

盛土等の安全対策推進ガイドライン 及び同解説

令和 5 年 5 月

国土交通省
農林水産省
林野庁

安全性把握調査抜粋

I 編 盛土等の抽出、安全性把握調査編

目次

1. 総説.....	
2. 用語の解説.....	
3. 調査対象、手順.....	
4. 既存盛土等分布調査.....	
5. 応急対策の必要性判断.....	
6. 安全性把握調査の優先度評価.....	
7. 安全性把握調査.....	1-93
7.1 地盤調査.....	1-94
7.2 安定計算.....	1-117
7.3 安全性把握調査のまとめ.....	1-144
8. 経過観察.....	
9. 規制区域における改善命令・勧告.....	
10. 関係者等への情報提供.....	
11. 調査結果の公表.....	

7. 安全性把握調査

優先度評価において安全性把握調査が必要とされた盛土等について、地盤調査及び安定計算により安全性を把握する。なお、安全性把握調査が必要な盛土等のうち、切土については、必要に応じて安定計算を実施する。

【解説】

「6. 安全性把握調査の優先度評価」において安全性把握調査が必要とされた盛土等について、図 7.1 の流れで安全性把握調査を実施する。安全性把握調査は、地盤調査と安定計算を実施し、崩壊のおそれがある盛土等を判断・抽出するため、学識経験者等を交えて検討することが望ましい。なお、切土のり面の安定性の検討に当たっては、安定計算に必要な数値を土質試験等によりの確に求めることが困難な場合が多いので、土質調査、周辺の地形及び地質条件等を総合的に判断して安定性の検討をする必要がある。

安全性把握調査では、安全性把握調査の優先度評価等で実施した現地踏査結果を踏まえ、盛土等を安定計算ができるブロックに区分するとともに、ブロック毎に調査測線を設定し、盛土等の形状、土質、地下水位等を調査する。最後にそれらの調査結果を用いて安定計算を行い、崩壊のおそれがある盛土等を抽出する。

なお、盛土等が複数のブロックに区分され、特定ブロックの安定性が他ブロックの安定性に影響する場合、まず特定ブロックの調査及び安定計算を行い、その結果を踏まえて他ブロックの調査及び安定計算の必要性を判断してよい（例えば、上流と下流の2ブロックに区分され、下流ブロックが安定していれば、上流ブロックで崩壊が生じるおそれは小さいと判断される場合、まず下流ブロックの調査及び安定計算を行い、下流ブロックが不安定という結果になれば上流ブロックの調査及び安定計算を実施し、下流ブロックが安定という結果になれば、上流ブロックの調査及び安定計算は省略する、等）。

安全性把握調査は、規制区域内の盛土等が行われた土地を常時安全な状態に維持する責務を負う土地の所有者、管理者又は占有者のほか、工事主や工事施行者、原因行為者が実施すべきものである。ただし、盛土等に伴う災害発生の切迫性や公益性の観点等を総合的に検討し、都道府県が実施することも考えられる。都道府県が特に実施すべきものとして、例えば、「6. 安全性把握調査の優先度評価」において、危険性が切迫していると判断されるもの（優先度区分 S や A1）や、谷埋め盛土で下流の保全対象が多く、被害規模が大きいと想定されるもの等があるが、責任の所在や実現性も考慮して判断することが重要である。

安全性把握調査

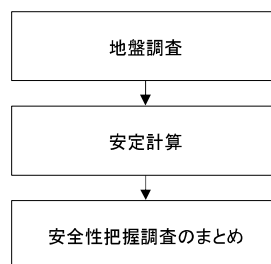


図 7.1 安全性把握調査の流れ

7.1 地盤調査

優先度評価で実施した現地踏査の結果から現在の盛土等の形状を確認し、適切に調査測線を設定する。次に、設定した調査測線におけるボーリング等の地盤調査により、当該盛土等の土質、単位体積重量、内部摩擦角（せん断抵抗角）、粘着力、地下水位等を把握する。

【解説】

安定性把握調査の優先度評価等で実施した現地調査結果から、盛土等を崩壊のおそれのある部分ごとに区分する。

さらに、区分された部分ごとに、想定される崩壊の運動方向に沿った調査測線を設定する。また、設定した調査測線における、当該盛土等の形状、土質、地下水位等を把握するため、地盤調査を実施する。

地盤調査結果に基づき実施する後述「7.2 安定計算」では、滑り面を設定するが、そのためには危険要因を把握し崩壊の災害発生形態を想定する必要がある（「6. 安全性把握調査の優先度評価」の（4）優先度のランク参照）。

また、安定計算によって崩壊が生じる危険性が高いと判定され対策を講じる場合、適用できる工法とその効果は災害発生形態とその危険要因及び施工条件によって異なる。工法選定及び設計・施工のための詳細な調査は別途実施する必要があるが、安全性把握調査の段階において、適用可能な工法の目途をつけておくことは、その後の対策を円滑に進める上で有効である。

このため、地盤調査は、危険要因の有無を定量的に把握し災害発生形態を想定できる内容とする必要がある。

（１）盛土等の区分

豪雨や地震に起因して生じる盛土等の崩壊は、地山との境界面や盛土等の内部等で崩壊や変形を起こす現象である。したがって、直線的でない形態（例えば「く」の字のような形態）の盛土等は、既存盛土等分布調査や安全性把握調査の優先度評価における現地調査で得られた原地盤の地形や現在の盛土等の地形をもとに、現地踏査の結果も踏まえ、安定計算を実施できる部分に区分するのが適当である。盛土等を区分する場合に想定される具体事例を[参考 7.1](#)に示す。

（２）調査測線の設定

調査測線とは、崩壊の主な運動ブロックの中心部で運動方向に設定する測線であり、この測線の縦断面において安定計算を行うものである。

調査測線は、（１）で区分した盛土等ごとに、原地盤の地形や現在の盛土等の地形を考慮し、その盛土等を代表する滑り面を具体的に確認でき、安定計算を行う際に適した位置及び方向に設定するものとする（[図 7.1.1](#)）。

なお、調査測線の設定に当たり、原地盤の地形が不明瞭な場合や、複雑な盛土層が想定される場合等は、物理探査（表面波探査や電気探査）を先行して実施し、原地盤の地形や盛土層の断面分布の概略を把握することも有効である。また、ボーリング調査位置は、盛土等の中央の縦断測線沿いを基本とするが、盛土厚が最も厚い（切土高が最も高い）箇所や、湧水が分布し飽和度が高いと想定される箇所、物理探査結果から脆弱な土質の分布が想定される箇所等を考慮して設定する。

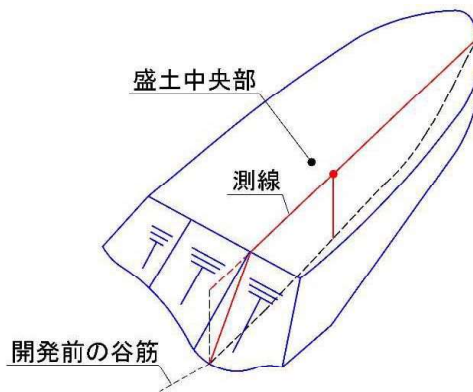


図 7.1.1 調査測線の設定イメージ

（３）盛土等の形状、土質、地下水位の調査

調査測線における当該盛土等の形状、土質、地下水位の調査を下記のとおり行う。なお、既往の地盤調査結果等がある場合は、それらを参考にするのもよい。各調査の位置と間隔の目安、調査計画項目及び数量の例を[参考 7.2](#)に示す。

１）盛土等の形状の調査

調査測線における盛土等の形状は、既存盛土等分布調査において把握した原地盤の地形及び現地での測量等により計測するものとする。また、必要に応じて地盤調査により、盛土等の規

模等の補正を行うことが望ましい。

2) 地中埋設物の確認

特に大規模盛土造成地のように、一団の造成宅地として利用されている盛土については、調査ボーリングに先立ち、既存の地中埋設物の位置データ（下水道台帳、道路台帳、電力・ガスマgmt台帳等）を精査し、地中埋設物の有無を確認する。既存のデータから埋設物の有無が確認できない場合は、地下レーダ、表面波探査等の物理探査を行うこととする。

3) ボーリング及び原位置試験

調査測線における調査ボーリングにより当該盛土等の土質を調査する。盛土等の土質は一様でない場合もあることから、材料が異なる場合はそれぞれの土質を調査する。なお、当該盛土が軟弱な粘性土や緩い砂地盤上に位置し、地山を含む崩壊が想定される場合は、滑り面が想定される深さまで地山の土質も調査する。

また、盛土上の建築物等の立地状況により、調査ボーリングが可能な地点が限られる場合は、スクリーウエイト貫入試験等による調査も検討する。なお、調査ボーリングは点の情報であることから、面的な情報を収集可能な物理探査等を必要に応じて併用することが望ましい。

主な地盤調査方法を[参考 7.3](#)、ボーリング及び原位置試験の方法例を[参考 7.4](#)に示す。なお、原位置試験の詳細な方法は、地盤工学会発行の「地盤調査の方法と解説（改訂版）」を参照されたい。

4) サンプリング

室内土質試験に用いる供試体は現場で採取した試料を用いることが望ましい。サンプラーによって適用土質が異なるため、対象とする土質に応じて適切なサンプラーを判断し、乱さない試料を採取すること。[参考 7.3](#)にサンプリングの種類を示す。

5) 室内土質試験

安定計算に必要な盛土材料の土質特性を把握するため、室内土質試験を行う。調査項目は、湿潤密度等の物理試験と三軸圧縮試験等の力学試験とし、各試験は、現場で採取した試料を用いて実施する。三軸圧縮試験については、土質によって方法を選択する必要がある、粘性土系の場合には圧密非排水三軸圧縮試験、砂質土系の場合には圧密排水三軸圧縮試験、判断がつかない場合には、間隙水压を測定する圧密非排水三軸圧縮試験を実施する。なお、盛土材料のバラつきが多い場合や不かく乱試料採取が困難な場合には、盛土内の現場含水比、密度及び締固め度を測定し、現場条件に近い状態で供試体を作成すること。

このほか、盛土下の原地盤に軟弱地盤が分布する場合や、切土で急速な地山の風化が懸念される場合等は、適宜室内試験を実施する（[表参 7.3.2](#) 参照）。

また、盛土内の脆弱部の範囲を把握するため、締固め試験等を利用することも考えられる（締固め度と密度、三軸圧縮試験から得られる強度定数、N値等の関係等を整理）。

室内土質試験の方法を[参考 7.3](#)に示す。なお、室内土質試験の詳細な方法は、地盤工学会発

行の「地盤材料試験の方法と解説（第一回改訂版）」を参照されたい。

6) 地下水位の調査

調査測線における当該盛土等の地下水位を調査する。

切土や盛土原地盤内の地下水位を把握するとともに、盛土をしたことにより、当該盛土をした土地の地下水位が盛土をする前の地盤面の高さを超え、盛土の内部に浸入しているかどうかを確認する。調査の方法は以下のような手法がある。

①調査ボーリングを実施し、その調査孔を用いて地下水位又は間隙水圧を観測

②P S 検層による推定（P 波速度 V_p から地下水位を推定）

③比抵抗映像法探査による推定（低比抵抗値の分布から地下水位面を推定）

④弾性波探査（屈折法）による推定（弾性波速度から地下水位面を推定）

※盛土の場合、盛土材を均質とみなし、地下構造を盛土と地下水の二層構造と仮定した屈折法。

※切土の場合、均質な地山で、地下構造を不飽和部と地下水の二層構造と仮定した屈折法。

※調査地点がアスファルトやコンクリートで覆われた道路である場合は適用できない。

⑤温度検層による推定（地下水温と地温の温度差から地下水位を推定）

⑥自然電位法による推定（自然電位の乱れから地下水位を推定）

⑦鉄管等及び触針式水位計を利用した簡易地下水測定

⑧周辺の地下水位等観測結果による推定（周辺のため池水位や湧水の標高等から地下水位面を推定）

その他水質試験により地下水の流れを推定することや、近隣住民等に降雨後の湧水状況等をヒアリングし、参考にすることも考えられる。

上記①の場合には、調査ボーリングを実施し、その調査孔を用いて地下水位又は間隙水圧を測定するのが確実であるが、盛土前に谷底に底設暗渠を設けている場合には、地下水位の分布が静水圧の三角形分布とならず、盛土の途中の深さまでは三角形分布になっていても下部になると水圧が下がっていくことがある。また、同じ土地で数次に分けて盛土造成を行った場合には、盛土材料の透水性の違いから各盛土の境界付近に帯水層が形成されることもある。このような水圧分布の場合に、盛土下部まで連続してボーリング掘削を行って地下水位を観測すると、ボーリング孔底付近に地下水位が確認されるため、宙水状の地下水が存在するにもかかわらず「盛土内に地下水はない」と判定してしまう可能性がある。以上のような場合に地下水位を正確に測定する方法としては、地下水位を確認するまでは無水掘りをするを基本とし、地下水を確認後は、ボーリング掘削を例えば 2 m 毎に止め、地下水位を観測しながら段階的に掘削を進める方法等が考えられる。宙水状の地下水の測定方法の例を[参考 7.5](#)に示す。なお、地下水位は安定計算の結果に強く影響するため、季節的な変化も把握することが望ましい。

7) 総合解析とりまとめ

地盤調査で得られた結果を踏まえて地質断面図を作成するとともに、盛土等や地山の地盤定数や脆弱部の範囲等の安定計算に必要な諸条件を整理する。なお、総合解析結果は、既存盛土等カルテにとりまとめる（「7.3 安全性把握調査のまとめ」参照）。

地層の構成や地盤定数は、盛土材料の分布や物性にばらつきがあることを踏まえ、物理探査、調査ボーリング、標準貫入試験及び土質試験等の結果から、以下の留意点を参考に、総合的に判断する。

- ①現地踏査や表面波探査、電気探査により土層構成の概要を把握する。
- ②得られたS波速度値や比抵抗値の分布のほか、ボーリング調査やN値から土層を区分する。
区分に当たっては、脆弱な土層にも着目すること。
- ③得られたN値から礫あたりによる異常値を除外する。各土層の代表N値を評価する際は、単純な平均値ではなく、ヒストグラム等により、ばらつきの幅や集中する範囲も評価する。
- ④盛土層のサンプリング位置は、各土層の代表箇所や脆弱な土層を踏まえて決定する。

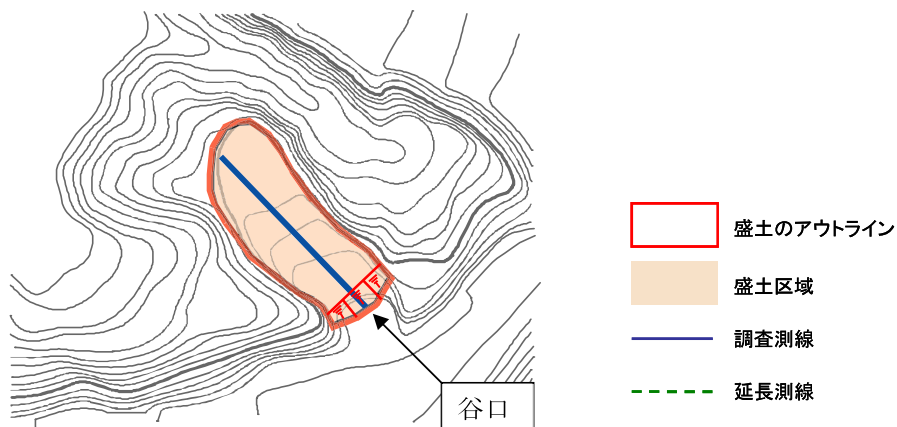
参考7.1 盛土等の区分

(1) 盛土等の基本区分

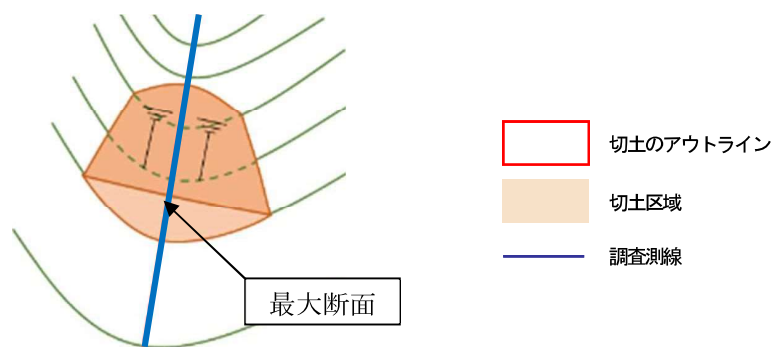
盛土等の区分は、1995 年兵庫県南部地震や 2004 年新潟県中越地震、2011 年東北地方太平洋沖地震の事例などから、地形的な変化点がない限り、谷口から直線的なブロックとすることを基本とする。

図参 7.1.1 のような直線的な盛土等以外の区分の事例を以下に示す。この際、現地踏査や地盤調査の結果等を加味し、地すべりに関する技術者の意見を踏まえ、盛土等の区分を行うのが望ましい。また、地形等から複数のブロックに区分する場合は、下流から順に、支流がある場合や複数の谷に跨る場合は、原地盤の勾配が大きいものから順に区分する。

切土の場合は、図参 7.1.2 のように切土の最大断面を調査測線とする。



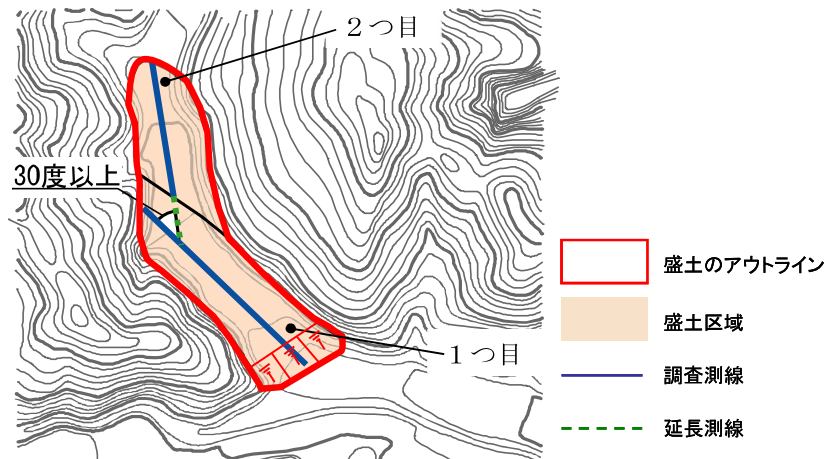
図参 7.1.1 盛土の基本区分



図参 7.1.2 切土の基本区分

(2) 盛土が屈曲している場合

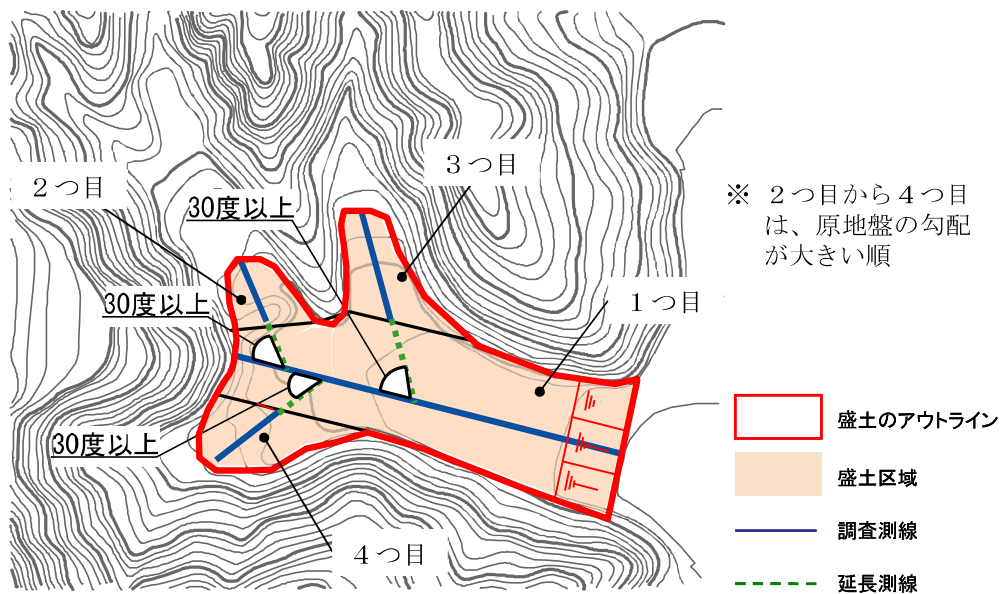
兵庫県南部地震等の過去の災害事例によると、盛土がおおよそ 30 度以上屈曲している場合を目安に区分すべきである。この際、下流側のブロックの直線性を優先し分割する。



