

砂防・地すべり 計画と設計

地 す べ り 編
(令和8年7月改訂版)

地すべり編 目次

第1章 総説	1
1.1 本編の目的	1
1.2 内容	1
1.3 運用方針	3
1.4 本編の構成	3
第2章 地すべり調査	5
2.1 総説	5
2.2 予備調査	7
2.2.1 予備調査の概要及び目的	7
2.2.2 文献調査	7
2.2.3 地形判読調査	8
2.3 概査	11
2.3.1 概査の概要及び目的	11
2.3.2 地形図の作成	11
2.3.3 現地踏査	11
2.3.3.1 現地踏査の基本事項	12
2.3.3.2 地すべり運動の予測	14
2.3.3.3 影響範囲の推定	16
2.4 精査	19
2.4.1 精査の概要及び目的	19
2.4.1.1 運動ブロックの分割	20
2.4.1.2 調査測線の設定	20
2.4.2 地質調査	21
2.4.2.1 ボーリング調査	21
2.4.2.2 物理探査	24
2.4.3 すべり面調査	29
2.4.3.1 ボーリング調査による判定	30
2.4.3.2 計測機器による判定	32
2.4.4 地表変動調査	41
2.4.4.1 ぬき板による調査	41
2.4.4.2 地表面伸縮計による調査	42
2.4.4.3 地盤傾斜計による調査	44
2.4.4.4 移動杭による調査	48
2.4.4.5 その他の計測機器による調査	50
2.4.5 地下水調査	52
2.4.5.1 間隙水圧調査	52

2.4.5.2	地下水分布調査	55
2.4.6	土質試験	63
2.4.6.1	物理試験	63
2.4.6.2	一面せん断試験	63
2.4.6.3	三軸圧縮試験	63
2.4.6.4	リングせん断試験	64
2.4.6.5	試料種類・強度別の試験機選定	65
2.5	地すべり機構の解析	67
2.5.1	地すべり機構解析	67
2.5.2	地すべり平面図	69
2.5.3	地すべり断面図	70
第3章	地すべり防止計画	73
3.1	地すべり防止計画	73
3.1.1	総説	73
3.1.2	保全対象の特定	73
3.1.3	計画安全率の設定	74
3.1.4	警戒避難対策	75
3.1.5	環境への配慮	75
3.2	地すべり防止施設配置計画	77
3.2.1	総説	77
3.2.2	斜面安定解析	77
3.2.2.1	土質強度定数	79
3.2.2.2	設計条件の検証	81
3.2.2.3	間隙水圧	82
3.2.3	工法の選定	83
3.2.4	抑制工の計画	85
3.2.5	抑止工の計画	90
3.3	補足調査	92
3.4	工事に際しての安全対策	92
3.5	概成	93
第4章	応急措置	94
4.1	総説	94
4.1.1	応急措置の目的と手段	94
4.1.2	応急措置の手順	94
4.2	保全対象の特定	95
4.3	警戒避難体制の構築	97
4.3.1	災害時の警戒避難体制	97
4.3.2	初動段階の管理基準値の設定	97

4.3.3	警戒避難のための計測	102
4.3.4	管理基準値の修正	105
4.4	応急地すべり防止工事	113
第5章	地すべり防止施設の設計	116
5.1	総説	116
5.2	抑制工の設計	116
5.2.1	地表水排除工	116
5.2.1.1	浸透防止工	117
5.2.1.2	水路工	118
5.2.2	浅層地下水排除工	120
5.2.2.1	暗渠工	120
5.2.2.2	開暗渠工（明暗渠工）	121
5.2.2.3	横孔ボーリング工	122
5.2.3	深層地下水排除工	122
5.2.3.1	横孔ボーリング工	122
5.2.3.2	集水井工	125
5.2.3.3	排水トンネル工	132
5.2.3.4	その他の深層地下水排除工	134
5.2.4	排土工	136
5.2.5	押え盛土工	137
5.2.6	河川構造物による侵食防止工	139
5.2.7	土留工	139
5.3	抑止工の設計	141
5.3.1	杭工	141
5.3.2	シャフト工	152
5.3.3	グラウンドアンカー工	154
参考資料	地すべり現象についての概説	161
1.	地すべりの定義	161
2.	地すべりの地形的特徴	164
2.1	地すべり地形	164
2.2	地すべりの平面形状	164
2.3	すべり面形状	166
2.4	地すべりの幅とすべり面深度の関係	168
2.5	頭部陥没帯と深さの関係	168
2.6	すべり面の構造	169
2.7	地すべり地の地下水	170
3.	地すべりの分布	171
4.	渡の地すべり分類	174

5. 地すべりの発生原因	176
5.1 素因	176
5.2 誘因	176
6. 新潟県の地質と地すべりの関係	178

○ 事務連絡集

第1章 総説

1.1 本編の目的

「地すべり編」（以下、「本編」）は、地すべり対策に関する事業の調査、計画、設計、施工に必要な技術的事項について本県における標準を示すもので、これによって地すべりに関する事業に係わる技術の体系化を図り、もってその水準の維持と向上に資することを目的とする。

1.2 内容

本編は、地すべりに関する調査、計画、設計、施工および施工、維持管理に関する技術的事項について記述している。技術的に選択の余地があるものについては、考え方を整理し、具体的に記述した。

<解説>

「砂防・地すべり 計画と設計」（以下、「本書」）の改訂経緯と、地すべり編（以下、「本編」）に関連する法規、諸基準の経緯を表1-1に示す。

「地すべり防止技術指針および同解説」（国土交通省砂防部・独立行政法人土木研究所、平成20年4月、以下、「指針」）は、「国土交通省河川砂防技術基準（案）」（以下、「基準」）の各編に定められている地すべりに関わる項目について、新たに得られた知見等を加え記述されたものである。具体的には、地すべり災害を防止するために、調査、計画、緊急時の調査・危機管理、設計、工事実施後の地すべり斜面に対する点検・観測、地すべり防止施設の機能維持を実施していく上の標準的な手法と留意点を示すものである。

従来より本県では地すべり対策技術の開発が精力的に行われ、多くの技術を生み出し、全国に発信してきた。このような背景から、本県独自の技術が適用され効果を発揮していることから、一部は「指針」の内容によらず、これらの技術を本編の中に極力取り込んでいる。

土木部標準設計図集では、横孔ボーリング工、開暗渠工など一部「基準」等とは異なる用語が用いられている。今回の改訂では、これらの用語が本県では普及している状況を考慮し、土木部標準設計図集の用語を採用することとした。

なお、本編の内容は、技術水準の向上や、関係法令、基準書の改訂など、必要に応じて随時改定を行うものとする。

表 1-1 「砂防・地すべり」改訂の経緯(地すべり編関連)

年月	法律	国基準	学会・業協会	新潟県
S26. 3	・公共土木施設災害復旧事業費国庫負担法			
S33. 5 . 11	・地すべり等防止法	・河川砂防技術基準 発行		
S36. 11	・災害対策基本法			
S51. 6		・河川砂防技術基準 改定		
S53. 7				・砂防・地すべり 発行
S58. 6				・砂防・地すべり 改訂
S60. 10		・河川砂防技術基準 改定		
S61				・砂防・地すべり 改訂
H 2. 2			・グラウンドアンカー設計施工基準(土質工学会)	
H 2. 11			・地すべり鋼管杭設計要領(地すべり対策技術協会)	・新潟県景観づくり指針
H 4. 3				
H 8. 10			・地すべり観測便覧(地すべり対策技術協会)	
H 9. 3			・地下水利用のための手引き(地すべり対策技術協会)	
H 9. 4 . 9		・河川砂防技術基準 改訂(計画・調査・設計各編)		・砂防・地すべり 改訂
H11. 4				・新潟県標準設計(地すべり工事)
H12. 3	・土砂災害防止法			・砂防・地すべり 改訂
H12. 5			・グラウンドアンカー設計施工基準(地盤工学会 基準化)	
H14. 4				・土木部測量・設計・調査業務委託標準仕様書
H15. 6 . 9			・地すべり鋼管杭設計要領改訂(地すべり対策技術協会)	・土砂災害防止に関する基礎調査マニュアル
H16. 6			・地盤調査の方法と解説 改訂(地盤工学会)	・土木工事標準仕様書
H17. 10				
H17. 11		・河川砂防技術基準計画編 改訂		
H18. 4		・北陸地方整備局 設計要領「道路編」 改訂		
H19. 2		・砂防関係事業における景観形成ガイドライン		
H19. 11			・地すべり対策技術設計実施要領(斜面防災対策技術協会)	
H20. 4		・地すべり防止技術指針 発行		・砂防・地すべり 改訂
H21				

1.3 運用方針

本編は、新潟県土木部砂防課が所管する事業の他、国土交通省などの関係補助事業並びに、これらに関連する県単独事業のうち、地すべり対策を伴う事業に適用する。

本編の内容によることが適当でない場合においては、本編に示される技術的水準を損なわない範囲において、本編によらないことができる。

本編に示されている内容について、関係諸法令に別に定められている場合においては、本編にかかわらず、これらの諸法令によるものとする。

<解説>

本編は、新潟県土木部が所管する事業のうち、地すべり対策事業の基準書として作成している。また、この他の砂防事業や、道路、河川、その他の国土交通省などの補助事業または、土木部が行う県単独事業のうち、地すべり対策を伴う事業を対象として活用する。

