土地改良事業計画設計基準及び運用・解説

計　　画

「農地地すべり防止対策」

基準

基準の運用

基準及び運用の解説

付録　技術書

令和４年５月

写

４農振第250号
令和４年５月９日

各地方農政局長　殿
国土交通省北海道開発局長　殿
内閣府沖縄総合事務局長　殿
北海道知事　殿

農林水産事務次官

土地改良事業計画設計基準　計画「農地地すべり防止対策」
基準について

地すべり対策事業及び土地改良事業に係る計画を作成する際に遵守すべき基本的事項について、別添のとおり土地改良事業計画設計基準計画「農地地すべり防止対策」基準が定められたので、地すべり対策事業及び土地改良事業の実施に当たっては遺漏のないようにされたい。

これに伴い、土地改良事業計画設計基準・計画「農地地すべり防止対策」の制定について（平成16年３月12日付け15農振第1786号農林水産事務次官依命通知）は廃止する。

以上、命により通知する。

写

４農振第260号
令和４年５月９日

各地方農政局長　殿
国土交通省北海道開発局長　殿
内閣府沖縄総合事務局長　殿
北海道知事　殿

農村振興局長

土地改良事業計画設計基準　計画「農地地すべり防止対策」
基準の運用について

土地改良事業計画設計基準　計画「農地地すべり防止対策」基準（令和４年５月９日付け４農振第250号農林水産事務次官依命通知）が制定されたことに伴い、土地改良事業計画設計基準　計画「農地地すべり防止対策」基準の運用について別添のとおり定めたので、地すべり対策事業及び土地改良事業の実施に当たっては遺漏のないようにされたい。

これに伴い、土地改良事業計画設計基準・計画「農地地すべり防止対策」の運用について（平成16年３月12日付け15農振第1787号農村振興局長通知）は廃止する。

写

４農振第261号
令和４年５月９日

各地方農政局農村振興部長　殿
国土交通省北海道開発局農業水産部長　殿
内閣府沖縄総合事務局農林水産部長　殿
北海道農政部長　殿

農村振興局整備部設計課長

土地改良事業計画設計基準　計画「農地地すべり防止対策」基準及び運用の解説、技術書について

土地改良事業計画設計基準　計画「農地地すべり防止対策」基準（令和４年５月９日付け４農振第250号農林水産事務次官依命通知）及び土地改良事業計画設計基準　計画「農地地すべり防止対策」基準の運用（令和４年５月９日付け４農振第260号農村振興局長通知）が制定されたことに伴い、土地改良事業計画設計基準　計画「農地地すべり防止対策」基準及び運用の解説、技術書について、別添のとおり作成したので、地すべり対策事業及び土地改良事業の実施に当たって参考とされたい。

これに伴い、土地改良事業計画設計基準・計画「農地地すべり防止対策」基準及び運用の解説、技術書について（平成16年３月12日付け15農振第1788号農村振興局計画部資源課長通知）は廃止する。

目　　次

１　制定の趣旨 ····· i

２　土地改良事業計画設計基準　計画「農地地すべり防止対策」
　　基準、基準の運用、基準及び運用の解説 ····· 1

３　付　　録
　　技術書 ····· 143

制　定　の　趣　旨

１　制定の趣旨

地すべり対策に係る事業は、昭和33年に「地すべり等防止法」が制定されて以降、本格的に実施され、農林水産省（農村振興局、林野庁）及び国土交通省により、所要の対策が講じられてきた。地すべり等防止法に基づく農村振興局所管の地すべり防止区域の指定は、1,978か所、11万2,000ha（令和４年３月時点）に及ぶ。

土地改良事業計画設計基準・計画「農地地すべり防止対策」は、地すべり対策事業及び土地改良事業の計画作成に当たっての基本的事項を定めた技術基準であるが、現行基準が制定された平成16年３月から十数年が経過した。その間に蓄積された計画設計技術の知見、新たに開発された調査手法、地すべり防止区域及び地すべり防止施設の管理を行う重要性の増大等による農地地すべりを取り巻く社会情勢の変化等を反映させる必要が出てきた。

これらのことを踏まえ、概成に関する項目を新たに設けることとともに、所要の改定を行い、一層の効率的かつ効果的な事業実施に資するものである。主な改定内容は以下のとおり。

・「基準本文」

新たな項目として「概成」を追加した。管理については、「地すべり防止区域の管理を適切に行う」ことを示した上で、地すべり防止施設の管理は「機能が長期的・安定的かつ確実に維持できるよう管理計画及び体制を確立して行う」こと等を記載した。

・「基準の運用」及び「基準及び運用の解説」

基準の改定に合わせ、「概成」に関する内容を追加したほか、事業計画は「工事完了後の概成及び概成後の管理にも配慮した総合的な観点から検討する」ことを記載した。また、地すべり防止施設の管理については「管理計画及び個別施設計画（長寿命化計画）における管理方針に基づき、定期的な点検、計画的な健全度評価等を行い、施設の保守、補修・補強等に努める」ことを明示するとともに、地すべり防止区域の管理において「地すべりの特性、保全対象の重要度等に応じて、地すべり活動及び地すべり防止施設による地すべり災害の防止効果を長期的に監視するために必要な観測体制を維持する」こと等を記載した。

２　制定の経緯

本基準の制定に当たっては、令和２年９月に食料・農業・農村政策審議会に諮問し、同審議会農業農村振興整備部会技術小委員会に付託され、４回の調査審議を経て、令和４年３月に基準（案）が適当である旨の答申がなされた。

なお、本基準の制定に当たっては、農地地すべりに関する専門的な知識を有する学識経験者等を構成員とする「地すべり調査有識者意見聴取会」を設置し、基準（案）の検討を行った。また、検討に当たっては、パブリックコメントにより広く国民から意見・情報の募集を行った。

地すべり調査有識者意見聴取会の構成員は、次のとおりである。

意見聴取者	酒井　俊典	上野　雄一	奥山　武彦	
	川本　治	中里　裕臣		

このほか、地すべり対策事業の事業主体である兵庫県及び島根県の事業担当者が意見聴取者として参画した。

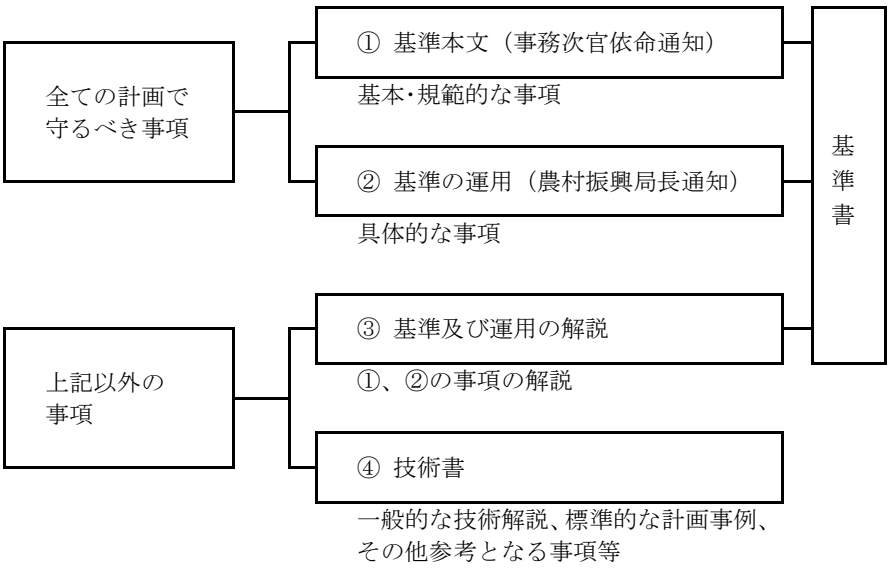
３　土地改良事業計画設計基準　計画（以下「計画基準」という。）について

計画基準は、計画基準が本来有すべき規範性と、技術に求められる即時性、柔軟性、選択性等を確保するため、①基準本文（事務次官依命通知）、②基準の運用（農村振興局長通知）、③基準及び運用の解説、④技術書の四つで構成されている。

これらのうち、地域の特性、個別の現場条件等にかかわらず、全ての計画において遵守すべき事項として、①基準本文には基本・規範的な事項を、②基準の運用には基準本文の具体的な事項をそれぞれ規定する。

また、①基準本文、②基準の運用に規定した事項について、根拠、背景等を明確にし、それらの適切な運用及び技術の向上を図る観点から、③基準及び運用の解説を整備する。

さらに、①基準本文、②基準の運用で一律に定めない事項、地域の特性、現場の条件等によって選択性のある事項、一般的な技術解説、標準的な計画事例、その他参考となる事項等については、④技術書として整備する。



土地改良事業計画設計基準及び運用・解説

計　　画

「農地地すべり防止対策」

基準

基準の運用

基準及び運用の解説

基　準　書　目　次

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）	
第１章　総　論		
1．1 この基準の目的	1．1 基準の運用の目的	4
1．2 農地地すべり防止対策の目的	1．2 農地地すべり防止対策の目的	8
1．3 事業計画の作成の基本	1．3 事業計画の作成の基本	10
第２章　調　査		
2．1 調査の基本及び手順	2．1 調査の基本及び手順	14
2．2 概査	2．2 概査	16
2．3 精査	2．3 精査	20
	(1) 地すべり資料調査	20
	(2) 地形調査	20
	(3) 地すべり被害調査	20
	(4) 地質調査	20
	(5) 土質調査	20
	(6) 気象・水文調査	20
	(7) 地下水調査	20
	(8) 地すべり移動量調査	20
	(9) 周辺環境調査	20
	(10) 構造物調査	22
第３章　計　画		
3．1 基本構想の作成	3．1 基本構想の作成	28
3．2 事業計画の作成の手順	3．2 事業計画の作成の手順	30
3．3 一般計画	3．3 一般計画	34
3．3．1 一般計画の作成	3．3．1 一般計画の作成	34
3．3．2 地すべり機構の解析	3．3．2 地すべり機構の解析	36
	(1) 地すべりの素因・誘因の解明	36
	(2) すべり面形状の把握	40
	(3) 地すべりブロック区分	42
	(4) 地下水の賦存状態の把握	44
	(5) 地すべりブロックの危険度分級	46
3．3．3 安定解析	3．3．3 安定解析	48
	(1) 安定解析の要否の判断	48
	(2) 安定解析の手法	48
	(3) 安定解析断面の設定	52
	(4) 強度定数の設定	54
	(5) 間隙水圧の設定	56
	(6) 目標安全率の設定	56
	(7) 安定計算	56

3．3．4 地すべり防止対策の工法選定及び施設の配置計画 ——— 3．3．4 地すべり防止対策の工法選定及び施設の配置計画 …… 58
(1) 地すべり防止対策の工法選定 …… 58
(2) 地すべり防止施設の配置計画 …… 70

3．3．5 地すべり地域における土地改良事業の工事計画 ——— 3．3．5 地すべり地域における土地改良事業の工事計画 …… 72
(1) 貯水池建設計画 …… 72
(2) ほ場整備計画 …… 76
(3) 農道整備計画 …… 78

3．3．6 関連事業計画 ——— 3．3．6 関連事業計画 …… 80

3．4 主要工事計画 ——— 3．4 主要工事計画 …… 82

3．4．1 主要工事計画の基本 ——— 3．4．1 主要工事計画の基本 …… 82

3．4．2 抑制工 ——— 3．4．2 抑制工 …… 96
(1) 地表水排除工 …… 96
(2) 地下水排除工 …… 102
(3) 侵食防止工 …… 108
(4) 斜面改良工 …… 114

3．4．3 抑止工 ——— 3．4．3 抑止工 …… 116
(1) 杭工 …… 120
(2) シャフト工 …… 120
(3) アンカー工 …… 120

3．5 概成 ——— 3．5 概成 …… 122
3．5．1 概成の考え方 …… 122
3．5．2 概成判定の手順 …… 124
3．5．3 概成判定方針等の設定 …… 126
3．5．4 概成の判定 …… 130

3．6 管理 ——— 3．6 管理 …… 132
(1) 地すべり防止施設 …… 132
(2) 地すべり防止区域 …… 138
(3) 地すべり災害の防止 …… 140

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
第１章　総　論 **1.1 この基準の目的** この基準は、土地の一部が地下水等に起因してすべる現象又はこれに伴って移動する現象(以下「地すべり」という。）を防止するための対策（以下「地すべり防止対策」という。）に係る計画（以下「事業計画」という。）を作成するに当たり必要となる調査計画手法の基本的事項を定めることにより、地すべり等防止法（昭和33年法律第30号）及び農地保全に係る地すべり等防止事業実施要綱（昭和42年３月８日付け42農地Ｄ第24号農林水産事務次官依命通知）に基づく地すべり防止工事の適正かつ効率的な施行に資することを目的とする。 また、この基準は、地すべり地域における土地改良法（昭和24年法律第195号）に基づく土地改良事業計画の作成に当たって、地すべり防止対策上の配慮すべき点等を定めることにより、事業の適正かつ効率的な施行に資することを目的とする。	**第１章　総　論** **1.1 基準の運用の目的** 地すべり防止対策に係る計画（以下「事業計画」という。）は、土地改良事業計画設計基準・計画「農地地すべり防止対策」（以下「基準」という。）及びこの基準の運用により作成するものとする。 この基準の運用は、調査（概査、精査）、基本構想の作成及び事業計画の作成（一般計画、主要工事計画、概成、管理）に係る一連の調査・計画の手順、考え方及び適用すべき技術的基礎諸元の基本的事項を定めたものであり、適用に当たっては、自然的・社会経済的諸条件の異なる個々の事業計画を画一的に拘束するものではなく、地域の実情、技術の進展等に応じて創造的に対処することが必要である。 また、地すべり地域で実施される土地改良事業計画において地すべり防止対策上で配慮する点等についてもこの基準の運用を適用するものとする。 なお、基準及び基準に関連するその他の土地改良事業計画設計基準については、相互に組み合わせて適用するものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

1.1 基準及び運用の解説の適用

土地改良事業計画設計基準・計画「農地地すべり防止対策」（以下「基準」という。）1.1では、基準の目的を規定し、基準の運用（以下「運用」という。）1.1では、運用の目的及び内容を明らかにしている。

(1) 基準及び運用の適用

基準及び運用は、計画内容に事業間の齟齬又は精粗の差をきたすことなく、一貫した考え方の下で効率的に計画を作成し、地すべり防止対策に係る事業の適正かつ効率的な施行に資するとともに、地すべり等防止法及び土地改良法の目的が達成されるよう地すべり防止対策に係る計画（以下「事業計画」という。）の作成に当たって必要となる調査計画手法の基本的事項及び地すべり地域で実施される土地改良事業計画の作成に当たって、地すべり防止対策上配慮する点等及びそれらの運用を定めたものである。

なお、基準及び運用で定めていない事項については、この基準及び運用の解説、別途作成している土地改良事業計画設計基準・計画「農地地すべり防止対策」技術書（以下「技術書」という。）、関連する技術文献等を参照して、計画担当者が的確な判断を個別に行っていく必要がある。

事業計画の作成に当たり、調査については、経済性を考慮しながら計画との連携を保ちつつ概査から精査へと段階的に精度を上げて、調査によって得られる情報・数値等を勘案して、効率的な調査方法の選定に留意することが必要となる。また、計画については、地すべりの機構の特性に応じて、効果的、経済的な計画を立案するため、地すべり地域全体における安定性の確保を勘案して、個々の地すべりブロックについて地すべり防止対策の工法選定を行っていくが、先行施工した施設の効果又は状況の変化に的確に対応し必要に応じて全体の計画にフィードバックしながら立案するよう心がけることが肝要となる。さらに、地すべり、保全対象等の特性を考慮して、概成の計画及び概成後の管理計画を作成し、計画に基づき対策後の地すべり防止施設及び地すべり防止区域の管理を適切に行うことが重要である。

基準及び運用の適用に当たっては、地すべりが固有の特性を持つことを十分念頭に置いて、基準及び運用の示す方向に沿いながら、担当者自身の知識・経験に基づく判断及び創造力並びに担当者間の知識・経験の交流によって、現地の実情に即した最良の地すべり防止対策を講ずるように努めることが必要である。

(2) 基準に関連する土地改良事業計画設計基準等

基準に関連する主な土地改良事業計画設計基準等は、以下のとおりである。

○　土地改良事業計画設計基準・計画「農道」（平成19年３月）
○　土地改良事業計画設計基準・計画「ほ場整備（水田）」（平成25年４月）
○　土地改良事業計画設計基準・計画「ほ場整備（畑）」（平成19年４月）
○　土地改良事業計画設計基準・計画「排水」（平成31年４月）
○　土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」（平成15年４月）
○　土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」（平成26年３月）

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説
○　土地改良事業計画設計基準・設計「農道」（平成17年３月） ○　土地改良事業設計指針「ため池整備」（平成27年５月） ○　環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の手引き（平成14年３月～） ○　農業農村整備事業における環境との調和への配慮の基本方針について（平成14年３月） ○　地すべり防止施設の個別施設計画（長寿命化計画）策定の手引き（平成29年３月） ○　地すべり防止施設の機能保全の手引き～統合版～（平成29年３月） ○　地すべり監視体制構築の手引き（平成23年８月） ○　地すべり災害を予防・軽減するための活動の手引き（平成20年12月）

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
1.2 農地地すべり防止対策の目的 農地地すべり防止対策は、地すべりによる農地、農業用施設等の被害を防止又は軽減するための施設（以下「地すべり防止施設」という。）を設置すること等により、国土の保全及び民生の安定に資することを目的とする。	**1.2 農地地すべり防止対策の目的** 地すべりによる被害は、周辺地域の社会、経済活動に及ぼす影響が大きく、復旧に多大な費用及び時間を必要とする。このため、国土の適正な管理に資する観点から地すべり防止施設を設置することによって、農地、農業用施設等の被害を未然に防止又は軽減するとともに、併せて関連事業の一体的な実施により地すべり地域の生産基盤・生活基盤の質的向上及び地域の活性化にも寄与するものである。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

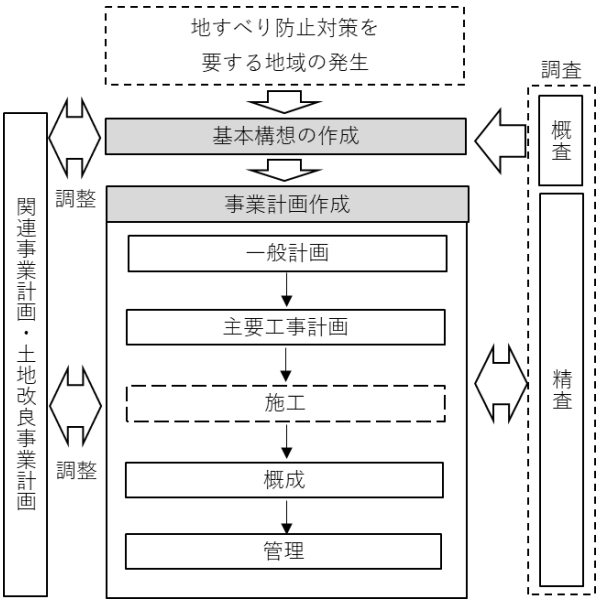
1.2 農地地すべり防止対策の目的

基準1.2及び運用1.2では、農地地すべり防止対策の目的を明らかにしている。

ここでいう農地、農業用施設等とは、農地、農業用施設のほか家屋、交通・運輸施設、その他公共施設、林地等である。

関連事業とは、地すべり等防止法及び農地保全に係る地すべり等防止事業実施要綱に基づき計画された区画整理、暗渠排水、農道の整備、かんがい排水施設及びため池の整備を行う事業である。関連事業の計画の作成に当たっては、地すべり等防止法に規定されている制限行為に留意し、地すべり防止の機能を有し、被害の軽減に結び付く事業とする必要がある。

こうした関連事業の一体的な実施により、地すべり防止対策と同時に区画整理、道路・水路の整備等の生産基盤及び生活基盤の質的向上を図ることができる。また、関連事業以外にも、地すべり地域の農地保全並びに生産基盤及び生活基盤の質的向上を効率的に実施するための工夫として、地すべり対策事業に合わせてほ場整備を実施している事例、地すべり対策事業の実施を契機として棚田（千枚田）の保全活動を実施した事例及び地下水排除工の排水を生活飲雑用水として活用した事例がある。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
1.3 事業計画の作成の基本 一般計画及び主要工事計画から概成及び概成後の管理に至るまでの事業計画の作成を効率的かつ効果的に行うため、あらかじめ調査を行い、地すべりの要因・機構・規模、社会経済条件及び関連する他の事業を考慮の上、必要とする地すべり防止施設の機能が将来にわたって安全かつ長期的・安定的に確実に発揮されるとともに、その工法が概成後の管理も含めて経済的に妥当なものとなるよう、環境との調和への配慮にも努めつつ、総合的な観点から十分な検討を行わなければならない。	**1.3 事業計画の作成の基本** 事業計画は、基本構想を基に作成を行うものであり、関連事業との調整を行うとともに環境との調和への配慮に努め、精査結果を基に一般計画、主要工事計画と併せて工事完了後の概成及び概成後の管理にも配慮した総合的な観点から検討するものとする。 事業計画の全体の流れを以下に示す。  **図-1.3.1　事業の全体フロー** 一般的に事業計画の作成に当たっては、最初に地すべり地域全体を考慮した地すべり防止対策に関する骨格(基本構想)を検討するものとする。 基本構想に基づき、一般計画、主要工事計画とともに概成及びその後の管理に関する計画についても適切な時期に作成するものとする。 一般計画、主要工事計画の作成に当たっては、地すべりブロックごとの危険度、保全対象の重要度、農地としての機能及び農業生産の維持、向上と併せて、工事完了後の概成並びに概成後の地すべり防止施設及び地すべり防止区域の管理も含めて、総合的な観点から安全性に配慮し、効果的、経済的になるよう検討し、具体的な地すべり防止工事計画を作成するものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

1.3 事業計画の作成の基本

基準1.3及び運用1.3は、事業計画の作成に当たっての留意事項を明らかにしている。

地すべり防止対策を要する地域がある場合、基本構想の作成で地すべり防止対策を概定し、基本構想及び精査結果を踏まえ、事業計画を作成するものとする。

事業計画の作成では、一般計画で地すべり防止対策の工法選定及び配置計画まで行い、この結果を踏まえ、主要工事計画で工法ごとに設計するものとする。また、地すべり防止対策の施工後は、概成の判定を行い、概成と判定された場合は管理の段階に移行することとなるが、事業計画の作成では、これらの計画についても作成するものとする。

事業計画の作成に当たっては、基本構想から管理に至るまでの流れが一連であることに留意し、それぞれの計画が円滑に進行するように、それぞれの計画について適切な時期に作成するものとする。

(1) 事業計画の作成の基本

① 地すべりを発生させる要因は、地すべりブロックだけでなく、その周辺にも広く分布している。例えば、地すべりブロック周辺に存在する地下水又は地表水は地すべりブロックに地下水を供給し地すべりを誘発・助長する危険性が高い。したがって、既存の資料から地すべり地域全体の概要を把握した後に詳細調査を実施する。

また、施工中に得られた各種データについても適宜解析に反映させる。

② 地すべり地域には、複数の地すべりブロックが存在することが多い。各々の地すべりブロックは、固有のすべり面及び活動特性を持っており安定度も異なる。各地すべりブロックの危険度、保全対象の重要度に応じて、工法上の特性を十分検討する。

③ 地すべり防止対策を各々の地すべり機構に適合した、最も効果的かつ経済的な対策とするためには、調査に基づき適切な工法を選択することが重要である。しかし、その対象となる地すべり機構の多様さ及び経済性から画一的な工法をとりえない場合が多い。また、概成後の管理にも配慮する必要がある。したがって、地すべり防止施設を設計するに当たっては、概成後の管理も含めて、必要な地すべり防止のための機能が長期的・安定的に確実に発揮されるとともに、その地域の地すべり機構に適合した各種工法を組合せて、最も経済的に効果を発現できるよう検討する。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

④　地すべり発生の危険性、地すべりにより予想される被害の程度等を考慮し、工法上の特性を十分検討し、施工順序等を検討する。

⑤　地すべり防止施設の効果は、地すべり活動の抑制又は抑止の結果によって評価されるが、設計諸元どおりに設置した施設であっても、効果が十分に発現しないことがある。このため、必要に応じて施設効果調査の結果を基に地すべり防止対策の計画変更及び追加について検討する。

⑥　地すべりそのものが、地域単位又は個別単位の特性を持つことから、より現地に即した対策とするためには、基準及び運用で示す標準的な事項、考え方、諸元値等に関して、更に検討を加えることが必要である。

⑦　地すべり地域における関連事業は、地すべり防止対策工の計画と密接な関連を有する事業であり、地すべりを不安定化させない方向で計画しなければならない。関連事業で実施する施設及び地すべり防止施設が重複しないよう、一体的な事業計画としなければならない。

⑧　事業計画の作成に当たっては、地すべり防止工事を行う周辺を対象に環境調査を行い、その調査結果を踏まえ、生態系、景観等の周辺環境との調和に配慮するよう努める必要がある。

　ここで、生態系、景観等の周辺環境とは、地すべり防止工事を行う箇所の周辺における自然環境、生活環境及び農業生産環境をいう。また、埋蔵文化財の取扱いについては、関係法令等に基づき適切に対処しなければならない。

⑨　地すべり防止対策工の計画・設計に当たっては、概成後の管理の合理性、効率性及び経済性にも配慮しつつ、個々の地すべり防止施設の必要な機能が長期的・安定的に確実に発揮できるよう、配置計画、工法及び材料の選定、地すべり防止対策工への観測施設の設置計画（例：アンカー工の場合は荷重計、鋼管杭工の場合は鋼管杭内の孔内傾斜計）等についても考慮することが重要である。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
第２章　調　査 **2.1 調査の基本及び手順** 調査は、計画対象地域の自然条件及び社会経済条件の特性が事業計画に反映されるよう適切な手順で実施するものとする。 このため、当該調査については、計画との連携を保ちつつ、合理的かつ効率的に進めることができるよう、まず予備的な調査として概査を行い、その結果を踏まえて、必要と認められる調査事項を明確にした上で精査を行うものとする。	**第２章　調　査** **2.1 調査の基本及び手順** 調査を合理的かつ効率的に行うために、調査段階に応じて概査及び精査に区分し、普及している調査手法を基本としながら、地域の実情、技術の進展等に応じて適切な手法を選択して対処する必要がある。 概査は、計画対象地域のおおまかな現況を把握し、この結果に基づき事業内容の概略の検討を行うとともに、地すべりによる被害が想定される主要な農地、農業用施設等を保全する基本的構想（以下「基本構想」という。）を作成するための調査である。基本構想に基づき精査の計画を作成した上で、精査を行うものとする。 精査は、基本構想に基づき、事業計画を作成するために必要なデータを収集するための調査である。精査の結果に基づき事業計画を作成するが、「調査」及び「計画」は常に連携を保ちつつ並行的に進め、計画の作成の途上で生じてくる新たな事態に応じて、所定の調査が円滑に実施できるようにするものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

2.1 調査の基本及び手順

基準2.1及び運用2.1では、一般的な調査の区分、手順等の基本的事項を明らかにしている。

標準的な調査の手順を、**図-2.1.1**に示し、各項目の関係性を以下に示す。

概査は、地すべり被害が生じている又は生じるおそれの大きい地域（以下「地すべり防止対策を要する地域」という。）の概況把握から、当該地域での地すべり防止対策の内容について、概略の検討を行うとともに、保全対象となる農地、農業用施設等を保全するための基本構想を作成するための調査である。また、地すべり防止対策に係る基本構想は、地すべり等防止法第９条に規定する基本計画（以下「基本計画」という。）の骨格を定めるものとして位置づけられる。

精査は、基本構想に基づき、計画調査、設計諸元調査及び施設効果調査の各段階で実施される詳細調査であり、その結果に基づき事業計画を作成するものとする。

なお、過去に地すべり防止工事が完了し、沈静化していた地すべりの再活動が確認された場合には、地すべり規模及び地すべり機構を再確認するとともに被害状況を把握し、追加調査、対策工等の必要性について検討の上、必要に応じて基本計画を見直し、事業を再開させる。

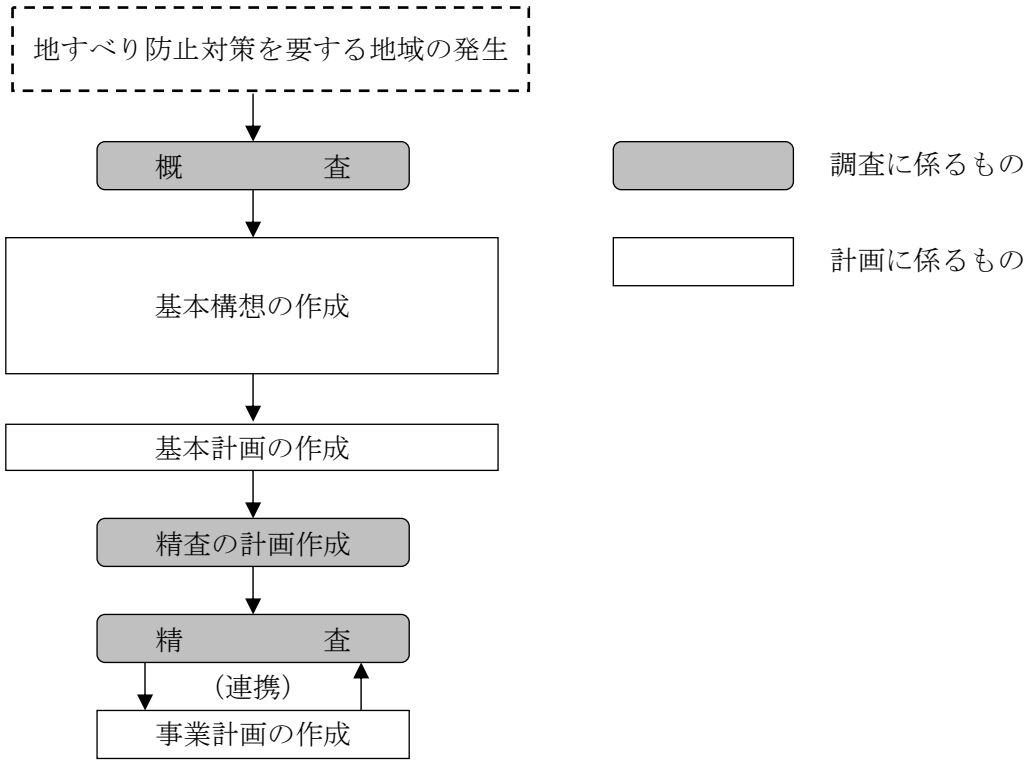


図-2.1.1　調査の手順

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
2.2 概　査 概査は、3.1の基本構想の作成に当たり必要となる調査で、地すべり被害、地形、地質、地表水・地下水及び関連する他の事業に関する予備的調査を行うものとする。	**2.2 概　査** 概査は、地すべりの規模及びその範囲に応じて明らかにすべき事項を考慮の上、以下に示す調査を行うものとする。 ①　地形、地質及び地表水・地下水の概要を把握するため、地形図、地質図、土地分類図及び既存資料の収集を行い、必要に応じて主要な地形変状を把握するための現地踏査等を行う。 ②　地すべりの被害状況を把握するため、地すべり防止区域指定申請書（地すべり防止区域に指定されている場合)、災害復旧関係資料、既往地すべり対策事業報告書、伝承等の過去の地すべり状況に関する研究文献等の収集を行う。 ③　関連する他の事業に関する既存資料の収集及び聞き取り調査を行う。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

2.2 概　査

基準2.2及び運用2.2では、概査の基本的事項を明らかにしている。

概査は、地すべり防止対策を要する地域が発生した場合に、当該地すべり防止対策の内容について、概略の検討を行うとともに基本構想を作成するに当たり必要となる調査であり、基本計画における骨格を定めるための調査として位置づけられる。

(1) 概査の手順

概査の手順を以下に示す。なお、概査の手法は、既存資料の収集、関係機関及び農家等の聞き取り、現地踏査等であり、人の立入りが困難な場合等で現地踏査を行えない箇所の情報収集が必要な場合は、UAV等の活用も検討する。

① 対象となる地すべりの地形、地質、地表水、地下水の状況等の概況について把握する。
② 地すべりの被害状況を把握する。
③ 関連する他の事業計画について把握する。
④ 上記の調査結果を基に地すべり機構の推定及び必要な地すべり防止対策の概要を検討する。

(2) 概査で実施する調査項目

概査は、地すべりの規模及び範囲に応じて、現地踏査、下記資料等を参考に行う。なお、基本構想に相当するものが、他の整備構想等において既に作成されており、それが利用できる場合は、その調査事項を活用し、代替とすることができる。

ア　地形調査

地すべりの規模及び分布範囲並びに地すべり活動特性の把握を目的として行う。

① 各種地形図（1/25,000･1/50,000････国土地理院、1/2,000････地すべり防止区域指定申請図面、DEMデータ･･･国土地理院、その他）
② 空中写真（白黒、カラー）
③ 土地分類図（1/200,000････国土交通省、1/50,000････都道府県、国土交通省、その他）
④ 地すべり地形分布図（防災科学技術研究所（J-SHIS））
⑤ 研究文献等

イ　地質調査

地すべりの素因となる地質特性の把握を目的として行う。

① 各種地質図（都道府県別地質図････都道府県、出版会社、1/50,000地質図････産業技術総合研究所地質調査総合センター、地質図Navi（産業技術総合研究所）、土地分類図（国土交通省）、地図・空中写真閲覧サービス（国土地理院）、その他）
② 既往地すべり対策事業報告書
③ 研究文献等

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

ウ　地表水・地下水調査

地すべりの誘因となる地下水特性の把握を目的として行う。

①　現地確認（地表水による侵食、洗掘状況、湧水箇所等）

②　既往地すべり対策事業報告書

③　研究文献等

④　気象データ

エ　地すべり被害調査

地すべり被害状況の把握を目的として行う。

①　地すべり防止区域指定申請書

②　災害復旧関係資料

③　既往地すべり対策事業報告書

④　伝承等

⑤　研究文献　等

オ　関連する他の事業計画調査

実施中又は調査中の関連する各種事業計画について調査する。

(3) 概査に基づく判断

概査によって明らかになった事項を基に精査を必要とする地すべり地域の抽出を行い、地すべり防止対策の基本構想を作成するとともに、精査の計画を作成する。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
2.3 精　査 精査は、地域現況の把握及び事業計画の作成に当たり必要となる調査で、地すべり資料、地形、地すべり被害、地質、土質、気象・水文、地下水及び地すべり移動に関する詳細な調査並びに周辺環境に関する調査を行うものとする。	**2.3 精　査** 精査では、地すべりの実態の把握、地すべり防止施設の設計及び地すべり防止施設の設置による効果の確認のために、以下に示す調査を行う。 **(1) 地すべり資料調査** 地すべりに関する各種既存資料の収集及び整理を行うものとする。 **(2) 地形調査** 地すべりに特有な地形から地すべりの範囲、活動特性等を把握するため、地形図の判読、空中写真の判読、現地踏査、地形測量等を行うものとする。また、必要に応じて調査、計画、設計の基図として用いる地形図を作成するものとする。 **(3) 地すべり被害調査** 地すべりによる被害を把握するため、地すべり地域における農地、農業用施設等の現況及び被害状況を聞き取りを含めて調査するものとする。 **(4) 地質調査** 地すべりの要因となる地質の状況を明らかにするため、地質の分布・性状を調査するものとする。 **(5) 土質調査** 地すべりブロックにおける土の物理的・力学的性質を明らかにするため、試料を採取し、土質試験等により土質を調査するものとする。 **(6) 気象・水文調査** 地すべり地域の水循環を把握するため、気象及び地表水の流況を調査するものとする。 **(7) 地下水調査** 地すべりの要因となる地下水の状況を明らかにするために、地下水賦存状態及びすべり面に作用する間隙水圧を調査するものとする。 **(8) 地すべり移動量調査** 地すべりの動きを総合的に把握するため、地表及び地中の移動方向及び移動量を測定するものとする。 **(9) 周辺環境調査**

基 準 及 び 運 用 の 解 説

2.3 精　査

基準2.3及び運用2.3では、精査の基本的事項を明らかにしている。

(1) 精査の区分

精査は、地すべりの被害、形状、移動状況、発生原因等の実態を把握する計画調査、地すべり防止施設の設計に必要な諸数値を得る設計諸元調査及び地すべり防止施設の設置による効果を確認する施設効果調査に分けられる。

ア　計画調査

計画調査は、次に示すような目的を持っている。

①　地すべりによる被害の実態を把握する。

②　地すべりの形状及び移動状況を把握する。

③　地すべり発生の場となる基本的な要因（素因）並びに地すべりを誘発・促進する要因（誘因）の種類、分布及び程度を把握する。素因、誘因は**基準3.3.2地すべり機構の解析**参照。

この調査結果を基礎として、地すべりの機構解明及び安定解析並びに適切な地すべり防止施設の選択及び配置計画の作成を行う。また、計画調査では地すべり防止施設設置後の施設効果調査段階における概成判定に必要な、地すべりの移動状況及び地下水状況についても継続して把握する。

イ　設計諸元調査

設計諸元調査は、地すべり防止施設の主要工事計画の作成に当たり必要な諸数値を得る目的で行う調査である。主要な地すべり防止施設（集水井工、排水トンネル工、堰堤工、杭工、アンカー工等）について、その主要工事計画の作成に当たり必要な諸数値の決定のため、適切な調査項目を選択して実施する。また、排水量計、アンカー荷重計等、地すべり防止施設に直接設置することにより施設効果を把握し、概成判定の基礎資料とする調査項目についてもこの段階で検討する。

ウ　施設効果調査

施設効果調査は、地すべり防止施設設置後の効果を継続的に確認し、その後の防止効果の推移を把握することを目的として実施し、気象・水文、地下水、地すべり移動量等の観測を主体にする。通常、計画調査及び設計諸元調査の段階で設置した主要観測施設により継続観測を行い、その観測結果を用いて計画の修正、概成判定等の基礎資料にする。

精査の調査区分、項目別の調査の方法及び目的の概要を**表-2.3.1**に示す。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	周辺環境との調和に配慮した事業計画を作成するための基礎資料として、生態系及び景観等の周辺環境に関する調査を行うものとする。 **(10) 構造物調査** 地すべり防止施設への外力の影響を把握するため、構造物にかかる土圧・荷重及び変状を調査するものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

表-2.3.1　調査区分、項目別の調査の方法及び目的の概要

区分	調査項目[1]	調査の方法	調査の目的及び対象施設
計画調査	資料調査	既存資料の収集	合理的な調査計画の作成
	地形調査	地形図作成	調査計画基図の作成
		レーザ測量	高精度の地形判読を行う場合に、航空機、UAV[2]又は地上からのレーザ測量による高分解能の標高モデル（DEM[3]）の取得
		地形測量	縦横断面図の作成
		地形図の判読	地すべり地域周辺の地形、地すべりの範囲、地すべりブロック区分及び地すべりの危険度の把握
		空中写真の判読	地表及び地物の変状、地すべりの範囲、活動特性等の把握
		現地踏査	地すべり地域・地すべりブロック区分の確認、地すべりに伴う地表の変状・河川侵食状況の調査、移動方向・移動速度の概要把握、植生の乱れの把握及び過去の移動履歴の聞き取り
		UAV撮影	踏査が困難となる急峻地形、到達が困難な地点の状況等の把握
	地すべり被害調査	地域現況の調査	地域の社会条件及び保全物件の把握
		被害実態の調査	被害発生地点、被害の程度及び緊急性の把握
	地質調査	地表地質踏査	地すべり地域周辺の地質分布、地質構造及び断裂系の状況の把握、地すべり地域内の崩土の分布及び性状、崖錐等の分布及び性状、基盤岩の種類(分布及び風化の程度)、断層等の有無及び位置並びに湧水の状況等の把握
		物理探査 ① 電気探査 ② 弾性波探査	地すべり崩土の厚さ、風化の深度及び厚さ、新鮮岩の深度、断層破砕帯の有無等の推定、地質構造の推定並びに断層破砕帯等の位置推定
		ボーリング調査 ① 垂直ボーリング ・コア採取[4] ・標準貫入試験 ・電気検層 ② 水平・斜めボーリング	地下地質分布、すべり面位置及びすべり面性状の確認 各種試験、検層及び観測の実施 →地すべり崩土・風化岩・新鮮岩の深度及び岩質・土質の判定並びにすべり面の推定 →地すべり崩土と基盤の境界推定及び崩土の強度推定 →地層区分の判定 地下水排水量の測定及び地層の区分
		試掘調査	地すべり崩土・風化岩・新鮮岩の深度、岩質・土質、亀裂の状態及び地下水の湧水状態の直接確認、すべり面の判定及び性状観察、不撹乱試料の採取並びに原位置せん断試験の実施
		サウンディング	浅い地すべりの崩土と基盤の境界推定及び崩土等の強度推定
		粘土鉱物分析	崩土・基盤岩・すべり面粘土中の粘土鉱物組成の判定
	土質調査	サンプリング	物理試験・力学試験に適した試料の採取
		物理試験	崩土及びすべり面粘土の土粒子の密度、コンシステンシー、粒度分布、自然含水比並びに土の密度の測定
		室内力学試験	すべり面粘土等の粘着力及びせん断抵抗角の測定
		原位置力学試験	
	気象・水文調査	気象調査 ① 降水量観測 ② 積雪深観測 ③ 気温観測	降雨・融雪と地すべり活動の相関関係の解明及び水循環過程の把握
		地表水調査 ① 河川流況調査 ② 豪雨時地表水状況調査 ③ 湧水調査 ④ 水質調査	地表水の流路・流況、河川による堆砂・侵食状況等の把握及び水循環過程の把握

1)　各調査項目及び調査の方法について、表に記載されている以外の調査区分に用いられることがある。
2)　Unmanned Aerial Vehicle
3)　Digital Elevation Model
4)　破砕帯、礫質土等のコア採取が困難な地質では、コアの採取率及び品質を向上させるために、高粘性泥水材、気泡等を循環流体に使用

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

区分	調査項目	調査の方法	調査の目的及び対象施設
	地 下 水 調 査	地表型地下水追跡調査 ① 地温調査	主な地下水流動経路の平面的把握
		孔内型地下水追跡調査 ① トレーサ調査	地下水の流動経路及び流速の推定
		ボーリング孔内検層 ① 地下水検層	地下水流動経路の垂直的把握及び地下水流動の程度の推定
		透水試験 ① 簡易揚水試験 ② 湧水圧試験	透水係数、地下水賦存量等の概略の把握
		間隙水圧調査 ① 地下水位測定 ② 間隙水圧計による測定	すべり面の間隙水圧の把握並びに崩土内及び地すべりブロック周辺の地下水位把握
		水質調査	地すべりの誘因を分析するための水質の把握
	地すべり移動量調査	地表移動量調査 ① 空中写真計測、レーザ測量（差分解析） ② 移動杭による観測 ③ 伸縮計による観測 ④ 地表面傾斜計による観測 ⑤ GNSS[1]による観測 ⑥ 干渉SAR[2]による観測	地表面における移動方向及び移動量の水平的分布の経時的把握
		地中移動量調査 ① すべり面測定管による測定 ② パイプひずみ計による観測 ③ 鉛直方向伸縮計による観測 ④ 孔内傾斜計による観測	地中における移動方向及び移動量の深度別分布の経時的把握並びにすべり面位置の確認
	周辺環境調査	踏査、文献及び聞き取り	生態系、景観等の周辺環境の把握

1) Global Navigation Satellite System
2) Synthetic Aperture Radar

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

区分	調査項目	調査の方法	調査の目的及び対象施設
設計諸元調査	地形調査	地形測量 ① 斜面縦横断測量 ② 河川縦横断測量	設計に必要な地形情報の収集 承水路工、暗渠工、集水井工、排土工、押え盛土工、排水路工、渓流護岸工、堰堤工、渓流暗渠工、河川付替工、海岸侵食防止工、湖岸侵食防止工、杭工、シャフト工、アンカー工及び擁壁工
	地質調査	物理探査 ① 電気探査 ② 弾性波探査 ボーリング調査 ① 垂直ボーリング ・コア採取[1)] ・標準貫入試験 ・電気検層 ・孔内載荷試験 ② 水平・斜めボーリング 基本調査試験等[2)]	設計に必要な地質情報（すべり面位置・基盤岩分布等）の収集 浸透防止工、深層暗渠工、水抜きボーリング工、集水井工、排水トンネル工、堰堤工、杭工、シャフト工及びアンカー工
	土質調査	サンプリング 物理試験 室内力学試験 原位置力学試験	設計に必要な土質強度定数の収集 暗渠工、明暗渠工、深層暗渠工、水抜きボーリング工、集水井工、渓流暗渠工、排土工、押え盛土工、杭工、シャフト工及びアンカー工
	気象・水文調査	気象調査 地表水調査 ① 河川流況調査	設計に必要な流量データ等の収集 排水路工、堰堤工、渓流暗渠工、浸透防止工、河川付替工、海岸侵食防止工及び湖岸侵食防止工
	地下水調査	ボーリング孔内検層 透水試験 ① 簡易揚水試験 ② 湧水圧試験 間隙水圧調査	設計に必要な地下水データ（間隙水圧、透水係数、流動層等）の収集 深層暗渠工、水抜きボーリング工、集水井工及び排水トンネル工
施設効果調査	気象・水文調査	気象調査 ① 降水量、積雪深、気温観測	地下水位及び移動量観測の検討資料
		地表水調査 ① 湧水調査	地下水排除工排水量の測定による効果の確認及び孔詰まりのチェック
	地下水調査	間隙水圧調査 ① 地下水位測定 ② 間隙水圧計による測定	地下水排除工の施工による初期における間隙水圧低下等の効果発現の確認及び地下水排除工による効果の経年変化モニター
	地すべり移動量調査	地表移動量調査 ① 空中写真計測・レーザ測量（差分解析） ② 移動杭による観測 ③ 伸縮計による観測 ④ 地表面傾斜計による観測 ⑤ GNSSによる観測 ⑥ 干渉SARによる観測	防止施設の設置前後における移動量変化のモニター及び事業概成までの移動量変化モニター
		地中移動量調査 ① すべり面測定管による測定 ② パイプひずみ計による観測 ③ 鉛直方向伸縮計による観測 ④ 孔内傾斜計による観測	
	構造物調査	土圧・荷重等の調査 ① 土圧計・荷重計による調査 ② ひずみ計による調査	構造物（杭、アンカー、集水井等）にかかる土圧・荷重の把握（アンカー工では必須、その他は場合により実施）及び構造物の変状の把握
		変形調査 ① 傾斜計による調査	

1) 破砕帯、礫質土等のコア採取が困難な地質では、コアの採取率及び品質を向上させるために、高粘性泥水材、気泡等を循環流体に使用

2) グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説を参照

【関連技術書等】

技術書「Ⅱ 調査編1．調査手法の選定～11．調査結果の整理」

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
第３章　計　画 **3.1 基本構想の作成** 基本構想は、地すべり防止対策に関する骨格を定めるものとし、その作成に当たっては、関連する各種事業計画との整合性及び地すべりの規模を考慮しなければならない。	**第３章　計　画** **3.1 基本構想の作成** 基本構想で定める一般的な計画事項の内容を以下に示す。 ①　既往の地すべり被害状況等を踏まえ、地すべり防止対策を必要とする区域を概定するとともに、その地すべり機構を推定するものとする。 ②　地すべりにより被害が想定される主要な農地、農業用施設等を保全するための地すべり防止対策を概定するものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

3.1 基本構想の作成

基準3.1及び運用3.1では、基本構想の作成の基本的事項を明らかにしている。

地すべり防止対策に係る基本構想は、地すべり防止工事では基本計画の骨格を定めるものとして位置づけられ、地すべり等防止法施行規則（昭和33年 農林省・建設省令第１号）第６条に規定する次の事項について明らかにするものとする。

① 地すべり防止工事を施行しようとする区域

② 施行しようとする地すべり防止工事（地すべり防止施設の新設又は改良を除く。）の種類、施行箇所及び規模又は新設し、若しくは改良しようとする地すべり防止施設の種類、配置、構造及び規模

③ 施行しようとする地すべり防止工事に要する費用の概算額

④ 施行しようとする地すべり防止工事によって利益を受ける地域及びその状況

また、基本計画を基に、事業計画の作成に必要な精査の計画を立案するものとする。

なお、地すべりの規模及び範囲が明らかな場合又は地すべり防止対策の緊急性が高く応急対策が必要な場合は、基本構想の作成を省くことができる。応急対策は、**基準及び運用の解説3.4.1 (3) 応急対策**及び技術書「Ⅲ 計画設計編10. 応急対策」を参照。

【関連技術書等】

技術書「Ⅲ 計画設計編10. 応急対策」

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
3.2 事業計画の作成の手順 事業計画の作成は、基本構想に基づき、事業計画の各要素の関連性を考慮しつつ、効率的かつ効果的な手順で行わなければならない。 また、その構成は、一般計画、主要工事計画、概成及び管理に分けてそれぞれ適切に作成するものとする。	**3.2 事業計画の作成の手順** 事業計画の作成に当たっては、事業実施前に、一般計画及び主要工事計画について作成するものとする。工事完了後の概成及び概成後の段階における管理については、事業の実施状況等を踏まえつつ、適切な時期に作成するものとする。 また、事業計画の作成に当たっては、相乗的な効果が発揮されるよう、関連事業計画と十分に調整するものとする。 事業計画の各要素の決定段階においては、地すべりの規模及び範囲に応じて都道府県、市町村、土地改良区、関係農家等との連絡調整を行い、事業計画にそれらの意向が十分反映されるよう配慮するものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

3.2 事業計画の作成の手順

基準3.2及び運用3.2では、一般的な事業計画の作成手順を明らかにしている。

一般的な事業計画の作成手順及び事業計画の作成での実施内容は、**図-3.2.1**のとおりである。

事業計画は、農地保全に係る地すべり等防止事業実施要綱第５で作成する実施計画（以下「実施計画」という。）との整合を図るとともに、土地改良事業及び関連事業と十分調整しながら作成するものとする。（土地改良事業は、**基準3.3.5 地すべり地域における土地改良事業の工事計画**、関連事業は、**基準3.3.6 関連事業計画**参照。）

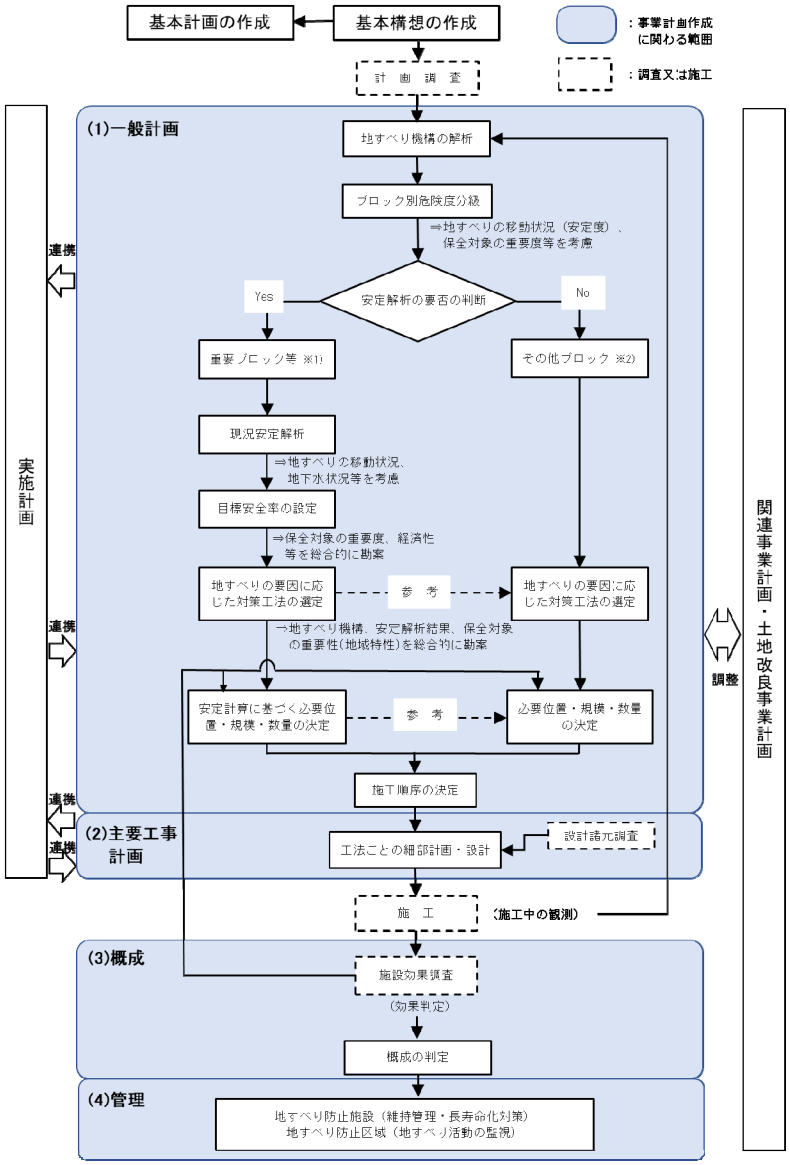
また、工事完了後の概成及び管理計画は、地すべり防止工事の実施状況及び地すべり機構、地すべり特性、保全対象等の地域特性も踏まえた危険度分級の結果等を基にした被害リスク等を考慮して、地すべり防止施設の必要な機能が長期的・安定的かつ確実に発揮されるよう作成するものとする。（危険度分級は、**基準の運用3.3.2の(5) 地すべりブロックの危険度分級**参照。）

このうち、地すべり防止施設の長寿命化対策の計画（個別施設計画）については、対象となる地すべり、保全対象等を考慮して、地すべり防止施設の個別施設計画（長寿命化計画）策定の手引き等を参照して、計画的な地すべり防止施設の健全度評価に基づき当該地すべり防止対策に合わせたストックマネジメントとなるように適切な時期に作成するものとする。

なお、これらの計画の作成に当たっては、地域の状況も踏まえ、長期的に確実に実行可能なものとすることが重要であり、都道府県、市町村、土地改良区、関係農家等の地元関係者との情報共有、意思疎通等を図ることが重要である。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説



実施内容

(1)_一般計画

計画調査結果を踏まえ、地すべり機構の解析、危険度分級を行い、安定解析（重要ブロック等を対象）、工法選定、配置計画等を実施。

(2)_主要工事計画

施設諸元調査結果を基に工法ごとの設計を実施。

(3)_概成

施設効果調査結果を基に概成の判定を実施。

(4)_管理

地すべり防止施設の維持管理、長寿命化対策、地すべり防止区域における地すべり活動の監視等を実施。

※1）重要ブロック等とは、①地すべり地域内における各地すべりブロックの中で、規模が大きく移動量も著しいもの、②他の地すべりブロックとの相互関係で、その地すべりブロックが活動すると、その背後地にある多くの地すべりブロックが移動を生じるようなもの、③被害想定範囲に、公共施設、人家等の重要保全対象があり、移動中又は移動のおそれの強いもの、④その他地すべり防止施設の計画設計に安定解析を必要とするものをいう。

※2）その他ブロックにおける事業計画は、当該地すべり地域で安定解析を行った重要ブロックの安定解析結果、近傍事例等を参考にして作成する。

図-3.2.1　事業計画の作成手順

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
3.3 一般計画 **3.3.1 一般計画の作成** 一般計画は、基本構想に即し、地すべり地域全体を対象とする地すべり機構の解析及び個々の地すべりブロックを対象とする安定解析を行い、地すべり防止対策の工法選定を行うとともに、地すべり防止施設の配置計画を定めるものとする。	**3.3 一般計画** **3.3.1 一般計画の作成** 一般計画は、地すべり機構を把握し、効果的かつ経済的な地すべり防止対策の工法選定を行うとともに、現地の状況に応じて工事の施工順序等を考慮の上、地すべり防止施設の配置計画を定めるものとする。 一般計画の作成の手順は、まず、地すべり地域を全体としてとらえ、調査結果に基づき地すべり機構を解明するものとする。次に、地すべり機構に応じて、個々の地すべりブロックの安定解析を行い、地すべり防止対策の工法選定を行うとともに、それらを適切に組み合わせて配置することにより、地すべり防止効果を最大限に発揮させるものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

3.3.1 一般計画の作成

基準3.3.1及び運用3.3.1では、一般計画の作成の基本的事項を明らかにしている。

(1) 一般計画の内容

地すべり防止対策の一般計画は、実施計画の基本的な方針を定めるものであり、その性格上二つに大別できる。一つは、地すべり地域全体についての対策工法、配置、規模、施工順序等を定める計画である。この段階においては、地すべり地域全体を対象とし、地すべり機構に応じた地すべり防止対策の計画を、個々の地すべりブロックのみならず、全体としての位置づけに留意しつつ作成する。すなわち、ここでは、地すべりブロック間の重要度の判定及びそれに応じた工法選定並びに組合せが主体となる。

もう一つは、地すべり地域全体についての対策の中に位置づけられた個々の地すべりブロックについて、地すべり防止対策の工法選定及び地すべり防止施設の配置を定める計画である。ここでは、地すべり防止施設の工法特性に応じた計画の作成が主体となる。

(2) 一般計画の作成上の留意点

地すべり機構、地すべり防止対策の効果等については、現状では未解明の点も多く残されている。このため、現段階においては、完全な対策計画を定めることは困難な点が多く、対策工事の実施及び効果を常にフィードバックさせ、より効果的なものとしていくことが必要である。

また、視覚的に理解しやすい三次元的な表現技術（CIM等）を活用する場合は、元々の入力する調査データの精度以上の情報は提示できないことに十分留意する。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
3.3.2 地すべり機構の解析 地すべり機構の解析は、地すべりブロックの状況及び地すべりの発生機構を明らかにするため、地すべりの要因の解明、すべり面の形状把握、地下水の状態把握及び地すべりブロックの危険度分級を行うものとする。	**3.3.2 地すべり機構の解析** 地すべり機構の解析は、それぞれの調査結果を総合し、地すべりを生じさせている様々な要因及びその相互関係を明らかにすることにより、具体的にどのような過程で斜面におけるせん断推進力の増大又はせん断抵抗力の低下が起こるかを解明することである。せん断推進力とせん断抵抗力の均衡度合の数値的な表現は、安定解析により行うことになるので、ここでは地すべりの要因を明らかにし、安定解析に直接関連するすべり面の形態及び地下水賦存状態を把握するとともに、地すべりブロック相互間の位置づけを明らかにするため、危険度分級を行うものとする。 **(1) 地すべりの素因・誘因の解明** 地すべりの要因は、素因及び誘因に分けることができる。素因とは、地すべり地域に本来から備わった要因であって、地形・地質的要素ということもできる。誘因とは、素因に刺激を与え地すべりを起こさせたり、地すべり活動を活発にさせる要因であって、主として気象的な要素ということができる。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

3.3.2 地すべり機構の解析

基準3.3.2及び運用3.3.2では、地すべり機構の解析の基本的事項を明らかにしている。

地すべりの発生は、大局的にみて、斜面内部のせん断推進力とせん断抵抗力分布の均衡度合に支配される。斜面物質内のせん断推進力がせん断抵抗力を上回ったときに斜面内部に変形又は破壊が生じ、それが地すべりにつながると考えられる。

(1) 地すべりの素因・誘因の解明

地すべりの素因としては、次に示すように地形的なもの、岩質・土質的なもの及び構造的なものに区別される。

① 地形的素因
- ・地形傾斜

② 岩質・土質的素因
- ・未固結堆積物（崩積土、崖錐堆積物、火山砕屑物、未固結堆積層）
- ・粘土化の進んだ岩類（断層粘土等の軟質粘土、熱水変質帯（温泉余土)、蛇紋岩等の膨張性岩、強風化帯）
- ・軟質岩（古第三系及び新第三系泥質岩及び凝灰岩、風化岩）
- ・割れ目の発達した岩石（断層破砕帯、節理の発達した岩石）
- ・片理構造の発達した岩石（片岩類、千枚岩）

③ 構造的素因
- ・褶曲構造帯
- ・断層構造帯
- ・流れ盤構造

ここでいう岩質・土質的素因とは、岩質・土質の中のせん断抵抗力が低くなっている部分をいう。しかしながら、実際には上記のような岩質・土質で地すべりが発生せず、これ以外の岩質・土質で地すべりが発生していることもある。例えば、新第三系の泥岩地帯でも、後述するような構造的素因が顕著でないときは地すべりの発生はまれで、また砂岩・礫岩といった一般的にはすべりにくい岩質・土質の所でも構造的素因が顕著であれば地すべりが発生している。

構造的素因とは、地殻変動の外力を強く受けている所で、岩盤が変形又は破壊して粘土化・細片化が進み、地すべりが発生しやすい条件を備えている褶曲、断層等の構造帯の所又は地層が単一方向に傾斜しているため、地層の境界に沿ってすべりやすい条件を備えている流れ盤構造の所をいう。そのほか、これらの構造帯が現在も地殻変動の外力を受けている場合（活構造）

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

は、この部分で地盤の変形又は破壊が生ずることが多いので、それが地すべりと結びつくことが十分考えられる。

以上のような地すべりの素因についての広域的な情報は、既往文献等によって知ることができる。したがって、まず当該地すべり地域が広域的にどのような地質構造帯に属し、どんな岩質・土質から成っているかを明らかにし、次いで地すべりブロック内及びその周辺の地質踏査によって岩質・土質の分布・性状を明らかにし、地すべり防止対策の参考にする。

一方、地すべり発生の誘因としては、

① 降雨、融雪、地下水等の水の作用

② 侵食、人工掘削、盛土等の斜面の変形作用

③ 地震又は火山爆発による振動の作用

が考えられる。①は主として降雨・地下水の作用等による斜面物質内の間隙水圧の上昇、粘着力の減少として現れる内部的な誘因である。②及び③は斜面の安定を乱す外部的な誘因である。

①及び②については、**基準**3.3.6及び**基準の運用**3.3.6 **関連事業計画**の関連事業の実施により減少させられる場合もある。関連事業以外の土地改良事業においても、①及び②をできるだけ軽減し、助長しないように留意することが重要である。

これらの誘因は、一般に**図**-3.3.1のような作用過程を経て、地すべりの発生につながると考えられている。したがって、当該地すべり地域における素因のみならず、主な誘因及びその作用過程を明らかにすることによって、初めて適切な対策工法が計画できる。具体的には、安定計算の各項にこれらの素因・誘因の性質が反映されることになり、主として素因は地すべり面の形状及びせん断強度に、誘因は斜面形状及び地下水状況によって表現される。いずれも調査結果から明らかにされるべきであるが、ここではすべり面形状及び地下水状況の把握について述べる。

誘因		作用過程	
[水]の作用	降雨融雪	土層間隙又は割れ目の中の気体の移動	間隙圧の上昇
		毛管水圧の低下（割れ目の多い粘土及び泥質岩）	膨張
		水位急上昇による粒子の再配列（細粒砂）	間隙水圧の自然上昇
		地下水面上昇による斜面物質内の水圧上昇（粘土層下のシルト～砂層）	間隙水圧の上昇
		化学的風化	粒子間結合力の低下
	凍結	氷層の形成及び融解（浅層の細粒土）	土壌水分の増加
		凍結による膨張（浅層の細粒土）	節理の開口、新しい節理の発生
斜面の変形作用	侵食 人工掘削 人工盛土	側方土圧の減少	斜面物質における応力状態の変化
		斜面傾斜の増大	
		上載荷重増	
		弱層にクリープ発生	節理の開口、新しい節理の発生
振動の作用	地震 火山爆発	振動	起動力のモーメント
			粒子間結合の破壊
			粒子の再配列（飽和帯の砂）

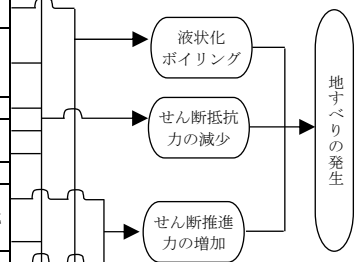


図-3.3.1 地すべりの誘因及び作用過程

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	(2) すべり面形状の把握 地すべり防止対策の計画設計に当たっては、地すべり運動を力学的に解析するため、すべり面の深さ及び形状を把握することが重要である。 なお、実際の地すべり現象においては、ある一面のすべり面に沿って地すべりブロックが移動する例は必ずしも多くなく、一般に、複数の不連続なすべり面又はクリープ帯を作りながら地すべりが進行することに留意するものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

(2) すべり面形状の把握

すべり面の地表に現れた範囲は、一般に地すべりブロック上端部の引張亀裂及び変状の分布、下端部の隆起帯、圧縮亀裂、せん断亀裂等の分布等を考慮して決定する。すべり面の左右端は、通常、側端亀裂、道路、畦畔等の食い違い等から定める。ただし、古い地すべりでは側端部に沢が発達し、明確な境界が不明となっているものもある。その場合には、ボーリング調査結果等から推定する。

地表面下におけるすべり面の位置については、ボーリングコア、各種検層結果、孔内傾斜計及びひずみ計の観測結果等から決定する。明確な連続したすべり面が認められない場合は、各種調査結果等を総合的に解析して、すべり面に転化しそうな地質の不連続面又は弱層をつなげて、すべり面を仮定する。

一般的にすべり面形状は、円弧すべり、平面すべり（非円弧すべり）に区分される。また、円弧すべり及び平面すべりの特徴を併せ持つ複合すべりも多く存在する。仮定するすべり面形状によって、適用可能な安定計算式が異なる場合があること、地すべり防止工事の対策効果が変わる場合があることに留意し、慎重に検討する必要がある。

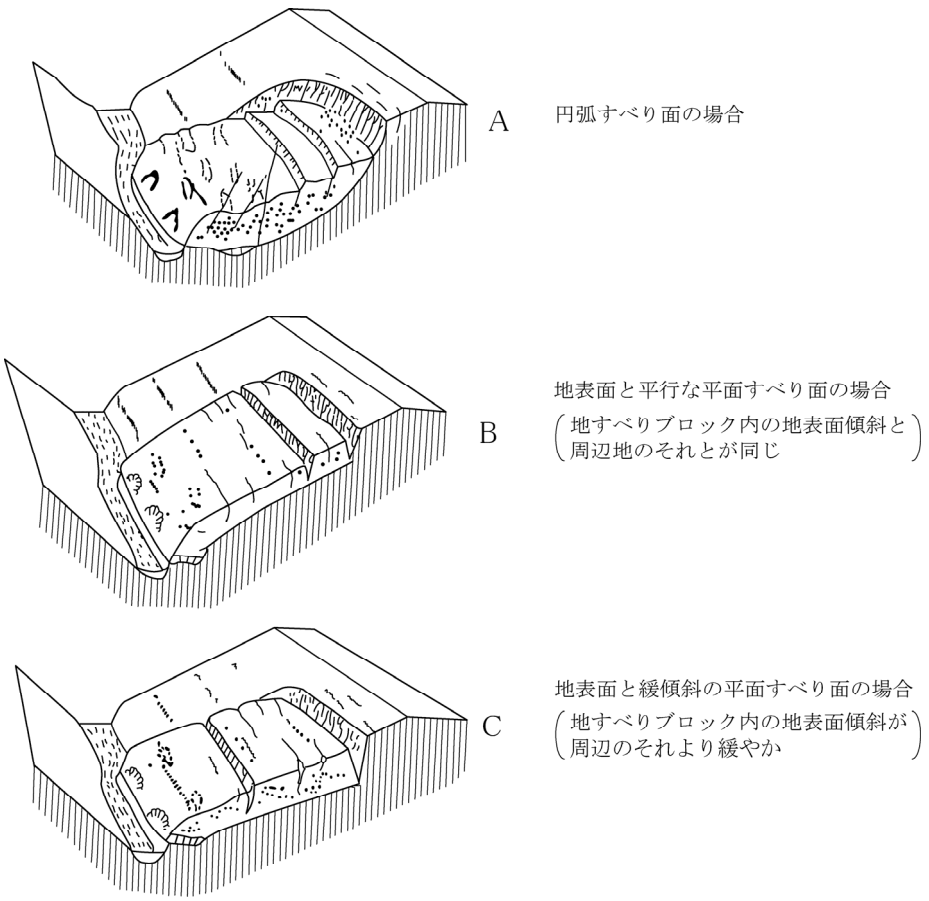


図-3.3.2 すべり面形状による地すべり地形の相違[1)]

1) 江川良武：地すべり地形について、国土地理院時報No.56（1982）

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	(3) 地すべりブロック区分 精査において実施した地形調査、地質調査、地すべり移動量調査等の計画調査により把握した地すべりの移動方向及び移動量を基に地すべり防止対策の検討で重要となる地すべりブロックの抽出、区分を行うものとする。 この結果を基に各地すべりブロックの変動特性、今後の移動の可能性及び範囲等について検討するものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

(3) 地すべりブロック区分

地すべりブロックの抽出及び区分は、地形調査結果、地表移動量調査を基に、地質調査、地中移動量調査結果等により把握したすべり面形状を考慮し検討する。また、地すべりブロックごとに移動方向及び移動量、降雨・融雪、地下水位等の関連性について検討し、変動特性、今後の移動の可能性及び範囲等について機構の解析を行う。

一般に地すべりは繰り返し変動が発生し、変動の履歴により**図-3.3.3**の地形的特徴例に示すような微地形（滑落崖、緩斜面、押し出し地形等）が形成されるため、地形調査でこれらの微地形を把握し、平面的範囲及び形状を検討することが重要である。微地形把握は、レーザ測量等により作成された高精度の地形図等を用いて行うことが有効である。

区分した地すべりブロックごとの規模、活動性、変動特性等の機構を解析することにより、個々の地すべりブロックによる被害の規模及び範囲が想定しやすくなる。ブロックごとの機構の解析及び被害想定結果を基に地すべりブロックの危険度分級を行う。危険度分級は**基準の運用(5) 地すべりブロックの危険度分級**参照。

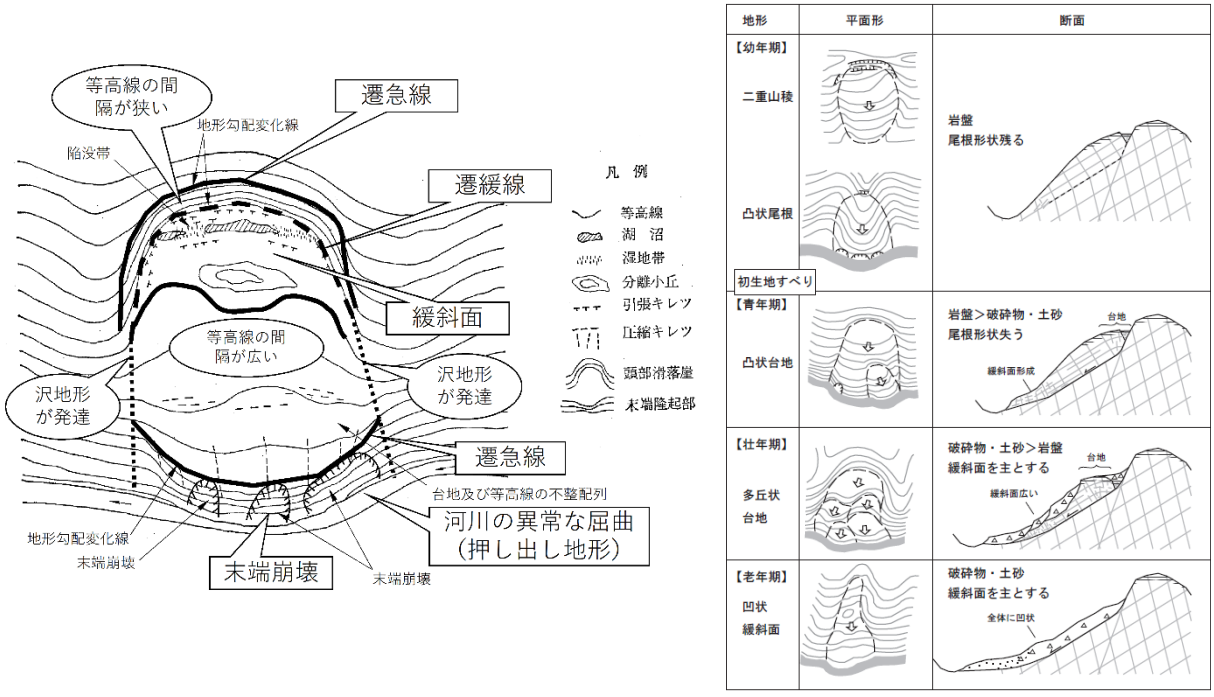


図-3.3.3 ブロック抽出時の地形的特徴例並びに平面形及び断面形の対応例[1),2)]

1) 藤原明敏：地すべり調査と解析－実例に基づく調査・解析法－（1970）に加筆

2) 小坂英輝:バランス断面法による岩盤斜面の初生地すべり地形とその変異率、応用地質vol.56（2015）

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	(4) 地下水の賦存状態の把握 地すべり活動の直接の誘因として、地下水の影響が極めて重要であることはよく知られている。特に地すべり地域の地下水は被圧地下水、不圧地下水等、複雑な形態であることが多いことから、すべり面に作用する地下水の把握が重要である。 地下水は、間隙水圧として有効応力を減少させる働きを持っているので、地すべり機構の解析に当たってはこれを間隙水圧分としてとらえ、それがすべり面に与える影響を解析する必要がある。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

(4) 地下水の賦存状態の把握

地下水の賦存状態を把握することは、地すべりブロックの危険度分級、対策工法選定及び施設の配置計画に役立つ。さらに、地すべり地域へ外から地下水を供給する断層破砕帯（又は亀裂帯）等の有無及び地すべりブロック周囲（上流側（山側）等）の地下水の流動経路等は地すべり地域の水循環及び水の作用を考えるうえで重要である。**図-3.3.4**は、地すべり地域における地下水の賦存状態、流動経路等を模式的に示したものである。

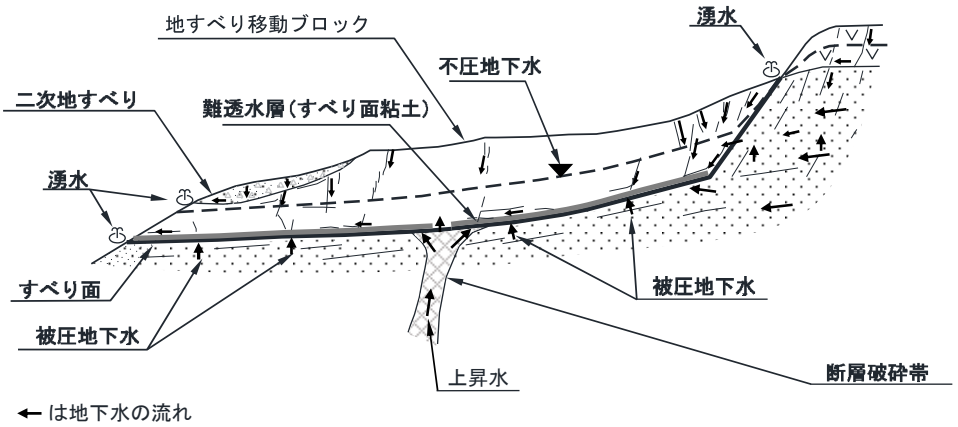


図-3.3.4 地すべり地域における地下水の賦存状態模式図

地下水の賦存状態を把握する際の一般的な手順は、まず、地形図及び現地踏査によって透水層、不透水層の区分、その分布及び関係を明らかにし、地下水の入れ物としての地質の性状を把握する。同時に地下水位の参考となる湧水、沼沢地、湿地、井戸等の位置等から地域の水文環境を明らかにする。

次に、現地踏査によって概定された水文条件について、ボーリング、各種検層、観測等によって帯水層の広がり、地下水位、間隙水圧等地下水の性質を確認する。また、透水試験、トレーサ法、水質分析等によって帯水層の透水性の評価及び流動経路の推定を行う。

これらの調査によって地下水の挙動を的確に把握し、最も効果的に地下水排除ができる位置及び方法を選定する。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	(5) 地すべりブロックの危険度分級 地すべり防止対策の工法選定、施工順序、地すべりの予測等の検討に先立ち、地すべりブロックの危険度分級を行うものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

(5) 地すべりブロックの危険度分級

ア　危険度分級の必要性

地すべり地域には、複数の地すべりブロックが存在することが多い。各々の地すべりブロックは、固有のすべり面及び活動特性を持っており安定度もそれぞれ異なる。地すべりブロックの区分を行った後、各ブロックの活動状況、地すべりの履歴、地形、地質、地下水等の要因を手がかりにして、地すべりブロックを危険度に応じて分級することができる。

地すべり地域で、ほ場整備、農道整備等による土地の改変、ダムによる貯水を行う場合等も事前に地すべりブロックを含む斜面の危険度分級を行って、事業への影響の評価及び対策工法の検討の基礎資料を得る必要がある。また、概成後の地すべり防止区域及び地すべり防止施設の管理を合理的・効率的に行うことを踏まえ、保全対象の重要性（立地特性）を考慮して危険度分級を行うことが重要である。

イ　危険度分級の表現方法

危険度分級は、地すべりブロックの運動の状況、履歴、地すべり地形等から判読される斜面そのものの安定度及び想定される地すべり被害の影響を考慮した保全対象の重要度を組み合わせて行うことが多い。

危険度分級の表現方法としては、安定度及び地すべり被害の影響を考慮した保全対象の重要度を組み合わせた判断基準に基づき危険度を３～４ランクに区分して説明する方法、地形、地質、地下水、地すべり状況、地すべり被害の影響を考慮した重要度の評定要素について各要素ごとの配点、重み付けを行いそれに基づいて点数をつけ、総合点を求めて分級する方法等があるが、それぞれ一長一短がある。また、危険度分級に関して参考となる手法として、（公社）日本地すべり学会により開発されたAHP法（階層構造分析法）を用いた危険度評価手法、道路土工構造物技術基準（平成27年３月 国土交通省道路局）の要求性能の考え方等が挙げられる。

一般に、危険度分級は自然状態の斜面の保全を対象とした評価であり、これにダム及び道路の建設、ほ場整備等による斜面の改変を行う場合又はダムによる貯水等の人為的な影響を加える場合の評価は別途行う。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
3.3.3 安定解析 地すべり機構に応じた地すべり防止対策の工法選定及び地すべり防止施設の配置計画を作成するため、重要な地すべりブロックを対象として安定解析を行うものとする。	**3.3.3 安定解析** 安定解析は、当該地すべりブロックの現状の安定性及び地すべり防止対策後の安定性を安定計算により推定するものである。 **(1) 安定解析の要否の判断** 地すべり地域における個々の地すべりブロックの安定解析は、当該地すべりブロックの規模、範囲、危険度分級等を勘案して、その要否を判断するものとする。 以下に示す地すべりブロックは原則として安定解析を行うものとし、その他の地すべりブロックは安定解析を省略することができる。 ① 地すべり地域全体を代表する重要な地すべりブロック ② 地すべり防止施設の計画設計に安定解析を必要とする地すべりブロック **(2) 安定解析の手法** 安定解析では、当該地すべりブロックの安定性を示す指標となる安全率を算定するものとする。解析手法は、地すべりブロックの規模及び特性、調査の結果並びに保全対象の重要性を踏まえて選定するものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

3.3.3 安定解析

基準3.3.3及び運用3.3.3では、安定解析の基本的事項を明らかにしている。

(1) 安定解析の要否の判断

安定解析の要否の判断は、特に慎重に行う必要があり、十分なデータを得ずに安定解析を行って、それに頼るべきではない。

一般計画の段階では、以下に示すような、地すべり地域全体を代表する重要な地すべりブロック及び地すべり防止施設の計画設計に安定解析を必要とする地すべりブロックを対象に安定解析が行われる場合が多い。

① 地すべり地域内における各地すべりブロックの中で、規模が大きく移動量も著しいもの
② 他の地すべりブロックと連動性があり、その地すべりブロックが活動すると、その背後地にある多くの地すべりブロックが移動を生じるようなもの
③ 公共施設、人家等の重要保全対象の背後にある移動中又は移動のおそれの大きいもの
④ 地すべり防止施設の計画設計に安定解析を必要とするもの（①から③まで以外でも、地下水排除工、斜面改良工、抑止工の計画設計において、規模の概定等に安定解析が必要なもの）

全体の手順は、**基準3.2 事業計画の作成の手順**参照。

(2) 安定解析の手法

安定解析における安定計算は、一般に二次元断面の分割法（二次元断面スライス法）によって行われることが多い。計算は、地すべり変動状況を踏まえて初期安全率をFs=0.95～1.00の範囲で仮定し、すべり面のせん断強度を決定する方法（逆算法）を用いることが多い。

安定計算式は標準的にFellenius法(簡便法)が用いられている。簡便法以外の方法としては、円弧すべりに対する簡易Bishop法、非円弧すべりに対する簡易Janbu法等実用的な式がいくつか提案されている。また、地形、地すべり形状等が左右非対称な場合、又は規模の大きな地すべりで詳細な検討が有効な場合では、三次元安定計算を行うこともある。

簡便法は、計算式が容易で理解しやすい反面、簡便法以外の方法に比べ安全率が小さく算出される傾向がある。簡便法については、技術書「Ⅲ 計画設計編3.安定解析」を参照。

斜面の安定解析を行う主な手法の特徴等を**表-3.3.1**に示す。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

表-3.3.1　主な安定計算式の種類及び特徴

No.	解析手法	解析式のつり合い条件			概要	長所	短所
		水平力	鉛直力	ﾓｰﾒﾝﾄ			
1	Fellenius法（簡便法）	×	×	○	・すべり面上での滑動モーメントと抵抗モーメントの比によって安全率を算出する手法。簡便スライス法、スウェーデン法とも呼ばれ各種基準書・指針等で採用される。	・計算式が容易で理解しやすい。 ・アンカー力の考慮が容易である。	・非円弧の場合に適用すると力学的には厳密ではない計算を行っていることになる。
2	修正Fellenius法	×	×	○	・Fellenius法において、すべり面が急勾配のときに間隙水圧が過剰に算出される不具合を解消した手法。	同上	同上
3	簡易Bishop法	×	○	○	・すべり土塊全体の鉛直力とモーメントのつり合い2式を連立して安全率を算定する手法。	・円弧すべり面の計算手法としてはFellenius 法に比べ精度が良い。	・計算式が非線形連立方程式となり収束計算を要するため、計算負荷が大きい。
4	簡易Janbu法	○	○	×	・すべり土塊全体の水平力と鉛直力のつり合い2式を連立して安全率を算定する手法。	・非円弧すべりに適用可能。 ・3次元の場合、斜面安全率最小の方向を求めることで移動方向を示すことが可能である。	・計算式が非線形連立方程式となり収束計算を要するため、計算負荷が大きい。
5	Spencer法	○	○	○	・力のつり合いとモーメントのつり合いを連立して安全率を算定する手法。 ・各スライスでのつり合い及び地すべり土塊全体でのつり合いを満たす。	・非円弧のすべりに適用可能。 ・Morgenstern-Price法と同程度の精度を有し、アンカー工及び杭工の解析式の誘導が容易であり実用性がある。	・計算アルゴリズムが複雑で条件によっては計算が不安定になる。 ・設定したすべり線座標で解が存在しない場合がある。
6	Morgenstern-Price法	○	○	○	・スライス間に働く内力、作用点位置等を任意の関数形で与える。 ・スライス側面圧を有効応力及び間隙水圧に分離できる等、合理性が高い。	・非円弧のすべりに適用可能。 ・つり合い条件をすべて満たし、解の精度面で優位である。	・計算負荷が大きく、条件によって計算が収束しにくい場合がある。
7	Hovland法	×	×	○	・Fellenius法を3次元に拡張した解析手法。 ・ 地すべり運動方向を仮定し、その方向の安全率が算出される。	・Fellenius法を3次元に拡張した解析手法で理解しやすく、適用事例も多い。	・ コラム間力が考慮されておらず、低い安全率を見積もる傾向がある。
8	土研式Hovland法	×	×	○	・基本式はHovland法と同じ。 ・滑動力の算出にすべり面（コラム底面）の最大傾斜角を用いた計算を行う。	・四角柱コラムを用いるHovland法に対し、三角柱コラムを用いることで地表面及びすべり面の3次元形状を反映しやすい。	・ 2次元安全率より小さい値を示すケースが多いとの報告がある。
9	修正Hovland法	×	×	○	・基本式はHovland法と同じ。 ・座標軸を回転させて斜面安全率最小の方向を求め、これを地すべり移動方向と考える。	・地すべり移動方向の推定が可能。 ・三角柱コラムにより地表面及びすべり面の3次元形状を反映しやすい。	・すべり面が回転体以外ではつり合い条件を満たさないため、計算結果の信頼性に問題がある。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	(3) 安定解析断面の設定 二次元断面で安定計算を実施する場合は、当該地すべりブロックを代表するすべり面に対して安定解析断面を設定するものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

なお、地すべりブロックの安定計算を行う場合には、原則として地震力は考慮しない。

ただし、ダム貯水池内の安定計算については、「土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」（平成15年４月）」による。

(3) 安定解析断面の設定

ア　解析断面の設定

二次元断面スライス法（簡便法等）等で安定計算を行う場合は、調査時の主測線に一致させて解析断面を設定することが多い。解析断面の設定は、すべり面が最深となる断面又は地すべりブロックの移動方向に即した断面になっているか留意する。また、地すべりブロックの横断方向で地すべり層厚若しくは地下水位が大きく変わる等の地形・地すべり形状等が左右非対称の場合又は地すべり規模が大きく主測線だけでは当該地すべりブロックを代表できない場合には、副測線を設けることがあり、この場合は主測線に加え副測線でも安定計算を行うことがある。

イ　すべり面の位置

すべり面の位置の決定については、移動量調査（特に孔内傾斜計等による地中部の調査）が有力となる場合が多いが、地形調査による地表部の概略調査が有効であることも多く、地質調査の結果等を総合して決定する。ボーリングコア等で薄層の粘土が発見され、その部分に移動が認められたり、粘土層内に鏡肌が見られることがあるが、このような位置は、すべり面の位置として最も可能性の高いことがある。なお、すべり面が一枚とは限らない場所もあるので注意する必要がある。また、対策工事の施工に伴って、逆に不安定化するおそれのある部分では、現況で滑動度の低いすべり面についても注意し、新たなすべり面が形成される可能性について検討することが必要である。

複数のすべり面が認められたり、明確なすべり面が確かめられない場合には、移動量調査等を参考にして想定されるすべり面の位置から安全率の低くなる部分を試行的に求めてすべり面の位置とする。

地すべりは脆弱な特定のすべり面により発生するので、あらかじめ、想定すべり面の位置を何箇所か決めた後に試行計算を行う。均質な地盤又は盛土を対象として行う臨界すべり面を求めるような試行計算方法は地すべりでは不適当である。

ウ　スライスの分割

二次元断面スライス法で計算を行う場合のスライスの分割は、すべり面の形状、規模、地表地形に応じ決定する。間隙水圧分布の均等な層すべりに近い場合を除くと、極端に粗い分割は望ましくない。また、安全率を算定するのに十分な程度とすることが必要である。

【関連技術書等】

技術書「Ⅲ 計画設計編１．強度定数、３．安定解析」

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	(4) 強度定数の設定 安定計算における強度定数は、原則として土質試験の結果及び逆算法から決定するものとする。 なお、土質試験を行うための試料採取ができない等の理由によりやむを得ない場合には、逆算法のみから強度定数を決定するものとする。 土塊の単位体積重量は、土質性状を踏まえて適切に設定するものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

(4) 強度定数の設定

二次元断面スライス法等に用いる強度定数には、すべり面の粘着力及びせん断抵抗角がある。強度定数は、地すべりの安定性を評価する上で重要な指標で、対策工の設計及び施工後の効果判定にも影響する。そのため、強度定数は土質特性及び立地条件を踏まえ適切に設定することが重要である。すべり面のせん断強度の設定は、土質試験及び逆算法の両方の特徴を生かして、双方の組合せにより総合的に判断して求めることが望ましい。土質試験は、試験箇所のすべり面情報を直接取得できる利点があるが、適切な試料採取も含めて試験自体が難しいこと、すべり面は一様ではなく、試験箇所自体が必ずしもすべり面全体の性質を反映しているとは限らない等の課題がある。逆算法は、安定計算式に安全率を与え、粘着力かせん断抵抗角のどちらかを設定すれば、一義的にもう一方の強度定数が求められるという簡便さがあり利用しやすいが、安定計算式の選択、安全率の設定等によって逆算値が変化するなどの課題がある。なお、強度定数の設定に当たり土質試験の実施が難しい場合は、同様の土質特性を有する現場で得られた試験値、関連する文献情報等を参考にすることができる。ただし、逆算法の場合は求められた逆算結果が仮定により求められた推定値であることから、その値の妥当性については近傍で得られた試験値、類似条件の文献情報等により検証しておくことが重要である。なお、粘着力については経験的に地すべり層厚から推定することも行われている。層厚25mまでの初生的な第三紀層地すべりでは、**表-3.3.2**に示すように、層厚と粘着力に一定の相関性がある。これ以外の条件においては、土質試験を実施して強度定数を決めることが望ましい。

表-3.3.2 最大鉛直層厚及び粘着力[1)]

地すべり土塊の最大鉛直層厚 (m)	粘着力 c ‘(kN/m^2)
5	5
10	10
15	15
20	20
25	25

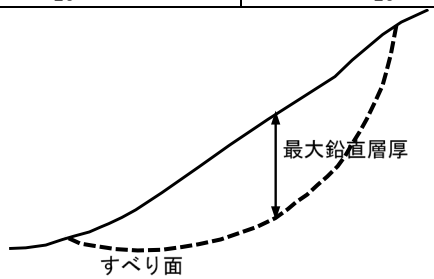


図-3.3.5 地すべりの最大鉛直層厚

地すべり土塊の単位体積重量は、一般に18kN/m^{3}とすることが多いが、シラス、未風化岩盤等地質によっては大きな差異が生じるので、土質試験、現場測定等により適切に設定する。

1) 国土交通省砂防部、独立行政法人土木研究所：地すべり防止技術指針及び同解説p.57(2008)

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	(5) 間隙水圧の設定 安定計算における間隙水圧は、地すべり防止対策前後の値を設定するものとし、地すべり防止対策前にあっては、当該地すべりブロックの地すべり移動と最も相関する地下水位又は間隙水圧測定地点の値を用いるものとし、地すべり防止対策後にあっては、地すべり防止対策による地下水位又は間隙水圧の低下量を考慮した値を用いるものとする。 **(6) 目標安全率の設定** 安定計算における当該地すべりブロックの地すべり防止対策後に目標とする安全率（以下「目標安全率」という。）は、地すべり機構、保全対象等を考慮の上、設定するものとする。 **(7) 安定計算** 地すべり防止対策後の当該地すべりブロックの安全率を安定計算により算出するものとする。 安定計算は、地すべり防止対策後の地形の改変、地下水の変動等を考慮して行い、そこで算定された安全率が目標安全率以上となるよう、当該地すべりブロックの地すべり防止対策計画を作成するものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

【関連技術書等】

技術書「Ⅲ 計画設計編1. 強度定数」

(5) 間隙水圧の設定

間隙水圧の設定は、技術書「Ⅲ 計画設計編2. 間隙水圧」を参照。

(6) 目標安全率の設定

一般に、目標安全率は、保全対象の重要度、経済性等を総合的に勘案すると、おおむね次のように示される。

① 家屋、道路、鉄道、河川その他公共施設等の重要な物件がある場合1.20

② 農地が主たる対象の場合1.10～1.15

③ 林地等が主たる対象の場合1.10

(7) 安定計算

安定計算により算定される安全率の精度は、その手法よりも設定するデータ（安定解析断面、強度定数、間隙水圧、対策工法の諸元等）に影響される面が強いが、現状では、これらのデータの精度が必ずしも十分といえない場合も多く、その点に特に留意する必要がある。

【関連技術書等】

技術書「Ⅲ 計画設計編1. 強度定数、2. 間隙水圧、3. 安定解析」

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
3.3.4 地すべり防止対策の工法選定及び施設の配置計画 地すべり防止対策は、地すべり機構の解析及び安定解析の結果を踏まえ、地すべりの要因の軽減・除去及び抵抗力の付加による地すべり地域全体の安定化を図るため、効果的かつ経済的な地すべり防止対策の工法選定及び地すべり防止施設の配置計画を行うものとする。	**3.3.4 地すべり防止対策の工法選定及び施設の配置計画** **(1) 地すべり防止対策の工法選定** 地すべり防止対策の工法選定に当たっては、以下の事項に留意するものとする。 ① 地すべり機構に適合した効果的かつ経済的なものにする。 ② 基本的には、長期的な安定確保の観点から抑制工中心の工法選定が望ましい。 ③ 農地等の保全対象に対して、地域特性に配慮し、できる限りその機能を損なわず維持できる工法を選定する。 ④ 概成後の管理においても、地すべり防止施設が地域において適切に管理され、長期的・安定的に機能を発揮して、地すべり災害が確実に防止され続けられるように工法を選定する。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

3.3.4 地すべり防止対策の工法選定及び施設の配置計画

基準3.3.4及び運用3.3.4では、地すべり防止対策の工法選定及び施設の配置計画の基本的事項を明らかにしている。

(1) 地すべり防止対策の工法選定

ア　対策工法の分類

対策工法には、大別して地すべり活動を促す誘因を軽減又は除去することにより、間接的に地すべりを安定させる抑制工と、地すべりに対する抵抗力を付加することで、その安定化を図る抑止工とがあり、それぞれの機能に応じ**図-3.3.6**のように分類される。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

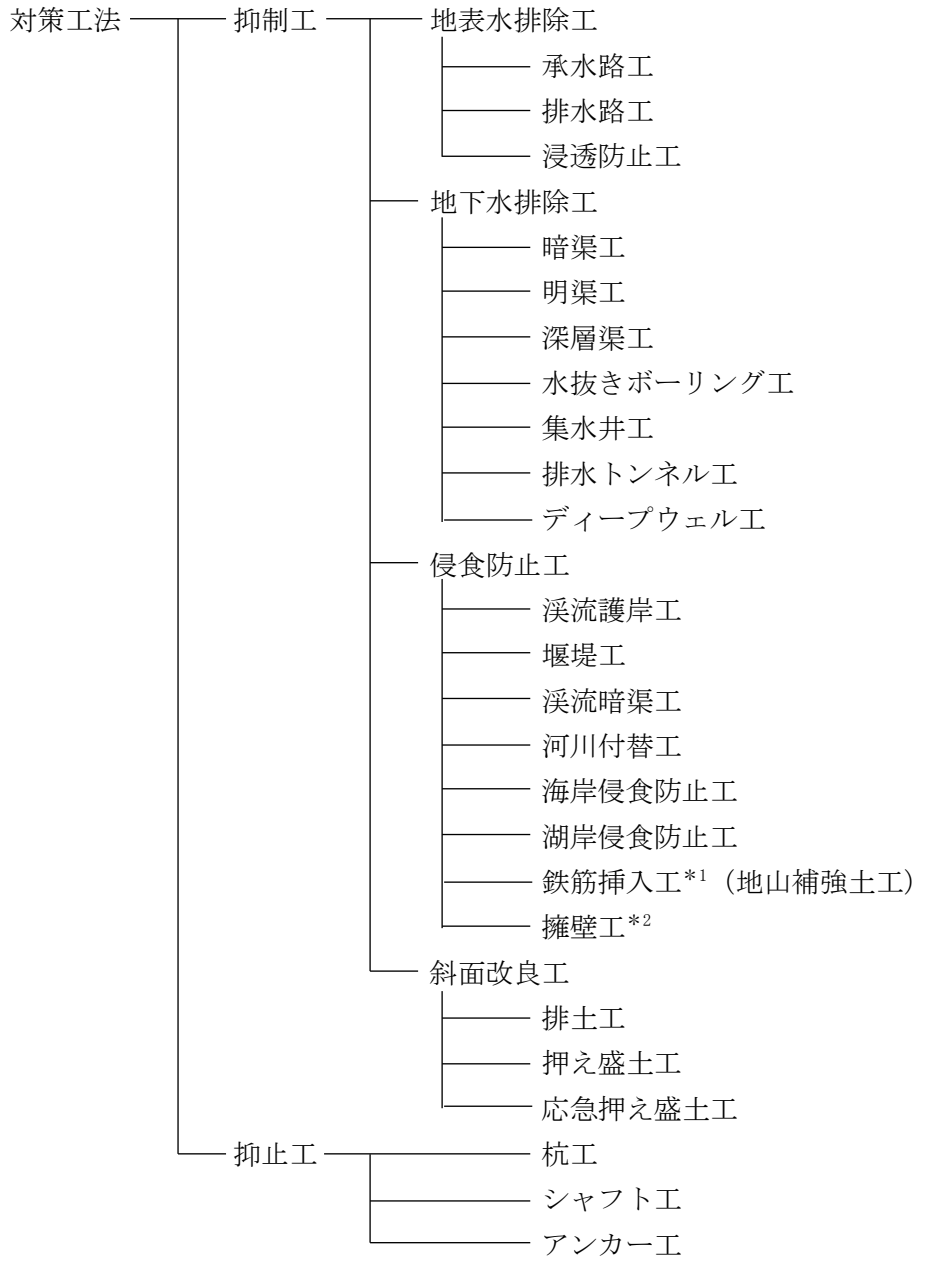


図-3.3.6　地すべり防止対策工法の種類

＊1)鉄筋挿入工は急傾斜地対策等では抑止工だが、地すべり防止対策では抑制工として取り扱う。

＊2)擁壁工は地すべり土圧が直接かかる場合には耐えられないため、侵食防止工へ分類する。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

イ　工法選定の基本

対策工法は、それぞれの地すべりブロックの地すべり機構に適合した最も効果的かつ経済的なものでなければならない。

基本的には、抑制工を中心に対策を講じることが地すべりの長期的安定確保の立場から望ましいことであるが、地すべりの状況、対策の緊急度、地形、土質条件等のいかんによっては、抑止工が主体とならざるを得ない場合も生じている。

また、農地等の保全対象に対して、地域特性に配慮し、できる限りその機能を損なわず維持できる工法を選定する。

ウ　対策工法の特性

（ア）　抑制工

抑制工は、地すべりの誘因を除去する方法であるため永続性があり一般的である。しかし、地すべりに対し直接力で抵抗する工法ではないため、抑止工に比べて効果の発現が遅く、速効性の面でやや劣らざるを得ず、特に、地すべりの安定に重要な関わりを持つ地下水を対象とする場合には、地すべり地域の特殊かつ複雑な土質、地下水状況からして、抑止工並みの速効性を地下水排除工に求めることは、現状において困難なことが多い。

しかしながら、抑止工が自然営力に逆らって地すべりブロックの移動を強制的に抑え、長期的にはかえって内部応力の増加を招く工法であるのに対し、抑制工は、自然営力の速度を制御し、内部応力を緩やかに減少させるとともに、土のせん断抵抗力を増加させる工法であるため、長期的な観点に立った場合には抑止工と比べると望ましい工法といえる。

近年は応急押え盛土工及び即効性の高い地下水排除工であるディープウェル工の実績が増え、その効果も確認されており、緊急性が高い地すべりに対しては有効である。なお、ディープウェル工はポンプによる排水が必要であり、運転コストが掛かる課題があることから、恒久対策を実施するまでの応急対策に適した対策である。

地すべりブロック末端部の斜面崩壊に対する工法としては、鉄筋挿入工（地山補強土工）を選定する場合が多い。

（イ）　抑止工

抑止工は、地すべりに対し直接力で抵抗するという工法の特性上、効果の発現が一般的に速く、速効性の面で優れている。

反面、施設の規模は、地すべりの規模に比例して増大する。なお、杭工、シャフト工、アンカー工等、基盤の根入れ・定着部に地すべりに起因する荷重を分担させる工法は、荷重集中及び負荷が基盤に継続的に作用するため、自然条件に比べて基盤の根入れ・定着部が劣化することで長期的な斜面の安定に影響を及ぼすことがある。例えば、過大な荷重を長期的に受け、基盤の根入れ・定着部より深い規模のより大きな地すべりが一定期間経過後に発生した事例もあることから、基盤への影響についても留意する必要がある。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

エ　工法選定の留意点

それぞれの地すべりブロックに求められる地すべり防止対策工法の機能は、地すべり状況（移動量の大小、危険度）、対策の重要度の違い等によりおのずから異なってくるので、その特性に応じた対策工法の採用が必要である。

例えば、抑止工は次に示すように地すべりの活動を早急かつ確実に停止させなければ他に重大な被害が及んだり、大規模な地すべりに発展する危険性が高い場合に求められるものであるが、その場合であっても抑制工を併用し、長期的な安定を図ることが望ましい。

① 対象地すべりブロック内又はそれに連続する地すべりブロックに、家屋若しくは公共施設又は下流域に被害が及ぶため池等が存在し、その保全が必要な場合

② 対象地すべりブロックが複数の地すべりブロックと連続しており、その活動が継続すれば、連鎖的に他の地すべりブロックの活動が誘発され、全体的な大規模地すべりに発展するおそれがある場合

一方、地すべりが活発で容易に衰えない状況のもとでは、抑止工自体の施工が困難な場合もある。このような場合、地すべりの活動を抑制工により沈静化し、ついで抑止工により確実に停止を図ることも必要となってくる。なお、抑止工における杭工、シャフト工等の基盤に応力を分担させる工法の採用に当たっては、長期的な斜面安定維持の立場から、地表水排除工、地下水排除工、斜面改良工等の抑制工を併用し、基盤が過大な応力集中を長期にわたって受けないよう配慮する必要がある。

また、地すべり防止施設は概成後も地域によって適切に管理され、長期的・安定的かつ確実に必要な地すべり防止機能を発揮し続けることが必要である。このことから、概成後の管理において施設管理者及び地域の関係者が関わる管理活動等も含めて、概成後の管理計画にも配慮して、経済性、管理の効率性等について総合的な検討が必要であることにも留意する。

オ　地すべりの誘因及び工法選定

地すべりの誘因を水の作用との関係から見ると、以下のように大別できる。

① 河川、渓流、海岸、湖岸等の侵食

② 降水、融雪水、表流水等の浸透

③ 地下水の増加（すべり面に作用する間隙水圧の上昇）

個々の誘因及びそれに応じた標準的な抑制工の選定を**図-3.3.7**に示す。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

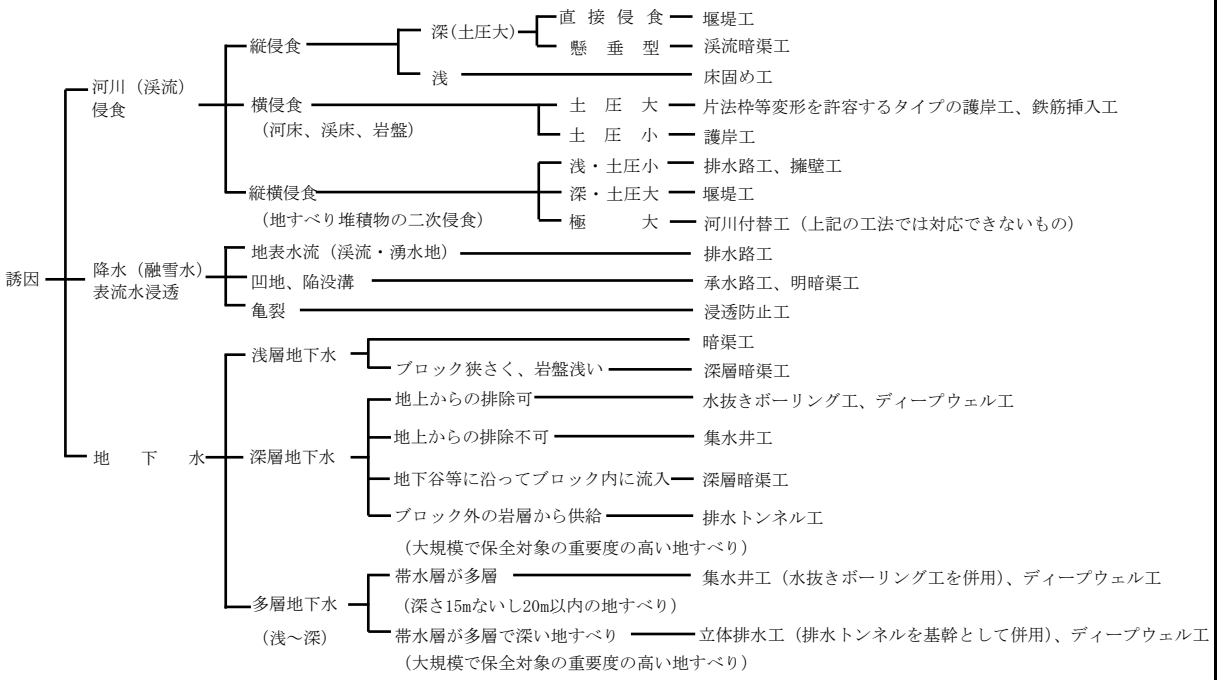


図-3.3.7　地すべりの誘因及び対応する抑制工の選定

カ　対策工法及び安定解析

対策工法の効果及び安定解析における安定計算因子への影響を、**表-3.3.3**に示す。

地すべり防止対策工法は、その効果に応じて安定計算因子に直接的な影響のある対策工法及び直接的な影響のない対策工法がある。前者の直接的な影響のある対策工法を選定した場合は、安定解析により地すべり防止対策後の安全率を算定し、その安全率は目標安全率以上でなければならない。

また、後者の安定計算因子に直接的な影響のない対策工法は、安定解析を要しないが、地表水の直接浸透を事前に防止できることから地すべりの予防保全上重要であり、地すべり防止対策後における当該地すべりブロックの安定性の向上に有効である。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

表-3.3.3　対策工法の効果及び安定計算因子への影響

対策工法の区分			地すべり防止対策による効果	安定計算因子への影響		
				地形の改変	間隙水圧（地下水）	せん断推進力の低減 抵抗力の付加
抑制工	地表水排除工	地表水の地下浸透がすべり面にかかる間隙水圧と直接の関連を有しない場合	地表水の地下浸透の排除によるすべり面にかかる間隙水圧の上昇要因の低減及び流下過程における地すべりブロックの侵食防止が図れ、予防保全上重要	地すべりの不安定化要因の条件悪化を防止しており、一般的に安定計算因子への影響はない	地すべりの不安定化要因の条件悪化を防止しており、一般的に安定計算因子への影響はない	一般的に安定計算因子への影響はない
		地表水の地下浸透がすべり面にかかる間隙水圧と直接の関連を有する場合	地表水の地下浸透の排除によるすべり面にかかる間隙水圧の低減及び流下過程における地すべりブロックの侵食防止が図れ、予防保全上重要	地すべりの不安定化要因の条件悪化を防止しており、一般的に安定計算因子への影響はない	近傍類似地区の実績等により、間隙水圧の低下を安定計算に組み込む	一般的に安定計算因子への影響はない
	地下水排除工	排除の対象とする地下水がすべり面にかかる間隙水圧と直接の関連を有しない場合	地下水の排除によるすべり面にかかる間隙水圧の上昇要因の低減	一般的に安定計算因子への影響はない	地すべりの不安定化要因の条件悪化を防止しており、一般的に安定計算因子への影響はない	一般的に安定計算因子への影響はない
		排除の対象とする地下水がすべり面にかかる間隙水圧と直接の関連を有する場合	地下水の排除によるすべり面にかかる間隙水圧の低減	地すべりの不安定化要因の条件悪化を防止しており、一般的に安定計算因子への影響はない	近傍類似地区の実績等により、間隙水圧の低下を安定計算に組み込む	一般的に安定計算因子への影響はない
	侵食防止工	渓流護岸工	渓流の側方侵食の防止により、地すべりブロックの圧縮部のせん断抵抗力を維持	地すべりの不安定化要因の条件悪化を防止しており、一般的に安定計算因子への影響はない	一般的に安定計算因子への影響はない	一般的に安定計算因子への影響はない
		堰堤工	渓流の側方侵食の防止により、地すべりブロックの圧縮部のせん断抵抗力を維持 堆砂によるせん断抵抗力の付加（押え盛土としての効果）			
		河川付替工	河川の付替により、地すべりブロックの圧縮部のせん断抵抗力を維持			
		海岸侵食防止工 湖岸侵食防止工	地すべりブロック末端部等の侵食を防止することにより、地すべりブロックの圧縮部のせん断抵抗力を維持			
		渓流暗渠工	渓流の埋立てにより主として、せん断抵抗力の付加（押え盛土としての効果）	地形の改変を安定計算に組み込む	一般的に安定計算因子への影響はない	一般的に安定計算因子への影響はない
		鉄筋挿入工（地山補強土工）	地すべり内の斜面崩壊の防止により、地すべり活動を抑制	地すべりの不安定化要因の条件悪化を防止しており、一般的に安定計算因子への影響はない	一般的に安定計算因子への影響はない	一般的に安定計算因子への影響はない
		擁壁工	地すべりブロックの末端部の安定化を図ることにより、圧縮部地塊のせん断抵抗力を維持	地すべりの不安定化要因の条件悪化を防止しており、一般的に安定計算因子への影響はない（※）	一般的に安定計算因子への影響はない	一般的に安定計算因子への影響はない
	斜面改良工	排土工	地すべりブロックの上部の切土によるせん断推進力の低減	地形の改変を安定計算に組み込む	一般的に安定計算因子への影響はない	一般的に安定計算因子への影響はない
		押え盛土工	地すべりブロックの下部への盛土によるせん断抵抗力の付加	地形の改変を安定計算に組み込む	一般的に安定計算因子への影響はない	すべり面が盛土内部を通る場合には、盛土部分の抵抗力の付加を安定計算に組み込む
		応急押え盛土工	地すべりブロックの下部への盛土によるせん断抵抗力の付加	地形の改変を安定計算に組み込む	一般的に安定計算因子への影響はない	すべり面が盛土内部を通る場合には、盛土部分のせん断抵抗力の付加を安定計算に取り込む
抑止工		杭工	すべり面を貫通して設置した構造物のせん断抵抗又は曲げ抵抗による抵抗力の付加	一般的に安定計算因子への影響はない	一般的に安定計算因子への影響はない	抵抗力の付加を安定計算に組み込む
		シャフト工				
		アンカー工	アンカー引張力のすべり面平行分力によるせん断推進力の低減又はアンカー引張力のすべり面法線分力によるせん断抵抗力の付加	一般的に安定計算因子への影響はない	一般的に安定計算因子への影響はない	せん断推進力の低減又はせん断抵抗力の付加を安定計算に組み込む

※）ごく小規模の地すべりブロックの場合、擁壁の荷重、抵抗力を安定計算に組み込むことが可能である。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	(2) 地すべり防止施設の配置計画 地すべり防止施設の配置計画に当たっては、以下の事項に留意するものとする。 ① 地すべり防止施設の機能が発揮されるよう計画する。 ② 地すべり防止施設の施工条件を十分に検討する。 ③ 保全対象に農地がある場合は、できる限り農地としての機能及び農業生産活動の維持、向上に配慮した配置計画とする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

(2) 地すべり防止施設の配置計画

地すべり防止施設の配置計画に当たっては、その機能が十分発揮されるよう計画する。

なお、施設の施工に際して、選定した最適箇所の安全性が施設の効果発現に至るまで確保できない場合は、地すべり防止施設を安全地帯に回避し、その位置で効果を挙げる手段を講じるか、他の工法との組合せにより相乗効果を図るかにより、各々の施設の安全性を確保する。

保全対象として農地等が含まれる場合は、その機能維持、向上に留意し、農地等の配置変更、消失等が極力発生しないような配置計画とする必要がある。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
3.3.5 地すべり地域における土地改良事業の工事計画 地すべり地域において実施する土地改良事業の工事計画の作成に当たっては、十分な調査を実施し、地すべりを誘発・助長しないように考慮し、計画しなければならない。	**3.3.5 地すべり地域における土地改良事業の工事計画** 地すべり地域において実施する土地改良事業の工事計画には、貯水池建設計画、ほ場整備計画、農道整備計画があげられる。これらについての留意点を以下に示す。 **(1) 貯水池建設計画** 貯水池の周辺において地すべりが発生した場合には、地すべりブロック周辺の被害のみならず、貯水池自体が重大な災害を被ることになるので、格別の配慮を払わなければならない。したがって、地すべり地域内において貯水池の建設を計画する場合には、地すべりを誘発・助長するおそれがないか、十分慎重な検討が必要である。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

3.3.5 地すべり地域における土地改良事業の工事計画

基準3.3.5及び運用3.3.5では、地すべり地域における土地改良事業の工事計画の基本的事項を明らかにしている。

地すべりに影響を与える土地改良事業での工事計画の代表的なものとして、斜面の水没、地下水位の昇降を伴う貯水池建設、大規模な切土・盛土を伴うほ場整備、農道整備等があげられる。

(1) 貯水池建設計画

地すべり地域での貯水池建設による地すべりブロックの影響の現れ方には、次のようなものが考えられる。**図-3.3.8**にその各例を示す。

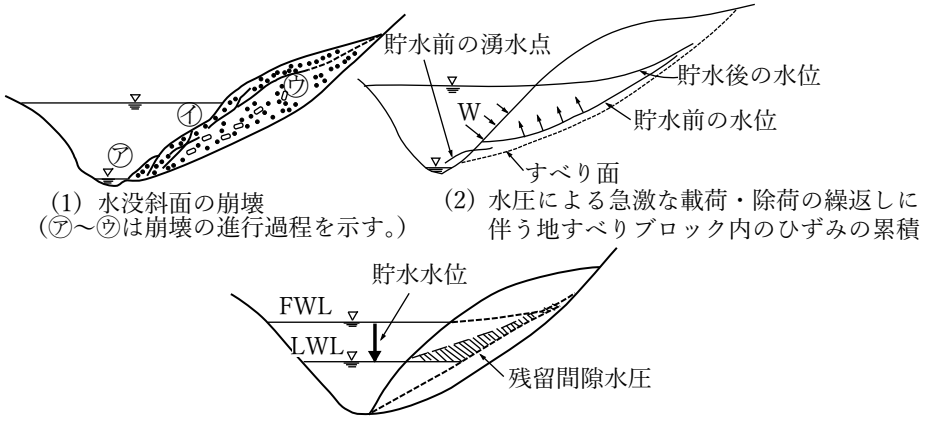


図-3.3.8 貯水池による地すべりブロックの影響要因

① 水没斜面の崩壊：地すべりブロックの末端部が貯水により水没した場合は、まず水没部分が飽和軟化して小崩壊を起こし、逐次ブロック全体に崩壊が及んで安定が失われる。

② 水圧による急激な載荷・除荷の繰返しに伴う地すべりブロック内のひずみの累積：貯水位の昇降は、斜面の切土・盛土と同様、地すべりブロックに急激な外力の変化となって作用する。特に、短期間に貯水位が昇降するものでは、貯水圧による荷重変化及び地山地下水圧の昇降現象によるパイピング等が生じ、貯水池斜面が劣化する。

③ 貯水位の急激な低下による間隙水圧の残留：貯水位が急激に低下した場合、地すべりブロックの透水係数が小さければ地すべりブロック内の地下水位が貯水位の低下に追随できない。この結果、間隙水圧の減少が貯水位の低下に比較して大幅に遅れ、その差分だけ残留間隙水圧として有効応力を低下させ、安定が失われる。

これらは、いずれも地すべりブロックの末端部が河床付近に達している場合である。末端部が常時満水位と最低水位の中間にある場合、常時満水位付近にある場合等、すべり面及び貯水位の位置関係によって貯水から受ける影響の程度には大きな違いがある。

地すべり地域の貯水池建設計画は、土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」基準書・技術書により作成する。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説
【関連技術書等】 土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」（平成15年４月）

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	(2) ほ場整備計画 地すべり地域のほ場整備計画は、地すべりを誘発しないようにするとともに、地すべりの被害すなわち、ほ場、道路、かんがい施設及び営農用施設（建物等）の変形、破壊等を受けることのないようにしなければならない。特に、激しく活動している地すべりブロック、規模の大きい地すべりを誘発するおそれのある地すべりブロック、公共性の高い道路、学校、人家、要配慮者利用施設、河川等に社会的に影響の大きい被害が想定される地すべりブロックでのほ場整備は原則として避けるべきである。 なお、ほ場整備計画が地すべりブロック末端部での盛土、地すべりブロック頭部での切土等、地すべりブロックの安定化に寄与する場合は、これを積極的に検討するものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

(2) ほ場整備計画

地すべり地域は、傾斜地であること、地すべり活動を受けていること等によって、棚田地形に代表される小区画農地として開発されていたが、近年、農業の機械化及び土木技術の発達によってほ場の大型化が進むにつれ、地すべり地域でもほ場整備等が計画されるようになり、従来地すべり地域では見られなかった大規模な切土・盛土工を伴う斜面改変が行われるようになった。

ほ場整備計画における斜面保全の検討は**図-3.3.9**のように行われる。

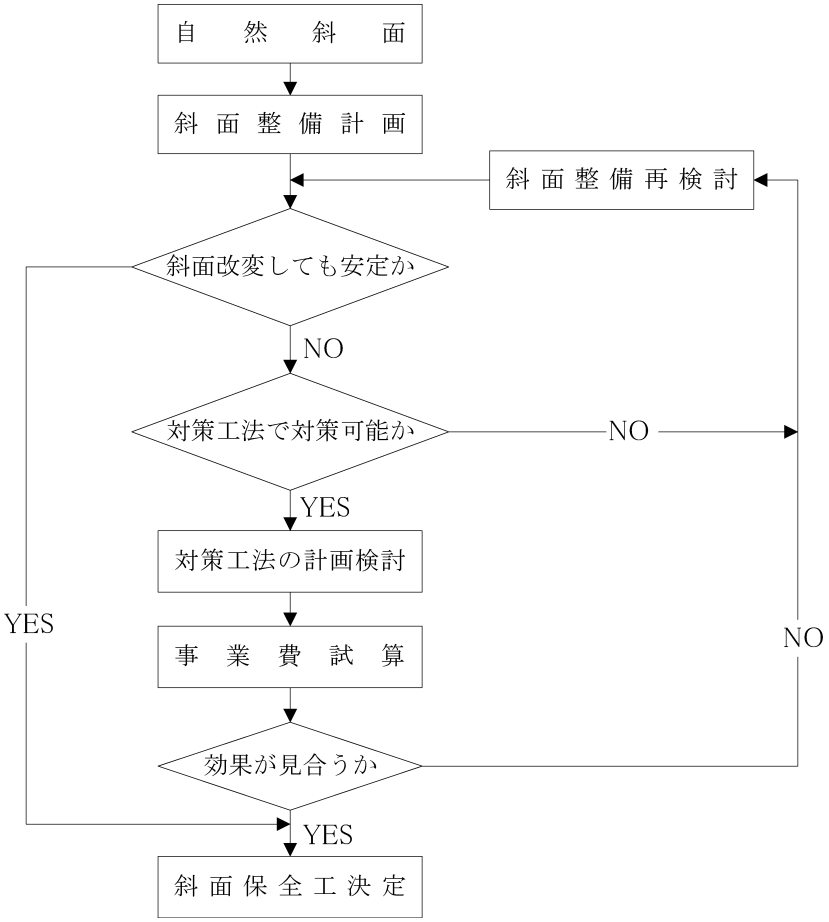


図-3.3.9 ほ場整備計画における斜面保全検討の手順

なお、計画設計については、技術書「Ⅲ 計画設計編9. 地すべり地域のほ場整備」を参照。

【関連技術書等】

土地改良事業計画設計基準・計画「ほ場整備（水田）」（平成25年４月）
土地改良事業計画設計基準・計画「ほ場整備（畑）」（平成19年４月）
技術書「Ⅲ 計画設計編9. 地すべり地域のほ場整備」

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	(3) 農道整備計画 地すべり地域のうち、比較的急傾斜の地域で農道建設を行う場合には、大規模な切土・盛土が必要となり、地すべりを誘発・助長することがあるので、地すべり機構を十分に把握した上で計画を立案するよう留意するものとする。特にこのような地域における農道では、比較的緩傾斜の部分を選んで急角度の屈曲部（ヘアピンカーブ）を選定することが多いが、このような地域での緩傾斜部分は往々にして地すべりにより形成されているものであるため、施工に伴い地すべりを誘発した事例が多いことに留意するものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

(3) 農道整備計画

地すべり地域における農道整備に伴う地すべりの誘発・助長を防ぐには、以下の点に留意する。

① 路線選定に際しては、事前に地形・地質調査等に基づき地すべりの分布及び危険度を把握し、危険度の高い大規模な地すべり地域は避けることが望ましい。

② 特に危険な地すべりブロックに大規模な切土・盛土を施工する必要があるときは、ボーリング等による事前調査及び安定解析を行い、適切な対策を講じる。

③ ヘアピンカーブは、可能な限り切土及び盛土が少なくなる位置に設置する。

④ 路線上に分布する地すべりブロックでは、頭部が切土、末端部が盛土となるよう路線変更も検討する。

⑤ 農道建設後5年程度を経た後に地すべりが生じた例もあり、地すべり発生のおそれが残る地点では、地すべりの観測を継続して行い、変位が生じたときは必要な対策を講じる。

⑥ 崩壊が生じた場合には、見かけ上小規模なものであったとしても、背後に大規模な地すべりが発生している可能性があるので、相当広範囲に亀裂の発生等を調査し、必要な対策を講じる。

⑦ 農道に付随する排水路は、地すべりブロックへ地表水が流入しないよう排水経路、流末処理等、十分留意し配置計画を行う。

【関連技術書等】

土地改良事業計画設計基準・計画「農道」（平成13年８月）

土地改良事業計画設計基準・設計「農道」（平成17年３月）

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
3.3.6 関連事業計画 地すべり地域において実施する関連事業計画の作成に当たっては、地すべり防止対策計画を勘案して、地すべりの防止及び被害の軽減に役立つようにしなければならない。	**3.3.6 関連事業計画** 関連事業計画は、直接地すべり防止を目的としてはいないが、地すべり等防止法及び農地保全に係る地すべり等防止事業実施要綱に基づき、農業基盤の整備を図るとともに、地すべり防止対策と相まって、地すべりの防止、被害の軽減になお一層の効果を発揮させるものである。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

3.3.6 関連事業計画

基準3.3.6及び運用3.3.6では、関連事業計画の基本的事項を明らかにしている。

元来、地すべり等防止法に係る地すべり防止区域は、被害の有無を基準とせず、行為制限の必要性の有無を基準として指定され、被害区域であっても行為制限の必要のない部分は防止区域外とされる。よって、ここでいう関連事業を地すべり防止区域及び周囲の関連範囲に施行することにより、防止区域に係る工事との相乗効果を期するものとしている。

関連事業の種類としては、おおむね次のものがある。

① 暗渠排水、ため池の移転又は漏水防止、浸透の著しい水田の床締め又は畑地転換及びこれに伴う区画整理、浸透の著しい用排水路の改修又は移転等地すべり防止工事と直接関連して行われ、地すべり防止の機能を果たすもの。

② ため池の移転、用排水路の移転等地すべりによる二次被害を軽減することに役立つもの。

③ 農道の整備、区画整理等地すべり地域において土地利用を合理化することにより地すべり防止工事と同様に地すべりによる被害を軽減することに役立つもの。

関連事業計画の作成に当たっては、地すべり防止施設の機能を十分発揮するよう、用排水施設、農道等の配置を計画する必要がある。また、地すべり防止工事を実施する場合においても、将来の関連事業計画を考慮して計画を作成しなければならない。このように双方の計画が十分調整され、かつ相互に補完しあうことで、事業の効率化、地すべり防止効果の増強に努めることが必要である。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
3.4 主要工事計画 **3.4.1 主要工事計画の基本** 地すべり防止対策に関する主要工事計画の作成に当たっては、地すべり地域全体を対象とした対策における個々の地すべり防止施設の役割を考慮し、施設等の構造、配置を適切に定め、施設が所定の機能を有し、かつ、十分な安全性を保つことを基本とする。	**3.4 主要工事計画** **3.4.1 主要工事計画の基本** 地すべり防止施設は、個々の施設が所定の機能を有し、かつ十分な安全性を保つよう設計するものとする。また、地すべり防止施設の維持管理、長寿命化対策の合理性、効率性を考慮した計画の立案が重要である。そのとき、計画の時点から施工の時点までの間又は先行した地すべり防止施設の施工後に地すべりの状況が大きく変化する場合があることに留意するものとする。また、周辺環境との調和に十分配慮するものとする。 なお、急激な移動を伴う地すべり及び突発的に発生した地すべりに対しては、恒久的な地すべり防止対策に先行して応急対策を行うものとし、地すべりの沈静化を図り被害を最小限にとどめることを基本として対策を講じるものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

3.4.1 主要工事計画の基本

基準3.4.1及び運用3.4.1では、主要工事計画の基本的事項を明らかにしている。

ここでいう安全性とは、施設としての安全性並びに施工時及び施工後の経時上の安全性をいう。

地すべりの状況変化を把握するには、設置された諸観測施設のデータを十分に解析する必要がある。その結果大きな状況変化が確認された場合には、個々の地すべり防止施設の配置、構造等について再考することが必要である。

地すべり防止施設の維持管理及び長寿命化対策の合理化、効率化を図るため、施設台帳の整備、地すべり及び保全対象の特性に応じた点検・機能診断の頻度の設定並びにその方法等をあらかじめ計画しておく。

また、昨今の技術革新の進展を考慮して、維持管理の負担等が軽減される新技術等が活用できる場合は、柔軟に導入を検討するものとする。

なお、地すべり防止施設の所定の機能確認及び十分な安定性の確保の目安については概成判定方針等として定める。

(1) 工事期間中及び工事期間後の観測の継続並びに地すべり現象の解析

地すべり防止工事の施工に応じて地下水の水位、水量、流動経路等に変化が現れるなどして、効果の発現が設計時に予期したとおりの結果にならないことが少なくない。

また、移動量の変化についても場所により発現の時間的遅れ及び規模にかなりの差があるのが通常である。このため調査段階において行われた水文、移動量等の観測については工事期間中も継続して観測を行い、工事の進行に伴う地すべり現象の変化を把握する必要がある。工事期間中の観測値を調査段階の値と比較することにより、工事と地すべり現象の因果関係について解析する。

なお、工事期間中の観測値については季節的変化、気象変動の影響等の要素をできるだけ取り除いて地すべり防止工事の影響と認められる変動量だけを取り出す。

工事中の標準的な観測要領を**表-3.4.1**に示す。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

表-3.4.1　観測要領（主として調査時点に設置された施設の継続観測）

観測項目		観測施設の位置	観測の対象とする施設の規模、数量等	観測回数（データ回収）[1)]（参考）	重要度[2)]
地すべり地域の変状		地域の全域	農地、農業用施設、地すべり防止施設、家屋、道路等公共施設	１回/月	◎
地下水位		主要ブロック内及び集水井背後の中央に位置する観測孔	数量：異なる帯水層ごと 規格：自記記録	データ回収 1回/月	◎
			数量：異なる帯水層ごと 規格：手観測	１回/日 ～ １回/週	○
		他の観測孔	数量：異なる帯水層ごと 規格：自記記録	データ回収 1回/月	○
			数量：異なる帯水層ごと 規格：手観測	１回/日 ～ 1回/週	○
間隙水圧		主要ブロック中央	数量：水圧の異なるすべり面ごと 規格：自記記録 １孔に２個以上埋設することがある	データ回収 １回/月	△
地下水排水量		集水井の排水口	数量：全集水井	２回/年	△
		水抜きボーリング排水口	数量：全水抜きボーリング	２回/年	△
地表移動型	移動杭	主要ブロック横断測線	数量：１～２測線	２回/年	△
	GNSSによる観測	主要ブロック内 基準点（地すべりブロック外の不動点） 観測点（地すべりブロック内）	規格：自記記録（受信機常設） 随時記録（観測の都度に受信機設置）	データ回収 自記記録 1回/月 随時観測 1回/月～ 数回/年	△
	伸縮計	頭部引張亀裂 末端圧縮亀裂	規格：自記記録	データ回収 １回/日～ 1回/週 １回/月 （解析）	○ 〔活動性は ◎〕
	地表面傾斜計	主要保全施設	規格：自記記録又は気泡管水準器 （気泡管直交配置型）	１回/月	○
地中移動型	孔内傾斜計	主要ブロック内	主すべり面下５m以上まで	１回/月	○
	パイプひずみ計	〃	〃 規格：必要に応じ自記記録		○
	すべり面測定管	〃	〃		△
	鉛直方向伸縮計	〃	〃		△

1）観測回数については、降雨の状況（融雪期、梅雨、長雨その他台風等の多雨時）及び移動の状況に応じて適宜観測することが望ましい。自記記録の観測回数は観測記録データの回収頻度であり、災害対応等の緊急性に合わせて現場で適切に判断する（例：1回/日～週）。自記記録による取得頻度（時間単位、日単位等）は適宜設定する。また、自記記録には、現地で観測記録データの回収を行う半自動方式及び遠隔での観測記録データの回収が可能な全自動方式がある。活動性が高く常時の監視等が必要な場合は、全自動方式による時間単位のデータ取得、警報機の設置等を検討する。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

2）重要度の記号は次のとおり
◎：必須事項
○：なるべく実施することが望ましい
△：地すべり防止施設の種別又は地すべり特性に応じて実施することが望ましい

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

(2) 解析結果に基づく地すべり防止工事の実施

地すべり防止工事の施工と工事の進行に伴う地すべり現象の因果関係を解析し、その結果に基づいて既に施工した部分の工事の評価を行うとともに、未施工部分の工事の工法について修正する。例えば地下水排除工において、工事計画に従い順次施工を進めているにもかかわらず、地下水位の低下が予期したものより著しく小さい場合、推定地質と異なる地質であることが明らかになった場合等には、当該工事の見直しが必要となる。また、抑止工では施工中に抑止効果を判断することは困難であるが、工事の進行に伴って、すべり面の深さ、根入れ・定着地盤の強度等に予測値と大きな差異があることが判明した場合には、施工長、配置、施工位置の修正又は工法変更の検討が必要となるので、事前の調査及び検討を十分慎重に行う。

(3) 応急対策

応急対策は、地すべりの移動状況に応じて調査を行い、地すべりによる被害を最小限にとどめるための地すべり防止対策を講じる。

地すべりの予兆が確認され、変状の拡大速度が速く、被害発生の可能性が高まっている等により、恒久的な地すべり防止対策を実施するまでに、応急対策が必要となる場合には、一般に次の流れとなる。

地すべりブロックの確認
↓
移動速度の確認
↓
湧水及び漏水状況の確認
↓
警戒避難体制の構築等
↓
応急工事

※最低限の机上調査（気象条件、保全物件、地質条件等）を実施することが前提となる。

ア　地すべりブロックの確認

地すべりの予兆が発見された場合は、まず、亀裂、段差、陥没、隆起、立木の乱れ等の有無並びに各変状の発生場所及び程度について調査し、これに基づいて地すべりの生じている範囲を確認する。その際、以下の点には特に注意を要する。

① 林地、荒地等の変状の目立ちにくい部分についても入念に調査すること。

② 地すべり頭部については予想以上に上部まで変状が及んでいることがあるので十分に調査を行うこと（大規模な地すべりの場合は、尾根の裏側にまで亀裂、陥没等が及んでいることもある。）。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

③　亀裂等については、その日時、位置、方向、長さ、幅、落差等についてその概要を地形図上に図示しておくこと。

イ　移動速度の確認

地すべりの範囲が確認できたら、以下の点に留意して、地すべりの移動速度を調査し、今後の地すべり活動の予測、避難指示等を判断する基礎となる管理基準値の設定等の基礎とする。なお、移動速度の計測には伸縮計のほか、丁張等の簡易な手法もあるが、少なくとも１か所以上は伸縮計（自記）を設置することが望ましい。

①　まず、地すべりの頭部の亀裂等を調査対象とすることを原則とし、そのほか、側端亀裂その他移動の激しい亀裂がある場合はそれらも調査対象とする。移動速度の測定は単一の亀裂の変動を調べるものではなく、地すべり全体の移動速度を把握することを目的とするため、地すべりの移動方向と平行に、滑落崖をまたぐように測線を設け、測線長は10m程度以上と長めにする。

②　伸縮計は警報器としても作動させ、民家等の付近に連動したベルを設置し、避難等の目安として用いる。この場合、警報器が作動する変位の条件を２～４㎜/hとすることが多いようである。

ウ　湧水及び漏水状況の確認

地すべりの発生には地下水が関わっている場合が多く、そうした場所では湧水量の増加、湧水の濁り、新規湧水の発生等がよく認められ、場合によっては地下水が噴出していることもある。また逆に、亀裂の発生又は変動によってため池、水路、水田、河川等から水が地下に浸透し、地すべりを更に助長していることもある。応急工事を考える上で、このような現象の生じている位置及びその程度を把握しておかなければならない。

エ　警戒避難体制の構築等

移動速度の確認結果を踏まえて設定された管理基準値等により、移動速度に応じて、「警戒」、「避難」、「立ち入り禁止」等の措置がとれるように、関係者とともに警戒避難体制を構築する。

なお、警戒避難体制の解除に当たっては、管理基準値をそのまま適用するのではなく、より安全側の判断が求められる。例えば、応急工事等によってある程度の安全が確保されたり、更なる変状が発生していないことを確認する等慎重に判断する必要がある。

避難指示は、**運用3.6　管理　(3) 地すべり災害の防止**参照。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

オ　応急工事

（ア）　地表水排除

地すべりブロック上部に池、沼、湿地等がある場合には、必要に応じて開削、ポンプ排水等により水を地すべり地域外へ排水して地すべりの誘因を除去する。亀裂はビニールシート等で被覆し、ビニールシートによる養生のほか、土嚢による地表水の流路変更が有効である。それらにより、亀裂内への地表水の浸透を防止する。また、湧水、水路からの漏水及び沢についても浸透を防止するため、地すべりブロック外での配管による流路変更又はビニール等で被覆した応急排水工により処理する。

（イ）　地下水排除

地すべりブロック側面部又は滑落崖背後の地すべりブロック外の安定した地盤から地すべり周縁亀裂下をねらった水抜きボーリング工による地下水排除を行う。地すべりブロック内に立ち入り可能な場合には、斜面に発生している亀裂の中で移動方向に対して直角で連続した主なものを選び、その地点の地表面下の亀裂を貫くように水抜きボーリングを行い、亀裂内の地下水を排除する。傾斜の緩い斜面又は深い深度の亀裂を対象とする等水抜きボーリング工が有効でない場合には、大口径ボーリングによる立孔からのポンプ排水（ディープウェル工）も有効である。なお、地すべり滑動による地下水排除工の破壊及び削孔時の送水による地すべり活動の活発化が起きないよう十分注意する。

また、地すべり、地下水ともに浅く、残留地塊又は崩壊土砂の含水が多い場合、地すべり縦断方向に粗粒材との置換え等による暗渠工を施工し、排水を促進することも考えられる。

（ウ）　土留工

地すべり舌端部が崩壊しそうな場合又は崩壊が拡大する可能性のあるときには崩壊の拡大により地すべり活動が促進される可能性があるので、大型土のう等を用いて応急土留工を施工する。

（エ）　排土工

小規模な地すべりの場合は、地すべり上部を排土することが有効な場合があるが、施工に当たっては、背面に地すべりが拡大する可能性を考慮する、排土した場所から地表水が浸透しやすくならないよう留意する等、万全の安全確保を図ることが必要である。

（オ）　応急押え盛土工

切土に伴って発生した地すべりについては、カウンターウエイトとして押え盛土を行うことが有効である。この場合、押え盛土により地すべりブロック内の地下水が閉塞され地すべりブロック内の不安定化が助長されないように、排水性のよい材料を使用して、盛土及びその背後斜面の地下水位を上昇させないようにする。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

カ　応急復旧

道路面に隆起又は沈降が生じた場合であって、その段差が小さい場合には埋戻し又は切土によらず亀裂部分を調査した上で地ならしして交通車両を徐行運行させる。隆起、沈降による段差が大きい場合には交通確保のための仮設道路を設けねばならないが、できるだけ地すべりブロックから離すことが望ましい。また、設置に伴う切盛工事は地すべりの活動が停止するのを待ち実施する。なお、規模の大きな切盛及び急速な施工は、活動停止中の地すべりブロックのバランスを崩し再活動させる原因となるので、扱い土量については十分留意する。また、施工も地すべり活動を確認しつつできるだけ緩速に行う。

多量の崩土の流入により河川が埋没した場合は、土砂を排除する、迂回水路を設けるなどしてできるだけ早く流水を流下させる。

【関連技術書等】

技術書「Ⅲ 計画設計編10．応急対策」

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
3.4.2 抑制工 抑制工については、地すべりの誘因を効果的に排除する計画とするとともに、効果の持続性についても考慮の上、選定された地すべり防止施設の構造等を定めるものとする。	**3.4.2 抑制工** 抑制工の工法を以下に示す。 **(1) 地表水排除工** 地表水排除工は、地表水の地下浸透を抑え、これを速やかに地すべり地域以外に排除できるよう地表水の形態、地表面の形状及び地すべりの状況に応じて工法、構造、位置を定めるものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

3.4.2 抑制工

基準3.4.2及び運用3.4.2では、抑制工の基本的事項を明らかにしている。

抑制工は、各工法の特性を考慮の上、所定の機能が発現できるよう十分な検討を行い、地形条件等の諸条件に応じて、安全かつ経済的な地すべり防止施設として計画する必要がある。

(1) 地表水排除工

ア　地表水の作用

地表水が地すべり斜面安定上に及ぼす作用は、次のように考えられる。

① 地表水の起源は、降雨、融雪水及び地すべりブロック周辺から流入してくる流水である。

② 地表水は地下に浸透して地すべりブロック内の地下水を涵養するとともに、沢などの凹地形に集中すると地表面を侵食する。

地表水の多い時期は、梅雨期、台風襲来時等であり、降雨に伴い地表水が豊富になる。また、積雪地域では融雪期にも地表水が豊富になる特徴がある。

イ　目的

地表水排除工は、降雨又は地すべりブロック内外からの浸透、再浸透によって地すべりが誘発されるのを防止するため、地すべりブロック外からの流入水を遮断すること、地すべりブロック内の地表水が地中へ浸透する前に地すべりブロック外へ排除することが目的である。具体的には、次のとおりである。

① 地すべりブロック外からの地表水が地すべりブロック内に入らないようにする。

② 地すべりブロック内の降水、地表水をできるだけ早く地すべりブロック外へ排除する。

③ 地下水排除施設から排水された地下水を速やかに地すべりブロック外へ導く。

④ 地下水の供給源となっている可能性のある陥没地等の湛水を排除する。

⑤ 既設水路、渓流等からの地下浸透防止及び侵食防止を図る。

⑥ 地すべりブロック内における亀裂からの地表水の地下浸透を防止する。

【関連技術書等】

土地改良事業計画設計基準・計画「排水」（平成31年４月）

土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」（平成26年３月）

技術書「Ⅲ 計画設計編4. 地表水排除工」

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

ウ　種類及び特徴

地表水排除工は大別すると、水路工及び浸透防止工に区分することができる。

（ア）　水路工

水路工は、承水路工及び排水路工に分けられるが、場合によっては両方の機能を兼ねる場合がある。通常、承水路工は斜面を横切るように、排水路工は斜面の傾斜方向に計画し、施工する。また、施工後の維持管理は地元住民が中心となって実施される場合も多いことから、水路断面、勾配、配置等について維持管理に関わる地元住民等の意見にも配慮する。

a 承水路工

承水路工は、斜面を流下する降水が地下浸透する前に捕水し、排水路に導く水路であり、原則として等高線に平行に設置する。したがって承水路工の配置は、次のような降水、融雪水が浸透しやすい地形、地質条件を有する箇所に設置する。

①　地すべりブロック頭部の亀裂、滑落崖等に近接する地すべり背後斜面

②　緩斜面が長く続く地すべり斜面

③　急斜面から緩斜面への遷移点

④　引張亀裂の発生する引張部の亀裂帯上部

⑤　土質、地質上、地下浸透が相対的に少ない地帯から多い地帯への移行部

⑥　緩斜面が向き合って浅い谷状の凹地を形成している箇所

b 排水路工

排水路工は、承水路で捕水した水を地すべり地域外へ速やかに排除するもので、地すべり防止対策の主要な施設となるため、その計画に当たっては慎重に決定しなければならない。なお、複数の地すべりブロックからの排水路工が合流したものを幹線排水路と呼ぶ。

排水路の系統化において特に留意すべき事項は、地域内排水路の系統的な整備はもちろんのこと、斜面上部の地域外からの流入水処理及び下部の地域外への排水処理対策である。

地域外からの流入水の処理は、斜面上部に設ける承水路によって捕水し、地域外に導いて処理することが望ましいが、やむを得ず地域内を通過させる場合は、安定した地盤を通す又は浸透域を避けて路線を選定する必要がある。この場合、排水路の護岸構造は、地すべりに対し安全なものとなるよう検討しなければならない。

地すべり地域下流の排水処理に当たっては、地域内排水路の整備によって流出形態に変化をきたすこと、工事施工等に伴う土砂流出が多くなることが予想されるため、接続する自然流路、河川の通水断面、構造等を必ず検討し、下流域に対する被害防止処置（土砂溜、護岸等）を講じる必要がある。

地域内排水路の整備に当たっては、地すべりに対する悪影響の排除及び地すべりからの水路保全の両面から検討し、安定した地盤上に路線を配置する。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

（イ） 浸透防止工

浸透防止工は、亀裂の発達した地盤、漏水の多いため池・水路等からの地表水の地下浸透を防止する工法である。その工法としては、亀裂等に対する充填工、透水性地盤に対する被覆工、斜面に対する吹付工等がある。

地表の亀裂等からの降水浸透及び漏水は、一般に均質地盤からの浸透に比較して斜面安定に関わる影響が大きく反応も早い。この影響要素は、地すべり斜面背後地においては間隙水圧の急激な上昇として、地すべり頭部又はその斜面内の二次地すべり頭部においては既成すべり面への浸潤によるせん断強度の低下及び間隙水圧の上昇として作用する。亀裂からの地表水の浸透状況は、**図-3.4.1**に模式的に示すとおりである。

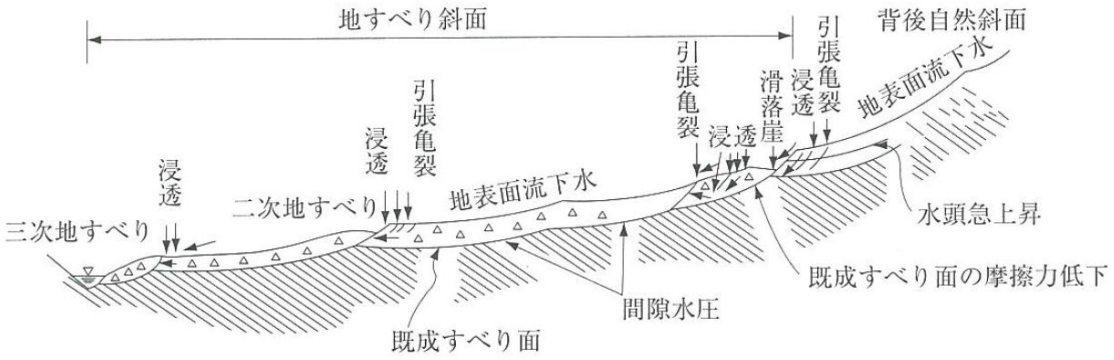


図-3.4.1 亀裂からの地表水浸透模式図

また、浸透水は地すべりブロック自体に起因するもののほか、背後地の貯水施設からの漏水等、周辺の要因によるものがある。浸透防止工は、これら多様な浸透水の供給源に対し、地すべりとの因果関係を十分に検討した上で、適切な配置を行う必要がある。地下への浸透を防止した地表水は、必ず水路工等により地すべり地域外へ確実に流下させることが必要である。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	(2) 地下水排除工 地下水排除工は、地下水を効果的に排除できるよう地下水の供給、流動及び貯留の状況に応じて工法、構造、位置を定めるものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

(2) 地下水排除工

ア　地下水の作用

地下水は地すべりを発生させる最も大きな誘因であり、その作用は以下のとおりである。

①　すべり面に働く間隙水圧を上昇させ、せん断強度を低下させる。

②　すべり面粘土の膨潤を促し、せん断強度を低下させる。

③　崩土を軟弱化させ、塑性変形を助長する。

イ　目的

地下水排除工は、地すべりの不安定化の要因となる地下水を地すべり地域から排除する又は地すべりブロック内への供給を阻止することにより、すべり面に作用する間隙水圧及び地すべりブロック内の地下水位を低下させることが目的である。

ウ　計画上の留意事項

①　地すべり地域における地下水は、平面的な広がりをもつ帯水層中に存在するよりは、地すべりブロック又は風化が進み亀裂の発達した基岩中に裂か水として存在することが多い。また、垂直的には複数の不透水層を挟んで多層の地下水として存在することが多く、これらの地下水はそれぞれ独自の地下水位（水頭）を有している。これらの地下水のうち、どれがどのようにすべり面に働いているかを、それぞれの地下水に応じた水位（間隙水圧）の観測によって把握することが望ましい。

②　地下水位をすべり面に働く間隙水圧として想定できる場合には、地下水排除工による地下水位低下量を設定し、安定計算に組み込む。ただし、過大な地下水位低下高を見込まないよう慎重な検討を要する。また、地下水排除工施工前の地下水位の測定とともに、施工後の地下水位も継続観測し、移動量の調査と併せて効果を追跡調査し、必要に応じ工事の追加に対応できるようにすることが必要である。

③　すべり面に働く地下水は、地表面から浸透してくるだけでなく、地すべりブロック外から断層破砕帯等の亀裂集中部を通じて供給されている場合が多い。こうした地すべり地域外から供給される地下水を排除するよう地下水排除工の種類及び配置を検討しなければならない。

④　すべり面粘土に対する排除効果は地下水排除工施工後、遅れて発現する。それは、すべり面粘土が一般に膨潤性を有し、粘土中に含まれる水の大部分が弱結合水（非自由水）である膨潤水となっているためであり、地下水排除工により直ちに排除することができない。しかし、地下水排除工によって重力水（自由水）の排除が進行すると、すべり面に作用する有効応力が増加し、それに伴い膨潤水も徐々に絞出される。この結果、せん断強度は増加する。

⑤　地下水排除工は、地下水の流動状況を変えるため、周辺の地下水利用状況に配慮した工法及び施工位置を検討することが望ましい。

⑥　地すべりブロックを構成する地質によっては、地下水位の大きな変動による乾湿の繰返しが地すべりブロックの風化を促進し、地すべりブロックの強度を低下させることがあるので、注意する。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

⑦　地下水の流動により、地すべりブロックを構成する細粒分の吸出しが生じ陥没等の地盤変形が生じることがあるので、砂質土が優勢な地すべり地域では地下水排除工の施工位置等を考慮する必要がある。

エ　種類及び特徴

地下水排除工の計画に当たっては、地下水の状況に合わせて排除目的を明確にし、目的にかなった工法を検討しなければならない。地下水排除工は、計画調査で明らかになった地下水の賦存形態及び流動量に基づいて配置する。地下水排除工の種類及び各工法の特徴を**表-3.4.2**に示す。

【関連技術書等】

技術書「Ⅲ 計画設計編5. 地下水排除工」

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

表-3.4.2　地下水排除工の種類及び特徴

種類	適合条件	長所	短所
暗渠工	・地下水位が高く湧水があったり、湿地になっている場合。 ・地表水、降雨、融雪水等が地下に浸透しやすい場合。 ・すべり面が比較的浅い場合。 ・すべりによる地表の変形速度が小さい場合。	・面的な配置が可能である。 ・浅い地下水の排除に有効である。 ・コストが安い。	・すべり面が深い地すべりの場合は地表水排除工の補助的役割はあるが、間隙水圧低下に対する直接的効果は期待できない。
明暗渠工	・暗渠工と同じ。	・暗渠工と同じであるが、明渠が地すべりの被害を受け漏水したときに、それを暗渠で集水し排除できる。	・暗渠工と同じ。
深層 暗渠工	・すべり面深度が５～７m程度で、その付近に地下水が存在し、すべり面に作用している場合。	・すべり面の移動方向に直交させて配置すれば、亀裂を流動してくる地下水を効果的に捕捉排除できる。 ・コストが安い。 ・地下水の状況を、直接、目視できる。	・施工限界は５m程度である。 ・掘削が地すべりを誘発する危険性がある。 ・鋼矢板、切梁等を用いて掘削する場合はコストが高くなる。
水抜き ボーリング工	・地表から暗渠等で排除できない深さの地下水の排除を目的とする場合。 ・すべり面付近の地下水を70m以内程度の水平距離で排除できる場合。 ・応急対策工として地下水排除を行う場合。	・地すべりの移動が多少あっても施工可能。 ・コストが比較的安い。 ・分散して施工ができ、追加施工も容易。 ・地すべりブロック外の上流側から地下水の排水が可能。	・深い地下水の排除は困難。 ・目詰り、排水口付近の地形の変化等により耐用年数が短い。 ・大量の地下水の排除は難しい。 ・すべり面付近に到達させるにはかなりの延長を要する。
集水井工	・水抜きボーリングでは、地下水の集水が困難な場合。 ・100m程度までの排水ボーリングによって集水井からの自然排水が可能な場合。 ・地すべりが比較的安定していて、掘削、排水ボーリングの施工が安全にできる場合。	・多量の地下水、特に比較的深い地下水の排除ができる。 ・地層、地下水の状況を確認しながら掘削できる。 ・すべり面付近の地下水を排除しやすい。集水井を連結すれば広範な地下水の排除が可能。 ・地すべりブロック外の上流側から地下水の排水が可能。	・動きの激しい地すべりでは施工が困難。
排水 トンネル工	・すべり面が深く、規模が大きい地すべりで深部に大量の地下水があって地すべりに作用している場合。 ・集水井工等では十分効果が得られない場合。	・深くて大量に存在する地下水を排除できる。 ・地質構造、亀裂系の分布を確認しながら掘削できる。 ・地すべりブロック外の上流側から地下水の排水が可能。	・コストが高い。 ・掘削に困難が伴う。 ・坑口位置に制限が多い。
ディープ ウェル工	・水抜きボーリングでは、地下水の集水が困難な場合。 ・応急対策工として地下水排除を行う場合。	・多量の地下水、特に比較的深い地下水の排除ができる。 ・すべり面付近の地下水を排除しやすい。 ・即効性がある。 ・地すべりブロック外の上流側から地下水の排水が可能。	・常時（又は定期的）にポンプによる排水が必要である。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	(3) 侵食防止工 侵食防止工は、流水等による地すべりブロック末端の侵食を効果的に防止できるよう工法、構造、位置を定めるものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

(3) 侵食防止工

ア　目的

侵食防止工は、地すべり末端部又は側方部が、渓流、河川、海岸等により侵食され、地すべりブロック全体のバランスが崩れることの防止及び局部的な斜面崩壊の防止が目的である。また、工種によっては、積極的に地すべり末端部に土砂等を堆積させて押え盛土工的な機能を併せ持たせることがある。

イ　種類及び特徴

侵食防止工は対象となる要因によって分類され、その種類及び特徴を**表-3.4.3**に示す。

（ア）　渓流護岸工

渓流護岸工は、側方侵食の激しい渓流等により地すべり末端部又は側方部が侵食されている場合に、その侵食を防止する目的で施工される工法である。主に、護岸工、床固め工等を施工する。

（イ）　堰堤工

堰堤工は、河川による侵食の防止及び堆砂によって地すべりに対する押え盛土工の役目を果たす工法である。また、堰堤工の施工により、下流への土砂流出を抑制する。設置位置は、対象となる地すべりブロックの直下流で、地すべりの影響を受けない安定した基盤上とすることを原則とし、流向に直角に設ける。河川勾配が比較的急な場合には複数の堰堤工を計画することがある。押え盛土効果を早期に発現させようとするときは、堆砂の代わりに土砂を投入する場合もある。

（ウ）　渓流暗渠工

渓流暗渠工は、渓流の両岸に地すべりブロックが存在し、かつ両岸とも渓流に向かってすべっているような場合に、渓流を暗渠にして谷を埋め立てる工法である。

（エ）　河川付替工

河川付替工は、河川の屈曲部が地すべりブロック末端部を洗掘しているような場合に、河川のショートカットにより流路を直線にして、河川を地すべりブロックから引き離す工法である。河川を付替えるのに適切な地形、地質、土地利用条件を満足する場合に採用する。

（オ）　海岸（湖岸）侵食防止工

海岸（湖岸）侵食防止工は、地すべりブロックの末端の海岸（又は湖岸）が波浪により侵食され地すべりを誘発している場合に、堤防、消波ブロックにより侵食を防止する工法である。

（カ）　鉄筋挿入工（地山補強土工）

鉄筋挿入工（地山補強土工）は、地すべりブロックの頭部又は末端部で崩壊が発生している斜面に対し、鉄筋等を斜面に挿入してせん断抵抗力を増加させ、崩壊を防止する工法である。

（キ）　擁壁工

擁壁工は、法先の崩壊を防ぎ、地すべりの誘発を防ぐ工法である。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

【関連技術書等】

技術書「Ⅲ 計画設計編6. 侵食防止工」

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

表-3.4.3　侵食防止工の種類及び特徴

種類		適合条件	長所	短所
渓流護岸工		・地すべりブロック末端が渓流に達している場合。 ・渓流による側方侵食が大きい場合。 ・渓流際の地すべり活動がほぼ休眠状態にある場合。 ・土砂の流出、堆積が少ない場合。	・渓流の侵食をほぼ確実に押さえられる。 ・施工が比較的容易である。	・基本的に安全率を上昇させる効果は小さい。 ・越流等により護岸の外側が侵食されることがある。 ・地すべり土圧には対抗できない。
堰堤工		・河川勾配が緩やかである場合。 ・地すべりブロック末端が河川まで達し、直下流に安定地盤がある場合。 ・河川幅が狭い場合。 ・土砂の流出量が多い場合。	・河川侵食の防止だけでなく、堆砂による安全率の上昇を期待できる。 ・上流側の地すべりが比較的活動していても施工できる。 ・土砂流出の防止効果がある。 ・施工実績が多い。	・施工箇所には安定した基礎が必要である。 ・経費がかなり高い。 ・周辺の地下水位が上昇することがある。
渓流 暗渠工		・土砂、流木等の流出が少ない場合。 ・洪水量があまり多くない場合。 ・両岸に渓流まで達する地すべりがある場合。 ・地すべりによる側圧があまり大きくない場合。	・河川侵食の防止だけでなく、盛土による安全率の上昇も期待できる。 ・ある程度長い区間に対し、連続的に施工できる。	・土砂等の滞留に対し、維持管理が必要となる。 ・大雨時には、オーバーフローのおそれがある。 ・経費が高くなることがある。
河川付替工		・河川の屈曲部で、攻撃斜面（水衝部）に地すべりがあり、ショートカットするのに適した地形がある場合。 ・付替流路が短く、開削に適した地盤である場合。	・河川侵食が全くなくなる。 ・付替流路が適切であれば、地すべりによる河川の埋没のおそれがない。 ・地形によっては経費が安くなる。	・地形上の制約が大きい。 ・安全率の上昇に寄与しない。 ・経費が高くなることがある。 ・複数の管理部署との協議が必要になる。
海岸 侵食防止工		・波浪による侵食が大きく、これにより地すべりが誘発・助長される場合。	・波浪による末端侵食には効果的である。 ・構造によっては、安価で施工が容易である。	・安全率上昇の効果は小さい。 ・台風時等の強い波浪により破壊されることがある。
湖岸 侵食防止工		・ダム等、水位変動が激しく、これにより地すべりが誘発・助長される場合。	・水位の昇降等に伴う末端侵食には効果的である。	・安全率上昇の効果は小さい。 ・構造によっては間隙水圧の残留がみられる。
鉄筋挿入工		・地すべり地内の崩壊が懸念され、地すべりが誘発・助長される場合。	・崩壊が発生している斜面に対し、崩壊拡大を防止するには効果的である。	・安全率上昇の効果は小さい。
擁壁工	コンクリート擁壁工	・地すべりブロック末端等。 ・基盤が十分な強度を持つ場合。	・地すべりブロック末端等の小崩壊に有効。 ・法面の変形を抑えられる。 ・施工が容易。 ・工事費が安い。	・地すべり土圧が直接かかる場合には耐えられない。 ・背後の地下水が上昇しやすい。 ・施工上、斜面末端部の掘削が必要。 ・コンクリートの養生に時間がかかる。
	枠工	・地すべりブロック末端等。 ・基盤の制約を受けず適用範囲が広い。	・地すべりブロック末端等の小崩壊に有効。 ・法面の変形を抑えられる。 ・基盤が比較的軟弱でもよい。 ・地下水排除が容易。 ・変形に強い。 ・施工が容易。	・地すべり土圧が直接かかる場合には耐えられない。 ・コンクリート擁壁工に比べ広い敷地面積が必要。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	(4) 斜面改良工 斜面改良工は、排土又は盛土によって地すべり斜面の安定化を図れるよう排土・盛土の範囲、形状等を定めるものとする。その際、排土周辺斜面及び盛土基盤への影響並びに排土及び盛土斜面の保護についても留意しなければならない。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

(4) 斜面改良工

ア　目的

斜面改良工は、排土、盛土により地すべりブロック自体の重量分布を調整することにより、すべりに対するせん断推進力とせん断抵抗力のバランスを改善し、斜面の安定化を図ることが目的である。

原則として地すべり斜面の全体的バランスを改善しなければ安定が得られない場合又は他事業との関連で本工法が望ましい場合に用いる。

斜面改良工は、大別して排土工及び押え盛土工からなる。いずれの場合も地すべりブロック自体の重量分布を調整することにより、すべり面に対するせん断推進力とせん断抵抗力のバランスを改善し、斜面の安定化を図る機能を果たすことをねらいとするものである。**図-3.4.2**に斜面改良工の機能を示す。

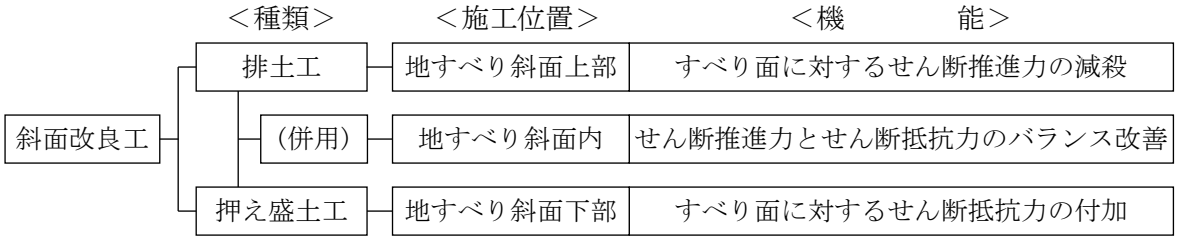


図-3.4.2　斜面改良工の機能

イ　計画上の留意事項

すべり面の形状は、斜面改良工の決定の基本的な要素であり、一般に円弧すべり面を有する地すべりではその効果が大きく、平面すべり面を有する地すべりでは効果が小さい。

また、地すべりが縦断方向に対して複数のブロックに細分化し、個々の挙動が全体の安定に影響を及ぼす複合型すべりの場合には、下位先行型、上位先行型のいずれであるかの判断が重要となる。原則として、上位先行型の場合は上位ブロックの排土工、下位先行型の場合は下位ブロックの押え盛土工を計画する。さらに、すべり面が複数存在する場合は、現在滑動しているすべり面以外についても、その安定の検討が必要である。

【関連技術書等】

技術書「Ⅲ 計画設計編7. 斜面改良工」

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
3.4.3 抑止工 抑止工については、地すべり防止効果発現の速効性を十分生かした計画とするとともに、効果の持続性についても考慮の上、選定された地すべり防止施設の構造等を定めるものとする。	**3.4.3 抑止工** 抑止工の工法を以下に示す。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

3.4.3 抑止工

基準3.4.3及び運用3.4.3では、抑止工の基本的事項を明らかにしている。

抑止工は、効果の発現が一般的に早く速効性に優れているが、活動が活発な地すべりにあっては、押え盛土工、排土工等により活動を緩慢にした後に実施するものとする。また、速効性に優れる点から、不動基盤に根入れ・定着して地すべりのせん断推進力を根入れ・定着基盤へ分担させる杭工、アンカー工等が広く利用されている。しかし、杭工、アンカー工等は根入れ・定着基盤へ力を伝達して地すべりを止めようとするものであるため、根入れ・定着基盤の破壊を助長することがある。この点について配慮することはもちろんであるが、抑制工を併用し、抑止工に対する負担を軽減させることが望ましい。

(1) 目的

抑止工は、構造物の力学的強さによって地すべりの滑動に対する抵抗力の付加を図り、地すべりを直接抑止することが目的である。

(2) 種類及び特徴

抑止工には、杭工、シャフト工、アンカー工が含まれる。

抑止工の採用に当たっては、対象となる地すべりの被害の程度、地形、地質条件、水文環境等を考慮し、長期にわたって十分な効果を発揮するような配置及び規模を計画することが重要である。

抑止工は、地すべりに対し直接力で抵抗するという工法の特性上、効果の発現が一般的に早く、即効性の面で優れている。

反面、施設の規模は、地すべりの規模に対して比例的に増大する。なお、杭工、シャフト工、アンカー工等の基盤に地すべりに起因する荷重を分担させる工法は、地すべりブロックが地球潮汐、降雨、気圧変化等により微小に変化することに伴い、抑止工周辺で地盤の中に荷重集中及び負荷が継続的に作用するため、自然条件に比べて基盤の根入れ・定着部が劣化することで長期的な斜面の安定に影響を及ぼすことがある。例えば過大な荷重を長期的に受け、基盤の根入れ・定着部より深い規模のより大きな地すべりが一定期間経過後に発生した事例もあることから、基盤への影響についても留意する必要がある。このため、地表水排除工、地下水排除工、排土工等の抑制工を併用し、根入れ・定着部の基盤が過大な荷重集中を長期にわたって受けないよう留意する必要がある。

また、抑止工は次に示すように地すべりの活動を早急かつ確実に停止させなければ他に重大な被害が及んだり、大規模な地すべりに発展する危険性が高い場合に求められるものであるが、その場合であっても抑制工を併用することが望ましい。

① 対象地すべりブロック内又はそれに連続する地すべりブロックに家屋、公共施設、下流域に被害が及ぶため池等が存在し、その保全が必要な場合

② 対象地すべりブロックが複数の地すべりブロックと連続しており、その活動が継続すれば、連鎖的に他の地すべりブロックの活動が誘発され、全体的な大規模地すべりに発展す

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

る恐れがある場合

一方、地すべりが活発で容易に衰えない状況のもとでは、抑止工自体の施工が困難な場合もある。このような場合、地すべりの活動を抑制工により鎮静化し、ついで抑止工により確実に停止を図ることも必要となってくる。

抑止工の種類及び特徴を**表-3.4.4**に示す。配置に当たっては、各工法の特性に応じた適切な場所を選定し、各種抑制工とも組み合わせて計画する。

表-3.4.4 抑止工の種類及び特徴

種類	適合条件	長所	短所
杭　　工	・すべり面が比較的浅く、基盤の強度が大きい場合。 ・地すべりブロックが著しく軟弱でない場合。 ・地下水位が低い場合。 ・資材運搬が可能な場合。	・効果が速効的かつ直接的。 ・効果の予測算定が容易。 ・施工実績が多い。	・深い地すべりに効果が小さい。 ・地下水の流動断面を減少させることがある。 ・掘削時の送水が地すべりに影響を及ぼすおそれがある。 ・工事費が高い。 ・仮設が比較的大規模になる。
シャフト工	・大規模な地すべりで基盤の強度が大きい場合。	・杭工で対応できない大規模な地すべりで効果的。 ・施工時にすべり面等の観察ができる。	・工事費が高い。 ・施工が大規模になる。 ・施工実績が少ない。
アンカー工	・定着に必要な基盤が浅い場合。	・効果が速効的かつ直接的。 ・効果の予測算定が容易。 ・他の工法では施工できない急傾斜地での施工が可能。	・反力をとるための施設（枠工等）が必要。 ・工事費が高い。 ・仮設が比較的大規模になる。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	(1) 杭工 杭工は、原則として重要な地すべりブロックを対象とし、地すべりブロックを貫いて基盤中に達する杭を設置し、これにより、地すべりブロックの滑動力を基盤に受け持たせ、地すべりを抑止しようとするものである。 施工に当たっては、応急の場合を除き、ボーリングマシン等により削孔を行い杭を挿入するものとする。なお、地下水排除工を併用することが効果的である。 **(2) シャフト工** シャフト工は、すべり面に達する竪孔を掘削し、これにコンクリートを充填したシャフトを造り、地すべりを抑止しようとするものである。 **(3) アンカー工** アンカー工は、基岩及び地すべりブロックをアンカーで結び、アンカーの引張力による引き止め機能及び締め付け機能によって地すべりブロックの滑動に対する抵抗力を増大させるものである。なお、必要に応じて地下水排除工等を併用することが効果的である。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

(1) 杭工

杭工は、原則として次のような場合に用いる。

① 地すべり機構上、確実に安定化させる必要がある重要な地すべりブロックで、抑制工のみでは所定の効果が得られないと判断される場合又は緊急に安定化が必要とされる場合

② 重要な公共施設、集落等に被害を直接及ぼす可能性のある地すべりブロックで、抑制工だけでは確実な安定化が図られないと判断される場合

(2) シャフトエ

シャフト工は、通常の杭工では対応できないような大規模な地すべり、すべり面傾斜が急で大きな土圧がかかる地すべり、すべり面が著しく深い地すべり等に用いる。また、土地条件により、ボーリングマシン等の搬入ができない場合にも用いることがある。地すべりに対する力学的機能は杭工と同じである。

(3) アンカーエ

アンカー工は、急斜面で杭工が適さない地すべりブロックに用いる。

【関連技術書等】

技術書「Ⅲ 計画設計編8. 抑止工」

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
3.5 概成 概成は、農地地すべり防止対策においては、地すべり防止工事の施工により、施工時に想定されなかった異常な天然現象による影響を除き、農地、農業用施設等の被害が防止又は軽減された状態とする。	**3.5 概成** **3.5.1 概成の考え方** 概成は、地すべり防止施設の効果が十分に発現され、農地、農業用施設等への被害が防止又は軽減された状態である。 地すべり防止工事が完了し、概成と判定された場合、管理に移行するものとする。 地すべり機構は多様で複雑であることから、概成の判定は地域の特性等に応じた一定の方針等により行うものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

3.5.1 概成の考え方

基準3.5及び運用3.5では、概成の基本的事項を明らかにしている。

(1) 概成の着眼点・留意点

概成は、地すべり機構、地域の特性等を踏まえ、総合的に判定する必要がある。判定に当たっての主な着眼点を以下に示す。

① 地すべりの変動状況及びその変化

② 地すべり防止対策の実施状況及びその機能の評価

③ 地すべりの発生による被害リスクの軽減

概成は、上記を踏まえ、概成後の管理段階も含めて継続的に農地、農業用施設等への被害が防止又は軽減されるかの視点で、地域特性等に応じた方針等により判定を行うことが重要となる。

(2) 事業計画の各段階での留意点

地すべり防止工事の計画段階においては、計画調査により対策工事前の地すべり変状状況及び地すべり機構を十分把握し、保全対象も考慮した概成判定方針等を検討する必要がある。

設計段階においては、計画段階で検討した概成判定方針等を念頭に置いて、地すべり防止対策の工法選定及び施設の配置計画を行う必要がある。また、施工から施工後の段階においては、効果確認調査の結果を踏まえ、概成判定方針等に沿った判定を行う必要がある。

管理段階においては、地すべり防止施設の効果が発現していることを継続的に確認する必要がある。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	3.5.2 概成判定の手順 概成判定の手順を以下に示す。 ①　地すべり防止工事前においては、計画調査によりブロックごとの被害、形状、移動状況、地下水位、発生原因等の実態を把握する。また、重要ブロックに対しては、調査結果を基にした安定解析を実施する。計画調査は、地すべり機構の把握だけでなく、地すべり防止工事後の効果確認を考慮して計画することが重要である。 ②　上記①の結果を基に、地すべりブロックごとの概成判定方針等を設定する。 ③　地すべり防止工事実施中においては、計画調査の内容を継続して実施することを原則とし、工事前からの観測値と比較することにより、施設設置による効果及び地すべり防止工事と地すべり活動との関係について解析する。 ④　地すべり防止工事後においては、施設効果調査により施設設置後の効果を一定期間、継続的に確認する。また、重要ブロックに対しては、施設設置後の調査結果を基にした安定解析を必要に応じて実施する。 ⑤　上記①、③及び④の調査結果、当該地すべりブロックの概成判定方針等を基に、地すべり防止工事の施工状況、防止工事前後の移動量及び安全率、保全対象の重要性、経済性等を考慮しつつ、総合的に概成判定を行う。 ⑥　地すべり防止工事が完了した段階で、総合的な観点から、地すべり地域全体についての概成判定を行う。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

3.5.2 概成判定の手順

概成判定は、地すべり防止工事前からの調査結果を基に行う必要があり、事業計画の各段階での調査は、一連の流れで実施することが重要である。

概成判定に関する各事業段階での調査の考え方を以下に示す。

(1) 地すべり防止工事前の調査（計画調査）

地すべり防止工事前の調査（計画調査）は、以下を目的としている。

① 地すべりによる被害実態の把握

② 地すべりの形状及び移動状況の把握

③ 地すべり発生の場となる基本的な要因（素因）並びに地すべりを誘発・促進する要因（誘因）の種類、分布及び程度の把握

概成の判定に当たっては、特に上記②、③に関連する地すべり防止工事前後の安全率及び移動量の変化並びにそれらに直接関係する地下水位等の観測データが重要な判断要素となるため、地すべり防止工事後の効果確認に必要となる観測項目等を十分検討した上で必要なデータの取得等に十分な期間を確保する必要がある。

(2) 地すべり防止工事実施中の調査（工事期間中の観測の継続）

地すべり防止工事実施中の調査（工事期間中の観測の継続）は、工事効果を直接確認でき、概成判定に有効なデータとなるため、必要なデータを各工事の前後で不足なく取得できるよう観測等を実施することが望ましい。

(3) 地すべり防止工事後の調査（施設効果調査）

地すべり防止工事後の調査（施設効果調査）は、地すべり防止施設の効果判定が必要となるため、必要なデータを十分な期間取得することが重要である。

調査結果を基に各地すべり防止工事前後の観測データの変化が把握できる時系列的な観測グラフ及び観測値の変化状況の整理を行い、この結果を基に、工事と地すべり活動の因果関係について解析をする。

なお、地すべり防止工事後の一定期間における観測の結果、地すべり移動量の沈静化が確認できない、地下水排除工による効果が設計時に予期したとおりとならない等の場合は、追加の調査、対策等の必要性について検討する必要がある。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	3.5.3 概成判定方針等の設定 概成判定方針等は、事業計画段階において、地すべりブロックごとに、地すべり規模及び機構、地すべり被害の影響を考慮した保全対象の重要性、防止工事の内容等を踏まえ、設定するものとする。 概成判定方針等は、地すべり被害の防止又は軽減を図ることを念頭に、気象条件、地すべり地域及び地すべり機構の特性、保全対象及び防止工事の経済性も十分考慮の上、当該地すべりブロック及び地域の特性に応じて柔軟に設定を行うことが重要である。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

3.5.3 概成判定方針等の設定

概成判定方針等は、地すべり変動状況及びその変化、地すべり防止工事の実施状況及びその機能の評価並びに地すべり発生の被害リスクに関わる以下の要素を総合的に考慮し、設定するものとする。

① 保全対象の特性

② 地すべり防止施設の施工状況及び種別

③ 地すべり防止施設施工後の現地状況

上記①は、保全対象の特性も考慮した変位量又は変位速度を目安にする判定要素である。上記②は、防止施設の施工状況及びこれによる安全率の上昇（目標安全率の達成が原則）を目安にする判定要素であり、防止施設の種別（抑止工又は抑制工）に対して判定方針等をそれぞれ設定する場合もある。上記③は、対策前後の現地状況の定量的、定性的な改善を目安にする判定要素である。

表-3.5.1に概成判定の着眼点・留意点及び判定手段の例を示す。概成の判定方針等は、**表-3.5.1**に例として示すような判定手段を複数組み合わせたフロー等を基に設定されている場合が多い。基本的には、対策後の目標安全率の達成を確認することが原則となるが、目標安全率の達成が難しい場合は、構造物への要求性能の考え方を参考に保全対象を踏まえた許容変位量を検討し、総合的に概成判定している例もある。また、安定解析を実施しないブロックでは、変位量、地表水排除工等の防止施設の予防的な効果等を考慮して概成判定している例もある。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

表-3.5.1　概成判定の着眼点・留意点及び判定手段の例

着眼点・留意点	判定内容	判定手段の例
地すべり変動状況及びその変化	地すべり防止工事の効果により地すべり変動が沈静化又は減少していることを判定する。	・孔内傾斜計観測により、累積傾向がないことを判定する。 ・孔内傾斜計観測により、長期的に年間変位6㎜未満（月平均0.5㎜未満）かつ短期的に月間2㎜以上が2か月以上連続しないことを判定する。 ・計器観測により、ほとんど変位が観測されない状態が1年以上継続していることを判定する。 ・パイプひずみ計の観測の結果、変動C（潜在変動）[1] 未満（月間100μ未満）となっていることを判定する。 ・豪雨を含む期間での計器観測結果を基に判定する。 ・現地にクラック、隆起等地すべりの兆候がないことを判定する。
地すべり防止工事の実施状況及びその機能の評価	地すべり防止工事の効果により現地状況が改善されていることを判定する。	・施設効果調査を基にした安定解析を行い、目標安全率を達成していることを判定する。 ・地下水排除工については、工事効果により最高水位が設計水位以下であることを判定する。 ・地表水排除工、侵食防止工等については、対策工の持つ予防的な効果により現地状況が改善されていることを判定する。 ・目標安全率を達成するための抑止工が設計どおり施工されていることを基に判定する。
地すべり発生による被害リスク	保全対象への被害リスクが低減されていることを判定する。	・保全対象の被害状況、地すべり変動状況、今後の被害の可能性等を総合的に評価することにより判定する。 ・有識者を含めた検討会を設け、検討会での検討結果を参考に判定する。

1）藤原明敏：地すべり調査と解析　改定版(1994)

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	3.5.4 概成の判定 概成の判定は、地すべりブロックごとに、地すべり防止工事前後の調査結果等及び当該地すべりブロックの概成判定方針等を基に行うものとする。 概成判定方針等に照らして概成に至らない場合は、地すべり機構、概成判定時点の地域状況等を踏まえた被害リスクの大きさを考慮し、調査の追加、防止工事の追加、概成判定方針等の見直し等について改めて検討するものとする。 地すべり防止施設の経時的な機能低下等により地すべりによる被害リスクが高まるおそれもあるため、概成後の管理が必要であることに十分留意するものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

3.5.4 概成の判定

設定した概成判定方針等を基に判定を行う際の留意点及び必要な対応について以下にまとめる。

① 地すべり防止施設の効果判定では、巡視・点検、観測等の施設効果調査の精度及び不確定性に十分留意し、効果判定を行う必要がある。

② 地すべり防止施設の効果判定では、対策前の降雨、融雪等の気象状況と大きく差異がある場合、十分な効果判定とならない可能性がある。また、対策による移動量の変化も観測位置、地すべり規模等によっては、時間的遅れが生じることもある。効果判定の観測期間については、一般的に１年以上としている事例が多いが、効果判定期間中の気象状況及び地すべり機構を考慮の上、十分な期間となるよう慎重に検討する必要がある。

③ 保全対象となる農地、農業用施設等の利用実態又は家屋の居住実態が事業計画時と変化することもある。この場合は、事業計画段階で設定した概成判定方針等を必要に応じて再検討をする等、柔軟に対応する。

④ 地すべり機構は複雑であるため、目標安全率を達成しても変位が継続する等、設定した概成判定方針等で判定が困難な状況となる可能性もある。この場合は、追加調査及び対策を実施し、必要に応じて有識者への意見聴取も行いつつ概成判定方針等を再検討する等、状況に応じた対応が必要となる。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
3.6 管理 地すべり防止施設及び地すべり防止区域の管理を適切に行い、農地保全及び地すべり地域の安全を確保する。 地すべり防止施設の管理は、地域の状況、経時的な機能低下及び地すべり機構の不確定性を考慮の上、農地、農業用施設等への被害防止に必要な地すべり防止施設の機能を長期的・安定的かつ確実に維持できるよう管理計画及び体制を確立して行うものとする。 また、必要に応じて、地すべり地域の地物の状態、水文、気象等の長期的な観測を維持し、地すべりの予兆の早期発見及び被害防止に努めるものとする。	**3.6 管理** 概成後の管理においては、地すべり防止施設及び地すべり防止区域について、それぞれ適切かつ効率的な管理を行っていく必要がある。 **(1) 地すべり防止施設** 地すべり防止施設は、地すべりによる農地、農業用施設等の被害を防止又は軽減し、農業の生産基盤を守るために設置するものであり、その機能は長期的・安定的かつ確実に発揮されることが求められる。そのため、地すべり防止施設については、概成後も管理計画及び個別施設計画（長寿命化計画）における管理方針に基づき、定期的な点検、計画的な健全度評価等を行い、施設の保守、補修・補強等に努める。点検の結果、施設の変状若しくは機能低下又はその兆候が発見された場合には、被害発生リスクに応じて遅滞なく補修等を行うほか、保全対象及び周辺に対する安全性も踏まえて適切に機能の回復維持を図らなければならない。 また、地すべり防止施設のストックマネジメントは、メンテナンスサイクルを通じて計画的に取り組むことが重要であるが、地すべり機構の不確定性等を考慮して、臨機応変に変更する等柔軟な対応も必要である。 諸観測施設についても適切な管理に努め、長期的な観測体制を維持するものとする。 これらの取組について、地域の市町村、住民等と情報提供及び意思疎通が行えるような環境が有効である。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

3.6 管理

基準3.6及び運用3.6では、概成後の地すべり防止施設及び地すべり防止区域の管理の基本的事項を明らかにしている。

(1) 地すべり防止施設

地すべり防止施設の管理については、地すべり地域の農地、農業用施設等を保全するため、地すべり防止施設を日常の維持管理活動として定期的に点検するとともに、地すべり防止施設自体の変状、地すべり防止施設周辺の地盤及び地物の状況等地すべりの安定性に関係する事象についても併せて確認を行うことが重要である。また、必要な地すべり防止施設の機能を長期にわたり効率的に安定して確保していくためには、日常の維持管理活動における監視及び点検とともに、地すべり及び保全対象の特性を考慮した施設ごとの個別施設計画（長寿命化計画）を作成し、施設及び地すべりの状態、地すべりブロックの立地特性等を考慮して、長期的な管理方針及び補修・補強等の対策の優先度を検討することが重要である。

なお、地すべり活動及びそれによる地すべり防止施設への影響並びに農地等保全対象の環境は将来的に変化する可能性があり不確定性が大きいことから、現状に見合った管理計画及び体制を構築するとともに、状況が変化した場合には、当初の計画にとらわれずに柔軟に計画の変更等を行うことが望ましい。その際、耕作放棄地等で保全対象としては優先度が低いと考えられる場合でも、そこにおける施設周囲の安全及び地すべりへの影響については十分に考慮する必要がある。

また、計画的かつ現場状況の変化に応じて柔軟に実行することが、持続的な管理等を行うために重要である。

これらの取組は、地域の関係者と連携した役割分担等により実行可能なものにしておくことが重要であることから、地域の市町村、住民等と情報共有及び意思疎通を行えるような環境（例えば、関係者による協議会を設立し、定期的な合同巡視、連絡会、勉強会の開催等）は有効である。

そのほか、以下に留意事項を示す。

ア　地すべり防止施設の管理

① 地すべり防止施設が本来の目的である地すべり防止効果を発揮するよう日常の維持管理においては定期的に見回って点検を行うとともに、個別施設計画に基づいて計画的に施設の健全性を評価する。

② 概成判定時に実施された地すべり防止施設の効果判定に必要な点検及び機能診断の記録は、今後の維持管理に対し重要な情報となるため、施設の諸元とともに台帳等に整理し保管することが重要である。それらに加え概成後の管理における点検記録、個別施設計画に基づく計画的な健全度評価の結果等をデータベース化して蓄積し、地域、工種等の特性分析を行うことで機能低下の特徴等に関する知見の集積が進み、予測技術の向上及び予防保全型管理に繋げることもできる。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

③　点検又は機能診断結果により対策が必要と判断された施設については、緊急性、施設の重要性等を考慮し、効率的に補修・補強等を実施する。補修・補強等は、地域の状況に見合った施設の管理水準を定め、ライフサイクルコストにも留意しつつ計画的に取り組むことが効果的である。

④　植生が繁茂することにより施設及び地表の変状又は施設の所在が確認できなくなることがあるので、施設周辺は草刈等を行い環境整備に努める。

⑤　地すべり防止施設の機能診断及び長寿命化対策（個別施設計画）については、以下の参考文献を参照する。

○地すべり防止施設の機能保全の手引き～統合版～（平成29年3月）
○地すべり防止施設の個別施設計画(長寿命化計画）策定の手引き（平成29年3月）

⑥　施設の機能発現を妨げる主な原因としては、以下のものがあげられる。

・構造物の変状（継目の食い違い、傾動、転倒、沈下・埋没）
・排水機能低下（堰堤工水抜き口の閉塞、地下水排除工の孔詰り、地下水位の上昇、通水能力の不足）
・地下への浸透水増加（水路の欠損、落差工の埋没、排水管継目の漏水）
・侵食洗掘（水路裏込め材の洗掘、開口部付近の洗掘）
・施設の不法占有、目的外使用

以上が地すべりに起因する場合には、新たな対策工法の検討が必要である。また、これらの変状が地すべりの再活動を誘発している場合には、全体計画の再検討を行うことも必要となる。

イ　諸観測施設の管理

諸観測施設により、概成後も地すべり防止効果の経時変化を把握することが必要であり、諸観測施設についても、台帳を作成の上、指示数値の余裕と耐用年数を確認し、保守点検を行う。

保守点検時には、機器の動作確認を行い、バッテリ又はデータの記録媒体がある場合は、その状態について確認する。また、ロガー及びケーブルの保護状態について確認し、機器周辺については清掃する。

長期間の観測を行う場合は、積雪、結露、落雷等の影響についても検討し、必要に応じて対策を講じる。

ウ　継続観測（施設効果調査）

地すべりブロックの重要度、概成時の状況等に応じて、概成後においても必要な観測体制を整備する。観測結果を踏まえて、地すべり防止施設の機能の変化、地すべり活動との関係等に関しての長期的な評価が必要な場合は、概成判定方針等に沿った観測期間、調査種別、観測位置等について検討し、必要な観測が可能な体制を確保する。

特に、重要な保全対象がある場合で地すべりによる災害リスクが高いと判断されるような

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）

基 準 及 び 運 用 の 解 説

場合、地すべり調査時及び施工時に設置された諸観測施設及び排水施設については、概成後も定期的に観測を行い、地すべり活動に関係する諸現象の動向を把握し、地すべり防止施設の効果発現の状況を確認しておくことが必要である。もし、目的の効果が得られない場合には、地すべり機構及び設計諸元の再検討並びに追加工事の検討を行う。

（ア） 観測の時期

地すべり防止工事の効果を有意の差として識別するためには、工事前後の観測値が必要であり、工事施工前の値を基準値とし、施工後の値と比較する。比較に当たっては季節的変動が考えられるため、工事前後とも時系列情報として把握し、同一条件下での値相互を比較して季節的変動の影響を排除する。したがって、観測は工事着手の前から開始し、工事中はもちろん、概成後も一定期間実施する。工事概成後の観測は、主要施設について標準的に年1～2回程度とするが、実情に応じて融雪期、梅雨期、長雨期等地下水の涵養が活発化する時期には観測頻度を増すことが望ましい。

（イ） 観測値の有意性

地盤の変形、活動によって観測の対象となる要素自体の変化（地表水・地下水の流動経路の閉塞又は新経路の発生、地すべりブロックの構造破壊、亀裂の位置の大幅な前進・拡大、潜在すべり面の滑動化等）が生じた結果、観測値の持つ意味が大きく変わってしまったものについては、観測の有意性を吟味して以後の取扱いを決めることが望ましい。以下の場合、観測を見合わせる。

① 地下水面が常に観測孔の孔底以下に降下したもの
② ストレーナが目詰りして地下水位が全く変化しないもの
③ 孔内傾斜計の測管が変形しプローブの挿入が困難になったもの
④ 孔内傾斜計の孔底が移動し、不動点として認めることができないもの
⑤ 地表移動測線及び伸縮計の不動点が移動した場合

ただし、①、②については観測孔が使用できなくなったと考えられるときでも、その後の豪雨が発生したとき等に地下水位を確認する必要性が生じることも考えられるため、観測孔を保存し、1年に1回程度のチェックを行うことが望ましい。また、⑤については新しい不動点を選んで観測を再開することが望ましい。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	(2) 地すべり防止区域 地すべり防止施設の見回りと同時に、地すべり地域の地盤及び地物の状態についても観察を行い、地すべり活動の兆候につながる変状の発見に努める。 また、地すべりの特性、保全対象の重要度等に応じて、地すべり活動及び地すべり防止施設による地すべり災害の防止効果を長期的に監視するために必要な観測体制等を維持するものとする。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

(2) 地すべり防止区域

地すべり防止区域内の巡視及び施設点検時には、地すべり活動の兆候について確認することが重要である。地すべり現象は、道路及びその他構造物の変状に着目すると発見しやすいので、地すべりブロックの境界等における新たな亀裂の発生及び変状の拡大に留意する。

地すべり災害の予防には、地すべり防止施設の維持管理を継続するとともに、より広い地域全体の地物の状態を監視し、変状の発生をできる限り早い時期に発見することが重要である。

急性型の地すべりのような自然災害は、その発生を予知することができれば、あらかじめ必要な対応策を講じることによって被害を軽減することができる。地すべりにおいては、その発生の前兆となる現象について経験に基づいた様々な着目点及び調査方法が発表されている。その主なものは以下のとおりである。

① 道路、水路、家屋の基礎等コンクリート又はアスファルトの構造物での亀裂の発生、拡大
② 井戸、湧水等の水の濁り
③ 井戸、湧水、ため池、水田等の水の急な減少、水路又は溝の流水の伏没、浸透
④ 斜面上部（地すべり頭部）での亀裂の発生及び付近の陥没
⑤ 斜面中・下部での隆起及び圧縮性亀裂の発生
⑥ 伏没していた水の地表へのせり上がり
⑦ 斜面末端部における山肌の岩石の剥落
⑧ 木の根又は岩石の裂ける異音
⑨ 水道管等の地中埋設管の切断

このうち④～⑨の現象が発生したときには、地すべり発生の危険が迫っていると見て対応を急がなければならない。

また、特に重要な保全対象があり、対策前に地すべり活動が活発であったり、大きな被害が発生しており、概成後も地すべり活動に対して厳重な監視が必要な場合等においては、地すべり機構の不確定性を考慮して、地すべり移動量、地下水位等の計器による観測を一定期間継続する等の慎重な対応が必要である。その際には、今後の技術開発の動向等を注視しつつ、適用可能な新たな技術の導入等による監視体制の合理化、効率化にも取り組むことが重要である。

地元住民が対応可能な簡易的な手法の併用も検討する。なお、簡易的な手法については、「地すべり監視体制構築の手引き：平成23年8月」等を参考にする。

基準（事務次官通知）	基準の運用（農村振興局長通知）
	(3) 地すべり災害の防止 地すべり地域の地物に変状が認められた場合には、その原因の究明を急ぎ、必要な措置を講じなければならない。 また、急性で規模の大きい地すべり災害の発生が予想される場合には、遅滞なく関係機関と連携をとり、避難指示、通行規制、水利規制等必要な対策がとられるよう措置しなければならない。

基 準 及 び 運 用 の 解 説

(3) 地すべり災害の防止

地すべりが発生した場合には、応急対策を実施するとともに、被害を最小規模にとどめるために適切な措置を講じる。

ア　体制作り

地すべり災害防止対策を計画運用するための組織（例えば○○連絡会議、○○協議会等）を設置する。組織の構成員は、地すべり管理者、地方自治体、警察、消防、地域の自治会等のほか、地すべり地域に関係の深い施設、建築物の管理者とする。

また、このような組織を確立するとともに、伸縮計等の移動量観測施設とこれに接続した警報装置の設置が考えられる。

イ　防災活動

（ア）　活動計画

地すべり地域内の住民、土地、施設の台帳整備、組織の運営方針の策定、地すべり監視要領及び危険度評定の手順作成、実行担当者の選出。

（イ）　非常時の活動

地すべり地域に変状が発見された場合には、遅滞なく関係者に連絡し、連絡会等において地すべりの危険性及び緊急度の評定を行い対策方針を決定する。各機関においてその権限により必要な指示、規制、誘導及び保護を行う。

土地改良事業計画設計基準

計　　画

「農地地すべり防止対策」

技　術　書

技　術　書　目　次

はじめに …… 146

Ⅰ　共　通　編

1．農地地すべり防止対策の変遷 …… 147
2．用語の定義 …… 149

Ⅱ　調　査　編

1．調査手法の選定　(基準書第２章2.3　関連) …… 153
2．調査位置の選定　(基準書第２章2.3　関連) …… 156
3．地形調査　(基準書第２章2.3(2)　関連) …… 159
4．地すべり被害調査　(基準書第２章2.3(3)　関連) …… 171
5．地質調査　(基準書第２章2.3(4)　関連) …… 172
6．土質調査　(基準書第２章2.3(5)　関連) …… 186
7．気象・水文調査　(基準書第２章2.3(6)　関連) …… 190
8．地下水調査　(基準書第２章2.3(7)　関連) …… 197
9．地すべり移動量調査　(基準書第２章2.3(8)　関連) …… 226
10．周辺環境調査　(基準書第２章2.3(9)　関連) …… 261
11．調査結果の整理　(基準書第２章2.3　関連) …… 262

Ⅲ　計画設計編

1．強度定数　(基準書第３章3.3.3(4)　関連) …… 266
2．間隙水圧　(基準書第３章3.3.3　関連) …… 279
3．安定解析　(基準書第３章3.3.3　関連) …… 280
4．地表水排除工　(基準書第３章3.4.2(1)　関連) …… 290
5．地下水排除工　(基準書第３章3.4.2(2)　関連) …… 301
6．侵食防止工　(基準書第３章3.4.2(3)　関連) …… 322
7．斜面改良工　(基準書第３章3.4.2(4)　関連) …… 335
8．抑止工　(基準書第３章3.4.3　関連) …… 343
9．地すべり地域のほ場整備　(基準書第３章3.3.5(2)　関連) …… 357
10．応急対策　(基準書第３章3.4.1　関連) …… 363
11．概成　(基準書第３章3.5　関連) …… 374
12．管理　(基準書第３章3.6　関連) …… 381

Ⅳ　資料編

1．地すべりの分類－その研究史－ …… 404
2．地すべりの分布とその特徴 …… 410
3．地名と地すべり …… 428
4．地すべりのメカニズム …… 430
5．安定解析 …… 493
6．地すべり破壊時刻の予測 …… 504
7．地すべりブロックの危険度分級、対策の優先度の設定方法 …… 507
8．GNSSを用いた地すべり移動調査の事例 …… 517
9．地下水排除工の効果の検討・予測及び判定事例 …… 521
10．概成に関する事例 …… 528

11. 管理に関する事例 ····· 539
12. 地域と地すべり対策事業の関わりに関する事例 ····· 560

はじめに

この技術書では、地すべり防止対策に係る事業計画（以下「事業計画」という。）の作成に当たり、「基準書」で一律に定められない事項、地域の特性、個別の地形、地質条件、現場条件等によって選択性のある事項、一般的な技術解説、標準的な事例、その他参考となる事項等について具体的に解説する。

1. 農地地すべり防止対策の変遷

地質構造が複雑で傾斜地の多いわが国では、地すべりは地震とともに宿命的なものといわれ、全国的に多発し被害も甚大なものとなっている。この地すべりに対して、昭和初期までは被災後に復旧を図るかたちでの対応が中心で、農地における地すべりについては、大正12年から昭和24年までは「耕地整理法」により、昭和25年から昭和27年にかけては「農林水産施設災害復旧事業費国庫補助の暫定措置に関する法律」により被災場所の復旧工事が実施されていた。この間に昭和12年から林野庁の前身である山林局により林地の地すべり防止工事が実施されるようになり、戦後は「森林法」に基づく保安施設事業（林野庁）や「砂防法」に基づく砂防工事（建設省）として地すべり対策が行われるようになったが、農地の地すべり防止工事としては、この間の事業は、いずれも被災場所の復旧工事が原則で地すべり防止工事はできず、わずかに新潟において発生した融雪地すべりの災害復旧に関連して施工されたことがあるだけであった。農林省農地局による地すべり防止工事は、昭和28年６～９月に風水害による地すべり現象が各地に発生したことに対して「昭和28年６月及び７月の大水害並びに同年８月及び９月の風水害による公共土木施設等についての災害復旧等に関する特別措置法」に基づく事業として施工されたのが始まりである。

このように各省庁がそれぞれの法律により地すべり防止工事を実施してきたが、これらの法律では地すべり防止工事の施工や地すべりに対する有害行為の規制等についての規定が必ずしも十分でない上、地すべり防止工事の効果が完全でない場合における家屋等の移転、あるいは地すべり区域における土地利用といった面での助成措置について触れられておらず、地すべり対策としては不十分な点が少なくなかった。

このような状況下で、各地で大規模な地すべりが頻発し、多数の死傷者が出たり鉄道が長期間不通となったりしたこと等が契機となり地すべり地域の対策を総合的、統一的に実施するため、農林省と建設省の共同で新法の検討が行われ、昭和33年に「地すべり等防止法」が制定された。

この法律は、「地すべり及びぼた山の崩壊による被害を除去し、又は軽減するため、地すべり及びぼた山の崩壊を防止し、もって国土の保全と民生の安定に資すること」を目的としており、その骨子は次のとおりである。

① 主務大臣が本法の目的達成のため地すべり防止区域を設定する。
② 都道府県知事が有害行為の規制等を行う等、地すべり防止区域を管理する。
③ 国、県等が地すべり防止工事及び家屋移転、土地基盤整備等の関連事業を実施する。

この法律に基づき、地すべり防止区域は、その地すべり地域の実態に応じて、農林省農地局、林野庁、建設省（現国土交通省）に所管区分され、土地改良事業が実施される等農地及び農業用施設が主体となる地域については、農林省農地局で所管し対策工事を実施することになっている。

その後、農林省農地局は農林水産省構造改善局（現農村振興局）となり、その所管関係では、次のように事業施策制度の創設・拡充を図ってきている。

昭和53年度　「緊急地すべり対策事業」を創設
昭和58年度　昭和57年に発生した梅雨前線による大災害を契機に、災害復旧事業に関連して緊急に防止工事を実施するための「災害関連緊急地すべり対策事業」を制度化
昭和62年度　「緊急地すべり対策事業」を「災害関連緊急地すべり対策事業」に統合
昭和63年度　都道府県知事に代わって農林水産大臣が実施する「直轄地すべり対策事業」を制

度化

このような変遷を経過して、地すべり対策事業は、地すべりから農地及び農業用施設を守り、農業の生産基盤を維持するのはもちろんのこと、人家の破壊や埋没等人命の危機を除去し、民生の安定に重要な役割を果たしている。

2. 用語の定義

2.1 地すべりの定義

土地改良事業計画設計基準・計画「農地地すべり防止対策」において地すべりとは、土地の一部が地下水等に起因してすべる現象又はこれに伴って移動する現象をいう。

地すべりは主として斜面が不安定化しやすい条件、すなわち①地質構造運動等によるひずみが集積して亀裂が発達している、②亜炭、泥質岩や凝灰岩等のすべりやすい層を挟在している、③著しく風化を受けやすい岩石あるいは風化している岩石からなっている、等の条件を持つ地域において、山腹あるいは谷壁斜面等の土塊の一部が、せん断抵抗力等によって維持されていた均衡を失い、すべることによって安定しようとする現象である。地すべりの要因は、地形・地質等の素因的なものと、降雨・侵食、あるいは人工切盛土等の誘因的なものとがあるが、地すべりはこれらの単独の要因によって起こることよりも、幾つかが組み合わされて起こることが多い。したがって、何が直接的要因であって、どれが間接的要因であるかは、それぞれの地すべりについて十分な調査を行った上でなければ判断できない。しかし、地すべり活動が活発になるのは融雪期、梅雨期、長雨期あるいは台風時等の大雨の後に多いことから、水、特に地下に浸透した水が地すべりの活動を著しく助長していることは一般的定説である。

なお、地すべりの特徴は移動の状態が緩慢な活動から始まる点、また滑落した土塊も比較的原形を保っている点等で、急激に移動しその崩落土塊もほとんど原形をとどめないまでに乱される一般の崩壊とは区別される。しかし、地すべりが発生するほとんどの場合においては、副次的な崩壊を伴うことで、どの部分が本来の地すべりで、どの部分が崩壊であるのか区別し難い場合が多い。したがって、本来の地すべりに伴って発生する副次的な崩壊部分までを含めて地すべりとして定義する。「これに伴って移動する現象」とはこのことをいう。

また、この技術書では、初生地すべりのうち大規模な岩盤破壊を伴うものは、エネルギーが強大であり現在の技術力では防止対策計画の樹立は困難であることから、詳細については取扱っていない。

2.2 用語の定義

⑴ 地すべり地域及び地すべり防止区域

地すべり等防止法第３条第１項に定義される地すべり防止区域とは、現に地すべりをしている区域又は地すべりをするおそれの極めて大きい区域（地すべり区域）と、これに隣接する地域のうち、地すべり区域の地すべりを助長し、若しくは誘発し、又は助長し、若しくは誘発するおそれの極めて大きい地域（隣接する地域）を合わせた地域（以下「地すべり地域」という。）で公共の利害に密接な関連を有するものとして指定された地域を地すべり防止区域という。これを図示すると**図-1.2.1**のとおりである。

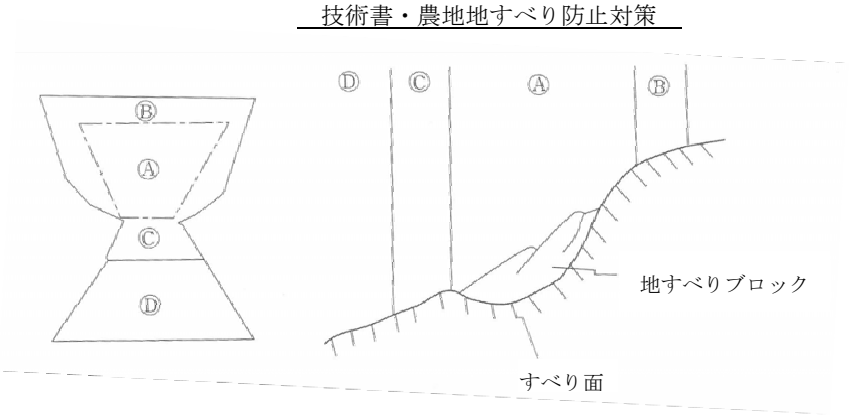


図-1.2.1 地すべり防止区域及び地すべり地域

Ⓐ　　地すべり区域
Ⓑ＋Ⓒ　隣接する地域
} 地すべり地域…指定されて地すべり防止区域となる

Ⓐ＋Ⓒ　地すべり地域内の被害区域
Ⓓ　　地すべり地域外の被害区域
} 被害区域

⑵ 地すべりブロック

地すべりの基本単位であり、一連のすべり面によって囲まれた一回の移動に際し一まとまりとして動く範囲をいう。地表面においては一単位の地すべり地形として認められる。各部の名称を**図-1.2.2**に示す。

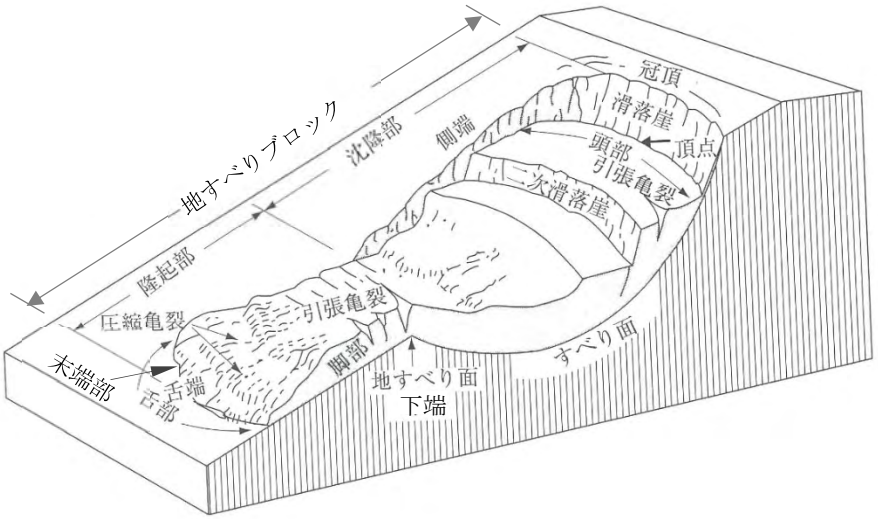


図-1.2.2 地すべりブロック各部の名称*1、*2

⑶ 各部の名称及び定義

冠頂：原位置にとどまっている、滑落崖の最上部に隣接した土地

頂点：地すべりブロックと滑落崖との接触部の最高点

＊1 藤原明敏：地すべり調査と解析 改訂版、理工図書、p.9（1999）（一部変更）

＊2 Varnes,D.J.(1978): Slope Movement Types and Processes. In Special Report 176: Landslides: Analysis and Control (R.L.Schuster and R.J.Krisek, eds.), TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp.11-33.

