練積み造擁壁）

擁壁の屈曲する箇所（ 60° 屈曲角 120° ）は、隅角をはさむ二等辺三角形の部分に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、擁壁の地上高さ3m以下で50cm、3mを超えるものは60cmとすること。

図 隅角部の補強方法及び伸縮継目の位置



- ・擁壁の地上高さが3.0m以下のとき $a = 50\text{cm}$
- ・擁壁の地上高さが3.0mを超えるととき $a = 60\text{cm}$
- ・伸縮目地の位置 l は2.0mを超えかつ擁壁の地上高さ程度とする。

へ コンクリート打設，打継ぎ，養生等

コンクリートは，密実かつ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。

ト 擁壁背面の埋戻し

擁壁背面の裏込め土の埋戻しは，所定のコンクリート強度が確認されてから行うこと。

チ 二次製品擁壁の使用

宅地造成等規制法に基づく国土交通大臣認定の製品は，使用することができるが，その場合，認定書，製造工場の認証証明書，構造図，詳細図，使用条件（ある場合のみ）等を添付すること。

Ｃ その他

イ 崖の下端に続く土地が河川，池沼等の水面，広場，公園，緑地，運動場，道路等に供されているか又は供される予定のものであって，かつ崖の下端から測ったそれらの水平な土地の部分の幅が，崖の高さの2倍以上の土地であるときの当該部分については，次の工法で措置してさしつかえないが，あくまでも災害の防止上支障がないと認められた場合にのみ土留や護岸として使用することができるものとする。

- 一 石積み工
- 二 編 柵 工
- 三 筋 工
- 四 鋼矢板・コンクリート矢板工等
- 五 その他特殊工法

盛土の中に帯状鋼板その他ジオテキスタイル等の補強材を層状に埋め込み転圧し，土との摩擦力等により一個の土塊として安定した土構造物をつくる補強土工法による擁壁は，後に補強材の部分に建築物の杭等が打設されて補強材を破断し，思わぬ事故を起こす恐れがある。

したがって，本工法による盛土の上は建築物等が設置されない道路，公園，運動場並びにこれ

に準ずる施設とし、地方公共団体若しくはこれと同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ものに限り、その使用を認める。

- ロ 土留となる構造物については、原則として連続した鉄筋コンクリート構造とするものとする。但し、地上高さが1 m以下のものに限り、建築用空洞ブロックを使用する場合は、厚みが120mm以上の材を用いコンクリートの連続した基礎を有した補強コンクリートブロック造（鉄筋D10以上、縦・横@400以下）とすることができる。

7 宅地造成工事規制区域内における開発許可の技術的基準

平成18年度の宅地造成等規制法及び都市計画法改正により、宅地造成工事規制区域内において都市計画法による開発許可を受けた宅地造成工事については、宅地造成等規制法の許可手続きが不要となった。但し、この場合には、都市計画法による開発許可において、宅地造成等規制法第9条の技術基準にも適合することが必要となる。

宅地造成工事規制区域内において行われる宅地造成に関する工事は、政令（その政令で都道府県の規則に委任した事項に関しては、その規則を含む。）で定める技術的基準に従い、擁壁、排水施設その他の政令で定める施設（以下「擁壁等」という。）の設置その他宅地造成に伴う災害を防止するため必要な措置が講ぜられたものでなければならない。（宅地造成等規制法第9条第1項）

前項の規定により講ずべきものとされる措置のうち政令（同項の政令で都道府県の規則に委任した事項に関しては、その規則を含む。）で定めるものの工事は、政令で定める資格を有する者の設計によらなければならない。（宅地造成等規制法第9条第2項）

宅地造成工事規制区域内の開発許可については、「宅地造成等規制法運用の手引」を参照すること。

なお宅地造成工事規制区域内において都市計画法による開発許可を受けた宅地造成工事については、宅地造成等規制法の許可手続きが不要となるが、前述の許可を受けた場合、宅地造成等規制法第15条第3項の規定により、届出が必要となる。