地すべりは地中深いところで発生する自然現象であり、全てを予測することは困難であるため、調査・計画・対策工事の実施にあたっては、地すべり現象に応じて対応することが大切である。

なお、所期の目的を十分に達成する、より適切な手法が存在する場合は、その採用を妨げるものではない。

1.4 本編の構成

本編では、調査、計画、緊急時の調査・危機管理基準、工事实施後の地すべり斜面に対する点検・観測、地すべり防止施設の機能維持の章立てにより、各段階での標準的な手法と留意点を示した。

地すべり対策実施にあたっての限られた調査では地すべり運動とその特性を十分に把握出来ていない可能性もあるという意識を常に持ちつつ、本編を参考として計画から設計・施工までの地すべり対策事業の全体像を意識し、実務にあたる必要がある。

また、今まさに大きく滑動している、又はその恐れがある地すべりについては、応急緊急的な調査・対策によって一定の安全性を確保した後に、通常の調査、計画に移ることとなるため、緊急時の調査として第4章を章立てしている。

<解説>

本編の構成は、図1-1に示すとおりである。

地すべり対策の調査から施工後の施設の機能維持に至る一連の内容を、第2章、第3章、そして第5章に記載した。一方で、今まさに大きく滑動している地すべり、もしくはその恐れのある地すべりに対しては応急緊急的な対応が必要であり、第4章には緊急時の措置並びに危機管理基準の設定に関する事項を記載した。

地すべり対策のための調査は限られたものであるため、地すべりの運動と特性を全て把握した上で対策を行うことは難しいのが現状である。そのため、施工中或いは施工後の観

測・監視により、追加の工事が必要となる場合もある。このような背景から、本編の各章は、第1章から第5章の一方向的な流れではなく、必要に応じて地すべり運動の確認を行いながら、必要に応じて前の章に立ち戻ることもある。

また、地すべり現象について、おもに設計・施工の技術者が把握しておくべき知識については巻末参考「地すべり現象についての概説」にまとめて示した。旧版に示されていた本県の地すべりに関する詳細な記述は、要約したものを掲載した。

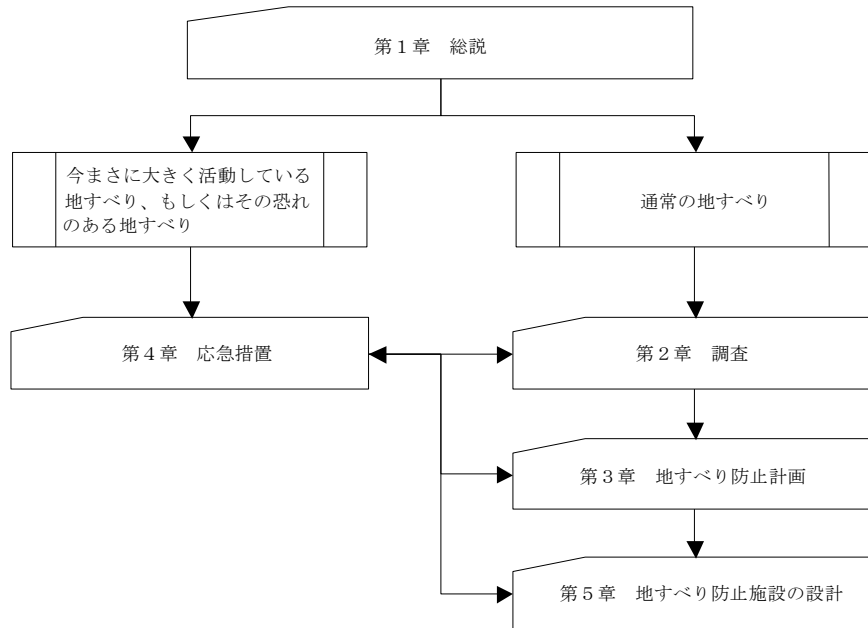


図1-1 本編の構成

第2章 地すべり調査

2.1 総説

地すべり調査は、地すべり防止計画を策定することを目的に実施するもので、各種調査と解析からなる。各種調査は、必要に応じて予備調査、概査及び精査に区分し、実施するものとする。

なお、地すべり防止計画は、地すべりによる災害から、国民の生命、財産及び公共施設等を守ることを目的として作成するものであり、河川砂防技術基準における地すべり防止計画をいう。

<解説>

地すべり調査で実施される予備調査、概査、精査の概要とそれぞれの関係を図2-1に示す。これら調査結果をもとに解析を行う。

「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律」に基づく基礎調査（以下、基礎調査）は、広範囲を対象とし概ね5年毎に実施されるものであり、ここで述べている予備調査、概査及び精査とは対象範囲、実施時期が異なる。しかしながら、基礎調査は、予備調査、概査、精査と重複する部分もあることから、得られたデータは図2-1に示すように各調査の実施にあたって相互に活用を図る。

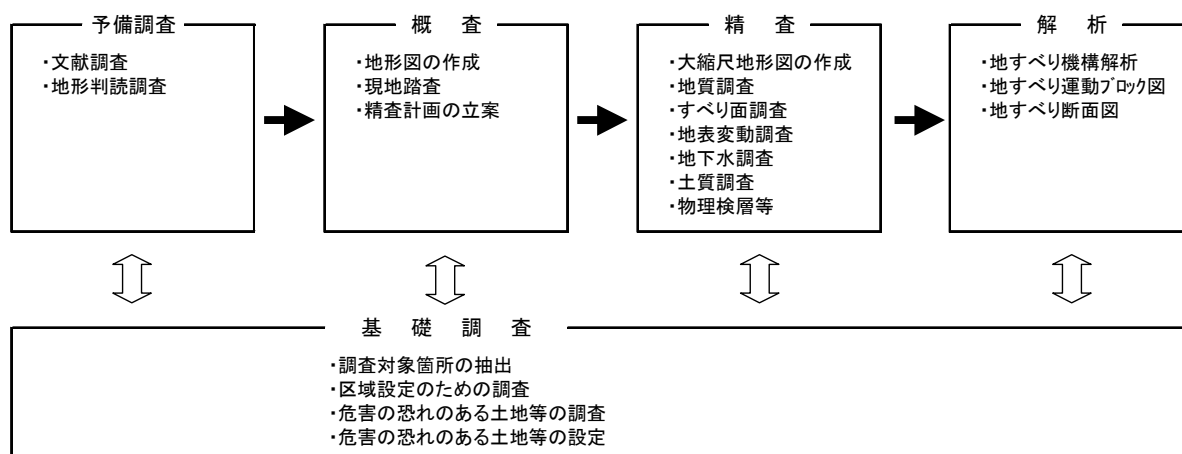


図2-1 地すべり調査の概要¹⁾に加筆

各種調査の実施にあたっては、予備調査、概査、精査に見合う項目・精度を選定する。調査区分の進行に伴い、各種調査項目の精度を上げて実施することが重要である。表2-1に、通常の地すべりにおける調査区分と調査項目を示す。

なお、「今まさに大きく活動している地すべり、もしくはその恐れのある地すべり」については、現地踏査によって地すべりの範囲や活動状況を判断し、必要最小限のすべり面調査、地下水調査などを先行して実施し、緊急に対策工を施工する場合もある（第4章参照）。

また、集水井掘削中の壁面の状況や、地下水排除工からの排水状況など、施工中や施工後の対策工から得られる情報も多く、対策工に緊急を要する場合や、地すべりの発生・運動機構の解明

に長期間を要する場合などでは、地すべり調査を兼ねた対策工事を実施することも有効である。

表 2-1 調査区分と調査項目

		調 査 項 目										
		文献調査	地形判読	地形図の作成	現地踏査	調査計画の立案	地質調査		すべり面調査	地表変動調査	地下水調査	土質試験
							ボーリング調査	物理探査				
通常の地すべり	予備調査	○	○									
	概 査	↓	↓	○	○	○	△	△	△	△	△	
	精 査	↓	↓	↓	↓	↓	○	○	○	○	○	△

2.2 予備調査

2.2.1 予備調査の概要及び目的

予備調査は、広域における地すべり地の分布、地質、地下水状況等の概況を把握することを目的に実施する。

予備調査は、文献調査および地形判読調査により行う。

<解説>

予備調査は、ある地域に地すべりの徴候が現れ、その対策を検討する場合や、構造物の建設、改良工事に伴って地すべりの発生が予測される場合に行われ、文献調査および地形判読調査からなる。

2.2.2 文献調査

文献調査は、地すべり特性を把握することを目的に、対象地域の地形、地質、気象、過去の地すべり履歴および近傍の地すべりの発生に関する情報の収集を行う。

<解説>

地すべりは、特定の地形・地質の地域に多発しやすく、また、同様な地形・地質の地域では類似した形態の地すべりが発生しやすい（巻末参考6参照）。したがって、文献調査で得られる地形・地質、気象、過去の地すべり履歴及び近傍の地すべり発生等の情報は、その地域での地すべりの発生及び運動の特性を把握する上で重要な手がかりとなる。

文献調査においては、下記に示すような資料を入手し、その地域の地形・地質、近傍の地すべりの発生記録、発生時の気象状況等の情報を抽出する。

(1) 地形・地質等の地盤条件に関する資料

- 1) 地形図
- 2) 空中写真
- 3) 地質図
- 4) 地形分類図、土地条件図
- 5) その他（既存の土質、地質調査報告書など）

(2) 過去の災害履歴、近傍の地すべり発生に関する資料

- 1) 地すべり防止工事基本計画書、地質調査・観測報告書、地すべり危険箇所点検結果、斜面カルテ（地すべり）、地すべり防止施設台帳、災害報告
- 2) 学会等の研究論文、報告書
- 3) 集落分布、土地利用状況に関する資料
- 4) 地誌、新聞