図参 7.1.3 屈曲した盛土の区分

(3) 谷が分岐する場合

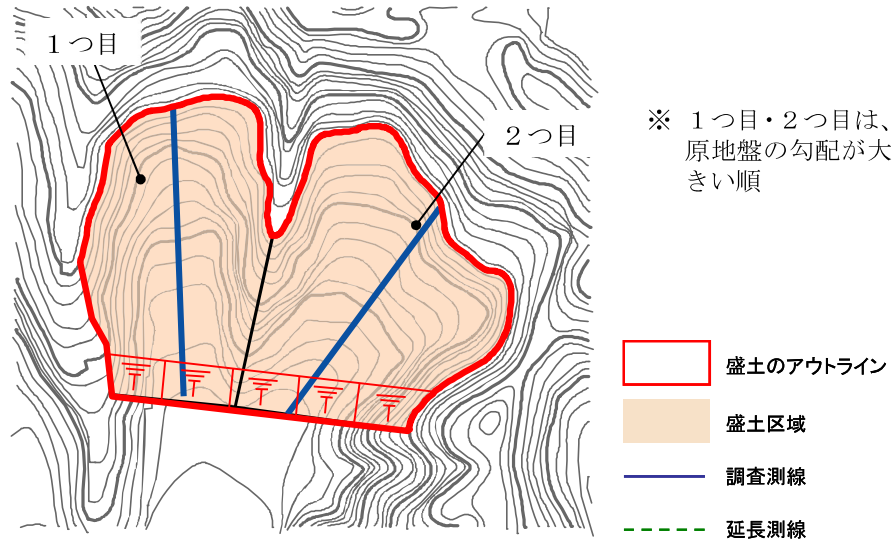
谷が分岐する場合、分岐地点で盛土を区分する。その際、下流側の盛土の直線性を優先的に考慮し、区分を行う。



図参 7.1.4 谷が分岐する盛土の区分

（４）尾根まで埋没した盛土の場合

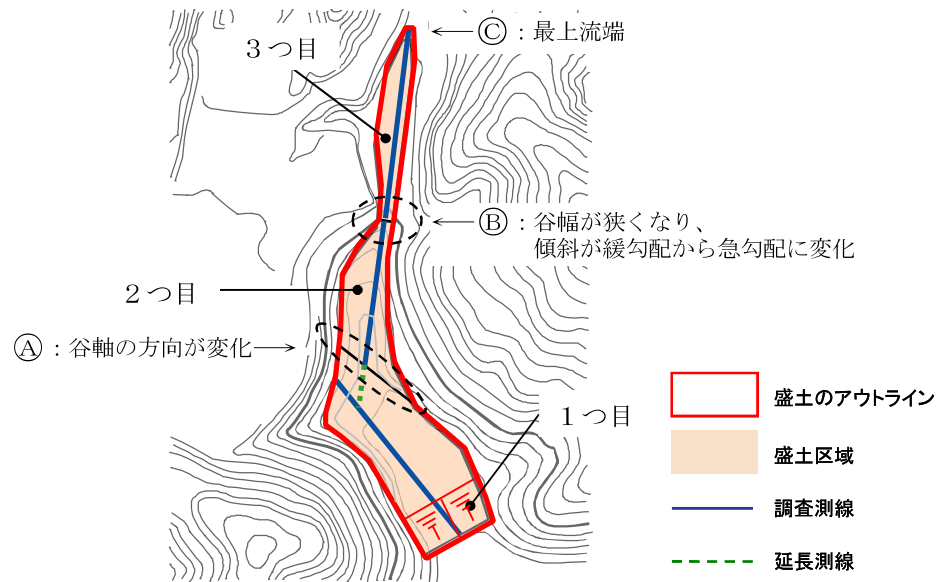
大規模な開発が行われている地域では、造成前の尾根が埋没している場合がある。そのような場合は、残っている尾根から推測した尾根の中央部を通る線で区分する。



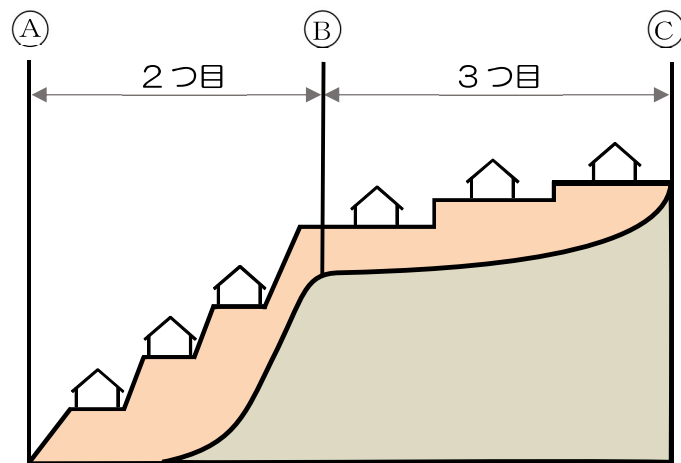
図参 7.1.5 尾根が埋没した盛土の区分

(5) 盛土が地形変化点を有している場合

造成前の地形の谷幅が著しく狭くなる場所や傾斜が変化点を有する場合は、地形が変化する場所で盛土を区分する。盛土を区分するときは、谷口に近い盛土の直線性を優先的に確保する。このようなケースは、図参 7.1.7 に示すような段丘の縁部等に見られる。



図参 7.1.6 地形変化点における盛土の区分



図参 7.1.7 地形変化点における盛土の区分（縦断面）

参考7.2 地盤調査地点の位置と間隔・調査数量の目安

調査ボーリングやサウンディングの位置は、調査測線において、当該盛土等の形状、土質、地下水位が把握出来る地点とする。これには、盛土等ののり尻付近、のり肩、盛土厚が最も厚い（切土高が最も高い）地点、分岐谷の合流地点等が考えられる。調査位置は、盛土（切土）地盤上を基本とするが、住宅地として利用されている場合等は、斜面上や公園、道路等の公共用地を用いることも想定される。また、建築物等の立地状況により、調査ボーリングが可能な地点が限られる場合は、住民等の協力を得て、住宅地内でスクリーウエイト貫入試験等の簡易な調査を実施する方法もある。

調査間隔の参考例を表参 7.2.1～表参 7.2.2 に示す。また、調査計画と数量の例を図参 7.2.1～図参 7.2.2 及び表参 7.2.3～表参 7.2.4 に示す。

なお、1 地区あたりの調査費用は、調査項目や数量によって異なるが、概略 500～1000 万円程度を要する。

表参 7.2.1 調査間隔の参考例

独立行政法人都市再生機構：軟弱地盤技術指針，2008. 4.

地区	基盤の起伏	概略調査		詳細調査	
		ボーリング	サウンディング	ボーリング	サウンディング
平地部	比較的均一	300～500m サンプリング 1 地点	100～300m	200～300m	100～200m
	不規則	200～300m サンプリング 1 地点	50～200m	100～200m	25～100m
谷部	比較的均一 （大きな谷）	200～300m サンプリング 1 地点	50～200m	50～200m	25～200m
	不規則 （急峻な谷）	50～200m サンプリング 2 地点	25～100m	25～100m	25～100m
留 意 点		サンプリングを行うボーリング地点は造成敷地を代表する場所を選ぶ。盛土端部はサウンディングやボーリングを密に配置する。（高盛土の場合はのり尻から 20m 程度先まで調査するよう心掛ける。）谷部のサウンディングは横断方向で密に縦断方向では粗くする。		調査位置の選定は必ずしも等間隔にする必要はなく、地盤状態の他に盛土端部などの問題箇所や幹線道路その他の土木構造物位置で密にするのがよい。	

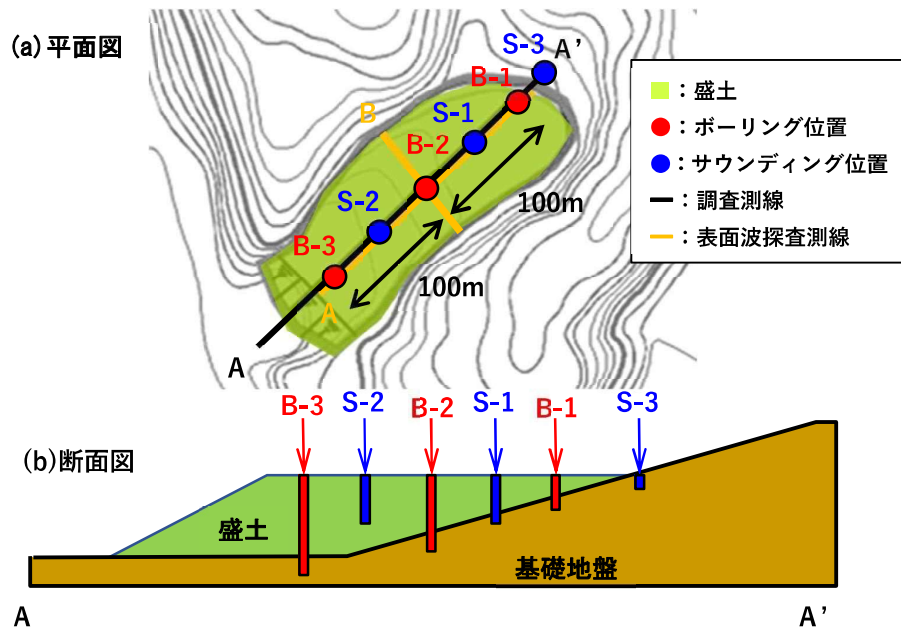
表参 7.2.2 調査間隔の参考例

東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：土質調査要領，2007. 1.

c) 調査ボーリング

以下の条件を参考に現地に応じた適切な調査間隔を定める。

- ア) 平坦部の一般盛土で土層の変化が少ない場合は、1km 以内ごとに数箇所。
- イ) 軟弱地盤の分布地域では、500m 以内ごとに数箇所程度とし、主要な横断構造物箇所との兼用を図る。
- ウ) 軟弱層の層相変化の大きい地域では、200m 以内ごとに数箇所程度。
- エ) 路線が山麓部、あるいは山間部を通過する場合は、地形区分ごとに代表的な盛土箇所、または谷間で 1 箇所程度。
- オ) 山腹斜面、地すべり地形、崩壊地形および崖錐地形では、概略調査の結果を参考にして行う。
- カ) その他、液状化の検討、地下水調査の調査地点等は、上記地点と兼用できるように努める。



図参 7.2.1 既存盛土等の調査計画の例

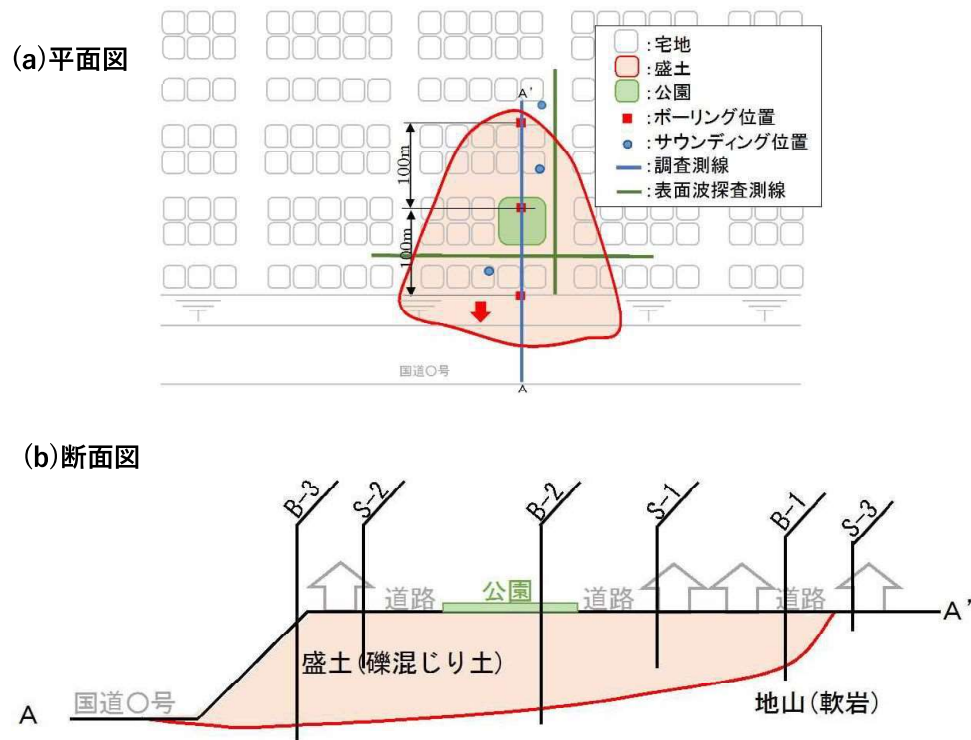
表参 7.2.3 既存盛土等の調査数量の例（その 1）

地点 No.	ボーリング (m)				標準貫入試験 (回)	サンプリング (本)	地下水観測孔設置 (m)	室内試験 (試料)				
	本孔、孔径φ66mm、 オールコア			別孔 φ116mm ノンコア				土粒子の密度	含水比	粒度	湿潤密度	三軸圧縮
	礫混り土 (盛土)	軟岩 (基礎地盤)	計	礫混り土 (盛土)								
B-1	5	2	7	5	7	1	—	1	1	1	1	1
B-2	8	2	10	8	10	2	10	2	2	2	2	2
B-3	10	2	12	10	12	2	12	2	2	2	2	2
計	23	6	29	23	29	5	22	5	5	5	5	5

表参 7.2.4 既存盛土等の調査数量の例（その 2）

スクリーウエイト貫入試験		P S 検層	
地点 No.	調査深度 (m)	B-3	12m
S-1	5	表面波探査	
S-2	5	測線 No.	測線長 (m)
S-3	2	A	200
計	12	B	100
縦断測量		計	300
300m			

大規模盛土造成地等の調査計画の例を図参 7.2.2 に示す。また、調査数量は、表参 7.2.4～表参 7.2.5 を参照する。



図参 7.2.2 大規模盛土造成地等の調査計画の例

参考7.3 主な地盤調査方法

安全性把握調査における主な地盤調査方法を以下に示す。地盤調査は、ボーリング、標準貫入試験、地下水調査、及び室内土質試験を基本とし、盛土等の規模や形状、周囲の地形、地質状況等に応じて、物理探査等も組み合わせて実施する。調査方法・試験方法の選定にあたっては、その目的、方法、メカニズム、精度等を十分に把握して行う必要がある。

表参 7.3.1 安全性把握調査における主な地盤調査方法（1/2）

分類	方法（俗称）	基準 No.	規格の名称	盛土	切土	備考
ボーリング	ボーリング	-	ロータリー式ボーリング（コアボーリング）	◎	◎	
	簡易ボーリング	-	簡易式ロータリーボーリング（ノンコアボーリング）	○	○	観測孔等を設置する場合。
サウンディング	標準貫入試験	JIS A 1219:2013	標準貫入試験方法	◎	◎	
	静的コーン貫入試験	JIS A 1220:2013	機械式コーン貫入試験方法	○	-	盛土や基礎地盤の土質構成・土質定数等を面的に求める場合。
		JGS 1431:2012	ポータブルコーン貫入試験方法	○	-	盛土や基礎地盤の締まり具合を面的に求める場合。
		JGS 1435:2012	電気式コーン貫入試験方法	○	-	盛土や基礎地盤の物理・力学特性、透水性等を面的に求める場合。
	動的貫入試験	JGS 1433:2012	簡易動的コーン貫入試験方法	○	○	盛土・切土でボーリングを補完して浅部を調査する場合。
		-	オートマチックラムサウンディング	○	-	盛土でボーリングを補完して調査する場合。
	スクリュウウエイト貫入試験	JIS A 1221:2020	スクリュウウエイト貫入試験方法	○	-	盛土や基礎地盤の締まり具合を面的に補完して求める場合。
原位置試験	孔内水平載荷試験	JGS 1421-2003	孔内水平載荷試験方法	○	-	谷埋め盛土で高さ 15m 以上、体積 5 万 m ³ 以上の盛土で FEM 解析を実施する場合。
	現場透水試験	JGS 1314-2003	単孔を利用した透水試験方法	○	-	谷埋め盛土で高さ 15m 以上、体積 5 万 m ³ 以上の盛土で浸透流解析を実施する場合。
	簡易揚水試験	-	簡易揚水試験	-	○	切土法面で地下水が高く安定性に問題が想定される場合。
	ボアホールスキャナ	-	ボアホールスキャナ	-	○	切土法面に流れ盤方向の弱面等が想定される場合。
物理探査・検層	弾性波探査（屈折法）	-	弾性波探査（屈折法）	○	○	盛土と基礎地盤の境界を求める場合や盛土と地下水の二層構造を求める場合、切土法面で大規模な場合。
	表面波探査	-	多チャンネル式表面波探査測定	○	-	盛土と地山の境界を把握する場合。
	電気探査	-	比抵抗法二次元探査	○	○	帯水層や地下水の飽和領域を把握する場合。
	微動アレイ探査	-	微動アレイ探査	○	○	盛土と地山の境界を把握する場合。
	速度検層	JGS 1122:2012	地盤の弾性波速度検層方法	○	○	盛土の耐震検討を実施する場合。
	密度検層	-	密度検層	○	-	礫を主体とする地盤の密度を求める場合。