滑落崖：乱されていない地山から地すべりブロックが活動することによって形成されたすべり周辺の基盤上の急峻な面

頭部：変位した土塊と滑落崖との接触部に沿った地すべりブロックの上部

引張亀裂（横亀裂）：主として地すべり頭部に発生し、移動方向と直交する。

二次滑落崖：地すべりブロック内の差動運動によって生じた急峻な面

すべり面：主にせん断破壊によって生じた地すべり変位の主要な部分を占める面

すべり面下端：地すべりブロックの移動方向におけるすべり面と旧地表面との交線

脚部：すべり面下端より下方にある地すべりブロックの部分

舌端：すべりの頂点から最も離れた先端（舌部）上の点

舌部：滑落崖から最も離れた地すべりブロックの端

末端部：すべり面の舌部と現地表面との交線。

圧縮亀裂（放射状亀裂）：主として地すべりブロックの末端部に発生し、移動方向と平行並びに直交、及び一定の規則性を有しないものがある。

隆起部：地すべりブロック地表面が旧地表面より上にある区域

側端：地すべり側面

沈降部：地すべりブロック地表面が旧地表面より下にある区域

⑷ すべり面

主にせん断破壊によって生じた地すべり変位の主要な部分を占める面をいう。安定解析等の場合では、単純化のため完全に連続した一枚の面として仮定しているが、実際にはこのような例はまれであり、小規模で連続性に乏しいすべり面が多数複合して、地すべりゾーンともいうべきものを形成していると考えられている。また、個々のすべり面にはせん断に伴う破砕によって形成され、地すべりを促進する要因ともなるすべり面粘土（厚さ数mm～数cm程度が多い。）を挟在したり、鏡肌及び擦痕を生じていることが多い。

⑸ 初生地すべり及び再活動地すべり

岩盤、岩盤風化物又は堆積物等に初めて発生した地すべりを初生地すべりという。一旦静止状態を保っていた地すべりが、何らかの誘因によってほぼ同じすべり面に沿って再活動したものを再活動地すべりという。

⑹ 一次地すべり、二次地すべり、三次地すべり

本用語は一般には、①地すべり発生順、②大規模な地すべりとそれに伴って生ずる地すべり、③初生地すべりと再活動地すべり等の意味で使われることが多いが、ここでは主として①の意味に用いる。すなわち、最初に発生した地すべりを一次地すべりといい、次いで発生した地すべりを二次地すべり、三次地すべりという。地すべりが発生すると、移動土塊は破砕されて崩土となり強度が低下するため、崩土中にはより小規模な地すべりが発生することが多い。それぞれの模式図を**図-1.2.3**に示す。

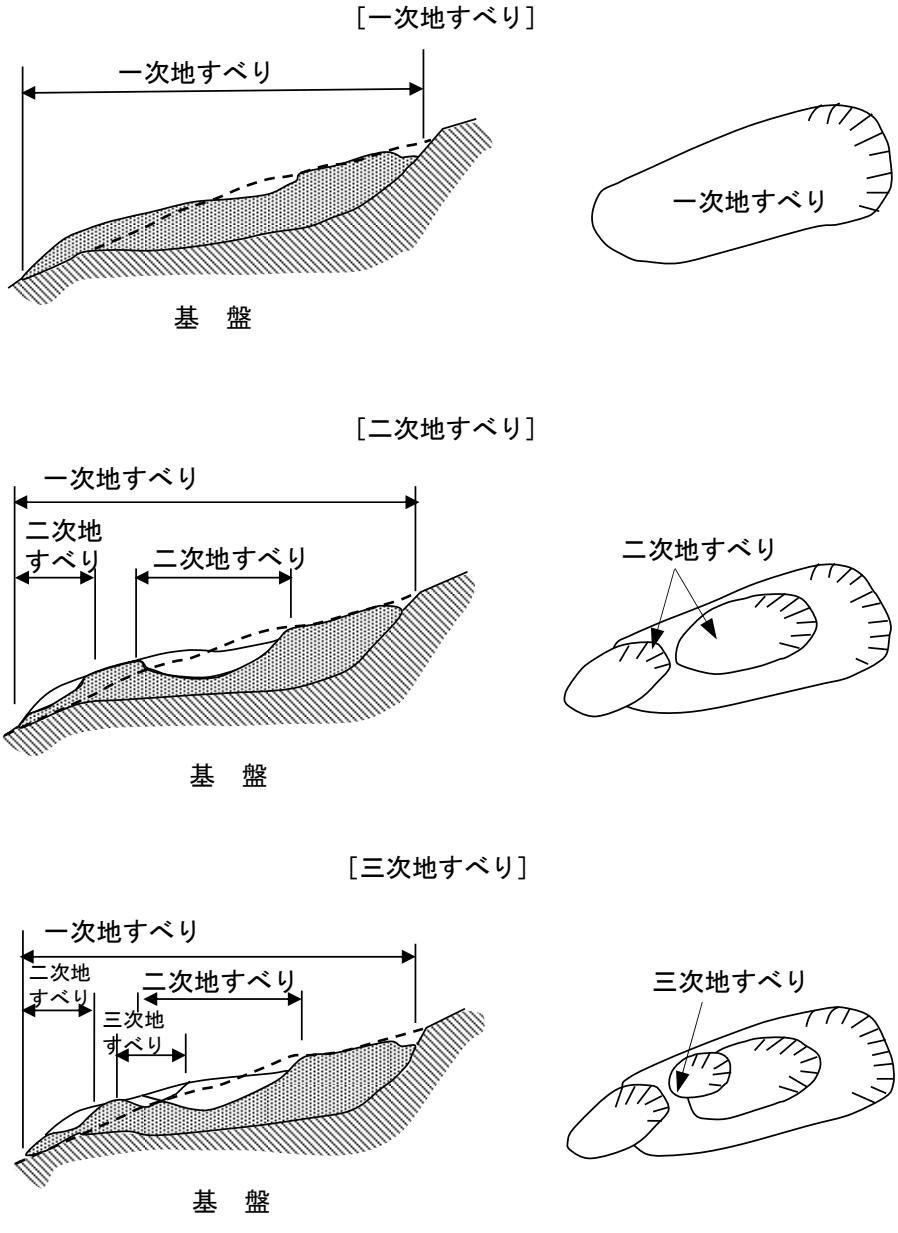


図-1.2.3 一次地すべり、二次地すべり、三次地すべり模式図

⑺ 地すべりの代表的な分類

ア．第三紀層地すべり

新第三紀層や古第三紀層（特に新第三紀中新世の泥岩・凝灰岩）の分布地域で発生する地すべり。生成年代が比較的新しく固結が不十分で含水率が高いことから、地下深部への風化により粘土化した部分がすべり面として発生する地すべり。

イ．破砕帯地すべり

構造運動により岩石が破砕されて、粘土化・ブロック化したところに発生する地すべり。

ウ．温泉地すべり

温泉作用による特殊な粘土（温泉余土）の生成地において、この粘土を素因として発生する地すべり。温泉地の多い火山周辺に分布することから火山性地すべりとも呼ばれる。

1. 調査手法の選定

（基準書　第２章、2.3関連）

調査手法は、地すべりの規模及び範囲に応じて、各調査手法の目的、得られる情報・数値、費用等を勘案の上、**表-2.1.1**を参照して、事業計画の作成に必要な調査成果が得られるよう選定する。

表-2.1.1　調査項目と調査方法一覧表

A:計画調査、B:設計諸元調査、C:施設効果調査

調査項目		通常実施する調査方法	必要に応じ実施する調査方法	特殊条件下で実施する調査方法	明らかにされる情報・数値の概要	主たる実施段階			備考
						A	B	C	
1.調査業務		資料収集・整理			地すべりの概要	○			
2.地形調査		地形図の作成			地物の位置、調査及び計画設計の基図	○			
		地形測量			斜面縦横断図、河川縦横断図等	○	○		
		空中写真判読			地すべりの範囲、微地形、活動性等	○			
		地形図判読			地すべりの範囲、活動特性等	○			
		現地踏査			地すべりの範囲、活動特性等	○			
			空中写真撮影（航空・UAV）		最新及び災害時の地形、地物、三次元地形モデル[※1]、踏査が困難な急峻地形箇所、到達困難箇所の状況把握	○			本文では10.1応急調査に含めた。
			レーザ測量（航空・UAV）		最新及び災害時の地形、地物、三次元地形モデル[※1]	○			本文では3.3.4　地形図判読に含めた。
3.地すべり被害調査	地域現況調査	資料収集・現地踏査			土地利用、水利用、農業用施設の状況及び公共施設、家屋等の状況	○			
	被害実態の調査	資料収集・現地踏査			過去の被害、現在及び将来発生が予想される被害	○			
4.地質調査		地表地質踏査			①　基岩の露頭分布、岩石の種類と風化の程度 ②　各種堆積物の分布（段丘堆積物、扇状地堆積物、沖積層、崖錐堆積物等） ③　崩土の分布状況（すべり面粘土の露頭があるときはその性状も含む） ④　地層の走向、傾斜（さらに結晶片岩が対象の場合は、リニエーションの方向） ⑤　背斜軸、向斜軸、断層等 ⑥　その他の亀裂等の分布	○	○		
		ボーリング調査			地層の状態、岩質、土質、基岩の深さ、鏡肌の存在、すべり面粘土	○	○		
			標準貫入試験		N値、地質構造の推定	○	○		
			電気探査（垂直探査）		地質構造の推定	○	○		
			電気探査（二次元探査）		地質構造の推定（崩土と基岩の境界の概略を把握） 地下水賦存状況（地下水脈の分布状況の概略を把握）	○	○		
				比抵抗トモグラフィ	地質構造の推定	○			
				弾性波探査（屈折法弾性波探査）	地質構造の推定	○	○		
			電気検層		地質構造の推定	○	○		
				孔内載荷試験	水平方向地盤反力係数		○		
				試掘調査	地層の状態、すべり面粘土の性質	○			

＊1　（国研）土木研究所土砂管理研究グループ地すべりチーム「地すべり災害対応のCIMモデルに関する技術資料（案）」（2020）

調査項目		通常実施する調査方法	必要に応じ実施する調査方法	特殊条件下で実施する調査方法	明らかにされる情報・数値の概要	主たる実施段階			備考
						A	B	C	
				サウンディング	換算N値、一軸圧縮強さの推定	○			
				粘土鉱物分析	すべり面粘土の鉱物組成	○			
5.土質調査		試料の採取			土質状況	○	○		
		物理試験			土粒子の密度、粒度分布、液性・塑性限界、自然含水比、密度	○	○		
		土の分類			土の大体の力学的性質	○	○		
		室内力学試験			強度定数（c、φ）	○	○		
			原位置力学試験		強度定数（c、φ）	○	○		
6.気象・水文調査	気象調査	降水量観測			降雨状況	○	○	○	
		積雪深観測			積雪状況	○	○	○	
		気温観測			気温状況	○	○	○	
	水文調査	湧水調査			位置、湧水量、水温等	○	○	○	
			河川流況調査		水循環過程等	○	○	○	
			豪雨時地表水状況調査		位置、流量、水循環過程等	○	○	○	
			水質調査		水温、pH、電気伝導度、イオン等	○	○	○	
7.地下水調査		地下水位測定			地下水位（降雨と地下水位変動の相関）	○	○	○	
			１m深地温探査		地下水流動（浅層地下水の流動経路）	○			
			トレーサ調査		地下水流動（地下水流動経路及び流速の推定）	○			
			地下水検層		地下水流動層（流動地下水の流入箇所及び流入程度）	○	○		
			簡易揚水試験		透水係数	○	○		
				湧水圧試験	透水係数	○	○		
			間隙水圧計による測定		間隙水圧	○	○	○	
			水質調査		地下水の流動経路等	○	○	○	
8.地すべり移動量調査	地表移動量調査			空中写真計測	地表移動量	○		○	
			レーザ測量（差分解析）		地表移動量	○		○	
		移動杭による観測			地表移動量	○	○	○	
		伸縮計による観測			地表移動量	○	○	○	
			地表面傾斜計による観測		地表面の傾斜変動	○	○	○	
			GNSSによる計測		地表移動量	○	○	○	
			干渉SARによる観測		地表移動量	○		○	
	地中移動量調査	すべり面測定管による測定			すべり面位置の推定	○	○	○	
		パイプひずみ計による観測			すべり面位置の推定	○	○	○	
		鉛直方向伸縮計による観測			すべり面位置の推定、移動量等	○	○	○	
		孔内傾斜計による観測			すべり面位置の推定、移動量等	○	○	○	
9.周辺環境調査		踏査、文献及び聞取り			生態系、景観等の周辺環境	○	○	○	

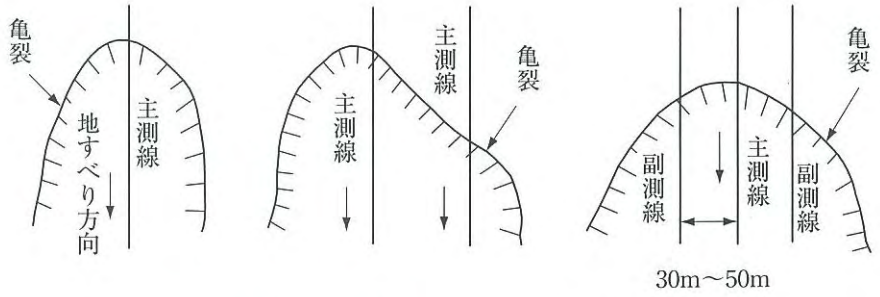
2. 調査位置の選定

（基準書　第２章、2.3関連）

2.1　調査測線の設定の例*1

主測線は地すべりブロックの中心部で移動方向にほぼ平行に設けるものとするが、斜面上部と下部の移動方向が異なる場合は、折れ線又は、曲線になってもよい。地すべりブロックが２つ以上の場合は主測線も２つ以上とする。また、地すべりブロックの幅が100m以上にわたるような広域の場合は、主測線の両側に50m以内の間隔で副測線群を設ける場合が多い。

調査測線の設定の例を**図-2.2.1**に示す。



注）主測線と副測線との間隔は30～50m（最大限50m）が望ましい。

図-2.2.1　調査測線の設定の例

2.2　調査位置選定の留意事項

調査位置の選定に当たっては、下記の事項に留意する。

①　調査は、比較的広域を対象とする資料調査、地形調査及び地すべり被害調査から着手する。

②　気象・水文調査、地下水調査、地すべり移動量調査等は長期的データを得ることが必要であることから、速やかに開始する。

③　地形調査及び地表地質踏査により地すべりブロック区分を適切に行った上で、地すべりブロックの挙動特性を明らかにするため調査地点を選定する。一般的には地すべりブロックの頭部付近・中位部・末端部・地すべりブロック外の上部にボーリング各１孔を掘削してボーリングコアの採取に努め、地質を確認する。

　また、ボーリング孔を利用して地下水位、地中移動量の観測を実施する。

④　地すべり移動量調査のうち、移動杭については主に地すべりブロック中央付近の横断方向に設け（１測線のみの場合）、伸縮計は頭部の滑落崖や側端部の亀裂をまたいで設置する。

⑤　調査数量は面積の大小あるいは形状・地質の複雑さを考慮して適切に決定する。

＊1　建設省河川局監修「改訂新版　建設省河川砂防技術基準（案）同解説調査編」pp. 203～204（1997）を引用（一部変更）

2.3　ボーリング調査位置の配置*1

ボーリングは、**図-2.2.2**のように、主測線に沿って、30～50m程度の間隔で地すべりブロック内で３本以上及び地すべりブロック外の上部斜面に少なくとも１本以上の計４本以上行うことを基本として、それぞれの地すべりの状況に合わせて、他の調査との組合せや求められる対策等を勘案して、現場ごとに必要な情報が取得できる配置とする。例えば、地すべりブロックの面積が小さい場合には、地すべりブロックの地質を把握するのに最適な位置に２本以上配置するものとする。また、副測線でも50～100m間隔程度で必要に応じて行う。また、基盤内に断層、破砕帯が分布していたり、地質構造が複雑であったり、すべり面の分布が複雑な場合には、別途補足のボーリングを行う。

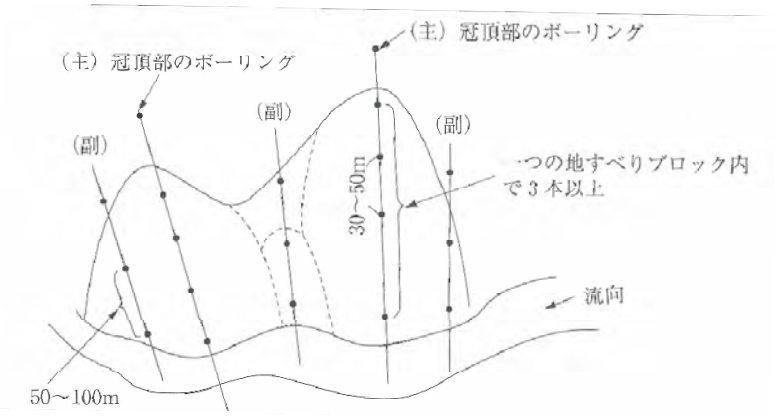


図-2.2.2　測線沿いのボーリング配置

2.4　調査位置の選定例

調査位置の選定例を**図-2.2.3**及び**図-2.2.4**に示す。

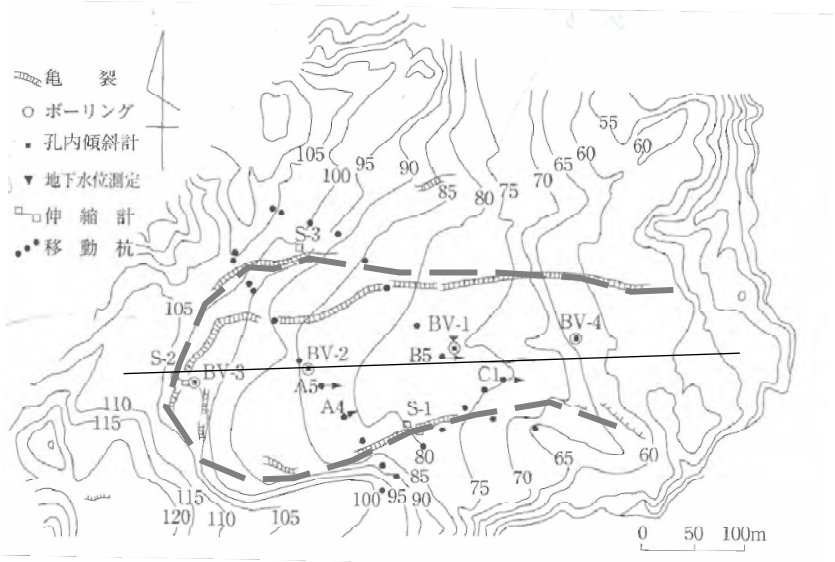


図-2.2.3　調査位置の選定例(1)（折戸南地区（石川県））

＊1　建設省河川局監修「改訂新版　建設省河川砂防技術基準（案）同解説調査編」pp.205～206（1997）を引用（一部変更）

図-2.2.3の例では、移動杭は地すべりブロックを横断して、両端が不動地盤に乗るように設定してある（設置時点では、移動方向がはっきりしていなかったため、移動方向に直交する形とはなっていない)。

ボーリング孔は、主測線上付近に設定してある。



図-2.2.4　調査位置の選定例(2)　（岩坂地区（石川県））

図-2.2.4は、中央部に示す活動中の地すべりブロック（Ｃブロック）を対象に各種調査を実施している。ボーリングの配置については、既存のボーリング孔（県BV52-1～52-4、県BV54-1）の配置と、今回発生した亀裂の位置を考慮して、Ｃ－Ｃ’上に配置し、複数種類の計器を設置している。

なお、活動の停止している西方のＡブロックや別途応急対策が施工された北西末端部の小さなＢブロックについては調査を配分していない。

3. 地形調査

（基準書　第２章、2.3(2)関連）

3.1　調査の目的

地形調査は、地形図の作成、地形測量、地形図又は空中写真の判読及び現地踏査を行うことにより、各種調査の範囲設定及び計画設計検討の基礎資料として、地すべり特有の地形から地すべり地域の範囲を推定し、地すべりブロックの区分を行うとともに、地すべりの移動状況やすべり面の形態に関する資料を得ることを目的としている。

3.2　調査方法の選定

調査方法を、**表-2.3.1**に示す。

表-2.3.1　調査方法

調　査　方　法	明らかにされる情報・数値の概要	備考
地形図の作成	地物の位置、調査及び計画設計の基図	
地形測量	斜面縦横断図、河川縦横断図等	
空中写真判読	地すべりの範囲、微地形、活動性等	
地形図判読	地すべりの範囲、活動特性等	
現地踏査		
空中写真撮影(航空・UAV)	最新及び災害時の地形、地物、三次元地形モデル	・既存の情報が不足している場合や人の立ち入りが困難で詳細な地形情報が必要な場合に空中写真撮影やレーザ測量によるデータ取得を行う。 ・DEMは、レーザ測量とUAVによる撮影写真のSfM処理のいずれからも作成可能。
レーザ測量（航空・UAV）	数値標高モデル（Digital Elevation Model：以下「DEM」という。）、地形の起伏、微地形	

3.3　調査内容

3.3.1　地形図の作成

調査、計画の基礎となる図面としては、地すべり対策事業の場合は通常縮尺1/2,000程度の地形図を用いるが、その他の土地改良事業にあっては、事業計画基図等で適当なものがあればそれを用いる。

新たに地形図を作成する際には、地すべり防止対策という目的に合わせて、次のような事項に留意して作成する。

① 原則として、空中写真測量による。ただし、必要な場合には、UAV又は航空機に搭載されたレーザスキャナを用いた計測を用いることができる。なお、既存のDEMがある場合はそれを活用

できる場合もある。

② 等高線間隔は現地の状況に合わせて１～５m間隔とする。

③ 亀裂、滑落崖、隆起、陥没等で、測量、図化の段階で判明したものは明示する。**表-2.3.2**のような記号例を用いて、**図-2.3.1**のように等高線図上に表示する。

④ 崩壊地、岩石等の露出地点についてもできるだけ明示する。

⑤ 渓流、沼沢、湿地、湧水、ため池等についてもできるだけ詳細に表示する。

⑥ 土地利用区分、人家、公共施設等を表示する。

⑦ 地すべり防止区域については、その境界を表示する。

⑧ 既往の地すべり災害対応や砂防のための施設を記入する。また、砂防指定地や保安林区域等の範囲がかかる場合は記入する。

また、地すべり防止施設の設計に用いる基図は、必要に応じて縮尺1/1,000～1/300程度で作成する。

表-2.3.2 地形調査に用いる記号の例

事　項	記　号	記　号
滑落崖		
開いた亀裂		適宜亀裂幅を記入する
閉じた亀裂		
亀裂の移動方向　沈下		適宜移動量を記入する
水平		〃
斜め		〃
上昇		〃
隆起部		
沈降部		
舌端		
地塊の移動方向		
不動地		
ため池	カラ池 (荒廃池)	
沼沢・湿地		
湧水地		
ブロック境界		
地すべり防止区域の指定境界		

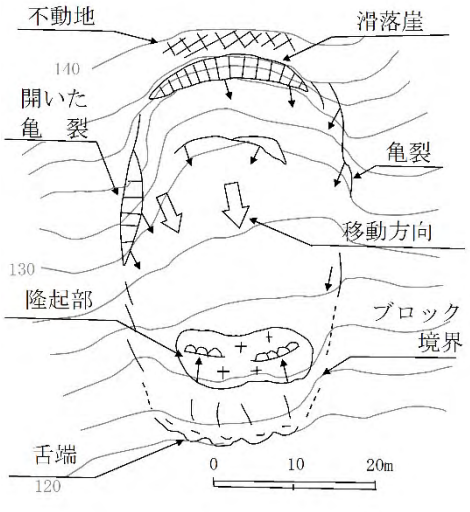


図-2.3.1 地形図表示例

3.3.2 地形測量

安定解析断面を決定するために必要な場合及び地表水排除工、侵食防止工、斜面改良工等各種地すべり防止施設の設計を行う際には、斜面縦横断測量及び河川縦横断測量を行う。その際の測線、精度については目的に応じて適宜設定する。

なお、地すべりの移動量の測定を目的とする測量については技術書「Ⅱ調査編、９．地すべり移動量調査」を参照する。

3.3.3 空中写真判読

空中写真はそれを立体視することにより、微細な地形まで判読することができ、植生被覆という制約が大きい日本にあっても、地形や地質構造、植生等に関する情報を得るのに有力な手段となってきた。

判読に当たっては縮尺1/20,000～1/5,000程度の空中写真（カラー又は白黒）で、できるだけ新しいものを用いて立体視し、次の事項について判読を行い、地形図上に記載する。なお、土地の改変状況によっては、古い空中写真の方が元の地すべり地形を判読しやすい場合がある。

① 地すべり地域周辺の地形区分（山頂緩斜面、山腹緩斜面、山麓緩斜面、急斜面、段丘、谷底、低地等）
② 大規模地すべり（一次地すべり）の範囲確認と、その地形的明瞭度（古くて河川による侵食が進んでいるか、新しくて明瞭か）
③ 亀裂や段差、隆起、陥没等の微小地形の判読と、それらを総合した地すべりブロックの区分及びすべり面形状の推定（**図-2.3.2**及び**図-2.3.3**）
④ 地すべりブロックの移動方向と概略安定度の推定
⑤ 崩土の流出方向と流出範囲
⑥ 小崩壊地形等の位置と規模
⑦ 線状構造の有無・位置（直線状の谷や山麓線等、断層や破砕帯が存在する可能性があるような線構造はないか）
⑧ 地質図との対比による地質の差に伴う地形的特徴の有無
⑨ 河川、渓流による地すべりブロックの侵食状況
⑩ 立木の乱れ等の有無
⑪ 土地利用（地すべり地域の土地利用は棚田になっていることが多い。棚田がすべて地すべり地域とはいえないが、畦畔率が高い場合や、荒廃地をはさんでいる場合には地すべり地域であることが多い。）
⑫ 過去の空中写真と、最新の空中写真の比較で、地すべりブロックの運動状況がとらえられることがある。また、土地利用の変遷も確認できる。

図-2.3.3の例は、かなり老年期に達した地すべりで、地すべりが多くの小ブロックに分かれ、慢性的な地すべりを生じている。ブロックの区分では、まず斜面単位ごとにA～Eのブロック群に大区分し、さらに中ブロック（１，２，３，・・・）、小ブロック（a，b，c，・・・）に区分した（小ブロックの記号についてはＡブロック群についてのみ示しＢ～Ｅでは省略している）。

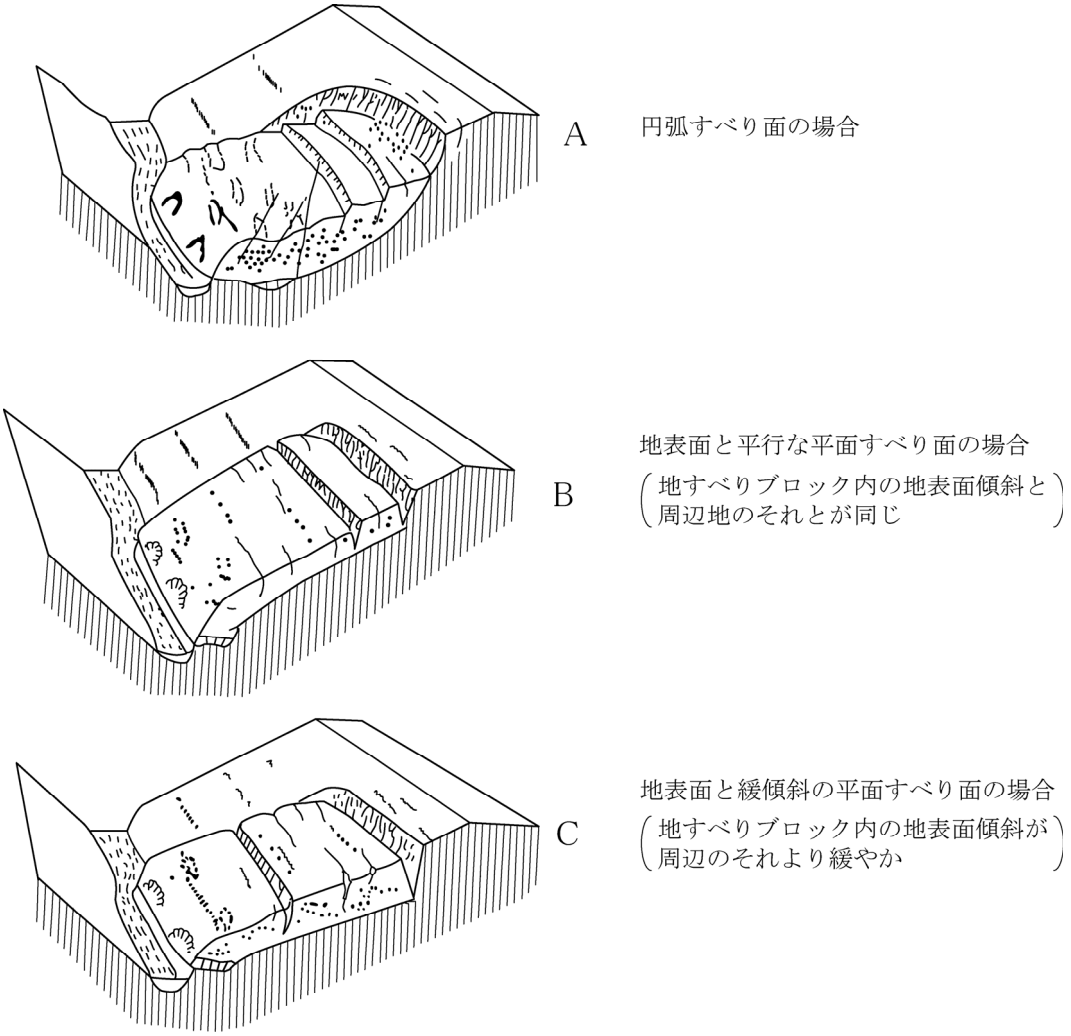
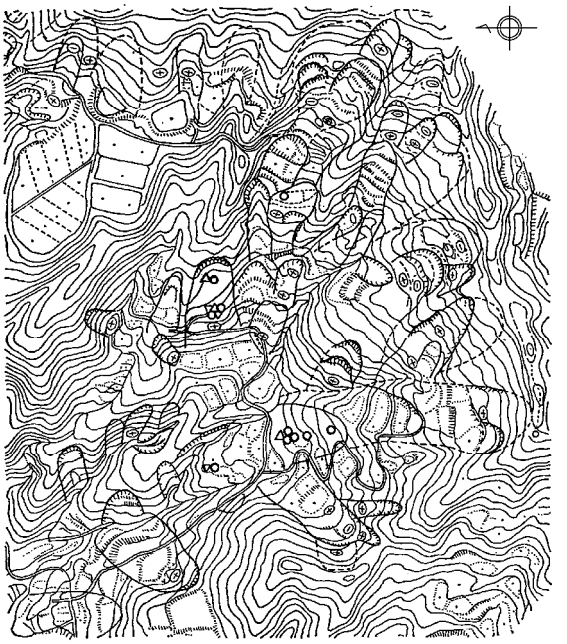
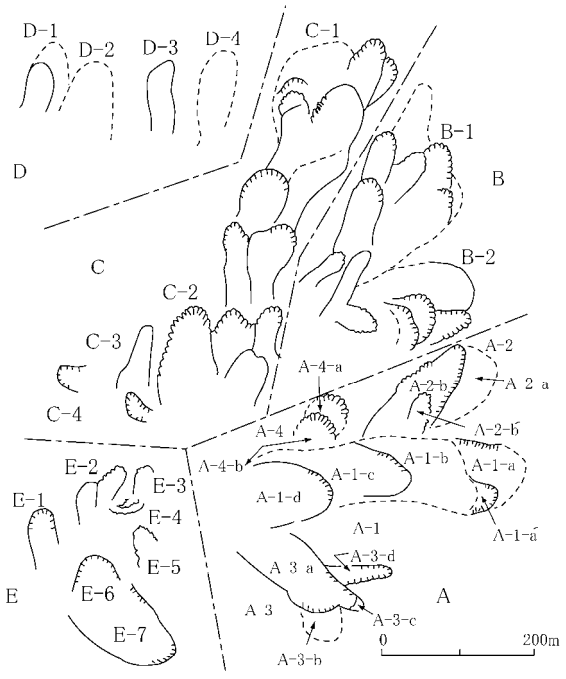


図-2.3.2 すべり面形状による地すべり地形の相違*1

＊1 江川（1982）：地すべり地形について、国土地理院時報第56報、pp. 48～56を図のみ引用（一部変更）





:明瞭な地すべりブロック
:不明瞭な地すべりブロック
:段差
:崖

この例はかなり老年期に達した地すべりで、地すべりが多くの小ブロックに分かれ、慢性的なすべりを生じている。ブロックの区分は、まず各斜面単位ごとにA～Eのブロック群に大区分し、さらに中ブロック（1.2.3.…）、小ブロック（a．b．c…）に区分した（小ブロックの記号についてはAブロック群についてのみ示しB～Eでは省略している。）

図-2.3.3　地すべりブロック区分例（安塚南部地区（新潟県））

3.3.4 地形図判読

(1) 地形図による地すべり地形の判読

現在、移動が発生、継続し農地・農業用施設等に被害を与えている地すべりのほとんどは再活動地すべりであり、したがって地形図等から地すべり地形を読みとることにより、その範囲等を推定できることが多い。また、将来地すべり活動が再発するおそれのある箇所を知ることもできる。

地すべりは、**図-1.2.2**に示す地すべりブロックの形で出現するが、すべり面の形態、地すべりブロックの性状、活動の履歴等によっては地形図上で等高線が多様な形態をとる。一般的には**図-2.3.4**のような形となっていることが多い。地すべりは、同一範囲での再活動として繰り返し発生することや、滑動することで土塊が脆弱化してより小規模な地すべりも起こりやすくなる。そのような地すべりが隣接する斜面で起こると**図-2.3.4(1)**のような地形ができる。また、**図-2.3.4(2)**は尾根部が初生的な地すべりを起こす場合の地形を示す。**図-2.3.4(3)**は、(2)からさらに地すべり活動が進んだ場合に現れる緩斜面を伴う地形である。**図-2.3.4(4)**は地すべりを繰り返して土塊が下方へ移動して沢状になった地形である。このような現れやすい地形を念頭に置いて、地形図での地すべり判読を行う。

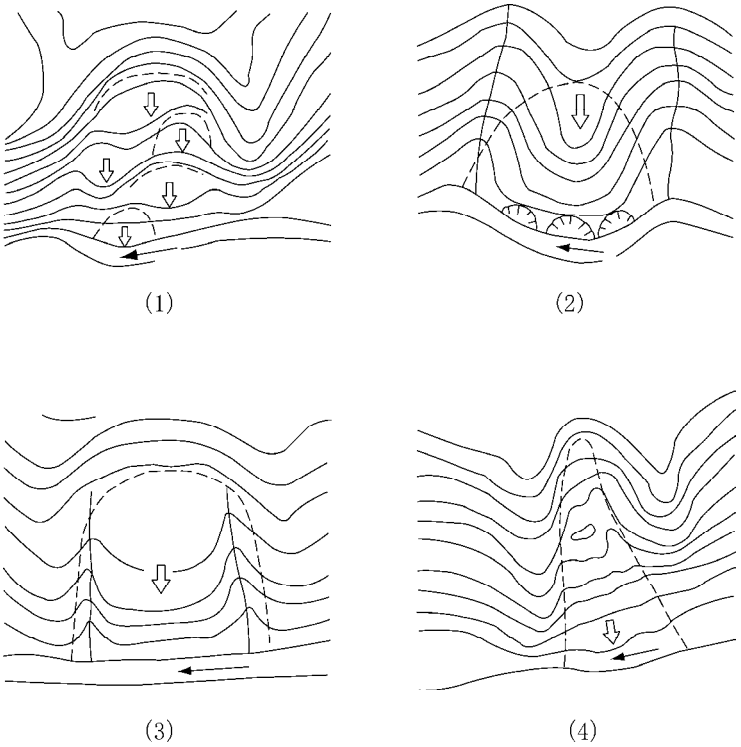


図-2.3.4 地形図に現れる地すべり地形の例*1

なお、侵食され残った段丘面や溶岩流・火砕流によってできた火山性の平坦面等はこれら地すべり地形と誤りやすいため、周辺のある程度広い範囲内の平坦面との対比や地質との対比等に関する注意も必要である。

地形図の判読を行う際には、地形図の縮尺により判読できる内容が異なり、縮尺に応じた判読項目はほぼ次に示すとおりである。

＊1 山田剛二、渡 正亮、小橋澄治：地すべり斜面崩壊の実態と対策、山海堂、p.62（1971）を引用（一部変更）

1） 縮尺1/25,000の地形図

① 地すべり地域周辺の地形区分（山地、丘陵、台地、段丘等の大区分）

② 谷密度（単位面積当たりの谷の数、一般に地すべり地形では谷密度が小さい）

③ 大規模な地すべり地形（一次地すべり）の有無・形状（現在の地すべり活動が、古い時代の巨大な地すべりの一部である場合がしばしばあり、このチェックを行う）

④ 周辺にある他の地すべり防止区域や顕著な地すべり地形の有無と当該地すべり地域の地形的関連性の検討

2） 縮尺1/5,000～1/1,000地形図

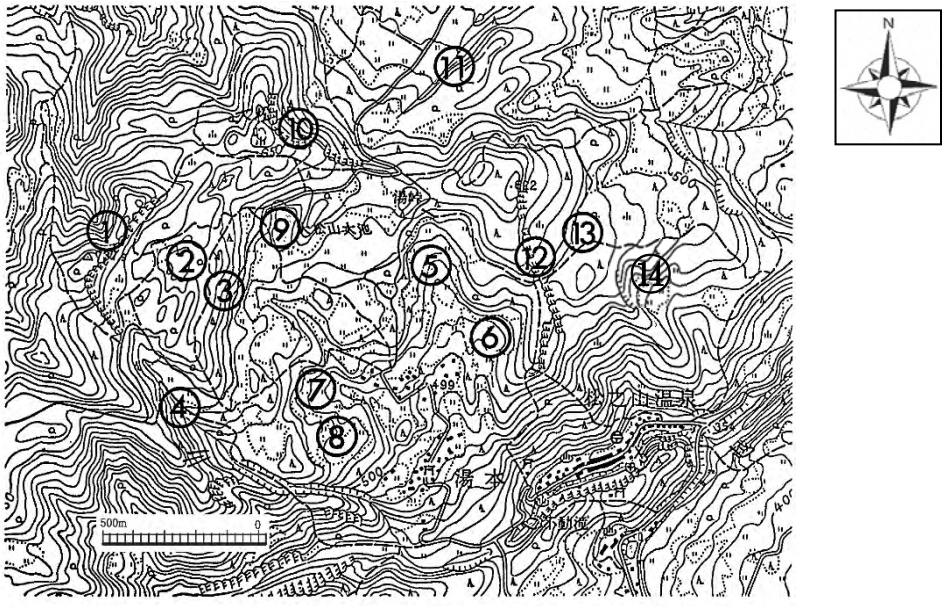
① 地すべりによると思われる斜面地形（滑落崖、二重山稜、凹地、分離丘、波状地形等）の把握

② 地すべりブロックの概略区分

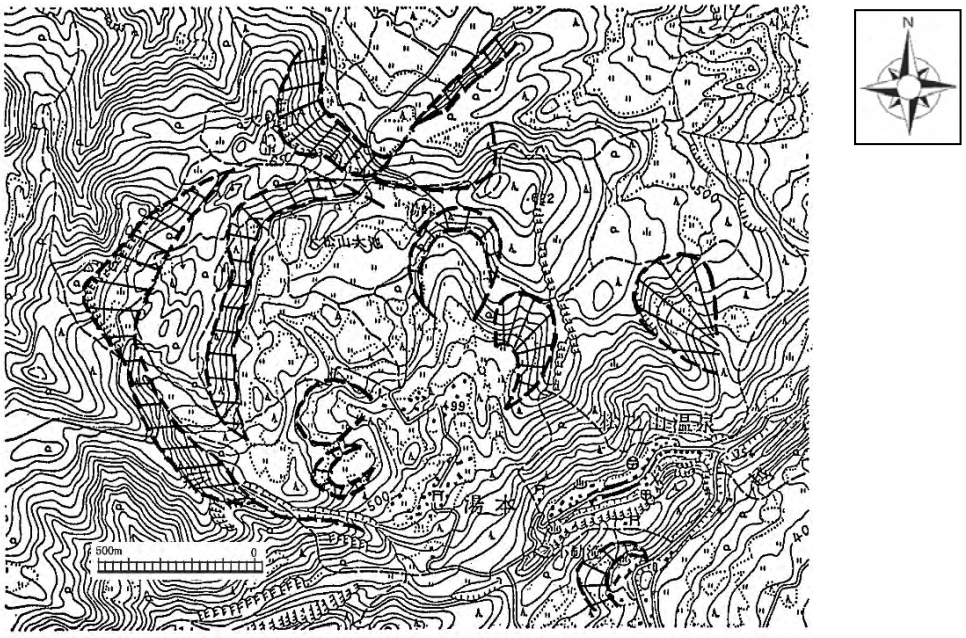
③ 沼沢、湿地、湧水、ため池等の把握

3) 地すべり地形の事例とその判読

【事例１】**図-2.3.5**(A)の縮尺1/25,000地形図上の番号で示した位置において読みとれる地すべり地形の例を**図-2.3.5**(B)に示す。



(A)1/25,000地形図(国土地理院「松之山」図幅に加筆)



(B) 1/25,000地形判読例(国土地理院:「松之山」図幅に加筆)

注) この図では，特徴を強調するため，滑落崖相当部分について左記の記号を用いている。

図-2.3.5 縮尺1/25,000地形図判読例

図-2.3.5に示す事例１では、次のようなことが読みとれる。

a) 地形図の中央部付近（⑤と⑨の間）の傾斜が比較的緩やかで谷密度が小さく、土地利用も水田を主としていることがわかる。

b) 尾根部には馬蹄形の崖（①）が表示されており、①を頭部滑落崖とする地すべりであると推定される。

c) ①の下部には②の凹地があり、さらにその下部には等高線の密な急傾斜部があるから、**図-1.2.2**の地すべりブロック模式図と対照すると②が頭部、③は二次滑落崖であると推定される。

d) 地すべりブロックの側端は地形図上ではあまり明瞭ではないが、傾斜や谷密度等から地すべり北側側部は小尾根の頭部あたり、南側側部は頭部滑落崖付近から下流へ流れる沢（④）の辺りであると推定される。また、地すべり側端部は地すべり滑動によって破砕されるため、古い地すべりでは沢が発達することが多い。

e) 地すべりブロック下部においては⑤～⑧のように小規模な馬蹄形状地形が見られるが、これらは二次地すべりによるものと考えられる。

f) 大松山大池（⑨）は二次滑落崖下部にできた凹地部を利用してできたため池ではないかという推測もできる。

なお、本地域の北側は日本でも有数の大規模地すべりである松之山地すべりに当たり、その一部をなす滑落崖等（⑩、⑪）も見られる。また⑫、⑭については地形上では崖が明瞭であって、その下部に緩傾斜部の認められる場合（⑬）もあるものの、全体としては先程の地すべり地形ほど明瞭ではなく、さらに空中写真を判読したり、現地踏査を行わなければ地すべりかどうかの判断は難しい点がある。

【事例２】縮尺1/1,000地形図上で読みとれる地すべり地形の例を**図-2.3.6**に示す。



① 滑 落 崖　　② 凹　地　　③ 分 離 丘　　④ 波状地形

図-2.3.6　縮尺1/1,000地形図判読例

図-2.3.6に示す事例２では、縮尺1/1,000と大縮尺な地形図のため微地形が読み取れる。尾根直下で急斜面をなす滑落崖（①）と、南北方向に延びる凹地（②）が読み取れ、そこから東側は、凹凸、緩急の変化の見られる斜面になっており、地すべりブロックとみられる。そこでは、尾根としての連続性が見られない独立した小丘（分離丘③）が見られる。また、斜面下方（図の右端部）は浅い凹地を含むゆるやかな凹凸をなす波状地形となっており、ここも地すべりでできた地形の可能性がある。

(2)DEMを用いた地すべり地形の判読

近年、航空機あるいはUAVに搭載されたレーザスキャナを用いた詳細な地形測量が可能になってきた。この中で、航空レーザ測量は、比較的広域の地形を把握する場合に適するが、UAVを用いたレーザ測量は、小範囲の小さな段差や亀裂、小崩壊等を捉えるのに適する。UAVレーザ測量は、対地高度数10～100m程度で飛行速度を調整することで、地上でのレーザ照射点を100～1,000点/m^2以

上の高密度で得ることができる。その結果、全体若しくは一部が樹木や草本に覆われる地すべりブロックの詳細形状把握や地形変化の発見を効率的に行える。なお、影になり照射密度が下がる部分を減らすためUAVのフライトコース間のオーバーラップを確保することが望ましい。また、森林や草本植物の影響でレーザの地上到達率が下がるため、植生繁茂期を避けることで、より少ない照射点密度での地形測量が可能となる。農林水産省九州農政局による平成29年度～令和元年度調査では、繁茂期の水田ではレーザの地上到達率が0.53%となったケースもあった。照射点密度を変えたUAVレーザ測量による地形起伏図の比較（**図-2.3.7**）から、微地形判読等を行うための地形図作成に最適な照射点密度は、落葉期は経済性を考慮すると100～200点/m^{2}程度、植生繁茂期は400点/m^{2}以上と考えられた。

レーザ測量による水平位置と標高の点群データからDEMを作成し、そこから、傾斜や斜面の凹凸の度合い等の地形量を計算し、それらを陰影や色のグラデーション等で場所による差を表すことで立体的に地形を表現した地形図が得られる（例えば赤色立体地図[*1]）。これを用いることで、詳細な地すべり地形の判読や地すべりブロックの把握精度の向上が期待される。**図-2.3.8**は、農林水産省関東農政局が平成29年度から行った、航空レーザ測量による１mDEMから作成した傾斜分布図（白色から黒色になるほど傾斜が急）と空中写真を用いた杉林に覆われた地すべり斜面でのブロック判読結果を比較したものである。１mDEMから作成した傾斜分布図は数mの段差等、細かい地形の起伏を判読可能で、より小さな地すべりブロックも判読されている。

なお、航空レーザ測量については、国や地方公共団体等で公開されたデータを入手できることもある。

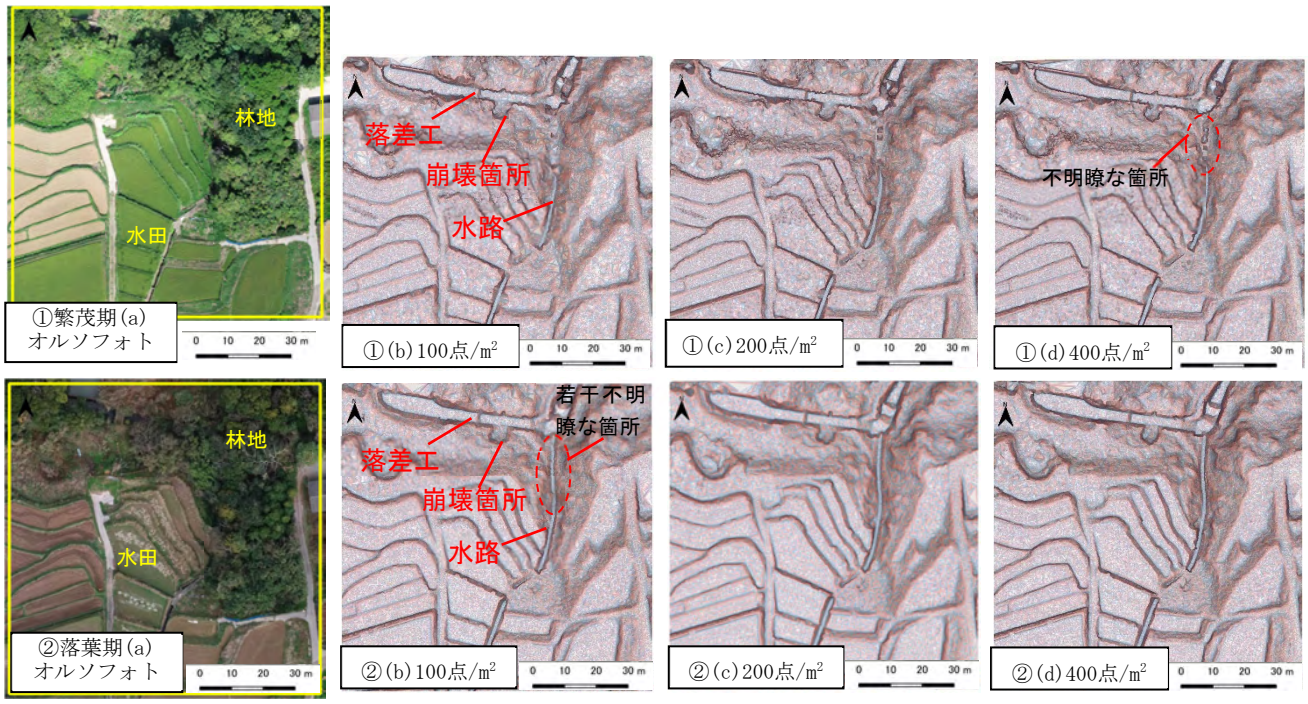


図-2.3.7 オルソフォト(a)と照射点密度（(b)100点/m^2, (c)200点/m^2, (d)400点/m^2）ごとの地形表現図

＊1 千葉ら(2007)：地形表現手法の諸問題と赤色立体地形図、地図45.1、pp.27～36

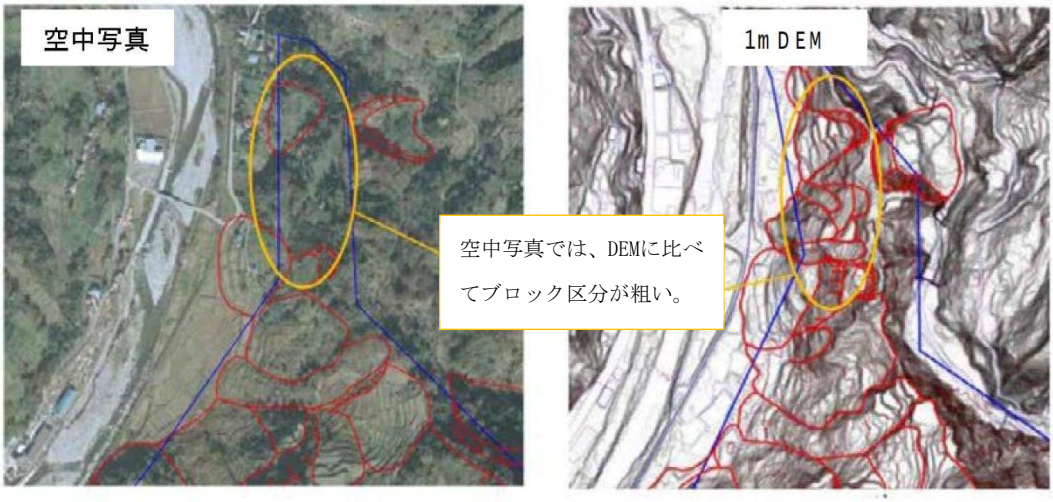


図-2.3.8 空中写真(左)と１mDEM傾斜分布図(右)の比較（杉林のため地形判読結果に差異）

3.3.5 現地踏査

地形図や空中写真から判読した事項を確認するとともに、さらに詳細な地形変状等を調査するために現地踏査を行う。また、過去の移動履歴についても聞取りによる調査を行う。踏査は、空中写真や地形図を基に概略の地すべり地域を把握した上で、その周囲を含めて十分な範囲で実施する。

なお、地すべり地形の概況を現地把握するためには、河川・渓流の対岸等から遠望目視により観察するとよい。また、現地踏査の時期は植生被覆が少なく、地形的特徴を把握しやすい晩秋から早春が望ましい。

現地踏査で把握すべき事項は以下のようなものがある。

① 地すべりブロック区分の確認
② 地すべりブロック相互の新旧関係及び地すべりブロックと河岸段丘等との新旧関係
③ クラック、段差、隆起、陥没、植生の乱れ、針葉樹の幹の曲り等地すべりに伴う変状の詳細
④ 構造物の変状確認
⑤ 地すべりブロックの移動方向
⑥ 崩土の流出方向・流出範囲の確認
⑦ 渓流、沼沢湿地、湧水、ため池等の状況、湿性植物の有無
⑧ 河川・渓流等による地すべりブロックの侵食状況確認
⑨ 既存の災害箇所（災害復旧事業箇所等）の位置

4. 地すべり被害調査

（基準書　第２章、2.3(3)関連）

4.1　調査の目的

地すべり被害調査の目的は、以下のとおりである。

①　地すべり地域における保全すべき物件の分布と被害状況を明らかにし、地すべり対策工事として重点を置くべき地すべりブロックを定める基礎資料を得る。

②　保全すべき物件に応じ、安定解析における目標安全率及び対策工法を定める基礎資料を得る。

4.2　調査の内容

4.2.1　地域現況調査

対象地域内の農地、農業用施設等の現況について調査を行う。調査項目は下記を標準とする。

①　地域農業の概況（農家戸数、１戸当たり耕地面積、主要作物等）

②　土地利用状況

③　土地所有状況

④　水利用状況

⑤　農業用施設の状況

⑥　公共施設、家屋等の状況

4.2.2　被害実態の調査

地すべり被害調査は以下に掲げる項目について、過去に生じた被害、現在生じている被害及び将来発生が予想される被害について調査を行う。

①　農地又は農用地（水田、普通畑、樹園地、その他）

②　農業用施設（ため池、頭首工、用排水路、農道、集出荷施設、畜舎等、その他）

③　家屋（人家、その他）

④　作物

⑤　交通・運搬施設（道路、鉄道、港湾、その他）

⑥　要配慮者利用施設（社会福祉施設、学校、医療施設、その他）

⑦　その他の公共施設（官公署、工場、発電所、送電線、水道施設、その他）

⑧　林地、その他

⑨　その他（墓地、記念碑等）

なお、調査結果については結果を図・表にまとめ、現況の被害状況が明らかになるようにしておくことが必要である。

5. 地質調査

（基準書　第２章、2.3(4)関連）

5.1　調査の目的

地すべりとは、地下水等の助長作用に伴い、斜面内部のせん断強度が低下して破壊が発生し、結果的に斜面物質がすべり面に沿って下方へ移動していく現象といえる。地質調査は、この斜面物質を地層、土砂、岩石という単元ごとに区分してその分布、性状等を調査し、地すべりが発生している斜面の構成要件を明らかにしようとする最も基礎的な調査である。

地質調査の目的を具体的に示すと以下のとおりである。

① 斜面を構成する地層の区分を行い、その性状、分布及び構造を明らかにする。また、地層の走向、傾斜と地すべりの方向との関係を明らかにする。

② 斜面の強度を低下させ、地下水の流動経路となる亀裂系の分布やこれらの亀裂発生の原因となった褶曲・断層等の構造を明らかにする（特に断層や破砕帯は地下水の主要な供給源、流動経路となっていることが多い)。

③ すべり面の位置や性状を明らかにする。

5.2　調査方法の選定

地質調査を行って明らかになった情報を地すべり防止対策計画における以下の項目の基礎資料として用いる。

① 地すべり機構の解析

② 安定解析の際のすべり面形状の推定及び土の強度定数（粘着力、せん断抵抗角）の設定

③ 地表水排除工・地下水排除工の位置及び規模の決定、杭工・アンカー工の根入れ部の決定、対策工法の決定

なお、地質調査の各調査手法は大きく分けて平面的調査（地表地質踏査等）と鉛直的調査（ボーリング調査、各種孔内試験、試掘調査、電気探査、弾性波探査等）に分けられるが、この両者を適宜組合せて斜面全体の実態を明らかにするよう努めることが必要である。また、その際には、個々の調査手法の現場への適・不適及び適用限界に留意し、地すべりの特性に応じた調査方法を選択する。

調査方法の一般的な選定区分を、**表-2.5.1**に示す。

表-2.5.1 調査方法の選定区分

選定区分	調査方法	明らかにされる情報・数値の概要
通常実施	地表地質踏査	地表地質踏査は、地すべりにより生じた地表変状や地質分布、地下水状況等を把握し、周辺環境を確認するため、現地にて情報収集を行うものである。踏査は、空中写真や地形図を基に概略の地すべり地域を把握した上で、その周囲を含めて十分な範囲で実施する。地下水状況は、湧水点や表流水の状況等から、推測することができる場合がある。
	ボーリング調査 (JGS 1222) (JGS 1223) (JGS 3211)	ボーリング調査は、ボーリングマシン等により小口径の縦穴等の掘削を行って地すべり移動層及び不動地盤層のコア（岩芯）等を採取し、肉眼観察により土質、地質、層序、すべり面、岩石の風化・破砕状況等を調査するとともに、掘削中の孔内水位の変化や掘削用水の排水状況等により地層の透水性・帯水性を把握するために行う。 ボーリングコアの柱状図の記載は、一般的内容に加え、地すべり特有の情報（破砕度、コア重量、硬軟、相対稠度等）に着目して実施する。掘進中の孔内水位の変化も記録する。破砕度はすべり面の特定、コア重量は安定解析での単位体積重量の設定、硬軟及び相対稠度は移動土塊と不動地盤との識別等に活用することができる。
必要に応じ実施	電気探査 (垂直探査、二次元探査)	電気探査は、一般的に地表から地下に電流を流し地盤内に発生する電位の場所による変化を計測し、その変化を解析することにより、地盤の比抵抗分布を把握する比抵抗法を用いて実施する。垂直探査では、1つの測点を中心に電極間隔を広げて測定を行うことで、測点における地質性状（硬軟、空隙率等）や地下水位の深度方向の変化を推定することができる。二次元探査は探査測線上で様々な電極組合わせで測定を行い，測線地下の比抵抗分布を断面図として把握できる。
	標準貫入試験 (JIS A 1219)	サウンディングの一つで、ボーリングと一体で行い、N値を求める代表的な調査方法である。N値から土・岩盤の強度や密度等を推測することが可能である。地すべりの安定計算や対策工設計に反映される。
	電気検層 (JGS 1121)	土・岩石の電気的性質を調べる検層のうち、自然電位や比抵抗を測定する物理検層である。地すべり地域内の帯水層，破砕・変質帯等の評価を行う。
特殊条件下で実施	比抵抗トモグラフィ	ボーリング孔や坑道を利用して対象地盤を取り囲むように電極を配置し、逆解析による比抵抗分布を求めることにより、地表からの探査よりも対象地盤の詳細な構造を視覚的に捉える調査方法である。
	弾性波探査（屈折法弾性波探査）	弾性波探査は、弾性波が地層を伝播する速度を測定し、地層の分布特性を明らかにするものである。地すべり調査では、特に広大な地すべり地域における地層の分布状況を推察する場合に有効である。ただし、弾性波探査は、地表から順に地層が硬くなることを前提にしており、地層間に挟まれた軟弱層は把握できない。
	孔内載荷試験 (JGS 1531) (JGS 3531) (JGS 3532)	挿入する圧力セルにより、地盤の変形係数や降伏圧力を求める試験である。杭工の設計に際し水平方向地盤反力係数を算定するのに用いる。

試掘調査	実際に調査員が立ち入ることができる程度の坑を掘って、壁面の観察や土質・岩石試験等のための試料採取を行う調査である。集水井、排水トンネル等の事業実施途上において行う方法や、これらの工事がない場合は、別途試掘坑、トレンチ、調査用トンネル等を設けることもある。
サウンディング (標準貫入試験以外)	サウンディングは、土層の貫入、回転、引抜等の抵抗を基に、土の強度、密度等を把握することを目的とする。標準貫入試験以外に、抵抗体を貫入するスクリューウエイト貫入試験(JIS A 1221)や簡易動的コーン貫入試験(JGS 1433)等が一般的である。 硬軟又は締り具合を判定するとともに、地質構造(崩積土と岩盤の境界、地盤の強度変化等)を把握することができる。換算N値(砂質土)の把握、一軸圧縮強さの推定(粘性土)が可能である。
粘土鉱物分析	すべり面粘土の鉱物組成を把握する。特に膨潤性の粘土鉱物(スメクタイト、モンモリロナイト等)は、すべり面形成の要因となり得る。

注)表中でJISとしたものは「日本産業規格」、JGSとしたものは「地盤工学会基準」であり、それぞれ「地盤材料試験の方法と解説(第一回改訂版)」(2020)(地盤工学会編)、「地盤調査の方法と解説」(2013)(地盤工学会編)を参照する。

5.3 調査内容

5.3.1 地表地質踏査

地表地質踏査に当たっては、まず地すべり地域を含む周辺について縮尺1/25,000～1/10,000の精度で既存資料及び露頭調査により地質図作成を行い、地すべり地域周辺の地質構造、地層、岩質等を明らかにした上で地すべり地域内の地表地質踏査を行う。

地すべり地域の踏査に当たっては、地すべりの地質的条件、地すべりブロック又はすべり面粘土の母岩及びそれらの性質、裂か系の分布等について特に留意し、縮尺1/2,000程度の地形図の精度で行う。

これらの調査結果は地すべり地形図に記入し、地質図や地質断面図を作成するが、具体的に表現される事項は次のとおりである。

① 基岩の露頭分布、岩石の種類と風化の程度
② 各種堆積物の分布(段丘堆積物、扇状地堆積物、沖積層、崖錐堆積物等)
③ 崩土の分布性状(すべり面粘土の露出があるときはその性状も含む)
④ 地層の走向・傾斜(さらに結晶片岩が対象の場合は、リニエーション*1の方向)
⑤ 背斜軸、向斜軸、断層等
⑥ その他の亀裂等の分布
⑦ 湧水、表流水の分布

なお、場合によっては踏査に併用してトレンチ調査等の簡易試掘調査を実施する。たとえば亀裂の追跡、すべり面粘土の確認、湧水地点の観測等にその効果が大きい。

*1 線構造ともいう。層面片理面上における劈開面の交線でちりめんじわ又は条線として示される。この場合、劈開は層面片理面に平行な縞状構造と斜交するので、劈開面上には平行縞模様が現れる。

5.3.2 ボーリング調査

⑴ ボーリング調査の区分

ボーリング調査は、調査の目的により次の区分とする。

① 土や岩の試料の採取による地質構造の調査

② ボーリング孔を用いる孔内試験等のための掘削

調査目的別の掘削手法の概要を、**表-2.5.2**に示す。

ボーリング孔を用いた孔内試験等の適用孔径例を、**表-2.5.3**に示す。

表-2.5.2 調査目的別の掘削手法の概要

調査の目的	掘削手法	掘削孔径 φ (mm)	掘削流体	適用
崩土・風化岩・新鮮岩の程度区分を目的とする場合	シングル・コアチューブ清水掘削 ダブル・コアチューブ清水掘削	66以上	清水	岩盤部分
	シングル・コアチューブ無水掘削	66以上	－	崩土部分において、無水掘削によりコアの採取を行う場合があるが、コアが乱れるため積極的な採用は避けることが望ましい。地下水関係調査孔として用いる場合は無水掘削は適さないので、清水掘削で拡孔する必要がある。
すべり面の判定・すべり面粘土の試料採取を目的とする場合	コアパック法	66以上	泥水～清水	岩盤に向くが崩土層も可能である。 添加剤使用、孔径拡大（φ86㎜以上）により、コア採取率向上が期待できる。
	泡ボーリング	86・116	界面活性剤＋圧搾空気	軟弱粘土～岩盤まで適用可 砂礫層・破砕帯・軟弱粘土等通常の方法でコア採取が難しいとされている地質に適用できる。特徴は、使用水量がわずかであるため、水の得にくい場所で有利であり、軟弱層の掘進で崩壊しにくい、スライム排除能力に優れている等の利点がある。経費はやや高い。四重管サンプラーにより比較的乱さない試料採取が可能である。
	ロータリー式二重管サンプラー (JGS 1222)	66・76・86・116	泥水～清水	通常掘削と併用し、すべり面が想定される部分に用いる。N値４～15程度の粘性土に適する。
	ロータリー式三重管サンプラー (JGS 1223)	66・76・86・116	泥水～清水	通常掘削と併用し、すべり面が想定される部分に用いる。粘性土ではN値４以上、砂質土ではN値10以上を対象とする。
孔内試験等のための掘削	ノンコア送水掘削	66以上	清水～泥水	掘削孔径・掘削流体はボーリング孔の使用目的に応じて適宜選択する。
	ロータリーパーカッション掘削	90・115・135・146	泥水	打撃破砕と切削破砕により掘削する。掘削速度は速い。一般的にコア採取は困難であるが、コア採取が可能なツールも開発されている。

表-2.5.3　ボーリング孔を用いた孔内試験等の適用孔径の例

調査項目	調査手法	適用孔径例 φ（mm）	掘削手法等の条件	適　　用
地質調査	標準貫入試験	66以上	－	N値を求める代表的な調査方法。N値から土・岩盤の強度や密度等を推測することが可能である。地すべりの安定計算や対策工設計に反映される。
	電気検層	66以上	－	土・岩石の電気的性質を調べる検層のうち、自然電位や比抵抗を測定する物理検層。地すべりの内の帯水層，破砕・変質帯等の評価を行う。
	孔内載荷試験	66・76・86	－	挿入する圧力セルにより、地盤の変形係数や降伏圧力を求める。杭工の設計に際し水平方向地盤反力係数を算定するのに用いる。
地下水調査	地下水位	66以上	原則として清水掘削による	簡易に地下水全体の賦存状態を把握できることから、一般的に用いられる基本的な調査である。ただし、地下水位からすべり面にかかる間隙水圧を想定する場合は、ボーリングの調査結果を含めた総合的な判断が必要である。採水や観測孔の維持管理等の必要に応じて、86㎜以上の孔径にすることもある。
	間隙水圧計	66・76・86程度	〃	すべり面付近の地下水の間隙水圧を、直接的に測定する。すべり面に作用する間隙水圧は、安定計算等に用いる。
	地下水検層	66以上	〃	ボーリング孔内の地下水に対して、塩水や温水を注入し電気抵抗又は温度等を連続的に測定し、その値の変化の傾向から地下水の流動部を鉛直的に把握する。地下水排除工の全体計画検討や設置深度に反映する。
	簡易揚水試験	66以上	〃	掘進中に一定の区間ごとに孔内水を汲み上げて揚水量、水位の回復状況を測定し、各区間の地下水量及び透水係数を求める。地下水排除工の全体計画検討や設置深度に反映する。
	湧水圧試験	66・76・86程度	〃	掘進中に一定区間ごとに、孔内水位が一定になるように水を注入し、地盤の透水係数を把握する。地すべりの浸透流解析等で用いる。
地中移動量調査	パイプひずみ計	66・76・86程度	－	パイプのたわみの変化を、一定間隔で貼り付けたひずみゲージにより計測する。地すべりの地中の動きを把握する。
	鉛直方向伸縮計（多段型）	66	－	すべり面を貫通したボーリング孔(保孔管)に設置したワイヤーの伸縮量により移動量を計測する。
	孔内傾斜計	通常86以上	－	ガイドパイプを、ボーリング孔に挿入・固定し、そこに傾斜計測器（プローブ） を挿入することで、すべり面の位置、移動量、移動方向等を把握する。

⑵ 適用上の留意点

ボーリング調査は、地表地質踏査及びその他の地質調査と関連して行うことにより効果を発揮する。主として垂直ボーリングにより地層の状態、岩質、基盤の深さ、鏡肌の存在、すべり面粘土等を調査するが、地層や断層の方向又は地形条件によっては、斜方向、水平方向のボーリングも併用する。

ボーリング調査では、下記の事項に十分留意する。

① ボーリングは、地すべりブロックの主測線に沿って配置することを原則とする。

② 地すべりブロックの厚さあるいは基盤の深さを確認するボーリングでは、すべり面又は想定される基盤に達してから、全体的な地形地質を考慮して、確認のため、原則としてさらに数m（５mを標準として）掘削する。

③ すべり面の判定は、鏡肌の存在、すべり面粘土の有無、破砕度区分*1等を手がかりとし、良質なボーリングコアの採取により、この精度を高めることができる（**図-2.5.1**、**図-2.5.2**）。ただし、ボーリングコアだけでは判定が困難な場合が多く、他の調査結果と併せて判定する必要がある。

④ あらかじめすべり面の位置が推定される場合は、その部分のみロータリー式二重管サンプラー又はロータリー式三重管サンプラー（**表-2.5.2**）を用いる等の配慮が必要である。

⑤ すべり面の確認に当たっては、すべり面が１面とは限らず、思いもかけない深部にすべり面が存在することもあり、推定すべり面の２倍程度の深さのボーリングを少なくとも１孔は実施することが望ましい。特に結晶片岩地帯の破砕帯地すべり等においては思いがけないほど深い岩盤の中にすべり面が分布する場合があるので注意を要する。

⑥ その他ボーリング孔を利用して各種の調査を行う場合にも孔径及び掘削手法の検討が不可欠である。

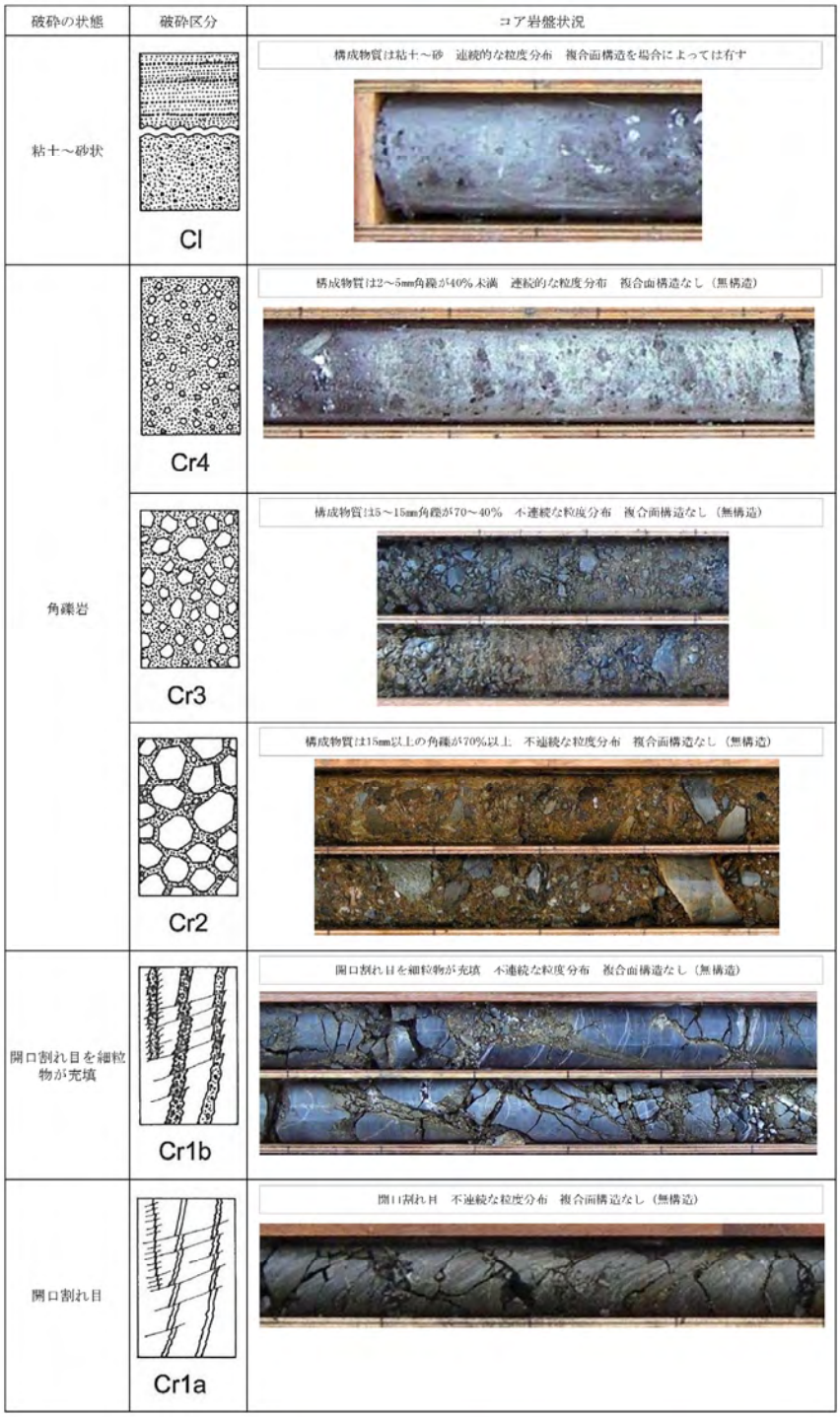
⑦ 掘進中の逸水（孔内水位の低下）、湧水（孔内水位の上昇）を柱状図に記載するほか、掘進作業の前後（たとえば１日の作業終了時及び翌朝の作業開始前）で地下水位を測定し、地下水位を掘削深度と併せて記録しておくと、多重地下水位の把握等に役立つことが多い。

⑧ コアによるすべり面確認を目的とする場合はオールコアとし、標準貫入試験を併用する場合は別孔で実施するのが望ましい。

⑨ ボーリング柱状図の作成に当たっては、調査の目的に応じた柱状図を選定し、調査結果を的確に柱状図表現することが必要である*2。、ボーリングに合わせて柱状図の種類は、岩盤ボーリング柱状図、土質ボーリング柱状図（オールコアボーリング用）、土質ボーリング柱状図（標準貫入試験用）、地すべりボーリング柱状図（オールコアボーリング用）、地すべりボーリング柱状図（標準貫入試験用）がある。

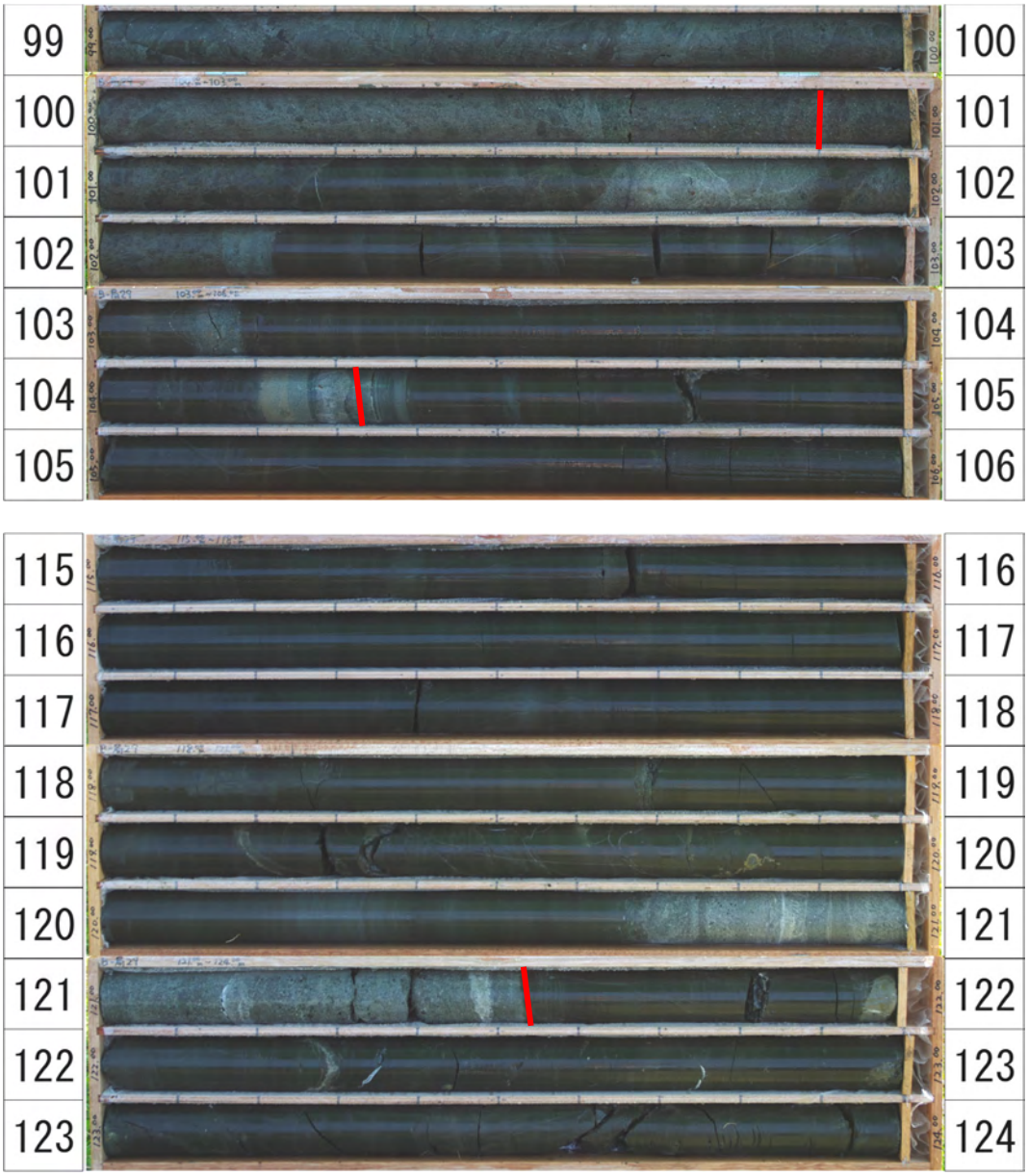
＊1 国土交通省水管理保全局：河川砂防技術基準 調査編第15章 pp.69～70（2012）

＊2 （一社）全国地質調査業協会連合会 社会基盤情報標準化委員：ボーリング柱状図作成及びボーリングコア取扱い・保管要領（案）・同解説（2015）



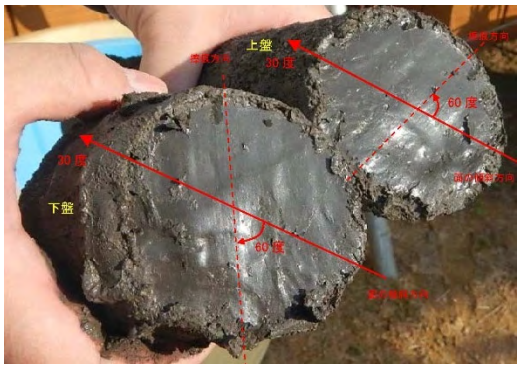
※上記コアは、高品質なコアを採取するために、掘削孔径を86㎜とし掘削管理値（１日当たりの掘進量、１時間当たりの掘進速度、送水量、給圧）を設定し、破砕帯用ビットを用いて掘削したものである。

図-2.5.1　地すべり移動体の破砕度区分とコアの対比の事例（高瀬地区（高知県））



※赤印はすべり面深度。

※上記コアは、高品質なコアを採取するために、掘削孔径を86mmとし特殊軟岩ダイヤモンドビットを用いて掘削されたものである。



すべり面　GL-100.90m
特に鏡肌が明瞭で弱い擦痕を伴う。せん断面の傾斜角度は 30 度，擦痕方向は面の最大傾斜方向に対して時計回りに60 度斜交する（下盤）。

図-2.5.2　良質なボーリングコアの事例（庄内あさひ地区（山形県））

5.3.3 標準貫入試験

⑴ 試験方法

原位置試験によりN値を求める代表的な調査手法である。

試験方法は、日本産業規格の「標準貫入試験方法」（JIS A 1219）として定められているので、「地盤調査の方法と解説」（地盤工学会編）を参照する。

⑵ 適用上の留意点

① N値は、質量が63.5（±0.5）kgのドライブハンマーを76（±１）cm自由落下させ、標準貫入試験用サンプラーを30cm打込むのに要する打撃回数である。

② N値は、崩土と基岩の境界判定の参考及び崩土の全応力表示の強度定数の推定に用いる。

③ 岩盤地すべりには適さない。

5.3.4 電気探査（比抵抗法）*1、*2

(1) 電気探査の原理（概要）

大地に電流を流すことにより、地中には地中の比抵抗の分布と周辺との地形に対応した電位分布が生じる。電気探査は、この電位分布を地表面上で測定したデータから地下の比抵抗分布を解析し、地表地質踏査やボーリング等のほかの地質調査結果と併せることにより、地質構造を推定する調査手法である。本手法は地下水の滞水状態の把握に優れ、地下水排除計画、ボーリング位置の選定のためのスクリーニングにも利用されている。

ここで、等方性電導体の電気抵抗（単位：Ω）は、電導体の大きさによって変化するが、このときの比例定数を比抵抗（単位：Ωm）と呼ぶ。比抵抗は電流の流れにくさを表す物質定数で、比抵抗が小さいほど電流は流れやすい。地層及び岩石の比抵抗は、含まれる鉱物の種類、鉱物粒子間隙の大きさ、鉱物粒子間隙の中の水の量やイオン濃度及び温度によって変化する。このため、同種の地層や岩石であってもとりうる比抵抗の幅が広く、比抵抗の値から地層や岩石の種類は一義的に決まらないことに注意が必要である。

(2) 調査方法

さまざまな電極配置において測定された比抵抗は、その電極配置周辺の地下の平均的な比抵抗を表しており、見かけ比抵抗と呼ばれる。見かけ比抵抗ρ_aは送信電流I（単位：A）と測定電位（単位：V）から次式によって求める。

$$\rho_a = \frac{GV}{I} \quad \cdots\cdots (2.5.1)$$

ここでGは電極間隔aと電極配置によって決まる係数で、電極配置係数と呼ばれる。

垂直探査では、測点を中心に電極間隔aを順次拡大して測点の深度方向の見かけ比抵抗ρ_aを測定する。測定結果は、両対数方眼紙の横軸にaを、縦軸にρ_aをプロットしてρ_a－a曲線を作成する。

二次元探査では、測線上に等間隔に電極を設置し、これらの電極は多芯ケーブルを介して測定器に接続する。測定器側の電極切替え装置を用いて、電流を流す電極と電位を測定する電極を順次選択しながら多数の測定を行う。また、地下深部の探査精度を補うため、ボーリング孔等を利用

＊1 竹内（1999）：地盤調査手法の現状と課題、農業土木学会誌67.11、pp.1151～1155

＊2 中里ら（1999）：電気探査法の技術動向とその適用性の評価、農業土木学会誌67.11、pp.1169～1176
（社）物理探査学会：新版物理探査適用の手引き-土木物理探査マニュアル2008-、（社）物理探査学会、pp.122～199（2008）を引用（一部変更）

して地中に電極を配置して送受信の組合せを増やす比抵抗トモグラフィが用いられることもある。

いずれの探査法においても電極近傍の分極現象を防ぐため、送信電流は交替直流を用いるのが基本である。

(3)　解析方法

垂直探査ではρ_a-a曲線をもとに、標準曲線法あるいはリニアフィルタ法等によって一次元解析を行う。標準曲線法は、測定結果と標準曲線（補助曲線）を比較し、水平成層構造の第１層から順に比抵抗値と層厚を決定していく方法である。リニアフィルタ法は、水平成層構造をなす比抵抗構造のモデルに対する電位の理論値を計算して、測定値と理論値との残差が小さくなるようにモデルを繰返し修正する方法であり、コンピュータを用いて解析を行う。

二次元探査の解析は、現地の測定状況をコンピュータ上に再現させ、測線断面内の比抵抗分布モデルを計算値が測定値に一致するように繰返し修正する逆解析法をとる。比抵抗分布モデルをカラー画像化した比抵抗断面図を成果図として表示する。

(4)　適用上の問題点

垂直探査の解析は水平成層構造を、二次元探査は地形・地下構造が二次元的である（測線に直交する方向には変化しない）ことを前提としている。したがって、測線の側方で地形・地下構造が著しく変化する場合には副測線を設け、両者の結果を比較検討するか、電極を面的に配置する三次元探査*1を適用する必要がある。測線の近くに送電線、鉄道、鋼製構造物等があるとノイズや異常測定の原因となるので、これらに近接しないように測線を計画する。二次元探査では、解析断面の底部、測線の両端部では解析精度が低下するため、探査範囲を対象より広く設定する必要がある。

図-2.5.3に代表的な岩石等の比抵抗を示す。同じ岩石でも桁違いの値を示したり、異なる岩石が同じ値を示したりする。これは、個々の岩石が受けた圧密、変成、変質等の影響による。そのため、比抵抗の違いを知ることで、地下の物理、化学的環境を知ることもできる場合がある。

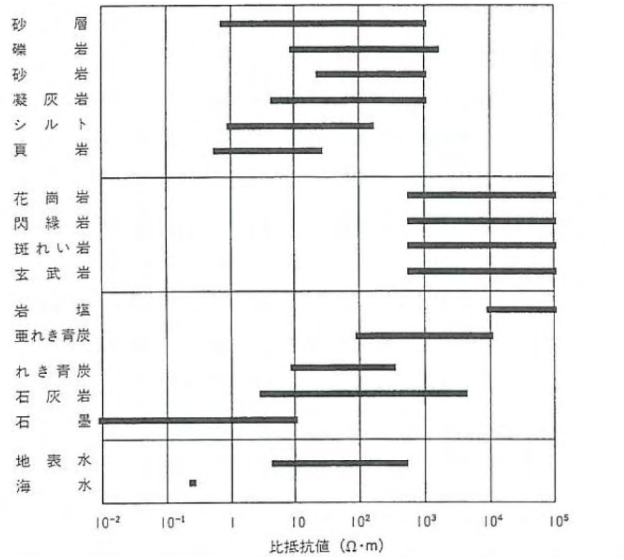


図-2.5.3　岩石等の比抵抗*2

＊1　（社）物理探査学会：新版物理探査適用の手引き-土木物理探査マニュアル2008-、（社）物理探査学会、pp. 19～65（一部変更）、(2008)

＊2　（公社）物理探査学会：物理探査ハンドブック増補改訂版、（公社）物理探査学会、p. 1040、(2016)

5.3.5 弾性波探査（屈折法弾性波探査）*1

⑴ 屈折法弾性波探査の原理（概要）

地表付近での発破等によって人工的に弾性波（Ｐ波又はＳ波）を発生させ、地下の速度の異なる地層境界で屈折して戻ってきた屈折波を、地表に設置した測定装置で観測し、地下の速度構造を求める探査法である。(**図-2.5.4**)

地中を伝播する弾性波には、実体波としてＰ波とＳ波があり、屈折法ではＰ波の初動を利用した測定方法が一般的である。一方、Ｓ波探査は、土質地盤を対象に、比較的浅部の速度構造を求める場合に実施されることがある。なお、弾性波探査には、弾性波の反射波を用いる浅層反射法、表面波の分散現象を利用しＳ波速度構造を推定する表面波探査等があり、必要に応じて利用される。

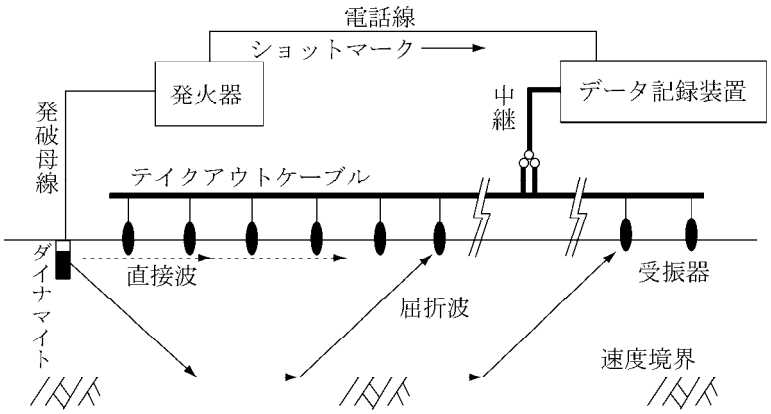


図-2.5.4 屈折法弾性波探査の概念図

⑵ 調査方法

① 探査深度に応じた最大受振距離を決定し、十分に長い測線長を計画する。最大受振距離が十分取れない場合は、遠隔起振点を設けることが望ましい。

② 受振点の間隔は、探査深度が浅い場合は５m、深い場合は10mにすることが多い。起振点は、一般に30mから60m間隔に設置し、起伏の激しい地形の変換点等にも設けると、解析精度が向上する。Ｓ波弾性波探査では、受振点間隔並びに起振点間隔とも、これよりも短く設定する。

③ 起振方法は、一般的にダイナマイト（爆薬）を使用する。

④ 測定では、各展開の測定直後にデータの品質をチェックし、必要があれば再測定を行う。

⑤ 速度逆転層がある場合や深部の解析精度を向上させるためには、ボーリング孔等を利用して地中に起振点、受振点を設け、地表から行う探査よりも多くの起振－受振点間のデータを取得する弾性波トモグラフィ探査を行う。

⑶ 解析方法

① データ整理は、受振点及び起振点の位置と起振点の深度等について行う。

② 走時曲線の作成は解析の基本であるから、読み違いやプロット間違いがないように、十分なチェックと調整を行う。作成された走時曲線は、必要な精度以内で、往復走時の一致、原点走時の一致、走時曲線の平行性等の条件を満たすようにする。

＊1 （社）物理探査学会：物理探査適用の手引き-土木物理探査マニュアル2008-、（社）物理探査学会、pp. 17～18（2008）を引用（一部変更）

③　走時曲線の識別を行い、適切に調整された走時曲線から、所定の解析法を用いて手順に沿った解析を行って、測線下の速度層解析断面を作成する（**図-2.5.5**）。

④　解析は一般に「萩原の方法」とその拡張法で行う。

⑤　④以外の解析法として、解析領域を小領域に分割し、小領域ごとの弾性波速度を観測データに合うように繰返し修正し、地下の弾性波速度分布を得る逆解析法がある。弾性波トモグラフィ探査の解析は本法で行うが、地表からの屈折法弾性波探査についても適用される場合がある。

⑷　適用上の問題点

①　屈折法は、地盤の深部ほど弾性波速度が速くなるという層状の速度構造を想定して解析される。しかし、火山岩分布域や一部の新第三紀以降の堆積岩、深層風化や破砕を受けた軟質岩上に緻密な溶岩等の硬質岩が分布する地域等では、適用が困難な場合がある。

②　下位ほど弾性波速度が速くなる層状の速度構造であっても、下位の速度層が薄い場合はブラインド層となって、屈折波が初動として地表に現れず、同層が検出されないことがある。

③　測線に平行又は鋭角に高速度層が分布する場合は、測線に直交する測線を追加する等して、解析精度を高める必要がある。

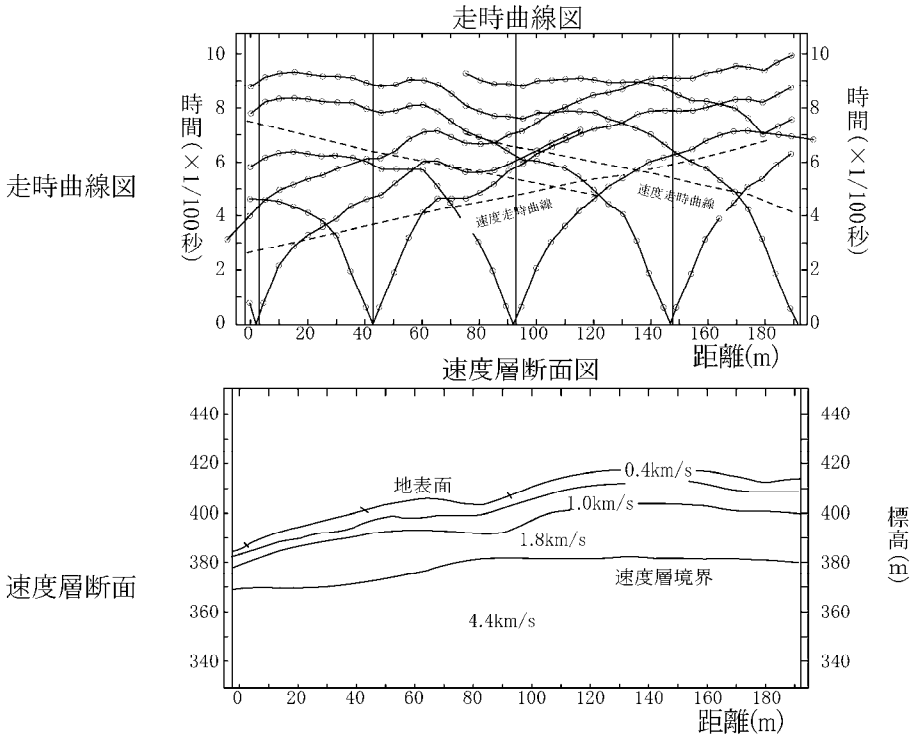


図-2.5.5　屈折法弾性波探査の成果図

5.3.6　電気検層

土・岩石の電気的性質を調べる検層のうち、自然電位や比抵抗を測定する物理検層である。試験方法は、地盤工学会基準の「地盤の電気検層方法」（JGS 1121）として定められている。

地表での電気探査と同様、ボーリング孔内に挿入した電極により比抵抗値の差若しくは自然電位の変化を利用して地下地質を推定する。電気検層には、電極配置や測定原理等により多くの方法が

あり、代表的な方法として、ノルマル検層、マイクロ検層及び自然電位検層がある（**図-2.5.6**、**図-2.5.7**）。検層は裸孔中で行い、用いるゾンデには電流電極(M)と電極間隔の異なる複数の電位電極(A)が配置され、電極間隔はノルマル検層で25～100cm程度、マイクロ検層で2.5～5cm程度である。

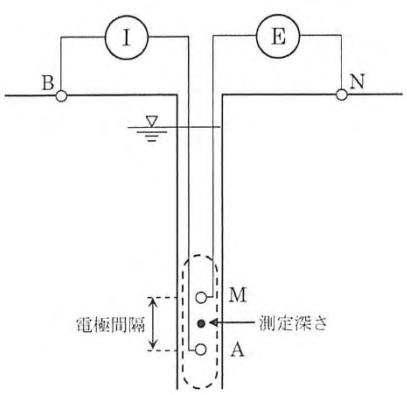


図-2.5.6 ノルマル検層電極配置*1

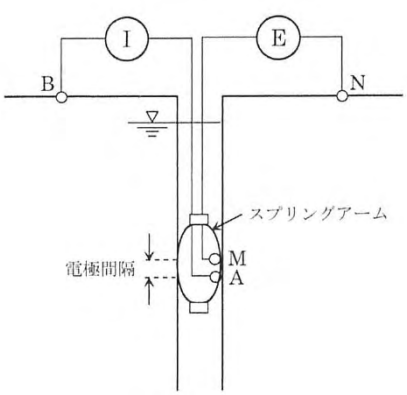


図-2.5.7 マイクロ検層電極配置*1

5.3.7 孔内載荷試験

ボーリング孔内に挿入した圧力セルにより、孔壁面を一様な圧力で載荷して、圧力と孔壁の変形の関係から地質の変形特性を判定する手法や、等変位載荷方式で加圧して、地盤の変形係数や降伏圧力を求める方法がある。杭工の設計に際し水平方向地盤反力係数を算定するのに用いる。

試験方法は、地盤工学会基準の「地盤の指標値を求めるためのプレッシャーメータ試験方法」(JGS 3531)、「地盤の物性を評価するためのプレッシャーメータ試験方法」(JGS 3531)、「ボアホールジャッキ方法」(JGS 3532) として定められている。載荷圧は一般に10～20MPaまでかけられるものを使用する。

図-2.5.8に試験の状況を模式的に示す。

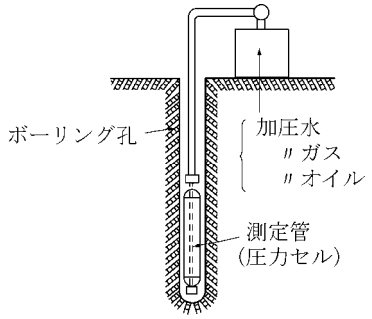


図-2.5.8 孔内載荷試験模式図

5.3.8 試掘調査

試掘調査は、地下の地質構造を直接目視できる唯一の方法として極めて有効であるが、経費が高いため、ボーリング等では十分な成果が得られないとき及び特にすべり面粘土のサンプリングや原位置力学試験を行う必要があるときに用いる。

＊1 （公社）地盤工学会：地盤調査の方法と解説、丸善出版株式会社、p.108、(2013)

試掘坑を、集水井として利用する場合は、集水ボーリングを施工することを考慮して直径は3.5mを標準とし、ライナープレート等で壁面を保護する。

試掘に際しては、地層の状態を観察し、展開図にまとめる。調査事項は次のとおりである。

① 土又は岩石の粒度・色・乾湿状態・風化の状態
② すべり面の有無・深さ・分布・形・性質
③ 間隙・亀裂の分布・大きさ・形
④ 地下水の湧出状況及び水量
⑤ 試料の採取

5.3.9 サウンディング

サウンディング調査は、土層の貫入、回転、引抜等の抵抗を基に、土の強度、密度等を把握することを目的に実施する。

当調査は、原位置試験に属するもので、乱れの少ない試料採取及び室内土質試験が困難な砂質土や粘性土の場合、また、地盤性状を連続的に把握したい場合等に用いられる。地盤の深さ方向における抵抗の値から、地盤の強さ、変形特性、密度等の深さ分布を直接推定する。

地すべりの調査では、一般的に標準貫入試験を用いることが多く、ほかにスクリューウエイト貫入試験、簡易貫入試験等が実施されている。

日本産業規格の「スクリューウエイト貫入試験方法」(JIS A 1221) や地盤工学会基準の「簡易動的コーン貫入試験」(JGS 1433) 等により試験方法が定められているので、「地盤調査の方法と解説」(地盤工学会編) を参照する。

5.3.10 粘土鉱物分析

地すべりが生ずるような岩石やすべり面粘土中には各種の粘土鉱物が含まれている。これらの粘土鉱物は、その岩石やすべり面粘土の力学性や物理性に大きな影響を与えている。たとえば、ベントナイトの主成分であるモンモリロナイト(スメクタイトと総称される一群の粘土鉱物の一員)は、著しい吸水膨張性ゆえに岩石の風化、ひいては地すべりの発生を促進する。また、すべり面粘土に含まれる場合は、その含有量の増加に伴いすべり面粘土の完全軟化強度及び残留強度が低下することが知られている。

これらの粘土鉱物の分析法としてはＸ線回折法、示差熱分析法等が用いられる。

Ｘ線回折法は主に試料中に含まれる粘土鉱物等の種類を分析する定性的な調査に用いる。その原理としては、鉱物にＸ線を照射した場合、鉱物結晶の種類によって回折されるＸ線の角度が異なることを利用している。１試料（２～３グラム程度）で、比較的簡便に各粘土鉱物の存否を分析できる点に特徴がある。なお、定性的なＸ線回折法では、膨張性のモンモリロナイトを含むスメクタイト族粘土鉱物の存否が分析されるが、モンモリロナイトの分離・定量には所定の前処理が必要であることに留意する。

一方、示差熱分析法は、粘土鉱物を加熱していった際の脱水・結晶変化に伴う吸熱・発熱ピークを測定することによって粘土鉱物の種類及び含有量を分析する。試料はやはり数グラム程度でよいが、Ｘ線回折法に比べやや手間がかかる。

6. 土質調査

（基準書　第２章、2.3(5)関連）

6.1　調査の目的

地すべりブロックがどのような土から構成されているかを明らかにし、ブロック内に発生するせん断力と、ブロック内（特にすべり面）で発揮されるせん断抵抗力にかかる土の物性を把握するために土質調査を行う。各試験の目的と得られるデータとの関連を示すと以下のとおりである。

① 他地区で得られた記録との比較を行うとともに、将来行われる対策に資するために土の分類を行い記録する。粘土におけるコンシステンシー（液性限界、塑性限界等）や粒度分布は単なる分類上の指標にとどまらず、地すべりブロックの安定を考える上での貴重な情報となる。たとえば２μm以下の粒度分を多く含む高塑性粘土は長期的にせん断強度の低下を起こすおそれがあり、また、粒径のそろった密度の低い砂は飽和時に短期的な強度低下を起こすおそれがあるため、これらの物理的性質の把握は力学的性質との関係からも必要である。

② 土の密度、土粒子の密度、自然含水比は土の基本的特性として把握する必要がある。これらの値は地すべりブロック内に発生するせん断力を決定する上で重要である。

③ 土の力学的性質の試験（室内力学試験及び原位置力学試験）結果からは土のせん断強度が求められ、地すべりブロック内（特にすべり面）で発揮されるせん断抵抗力を決定することができる。

6.2　調査方法の選定

調査方法の選定区分を、**表-2.6.1**に示す。

表-2.6.1　調査方法の選定区分

選定区分	調査方法	明らかにされる情報・数値の概要
通　常　実　施	試料の採取	試験のための土やすべり面粘土等の試料を採取する。試料は、攪乱試料、不攪乱試料に区分されるが、実施する試験の方法に留意し採取方法を検討する。
	物理試験	土やすべり面粘土等の基本的な物性値（土粒子の密度、粒度分布、液性・塑性限界、自然含水比、土の密度）を求める。
	土の分類	土やすべり面粘土等の土質分類を行う。
	室内力学試験	土やすべり面粘土等の強度特性（c, φ）を求める。
必要に応じ実施	原位置力学試験	土や岩盤の強度定数（地盤反力、せん断強度等）を求める。

6.3 調査内容

6.3.1 試料の採取

試料採取に当たっては、試料の乱され方の程度が問題となり、**表-2.6.2**に示す注意事項により適切な方法で試料を採取する。

表-2.6.2 土質調査と試料の採取

試験項目		試料採取の注意事項
土の物理的性質の試験	土粒子の密度試験（JIS A 1202） 土の液性限界・塑性限界試験(JIS A 1205)	乾燥により性質が著しく変化する土（アロフェン、加水ハロイサイト等の粘土鉱物を含む土質）の場合には、空気乾燥しないよう注意する。
	土の粒度試験（JIS A 1204）	乾燥により性質が著しく変化する土及び粗粒子が壊れやすい土（風化の進んだ礫分を含む土等）では、性質の変化に注意する。
	土の含水比試験（JIS A 1203）	試験まで含水状態が変化しないように保管する。
	土の密度試験（JIS A 1225）	JIS A 1225“土の湿潤密度試験方法”の場合は、試料は乱さない状態で採取し，試験まで水分及び体積が変化しないように保管する。
土の力学的性質の試験	土の三軸試験（JGS 0521,0522,0523,0524）	すべり面の生じていない部分は不撹乱試料でなければならない。すべり面を含む土については不撹乱試料が望ましいが、採取できないときは、スラリ状態にした後「完全軟化強度（正規圧密試料のﾋﾟｰｸ強度)」又は「残留強度」を求める。
	土の一面せん断試験（JGS 0560,0561）	
	リングせん断試験	

注）表中でJISとしたものは「日本産業規格」、JGSとしたものは「地盤工学会基準」であり、それぞれ「地盤材料試験の方法と解説（第一回改訂版)」(2020)（地盤工学会編)、「地盤調査の方法と解説」(2013)（地盤工学会編）を参照する。

※一面せん断試験は、技術書「Ⅳ資料編、5.1.1 室内力学試験」を参照する。

6.3.2 物理試験

物理試験は、**表-2.6.3**による。

表-2.6.3 試験項目と試験法の適用

試験項目	試験法
土粒子の密度試験	4.75㎜ふるいを通過した土を対象とする場合はJIS A 1202“土粒子の密度試験方法”によることとし、4.75㎜以上の場合はJIS A 1110“粗骨材の密度及び吸水率試験方法”による。
土の液性限界・塑性限界試験	基本は、JIS A 1205“土の液性限界・塑性限界試験方法”による。
土の粒度試験	粒径75㎜未満を対象とした試験方法がJIS A 1204“土の粒度試験方法”であり、粒径75㎜を超える石分を対象とした地盤材料の粒度を求める試験方法が、JGS 0132“石分を含む地盤材料の粒度試験方法”である。細粒分から石分まで幅広く含む場合は、両者の試験を行い、結果を組合わせて表す。粒度を詳細に調べる必要が無く細粒分が判ればよいという場合には、JIS A 1223“土の細粒分含有率試験方法”が適用される。
土の含水比試験	基本は、JIS A 1203“土の含水比試験方法”によるが、迅速に測定する必要のあるときには、JGS 0122“電子レンジを用いた土の含水比試験方法”を用いることも可能である。ほかに、JGS 1614“RI計器による土の密度試験方法”や“砂容器法･アルコール燃焼法”がある。JGS 1614“RI計器による土の密度試験方法”の場合、「地盤調査の方法と解説」(2013)（地盤工学会編）の記述による校正曲線の精度を調べるために、少なくとも１か所でほかの方法による測定を行うことが望ましい。
土の密度試験	基本は、JIS A 1225“土の湿潤密度試験方法”によるが、現地で行う場合は、JIS A 1214“砂置換による土の密度試験方法”、JGS 1611“突き砂による土の密度試験方法”、JGS 1612“水置換による土の密度試験方法”、JGS 1614“RI計器による土の密度試験方法”によることとし、それぞれ、「地盤調査の方法と解説」(2013)（地盤工学会編）の記述による。ガンマ線密度計による場合には、校正曲線の精度を調べるために少なくとも１か所でほかの方法による測定を行うことが望ましい。 室内試験による場合には、成形法及び体積置換法又は非成形法によることとし、それぞれ「地盤材料試験の方法と解説（第一回改訂版）」(2020)（地盤工学会編）を参照する。土の湿潤密度と土粒子の密度、土の含水比から、土の乾燥単位体積重量、湿潤単位体積重量、飽和単位体積重量、水中単位体積重量、間隙比を計算することができる。

6.3.3 土の分類

土の分類は、「地盤材料試験の方法と解説（第一回改訂版)」(2020)」（地盤工学会編）に記載された分類法による。

なお、土の分類に当たっては、目的に応じた分類手法がある。例えば切土工の法面勾配を決める場合には、硬岩・軟岩・砂・粘性土等での分類*1が一般的である。

＊1 (公社)日本道路協会「道路土工 切土工・斜面安定工指針（平成21年度版)」 pp.134～136（2009）

6.3.4　室内力学試験

土の力学的性質である土の強度定数を求めるための試験を行う。これらの値は、地すべりブロックの安定性を定量的に評価するための重要な資料となるので地すべりの機構を考慮した最適の条件で試験を行う必要があるが、技術的にもほかの土質試験に比べて熟練を要する作業が多いので、測定の目的に適した試験機、試験方法及び試験条件を選択し、慎重な試験を行うことが望ましい。

試験の詳細については、「地盤材料試験の方法と解説（第一回改訂版）」(2020)」(地盤工学会編)によるものとする。

なお、安定解析に用いる強度定数の取扱いについては、技術書「Ⅲ計画設計編、１．強度定数」及び「Ⅳ資料編、5.1　強度定数を推定するための試験」を参照する。

6.3.5　原位置力学試験

原位置力学試験は、技術書「Ⅳ資料編、5.1　強度定数を推定するための試験」を参照する。

7. 気象・水文調査

（基準書　第２章、2.3(6)関連）

7.1　調査の目的

気象・水文調査の目的は次のとおりである。

①　降雨・融雪等と地すべり移動との相関関係を明らかにする。

②　地すべり地域の水循環過程を把握し、適切な地表水処理、地下水排除を計画する基礎資料とする。

③　地表水の流況について、地表水排除工や侵食防止工の具体的配置・設計に必要な資料を得る。

7.2　調査方法の選定

調査方法の選定区分を、**表-2.7.1**に示す。

表-2.7.1　調査方法の選定区分

選定区分	調　査　方　法	明らかにされる情報・数値の概要
通　常　実　施	気象調査（降水量、積雪深、気温）	降水量、積雪深、気温の状況
	水文調査（湧水）	湧水量等
必要に応じ実施	気象調査（その他）	その他の気象データ
	水文調査(河川流況、豪雨時地表水状況、水質、その他)	河川流況、豪雨時地表水状況、水質 その他の水文データ

7.3　調査内容

7.3.1　気象調査

⑴　降水量観測

降水量は微地形変化によりかなりの地域差が認められることから、原則としてすべての地区において地すべり地域内に自記雨量計を１か所以上設置して観測を実施する。この場合、観測は調査開始から工事概成までの期間を通して行う。

なお、地すべり地域内に気象観測所、AMeDAS（地域気象観測システム、アメダス）等がある場合には、その観測値を利用する。やむを得ず近傍観測所の降水量を用いる場合は、あらかじめ地すべり地域内の実測値との相関をとり、補正して用いることが望ましい。

⑵　積雪深観測

積雪地帯においては融雪量を推定するために積雪深を測定する。融雪地すべりの変動傾向や春先の地下水位の上昇との相関を確認するため、測定は地すべり地域内において毎日行うことを原則とするが、豪雪地帯で地域内に人家がない等の場合は積雪条件が類似した近傍地点を選定し測定する。積雪深が目視で観測されていたときの慣例では、当日の午前９時から翌日の午前９時の積雪の深さの差を日新積雪深としていたことから、目視観測では午前９時に計測する事例が多い。

連続データの取得には、地上部の固定点から下方の雪面に向かって超音波やレーザ光を発しその反射時間を測定する手法や、積雪深ポール内から水平方向にレーザ光を発し雪面からの反射を得る方式がある。

道路管理者や市町村、除雪業者が観測をしている場合はこれらのデータを利用することも可能である。

⑶ 気温観測

積雪地帯では、気温の上昇に伴う急激な融雪による地すべり発生も多く、気温の計測が重要である。積雪深測定地点においては積雪深が目視で観測されていたときの慣例から午前９時の気温及び最高最低気温を毎日測定することを基本とし、連続データの取得が望ましい。

⑷ その他

台風、集中豪雨、地震等が襲来、発生した場合には、その記録をとり、地すべりの移動状況との関係について分析する。

7.3.2 水文調査

⑴ 湧水調査

地すべりに関する地下水の影響を推定するとともに、地下水排除工等の計画基礎資料とするため、地すべり地域内の湧水について、位置、湧水量及び濁りを調査する。湧水量については、その季節変化、降雨による変化、移動状況との関係にも注意する必要がある。

地下水排除工施工後には、排水孔等からの排水量も観測する。

⑵ 河川流況調査

地表水排除工（特に排水路工）や侵食防止工の配置・規模を決定する基礎資料として、区域内河川（渓流を含む）における渇水時及び洪水時の流況（水位、流量、流路幅、侵食状況等）を調査する。

渓流暗渠工等を計画する場合の設計諸元調査としては、対象渓流の河川流量を定常観測し洪水時の流況を正確に把握する必要がある。

⑶ 豪雨時地表水状況調査

地表水排除工（特に排水路工）の配置等を定めるため、河川以外の地表水についても、豪雨時の水の流れ方を把握しておくことが望ましい。

⑷ その他

用排水路等からの漏水は、地すべりを助長する可能性があるので、その漏水状況について調査する。また、地すべり地域内にため池等があり、そこからの漏水が地すべりの移動を促進しているおそれがある場合は、ため池の水位変化を測定しておく。

その他水循環の過程を把握できるよう各種水利用の実態を把握しておく。

7.3.3 水質調査

⑴ 目的

地すべり地域における水質調査は、以下の目的で行う。

① 地表水と地下水の相互関係を明らかにし、地下水に転化しやすい地表水を明確にする。

② 地下水の賦存状況及び流動状況を明らかにするための参考とする。

地すべり地域の地下水といえども元は降水であり、その一部が地下浸透したものである。この

地下浸透についてはどこでも同じように浸透するわけではない。たとえば、新第三紀層泥岩分布域の水田は正常に管理されていれば地下浸透は極めて少ない。一方、同じ地すべり地域内にあっても頭部の引張領域では開口亀裂ができやすいため一般に地下浸透しやすい。このような場所に池ができたりすると多量の地下浸透を生ずることとなる。また、地下浸透は表層の地質状況によっても大きく異なる。これらは、降雨時の状況について肉眼観察により判断できる場合もあるが、実際には困難なことが多い。しかし、地表から浸透して間もない地下水は表層水としての水質特性を強く残すため、ため池や河川等の表層水と、ボーリング孔等から採水した地下水との水質を比較することにより、地表水が地下浸透しやすい場所を把握できる場合がある。

また、浸透した地下水は土粒子や岩石と接触しながら流れるために、次第に成分が変化していく。この場合、単純に土粒子や岩石の成分が溶け出していくだけではなく、浸透水に含まれていた成分が、逆に土粒子や岩石に吸着される場合もある。当然、土粒子や岩石を構成する鉱物の種類（成分）によっても水質の変化過程は変わってくる。これらの水質変化は、地下水の流動にしたがって徐々に生ずるため、ボーリング孔や湧水から採取した地下水の水質変化を追跡することにより、地下水の流動経路を把握する参考となることが多い。また、特殊な事例としては、地下のマグマの影響を受けた温泉水が混合して水質が変化したり、深部の岩石（堆積岩）中に含まれる化石海水（堆積岩ができたときの海水）が湧出して混合したりする場合もある。この場合には、通常急激かつ著しい水質変化をきたす。

⑵ 地下水の水質変化の原理

地下水は、降水や河川水のほかさまざまな種類の水が変成・混成したものであり、地下水の起源となるこれらの水の水質は、次のような特徴を持っている。まず地下水の最も主要な起源である降水は、一般に溶存成分が極めて少ないという特徴をもつ。これに対して河川水は、Ca^{2+}、SiO_2が多く、陰イオンとしてはHCO_3^-が主体となっているのが特徴である*1。

地下水の水質は、このような地下水の起源となる水の基本的な化学組成に支配されているほか、地下水と岩石・ガスとの接触に伴うさまざまな相互化学作用の影響を受けて、水循環の過程で次第にその組成を変化させていく。

基本となる地下水の水質変化は、水が接触している地層や岩石の種類、並びにその接触時間等に支配されている。したがって、地下水の水質変化には一定の方向性が認められるのが普通であって、このような地層との反応による水質の変化を水質的進化とよぶことがある*2。特に、同一帯水層内ではその変化は連続していて、逆に変化の連続性が認められないときには、異種の水の混合や断層による水の流路の遮断等があると考えられる。

今泉*3は、地すべり地域の地下水流動脈（水みち）を流れる地下水にも水質的進化があることを示した。

⑶ 水質データの整理・解析法

分析項目は水温、pH、電気伝導度の３項目とし、より精度の高い調査を行う場合はその他にNa^+、K^+、Mg^{2+}、Ca^{2+}、Cl^-、HCO_3^-、SO_4^{2-}、SiO_2等の濃度を加える。

＊1 建設省河川局監修：地下水調査および観測指針（案）、山海堂、p.330（1993）

＊2 杉崎ら（1961）：地下水の地球化学的研究（第２報）―濃尾平野における地下水と地質構造との関連性―、地質学雑誌67.791、pp.427～439

＊3 今泉（1996）：第三紀層泥岩地すべり斜面の浅層地下水の水質変化―新潟県板倉町大池地すべりを例として―、応用地質37.1、pp.2～18

解析に当たっては、水温、pH、電気伝導度については測定値の類似性に基づくグループ化を行い、各種イオン濃度についてはキーダイヤグラム、ヘキサダイヤグラム等を作成して検討する。これらは河川水、ため池の水や湧水とともに、ボーリング孔から採水した水も併せて分析・整理・解析する。

ア．キーダイヤグラム

キーダイヤグラムは、地下水の水質による区分の大まかな目安となるもので、**図-2.7.1**のような水質型を示すものである*1。菱形をなすキーダイヤグラムでは、陽イオンはNa^+＋K^+とCa^{2+}＋Mg^{2+}、陰イオンはHCO_3^-とCl^-＋SO_4^{2-}＋NO_3^-の濃度比を示している。トリリニアダイヤグラムは、キーダイヤグラムに加え、陽イオンと陰イオンの濃度比が示されていた2つの三角ダイヤグラムを示したものである。

なお、これらのダイヤグラムでは、成分量の比較はできないことに留意されたい。

Ⅰ：アルカリ土類炭酸塩型

HCO_3^-とCa^{2+}、Mg^{2+}を主成分とし、わが国の地下水・河川水に最も多く認められる。

Ⅱ：アルカリ炭酸塩型

HCO_3^-とNa^+、K^+を主成分とし、停滞的（還元的）環境下にある地下水で、一応深層地下水と判定され、また、Ca^{2+}とNa^+とのイオン交換が進行している水と解釈される。

Ⅲ：アルカリ土類非炭酸塩型

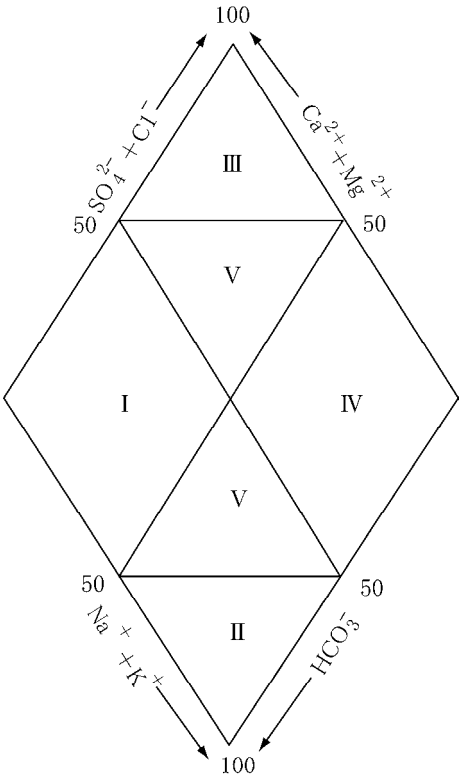
Ca^{2+}とCl^-、SO_4^{2-}あるいはMg^{2+}とCl^-、SO_4^{2-}を主成分とし、温・鉱泉水、化石水等に多く認められ、通常の地下水には希である。

Ⅳ：アルカリ非炭酸塩型

Na^+とCl^-、SO_4^{2-}あるいはK^+とCl^-、SO_4^{2-}を主成分とし、海水、塩水化された地下水、温・鉱泉水等に認められる。

Ⅴ：中間的組成

Ⅰ～Ⅳの中間的な型の水で、河川水、伏流水、浅層地下水等に認められる。



領域　Ⅰ：アルカリ土類炭酸塩型
Ⅱ：アルカリ炭酸塩型
Ⅲ：アルカリ土類非炭酸塩型
Ⅳ：アルカリ非炭酸塩型
Ⅴ：中間的組成

図-2.7.1　キーダイヤグラムによる地下水分布

イ．ヘキサダイヤグラム

ヘキサダイヤグラムは、キーダイヤグラムが成分の比率（質的関係）を示すもので、その濃度の高低関係を示せないのに対して、**図-2.7.2**に描かれているように各成分の濃度（meq/l）の

＊1　吉岡（1990）：地すべり（４）地すべりと水－地球化学的調査（その１）、地下水学会誌32.3、pp.147～162

高低を図の大きさで表現している。このため、図形から水質組成の判定が容易であり、しかも図形の大小関係から溶存成分濃度の高低の判定も容易である。このヘキサダイヤグラムを平面図や断面図の上に採水地点に対応させて貼り付け、その形状変化をトレースしていくことにより、溶存成分濃度の消長から水塊の区分の推定が可能である*1。

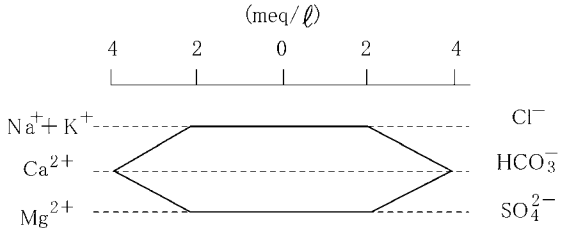


図-2.7.2　ヘキサダイヤグラム

⑷　分析結果

ア．キーダイヤグラムの例

図-2.7.3に分析結果例を示す。

この例は、⑶に示した分析項目に加えてNO_3^-、NH_4^+、CO_3^{2-}、OH^-の分析も行っている。

ここで、①のグループはこの地域の代表的な地下水の水質であるが、ため池（菅生池）に比べて著しくNa^+やHCO_3^-に富んでおり停滞性の強い地下水と言えよう。これに対して②及び③のグループは比較的流動速度が速いか、地中に浸透してからの時間が比較的短い地下水であると考えられる。また、湧水の水質はかなり散らばっているがいずれも比較的浅い地下水が湧出したものであって、深部にある地下水の湧出ではないことがわかる。しかしながら、ため池の水質はこれらの地下水とはかなり離れた分布をしている。たとえば、ため池の水が地下浸透して①のグループの水と混合しつつ流動したとすれば、①と③のグループを繋ぐような水質の水があってもよいと思われるが、そのような分析結果は得られていない。このことから、ため池からの大量の地下浸透が生じている可能性は小さいものと考えられる。

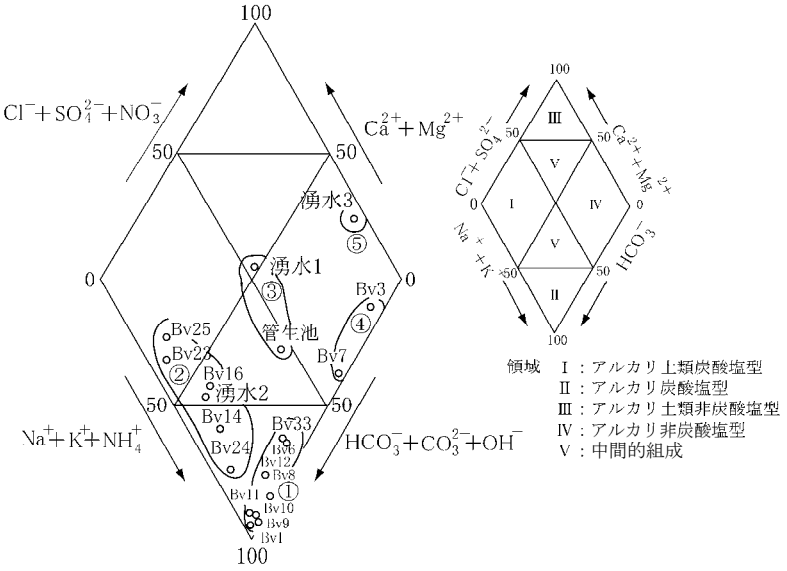


図-2.7.3　水質分析結果検討例（キーダイヤグラム）

＊1　渡（1975）：地すべりと地下水およびその調査方法、地下水学会誌17.3、pp.23～30

イ．ヘキサダイヤグラムの例

日浦ら*1は四国の結晶片岩地すべり地域で実施した水質分析の結果に基づき、地下水の流動経路（水みち）を推定している。ここで、地下水の水質指標の中では、HCO_3^-、SO_4^{2-}の２つのイオンが地すべりの活動性の重要な指標であることを示している。

図-2.7.4～図-2.7.6に樫尾地区（徳島県）における水みちの推定例を示す。集水井S9-2、S6-5、S1-5及び４号、５号排水トンネルはいずれも典型的な$Ca\text{-}HCO_3$型であるが、排水トンネルはSO_4^{2-}を多く溶存している。一方、集水井Ｓ3-2及び３号、１号排水トンネルは$Ca\text{-}SO_4$型の水が流出しており、地下水の流入経路の違いがあることが推定される。加えて、排水トンネルから流出する水量の水収支計算を行った結果、地すべり地域内に供給された降雨だけでは説明できない水量が排水されていることから、**図-2.7.6**に示すような広域な範囲の地下谷が水みちとして想定された。

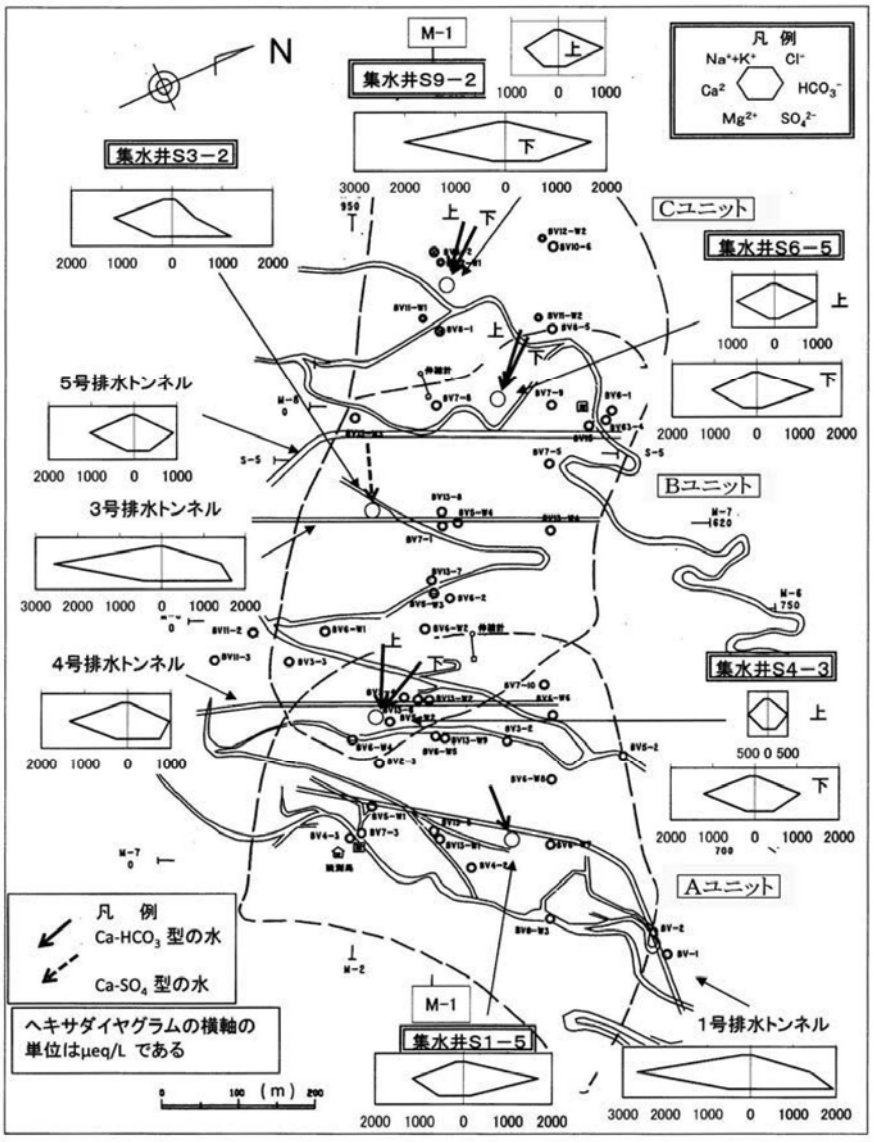


図-2.7.4　地すべり地域内での採水点の位置とヘキサダイヤグラム（樫尾地区（徳島県））

＊1　日浦ら（2018）：四国の結晶片岩地すべりにおける地下水の水文地質学、日本地すべり学会誌55.4、pp.5～14

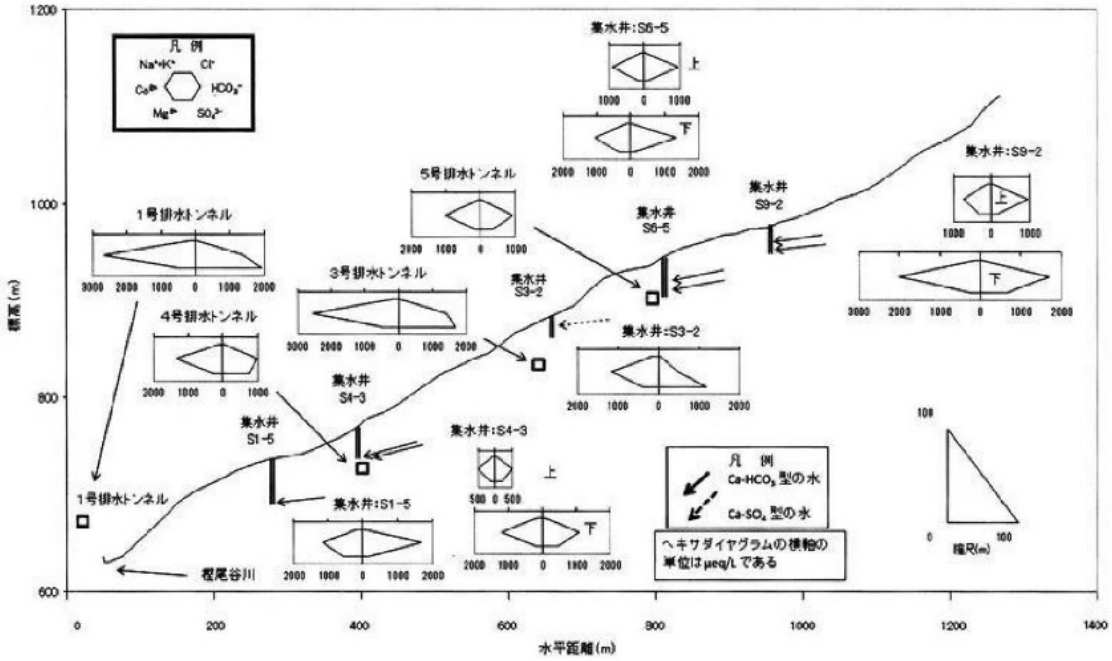


図-2.7.5 地すべりブロックの中心測線上に投影した各採水点の位置とヘキサダイヤグラム

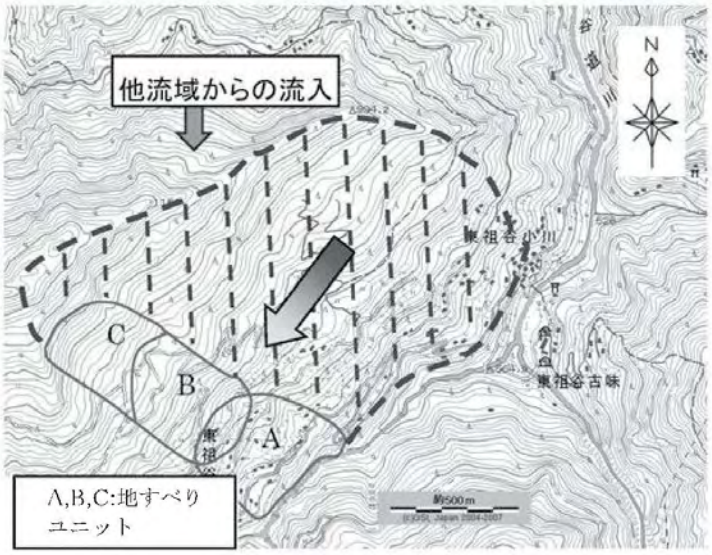


図-2.7.6 樫尾地区（徳島県）において想定される地下水の集水域

8. 地下水調査

（基準書　第２章、2.3(7)関連）

8.1　調査の目的

地下水調査の目的は次のとおりである。

① 地すべりの誘因としての地下水の賦存形態、性質、流動経路、流動量を三次元的に把握し、地すべり機構の解明を行うとともに地下水排除工の基礎資料とする。

② 安定解析を行う際の地すべり面にかかる間隙水圧を把握する。

③ 地下水排除工の効果の追跡を行う。

地すべり地域は、複雑な地質構造のため、地下水の性質及び挙動は一様でない。たとえば、透水性が大きく均質な地層内では地下水の水圧は静水圧分布とみなすことができるので、地層内のある点の間隙水圧は観測孔内に生じる地下水位に反映される。しかし、粘土層等では間隙水圧と地下水位の変動が一致しないことがある。また、不透水層が挟在しているところでは、その上位と下位の地下水はそれぞれ独立した間隙水圧や地下水位を持っている。このような複雑な地下水の賦存形態等を把握するためには、各調査手法を適切に選択して実施する。

地下水位の変動状況は、地すべりの安定度に大きく影響するものであるから、降雨の多い時期，積雪期，融雪期等、地すべり変動が特に顕在化する時期の観測が不可欠である。なお、対策工完了後の観測時期・期間については、技術書「Ⅲ計画設計編、11. 概成」を参照する。

8.2　調査方法の選定

調査方法の選定区分を、**表-2.8.1**に示す。

表-2.8.1　調査方法の選定区分

選定区分	調　査　方　法	対応する他基準	明らかにされる情報・数値の概要
通　常　実　施	地下水位測定	JGS 1311 JGS 1312	地下水位（降雨と地下水位変動の相関）
必要に応じ実施	１m深地温探査		地下水流動（浅層地下水の流動経路）
	トレーサ調査		地下水流動（地下水の流動経路及び流速の推定）
	地下水検層	JGS 1317	地下水流動層（流動地下水の流入箇所及び流入程度）
	簡易揚水試験		地すべりブロックの透水係数や地下水賦存量の概略の把握
	間隙水圧計による測定	JGS 1313	すべり面にかかる間隙水圧
	水質調査		地下水の流下経路や賦存状況（技術書「Ⅱ 調査編、7.3.3 水質調査」参照）
特殊条件下で実施	湧水圧試験	JGS 1321	岩盤の平衡水位及び透水係数

注）表中でJGSとしたものは「地盤工学会基準」であり、「地盤調査の方法と解説」(2013)（地盤工学会編）を参照する。

8.3 調査内容

8.3.1 地下水位測定

⑴ 適用

地下水位の測定は、すべり面にかかる間隙水圧を地下水位として把握しようとするもので、地下水調査の中で最も重要なものの一つである。測定は、すべての地下水位測定孔について、ある一時点での地下水位分布を把握する一斉観測と、重要な地点の測定孔について自記水位計を設置して経時的な地下水位変化を測定する継続観測とに分けられる。調査方法は、地盤工学会基準の「ボーリング孔を利用した砂質・礫質地盤の地下水位の測定方法」(JGS 1311)、「観測井による砂質・礫質地盤の地下水位の測定方法」(JGS 1312) として定められている。

地下水位の変動状況は、地すべりの安定度に大きく影響するものであるから、降雨の多い時期，積雪期，融雪期等、地すべり変動が特に顕在化する時期の観測が不可欠である。なお、対策工完了後の観測時期・期間については、技術書「計画設計編Ⅲ、11．概成」を参照する。

⑵ 測定孔の設置

一般に地すべり地域の地下水は地すべりブロックや基盤中の網の目状亀裂内を流動する脈状水であることが多く、その場合間隙水圧（≒地下水位）は、地下水の流動系によって異なることが多い。したがって、同じボーリング孔であっても深度が異なれば流動系が異なり、地下水位も異なってくることがあり（例を**図-2.8.1**及び**図-2.8.2**に示す)、地下水位測定孔としては地すべりに最も大きな影響を与える流動系の地下水位を測定できるようストレーナを設けなければならない（一般にはすべり面付近に設置)。試錐日報（**図-2.8.2**）において掘進中の孔内水位に変化がある区間や、地下水検層、電気検層の結果から地下水の流動が認められる区間がある場合には、ボーリングコアとの対比により、すべり面の可能性がある区間に部分ストレーナを設置する。

すべり面を通過して掘削した際に、セメンチングを実施しても逸水により地下水位が計測されない場合には、新たに観測孔を掘削する必要がある。

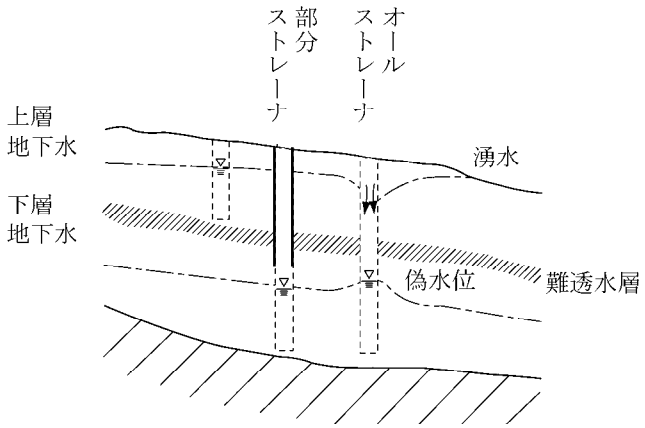
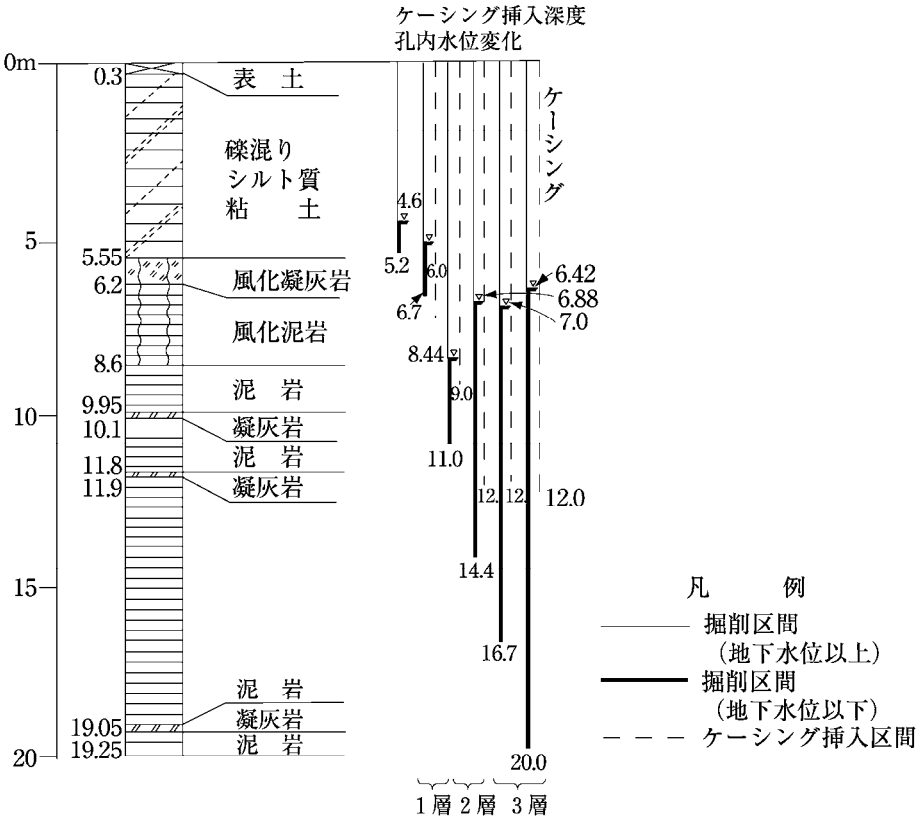


図-2.8.1 多層地下水の概念図



注）この図の右側に示したのは翌朝の掘削前の地下水位を図にしたものである。このボーリング例では掘削に際して、孔壁の崩壊を防止するためにケーシングの使用を行っている。したがって地下水について考える場合にはケーシング区間は遮水されていると考えてよい。この結果と地質柱状図との比較から次のような地下水構造が読み取れる。

ＧＬ－0.3～5.55m ：第1帯水層：地下水位GL－4～5m
ＧＬ－5.55～8.6m ：第1遮水層（又は第１帯水層）
ＧＬ－8.6～11.8m ：第2帯水層：地下水位GL－8.44m前後
（ただし9.95～10.1mの凝灰岩層で更に二分されている可能性あり）
ＧＬ－11.8～11.9m：第2遮水層
ＧＬ－11.9m以深 ：第3帯水層：地下水位GL－6～7m

図-2.8.2　試錐日報（多層地下水測定事例）

なお、被圧地下水位の確認等の特定の区間の地下水位を測定する際には、**図-2.8.3**に示すような、吸水膨張する特殊樹脂をパッカーのような状態で挿入設置する方法も多くなっている。

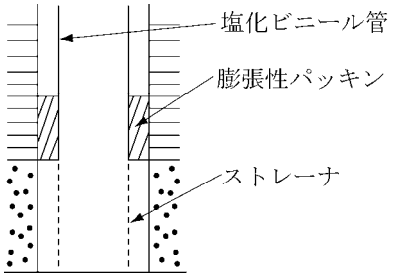


図-2.8.3　膨脹性パッキンの挿入例

また、特に新第三紀層泥岩中等の粘土質の崩土を持つ地すべりでは、設置後１～２年のうちにストレーナの目詰まりを生じて地下水位の変動を測定できなくなってしまうことがあるので、ストレーナ周囲にフィルター材を設ける必要がある。フィルター材には不織布、防虫網や薄手のグラスウールシート等だけではなく**図-2.8.4**に示すように洗い砂等を用いる必要がある。

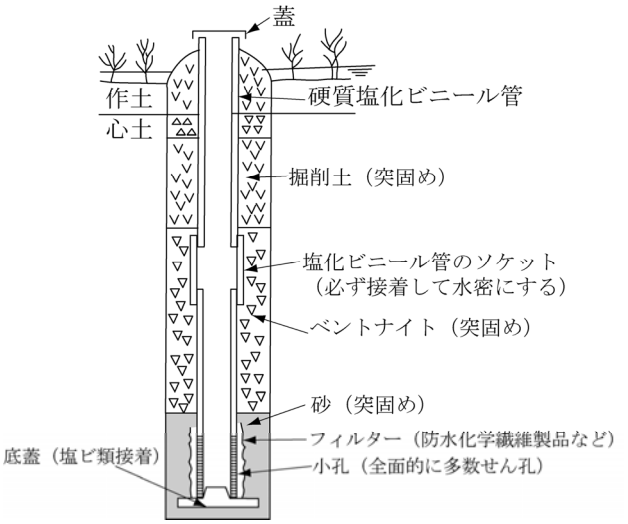


図-2.8.4　観測孔構造例

観測孔の孔径については、一斉観測孔は25㎜以上、継続観測孔は設置する自記水位計の機種に合わせた孔径とする。

なお、このような開放（オープンピエゾ）型の観測孔の場合、孔内水位の変動には孔周辺の地盤と孔内との間で水の出入りが生じ、そのため、地盤周辺の間隙水圧あるいは地下水位と孔内水位との間にタイムラグを生じる。透水性の低い粘性土地盤、孔管径が大きい場合にはこの影響が大きなものになるので、これを考慮する必要がある。

(3)地下水位の測定手法の事例

①　部分ストレーナ加工を施した水位観測孔の設置例

複数の帯水層が存在する場合、**図-2.8.5**に示すように部分ストレーナ（パッカーを使用）の地下水位観測孔を設置し、目的に沿った地下水位評価を行うことが肝要である。

図-2.8.6のように、地表からのグラウトによる左側の構造では、遮水が不完全で目的の帯水層の地下水位の測定に支障が出るので、高瀬地区（高知県）においては同図の右側の構造のように、ストレーナ区間は、すべり面付近の帯水層と判断される区間のみとし、上端は浅層からの地下水の流入を確実に防止することを目的としてパッキンに加えシームレスパッカーで完全遮水することで目的の帯水層の地下水位の測定を可能にしている（これより上部はグラウトにより充填)。

水位観測孔のストレーナ区間は、試錐日報を参考に掘削中の孔内水位変動に基づき、最深部のすべり面付近の帯水層と判断される区間及び掘削中の漏水区間を考慮し設定している。

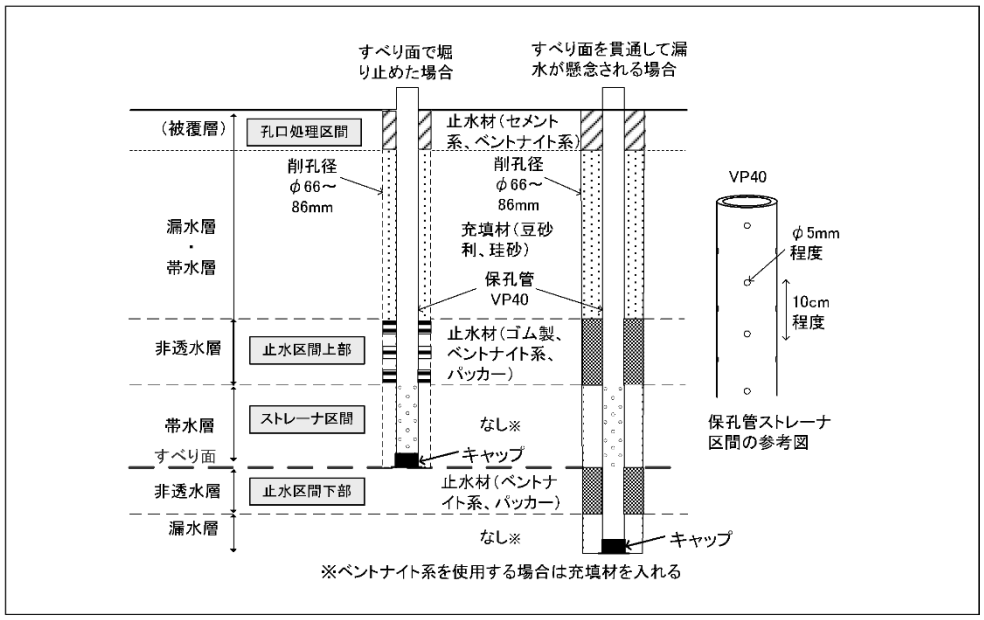


図-2.8.5　部分ストレーナの標準図[*1]

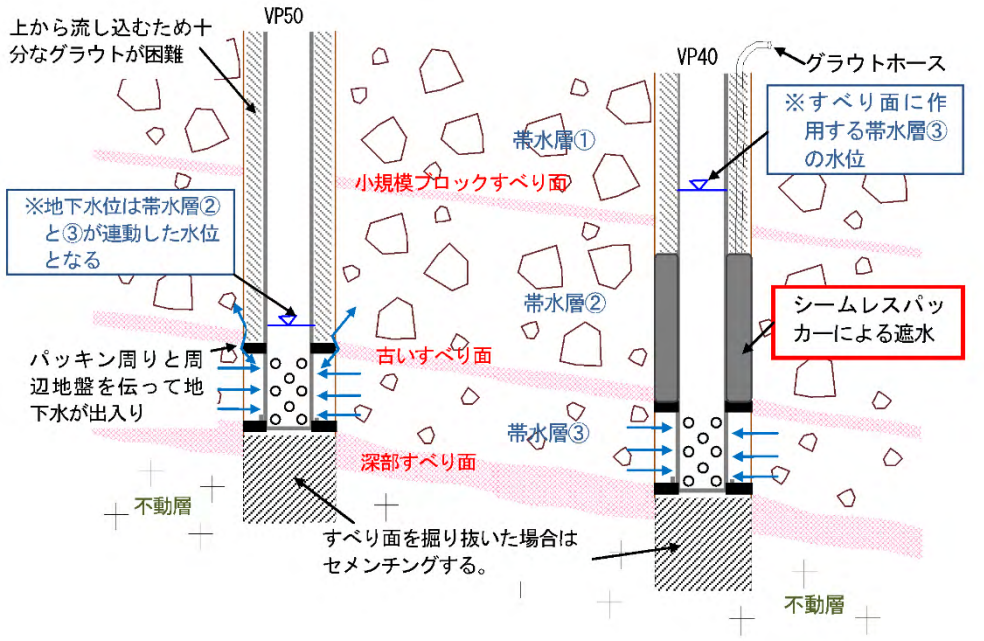


図-2.8.6　高瀬地区（高知県）における部分ストレーナを施した水位観測孔設置例
（左：設計例、右：施工例）

＊1　(独)土木研究所「部分ストレーナ孔による間隙水圧観測の手引き(案)」土木研究所資料第4283号 p.17(2014)

② 部分ストレーナ孔とオールストレーナ孔の水位比較例

庄内あさひ地区（山形県）では、部分ストレーナ孔とオールストレーナ孔との観測結果の対比が行われている。**図-2.8.7**に水位観測孔設置位置を、**図-2.8.8**に部分ストレーナ孔の間隙水圧観測結果を、**図-2.8.9**にオールストレーナ孔の間隙水圧観測結果を示す。

対比の結果、以下の整理が行われている。

・オールストレーナ孔の観測水位は、最大12mの年変動を示すものと、年変動の乏しい観測孔がある。

・オールストレーナ孔の観測水位は部分ストレーナ孔に比べ、降雨応答に対する感度が高い傾向にある。

・例えばB-8-2（部分ストレーナ孔）とB-8-1（オールストレーナ孔）、B-3-2（部分ストレーナ孔）とB-3-1（オールストレーナ孔）を比較した場合、オールストレーナ孔の方が対策工施工後のすべり面にかかる間隙水圧を過大に評価したり、降雨に対する間隙水圧の応答を正確に把握できないことが想定される。

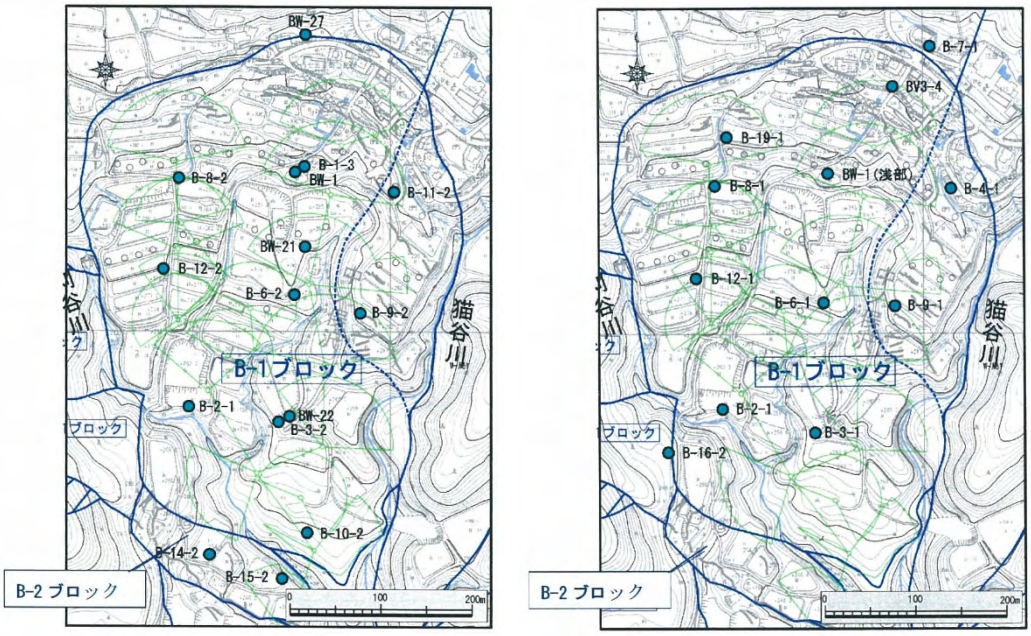


図-2.8.7 庄内あさひ地区（山形県）における水位観測孔設置例

（左：部分ストレーナ孔観測位置図　　右：オールストレーナ孔観測位置図）

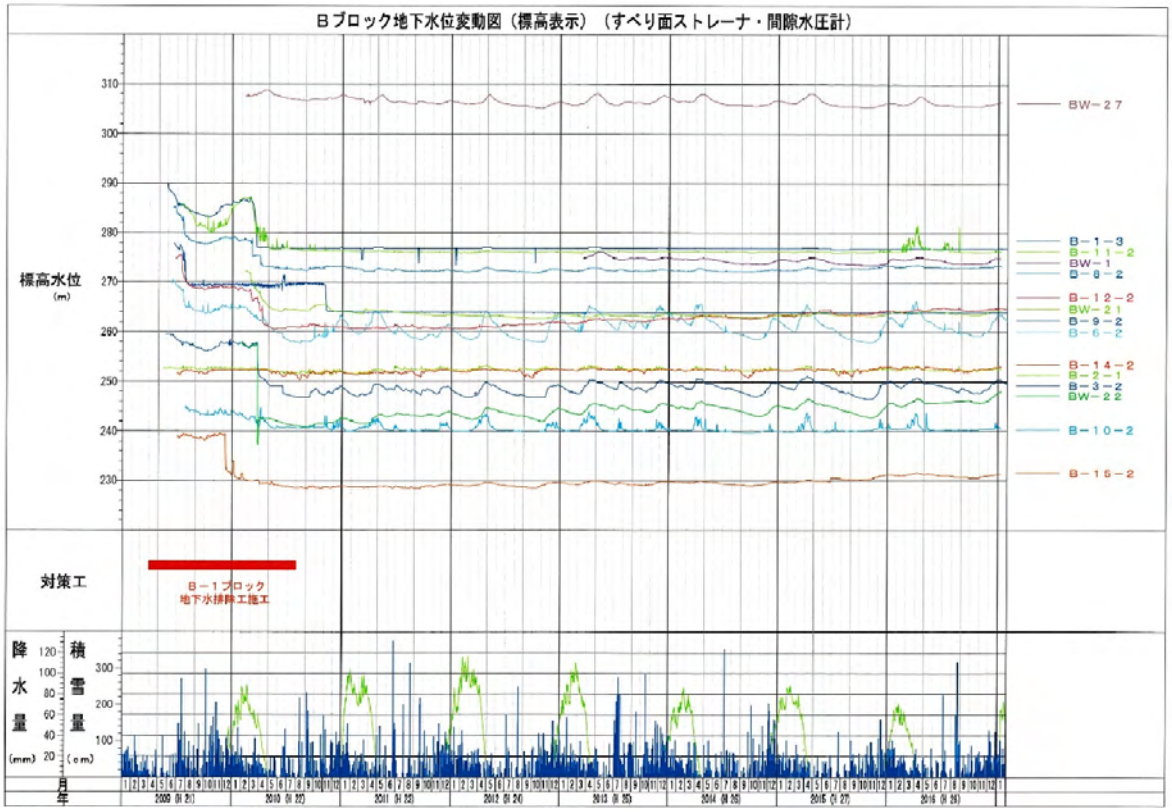


図-2.8.8　庄内あさひ地区（山形県）における部分ストレーナ孔の間隙水圧観測結果

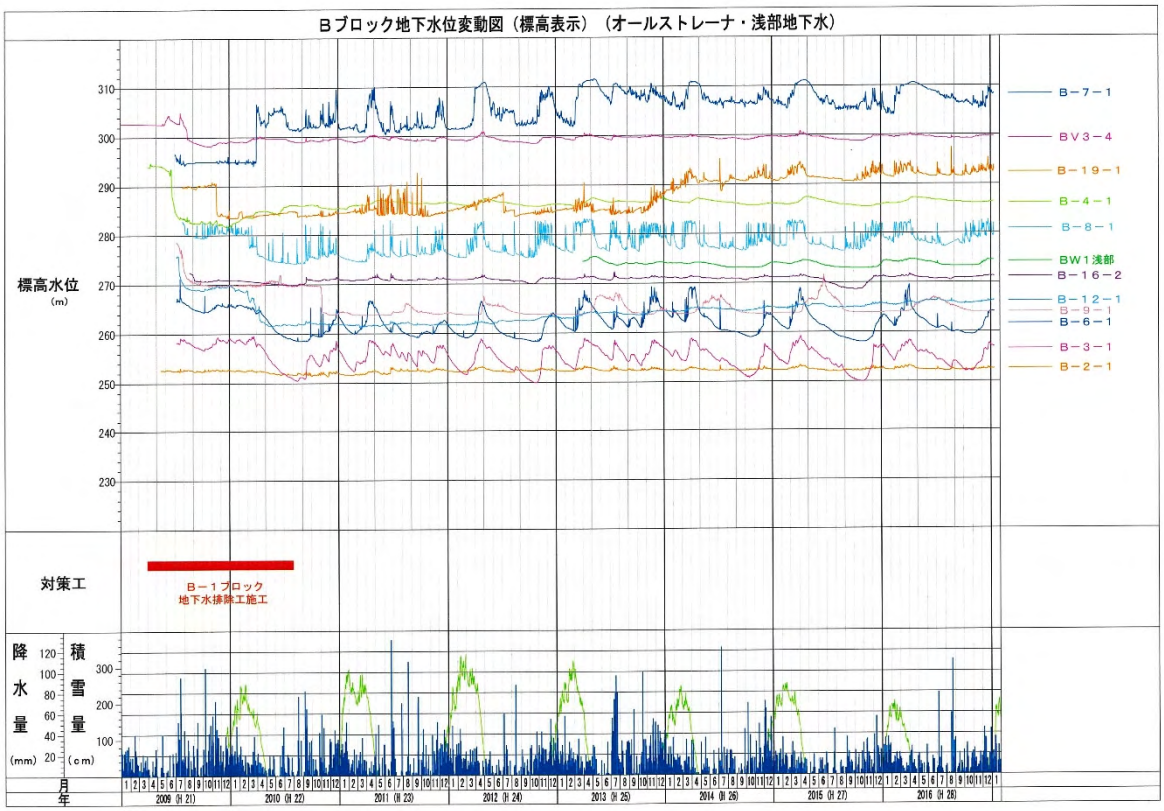


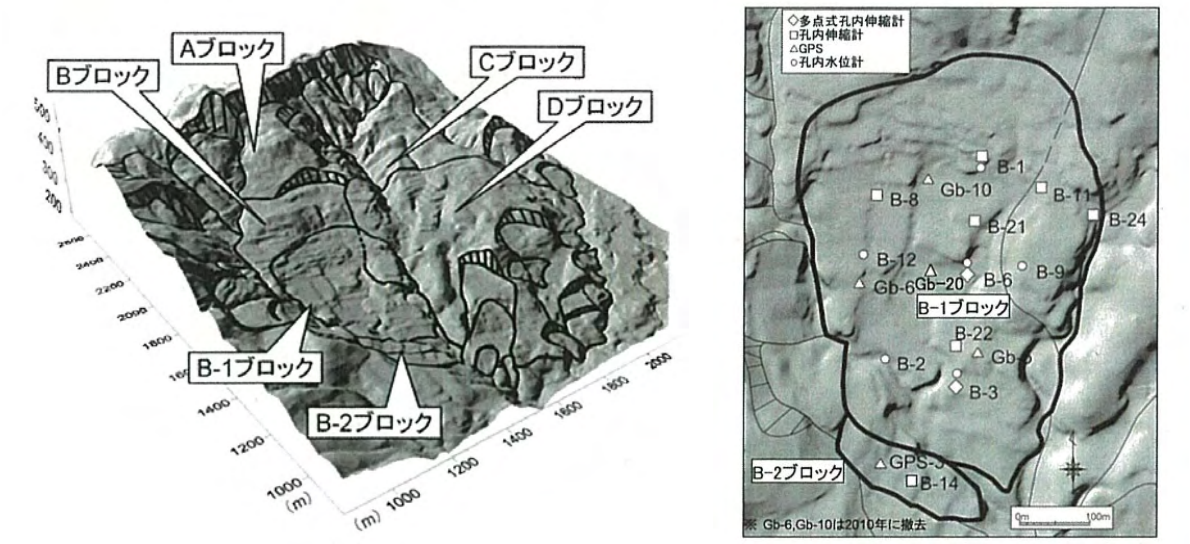
図-2.8.9　庄内あさひ地区（山形県）におけるオールストレーナ孔の間隙水圧観測結果

③　自動観測システムによる地下水位測定例

地すべり自動観測システムは、災害時の警戒避難のためのリアルタイム監視に用いられる場合が多いが、近年では豪雪地域の地すべり等において機構解析や対策工事の効果検証のための継続的な観測を省力化する手段として用いられる事例も増えてきている。また、水位上昇により変動が活発化することが把握されている地すべりに対しては、地下水位の自動観測結果を危機管理に活用することもできる。

庄内あさひ地区（山形県）では、 地すべり活動の変位・機構解明のために以下の事由を考慮し**図-2.8.10**、**図-2.8.11**[*1]に示す自動観測システムが導入され、それ以降対策工の進捗に伴う地すべり活動の沈静化や隣接ブロックの活動確認等、取り巻く環境の変化に応じて改良を繰り返しつつ、運用を継続している。**図-2.8.12**に自動観測の結果例を示す。当地区では、観測が困難となる積雪期でも遠隔地から容易に地すべりの活動状況を確認できることや、地すべりの活動が活発化した際には管理者に対して自動で通知が行えることから、自動観測を導入している。

地すべり活動が活発な場合は、有線を多用すると地すべり活動に伴う断線により通信異常や停電が発生する可能性が高くなることから、電力供給は太陽電池を使用するとともに、通信手段を携帯パケット通信とし、各地点から直接事業所内に設置した監視サーバまでデータを伝送するシステムを構築することが望ましい。



庄内あさひ地区　鳥瞰図　　Ｂ－１・Ｂ－２ブロック観測機器配置図

図-2.8.10　庄内あさひ地区（山形県）の自動観測計器位置図

＊1　齋藤ら（2013）：山形県七五三掛地すべりにおける自動観測システムの構築と改良、日本地すべり学会誌50.4、pp.10～17

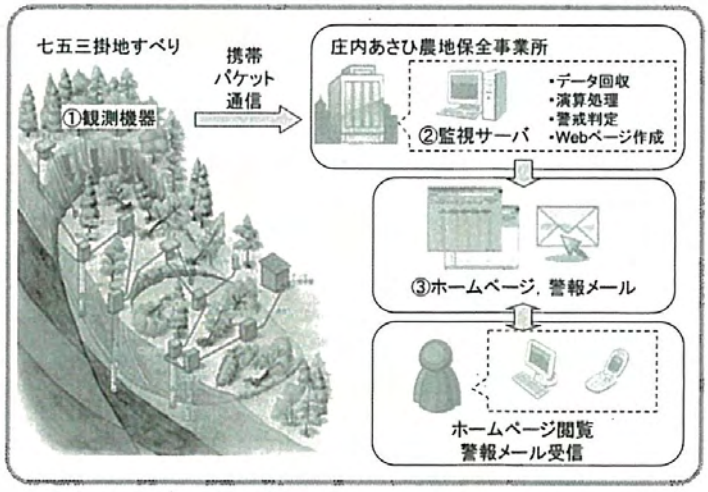


図-2.8.11 庄内あさひ地区（山形県）の自動観測システム概要図

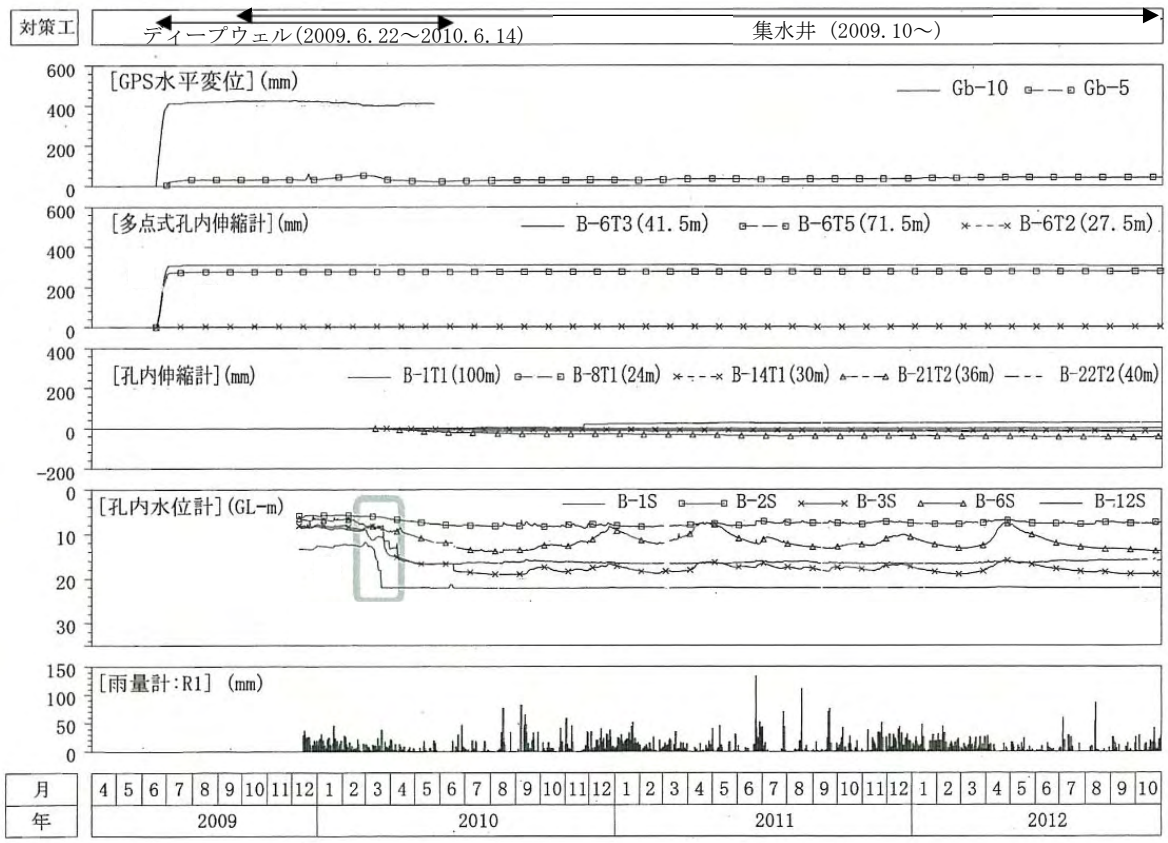


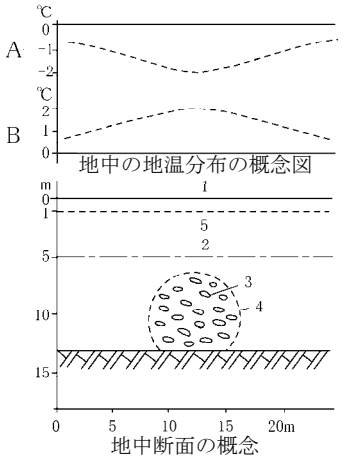
図-2.8.12 庄内あさひ地区（山形県）の自動観測結果例
（集水井工の施工に伴い地下水位が低下したことが確認されている。）

8.3.2 １m深地温探査*1

⑴ 調査の原理

この調査は、地すべり活動に影響を与えると予想される浅層地下水の平面的な流動状況を把握することを目的とする。調査法の原理は、流動している浅層地下水（以下「流動地下水」という。）の温度（θ_w）と浅層地下水の影響を受けていない箇所の１m深地温（θ_u）との温度差（θ_d）を利用したものである。地下水温（θ_w）の年変化はこれまで実施されてきた多くの調査結果によると、±１～２℃程度である。一方の１m深地温（θ_u）の年変化は±10℃に達することがある。したがって、ほぼ一定の温度を示す地下水が流れている部分が存在すれば、その直上部付近ではその流れの影響を受けて地温が周囲に比べて変化することになる（**図-2.8.13**）。

