

写真-3.2 型枠施工中の災害事例

3. 写真撮影・寸法計測など

発注者に提出する施工管理資料のため、床均しが終わった現場（一番危険な状態）で、斜面下に入っ
ての写真撮影・寸法計測時での災害も多い（写真3-3）。少々精度は落ちるものの離れた安全な場所から
の写真撮影や寸法計測で足るものとするなど作業方法を再考する必要があると思われる。

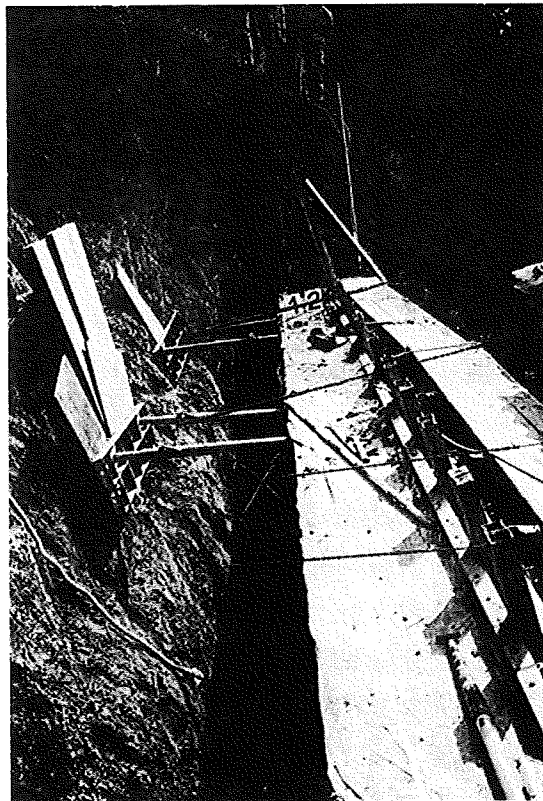


写真-3.3 写真撮影のために斜面と擁壁の間に入って被災した災害事例

これらのケースは、従来の重力式擁壁施工時にて見られる問題点であり、1980年代から指摘され^{3)~4)}、幾つかの対応策なども提案されているが、現在でも多くの災害が発生している。

そこで、まず、重力式擁壁施工時における崩壊の危険性が高い作業について、設計指針等から施工上の考え方について調査した。

3.3 床掘りについて

床掘りとは、構造物の築造または撤去を目的として、現地盤線または施工基面から土砂等を掘り下げ、埋め戻しを行う作業として土木工事数量算出要領(案)(国土交通省)⁵⁾に記載されている。なお、床掘り勾配とは、このときの斜面勾配を指す。

図-3.3に、切土斜面での土止め擁壁築造時の一般的な床掘り状況を示す。

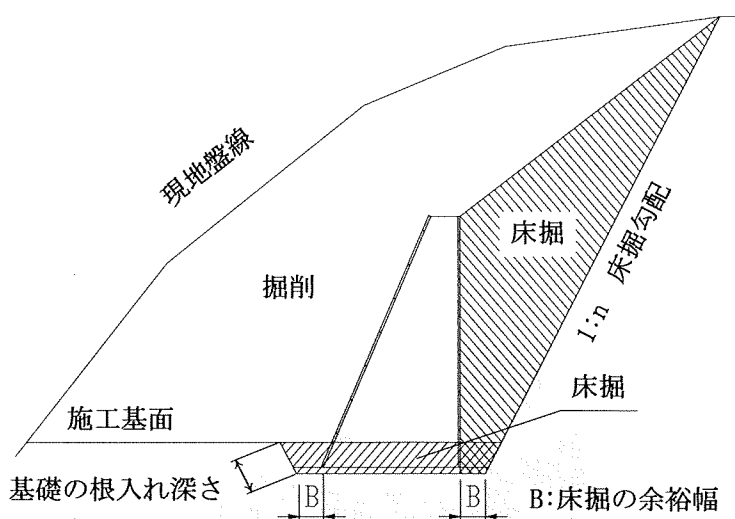


図-3.3 一般的な床掘り

3.3.1 基礎工事のための床掘り(擁壁の直接基礎)

1. 擁壁直接基礎の設計⁶⁾

擁壁の直接基礎は、良質な支持層上に設け、鉛直荷重は直接基礎底面の下の地盤のみで支持させることを原則としている。(図-3.4) なお、表層が軟弱であり、比較的浅い位置に良質な支持層がある場合には、支持層までの根入れをさせる方法のほか、安定処理や良質土による置き換えを行い、改良地盤を形成してこれを支持地盤とし、その上に直接基礎を設ける方法がある。(図-3.5)

また、山岳地などにおいて支持層となる岩盤が傾斜している場合や、一部に支持地盤として不適な地盤が存在する場合には、地盤の一部をコンクリートで置き換えてこれを支持地盤とし、その上に直接基礎を設けることができる。(図-3.6)

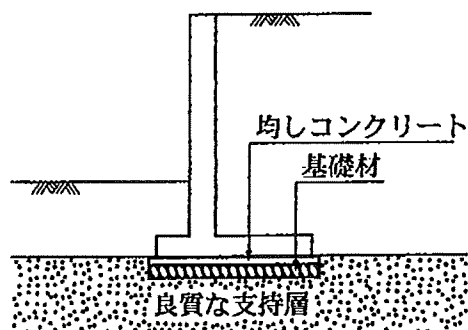
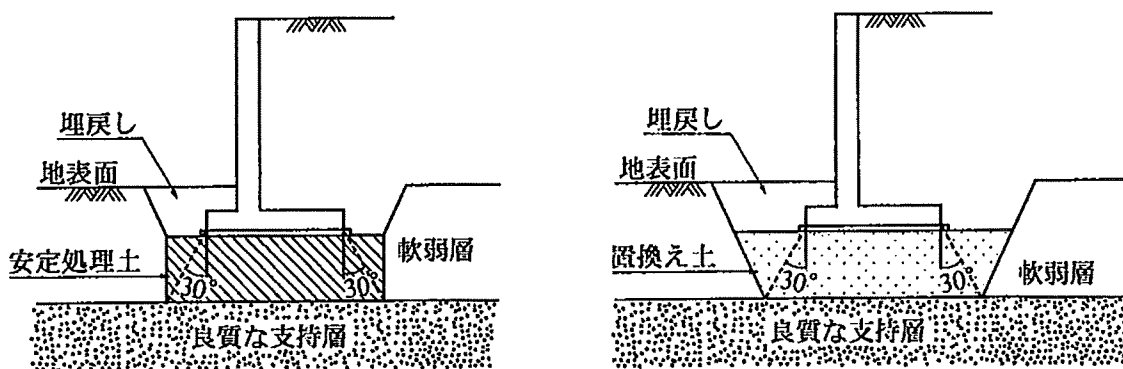