◎：原則実施、○：必要に応じ実施、-：実施対象の調査項目ではない

表参 7.3.2 安全性把握調査における主な地盤調査方法（2/2）

分類	方法（俗称）		基準 No.	規格の名称	盛土	切土	備考
地下水調査	地下水位測定		JGS 1311:2012	ボーリング孔を利用した砂質・礫質地盤の地下水位測定方法	◎	◎	
			JGS 1313:2012	ボーリング孔内に設置した電気式間隙水圧計による間隙水圧の測定方法	○	-	盛土内の水位観測を行う場合。
			-	スクリーウエイト貫入試験の試験孔を利用した地下水位測定	○	-	盛土表層の簡易水位測定を行う場合。
	水質試験		-	水温、pH、電気伝導度、ナトリウム・カリウム・カルシウム・マグネシウム・塩素・重炭酸・硫酸等イオン	○	-	盛土内の水の起源の推定のため、表流水や周辺地山の地下水と比較する場合。
サンプリング	乱れの少ない試料	固定ピストン式シンウォール（水圧式）	JGS 1221:2012	固定ピストン式シンウォールサンプラーによる土試料の採取方法	◎	-	
		ロータリー式二重管	JGS 1222:2012	ロータリー式二重管サンプラーによる土試料の採取方法	◎	-	
		ロータリー式三重管	JGS 1223:2012	ロータリー式三重管サンプラーによる土試料の採取方法	◎	-	
		ブロックサンプリング	JGS 1231:2012	ブロックサンプリングによる土試料の採取方法	○	-	サンプラーによる採取が難しい場合。
	乱れた試料	素掘り	-	素掘り	○	-	手掘りで容易に表層部の試料採取ができる場合。
		標準貫入試験	JIS A 1219:2013	標準貫入試験方法（ベネ試料を利用）	◎	-	盛土では原則実施する。
		スクリーウエイト貫入試験	JIS A 1221:2020	スクリーウエイト貫入試験方法（試験孔にサンプラーを挿入し、サンプリングする）	○	-	盛土でボーリングを補完して浅部を調査する場合。
室内土質試験	物理試験	土粒子の密度試験	JIS A 1202:2020 / JGS 0111:2009	土粒子の密度試験方法	◎	○	盛土では原則実施する。 切土では土質地山の場合や膨張性が想定される軟岩の場合。
		含水比試験	JIS A 1203:2020 / JGS 0121:2009	土の含水比試験方法	◎	○	
		粒度試験	JIS A 1204:2020 / JGS 0131:2009	土の粒度試験方法	◎	○	
		液性・塑性限界試験	JIS A 1205:2020 / JGS 0141:2009	土の液性限界・塑性限界試験方法	◎	○	
		湿潤密度試験	JIS A 1225:2020 / JGS 1091:2009	土の湿潤密度試験方法	◎	○	
	力学試験	一軸圧縮試験	JIS A 1216:2020 / JGS 0511:2009	土の一軸圧縮試験方法	◎	-	盛土では原則実施する。 土質条件に応じて試験方法を選択する。
		三軸圧縮試験	JGS 0521:2020	土の非圧密非排水（UU）三軸圧縮試験方法	◎	-	
			JGS 0522:2020	土の圧密非排水（CU）三軸圧縮試験方法	◎	-	
			JGS 0523:2020	土の圧密非排水（CU パー）三軸圧縮試験方法	◎	-	
			JGS 0524:2020	土の圧密排水（CD）三軸圧縮試験方法	◎	-	
		繰返し非排水三軸試験	JGS 0541:2020	土の繰返し非排水三軸試験方法	○	-	盛土の耐震検討を実施する場合。
		土の締固め試験	JIS A 1210:2020 / JGS 0711:2009	突固めによる土の締固め試験方法	○	-	盛土材の土質定数を設定する場合。
		三軸試験用供試体作成	JGS 0811:2020	安定処理土の突固めによる供試体作成	○	-	改良土の土質定数を設定する場合。
		乾湿繰返し試験	JHS 111	乾湿繰返しによる岩石の吸水率試験	-	○	切土法面で急速な風化が懸念される地山の場合。
		吸水膨張率試験	JGS 2121	岩石の吸水膨張率試験	-	○	切土法面の膨張性が想定される場合。
		一面せん断試験	JGS 2541	岩石の一面せん断試験	-	○	切土法面にすべり面が想定される弱層等がある場合。

◎：原則実施、○：必要に応じ実施、-：実施対象の調査項目ではない

参考7.4 ボーリング及び原位置試験の方法例

(1) 調査ボーリング、各種サウンディング

土質等を把握するための調査方法としては、調査ボーリングや標準貫入試験が考えられる。また、調査地点の立地条件等によりその他サウンディングによる推定も検討する。

①調査ボーリング

調査ボーリングは、採取した土や岩を観察することにより、地層の構成を明らかにする。また、採取した土や岩の試験を実施することにより土質、岩質を明らかにすることもできる。さらに、調査ボーリング孔において、標準貫入試験等の原位置試験、間隙水圧等の測定のための計器類の埋設等を行うこともできる。



図参 7.4.1 調査ボーリング実施風景

②標準貫入試験

標準貫入試験（JIS A 1219:2013）とは、質量 63.5kg のハンマーを落下高 76cm で打ち込み、サンプラーが 30cm 貫入するのに要する打撃回数（N 値）を測定し、地盤の硬軟を表したものである。

③静的コーン貫入試験

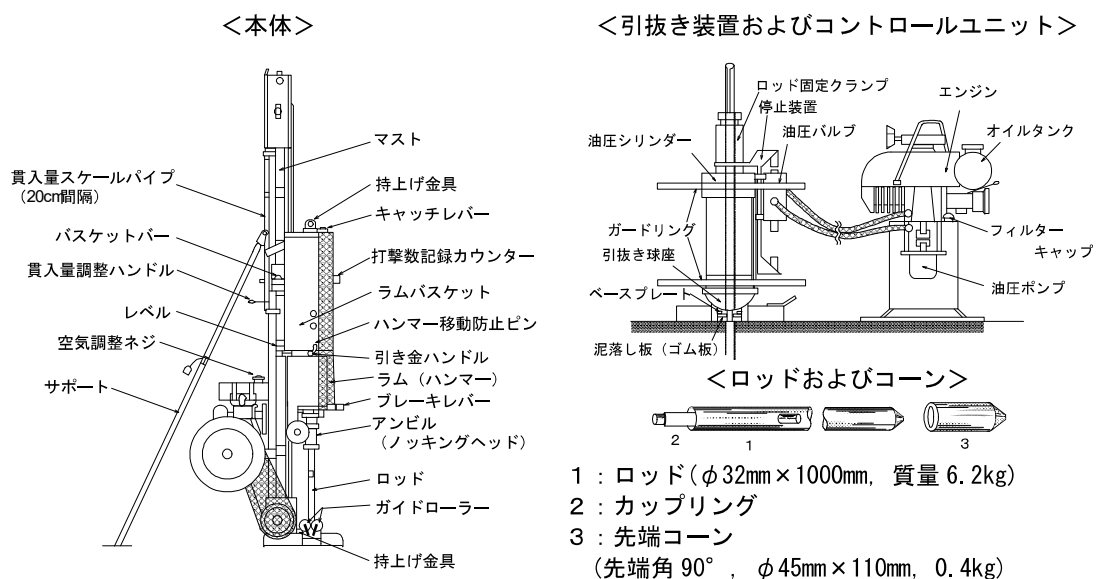
静的コーン貫入試験とは、機械式コーン貫入試験（JIS A 1220:2013）をはじめとして数種類のものがあるが、基本はロッドの先端にコーン（円錐）を取り付けて静的に圧入するものである。オランダ式は二重管にしてロッドに働く土の摩擦力を除去して先端抵抗だけを測定するようにした方法であるが、簡易に人力で押し込むだけのポータブルコーン貫入試験（JGS 1431:2012）が浅い軟弱層の調査には多用されている。

④動的コーン貫入試験

動的コーン貫入試験とは、ロッドの先端にコーンを装着したものを標準貫入試験と同様に重錘で打撃貫入する試験を言い、簡易動的コーン貫入試験（JGS 1433:2012）やオートマチックラムサウンディング等、コーンの大きさ、重錘の落下高さ等によって、各種の方法が考案・利用されている。本試験により得られる N_d 値と標準貫入試験より得られる N 値の関係式が提案されており、比較的相関がよいので、簡易で経済的な試験である。

簡易動的コーン貫入試験（JGS 1433:2012）は、質量 $5\pm0.05\text{kg}$ のハンマーを $500\pm10\text{mm}$ の高さから自由落下させ、 100mm 貫入させるのに要する打撃回数 N_d 値を測定する方法である。軽量で扱いが容易であるため、急傾斜の狭隘な斜面でも調査が可能である。ただし、ロットの周辺摩擦の影響を受けるため、 N_d 値を測定できるのは地盤表層部4~5m以内に限られる。また、貫入抵抗の大きい硬質粘性土や砂礫地盤等には適用できない。

オートマチックラムサウンディングは、スウェーデンで開発された方法であり、国内には、この装置と同じ構成で軽量化されたミニラムサウンディングも開発されている。試験方法は、 63.5kg のハンマーを 500mm の高さから自由落下させ（ミニラムサウンディングはハンマーの質量 30kg 、落下高さは 350mm ）、 200mm 貫入するのに要する打撃回数 N_{dm} を測定し、周面摩擦の影響を補正して N_d 値を得る。 N_d 値を測定できるのは深度 20m 程度で浅で、 N 値 50 未満の地盤まで適用できる。ミニラムサウンディングについては、 2m 四方程度の面積で実施可能であり、打撃音もやや小さいため、近年宅地を対象とした調査に用いられてきている。



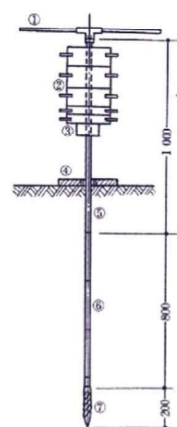
図参 7.4.2 オートマチックラムサウンディング試験装置

地盤工学会：地盤調査の方法と解説（改訂版），pp. 460-470，2013. 3

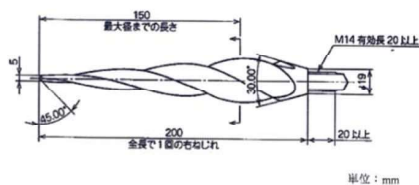
⑤スクリーウエイト貫入試験（旧スウェーデン式サウンディング試験）

スクリーウエイト貫入試験（JIS A 1221:2020）とは、長い四角錐をねじったような矢尻状のものを重錘による静的な荷重と回転力で地中に押し込む試験である。スクリーウエイト貫入試験の最大の特徴は、簡易的に地盤の強度定数を把握することができ、特に軟らかい土の強度（一軸圧縮強度： q_u 、N値：N）の把握に有効である。スクリーウエイト貫入試験は、図参 7.4.3 に示すように荷重による貫入と回転貫入を併用した原位置試験であり、土の静的貫入抵抗を測定し、その硬軟又は締まり具合を判断するとともに地層の構成を把握することを目的とし、調査深度の浅い宅地の地盤調査では、最も多く用いられている試験である。

また、近年では、簡易なサンプラーや電気抵抗式の地下水位確認装置等が開発され、試験終了後の貫入試験孔を利用した土試料採取や地下水位測定が可能となってきた。簡易なサンプラーの例を図参 7.4.4 に示す。また、地下水位測定方法の例は、「6. 安全性把握調査の優先度評価」の表参 6.3.1 を参照すること。



- ①ハンドル
- ②おもり(0.10kN×2, 0.25 kN×3)
- ③載荷用クランプ(0.05kN)
- ④底板
- ⑤ロッド(φ19, 1000mm)
- ⑥スクリーポイント用ロッド(φ19, 800mm)
- ⑦スクリーポイント



手動式試験器具の例



手動式



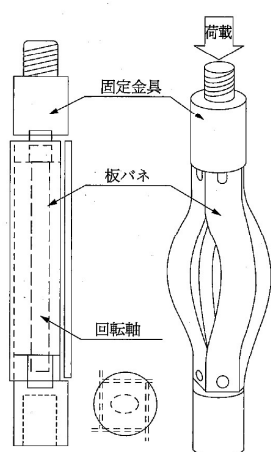
半自動式



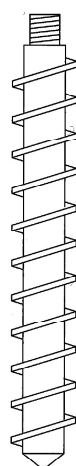
自動式

SWS 試験機 (手動、半自動、自動)

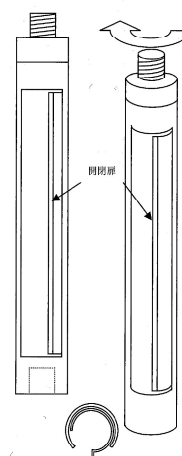
図参 7.4.3 スクリューウェイト貫入試験位置と概要図



(a) 板ばね式サンプラー



(b) スパイラル式サンプラー



(c) 開閉式サンプラー

図参 7.4.4 簡易なサンプラーの例

地盤工学会：地盤調査の方法と解説（改訂版），pp. 333-334，2013.

（２）面的な情報を把握するための物理探査

盛土等の形状は、安定計算を行う際に重要な情報となる。調査ボーリングによる点の情報を補完し、盛土等の形状の面的な情報を把握できる調査手法としては、弾性波探査や表面波探査、電気探査等に代表される物理探査が挙げられる。

①弾性波探査（屈折法）

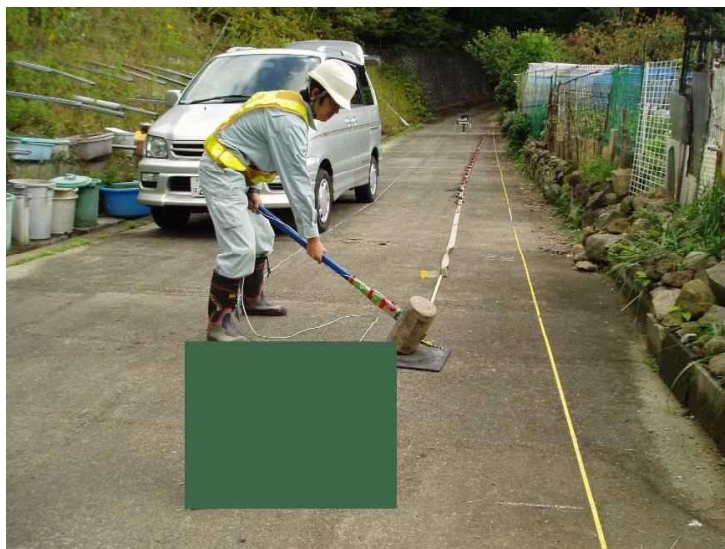
弾性波探査とは、地表付近又は地中、水中で火薬等によって人工的に弾性波を発生させて、P波（縦波）又はS波（横波）が直接又は異なる弾性波速度層の間で屈折して地盤を伝わってくる状況を、地表に設けた測定装置で観測し、走時（時間）を用いて地盤の弾性波速度構造を解明する方法である。弾性波探査は、面的な情報を短時間で把握することが可能である。

②表面波探査

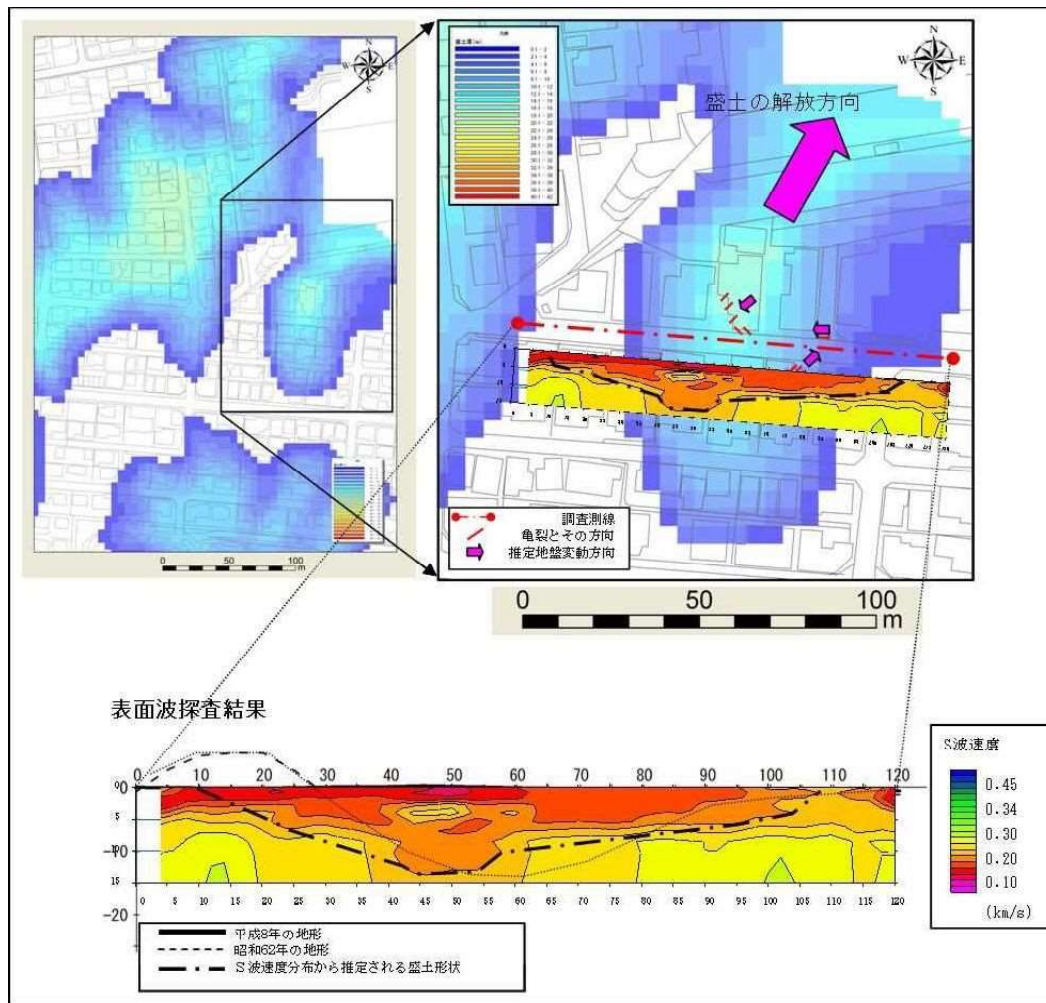
表面波探査とは、人工的な振動を発生させ、地盤の硬さを相対的に把握する調査手法の一つである。盛土は基盤層と比較するとやわらかいため、盛土の形状を把握する材料となる。表面波探査の実施風景を図参 7.4.5 に示す。

図参 7.4.6 は、盛土横断方向の測線上の表面波探査結果（S波速度分布図）である。表面波探査結果は、縦軸が深度、横軸が測線における距離程を示している。

測線上の昭和 62 年の地形を破線で示し、同じく平成 8 年の地形を実線で示した（ほぼ地表面と同じ）。現地試験による盛土の断面形状は、0.20km/s の S 波速度に着目して推定した（一点鎖線）。現地試験にて推定される盛土の中心位置は昭和 62 年の地形よりやや西側によっているが、概ね昭和 62 年の地形と調和的である。