(3) 気象に関する資料

国、県、気象庁等の観測所の観測資料

2.2.3 地形判読調査

地形判読調査は、空中写真および地形図等を用いて、広域における地形・地質上の特徴を知ることがを目的に、地すべり地形および地質構造上の特性について調査するものとする。

<解説>

地形図及び空中写真等を用いて図2-2に示すような地すべり地形（巻末参考2参照）や地質構造上の弱線等を判読する。現地踏査では把握できない広域での地すべり地の分布を把握する上で非常に有用な方法である。

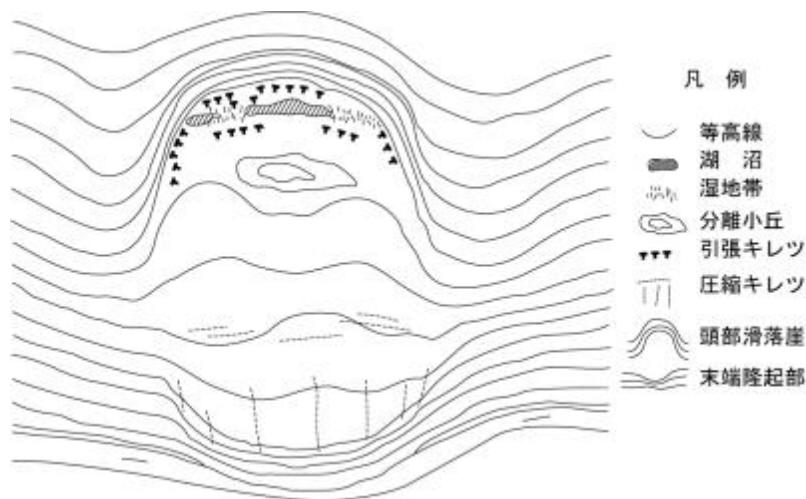


図2-2 地すべり地形模式図²⁾

ただし、過去に移動を繰り返すことによって形成された地すべり地形は判読しやすい地形の一つであるが、溶岩台地末端の火砕流堆積地や河岸段丘を地すべり地形と見誤る場合があるので、現地踏査を実施して確認する必要がある。また、過去の移動量が少なく地形図上で判読し難い岩盤地すべりでも、地質構造上の弱線の存在から予知し得る場合等がある。

地形判読に用いる地形図は、国土地理院発行の1/25,000のものが全国整備されており、比較的入手しやすい。また、最近では数値地図による3次元的な表現方法も容易にできるようになり、広域的な概査に有効である。さらに、市町村においても1/10,000の地形図が整備されているところがあり、特に山地については森林基本図(1/5,000)なども作られている。

地すべり地形の抽出は、地質、地質構造に注意しながら実施される。次の地域では地すべりの発生事例が多いことから、地形判読時に注意を要する。

(1) 地質（巻末参考6参照）

- 1) 新第三紀層（泥岩・凝灰岩・砂岩泥岩互層）

- 2) 魚沼層群
- 3) 中・古生層（蛇紋岩等）

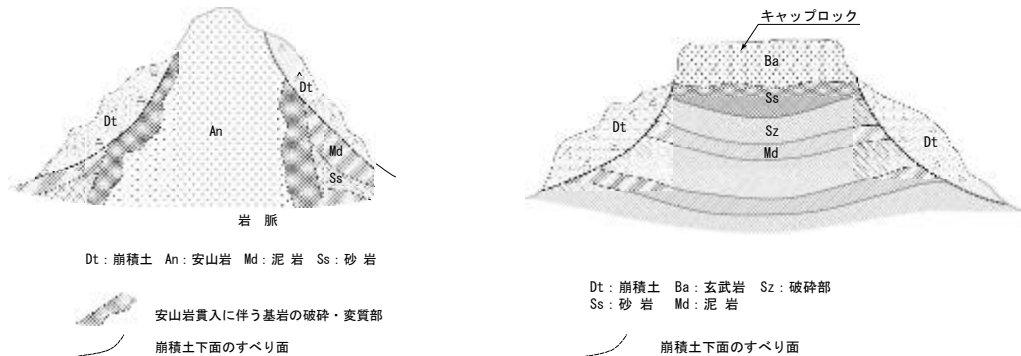
(2) 地質構造（巻末参考3参照）

- 1) 破碎帯を伴う断層周辺の地区、地質構造線沿いの地区
- 2) 流れ盤斜面の地区
- 3) 新第三紀層の砂岩、泥岩などにおける褶曲の背斜軸、向斜軸周辺の地区
- 4) 火成岩や貫入岩と周辺の地区
- 5) キャップロック（玄武岩、安山岩、火山碎屑物等）を持った地区

受け盤斜面であっても、受け盤上の崖錐堆積物が地すべりを起こしているものもある。



(a) 単斜構造（流れ盤）、断層に起因する地すべりのモデル (b) 褶曲（背斜構造）に起因する地すべりのモデル



(c) 安山岩貫入に起因する地すべりのモデル (d) 餅板状キャップロックに起因する地すべりのモデル

図2-3 地質構造に起因する地すべりのモデル²⁾

(3) 地形（巻末参考2を参照）

山地や丘陵では、谷と尾根が規則的に発達し、あるいは平滑な山腹斜面が一方に低下している。それに対して、地すべり地形は半円形、U字形、馬蹄形、コ字形の平面形をもつ急崖や急斜面に囲まれた相対的低所と、その低所から下方に張り出す緩傾斜な微起伏地で構成される。地形判読時には、次の地形に注意して抽出を行う。

- 1) 等高線が乱れている。等高線間隔が上部で縮まり、中部で広がり、末端部で再度縮まる。

- 2) 斜面上部で馬蹄形もしくは、四角等の滑落崖を呈し、中部は平坦な緩傾斜地となっている。また、分離小丘が存在する場合もある。
- 3) 凹地、陥没地、亀裂等が存在する。また、稜線付近に稜線と平行な帯状の陥没があることもある。
- 4) 池、沼、湿地の規則的な配列がみられる。
- 5) 地すべり側面は、沢状、もしくは、亀裂となっている。
- 6) 斜面の末端は急傾斜となり、隆起や押し出しが見られる地区。
- 7) 道路、鉄道の曲がり、構造物の変位が見られる地区。
- 8) 沢や河川の異常な曲がり、川幅が狭くなっている地区。
- 9) 千枚田、棚田となっている斜面。

地すべり地形の安定性を推定するためには、地形の明瞭性を区別する。地すべり地形が形成された後に経過した時間の古いものほど開析（侵食）が進み、不明瞭になっていることが多い。図2-4に示す模式図では、1が開析されていることから最も古く、3が最も新しい。



1. (滑落崖も地すべり堆も開析されている)が最も古く、
 2. (滑落崖が切断され、地すべり堆が被覆され、末端が本流で側刻(側方侵食)されている)、
 3. (本流を偏流させている)
- の順に新しい地すべり地形である。

「明瞭」： 地すべり地形が鮮明でかつ連続して確認できる場合
「不明瞭」： 地すべり地形が不鮮明であるか、もしくは、鮮明であっても、部分的な開析により欠如して不明瞭な場合

図2-4 地すべり地形の新旧の判別³⁾

2.3 概査

2.3.1 概査の概要及び目的

概査は、対策の緊急性を判断し、精査を効率的に行うための精査計画を立案することを目的に、地すべりの範囲や規模、移動状況を確認する。必要な場合には応急対策を策定する。概査は、現地踏査により行うことを基本とする。

2.3.2 地形図の作成

地すべり対策の基礎資料となる現地踏査を適切に実施するため、概査の段階において地形図を作成するものとする。

地形図には、調査及び対策のために必要な事項を記入する。また、地形図の作成にあたっては、地すべり運動ブロックの分割ができるような精度と範囲で作成する。さらに、必要に応じ、対象とする地すべり周辺の地形や過去の地すべり地も含めた広範囲な地形図を作成しておく。

<解説>

地形図には、調査及び対策のために必要な事物を記入し、地形的にも、地すべり運動ブロックの分割ができるような精度と範囲で作成する。

地形図の縮尺は、地すべりの長さが200m以下の場合は1/500程度、200m以上の場合は、地すべり全体を示すものが1/1,000～1/3,000程度、部分を示すものが1/500程度とする。特に面積の大きい場合は、上述より小縮尺で全域を作成した上で、対象となる地すべりブロック及びその周縁部の範囲について地形図を作成する。図示すべき項目は、家屋、道路、各種構造物、河川（小溪流を含む）、崩壊地、沼地、湧水地点、湿地、亀裂、滑落崖、水田、畑などである。

対象とする地すべり周辺の地形や上部斜面の状況を把握するため、周辺部の過去の地すべり地も含めた広範囲な地形図を作成しておくが良い。

作成された地形図は以後の地すべり対策の基本資料となり、調査計画から対策計画まで一貫して利用されるため、その範囲・精度については慎重に決定する必要がある。また、空中写真等で作成された地形図は正確な地形が現れない場合も多いことに留意する必要がある。近年ではレーザープロファイラーによる地形図作成が行われ、微地形が容易に判読できた事例もある。