図-3.4 直接基礎



(a) 安定処理土

(b) 置換え土

図 3.5 改良地盤上の直接基礎

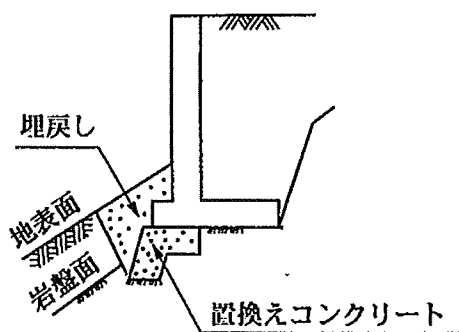


図-3.6 置換えコンクリート上の直接基礎

2. 基礎の根入れ深さ

道路土工—擁壁工指針では直接基礎の根入れ深さは、

- ① 擁壁の直接基礎の根入れ深さは、地表面から支持地盤までの深さとし、原則として 50cm 以上は確保するものとする。
- ② 片持張り式擁壁のように底版を有する形式の擁壁においては底版厚さに 50cm 以上確保するものとする。

③ 中位の砂地盤において高さが 2.5m 以上の重力式擁壁を設ける場合には、擁壁高さの 0.2 倍以上の十分な根入れ深さを確保することが望ましい。

としており、施工基面下の床掘りは、基礎の根入れ深さに関係している。

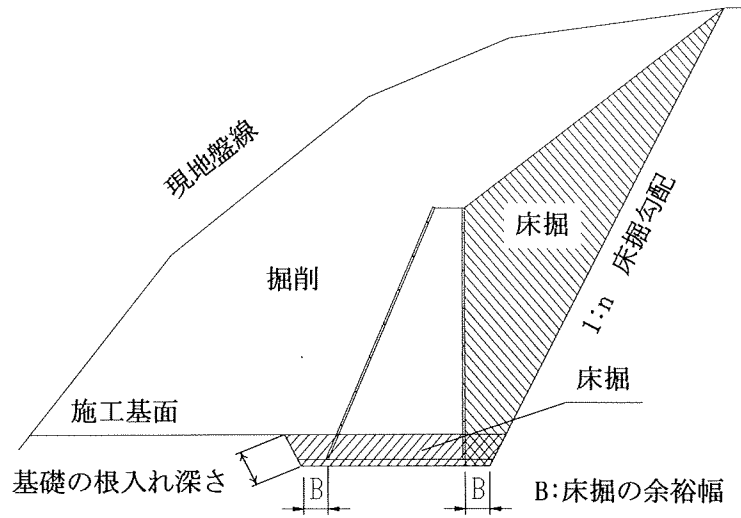


図-3.7 基礎の根入れ深さ

3.3.2 切土のり面と床掘りの各々の標準勾配

切土のり面標準勾配と床掘り標準勾配の違いを、表-3.1と表-3.2に示す。

1. 切土のりの標準勾配⁷⁾

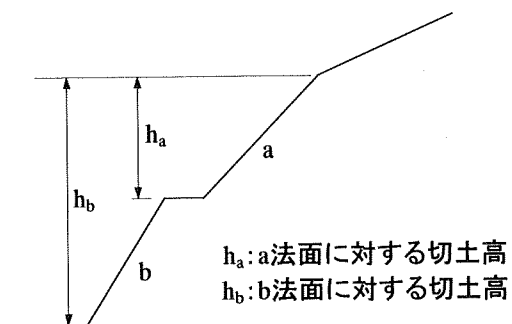
切土のり面での標準勾配は、土留構造物等を必要としないような無処理か、植生、コンクリート・モルタル吹付け程度の処理を行う切土法面を対象としている。

表-3.1 切土のり面標準勾配

地山の土質		切土高	勾配
硬岩			1:0.3~1:0.8
軟岩			1:0.5~1:1.2
砂	密実でない粒度分布の悪いもの		1:1.5~
砂質土	密実なもの	5m以下	1:0.8~1:1.0
		5~10m	1:1.0~1:1.2
	密実でないもの	5m以下	1:1.0~1:1.2
		5~10m	1:1.2~1:1.5
砂利または岩塊混じり砂質土	密実なもの、または粒度分布のよいもの	10m以下	1:0.8~1:1.0
		10~15m	1:1.0~1:1.2
	密実でないもの、または粒度分布の悪いもの	10m以下	1:1.0~1:1.2
		10~15m	1:1.2~1:1.5
粘性土		10m以下	1:0.8~1:1.2
岩塊または玉石混じりの粘性土		5m以下	1:1.0~1:1.2
		5~10m	1:1.2~1:1.5

注) ①上記標準勾配は地盤条件、切土条件等により適用できない場合がある。

②土質構成等により単一勾配としないときの切土高および勾配の考え方は下図のようにする。



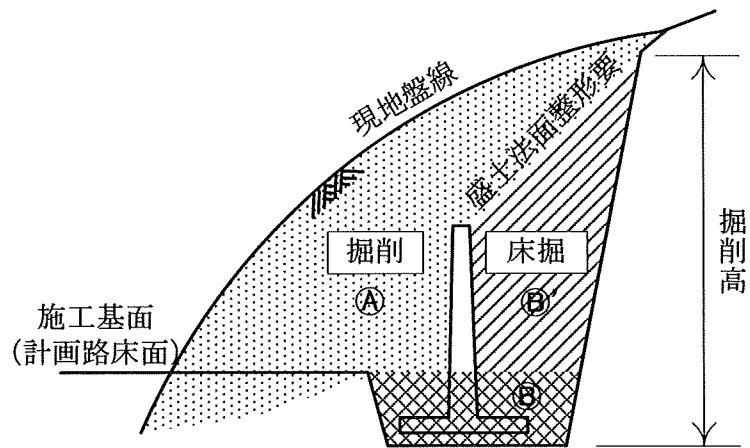
- ・ 勾配は小段を含めない
- ・ 勾配に対する切土高は当該切土のり面から上部の全切土高とする。

2. 床掘り標準勾配⁵⁾

床掘りでの標準勾配とは、構造物の築造または撤去を目的に、現地盤線または施工基面から土砂等を掘り下げ、「埋め戻し」を伴う切土斜面勾配である。

表-3.2 床掘りでの標準勾配

土質区分	掘削面の高さ	床掘り勾配	小段の幅
中硬岩・硬岩	5m未満	直	—
	全掘削高 5m以上	1 : 0.3	下からH=5m毎に 1m
軟岩Ⅰ・軟岩Ⅱ	1m未満	直	—
	1m以上 5m未満	1 : 0.3	—
	全掘削高 5m以上	1 : 0.3	下からH=5m毎に 1m
レキ質土・砂質土 粘性土・岩塊玉石	1m未満	直	—
	1m以上 5m未満	1 : 0.5	—
	全掘削高 5m以上	1 : 0.6	下からH=5m毎に 1m
砂	5m未満	1 : 1.5	—
	全掘削高 5m以上	1 : 1.5	下からH=5m毎に 2m
発破などにより崩壊 しやすい状態になっ ている地山	2m未満	1 : 1.0	下からH=2m毎に 2m