図参 7.4.5 表面波探査試験の実施風景



図参 7.4.6 表面波探査による地盤のS波速度分布図の例

③電気探査（比抵抗法二次元探査）

電気探査とは、地盤に人工的に直接電流を流し、発生する電位を多数点で測定することにより、地盤の電氣的性質である比抵抗分布から地質構造や地盤状態を推定する方法である。帯水層・断層・風化帯・変質帯や地質構造の把握に優れており、面的な情報を短時間で把握することが可能である。

（３）各種原位置試験

調査ボーリング孔を利用し、各種原位置試験より盛土等の変形特性・透水性及び地盤状況等を把握する。

①孔内水平載荷試験

孔内水平載荷試験（JGS 1421:2003）は、ボーリング孔内において、ボーリング孔壁をガス圧又はジャッキ圧を利用して加圧し、圧力と測定管（載荷版）の変位量との関係から、盛土等の変形係数・降伏圧力・静止土圧等の変形特性を求める方法である。試験結果から求められる変形係数は、杭工の設計時や変形解析に用いられる定数である。

②現場透水試験

現場透水試験（JGS 1314 : 2003）は、ボーリング孔内において、1) 孔内水位を一時的に低下又は上昇させ、その水位変化を経時的に測定する非定常法と、2) 揚水又は注水して孔内水位が一定となる流量を測定する定常法があり、盛土等の透水係数及び地下水位を求める方法である。

③ボアホールスキャナ

ボアホールスキャナは、ボーリング孔内に小型のカメラを挿入し、孔壁の岩盤状況を直接観察し、地層や断層等の厚さ・傾斜・割れ目の頻度・方向性・開口度等を計測する方法である。

参考7.5 宙水状の地下水の測定方法

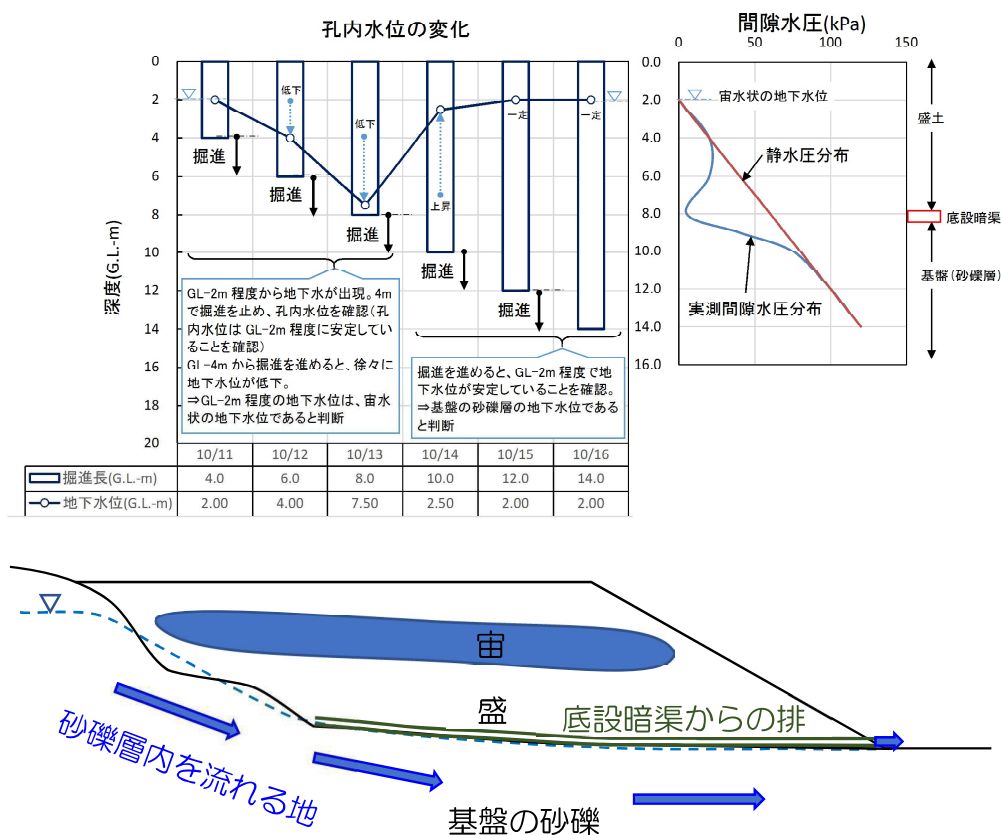
(1) 調査ボーリング孔を用いた測定

ボーリング掘削を2 m程度毎に止め、地下水位を観測しながら段階的に掘削を進め、盛土内の宙水状の地下水位を推定する方法を紹介する。

ボーリングは、地下水位を確認するまで無水掘りを基本とする。地下水位を確認後は、数m毎に掘削を止め、ケーシングパイプを挿入し、スライム除去、清水を用いた孔内洗浄を十分に行い、水位が安定した後触針式水位計により水位を測定する。

測定例を図参 7.5.1 に示す。造成時に底設暗渠が設置されており、そこから排水が行われている場合は、間隙水圧は三角形の静水圧分布にはならず、底設暗渠のところで下がるような曲線を示す。また、盛土材が細粒土等の場合は、暗渠工を設けているにもかかわらず、雨水等や地山からの流入水が保水され宙水状の地下水位が形成されることがある。このような水圧分布の場合に、盛土下部まで連続してボーリング掘削を行い、地下水位を観測すると、宙水状の地下水位を見落とす可能性がある。そのため、図参 7.5.1 に示すように、地下水位を観測しながら段階的に掘削をすすめることで、表層付近の宙水を把握することが可能となる。

なお、安定計算にあたっては、調査で把握した宙水状の地下水位を適切にモデル化する必要がある。また、間隙水圧を測定する場合には、地下水位ではなく、間隙水圧分布を安定計算モデルに反映することも可能である。



図参 7.5.1 調査ボーリング孔を用いた宙水状の地下水位の推定例

（２）鉄管及び触針式水位計を利用した簡易地下水測定による推定

鉄管及び触針水位計を利用した簡易地下水測定を行う方法も有効である。この方法は、穴を開けた鉄管を盛土内に打ち込み、鉄管内の地下水位を触針式水位計により測定する。測定後は鉄管を引き抜く。なお本測定は、地下水位が GL-3m 程度までの位置にある場合に限られる。測定機器の例を図参 7.5.2 に示す。



鉄管



触針式水位計例

図参 7.5.2 測定機器の例

7.2 安定計算

7.1 で得られた結果をもとに、安定計算により、盛土の安定性を確認することとし、盛土の安定に必要な最小安全率 (F_s) は、常時において、 $F_s \geq 1.5$ であることを標準とする。また、地震時の安定性を検討する場合の安全率は、大地震時に $F_s \geq 1.0$ であ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 の数値を乗じて得た数値とする。

【解説】

(1) 安定計算の概要

7.1 で得られた結果をもとに、安定計算により、盛土の安定性を確認する。安定計算においては、常時及び地震時の検討を基本とする。

盛土の安定計算は、滑り面が非円弧、複合（直線＋円弧等）及び円弧等、幅広く適用できる二次元の分割法（(2) 参照）による計算を基本とし、滑り面が単一の円弧であると想定できる場合は、二次元の分割法のうち簡便法（フェレニウス式及び修正フェレニウス式：(3)、(4) 参照）によるものとする。ただし、二次元の分割法や簡便法では安全率が過小評価され、より厳密な解が必要と判断される場合は、簡易 Bishop 式、Spencer 式、簡易 Janbu 式等を用いた安定計算（(5) 参照）を行う。

常時においては、滑り面に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力をその盛土の自重による当該盛土の滑り出す力で除した値（以下「常時安全率」という。）が 1.5 以上であることを標準とし、常時安全率が 1.5 を下回る場合には、安全対策の設計時の計画安全率 1.5 を満足するために必要な抑止力（以下「必要抑止力」という。）を求める。

また、地震時においては、滑り面に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力を地震力及びその盛土の自重による当該盛土の滑り出す力で除した値（以下「地震時安全率」という。）が 1.0 以上であることを標準とし、地震時安全率が 1.0 を下回る場合には、安全対策の設計時の計画安全率 1.0 を満足するための必要抑止力を求める。なお、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 の数値を乗じて得た数値とする。建築基準法施行令第 88 条第 1 項に規定する Z とは、地震地域係数のことであり、1.0～0.7 の数値として地域ごとに規定されている。地域ごとの地震地域係数 Z を参考 7.6 に示す。

さらに、豪雨に伴う一時的な水位上昇による安定性への影響については、規定の安全率（常時 1.5、地震時 1.0）を満足することで、考慮されているものとする（参考 7.7）。

そのほか、盛土は材料や造成時期の違い等から深さ方向で強度特性が異なることがあり（参考 7.8 参照）、また地下水位は季節によって変動する場合があるため、安定計算にあたっては、地盤調査結果を詳細に分析・評価し、盛土の強度や地下水位、間隙水圧等を適切にモデル化する。

安定計算では、「盛土全体の崩壊、変形」のほか、ひな壇状の盛土造成地では「ひな壇部分の崩壊、変形」の両方を検討し、調査測線内の安全率（地震時）が 1.0 を下回る滑り面を全て抽出し、安全率が 1.0 を下回る範囲を求める。「盛土全体の崩壊、変形」は、盛土と地山の境界面

付近だけでなく、盛土内部を通る滑り面も想定する。「ひな壇部分の崩壊、変形」は、ひな壇一段から複数段を通る滑り面を想定する（図 7.2.1 参照）。当該盛土が軟弱な粘性土や緩い砂地盤上に位置する場合は、地山を含む滑りについても検討する。

なお、砂丘地等において盛土や基礎地盤の液状化が懸念される場合などは、震度法による安定計算に加えて、液状化による過剰間隙水圧を考慮した安定性の検討を別途行うことが望ましい。

安定計算結果のイメージを図 7.2.1 に示す。なお、安定計算結果のまとめのイメージを表 7.3.1 に示す。

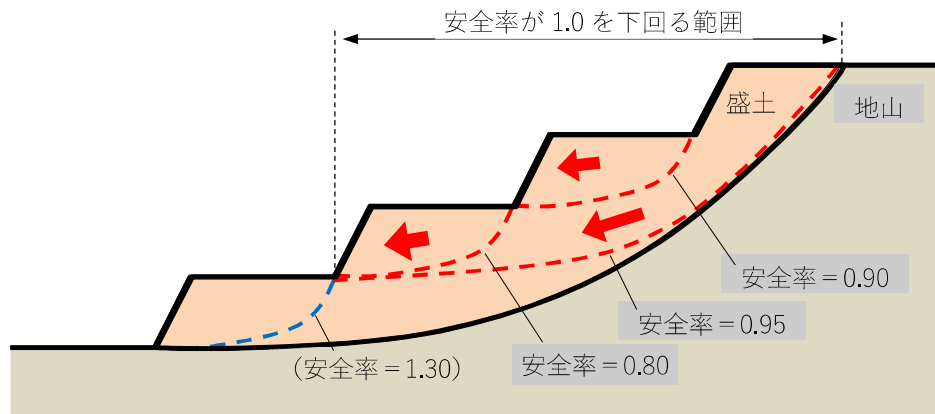


図 7.2.1 安定計算結果のイメージ

(2) 二次元の分割法について

二次元の分割法は、土塊の表面が曲線であっても滑り面が複雑であっても適用できるため極めて実用性の高い計算法である。すなわち、滑り面が非円弧、複合（直線＋円弧等）及び円弧等、幅広く適用できる計算法である。地震力、その盛土の自重による当該盛土の滑り出す力及びその滑り面に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力は、以下の通り計算する。

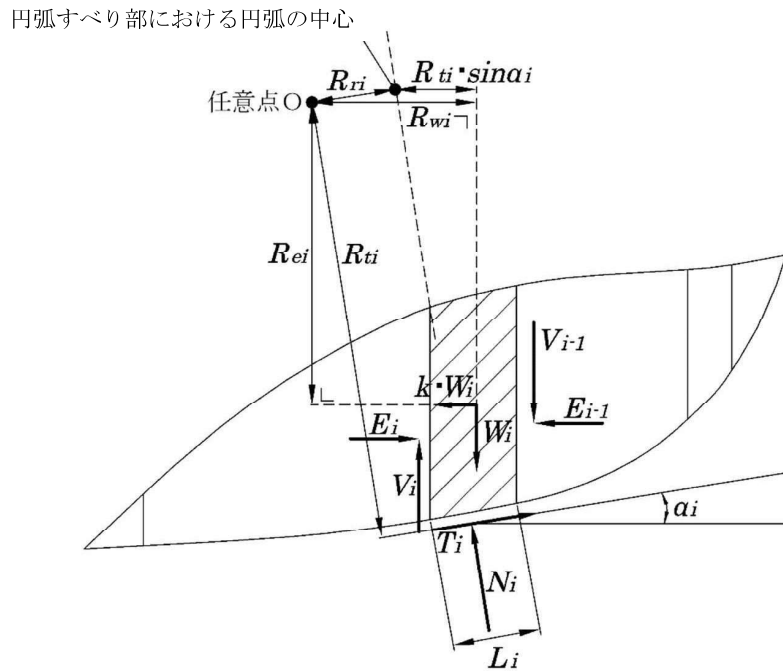


図 7.2.2 二次元の分割法における各分割片に働く力（地震時）

1) 地震時における安定計算

①基本条件

滑り土塊に働く外力の任意点 O に関する力のモーメントつりあい式は、

$$-\sum W_i \cdot R_{wi} + \sum T_i \cdot R_{ti} + \sum N_i \cdot R_{ri} - \sum k \cdot W_i \cdot R_{ei} = 0 \quad (7.2.1)$$

分割片に働くすべての力の鉛直、水平方向のつりあい式は、

$$W_i - N_i \cdot \cos \alpha_i - T_i \cdot \sin \alpha_i - V_i + V_{i-1} = 0 \quad (7.2.2-1)$$

$$T_i \cdot \cos \alpha_i - N_i \cdot \sin \alpha_i - k \cdot W_i + E_i - E_{i-1} = 0 \quad (7.2.2-2)$$

簡便法（フェレニウス式）と同様に、断面力成分 V_i 、 E_i は、それぞれ等しいと仮定すると、

$$V_i = V_{i-1}, E_i = E_{i-1} \quad (7.2.3)$$

式(7.2.3)を式(7.2.2-1)と式(7.2.2-2)に代入して、 T_i を消去すれば、

$$N_i = W_i(\cos \alpha_i - k \cdot \sin \alpha_i) \quad (7.2.4)$$

式(7.2.4)を式(7.2.1)に代入すると、

$$\Sigma T_i \cdot R_{ti} = \Sigma W_i \cdot R_{wi} - \Sigma W_i (\cos \alpha_i - k \cdot \sin \alpha_i) \cdot R_{ri} + \Sigma k \cdot W_i \cdot R_{ei} \quad (7.2.5)$$

分割されたそれぞれの滑り面のせん断力 T_i 、強度 c'_i 、 ϕ'_i 、安全率 F_s の関係式は、

$$T_i = \{c'_i \cdot L_i + (N_i - u_i \cdot L_i) \tan \phi'_i\} / F_s \quad (7.2.6)$$

式 (7.2.1) ～ (7.2.6) において、 W_i 、 R_{wi} 、 T_i 、 R_{ti} 、 N_i 、 R_{ri} 、 α_i 、 k 、 R_{ei} 、 V_i 、 V_{i-1} 、 E_i 、 E_{i-1} 、 c'_i 、 ϕ'_i 、 u_i 及び F_s は、それぞれ次の数値を表すものとする。

W_i ：分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の自重（単位 kN）

R_{wi} ：分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の自重による、モーメントの腕の長さ（単位 m）

T_i ：分割されたそれぞれの滑り面上のせん断力（単位 kN）

R_{ti} ：分割されたそれぞれの滑り面上のせん断力による、モーメントの腕の長さ（単位 m）

N_i ：分割されたそれぞれの滑り面上の底面反力（単位 kN）

R_{ri} ：分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の底面反力による、モーメントの腕の長さ（単位 m）

α_i ：次の式によって計算した分割されたそれぞれの滑り面の勾配（単位 ラジアン）

$$\alpha_i = \tan^{-1} (H_i / L_i)$$

この式において、 H_i 及び L_i は、それぞれ次の数値を表すものとする。

H_i ：分割されたそれぞれの滑り面の最下流端と最上流端の標高差を計測した数値（単位 m）

L_i ：分割されたそれぞれの滑り面の標高差を計測した二地点間の水平距離を計測した数値（単位 m）

k ：水平震度（ $k = 0.25 \times z$ z ：建築基準法施行令第 88 条第 1 項に規定する z ）

R_{ei} ：分割されたそれぞれの滑り面上の盛土に作用する地震力による、モーメントの腕の長さ（単位 m）

V_i 、 E_i ：分割されたそれぞれの滑り面上の盛土内に働く断面力成分（単位 kN）

c'_i ：分割されたそれぞれの滑り面の有効粘着力（単位 kN/m²）

ϕ'_i ：分割されたそれぞれの滑り面の有効内部摩擦角（単位 ラジアン）

u_i ：分割されたそれぞれの滑り面上の間隙水圧（単位 kN/m²）

F_s ：安全率

②盛土の滑り出す力

式 (7.2.5) より、 $\Sigma T_i \cdot R_{ti} = S_m$ とすると、

$$S_m = \Sigma W_i \cdot R_{wi} - \Sigma W_i (\cos \alpha_i - k \cdot \sin \alpha_i) \cdot R_{ri} + \Sigma k \cdot W_i \cdot R_{ei} \quad (7.2.7)$$

式 (7.2.7) において、 S_m 、 W_i 、 R_{wi} 、 R_{ri} 、 α_i 、 k 及び R_{ei} は、それぞれ次の数値を表すものとする。

S_m ：地震力及び自重による盛土の滑り出す力のモーメント（単位 kN・m）

W_i ：分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の自重（単位 kN）

R_{wi} ：分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の自重による、モーメントの腕の長さ（単位 m）

R_{ri} ：分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の底面反力による、モーメントの腕の長さ（単位 m）

α_i : 次の式によって計算した分割されたそれぞれの滑り面の勾配 (単位 ラジアン)

$$\alpha_i = \tan^{-1} (H_i / L_i)$$

この式において、 H_i 及び L_i は、それぞれ次の数値を表すものとする。

H_i : 分割されたそれぞれの滑り面の最下流端と最上流端の標高差を計測した数値 (単位 m)

L_i : 分割されたそれぞれの滑り面の標高差を計測した二地点間の水平距離を計測した数値 (単位 m)

k : 水平震度 ($k=0.25 \times z$ z : 建築基準法施行令第 88 条第 1 項に規定する z)

R_{ei} : 分割されたそれぞれの滑り面上の盛土に作用する地震力による、モーメントの腕の長さ (単位 m)

③滑り面に対する抵抗力

滑り面が複数の円弧又は直線の場合、盛土の滑り面に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力は、地盤の特性に応じ全応力法又は有効応力法により求めることができる。有効応力法では、滑り面におけるせん断抵抗力を算定するため、常時の水圧に加えて、せん断に伴う過剰間隙水圧が明らかになっている必要がある。ただし、完全な非排水状態であっても、土の密度やせん断中の応力経路によって発生する過剰間隙水圧は異なるため、これに伴ってせん断強度も変化することを考慮しなくてはならない。

