

第 8 章 擁壁工の設計・施工

第8章 擁壁工の設計・施工

8.1 総説

8.1.1 擁壁工の目的および一般的留意事項

擁壁工は次のような目的の場合に計画される。

- ① 斜面下部（脚部）の安定を図る場合。
- ② 斜面中段での小規模な崩壊を抑止する場合。
- ③ のり枠工等ののり面保護工の基礎とする場合。
- ④ 斜面上部からの崩壊を斜面下部で待ち受けて被害を防止する場合。
- ⑤ 押え盛土工の補強を行う場合。

擁壁設置のための基礎掘削は施工中およびその後の斜面の安定に及ぼす影響が大きいので、できる限り最小限にとどめなければならない。また同様の理由により斜面下部の切土も最小限にとどめる必要がある。また基礎地盤は十分な支持力が必要であり、十分でない場合は杭基礎などの他の工法との併用を検討する。

湧水が多い斜面に擁壁を設置する場合は、排水に十分留意し、擁壁背面に水圧が生じないようにする。

8.1.2 擁壁工の種類

一般に擁壁工の種類としては、材料、構造および機能等に着眼して分類すると以下のようなになる。

- ① 石積・ブロック積擁壁
- ② 重力式擁壁
- ③ 半重力式擁壁
- ④ もたれ擁壁
- ⑤ 片持ばり式擁壁
- ⑥ 控え壁式擁壁
- ⑦ 支え壁式擁壁
- ⑧ 矢板式擁壁
- ⑨ 特殊擁壁：棚式擁壁、特殊控え擁壁、箱形擁壁、混合擁壁、井桁組擁壁、補強土工法による擁壁、待受式擁壁等

一般の斜面崩壊防止工事においては、盛土工が用いられる場合でも規模は小さく、大部分は崩壊の抑止工もしくは他の構造物の基礎に用いられる。主なものとしては次のものがある。

- ① 石積・ブロック積擁壁
- ② 重力式コンクリート擁壁
- ③ もたれコンクリート擁壁

- ④ 待受式コンクリート擁壁
- ⑤ 井桁組擁壁

以下には上記 5 種類の擁壁工の概略の特徴を説明する。

(i) 石積・ブロック積擁壁

石あるいはブロックを積み重ね、のり勾配を 1 : 1.0 よりも急にした簡易擁壁で、のり勾配、のり長および線形を自由に变化させることができる。のり留および構造物との取り合いなどが容易で、従来から用いられている。

(ii) 重力式コンクリート擁壁

自重により土圧を支持するコンクリート製の擁壁で、壁体内にコンクリートの抵抗力以上の引張力が生じないとして設計したものであり、基礎地盤が良好である場合に使用される。また他の構造物の基礎としても使われることが多い。

(iii) もたれコンクリート擁壁

自立できない重力式擁壁で、擁壁背面が比較的良好な地山の場合に採用される。狭い場所、人家密集地帯では小土工で施工できる利点がある。

(iv) 待受式コンクリート擁壁

構造的には重力式擁壁工と同じものであり、小規模な崩壊が生じても擁壁背面に設けられているポケットで崩壊土砂を止めて人家等に被害を及ぼさないようにするものである。この工法は斜面地山の切土を伴わないでポケットを確保できる。

(v) 井桁組擁壁

基礎地盤が軟弱で斜面に湧水が多い場合に用いられる。

8.1.3 擁壁工の計画

擁壁工は斜面崩壊を直接抑止する構造物として用いられるが、斜面の諸条件を十分検討のうえ使用する必要がある。特に急傾斜地は一般に勾配が急で斜面長が長い場合崩壊を直接擁壁のみで抑止できる場合は少なく、他の工法と併用する場合の基礎として設計することが多い。擁壁工を設置する位置は原則として斜面下部（脚部）に設置するが、斜面の条件によっては斜面中段に設置する場合もある。この場合として次のような斜面の条件が考えられる。

- ① 下部の斜面に崩壊のおそれがない場合
- ② 想定される崩壊が斜面上部、斜面下部で独立している場合
- ③ 斜面中段に基礎となる堅固な地盤が得られる場合
- ④ 擁壁の設置が斜面全体に悪影響を及ぼす場合

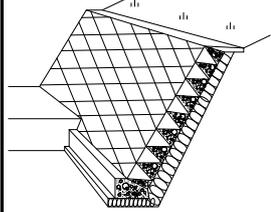
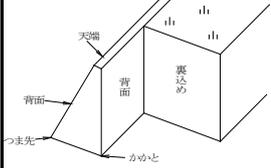
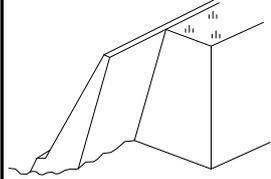
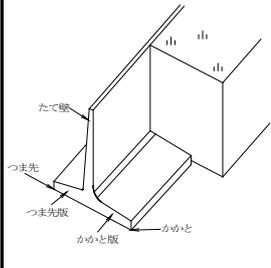
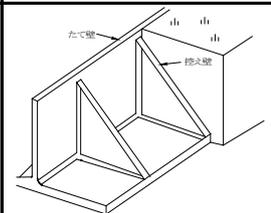
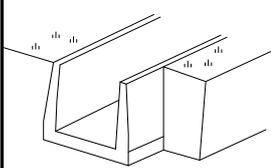
また斜面下部に相当の余裕がある場合、斜面下部に擁壁を設けその背後に土砂を盛って斜面の安定を図る押え盛土工がとらえる。この場合の擁壁設置は押え盛土の安定を図る目的をもっている。

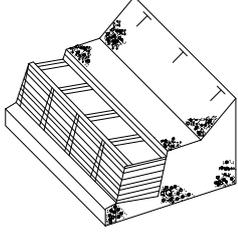
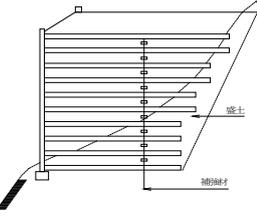
基礎地盤が堅牢な場合には背後地の地盤条件、施工性、経済性等を考慮して、重力式コンクリート擁壁、もたれコンクリート擁壁等を計画するものとする。基礎地盤が軟弱で湧水が多い場合には、井桁組擁壁工等の屈撓性のある工法を計画するものとする。

擁壁工の計画位置は、斜面下部の切り取りをできるだけ避けるように地山に応じたのり線で計画する。

擁壁工の工種の選定は、その目的、地形、地質、土質、施工性および経済性等のさまざまな要因に左右されるが、主な擁壁工の選定の目安の一例を表 8-1 に示す。

表 8-1 擁壁工の選定の目安の一例

種類	形状	一般的な適用高さ	特徴	採用上の留意点
(石積) ブロック積 擁壁		<ul style="list-style-type: none"> 7m以下 (直高により勾配や裏込厚などが変わる) 大型ブロック積の場合は15m程度まで可能なものもある。 	<ul style="list-style-type: none"> のり面下部の小規模な崩壊の防止、のり面の保護に用いる。 	<ul style="list-style-type: none"> 背面の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。 構造として比較的耐震性に劣る。
重力式擁壁		<ul style="list-style-type: none"> 5m程度以下 	<ul style="list-style-type: none"> 自重によって水平荷重を支持し、躯体断面には引張応力が生じないように断面とすることを原則とする。 	<ul style="list-style-type: none"> 底版反力が大きいため支持地盤が良好な箇所に用いる。 杭基礎となる場合は適していない。
もたれ擁壁		<ul style="list-style-type: none"> 10m程度以下が多い 15m程度まで用いられた例がある 	<ul style="list-style-type: none"> 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土圧に抵抗する。 	<ul style="list-style-type: none"> 支持地盤は岩盤などの堅固なものが望ましい。
片持ばり式擁壁(逆T型、L型、逆L型)		<ul style="list-style-type: none"> 3m~10m程度 	<ul style="list-style-type: none"> 水平荷重に対し、たて壁が片持ばりとして抵抗する。 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"> 杭基礎が必要な場合にも用いられる。 プレキャスト製品も多くある。
控え壁式擁壁		<ul style="list-style-type: none"> 10m程度以上 	<ul style="list-style-type: none"> たて壁および底版は控え壁で支持されるものと考えため、片持ばり式擁壁に比べ、高さが高くなる場合に有利である。 	<ul style="list-style-type: none"> 躯体の施工および背面土の施工が難しい。 杭基礎が必要な場合にも用いられる。
U型擁壁		<ul style="list-style-type: none"> — 	<ul style="list-style-type: none"> 側壁と底版が一体となっており、掘割道路などに用いられる。 側壁間にストラットを設ける場合がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 地下水位以下に適用する 경우가多く、水圧の影響を考慮したり浮上がりに対する安定を検討する必要がある。

井桁組擁壁		<ul style="list-style-type: none"> ・15m程度以下 	<ul style="list-style-type: none"> ・プレキャストコンクリートなどの部材を井桁状に組み中詰め材を充填するもので、透水性に優れる。 ・部材および中詰め材の重量により水平荷重に抵抗する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・もたれ式擁壁に準じた設計を行う。
補強土擁壁		<ul style="list-style-type: none"> ・3m～18m程度 	<ul style="list-style-type: none"> ・補強材と土の摩擦やアンカープレートの支圧によって土を補強して壁体を形成するもので、さまざまな工法がある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・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直接基礎とすることができる場合があるが全体安定などに対し十分な検討が必要である。
その他の壁	<ul style="list-style-type: none"> ・地形・地質・土質、施工条件、周辺環境その他、各種の制約条件などに応じて適宜採用される。 			

注)「道路土工－擁壁工指針」による

8.1.4 擁壁工のための調査

(1) 概説

擁壁断面の決定の方法には、標準的設計例を適用する方法と詳細な設計計算を実施して決定する方法とがある。

計算により断面設計を実施する場合には、本調査時に一般に以下のような調査を追加する必要がある。

- ① 外力（土圧）の計算に必要な設計定数を求める調査
- ② 地盤支持力の計算に必要な設計定数を求める調査
- ③ 安定の検討に必要な設計定数を求める調査
- ④ 圧密沈下の検討に必要な設計定数を求める調査

なお、土の単位体積重量や強度等には経験的な目安の値を用いることができる場合も多いので、既往資料から推定が可能な場合には、必ずしも全部の調査を実施する必要はない。

調査すべき深さは支持力、すべり、沈下などについて別個に考えなければならない。盛土部擁壁を例に述べると、背面盛土や躯体自重により基礎地盤に生じるすべり破壊は、一般に基礎底面よりその背面盛土高の1.5倍以内の深さに生じるといわれている。また一般に接地圧による沈下の影響は盛土高の1.5～3倍以内であるが、この範囲を超えても圧密沈下を起こす危険性のある軟弱層が存在すれば、その層全体について沈下に関する諸性質を調べる必要がある。

支持力推定に用いるN値は図8-1に示したせん断定数を求める範囲までの平均値を用いる。この場合地盤にかなりの厚さの砂層があ

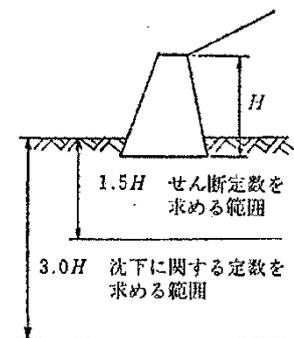


図8-1 調査すべき深さ

り、 $N \geq 20$ 程度であれば支持層と考えてもよいが、 $N < 20$ になるときは他の土質調査結果などを総合的に検討し支持力を決定しなければならない。ただし $N \leq 15$ の砂質地盤は一般的に支持層として望ましくない。粘性土の場合は N 値が 10～15 程度以上、あるいは一軸圧縮強さが $q_u > 10 \sim 20 \text{ kN/m}^2$ の地盤は支持層と考えてよい。

得られたデータは土質柱状図に整理するとともに、ばらつきをチェックし設計に用いる定数を決める。

なお土質調査で実施する試験を大きく分類すると、土の判別分類のための物理試験、土の力学的性質を求めるための力学試験および現場試験の 3 つに分けられる。土の判別分類のための試験は土の物理的性質の試験であり、粒度試験、液性限界試験、塑性限界試験などがこれに属する。これは土を分類して概略の土の性質の目安を得るための試験である。

土の力学的性質を求めるための試験は具体的な設計計算に用いる土の定数を求めるための試験で、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験などの土の強度試験や圧密試験などがこれに含まれる。

現場試験には N 値を求めるための標準貫入試験、 K 値を求めるための平板載荷試験、土の単位体積重量試験などがあり、設計計算に必要な諸定数を提供する。

表 8-2 には一般的な土質調査の試験項目と求める諸定数を掲げる。なお大規模であったり特殊な構造を必要とする場合については、ここに示した試験以外のものも適宜追加して検討を加え、適切な設計定数を決定するものとする。岩盤斜面における調査での調査項目については第 2 章 2.4.4 および調査法の詳細については「岩の工学的性質と設計・施工への応用」第 3 章を参考にされたい。

表 8-2 擁壁設計における土質調査と設計諸定数

地盤調査 試験名 (注1)	主な調査結果	調査結果の利用					設定する 設計諸定数	
		土圧の 計算	基礎の 支持力	全体 安定	沈下	液状化		
土質試験 (注2)	含水比試験	自然含水比 W_n				○		
	液性限界・塑性 限界試験	コンシステンシー指数 W_L, W_P 塑性指数 I_P				○	○	
	粒度試験	粒径加積曲線 細粒分含有率 F_c 平均粒径 D_{50}					○	
		土の工学的分類	○ (注4)	○				
		土圧係数 K_A, K_0, K_P 許容支持力度 q_a						
	突固めによる土 の締固め試験	最大乾燥密度 ρ_{dmax} 最適含水比 W_{opt}	○					
	土の湿潤密度試験	湿潤密度 ρ_t	○	○	○		○	
	圧密試験	圧縮指数 C_c 圧密係数 C_v 体積圧縮係数 m_v 圧密降状応力 P_c e-logP 曲線					○	
		一軸圧縮試験	一軸圧縮強さ q_u 変形係数 E_{50}		○	○		
		三軸圧縮試験	強度定数 c, ϕ 変形係数 E_{50}	○	○	○		
土の電気化学試験	pH、比抵抗、可溶性塩 類の濃度	補強土壁等における補強材の耐久性検討						
原位 位置 試験	標準貫入試験	N値	○ (注5)	○	○	○	○	
	平板載荷試験 (直接基礎)	極限支持力 Q_u 地盤反力係数 K_v		○		○		
	孔内水平載荷試験 (杭基礎)	変形係数 E_b		○				
	地下水調査	地下水位	○	○	○	○	○	
調査頻度 (注3)		<ul style="list-style-type: none"> ・擁壁延長40～50mに1箇所程度。 ・擁壁の設置計画箇所ですらなくとも1箇所以上。 						

(注 1) 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 2) 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クリーウエイト貫入試験等）を実施する。

(注 3) 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間地点や擁壁設置位置直下でも実施する。

(注 4) 裏込め材料としての適否の判断や設計定数推定表の分類に利用する。

(注 5) 切土部擁壁で切土のり面や地山斜面が不安定な場合の土圧の計算に利用する。

(2) 擁壁工計画時の調査

擁壁工の計画にあたっては、全体的な工事計画とあわせて機能性、施工性、経済性を考慮しなければならない。構造物の基盤となる地盤は複雑多岐であり、単に土質調査のみではなく広く地形、地質を考慮しての調査計画を立てなければならない。

まず調査予定区域の近くで行われた地質調査、ボーリングなどの資料を収集、検討して概略の地層構成を把握し、土質調査を行う際の参考資料とする。次に周辺構造物の調査を行い、その基礎形式や移動の有無などを調べることにより地層、地盤の支持力および基礎構造形式に関するある程度の検討が可能となる。また同時に施工条件を調べることにより、施工時期、施工方法、使用材料の検討を行うことができる。

ここでは、第 2 章で述べた一般的な調査において特に次のような項目に重点をおく必要がある。

(i) 地形、地質、土質に関する調査・検討

- ① 基礎地盤の支持力および沈下に関するもの
- ② 地下水の有無、水位、水量などの変化

(ii) 周辺構造物に対する調査・検討

斜面崩壊防止工事が段階施工方式をとる場合には、周辺構造物の影響を受けたり、逆に影響を与えたりする場合が多い。このため既設構造物の現状調査と擁壁設置による周辺構造物との相互の影響をみる調査として、次の事項について検討しなければならない。

- ① 基礎の根入れ深さ
- ② 基礎形式
- ③ 荷重の相互影響
- ④ 同時施工の構造物の相互関係

(iii) 施工条件の調査・検討

- ① 既設構造物および埋設物の調査とこれによる施工上の制約条件
- ② 施工中の仮排水の方法
- ③ 作業空間
- ④ 資材の搬入、輸送
- ⑤ 騒音、振動
- ⑥ 擁壁の施工時期、工程、使用機械

(3) 外力（土圧）の計算に用いる定数

擁壁の設計に用いる外力（土圧）については、土質試験を実施して強度定数を求めて土圧を算定する場合は、原則として不攪乱試料を採取して求め検討する。

(i) 一軸圧縮試験によるせん断定数

粘性土の場合、一軸圧縮試験によって粘着力 c を求める。

$$C = 1/2qu \quad \text{ここに} \quad c : \text{粘着力 (kN/m}^2\text{)} \\ qu : \text{一軸圧縮強さ (kN/m}^2\text{)}$$

(ii) 三軸圧縮試験によるせん断定数

粘性土、砂質土については乱さない試料、突き固めた試料ともに圧密非排水三軸試験を行い、 C 、 ϕ を求める。

この時のせん断強さは以下の式で示される。

$$S = c + \sigma \tan \phi \quad \text{ここに} \quad S : \text{せん断強さ (kN/m}^2\text{)} \\ \sigma : \text{せん断面に作用する全垂直応力 (kN/m}^2\text{)} \\ c : \text{土の粘着力 (kN/m}^2\text{)} \\ \phi : \text{土の内部摩擦角 (}^\circ\text{)}$$