すなわち、浅層地温に比べて、水温が相対的に冬は高く夏は低いという地下水の性質を利用することによって、地下水の流れている経路を探査することが可能となる。



A:夏秋の場合（周囲の地温よりも「水ミチ」直上部の方が温度が低い）
B:冬春の場合（周囲の地温よりも「水ミチ」直上部の方が温度が高い）
平常1m深地温（地下水の流れの影響を受けていない場合:実線0℃とする）
に対する「水ミチ」の影響による温度変化（破線）
1:地表面
2:地下水面
3:流速の速い若しくは大きい地下水が存在する部分
4:3の存在によってある一定温度に保持されている範囲（「水ミチ」）
5:地下1mの深度

図-2.8.13 「水ミチ」の存在による平常１m深地温への影響

⑵ 測定時期

この調査法は地下水温と１m深地温との差を利用したものであるため、両者との差がなるべく大きい３月か９月ごろが最も実施に適した時期である。両者がほぼ同一の温度となる時期は適用が難しく、この時期は日本の場合は６月前後と11月前後である（**図-2.8.14**）。これらの時期は１m深地温探査不適応時期と名付けている。ただ、実施条件が非常によい場合はこの限りではない。

＊1 竹内（1999）：地温探査―あるがままの地下水の姿を求めて―、農業土木学会誌67.11、pp.49～56（一部変更）

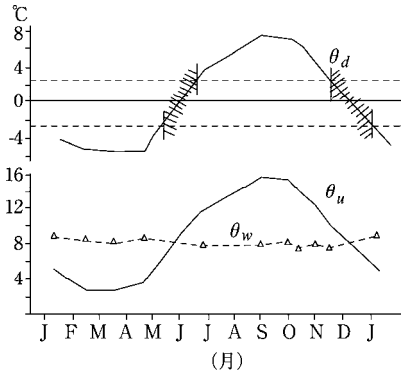


図-2.8.14 平常１m深地温（θ_u）、流動地下水温（θ_w）及び両者の差（θ_d）の年変化
（斜線部は１m深地温調査不適当時期となる。）

⑶ 測定機器

測定に際しては温度変化の小さな地下水が対象であるため、測温体には精密型温度計（精度±0.1℃）を用いる。

⑷ 測点網の決め方

地すべりでは測点網の測点間隔を、その規模にもよるが等高線方向５～10m、傾斜方向10～20mを標準としている。なお、河川堤防ではその堤体の大きさによって異なるが、標準的には２～５m間隔程度に設定している。また、ため池堤体では標準的には等高線方向２m、傾斜方向３mの測点網を設定している。詳しくは竹内*1を参照する。

⑸ 実施方法

１m深地温探査の実施方法は、決められた測点上に鉄棒で深さ１mの孔を穿ち、そこに測温体を挿入する。10分経過後その温度を読み取る。その際、測定野帳には測点番号、測温体番号、埋設時刻、読取り時刻、読取り温度、測点を中心として半径３m以内の植生状況、孔内水の有無、メモ（測点周辺で気付いたこと、井戸・地表水の温度、気温等）及び土地利用状況を記録する。

⑹ 解析方法

測定値はその後**図-2.8.15**に示す手順で解析作業を進める。まず、各測温体ごとの固有誤差を補正する（測温体補正）。次に風化岩等の場合、測定点によって測定深度がどうしても１mの深さに一定にすることができず、さまざまな深度で測定せざるを得ない場合がある。このような場合は、測定深度ごとに時間的な変化を測定して、それを補正するとともに、最終的には深度１mの温度に換算する必要がある。また、作業が数日に及ぶ場合は経日変化の一部が測定値に包含されるので、それを補正する（経日変化補正）。調査地内で斜面傾斜方向が異なる場合はそれを補正する。地質の相違が測定値に有意ある影響を及ぼす場合があるので、その存否を検討する（地質・地形補正）。各種の地況（測点を中心として半径３m以内の植生状況、土地利用状況）によって測定値は大きく異なるのでそれを補正する（地況補正）。これらの補正作業の中で、地況の補正が最も大切である。なお、詳しくは竹内*2を参照する。

＊1 竹内篤雄：温度測定による流動地下水調査法、古今書院、pp.64～70（1996）
＊2 竹内篤雄：温度測定による流動地下水調査法、古今書院、pp.97～107（1996）

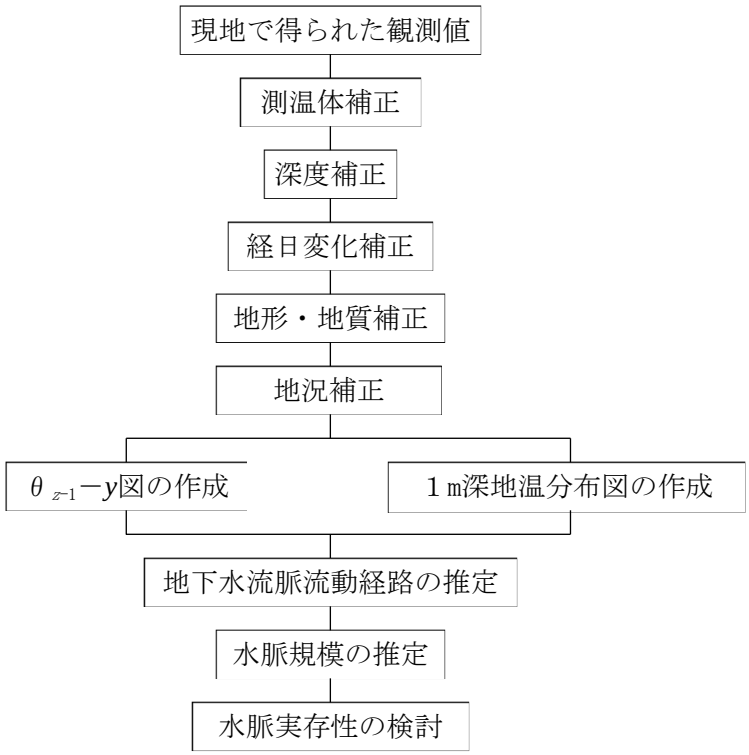


図-2.8.15 測定結果の解析手順

⑺ 解釈方法

解析結果後得られた1m深地温分布図の例を**図-2.8.16**に示す。得られた分布図が何を意味するのかを解釈するためには、流動地下水温と調査時における平常1m深地温を知る必要がある。流動地下水の温度は試錐孔内の温度勾配の小さなところの温度あるいはよく使用されている井戸水の温度を測定することによって知ることができる。一方、平常1m深地温つまり流動地下水の影響を受けていないところの1m深地温は調査地の存在する北緯と平均標高とから求めることができる。しかし、この方法では、地況の影響、斜面傾斜方向の影響等多くの因子が考慮されていないので、暫定的に全ての測線の測定値を重合せて総合的に判断することが多い。調査地周辺の地下水位、河川・ため池等の地表水が大きく変動する場合には、それらと調査地の地下水位の関係並びに温度と調査地の平常1m深地温との関係を正確に理解してから解釈を行う必要がある。

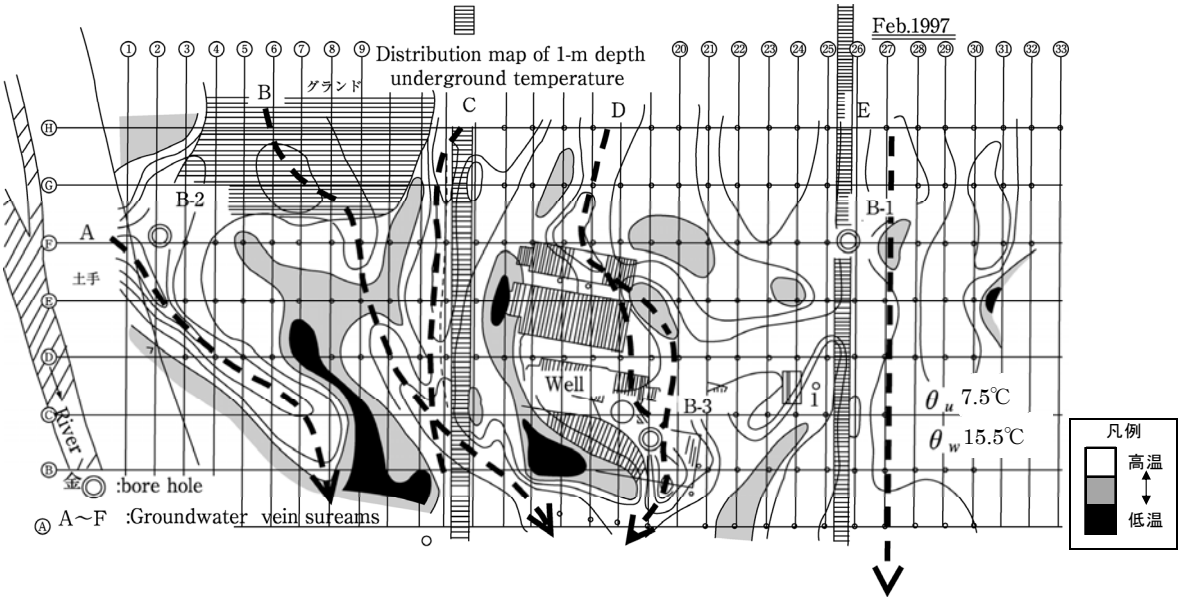


図-2.8.16 1ｍ深地温分布図の例

（冬に実施されたため、図では白色で示される高温部に「水ミチ」の存在が推定される。）

⑻ 調査の留意点

一部の破砕帯地すべりのように、地下水の流動量が多い場合や、浅い地すべりで地下水流動経路が問題となる場合には適するが、深い地すべりで地下水位が低い場合や地下水流動量の少ない地すべりには適さない。

8.3.3 トレーサ調査*1

⑴ 調査の概要

地下水に投入した食塩や蛍光染料等を下流で観測し、その流出状態から流向や流速を解析する方法（トレーサ法）は、地下水流動を把握する方法としては最も直接的である。地すべり地域内の地下水流動だけではなく、地すべり地域外のどこから地下水が供給されているかを把握することで、地下水排除・排水計画に必要な情報を得ることを目的とする。

地盤沈下に対処するための水収支解析が研究された時代では、トレーサ法に求められる結果は、方向、速度、滞留時間等の排水状況に関する情報であった。そのため、トレーサの性質には、水と同じような挙動をし、吸着の少ない非反応性が求められた。非反応性トレーサとしては、人工放射性同位体（以下「RI」という。）が用いられるが*2、日本では1970年代になって、その使用が法により制限されるようになった。そのため、RIのもつ放射能による危険性の短所を改善し、長所を活かせるアクチバブルトレーサ（放射化追跡子）法が開発され、キレート化合物（金属イオンに有機試薬が結合してできる環状の錯化合物）が新たなトレーサ種として導入された。最近では、ICP-MS（誘導結合プラズマ質量分析法）による極微量分析が可能になり、直接キレート化合物を測定する方法も開発されている。

＊1 今泉ら（1999）：トレーサ法の基本原理と適用列、農業土木学会誌67.11、pp.41～48（一部変更）

＊2 RI野外トレーサ実験調査委員会（1990）：放射性トレーサの野外・現場利用推進上の問題点、RADIOISOTOPES、39、pp.272～280

⑵　トレーサの種類

トレーサは、対象とする系にほとんど存在しないか、あるいはバックグランドに比べてはるかに高い濃度で使用できる物質である。トレーサの種類としては、食塩やキレート化合物、Cl^-、Br^-、I^-といったハロゲンイオン、ローダミンWT、ライサミンFFやアミノG酸といった有機化合物（蛍光染料）、^{3}H、^{131}I、^{82}BrといったRIがある*1。

これらのイオンや化合物の多くは、溶液や多孔質媒体中のほかのイオンと顕著な反応を起こさない理想的なトレーサ（非反応性トレーサ）とされている。これまで、蛍光染料の一部やリチウム（Li）等は、帯水層と反応を起こすため、トレーサとしての利用は行われていなかった。最近では、これらは反応の特性を明らかにする反応性トレーサとして使われている。

⑶　調査方法

トレーサ試験には、自然勾配と人工勾配の２種類の流水環境によって輸送される試験法がある。人工勾配試験は、単孔パルス試験、二孔トレーサ試験、多数の観測井を設置した単孔注水あるいは揚水試験がある（**図-2.8.17**）。

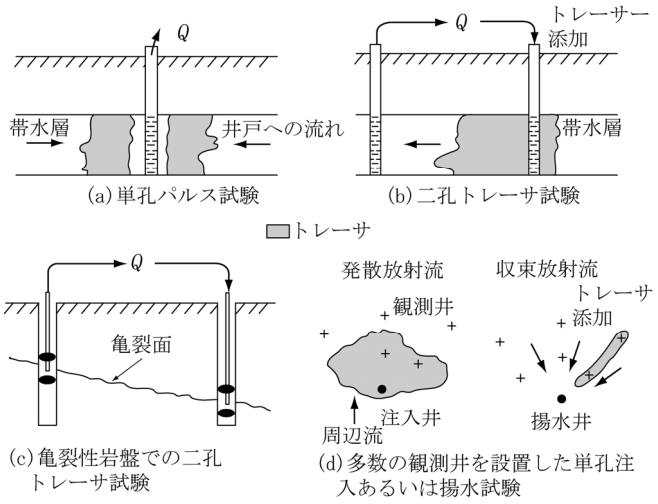


図-2.8.17　人工勾配試験の種類*2

最近の岩盤を対象とする試験では、二孔トレーサ試験が使われている。二孔トレーサ試験では、一方の井戸から揚水し、他方の井戸で同流量で注水することにより定常流状態をつくり出す（**図-2.8.17** (b)）。これにより、２本のボーリング孔間の水の流れを制御し、とりわけ、潜在するボーリング孔周辺の流れに影響されない水の流れをつくることができる。また、注入したトレーサを、揚水孔で確実に観測できるように制御することもできる。二孔試験の改良型が亀裂性岩盤において実施されている。ボーリング孔内の短区間を遮蔽区間とすることで、揚水井と注水井の間の１本の亀裂を他の亀裂から縁切りする。

トレーサ試験でよい結果を得るためには、十分な予備調査を行う必要がある。トレーサの投入量、測定計画は、予備調査結果をもとに予備解析を行い決定する。予備調査方法、試験に必要な

＊1　ドミニコ　P. A., シェワルツ　F. W.：地下水の科学I（大西有三監訳）―地下水の物理と化学―、土木工学社、p.235（1995）

＊2　ドミニコ　P. A., シュワルツ　F. W.：地下水の科学II（大西有三監訳）―地下水環境学―、土木工学社、p.252（1995）

トレーサ量の見積り方法、トレーサの投入・観測の方法については関連技術文献*1を参照する。

(4)その他の調査手法の紹介

① 水素・酸素安定同位体比（δD, $\delta^{18}O$）による地すべり地域内の地下水涵養標高の推定例

水素及び酸素の安定同位体（それぞれH（軽水素）とD（重水素）及び^{16}Oと^{18}O）は、これらが水分子の構成元素であることや、同位体比が大気中（海面からの水蒸気の蒸発～降水としての凝縮まで）では大きく変化するのに対し、地下では変化しにくいこと等の特性から、水循環・地下水流動プロセスのトレーサとして利用されている。

水素及び酸素の安定同位体の分析には、これまで質量分析法が用いられてきたが、近年ではより簡便なレーザ吸収法を用いた水素・酸素安定同位体比の同時分析が主流となってきている。

石田ら*2は、地すべり地域周辺の小さい支川等の比較的流域の小さい地点を標高別に選定し、河川流量が最も少ない時期の無降雨期間（概ね2週間以上）後の河川水について、δD, $\delta^{18}O$を分析し、調査地において**図-2.8.18**に示す相関を求めた。これらの関係と、地すべり地域内の集水井（深度20m程度）、ディープウェル（深度50～100m程度）のδ180（**表-2.8.2**）から、これらの地下水涵養標高を平均でそれぞれ335m, 442mと推定した。

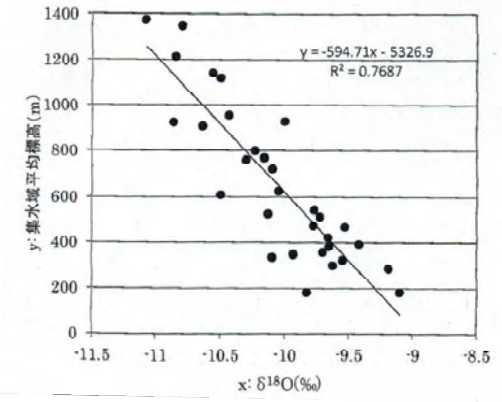


図-2.8.18 河川基底流の$\delta^{18}O$と採取地点の集水域平均標高の関係を推定した図（例）

表-2.8.2 地すべり地域内の地下水の平均$\delta^{18}O$（2012年）

対象	湧水 (‰)	集水井 (‰)	ディープウェル (‰)
$\delta^{18}O$	-9.51	-9.52	-9.73

② 水質を指標とした地すべり対策地下水排除工の効果モニタリング例

地下水排除工の効果は、地下水位の低下量や移動量の低減度として評価されるが、構造が複雑化した地すべり地域の地下水流動の解明は容易ではなく、地下水の水質も指標とされている。奥山ら*1は構造が複雑化した地すべり地域において、**図-2.8.19**に示すディープウェル，集水井，深部観測孔から採取した地下水のヘキサダイヤグラムから、各地下水排除工の溶存

＊1 小前：ScCyDTAトレーサによる地下水流動調査法に関する研究、農工研報告35、pp.39～110（1996）

＊2 石田ら（2019）：水素・酸素安定同位体比による地すべり地内の地下水かん養標高の推定、地盤工学会誌67.10、pp.32～33

＊3 奥山ら（2017）：水質を指標とする地すべり対策地下水排除工の効果モニタリング、地盤工学会誌65.8、pp.18～21

イオン量を解析し浅層地下水と深層地下水の割合を推定している。深部観測孔の重炭酸ナトリウム型と対照的に集水井はイオン濃度が低い重炭酸カルシウム型であり、ディープウェルはその中間的な性質であることから、深浅混合した地下水を排除していることを確認している。**図-2.8.20**では、ディープウェルの排水量が、集水井の追加施工により順次減少していることが確認されている。また、水質指標から地下水排除が始まった2011年にはディープウェルの排水量が多く、そのうち浅層地下水が97%、深層地下水が３%占めていたのに対し、その後は排水量が低下して、浅層地下水が90%前後となり、深層地下水からの集水が相対的に増加していることが推定されている。

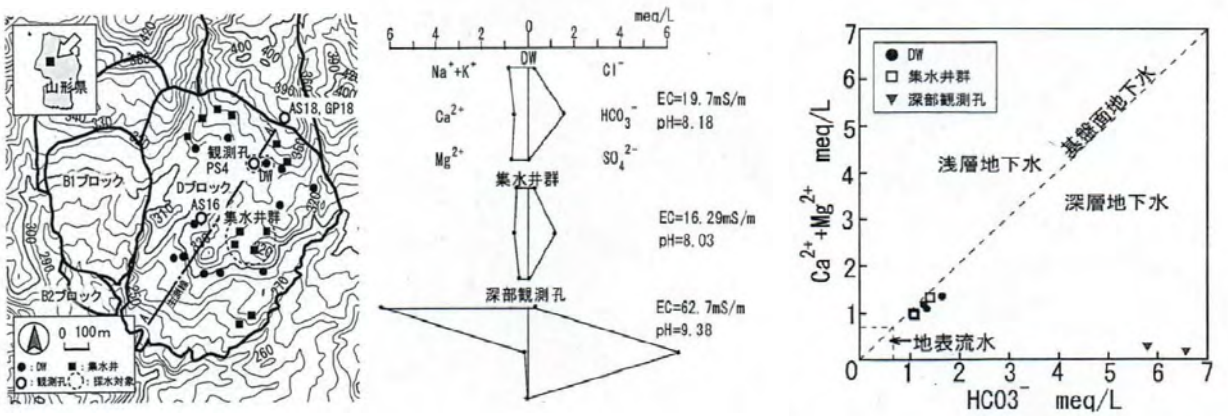


図-2.8.19　調査位置図（左）、地下水の水質（中央）、地下水の水質区分（右）

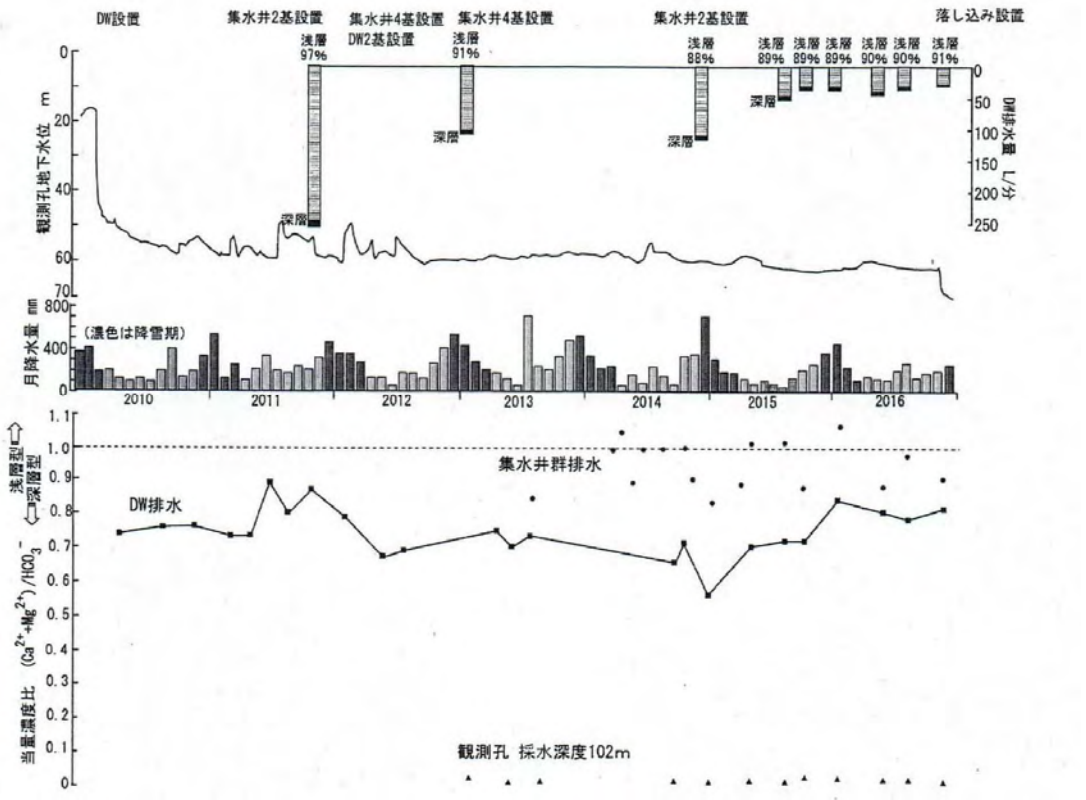


図-2.8.20　地下水位、ディープウェル排水量、水質指標の分析例

③ 六フッ化硫黄（SF_6）を指標とした地下水の年代推定例

土原ら*1は地すべり発生の誘因となる地下水の流動状況を把握するため、地下水中のSF_6及び溶存物質濃度や化学指標（主要イオン濃度、$\delta^{18}O$等）を測定し、地下水涵養年代の推定を行い、地すべり地域内の地下水を分類するとともに、用いた環境トレーサの適用性を評価している。この中で、地下水の年代推定として、SF_6の有用性を示している。SF_6は高電圧スイッチの絶縁体や変圧器に用いられる不活性ガスであり、1950年代以降、現在も大気中の濃度は上昇しており、地下水の年代測定への活用が可能なものである。測定された地下水中のSF_6濃度を地下水涵養時の大気中のSF_6濃度（大気換算濃度）に補正し、大気中のSF_6濃度の履歴と合致する点を、その地下水の涵養年代とみなし、涵養年代から現在までの時間を滞留時間と推定している。

図-2.8.21に地すべり地域での地下水採取地点位置図を示す。**表-2.8.3**には採水箇所の諸元を示す。**図-2.8.22**に地下水のSF_6大気換算濃度及び大気中のSF_6、CFC_S（クロロフルオロカーボン注1、年代推定のための別の指標）履歴を示す。**図-2.8.23**に地下水の採取深度と涵養年代の関係を示す。

これによれば、集水井CW1、CW2は深度は浅いものの大気換算濃度が最も低く涵養年代は1997年頃（滞留時間は約16年）と推定される。集水井CW3はCW1、2より深いが、大気換算濃度は高く、涵養年度は2009年（滞留時間は約４年）ごろと推定される。なお、ディープウェルの地下水年代については、複数の深度の地下水が混合していると考えられることから、測定値は見かけの値であることに注意が必要であることが言及されている。

注1：CFC_Sは、工業用、冷却材等として1930年代より広く用いられてきた不活性ガスで、CFC-12（CF_2Cl_2）、CFC-11($CFCl_3$)、CFC-113($C_2F_3Cl_3$)がある大気中のCFC_s濃度は1950年頃より上昇し、温室効果ガスとして規制された後の1990年代より低下している。これらの大気濃度の履歴を利用して 1950年代以降の地下水の年代推定に適用されてきている。

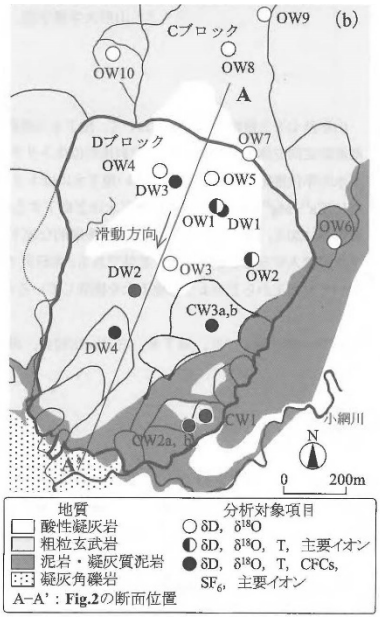


図-2.8.21 地すべり地域での地下水採取地点位置図

＊1 土原ら（2014）：六フッ化硫黄を指標とした山形県七五三掛地すべり地における地下水の年代測定、農業農村工学会論文集82.6、pp.65～74

表-2.8.3　採水箇所（観測孔、集水井、ディープウェル）の諸元

種類	名称	標高 (m)	開口深度 (m)	ポンプ深度 (m)	備考
観測孔	OW1	342	99～109	—	
	OW2	334	0～90	—	
	OW3	320	101～106	—	
	OW4	331	40.2～44.1	—	
	OW5	345	0～35	—	
	OW6	317	0～17	—	
	OW7	377	52～60	—	P
	OW8	404	88.3～91.3	—	P
	OW9	405	45～50	—	J
	OW10	384	28	—	G
集水井	CW1	268	18*	—	
	CW2a	259	15*	—	
	CW2b	259	15*	—	
	CW3a	315	47*	—	
	CW3b	315	47*	—	
ディープウェル	DW1	341	22～110	74.3	
	DW2	299	22～51	44.8	
	DW3	332	22～110	100.0	
	DW4	284	22～100	94.0	

*：集水ボーリングの孔口深度
P：揚水試験実施時に採水，J：JFT 実施時に採水
G：孔内傾斜計ガイドパイプ破損部から採水

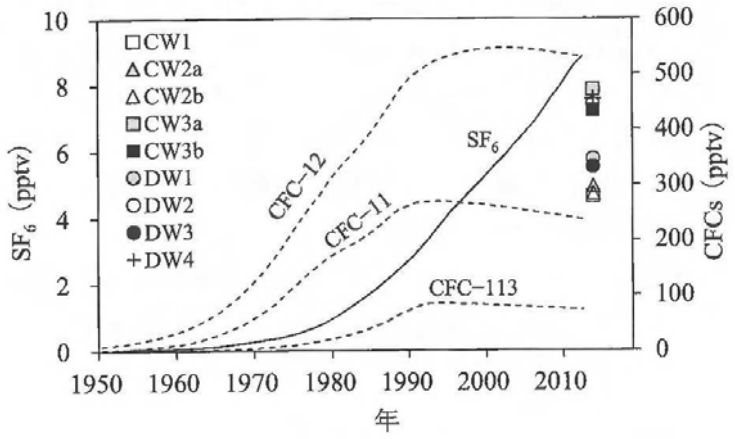


図-2.8.22　地下水のSF_6大気換算濃度及び大気中のSF_6，CFC_S履歴

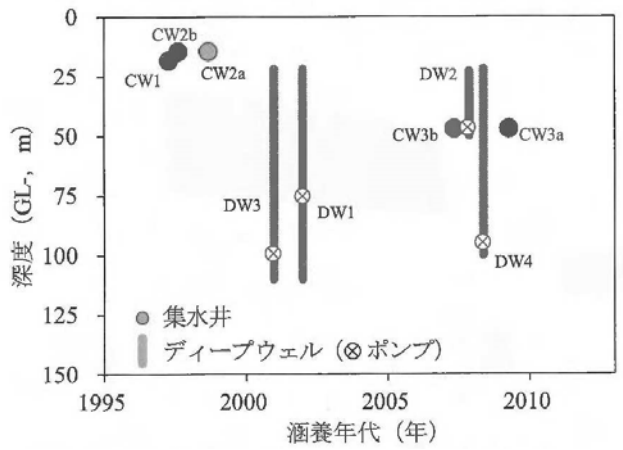
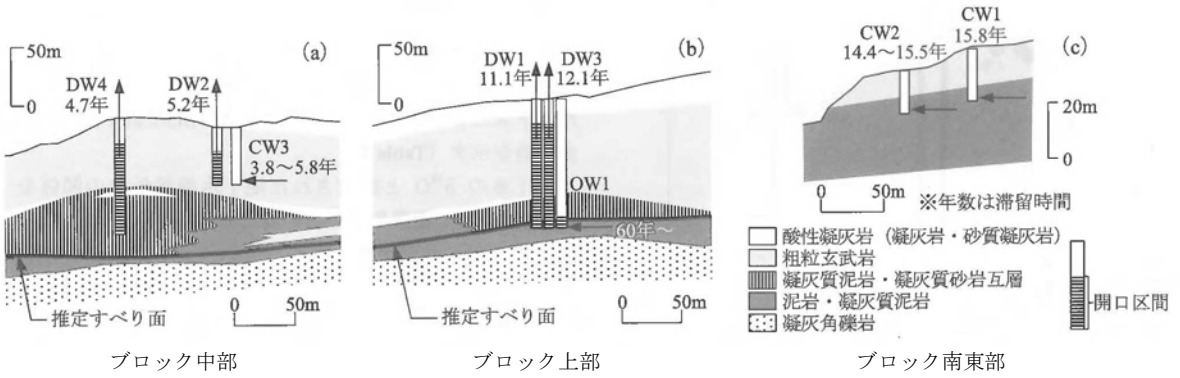


図-2.8.23　地下水の採取深度と涵養年代の関係

図-2.8.24には地すべりブロック内の滞留時間が異なる地下水の存在の概念図を示す。CW1,2は浅部で涵養域は近傍にあるが透水性の低い泥岩を通過するため滞留時間が長く涵養年代が古く、CW3は透水性の高い粗粒玄武岩を通過するため滞留時間が短く、相対的に若い地下水となっていることが推定されている。この事例は、地下水の涵養年代推定と地形地質情報等により、多層的な地下水流動機構の確認に有効であることを示している。



ブロック中部　　ブロック上部　　ブロック南東部

図-2.8.24　地すべりブロック内の滞留時間が異なる地下水の存在の概念図
（滞留時間はSF_6濃度から推定）

④　水質分析を中心とした大規模地すべり地域における総合的な地下水流動特性の解析手法の例

相楽ら*1は第三紀層地すべりに相当する東北地方の大規模地すべり地域(滝坂地すべり（福島県)、平根地すべり（山形県）)における水質分析結果を中心に、さらに地下水追跡、地下水位観測等の地下水調査結果を勘案して地下水流動解析を行い、両地すべり地域とも地下深部から供給される深層地下水の存在が地すべり活動の誘因となっている可能性を指摘している。また、大規模地すべり地域における平面的、断面的な地下水の流動経路を解析するための一手法として以下に示す項目について段階的に検討する総合的地下水調査解析手法を、**図-2.8.25**のように提案している。

・　既往の調査・試験結果(地下水追跡調査、地下水検層結果、地下水位観測結果、地下水水質調査結果)から概略的な地下水の流れを把握する。

・　各地層に如何なる水質の地下水が存在するかを把握する。水質の分類にあたってはキーダイヤグラム等の機械的な分類のみに頼らず、各地下水のイオン濃度を考慮し、主要イオンで最も含有率の高いイオンを採用する。

・　各地すべり地域に特徴的な水質タイプを検討する。特に上記の検討において陰イオンにCl^-が多い地下水の存在を確認した場合は、降雨に対する蒸発散量の推定、人為的な汚染等の検討を行い、深層地下水の有無を検討する。特に高いCl^-イオン濃度を呈する地下水が分布するエリアを特定し、地下水の供給源の推定を行う。

＊1　相楽ら(2005):大規模地すべり地の地下水流動特性に関する考察～東北地方の第三紀層地すべりを例として～、日本地すべり学会誌41.1、pp.51～62

・ 地下水水質の混合状況を考慮し、各地区・各ブロックの地下水流動経路を検討する。混合状況を検討する際に用いる水質タイプは、最も広く分布する水質を用いることとし、巨視的に水塊区分を行う。基本的な流れは地形及び地すべり活動によって形成された亀裂帯に沿って流れる可能性が高い事を考慮し、各水質と中間型の水質の分布から地下水流動経路を推定する。
・ 地下水位の変動状況はタイプ別（季節変動型、降雨応答型等）に定量的にとりまとめ、地質別分布、地区別分布を確認する。同一タイプに分類できる地下水位の分布域は同じ水塊であると判断できるため、水みちとして連続し、一連の地下水流動経路が判断できる。
・ 上述の検討結果を総合的に考慮し、地すべり地域全体の地下水流動経路を組み立てる。

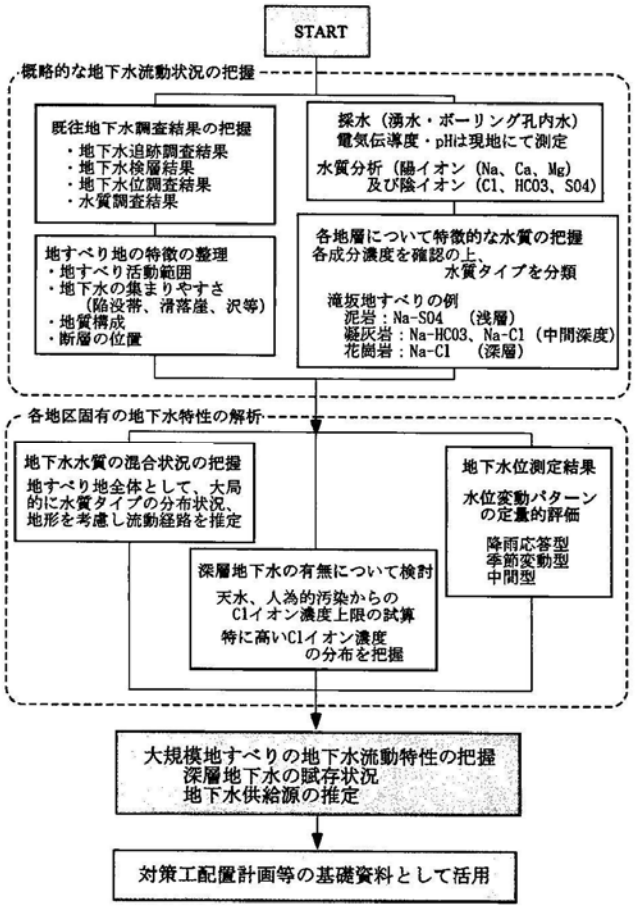


図-2.8.25 地すべり地域における地下水流動特性の解析手法

⑤ 安定同位体をトレーサとして水力発電所の導水管からの漏水を推定した例

Tsung-Ren Pengら*1は安定同位体比（$\delta^{18}O$, δD）について、降水、高標高にあるダムから導水路を通じて取水したタンク、地すべり地域内のボーリング孔からの採水試料（**図-2.8.26**）の分析結果に基づき、地すべりに影響を与えている地下水が、導水路からの漏水によるもの

＊1 Tsung-Ren Peng et al. (2010)：Identification of groundwater sources of a local-scale creep slope: Using environmental stable isotopes as tracers、Journal of Hydrology381、pp.151～157（一部抜粋）

であることを確認した事例を報告している。**表-2.8.4**では、取水タンクと地すべり地域の地下水に類似性があるのに対し、降水との値は整合が認められないことが確認できる。

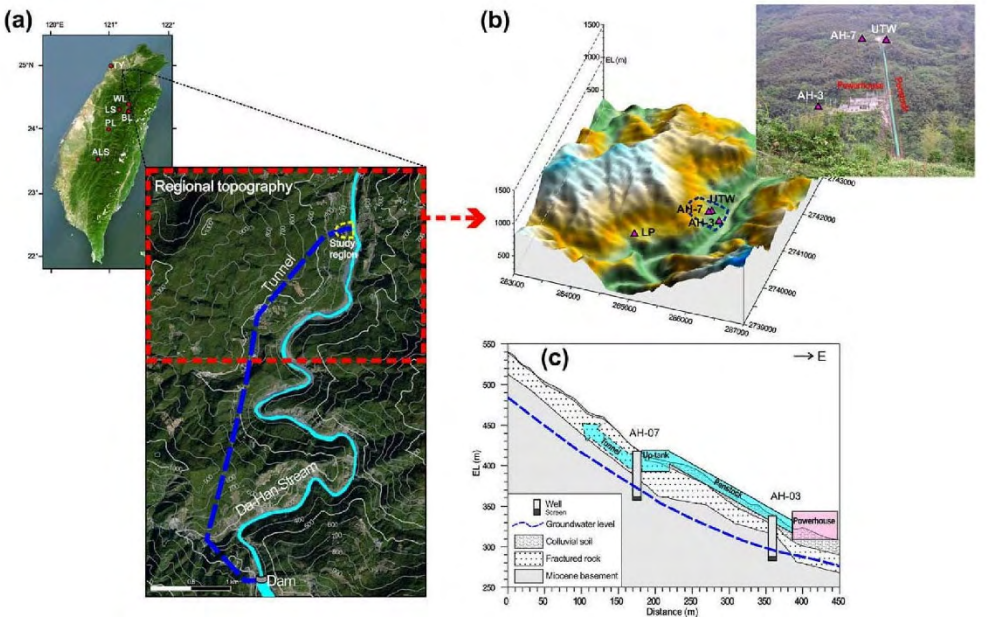


図-2.8.26 調査位置図

(a) 調査地位置図, (b) 降水・取水タンク・地すべり地域の地下水の採水箇所位置図, (c) 地質断面図

表-2.8.4 降水と取水タンクと地すべり地域の地下水に含まれる安定同位体比

サンプル	2008 年											
	1 月	2 月	3 月	4 月	5 月	6 月	7 月	8 月	9 月	10 月	11 月	12 月
(1) $\delta^{18}O$ (‰)												
降水	-5.85	-5.07	-3.11	-3.88	-4.06	-9.39	-14.31	-6.84	-9.88	-8.10	-3.75	-4.60
取水タンク	-9.94	-10.37	-10.36	-10.40	-9.92	-10.14	NA	NA	NA	NA	NA	NA
地すべり地域の地下水												
AH-7	-9.64	-9.92	-9.93	-9.22	-8.98	-9.19	-9.09	-9.51	-9.72	-9.67	-9.30	-9.06
AH-3	-9.13	-9.43	-9.26	-8.54	-9.55	-8.87	-8.81	-8.56	-8.63	-8.60	-8.31	-
(2) δD (‰)												
降水	-39.7	-27.7	1.7	-19.8	-17.1	-61.6	-105.1	-40.6	-73.6	-56.6	-23.8	-27.5
取水タンク	-69.9	-63.4	-67.4	-66.0	-75.3	-72.9	NA	NA	NA	NA	NA	NA
地すべり地域の地下水												
AH-7	-67.1	-59.4	-67.9	-49.2	-58.9	-71.0	-66.9	-65.2	-73.4	-73.3	-62.6	-66.2
AH-3	-63.3	-64.3	-57.9	-51.6	-74.0	-60.2	-61.3	-54.0	-62.9	-59.5	-54.5	-

8.3.4 地下水検層

⑴ 調査の概要

流動地下水の調査法である地下水検層は、ボーリング孔内水の電気抵抗値を測定し、その値の1/10程度の値となるように食塩水等を均一に投入し、その後再び電気抵抗値を測定することにより、その間の変化から流動を知る方法である。すなわち、流動地下水の流入があれば電気抵抗値は希釈により変化していくため、地下水流動経路の垂直的把握及び地下水流動の程度が推定できる。地質柱状図と対応させて解析すると効果的である。食塩水の代わりに温水を投入し温度変化を測定する方法もある。調査方法は、地盤工学会基準の「トレーサによる地下水流動層検層方法」（JGS 1317）として定められている。

⑵ 調査内容*1

一般的な調査内容を、以下に示す。

① 孔内の水位、水温等の測定を行う。

② 検層に当たりゾンデを孔内に挿入し、計器の調整を行い孔内水のバックグランドの電気抵抗値を測定する。

③ 孔内に電解物質（食塩等）を投入する。

④ 孔内に投入した食塩等は、孔底付近まで挿入したビニールホース等を通じてコンプレッサー等により空気を圧入して孔内水が均一な溶液となるよう十分に撹拌する。この場合の食塩等の投入量は、孔内水の電気抵抗値の低下がバックグランドの電気抵抗値の10分の１程度とする。

⑤ 孔内水の電気抵抗値の測定は、0.25m間隔に一定時間（撹拌直後、５分、10分、20分、30分、60分、120分、180分）ごとに行うことを標準とする。また、180分経過後にも電気抵抗値の変化が明瞭でない場合は、さらに240分後に再測定するものとする。

8.3.5 簡易揚水試験*2

⑴ 調査の目的

地下水位、地下水（湧水）量、透水係数を測定し、排水に伴う地下水位や影響圏を推定するための参考とする。標準的な方法は以下のとおりである。

⑵ 調査内容

① 揚水試験区間は3.0mとし、試験は試験区間以外は遮水し、3.0mごとを標準として行う。

② 水位を一定に保って（試験区間の上部１m程度とする）、40分間揚水を継続する。揚水に使用する機器は地下水が多量で試験区間が９～12m区間以浅についてはポンプ使用、それ以深及び地下水が少量の場合はベーラーを使用する。

③ １分ごとの揚水量（ℓ/min/3.0m）を測定し、それらの平均値を求める。

④ 揚水停止後、直ちに回復水位測定を行う。

⑤ 測定間隔は最初の２分間は30秒おき、10分間までは１分おきとするが、10分以上は水位の回復速度により適宜決定する。

⑥ 回復水位測定は、30分以上実施する。

＊1 農林水産省農村振興局「地質・土質調査業務共通仕様書」第４章、第５節（2020）

＊2 農林水産省農村振興局「地質・土質調査業務共通仕様書」第４章、第３節（2020）

⑦ 地下水がない場合、あるいは揚水開始直後から水位回復がない場合、注入法により平均注入量から透水係数を求める。

⑧ 孔内の水位上昇量と経過時間を片対数グラフにプロットし、ヤコブ等の方法により透水係数を算出する。

⑶ 地盤工学会基準による「揚水試験」適用範囲*1（参考）

地盤工学会基準による「揚水試験」適用範囲は、地盤工学会基準（JGS 1315）「揚水試験方法」に定められており、以下のようになっている。

① 「揚水試験方法」では、「この基準は、帯水層の透水量係数（又は透水係数）及び貯留係数を求める方法について規定する。この試験は、飽和した帯水層を対象とする。」としている。

② 適用の目安として、被圧帯水層を対象としたものであり、透水係数が10^{-6}m/s程度より大きい飽和した地盤として規定されている。Darcyの法則が適用困難な亀裂を有する岩盤等は適用対象外としている。

8.3.6 湧水圧試験

⑴目的と適用

湧水圧試験(JFT)とは、ボーリング孔内に水位観測用のロッドを入れて試験区間をパッカーで遮閉し、ロッド内に地下水を流入させたときの孔内水位の上昇速度から地盤の透水係数等を求める試験である。調査方法は、地盤工学会基準の「孔内水位回復法による岩盤の透水試験方法」（JGS 1321）として定められている。

⑵ 測定手順

トリップバルブを備えたエアパッカーを予定深度まで下ろし、窒素ガスを送ってエアパッカーを膨らませて孔壁に密着させ、ボーリング孔内の湧水を封じ込める。

次にトリップバルブを開き水位測定を実施する。通常トリップバルブの内径はおおよそ20～30㎜であるが、乱流の発生や管内抵抗等を考慮して決定する。

図-2.8.27に、試験装置の概要例を示す。

＊1 （公社）地盤工学会：地盤調査の方法と解説、第７編、第３章（2013）、p.531

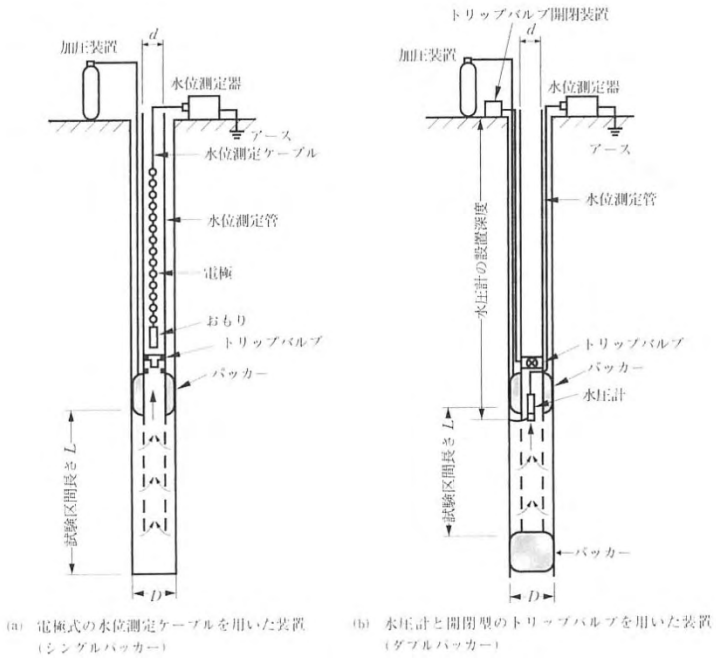


図-2.8.27 湧水圧試験装置の例

⑶ 試験結果の解析方法

結果の解析方法は直線勾配法による。解析方法を以下に示す。

ａ）片対数グラフの対数目盛（縦軸）に平衡水位h_0と水位測定管内の水位h（m）の水位差s(=h_0−h)（m）を、算術目盛（横軸）に時間t（s）をとり、log s-t曲線を作成し、図中のプロットに直線勾配が認められることを確認する（**図-2.8.28**）。

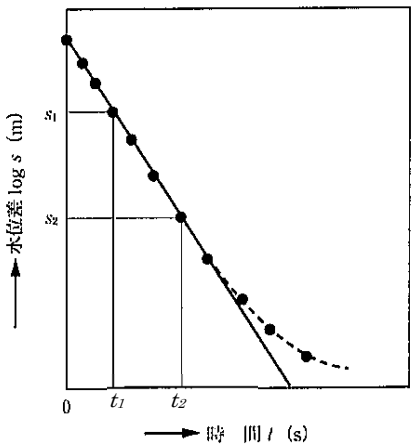


図-2.8.28 log s-t曲線の例

ｂ）得られた直線の勾配aを求める。勾配aは、直線上にある任意の２点の座標（t_1, log s_1）及び（t_2, log s_2）から式（**2.8.1**）で求める。

$$a=\frac{\log_{10}\left(s_1/s_2\right)}{t_2-t_1} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2.8.1)$$

c）透水係数k（m/s）を，式（3.8.2）で算定する。

$$k=\frac{(2.3de)^2}{8L}\log_{10}(2L/D)a \qquad ただし、\ \frac{L}{D}\geqq 4 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (2.8.2)$$

de：水位測定管内の断面積から水位測定ケーブルの断面積 c（㎡）を差し引いて求めた有効断面積と等価な面積を有する円の直径＝$\sqrt{}$（$d^2-4(c/\pi)$）（m）
ただし、水圧計を用い、水位測定管内にケーブル類を挿入しない場合は、$de=d$

d ：水位測定管の内径（m）

D ：試験区間の孔径（m）

L ：試験区間の長さ（m）

8.3.7　間隙水圧計による測定

⑴　適用

地すべり斜面の対策工計画に当たっては、安定解析を実施し、その施工位置や施工量を決定する必要がある。この際には、すべり面付近での間隙水圧値が必要となる。しかし、施工上や経費等の理由から、多くの場合では地下水位を間隙水圧に代用する簡便的な手法をとっている。その一方、地下水位測定では、難透水層によって隔てられた複数の滞水層が存在する場合等、地層の状況によってはすべり面付近の間隙水圧値と大きく異なったり、透水性が低い土塊では孔内水位測定において時間の遅れが観察される等の問題点が指摘されている。最近では小型で精度の高い間隙水圧計が開発されてきており、条件が許すならばすべり面付近の間隙水圧の測定を行って、より信頼性のあるデータを採取することが望まれる。調査方法は、地盤工学会基準の「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」（JGS 1313）として定められている。

間隙水圧の変動状況は、地すべりの安定度に大きく影響するものであるから、降雨の多い時期，積雪期，融雪期等、地すべり変動が特に顕在化する時期の観測が不可欠である。なお、対策工施工後の観測時期・期間については、技術書「Ⅲ計画設計編、11．概成」を参照する。

⑵　調査の概要

間隙水圧の測定は、すべり面に作用する間隙水圧を直接測定しようとするもので、地下水位観測では追従できないような急激な間隙水圧の変化や、粘土層中の間隙水圧の変化の測定に適している。

間隙水圧の測定方法には、開放型と閉鎖型がある。開放型は管内に導いた地下水の水位を直接測定するものであり、閉鎖型はセンサーに作用する水圧を計測するものである。各々は計測期間に応じて、短期的な測定と長期的な測定に分けられる。短期的な測定は、ある時点での間隙水圧を測定するものであり、長期的な測定とは、工事等に伴う間隙水圧の変化を継続的に観測するもの

である。地すべり調査では長期的な測定が可能な方法を選定する必要がある。

開放型、閉鎖型いずれの方式でも、計測値の急激な変化を把握できるように、自記記録計を用いることが望ましい。しかし、それが不可能な場合には最低でも１日～１週間に１回程度の観測頻度とする。

間隙水圧計を設置する箇所は、地すべりブロックの間隙水圧状況を反映できる箇所とする。

また、対策工の効果判定用には、対策工施工後に効果が予想される範囲内に設置する。

⑶ 間隙水圧計の種類

間隙水圧計は測定方法の違いにより主に以下の２種類に区分されている。**図-2.8.29**と**図-2.8.30**に間隙水圧計の例を示す。

ア．開放型

測定区間の間隙水圧を地上まで立ち上げた測水管内の水位として測定するもので、測水管先端に開孔部を設けたピエゾメータ型と、先端に多孔質チップを取り付けたカサグランデ型がある。間隙水圧の変化から測水管内の水位変化までの時間遅れを短縮するように細径の測水管を用いる。構造が単純で、非金属製とすることで腐食に強い特長がある。また、誤差の原因となる土中ガスが滞留する恐れがない。

イ．閉鎖型

測定深度に埋設した間隙水圧計にかかる水圧を電気的に変換して測定するものであり、水の流出入がないので応答時間が短い。粘性土のような透水性が低い地層に適する。

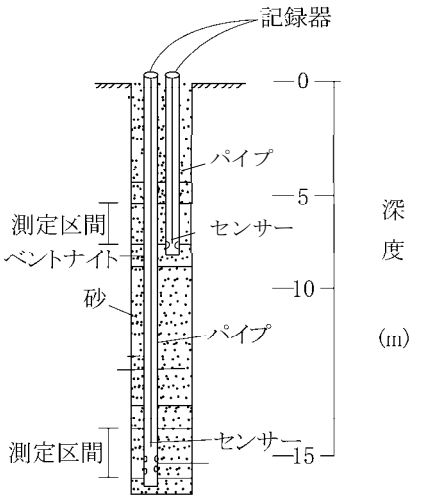


図-2.8.29 開放型の間隙水圧計の例

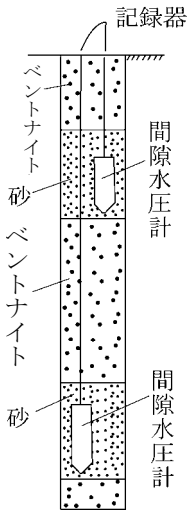


図-2.8.30 閉鎖型の間隙水圧計の例

⑷ 間隙水圧計の設置

測定区間における間隙水圧の変動が測水管や間隙水圧計に伝わりやすいように、開孔部や間隙水圧計の周囲は透水性の高い砂のフィルターで充填する。両方式とも１本のボーリングで複数深度に設置することが可能だが、計測区間の上下にベントナイト又はモルタルで遮断層を設けて十分に遮水する。閉鎖型の間隙水圧計先端部のチップは設置前に水浸脱気させておき、注意深く設置する。(**図-2.8.31**)。

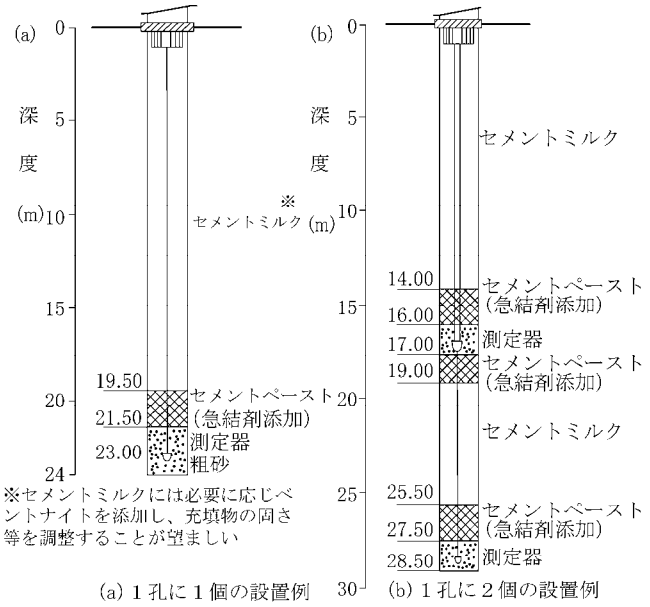


図-2.8.31　間隙水圧計設置例

⑸　データ解析

測定記録は降水量及び地表面や地中変動観測から得られた移動量と対比検討できるようなグラフ等として整理し、地下水位観測結果と同様に利用する（**図-2.8.32**）。

⑹　留意事項

①　閉鎖型を使用すると、時間の遅れなしに水圧の変化を計測することができる。

②　閉鎖型の間隙水圧計では、異常値が発生した場合に、機器の状況確認や検定を実施する方法がない。

③　閉鎖型の場合、耐久年数が開放型と比較して短い。

④　開放型の場合、粘性土のように透水性の低い地盤、孔径が大きい場合に測定記録に時間の遅れが観察されることがある。

⑤　地すべり活動に関係している微小な間隙水圧の変化を計測することに努める。

⑥　間隙水圧の測定に当たって、その測定結果に大きく影響を与えることから、事前のすべり面と地下水流動層の把握が重要である。

⑦　１孔につき間隙水圧計は１個の設置とすることが望ましいが、複数の間隙水圧計を設置する場合は、他層からの水の回り込みや漏水を防止するため、測定区間上下の遮水の施工に十分注意する。

⑧　地すべり面下に埋設する場合、地すべりの滑動に伴いケーブルが切断されたり、遮水構造が破壊されたりすることがあるため、設置に当たってはすべり面との位置関係に注意する。

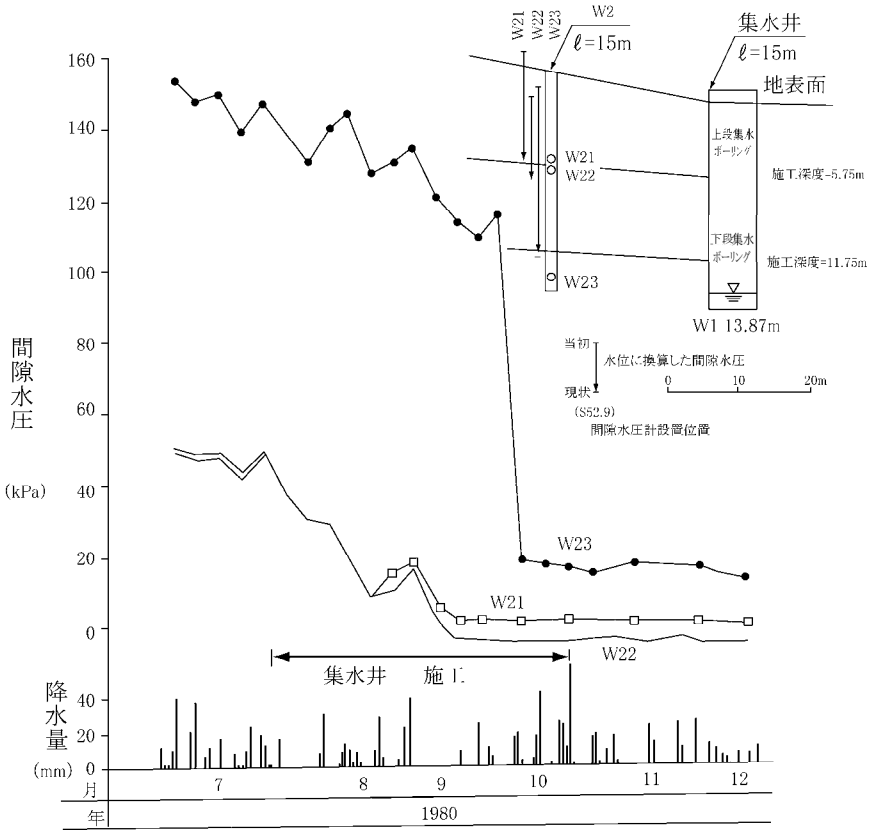


図-2.8.32 集水井施工時の間隙水圧変化測定例

⑺ 調査事例の紹介

① 部分ストレーナ加工を施した間隙水圧計の設置例

庄内あさひ地区（山形県）では、すべり面に作用する地下水の圧力水頭のみを確実に捉えることを目的として部分ストレーナ（パッカーを使用）の地下水位観測孔及び間隙水圧計の設置が行われている。

間隙水圧計は、ストレーナ区間はすべり面付近の破砕部のみとし、管外・管内とも砂で充填しており、この上下部の数m区間は無孔管とし管外・管内ともベントナイトで充填する仕様としている。**図-2.8.33**に間隙水圧計孔設置例を示す。

観測結果例については、技術書「Ⅱ調査編、8.3.1（3）地下水位の測定手法の事例」を参照する。

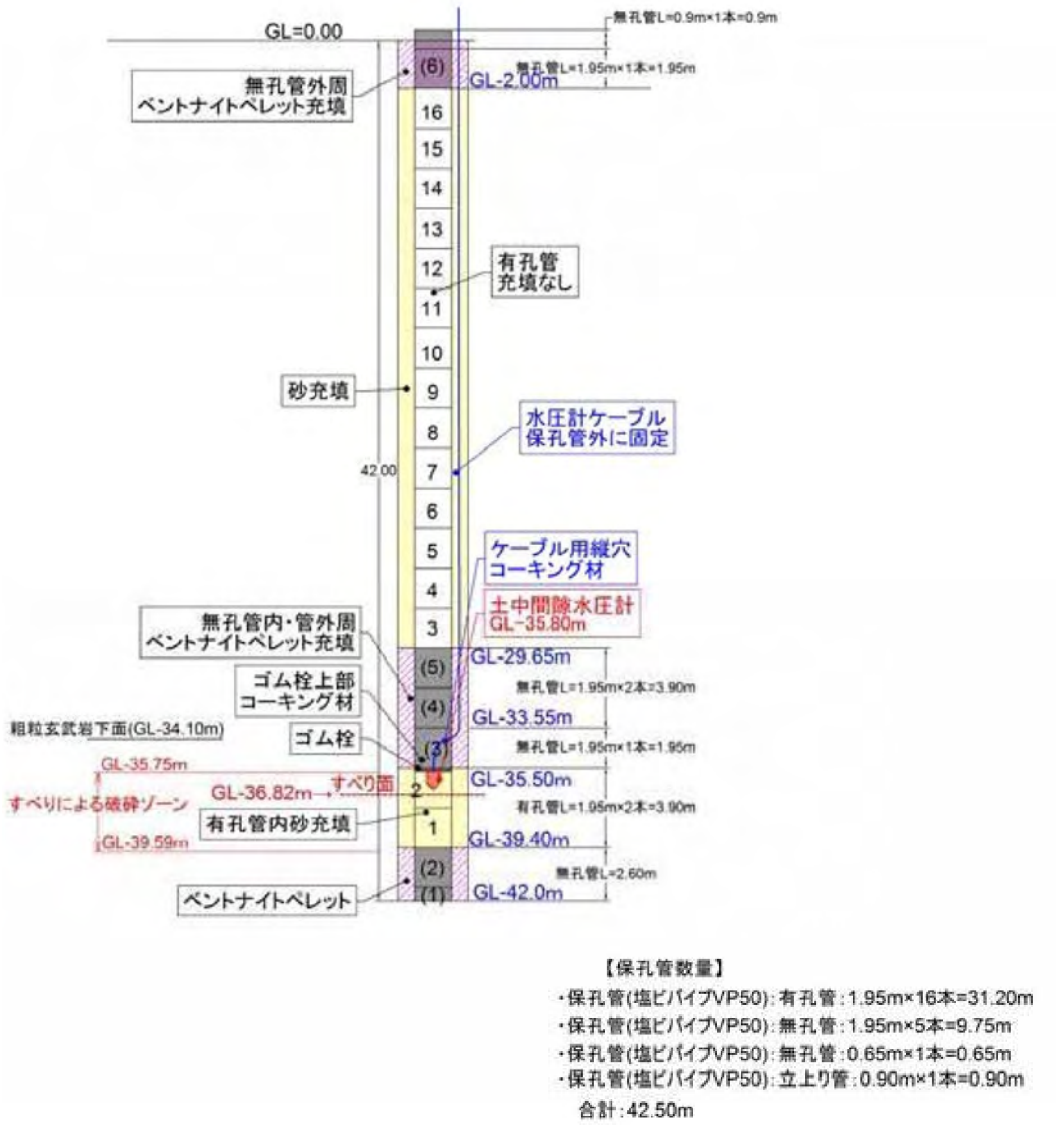


図-2.8.33 庄内あさひ地区（山形県）における部分ストレーナを施した間隙水圧計孔設置例

9. 地すべり移動量調査

（基準書　第２章、2.3(8)関連）

9.1　調査の目的

地すべり移動量調査の把握すべき事項とその目的を示すと**図-2.9.1**のようになる。

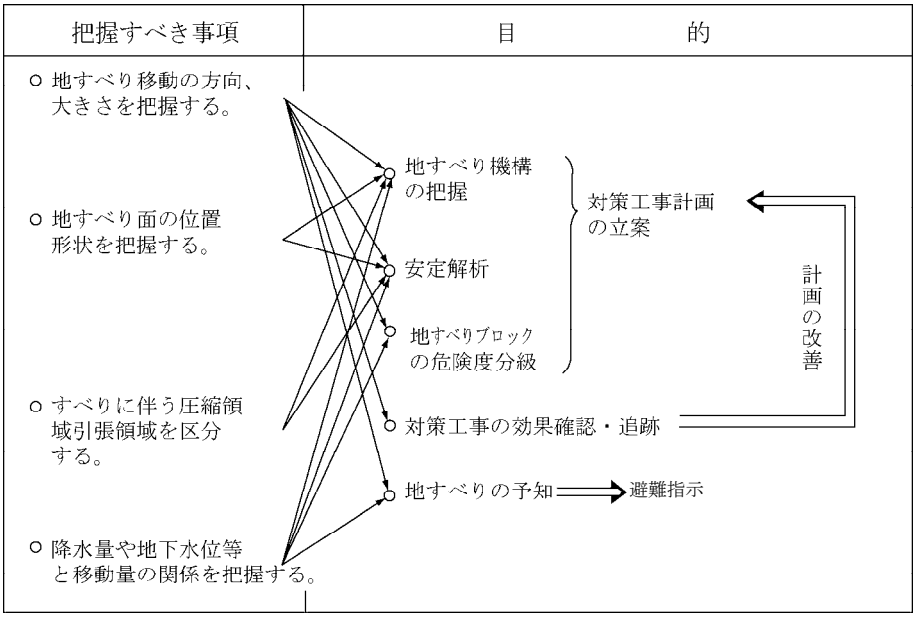


図-2.9.1　地すべり移動量調査の目的

調査を行うに当たっては、地すべりの移動状況を把握するために、地表部における移動量の測定（地表移動量調査）と地中における移動量の測定（地中移動量調査）を併せて実施する。両調査ともにその調査手法には各種のものがあり、それぞれ長所、短所を有している。主たる調査目的、移動速度の大小、地域地点の特性に応じて、適切な調査手法を選択する必要がある。

また、地すべり移動量調査は、地すべり活動の把握に大きく寄与するものであるから、降雨の多い時期，積雪期，融雪期等，地すべり変動が特に顕在化する時期の観測が不可欠である。なお、対策工施工後の観測時期・期間については、技術書「Ⅲ計画設計編、11．概成」を参照する。

現在、移動量調査に用いられている主な調査手法についてその特徴を**表-2.9.1**に示す。これらのほかにも各種の手法が考案されているので、長所・短所・経済性等について検討した上で用いる。また、いずれの調査手法を用いるに当たっても、移動速度や変位の累積傾向に留意し、測定間隔を定める。

なお、地すべりの運動形式と鉛直断面における移動量分布のタイプの関連を**図-2.9.2**に示す。地塊型の地すべりでは、一般にすべり面が明確であるが、粘稠型の地すべりではすべり面が不明確であったり、すべり面が確認できない場合も多い。崩壊型の地すべりは表層部が破砕される（したがって設置計器が破壊される）点に特徴がある。また、すべり面は１枚とは限らず複数のすべり面が

認められる場合も多いので注意を要する。

地すべりの運動型式*1は、以下のとおりである。

① 地塊型地すべり：地すべりブロックが幾つかの土塊に分かれ、各々の土塊がそれぞれ自由に運動し、水平運動の割に垂直運動の著しいもの。地形変化は比較的少ない。

② 崩壊型地すべり：移動とともに地表面が粉砕され、崩落後は多くはその位置に留まって静止し、時を経て再び移動するもの。

③ 粘稠型地すべり：最も普通の地すべりで塑性の大きい移動層が基岩の形状にしたがって移動し、粘性運動的に移動するもの。継続的かつ緩慢な動きを呈する。

④ 流動型地すべり：移動層内の含水量が高い泥の流動で、多くの場合突発的に生じ谷に沿って流下するもの。

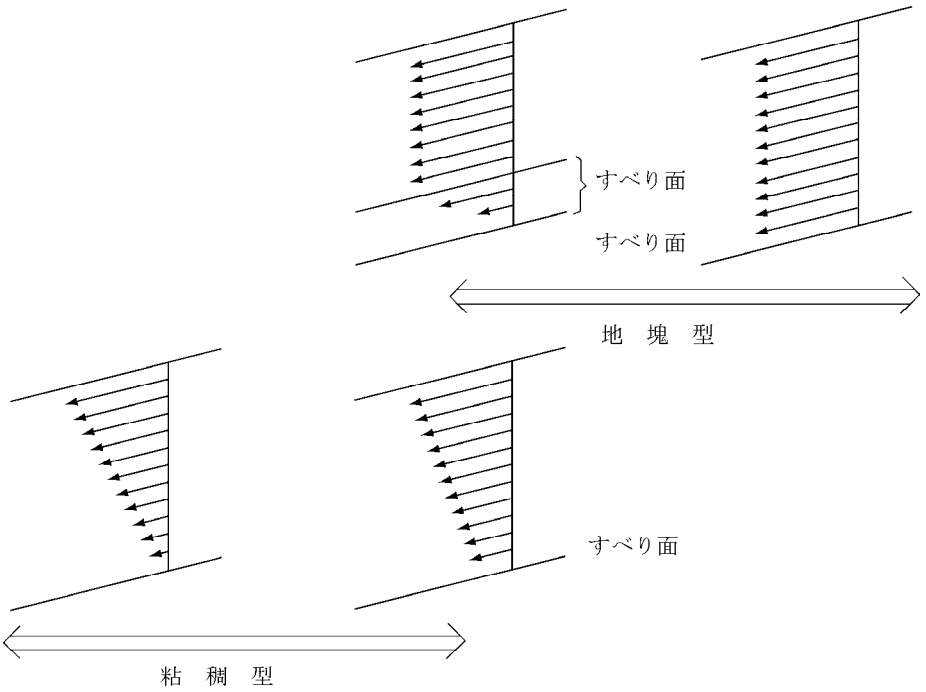
表-2.9.1　主な地すべり移動量調査の特徴

項目	手法	移動速度 1 m/日	移動速度 10 cm/日	移動速度 1 cm/日	移動速度 1 mm/日	最終予測変位 10 m	最終予測変位 1 m	最終予測変位 10 cm	実施区分	施設・観測 施設位置の自由度	施設・観測 施設設置費	施設・観測 観測経費	備考
地表移動	空中写真判読	◀――――――▶				◀――――――▶			特殊条件下で実施	－	－	○	通常施設設置は不要
	レーザ測量（地形判読、差分解析）	観測頻度による ◀――――▶				◀――――――▶			必要に応じ実施	－	－	－	通常施設設置は不要技術発展途上であるため、評価は記載していない
	移動杭による観測	◀――――――――▶				◀――――――▶			通常実施	○	◎	△	
	伸縮計による観測	◀――――――▶				◀――――▶			通常実施	×	◎	○	地塊型・崩壊型は警報用、緊急用にも適
	地表面傾斜計による観測	移動量そのものは測定用できない ◀――――▶				◀――▶			必要に応じ実施	△	○	○	移動量そのものの測定用ではなく、微小変動のチェック用に用いる
	GNSSによる観測	――――――▶				◀――――▶			必要に応じ実施	△	△	△	
	干渉SARによる観測	観測頻度による ◀――――▶				◀――▶			必要に応じ実施	－	－	－	通常施設設置は不要技術発展途上であるため、評価は記載していない
地中移動	すべり面測定管	◀――――▶				◀――――▶			通常実施	○	△	◎	すべり面位置の測定移動量そのものは測定できない
	パイプひずみ計	◀――――▶				◀――――▶			通常実施	○	△	○	地塊型・崩壊型では変動予知等のための小変位測定用
	鉛直方向伸縮計	◀――――――▶				◀――――▶			通用実施	○	×	○	多段型のものが望ましい
	孔内傾斜計	◀――――▶				◀――――▶			通常実施	○	×	×	せん断に対しては弱く、センサーが挿入不能となる

◎　特に適する又は特にすぐれる又は安い　○　適する又はすぐれる又はやや安い

△　可能又は普通又はやや高価　×　不適又は劣る又は高価

＊1　高野秀夫：地すべりと防止工法、地球出版、pp. 6～7、1960



ここでは、地塊型（上段）と粘稠型（下段）の例を示す。地塊型の左図は、すべり面が厚さを有してすべり層となっていることを表しており、その場合は粘稠型に近い変位形態となることを示している。

図-2.9.2 鉛直断面における移動量分布

9.2 調査方法の選定

調査方法の選定区分を、**表-2.9.2**に示す。

表-2.9.2 調査方法の選定区分

選定区分	調査方法	対応する他基準	明らかにされる情報・数値の概要	特長
通常実施	移動杭 ≪変位杭≫	JGS 1711	地表の地すべり移動量	移動量が大きい場合や変動範囲を明確にしたい場合に有効
	伸縮計	JGS 1725	地表の地すべり移動量	警報器を設置する必要がある場合は特に有効 耐用年数は数年程度
	すべり面測定管		地中（ボーリング孔内）のすべり面の位置の推定	パイプひずみ計や孔内傾斜計の計測範囲を超過するような大きい変動の場合に有効
	パイプひずみ計 ≪地中ひずみ計≫	JGS 1731	地中（ボーリング孔内）のすべり面の位置の推定	変動深度が複数想定される場合は特に有効 耐用年数は１～３年
	鉛直方向伸縮計		地中の移動量 地中（ボーリング孔内）のすべり面の位置の推定(多段式)	移動量が大きく、すべり面深度が確定している場合に有効 耐用年数は数年程度 多段式はすべり面深度も推定可能
	孔内傾斜計	JGS 3722	地中（ボーリング孔内）のすべり面の位置の推定、移動方向、移動量	すべり面の移動量を定量的に計測する場合に有効 変動量が小さい場合は観測可能期間も長い センサーの耐用年数は約５年 無線方式の設置型センサーなら５～15年の耐用年数がある 挿入型は、変動深度が複数想定される場合は、変動が小さい間は全深度の測定が可能であるが、変動の進行とともに変動が大きい区間以深の測定が不能となることに留意
必要に応じ実施	地表面傾斜計	JGS 1721	地表面の微小な傾斜変動	地すべり頭部のすべり面形状が円弧を呈し、地すべり変動が軽微な場合に特に有効耐用年数は10年程度
	レーザ測量（差分解析）		地表の地すべり移動量	広範囲な移動量・移動方向計測に有効 動態観測用の観測点が無くても計測可能
	干渉SAR		地表の地すべり移動量	広範囲な移動量・移動方向計測に有効 動態観測用の観測点が無くても計測可能
	GNSS計測		地表の地すべり移動量	広範囲な移動量・移動方向計測や積雪地帯の移動量計測に有効
特殊条件下で実施	空中写真判読		地表の地すべり移動量	広範囲で移動量が大きい場合に有効

注）表中でJGSとしたものは「地盤工学会基準」であり、「地盤調査の方法と解説」(2013)（地盤工学会編）を参照する。また、≪≫内は地盤工学会基準（JGS）での名称を表す。

なお、**表-2.9.2**の手法以外に光ファイバーによるひずみ計測があり、センサー上のひずみ量とその空間的な分布を連続的に繰返し計測できる特長を持つ。センサー長は理論的には20kmまで延長が可能で、大深度すべり面のひずみ計測や同一センサーによる複数地点の同時測定が可能である*1。

計器観測の手法には、自動観測、半自動観測、手動観測がある。各々の手法の特徴を以下に示す。

自動観測　：主に、緊急性が高くリアルタイムで変動状況を把握する必要がある場合、積雪地域等で観測作業が困難な時期がある場合、観測箇所が危険な場合、観測範囲が広範囲な場合等に採用される。

半自動観測：主に、積雪地域等で自動観測までの必要性はないが、連続データの取得が必要な場合等に採用される。定期的に観測者が現場へ行くため、観測箇所以外の変状を把握できる場合がある。

手動観測　：自動観測や半自動観測と比較すると、連続データが取得できない計器が多く、観測頻度の設定に注意を要する。変動の有無確認等ができる最低限の観測である。自動・半自動観測データのキャリブレーションを目的とした補足的な観測として用いられることもある。定期的に観測者が現場に行くため、観測箇所以外の変状を把握できる場合がある。

地すべりの規模や変動速度の違いを考慮した、観測方法の選択については、「地すべり監視体制構築の手引き」（農林水産省）に**表-2.9.3**の参考表が示されている。

＊1　黒田ら（2003）：連続分布型計測システムによる野外地下計測技術、農業土木学会誌71.1、pp.31～34

表-2.9.3 規模及び危険度による地すべりの観測方式（案）

<table>
<tr><td colspan="3" rowspan="3"></td><td colspan="4">地すべり規模</td></tr>
<tr><td>巨大</td><td>大</td><td>中</td><td>小</td></tr>
<tr><td>幅1000m以上</td><td>幅300～1000m</td><td>幅100～300m</td><td>幅100m未満</td></tr>
<tr><td rowspan="4">危険度（重要度評価を含む）</td><td>特大</td><td>変動A以上</td><td colspan="2">直轄地すべり対策事業

全自動方式</td><td>都道府県営地すべり対策事業

全自動方式
（小規模な警報システム等）
～
半自動方式</td></tr>
<tr><td>大</td><td>変動B</td><td>全自動方式
～
半自動方式</td><td colspan="2">半自動方式</td></tr>
<tr><td>中</td><td>変動C</td><td>半自動方式</td><td colspan="2">手動方式</td></tr>
<tr><td>小</td><td>変動C未満</td><td>手動方式
～
測量による広域的観測</td><td colspan="2">手動方式
～
簡易計測
事業概成後の地すべり監視</td></tr>
</table>

注）簡易計測とは、亀裂や段差等の変動状況を、丁張や観測鋲を設置して定期的に計測することである。地すべり発生の初期段階における応急調査手法としても重要である。

注）表中の「変動C未満」は、地すべり滑動の可能性のある変動が認められない場合を示し、**表-2.9.5**、**表-2.9.6**、**表-2.9.10**の「変動なし」と「変動D」を含む。

また、自動観測システムによる地すべりの計測事例として、庄内あさひ地区（山形県）の事例を紹介する。

【事例】庄内あさひ地区（山形県）

平成21年２～６月に斜面長700m×斜面幅400m×すべり面深度30mの範囲で地すべりが活発に活動し、民家５戸６世帯が避難する事態となった。

そのため当地区では、観測困難な融雪時期でもリアルタイムで地すべり変動を監視できるよう、自動観測システムを導入した(**図-2.9.3**）。その主な特長は以下のとおりである。

① ホームページに携帯電話やパソコンでアクセスすることで、データが確認でき、警報発生時にメール通知可能なシステムである。

② 通信・電源確保には有線が一般的であるが、地すべり活動に伴う断線により通信異常や停電が発生する恐れが高いため、太陽電池を使用するとともに、携帯パケット通信を通信手段として各観測地点に設置し、直接事業所内に設置した監視サーバーまでデータを伝送する方式とした。

③ 前兆現象の早期発見を目的として、気象観測装置（雨量計、気温計、積雪深計、融雪量計）の自動観測も行った。

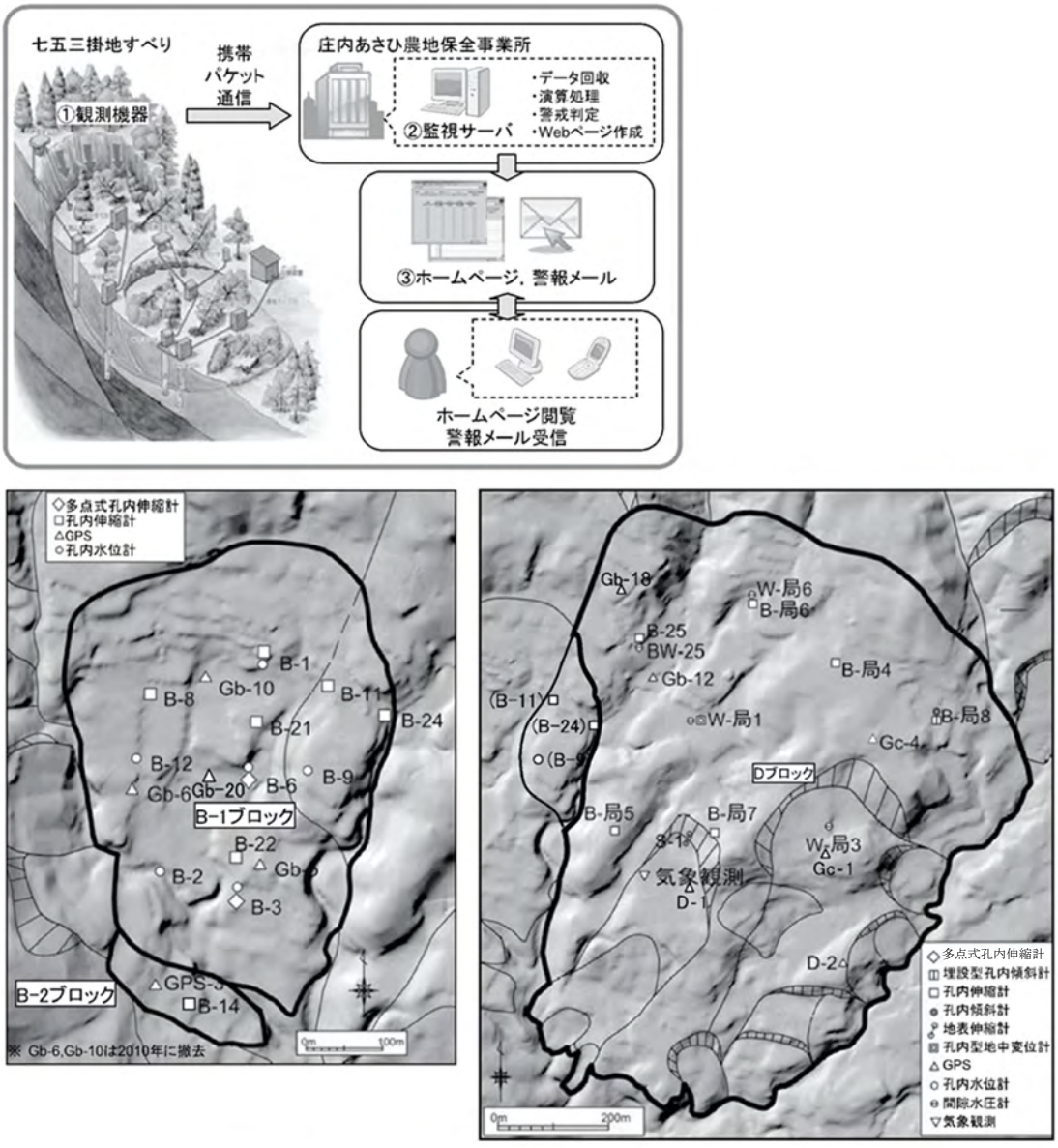


図-2.9.3 観測計器配置図

9.3 調査内容

9.3.1 空中写真計測

⑴ 適用

原則として極めて大規模かつ継続的な動きのある地すべりで、他の調査方法では移動実態を把握することが困難な場合に用いる。

⑵ 調査の概要

移動量調査における空中写真判読は、定期的に空中写真を撮影し、その写真から複数の基準点座標を読取り、移動量を測定するものである。

空中写真は定量的な調査だけでなく、地表状況を把握する定性的な調査としても利用できる。空中写真は、樹林帯を除けば微地形の判読が可能であり、撮影時点における地表の状況を静止画像として記録するため、地表の経年変化を捉えることができる。そのため新旧の崩壊状況の把握や、地すべり発生機構の推定に寄与することができる。古い空中写真が入手できる場合は、これを積極的に利用する。

⑶ 調査手法

撮影は、調査期間中にわたって、同じ機器・同じ高度・同じ主点で行うことが望ましい。

空中写真判読では、設置された対空標識の移動量を、不動点に設置した基準点をもとに計算する。対空標識は50m間隔の格子状に配置することが望ましい。

⑷ 留意事項

① 写真測量の精度は、撮影高度による誤差と、図化機を標定する際に作られたステレオモデルの正確さ、画像の鮮明さが影響する。撮影高度による誤差は一般に高度の縮尺1/5,000程度であり、撮影縮尺1/4,000、高度600mで撮影した場合の誤差は±12cmとなる。また、最良の条件で撮影された写真でも、縮尺1/4,000の立体モデルの絶対精度は、±60mm程度である。

したがって、観測間隔の累積で移動量が６cm以下の地すべりでは、本調査方法は不向きである。**表-2.9.4**に空中写真測量における許容誤差を示す。

表-2.9.4 空中写真測量における許容誤差*1

図化縮尺	撮影縮尺	撮影高度（m）	許容誤差（cm）	
			平面位置	標高点
1/500	1/4,000	600	25	25
1/1,000	1/7,000	1,050	70	33

② 解析では、測点移動軌跡図を作成し、地すべりの移動量・移動方向・移動速度を算出する。

③ 移動量のデータだけでなく、植生や地形の変化も記録される（植生はカラー写真が必要）。

④ 毎回撮影機を飛ばさなければならないため、経費が高くつく。

⑤ 写真は天候に左右されるため、撮影時期を選ぶ必要がある。

＊1 高速道路調査会（1987）：地すべり危険地における動態観測施工に関する研究（その2）報告書（日本道路公団委託）、pp. 40～48

9.3.2 レーザ測量（差分解析）

⑴ 適用

本調査は、空中写真判読では把握が困難な地すべり地形や、災害後の被害調査、移動量調査及び概成後の地表変状箇所の抽出に適用可能である。

⑵ 調査の概要

レーザ計測（Laser Profiler）データ（以下「LPデータ」という。）をもとに作成する等高線図、陰影図、傾斜区分図等の重ね合わせを行うことで「明瞭な地すべり」のほか、空中写真や縮尺1/25,000～1/10,000の地形図では正確に把握することが困難である樹木が繁茂する森林部の「不明瞭な地すべり」を把握できる。特にUAVレーザ測量は、従来型の航空レーザ測量や地上測量に比べ、高密度・高精度で面的な地形データを取得することができるため、30cm程度の段差等を捉えられる可能性があり、地すべり地形の見落としを減少させることが期待される。**図-2.9.4**に空中写真（オルソフォト図）と陰影図の事例を示す。複数時期のLPデータの差分解析を行うことで、高さ方向の変化を把握可能であり、崩壊発生箇所や隆起・陥没箇所等の地形の変化が把握できる。

⑶ 調査手法

① LPデータより数値標高モデル（DEM）を作成し、DEMを用いて等高線図、傾斜区分図、陰影図、断面図等を作成する。

② 等高線図や傾斜区分図を重ね合わせたLP地形量図を作成する。

③ LP地形量図から遷急線、遷緩線、凹地等の微地形を判読し、地すべりブロック区分を行う。

④ 複数時期のLPデータがある場合は、GIS（地理情報システム）上で差分解析を行い、高さ方向の変化を把握する。

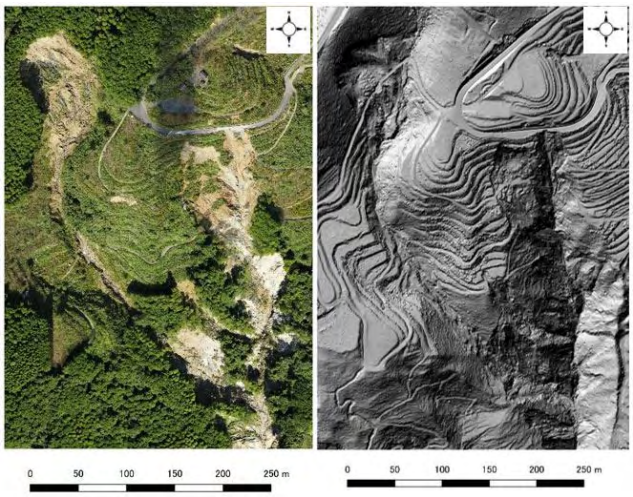


図-2.9.4 UAV測量によるオルソフォト図（左）と陰影図（右）の例

※オルソフォト：空中写真から高低差による歪みを除き、正射変換したもの

⑷ 留意事項

① LPデータが誤差を保有するため、差分解析で算出した標高差は、実際の変状の大きさとは必ずしも一致しない。

② 地形データの精度は、取得できるLPデータの密度に影響を受ける。レーザ計測範囲における植生の繁茂状況によって、LPデータの点群密度が左右されるため、植生の影響が少ない落葉期に計測を実施することが望ましい。

③ 落葉期の計測でも草本類の影響は避けられないため、植生が密な箇所のLPデータは、高さ方向の誤差に留意が必要である。

9.3.3 移動杭による観測

⑴ 適用

移動杭による移動量調査は、原則として測量に伴う誤差以上に移動が予想される地すべりについて適用される。調査方法は、地盤工学会基準の「変位杭を用いた地表面変位測定方法」(JGS 1711)として定められている。

⑵ 調査の概要

移動杭調査は、地すべりブロック内に杭を設置し、測量によって杭の水平・垂直移動量を求め、地すべり移動状況を把握するために実施するものである。

⑶ 調査手法の区分

測量方法には、見通し線法と三角測量法がある。

見通し線法は、地すべりブロックの両岸の不動地に基準点を設け、両岸を見通す直線から直角方向への杭の変位を測定する手法である（**図-2.9.5**)。

三角測量法は、不動地に基準点を設け、三角測量により地すべりブロック内の杭の水平・垂直移動量を測定する。見通しが悪い場合や、地すべりの移動方向が不明瞭な場合に利用する。

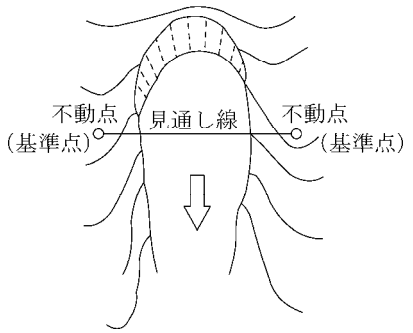


図-2.9.5 見通し線法の杭の配置

⑷ 測定機器

測定機器は、測距儀・測角儀を使用するが、最近は光波距離計を使用することが一般的になっている。また、GNSSによる計測も一般化されつつある（技術書「Ⅱ調査編、9.3.6 GNSSによる観測」を参照する。)。

⑸ 観測回数

観測回数は、移動速度の速い地すべりでは月２回以上、遅い地すべりでは年２回以上を目安とする。また、梅雨・融雪・台風等により移動量が大きくなることが予想される場合は、その期間の測定回数を増やし、気象因子と移動量の関係を把握する。

⑹ 留意事項

① 移動量の少ない（計測精度の誤差範囲内）地すべりでは、本調査法は不向きである。100～500m離れた位置からの測定誤差は±３㎜程度である。

② 基準点が不動地であることを確認する。地盤傾斜計を基準点の傍に設置し、観察する方法もある。

③ 杭の根元はコンクリートで固定することが望ましい。
④ 特に光波距離計を使用する際は、温度・気圧の気象補正を行う。
⑤ 測定に時間と労力がかかる。
⑥ 観測時の気象条件に左右されやすい。
⑦ 高い精度が要求される。なお、測定精度は用いる測量機器による。
⑧ 積雪地域では杭を直接計測できない場合があるので、GNSS等の計測も考慮する。

9.3.4 伸縮計による観測

⑴ 適用

伸縮計は、日移動量が数mm以上の地すべりに適用される。潜在的な地すべり活動を検出することは困難である。調査方法は、地盤工学会基準の「伸縮計を用いた地表面移動量測定方法」（JGS 1725）として定められている。

⑵ 調査の概要

伸縮計による調査は、ワイヤー（インバー線）で連結された２地点間の移動量を連続的に測定し、地すべり移動量を測定するものである（**図-2.9.6**）。

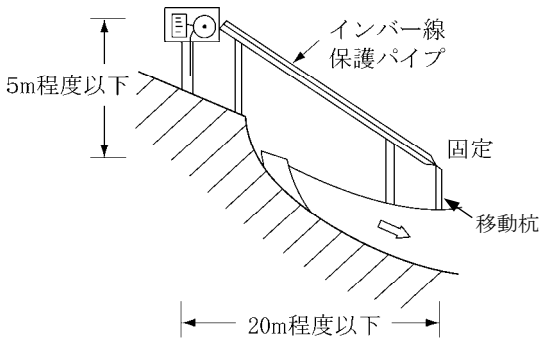


図-2.9.6 伸縮計による観測

⑶ 計器の設置

計器の配置は、インバー線の方向を地すべりの移動方向と平行にし、一端は杭によって固定し、他端には記録計を設置する。インバー線の両端は、亀裂や滑落崖をまたぐように設置する。なお、縦断方向に複数の地すべりが連続する場合や、安定解析と関連して地すべりブロックの圧縮・引張領域を検討する必要がある場合は、**図-2.9.7**のように測線に沿って連続的に配置する。

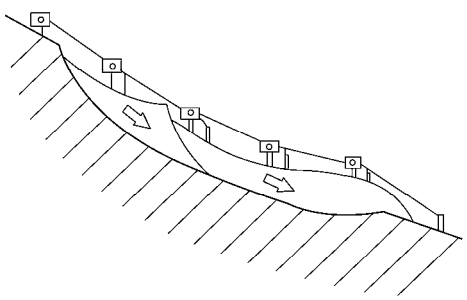


図-2.9.7 伸縮計による観測の配置例

⑷　使用機器

一般に使用されている伸縮計の精度は0.1～0.2㎜である。インバー線の伸縮量を電気信号に変え、デジタルデータとして記憶媒体に記録させたり、データをリアルタイムに定められたサーバーに伝送したりできる伸縮計も開発され、自動観測機器として使用されている。また、緊急用にも用いられ、警報機付きの伸縮計もある。住民の避難に活用する場合は、民家等の付近に連動したサイレン、回転灯等を設置し、警報作動の変位条件を２～４㎜/hとすることが多いようである。警戒避難の基準値については、技術書「Ⅲ計画設計編、10.1(4)　警戒避難体制の構築等」を参照する。

⑸　測定間隔

観測は自記記録で、記録紙には１日・１週間・１か月巻きがある。緊急の場合は１日巻きを用い、その他は１週間又は１か月巻きを用いる。自動観測の場合は、測定間隔を設定し記憶媒体の容量に応じて機器の点検・データの交換を行う。

⑹　留意事項

①　インバー線は動植物の接触や風の影響を受けないように、塩化ビニール管等の保護管で保護する。

②　インバー線の長さは20m程度以下、２点間の高低差は５m程度以下を目安とする。

③　測定できる移動量の限界は、伸縮計内のドラムに接続されたワイヤー長であるため、事前に確認が必要である。

④　固定杭は、乾湿・積雪・凍上の影響や動植物の影響を受けないように設置する。

⑤　地すべり移動方向と異なった方向に設置すると、正確な移動量が測定できない。

⑥　急傾斜（45°以上）の斜面では設置が困難である。

⑦　インバー線の保護管が直射日光に当たる場合、保護管内の温度変化により、インバー線が熱膨張・熱収縮を受ける場合がある。

⑧　観測値の解釈として、地すべり変動状況を４種に区分した判定基準を、参考として**表-2.9.5**に示す。

表-2.9.5　地盤伸縮変動種別一覧*1

変動種別	日変位量（㎜）	累積変位量（㎜/月）	一定方向への累積傾向	変動形態 引張り・圧縮 断続	総合判定	
					変動判定	活動性ほか
変動 A	1 以上	10 以上	顕著	引張り	確定	活発に運動中 表層･深層すべり
変動 B	0.1～1.0	2～10	やや顕著	引張り及び断続変動	準確定	緩慢に運動中・粘質土･崩積土すべり
変動 C	0.02～0.1	0.5～2	ややあり	引張り及び圧縮	潜在	継続観測必要
変動 D	0.1 以上	なし（断続変動）	なし	規則性なし	異常	局部的な地盤変動・その他

＊1　藤原明敏：地すべり調査と解析　改訂版、理工図書株式会社、p.95（1994）

9.3.5 地表面傾斜計による観測

⑴ 適用

地表面傾斜計は、主として地すべりブロックの回転運動に伴う、微小な傾斜変動の把握を目的として設置する。円弧すべりでは傾動運動が生じるため効果的であるが、平面的なすべり面をもつ地すべりでは有効性が低い。調査方法は、地盤工学会基準の「水管式地盤傾斜計を用いた傾斜変動量測定方法」（JGS 1721）として定められている。

⑵ 調査の概要

すべり面に沿って地すべりブロックが移動するとき、地表面には伸縮運動のほかに傾動運動も生じる。地表面傾斜計による調査は、この傾動運動を高感度の傾斜計で観測し、地すべりの移動状況を判定する。

⑶ 機器の種類

手動観測では、**図-2.9.8**に示す気泡管を利用した気泡管式傾斜計を用いることが最も一般的である。気泡管式以外にはサーボ式加速度計、差動トランス式、ひずみゲージ式、**図-2.9.9**に示すMEMS（Micro Electro Mechanical Systems）技術による重力加速度センサーの傾斜計がある。これらは、傾斜変動を振子を通して電気信号に換える仕組みの電気式センサーとなっていて、自動観測や半自動観測で使用される。

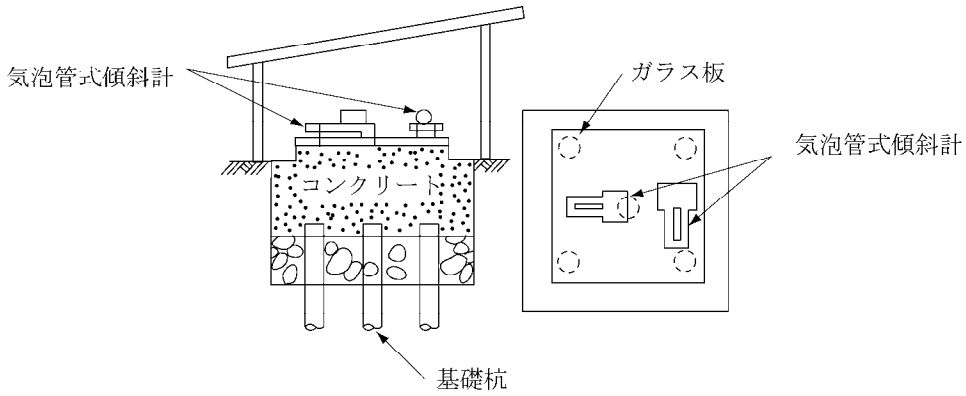


図-2.9.8 地表面傾斜計の設置

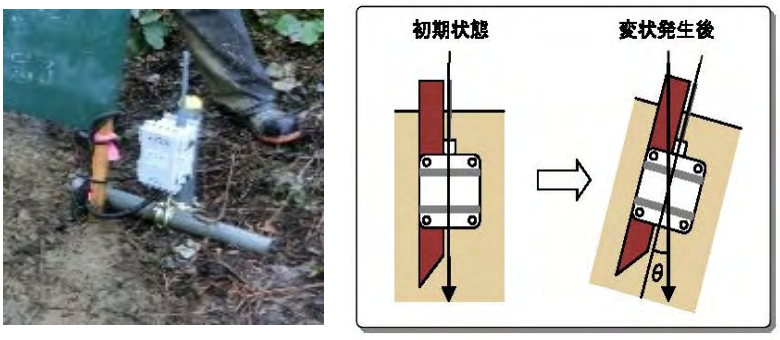


図-2.9.9 MEMS技術による重力加速度センサーを用いた地表面傾斜計の設置例

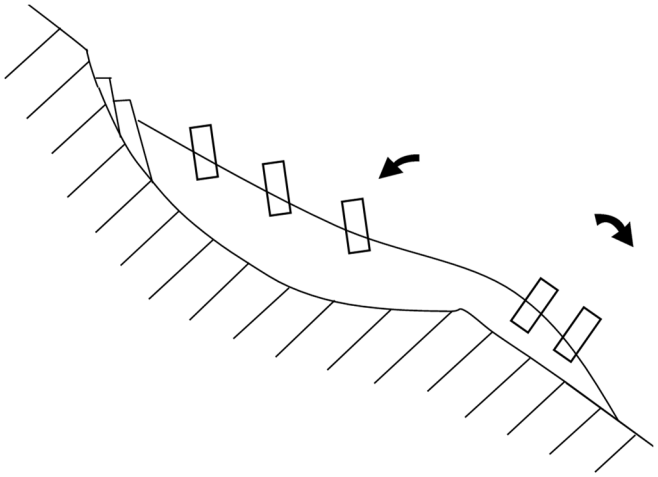


図-2.9.10 傾き方向の概念図

⑷ 機器の設置

コンクリート基礎の上に２台の気泡管式傾斜計を南北方向と東西方向に機器を設置し、これを１組として観測を行う。(**図-2.9.8**)

地表面傾斜計は感度が高いことから、地すべり地域周辺の安定性を評価する目的で、以下の場所で利用される。

① 地すべり変状が認められる場所だけではなく、地すべり地形を示す場所で、地すべり活動の兆候を把握することが可能である。地表面の傾く方向によって、地すべりブロック上の上～中部にあるのか、末端部にあるのかを推定できる場合もある（**図-2.9.10**)。

② 地すべりの疑いのあるところで、土工やダムによる湛水等が斜面に不安定化要因を与えた場合に、地すべり活動の活発化を監視する。

③ 活動中の地すべり近傍（頭部滑落崖の上、側方亀裂の外側等）で、地すべりの拡大を監視する。

④ 地すべりブロック外に設置し、バックグラウンド値（地すべりに伴わない地殻レベルでの傾斜変動）として利用する。

⑸ 観測間隔

観測頻度は、地すべり活動の状況に応じて毎日～年数回が一般的である。観測期間は原則として１か月以上とし、長いほうが望ましい。

⑹ 留意事項

① 局部的な変動が発生しやすい以下の地点では、地表面傾斜計の設置を避けることが望ましい。(２次的小崩壊が懸念される場所・表層の安定していない崩壊地・急傾斜地・亀裂やガリの近傍・大きい樹木の近傍・強い振動源の近傍等)

② 観測結果は地すべり傾動以外のノイズも含まれているため、解析では観測結果を用いて整理した累積傾斜変動量方向図、累積傾斜変動図を基に、傾斜の累積性を評価する。(**図-2.9.11**)

③ 地すべり活動が活発な場所では、早い時期に傾斜変動が測定限界を超える可能性がある。

④ 移動土塊の中央部に設置した場合、土塊が現地形と平行に移動すると、傾斜変動として検出されにくい。

⑤ 自動観測に使用する機器は、気温による影響を受けやすいため、設置時に注意が必要であ

る。

⑥ 感度が高いために、地すべり以外の要因（気温変化・地球潮汐）でも微小な変動が生じることがある。このため、機器の設置に当たっては、地中に埋設する手法も有効である。

⑦ 移動量は測定できない。

⑧ 傾斜変動している土塊の範囲は特定できない。ただし、単独のセンサーでは特定できないが多数配置することで特定できる場合がある。

⑨ 気泡管式の機器では、観測時の目盛の読取りに個人差がでる場合がある。

⑩ 観測値の解釈として、地すべり変動状況を４種に区分した判定基準を、参考として**表-2.9.6**に示す。

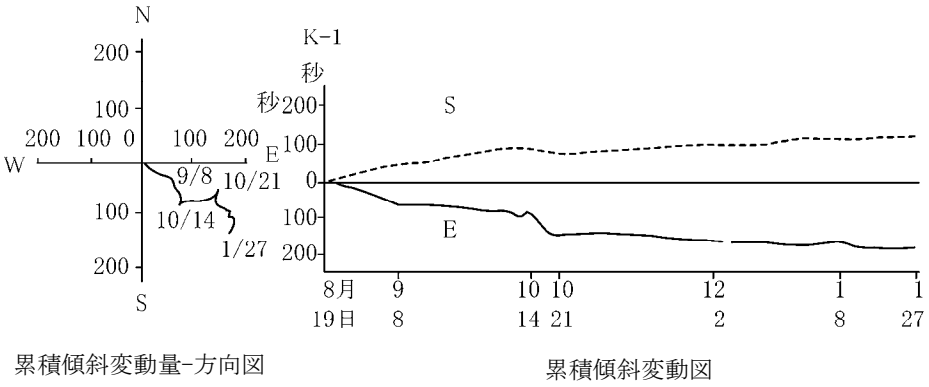


図-2.9.11 地表面傾斜計測定例

表-2.9.6 傾斜変動種別一覧[*1]

変動種別	日平均変動量（秒）	累積変動値（秒/月）	傾斜量の集積傾向有無	傾斜運動方向と地形との相関性	総合判定	
					変動判定	活動性ほか
変動 A	5 以上	100 以上	顕著	あり	確定	活発に運動中
変動 B	1～5	20～100	やや顕著	あり	準確定	緩慢に運動中
変動 C	1 以下	20 以下	ややあり	あり	潜在	継続観測必要
変動 D	3 以上	なし（断続変動）	ややあり	なし	異常	局部的な地盤変動・その他

＊1 藤原明敏：地すべり調査と解析 改訂版、理工図書株式会社、p.91（1994）

9.3.6 GNSSによる観測

⑴ 適用

全地球測位衛星システム（Global Naviagation Satellite System：以下「GNSS」という。）観測は、受信機で受信した複数の測位衛星からの信号を解析し、測定対象の位置を特定する測量手法である。従来の測量に比べて、測点間の見通しの必要がなく、離れた不動点からの計測でも容易に高い精度を確保しうる特性があることから、地すべり地の面積が広く地すべり範囲が特定できない地すべり、移動杭等、従来の移動量観測が適用しにくい地すべり等に適用される。

GNSS観測では、地すべりブロックの地表面における三次元の移動方向と移動量を測定し、地すべりの活動状況を把握することができる。

ただし、GNSS観測には、特有の測定誤差及び天空の見通しや測定時刻により精度が左右される等、他の計測方法にはない留意すべき点があり、これらを理解した上で本調査を適用する必要がある。

⑵ 測位方式の区分

GNSSを利用した測位方式には、**表-2.9.7**に示す種類がある。地すべりの移動量を調査する場合、要求される精度は１cm以下である。したがって、測定方法は精度の高い相対測位方式を用いることが普通である。その中でも特に精度が高く、地すべり調査への適用が多い測位方式は、干渉測位の中でもスタティック測位である。

表-2.9.7 GNSSを利用した測位方式*1、*2

測位方式			利用する測位用信号	測位精度（1σ）	地すべり地への適用事例
単独測位（Point Positioning）			C/Aコード（L1帯）	２～10m	
			C/Aコード･Pコード（L1帯･L2帯）	約16m	
相対測位	ディファレンシャルGPS測位		C/Aコード(L1帯)	２～３m	
			C/Aコード･Pコード（L1帯･L2帯）	１m	
	干渉測位	スタティック測位（静的干渉測位）	L1帯･L2帯（C/Aコード・Pコード・搬送波位相）	～１cm	山形県大蔵*3 高知県高瀬*4 長野県倉並*5、白牧*6 新潟県板倉*7、沖見*8 徳島県善徳*9 高知県八畝*10、怒田*11
		ラピッドスタティック測位（高速静止干渉測位）	L1帯･L2帯（C/Aコード・Pコード・搬送波位相）	数cm	
		キネマティック測位（動的干渉測位）	L1帯･L2帯（C/Aコード・Pコード・搬送波位相）	数cm	
		実時間キネマティック測位（リアルタイムキネマティック：RTK）	L1帯･L2帯（C/Aコード・Pコード・搬送波位相）	数cm	新潟県沖見*11 高知県怒田*11

※）干渉測位の測位精度はスタティック測位が最も高いが、いずれの測位方式でも基線長が長くなるほど測位誤差が拡大する。

＊1　（公社）物理探査学会：物理探査ハンドブック増補改訂版、pp.1016～1028、(2016)（一部変更）
＊2　佐田（1999）：GPS基礎講座⑥ディファレンシャル測位、測量49.12、pp.32～34
＊3　椎名ら（2000）：１周波数型GPS計測センサーによる地すべり連続観測の試み（その２）、第39回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp.151～154
＊4　中里ら(2018)：GPSを用いた大規模地すべり斜面の長期自動変位観測，応用地質，58，pp402-407
＊5　荒井ら（1997）：GPSを用いた連続変位量観測による地すべり移動特性について　長野県倉並地すべりの例、第36回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp.365～368
＊6　田辺ら（1999）：GPS測量・地盤伸縮計・地盤傾斜計による移動特性について　長野県白牧地すべりを例として、第38回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp.171～174
＊7　有澤ら(1998)：巨大地すべりにおけるGPS測量の効果と課題、第37回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp.289～292
＊8　植野ら（1993）：GPS測量による地すべり移動特性の把握、第32回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp.249～252
＊9　福岡ら（1992）：人工衛星測量（GPS）の地すべり移動観測への適応　Static法とPseudo-Kinematic法の比較、第31回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp.203～206
＊10　江崎ら（1994）：GPSによる地すべり変位計測について、第33回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp.179～182
＊11　福岡ら（2001）：短時間RTK-GPS測量を用いた地すべり監視法の開発、第40回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp.541～544

測位衛星の内、GPS衛星からの民生用信号はL1帯、L2帯、L5帯の３種類の周波数で送信されているが、地すべりの移動量測定で主に用いられているのは、L1帯とL2帯である。干渉測位の解析では、L1帯のみ使用する場合（１周波数）とL1帯及びL2帯の両者を使用する場合（２周波数）の２種類がある。２周波数の場合は、電離層の影響による誤差を補正できるため、長距離の基線長でも誤差が小さくてすむ利点があるが、２周波数を受信できる受信機の方がコストは高くなる。一般的には、解析基線長が数km以内の場合には、１周波数の利用で十分であり、それより基線長が長い場合は、２周波数の利用が望ましい。

スタティック測位方式による地すべり観測の際、GNSSデータをサンプリングする周期（通常数秒～数十秒）と１回の測位のためのサンプルの収集時間（通常１～数時間）を設定する必要がある。これらの諸元の選択は、文献による地すべり調査での検討事例を参考にするとよい。

⑶　機器の設置

受信装置は、**図-2.9.13**のように受信機・データ収録機及び電源から構成される。干渉測位は、**図-2.9.12**のように受信装置を不動地点（移動点）と移動土塊（不動点）の両方に設置する。受信装置の配置は、地すべりブロック全域の移動方向・移動量が把握できるように配置すること（たとえば格子状）が望ましい。しかし、実際には受信装置の設置箇所が上空に障害物のない場所に限られるため、配置に制約を受ける場合もある。

受信装置は十分な精度を持つものを利用する。また、観測精度維持のため、アンテナを安定して保持することが必要で、架台の設置に特に配慮する。

受信装置は、一般の測量器と同様の使い方のできる「多機能測量器型」といえるもの、また、単純な測位機能に特化した「計測センサー型」といえるものがある。観測が、数日～年数回といった間隔であれば、「多機能測量器型」を持ち回ることができる。一方で、連続的（連日、連続時間）で長期間の観測が必要な場合は、「計測センサー型」の受信装置を観測地点に常設することが行われる。「計測センサー型」の受信装置は持ち回りに有利な一体型の小型のものも市販されており、地すべり観測専用には使いやすい。

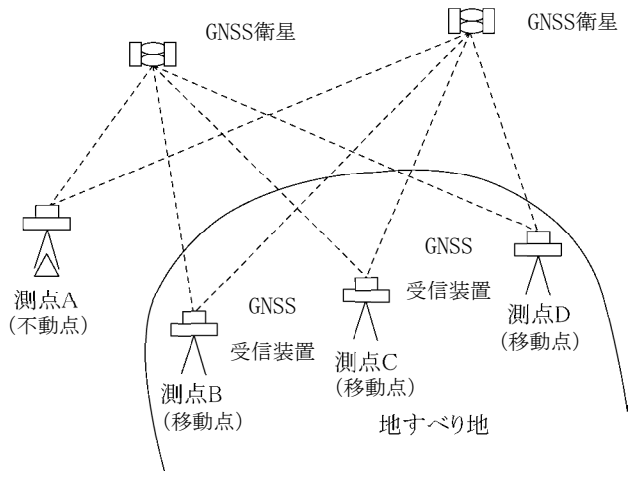


図-2.9.12　GNSSの概要*1

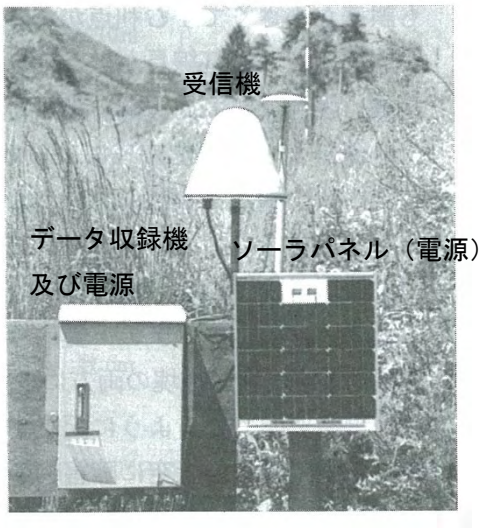


図-2.9.13　GNSS受信装置の設置状況の例

＊1　（公社）物理探査学会：物理探査ハンドブック増補改訂版、p.1026（2016）に加筆

⑷ 観測の初期設定

GNSSによる測位精度は、天空上の衛星配置と見通しに左右され、その時点での誤差程度の指標として精度低下率等の数値が実用的に使用されている。多くの解析ソフトでは観測日時、観測地点の緯度・経度及び遮蔽物の方向・高さを入力すると精度低下率を算出することができ、それをもとに、誤差の小さい時間帯を選んで観測スケジュールを設定するのが一般的である。

なお、測位衛星の軌道周期は地球の自転周期と一致しないため、連続観測等では、毎日の観測時間をずらして衛星の配置条件をそろえる場合もある。

⑸ 測定時間及び測定間隔

１回の測定時間は、スタティック測位の場合では、高い精度を確保するために、最低１時間程度が普通であり、さらに精度の安定性を求めて数時間～24時間を採用する場合もある。他の干渉測位方式の場合は、測定に必要な時間は短くでき、いちばん短い実時間キネマティック（リアルタイムキネマティック）の場合は数十秒程度で済む。

測定の間隔は、毎日（又は連続）から年数回程度の場合まで自由度が大きく、地すべりの移動速度及び保全対象の重要度に応じて適切に設定する。ただし、GNSSによる測位精度には確率的なばらつき誤差に加えて、季節や気象状況等の外部要因的誤差が避けられないため、短期間内の測定結果では、公称精度を超える大きな誤差が含まれていることがある。こうした大きい誤差を実移動と見誤ることを防ぎ、比較的小さな地すべり移動を明らかにするためには、測定の回数をある程度多くすることが必要である。GNSS受信機を常設した連続（連日）観測はコストがかかるものの、多くのデータで観測精度を高めるには最もよい方法である。

⑹ 測定データの回収

観測地点に常設し、タイマー動作等による自動観測データ回収は、以下に示すような方法がある。データの回収は、地すべりの活動状況とそれによる被害発生のリスクの程度を踏まえ、回収方法や頻度等について、現地に適合した方法で安全かつ効率的に行う。

ア．観測員が各観測点に赴き、データを回収する方法

適用：データ数が少なく、受信機の内部メモリ又はデータ収録ユニットで十分な観測期間を確保でき、観測員が観測点まで回収に行ける場合。

方法：観測員が各観測点に行き、内部メモリやデータ収録ユニット内のデータをパソコンやメモリカードで回収する。

イ．特定小電力無線を利用し、現地の近くでデータを回収する方法

適用：各観測点と、観測員が安全に到達可能な地点、あるいは現地の監視所（無人を含む）が特定小電力無線の到達範囲（見通し１km程度）にある場合。

方法：各観測点に特定小電力無線機とアンテナを設置し、データを送信できるように設定しておく。観測員や監視所では、無線によって各観測点のデータを集める。

ウ．特定小電力無線や電話回線（携帯電話を含む）等を利用し、現地に行かずにデータを回収する方法（オンライン）

適用：観測点と監視所が離れており、観測点に簡単に近づけない場合。また、リモート監視が必要な場合。

方法：各観測点に電話回線を接続若しくは特定小電力無線機を介し中継点等に電話回線を接続する。この方法ではどこからでも必要なときにデータを取得することができる。

⑺　解析方法

解析は、コンピュータ上でGNSS解析ソフトウエアを用いて、基本的には基準点（不動点）と移動点を結ぶ基線解析を行う。

解析の結果得られた解析値は、一定の幅をもった誤差と、値の大きく異なる異常値が含まれた状態で求められる。このデータから、地すべりによる移動以外の要因を除去し、誤差が最小となるように統計処理等を行うことが望ましい。

解析値のばらつきを処理する方法には、一定範囲を超えて値が突出した場合には削除し、通常誤差は平均値を出す（たとえば平均値が１日25㎜を超えてずれた場合は参考値扱い）という方法や、トレンドモデルを利用して平滑化処理を行う方法、最小二乗法による方法、人工神経回路網（NN）を利用する方法等があり、地すべり状況に応じた方法を用いる必要がある。

⑻　留意事項

ア．機器設置・測定時の留意点

①　人工衛星からの信号を安定して受信するために、受信装置の上空の障害物に注意する。上空の開けている割合は大きいほどよいが、北半球では衛星の現れない領域が北天にあり、北側の障害物の影響は比較的受けにくい。

②　積雪による受信機器の破損や上空遮蔽に注意する。積雪地域では、アンテナは支柱等を用いて測定地の最大積雪深よりも高い位置に設置し、雪が積もりにくい構造の保護カバーを設置する。また、支柱は、頑丈かつ揺れの少ない構造とするとともに雪囲いや二重管も有効である*1。

③　受信機器の維持管理に当たっては、地表変動や積雪等による傾動や移動の影響を補正するため、定期的に受信機器のセンタリングを行う必要がある。特に支柱を用いて受信機器を設置した場合、支柱が高いほど傾動の影響が大きいので注意が必要である。

④　有線で受信機と記録機や電源等を接続する場合は、雷サージ対策を行う。また、人・動物による切断事故を防止するために、ケーブルの地中埋設等を行う場合は、地すべり活動に伴う断線の可能性について留意する。

⑤　基準点は、局所的な地盤変動の影響を受けない地すべり地外の不動地を選定し、十分に置き換えられた基礎の上に設置する。

⑥　一般に電波は、大気中の水蒸気の影響を受けやすく、GNSS搬送波も例外ではない。特に水蒸気量の多い夏季等は測定誤差が大きくなるという報告もある。また、標高差の大きい２点間の測位では誤差が大きくなるとされ、測位点間の標高差を小さくすることが望ましいとの指摘*2もある。

イ．解析時の留意点

公称精度は、機器によって異なるが、干渉測位の場合は、水平方向が約５～10㎜＋基線長の１～２ppm（１ppm＝1/1,000,000）、垂直方向が約10～20㎜＋基線長の１～２ppmといわれている。実際の調査例での精度は、必ずしも公称精度と一致しないものの、それに近い場合が多い。**表-2.9.8**に各種調査例において報告されている精度を示す。ただし、これらの精度値は、統計的なもの（ときどき発生する異常値等を除いたもの）であることに注意する必要がある。

＊1　中里ら(2013)多雪地域におけるGPS移動量観測用二重管式支柱の提案と適用，農工研技報，214，p。1～7

＊2　中里ら(2008)：GPSによる地すべり移動量観測における留意点，日本地すべり学会誌，44.6，pp.55～61

ウ．長所

① 人的な測定誤差がない。

② 測点間の見通しが悪くても天空が開けていれば、測定可能である。

③ 測点間の距離に制約が少なく、数kmまでは大きな精度低下はない。

④ 地すべりの移動速度を問わず、移動方向が不明なブロックでも使用可能である。

⑤ 測定可能な最大の移動量に制限がない。

⑥ 自動計測が可能で、活動中の地すべりのモニタリングも可能である。

表-2.9.8 調査事例における精度

例	水平方向の精度	垂直方向の精度	基線長
山形県滝の沢地すべり*1	30㎜	40㎜	約5,000m
長野県倉並地すべり*2	10㎜	15㎜	80～200m
新潟県板倉地すべり	最大４㎜ 95%信頼円の半径８㎜	最大６㎜	2,000～5,000m
新潟県沖見地すべり*3	光波に対し19～99㎜	1.1～176㎜	1,000～1,500m
長野県白牧地すべり*4	５～27㎜	－	9,000m

エ．短所

① 垂直方向の移動は水平方向に対してやや精度が劣る。

② 解析データのばらつきを処理する必要がある。

オ．地すべり移動量調査への適用上の留意点

① 解析値には統計的なばらつき誤差、偶発的な大きな誤差、季節変動的な誤差が含まれるため、特に観測回数が少ない場合や観測期間が短い場合、地すべりが実際に移動しているかどうかの判定には注意を要する。

② **表-2.9.9**に各種移動量調査との比較を示す。
GNSS観測は、観測労力の省力化と移動量の連続観測が可能な特性を有している。

＊1 椎名ら（1999）：GPS計測センサーによる地すべり連続観測の試み、第38回日本地すべり学会講演要旨、pp.179～182

＊2 荒井ら（1997）：GPSを用いた連続変位観測による地すべり移動特性について－長野県倉並地すべりの例－、第36回日本地すべり学会講演要旨、pp.365～368

＊3 植野ら（1993）：GPS測量による地すべり移動特性の把握、第32回日本地すべり学会講演要旨、pp.249～252

＊4 田辺ら（1999）：GPS測量・地盤伸縮計・地盤傾斜計による移動特性－長野県白牧地すべりを例として－、第38回日本地すべり学会講演要旨、pp.171～174

表-2.9.9 GNSS観測と他の移動量調査

調査名	測定精度	測定可能な最大移動量	観測の労力	観測頻度
GNSS観測	５～30mm	遮蔽物がなければ限界無	◎	連続～年数回
空中写真	60mm～	遮蔽物がなければ限界無	△	月１～年１回
移動杭（測量による移動量測定の場合）	３～５mm	遮蔽物がなければ限界無	△	月数回～年数回
伸縮計	0.2mm	数十cm（インバー線余長）	○	毎日・週１回・月１回
すべり面測定管（すべり面深度）	100mm程度	～10cm（ワイヤーが動く間）	○	毎日
鉛直方向伸縮計	数mm	10m程度（ワイヤー余長）	○	毎日～月数回
孔内傾斜計	数mm（0.1～40秒）	～15cm	△	毎日～月数回

◎：優れている　○：普通　△：やや劣る

9.3.7 干渉SARによる観測

⑴ 適用

本調査は、広域において同時多発的に発生した地すべり災害調査や、定常的な地すべり監視に適用できる。

⑵ 調査の概要

人工衛星等に搭載した合成開口レーダー（Synthetic Aperture Radar：以下「SAR」という。）からマイクロ波を地表面に照射し、その反射波の後方散乱強度及び位相を取得する仕組みを用いる。二時期のSAR画像の反射波を干渉させ、位相差を色調の変化で表現することで、地表の変位を数cm単位で解析するものである（**図-2.9.14**）。日本のSAR衛星としては令和2年時点で、だいち２号に搭載されたPALSAR-2が運用されており、地域にもよるが４回/年程度の通常観測が行われている。

干渉SARは、地上に動態観測用の観測地点がない地域でも一度の観測で数十km～数百kmの範囲の地表変動を検知できる可能性がある。SARは、太陽の反射光を利用する受動型センサーではないため昼夜問わず観測が可能である。また、雲や雨等の大気中にある粒子の大きさよりも長い波長のマイクロ波を照射するため被雲等の影響を受けにくい特徴を持つ。

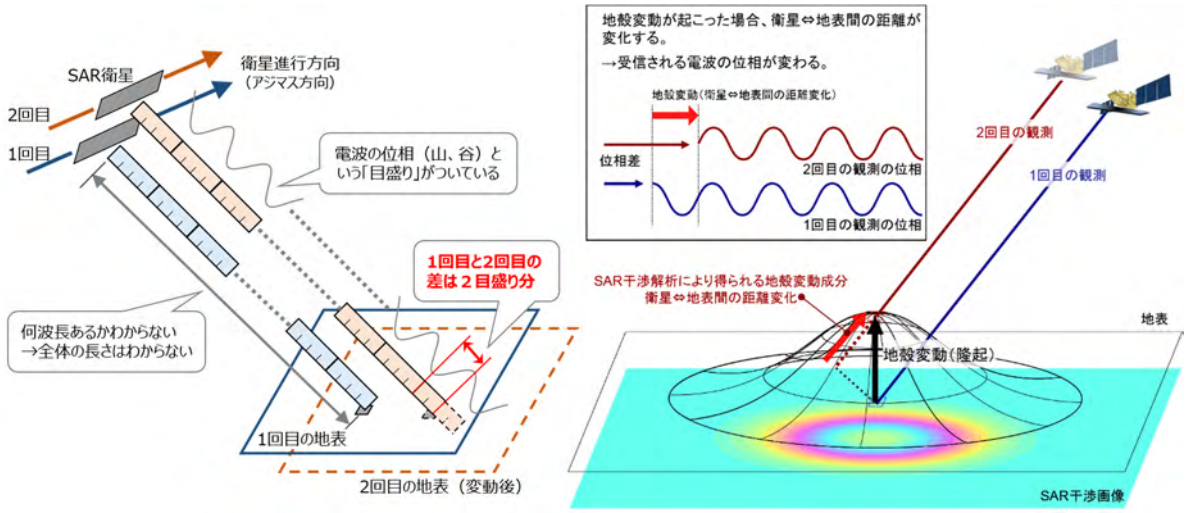


図-2.9.14　衛星SARを利用した干渉SAR解析の原理*1

⑶　調査手法

SAR干渉画像の作成手法を以下に示す。

①　二時期のSAR画像の位置合わせを行う

②　位置合わせを行った二時期の画像を用いて干渉SAR処理を行い、SAR干渉画像を作成する。

③　衛星の軌道情報をもとに軌道縞を除去し、DEMを用いて地形縞を除去する。

④　位相ノイズを除去し、変動縞を強調するために、位相強調フィルタによる処理を行う。

⑤　衛星軌道の誤差や電離層・水蒸気に起因する誤差を除去するため、大域誤差除去フィルタによる処理を行う。

⑥　位相（０～360°）を変動量の絶対値に変換するアンラップ処理を行う。

⑦　SAR干渉画像をオルソ画像に変換する。

SAR干渉画像を用いた目視判読手法を以下に示す。

①　SAR画像の不可視範囲や干渉性が低い領域を除いて、判読範囲の絞り込みを行う。

②　位相差が周囲と異なる箇所を変動縞として検出する。

③　光学画像等を用いて、検出された変動縞が人工物や地形改変に起因するものでなく、地すべり変動により生じた変動縞であることを確認する。

SAR干渉画像の判読を行う際には、対象とする領域の周辺で、変動が発生していないことが現地状況又は観測結果等から確認されている地点との相対変動量を読み取る。**図-2.9.15**を例にすると、馬蹄形地形の頭部滑落崖背後に位置する地点a（画像の色から変動量の絶対値は約０cmと読み取れる）を無変動域の起点とすると、a→b→cに応じて色変化はカラーチャートの０cmを基準として左の方へ水色→黄緑→黄色→ピンク→紫となっているので、衛星視線方向に約９cm近づく方向（隆起あるいは西向きの変動）の変動を示している。地すべりブロック全体が隆起することは考えられないことから、この場合は西向き変動を捉えていると判断できる。

＊1　国土地理院ホームページ「干渉SARの原理」、https:// www.gsi.go.jp/uchusokuchi/sar_mechanism.html

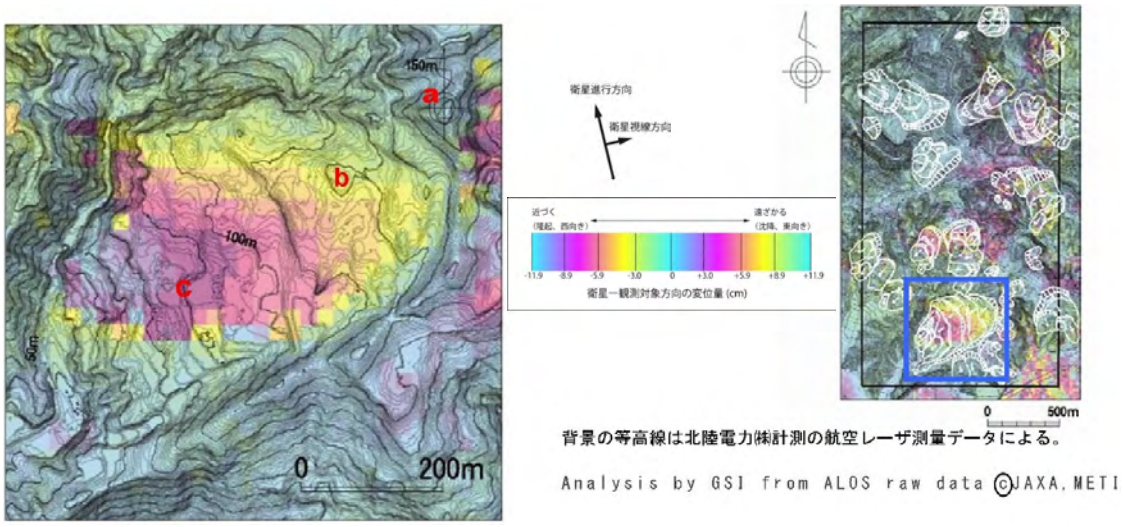


図-2.9.15　SAR干渉画像の例[*1]

⑷　留意事項

①　干渉SARは、二時期のSAR画像の位相差によるセンサーと地表面の距離の変化を求めることができるが、地表位置の絶対値は取得できない。

②　干渉SARを実施するためには、同一条件で取得された二時期のSAR画像が必要である。

③　SARの特性と地形との幾何学的な関係により生じる不可視範囲が生じる場合がある。センサーと対象斜面の位置関係が解析精度に影響を及ぼすため、衛星の観測条件（オフナディア角[*2]）及びDEMを参考として、あらかじめ不可視領域をシミュレートする等の対応が必要である。

④　干渉SARは、積雪や植生による影響を大きく受けるため、解析時期の選定に留意が必要である。

⑤　干渉SARで変位が認められても、それが必ずしも地すべり性の変位には限定されないことから、現地調査により地すべり活動について確認が必要である。

9.3.8　すべり面測定管

⑴　適用

すべり面測定管による測定は、大きく変動した地すべりにおいて、安価で簡便にすべり面の位置を把握する場合に実施する。

⑵　調査の概要

図-2.9.16のようにボーリング保孔管孔内に、保孔管の内径に近い外径の測定管を上昇用・下降用の２本用意する。上昇用は孔底から孔口に、下降用は孔口から孔底に向けてそれぞれ測定管を移動させ、保孔管のせん断、屈曲により、途中で引っかかって止まった深度がすべり面付近であると判断する。

パイプひずみ計・孔内傾斜計では測定できない移動量の大きな地すべりに適している。

＊1　国土地理院（2009）：平成19年能登半島地震の地表変動に関するSAR干渉画像判読カード、国土地理院技術資料H・1-No.9、https://www.gsi.go.jp/common/000146001.pdf（一部加筆）

＊2　オフナディア角：衛星の鉛直直下と衛星のレーダー照射方向のなす角度

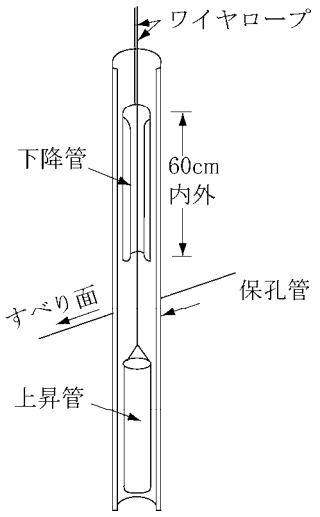


図-2.9.16 すべり面測定管の構造

⑶ 調査手法

測定には長さ60cm内外の塩化ビニール管や鉄管を用いる。設置位置は地すべりブロックの中央付近を原則とする。観測間隔は設置直後から観測し、原則として毎日測定する。

⑷ 留意事項

① 深度が深い場合、設置時のボーリング保孔管の曲がりに注意する。

② 移動速度の小さい地すべりでは、すべり面が検出されない。

③ 粘稠型地すべりでは崩積土内部の塑性変形で保孔管がたわみ、測定できなくなることがある。

④ すべり面が複数ある場合には判断がつかなくなる。

⑤ 地すべりの移動量・移動方向はわからない。

9.3.9 パイプひずみ計

⑴ 適用

パイプひずみ計による調査は、すべり面の深度と移動状況を把握する場合に実施する。調査方法は、地盤工学会基準の「地中ひずみ計を用いた地すべり滑動測定方法」（JGS 1731）として定められている。

⑵ 調査の概要

パイプひずみ計の原理は、地すべり移動時の変位により、ボーリング孔内に挿入した塩化ビニール管に発生したひずみを、塩化ビニール管に貼付したストレインゲージで測定するものである。高感度であるため、すべり面付近の微小な変動も検出できる。パイプひずみ計の構造は、**図-2.9.17**に示すようにボーリング孔の孔径よりひと回り小さい硬質塩化ビニール管に直交２方向又は一方向のペーパーストレインゲージを１m程度の間隔で１方向２枚添付し、ゲージとリード線を接続したものである（**図-2.9.18**）。

測定は、静ひずみ測定器を用いて深度別のひずみ量を計測する。

⑶ 調査手法

測定に使用する機器は、実用測定範囲が約10,000マイクロストレイン（μ strain）程度のものを

使用する。また、塩化ビニール管に貼付するゲージの間隔は通常0.5～１mとする。

測定は、地すべりの移動速度に応じて実施し、毎日～週１回程度の間隔で行う。現在は、自動記録計によって測定間隔を１分～数日に設定し、自動的に記憶媒体に記録させる機器が利用されている。降雨・融雪と地すべり滑動の関係を把握するための、毎日の計測が可能になっている。

パイプひずみ計の測定結果は、**図-2.9.19**にようにひずみ柱状図で各深度のひずみ量測定値を測定日ごとにプロットし、下段のグラフで各深度のひずみ量の累積をプロットしたグラフで整理することが一般的である。**図-2.9.19**では、累積性のひずみが測定されている深度20m付近がすべり面と判定される。

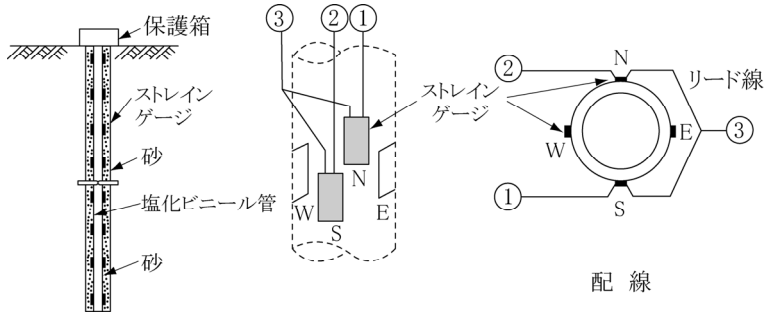


図-2.9.17 パイプひずみ計の概念図

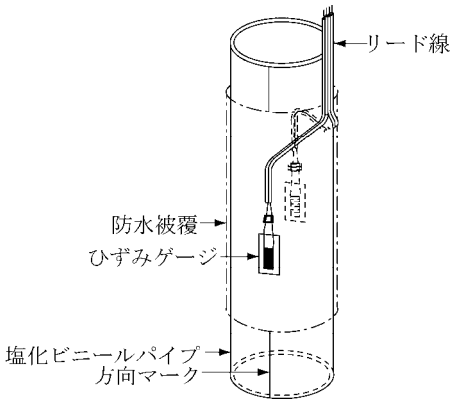


図-2.9.18 パイプひずみ計の構造

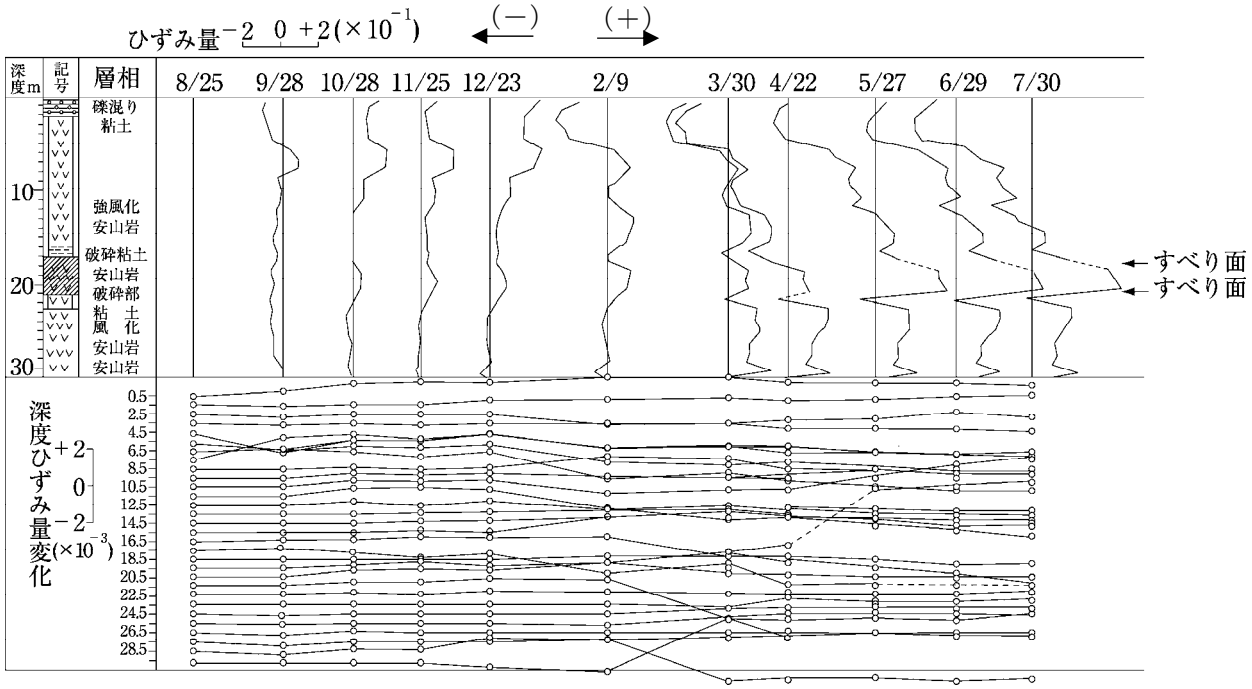


図-2.9.19 パイプひずみ計測定例（北河内地区（石川県））

⑷ 留意事項

① パイプひずみ計は、基岩中に十分根入れするようにボーリング孔を掘削する（目安は３～５m程度)。特に岩盤すべりが発生している場所では、少なくとも１孔は岩盤内を10m以上掘削してパイプひずみ計を設置することが望ましい。

② 設置時は、リード線の断線に注意する。特にケーシング管を引抜く作業では、リード線を厳重に保護する必要がある。

③ パイプひずみ計の下端は孔底から少し浮かし、自重でたわまないようにしながら埋戻す。

④ 砂詰めが不十分であると、正確な深度でひずみが発生しないことが多いため、必ず水締めを行う。最も確実な方法は、塩化ビニール管と孔壁の間をグラウトで充填することである。なお、グラウト充填した場合、同じ観測孔で水位観測はできない。

⑤ 測定は、パイプひずみ計と充填砂がよくなじんだ後（目安は１週間以上）に開始する。

⑥ ゲージ間隔１mでボーリング深度が30mをこえる場合、リード線がボーリング孔に入りにくくなるため、掘削孔径を広げる等の処置を必要とする。

⑦ すべり方向が特定できていない場合、２方向のストレインゲージを用いて観測を行う。

⑧ 移動量を直接測定することができない。なお、ひずみ測定値からたわみ量を算出した例もある（参考式①）が、あくまでも一つの傾向をつかむ上での参考に留める。

$y=\frac{x^2\varepsilon}{2r}$ ……（参考式①*1）

ε ：ひずみ

r ：パイプの半径

y ：たわみ

x ：区間の長さ

参考式①を用い、すべり面から対象ゲージまでの各計測区間のひずみ量（水平変位）を累加する。

⑨ ストレインゲージは水密性だが、埋設後数年で絶縁不良となることがある。

⑩ 地すべりの移動量が小さいと、孔壁とひずみ計の間で外力が吸収されてしまい、変化が現れない。

⑪ 地すべりの移動量が大きいと、リード線が断線し測定不能となる。

⑫ 地下水によって充填砂が流出すると、パイプが自重で曲がりゲージにひずみが現れることがある。

⑬ 観測値の解釈として、地すべり変動状況を４種に区分した判定基準を参考として**表-2.9.10**に示す。

表-2.9.10 変動種別一覧表*2

変動種別	日変動絶対値（μ）	累積変動絶対値（μ／月）	変動形態		すべり面存在の地形・地質的可能性	総合判定	
			累積傾向	変動状態		すべり面種別	活動性他
変動A	100以上	5,000以上	顕著	累積変動	あり	確定	顕著に活動している岩盤～崩積土すべり
変動B	100以上	1,000以上	やや顕著	累積変動	あり	準確定	緩慢に活動しているクリープ型地すべり
変動C	100以下	100以上	ややあり	累積・断続擾乱・回帰	あり	潜在	すべり面存在の断定不可、継続観測必要
変動D	100以上	1,000以上（短期間）	なし	断続・擾乱回帰	なし	異常	すべり面なし地すべり以外の要因

＊1　早川ら（1997）：パイプひずみ計による水平移動量の推定（１）、第36回地すべり学会研究発表講演集、pp.353～356

＊2　藤原明敏：地すべり調査と解析　改訂版、理工図書株式会社、pp.87（1994）

9.3.10 鉛直方向伸縮計

⑴ 適用

鉛直方向伸縮計は、ボーリング孔を利用してすべり面を貫通させたワイヤーを設置し、ワイヤーの伸縮を測定することで地すべり移動量を測定するもので、孔内傾斜計やパイプひずみ計では測定不能となるような移動量の大きい地すべりのうち、移動速度が10～30cm/日以下の地すべりに適用する。

⑵ 調査の概要

図-2.9.20に示すように、不動層まで掘り抜いたボーリング孔で、孔底にアンカーをとりワイヤーを地表まで延長する。**図-2.9.21**は多段式の伸縮計で、ワイヤーのついた塩化ビニール管を１ｍごとに積み重ね、それぞれをアンカーとして、各深度のワイヤーの伸縮量を測定するものである。地すべりが滑動していると、図右側の移動観測中のように引張られるワイヤーと変化のないワイヤーが現れ、すべり面深度と伸縮量が判明する。

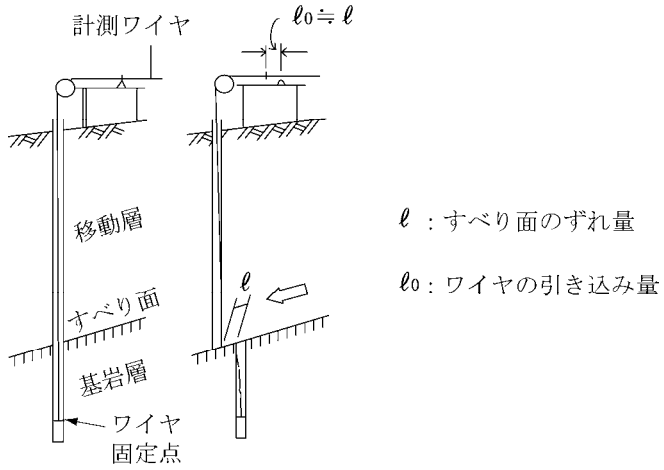


図-2.9.20 地中伸縮計

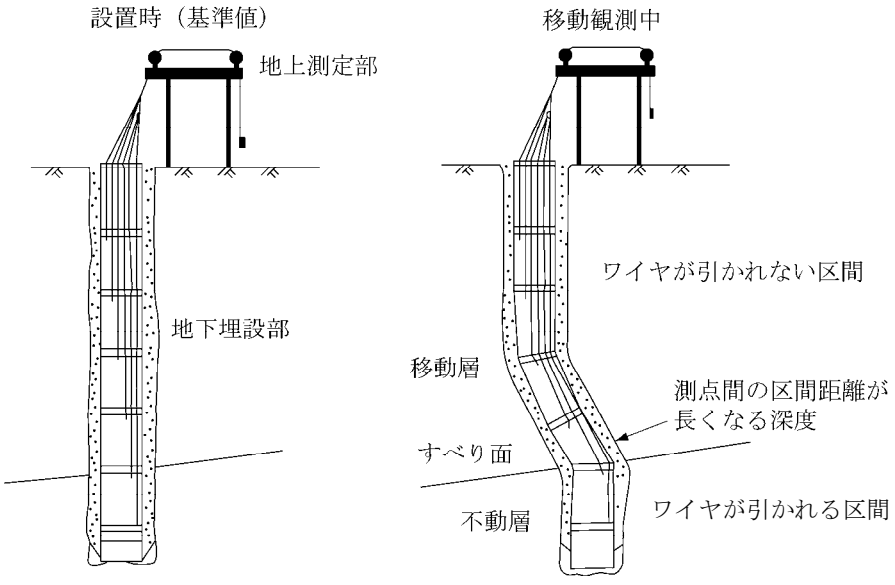


図-2.9.21 多段式伸縮計

⑶ 調査手法

観測に当たって原則として多段式伸縮計を用いる。また、伸縮量はmm単位まで読取れるものとする。なお、移動量が大きいために測定不能となったパイプひずみ計や水位観測孔に、ワイヤーを設置してグラウト充填することで、単線式の伸縮計として使用することもできる。移動量が大きく、観測ができなくなることが想定される孔内傾斜計観測孔等には、事前にワイヤーを付けることも検討する。

機器は原則として地すべりブロックの中央部に設置する。

観測間隔はその移動速度に応じて、毎日～月１回の観測を行う。現在は自記記録計によって測定間隔を任意に設定し、観測データをデジタルデータとして自動的に記憶媒体に記録させる機器も利用されている。

図-2.9.22は複数の深度に鉛直方向伸縮計を設置した例である。GL-27.5mでは累積移動量にほとんど変化が無く、GL-41.5m及びGL-71.5mでは同様の累積移動量変化を示す。このことから、活動的なすべり面がGL-27.5m～-41.5mに存在すると判定される。

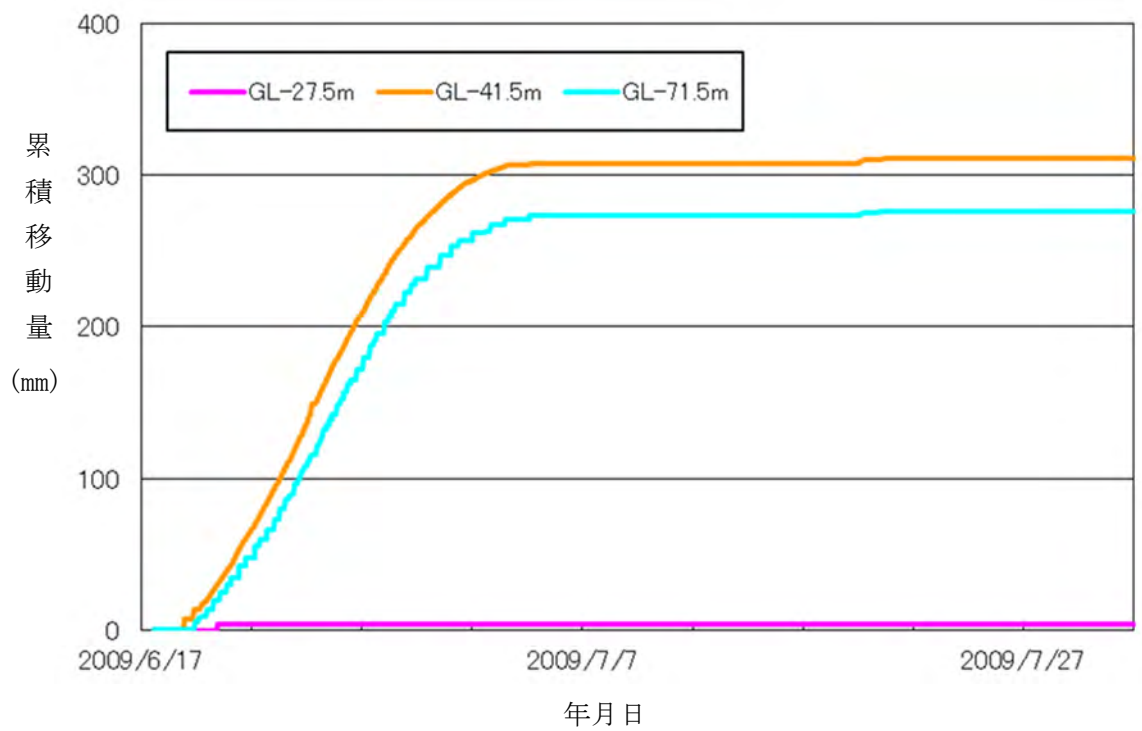


図-2.9.22 鉛直方向伸縮計測定例（庄内あさひ地区（山形県））

⑷ 留意事項

① ワイヤーの地上端は移動量を想定し、十分な余裕（通常10m）をとっておく。

② 多段式の場合、孔壁と塩化ビニール管の間を十分に砂若しくはグラウトで充填する。

③ 多段式の場合、ワイヤー数が多くなるため、深度を間違えないようにする。

④ 設置深度は40mまでが目安である。

⑤ パイプひずみ計や孔内傾斜計で測定不能となる、移動量が大きい地すべりの移動量が求められる。

⑥ 多段式であれば、移動量のほかにすべり面深度（複数でも可）や地すべりブロック内部の動

きも把握することができる。

⑦　耐用年数が長く、地表にワイヤーの余長を長く取っていれば数年は測定可能である。

⑧　微小な変位は、ワイヤーの伸びや摩擦のため、測定が困難である。

⑨　急激な変動の場合、ワイヤーが断線する可能性がある。

⑩　単線式の場合、塩化ビニール管の内径分、ワイヤーが自由な状態であるため、設置直後には動きを検知しない初期無感帯がある。

⑪　単線式は、観測初期に圧縮変動が計測される場合がある。特にすべり面勾配が大きく、かつすべり面付近のクリープ層が厚い場合は圧縮変位が大きく、引張変動に転ずるまでの期間が長くなる傾向にある。

⑫　地表の緩み等により、地上測定部に沈下、傾動、水平移動等の変動が生じた場合は、正しい測定ができない。

⑬　同一孔で水位観測はできない。

9.3.11　孔内傾斜計

⑴　適用

孔内傾斜計による調査は、地中に埋設したケーシングの傾斜角を測定することで、すべり面の位置及び移動方向と移動量を把握する場合に用いる。調査方法は、地盤工学会基準の「孔内傾斜計による地中変位測定方法」（JGS 3722）として定められている。

⑵　調査の概要

孔内傾斜計は、地中に埋設したケーシングの各深度における傾斜を測定し、傾斜角から地すべり移動量と、すべり面深度を把握する機器である。

さらに、２方向の合成変位（ベクトル）により、地すべりの移動方向も推定できる。

機器の設置は、すべり面を貫いたボーリング孔に専用のケーシングを挿入し、ケーシングが地盤と一体化するよう孔壁とケーシングの隙間をセメントミルクで充填する（**図-2.9.23**）。測定方法は、専用ケーシングの直交する２方向の傾斜を一定深度ごとにプローブ又はセンサーで測定する。解析では、孔底を不動点としたときの各深度のケーシング移動量を示し、傾斜角の著しい深度をすべり面と判定する（**図-2.9.24**）。

移動の絶対量は小さいが継続的に滑動している地すべりには、パイプひずみ計より耐用年数が長く有効である。

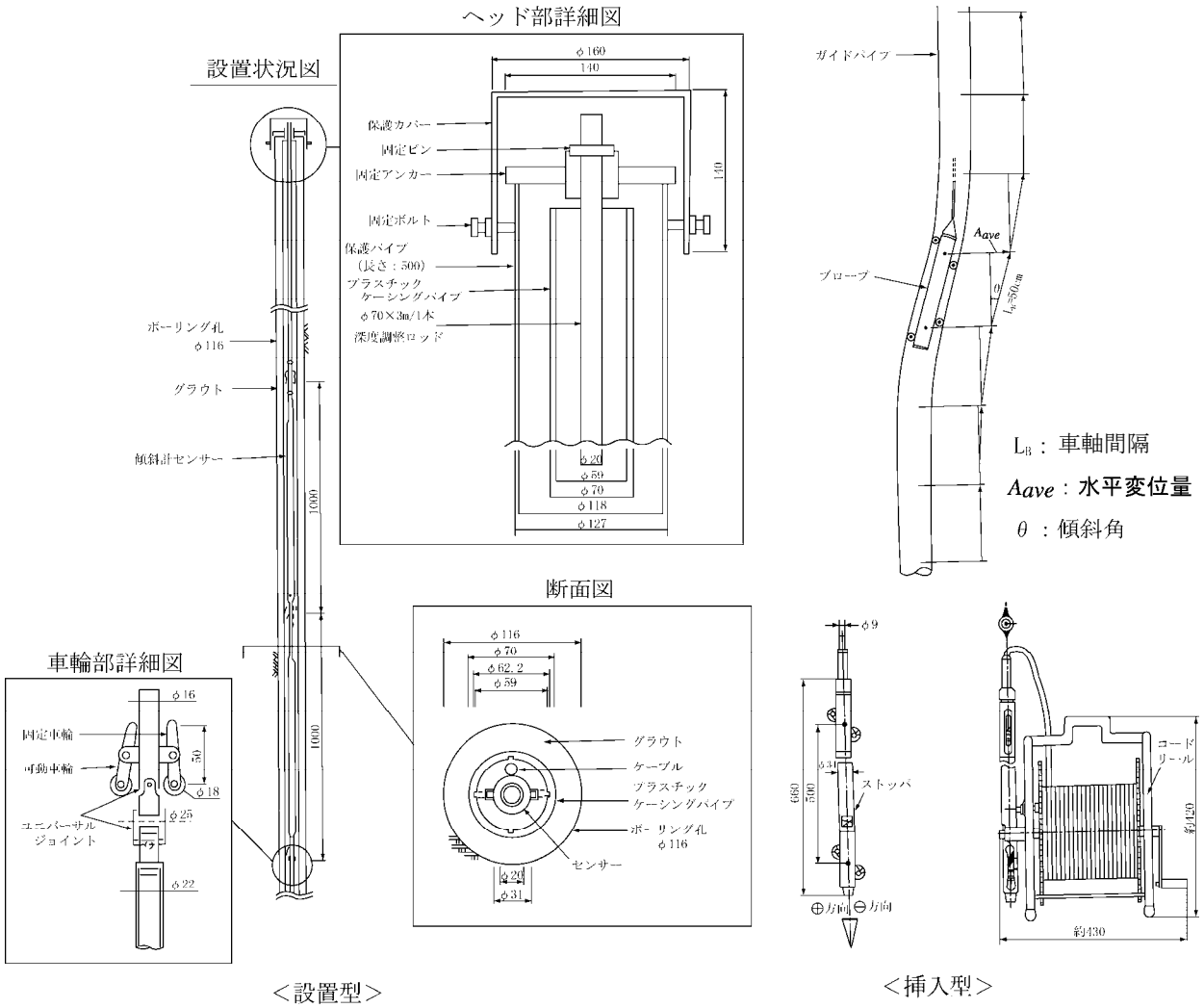


図-2.9.23　孔内傾斜計*1の構造

*1　（社）斜面防災対策技術協会：地すべり観測便覧、p. 153，158，159（2012）

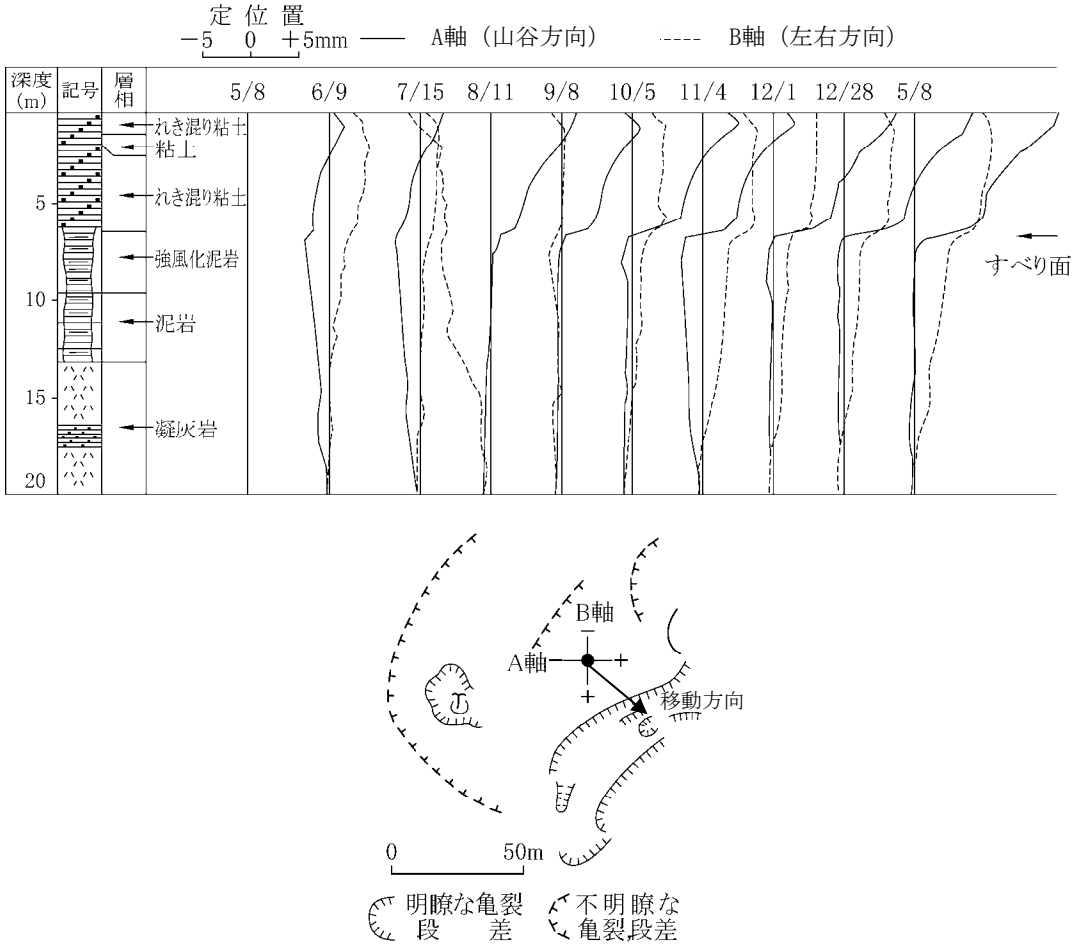


図-2.9.24　孔内傾斜計測定例（折戸南地区（石川県））

⑶　調査手法

孔内傾斜計は、ケーシングの傾斜を測定する方法の違いから、設置型と挿入型の２種類に分けられる。

設置型は、ガイド管に傾斜センサーを固定し、ケーブルによって地表の測定器と結んで傾斜を測定するものである。傾斜度を電気信号に変えるのには、ひずみゲージ式、差動トランス式等いくつかの方法がある。

挿入型は、地中に埋設したケーシングの中にプローブを挿入し、所定の深度ごとに測定する。設置型・挿入型の違いを**表-2.9.11**に示す。

精度は、設置型の場合で測定範囲２～30°、感度８～40秒、非直線性0.5～１%FS*1が一般的である。挿入型の場合、測定範囲５～30°、感度４～40秒、非直線性0.05～１%FSが一般的である。

なお、近年土木研究所において、従来型に比べより大きな変位計測が可能な、大変位対応型孔内傾斜計（挿入型）が開発されている*2。

＊1　FS:フルスケール

＊2　高木ら（2020）：大変位対応型孔内傾斜計～新たな孔内傾斜計の開発～、日本地すべり学会研究発表講演集、pp.68～69

表-2.9.11 設置型と挿入型の違い

項　目	設置型	挿入型
長所	毎回同じ位置（深度）で測定できる。 自動観測に対応している。	全深度の測定が可能である。 可搬式なので、１台のプローブで何箇所も測定できる。
短所	１孔に多数の傾斜計を設置すると不経済なため、ある程度すべり面を予測して設置深度を決める必要がある。設置深度以外にすべり面があった場合、把握できない。孔曲がりが著しいと、センサー回収不能となる。	観測にかかる労働力 プローブ長が約50cmあるため、地すべりの変位が５～10cmに達すると、プローブが挿入できなくなる。
経済性	複数のセンサーを１孔に設置すると割高になる。	プローブは高価だが、数年は使用可能である。
主な用途	自動観測システムの一環として使用する。 すべり面深度がほぼ判明している地すべりに対して使用する。	移動量の大きくないほとんどの地すべりに対して使用する。

孔内傾斜計の設置位置は地すべりブロックの中央付近を原則とする。また、孔内傾斜計は通常、深度50cmごとに測定を行う。

挿入型の観測間隔は、その地すべり移動速度に応じて、数日に１回～月１回程度の観測を行う。

⑷　留意事項

①　挿入型孔内傾斜計の測定深度は、専用ケーシングの挿入と確実にグラウトできることを考慮すると、通常深度50m程度以下が一般的である。ただし深度150mまで設置した例もある。

②　孔径は通常86mm以上の掘削孔径が必要となる。

③　観測は、孔壁とケーシング間のグラウトが固定されてから実施する。設置後１週間程度が目安である。

④　測定結果は、孔底の変位量を０とみなし孔底から孔口への累積変位を示すグラフに整理する（**図-2.9.24**）。

⑤　すべり面が複数あっても傾斜が小さければ判定が可能である。

⑥　孔壁とケーシングの間は通常、グラウト充填することが多く、水位観測孔としての兼用には向いていない。

⑦　測定機器がやや高価である。

⑧　移動量が大きくなると、測定不可能になる。

⑨　地下水の水質によってはアルミケーシングの腐食を生じるため、ステンレスケーシング等が必要となる場合がある。

⑩　観測孔の設置方法や観測手法の詳細については、「(独) 土木研究所ほか：地すべり地における挿入式孔内傾斜計計測マニュアル（2010)」を参照する。

(5)　地表移動量と地中移動量の比較事例

地表変位量と地中変位量は相違が認められ、一般的には地中移動量の方が小さいことに留意が必要である。以下に、庄内あさひ地区（山形県）における比較事例を示す（**図-2.9.25**)。

平成24年５月24日～平成28年５月16日の４年間の地表及び地中変動の対比の結果、地表変動は、南南西方向への移動が多くなっているものの、移動方向にばらつきが見られるが、地中移動は、南南西方向への移動傾向が明瞭であったことと、移動量は地表変動の方が大きい傾向にあることが報告されている。

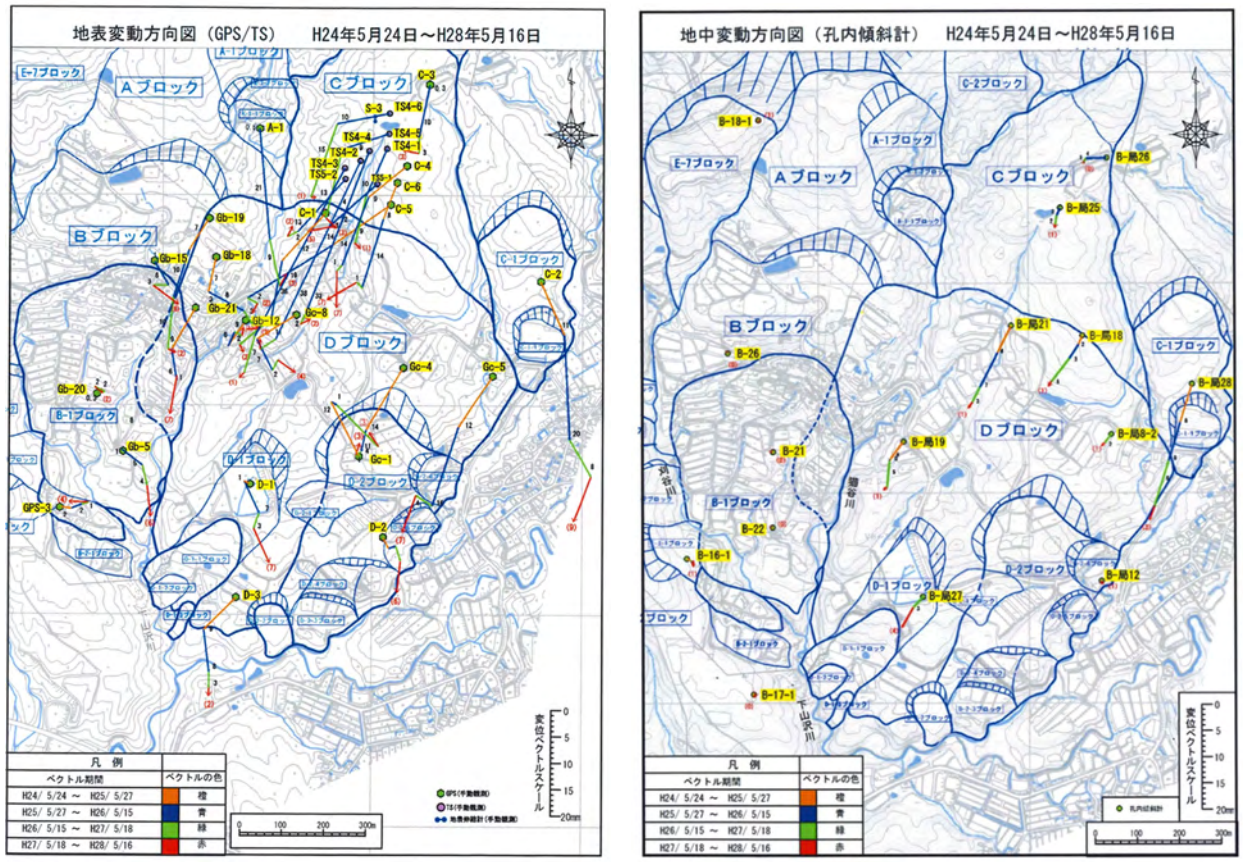


図-2.9.25 地表変動量と地中変動量の比較事例

10. 周辺環境調査

（基準書　第２章、2.3(9)関連）

10.1　調査の目的

周辺環境調査は、地すべり防止対策を実施する上で、生態系、景観等の周辺環境（以下「周辺環境」という。**表-2.10.1**）に配慮する必要の有無を調査するもので、周辺環境に影響を及ぼす地すべり防止施設の計画・設計に反映させることを目的とする。

10.2　調査方法

調査は、「環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の手引き」（食料・農業・農村政策審議会農村振興分科会農業農村整備部会技術小委員会）等を参考に、地域の周辺環境を踏まえて行うものとする。

表-2.10.1　周辺環境の分類

分類１（大分類）	分類２（環境要素）
自　然　環　境	植物
	動物
	野外レクリエーション
	自然環境資源
	景観
生　産　環　境	地域分断
	観光資源
農業生産環境	農作物の栽培状況
	農作業の形態
歴史・文化環境	史跡・文化財
	神社・仏閣・民俗文化

11. 調査結果の整理

（基準書　第２章、2.3関連）

調査結果は、計画及び設計・施工の各段階での利用を考慮し、相互の関連が把握しやすく、かつ、利用しやすい様式で整理する。

11.1　調査総合図の作成

調査結果をまとめて調査総合図を作成する。これは、一つの図上に各調査結果を重合せて表現することにより、各調査結果相互の関連を容易に把握しようとするもので、平面図及び断面図の２種類とする。

平面図は縮尺1/2,500～1/1,000程度の地形図を基図とし、断面図は主要な地すべりブロックの主軸を含む断面について縮尺1/500程度で作成するのが望ましい。両図に盛込むべき内容は原則として以下に示すような事項とするが、図面が煩雑になる場合は項目を整理してもよい。

⑴　平面図

①　調査位置
②　地質区分
③　断層、リニエーション（線構造）、褶曲等
④　地すべりブロック（移動の激しいブロックは赤色にて表示）
⑤　移動量（移動方向を矢印の向き、移動速度を矢印の長さで表示）
⑥　地下水流動経路
⑦　湧水地点、湧水量
⑧　地表水、湧水、ボーリング孔内水等の水温及び水質
⑨　河川流況
⑩　河川等による侵食状況
⑪　重要保全物件（赤色にて表示）
⑫　植生状況
⑬　土地利用、水利用、農業用施設等の状況
⑭　被害状況

⑵　断面図

①　調査位置
②　想定すべり面
③　地質区分
④　ボーリング柱状図、試掘坑柱状図（併せて写真を添付することが望ましい）
⑤　N値、その他サウンディング結果
⑥　ひずみ計・孔内傾斜計観測結果
⑦　地下水位（最高・最低・平均の各水位を記入）
⑧　間隙水圧（地下水位に換算し、上記に準じて記入）

⑨ 地下水検層結果
⑩ 簡易揚水試験結果
⑪ その他物理探査結果

調査総合図を作成するに当たって、詳細な地すべりブロック区分を行った事例を**図-2.11.1**に示す。この図の通り、近年、航空機、UAV又は地上からのレーザ測量により作成された高精度のDEMデータを基に作成された平面図を活用することにより、微地形、構造物の変状等が把握しやすくなり、地すべりブロックの想定の精度向上が可能となってきた。

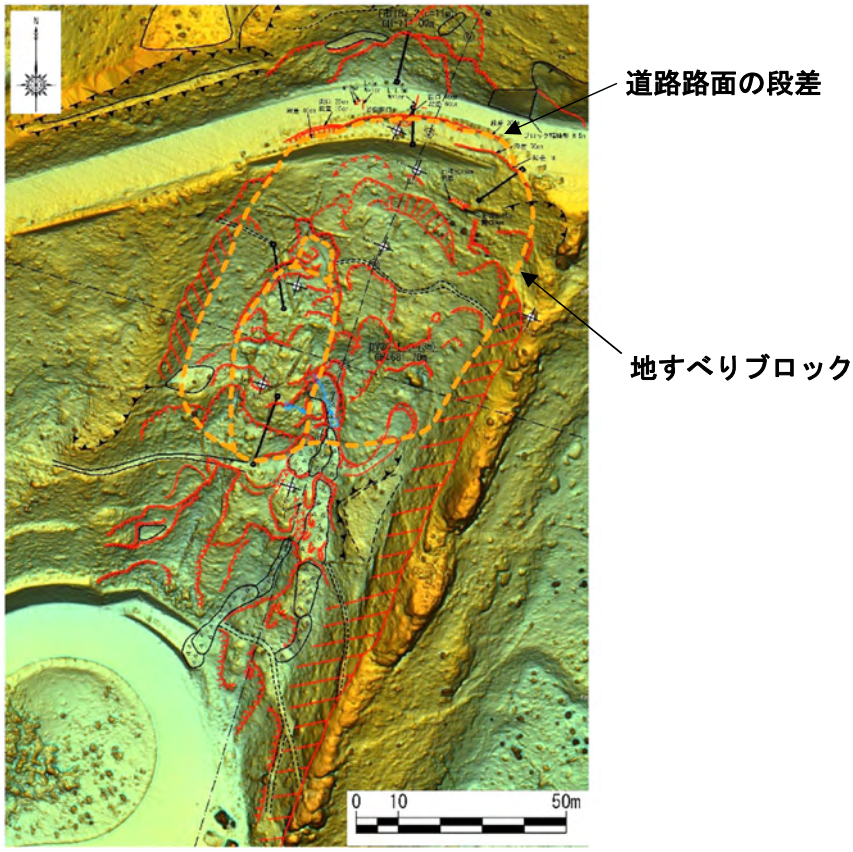


図-2.11.1 高精度のDEMデータによる地すべりブロック想定例（長岩地区（長野県））

また、地すべり防止対策を計画設計する上で重要となるすべり面深度（D）については、地すべり幅（W）とある程度の相関があることが知られている。

図-2.11.2は、昭和58年～平成2年に発生した総計265か所の地すべり対象として、地すべり幅(W)とすべり面深度（D）との比であるW／Dの頻度分布を示したものである。これによるとW／Dは5.0～6.0が多くなっており、平均値は７程度となっている。

図-2.11.3は、昭和44年以降の50か所の地すべりについて地質ごとの地すべり幅と深度について整理したものである。これによると、W／D＝3.0～10.7の範囲(平均はW／D＝6.08)にあり良い相関を示すが、地質区分による差は認められない結果となっている。

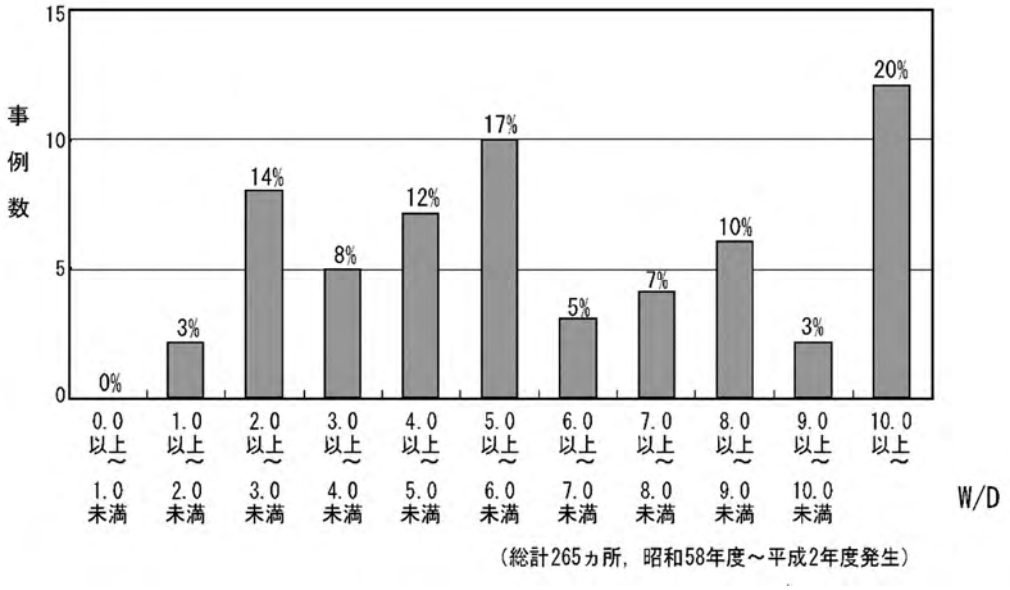


図-2.11.2 地すべり幅とすべり面深度の関係（１） *1

注）「10.0 以上～」の事例が一番多く見えるが、これは 10.0 以上の事例をまとめて一括分類しているためである。

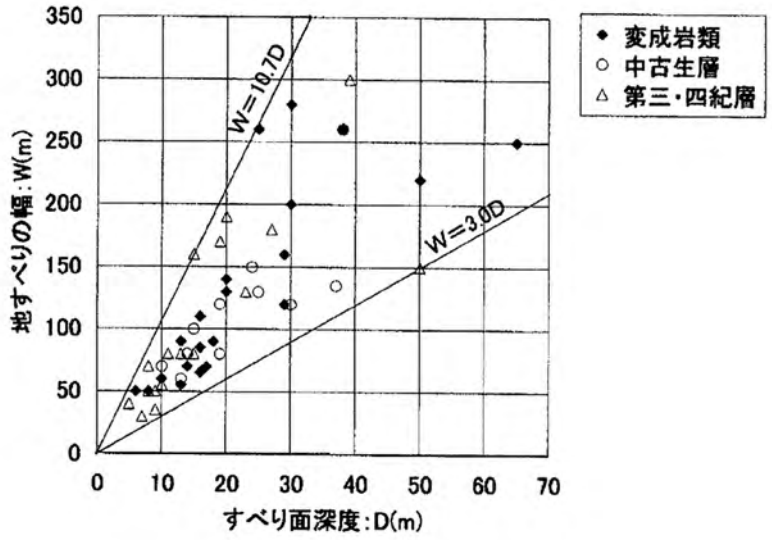


図-2.11.3 地すべり幅とすべり面深度の関係（２） *2

＊1 国土交通省砂防部，（独）土木研究所：地すべり防止技術指針及び同解説、p. 137（2008）
＊2 上野（2001）：地すべりの形状と規模を規制する地形・地質要因の検討、地すべり、38.2、p. 111

11.2 図・表等の様式

調査結果は計画、設計、施工段階における使用の便宜を考え、図、表、グラフ等としてとりまとめる。その様式については特に定めないが、各調査手法の項にある事例を参考に、見やすいものとする必要がある。

なお、グラフの場合には、調査手法ごとに別々に作成するのではなく、各調査結果を組合せて相互の関係が把握しやすいものとなるよう工夫する。**図-2.11.4**に調査結果を整理した例を示す。

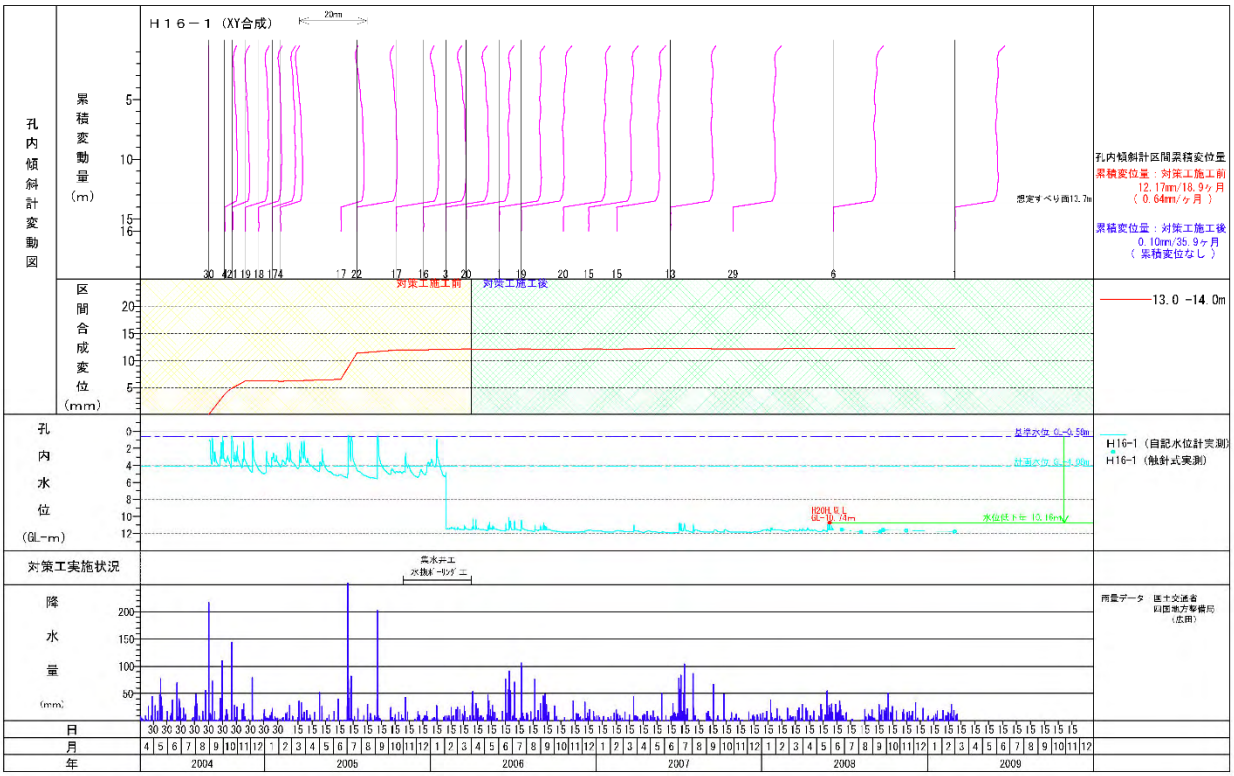


図-2.11.4 調査結果整理例

1. 強度定数

（基準書　第３章、3.3.3(4)関連）

1.1　強度定数等の適用

1.1.1　強度定数等の区分

強度定数は、土の力学的性質を表すもので、粘着力（c又はc'）とせん断抵抗角（ϕ又はϕ'）に区分する。

なお、安定計算を行うにあたっては、強度定数のほかに単位体積重量（γ_t）等の物性値についても把握しておく必要がある。

1.1.2　基本的な考え方

安定計算における強度定数等の設定は、原則として、土質試験の結果と逆算法から決定する。

なお、土質試験を行うための試料採取ができない等の理由によりやむを得ない場合には、近傍での採用実績や地質に応じた一般値を参考に、逆算法によって強度定数を決定する。なお、粘着力の設計値については、地すべり層厚から決定する方法があるが、新第三紀層の初生すべり以外では適用に留意が必要であり、特に、破砕帯地すべりや層厚25m以上の規模の大きな地すべりに対して適用する場合は十分に注意する必要がある。

強度定数を調べるための土質試験には、圧密条件や排水条件によって、全応力表示の強度定数と有効応力表示の強度定数を求める方法がある。有効応力とは土粒子に作用する応力を指し、これと間隙水圧の和を全応力という。

一般に、土は荷重によって変形（圧縮）するが、透水係数が小さい飽和土の場合、土の圧縮過程で時間の遅れを伴った排水が起こる。このことを圧密といい土の排水と密接に関わっている。荷重に伴う圧縮が進行している間は、静水圧より大きい過剰間隙水圧が生じており、静水圧に戻るにしたがい過剰間隙水圧は消散し、その分有効応力が増大する。

このように、圧密と排水はせん断応力に影響しており、これらの条件を加味したせん断試験によって有効応力表示の強度定数を求めることができる。

⑴　全応力表示の強度定数（c，ϕ）

全応力表示の強度定数は、非圧密非排水試験（ＵＵ試験）により求められた強度定数で、主に、排水を許さない状態を想定した粘土地盤の盛土の安定等、短期的な安定計算に適用される。

⑵　有効応力表示の強度定数（c'，ϕ'）

有効応力表示の強度定数は、間隙水圧を測定しながらの圧密非排水試験（$\overline{\text{ＣＵ}}$試験）又は圧密排水試験（ＣＤ試験）により求められた強度定数で、間隙水圧を考慮する長期的な安定計算に適用される。

なお、強度定数等を決めるための試験については、技術書「Ⅳ資料編、5.1　強度定数を推定するための試験」を参照する。

1.1.3　安定計算に用いる強度定数

安定計算に用いる強度定数は、すべり面に作用する間隙水圧の条件に応じて、全応力表示と有効応力表示の強度定数を選択する。

全応力解析では間隙水圧の変化を考慮しないのに対し、有効応力解析では間隙水圧を考慮した計算をする。一般的に、地すべりの安定計算は、地下水位（間隙水圧）を考慮して計算し、対策工を検討する際にも地下水排除工等地下水位を指標とすることが多い。したがって、通常は有効応力表示の強度定数を適用する。

地すべりを対象として室内試験を行う場合、有効応力表示の強度定数として、ピーク強度、完全軟化強度及び残留強度を求めることが想定される。ピーク強度はすべり面が形成されておらず変位がほとんど生じていない初生地すべり等の計算に適用することがあり、変位が大きい地すべりではあまり使用されない。一方、移動量が大きく活発に活動している地すべりでは、ひずみの増加に伴い応力がほぼ一定値（残留値）に近づくため、この値に近い残留強度を用いた方が適切な場合が多い。ただし、実際の地すべりではこの中間の値を示すことが多く、地すべりの状態も踏まえた上でそれぞれの値を吟味し、計算に用いる強度定数を設定する必要がある。

1.1.4　全応力表示の強度定数

全応力表示の強度定数を求めるには、すべり面粘土の不攪乱試料（地層の状態をそのまま保持した試料）を採取し、非圧密非排水（ＵＵ）条件下で三軸圧縮試験を実施する。

また、一軸圧縮試験（野外でベーンの挿入が可能な場合にはベーンせん断試験）によっても簡便に求めることができ、飽和粘土では一軸圧縮強度q_uから次式を用いて算出する。

$$c_u = 1/2 \cdot q_u \quad （ただし、\ \phi_u = 0）$$

なお、同一の土質であっても、圧密の程度によりc_uの値は変化するので、検討対象とする地層の条件を踏まえて試料を採取し、試験することが重要である。

なお、全応力表示の強度定数は、標準貫入試験により求められるN値を用いc＝（６～10）N（kN/m^2）として概略の値を推定することがある。

1.1.5　有効応力表示の強度定数

有効応力表示の強度定数として、残留強度、完全軟化強度及び不攪乱試料のピーク強度の３つがあり、実際の安定計算に際しては、条件に応じてこれらのうちの１つ、又はこの中間の値を採用する。

⑴　残留強度

残留強度は、すべり面が形成され、すべり面に沿って粘土粒子の再配列が起きている場合に発揮される強度である。（**図-3.1.1**）

わが国の地すべりは再活動地すべりが多いと言われており、再活動地すべりでは、この値を設計数値として用いる場合が多い。一般には、残留強度まで強度が低下した場合には粘着力が０又は非常に小さい値になっている場合が多いといわれている。これまでの事例によれば、深度20mないし30m程度までのすべり面に作用している垂直応力レベルでは、$c_r' = 0$ないし10kN/m^{2}程度である。

⑵　完全軟化強度（正規圧密試料のピーク強度）

完全軟化強度は、泥質岩がその続成作用の過程で受けた過圧密の履歴の影響が消え失せて、最

初の堆積時の正規圧密状態で発揮する強度であり、いわば過圧密粘土の正規圧密強度ともいえる強度である。

⑶ 不攪乱試料のピーク強度

すべり面を含まない場合は、地すべり以外の一般土木構造物ではこの値を設計数値として用いることが多い。まれな例として、ひび割れの少ない粘土斜面の地すべりがこの強度で発生した事例があるが、地すべりでこの強度が設計数値として用いられることは少ない。