一方、滑り面におけるせん断抵抗力をせん断中の過剰間隙水圧の大きさに基づいて有効応力規準で厳密に評価するためには、三軸圧縮試験で採用した軸対称応力条件や平均主応力が変化する条件等と盛土内で実際に作用する応力条件の相違等をはじめ、留意すべき点も多い。

このため、実務設計においては、取り扱いの容易さ等から、せん断前の有効拘束圧を考慮した全応力規準に基づくせん断強度を用いた全応力法が用いられることも多い。したがって、安定計算は、強度定数を求める土質試験の中で、せん断に伴う過剰間隙水圧が反映されている全応力法を標準とする。全応力法の場合、式(7.2.8)の c'_i 、 ϕ'_i を、盛土材料が粘性土系や細粒分が多い砂質土系等透水性が低い (非排水せん断になる) 場合には、圧密非排水三軸圧縮試験結果からの強度定数 c_{cu} 、 ϕ_{cu} に、礫質土系等透水性が高い (排水せん断になる) 場合には、圧密排水三軸圧縮試験結果からの強度定数 c_d 、 ϕ_d に読み替えればよい。全応力法と有効応力法の考え方については、[参考 7.9](#) に示す。

また、盛土の施工が一様に行われていないことが懸念される場合等では、調査する試験数は多く必要であるが、想定する滑り線上の各部位の非排水せん断強度の値を直接使用することも考えられる (式(7.2.9))。このような場合には、試験結果に対する種々の条件の相違を含めて考慮し、せん断試験に変えてサウンディング試験等を行い、三軸圧縮試験の強度定数から得られるせん断強度とサウンディング試験等の結果との組み合わせでこれらの数値の違いを適切に評価して、計算に必要な各部位の非排水せん断強度を推測して使用する事も可能である。

式(7.2.5)及び式(7.2.6)より、 $\sum T_i \cdot R_{ei} = T_m / F_s$ とすると、

$$\begin{aligned} T_m &= \sum [c'_i \cdot L_i + \{N_i - u_i \cdot L_i\} \tan \phi'_i] \cdot R_{ei} \\ &= \sum [c'_i \cdot L_i + \{W_i (\cos \alpha_i - k \cdot \sin \alpha_i) - u_i \cdot L_i\} \tan \phi'_i] \cdot R_{ei} \end{aligned} \quad (7.2.8)$$

$$T_m = \sum C_{ui} \cdot L_i \cdot R_{ei} \quad (7.2.9)$$

この式において、 T_m 、 c'_i 、 L_i 、 N_i 、 W_i 、 α_i 、 k 、 u_i 、 ϕ'_i 、 R_{ti} 、 C_{ui} は、それぞれ次の数値を表すものとする。

T_m ：最大摩擦抵抗抗力その他の抵抗抗力のモーメント（単位 $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）

c'_i ：分割されたそれぞれの滑り面の有効粘着力（単位 kN/m^2 ）

L_i ：分割されたそれぞれの滑り面の傾斜方向の底面長さ（単位 m ）

N_i ：分割されたそれぞれの滑り面上の底面反力（単位 kN ）

W_i ：分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の自重（単位 N ）

α_i ：次の式によって計算した分割されたそれぞれの滑り面の勾配（単位 ラジアン）

$$\alpha_i = \tan^{-1} (H_i / L_i)$$

この式において、 H_i 及び L_i は、それぞれ次の数値を表すものとする。

H_i ：分割されたそれぞれの滑り面の最下流端と最上流端の標高差を計測した数値（単位 m ）

L_i ：分割されたそれぞれの滑り面の標高差を計測した二地点間の水平距離を計測した数値（単位 m ）

k ：水平震度（ $k=0.25 \times z$ z ：建築基準法施行令第88条第1項に規定する z ）

u_i ：分割されたそれぞれの滑り面上の間隙水圧（単位 kN/m^2 ）

ϕ'_i ：分割されたそれぞれの滑り面の有効内部摩擦角（単位 ラジアン）

R_{ti} ：分割されたそれぞれの滑り面のモーメントの腕の長さ（単位 m ）

C_{ui} ：分割されたそれぞれの滑り面の非排水せん断強度（単位 kN/m^2 ）

④地震時安全率

滑り面に対する最大摩擦抵抗抗力その他の抵抗抗力のモーメントと、地震力及び自重による盛土の滑り出す力のモーメントの比より、安全率を計算する。式(7.2.7)、式(7.2.8)及び(7.2.9)より、

$$F_s = T_m / S_m \quad (7.2.10)$$

この式において、 F_s 、 T_m 、 S_m は、それぞれ次の数値を表すものとする。

F_s ：地震時安全率

T_m ：最大摩擦抵抗抗力その他の抵抗抗力のモーメント（単位 $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）

S_m ：地震力及び自重による盛土の滑り出す力のモーメント（単位 $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）

2) 常時における安定計算

常時の安定計算は、図7.2.2に示す水平震度 k を考慮しないため、盛土の滑り出す力 S_m は、式(7.2.7)より、

$$S_m = \Sigma W_i \cdot R_{wi} - \Sigma W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot R_{ri} \quad (7.2.11)$$

滑り面に対する抵抗抗力 T_m は、式(7.2.8)及び式(7.2.9)より、

$$T_m = \Sigma \{ c'_i \cdot L_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot L_i) \tan \phi'_i \} \cdot R_{ti} \quad (7.2.12)$$

$$T_m = \Sigma C_{ui} \cdot L_i \cdot R_{ti} \quad (7.2.13)$$

常時安全率 F_s は、式(7.2.11)、式(7.2.12)及び(7.2.13)より、

$$F_s = T_m / S_m \quad (7.2.14)$$

この式において、 F_s 、 T_m 、 S_m は、それぞれ次の数値を表すものとする。

F_s ：常時安全率

T_m ：最大摩擦抵抗力その他の抵抗力のモーメント（単位 $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）

S_m ：自重による盛土の滑り出す力のモーメント（単位 $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）

（３）二次元の分割法のうちの簡便法について

滑り面が単一の円弧であると想定される場合には、二次元の分割法のうち簡便法（フェレニウス式）を用いる。地震力及びその盛土の自重による当該盛土の滑り出す力と、その滑り面に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力は、以下の通り計算する。なお、滑り出す力及び抵抗力は、二次元の分割法の安定計算式より展開される。

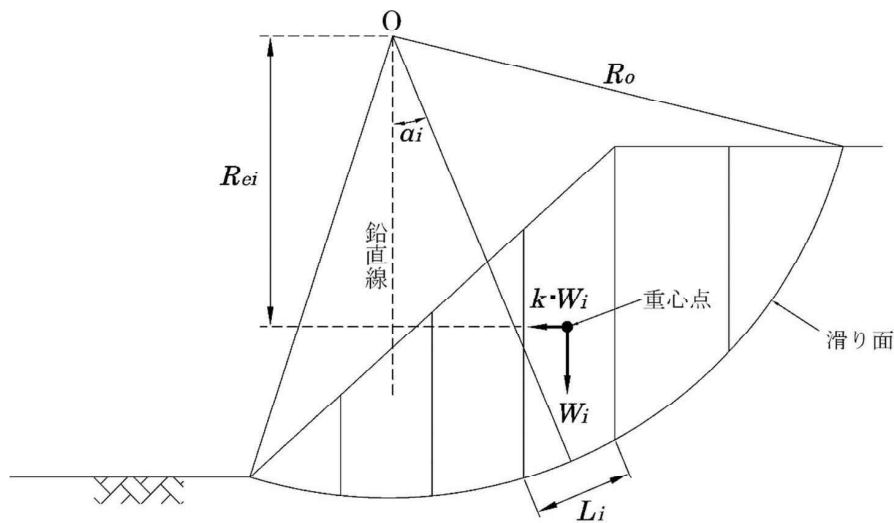


図 7.2.3 円弧滑り面法における各分割片に働く力（地震時）

1）地震時における安定計算

①盛土の滑り出す力

簡便法では滑り面を円弧と仮定しているので、図 7.2.2 より、モーメントの腕の長さは、

$$R_{ri} = 0, R_{ti} = R_0, R_{wi} = R_{ti} \cdot \sin \alpha_i = R_0 \cdot \sin \alpha_i \quad (7.2.15)$$

式(7.2.15)を式(7.2.7)に代入すると、

$$S_m = \sum W_i \cdot R_0 \cdot \sin \alpha_i + \sum k \cdot W_i \cdot R_{ei} \quad (7.2.16)$$

この式において、 S_m 、 W_i 、 α_i 、 k 、 R_{ei} 及び R_0 は、それぞれ次の数値を表すものとする。

S_m ：盛土の自重による滑り出す力のモーメント（単位 $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）

W_i ：滑り面を分割した時の分割片ごとの重量（単位 kN ）

α_i ：滑り面を分割した時の分割片ごとの滑り面の傾斜角度（単位 ラジアン）

k ：水平震度（ $k=0.25 \times z$ z ：建築基準法施行令第 88 条第 1 項に規定する z ）

R_{ei} ：滑り面を分割した時の分割片ごとの自重に比例した地震力による、モーメントの腕の

長さ（単位 m）

R_0 ：円弧の半径

②滑り面に対する抵抗力

滑り面が単一の円弧の場合、当該滑り面に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力は地盤の特性に応じ、全応力法又は有効応力法により求めることができる。有効応力法では、滑り面におけるせん断抵抗力を算定するため、常時の水圧に加えて、せん断に伴う過剰間隙水圧が明らかになっている必要がある。ただし、完全な非排水状態であっても、土の密度やせん断中の応力経路によって発生する過剰間隙水圧は異なるため、これに伴ってせん断強度も変化することを考慮しなくてはならない。

一方、滑り面におけるせん断抵抗力をせん断中の過剰間隙水圧の大きさに基づいて有効応力規準で厳密に評価するためには、三軸圧縮試験で採用した軸対称応力条件や平均主応力が変化する条件等と盛土内で実際に作用する応力条件の相違等をはじめ、留意すべき点も多い。

このため、実務設計においては、取り扱いの容易さ等から、せん断前の有効拘束圧を考慮した全応力規準に基づくせん断強度を用いた全応力法が用いられることも多い。したがって、安定計算は、強度定数を求める土質試験の中で、せん断に伴う過剰間隙水圧が反映されている全応力法を標準とする。全応力法の場合、式(7.2.17)の c'_i 、 ϕ'_i を、盛土材料が粘性土系や細粒分が多い砂質土系等透水性が低い（非排水せん断になる）場合には、圧密非排水三軸圧縮試験結果からの強度定数 c_{cu} 、 ϕ_{cu} に読み替え、礫質土系等透水性が高い（排水せん断になる）場合には、圧密排水三軸圧縮試験結果からの強度定数 c_d 、 ϕ_d に読み替えればよい。全応力法と有効応力法の考え方については、[参考 7.9](#) に示す。

また、盛土の施工が一樣に行われていないことが懸念される場合等では、調査する試験数は多く必要であるが、想定する滑り線上の各部位の非排水せん断強度の値を直接使用することも考えられる（式(7.2.18)）。このような場合には、試験結果に対する種々の条件の相違を含めて考慮し、せん断試験に変えてサウンディング試験等を行い、三軸圧縮試験の強度定数から得られるせん断強度とサウンディング試験等の結果との組み合わせでこれらの数値の違いを適切に評価して、計算に必要な各部位の非排水せん断強度を推測して使用する事も可能である。

式(7.2.15)の $R_u = R_0$ より、式(7.2.8)及び式(7.2.9)は、

$$T_m = \Sigma [c'_i \cdot L_i + \{W_i(\cos \alpha_i - k \cdot \sin \alpha_i) - u_i \cdot L_i\} \tan \phi'_i] \cdot R_0 \quad (7.2.17)$$

$$T_m = \Sigma (C_{ui} \cdot L_i) \cdot R_0 \quad (7.2.18)$$

この式において、 T_m 、 c'_i 、 L_i 、 W_i 、 α_i 、 k 、 u_i 、 ϕ'_i 、 C_{ui} 、 R_0 は、それぞれ次の数値を表すものとする。

T_m ：最大摩擦抵抗力その他の抵抗力のモーメント（単位 kN・m）

c'_i ：分割されたそれぞれの滑り面の有効粘着力（単位 kN/m²）

L_i ：分割されたそれぞれの滑り面の傾斜方向の底面長さ（単位 m）

W_i ：分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の自重（単位 kN）

α_i ：次の式によって計算した分割されたそれぞれの滑り面の勾配（単位 ラジアン）

$$\alpha_i = \tan^{-1}(H_i / L_i)$$

この式において、 H_i 及び L_i は、それぞれ次の数値を表すものとする。

H_i : 分割されたそれぞれの滑り面の最下流端と最上流端の標高差を計測した数値 (単位 m)

L_i : 分割されたそれぞれの滑り面の標高差を計測した二地点間の水平距離を計測した数値 (単位 m)

k : 水平震度 ($k=0.25 \times z$ z : 建築基準法施行令第 88 条第 1 項に規定する z)

u_i : 分割されたそれぞれの滑り面上の間隙水圧 (単位 kN/m^2)

ϕ'_i : 分割されたそれぞれの滑り面の有効内部摩擦角 (単位 ラジアン)

R_{ti} : 分割されたそれぞれの滑り面のモーメントの腕の長さ (単位 m)

R_0 : 円弧の半径

C_{ui} : 分割されたそれぞれの滑り面の非排水せん断強度 (単位 kN/m^2)

③地震時安全率

滑り面に対する最大摩擦抵抗抗力その他の抵抗力のモーメントと、地震力及び自重による盛土の滑り出す力のモーメントの比より、安全率を計算する。式 (7.2.16)、式 (7.2.17) 及び式 (7.2.18) より、

$$F_s = T_m / S_m \quad (7.2.19)$$

この式において、 F_s 、 T_m 、 S_m は、それぞれ次の数値を表すものとする。

F_s : 地震時安全率

T_m 最大摩擦抵抗抗力その他の抵抗力のモーメント (単位 $\text{kN} \cdot \text{m}$)

S_m : 地震力及び自重による盛土の滑り出す力のモーメント (単位 $\text{kN} \cdot \text{m}$)

2) 常時における安定計算

常時の安定計算は、図 7.2.3 に示す水平震度 k を考慮しないため、盛土の滑り出す力 S_m は、式 (7.2.16) より、

$$S_m = \Sigma W_i \cdot R_0 \cdot \sin \alpha_i \quad (7.2.20)$$

滑り面に対する抵抗抗力 T_m は、式 (7.2.17) 及び式 (7.2.18) より、

$$T_m = \Sigma \{ c'_i \cdot L_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot L_i) \tan \phi'_i \} \cdot R_0 \quad (7.2.21)$$

$$T_m = \Sigma (C_{ui} \cdot L_i) \cdot R_0 \quad (7.2.22)$$

常時安全率 F_s は、式 (7.2.19) より、

$$F_s = T_m / S_m \quad (7.2.23)$$

(4) 修正フェレニウス式による安定計算

フェレニウス式では、 α_i が大きくなる (滑り面の傾斜角が大きくなる) 箇所に間隙水圧が作用する場合、式 (7.2.8)、式 (7.2.12)、式 (7.2.17)、式 (7.2.21) の滑り面に対する抵抗抗力の摩擦抵抗抗力の項が小さくなり、安全率が過小評価されることがあるため、注意が必要である。これは、フェレニウス式が、式 (7.2.3) のようにスライスの両側面に作用する断面力成分 V_i 、

E_i は、それぞれ等しいと仮定していることによるものである。

このため、スライスに作用する間隙水圧を浮力として扱い（有効重量として扱い）、摩擦抵抗力の項が過小評価されないようにする修正フェレニウス式が用いられている。二次元分割法及び簡便法において、有効重量として扱った場合の滑り面に対する抵抗力の式は、それぞれ以下の通りである。

①滑り面に対する抵抗力の式（二次元分割法）

地震時における滑り面に対する抵抗力 T_m は、式(7.2.8)より、

$$T_m = \Sigma [c'_i \cdot L_i + \{(W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \cos \alpha_i - k \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i\} \tan \phi'_i] \cdot R_{ii} \quad (7.2.24)$$

常時における滑り面に対する抵抗力 T_m は、式(7.2.12)より、

$$T_m = \Sigma \{c'_i \cdot L_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i\} \cdot R_{ii} \quad (7.2.25)$$

ここで、 b_i はスライスの幅（単位 m）である。

②滑り面に対する抵抗力の式（簡便法）

地震時における滑り面に対する抵抗力 T_m は、式(7.2.17)より、

$$T_m = \Sigma [c'_i \cdot L_i + \{(W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \cos \alpha_i - k \cdot \sin \alpha_i\} \tan \phi'_i] \cdot R_0 \quad (7.2.26)$$

常時における滑り面に対する抵抗力 T_m は、式(7.2.21)より、

$$T_m = \Sigma \{c'_i \cdot L_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i\} \cdot R_0 \quad (7.2.27)$$

ここで、 b_i はスライスの幅（単位 m）である。

(5) その他の安定計算について

安全性把握調査では、前述した手法により安定計算を行うことが基本である。しかし、これらの式では、安全率が過小評価され、より厳密な解が必要と判断される場合等は、簡易 Bishop 式、Spencer 式及び簡易 Janbu 式等を用いた安定計算を行い、盛土の安定性について検討する（参考 7.10 参照）。また、以下の事項においても、懸念事項等に対応した安定性の検討を行うことを考える。

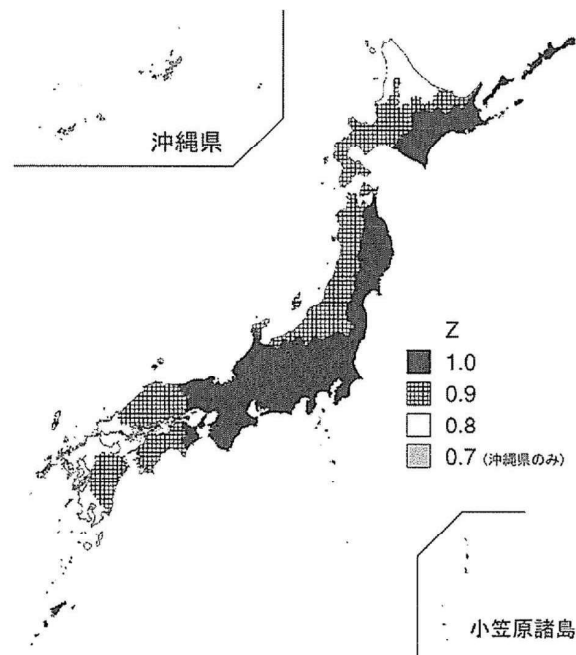
- ・砂丘地等において盛土や基礎地盤の液状化が懸念される場合は、盛土や基礎地盤の過剰間隙水圧の影響を考慮した安定計算を実施することが望ましい（参考 7.11 参照）。
- ・擁壁の安定性が問題となる場合は、擁壁の倒壊等の影響による複合的な被害形態を考慮した安定計算を別途検討することが望ましい（参考 7.12 参照）。
- ・火山灰質細粒土等を材料にした盛土は、過去の地震において、盛土の強度が低下し、崩壊した事例もあるので、注意を要する（参考 7.13 参照）。
- ・高さ 15m を超え、かつ 5 万 m³ を超えるような大規模な盛土は、崩壊発生時の社会的影響度が多大であることを踏まえ、三次元安定計算や有限要素法による三次元変形解析等を用いて崩壊の範囲や被害程度（変形量等）及び被害の集中範囲の予測等を行ない、その結果を対策工の検討等に考慮することも考えられる（参考 7.14 参照）。
- ・切土のり面では、地層分布や岩質等が極めて複雑かつ不均一である場合が多いため、地盤調

査、周辺の地形及び地質条件等を総合的に判断して安定性の検討を行う。

参考7.6 地震地域係数

建築基準法施行令第88条第1項の規定に基づき、地震地域係数 Z は、図参7.6.1に示すように、1.0～0.7の数値として行政区域ごとに定められている。

地震地域係数は、過去の地震記録等により得られた地震動の期待値の相対的な比を表す数値である。地震動の期待値については、多くの研究成果があるが、それらを統計的に処理し、工学的判断を加え行政区域ごとに振り分けて、地震地域係数 Z は定められている。



図参 7.6.1 地震地域係数 (Z)

建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2020年版 建築物の構造関係技術基準解説書，pp.300-301，2020.