なお、土質試験については、「地盤材料試験の方法と解説（地盤工学会）」に準じて行うものとする。

地盤に特殊な問題がない場合には、サウンディングの結果から強度を推定したりして経験的な目安の値を用いたり、対象斜面およびその周辺の地山の過去の履歴から安定計算の逆算をして強度を求める場合もある。

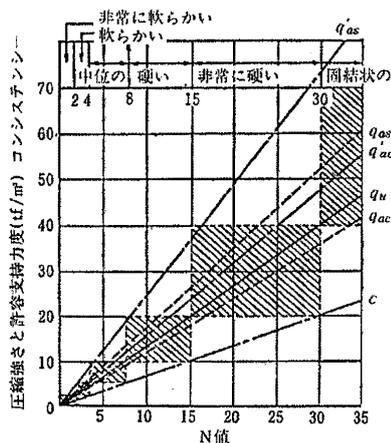
(4) 基礎支持力の計算に用いる定数

一般的な擁壁工については地盤の支持力は表 8-3 のとおりである。ただし大規模な擁壁工、特殊な施工条件のもの、重要度の高い擁壁工あるいは緩い砂質地盤、軟らかい粘性土地盤上の構造物については別途調査を実施し、地盤支持力を慎重に検討する必要がある。

表 8-3 基礎地盤の種類と設計定数

支持地盤の種類		許容支持力 q_a (kN/m^2)	備考	
			q_u (kN/m^2)	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10000以上	—
	亀裂の多い硬岩	600	10000以上	—
	軟岩・土丹	300	1000以上	—
礫 層	密なもの	600	—	—
	密でないもの	300	—	—
砂 質 地 盤	密なもの	300	—	30~50
	中位のもの	200	—	20~30
粘 性 土 地 盤	非常に硬いもの	200	200~400	15~30
	硬いもの	100	100~200	10~15

注)「道路土工—擁壁工指針」による



- q_u : 一軸圧縮強さ
- c : 粘着力 ($=1/2q_u$)
- q_{as} : 方形基礎の許容支持力度 ($=1.2 q_u, F=3$)
- q'_{as} : 方形基礎の短期許容支持力度 ($1.8 q_u, F=2$)
- q_{ac} : 連続基礎の許容支持力度 ($=0.9 q_u, F=3$)
- q'_{ac} : 連続基礎の短期許容支持力度 ($1.3 q_u, F=2$)

図 8-2 N 値と粘土のかたさ、一軸圧縮強さおよび許容支持力度との関係 (テルツァギ・ペック)

標準貫入試験による N 値、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験等の結果から得られた粘着力と内部摩擦角、および平板載荷試験等の原位置試験から得られた結果により求められた地盤の粘着力と内部摩擦角を用いて地盤支持力を求める方法があり、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」10.3により求める。

砂質地盤の内部摩擦角は、標準貫入試験による N 値から経験的に推定する式 (例えば、

(8.1)の方法)のほか、三軸圧縮試験等の結果を検討して決定する。

$$\phi = 0.3N + 27 \quad \dots \dots \dots (8.1)$$

ϕ : 砂質土の内部摩擦角 (°)

平板載荷試験で求められる地盤の変形特性や支持力特性は、載荷面から載荷板の幅の1.5～2.0倍程度の深さまでの地盤を対象としているので、支持力を決定するときは平板載荷試験の結果だけではなく、N値、土質試験結果など総合的に判断して決めなければならない。

粘性土地盤における許容支持力はN値および一軸圧縮強さとの相関を示す図8-2の斜線部の値を用いることもできる。

(5) 全体の安定の検討に用いる定数

擁壁などを含めた地盤全体の長期の安定を検討するときには一般に円弧すべりの計算を行う(図8-3参照)。

安全率は次式により求める。有効応力表示の場合、

$$F_s = \frac{\sum\{c' \cdot \ell + \tan \phi' (\Delta W \cos \theta - \mu \cdot \ell)\}}{\sum \Delta W \cdot \sin \theta} \quad \dots \dots \dots (8.2)$$

ここに、

c' : 有効応力表示に関する仮想すべり面における粘着力 (kN/m²)

ϕ' : 有効応力表示に関する仮想すべり面における内部摩擦角 (°)

ΔW : 土の細片の重量 (kN/m)

μ : 間隙水圧 (kN/m²)

θ : 細片底面が水平面となす角 (°)

ℓ : 細片底面の長さ (m)

全応力表示の場合、

$$F_s = \frac{\sum(c \cdot \ell + \Delta W \cos \theta \cdot \tan \phi)}{\sum \Delta W \cdot \sin \theta} \quad \dots \dots \dots (8.3)$$

c : すべり面の粘着力 (kN/m²)

ϕ : すべり面の内部摩擦角 (°)

なお、式(8.2)の強度定数(c' , ϕ')は、三軸圧縮試験で実験中に間隙水圧の測定を伴う圧密非排水試験により求めることを標準とする。また、式(8.3)の強度定数(c , ϕ)は非排水試験結果により求めることを標準とする。

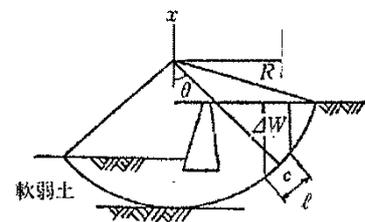


図8-3 すべり面

8.2 擁壁工の設計・施工一般

8.2.1 擁壁工設計の手順および一般的留意事項

擁壁工の設計に先だち、まず擁壁が必要になる理由を明確にしてその目的に十分対応できるようにする必要がある。一般に斜面崩壊防止工事の擁壁工の設計においては、地山の状況に特殊な問題がなくまた近隣の斜面崩壊防止工事で標準的な擁壁工の対策で成功している場合には、必ずしも工事対象区域ごとに詳細な地盤調査や土質試験を経た詳細設計は実施する必要はなく、既往設計例および標準設計等を用いて擁壁工を設計することができる。

しかし擁壁はその高さあるいは地盤条件などにより構造形式が変わり、また現場の状況によっては標準的な構造形式を用いることができない場合がある。したがって下記の事項を総合的に勘案のうえ設計を進めるのがよい。

- ① 設置目的
- ② 設置箇所の地形、地質、土質
- ③ 周辺構造物との相互影響
- ④ 施工条件
- ⑤ 経済性

次に擁壁の設計手順の一例を図 8-4 に示す。

擁壁工の工種の概略の選定は、8.1.2 および 8.2.2 以下を参考に決めればよい。

地震時の土圧については現在その実測資料がほとんどなくいまだ解析も十分になされていない。

本指針においては、地震による荷重の増大を常時の設計計算において長期荷重で評価した安全率により、その他不確実な抵抗が考慮され、ある程度補われていると考えられるので、一般的に、地震時の設計計算を行わないでよいこととした。

しかし、本指針において以下に示す擁壁については、別途地震時の設計を行うものとした。

- ① 高さ 8.0m を超えるような擁壁
- ② 倒壊が付近に重大な損害を与えたり、復旧がきわめて困難な擁壁など、地震力を考慮する必要があると認められる場合

本指針においては地震力の一つの目安として「道路橋示方書、同解説 V 耐震設計編」に示す考え方を用いる。

通常斜面崩壊防止工事における擁壁では、地震による荷重の増大は常時の設計計算における安全率によって、計算において考慮の対象にならなかった抵抗力を補うと考えられるため、一般には地震時の設計計算を行わないでよいこととしている。

擁壁の基礎形式を大別すると、直接基礎および杭基礎に大別される。これらの基礎形式の選定にあたっては、地盤の条件、施工条件などについて十分調査・検討しなければならない。擁壁底版は支持地盤に直接設けるのがよいが、これが困難な場合は他の方法がとられる。すなわち支持層と考えられる層までの深さが浅い場合は基礎の根入れを下げる。また用地がなく必要な基礎

幅がとれない場合、もしくは支持層が深いと考えられる場合には杭基礎が採用される。擁壁の基礎杭としては一般に H 鋼杭、鋼管杭などの打込み杭が用いられる。

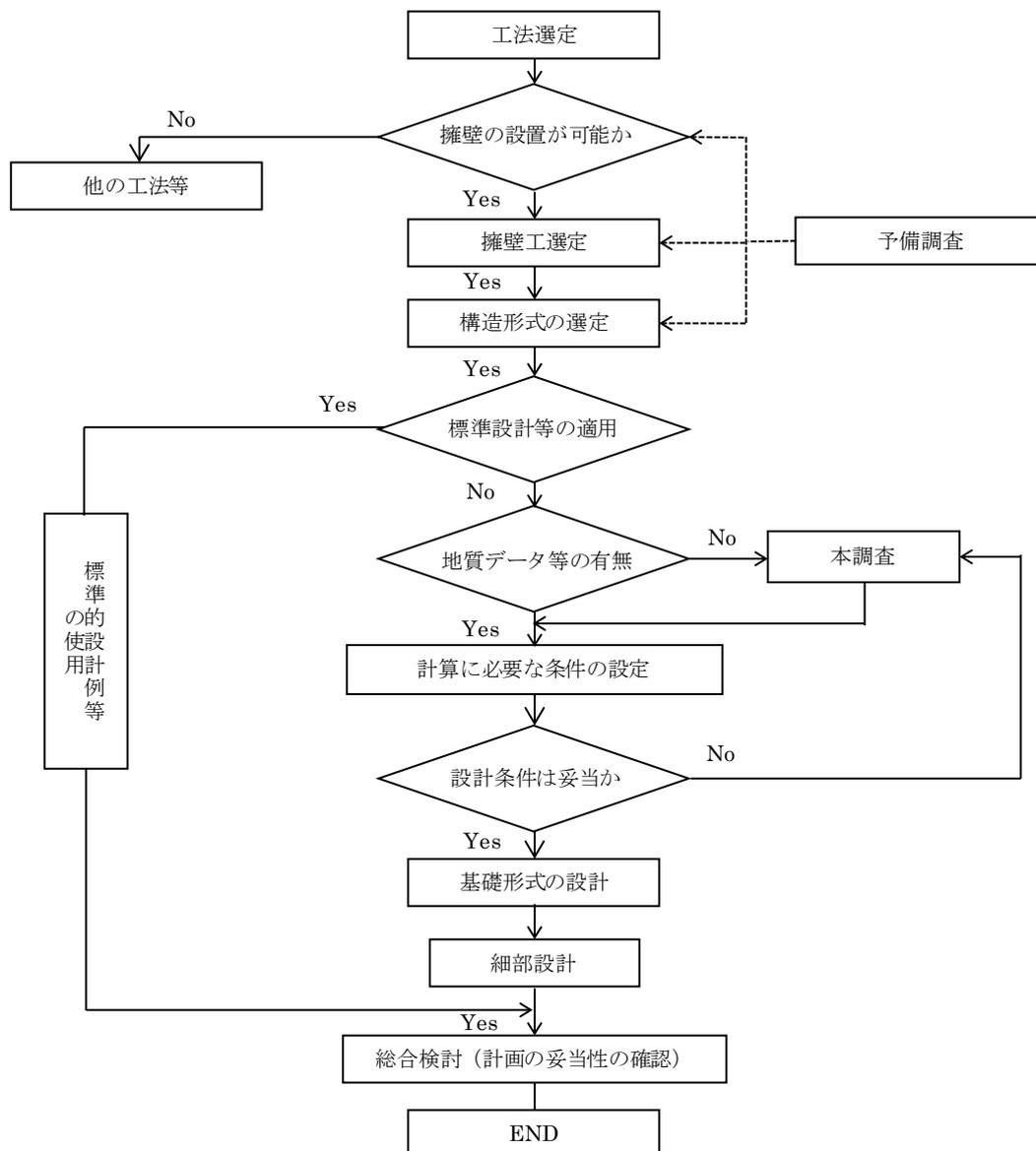


図 8-4 擁壁工の設計の手順の一例

8.2.2 荷重の検討

(1) 斜面における土圧の分類

斜面において豪雨時に擁壁に作用する土圧は図 8-5 に示すように 4 種類に分類できるものと考えられる。

地山に接近して重力式擁壁やもたれ擁壁を設置することが多い斜面崩壊防止工事では、すべり面を正しく想定し斜面の全体的な範囲で土圧を検討することが一般的に必要である。想定されるすべり面の形としては、①直線すべり面、②円弧すべり面、③複合すべり面が考えられ、①は図 8-5 の(b)のイ、②・③は図 8-5 の(a) に相当する。擁壁背後の裏込め材料による土

圧およびポケット容量の小さな待受式コンクリート擁壁にゆっくりと堆積した土塊からの土圧は図 8-5 の(b) のロに相当する。なお、急傾斜崩壊防止工事では盛土工が用いられる場合は少ないが、盛土部からの土圧およびポケット容量の大きな待受式コンクリート擁壁工にゆっくりと堆積した土塊からの土圧は図 8-5 の(c)に相当すると考えられる。

また急傾斜地の場合、基岩の上に表土が堆積している場合があり、これに、崩積土が堆積するが多い。この場合の擁壁に作用する土圧は裏込め土圧、表土のすべり土圧、崩積土の堆積土圧の合計となる。図 8-5(d)に作用土圧を示した。

図 8-5(d)に示す崩積土の堆積勾配は、一般に $20\sim 30^\circ$ 程度と考えられる。

以上のことを要約すると、斜面において豪雨時に擁壁に作用する土圧は以下の 4 種類に分類できる。

- ① 曲線すべり土塊による土圧
- ② 直線すべり土塊による土圧
- ③ 盛土部擁壁の作用する土圧
- ④ 表土の影響を考慮した土圧

また以上の 4 種のパターンすべてにおいて地震の影響が考えられる。

④の表土の影響を考慮した土圧は、①、②、③の複合型の荷重となり基本的な考え方はそれに準じるものとする。

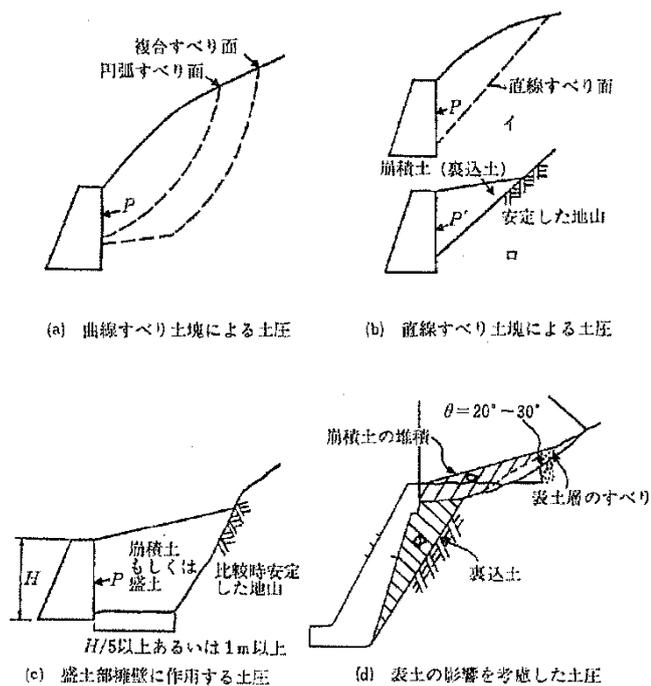


図 8-5 斜面における土圧の分類

(2) 曲線すべり土塊による土圧

曲線のすべり面を有する場合の土圧を求める基本的考えは、想定すべり面において安定度を検討(安全率を求める)し、それが擁壁工等の抑止力により所定の安定度(計画安全率)となるのに必要な抑止力を求めることによって設計外力としての土圧を考える。

安定度の検討には想定すべり面の形より、①円弧すべり面を有するもの、②非円弧すべり面(複合すべり面)を有するものの 2 つの場合についてそれぞれ計算法が提案されている。①の場合には一般に広く用いられる方法として簡便法(スライス法)があげられる。この計算法は種々の仮定を含んでいるにしても取扱いに便利なことからよく用いられる。一方、②の複合すべり面を有する場合の代表的な計算法にはヤンブー(Janbu)の方法などが挙げられる。

以下には最もよく用いられる円弧すべり面のスライス法による方法を具体的に述べる。

- (i) すべり面および土質定数が地盤調査等により精度よく決定できる場合には、それらの諸定数を用い擁壁設置時の断面で計画安全率 F_{sp} となるような抑止力(求めるべき土圧) P_r を計算する(図 8-6 参照)。有効応力表示の場合、

$$F_{sp} = \frac{\Sigma\{c' \cdot l + (\Delta W \cos \theta - \mu l) \tan \phi'\} + Pr}{\Sigma \Delta W \cdot \sin \theta} \dots \dots \dots (8.4)$$

ここに、 c' : 有効応力表示の土の粘着力 (kN/m²)

l : スライスの底面長 (m)

ΔW : スライスの重量 (kN/m)

μ : スライスの底面の間隙圧 (kN/m²)

ϕ' : 有効応力表示の土の内部摩擦角 (°)

全応力表示の場合、

$$F_{sp} = \frac{\Sigma(c \cdot l + \Delta W \cos \theta \cdot \tan \phi) + Pr}{\Sigma \Delta W \cdot \sin \theta} \dots \dots \dots (8.5)$$

c : 土の粘着力 (tf/m²)

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

なお、計画安全率 (F_{sp}) については、原則として 1.2 以上とする。一般には 1.2 が用いられるが現地の状況などにより必要と判断される場合などでは、1.2~1.5 の範囲で適宜決められる。

地震時についても基本的な考え方は同様とする。しかし、地震時の土の強度 (動的強度) は静的強度より大きくなり、常時で求めた c 、 ϕ を使用して地震時の安全率を常時と同じ計画安全率 (F_{sp}) = 1.2 を使用すると想定荷重が大きくなり現実的ではなくなる。したがって、地震時の計画安全率 (F_{sp}) については 1.0 以上として検討を行う。