B' 領域については、実作業は「掘削」行為となるが、数量算出上は、「床掘」として算出するものである

図-3.8 床掘の定義

3.4 斜面掘削を伴う構造物構築時の安全な施工方法

斜面掘削を伴う構造物構築時の安全な施工方法として床掘り・斜面安定化補助工法・裏込め土埋め戻しの有無によって表-5.1のように分類した。なお、安全性については、斜面近傍での作業がある場合には△としている。

表-5.1 斜面掘削を伴う構造物構築時の安全な施工方法

節	床掘	斜面安定化補助工法	裏込め土埋め戻し	施工方法	壁面施工	安全性
3.5.1	有り	有り	有り	切土勾配を緩くする	一般型枠	○
3.5.2	有り	有り	有り	切土斜面を補強する	一般型枠	◎
3.5.3	有り	無し	有り	残存型枠で内側から組み立てる (置換コンクリート)	残存型枠	△
3.5.4	有り	無し	有り	残存型枠を別なヤードで組み立てる (置換コンクリート)	残存型枠	△
3.5.5	有り	無し	有り	支持杭を併用して 床掘り作業を無くす方法	残存型枠	△
3.5.6	有り	無し	有り	杭とコンクリートパネルを 一体化した壁体による方法	二次製品	○
3.5.7	無し	有り	無し	仮設土留め杭 (H鋼など)	一般型枠	◎
3.5.8	無し	有り	無し	鋼管杭による連続壁を構築する方法	残存型枠	◎
3.5.9	無し	有り	無し	PC杭による連続壁を構築する方法	PC杭	◎

以下にそれぞれの方法の概要を示す。

3.4.1 切土勾配を緩くする

床掘り標準勾配(表-4.2)を切土標準勾配(表-4.1)と同様に緩くすることにより地山の安定化を図る。図-3.9に地盤種類による勾配の違いを示す。砂質土や岩塊玉石のような地盤種類の斜面では、大幅に緩勾配とする必要があることが分かる。

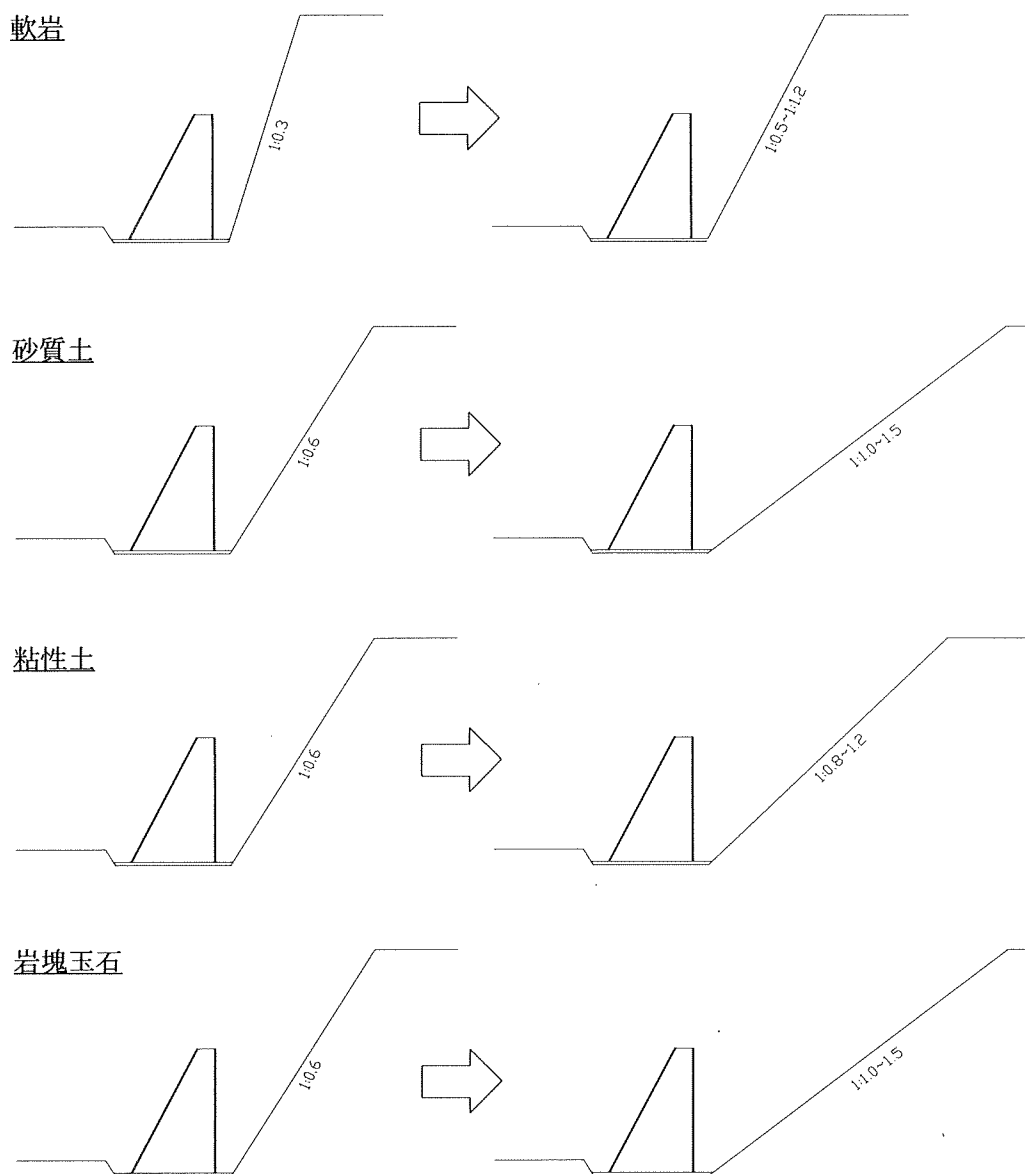


図-3.9 切土勾配を緩くする方法

3.4.2 切土斜面を補強する

補助的にアースアンカー工，鉄筋挿入工，吹付けコンクリートなどを施工し，常に切土斜面を補強しながら掘削し，切土斜面の安定化を図る方法。図-3.10 に施工プロセスを示す。