参考7.7 安定計算における豪雨の影響の取り扱いについて

豪雨に伴う一時的な水位上昇による盛土の安定性への影響については、規定の安全率（常時 1.5、地震時 1.0）を満足することで、考慮されているものとする。

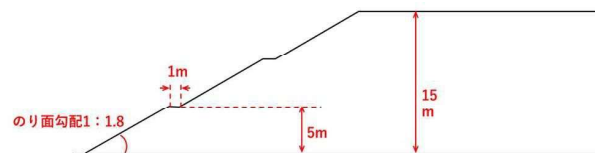
参考までに、代表的な形状の盛土に対し豪雨時の作用を仮定した、安定計算の試算結果を以下に示す。

(1) 計算条件

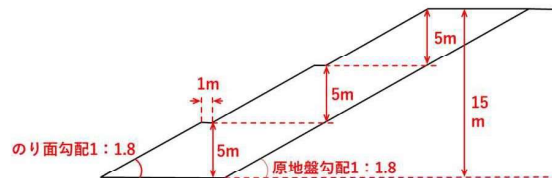
【盛土形状】

盛土形状は、平地盛土、腹付け盛土、谷埋め盛土の3種類とし、高さは、盛土等防災マニュアルを参考に、通常安定計算（地震時の間隙水圧の上昇の考慮等が不要）の条件において、最大高さとなる 15m とした。また、のり面勾配は、盛土の標準的な勾配である 1:1.8 とした。さらに、腹付け盛土については、同程度の盛土厚さで盛土が行われやすいことを想定し、原地盤勾配を 1:1.8 とした。谷埋め盛土については、崩壊後土石流化することも懸念されるため、砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説の「土砂移動の形態の溪床勾配による目安」を参考に、土石流発生区間の最緩勾配である 15 度を標準的な原地盤の勾配とした。

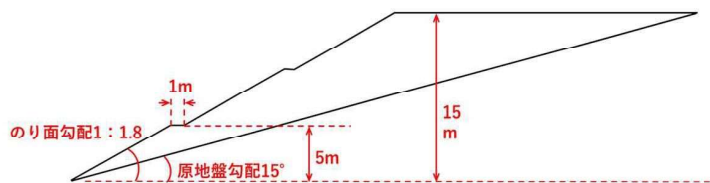
1) 平地盛土の断面モデル（高さ 15m、のり面勾配 1:1.8）



2) 腹付け盛土の断面モデル（高さ 15m、のり面勾配 1:1.8、背面の原地盤の勾配 1:1.8）



3) 谷埋め盛土の断面モデル（高さ 15m、のり面勾配 1:1.8、原地盤の勾配 15 度）



【盛土材の土質定数】

崩壊の危険性の高い状態として、現況安全率 1.0 の状態を想定し、土質定数のうち、単位体積重量、内部摩擦角については、一般値（道路土工盛土工指針（平成 22 年度版））より設定し、粘着力については、逆算により算出した。

なお、盛土材は、粗粒土、細粒土の2通りとし、いずれも締固めが十分行われていない状態を想定し、盛土ではなく自然地盤の密実でないもの等より設定した。

単位体積重量 γ (kN/m³) については、粗粒土は 17.0（砂質土の密実でないもの相当）、細粒土は 14.0（粘土及びシルトの軟らかいもの相当）とし、内部摩擦角 ϕ (°) は、同様の土質の一般値から、粗粒土は 25、細粒土は 10 とした。

【地下水位】

常時において、水位なしと盛土高 1/2 の水位の 2 通りを想定した。

【計算ケース】

常時で、水位なしと、盛土高 1/2 の水位の 2 通りの場合について、現況安全率が 1.0 を初期状態とし、計画安全率を 1.5 とした場合の必要抑止力を算出した。次に、それぞれの水位条件について、大地震時の安全率と計画安全率を 1.0 とした場合の必要抑止力を算出した。最後に、それぞれの水位条件について、豪雨時に盛土表面まで満水位となることを想定した場合の安全率と計画安全率を 1.0 とした場合の必要抑止力を算出した。

(2) 試算結果

①常時で水位なしの盛土（表参 7.7.1）

- ・常時で現況安全率 1.0 の盛土について、計画安全率 1.5 を満たすために必要な抑止力は、266～515kN/m²。
- ・また、地震時の現況安全率は 0.59～0.63 であり、地震時の計画安全率 1.0 を満たすために必要な抑止力は、327～820kN/m²。
- ・さらに、豪雨時の現況安全率は 0.44～0.68 であり、豪雨時の計画安全率 1.0 を満たすために必要な抑止力は、172～600kN/m²。

②常時で水位が盛土高の 1/2 の盛土（表参 7.7.2）

- ・常時で現況安全率 1.0 の盛土について、計画安全率 1.5 を満たすために必要な抑止力は、273～538kN/m²。
- ・また、地震時の現況安全率は 0.59～0.64 であり、地震時の計画安全率 1.0 を満たすために必要な抑止力は、316～857kN/m²。
- ・さらに、豪雨時の現況安全率は 0.55～0.81 であり、豪雨時の計画安全率 1.0 を満たすために必要な抑止力は、94～494kN/m²。

表参 7.7.1 安定計算の試算結果（水位なし）

モデル	想定土質	水位条件（なし）						水位条件（満水位）			土質定数		
		常時			地震時			豪雨想定時			c (kN/m ²)	Φ (°)	γ (kN/m ³)
		現況安全率	計画安全率	最大必要抑止力 (kN/m ²)	現況安全率	計画安全率	最大必要抑止力 (kN/m ²)	現況安全率	計画安全率	最大必要抑止力 (kN/m ²)			
平地盛土 (H=15m)	粗粒	1.00	1.50	411	0.59	1.00	590	0.44	1.00	600	0.7	25	17.0
	細粒	1.00	1.50	515	0.61	1.00	820	0.67	1.00	368	13.7	10	14.0
腹付盛土 (H=15m)	粗粒	1.00	1.50	330	0.59	1.00	418	0.44	1.00	385	0.7	25	17.0
	細粒	1.00	1.50	281	0.63	1.00	327	0.68	1.00	183	10.0	10	14.0
谷埋盛土 (H=15m)	粗粒	1.00	1.50	266	0.59	1.00	382	0.44	1.00	352	0.6	25	17.0
	細粒	1.00	1.50	276	0.61	1.00	416	0.68	1.00	172	9.4	10	14.0

表参 7.7.2 安定計算の試算結果（盛土高の 1/2 の水位）

モデル	想定土質	水位条件（盛土高の 1/2）						水位条件（満水位）			土質定数		
		常時			地震時			豪雨想定時			c (kN/m ²)	Φ (°)	γ (kN/m ³)
		現況安全率	計画安全率	最大必要抑止力 (kN/m ²)	現況安全率	計画安全率	最大必要抑止力 (kN/m ²)	現況安全率	計画安全率	最大必要抑止力 (kN/m ²)			
平地盛土 (H=15m)	粗粒	1.00	1.50	514	0.59	1.00	802	0.55	1.00	494	3.2	25	17.0
	細粒	1.00	1.50	538	0.59	1.00	857	0.78	1.00	246	16.4	10	14.0
腹付盛土 (H=15m)	粗粒	1.00	1.50	337	0.59	1.00	422	0.60	1.00	274	3.8	25	17.0
	細粒	1.00	1.50	281	0.64	1.00	316	0.81	1.00	105	11.2	10	14.0
谷埋盛土 (H=15m)	粗粒	1.00	1.50	296	0.59	1.00	490	0.62	1.00	235	3.7	25	17.0
	細粒	1.00	1.50	273	0.61	1.00	417	0.81	1.00	94	11.6	10	14.0

3) 留意事項等

本試算によると、常時で現況安全率 1.0 と仮定した代表的な 3 種類の断面形状の盛土に対し、常時で計画安全率 1.5、地震時に計画安全率 1.0、豪雨時に計画安全率 1.0 を満たすために必要な抑止力は、1 ケースを除き、地震時の計算結果が最大となった。なお、満たさない 1 ケースは、常時に水位がなく、豪雨時に満水位となる平地盛土の断面モデルの場合で、豪雨時の必要抑止力が地震時の必要抑止力をわずかに上回る結果となった。

平地盛土の断面モデルは、盛土底面部のみが平坦な原地盤と接している形状であり、上流の沢からの表流水や傾斜した原地盤からの地下水が供給されやすい、谷埋め盛土、腹付け盛土と異なり、豪雨時に側方から水が比較的侵入しにくい形状と考えられる。また、豪雨に伴う水の盛土内への侵入は盛土の上部からの雨水のみであり、盛土内の水位が原地盤より高い位置まで上昇して盛土表面まで満水となることは現実にはほとんど想定されないものと考えられる。

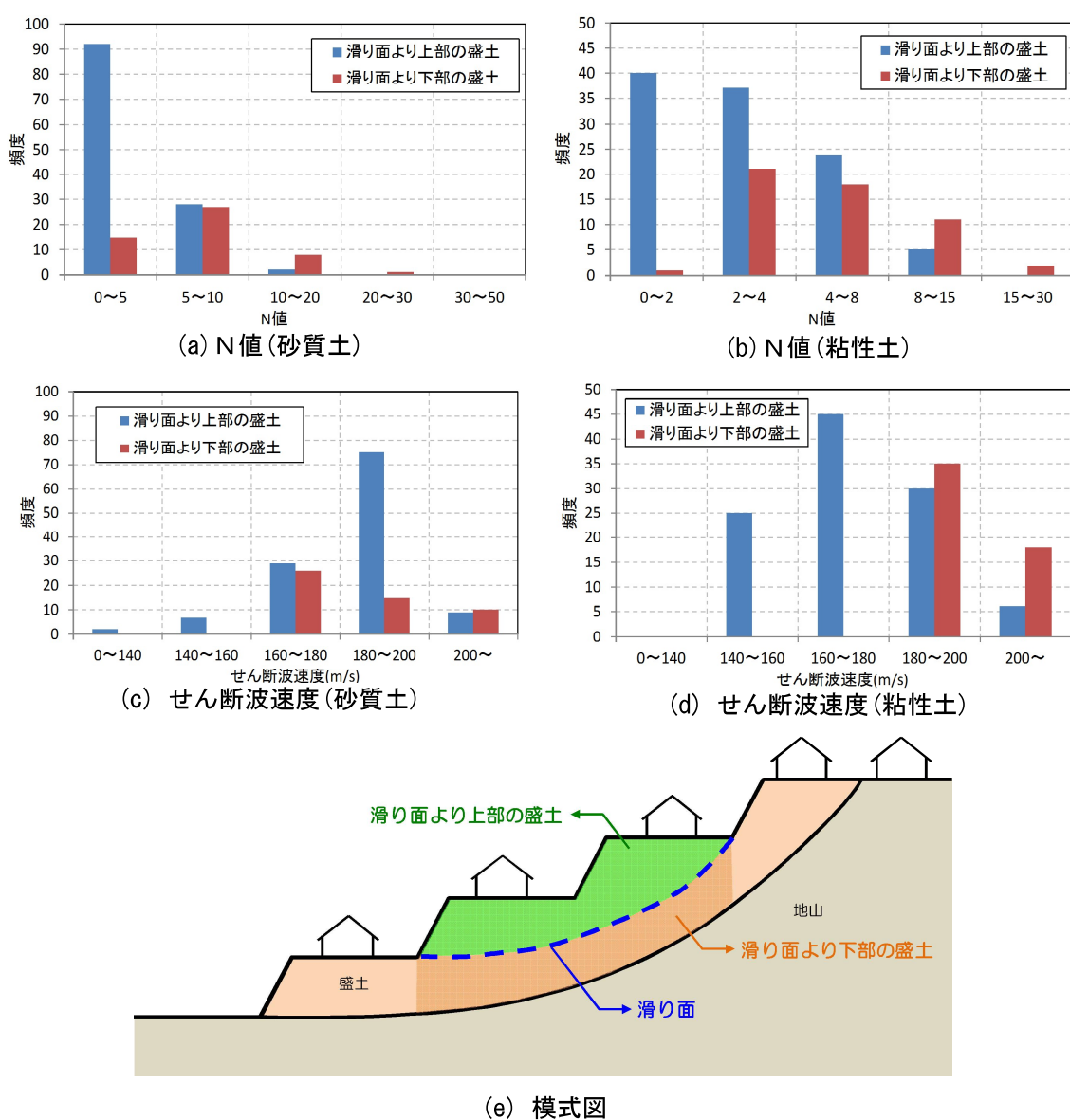
以上の本試算結果の考察から、地震時の計画安全率を満足することで、豪雨時（満水位を想定）の安全率（1.0 を想定）は考慮されていると考えることができる。ただし、本試算は、一定の仮定条件のもとに行ったものであり、豪雨に伴う一時的な水位上昇による盛土の安定性を完全に担保するものではなく、例えば豪雨時に地下水や湧水が集中する箇所がある場合等は適用に留意が必要である。したがって、豪雨時にも盛土の安定が損なわれないよう、地表水排水工による表流水の侵入防止や、地下水排除工による排水処理を十分検討することが重要である。

参考7.8 被災宅地の盛土に関する調査結果

東北地方太平洋沖地震で被災した盛土の地盤調査結果を示す。宮城県仙台市で造成宅地滑動崩落緊急対策事業を実施した宅地 160 地区のうち、30 地区を抽出し、盛土のN値とせん断波速度を調査した。各調査結果を図参 7.8.1 に示す。

調査結果より、N値は、滑り面上部では4～5以下、滑り面下部では4～5以上が多く、せん断波速度は、滑り面上部では180m/s以下、滑り面下部では180m/s以上が多い傾向を示した。この結果から、盛土内であっても、滑り面を境に強度特性が異なり、滑り面上部は、下部と比較してN値やせん断波速度の値が低いことが分かった。

安定計算にあたっては、盛土の深度方向で強度特性が異なることがあるため、地盤調査結果を詳細に分析・評価し、適切にモデル化する必要がある。



参考7.9 安定計算における全応力法と有効応力法について

全応力法は、せん断時における排水条件の違いに応じて、強度定数を使い分けて安定計算を行う方法である。強度定数には、非圧密非排水（UU）条件の粘着力 c_u 、内部摩擦角 ϕ_u 、圧密非排水（CU）条件の粘着力 c_{cu} 、内部摩擦角 ϕ_{cu} 、圧密排水（CD）条件の粘着力 c_d 、内部摩擦角 ϕ_d がある。一方、有効応力法は排水条件によらず、有効応力に基づく強度定数（ c' 、 ϕ' ）のみを用いて安定計算を行う方法である。

排水条件に応じた土のせん断強度の考え方は、以下の通りである。

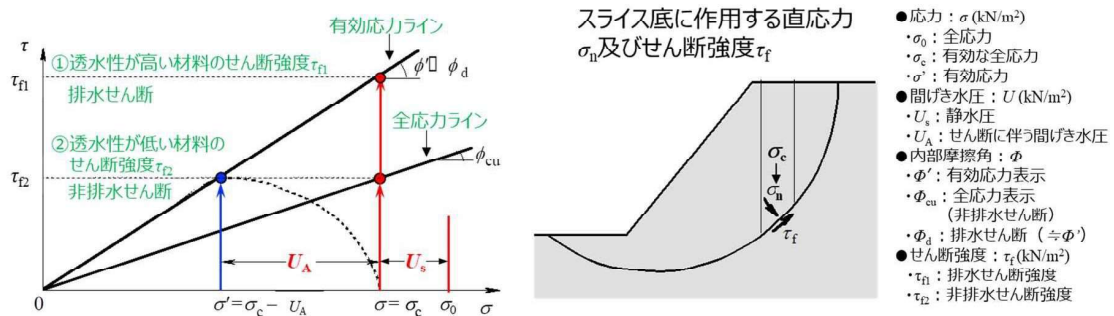
①透水性が高い材料（礫材等）のせん断強度： τ_{f1}

- ・せん断中に間隙水が排水される排水条件となり、せん断に伴う間隙水圧 U_A （過剰間隙水圧）は発生しない。
- ・せん断に伴う間隙水圧は発生しないため、 ϕ' （有効応力） $\equiv \phi_d$ （全応力）となり、全応力法と有効応力法は同じせん断強度 τ_{f1} となる

②透水性が低い材料（細粒分が多い砂質土等）のせん断強度： τ_{f2}

- ・透水性が低く非排水条件のせん断になるため、せん断に伴い（ダイレイタンシーにより）過剰間隙水圧 U_A が発生する。
- ・ U_s を考慮した全応力法では、土質試験の中でせん断に伴う過剰間隙水圧が反映されているため、せん断に伴う U_A が反映された強度定数、せん断強度 τ_{f2} となる。
- ・有効応力法でも、せん断破壊時の U_A を推定できれば τ_{f2} が求まり、 U_s を考慮した全応力 σ_c （有効な全応力）における τ_{f2} と同じとなる。

ただし、一般にせん断に伴う U_A の推定は困難であるため、実務上は有効応力法より全応力法の安定計算が適していると考えられる。



図参 7.9.1 全応力法と有効応力法（一面定体積せん断の場合）

出典：「大島 昭彦、室内・原位置試験と評価、2022 年度第 2 回宅地地盤の評価に関する最近の知見講習会、地盤工学会、2023 年 1 月」一部加筆

参考7.10 簡易 Bishop 式、Spencer 式及び簡易 Janbu 式

分割法による二次元安定計算には、他に簡易 Bishop 式、Spencer 式及び簡易 Janbu 式等があり、これらの安定計算方法も、二次元の分割法の基本条件の式(式(7.2.1)～(7.2.2-2))より展開され、より厳密な解が必要と判断される場合等、必要に応じて用いることができる。ここでは、それぞれの地震時安定計算について述べる。