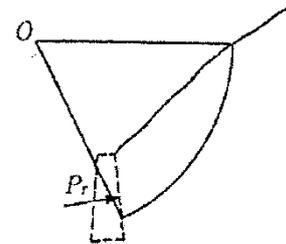


図 8-6 抑止力

(ii) 例えば地盤内に不連続面が確認できない均質な地山の場合は明確なすべり面の想定が難しい。一般的な斜面の安定計算については 第 2 章 2.7.3 および「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」第 2 章 2.4.3 に詳しく述べているが、ここでは斜面崩壊防止施設を安全側で設計する立場で現状での割切った方法を示す。まず図 8-7 に示すように最小安全率を与える断面を求め、このすべり面を参考に総合的な判断を加え、想定すべり面を設定し、計算を行う。

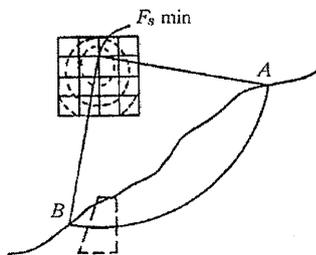


図 8-7 最小安全率を与えるすべり面

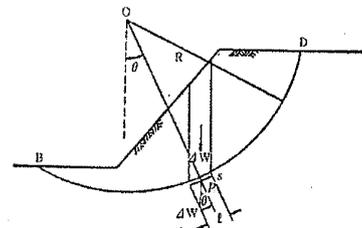


図 8-8 円弧すべりの安全解析

この際の土質定数 (γ_t : 土の単位体積重量、 c' 、 ϕ' もしくは c 、 ϕ 等) は土質試験や既往の調査例等を参考にして設定する。最小安全率を与える断面が想定されたなら、その断面のこれまでの最低の安全率を、

① 斜面に異常、変状や崩壊の徴候がみられる場合 $F_s=0.95$ 程度

② ただちに崩壊に結びつくような徴候がみられない場合 $F_s=1.0$

とし、 c 、 ϕ を逆算する。この場合、含水率の変化による値の変動が少ない ϕ を固定して c を求めるという方法が一般に用いられる。なお安全率を求める際の基本式は図8-8において、有効応力表示の場合、

$$F_s = \frac{\Sigma\{c' \cdot \ell + (\Delta W \cos \theta - \mu \ell) \tan \phi'\}}{\Sigma \Delta W \sin \theta} \dots \dots \dots (8.6)$$

全応力表示の場合、

$$F_s = \frac{\Sigma(c \cdot \ell + \Delta W \cos \theta \cdot \tan \phi)}{\Sigma \Delta W \sin \theta} \dots \dots \dots (8.7)$$

で示される。 c' 、 ϕ' あるいは c 、 ϕ が逆算できたならそれらの値を用い、(i)と同様に擁壁設置時の断面で計画安全率となるような抑止力(求めるべき土圧)を計算する。土圧の作用点はすべり面と擁壁背面が交わる点から、擁壁高(すべり面上の擁壁高)の1/3の高さの位置とする。土圧の作用方向は擁壁背面ののり線方向から $2/3 \cdot \phi$ 傾く方向とする。

(3) 直線すべり土塊による土圧

①直線すべり面を有する場合

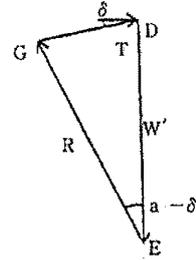
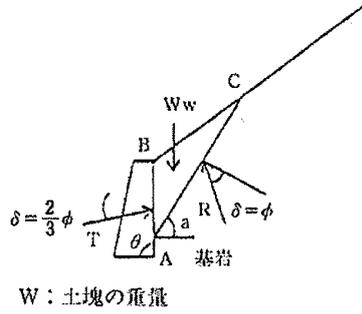
直線すべり面を有する場合の土圧は、擁壁の背後に切土面など裏込め土と異質面の境界面が接しており、土圧の大きさが境界面の存在を受け通常の盛土部の場合と異なってくる。

また、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、この場合でも通常の盛土擁壁における土圧に比較して切土面の位置、勾配、粗度、排水面などの状態により大きく変化する場合がある。表8-4、図8-9に直線すべり面を有する場合の基本的な考え方を示す。

表8-4 直線すべり面を有する場合の基本的な考え方

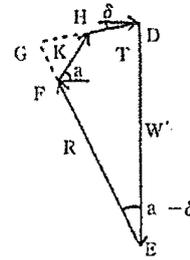
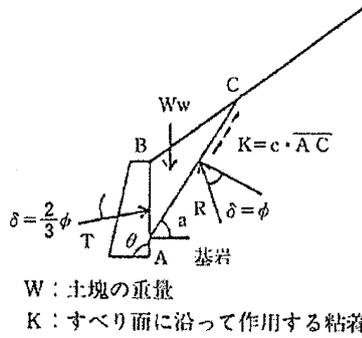
設計条件	土塊の重量 (W)	すべり面に沿って作用する粘着度 (K)
①明確な直線すべり面が確認される場合 (設計条件が明確である)	$W = \gamma \times \text{土塊面積}$ W : 土塊の重量 γ : 湿潤重量	◇検討する層が試験等により粘着力が確認された場合 →考慮することが可能 ◇上記以外について →考慮しない
②設計上経験的に直線すべりを仮定する場合。この場合作用荷重の大きさが明確でない。	$W = F_s \times \gamma \times \text{土塊面積}$ W : 土塊の重量 γ : 湿潤重量 F_s : 計画安全率	◇検討する層が試験等により粘着力が確認された場合 →考慮することが可能 ◇上記以外について →考慮しない

a. 粘着力を考慮しない場合のくさびの考え方



R: すべり面における反力
T: 壁面に作用する土圧の反力

b. 粘着力を考慮した場合のくさびの考え方



R: すべり面における反力
T: 壁面に作用する土圧の反力

図 8-9 直線すべり土塊からの土圧の解析

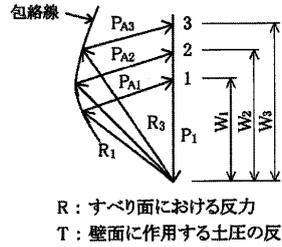
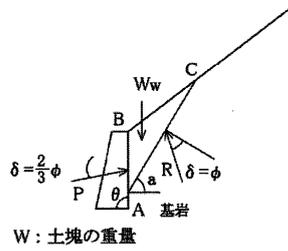
②明確にすべり面が特定できない場合 (試行くさび法)

すべり面の位置が特定できない場合には図 8-10 に示すように、すべり面が特定される場合の土圧の算定方法を用いて異なるすべり面で数回繰り返して最大土圧を与える断面を決定し、そのときの土圧を作用土圧とする。表 8-5 に明確にすべり面が特定できない場合の基本的な考え方を示す。

表 8-5 明確にすべり面が特定できない場合の基本的な考え方

設計条件	土塊の重量 (W)	すべり面に沿って作用する粘着度 (K)
①すべり面が明確でなくすべり面を変化させて最大土圧を求める	$W = \gamma \times \text{土塊面積}$ W: 土塊の重量 γ : 湿潤重量	◇検討する層が試験等により粘着力が確認された場合 →考慮することが可能 ◇上記以外について →考慮しない

a. 粘着力を考慮しない場合のくさびの考え方



b. 粘着力を考慮した場合のくさびの考え方

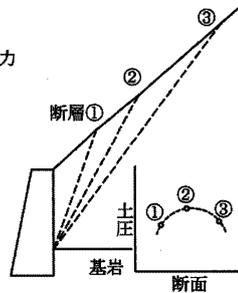
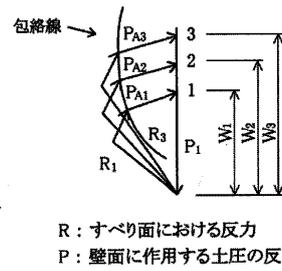
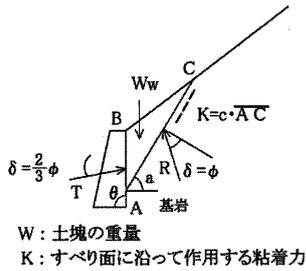


図 8-10 試行くさび法による土圧の算定

(4) 盛土部擁壁に作用する土圧

一般に盛土部擁壁とは擁壁裏込め部分の地形に特殊な条件のないごく普通の平地部の擁壁をいうが、斜面や切土面の勾配が緩くまたその位置が擁壁背面に接近していないなど、これが土圧に影響を与えることがない場合には盛土部擁壁として取り扱うことができる。通常の盛土部擁壁では壁体の変位がある程度許容されるため、擁壁に作用する土圧は主動土圧状態に近いと考えられる。したがって土圧の計算はクーロン (Coulomb) やランキン (Rankine) の土圧公式やテルツァギ・ペックの経験土圧図を用いて行う。本指針においては高さ 5m 程度以下の擁壁についてはテルツァギ・ペックの経験土圧図を用い、これを超える擁壁では原則として盛土材料および裏込め材料の土質調査と試験を行い、この結果に基づいて例えばクーロン公式を用いて土圧を算定するものとする。

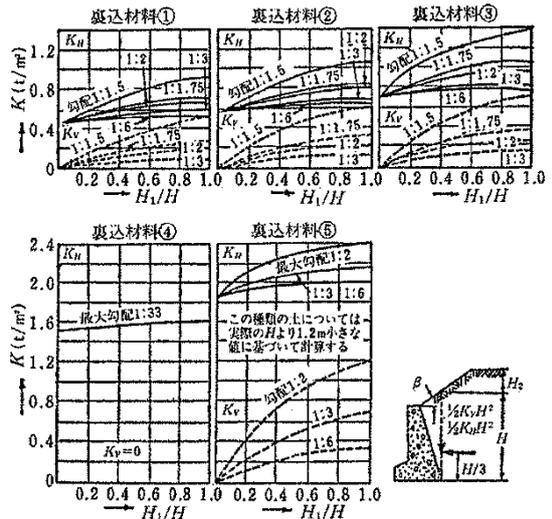


図 8-11 盛土部擁壁の設計に用いる土圧図

つまり本指針ではテルツァギの土圧論を応用して、高さ 5m 以下の擁壁に作用する土圧は

図 8-11 に示す土圧係数を用いて計算するものとして
 いる。図中の記号は裏込め材料を表 8-6 のように
 分類したものである。

高さ 5m を超える擁壁でも図 8-11 を準用するこ
 とができるが、原則として盛土材料および基礎地盤
 の土質調査と試験を行い、その結果に基づいて例え
 ばクーロン公式や円弧すべり解析等の手法を用い

て照査を行うのがよい。また、 $H_1/H > 1$ の場合、およびこの図表が適用できない形状の擁壁
 では別途の検討が必要である。

表 8-6 擁壁裏込め材料の種類

記号	裏込め材料の種類
①	礫, 礫質土, 砂
②	砂質土
③	シルト, 粘性土(ただし, $W_L < 50\%$)
④	軟質な有機質シルト, シルト質粘土
⑤	硬質粘土

<参 考>

クーロン公式

単位幅の壁面に作用する主働土圧合力 (P_A) は次式で与えられる (図 8-12 参照)。

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \dots \dots \dots (8.8)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \quad \dots \dots \dots (8.9)$$

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

ここで、

K_A : 主働土圧係数

γ : 裏込め土の単位体積重量 (kN/m^3)

H : 土圧計算に用いる壁高 (土圧作用面の高さ) (m)

α : 壁背面と鉛直面のなす角 ($^\circ$)

β : 裏込め表面と水平面のなす角 ($^\circ$)

ϕ : 裏込め土の内部摩擦角 ($^\circ$)

δ : 壁面摩擦角 ($^\circ$)

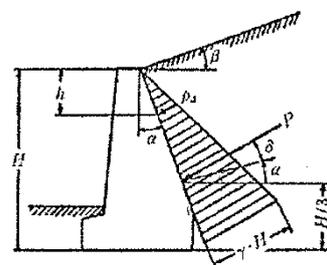


図 8-12 クーロン公式による
土圧算定のモデル

重力式擁壁のように土圧が壁面に直接作用する場合は $\delta = 2/3 \cdot \phi$ を標準とする。ただし擁
 壁の沈下が特に予想される場合は $\delta = \phi/2$ とする。

なお、この公式を用いる場合一様な長大のり面をもつ盛土において、のり面勾配と裏込め土
 の内部摩擦角が近似してくると過大な土圧を与えるので注意を要する。

(5) 地震力 (地震時における土圧)

地震時、構造物はその影響を受け荷重状態が常時の場合と異なってくる。地震力による土圧
 の変化と壁自体の慣性力の付加がそれである。

しかしこれらの荷重の実際の大きさの推定は簡単でなく、特に破壊的な地震時の状態はま
 だよくわかっていないが、常時の設計と施工を綿密に行っておけば、震度 5~6 程度の地震を
 受けた後でも機能的には耐え得ることが過去の事例および経験により認められている。した

がって通常の擁壁ではしいて複雑な地震安定の検討をすることを略することが多い。ただ構造物が特に大きく地震後の復旧がきわめて困難であることが予想されるときには、地震の影響を考慮することが望ましい。

① 盛土擁壁に作用する地震時土圧の検討

裏込め土の排水がよく行われている場合の盛土部擁壁に作用する地震時土圧の計算は次の物部・岡部公式で求めればよい。

$$P_e = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 (1 - k_v) \cdot C_e \quad \dots \dots (8.10)$$

$$C_e = \frac{\cos^2(\alpha + \theta_0 - \phi)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \theta_0) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \beta - \theta_0)}{\cos(\alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \quad \dots \dots (8.11)$$

ただし、 $\phi - \beta - \theta_0 < 0$ のときは、 $\sin(\phi - \beta - \theta_0) = 0$ とする。

ここで、

C_e : 地震時主働土圧係数

θ_0 : 地震合成角

k_h : 水平震度

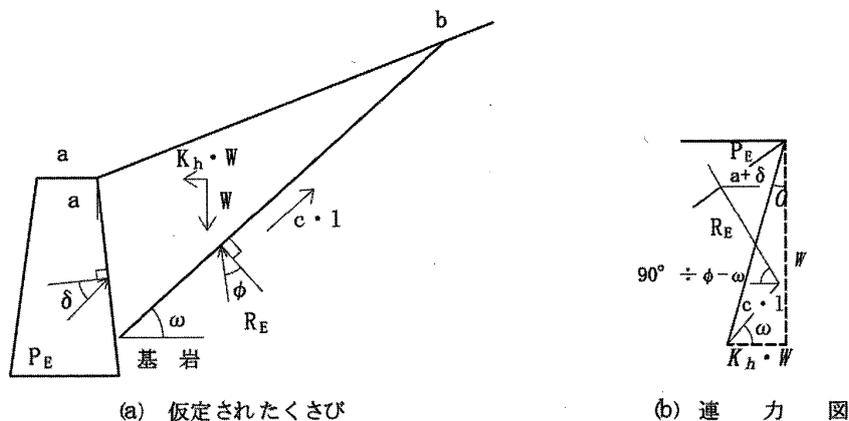
k_v : 鉛直震度

$$\theta_0 = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v}$$

② 試行くさび法による地震時土圧の算定

試行くさび法により地震時土圧を算定するには、図 8-13 に示すように仮定された土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させ、これを考慮した連力図を解けばよい。この場合、計算に用いる土質定数は土質試験により決定するのがよい。

土圧合力の作用位置は、擁壁の底版下面から $H/3$ の点とし、壁面摩擦角 δ については、土圧がコンクリート壁面に直接作用する場合には $\delta = \phi/2$ としてよい。また片持ちばり式擁壁において、土中の鉛直仮想背面に土圧を作用させる場合には、式 (8.12) によるのがよい。



ここに、 K_h : 設計水平震度
 θ : 地震合成角 $\theta = \tan^{-1} K_h$
 c : 粘着力 (kN/m²)
 l : 仮定したすべり線の長さ (m)

γ : 単位体積重量 (kN/m³)
 ϕ : 内部摩擦角 (°)

図 8-13 地震時の土圧の算定法

$$\tan \delta = \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)} \quad \dots \dots \dots (8.12)$$

ここに

$$\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi} \quad \dots \dots \dots (8.13)$$

ただし、 $\beta + \theta \geq \phi$ となるときは、 $\delta = \phi$ とする。

なお地震の影響の考え方に関しては、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」などを参考にするとよい。

(6) 豪雨時の土圧計算の問題点

地震時の土圧については(5)において述べたが、集中豪雨等における土圧の問題がある。豪雨時は常時よりも擁壁等に作用する土圧がふえる傾向にあることは容易に予想されるが、現在用いられている土圧計算では常時と豪雨時に分けて計算する方法がとられていない。

降雨によって土圧増大をもたらす要因として、①間隙水圧の発生および増大、②土塊の重量増による滑動力の増大、③土の含水量増加による強度低下、の3つが考えられる。②については土圧計算で湿潤重量をとることで織り込み済みであるが、①・③については一般には施工時に背面の排水を十分に行うことによってカバーし、特別な場合以外は考慮されていないのが現状である。湧水箇所での擁壁等では特に背面の排水を十分に行う必要があり、また場合によっては①・③を考慮して土圧を検討しなければならない。

(7) 荷重の種類および組み合わせ

擁壁に作用する荷重には一般に自重、載荷重、土圧のほか、浮力、衝撃力、水圧、積雪荷重、地震による荷重などが考えられる。このうち斜面崩壊防止工事における擁壁工では設計に用いる荷重は通常自重および土圧の組み合わせとする。

なお、地震を考慮する場合は自重、地震時土圧および地震時慣性力の組み合わせとする。この際、設計水平震度 k_h は式 (8.14) により算出するものとする。

$$K_h = C_z \cdot K_{h0} \quad \dots \dots \dots (8.14)$$

ここに、 K_h ：設計水平震度

K_{h0} ：標準設計水平震度（表 8-7 参照）

C_z ：地域別補正係数

地域別補正係数は、地域区分に応じて表 8-8、図 8-14 の値とする。ただし、地域区分の境界線上にある場合は、係数の大きいほうをとるものとする。

地盤種別は、原則として式(8.15)で算出される地盤の特性値 TG をもとに表 8-9 により区別するものとする。地表面が基盤面と一致する場合は I 種地盤とする。