2.3.3 現地踏査

現地踏査は、予備調査結果を踏まえて調査計画や応急対策計画の立案のために行うものであり、地すべりの発生・運動機構とその影響について概略把握を行うものとする。

<解説>

現地踏査は、地表で見られる地形・地質・地下水等の諸情報から得られる直接的な成果とともに、物理探査やボーリング結果の解釈、またこれらの調査資料相互の関連付けやその後の調査方

針などにも欠かすことのできないもので、種々の調査の中で最も基礎的かつ重要な位置を占めている。

現地踏査は、調査段階や目的によって調査精度を異にし、これに見合った精度の地形図があることを前提とする。

2.3.3.1 現地踏査の基本事項

現地踏査は、特に、①地すべり範囲及び危険範囲の推定、②地質性状と地質構造、③地すべり地形、④地下水分布の推定、⑤運動形態及び滑動徴候の推定、⑥誘因の推定、に留意して行う。

<解説>

現地踏査時の留意点は次のとおりであるが、基礎調査マニュアル(案)地滑り編⁴⁾なども参考とする。

(1) 地すべり範囲及び危険範囲の推定

地すべり地周辺の地形図を入手し、対岸の高所等からの遠望によっておおよその地すべり地形分布や地形上の特徴を把握する。これにより、どの部分を重点的に調査するかを把握し、地すべり地周辺および地すべり地内の調査を実施する。そして、活動範囲、将来、活動の恐れがある地域、被害の及ぶ範囲、保全対象等を推定する。

(2) 地質性状と地質構造

地すべり土塊を構成している物質の種類、粒度、礫等の岩質・形状や粘土等の色調を調べることによって、その地すべりの新旧、運動特性の推定に役立てられる。また、基岩の岩質、地すべり土塊の推定にも役立てられる。

周辺露頭の基盤の性状を調べることによって、基盤の一般的な層序、層位、走向及び傾斜を推定して、その地質構造上の地すべりの特性を推定することも可能である。

周辺部の地盤に断層・破砕帯及び貫入岩等が存在する場合は、その分布を追跡してその地すべり地に関係しているか否かについて検討することが重要である。

また、地質構造と斜面方向から、流れ盤型・受け盤型に区分する。

(3) 地すべり地形

現地踏査により、地すべり頭部、右側方部、左側方部および末端部の4項目について明瞭、不明瞭の判定を行うとともに、以下に示すような地形的特徴を把握する。

1) 地すべり頭部

- a) 滑落崖として、円弧状～角形を示す急崖地形が形成されている。
- b) 滑落崖は、不動地と移動層を区分するものであり、滑落崖の背後には移動によって引張の影響を受けた後背亀裂が形成されている場合がある。
- c) 滑落崖直下の移動体は、滑落崖と平行な凹地を形成していることが多く、凹地は湿地や湛水池となっている場合がある。
- d) 滑落崖には、湧水が点在する場合がある。

2) 地すべり側部

- a) 滑落崖から連続する側方崖が形成され、不動地と移動層を区分している。
- b) 側方崖は、斜面下方に行くにしたがって徐々に比高が低くなり、やがて亀裂を残し消滅する。さらに下方へ行くと、輪郭に沿った土塊の盛り上がり（側方リッジ）がみられることが多い。
- c) 移動層の両側部は、側方崖に沿って凹地形や沢状地形をなすことが多い。

3) 地すべり末端部

- a) 周囲の斜面や平坦面に対して、地盤が盛り上がる末端隆起部がみられることが多い。
- b) 道路や河川等が平面的に下方に押し出された地形がみられることが多い。
- c) 地すべり末端部の地形が不明瞭な場合は、移動層の下方斜面が急から緩に変化する地形変換線（遷緩線）や、河川に面している場合は河床部等が末端部となることが多い。

4) すべり面深度

すべり面深度の推定にあたっては、地すべりの幅・陥没帯の幅等の情報が参考になる（巻末参考2. 4～2. 5参照）。

以上の結果に基づき、地すべりブロックの形状や地質、地下水の状況、隣接斜面との比較等による総合的な判断のもとに推定する。

（4）地下水の分布の把握

地すべり地内外の池、沼、湿地及び湧水点について調査する。池、沼の場合は水位、湧水点では湧水量がそれぞれ降雨とどのような関係を持っているかを調べることによって、その水が浅い地下水に起因するものか、あるいは深い地下水に起因するものかを推定することができる。

（5）運動形態及び滑動徴候の推定

主として微地形、主クラック、側方クラック、末端クラックや道路、家屋及び石垣等の構造物の変状、幹の曲がり等の植生異常を調査して、地すべりの運動形態・方向及び滑動徴候を推定する。

- 1) 現地踏査で確認できる主な指標として、以下の項目が参考になる。
- 2) 地表の亀裂や段差、樹木の傾動、根切れ等
- 3) 構造物の亀裂・変形、電柱・墓石等の傾動
- 4) 地盤の隆起や沈下、表層崩壊
- 5) 池、沼、湿地の分布状況、湧水状況（湧水量の変化や湧水点の位置、濁りの変化）
- 6) 河川や沢等の荒廃状況
- 7) 植生状況（林地や草地・竹林・湿地性植物等の植生分布）
- 8) 土地利用（放棄水田等の荒廃地の分布や、圃場整備・宅地開発による人工的な地形改変地の分布）

（6）誘因の推定

地すべり発生当時の気象や運動形態等を検討して誘因（巻末参考5. 2参照）を推定する。次のようなものが誘因であることが多いが、単一の誘因によるものではなく、複数の誘因により発生することもあるため、慎重な検討が必要である。

- 1) 地すべり末端部の河川等による侵食
- 2) 長期間の降雨または融雪
- 3) 台風等の豪雨
- 4) 地すべり末端部の切土、地すべり頭部への盛土
- 5) 地表水、地下水処理の不備
- 6) 湛水（貯水池周辺の地すべりの場合）
- 7) 最初の湛水時（水位上昇時）
- 8) 水位の急激な下降時
- 9) 地震、火山活動

（7）精査計画の立案

精査計画の立案においては、文献調査、地形判読調査および現地踏査の結果に基づいて推定した地すべり機構を確認するために必要な調査を計画する。また、的確な調査計画の立案のためには、以下の項目について推定しておくことが必要である。

- 1) 地形・地質に基づく、地すべり型の推定
- 2) 地すべり地は、地形・地質などの特徴により、岩盤地すべり、風化岩地すべり、崩積土地すべりおよび粘質土地すべりに分類される（巻末参考4参照）。
- 3) 地すべり範囲の推定
- 4) 地すべり土塊の厚さの推定
- 5) 地すべり運動ブロックの分割とそれぞれのブロックの運動形態の推定
- 6) 地すべり（運動ブロックの）運動方向の推定
- 7) 地下水分布の推定
- 8) 地質構造上の弱線の推定

2.3.3.2 地すべり運動の予測

踏査のみで予測することはかなり困難であるが、地すべりの変状や地形状況等から、今後の移動土塊の挙動を予測する。

<解説>

一般に、可塑性の大きい地盤ほど、亀裂発生から滑落までの時間が長い傾向にあり、また、すべり面の形が弧状または舟底型で、末端隆起を伴う場合にも滑落しにくい傾向がある。その逆に、すべり面が末端開放型のものや規模の小さいものは滑落しやすく、降雨も即効的に影響する場合が多い。