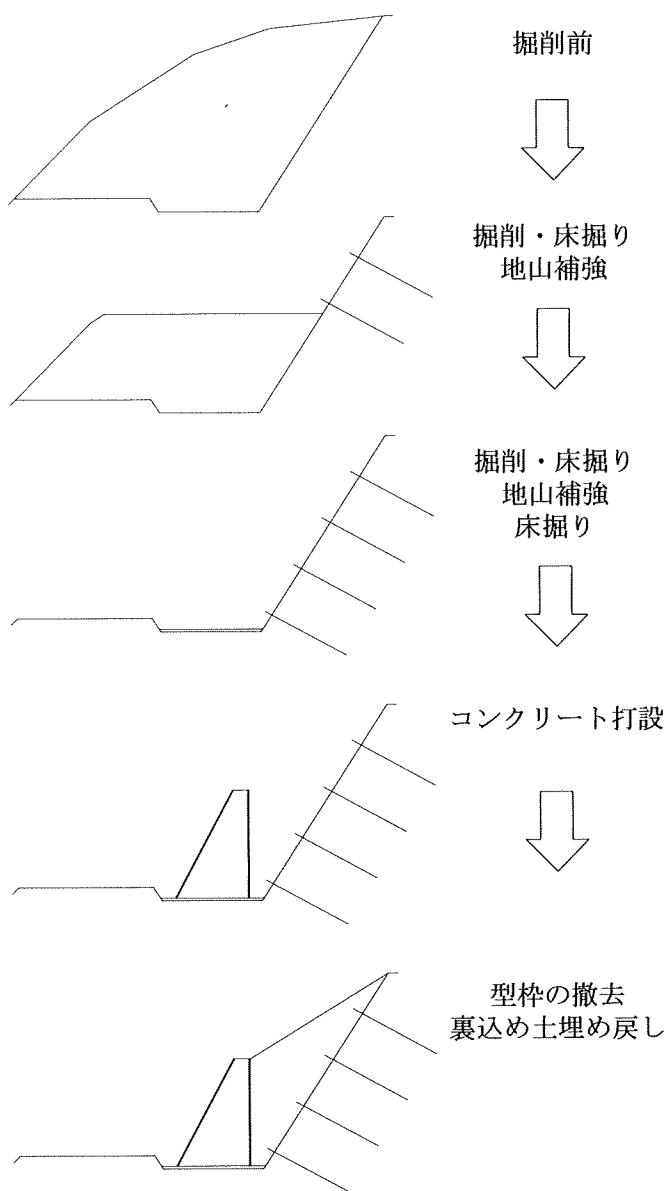


図-3.10 切土斜面を補強する方法

3.4.3 残存型枠（施工基面までコンクリートで置換する）を利用する方法

土止め擁壁の支持地盤として不適な地盤の土砂を取り除き、取り除いた土砂を施工基面までコンクリートで置換し、斜面を安定化させ、作業員が土留め擁壁と切土斜面内に立ち入る作業のないように残存型枠を用いて施工する方法。施工プロセスを図-3.11 に示す。

残存型枠では、裏込め土の埋め戻しの際には、作業員が構造物の裏側（斜面側）に入る必要があり、斜面崩壊による労働災害のリスクがある。しかし、残存型枠のコンクリート高さに合わせて、裏込め土を埋め戻すことで、斜面が崩壊した場合でも従来工法よりも避難しやすいメリットがある。

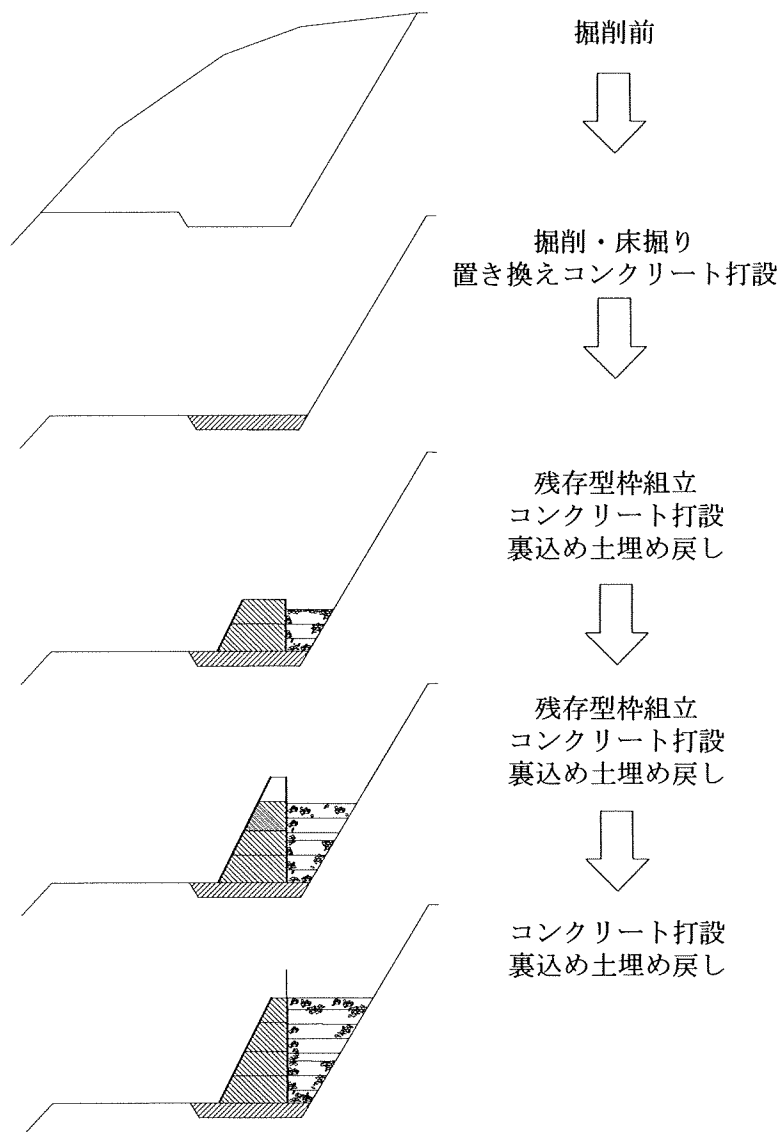


図-3.11 残存型枠を利用する方法

3.4.4 残存型枠を外部で組み立てる（施工基面までコンクリートで置換する）方法

3.5.3 は既存工法に比べて型枠取り外し作業が無いいため斜面崩壊にて被災するリスクから軽減されるが、急勾配にて切取りした斜面近傍での作業は依然残っている。3.5.4 は、地山を掘削後、斜面崩壊の影響のない場所で残存型枠を組立て、ラフテレーンクレーンにより、コンクリート打設位置に設置する方法である。この方法は、急勾配下での作業は無くなるが、裏込め土の埋め戻しには、作業員が擁壁の裏側（斜面側）に入ることになり、埋め戻し時点での安全性には配慮する必要がある。