8 防災工事

防災工事は次によることを標準とするが、より効果を期する場合はこの限りではない。

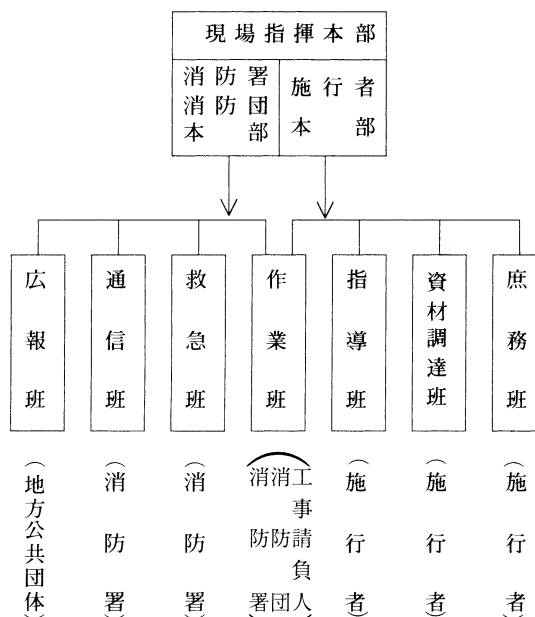
- イ 防災調整池、暗渠排水等低湿地における工事、本格的整地土工事は、集中豪雨、台風期等（漁業権が設定されている河川流域にあつては稚魚放流時期を含む。）を避け、できる限り渇水期を選ぶこと。
- ロ 工事中の災害から人々の生命財産を守るためには、あらかじめ工事現場の要所要所に不時の災害に備えて防災倉庫を用意して必要材料を貯え、人員の非常配備体制を定め、気象情報の収集、出勤に必要な備品を常備しておいて、何時でも緊急措置をとり得るような防災組織を確立し、施行者、請負者のみならず、関係官公庁の防災機関と密接な連絡を保ちつつ、その有する全機能を総合的に有効に発揮して施工区域及びその周辺にかかわる災害予防、応急対策、災害復旧を実施するよう図られること。

防災倉庫の備付機材

在庫品目	摘要	数量
土のう	合成せんい製	1,000袋
荒縄		10巻
掛矢		5丁
鉄鋼製杭	16mm長2.0m	400本
"	16mm長1.2m	300本
投光器	発光器付	2台
スコップ	剣スコ, 角スコ	5丁
鳶口		2丁
カマ, ナタ, 鋸, ペンチ		各2丁づつ
鉄線	10番線	20kg

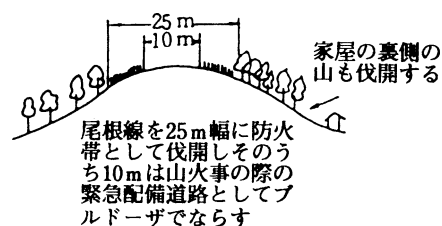
防災倉庫（プレハブ3.6m x 5.4m一庫当り）

災害現場指揮本部組織一覧表の一例



八 宅地造成現場で冬期起り易い野火，山火事は，買収した山林・田畑が今迄の手入れの行き届いた状況と異なり，雑草が生い茂り放置された状態のときや，整地工事の際発生した草・木根の焼却の際に発生し易い。この対策としては時期をみて草を刈ること，草，木根の野焼きは行わず，再資源化施設や近隣のゴミ焼却場に受け入れ条件を確認したうえ適切に処分すること，作業中は喫煙場所を指定すること。またハイカーその他の山に入ってくる人々にも煙草・焚火など十分注意するよう立札で表示すること。尾根筋など要所を相当幅に伐開しておき，山火事が発生したときはこれを拠点として防火活動ができるようにしておくこと等が必要である。

また，指定場所には消火器，水槽等を備え付けること及び火元責任者を指名し跡始末を確実にを行うなど十分な対策を行うこと。



防火帯計画例（整地を行う丘陵地の場合）

二 溪流を埋め立てる場合には，本川，支川を問わず在来の溪床に必ず暗渠工を設けること。暗渠工は，樹枝状に埋設し，完全に地下水の排除ができるように計画すること。支溪がない場合又は支溪の間隔が長い場合には，20m以下の間隔で集水暗渠を設けること。