地すべりの変状や地形状況等からみた将来の移動土塊の挙動には、一般に次の傾向が見られる。

（1）滑落した地すべりの場合

滑落した後の移動土塊の安定度は相対的に高い。

滑落崖の比高は大きくなりがちであるため、上方斜面が不安定化する恐れがある。

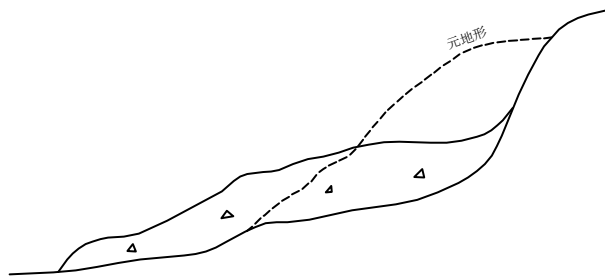


図 2-5 滑落した地すべりの場合⁵⁾

(2) 末端部に隆起を伴う場合

すべり面が水平に近いか逆勾配になっていると推定される。移動量の増加とともに移動土塊の末端部が抵抗体となるため、移動は収束に向かうことが多い。

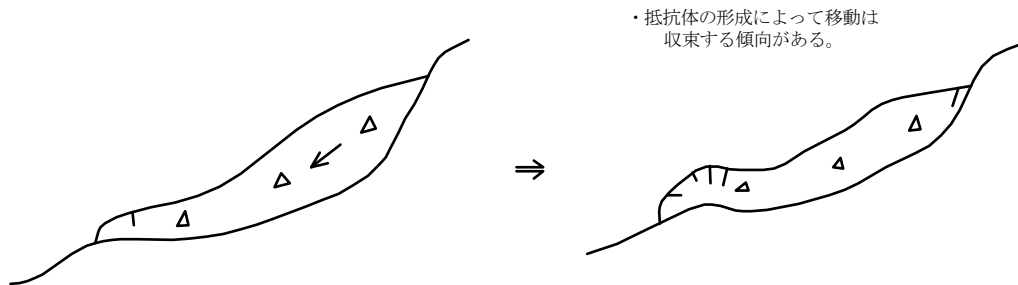


図 2-6 末端部に隆起を伴う場合⁵⁾

(3) 末端部の勾配が緩い場合

(2) と同様の理由から、移動は収束に向かうことが多い。

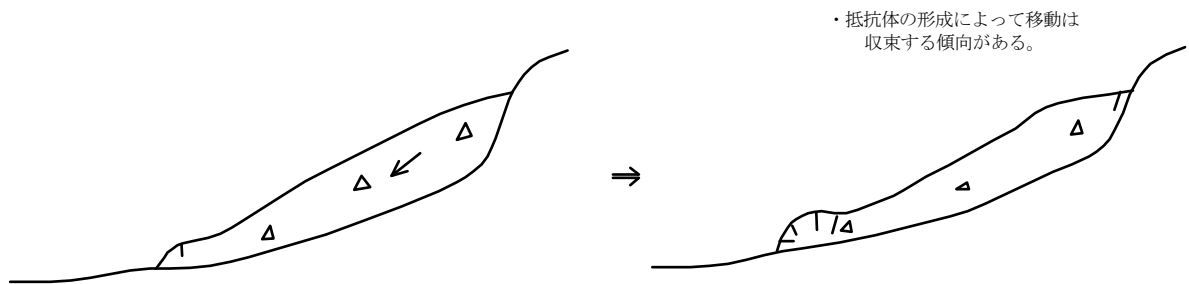


図 2-7 末端部の勾配が緩い場合⁵⁾

(4) 末端部の勾配が急な場合

末端部の崩壊が継続し、移動に対する抵抗体が形成されにくいため、容易に停止しない。

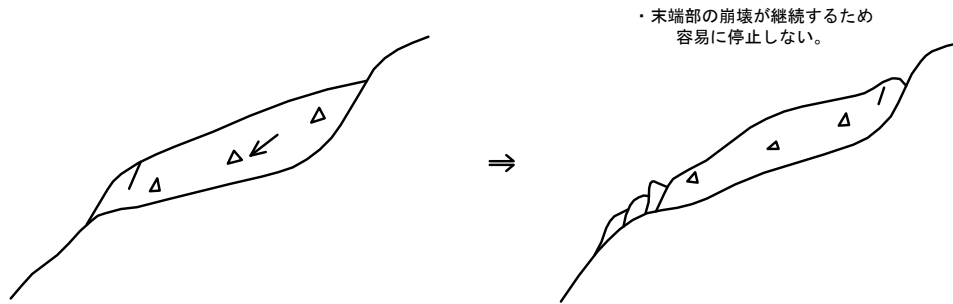


図 2-8 末端部の勾配が急な場合⁵⁾

ただし、これらはいずれも、一般的な傾向を述べたものであり、個々の現場の特性に応じて、慎重に判断する必要がある。特に地下水が豊富な場所では、土塊の土石流化の恐れもあり、注意が必要である。

2.3.3.3 影響範囲の推定

地すべりの活動が活発化する可能性が高い場合には、誘因等により起こり得る最大規模の地すべり滑動の範囲を予測し、その地すべりの被害区域を想定する。また、地すべり土塊が滑落した場合に土石流化する可能性の有無とその影響範囲、天然ダムの可能性の有無、天然ダムの決壊に伴う被害発生範囲の予測を行う必要がある

<解説>

移動する可能性の高い範囲が明らかとなった場合には、地すべり土塊の移動到達範囲を的確に推定する必要がある。既往の災害事例における地すべりの移動到達範囲は、地すべり舌端部より地すべり長さ、幅の2倍程度の距離内にあるものが95%程度あるとされている⁶⁾。このため、警戒避難の基礎資料としては、図2-9に示すように、地すべりブロックの長さの2倍、幅の2倍程度の範囲を影響範囲として設定することが望ましい。

しかしながら、全ての現象がこの範囲に納まる訳ではない。影響範囲の想定に関しては、対象とする地すべり周辺地域での既往の災害事例を参考に、地すべり下方の地形や地すべりの移動特性を考慮して慎重に検討する必要がある。また、天然ダムの恐れがある場合には、適切な警戒避難対策の基礎資料として、天然ダムの上流及び下流域の被害影響範囲を推定する必要がある。

(1) 移動土塊が溪流へ流入しない場合

移動土塊が溪流へ流入しない場合には、地すべり危険区域を地すべりによる被害想定区域とする。

地すべり危険区域は、地すべりブロック及び移動土塊の到達範囲とし、土砂災害防止法に基づく土砂災害警戒区域に相当する区域を基本とする(図2-9参照)。ただし、過去の災害事例や地形的条件等から、図2-10に示すように移動土塊の到達範囲が制約される場合には、その条件を優先的に考慮するものとする。

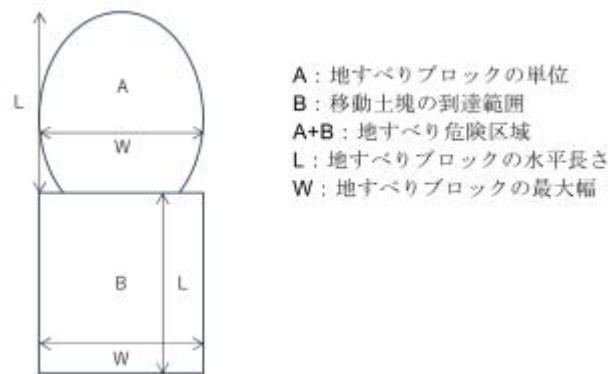


図 2-9 地すべり危険区域の範囲⁶⁾

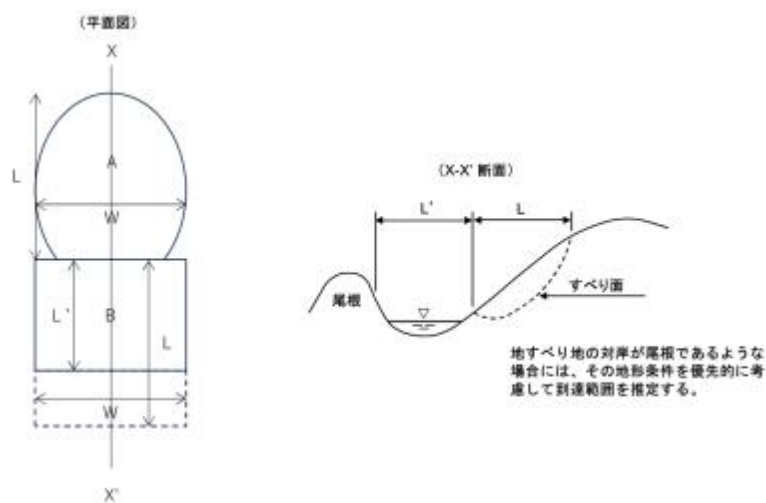


図 2-10 移動土塊の到達範囲が地形条件によって制約される事例⁶⁾

(2) 移動土塊が溪流へ流入する場合

地すべり危険区域の範囲に、移動土塊が河川を閉塞した場合に考えられうる最大規模の上下流の被害想定区域を含めた範囲とし、図 2-11 を参照して次のように想定する。

【上流の湛水区域】

- 1) 移動土塊が河川を閉塞する場合、河床からの土塊の堆積深度は、想定される地すべりのすべり面の最大深度 (H_{max}) とする。調査が十分に行われていない地すべりの場合、 H_{max} は想定される地すべりブロック幅の $1/7$ とする。ただし、地すべりの対岸が平坦地であるような場合には、河床と対岸との最大比高差 h_1 とする。
- 2) 移動土塊が河川を閉塞した場合の上流湛水区域(C)は、1) から、土塊の堆積深度によって設定する。

【下流の氾濫区域】

- 3) 移動土塊が河川を閉塞した場合の下流の氾濫区域(D)は、数値シミュレーションによる設定を基本とし、氾濫の予想される地区の地形状況を勘案して、1次元河床変動計算、二次元氾濫計算により氾濫区域を設定する。二次元氾濫計算では、資産データの整理に用いるメッシュとできるだけ整合を図るものとし、 $50 \times 50m$ または $100 \times 100m$ を用いるこ

とが望ましい。

- 4) 河道閉塞の発生箇所が、土石流危険渓流等であり、かつ移動土塊の土砂量が当該渓流の計画流出土砂量と同等かそれ以下であれば、「土石流対策事業の費用便益マニュアル令和8年2月」に準じて設定することができる。
- 5) 対象河川が土石流危険渓流でなく、数値シミュレーションによる検討が適当ではなく、対象渓流が土石流危険渓流等ではない場合（移動土塊の到達範囲の溪床勾配が 2° 以上の場合に限る）には、土砂災害に基づく基礎調査（土石流）の手法に準じて、原則として河床勾配が 2° になる地点までの溪床及び溪床からの比高数 m 以内の平坦部を氾濫区域として設定してもよい。