表 8-7 設計水平震度の標準値 K_{ho}

地盤種別	I 種	II 種	III 種
中規模地震対応	0.12	0.15	0.18
大規模地震対応	0.16	0.20	0.24

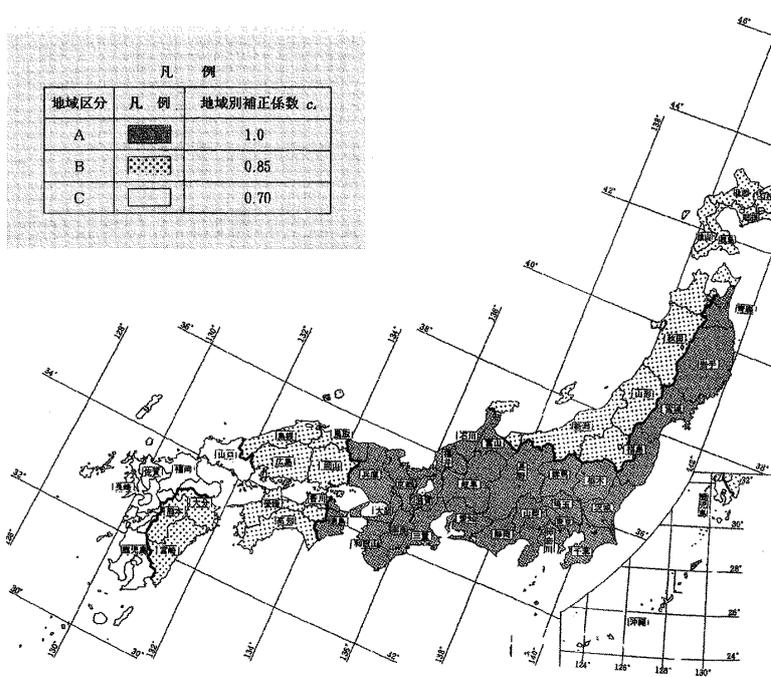


図 8-14 地域別補正係数

$$T_G = 4 \sum_{i=1} \frac{H_i}{V_{ai}} \dots \dots (8.15)$$

表 8-8 地域別補正係数 C_z

地域区分	A	B	C
地域別補正係数 C_z	1.0	0.85	0.70

ここに、

T_G : 地盤の特性値 (s)

H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

V_{ai} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s) 値は式 (8.16) によるものとする。

粘性土層の場合

$$V_{ai} = 100N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土層の場合

$$V_{ai} = 80N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 50)$$

$$\dots \dots \dots (8.16)$$

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されるとき、地表面から i 番目の地層の番号。基盤面とは、粘性土層の場合は N 値が 25 以上、砂質土層の場合は N 値が 50 以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の地層の上面をいう。

また、擁壁の地震時慣性力は重心 G を通って、水平方向に $kh \cdot w$ (w : 擁壁自重) として作用させる。

表 8-9 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T_G (s)
I 種	$T_G < 0.2$
II 種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III 種	$0.6 \leq T_G$

自重の計算に用いる材料の単位体積重量は次のとおりとする。

(i) 鉄筋コンクリートおよびコンクリートの単位体積重量

コンクリート $23.0\text{kN}/\text{m}^3$

鉄筋コンクリート $24.5\text{kN}/\text{m}^3$

(ii) 土の単位体積重量は土質試験結果をもとにして決定するのが望ましいが、高さが 8.0m 以下の擁壁では土質試験によらないで表 8-10 の値を用いてもよい。

表 8-10 裏込め土の種類および単位体積重量

裏込め土の種類	単位体積重量(kN/m ³)
砂及び砂礫	20
砂質土	19
粘性土 (ただし WL<50%)	18

8.2.3 安定性の検討

(1) 概 説

擁壁の安定に関しては、一般には下記の①・②・③について検討すればよいが、現地の状態および擁壁の規模によっては④・⑤についても検討する必要がある。

- ① 滑動に対する安定
- ② 転倒に対する安定
- ③ 基礎地盤の支持力に対する安定
- ④ 斜面および基礎地盤を含む全体としての安定
- ⑤ 地震時における安定

なお、8.2.5 に述べる標準設定を用いる場合でも、④の全体としての安定については個々の設置場所に応じて別途検討する必要がある。

(2) 滑動に対する安定

擁壁を底版下面に沿って滑らせようとする力は土圧の水平分力であり、これに抵抗する力は底版下面と基礎地盤の間に生じるせん断抵抗力である。擁壁前面の土による受働土圧も抵抗力として考えられるが、長期にわたる確実性が期待できないことが多いので通常はこれを無視して設計する。

滑動に対する安全率は次式を満足しなければならない。

$$F_s = \frac{(\text{滑動に対する抵抗力})}{(\text{滑動力})} = \frac{(W + P_v) \cdot \tan \phi_B + c \cdot B'}{P_H} \geq 1.5 \quad \dots \dots \dots (8.17)$$

ここに、

W : 擁壁の自重 (tf/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)

$\tan \phi_B$: 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数。現場打ちコンクリートの場合は、 $\phi_B = \phi$ (基礎地盤の内部摩擦角)、現場打ちでない場合は、 $\phi_B = 2/3 \cdot \phi$ とする。ただし、基礎地盤が土の場合、 $\tan \phi_B$ の値は 0.6 を超えないものとする。なお通常の場合簡便には表 8-3 を用いてよい。

c : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 (kN/m²)。ただし、摩擦係数 ($\tan \phi_B$) を表 8-11 より求めた場合は $c = 0$ とする。

B' : 荷重の偏心を考慮した擁壁底版の有効載荷幅 (m) で $B' = B - 2e$ とする。

B : 擁壁底版幅 (m)

e : 擁壁底版の中央から荷重の合力の作用位置までの偏心距離 (m) で式 (8-22) による。

(8.17) 式の安全率 (F_s) の値が 1.5 を満足できない場合、原則として底版幅を増し安定させるものとする。ただし地形条件などの制約により止むを得ない場合は基礎の根入れを深くし前面の受働土圧を考慮したり、あるいは杭の水平抵抗など考慮しなければならない場合もある。

表 8-11 擁壁底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

せん断面の条件	支持地盤の種類	摩擦係数 $\mu = \tan \phi_B$	付着力 c
岩または礫とコンクリート	岩盤	0.7	考慮しない
	礫層	0.6	考慮しない
土と基礎のコンクリートの間に 割栗石または碎石を敷く場合	砂質土	0.6	考慮しない
	粘性土	0.5	考慮しない

注) プレキャストコンクリートでは、基礎底面が岩盤であっても摩擦係数は 0.6 を超えないものとする。

<参考>

① 前面受働土圧を考慮する場合

通常的设计で擁壁前面の土による受働抵抗力を無視することとしたのは、流水により前面の土が洗掘される可能性があること、あるいは将来人工的に前面の土が取り除かれるおそれがあること（例えば埋設管補修等）などの理由によるものである。したがって前面の受働土圧を考慮する場合、これらについて十分配慮し前面の仮想地表面を設定する必要がある。なおこの場合、前面の埋戻しにあたって十分な締固めの行われることが必要前提条件であることはいうまでもない。

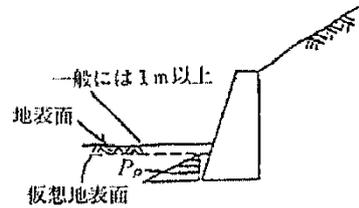


図 8-15 擁壁全面の受働土圧

② 杭の水平抵抗力を考慮する場合

杭の水平抵抗力については、8.8.1 および「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」8章により検討すればよい。この場合、滑動力はすべて杭のみで支持するようになければならない。なお杭基礎の詳細は8.8.2 (2)を参照されたい。

③ 突起を設ける場合 (図 8-16 参照)

突起は堅固な地盤や岩盤に対して、これらの地盤を乱さないように、また周辺地盤との密着性を確保するように施工されてはじめてその効果が期待できるものである。突起をつけた場合の滑動抵抗力 H_K は式 (8.18) で示される。

$$H_K = \frac{q_1 + q_3}{2} \cdot l_1 \cdot \tan \phi + \frac{q_2 + q_3}{2} \cdot l_2 \cdot \tan \phi_B + c \cdot l_1 \dots \dots \dots (8.18)$$

ここに、 q_1 、 q_2 、 q_3 : 擁壁底面のつま先、かかとおよび突起前面での地盤反力度 (kN/m^2)

l_1 : 突起前面と擁壁つま先との水平距離 (m)

l_2 : 突起前面と擁壁かかととの水平距離 (m)

なお、岩盤の場合は c のみを評価し、 ϕ を無視する方法があるが、この値は岩盤の種類および岩盤内の亀裂の状態などにより大きく変わるので、その決定に注意を要する。

滑動に対する安全率 F_s は式 (8.19) を満足しなければならない。

$$F_s = H_K / P_H \geq 1.5 \dots \dots \dots (8.19)$$

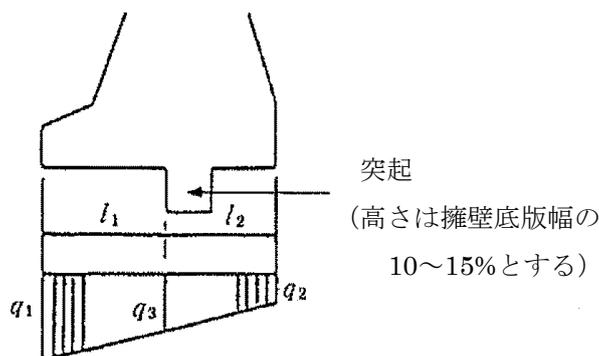


図 8-16 地盤反力度および水平距離のとり方

(3) 転倒に対する安定

擁壁の底版下面には、擁壁の自重、載荷重および土圧などによる荷重が存在する。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。図 8-17 において、つま先から合力 R の作用点までの距離 d (m) は次式で表される。

$$d = \frac{W \cdot a + P_V \cdot b - P_H \cdot h}{W + P_V} \quad \dots \dots \dots (8.20)$$

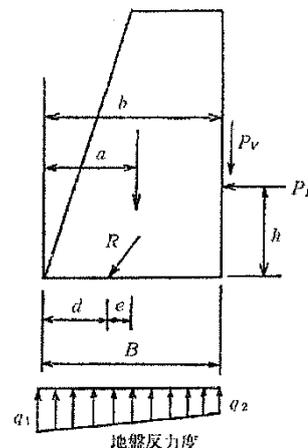


図 8-17 地盤反力度の求め方

ここに、

- a : 擁壁つま先と W の重心との水平距離 (m)
- b : 擁壁つま先と P_V の作用点との水平距離 (m)
- h : 擁壁かかとと 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 は次式で表される。

$$e = \frac{B}{2} - d \quad \dots \dots \dots (8.21)$$

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 は次式を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{6} \quad \dots \dots \dots (8.22)$$

(4) 基礎地盤の支持力に対する安定

地盤の許容支持力度あるいは極限支持力度は土質調査や原位置載荷試験を行い、8.1.4 (4)を参考に決めるのが望ましいが、高さ 8.0m 以下の擁壁の場合には表 8-3 に示す地盤の許容支持力度の値を用いてよい。

(i) 道路橋示方書・同解説IV下部構造編」10.3 により地盤の極限支持力度から地盤の許容支持力度を求める場合は、式 (8.23) から地盤反力度 q_1 を求め、これが式 (8.24) を満足しなければならない。

$$q_1 = \frac{W + P_V}{B'} \quad \dots \dots \dots (8.23)$$

$$q_1 \leq q_a = \frac{q_u}{F_s} \quad \dots \dots \dots (8.24)$$

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で $F_s = 3.0$ とする。

(ii) 表 8-3 の許容支持力度を用いる場合は、式 (8.25) , (8.26) , (8.27) により地盤反力度 q_1, q_2 を求め、これが式 (8.28) を満足しなければならない。

①合力 R の作用位置が底版幅 B の中央 $1/3$ 以内にある場合

$$q_1 = \frac{P_V + W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \dots \dots \dots (8.25)$$

$$q_2 = \frac{P_V + W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \dots \dots \dots (8.26)$$

②合力 R の作用位置が底版幅 B の中央 $1/3$ から $2/3$ の範囲にある場合

$$q_1 = \frac{2(P_V + W)}{3d} \dots \dots \dots (8.27)$$

$$q_1, q_2 \leq q_{a0} \dots \dots \dots (8.28)$$

ここに、

Q_{a0} : 表 8-3 による地盤の許容支持力度 (kN/m^2)

(5) 全体としての安定

斜面は一般にそれ自体として安定上の問題を含んでいる場合が多いが、さらに斜面上に擁壁を設ける場合には擁壁並びに背後の盛土を含む斜面全体の安定について検討する必要がある。この場合は第 8 章 8.1.4 (5) を参考にその安定を検討するのがよい。なお擁壁が斜面上に多段に設置される場合があるが、このような場合には個々の擁壁の安定を検討するとともに、これら全体としての安定についても確認することが必要である。

(6) 地震時における安定

地震時における擁壁の安定を検討する場合には、常時の土圧の代わりに地震時土圧を用いること、地震時慣性力を考慮することに注意し、前述の (2)、(3)、(4)の方法に準じて行うことができる。

基礎地盤が良好でない場合は背面盛土および地山を含む全体としての安定について注意する必要があるが、その場合は円弧すべり法などにより別途の検討を行うのがよい。

なお、地震時安定計算における安全率などは次のものを用いてよい。

- (i) 滑動に対する安全率は $F_s \geq 1.2$ とする。
- (ii) 転倒に対する安定: 合力 R の作用位置が底版幅 B の中央 $2/3$ 以内でなければならない。
すなわち式 (8.21) に示す偏心距離 e は式 (8.29) を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{3} \dots \dots \dots (8.29)$$

- (iii) 基礎地盤の支持力に対する安全率は $F_s \geq 2.0$ とする。ただし、地盤反力度は式 (8.30) ・ (8.31) 式による。

$$e \leq \frac{B}{6} \text{ のとき } q_1 = \frac{P_{VE} + W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \dots \dots \dots (8.30)$$

$$\frac{B}{6} \leq e \leq \frac{B}{3} \text{ のとき } q_1 = \frac{2(P_{VE} + W)}{3d} \dots \dots \dots (8.31)$$

ここに、

P_{VE} : 地震時土圧合力の鉛直成分

8.2.4 コンクリートの強度および許容応力度

(1) コンクリートの強度

コンクリートは一般にその用途によって配合を変えるが、擁壁などに用いるコンクリートは鉄筋コンクリート、無筋コンクリート、基礎敷ならしなどほぼ 3 種に大別できる。

コンクリートの配合は所要の強度、耐久性、水密性および作業に適するワーカビリティをもつ範囲内で単位水量をできるだけ少なくするようにこれを決める。コンクリートの引張り強度は圧縮強度の大体 1/10 である。

コンクリートの配合についてはその設定基準強度、耐久性、水密性など構造物の目的により異なるため、「コンクリート標準示方書」を参照し、決定しなければならない。

<参考>

コンクリートの最低設計基準強度を表 8-12 に示す。

なお、鉄筋コンクリート構造の擁壁工を設計する場合には、「道路土工 - 擁壁工指針」を参照されたい。

表 8-12 コンクリート最低設計基準強度

種別	最低設計基準強度 (N/mm ²)
鉄筋コンクリート	21
無筋コンクリート	18
基礎敷ならし、 石積裏込めなど	12

(2) コンクリート許容曲げ圧縮応力度

許容曲げ圧縮応力度は次式による。

設計基準強度は、「道路土工 - 擁壁工指針」を参照されたい。

$$\sigma_{ca} \leq \sigma_{ck} / 3 \quad \dots \dots \dots (8.32)$$

ここに、

σ_{ca} : 許容応力度 (N/mm²)

σ_{ck} : コンクリートの標準供試体の材齢 28 日圧縮強度 (N/mm²)

8.2.5 標準設計の使用

一般に用いられている標準的な擁壁の設計では標準設計を用いるのが便利である。8.2.1 にも述べたように、斜面の崩壊防止工事における擁壁工の設計においては地山の状況に特に問題がなく、類似の地形・地質においてすでに成功した施工例がある場合には、工事対象地区ごとに必ずしも詳細な地盤調査や土質試験を経た詳細設計を実施する必要はない。この場合には近隣地区での既往設計例および標準設計を用いて擁壁工の設計を実施している。しかしこのような場合には予備調査および本調査段階で標準設計使用の妥当性を十分検討しておかなければならない。また標準設計の使用による設計に基づいて施工を開始した段階において新たな問題が発見されたような場合には、再度工法選定の段階もしくは擁壁工の構造形式の選定段階に戻って検討をしない必要がある。

8.2.6 施工時の一般的留意事項

擁壁工の施工にあたって特に留意すべきことは安全施工である。

擁壁工は斜面崩壊の直接抑止、崩土等の飛散防止、のり面保護工等の基礎として多くの場合斜面下部（脚部）で施工され、基礎掘削、切取り等施工位置が斜面下部で行われるため斜面が一時的に不安定な状態になり、施工中の作業条件しだいで危険度が高くなるので常に避難経路を確保したり、監視員を置く等により施工中の事故防止に特に注意しなければならない。

また、基礎掘削や切取りは長い区間を同時に施工することは避け、短区間に分けて施工し擁壁工を漸次完成させていくようにして安全を期することも必要である。

気温、降雨、積雪などの気象条件は、工程はもとより品質管理に与える影響も大きいので、過去の記録を調べ施工計画に反映させるよう心がけねばならない。

工事条件に関して、地形図または現地において地形や施工箇所の工事に直接関係ある事項（地下埋設物、架線、付近道路の交通状況、迂回路、材料の調達、運搬の方法、電力線の引込み、プラントなど）について調査し、工事実施にあたって支障をきたさぬよう注意を要する。擁壁背面の水を排除するため、直径 50～100mm 程度の水抜孔を 2～4m²に 1 個以上の割合で設置するものとする。湧水、浸透の多い場合は、水抜孔の数を必要に応じて増すとともに裏込めも十分留意しなければならない。