すべり面を含む場合は、完全軟化強度又は残留強度まで強度低下している場合があり、この値を設計数値として用いる。

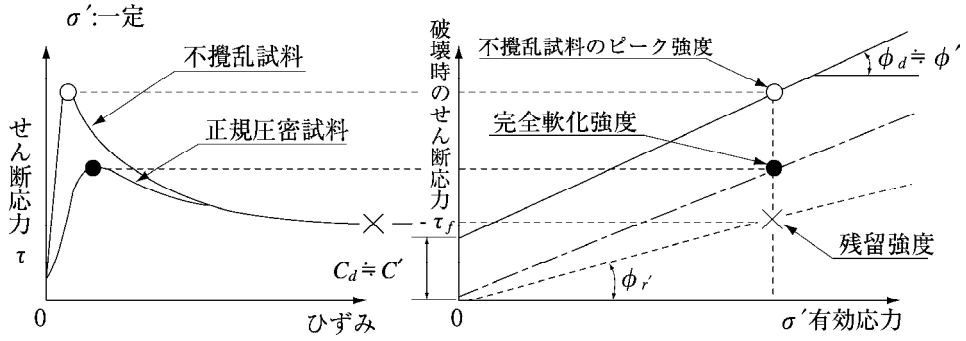


図-3.1.1 土の強度

1.1.6 単位体積重量

単位体積重量は、土塊の構成材料、岩質や風化・変質の程度等によって大きく変化する。地すべり対策を検討する際は、一般に湿潤状態の単位体積重量が用いられることが多く、土塊中の含水状態も考慮して設計値を決める。

単位体積重量の設定によっては、安定計算結果に影響し対策工に期待する抑止力を大きく見積もってしまう可能性もある。したがって、設計値の妥当性については十分留意する。

なお、水没斜面においては、一般に飽和単位体積重量（γ_{sat}）が用いられる。

図-3.1.2、**表-3.1.1**は室内試験によって求めた湿潤密度と地質調査時のコア箱から重量を計測し求めた湿潤密度の事例である。庄内あさひ地区（山形県）では複数の岩種が分布していたことから、それぞれについて単位体積重量を設定する必要があり、そのために室内試験と現地計測を実施して湿潤密度を求め、湿潤密度に重力加速度（g）を乗じることにより計算に用いる単位体積重量を決定した。

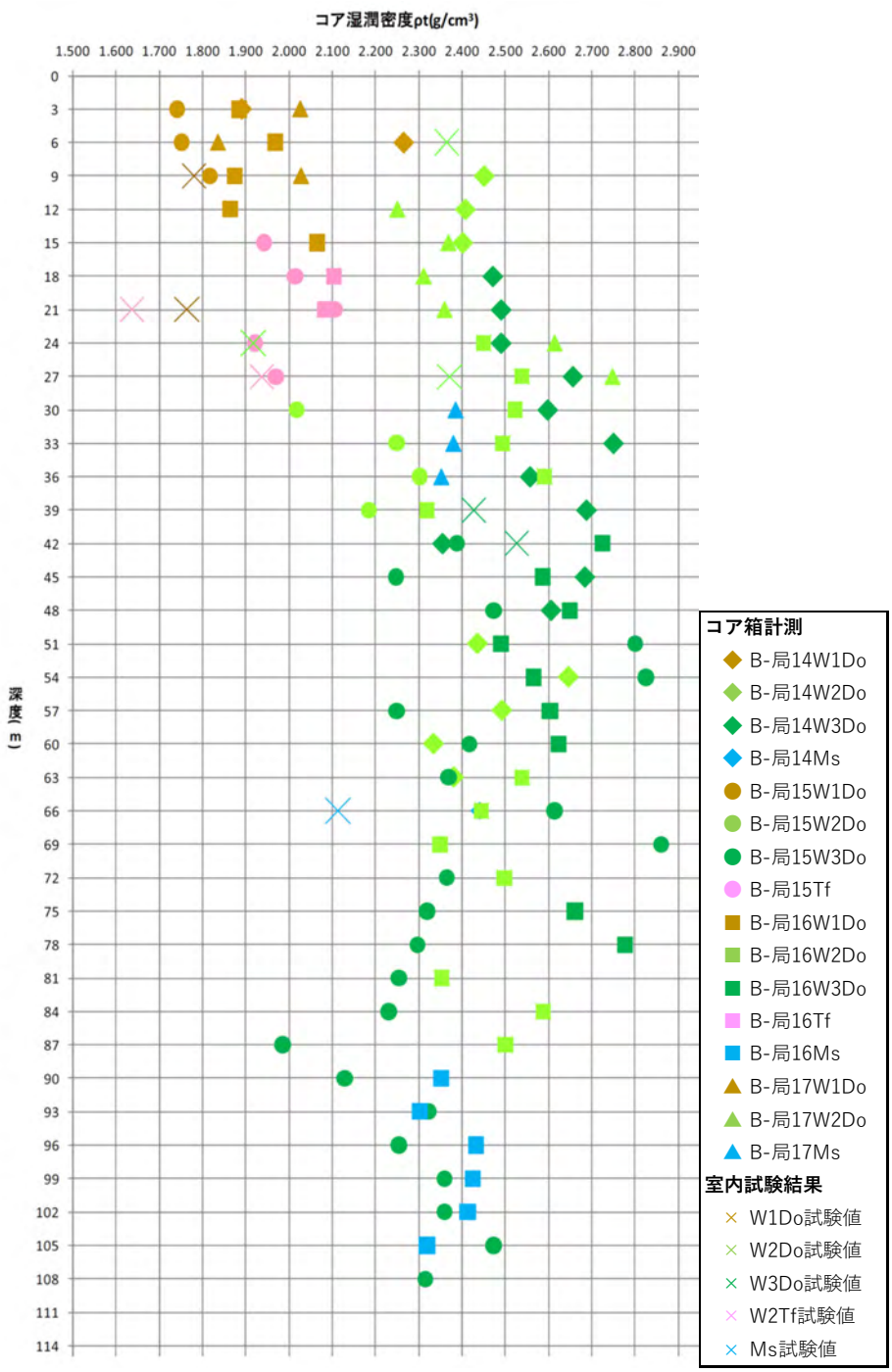


図-3.1.2　湿潤密度の測定例（庄内あさひ地区（山形県））

表-3.1.1　コア箱単位測定によるコア湿潤密度と室内岩石試験による湿潤密度
（庄内あさひ地区（山形県））

区　分	特　徴	コア箱重量測定による コア湿潤密度 ρt(g/cm³)	室内岩石試験による 湿潤密度 ρt(g/cm³)	B-1 ブロック	D ブロック
強風化粗粒玄武岩（W1Do）	全体に褐色化し、軟質、砂状を呈する強風化岩の様相を呈する区間。湿潤密度値は 2.0g/cm³ 以下が主体。	1.742～2.266 平均値：1.920（n=14）	1.764～2.365 平均値：1.970（n=3）	2.192 g/cm³ ↓ ×9.80665m/s² 21.50 kN/ m³	
風化粗粒玄武岩（W2Do）	灰褐色、原岩色系を呈する風化岩。部分的に軟質部、砂状部を挟在するが、全体的には片状から塊状を呈する破砕状区間。湿潤密度値は 2.0～2.5g/cm³ が主体。	2.017～2.860 平均値：2.429（n=34）	1.918～2.371 平均値：2.237（n=5）		
弱風化粗粒玄武岩（W3Do）	原岩色系呈し、比較的新鮮な様相を呈する区間。短柱状～棒状コア呈し、コア質は硬質。湿潤密度値は 2.3～2.7g/cm³ の範囲が主体。	1.985～2.860 平均値：2.487（n=40）	2.427～2.570 平均値：2.508（n=3）		2.351 g/cm³ ↓ ×9.80665m/s² 23.06 kN/ m³
凝灰岩（Tf）	褐色～白灰色系を呈し軟質で湿潤密度値は 2.0g/cm3 以下が主体。湿潤密度的には強風化粗粒玄武岩層(W1Do)と類似しているため、強風化粗粒玄武岩層に含めた。	1.921～2.106 平均値：2.020（n=7）	1.637～1.937 平均値：1.787（n=2）		
泥岩（Ms）	原岩色を呈する泥岩、砂岩泥岩互層。風化～弱風化に相当するが、亀裂の発達した区間も見られる。湿潤密度値は 2.3～2.4g/cm3 が主体。	2.301～2.441 平均値：2.381（n=10）	2.113～2.229 平均値：2.171（n=2）		

1.2　強度定数等の設定

1.2.1　土質試験結果が得られている場合

c'－ϕ'関係図上で強度定数を求めることができる。

土質試験によってA）不攪乱試料のピーク強度、B）完全軟化強度、C）残留強度が得られている場合は、c'－ϕ'関係図上にあらかじめそれぞれの点をプロットしておく。標準的な地すべり地形の緩傾斜のすべりでは、A）の近傍が設計数値となることは少ないと考えられ、現地の状況に応じて省略してよい。点A)－点B）又は点B)－点C）を結んだ直線を試料の劣化過程と考えると、安定計算式から得られるc'－tanϕ'直線との交点は、安定計算式で設定した安全率になるまで劣化した強度となるので、この点でのc', ϕ'を設計数値とする。(**図-3.1.3**)。

図-3.1.4は、繰り返し一面せん断試験とリングせん断試験によって得られた土質定数を用いて、c'－tanϕ'直線からすべり面の強度定数を設定した事例である。せん断試験によって得られた近似線と修正Hovland法による三次元解析で安全率を1.00としたときの逆算法によるc'－tanϕ'直線の交点から計算に用いる強度定数を設定している。

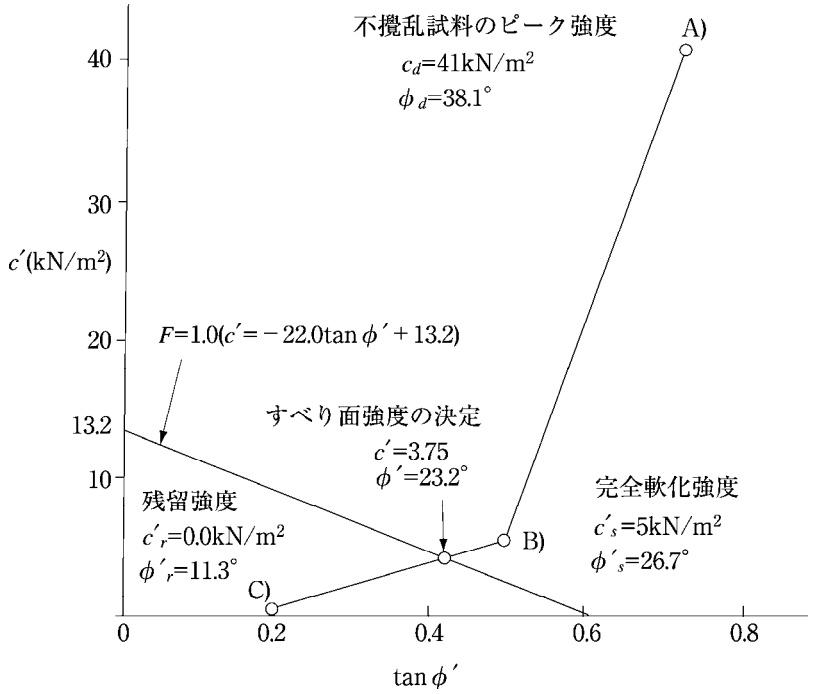


図-3.1.3　試験結果と逆算法による強度定数の決定例

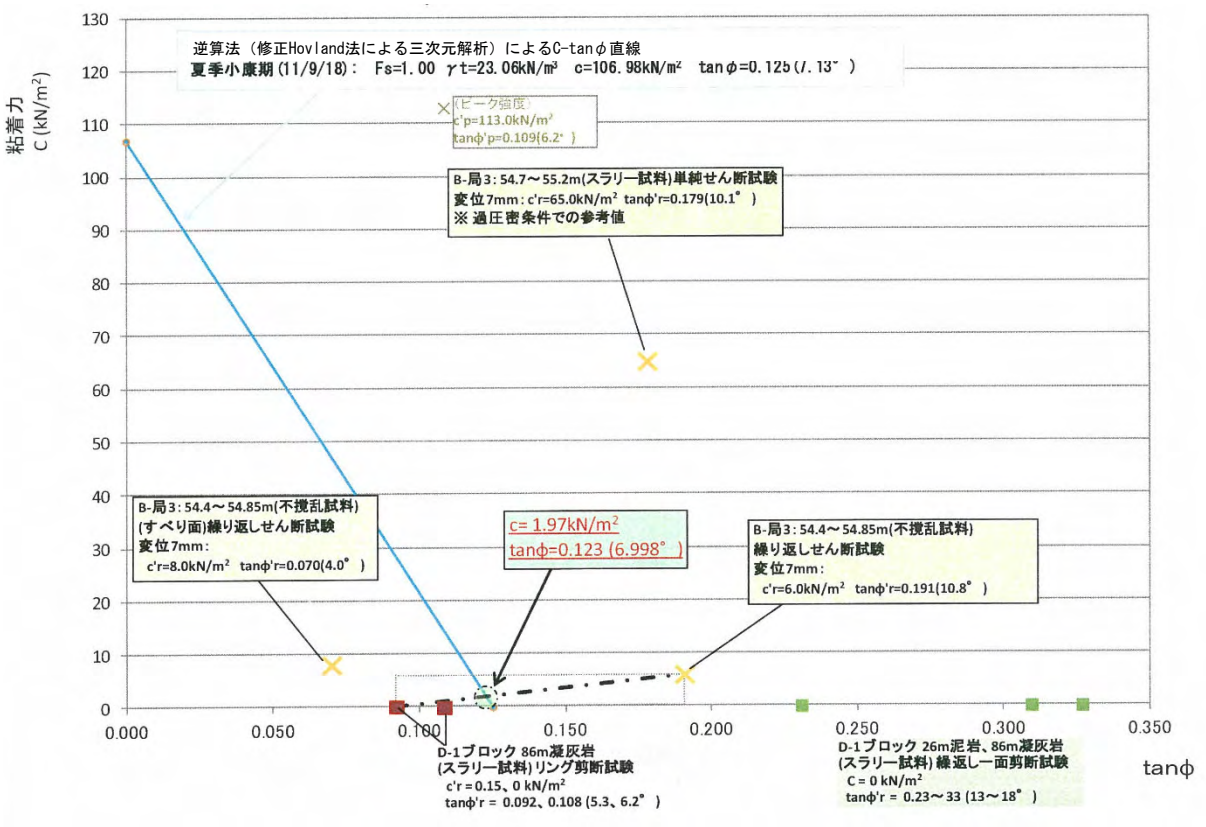


図-3.1.4 大規模地すべりにおけるすべり面強度設定例（庄内あさひ地区（山形県））
（リングせん断試験によるc'－φ'関係図）

大規模な地すべりでは、複数の岩種によって地すべり土塊が構成されていることがある。このような場合は、それぞれの岩種ごとに代表値を求め、出現する割合等を考慮してすべり面の強度を設置することがある。

以下は、高知三波川帯地区（高知県）の例であるが、例えば**表-3.1.2**のように出現する地質ごとに室内試験を実施し代表値を決定し、**表-3.1.3**に示すようにすべり面の長さの割合を考慮して強度定数を求めることがある。ここでは、**図-3.1.5**に示す横断形状から側方拘束による効果を算出し、せん断抵抗角の補正まで行っている。（**表-3.1.4**）

表-3.1.2 繰り返し一面せん断試験による完全軟化強度の例（高知三波川帯地区（高知県））

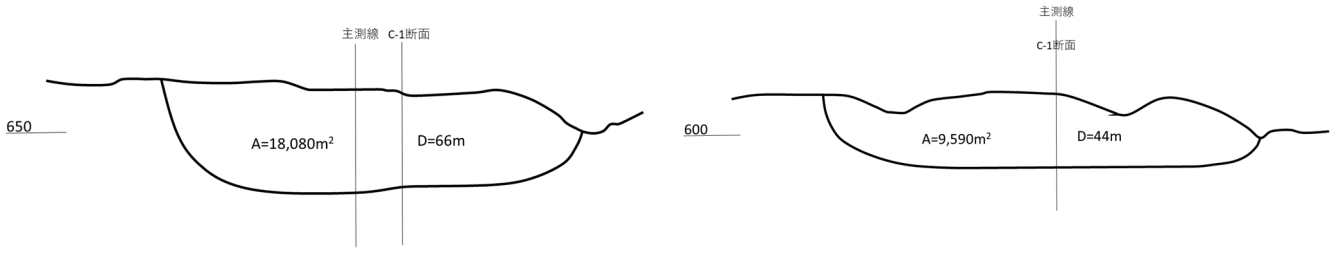
孔番	位置	原岩の地質	Cs（kN/m^2）	φs（°）
MO-H14-16W	中腹部	塩基性片岩（淡緑灰）	0	25.3
MO-H14-19	末端	塩基性片岩（白）	0	17.1
MO-H14-17	中腹部	泥質片岩（灰～褐）	0	24.3
MO-H14-19	末端	泥質片岩（灰～褐）	0	22.9

表-3.1.3 すべり面強度の地質別加重平均結果の例（高知三波川帯地区（高知県））

地質	φ’ (°)	C-1ブロック			C-1-4ブロック		
		すべり面長さ(m)	割合 (%)	加重平均 (°)	すべり面長さ(m)	割合 (%)	加重平均 (°)
泥質片岩	23.6	288.446	46.6	23.0	281.8763	65.4	24.2
塩基性片岩	25.3	217.444	35.2		149.2167	34.6	
塩基性片岩（白）	17.1	112.8760	18.2		0	0	
合計		618.7650	100		430.930	100	

表-3.1.4 側方拘束圧によるφ’の補正の例（高知三波川帯地区（高知県））

項目	算出方法	C-1ブロック	C-1-4ブロック
φ’：せん断抵抗角		23°	24°
A：面積	標準断面積	18,080m^2	9,590m^2
D：深さ	最大深度	66m	44m
B：平均幅	B＝A/D	273.9m	218.0m
K	K＝（1-sinφ’）/（1+sinφ’）	0.44	0.42
β	β＝1/（1+K×D/B）	0.904	0.922
φ”：せん断抵抗角の補正値	φ″＝tan^{-1}（tanφ’/β）	25°	26°



（C-1ブロック） （C-1-4ブロック）

図-3.1.5 地すべりブロック形状（高知三波川帯地区（高知県））

1.2.2 土質試験結果が得られていない場合

逆算によって強度定数の設定を行う。

(1)c'－tanϕ'直線の作成

仮定した安全率を代入し、安定計算式（3.1.1）中のc'＝０としてϕ'を算出し、ϕ'＝０としてc'を算出し、これによりグラフを作成する。(**図-3.1.6**)

なお、安定計算については、技術書「Ⅲ計画設計編、３．安定解析」を参照する。

$$\text{安定計算式}\quad F_s=\frac{\Sigma\ \{c'\ell+(N-U)\tan\phi'\}}{\Sigma T} \qquad (3.1.1)$$

ここで　F_s：安全率

c'：すべり面の土の粘着力（kN/m^2）（有効応力表示）

ℓ：すべり面の長さ（m）

N：すべり面上に働くスライス重量のすべり面に垂直な分力

$N=W\cos\alpha$（kN/m）

U：すべり面上での間隙水圧に起因する力$U=u\ell$（kN/m）

ϕ'：すべり面の土のせん断抵抗角（°）（有効応力表示）

T:すべり面上に働くスライス重量の接線分力$T=W\sin\alpha$（kN/m）

W：スライス重量（kN/m）

u：スライスのすべり面上に働く間隙水圧（kN/m^2）

α：すべり面が水平方向に対してなす角（°）

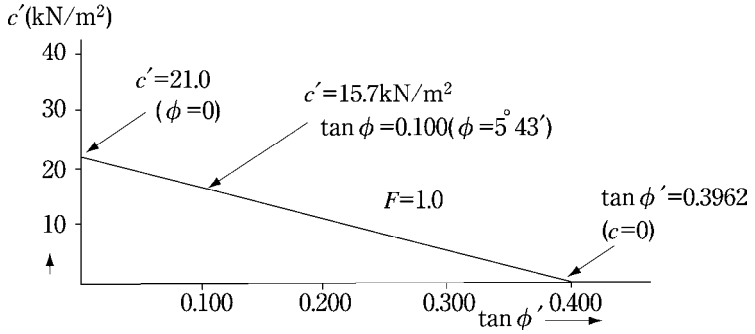


図-3.1.6　逆算法によるc'－tanϕ'直線の作成例

仮定した安全率からc'－tanϕ'直線の関係が得られれば、c'若しくはϕ'から逆算することにより、もう一方の強度定数が算出されることとなる（逆算法の所以）。

強度定数の設定は、土質試験や参考値から設定できるが、算出された値は設計等にも用いられるためその妥当性については十分検証しておく。また、仮定した安全率を基にした計算であるから、安全率の妥当性についても整理しておくことが望ましい。

(2)粘着力の推定

近傍類似地区の実績又は**表-3.1.5**から適切な粘着力（c'）を決定し、逆算法によるc'－tanϕ'直線からϕ'を決定する。

表-3.1.5 地すべり土塊の最大鉛直層厚と粘着力*1

地すべり土塊の最大鉛直層厚（m）	粘着力 c’（kN/m²）
5	5
10	10
15	15
20	20
25	25

なお、**表-3.1.5**の適用に当たっては、以下の事項に留意する。

① 最大鉛直層厚が25mを超える場合は適用について検討する必要がある。

② 新第三紀層泥岩を母岩とする典型的地すべり（たとえば、新潟県東頸城郡下の椎谷層、寺泊層泥岩地帯の地すべり）には適用可能と考えられるが、破砕帯地すべり及び温泉地すべりに適用する場合は、近傍での適用事例や逆算で算出されるφ’の妥当性を十分検討する。破砕帯地すべり及び温泉地すべりで、地すべり粘土の完全軟化強度や残留強度の試験値が得られていない場合は、c’＝０～２kN/m2とおいてφ’を逆算して求める方がより適切な結果が得られる。

なお、詳細については、技術書「Ⅳ資料編、４．地すべりのメカニズム」を参照する。

(3)せん断抵抗角

斜面勾配が急であったりすると、c’から得られる逆算値のφ'が経験的値より過大に算出されることがある。このような設計値を用いると、地下水排除工等の対策工の効果に大きく影響を及ぼすため、慎重に決定することが求められる。こうしたことから、φ'を与えて逆算法によりc’を求める方法も用いられる。

φ'を決めるには、近傍類似地区の実績や同じ地質から想定される経験値（**表-3.1.6**等）を参考にするほか、斜面勾配から推定することもある。

表-3.1.6 風化岩のすべり面強さの範囲*2

風化岩の種類		事例数	粘着力c(kN/m²)	せん断抵抗角φ（度）
変　成　岩		6	0 ～ 2 (1)	20～28(26)
火　成　岩		8	0 (0)	23～36(29)
堆積岩	古生層	7	0 ～ 4 (1)	23～32(29)
	中生層	6	0 ～10 (5)	21～26(24)
	古第三紀層	4	0 ～20 (7)	20～25(23)
	新第三紀層	32	0 ～25(20)	12～22(12.5)

※（）内の数字は平均値を示す。

＊1 国土交通省砂防部,（独）土木研究所：地すべり防止技術指針及び同解説、p.57（2008）

＊2 （公社）日本道路協会：道路土工 切土工・斜面安定工指針、p.402（2009）

1.2.3 逆算法

(1)安定計算に用いる単位体積重量の推定

岩盤の場合は岩種のほかに風化や破砕の程度によってもその値が大きく変化するため、地盤特性を踏まえて慎重に判断する。可能であれば、ボーリング調査時にコア箱の重量を直接測定する等して簡易的にでもγ_tの把握に努めることが望ましい。これが難しい場合は、近傍類似地区の実績を参考に決定する。また、同じ土質や岩種から標準的に使用されるγ_tの範囲を参考に設計値を決めることもある。

対象とする地すべりの測定値や近傍類似地区の実績がない場合は、一般に移動土塊のγ_tを18kN/m^{3}として標準的に使用する場合もある。

なお、単位体積重量は土の間隙比や含水比に応じて変化するので、地下水位がある場合は地下水位より上の土層は湿潤重量、地下水位より下層については飽和重量を用いることになる。ただし、実務上は標準値を使用する例が多く、厳密に区分して使用することは少ない。

(2) 逆算法に用いる安全率の仮定

地すべりブロックの移動状況に応じて、安定計算に組込む安全率（初期安全率）を0.95～1.00の範囲で仮定する。

一般に採用されている初期安全率の例を以下に示す*1。

①継続的に運動している場合　Fs=0.95

②降雨等に伴い断続的に運動している場合　Fs=0.98

③運動が鎮静化している場合　Fs=1.00

湛水斜面等において、地すべり観測を実施している場合等は、**表-3.1.7**の安全率を目安にすることができる。

表-3.1.7　湛水斜面における変動状況の区分と安全率の目安*2

地すべり等の変状	計測調査による変動種別	湛水前の安全率の目安
1)現在変動中，主亀裂・末端亀裂発生	変動 A：活発に変動中	Fs_0=0.95
	変動 B：緩慢に変動中	Fs_0=0.98
2)地表における変動の兆候（亀裂の発生等）は認められない	変動 C： 変動量は非常に小さい（変動C未満）が、累積性が認められ地すべりによる変動の可能性が高い。	Fs_0=1.00
3)変動の兆候は認められない	変動 D	Fs_0=1.05

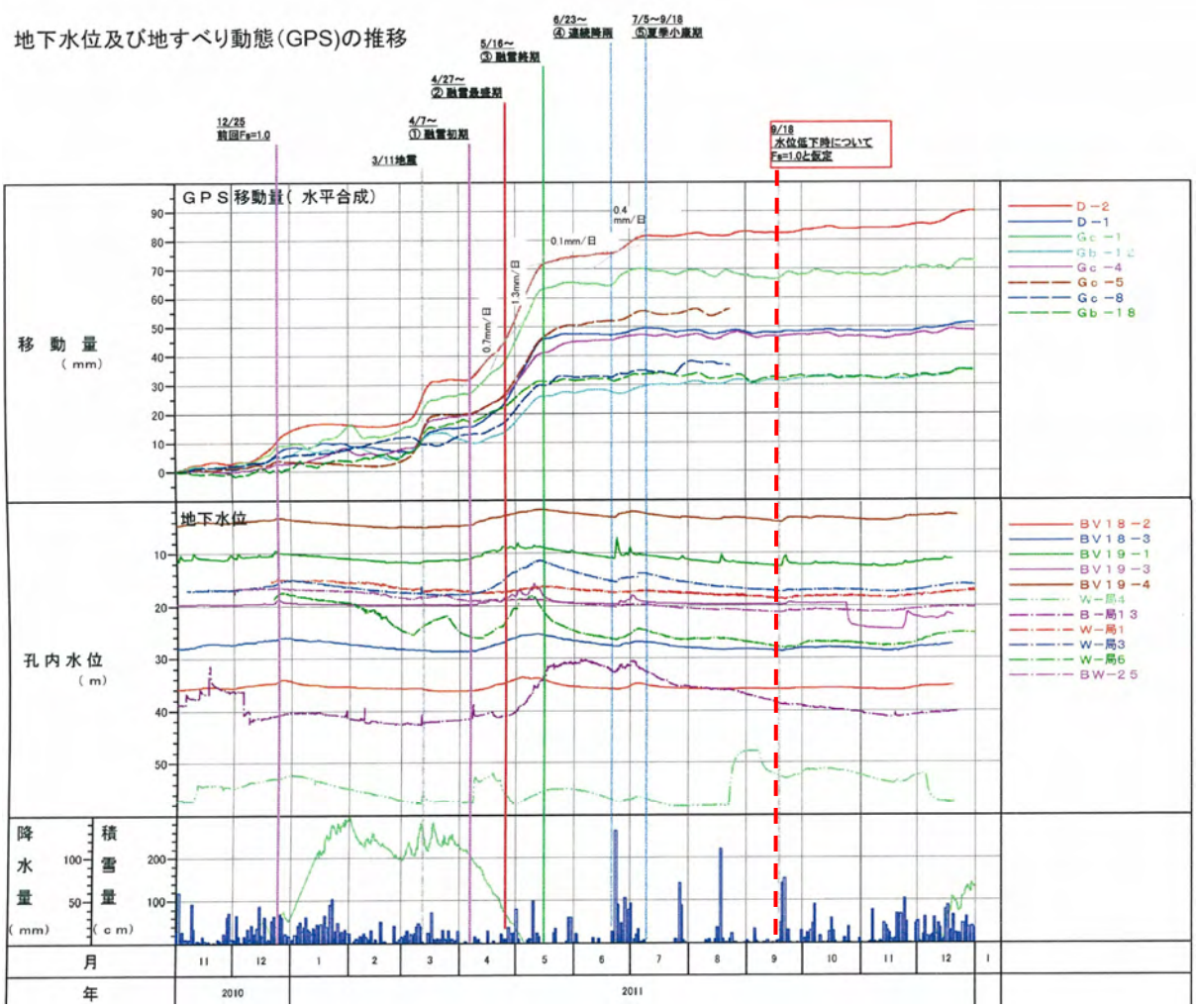
注）表中の変動種別は、**表-2.9.5**、**表-2.9.6**による。

＊1　（一社）全日本建設技術協会：令和３年災害手帳、p.484（2021）

＊2　国土交通省水管理・国土保全局「貯水池周辺の地すべり等に係る調査と対策に関する技術指針・同解説」p.4～7（2019）

安全率の値は、*Fs*=1.00を極限状態とみなし*Fs*＜1.00では変動があることを示し、*Fs*＞1.00のときは変動の可能性がないことを示している。したがって、もっとも確からしい安全率を設定するには、*Fs*=1.00の極限状態を把握することが必要となる。

図-3.1.7では、断続的に地すべり活動が続いている状況で、一時的に地すべり運動が小康期になった時点を*Fs*=1.00に設定した事例である。



融雪期から夏季安定期にかけての期間分け

期間	融雪・降雨	地下水位	地すべり動態
①融雪初期（4/7～）	降雨及び融雪開始	水位上昇開始	静止→緩慢な移動
②融雪最盛期（4/27～5/16）	融雪が加速	水位ピーク	1mm/日を超える移動
③融雪終期（5/16～6/22）	林間で残雪	水位ピーク→低下傾向	極めて緩慢～ほぼ静止
④連続降雨（6/23～7/1）	積算雨量438mm	短期的な水位上昇	一時的に緩慢な移動
⑤夏季小康期（7/5～9/18）	（少量の降雨）	（9/19には降雨で上昇）	静止

図-3.1.7　地すべり運動を考慮した安全率の設定事例（庄内あさひ地区（山形県））

地下水位がある一定の位置（臨界水位）に達すると地すべりの変動が始まるような場合は、その臨界水位を基準にして安全率を決定することができる。

図-3.1.8では、地すべり変動の閾値となる臨界水位が把握されている地すべりで、安全率を*Fs*=1.00とした事例である。

この事例では、変動が８月３日０時から３時の間に確認されていたため、この間における毎時の地下水位と変動量の回帰式を求め、その上で相関係数が最も高くなる２時の時点での回帰式を採用して地すべり変動の初動時の地下水位（臨界水位）を算出し、*Fs*=1.00とした。

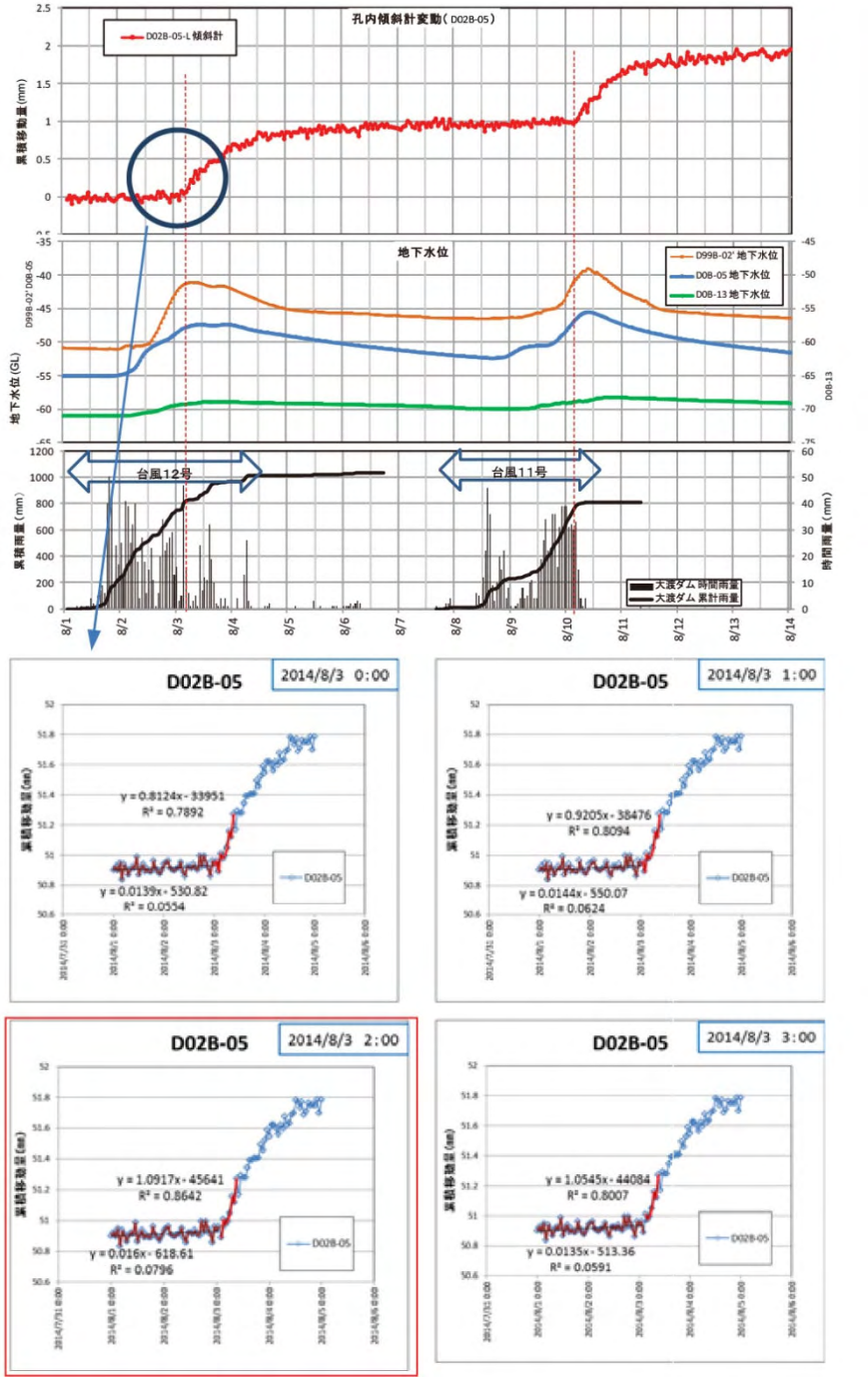


図-3.1.8　臨界水位を基準にして安全率を設定した事例（高瀬地区（高知県））

上：平成26年豪雨時の傾斜計変動と地下水位、降水量の関係　下：設置型傾斜計の累積移動量

（青線：測定値　赤線：地下水位との関係から求めた計算値）

2. 間隙水圧

（基準書　第３章、3.3.3関連）

2.1　間隙水圧の設定

間隙水圧は、地すべり移動と最も相関する水位又は間隙水圧測定地点の値を用いる。粘性土の地盤においては、すべり面付近で注意深く測定された間隙水圧記録が原理的には信頼しうるものであるが、このような記録が常に得られるとは限らないので、その場合は、地下水位の記録から便宜的にすべり面での間隙水圧を決定する。

地下水位は、原則として観測期間の最高水位を用いるが、観測が短期間の場合には豪雨あるいは融雪時の異常水位を勘案して決める。

2.2　留意事項

冠頂部又は舌端部付近のスライスで安定計算式における（$W\cos\alpha - u\ell$）の項が負になる場合がある。これは安定計算式の中で間隙水圧がすべり面に対して垂直に作用するとして扱われているからで、特に斜面勾配が急な場合は$\cos\alpha$が小さくなるため計算上の不具合が起こりやすい。こうした結果は実際にはあり得ないことなので、このようなスライスの場合には（$W\cos\alpha - u\ell$）をゼロとおくとよい。

安定計算式　$$F_S = \frac{\Sigma\{c'\ell + (N-U)\tan\phi'\}}{\Sigma T} = \frac{\Sigma\{c'\ell + (W\cos\alpha - u\ell)\tan\phi'\}}{\Sigma W\sin\alpha}$$

また、間隙水圧を浮力として扱うことで、こうした不具合を解消する方法もある（修正フェレニウス法）。この計算法による垂直応力は、（$W - u\,b$）$\cos\alpha$（ただし、bはスライスの幅）となる。

なお、安定計算については、技術書「Ⅲ計画設計編、３．安定解析」による。

3. 安定解析

（基準書　第３章、3.3.3関連）

3.1　安定解析の手法

基準書の解説では、一般的に用いられている安定解析手法として、二次元断面でのスライス法（簡便法）が示されている。

また、地形形状やすべり面形状が左右非対称な場合や、規模の大きな地すべりで詳細な検討が有効な場合は、三次元安定計算等を行うこともあることが示されている。例えば、地形やすべり面の詳細な要素を計算に反映させるため、二次元解析手法を三次元的に拡張させたり、数値解析によって現場の事象を整理することがある。これらの計算手法については実用的に用いられつつあるが、二次元解析手法と比べて主断面以外の情報（すべり面深度、地下水分布等）を得るための相応の追加調査が必要となるとともに、目標安全率等、二次元解析で積み上げてきた経験的知見が、三次元解析等でどこまで適用できるか明確にされていない部分もある。このような背景を踏まえ、三次元解析や数値解析を利用する際は、**表-3.3.1**に示すようなそれぞれの現場の特性や、**表-3.3.2**に示す三次元安定解析のメリット、留意点を踏まえ、それらの手法を用いることの長所と必要となる追加調査による費用面とを勘案して、必要性等計算条件や結果を適正に評価することが重要である。

図-3.3.1に三次元安定解析の例を示す。

表-3.3.1　三次元解析の適用性について

三次元解析の適用が望ましいケース	・ 地すべりブロック形状や地すべり層厚が横断方向で大きく変わる場合（左右非対称な場合）。 ・ 地すべりブロック中央と側部で地下水位の分布傾向が異なる場合。 ・ 地すべりブロック側部で対策工を施工している場合。
三次元解析の適用が不要/困難なケース	・ 地すべりの断面形状が主測線で代表できる場合（横断方向で概ね同じ場合）。 ・ 主測線以外の調査結果が得られない場合。

表-3.3.2　三次元解析のメリット、留意点

項目	メリット	留意点
地形・地下水位	・ 二次元解析では、通常、地すべり最深部の断面を用いるため、地すべり土塊の土量を過大に評価することになる。三次元解析では、地すべり土塊の土量や地下水位分布を正確に反映させた解析が実施できる。	・ 主断面以外での情報（すべり面深度、地下水分布等）が必要になるため、相応の調査が必要になる。
地下水排除工及び必要抑止力	・ ブロック側部の地下水位分布を計算に考慮することができる。例えば、ブロック側部に地下水排除工を実施した場合の効果を反映することが可能である。 ・ 地すべり土塊の土量を正確に反映した必要抑止力が算定可能であり、二次元解析よりコスト的に有利になる場合がある。	・ 三次元解析では、ブロック形状、土塊の層厚、地下水位、流動層等が三次元的に示される。これを有効的に活用するためには、三次元的な対策工配置を検討する必要がある。

$$Fs = \frac{\sum i \sum j \{CA + (Wcos(DIP) - U)tan\varphi\}}{\sum i \sum j W sin\alpha_{yz}}$$

Fs ：	安全率
C ：	粘着力(kN/m^2)
A ：	コラムのすべり面面積(m^2)
W ：	コラムの重量(kN/m)
U ：	間隙水圧に起因する力(kN/m)
DIP ：	すべり面の最大傾斜角(°)
ϕ ：	せん断抵抗角(°)
α_{yz} ：	すべり方向の傾斜角(°)

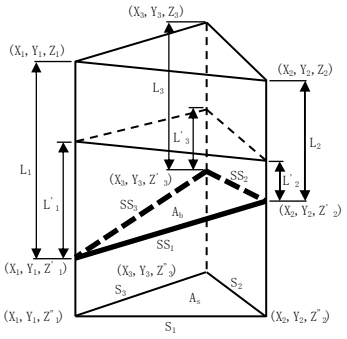




図-3.3.1　三次元安定解析の例（庄内あさひ地区（山形県））

斜面の安定解析を行う手法としては、このほか次のものがある。

① 二次元断面で行う簡便法以外のスライス法（Bishop法、Janbu法、Spencer法、Morgenstern-Price法、Sarma法等）

② スライス法やBishop法を三次元に拡大したHovland法*1やHungr法*2等

③ 有限要素法をはじめとする応力・変形解析による安定解析

④ 均一勾配の長大斜面で用いられる層すべりの式や円弧すべりで用いられる摩擦円法等の①～③以外の方法

これらの手法については、それぞれ長所短所があり、その適用条件等に注意が必要である。

3.2　地震力の取扱い

地すべりブロックの安定計算を行う場合には原則として地震力は考慮しない。これは、地すべりブロックは通常、粘性土斜面とみなすことができ、地震等の短期的な振動の影響は、砂に比べて小さいとされていることによる。また、地震と地すべりの具体的な関連性（地すべり地域での地震波形、地震時の変位及び地すべり対策の有無や地質・地盤特性、地下水の状況の影響等）について十分に解明されていない点も多く、現状では実務的に適用できる解析手法が定まっていないことによる。なお、これまでの地震災害の事例等からは、地すべり対策工が施工されているケースでは、対策工の機能が十分発揮されていれば、地震時の地すべり活動の抑制にも寄与しているとの見方もあり（**図-3.3.2**）、特に、日常の維持管理も含めた地下水排除機能の確保が重要である可能性が示唆されている。

＊1　H.J.Hovland（1977）：Three-Dimensional Slope Stability Analysis Method、ASCE GT9、 pp.971～986

＊2　Hungr（1987）：An extension of Bishop's simplified method of slope stability analysis to three dimensions、 Geotechnique 37、 pp.113～117

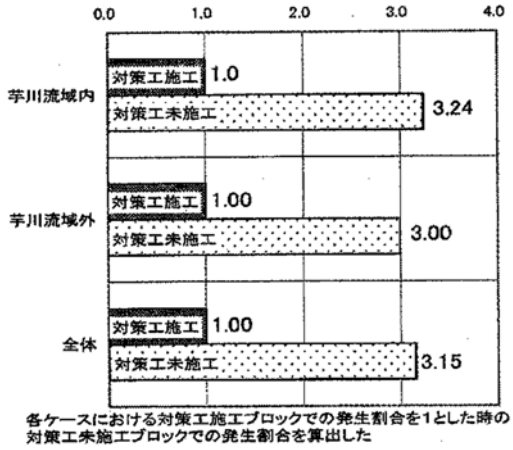


図-3.3.2 対策工施設有無に対する地震時の活動ブロックの比*1

ただし、ダム貯水池内の安定計算については、「土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書」によるものとする。

3.3 安全率の算出

二次元断面の標準スライス法（簡便法）による円形すべりの安全率は次式で表される安定計算式（3.3.1）を用いて求める。

図-3.3.3に安定解析断面図及び詳細図を示す。

安定計算式 $$F_s = \frac{\Sigma\{c'\ell+(N-U)\tan\phi'\}}{\Sigma T} = \frac{\Sigma\{c'\ell+(W\cos\alpha-u\ell)\tan\phi'\}}{\Sigma W\sin\alpha} \cdots\cdots (3.3.1)$$

ここで F_s ：安全率

c’ ：すべり面の土の粘着力（kN/m^2）（有効応力表示）

ℓ ：各スライスのすべり面の長さ（m）

N ：すべり面上に働くスライス重量のすべり面に垂直な分力N＝$W\cos\alpha$ （kN/m）

U ：スライスのすべり面上での間隙水圧に起因する力U＝$u\ell$（kN/m）

ϕ’：すべり面の土のせん断抵抗角（°）（有効応力表示）

T ：各スライスのすべり面上に働くせん断力（$T=W\sin\alpha$：スライス重量の接線分力（kN/m）

W ：スライス重量（kN/m）

u ：スライスのすべり面上に働く間隙水圧（kN/m^2）

α ：すべり面が水平方向に対してなす角（°）

＊1 木下ら（2007）：新潟県中越地震における芋川流域及びその周辺の地すべり対策工の効果について、第46回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp.9～12

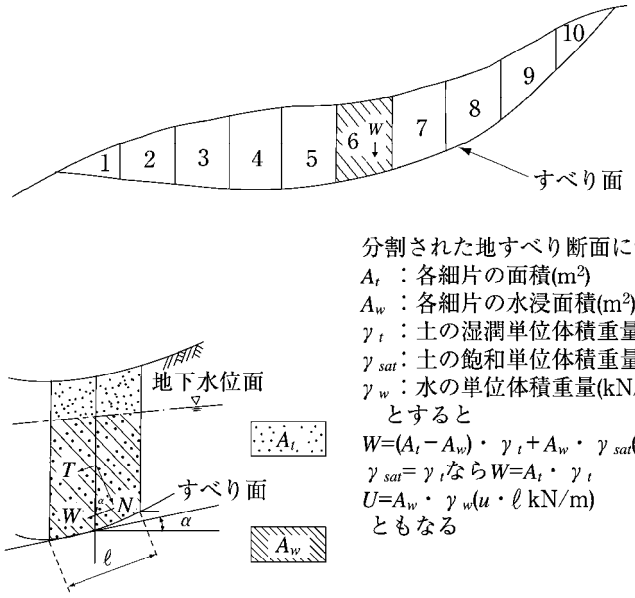


図-3.3.3　安定解析断面図及び詳細図

この式で分子はすべり面に対するせん断抵抗力を表し、強度定数（c', ϕ'）、間隙水圧等が関与する。また、杭工等の抑止工もこの値を増大する働きをする。分母はすべりに対するせん断推進力を表し、崩土の重量が主に関与する。ただし、冠頭部の傾斜部分はこの値を増加する形で関与し、舌端部の傾斜部分はこの値を減少させる形で関与することが多い。

また、上式は初期安全率及び地すべり防止対策後安定性の試算によって得る安全率の算出に共通な基本的手法であるが、地下水排除工による間隙水圧の低下や抑止工によるせん断抵抗力の付加が伴う場合には、代入数値については対策工の内容に応じて変化する。

仮に、目標安全率（$P.F_s$）に対して抑止工を計画するとした場合、その抑止工に期待する抑止力（P_R）は、分母と分子が変化しないものとすれば式（3.3.1）を基本に次式で求めることができる。

$$P_R=\Delta F_s\Sigma T \quad \cdots\cdots (3.3.2)$$

ここで　P_R　：必要抑止力（kN/m）
　　ΔF_s　：安全率の増分（$P.F_s=F_s+\Delta F_s$）
　　$P.F_s$：目標安全率
　　F_s　：初期安全率

目標安全率は、**表-3.3.3**に示すとおり一般に保全対象の種類に応じた重要度を考慮して$P.F_s$＝1.10～1.20の間で設定される。また、応急工事等を対象とした段階的な目安として$P.F_s$＝1.00～1.05で対策工が計画される場合もある。

農地地すべりにおいては、保全対象に応じた目標安全率を以下の目安で設定される。

① 人家、道路、鉄道、河川その他公共施設等の重要な物件がある場合1.20
② 農地が主たる対象の場合1.10～1.15
③ 林地等が主たる対象の場合1.10

表-3.3.3　農地地すべり対策における目標安全率の設定事例

目標安全率	保全対象			総計
	人家	道路・河川・その他の施設	農地のみ	
1.10	1※1	10	9	20
1.15	3※2	22	7	43
1.20	26	10	0	36
計	30	53	16	99

複数の保全対象を含む場合は、重要度が高いものを対象として分類した。

※1　長さ200m以上のブロックで人家へ直接影響がある末端ブロックは目標安全率1.20として計上

※2　長さ200m以上のブロック

また、ダム等における貯水池周辺斜面では、目標安全率の目安を**表-3.3.4**のように設定することもある。

表-3.3.4　貯水池周辺斜面における目標安全率の目安*1

保全対象			計画安全率				備考
種類と具体例		重要度	1.05	1.10	1.15	1.20	
ダム施設	堤体，管理所，通信施設，取水設備，放流設備，発電設備等	大				―	ダム機能が著しく低下するとともに，社会的に極めて大きな影響を生じるもの。
貯水池周辺の施設	家屋，国道，主要地方道，迂回路のない地方道，橋梁，トンネル，鉄道等	大				―	社会的な影響が大きいもの又は復旧に時間を要するもの。
	迂回路のある地方道，公園等	中			―	―	重要度の区分に当たってはダム個別の事情を十分考慮する。
	林道，管理用道路，係船設備，流木処理施設，貯砂ダム等	小		―	―		
その他の貯水池周辺斜面				―	―		上記以外で貯水池周辺の山林保全上又は景観保全上重要である斜面。

3.4　簡便法

⑴　簡便法の基本的考え方

簡便法は、円弧すべりで用いられる標準スライス法を非円弧のすべりも含めて地すべり斜面の安定計算に準用する方法である。標準スライス法では、せん断推進力と、すべり面上で発揮されるせん断抵抗力の円弧中心に関するモーメントが平衡するようなF_sを斜面の安全率と考え、すべり面の円弧中心に対するモーメントの平衡を考える。すべり面上でのせん断推進力を次式で表す。

$$\text{せん断推進力} = \frac{\text{せん断抵抗力}}{\text{安全率}F_s}$$

＊1　国土交通省水管理・国土保全局（2019）：貯水池周辺の地すべり等に係る調査と対策に関する技術指針・同解説、p5-3

簡便法では、安全率は、実際の地盤で発揮しうる土のせん断推進力（せん断応力）τ_fと、せん断抵抗力τ_mの比とする。有効応力表示すれば、

$$\tau_f=\frac{\tau_m}{F_s},\quad F_s=\frac{\{c'+(\sigma-u)\tan\phi'\}}{\tau_f} \cdots\cdots (3.3.3)$$

$$F_s=\frac{\Sigma\{c'\ell+(W\cos\alpha-u\ell)\tan\phi'\}}{\Sigma W\sin\alpha} \cdots\cdots (3.3.4)$$

また、全応力表示すれば、$u=0$とおいて

$$F_s=\frac{\Sigma\{c'\ell+(W\cos\alpha\tan\phi'\}}{\Sigma W\sin\alpha} \cdots\cdots (3.3.5)$$

ここに、c’，ϕ’は有効応力で表示した粘着力、せん断抵抗角、c，ϕは全応力で表示した粘着力、せん断抵抗角である。

⑵　有効応力と全応力について

本基準ではせん断力はクーロンの破壊規準により求めることとしており、有効応力と全応力の関係は以下のようになる。

クーロンの破壊規準

$$\tau_f=c+\sigma\tan\phi \cdots\cdots (3.3.6)$$

ここに、　τ_f：せん断応力（kN/m^2）
　　σ　：せん断面上の垂直応力（kN/m^2）
　　c　：見かけの粘着力（kN/m^2）
　　ϕ　：せん断抵抗角（°）

飽和した土において、外部から加わる力によって生じる応力（全応力）は、土粒子の骨格内の応力（有効応力）と、間隙圧でつり合う。

$$\sigma=\sigma'+u \cdots\cdots (3.3.7)$$

ここに、　σ　：全応力
　　σ’：有効応力
　　u　：間隙圧

土のせん断応力は全応力で決まるものではなく、有効応力で決まるものと考えてよく、上記の関係は次のように表すことができる。

$$\tau_f=c'+(\sigma-u)\tan\phi'=c'+\sigma'\tan\phi \cdots\cdots (3.3.8)$$

ここに、　σ　：せん断面上の垂直応力
　　σ’：せん断面上の有効垂直応力
　　c’：有効応力に関する見かけの粘着力
　　ϕ’：有効応力に関するせん断抵抗角
　　u　：間隙圧（ここでは間隙水圧）

土のせん断応力を表すときには、どのような排水条件で求めたc，ϕであるかを明らかにしておかなければならない。

なお、簡便法は、計算式が容易で理解しやすい反面、スライス間に作用する力の平衡を完全には考慮していない。このため、すべり面の法線方向に作用している力Nを一般に真の値より過小評価している。したがって、圧密排水せん断試験により求めた地すべり粘土のc'，ϕ'（完全軟化強度定数c_s，ϕ_sや残留強度定数c_r，ϕ_r等）を用いて標準スライス法で安全率F_sを求めると、他の、より厳密な方法の式で求めた安全率より一般に小さめの値が得られる。しかし、せん断試験を行わず、二次元断面のスライス法（簡便法）の式でF_s＝0.95～1.00と置いて逆算法でc'，ϕ'を求めた場合は、(Nを真の値より過小評価しているため）他の、より厳密な方法の式で逆算して求めたc'，ϕ'より大きめの値が得られる。このとき、地下水の排除による間隙水圧に起因する力Uの減少値ΔUや抑止工による抑止力P_Rの値が同じであると、安全率F_sは、他の、より厳密な方法による場合より大きめの値が得られる。すなわち、この場合は地すべり防止施設の効果を過大に評価することとなり、危険側の設計になる可能性が高い。したがって、利用に当たっては計算誤差の影響を十分検討する必要がある。逆算法によるだけでなく、地すべり粘土のせん断試験も行い、逆算時の間隙水圧Uの値の信頼性についても十分に検討を行った上で、最も妥当と思われる強度定数を用いて地すべり防止対策に関する安定解析を行うことが望ましい。

3.5 安定計算の例

ここでは、推定したすべり面と地下水位を対象に、簡便法を用いた安定計算の例を示す。すべり面の強度定数を設定し、スライスごとに計算を実施して、安全率を算出することができる。

⑴ 断面図

計算例に用いる断面図を**図-3.3.4**に示す。

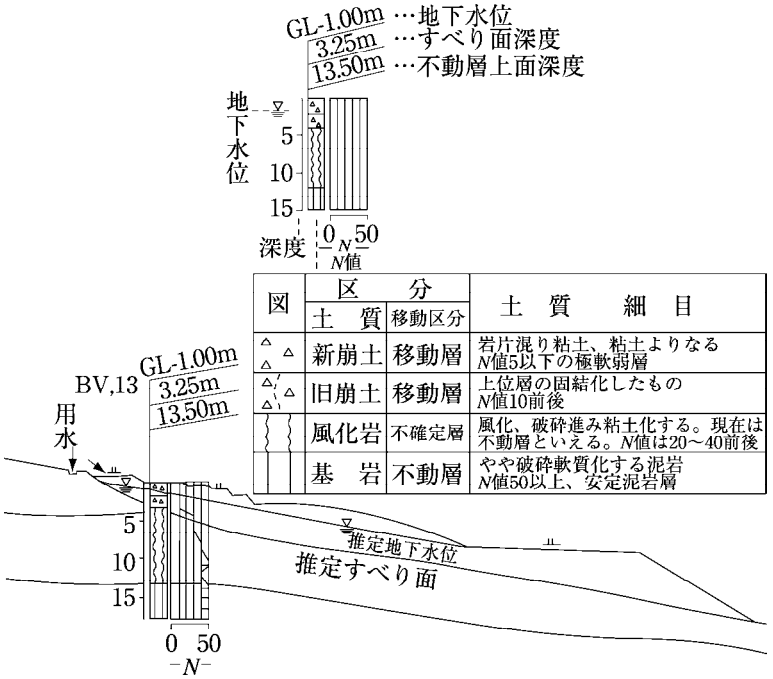


図-3.3.4 断面図

⑵　スライス分割

図-3.3.5のように推定した地すべりブロックを地形形状等で分割しいくつかのスライス片に区分する。

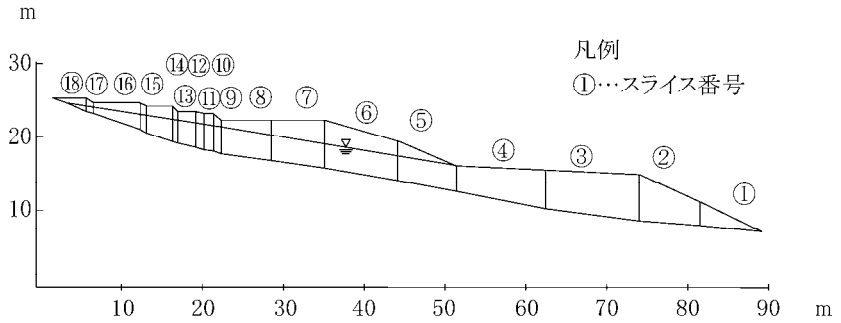


図-3.3.5　スライス分割

⑶　分割スライスでの計算例（スライス番号⑦）

図-3.3.6のようにスライス番号ごとに、その幅とすべり面の角度、すべり面から地表や地下水位の高さを計測する。

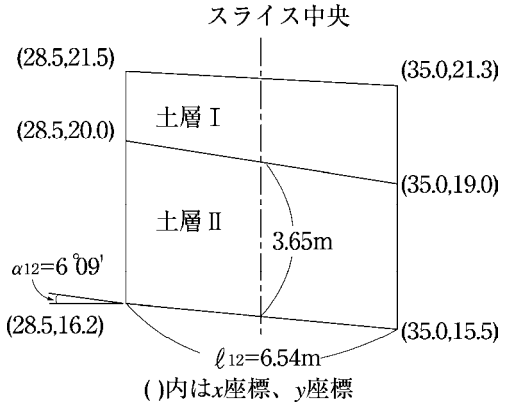


図-3.3.6　分割スライスでの計算例（スライス番号⑦）

ア．土層

崩土は一層であるが、地下水面の上下で土層Ⅰ及びⅡの２層に分ける。

イ．土質定数

γ_t　：(湿潤単位体積重量）＝19.5（kN/m^3）

γ_{sat}：(飽和単位体積重量）＝19.7（kN/m^3）

c’　：(粘　　着　　力）＝0.00（kN/m^2）

ϕ’：(せ ん 断 抵 抗 角）＝19.6（°）

α　：(すべり面の角度）＝6.15（°）

ウ．間隙水圧

地下水位から推定するが、ここではスライス中央においてすべり面上3.65mの位置であるから

u＝35.8（kN/m^2）

3.65・g＝35.8（kN/m^2）

ここに　g：重力加速度9.8

エ．計算

土層Ⅰの面積＝12.35m^2

土層Ⅱの面積＝23.73m^2

W＝19.5×12.35＋19.7×23.73

＝708.1（kN/m）

よって、スライス番号⑦における安定計算式の分子及び分母は、次のとおりである。

$c'\ell+(W\cos\alpha-u\ell)\tan\phi'$

＝0×6.54＋(708.1×0.9942－35.8×6.54)×0.356

＝167.3

$W\sin\alpha$＝708.1×0.1071

＝75.8

各スライスで分子及び分母を求め、その総和から安全率Fsを求める。

表-3.3.5に安定解析の計算結果例を示す。

表-3.3.5　安定解析の計算結果例

スライス番号	地下水面上面積	地下水面下面積	スライス重量	スライス底面傾斜	スライス底面長	間隙水圧	$W\sin\alpha$	$c'\ell+(W\cos\alpha-u\ell)\tan\phi'$
	1	2	3	4	5	6	7	8
	m^2	m^2	kN/m	°	m	kN/m^2	kN/m	kN/m
①	0.00	12.75	251.2	9.09	7.60	16.7	39.7	43.1
②	0.00	35.77	704.7	10.86	7.43	48.0	132.8	119.4
③	0.00	67.41	1,328.0	11.22	12.85	52.4	258.4	224.0
④	0.00	36.36	716.3	10.11	10.26	35.3	125.7	122.1
⑤	5.11	22.26	538.2	9.33	7.40	29.9	87.3	110.3
⑥	17.20	31.15	949.1	7.96	9.39	32.8	131.4	225.0
⑦	12.35	23.73	708.1	6.15	6.54	35.8	75.8	167.3
⑧	5.50	20.63	513.7	13.30	5.65	36.8	118.2	104.0
⑨	1.17	4.74	116.2	12.99	1.33	35.8	26.1	23.4
⑩	1.92	5.68	149.3	10.62	1.63	34.8	27.5	32.0
⑪	1.02	2.45	68.2	15.95	0.73	34.3	18.7	14.4
⑫	3.57	7.93	225.8	14.62	2.38	33.8	57.0	49.1
⑬	1.20	2.68	76.2	14.04	0.82	32.8	18.5	16.7
⑭	3.75	7.62	223.2	19.80	2.66	29.9	75.6	46.4
⑮	1.28	2.16	67.5	20.56	0.85	26.5	23.7	14.5
⑯	8.12	11.48	384.5	19.65	5.95	20.1	129.3	86.3
⑰	1.17	1.26	47.6	23.96	0.98	13.7	19.3	10.7
⑱	4.08	3.31	144.8	29.62	5.87	6.4	71.6	31.4
Σ							1,436.6	1,440.1

γ_t	19.5	kN/m^3
γ_{sat}	19.7	kN/m^3
c'	0	kN/m^2
ϕ'	19.6	° （$\tan\phi'=0.356$）

表-3.3.5から安全率Fsは以下のように算出することができる。

$$F_s=\frac{1,440.1}{1,436.6}=1.00$$

4. 地表水排除工

（基準書　第３章、3.4.2(1)関連）

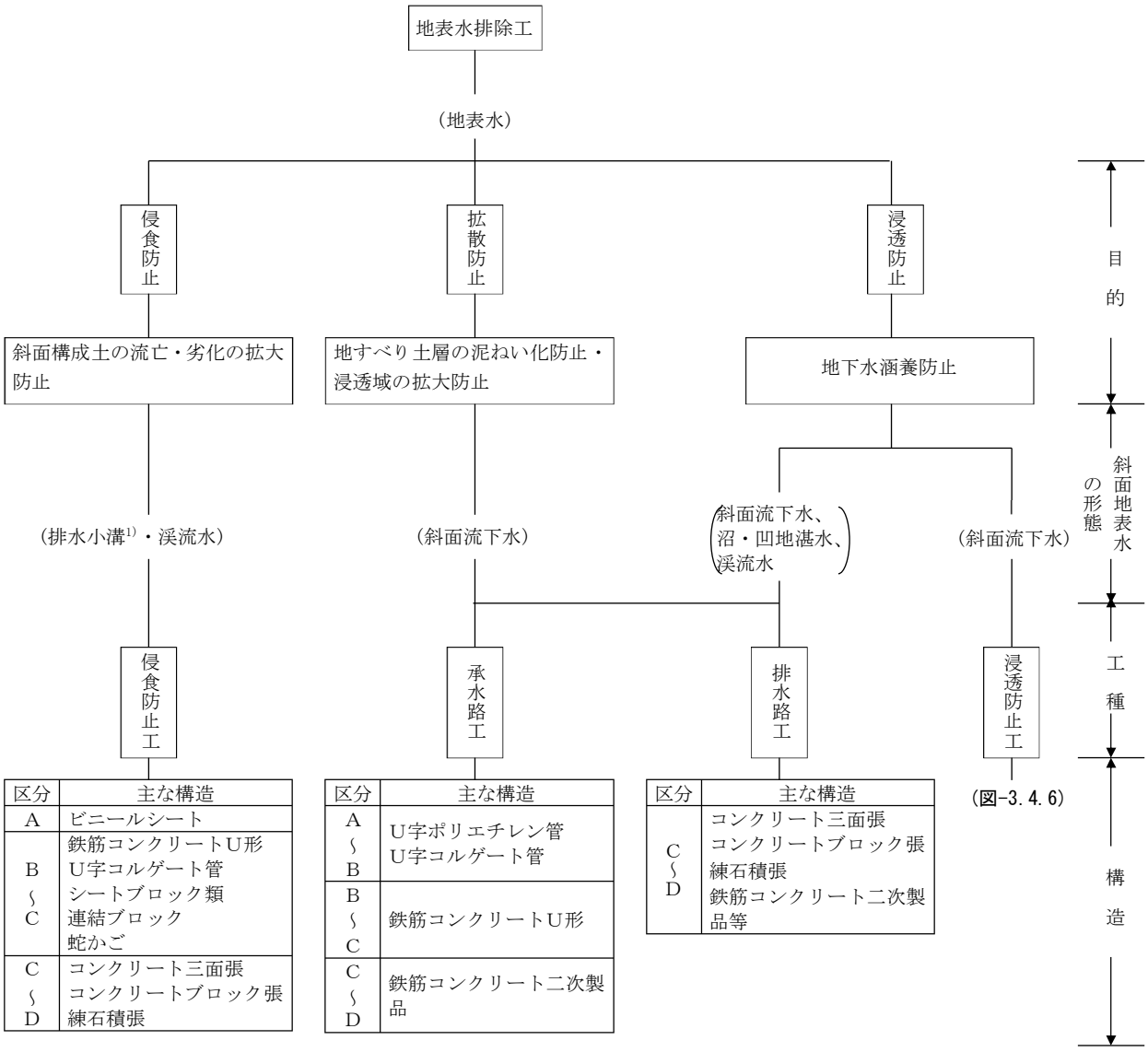
4.1　水路工

4.1.1　設計の基本事項

⑴　構造

水路工は、地すべり地域内の降水・地表水を速やかに集水して地域外に排除する目的で計画するものとする。水路工の断面構造は、十分な水量を流せる余裕を持たせる必要がある。このためには、必要に応じて設計排水量を求め、水路工の断面計算を行う。また、水路工の材質は、地表面の変形に追従できるような柔軟性のある材質を用いることが望ましい。

図-3.4.1に地表水排除工の目的と地すべりの状況を考慮した構造決定に至るまでの手順を示す。



区分	主な構造
A	ビニールシート
B〜C	鉄筋コンクリートU形 U字コルゲート管 シートブロック類 連結ブロック 蛇かご
C〜D	コンクリート三面張 コンクリートブロック張 練石積張

区分	主な構造
A〜B	U字ポリエチレン管 U字コルゲート管
B〜C	鉄筋コンクリートU形
C〜D	鉄筋コンクリート二次製品

区分	主な構造
C〜D	コンクリート三面張 コンクリートブロック張 練石積張 鉄筋コンクリート二次製品等

(図-3.4.6)

区分	地すべり状況	地表水排除工に求められる構造上の機能
A	移動中	柔軟性(大)、施工性
B	不安定・亀裂発生	柔軟性(大)、維持修理の容易性
C	小康（安定化に向かっているもの）	柔軟性(小)、恒久性、水密性
D	安定〜不動地帯	恒久性、水密性

1）排水小溝とは地すべり地域内に排水している排水路をいう。

図-3.4.1　水路工構造の決定手順

⑵　設計排水量の算定

①　水路工の断面は、設計排水量に基づいて決定する。最小水路幅は維持管理及び地すべりの影響による変形等を考慮し、30cm程度以上（ただし承水路工にあっては20cm程度以上）とすることが望ましい。

②　集水面積は、調査で用いた適切な縮尺（1/5,000程度）の地形図より求める。必要に応じて、現地調査を行う。また、水路断面決定の基礎となる設計排水量は、原則として10年に１回程度起こると考えられるピーク時の流出量とするが、下流に人家等があり、かつ豪雨時に災害を引起こす危険性のある箇所においては、これより大きくすることができる。また、土砂が混入

する場合は、設計排水量に余裕高を加えて水路断面を決定することがある。

なお、設計排水量は**式（3.4.1）**に示す合理式により算定することを標準とする。

$$Q=\frac{1}{3.6}f_p r A \cdots\cdots (3.4.1)$$

ここで、Q：設計排水量（m^3/s）

r：降雨強度（mm/h）（地区に応じ決定する。）

f_p：ピーク流出係数

A：集水面積（km^2）

設計排水量計算の詳細については、土地改良事業計画設計基準・計画「排水」を参照する。

⑶ ライニング

水路をライニングする場合には、その構造は以下の条件に応じ柔軟性、恒久性、水密性、修復性及び維持管理の利便性を考慮して決定する。

① 承水路工や小断面の排水路工は機能上、水密性を有するとともに、強度的にも優れた構造とし、安定した地域に設置することが望ましい。不安定な地域に設置せざるを得ない場合には柔軟性を有し、ある程度の変化に対してもその機能が損なわれず、かつ維持修復が可能な構造とする。

② 承水路工や小断面の排水路工では施工性、維持修復性、あるいは取替えの利便性からフリューム類が多く使用される。しかし、変形を受ける危険性のある地域に設置する場合には、ある程度の変位を継目部分で吸収できるカラー付既製品を使用し、継目からの漏水を防止する。

予想される変位の程度が大きい場合には、長めのカラーの使用や目地の工夫等を行う。特に移動中の地すべりブロックに設置する場合においては、水路本体部の変形を許容できる柔軟な半円管を使用することも考慮すべきである。

③ 引張亀裂の発生する地すべりブロック上部に施工する承水路工や小断面の排水路工では、変位による継目部分からの漏水は旧況にも増して地すべりを促進する原因となる。したがって、明暗渠工により継目からの漏水を暗渠で捕捉するとともに、水路側壁外面に砕石等を施し、地盤接触部の侵食防止に留意する必要がある。

④ 移動中の地すべりブロックに設ける排水路工等で侵食防止の目的も兼ねる場合には、技術書「Ⅲ計画設計編、６．侵食防止工」を参照する。

4.1.2 設計の留意事項

水路工の設計に当たっては、以下の事項に留意する。なお、水路工は機能上、承水路工と排水路工に分けられるが、設計・施工上は留意事項に共通点が多いので、ここでは併せて示す。

① 地表水は、地表面の低い地形に沿って流動・滞留することから、現地の地形状況を十分に把握した上で計画を立案する必要がある。特に水路工の施工位置としては、地すべり斜面内の低い場所を通るように設計する必要がある。このためには、できる限り現地の実測平面図を用いて、現地を確認し、施工が可能な位置に水路工を計画することが望ましい。

② 水路工の材質は、施工に当たっての仮設道路整備等の運搬条件を考慮し、鉄筋コンクリート二次製品、U字コルゲート管等から現地に応じた適切な材質を選定する。

③ 水路の縦断勾配が大きくなりすぎると流速が速くなり、流水が飛散したり、水路工の目地の

ずれ等が生じやすくなる。このため、適宜落差工等の減勢工を計画し、水路を流れる水の流速が速くなりすぎないように配慮する。屈曲の多い水路においても極力多く減勢工を設け水路を直線にすることが望ましい。なお、合流点には必要に応じて減勢工を設ける。

④　地すべりが活動中の場合、水路工がせん断破壊されるおそれがあるため、地すべりの活動方向と直交する方向に長い延長の水路工を計画しない。

⑤　移動中の地すべりブロックに設ける排水路工等で侵食防止の目的も兼ねる場合には、技術書「Ⅲ計画設計編、６．侵食防止工」を参照する。

⑥　地下水位の浅い地帯に設置する小断面の排水路工は明暗渠工とし、暗渠で捕水した地下水は落差工、集水桝工等の減勢工を利用して排水路工に排除する。なお、集水桝工と暗渠工の接続構造によっては、暗渠部から地下水浸透を助長する場合もあるので注意する。

⑦　護岸のみで底張りを施さない排水路工においては侵食防止のため必ず帯工、床固め工、落差工等を適宜設ける。

⑧　変化点（地形、水路設置方向）には集水桝を設ける。

⑨　水路工が直角や鋭角に曲がらないように留意する。直角や鋭角に曲がると水路から跳水し、水路脇の地山を侵食する危険性が高い。直角近くに水路工を曲げなければならないときは、水路の縦断勾配を可能な限り緩やかにする。また、跳水による侵食を防止するため水路に蓋を設置することも考慮する。

⑩　水路工と地山の境界となる水路の肩部が洗掘されると、水路に表流水が流入しなくなったり、水路脇の洗掘の拡大により水路が破損したりする場合があるので、必要に応じてコンクリート等で被覆する等、配慮する。

⑪　水路内に土砂等が流入することで、水路の閉塞が生じると、越水により水路周辺部が洗掘されてしまうため、必要に応じて木柵工や法面保護工により土砂流入を防止する。

以下に、参考となる事例を示す。

(1)水路工の浮力低減対策事例

浮力又は揚圧力については、構造物の安定計算において浮上や転倒、滑動の場合に考慮し、地盤支持力検討の場合には無視する。浮力又は揚圧力を荷重として考える場合、構造物の壁面と土の摩擦角を考慮しても良い。

神石高原地区（広島県）では、浮力に対して安全な外水位の高さを求め、許容高を満足しない場合は、水抜き穴等を設置し、浮力低減対策を実施している。

$$Fs = \frac{W}{B\,\gamma w\,Ha} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.4.2)$$

Ha：底版底面から外水位までの高さ（m）

W：水路１mあたりの重量（kN/m）

Ｂ：水路外幅（m）

γw：水の単位体積重量（kN/m^3）

Ｆs：安全率（≧1.2）

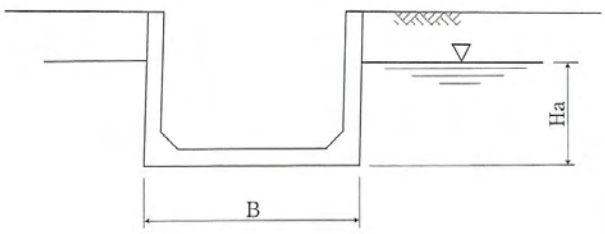


図-3.4.2 水路と外水位の関係

水抜き穴を設ける場合の例として、以下が示されている。

① 山側が土砂層で、湧水が許容外水位（Ha）より高い位置にある場合（**図-3.4.3**）

② 地下水調査結果により、許容外水位（Ha）を超える地下水位が確認されている場合

③ 水田の水張り高さが、許容外水位（Ha）よりも高い場合は別途対策。

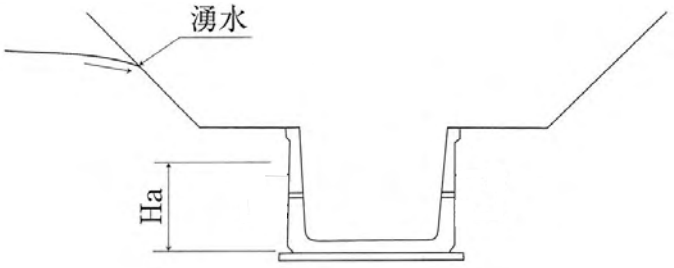


図-3.4.3 水抜き穴の設置位置

なお、現場打水路水抜き穴の口径は40㎜を標準とする。水抜き穴を設ける場合で、連続的に湧水を排除する必要がある場合には、**図-3.4.4**のとおり、水抜き穴を中心に、断面寸法300㎜×300㎜のサイドドレーン（吸い出し防止材）を設ける。

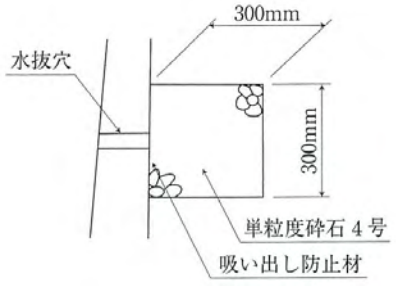
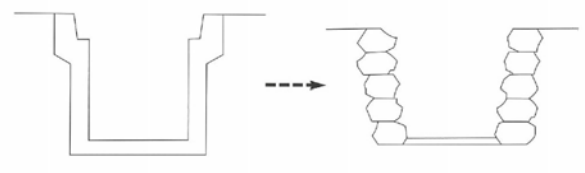


図-3.4.4 サイドドレーン詳細図

(2)現地発生材の利用による環境配慮事例

神石高原地区（広島県）の周辺地域では、玄武岩等の転石が多く、古くから石垣や畦畔、用排水路護岸として利用されていたことを踏まえ、コスト縮減と景観・環境に配慮して自然石（転石）を用いた排水路工が整備されている（**図-3.4.5**）。



コンクリート二次製品　　石積み水路



図-3.4.5　自然石を用いた水路護岸（底面はコンクリート張）

4.1.3　施工時の留意事項

①　水路工は原則として盛土の上に設置しない。

②　水路工は周辺の地表より低い位置に設け、水路工両側は特に勾配をつけて地表水が流入しやすいようにする。

③　地表水によって地表面が侵食されている場所に水路工を設計する場合は、周辺の土塊が緩んでいることが想定されるため、水路工施工時の掘削に伴って、小崩壊が発生しないように留意する（この場合は、侵食部の底面に暗渠工を敷設し、その上に水路工を重ねるように計画する）。

④　現状で地表水が流れている場所に水路工を敷設する場合は、流れている地表水を仮廻し、水路工の施工計画地点を施工可能な含水状態とすることが望ましい。

⑤　暗渠工併用の設計ではない場合でも、水路工施工時に湧水が確認された場合には、暗渠パイプ等を敷設し、水路工に導くように設計の変更を行う必要がある。

⑥　水路工の全施工区間を一気に全区間開削せずに、区間を小割にすることで小崩壊や地すべりに悪影響を与えることを防止できる。

⑦　地すべりに悪影響を与えないために、可能であれば、天候が不順な時期を避けて水路工の開削等を施工することが望ましい。

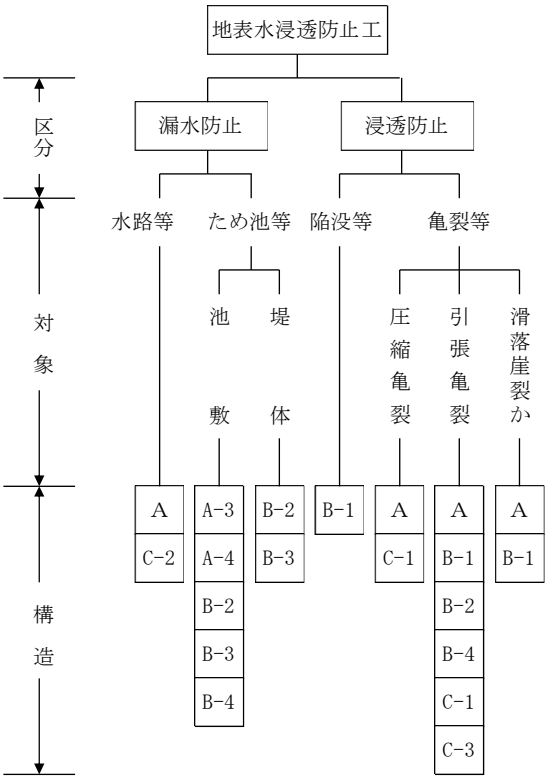
⑧　地下水位が高い場合には、水路工の浮き上がり（特にコルゲート管使用時）に留意する。

4.2　浸透防止工

4.2.1　設計の基本事項

⑴　構造の決定

浸透防止工は、地すべり等により形成された地表の亀裂等特定の部位からの地表水の浸透を防止する工法であり、水路、ため池、陥没、亀裂等を対象とし、状況に応じて充填工、被覆工、その他の工法等に大別される。対象、状況、緊急性を考慮して構造を決定するものとする。参考として**図-3.4.6**を示す。



工種			主な構造例
A	充填工	1	粘土充填工（ベントナイト）
		2	ソイルセメント充填工
		3	コンクリート充填工（モルタル）
		4	アスファルト（板）充填工
B	被覆工	1	ビニールシート被覆工
		2	アースライニング、ベントナイト系ライニング
		3	合成ゴム系ライニング
		4	アスファルト系ライニング
C	その他	1	床締工
		2	三面張
		3	吹付工

図-3.4.6 浸透防止工の構造の決定手順

⑵ 充填工

充填工は、亀裂箇所を周囲となじみのよい材料で充填し、地表水の浸透や漏水を防止する工種である。充填材料は、亀裂の状況、地盤の種類、目的等に応じ適切なものを選定する。

ア．粘土、ベントナイト

早急に亀裂の閉塞を要する場合に適している。

イ．ソイルセメント

充填材料にある程度強度を持たせたい場合や池敷（粘性土相当地盤）の亀裂からの漏水を防止する目的の場合はソイルセメントが適しているが、変状進行中の亀裂に対しては適さない。

ウ．コンクリート、アスファルト

亀裂発生箇所が岩層からなる場合に適しており、標準的な施工方法は**図-3.4.7**による。

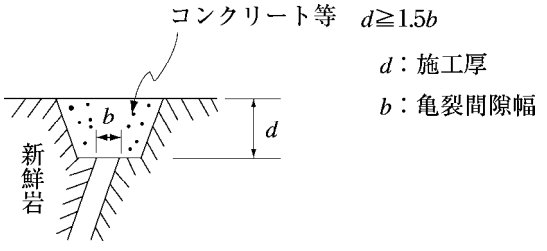


図-3.4.7 コンクリート等による充填工

⑶　被覆工

被覆工は亀裂箇所ないし透水性地盤を不透水性材料で被覆し、降水や地表水の浸透、漏水を防止する工法である。ビニールシート被覆工は、緊急用にごく普通に用いられる。ビニールシート被覆工以外については、一般的に充填工では浸透の防止が困難な場合に用いられる。

被覆工で使用される土木用遮水材（ジオメンブレン）を原料素材と配合度合いをもとに分類すると、**図-3.4.8**のとおりとなる*1。

ジオメンブレンは、透水性の極めて小さい、又は不透水性の膜状の土木用遮水材である。材料素材は主に合成ゴム、合成樹脂等の合成高分子であり、ベントナイト粘土等を素材とする土木用遮水材は、ジオシンセティック・クレイ・ライナーと呼ばれている。

ジオメンブレンは揚圧力（地下水、湧水、エア、発生ガス等による）に対するジオメンブレン自体の抵抗力は期待できないので、ジオメンブレンの持ち上げ（膨れ）防止対策を講じる。池敷に一定勾配を持たせるとともに、地下水、湧水等に対してはドレーンを、エア、発生ガス等に対しては空気抜きを配置する。

ア．ビニールシート被覆工

緊急的に地表水の浸透防止を必要とする場合や、明瞭な亀裂が形成されている場合について、地表水の浸透防止を目的とする応急的な工法であり、恒久的な対策としては適切でない。一定期間の使用が見込まれる場合には、厚手のものや、紫外線劣化防止材を添加した耐候性のものを使用する必要がある。なお、ビニールシート上部に水が溜まることがあるので、地すべり地域外への導水排除を考慮する必要がある。

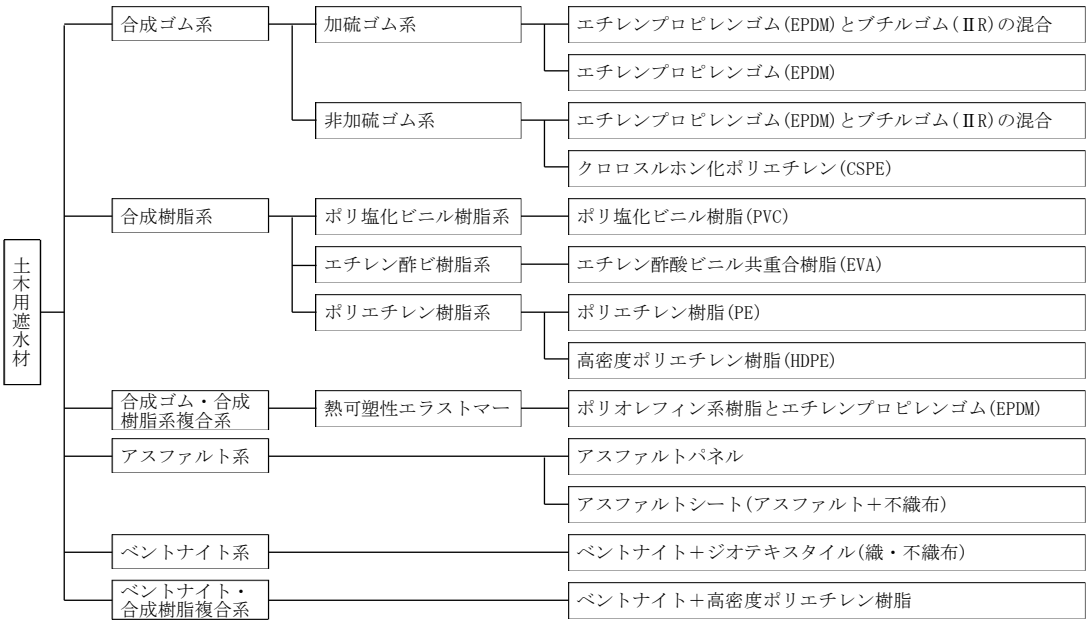


図-3.4.8　土木用遮水材（ジオメンブレン）の分類

＊1　長束（1997）：農水分野におけるGM利用の現状と試験方法、ジオメンブレン利用の現状と試験方法　講演論文・資料集、（社）地盤工学会、p.39

イ．合成ゴム系ライニング

ため池等、貯水圧を受ける透水性、漏水性地盤のライニングに適しており、敷設基盤のある程度の変形に対しても追随性が期待できる。地盤に亀裂が発生した場合や敷設地盤が凍上した場合の追随性に関する具体的事例は、関連技術文献*1、*2を参照する。

落石の危険性がある場合は落石防止対策を行うが、困難な場合はアスファルト系ライニング等の他の工法を検討する。

ウ．アスファルト系ライニング

ため池、堤防等の漏水防止工法として、若しくは落石の危険性のある池敷のライニング材料として適している。**図-3.4.9**に本工法を模式図で示す。

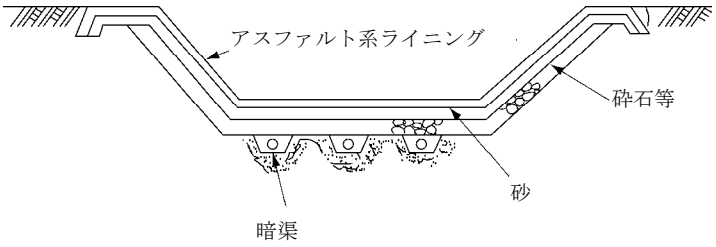


図-3.4.9 アスファルト系ライニング模式図

エ．アースライニング、ベントナイト系ライニング

透水性地盤からの浸透防止や、変状が終息した亀裂帯（非粘性土地盤）からの浸透防止に適している。

後者の場合、床締めを十分に行った後にライニングを施工するが、貯水圧を受ける場合は開口亀裂を処理し、さらに粗粒材料から構成される地盤にあっては、ライニング材料の流亡防止のためにライニングと地盤の境界部にフィルターの施工を考慮する。しかし地すべりの影響を受けるため池等貯水施設にあっては、ライニング自体にも変状を生じる危険性があるので、合成ゴム系ライニング等ある程度の変位を吸収できる構造とすることが望ましい（**図-3.4.10**）。

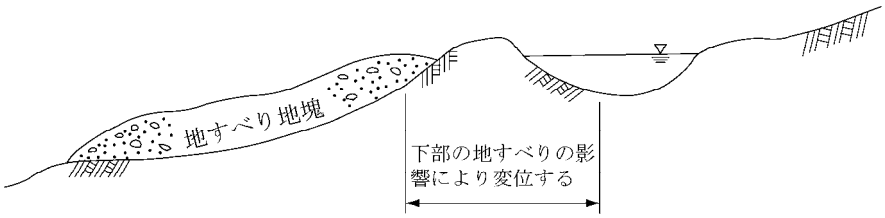


図-3.4.10 地すべりの影響を受けるため池等貯水施設

⑷その他の工法

漏水・浸透防止工には、その他以下のものがあげられる。

＊1 長束（2000）：ジオメンブレンを用いた表面遮水工法の設計施工上の留意点、ジオシンセティックス論文集、第15巻、p. 26

＊2 長束ら（2002）：敷設基盤の凍上に対するジオメンブレンの追随特性、ジオシンセティックス論文集、第17巻、pp. 95～102

ア．床締工（粘性土地盤）

床締工は、転圧により地盤を締固め、地表水の浸透を防止するものであり、粘性土地盤に適している。

イ．三面張

やや規模の大きな排水路に対し、現場打ちコンクリートやブロック積み擁壁等を用いて排水路からの地表水の浸透を防止する工法である。透水性が高い水路において、効果が高い。

ウ．吹付工（コンクリート、モルタル、アスファルト）

土圧が作用せず、表面が崩壊するおそれのない地盤に対して行う工法である。

4.2.2　設計の留意事項

浸透防止工は、亀裂や陥没発生箇所に計画されることが多いことから、構造は柔軟なものとし、ある程度の変形に対して追随できる機能を有し、修理が容易なものが望ましい。

⑴　充填工

①　充填する材料については、現地の状況を十分に把握した上で選定するものとする。

②　冠頭部において、本工法を大規模に採用する場合には、地すべり安定計算を行い、安全率を確認する必要がある。

③　充填部の深さを把握した上で数量を算出する必要がある。

⑵　被覆工

計画設計に当たっては、「土地改良事業計画設計基準・設計　ダム」や「土地改良事業設計指針ため池整備」を参照する。特に留意すべき事項は、次のとおりである。

①　被覆工に用いる材料は、地すべりの活動状況や地形状況及びジオメンブレンの材料特性*1との関連性を検討し、施工性、経済性、維持管理の容易性、景観等も総合的に勘案して選択する必要がある。

②　ジオメンブレンの厚さは、敷設基盤の表面状態とジオメンブレンに作用する静水圧の大きさによって決まる耐水圧性*1、ジオメンブレン敷設後の損傷の受けやすさ等を検討して決定する。耐水圧性及び損傷の受けやすさは、耐水圧試験や耐損傷試験を行い、その性能を確認することが望ましい。

③　ジオメンブレンは感温性が高いことから、使用環境温度の変化により大きな物性変化を起こす可能性*1があるため、その温度依存性を的確に把握しておくことが重要である。

④　亀裂箇所や陥没地を被覆する場合は、流入水を遮断するとともに、表面に地表水が滞留しないように排水を考慮する。

⑤　ため池や堤防等で水圧が作用する箇所に設計する場合は、被覆する地盤の土質特性を把握しておくことが望ましい。

4.2.3　施工時の留意事項

⑴　充填工

①　地盤の変状が急激な場合には、変状が一旦終息してから施工することが望ましい。地盤の

＊1　長束（1999）：ジオメンブレンの貯水池表面遮水工法への合理的な適用法、ジオシンセティックス論文集、第14巻、pp.370～379

変状が緩慢に継続している場合は材料の補填と床締めを行い、地盤の変状が終わるまで管理する必要がある。

② 亀裂箇所の充填部に隙間が発生すると地表水が浸透するため、隙間を発生させないように留意する。

③ 不陸が生じ、地表水が滞留しないように施工を行う。

⑵ 被覆工

① 施工に当たっては、地表面を整形し、流水の停滞やシートのたるみ等を生じさせない工夫をする。

② 基盤の凹凸によっては、ジオメンブレンの破断が発生する可能性が高い。このため、不陸や局部的に凹凸ができないよう基盤を形成する。

ジオメンブレン直下に緩衝材（不織布）を配置することも破断の防止策として有効である。

③ 合成ゴム系ライニングは、ジオメンブレンが接触する基盤面に突出する角のある礫や岩盤の角稜部は除去整形し、敷設作業中等の不慮の損傷を防止する。また、草木根についても除去し、草木根によるジオメンブレン貫孔の防止を図る。

④ ジオメンブレン相互の接着・接合の力学的安定性や水密性が、施工時の気象条件から受ける影響度合い*1を事前に把握しておくことも重要である。

⑤ アースライニング、ベントナイト系ライニング、アスファルト系ライニングの場合は、湧水処理及び草木根処理を十分に行う。

＊1 長束（1999）：ジオメンブレンの貯水池表面遮水工法への合理的な適用法、ジオシンセティックス論文集、第14巻、pp. 370～379

5. 地下水排除工

（基準書　第３章、3.4.2(2)関連）

5.1　暗渠工

5.1.1　設計の基本事項

⑴　目的

暗渠工は、次の目的を持っている。

①　すべり面が浅い場合、地すべりブロック内の浅い地下水を排除する。

②　表層すべり、崩壊を防止するため、ごく浅い地下水を排除する。

③　地すべりブロックの上部や周辺の亀裂部に設置し、浅い部分からの地下水浸透を防止する。

暗渠工は、地すべりブロック浅層の地下水位を低下させること及びより深部へ浸透しようとする地下水を排除することを目的とする。特に、地すべりブロックが粘土を主体とするような土質の場合に暗渠工を設計することが多い。

⑵　位置

暗渠工は、地下水面の浅い箇所や、地下水の浸透が生じやすい箇所に配置する。

⑶　構造

地下水面の浅い箇所や地下水が浸透しやすい箇所に配置する暗渠工は、地下水を直接吸収する吸水渠と、吸水した地下水を集水して排水路に導く集水渠からなる。

その構造は、地すべりの動きに対して柔軟性を持たせることが必要である。

暗渠工は流末処理として水路工や明暗渠工に接続する必要があるため、地形変換点に落差工等を計画し、そこで接続できるように設計する。

なお、暗渠の材料は鉄線蛇かご、有孔管等を砂利等のフィルター材で被覆して使用する。蛇かご暗渠の場合、蛇かごの中に集水管を設ける場合もある。

暗渠の最小管径は、有孔管等で10cm、蛇かごで45cm程度とする。

暗渠底には漏水防止のために厚手のビニールシート、アスファルト板等を敷設する。

⑷　暗渠工の深さ

暗渠の深さは地下水面の深さにより決定するが、原則として１～２mを標準とし、最大でも３m以内とする。

⑸　暗渠工の長さ

１本の暗渠の長さは原則として30m以内にとどめ、特別の場合でも50m以内とする。

⑹　暗渠工の間隔

暗渠の間隔は深さの10倍程度を標準とする。

⑺　吸出し防止材

暗渠の周囲並びに上部には、土砂の吸出しによる陥没を防止するため吸出し防止材を敷設する。

⑻　フィルター材料

暗渠の集水能力、目詰まりに対する耐久性はフィルター材料の適否に左右される。フィルター材料は粒径幅の広い材料とし、砂利、砕石又は自然砂等を使用する。フィルターは周囲の土質との

関係でフィルター条件を満たすように配慮する。**図-3.5.1**に本工法の模式図を示す。

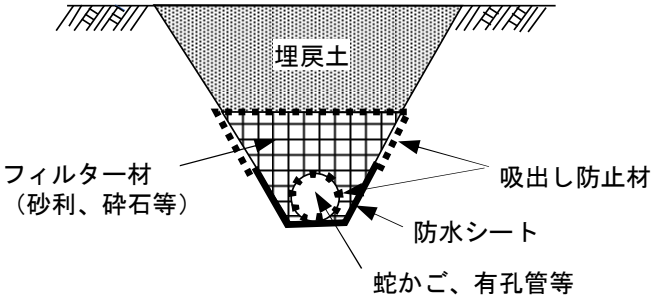


図-3.5.1 暗渠工構造の模式図

フィルター材料の粒径の決定に当たっては、一般に次の条件が利用されている。

① フィルターの透水性が十分あるための条件

$$\frac{\text{フィルター材料の15\%粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の15\%粒径}} \geqq 5$$

② フィルターが詰まらないための条件

$$\frac{\text{フィルター材料の15\%粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の85\%粒径}} < 5$$

③ フィルター材料の粗さは、管の孔の大きさ（管の継目を開いて設置する場合には、継目間隔）によって支配され、その条件は以下のとおりである。

$$\frac{\text{フィルター材料の85\%粒径}}{\text{管の孔の径、又は継目の間隔}} > 2$$

5.1.2 設計の留意事項

① 地すべりブロックの周囲には、吸水渠を配置し、地すべりブロック外からの地下水の流入を阻止するようにする。

② 原則として、地すべりブロック内の吸水渠は等高線に平行に、集水渠は直角方向に配置する。

③ 地すべりブロック内の湧水、湿地、沼沢、ため池等から浸透のある場合にも、特に吸水渠を設けて排水する。

④ 地すべりブロックが岩盤の場合は、暗渠工の掘削が著しく困難であり、地下水位も高くない場合が多いため、地すべり地域の地質及び地下水位の高低を考慮して暗渠工を設計する必要がある。

⑤ 暗渠の周囲並びに上部には土砂の吸出しによる陥没を防止するため吸出し防止材を敷設する。

⑥ 暗渠の周囲は、目詰まりを起こさないようにするため、また、地下水の吸水を容易にするためにフィルター材を詰める。

⑦ 暗渠の吐出部は水路工の集水桝、床固め工等へ接続する。

⑧ 現場の地形を確認してから設計することが望ましい。

⑨ 地すべり横断方向の暗渠工は、地すべり活動による被災・破損の被害を受けやすいため、必要以上に長くしないことが望ましい。また、維持管理を行う場合にも、暗渠工の長さは短いほうが有利である。

⑩　暗渠工による地下水位低下は、安定計算で評価されないことが多い。しかし、地すべりブロックの圧縮部や粘着性が極めて強い粘土の地すべり崩積土の斜面でも地下水を排除することができる。

⑪　地すべり斜面の勾配が緩く、地下水位が地表面に近い場合は、暗渠工を積極的に採用すると効果的である。

5.1.3　施工時の留意事項

①　暗渠工は水路工よりも深くまで地山を掘削することが多いため、掘削時に小崩壊や地すべり活動の誘発を招かないように十分に留意する。

②　地すべりに悪影響を与えないために、可能であれば、天候が不順な時期を避けて暗渠工の開削等を施工することが望ましい。

5.2　明暗渠工

5.2.1　設計の基本事項

⑴　目的

明暗渠工は水路と暗渠工を、二階建ての構造にして設置するもので、地表水と浅い地下水を効率的に集めて排除することを目的とする。

⑵　位置

一般に凹状地形や浅い谷地形等では、地下水位が高い場合が多く、地表水が直ちに地下水に転化している場合も多い。明暗渠工はこのような地点の地表水、地下水排除に適する。

水路工と同様に明暗渠工の施工位置も、地すべり斜面内の低い場所や地表水が集まりやすい場所を通るように設計すると効果的である。

地すべり崩積土が粘土を主体とし、しかも地下水位が高いと想定される場所で、いわゆる土水路となっている場所に明暗渠工を設計することが望ましい。

⑶　構造

明暗渠工は排水路と暗渠とを組合せて二階建て構造とし（**図-3.5.2**、**図-3.5.3**）、表層付近の水を効果的に集めて排除するものである。

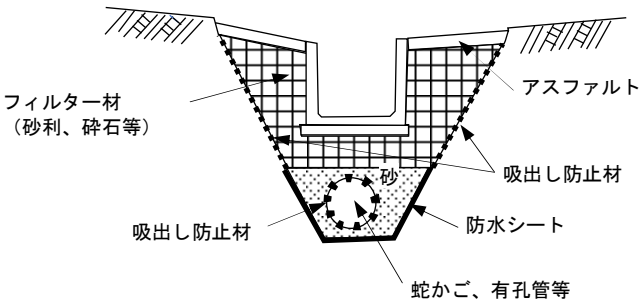


図-3.5.2　明暗渠工の構造模式図

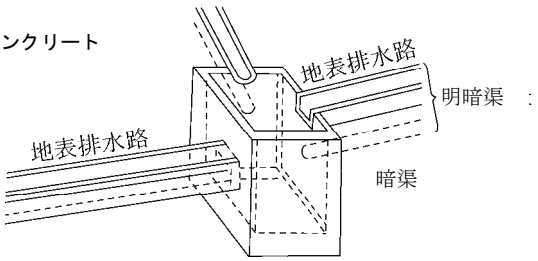


図-3.5.3　集水桝の構造模式図

明暗渠工は、20m程度の間隔で設けた集水桝（**図-3.5.4**）、あるいは落差工を利用して集めた地下水を地表の排水路に導いて地すべりブロック外に排除する。

水路部・暗渠部の構造は、それぞれ排水路工・暗渠工の設計に準ずるものとする。

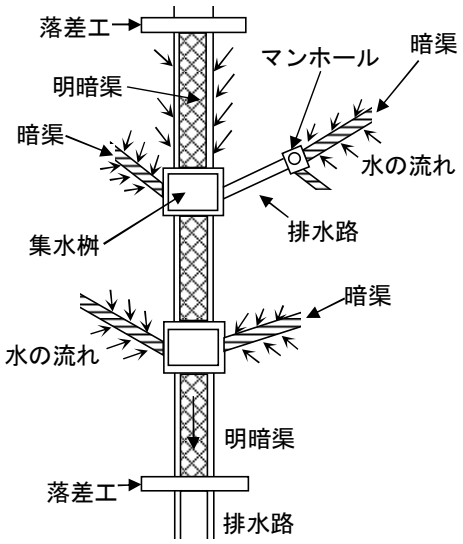


図-3.5.4 明暗渠工配置図

5.2.2 設計の留意事項

① 可能な限り現場の実測平面図を用いて、現場を確認し、施工が可能な位置に明暗渠工を計画することが望ましい。

② 地すべり斜面にある程度の勾配や地形変換点がなければ、暗渠工の排水を明渠工に排出できないため注意する。

③ 地下水が抜けにくい粘性土地盤の地すべりブロックで、明暗渠工の明渠（水路）の部分には水が全く流れていなくても、暗渠からは地下水が常に排出されていることがある。いわゆる排水路には、可能な限り暗渠工を併設し、明暗渠工とすることが地すべりの長期的安定を図る上で効果的である。

④ 集水桝と暗渠の接続構造によっては、暗渠部から地下水浸透を助長する場合もあるので注意する。

5.2.3 施工時の留意事項

① 地表水によって地表面が侵食されている場所に明暗渠工を設計する場合は、周辺の土塊が緩んでいることが想定されるため、明暗渠工施工時の掘削に伴って、小崩壊が発生しないように留意する（この場合は、侵食部の底面に暗渠工を敷設し、その上に明渠工を重ねるように計画する）。

② 現状で地表水が流れている場所に明暗渠工を敷設する場合は、流れている地表水を仮廻し、明暗渠工の施工計画区間を施工可能な含水状態とすることが望ましい。

③ 明暗渠工の全施工区間を一気に開削せずに、区間を小割にして施工することで小崩壊や地すべりに悪影響を与えることを防止できる。

④ 地すべりに悪影響を与えないために、可能であれば、天候が不順な時期を避けて明暗渠工の開削等を施工することが望ましい。

5.3　深層暗渠工

5.3.1　設計の基本事項

⑴　目的

深層暗渠工は、すべり面付近において亀裂中等に存在し、すべり面に作用している地下水を直接捕捉して排除することや、すべり面付近に流入する地下水を事前に排除することを目的とする。

⑵　位置

地すべりブロック内のすべり面に作用している地下水を直接捕捉するものと、地すべりブロック外上部に設けてすべり面に供給される地下水を排除するものとがある。前者の場合は、地すべりブロックの比較的上部で、地すべり方向に直交して設置することが普通である。後者の場合は、断層等で地すべりブロックに大量の地下水が供給されているときに、この流路を遮断するように設置する。

⑶　構造

深層暗渠工は、深部まで達する大規模な集水暗渠を設け、地表近くまでフィルター材で埋戻し、吸水壁を形成する。一般に、渠底に集水管を埋設してフィルター材で地表近くまで埋戻すため地下水排除の効果は高い。

地すべりブロック内に設置する場合の深さは、すべり面まで掘削することを原則とするが、暗渠の深さは５m程度を限度とする。

図-3.5.5に本工法の模式図を示す。

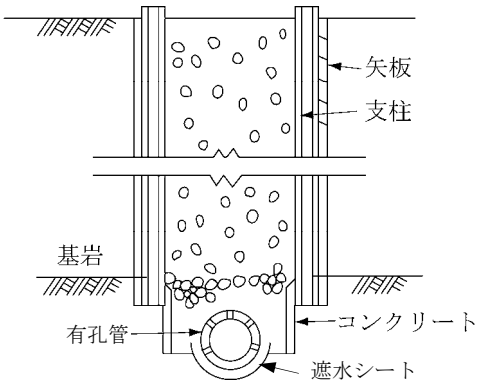


図-3.5.5　深層暗渠工の構造模式図

5.3.2　設計の留意事項

①　事前に掘削に伴う安定計算を行い、その結果地すべりの誘発・助長のおそれがなければ、素掘りにより施工を行うことも可能であるが、一般的には土留工を併用して施工するように設計する。素掘りによる施工については、労働安全衛生規則の下限を下回ってはならない。

②　暗渠の底部は、コンクリートや遮水シート等を張り、基岩の風化、漏水を防ぐことが望ましい。

③　暗渠は地下水流動方向に直交させ、地すべりに悪影響を及ぼしている地下水を集水するのに十分な長さとする。

④　集水した地下水は、導水暗渠又は排水ボーリング等で地表に排出する。

5.3.3 施工時の留意事項

① 地すべりブロック内に設置する場合には、掘削に伴って地すべりを助長するおそれがあり、十分な監視体制をとることが必要である。

② 深層暗渠工の全施工区間を一気に開削せずに、区間を小割にして施工することで小崩壊や地すべりに悪影響を与えることを防止できる。

③ 深層暗渠工の開削等が地すべりに悪影響を与えないために、可能であれば、天候が不順な時期を避けて施工することが望ましい。

④ 掘削作業が大規模になるので、掘削法面の崩壊に留意する。

5.4 水抜きボーリング工

5.4.1 設計の基本事項

⑴ 対象とする地下水

水抜きボーリング工は、暗渠等が対象とする地下水よりさらに深い地下水を排除する場合に用いられる。

対象は、簡易揚水試験・地下水検層・電気検層等の各種試験や検層結果に基づき、地すべりの誘因となっていると判断される地下水とする。

⑵ 目的

水抜きボーリング工は、暗渠工が対象とする地下水よりさらに深い地下水の排除や、すべり面に働く過剰な間隙水圧の低減を目的として計画する。

⑶ 特徴

水抜きボーリング工は、地表からすべり面に作用する地下水に直接届かせることができるとともに、活動的な地すべりブロックの外側から地下水排除を行える利点がある。

水抜きボーリング工は比較的安価なため、しばしば用いられる。

ボーリング孔には有孔管を挿入するが、水質や土質によっては目詰まりが生じて機能低下を招くことがあり、事後の管理を十分行うことが必要である。しかし、管理を十分行ったとしても、目詰まりによる経年的な機能低下や孔口（排水口）の劣化・損傷は避けられない。

⑷ 位置

① 地すべりブロック全体及び周辺の地質、地下水調査に基づき、地下水が貯留され、かつ地すべりに影響を与えていると想定される位置に施工する必要がある。

② 崩土内の特に含水比が高く塑性変形を起こしている部分の地下水を対象に施工し、変形を抑えることもある。

③ 水抜きボーリングの孔口（排水口）は、できるだけ安定した地盤に設ける。

⑸ 仰角の設定

① 仰角は、一般に３～10°程度で掘ることが望ましい。

② 水頭圧の大きい被圧地下水に対しては俯角で掘り、自噴によって排水することも可能である。

⑹ ボーリング孔の長さ

① ボーリング孔の長さは、効果的な地下水の排除が可能であると推測できる位置までの長さとするが、その長さは、70m未満で設定する。

なお、地形等の条件によりやむを得ない場合は、ボーリング孔の長さを原則として100mを限度に延ばすことができる。ただし、長尺のボーリング工は掘進に伴い先端部が孔曲がりすることが多いので、屈曲を防ぐ工夫をすることに留意されたい。

② すべり面より先へ５～10m程度、基盤に貫入させる必要がある。

長尺ボーリングの施工実績として、笹ヶ峰地区（新潟県）では、追加対策において既設集水井よりも低い標高の深部地下水を排除する必要があったため、地上から長尺・大口径水抜きボーリング工（最長169m）が実施されている。削孔方法はロータリーパーカッションドリルによる二重管削孔であり、削孔径は０～50m区間はφ135mm、50～150m区間はφ90mmとし、最初にφ135mmで所定深度まで削孔し、インナーロッドを回収した後、ツールスをφ90mm使用に変え、φ135mmドリルパイプ内を通して残り深度の削孔を行っている。保孔管は配管用炭素鋼鋼管SGP40Aが用いられている。

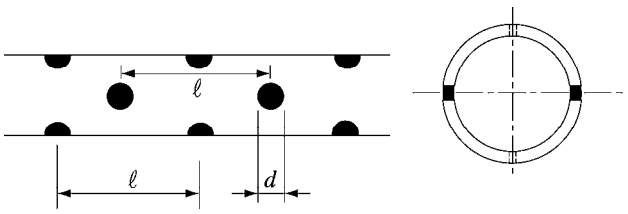
⑺ 構造

① ボーリングの掘削孔径は66mm以上とするが、施工性を考慮して一般的にはロータリーパーカッションドリルが多く用いられており、この場合削孔径は90mmとする事例が多い。

② ボーリング完了後の掘削孔には、ストレーナのついた保孔管を挿入する。

③ 保孔管は内径40mm以上の硬質塩化ビニール管（VP管）若しくは鋼管とする。

④ ストレーナは直径５mm程度の円穴で、穴の間隙は125mm程度とする（**図-3.5.6**）。このほか、同程度の開口率を有するスリット加工でも良い。



ℓ：125mm程度
d：　5mm程度

図-3.5.6　保孔管のストレーナの構造

⑤ 保孔管はオールストレーナを標準とするが、排水の途中で漏水・逸水が予想される場合は、すべり面付近のみの部分ストレーナ加工とする等、ストレーナ設置位置に留意する。

⑥ 近年は、ストレーナ形状を工夫した保孔管、集水した地下水がスリットから漏水・逸水しにくい構造や砂質分の吸出し防止機能を持つ構造をした保孔管等、塩化ビニール管よりも耐久性の高い材質を用いた保孔管も開発されており、機能向上、維持管理やライフサイクルコストを考慮して導入を進めることが望ましい。

⑻ 本数と先端間隔

① ボーリングは１か所から複数本を放射状に掘削する。杭工やアンカー工等と併用し部材との干渉が予想される場合は、並列に打設する場合もある。

② ボーリング孔の先端間隔は、５～10m程度とする。

5.4.2 設計の留意事項

① 排水口が崩壊するおそれのあるところでは、崩壊防止のため蛇かご、コンクリート壁、ブロック壁等で保護し、承水路等に排水する。

② 安定計算における水抜きボーリング工の地下水位低下量は、地質条件が類似する近隣地すべり地域等の地下水位低下量の実績を考慮して決定することが望ましい。

③ 水抜きボーリング工からの排水量の推定については、「治山技術基準*1」を参照する場合がある。

④ 孔口標高は、対策工事平面図や断面図に明記する。

⑤ 地下水に関する調査結果に基づいて、施工位置、延長、仰角等を決定するものとする。

⑥ 水抜きボーリングで集めた地下水は、速やかに地すべりブロック外に排出できるように水路工を合わせて設計する。

5.4.3 施工時の留意事項

① 水平方向のボーリングは孔曲りを起こしやすい。特に土被りが薄い場合は、地上にボーリングロッドが出ないように十分な配慮が必要である。

② 保孔管内に集水した地下水の再浸透が心配な場合、ストレーナを通って集水した地下水が浸透しないようにしなければならない。この場合、管の上面のみにストレーナを設ける等の方法があるが、挿入に際して有孔部が反転して下向きにならないように施工する。また、全周にストレーナを施したのち、管内に半円のビニールパイプを挿入する場合もある。

③ 使用するボーリングマシンは、地層状況を考慮し掘削性能に余裕を持った機械を選定する。

5.4.4 水抜きボーリングによる地下水位低下量の実績例

水抜きボーリングによる地下水位低下量の実績例を**表-3.5.1**に示す。

この例は、比較的短期間の測定であるため、長期的にはさらに地下水が低下することも考えられる。しかし、一方ではストレーナの目詰まり等機能低下を生じるので、洗浄等適切な維持管理を行う必要がある。

表-3.5.1 島根県における水抜きボーリングによる地下水位低下量の実績例

地下水位低下量	粘質土系	砂質土系
0.0m以下 ～ 1.0m未満	42%	33%
1.0〃 ～ 2.0	28%	20%
2.0〃 ～ 3.0	19%	25%
3.0〃	11%	22%
計	100%	100%
平均	1.49m	2.15m

ただし，施工年度：昭和59、60年度
集計時点：昭和61年５月
資料数：159件（粘質土系95件、砂質土系64件）
測定位置：水抜きボーリング先端付近（先端間隔10m程度）
比較水位：（各ボーリング施工前10日間以上の平均地下水位）
－（施工後20日間以上の平均地下水位）

＊1 林野庁「治山技術基準」、第４編参考p.26（2020）

5.5　集水井工

5.5.1　設計の基本事項

⑴　対象とする地下水

集水井工は、通常の長さの水抜きボーリング工では長尺になってしまい到達できない位置にある地下水や複数の帯水層にまたがって存在する地下水の排除に適する。排水ボーリングが長尺になり地表に到達できない場合は、複数の集水井を排水ボーリングで連結させることがある。**図-3.5.7**に本工法の模式図を示す。

⑵　目的

集水井工は、暗渠工や水抜きボーリング工では対応できない比較的深い地下水の排除やすべり面に働く過剰な間隙水圧の低減を目的として計画する。

⑶　特徴

集水井内からは集水ボーリングを打設し地下水排除の効果を高めることが普通であり、集水した水は排水ボーリングにより地表に排除する。集水井内から集水ボーリングを多段に施工することによって、地下水が二層以上に重なって分布する場合にも適する。また、掘削時、地すべりブロックの状況、すべり面や湧水の状況等を観察しながら施工できる利点があるが、活動が激しい地すべりブロックには施工できない。

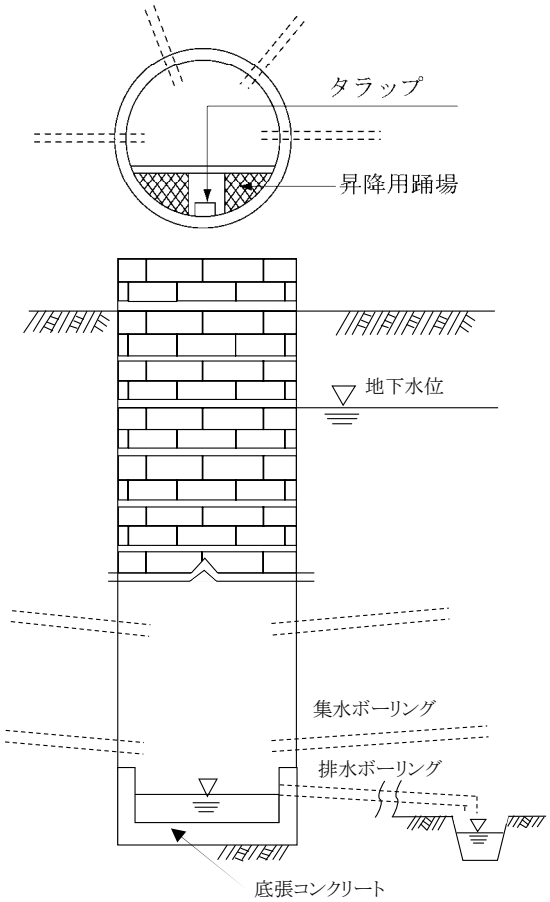


図-3.5.7　集水井工の構造模式図

⑷ 位置

① 集水井は、地下水調査の結果に基づいて、地すべりの誘因となっている地下水を効果的に排除できる位置に施工する必要がある。

② 調査の結果、地すべりブロック外から多量の地下水が流入すると推定される場合には、その地下水流路に配置する。

③ 集水井は、地すべり活動による圧縮を受ける位置を極力避け、施工の際に安全が十分に確保できる位置にしなければならない。

④ 排水ボーリングは、100m程度の範囲内で自然排水できるような地形条件が満たされることが望ましい。そのような条件が満たされない場合は、ポンプで揚水するよりも、途中に中継集水井を設け排水した方が経済的である。

⑸ 井筒の材質

集水井には井筒の材料にライナープレート製とコンクリート製の２種類があり、土質、施工性、経済性等によって使い分ける。

施工に当たっては、仮設道路整備等の運搬条件を考慮して、適切な材質を選定する必要がある。

ア．ライナープレート集水井

ライナープレート集水井は、井筒の材料に、厚さ2.7～6.0㎜程度の波型の亜鉛メッキを施した鋼板（ライナープレート、コルゲート等）を使用する。井筒の強度を高めるために、必要に応じてH形鋼（補強リング、バーチカルスティフナー及びラテラルストラット）を使用する。

小型バックホウやクラムシェル等により短期間に施工できること、材料運搬が便利であること等の利点があるが、地質が軟弱な場合や湧水が多い場合には、施工上十分な注意が必要である。

イ．コンクリート枠集水井

コンクリート枠集水井は、既製品の鉄筋コンクリートブロックを用いる。これは井筒を現場で組立てるとともに、井筒の下を掘削し、自重で沈下させながら設置するものである。自重での沈下が不可能になった場合は、最下段のコンクリートブロックに取付けた刃先を油圧ジャッキ等で押し込み、その隙間に分割したコンクリートブロックを埋込む工法である。多量の地下水のためボイリングの起こりやすい砂質地盤や、ヒービングの起こりやすい軟粘土質地盤の場合でも、井壁の崩落が少なく施工に適している。

軟弱な地質や湧水に対しては、ライナープレートより強いが、井筒周辺の摩擦抵抗によって沈下が難しくなるため、施工地点の土質状況を把握し井戸深度を決定する必要がある。コンクリートブロックは重量があるためライナープレートより運搬労力が大きい。なおブロックは内径に応じて各種あり、半円、４半円等に分割されている。上下のブロック同士は鉄筋によって連絡されていて、鉄筋挿入後、モルタルを注入して密着させる。

⑹ 内径

集水井の内径は、3.5mを標準とし、施工の安全性や深さ、計画する施工機械を考慮して決定する。

⑺ 深さ

集水井の深さは、集水井の中から施工する集水ボーリングの位置によって決定する。活動中の地すべりブロックでは集水井の基底をすべり面より２m以上浅くしせん断による井筒の変形を避ける。活動が休止している地すべりブロックについては、基底をすべり面に２～３m貫入させる。

深さは、施工の難易性から一般に30mまでが適当とされているが、深度60mを超える例もある。

⑻　設計

集水井に使用するライナープレートの板厚等の決定に当たっては、以下のとおりとする。補強リング、バーチカルスティフナーの設置等、設計に当たっては関連文献*1を参照する。

ア．土圧

集水井外周に作用する荷重は土圧のみとし、原則として水圧は考慮しないで算定する。

なお、以下の(ｱ)・(ｲ)で求める荷重は均等土圧である。偏土圧については、抑制工及び抑止工の効果の発現により集水井外周面には作用しないことが理想であり、一般に考慮しないが、抑制工及び抑止工の効果が発現する以前に偏土圧が著しく作用する場合も考えられるので、集水井の施工に際してはブロックの変状に細心の注意を払うことが必要である。

なお、上載荷重については、地すべり状況や地形状況等を考慮し、必要に応じて検討する。

(ｱ) 地すべりブロックの粘着力（c）及びせん断抵抗角（ϕ）が分かっている場合

集水井外周面に作用する最大水平土圧（P_{tmax}）は周囲の土のアーチアクション（円弧作用）を考慮して次式（テルツァーギの式、**図-3.5.8**）により求める。

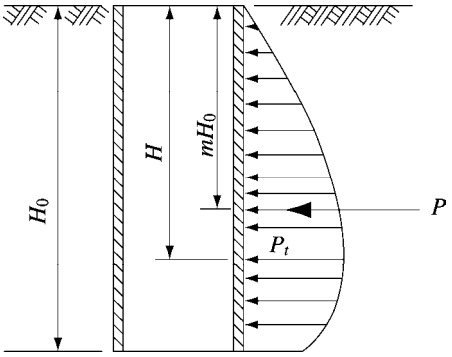


図-3.5.8　テルツァーギ土圧の模式図

地表面より任意の深さにおける水平土圧（P_t）は

$$P_t=\left\{\frac{12(3m-2)H^2}{H_0^3}+\frac{6(3-4m)H}{H_0^2}\right\}P \cdots\cdots (3.5.1)$$

で与えられ、さらにP_{tmax}は$H=\dfrac{3-4m}{4(2-3m)}H_0$を代入することにより求められる。

$$P_{tmax}=\frac{3(3-4m)^2P}{4(2-3m)H_0} \cdots\cdots (3.5.2)$$

ここで、P_t　：地表面から任意の深さにおける水平土圧（kN/m²）

P_{tmax}：最大水平土圧（kN/m²）

H　：地表面からのP_t作用点までの距離（m）

H_0　：地表面からの集水井の深さ（m）

＊1　コルゲート・ライナー技術協会「ライナープレート設計・施工マニュアル」(2000)

m ：Pの作用点の深さのH_0に対する割合（m＝0.50～0.65≒0.55）

P ：深さH_0にわたり主働土圧q（kN/m²）が作用したとするときの単位幅当たりの土圧の合力（kN/m）

なお、土圧の分布は放物線分布に近いといわれているが、土圧の合力Pは土圧が三角形分布と仮定した場合の合力と同等として取扱う。

したがって、

$$P=\frac{1}{2}qH_0$$

$$q=K_A\cdot\gamma_t\cdot H_0$$

ここで γ_t：土の単位体積重量（kN/m³）

K_A：主働土圧係数

砂質土の場合：$K_A=\tan^2\left(45°-\frac{\phi}{2}\right)$

粘性土の場合：$K_A=\tan^2\left(45°-\frac{\phi}{2}\right)-\frac{2c}{\gamma_{tH_0}}\tan^2\left(45°-\frac{\phi}{2}\right)$

c：地すべりブロックの粘着力（kN/m²）

ϕ：地すべりブロックのせん断抵抗角（度）

(ｲ) 地すべりブロックの粘着力（c）及びせん断抵抗角（ϕ）が分からない場合

集水井外周面に作用する土圧分布は地表から深度15mまでは三角形分布とし、それ以深では15m深度での土圧に等しく一定とする（**図-3.5.9**）。また、集水井外壁を固定壁とみなし、静止土圧係数（K_s）をもとに土砂及び風化した軟岩については土質に係らず土圧係数は0.5とし、最大水平土圧は次式により求める。

$$\left.\begin{aligned}P_{t\max}&=0.5\gamma_tH_0 \quad (H_0<15)\\ P_{t\max}&=0.5\gamma_t\cdot 15 \quad (H_0\geqq 15)\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(3.5.3)$$

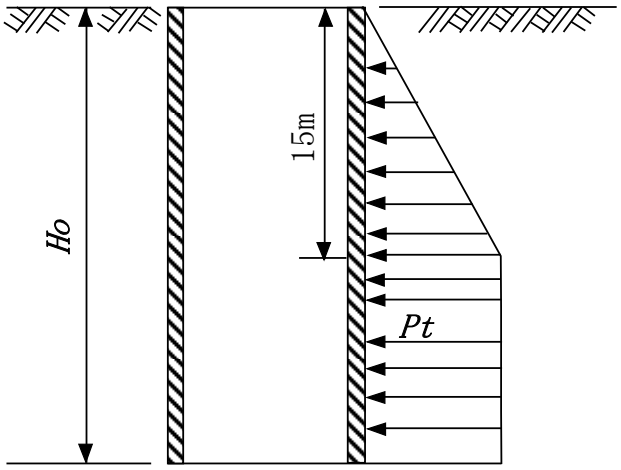


図-3.5.9 集水井外周面に作用する土圧分布模式図

イ．集水井の断面決定

集水井の断面は外周圧による座屈を生じないように次式の断面二次モーメントを満足しなければならない。

$$I \geqq \frac{f P_{tmax} r^3}{3E} \quad \cdots\cdots (3.5.4)$$

ここでI　：集水井の深さ１m当たりの断面二次モーメント（m^4/m）
ただし集水孔、ボルト孔等を考慮して有効断面二次モーメントは$0.8I_0$（I_0は集水孔、ボルト孔がない場合の断面二次モーメント）とする。

P_{tmax}　：**式（3.5.2）**あるいは**式（3.5.3）**で求めた最大水平土圧（kN/m^2）

E　：ヤング係数（$2.1\times10^5 N/mm^2$）

r　：集水井の半径（m）

f　：安全率（1.5）

なお、上式を満足しない場合は、集水井の水平継目又は、内側にH形鋼による補強リングを埋込んで補強する等の対応が必要である。補強リングの断面及び間隔は、補強リングの間隔を単位長に換算して決定する。

⑼　排水ボーリング

①　集水井からの排水は、自然排水により行うことを原則とする。

②　自然排水は排水ボーリングで行い、挿入管は内径75～100㎜程度の鋼管を用いることが望ましい。

③　排水管は標準的には１本とするが、地すべりの活動状況や想定される排水量が大きいことが見込まれる場合には、安全を見込んで複数の排水管を設けてもよい。

④　排水管の長さは100m以内を標準とし、排水口は地すべりブロック外に設けるか地すべりブロック内の排水路に設ける。

⑤　排水口には蛇かご又は擁壁等の孔口保護工を施工する。

⑽　集水ボーリング

①　集水ボーリングの延長は、水抜きボーリングに準ずる。また、集水ボーリングはすべり面を貫いて施工することを原則とする。

②　集水ボーリングは集水井から放射状に掘進し、対象とする地下水貯留層に応じて多段に行うものとする。

③　ボーリングの位置、長さ等は地下水調査によって決定し、先端間隔は５～10m程度とする。

④　集水ボーリングの孔径、保孔管の材質・孔径及びストレーナについては、水抜きボーリング工に準ずる。

5.5.2　設計の留意事項

①　集水井工の設計・施工に当たっては、調査ボーリング等による事前の地質、地下水調査を行う。調査孔は集水井本体の予定位置にも必要であるが、それ以上に集水ボーリングによる地下水排除対象地点に必要である。したがって、集水ボーリングの先端付近にも地下水調査孔を設置する。なお、この集水ボーリング先端付近に設置した調査孔によって集水ボーリングによる地下水位低下の効果を追跡していくことが必要である。

② 集水井の集水ボーリングにより排除する地下水は、調査ボーリングのコア観察結果（地質情報）や掘削中の地下水位の変化・簡易揚水試験結果・地下水検層結果等の水理地質情報等を総合的に検討して決定する。

③ 地すべりの安定計算における集水井工による地下水位低下量は、地質条件が類似する近隣地すべり地域等の地下水位低下量の実績を考慮して決定することが望ましい。

④ 井戸深度が30m以上に達する場合には、集水井の内径を標準径よりも大きくするか、安全施設についてより十分な検討を加える必要がある。ボーリング掘削に困難をきたす地質の場合は、特に施工性、安全性を考慮し内径を決定する。

⑤ 排水ボーリングの破断、目詰まりは周辺への地下水供給により新たな地すべりを発生させかねないので、排水ボーリングの孔径については、材質・ボーリングの勾配・想定される排水量等を考慮し、十分な余裕を持って決定する必要がある。集水ボーリングの集水量の推定については、「治山技術基準*1」を参照する場合がある。

⑥ 集水井は内径3.5m程度の地下構造物となるため、維持管理が容易となる工法、材料の選定が重要である。耐久性のある劣化に強い排水ボーリング管、集水井内への落葉防止ネット（紫外線で劣化しにくいもの）等によりライフサイクルコストを向上させた事例がある。

5.5.3 施工時の留意事項

① 集水井自体に集水能力を持たせる場合は集水井壁面に水抜き孔をあけるが、パイピングによる土砂の流入が生じる危険性のある場合には、これを防止するため集水井壁面の裏側にフィルターを設ける。

② 集水井工は、地すべりブロック内を、しかも地下水の貯留層、流動層に近いところ若しくはその中を掘削することが多い。そのため異常湧水、盤ぶくれ等には十分注意する。また、掘削時の排土、昇降、換気等についても十分な安全対策をとることが必要である。

③ 集水井内に入る場合は、酸欠を防止するため空気中の酸素濃度の確認や、可燃ガス、有毒ガス等の発生の有無の確認を行う。

④ 施工は、50cm掘削するごとに部材を下に継ぎ足し所定の深度まで組立てる。集水井の底部は、岩の風化及び漏水を防止するため、厚さ50cm程度のコンクリートを張る。

⑤ 掘削深度が30m程度となると坑内では地上からの合図応答が聞き取れなくなる。また、湧水等がある場合は上方を直視するのも困難となる。タラップや送風管等、吊り降ろし作業時の障害物との接触等の安全管理に当たっては、坑内途中に無線機を携帯した合図者を配置する等の対応が必要となる。

⑥ 集水井の維持管理のために昇降階段等を設置する。昇降階段設置後は、階段の経年劣化に対して配慮する必要がある。また、集水井の上部は50cm程度地上に出すとともに、部外者が立ち入らぬよう、頂部は半円形の天蓋を２枚組み合わせて固定し、侵入口を鉄板等で閉鎖し施錠することを標準とする。必要に応じて周囲をフェンスで囲む。天蓋から落葉落枝が集水井内に落下し、排水ボーリング等を目詰まりさせないように、必要に応じて落葉防止ネット等で天蓋を覆う。

＊1 林野庁「治山技術基準」、第４編参考p. 26（2020）

⑦　将来的な維持管理を目的として、集水ボーリング・排水ボーリングの打設方向や延長を現地に表記しておくことが重要である。

⑧　完成後、集水井が土圧や地すべりの活動力により変形しはじめた場合には、栗石を詰めて補強する場合もある。

5.6　排水トンネル工

5.6.1　設計の基本事項

⑴　対象とする地下水

排水トンネル工は、地すべりの規模が大きくてすべり面が深く、かつ地すべりに作用する地下水が大量にあって、集水井工等では効果が十分に発揮できない場合に用いられる。

⑵　特徴

排水トンネル工は分岐トンネル、トンネル内からの集水ボーリング、集水井等ほかの工法と組合せて、立体的で効果的な排水を行うことができる。**図-3.5.10**及び**図-3.5.11**に本工法の模式図を示す。また、掘削時に地下地質構造を目視できる利点がある。

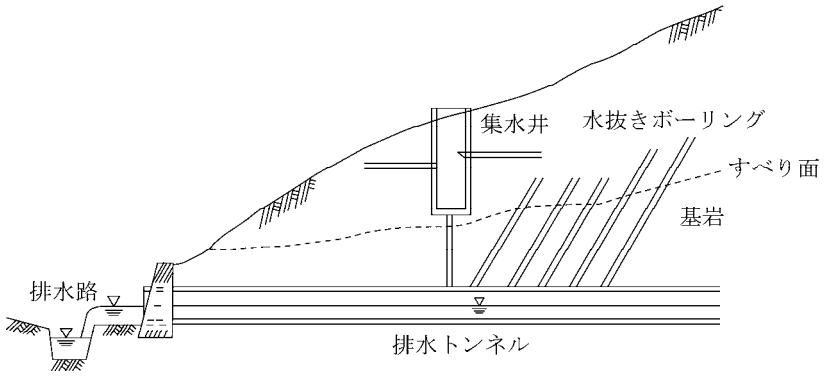


図-3.5.10　排水トンネル工の模式図（縦断図）

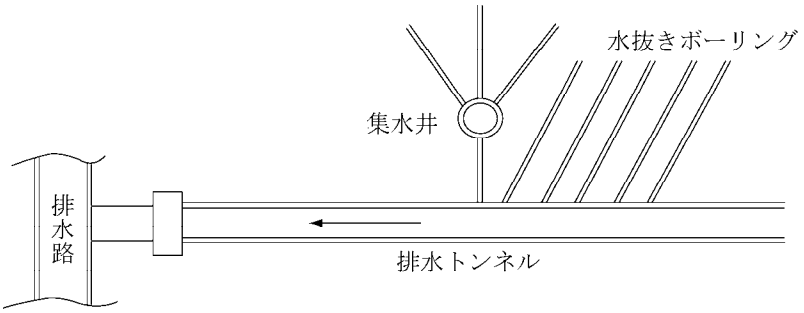


図-3.5.11　排水トンネル工の模式図（平面図）

⑶　位置

①　排水トンネル工の計画に当たっては、計画調査の結果に基づき、最も短距離で排水効果の上がる位置に設けなければならない。地すべりブロック外から多量の地下水が流入すると推定される場合は、地すべりブロック外に配置するのがよい。

②　排水トンネルは、原則として地下水流路を直角に遮断する方向に設けるとよい。

③　排水トンネルの坑口は安定した基盤に設け、自然排水ができるよう、所定の勾配が維持できる配置とする。土被りの浅い部分では、道路、家屋、水田等の直下を避けて、路線を選定す

る。

④ 排水トンネルは、原則としてすべり面下又は地すべりブロック側方の安定した岩盤中に設ける。

5.6.2 設計の留意事項

① トンネルの縦断勾配は、一般に10/1,000程度以下であれば支障なく施工可能である。

② トンネル断面は、施工の安全性が確保され、また、経済的となるよう地質、延長、施工方法、掘削工法等を考慮して断面を決定する。一般には内径２～2.5m程度が多い。

③ トンネル内より集水ボーリングを行う場合には、その部分（ボーリング室）の断面を大きくとる。ボーリング室を設けずに、トンネルの集水区間全体にわたってボーリング施工可能な断面とし、等間隔で平行に集水ボーリングを施工する例もある。

④ 断面形状は使用する材料によって長方形、台形、円形、半円形、馬蹄形等がある。

⑤ トンネル支保工は、掘削後短期間で中詰めを行う場合は木製支保工を用いてもよいが、掘削後長期間内空を保持する必要のある場合や土圧の作用する場合には、鋼アーチ支保工（H型、I型等の型鋼や鋼管）を用いたリブ式支保工及びライナープレート支保工とする。特に覆工して支保工をそのまま埋設する場合は、鋼アーチ支保工を用いる。なお、ライナープレート支保工は補強材によって補強し、そのまま覆工として使用し得る利点がある。

⑥ トンネル覆工材はライナープレート、コルゲート及びコンクリート覆工とするが、一般にはコンクリートを使用する例が多い。

⑦ トンネルインバート部分は、岩盤の風化の進行防止、漏水防止のため、コンクリートを打設する。また、半円ヒューム管や鉄筋コンクリートU字溝を敷設する等し、集水した地下水を排除しやすい構造とする。

⑧ 地山の荷重条件、支保工やライニングの設計については「土地改良事業計画設計基準・設計水路トンネル」を参考とする。

⑨ トンネルからの排水工として導坑途中、あるいは導坑又は分岐坑先端から集水ボーリングを行う。さらに地表からの立体排水工や集水井工からの排水ボーリング等とトンネルを連絡させ、立体的に機能させると効果的である（**図-3.5.12**）。

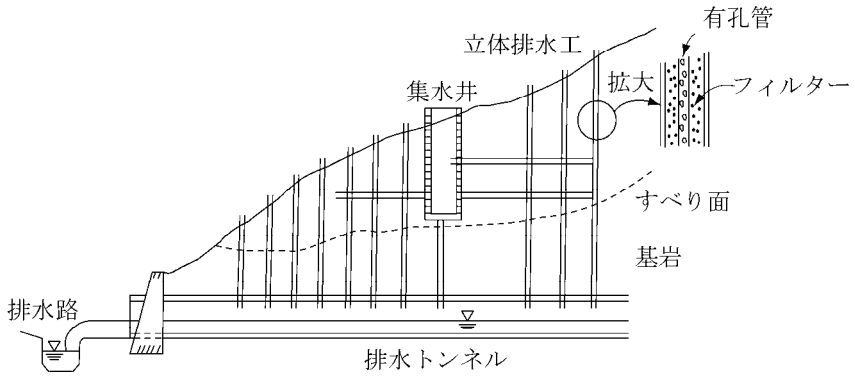


図-3.5.12 立体排水工模式図

立体排水工は、大口径鉛直ボーリングと横ボーリング又は排水トンネル等を組合せて多層にわたる地下水を効率的に排除しようとする工法である。設計・施工上は、集水した地下水がすべり面へ再供給されるおそれがあるので鉛直ボーリングで集水した地下水をいかに速やかに排除するかが重要となる。

⑩　排水トンネルの延長によっては換気立孔が必要となる場合がある。安全管理上、非常時に脱出する斜抗や立坑等の抗口を設ける場合がある。

⑪　トンネル内から上向きに打設される集水ボーリングについては、孔口での金網とアンカーボルト等の設置（**図-3.5.13**）や、先端部への羽根の設置（**図-3.5.14**）等により、出水による脱落を防止する対策を実施した事例がある。

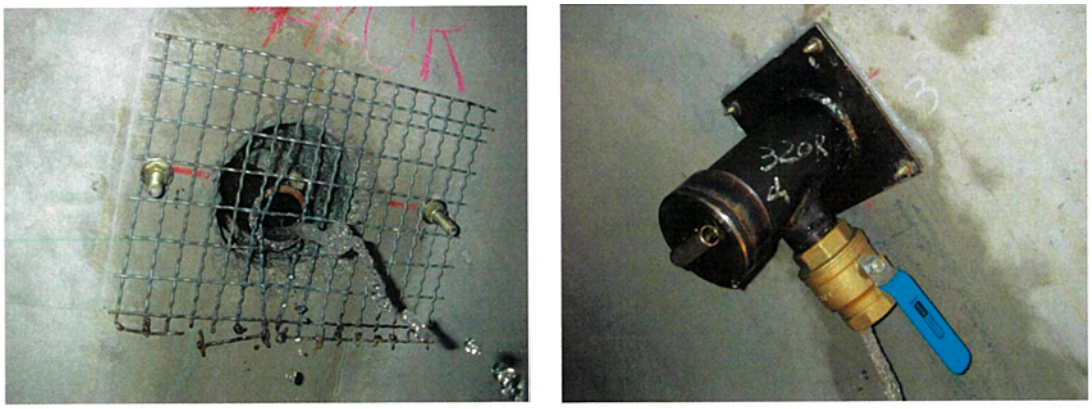


図-3.5.13　排水トンネルから打設した集水ボーリングの孔口落下防止対策例

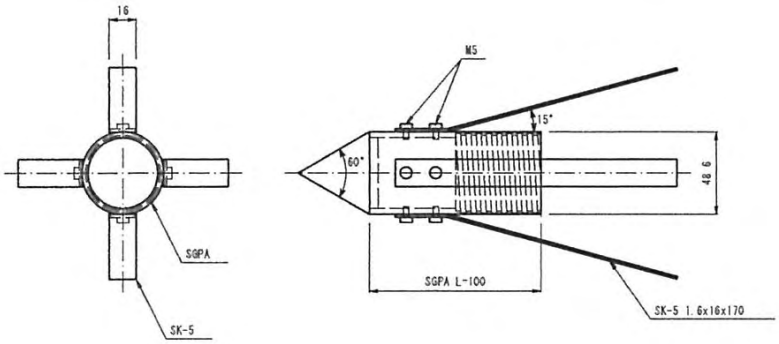


図-3.5.14　排水トンネルから打設した集水ボーリングの先端部落下防止対策例

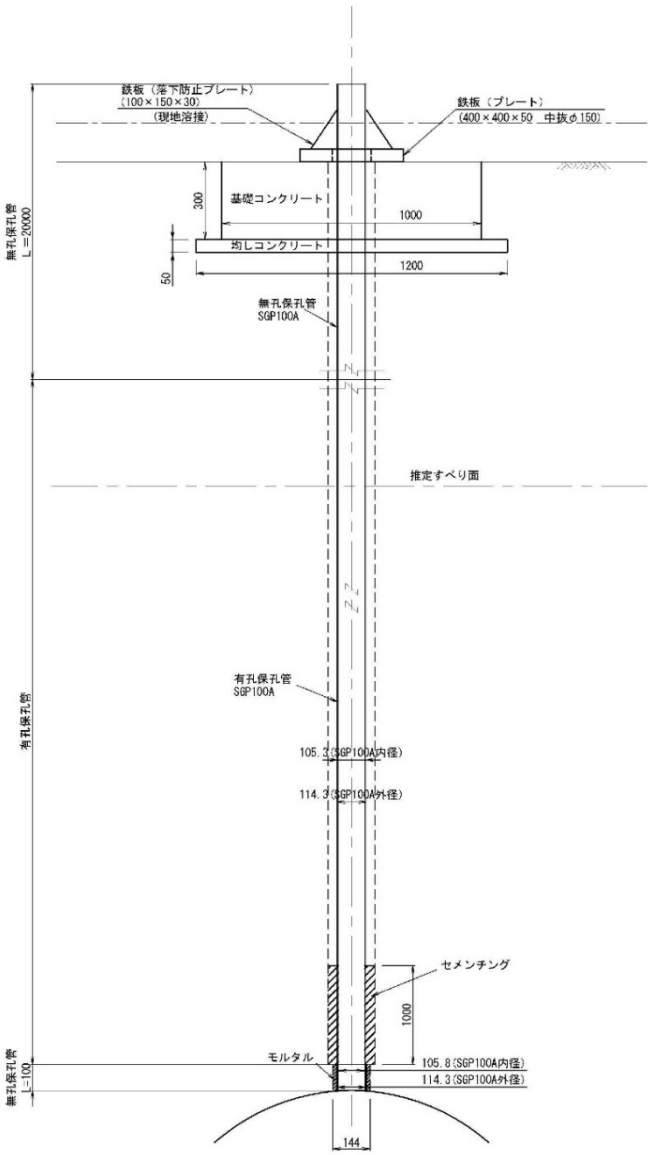
⑫　排水トンネル工は狭隘な地下構造物となるため、施工や維持管理が容易となる工法、材料の選定が重要である。特に集水ボーリング工は上向きに挿入することから、帯水層や崩壊性地山においては施工時に保孔管が破断しやすい。この様な場合は、硬質塩化ビニール管（VP管）よりも強度が高い鋼管を用いる等の対応が必要である。

⑬　立体排水工を構成する落とし込みボーリングについて、庄内あさひ地区（山形県）では既往の施工事例を確認し、最終的に以下のような構造を採用している（**図-3.5.15**）。

・排水効果を考慮して口径φ100mmとし、保孔管はSGP100Aとする。

・排水トンネル貫通時に掘削全区間が裸孔区間となっていると、孔壁崩壊の懸念があり、井戸としての仕上げができなくなる恐れがあるため、トンネル天端直上１mをセメンティングし、井戸としての仕上げを行なった後、貫通削孔する。

・排水トンネルとの接続部は、トンネル周辺に流水が回り込むことを回避するため、無孔保孔管を設置する。



ストレーナ加工
（スリット200mm×3mm、
開孔率3.6%）

図-3.5.15 立体排水工（落とし込みボーリング）の構造例

5.6.3 施工時の留意事項

地すべりが多く発生する地域は断層破砕帯、褶曲等の地質の乱れが多く、地下水の突発的な湧出、ガスの噴出による中毒や爆発、さらには緩み地圧、押出し地圧、膨張性地圧等が作用することがある。このためトンネル掘削、巻立、集水ボーリング工等の坑内作業については安全性に留意する。また、照明、換気、排水等の保安施設についても十分なものとする。

5.7 地下水排除工に伴う地下水位低下量

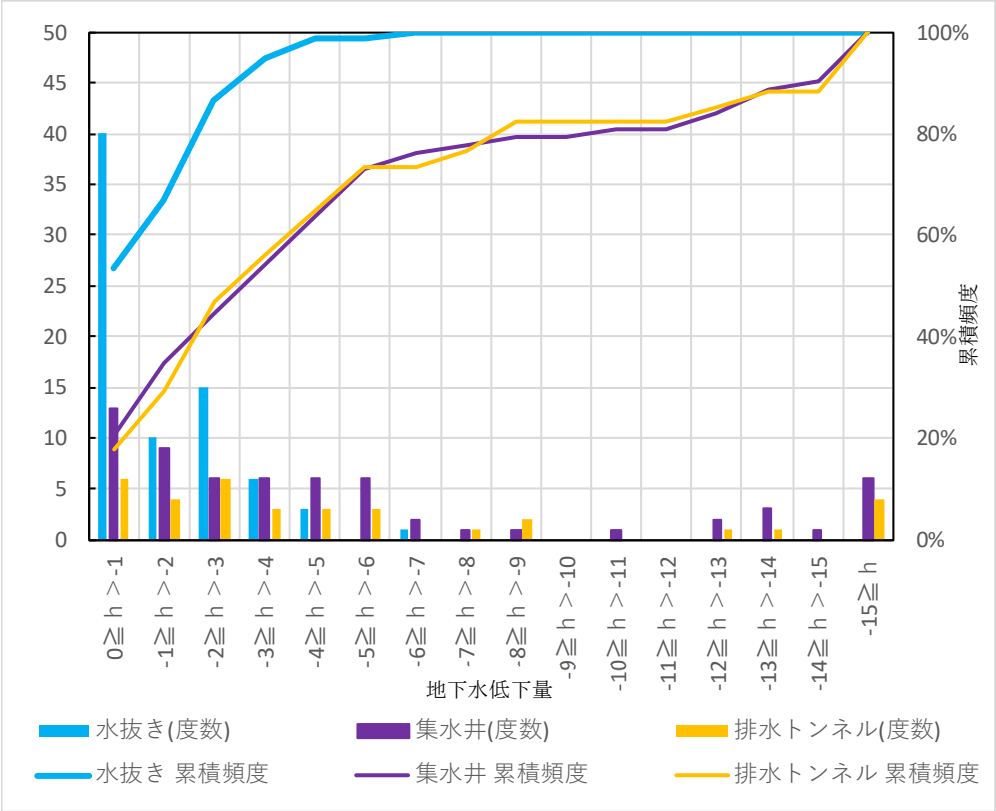
対策前後の観測値が確認できた直轄及び道府県営地すべり対策事業の地下水排除工172事例について、対策工別の地下水位低下量最大値の頻度分布を**図-3.5.16**に示す。ここに示す地下水位低下量は、あくまでも目安である。地下水排除工の設計では過大な地下水位低下高を見込むことは避け、さらに施工後の効果の検証・再評価、これを踏まえた対策計画の見直しが必要であるため、継続観測による確認が必須である。

収集した事例を整理した結果、ここでは以下の結果が得られた。

- 水抜きボーリングによる地下水位低下量最大値は過半数が１m以下であり、最大でも７mにとどまる。
- 集水井による地下水位低下量は６m未満に全体の75%が分布するが、それ以上の地下水位低下が認められた箇所も散見される。
- 排水トンネルによる地下水位低下量は９m未満に全体の80%程度が分布する。
- 排水トンネルと集水井を複合して対策を行った場合に15m以上の非常に大きな水位低下が得られた事例がある。

なお、ここに示す水位低下量は、対策工前後で実施された地下水位の連続観測結果データから読み取った最高水位の差分とした。このため、このデータを参考にする際には以下の点に留意が必要である。

- 多数のブロックが連担する場合には､他の施設の地下水位効果が加算されている可能性がある。
- 最高水位に対応する降水量や、降水特性に対する各観測孔の応答特性は評価していない。
- 最高水位出現時の地すべり変動状況は考慮していない。
- 対策工施工時に認められた基底水位の低下は考慮していない。



※図中の「水抜き」は「水抜きボーリング」を示す。

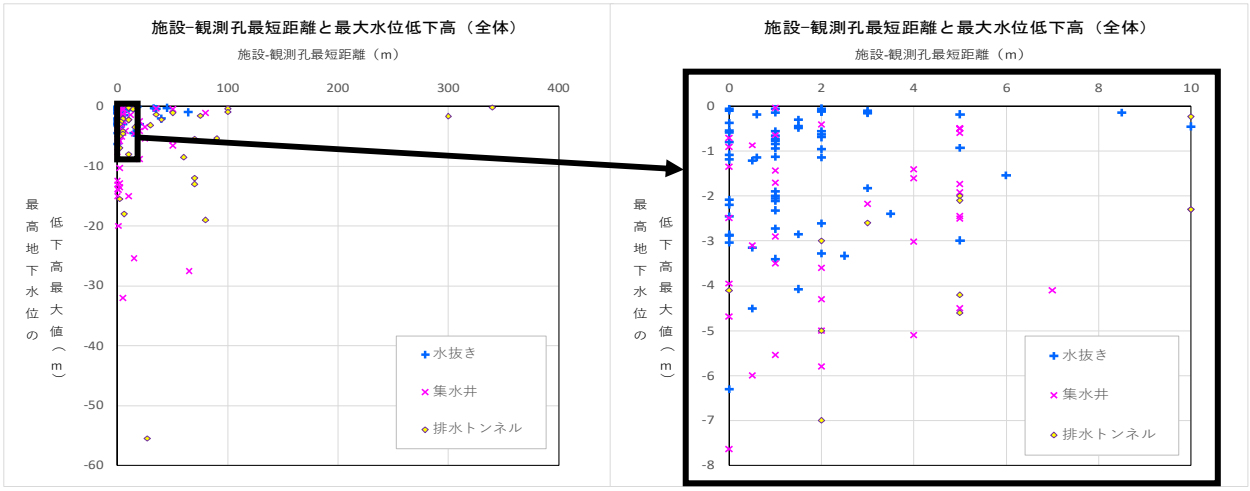
図-3.5.16　地下水排除工の対策工別地下水位低下量頻度分布

また、各種要因に応じて整理した地下水位低下量から、ここでは以下の結果が得られた。

- 観測施設から地下水排除施設までの距離が小さくなるほど、地下水位低下量最大値のバラツキが大きい（**図-3.5.17**）。
- 基盤の地質年代別にみると、新第三紀では地下水位低下量に大きなバラツキがあり、施設-観測孔間距離が５mを超えると低下量はほぼ２m以下となる。中古生代では水抜きボーリングと集水井で地下水位低下量最大値が近いレベルにある（**図-3.5.18**）。
- 移動土塊の性状別にみると、移動土塊が「粘質土主体」「粘性強い」等場合は、地下水位低下量が相対的に小さい傾向がある。移動土塊が岩盤（風化岩含む）の場合に大きな地下水位低下を示した例がある（**図-3.5.19**）。

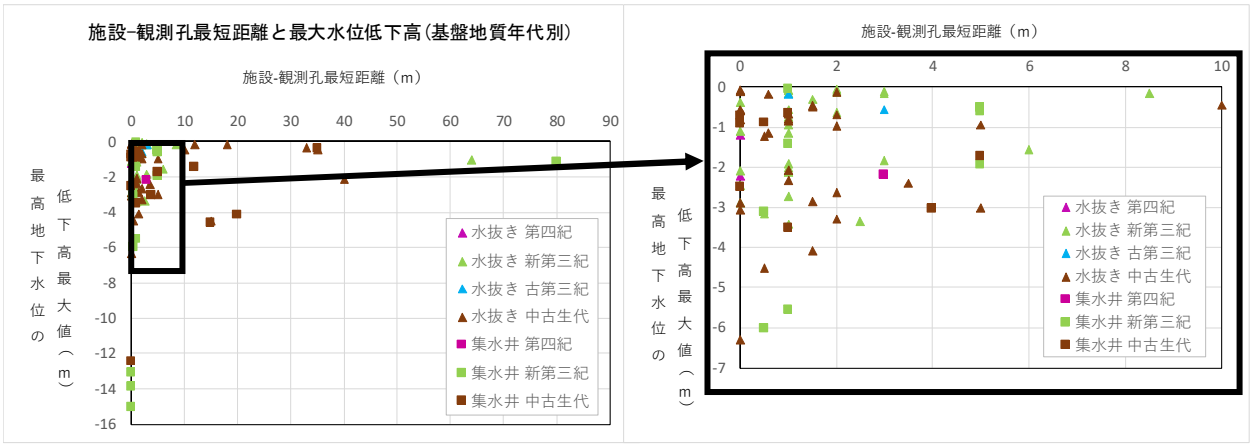
なお、地下水排除工による地下水位の計画低下高について、地下水位解析結果や類似箇所での実績等が得られない場合は、「地すべり防止技術指針及び解説*1」や「災害手帳*2」を参照する場合がある。

＊1　国土交通省砂防部，（独）土木研究所：地すべり防止技術指針及び同解説、p. 61（2008）
＊2　（一社）全日本建設技術協会：令和３年災害手帳、p. 488、490（2021）



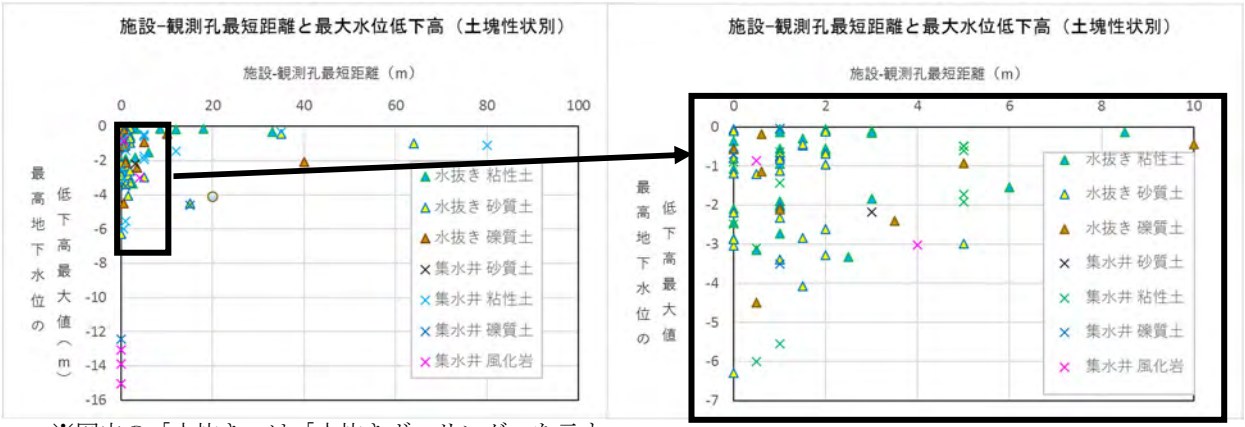
※図中の「水抜き」は「水抜きボーリング」を示す。

図-3.5.17　地下水排除工の工種別地下水位低下量と観測孔との離隔の関係



※図中の「水抜き」は「水抜きボーリング」を示す。

図-3.5.18　地下水排除工の工種別地下水位低下量と基盤地質年代の関係



※図中の「水抜き」は「水抜きボーリング」を示す。

図-3.5.19　地下水排除工の工種別地下水位低下量と土塊性状の関係

6. 侵食防止工

（基準書　第３章、3.4.2(3)関連）

6.1　渓流護岸工

6.1.1　設計の基本事項

渓流護岸工は、側方侵食の激しい渓流等により地すべりブロック末端部や側方部が侵食される場合、その侵食を防止するために施工するものである。また、河川が急勾配で河床全体にわたって侵食が激しい場合には、その侵食を防止するため床固め工等を施工する。

工法種別として、コンクリート張、コンクリートブロック、コンクリート枠、鉄製枠、鉄線かご、木材等があるが、現地の状況に応じて適切なものを選定する。

渓流護岸工の設計については、「治山技術基準（総則・山地治山編）解説」*1も参考とする。

6.1.2　設計の留意事項

① 必ずしも渓流の全体について同等に計画するのではなく、渓流屈曲部の攻撃斜面等、特に侵食を受けやすい部分に重点的に配置する。

② 不安定な地すべり地域内に設ける場合は柔軟性、排水性を持つふとんかご、片法枠、かご枠等を用いる。

③ 渓床、渓岸の掘削は地すべりブロックの不安定化をきたさぬよう最小限にとどめ、かつ流水の下方侵食に対し、安全となるよう設計する。

6.1.3　施工時の留意事項

① 地すべり末端部に施工する場合は、地すべり状況の監視を行いながら施工することが必要である。

② 同時に行う施工区間を短くして施工することにより、地すべりの不安定化を最小限に留める。

③ 梅雨期や、台風襲来時等の出水期を避けて施工することが望ましい。

6.2　堰堤工

6.2.1　設計の基本事項

堰堤工は、山脚固定による山腹の崩壊等の発生・拡大の防止・軽減、渓床の縦侵食の防止・軽減、渓床に堆積した不安定土砂の下流への流出の防止・軽減を目的とした施設である。堰の堆砂によって地すべりに対する押え盛土工の役割も期待できる。施設を設置する目的に応じて、施設の規模、構造等を選定し、計画する。

＊1　林野庁「治山技術基準（総則・山地治山編）解説」、第４章第４節（2020）

堰堤工の設計については、「改訂新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説設計編[Ⅱ]」*1も参考とする。

(1)　洪水量の算定

①　流域面積は調査で用いた適切な縮尺（1/5,000程度）の地形図より求める。

②　水通し断面の決定の基礎となる設計洪水量は、降雨量の年超過確率1/100程度（100年に１回程度起こると考えられるピーク時の流出量又は既往最大のうち、大きい方を採用し、土砂混入率を考慮して設定する。設計洪水量は合理式（技術書「Ⅲ計画設計編、4.1水路工 4.1.1 設計の基本事項参照）により算定することを標準とする。

(2)　水通し断面の決定

水通し断面は堰堤上下流の地形、地質、渓岸の状態及び流れの方向等を考慮して定める。原則として水通しの位置は、その中心線が現河床の中央となるようにする。断面形状は原則として**図-3.6.1**のような逆台形とし、袖小口の勾配は、１：0.5を標準として次式により求めることができる。

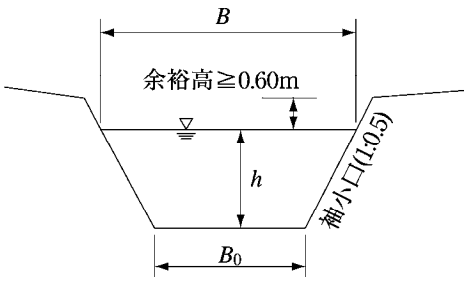


図-3.6.1　水通し断面

$$Q \leqq \frac{2}{15}\alpha\sqrt{2g}(3B_0 + 2B)h^{\frac{3}{2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.6.1)$$

ここで　Q　：設計洪水量（m^3/s）

α　：越流係数（0.60～0.66）

B_0　：底幅（m）

B　：上幅（m）

g　：重力の加速度（$9.8m/s^2$）

h　：縮流前の越流水深（m）

余裕高は、設計洪水量が$200m^3/s$未満の場合は0.6m、$200m^3/s$以上$500m^3/s$未満の場合は0.8m、$500m^3/s$以上の場合は1.0mを標準とする。なお、計画高水位（h）と余裕高（⊿h）の比（⊿h/h）は**表-3.6.1**の値以下とならないようにする。

表-3.6.1　計画高水位（h）に対する余裕高（⊿h）との比と河床勾配

勾配	～1/10	1/10～1/30	1/30～1/50	1/50～1/70	1/70～1/100	1/100～1/200
⊿h/h値	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.10

＊1　(社)日本河川協会：改訂新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説設計編[Ⅱ]、p.3～18（1997）

なお、水通し幅は、落下水が堰堤工下流部の渓岸に当たらない範囲で渓流幅の許す限り広くとる。また、越流水深は下流部の洗掘を軽減するため、できるだけ小さくすることが望ましい。

(3) 本堤（**図-3.6.2**）

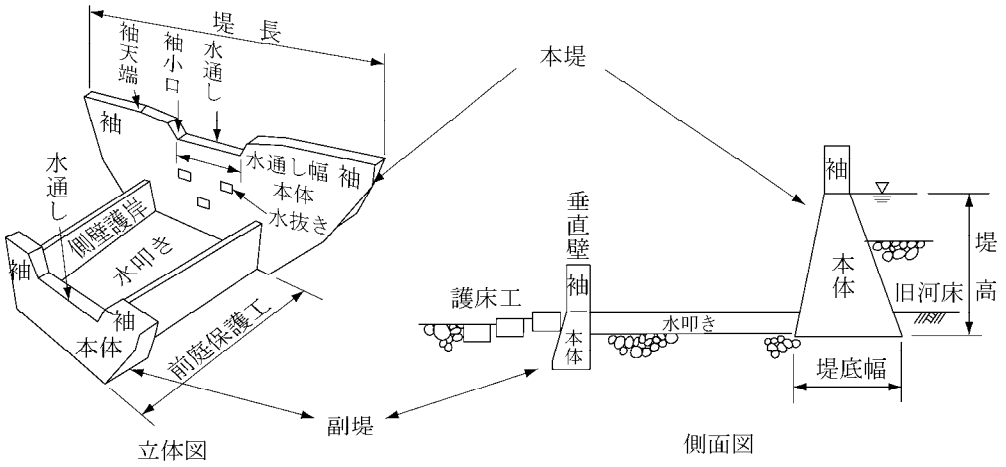


図-3.6.2 堰堤工概念図（コンクリート）

堰堤の材質としては、コンクリート、鋼製枠、大型ふとんかご等がある。コンクリートを用いたものをコンクリート堰堤工、鋼製枠、大型ふとんかご等を用いたものを枠組堰堤工と呼ぶ。堰堤工の施工に当たっては、施工地点の地盤の性状、仮設道路整備等の運搬条件等を考慮して、これらの中から適切な材質を選定する必要がある。

枠組堰堤工の場合、天端幅、上下流勾配等の決定については安定計算によるが、一般のコンクリート堰堤工の場合は以下を基本とする。

① 最小天端幅は、1.5mとする。

② 下流法勾配は、１：0.2を標準とする。

③ 上流法勾配は、安定計算により決定する。

④ 基礎地盤への根入れ深さは、基礎が岩盤の場合１m以上、砂礫層の場合２m以上を標準とする。

⑤ 重力式コンクリートダムの場合、堤高（H）がH＜15mの堰堤にあっては、静水圧を考慮して安定計算を行う。ただしH≧15mの堰堤については、静水圧に加え、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧を考慮して安定計算を行う。

⑥ 水抜工の目的は、施工中の仮排水、堆砂後の水圧減少、特別な効果として流出土砂の調節、に大別されるが、主たる目的は、施工中の仮排水にある。設置箇所は上部２か所、下部１か所とし、その寸法は**表-3.6.2**を標準とするが地区の流域面積や設計洪水量等を考慮し決定する。なお、上部の水抜工は、構造上弱点とならないよう原則として水通し天端より２m以上離した箇所に設け、水抜工相互の水平間隔も２m以上とする。

表-3.6.2 水抜工の寸法

流域面積	下部に設置する水抜き暗渠（m）	上部に設置する水抜き暗渠（m）
２km^{2}未満	0.5×0.5	0.3×0.3
２km^{2}以上	0.6×0.6	0.4×0.4

⑦　水叩工は基礎地盤が良好でない場合に、下流法先の洗掘を防止し本堤を保護するために設ける。過去に築造された水叩工のない堰堤工で、下流部の河床が洗掘され地すべり助長の誘因となっている例もあるので、本堤下流に堅固な岩盤がある場合を除いて原則として水叩工を設ける。また、水叩工の下流末端は、局所洗掘を受けやすく水叩きの破損の原因となる場合が多いため、根入れした垂直壁又は副堤を設ける。

なお、水叩工の水路底幅は本堤水通し断面の上幅とし側壁護岸の高さは本堤水通しより落下する流水によって、本堤と垂直壁又は副堤との間の側方侵食を防止する高さで、垂直壁又は副堤の天端の高さと同一値とし、同一水路断面とするのが一般的である。側壁護岸の天端幅は0.25mを標準とする。水叩工下流末端に設ける垂直壁の根入れは一般的に水叩工の底より1.5mとし、その幅は水叩工の厚さと同程度とする。垂直壁の下流には必要に応じブロック、ふとんかご等の護床工を設ける。

水叩工の厚さは、落下水の衝撃に耐えるとともに水叩き底面の揚水圧にも十分耐えるものでなければならない。水叩きの厚さの決定には、次のような計算式がある。

・経験式

$$\left.\begin{array}{ll} \text{水叩工の厚さ} & T=a(0.6H+3h'-1.0) \\ \text{水叩工の長さ} & L=1.5\sim2.0(H+h') \end{array}\right\} \cdots\cdots (3.6.2)$$

ここに　T ：水叩工の厚さ（m）

L ：水叩工の長さ（m）

H ：水叩き天端から水通し天端までの落差（m）、水叩きが必要ない場合は、下流基礎岩盤面から水通し天端までの落差（m）

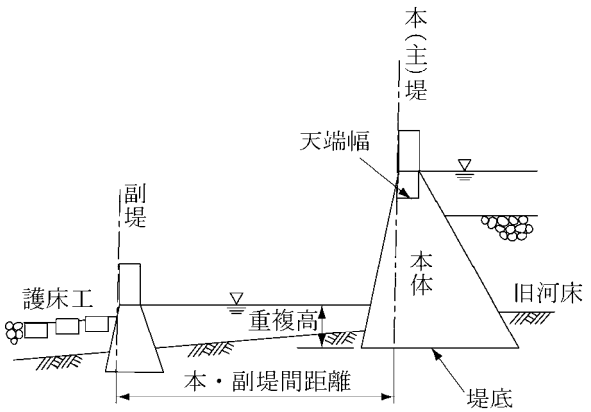
h' ：越流水深（m）

a ：係数　水クッションがある場合0.1

水クッションがない場合0.2

(4)　副堤（**図-3.6.3**）

副堤は、本堤の下流の適当な位置に設け、本副堤間の堆砂と水クッションによって落水の衝撃力を吸収緩和させ、洗掘を防止しようとするものである。機能的には水叩工と同様である。なお、副堤の位置は**式**（3.6.2）を参考として決定する。



側面図

図-3.6.3　本堤と副堤

6.2.2 設計の留意事項

① 施設の設置により背後の地すべりブロックに対して、地下水流動阻害等の悪影響を及ぼすことのない構造とする必要がある。

② 地すべりブロック内に設置することは極力避けるが、やむを得ず地すべりブロック内に設置する場合は、地すべり土圧に耐えるものとするか、ある程度の変形にも耐えられる材質とする。

③ 堰堤の基礎及び両翼は、原則として基礎岩盤に貫入させる。その際の基礎掘削は最小限で済むような構造とし、掘削により地すべりや斜面崩壊を誘発させないよう十分に留意する。なお、枠組堰堤等の柔構造堰堤の場合は、必ずしも岩着を原則としない（**図-3.6.4**）。

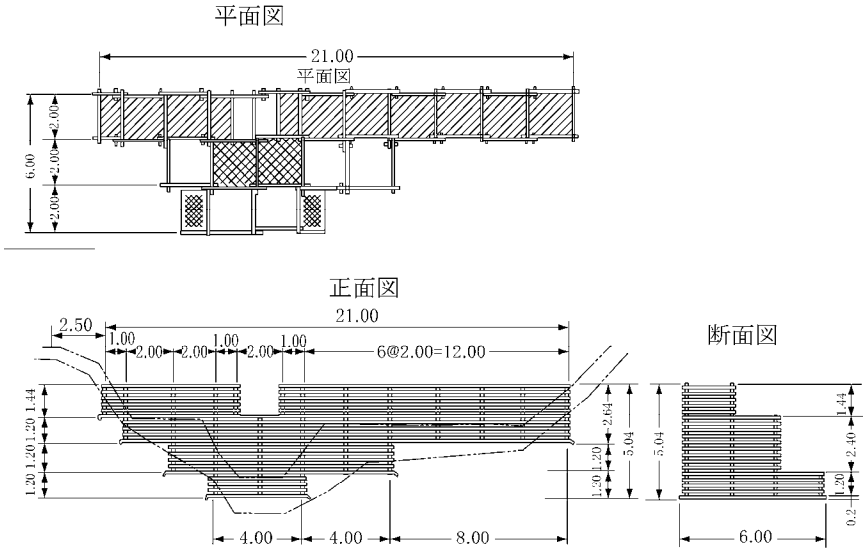


図-3.6.4 枠組堰堤例

④ 堰堤工計画施工地点で基礎岩盤が露出していない場合は、地質調査のためのボーリング調査を行い、地質情報を入手してから詳細設計を行うことが望ましい。

⑤ 堰堤によって地下水位が上昇し、地すべりの移動が助長されるおそれがあるため、それを防ぐ必要がある。したがって堤体には必ず水抜工を設けるとともに、地下水位上昇のおそれのある地すべりブロック下部には地下水排除工を設ける。

⑥ 堰の高さは、(ア)堆砂による安全率の上昇を期待しない場合は、現河床を維持するために必要な高さ、(イ)堆砂による安全率の上昇を期待する場合は、対象地すべりの安定計算により所定の安全率が得られる高さとする。

⑦ 堆砂が完了した際の堆砂勾配は旧河床勾配の1/2程度を標準とする。ただし、堆砂勾配が1/5～1/10となる地域も見られるので、近傍類似地区の堆砂勾配を事前に調べ参考とすることが望ましい。

⑧ 渓岸に沿って地すべりブロック末端が長く続く場合や縦横侵食の著しい場合には、高さの低い堰堤工を上流に向かって順次堆砂線末端近くに設置する階段工とするが、この場合には堆砂勾配は旧河床勾配の1/2より緩やかになる。この場合にも事前に近傍類似地区の堆砂勾配を調べ参考とする。

⑨ 土砂流等が想定される場合の堆砂勾配は別途考慮する。

6.2.3 施工時の留意事項

① 移動の激しい地すべりブロックに対しては、一たん、蛇かご・ふとんかご等により仮設のダムを設け、移動量を減少させた後に堰堤を施工する。

② 押え盛土効果の早期発現のため土砂を投入する場合もある。

③ 河川・渓流の基礎及び渓岸に岩盤が露出していない場合は、掘削による地すべりや崩壊に十分に留意する必要がある。特に、袖部掘削に伴って湧水が認められる場合は、初めは小規模な崩壊でも徐々に上方に拡大する危険性が高い。

6.3 渓流暗渠工

6.3.1 設計の基本事項

渓流暗渠工は、渓岸の侵食が連続的で渓床が深く、他の侵食防止工では抑制が困難な場合に採用する。**図-3.6.5**に本工法の模式図を示す。

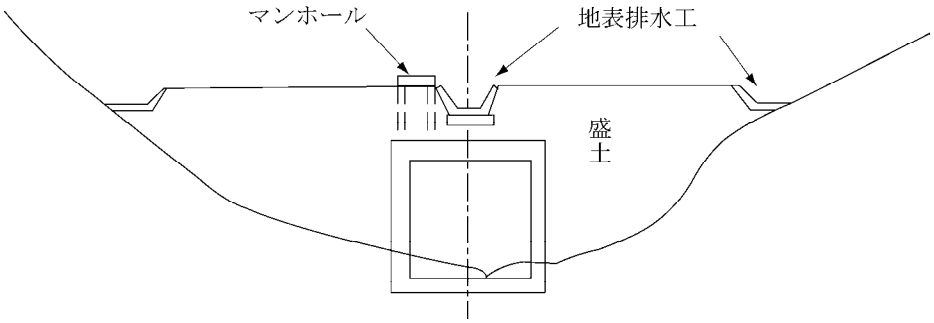


図-3.6.5 渓流暗渠工模式図

6.3.2 設計の留意事項

① 暗渠の設計流量は、地区周辺の過去の降雨強度等の実績を参考として決定する。

② 暗渠断面の算定に当たっては、木材等の流下物が暗渠内に詰まらないよう設計流量に30%を割増し*1、かつこれら流下物が流下する際にも満流とならないようにする。他省庁との協議が必要な場合にはこれにより決定する。

③ 洪水時、多量の流下物が発生するおそれのある渓流での施工を避ける。

④ 暗渠は地すべり土圧が直接本体に作用しない箇所に設置することを原則とする。したがって、移動中の地すべりにあっては盛土工等を併用し、地すべりを抑制あるいは抑止させることが必要である。

⑤ 盛土工を併用し、渓流を埋め立てる場合には、周辺斜面からの地表水を排除するための排水路を盛土周辺部に設ける。

⑥ 暗渠には維持管理上マンホールを適宜設ける。

⑦ 暗渠の材質はコンクリート製、コルゲート製等から、地形・土質・施工条件等を考慮して決定する。

⑧ 流水の仮回し方法についても検討する。

＊1 （社）日本河川協会：改定新版建設省河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編[Ⅰ]p.119（1997）

6.3.3 施工時の留意事項

① 掘削を伴う場合には湧水や小崩壊に注意するほか、大雨時等には地すべり活動の監視とともに、上流からの異常出水に注意する。
② 流水の仮廻しは、新たな末端侵食を生じないように、現地にあった場所と方法を考慮する。
③ 地山に湧水等があり地下水を堰き上げる可能性がある場合は、ドレーン等の地下水排除工の設置について検討する。

6.4 河川付替工

6.4.1 設計の基本事項

河川付替工は、河川屈曲による地すべり舌端部の侵食と地すべりによる河川狭窄が反復される地すべりブロックにおいて、河川をショートカットすることにより地すべりを回避するもので、他の工法では地すべりの抑制が困難な場合、若しくは他の工法に比べ経済的な場合に採用する。

6.4.2 設計の留意事項

① 河川の付替えにより生ずる残地（旧河川）は、埋戻しを行った上、水路工として施工し、周辺斜面からの地表水を排除する。
② 新河道は安定した岩盤に計画するとともに、河川勾配が変化する場合には落差工等を適宜設ける必要がある。また、必要に応じて護岸工を計画する。
③ 他省庁との協議を必要とする河川の付替えには、新しく計画される河川位置、構造等について十分協議の上決定する。

6.4.3 施工時の留意事項

地すべりに近接していることが多いので、大雨時等には地すべり活動の監視とともに、上流からの異常出水にも注意する必要がある。

6.5 海岸侵食防止工

6.5.1 設計の基本事項

地すべりブロック末端の海岸が波浪により侵食され地すべりを誘発している場合には、海岸堤防等により侵食を防止する。また、消波ブロック等を設置する場合もある。

6.5.2 設計の留意事項

① 海岸線の大部分は海岸法による指定地域であるため、工作物については原則として「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」*1に準ずる。
② 海岸堤防により地下水位が上昇するおそれがある場合には、地下水排除工を併用する。

＊1 （公社）日本港湾協会：海岸保全施設の技術上の基準・同解説（2018）

6.5.3 施工時の留意事項

床掘時には湧水や小崩壊に注意するとともに、大雨時等には地すべり活動を監視しながら施工することが望ましい。

6.6 湖岸侵食防止工

6.6.1 設計の基本事項

ダム等の築造によってダム上流側が湛水し、ダム湖周辺の斜面がダム湖水位の変動、波浪等により侵食され、地すべりを誘発する恐れがある場合にあっては、湖岸の侵食防止工を行う。工法としては、消波ブロックや法枠工の設置等がある。

6.6.2 設計の留意事項

① 湛水位の変動によっても安全が損なわれない構造であることが必要である。

② 工法等については渓流護岸工に準ずるが、高さ、根入れの決定に当たっては対岸からの吹送による波浪の影響を考慮する（土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」参照)。

③ 放水により水位が急低下する場合には、斜面に間隙水圧が残存するので、留意する（基準書「3.3.5 地すべり地域における土地改良事業の工事計画、(1) 貯水池建設計画」参照)。

6.6.3 施工時の留意事項

施工箇所は、一般には地すべりブロックの末端部にあたるため、斜面の掘削に当たっては湧水や小崩壊等に注意するとともに、地すべりの活動を監視しながら施工することが望ましい。

6.7 鉄筋挿入工（地山補強土工）

6.7.1 設計の基本事項

鉄筋挿入工（地山補強土工）は、自然斜面、切土法面あるいは既設盛土を対象に、地山内に補強材を構築し補強土構造体を形成する工法である。補強材をグラウトで全面定着し、地山の変形に伴い補強材へ受動的に作用する抵抗力により変形を拘束し、地山を安定化させる構造を持つ。自由長部を持たず緊張力を導入しないことから、アンカー体と地表付近の頭部定着部を高強度引張材で連結させ、所要の引張力を与え受圧板を介して積極的に土塊を安定化させるアンカー工とは異なる補強メカニズムを有している。設計に当たっては、関連技術書等*1を参考にしながら適切に実施する必要がある。

(1)構造

本工法は、地山内に複数の補強材を設置し、掘削面は表面材で被覆し、補強材と表面材を頭部定着材で連結することにより地山の安定化を図るものであり、種々の構造部材から構成される。**図-3.6.6**に基本的な構造を示す。**図-3.6.7**に「地山補強土工法設計・施工マニュアル」に示されている地山補強土工法の分類を示す。

切土安定化工法は、用地制限や用地の有効利用の目的等により、自然斜面・その切土面や既設

＊1 （公社）地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル（2013）

の盛土法面の安定化を、土留壁を設けずに標準勾配（無補強でも安定化している斜面勾配）よりも急勾配の切土を行う工法としている。

切土補強土壁工法は、鉛直から１:0.3程度までの急勾配切土を行う際に、土留壁と地山補強材を連結して安定性を得る工法としている。

地山安定化工法は、自然斜面・切土法面、盛土法面を対象として、掘削を伴なわずに地山内部に補強材を配置し、必要に応じて表面材を設置することにより、安定性や変形性を向上させる工法としている。

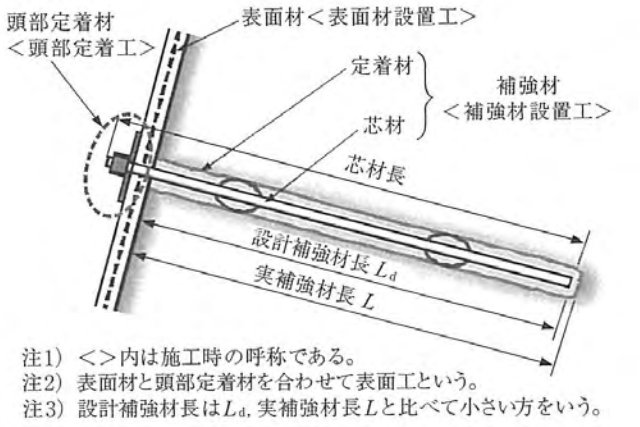


図-3.6.6　地山補強土工法の基本的な構造*1

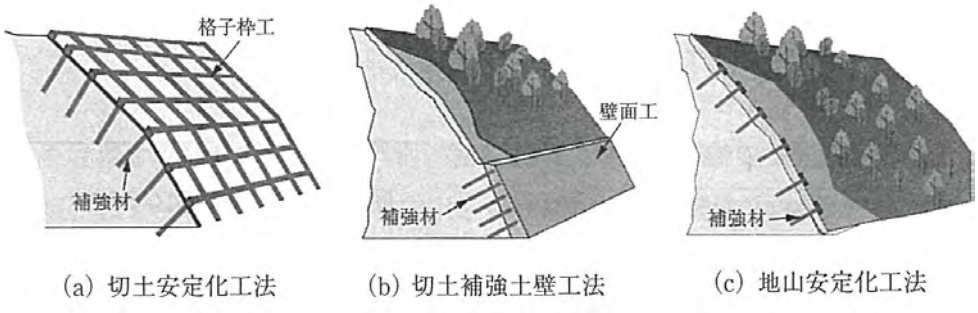


図-3.6.7　地山補強土工法の分類*1

6.7.2　設計の留意事項

鉄筋挿入工（地山補強土工）の設計では、その使用目的や重要度、地盤条件、地下水の状態及び周辺環境を考慮し、施工時及び完成後の供用期間を通して想定される荷重状態（施工時、常時、降雨時、地震時等）に対して、構造物全体が安定で各部材が所要の性能を有し、かつ有害な変形が生じないように補強材や表面材の仕様を設計する必要がある。

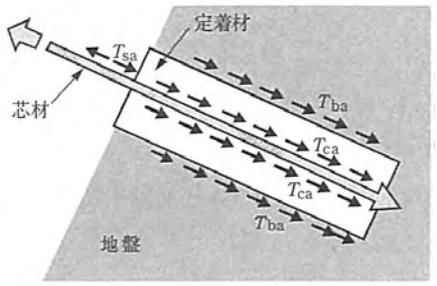
補強材の補強効果としては、地山の剛性や補強材の変形レベルに応じて曲げ・せん断・圧縮・引張抵抗が複合的に発揮される。「地山補強土工法設計・施工マニュアル」では、関連する技術書等を参照し、これらの補強効果のうち、主たる補強効果である引張補強効果について取り扱っている。

＊1　（公社）地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル、p.28～29（2013）

ここで、補強材周面の許容引抜抵抗力 T_{pa}は、**図-3.6.8**に示すように芯材と定着材との許容付着力 T_{ca}と、定着材と周辺地盤との許容摩擦抵抗力 T_{ba}のうち，小さい値（ T_{pa}＝min（ T_{ca}，T_{ba}））として求められる。さらに**図-3.6.9**に示すように移動土塊側の許容引抜抵抗力を T_{1pa}、不動土塊側を T_{2pa}とした場合、移動土塊側の全許容引抜抵抗力は、同図に示すように移動土塊側の補強材周面の許容引抜抵抗力 T_{1pa}と表面材による許容支圧抵抗力 T_{0a}との総和であり、不動土塊側の全許容引抜抵抗力は、補強材周面の許容引抜抵抗力に T_{2pa}に等しい。

設計において考慮する補強材の許容引張力 T_aは、一般に**図-3.6.9**に示すように、芯材の許容引張強さ T_{sa}と、不動土塊側の全許容引抜抵抗力 T_{2pa}と、移動土塊側の全許容引抜抵抗力 T_{1pa}＋ T_{0a}のうちの最小値であり、**式（3.6.3）**で求められる。

$$T_{pa}=\min（T_{sa}，T_{1pa}+T_{0a}，T_{2pa}）\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots（3.6.3）$$



＜設計抵抗力の決定＞
①芯材の許容引張強さ（T_{sa}）
②芯材と定着材との許容付着力（T_{ca}）
③定着材と周辺地盤との許容摩擦抵抗力（$T_{ba}=\tau_a \cdot A$）
ここに、　τ_a：定着材と周辺地盤との周辺摩擦抵抗度
A　：定着材周面積
のうち小さい方で決定する。

図-3.6.8　地山補強土工法の補強材周囲の許容引張抵抗力*1

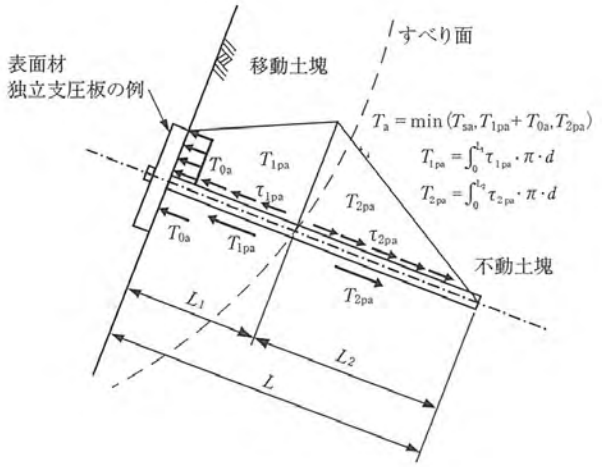


図-3.6.9　移動土塊を考慮した力の概念図*1

6.7.3　施工時の留意事項

地山補強土工法では，補強材を地山に確実に定着させることが重要であり、補強材設置工が品質に大きな影響を与える。このため，地盤条件・地質条件を把握し、適切な補強材の設置方式・施工機械を選定する必要がある。

設計時に、切土法面を上部から段階的に掘削し、掘削面に鉄筋挿入工を打設することで法面の安

＊1　（公社）地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル、p.89（2013）（一部変更）

定性を確保した後に、さらに下部の法面を掘削するサイクルを繰り返す逆巻き施工（**図-3.6.10**）を前提に計算をしている場合は、逆巻きで施工を行う施工計画としなければならない。施工制約上、切土法面全体を掘削後に鉄筋挿入工を実施する施工手順を採用する場合は、施工時の安全率（地山の自立性）を確保できていることを確認する必要がある。

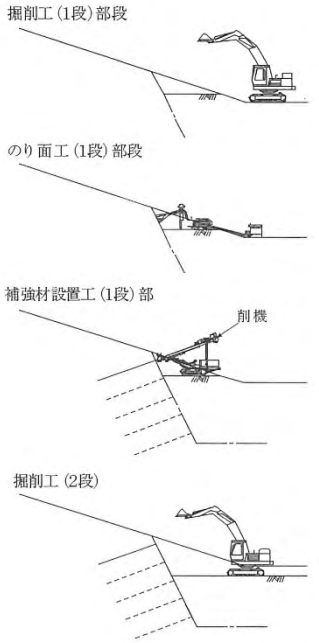


図-3.6.10 逆巻き施工の例*1

6.8 擁壁工

擁壁は、主要部材の材料や形状、力学的な安定のメカニズム等によりさまざまに分類されるが、主にその設計方法の相違により**図-3.6.11**、**図-3.6.12***2、*3のように分類される。