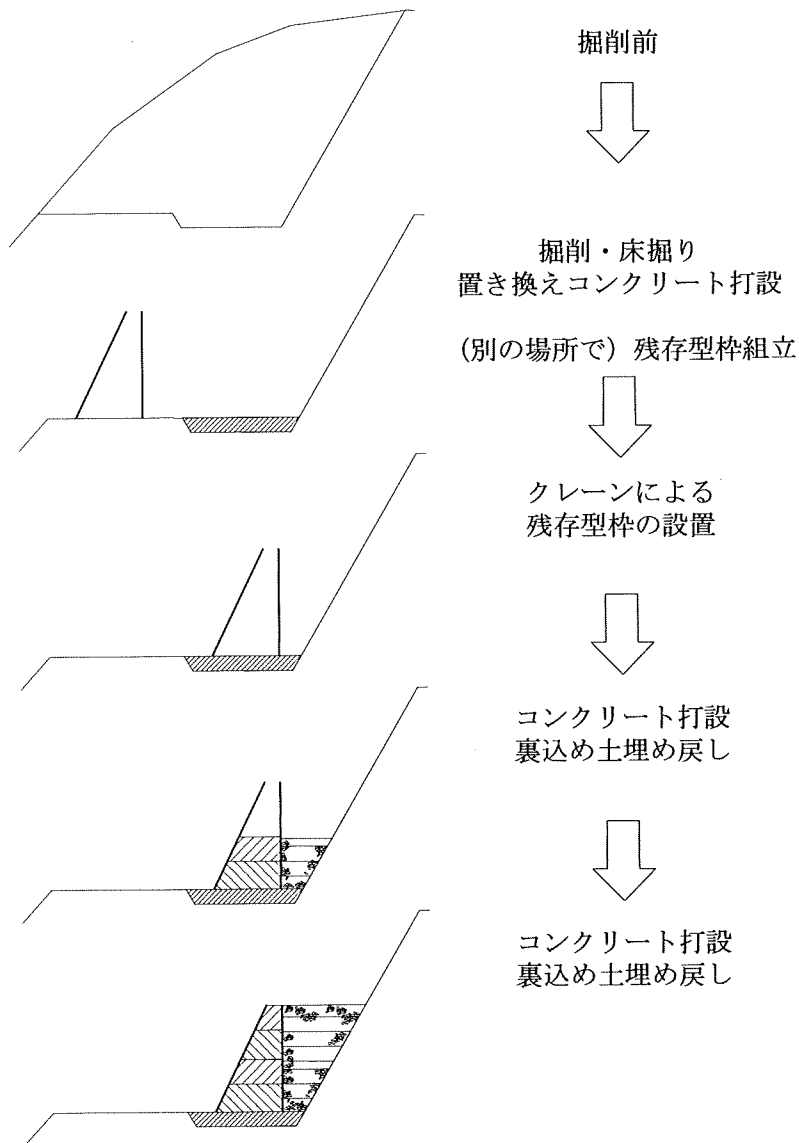


図-3.12 残存型枠を外部で組立て・設置する方法

3.4.5 支持杭を併用して床掘り作業を無くす方法

斜面崩壊による被災のリスクが高い床掘り作業を無くす方法として、擁壁の支持力を杭によって発現させる方法である。図-3.13 に施工プロセスを示す。この場合、基礎のつま先側の根入れを 50cm 以上とする。擁壁背面側の床掘りは少なくなるが、裏込め土埋め戻しには、擁壁裏側（斜面側）での作業があるため、埋め戻し時点での安全性に配慮する必要がある。

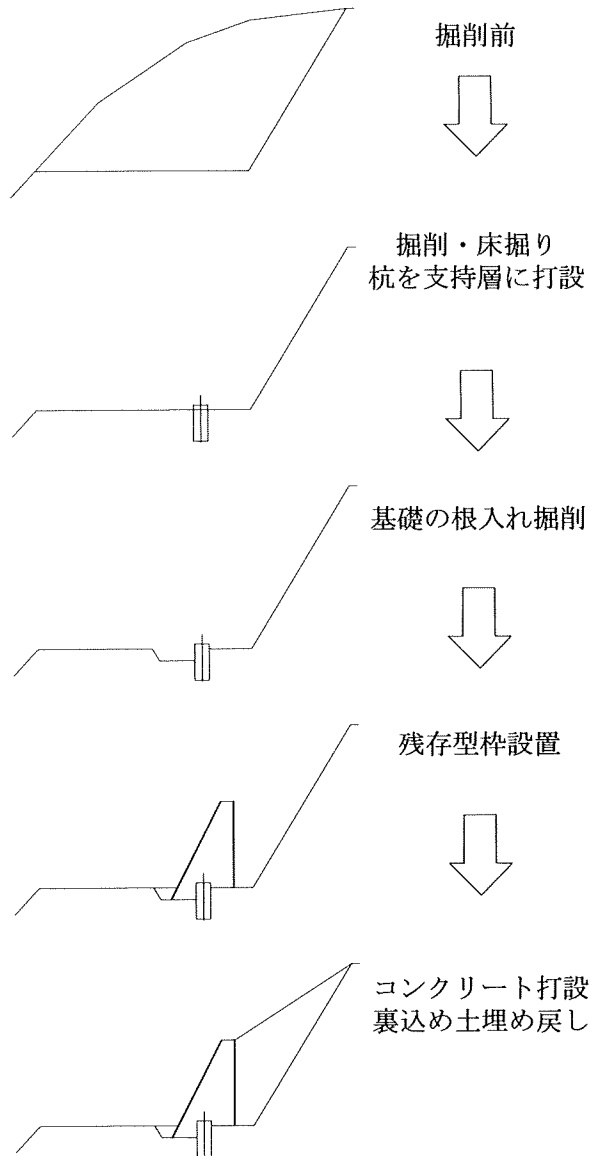


図-3.13 支持杭を併用して床掘り作業を無くす方法

3.4.6 杭とコンクリートパネルを一体化した壁体による方法

プレキャストコンクリートとして、杭とコンクリートパネルとを一体化させた薄肉壁体による方法がある。この工法は、長大な切土や基礎掘削が多くなる急峻地形での道路や敷地の拡幅工事などにおいて、切土や残土の発生を少なくできる特徴を有している。施工プロセスを図-3.14に示す。この工法は、床掘り作業は低減するが埋め戻し作業があるため、埋め戻し時の安全性に配慮する必要がある。