暗渠工における幹線部分の管径は，30cm以上とし，支線部分の管径は，15cm以上とすること。

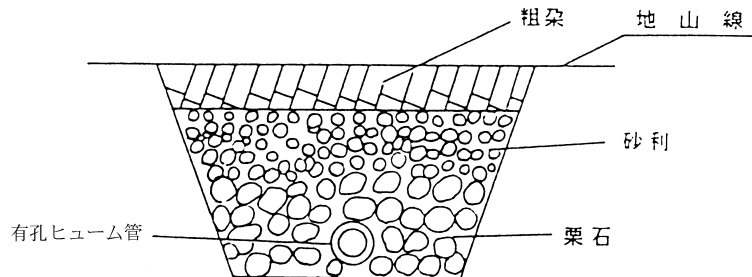
幹線部分の暗渠工は，有孔ヒューム管にフィルターを巻いた構造とし，集水部分は，有孔ヒューム管，盲渠又は盲暗渠などの構造とすること。

排水は，表面のり面，小段，暗渠など系統的に排水施設を計画し，造成部分の一部に排水系統の行

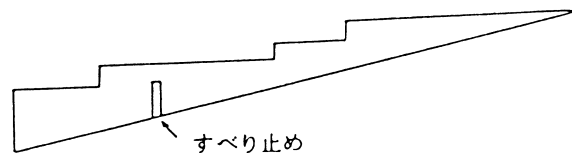
き渡らない部分が生じないようにすること。

なお、盛土と現地盤との間に湧水又は地下浸透水が生じるおそれがある場合は、次の図のような暗渠を設けて排水すること。

常時流水のある場合は、流量算定のうえ断面を決定し、算定の結果60cm以下の場合でも60cm以上の管径をとること。



ホ 谷筋又は著しく傾斜している土地において盛土をする場合には、盛土する前の地盤の適当な箇所にその盛土の高さの5分の1以上の高さの蛇籠堰堤，枠などを暗渠とともに埋設し、盛土の下端の部分にすべり止めの擁壁を設置すること。



ヘ 開発に伴い河川等の流域機構が変化するなどにより、河川等への流入量が著しく増加し、災害を誘発するおそれがあり、かつ下流河川等の改修又は排水施設の整備が開発のスピードに追いつかない場合は、雨水貯留施設等の設置を行い、また区域外の人家、公共施設などに土砂の流入が予想される場合は、開発区域の地表勾配及び地質を考慮し、区域内の適地に沈砂池又は土砂留堰堤を設けること。ただし、調整池と併用する場合は、この限りでない。

ト 工事に伴う濁水は放流先の水路河川等の養漁や、その水を利用する水稻等の植物の生育に影響を及ぼす場合があるので必要に応じて、着手前にあらかじめ水質、濁度を測定し、また漁業権等が設定されている河川流域にあつては当該組合と協議をしておき、工事中は汚濁水の影響がないか測定・点検を行い、濁水と認められるときは早急に対策を講ずること。

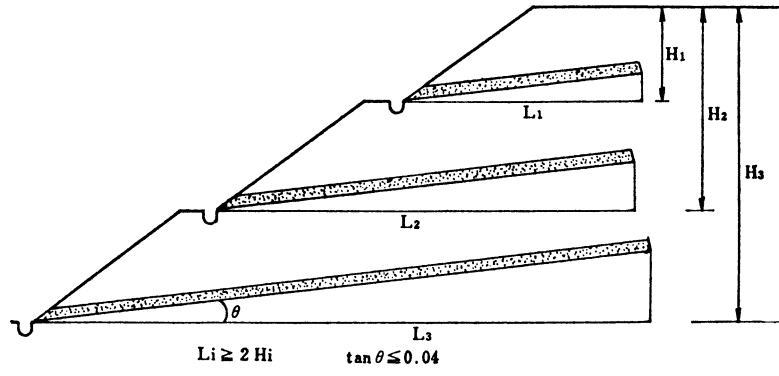
チ 開発区域の上流に残流域が存在する場合は、その面積、溪流勾配、溪流長、土質、崩壊箇所の有無などを勘案し、ダム の規模を検討のうえ防災施設を設置すること。

ダムの構造等は、「河川管理施設等構造令」（社）日本河川協会），「治山技術基準」（日本治山治水協会）によること。

リ のり面の防災はのり肩に防災小堤をまわし、のり肩を充分保護すること。

ヌ 工事施行中は仮排水施設等を十分に設置すること。

ル 盛土長大法面は高さ5m以内ごとに幅1.5m程度の小段を設け次の図のようなサンド・マット工法等を用いること。



サンド・マットの厚さは

砂の場合 15cm以上

れきの " 30cm以上