擁壁はコンクリート擁壁と枠工に大別され、コンクリート擁壁は、さらに力学的な特性からブロック積擁壁、重力式擁壁に分類される。重力式擁壁は、重力式擁壁、もたれ式擁壁に細分される。枠工には、井桁組擁壁とかご枠がある。

枠工は、柔軟性があり、多少の変形にも追随できる。鋼製部材を組み立てた枠内に割石を詰める鋼製枠土留工や鋼製枠工もある。また、応急対策に用いるふとんかごも枠工に準ずる。枠工は、コンクリート擁壁に比べ軟弱な基礎に適する。

設計に当たっては、関連技術書等*2、*3、*4も参考にしながら適切に実施する必要がある。

壁高が高いもの（一般に８ｍを超える場合）や重要度の高いものについては、地震による慣性力が作用するものとして設計する。

＊1 （公社）地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル、p.105（2013）
＊2 農林水産省農村振興局整備部設計課「土地改良事業計画設計基準 設計 農道 基準書」16.1（2005）
＊3 農林水産省農村振興局整備部設計課「土地改良事業計画設計基準 設計 農道 技術書」第９章、第１節（2005）を引用（一部変更）
＊4 （社）日本道路協会：道路土工指針 擁壁工（2012）

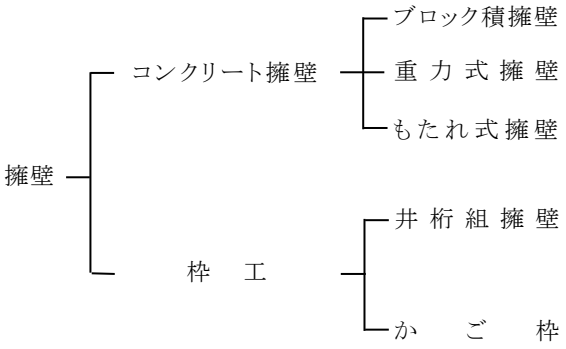


図-3.6.11　擁壁の分類（地すべり防止対策でしばしば用いられている工法）*1

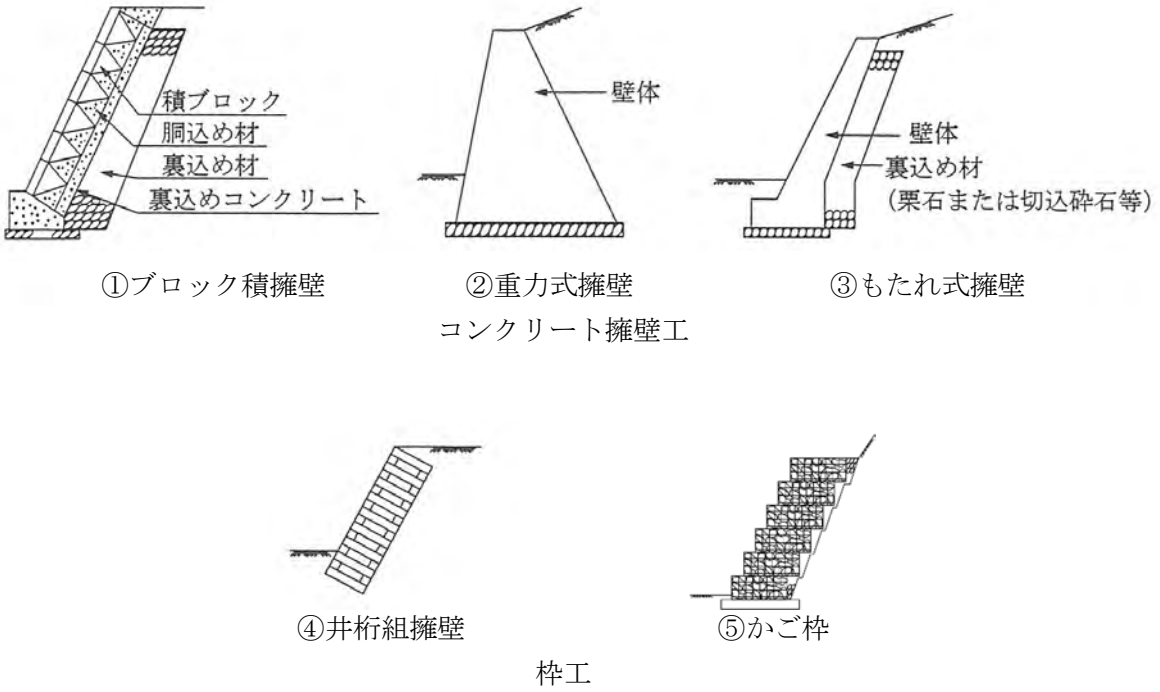


図-3.6.12　各擁壁の概要図*2

6.8.1　設計の基本事項

擁壁工は、法先の崩壊を防ぎ、地すべりの誘発を防ぐためのものである。地すべり末端部斜面の法先が崩壊し次々に上部まで移動するような場合に用いられる。また、傾斜地における農地や農道の法面崩壊防止にも用いられる。なお、本工法は地すべりの活動力に直接耐え得るものではないが、ごく小規模な地すべりに対しては直接抑止のために設置することがある。

＊1　農林水産省農村振興局整備部設計課「土地改良事業計画設計基準　設計　農道　技術書」、p.515（2005）及び（社）日本道路協会：道路土工指針　擁壁工、p.7（2012）を参考に作成
＊2　農林水産省農村振興局整備部設計課「土地改良事業計画設計基準　設計　農道　技術書」、p.516（2005）（一部変更）

6.8.2 設計の留意事項

⑴ コンクリート擁壁工

地すべりブロックに設ける擁壁の設計に当たっては以下の点に留意する。

① 擁壁を設ける位置は、基礎の支持力が十分で土圧が斜め上方からかかる位置とする。ごく小規模な円弧すべり等で斜め下方から土圧がかかる場合には、比較的小さな土圧であっても転倒する可能性がある。また、基礎が岩盤であってもその中に軟質の破砕帯等があれば圧密により変形することがあるので、調査に際しては十分基礎の状態を把握しておくことが必要である。

② 擁壁の安定は転倒、滑動、地盤の支持力の面から検討する。また、ごく小規模な地すべりの直接的な抑止を目的として設計する場合は、地すべりブロック全体が所定の安全率を確保するよう設計する。

③ 擁壁の背面にかかる間隙水圧が上昇しないようにしなければならない。このため適切な粒度のフィルターを設けるとともに、地下水を排除するための排水口の口径、位置を検討する。また、必要に応じて壁面より排水ボーリングを施工する。

⑵ 枠工

基盤が比較的軟弱な地すべりブロック末端には枠工が効果的である。また、枠工は透水性があるため、背面の浸透水、地下水の排除が容易である。

6.8.3 施工時の留意事項

擁壁の施工時、掘削により地すべりを誘発することのないよう留意する。

7. 斜面改良工

（基準書　第３章、3.4.2(4)関連）

7.1　排土工

排土工は、地すべり斜面上部の崩土荷重を減じることにより、すべり面に対するせん断推進力を減殺し、斜面の安定化を図る工法で、すべり面の形状によっては最も確実な効果が期待できる。

排土工の設計は、排土区域、排土量、切土法面勾配、切土高及び隣接斜面の安定確保について検討を行う。

7.1.1　設計の基本事項

⑴　排土区域と排土量

地すべり頭部を排土区域として安定計算を行い、目標安全率が得られるとともに最小排土量で最大の効果が得られるよう区域の決定を行う。

⑵　排土区域の概定法

安定計算の前段階として、排土区域を概定するには、次のような方法がある。

地下水排除工等により地下水位がすべり面の位置付近まで低下した場合を前提として**図-3.7.1**のように考えると、すべり面において接線と水平線がなす角αがすべり面での土のせん断抵抗角φ'（φ'は有効応力表示のせん断抵抗角で、残留強度のφ'$_r$、完全軟化強度のφ'$_s$等）に等しい点（**図-3.7.1**のＦ点で、これを長期安定を考慮するときの「中立点」と呼ぶ。）の鉛直上部にあたる斜面上の点（**図-3.7.1**のＡ点）より上部が概定の排土区域となる。これは以下の理由による。

概定のため、すべり面の粘着力を０と仮定した場合、**式（3.3.1）**より

$$F_s = \frac{\Sigma(W\cos\alpha - u\ell)\tan\phi'}{\Sigma W\sin\alpha}$$

となる。さらに、地下水位がすべり面付近まで低下しているという前提条件の場合、間隙水圧は０となり、

$$F_s = \frac{\Sigma W\cos\alpha\tan\phi'}{\Sigma W\sin\alpha}$$

となる。ここで、**図-3.7.1**のように、α＝φ'となるスライスａｂｄｃを考えると、そこでは地すべりブロックのスライスをすべらせようとする力T（$=W\sin\alpha=W\cos\alpha\tan\phi$）はすべり面沿いの土のせん断抵抗力τℓ（$W\cos\alpha\tan\phi$'）と等しくなる。これより上方のすべり面ではα＞φ'で$T>$τℓとなり、その差はすべらせようとする方向にはたらくことから、土塊を切り取ることはその力を小さくして斜面安定上有利にはたらくが、これより下方のすべり面ではα＜φ'で$T<$τℓとなり、その差はすべりに抵抗する方向にはたらくことから、土塊を切り取ることはその力を小さくして斜面安定上不利にはたらく。

なお、ここで示した手法は排土区域の概定法であり、実際には安定計算により排土区域を設定する必要がある。

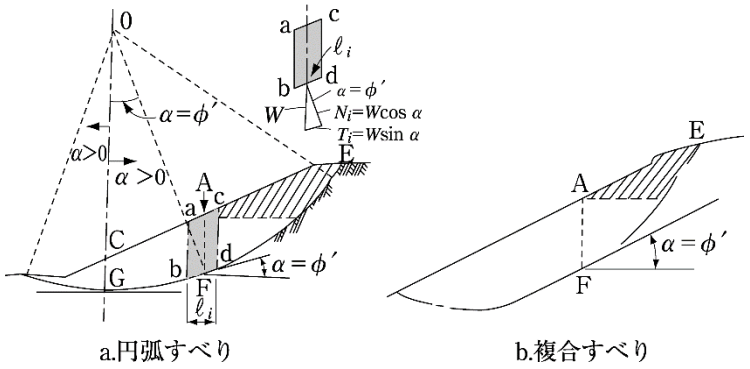


図-3.7.1 排土区域の範囲

⑶ 切土法面勾配と切土高

切土法面勾配及び切土高（直高）は、切土斜面の地形、地質、土質、地下水状況及び二次地すべりの発生の有無等、排土後の斜面の安定に影響を及ぼす諸要因について検討を行い決定する。

切土した法面は、当初安定を保っていても時間の経過とともに次第に不安定化し、表層崩壊を起こす例が多いので、同じ地質条件下で周辺の天然に存在する急崖斜面の傾斜角、直高の頻度分布を調査し、その結果をもとに排土工を設計するのがより安全な方法である。

なお、次のような地質や地質構造上問題となる地山の排土工の設計に当たっては、天然急崖斜面の調査はもとより法面保護工、地表水・地下水処理工、場合により背後斜面の安定確保のための対策工まで含めた総合的検討が必要である。

① 破砕帯や割れ目（亀裂節理）の発達する岩盤斜面
② 頁岩等剥離しやすい層理面の発達する流れ盤斜面
③ 膨張性岩石から構成される斜面
④ シラス、マサ、固結度の低い砂や砂礫層等、侵食に弱い土砂からなる斜面
⑤ 地下水の湧出を伴う斜面

切土法面勾配の設定は、次に示す勾配等を参考とする。

① 軟岩の場合は、1：0.5～1：1.2程度、直高７ｍごとに幅1.0～2.0m程度の小段を設ける例が多い。
② 砂質土等の場合は切土法面勾配1：1.0～1：1.5程度、直高５ｍごとに幅1.0～2.0m程度の小段を設ける例が多い。

なお、軟岩の場合は、地質や性状によって安定が確保できる勾配には差があることから、切土勾配を安易に決定することは避けなければならない。例えば、奥園（1972）*1は、高速道路切土地点で測定した弾性波速度と、その地点で実際に施工した法勾配と、切土後の崩壊の有無についてまとめた**図-3.7.2**を示し、図中の境界線より上側の緩い勾配で切土することが望ましいとしている。これによれば、軟岩に相当する2,000m/sより遅い岩盤の場合は、同じ軟岩であっても地山の弾性波速度に応じて切土法面の安定勾配が大きく変化しており、切土勾配決定の際には注意しなければならない。

＊1 奥園（1972）：切盛土工計画における土質工学上の問題点とその対策、地盤工学会誌、20.11、pp.17～22（一部変更）

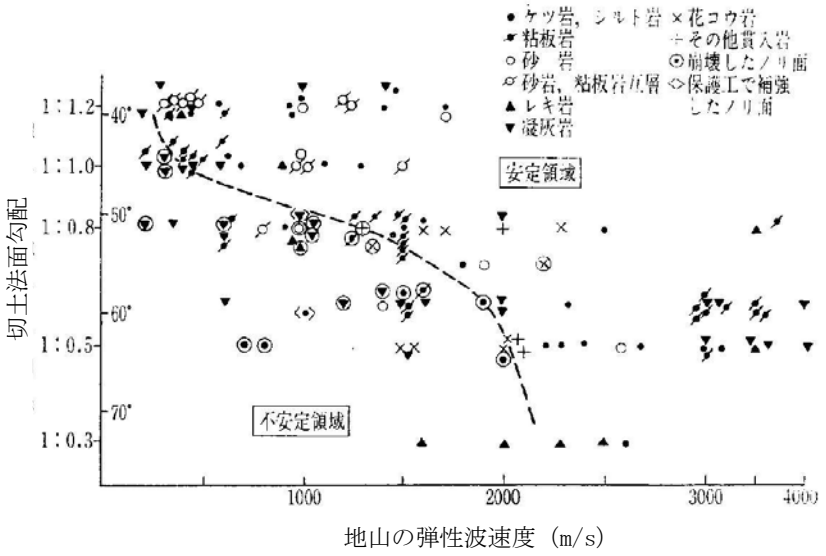


図-3.7.2　地山の弾性波速度と切土法面勾配との関係*1

⑷　排土区域隣接斜面の安定確保

排土工の設計に当たっては、背後及び側面の斜面について、地形、地質調査結果に基づき、これら斜面の地すべりを誘発する危険のないことを確認する。

第三紀層地すべり地帯等においては、対策を必要とする新期地すべりブロックの背後に非常に古い旧期の地すべりブロックが残存していることがしばしばあるが、これは外観上地形的な特異性を除けば地山との区別が困難であり、良好な地下水貯留体となっていることが多い。このような斜面にあっては、新期地すべりブロック頭部の排土により旧期地すべりブロックが再活動する危険があり、特に切土面の法尻より多量の地下水湧出を伴う場合はこの危険性が増大する（**図-3.7.3**）。

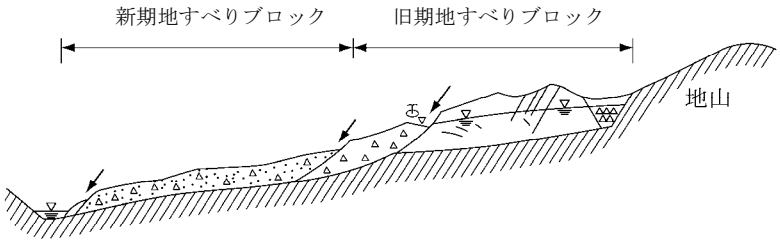


図-3.7.3　旧期地すべりブロックの残留

また、背後斜面が地山であっても、地質構造上切取斜面に対して流れ盤であったり、切土面と平行方向に大規模な断層等が存在する場合には岩層すべりを生じる危険性がある（**図-3.7.4**）。

したがって、これら背後斜面も含めて排土を考えたとき、その規模が非常に大きくなる場合があり、本工法の採用を見合わせる事態も生じてくるので、調査時点では、これらの状況を確実に把握しておかねばならない。

＊1　奥園（1972）：切盛土工計画における土質工学上の問題点とその対策、地盤工学会誌、20.11、pp.17～22（一部変更）

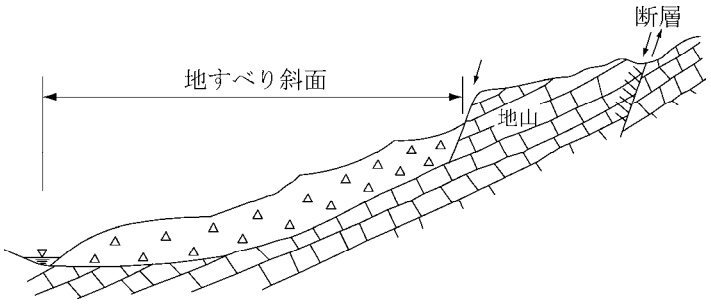


図-3.7.4 背後斜面に存在する断層

⑸ 切盛調整による斜面の安定化

地すべり斜面下部の地形及び地質が、斜面上部における排土の処分としての盛土を許容し得る条件にあるならば、これを押え盛土として利用し、排土量の軽減を図る。複合型地すべり斜面にあっては、斜面上部と下部の切盛調整だけで全体の安定を確保することが困難な場合もあるため、単独ブロック相互の切盛バランスを図りながら、斜面全体の安定を導く検討も必要である。

7.1.2 設計の留意事項

排土後の法面は、一般に降水による侵食、風化の進行等種々の要因が加わって脆弱化し斜面崩壊を起こしやすいため、それぞれの地形、地質条件に適合した法面保護工や保全工を検討する必要がある。岩盤斜面で切土を行う場合は、切土によって岩盤が緩み降雨が浸透しやすくなることがあるため、モルタル吹付工等による浸透防止を実施することが望ましい。

降水等による侵食防止として一般には植生工を、特に風化しやすい軟岩、マサ土からなる斜面にあってはモルタル吹付工やコンクリートブロック枠工を実施する。特に、スレーキングが発生しやすい第三紀の泥岩等の場合は、スレーキングの進行に伴う斜面崩壊に対する対策として、乾湿の繰り返しや拘束圧の減少の防止を図ることが望ましい。例えば、冠頭崖等、急峻な斜面に対して後退性の地すべりを抑制するためにコンクリート吹付工を行うことは有効である。なお、構造物による法面保護工を実施する場合は、水抜きパイプ等を設置し、背面からの地下水が適切に排水されるように配慮する必要がある。

なお、隣接斜面からの地表水の流入防止のための表面排水工や法面湧出水処理のための法面承水路等を設けることがより効果的である（**図-3.7.5**）。

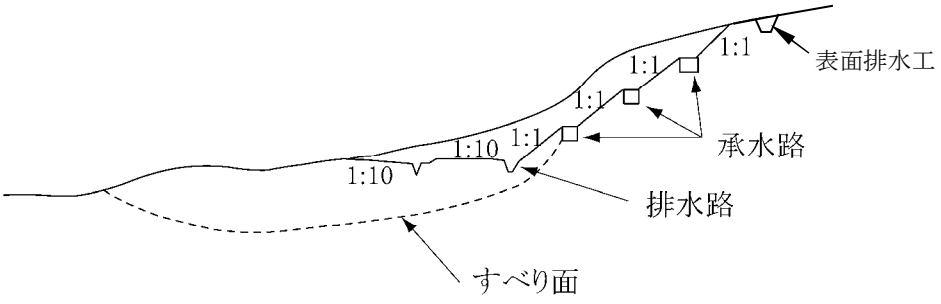


図-3.7.5 排土工模式図

7.1.3 施工時の留意事項

排土工は、自然条件で安定を保っている背後斜面に対してその均衡要素を人為的に改変するため、背後斜面の環境条件や施工方法によっては予期しない重大な事態を招くことがある。したがって、特に人が排土斜面内に立ち入り施工する場合は、施工の安全性を確保するため以下の事項に十分留意する。

① 排土により形成された切取り斜面は、地下水位の急激な背面低下を生じ法尻付近が最も危険な状態となるため、降水期等地下水位の高い時期や地下水位が急激に上昇するおそれのある時期での施工は避けることが望ましい。

② 切取りは斜面上方から行い、すかし掘りや同一斜面での上下同時作業を行ってはならない。

③ 切取り時は背後斜面及び切土法面の状態を常時監視し、背後斜面にあっては地盤変動や引張亀裂の発生、切土法面にあっては、はらみ出しや湧水等異状の早期発見に努める。

④ 異状が発生したときは直ちに切取り作業を中止し、亀裂からの降水浸透防止や切取り土砂の埋戻し（押え盛土）等の応急処置を施し、亀裂の拡大や地盤変動の進行の有無の追跡観測体制を整え、排土工法や補助工法の再検討を行う。

⑤ 排土法尻に未固結のシルトや砂層等、パイピング抵抗力に弱い地層が出現し湧水を伴う場合は、早急に湧水処理及び法止処理を行い、法尻の洗掘、破壊を防止する。

⑥ 切取面付近に（被圧）帯水層等が存在することが事前に判明している場合は、あらかじめ水抜きボーリング工等により地下水処理を施し、減水を確認してから切土工の施工に着手する。

7.2 押え盛土工

押え盛土工は、地すべり斜面の下部に盛土を行うことによりせん断抵抗力を付加することで、斜面全体の安定化を図る工法であるが、設計に当たっては、地すべり斜面下部のすべり面形状や盛土基礎地盤の特性を十分把握した上で行う必要がある。

押え盛土工の設計では、押え盛土区域、盛土量、盛土法面勾配、盛土高及び盛土斜面の安定確保について検討を行う。

7.2.1 設計の基本事項

⑴盛土区域と盛土量

① 地すべり末端部を盛土区域として安定計算を行い、長期・短期ともに目標安全率が得られるとともに最小盛土量で最大の効果が得られるよう範囲の決定を行う。

② 安定計算の前段として盛土区域を概定するに当たっては地すべり末端受働部のすべり面形状が重要な要素となる。**図-3.7.6**に示すように、すべり面末端部が上向きとなる面（a）、若しくは水平となるすべり面（b）では、すべり面の傾斜角αが0となるG点（これを短期的安定を考慮する場合の「中立点」と呼ぶ。）より斜面下部方向に盛土をすることとする。すべり面末端が下向きとなるすべり面（c）については、その傾斜角や末端部以下の地形条件等によっては盛土そのものが不安定になるおそれがあり、一律な考え方は困難である。

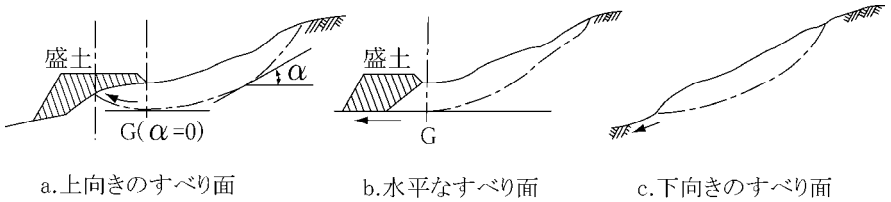


図-3.7.6 すべり面の形状

⑵ 盛土区域の決定手法の事例

盛土区域の概定に当たって、すべり面に沿って引いた接線の勾配が０となる点Ｇより斜面下方向に盛土を行うのは次の理由による。

長期安定を考慮した場合**図-3.7.7**においてα＝φ’（φ’は有効応力表示のせん断抵抗角）となるすべり面上の点Ｆの鉛直上部にあたる斜面上の点Ａまで盛土してよいが、

① Ａ～Ｃ間の盛土はすべらせようとする接線方向分力$T_1=W_1\sin\alpha$を増加させる（ここで、W_1は盛土による荷重増加分、W_2は元地形の荷重）。

② さらに盛土直後にはすべり面の粘土は、ほとんど飽和状態にあるので間隙圧係数$\overline{B}$は$\overline{B}\fallingdotseq 1$となり、法線方向分力$N_1$はすべて間隙水圧に起因する力$U=\overline{B}W_1\cos\alpha$で受けもたれる。すなわち$W_1$によるすべり面に対する$N_1$は$N_1=W_1\cos\alpha$となるが法線方向の有効応力の増分は

$$N_1'=N_1-U=W_1\cos\alpha\,(1-\overline{B})=0$$

となり有効応力の増分はない。したがって、せん断強度の増加もない。言い換えれば、盛土直後では、$c_u=q_u/2$、$\phi_u=0$（c_u，ϕ_uは全応力表示の粘着力、せん断抵抗角q_uは一軸圧縮強度）であり、スライス底面の長さにはたらくせん断抵抗力は

$$\tau\ell=c_u\ell+N_1\tan\phi_u=c_u\ell$$

でN_1による盛土直後のせん断強度の増加はない。

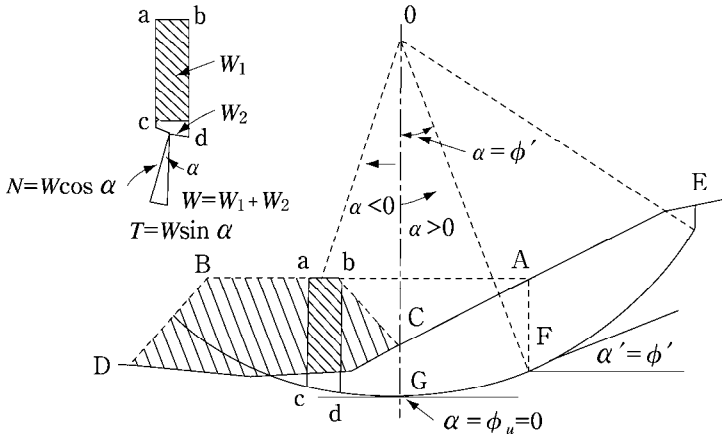


図-3.7.7 盛土区域の範囲

このようにＡ～Ｃ間の盛土は、盛土直後には地すべりを助長させることとなる。したがって、盛土は接線方向分力T_1が地すべりを抑制する方向にはたらくすべり面の傾斜角が０となる点Ｇより斜面下方に対して行うものとする。

⑶ 盛土法面勾配と盛土高

① 盛土法面勾配及び盛土高は、盛土材料や施工条件等を考慮し決定する。一般には盛土法面

勾配は1：1.8～1：2.0とし、盛土直高５ｍごとに幅1.0～2.0ｍの小段を設けることが多い。

② 盛土法面は降水等により侵食を受けやすく、浸透水や地下水の影響により法面崩壊を起こしやすいため、適当な工法により保護する必要がある。法面保護工としては、植生工、編柵工、法面蛇かご工、法枠工等が盛土材料の特性や盛土斜面の規模等の状況に応じ用いられている。法尻は地下水の浸出等により脆弱化し不安定となりやすいため、盛土規模や盛土材料の特性に応じ、鉄筋コンクリート枠工やふとんかご工等の排水性に優れた柔軟構造の土留工を施工するか、ジオグリット、ジオメンブレン等の排水性に優れた補強土工法を用いる。

③ 盛土材料が細粒土の場合は、押え盛土が背面の地すべりブロック内の地下水上昇をもたらす要因となるため、ドレーン、暗渠等による地下水処理を検討する。盛土法面の規模が大きくなる場合は、小段排水路工、法面承水路工、排水路工を検討する。

⑷ 盛土及び盛土斜面の安定確保

① 押え盛土の設計に当たっては、盛土斜面及び下位斜面の地盤状況や地下水状況の調査結果に基づき、盛土に伴う基礎地盤の破壊や地下水の遮断等により新たな地すべりを誘発する危険がないか十分な検討を行う。

② 盛土上端部を末端とする地すべりが生ずる可能性があるので、安定計算により検討する。このときの、新たに形成されるすべり面の考え方については、**図-3.7.8**及び**図-3.8.7**を参照する。

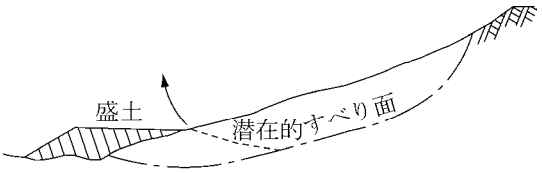


図-3.7.8 潜在的すべり面

③ 盛土範囲が斜面中腹となる場合は、盛土範囲を頭部とする地すべり発生の可能性についても検討しなければならない。特に、**図-3.7.9**に示すように、地すべりブロック末端に過大な隆起、土砂集積が生じている場合には主たるすべり面を切断して二次的なすべり面が形成されていることがあるため注意を要する。

また、盛土が大規模になると盛土の基底破壊を生ずるおそれがあるので、その検討も必要となる。

その他、浅層部に（被圧）帯水層が存在し、その下位層が軟弱な場合には、盛土荷重により帯水層が破壊され、背後斜面の安定に悪影響を及ぼすおそれがあるので注意を要する。

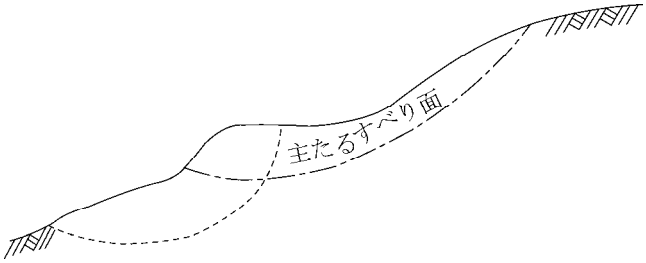


図-3.7.9 末端隆起等に伴うすべり面

7.2.2 設計の留意事項

盛土材料は、得られる範囲でできるだけ単位体積重量やせん断強度が大きく、透水性のある材料を使用することが望ましい。

7.2.3 施工時の留意事項

施工に当たっては、安定計算で用いた単位体積重量やせん断強度等が得られるよう、入念な施工管理を行う。

8. 抑止工

（基準書　第３章、3.4.3関連）

8.1　杭工

8.1.1　設計の基本事項

⑴　地すべりブロックの圧縮部と引張部の判定

杭工の設計に当たり、安定計算断面の分割スライスごとに地すべりのせん断推進力Tとせん断抵抗力Rの差（$R-T$）求め、最末端部より累加した値が最大となるスライスまでを圧縮部、それより上部のスライスを引張部とする手法等により、地すべりブロックの圧縮部と引張部の境界と考えることができる（**図-3.8.1**）。ただし、伸縮計を用いた測定等によって圧縮部、引張部が判定されている場合にはこの結果を優先する。

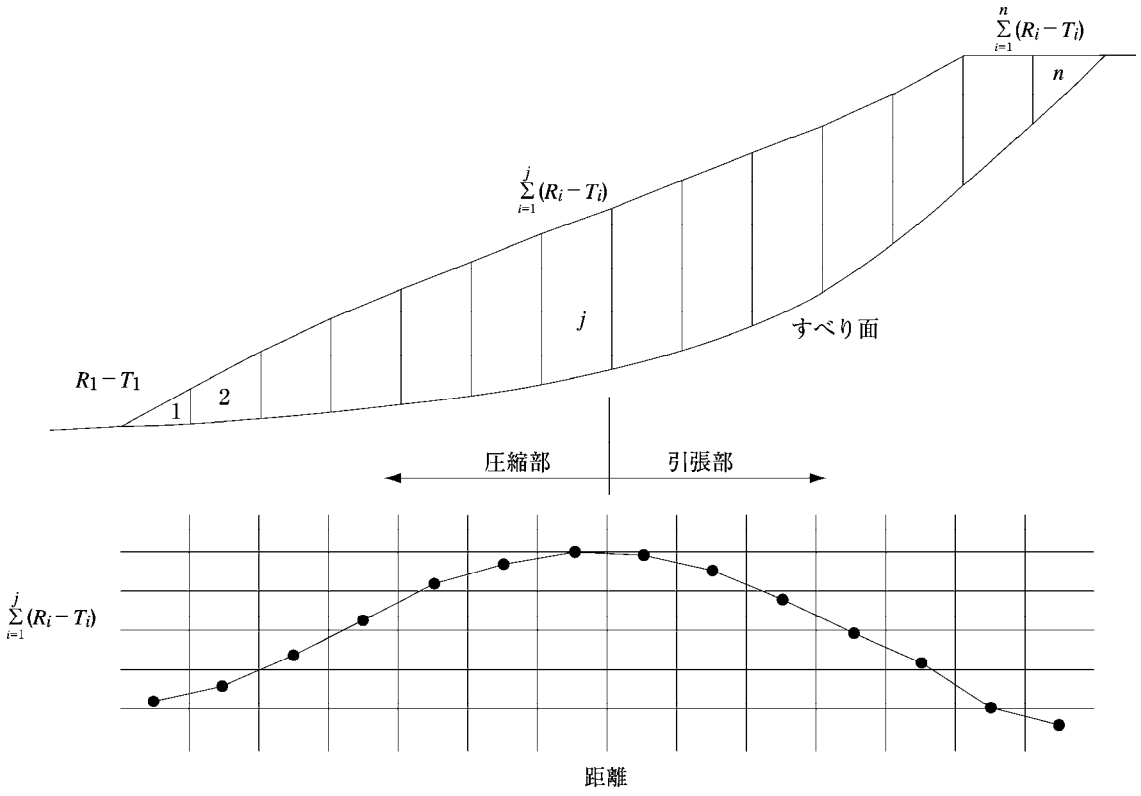


図-3.8.1　圧縮部と引張部の判定模式図

⑵　杭に発生する力と杭の種類*1, *2

一般に杭が地すべりに抵抗する場合、杭には曲げモーメントとせん断力が発生し、杭の持ついずれかの破壊強度を超えたときに杭は破壊する。すなわち杭の設計を行う場合は、曲げモーメントとせん断力に対する杭の安全性を満足する必要がある。

＊1　(社)日本道路協会：道路土工　切土工・斜面安定工指針、p.422（2009）（一部変更）
＊2　(社)斜面防災対策技術協会：新版地すべり鋼管杭設計要領、p.30(2016)　（一部変更）

曲げモーメントに対する安全性を満足する設計を行う杭をモーメント杭、せん断力に対する安全性を満足する設計を行う杭をせん断杭という。(**図-3.8.2**)

また、モーメント杭は、抑え杭とくさび杭に分類される。(**図-3.8.3**、**図-3.8.4**)

① くさび杭

地すべりブロックと基盤をつなぎとめる効果を持つ杭で、地すべりの活動に伴い地すべりブロックと一体になって変形し、変位の増大とともにせん断抵抗力を発揮する。地すべりの滑動力を、すべり面位置に集中荷重として与える。

② 抑え杭

杭の谷側の地盤反力が期待できない場合に杭を片持ち梁とみなし、地すべりの滑動力が、地すべりブロック中の杭に作用するものとして設計する。地すべりの滑動力は三角分布荷重若しくは等分布荷重として与える。ただし、計算結果が同値になるため、一般的な計算モデルは地すべりの滑動力を、すべり面深度の1/3～1/2の深度に集中荷重として与える簡便なモデルとすることが多い。

③ せん断杭

すべり面でのせん断抵抗力のみで地すべりを安定化させる杭で、たわみやモーメント分布は考慮しない。地すべりの滑動力を、すべり面位置に集中荷重として与える。

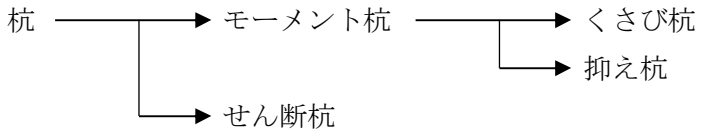


図-3.8.2 杭の種類

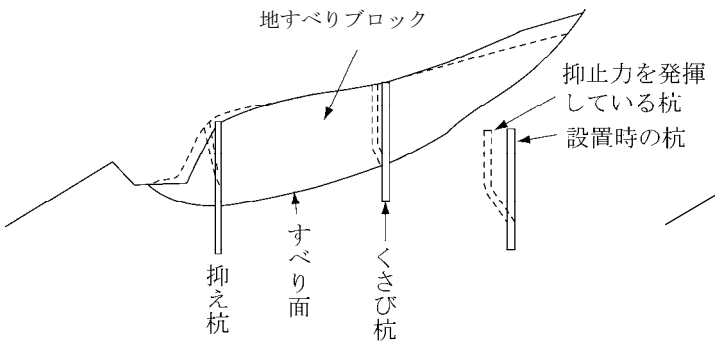


図-3.8.3 モーメント杭の種類

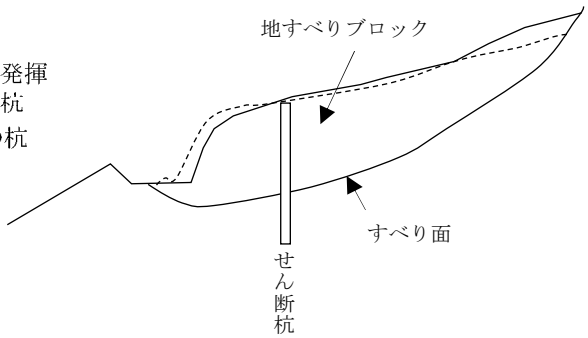


図-3.8.4 せん断杭の模式図

⑶ 杭の設置位置

圧縮部の最上部は、地すべりブロック内における杭背後の地盤反力が最大となる地点であり、杭の設置位置としては最も適している。それより上部でも下部でも地盤反力は小さくなるため杭設計上は不利となるが、保全対象によってはこのような場所に杭を設置せざるを得ない場合もあり、現場の状況を勘案し、杭背後の地盤反力状況を十分に検討した上で、杭設計を行う必要がある。

⑷　杭の構造計算

ア．杭のせん断抵抗力

杭のせん断抵抗力は、当該地すべりブロックの安定計算において、杭工により目標安全率を確保するための地すべり単位幅当たり抵抗力で、**式（3.8.1）**により算定する。

なお、杭の設置位置及び地すべりブロックの土質条件によっては、ΣT、ΣRの対象スライスの範囲について検討を行う。

$$P_R = P.F_s \Sigma T - \Sigma R$$
$$= P.F_s \Sigma W\sin\alpha - \Sigma \{c' \ell + (W\cos\alpha - u\ell)\tan\phi'\} \quad \cdots\cdots (3.8.1)$$

ここで　P_R：杭のせん断抵抗力（kN/m）

$P.F_s$：目標安全率

T　：各スライスのすべり面上に働くせん断力（$T=W\sin\alpha$：スライス重量の接線分力）（kN/m）

R　：各スライスのすべり面上にはたらくせん断抵抗力（kN/m）

W　：スライス重量（kN/m）

α　：すべり面が水平方向に対してなす角（°）

u　：スライスのすべり面上に働く間隙水圧（kN/m^2）

ϕ'：すべり面の土のせん断抵抗角（°）（有効応力表示）

c'　：すべり面の土の粘着力（kN/m^2）（有効応力表示）

ℓ　：各スライスのすべり面の長さ（m）

イ．間隙水圧に起因する力（U）の設定

抑制工を併用する場合は、抑制工による間隙水圧等の低減を考慮した値を適用する。

ただし、杭工と抑制工の工事実施時期の違い等により、杭施工後の一定期間において、抑制工による間隙水圧等の低減が期待できない場合は、抑制工による間隙水圧等の低減を考慮しない値を適用することができる。

ウ．杭１本当たりに作用する水平荷重

$$P = \frac{P_R \cos\theta D}{nN} \quad \cdots\cdots (3.8.2)$$

ここで　P　：杭１本当たりに作用する水平荷重（kN）

P_R：杭のせん断抵抗力（kN/m）

θ　：杭設置地点のすべり面傾斜角（°）

D　：杭の中心間隔（m）

n　：１段における杭の配列数（単列＝１、千鳥＝２）

N　：杭の施工段数（同一地すべりブロックに施工する段数）

①　杭の中心間隔

杭の中心間隔は、杭と杭の間から地すべりの土塊が中抜けしないよう、地すべりブロックの土質、杭の口径等を考慮の上決定する。その際、**表-3.8.2**の間隔を標準とし、杭の直径の８倍以内を一応の目安とすることができる。

表-3.8.2 標準杭の間隔*1

移動層の厚さ（m）	標準杭間隔（m）
～10	2.0以下
10～20	3.0以下
20以上	4.0以下

② 杭の配列

原則として単列打ちとするが、施工上から削孔時の孔壁間の距離が１m未満になるときは千鳥打ちが望ましい。

杭間隔が狭く、杭により地下水が遮断されてしまう可能性がある場合は、杭の谷側又は山側から水抜きボーリング工を施工する等、排水性を考慮する必要がある。

エ．地すべりブロック及び基盤の地盤反力の条件

杭の種類に応じた、地すべりブロック及び基盤の地盤反力の条件を、**表-3.8.3**に示す。

表-3.8.3 抑止杭の種類と特徴

杭の種類	地すべりブロック及び基盤の地盤反力の条件	
	地すべりブロック	基　盤
くさび杭	杭背後に水平荷重の作用による地盤反力が期待できる場合	杭背後に水平荷重の作用による十分大きな地盤反力が期待できる場合
抑え杭	杭背後に水平荷重の作用による地盤反力が期待できない場合	
せん断杭	杭背後に水平荷重の作用による十分大きな地盤反力が期待できる場合	

オ．杭に発生する最大せん断力及び最大曲げモーメント

杭１本当たりに発生する最大せん断力及び最大曲げモーメントの算定式の適用条件を、**表-3.8.4**に示す。

表-3.8.4 最大せん断力及び最大曲げモーメントの算定式の適用条件

区分	記号	算定式	杭の種類	最大値の発生位置
最大せん断力	S_{1max}	(3.8.3)	せん断杭 くさび杭	すべり面
	S_{2max}	(3.8.4)	抑え杭	基盤内
最大曲げモーメント	M_{1max}	(3.8.5)	くさび杭	地すべりブロック内
	M_{2max}	(3.8.6)		基盤内
	M_{2max}	(3.8.7)	抑え杭	基盤内

添字の１は地すべりブロック、２は基盤を表す。

＊1 （社)斜面防災対策技術協会：新版地すべり鋼管杭設計要領、p.47（2016）

$S_{1max}=H$（くさび杭では$S_{2max}=-H$も発生）　……（3.8.3）

$$S_{2max}=H\sqrt{2(\beta_2 h)^2+2\ \beta_2 h+1}\exp\left(-\tan^{-1}\frac{\beta_2 h+1}{\beta_2 h}\right)$$　……（3.8.4）

$$M_{1max}=\frac{H}{2}e^{-\alpha_1}\left\{\left(\frac{1}{\beta_1}-\frac{1}{\beta_2}\right)\cos\alpha_1-\left(\frac{1}{\beta_1}+\frac{1}{\beta_2}\right)\sin\alpha_1\right\}$$　……（3.8.5）

$$M_{2max}=\frac{-H}{2}e^{-\alpha_2}\left\{\left(\frac{1}{\beta_1}-\frac{1}{\beta_2}\right)\cos\alpha_2+\left(\frac{1}{\beta_1}+\frac{1}{\beta_2}\right)\sin\alpha_2\right\}$$　……（3.8.6）

$$M_{2max}=\frac{-H}{2\ \beta_2}\sqrt{(1+2\ \beta_2 h)^2+1}\exp\left(-\tan^{-1}\frac{1}{1+2\ \beta_2 h}\right)$$　……（3.8.7）

$$\beta=\sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}}\qquad(m^{-1})$$　……（3.8.8）

$E_s=k_h d$　　(kN/m^2)　……（3.8.9）

$$\alpha_1=\tan^{-1}\frac{\beta_2}{\beta_1}$$　……（3.8.10）

$$\alpha_2=\tan^{-1}\frac{\beta_1}{\beta_2}$$　……（3.8.11）

ここで、S_{1max}，S_{2max}：杭１本当たりに作用する最大せん断力（kN）

M_{1ma}，M_{2max}：杭１本当たりに作用する最大曲げモーメント（kN・m）

H　：水平外力（kN）

h　：すべり面からの作用点までの高さ（m）

E_s　：地盤の変形係数（kN/m^2）

E　：杭材の弾性係数（kN/m^2）

K_h　：水平方向地盤反力係数（kN/m^3）

d　：杭径（m）

I　：杭の断面二次モーメント（m^4）

α_1：地すべりブロック内でのα（ラジアン角）

α_2：基盤内でのα（ラジアン角）

β　：杭の移動特性値（m^{-1}）

β_1：地すべりブロック内でのβ（地すべりブロックのE_sより算出）

β_2：基盤内でのβ（基盤のE_sより算出）

①　水平外力（H）

式（3.8.2）で求めた、杭１本当たりに作用する水平荷重（P）とする。ただし、杭背後の地すべりブロックの安定性に疑問がある場合は、引張部の土塊だけを対象として**式**（3.8.1）より求めたP_Rをもとに**式**（3.8.2）で求め$H=P$とする。

②　すべり面からHの作用点までの高さ（h）

明瞭なすべり面に沿った滑動とならず土圧が三角形分布する場合には**式**（3.8.12）、等分布と考えられる場合には**式**（3.8.13）で算定する。

$h=h_0/3$　……（3.8.12）

$h=h_0/2$ ……（3.8.13）

ここで、h_0：杭の有効長（すべり面上の杭長）（m）

また、明瞭なすべり面に沿い、地すべりブロックが剛体的に滑動する場合は、すべり面からの作用点までの高さを０とする。

なお、近傍類似地区においてhの実測値があれば、その値を用いてもよい。たとえば、新潟県における第三紀層での実測結果によると、多くがすべり面からの作用点までの高さは1.7m（1.0～2.0m）であった。

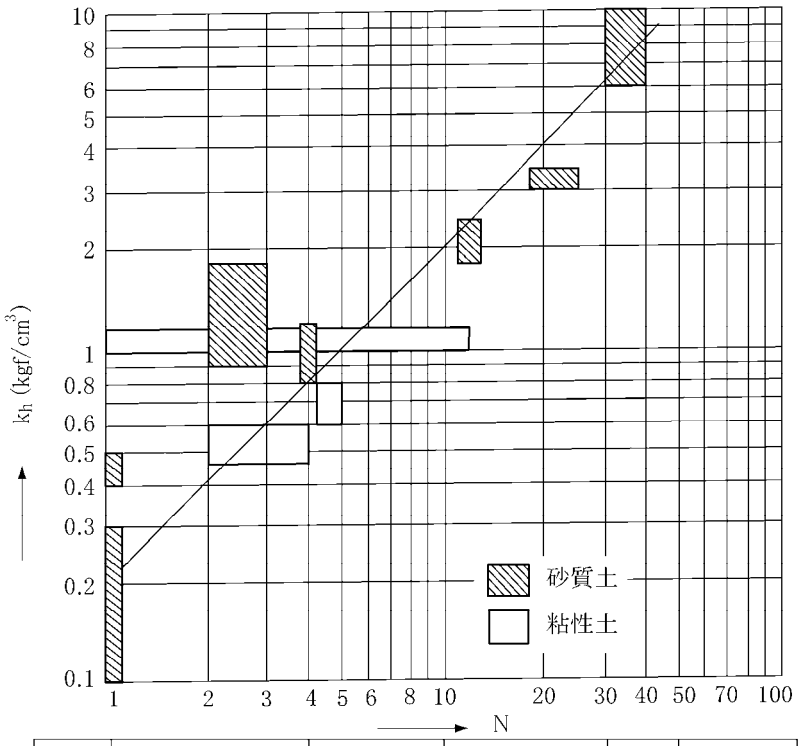
③　地盤の変形係数（E_s）

杭の単位長さ当たりに作用する地盤の反力（P）が杭のたわみ（y）に比例すると考えたときの比例係数で、$P=E_sy$の関係となる。

このE_sの値は原理的には短期安定の検討に用いるものであるが、長期安定についての検討でもこの値が準用できる。

④　水平方向地盤反力係数（k_h）

k_hは、N値との関係を実験的に求めた、**図-3.8.5**より得られる。



砂	very loose		loose	medium		dense	very dense
粘土	very soft	soft	medium	stiff	very stiff	hard	

（Terzaghiによる分類）

図-3.8.5　k_h-N図*1

（参考－SI単位換算　1 kgf/cm^3＝9.8MN/m^3≒10MN/m^3）

*1　運輸省港湾局調査設計室（1962）：桟橋ドルフィンの設計法、調査設計室報告、2、pp.39～88（Terzaghiによる分類は、下記の原本の分類の砂、粘土について併せて作図している。）Terzaghi K. and Peck R.B.（1948）：Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, Inc.

なお、k_hはボーリング孔内水平載荷試験等によっても求めることができる。ボーリング孔内に膨張形タイプ又はジャッキタイプの測定管を降ろして段階載荷を行い圧力（P）と半径（r）の関係を**図-3.8.6**の直線部分の勾配を**式（3.8.14）**によって求めてk_hの値とする。

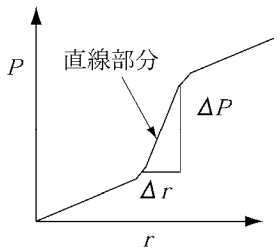


図-3.8.6　圧力（P）と半径（r）の関係

$$k_h=\frac{\Delta P}{\Delta r} \qquad \cdots\cdots (3.8.14)$$

カ．杭の断面計算

杭の断面計算は、杭に作用する荷重条件を検討の上で行う。

杭の種類と杭に作用する荷重条件の関係を、**表-3.8.5**示す。

表-3.8.5　杭に作用する荷重条件

杭の種類	杭に作用する荷重条件	
	最大せん断力	最大曲げモーメント
くさび杭	S_{1max}（3.8.3）	M_{1max}（3.8.5）
	S_{2max}	M_{2max}（3.8.6）
抑え杭	S_{2max}（3.8.4）	M_{3max}（3.8.7）
せん断杭	S_{1max}（3.8.3）	計算を省略[注)]

注）せん断杭は、杭背後の地すべり土塊に十分に大きな地盤反力が期待できる場合、かつ、杭の設置位置が圧縮部の上端部で、地すべり機構、近傍事例等を勘案し、杭に作用する曲げモーメントに対する杭の断面計算を省略できると判断できる場合に用いるものである。

杭の断面計算では、**表-3.8.5**の杭に作用する荷重条件に対して、くさび杭及び抑え杭については、**式（3.8.15）**、**式（3.8.16）**の双方の条件を満足するよう、また、せん断杭については、**式（3.8.15）**を満足するようにする。

ただし、くさび杭及び抑え杭は、類似条件下で杭の断面計算を行った過去の実績等において、モーメントに対する**式（3.8.16）**の条件を満足し、せん断力に対する**式（3.8.15）**の条件も満足することが明らかであると判断できる場合は、せん断力の検討を省略することができる。

$$\tau_a \geqq \alpha \frac{S_{max}}{A} \qquad \cdots\cdots (3.8.15)$$

ここで、τ_a：杭材の許容せん断応力度（kN/mm^2）

S_{max}：杭１本当たりに発生する最大せん断力（kN）（**式3.8.3～3.8.4**）

A　：杭の断面積（m^2）

α　：せん断応力補正係数（**式3.8.17**）（一般にはα＝2.0）

$$\sigma_a \geqq \frac{N_f}{A} \pm \frac{M_{max}}{W} \quad \cdots\cdots (3.8.16)$$

ここで、σ_a ：杭材の許容曲げ応力度（kN/m²）

H_f ：杭にかかる軸力（kN）

A ：杭材の断面積（m²）

M_{max} ：杭１本当たりに作用する最大曲げモーメント（kN・m）

（**式**3.8.5～3.8.7）

W ：杭の断面係数（m³）

$$\alpha = \frac{4(D^2+Dd+d^2)}{3(D^2+d^2)} \quad \cdots\cdots (3.8.17)$$

ここで、D ：鋼管杭の外径（m）

d ：鋼管杭の内径（m）

なお、断面計算に当たっては、次に示す計算諸元について比較検討により試算を行い、経済的な杭材の仕様となるよう検討する。

① 杭の設置位置
② 杭の間隔
③ 杭材の弾性係数、断面積及び断面係数
④ 杭材の許容せん断応力度及び許容曲げ応力度
⑤ 杭材の材料費及び杭工の工事費

キ．杭材の選定

一般には鋼管杭を使用することが多いが、この場合、内部にモルタル又はコンクリートを充填する（ただしコンクリート強度は考慮しない）。

ク．鋼管杭の根入れ長さ

鋼管杭の基盤への根入れ長さは、杭の種類に応じて、次に示す条件を満足するよう設定する。

① 最小根入れ３m以上
② 基盤のN値が50未満の場合は、杭全長の1/2～1/3、
基盤のN値が50以上の場合は、杭全長の1/3～1/4
③ 杭の条件を確保する根入れ長さ（h_b）

$$h_b \geqq (1.0\sim1.5)\times\left(\tan^{-1}\frac{\beta_1-\beta_2}{\beta_1+\beta_2}+\pi\right)/\beta_2 \quad \cdots\cdots (3.8.18)$$

$$h_b \geqq (1.0\sim1.5)\times\frac{\pi}{\beta} \quad \cdots\cdots (3.8.19)$$

ここで、h_b：鋼管杭の根入れ長さ

β ：**式**（3.8.8）

くさび杭は①、③の**式**(3.8.18)、抑え杭は①、③の**式**(3.8.19)の条件を満足できる根入れ長さとする。

せん断杭は、①と②の条件を満足できる根入れ長さとする。

ケ．鋼管杭の許容応力度

杭の断面計算に用いる鋼管杭の許容応力度を、**表**-3.8.6に示す。

なお、杭に使用する鋼管杭の許容応力度は、地下水排除工を併用する場合は、短期許容応力度を用い、地下水排除工を併用しない場合は、長期許容応力度を用いることを標準とする。

表-3.8.6　鋼管杭の許容応力度

区分	短期許容応力度（N/mm²）		長期許容応力度（N/mm²）	
	せん断	曲げ	せん断	曲げ
SKK400及び同等品	120	210	80	140
SKK490及び同等品	160	280	105	185
SM570及び同等品	220	380	145	255

引張強さ490N/mm²を超える高張力鋼（SM520やSM570等）は、工事現場における溶接部の強度管理等が困難であるが、ねじ継ぎ手，ソケット式継手等の機械的接合部材を用いる場合には、その接合部に高張力鋼を使用しても良い*1。

⑸　杭設置後の安定計算

図-3.8.7に示すように杭の上部に圧縮部の破壊による新しいすべりが発生する場合があるので、すべり面ＡＢＣを対象とする安定計算を行い、安定であることを確認する。

αは、$\alpha = 45^\circ - \phi/2$（φはBC面のせん断抵抗角）として計算する。

なお、BC面の土質定数は調査により明らかになっている場合は、その値を、そうでない場合はAB面と同一値を用いてよい。

そのほかに、杭下側面を上端とする先端部のすべり（Ⅱ）や、杭の上側斜面で新たに受動破壊による深い地すべり（Ⅰ）や表層すべり（Ⅲ）が生じた例も見られるので留意する必要がある。

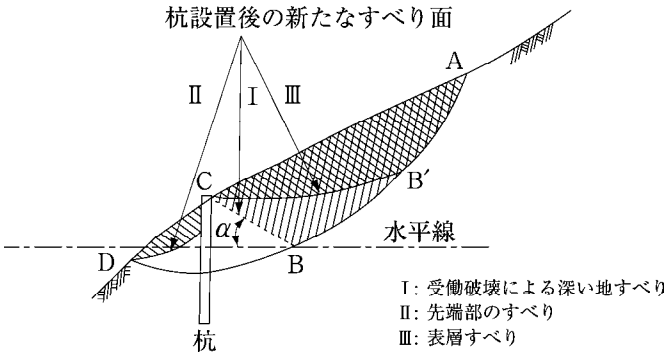


図-3.8.7　杭設置後の新たなすべり面の概念図

8.1.2　設計の留意事項

① 8.1.1では、設計の基本事項を示しているが、杭の種類に応じた詳細な検討が必要な場合もある。検討の詳細については、「新版地すべり鋼管杭設計要領」（斜面防災対策技術協会）*2等を参照する。

② 杭の断面計算における杭径の最小径は200㎜とするが、地すべり機構、土質等の条件、杭の設置位置及び杭の間隔に応じて、杭と杭の間から地すべり土塊が中抜けしないよう十分な検討を行う必要がある。

＊1 （社)斜面防災対策技術協会：新版地すべり鋼管杭設計要領、p.11（2016）（一部変更）

＊2 （社)斜面防災対策技術協会：新版地すべり鋼管杭設計要領（2016）

③ 杭の長さは、施工条件を考慮の上、施工可能な範囲内となるよう条件設定を行い、杭の断面計算を行う。

④ 曲げ強度の計算で杭の必要強度が著しく大きくなる場合には、杭の頭部をアンカーにより固定し、より大きい抑止力を得られるように設計することがある。また、抑え杭は特定の杭に荷重が集中し破壊されることも考えられるので、杭全体を安定的に機能させるため杭頭を連結する場合もある。

⑤ せん断杭は杭工が地すべり防止対策工として昭和30年代に用いられて以来ずっと用いられて来た長い歴史をもつ工法である。この杭は剛な地盤に挿入された杭がすべり面でせん断破壊されるとき地すべりの抑止機能を発揮すると想定するものである。しかし、地すべり機構や杭の抑止機構が解明されてくると実際にはせん断杭で考えている破壊機構は存在しないことが分かってきた。

したがって、せん断杭として杭を設計する場合は地すべりの状況を十分に考慮してこれを採用することが大切である。

⑥ 高張力鋼はSKK490及び同等品の杭材よりも大きな許容応力度が得られる。しかし、高張力鋼では杭の許容たわみ量も大きくなるという点に注意しなければならない。杭のたわみや地盤の変形がどの程度まで進むかは現場条件によって異なる。このため、高張力鋼を検討する場合には、地盤調査を十分に行い、杭に発生する荷重やたわみについて照査してから採用する等、慎重な配慮が必要である。

8.1.3 施工時の留意事項

① 杭と掘削孔との間（クリアランス）は最小となるように掘削し、杭を建込み、グラウト充填する。

② ボーリングの施工に当たっては、掘削水がすべり面に回ってすべりを助長することのないよう、ケーシングの使用や泥水濃度に留意して作業する。

③ 杭工は、工事費が一般的に高額となるので、できるだけ最小の掘削費で最大のせん断抵抗力を有する構造とすることが必要である。

④ 鋼管杭設置に当たっての削孔方法は、地質状況、地下水状況等を考慮して選定する必要がある。

8.2 シャフト工

8.2.1 設計の基本事項

⑴ 配置

シャフト工配置は、原則として杭工に準ずる。ただし、杭工に比べて極めて大きな荷重を受けるので、十分堅固な基礎上に設置する必要がある。

⑵ 構造計算

シャフト工本体は弾性体として、斜面の影響を考慮した上でケーソン基礎に準じてモデル化し、地盤反力度，変位及び断面力の計算を行う。

8.2.2 設計の留意事項

① シャフト自体が地すべりブロックにより発生するせん断力及び曲げモーメントに十分耐えること。

② 基礎地盤は、シャフトの自重及び地すべりブロックの活動力に対して十分抵抗できる強度を持ち、長期の荷重集中にも劣化を生じないことが必要である。

③ シャフトの直径は1.5～3.5m、中心間隔は７～10mが一般的である。

④ シャフト工の必要抵抗力（P_R）及びシャフト１本当たりの水平荷重（P）の算定は杭工に準ずる。

8.2.3 施工時の留意事項

① 施工のうち、掘削は地下水排除工の集水井工に準じて行う。

8.3 アンカー工

8.3.1 設計の基本事項

⑴ 構造

アンカーは**図-3.8.8**に示すように、アンカー頭部、引張部及びアンカー体よりなる。アンカー頭部は、擁壁工、枠工等の構造物（受圧構造物）又は地山に接続し、引張力をこれらに無理なく伝達する。引張部は引張力を地盤内のアンカー体へ伝達する部分、アンカー体は引張力を地盤へ伝達させるための抵抗部分で、一般には先端部をグラウト等により基盤に直接定着させる。

アンカー各部の名称を**図-3.8.9**に示す。

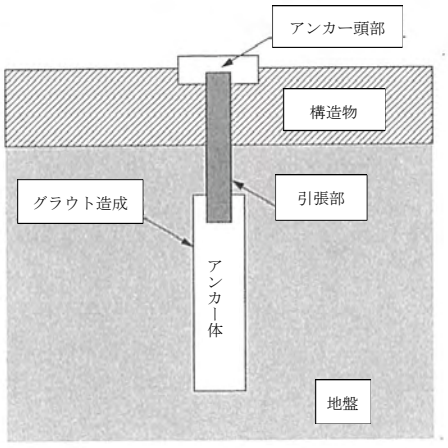


図-3.8.8 アンカー工の基本要素*1

＊1 （国研）土木研究所ほか：グラウンドアンカー維持管理マニュアル、鹿島出版会、p.5(2008) （一部加筆）

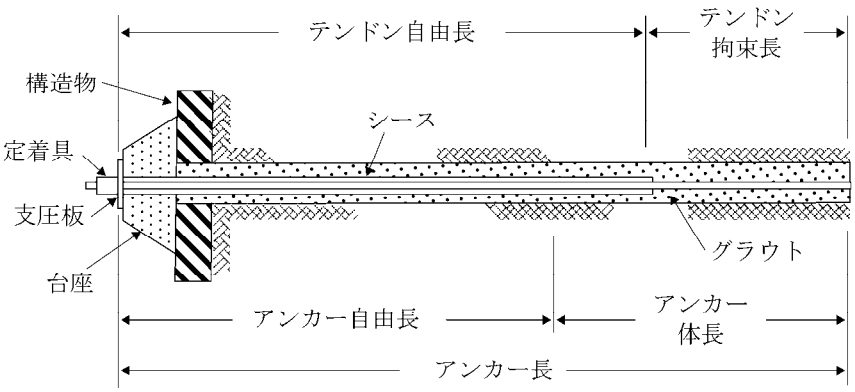


図-3.8.9 アンカー各部の名称

⑵ 設計アンカー力

単位幅当たり１か所ないし複数箇所にアンカーを配置する場合の斜面安定計算式を**式**（3.8.20）に示す。

$$P.F_s=\frac{\Sigma(W\cos\alpha-u\ell)\tan\varphi+\Sigma c\ell+\Sigma P\sin\beta+\Sigma P\cos\beta\tan\varphi}{\Sigma W\sin\alpha} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.8.20)$$

ここで　$P.F_s$ ：目標安全率

c ：粘着力（kN/m²）（有効応力表示の場合$c=c'$、全応力表示の場合$c=c_u$）

ϕ ：せん断抵抗角（°）（有効応力表示の場合$\phi=\phi'$、全応力表示の場合$\phi=\phi_u$）

W ：スライスの重量（kN/m）

ℓ ：スライスのすべり面長さ（m）

u ：スライスのすべり面にはたらく間隙水圧（kN/m²）（全応力表示の場合$u=0$）

α ：スライスのすべり面が水平方向に対してなす角（°）（**図-3.8.10**）

β ：アンカー軸線とすべり面に対する法線とのなす角（°）（**図-3.8.10**）

P ：アンカー設置箇所の設計アンカー力（kN/m）

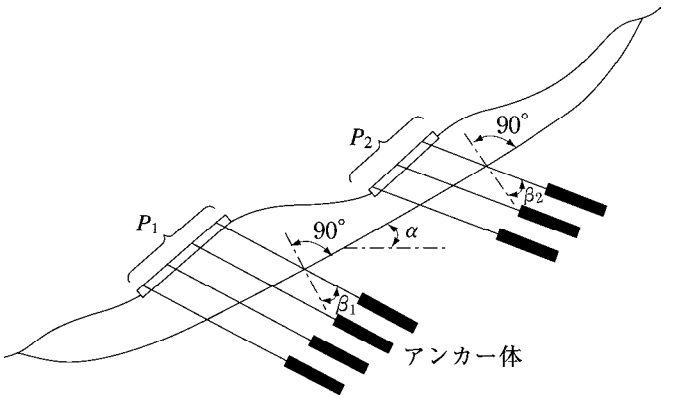


図-3.8.10 斜面安定計算式におけるα、P及びβ
（２か所設置の場合で、それぞれ４段と３段施工する例）

式（3.8.20）の$P\sin\beta$と$P\cos\beta\tan\phi$は、アンカー設置箇所において設計アンカー力によってすべり面に作用する力で、それぞれ接線方向に地すべりブロックを引き止めようとする引張力、垂直方向の締め付けにより発生する摩擦抵抗力であり、複数箇所に設置する場合はその総和をとる（**図-3.8.9**）。一般にϕが小さいほどβを大きくとって設計した方が安定計算上有利であるが、削孔長が長くなるため、経済性も考慮して決定する。βの値や地盤の状況によっては、$P\sin\beta$あるいは$P\cos\beta\tan\phi$はのいずれかを重点的に考慮して他方を無視して設計する場合もある。

なお、W，α，ℓは、斜面改良工を併用する場合には、その断面から採用する。また、uについては水位低下の効果が確認されている場合を除き、地下水排除工による水位低下は見込まない。アンカー工は施工後すぐに効果を発揮することが期待され、土質力学的には短期安定問題を考慮しなければならないことが多い。その場合、短期的な強度（$c=c_u$，$\phi=\phi_u$）を用いて設計し、地下水位の変化に伴う有効応力の増加は期待しない。しかし、アンカー工は斜面の長期安定にも寄与し、長期的対策として計画する場合もある。その場合には、地下水位の変化に伴う有効応力の変化を考慮し、長期的な強度（$c=c'$，$\phi=\phi'$）を用いて設計する。

式（3.8.20）で、アンカーを１か所に設置する場合の当該箇所の設計アンカー力Pは次式により求められる。

$$P=\frac{F_S\Sigma W\sin\alpha-\{\Sigma(W\cos\alpha-u\ell)\tan\phi+\Sigma c\ell\}}{\sin\beta+\cos\beta\tan\phi} \quad \cdots\cdots (3.8.21)$$

１か所に複数段のアンカーを設置する場合のアンカー１本当たりの設計アンカー力は、各段のβを同一とし、**式（3.8.21）**のPが単位幅当たりなので法枠工等の配置間隔を考慮して、次式により算定する（**図-3.8.9**）。

$$T=\frac{mP}{n} \quad \cdots\cdots (3.8.22)$$

ここで　T：アンカー１本当たりの設計アンカー力（kN/本）
　　m：水平方向のアンカー設置間隔（m）
　　P：アンカー設置箇所の設計アンカー力（kN/m）
　　n：１か所におけるアンカーの施工段数（段又は本）

アンカーを複数箇所に設置する場合には、**式（3.8.20）**に各設置箇所のP，βの仮値を与えて試算を行い、目標安全率を満足する各設置箇所のP，βを決定する。

8.3.2　設計の留意事項

① 定着基盤については事前にその強度や深さを十分に調査する。また、周辺の埋設物や構造物への影響の有無についても把握しておく。

② アンカー体の間隔、長さ及び径は法枠工等の地表の受圧構造物の断面性能、掘削費、定着部の強度等に応じて決定する。

③ アンカー体の間隔を密にした場合、定着部基盤内のせん断破壊面が連続してアンカー１本当たりの極限引抜力が低下（グループ効果が発生）し、ひいては定着基盤そのものが破壊されることがあるので、設計上留意することが必要である。

④ アンカー頭部の構造は、設計アンカー力に対して十分な強度を持ち、再緊張できる構造とす

る。

⑤ 受圧構造物としては、鉄筋コンクリート擁壁や鉄筋コンクリートの梁を用いた枠工、独立受圧板等が用いられる。

受圧構造物は、設計アンカー力を地すべりブロックに均等に負担させることができるよう十分な強度を持ったものとし、その接地面積は設計アンカー力及び受圧構造物の自重によって地すべり土塊が破壊されないよう設計する。

⑥ アンカーに有害な腐食が生じないよう適当な防食を行うとともに、アンカー体のグラウトと付着する部分から有害なさび、泥、油等を取り除く。

⑦ アンカーの設計及び施工に関する資料を得るために基本調査試験、適性試験、確認試験、その他の試験を行う。

(ｱ) 基本調査試験

基本調査試験は、アンカー設計のための基礎資料を得るための試験で、引抜試験と長期試験がある。

(ｲ) 適性試験

適性試験は、実際に使用するアンカーを多サイクルで所定の荷重まで載荷し、その荷重－変位量特性からアンカーの設計・施工が適切であることを確認するための試験である。

(ｳ) 確認試験

確認試験は、実際に使用するアンカーに１サイクルで所定の荷重まで載荷し、アンカーが設計アンカー力に対して安全であることを確認するための試験である。

(ｴ) その他の試験

その他として、特殊な目的や条件下で使用するアンカーを対象にして行われる試験がある。

⑧ アンカー荷重計により、アンカーにかかる荷重を管理することは、維持管理上の長寿命化、点検の省力化の観点から有効である。

⑨ アンカーを設置する法面が急勾配の場合は、維持管理において目視点検等を実施することを考慮して、点検用の通路を設置することが望ましい。

⑩ 検討の詳細については、「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説」（地盤工学会）[*1]等を参照する。

8.3.3 施工時の留意事項

① 削孔に当たっては、周囲の地盤を乱すことがないように十分注意する。特に泥岩のような場合には、施工時の水の使用あるいはスライムの付着等により、地盤との摩擦抵抗が非常に小さくなることがあるので注意を要する。

＊1 （公社）地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（2012）

9. 地すべり地域のほ場整備

（基準書　第３章、3.3.5(2)関連）

地すべり地域でほ場整備を行う場合、斜面改良工による地すべり対策と連携して事業を行うことにより、効率的な事業の実施が可能となる。ここでは、大規模な斜面改良工を行うことによる地すべりブロック全体の安定化と、斜面全体勾配の低減によるほ場の区画拡大を同時に行う整備手法をとる場合を中心に、調査・計画・設計に当たっての留意事項を示す。

9.1　大規模な斜面改良工による地すべり防止対策を行う場合のほ場整備

⑴　基本的な考え方

大規模な斜面改良工による地すべり防止対策とほ場の区画拡大を同時に行う場合、ほ場整備の対象地域が、地すべり防止に効果的な斜面改変を行い得る地形・地質条件である必要がある。

斜面改良工には、大別して排土工と押え盛土工があるが、対象とする地すべりブロックの地形・地質条件により、排土工・押え盛土工それぞれの適用性があり、排土工が効果的な場合、押え盛土工が効果的な場合及び排土工・押え盛土工のどちらも効果的な場合があるため、その条件に合った効果的な斜面改変及びほ場整備の計画とする必要がある。

また、これらの設計に当たっては地すべり地域であることに極力配慮し、安全なほ場整備とする必要がある。地すべり地域内のほ場整備の区画形状、法面の設計に当たっては、地すべりの助長を防止し、不良な土質材料に配慮したものとする。

⑵　調査時の留意事項

調査では、既存の地すべり資料を活用するとともに以下の調査を実施し、地形･地すべり状況の概況を把握する。

ア．地形・地質調査

①　大規模な斜面改良を計画する場合、特に地形改変により影響を受ける可能性のある周辺の地すべりの分布や潜在する大規模地すべりブロックの存在の有無等の検討のため、余裕を持った広い範囲で地形・地質調査を行う必要がある。

②　調査に使用する地形図の精度が低いと、地すべり形状･断面形状の把握が十分に行えず、斜面改変計画の樹立に支障をきたすため、高精度の地形図を用いた調査が必要である。

イ．調査ボーリング

大規模な斜面改良工を行う場合、対象ブロックの上方及び下方斜面の地質状況、上方及び下方に連続する地すべりブロックのすべり面形状の確認が必要であり、これらの把握のための調査ボーリングを行う必要がある。

ウ．地下水位と間隙水圧の測定

地形の改変に伴う地下水位の変化が改変後の安定性の変化に影響を及ぼすため、すべり面に係る間隙水圧の把握は特に注意深く行う必要がある。

⑶　計画時の留意事項

計画では、調査結果をもとに地すべりについて排土工や押え盛土工に対する適応性を判断し、

ほ場整備に当たっての留意点を見極めることが必要である。

ア．排土工

(ｱ) 適地の条件

次のような場合が、排土工の適地となる。

① 地すべり頭部が尾根近くまで達していたり、その形状が平坦地に近いような場合（頭部の切取りにより背後の斜面に新たな地すべりが発生する可能性が小さい。）

② 断層等の境界により、地すべり範囲が明確に限定されている場合（断層背後地山が堅硬であれば一般に問題は少ない。ただし、断層背後の地山が脆弱である場合もあり、注意を要する。）

③ 地すべりブロックの頭部が厚い場合（排土厚が大きく、地すべりのせん断推進力の大きな低減が期待できる場合には、より大きな安定性向上につながる。ただし、除荷に起因する吸水膨張によりすべり面の強度が低下するおそれがある土質・地質もあるので十分注意する必要がある。）

④ すべり面頭部の傾斜角が大きい場合（排土による地すべりのせん断推進力の低減効果が大きい。）

(ｲ) 適用性検討に当たっての留意事項

① 背後に地すべりブロックが存在する場合に排土すると、背後の地すべりブロックの末端部を切土することになり、背後の地すべりブロックが不安定化する可能性がある。

② 排土の背後地が次のような地質条件の場合、排土後の背後地及び法面が崩壊したり侵食を受けたりする可能性が高くなるので、慎重な評価の上で排土工を計画する必要がある。

・厚い崩積土、風化岩（排土による解放等から吸水膨張が進行し、地すべりや崩壊が発生する可能性）

・泥岩、凝灰岩等、堆積岩の流れ盤（流れ盤に沿った地すべりや崩壊が発生するおそれ）

・破砕帯や亀裂、節理等の割れ目の発達する岩盤（割れ目沿いの酸化、風化や粘土の介在により岩盤としての強度が劣る場合がある。割れ目の向きが流れ盤方向の場合は特に注意が必要である 。また、トップリング等の斜面崩壊が発生する可能性もある）

・熱水変質した岩石や膨潤性粘土鉱物を含む泥岩や凝灰岩等（切土斜面に露出することにより吸水膨張し、強度低下を起こし、地すべりや崩壊が発生するおそれ）

・シラス、マサ、固結度の低い砂、砂礫又はスレーキングしやすい泥岩等、侵食に弱い岩石（ガリ侵食、水流がある場合、表層の土砂流出により斜面崩壊が発生するおそれ）

③ 背後地山の地下水位が高い場合、湧水による侵食や風化の助長による脆弱化等、斜面の不安定化をもたらすおそれがある。

④ 排土後に、なお地すべり土塊が残留する場合、長期的安定を考慮し、その後の強度低下を見込んだ安全側の計画を行う等の配慮が必要である。

イ．押え盛土工

(ｱ) 適地の条件

次のような場合が、押え盛土工の適地となる。

① 下方に地すべりブロックが連続せず、盛土荷重が地すべりを誘発するおそれがない場合

② 盛土の基礎地盤が堅固であり、破壊や沈下の可能性が小さい地質・土質条件の場合

③ 地すべりブロックが末端閉塞型の地形である場合（盛土の末端処理が容易で安定を確保しやすい。こうした地形条件では、延長の短い土留工により、効率的な盛土計画が可能となる。）

④ 斜面の全体勾配が緩い地形、あるいは斜面が凹地状の地形等の場合（盛土により平坦面が造成しやすい。）

⑤ 地形やすべり面における末端での勾配が緩い場合（押え盛土の安定化効果が発揮されやすい。）

(ｲ) 適用性検討に当たっての留意事項

① 盛土法先の基礎地盤に軟弱層が厚く分布する等、強度不足が見られる場合、沈下や地すべりが発生し、盛土の安定が損なわれる可能性がある。

②盛土設置箇所の除去置換等が必要になる場合には、除去作業に伴い一時的に末端が切土状態になることに注意する必要がある。

③ 凹地状の斜面では旧沢筋等、表流水、地下水、湧水等が集積しやすい地形・地質条件の場合、湧水や地下水位の上昇により盛土の不安定化を招くおそれがあるため、十分な地表水・地下水処理が必要である。

④ 盛土材料の土質強度が地すべりブロック内の排土材の流用等により良好でない場合、盛土の構造や勾配等について、土質特性に応じて安全に十分配慮した計画を行う必要がある。

(4) 設計時の留意事項

設計に際しては、調査結果や排土・押え盛土の適用条件に十分に配慮した設計を行う必要がある。設計に関する詳細は、技術書「Ⅲ計画設計編、７．斜面改良工」を参照する。

9.2 大規模な斜面改良工による地すべり防止対策を行わない場合のほ場整備

大規模な切土・押え盛土工による地すべり防止対策が適さない場合、地すべりの安定を損なわない範囲内で、ほ場整備を実施する必要がある。

この場合、地すべり地域であることに注意し、地すべりブロックの不安定化を招かないよう、区画形状等の計画を行う必要がある。特に、地すべり頭部域での盛土や末端域での切土は地すべりブロックの不安定化を招く要因となる可能性があるため、極力行わないとともに、地形改変を行う場合は、安定解析等により地すべりの安定性の変化を確認する必要がある。また、地すべりブロック頭部域での切土は、後背地を不安定化させる可能性があるので注意が必要である。

また、地すべりブロックを安定化させる対策は、必要に応じ別途検討する。

9.3 ほ場整備との連携で地すべり対策事業を実施した事例

上棚地区（長崎県）では、 県営の区画整理事業、農道整備事業及び地すべり対策事業がそれぞれ独立して計画されていたが、地すべり末端部が凹型の閉塞型地形を呈していたことから、３事業のアロケーションにより凹部に盛土を行うことで総合的な整備を行うこととなった（**図-3.9.1、図-3.9.2**)。この結果、当初の全体事業費に対して事業費軽減が図れるとともに、ほ場整備の区画を拡

大することが可能となった。

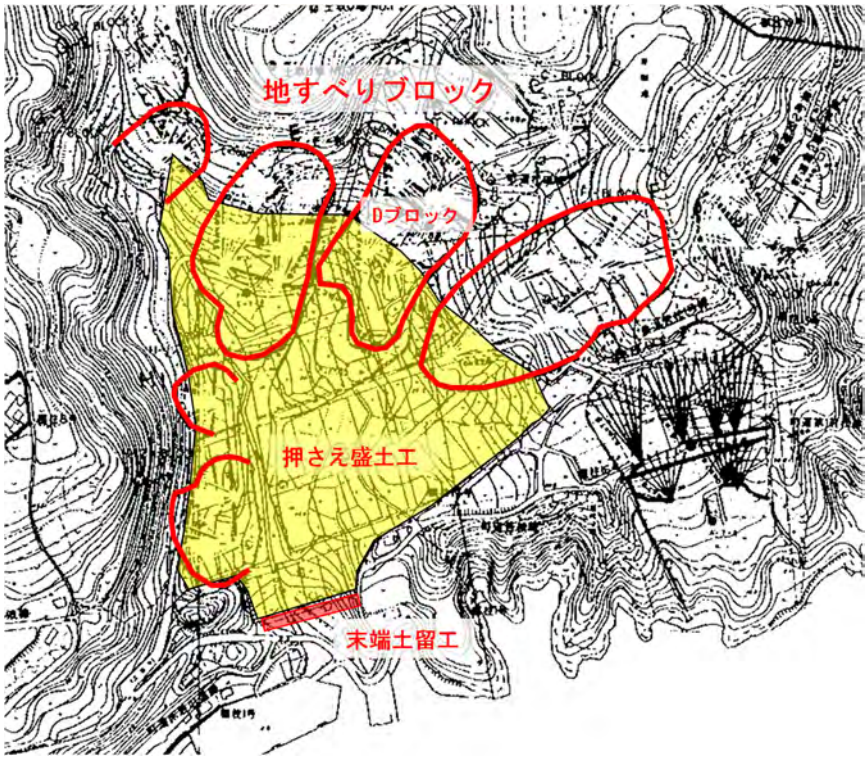
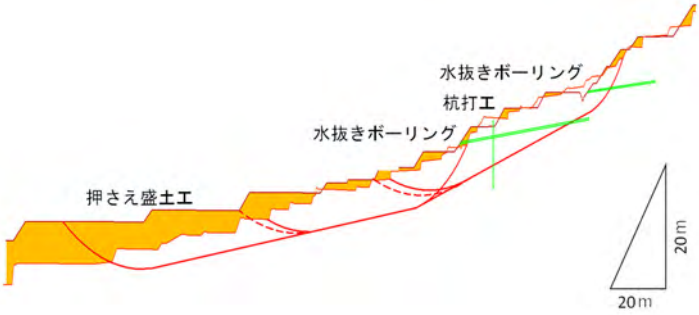


図-3.9.1 上棚地区（長崎県）の押え盛土工平面図



（a）断面図



（b）空中写真



（c）押え盛土末端部の土留工（井桁擁壁工）と暗渠工

図-3.9.2 上棚地区（長崎県）の押え盛土工実施の代表的な地すべりブロック（Dブロック）

生田大坪地区（兵庫県）で行われた地すべり対策事業では、ほ場整備と連携した事業が実施された。ほ場整備は、狭小不整地な現農地を集約し、農地の集積を行う基盤整備事業であり、多数の切土・盛土が計画される。これらの切土・盛土が、地すべりブロックの末端部への切土や頭部への盛土となる場合、地すべり活動を助長する可能性があり、対策計画の立案に当たっては、十分な配慮が必要となる。

この事例では、地すべりブロック末端部にほ場整備のための排土工が計画され、地すべりを安定させる効果が得られた。これにより、ほ場整備前の安全率0.98は、ほ場整備後に1.103となる計画となった。また、ほ場整備前は必要抑止力が63.8kN/mであったが、ほ場整備後は19.4kN/mとなり、対策工事規模（工事費）の低減を図ることもできた。

表-4.9.1に安全率・必要抑止力一覧表を、**図-4.9.3**、**図-4.9.4**に対策計画平面図及び断面図を示す。

表-4.9.1　生田大坪地区14-1ブロック　安全率・必要抑止力一覧表

段階	安全率（Fs）	必要抑止力（Pr）：kN/m
初期	0.98	63.8
圃場整備施工後	1.103	19.4

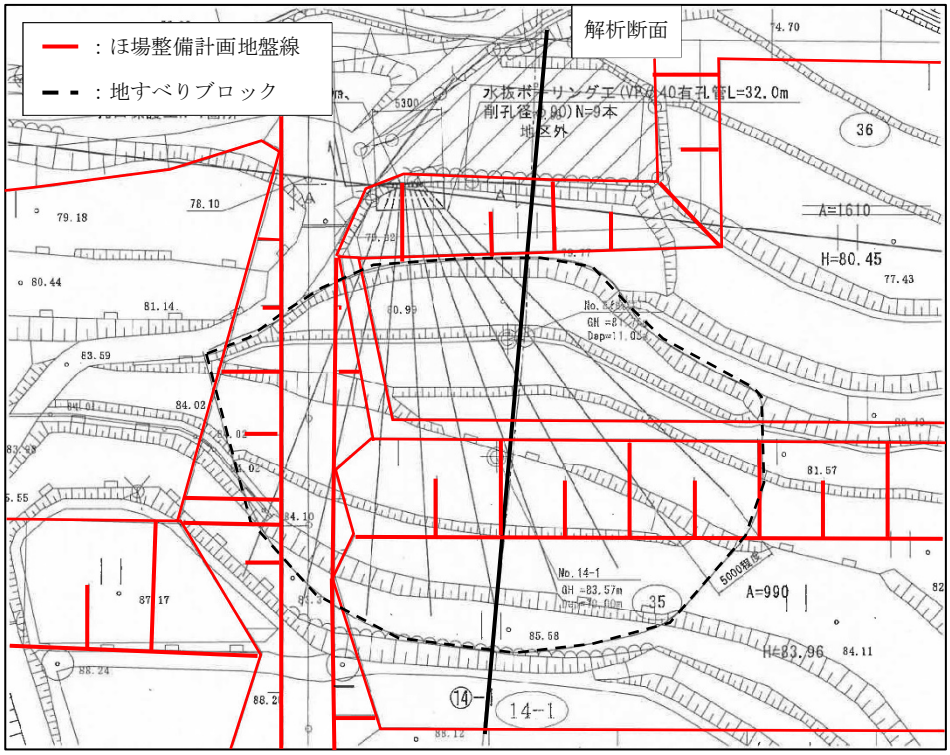


図-4.9.3　生田大坪地区14-1ブロック　対策工計画平面図

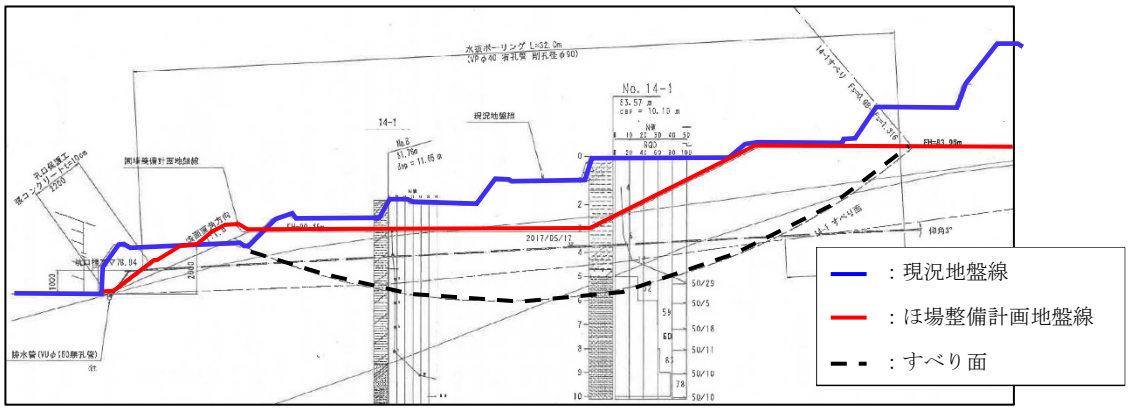


図-4.9.4 生田大坪地区14-1ブロック　対策工計画断面図

10. 応急対策

（基準書　第３章、3.4.1関連）

応急対策は、恒久的な地すべり防止対策に先行して実施するものであり、急激な移動を伴う地すべりや突発的に発生した地すべりに対し、沈静化を図り被害を最小限にとどめることを基本とする。

10.1　応急調査

⑴　亀裂等変状調査（クラックパトロール）

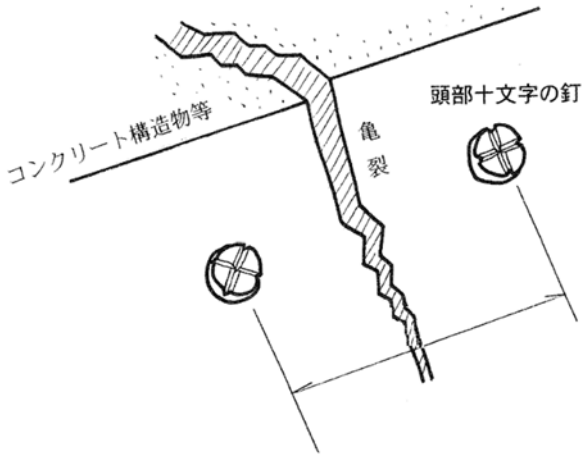
地すべりの予兆が発見された場合は、まず、亀裂、段差、陥没、隆起、立木の乱れ等の有無、各変状の発生場所や程度について調査し、これに基づいて地すべりの生じている範囲を確認する。その際、以下の点には特に注意を要する。

①　林地、荒地等の変状の目立ちにくい部分についても入念に調査すること。

②　地すべり頭部については予想以上に上部まで変状が及んでいることがあるので十分に調査を行うこと（大規模な地すべりの場合は、尾根の裏側にまで亀裂や陥没が及んでいることもある）。

③　亀裂等については、その日時、位置、方向、長さ、幅、落差等についてその概要を地形図上に図示しておくこと。

亀裂等に対しては、拡大有無の目視確認を目的として**図-3.10.1**、**図-3.10.2**に示すような鋲やマークを設置して簡易計測を行うことが有効である。地すべりの生じている範囲に複数の亀裂が認められる場合は、地すべり範囲を踏まえ、複数設置する。予兆段階で簡易計測を速やかに開始することが、その後の対応に役立つ。



擁壁や舗装路等、人工の構造物に亀裂がある場合、亀裂を挟んで頭部十文字の釘を打設して釘の中心間の距離をコンベックス等で測ることによって、亀裂の広がりを確認する。

図-3.10.1　コンクリート構造物の亀裂（目開き）の観測



コンクリート等の人工構造物に発生した亀裂に十字のマークを付け、その変化を計測することにより亀裂の拡がりを確認する。測定は簡便であるが、経年劣化により線の視認性が低下するため長期の観測には不向きである。

図-3.10.2　クロスマーキング法による亀裂の観測

⑵　移動速度調査

地すべりの範囲が確認できたら、今後の地すべり活動の予測や、避難指示等を判断するための管理基準値設定の基礎資料とすることを目的とし、地すべりの移動速度を調査する。調査手法には次のようなものがあるが、少なくとも１か所以上は伸縮計（自記）を設置することが望ましい。

①　丁張による測定：地すべりの頭部及び側端の亀裂等に**図-3.10.3**に示すような丁張を設置し、地すべりに伴って生ずるズレを定期的に測定する。なお、丁張中央部は設置時にのこぎりで切断しておく。

②　伸縮計による測定：測定の原理、測定方法等については、技術書「Ⅱ調査編、９．地すべり移動量調査」を参照する。

なお、応急調査用として用いる場合には、以下の点に留意する。

(ｱ)　地すべりの頭部に亀裂等をまたいで設置することを原則とし、側端亀裂や移動の激しい亀裂がある部分にも設置する。測定は単一の亀裂の変動を調べるものではなく、地すべり全体の移動速度を把握することを目的とするため、測線長は10m程度以上と長めにする。

(ｲ)　伸縮計は警報器としても作動させ、民家等の付近に連動したベルを設置し、避難等の目安として用いる。この場合、警報発令のセットは２～４㎜/hとすることが多いようである。

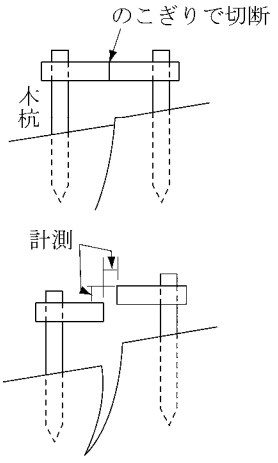


図-3.10.3　丁張による測定

③　GNSS計測による測定：測定の原理、測定方法等については、技術書「Ⅱ調査編、９．地すべり移動量調査」を参照する。

揚津地区（福島県）では、平成30年の融雪期に非常に活発な地すべり活動が発生したため、応急対策として地すべりブロック背後にディープウェル工が実施された。応急対策実施前から行ったGNSSによる自動観測の結果、**図-3.10.4**に示すとおり、ディープウェル工の効果により、地すべり変位速度が低下したことを確認することができた。

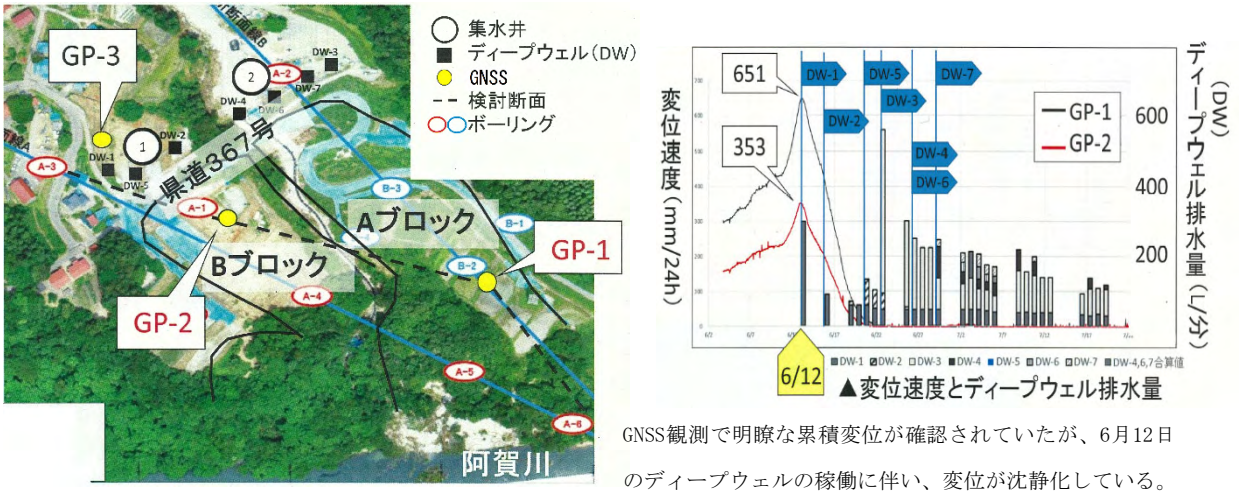


図-3.10.4　GNSSの自動観測による応急対策効果の確認例（揚津地区（福島県））

⑶　湧水及び漏水状況調査

地すべりの発生には地下水が係わっている場合が多く、そうした場所では湧水量の増加や濁り、新規湧水の発生等がよく認められ、場合によっては地下水が噴出していることもある。また、逆に、亀裂の発生や変動によってため池や水路、河川等から水が地下に浸透し、地すべりを更に助長していることもある。応急工事を考える上で、このような現象の生じている位置及びその程度を把握する必要がある。

⑷　警戒避難体制の構築等

移動速度の確認結果を踏まえて設定された管理基準値等により、移動速度に応じて、「警戒」、「避難」、「立ち入り禁止」等の措置がとれるように、関係者とともに警戒避難体制を構築する。警戒避難の基準値を設定する際に参考となる管理基準値の設定例を**表-3.10.1～表3.10.3**に示す。

なお、警戒避難体制を解除するに当たっては、管理基準値をそのまま適用するのではなく、より安全側の判断が求められる。例えば、応急対策等によってある程度の安全が確保されていることや、さらなる変状が発生していないことを確認する等慎重に判断する必要がある。

表-3.10.1 代表的な管理基準値（伸縮計）*1

計測器種類	機関名または研究者	管理基準値						備考
地表伸縮計	渡(1985)	警戒態勢/必要に応じて避難		1 mm/day 以上が5～10 日継続 または 1cm/day 以上が 2 日以上継続				
		緊急避難・地区内立入り禁止		2～4mm/h 以上				
	西嶋(1991)	警戒体制		5～10mm/日以上				農水省技術検討委員会「緊急時に於ける地すべり対策」で発表分。延15 年間の長野県下の地すべり調査・対策・施工結果のまとめ。
		避難体制		2～3 mm/h 以上				
	(財)高速道路調査会 昭和 63 年 2 月	調査・設計段階の管理基準値	・異常値と認められる最小値	0.5 mm/日				計測誤差を超えた計測値を「異常値」という。
			・活動中地すべりと判定すべきとき(上記に加えて) (1)計測値に経時的な累積性が認められる場合 (2)複数の計測機器で同時に同様な変動傾向を示す場合 (3)降雨・降雪に関連して累積変動を繰り返す場合(回転・回帰変動を含む) (4) とくに、パイプひずみ計や地中傾斜計など地中変位計測ですべり面と認定できる計測結果が得られた場合					
		施工段階の管理基準値	・点検・要注意または観測強化	5 mm以上/10 日				
			・対策の検討	5～50 mm以上/5 日				
			・警戒・応急対策・通行止検討	10～100 mm以上/1 日				
			・厳重警戒・通行止め	100 mm以上/1 日				
		維持管理段階の管理基準値	・点検・要注意または観測強化	10 mm以上/30 日				
			・対策の検討	5～50 mm以上/5 日				
			・警戒・応急対策・通行止検討	10～100 mm以上/1 日				
			・厳重警戒・通行止め	100 mm以上/1 日				
	斉藤(1972)	日常変化		10^{-7}/分以下 単位は地表歪速度				土と基礎(1972)他。 未崩壊含む経験余裕時間からの検討による区分値。
		要注意		10^{-7}/分以上 〃				
		要警戒		10^{-6}/分以上 〃				
		厳重警戒		10^{-5}/分以上 〃				
	建設省 河川砂防技術(案) ・調査編	警報		4～1 mm/h 以上				市販の警報器について
		地すべりの運動形態の予測(一部のみ抜粋)						
		新鮮又は弱風化の岩盤突発性		突発性				
		風化岩盤		急速性,1cm/日以上になる				
		礫混じり土砂		断続性,1 mm～10cm/日				
		粘土性継続性,1 mm～1cm/日		断続性,1 mm～1cm/日				
	藤原 (1979)	地盤変動種別一覧						
		変動種別	日変位量(mm)	累積変動量(mm/月)	一定方向への累積傾向	変動形態(引張り、圧縮、断続)	総合判定 変動判定	総合判定 活動性ほか
		変動 A	1 以上	10 以上	顕著	引張り	確定	活発に運動中 表層・深層すべり
		変動 B	0.1～1	2～10	やや顕著	引張り・断続	準確定	緩慢に運動中 粘質土・崩積土すべり
		変動 C	0.02～0.1	0.5～2	ややあり	引張り・圧縮	潜在	継続観測必要
		変動 D	0.1 以上	なし	なし	規則性なし	以上	局部的な地盤変動・その他

＊1 (社)斜面防災対策技術協会：地すべり観測便覧、p.402～403（2012）を引用（一部変更）

表-3.10.2 代表的な管理基準値（パイプひずみ計）*1

計測器種類	機関名または研究者	管理基準値					備考
パイプひずみ計	西嶋(1991)	警戒体制		10^{-4} strain /日以上			農水省技術検討委員会「緊急時に於ける地すべり対策」で発表分。延15年間の長野県下の地すべり調査・対策・施工結果のまとめ。
		避難体制		2×10^{-3} strain /日以上			
	(財)高速道路調査会 昭和63年2月	調査・設計段階の管理基準値	・異常値と認められる最小値	50～100μstrain / 7日			計測誤差を超えた計測値を「異常値」という。
			・活動中地すべりと判定すべきとき（上記に加えて） (1)計測値に経時的な累積性が認められる場合 (2)複数の計測機器で同時に同様な変動傾向を示す場合 (3)降雨・降雪に関連して累積変動を繰り返す場合（回転・回帰変動を含む） (4) とくに、パイプひずみ計や地中傾斜計など地中変位計測ですべり面と認定できる計測結果が得られた場合				
		施工段階の管理基準値	・点検・要注意または観測強化	10^{-4} strain 以上（累積）			
			・対策の検討	10^{-3}～5×10^{-3} strain（累積）			
			・警戒・応急対策・通行止検討	－			
			・厳重警戒・通行止め	－			
	藤原（1979）	地盤変動種別一覧					
		変動種別	日変位量（μstrain/月）	変動形態		すべり面の存在の地形・地質学的可能性	総合判定
				累積傾向	変動状態		変動判定 / 活動性ほか
		変動A	5,000以上	顕著	累積変動	あり	確定 / 活発に活動している岩盤・崩積土すべり
		変動B	1,000以上	やや顕著	〃	〃	準確定 / 緩慢に活動しているクリープ型地すべり
		変動C	100以上	ややあり	累積 断続 擾乱 回帰	〃	潜在 / すべり面存在有無を断定できないため、継続観測が必要
		変動D	1,000以上（短期間）	なし	断続 擾乱 回帰	なし	異常 / すべり面なし。地すべり以外の要因

表-3.10.3 代表的な管理基準値（孔内傾斜計）*2

計測器種類	機関名または研究者	管理基準値				備考
孔内傾斜計（挿入型）	西嶋(1991)	警戒体制		5mm /日以上		農水省技術検討委員会「緊急時に於ける地すべり対策」で発表分。延15年間の長野県下の地すべり調査・対策・施工結果のまとめ。
		避難体制		10mm /日以上		
	(財)高速道路調査会 昭和63年2月	調査・設計段階の管理基準値	・異常値と認められる最小値	1mm～10mm/ 回		計測誤差を超えた計測値を「異常値」という。
			・活動中地すべりと判定すべきとき（上記に加えて） (1)計測値に経時的な累積性が認められる場合 (2)複数の計測機器で同時に同様な変動傾向を示す場合 (3)降雨・降雪に関連して累積変動を繰り返す場合（回転・回帰変動を含む） (4) とくに、パイプひずみ計や地中傾斜計など地中変位計測ですべり面と認定できる計測結果が得られた場合			
		施工段階および維持管理段階の管理基準値	・点検・要注意または観測強化	1mm以上 / 日		
			・対策の検討	5～50mm以上 / 日		
			・警戒・応急対策・通行止検討	－		
			・厳重警戒・通行止め	－		

*1 (社)斜面防災対策技術協会：地すべり観測便覧、p.404～405（2012）を引用（一部変更）
*2 (社)斜面防災対策技術協会：地すべり観測便覧、p.405（2012）を引用（一部変更）

⑸ 地すべり破壊時刻の予測方法

地すべりによる急激な移動（ここでは「地すべり破壊」と呼ぶ。）の発生時刻の予測に関してはいくつかの研究があるが、まだ完全と言えるものはない状況にある。しかし、その中では斎藤(1966)*1や福囿(1985)*2によって提唱された方法が伸縮計等のデータに基づいて比較的簡便に行えるものとして、ある程度実用に供されている。これらについては、技術書「Ⅳ資料編、６．地すべり破壊時刻の予測」を参照する。

⑹ UAVを用いた災害調査

地震や豪雨に伴う斜面災害現場では、従来であれば安全性が確保されていなければ立ち入ることができず、迅速な調査ができないことも多かった。

こうした状況に対して、UAV（無人航空機）は遠隔操作によって上空から被災箇所に接近することが可能であり、近年多くの実績があるとともに、汎用的な調査手法として活用されてきている。

これらについては、技術書「Ⅱ調査編、３．地形調査」や、「農地等斜面災害調査手引き」（農林水産省）を参照する。

10.2 応急対策

⑴ 地表水排除

地すべりブロック上部に池、沼、湿地等がある場合には、できるだけ開削やポンプ排水等により水を地すべり地域外へ排水して地すべりの誘因を除去する。亀裂はビニールシート等で被覆する等して亀裂内への地表水の浸透を防止する。また、湧水、水路からの漏水及び沢についても浸透を防止するためビニール等で被覆した応急排水工により処理する。ブロック外から水路、沢等を通じて流入する地表水については、ブロック外で別流域への水替えにより処理する。水田等では、土嚢や開削水路により処理する。

⑵ 地下水排除

地表水の排除を実施した後も地すべり活動が活発な場合は、地すべり頭部やブロック内に発生している亀裂の中で移動方向に対して直角で連続した主なものを選び、その地点の地表面下の亀裂を貫くように水抜きボーリングを行い、亀裂内の地下水を排除する。なお、地すべり滑動による水抜きボーリング孔の破壊や、削孔時の送水による地すべり活動の活発化が起きないよう、十分注意する。

また、地すべり、地下水ともに浅く、残留土塊や崩壊土砂の含水が多い場合、地すべり縦断方向に粗粒材との置換え等による暗渠工を施工し、排水を促進することも考えられる。

なお、規模が大きく、地下水位が深い地すべりに対して、応急対策により地すべり活動を抑制する必要がある場合は、**図-3.10.5**に示すディープウェル工による地下水排除が有効である。庄内あさひ地区（山形県）においては、平成21年の融雪期に**図-3.10.6**に示すB-1ブロックで非常に活発な地すべり活動が発生したため、関係機関が連携し、平成21年６～７月にかけてディープウェル工（山形県19本、農林水産省23本、国土交通省13本）が実施された。ディープウェル工による地下水の強制排除の結果、**図-3.10.7**のように地下水位の低下及び**図-3.10.8**のようにGNSS観測による地

＊1 斎藤（1970）：斜面崩壊発生時の予知に関する研究、鉄研報告、No.706
＊2 福囿（1985）：表面移動速度の逆数を用いた降雨による斜面崩壊発生時刻の予測法、地すべり、22.2、pp.8～13

すべり活動の抑制が確認された。この後に実施された恒久対策の集水井工により、地すべり活動が沈静化した。

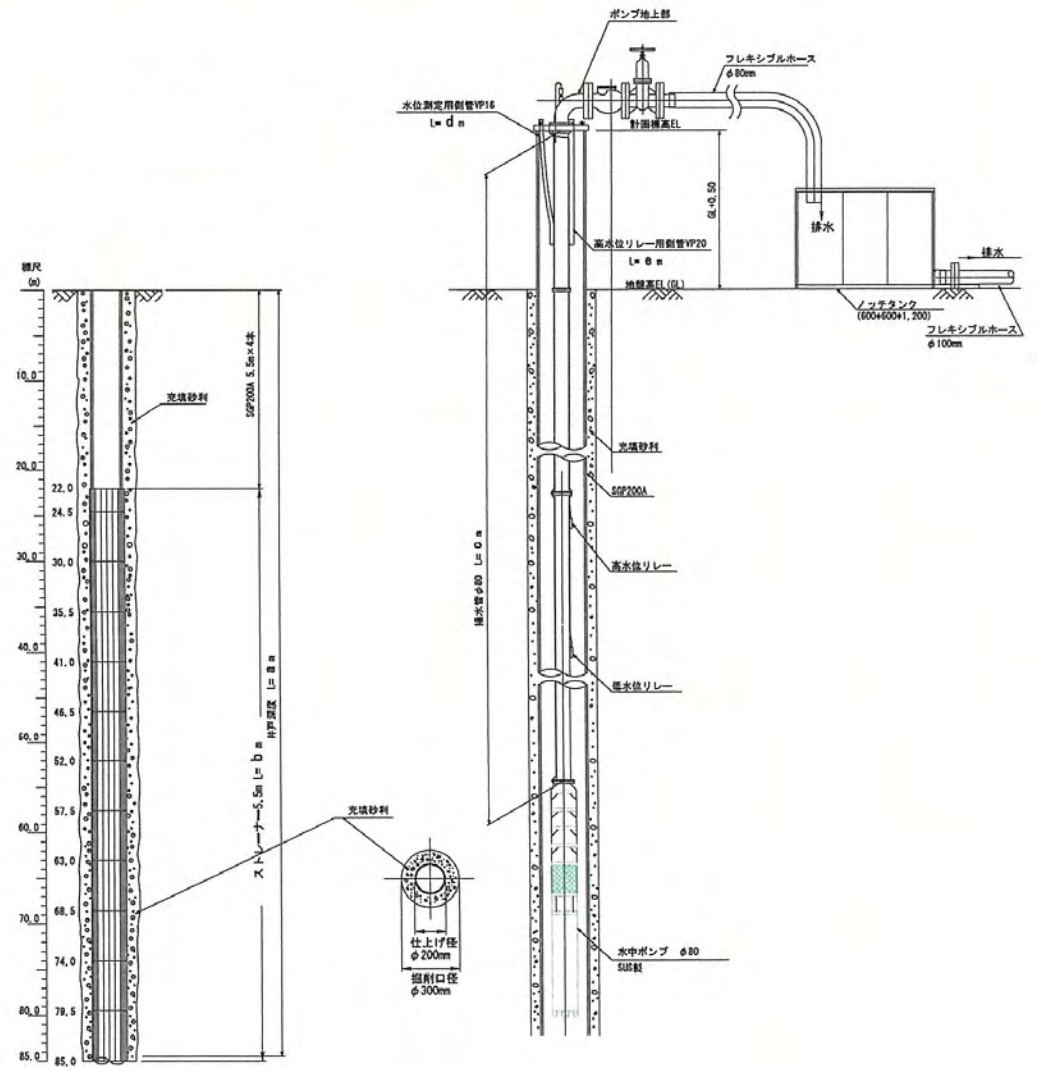
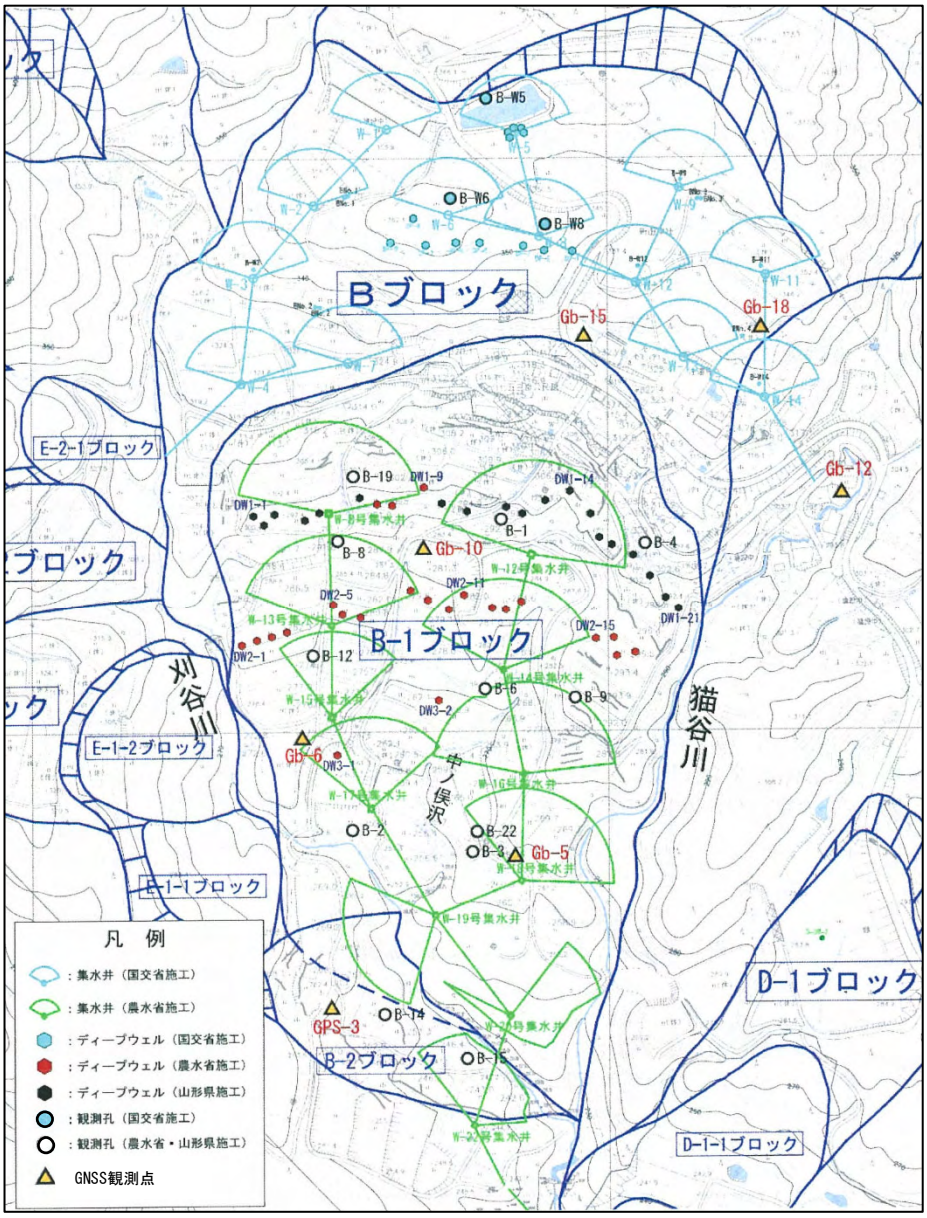


図-3.10.5 ディープウェル工の構造図例（庄内あさひ地区（山形県））



※集水井は、応急対策のディープウェルによる地すべり活動の抑制後に実施

図-3.10.6 ディープウェル工計画の例（庄内あさひ地区（山形県））

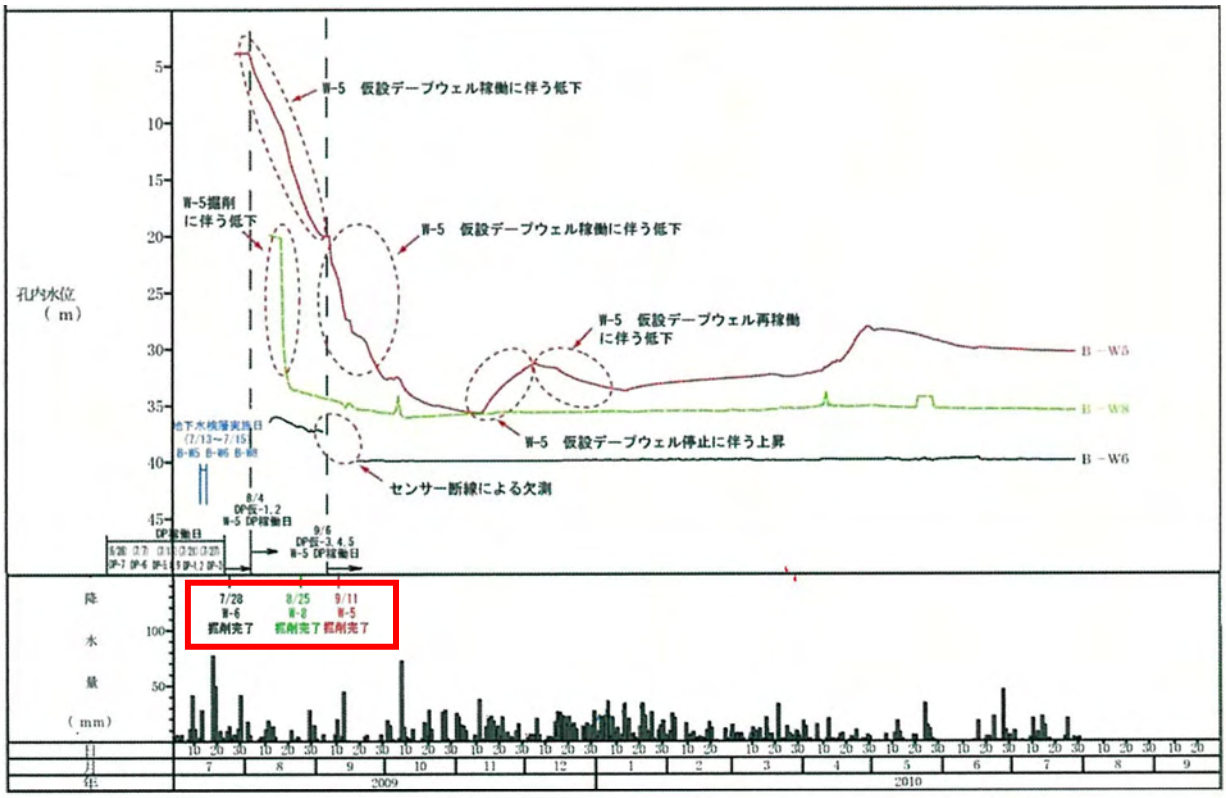


図-3.10.7 ディープウェル工による地下水位低下の例（庄内あさひ地区（山形県））

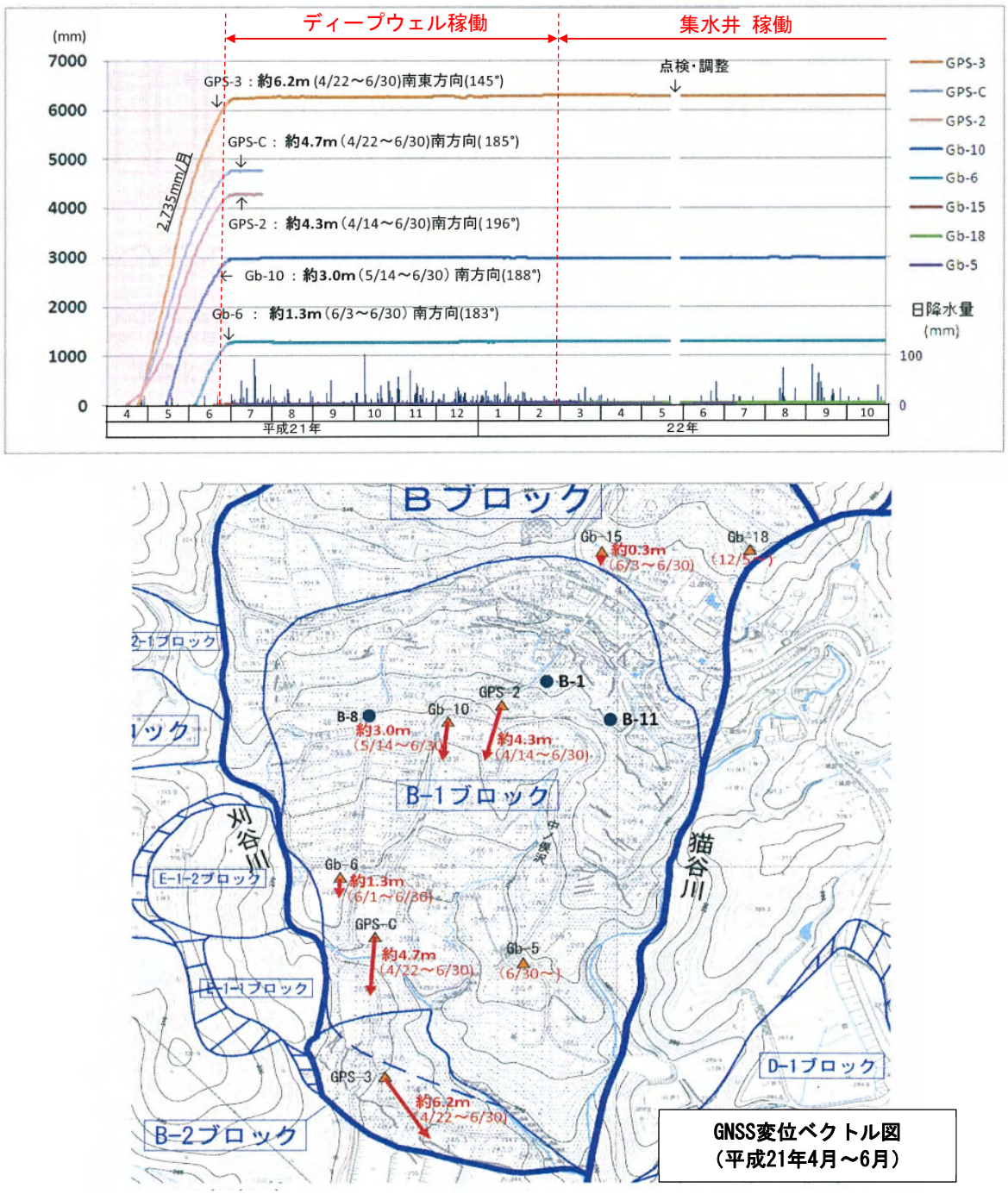


図-3.10.8　ディープウェル工による地すべり活動抑制の例（庄内あさひ地区（山形県））
（上）地下水排除工とGNSS観測による変位量図、（下）GNSSの変位ベクトル図

⑶　土留工

地すべり舌端部が崩壊しそうな場合、あるいは崩壊が拡大する可能性のあるときには、崩壊の拡大により地すべり活動が促進される可能性があるので、大型土のう等を用いて応急土留工を施工する。土留工の施工の範囲は、現場条件にもよるが、地すべり舌端部若しくは崩壊範囲を取り巻き、押え込むように設置することが望ましい。



図-3.10.9 応急土留工の例（庄内あさひ地区（山形県））

⑷ 排土工

小規模な地すべりの場合は、地すべり上部を排土することが有効である。地すべり頭部の土塊を排土することから、掘削箇所は軟弱な土質を呈していることが多いため、施工に当たっては万全の安全確保を図ることが必要である。また、滑落崖背後に不安定な土塊が存在する場合には、冠頂から崩落や新たな地すべりが発生することもあるため、伸縮計の設置や頻度の高い斜面監視等により、十分な安全管理を行う必要がある。

近年では、無人化施工による対応も実施されている。

⑸ 押え盛土工

切土に伴って発生した地すべりについては、カウンターウエイトとして押え盛土を行うことが有効である。この場合、押え盛土により地すべりブロック内の地下水が閉塞され地すべりブロック内の不安定化が助長されないように、排水性のよい材料を使用することが望ましい。

道路脇の法面等で、すべり面が道路面より高い位置に形成されている場合には、道路面からすべり面よりも高い位置まで押え盛土を積み上げないと、地すべり滑動に対する抑制効果が期待できないため、注意が必要である。

10.3 応急復旧

道路面に隆起や沈降が生じた場合であって、その段差が小さい場合には埋戻しや切土によらず亀裂部分を地ならしして交通車両を徐行運行させる。隆起、沈降による段差が大きい場合には交通確保のための仮設道路を設けねばならないが、できるだけ地すべりブロックから離すことが望ましい。また、仮設道路の設置に伴う切盛工事は応急対策等により地すべりの活動が停止するのを待ってから実施する。なお、規模の大きな切盛工事及び急速な施工は、活動停止中の地すべりブロックのバランスを崩し再活動させる原因となるので、十分留意する。また、施工もできるだけ緩速に行うことが望ましい。

多量の崩土の流入により河川が埋塞すると、埋塞箇所の上流域が湛水するため、これが決壊した場合、甚大な被害が発生することが想定される。このため、土砂の排除、ポンプによる排水又は迂回水路を設ける等してできるだけ早く流水を流下させる必要がある。

11. 概成

（基準書　第３章、3.5　関連）

概成は、地すべり防止施設の効果が発現され、農地、農業用施設等への被害が防止又は軽減されるかの視点で、地域特性等に応じた方針等により判定を行うことが重要である。地すべり機構は多様で複雑であるため、目標安全率の達成状況だけでなく、地すべり機構、地域の特性等を踏まえ、総合的に判定する必要がある。判定に当たっての主な着眼点を以下に示す。

① 地すべりの変動状況及びその変化

② 地すべり防止対策の実施状況及びその機能の評価

③ 地すべりの発生による被害リスクの軽減

上記の着眼点を踏まえ、総合的に概成を判定する必要があるが、上記①に対しては、地すべり防止工事の効果により地すべり変動が沈静化又は減少していること、上記②に対しては、地すべり防止工事の効果により地下水位が低下する等して地すべりの誘因が除去・軽減された状態となっていると評価できること、上記③に対しては、保全対象への被害リスクが低減されていることを判定する必要がある。

ここでは、全国の道府県営地すべり防止対策事業を対象として平成30年度に実施した概成判定に関する実態調査結果を引用し、概成判定の実態や留意事項を示す。**図-3.11.1**に、実態調査の対象地すべりブロックの概要を示す。

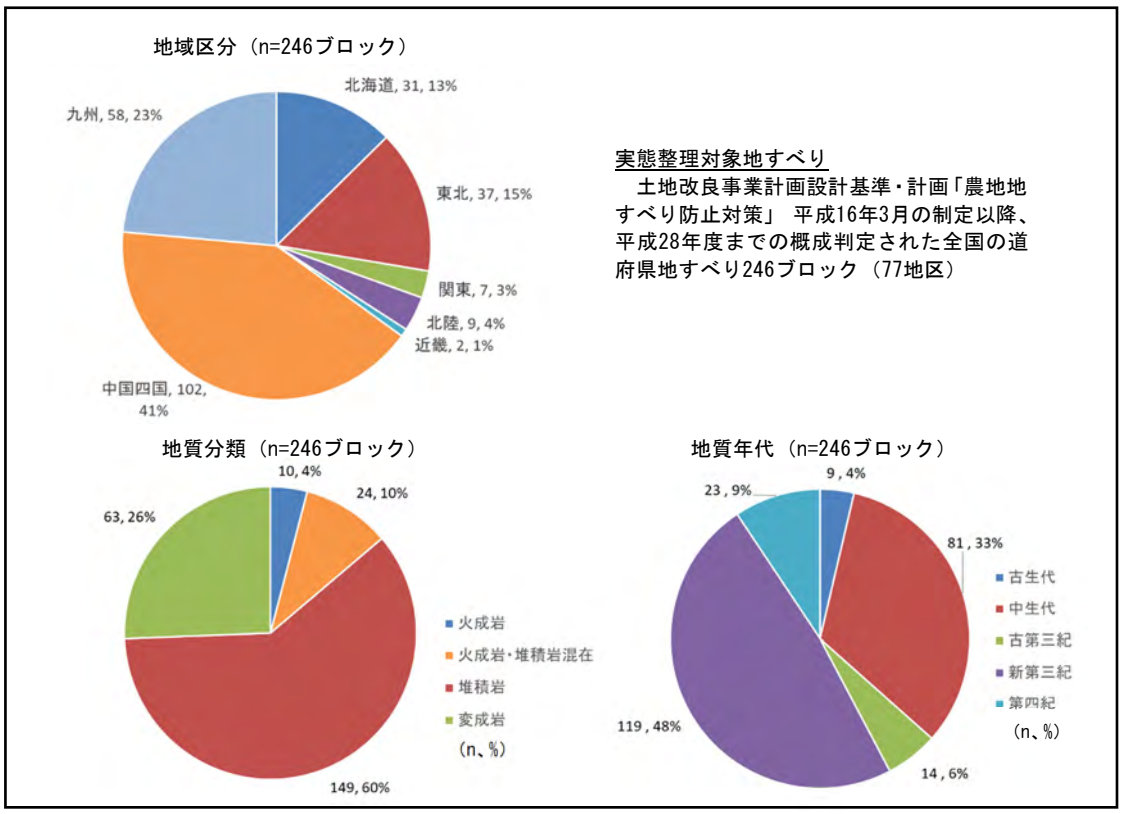


図-3.11.1　概成判定に関する実態調査対象地すべりブロックの概要

11.1 概成判定方法

具体的な概成判定方法としては、安定解析による目標安全率の達成の判定、観測結果による変動の沈静化や減少又は現地に変状が認められないことの判定、地すべり防止施設の効果により現地状況が改善されていることの判定等が挙げられる。

図-3.11.2にこれらの概成判定方法についての道府県営地すべり防止対策事業の実態調査結果を示す。概成判定は、①目標安全率の達成からの判定、②観測、現地状況からの判定、③防止施設の施工状況からの判定の３つの方法に区分され、①、②及び③から概成判定している事例は約41％、②、③から概成判定している事例は約55％、防止施設自体を施工せず、②のみから概成判定（事業終了）している事例は約４％となっている。保全対象ごとの概成判定方法を見ると、保全対象によって概成判定方法が大きく異なるといった傾向は認められない。これは、保全対象に応じて概成判定方針等が設定されているというより、事業実施主体ごとで設定した概成判定方針等に基づき判定されているケースが多いことが理由として挙げられる。

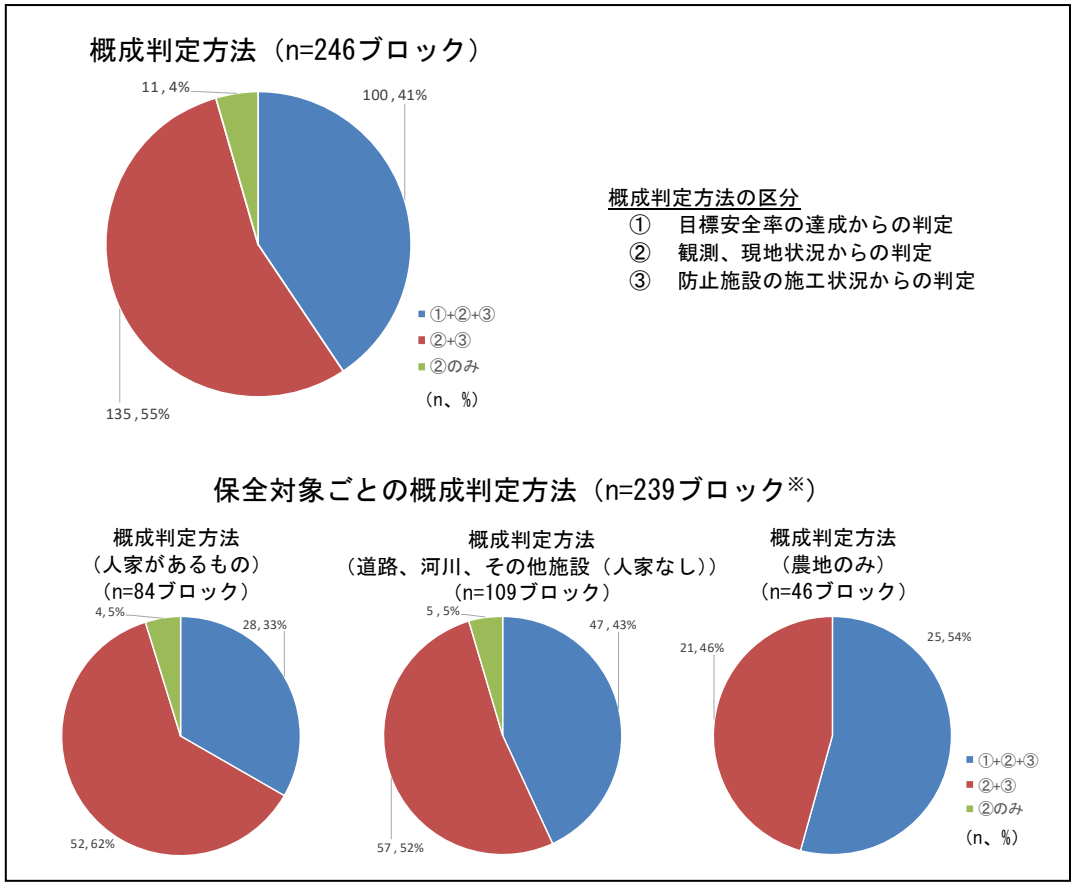


図-3.11.2 概成判定方法に関する実態調査結果

また、**図-3.11.2**に示すように安定解析による目標安全率の達成の確認を実施していないケースも多いが、下記に該当する重要ブロック等については、施設効果調査で安定解析を行い、この結果を踏まえて概成判定することが望ましい。

① 地すべり地域内における各地すべりブロックの中で、規模が大きく変動量も著しいもの
② 他の地すべりブロックとの相互関係で、その地すべりブロックが変動すると、その背後地にある多くの地すべりブロックが移動を生じるようなもの
③ 被害想定範囲に、公共施設、人家等の重要保全対象があり、移動中、若しくは変動のおそれの強いもの
④ 地すべり防止施設の計画設計に安定解析を必要とするもの

概成は、前述の複数の判定方法の結果を組合せて、総合的に判定する必要があり、一般的にフローチャート等に基づき、判定されることが多い。

図-3.11.3、**図-3.11.4**に概成判定フローの例を示す。**図-3.11.3で**は、地下水位観測により目標安全率に対応した目標水位低下の達成を判定することを原則とし、これが達成されない場合は、変動状況、安全率で判定する流れである。**図-3.11.4で**は、動態観測により潜在変動（変動C）[*1]未満であること、地下水排除工の効果により地下水位が設計水位以下であることを判定し、概成判定する流れとしている。いずれの概成判定フローも対策後の観測期間中に降雨を経験しているかを考慮している。

なお、直轄地すべり対策事業の概成判定フローについては、技術書「Ⅳ資料編、10．概成に関する事例」を参照する。

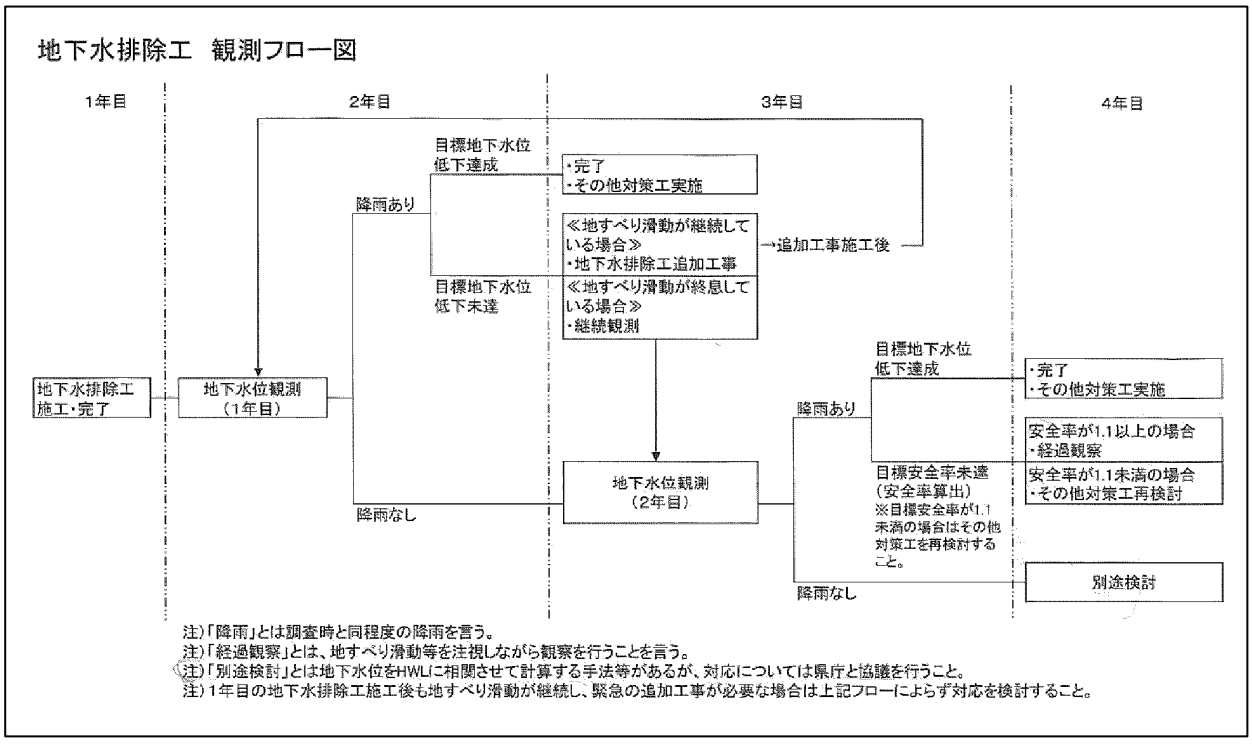
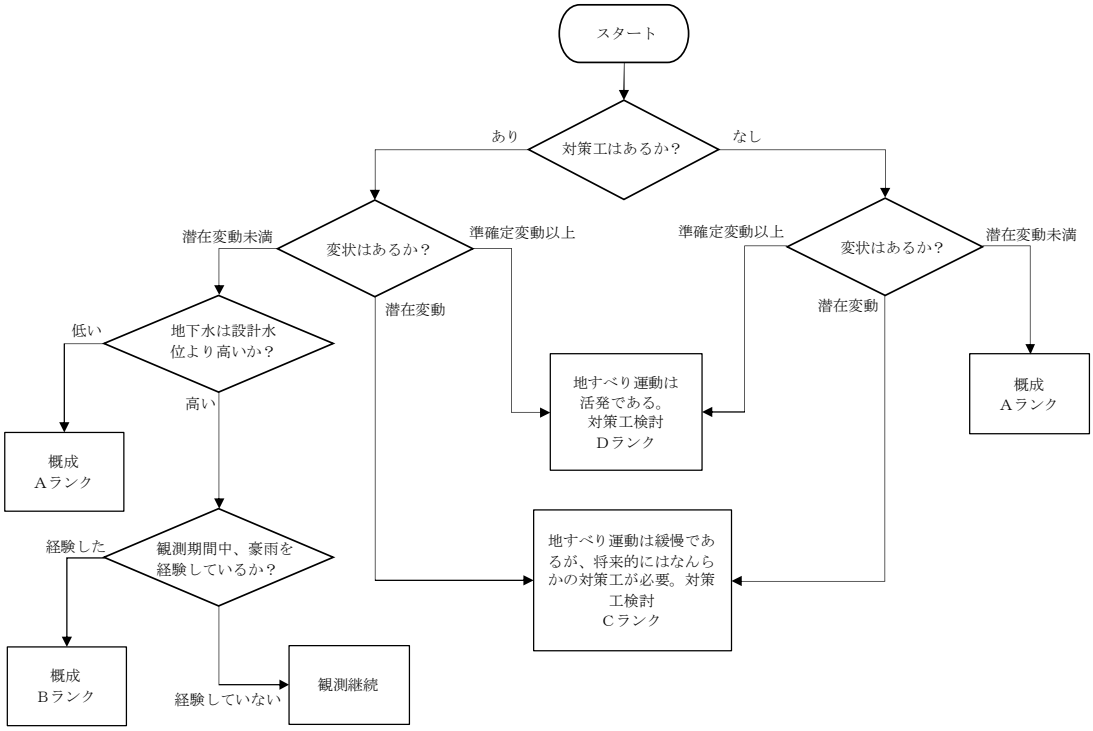


図-3.11.3 概成判定フローの例

＊1 藤原明敏：地すべり調査と解析 改訂版、理工図書株式会社、p. 95（1994）



Aランク：概成(変動が潜在変動未満のもの)
顕著な変動は認められないことから、対策工の効果があり運動ほぼ停止しいると判断できるため、概成とする。

Bランク：概成(潜在変動未満のもの：地下水位は設計水位より高い)
顕著な変動は認められないことから、運動ほぼ停止していると考えられる。観測期間中の地下水位は設計水位よりも高かったが、ある程度の豪雨を経験しており、概成できると判断する。

Cランク：対策工検討(潜在変動が観測されたもの)
概成観測期間の豪雨で潜在変動が認められたもの。地すべり運動は緩慢ではあるが、ブロックは変動しており、対策工が必要と考えられる。

Dランク：対策工検討(準確定変動以上の変動が観測されたもの)
地すべり運動は活発であり、対策工を検討する必要がある。

図-3.11.4 概成判定フローの例

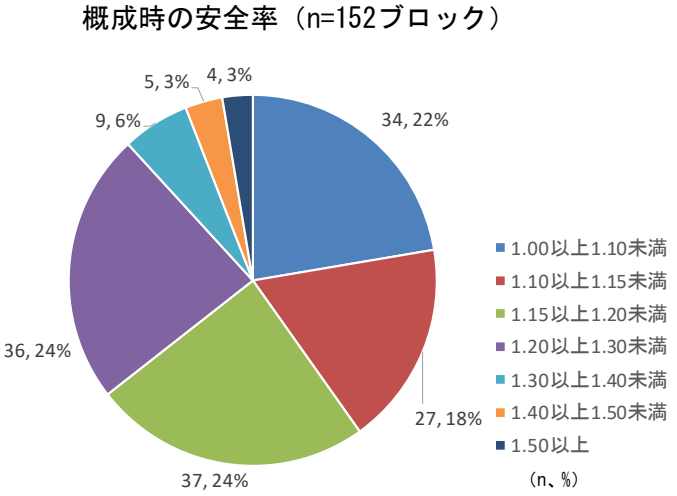
11.2 概成時の安全率

地すべり防止施設の効果を反映して安定解析で算出した概成時の安全率は、目標安全率の達成が原則となる。ただし、目標安全率の達成が困難な場合や地すべり変動状況と不整合がみられる場合は、追加調査や安定解析条件の見直しの必要性も検討した上で、地すべり変動状況、防止施設の効果、保全対象への被害リスク等を考慮し、慎重に判断する必要がある。

図-3.11.5に概成時の安全率についての道府県営地すべり防止対策事業の実態調査結果を示す。調査結果は、**図-3.11.2**に示した①目標安全率の達成、②観測、現地状況、③防止施設の施工状況から概成判定した100ブロックと、②観測、現地状況、③防止施設の施工状況から概成判定したブロックのうち、安定解析が実施された52ブロックの計152ブロックを対象に整理したものである。概成時の

安全率のグラフに示すように、概成時点の安全率（実績）が一般的な目標安全率の下限値である1.10以上のブロックは全体の78%（118ブロック）となっている。

図-3.11.5 に示す概成時の安全率が 1.10 未満の 34 ブロックについては、すべてのブロックで、地中観測計器（パイプひずみ計、孔内傾斜計）観測により変動の沈静化又は許容できる変位量に収まっていることが確認されている。さらにこれらのブロックでは、現地に変状が認められないことや、地すべり防止施設の効果による現地状況の改善が確認されており、これらの結果を総合的に踏まえ、概成判定されている。



152ブロックの内訳

安全率	概成判定方法の区分※		
	①+②+③	②+③	計
1.10未満	0	34	34
1.10以上	100	18	118
計	100	52	152

※図-3.11.2に示す下記の区分
① 目標安全率の達成からの判定
② 観測、現地状況からの判定
③ 防止施設の施工状況からの判定

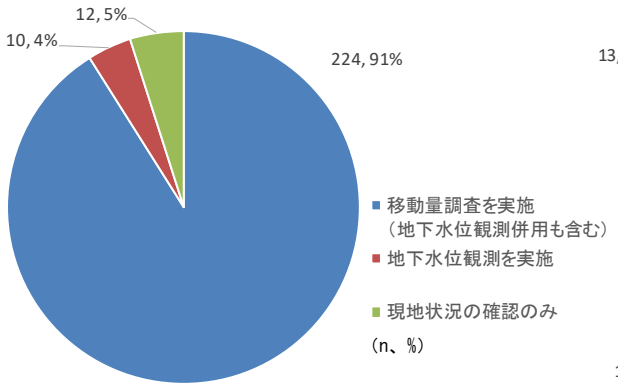
図-3.11.5 概成時の安全率に関する実態調査結果

11.3 観測結果、現地状況の判定方法

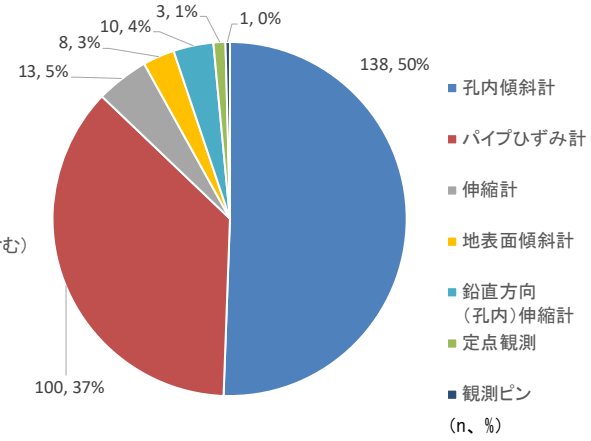
観測結果、現地状況の判定では、観測による地すべり変動の沈静化や減少又は現地に変状が認められないことを判定する必要がある。観測による判定では、移動量調査や、地下水位・間隙水圧の測定結果を基に行うことを基本とする。観測方法については、技術書「Ⅱ調査編、８．地下水調査、９．地すべり移動量調査」を参照する。また、現地状況の判定については、地すべり防止施設の効果による現地状況の改善の確認や、現地に変状が認められないことの確認により行うものとする。変状が認められないことの確認は、過去の変状発生箇所に鋲等の印となるものを設置して簡易計測を行う等、定量的に確認可能な方法で実施することが重要である。

図-3.11.6に観測、現地状況の判定方法に関する実態調査結果を示す。グラフ1に示すように、観測、現地状況の判定に当たり、91%で移動量調査が行われている。移動量調査方法は、孔内傾斜計が50%、パイプひずみ計が37%であり、9割近くがすべり面の変動を直接把握できる地中観測計器による判定が行われている（グラフ２）。移動量調査は、１種類のみの計器で行われている事例が80%であり（グラフ３）、その場合は、全体傾向と同様に孔内傾斜計又はパイプひずみ計による調査が中心となっている（グラフ４）。

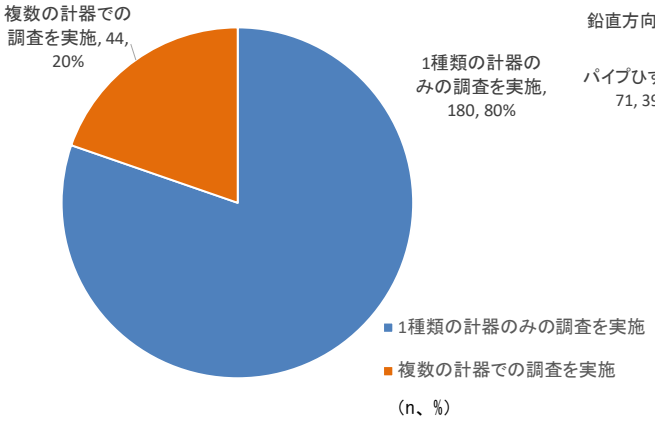
【グラフ 1】
観測、現地状況の判定方法（n=243 ブロック）



【グラフ 2】
移動量調査方法（n=270 事例）
（複数の計器で調査を実施している場合は複数計上）



【グラフ 3】
複数計器での移動量調査の有無（n=224 ブロック）



【グラフ 4】
1 種類の計器のみで移動量調査を実施する場合に使用する計器（n=180 ブロック）

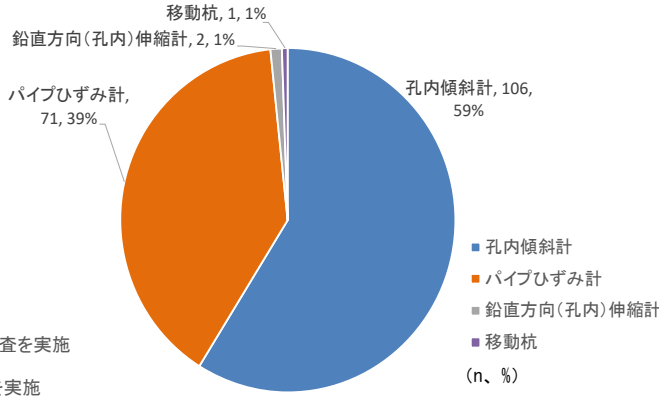


図-3.11.6　観測、現地状況の判定方法に関する実態調査結果

11.4 移動量調査による変動量の評価

移動量調査による変動量の評価は、保全対象への被害リスクを慎重に考慮して行う必要がある。

変動量の評価は、一般的に伸縮計、パイプひずみ計等の観測結果を踏まえ、技術書「Ⅱ調査編、９．地すべり移動量調査」に示す藤原（1994）*1の地すべり変動状況を４種に区分した基準（変動Ａ（変動判定：確定）、変動Ｂ（変動判定：準確定）、変動Ｃ（変動判定：潜在）、変動Ｄ（変動判定：異常））を基に行われることが多い。評価に当たっては、一般的に人家や公共施設等の重要な物件がある場合と、農地、林地が主たる場合では、許容される変動量が異なるため、保全対象を踏まえた許容される変動量を十分に考慮する必要がある。また、地すべり防止施設の効果を確認する観測期間についても降雨時や融雪時の状況が十分確認できるように設定する必要がある。

図-3.11.7に**図-3.11.6**のグラフ1に示す移動量調査が実施された224ブロックの移動量調査による変動量の評価に関する実態調査結果を示す。パイプひずみ計及び伸縮計では、７割程度の事例で藤原（1994）*1による基準である変動Ｃ以下又は変動Ｃ未満が概成判定の評価基準とされている。また、孔内傾斜計については、明確な基準に基づいて変動状況を評価している事例は５割程度であり、この事例の全てで藤原（1994）*1の伸縮計の基準が準用されている。地中変動量を計測する孔内傾斜計の判定に地表変動量を計測する伸縮計の基準を準用することについては、一般的に地表変動量より、地中変動量の方が小さいことに留意する必要がある。鉛直方向伸縮計については、他の計器に比べて観測結果に基づいた明確な基準に基づく評価が行われていない事例が多い。これは、鉛直方向伸縮計については一般的に移動量の大きい地すべりに対して適用されるため、移動量が微小な場合は、地すべりの変位以外の地表の緩みによる沈下等の変位を捉えることがあり、定量的な判定が難しい場合が多いためと考えられる。各移動量調査で藤原（1994）*1による基準を用いていない事例では、変動の累積性、降雨・融雪等との相関性に着目した評価が行われている場合が多い。

上記のとおり、実態調査の結果では、全般的に変動Ｃ以下又は変動Ｃ未満の変動量を概成判定の評価基準としている事例が多いが、保全対象を踏まえた許容される変動量を十分に考慮して慎重に評価する必要がある。

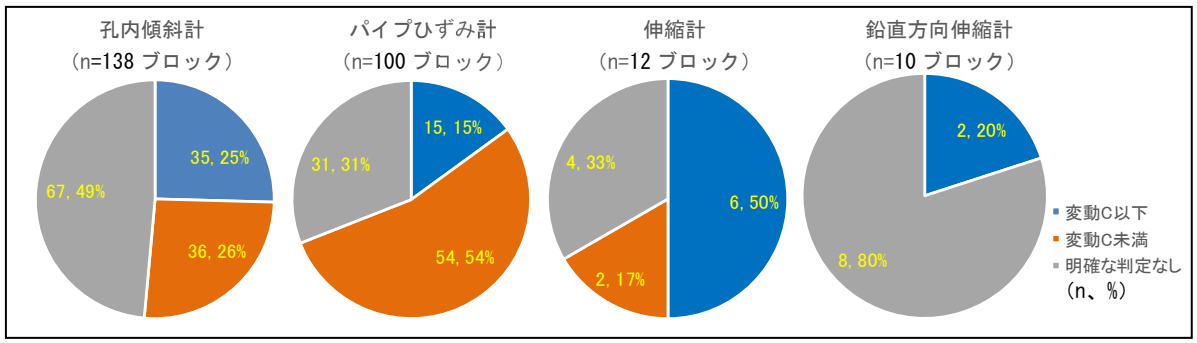


図-3.11.7　移動量調査による変動量の評価に関する実態調査結果

＊1　藤原明敏：地すべり調査と解析　改訂版、理工図書株式会社、p. 95（1994）

12. 管理

（基準書　第３章、3.6　関連）

概成後は、個々の地すべり防止施設の管理に加えその施設を含めた地すべりブロックの管理、さらに地すべり地域全体にわたる適切な管理が求められる。近年の気候変動により地すべりの誘因となる大雨の頻度は増加する傾向にあり、概成後であっても地すべり等の変動による周辺地域への影響については関心をもって見守っていく必要がある。また、地すべり防止施設は設置後から老朽化が進行するものであることから、必要な機能が維持されているか継続して監視していくことが重要である。

ここでは、こうした地すべり防止施設の管理、地すべり防止区域の管理について示す。

12.1　地すべり防止施設の管理

地すべり防止施設は地すべり地域の安全・安心を守る重要なインフラであり、長期にわたって必要な機能を維持することが求められている。このため、個別施設計画を策定して定期的な点検に基づき施設の機能診断を行うとともに、そこで把握された施設の状態に応じて計画的に維持管理を実施することが必要である。これに関して、「地すべり防止施設の個別施設計画（長寿命化計画）策定の手引き」（以下「長寿命化手引き」という。）が農林水産省により示された。

個別施設計画は、全ての地すべり防止区域にある防止施設を対象に策定されることを前提として、その取り組みが全国で始まっており、施設の機能診断や地すべり地域の特性から、維持管理方針が決められている。なお、ここで決められた維持管理方針は、効率化や高度化を図るため適宜見直していくことが求められている。

また、具体的な点検・機能診断の方法については、「地すべり防止施設の機能保全の手引き～統合版～（以下「機能保全手引き」という。）」を参照する。なお、長寿命化手引きに示される、地すべり防止施設の主な機能は**表-3.12.1**に示すとおりである。

地すべり防止施設の維持管理においては、ストックマネジメントサイクルを確立させることが肝要であり、定期的に地すべり防止施設の状態監視を行っていくことが重要となる。そのためには、施設の維持管理に必要な基本情報を確実に保管するとともに、点検のみでは状態の把握が困難な場合にはより詳細な調査などを実施して、機能診断を行うことが望ましく、継続的に状態監視をするなかで経年的な劣化傾向を把握するなど、維持管理に有効な情報の収集整理も積極的に行っていくべきである。

表-3.12.1 地すべり防止施設の工種の分類と地すべり防止の主な機能

工種の分類			地すべり防止の主な機能
抑制工	地表水排除工	承水路工 排水路工 浸透防止工	地表水排除機能
	地下水排除工	暗渠工 明暗渠工 深層暗渠工 水抜きボーリング工 集水井工 排水トンネル工	地下水排除機能
	侵食防止工	渓流護岸工 堰堤工 渓流暗渠工 河川付替工 海岸侵食防止工 湖岸侵食防止工	侵食防止機能
	斜面改良工	押え盛土工 排土工	滑動抵抗機能 滑動低減機能
抑止工		擁壁工 杭工 シャフト工 アンカー工	地すべり抑止機能

表-3.12.2 機能診断のための調査・点検種別

点検段階	目的	手法	内容	点検実施者	備考
1：基本情報調査	施設の基礎的な諸元等を整理し、点検の効率的な実施や健全度の評価の際の判断材料に活用する。	既存資料の収集整理	施設の基本的な諸元（設計時の条件、数量、位置、形状）	施設管理者（専門技術者）	・現地状況との整合を確認し、情報を更新する。 ・点検結果や施工情報等を蓄積する。
2：日常管理	経年的な施設の劣化や地震等に起因する施設の大きな変状を把握する目的で行う。主に、異常現象の有無を確認する。	概略目視点検（定期・臨時の巡視）	異常現象の有無（経年的変化、短時間内の大きな変状の発生）	巡視員、施設管理者	・機能低下に関係する具体的な異常事象を点検項目とする。
3：概査	施設の外観に現れた機能低下の状態を確認し、その結果に基づき施設の健全度の評価を行う。評価の結果からその後の対応を判断する。	近接目視点検	機能診断 ・各施設の変状レベル（異常程度） ・各施設の変状に対する対応策の区分（監視、補修、要詳細調査等）	専門技術者（各施設の変状、対応策に関する専門知識をもつもの）	・機能低下の状態から健全度を区分する。健全度に基づいて機能診断を行う。
4：詳細調査	各種調査により、施設の機能低下の詳細を把握する。調査結果に基づき、対策工の必要性の有無や対策工の実施方針を決定する。	各種調査	変状メカニズムや対策を検討するための情報 ・定量的な情報 ・目視では判断できない施設の内部状態等 ・施設周辺状況	専門技術者（各施設の変状、対応策に関する専門知識をもつもの）	・目視以外に、専門的な機器等の使用も検討する。

12.1.1 工種ごとの機能低下状況と対応

実際に施設の点検を行う場合、点検者が目視によって状態を判断することになるが、現地における具体的な事象を通して施設状態を推察しなければならず、施設ごとに着目すべき点を十分に理解しておくことが望まれる。

以下に、「機能保全手引き」に示される工種ごとの機能低下状態（施設の機能低下時に想定される状態）及び地すべり防止施設の本来の機能を損なわないように最低限必要なこと、注意すべきことを示す。将来的に機能低下につながる異常事象を現地調査から把握することが重要となる。

(1)水路工

表-3.12.3、表-3.12.4に機能低下状態（施設の機能低下時に想定される状態）を、**図-3.12.1、図-3.12.2**にそれらが地すべりに及ぼす影響を示す。**表-3.12.5**に地すべり防止施設の本来の機能を損なわないように最低限必要なこと及び注意すべきことを示す。

表-3.12.3 水路工の機能低下（承水路工・排水路工）

工種		承水路工・排水路工			
地すべり防止対策工としての効果・機能		・すべり面にかかる間隙水圧の低減 （※地表水の流入遮断と地すべりブロック外への速やかな排除）			
施設の機能低下の種類		・集水能力の低下 ・流下能力の低下 ・排出能力の低下			
施設の機能低下を示す現象	項目	部材の腐食・劣化、損傷・変形	水路内への土砂等の堆積（閉塞、埋没）	漏水（上,下流の流量比較による漏水の可能性）	施設周辺の地盤に湿地や湧水が発生
	内容	地すべり活動や水路側部の侵食、材料の腐食(錆)等で、水路等が破損・変形する。	小崩壊の発生や落葉などによって水路内に土砂等が堆積し、流下断面が減少する。	亀裂や目地、接続部から漏水し土砂の吸出しや基礎の洗掘が発生する。	水路の流水の再浸透(漏水等)により、施設周辺に湿地、湧水が発生・復元する。
施設の機能低下時に想定される状態		施設の破断・欠損箇所から漏水し、地すべり土塊に再浸透する。	流水が埋塞箇所で溢れ、地すべり土塊に再浸透する。	漏水が地すべり土塊に再浸透する。	湿地、湧水等から地すべり土塊に再浸透する。
地すべりに与える影響		水路の閉塞や漏水による、排水不良又は集・排水した水の漏出や溢水などは、地下水位を上昇させる要因となり、地すべりの安定性の低下につながる。			

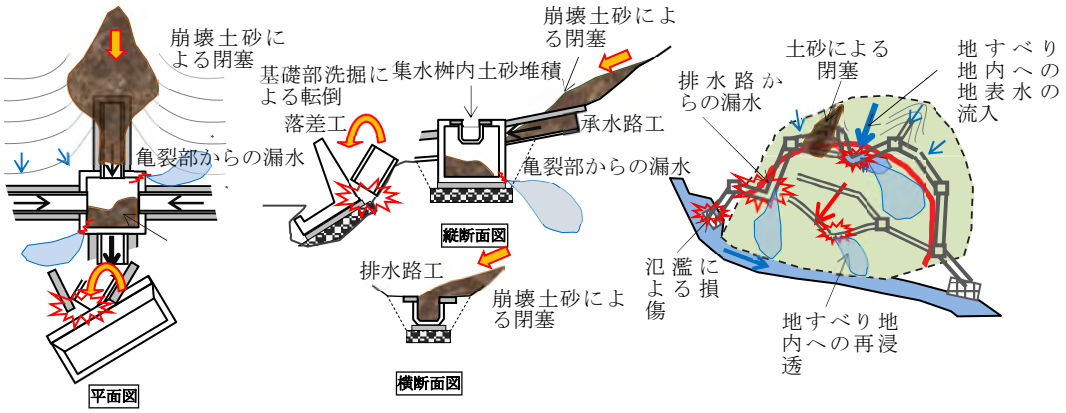


図-3.12.1 想定される原因・機能低下・地すべりへの影響の例（承水路工・排水路工）

表-3.12.4　水路工の機能低下（暗渠工・明渠工）

工種	暗渠工・明暗渠工		
地すべり防止対策工としての効果・機能	・すべり面にかかる間隙水圧上昇要因の低減 （※地表水と浅い地下水の地すべり地外への速やかな排除）		
施設の機能低下の種類	・集水能力の低下 ・流下能力の低下 ・排出能力の低下		
施設の機能低下を示す現象	部材の腐食・劣化、損傷・変形	水路内への土砂等の堆積	暗渠管の目詰まり、閉塞、埋没、破壊 （湧水の発生・湿地化）
機能低下の内容（状態・状況等）	地すべり活動や水路側部の侵食、材料の腐食（錆）等で、水路等が破損・変形する。	小崩壊の発生や落葉などによって水路内に土砂等が堆積し、流下断面が減少する。	集水孔や吸出防止材が目詰まりする、あるいは吐き口が閉塞する（鉄細菌、泥、藻等が付着）。
施設の機能低下時に想定される状態	漏水が地すべり土塊に再浸透する。	流水が埋塞箇所で溢れ、地すべり土塊に再浸透する。	土塊からの地下水集水や施設からの地下水等の排出が止まり、地盤内の地下水位が上昇若しくは、高水位状態が保たれる。
地すべりに与える影響	暗渠管の閉塞等による排水不良又は集・排水した水の漏出や溢水などは、地下水位を上昇させる要因となり、地すべりの安定性の低下につながる。		

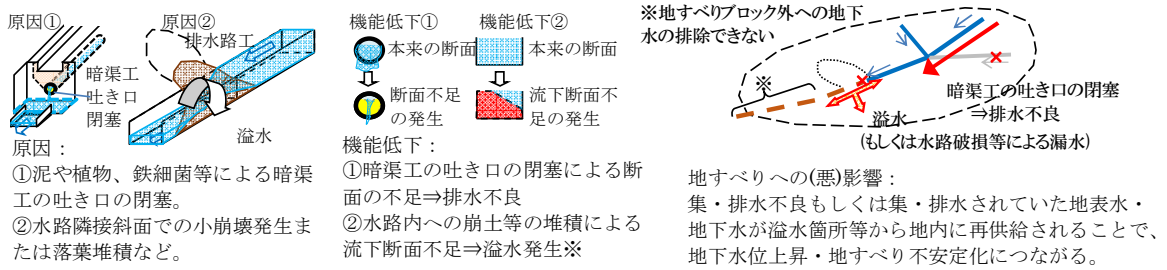


図-3.12.2　想定される原因・機能低下・地すべりへの影響の例（暗渠工・明渠工）

表-3.12.5　現場での点検のポイントと優先的に点検すべき項目（水路工）

対象施設		主な機能	優先的に点検すべき項目
工種	部位		
水路工	暗渠	比較的浅い地下水を集め排水	暗渠流末の閉塞
	水路部	地すべり地内の水を地外に排水	地すべり地外の地表水路への接続部の破損・閉塞
	集水桝・落差工	集めた水を地表・下方に誘導	破損・土砂堆積
	周辺の状況	（乾燥・安定化が期待）	表流水・湿地の形成
	【現場での点検ポイント】 ・最も下流の集水桝部分で　①暗渠流末から水が出ていること　②排水路に水があること　を確認 ・見える範囲の水路周辺に　①あふれた跡　②水たまり　③削られた跡（侵食された跡）がないか確認		

(2)水抜きボーリング工

表-3.12.6に機能低下状態（施設の機能低下時に想定される状態）を、**図-3.12.3**にそれらが地すべりに及ぼす影響を示す。**表-3.12.7**に地すべり防止施設の本来の機能を損なわないように最低限必要なこと、注意すべきことを示す。

表-3.12.6　水抜きボーリング工の機能低下

工種		水抜きボーリング工			
地すべり防止対策工としての効果・機能		すべり面にかかる間隙水圧の低減 （※浅い地下水の地すべり地外への速やかな排除）			
施設の機能低下の種類		・集水能力の低下 ・流下能力の低下 ・排出能力の低下			
施設の機能低下を示す現象	項目	破損・欠損、腐食・劣化、変位・変形	孔口の閉塞、孔内部の目詰まり	流末・付帯施設等の変位・変形、閉塞・埋没	施設周辺に地盤の湿潤や湧水が発生
	内容	地すべり活動による破損、部材の劣化や腐食(錆)等での変形。	孔内部の目詰まりや孔口の閉塞により集水・流下能力が低下。	漏水による小崩壊や洗掘の発生による施設の倒壊や落下。小崩壊の発生や落葉などによる土砂等の堆積による流下断面の減少。	孔の目詰まりや腐食・損傷等により集水・流下能力が低下し、地下水位が上昇。
施設の機能低下時に想定される状態		地下水を十分に集水・流下・排出できない。集水した水の漏出・再浸透が生じる。	地下水を十分に集水・流下できない。集水した水の漏出・再浸透が生じる。	集水した水の漏出・再浸透が生じる。	地下水を十分に集水・流下・排出できない。
地すべりに与える影響		孔内の閉塞や漏水による、排水不良又は集・排水した水の漏出や逸水などは、地下水位を上昇させる要因となり、地すべりの安定性の低下につながる。			

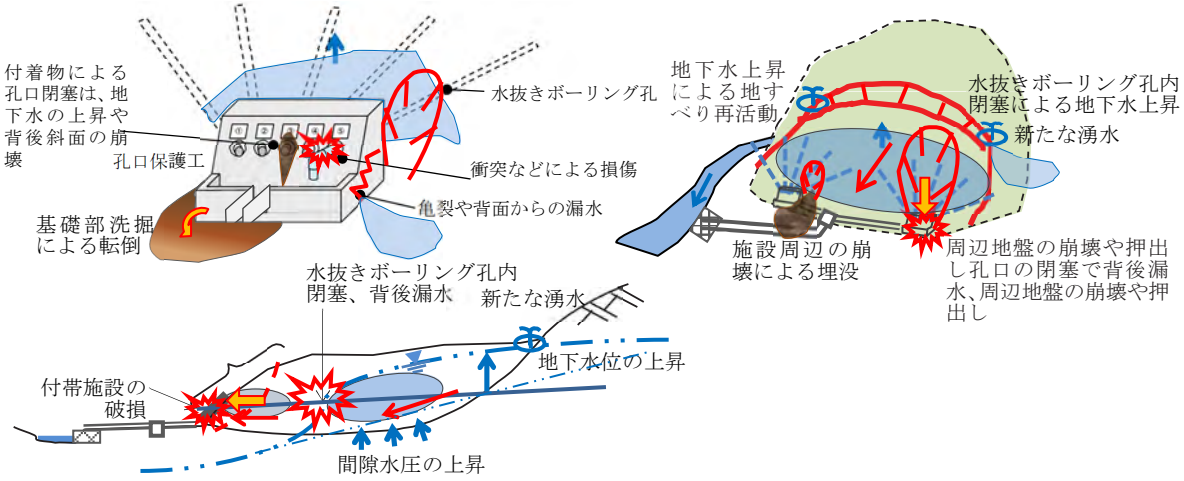


図-3.12.3　想定される原因・機能低下・地すべりへの影響の例（水抜きボーリング工）

表-3.12.7 現場での点検のポイントと優先的に点検すべき項目（水抜きボーリング工）

対象施設		主な機能	優先的に点検すべき項目
工種	部位		
水抜きボーリング工	水抜きボーリング孔	地下水を集め排水	孔口の閉塞
	流末施設	地すべり地内の水を地外に排水	地すべり地外の地表水路への接続部の破損・閉塞
	集水桝工	集めた水を地表・下方に誘導	破損・土砂堆積
	周辺の状況	（乾燥・安定化が期待）	湧水・湿地の有無
	【現場での点検ポイント】 ・孔口部分で　①水抜きボーリング孔の孔口から水が出ていること ・見える範囲の水路周辺に　①あふれた跡　②水たまり　がないか確認		

(3)集水井工

表-3.12.8に機能低下状態（施設の機能低下時に想定される状態）を、**図-3.12.4**にそれらが地すべりに及ぼす影響を示す。**表-3.12.9**に地すべり防止施設の本来の機能を損なわないように最低限必要なこと、注意すべきことを示す。

表-3.12.8 集水井工の機能低下

工種		集水井工		
地すべり防止対策工としての効果・機能		すべり面にかかる間隙水圧の低減（※比較的深い地下水を地すべり地外へ速やかに排除）		
施設の機能低下の種類		・集水能力の低下 ・流下能力の低下 ・排出能力の低下		
施設の機能低下を示す現象	項目	井筒本体の破損・欠損、変位・変形、腐食・劣化	集・排水管の孔口の閉塞や孔内部の目詰まり、破損・欠損	施設周辺に地盤の湿潤や湧水が発生
	内容	地すべり活動による破損や変形、部材の劣化や腐食(錆)等での変形。	管の孔口の閉塞や孔内部の目詰まり、破損・欠損により集水・流下能力が低下。	集水管の目詰まりや腐食・損傷等により集水・流下能力が低下し、地下水位が上昇。
機能低下により想定される地すべり対策施設への影響		地下水を十分に集水・流下・排出できない。 集水した水の漏出・再浸透が生じる。		
地すべりに与える影響		集水管の目詰まり等による集水能力の低下、排水管の目詰まりによる井筒内の異常湛水や底張コンクリートの亀裂等による漏出は、地下水位を上昇させる要因となり、地すべりの安定性の低下につながる。		

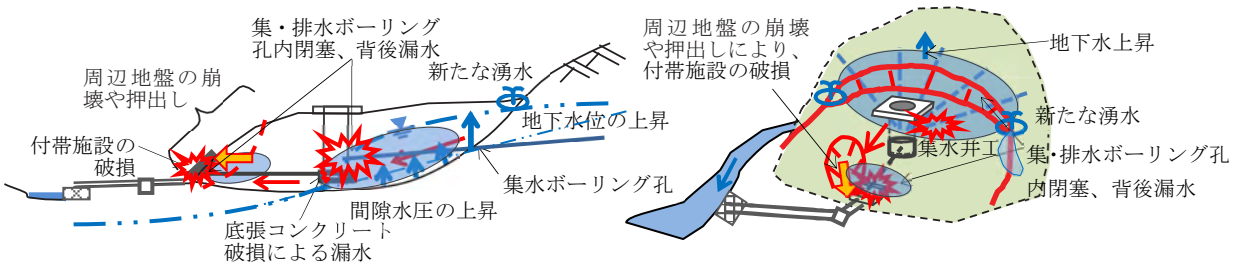


図-3.12.4 想定される原因・機能低下・地すべりへの影響の例（集水井工）

表-3.12.9 現場での点検のポイントと優先的に点検すべき項目（集水井工）

工種	部位	主な機能	優先的に点検すべき項目
集水井工	集水ボーリング孔	地下水を集め排水	孔口の閉塞(地上部分から覗き込んでわかる範囲で状態を記録。カメラの望遠機能等も有効である。)
	水面(異常湛水)	－	集めた地下水をしっかり排出できているか(内部の梯子などが水没する程、水位が高くなっていないか)
	周辺の状況	(乾燥・安定化が期待)	湧水・湿地の有無
	【現場での点検ポイント】 ・孔口部分で　①集水ボーリング孔の孔口から水が出ていること ・見える範囲の水路周辺に　①あふれた跡　②水たまり　がないか確認 ・地表部にて　①立入防止柵、②天蓋(フタ)、③点検梯子(点検口が見える)があるか、 及び、④立入防止柵や天蓋の点検用の入り口が施錠されているか確認		

(4)渓流護岸工

表-3.12.10に機能低下状態（施設の機能低下時に想定される状態）を、**図-3.12.5**にそれらが地すべりに及ぼす影響を示す。**表-3.12.11**に地すべり防止施設の本来の機能を損なわないように最低限必要なこと、注意すべきことを示す。

表-3.12.10 渓流護岸工の機能低下

工種		渓流護岸工			
地すべり防止対策工としての効果・機能		・渓流の側方侵食の防止により、地すべり土塊の安定を維持 （河川が急勾配の場合は、床固め工等を施工し、河床の侵食防止）			
施設の機能低下の種類		・施設の構造物としての強度低下、安定度低下			
施設の機能低下を示す現象	項目	変位・変形・ひび割れ・欠損 ※ふとんかご等の場合：破断・腐食	護岸下部の摩耗、基礎地盤の洗掘	裏込材の流出等	施設背面の沈下・隆起等
	内容	コンクリートの劣化や強度低下等により、ひび割れが生じる。 ※ふとんかご等の場合：かご等の腐食(錆)が進行する。枠構造等が荷重等で変形する。	常時若しくは出水時の土石や水によって損傷、摩耗、洗掘が生じる。	ひび割れや目地の開きやズレ等から、裏込材の流出が生じる。	施設背面の地山の沈下・隆起、施設背面地盤の侵食や崩壊等が生じる。
施設の機能低下時に想定される状態		護岸の一体性を損ない、侵食防止や渓岸安定効果が低下し、護岸の転倒に繋がる（安定性を低下させる。）。 ※ふとんかご等の場合：かご等の劣化が進み、形状の維持、中詰材の保持が困難になる。	洗掘が基礎底面まで進行し、構造物が不安定化する。	施設と地盤との一体性を損ない、渓岸安定効果が低下し、護岸の転倒につながる（安定性を低下させる)。	施設と地盤との一体性を損ない、施設の安定性を低下させる。 施設背面の地山の沈下・隆起等の変状が地すべり末端部付近の土塊に波及する可能性がある。
地すべりに与える悪影響		構造物の損壊・破損等によって、地すべり土塊の末端が直接、渓流を流れる水や土石に触れ、地すべり土塊の末端部の侵食により、地すべりの安定性の低下につながる。			

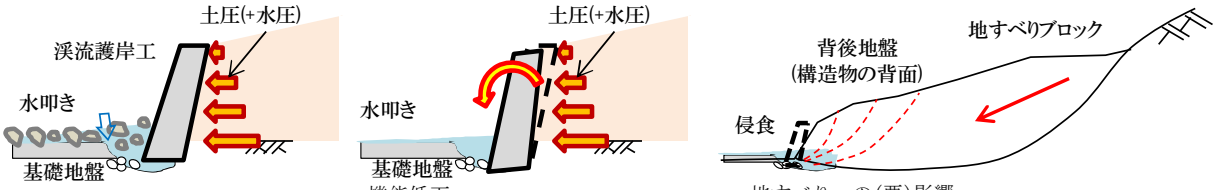


図-3.12.5 想定される原因・機能低下・地すべりへの影響の例（渓流護岸工）

表-3.12.11 現場での点検のポイントと優先的に点検すべき項目（渓流護岸工）

対象施設		主な機能	優先的に点検すべき項目
工種	部位		
渓流護岸工	護岸工	渓流の側方侵食の防止	大きな変状・損傷
	床固め工	渓流の縦侵食の防止	大きな変状・損傷
	基礎地盤	渓流護岸構造物の安定維持	構造物へ影響する程の変状
	周辺の状況	施設により安定化が期待	新たな土砂移動徴候
	【現場での点検ポイント】 ・施設を上流側と下流側から見たとき、 ①こわれている ②変形している ところがないか確認 ・見える範囲の河床に ①水で大きく削られた範囲 がないか確認		

(5)堰堤工

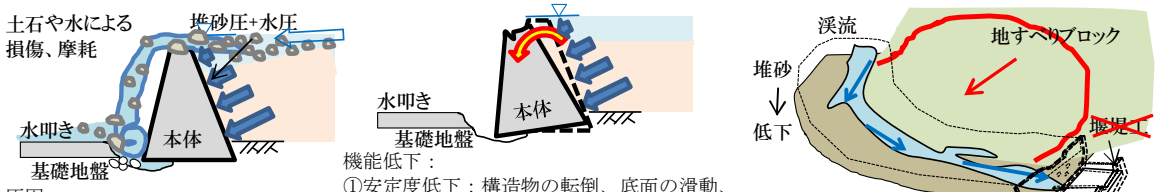
表-3.12.12、表-3.12.13に機能低下状態（施設の機能低下時に想定される状態）を、**図-3.12.6**にそれらが地すべりに及ぼす影響を示す。**表-3.12.14**に地すべり防止施設の本来の機能を損なわないように最低限必要なこと、注意すべきことを示す。

表-3.12.12 堰堤工の機能低下（1）

<table>
<tr><td colspan="2">工種</td><td colspan="5">堰堤工</td></tr>
<tr><td colspan="2">地すべり防止対策工としての効果・機能</td><td colspan="5">・渓床と渓岸の侵食防止によって、地すべり土塊の安定を維持
・下流への土砂流出を抑制</td></tr>
<tr><td colspan="2">施設の機能低下の種類</td><td colspan="5">・堆砂能力の低下
・施設の構造物としての強度低下、安定度の低下</td></tr>
<tr><td rowspan="2">施設の機能低下を示す現象</td><td>項目</td><td colspan="2">本体：
欠損、天端摩耗</td><td>本体：
ひび割れ</td><td>本体：
漏水</td><td>本体：
※鋼製の場合：腐食</td></tr>
<tr><td>内容</td><td colspan="2">常時若しくは出水時の土石や水によって欠損、摩耗が生じる。
摩耗（表面石張等の欠損）が進行すると、流水や流出土砂が摩耗範囲を集中的に流下することとなり、進行が加速する。</td><td>コンクリートの劣化や強度低下等により、ひび割れが生じる。
（摩耗・欠損を含む）</td><td>ひび割れや目地等から、水が流れ出す。
（地山との境界部や基礎地盤からの湧水・漏水）</td><td>部材表面から腐食（錆）が進行する。</td></tr>
<tr><td colspan="2">施設の機能低下時に想定される状態</td><td>堆砂高が低下する。土砂流送抑制等の機能が低下する。</td><td>表面石張等の欠損は内部コンクリートの損傷につながり、将来的には機能や性能に影響を及ぼす。（安定性を低下させる。）</td><td>上下流につながるひび割れ等は堰堤の損傷につながる。（安定性を低下させる。）</td><td>本体の傾動や変形により流路が形成された可能性がある。基礎部の湧水が土砂流出を伴うと、基礎地盤の不安定化につながる。</td><td>部材の強度が不足し、形状の維持や中詰材の保持ができなくなる。</td></tr>
<tr><td colspan="2">地すべりに与える悪影響</td><td colspan="5">構造物の倒壊や大規模な欠損等によって、堆砂高が低下する。
堆砂によって覆われていた地すべり土塊の末端が侵食され、地すべりの安定性の低下につながる。また、堆砂の荷重により期待していたせん断抵抗力が小さくなり、地すべりの安定性の低下につながる。</td></tr>
</table>

表-3.12.13 堰堤工の機能低下（2）

工種		堰堤工			
地すべり防止対策工としての効果・機能		・渓床と渓岸の侵食防止によって、地すべり土塊の安定を維持 ・下流への土砂流出を抑制			
施設の機能低下の種類		・堆砂能力の低下 ・施設の構造物としての強度低下、安定度の低下			
施設の機能低下を示す現象	項目	本体： 変位・変形 ※鋼製の場合:部材のたわみ、凹み	本体： 基礎地盤の洗掘	側壁護岸： 変形・破損 ※鋼製の場合：腐食	袖： 変位・変形・破損・腐食
	内容	コンクリート製:（擁壁工を参照） 鋼製の場合:枠構造などが荷重等で変形する。	常時若しくは出水時の土石や水によって基礎地盤の洗掘が生じる。	＜詳細は渓流護岸工を参照＞ ※鋼製の場合：部材表面から腐食(錆)が進行する。枠構造などが荷重等で変形する。	破損や倒壊につながる変形や変動の兆候が出現する
施設の機能低下時に想定される状態		設計条件を逸脱する大きな荷重や地盤支持力の不足によって発生している場合、施設の欠損･倒壊の恐れがある。	洗掘が堰堤基礎底面まで進行すると、本体の不安定化につながる。（安定性を低下させる。	材料強度の低下により破損や倒壊につながる。安定度の低下により変形して倒壊につながる。 ※鋼製の場合：部材の劣化が進み、形状の維持、中詰材の保持が困難になる。	本堤を保護するための施設機能が失われ、本堤の安定性に影響を及ぼす。
地すべりに与える悪影響		構造物の倒壊や大規模な欠損等によって、堆砂高が低下する。 堆砂によって覆われていた地すべり土塊の末端が侵食され、地すべりの安定性の低下につながる。 また、堆砂の荷重により期待していたせん断抵抗力が小さくなり、地すべりの安定性の低下につながる。			



原因：
出水時の土石や水による損傷、摩耗、洗掘。外力の増加など。

機能低下：
①安定度低下：構造物の転倒、底面の滑動、支持地盤の破壊 ②劣化：構造物そのものの破損、材料劣化③天端や水通しの断面破損⇒堆砂高の低下など

地すべりへの(悪)影響：
堆砂高の低下により、末端が顕わになり、地すべり不安定化につながる。

図-3.12.6 想定される原因・機能低下・地すべりへの影響の例（堰堤工）

表-3.12.14 現場での点検のポイントと優先的に点検すべき項目（堰堤工）

対象施設		主な機能	優先的に点検すべき項目
工種	部位		
堰堤工	本体・袖	堆砂を安定して維持	大きな変状・損傷
	側壁護岸	側方侵食防止により堰堤本体の安定維持	大きな変状・損傷
	水叩き	下方侵食防止により堰堤本体の安定維持	大きな変状・損傷
	施設周辺状況	本体の安定を維持・施設により安定化が期待	堆砂域の安定
	【現場での点検ポイント】 ・袖部から堰堤下流面を通して見たときに ①飛び出ている ②曲がっている ところがないか確認 ・下流側から堰堤全体を見たときに ①大きなひび割れ ②水通し以外での水の流れ がないか確認 ・見える範囲の河床に ①水で大きく削られた範囲 がないか確認		

(6)押え盛土工

表-3.12.15に機能低下状態（施設の機能低下時に想定される状態）を、**図-3.12.7**にそれらが地すべりに及ぼす影響を示す。**表-3.12.16**に地すべり防止施設の本来の機能を損なわないように最低限必要なこと、注意すべきことを示す。

表-3.12.15　押え盛土工の機能低下

工種		押え盛土工			
地すべり防止対策工としての効果・機能		・地すべりブロック下部への盛土によるせん断抵抗力の付加			
施設の機能低下の種類		・せん断抵抗力を付加するための重量の減少 ・盛土の安定性の低下 ・盛土の透水性の低下			
施設の機能低下を示す現象	項目	盛土本体の変状（亀裂･はらみ出し等）	法面保護工の損傷（変形・破損・欠損）	新たな湧水の発生､湧水の常態化	付帯施設（排水路工等）の変状（変形･破損･欠損･閉塞等）
	内容	盛土が不安定化した範囲・規模に対応した亀裂・はらみ出し等が発生する。	法面保護工が損傷を受け､盛土表面が地表水や風雨等にさらされる。	盛土の透水性の低下等により地下水位が上昇し、新たな湧水が発生、常態化する。	排水路工等の破損・欠損箇所からの漏水や排水路工等の閉塞･埋没による溢水等が生じる。
施設の機能低下時に想定される状態		盛土の安定度が低下し、崩壊が発生する。	盛土表面の変形、侵食、流亡が発生し､盛土の崩壊や盛土材の流出が生じる。	盛土内の間隙水圧が上昇し､不安定となる。また、盛土材の流出が生じる。	盛土表面や盛土内への過剰な水の供給が生じ､局所的な崩壊や盛土材の流出が生じる。
地すべりに与える悪影響		盛土が崩壊すると、盛土の荷重により期待していたせん断抵抗力が小さくなり、地すべりの安定性が低下する。			

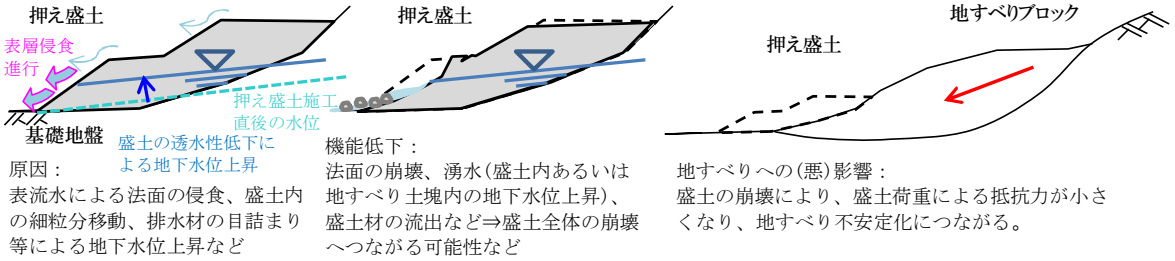


図-3.12.7　想定される原因・機能低下・地すべりへの影響の例（押え盛土工）

表-3.12.16 現場での点検のポイントと優先的に点検すべき項目（押え盛土工）

対象施設		主な機能	優先的に点検すべき項目
工種	部位		
押え盛土工	本体	地すべりの安定を維持	大きな変状・損傷
	法面保護工	盛土の表面侵食を防止	大きな変状・損傷
	暗渠・排水路工	盛土内の地下水位上昇を防止	新たな湧水出現
	土留工	盛土法尻の安定を維持	大きな変状・損傷
	周辺の状況	施設により安定化が期待	地すべりの変状
	【現場での点検ポイント】 ・地すべりブロックの左右両端の部分で　①こわれている　②変形している　ところがないか確認 ・盛土の表面で　①新しい湧水やその跡　がないか確認		

(7)排土工（切土法面保護工）

表-3.12.17に機能低下状態（施設の機能低下時に想定される状態）を、**図-3.12.8**にそれらが地すべりに及ぼす影響を示す。**表-3.12.18**に地すべり防止施設の本来の機能を損なわないように最低限必要なこと、注意すべきことを示す。

表-3.12.17 排土工の機能低下

工種		排土工			
地すべり防止対策工としての効果・機能		・地すべり斜面上部の土塊を排除することにより、せん断推進力を減殺			
施設の機能低下の種類		・地すべり活動力を低下させるための土塊除去範囲への土砂の再供給 ・切土法面の安定を維持するための法面保護機能の低下 ・排土法面・排土平坦面に流入する地表水排除機能の低下			
施設の機能低下を示す現象	項目	排土法面の変状	法面保護工の損傷	排土面での湧水発生、湿地の形成	付帯施設（排水路工等）の損傷、溢水・越流痕跡
	内容	法面の不安定化した範囲・規模に対応した亀裂・はらみ出しが発生する。	法面保護工の変形･破損､法面表面の変形､侵食､流亡が発生する。	付帯施設（暗渠工、排水路工等）の機能が低下し、浅層地下水の排水不良や排土面からの地表水浸透等により、湧水や湿地が生じる。	※水路工の機能低下参照。
施設の機能低下時に想定される状態		崩壊が発生し、排土平坦面に土砂が供給される。	崩壊発生や表土の流出から排土平坦面に土砂が供給される。	継続的な浅層地下水の排水不良や地表水浸透等により、地すべり土塊内の間隙水圧が上昇する。	排土平坦面に地表水が滞留しやすくなり､地表水が浸透し､地すべり土塊内の間隙水圧が上昇する。
地すべりに与える悪影響		地すべり頭部の排土平坦面に土砂が供給されると､改善された地すべり斜面のバランスが悪化し、地すべりが不安定となる。 浅層地下水の排水不良や地表水浸透等により、すべり面の間隙水圧が上昇し、地すべりが不安定となる。			