基礎部の埋戻しは現地盤と同程度に締固める。岩盤部の埋戻しおよび過掘り部は必ずコンクリートを用いて充填しなければならない。基礎地盤が土砂で栗石基礎の場合、切込砂利等の目潰材を充填し突固めなければならない。杭基礎は施工に先立ち試験杭を打つことが望ましい。杭打機使用の場合は振動による斜面および人家への影響を考慮しなければならない。

型枠および支保工は強度、剛性、耐久性、作業性等を考慮し、構造物が設計書、図面に基づく所定の位置、形状および寸法を正確に維持できるように施工しなければならない。

擁壁は底版部と堅壁部などを一体としてコンクリート打設するのが望ましいが、打継目を設けなければならないときはその箇所にほぞまたは溝をつくるか、打継目に適当に鋼材をさし込むかしなければならない。硬化したコンクリートに新コンクリートを打ち継ぐ場合は、まず硬化したコンクリートの表面の緩んだ骨材、品質の悪いコンクリート、レイタンスなどを完全に除き、十分に吸水させなければならない。次に旧コンクリート表面にセメントペーストまたはコンクリート中のモルタルと同程度の配合もモルタルを塗りつけ、直ちにコンクリートを打ち旧コンクリートと密着するように締固めなければならない。

壁にはその表面に V 形の切目をもつ鉛直打継目を設け、その間隔はなるべく 10m 以下とし、この継目で鉄筋を切ってはならない。鉛直打継目に V 形の切目をつけるのは、かどの欠けるのを防ぎまた壁の表面に小さなひび割れの出るのを防ぐためである。壁の伸縮目地は一般に重力式擁壁では 10m 程度の間隔に設けるものとし、この面では鉄筋は切るものとする。（図 8-18 参照）。コンクリート打設は冬期厳寒日およびに豪雨時に行わないようにし、打設後は低温、急激な温度変化、乾燥、衝撃および荷重を加えないように養生しなければならない。現場付近に仮基準

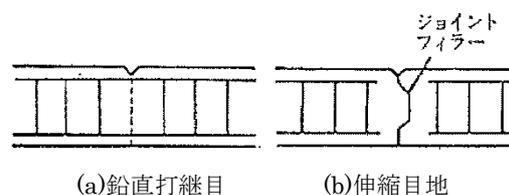


図 8-18 鉛直打継目および伸縮目地

標を設置し、工事の進捗に応じて適宜構造物の出来形点検を実施する。1日の作業前、終了時の現地点検は十分に注意を払い、斜面の亀裂、節理の状況等安全を確かめて作業するものとする。

8.3 石積・ブロック積擁壁工の設計・施工

8.3.1 石積・ブロック積擁壁工の一般的留意事項

石積およびブロック積擁壁はいずれも斜面下部の小規模な崩壊の抑止と斜面下部（脚部）保護のために用いる。つまり石積・ブロック積擁壁はのり勾配が1:1.0より急なもの（一般には1:0.3~1:0.5の勾配が用いられている）で、主として土の崩れを防ぐのり面の保護に用いられ、背面の地山が締まっているなど土圧が小さい場合に適用される。

原則としてのり面保護工の基礎として使用しない。斜面の土質も普通土、粘着土、土丹等で比較的湧水の少ない箇所であることが望ましい。設計位置、高さ、勾配は支持層となる地盤の状況を考慮するとともに、掘削による斜面の不安定化を避け、原則として現地形にあわせて決定する。基礎の形状、寸法は地盤の状況等を十分考慮する。水抜き断面、数量の決定にあたっては湧水、浸透水等の状況を十分考慮する。

一般に石積およびブロック積擁壁の設計は標準設計もしくは8.3.2に示す方法で実施するが、特に地山に問題がある場合や地山あるいは裏込め土の支持がなくても自立できる場合で安定計算を実施する場合には、重力式擁壁に準じて設計する。

石積・ブロック積擁壁工の施工は材料の精選、据付け、積立て等入念な施工を行い、所定の機能、効果を発揮するような強度を確保しなければならない。そのために練積を原則とし、積立ては原則として谷積とする。胴込めコンクリートは石・ブロック積間に隙間を生じないように十分突固めなければならない。この際、据え付けた積石等が移動しないように注意する。胴込めコンクリートの打継目は十分に清掃し、一体となるように施工しなければならない。

8.3.2 設 計

(1) 材 料

- (i) コンクリートブロックは控長35cmを標準とする。
- (ii) コンクリートブロックはJIS規格品を使用する。
- (iii) 石積は雑割石を標準とする。

(2) 断面形状（図8-19参照）

石積擁壁、ブロック積擁壁の断面形状は「小構造物標準設計図集（鳥取県県土整備部）」を参照すること。概要を以下に記す。

- (i) 石積擁壁、ブロック積擁壁は原則として練積のものを用いる。
- (ii) 石積擁壁、ブロック積擁壁の直高限度は原則として7mとする。
- (iii) のり面勾配は表8-13を参考とし、直高により決定する。
- (iv) 裏込めコンクリートの厚さは直高によって表8-13を参考に決めるのが一般的である。
- (v) 盛土部におけるブロック積（石積）擁壁の裏込め材は、擁壁ののり面勾配を1:N1と

した場合に、地山と接する面の傾斜が $1 : (N1 - 0.1)$ となるように設置する。また、上端における裏込め材の厚みは 30cm を基本とし、背面の土砂が良好な場合は 20cm 程度としてもよい。切土部におけるブロック積(石積)擁壁の裏込め材は等厚に設置してよい。

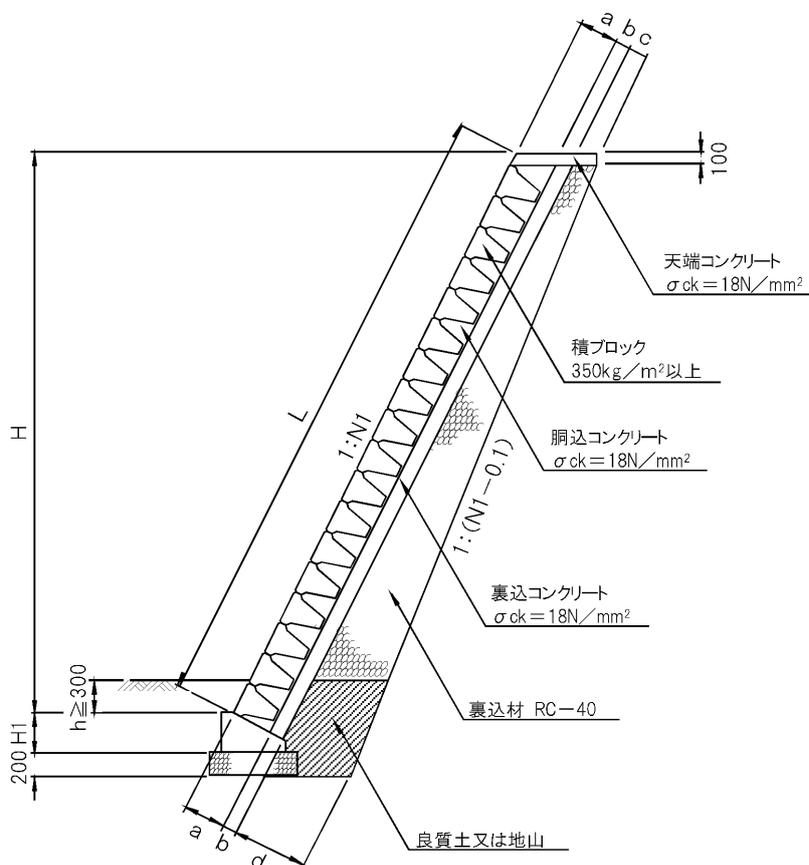


図 8-19 ブロック積擁壁の標準断面 (出典：小構造物標準設計図集 (鳥取県県土整備部))

表 8-13 直高とのり面勾配の関係 (出典：小構造物標準設計図集 (鳥取県県土整備部))

直高	H (m)	$H \leq 1.5$	$1.5 < H \leq 3.0$	$3.0 < H \leq 5.0$	$5.0 < H \leq 7.0$
前面勾配 N1	盛土部	1:0.3	1:0.4	1:0.5	—
	切土部	1:0.3		1:0.4	1:0.5
控長	a (mm)	350			
裏込コンクリート厚さ	b (mm)	100	150	200	
裏込材厚さ c (mm)	U1 (裏込め土が良好な場合)	200			
	U2 (裏込め土が普通の場合)	300			

(3) 基礎

- (i) 基礎はコンクリート基礎を標準とするが、基礎地盤が岩盤の場合は省略できる。
- (ii) 基礎地盤が普通土または粘性土の場合は、コンクリート基礎の下部に基礎砕石(厚さ 20cm)を施す。
- (iii) 基礎地盤の支持力が不足する場合は置換、地盤改良およびマットレス等を検討する。
- (iv) 擁壁の根入れ深さは地盤の状況により決定するが、軟岩 I の場合は 0.5m 以上、それ以外の場合は 0.3m 以上とする。

- (v) 基礎工の形状は「小構造物標準設計図集（鳥取県県土整備部）」を参照すること。設計標準の一例を図 8-20 に示しておく。

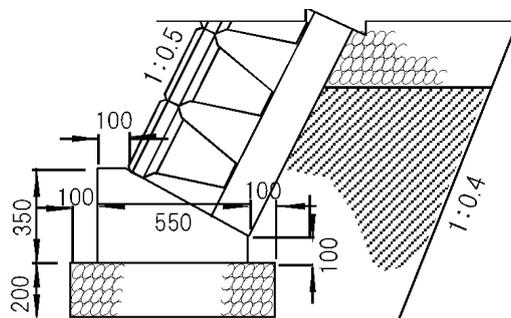


図 8-20 基礎工の設計標準の一例（出典：小構造物標準設計図集（鳥取県県土整備部））

(4) 水 抜 き

- (i) 湧水、浸透水の基礎部への流入を避けるため擁壁背面の水は速やかに前面に排出する。
- (ii) 擁壁前面に排出した水は擁壁付近に停滞させることなく速やかに処理する。
- (iii) 擁壁背面の水を排除するため、 $\phi 50\text{mm}$ 程度の水抜き孔を $2\sim 3\text{m}^2$ に 1 個以上の割合で設置する。湧水、浸透水の多い場所は数量を増す。
- (iv) 水抜き孔は排水が良好にできる位置に設置する。
- (v) 水抜き孔の設置にあたっては土粒子等の吸出し防止に留意する。土質、湧水等現場状況により透水性の吸出し防止材（ $15\text{cm}\times 15\text{cm}$ 程度）を併用する。

(5) 伸縮目地

伸縮目地の間隔は 10m 程度に 1 カ所を標準とする。

8.3.3 施 工

石、ブロックに付着したごみ、汚物等は除去し、据付けにあたってはすわりの良否を十分に確認しなければならない。1 日の積上り高は 1.5m 程度までとし、1 日に全部を積み終わらないときはその日の終わりは階段形に残しておかねばならない。毎日の仕事継手は弱点となるから特に注意を要する。1 日の終わりにはむしろ等で覆い水をかけておく。

裏込めコンクリートの背面には原則として裏型枠を使用し、仕上げ面からコンクリート背面までの厚さを正しく保つようしなければならない。この場合、原則として裏型枠は埋め殺してはならない。

積立ては原則として谷積とする。ただし直高 2m 以下は布積にすることもある。在石を使用する場合はなるべく足し石と混用しないように積み立て、寸法不足のものを使用してはならない。積立層の方向はこれに働く圧力の方向と直角とし、圧力方向の目地は破線接合とする。積立ては等高を保ちながら積み上げ、天端石および根石は原則として五角石を使用するものとする。また施工にあたっては逆勾配とならぬように十分留意しなければならない。

石積工の安定度を大にするため下層ほど形の大きい石を用い、根石は基礎になじむよう据え付けなければいけない。各積石層の配置を考慮し、天端付近でしわよせが生じ、天端石が小さく

ならないよう注意する。水成岩のように層状をなす石を使用する場合は、層の方向は主な圧力を受ける方向と直角とする。

胴込めコンクリートは石・ブロック積間に隙間を生じないように十分突固めねばならない。この際、据え付けた積石等が移動しないよう注意する。胴込めコンクリートの打継目は十分に清掃し、一体となるよう施工しなければならない。裏込め栗石には原則として目潰材を施し、砂礫の吸出し防止のため入念に詰め込まなければならない。岩盤等を切り取り、裏込め栗石を施工してはならない。水抜き孔は排水を良好にするため一般に下段に多く配置するのが望ましい。

8.3.4 多段式石積（ブロック積）擁壁工

多段式石積擁壁（2段を含む）は原則として避けるべきであるが、種々の制約によりやむを得ず設置する場合は下記に留意し、慎重な設計検討を行うのが望ましい。（図8-21参照）

- ① 上段積擁壁の基礎地盤は在来地形などで沈下のおそれがない堅固なものとする。
- ② 上段積擁壁の基礎コンクリートは通常のものより形を大きくし（特に幅を広げる）、根入れ深さを十分確保する。
- ③ 上段積擁壁からの悪影響が考えられるときは、下段擁壁は重力式コンクリート擁壁やもたれコンクリート擁壁とするなど、これに対する十分な処置を行うものとする。
- ④ 下段積擁壁と上段積擁壁の間に2m程度の小段を設け、防水処置を行うものとする。

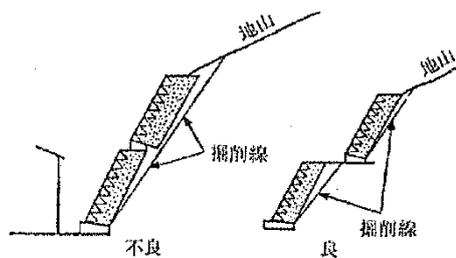


図8-21 多段式石積擁壁

8.4 重力式コンクリート擁壁工の設計・施工

8.4.1 重力式コンクリート擁壁工の一般的留意事項

重力式コンクリート擁壁工は斜面崩壊を直接抑止するほか、押え盛土の安定、のり面保護工の基礎等として用いられる。原則として斜面下部（脚部）の安定を図るためコンクリート擁壁により斜面下部を保護するとともに、崩壊に対しても抑止効果をもたせる。斜面中段部で抑止効果をもたせる場合、前に触れた事項に準じて取り扱うことが望ましい。また、擁壁の天端には一般に落石防護柵（ストーンガード）を設置することが望ましい。

重力式コンクリート擁壁の設計は安定計算により実施するのが原則であるが、8.2.1に述べたように標準設計を適用する場合も多い。

重力式コンクリート擁壁は自重によって土圧を支持する形式のものであって、土圧と自重の合力により躯体の断面に引張応力が生じないように設計するのが原則であるが、断面に引張応力が生じる場合でもこれがコンクリートの許容引張応力度以下であるときは、重力式コンクリート擁壁として設計する。

重力式コンクリート擁壁は転倒、滑動、支持、擁壁自体の破壊に対しても、また擁壁基礎のすべりに対しても安全であるよう設計するものとする。水抜きの断面、数量の決定にあたっては湧水、浸透水等の状況を十分考慮するものとする。

コンクリート擁壁工はのり面保護工や石積・ブロック積擁壁工の基礎として用いられる場合

(vi) 落石防護柵

・小構造物標準設計図集（鳥取県土整備部）p5-13～5-17の積雪区分ランク2および3に該当する区間については、耐雪型の採用を検討すること。ただし、擁壁高さが十分にあり、斜面と擁壁工の隔離も十分ある場合は標準型を採用する。ランク1の区間についても積雪の影響が想定される場合は耐雪型を採用してよい。

(2) 基 礎

- (i) 基礎地盤が岩盤の場合は、均しコンクリートを設ける。
- (ii) 基礎地盤が土砂の場合は、均しコンクリートの下部に栗石（碎石）基礎を設ける。
- (iii) 転倒、滑動、支持に対する安定性を増すため必要に応じてフーチングを設けるものとする。
- (iv) 基礎地盤の支持力が不足する場合は、置換、地盤改良およびマットレス等を検討する。
- (v) 滑動に対して抵抗力を増すため必要に応じて基礎底面に突起を設けるものとする。
- (vi) 岩盤掘削の埋戻しには原則としてコンクリートを使用するものとする。
- (vii) 根入れについては0.5～1.0m程度とするが、地盤支持力が期待できないときはフーチング等も考慮し、諸条件勘案のうえ決定する。根入れについては8.9.1基礎工(1)直接基礎の設計についても参照すること。

(3) 水 抜 き

- (i) 湧水、浸透水の基礎部への流入を避けるため、擁壁背面の水は速やかに前面に排出するものとする。
- (ii) 擁壁前面に排出した水は、擁壁付近に停滞させることなく速やかに処理するものとする。
- (iii) 擁壁背面の水を排除するため、もたれ擁壁、重力式コンクリート擁壁の埋戻し部（排水層）は、 $\phi 75\text{mm}$ 程度の水抜孔を2～4 m^2 に1個以上の割合で設置するものとする。待受擁壁は $\phi 75\text{mm}$ 程度の水抜孔を埋戻しコンクリート（又は張コンクリート）上面に3mに1箇所程度以上の割合で設置するものとする。湧水、浸透水の多い場合は必要に応じて数量を増す。
- (iv) 擁壁面には原則として栗石、碎石等を使用し、排水層を設ける。
- (v) 水抜孔の設置にあたっては土粒子等の吸出し防止に留意するものとする。土質、湧水等の状況により必要に応じて透水性の吸出し防止材を併用するものとする。
- (vi) 下段水抜孔より下部は捨てコンクリートなどを使用し、不透水層を設け擁壁工底部への浸透を防止する。