このような既存の工法を利用して、床掘りを伴う斜面安定工事をより安全にすることも可能である。

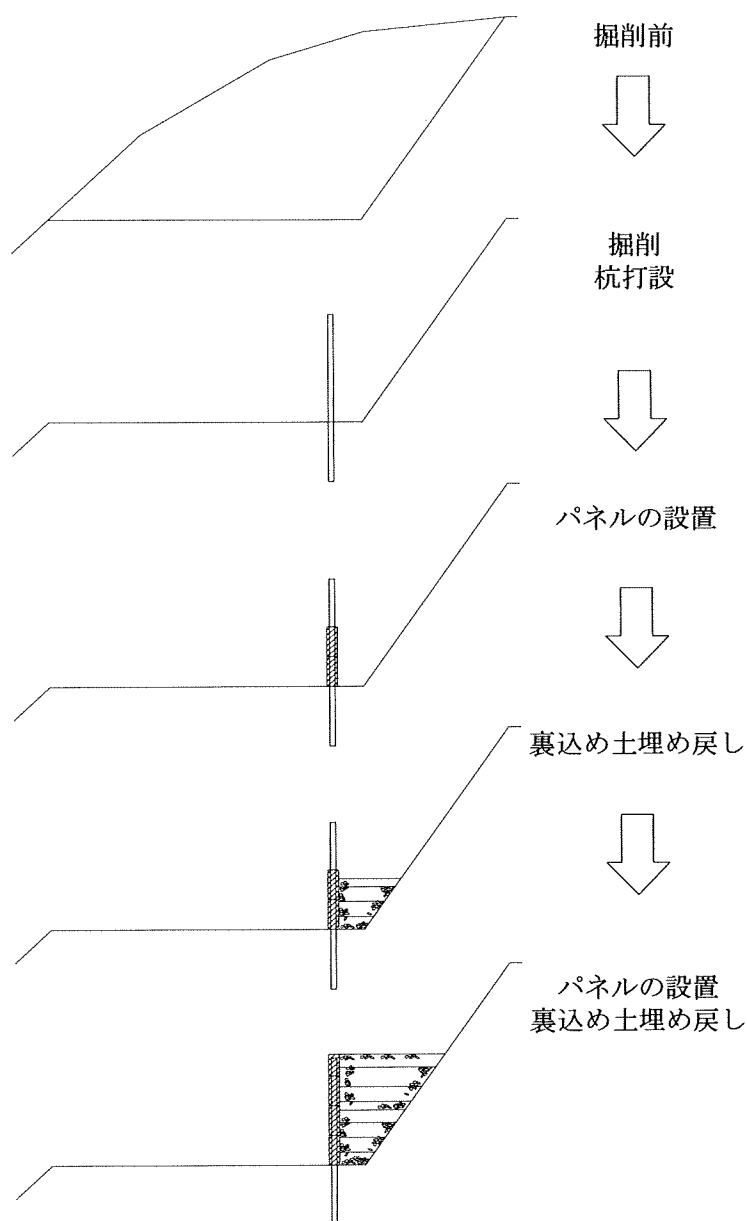


図-3.14 杭とコンクリートパネルを一体化した壁体による方法

3.4.7 仮設土止め杭による方法

仮設土止め杭による方法は、H型鋼を地山に打込み切土斜面を安定化させる方法である。切土側に支保工がないため、アンカーを併用したほうが、杭の変形は小さくすむ。施工プロセスを図-3.15 に示す。仮設土止め杭を引抜かない場合には、擁壁背面側の型枠を仮設土止め杭にて代用できる。この工法では、斜面切り取り時は杭によって斜面を安定化させていることや、床掘り作業がないため、作業中の斜面崩壊による被災のリスクは低い。

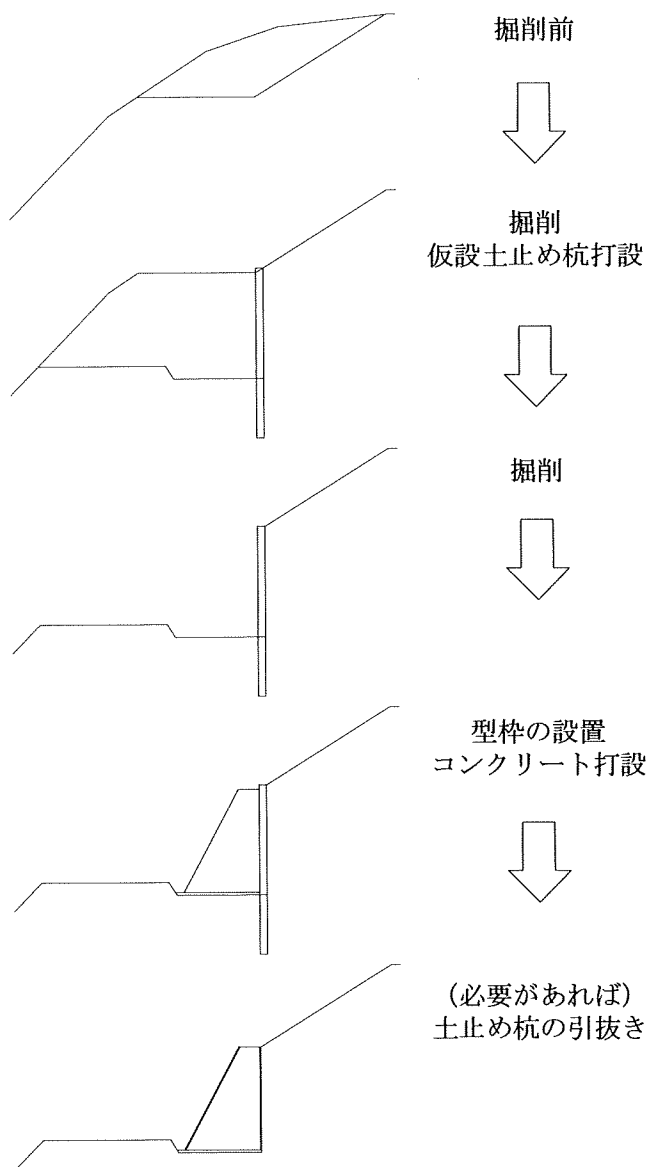


図-3.15 仮設土止め杭による方法

3.4.8 鋼管杭による連続壁を構築する方法

鋼管杭を地山に打込み、地山を安定化させた後に掘削を行い、切土斜面に鋼管杭の連続壁を作る工法である。図-3.16 に施工プロセスを示す。鋼管杭が土圧を受け持つため、鋼管杭の前面は簡易な保護壁等でよい。この工法は、床掘り作業がないため、作業中の斜面崩壊による被災のリスクは低い。