(1) 簡易 Bishop 式

スライスの側面に働く力が水平方向に作用する（鉛直方向の合力成分を持たない）と仮定して、任意のスライスに働く力のつり合いを考えた方法である。特に、深い円弧滑りの場合、簡便法の安全率が過小となるため、Bishop 式との比較が望ましい。通常はスライス側面力の合力を水平と仮定した簡易 Bishop 式が利用され、厳密解に対する誤差が小さい。動水勾配のない水没斜面に対応可能である。

図 7.2.2 より、 $V_i = V_{i-1}$ と仮定すると、式(7.2.2-1)は、

$$W_i - N_i \cdot \cos \alpha_i - T_i \cdot \sin \alpha_i = 0 \quad (\text{参 7.10.1})$$

滑り面上のせん断力 T_i は、式(7.2.6)より、

$$T_i = \{c'_i \cdot L_i + (N_i - u_i \cdot L_i) \tan \phi'_i\} / F_s \quad (\text{参 7.10.2})$$

式(参 7.10.1)、(参 7.10.2)より、

$$N_i = (1/m_{ai}) \{W_i - (L_i/F_s) (c'_i - u_i \cdot \tan \phi'_i) \sin \alpha_i\} \quad (\text{参 7.10.3})$$

ただし、 $m_{ai} = \cos \alpha_i + (l/F_s) \sin \alpha_i \cdot \tan \phi'_i$

式(参 7.10.2)、(7.2.1)、(参 7.10.3)より、

$$F_s = \Sigma(R_{ti}/m_{ai}) \{c'_i \cdot L_i \cdot \cos \alpha_i + (W_i - u_i \cdot L_i \cdot \cos \alpha_i) \tan \phi'_i\} \div [\Sigma W_i \cdot R_{wi} - \Sigma(R_{ri}/m_{ai}) \{W_i - (L_i/F_s)(c'_i - u_i \cdot \tan \phi'_i) \sin \alpha_i\} + \Sigma k W_i \cdot R_{ei}] \quad (\text{参 7.10.4})$$

式(参 7.10.4)は両辺に F_s が入るため、反復計算で F_s を求める。第一近似 F_{s1} は式(7.2.10)で求め、これを(参 7.10.4)の右辺に入れて計算し、第二近似 F_{s2} が得られ、これを3、4回繰り返して収束解 F_s を算定する。

式(参 7.10.1)～(参 7.10.4)において、 W_i 、 T_i 、 N_i 、 c'_i 、 L_i 、 α_i 、 k 、 u_i 、 ϕ'_i 、 R_{ti} 、 R_{wi} 、 R_{ri} 、 F_s は、それぞれ次の数値を表すものとする。

W_i : 分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の自重 (単位 kN)

T_i : 分割されたそれぞれの滑り面上のせん断力 (単位 kN)

N_i : 分割されたそれぞれの滑り面上の底面反力 (単位 kN)

c'_i : 分割されたそれぞれの滑り面の有効粘着力 (単位 kN/m²)

L_i : 分割されたそれぞれの滑り面の傾斜方向の底面長さ (単位 m)

α_i : 次の式によって計算した分割されたそれぞれの滑り面の勾配 (単位 ラジアン)

$$\alpha_i = \tan^{-1} (H_i / L_i)$$

この式において、 H_i 及び L_i は、それぞれ次の数値を表すものとする。

H_i : 分割されたそれぞれの滑り面の最下流端と最上流端の標高差を計測した数値 (単位 m)

L_i : 分割されたそれぞれの滑り面の標高差を計測した二地点間の水平距離を計測した数値 (単位 m)

k : 水平震度 ($k=0.25 \times z$ z : 建築基準法施行令第 88 条第 1 項に規定する z)

u_i : 分割されたそれぞれの滑り面上の間隙水圧 (単位 kN/m^2)

ϕ'_i : 分割されたそれぞれの滑り面の有効内部摩擦角 (単位 ラジアン)

R_{ti} : 分割されたそれぞれの滑り面のモーメントの腕の長さ (単位 m)

R_{wi} : 分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の自重による、モーメントの腕の長さ (単位 m)

R_{ri} : 分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の底面反力による、モーメントの腕の長さ (単位 m)

F_s : 安全率

なお、滑り面が円弧の場合は、式 (7.2.19) と同じ計算式になる。

(2) Spencer 式

静的つり合い条件のすべてを満足する最も簡単な解法であり、円弧滑りに適用可能な計算手法である。スライス間に働く力は互いに平行と仮定し、スライス間に働く力の傾きを未知数として、円弧全体の静的つり合いを条件とした方法である。

分割されたそれぞれの滑り面上の盛土内に働く断面力の合ベクトルがある定方向にあり、両側面で式 (参 7.10.5) の関係が成立するとした。

$$V_{i-1} = E_{i-1} \cdot \tan \theta, \quad V_i = E_i \cdot \tan \theta \quad (\theta : \text{定数}) \quad (\text{参 7.10.5})$$

式 (参 7.10.2)、(7.2.2-1)、(7.2.2-2) 及び (参 7.10.5) より、

$$N_i = [W_i (\cos \theta - k \cdot \sin \theta) - (c'_i - u_i \cdot \tan \phi'_i) (l / F_s) L_i \cdot \sin(\alpha_i - \theta)] \div [\cos(\alpha_i - \theta) + (l / F_s) \sin(\alpha_i - \theta) \tan \phi'_i] \quad (\text{参 7.10.6})$$

式 (7.2.1) 及び (7.2.2-2) より、

$$\sum T_i \cdot \cos \alpha_i - \sum N_i \cdot \sin \alpha_i - \sum k \cdot W_i = \sum (E_{i-1} - E_i) \equiv 0 \quad (\text{参 7.10.7})$$

滑り面上のせん断力 T_i は、

$$T_i = \{c'_i \cdot L_i + (N_i - u_i \cdot L_i) \tan \phi'_i\} / F_s \quad (\text{参 7.10.2})$$

θ を逐次変えて、式 (参 7.10.6) ~ (参 7.10.7) から求まる F_s と、式 (7.2.1) から求めた F_s が一致するまで反復計算を行う。

式 (参 7.10.6) ~ (参 7.10.7) において、 V_i 、 V_{i-1} 、 E_i 、 E_{i-1} 、 N_i 、 W_i 、 T_i 、 c'_i 、 L_i 、 α_i 、 k 、 u_i 、 ϕ'_i 、 F_s は、それぞれ次の数値を表すものとする。

V_i 、 E_i : 分割されたそれぞれの滑り面上の盛土内に働く断面力成分 (単位 kN)

W_i : 分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の自重 (単位 kN)

T_i : 分割されたそれぞれの滑り面上のせん断力 (単位 kN)

N_i : 分割されたそれぞれの滑り面上の底面反力 (単位 kN)

c'_i : 分割されたそれぞれの滑り面の有効粘着力 (単位 kN/m^2)

L_i : 分割されたそれぞれの滑り面の傾斜方向の底面長さ (単位 m)

α_i : 次の式によって計算した分割されたそれぞれの滑り面の勾配 (単位 ラジアン)

$$\alpha_i = \tan^{-1} (H_i / L_i)$$

この式において、 H_i 及び L_i は、それぞれ次の数値を表すものとする。

H_i : 分割されたそれぞれの滑り面の最下流端と最上流端の標高差を計測した数値 (単位 m)

L_i : 分割されたそれぞれの滑り面の標高差を計測した二地点間の水平距離を計測した数値 (単位 m)

k : 水平震度 ($k=0.25 \times z$ z : 建築基準法施行令第 88 条第 1 項に規定する z)

u_i : 分割されたそれぞれの滑り面上の間隙水圧 (単位 kN/m^2)

ϕ'_i : 分割されたそれぞれの滑り面の有効内部摩擦角 (単位 ラジアン)

F_s : 安全率

(3) 簡易 Janbu 式

斜面の土質が均一ではなく、特に滑り面近くに軟弱な層を挟む場合には、滑り面は、円弧と直線を組み合わせた複合滑り面となる。当計算手法は複合滑り面において、スライス間の鉛直方向の力をゼロとし修正係数を乗じて、水平方向の力のつり合いを考えた方法である。厳密解に対する誤差が小さく、円弧滑り、動水勾配のない水没斜面に対応可能である。

Janbu 式は、全土塊に働く水平力のつり合い式から、 F_s を計算する。

$V_i = V_{i-1} - V_i = 0$ と仮定した水平力のつり合い式は、

$$T_i \cdot \sec \alpha_i - W_i \cdot \tan \alpha_i - k \cdot W_i = E_{i-1} - E_i \quad (\text{参 7.10.8-1})$$

$$\Sigma (T_i \cdot \sec \alpha_i - W_i \cdot \tan \alpha_i - k \cdot W_i) = \Sigma E_{i-1} - E_i \equiv 0 \quad (\text{参 7.10.8-2})$$

式(参 7.10.2)及び(参 7.10.3)より、

$$F_s \cdot T_i = \{c'_i \cdot L_i \cdot \cos \alpha_i + (W_i - u_i \cdot L_i \cdot \cos \alpha_i) \tan \phi'_i\} / m_{ai} \quad (\text{参 7.10.9})$$

ただし、 $m_{ai} = \cos \alpha_i + (l/F_s) \sin \alpha_i \cdot \tan \phi'_i$

式(参 7.10.9)を式(参 7.10.8-1)及び(参 7.10.8-2)に代入すると、

$$F_s = \Sigma [\{c'_i \cdot L_i \cdot \cos \alpha_i + (W_i - u_i \cdot L_i \cdot \cos \alpha_i) \tan \phi'_i\} / m_{ai} \cdot \cos \alpha_i] \div \Sigma (W_i \cdot \tan \alpha_i + k \cdot W_i) \quad (\text{参 7.10.10})$$

簡易 Bishop 式と同様に、第一近似 F_{s1} は式(7.2.10)で求め、これを式(参 7.10.10)の右辺に入れて計算し、第二近似 F_{s2} が得られ、これを 3、4 回繰り返して収束解 F_s を算定する。

式(参 7.10.8)～(参 7.10.10)において、 V_i 、 V_{i-1} 、 E_i 、 E_{i-1} 、 N_i 、 W_i 、 T_i 、 c'_i 、 L_i 、 α_i 、 k 、 u_i 、 ϕ'_i 、 F_s は、それぞれ次の数値を表すものとする。

V_i 、 E_i : 分割されたそれぞれの滑り面上の盛土内に働く断面力成分 (単位 kN)

W_i : 分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の自重 (単位 kN)

T_i : 分割されたそれぞれの滑り面上のせん断力 (単位 kN)

N_i : 分割されたそれぞれの滑り面上の底面反力 (単位 kN)

c'_i : 分割されたそれぞれの滑り面の有効粘着力 (単位 kN/m^2)

L_i : 分割されたそれぞれの滑り面の傾斜方向の底面長さ (単位 m)

α_i : 次の式によって計算した分割されたそれぞれの滑り面の勾配 (単位 ラジアン)

$$\alpha_i = \tan^{-1} (H_i / L_i)$$

この式において、 H_i 及び L_i は、それぞれ次の数値を表すものとする。

H_i : 分割されたそれぞれの滑り面の最下流端と最上流端の標高差を計測した数値 (単位 m)

L_i : 分割されたそれぞれの滑り面の標高差を計測した二地点間の水平距離を計測した数値 (単位 m)

k : 水平震度 ($k = 0.25 \times z$ z : 建築基準法施行令第 88 条第 1 項に規定する z)

u_i : 分割されたそれぞれの滑り面上の間隙水圧 (単位 kN/m^2)

ϕ'_i : 分割されたそれぞれの滑り面の有効内部摩擦角 (単位 ラジアン)

F_s : 安全率

参考7.11 盛土や基礎地盤が液状化する可能性がある場合の安定計算方法

盛土や基礎地盤が液状化する可能性がある場合、地震動の作用による土の強度低下が著しい場合等は、水平震度は作用させず、液状化による過剰間隙水圧を考慮した安定計算方法が、「社団法人 日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針，pp.172-173，2012.8.」に紹介されている(参 7.11.1)。

ただし、(参 7.11.1)は初期せん断応力の影響、せん断変形に伴う過剰間隙水圧の変化の影響を無視しているなど、多くの簡略化を含んだ簡易式による安定計算である。

$$F_S = \Sigma \{ c \cdot \ell + (W - U_s \cdot b - U_L \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi \} / \Sigma W \sin \alpha \quad (\text{参 7.11.1})$$

ここに F_S ：安全率

W ：各スライスの単位長さ重量（単位 kN/m）

U_s ：常時の地下水による間隙水圧（単位 kN/m²）

U_L ：地震時の液状化により発生する過剰間隙水圧（単位 kN/m²）

U_L は液状化判定の結果（液状化に対する安全率 F_L ）等より推定する。

α ：各スライスの滑り面の中点と滑り面を円弧とする円の中心とを結ぶ直線が鉛直線となす角度（単位 °）

ℓ ：各スライスの滑り面の長さ（単位 m）

b ：各スライスの幅（単位 m）

ϕ ：土の内部摩擦角（単位 °）

c ：土の粘着力（単位 kN/m²）

盛土や基礎地盤の液状化が懸念される場合は、前述「7.2 安定計算」の水平震度を作用させる方法に加えて、これらの方法による検討もあわせて実施することが望ましい。

ただし、斜面の液状化については、初期せん断応力の影響が複雑であるため、これに注意する必要がある。

参考7.12 擁壁の安定性の検討方法

現行基準を満足していない擁壁（増積み擁壁や二段擁壁）、現地踏査で変状が確認され、かつ倒壊した場合に相当数の居住者等に危害を生じるおそれ大きいと認められる擁壁については、前述「7.2 安定計算」で盛土全体の安定性が確保される結果が得られた場合であっても、別途、擁壁の安定性を検討することが望ましい。

各種擁壁の設計方法は、「宅地防災研究会：宅地防災マニュアルの解説（第三次改訂版）[I]，pp.313-410，2022.2.25」に紹介されており、設計・施工資料を収集し擁壁の基礎形式や仕様を確認したうえで、上記マニュアル等にも示される方法で擁壁の安定性を検討することができる。

なお、設計・施工資料が保管されておらず擁壁の基礎形式や仕様が不明な場合は、「国土交通省：宅地擁壁の健全度評価・予防保全マニュアル，https://www.mlit.go.jp/toshi/toshi_tobou_tk_000069.html」に示される方法で、擁壁の安定性を概略判定することができる。

また、擁壁部において、倒壊・滑りが発生すると判定される場合は、複合的な被害形態を考慮し、擁壁部の倒壊・滑りとそれに起因した盛土部の滑り（住宅部への影響が大きい滑り）の安

定計算を行うことが望ましい。

参考7.13 火山灰質細粒土を材料にした盛土の地震時おける強度低下

2016年4月の熊本地震では、黒ぼくや赤ぼく等の火山灰質細粒土を材料にした宅地盛土において、数多くのすべり崩壊が発生した。既往の研究論文(「安原ら：火山灰質粘性土の地震時繰返し軟化に基づく住宅基礎地盤の変状の考察、地盤工学ジャーナル Vol. 15、No. 2、225-239、2020.」)では、地震の繰返し载荷を受けて、火山灰質細粒土を材料にした宅地盛土のせん断強度が4割程度低下し、すべり崩壊が発生したことが報告されている。同様の宅地盛土では、大地震の繰返し载荷を受けると、すべり崩壊が発生する可能性があるので注意を要する。

参考7.14 三次元安定計算及び有限要素法

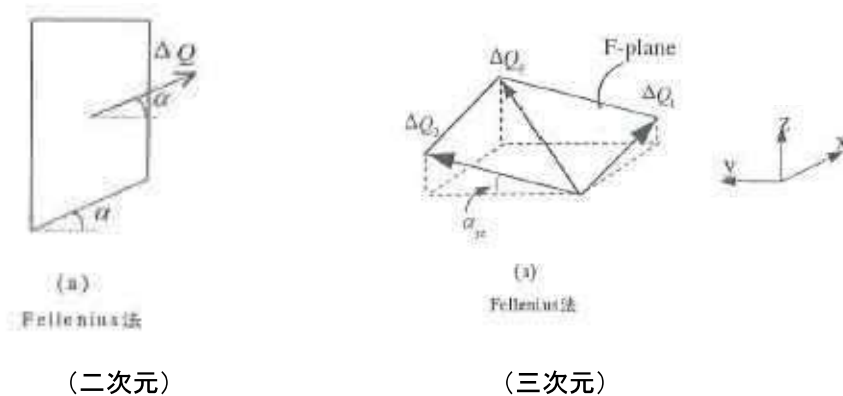
(1) 三次元安定計算

三次元安定計算の実施にあたっては、一般的に以下の①～⑤について注意が必要である。なお、三次元安定計算で求めた安全率については、二次元安定計算で求めた安全率の1.0～1.3倍程度となった計算例(「分割法による斜面の三次元安定性の検討」(土と基礎 36(5), 19-24, 1988-05-25), 鶴飼恵三)が発表されており、三次元安定計算を実施する際の参考となる。

- ①解析に使用する地盤特性値の精度を高めること。
- ②解析条件となる三次元形状を正確に把握することと形状が単純なこと。
- ③側面効果の評価の妥当性に留意すること。
- ④解析対象に見合った、地盤調査箇所数を決定すること
- ⑤地震時の安定性の検討に用いる水平震度は、二次元安定計算をもとに検討されてきた経緯から、三次元安定計算に用いる水平震度は標準化されるまで至っていない。このため、二次元安定計算の水平震度をそのまま用いると、三次元効果を導入する際には、水平震度が、相対的にやや低めの数値となる可能性があること、水平震度を作用させる方向も一定でないことから、適用に当たっては留意が必要である。

三次元安定計算の方法としては、二次元の分割法のうちの簡便法を三次元に拡張した Hovland 式や、**参考 7.10**に示した簡易 Bishop 式、Spencer 式、簡易 Janbu 式といった他の二次元の分割法を三次元に拡張した方法等がある。以下に Hovland 式及び修正 Hovland 式の概要を示す。

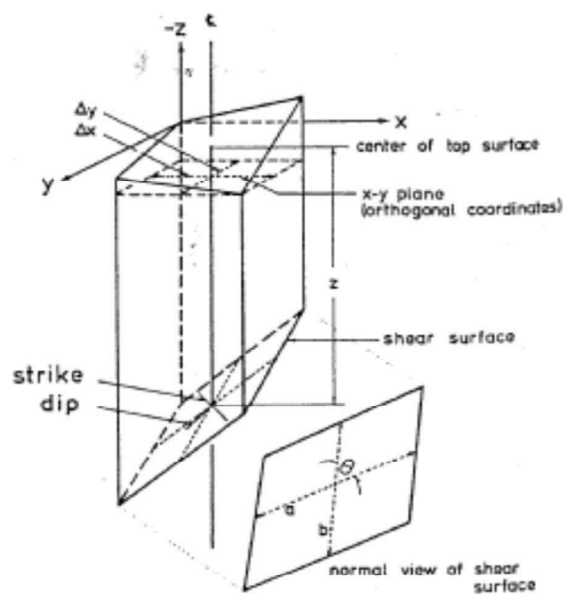
Hovland 式は、三次元安定計算としては非常に簡便な手法である。二次元安定計算では、スライスにより計算されるのに対し、Hovland 式では要素柱によって計算される。



図参 7.14.1 ΔQ_{ij} の作用面とその分力 ΔQ_1 、 ΔQ_2

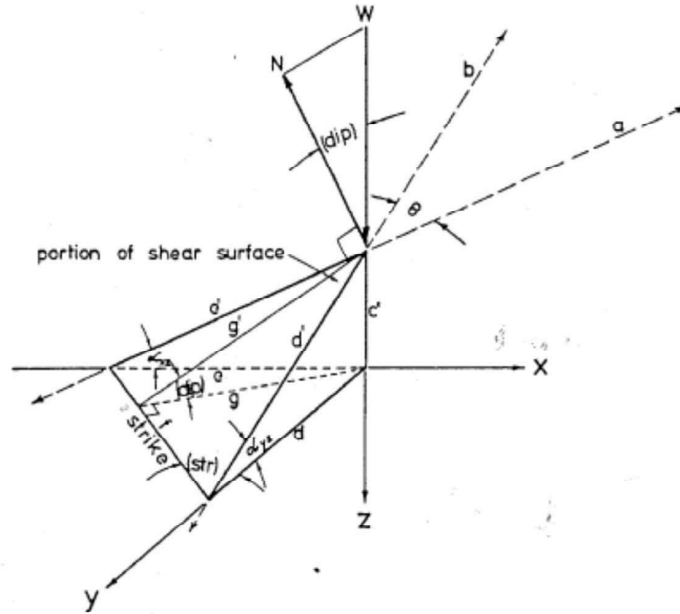
財団法人全国建設研修センター：地すべり防止技術研修テキスト，2000.