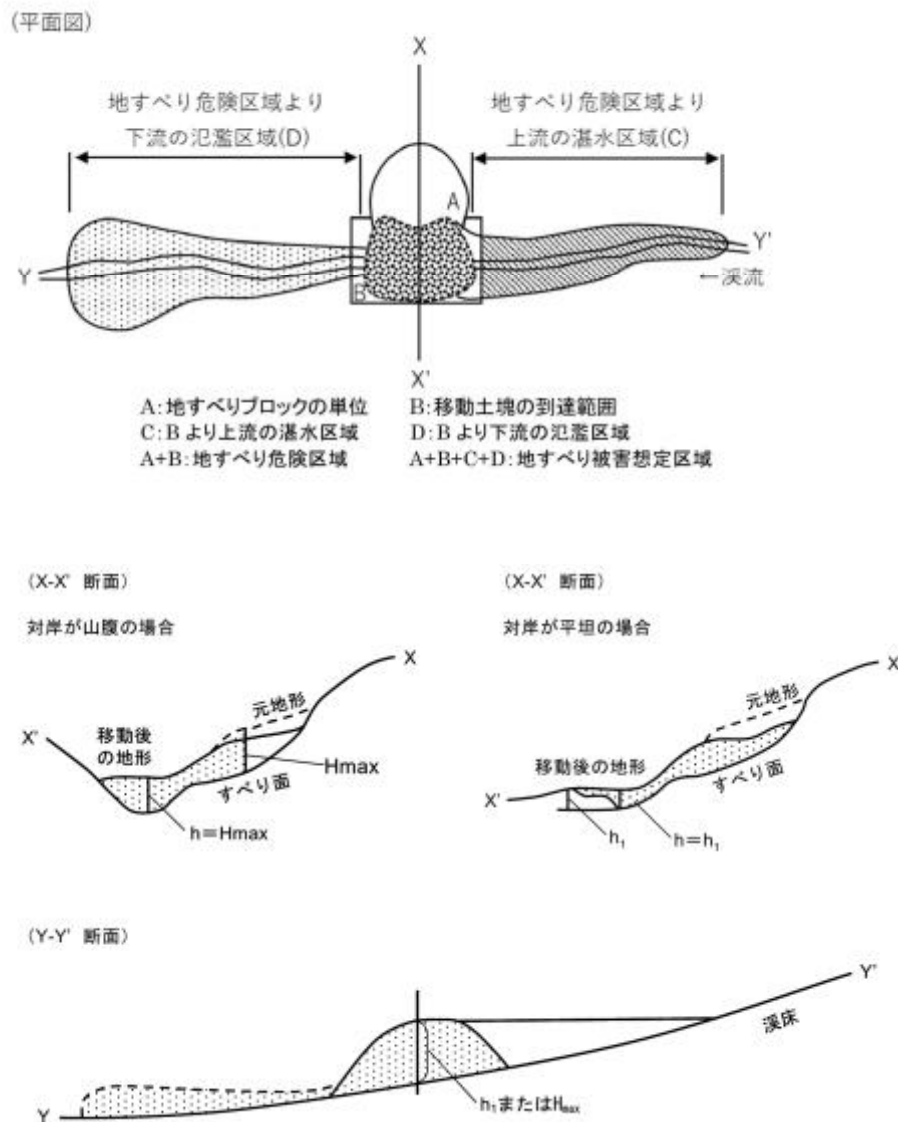


図2-11 地すべり土塊の到達範囲

2.4 精査

2.4.1 精査の概要及び目的

精査は、予備調査、概査の結果を確認し、地すべりの発生・運動機構を解明するものとする。

精査では、予備調査及び概査の補足を行う他、目的に応じて、①地質調査、②すべり面調査、③地表変動調査、④地下水調査、⑤土質試験等を行う。

<解説>

精査は、地すべりの機構を解析し、対策計画の立案を行うための資料を得ることを目的とする。解析は通常、運動ブロック毎になされることから、まず、地すべり地域をいくつかの運動ブロックに分割し、調査測線を設定する必要がある。防止施設の設計は安定解析をもとに進められるため、すべり面の形状・位置、及び各運動ブロックの運動状況を把握するために必要な調査項目を選定する。

精査時に把握すべき内容と調査項目を表2-2に示す。同表に示した内容は、予備調査及び概査の結果に基づいてあらかじめ推定し、必要性を再検討した上で各調査を実施することが重要である。

表2-2は、標準的な調査項目や内容を示したものであり、過去に調査が行われている場合や応急対策が必要な場合等、状況に応じて調査項目は異なるため、地すべりの状況に応じて調査項目を検討する必要がある。

なお、抑止工の設計等に際して必要な補足調査は、地すべり防止工事計画と合わせて立案し、適切な段階で実施する必要がある。

表2-2 把握すべき内容と精査項目

		把握すべき内容	調査項目											
			文献調査	地形判読	地形図の作成	現地踏査	地質調査		すべり面調査	地表変動調査	地下水調査	土質試験		
							ボーリング調査	物理探査						
通常の地すべり	予備調査	机上調査による地すべり地の分布、地質、地下水状況等の概況	○	○										
	概査	現地踏査により、精査計画の立案	○	○	○	○				△				
	精査	運動ブロックの分割	○	○	○	○	△	△	△	○				
		すべり面の形状及び位置					○	○	△	△				
		各運動ブロックの運動状況								○	○			
		土質定数等の工学的特性									○	△		

2.4.1.1 運動ブロックの分割

予備調査及び概査の結果に基づき、いくつかの運動ブロックに分割する必要がある。運動ブロックは精査結果により見直しを行う必要がある。

<解説>

地すべり防止計画は、一体となって移動している運動ブロック毎に決定される。したがって、解析は通常、運動ブロック毎になされる。

運動ブロックの分割は、地形、地質、想定される被害等を考慮して決定する。ブロック分割は、微地形と運動状況により行い、一つの頭部を含む斜面や引張亀裂に囲まれた斜面を一つの単位とする。

ここでいう運動ブロックの分割は、防止計画の策定に用いられるものである。細かく分割しすぎると防止計画立案の際の検討が困難なものになる恐れがあり、大局的にみてブロック分割をしたほうが良い場合もある。

2.4.1.2 調査測線の設定

調査測線は、地すべりの運動方向、地すべりの幅等に応じて設定する。

<解説>

調査測線は、地質調査、地下水調査等の実施位置を決定する基本となる測線であり、地すべりブロック毎に設定される。地すべりの幅が広い場合には、調査測線を複数設定する場合がある。

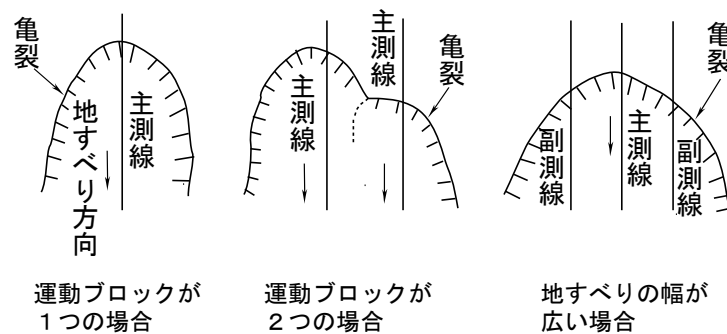


図2-12 調査測線の設定¹⁾

主測線は地すべり運動ブロックの地質、地質構造、地下水分布、地表変動及びすべり面等が具体的に確認でき、対策の基本計画及び基本設計を行うのに適した位置及び方向に設定される。主測線の断面は二次元の安定解析に用いられるものであり、調査測線は対策が過少にならないような位置で運動方向にほぼ平行に設定する必要がある。横断方向のすべり面形状が非対称と推定される場合は、すべり面の深さが最深となる位置とする。斜面上部と下部の運動方向が異なる場合は、折線とすることもある。

副測線は、特に地質構造及び地下水分布等の横断的もしくは平面的な状況を把握するため補助

的に調査する必要がある場合に設置する測線で、原則として主測線と平行に設定する。地すべりブロックの幅が100m程度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の設置を検討する。さらに規模が大きい場合は、別途検討を要する。

2.4.2 地質調査

地質調査は、地質、土質、すべり面等の状況を把握することを目的に実施する。

地質調査はボーリング調査を基本とし、必要に応じて弾性波探査、電気探査、自然放射能探査等を行う。

<解説>

地質調査においては、次の項目を明確にする必要がある。

1) 地すべり変動に関係すると思われる脆弱な地層、すべり面の分布

2) 主要な抵抗部となったり、地すべりの移動範囲を規制する抵抗部、支持力の大きな地層

また、地質調査では、主にボーリング調査が行われる。必要に応じて広域的な調査として弾性波探査等が併用されることがある。さらに、地質調査の結果に基づき再度現地踏査を実施し、地すべり地の地質構造や地質を確認することに加えてすべり面の深度・形状を推定することが必要である。

2.4.2.1 ボーリング調査

ボーリング調査は、地中から深度順に直接サンプルを採取し、地すべりのすべり面や地質及び地質構造を明らかにするために実施する。ボーリング調査においては、オールコアボーリングを原則とする。

<解説>

ボーリング調査は、地すべり移動層及び不動層の地質性状を確認することを主な目的とし、特にすべり面の位置・性状の確認が重要である。このため、オールコアボーリングを原則とする。

調査後にボーリング孔を利用して、次の調査を行うことが多いため、孔径については十分に検討することが必要である。

1) すべり面調査（パイプ歪計・孔内傾斜計・縦型伸縮計による調査、孔壁の観察）

2) 地下水調査（地下水位観測、地下水追跡、間隙水圧測定、地温測定、簡易揚水試験、地下水検層、その他の検層）

(1) ボーリング調査測線の配置と長さ

ボーリングは、地すべりの運動方向に設定した主測線に沿って、30～50m程度の間隔で、運動ブロック内で3本以上及びブロック外の上部斜面内に少なくとも1本以上の計4本以上行うことを原則とする。地すべりブロックの面積が小さな場合には、地すべり地の地質を把握するのに最適な位置に2本以上配置する。また、副測線でも50～100m間隔程度で必要に応じて行う。さらに、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、すべり面の形状