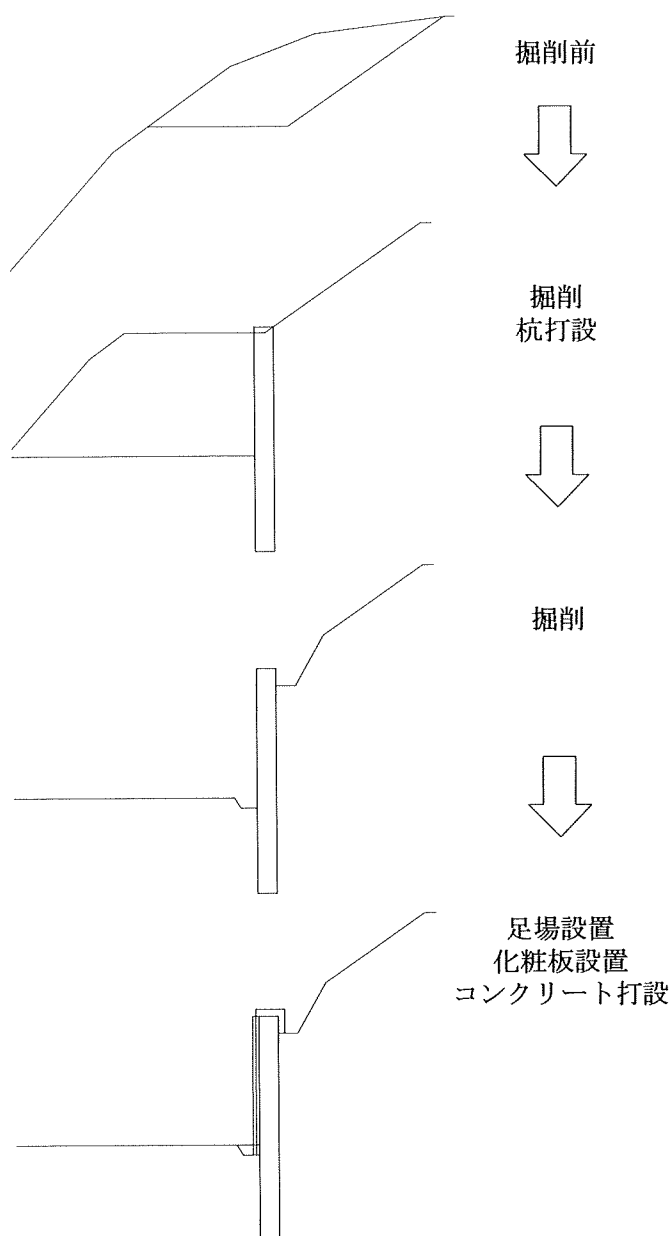


図-3.16 鋼管杭による連続壁を構築する方法

3.4.9 PC杭による連続壁を構築する方法

PC杭を地山に打込み、地山を安定化させた後に掘削を行い、切土斜面に柱列連続壁を作る工法である。図-3.17に施工プロセスを示す。PC杭が土圧を受け持つため、PC杭の前面に新たに壁面を設ける必要はない。この工法は、床掘り作業がないため、作業中の斜面崩壊による被災のリスクは低い。

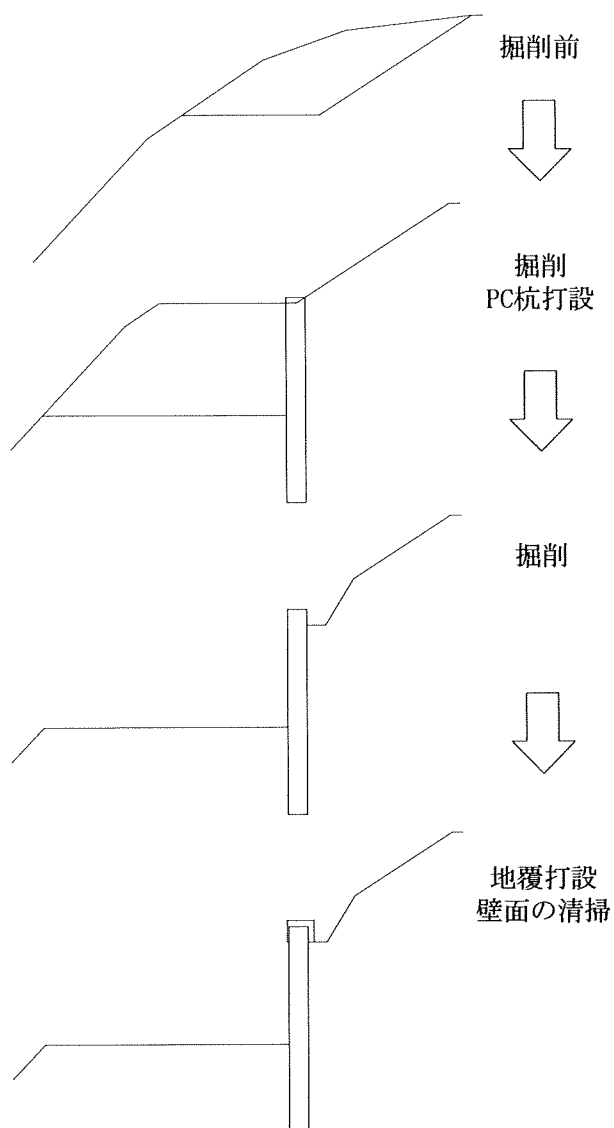


図-3.17 PC杭による連続壁を構築する方法

3.5 まとめ

本章では、土止め擁壁施工時の床掘りや急勾配掘削を行った斜面近傍で行う作業をなるべく軽減するような“より安全な”施工方法について調査・検討を行った。その結果、以下のような対策方法が考えられる。すなわち、

1. 切土勾配を緩くする。
2. 床掘り斜面を安定化させるために、地山補強や土留め杭を併用する。
3. 床掘り斜面から離れたところで型枠を組立て、床掘り斜面付近の作業時間を少なくする。
4. 床掘り斜面を長期間開放しないように、コンクリート打設後型枠を撤去せずに、構造物の裏側を埋め戻す。
5. 床掘り作業を無くすように構造物基礎の支持層定着は、杭基礎や置換えコンクリートを併用する。
6. 床掘りがない土留め杭（鋼管杭、PC杭等）で築造する。

今後、費用対効果も考慮しながら斜面近傍での作業を極力軽減する“より安全な”施工方法について検討していく必要がある。

3.6 参考文献

1. 伊藤和也，豊澤康男，Tamrakar S. B.，堀井宣幸：建設工事中の斜面崩壊による労働災害の調査・分析，日本地すべり学会誌，Vol. 41, No. 6, pp. 17-26, 2005.
2. 豊澤康男，伊藤和也，日下部治，竹村次朗，高橋章浩，井澤淳：斜面掘削工事中の土砂崩壊による労働災害の特徴とその対策について，第44回地盤工学研究発表会，pp.799-800, 2009.
3. 建設業労働災害防止協会(労働省監修)：切取り工事の安全，建設業労働災害防止協会，pp. 108-111, 1979.
4. 奥園誠之：擁壁裏側掘削中の安全管理の怠慢は命取りとなることがある，これだけは知っておきたい斜面防災100のポイント，鹿島出版会，pp. 90-93, 1986.
5. 国土交通省国土技術政策総合研究所：平成21年度版 土木工事数量算出要領（案），<http://www.nilim.go.jp/lab/pbg/sr/yoryo.htm>
6. 日本道路協会：道路土工－擁壁工指針，pp.108-109, 1999.
7. 日本道路協会：道路土工－のり面工・斜面安定工指針，p.138, 2007.

第4章 斜面上付加荷重による斜面安定の影響

4.1 はじめに

斜面崩壊の一原因として、工事中にしばしば発生する斜面上に重機や資材などを置くことによって発生する斜面上付加荷重が想定される。そのような斜面上の付加荷重による斜面崩壊形態は、荷重直下に発生する局所的な崩壊と、斜面全体の不安定さを増大させて発生する大規模な崩壊とが想定される。本章では、上記のような問題意識のもとですべり安定計算と遠心実験を行い、付加荷重による斜面安全率の低減を簡便に示す図表を作成した結果を示す。

4.2 安定計算による影響評価

4.2.1 修正フェレニウス法による安定計算

ここでは、斜面上に分布荷重が作用する位置、荷重強度等によって斜面の安定性、特に安全率やすべり面に関してどのような影響が出るのかを、斜面安定計算法の円弧すべり法の一つである修正フェレニウス法を用いて評価を行った。具体的な目的を、以下に挙げる。

- ・ 斜面上に載荷することにより、安全率のコンター図を描画した際に、安全率の目が 2 つ出来ることを確認する。
- ・ 法面上に載荷することによって安全性が低下することを確認するとともに、原斜面の安全率と比較してどの程度安全率が低下するのかを評価する。
- ・ 斜面パラメータ(盛土高さ、斜面角度、荷重の大きさ)によって、安定性の変化にどのような影響があるのか評価する。