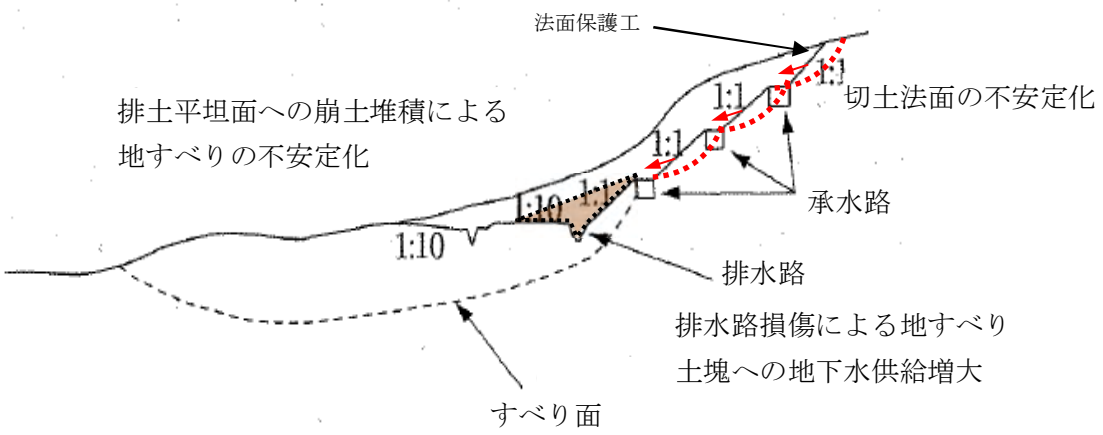


図-3.12.8 想定される原因・機能低下・地すべりへの影響の例（排土工）

表-3.12.18 現場での点検のポイントと優先的に点検すべき項目（排土工）

対象施設		主な機能	優先的に点検すべき項目
工種	部位		
排土工	排土法面・排土平坦面	地すべり土塊のせん断推進力・せん断抵抗力のバランスを改善し安定を維持	すべり面の地表露出箇所周辺の変状 （通常は切土法面と排土平坦面の境界付近）
	法面保護工	切土法面の風化進行・表面侵食を防止	大きな変状・損傷及びその兆候
	排水工	土塊内の地下水位上昇を防止	排土平坦面内の新たな湧水や湿地の出現
	【現場での点検ポイント】 ・地すべりブロックの頭部付近で　①こわれている　②変形している　　ところがないか確認 ・排土平坦面で　　①新しい湧水やその跡　　がないか確認		

(8)擁壁工

表-3.12.19に機能低下状態（施設の機能低下時に想定される状態）を、**図-3.12.9**にそれらが地すべりに及ぼす影響を示す。**表-3.12.20**に地すべり防止施設の本来の機能を損なわないように最低限必要なこと、注意すべきことを示す。

表-3.12.19　擁壁工の機能低下

工種		擁壁（枠）工				
地すべり防止対策工としての効果・機能		・地すべりブロック末端部の安定化による地すべり土塊の安定維持 (※地すべり本体ではなく、末端部の小崩壊の安定化を図ることを目的とする。)				
施設の機能低下の種類		・構造物としての強度低下、安定度低下				
施設の機能低下を示す現象	項目	ひび割れ	湧水	変形・破損 ※ふとんかご等の場合：腐食	沈下	施設背面の地山等の変動等
	内容	コンクリートの劣化や強度低下等により、不規則なひび割れが生じる。	中詰材や排水孔、排水層等の機能低下により、背面に常時水圧が作用する状態になる。	設計時の想定を超える土圧や各種の外力等により、勾配の変化、滑り、はらみ出し、目地の開きやズレ、連続した亀裂等が生じる。 ※ふとんかご等の場合：かご等の腐食(錆)が進行する。枠などが荷重等で変形・破損する。	地盤の支持力が局所的あるいは全体に低下したことにより、施設の一部あるいは全体が沈下する。	施設背面の地山等の変動や、背面土砂の吸い出しなどで、施設の損傷や変形が生じる。
施設の機能低下時に想定される状態		広範囲のひび割れは、擁壁の一体性を損ね、安定性を低下させる。	広範囲の湧水は、想定外の水圧の作用を示し、擁壁の安定性を低下させる。	変形の進行は、擁壁の不安定化につながり、擁壁の倒壊の恐れがある。※ふとんかご等の場合：かごや枠等の劣化が進み、形状の維持、中詰材の保持が困難になる。	支持力不足等による沈化の進行は、擁壁の不安定化につながり、擁壁の倒壊の恐れが生じる。	施設の変形、破損の影響が、周辺の地すべり末端部付近の土塊に波及する可能性がある。
地すべりに与える悪影響		構造物の倒壊によって、地すべり土塊の末端で小崩壊のおそれがある。小崩落が発生した場合、地すべり全体が不安定となる。				

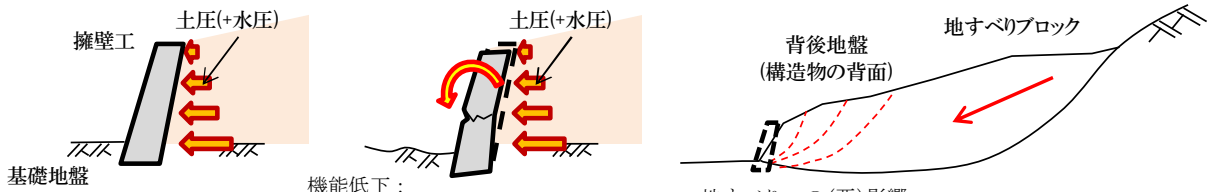


図-3.12.9　想定される原因・機能低下・地すべりへの影響の例（擁壁工）

表-3.12.20 現場での点検のポイントと優先的に点検すべき項目（擁壁工）

対象施設		主な機能	優先的に点検すべき項目
工種	部位		
擁壁（枠）工	本体	地すべり末端土塊の安定維持	大きな変状・損傷
	付帯施設	擁壁(枠)の安定を維持　等	大きな変状・損傷
	基礎地盤	擁壁(枠)の安定を維持	構造物へ影響する程の変状
	周辺の状況	施設により安定化が期待	地すべりの変状
	【現場での点検ポイント】 ・施設のうち高さが最も大きい位置で　①こわれている　②変形している　　ところがないか確認 ・地すべりブロックの左右両端の部分で　①こわれている　②変形している　　ところがないか確認		

(9)杭工

表-3.12.21に機能低下状態（施設の機能低下時に想定される状態）を、**図-3.12.10**にそれらが地すべりに及ぼす影響を示す。**表-3.12.22**に地すべり防止施設の本来の機能を損なわないように最低限必要なこと、注意すべきことを示す。

表-3.12.21 杭工の機能低下

工種		杭工			
地すべり防止対策工としての効果・機能		・すべり面を貫通して設置した杭のせん断抵抗又は曲げ抵抗による抵抗力の付加			
施設の機能低下の種類		・杭の変形や破壊、杭位置周辺の変形や破壊による抵抗力の低下			
施設の機能低下を示す現象	項目	杭位置周辺の隆起、沈下（杭頭が露出している場合、傾動等の異常が判明する場合がある。）	杭間土の中抜け等	杭背後地盤の沈下、崩壊	付帯施設等の損傷、劣化
	内容	想定外の外力が作用して杭が変形し、周辺の変状を引き起こす。	杭の間を土塊が通り抜け、杭の抵抗力が適正に地すべり土塊に作用していない。	杭背後の地盤反力が小さくなり、杭に想定外の外力が作用する。	付帯施設等の損傷で、杭に過度な負担が生じる。
施設の機能低下時に想定される状態		杭に過度な変形が生じ、破壊の恐れがある。	期待された抵抗力を発揮していない可能性がある。	杭に過度な変形が生じ、破壊の恐れがある。	杭に過度の変形が生じ、破壊の恐れがある。
地すべりに与える悪影響		地すべり全体の滑動に対して杭によって付加されていた抵抗力が失われ、地すべりが不安定となる。			

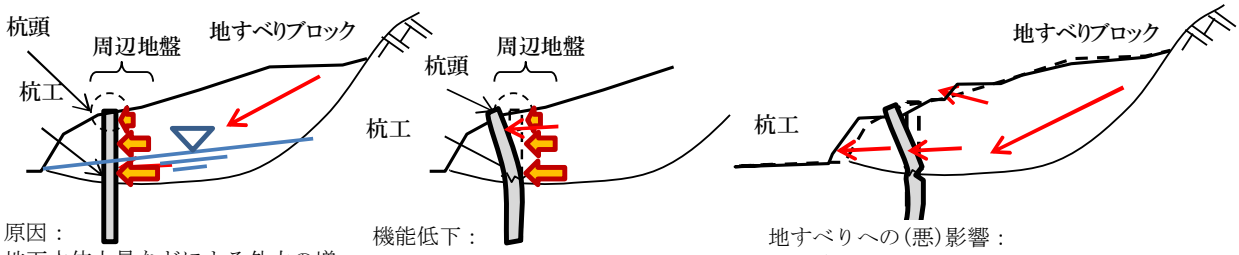


図-3.12.10　想定される原因・機能低下・地すべりへの影響の例（杭工）

表-3.12.22　現場での点検のポイントと優先的に点検すべき項目（杭工）

対象施設		主な機能	優先的に点検すべき項目
工種	部位		
杭工	本体	地すべりの移動を抑止	大きな変状・損傷
	付帯施設	杭機能と一体あるいは機能補助	大きな変状・損傷
	杭位置周辺	杭機能と一体・施設により安定化を期待	地すべりの変状
	【現場での点検ポイント】 ・配置されている範囲の両端に　①地表の亀裂　②杭と地盤の間の隙間　　がないか確認 ・地すべりブロックの幅の中央部分で ①杭間隔に相当する規則的な地表の凹凸　②杭の配列に近い方向の直線状の段差や亀裂がないか確認		

(10)アンカー工

表-3.12.23に機能低下状態（施設の機能低下時に想定される状態）を、**図-3.12.11**にそれらが地すべりに及ぼす影響を示す。**表-3.12.24**に地すべり防止施設の本来の機能を損なわないように最低限必要なこと、注意すべきことを示す。

表-3.12.23　アンカー工の機能低下

工種		アンカー工			
地すべり防止対策工としての効果・機能		・地すべり斜面に働く土塊のすべり力をアンカー工により地中の安定地盤へ伝達することで、土塊を安定させ地すべり滑動力に対抗する。			
施設の機能低下の種類		・構造物の破損やアンカーの飛び出し、引抜けによるせん断抵抗力の低下			
施設の機能低下を示す現象	項目	法枠や受圧板など腐食、劣化、損傷、変形など	施設周辺の斜面変状	アンカーの飛び出しや引抜け	アンカー頭部の腐食、劣化、損傷、変形など
	内容	構造物のひび割れや段差、肉厚減少、腐食、鉄筋の露出、地山や他の部材との隙間の拡大、錆汁や漏水など	新たな亀裂、段差、隆起、陥没、植生の乱れ、樹木の幹曲がり（根曲り）や湧水など	テンドンの飛び出し、抜け落ち、頭部が露出している場合のテンドンの腐食や破断	頭部コンクリートのひび割れや欠損、背面との隙間、錆汁や漏水、頭部キャップの浮き、緩み、欠落、材質劣化、腐食、浮き、防錆油漏れによる汚れ
施設の機能低下時に想定される状態		法枠や受圧板など構造物に過度の力が加わっている可能性があり破壊の恐れがある。また、経年的な劣化であっても、設計強度を保っていない場合、破壊の恐れがある。	想定外の新たな地すべりの発生による斜面の不安定化は、施設機能の損失や機能低下を進行させる。	テンドンの破断や損傷は、地すべり対策施設全体の機能不足となり、斜面の不安定化により施設機能の損失や機能低下を進行させる。	アンカー頭部の損傷や劣化は、テンドンの定着部の破断や支圧応力の偏りによる受圧構造物の破損につながり、施設全体の機能低下を進行させる。
地すべりに与える悪影響		地すべり全体の活動に対して、アンカー付き法枠工等、施設全体で付加されていたせん断抵抗力が、一部で失われるためバランスを失い、地すべり力が一部に集中し、施設の耐久性が失われ、地すべりの安定性が急激に低下する。			

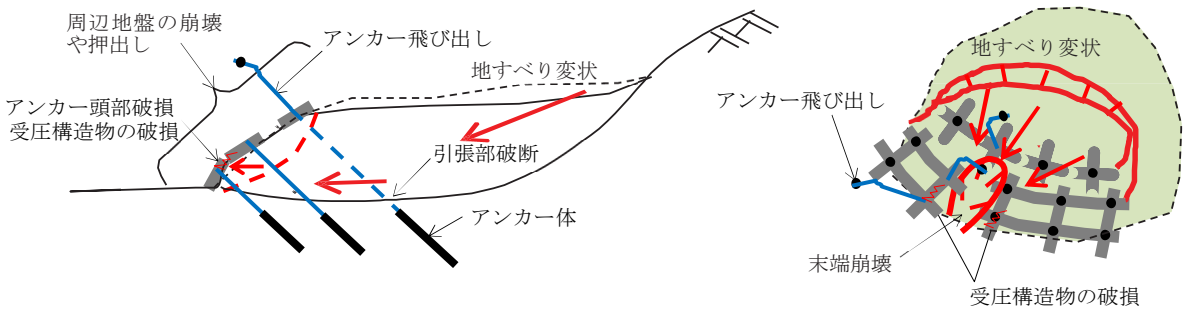


図-3.12.11　想定される原因・機能低下・地すべりへの影響の例（アンカー工）

表-3.12.24 現場での点検のポイント（アンカー工）

点検項目	異常が見られる項目	推定要因の例
テンドン	テンドンの飛び出し、抜け落ち	テンドンの破断/引抜け 頭部の損傷・劣化　等
	頭部保護がない場合のテンドンの腐食	水の浸入、防食材の劣化、防食材の流出・量不足 防食不良、腐食性環境　等 腐食性環境
頭部コンクリート	頭部コンクリートの浮き上がり	テンドンの破断・引抜け 頭部の損傷・劣化　等
	破壊・部分的な欠損	頭部材料の劣化、外力による破損　等
	0.5㎜幅を超える程度のひび割れ	頭部材料の劣化、外力による破損　等
	頭部コンクリート背面からの漏水・錆汁	豪雨、融雪、地下水の浸透、水の浸入、防食材の劣化 防食材の流出・量不足、防食不良、腐食性環境　等
	頭部コンクリートからの遊離石灰	水の浸入　等
	頭部コンクリート背面に隙間	頭部材料の劣化、外力による破損　等
頭部キャップ	頭部キャップの浮き	テンドンの破断・引抜け 頭部の損傷・劣化　等
	頭部キャップの損傷・緩み・欠落	頭部材料の劣化、外力による破損　等
	頭部キャップの材質劣化・腐食・肉厚減少や腐食	腐食性環境、品質不良　等
	固定ボルトの破壊・腐食・ゆるみ	外力による破損、腐食性環境　等
	頭部キャップ背面からの漏水	豪雨、融雪、地下水の浸透、水の浸入　等
	頭部キャップ周辺の防錆油漏れによる汚れ	防食不良　等
プレート	プレートが人力で回転可能	テンドンの腐食、過大な緊張力の作用 定着具の機能不全、アンカー拘束力の低下 アンカー引抜抵抗力の低下　等
	頭部・プレートの浮き（目視による確認）	頭部の材料劣化、品質不良　等
	プレート背面からの漏水	豪雨、融雪、地下水の浸透、水の浸入　等
	プレートの肉厚減少や腐食	防食不良、腐食性環境　等
	プレート周辺の汚れ	防食材の流出・量不足　等
受圧構造物	0.5㎜幅以上の連続したひび割れ、段差を伴うひび割れ	法枠・構造物の劣化、想定外の外力の作用　等
	受圧板・構造物の大きな変状	法枠・構造物の破壊、想定以上のすべり テンドンの破断・引抜け　等
	受圧構造物の肉厚減少や腐食	腐食性環境、品質不良　等
	アンカー直下まで達するような大きな隙間	豪雨、融雪、地下水の浸透　等
	受圧構造物周辺の湧水	豪雨、融雪、地下水の浸透　等
地山の変状		法枠・構造物の破壊、想定以上のすべり テンドンの破断・引抜け　等

12.1.2 機能診断

機能診断を行う場合、決められた方法・手順により調査を行うことが重要であり、その調査結果の評価についてもそれぞれの成果で整合が図られるよう、事前に共通する評価指標や評価区分を示しておく必要がある。

「機能保全手引き」では、評価結果について健全度指標を用いて点検結果を区分することとしている。ここで示される健全度指標は、はじめに対象施設（群）を部位に分けて、部位ごとに変状の状態（変状レベル）を評価した上で、施設（群）全体の健全度を区分することとしている。

「機能保全手引き」に示される、評価の流れと評価基準を以下に示す。

＜評価の流れ＞

⓪ 施設(群)の分解　：対象施設を評価するために、まず施設の個々の部位（構造区分）や変状(現象)に着目

① 個々の変状の評価　：個々の変状をレベル区分することで対応する（レベル a～レベル d)

② 部位の健全度評価　：個々の変状レベルを部位ごとに統合して部位の健全度を評価（A～D）

③ 施設の健全度評価　：個々の部位の健全度を統合して施設全体の健全度を評価（ⅰ～ⅳ）

図-3.12.12　点検結果に対する評価の流れ

表-3.12.25　健全度評価段階①変状レベルの評価基準

①変状レベル：個々の異常の種類（点検項目）ごとの評価※	
記号	評価基準
a	項目に挙げた現象・状況が見られない若しくは目視困難なほど軽微である
b	項目に挙げた現象・状況に対し軽微な変状がある
c	項目に挙げた現象・状況に対し限定的（局所的）ではあるが明らかな変状がある
d	項目に挙げた現象・状況に対し著しい変状がある

※工種、変状の種類に応じて様々な状態が想定されるため、ここでは共通の評価基準を示す。各工種の具体的な変状レベルの評価基準は、概査の点検項目とともに記載する。

表-3.12.26　健全度評価段階②部位の健全度の評価基準

②部位の健全度：各変状レベルを考慮した当該部位の評価　（変状レベルを統合）	
記号	評価基準
A	各部位の点検項目ごとの評価に変状レベル a のみが含まれる
B	各部位の点検項目ごとの評価に変状レベル a～b が含まれる （b が一つでも含まれる）
C	各部位の点検項目ごとの評価に変状レベル a～c が含まれる （c が一つでも含まれる）
D	各部位の点検項目ごとの評価に変状レベル a～d が含まれる （d が一つでも含まれる）

表-3.12.27 健全度評価段階③施設の健全度の評価基準

③施設の健全度：部位の健全度を考慮した施設単体の評価 （部位の健全度を統合）	
記号	評価基準
ⅰ	施設を構成する部位のうち、部位の健全度 A のみが含まれる
ⅱ	施設を構成する部位のうち、部位の健全度 A～B が含まれる (B が 1 つでも含まれる)
ⅲ	施設を構成する部位のうち、部位の健全度 A～C が含まれる (C が 1 つでも含まれる)
ⅳ	施設を構成する部位のうち、部位の健全度 A～D が含まれる (D が 1 つでも含まれる)

表-3.12.28 健全度評価段階④施設群の健全度の評価基準

④施設群(※)の健全度：個々の施設の健全度を考慮した施設群や系統としての評価	
記号	評価基準
Ⅰ	施設群を構成する個々の施設のうち、施設の健全度 ⅰ のみが含まれる
Ⅱ	施設群を構成する個々の施設のうち、施設の健全度ⅰ～ⅱが含まれる （ⅱが 1 つでも含まれる）
Ⅲ	施設群を構成する個々の施設のうち、施設の健全度ⅰ～ⅲが含まれる （ⅲが 1 つでも含まれる）
Ⅳ	施設群を構成する個々の施設のうち、施設の健全度ⅰ～ⅳが含まれる （ⅳが 1 つでも含まれる）

12.2 地すべり防止区域の管理

地すべり防止区域の管理は、地すべり防止施設の管理とともに地すべり活動の監視も行う必要がある。このため、地すべり防止区域を適切に管理するためには、概成後も効果的に監視できる体制を検討しておくことが望まれる。

地すべり活動の監視には、簡易な計測や定点監視地点の設定なども有効であり、定期的に実施できる体制を構築することを検討する。こうした方法については、「地すべり監視体制構築の手引き」（農林水産省）を参照する。

また、地すべり防止施設の変状等から地すべり活動の兆候を把握する場合も多いため、このような観点からも地すべり防止施設の機能診断を着実に行う必要がある。ただし、地すべり防止施設は、斜面中に設置されることが多く植生の繁茂や土砂流出などによって所在が不明となるものも多い。そのため、施設の位置情報を記録するとともに草刈りや点検路の整備を行い、施設の維持管理がしやすい状態を保持していくことも重要となる。

さらに、地すべり防止区域の管理を持続的に取り組んでいくには、地元住民や市町村等との連携が有効であることから、地域住民等が積極的に管理に参加できるようにするなどの工夫も必要である。「機能保全手引き」では、日常的な地すべり防止施設の管理を行う上で参考となる調査票様式を工種ごとに示している。水路工の調査票の使用例を**表-3.12.29**に示す。

表-3.12.29　日常管理調査票様式の使用例

様式-2(1)　:型01　　**日常管理調査票(1/2)**　　地すべり防止施設機能診断調査

＜水路工(承水路工・排水路工・暗渠工・明暗渠工)＞

点検年月日	2015 / 11 / 1	天候	曇り	点検者	□□□□□	(調査票番号:　　)

諸元	区域名	△△△△	ブロック名	D②	施工年度	S48年度
	該当施設(施設番号)	□ 承水路工　□ 排水路工　☑ 明暗渠工　□ 暗渠工　(明暗渠工)			延長	m

	対象項目(□にレをチェック)	異常が見られる項目(□にレをチェック)	結果(□にレをチェック)
本体	①水路部 ※水路の有無を確認 □ 有 ☑ 無(見当たらない) ＜材質・種類＞ □ コンクリート製 □ 鋼製　□ 樹脂製 □ その他(　　)	□ 1.変形・損傷(目地切れ、ひび割れ等) □ 2.腐食(錆、表面劣化等) □ 3.閉塞・埋没(土砂、落葉等の堆積等) □ 4.水路脇の陥没・洗掘 □ 5.流末からの土砂流出 □ 6.流末の位置が不明	□ 異常なし □ 異常あり 【状況】以下に該当すればチェック □ 植生等で見えにくい
本体	②暗渠部 ※暗渠工吐口部の有無を確認 ☑ 有 □ 無(見当たらない)	□ 1.排水量がない □ 2.吐口部の明らかな閉塞 □ 3.吐口部の変形・損傷 ☑ 4.吐口部の埋没	□ 異常なし ☑ 異常あり 【状況】以下に該当すればチェック ☑ 植生等で見えにくい
本体	③集水桝 ※集水桝の有無を確認 □ 有 ☑ 無(見当たらない)	□ 1.変形・損傷(目地切れ、ひび割れ等) □ 2.閉塞・埋没(土砂、落葉等の堆積等)	□ 異常なし □ 異常あり 【状況】以下に該当すればチェック □ 植生等で見えにくい
本体	④落差工 ※落差工の有無を確認 □ 有 □ 無(見当たらない)	□ 1.変形・損傷(目地切れ、ひび割れ等) □ 2.閉塞・埋没(土砂、落葉等の堆積等)	□ 異常なし □ 異常あり 【状況】以下に該当すればチェック □ 植生等で見えにくい
付帯施設	⑤蓋 ※水路・集水桝の蓋の有無を確認 □ 有 □ 無(見当たらない)	□ 1.変形・損傷 □ 2.腐食(錆、表面劣化等)	□ 異常なし □ 異常あり 【状況】以下に該当すればチェック □ 植生等で見えにくい
付帯施設	⑥安全施設(立入防止柵等) ※安全施設の有無を確認 □ 有 □ 無(見当たらない)	□ 1.変形・損傷 □ 2.腐食(錆、表面劣化等)	□ 異常なし □ 異常あり 【状況】以下に該当すればチェック □ 植生等で見えにくい
	⑦周辺状況	□ 1.地表の変状 (沈下・隆起・洗掘・流出・崩落・押出し・吸出し・亀裂等) ☑ 2.湿地の形成(水たまり、湧水等)	□ 異常なし ☑ 異常あり 【状況】以下に該当すればチェック □ 植生等で見えにくい

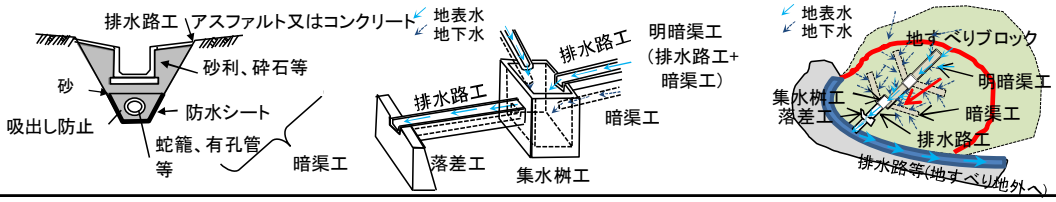
点検結果	□ 異常なし　☑ 異常あり　*∴上記で一つでも「異常あり」があれば点検結果も「異常あり」とする*

各項目及び周辺状況で気づいた点があれば記入して下さい(自由記入)

・吐口は土砂で埋没しているが、流水は確認できる。ただし、排水が垂れ流し状態であるため、周辺は湿地化している。
・西側斜面からは地表水が流化しており、斜面中腹には表流水の洗掘作用による陥没箇所が見受けられる。
・呑口想定位置にはφ204.89mmのヒューム管が渓流護岸工に埋め込まれている。ただし、このヒューム呑口は現在、河川水位よりも高い位置にあることから、暗渠工呑口かどうかについては不明。

概略構造
(形状や材質には様々な種類があります)

承水路工は地表水が地下浸透する前に捕水することを目的とします。
明暗渠工は、排水路工と暗渠工を二階建ての構造にして設置するもので、地表水と浅い地下水を効率的に集めて排除することを目的とします。



評価 **(施設管理者記入)**	☑ 1.追加調査が必要　□ 2.補修が必要　□ 3.点検を継続

12.3 諸観測施設の維持管理

諸観測施設により、工事概成後も地すべり防止効果の経時変化を把握することが必要であり、諸観測施設についても指示数値の状況と耐用年数を確認し、以下の点に留意して保守点検を行う。また、自動観測や半自動観測を実施している場合は、ケーブルの劣化による絶縁抵抗の変化等に留意するとともに、耐雷対策や耐雪対策等の気象条件に応じた検討も別途実施することが望ましい。

① データロガー：外観の劣化、バッテリの確認、断線や接続不良、観測箱内の清掃等
② 水位計：指示水位と実測水位の照合、立上りパイプの破損、水圧式水位計（間隙水圧計）の場合は腐食や泥等の付着、地上部ケーブルの保護
③ 移動杭：杭の破損（折損、傾動、転倒、埋没）
④ GNSS受信機器：受信機器上空の障害物除去、ケーブルの保護、受信機器の破損、基礎支柱の安定
⑤ 伸縮計：計器外観の劣化、インバー線の余裕分の確保、たわみ・引っかかり、固定杭状況
⑥ 地表面傾斜計：水準器の破損、基礎・周辺地盤の安定
⑦ 孔内傾斜計・すべり面測定管：立上りパイプの破損
⑧ パイプひずみ計・鉛直方向伸縮計：地上部リード線の保護、立上りパイプの破損
⑨ アンカー荷重計：計器外観の劣化（計測しているアンカーの地上部を含む）、地上部ケーブルの保護

また、既設観測孔については、概成した地すべりブロックが再活動した場合に監視を行えるように、各ブロックで観測の優先度を考慮して代表孔を選定し、残置することが望ましい。残置する際には、必要に応じて孔口の保護を行うとともに、位置座標を取得する。

1. 地すべりの分類－その研究史－

地すべり現象には非常に多くの要素と過程があるため、その機構は複雑で明解な定義は下しにくい。したがって古くから多くの人達によって、地すべり現象を運動様式や移動物質の種類などから種々分類して、その本質をつかもうとする努力がなされてきた。以下に地すべりの代表的な分類を歴史的にたどってみる。

更新世の氷河で広く覆われた欧米大陸では、地下深くまで凍結された地層の表層部が温暖期に融解して、一種の泥流のように凍土層の上を流出した。それはソリフラクション（solifluction flow、流土）と呼ばれ、その堆積物は各地に見られ、それが現在でも移動していることがよく知られている。

このように、地すべり現象は、欧米においては古くから周氷河現象の一つとしてとらえられてきた。

地すべりの最も初期の分類としては、19世紀後期のハイム（Heim）のものがよく知られている*1。ハイムは、土砂・岩石及び両者の混合の三つの斜面物質について、それぞれ異なったタイプの運動として地すべりを分類・認識している。20世紀に入ってハウェ（Howe）はハイムの分類に人工カットによるすべりや海底のすべりなどを加えた分類を提示している*2。1900年代に入って、土質力学の体系を完成させたK. テルツァーギ（K. Terzaghi, 1925, 1950）*3,*4は、主として土質力学の立場から地すべりの過程を精細に分類し、その機構を解析した。その際、地質構造を作るような外力は、斜面傾斜の増大や粒子間結合力の破壊の原因となり、せん断応力の増加、せん断抵抗の減少をもたらし斜面の崩壊につながるとし、造構運動による地殻の大規模な変形が地すべりの重要な素因になることを指摘した。

テルツァーギの分類が運動の過程を重視し、その機構の解明に重点をおいているのに対し、シャープ（Sharpe, 1938）*5の分類は、運動の形式を重視している。すなわち、運動の基本的な形式として崩落（fall）、滑動（slide）、流動（flow）の三つをあげ、それぞれの運動に参画する斜面物質の種類によってさらに細分している。この分類は、現在最も一般的に行われている地すべり分類の基礎となっている。

バーンズ（Vernes, 1958）*6の分類は、シャープのそれを基礎として発展させたもので、これはアメリカの道路調査会地すべり委員会（High-way Research Board Landslides Committee.）によって採用されているもので、**表-4.1.1**に示すようなものである。第一の基本群である“崩落”は自由落下による斜面物質の移動現象である。第二群の“すべり”については、移動物質があまり変形しないで

＊1 Heim, A. (1882)：Ueber Bergsturz, Neujahrsblatt Naturf. Gesell.Zürich

＊2 Howe, E. (1909)：Landslides in the San Juan Mountains, Colorado, including a consideration of their causes and their classification, U. S. Geol. Survey Prof. Paper 67

＊3 Terzaghi, K.(1925):Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage. Leipzig u. Wien, F. Deuticke

＊4 Terzaghi, K.(1950):Mechanisms of Landslides. Geol. Soc. Am., Berkeley Volume,

＊5 Sharpe, C. F. S. (1938): Landslides and related phenomena. Columbia University Press, New York

＊6 Vernes,D.J.(1958):Landslide Types and processes. Spec. Rep. 29: Landslides and Engineering practice (E.B. Eckel, ed.), H.R.B., National Academy of Sciences, Washington D.C.

表-4.1.1 バーンズの地すべり分類（1958）[*1]

運動形態 (Type of movement)	斜面物質の種類 (Type of Material)			
	基　　岩 (Bedrock)		表　　土 (Soils)	
崩落 (Fall)	岩石の落下 (Rock fall)		土砂の崩落 (Soil fall)	
すべり (Slides)	円弧すべり (Rotational)	平板すべり (Planar)	平板すべり (Planar)	円弧すべり (Rotational)
	岩盤スランプ (Slump)	岩盤すべり (Block glide)	土塊すべり (Block glide)	土砂スランプ (Slump)
		岩すべり (Rock slide)	岩屑すべり (Debris slide)	
流　動 (Flows)	すべて未固結物資 (All unconsolidated)			
	岩　塊 (Rock fragments)	砂～ (Sand)	シルト、レス (Silt) (Loess)	混　合 (Mixed)
乾↑	岩塊流 (Rock fragment flow)	砂走り (Sand run)	レスの流動 (Loess flow)	
			土石流 (Earth flow)	
↓湿		土砂流 (Sand or silt flow)	岩屑流 (Debris flow)	泥流 (Mud flow)

一個あるいは数個の単位からなる“岩盤すべり（block glide)”と、移動物質が大きく変形するが多くの小さな単位に分かれる“岩すべり（rock slide)”とに二分した。また、運動の形式として円弧すべりであるか平面すべりであるかによって、さらに細分している。第三群の“流動”は、粘性流体によく似た速度と変位の見掛け分布を示すものを指し、ほとんど未固結物質の運動を対象としている。

ソビエトのサバレンスキー（Savarensky, 1935）[*2,*3]の分類は、地すべりの発生時代を考慮しているのが特徴である。すなわち**表-4.1.2**に示したように、地すべりの年代と発展段階の概念を導入したユニークなもので、海水準変動や隆起による増傾斜運動など過去の堆積基準面に支配された地すべりの存在を強調している。

＊1 Vernes, D.J.(1958):Landslide Types and processes. Spec. Rep. 29: Landslides and Engineering practice (E.B. Eckel, ed.), H.R.B., National Academy of Sciences, Washington D.C.

＊2 Savarenski , F. P. (1935):Experimental construction of a landslide classification, Geolog,, Razvedochnyi Instit.

＊3 Savarensky, F. P. (1935) : Proc. First All-Union Slide Conference. Moscow (in Russian)

表-4.1.2 サバレンスキーの地すべり分類（1935）*1,*2

地すべりの時代	地すべりの発達段階	地すべりの特徴	
		時代的	段階的
現代	移動	現代の海水準に支配され侵食あるいは削はくが行われる。	平衡に達する過程。
	停止		活動の原因がある安定要素によって一時的に平衡状態となる。
	休止		原因が一時的に消滅する。
	完了		活動の原因が消滅する。
古代	露出	現代とは異なる海水準に支配され侵食あるいは削はくが行われる。	地表における土壌と沖積層だけに見られる地すべり。
	埋没		堆積物で覆われた地すべり。

表-4.1.3 ザルバ・メンツルの地すべり分類（1969）*3

A．主として地表条件による表層堆積物の斜面運動	
	a）岩屑のクリープ（creep of debris）
	b）層状すべり（sheet slides）
	c）土石流（earth flow）
	d）岩屑流（debris flow）
B．泥質で未固結あるいは一部固結した岩に起こるすべり	
	a）円筒形面に発するもの
	b）旧期の分離面のような、素因をもった面に発生するもの
	c）地下の軟質岩の絞りだしによるもの
C．堅岩の斜面運動	
	a）すでに素因のある面に起こるすべり
	b）山地斜面の長期にわたる変形
	c）落石
D．特殊な斜面運動	
	a）ソリフラクション（solifluction）
	b）鋭敏な粘土（sensitive clays）のすべり
	c）水面下のすべり

チェコスロバキアのザルバ・メンツル（Zaruba & Mencle, 1969）*3は、これまでの諸分類を総括して、①移動物質の表面形態、②移動物質の種類及び③運動の段階、の三つの分類基準に従って**表-4.1.3**のような分類を行っている。この分類にも山地斜面の長期にわたる変形というような地質学的な重要な過程が盛込まれている。

＊1 Savarensky, F. P. (1935) : Proc. First All-Union Slide Conference. Moscow (in Russian)

＊2 Popov, I. V. (1946) : A Scheme for the Natural Classification of Landslides. Doklady of the USSR Academy of. Sciences, Vol. 54

＊3 Zaruba, Q. and Mencle, V.(1969): Landslides and Their Control. Elsevier, New York, and Academia, Prague.

一方、わが国における地すべり研究の歴史も欧米諸国に劣らず古く、1900年代の初頭にはすでに神保小虎[*1]や脇水鉄五郎[*2]の報告がなされている。神保の報文は、山崩れ、地割れ、押し出しなどの言葉によって地すべりの現象を説明し、主としてその現象や実例を示したものであった。また、脇水は地すべりの地形や分布に規則性があることを指摘し、崩落崖・隆起・陥没などの基本的な地すべりの特殊地形を識別している。その後、渡辺貫（1928）[*3]は山崩れの分類を試み、望月勝海（1928）[*4]は能登半島基部の地すべりを地形発達史の中で把握しようとした。また、松山基範（1932）[*5]、槇山次郎（1932）[*6]らは大阪の亀の瀬地すべりの移動観測を実施するなどようやく地すべり研究も本格化されてきた。

しかしながら、1930年代に入って日華事変の勃発から太平洋戦争への突入と緊迫した戦時体制の中では研究も中断され、わずかに中村慶三郎（1934）[*7]の「山崩」が明治中期以降の研究を総括する形となっている。

戦後の地すべり研究は、昭和21年の新潟県能生の地すべりを契機として、地方自治体を中心として発足した「全国地すべり対策協議会」の誕生などもあって急速に推進された。さらに昭和33年には地すべり等防止法が制定され、多くの土木技術者がその調査に携わるようになり、地すべりに関する資料は急激に増加してきた。

戦後の研究の特色は、それまで主として地形・地質学者の研究対象とされてきた地すべり現象が、土木工学や地球物理学の研究対象として取上げられてきたことである。それは災害としての地すべり現象が社会問題となり、その予知や防止対策が社会的要求となったためである。

これらの研究の成果は、高野秀夫（1960）[*8]、谷口敏雄（1963）[*9]らの著書にまとめられている。ともに地すべりの機構を土質工学的立場から解析し、防止工法に重点を置いたものであるが、地すべりの分類も行っている。高野は運動形式から**表-4.1.4**のように、地塊型・崩壊型・粘稠型及び流動型の四つに区分した。谷口はシャープ（1938）やバーンズ（1958）の分類を基礎としたと思われる平面すべり、円弧すべり、匍行すべりという言葉で地すべりを分類し、さらに移動物質の種類によって、岩石すべり、土砂すべり、両者の混合すべりに分類している。そのほか、山田剛二ら（1971）[*10]のすべり面と移動形式の組合せで分類した基盤地すべり、表層地すべり（各々に継続型、断続型、崩壊型を置く）や渡正亮（1971）[*11]の形態の変遷と対策を加味した、幼年型→青年型→壮年型→老年型の分類などが知られている。これらはいずれも地すべり対策に重点をおいた分類である。

＊1 神保（1902）：山梨、靜岡、石川三縣下の地割れと山崩れ、地質学雑誌8.93、pp.257～273 など

＊2 脇水（1912）：山地の崩壊に就て、地学雑誌24.6、pp.379～390　など

＊3 渡辺（1928）：山崩の分類、地質学雑誌35.421、pp.547～556

＊4 望月（1928）：能登半島基部を中心とせる古地理及び地形發達史、地理学評論14.11、pp.1044～1064

＊5 松山（1932）：河内堅上地辷運動観測の結果に就て、地球17.5、pp.323～341

＊6 槇山（1932）：大阪府中河内郡堅上地辷り見学案内、地球17.4、pp.254～261

＊7 中村慶三郎（1934）：山崩、岩波書店

＊8 高野秀夫（1960）：地すべりと防止工法、地球出版

＊9 谷口敏雄（1963）：地すべり調査と対策、山海堂

＊10 山田剛二、渡　正亮、小橋澄治（1971）：地すべり斜面崩壊の実態と対策、山海堂

＊11 渡（1971）：地すべりの型と対策、地すべり8.1、1～5

表-4.1.4 運動形式による地すべりの分類（高野，1960）*1

地すべりの型	特　　徴
地　塊　型	地すべりがブロックに分かれ自由に運動、垂直運動が激しい。
崩　壊　型	移動とともに地表面の薄層が粉砕され崩落する。一たん静止するが時を経て再移動。
粘　稠　型	塑性の移動層が基盤の形状に従って移動し粘性運動を行う。
流　動　型	移動層内の含水比が50%を超える泥土の流動。

一方、地質・地形学分野からの戦後の地すべり研究は、地すべりの分布と岩質、地質構造との関係を論じているものが多く、分類にもそれがよく表れている。その最も代表的なものが小出博（1955）*2の分類である。小出は、地質条件によって地すべりを第三紀層地すべり、破砕帯地すべり、温泉地すべりの三つに区分し、**表-4.1.5**のように説明している。同じ頃、中村慶三郎（1955）*3も地質的分類を提唱しているが、これは小出の破砕帯・温泉地すべりの代わりに中生層地すべり・古生層地すべり、変成岩地域地すべり、火山岩地域地すべりという言葉で置き換えたものにすぎない。また、安藤武（1972）*4は、地すべり層準という言葉を使って小出、中村らのものを岩相別にさらに細分した分類を行っているが、煩雑すぎて実用的には疑問である。

以上の地すべりの地質分類の仕事をとおして、地すべり分布と地質の密接な関係が知られるとともに、地すべりは特殊な岩質と地質構造の部分に発生することが多いという事実が、各所で確かめられるようになった。本書では、地質条件による地すべりタイプの分類は、小出の分類に従うこととする。

表-4.1.5 地質条件による分類（小出，1955）*2

タ　イ　プ	特　　徴
第三紀層地すべり	主として新第三紀中新世の地層に起こる地すべり現象で、一般に強粘土質物質を伴う。
破砕帯地すべり	岩石が著しい破砕作用を受けたところに発生し、強粘土を伴う場合もあるが、砂礫質のところに起こる場合も多い。
温泉地すべり	温泉変質帯に発生し、温泉余土の上に起こるのが普通である。

地すべりの分類を中心としてその研究史をたどってみると、地すべり現象はⅠ共通編２．用語の定義で定義したように①初生地すべり、②再活動地すべりに二大別することができる。二つの斜面運動は、いずれも重力作用に起因することは当然のことであるが、②は主として降雨・振動・斜面切取り・侵食・盛土などの地表現象が直接の誘因となっている。しかしながら、初生地すべりについては、地表現象だけではその活動の原因を説明することは難しく、地殻運動・地震などの地質学的な要因を考慮せざるを得ない。すなわち、初生地すべりは岩質に関係するだけでなく、特殊な地質構造的位置に発生する一種の地質現象ということができる。時には岩盤破壊という強大なエネルギーを伴うため、たとえ活動を予知し得たにしてもその防止は極めて難しい。そのため、対策としては将来予測に重点をおいた防災対策をとらざるを得ない。

＊1 高野秀夫（1960）：地すべりと防止工法、地球出版

＊2 小出博（1955）：日本の地辷り、東洋経済新聞社

＊3 中村慶三郎（1955）：崩災と国土、古今書院

＊4 安藤（1972）；地すべり層準の地質的分類について、地すべり8.4、pp.1～7

再活動地すべりは、斜面物質が比較的一様で土質力学的解析が可能な場合も多いので、そのメカニズムも究明しやすい。したがって、種々の防止あるいは抑止工法も見出されている。むしろ、現在の地すべり防止工事のほとんどは、このような地すべりを対象としているといっても言い過ぎではない。

このように、地すべりを初生地すべりと再活動地すべりに大別して考えると、前者を理解するためには地すべりを一つの地質現象としてその歴史性に重点をおいた現象のとらえ方が必要である。そして、後者を理解するためには、その工学的側面から現象をとらえる必要がある。もちろん、この両者は同じ場所に連続的に発生することも多く、二つの運動を明確に識別することは難しいのが普通である。

2. 地すべりの分布とその特徴

2.1 地すべり分布の特徴

日本の地すべりの分布の大きな特徴は、①分布地域が偏って群をなしていること、②これらの地すべり群が帯状に配列する傾向にあることである。たとえば、東北日本海側から山陰地方・九州北西部・四国の中央山地などには地すべりの顕著な集団が見られるが、北上山地・阿武隈山地・中国山地などには地すべり地はほとんど分布しない。また、新潟地方の油田地帯の新第三系分布地域では、褶曲軸に沿う見事な地すべりの帯状分布が見られ、四国山地でも帯状の地質構造に沿った地すべりの帯状分布が見られる。

このような地すべりの特徴的な分布形態は、地すべりが特殊な岩質と地質構造の部分に発生しているためである。したがって、地すべりと地質あるいは地質構造との関係を把握することによってその地すべりの性格や運動の特徴を知ることも可能である。以下に各地方の地すべり分布と地質及び地質構造との関係をみてみよう。

2.2 地方別の特徴

2.2.1 北海道地方

地すべり学会北海道支部監修（1993）の「北海道の地すべり地形－分布図とその解説」によると、空中写真で判読した道内の地すべり地形は12,856箇所に達しており、分布は全道の沖積層を除いたあらゆる地質に及んでいる。

北海道における地すべりの発生と地質との関連をみると、特徴的なのは、地すべりは新第三系に多く、全体の半ばを占めていることであり、なかでも中新世の中～後期の泥岩・頁岩に多いことである。加えて白亜紀泥岩や古第三紀堆積岩類中の地すべりも予想外に多い。また、新第三紀～第四紀の堆積岩が火山岩・火山砕屑岩に覆われるキャップロック構造を示す地域や、火山岩の風化帯または後火山作用による変質帯、蛇紋岩や緑色岩類の分布地域の中に発生しているものも多い。このほか、支笏・洞爺などのカルデラや十勝岳などの山麓の火砕流台地や、根釧台地などの段丘の縁では小規模な崩壊性地すべりが発生することがある。

北海道は、石狩から苫小牧を結ぶ石狩低地帯以西の西部、北海道の胴体部にあたる北見・天塩・日高・夕張の山地からなる中央部及びそれより東側の白糠丘陵や阿寒知床火山列などからなる東部に三区分される。地すべり地形は中央部と西部に多く、東部にはやや少ない。

北海道西部は、地質的には東北日本弧の脊梁山地と日本海側の延長部であり、新第三紀中新世の硬質頁岩層（八雲層）や凝灰岩層、火山岩及び火山砕屑岩の風化帯や変質帯に発生している。積丹半島から洞爺・登別にかけては、新第三紀の火山岩類やその変質部及び第四紀火山周辺に分布している。さらに、黒松内以南の山地や海岸部では主として新第三系の中に起こった地すべり地が散在している。

北海道中央部では石狩川西側の増毛山地に群発しているほか、美唄・夕張などの炭田地帯を始めとして中央の山地に沿って南北に帯状の分布を示す地すべり地域が見られる。北見山地の北部では新第三紀の火山体の縁辺に、また北見山地南東部の紋別－留辺蘂、網走－津別地域と豊頃丘陵西麓

には新第三系の中に地すべりの集中域がある。なお、大雪山の周辺では溶岩の末端部に大規模な地すべり地形が分布する。

北海道中央部の特に南部の石狩・空知・日高地方の白亜系から新第三系には地すべりが多い。最も西の増毛山地では、地すべりは、緩やかな褶曲やドーム構造を示す新第三紀中新世の堆積岩層に発生している。一方、夕張山地や日高山脈西麓の地すべりは、白亜紀（特に上部蝦夷層群）や古第三紀（特に幌内層や石狩層群）、新第三紀（中新世滝の上層など）の堆積岩や蛇紋岩・緑色岩類の分布地域に集中して見られる。北海道中央部は、地質構造的には、かつてプレート境界地帯であったと考えられており、激しい地殻変動を受けてきた地域である。また、その南部の夕張山地や日高山脈は現在も東北日本弧と千島列島弧が衝突している地帯でもある。このため、白亜紀から第四紀までの様々な堆積岩や、緑色岩類、蛇紋岩、変成岩などが分布するうえ、地層は激しく褶曲し、断層によって寸断されている。したがって、この地域の地すべりには破砕帯地すべりの様相を呈するものも多い。

北海道東部は、地質的には千島列島弧の延長部である。地すべりは、主に白糠丘陵や、知床半島、釧路から厚岸にかけての海岸地域などに分布する。白糠丘陵では主に古第三紀や新第三紀の堆積岩層の中に、また、釧路から厚岸にかけての海岸沿いでは白亜系や古第三系の中に地すべりが集中している。その他、知床半島の第四紀火山周辺や新第三系にも地すべり地形が散在している。

2.2.2　東北地方

東北地方の地すべりは日本海側の秋田・山形両県及び福島県下の新第三系分布地に集中するのが特徴であるが、この他に那須火山帯にはいわゆる温泉地すべりが、双葉破砕帯・棚倉破砕帯にはいわゆる破砕帯地すべりなどが分布している。その他、青森県十和田湖周辺の第四紀火山灰層の地すべり性崩壊、仙台市西南部の第四紀の段丘堆積層の地すべり性崩壊などがある。

次に各地すべり地帯の地質的特徴について述べる。

⑴　第三紀層地すべり

日本海側の秋田・山形両県及び福島県に連なる出羽丘陵、越後山地には複雑な褶曲や断層の影響を強く受けた新第三系の分布地帯があり、その中に顕著な地すべり群がみられる。これはさらに新潟県を含む北陸地方へと連続し、日本の典型的な第三紀層地すべり地帯を形成している。秋田県の男鹿半島船川周辺、鳥海山北東麓の矢島周辺、山形県新庄市西方の銅山川・鮭川流域、尾花沢西方、立谷沢川流域、月山西麓、摩耶山西部、左沢周辺、米沢西部、そして福島県会津地方の只見川・五枚沢川流域などの地すべり群である。これら日本海側の新第三系の地すべり群に対し、主として奥羽山系の東側の一般に比較的緩やかな単斜構造をもつ新第三系の分布地帯に地すべり群がある。すなわち、北から岩手県の二戸盆地、一関周辺、宮城県に入って栗駒山東南麓、加美町西方、大倉ダム周辺、川崎町東方、そして福島県に入って福島盆地北部の褶上川流域、などの地すべり群である。また、同じ新第三系に発生している地すべりであるが、いわゆる緑色擬灰岩層（特に変質部）に発生している地すべり群がある。秋田県の米代川支流藤琴川流域、北秋田市周辺、成瀬川流域、山形県の鶴岡市周辺、白鷹山南部などの地すべり群である。このほか、古第三系に発生している地すべり群として、岩手県の久慈市周辺及び福島県いわき市周辺に発達する地すべり群がある。いずれも古第三紀の挟炭（亜炭）層に関係した地すべりである。

⑵　破砕帯地すべり

地質学的に著名な双葉破砕帯は、JR常磐線の久之浜付近から宮城県岩沼を結ぶ線に沿う著しい

破砕帯である。この破砕帯やその延長上の古第三系及び新第三系や中～古生界と花崗岩の一部に地すべりが発達している。特に宮城県の角田市東方から名取市の西方にかけた地すべり地帯は、新第三紀前期の槻木層に発生している地すべりで、規模も被害も大きい。また、福島県の棚倉町、塙町を通り、久慈川沿い南南東に伸びる棚倉破砕帯も地すべり性崩壊地を所々に伴っている。地質は片岩及び花崗岩からなり、破砕作用と著しいカオリン化作用を受けており、地すべり発生の素地を作っている。

⑶　温泉地すべり

那須火山帯に属する岩手・秋田両県の八幡平、宮城県の鳴子－鬼首、宮城・山形両県の蔵王山、福島県の吾妻山などの山麓の温泉地域では岩石の温泉変質が著しく、いわゆる温泉地すべりが各所に分布している。

⑷　その他の地すべり

⑴～⑶のほかに、次のような地すべり群がある。仙台市の西南部に点在する地すべり群は、新第三紀鮮新世の地層を基盤とし、それを覆う第四紀の青葉山礫層（高位段丘堆積物）に発生している。また、宮城県小原温泉南の白石川中流及び七ヶ宿周辺では、新第三紀中新統を基礎とし、その上の高位段丘堆積層が地すべりを起こしている。このほか、青森県の十和田湖周辺のシラス地帯に発生する地すべり性崩壊が特徴的である。基盤の新第三系鮮新統の上に分布する軟弱な火山灰層の崩壊によるもので、十勝沖地震（昭和43年、マグニチュード7.9）はその引き金となって、多数の死傷者と家屋の倒壊を引き起こした。

2.2.3　関東地方

関東地方の地すべり地域は、次に示す３地帯９地域に主に分布している。

⑴　北部フォッサマグナ地すべり地帯

①－１　長野～姫川地すべり地域（長野県長野市、旧更級郡、大町市、北安曇郡ほか）

⑵　外帯～南部フォッサマグナ地すべり地帯

②－１　大磯～嶺岡地すべり地域（千葉県鴨川市、安房郡、神奈川県三浦郡ほか）

②－２　中津川～鶴川地すべり地域（神奈川県愛甲郡、旧津久井郡、山梨県北都留郡ほか）

②－３　富士川地すべり地域（山梨県南巨摩郡、静岡県旧富士郡、旧庵原郡ほか）

②－４　大井川～安倍川地すべり地域（静岡県静岡市、榛原郡ほか）

②－５　赤石山脈地すべり地域（長野県上伊那郡、静岡県天竜市、旧磐田郡ほか）

②－６　関東山地～群馬南部地すべり地域（群馬県旧碓氷郡、多野郡、埼玉県児玉郡ほか）

②－７　箱根～伊豆半島地すべり地域（神奈川県箱根町、静岡県南伊豆町ほか）

⑶　内帯地すべり地帯

③－１　天竜峡地すべり地域（長野県下伊那郡ほか）

以下に地域ごとにその特徴を記述する。

ア．①－１　長野～姫川地すべり地域

長野県善光寺平から姫川流域にかけて、多数の地すべり地が分布する。特に顕著な分布を示すのは長野市西方の犀川支流の裾花川流域で、新第三系分布域に大規模な地すべり地形が各所に見られる。大規模な土砂災害もこの周辺で起こっている。（**表-4.2.1**）

表-4.2.1　長野地すべり地域で起きた大規模土砂災害

災害名	発生年	災害状況
善光寺地震	1847	死者8,000人～12,000人、家屋全壊、消失20,300戸、岩倉山で発生した大規模な地すべり（幅750m、長さ1.3km）による崩土が犀川をふさぎ、その水により堤防が決壊して善光寺平が湛水し、その洪水は飯山市付近まで達した。
茶臼山地すべり（長野県）	1884	人身事故はないが昭和７（1932）年８月～昭和10（1935）年３月の間、日当たり25.4cm（年間93cm）の移動量。昭和41（1966）年頃から沈静化。幅130m～430m、長さ2,000m
奈良尾地すべり（信州新町）	1976	家屋全壊15戸、住民55名強制避難 幅200m、長さ700m
地附山地すべり（長野市）	1985	死者26名、家屋全半壊64戸、住民避難6,000名、幅約500m、長さ約700m

この地すべり地域は、北東側で新潟県東頸城一帯の地すべり地帯に地質構造上連続しており、おおむね長野と松本を結ぶ線より西側の褶曲帯に地すべり地が集中している。

長野盆地周辺の新第三系をみると、下位から別所層、青木層、小川層、柵（しがらみ）層、猿丸（さるまる）層に区分される。

これらの地層の中で、岩相的には泥岩・砂岩泥岩互層に多く地すべりが生じているが、小川層の中の裾花凝灰岩の中にも上記地附山地すべり等が発生している。さらに、飯山市周辺の地すべりでは、頭部付近にある安山岩質岩からの地下水の供給により堆積岩と安山岩崩積土が一体となって地すべり地を構成するケースもある。

なお、本地すべり地域内及び周辺には、上記で述べた地すべりとは素因（基盤岩の性質）が異なる以下の地すべりが発生している。

(ｱ)　長野市の北部の丘陵性山地には豊野層と呼ばれる更新統が平野部に接して分布しているが、この粘土層、シルト層を中心に地すべりが発生している。

(ｲ)　姫川流域の小谷層凝灰角礫岩中には、急性で崩壊性の地すべりが発生している。

(ｳ)　長野県小谷村北西部には、飛騨外縁帯に属する蛇紋岩類の中に生じた地すべり地が数箇所分布している。

(ｴ)　東部の志賀高原周辺では、火山熱や熱水の作用で岩盤変質が進んだ箇所があり、これが素因となって地すべりが発生している。

イ．②－１　大磯～嶺岡地すべり地域

千葉県房総半島の南部、勝山と鴨川を結ぶ東北東－西南西の方向に走る嶺岡山系に沿って地すべり地が密集している。この地すべり地域は、東京湾をこえた神奈川県三浦半島の横須賀から逗子・葉山にかけた一帯に及び、千葉－神奈川両県で、大磯～嶺岡地すべり地域と呼ばれている。

千葉県側の嶺岡山系に分布する嶺岡層群は珪質の頁岩、硬砂岩、泥灰岩などからなり、激しく褶曲し、数多くの断層で複雑に切られており、古第三紀の地層と考えられる。また古第三紀のハンレイ岩や蛇紋岩が分布している。地すべりは嶺岡層群の蛇紋岩体と古第三系及び新第三系の境界部を中心とする破砕の著しい箇所を中心に発生している。

一方、神奈川県側では、三浦半島の葉山と久里浜の間に平均４kmの幅で葉山層群が分布し

ている。この葉山層群は蛇紋岩に貫かれ、地層は非常に変形し、このことが素因となって、地すべりが発生している。

ウ．②－２　中津川～鶴川地すべり地域

神奈川県中津川上流の愛川町付近から相模湖の南を通り、山梨県の上野原市に抜け、ここから鶴川沿いに北西に向かい、多摩川上流の丹波山村へ抜ける地すべり地域である。

この地域の地質を特徴づけるのは、関東山地を構成する小仏層群と丹沢山地を構成する御坂層を分ける構造線（愛川流域では藤野木－愛川構造線と呼ばれている）である。この構造線を中心として、小仏層群、御坂層及び断層によって挟み込まれている中新世の桂川層はいずれも著しく破砕されており、地すべりの素因となっている。

エ．②－３　富士川地すべり地域

富士川地すべり地域は山梨県富士川沿いの一帯から静岡県旧庵原郡の一帯にかけての地域である。地すべりが発生している地層は、主として新第三紀中新世の富士川層群で、泥岩、凝灰岩を主体にした岩相、砂岩・泥岩互層帯、貫入岩に伴う変質帯で地すべりが生じている。地すべりの運動形態としては、慢性型が多い。新第三紀中新世前期の巨摩層群との間に富士見山衝上断層があり、地すべり地の分布は、その断層に代表される南北性の地質構造に左右されている。

昭和36年３月、東海道本線に影響を与えた由比の地すべり地はこの地域の南端にあたるものである。

一方、富士見山衝上断層の西側の巨摩層群中には、富士川町鰍沢の西沢地すべりのような火山性岩体がすべる急性型のものも散見される。

オ．②－４　大井川～安倍川地すべり地域

静岡市北部の安倍川沿いから掛川市にかけての地すべり密集地域である。

大井川～安倍川地すべり地域の地質は大井川でほぼ２分され、北側では四万十層群、南側で四万十層群中の古第三紀の瀬戸川層群及び新第三系中新統である。

地すべり地はこの南側に集中しており、北側では散在している。

南側の牧之原を中心とした地域には、この瀬戸川層群の中に発生する地すべり地が多く、新第三紀の堆積岩類（掛川層群他）中に散在する。著しく破砕された瀬戸川層の上には、洪積層の厚い牧之原礫層が覆っていて、この礫層を帯水層とする地下水が地すべりと重要な関係を持っていると考えられる。地すべりの運動形態としては一般的には慢性型である。

大井川の北側の四万十層群は、東南部の三倉層群と北西部の赤石層群に区分されている。地すべりは、三倉層群中に多く発生しており、小規模な崩壊性地すべりの性格をもつ。

カ．②－５　赤石山脈（天竜川）地すべり地域

赤石山地では、中央構造線が天竜川の東側の山中を長野県から静岡県にかけて、ほぼ南北に走り、これに沿って三波川帯、御荷鉾帯があり、その南東に、秩父帯、四万十帯が帯状に分布している。赤石山脈の地すべり地域は、地質的に三波川・御荷鉾帯地すべりと四万十帯地すべりに区分される。

三波川帯・御荷鉾帯では慢性型の地すべりが比較的多いが、長野県伊那谷の小渋川流域（大鹿村）では、急性型の崩壊性地すべりが多い。三波川帯及び御荷鉾帯分布域に、山地の大災害の原因となる崩壊型の大規模地すべり地の分布が知られているのは、関東地方ではここだけである。

四万十帯の地すべりは、前述の大井川～安倍川地すべり地域から連続するものであるが散在しているのみである。

キ．②－６　関東山地～群馬南部地すべり地域

関東山地から群馬県の南部にかけての地すべり地域は、地質的に、三波川帯・御荷鉾帯、秩父帯及び新第三系に３分される。

三波川帯・御荷鉾帯の地すべり現象を見ると、慢性型が圧倒的に多く、急性型の崩壊性地すべりはほとんどみられない。

三波川帯では黒色片岩の山地に地すべり地が多く、緑色片岩のところでは少ないという傾向も認められる。

秩父帯の山地では慢性的な地すべりは少ない。群馬県神流町万場の西方及び埼玉県皆野町付近にやや規模の大きい地すべり地が分布している。これらの地すべりは、いずれも秩父帯の北帯に入るものである。これに比べて秩父帯の南帯には規模の大きい地すべりはなく、あっても局部的な地すべりが荒川流域に知られているにすぎない。

新第三系が地すべりを起こしている地域としては、群馬県碓氷川とその支流の増田川、秋間川の流域がある。ここでは、地すべり地は新第三紀中新世の吉井層及び板鼻層の中、上部に集中しており、慢性型の地すべりを起こしている。

ク．②－７　箱根～伊豆半島地すべり地域

神奈川県箱根火山の変質帯（大涌谷から早雲寺に連なる変質帯）及び伊豆半島南部に地すべり地が散在している。

これらは第四紀更新世の火山岩類、新第三紀中新世の湯ヶ島層群及び新第三紀鮮新世～第四紀更新世の白浜層群中に起こるもので、前者は温泉による変質が素因となっている地すべりである。

ケ．③－１　天竜峡地すべり地域

長野県の天竜川沿い阿南町周辺に地すべり地が密集している。この付近は富草層群と呼ばれる新第三紀中新世の地層が分布している。本層群は、中央構造線の北西側に位置し、南部フォッサマグナ帯の地質とは直接的につながっていない。

また、その周辺の、花崗岩類分布地域にも地すべり地が散在している。この地すべりは花崗岩風化土のマサが地すべりを起こしているものである。

コ．④　その他の地すべり地域

関東地方のその他の地すべり地域としては、栃木県鬼怒川支流、男鹿川破砕帯に沿うもの、長野県梓川沿いの破砕帯に沿うもの及び温泉による変質が素因となっている地すべり地域（長野～姫川及び箱根～伊豆半島は前項で記述済み）がある。

男鹿川破砕帯は主として花崗岩、石英斑岩を破砕して、男鹿川、鬼怒川に沿って南北に走る破砕帯である。ここでは崩壊性の地すべりが起こっている。

梓川地すべりは、梓川沿いに分布する古生界のチャートが南北性の破砕帯によって破砕され、その一部に起こっている崩壊性の地すべりである。

温泉による変質が素因となっている地すべり地は、群馬県中之条町中之条から四万温泉にかけての地域、群馬県北東部の片品川流域の沼田市老神温泉一帯及び栃木県那須町那須温泉の殺生石を中心とした変質帯近傍に見られる。

2.2.4 北陸地方

北陸地方（新潟・富山・石川・福井の各県）は地すべりの発生数が多いことで有名で、その分布も４県にわたっている。

新潟県下には特に地すべりの密集地域が多い。

① 中越地方の旧古志郡を中心とする地すべり地帯
② 中魚沼地方の信濃川と魚野川に挟まれた地すべり地帯
③ 東頸城地方一帯の地すべり地帯
④ 中頸城地方の地すべり地帯
⑤ 西頸城東部の地すべり地帯
⑥ 西頸城西部の地すべり地帯

などがそれである。このほか、県北の三面川以北や佐渡島にも地すべりは散発的に見られる。

富山県下における地すべり地の分布はかなり特徴的である。富山平野を東南西の三方から囲む丘陵地の標高100～400mの間にほとんどの地すべり地がおさまり、馬蹄型の地すべり地帯を形成している。中でも西端の氷見・石動地域は、石川県の能登半島基部に連なる有名な地すべり地域でその分布密度も高い。次いで南部の婦負地方が密な分布を示す。

石川県の地すべりは奥能登といわれる能登半島の北部と富山県境に連なる半島基部から南縁にかけての地域に集中して分布している。この他の地域に見られる地すべりはまれで、手取川沿いや白山南斜面にわずかに見られるにすぎない。

福井県においては丹生山地の海岸寄りの地域と、京都府との県境に近い青葉山周辺に地すべり地が集中するほかは群をなしているものはない。

地質からみると北陸地方の地すべりはその大部分が新第三系に発生しており、いわゆる第三紀層地すべりに属する。その他は福井県の一部に破砕帯地すべりが、石川県の手取川上流や富山県の山岳地帯に温泉地すべりがわずかに認められるにすぎない。

新第三系の分布と地すべり分布は非常に密接な関係にあるが、同じ新第三系の分布地帯でも、地すべり分布は偏っており、個々の地すべりの形態も異なることが多い。このような違いは地層を構成している岩石や地質構造に起因すると考えられる。

北陸地方は日本の地帯構造からいえば、新潟県の糸魚川付近を通る構造線（糸魚川－静岡構造線）を境として、以西の西南日本内帯、以東の東北日本という二つの大地質構造区に分けられる。糸魚川以東の新第三系はいわゆる東北日本海側の油田地帯に属し、激しい褶曲構造が発達しており、それと密接な関係をもつ地すべり地帯が多い。それに対して西南日本内帯の新第三系は主としてブロック運動に起因する断層構造が顕著に見られ、そのような構造帯に地すべり地が密集している。

次に各地すべり地帯の地質的特徴について概要を述べる。

新潟県古志地域の地すべりは、砂質の地層で起こっているものが目立つ。寺泊層に相当するデイサイト～流紋岩を中核とし、椎谷層がこれを取り巻くように分布する南北性の背斜構造とそれに伴う断層に沿う地すべりが多い。西山層や灰爪層にも分布するが、特に西山層の地すべりは緩傾斜で規模が大きい。これらの地層はいずれも砂岩ないし泥岩からなるが、凝灰岩の薄層を挟んでおり、それがすべり面になっている場合が多い。

中魚沼地域の地すべりは鮮新・更新世の魚沼層（砂岩・泥岩・砂礫岩・凝灰岩などの互層）に発生している。粗粒堆積物がキャップロックの役割をしている場合が多く、魚沼市両新田地すべりのように、特に激しい活動を示す。この地域は西落ちの単斜構造地帯であって、単純な層すべりが多い。

刈羽地域の地すべり地は大部分が椎谷層に発生している。主として層すべりであるが、移動速度は一般に緩慢である。背斜軸から一定の近い距離に分布する地すべり地が多く、背斜面に平行な断裂帯との関連が深いようである。背斜の軸方向にすべっているものと直角方向にすべっているものが識別され、前者は一般に延長が長く、後者は幅が広いといった特徴が知られている。

東頸城地域の地すべりは椎谷層・寺泊層の泥岩中でほとんど発生しているが、非常に密な分布を示し、むしろすべっていない部分を探し出すのが困難なほどである。個々の地すべりは、一般に面積が大きく、平均傾斜も緩やかである。地層傾斜の方向にすべっているものが多いが、地層傾斜が地表傾斜よりも大きい場合が普通で、純粋な層すべりとは言い難い。有名な松之山地すべりを中心とする松之山ドーム構造の部分は特に地すべり地が密集し、ここでも褶曲構造と地すべりの関連がみられる。

中頸城地域の地すべりは岩質的にも地質構造的にも東頸城地域のそれと酷似している。移動形式は継続緩慢型が多く、逐次進化していく傾向を示すものが多く見られる。

西頸城東部地域の地すべりは、椎谷層の砂岩・泥岩互層及び西山層の灰色泥岩層に主に発生している。層すべりのほかに地層傾斜とは逆な方向にすべる受け盤すべりも多く見られる。後者の場合は崩壊型の急激な動きを示すものが多く、昭和38年３月に発生した北陸本線小泊地すべりはその典型的なものである。

西頸城西部地域は能生川と姫川に挟まれる地域で、この地域の地すべりは規模の大きなものが多く、主として新第三紀中新世の寺泊層の黒色泥岩中に発生している。この黒色泥岩は鱗片状に割れやすく、これを貫き覆っている安山岩の末端部に多く発生している。おそらく、両者の境界部が特に破砕され、その部分の地下水が大きな水圧を持っているためと考えられるが、普遍的に確認されているわけではない。移動は急激な崩壊性のものが多く、周期的な活動がみられる。

姫川以西の先古第三系を主とする地域では、地すべり地の分布は少ないが、姫川沿いの糸魚川－静岡構造線近辺に小規模ながら地すべりの発生が見られ、おそらく破砕帯地すべりに属するものと思われる。

富山県の東部丘陵地域の新第三系は、下位の楡原層から上位の八尾層まで、平野を取り巻くように帯状分布をしている。地すべりはこれらの地層のいずれにもみられるが、岩質としては黒色泥岩と凝灰質砂岩中に発生しているようである。

婦負・東砺波地域の地すべりは火山砕屑岩を主とする岩稲層と礫岩、砂岩、泥岩の互層を主とする黒瀬谷層中に集中している。岩稲層と先新第三系は断層で接するところが多く、そのような部分に特に集中する傾向があり、異常降雨などで飽水状態になったとき急激な移動を起こすといった破砕帯地すべりの性格が強い。庄川以西、神通川以東では同一地層でありながら地すべりの発生は少ない。これは地質構造の複雑さと岩質的な差が原因であるように思われる。

能登半島基部の石川、富山県境一帯は古くから大きな地すべり地の存在が知られ、昭和39年の胡桃地すべり、同40年の市の谷地すべりなどは大きくマスコミに取り上げられた。地すべりは主として砂岩・泥岩・礫岩・凝灰岩などからなる新第三紀中新世中期、塊状の泥岩・シルト岩からなる新第三紀中新世後期及びシルト岩からなる新第三紀鮮新世の地層中に発生している。この地域は地質構造的にみると先新第三紀の片麻岩・花崗岩類からなる石動山、宝達山を中心とする隆起地塊が知られており、その周辺の新第三系中には断層構造の発達が著しい。

能登半島北部地域は大部分が古第三系及び新第三系からなり、流紋岩～安山岩からなる古第三系暁新統～始新統、玄武岩や安山岩と閃緑岩からなる古第三系漸新統、安山岩質火砕岩からなる新第

三系中新統下部、火砕岩類と砂岩・泥岩・礫岩などの岩相変化に富む新第三系中新統中部及び主に塊状の泥岩・シルト岩からなる新第三系中新統上部によって構成されている。地すべりはこれらのほとんどの地層中に発生しているが、特に東西方向の軸を持つ著しい褶曲が発達する北部海岸寄りの地域に密集している。

以上のような能登半島における地質構造上の擾乱帯と地すべり地の分布の一致は、古第三紀後期から第四紀にかけての半島の隆起運動にまつわる造構運動の名残りによるものと考えられる。

その他の石川県下の地すべりは金沢市南部の新第三紀中新世の堆積岩地帯に散在的に見られるほかは、第四紀の白山火山岩類に発生している甚之助谷地すべりが知られる程度である。後者は泥岩と白山の後火山作用が関係しているらしく、温泉地すべりの範疇に入るものである。

福井県下の地すべりは福井平野西部の丹生山地、敦賀地方、県西縁の青葉山周辺地域に分布している。

丹生山地は南部には花崗岩が、中央から北部にかけては新第三紀の火山岩、堆積岩が広く分布する。地すべり地は特に北部の堆積岩地帯に分布するが、南部の花崗岩地帯にも地すべり性崩壊が知られている。地質構造はモザイク状の断層によってブロック化しているのが特徴であるが、その構造と地すべり発生との関係については今のところよくわかっていない。

敦賀地域では、新第三紀の花崗岩や、砂岩・粘板岩からなる中・古生界中にわずかに地すべりの発生が知られている。いずれも崖錐の発達している部分に起こっており、崩壊性の地すべりである。

青葉山周辺の地すべりは福井県下では唯一の地すべり地帯を形成していると言ってよく、新第三紀中新世の内浦層群の泥岩・礫岩及びこれを覆う安山岩・火砕岩からなる地層に発生している。南北性の断層が発達しており、上位の火砕岩が地下水の供給源となっているようで、それがキャップロックの役割を果たしているものと思われる。

2.2.5 東海・近畿地方

東海・近畿地方の地すべり地は、集中して分布するもの、帯状に分布するもの及び散発的に分布するものの三つに区分できる。

集中的に分布しているものは、兵庫県の美方郡・城崎郡のもの（但馬地すべり地帯）、京都府の与謝郡・竹野郡のもの（丹後地すべり地帯）、兵庫県の三田盆地のもの（北神戸地すべり地帯）、淡路島のもの（淡路島地すべり地帯）などで、いずれも第三紀層地すべりである。なお、淡路島の南端部に破砕帯地すべりの分布地があるが、これは性質上、和泉地すべり地帯に属するものである。

帯状に分布しているものは、和歌山県の紀の川沿岸のもの（和泉地すべり地帯、三波川地すべり地帯）、有田川沿岸のもの（御荷鉾地すべり地帯）及び田辺市から熊野地方にかけて分布するもの（十津川地すべり地帯）などで、いずれも破砕帯地すべりである。

この他、滋賀県・京都府・大阪府・奈良県・三重県にかけて散発的に分布する地すべり地域があり、第三紀層地すべりと破砕帯地すべりとが混ざっている。また、東海地方の地すべりも散発的で、古第三系及び新第三系の分布地域等に点在しているにすぎない。

次に、これらの地すべり地帯と地質あるいは地質構造との関係について述べる。

但馬地すべり地帯で地すべり地が分布する地層は、新第三紀中新世の北但馬層群及び鮮新世の照来層群で、両者とも凝灰質岩相を示している部分に第三紀層地すべりが発生している。そのうち過半数は上部に火山岩層（照来層群の上部・下部）あるいは鉢伏火山岩層があり、それがいわゆるキャップロックとしての役割を果たしている。

丹後半島地すべり地帯の地すべりも古第三系及び新第三系並びにこれを覆う安山岩類の地帯に発生している。

北神戸地すべり地帯では、地すべり地は古第三紀漸新世の神戸層群の中に存在しており、うち大多数は神戸層群の中部層である吉川層の分布範囲の中で発生している。泥岩・凝灰質泥岩・凝灰岩などの多い部分に集中し、層すべり的性格をもつ地すべりが多い。一般にすべり面までの深さも浅く（深度10m以内）、小規模な地すべり地が集中して、地すべり群を形成している。

淡路島地すべり地帯では、地すべりは新第三紀中新世の岩屋層及び鮮新世の大阪層群下部層に発達し、淡路島に発達する断層帯の付近に特に多く見られる。地質的には凝灰岩、凝灰質シルト～細粒砂岩が地すべり粘土の形成にあずかっていると思われる。地すべりの規模はあまり大きいものではない。

平成７年１月の兵庫県南部地震により谷埋め盛土を行った斜面造成地で地すべりが発生し、西宮市仁川百合野町では34人の犠牲者を出した。一方、北神戸地すべり地帯、淡路島地すべり地帯での地震による地すべり再活動は亀裂の発生など小規模なものにとどまった。

和泉地すべり地帯では、地すべりは和泉層群の中で発生している。しかも和歌山県の紀の川市・橋本市辺りに多発し、吉野川～紀の川破砕帯のいわゆる中央構造線に沿っての破砕作用と密接な関連をもつものと考えられている。淡路島南端部の地すべりも和泉地すべり地帯に含められる。一般に地すべりの規模は大きく、断層と深く関係している。

三波川地すべり地帯では、地すべり地は和歌山県旧那賀郡・伊都郡から奈良県の吉野郡にかけ帯状に分布し、比較的大規模なものである。中央構造線に沿っての破砕作用と密接な関連を持つものと考えられる。御荷鉾地すべりは、御荷鉾構造帯及び仏像構造線に伴う破砕帯と密接な関連を持つと考えられる地すべりで、有田川の中・下流部では有田川の北岸に多く分布し、上流部では、有田川に沿って、さらに奈良県吉野郡の野迫川村から五條市にわたって分布している。地質は結晶片岩が主であるが、有田川沿いでは中生界及び一部は古生界の分布範囲にも地すべり地が分布している。昭和28年７月の豪雨による有田川災害は、上流のかつらぎ町から有田川町に大規模な地すべり性崩壊を生じたことで有名である。

十津川地すべり地帯は十津川流域から熊野川上流にみられる十津川破砕帯と密接な関連を持っている。現在の地すべり地の分布は、奈良県の十津川村では多くないが、その西方への延長とみられる和歌山県西牟婁郡に多く、継続型の地すべり地が帯状に分布している。地質は中生代の日高川層群と古第三紀から新第三紀の牟婁層群である。なお十津川流域は中生界が分布するが、明治22年８月の豪雨によって十津川災害と呼ばれる大規模な地すべり性崩壊が各所に発生した。

東海地方に散発的に分布している地すべり地としては、東濃地域、伊賀地域の地すべり地が挙げられる。東濃地域では新第三紀中新世の瑞浪層群と中新世～第四紀更新世の瀬戸層群に関係する第三紀層地すべりが分布する。伊賀地域では、北部には新第三紀鮮新世～更新世の古琵琶湖層群に関係する地すべり、南部には室生火山岩類をキャップロックとする中新世の山粕層群泥岩に関係する地すべりが分布する。

近畿地方に散発的に分布している地すべり地としては、京都府北部の夜久野変成岩類の分布範囲の破砕帯地すべり地がある。滋賀県では大阪層群相当層である古琵琶湖層群に第三紀層地すべりが散発的に存在している。また大阪府では大阪層群の分布範囲に、京都府・奈良県でも類似のものが存在するが、これらの第三紀層地すべりは小規模なものである。大阪府の亀の瀬地すべりは、新第三紀二上層群の安山岩類が層すべりを起こしている大規模な地すべりであるが、近畿地方でも特異

な地質のところに発生している。このほか、奈良県の領家変成岩の分布範囲に、破砕帯地すべりが散発的に発生している。

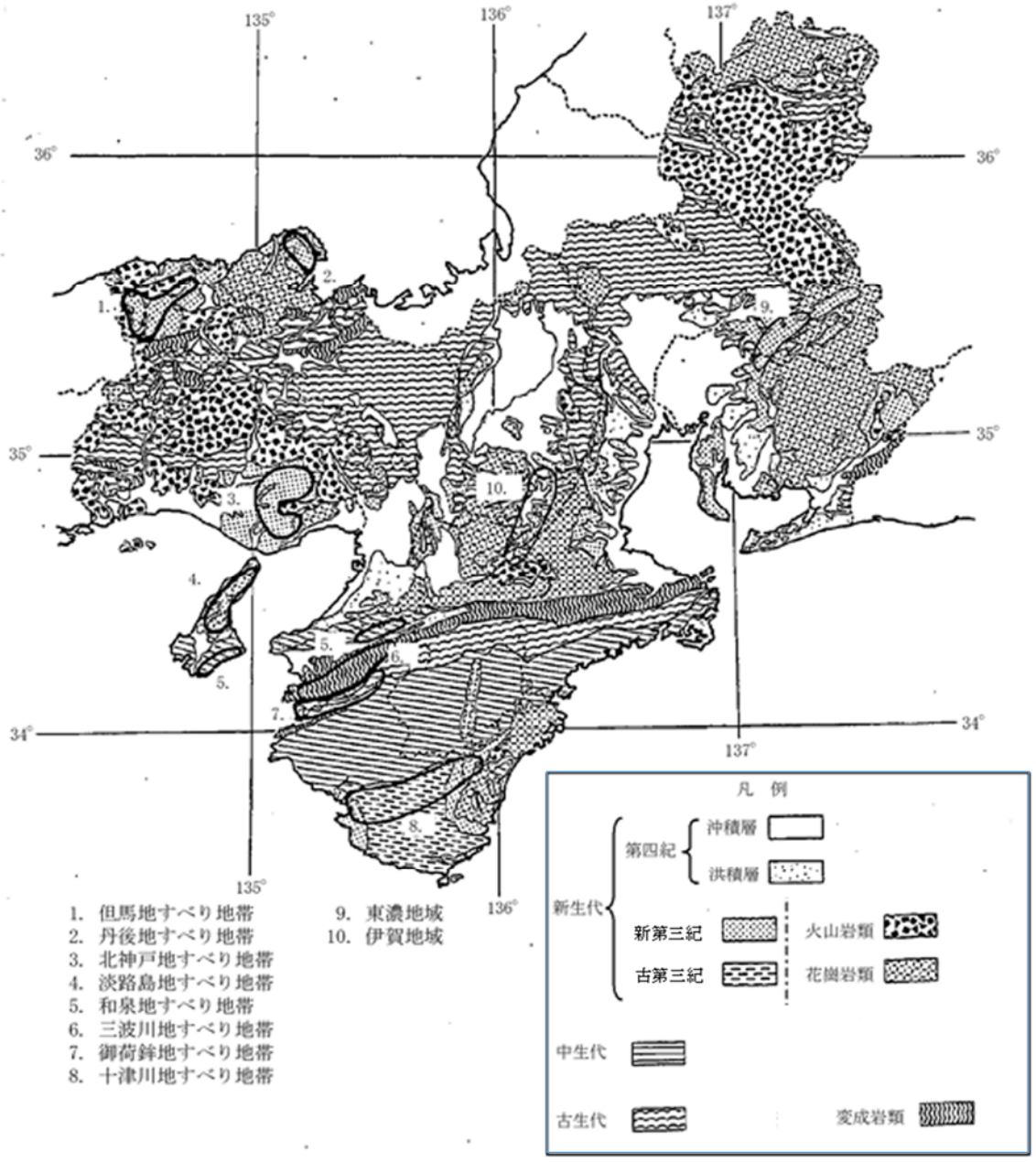


図-4.2.1 東海・近畿地方における地質構造と地すべり地帯の分布

2.2.6 中国四国地方

中国四国地方における地すべり地の分布は、**図-4.2.2**に示すように、

① 島根県東部
② 島根県隠岐
③ 山口県油谷湾周辺
④ 岡山県津山盆地及びその周辺
⑤ 四国山地

に集中している。

地すべり地を地質別にみると、**図-4.2.3**に示すように、中国地方の古第三紀及び新第三紀の堆積岩と四国山地の三波川結晶片岩の分布域に最も多く、四国山地の秩父帯、中国地方の古第三紀及び新第三紀の火山岩と続き、中国地方の中生代の深成岩、四国山地の御荷鉾帯にも多い。以下に主な地域について地すべりの特徴を述べる。

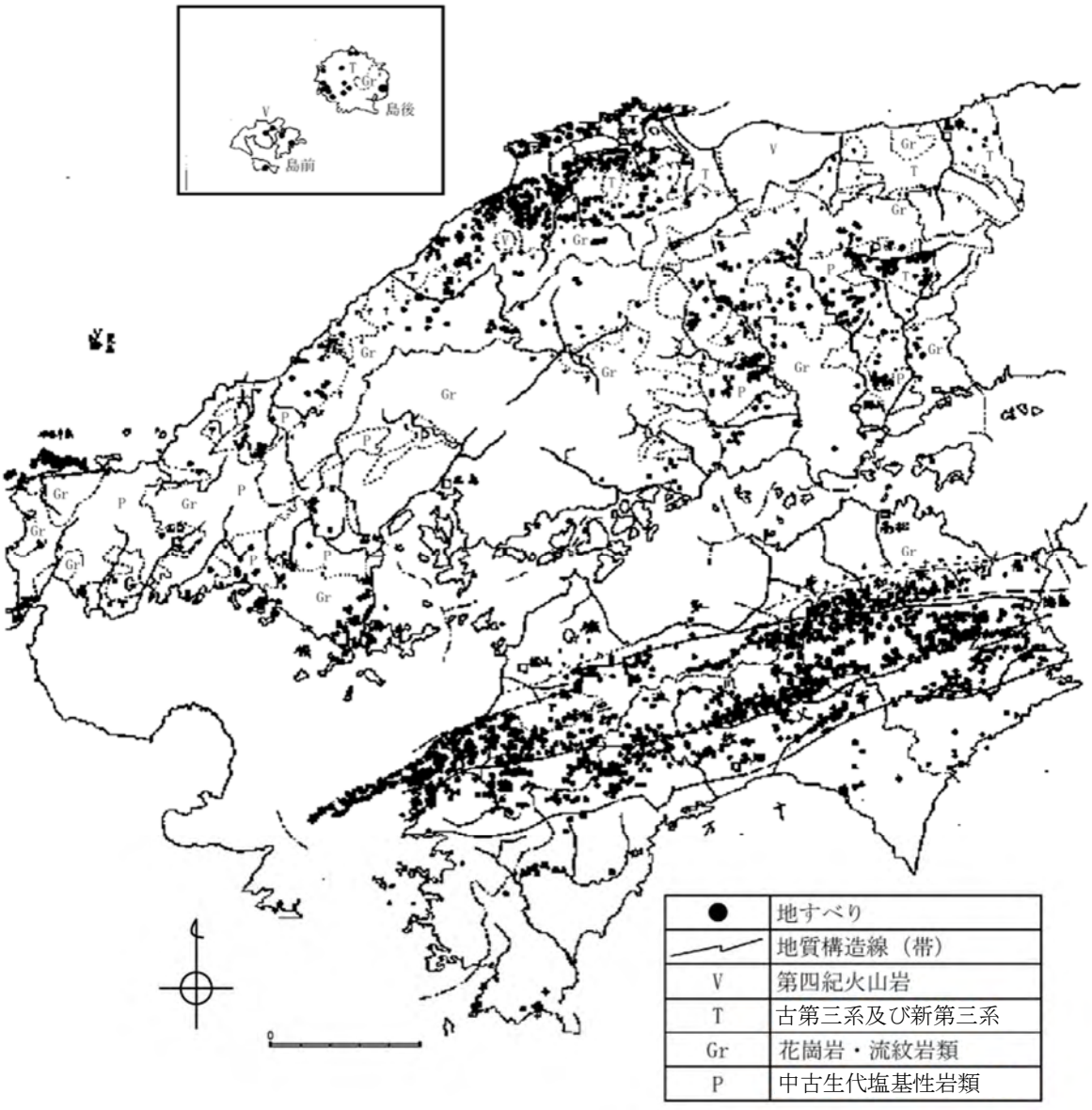


図-4.2.2 中国四国地方の地すべり分布

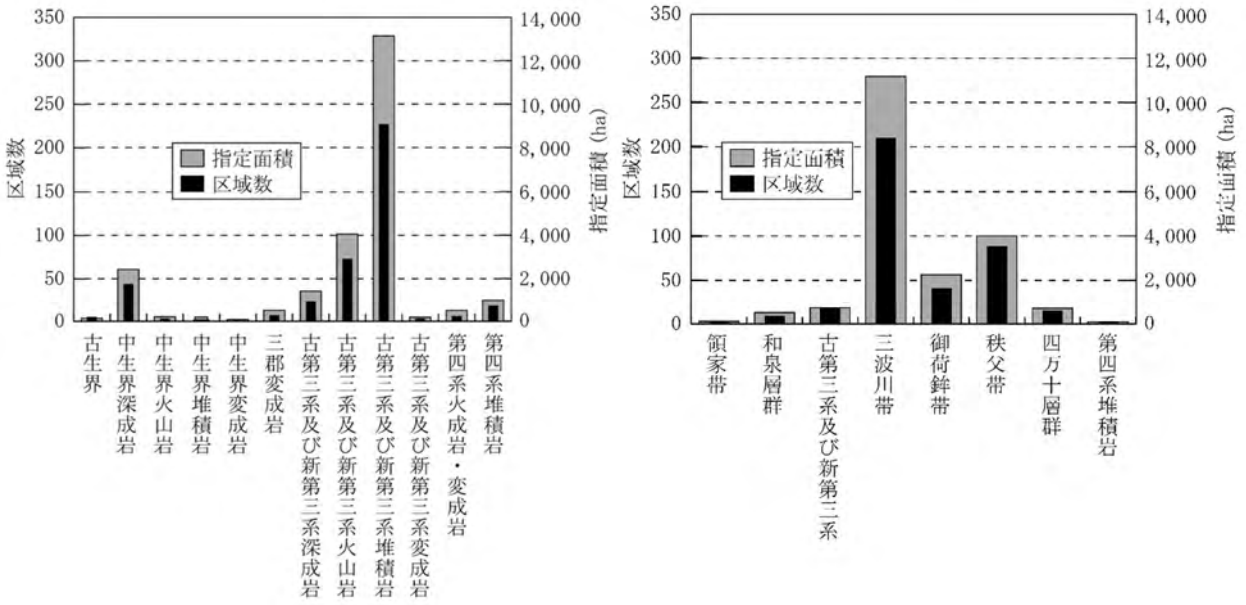


図-4.2.3 地質別地すべり防止区域数と指定面積（左…中国地方、右…四国地方）

（農林水産省農村振興局所管分：令和４年３月現在）

⑴ 島根県東部

兵庫県但馬北部から鳥取県、島根県を経て山口県北部の向津具半島周辺にいたる地すべり地帯を山陰地すべり地帯と呼ぶことがあり、本地域はその一部となっている。松江市から出雲市にかけての宍道湖周辺は新第三紀の泥岩や酸性凝灰岩が分布し、グリーンタフ変質を受け、脆弱化しやすい粘土を含んでいること及び造構運動により断層や褶曲が発達し、亀裂の多い地質となっていることから、活発な地すべり地域となっている。特に、安山岩の分布域では、安山岩がキャップロックとなり、規模の大きな地すべりが多く見られる。

また、本地域の花崗岩や閃緑岩の分布域では厚い強風化層（マサ）が存在し、崩壊性地すべりが集中豪雨時に発生することが多い。本地域の西側に位置する島根県西部の閃緑岩分布域では、土石流を伴う崩壊性の地すべりが、昭和58年７月の山陰豪雨をはじめ、過去に何度も発生している。

この他、風化花崗岩から砂鉄を採取した「鉄穴（かんな）ながし」の跡の水田が滑っている例もみられる。

⑵ 島根県隠岐

緩傾斜地形であるが、新第三紀堆積岩中で緩慢な地すべりが発生している。また、玄武岩の分布域周辺にも地すべり地が分布する。

⑶ 山口県油谷湾周辺

向津具半島には古第三紀漸新世～新第三紀中新世の泥岩、砂岩、礫岩が分布し、その上位に載る新第三紀中新世の玄武岩分布域を除いてほぼすべてが地すべり地となっている。これは、玄武岩は垂直性の亀裂が発達し、地下水の貯留層となっているため、下部の古第三系及び新第三系に対して地下水を供給していることによる。

⑷ 岡山県津山盆地及びその周辺

岡山県津山市東部から高梁市付近、笠岡市、広島県旧沼隈郡、因島、愛媛県越智郡にいたる地域は山麓緩斜面ないしは丘陵地形を呈し、地すべり地は小規模なものが多い。そのほとんどが古第

三紀及び新第三紀堆積岩の分布域に位置するが、その他に基盤岩である中生代深成岩類や火山岩類、中古生代堆積岩の分布域では破砕帯地すべりが散在している。

⑸　四国山地

四国山地の地すべりは、古第三系及び新第三系の小規模な分布域で発生するものを除くと、その大部分が急傾斜斜面に分布し、地質構造と密接に関係して、主に三波川帯、御荷鉾帯及び秩父帯の分布域に多く、瀬戸内海周辺の古第三系及び新第三系、石鎚山周辺の新第三系、和泉層群、四万十層群の分布域にも見られる。

これらの地域では、破砕帯に沿う地域に地すべり地が集中する傾向がある。特に中央構造線、仏像構造線、黒瀬川構造帯などの東西性の構造線周辺は、断層運動による破砕帯が発達するため地すべりが多い。地すべりの形態は、地層内の頁岩などの破砕質な層や断層破砕帯がすべり面となって、岩盤が急激に滑動する岩盤すべりタイプが主体となる。またその規模も比較的大きいものが多い。三波川帯の結晶片岩分布域では、破砕作用によって脆弱化し、剥離性に富む黒色片岩の分布域に地すべり地が集中している。御荷鉾帯の緑色岩分布域では大規模な地すべり地が多くみられる。秩父帯の古生界分布域では、地すべり活動が継続的なものが多い。なお秩父帯では、平成11年７月の豪雨による大規模な地すべり滑動が生じている。

瀬戸内海周辺の古第三系及び新第三系、石鎚山周辺の新第三系分布域では、主として凝灰質堆積岩の多い地帯で地すべりが発生している。また中生代の地層である和泉層群や四万十層群の分布域でも、破砕質な泥岩を挟在する砂岩・泥岩互層の分布域で地すべりが発生している。特に和泉層群では、頁岩が流れ盤となってすべる層すべりと、中央構造線により強く破砕された箇所での崩壊性の地すべりが多い。

2.2.7　九州・沖縄地方

九州地方の地すべりは、梅雨期に発生することが多く、台風期がこれに次ぐ。つまり降雨が主要な誘因として作用している*1。

九州地方の地すべりの分布とその特徴を紹介する。*2

九州の地すべり地帯は、次のように分帯される。（**図-4.2.4**参照）

①　松浦地すべり地帯
②　西彼杵地すべり地帯
③　口之津地すべり地帯
④　天草地すべり地帯
⑤　筑後山地地すべり地帯
⑥　臼杵～八代地すべり地帯
⑦　九州山地東麓地すべり地帯
⑧　日南地すべり地帯
⑨　鵜戸山地地すべり地帯

以下にこれらの地すべり地帯についてその概要を述べる。

＊1　岩松(1988)：九州における地すべり災害、土と基礎、36(3)、pp.93-96
＊2　榎並(1993)：九州の地質と地すべり、農地地すべり研究会誌第６号

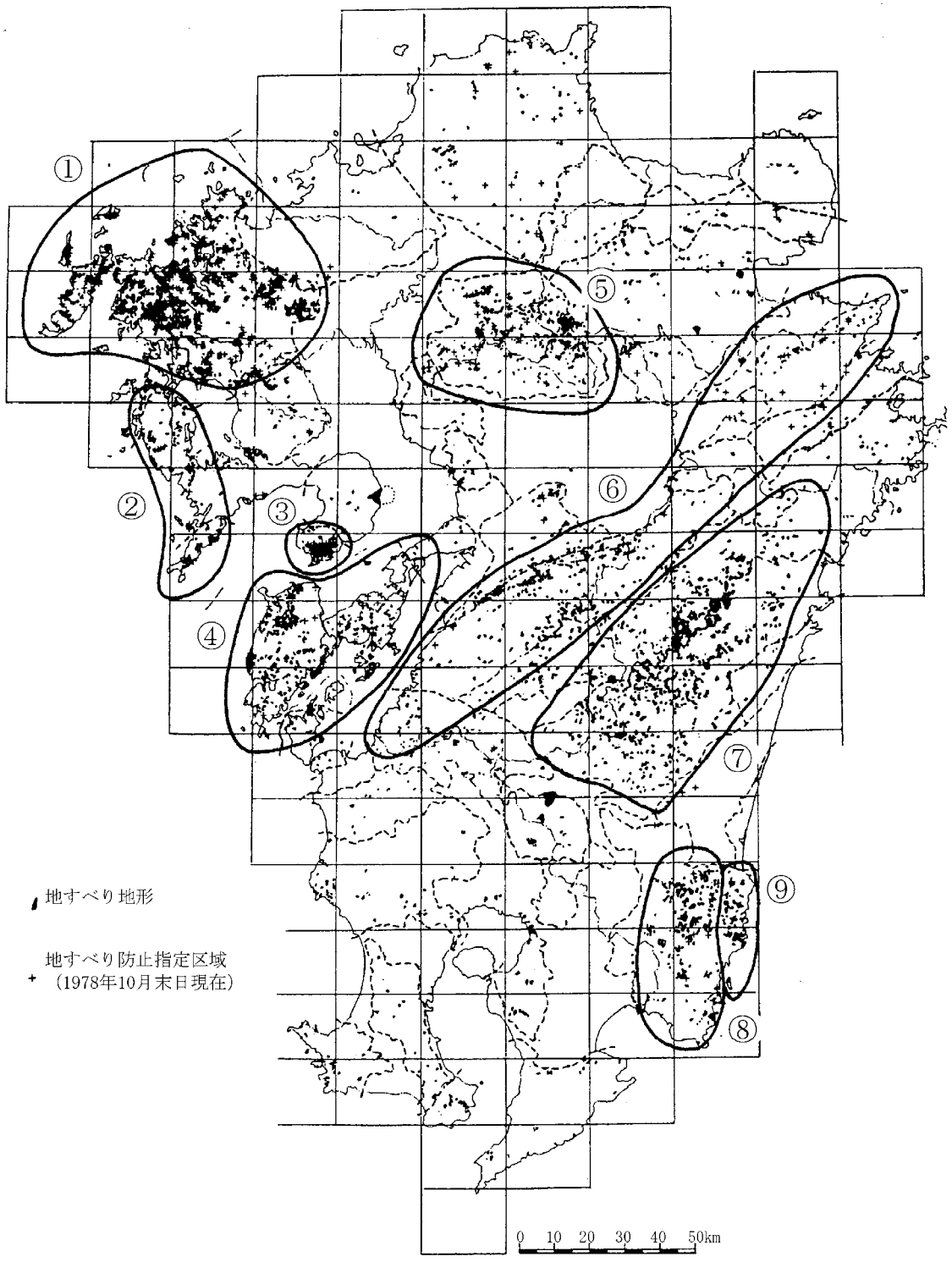


図-4.2.4 九州の地すべり地帯*1

破線は*1による地質区分線、方眼は５万分の１地形図区分

実線で囲んだ範囲及び丸数字は地すべり地帯区分

＊1 羽田野・吉松(1982)：九州地方の地すべりと地質地域区分（予報）、地すべり、18(4)、pp. 59-64及び榎並(1993)：九州の地質と地すべり、農地地すべり研究会誌第６号に一部加筆

⑴　松浦地すべり地帯

佐賀・長崎県境の北松浦半島を中心として周囲に広がる地域で、九州を代表する地すべり地帯となっており、地すべり密度は極めて高い。

地質的には古第三紀から新第三紀の石炭層を挟在する砂岩・泥岩互層（佐世保層群など）が比較的緩傾斜で分布し、その上に礫層（八ノ久保砂礫層など）を挟んで新第三紀中新世～鮮新世に噴出した北松浦玄武岩類が覆っている。亀裂の多い玄武岩類と礫層がキャップロックとして地下水の供給源となり、下部の古第三系及び新第三系が石炭層付近等にすべり面を生じて、大規模な流れ盤型地すべりを発生するというのが当地域の典型的な地すべりタイプであり、「北松型地すべり」と称されている。

実際には受け盤タイプのものや崩積土砂がすべっているもの、岩盤すべりであっても玄武岩中や泥岩中にすべり面を持つものなど各種あり、規模も大小様々なものがある。

過去に大規模地すべりが何度も発生し、死傷者や、多数の民家に被害を及ぼし、交通にも多くの影響を与えている。（昭和25年：長崎県北松浦郡江迎町鷲尾岳地すべり、昭和26年：佐賀県伊万里市山代大地すべり、昭和27年・28年：長崎県松浦市今福町石倉山地すべり、昭和32年：佐賀県伊万里市人形石山地すべり、昭和38年：長崎県北松浦郡吉井町平山地すべり、昭和61年：佐世保市小舟地すべり、平成２年：松浦市石倉山地すべり　など）

このような大規模な地すべりは、しばしば２次的な土石流を伴い、土石流が被害を拡大している。

なお、本地帯では、継続雨量150㎜を超えると地すべりが起き、200㎜を超えると頻発し、400㎜を超えると重大な地すべりが発生するとされている。*1

本地帯には、地すべり防止区域数が多く、農村振興局所管の地すべり防止区域も多い。

⑵　西彼杵地すべり地帯

長崎県の西彼杵半島及び野母半島付近の地すべり地帯であり、長崎市を挟んで南北に分かれる。地質的には長崎変成岩類と呼ばれる結晶片岩類（泥質片岩、緑色片岩）や蛇紋岩類の分布域にあたる。また、一部では結晶片岩類の上に玄武岩がのっているところもあり、キャップロック型の地すべりもある。地すべりの分布密度は松浦地すべり地帯ほどではなく、地すべりのサイズも小さめであるが、その中では野母半島南部の蛇紋岩類分布地域で規模・密度ともに大きくなっている。

⑶　口之津地すべり地帯

長崎県島原半島南端部の狭い範囲ではあるが、地すべり地が密集しており、かなり大規模な地すべり地形も認められる。本地域では第四紀更新世の口之津層群（半固結の礫・砂・泥岩）を、更新世の玄武岩類が覆っており、松浦地すべり地帯と同様のキャップロック型を呈している。

本地帯には、農村振興局所管の地すべり防止区域が多い。

⑷　天草地すべり地帯

熊本県の天草上島・下島周辺の地域であって、古第三紀の砂岩・頁岩類が分布する。この地層は石炭層を挟在しており、松浦地すべり地帯とよく似ているが、その上を覆う玄武岩類は存在しない。地すべりの状況はかなり異なり、小規模なものが多く密度も松浦地すべり地帯ほどではない。

＊1　岩松(1988)：九州における地すべり災害、土と基礎、36(3)、pp. 93-96

地形的には大規模な流れ盤岩盤地すべりの跡も認められるが、いずれもかなり古いものであって地すべりブロックはすべりきってしまっており、ケスタ地形形成の一部となっている。

⑸ 筑後山地地すべり地帯

福岡県南部～熊本県最北部にかけて、特に福岡県八女郡を中心とする地域に地すべりが多く発生している。この範囲は、結晶片岩類（筑後変成岩：泥質片岩、緑色片岩）及び新第三紀の安山岩の分布域に当たる。地すべりが特に集中している八女郡黒木町付近では、結晶片岩類の上を新第三紀～第四紀の安山岩類が覆っており、これがキャップロックとなって安山岩周辺の結晶片岩類中に地すべりが発生している。

全体的には、中～小規模の地すべり地が分散して存在するという形態をとっているが、山間に耕地が入組んでいるため農村振興局所管の地すべり防止区域が比較的多い。

⑹ 臼杵～八代地すべり地帯

大分県臼杵市から熊本県八代市にかけては、九州最大の断層帯であり、中央構造線の延長ともいわれる臼杵－八代構造線が延びている。また、その南側にはこれも大構造線である仏像構造線が位置する。これらに沿って破砕帯地すべりが散在するが、熊本県上益城郡・下益城郡及び八代郡付近に比較的多い。地質的には中・古生代の砂岩・粘板岩・緑色岩・石灰岩・チャート等が分布するが、地すべりは緑色岩分布域に多いようである。

⑺ 九州山地東麓地すべり地帯

宮崎県の西北部、東臼杵郡・西臼杵郡及び児湯郡にかけての山地域にも地すべり地形が各所に見られる。この地域には中生代～古第三紀に堆積した四万十層群の砂岩・頁岩互層が分布しており、また、地層の伸びと同じ方向を持つ断層も多い。地すべりの分布密度は高くないが、大規模な岩盤すべりが多く、なかには200ha近い明瞭な岩盤地すべり地形も見られる。しかしながら、急峻な山地地形であり、かつ極端な過疎地域であるため地すべり防止区域として指定されている地区は少ない。

⑻ 日南地すべり地帯

宮崎県南部の日南市周辺にも同じく四万十層群（こちらは少し新しく古～新第三系）が分布し、地すべり地形が散在する。規模は比較的大きいが九州山地東麓地すべり地帯に比べると傾斜が緩やかな傾向にある。

⑼ 鵜戸山地地すべり地帯

日南地すべり地帯の東に隣接する鵜戸山地には、新第三紀の地層である宮崎層群の砂岩・泥岩互層が分布している。宮崎層群は大局的には東に傾斜しており、地質構造に支配されたケスタ地形が発達している。地すべりは、流れ盤斜面で発生しており、地すべりの規模・密度もともに大きい。しかし、集落がほとんどないため、地すべり防止区域として指定されている地区は少ない。

このほか、局所的ではあるが、霧島火山には温泉地すべりが集中して発生している。また、阿蘇・耶馬渓・加久藤などの溶結凝灰岩分布域にも、地すべり地が散在している。

⑽ 沖縄県

沖縄県にも地すべりの存在が知られている。分布頻度の高いのは、沖縄本島中南部で、新第三紀中新世から第四紀更新世の島尻層群（泥岩を主とする）の分布範囲とほぼ一致し、キャップロックとして琉球石灰岩を伴うことが多い。また、沖縄本島中北部の中・古生界分布地域でも小規模な崩壊性の地すべりがみられる。本島以外では久米島で多くみられ、新第三紀火山岩類をキャップロックとして同じ新第三紀堆積岩類に地すべりが発生している。沖縄本島及び久米島以外では小規

模な崩壊性の地すべりが散在するにすぎない。

3. 地名と地すべり

3.1 地名による危険地予察の意義

地すべりの調査は、概査段階で、広域の資料調査が始められる。広域資料の中で、史誌に類するものの中には、土地利用の変遷、災害の記録、地名のいわれなどが記されている。先人は、自らの生活体験を通して、住んでいる土地に対しての様々の情念（信仰、おそれ、愛着、評価、特徴、権益）を表現する言葉として地名を残した。地名は、その土地の歴史を凝縮した碑文ともいえるもので、災害の記録や、古老の口伝によっても知ることのできない歴史の空白部分を埋める手掛かりになる可能性がある。

山間の傾斜地の集落においては、地名に土地条件の特徴を表現しているものが数多く見受けられるが、その中でも傾斜のきつさ、崩壊、埋積、凹んだ斜面などを示す地名は地すべり被災歴の存在を暗示するものとして注意する必要がある。

ただし、長い間に地名は変化していることがある。一つは言葉の転訛や当て字によるもので、今一つは住民や支配者の先住地の地名を当てた場合などがあるから、地名をうのみにして物事を断定的に捉えることのないよう、慎重にかからねばならない。

3.2 地すべり地名の分類

高野秀夫は、地すべりの地名を次のように分類し、新潟県、長野県を中心に実際の地名を紹介している*1。

① 地すべりの状態を表したもの……崩れ・抜け・すべり・ずり・欠け・押し・落ち・切れ・割れ・巻き・はね・飛び・吹き・出・動・越・引地等
② 地すべりの結果生じた地形を表したもの……成・平・窪・溝・段等
③ 地すべり地の地質を表したもの……岩・石・土等
④ 谷の状況を表したもの……沢・深沢・濁・谷内等
⑤ 地すべり地の田畑の状況を表したもの……田・畑・深・刈・反田・斗等
⑥ 地すべり地の湿地及び湿地植物を表したもの……芹・菖蒲・菅・蒲・葭・萱・葦・萩・茹・蓬・涌・溜等
⑦ その他……荒廃状況、土地利用形態、主要作物、所有地の紛争などを表した地名

小川豊は、四国地方を例にとり、斜面崩壊地を意味する地名として基本語型を掲げ、ここから派生した同義語を示している。地名のうちでも特に、字名や通称・俗称に注目することが大切であると説いている*2。

① ホキ・ホケ・ハゲ・ハガ・フキ　　いずれも「崩壊」の意味をもっている。
② サレ・サル　　地すべり・山崩れ・崖状地の意で、ズレルからきている。ズリ・ゾウレもこの型。
③ クイ・クェ　　「崩れる」がクェルと方言され、さらにクイと縮訛した。

＊1　高野秀夫(1960)：地すべりと防止工法、地球出版、314p
＊2　小川豊(1983)：危険地帯がわかる地名、山海堂、334p

④　ツ　　エ　　「潰れる」が縮訛されてツェとなる。クェと同義語。
⑤　クレ・クリ　　小さな崩壊地。石・土の塊の落ちやすい所。
⑥　カケ・カゲ・ガケ・カキ　　欠ける・崖・鉤状の意。転訛して学・額・角等。
⑦　ヌケ・ノケ　　地すべりによって斜面の一部が抜けた所。
⑧　ナル・ナロ　　緩傾斜地を表す。ナラ・ナシ・ナリ・ヒラ・タイラもこの型。
⑨　ク　　ボ　　窪み、凹地を表す。

3.3　地すべり地の地名の実例

地すべり現象と関係が深いとみられる地名の一部を示す。3．2の分類と合わせて参照すれば、複数の意味を表すものもあることが理解されよう。

⑴　地すべりの状態を表したもの

大崩・崩田・崩沢・白崩・崩畑・蛇崩・杖立・青潰・久江ノ上・柆野（くいの）・津江抜間・ヌケ・のけ・抜田・青抜・抜崩・蛇抜（蛇がつくのは緩慢な動きを意味している。）

佐連・猿飼・佐札谷・沢連・石ゾーリ・大草連・猿谷・小砂（こざれ）・砂子谷

大歩危・小歩危・法花津・波介（はげ）・犬の墓（せまい崩壊地）

欠の上・柿原・鍵掛・蔭田・影山・欠山・角間

落合・木落・走落・落倉・切通・奈切・大鍋割・立割・鳥越・天水越・乗越・巻山・裾巻・埋巻・飛山・飛土・一刎

⑵　地すべりの結果生じた地形、谷の状況を表したもの

成・成田・竹成・魚成（うおなし）・堂ケ奈路・奈良尾・畑ヶ平（ーなる）・大平・梨平・真萩平・南平（ーびら）・久保・大久保・窪・窪田・久保田・梨窪・大草窪・水窪・溝尾・段・段地・深沢・赤沢・小荒沢・地獄谷・濁沢・大濁・小濁・浅谷・深谷・赤谷・五十谷（いそだに・いかだに）・老谷・大谷内・谷内田

⑶　地すべり地の地質を表したもの

赤石・岩平・大石沢・石原・石谷・郷路谷・黒石（くれいし）・槫山・槫谷・久礼坂・暮畑・八栗・土ヶ谷・土路沢・シラベト・ヒド・白野・赤池・泥の木・泥沢・湯の沢

⑷　地すべり地の田・畑の状況を表したもの

赤田・青田・挟田・棚田・谷内田・五反田・一枚田・久保田・槫田・深田・早稲田・餅田（粘土質）・田麦・千枚田・障子田・四十刈・五十刈・八斗・八斗蒔・白米平・白米（しらよね）・長畑・立畑・横畑・丸畑・切畑・越畑

⑸　地すべり地の湿地及び湿地植物を表したもの

芹場・芹平・芹川原・菖蒲・菅久保・菅刈・菅沼・蒲生・蒲池・葭野・吉沢・吉越・吉原・葭尾・吉池・吉ヶ乎・萱場・大カヤ場・萱坂・真荻平・茆平・蓬平・田蓬・清水・涌池・溜井・池舟・月池

⑹　その他

荒廃状況を表した荒平山・砕木窪、移動状況を表した出の脇・潜岩（くぐりいわ）・離山・突出・喰田、離村跡を示す古屋敷・寺屋敷・ゴンボ屋敷、生育に適した作物を表す味大豆・大豆谷・胡桃、所有地の紛争を表したと思われる論平・論地・論田があり、切、割などの地名は土地の区別を表している場合がある。

4. 地すべりのメカニズム

4.1 初生地すべりと再活動地すべりのメカニズム

河川による侵食又は土木工事による掘削などによって斜面が形成されると、斜面内には、地盤が平坦だったときに比べ、大きなせん断応力が発生する。その大きさが、地山が持っているせん断強度以上になると、せん断面が形成され、ついには斜面が崩壊するにいたる。過去において、一度もすべったことのない地山の斜面が、初めてすべる場合を「初生地すべり」と呼ぶ。それに対し、過去にすべったことがあるために、旧すべり面をもつ地山が、新たな河川侵食の進行や人工的掘削によって、過去の地すべり後にいったん得ていた力学的均衡が破られ、再びすべり出す場合を「再活動地すべり」と呼んで区別する。

この区別は地すべりのメカニズムの検討や斜面の安定解析を行う上で重要な意味を持つ。

4.1.1 初生地すべりのメカニズム

⑴ ひずみ軟化を示す脆性材料で構成されている地山中での初生地すべり

弾性地盤を掘削して高さHの斜面を形成した場合に斜面内に生ずる最大せん断応力τ_{max}の分布状況を応力比

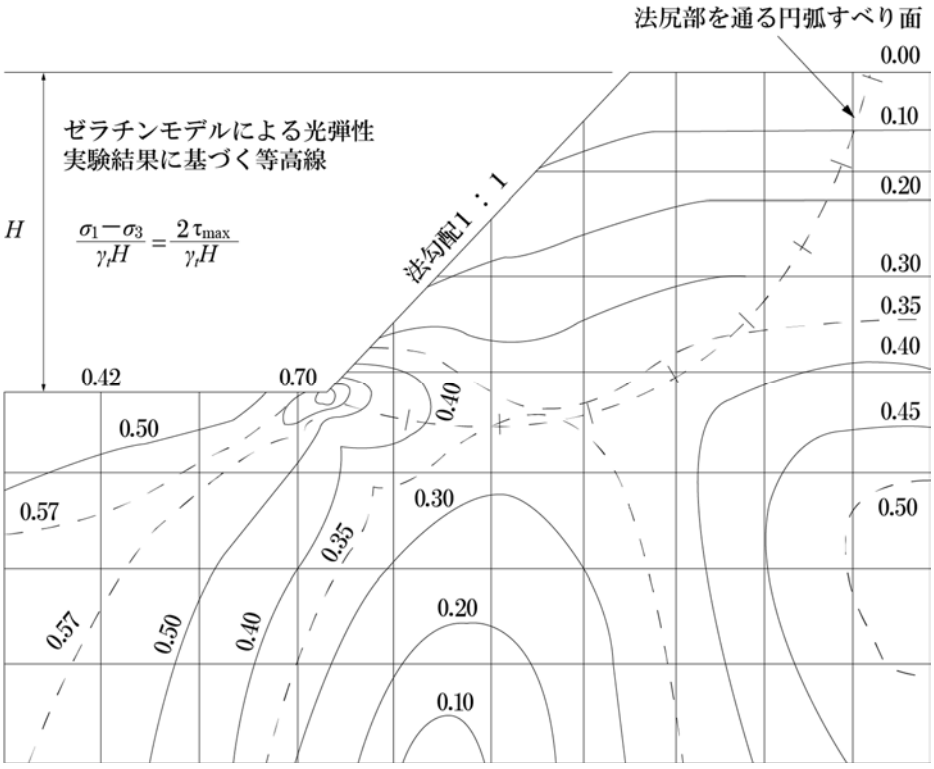
$$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\gamma_t H}=\frac{2\tau_{max}}{\gamma_t H}$$

で表した等応力線図として**図-4.4.1**(a)に示す。

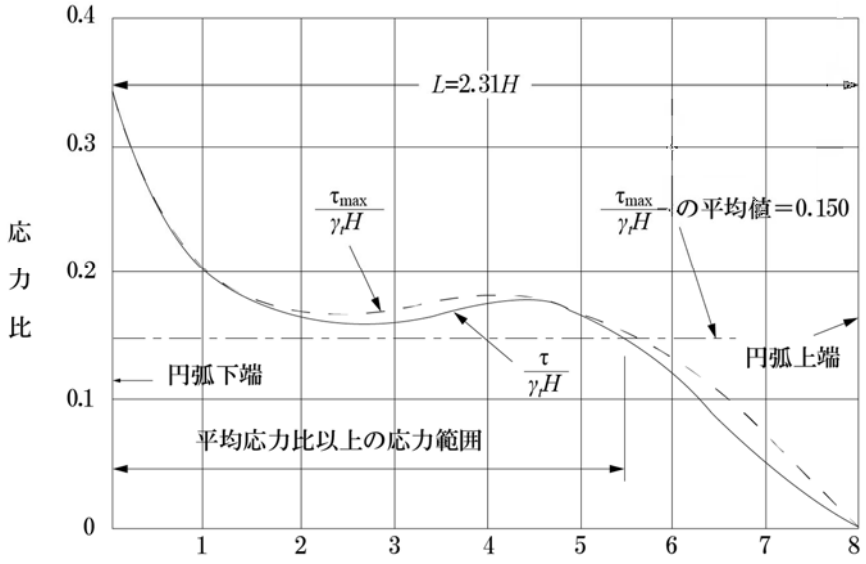
また長さL＝2.31Hのすべり面に沿って生じているせん断応力τとその点での最大せん断応力τ_{max}の両者を、ともに応力比として**図-4.4.1**(b)に示す（La Rochelle, P. *1による。なおHは斜面の高さである。）。

これらの図から明らかなように斜面法尻部には大きなせん断応力の集中部が生じており、せん断破壊は、この付近から始まり、徐々に斜面内方向に進行することが予想される。これまでの観察結果もこのような予想を裏付けているものが多い。

＊1 La Rochelle, P. (1960) : The short-term stability of slopes in London Clay, Ph. D. thesis, University of London



（a）掘削により形成された急勾配斜面中の
軸差応力（$\sigma_1-\sigma_3$）の等高線図



（b）(a)図中に示した、法尻部を通る円弧すべり面に沿っての
せん断応力τ及びτ_{max}の分布（円弧を(a)に示すように8
区間に分け、それぞれの区間の中間点での値を示す）

図-4.4.1 急勾配弾性地山中の応力分布（(a)、(b)ともLa Rochelle, P. *1の実験による。）

*1 La Rochelle, P. (1960) : The short-term stability of slopes in London Clay, Ph. D. thesis, University of London

地山を構成する土や軟岩の三軸圧縮試験、一面せん断試験時のせん断応力－軸ひずみ（又は変位）の関係には、**図-4.4.2**に示すように、せん断応力が最大（ピーク）せん断強度に達した後急激に低下するもの（ひずみ軟化型）と、**図-4.4.3**に示すように、せん断応力が最大せん断強度に達した後も、その強度がほとんど低下しない（ひずみ硬化型）がある。前者は「脆性（brittle)」を、後者は「延性（ductile)」を示す材料である。第三紀層地すべりの母岩である泥岩、頁岩などの泥質岩は膠結作用を受けた一種の過圧密粘土であり、地表付近の応力下ではほとんど例外なく、**図-4.4.2**に示すような「ひずみ軟化型」の特性を示す。このような性質を示す材料で構成された地山中に斜面が形成されると、まず法尻部の応力集中部でせん断破壊が生ずる。この結果、その部分のせん断強度は急低下し、大きな集中応力を負担できなくなる。さらにその隣接部に応力が集中し、その部分もまたせん断されて**図-4.4.4**(a)の模式図に矢印で示すように、次第に斜面の地山内方向へとせん断面が発達していく。すなわち、進行性破壊（Progressive failure）が生ずる。このような進行性破壊は、非常に大きな過圧密を受けた泥岩や頁岩の地山では**図-4.4.4**(b)に示すような、ほとんど水平に近いような緩勾配の無限長斜面でも生ずる。以上のメカニズムについて、ビエラム（Bjerrum）は次のように説明している*1。

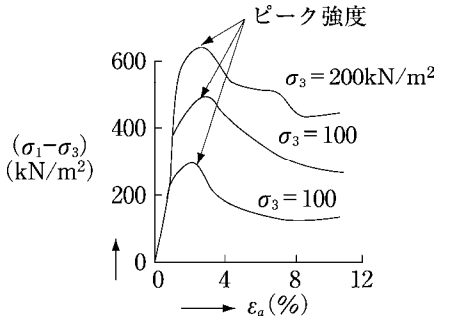


図-4.4.2 泥岩の圧密排水三軸圧縮試験時の軸差応力－軸ひずみ（ε_a）曲線の一例（ひずみ軟化型）

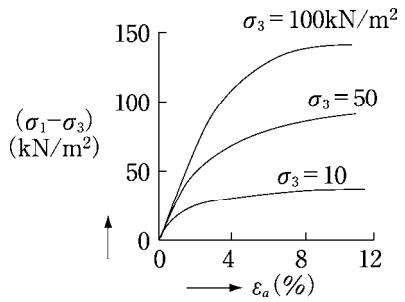
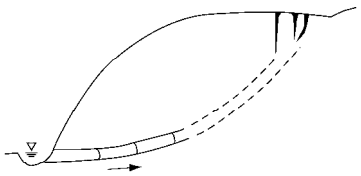
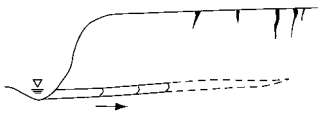


図-4.4.3 乱さない風化花崗岩（マサ）（ゆるい場合）の圧密排水三軸圧縮試験時の軸差応力－軸ひずみ（ε_a）曲線の一例（ひずみ硬化型）



（a）進行性破壊による法尻部からの円弧状すべり面の発達
（静止土圧計数$K_0<1$）



（b）進行性破壊による法尻部からの水平状すべり面の発達
（$K_0>1$の場合）

図-4.4.4 進行性破壊によるすべり面の発達（模式図）

＊1 Bjerrum, L.（1967）：Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales. Proc. of A.S.C.E., 93, SM5, pp.3～49

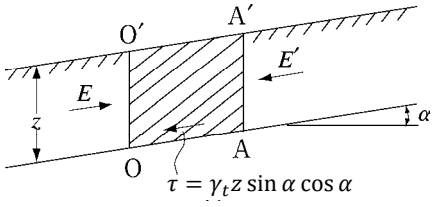


図-4.4.5 無限長斜面中のブロック

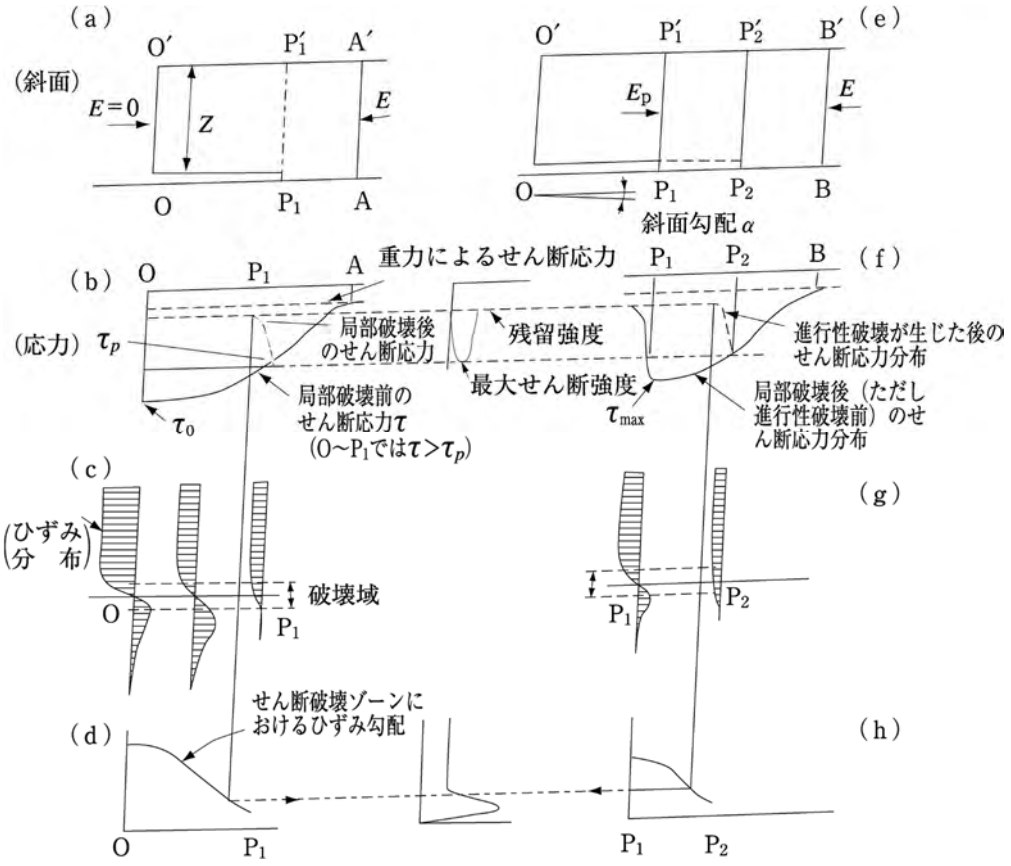


図-4.4.6 進行性破壊のメカニズム説明模式図（Bjerrumによる）

図-4.4.5に示す無限長斜面の中に、ブロックＡA’ O’Oを考える。このブロックの深さzの底面に、重力の斜面方向分力によって作用しているせん断応力τは、$\tau = \gamma_t z \sin\alpha \cos\alpha$（ただし、$\gamma_t$：地山の単位体積重量、$\alpha$：斜面の勾配）である。斜面が安定しているときには、これは地山のせん断強度より小さい。

図-4.4.6(a)に示すように、この斜面の一部が深さzまで掘削又は侵食されると、それまでこのブロックＡA’ O’Oの左側に作用していた土圧Eが除去され、$E=0$となる。このブロックが依然として釣合いを保つためには、このブロックの下面に作用するせん断強度がこのEの分だけ増加せねばならない。すなわちブロック底面のせん断応力の増加をτ_Eと表すと、$E=\int_0^A \tau_E d\ell$となる。こ

のτ_EはＯＡに均等には分布しない。すなわち、Ｏの近傍の応力が最も大きくなり、その分布は**図-4.4.6**(b)に示すようになる。

せん断応力集中係数をkとすると、

$$(\tau_E)_{max} = \frac{kE}{\overline{\mathrm{OA}}} \qquad \left(\text{ただし、} k = \frac{(\tau_E)_{max}\overline{\mathrm{OA}}}{\left(\frac{E}{\overline{\mathrm{OA}}}\right)\overline{\mathrm{OA}}} \right)$$

となる。したがって点Ｏでの全せん断応力は

$$\tau_0 = \gamma z \sin\alpha \cos\alpha + \frac{kE}{\overline{\mathrm{OA}}}$$

となる。もしもこのτ_0がこの土の最大せん断強度τ_pより大きければ、局部的せん断破壊が生ずる。そのような可能性は横方向に掘削前に作用していた土圧Eが大きいほど大きくなる。新第三紀層の泥質岩では過圧密されているため、これがかなり大きいと考えられている。膠結作用を受けている泥質岩では、このような横方向土圧は掘削後直ちには十分発揮されないが、断層破砕作用により泥岩の結合力が破壊されると、この横方向土圧が強く発揮されるようになるものと考えられている。**図-4.4.6**(b)に示した例ではＯP_1の間で$\tau > \tau_p$であるため、この区間では局部的せん断破壊が生ずる。したがって、せん断面ＯP_1に作用している応力は減少するから、ブロックＯP_1P_1'Ｏ'中の横方向応力も減少する。その結果としてこの部分の土のブロックは横方向に弾性的に伸びる（**図-4.4.6**(c)参照)。そのようなひずみの増大に伴い、土の強度は減少する。土のブロックの伸びる量にもよるが、$\overline{\mathrm{OP_1}}$間の土の強度はτ_pからτ_s（完全軟化状態の強度）～τ_r（残留強度）へと低下する（$\overline{\mathrm{OP_1}}$が成層面に沿っている場合は比較的わずかな移動量でτ_rにまで低下する)。その結果、P_1近傍のせん断応力は増大する。ここで、再びＯP_1P_1'Ｏ'の次のブロックP_1ＢＢ'P_1'の釣合いを考える（この場合P_1P_1'よりＢＢ'は十分遠く離れており、ＢＢ'に作用している横方向応力はP_1の左側に生じた応力変化の影響を受けないものとする)。このとき点P_1に最大せん断応力τ_{max}が生じ、その大きさは、

$$\tau_{\max} = \gamma z \sin\alpha \cos\alpha + \frac{k(E - E_P)}{\mathrm{P_1B}}$$

である（**図-4.4.6**(e)参照)。

図-4.4.6(f)に示すように$\tau_{max} > \tau_p$なら、再びこの点からせん断破壊が始まり、P_2までこのせん断破壊は進行する。このようにして「進行性破壊」は徐々に斜面中を進行していく。

なお、**図-4.4.7**(a)、(b)に示すように、ほとんど水平又は極めて緩い斜面中にもすべり面が発達する。

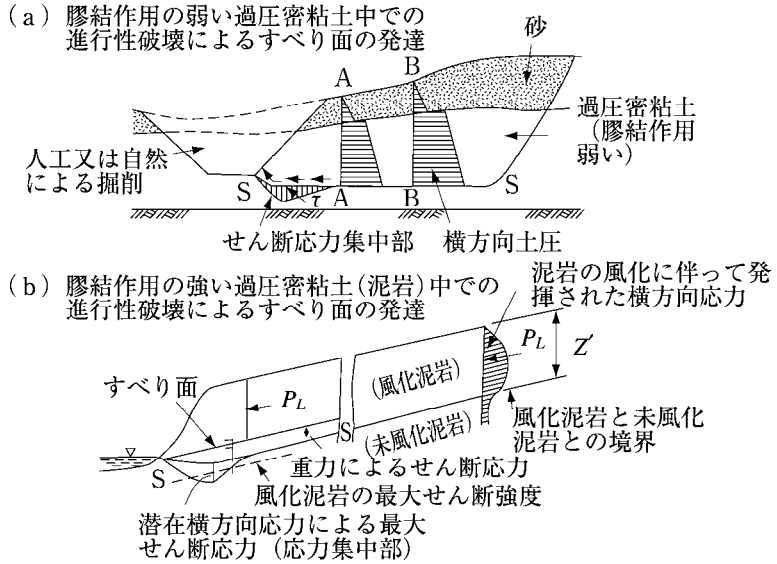


図-4.4.7　過圧密粘土（膠結作用の弱いものと強いもの）中での
進行性破壊によるすべり面の発達過程の説明模式図

ア．具体的事例・その１

バーランド（Burland）は、英国のオックスフォード粘土（中生層上部ジュラ紀の泥岩）を煉瓦用土として採取するため、**図-4.4.8**に模式的に示すように深さ約30mを掘削したところ、掘削面の進行に伴ってこの過圧密粘土の地山の切羽から水平方向に掘削面の高さの1.5～２倍の範囲が成層面に沿ってほとんど水平方向に押し出し、それに伴って粘土がせん断され、せん断面に沿っての強度が著しく低下したという事例を報告している*1。

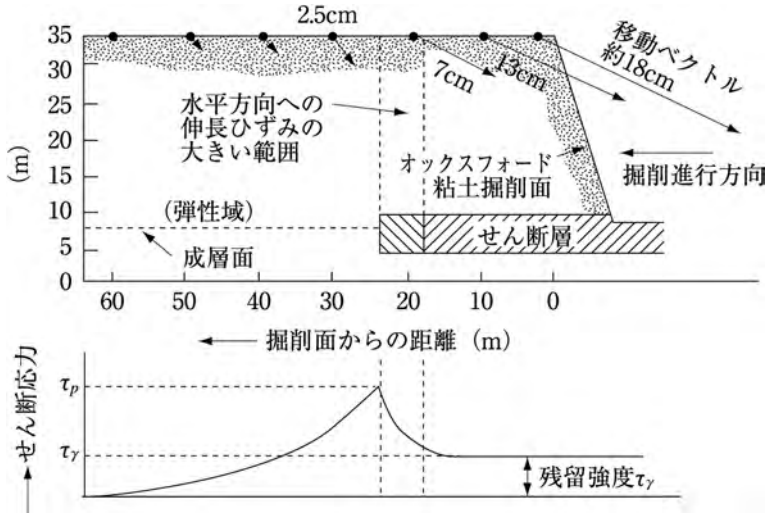


図-4.4.8　オックスフォード粘土の掘削に伴う横方向への伸長とせん断層中のせん断力分布

＊1　Burland, J.B. et al. (1977)：A study of ground movement and progressive failure caused by a deep excavationin Oxford Clay, Geotechnique, XXⅦ, 4, pp.557～591

これは、過圧密粘土はその上載荷重が削られて、鉛直応力が除荷されても水平方向応力は泥岩内にある程度残っているため、掘削などによって水平方向拘束力が除去されたときに、それが解放されるためであると考えられる。これはビエラム（Bjerrum）の説明を裏付ける興味深い事例である。

進行性破壊によってすべり面が斜面中にほぼ形成され終わって、すべる直前の状態になったとき、最大せん断強度より低下した値になっていることは、以上述べた進行性破壊のメカニズムから十分予想される。

地すべりを生じた斜面のすべり面を含まない構成材料について、圧密排水せん断試験（CD試験）を行ったときに得られる不攪乱ピーク強度についてのせん断強度表示式

$$\tau_p = c_d + (\sigma - u)\tan\phi_d$$

を用いて、実際に生じた初生地すべりについて斜面の安定解析を行った結果を**表-4.4.1**に示す。

表-4.4.1 ひび割れ粘土及び頁岩中で生じた地すべりの安全率

地すべり名	斜面のタイプ	斜面の高さ (m)	斜面形成からすべりまでの期間 (年)	粘土及び頁岩のコンシステンシー限界と含水比（%） LL、PL、w	斜面の安全率（有効応力による計算値）	解析者
Northolt	掘削斜面	10.1	19	79、28、30	1.35	Henkel（1957）、Skempton（1964）
Kensal Green	掘削斜面	6.1	29	78、29、29	1.60	Henkel（1957）、Skempton（1964）
Sudbury Hill	掘削斜面	7.0	49	82、28、31	～2※	Skempton（1964）
Wood Green	掘削斜面	11.3	55	78、30、31	1.32	Henkel（1957）
Jackfield	自然斜面	～30.0	－	44、22、21	1.45 ～2.06	Henkel及び Skempton（1955）

（注）※この安全率は、破壊時の平均せん断応力に対する平均最大せん断強度の比として表した値である。

これからも明らかなように、安全率F_sは１よりかなり大きくなっており、不攪乱ピークせん断強度を用いた解析では事実の説明を行うことはできない。しかし、ピークせん断強度と残留強度の中間的な強度である完全軟化強度を用いた解ではF_s＝１程度となる。

(ｱ) 初生地すべりの時間的遅れ

初生地すべりは斜面掘削後、時間的に相当遅れて生ずる。その理由は、次のように考えられている。すなわち、斜面を掘削すると（自然河川の侵食による場合も同じ）、斜面内に、もともと作用していた応力の一部が解放されるため、透水性の低い粘土の場合、斜面を構成している土又は軟岩の間隙中に負圧が生ずるのが普通である。

透水性の極めて低い土の場合、将来すべり面となる土中の面（潜在すべり面）の任意の点に着目して、鉛直、水平方向に作用している主応力をそれぞれσ_u、σ_h〔間隙水圧をu〕とすると、平均主応力は、全応力表示で

$$p = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}$$

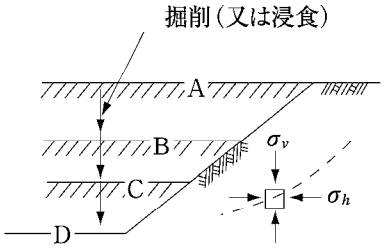
有効応力表示で

$$p' = \frac{\sigma_v{}' + \sigma_h{}'}{2} \qquad \text{ただし、} \ \sigma_v' = \sigma_v - u, \ \ \sigma_h' = \sigma_h - u$$

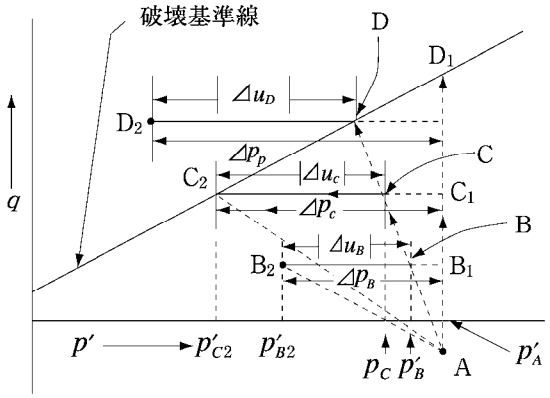
また、せん断応力に関係する偏差応力は

$$q = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} = \frac{\sigma_v{}' - \sigma_h{}'}{2}$$

で表される。ここで掘削前、すなわち**図-4.4.9**(a)の状態Aのときを考えると、一般に過圧密粘土や泥質岩では、地すべりの生ずるような地表近くの部分では初期応力は$\sigma_h > \sigma_v$であるので、掘削前の偏差応力は負の値になる。掘削により、σ_vもσ_hも減少するので平均主応力pは減少するが、σ_vよりもσ_hの減少の方が大きいので、掘削の進行に伴って最初負であったqは$\sigma_v = \sigma_h$のとき$q = 0$となった後、さらに$\sigma_v > \sigma_h$となって**図-4.4.9**(b)に示すように、$q > 0$の値が増して行く（厳密に言えば、この過程で、主応力の方向は回転する。）。しかし、掘削が不透水性の過圧密粘土中で急速に、すなわち、「非排水条件下」で行われると、掘削によってpが



（a）掘削（又は浸食）の進行状態と潜在すべり面上の土の要素



（b）応力経路と破壊基準
- A→B→B_2:短期的にも長期的にも安定
- A→C→C_2:短期的には安定だが長期的には不安定
- A→D:短期的にも不安定

図-4.4.9 初生地すべりの場合の潜在すべり面上の土の要素中の応力経路

Δpだけ減少しても、土が膨張する。これによって負圧Δuが生じ、有効応力表示のp'はあまり変化しない。すなわち、**図-4.4.9**(a)において、状態Ａから状態Ｂまで掘削が進行した時、平均主応力が$\Delta p_B > 0$（以下、各状態のときをそれぞれ添字で表す。）だけ減少し、それに応じて負の間隙水圧$\Delta u_B < 0$が生じたとすると、平均有効主応力p'_Bは、$p'_B = p'_A - \Delta p_B - \Delta u_B = p'_A - \Delta p_B + |\Delta u_B|$となる。もし間隙圧係数$B = 1$なら、$\Delta p_B = |\Delta u_B|$なので、$p'_B = p'_A$となり、掘削が$B$まで進行したにもかかわらず、土中の有効応力は変化しないことになる。すなわち、p'とq'の応力経路は**図-4.4.9**(b)の点ＡからＢ$_1$に向かって鉛直に進むことになる。実際は$|\Delta u_B|$はΔp_Bより小さいのが普通であるから、P'とq'の応力経路は**図-4.4.9**(b)のＡ→Ｂと進む。ここで掘削を止めて長期間放置すれば、土中に水が吸い込まれ負荷が減少するから、p'_Bも減少しＢ→Ｂ$_2$の応力経路を経てついにはp'_{B2}となる。この時点でＢ$_2$の点が過圧密粘土のピーク強度の破壊基準線に触れなければ、対象とする土の要素にせん断破壊は永久に生じないことになる。すなわち、対象とする土の要素は「短期的」にも「長期的」にも安定である。掘削がさらに進行して状態Ｃに達したときは、P'とq'の応力経路はＡ→Ｃとなる。この時点で負圧Δu_Cが生じているが、ここで掘削を止めて長期間放置すれば土中に水が吸い込まれ、負圧が次第に消散し、p'_{c2}となる。この時、破壊基準線に触れれば、考えている土の要素にせん断破壊が生ずることになる。この状態Ｃの段階では、土の要素は「短期的には安定」であるが、「長期的には不安定」となる。すなわち掘削（又は侵食）完了から相当に遅れてせん断破壊が生ずる。さらに、掘削を進めて状態Ｄに達したときはP'とq'の応力経路はＡ→Ｄとなる。このときも負圧Δu_Dが生じているが、P'とq'の応力経路が破壊基準線に触れているため、負圧が吸水によって消散する前に、考えている土の要素が破壊することになる。すなわち、掘削をＤまで進めれば、考えている土の要素は「短期的にも不安定」となる。ただし、斜面全体が不安定となるためには、このようなせん断破壊が斜面全体に伝播していくことが必要である*1。河川の侵食などによって、非常に長時間かけて谷地形が形成されるときは、pとqの有効応力経路はＡ→Ｂ$_2$、Ａ→Ｃ$_2$に近い経路をたどるものと考えられる。

以上、**図-4.4.1**(a)、(b)に示したように、掘削、侵食などによって斜面が形成されて、法尻部付近にせん断応力の集中が生じても、土の透水性が極めて低い場合はしばらくは負圧によって潜在すべり面に作用している平均有効主応力は、掘削前に近い状態にあるためせん断面は発達しにくいが、時間の経過とともに負圧が減少し、その結果としての有効応力の減少によってせん断強度が低下し、前述したようなメカニズムの進行性破壊が発達しやすくなる。すなわち、透水性の低い土では、進行性破壊の発達には相当の時間がかかる。スケンプトンによれば、ロンドン粘土を人工的に掘削して造成したいくつかの斜面内に、負圧が測定できるハイドロリック式の間隙水圧計を埋設して間隙圧を測定した結果、掘削後10年余を経てもまだ負圧が残っており、安定な正圧の状態になるまでには、**図-4.4.10**に示すように30～50年も経過する必要があることが分かったと報告されている*2（ただし、透水性の砂岩層や凝灰岩層との互層になっていれば、この時間はもっと短くなる）。

＊1 Chandler, R.J. (1984)：Delayed failure and Observed Strength of First-time Slides in Stiff Clays：a Review Proc. 4th Int. Symp. Landslides, Toronto, Canada, pp.19～25

＊2 Skempton, A.W. (1977)：Slope Stability of Cuttings in Brown London Clay, Special Lectures Vol.3., 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, pp.22～25

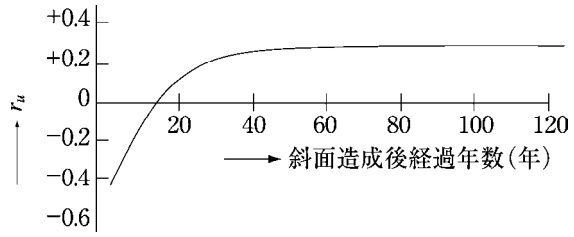


図4.4.10 茶褐色ロンドン粘土中に造成された人工斜面中の間隙水圧比r_u（平均値）の時間による変化（間隙水圧計埋設深６m以上）

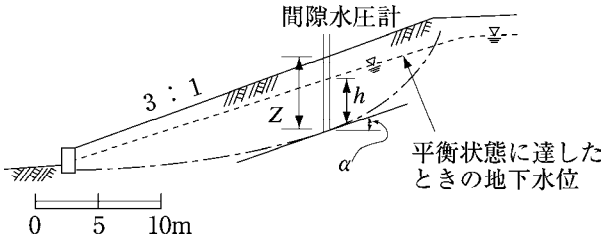


図4.4.11 茶褐色ロンドン粘土中に造成された人工掘削面と間隙水圧比の一例

イ．具体的事例・その２（過圧密粘土の地山を掘削して形成した斜面に、人為的に初生地すべりを発生させた、1987年８月から1989年７月にかけて行われた現場実験例[*1])

英国ハンプシャー州・セルボーンの東４kmの煉瓦用粘土採取場で、ゴールト粘土(Gault clay, 中生代白亜紀の高過圧密粘土（Heavily overconsolidated clay)）の自然斜面（**図-4.4.12**の破線で示す）を、幅約25mにわたって掘削し、高さ1.5m毎に狭い小段を設けた２割勾配の斜面を計６段造成し（総高：９m、**図-4.4.12**の実線で示す)、掘削と間隙水圧の上昇に伴う斜面の変形とすべり面発達の過程を観測した。

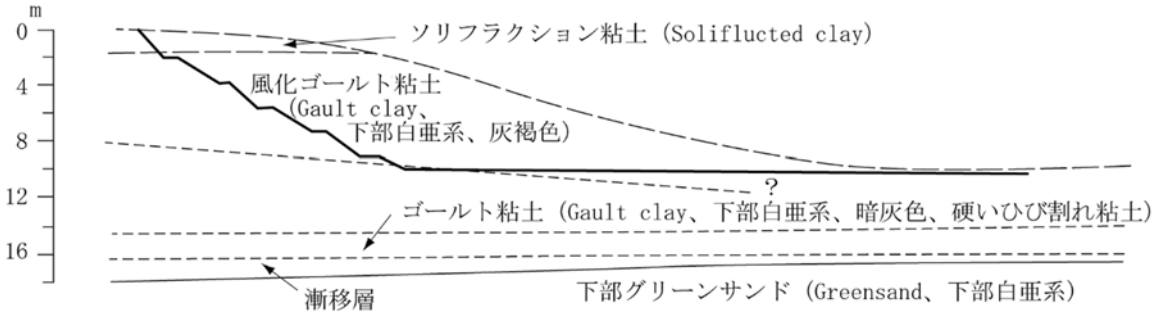


図-4.4.12 実験斜面と地質断面

実験結果を一般に実務で用いられている二次元の斜面安定解析法で検討するのに都合がよいように、幅25mのこの切土斜面の両側に幅60cmの深い溝を掘り、低摩擦板を二重に入れて地山から切り離し、三次元すべりではなく、二次元平面ひずみ条件下での地すべりになるようにした。

＊1 Cooper, M.R. et al. (1998) : The Selborene cutting stability experiment, Geotechnique 48, No.1, pp.83～101

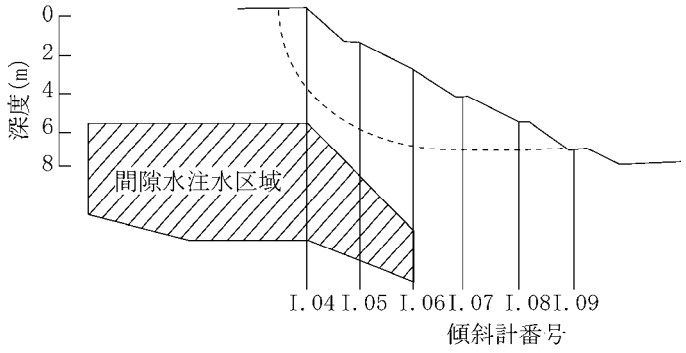


図-4.4.13 セルボーンの切土斜面、注水区域及び傾斜計配置状況

変形の計測は、**図-4.4.13**に示すように、斜面沿いに設置した傾斜計（I.04～I.09）や地表面変位計などによって行った。

1987年９月末までに切土による斜面の造成と観測計器の設置を完了し、間もなく観測を開始した。その後約400日間にわたって斜面の変形観測を継続した後、1989年１月１日（この日を観測の基準日としている）から注水区域（**図-4.4.13**の斜線部）に有孔スタンドパイプを通じて、徐々に注入圧を上昇させながら注水し、初生地すべりを誘発した。

図-4.4.14のI.09の傾斜計の変形量から明らかなように、斜面の造成終了直後（観測基準日から約400日前）、斜面の法尻部で局所的すべり面が（この時点での斜面の安全率は1.26より大きいにもかかわらず）すでに発生している。

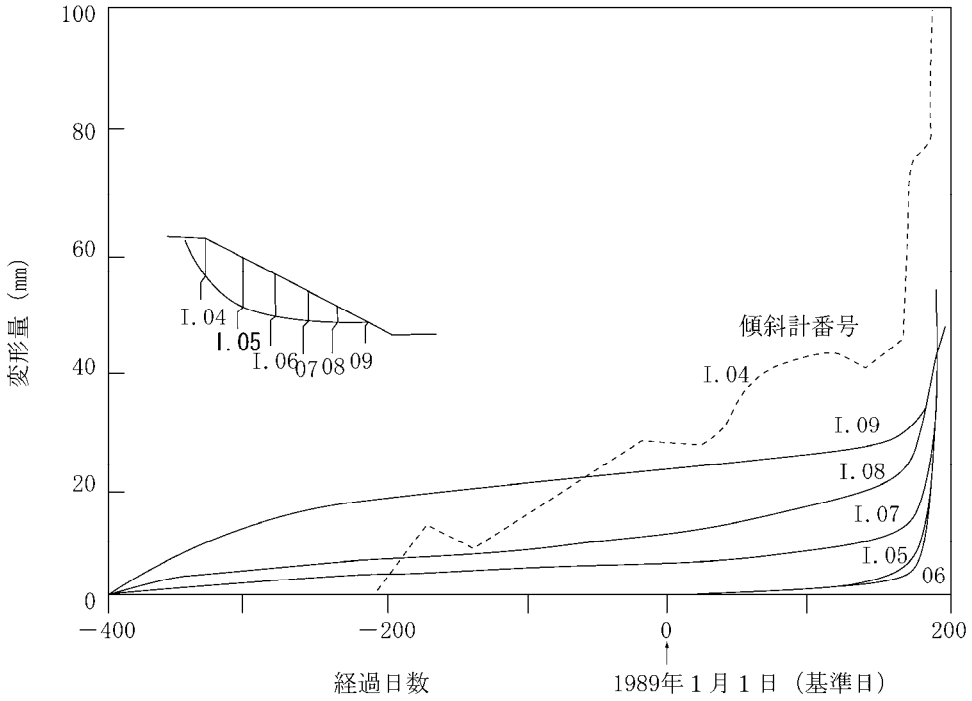


図-4.4.14 傾斜計設置地点の変形量と経過日数

また、**図-4.4.15**(c)から分るように、基準日から171日前（この日を測定時Bとしている）に、傾斜計I.09の隣の、傾斜計I.08の深度２mの点でも明らかに局所的すべり面が発生している。

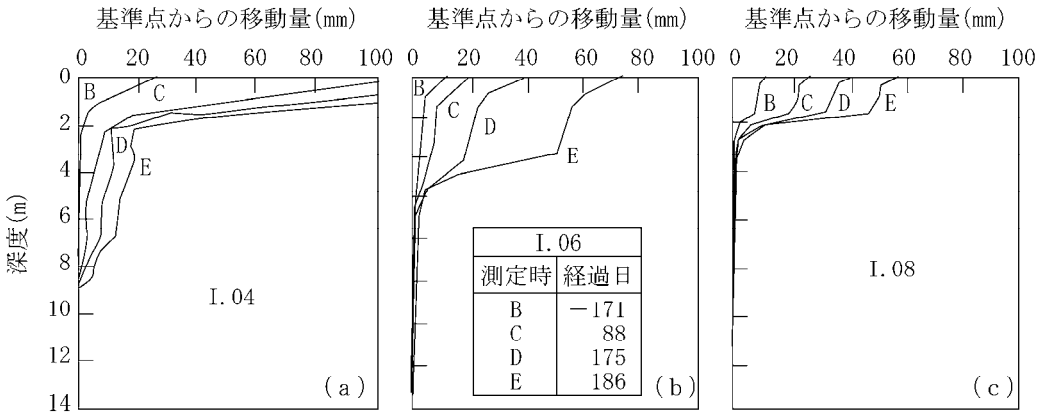


図-4.4.15 傾斜計計測による種々の経過時間における斜面の変形進行状況

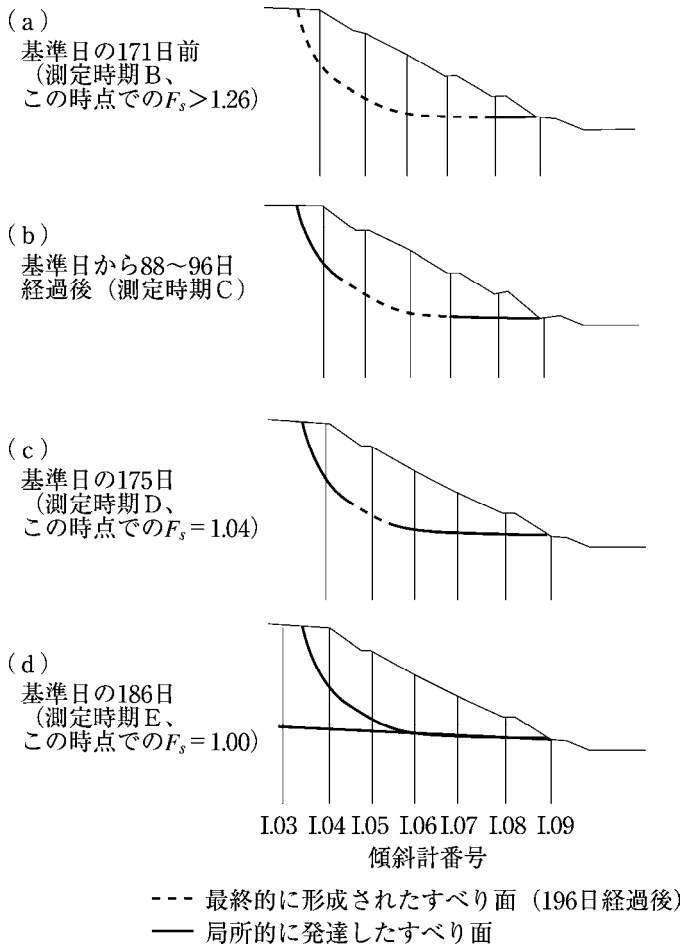


図-4.4.16 進行性破壊によるすべり面の発達状況

図-4.4.16(a)の太い実線が局所的すべり面発生の初期の様子を表している。

測定時C、すなわち注水を開始した基準日から88～96日経過後の時点では、斜面中央部の傾斜計I．06は**図-4.4.15**(b)から分るように全体的に傾いているだけですべり面の局所化はまだ生じていないが、**図-4.4.15**(a)や**図-4.4.15**(c)から明らかなように、斜面頂部の傾斜計I.04や斜面法尻部の傾斜計I.08では約２mの深さですべり面の局所化が生じている。**図-4.4.16**(b)の太い実線はこの様子を表している。

測定時D、すなわち基準日から175日経過後では**図-4.4.15**(a)、(b)、(c)及び**図-4.4.16**(c)に示すように、傾斜計I.05以外のすべての傾斜計ですべり面の局所化が明瞭である。

測定時E、すなわち基準日から186日経過後ではすべり面が全体的に生じており、この10日後に初生地すべりが発生している。

この時点では、法尻部付近に最初に発達したほぼ水平のすべり面はすでに４mぐらい移動していたので残留強度になっていたと思われるが、すべり面全体の平均的せん断強度はほぼ完全軟化状態になっていたことが、安定解析（Janbu法）による逆解析で示されている。

また、この時点で、**図-4.4.15**(a)に示す傾斜計I.04の変位曲線Eからも分かるように、深さ約２mの浅いすべり面の下約４mの位置に、新たなすべり面が発生し始めていることが観測されている。斜面背後の地山中に設置した傾斜計1，2，3なども**図-4.4.17**に示すようにほぼ同じ深さでの局所的な変形を示しており、この新たなすべり面は、ほとんど水平に、地山の奥に向かって斜面の高さ程度の距離だけ生じていることが分かる。すなわち初生地すべりが発生した時点で、すでに次の地すべりの準備が始まっていることが分かる。

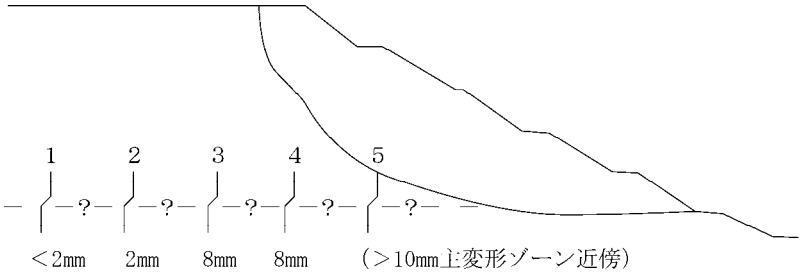


図-4.4.17 傾斜計による２次変形（新たなすべり面の発生）の観測結果

初生地すべりのすべり面は、前掲の**図-4.4.1**や**図-4.4.4**(a)、(b)に示したように、進行性破壊によって発達するであろうと、これまでも推定されてはいたが、上記の現場観測結果は、これを具体的に実証したものであり、極めて貴重な観測成果である。

また後掲の**図-4.4.28**(c)で示すように、過圧密粘土、泥岩ではせん断作用を受けると、同図の①～②の過程で、せん断層がダイレイタンシーにより体積膨張を生じ（このとき間隙水圧の増分は負となる）、吸水軟化して完全軟化状態に達する。この現場実験でも注水領域の間隙水圧を人工的に上昇させて地すべりを誘発させる過程で、すべり面のせん断層は斜面崩壊が近づくにつれ、吸水膨張するため、層中の間隙水圧は減少していることが、**図-4.4.18**に示すように確認されている。すべり面近くの間隙水圧の分布はかなり複雑なので、同図では間隙水圧の変化を平均の間隙水圧比$r_u=u/(\gamma_t h)$（ただし、uは間隙水圧、γ_tは土の単位体積重量、hは間隙水圧計の設置深さ）で表している。

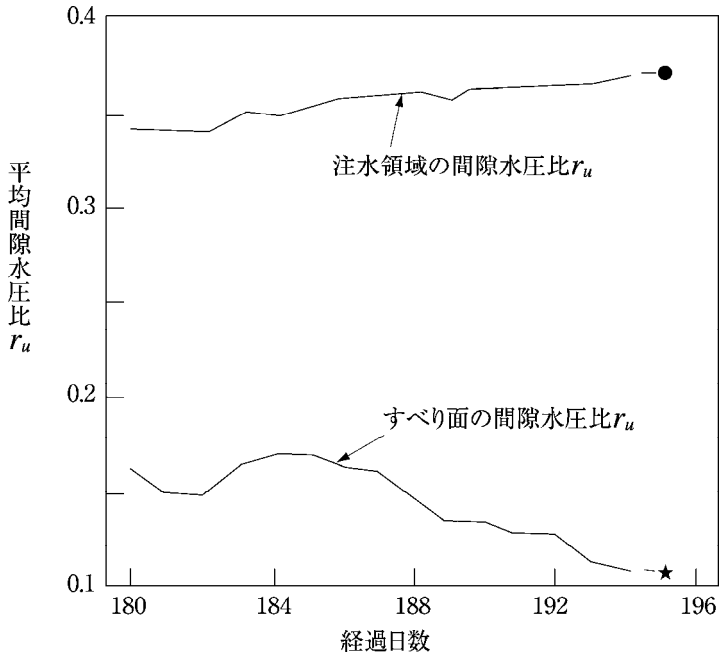


図-4.4.18 基準日からの経過日数180日目から196日目の地すべり発生日までの間隙水圧比r_uの変化

また、地すべりが生じた後に掘削した調査立坑での観察によると、末端部近く（傾斜計I.08前後）のすべり面は光沢のある、強い擦痕のついた一枚の鏡肌面に、また上方部（傾斜計I.04近傍）のすべり面はすべりによる擦痕はあるが鏡肌はほとんど認められない厚さ２㎜程度のごく薄いせん断層になっていた。それに対し、すべり面中央部付近（傾斜計I.05～I.06の前後）では岩片を含む乱された粘土からなる厚さ20㎜程度のせん断層になっていた。すなわち、せん断層（シヤ・バンド）の厚さはすべり面の場所によって異なっていたと報告されている。これも極めて貴重な観察結果である。

以上は掘削により比較的短い期間で斜面を造成したときの、すべり面発達過程の例であるが、自然界においては、河川侵食や海岸侵食によって、数十万年～数百万年の時間をかけて斜面が形成され、それに伴って進行性破壊によってすべり面が発達し、地すべりが生じているものと考えられる。

⑵ ひずみ軟化を示さない延性材料で構成されている地山中での初生地すべり

ひずみ軟化をほとんど示さない延性材料で構成されている斜面で生ずる初生地すべりも、法尻部付近での応力集中部からまずせん断破壊が始まり、これが逐次斜面全体に拡大していくものと考えられる。しかし、ひずみ軟化型の脆性材料の場合と異なり、せん断破壊された後も、せん断面での強度は、ひずみ軟化を示さないため、ピーク強度に近い値を保っている。したがってせん断面の形成が終わり、すべる寸前の状態になった時のすべり面に沿ってのせん断強度は、依然としてほぼ最大せん断強度の値を保持しているものと考えてよいであろう。したがって、このような材料から構成されている均質な地山に斜面が形成された時に、安定解析は、ピーク強度を用いて行うことができる。

ア．具体的事例*1

農道建設に伴うマサ土の切取り斜面が、集中豪雨の時に円弧状に崩壊した事例を**図-4.4.19**に示す。

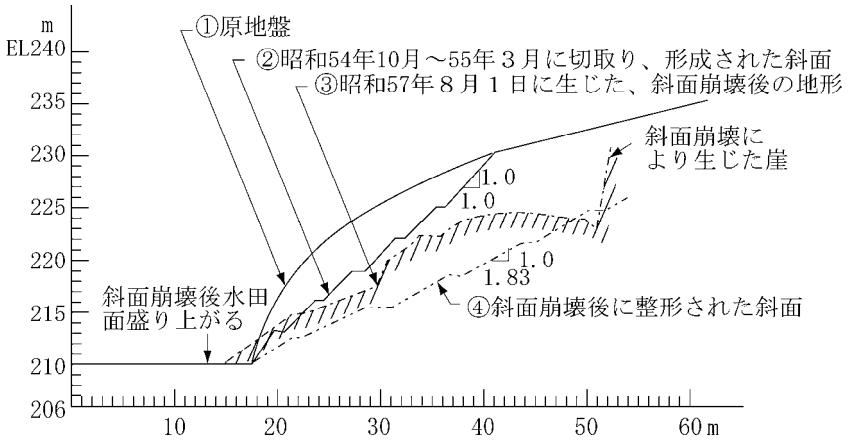


図-4.4.19 斜面崩壊前後のマサ土斜面

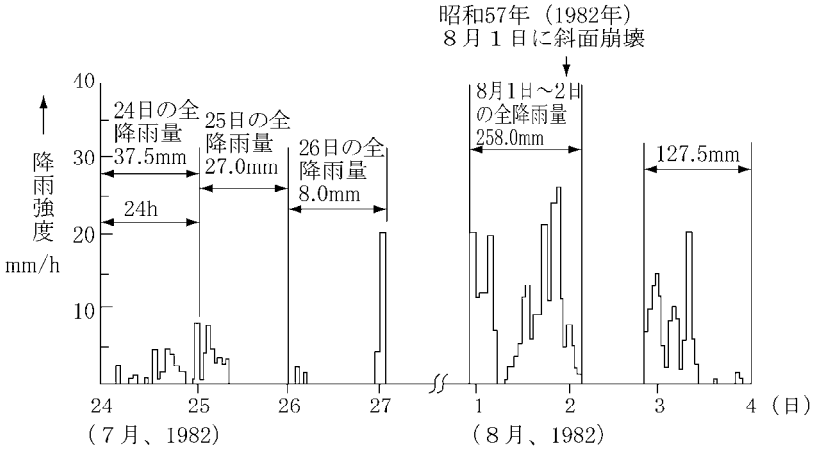


図-4.4.20 昭和57年（1982年）７月31日～８月１日にかけて台風10号によってもたらされた集中豪雨

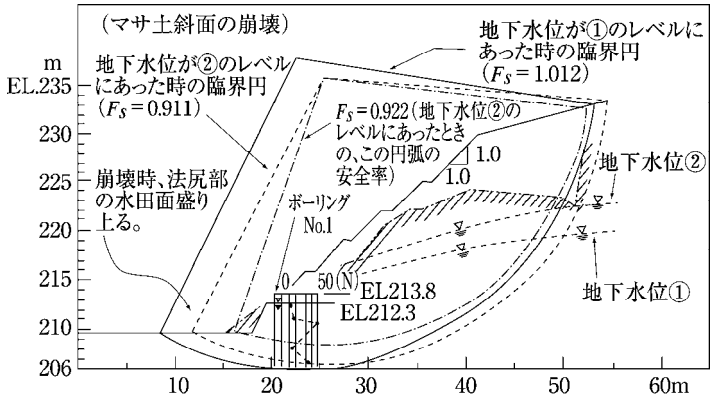


図-4.4.21 種々の地下水位の位置のときの臨界円とその安全率及び崩壊後行ったボーリングNo.1中でのN値測定値

＊1 仲野ら（1984）：マサ土の浸水時及び非浸水時の力学特性と、農地造成に伴って形成された斜面の安定問題、岐阜大学農学部研究報告、48

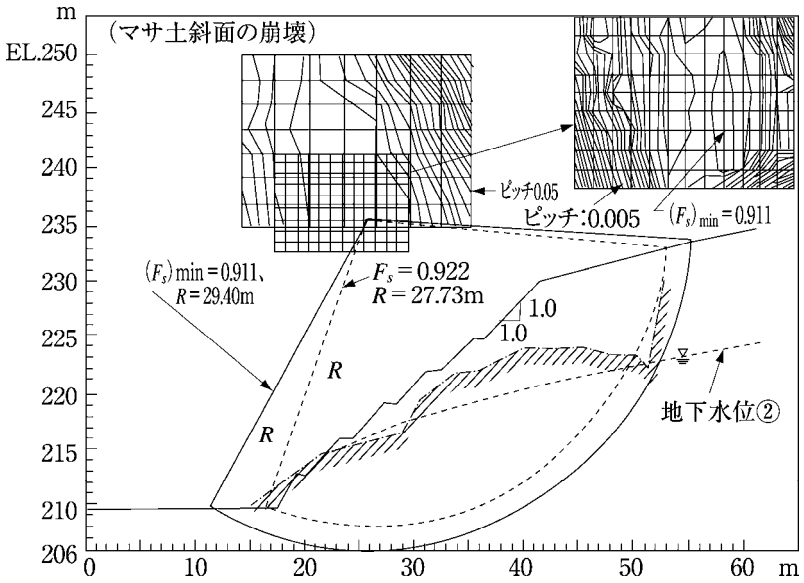


図-4.4.22 地下水位が②の位置にあった時の種々の円弧すべり安全率の等高線と最小安全率の円弧（臨界円）（最小値から２番目の安全率の円弧も示す）

図-4.4.19中の①の矢印で示す急勾配の自然斜面を農道建設のために②の矢印で示すように、昭和54年10月から55年３月にかけて１：１の勾配で切取ったところ、昭和57年に至り、７月から８月にかけて**図-4.4.20**に示すような集中豪雨に見舞われて崩壊し、③の矢印で示すような形になった。崩壊部の上方に急崖が生じ、また法面下端部の水田が盛上がったことから、円弧状のすべり面によって崩壊したことは明らかである。この急崖部から採取した乱さないマサ土の有効応力表示の強度定数c_d＝19kPa、ϕ_d＝20°を用いて、種々の地下水位の場合についてBishop法により安定解析を行い安全率を求めたところ、**図-4.4.21**、**4.4.22**に示すようになった。すなわち、地下水面がこれらの図中に示す①～②の程度にまで上昇すれば、すべりが生ずることが分かる。なお、地すべり後、ボーリングにより試料を採取するとともにN値を測定したところ、**図-4.4.21**に示すように、N値が非常に低く、含水比が高くなっている部分があり、最小安全率の円弧はほぼこの部分を通っている。これは、地すべりによるせん断ゾーンの形成によりマサ土が乱され、ダイレイタンシーにより吸水軟化したためと考えられる。また最小安全率を与える円弧は**図-4.4.21**、**4.4.22**から分かるように、急崖部を通って水田の盛上り部で終わっており、実際の円弧と極めて近似している。この斜面を構成している乱さないマサ土について行った圧密排水三軸圧縮試験及び一面せん断試験の結果は、**図-4.4.23**、**4.4.24**、**4.4.25**、**4.4.26**に示すとおりであり、ほとんどひずみ軟化特性を示さない。一般に最大せん断強度を用いて描いたモール・クーロンの破壊基準線から得られるせん断強度定数c_d、ϕ_dを用いて行った安定解析がほぼ実際のすべりを説明し得る結果となるのは、ひずみ軟化特性をほとんど示さない土であったためと考えられる。土質は異なるが、Sevaldsonはノルウェー・オスロのLodalenの地すべりについて、同じような結論を得ている。*1

＊1 Sevaldson, R.A. (1956) : The slide in Lodalen. October 6 th 1954. Geotechnique. 6. pp.1～16

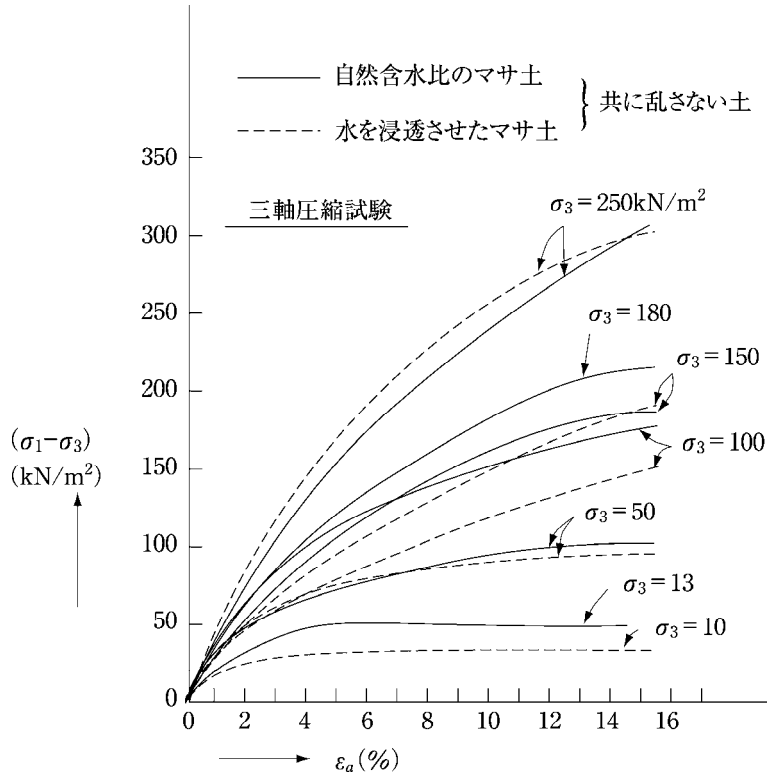


図-4.4.23 マサ土斜面から採取した「乱さないマサ土」の圧密排水三軸圧縮試験時の軸差応力－軸ひずみ曲線

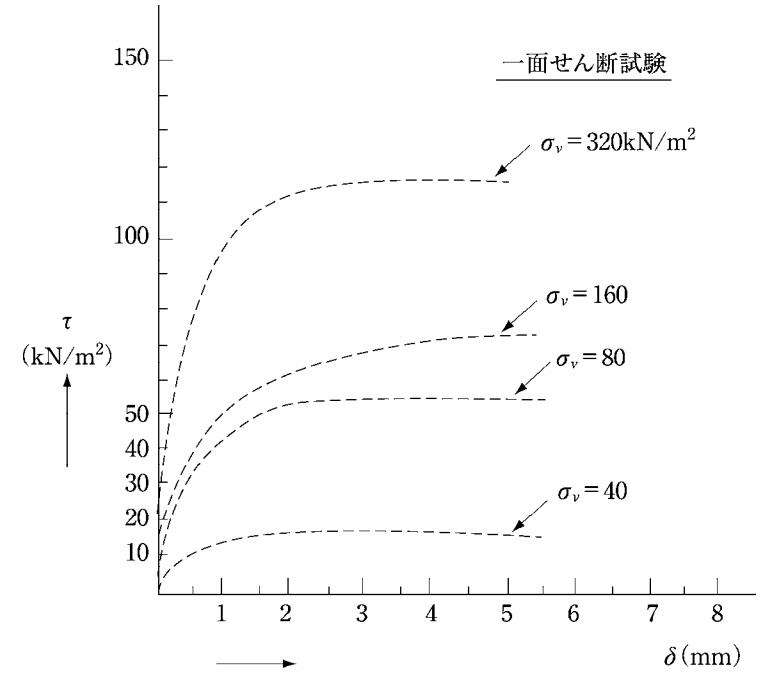


図-4.4.24 マサ土斜面から採取した「乱さないマサ土」の圧密排水一面せん断試験時のせん断応力－せん断変位曲線

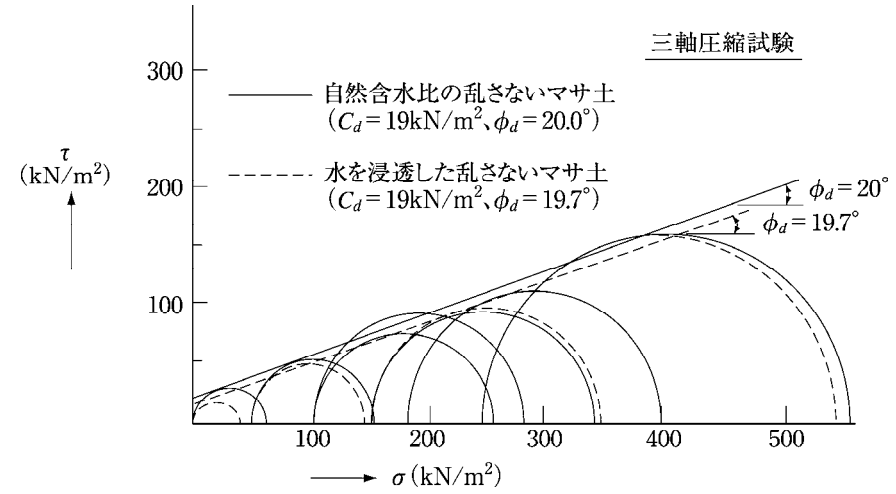


図-4.4.25 乱さないマサ土の圧密排水三軸圧縮試験によるモール・クーロンの破壊基準線

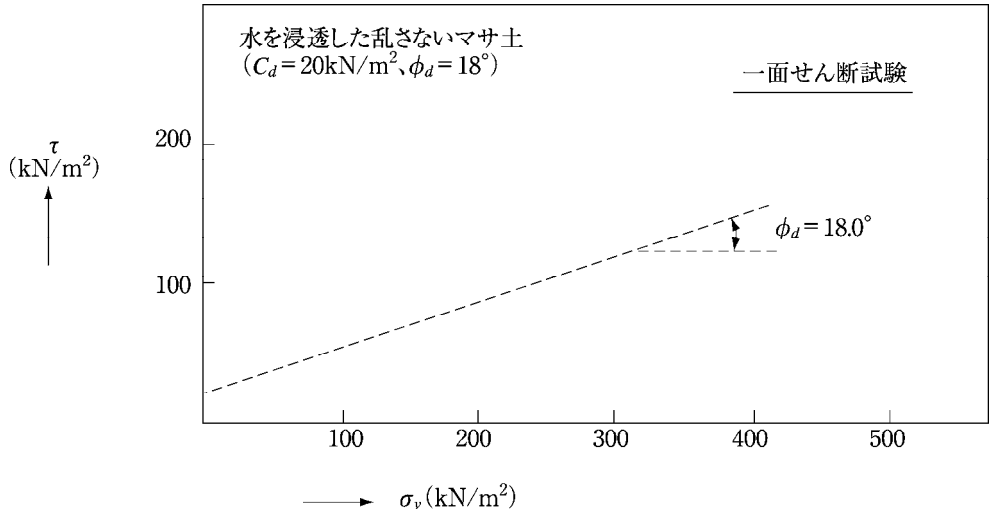


図-4.4.26 乱さないマサ土の圧密排水一面せん断試験によるクーロンの破壊基準線

⑶ 地質的弱面（断層面など）に沿っての初生地すべり

断層作用や褶曲作用によってもせん断ゾーンやすべり面が生ずる。したがって、このような弱面が斜面の法尻部に露出され、かつ、その弱面が斜面に向かって傾斜しているような場合は斜面はすべりやすくなる。また、このような原因で生じた初生地すべりが、その後侵食の進行や人工的掘削によって、再活動地すべりとして地すべり活動を再開する場合も多い。断層部が軟弱化ゾーン又は面であっても、断層の成因やその移動量によって明瞭な鏡肌様の連続したすべり面が生じていないことがある。このような場合には、せん断ゾーン中の粘土強度を完全軟化強度として取扱い解析するとよいであろう。また、明瞭な鏡肌様のすべり面が生じている場合には、残留強度を用いて解析するとよい。いずれの場合においても、浅い地すべりでは$c_d \fallingdotseq 0$とおいてよく、弱面の位置が分かっていれば安全率F_s＝0.95～1.00として、逆算によってϕ_dを求めることが可能である。

4.1.2 再活動地すべりのメカニズム

初生地すべりによって崩壊して一旦安定した状態に達した斜面が、人工的掘削や侵食の進行によって再び旧すべり面に沿ってすべり出すとき、これを「再活動地すべり」と呼ぶ。

河川の侵食は長年にわたって進行するので、初生地すべりにより弱面が発達した斜面は、すべりを繰返すこととなる。このような地すべりのすべり面に沿っての累積移動量は、初生地すべりの場合と異なり、相当に大きなものとなっているはずである。したがって、すべり面に沿っての強度は「残留強度」にまで低下しているものと考えてよいであろう。昔からたびたびすべっていると考えられる地すべり面の強度は残留強度 $\tau_r = c_r + \sigma' \tan\phi_r$（一般に$c_r$はかなり小さく、実際上$c_r \fallingdotseq 0$）になっているものとして安定解析をしてよいものと考えられる（ただし、ϕ'が小さいときは$c_r \fallingdotseq 0$としてよいが、ϕ'が大きくなるとc_rは無視し得ない程度の値になる場合もあるといわれている）。

「地すべりの多発地帯」の地すべりは、一般にほとんどが「再活動地すべり」である。実際には侵食のされ方や人工的掘削の形状によって、すべり面の一部は旧すべり面を、一部は新たに初生すべり面として形成された新すべり面を通ることもあり得る。このような場合には、旧すべり面に沿ってのせん断強度は「残留強度」を、新すべり面に沿ってのせん断強度は「完全軟化強度」をとるべきであろう。

4.2 地すべり母岩の生成過程とその力学特性

4.2.1 第三紀層地すべり母岩の生成過程とその力学特性

⑴ 母岩生成過程と完全軟化強度、残留強度に関する概説

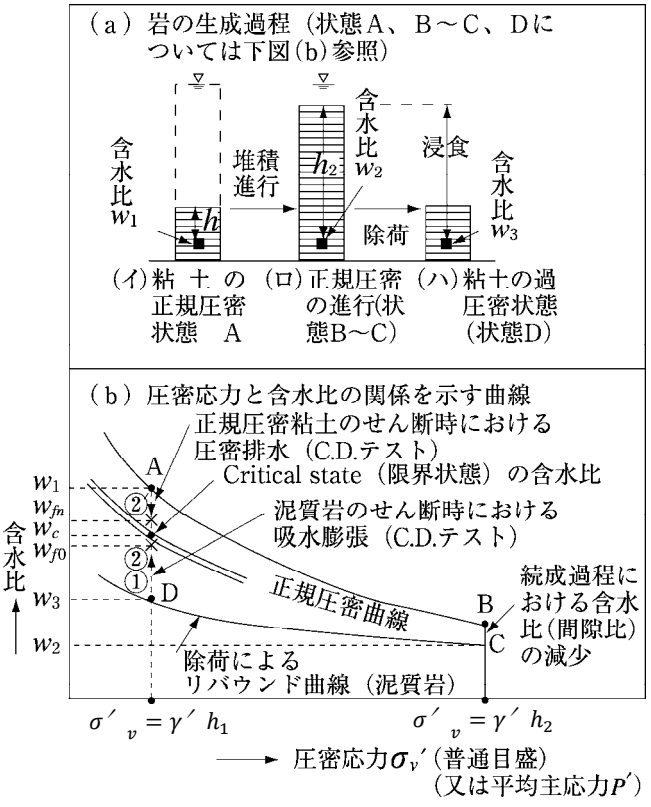


図-4.4.27 泥質軟岩の生成過程と圧密－含水比曲線

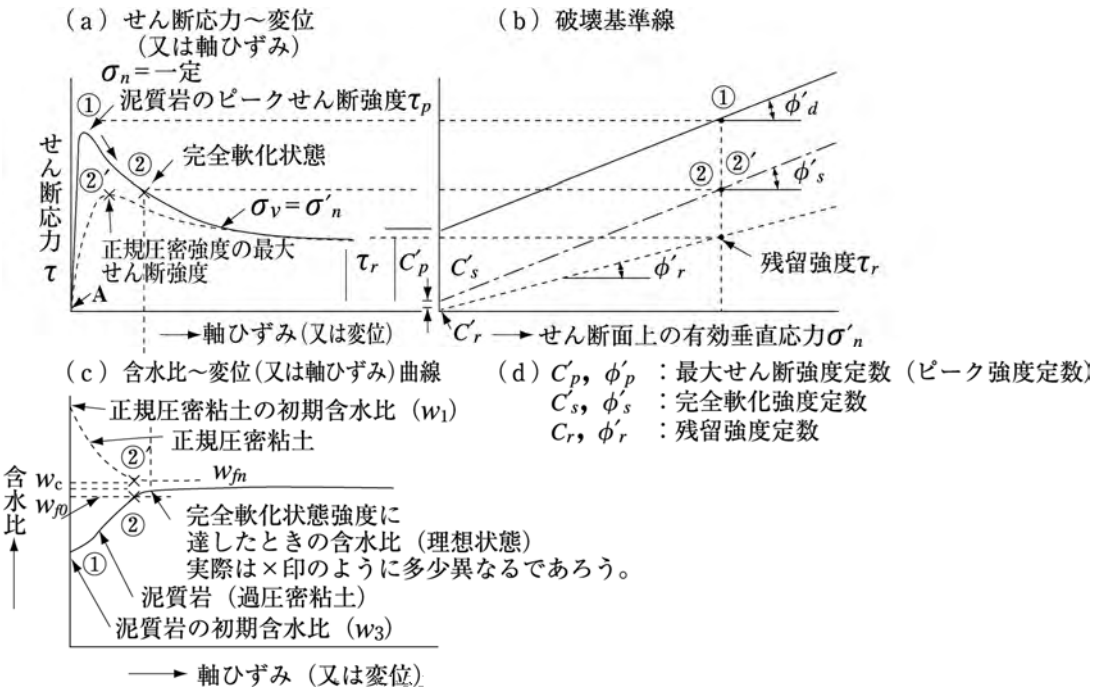


図-4.4.28 泥質軟岩又は過圧密粘土のせん断特性*1、*2

第三紀層地すべりの母岩である泥質軟岩（泥岩、頁岩など）の生成過程を、**図-4.4.27**(a)に模式的に示す。**図-4.4.27**は、粘土粒子が水中に非常に厚く堆積し、自重によって圧密された後、隆起現象などによって水面上に上昇し、その後、さらに侵食作用により上載荷重が除去され、現在の過圧密の状態に至ったことを示している。たとえば、新第三紀の時代に水中で堆積が進行している状態（すなわち「正規圧密の状態」）で、堆積土の表面から深さh_1だけ下にある土に鉛直方向に作用している有効応力は$\sigma v=\gamma' h_1$である（ここでは$\gamma'=\gamma_{sat}-\gamma_w$）。又は、この圧密応力に対応して含水比は$w_1$の状態にある。この正規圧密状態を**図-4.4.27**(a)では状態Ａで表している。この状態にある粘土で「圧密排水せん断試験」を行えば、**図-4.4.27**(b)にＡ→②'で示すように、せん断中に水は絞り出され、状態②'に達してピーク強度を示す。**図-4.4.28**(a)のＡ→②'はこの過程の、せん断応力－軸ひずみ（又は変位）曲線を表している。この状態に達した後は、土はその含水比をほとんど変えずに、すなわち体積をほとんど変えずに「塑性流動」をする。

したがって、この状態はロスコー等の言う「限界状態（critical state)」*3にあり、その強度は「限界状態の強度」である。侵食によって過圧密状態となった「泥質岩」は**図-4.4.27**(a)（ハ）の状態Ｄにあるが、状態Ａの深さh_1と同じ深さにある泥質岩の含水比w_3は状態Ａのh_1の深さの含水比w_1よりはるかに小さい。しかし、これが鉛直応力$\sigma_v=\gamma'\cdot h_1$の下で、かつ体積変化を許された状態、すなわち、「圧密排水（ＣＤ）状態」（しかし実際は「吸水膨張状態」）でせん断されると、続成作用中に形成された土粒子間の結合物質などが破壊され、かつ、せん断に伴う体積増加、すなわち、ダイレイタンシー（dilatancy）により、**図-4.4.27**(b)の状態Ｄから②に至るまで「吸水

＊1 Skempton, A.W. (1970)：First-time slides in overconsolidated clays, Technical Notes, Geotechnique, 20, 3, pp.320～324
＊2 仲野（1980)：軟岩をめぐる諸問題－泥岩の力学特性、土と基礎、28、7,pp.1～10
＊3 Schofield and Wroth (1968)：Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, London

膨張」が行われる。

この過程で応力－軸ひずみ（又は変位）曲線は**図-4.4.28**(a)に示すように、最大せん断強度①を通過する。状態②に達した時の含水比は、同じ鉛直荷重で正規圧密した粘土を圧密排水せん断試験した時のピークせん断強度のときの含水比より、わずかに小さいが両者はほぼ等しい。泥質岩のような過圧密粘土が、この状態に達した時の強度をスケンプトンは「完全軟化強度（fully softened strength)」と呼んだのである*1。したがって、これはほぼロスコー等の言う「限界状態」の強度に等しいことになる（モンモリロナイトやカオリナイトのような板状の粘土鉱物を多量に含有する粘土では、完全軟化強度は残留強度と等しくはない)。