が複雑な場合には、別途補足のボーリングを行う必要がある。1本のボーリングの長さは、基盤を確認するのに十分な長さとし、すべり面下5mで掘削を終了することを原則とする。地すべりによっては、地すべり土塊内の岩塊を基盤と見誤る場合もあることから、少なくとも1本は深い深度まで掘削する事が望ましい。

図2-13には、複数のブロックからなる地すべりにおける測線及びボーリング配置の例を示しているが、規模の小さな地すべりの場合、主測線のみにおいてボーリングを実施することが多い。また、規模の大きな地すべりの場合、精査は例えば1年間といった短期間で終わることは少なく、ボーリング調査結果をふまえて機構解析が行われ、精査計画を修正していく。したがって、必ずしも当初計画どおりの位置でボーリングを実施しないこともある。ボーリング位置は地質断面図、すべり面等高線、地下水位等高線等の作成に資するようにその配置を決定する必要がある。

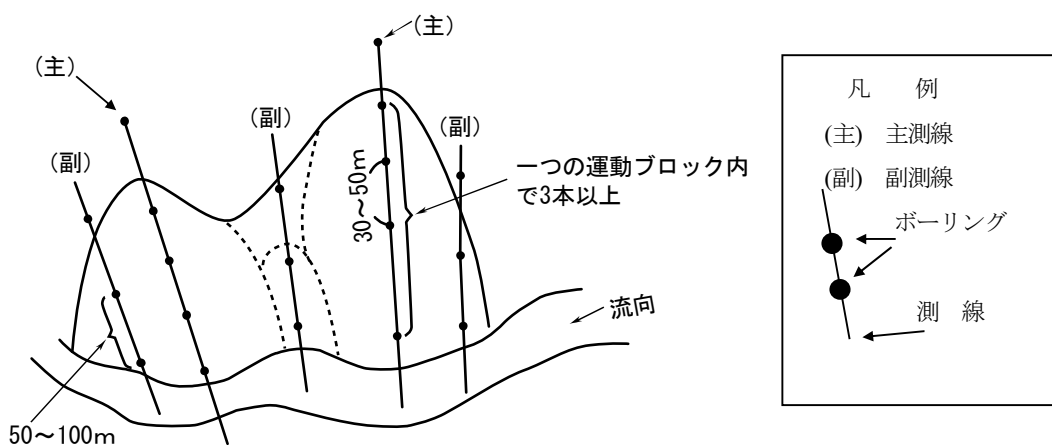


図2-13 ブロック毎の測線沿いのボーリングの配置⁷⁾を一部修正

地すべりブロックの層厚が推定不可能な場合は、原則として1本当りの長さを地すべりブロック幅の1/3程度と仮定し、掘進結果を参考にして長さを調整する。

すべり面の判定は、コア観察のみからでは困難な場合があり、地すべり縦断方向の地形形状や、隣接孔の結果等を考慮して掘り止めを判断する。

(2) 結果の整理

ボーリング調査の結果の整理においては、地すべり地の地質、土質やすべり面を検討する上で必要な項目について観察した所見をボーリング柱状図にとりまとめるものとする。

ボーリング柱状図の主要な点は、コアによる地質、土質の観察と掘削時の状況記事、掘進中及び最終の孔内水位(図2-49参照)、コア採取率である。また、岩盤中における調査では、風化の程度、亀裂の角度、層理面・片理面の角度、亀裂の量等の状況も観察し、その垂直的な分布についても記載する。地質、土質及びすべり面の観察は、経験豊富な技術者が行うものとする。すべり面及び地すべり土塊の性状の記録としてコア写真(カラー)を撮影する。コア写真は、正常な色が出るように3色または5色の標準色調板を貼布して撮影する。図2-14にボーリング柱状図の例を示す。

ボーリング調査結果は、「地質調査資料整理要領(案)」⁸⁾により整理、データベース化される。柱状図様式は「地すべり調査用ボーリング柱状図作成要領(案)」⁹⁾を参考に作成する。

ボーリング柱状図

調査名 平成18年度〇〇地区地すべり調査業務

事業・工事名

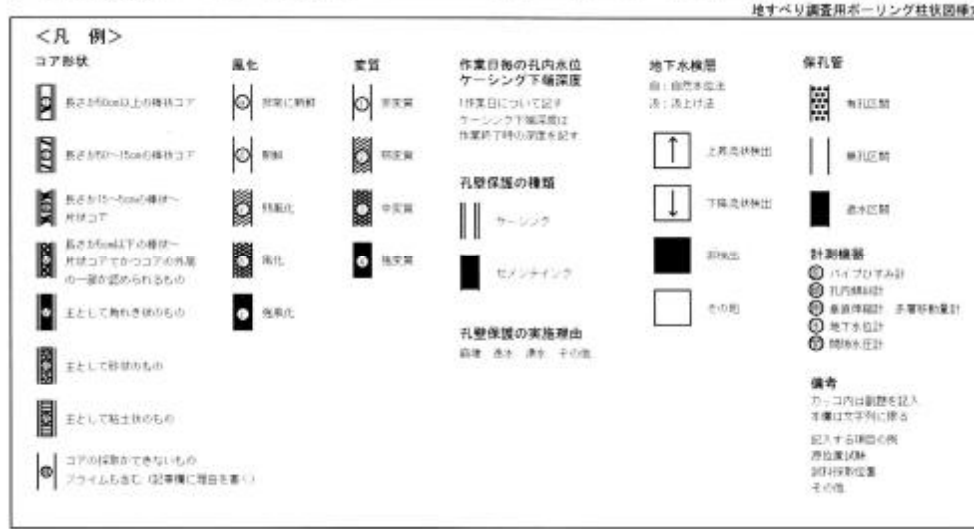
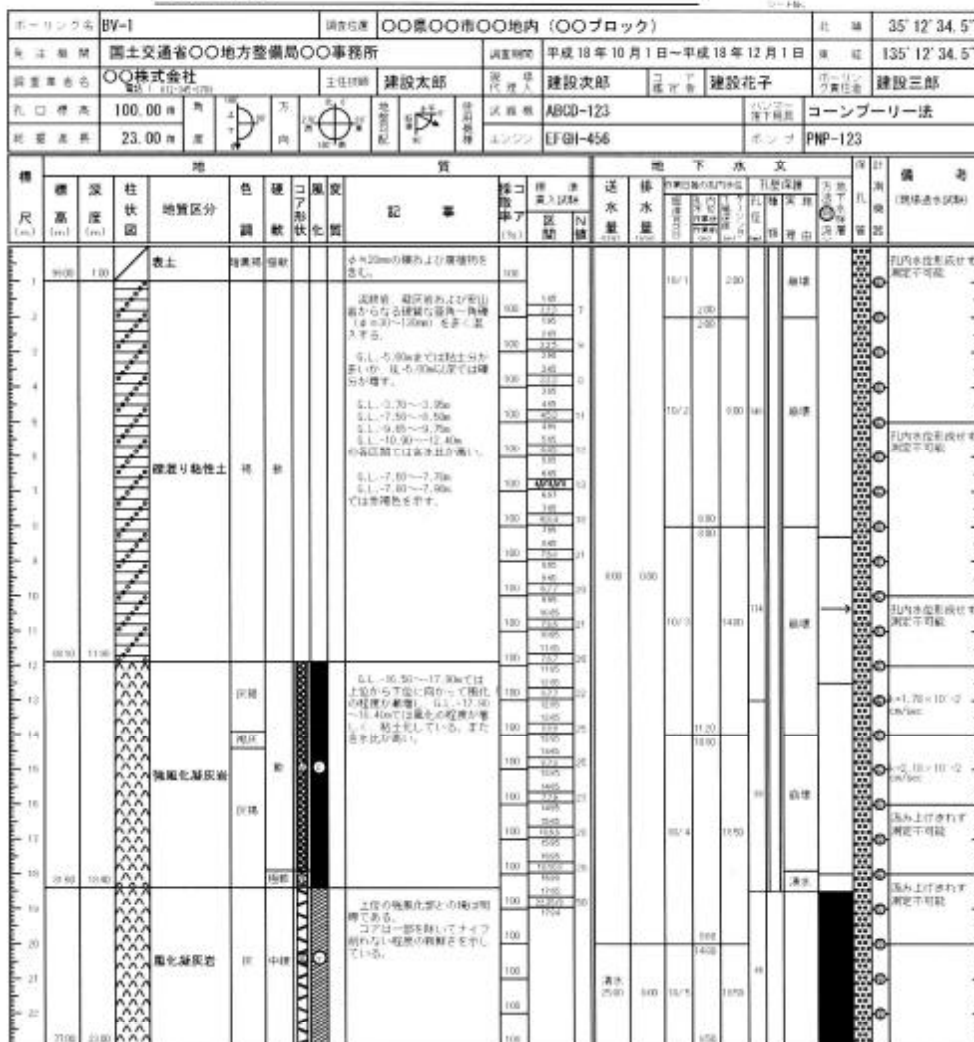