以上3つの点を目的に安定計算を行った。

(1) 計算概要

修正フェレニウス法は、現在最もよく利用されている斜面安定計算法の一つである。計算の概要としては、様々に斜面の条件を設定し、その条件に対し、法面上に荷重位置・荷重幅・分布荷重を変化させ、安定性の変化を調べた。以下、位置の設定や幅等の設定について述べる。荷重は、直接基礎を考慮し、解析では斜面表面上に作用させた。

(2) パラメータ

土要素のパラメータについては、単位体積重量を一般的な $\gamma_t = 15.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ と設定した。また、見かけの粘着力として、粘着力 $c = 10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ を用いた。さらに、内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ と設定した。また、斜面のパラメータについては、盛土高さ $H = 10\text{m}, 20\text{m}, 30\text{m}$ の3種類。斜面角度 $\theta = 25^\circ, 30^\circ, 40^\circ$ の3種類の計9種類の条件の盛土斜面に対して計算を行った。そして、各ケースにおいて、荷重の幅、荷重系を載せる位置、荷重の大きさを変化させて計算を行った。ここで、荷重に関するパラメータは、荷重幅 L を斜

面長 L で割った係数を α 、法肩からの荷重の位置 D' を斜面長 L で割った係数を β と無次元化を行った。つまり、 α 、 β は $L'=\alpha L, D=\beta L$ である。図 4.1 に α, β 設定の模式図を示す。ここで、 λ は、 $\lambda = \frac{\gamma_t H \tan \phi}{c}$ で表される無次元パラメータで、Janbu の安定図表において用いられる指数である¹。また、荷重幅、荷重を載せる位置については、図 4.1 に記したように、荷重幅 L を斜面長 L で割った係数を α 、法肩からの荷重の位置 D' を斜面長 L で割った係数を β 、として無次元化を行っている。また、Case については Case□—□—□と設定し、 $H - \theta - q$ の順に並べた。 q の部分は番号が 1, 2, 3 の順に 25, 50, 100 (kN/m^2)と設定した。

4.2.2 計算結果

ここでは、章の始めに挙げた 3 つの目的に沿って計算結果を示していく。

1. 安全率のコンター図

単純斜面に対して、安全率のコンター図を描くと、安全率の最小値の目を一つ持ったコンター図が描ける。法面上へ構造物を載せると、元々の斜面のすべり面に加えて、構造物の基礎の真下から壊れる局所的な破壊をもたらすすべり面も考えられ、コンター図の中心が 2 つ現れる。これを図 4.2、図 4.3 に示した。中心が 2 つある場合は、安全率の小さい方で壊れる可能性が高い。そのため、2 つの目の安全率の大小関係は非常に重要である。この 2 つの目における最小の安全率の大小関係は、荷重系、土質パラメータ等によって変化する。このことから、斜面上に構造物を設置する際には、この 2 つの安全率の目を中心としたすべり面について照査せねばならない。表 4.2 に今回の計算結果を全て示したが、この中で、灰色に塗りつぶされている安全率は、すべり面が斜面全体に及んでいる Case である。表 4.2 より、斜面全体の安全率の方が低いケースは全体の 10%程度は存在している。斜面全体の安全率によって斜面の安定性が決まる際は、特に斜面全体への補強等が必要となる事が考えられる。一方で、局所的な崩壊によって斜面の安定性が決まる場合には、基礎の形状等で安全率を高めることが出来ると考えられるため、大規模な補強は必要ないと考えられる。

2. 各パラメータと安全率の変化の関係

いずれの Case においても法面上に荷重を行うと、斜面の安定性が低下することが確認された。そのため、法面上における荷重の位置、大きさといったパラメータが斜面の安定性に対してどの程度影響しているのかを考察する。ここで、次に挙げるパラメータ R_f と先に挙げた荷重幅、位置に関するパラメータ α, β を用いて評価することとする。

$$R_f = \frac{\Delta F_s}{F_{s0}}$$

ここで、 ΔF_s : パネルを法面上に設置した前後での安全率変化、 F_{s0} : パネル設置前の原斜面安全率である。各 Case において、 α, β を変化させ、その時の R_f を求め、コンター図を描き、評価を行った。

α, β, R_f か関係を求めたコンター図を図 4.4~図 4.10 に載せる。

この図から、どの位置に荷重した際にどの程度安全率が提言されるのかを簡便に調べることが出来る。

また、図番号とともに、一般的な計画安全率である $F_s = 1.2$ を下回る際の R_f 値を載せた。この値よりも小さい値の場合は、斜面の補強や荷重形態の再検討が必要となることが考えられる。

3. 斜面パラメータに伴う変化

斜面高さを変化させたときの安全率の低減率の移り変わりを Case1-1-2, Case 1-2-2, Case1-3-2 を比較して図 4.11 に示す。斜面が高くなるにつれて安全率の低下率は小さくなるが、斜面高さを高くすると、原斜面の安全率が低下するために、安全率の値は小さくなっている。原斜面の安全率は、表 4.2 中に F_{s0} として載せている。さらに、計画安全率である $F_s = 1.2$ となる際の R_f をグラフ中に☆印で示した。☆よりも下側は計画安全率を下回る事になる。このグラフを見ると、計画安全率を下回るようなケースが盛土高さを高くすると多くなることが分かる。このことから、高盛土の斜面法面に荷重を設置する場合は、設置場所について検討をよくする必要があることが分かる。また、斜面角度の変化による安全率の低減率は、Case 1-1-2, Case 2-1-2, Case 3-1-2 を比較し、図 4.12 に示す。斜面角 $\theta = 30^\circ$ の際の R_f が最も小さくなっているが、この場合も斜面角が急になると安全率が 1.2 を切るケースが発生している。さらに、Case 1-1-1, Case 1-1-2, Case 1-1-3 より分布荷重の変化による R_f の変化を見ると、分布荷重が増す毎に R_f の大きさが大きくなる事が分かる。(図 4.13)ここで、荷重強度が $50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ 程度であれば、この斜面パラメータの場合、どの α, β でも安全率が 1.2 を下回らないことがこの図から分かる。

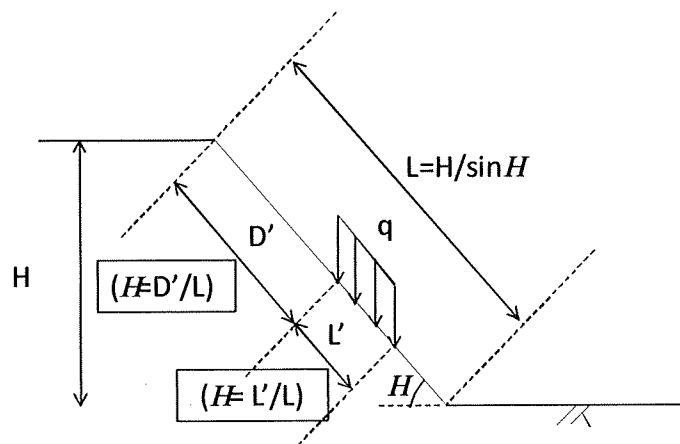


図 4.1 α, β に関する設定