(4) 伸縮目地

- (i) 伸縮目地は10mに1ヶ所程度設置することを標準とする。
- (ii) 伸縮目地材としては瀝青質板等を使用する。

(5) 裏込め

裏込めは擁壁裏面の排水可能な下段水抜孔から上部の施工上切り取った部分とし、透水性のある材料（栗石等）とする。

8.4.3 安定計算手法

(1) 斜面崩壊を直接抑止するための重力式擁壁

まずどのような崩壊をどの位置において抑止するかを決めなければならず、対象とする崩壊形態を正しく想定しなければならない。これには一般的に次の順序によって行う。

- ① 近隣の崩壊地の性状の調査
- ② 不連続面（崩壊面）の想定
- ③ 斜面の現状より崩壊面の想定
- ④ 現在みられる斜面変状より崩壊面の想定
- ⑤ 崩壊要因の対象とする斜面への当てはめ
- ⑥ 切取によって斜面のどの部分がどの程度不安定になったか

以上により崩壊形態が想定されれば、次に今後起こり得る最悪の条件下において崩壊が発生しようとするとき、これによる滑動力がどのくらいになるかを算定しなければならない。これについては、8.2.2 で述べた。ここでは図 8-23 に示すように滑動力（8.2.3 (3) の土圧に相当する）が擁壁に作用する方向、大きさ、作用位置が求まった後、擁壁の設計を行う段階について述べる。この擁壁の設計には次の条件を満足しなければならない。（図 8-24 参照）。

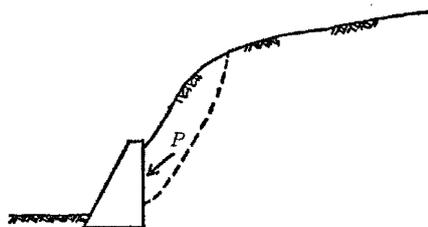


図 8-23 擁壁に作用する土圧

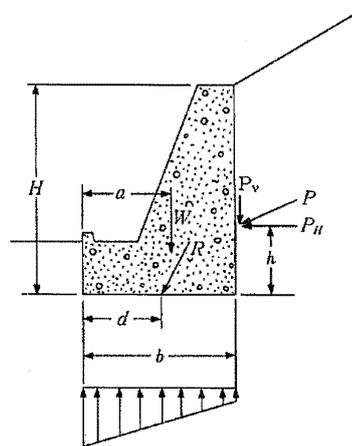


図 8-24 擁壁に作用する力

計算はすべて擁壁の延長方向の単位幅（1m）当たりについて行えばよい。なお計算式の詳細はすでに 8.2.3 で述べたので、ここでは要点だけの整理と若干の補足を加えるにとどめる。

(i) 転倒に対する安定（8.2.3 (3) 参照）

合力の作用点が中央 1/3 以内であれば、転倒に対して安全であるから安全率の計算は省略してよいが、 $d \leq B/3$ ならば (8.33) 式によって安全率を確かめる。

$$F_s = \frac{W \cdot a + P_v \cdot b}{P_H \cdot h} \dots \dots \dots (8.33)$$

W：擁壁の自重 (kN/m)

P_v：土圧の鉛直分力 (kN /m)

b：擁壁のつま先と P_vの作用点の水平距離 (m)

P_H：土圧の水平分力 (kN /m)

a：擁壁のつま先とWの重心との水平距離 (m)

h：擁壁かかとと P_Hの作用点の鉛直距離 (m)

ただし、擁壁前面の受働土圧は考えない (P_p=0)。Wはコンクリート重量、底版に下した垂線内の裏込め材料の重量、上載荷重および擁壁前面の土の重量を含む。また擁壁背面が水平なら P_v=0 とする。

(ii) 滑動に対する安定 (8.2.3 (2) 参照)

滑動に対する安全率は 1.5 以上とする。ただし、地形条件などの制約によりやむを得ない場合は、基礎の根入れを深くする、基礎底版に突起を設ける、あるいは杭の水平抵抗などを考慮しなければならない場合もあるが、この場合の安全率も 1.5 以上とする。

(iii) 基礎地盤の支持力に対する安定性 (8.2.3 (4) 参照)

擁壁底面に生じる反力は地盤の許容支持力より小さくしなければならない。地盤反力は次のようにする。つまり地盤の許容支持力は土質調査を行って決めるのが望ましいが、地盤状態の概要がわかっており直接基礎とした場合は、許容支持力表 (表 8-3) によって定めてよい。

(iv) 全体としての安定 (8.2.3 (5) 参照)

擁壁背面および基礎地盤全体のすべりが予想される箇所は、このすべりに対して安全率が 1.2 以上となるよう設計しなければならない (図 8-25)。一般には 1.2 が用いられるが、現場の状況により 1.2~1.5 の範囲で設定することができる。

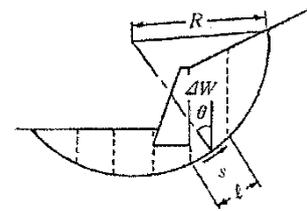


図 8-25 擁壁を含む全体の安定

安定計算は斜面安定計算と同じ要領であり、8.1.4 の (5) に示すような円弧のすべり面を仮定した分割法を用いればよい。円弧の中心はトライアルでいくつか描きこれについて計算し、最小の安全率を示すすべりに対してその安全率 (F_s) が 1.2 以上とならなければならない。一般には 1.2 が用いられるが、現場の状況により 1.2 ~1.5 の範囲で設定することができる。

(v) 土圧が擁壁重量その他の荷重によって生じる躯体内の応力が、許容応力を超過してはならない。

<参考>

例えば、図 8-26 の断面 a-a' について検討する。 計算は単位幅(1m) について行う。 断面の中央 m₁ のモーメント M_{m1} は、断面 a-a' より上部の擁壁コンクリート重量と仮想背面より前の土の重量の和を W₁ とすると

$$M_{m1} = W_1 \times c_1 + P_V \times \ell_1 - P_H \times b_1 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

..... (8.34)

断面 a-a' に作用する鉛直力の合計 (V_a) は、

$$V_a = P_V + W_1 \quad (\text{kN})$$

..... (8.35)

断面 a-a' の断面積 B_a、断面係数を Z_a とすると、a-a' 断面での両縁応力 σ_{a1}、σ_{a2} は次のようになる。

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{a1} \\ \sigma_{a2} \end{array} \right\} = \frac{V_a}{B_a} \pm \frac{M_{m1}}{Z_a} \quad (\text{kN/m}^2)$$

..... (8.36)

σ_{a1}、σ_{a2} がそれぞれコンクリートの許容圧縮応力および引張応力以下であることを確かめる。

同様に断面 d-d' においても検討を行うこととする。

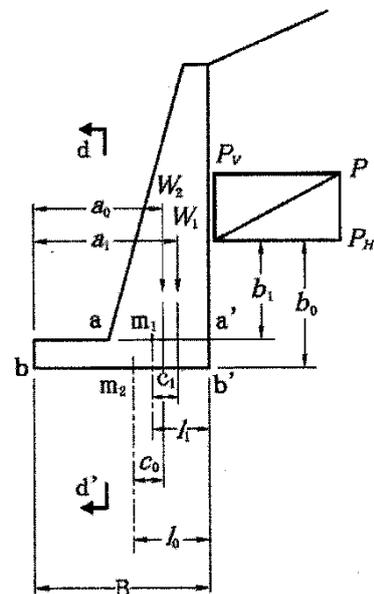


図 8-26 設計計算のための擁壁のモデル

(2) 押え盛土の重力式擁壁

図 8-27 に示すように、土塊のすべりを押え盛土で抑止する場合は盛土の擁壁が必要になる。盛土の擁壁に作用する土圧については 8.2.2 (4) を参照されたい。

土圧の大きさと方向がわかれば、(1) で述べたのと同様にして次の事項につき検討する。

- ① 転倒に対する安定
- ② 滑動に対する安定
- ③ 基礎地盤の支持力に対する安定
- ④ 全体としての安定
- ⑤ 土圧や擁壁重量その他の荷重によって生じる

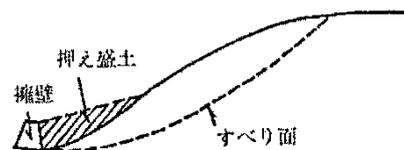


図 8-27 押え盛土の擁壁

躯体内の応力が、許容応力の範囲内にあることの確認

(3) のり尻保護のための重力式コンクリート擁壁

斜面脚部の安定を図るためののり尻の保護、あるいはのり枠などの他の構造物の基礎として重力式コンクリート擁壁が用いられた場合、地山からの力を受けなくても裏込め土の土圧を受けることになる。

裏込め土による土圧については、8.2.2 (3) を参照されたい。

またこの擁壁がのり枠工などの他の構造物の基礎となっている場合は、その安定については土圧以外に構造物からの力が擁壁に作用するものとして計算する必要がある。構造物からの力による安定の検討については、8.8 を参照されたい。

8.4.4 施 工

コンクリートの打設に先だち、型枠の位置、寸法、支保工の強さ等を点検し、型枠内のごみ、その他の雑物を取り除かなければならない。

打設はコンクリートの分離を防ぎ、空隙ができたり表面に凹凸ができたりしないように留意するとともに、打設したコンクリートは各層間に十分な付着力を持ち、収縮によるひび割れを最小限に防止しなければならない。

伸縮継目は10mに1か所程度を標準として設け、鉛直打継目は仕切型枠を強固に支持し、継目付近のコンクリートを振動機によって十分締固めなければならない。

滑動に対して抵抗力を増すため基礎底面に突起を設ける場合は、基礎地盤の掘削時に突起周辺の原地盤を緩めないようにするとともに、突起のコンクリートは地盤に直接打ち込み、地盤との間に隙間をつくらないようにしなければならない。擁壁に設ける水抜孔は下向きに3°程度の傾斜をつけ、コンクリートくず、土砂等で詰まらないようにしなければならない。

擁壁背面に通常設けられる栗石、砕石等の排水層の底面には、水が基礎部へ浸透するのを防ぐため前面の地盤高に合わせて止水コンクリート等を布設するのが望ましい。また擁壁の天端には斜面上部からの崩土や落石に備えて落石防護柵（ストーンガード）を設置するものとする。

重力式コンクリート擁壁の施工は次の点に留意して行うものとする。

- ① 山側地盤の掘削を極力避け、掘削土量をできるだけ少なくするとともに、掘削部分については栗石詰めか埋戻しを行うが、栗石詰めおよび埋戻しの際には突固めを十分に行うものとする。
- ② 地表水および湧水の処理を十分に行い、背面の埋戻し土に間隙水圧が生じないようにする。
- ③ 基礎部分の土質、湧水等に注意し、不等沈下の防止を図る。

8.5 もたれコンクリート擁壁工の設計・施工

8.5.1 もたれコンクリート擁壁工の一般的留意事項

もたれコンクリート擁壁工は、擁壁背面が比較的良好な地山で用いられ、重力式コンクリート擁壁と比べると崩壊を比較的小さな壁体で抑止できる。この工法は侵食および風化に対するのり面保護効果もあわせて有している。また設置位置が狭隘でも場所をとらず、斜面地形が変化していても比較的適応性があるので斜面崩壊防止工事ではよく使われている。

もたれコンクリート擁壁工はそれ自体では自立できないので、背面と地山とが密着するよう配慮する。一部盛土部がある場合は十分に締固めて、もたれ効果が期待されるよう地山と密着するようにしなければならない。

支持地盤は十分な支持力を期待できる岩盤など堅固なものが望ましいが、必要に応じ支持杭等を考える。もたれコンクリート擁壁工の設計は安定計算によることを原則とするが、重力式コンクリート擁壁工と同様に地山の状況に特に問題がないような場合には、標準設計例を適用することができる。

一般に擁壁の天端幅は0.5～0.6mとし、壁体の前面のり勾配は1:0.3～0.6、壁高は5～15m

ぐらいまでが用いられている。もたれコンクリート擁壁工の一例を図 8-28 に示しておく。

もたれコンクリート擁壁工がそれ自体だけでは崩壊に対応しきれない場合にはグラウンドアンカー工を併用して補強する。この場合のグラウンドアンカー工の設計については第 9 章を参照されたい。

もたれコンクリート擁壁工の施工には 8.4.4 の重力式コンクリート擁壁工の施工に準ずるが、特に以下の項目に注意を払う必要がある。

- ① 伸縮目地は 10m 程度の間隔で設けることを標準とする。
- ② 施工継目はかぎ形に施工するとともに、継鉄筋を入れるものとする。
- ③ コンクリートの打継目はのり面に直角にする。
- ④ 湧水のある箇所には水抜孔を必ず設置する。特に湧水の著しい箇所については水平ボーリング等を行って特別に排水処理を考慮する。

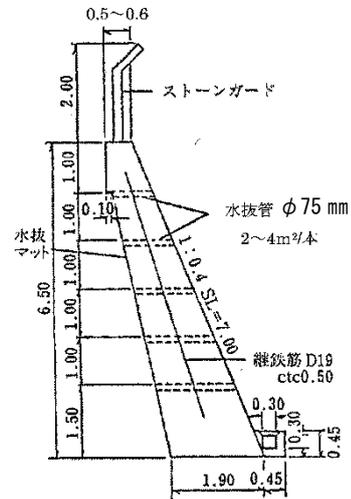


図 8-28 もたれコンクリート擁壁工の一例

8.5.2 安定計算手法

土圧が作用したときの安定については重力式コンクリート擁壁工と同様に以下の項目について検討する (図 8-29 参照)。

- ① 転倒に対する安定 : 8.2.3 (3)、8.4.3 (i) 参照。
 転倒については、式 (8.20) もよるつま先から荷重の合力 R の作用位置までの距離 d (m) が、通常時は B の $1/2$ より後方 ($d > B/2$) に、地震時は $1/3$ より後方 ($d \geq B/3$) とする。

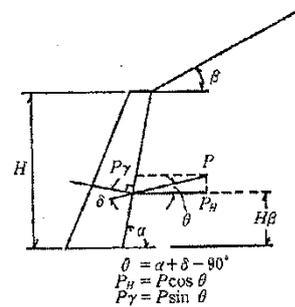


図 8-29 もたれコンクリート擁壁に作用する土圧

- ② 滑動に対する安定 : 8.2.3 (2)、8.4.3 (ii) 参照。
- ③ 基礎地盤の支持力に対する安定 : 8.2.3 (4)、8.4.3 (iii) 参照。
 基礎地盤の支持力については、荷重の合力 R の作用位置 d が擁壁底面幅 B の $1/3 \sim 1/2$ の範囲 ($B/3 \leq d \leq B/2$) にある場合は (8.25) 式、(8.26) 式による。荷重の合力 R の作用位置 d が擁壁底面幅 B の $1/2$ より後方 ($d \geq B/2$) にある場合には、「道路土工 - 擁壁工指針」の簡便法を用いて計算する。
- ④ 全体としての安定 : 8.2.3 (5)、8.4.3 (iv) 参照。
- ⑤ 土圧や擁壁重量その他の荷重によって躯体内に生ずる応力が、許容応力の範囲内にあることの確認 : 8.4.3 (v) 参照。

8.6 待受式コンクリート擁壁工の設計・施工

8.6.1 待受式コンクリート擁壁工の一般的留意事項

近年よく用いられる工法に待受式コンクリート擁壁がある。これは斜面の崩壊を直接抑止することが困難な場合、斜面下部（脚部）から離して重力式コンクリート擁壁を設置し、崩壊土砂を擁壁で待ち受ける工法である（図 8-30 参照）。この待受けのための擁壁を設置する場合、一般に落石による被害等を防止するため落石防護柵（ストーンガード）を擁壁天端に設置する。

この工法は積極的に斜面条件を改善することはしないので従前どおりの崩壊の危険性は残っているが、斜面が長大であるため全斜面の改良が困難である等やむを得ない場合や、想定する崩壊が表層の小規模なもので、積極的に斜面改良しない場合にポケット部に溜った崩壊土砂を抑止する目的で計画するものがある。

待受式コンクリート擁壁の設計に関しては、8.2.3 に加え、いわゆる土砂災害防止法（第 1 章参照）により示される式を用いて算出して、移動の力と推積の力が作用した際の安定性の検討を行う。崩落土塊の運動状況および衝撃力の推定については未解明な部分が多く、研究の進歩および資料の蓄積が望まれている。

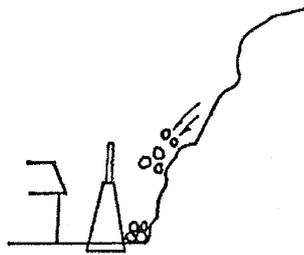


図 8-30 待受式コンクリート擁壁

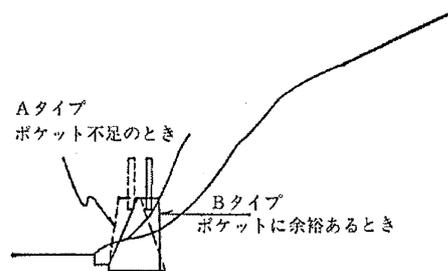


図 8-31 待受式コンクリート擁壁の裏勾配

8.6.2 設計全般

標準的には重力式コンクリート擁壁で裏勾配を垂直とするが、斜面が急なため崩土確保（ポケット）容量が少ない場合は裏勾配をつける（図 8-31 参照）。擁壁の床掘りに伴い斜面に切取小口が残る場合は、コンクリート張工または吹付工等によって切り取り面を処理する。