修正 Hovland 式 (吉松, 1995) は、Hovland 式に修正を加え、地すべり地塊柱を Hovland 式の四角柱から三角柱にすることで、法線方向からみた xy 平面における滑り面の歪みを修正した。なお、三次元の安全率は Hovland 式と同じ手法で算出している。(参 7.14.1) に Hovland 式、修正 Hovland 式における三次元安定計算の安全率 (F_3) を示す。



図参 7.14.2 移動地塊と滑り面の法線断面

財団法人全国建設研修センター：地すべり防止技術研修テキスト，2000.



図参 7.14.3 地塊における滑り面の三次元要素
財団法人全国建設研修センター：地すべり防止技術研修テキスト, 2000.

$$F_3 = \frac{\sum_x \sum_y [cA_3 + W_3 \cos(DIP) \tan \phi]}{\sum_x \sum_y W_3 \sin \alpha_{yz}} \quad (\text{参 7.14.1})$$

ここで

W_3 : 各地塊の重量 (単位 kN/m^3)

c : 滑り面の面積 (単位 m^2)

ϕ : 滑り面の内部摩擦角 (単位 $^\circ$)

DIP : 各地塊における滑り面の最大傾斜角 (単位 $^\circ$)

α_{yz} : 地すべり滑動方向に対する各地塊の傾斜角 (単位 $^\circ$)

(2) 有限要素法

有限要素法に基づき地盤の地震時残留変形解析を行い、盛土の残留変位から安定性を評価することができる。

有限要素法では、地盤全体の挙動を解析できる利点があるが、大規模なマトリクス演算を行うため、その演算の経過を詳細にチェックすることはできないので、プログラムの良否に依存するところが大きい。よって、実績のあるプログラムや評価を受けたプログラムなどその選定に留意する。また、政令第 35 条第 1 項第一号において、「地震力及びその盛土の自重による当該盛土の滑り出す力とその滑り面に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力を上回る」とされているので、仮定した滑り面上の応力と要素の強度から斜面の安全性を評価することを原則とする。

有限要素法は、以下の手順で解析を行う。

- ①地盤を三角形や四角形の有限要素にメッシュ分割する。
- ②要素ごとに節点での力と変位の関係式を導出する（要素剛性マトリクスを作成）。
- ③要素剛性マトリクスを重ね合わせるにより、全節点での力と変位の関係式を求める。
- ④節点力もしくは節点変位を未知数とする連立一次方程式を作成し、所定の境界条件のもとで解く。

有限要素法によって斜面の安全性を確認する場合の概略は以下のとおりである。

- ①土の構造方法、振動の性状等に応じて、荷重及び外力によって盛土の各部分に生じる力及び変形を連続的に把握することにより、盛土が構造上安全であることの確認は以下の基準に従った構造計算によらねばならない。
- ②平成 12 年建設省告示第 1461 号第四号イに規定する解放工学的基盤におけるスペクトルを持ち、盛土下部までの表層地盤による増幅を適切に考慮して作成した地震波を設計用入力地震動とする。このとき、同告示に定められた継続時間などの事項を満たし、位相分布を適切に考慮して作成した 3 波以上を用いること。ただし、盛土周辺における活断層モデル、断層破壊モデル、過去の地震活動、地盤構造などに基づいて模擬地震波を適切に設定してもよい。この場合も、位相分布を適切に考慮した 3 波以上の地震波を用いること。
- ③上記により、盛土が滑動、崩壊しないことを、運動方程式に基づき確かめること。
 - ・計算に必要な地盤の力学特性を求める地盤調査の方法は、平成 13 年国土交通省告示第 1113 号第一による。
 - ・地盤の動的変形特性を求める方法は、各地層の不攪乱試料による非排水繰返しせん断試験によること。但し、ゆるい砂地盤などを除く液状化を起こさない土質の場合には、土質の種類に応じて、平成 12 年建設省告示第 1457 号第七第 1 項に示す地盤の初期せん断剛性に同告示別表第一に示される低減係数を乗じた値とすることができる。また、地盤の減衰定数は、土質の種類に応じて、同別表第二の数値によることができる。
- ④地盤の変形特性を求める構成モデルは、地盤の力学特性を求めた試験に応じて全応力モデルあるいは有効応力モデルとし、液状化の可能性のある場合には、液状化による強度低下を試験により求め、その結果を適切に考慮したモデルとすること。
- ⑤地盤の強度は、解析条件に応じて、モール・クーロンの破壊規準に基づいた粘着力成分及び土の内部摩擦角を用いた破壊規準式あるいは非排水せん断強度によること。
- ⑥解析に使用する有限要素は、アイソパラメトリック要素によること。但し、対策工や構造物などの効果を取り入れる場合には、梁要素やジョイント要素など他の要素を使用することが出来る。
- ⑦積分は、要素積分法とし、計算精度に影響が出ないように十分な要素分割数、適切な要素形状を確保し、不安定解が生じないようにすること。
- ⑧動的変形解析の開始にあたっては、盛土自重などによる地盤内応力解析を行うなど、盛土の初期地盤内応力を適切に与える処理が行われていること。
- ⑨計算は、盛土の残留変形を求めることが出来るような弾塑性解析によること。
- ⑩弾塑性解析における各計算ステップにおいて、塑性変形に伴う各要素間の応力の釣り合いが保たれるように適切な繰返し計算処理等が行われていること。

⑪盛土内や基礎地盤の発生変位・ひずみ分布等の予測を行い、過大な変位・ひずみが発生しないか等、安定計算モデルや計算結果の妥当性について検証し（過大な塑性化域の発生等により安定計算結果と不整合になっていないか、安定計算の滑り面の発生位置は妥当か等）、盛土の安定性について評価すること。

7.3 安全性把握調査のまとめ

7.1～7.2 の結果を整理し、安全性把握調査が必要な盛土等について、崩壊のおそれのあるものを抽出する。

【解説】

7.1 の地盤調査結果及び 7.2 の安定計算結果に基づき、盛土等の安全性を評価し、崩壊のおそれがある盛土等を抽出する。盛土等が複数のブロックに区分された場合は、各ブロックの安定計算結果や安定性に対するブロック相互の影響等を総合的に勘案して、盛土等全体の安全性を評価する。

安全性把握調査のまとめのイメージを表 7.3.1、[参考 7.15](#)に示す。

表 7.3.1.1 一覧表のイメージ (安全性把握調査)

基本情報				安全性把握調査の優先度評価														安全性把握調査									
番号	土地の所在地及び地番		規制区域の種類別	盛土等の状況														土質・地下水調査	安定計算								
	市町村	土地所有者等 詳細		①盛土、切土及び擁壁の変状			②湧水等		③災害防止措置の状況					④	土石の堆積				優先度区分	調査ポットリング 【データ番号】	地下水位 (GL-m)	安全率					
			盛土（切土）のり面	擁壁	のり面保護工	その他	変状の程度	有無	商用地盤地下水素による (GL-m)	盛土、切土	擁壁	崖面前壊防止施設	排水施設	その他	盛土の下の不安定土層	地盤の勾配	空地の確保	鋼矢板等の設置				地表水等の措置浸透への	特記事項				常時
1上	〇〇市	△△1丁目	宅造	無	無	ハラミ	無	崩壊を示唆	有	一	不十分	一	不十分	一	無	無	一	一	一	一	地形が畑田しているため、上流側と下流側に区分、崩壊が発生しはじめており二次被害のおそれあり。	A1	No. 1-1	3.0	1.80	1.30	無
1下	〇〇市	△△1丁目	特盛	亀裂	亀裂	崩壊	剥離	無	痕跡	一	不十分	不十分	不十分	不十分	無	無	一	一	一	一		S	No. 1-2	4.0	2.10	1.50	無
2	〇〇市	□□6丁目	宅造	一	一	一	一	一	一	一	一	一	一	一	一	1/10未満	無	無	無	不十分	土留め等の措置がなく、崩壊が発生した場合に周辺に影響する恐れがある	一	一	一	一	一	一
3	〇〇市	▲▲1丁目	特盛	亀裂	亀裂	無	段差	その他	有	2.30	十分	不十分	一	不十分	無	無	一	一	一	一	擁壁に部分的な亀裂や段差あり。湧水も認められることから、地下水も豊富と判断。	A2					
：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：	：
29	〇〇市	□□6丁目	特盛	無	無	無	無	その他	痕跡	一	十分	十分	十分	十分	一	不明	一	一	一	一	変状等は無く、災害防止措置も十分であるが、湧水の痕跡が確認された。	C1					
30	〇〇市	■1丁目	宅造	スリ	スリ	ガリ	無	無	無	一	十分	不十分	一	十分	無	無	一	一	一	一	盛土上面の亀裂や擁壁のズレがあり、一定の連続性が認められた。	A1	No. 30	無	0.80	0.70	有
31	〇〇市	■2丁目	宅造	隆起	隆起	無	クラック	根曲がり	無	一	不十分	十分	一	十分	有	有	一	一	一	一	盛土上面の隆起や法面保工のクラックがあり、一定の連続性が認められた。	A1	No. 31	0.8	1.50	0.80	有
32	〇〇市	■3丁目	特盛	無	無	無	無	無	無	一	不十分	十分	一	十分	不明	不明	一	一	一	一	のり面保工が十分でない	B2	一	一	一	一	一
33	〇〇市	■4丁目	特盛	無	無	無	無	無	無	一	無	十分	一	十分	無	無	一	一	一	一	崩壊発生のおそれはない	D	一	一	一	一	一
34	〇〇市	▽▽1丁目	特盛	無	無	無	無	無	痕跡	一	不十分	十分	一	十分	有	有	一	一	一	一	変状等は認められないが湧水の可能性があり、のり面勾配が急である	B1					

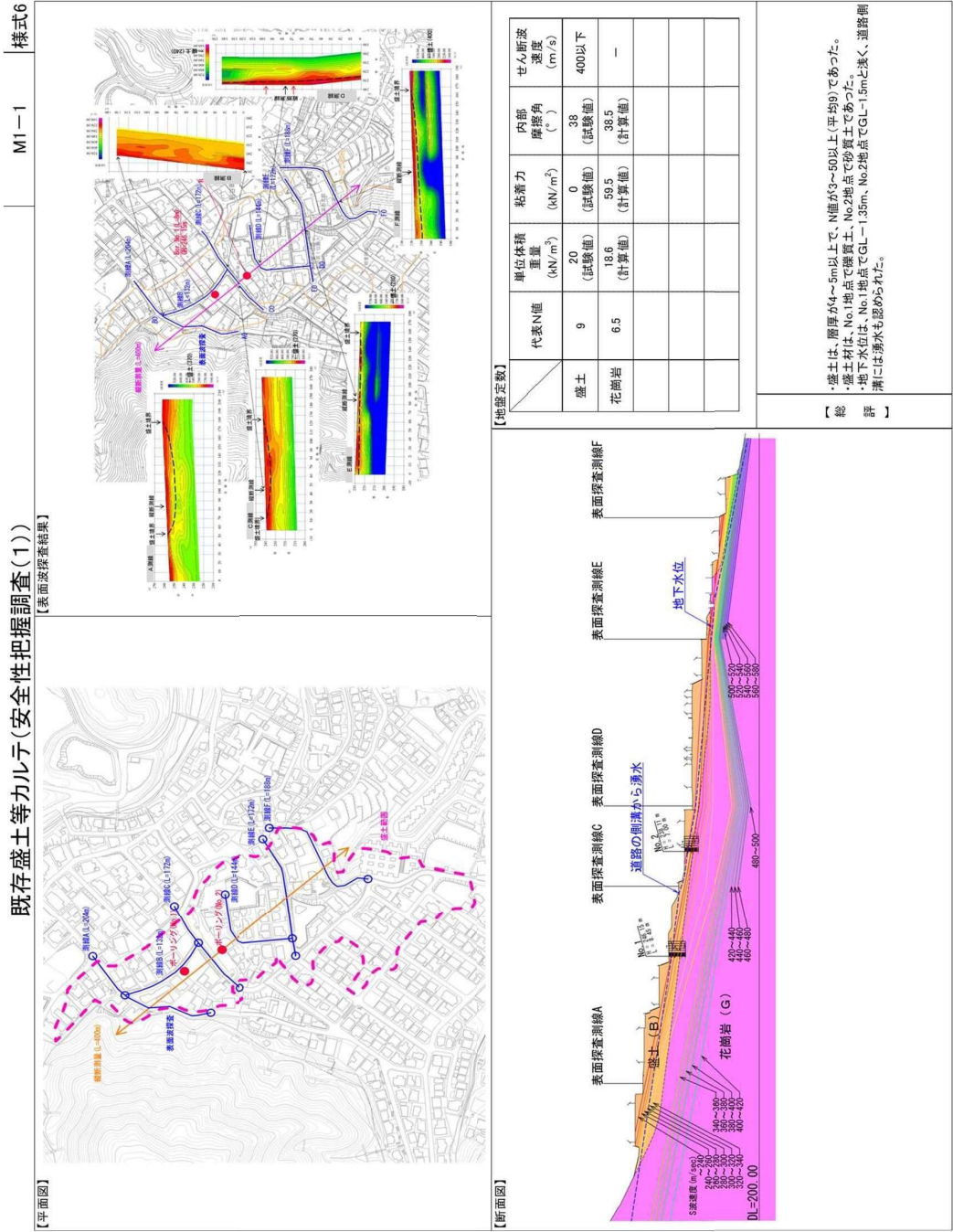
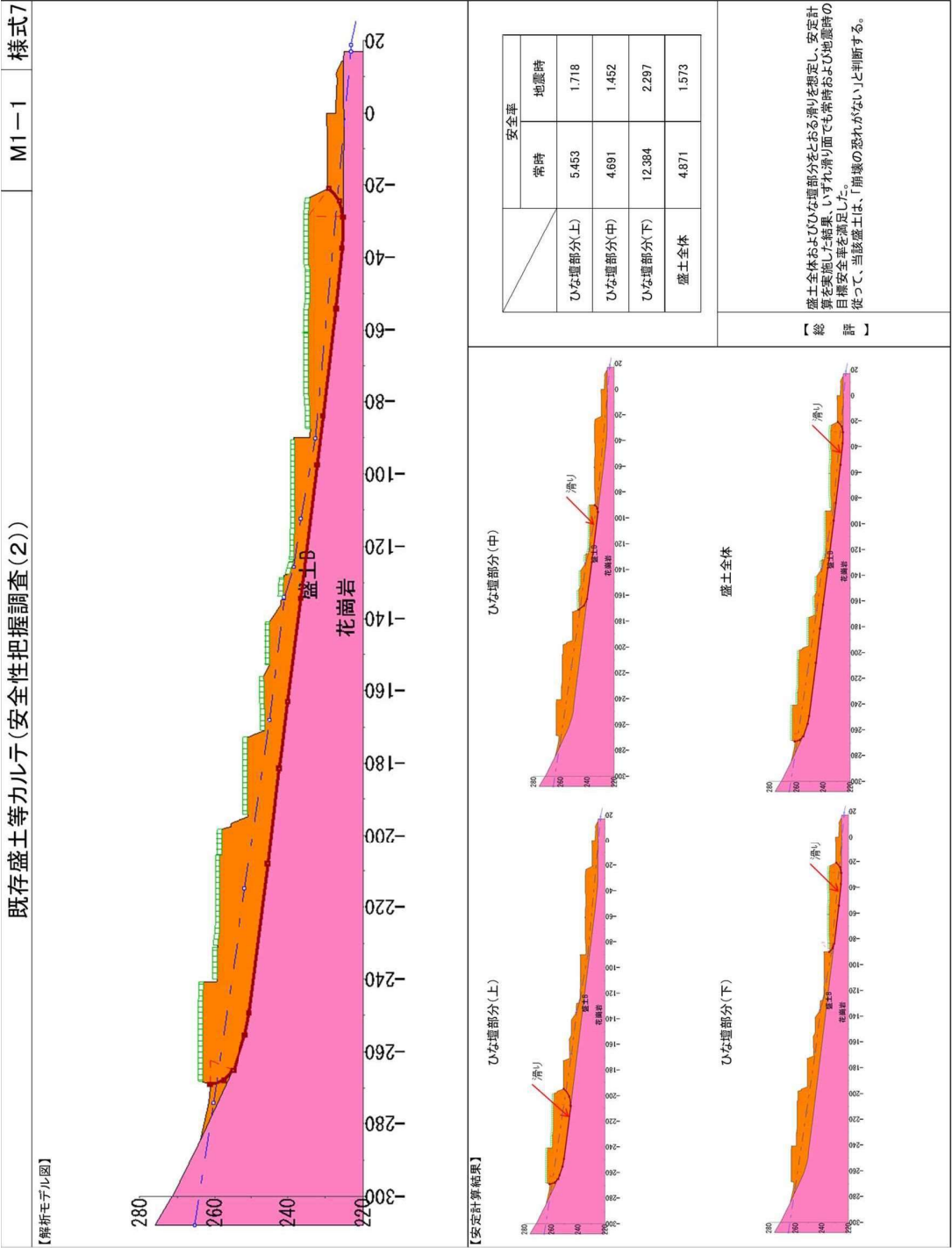


図 参 7.15.1 既存盛土等カルテ (安全性把握調査結果 (1))



図参 7.15.2 既存盛土カルテ (安全性把握調査結果 (2))