また、せん断されて降伏すれば泥質岩がその続成作用の過程で受けた過圧密の履歴の影響が消え失せてしまい、最初の堆積時の正規圧密状態の時の強度にもどってしまうのであるから、完全軟化強度は、いわば「過圧密粘土の正規圧密強度（normally consolidated strength of an overconsolidated clay)」といってもよい。

さらにせん断変形を進行させると土のせん断強度は徐々に低下し、ついにはほぼ一定の値の「残留強度 τ_r」に到達する。このときには明瞭な鏡肌がせん断面に沿って生じているのが普通である。泥岩質の応力－軸ひずみ（又は変位）曲線は、**図-4.4.28**(a)に示すようなものであり、「完全軟化強度」は強度が低下する途中に生ずるので、その位置を決めるのが困難である。そこで、泥岩をすりつぶして加水しスラリー状態にしてから、これを正規圧密した後、排水せん断をした時のピーク強度を求め、これを「完全軟化強度」とすることが便利であり、実務上一般に行われるようになってきている。なお、以上で述べた「せん断に伴う排水や吸水及びそれに伴う体積変化」は、通常の一面せん断試験機や三軸圧縮試験機を用いる試験では試験中に生ずるせん断面の近傍のごく狭い範囲（せん断ゾーン）にしか生じないことに留意する必要がある（**図-4.4.29**(a)、(b)参照)。

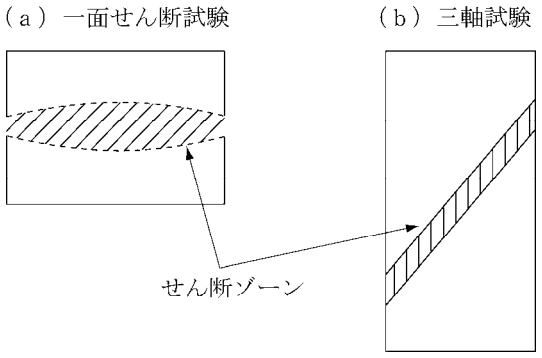


図-4.4.29 せん断中に排水や吸水、体積変化等の生ずる範囲

⑵ 地すべり面（層）の特徴と断層粘土の力学特性に関する観察、実測例

泥岩のような過圧密粘土がせん断応力によって破壊し塑性流動をする時、過圧密圧力より低い圧力下では、**図-4.4.30**に示すような、正のダイレイタンシーを生じ、吸水膨張を生ずる。その具体例として、新第三紀鮮新世の泥岩を非水浸状態で一面せん断した時のせん断面の部分と、その上下の部分の土の含水比の分布状態を**図-4.4.31**に示す。これは、せん断時にせん断面に沿ってご

＊1 Skempton, A.W. (1970)：First-time slides in overconsolidated clays, Technical Notes、 Geotechnique, 20, 3, pp.320～324

く薄い層が正のダイレイタンシーによってその体積を増加するとともに、その上下の泥岩の間隙中にもともと含まれていた水が絞り出され、吸引されたためと考えられる。このような現象は実際の地すべりのすべり面近傍でも観察されている。**図-4.4.32、4.4.33**に日本及び外国での実測例を示す*1、*2。

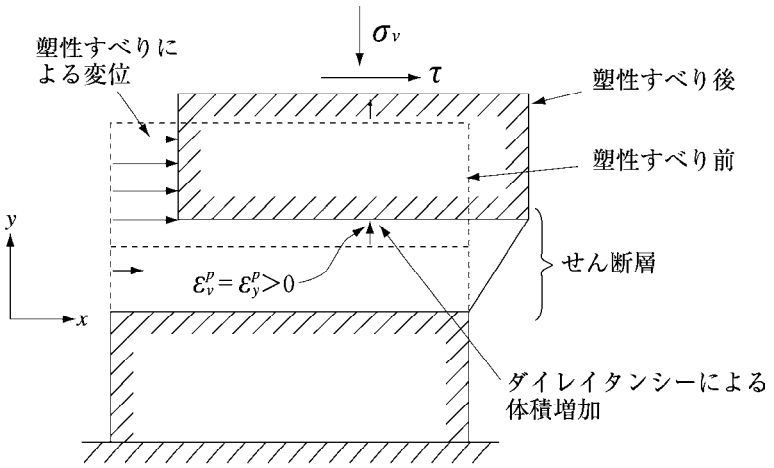


図-4.4.30 塑性すべりに伴うせん断層の体積増加
（正のダイレイタンシー）（二次元平面ひずみ応力状態での例）

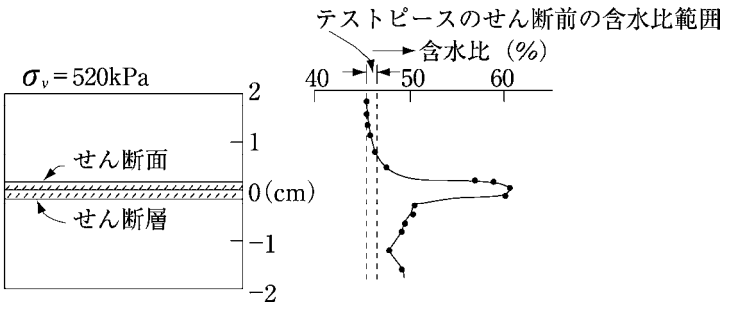


図-4.4.31 能代泥岩の一面せん断層の含水比*3

＊1 Skempton, A.W. (1970)：First-time slides in overconsolidated clays, Technical Notes, Geotechnique, 20, 3, pp.320～324

＊2 大平、仲野 (1964)：第三紀層地すべり粘土のレオロジー的性質に関する研究、農業土木試験場報告、2、pp.469～507

＊3 Nakano, R. (1979)：Geotechnical Properties of Mudstone of Neogene Tertiary in Japan with Special Reference to the Mechanism of Squeezing Swelling Rock Pressure in Tunneling, Proc. of Int. Sym. on Soil Mechanics in Perspective (Oaxaca, Mexico), March, Session 2, pp.75～92

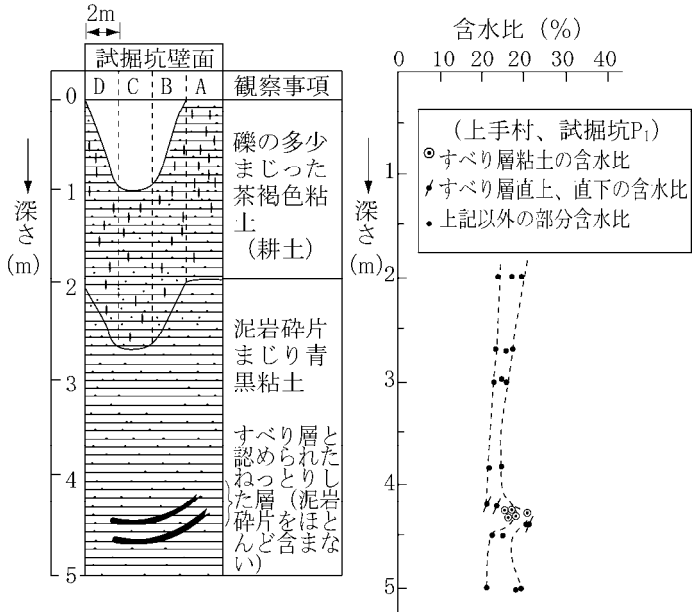


図-4.4.32　長野県北安鼻郡小谷村字上手村の地すべり地の試掘坑で観察した土層断面と含水比分布*1

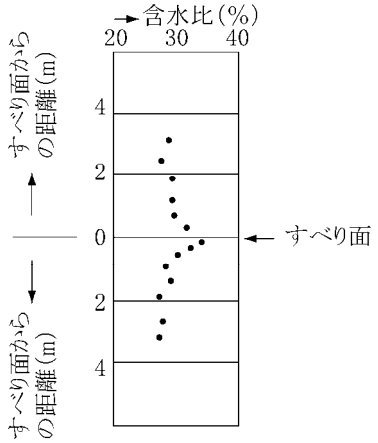


図-4.4.33　すべり面近くの含水比分布（Northolt地すべりの一例）*2

なお、このようなすべり面ができるときの、すべり面の発達過程を子細に観察すると、**図-4.4.34**に示すようになるとチャレンコは指摘している（これは、一面せん断試験のスケールから大規模な断層作用によるせん断のスケールまで同様であるといわれている）*3。事実、地すべり地の試掘坑内で発見された鏡肌状のすべり面を十分注意深く追跡しても突然消えてしまい、試掘坑のような狭い範囲でさえ連続しておらず、かつすべり面の向きが全体の地すべりの向きと必ずしも一致していないことがしばしばあると報告されている。これは、リーデルせん断面やスラストせん断

＊1　大平、仲野（1964）：第三紀層地すべり粘土のレオロジー的性質に関する研究、農業土木試験場報告、2、pp.469～507

＊2　Skempton, A. W.（1977）：Slope Stability of Cuttings in Brown London Clay, Special Lectures Vol.3, 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, pp.22～25

＊3　Tchalenko, J.S.（1970）：Similarities between shear zones of different magnitudes, Geological Society of America Bulletin, 81, pp.1625～1640

面に相当するものが多数存在するためと思われる。したがって「すべり層」と一口にいっても、子細に見ればかなり複雑なすべり面の集合体であることに留意する必要がある。

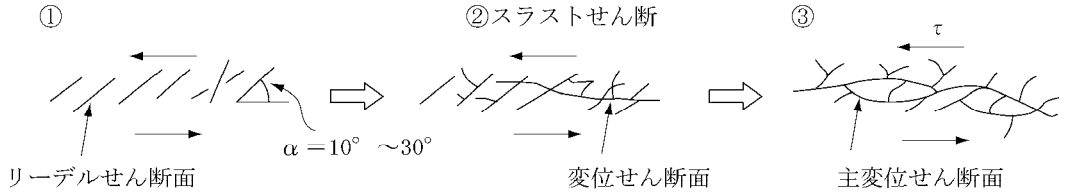


図-4.4.34 せん断変形の進行に伴うせん断面の発生過程

前述した新第三紀鮮新世の泥岩中に建設された農林水産省東北農政局能代開拓建設事業所の能代第４号水路トンネルの切羽（土被り約25m）で観察された断層粘土の自然含水比は、**図-4.4.35**に示すように49～55％であったが、これはこの泥岩粉末をスラリー状にしてから正規圧密した後、圧密排水試験を行って得た完全軟化状態の含水比－圧密応力曲線上（**図-4.4.36**参照）にあったと報告されている。*1、*2（ただし、この場合横軸は対数目盛をとっている。）

このような実験、実測事実は断層粘土はほぼ「完全軟化強度」になっていたことを示していると考えられる。

図-4.4.36、**図-4.4.37**を用いて、能代第４号水路トンネルの地山の泥岩が断層作用を受けて完全軟化状態の強度の含水比にいたるまでの経過を次のように説明することができよう。すなわち、粘土が今考慮しているある深さの点（**図-4.4.37**のトンネルの位置）から（h_1+h_3）m上まで堆積（**図-4.4.37**の状態Ａ）した後、侵食作用を受けて同図の状態Ｂにいたった時、断層作用を受けてダイレイタンシーにより吸水膨張して含水比が増加、その後さらに侵食されて上載荷重が減少したために、**図-4.4.36**で「状態Ｂ→Ｃ」として示すように、さらに吸水膨張し現在の完全軟化状態にいたったと考えることができる。**図-4.4.36**は状態Ａ、Ｂ、Ｃなどの、それぞれの状態のときの含水比wと土被りによるトンネルの位置での鉛直応力との関係を示している。

なお、**図-4.4.38**は、この能代４号水路トンネルの切羽で採取した泥岩及び断層粘土の乱されない試料の三軸圧密試験時の応力－ひずみ曲線である。泥岩は顕著なひずみ軟化特性を示しているが、「断層粘土」は、その過圧密の履歴の影響を全く失っているため、「ひずみ軟化特性」を示さず「完全軟化状態」にあることを示している。

＊1　仲野（1980）：軟岩をめぐる諸問題－泥岩の力学特性、土と基礎、28、7、pp.1～10
＊2　Nakano, R.（1981）：On the Mechanism of Swelling Rock Pressure on Tunnels driven through Mudstone, Proc. Int. Symp. on Weak Rock, Tokyo, pp.1007～1012

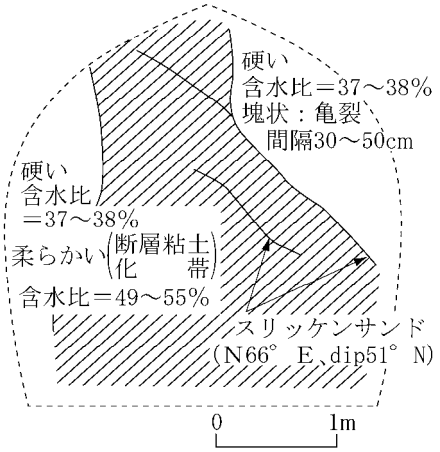


図-4.4.35　能代第４号水路トンネル上坑口より130m地点での切羽の状況

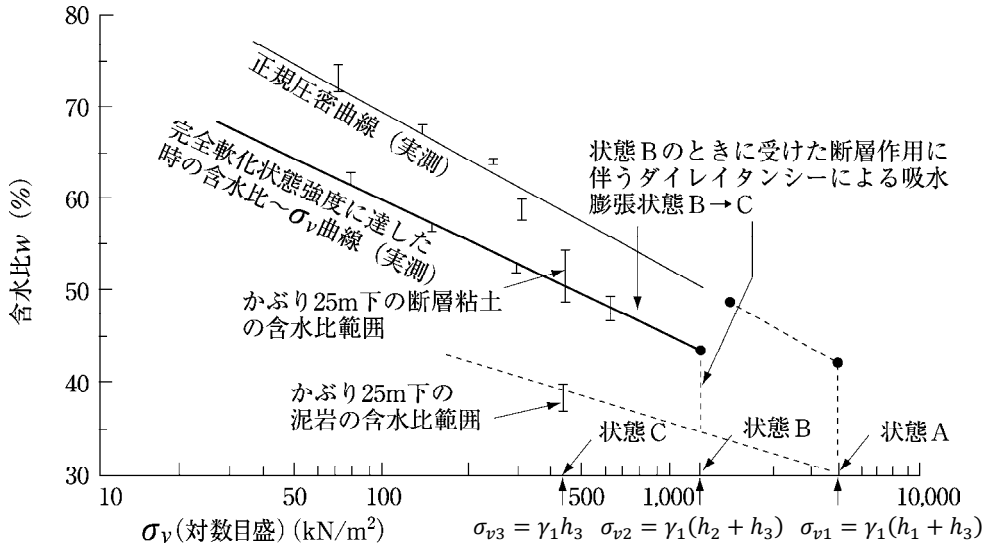


図-4.4.36　能代泥岩粉末スラリー状態の正規圧密曲線と圧密排水せん断後の含水比曲線（≒完全軟化状態曲線）（実線部は実測、点線部は推定）

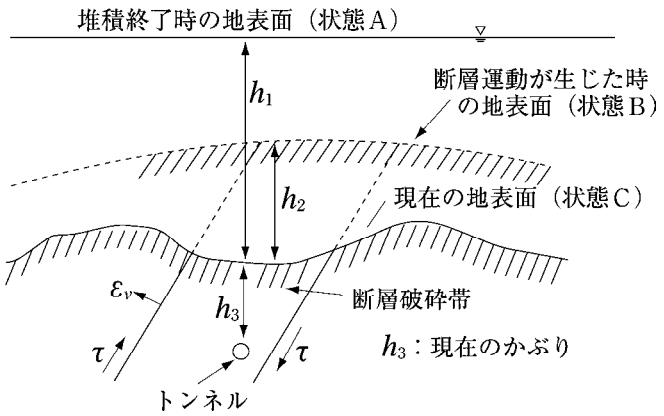


図-4.4.37　推積～侵食～断層作用等の履歴を示す模式図

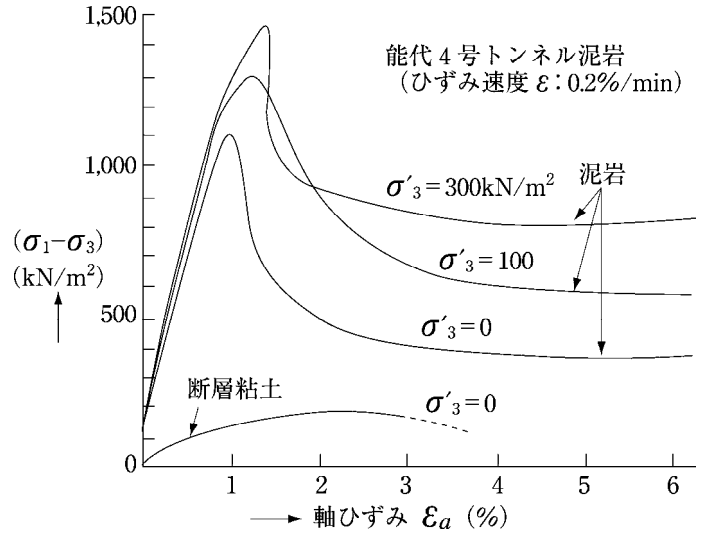


図-4.4.38　能代第４号水路トンネルより採取した泥岩と断層粘土の応力－ひずみ関係（三軸圧縮試験）

⑶　泥質軟岩地帯の地すべり斜面の安定勾配と完全軟化強度、残留強度及びその実測例

進行性破壊によりすべり面（層）に沿ってのせん断強度が完全軟化状態の強度となっている泥質軟岩斜面の安定勾配について考える。説明を簡単にするため無限長斜面を考える（実際の地すべりも無限長斜面と考えてよい場合が多い）。

$$\tau = \frac{W\sin\alpha}{l} = \gamma_t z \sin\alpha\cos\alpha$$

$$\sigma = \frac{W\cos\alpha}{l} = \gamma_t z \cos^2\alpha$$

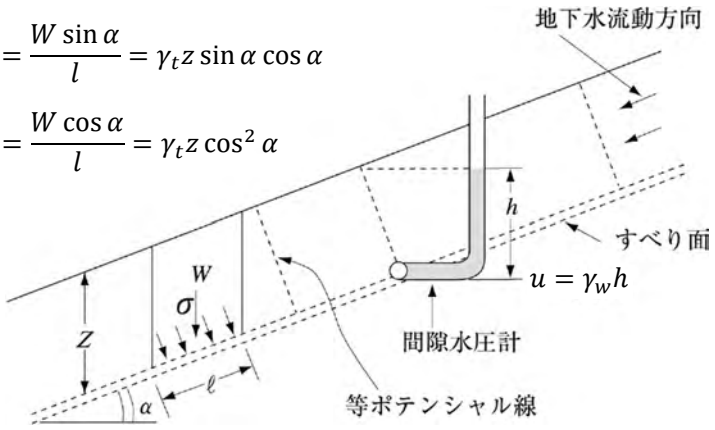


図-4.4.39　勾配の無限長斜面

一般に、$c'=0$ の砂（すなわち、ゆるい砂）又は粘土からなる**図-4.4.39**に示すような無限長斜面の深さZmのところにすべり面がある場合、すべり面に作用している間隙水圧をuとするとき、安全率は下記の式⑴となる。

$$F_s = \frac{(\sigma-u)\tan\phi'}{\tau} = \left(1-\frac{u}{\gamma_t Z\cos^2\alpha}\right)\frac{\tan\phi'}{\tan\alpha} \qquad \cdots\cdots(1)$$

したがって$u=0$の場合、$F_s=1$のとき$\alpha=\phi'$となる。すなわち、よく知られているように、$c'=0$の土では、間隙水圧がない場合は斜面の安定勾配は土の有効せん断抵抗角と同じになる。

また、地下水位が地表面にあり、その流動方向が地表面に平行な場合、言い換えれば、等ポテンシャル線が斜面と直角をなしている場合の間隙水圧は、**図-4.4.39**を参照して、

$$u=\gamma_w h=\gamma_w Z\cos^2\alpha \quad \cdots\cdots(2)$$

であるから、これを(1)式に代入して

$$F_s=\left(1-\frac{\gamma_w}{\gamma_t}\right)\frac{\tan\phi'}{\tan\alpha}=\left(\frac{\gamma_t-\gamma_w}{\gamma_t}\right)\frac{\tan\phi'}{\tan\alpha} \quad \cdots\cdots(3)$$

$\gamma_t=\gamma_{sat}=20\mathrm{kN/m^3}$のとき、$\gamma_w=10\mathrm{kN/m^3}$だから

$$F_s=\frac{\tan\phi'}{2\tan\alpha} \quad \cdots\cdots(4)$$

$F_s=1.0$のとき

$$\tan\alpha=\frac{\tan\phi'}{2}$$

したがってαが小さいときは$\alpha\fallingdotseq\frac{1}{2}\phi'$となる。

すなわち、地下水が地表面近くまであるときは、斜面の安定勾配αは、土の有効せん断抵抗角ϕ'のほぼ1/2となる。地下水流動方向が水平方向の場合は、

$$F_s=\left(1-\frac{\gamma_w}{\gamma_{sat}\cos^2\alpha}\right)\frac{\tan\phi'}{\tan\alpha} \quad \cdots\cdots(5)$$

であり、やはり、ほぼ同じことがいえる。

上記のことは、$c'=0$の砂（すなわちゆるい砂）の場合も、完全軟化状態の粘土の場合も成立するが、その意味はかなり異なることに注意する必要がある。

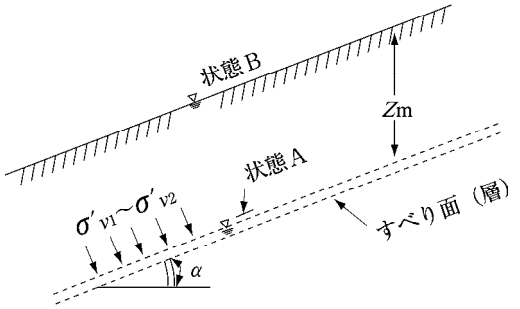


図-4.4.40 地下水面（又は間隙水圧を水柱高さに換算したときの位置）が
すべり面（層）直上にある場合と地表面にある場合

すなわち、**図-4.4.40**の状態Ａのときの地下水面（地表面下Z_mの位置）直下の砂の含水比をw_1とする時、地下水面が地表まで上昇しても、その含水比はほとんど変化しない。しかし、この面に作用する有効応力は、

$\sigma'_{v1} = \gamma_t Z\cos^2\alpha$　から

$\sigma'_{v2} = (\gamma_{sat} - \gamma_w)\ Z\cos^2\alpha = \gamma' Z\cos^2\alpha$

に減るために、文字どおりの摩擦力によって生ずるせん強度は、

$s_1 = \gamma_t Z\cos^2\alpha \tan\phi'$　から

$s_2 = \gamma' Z\cos^2\alpha \tan\phi'$（ただし$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$）

へと減少し、$\gamma_t = \gamma_{sat} = 20\text{kN/m}^3$の場合は、ほぼ1/2に減少する。そのため斜面安定勾配もほぼ1/2になる。

それに対して、完全軟化状態になった粘土を挟むすべり層が同じく深さZ_mの位置にあった場合、地下水面が状態Ａにあった時のこの粘土層の含水比w_1は、地下水面が状態Ｂにまで上昇した場合、浮力が作用するため、このすべり層に作用する法線方向の有効応力が砂の場合とまったく同様にしてσ'_{v1}からσ'_{v2}へと減少するため、**図-4.4.41**(b)に示すように吸水して含水比w_2へと増加する。その結果、すべり層の粘土のせん断強度s_1は**図-4.4.41**(a)に示すようにs_2へと減少する。

したがって、地下水面が状態Ｂの時の斜面の安定勾配は、状態Ａの時の安定勾配のやはり約1/2となる。

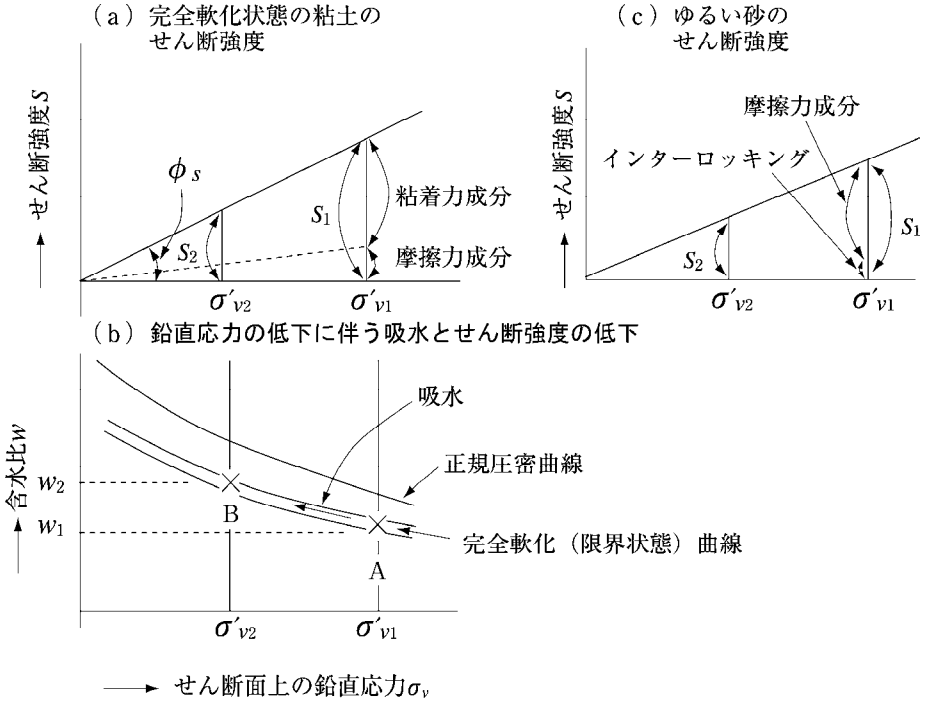


図-4.4.41　地下水位（間隙水圧）が低い場合と高い場合のせん断強度
（**図-4.4.40**の状態Ａと状態Ｂ）

このように結果は同じになるが、内容はかなり異なる。すなわち、砂の場合はすべり面に作用する有効垂直応力が減少するために摩擦抵抗力が減少するのに対し、粘土の場合は有効垂直応力が減少するために吸水膨張してせん断抵抗力（その時の含水比によって決まる物理化学的意味での

粘着力と力学的意味での摩擦力の和）が減少するのである（**図-4.4.41**(a)参照）。排水工によって地下水位を下げた場合は逆に、浮力が減少するため、有効応力がσ'_{v2}からσ'_{v1}へと増加し、それに伴って水が絞り出され、せん断強度がs_2からs_1へと増加するのである。透水係数の低い地すべり粘土では、排水によってすべり面の法線方向に作用する有効応力σ'が増加しても水が絞り出されるのに時間がかかるため、土のせん断強度は直ちには増加せず、かなり時間遅れを生ずるのが普通である。したがって、排水工法の効果が発揮されるには、一般にかなりの時間の遅れがあるのが普通であり、早急な効果を期待する場合には「斜面下方への押え盛土」、「斜面上方の排土」又は「杭打ち工法」などの力学的抑止工法と併用する必要がある。

茶褐色ロンドン粘土でピーク強度をとった場合、有効応力表示の内部摩擦角の代表値は、ϕ'_P＝36°であるが、完全軟化強度はc_s＝１kN/m^2、ϕ_s＝20°、残留強度はc_r＝1.4kN/m^2、ϕ_r＝13°程度であると報告されている。ハッチンソンの調査結果*1によれば、地下水位の低いロンドン粘土の斜面の安定角は$\alpha \fallingdotseq \phi_s \fallingdotseq 22°$、地下水位が高い斜面の安定角は$\alpha \fallingdotseq \phi'_s/2 \fallingdotseq 11°$から$\alpha \fallingdotseq \phi_r/2 \fallingdotseq$７°であり、上記の考察を裏付けるような結果になっている。

一方、わが国の第三紀層地すべりの典型的母岩として有名な椎谷層の泥岩（北越急行ほくほく線の鉄道トンネルである「鍋立山トンネル」の掘削切羽から採取したもの）では、プレカットした試料の一面せん断試験を行って求めた残留強度定数は$c_r \fallingdotseq$０、$\phi_r \fallingdotseq$８～14°、また泥岩をすりつぶしてスラリー状にしてから正規圧密し、排水せん断試験を行って求めた完全軟化強度定数は$c_s \fallingdotseq$０，$\phi_s \fallingdotseq$18～22°であり、ロンドン粘土の場合とそれほど違っていない*2、*3。また、岩永*4は新潟県下の多くの地すべり粘土について残留強度と地下水位、地すべり斜面勾配等の関係を調べ、上記のロンドン粘土の地すべりについての観測結果とほぼ同様な結論を得ている。

⑷　わが国の地すべり粘土の完全軟化強度とc_s(kPa)＝H(m)と置く慣習法*5との関連について

わが国では、地すべり解析の実務において、地すべり粘土の粘着力c'が深さH＝25mまではc'(kN/m^2)＝H(m)、H＞25mではc'＝25kN/m^2（一定値）として、安全率F_s＝1のときのせん断抵抗角ϕ'を逆算により求めて対策工法を立案する方法が広く用いられてきた*5。しかしながら、この力学的根拠が明確でないことについては厳しい批判があり*6、また深さ25m以深ではc'が連続的に増加せず、一定値と置くことには物理的不自然さもある。しかしこの方法は、わが国で実務家に、長い間、慣習的に採用されており、河川砂防技術基準（案）*5にも示されていることから、それなりの経験的妥当性がある可能性もある。スケンプトンらの研究*7により初生地すべり（First-time slide）ではすべり面の平均的せん断強度はほぼ完全軟化強度（限界状態強度）になっていること

＊1　Hutchinson, J.N.（1957）: The Free Degradation of London Clay Cliffs, Proc. Geotech. Conf.(Oslo), 1, pp.113～118
＊2　Nakano, R.（1981）: On the Mechanism of Swelling Rock Pressure on Tunnels driven through Mudstone, Proc. Int. Symp. on Weak Rock, Tokyo, pp.1007～1012
＊3　仲野（1981）: 地すべりと斜面崩壊、講座「土質工学におけるレオロジー」、土と基礎、29,4,pp.49～56
＊4　岩永（1985）: 地すべり危険度の土質による判定方法について－新潟県の地すべりを例として、地すべり、22, 2, pp.22～25
＊5　改定新版　建設省河川砂防技術基準（案）同解説　計画編（1998）, p.199
＊6　八木ら（1995）: 強度定数のばらつきを考慮した地すべり地の安定性の検討、土木学会論文集No.523／Ⅲ-32、pp.59～67
＊7　Skempton, A.W.（1970）: First-time slides in overconsolidated clays, Technical Notes, Geotechnique, 20, 3, pp.320～324

が明らかにされている。完全軟化状態のモール・クーロンの破壊基準線は（第三紀層地すべり粘土の場合は特に）かなりカーブするので、破壊基準線を直線近似した場合、c'が深さとともに変化することは十分考えられる。そこで、わが国の第三紀層地すべり、変朽安山岩の粘土化帯地すべり、破砕帯地すべり、などの典型的地すべり粘土について、限界状態の土質力学の立場から、その妥当性について実験的検討を行った研究（仲野*1、*2、*3）について紹介する。

ア．実験方法とその結果

(ア) 第三紀層地すべり粘土

新潟県十日町市松之山天水越（以下「越地区」という。）の椎谷層の地すべり農地に掘削した調査立坑から採取した粘土（CF＝68%，w_L＝155%，w_P＝27%）に加水してスラリー状にした試料を大型圧密容器中で100～200kN/m^{2}の空気圧で自立できる程度まで予圧密した後、直径D＝3.5cm、高さℓ＝8cm程度の円柱形試料を切り出し、試料の周辺に濾紙を巻かずに（濾紙を巻いて側方排水を許すと、試料中の含水比分布が著しく不均一になる）、三軸室内で予圧密時の圧力より大きい種々の側圧下で正規圧密後、軸ひずみ速度ε_a＝1×10^{-3}%/minで超緩速圧密排水せん断試験を行った（実験法の詳細については文献*4、*5参照）。せん断終了後、試料中央部から採取した粘土の含水比を、最大軸差応力$q=(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$のときの平均有効主応力$p'=(\sigma'_1+2\sigma'_3)/3=(q/3)+\sigma'_3$に対してプロットし、完全軟化状態の含水比$w_s$と$p'$の関係を求めた。その結果を**図-4.4.42**(b)に示す。qの対数を含水比wに対してプロットしたのが**図-4.4.42**(a)である。これから、w_s（%）と、p'，q（kN/m^2 or kPa）などとの間には下記の直線的関係があることが分かる。

$$w_s=63.60\pm0.50-11.3\log_{10}p' \quad \cdots\cdots(1)$$

$$\log_{10}q=5.04\pm0.04-0.077w_s \quad \cdots\cdots(2)$$

(2)式を(1)式に代入して整理すると、

$$q=1.39p'^{0.87} \quad \cdots\cdots(3)$$

＊1　仲野（2000）:「粘着力c（kN/m^2）＝最大鉛直層厚（m）」の根拠についての一考察、第39回日本地すべり学会研究発表会（地すべり2000、神戸）講演集、pp.301～304

＊2　仲野（2002）:粘着力をすべり面深さの関数として逆算する地すべり解析法の問題点、第37回地盤工学研究発表会（大阪）、1104、pp.2199～2200

＊3　Nakano R. and Shimizu H.（2000）: Comparison of strength parameters obtained from back analyses of a landslide with laboratory tests and with special reference to artesian pressure, Proc. 8th Int. Symp. on landslides, 3, Cardiff, pp.1081～1086

＊4　仲野ら（1992）:断層粘土化した新第三紀凝灰質泥岩の力学的性質－新第三紀層泥岩の力学的性質とその実務への応用（Ⅲ）、農業土木学会論文集、157、pp.95～104

＊5　仲野ら（1992）:断層粘土化泥岩地山中の膨張性トンネルのメカニズム－新第三紀層泥岩の力学的性質とその実務への応用（Ⅳ）、農業土木学会論文集、161、pp.57～67

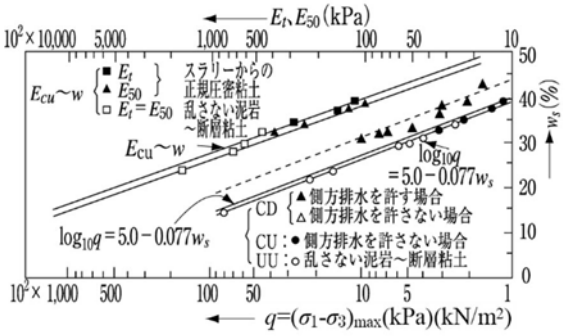


図-4.4.42(a)　椎谷層泥岩・粘土のq，Eと含水比の関係

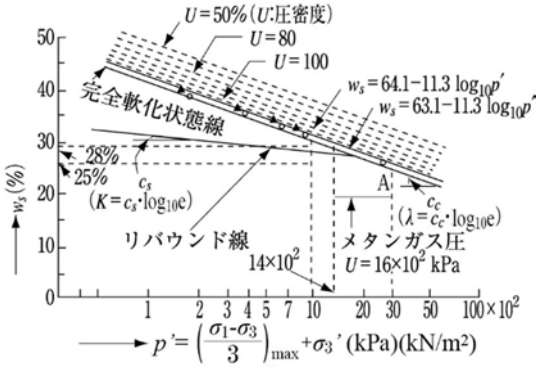


図-4.4.42(b)　完全軟化状態でのw_sとp'の関係

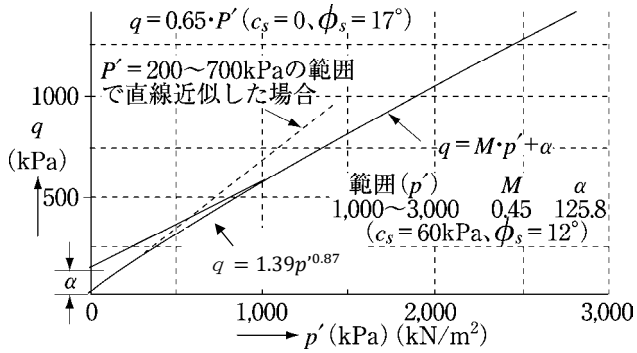


図-4.4.43　椎谷層粘土のp'とqの関係の曲線表示と直線表示

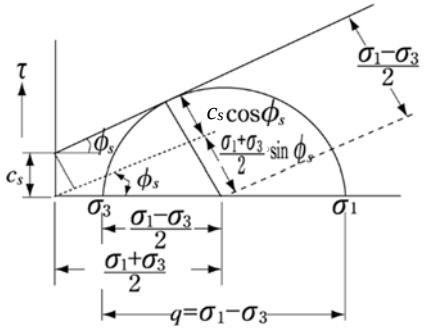


図-4.4.44　モール円とモール・クーロンの破壊基準

この関係をグラフで表したのが**図-4.4.43**であり、qとp'の関係は非線形的である。すなわち、完全軟化状態でのせん断強度定数は一定値ではなく、平均有効主応力p'によって変化する。

モール・クーロンの破壊基準から（**図-4.4.44**参照）、

$$\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}\sin\phi_s+C_s\cos\phi_s=\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}$$

$$q=\sigma_1-\sigma_3$$

$$p'=\frac{\sigma_1'+2\sigma_3'}{3}$$

これらの式から主応力を消去して、

$$q = \frac{6\sin\phi_s}{3-\sin\phi_s}p' + \frac{6\cos\phi_s}{3-\sin\phi_s}\sigma_3$$

これを完全軟化状態の直線近似式（**図-4.4.43**参照）、

$q = M\mathrm{p'} + \alpha$ ……(4)

と比較すれば、

$$M = \frac{6\sin\phi_s}{3-\sin\phi_s}$$

$$\alpha = \frac{6\cos\phi}{3-\sin\phi_s}\sigma_3$$

これらの式を連立して$\sin\phi_s$，c_sを求めると、

$$\sin\phi_s = \frac{3M}{6+M} \quad \cdots\cdots(5)$$

$$C_s = \frac{3\alpha}{2\sqrt{(3-M)(2M+3)}} \quad \cdots\cdots(6)$$

ここで、Mはq～p'の勾配であるから、(3)式を微分して、

$$M = \frac{dq}{dp'} = 1.39\times 0.87p'^{(0.87-1)} = 1.21p'^{(-0.13)} = \frac{1.21}{p'^{0.13}} \quad \cdots\cdots(7)$$

前出の(4)式のMにこの(7)式を代入すれば、

$$q = \frac{1.21}{p'^{0.13}}p' + \alpha = 1.21^{0.87}$$

これは(3)式に等しいから、

$1.21p'^{0.87} + \alpha = 1.39p'^{0.87}$

これからαを求めれば、

$\alpha = (1.39-1.21)\ p'^{0.87} = 0.18p'^{0.87}$ ……(8)

また、(7)式を(5)式に代入すれば、

$$\sin\phi_s = \frac{3.63}{6p'^{0.13}+1.21}$$

したがってϕ_sはp'の関数として、

$$\phi_s = \sin^{-1}\frac{3.63}{6p'^{0.13}+1.21} \quad \cdots\cdots(9)$$

と表され、また、式(7)，(8)を(6)に代入すればc_sはp'の関数として、下式で表される。

$$C_s = \frac{0.54p'}{2\sqrt{(3p'^{0.13} - 1.21)(2.42 + 3p'^{0.13})}} \quad \cdots\cdots(10)$$

(ｲ) 変朽安山岩粘土化帯の地すべり粘土（温泉性地すべり粘土）

新潟県佐渡市の新穂第二ダム貯水池右岸斜面に生じた地すべりの、すべり面末端部から採取した灰色粘土について上記と同様の実験を行った結果、

$\log_{10}q = 4.26 \pm 0.02 - 0.102w_s$, $w_s = 41.19 \pm 0.29 - 9.19\log_{10}p$'の式が得られ、これより

$q = 1.15p'^{0.98}$ ……(11)

$$\phi_s = \sin^{-1}\frac{3.23}{6p'^{0.06} + 1.08} \quad \cdots\cdots(12)$$

$$C_s = \frac{0.206p'}{2\sqrt{(3p'^{0.06} - 1.08)(2.15 + 3p'^{0.06})}} \quad \cdots\cdots(13)$$

が得られる。

(ｳ) 破砕帯地すべり粘土

徳島県吉野川市美郷品野地区の、黒色結晶片岩地帯の地すべり斜面末端部に露出していた地すべり粘土については含水比の測定は行わなかったが、**図-4.4.45**に示すように、圧密排水三軸試験の結果得られたp'とqを両対数にプロットすることにより下式が得られた。

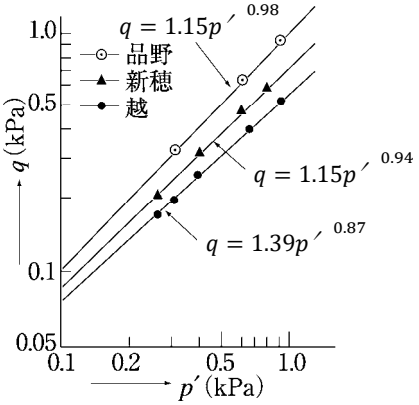


図-4.4.45 平均主応力p'と最大軸差応力qの関係の両対数表示

$q = 1.15p'^{0.98}$ ……(14)

これより、

$$\phi_s = \sin^{-1}\frac{3.36}{6p'^{0.02} + 1.12} \quad \cdots\cdots(15)$$

$$C_s = \frac{0.09p'}{2\sqrt{(3p'^{0.02} - 1.12)(2.24 + 3p'^{0.02})}} \quad \cdots\cdots(16)$$

以上のc_s, ϕ_sに関する式を用いて、土被り厚Hによって、これらの強度定数が変化する様子を**図-4.4.46**、**図-4.4.47**に示した。(土被り荷重によってすべり面にかかる応力$\sigma'_v = \gamma_t \cdot H = p'$とした。その理由については文献*1参照)。

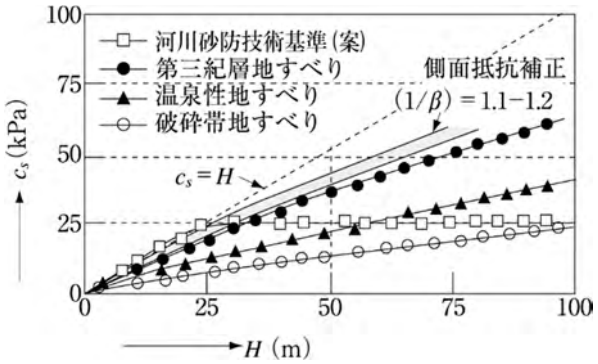


図-4.4.46 完全軟化状態の$c' = c_s$の土被り厚Hによる変化

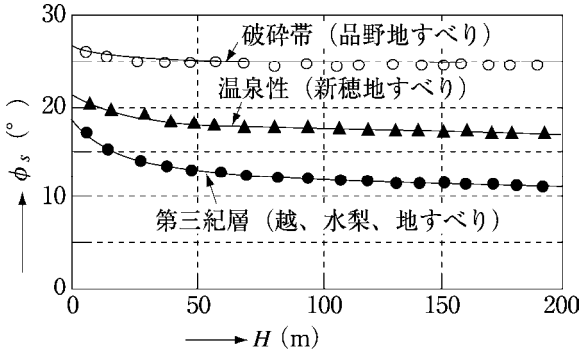


図-4.4.47 完全軟化状態の$\phi' = \phi_s$の土被り厚Hによる変化

図-4.4.46中のスクリーントーンのc_sとHの関係を示す曲線は、新第三紀層（椎谷層）地すべり地塊の側面摩擦を考慮に入れてc_sを補正したときのものである（その方法については後述の**4.3.4**参照)。これらの図から分かるように、わが国の新第三紀層黒色凝灰質泥岩地帯で生じている典型的地すべりの粘土については、深さ25m程度まではほぼc_s(kN/m^2)＝H(m) である（地すべり地塊側面のせん断抵抗力を考慮に入れた場合は更にこの関係に近づく。）すなわち、従

＊1 Nakano, R. et al. (1996) : Estimation of pore pressure in disturbed mudstone from natural water content with special reference to landslide and squeezing-swelling tunnel, Soils & Foundations, 36, 4, pp.81～89

来慣習的に使用されてきた方法は新第三紀層の初生地すべり（過去に生じた大きな地すべり地の中で生じている二次的地すべりで、既存のすべり面上ですべる再活動地すべりではなく、すべり面を新たに生じながらすべる地すべりも含む）ではほぼ妥当である。しかし、深さ25m以深で一定値となることはなく、それより深い部分でも、増加率は低下するが、増加し続ける。破砕帯地すべりなど他のタイプの地すべりではこの関係は成立せず、c_s(kPa)＝aH（m）（a＜＜1）である。したがって破砕帯地すべりについては、実験データが無い場合は、むしろ、c'＝0とおいてϕ'を逆算して求める方がより適切な結果が得られるであろう。

なお参考までに、上記の地すべり粘土に水を加え、塑性限界の1.5倍程度の含水比にしてから練り返した土の、圧密排水三軸圧縮試験及び圧密排水一面せん断試験で得られた、完全軟化状態のモール円とモール・クーロンの破壊包絡線を**図-4.4.48**(a)、(b)、(c)に示す。

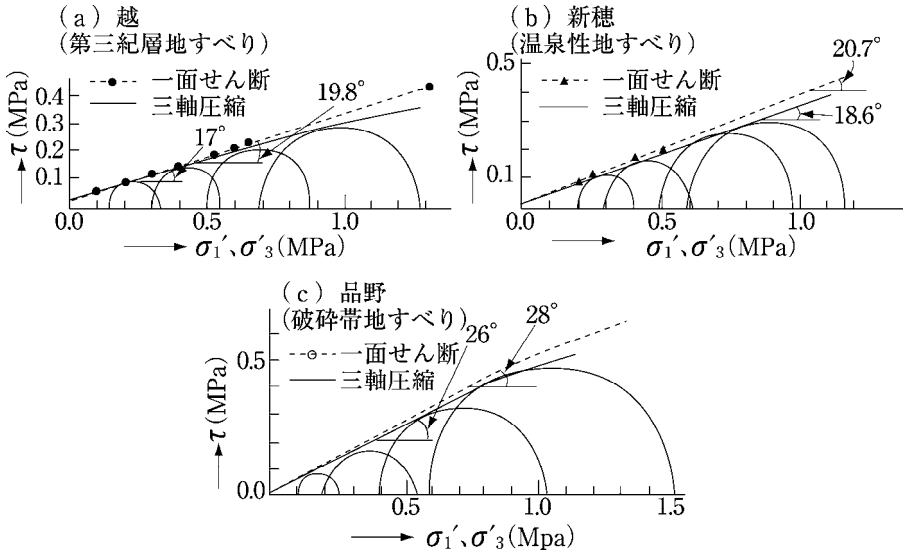


図-4.4.48　各種地すべり粘土の、圧密排水三軸圧縮及び一面せん断試験による完全軟化強度のモールの応力円と破壊包絡線

また、粘土分含有割合CFや塑性指数I_pと完全軟化状態や残留強度状態でのせん断抵抗角ϕ_s、ϕ_rとの関係を示す図上に上記の粘土の値をプロットすると**図-4.4.49**(a)、(b)に示すようになる。

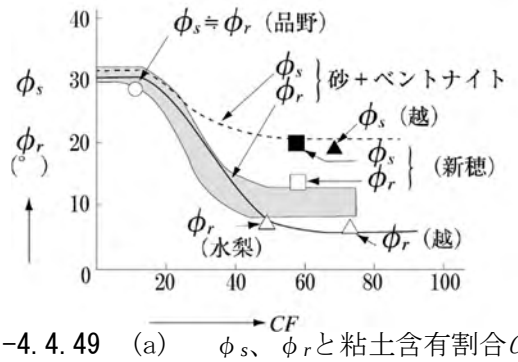


図-4.4.49　(a)　ϕ_s、ϕ_rと粘土含有割合CFの関係

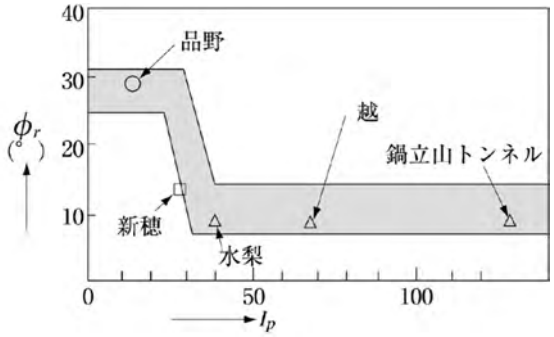


図-4.4.49　(b)　ϕ_rと塑性指数I_pの関係

＊1　Nakano, R. and Shimizu, H. (2000) : Comparison of strength parameters obtained from back analyses of a landslide with laboratory tests and with special reference to artesian pressure, Proc. 8th Int. Symp. on landslides, 3, Cardiff, pp.1081～1086

図-4.4.49(a)から分かるように、破砕帯地すべりである「品野地すべり」では、粘土分が少なく砂分が多いため、完全軟化状態のϕ_sと残留強度のϕ_rにはほとんど差がない。それに対し、典型的な第三紀層地すべりである椎谷層や寺泊層の「水梨地すべり」や「越地すべり」の粘土では両者の間にかなりの差がある。以上で触れた地すべり斜面の縦断面図*1を参考までに**図-4.4.50**に示す。**図-4.4.47**に示す地すべりタイプによるせん断抵抗角$\phi' = \phi_s$の違いが地形によく反映されていることが分る。

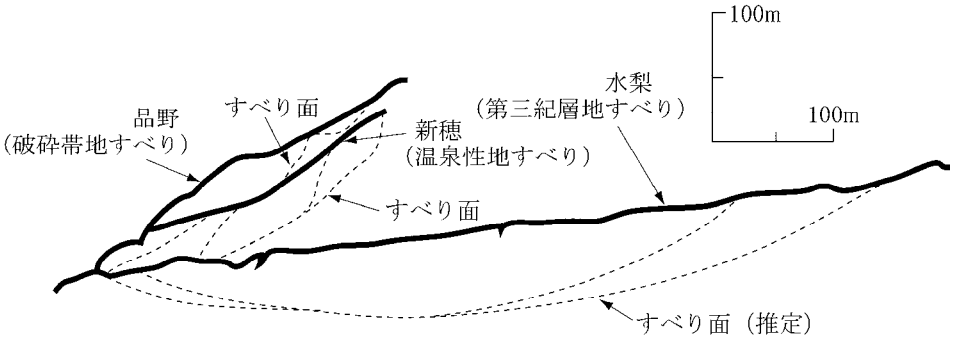


図-4.4.50 わが国の典型的タイプの地すべり地の縦断斜面形

⑸ すべり面（せん断層）の自然含水比から間隙圧（ガス圧を含む）を推定する方法

地すべりを解析する際には、地すべりブロックの形状、すべり面の強度定数、すべり面（層）に作用する間隙圧の把握が必要であるが、すべり面に作用している間隙圧の分布状態を正確に把握することは一般にかなり困難である。第三紀層地すべりでは、メタンガス圧が間隙圧として作用していることもあるが、その場合は定量的把握が特に困難となる。そこで、新潟県旧東頸城郡下の第三紀層地すべり分布地域での事例により、地下の自然含水比分布からすべり面（層）の間隙圧（ガス圧を含む）を推定する方法を提案している研究成果*1～*7を紹介する。

ア．調査とボーリング

調査・研究が行われた場所は、新潟県十日町市松之山水梨地内の「水梨地すべり地」で、松之山ドーム構造の北翼に位置し、斜面上部は中新統・寺泊層凝灰岩、下部は寺泊層及び椎谷層の泥岩から成る流れ盤構造の斜面を呈している（**図-4.4.51**）。この地すべりは1962年11月から1964

＊1 Nakano, R. and Shimizu, H. (2000) : Comparison of strength parameters obtained from back analyses of a landslide with laboratory tests and with special reference to artesian pressure, Proc. 8th Int. Symp. on landslides, 3, Cardiff, pp.1081～1086

＊2 仲野ら (1992) : 断層粘土化した新第三紀凝灰質泥岩の力学的性質－新第三紀層泥岩の力学的性質とその実務への応用 (Ⅲ)、農業土木学会論文集, 157、pp.95～104

＊3 仲野ら (1992) : 断層粘土化泥岩地山中の膨張性トンネルのメカニズム－新第三紀層泥岩の力学的性質とその実務への応用 (Ⅳ)、農業土木学会論文集、No.161、pp.57～67

＊4 Nakano, R. et al. (1996) : Estimation of pore pressure in disturbed mudstone from natural water content with special reference to landslide and squeezing-swelling tunnel, Soils & Foundations, 36, 4, pp.81～89

＊5 Nakano, R. et al. (1996) : Cause of swelling phenomena in tunnelling and a proposal for a design procedure for a swelling tunnel, Soils & Foundations, 36, 4, pp.101-112

＊6 仲野 (1998) : 第三紀層泥岩の力学的性質と膨張性トンネル、地すべり等のメカニズムに関する一連の研究、第43回地盤工学シンポジウム－大規模掘削・地下構造物の設計・施工の最先端技術－平成10年度発表論文集、地盤工学会、pp.11～22

＊7 北陸農政局計画部資源課 (1993) : 限界状態の泥岩の土質力学、農地保全基礎調査特殊地すべり対策調査－北陸地区調査報告書、資料編、pp.1～83

年春にかけて、隣接する「松之山地すべり」とともに、最大幅２㎞、最大長１㎞、面積約250haの範囲がすべったことで知られている（**図-4.4.52**）。

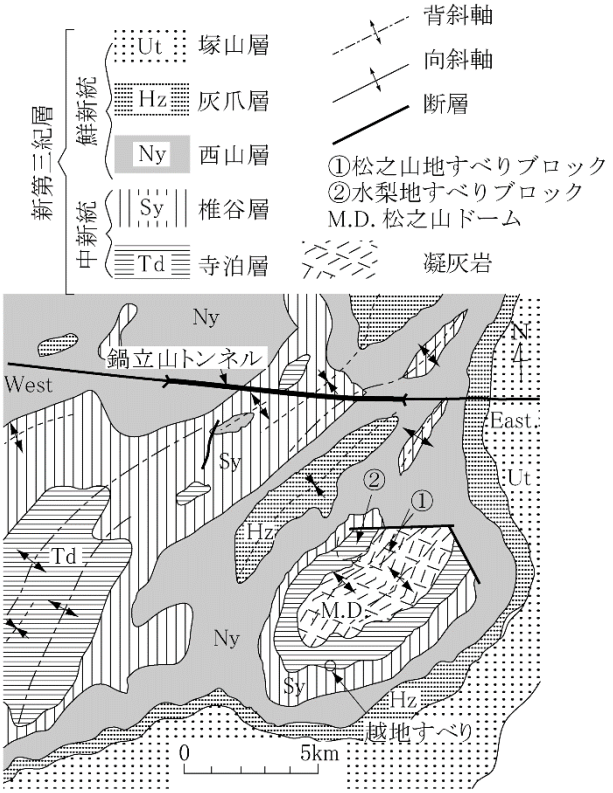


図-4.4.51　水梨・松之山・越地すべり及び鍋立山トンネル位置、周辺地質概略図

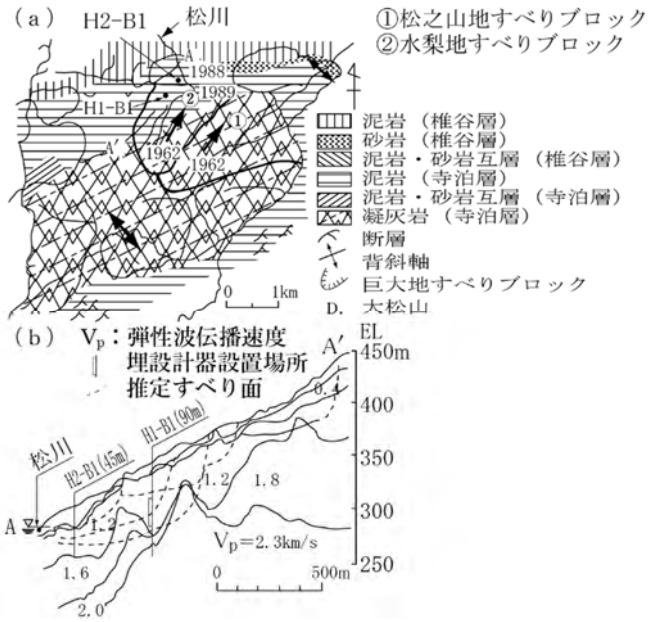


図-4.4.52　水梨地すべり地周辺地質図及び同地すべり地縦断面図

この地すべりの調査のため、北陸農政局により、気泡式ボーリングによる三重式サンプリングが深度90m（Ｈ１－Ｂ１孔）及び45m（Ｈ２－Ｂ１孔）の二本のボーリングで行われた（その位置については**図-4.4.52**(a)、(b)参照）。この方法によれば、泥水を用いずに掘削が行われ、試料

は、掘削と同時にアクリルチューブに封入されるため、得られた試料の含水比は自然含水比w_nを示すと考えられる。w_nの分布状態をボーリング柱状図とともに、**図-4.4.53**に示す。

また、**図-4.4.51**に示すように、この地すべり地の南約５kmの位置に、「越地すべり」がある。この地すべり地の棚田のほ場整備のため、1978年から1979年にかけて切土や盛土を行ったところ、1980年に地すべりが生じた（**図-4.4.54**）。ボーリング孔でのロッドの曲がりや斜面上部の沈下、斜面下部の盛り上がりなどの位置から、**図-4.4.55**に示すように、ほぼ円弧すべりである

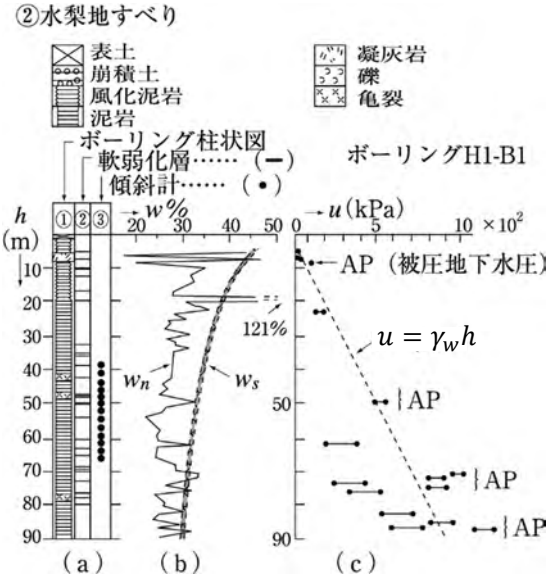


図-4.4.53　Ｈ１－Ｂ１における柱状図(a)、自然含水比（w_n）分布と完全軟化状態での含水比（w_s）分布曲線(b)及び推定間隙圧分布(c)

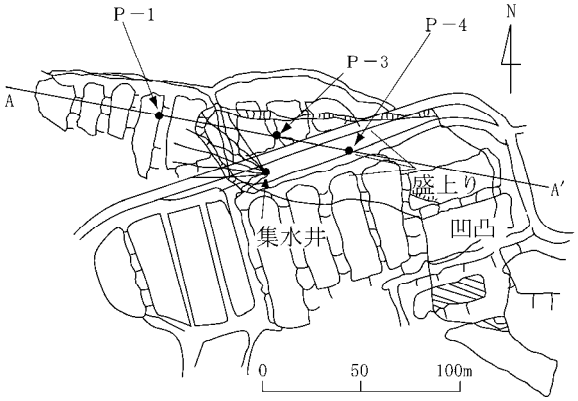


図-4.4.54　「越地すべり」平面図と集水井、間隙水圧計（Ｐ－１～Ｐ－４）などの位置

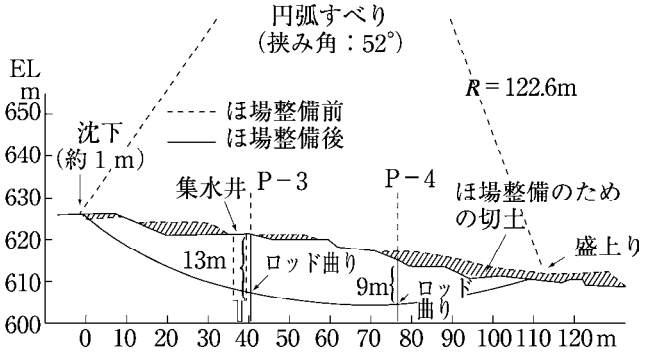


図-4.4.55　「越地すべり」の円弧すべり

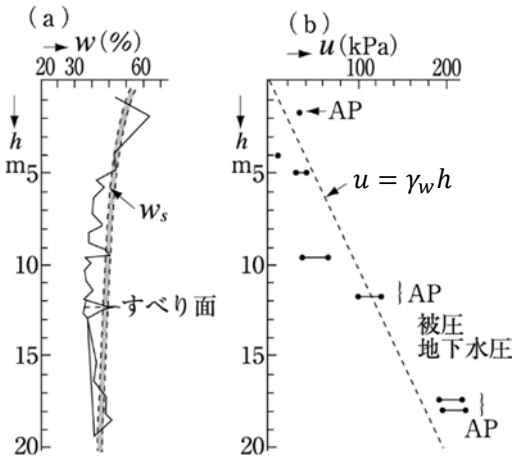


図-4.4.56 「越地すべり」の含水比分布と間隙圧分布（含水比からの推定）

と判定された。対策工として、地下排水のための集水井が掘削されたが、その際採取された粘土試料によって測定された自然含水比の分布は**図-4.4.56**に示すとおりである。

図-4.4.53及び**図-4.4.56**から明らかなように、自然含水比分布はおおむね指数関数的に減少するが、ところにより、高い含水比を示す部分が認められる。

ところで、前出の**図-4.4.42**(b)中に示すように、完全軟化状態での含水比w_s（%）と、平均有効主応力p'（kN/m^{2}すなわちkPa）の間には、

$$w_s = 63.60 \pm 0.50 - 11.3\log_{10} p' \quad \cdots\cdots \text{前述の(2)}$$

の関係がある。土の湿潤単位体積重量γ_tkN/m^3、深度hをmの単位で表し、土被りの自重による鉛直応力σ'_v（kN/m^2）がすべり層における平均有効主応力p'（kN/m^2）に等しいとすれば（その理由については文献*1~*3参照）、$\sigma'_v = \gamma_t h = p'$（kN/m^2）である。したがって、

$$w_s = 63.60 \pm 0.50 - 11.3\log_{10}(\gamma_t h) \quad \cdots\cdots (17)$$

また、地下水位が地表面まで達しているとき（又は、それぞれの深さでの間隙圧を水頭換算したとき、その水頭がちょうど地表面に達するとき）、水の単位体積重量$\gamma_w = 10$kN/m^3、地すべり土の平均的単位体積重量$\gamma_t = \gamma_{sat} = 19$kN/m^{3}とすれば、

$$p' = (\gamma_t - \gamma_w) h = 9h \ (\text{kN/m}^2) \quad \cdots\cdots (18)$$

である。したがって、(17)式は

$$w_s = 63.60 \pm 0.50 - 11.3\log_{10}(9h) \quad \cdots\cdots (19)$$

＊1 Nakano, R. et al. (1996) : Estimation of pore pressure in sturb ed mudstone from natural water content with special reference to landslide and squeezing-swelling tunnel, Soils & Foundations, 36, 4, pp.81～89

＊2 Nakano, R. et al. (1996) : Cause of swelling phenomena in tunnelling and a proposal for a design procedure for a swelling tunnel, Soils & Foundations, 36, 4, pp.101～112

＊3 仲野 (1998) : 第三紀層泥岩の力学的性質と膨張性トンネル、地すべり等のメカニズムに関する一連の研究、第43回地盤工学シンポジウムー大規模掘削・地下構造物の設計・施工の最先端技術－平成10年度発表論文集、地盤工学会、pp.11～22

となる。この式によるw_s～hの関係も**図-4.4.53**(b)及び**図-4.4.56**(a)中に幅を持った網掛けの線で示した。これらの図からも分かるように、自然含水比がこの曲線を超えている部分がかなり認められる。これは、これらの点で、地表面以上に達するような被圧地下水圧（ガス圧も含む）が作用していたことを示している。

ところで、間隙圧をu（kN/m^2）、地すべり粘土の単位体積重量をγ_t（kN/m^3）とするとき、すべり面に作用している有効主応力は、

$$\sigma'_v = p' = \gamma_t h - u \quad \cdots\cdots (20)$$

である。したがって、

$$u = \gamma_t h - \sigma'_v \quad \cdots\cdots (21)$$

である。(17)式より、

$$\log_{10} p' = \frac{\log_e p'}{\log_e 10} = \frac{(63.6 \pm 0.5) - w_s}{11.3} \quad \cdots\cdots (22)$$

であるから、自然含水比w_nが分れば、$w_n = w_s$として、そのときの平均有効主応力p'は、

$$p' = \exp\left\{\frac{2.3(63.6 \pm 0.5 - w_n)}{11.3}\right\} \quad \cdots\cdots (23)$$

として求められる。$p' = \sigma'_v$であるから、この式を(20)式に代入すれば、深度hmの点に作用していた間隙圧u（kN/m^2）が、

$$u = \gamma_t h - \exp\left\{\frac{2.3(63.6 \pm 0.5 - w_n)}{11.3}\right\} \quad \cdots\cdots (24)$$

として求められる。**図-4.4.53**(c)、**図-4.4.56**(b)中には、地下水面が地表面にあると仮定したときの静水圧分布$u = \gamma_w \cdot h$を破線で示すとともに、このようにして求めた間隙圧の範囲を示した。ＡＰ（Artesian pressure）と記しているところでは間隙圧の水頭換算値が地表面より高い位置にくるような被圧地下水圧（ガス圧を含む）を受けていたことを示す。このような点がすべり面になっていた可能性が高い。事実「水梨地すべり」での傾斜計による計測では、その兆候が観測されていた。また「越地すべり」では、集水井掘削時に、13mの深さで、鏡肌状のすべり面が観察され、**図-4.4.55**に示すように、この地点でのボーリング孔中で、ほぼ同じ深さでロッドが曲がっている。**図-4.4.53**(b)、**図-4.4.56**(a)で明らかなように、自然含水比が(18)式で求められたw_sの曲線に触れるか、これを上回る部分が複数認められる。これはすべり面が複数存在し得る可能性を示している。事実、大規模な第三紀層地すべりでの傾斜計による観測で、複数のすべり面で地すべりブロックが移動していることが確認されたとの報告がある。

また、泥岩中でのメタンガス圧の存在については「越地すべり」の北方約10kmの地点の、同じ地層中に掘削された「鍋立山トンネル」の掘削中に確認されている。すなわち、断層褶曲作用を受けた粘土化帯では粘土の強度が低く、地山強度比$F_c < 1$となっていたため地下水圧やガス圧の

無い区間でも膨張性（押し出し性）地圧を受けたが、$u=16\times10^2$（kN/m^2）のメタンガス圧が観測された区間では工事が特に難航した。この区間の土被りは約150mであるから、土被りの自重による鉛直荷重は$\sigma'_v=150\times20=30\times10^2$（kN/m^2）である。この$\sigma'_v=p'$に相当する完全軟化状態の含水比$w_s$は、前出の**図-4.4.42**(b)に示すように、地下水圧やガス圧がない場合は、$u=25\%$であり、実際にもそうであった。しかし$u=16\times10^2$（kN/m^2）のメタンガス圧が作用すれば、同図中に示すように、$p'=\gamma_t h-u=(30-16)\times10^2=14\times10^2$（kN/m^2）に相当する自然含水比は28%となるはずであり、事実、そうであった。この３%の含水比の増加により粘土の圧縮強度qは極めて弱くなり（したがって、地山強度比$F_c=q/\gamma_t h$は極めて低くなり）、膨張性は益々激しくなりトンネルの掘削はさらに難航した。

地すべり対策として、すべり面の下に、排水トンネルが掘削されることがあるが、地山強度比が１より低い場合、同様な膨張性（押し出し性）地圧が作用し、難航することがあるので、設計・施工上、十分注意する必要がある。

この地域の地下水を地球化学的観点から調べた渡部、佐藤、大木らの研究*1によれば、全イオン濃度の高い重炭酸ナトリウム型～塩化ナトリウム型地下水があり、かつ、水分子を構成する酸素と水素の安定同位体比から見て、深層地下水が地下深部から、ジオプレッシャーにより、地すべり地に供給されている可能性が高いことが明らかになっている。まったく異なる二つのアプローチがほぼ同じ結論に到達していることは、極めて興味深い。これはまた地すべり対策上も重要な知見である。

⑹ 残留強度の測定方法とその問題点、残留強度定数と塑性指数の関係等について

ア．残留強度の測定方法

残留強度の測定方法には種々の方法があるが、そのうち比較的一般的なものを下記に示す。

(ｱ) 一面せん断試験機による繰返しせん断試験（multiple reversal direct shear test）

① 実際のすべり面を含む粘土、泥質岩、又は人工的に切断面を作った（プレカットした）粘土、泥質岩をせん断箱のせん断面に合わせ、せん断応力が一定値になるまで、緩速で（すなわち排水条件下で）前後にせん断を繰返す方法

② 地すべり粘土ないし粘土岩の粉末に加水してスラリー状にしたものを圧密容器中に厚さ６～７㎜程度に置き、これを圧密した後、この極めて薄い試料を緩速で（排水条件下で）せん断応力が一定値になるまで、前後にせん断を繰返す方法*2

(ｲ) リングせん断試験機によるせん断試験（ring shear test）

地すべり粘土、泥質岩をドーナツ状に形成した試料又はその粉末に加水してスラリー状にしたものをドーナツ状のせん断容器に詰めて圧密した試料を、せん断容器の一方を固定し、他方をせん断応力が一定値になるまで一定方向に回転させて、大変形を与えて残留強度を求める方法

(ｳ) すべり面（又は人工的にプレカットした面）を含む粘土又は泥質岩を、すべり面（プレカット面）を水平面と55°程度に傾くように形成した円柱状試料について行う圧密排水三軸圧縮試験（詳細については文献*3参照）

＊1 渡部ら（1997）：新第三紀地すべり地の深層地下水、土と基礎、45-6（473）、pp.32～34

＊2 Kenney, T.C.（1967）：The Influence of Mineral Composition on the Residual Strength of Natural Soils, Proc. Geotech. Conf., Oslo Vol.1, pp.123～129

＊3 Chandler, R.J.（1966）：The measurement of Residual Strength in Triaxial Compression, Geotechnique, 16, 3, pp.181～186

これらのうち、(ア)、(イ)の方法が特に一般的である。原理的には(イ)のリングせん断試験による方法が実験が容易であるが、Bishop型*1、Bromhead型*2とも、実際の地すべりの逆算値や、繰返し一面せん断試験から得られた値より、小さめの値（ϕ_rで、1°～2°小さめ）を与えるといわれている。また、(ウ)の方法は、大変形を与えるのが困難なので、実際に地すべりなどにより大変形を受けて鏡肌の発達している試料についてしか適用できない。

これらに関し、米国工兵隊のタウンゼント（Townsend）らは高過圧密泥岩については、**図-4.4.57**に例を示すように(ア)と(イ)の試験結果はほとんど一致すると報告している。また、ノーブル（Noble）も、(ア)の②の方法も実務上十分な精度のϕ'_rを与えると報告している*3。チャンドラー（Chandler）は、ロンドン粘土の繰返し一面せん断試験によって求めたϕ_rは、リングせん断試験機によるϕ_rより2°程度大きめに出るが、地すべり斜面の安定解析から逆算によって求めたϕ_rも、**図-4.4.58**(b)に示すように、$\overline{\sigma'_n}$=30～150kN/m^{2}の範囲では

$$\phi_r=\tan^{-1}\frac{\bar{\tau}}{\sigma'_v}=\tan^{-1}0.2\sim\tan^{-1}0.25=11\sim14^\circ$$

で、リングせん断試験機で求めた$\phi_r=\tan^{-1}0.15\sim\tan^{-1}0.2=8.5\sim11.3^\circ$より2～3°大きく、一面せん断試験によって求めた$\phi_r$にほぼ等しいとも報告している*5。

残留強度のc_rは一般に小さく、実際上$c'_v\fallingdotseq 0$とおいてよい場合が多いと前に述べたが、子細に見ると、有効垂直応力の大きさによって変化し、ϕ'_nとτ_rの関係を表す破壊基準線は粘土の種類

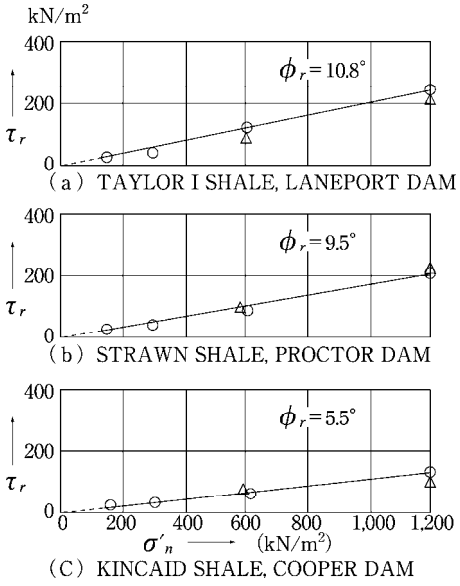


図-4.4.57　粘土岩の残留強度の$\tau_r-\sigma'_n$

ただし、△：繰返し一面せん断試験、○：リングせん断試験（タウンゼントら*3による）

*1 Bishop, A.W. et al. (1971) : A New Ring Shear Apparatus and its Application to the Measurement of Residual Strength, Geotechnique, 21, 4, pp.273～328

*2 Bromhead, E.N.(1979) : A simple ring shear apparatus, Ground Engng., 12, 5, pp.40～44

*3 Townsend, F.C. and Gilbert, P.A. (1973) : Tests to measure residual strengths of some clay shales, Geotechnique, 23, pp.267～271

*4 Noble, H. (1973) : Residual Strength and Landslides in Clay and Shale, Proc. A. S. C. E., 99 (SM9), pp.705～719

*5 Chandler, R.J. (1983) : Recent European Experience of Landslides in Overconsolidated Clays and Soft Rocks, Proc. of 4th Int. Symp. Landslides, Toronto, pp.61～81

によっては多少カーブする場合があるとも報告されている（**図-4.4.58**(a)、(b)にもこの傾向は見られる)。

この現象は、ロンドン粘土についてのビショップら*1によるリングせん断試験の際に認められ、その後日本の地すべり粘土についても古谷*2、宜保*3らによって認められ、報告されている。しかし、米国工兵隊のタウンゼントらは高過圧密の泥質岩のプレカット試料についてはσ'_n<100kN/m^{2}では、τ_rとϕ'_nの関係を示す線は多少カーブするが、それはわずかなものであり、前に**図-4.4.57**に示したように、$c_r \fallingdotseq 0$，ϕ_r＝一定値としてよいと報告している。

また、仲野も**図-4.4.59**に示すように、静岡県静岡市の由比地すべり地の下に掘削された静清庵水路トンネル中から採取した鏡肌を有する粘土岩について繰返し一面せん断を行い、同様な結論を得ている*4。

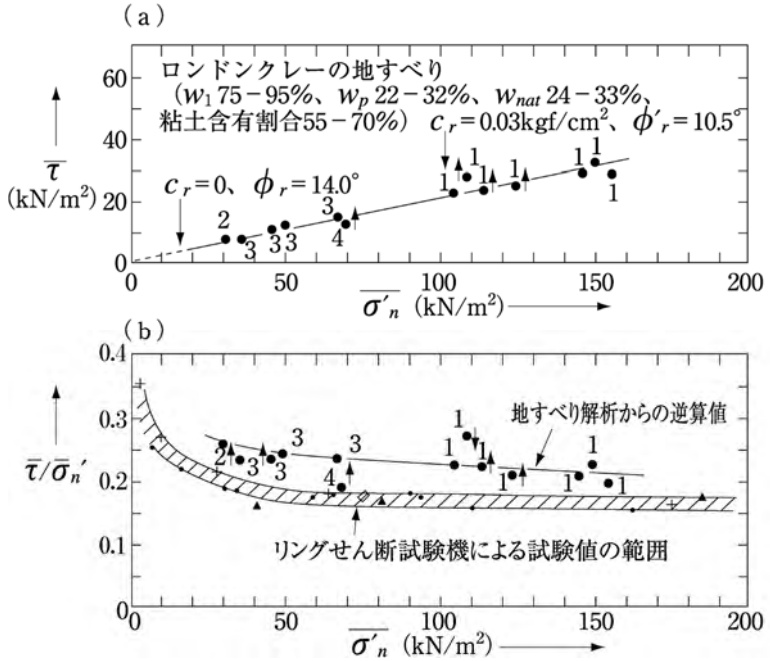


図-4.4.58　ロンドンクレーの残留強度の安定解析による逆算値と、
実験室におけるせん断試験結果との比較

$\overline{\sigma'_n}$：地すべり面に作用する法線方向応力の平均値（有効応力表示）
τ：すべり面に作用する平均せん断応力
(a)は、地すべり斜面（二次すべり）の安全率が1.00であるとして逆算した$\bar{\tau}$と$\overline{\sigma'_n}$の関係を示す。
(b)は、地すべり斜面の安全率を1.0であるとして逆算した（$\bar{\tau}/\overline{\sigma'_n}$）とリングせん断試験によって求めた（$\bar{\tau}/\overline{\sigma'_n}$）。
図中の数字は地すべり地の番号を示す（地すべり地名は省略する)。また↑は、地すべり地がほとんど移動しておらず、ほぼ安定状態にあるのに、安全率が1.00であるとして残留強度を逆算したので、実際はもう少し高い値である可能性があることを示す（↓はその逆）(Chandler*5による)。

＊1 Bishop, A.W. et al. (1971)：A New Ring Shear Apparatus and its Application to the Measurement of Residual Strength, Geotechnique, 21, 4, pp.273～328
＊2 古谷 (1983)：残留強度の性質とその測定法について、地すべり、20、1、pp.21～27
＊3 宜保 (1983)：島尻層泥岩の残留強度測定と結果の解釈、農業土木学会論文集、104、pp.61～68
＊4 Nakano, R. (1979)：Geotechnical Properties of Mudstone of Neogene Tertiary in Japan with Special Reference to the Mechanism of Squeezing Swelling Rock Pressure in Tunneling, Proc. of Int. Sym. on Soil Mechanics in Perspective (Oaxaca, Mexico), March, Session 2, pp.75～92
＊5 Chandler, R.J. (1983)：Recent European Experience of Landslides in Overconsolidated Clays and Soft Rocks, Proc. of 4th Int. Symp. Landslides, Toronto, pp.61～81

τ_rとσ'_nとの関係が曲線をなす場合でもσ'_nの関数としてτ_rを表せば、安定解析にτ_r～σ'_nの曲線性を考慮することは可能であるが、地すべり対策工の設計には、すべり面の深さから考えられるσ'_nの範囲で通常用いられている一次式、

$$\tau_r = c_r + \tan\sigma'_n$$

で直線近似するのが実際的であり、有益であるとスケンプトンは論文*1で記している。

なお、一度すべり面が生じ、その面に沿って残留強度に一旦低下しても長期間静止した状態にあると、ある程度の強度の回復が認められるので、これを安定解析に考慮すべきであるとの考えもあるが、この回復した強度は非常にわずかの移動で再び失われるため、地すべり斜面の安定対策を立案することは危険であるとチャンドラーは指摘している（文献*2)。

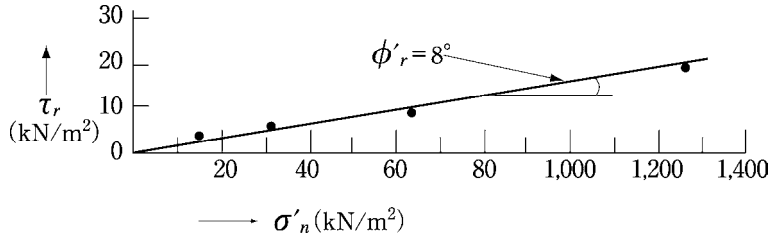


図-4.4.59 由比粘土岩の鏡肌に沿っての残留強度（仲野*3による）

イ．ϕ_rと粘土含有率*CF*、塑性指数I_pとの関係

スケンプトンらの研究*1によれば、ピークせん断強度を過ぎてからの変位の増大に伴うせん断強度の低下は、粘土鉱物がせん断面に沿って配向するために生ずるものとされ、含有粘土鉱物が板状のもので、かつ、粒径が0.002mm以下の粘土含有率（*CF*）が、20～25%以上のときだけ明瞭に認められる現象である。*CF*の少ないシルト岩や砂岩ではダイレイタンシーによる含水比の増加を原因とする強度低下はあるが、大きなせん断変位を与えても、粘土鉱物の配向に伴う強度低下はほとんど認められない。このことは、砂とベントナイトを種々の割合で混合した試料についてリングせん断試験機で残留強度を求めた実験により、技術書「Ⅳ資料編、**5. 安定解析**」の**図-5.1.3**の実線に示すように確認されている。

実際の地すべり粘土や泥岩には、モンモリロナイトやカオリン等種々の粘土鉱物が含まれているため、*CF*と残留強度との関係は砂とベントナイトの混合土の場合とは多少異なり、かつ、ある程度の幅をもち、*CF*が同じでも、I_pと*CF*のI_p/CF比によっても変化する（**図-5.1.3**のハッチの部分は、緩慢に移動している実際の地すべり斜面の安全率が1.0であるとして、逆算によって求めたϕ_rである)。この図から明らかなように、*CF*＞50%で、I_p/CF＝0.5～0.9の粘土ではϕ'_r＝10～14°程度となる。また、構成粘土鉱物が主としてモンモリロナイトの場合は、ϕ'_r＝7°以下の小さい値となる。

同図には、砂とベントナイトの混合土の完全軟化強度のϕ'_sも破線で示してあるが、*CF*＝50%

＊1 Skempton, A.W. (1985)：Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, Geotechnique, 3, 1, pp.3～18

＊2 Chandler, R.J. (1977)：Back Analysis Techniques for Slope Stabilization Works：A case record, Geotechnique, 27, 4, pp.479～495

＊3 Nakano, R. (1979)：Geotechnical Properties of Mudstone of Neogene Tertiary in Japan with Special Reference to the Mechanism of Squeezing Swelling Rock Pressure in Tunneling, Proc. of lnt. Sym. on Soil Mechanics in Perspective (Oaxaca, Mexico), March, Session2, pp.75～92

以上では20°程度の小さい値となっている。なお、同図には、砂とベントナイトの混合土についてのIpとφrの関係も示されているが、実際の地すべり粘土のIpとφrの関係は、これと異なる。

ルピニイ（Lupini）ら*1やチャンドラー*2は、Ipとφrについて技術書「Ⅳ資料編、**5. 安定解析**」の**図-5.1.2**のような関係を示している。すなわち、Ip＝30％くらいからφrは急に小さくなる。日本のグリーンタフ地域の地すべり粘土や泥岩についての実験値（繰返し一面せん断試験による値）をこのような図にプロットしてみたが、**図-4.4.49**(b)に示すようにほぼハッチの部分に入るので、これらの関係は、日本の地すべり粘土にも適用でき、かなり一般性があると思われる。

ただし、スケンプトンも指摘しているように、粘土、泥岩などの主な構成粘土鉱物が平板状でない場合は、これらのハッチの部分から大きくはずれるので注意しなければならない。この**図-5.1.2**に示すように、ハロイサイトやアロフェンなどの粘土鉱物からなる粘土はこの範囲から大きくはずれている。わが国の珪藻土質泥岩もこの範囲から大きくはずれる。

ケニー（Kenney）*3は、「残留強度は主として、構成粘土鉱物の種類と量に関係し、塑性指数にはあまり関係しない（ただし、ある程度吸着イオンにも関係する）。」としている。これはルピニイらのIpとφrの関係を示す曲線や**図-5.1.2**は、主としてモンモリロナイトやカオリン等の板状粘土鉱物を含む地すべり粘土についてのものであり、ハロイサイトやアロフェンなどの粘土鉱物から構成される粘土は除いているので、両者の主張は基本的には矛盾していないものと考えられる。

4.2.2 破砕地帯地すべり母岩（結晶片岩など）とその粘土化帯の力学特性

わが国では、中央構造線に沿って黒色片岩、絹雲母片岩などを母岩とする地山で、いわゆる「破砕帯地すべり」が多数発生している。

粘土や泥岩が、広域変成作用による高温、高圧の作用下でさらにその密度が高められるとともに、粘土粒子の鉱物組成や組織が変化して生じたものが黒色結晶片岩である（**図-4.4.60**参照）。

ところが、大規模な断層作用や褶曲作用を受けて岩石が細かく破砕されると比表面積が増える上、もともと粘土質だった岩から変成されて生じた岩であるため、化学的風化作用下で粘土化しやすく、地すべり発生の条件が整えられることとなる。このようにして、続成作用や変成作用の過程で受けた高密度化の履歴が消え失せてしまい、泥岩の場合と同じように最初の堆積時の粘土の正規圧密状態（**図-4.4.27**の状態Ａ）の時の強度にもどってしまう。すなわち、「完全軟化強度」となる。さらに、この粘土化層に沿って鏡肌が生ずるほどに、すべり移動量が大きくなれば、「残留強度」へと低下することになる。

（事例）　徳島県吉野川市美郷品野地区の地すべりは、平均勾配約30°の黒色結晶片岩地帯の斜面に生じている、いわゆる「破砕帯地すべり」である。円弧及び非円弧の地すべりが共存して進行しており、地表面には**図-4.4.61**に示すように多くの亀裂が発生している。同図の①～⑪の線に沿って

＊1 Lupini, J. F. et al. (1981) : The drained residual strength of cohesive soils, Geotechnique, 31. pp.181～213

＊2 Chandler R. J. (1983) : Recent European Experience of Landslides in Overconsolidated Clays and Soft Rocks, Proc. of 4th Int. Symp. Landslides, Toronto, pp.61～81

＊3 Kenney, T. C. (1967) : The Influence of Mineral Composition on the Residual Strength of Natural Soils, Proc. Geotech. Conf., Oslo Vol.1, pp.123～129

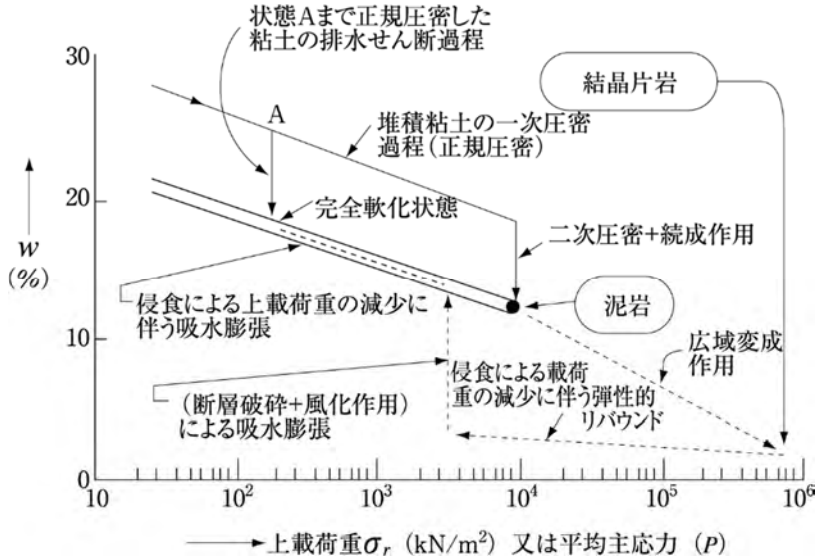


図-4.4.60 結晶片岩の生成過程と、その断層破砕作用に伴う完全軟化状態の強度への移行過程説明模式図

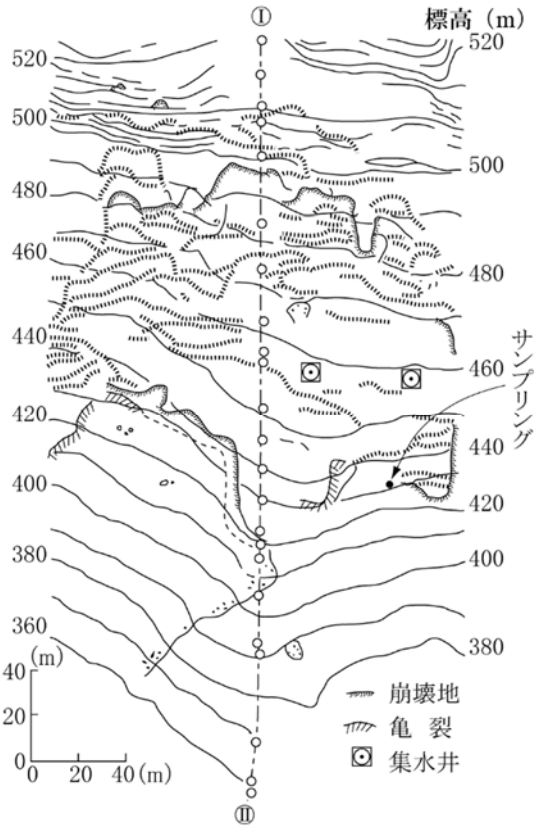


図-4.4.61 品野地すべり地平面図

の縦断面図を**図-4.4.62**に示す。同図には、ボーリング調査、集水井掘削時の観察、地下水観測等のためのボーリング孔や集水井の変形状況等から推定されたすべり面の位置も記入してある。部分的崩壊によって生じた崖部に露出していたすべり面粘土の乱さない試料を採取して「圧密排水三軸圧

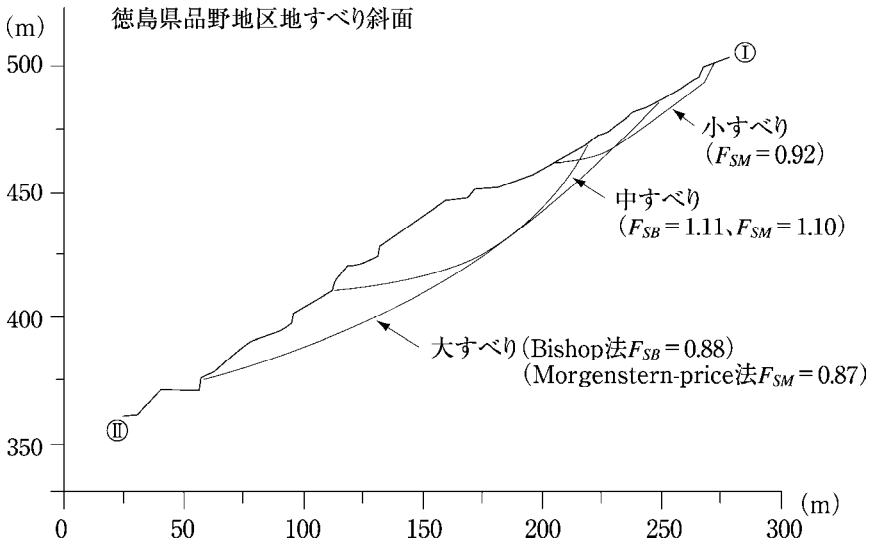


図-4.4.62 品野地すべりにおける種々の推定すべり面と安全率（c_d＝0 kN/m^2、ϕ_c＝25.9°）

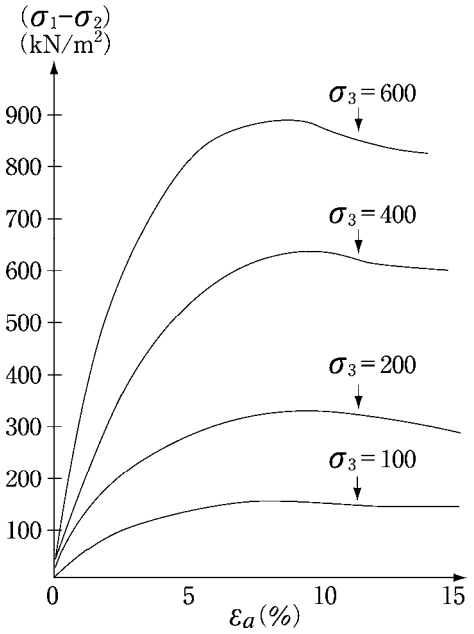


図-4.4.63 品野地すべり粘土（乱さない試料）の、圧密排水三軸圧縮試験によって得られた軸ひずみ（ε_a）－軸差応力（$\sigma_1-\sigma_3$）曲線

縮試験」を行った結果を**図-4.4.63、4.4.64**に示す。これによると、「ひずみ軟化特性」はほとんど認められない。また**図-4.4.64**に示すように有効応力表示の粘着力成分はほとんど0である。すなわち、すべり層の粘土はほぼ「完全軟化状態」になっていたことを示している。**図-4.4.63**のピーク強度より求めた、c_d＝0.0 (kN/m^2)、ϕ_d＝25.9° を用いて、**図-4.4.62**のそれぞれのすべり面について安定解析を行い安全率を求めた結果を示してある。

一般に結晶片岩地帯の地すべりは「破砕帯地すべり」とも呼ばれているように、断層破砕作用に伴って生じた粘土化帯中にすべり面が生じて発生するものであるため、断層の存在形態に強く支配される。したがって、断層構造を定量的に正確に把握することがまず第一に重要であるが、非常に

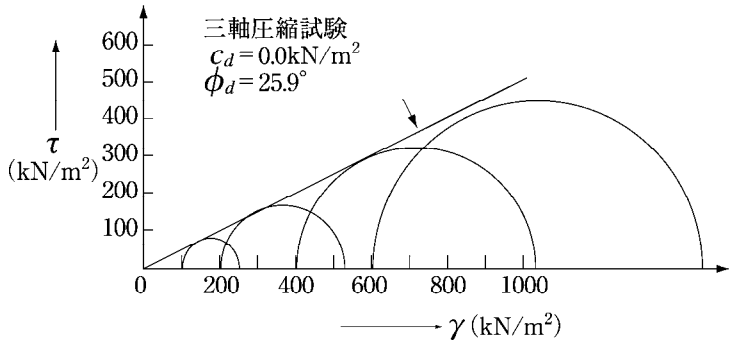


図-4.4.64 品野地すべり粘土（乱さない試料）の、圧密排水三軸圧縮試験によって得られたモール円（有効応力表示）。
一番大きいモール円まで考慮すれば、包絡線は少しカーブする。

複雑な場合が多いため、現在の調査技術をもってしても一般にかなり困難である。

図-4.4.62の解析例は、すべり面の位置がかなり正しく把握されている例であり、すべり面末端部で斜面に露出している部分の地すべり粘土と同じものがすべり面全体に一様に分布しているものとして安定解析を行って安全率を求めたものである。その結果は同図中に示すように、安全率が0.9～1.1程度となり、ほぼ納得できる値となっているが、「試験に用いた粘土と同種のものが、すべり面全体に一様に分布している」という前提が正しいと断言しうる証拠が十分あるとは言い難い。しかし、少なくとも工学的に全く説明できないような現象が生じているわけではないとは言い得るであろう。

4.3 斜面安定解析法と内在する諸問題

斜面中に生ずるすべり面の発達過程を、地山を構成する材料の応力－軸ひずみ関係を用いて厳密に解析することは、現時点では難しい。したがって、すべり破壊に対する検討には、現在では一般に「極限平衡法」が適用されている。これは顕在又は潜在のすべり面に沿って、これをすべらせようとする力とこれに抵抗する力（又は、ある点に対するすべらせようとする力の回転モーメントと抵抗力の回転モーメント）との極限的な釣合い状態について検討する方法である。顕在又は潜在するすべり面としては「円弧すべり面」を仮定するのが最も一般的であり、実際のすべりもほぼ円弧状の形をなしている場合が多い。しかし「直線状のすべり面」や「円弧と直線を組合せた複合すべり面」を仮定することもあり、実際にこのようなすべり面で地すべりや斜面崩壊が生ずることもある。

4.3.1 円弧すべりの解析法と問題点の概説

この方法は、斜面のすべりが**図-4.4.65**に示すように円弧状のすべり面に沿って生ずるものと考え、円弧の中心Oに対する斜面をすべらせようとする力のモーメントと、これに抵抗しようとする斜面の地山材料の抵抗力のモーメントとの比で安全率F_sを表し、$F_s=1.0$のとき、極限平衡状態にあるとして、

$$F_s = \frac{M_R}{M_D} = \frac{\text{地すべり地塊のすべり面に作用するせん断強度による円弧中心に対するモーメント}}{\text{地すべり地塊の重量による円弧中心に対するモーメント}} \quad \cdots\cdots(1)$$

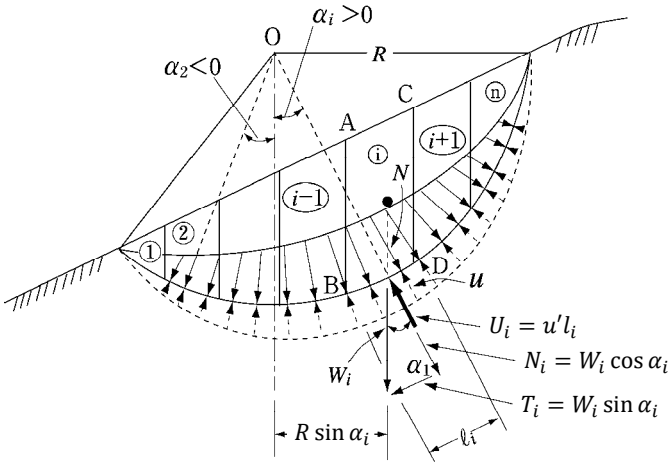


図-4.4.65 円弧すべりの説明図

このように考えるものである。

ここで、分母は、斜面の奥行き単位長さ当たり

$$M_D = R\sum_{i-1}^{n} W_i \sin\alpha_i \quad \cdots\cdots(2)$$

ただし、R ：円の半径

W_i ：スライス重量

α_i ：すべり面に対する接線と水平方向とのなす角（＝すべり面に対する法線方向と鉛直方向とのなす角）（**図-4.4.65**参照）

（添字iは、いずれもスライスiについての値であることを示す。）

で分子は同じく斜面の奥行き単位長さ当たり。

$$M_R = R\sum_{i=1}^{n} \{c'_i + (\sigma_i - u_i)\tan\phi'_i\}\ \ell_i = R\sum_{i=1}^{n} \{c'_i + \sigma'_i \tan\phi'_i\}\ \ell_i$$

$$= R\sum_{i=1}^{n} (c'_i\ \ell_i + N'_i \tan\phi'_i) \qquad (\text{ただし、} N'_i = \sigma'_i \ell_i) \quad \cdots\cdots(3)$$

ただし、R ：円の半径

σ_i ：すべり面の法線方向に作用する全応力

u_i ：すべり面に作用する間隙水圧

σ'_i ：すべり面の法線方向に作用する有効応力（$\sigma'_i = \sigma_i - u_i$）

c'_i ：すべり面部の材料の粘着力（有効応力表示）

ϕ'_i ：すべり面部の材料のせん断抵抗角（有効応力表示）

ℓ_i ：すべり面の長さ

（添字iは、いずれもスライスについての値であることを示す）。したがって

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(c'_i \ell_i + N'_i \tan\phi'_i\right)}{\sum W_i \sin\alpha} = \frac{R\sum_{i=1}^{n}\left(c'_i \ell_i + N'_i \tan\phi'_i\right)}{R\sum W_i \sin\alpha} \quad \cdots\cdots(4)$$

となる。

⑷式は、正確にはすべりが円弧すべり面に沿って生じ、N_i'が正しく評価されたときに成り立つ式であるが、しかし分子中のN_i'を正しく求めることは極めて困難である。これは下記の理由による。

一般にある物体にいくつかの力が作用して釣合い状態にあるためには、x、y座標において、

$$\sum H_i = 0 \text{、} \sum V_i = 0 \text{、} \sum M_i = 0$$

が成立しなければならない（ただし、H_i：力P_iのx方向成分、V_i：力P_iのy方向成分、M_i：力P_iの任意の点に対するモーメント)。

これは言い換えれば、i個の力がある物体に作用して釣り合っているときに１番目から（$i-1$）番目までの力の合力R_{i-1}を求めた場合、その作用線上に残りのi番目の力がそれと大きさが等しく、向きが反対の方向に作用しているということである。**図-4.4.66**は$i=3$の場合である。

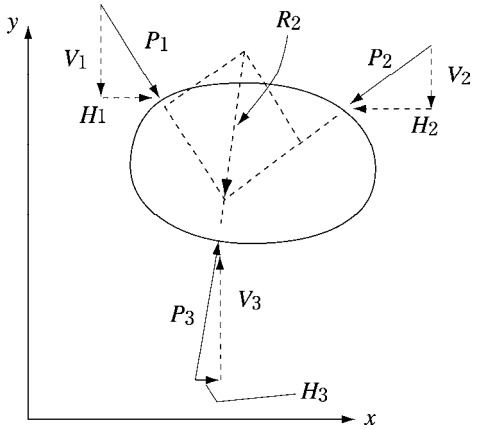


図-4.4.66　いくつかの外力が作用している物体の釣合い

図-4.4.67に示すように、スライスiをとり出して考えた場合、$\overline{\mathrm{BD}}$なるすべり面より上の部分に作用している力としては、その両側鉛直面に両隣のスライスから作用しているE_i, E_{i+1}なる圧力（土圧、水圧など)、X_i, X_{i+1}なるせん断力及びスライス自体の自重W_iがあり、釣り合っているときは、それらの合力R_iと反対向きで同じ大きさの力$\overline{R_i}$がすべり面に作用していることになる。**図-4.4.67**(a)に示すように、x軸をスライス底面中心点での接線方向、y軸をその法線方向にとり、それらの方向のR_iの分力を順にT_i, N_i（$\overline{R_i}$の分力は$\overline{T_i}$, $\overline{N_i}$）とすると力の釣合い条件から、下式が成立しなければならない。

$$\sum H_i = X_i \sin\alpha_i + E_i \cos\alpha_i + \overline{T_i} - W_i \sin\alpha_i - E_{i+1} \cos\alpha_i - X_{i+1} \sin\alpha_i = 0$$

$$\sum V_i = X_i \cos\alpha_i - E_i \sin\alpha_i + \overline{N_i} - W_i \cos\alpha_i + E_{i+1} \sin\alpha_i - X_{i+1} \cos\alpha_i = 0$$

$$\sum M_i = E_i B_i - \overline{Ni}\,\alpha i - E_{i+1}\left(b_{i+1} + \ell_i \sin\alpha_i\right) + W_i \frac{\ell_i \cos\alpha}{2} + X_{i+1} \ell_i \cos\alpha_i = 0$$

ただし、α_iはすべり面と水平方向とのなす角、a_iはスライス底面$\overline{\mathrm{BD}}$（長さ）ℓ_iより上の部分に作用している諸力の合力R_i（計算上有効となるのはN_i）の作用点の点Bからの距離、b_iはE_iの作用点のＢ点からの高さ、b_{i+1}はE_i、E_{i+1}の作用点のＤ点からの高さである。またモーメントM_iの釣合い式は点Ｂの回りのモーメントについて考えている（**図-4.4.67**(c)参照)。

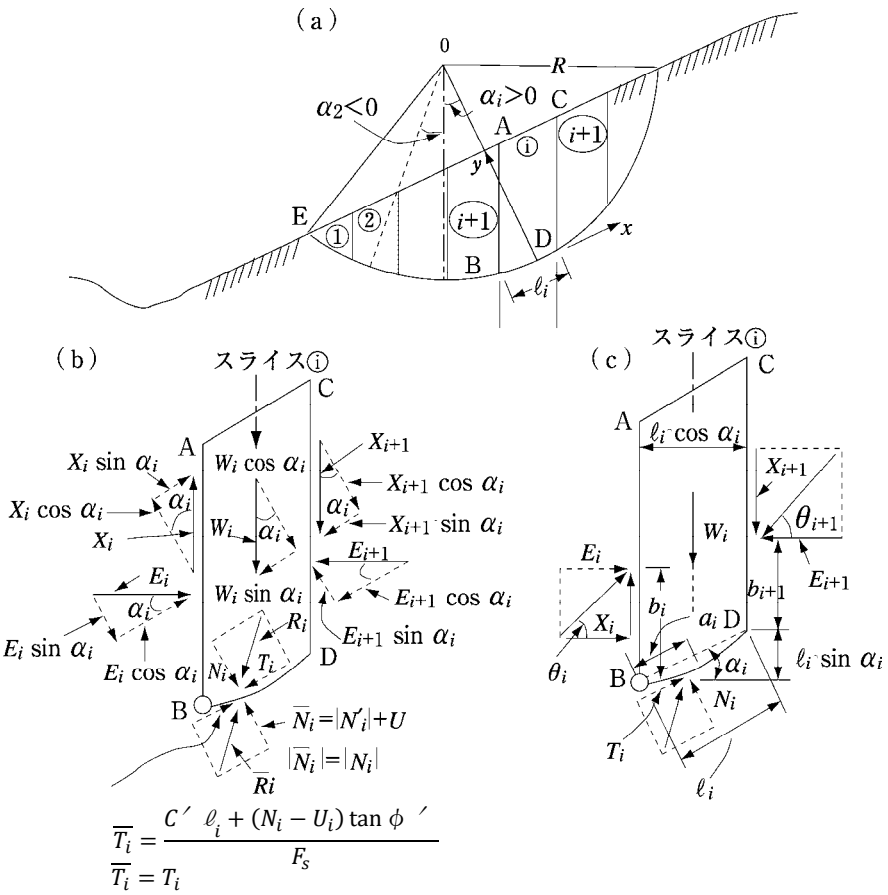


図-4.4.67　円弧すべりの地すべりブロック中のスライスiに作用している力とその作用点

スライス①の底面に$\overline{\mathrm{BD}}$の下方から作用している力$\overline{R_i}$によって底面に発生するせん断抵抗力$\overline{T_i}$は、最大限（すなわち、安全率F_s＝1.00のとき）

$$\overline{T_i}=c'\ell_i+(N_i-U_i)\tan\phi' \qquad \cdots\cdots(5)$$

までしか発揮できない。F_s＞１.00の場合は⑹式の力が底面$\overline{\mathrm{BD}}$に作用していることになる。

$$\overline{T_i}=\frac{c'l_i+(N_i+U_i)\tan\ \phi'}{F_s} \qquad \cdots\cdots(6)$$

したがって、N_i，U_i及びF_sが決まれば、$\overline{T_i}$の大きさも決まる。

結局、地すべりブロックのn個のスライスに作用している力と、その作用点に関する未知数は**表-4.4.2**に示すとおり（$5n-2$）個となる。それに対して、各スライスごとの力の釣合い方程式は、$\sum H_i=0$，$\sum V_i=0$，$\sum M_i=0$の３個であり、n個の全スライスについては$3n$個成立する。

すなわち、**表-4.4.2**にまとめて示すように、方程式の数より（$5n-2$）$-3n=(2n-2)$個だけ未知数が多いから、上記の方程式からN_i，F_s，E_i，X_i，a_i，b_iなどの未知数を確定することは不可能なのである。⑷式の分子のN_iを正しく求めることが困難なのは、このような理由による*1。

＊1　Lambe, W.T. & Whitman R.V. (1969)：Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York, pp.364～366

表-4.4.2 地すべりブロックをn個のスライスに分割した場合の未知数とその数

（Ⅰ）力の平衡に関する未知数	備　　考	地すべりブロック全体についての未知数の数
①　N_i（又は$N_i=N-U$）	間隙圧Uは流線網が描ければ求められるので未知数ではない。	n個（スライスの数だけN_iがある）
②　安全率F_s	スライス底面に作用するせん断抵抗力T_iは $T_i=\dfrac{C'_i\ell_i+N'_i\tan\phi'}{F_s}$ だから、N_i'とF_sが決まれば求まる。	１個
③　E_i	各スライス側面の法線方向に作用する力	（n－１）個（スライスとスライスの境界の数だけある）
④　X_i	各スライス側面に作用するせん断力であるが、$X_i=E_i\tan\theta_i$としてθ_iを未知数としてもよい。	（n－１）個（同上）
	小　　計	（３n－１）個
（Ⅱ）モーメントの平衡に関する未知数		
①　a_i	各スライス底面に作用するの作用点の位置	n個（スライスの数だけある）
②　b_i	E_iの作用点の位置	（n－１）個（スライスとスライスの境界の数だけある）
	小　　計	（２n－１）個
	総　　計	（５n－２）個

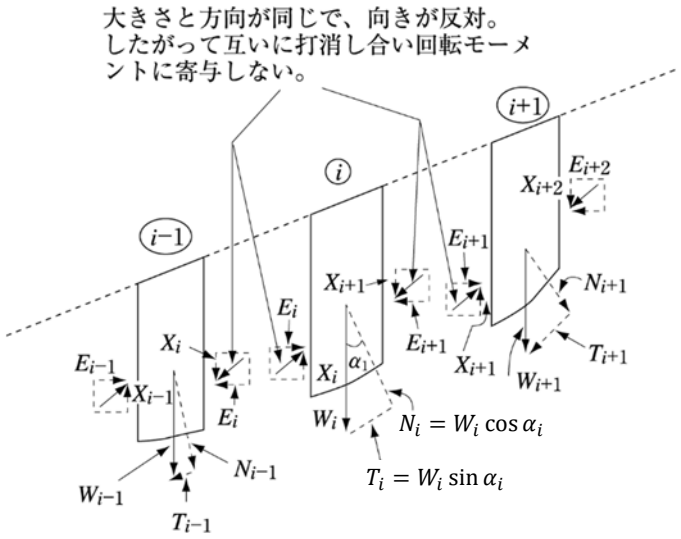
一方、E_i、X_i等は、ブロックのスライス間に相互に作用している力であるが、ブロックの全体を見た場合、その内部に発生している力（内力）であるから、**図-4.4.68**に示すように、互いに打ち消し合い、ブロック全体をすべらせようとする力のモーメントには関係がなくなる。すなわちブロックをすべらせようとする力は各スライスに作用している重力W_iのスライス底面の接線方向成分$T_i=W_i\sin\alpha_i$のみであり、円弧の中心に関するモーメントは、$RW_i\sin\alpha_i$であるから、(4)式の分母は力学的に正しく、特段問題を含まないといえる。

N_iの正しい評価が上記のように困難なので、斜面の安定解析の実務計算では以下に述べる「標準スライス法」と呼ばれる簡便法がこれまで広く用いられてきた。N_iをより正しく求める方法として、Bishop法*1、Morgenstern・Price法*2等、種々の方法が提案され、Bishop法が標準スライス法よりは正確な値を与えることが判明している*3。しかし、実際には、手法による誤差よりも入力するすべり面位置や$c-\phi$の設定の誤差の方が大きいので、本基準では計算が簡便な標準スライス法を採用している。

＊1　Bishop, A.W. (1955) : The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Geotechnique, 5, pp.7～17

＊2　Morgenstern, N.R. & Price, V.E. (1965) : The analysis of the stability of general slip surfaces, Geotechnique, 15, 1, pp.79～93及び A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces, The computer Journal, Great Britain, 9, 4, pp.388～393

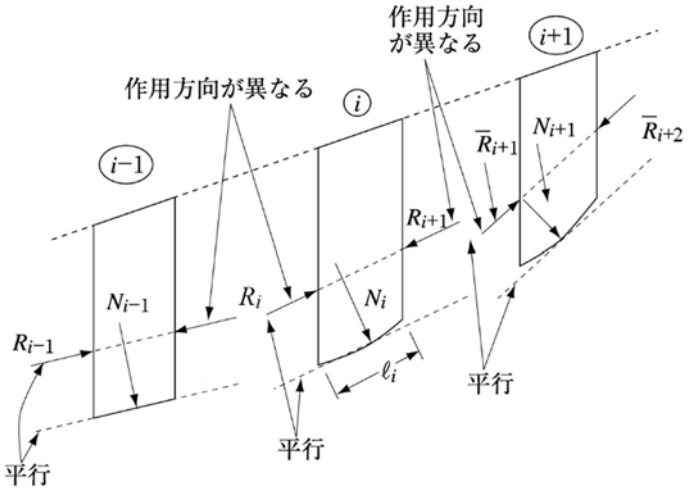
＊3　Whitman, R.V. and Bailey, W.A. (1967) : Use of Computers for Slope Stability Analysis, Proc. A.S.C.E., SM4, pp.475～498



図−4.4.68　スライス側面に作用する力が滑動モーメントに対して寄与しないことの説明図

4.3.2　２次元断面の標準スライス法(簡便法)と修正標準スライス法(修正簡便法)による安定解析

⑴　地すべり斜面中を水が浸透していない場合



図−4.4.69　標準スライス法におけるスライス側面に作用する力の作用方向の仮定

簡便法は、スライスの側面に作用する力E_i、X_iはN_iに何の影響ももたないとする考え方である。言い換えれば、**図−4.4.69**に示すように、スライス側面に作用するE_iとX_iの合力R_i、E_{i+1}とX_{i+1}の合力R_{i+1}は、その円弧底面の中心で引いた接線と同じ方向に作用し、法線方向の成分をもたないと仮定するものである（記号の意味は前述参照)。

したがって、

$$N_i = W_i \cos\alpha_i \quad \cdots\cdots(7)$$

となり、極めて簡便となる。

しかし、この仮定により**図−4.4.69**に示すように、たとえばスライス$i-1$からスライスiの側面に

作用している力の合力R_iと、逆にスライスiからスライス$i-1$の側面に作用している力の合力R_iは、同じ作用線上にないこととなり、力学的な矛盾を生ずる。斜面にほぼ平行にすべり面があるような浅い円弧すべりについては、このような仮定をしてもあまり実際とは違わないが、斜面内に深く入り込む円弧すべりでは、上記のような仮定は実際の力の作用状況と大きく異なってくる。そのため、標準スライス法によって求めた安全率は誤差を含むことになる。

それにもかかわらず、この方法が広く用いられているのは、計算が簡便であり、かつ、c'，ϕ'が、実験などにより正しく求められていれば、安全率が真の安全率より常に小さめ（工学的には安全側）評価されるからである。

この簡便法によれば、安全率F_sを求める式は、

$$F_s=\frac{\sum_{i=1}^{n}\left\{c'_i\ell_i+(N_i-U_i)\tan\phi'_i\right\}}{\sum_{i=1}^{n}T_i} \quad \cdots\cdots(8)$$

となる。ただし、ここで、

$T_i=W_i$，$\sin\alpha_i$，$N_i=W_i\cos\alpha_i$，$U_i=u_i\ell_i$，ℓ_i＝スライスiの底辺の長さ

⑵　地すべり斜面中に浸透水がある場合

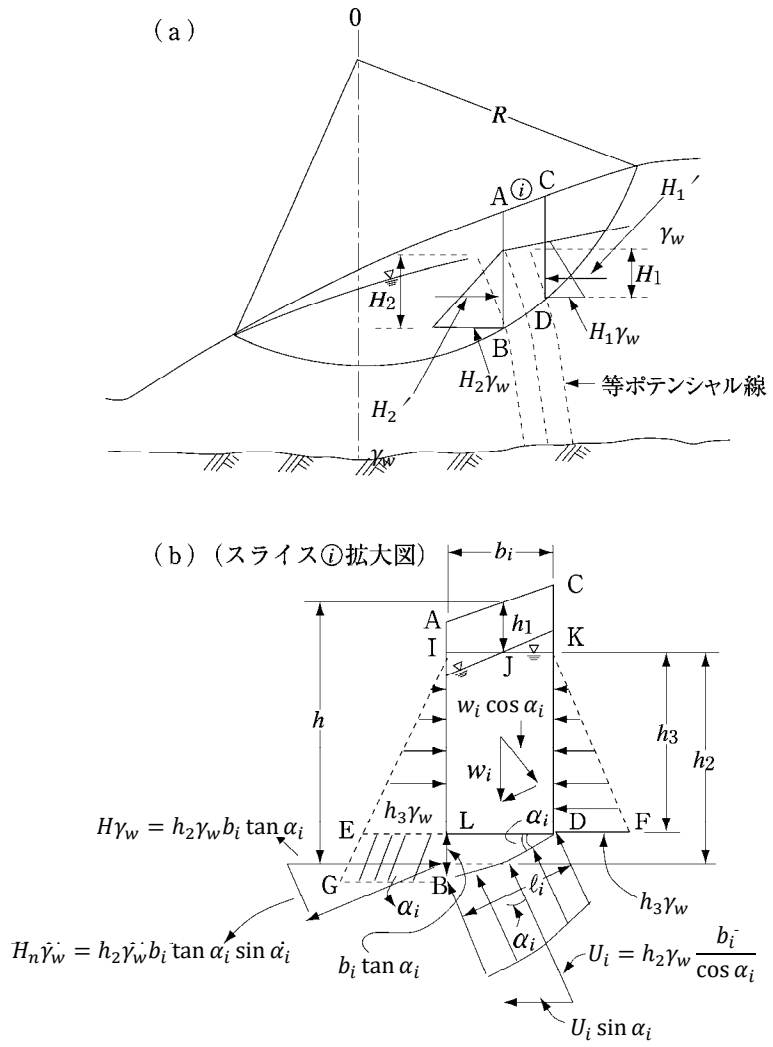
この場合は、流線網を描くことにより、**図-4.4.70**(a)に示すように、等ポテンシャル線がスライス側面を切る点で間隙水圧の大きさを求めることができる。たとえば**図-4.4.70**(a)で、点Ｂ及びＤでの間隙水圧は、それぞれの水深をH_2、H_1、水の単位体積重量をγ_wとするとき、それぞれ$H_2\cdot\gamma_w$，$H_1\cdot\gamma_w$である。

したがって同図に示すように、スライスの両側に作用している水圧の分布を求めることができるから、その面積を求めることによりその合力も求めることができる。**図-4.4.70**(a)でスライスiの側面ＡＢに作用している水圧の合力を$H_2'\cdot\gamma_w$、側面ＣＤに作用している水圧の合力を$H_1'\cdot\gamma_w$とすれば、その差の力

$$H\gamma_w=(H_2'-H_1')\gamma_w \quad \cdots\cdots(9)$$

によって、スライスiは$\overline{\mathrm{AB}}$側から$\overline{\mathrm{CD}}$側に向かって「押されて」いることになる（ただし、スライス底面の法線方向に作用している間隙水圧に起因する力U_iも水平方向成分$U_i\cdot\sin\alpha_i$を持っているので、この場合の例のように斜面上方から法尻方向に地下水が浸透している場合には、$(H_1'\gamma_w+U_i\sin\alpha_i)>H_2'\gamma_w$であり、この力も考慮すれば、スライス$i$は、実際には$\{(H_1'\gamma_w+U_i\sin\alpha_i)-H_2'\gamma_w\}$の力で、法尻方向に「押されて」いることになる）。

したがって、この⑼式の力のスライス底面の法線方向分力$H_n\gamma_w=H\gamma_w\sin\alpha_i$（$\alpha_i$：スライス面の接線方向と水平方向とのなす角）は、同じ方向に作用する力N_iに寄与するはずである。本来の標準スライス法では、この$H_n\gamma_w$のN_iへの寄与を無視することにしているが、その場合、α_iが大きくなると、次のような矛盾が生ずる。すなわち、**図-4.4.70**(b)に示すように、スライスの高さをh（浸潤線から上の高さをh_1、下の高さをh_2）とし、地山材料の湿潤単位体積重量をγ_t、飽和単位体積重量をγ_{sat}とすると、$W_i=(h_1\gamma_t+h_2\gamma_{sat})b_i$，$\ell_i=b_i/\cos\alpha_i$（記号の意味は前述参照。ただし、$b_i$はスライスの幅とする）であるから、標準スライス法の考え方によれば



図−4. 4. 70　地すべり斜面中に浸透水がある場合

$$N_i' = N_i - U_i = W_i\cos\alpha_i - u_i\ell_i$$

$$= W_i\cos\alpha_i\left\{1 - \frac{u_i}{(h_i\gamma_t + h_2\gamma_{sat})\cos^2\alpha_i}\right\} \quad \cdots\cdots(10)$$

となる。したがって、α_iが大きくなると、$\cos\alpha_i$が小さくなり、$N_i' = N_i - U_i < 0$となる場合が生じ得る。これは地山の構成材料が法線方向に浮き上がることを意味しているが、現実にはこのようなことは起こり得ない。これは、スライス側面に作用している水圧差を無視したために生じた矛盾である。

しかし、この水圧差を厳密に考慮に入れようとすると、前述のように、等ポテンシャル線を描き、スライス両側面に作用している水圧分布を求めなければならないので、非常に面倒である。そこで実務計算では**図−4. 4. 70**(b)に示すように、スライスの中央を通る鉛直線と浸潤線との交点の位置Jから下に、スライス両側に水圧が静水圧的に分布するものと考え、その静水圧差のみを考

慮に入れる方法がとられている。この場合の水圧差は、同図(b)を見れば明らかなように、△ＩＥＬと△ＫＦＤは相殺されることから、側面$\overline{\mathrm{AB}}$下方の□ＥＧＬＢのみである。その大きさは、

$$H\gamma_w=h_2\gamma_w b_i\tan\alpha_i \quad \cdots\cdots(11)$$

であり、その法線方向成分は、

$$H_n\gamma_w=h_2\gamma_w b_i\tan\alpha_i\sin\alpha_i \quad \cdots\cdots(12)$$

である。

したがって、スライスiの底面ＢＤより上の部分に作用している力の、法線方向成分の合力N_iは、

$$N_i=W_i\cos\alpha_i+h_2\gamma_w b_i\tan\alpha_i\sin\alpha_i \quad \cdots\cdots(13)$$

である。ここで$W_i=b_i(h_1\gamma_t+h_2\gamma_{sat})$であり、スライス底面には間隙水圧に起因する$U_i=h_2\cdot\gamma_w(b_i/\cos\alpha_i)$が作用しているから、底面の法線方向に作用している有効圧力N_i'は、

$$\begin{aligned}N_i'&=N_i-U_i\\&=b_i(h_1\gamma_t+h_2\gamma_{sat})\cos\alpha_i+h_2\gamma_w b_i\tan\alpha_i\sin\alpha_i-h_2\gamma_w\frac{b_i}{\cos\alpha_i}\end{aligned} \quad \cdots\cdots(14)$$

となる。ここで、$\gamma_{sat}=\gamma'+\gamma_w$（ここで$\gamma'$：地山構成材料の水中重量）とおいて、上式を整理すれば、

$$N_i'=b_i(h_1\gamma_t+h_2\gamma')\cos\alpha_i \quad \cdots\cdots(15)$$

となる。すなわち、浸潤線下の部分については、水中重量に$\cos\alpha_i$を乗ずれば、間隙水圧を考慮したすべり面の法線方向に作用する有効圧力N_i'となることが分かる。この場合は、$N_i'<0$となることは決して生じない。この方法は、本来の意味の標準スライス法又は簡便法とは異なるので、「修正標準スライス法」又は「修正簡便法」と呼んでいる。

4.3.3 ビショップ法（Bishop method）*1及びその他の厳密法

図-4.4.71に示すように斜面中に浸透水がある一般的な場合について説明する。間隙水圧計などにより間隙水圧が多数点で測定され、等ポテンシャル線が図に示すように描けているものとする（流線はそれに直交するものとして描ける)。スライスiを代表として取出し、それに作用している外力を描けば、**図-4.4.67**(b)の場合と同じように、**図-4.4.72**(a)に示すようになる。

ここでW_a，W_bスライスの自重による外力で、

$W_a=\gamma_t A_1$

$W_b=\gamma_{sat}A_2$

である。ただし、γ_t＝浸潤面より上の地山材料の湿潤単位体積重量（kN/m^3)、γ_{sat}＝浸潤面より下の地山材料の飽和単位体積重量（kN/m^3)、また、E_{i+1}，T_{i+1}，E_i，T_iはスライス側面に作用している力（内力）で、土圧及び浸透水の水圧によるものである。スライスの底面には、その法線方向に、

＊1 Bishop, A.W. (1955) : The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Geotechnique, 5, pp.7～17

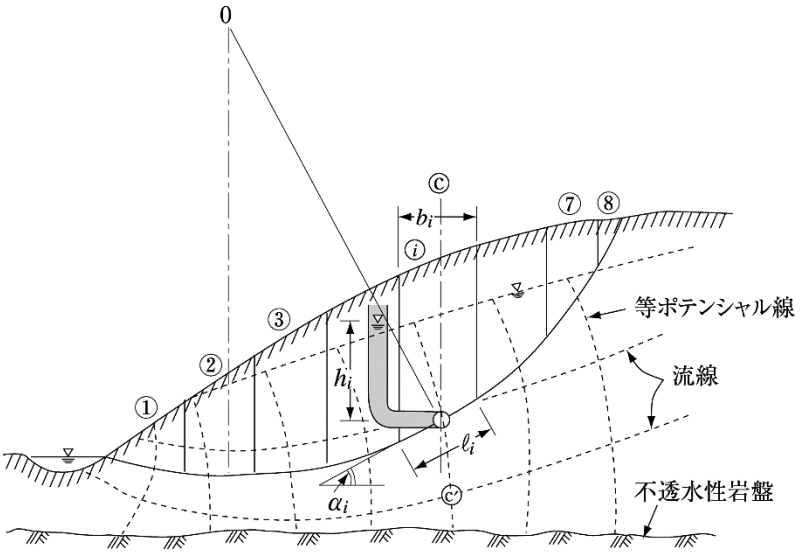


図-4.4.71 斜面中に浸透水がある場合の流線網と円弧すべり説明模式図

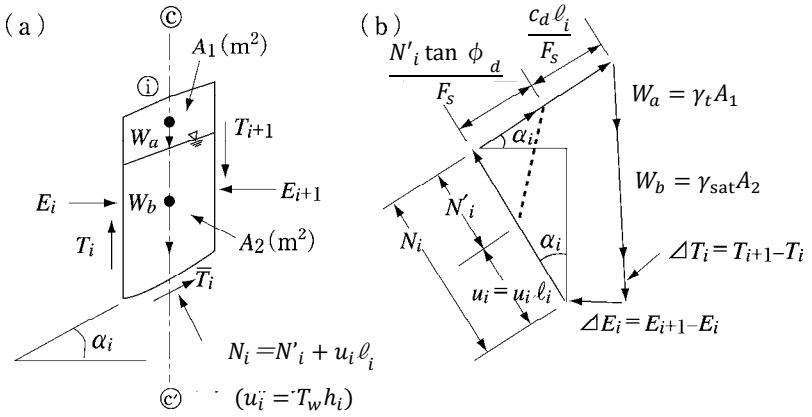


図-4.4.72 スライスに作用する外力（自重、水圧、底面反力など）と力の多角形

$$N_i = N_i' + u_i \ell_i \quad \cdots\cdots (16)$$

が作用し、接線方向には、

$$\overline{T_i} = \frac{1}{F_s}\left(c_d \ell_i + N'_i \tan \phi_d\right) \quad \cdots\cdots (17)$$

が作用していることは前述したとおりである。

これらの力が作用してスライスiは釣り合っているのであるから、その力の多角形は、**図-4.4.72**(b)に示すように閉じていなければならない。

これらの力を鉛直線（スライスiの線$\overline{CC'}$）に投影すると、

$$W_a + W_b + \Delta T_i = \left(N'_i + u_i \ell_i\right)\cos \alpha_i + \frac{N'_i \tan \varphi_d + c_d \ell_i}{F_s} \sin \alpha_i \quad \cdots\cdots (18)$$

となる。ここで$\ell_i \cos \alpha_i = b_i$とおいて（**図-4.4.71**参照）、$N_i'$について解けば、

$$N'_i = \frac{W_a + W_b + \Delta T_i - u_i b_i - \dfrac{c_d \ell_i}{F_s}\sin\alpha_i}{\left(1 + \dfrac{\tan\phi_d \tan\alpha_i}{F_s}\right)\cos\alpha_i} \quad \cdots\cdots(19)$$

ここで

$$\left(1 + \frac{\tan\phi_d \tan\alpha_i}{F_s}\right)\cos\alpha_i = m_i \quad \cdots\cdots(20)$$

とおけば、

$$N'_i = \frac{W_a + W_b + \Delta T_i - u_i b_i - \dfrac{c_d \ell_i}{F_s}\sin\alpha_i}{m_i} \quad \cdots\cdots(21)$$

これが、スライスiのすべり面の法線方向に作用する有効力である。これを前述の**4. 3. 1**の⑷式に代入すれば、安全率は、下つきの添字iを省略して、

$$F_s = \frac{\sum \dfrac{\left\{c_d b + (W_a + W_b + \Delta T - ub)\tan\phi_d\right\}}{m_i}}{\sum (W_a + W_b)\sin\alpha} \quad \cdots\cdots(22)$$

ここで、$\Delta T = 0$とおいた式を「簡便ビショップ法」と呼ぶ。ΔTを求めることは一般に困難なので、実務計算にはこの「簡便ビショップ法」が用いられている。

(22)式に(20)式のm_iを代入すれば、(22)式は両辺に安全率F_sが入っていることになるので、最初にF_sを仮定して右辺を計算し、その値が仮定のF_sと異なれば、仮定値を変化させて再び右辺の計算を行い、両者が一致するまで計算を繰返す。電子計算機を用いれば、短時間に結果を得ることができる。

また、$W_a + W_b = W$，$r_u = ub/W$とおいて、簡便ビショップ法を、

$$F_s = \frac{\sum \dfrac{c_d b + W(1 - r_u)\tan\phi_d}{m_i}}{\sum W \sin\alpha} \quad \cdots\cdots(23)$$

と表すこともある。ここでr_uは「間隙圧比」である。

また、地下水面の位置は判明しているが、流線網が描けない場合は、**4. 3. 2**の⑵で述べた理由により、**図-4. 4. 72**(a)において、

$W_a = \gamma_t A_1$

$W_b - ub \fallingdotseq \gamma' A_2$

と近似的に置くことがある（ただし、γ'：地山材料の水中単位体積重量、またA_2はスライスの水面下の面積)。

ビショップ法は、力の多角形が閉じる条件、

$$\sum H_i = 0 \text{、} \sum V_i = 0$$

のみを用いて導かれており、モーメントの釣合い条件式

$$\sum M_i = 0$$

は考慮されていない。それに対し、モーゲンスターン・プライス法（Morgenstern-Price method)*1、ベル法（Bell method)*2、サルマ法（Sarma method)*3、*4、スペンサー法（Spencer method)*5、*6、*7等は、この条件も考慮して導かれた厳密な方法であり、「一般性を有する方法（Generalized mehtod)」（以下「一般法」という。）と呼ばれている。

これらの厳密な方法は、下記の６つの条件をすべて満たすことを前提として導かれたものである。

① 各スライスでの水平（又は、スライス底面に平行）方向の力の平衡
② 各スライスでの鉛直（又は、スライス底面に垂直）方向の力の平衡
③ 各スライスでのモーメントの平衡
④ 地すべりブロック全体での水平方向の力の平衡
⑤ 地すべりブロック全体での垂直方向の力の平衡
⑥ 地すべりブロック全体でのモーメントの平衡

前述したように、極限平衡法による斜面の安定解析問題は、未知数の数が方程式の数より多い不静定問題である。したがって、上記の条件をすべて満たす解を得るためには、たとえば地すべりブロックをスライスに分割した場合、スライス両側に作用するX_i, E_iの大きさ（又はその合力R_iと、その作用方向θ_i）などについて何らかの仮定をせねばならず、かつ求めた結果も許容し得るものでなければならない。

すなわち、得られた解は下記の条件を満たしていなければならない。

① スライス間力が張力でないこと。間隙水圧がある場合には、水平方向のスライス間力は有効応力で表したE'をこの判定に用いる。
② 有効応力で表示したスライス間力の作用線の位置がスライス間境界上で、地表面とすべり面の間にあること。
③ スライス間境界に沿ってのすべりの安全率が１より大きく、スライス間境界でせん断破壊を生じないこと。

この３つの条件を満たす解を得るにはX_i, E_i等の分布についての仮定を種々に変えて試行錯誤的に計算を繰返さなければならないのが普通であり、電子計算機を使用しても合理的な解を得るのは容易ではない。

簡便ビショップ法は、標準スライス法や修正標準スライス法よりも繰返し計算を必要とする分だけ厄介ではあるが、円弧すべりに関しては、モーゲンスターン・プライス法やスペンサー法等と比

＊1 Morgenstern, N. R. & Price, V.E. (1965) : The analysis of the stability of general slip surfaces, Geotechnique, 15, 1, pp.79～93及び A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces, The computer Journal, Great Britain, 9, 4, pp.388～393
＊2 Bell, J.M. (1968) : General slope stability analysis, Proc. A. S. C. E., 94, SM (6), pp.1253～1270
＊3 Sarma, S.D (1973) : Stability Analysis of Embankments and Slopes, Geotechnique, 23, 3, pp.423～433
＊4 Sarma, S K. (1979) : Stability Analysis of Embankments and Slopes, A. S. C. E., GT12, pp.1511～1525
＊5 Spencer, E. (1967) : A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces, Geotechnique, 17, pp.11～26
＊6 Spencer, E. (1973) : Thrust line criterion in embankment stability analysis, Geotechnique, 23, pp.85～100
＊7 Spencer, E. (1969) : Circular and logarithmic spiral slip surfaces, A. S. C. E., 95, No.SM1, pp.227～234

較すれば計算ははるかに容易である。しかも、ホイットマンらの研究*1によれば、極端に地山中に入り込む円弧すべりの場合（円弧の両端と円弧の中心を結んだ線が挟む角度が極端に大きい場合）を除いて、通常生ずるような円弧すべりの地すべりや斜面崩壊では、厳密な一般法の一つであるMorgenstern-Price法に比べて、わずか５％程度の誤差しかないと報告されている。地震力を考慮しない「円弧すべり」の実務計算には、現時点では、簡便ビショップ法が適していると考えられる。

一方、非円弧型の地すべりに関しては、Bishop法を非円弧型すべりにも拡大して適用し得るよう修正したNonviller法*2や、スライスに関してのモーメントの釣合い条件のみを満たすようにして導かれたJanbu法*3が簡便スライス法よりは優れているが、より厳密に行うには前述した一般法を用いなければならない。

特に、川本の論文*4には、厳密な「一般性を有する方法」が、分かりやすく解説されている。

また、古谷の論文*5にはSpencer法、Nonviller法、Morgenstern-Price法等による安定解析結果が比較検討されている。

以上述べたことに基づき、地山の構成材料の力学特性による地すべりの分類と安定解析を行い得る可能性の有無について仲野がまとめたのが**表-4.4.3**である。

なお、米国のルットン、バンクスらもパナマ運河の泥岩地帯での地すべりの観察と安定解析結果からほぼ同じような結論を得ている*6。彼らは、初生地すべりについても、地すべり発生時には、安定解析による逆算により、$c' \fallingdotseq 0$としたとき、ϕ'は完全軟化強度ϕ_sから、残留強度$\phi'r$の、ばらつきの上限値程度までの値となると報告している。

＊1 Whitman, R.V. and Bailey, W. A.(1967):Use of Computers for Slope Stability Analisis, Proc. A.S.C.E., SM4, pp.475～498

＊2 Nonveiller, E. (1965):The Stability Analysis of Slopes with a Slip Surface of General Shape, Proc. Int. Conf. Soil Mech. & Found Eng., Vol.Ⅱ, pp.522～525

＊3 Janbu, N. (1954):Application of composite slip surfaces for stability analysis, Proc. European Conf. on Stability of Slopes, Vol.3, pp.43

＊4 川本 (1981):スライス間力を考慮した極限平衡法の検討と地すべり解析への適用、農土試技報 C.22、pp.53～86

＊5 古谷 (1985):極限平衡法を利用した斜面安定解析－Spencer－Q法と他方法との比軌、農土論集, 120、pp.55～60

＊6 Lutton, R.J. et al. (1975):Slides in Gaillard Cut, Panama Canalzone, Rock-slides and Avalanches, Vol.2, Engineering Sites, Chapter4, pp.201～224

表-4.4.3 斜面地山の土（又は泥質軟岩）の材料の力学特性による地すべりの分類と安定解析の可能性の有無

地すべり斜面崩壊の種類	斜面を構成する材料の力学特性による分類	安定解析の可能性	解析に用いる強度定数	備　　考
ⓐ初生地すべり	（ａ－１） ひずみ軟化をする材料からなる地山中に発達するすべり。	斜面崩壊の予測不可能。ただし、すべりが生じて、すべり面の位置が明瞭になれば解析可能。	すべりが生じた後の解析には、完全軟化強度，c_s, ϕ_s	すべり面の位置が明瞭となり、かつ、その面に沿っての間隙水圧（又は地下水面の位置）がわかれば安全率F_s＝1.00としてをϕ_s逆算することが可能。
	（ａ－２） ひずみ軟化をしない材料からなる地山中に発達する初生地すべり。	斜面崩壊の予測可能(間隙水圧分布状況や地下水面の位置がわかれば、ピーク強度を用いて安定解析を行うことが可能。最小安全率が１以下となる円弧に近似した円弧ですべるものと考えてよい)。	ピーク強度のc_d, ϕ_d	$c_d \neq 0$なのでc_d又はϕ_dのいずれかを仮定しなければ逆算によって強度定数を求めることはできない。
	（ａ－３） 断層、褶曲などによって形成されたせん断ゾーンや、せん断面などに規制されたゾーン(又は面)に沿ってのすべり。	①　軟弱化したせん断ゾーンはできているが、鏡肌様の連続した明瞭なすべり面は形成されていない地すべりについては、せん断ゾーン中の粘土は、完全軟化状態のせん断強度になっているものとして、解析可能。 ②　鏡肌様の連続した明瞭なすべり面が形成されている場合は、そのすべり面に沿ってのせん断強度は、残留強度になっているものとして解析可能。	①　完全軟化強度のc_s, ϕ_s ②　残留強度のc_r, ϕ_r	軟弱化したゾーン（又は鏡肌状のすべり面）の連続状況が確認でき、かつ、そのゾーン中の間隙水圧（又はそのゾーン上の地下水面の位置）が分かれば、F_s＝1.00としてϕ_s、ϕ_rを逆算によって求めることが可能。
ⓑ再活動地すべり	旧すべり面に沿ってのすべりなので、すべり面を含む土のせん断特性はほとんどひずみ軟化を示さない。	鏡肌様の連続した明瞭なすべり面が形成されている場合は、そのすべり面に沿ってのせん断強度は残留強度になっているものとして解析可能。	残留強度のc_r, ϕ_r	すべり面の連続状況が確認でき、かつ、そのすべり面に沿っての間隙水圧又はそのすべり面上の地下水位の位置が分かれば、F_s＝1.00としてϕ_rを逆算することが可能。

注）①　実際には、初生地すべりと再活動地すべりの中間的地すべりがあり得る。
②　F_s＝1.00として強度定数ϕ_s、ϕ_rを逆算する場合の地すべりは、動きが非常に緩慢か、ほぼ平衡状態に達していることが必要である。
③　強度定数、c_d, ϕ_d, ϕ_s、ϕ_rなどはすべて有効応力表示のパラメータである。
④　この表は、斜面の「長期安定問題」を検討するためのものである。

4.3.4　地すべりブロックの側面抵抗力を考慮に入れた簡便二次元解析法について・・・平面形が単純な形の場合

実際の地すべりは三次元的な広がりをもっており、地すべりブロックの両側面にはすべりに対する抵抗力が働いている。しかし、実務での解析では、これを無視して、地すべりの縦断面図を用い

て、二次元の斜面安定解析を行っているのが普通である。これは工学的には一般に安全側の仮定であるので慣習的に長く採用されて来た。地すべりブロックの両側面抵抗を考慮に入れれば、より経済的な設計を行うことができるが、そのためには三次元斜面安定解析を行わねばならず、かなり面倒なうえ、前出の「⑶斜面安定解析法と内在する諸問題」で、二次元解析の場合について説明したことと同様な問題が三次元レベルで生じ、その信頼性には問題が残っている。そこで、**図-4.4.73**(a)に示すように、地すべりブロックの両側の側面がほぼ平行で、単純な平面形をした地すべりの場合に適用可能と思われる簡便な方法（三次元効果を考慮したスライス法による二次元解析）について紹介する。

これはスケンプトンが文献*1の中で記している方法である。この論文中では、式の誘導過程については記されていないが、以下に記すように考えれば簡単に導ける。

すなわち、地すべりブロックの代表的な横断面の面積を求め、これを同じ深さをもつ矩形に置き換えたときの平均幅を、

$$B=\frac{A}{D} \quad \cdots\cdots(1)$$

として求める。この地塊の底に作用するせん断強度（土のせん断試験によって求められる真のせん断強度）をτ_t(kPa)とすれば、底の単位奥行き（１m）当たりの全せん断抵抗力は$\tau_t B$である。また、地すべりブロックの側面に作用する単位奥行き当たりの全せん断力は、側土圧係数をKとすれば（**図-4.4.73**(b)参照)、両側で、

$$2\cdot\left\{\frac{1}{2}(K\tau_t)D\right\}=K\tau_t D$$

したがって、底と側面を合わせた単位奥行き当たりの全せん断抵抗力は、

$$\tau_t B+K\tau_t D=\tau_t(B+KD) \quad \cdots\cdots(2)$$

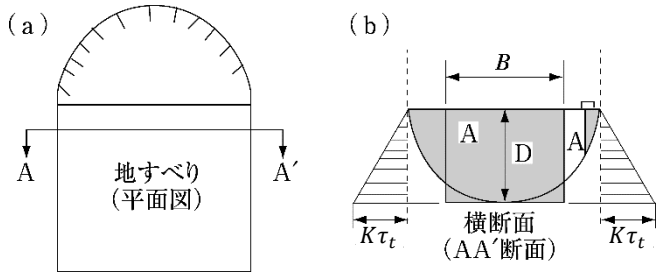


図-4.4.73 地すべりブロックの平面図と横断面図

従来の二次元解析では地すべりブロック両側の抵抗力は考慮に入れていないので、安全率F_s=1と置いて、逆算によって求めた見かけ上のせん断抵抗力τ_aと、土質試験によって求められる真のせん断抵抗力τ_tは、下式を満足しなければならない。

$$B\tau_a=\tau_t(B+KD) \quad \cdots\cdots(3)$$

＊1 Skempton, A.W. (1985)：Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, Geotechnique, 3, 1, pp.3～18

よって、

$$\tau_t = \frac{B}{B+KD}\tau_a = \frac{1}{1+K\dfrac{D}{B}}\tau_a = \beta\tau_a \quad \cdots\cdots(4)$$

または、

$$\tau_a = \frac{1}{\beta}\ \tau_t \quad \cdots\cdots(5)$$

ただし

$$\beta = \frac{1}{1+K\cdot\dfrac{D}{B}} < 1 \quad \cdots\cdots(6)$$

したがって、従来一般に採用されてきたスライス法などの二次元解析法で、$F_s = 1$と置いて、逆算によって求めたc_a, ϕ_aと、土のせん断試験によって求めた真のせん断強度定数c_t, ϕ_tとの関係は、

$$\phi_t = \tan^{-1}(\beta\tan\phi_a),\quad c_t = \beta c_a \quad \cdots\cdots(7)$$

または、

$$\phi_a = \tan^{-1}\left(\frac{1}{\beta}\tan\phi_t\right),\quad c_a = \frac{1}{\beta}c_t \quad \cdots\cdots(8)$$

となる。すなわち、従来の二次元解析から逆算して求めたc, ϕは、真の値より過大に出ているので、土のせん断試験によって求めた真の強度定数c_t, ϕ_t（再活動地すべりのときは残留強度c_r, ϕ_r、初生地すべりのときは完全軟化強度c_s, ϕ_s）などと比較する場合は、逆算値に$\beta<1$を乗じた値で比較する必要がある。また、せん断試験によって得られた強度定数を用いて三次元効果を考慮したスライス法などによる二次元解析を行う場合は、試験によって得られた強度定数に$1/\beta>1$を乗じて用いる必要がある。

5. 安定解析

地すべりの安定計算を行うとき、すべり面の強度定数を決めることは非常に重要である。強度定数を経験値や同等の地質や周辺で得られた参考値等から推定する場合もあるが、最も適切な方法は地すべりブロックから直接試料を採取する等して試験を実施することである。試験方法は室内力学試験と原位置力学試験に分かれるが、どちらにするかは現場条件を考慮して決める必要がある。

一方、設定した強度定数が同じであっても適用する安定計算式が違うことによって、求める計算結果に大きく影響を与えることがある。安定解析の方法は、大きく極限平衡法と数値解析法に大別され、通常は前者のFellenius法（簡便法）を用いて計算することが多いが、必要に応じて応力－ひずみの関係を用いて応力の分布特性により斜面の安定性を算定する後者の計算式を使い分ける等して、詳細に検討を行うこともある。

ここでは、こうした安定計算に関わる強度定数を推定するための試験方法について示すとともに、解析手法の違いによって起こる計算結果への影響について検討した事例について紹介する。

5.1 強度定数を推定するための試験

5.1.1 室内力学試験

(1)強度定数と試験の条件

強度定数と試験方法及び試験条件の関連は、**表-5.1.1**のとおりである。

表-5.1.1 種々の試験法と強度定数

試験機	試験法	全応力表示（間隙水圧測定せず）	有効応力表示		
			完全軟化強度		残留強度
三軸圧縮試験機	非圧密非排水試験 UUテスト	c_u, ϕ_u（短期的強度）	－		－
	圧密非排水試験 CUテスト	c_{cu}, ϕ_{cu}	c', ϕ' 間隙水圧測定 CUテスト		－
	圧密排水試験（間隙水圧測定せず） CDテスト	－	乱さない土	c_d, ϕ_d	－
			正規圧密土	c_s', ϕ_s'	－
一面せん断試験機 リングせん断試験機	圧密排水試験（間隙水圧測定せず） CDテスト	－	乱さない土	c_d, ϕ_d	－
		－	正規圧密土	c_s', ϕ_s'	c_r', ϕ_r'

注）1． 一般に$c' \fallingdotseq c_d$, $\phi' \fallingdotseq \phi_d$である。
2． 強度定数は、一般にピーク強度（せん断強度の最大値）でとるが、特にピーク強度であることを強調したいときは、たとえば、乱さない土の有効応力表示のピーク強度の場合、c_p', ϕ_p'と表すことがある。
3． 表中のc又はc'は、単位面積当たりの粘着力であり、その単位は一般にkN/m^{2}で表す。
4． 表中のϕ又はϕ'はせん断抵抗角であり、その単位は一般に°で表す。

(2) 試験方法

有効応力表示の強度定数の試験方法について**表-5.1.2**に示す。これらの試験は原則としてＣＤ

テスト（圧密排水試験）によることとする。

ただし、三軸圧縮試験で長時間を要し経済的に許されない場合には不攪乱試料のピーク強度や完全軟化強度を$\overline{\mathrm{CU}}$テスト（間隙水圧測定を併用する圧密非排水試験）によって求めてもよい。三軸圧縮試験・一面せん断試験で不攪乱試料のピーク強度、完全軟化強度を求める場合には、「地盤材料試験の方法と解説（第一回改訂版）」（地盤工学会編）に従い行う。リングせん断試験は、試験法の詳細について標準化されていないので、試験機に適した方法によって行うこととする。なお、ピーク強度は応力履歴の影響を受けるため、通常は攪乱試料から求めることはしない。また、完全軟化強度や残留強度を求める場合は、不攪乱試料と攪乱試料のどちらを用いても試験を実施することができるが、すべり面で不攪乱試料を採取することが困難なことから、一般に攪乱試料を用いた試験をすることが多い。

表-5.1.2 土の強度と力学的性質の試験法の適用

試験項目	試験法		
	三軸圧縮試験	一面せん断試験	リングせん断試験
残留強度 注１）	△注2)	○注3)	○
完全軟化強度	○	○	△
不攪乱試料のピーク強度	○	△	△

○：最も適すると考えられる試験法、△：適すると考えられる試験法

注１）残留強度は粘土の応力履歴の影響を受けることが少なく、攪乱試料から作られた供試体によって十分正確に求められるとされているので、不攪乱試料と攪乱試料のどちらを用いてもよい。

２）三軸圧縮試験は、一般的にピーク強度を測定するには、一面せん断試験・リングせん断試験よりも精度がよいとされているが、残留強度の測定をするには特殊な機構が必要とされているので、標準的な試験機による場合には一面せん断試験・リングせん断試験の結果を優先する。

３）残留強度を一面せん断試験により求めるためには、繰返しせん断を行うこととする。この方式による試験結果とリングせん断試験結果の良否については現在確定していないので、現状では両者の結果は同じ優先順位とする。

(3)不攪乱試料を使用しない場合の試料準備

粘土試料を空気乾燥し、すりつぶして425μmでふるい分けした後、液性限界w_Lの1.5～２倍の含水比になるよう加水する。加水してスラリー状になった試料は、大型圧密容器等により初期せん断鉛直応力以下の応力で90%以上圧密が終了するまで予備圧密を行う。なお、せん断試験機の上箱・下箱を密着させて、試験機内でスラリーから圧密を行う場合もある。この場合、圧密時間は厚さ３～４cmの試料で１～２日とする。

(4)ピーク強度の測定

すべり面等の分離面がなく斜面の変位が見られないような場合は、安定計算にピーク強度を用いることがある。この場合の測定方法は「地盤材料試験の方法と解説（第一回改訂版）」（地盤工学会編）にしたがって不攪乱試料を用いた試験を行う。一方で、分離面を含む試料で試験を行う場合は、試料の分離面を水平にさせせん断箱に合うよう整形し試験を行う。

(5)完全軟化強度の測定

予備圧密試料を取出し整形した後せん断箱にセットし、種々の側圧下（三軸圧縮試験による場合）、又は鉛直応力下（一面せん断試験による場合）で現場における土被り（上載荷重）条件に応じて正規圧密する。圧密終了後排水せん断試験を行って得られるピーク強度が完全軟化強度であ

り、**図-5.1.1**に示すように、すべり面を含まない不撹乱試料のピーク強度と残留強度の中間に位置する。

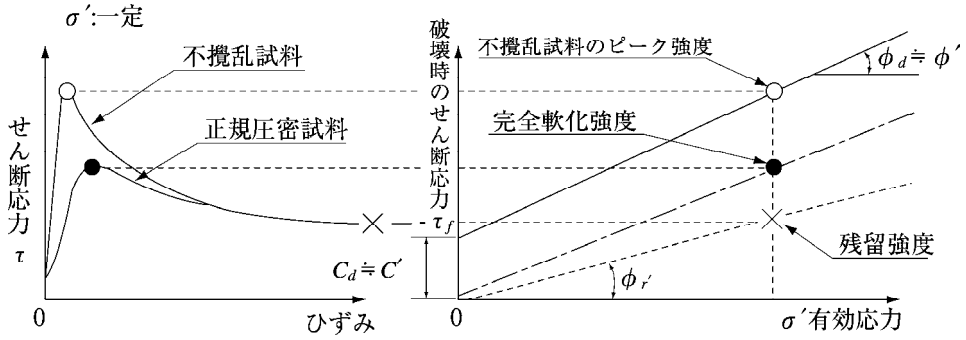


図-5.1.1　土の強度

(6)残留強度の測定

①不撹乱試料を用いる場合

すべり面を含む試料では、試験機にセット後、所定の試験を行う。

すべり面を含まない試料では、①ピーク強度測定後にせん断を続行する。②ピーク強度測定後にカッター、滑らかなガラス板等ですべり面を滑らかにして試験を再開する。③試験前にあらかじめ滑らかな切断面を作成しておき、試験を行う場合がある。

②攪乱試料を用いる場合

予備圧密試料をせん断箱にセットした後、所定の鉛直応力下で排水せん断試験を行う。繰返しせん断試験を行い変位が進んで一定となったせん断応力を残留強度とする。ただし、0.002㎜以下の粘土分含有率（*CF*）が25%以下の砂質（又はシルト質）粘土では**図-5.1.3**に示すように完全軟化強度と残留強度の間にほとんど差がないので両者はほぼ等しいとしてよく、繰返しせん断試験を行う必要がない場合が多い。わが国の破砕帯地すべりの多くがこの場合に相当する。

5.1.2　力学的性質の試験によらず強度定数を推定する方法

力学的性質の試験によらず強度定数を推定する方法としては、液性限界・塑性限界試験から求まる塑性指数と残留強度（ϕ_r'）との関係（**図-5.1.2**）及び粒度試験から求まる粒径0.002㎜以下の粘土分含有率と残留強度（ϕ_r'）との相関関係（**図-5.1.3**）を参考にして推定する方法がある。この場合*c*の値は近似的に0とみなしてよいが、これらの曲線からばらつきは５°程度はある。**図-5.1.2**に示す値は海外の試料による結果であるが、これらの図に示す関係は、わが国の第三紀層地すべりのすべり面粘土についても成立するものと考えられている。

なお、残留強度は、粘土鉱物の種類やその吸着イオンの種類、間隙中に存在する塩分濃度等によって異なるとされている。純粋なモンモリロナイト、カオリナイト、雲母等に、Na、Ca等を吸着させた時の残留強度定数$\tan\phi_r'$とすべり面に法線方向に作用する圧力σ_n'の関係及びこれらの粘土鉱物と石英微粒子を種々の割合に混合した粘土の$\tan\phi_r'$と混合割合等の関係等は、T. C. Kenney（1967）によれば、**図-5.1.4**、**図-5.1.5**、**図-5.1.6**等に示すとおりである。

これらの図からも明らかなように、モンモリロナイトを主とする粘土の残留強度は、一般に極めて低い。粘土鉱物や吸着イオンの分析を行ったデータがある場合は、残留強度定数の推定に、これらの図が参考になるであろう。

図-5.1.5から明らかなように、モンモリロナイトではσ_n'が大きい時（100～200kN/m²以上）のτ_r'を実験によって求めて、$\sigma_n'=0$の時の$\tau_r'=c_r'$（残留粘着力）を外挿によって求めると、小さい値ではあるが、$c_r' \fallingdotseq 0$を意味している。主としてモンモリロナイトから成る粘土の浅い地すべりの解析では、この点に注意する必要がある。

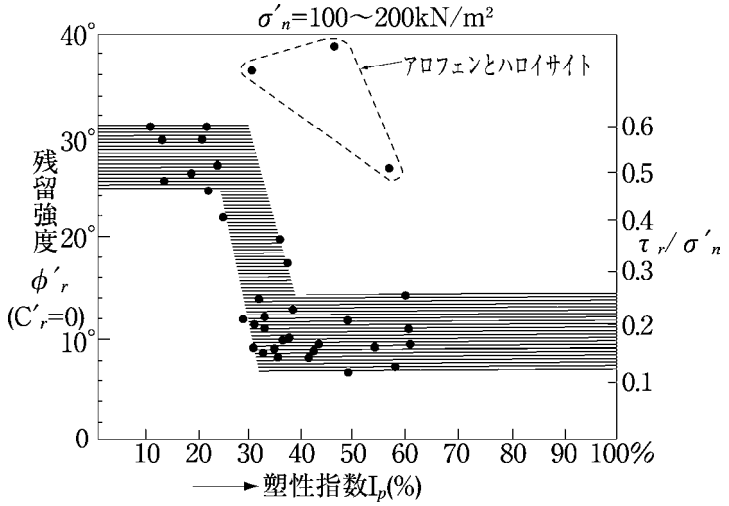
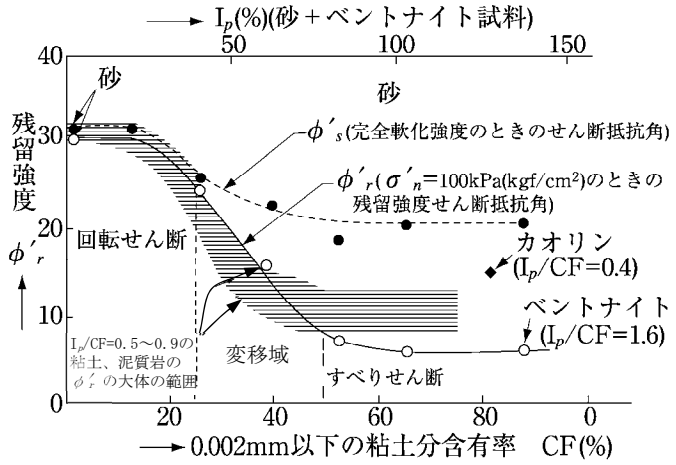


図-5.1.2　塑性指数と残留強度の関係*1



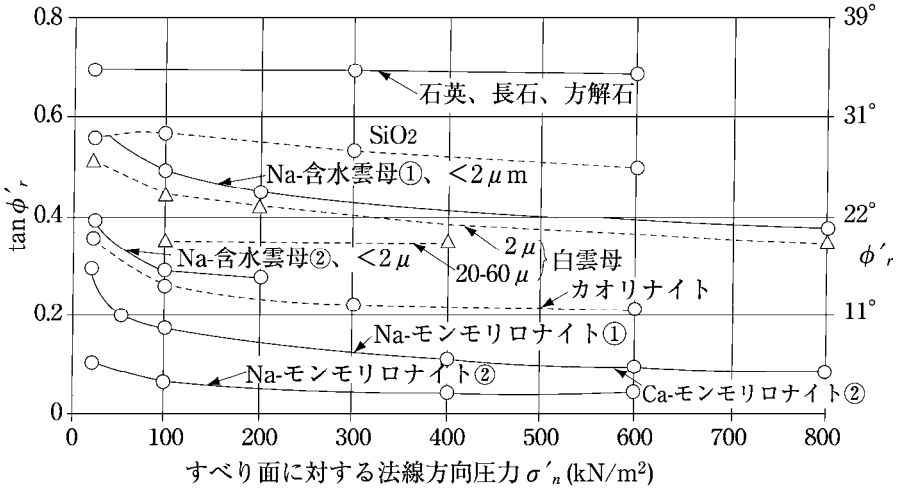
注）1.　ハッチの部分は実際の地すべりから逆算して求めたϕ'_rの範囲。ただし、τ_rとϕ'_rの関係は多少カーブするので、σ'_n=100kPa（1kgf/cm²）のときのϕ'_rを示している。

2.　図の上の横軸のI_pは、砂とベントナイトの混合土についてのものである。

図-5.1.3　粘土とベントナイト混合土についてのリングせん断試験結果*2

＊1　Chandler R. J. (1983) :Recent European Experience of Landslides in Overconsolidated Clays and Soft Rocks, Proc.of 4th Int. Symp. Landslides, Toronto, Canada, pp.61～81を引用（一部変更）

＊2　Skempton A.W. (1985) : Residual Strength of clays in landslides, folded Strata and the laboratory, Geotechnique Vol.3, No.1, pp.3～18を引用（一部変更）



注）1. 「Na-モンモリロナイト」は、ナトリウムを吸着させたモンモリロナイト、「Ca-モンモリロナイト」は、カルシウムを吸着させたモンモリロナイトであることを示す（他も同様の意味である）。
2. ①は、試料をNaCl 30(g)を、水1ℓに溶かした溶液と混合した後、遠心分離したものであることを示し、②は、Naを吸着させた後、蒸留水で洗い間隙中にNaClがほとんど存在しないように処理した試料であることを示す
3. ＜2μmは、試料の粒径が2μm以下のものであることを示す。

図-5.1.4 種々の粘土鉱物の残留せん断強度と ϕ'_r と σ'_n の関係*1

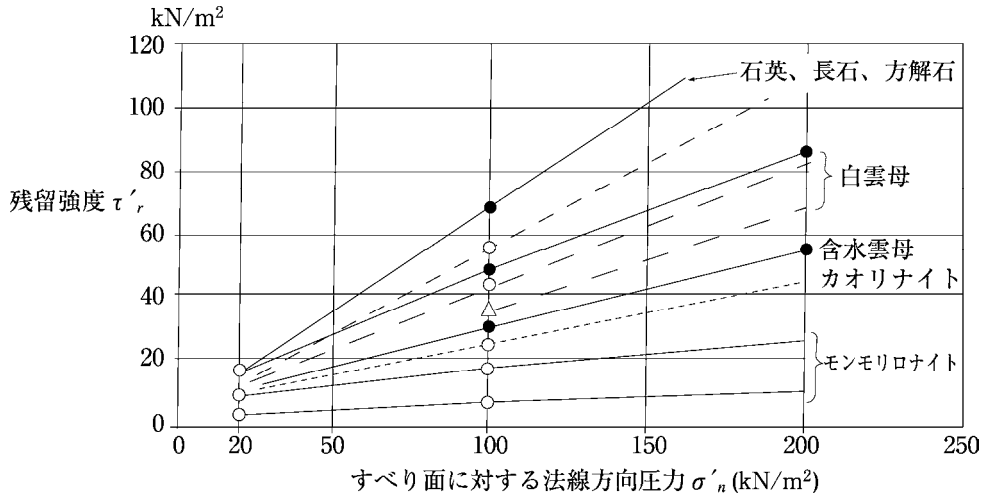
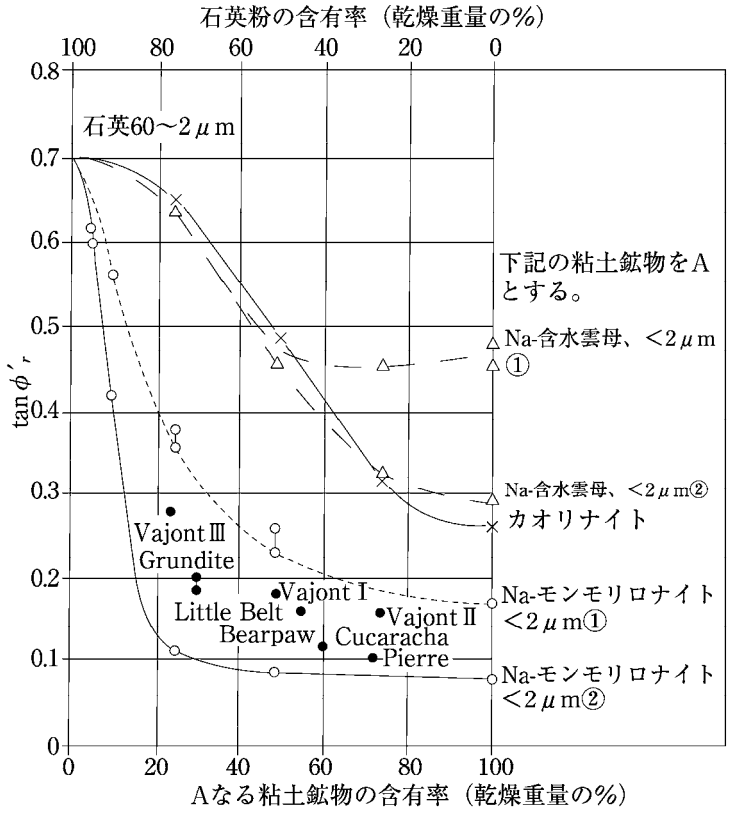


図-5.1.5 種々の粘土鉱物の残留せん断強度と τ'_r とすべり面に対する法線方向圧力 σ'_r の関係*1

*1 Kenney T.C. (1967) : The Influence of Mineral Composition on the Residual Strength of Natural Soils, Proc. Geotech, Conf., Oslo Vol.1, pp.123～129を引用（一部変更）



注）1. $\tan\phi'_r$は、σ'_n=100kN/m²の時のτ'_rより、$\tan\phi'_r=\frac{\tau'_r}{\sigma'_n}$として求めた値である。
2. ①、②等の意味は　図-3.1.4の注）2.で述べたとおりである。
3. 図中に記入してある名称は、実際の地すべり地から採取したサンプル名で、実際の粘土鉱物の含有率と$\tan\phi'_r$の値を示している。

図-5.1.6　種々の粘土鉱物を混合した粘土の混合割合と残留強度定数*1

図-5.1.3のように、ピーク強度を過ぎてからの変位の増大に伴うせん断強度の低下は、粘土鉱物がせん断面に沿って配向するために生ずるのであって、含有粘土鉱物が板状のもので、かつ、粒径が0.002㎜以下の粘土分含有率（*CF*）が20～25%以上のときだけ明瞭に認められる現象である。

*CF*の少ないシルト岩や砂岩ではダイレイタンシーによる含水比の増加を原因とする強度低下はあるが、大きなせん断変位を与えても、粘土鉱物の配向に伴う強度低下はほとんど認められない。

このことは、砂とベントナイトを種々の割合で混合した試料についてリングせん断試験機で残留強度を求めた実験により、**図-5.1.3**の実線に示すように確認されている。

＊1　Kenney T.C.（1967）：The Influence of Mineral Composition on the Residual Strength of Natural Soils, Proc. Geotech, Conf., Oslo Vol.1, pp.123～129を引用（一部変更）

5.1.3 原位置力学試験

原位置力学試験は、地すべり粘土等を原状のままその位置で試験し、力学的性質を求めようとするものであり、ベーンせん断試験、大型一面せん断試験、テストピット内横方向載荷試験等がある。

薄層のすべり面粘土の物性を試験する必要のある場合には、時によっては大型一面せん断試験が可能な場合があるが、他の試験法では、地すべり面粘土周辺部の比較的固結した層の物性値との分離が困難な場合が多い。また、地すべりの調査で必要な圧密排水条件又は間隙水圧を測定する圧密非排水条件での現場試験は困難であるので、地すべり面粘土の強度測定に関しては、室内力学試験の結果を優先する。ただし、粗粒材料からなる崩土の概略の強度、変形特性を多くの深度で測定する必要のある場合には、孔内載荷試験が有効な場合がある。

ベーンせん断試験は鉛直なロッドの下端に取付けた４枚のベーンを地中に押込み回転させることによりせん断強度を求める。ボーリング孔底下の粘土の非排水条件下でのせん断強度が求められる。軟らかい粘性土の堆積層での乱れない非排水強度を測定するための最も実用的な試験であるが、土が礫・砂・シルトの薄い層や互層を含んでいるとトルクは粘性土のみの場合に比べてはるかに大きく求められてしまうので注意が必要である。

大型一面せん断試験は集水井掘削中すべり面に到達した場合、井底で行われることが多い。反力をライナープレートに取り、すべり面付近のブロックサンプルを整形した上で実施する。

5.1.4 試験の留意事項

基準及び運用の解説3.3.3(2)安定解析の手法では、安定解析は、Fellenius法（簡便法）による安定計算が行われることが多いが、この方法によれば、想定されるすべり面上で、せん断強度が求まれば安定計算が可能であり、すべり面付近のせん断強度を求めることに重点を置いている。

しかし、すべり面付近に限らず、地すべりブロックの各部でせん断強度を求めることは、地すべり機構を考える上で重要であり、このようなせん断強度を検討することが望ましい。

また、スライス法により安定計算を行う場合、土の変形特性（ヤング係数、ポアソン比）は杭の効果判定を行う場合等の特殊な場合を除くと必要にならないが、スライス法以外の解析法（有限要素解析等）を補足的に用いる場合には重要なデータとなるので、このような場合を考え、土の力学的試験を行う場合には、力の強度特性を記載するのみではなく、主応力差－軸ひずみの関係や、軸ひずみ－体積ひずみの関係を表すデータを記載しておくことが望ましい。

5.2 解析手法による影響

安定解析について、一般に知られている手法を**表-5.2.1**に示す。通常はFellenius法（簡便法）が多く用いられるが、その他の解析手法を用いる場合はその違いによって計算結果が大きく変わることに留意する必要がある。

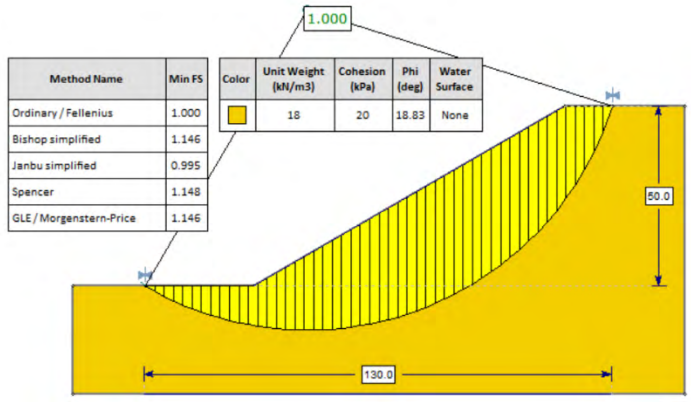
ここでは、解析手法の違いによる結果への影響について試算した結果を示す。

表-5.2.1 主な解析手法の例

No	解析手法		すべり面の適用条件
1	二次元	Fellenius法（簡便法）	円弧のみ
2	二次元	簡易Bishop法	円弧のみ
3	二次元	簡易janbu法	非円弧（任意形状）
4	二次元	Spencer法	非円弧（任意形状）
5	二次元	Morgenstern-Price法	非円弧（任意形状）
6	三次元	修正Hovland法	円弧のみ
7	三次元	簡易Janbu法	非円弧（任意形状）
8	三次元	FDM(有限差分法)	非円弧（任意形状）

5.2.1 簡便法とその他の二次元スライス法の比較

簡便法のように地すべりをいくつかのスライス片に分割して安全率を求める方法をスライス法（分割法）という。簡便法で安全率が1.0となるように強度定数を設定し、その値を用いて別のスライス法で安全率を求めると、直線すべり面の場合はスライス間でせん断や水平力が生じないため、安全率は同値となる。一方、円弧すべりではスライス間力が生じるため、力の平衡を満たさない簡便法では安全率が相対的に小さく算定される傾向にある。例示的に、**図-5.2.1**に示す円弧すべりのモデルに対し、それぞれの解析手法で試算をした結果を**表-5.2.2**に示す。なお、計算には市販された安定計算ソフトを用いている。



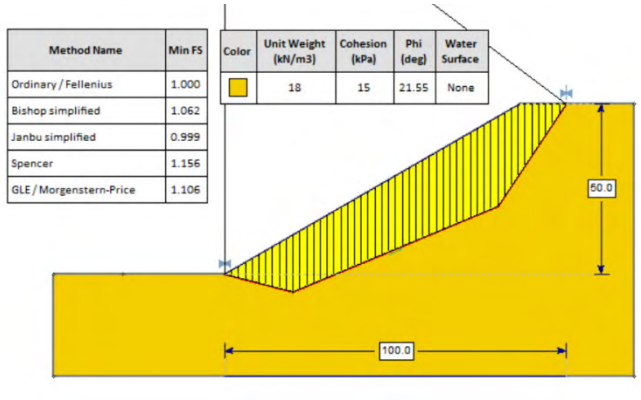
粘着力c （kN/m^2）	20.0
せん断抵抗角φ（°）	18.83
単位体積重量γ （kN/m^3）	18.0

図-5.2.1 検討モデル（二次元円弧すべり）

表-5.2.2　解析結果（二次元円弧すべり）

手法	安全率	
	解析ソフトA	解析ソフトB
簡便法	1.000	1.001
簡易Bishop法	1.146	1.148
簡易Janbu法	0.995	1.086
Spencer法	1.148	（未対応）
Morgenstern-Price法	1.146	（未対応）

同じように非円弧すべりで計算した場合の安定計算結果を**表-5.2.3**に示す。同じ地形形状と強度定数を用いても、各手法で安全率がばらつく結果となっていることが分かる。本来、非円弧に対応していない簡便法、簡易Bishop法は、厳密法と呼ばれるSpencer法やMorgenstern-Price法より小さい安全率となっている。また、簡易Janbu法は非円弧すべりを対象とした手法であるが、Spencer法、Morgenstern-Price法より小さい安全率を示す結果となった。



粘着力c（kN/m^2）	15.0
せん断抵抗角φ（°）	21.55
単位体積重量γ（kN/m^3）	18.0

図-5.2.2　非円弧すべりモデル

表-5.2.3　二次元非円弧すべりに対する試算結果の違い

手法	安全率
簡便法	1.000
簡易Bishop法	1.062
簡易Janbu法	0.999
Spencer法	1.156
Morgenstern-Price法	1.106

このように、安定解析の手法が異なることによって算出される安全率も違ってくることから、解析式の選択は本来重要な要素であるといえる。ただし、現在まですべり面形状に関わらず、計算が容易な簡便法により多くの事業が実施され、そこで決められた計画安全率の目安についても経験的に一定の妥当性が得られていることから、簡便法以外の計算式を用いる場合には、適用性について十分留意することが望ましい。

5.2.2 スライス法以外の解析手法

(1)三次元安定解析

近年、三次元解析を用いた解析事例がしばしば見られており、今後も検討する機会が増えてくるものと思われる。三次元解析を実際に活用する場合は、利点のみに目を向けるのではなく、適用性等を十分考慮した上で活用していくことが望まれる。

表-5.2.4 三次元解析の利点と留意点

項目	メリット	留意点
地形・地下水位について	二次元解析では、通常、地すべり最深部の断面を用いるため、地すべり土塊の土量を過大に評価することになる。三次元解析では、地すべり土塊の土量や地下水位分布を正確に反映させた解析が実施できる。	主断面以外での情報（すべり面深度、地下水分布等）が必要になるため、相応の調査が必要になる。
地下水排除工及び必要抑止力について	ブロック側部の地下水位分布を計算に考慮することができる。例えば、ブロック側部に地下水排除工を実施した場合の効果を反映することが可能である。 地すべり土塊の土量を正確に反映した必要抑止力が算定可能であり、二次元解析よりコスト的に有利になる場合がある。	三次元解析では、ブロック形状、土塊の層厚、地下水位、流動層等が三次元的に示される。これを有効的に活用するためには、三次元的な対策工配置を検討する必要がある。

三次元解析を実施するためには主断面以外での情報（すべり面深度、地下水位の三次元的な分布等）が必要になるため、地すべりブロックの規模に応じて相応の調査が必要になる。また、三次元解析結果の評価や対策の規模についても、二次元解析結果と比較して検討した事例は少なく、その妥当性を判断するのは慎重に行うことが求められる。特に、三次元形状では地すべり側部で断面積が減少するため、二次元解析に比べ相対的に安全側の結果になる傾向がある。

こうしたことから、三次元解析の適用の是非については、地すべりの性状、調査状況、対策状況が現場ごとに大きく異なるため、基準で一義的に定めることは困難であるため、利点や追加調査の必要性及び**表-5.2.4**に示すような事項を勘案して選択することが必要と考える。

表-5.2.5 三次元解析の適用性

三次元解析の適用が望ましいケース	・ 地すべりブロック形状や地すべり層厚が横断方向で大きく変わる場合（左右非対称な場合等） ・ 地すべりブロック中央と側部で地下水位の分布傾向が異なる場合。 ・ 地すべりブロック側部で対策工を施工している場合。
三次元解析の適用が不要/困難なケース	・ 地すべりの断面形状が主測線で代表できる場合（横断方向で概ね同じ場合）。 ・ 主測線以外の調査結果が得られない場合。

(2)数値解析法

数値解析法は、有限要素法(FEM:Finite Element Method)や有限差分法(FDM:Finite Difference Method) で代表される手法で、応力－ひずみの関係を用いて応力の分布特性により斜面の安定性を算定する手法である。

表-5.2.6　数値解析法の利点と留意点

項目	内容
利点・特徴	・ 地盤の応力－ひずみ関係に基づいたすべり挙動や安定性が評価できる。 ・ 変位量の算出が行える。 ・ 極限平衡法と同様に、強度定数を低減させ連続した塑性域（すべり面）を形成させることで安全率を定義することができる（せん断強度低減法）。 ・ すべり面が不明な斜面に対し、地形形状や地盤物性値に基づき不安定化領域を推定することができる。
課題・留意点	・ 極限平衡法で必要となる強度定数（c、 φ）に加え、地盤の変形係数、ポアソン比等の物理定数が必要となる。 ・ 極限平衡法と比較し、計算時間が大幅にかかる。

ここでは、FDMを用いて、前述のくさび型すべりと円弧すべりの解析を試算した。なお、強度定数は極限平衡法（簡便法）の設定と同値とし、地盤の弾性係数は500MPa、ポアソン比は0.3として仮定した。

解析結果では、くさび型すべりで安全率が0.90となり、極限平衡法（簡便法）より小さい安全率となった。一方、円弧すべりでは安全率が1.19となり、極限平衡法（簡便法）より大きい安全率となった。数値解析法では、移動土塊や基盤の変形や応力状態を考慮した計算であることから、極限平衡法で得られる安全率とは必ずしも一致しないと結果となっている。

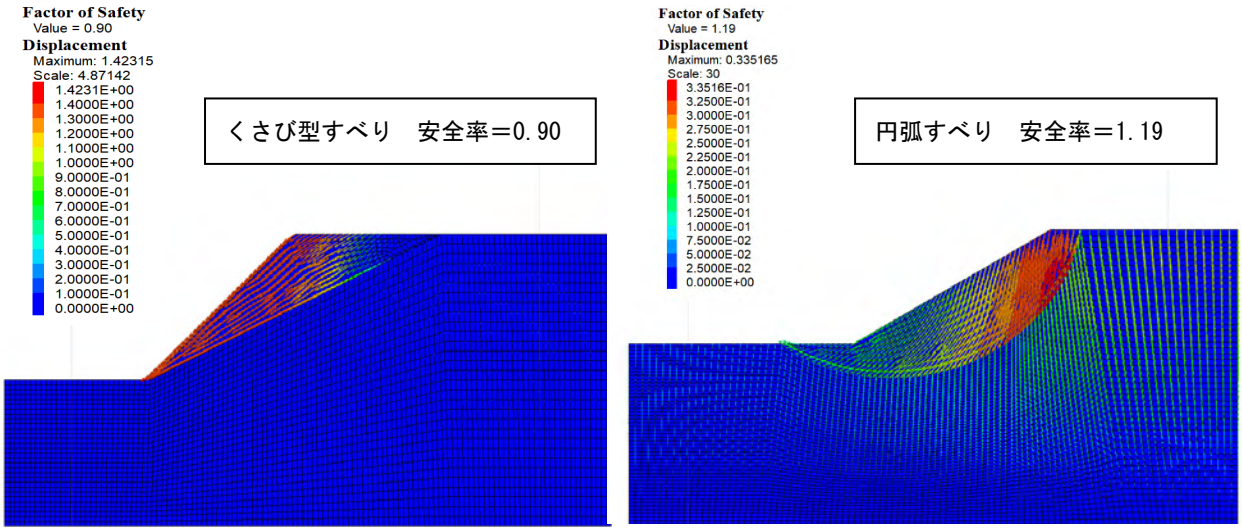


図-5.2.3　解析結果例（数値解析法：有限差分法）

6. 地すべり破壊時刻の予測

地盤伸縮計による観測結果から、移動速度を測定し、斜面の滑落時期を予測する手法として、斎藤によるクリープ破壊予測法*1や福囿による移動速度の逆数による予測法*2等が提案されている。

6.1 斎藤によるクリープ破壊予測法

一般に金属や土に長時間にわたって一定の外力がかかった場合、金属や土は時間とともに塑性変形が進み、やがては破壊にいたる。これをクリープ現象と呼んでいるが、地すべりも土のクリープ現象の一つと考えて、その破壊時間を予測するのが本手法である。**図-4.6.1**に典型的なクリープの時間－ひずみ曲線を示すが、斎藤（1968）はこのうち第３次クリープ（時間経過とともにひずみ速度が増す領域）において、次の**式（4.6.1）**がおおむね成立することを見出した。

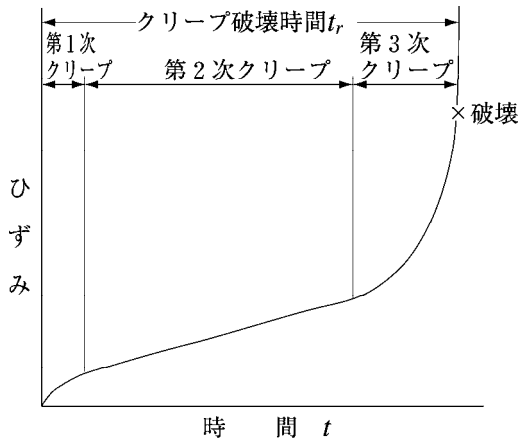


図-4.6.1　クリープ破壊試験におけるクリープ曲線の例

$$\Delta\ell=\ell_0 A\ell_n\frac{t_r-t_0}{t_r-t} \qquad \cdots\cdots (4.6.1)$$

ここで　$\Delta\ell$：２点間（不動地と地すべり地塊）の長さ変化分

ℓ_0　：２点間の初期長

t_r　：クリープが生じてから破壊にいたるまでの時間

t_0　：クリープが生じてから$\Delta\ell=0$とした時点までの時間

t　：　〃　　$\Delta\ell$となった時点までの時間

A　：定数

ℓ_n　：自然対数記号

この**式（4.6.1）**を用いて、具体的に破壊時刻を予測するための図式解法を次に示す。

図-4.6.2において相対変位間隔を任意の$\Delta\ell$に等しく、３点A_1、A_2、A_3をクリープ曲線上にとり、その点の時刻をそれぞれt_1、t_2、t_3とする。

＊1　斎藤（1968）：三次クリープによる斜面崩壊時期の予知、地すべり、4.3、pp.2～8

＊2　福囿（1990）：平均速度の逆算による斜面崩壊発生時刻の予測、防災科学技術研究所研究報告、第46号、pp.45～81

つぎにA_2を通り時間軸に平行な直線上にA_1及びA_3を投影し、その点をそれぞれA'_1及びA'_3とする。A'_1A_2及び$A'_1A'_3$の中点をそれぞれM及びNとし、図のようにA_2を通る縦線上にMA_2、NA_2に等しく$M'A_2$、$N'A_2$をとる。M'を通り時間軸に平行な直線とA'_1とN'を結ぶ直線との交点を求めれば、この点の時刻が破壊時間t_rとなる。

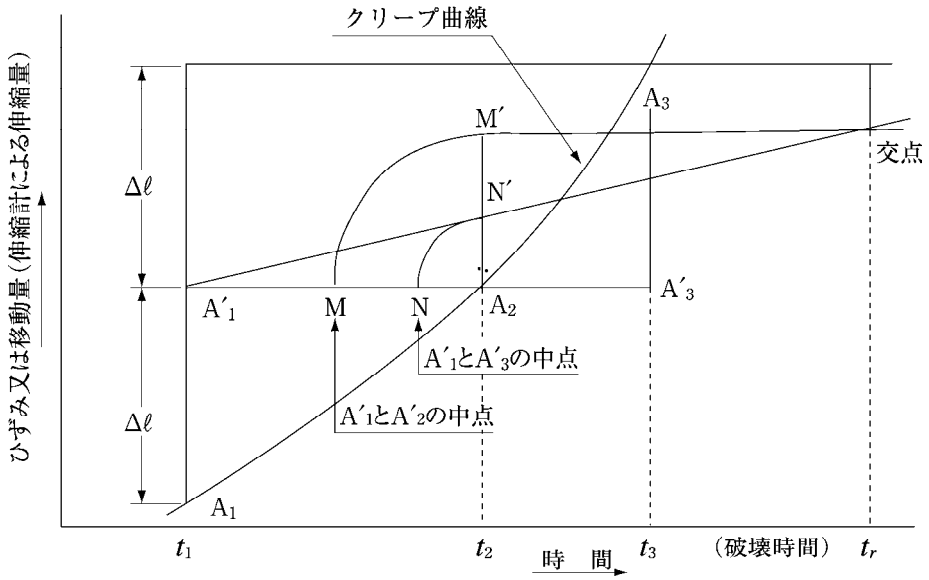


図-4.6.2　第３次クリープにおける破壊時間の図式解法

ここで、縦軸については、一般に地すべり頭部等に設置した伸縮計の値を用いるが、地すべりブロック全体の動きを代表する測定データであることが肝要である。

予測の精度については、図中t_1をいかに早くとるか、$\Delta\ell$の間隔をいかに大きくとるかにかかっており、したがって観測はできるだけ早くから実施することが望ましい。また、クリープ曲線は細かくみれば小さな凹凸が多いので、これらを無視できるほど大きな時間標準を用いるべきである。

なお、地すべりの中には破壊にまで至らずに停止するものも多いが、本手法はその判断までは含んでいないので、その点にも留意する必要がある。

6.2 福囿による移動速度の逆数による予測法

福囿は、実験結果より表面の移動速度と加速度が両対数グラフ上で直線関係にあることを見出し、横軸に時間を取り、縦軸に移動速度の逆数をとって、移動速度の逆算値から推定した直線と横軸との交点が崩壊発生時刻として予測する手法を提案している。