ポケット容量を確保するための地山の無理な切土は、崩壊発生の可能性を増大させることにもなりかねないので、十分な注意が必要である。したがって切土が斜面安定に悪影響を及ぼさないと判断される場合以外は、地山の切土は避けるべきである。崩土や落石の衝撃力は擁壁本体で受けることを基本とし、これを緩和するために、擁壁背面に古いタイヤやサンドクッション、間伐材を用いた緩衝材等を計画する場合もある。捕捉後の崩壊土砂の搬出や、変形した落石防護柵の再設置をあらかじめ考慮して設計することが望ましい。設置する落石防護柵が堆積土圧を考慮していない場合には、ポケット容量は擁壁天端まででまかなえるように設計するものとする。

なお、鳥取県においては、擁壁および落石防護柵の標準形状は以下の通りとする。

- ① 擁壁高は 3.0m 以上 5.0m 以下とし 0.5m 単位で検討する。
- ② 表勾配は圧迫感を低減するため原則 1:0.4 とする。

- ③ 落石防護柵は現地施工を勘案し 1.5m または 2.0m とする。(崩壊土砂量の検討や落石対策の必要性により柵高を決定する。) なお、擁壁高が堆砂容量を確保でき、かつ、落石跳躍高を確保でき、断面の比較検討を実施した上で経済性に優れると判断された場合は、これを省略することができる。
- ④ 擁壁天端幅は 50cm 以上とし、10cm 単位で増幅する。
- ⑤ 裏勾配は背後の掘削を軽減するため垂直とする。
- ⑥ 背後の埋戻し高さは水抜管の設置を考慮して 60cm (埋戻し高 50cm + 張コン 10cm) とする。
- ⑦ ポケット下部の幅は無理な切土を避けるため 1.0m とすることを基本とする。
- ⑧ 根入れについては「8.9.1 基礎工 (1) 直接基礎の設計について」を参照。

ただし、斜面勾配が 30° 程度の斜面や、高さ 10m 未満の低い斜面など特別な場合には擁壁高 3.0m 未満も検討する。

8.6.3 (参考) 計算による設計の考え方および現状

土砂災害防止法により定められた①移動の力と②堆積の力は以下の式 (国土交通省告示第 332 号 (平成 13 年 3 月 28 日)) により算出する。

$$\textcircled{1} F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[\left\{ \frac{b_u}{a} (1 - \exp(-2aH/h_{sm} \sin \theta_u)) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right\} \right. \\ \left. \exp(-2aX/h_{sm}) + \frac{b_d}{a} (1 - \exp(-2aX/h_{sm})) \right] \dots \dots \dots (8.37)$$

$$\textcircled{2} F_{sa} = \frac{\gamma h \cos^2 \phi}{\cos \delta \{1 + \sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin \phi / \cos \delta}\}^2} \dots \dots \dots (8.38)$$

ここに、

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)c + 1} f_b$$

$$b_u = \cos \theta_u \left\{ \tan \theta_u - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\}$$

$$b_d = \cos \theta_d \left\{ \tan \theta_d - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\}$$

F_{sm} : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動により建築物の地上部分に作用すると想定される力の大きさ (kN/m²)

ρ_m : 土石等の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

h_{sm} : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動の高さ (m)

H : 急傾斜地の高さ (m)

θ_u : 急傾斜地の傾斜度 (°)

θ_d : 当該急傾斜地の下端から平坦部の傾斜度 (°)

X : 急傾斜地の下端からの水平距離 (m)

- σ : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の比重
- C : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の容積濃度
- f_b : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の流体抵抗係数
- ϕ : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角 (°)
- F_{sa} : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積により建築物の地上部分に作用すると想定される力の大きさ (kN/m²)
- h : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積高さ (m)
- γ : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の単位体積重量 (= $\rho_m g$) (kN/m³)
- δ : 擁壁の壁面摩擦角 (°)

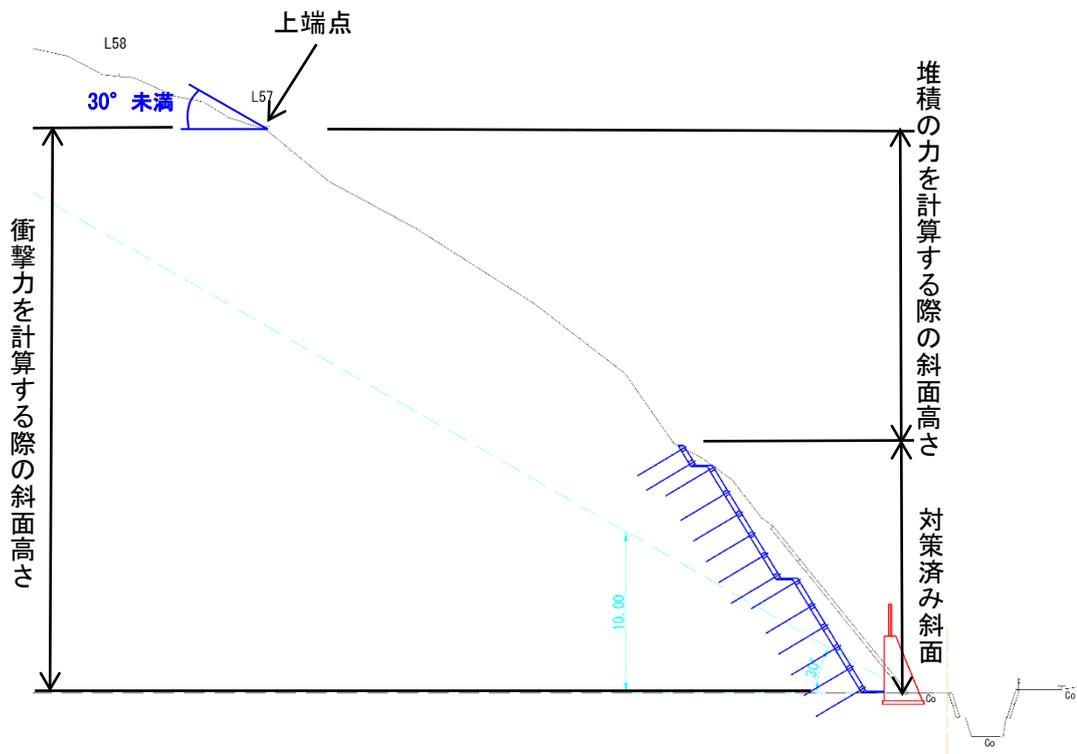


図8-32 設計計算時の斜面高さ

待受式擁壁の施設効果事例の中には、安定計算上は移動の力により転倒となっているのに転倒していない事例がみられる。昭和 61 年～平成 28 年に発生した災害による待受式擁壁（重力式およびもたれ式）の被災事例と施設効果事例から、(8.37) 式により算出した擁壁に作用したと考えられる衝撃力と安定計算で安定となる限界の衝撃力との関係（図 8-32）をみると、安定計算上の限界の 2 倍以上の衝撃力を受けても転倒していない。これは、擁壁が崩土のもつ運動エネルギーを壁体および支持地盤の変形エネルギーに変えて吸収することや、崩壊土砂による荷重の空間分布の不均一性によるためと考えられているが、詳しいことは判明していない。このことから、重力式コンクリート擁壁ともたれ式擁壁の場合は安定となる限界の衝撃力が 2 倍 ($\nu=2.0$) となるまで転倒しないとして計算していることが多い。

適切な規模の待受式擁壁の設計のためには、崩壊位置と崩壊土砂量の推定を精度よく行うこ

とが重要になる。これには、簡易動的コーン貫入試験のような現場で簡易に計測できる機器を用いて多点の土中データを収集し、面的に解析することが望ましい。

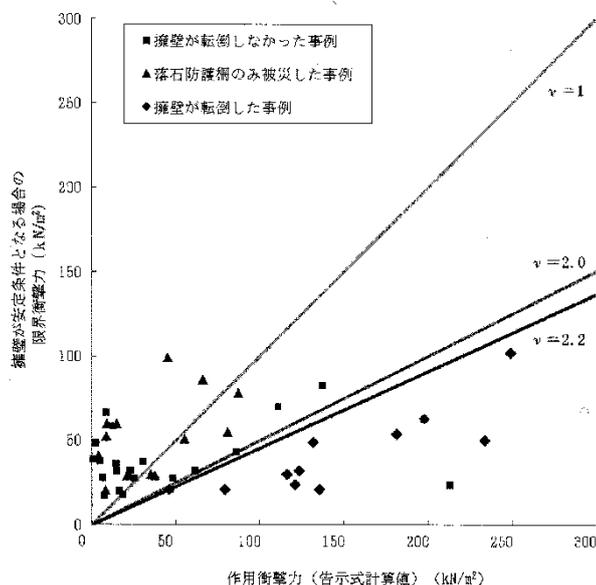


図 8-33 擁壁被災事例における作用衝撃力と計算上の限界耐力

(1) 崩壊深の推定が困難な場合

① 崩壊深及び崩壊土砂量

崩壊深については、2mとする。（全国のがけ崩れ災害データより、最大崩壊深2.0m以下に約91%の急傾斜地の崩壊が集中しており、最大崩壊深2.0mを境にして相対度数が少なくなっている。これにより、通常起こり得る急傾斜地の崩壊深は2mとする）。

崩壊土砂量は、全国のがけ崩れ災害データから求めた斜面高さ毎に区分した崩壊土砂量の90%値とする（参考：平成15年10月21日付の国土交通省砂防部保全調整官事務連絡（以下「事務連絡」という。））

表 8-14 斜面高さ毎の崩壊土砂量（90%値）

崩壊高 H (m)	崩壊土量 V (m ³)	崩壊幅 W (m)	単位崩壊土量 (m ³ /m)
5 ≤ H < 10	40	14	2.86
10 ≤ H < 15	80	17	4.71
15 ≤ H < 20	100	19	5.26
20 ≤ H < 25	150	21	7.14
25 ≤ H < 30	210	24	8.75
30 ≤ H < 40	240	25	9.60
40 ≤ H < 50	370	29	12.76
50 ≤ H	500	32	15.63

※全国のがけ崩れ災害データ（1671件）から算出

※崩壊幅は近似式 $W=3.94V^{0.336}$ から算出

② 衝撃力

擁壁が受ける崩壊土砂の衝撃力については、事務連絡及び全国地すべりがけ崩れ対策協議会の「崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算例（平成16年6月）」（以下「設計計算例」という。）により算出する。

③ 衝撃力緩和係数

衝撃力緩和係数 α は0.5とする。（参考：事務連絡）

④ 衝撃力の作用位置

崩壊土砂の移動の高さは、崩壊深2mの1/2とし、衝撃力を作用させる位置は、擁壁背後の地盤面から移動の高さ1mの1/2の位置（0.5m）とする。

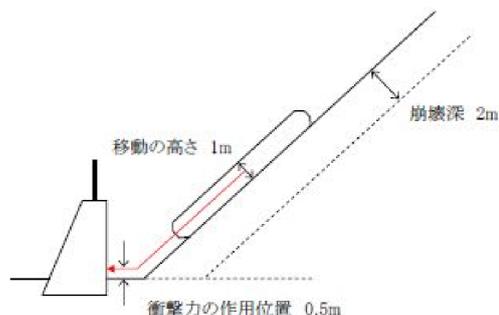


図 8-34 衝撃力の作用模式図

⑤ 堆積の力

擁壁が受ける崩壊土砂の堆積土圧については、事務連絡及び設計計算例により算出する。

(2) 崩壊深の推定が可能な場合

① 崩壊深及び崩壊土砂量

近隣の崩壊実績、地質調査等により、明確に崩壊深の推定が可能な場合は、その値を採用する。ただし、推定した崩壊深が2mより大きくなった場合は2mとする。

崩壊土砂量は、図8-35を参考に斜面全体が崩壊すると仮定して、崩壊する恐れのある単位幅当たりの土砂量（以下「単位幅土砂量」という。）と斜面高さ毎に区分した崩壊土砂量の90%値の単位幅当たりの土砂量（以下「単位幅90%値」という。）を比較し、小さい方の値を採用する。

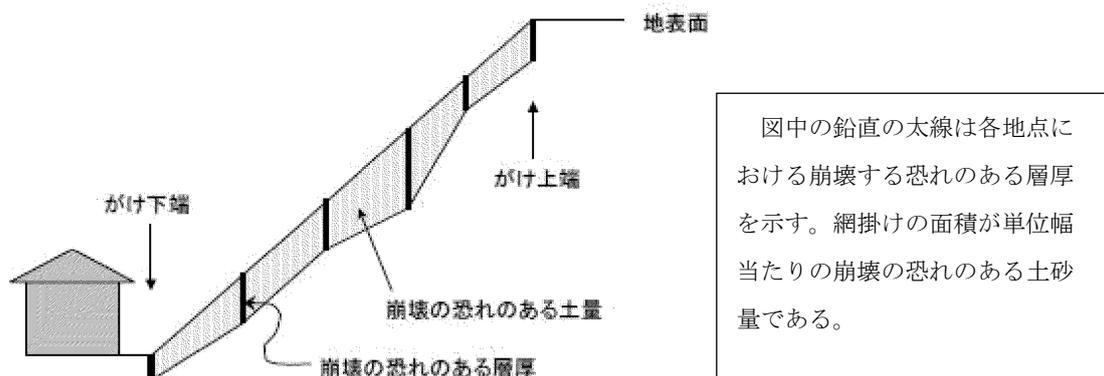


図8-35 崩壊土砂量算出の算定図

② 衝撃力

擁壁が受ける崩壊土砂の衝撃力については、各地点で生じた崩壊土砂の移動による力を事務連絡及び設計計算例により算出する。

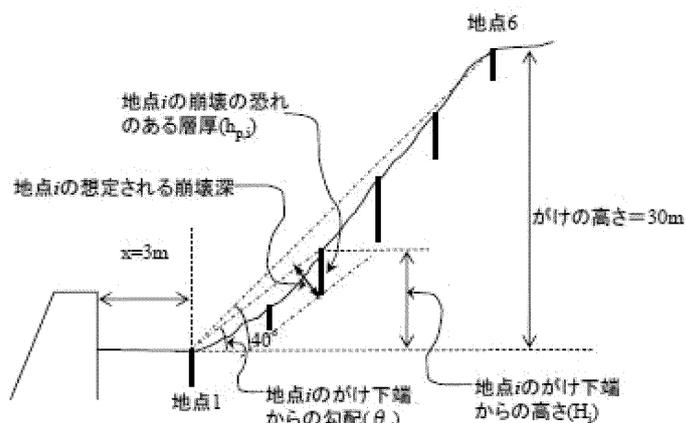


図8-36 検討斜面の模式図

表8-16 移動の力の算出結果

	想定される崩壊深 (m)	移動の高さ (m)	移動速度 (m/s)	移動の力 (F _{sm,i}) (kN/m ²)
地点1	1.00	0.50	0	0.0
地点2	0.66	0.33	1.64	4.8
地点3	1.82	0.91	5.82	61.0
地点4	1.66	0.83	6.37	73.0
地点5	1.34	0.67	5.76	59.7
地点6	1.07	0.54	4.81	41.6

注) 移動の高さのもとになる崩壊深は図のとおり斜面に対し直角方向である。

なお、擁壁の安定計算は、各地点の移動の力（衝撃力）によるモーメントが最大となる力を用いて行うこととする。

③ 衝撃力緩和係数

衝撃力緩和係数 α は0.5とする。（参考：事務連絡）

④ 衝撃力の作用位置

崩壊土砂の移動の高さは、各地点の崩壊深の1/2とし、衝撃力を作用させる位置は、擁壁背後の地盤面から移動の高さの1/2の位置とする。

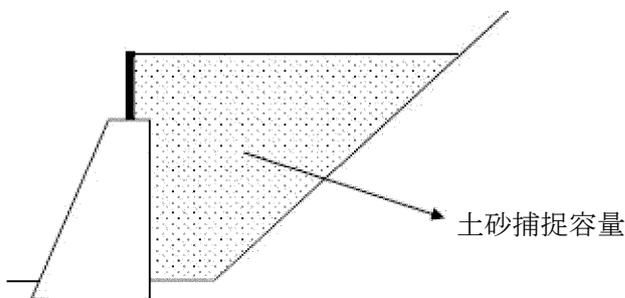
⑤ 崩壊土砂量（堆積の力）

擁壁が受ける崩壊土砂の堆積土圧については、事務連絡及び設計計算例により算出する。

(3) 共通事項

① 土砂捕捉容量

土砂捕捉容量は、原則として崩壊土砂量以上を確保すること。ただし、山裾に人家が近接しており、経済性、施工性等の理由から土砂捕捉容量を確保することが困難な場合は、当課に協議すること。なお、この場合においては、対策後の土砂災害特別警戒区域が人家に及ばない範囲で土砂捕捉量を決定することを基本とする。



崩壊土砂捕捉容量は、単位当たりの崩壊土砂量を算出し、擁壁斜面側の単位当たりの空き容量を有することとして計算する。

図8-37 単位幅当たりの土砂捕捉容量

8.7 待受式高エネルギー吸収型崩壊土砂防護柵工の設計・施工

本工種は擁壁工ではないが、待受式コンクリート擁壁工と同じ待受工に分類されるため、待受式コンクリート擁壁工に続いて本章に掲載する。

なお、鳥取県においては以下の条件を満たす場合のみ採用する。

- ① 重力式擁壁の設置予定地の地盤が軟弱で地盤改良を必要とする場合で、経済比較の結果、重力式擁壁（地盤改良を含む）より有利となる場合。
- ② 地権者不在などの理由で用地の取得が困難であり、多大な手間を要する場合。
- ③ その他、選定せざるを得ない場合（予め治山砂防課と個別協議を要する）。

8.7.1 待受式高エネルギー吸収型崩壊土砂防護柵工の一般的留意事項

地盤の強度や景観上の理由により待受式コンクリート擁壁が施工できない場合に、待受式高エネルギー吸収型崩壊土砂防護柵工を施工することがある。現在、待受式高エネルギー吸収型崩壊土砂防護柵工には図 8-38、図 8-39 に示すように大きく分けて支柱強化型とネット強化型の 2 種類のタイプがある。

なお、「8.6.3（参考）計算による設計の考え方および現状」に掲載の擁壁被災事例における作用衝撃力と計算上の限界耐力については、重力式コンクリート擁壁ともたれ式擁壁による事例であり、本章の「待受式高エネルギー吸収型崩壊土砂防護柵工」については、事例に含まれていないことに留意すること。

また、待受式高エネルギー吸収型崩壊土砂防護柵工の衝撃力緩和係数 α は 1.0 とすることに留意すること。

急傾斜地崩壊対策工として斜面下端点より上方に待受式高エネルギー吸収型崩壊土砂防護柵工を設置する場合、対策工の下方斜面の侵食および小崩壊対策を併せて検討すること。

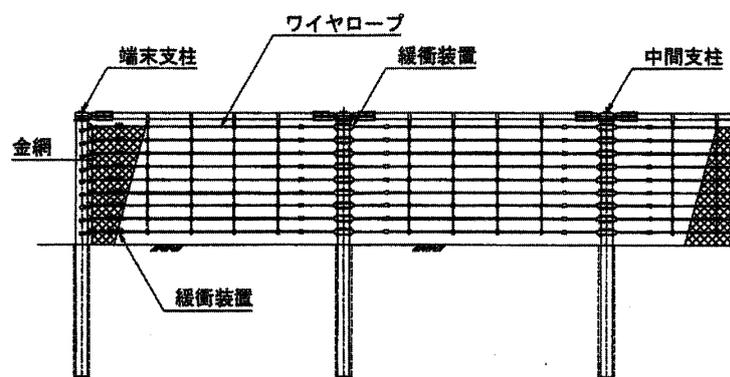


図 8-38 支柱強化型の防護柵

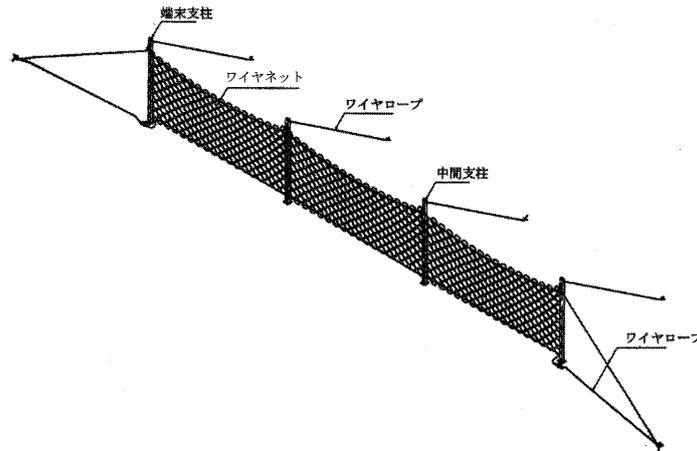


図 8-39 ネット強化型の防護柵

8.7.2 設計全般

式 (1.1) と式 (1.2) で算出した移動の力および堆積の力に対して、各部材の照査を行う。

なお、高エネルギー吸収型ではネット等の阻止面が変形することによって崩壊土砂のエネルギーを吸収することから、施設の直下に飛び出し分のスペースを確保することが必要になる。

また、崩壊土砂の捕捉時に塑性変形した部材は次回の崩壊には耐えられないため、交換することを基本とする。

8.8 井桁組擁壁工の設計・施工

井桁組擁壁は湧水が多く、地盤が比較的軟弱な斜面の小崩壊を防止し安定を図るものである。斜面下部で基礎掘削や斜面の切り取りを必要としない場合が多く、またそれが必要な場合でも最小限に止めることができる。そして透水性が良好で屈撓性があるので、湧水量が多く地盤が比較的軟弱な場合や地すべり性の崩壊が予想される箇所に適用できる。同じ機能を有するものとして鋼製枠擁壁工もある。

擁壁の高さ、幅、勾配等は斜面および周囲の状況等を勘案して決定する。枠の中詰めは栗石または雑石が一般に用いられる。

井桁組擁壁工および鋼製枠擁壁工は一種の重力式擁壁とする考え方もあるが、たわみ性壁に働く土圧が剛な壁に働く土圧と異なると考えられていながらその詳細がわかっていない現在、設計に際しては相当程度に十分な安全率を用いて行う等経験的に処理せざるを得ないのが現状である。したがって本工法を設計するにあたっては、近隣地での成功例および標準設計を参考とすることが有効な手段となる。井桁組擁壁工の一例を図 8-40 に示す。

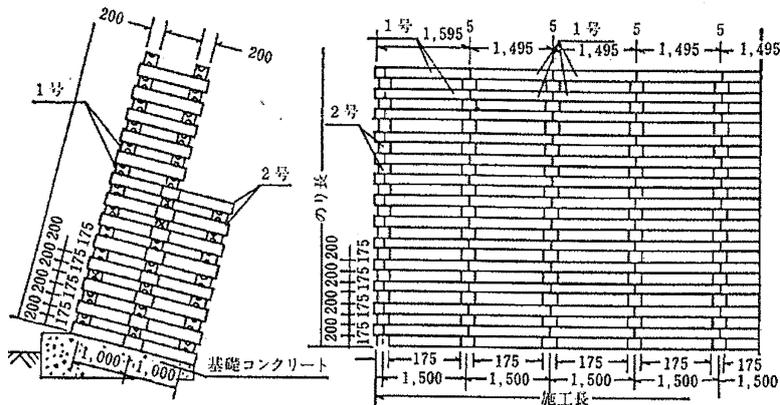


図 8-40 井桁組擁壁工の一例 (単位 : mm)

井桁組擁壁の施工は部材の入手、現場への搬入、組立ての難易等に応じて現地に適合した方法で行わなければならない。基礎は枠の組み上り精度を保つため慎重に施工しなければならない。また枠組の節点がフレキシブルな構造であり、不等沈下等により、偏荷重が生じ部材を破損する場合もあるので、基礎の設置、部材の組み合わせには十分注意する必要がある。組み立てにあたっては次の点に留意する。

- ① 水平に設置する部材で長大なものは2点吊りとし、基礎部を先行して一定区間を下部から横方向へと連続して施工する。
- ② ブロックを2段程度組み上げたら中詰めを行い、同時に裏込めも行って背後地盤と密着させ、同時に立ち上がるよう施工する。
- ③ 中詰め石は部材に衝撃を与えぬよう枠内に入れ、枠の周囲には枠間隔より大きめの石材を張り立て、内側には大小とり混ぜた礫を空隙が少なくなるよう密に施工する。
- ④ 中詰めには土砂を混入してはならない。また背後から土砂の侵入を防ぐため、背後地山と接する部分には吸出し防止材を施工する。
- ⑤ 積上高が高い場合は立ち上がりに従い背後に屈曲するおそれがあるので、十分に点検して一定勾配を保つよう注意する。
- ⑥ のり線上に屈曲部がある場合は十分に組み合わせを検討し、部材に偏荷重が作用しないよう注意する。
- ⑦ 組み上げに鋼材等を使用する場合は防食塗料を塗布する等、十分な腐食防止を行う。

8.9 他工種との関連

8.9.1 基礎工の設計

(1) 直接基礎

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下の地盤のみで支持させるものとする。水平荷重は基礎底面の滑動抵抗のみで支持するのを原則とするが、抵抗が不足する場合は水平荷重を基礎底面と根入れ部分との共同で分担させる場合もある。

また、良質な支持層が地表面に露出している場合でも、従来予想される地盤の洗掘あるいは地下埋設物および隣接して建設される構造物の施工によって受ける影響も考慮して、十分な根入れ深さを確保する必要がある。

直接基礎の最小根入れ深さは重要度の低いもの、あるいは洗掘のおそれや将来悪化するおそれがない岩盤などに基礎底面を設ける場合を除き、原則として少なくとも 50cm 以上は確保することが望ましい。

なお、重力式・待受式擁壁前面に水路を設ける場合の根入れの考え方は、以下のとおり取り扱うこと。(※水管理・国土保全局実地検査 (R4.6.13～R4.6.17) 特別調査における整理事項)

- ① 擁壁背面からの雨水処理のための水路を設置する場合の根入れは、本指針のとおり 0.5～1.0m 程度 (0.5m を基本) とする。(道路土工・擁壁工指針 p.129 図 8-40 擁壁工の直接基礎の根入れ深さ (b))
- ② 擁壁前面が水路の一部を担い一定量の水量が常時流れ、河床低下や洗掘の注意が必要な場合や、将来の水路の維持管理において、擁壁の安定に致命的な影響を及ぼす大規模な洗掘作業が想定される場合は、水路断面底から 0.3m の根入れを確保する。(道路土工・擁壁工指針 p.129 図 8-40 擁壁工の直接基礎の根入れ深さ (d))

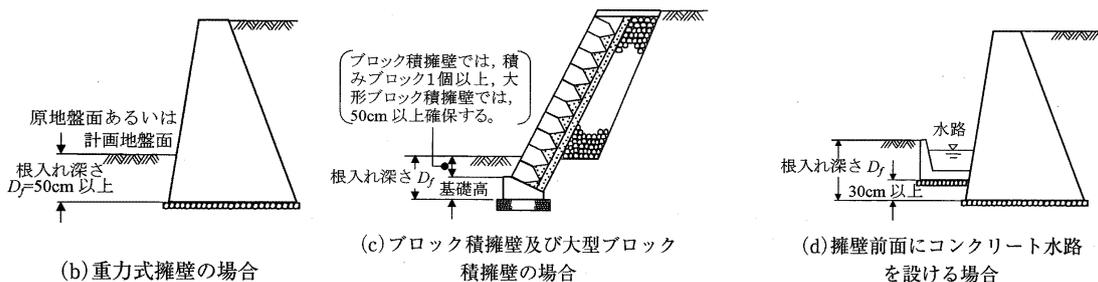


図8-41 擁壁工の直接基礎の根入れ深さ (出典：擁壁工指針p.129)

(2) 杭基礎

(i) 設計一般

杭は地盤内部に打ち込んだり押し込むことにより構造物からの応力を地盤に伝達する部材である。

杭は支持状態によって支持杭と摩擦杭とに大別される。支持杭は支持層に直接荷重を伝える杭であり、主として杭先端部で支持する。摩擦杭は杭周面との摩擦力で荷重を伝える。

実際の杭はこの両者の中間的な性状を示す場合が多い。設計方針としては一般に先端を

十分な支持力を有する支持層まで到達させることを原則とする。しかし重要度の低い場合や良質な支持層が非常に深い場合などには、経済性を考慮して摩擦杭としたほうがよい場合もある。良質な支持層とは構造物の重要度や基礎に作用する荷重の規模によっても異なり、一律に定められるものではないが、一般的には次の事項を目安としている。

- ① 粘性土層は砂質土層に比べて大きな支持力が期待できず、沈下量も大きい場合が多いため支持層とする際には十分な検討が必要であるが、N値が 20 程度以上（一軸圧縮強度 qu が $0.4N/mm^2$ 程度以上）あれば良質な支持層と考えてよい。
- ② 砂層、砂礫層はN値が 30 程度以上あれば良質な支持層とみなしてよい。ただし、砂礫層では礫をたたいてN値が過大に出る傾向があるので、支持層の決定には十分な注意が必要である。
- ③ 岩盤は材料としての強度が大きく、均質な岩盤を支持層とした場合には大きな支持力が期待できる。しかし、岩盤に不連続面が存在したり、スレーキング等の影響を受けやすい場合には、均質な岩盤に比べて十分な支持力が得られないことがある。したがって、岩盤を支持層とする場合には、これらの影響について事前に検討を行っておく必要がある。

水平荷重に対しても地盤に直接荷重を伝えるのが望ましいが、特に地表面近くの地盤が軟弱な場合、鉛直杭だけでは水平荷重に抵抗することが困難であるので、斜杭を併用することによって、水平力の一部を杭先端の良質な地盤に伝える方法をとることもある。また擁壁の裏込め土あるいは盛土の施工により、負の摩擦力あるいは側方流動による偏土圧が作用する場合があるので、設計にあたっては慎重な配慮が必要である。

杭基礎の設計方法は「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」8章に準ずるものとするが、以下に若干の基本的事項を示す。

- ① 鉛直荷重は杭のみで支持するのを原則とし、躯体底面の支持効果は考慮してはならない。
- ② 水平荷重に対しては杭のみで支持するのを原則とする。

(ii) 杭形式の選定

杭形式の選定にあたっては施工性、工費などの比較検討を行い決定するのが望ましい。なお打撃方式の杭の場合は施工上騒音、振動が問題となることもあり、この点についても十分検討する必要がある。

(iii) 杭の許容支持力

一本の杭の軸方向押込力に対する許容支持力の算定方法については載荷試験、各種静力学公式、杭打公式があり、また軸方向引抜力については引抜試験、静力学公式がある。軸直角方向に対しては載荷試験、横方向地盤係数を用いたもの、あるいは推定による方法などがある。

8.9.2 他工種の基礎としての擁壁工（のり砕工を例として）

(1) 基礎擁壁に作用する力

のり砕工には図 8-42 に示すように、基礎工として擁壁工が設置される場合が多い。

(i) 最下端の縦枠に作用する軸力

図 8-42 において、縦枠間隔 a ののり砕工で、縦枠の最下端に作用する軸力は、一般に (8.39) 式で算定される。

$$R = W_t \cdot \sin \alpha + P \cdot \cos(\alpha - \beta) - F_r \quad \dots \dots \dots (8.39)$$

ここに、

R : 縦枠の最下端での軸力 (kN)

W_t : 縦枠を中心とする幅 a 当たりののり砕工の自重
と間詰土等の重量の和 (kN)

P : 幅 a ののり砕工に作用する外力 (土圧) (kN)

F_r : 幅 a ののり砕工に作用する滑動抵抗力 (kN)

α : のり砕工の縦枠が水平となす角度 (°)

β : P が水平となす角度 (°)

ただし、 P については、プレキャストののり砕工の場合は一般に考慮しない ($P=0$)。また F_r については、地山の表層部が全体的に不安定な場合は考慮しない ($F_r=0$) が、比較的安定している場合には、一般に以下の式で算定される。

地山の表層部が風化花崗岩のような砂質の場合、

$$F_r = W_t \cdot \cos \alpha \cdot \tan(2/3 \cdot \phi) \quad \dots \dots \dots (8.40)$$

地山の表層部が粘板岩のような粘質の場合、

$$F_r = c \cdot a \cdot \ell \quad \dots \dots \dots (8.41)$$

ここに、

ϕ : 地山の表層部の内部摩擦角 (°)

c : 地山の表層部の粘着力 (kN/m²)

a : のり砕工の縦枠間隔 (m)

ℓ : のり砕工の縦枠の長さ (m)

(ii) 基礎擁壁工に作用する力

基礎擁壁には、軸力 (R) と擁壁工の自重 (W_b) が作用する。

軸力 R は縦枠の中心に働き、その方向は縦枠の勾配 (角度 α) であるが、それが基礎擁壁工で横方向にどのように分布するかは現状では明確ではない。その分布 g は図 8-42 に示されるように縦軸の位置で最大となり、縦枠間の midpoint で最小となると考えられる。

縦枠の間隔 a が縦枠の幅 c の 5 倍程度以内で、基礎擁壁の大きさが通常用いられているものより小さくしなければ、軸力 R は等分布するとしても実用上さしつかえないと考えられる。図 8-43 に示すように R が 45° で分散分布するとして、縦枠の中央断面での基礎擁壁工の安定を検討する方法も用いられている。

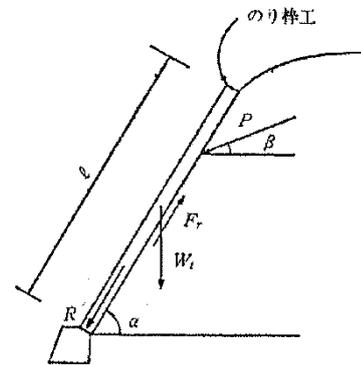


図8-42 のり砕工の基礎擁壁工

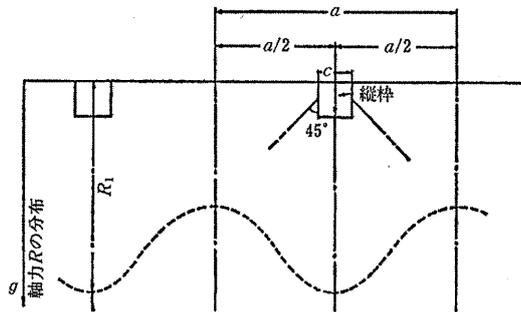


図 8-43 軸力(R)の分布

いずれにしても、軸力 R の分布を仮定して、縦棒を中心とする単位幅 (1m) 当たりの基礎擁壁工に作用する外力 R' を求める。軸力 R が等分布すると仮定した場合の R' は (8.42) 式で示される。

$$R' = R/a \quad \dots \dots \dots (8.42)$$

ここに、

R' : 単位幅当たりの基礎擁壁に作用する外力 (kN/m)

a : のり枠工の縦棒の間隔 (m)

(2) 基礎擁壁工の安定の検討

基礎擁壁工に作用する力は、図 8-44 に示すように外力 R' と自重 W_b であるから、一般の擁壁工と全く同じ要領 (8.2.3 参照) で、①転倒に対する安定、②滑動に対する安定、③地盤反力が許容支持力以内にあることの確認を行う。また、のり枠背面および基礎地盤全体のすべりが予想される場合には、このすべりに対して安全率が 1.2 以上となるように設計しなければならない。一般には 1.2 が用いられるが、現場の状況により 1.2~1.5 の範囲で設定することができる。

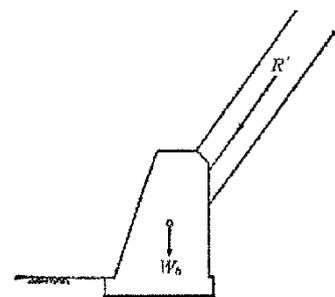


図8-44 基礎擁壁工に作用する力

【第 8 章 参考文献】

- 全国治水砂防協会：新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編、令和元年 5 月