速度の逆数曲線によって崩壊の危険度を常時監視することができること、この曲線は崩壊が発生する前の最終段階において右下りとなり、崩壊発生時刻で時間軸にほぼ接する性質を利用して、崩壊発生時刻の予想が可能であるとしている。さらに、速度の逆数曲線が直線の場合には直線延長法、曲線の場合にはそれまでの傾向を考慮しながら延長する曲線延長法を提案し、曲線の場合に崩壊時刻を客観的に求める方法として**図-4.6.3**に示した接線法を提案している。

接線法については、Q_1（時間T_1）における速度の逆数曲線の接線と時間軸との交点をt_{c1}とする。T_1Q_1の延長上に$T_{1tc1}=T_1P_1$なる点P_1を求める。同様に、Q_2（時間T_2）における接線から点P_2を求める。P_1P_2の延長線と時間軸との交点が崩壊時刻t_rである。

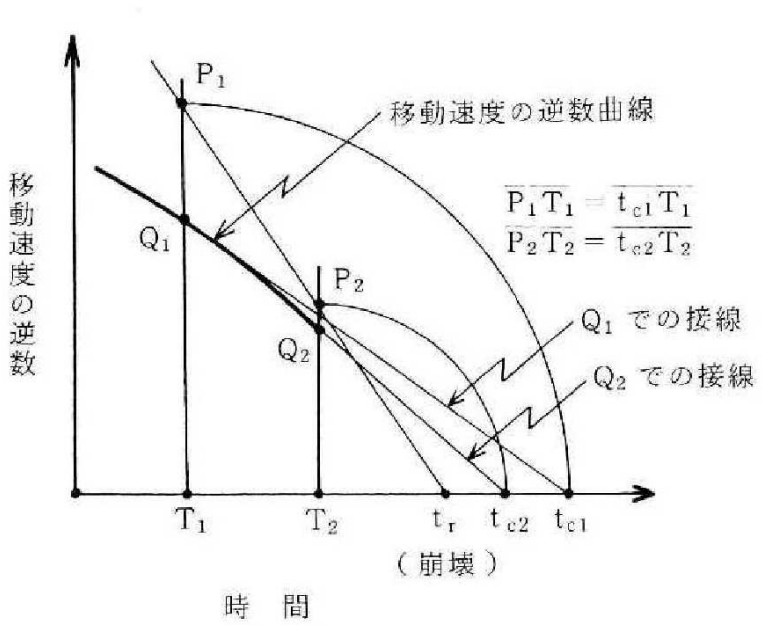


図-4.6.3 接線法による崩壊時刻の予測

7. 地すべりブロックの危険度分級、対策の優先度の設定方法

7.1 地すべりブロックの立地特性による対策の優先度の設定事例

地すべりブロックの危険度分級は、地すべり対策事業実施の優先度を決定するための重要な指標となるため、地すべりブロックの立地特性に関する視点を多角的に検討したうえで設定することが重要である。

「地すべり防止施設の個別施設計画（長寿命化計画）策定の手引き」（農林水産省）には、保全対象と地すべり特性（地すべり災害の履歴や地すべりブロックの活動性）に着目して、以下のように地すべり対策の優先度を設定する例が挙げられている（記述内容については、一部改変している）。

①保全対象

地すべりブロックの保全対象の種類や数によって優先度の区分を行う。

・病院、学校等の公共施設等やため池等の重要な土地改良施設が保全対象となるブロックやエリア　：　優先度　高
・複数人家、整備農地が保全対象となるブロックやエリア　：　優先度　中
・単独人家、農地等が保全対象となるブロックやエリア　：　優先度　低
・耕作放棄地や山林等のみが保全対象となるブロックやエリア　：　非優先

ここに示したエリアとは、地すべりブロックの形状にとらわれず、地形区分や施設・保全対象の分布に応じて区分したもので、地すべり機構との関連性を考慮していないことに留意されたい。

②地すべり特性

地すべりの災害履歴、活動性（地表の変状の有無、地すべり観測結果等）や隣接する地すべりブロックへの影響の程度等を指標に優先度を区分する。

・地すべり災害の履歴があったり、活動性が高く、何度も対策を実施したりしている地すべりブロック　：　優先度　高
・災害履歴がなくても過去の地すべりの変位がみられたり、地すべりによって隣接する地すべりブロックやエリアにも影響したりする地すべりブロック（**図-4.7.1**）：　優先度　中
・その他の地すべりブロックやエリア　：　優先度　低

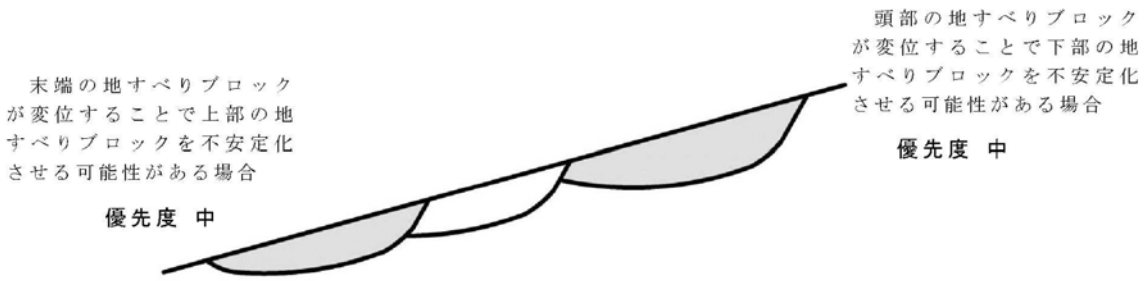


図-4.7.1　隣接する地すべりブロックへの影響例

③優先度の設定

保全対象と地すべりブロックの位置関係による優先度と、地すべり災害の履歴や地すべりブロックの活動性による優先度より、**表-4.7.1**に示すマトリックス表より、優先度を設定する。

表-4.7.1 保全対象と地すべり特性から設定した優先度設定例

保全対象 ＼ 地すべり特性		優先度 高 ←		→ 非優先	
		病院・学校 等 公共施設 ため池等 重要な土地 改良施設	複数人家 整備農地	単独人家 農地	耕作放棄地 山林等
優先度 高 ↑ ↓ 優先度 低	・地すべり災害の履歴がある ・活動性が高く何度も対策を実施	優先度１	優先度１	優先度２	優先度４
	・過去に地すべり変位が見られた ・隣接ブロックに影響する	優先度１	優先度２	優先度３	優先度４
	その他	優先度２	優先度３	優先度３	優先度４

7.2 安定度、重要度の組合せによる危険度判定方法の例

ここでは、地すべりブロックの安定度と地すべり被害から見た重要度に着目して、危険度判定を行う方法の例を示す。この方法は単純かつ簡便であるが、評定が主観的になり、また、熟練した技術者の観察を必要とする。地すべり災害の履歴や地すべりブロックの活動性の指標となる危険度判定の要素とその定義は、**表-4.7.2**に示すとおりである。これらを組合せた判定基準及び判定結果としての危険度を**表-4.7.3**に示す。判定は地すべりブロックそのものの安定度に係る項目と地すべり被害から見た重要度の組合せで行っている。

表-4.7.2　危険度判定の要素

地すべりブロックの安定度			地すべり被害から見た重要度
１．地すべりの徴候	２．地すべり地形	３．地すべり履歴	（そのブロックの直接の影響及びそのブロックが働いて他のブロックのすべりを誘発する場合）
１－１ 現在活動中か連続する亀裂、ブロック内の地形の乱れ、末端部の隆起等明瞭な徴候あり	２－１ 滑落崖（頭部、側部）明瞭、末端隆起部、河川等への押出し等地すべり地形として明瞭に判読される	３－１ 地すべりの記録や確かな伝承等がある	４－１ 重要度大：公共施設（学校、病院等）、人家、重要な道路、河川、貯水池、整備された耕地、水路等に被害を及ぼすと想定されるブロック
１－２ 小崩落、部分的な地形の変状等がみられる	２－２ 滑落崖はなんとか追跡されるが、地すべり全体の地形はやや不明瞭	３－２ 地すべりの記録や確かな伝承等がない	４－２ 重要度中：道路、耕地等に被害を及ぼすが下方の河川、貯水池への影響はあまり大きくないブロック
１－３ 徴候みられず	２－３ 滑落崖も不明瞭、水田区画等も比較的大きく、地すべり地形としての判読も不明瞭		４－３ 重要度小：被害は直接、間接に耕地等に及ばない（下流の河川貯水池への影響も小さい）ブロック

表-4.7.3　危険度と判定基準

危険度	判　定　基　準
大	①　現在活動中か、若しくは明瞭な徴候の見られるブロック、及び明瞭な徴候はないが、部分的な崩壊や変状が見られ、地すべり地形が明瞭なブロック（地すべり被害から見た重要度の小さいブロックを除く） ②　地すべり地形はやや不明瞭であるが、小崩壊、部分的変状や地すべりの履歴があって地形的にも不安定要素があり、地すべり被害から見た重要度が大きいブロック
中	③　現在活動中か、若しくは明瞭な徴候の見られるブロック、及び地すべり地形が明瞭で部分的な崩落や変状が見られ、地すべり履歴があるブロックのうち重要度が小さいブロック ④　地すべり地形はやや不明瞭であるが、部分的な崩落があり、地すべりの履歴もある重要度が中程度のブロック ⑤　地すべりの徴候はないが、地すべり地形が明瞭で地すべりの履歴もあり、重要度が中ないし大のブロック
小	⑥　部分的な破壊等は見られるが、地すべり地形はやや不明瞭なブロックで、地すべりの履歴もなく、重要度の小さいブロック ⑦　地すべりの徴候はなく、地すべり地形は明瞭であるが重要度が中ないし小のブロック ⑧　地すべりの徴候はなく、地すべり地形もやや不明瞭なブロックのうち、重要度が中ないし大のブロック ⑨　地すべり地形が不明瞭なブロック（危険小ないしは安定な斜面であるが、地形の改変等を行うときには危険度の判定が必要）

7.3 点数法

この方法は比較的、機械的・客観的にできるが、評定要因の摘出や重みづけに種々の方法があって、決定的なものはない。ここでは、北陸農政局管内の農地開発計画地区内で行われた事例を示す。

（手　順）

① **表-4.7.4**の調査票に従い、A、B、Cの各項目の各要素について計測、観察によって危険度の大きいものから４、３、２、１等の４段階の配点をする。

② その際、要素ごとに２倍付け、３倍付けの重みづけを加えるが、各要素の配点、重みづけは観察による危険度と合致するよう、試行錯誤によって決定する。この調査票に示すウェイトはここまでの手順を含んでいる。すなわち、各要素間でのウェイトの大小も調整して定め、異なる項目及び要素の点数であっても加算できるようにしている。

③ 各ブロックについて採点を行い、A、B、Cの項目ごとの点数及び総合得点のヒストグラムを作成し、それらの得点分布から三段階に区分する。ここではそれらの得点分布をほぼ正規分布と想定し、**表-4.7.5**に示したブロック数の分布になるよう得点の区切りを設定した。

④ 危険度分級は、総合得点の三段階Ⅰ、Ⅱ、Ⅲで表されている。A、B、Cの各項目の得点及び危険度分級（Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ）を調査票に記載することが望ましい。

※表中の斜面傾斜について、急勾配であるほど配点が高くないのは、地域特性を踏まえてのものである。

表-4.7.4 斜面危険度調査票（北陸農政局管内の事例）

ブロックNo.					面積 ha							
項目	要素	判定	ウエイト	判定	ウエイト	判定	ウエイト	判定	ウエイト	評点	合計
A 地形	斜面傾斜	25°＜	6	25～15°	8	15～8°	12	8°＞	3		
	斜面形態	侵食	12	集水	6	複合	4	散水	3		
B 地質・地下水	地質構造	断層・破砕帯	6	流れ盤	5	受け盤	3	水平・無層理	2		
	地層	東別所音川累層	10	黒瀬谷累層	5	氷見累層	4	植生累層	4		
	岩相	泥岩凝灰岩互層	10	泥岩	7	砂岩・泥岩互層	6	砂岩・礫岩	2		
	風化の程度	強風化	6	風化	5	新鮮	3				
	地下水状況	常用湧水有	6	雨期湧水有	5	降雨時湧水有	4	地下水位低い	3		
C 地すべり状況	地すべり地形面積	ブロック100～70%	12	70～40%	9	40～10%	6	10～0%	3		
	移動状況	移動中	8	やや不安定	7	不明	6	安定している	3		
	周辺部の地すべり	斜面上位に有	6	斜面下位に有	5	斜面側方に有	4	なし	2		
	重要被害対策物件	ブロック内に有	12	ブロック下位に有	9	ブロック上位に有	6	なし	3		
D 参考事項				危険度分級							総合得点
				（地形）+（地質・地下水）+（地すべり状況）／（危険度分級）				（地形）+（地質・地下水）+（地すべり状況）／（危険度分級）			

表-4.7.5 危険度分級表（事例）

危険度分級	総合得点	ブロック数		危険度評価
Ⅰ	82～71	25箇所	17%	地すべりの危険性大
Ⅱ	70～57	92箇所	63%	〃 中
Ⅲ	56～40	29箇所	20%	〃 小

7.4 AHP法

AHP法（Analytic Hierarchy Process、階層分析法）*1は、1976年にThomas L.Saatyが提唱した意思決定手法で、人によって主観的に行われる判断のプロセスを階層構造化して、多様な選択肢をそれぞれ「ウェイト」と呼ばれる数値で定量的に表現し、合理的な意思決定を行おうとするものである（**図-4.7.1**）*2。

本手法を用いた地すべりの危険度評価では、地すべり活動に強く影響すると考えられる地形要素を評価項目として抽出し、それらを階層構造化する。階層化した項目ごとに一対比較を実施し、各項目にウェイトを割り当て、各階層のウェイトの積を重み係数として求め、この重み係数を合計したものを危険度得点とする。さらに、危険度得点の最高点を分母とした値を得点率として定義し、この値に基づいて危険度評価を実施する。

図-4.7.2は、岩手県を中心とする東北地方から抽出された150の地すべりに対して、評価基準を抽出し、階層化して重み係数を設定した事例である。

表-4.7.6は、本手法を用い、阿賀川・阿賀野川に接する2,023の地すべり地形から、再活動性評価を行なった際のウェイト表である。阿賀野川中流域の312箇所の地すべり斜面で適用した事例では、広域的に一次評価として危険度評価を行うことが可能な手法であるとされた。

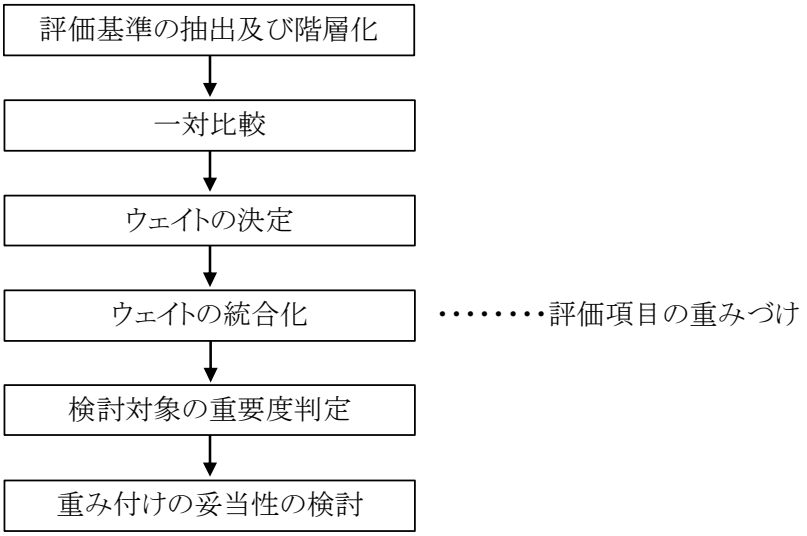


図-4.7.1 AHP手法の手順*2

＊1 Thomas L.Saaty：The Analytic Hierarchy Process、McGraw-Hill（1980）

＊2 日本地すべり学会斜面防災危険度評価ガイドブック編集委員会:斜面防災危険度評価ガイドブック-斜面と地すべりの読み解き方-、朝倉書店、p.28（2021）

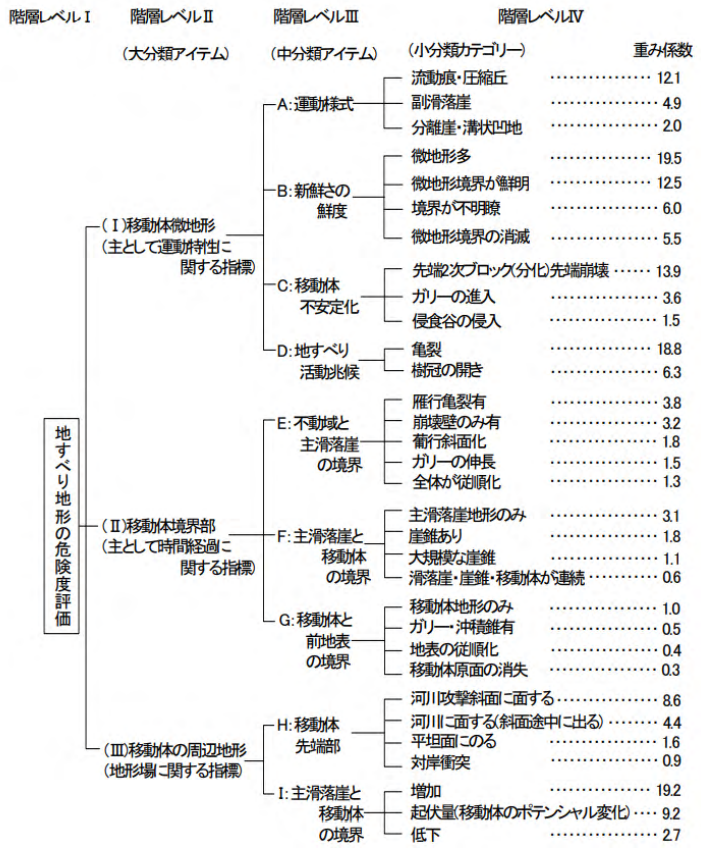


図-4.7.2 地すべり地形の危険度評価基準の設定（例）*3

表-4.7.6 地すべり地形再活動危険度評価のためのAHP階層構造と重み（例）*4、5

階層レベルⅠ	階層レベルⅡ		階層レベルⅢ	階層レベルⅣ			
目的	項目	ウェイト	項目	項目	ウェイト	重み係数	得　点
地すべり発生危険度評価	滑落崖の明瞭度	0.046	明瞭	・・・・・・・	0.603	0.028	2.8
			やや明瞭	・・・・・・・	0.228	0.010	1.0
			不明瞭	・・・・・・・	0.169	0.008	0.8
	移動体の表面形状	0.200	さざなみ型	・・・・・・・	0.652	0.130	13.0
			凹凸型	・・・・・・・	0.188	0.038	3.8
			平滑・開析型	・・・・・・・	0.160	0.032	3.2
	移動体の位置	0.133	末端	・・・・・・・	0.547	0.073	7.3
			中間	・・・・・・・	0.220	0.029	2.9
			頭部	・・・・・・・	0.096	0.013	1.3
			独立	・・・・・・・	0.137	0.018	1.8
	亀裂の位置	0.251	下部	・・・・・・・	0.600	0.151	15.1
			中部	・・・・・・・	0.250	0.063	6.3
			上部	・・・・・・・	0.150	0.038	3.8
			なし	・・・・・・・	0.000	0.000	0.0
	移動体末端の状況	0.370	侵食の受けやすさ	強い	0.350	0.130	13.0
				やや強い	0.120	0.044	4.4
				弱い	0.030	0.011	1.1
				なし	0.000	0.000	0.0
			末端形状からみた不安定さ	急・比高大	0.350	0.130	13.0
				急or比高大	0.150	0.056	5.6
				緩傾斜・比高小	0.000	0.000	0.0

＊3　濱崎ら（2003）：AHPを用いた空中写真判読結果からの地すべり危険度評価手法、第42回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp.227～230

＊4　八木ら（2009）：空中写真判読とAHP法を用いた地すべり地形再活動危険度評価手法の開発と阿賀野川中流域への適用、日本地すべり学会誌、45.5、pp.8～16

＊5　日本地すべり学会斜面防災危険度評価ガイドブック編集委員会：斜面防災危険度評価ガイドブック-斜面と地すべりの読み解き方-、朝倉書店、p.57、58（2021）

7.5 直轄事業地区の事例

(1)北神戸地区（兵庫県）における立地特性による対策の優先度の設定事例

北神戸地区では、地すべりの水文状況、被害状況、活動状況より、**図-4.7.3**に示すフローと**表-4.7.7**に示す組合せ表によって対策工の必要性の判断を行っている。

①水文状況

Ａ：湧水、滲み出し等有り（地下水位が高い　GL-2.0m以浅）

Ｂ：湧水、滲み出し等無し（地下水位が低い　GL-2.0m以深）

②被害状況

Ａ：地すべり性の変状有り

Ｂ：表層部の変状有り

Ｃ：変状無し

③活動状況

Ａ：地すべり活動に伴う地表変動が発生している又は計器により移動が観測されている
（地すべり活動進行中）

Ｂ：近年活動したと考えられる地形、変状が認められる（地すべり活動休止中）

Ｃ：地すべり活動の兆候なし（地すべり活動停止中、地すべりの危険性が高い）

Ｄ：地すべり活動の兆候なし（地すべり活動停止中、地すべりの危険性が低い）

Ｅ：地すべりとは判断しない

④新設対策工の必要性の評価

Ａ：必要あり　（地すべりの危険性が高く、既設対策工又はほ場整備で安定化不十分である。）

Ｂ：必要あり　（調査により判断＜今後の課題＞）

Ｃ：必要なし　（地すべりの危険性が低い）

Ｄ：必要なし　（県事業対策工又はほ場整備で安定化）

Ｅ：必要なし　（本事業対策工で安定化している）

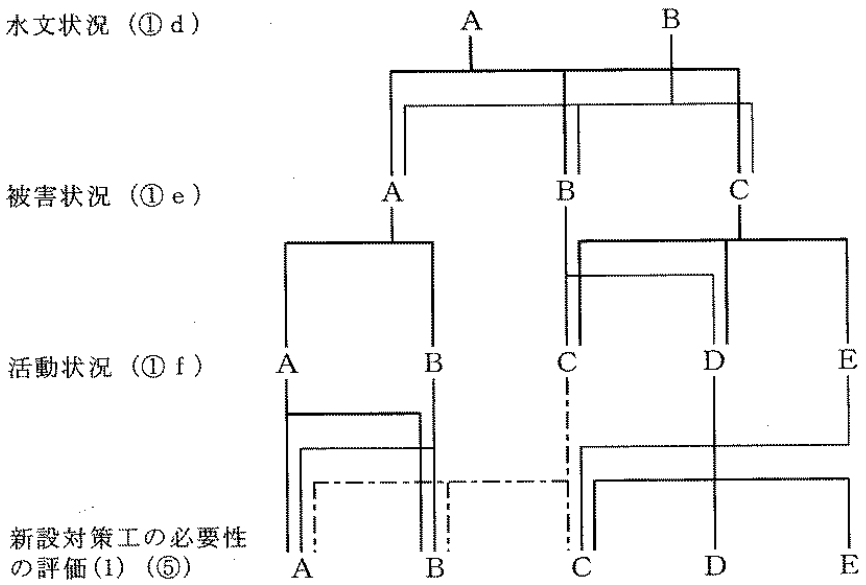


図-4.7.3 水文状況・被害状況・活動状況と新設対策工の必要性評価フロー

表-4.7.7 水文状況・被害状況・活動状況と新設対策工の必要性評価の組合せ

被害状況ランク	活動状況ランク	新規対策工の必要性の評価ランク	被害状況	活動状況	新規対策工の必要性
A	A	A	地すべり性の変状有り	地すべり活動進行中	安定不十分
A	A	B	地すべり性の変状有り	地すべり活動進行中	調査により判断
A	B	A	地すべり性の変状有り	地すべり活動休止中	安定不十分
A	B	B	地すべり性の変状有り	地すべり活動休止中	調査により判断
B	C	A	表層変状有り	地すべり活動停止中。再活動の可能性高い	安定不十分
B	C	B	表層変更有り	地すべり活動停止中。再活動の可能性高い	調査により判断
B	D	C	表層変状有り	地すべり活動停止中。再活動の可能性低い	対策無し
B	D	D	表層変状有り	地すべり活動停止中。再活動の可能性低い	県事業、ほ場整備により安定化
B	D	E	表層変状有り	地すべり活動停止中。再活動の可能性低い	既設対策工にて安定化
C	C	A	変状・被害無し	地すべり活動停止中。再活動の可能性高い	安定不十分
C	C	B	変状・被害無し	地すべり活動停止中。再活動の可能性高い	調査により判断
C	D	C	変状・被害無し	地すべり活動停止中。再活動の可能性低い	対策無し
C	D	D	変状・被害無し	地すべり活動停止中。再活動の可能性低い	県事業、ほ場整備により安定化
C	D	E	変状・被害無し	地すべり活動停止中。再活動の可能性低い	既設対策工にて安定化
C	E	C	変状・被害無し	地すべりとは、判断しない	対策無し

(2)神石高原地区（広島県）における点数法の事例

神石高原地区では、**表-4.7.1**、**表-4.7.2**に示した地すべりブロックの活動状況、地すべり履歴、地形、地質等から判読される斜面そのものの安定度と、想定される地すべり被害の影響を考慮した保全対象の重要度の組合せから地すべりブロックの危険度分級を行っている。また、**表-4.7.8**に示す重みづけから**表-4.7.9**の危険度評価判定表を作成し、危険度分級が上位のブロックに対し対策工を実施している。

表-4.7.8 地すべりブロック危険度分級一覧表（例）

項目	要素	判定	ウエイト	判定	ウエイト	判定	ウエイト	判定	ウエイト
A 地形	1．地すべり地形	きわめて明瞭	10	明瞭	5	やや明瞭	0		
	2．滑落崖地形	明瞭	10	やや明瞭	5	なし	0		
	3．面積A	A＞7000m²	5	2000≦A≦7000	2	A＜2000m²	0		
	4．斜面勾配θ	θ＞30°	5	5°≦θ≦30°	2	θ＜5°	0		
B 地質	1．地層名	玄武岩類（Sb） 備北（B） 山砂利（Ycg）	10	稲倉（1） 高田（TR）	5	芳井（Y） その他	0		
	2．地層構造	流れ盤	10	水平・不明	5	受け盤	0		
	3．層相	泥岩、シルト岩	10	礫層（Ya、dt）	5	その他	0		
	4．風化・岩級	D以下	10	C_L程度	5	C_M以上	0		
C 変状	1．路面、壁面、擁壁、石積み等の変状（クラック、ハラミだし）	顕著	5	やや顕著	2	ほとんどなし	0		
	2．小崩壊、修復後	顕著	5	やや顕著	2	ほとんどなし	0		
	3．植生異常（根曲がり等）	顕著	5	やや顕著	2	ほとんどなし	0		
D その他	1．土地利用	水田、水田跡	5	畑（跡）	3	その他	0		
	2．重要被害対象物件	ブロック内	5	ブロック上方	3	ブロック下方	2	なし	0
	3．周辺部の地すべり	斜面上位方向	5	斜面下位方向	3	斜面側方	2	なし	0

表-4.7.9 地すべり危険度分級判定表（例）

地すべり危険度分級	ウェイト合計
Aランク	100～70
Bランク	69～40
Cランク	39～0

8. GNSSを用いた地すべり移動調査の事例

8.1 対策工の効果検証事例

高瀬地区（高知県）では、GNSSを用いた対策工の効果検証が実施されている。**図-4.8.1**に示すD-0ブロックにおいては、排水トンネル（D1～D4号）の施工後に地下水位が低下して計画安全率を満足しており、排水トンネル工の効果が十分に発揮されていると評価している。D-0ブロックにおけるGNSSによる移動量観測の観測結果を、排水トンネルの施工状況と併せて**図-4.8.2**に示す。なお、基準点は地すべり地域外の不動点上の建物の屋上に設置し、基準点との標高差に伴う対流遅延を考慮した基線解析を行って各観測点の計測値を補正している。

D-0ブロック内のGNSS観測点（TH1～TH3）では、対策工施工後の年変位量が２mm/年程度となり、降雨後の移動量が明瞭に低下して対策工の効果による変位抑制が確認されている。地すべり対策事業開始後、最大の豪雨を観測した平成26年ならびに、対策工完了後に初めて日雨量が350mmを超える豪雨を観測した平成29年においても、平成16年の豪雨時のような顕著な移動量の増加は認められず、対策工の効果が発揮されていると評価される。

なお、GNSS（GPS）の水平移動量の誤差は±6.0mm（本地区で実施している「GPS１周波干渉測位法」の公称誤差）とされている。

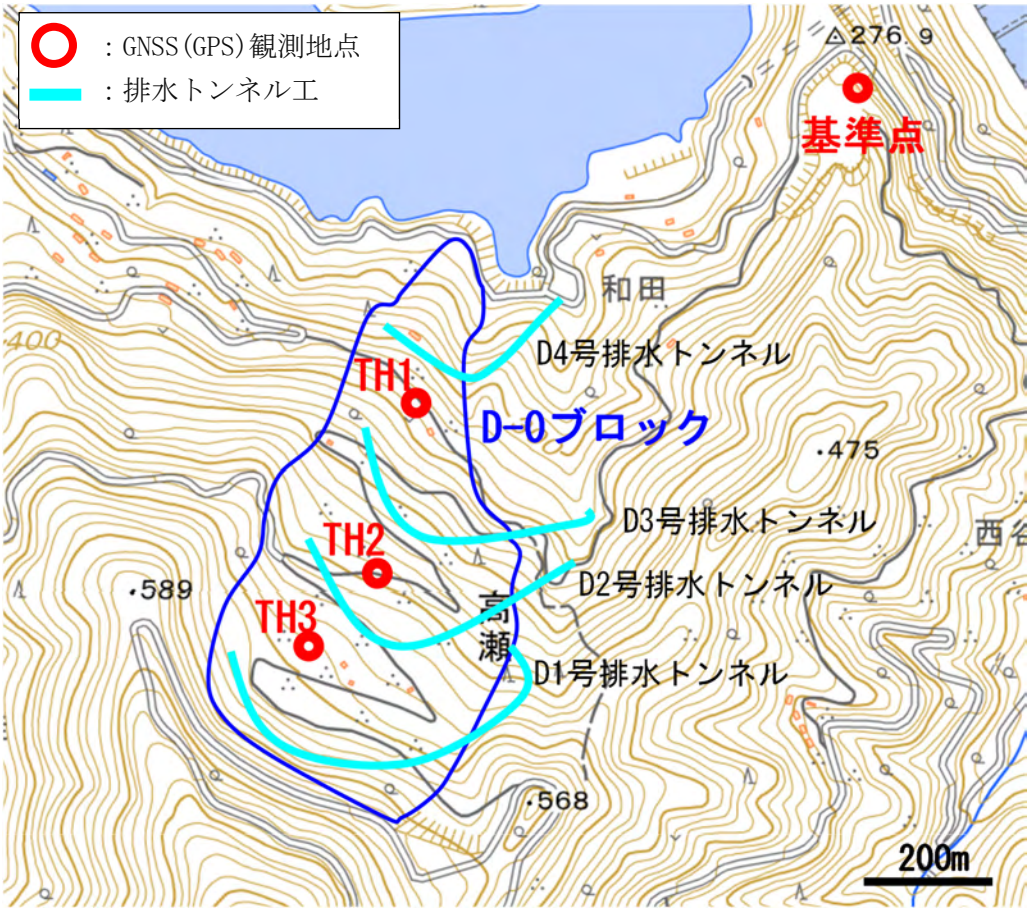


図-4.8.1 高瀬地区（高知県） D-0ブロックGNSS移動量観測位置図

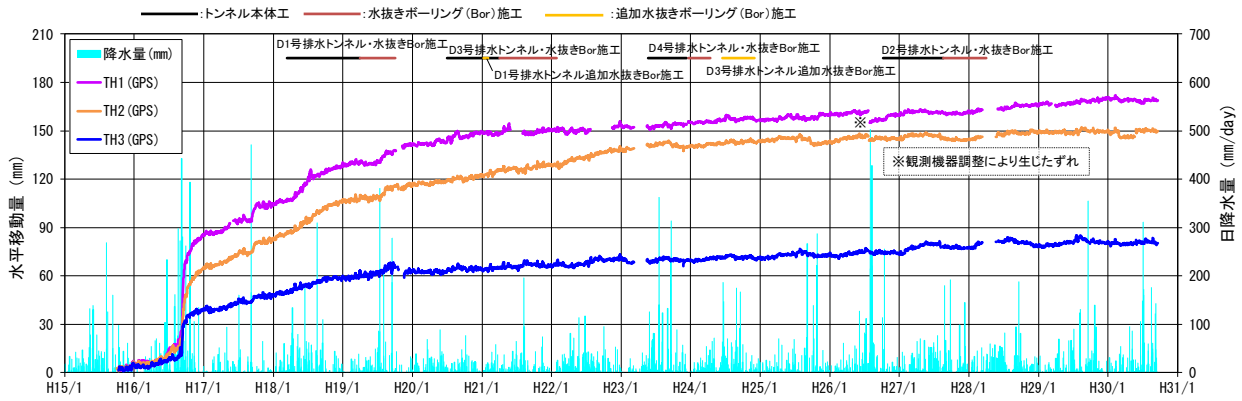


図-4.8.2　高瀬地区（高知県）　D-0ブロックの対策工とGNSS移動量

8.2　積雪を考慮した構造事例*1

多雪地域におけるGNSSを用いた地すべり地表変位の連続観測では、積雪に対しGNSS受信機の高さを十分に確保する必要があるが、積雪のクリープに伴う横圧等により支柱が傾動し、見かけの変位が生じる問題がある。

このような見かけの変位を生じさせないために、一般的な支柱の径100mmに対し、豪雪地域では径200mmが必要であるとされている。櫓外の積雪の影響が支柱に伝わり難くするように、支柱の周囲に単管パイプ製の櫓を設置してコンパネや屋根を取り付けた構造としている事例（**図-4.8.3**）もある。

ここでは積雪に接する外管と、受信機を支え直接積雪に触れない内管からなる二重管式支柱と、測位点は地表の標点として支柱の傾動による見かけの変位を確認・補正できる構造（**図-4.8.4**）によるGNSS観測事例について以下に示す。



図-4.8.3　豪雪地域におけるGNSS観測局の設置例（庄内あさひ地区（山形県））

＊1　中里ら(2013)：多雪地域におけるGPS移動量観測用二重管支柱の提案と適用、農村工学研究所技報第214号、pp. 1～7

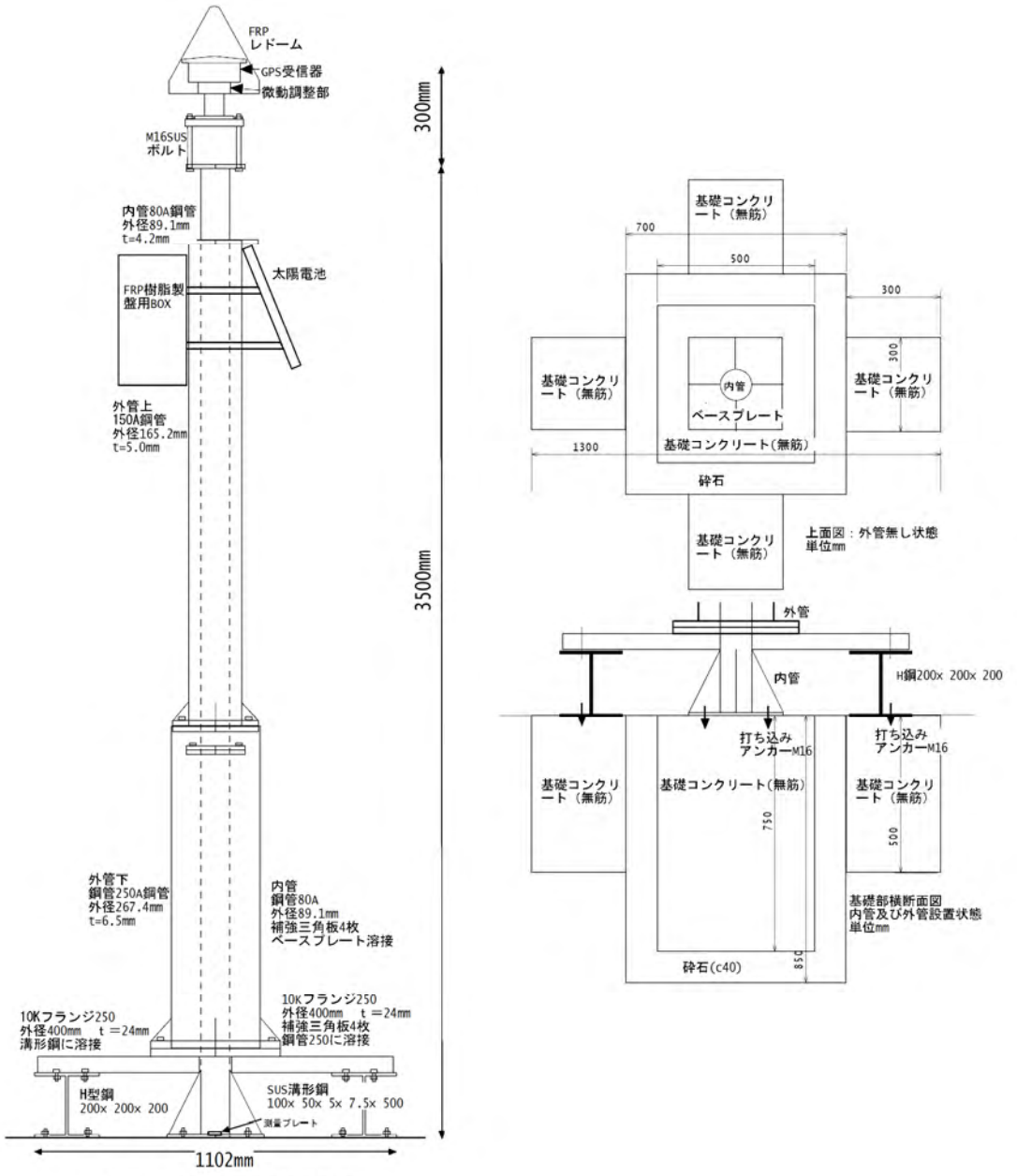


Fig.4 二重管式GPS支柱外観図
Exterior view of double tube type GPS pillar

図-4.8.4 二重管式GNSS支柱概観図（左）、基礎部上面図及び断面図（右）

図-4.8.4に示す二重管式GNSS支柱は、3.5mの80A鋼管を内管として、この上部にGNSS受信機を設置し、この内管を長さ１mの250A鋼管を下側、長さ1.5mの150A鋼管を上側としてつなぎ合わせた外管で保護する構造である。内管と外管は直接接しておらず、隙間幅は外管上部で33mm、基礎部の溝形鋼部分で５mmである。受信機を収納するレドームは水平粗調整を兼ねたボルトで内管上面に接続され、

内部には微動調整部を備えている。これらの調整部によりGNSS受信機はベースプレート上の標点上に致心することができ、地すべり活動により支柱全体に傾動が生じても、補正が可能である。

基礎は無筋コンクリート製で、外管の基礎は内管の基礎の外側に砕石を介し分離して配置されている。内管は底部に溶接したベースプレートを中央の基礎コンクリートにアンカーボルトにより固定されている。外管は底部のフランジに溶接した４本の溝形鋼とスペーサーとしてのH型鋼を介して外管用基礎に載せており、外管が雪圧等の外力を受けた場合でもその影響が内管に伝わり難くしている。

二重管式GNSSによる観測結果事例を**図-4.8.5**（GPS10）に示す。**図-4.8.5**のGPSD-1、GPSGb12は、**図-4.8.3**の耐雪構造の観測局である。

受信機-パソコン間のシリアル通信エラー（①、⑤）、基線解析不能（⑨）による欠測や、積雪増大期の着雪や埋没の影響によるバラツキ（②～④、⑦、⑧）、GNSS基準点に起因すると考えられる変位（⑥、⑪、⑫）はあるものの、４月中旬～５月上旬にかけての変位は近接する地中変位観測局の変位とも調和的である。積雪による支柱の傾動を示すような変位は認められず，４月以降の特に重要な融雪期の累積変位を正確に捉えられたと判断される。

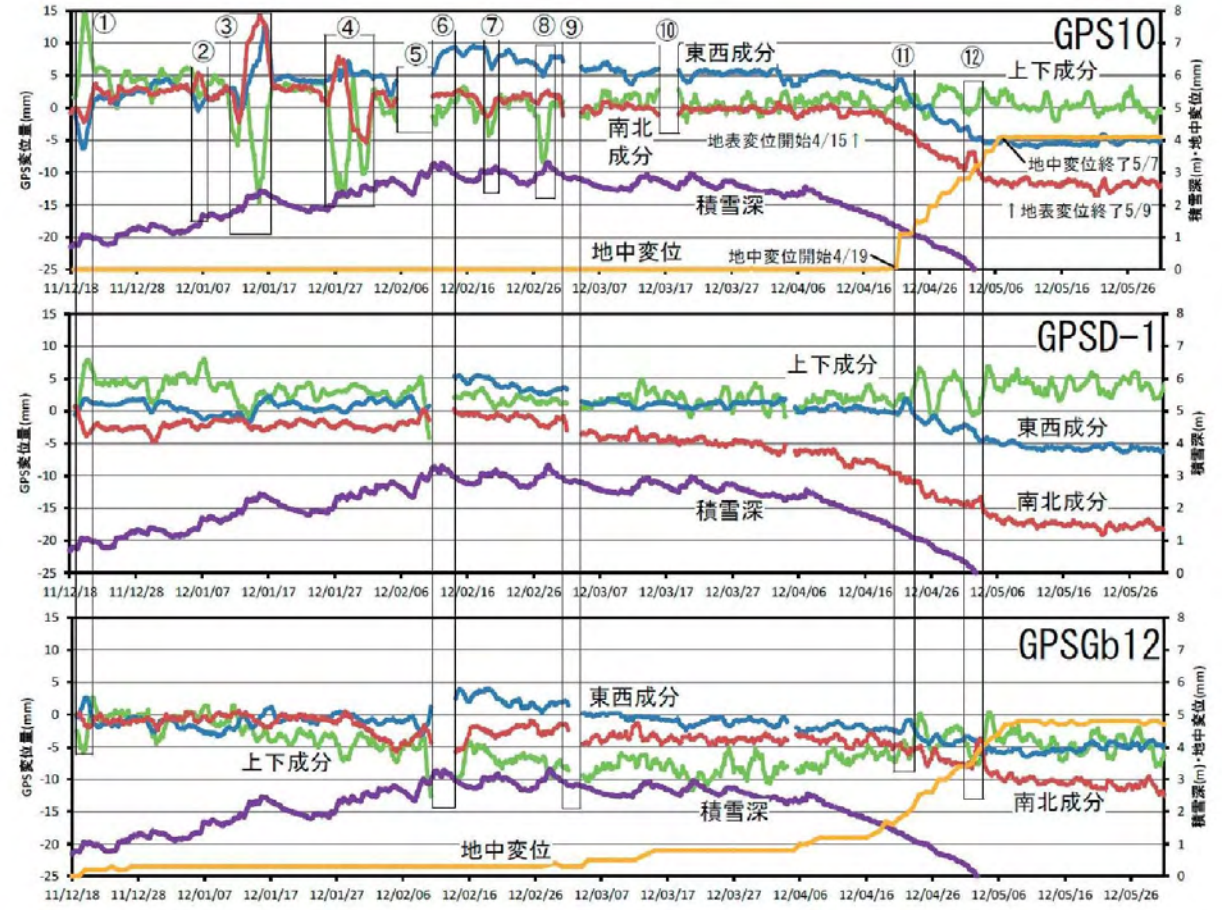


図-4.8.5　積雪を考慮した支柱のGNSSによる観測結果事例

9. 地下水排除工の効果の検討・予測及び判定事例

9.1 降水量の影響を除外した地下水排除工の効果予測・判定事例

地すべり変動の誘因となる降雨は、毎年一定ではなく地下水位や変動速度は降雨条件で毎年変化する。地下水排除工の施工前後での効果を評価する場合、この降雨条件を考慮する必要がある。ここでは、実効雨量と地下水位との関係に着目し回帰分析を行うことで対策効果を判定する手法を紹介する。

地下水排除工の施工効果判定として、以下の２つの地下水位を回帰分析により設定し比較を行う。**図-4.9.1**に回帰分析を用いた地下水位予測及び地下水排除工の効果評価の流れを示す。

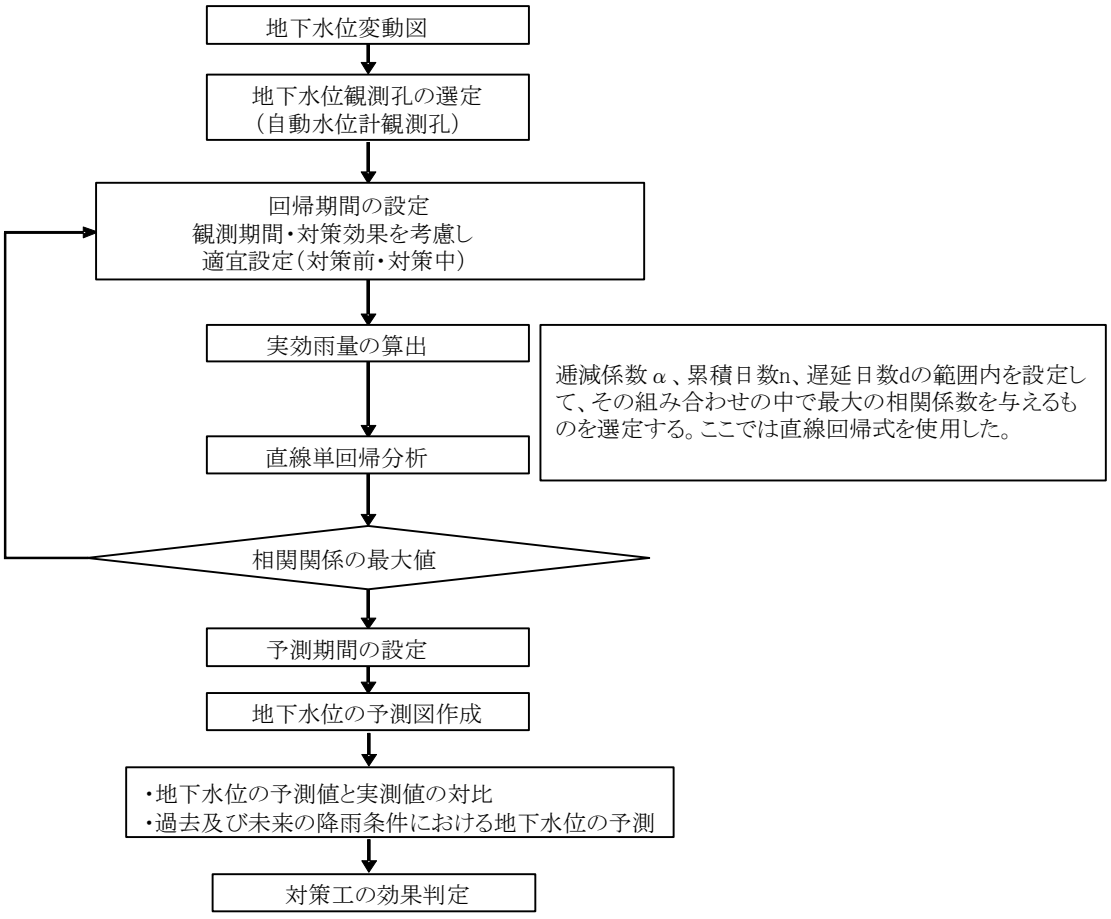


図-4.9.1 降雨と地下水位の回帰分析と対策工の効果判定の流れ図（例）

① 対策工施工前のある時期の地下水位と降雨との相関から、対策工後の期間において対策工がないと仮定した場合の地下水位を想定する。（**図-4.9.2**のNB60-H14-2W孔の解析値）

② 対策工施工後のある時期の地下水位と降雨との相関から、対策工前の豊水期において、対策工があると仮定した場合の地下水位を想定する（**図-4.9.2**のNB50-H15-18W孔の2004年８月１日の豪雨時を想定した場合の解析値）。

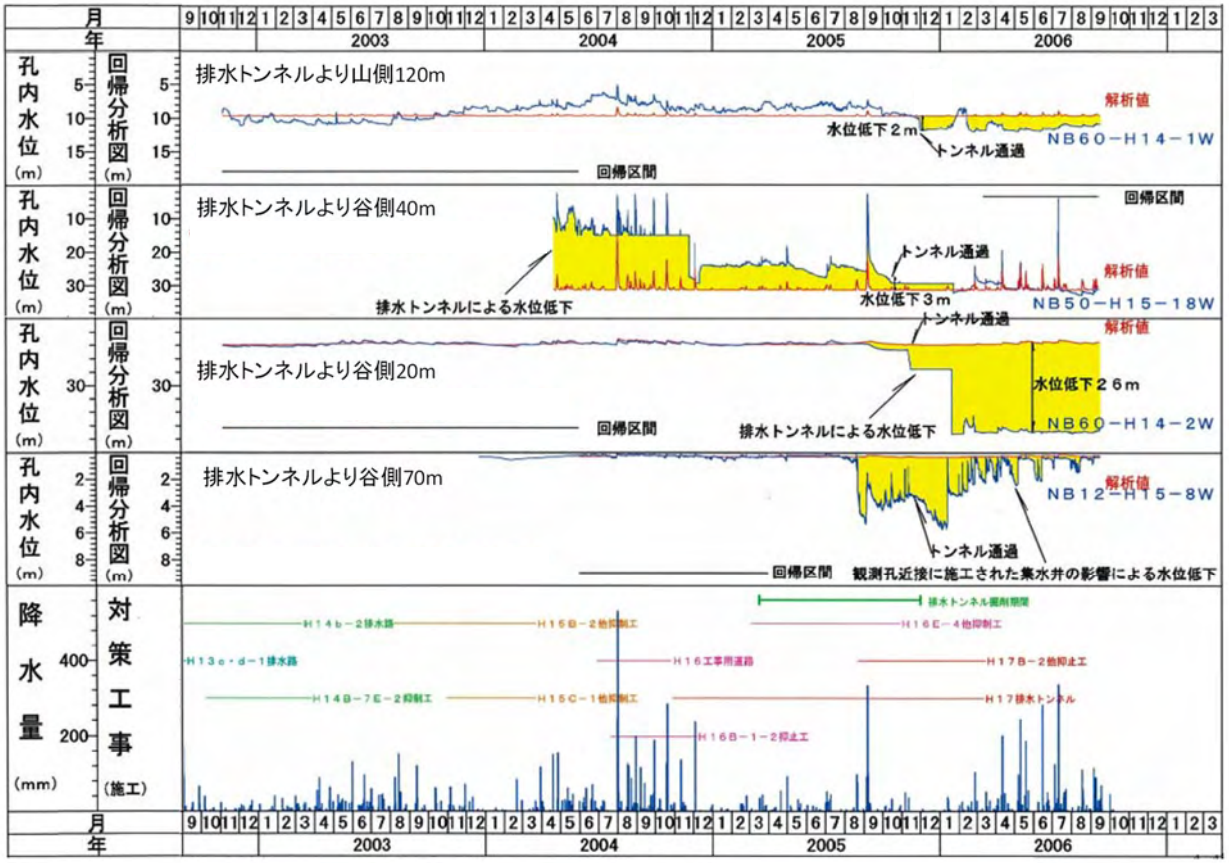


図-4.9.2　回帰分析による想定地下水位解析例

解析の具体的な内容を以下に示す。

(1) 実効雨量の算定

実効雨量とは、過去の降雨の影響が現在にまで及んでいることを表現しようとするもので、**式（4.9.1）**で表される。

$$Q_0 = a^0 R_{(0+d)} + a^1 R_{(1+d)} + a^2 R_{(2+d)} + \cdots + a^n R_{(n+d)} \quad \cdots\cdots (4.9.1)$$

Q_0　　：当日の実効雨量

R_0　　：当日の日雨量

$R_{(n+d)}$：（ｎ＋ｄ）日前の日雨量

ａ　　：低減係数

ｄ　　：遅延日数（降雨の地下水位への反応の遅れ）

(2)回帰式

選定された回帰区間（資料期間）において低減係数ａ、累積日数ｎ、遅延日数ｄから**式（4.9.1）**で実効雨量を算出する。ａ、ｎ、ｄを変化させて、算出された実効雨量と観測地下水位の間の相関係数が最も高いａ、ｎ、ｄの組み合わせを選択する。回帰式の検討に当たっては、観測期間や対策工事による対策効果を考慮した上で、適宜、回帰期間（対策前・対策中）を設定して行う必要がある。

ここでは式（4.9.2）の直線回帰式を用いた。

$$y = b + ax \quad \cdots\cdots (4.9.2)$$

ｙ　　：日最高水位（GL－m）

x　　:実効雨量（㎜）
a、b　:回帰係数

(3)予測解析

最も高いａ、ｎ、ｄの組合せを用い、回帰区間の前後の期間について日雨量データから地下水位を予測する。この予測解析結果から、過去あるいは未来の降雨条件における地下水位の予測・推定や、対策後の実測値との比較により対策効果を判定する。

(4)特定規模の降雨に対する安定解析

回帰分析から実効雨量と地下水位の回帰式が得られるが、この回帰式を用いて過去や未来の降雨に伴う地下水位を予測することが可能である。

水文統計学では、極値水文資料（毎年最大・最小資料）を用いて、水文事象の生起確率が計算される。また、１回/50年あるいは１回/100年の実効雨量に対する地下水位の条件で、地すべりブロックの安全率が1.00以下とならないことを目標とする考え方もある。

過去のある期間（30年程度以上）の年最大実効雨量の生起確率年、50年確率及び100年確率の実効雨量と対応する地下水位を算出し、安定解析を行うことで豊水期の目標安全率の設定に資することが可能である。

9.2　地下水シミュレーションによる地下水排除工の効果予測・判定事例

大規模な地すべりに対しては、地すべり対策事業の対策工計画に当たり、対策工の効果予測を目的として、地下水シミュレーションを実施する場合がある。ここでは、庄内あさひ地区（山形県）の地下水シミュレーション事例を紹介する。なお、ここで紹介する事例は、地すべり対策事業中の検討事例であり、対策工の配置・数量は、地すべり防止工事概成時の状況とは異なる。

シミュレーションは、排水トンネル等が計画された大規模地すべりであるＤブロックにおいて、対策工の効果検証を目的として行った。シミュレーションの実施に当たって、地質構造解析結果に基づき、各地層の分布と透水係数、有効間隙率等を設定した三次元格子モデルを作成した。透水係数は、ボーリング孔やディープウェルにおける揚水試験や湧水圧試験結果に基づき、地層ごとに設定した。これらの定数については、再現解析で、計算水位が実測水位に近づくように補正を行っている。**図-4.9.3**に地下水シミュレーションの解析フローを示す。解析フローに沿って設定した、モデルの設定例を**図-4.9.4～図-4.9.9**、**表-4.9.1**に示す。

図-4.9.7に、Ｄブロックの地下水位観測孔における年間の平均的な降雨（融雪含む）が常時継続する定常条件での三次元地下水シミュレーションによる計算水位と、観測水位の相関を示す。また、**図-4.9.8**では、地下水供給が増加する融雪期における非定常地下水シミュレーションによる計算水位と観測水位を示す。これらの図では、計算水位と観測水位の差異が一定の範囲内に収まっていることがわかる。このような検証により、地下水シミュレーションの妥当性が担保されている。

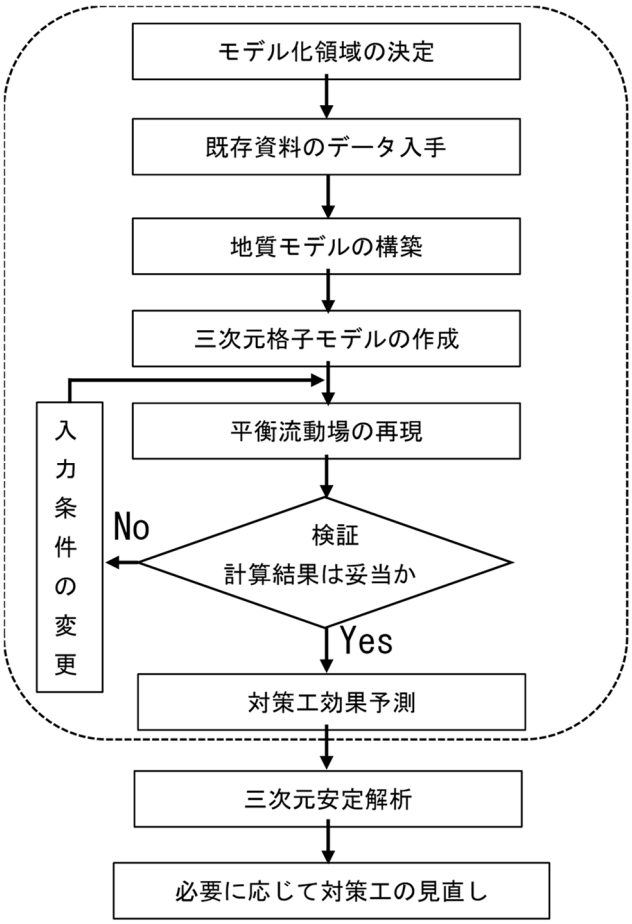
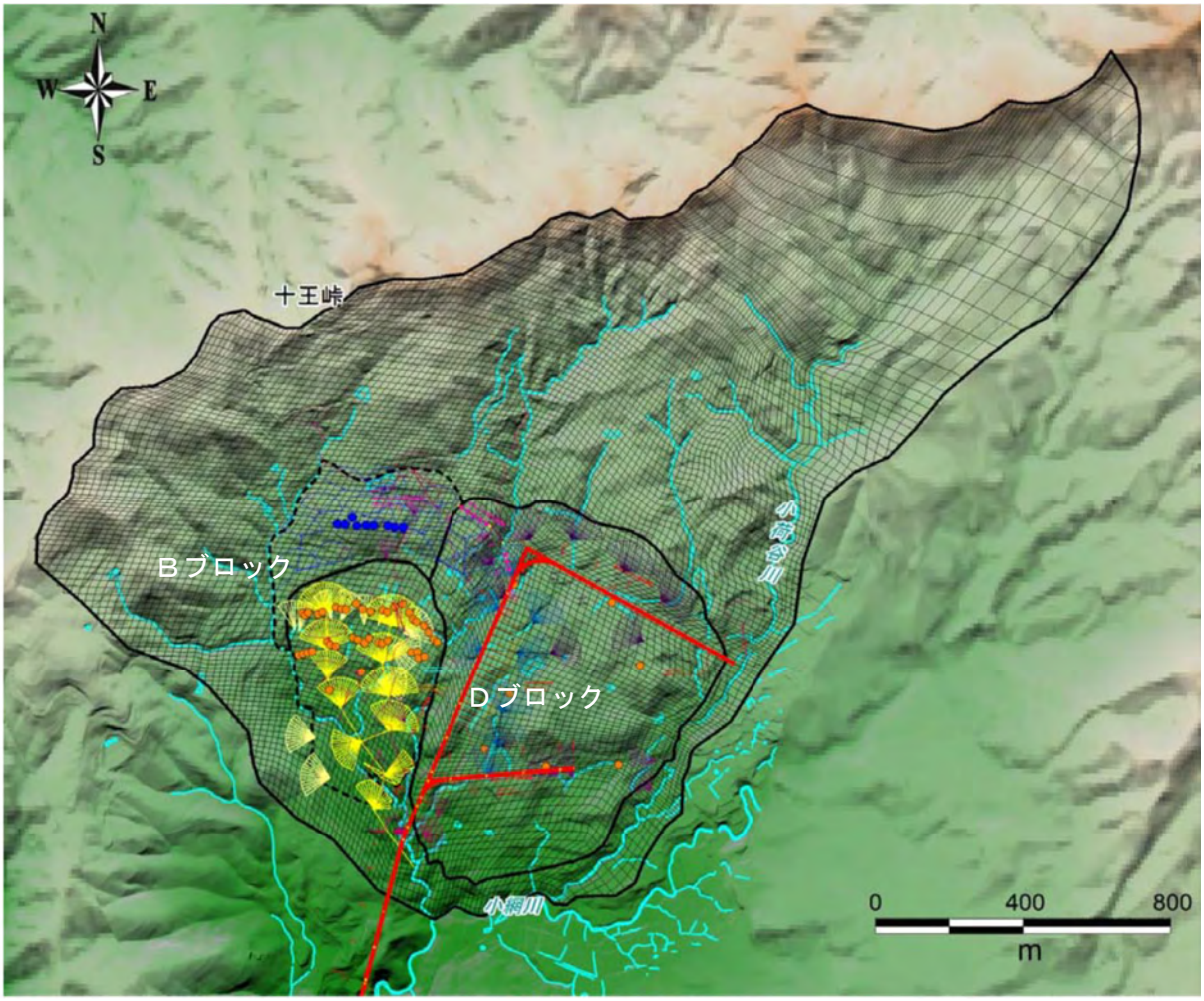


図-4.9.3　地下水シミュレーションのフロー



※図中には、Bブロックにおける既設の集水井工（黄色表示）やDブロックの排水トンネル計画路線（赤色表示）等が示してある（総格子数 477,020）。

図-4.9.4 三次元地下水シミュレーション格子モデルの設定例

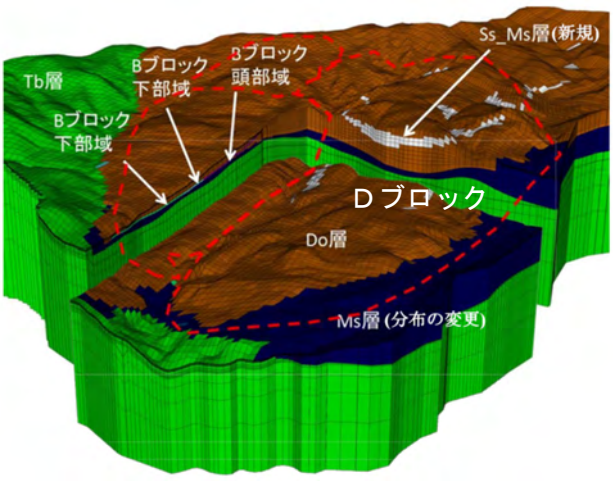


図-4.9.5 三次元地質モデルの設定例

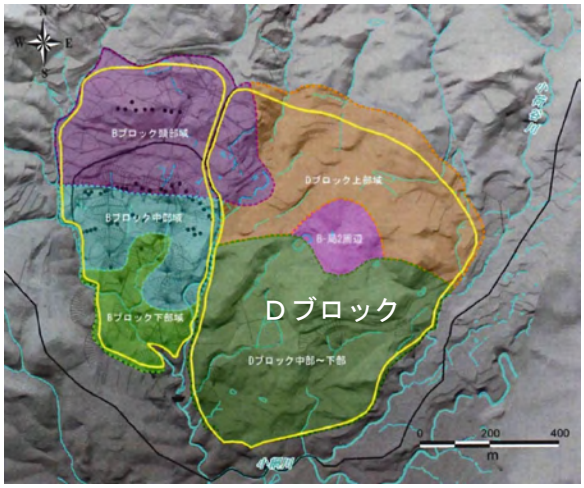


図-4.9.6 地質分布状況に応じたすべり面の透水係数の区分例
（※**表-4.9.1**に示すすべり面の透水係数と対応する。）

表-4.9.1　地質分布状況に応じたすべり面の透水係数・有効間隙率・等価粗度設定例

	地層/すべり面区分	設定透水係数(cm/s)	設定根拠
地層透水係数	表土層	1.00×10^{-3}	一般的な砂・礫の透水係数
	凝灰質砂岩泥岩互層	1.32×10^{-4}	試験結果
	ドレライト上部	8.86×10^{-3}	ドレライト層の平均値
	ドレライト下部	8.86×10^{-3}	ドレライト層の平均値
	泥岩層すべり面上位	1.90×10^{-4}	泥岩層のうち透水係数の高い値
	泥岩相すべり面下位	4.96×10^{-8}	凝灰角礫岩と同じ
	凝灰角礫岩	4.96×10^{-8}	凝灰角礫岩の中で低い透水係数
すべり面透水係数	Bブロック頭部	2.00×10^{-3}	すべり面付近の透水係数
	Bブロック中部	1.70×10^{-4}	すべり面付近の透水係数
	Bブロック下部	1.90×10^{-5}	すべり面付近の透水係数
	Dブロック頭部	5.10×10^{-5}	すべり面付近の透水係数
	DブロックB-局2周辺	7.90×10^{-5}	すべり面付近の透水係数
	D部録下部	1.30×10^{-5}	すべり面付近の透水係数

地層区分	有効間隙率(%)	設定根拠
表土層	20	水理公式集（砂礫）
凝灰質砂岩泥岩互層	10	水理公式集（泥質粘土）
ドレライト上部	10	岩石試験の範囲内でのマッチング
ドレライト下部	10	岩石試験の範囲内でのマッチング
泥岩層すべり面上位	10	水理公式集（泥質粘土）を参考にマッチング
泥岩相すべり面下位	10	水理公式集（泥質粘土）を参考にマッチング
凝灰角礫岩	25.7	岩石試験の平均値

土地利用区分	等価粗度 ($m^{-1/3}s$)
田	1.00
森林	0.60
建設用地	0.03
水域	0.03
その他農用地	0.30
荒地	0.30
幹線交通用地	0.03
その他用地	0.30

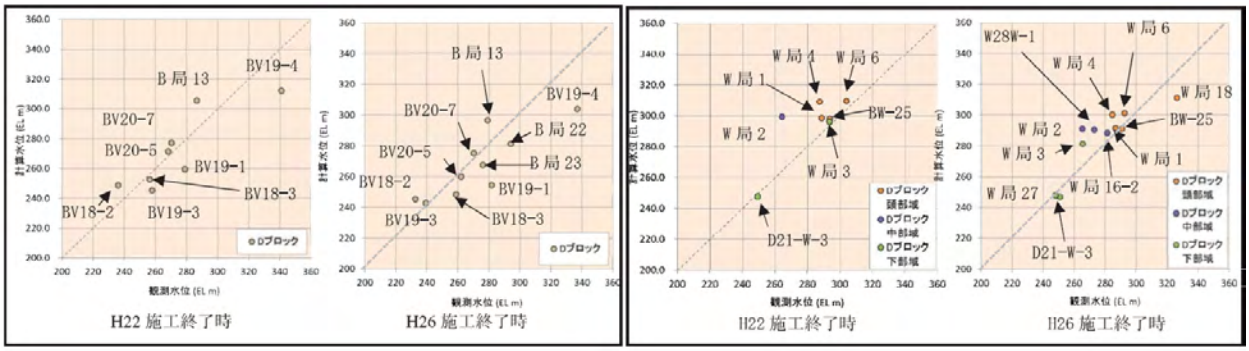
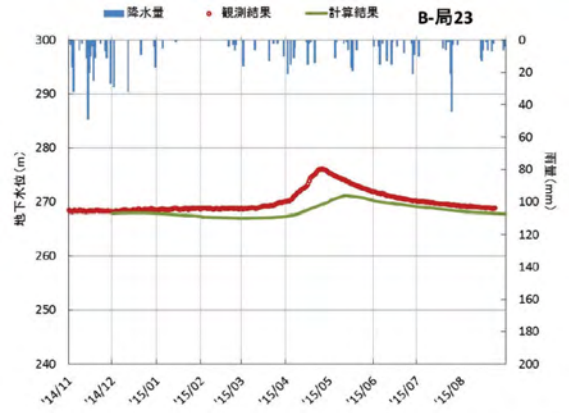


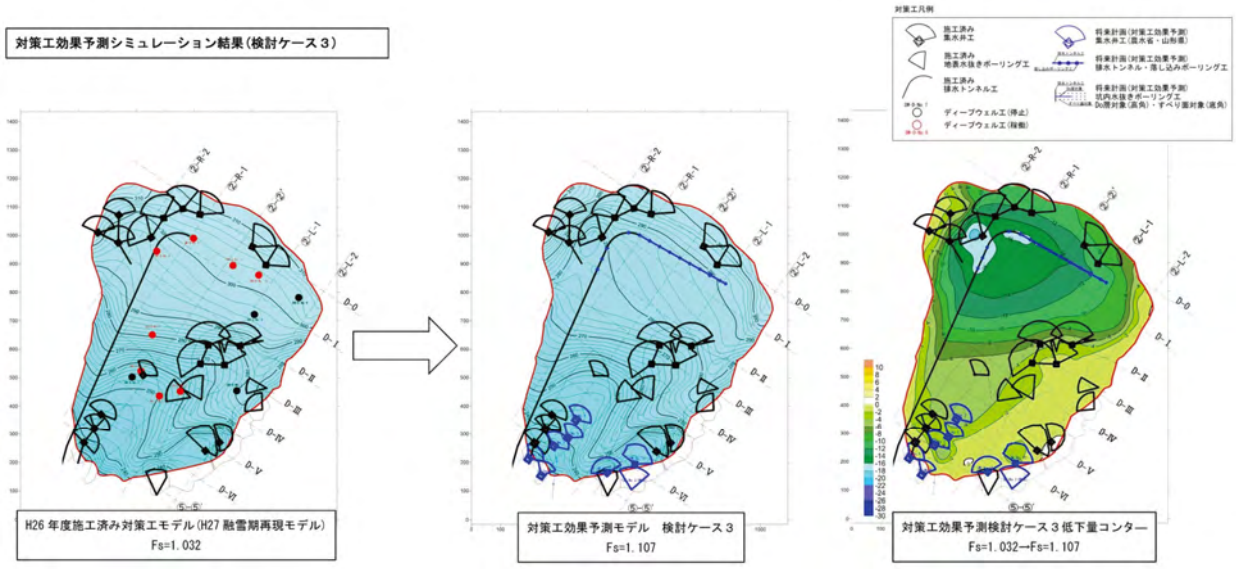
図-4.9.7　定常法によるすべり面水位の再現状況(右)、定常法による自由地下水の再現状況(左)



※地下水供給が増加する融雪期等における非定常地下水位を解析し、再現性を確認する。

図-4.9.8　非定常法によるすべり面水位の再現状況の確認例

Dブロックで計画された立体地下水排水工について、効果予測モデルによるシミュレーションを行い、基本計画では２支線計画されていた排水トンネル工の配置等の検討を行ってきた。平成27年度に集水井工等の対策が進んできた段階で、既設対策工の効果検証を踏まえ、その後に実施する対策工について、シミュレーション等による検討を行った。検討の結果、**図-4.9.9**に示す排水トンネル工上段支線において、落とし込みボーリングを40m間隔で14本施工すること等により対策工施工後の安全率が1.107となり、目標安全率（1.10）を満足する結果が得られ、立体排水工を大幅に見直すこととなった。



対策工	排水トンネル工（本線、上段支線）、排水トンネル工落とし込みボーリング工（上段14本） 集水井工（H26既存15基＋計画7基）

図-4.9.9　排水トンネル工（上段落し込みボーリング工）＋集水井工群の効果予測シミュレーション結果

10. 概成に関する事例

概成は、地すべり変動状況及びその変化、地すべり防止工事の実施状況とその機能の評価、地すべり発生の被害リスクに関わる以下の要素を総合的に考慮し、判定する必要がある。

① 保全対象の特性
② 地すべり防止施設の施工状況・種別
③ 地すべり防止施設施工後の現地状況

上記①は、保全対象の特性も考慮した変位量又は変位速度を目安にする判定要素である。上記②は、防止施設の施工状況やこれによる安全率の上昇（目標安全率の達成が原則）を目安にする判定要素であり、防止施設の種別（抑止工又は抑制工）に対して判定方針等をそれぞれ設定する場合もある。上記③は、対策前後の現地状況の定量的、定性的な改善を目安にする判定要素である。

概成の判定は、上記の判定要素ごとに具体的な基準を設定して判定を行い、これらを組み合わせたフロー等を基に行われている場合が多い。また、概成判定の方針等は、地すべり機構や地域特性等を踏まえ、事業実施主体あるいは地すべり地区ごとに設定されているのが一般的である。

ここでは、概成の判定の検討の参考に、道府県営地すべり対策事業及び直轄地すべり対策事業の概成の判定に関する実態調査結果や事例について紹介する。

10.1 道府県営地すべり対策事業の概成判定方法等の実態

地すべり対策事業を実施している事業実施主体（11道県）に対して実施した概成判定方法等に関するヒアリング調査の結果を紹介する。

10.1.1 道県営地すべり対策事業の概成判定方法

表-4.10.1に事業実施主体への概成判定方法に関するヒアリング結果を示す。

概成判定基準については、独自で設定している事業実施主体もあるが、基準を作らずに地区ごとに個別で概成を判定している事業実施主体も存在する。また、概成判定に当たって、有識者等の意見を参考にしている事業実施主体も存在する。

概成判定方法としては、安全率の達成を重視している場合が多いが、抑止工と抑制工を組み合わせた工事完了をもって概成としている事業実施主体や、抑制工を主体にしているため、施工後の効果確認を行う事業実施主体もある。

表-4.10.1 事業実施主体への概成判定方法に関するヒアリング結果

道県	概成判定基準の有無	概成判定方法等
A	有	区域ごとに有識者を入れた概成判定検討会を設置している
B	無	概成判断は安全率を重視しており、農政局の意見も参考にしている
C	無	対策工事が完成して地すべりが動かなければ概成としている
D	無	地下水位低下の効果をみて概成判定する取り組みをしている
E	有	概成判定フローに従い対応しており、動態観測により潜在変動（変動C）※2未満であること、地下水排除工の効果により設計水位以下であることを判定している
F	有	概成判定フローに従い対応しており、目標安全率に対応した目標水位低下の達成を判定することを原則とし、これが達成されない場合は、変動状況、安全率で判定している
G	無	対策工事完了で概成としている（抑止工と抑制工を組み合わるのが基本）
H	無	目標安全率を達成し、地すべりの動きがない（具体的な数値基準はない）ことの確認を原則としている
I	有	他部局（砂防）の概成判定フローに従い対応しており、対策工、変状有無、パイプひずみ計の変動状況（潜在変動（変動C）※2以下）を考慮して判定している
J	（有）※1	マニュアルはあるが、統一的に実施しておらず、個別に対応している
K	無	厳密な判断基準はなく、観測結果等から現地状況に応じて判断している

※１：有だが、統一的に実施しておらず、個別対応

※２：藤原明敏（1994）：地すべり調査と解析　改訂版、理工図書株式会社、p.95

10.1.2 地下水排除工の効果確認方法

表-4.10.2に事業実施主体への地下水排除工効果確認方法に関するヒアリング結果を示す。

地下水排除工の効果を確認する観測期間は、工事後1年以上としている事業実施主体が多い。また、観測期間中の豪雨の経験を重視している事業実施主体も存在する。

表-4.10.2 事業実施主体への地下水排除工の効果確認方法に関するヒアリング結果

道県	効果確認方法
A	事業期間中は全ての観測孔で観測を実施、概成後も３年目まで観測を継続（年２回）
B	工事後１年以上は観測して確認
C	工事後１年間、もしくは相当量の豪雨を確認するまで観測
D	工事後最短１年、最長３年間の観測をしており、観測は降雨の多い５月～10 月に実施
E	工事後１年間、概成調査という位置づけで実施（概成基準の豪雨を経験している必要）
F	工事後３カ月（これまでは 20 日間の観測であったが 指針を改定して３ヶ月としている）
G	工事が完了するまで（初年度地下水排除工を施工して翌年度抑止工を施工するのが通常）
H	工事後１年間観測して確認（よほど雨が少ないようであれば、１年以上とする場合がある）
I	施工前後１年間以上観測して確認
J	工事後概成まで観測をして確認
K	工事後概成まで観測をして確認

10.2 直轄地すべり対策事業の概成判定事例

農林水産省の直轄地すべり対策事業実施地区では、地域の特性、地すべりの機構等を踏まえ、それぞれの事業で概成判定基準が設定され、概成判定が行われている。

ここでは、**表-4.10.3**に示す直轄地すべり対策事業の概成判定事例について紹介する。

表-4.10.3 概成判定事例を掲載する直轄地すべり対策事業

事業地区		都道府県名	事業年度	事業主体
1	ルーク	北海道	平成 5 年～平成 12 年	北海道開発局
2	神石高原	広島県	平成 7 年～平成 16 年	中国四国農政局
3	ピラシケ	北海道	平成 9 年～平成 17 年	北海道開発局
4	高瀬	高知県	平成 16 年～平成 30 年	中国四国農政局
5	庄内あさひ	山形県	平成 22 年～平成 30 年	東北農政局

10.2.1 ルーク地区（北海道）

ルーク地区では、**図-4.10.1**に示す地すべりブロックを対象として、下記の点検・観測等により対策工の効果を検証し、概成判定を行った。

⑴ 地すべりブロックの変状等の目視観察

① 実施頻度：年2回（地すべりが活発化する春の融雪期、秋の降雪前）

② 着目点

・滑落崖の変状の有無

・滑落崖直下等の湿地の状況

・地すべりブロックのクラックの状況

・地すべり末端の圧縮部の変状の確認

⑵ 地すべり防止施設の点検

① 実施頻度：年２回（地すべりが活発化する春の融雪期、秋の降雪前）

② 着目点

・各施設が継続的に効果を発揮しているかどうかを確認
点検の結果、破損等が認められた場合、補修方法も検討

⑶ 計器観測：孔内傾斜計、地下水位計（半自動）

① 観測頻度：年４回（地すべりが活発化する春の融雪期、夏の多雨期、初秋のダム貯水の落水期、秋の降雪前）

② 着目点

・地すべり性の変動が認められないことを確認

ブロック	概　要		対策工		検証項目・内容		
	貯水池との位置関係	変位	抑制工	抑止工	踏査	観測	
					変状・施設	傾斜計	水位計
A	ダム施設近傍	－	集水井工、水抜ボーリング工 地表水排除工、排土工	抑止杭工 土留工	年２回	年４回	年４回
B	貯水池に面する	－	集水井工、水抜ボーリング工 地表水排除工、護岸工、排土工	抑止杭工	年２回	年４回	年４回
C	貯水池に面する	－	集水井工、水抜ボーリング工 地表水排除工、護岸工	抑止杭工	年２回	年４回	年４回
D	貯水池に面する	－	集水井工、水抜ボーリング工 地表水排除工、堰堤工	抑止杭工	年２回	年４回	年４回
E	ダム施設近傍	－	集水井工、水抜ボーリング工、 地表水排除工、護岸工	抑止杭工	年２回	年４回	年４回
J	－	－	集水井工、水抜ボーリング工、 地表水排除工、堰堤工	－	年２回	年４回	年４回
K	－	－	集水井工、地表水排除工	－	年２回	年４回	年４回
L	－	－	集水井工、水抜ボーリング工、 地表水排除工	－	年２回	年４回	年４回

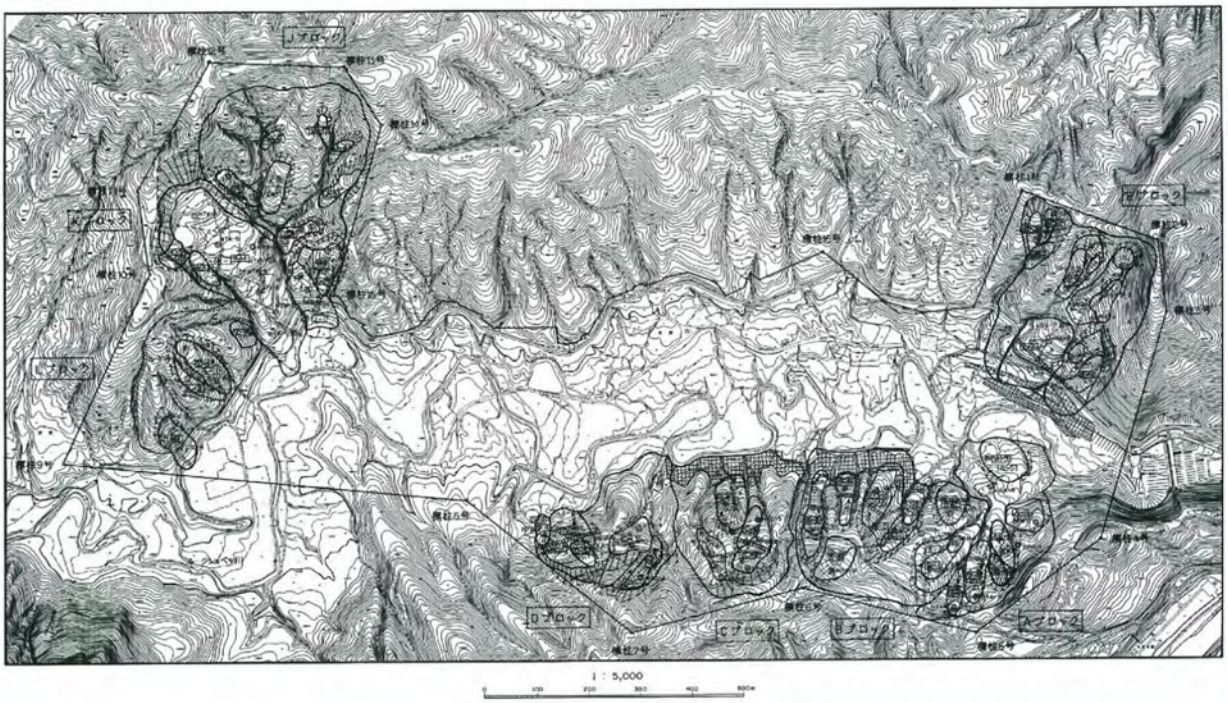


図-4.10.1　事業対象ブロック及び対策工効果の検証項目・内容（ルーク地区）

10.2.2　神石高原地区（広島県）

神石高原地区では、**表-4.10.4、図-4.10.2**に示す総合判定基準及び概成判定基準フローを基に概成判定を行った。

概成判定は、安定解析を判定基準に用いずに、対策工の実施状況、変状・変動の有無、地下水位の状況、豪雨の経験の有無を総合的に考慮して行った。

表-4.10.4　概成の総合判定基準（神石高原地区）

判定	判定基準							
	対策工		変状	変動		地下水位		豪雨
	有無	排水路以外		変動種別	累積傾向	観測の有無	低下状況	
概成	あり	なし	なし	—	—	—	—	—
	あり	あり	なし	潜在未満	なし	—	—	—
	あり	あり	なし	—	—	あり	設計より低下	—
	あり	あり	なし	—	—	あり	設計より上昇	経験あり
	あり	あり	なし	—	—	なし	—	—
	なし	—	なし	—	—	—	—	—
観測の継続	あり	あり	なし	潜在未満	あり	—	—	—
	あり	あり	なし	—	—	あり	設計より上昇	経験なし
対策工の検討	あり	なし	あり	—	—	—	—	—
	あり	あり	あり	—	—	—	—	—
	あり	あり	なし	潜在以上	—	—	—	—
	なし	—	あり	—	—	—	—	—

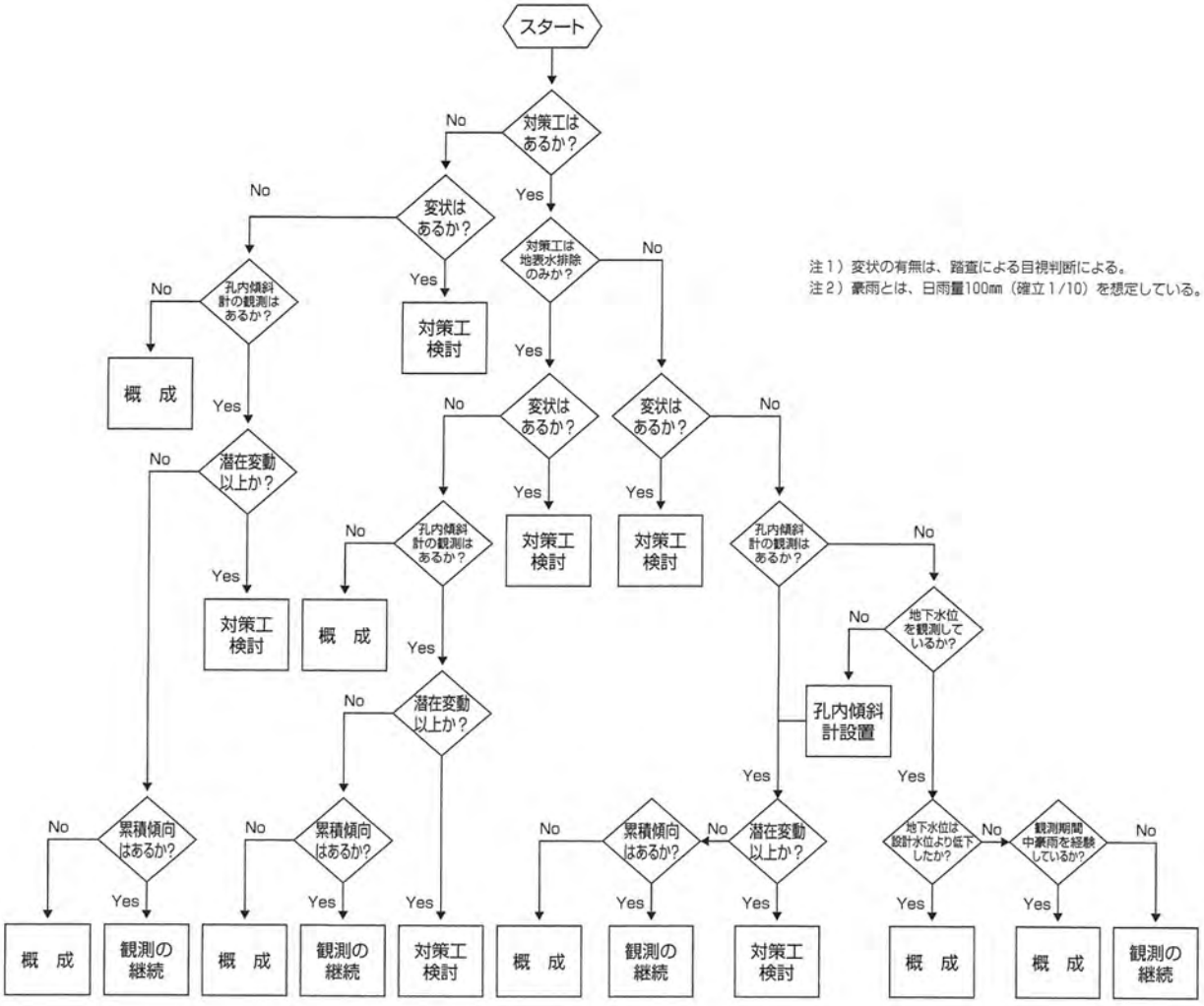


図-4.10.2　概成判定フロー（神石高原地区）

10.2.3 ピラシケ地区（北海道）

ピラシケ地区では、**表-4.10.5、図-4.10.3**に示す総合判定基準及び概成判定基準フローを基に概成判定を行った。

概成判定は、変位観測、水位観測、対策工（防止工）の状況及び目視による斜面状況を総合的に考慮したものとした。さらに、学識経験者を交えた専門技術者等による「地すべり防止対策工概成検討会」を実施し、専門的な意見も踏まえたものとした。

表-4.10.5 概成の総合判定基準（ピラシケ地区）

工事完了後の経過年数	判定項目		概成判断基準	評価	総合評価（概成判断）	
1年以上経過	変位観測	①	計器観測によって、ほとんど変位が観測されない状態が1年以上継続している。	◎	概成	◎
	水位観測	①	観測において、計画水位以下の地下水位を示す状態が1年以上継続している。	◎		
	防止工	②	地すべり防止工は抑制工（地下水排除工等）のみが施工されている。	○		
	斜面状況	②	地地すべり頭部から中腹部にかけての小崩壊や倒木、沢部の洗掘などは見られるが、地すべりに影響を与える大規模な崩壊や、地すべり舌端部の変状は認められない。	○		
	変位観測	①	計器観測によって、ほとんど変位が観測されない状態が1年以上継続している。	◎	概成	○
	水位観測	②	地下水位が異常気象時、及び融雪期において急激に計画地下水位以上に上昇するが、短時間で低下する。	○		
	防止工	②	地すべり防止工は抑制工（地下水排除工等）のみが施工されている。	○		
	斜面状況	②	地すべり頭部から中腹部にかけての小崩壊や倒木、沢部の洗掘などは見られるが、地すべりに影響を与える大規模な崩壊や、地すべり舌端部の変状は認められない。	○		
	変位観測	②	異常気象時、融雪期にのみ断続的に微少な変位の発生が認められる。	○	概成可能	△
	水位観測	②	地下水位が異常気象時、及び融雪期において急激に計画地下水位以上に上昇するが、短時間で低下する。	○		
	防止工	②	地すべり防止工は抑制工（地下水排除工等）のみが施工されている。	○		
	斜面状況	②	地すべり頭部から中腹部にかけての小崩壊や倒木、沢部の洗掘などは見られるが、地すべりに影響を与える大規模な崩壊や、地すべり舌端部の変状は認められない。	○		
	変位観測	③	地すべり活動の兆候を示す「有意な変位」が、断続的あるいは継続して認められる。	▲	安定度の再評価検討（地すべり諸元再評価及び再解析）	▲
	水位観測	③	降雨あるいは融雪に伴い断続的に計画地下水位以上に水位が上昇し、高い水位が継続する。	▲		
	防止工	①	地すべり防止工は抑制工とともに抑止工（抑止杭、アンカー）が施工されている。	◎		
	斜面状況	②	地すべり頭部から中腹部にかけての小崩壊や倒木、沢部の洗掘などは見られるが、地すべりに影響を与える大規模な崩壊や、地すべり舌端部の変状は認められない。	○		
	変位観測	④	放置すると地すべり災害に繋がると考えられる大きな変位が見られ、緊急の対応を要すると判断される。	×	概成不可要対策	×
追加対策施工後の確認事項	変位観測	②	異常気象時、融雪期にのみ断続的に微少な変位の発生が認められる。	○	概成可能	△
	水位観測	②	地下水位が異常気象時、及び融雪期において急激に計画地下水位以上に上昇するが、短時間で低下する。	○		
	防止工	①	地すべり防止工は抑制工とともに抑止工（抑止杭、アンカー）が施工されている。	◎		
	斜面状況	①	地表踏査や目視点検において、地すべりを不安定化させる斜面崩壊や、沢部の洗掘は発生しておらず、安定した斜面であることが確認できる。	◎		

概成判断の考え方		
概成	◎	変位観測及び水位観測が「◎」で、かつ防止工及び目視による斜面状況が「◎」あるいは「○」の場合は概成とする。
概成	○	変位観測が「◎」、水位観測が「○」で、かつ防止工及び目視による斜面状況が「◎」あるいは「○」の場合は基本的に概成とする。 ただし、水位観測孔については観測値を吟味し、短期的な水位上昇が地すべりに関連していないことを確認する。
概成可能	△	変位観測が「○」で水位観測が「◎」あるいは「○」、かつ防止工及び目視による斜面状況が「◎」あるいは「○」の場合は基本的に概成可能と考える。 この場合、観測値を十分に吟味し、変位が地すべりの再活動（活発化）につながらないことを確認する。
安定度の再評価検討	▲	変位観測が「▲」の場合は安定度の再評価検討を行い、基本的には追加の地すべり防止工について検討する。 概成の可否については、投資効果を検討した上で総合的に判断する。
概成不可要対策	×	変位観測が「×」あるいは斜面状況が「×」の場合は概成不可とする。 さらに、早急に応急対策工を検討するとともに、観測態勢の強化、地すべり機構の再解析を実施する。

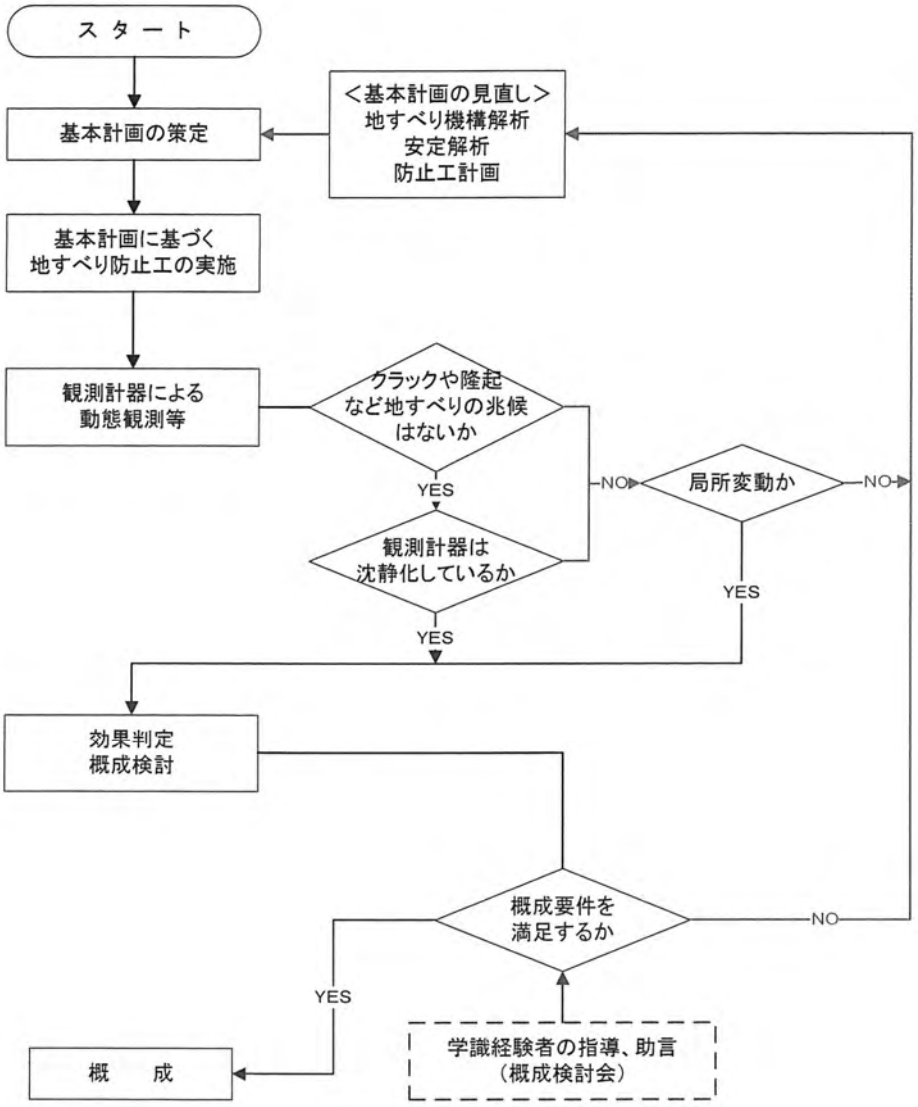


図-4.10.3　概成判定フロー（ピラシケ地区）

10.2.4 高瀬地区（高知県）

高瀬地区では、地すべり対策工施工後、地下水位低下量が一部で当初想定より小さい箇所があり、目標安全率に達しない場合や、変位が緩慢化しているものの残存することを踏まえた概成判定を行う必要があった。このため、**図-4.10.4**に示す概成判定フローを作成し、概成判定を行った。

概成判定は、対策工実施状況（抑制工のみ又は、抑止工あり）、地下水位・安全率の状況（平常時・豪雨時）、変動状況（長期的：変動Ｃ未満*1、短期的：変動Ｂ以上が２ヶ月以上連続しない）を総合的に考慮して行った。また、基準を満たさないブロックについては、「総合評価」を行うことで追加対策の要否を判断した。

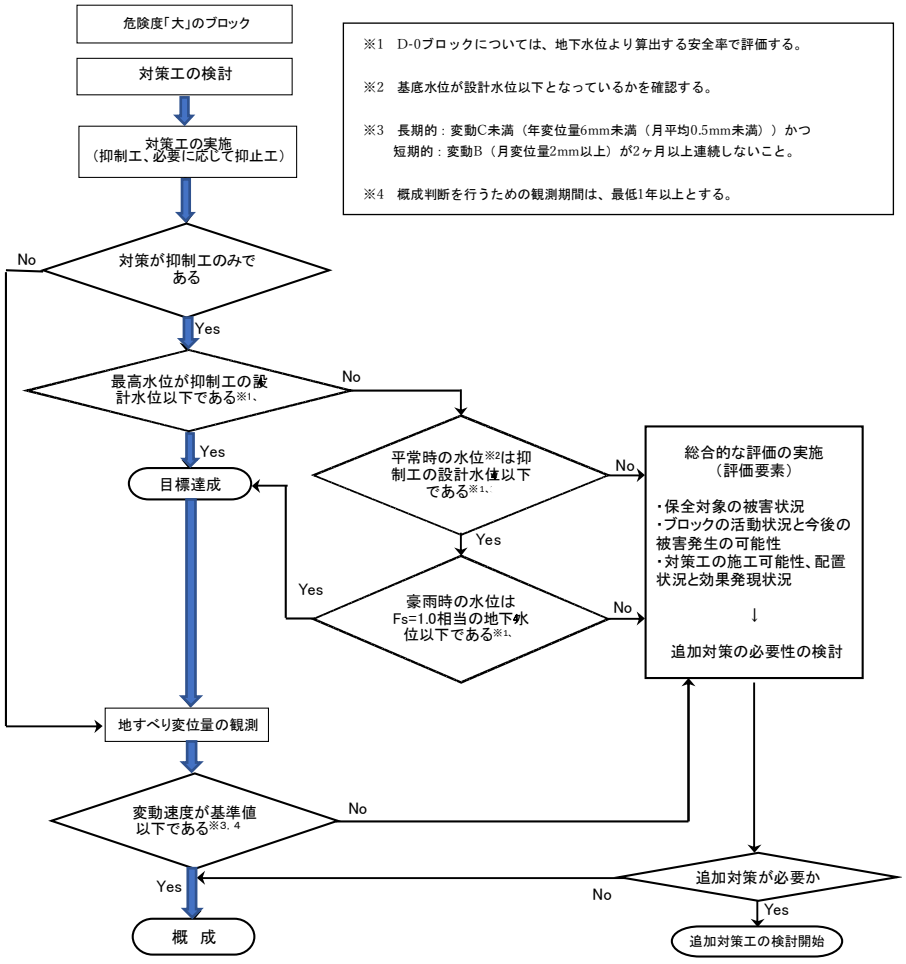


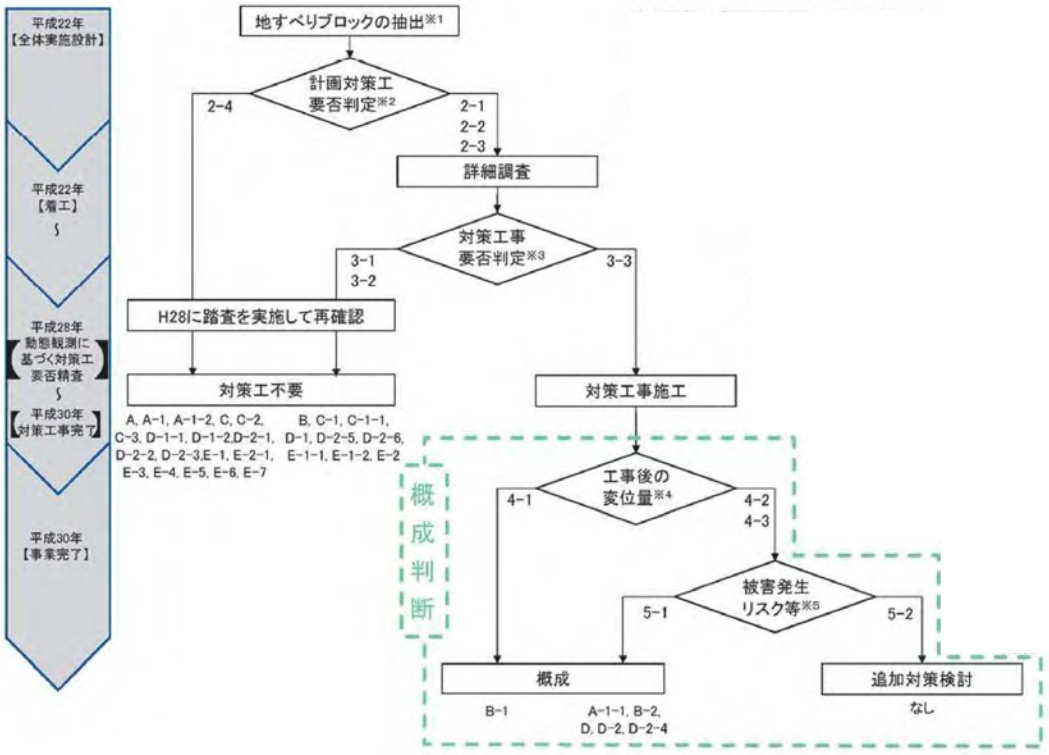
図-4.10.4 概成判定フロー（高瀬地区 D-0ブロック）
（青矢印はD-0ブロックの評価結果）

＊1 藤原明敏：地すべり調査と解析 改訂版、理工図書株式会社、p.95（1994）

10.2.5 庄内あさひ地区（山形県）

庄内あさひ地区では、**図-4.10.5**に示す概成判定フローを基に、概成判定を行った。

概成判定は、被害が発生しない程度の地すべりは許容しつつ、農地・農業用施設への被害が防止又は軽減することを指標とし、対策工事後の孔内傾斜計による変位量の計測の結果と、今後の地すべり活動による被害発生の可能性を評価して行った。



※1 地すべりブロックの抽出　空中写真判読及び現地踏査により地すべりブロックを抽出

※2 計画対策工要否判定基準
対策重要度及び滑動度評価から、対応優先度を設定
対応優先度、地すべり活動状況、他ブロックとの関係性、保全対象物の重要性から対策工計画の要否を判断
2-1 対応優先度がＡＡであり、計画対策工を至急計画し、実施の要否を現在の活動度から判断する
2-2 対応優先度がＡであり、計画対策工の計画を行う
2-3 対応優先度がＢであり、既設対策工の配置状況、保全対象物の重要度、現在の活動度から計画対策工の要否を判断する
2-4 対応優先度がＣ、ＣＣであり、対策の実施及び計画の必要性を認めない

※3 対策工事要否判定基準
対策工計画ブロックで、地中移動量観測及び現場踏査の結果から判断
ａ．孔内傾斜計もしくは孔内伸縮計の地中移動量観測があり、変位量が６㎜/年未満かつ２㎜/月以上が２か月以上連続しないこと
ｂ．現場踏査により、変状の進行及び新たな変状の発生が認められない
3-1 ａ、ｂをともに満足し、地すべりは安定したと判断できることから対策工は不要とする
3-2 ａを満足しないが、現場踏査及び周辺ブロックの状況から、地すべりは安定したと判断できることから対策工は不要とする
3-3 ａを満足せず、変状の進行等の地すべりブロックの活動を示す観測結果があることから、対策工を実施する

※4 工事後の変位量
ａ．孔内傾斜計による変位量の計測の結果、地すべりブロック全体の変位量が６㎜/年未満かつ２㎜/月以上が２か月以上連続しない
4-1 ａを満足する（B-1）
4-2 ａを満足しない（D）
4-3 孔内傾斜計による計測が行われていない

※5 被害発生リスク等
保全対象及び土地利用状況を考慮し、事業実施前の状況と比較して、地表踏査・孔内傾斜計･孔内伸縮計･パイプ歪計等による観測の結果から今後の地すべり活動による被害発生の可能性を評価する
5-1 被害発生リスク等 小
5-2 被害発生リスク等 大

図-4.10.5 概成判定フロー（庄内あさひ地区）

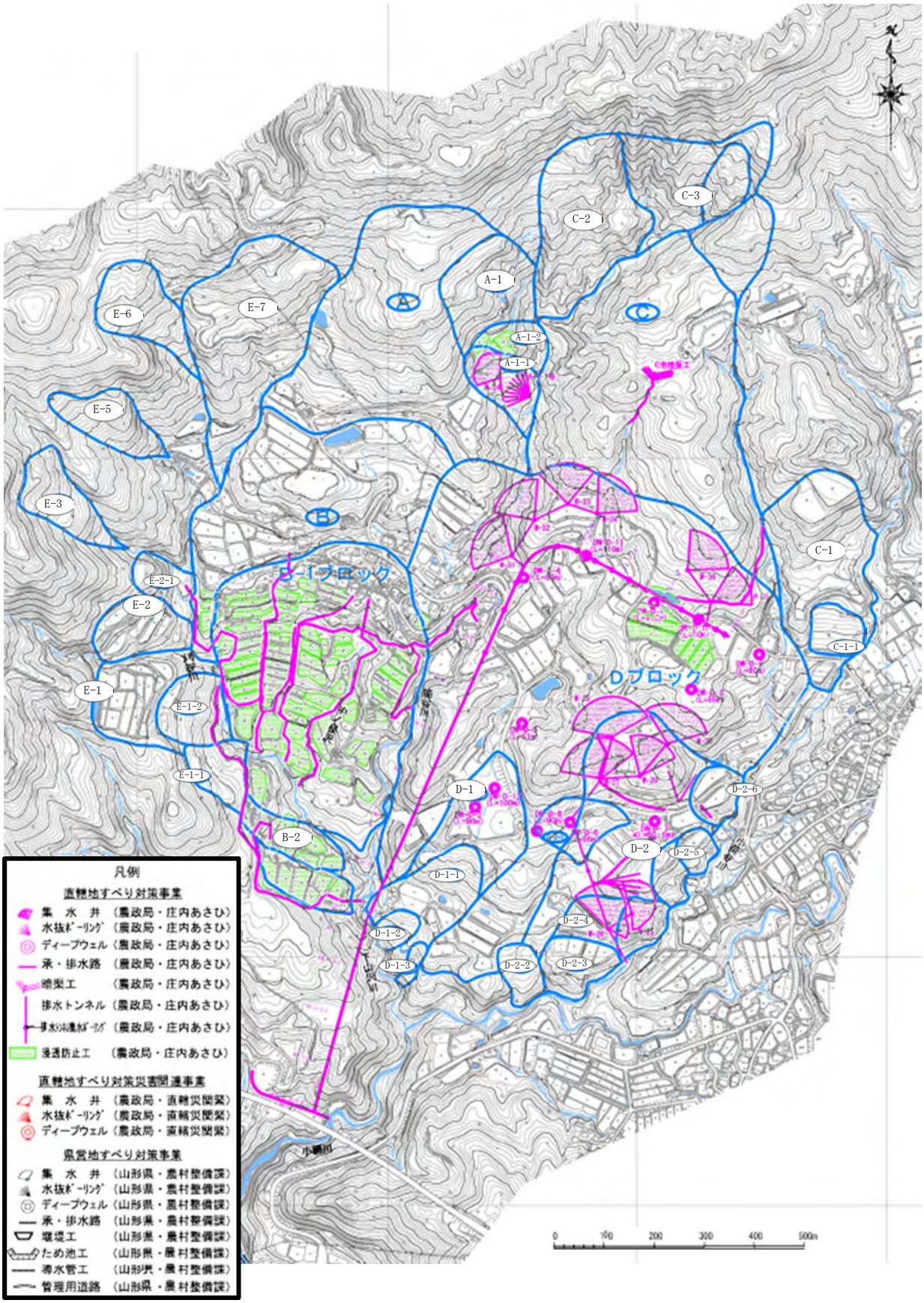


図-4.10.6 庄内あさひ地区 ブロック位置図

11. 管理に関する事例

地すべりに関する管理は多岐に渡るため、制約条件や地域特性を踏まえた上で関係機関等との連携も含め十分検討していくことが必要である。また、長寿命化に向けた取組が進行中であるとともに、持続可能なインフラメンテナンスサイクルの実現に向け、維持管理に関する技術が日々進歩している状況にある。こうした背景から、ここではこれからの各種地すべり防止施設・区域管理に関して参考となる事例を紹介する。

11.1 個別施設計画策定方針の事例

平成26年８月に「インフラ長寿命化計画（行動計画）」（農林水産省農村振興局、令和３年３月改定）が策定され、施設管理者は個別施設計画（長寿命化計画）を策定し、これに基づいて地すべり防止施設を管理することになった。地すべり防止施設は、地すべりによる被害をなくすことが目的であるため、必然的に周辺の地すべり地域の管理も同時に行うことが求められている。

上記の中では、地すべり特性、地すべり防止区域内の保全対象及び周辺の土地利用を踏まえた検討がされており、個別施設計画策定にはこのような地域特性の調査が不可欠となっていることが分かる。こうした考え方は、「地すべり防止施設の個別施設計画（長寿命化計画）策定の手引き」（農林水産省）（以下「長寿命化手引き」という。）にも示されているところであり、基本的な部分は「長寿命化手引き」に準じていることが理解できる。また、地すべり特性を把握するためには、過去の地すべり変位や災害履歴等の把握も重要であり、こうした情報の保存・活用がより関係者に納得を得やすい計画になっていくものと考えられる。

土地利用状況については、個別施設計画の策定後も、現地状況に応じて、柔軟に対応しながら更新していくことが求められる。

11.2 地すべり防止施設・区域管理の事例

地すべりは、対策工の実施によって確実に停止するものとは限らず、将来にわたって地すべり防止施設の機能を十分に発揮させながら、その活動性についても適宜把握していくことが望まれる。ここでは、こうした地すべり防止施設の管理事例や地すべり活動の監視事例について示す。

11.2.1 地すべり防止区域の監視・観測事例

笹ヶ峰地区（新潟県）では、対策工施工完了後において、地すべり活動の完全収束する時期が事業完了以後になる見通しの地すべりブロック、異常気象等による地すべり再活動が懸念される地すべりブロックが存在することから、事業完了後の監視・観測体制を検討することとなった。また、事業完了後の地すべり防止施設の機能維持が必要との判断から、定期的な維持管理・点検計画についても併せて検討することとなった（**表-4.11.1**）。

点検計画については、２回/年を基本として春期（融雪直後）、秋期（貯水位低下後）に実施するものとし、対象とする施設は地すべり活動の抑制・抑止（計画安全率の確保）を目的とした施設（かつ危険なく目視点検可能）とした。点検内容については、事業完了前の施設状況を踏まえ、点検で確認すべき事項に着目して決定した（**表-4.11.2**）。

表-4.11.1 点検対象とするブロック・施設の選定

ブロック		施設の種類	点検対象・対象外の区別	(対象としない施設について) 対象としない理由
A	3	集水井、護岸工	点検対象	－
	4～6	杭	対象外	目視確認が不可能
B	B－m3	集水井（排水口）	点検対象	－
		アンカー、集水井（本体）	対象外	目視確認・接近が困難
		植生工、護岸工（法枠）	対象外	安全率確保目的ではない
	その他	水抜ボーリング、 植生工、護岸工（法枠）	対象外	安全率確保目的ではない
G	1～3	集水井	点検対象	－
		杭	対象外	目視確認が不可能
I		集水井	点検対象	－
		杭	対象外	目視確認が不可能
L	1、3	擁壁（鋼製）、排水路	点検対象	－
		水抜ボーリング	対象外	目視確認・接近が困難
M	M－m2	集水井(排水口)、水抜ボーリング、 アンカー	点検対象	－
		集水井（本体）	対象外	目視確認・接近が困難
		植生工	対象外	安全率確保目的ではない
	その他	杭、集水井、水抜ボーリング	対象外	目視確認・接近が困難
		植生工、護岸工	対象外	安全率確保目的ではない

表-4.11.2 点検対象ブロック・施設ごとの点検内容

ブロック	点検対象施設		H 17 時点の施設の状況	点検で確認すべき事項
A	集水井 ・本　体 ・排水口	1基 1孔口	・本体坑口の振止めコンクリートにクラック発生（現時点では進行性ではない）。 ・排水口に水アカ等の付着あり。	・本体坑口の振止めコンクリートのクラックの進行。 ・蓋、施錠の破損。 ・排水の枯渇（孔口の詰まりによるものか否かを問わず）、排水口の詰まり。
	護岸工		・腐蝕・破断、変形などの異状はない。	・沈下や湾曲などの変形、番線破損による崩壊。
B	集水井 ・排水口	1孔口	・毎分 20～80 ℓ の排水あり。 ・排水口の詰まり・付着物等は認められず、排水も清浄。	・排水の枯渇、著しい減少（糸を引く程度以下の量）。 ・排水口の詰まり・排水の混濁。
	B－m3ブロックの 頭部斜面		・毎年春の融雪期に、小規模な表層崩壊が発生。	・新たな崩壊の発生。 ・崩壊範囲の拡大。
G	集水井 ・本　体 ・排水口	2基 2孔口	・毎分2～5 ℓ の排水あり。 ・排水口に水アカ等の付着あり。 ・本体坑口には特に変状なし。	・本体の異状（コンクリート基礎のクラック、周囲の陥没など） ・蓋、施錠の破損。 ・排水の枯渇（孔口の詰まりによるものか否かを問わず）、排水口の詰まり。
I	集水井 ・本　体 ・排水口	7基 5孔口	・毎分1～10 ℓ の排水あり。 ・排水口に軽微な水アカの付着あり。 ・本体坑口では、満水面下に位置する3号坑・4号坑の周辺地盤に、小規模な陥没あり。	・本体の異状（コンクリート基礎のクラック、周囲の陥没など） ・蓋、施錠の破損。 ・排水の枯渇（孔口の詰まりによるものか否かを問わず）、排水口の詰まり。 ・排水放流部の崩壊。
L	擁壁（鋼製）	L=42 m	・腐蝕・破断、変形などの異状はない。	・鋼製枠の損壊。 ・湾曲などの変形。
	排水路 （道路側溝）		・変形、破損などの異状はない。	・目地の開き、漏水。 ・不同沈下、滞留。
M	集水井 ・排水口	2孔口	・2号集水井のみ融雪期に毎分1～20 ℓ の排水あり。	・排水の枯渇。 ・配水管の損壊。
	アンカー	201 基	・アンカーヘッド、受圧板ともに損傷・異状なし。	・受圧板のずり落ち、受圧板周囲の崩壊。
	水抜ボーリング ・排水口	2孔口	・8号水抜ボーリング工のみ、毎分1～5 ℓ 程度の排水あり（平成 17 年秋期時点）。 ・積雪・融雪期の経験なし。	・排水の枯渇。 ・配水管の損壊。

（注）図中の［　］着色は春期点検の対象
［　］着色は秋期点検の対象

現場へのアプローチが困難な地すべりブロックに対しては、ダム管理所でデータ確認可能な自動観測システムを構築し、管理基準値を設定した上での監視体制を構築した。観測データの回収・整理は、気象状況を考慮した時期（４回/年）に実施する計画とした（**表-4.11.3、表-4.11.4、図-4.11.1、図-4.11.2**）。

表-4.11.3　各対象ブロックにおける監視・観測体制

ブロック	観測地点	観測計器と数量	観測方式	電　源	観測頻度
Bブロック（B－m３）	B－すべり面観測	単線ワイヤ式孔内伸縮計	[全自動観測] データ回収も自動・有線でデータ送信	ダム管理所から送電	１時間間隔で測定
Mブロック（M－m２）	M－すべり面観測	孔内傾斜センサー７点			
	M－アンカー荷重７地点	アンカー荷重計 １基／１地点（計７基）			
Ｉブロック	Ｉ－すべり面観測－１	孔内傾斜センサー３点	[半自動観測] データは人手で回収・ＩＣカードを媒体	リチウム電池（１年程度は交換不要）	１日間隔で測定
	Ｉ－すべり面観測－２	孔内傾斜センサー３点			

表-4.11.4　観測データの回収・整理時期と主たる目的

時期	５月下旬～６月上旬	７月	９月	11月上～中旬
気象条件等	融雪直後	梅雨末期	ダム貯水位の低下期 秋雨・台風期	積雪前 （笹ヶ峰ダム管理所の冬季閉鎖直前）
主たる目的	融雪期に滑動するMブロック・Ｉブロックの動向を確認	豪雨によって滑動する恐れがあるBブロック・Mブロックの動向を確認	ダム貯水位低下によって滑動するＩブロックの動向を確認	翌春のデータ回収時までのデータ未確認期間を、可能な限り短くするため
	積雪・融雪期を経て観測計器・ケーブル類に異常がないか確認（特にBブロック・Mブロック）		豪雨によって滑動する恐れがあるBブロック・Mブロックの動向を確認	

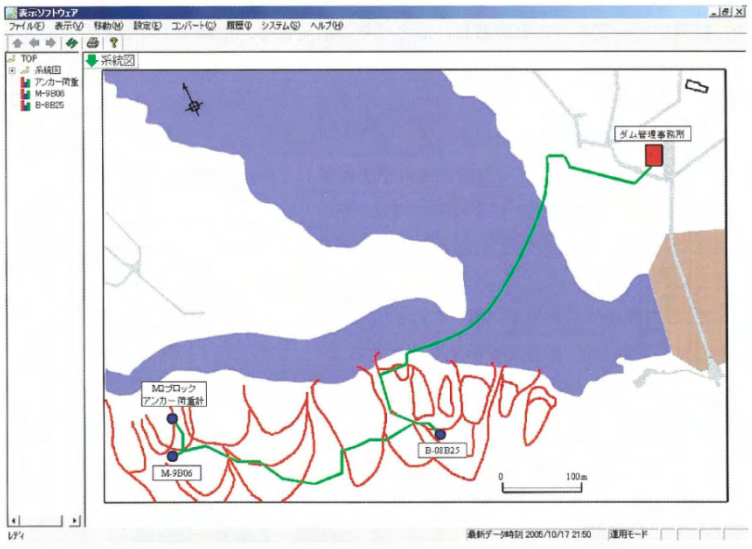


図-4.11.1　観測データ処理用パソコンの通常時の画面

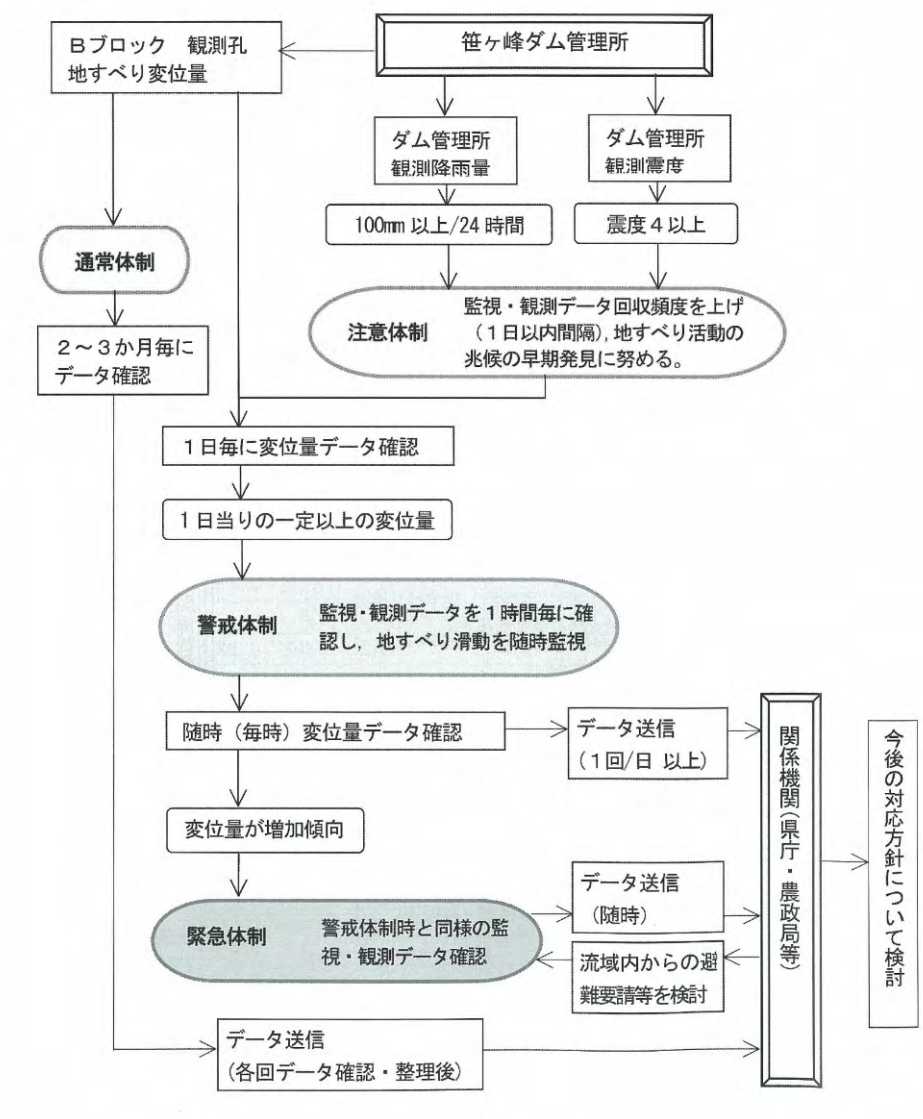


図-4.11.2　管理基準（案）フロー図の例

11.2.2　アンカーエの管理事例

笹ヶ峰地区（新潟県）では、地すべりブロックの末端部に施工されたアンカーの効果監視を目的としてアンカー荷重計を設置し地すべりの監視を行うことにした（**図-4.11.3**）。

現地の観測計器は現場へのアプローチが困難であることに加え、貯水池の狭窄部に面しているため、万が一崩落した場合、貯水池への影響が大きいこと、融雪期に活動していること等を踏まえ、自動観測方式による監視を採用し、維持管理等による頻繁な立入りを減らすために、必要な電力は笹ヶ峰ダム管理所から送電される方式とした（長期間（５年程度）にわたってメンテナンスなしに使用可能）。

アンカー荷重計と併せてすべり面観測（孔内傾斜計センサー）も実施する計画とした（**図-4.11.3**、**図-4.11.4**）。

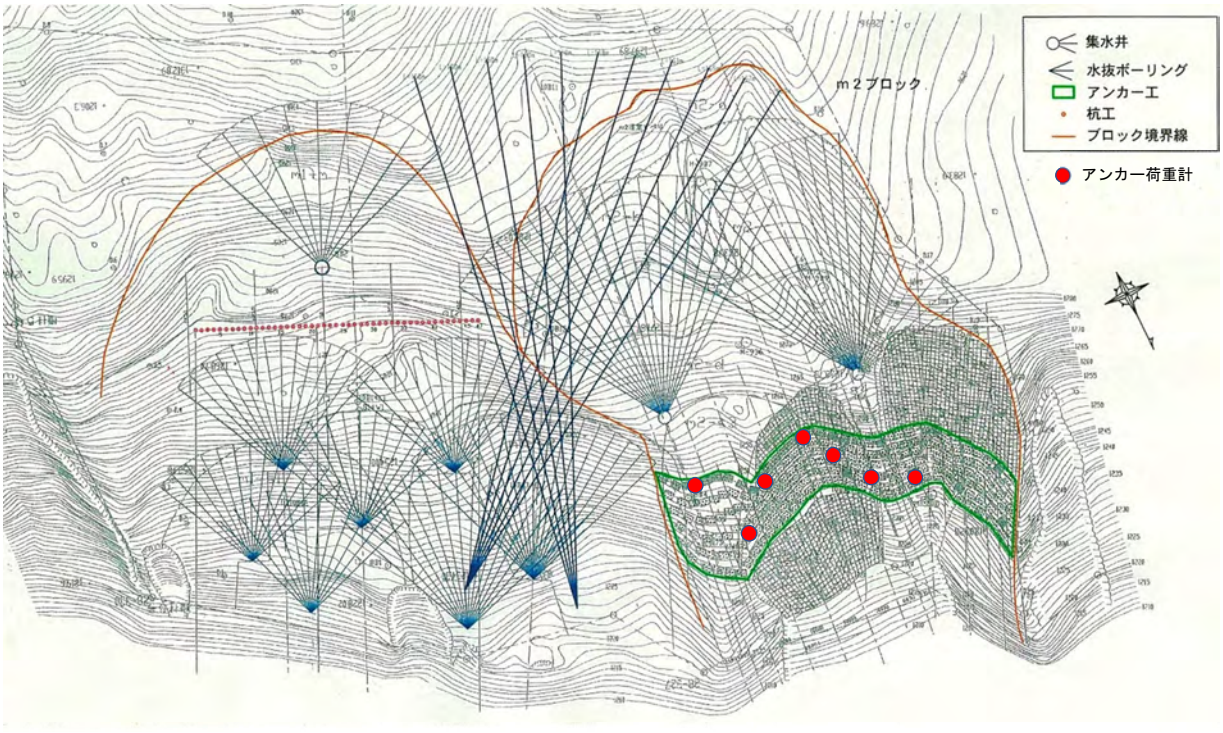


図-4.11.3　アンカー荷重計の配置

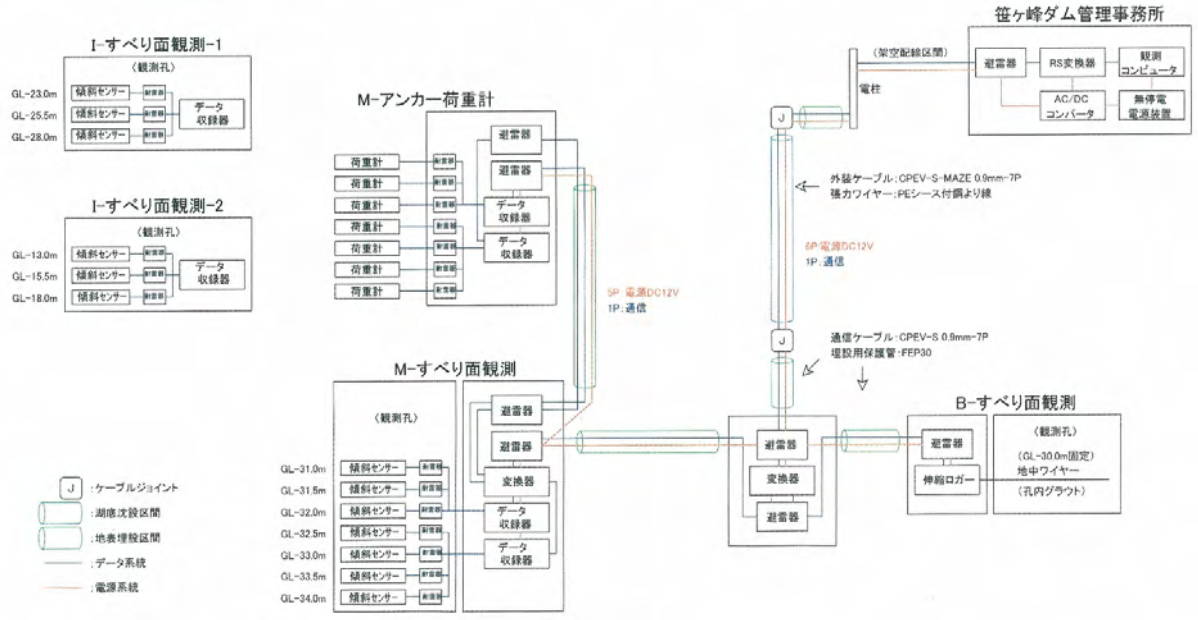


図-4.11.4　笹ヶ峰地区の地すべり監視・観測体制　システム系統

11.2.3 排水トンネルエの管理事例

高瀬地区（高知県）に設置された排水トンネルでは、トンネル覆工であるアーチ部の吹付けコンクリートにおいて部分的に落下、剥離や変形が発生しており、一部地山が露出していた。

吹付けコンクリートの落下・剥離は鋼製支保工(H-100×100×６×６@1.20m)の間で発生しており支保工の変状は認められなかった（**図-4.11.5**)。剥離対策（補強対策）は、「鋼製支保工によるセントルと繊維補強コンクリートによる内巻き工法の併用」を選定した（**図-4.11.6**)。



図-4.11.5 トンネル覆工部の変状

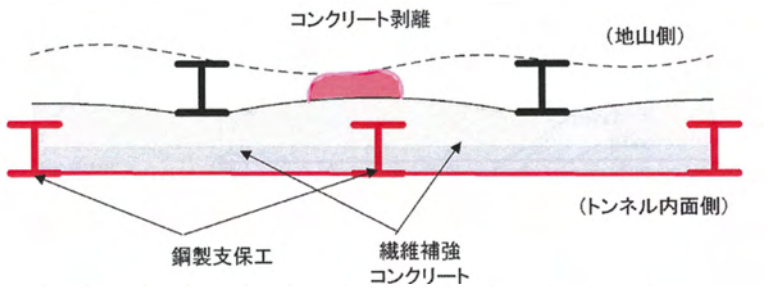


図-4.11.6 覆工補強計画断面図

11.3 水抜きボーリング工の孔閉塞対策事例

水抜きボーリング工等の地下水排除工では、崩土、植根等の進入及びゼラチン状物質を分泌する鉄細菌が原因で保孔管の目詰まりが生じて集排水機能の低下を引き起こす場合がある。

全国における農林水産省農村振興局所管の地すべり防止区域内の水抜きボーリング工を対象に目詰まり構成物質を調査した結果、ボーリング孔口の目詰まり物質の多くは鉄細菌を含むものであり、その割合は目詰まりが認められた孔全体の約６割を占める結果となった（**図-4.11.7**)。

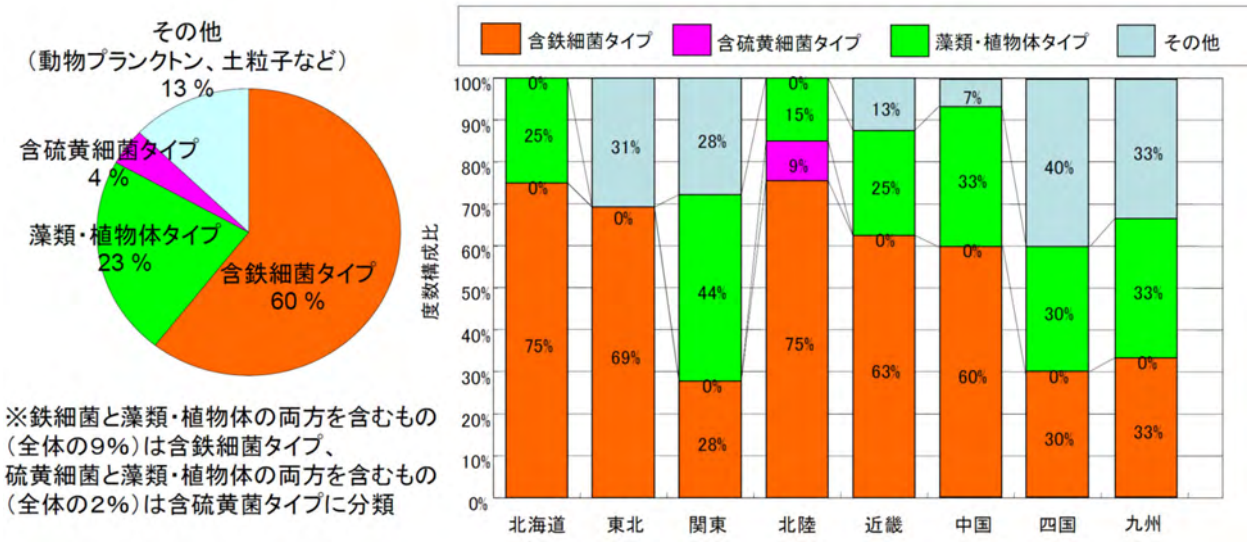
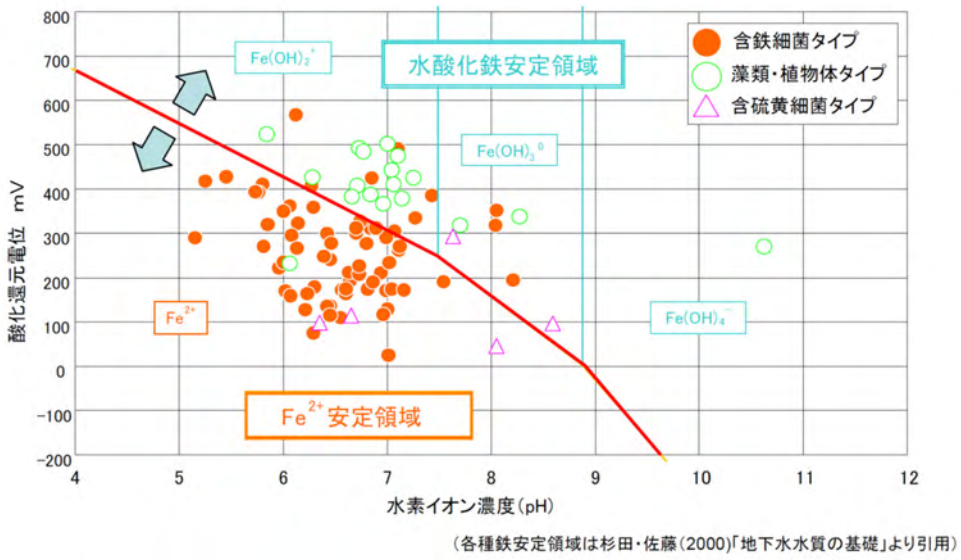


図-4.11.7 目詰まり物質の種類

水抜きボーリングの集排水機能を回復・向上させる方法としては、保孔管内を洗浄する方法がある。その方法は、柔軟なホースの先端に高水圧で逆噴射するノズルを取付け、逆噴射の推力でストレーナ部の目詰まりを洗浄しながら孔内に挿入するもので、洗浄後には洗浄水がストレーナ外部から保孔管内部に吸込まれ、礫・砂のみがストレーナ外部に留存し、フィルター層が形成され集排水機能が高まる方法である。また、高水圧と回転するブラシ（不回転のブラシもある）を併用する工法等もある。

一方、目詰まり物質の多くを占める鉄細菌は、地下水中等に生息し、水中に溶けている鉄（溶存鉄）の酸化（$Fe^{2+} \rightarrow Fe^{3+}$）を利用して増殖し、その際に水酸化鉄等の沈殿物を生成すると考えられている。また、鉄細菌の生息には、溶存鉄の存在とその状態（Fe^{2+}、Fe^{3+}）が関係しており、その溶存鉄の状態は、水質（水素イオン濃度（ｐＨ）と酸化還元電位）で決まると考えられる。

ここで、**図-4.11.8**に示すようにｐＨと酸化還元電位に対する鉄の安定領域図に、目詰まりが生じている水抜きボーリング孔から排水される水質をプロットし、目詰まり物質の種類ごとに分類すると、Fe^{2+}安定領域には、含鉄細菌タイプの排水が多く分布し、逆に水酸化鉄安定領域には、藻類・植物体タイプの排水が多く分布する傾向が認められ、水質によって目詰まり物質の種類が異なることが明らかとなった。



（各種鉄安定領域は杉田・佐藤(2000)「地下水水質の基礎」より引用）

図-4.11.8　目詰まり物質別に分類した排水の水素イオン濃度と酸化還元電位との関係

上記の性質を利用し、酸素濃度を抑制することで水抜きボーリングの目詰まりを抑制する手法が考案されている。この手法は、水抜きボーリングの孔口に**図-4.11.9**に示すアタッチメントを設置することで、地下水を大気中の酸素と接しにくくし、鉄細菌の増殖を抑制するものである。

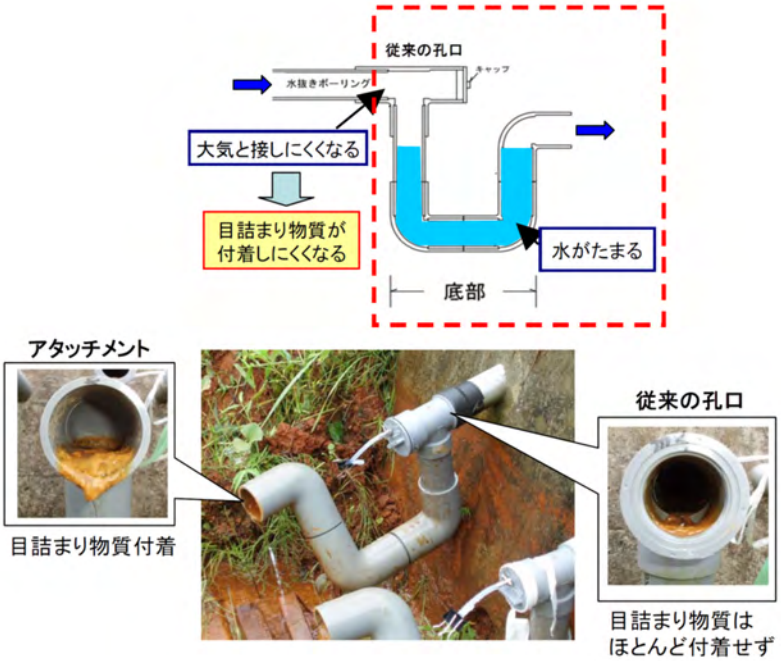


図-4.11.9　目詰まり対策アタッチメント

11.4 日常管理における地元との連携事例

地すべり地域の管理は、日常的に実施されるべきものであるが、様々な制約条件がある中でこうした作業を施設管理者のみで対応することは困難な場合が多い。そのため、地元周辺地域や関係機関の協力を得ながら日常管理を実施しているケースも多く、今後もこのような事例を積極的に活用していくことも必要となってきている。

多くの県で実施されている地元との連携事例としては、地域の住民を巡視員として選任し、地すべり防止区域等のパトロールや簡単な施設点検に当たらせるものである。

地元巡視員等と維持作業を契約し、より具体的に地元連携を進めている自治体もある。例えば、「棚田地域保全施設管理事業」として県が市町村と管理委託契約を結び、市町村が選出した地すべり巡視員が決められた回数を目安に地すべり防止区域の点検を実施している例や、水路の泥上げ等の簡易な作業について市町村を通じて地すべり巡視員に委託する等して地すべり防止区域の管理に努めている例がみられる。その他、市町村や地すべり管理組合等との合同点検等、地すべりに関心を持たせつつ地元と一体で管理に取り組んでいる事例もある。こうした実例を踏まえ、「機能保全手引き」では、施設管理者を対象とした点検方法（日常管理）が取りまとめられ、点検に必要な調査表（点検様式）も整備されている。

地すべり協議会を設置し、市が事務局となって地すべり管理を行っている例がある。そこでは、地元で開発された水抜き孔洗浄ブラシ（**図-4.11.10**）を使って、水抜きボーリングの洗浄を行う等の取り組みも行われている（**図-4.11.11**）。



図-4.11.10 地元で開発された水抜きボーリング洗浄器具



図-4.11.11 地元で行われている水抜きボーリングの孔内洗浄作業

また、地すべり防止施設の適切な維持管理に当たって不可欠である草刈り作業について、地域住民等に参画を促す取り組みも実施されてきている。草刈り作業を地元団体に委託することは、地域住民の目を、異常の有無の監視に活用することにつながり有効であるが、草刈り作業はボランティアではできないため、草刈り機の歯や燃料費の実費や日当を支出することが必要である。また、農家団体に委託する場合には農作業の繁忙期を避けることや、急斜面での安全対策等に留意する必要がある。広範囲の草刈りについては、建設業者の活用も検討する必要がある。

11.5 GISによる施設管理事例

地すべり区域や地すべり防止施設を適切に管理するためには、多くの情報を扱う必要がある。これらの情報を一元的に管理するためにGISを活用することは非常に有効であり、GISを使ったシステムの導入は今後さらに増加していくものと考えられる。

これまでは、紙媒体での情報管理が主体であったため、情報の整理が煩雑であった。このため維持管理に必要な情報が整理されず活用しきれていないといった課題があった。

施設情報（位置、施工年度）や工事台帳（出来形図面）、補修履歴を、GISを用いて一元管理できるようにした事例を**図-4.11.12**に示す。これまで個別に管理されていた情報を集約し、システム上で運用することにより、点検の効率化が図られ情報管理が容易に行われるようになっている。将来的に県全体が運用する統合GISシステムに移行することで、より積極的な情報活用を図ろうという検討が進んでいる。

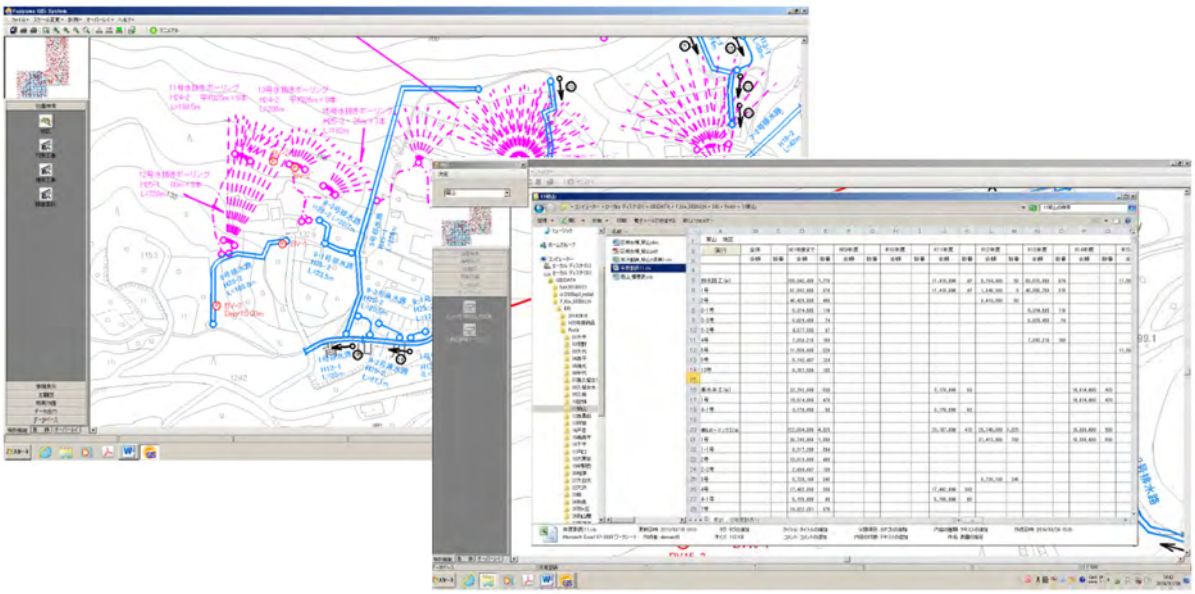


図-4.11.12 GISを活用した施設台帳管理システムの導入例

11.6 新技術を活用した管理事例

メンテナンスの高度化、効率化のために、積極的に新しい技術を活用していくことは重要であり、そのための技術開発や社会実装へ向けた取り組みも進められている。ここでは、地すべり防止施設に対する点検技術や地すべり活動の監視技術に対して、平成29年度からはじめた実証調査の事例について示す。

11.6.1 施設点検事例

(1)長大法面におけるUAVを使った点検

切土法面保護工の機能診断を実施するに当たり、小型無人飛行機（以下「UAV」という。）を用いた点検を実施し、目視主体の点検との対比により結果の精度及び経済性について検証することを目的として実証調査を実施した（**図-4.11.13、図-4.11.14**）。

調査対象とした現場は、奈良県川上村に位置する大迫ダム周辺に位置する切土法面と兵庫県三木市に位置する北水上地すべり防止区域にある排土法面である。



大迫ダム左岸ブロック　　大迫ダム人見谷ブロック　　北水上区域Kブロック

図-4.11.13　調査対象法面の状況（UAVによる空撮写真）

UAVによる点検は、以下の条件で実施した。

1）低空飛行による点検（近接撮影）

対象施設に低空（５～15m以内）で接近して撮影を行う。

使用カメラはレンズ焦点距離が35mmフィルム版カメラ換算で20mmのものとした。

2）高性能カメラによる点検（遠望撮影）

点検対象施設から30m以上離れた上空から高性能カメラで撮影を行う。

使用カメラはレンズ焦点距離が35mmフィルム版カメラ換算で90mmのものとした。

なお、UAVの飛行は、設定したルート上では自動飛行で行い、離着陸時のみ手動により操縦することとした。

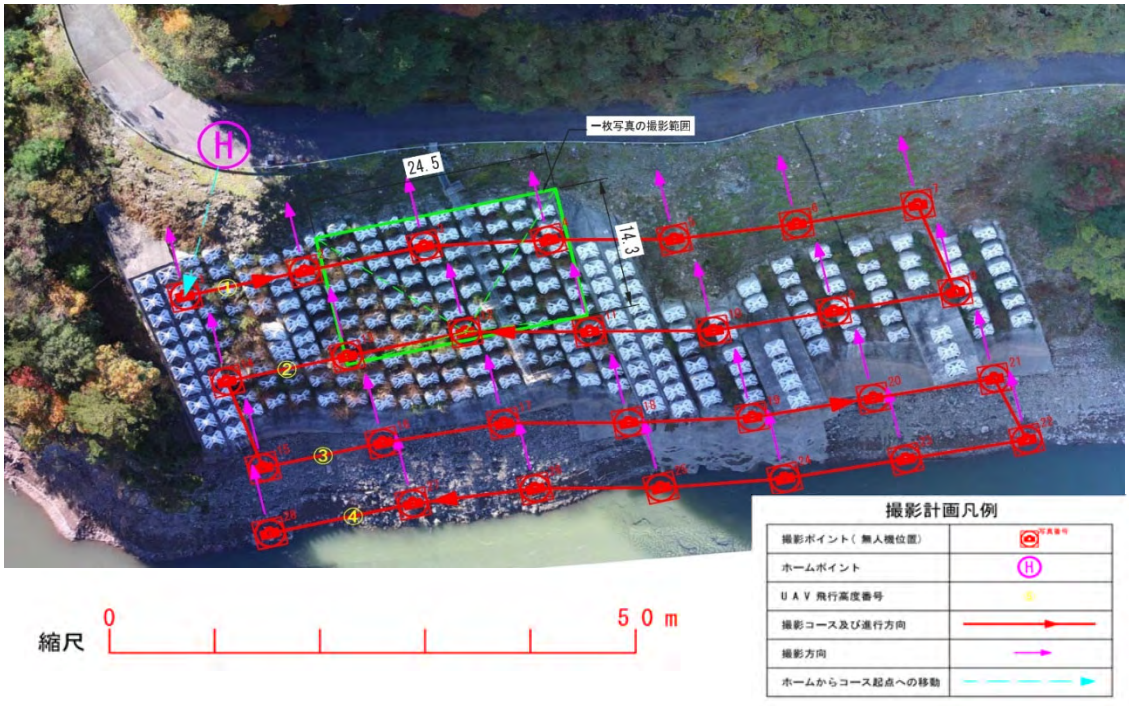


図-4.11.14　大迫ダム人見谷ブロックのUAVによる詳細点検飛行計画図例（近接撮影）

取得データの精度について、目視点検結果とUAV撮影写真を対比して、変状等の抽出状況を比較した。

大迫ダム左岸・人見谷ブロックについては、全30箇所の変状箇所のうち22箇所で目視点検と結果が一致した。

結果が一致した点……22 箇所（全箇所に対する割合73%）

- ロックボルトキャップの緩み（支圧プレートの回転を確認）
- 規模が比較的大きく（幅と長さ）、コンストラストが強い場所に発生したコンクリートのひび割れ
- 法枠表面の剥離
- 承水路モルタルの剥離や排水溝の落葉の堆積等、比較的広い範囲の変状
- 法枠内の吹付けモルタルのふくれ
- アンカー受圧板といった比較的大きい構造物のコールドジョイント
- 比較的広い範囲に発生した斜面の侵食

結果が相違した点……８箇所（全箇所に対する割合27%）

- 法枠工に発生したひび割れと法枠表面の浮き（吹付工法で施工された法枠工であるため、判読がより難しい）
- 真横から目視しか確認できないロックボルトキャップの緩み
- 樹木と隣接するアンカー受圧板側面のコールドジョイント

また、北水上区域Kブロックでは、全９箇所の変状箇所のうち４箇所で目視点検と結果が一致した。

結果が一致した点……４箇所（全箇所に対する割合44%）

- 法面に確認された連続した割れ目
- 承水路の土砂や落葉の堆積
- 承水路に発生した目地開き
- 法面保護工法尻に発生した湧水

結果が相違した点……５箇所（全箇所に対する割合56%）

- 高い樹木の直下の変状箇所(承水路の土砂等堆積は樹木によって変状箇所が確認できない)
- 承水路に発生したせん断破壊、ひび割れ、目地段差
- 承水路の縦断方向に発生した沈下

次に、近接撮影と遠望撮影の写真精度の比較を行った。**図-4.11.15**は、人見谷ブロックのコンクリートひび割れに対し、近接撮影と遠望撮影の写真を対比したものである。

遠望撮影の場合、撮影距離は遠いにもかかわらず、長焦点レンズとサイズの大きい感光センサーを用いていることから、調査対象を大きく明瞭に捉えられている。



図-4.11.15 人見谷ブロックコンクリートひび割れ状況写真
（上：近接撮影1200万画素等倍表示　下：2080万画素等倍表示）

(2) 全方位カメラを用いた集水井内画像撮影

集水井工は地中に設置された施設で、点検を実施する場合は、一般にタラップ等を使用して、井内に入り壁面を観察する等して健全度診断を実施する。ただし、タラップ等に腐食や取り付けの不具合があった場合や集水井内の酸素濃度が低い場合は、点検者の安全を考慮して井内作業を中止することもある。

こうした事態を想定し、井内への立入を伴わない方法で簡易に集水井壁面の観察を行うため、全方位カメラを使った画像診断の実証実験を行った。

井内状況を画像で判断するためには、照明の確保と画像の撮影深度を確認することが求められる。これに対し、本調査ではランタンと全方位カメラをリボンロッドに吊るし、井筒状況が画像で判断しやすいように工夫を行った。

全方位カメラを用いた集水井内の井筒写真を**図-4.11.16**に示す。カメラの画像では井筒の劣化状況を把握することが可能であることから、点検者の安全性等を考慮した調査手法として有効であることが分かった。なお、集水井内では気流の流れにより撮影機材の回転や傾きが発生する場合があることから、回転防止対策等を別途検討しておくことが必要である。

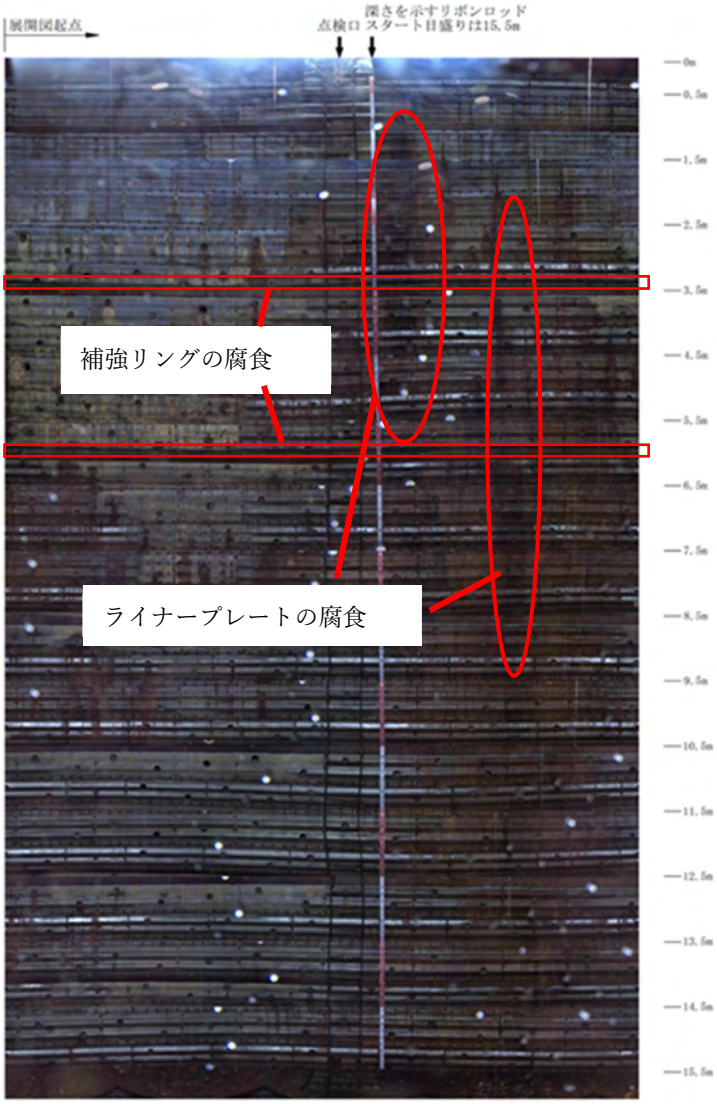


図-4.11.16　集水井内の展開写真（ライナープレート状況）

11.6.2　地すべり活動の監視事例

一般に、UAVレーザ計測は航空レーザ計測に比べ照射密度が高く、植生が繁茂していても地表面のデータ取得が期待できるため、精度の良いデータを効率的に得ることができる。また、飛行高度が低いため、下層雲より下からでも計測が可能であり、計測機会が増える等の利点がある。こうした点を踏まえ、地すべり活動を監視する目的で、UAVレーザ計測による高精度三次元数値地表モデルを２時期で作成し、その地形変化量（数値差分）から地表変化を把握する試みが行われている。

また、近年幅広い分野で活用されているMEMS（Micro Electro Mechanical System）技術を採用したセンサーが地すべり分野でも使用されつつある。ＭＥＭＳ加速度センサーは構造物等の微小な振動が把握できるため、地すべり分野での適用性も高いと考えられている。

(1)UAVレーザ計測*1

図-4.11.17は上蛇田地区（秋田県）を対象に、平成29年度と平成30年度に実施した、UAVレーザ計測による三次元地形モデルを標高差分段彩図で示したものである。本地区では、地すべり活動は沈静化しており大きな変動は示していない。**図-4.11.18**に示すように平成29年度のデータに比べ平成30年度では５cm程度の標高差が生じているがこのような傾向は地域全体で生じているため、この程度の変化については有意な地形変化として扱うことは適当ではない。一方、局所的に生じた地表変状や地形改変等の箇所については、**図-4.11.19**に示すようにUAVレーザ計測で的確に捉えていることが確認された。

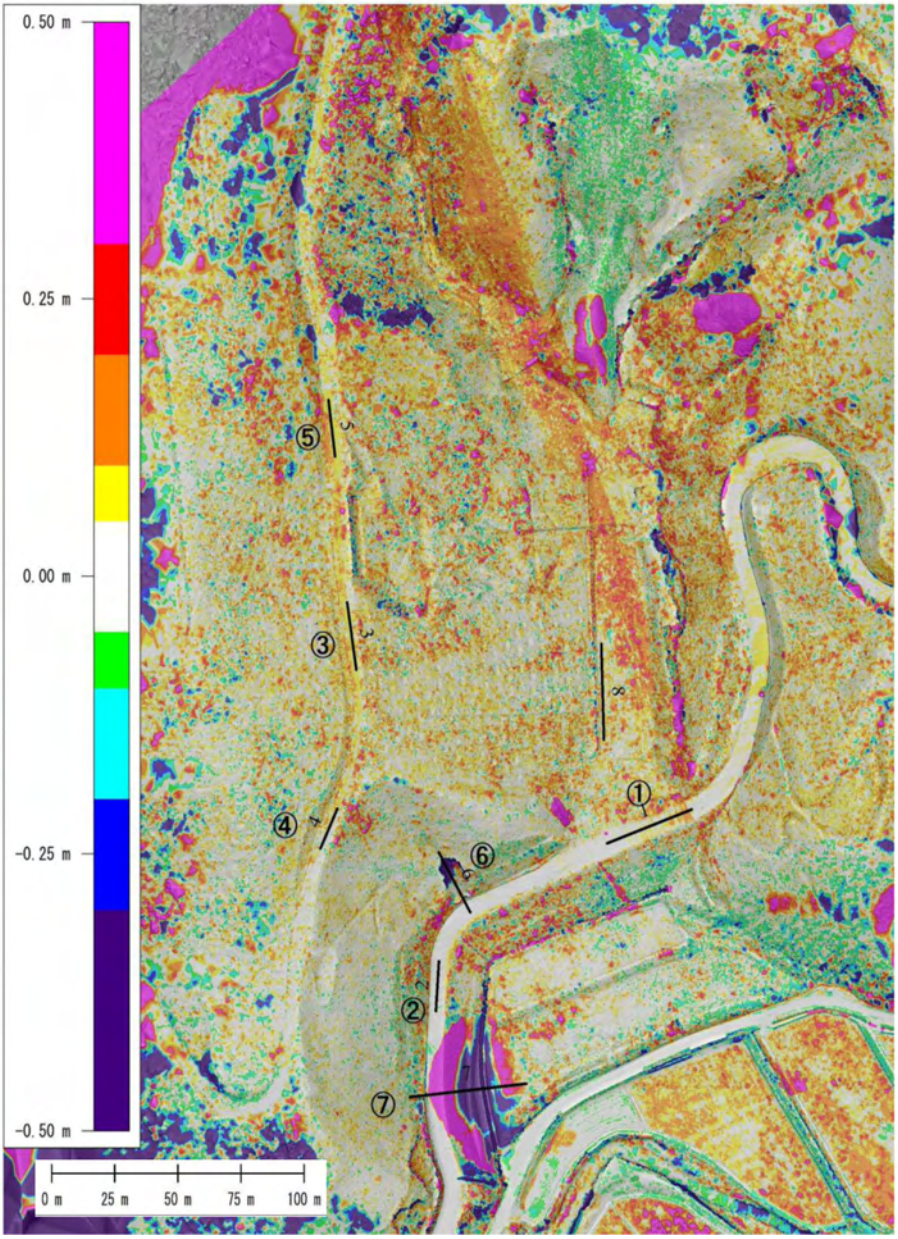


図-4.11.17　上蛇田地区標高差分段彩図（平成 29 年度と平成 30 年度の差分）

＊1　山田ら（2021）：中山間地域の農地防災のためのUAVを活用した微地形判読、農業農村工学会誌第89号第5号、pp.31～34を引用（一部変更）

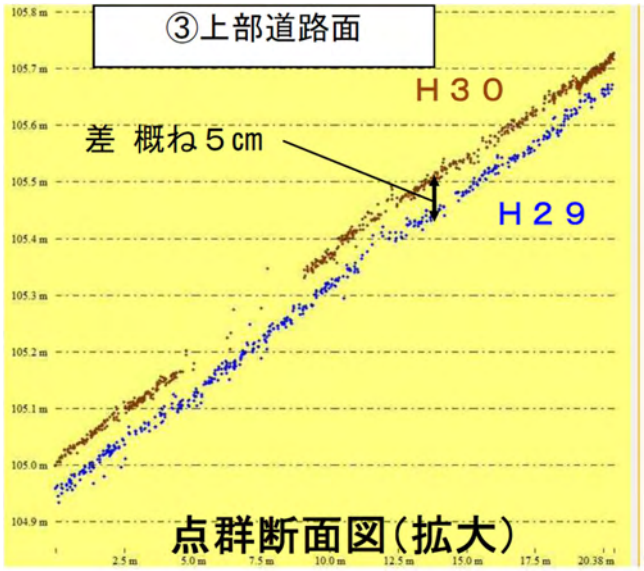


図-4.11.18 道路面を対象にした点群断面図（③地点）

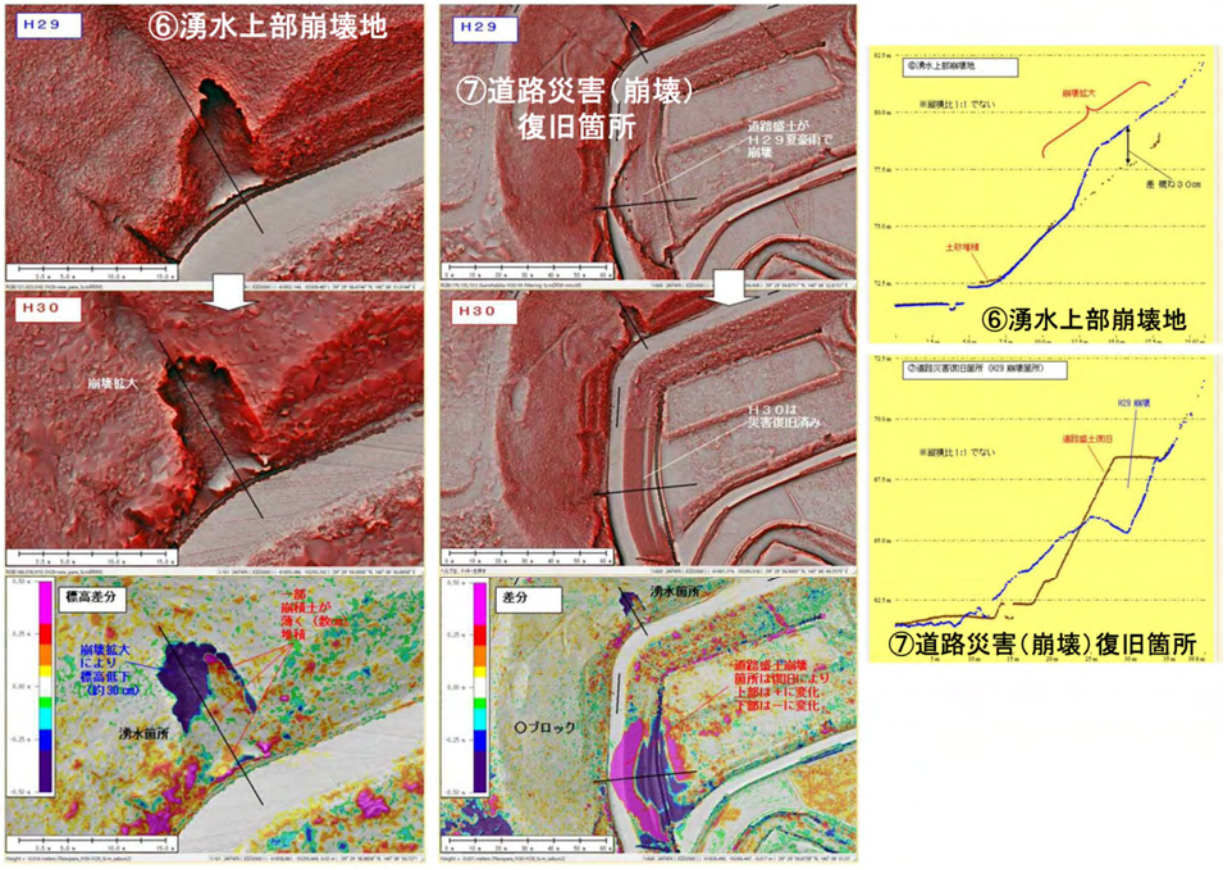


図-4.11.19 地形変化と標高差分

⑥地点：崩壊拡大地点、⑦道路復旧（盛土）地点

ここで行った実証調査を参考に、UAVレーザ計測を行うにあたっての知見をまとめると、概ね次のように述べることができる。

なお、UAVに関する技術は、現在急速に発展しているとともに、汎用性も向上しており、将来的な有効活用が期待される。

・UAVレーザ計測でより精度の良く地盤面の状況を把握するためには、植生繁茂した時期よりも落葉期に実施することが望ましいが、植生繁茂した状態であっても木本類主体の草地であれば、ある程度地盤までレーザ光が到達するため、地盤面の地形データを取得可能である。
・UAVレーザ計測データ（点群）は高密度なため、従来の航空機によるレーザ計測データでの地盤点抽出のためのフィルタリング処理のパラメータ設定だと、逆に地盤点を高密度に抽出できない恐れがあるため、高密度点群に適した設定にする必要がある。
・UAVレーザによって、比高十cm以上の段差等の微地形が識別・認識可能であり、地すべり活動の痕跡を詳細に把握することが可能。
・計測時期の異なる２時期のデータを比較することによって、少なくとも数十cmレベルの比較的大きな地形変化をした領域があれば、崩壊や活動、土砂の堆積を把握することができる。

(2)MEMS加速度センサー

地すべり活動を監視する目的で、長岩村地区（長野県）内にある地すべりブロックにMEMS加速度センサー（**図-4.11.20**）を計７基設置しその挙動を調査した（**図-4.11.21**）。設置は、地中に打ち込んだ支柱（Ｌ形アングル）にセンサーモジュールを地表下約50cmの位置で固定するとともに、別の支柱（単管パイプ）に無線モジュールを固定し耐雪対策として雪囲いも設置した（**図-4.11.22**）。

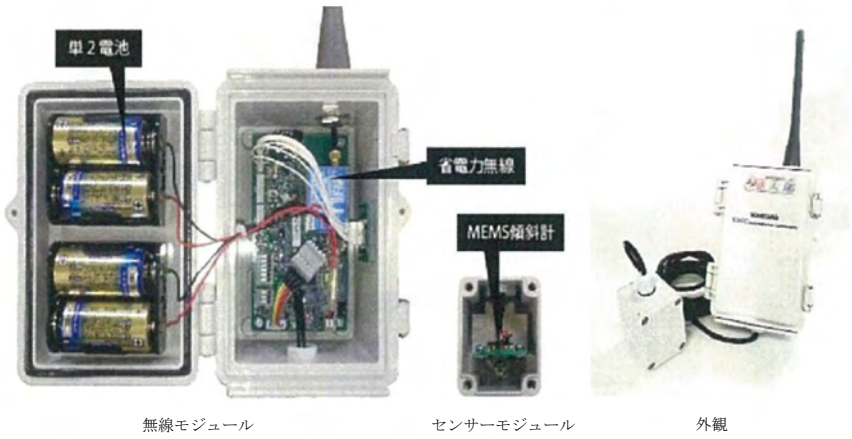


図-4.11.20　MEMS加速度センサー概要

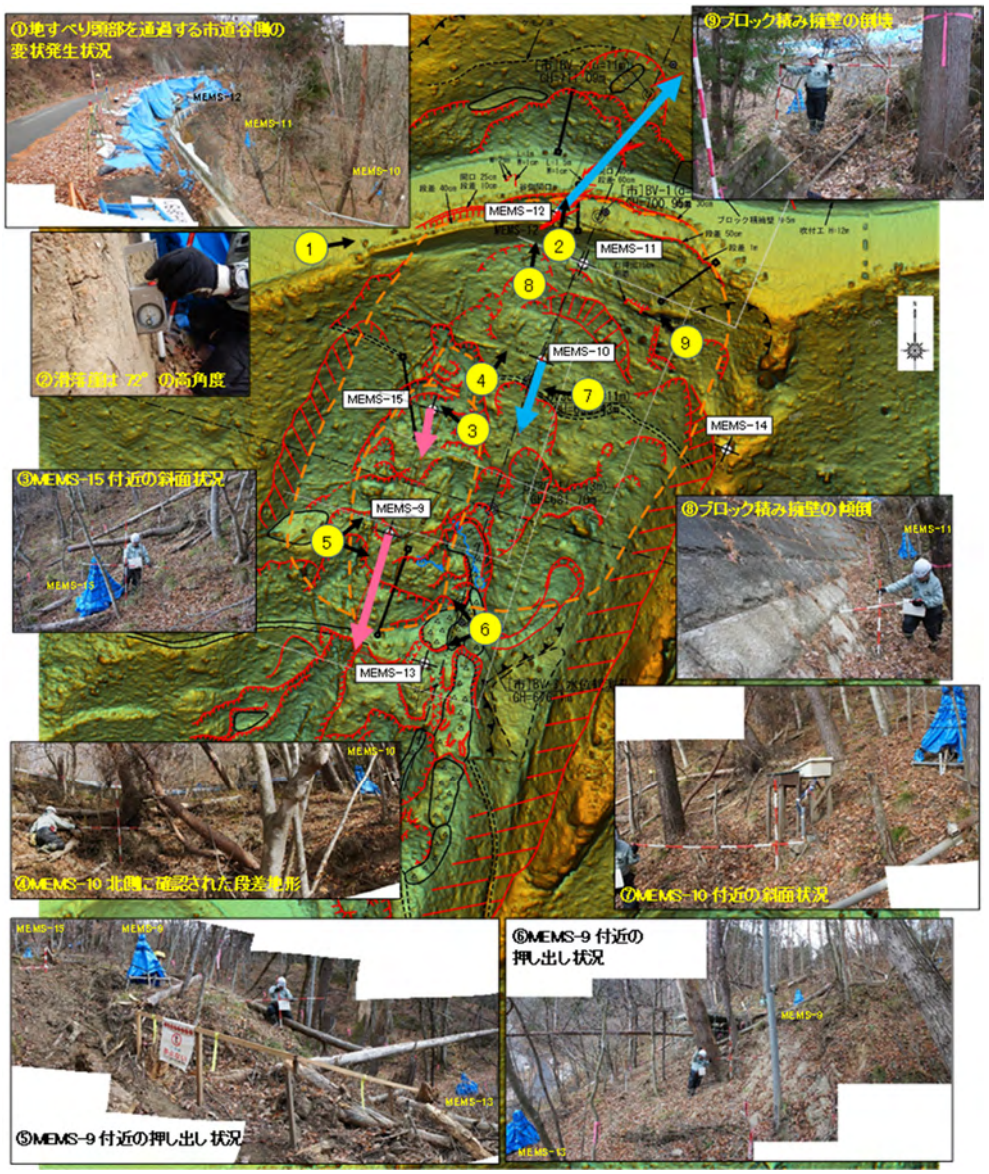


図-4.11.21　MEMS加速度センサー傾斜方向平面図

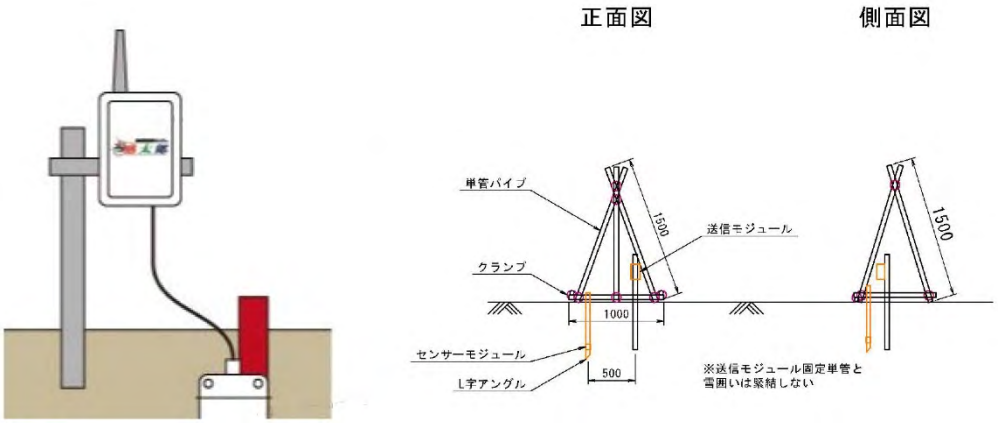


図-4.11.22　MEMS加速度センサーの設置方法

MEMS加速度センサーの傾動方向は、地すべり頭部（MEMS-12）で山側、中央部から末端部（MEMS-10,15,9）で谷側に傾動しており、斜面の後方回転と前方転倒からなる円弧すべりが示唆された。ただし、円弧内のMEMS-11でも谷側に傾斜しており、地すべり性の変動だけでなく地表面付近の影響も受けると考えられる。

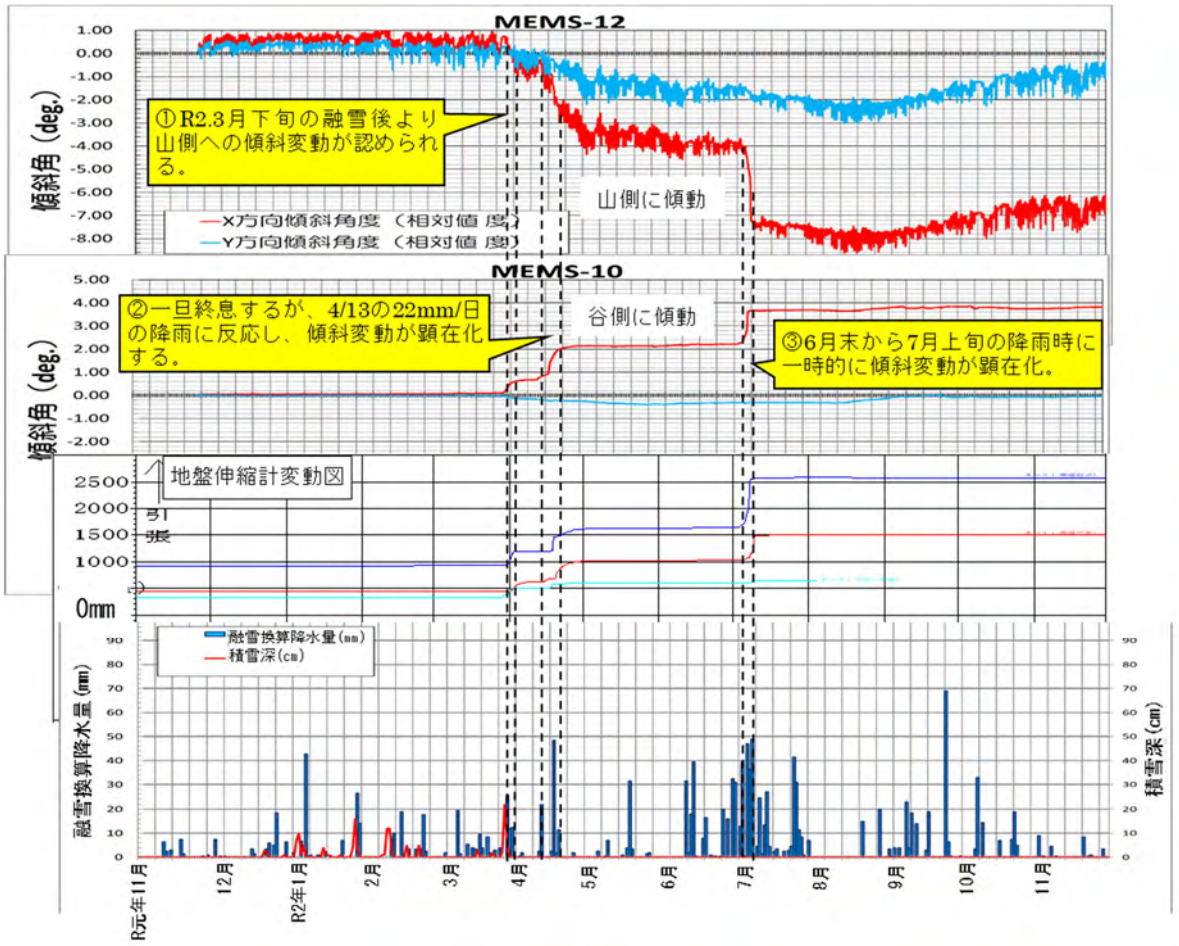


図-4.11.23　MEMS加速度センサー（MEMS-10,12）と地盤伸縮計の観測結果

図-4.11.23は、MEMS加速度センサーと地盤伸縮計の観測結果を示したものである。この図から変動の時期は令和２年３月下旬、４月中旬、６月末から７月上旬であり、それぞれ融雪、大雨の時期と一致した。また、地盤伸縮計変動時期とMEMS加速度センサーの変動時期についても一致した。これらの結果、地表変状の進行性等のその他の調査結果と併せて判断すると、MEMS加速度センサーは地すべりに関連する変位を観測できているものと考えられる。

MEMS加速度センサーは他の観測機器に比べて、比較的簡易な作業で設置することができ、経済性でも有利である。また、データは高頻度(数分～１時間)での取得が可能であり、地すべり活動の監視や警報発令等に用いることができるほか、他のシステムを組み合わせることで遠隔監視も可能となる。

なお、本手法の適用に当たっては、MEMS加速度センサーの観測値が地すべり変位に関連するものであると判断できることが条件となる。MEMS加速度センサーは地盤傾斜計の一種であり、観測

原理上、地すべり以外の要因で変動する場合がある。例えば、設置直後機器が安定するまでの変動、気温変動、地盤の緩み、地下水位変動等、回帰性の変動があると言われている。また、地すべりと関連しない侵食・小崩壊等に伴う変動等を捉える場合もあると考えられる。

したがって、上記による変動を除去して解釈するためには、複数のセンサーを設置してその傾向を解析するか、他の調査結果を併せた総合的な判断が必要である。

12. 地域と地すべり対策事業の関わりに関する事例

12.1 地すべり対策事業実施地区における地域貢献事例

(1)水源対策

高知三波川帯地区の桃原・西桃原区域（高知県）では、本事業実施前は湧水等を生活用水として利用していたが、排水トンネルを造成し、湧水等が減少したことの補償措置として、排水トンネルからの地下水を地区で用水として利用できるよう給水施設を設置し、地区の生活の利便性向上に貢献している（**図-4.12.1**）。



図-4.12.1 給水施設設置事例

(2)新規定住

長野西部地区（長野県）では、事業概成後に行った地元住民へのアンケート調査において、地すべり対策により安心し暮らせるようになった、農村景観が保全された等の意見が多く出されている。また、事業概成後に、地区内の一部に、新規就農者のための研修の場、滞在の場として、家庭菜園付き住居施設、交流促進施設及び共同菜園が設置された。ここでは、農業関係機関の指導員や地域住民が講師となって農業に関する基礎的な技術と知識等の習得を目的とした研修や交流が行われ、12戸が定住しており、新規定住者の確保に貢献している。

12.2 ほ場整備と地すべり対策事業の連携事例

地すべり防止区域のほ場整備に当たっては、事業実施前もしくは同時併行で地すべり対策工事の対応が必要となるため、ほ場整備事業推進の阻害要因となりやすい。

５地区で県営ほ場整備事業が実施された兵庫県東部では、推進母体である関係２市１町で構成される「北神戸地区地すべり対策推進協議会」とも調整を図り、地すべり防止工事の緊急性、ほ場整備の事業効果の早期発現等に配慮した事業間調整が行われ、整備率100％を迅速に達成した（**図-4.12.2**）。

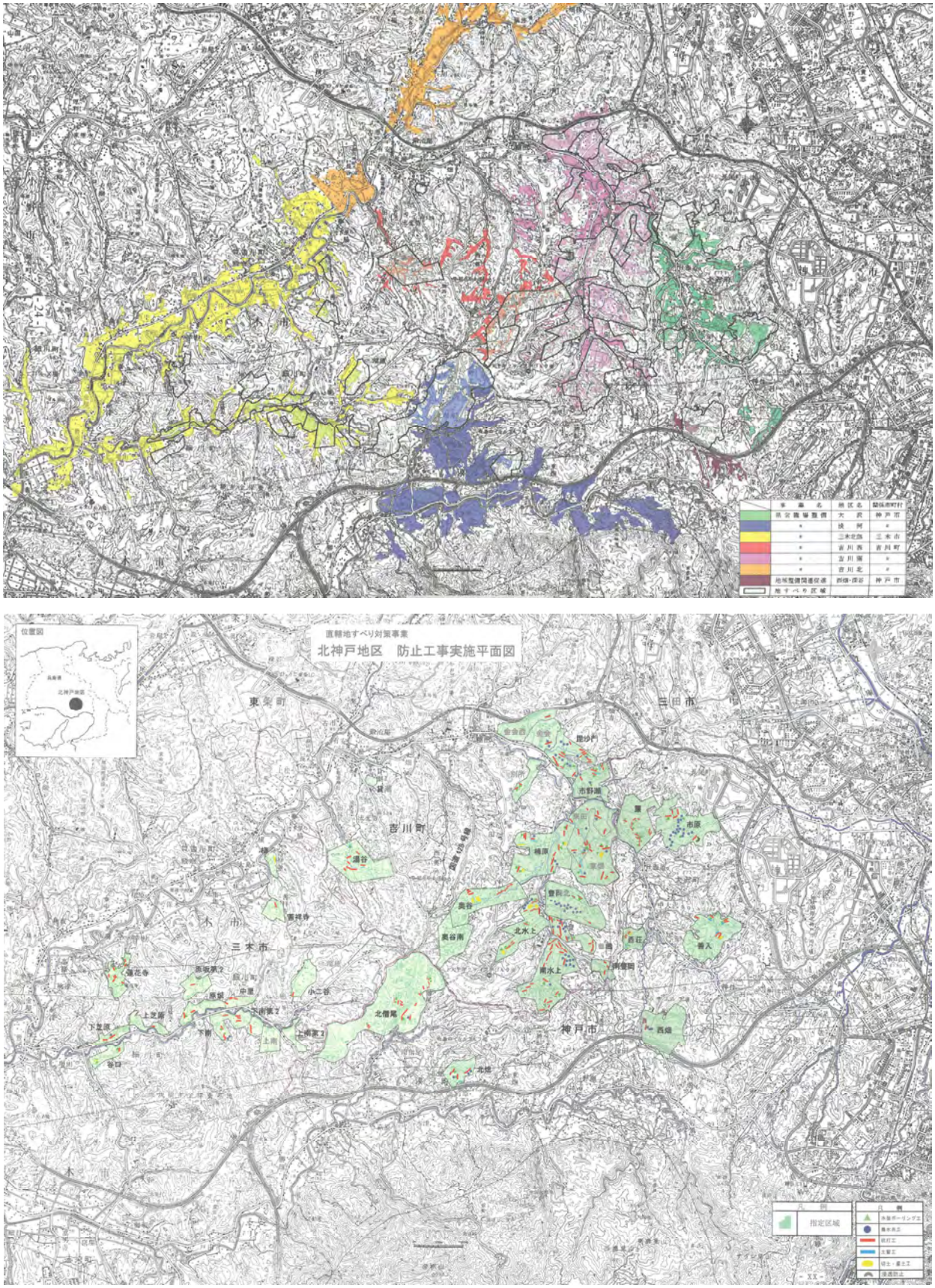


図-4.12.2　地すべり防止区域分布域における県営ほ場整備事業（上）と地すべり対策事業（下）

お問合せ先

この計画基準の記載内容につきまして御質問等がございましたら、最寄の農政局等へ御連絡ください。

■農林水産省
東北農政局農村振興部設計課
TEL：022-211-6277（直通）　FAX：022-216-4287
〒980-0014　宮城県仙台市青葉区本町 3-3-1

関東農政局農村振興部設計課
TEL：048-740-0489（直通）　FAX：048-600-0624
〒330-9722　埼玉県さいたま市中央区新都心 2-1

北陸農政局農村振興部設計課
TEL：076-232-4722（直通）　FAX：076-234-8051
〒920-8566　石川県金沢市広坂 2-2-60

東海農政局農村振興部設計課
TEL：052-223-4634（直通）　FAX：052-219-2667
〒460-8516　愛知県名古屋市中区三の丸 1-2-2

近畿農政局農村振興部設計課
TEL：075-414-9513（直通）　FAX：075-417-2090
〒602-8054　京都府京都市上京区西洞院通下長者町下ル丁子風呂町

中国四国農政局農村振興部設計課
TEL：086-224-9419（直通）　FAX：086-234-7445
〒700-8532　岡山県岡山市北区下石井 1-4-1

九州農政局農村振興部設計課
TEL：096-300-6446（直通）　FAX：096-211-9844
〒860-8527　熊本県熊本市西区春日 2-10-1

■北海道開発局
農業水産部農業振興課
TEL：011-700-6768（直通）　FAX：011-709-2145
〒060-8511　北海道札幌市北区北 8 条西 2 丁目

■沖縄総合事務局
農林水産部農村振興課
TEL：098-866-1652（直通）　FAX：098-860-1194
〒900-0006　沖縄県那覇市おもろまち 2-1-1

土地改良事業計画設計基準及び運用・解説
計画「農地地すべり防止対策」基準、基準の運用、
基準及び運用の解説、技術書

令和５年１月27日　印　刷
令和５年２月６日　発　行

発行者　公益社団法人　農業農村工学会
東京都港区新橋５丁目34番４号
電　話 03（3436）3418（代表）
ＦＡＸ 03（3435）8494
振　替 00160-8-47993

※本刊行物名「土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　計画「農地地すべり防止対策」基準、基準の運用、基準及び運用の解説、技術書」は、農林水産省の下記ホームページに掲載されている公表資料について、農林水産省の許可を得て、印刷・出版したものです。
ホームページ：https://www.maff.go.jp/j/nousin/noukan/tyotei/kizyun/kizyun.html

ISBN978-4-88980-173-2-C3061