図2-14 ボーリング柱状図の記載例⁹⁾に加筆

(3) ボーリング孔を利用した調査

ボーリング掘進中においては、ケーシング未挿入の孔壁（裸孔状態の区間）を利用する等により表2-3に示す各種試験が行われる。

表2-3に示した試験は、地すべりの地盤特性の定量的な評価に用いられ、抑止工の設計、浸透流解析、応力歪み解析（FEM等）にも役立てられる。

表2-3 ボーリング孔内で実施される試験¹⁰⁾を一部修正

孔底地盤を利用する現位置試験	動的現位置試験	標準貫入試験、大型貫入試験、(Nベーン試験)
	静的現位置試験	深層載荷試験、ベーン試験、(孔内リングせん断試験)
孔壁地盤を利用する現位置試験	静的現位置試験	孔内水平載荷試験、(自己推進型動的プレッシャメータ試験) (孔内せん断試験、周面摩擦測定試験、孔内コーン貫入試験)
	すべり面調査	パイプ歪計計測、孔内傾斜計計測、縦型伸縮計計測、多層移動量計計測
その他の現位置試験		(地中応力測定試験、推進抵抗測定型サウンディング)
孔壁観察		孔内カメラ
物理検層	速度検層	P波検層、PS検層
	電気検層	比抵抗検層、自然電位検層
	放射能検層	自然放射能検層、密度検層、中性子検層
	その他	孔径検層、温度検層、ジオトモグラフィ、孔曲がり測定
地下水調査	水位・水圧測定	孔内水位測定、間隙水圧測定
	現場透水試験	オーガー法、チューブ法、ピエゾメータ法
	揚水試験	単井法、観測井法、簡易揚水試験
	岩盤地下水試験	湧水圧試験(JFT)、ルジオンテスト
	その他	地下水検層、水質調査、流向流速調査

2.4.2.2 物理探査

地すべりの範囲が広大で、地盤が比較的堅硬（中生層や古第三紀層など）で、しかも基盤の分布が著しく不整な場合は、弾性波探査を行って基盤の分布を推定するものとする。また、帯水層分布が複雑な場合は電気探査を用いてその分布を推定するものとする。

<解説>

物理探査は、地盤の物理的な量を測定し、物性や地下構造を求めることを目的として用いられるもので、地すべり調査としての実施例も多い。

(1) 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。

弾性波探査の方法には次のものがある。

- 1) 屈折法
- 2) 反射法

地すべりの調査技術として弾性波探査が用いられる場合には、そのほとんどがP波を用いた屈折法探査である。

弾性波探査（反射法探査を除く）で求められる弾性波速度値は、地質やN値、一軸圧縮強度等の工学的諸量との相関が良いことから、地すべり面の推定や対策工の選定、設計のための資料などとして用いられている。

表 2-4 各種物理探査の対比表

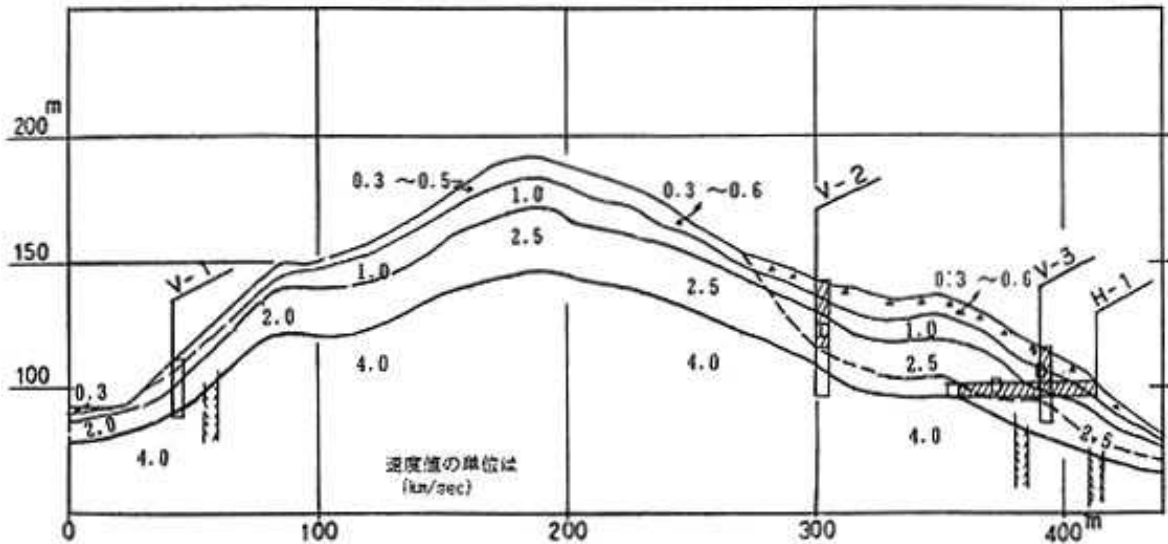
	弾 性 波 探 査	電 気 探 査	自然放射能探査
特徴	地中を伝わる波の伝播速度 (k m/sec)	大地の固有比抵抗値 ($\Omega - m$)	大地の放射能 (m γ /h)
探査深度	大 150~200m	小 50~100m	不可
探査項目	<ul style="list-style-type: none"> ・ 破砕帯の分布 ・ 地層の固結・風化の違い 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 水分地質の違い ・ 地層の固結・風化の違い 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 破砕帯の分布 ・ 火成岩の貫入構造
探査種の選定	<ul style="list-style-type: none"> ・ 全域 (調査地全域の概査) ・ 破砕帯地すべり等大きな地質構造に関係した地すべり 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 全域調査および部分調査 (主地すべりブロックの精査) ・ 第三紀層等の地すべり (地下水による地層の風化、粘土化に原因した地すべり) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 補助調査 火成岩と堆積岩からなる地すべり

表 2-5 各種物理探査の長所・短所

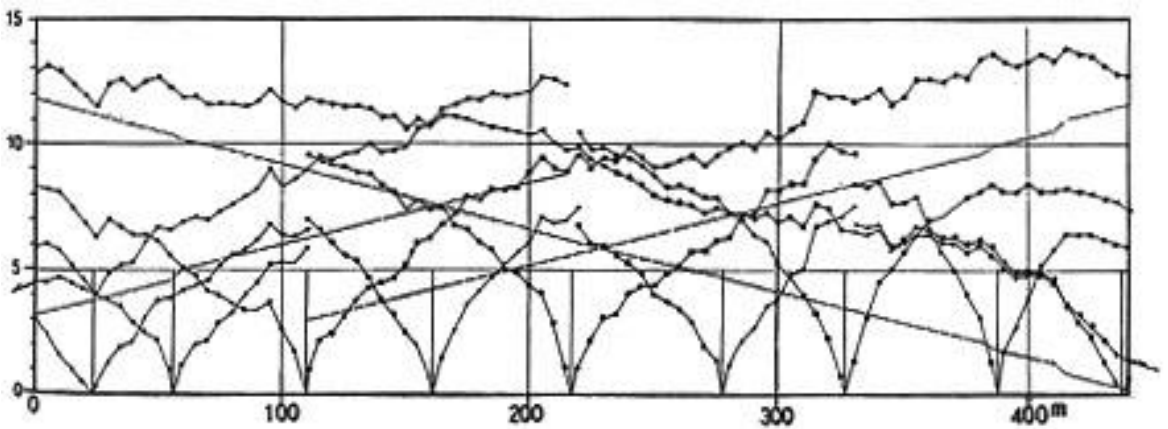
区 分	長 所	短 所
弾 性 波 探 査	<ul style="list-style-type: none"> ・ 破砕帯等地質構造を検出する。 ・ 基岩の分布状態を探るのに有利。 ・ 探査深度が深い。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 地下水の状態については解析できない。 ・ 硬岩層にはさまれた薄い軟岩層の分布は判定し難い。 ・ 探査する側線方向により地質構造が検出できない場合がある。
電 気 探 査 (垂直・水平)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 地下水状況の調査に向く。 ・ 地層の風化、粘土化を検出できることがある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 探査深度が浅い。 ・ 地形の影響を受けやすい。 ・ 周辺の高い、あるいは低い比抵抗値の地質の影響をうけ易い。
自然放射能探査	<ul style="list-style-type: none"> ・ 断層調査に有利 	<ul style="list-style-type: none"> ・ バックグラウンドのとり方が難しい。 ・ 気象条件、接地条件に影響される。

1) 屈折法

屈折法弾性波探査は、地盤構造を弾性波が伝わる速度の違いとしてとらえる手法である。弾性波速度からは地盤の硬軟などの工学的情報を得ることができ、その構成状況から地質構造等を推定することにも利用できる。通常、地すべりを含む土木・建設分野では弾性波探査といえば屈折法探査のことを指す。



(1) 速度層断面図



(2) 走時曲線図

図2-15 屈折法弾性波探査の例¹⁾

2) 反射法

反射法弾性波探査は、地表で衝撃波または連続波を発生させ、地下の反射面（音響インピーダンスの変化する境界面）から反射して地上に戻ってくる反射波を、地表に展開した受振器で測定し、解析して地下反射面の深度分布、地下構造を探査する方法である。反射法でもっとも特徴的なのは、共通反射点（CMP）重合という方法でデータ処理を行うことで、微弱な反射波を強調させ、各共通反射点ごとに反射波形を並べること、視覚的に地下構造がイメージできる点にある。

反射法地震探査の中で深度数10～数100mを対象としたものを、浅層反射法地震探査（浅層反射法）と呼ぶ。反射法は深い地層の油田探査等を目的として使われていたものであるが、受信器間

隔を短くし高周波数の波やS波を振源に用いることで、比較的浅い地層の調査にも適用されるようになった。浅層反射法により、すべり面を反射面の分布として検出することが可能のため、地すべりへの適用についても一般的な手法になりつつある。

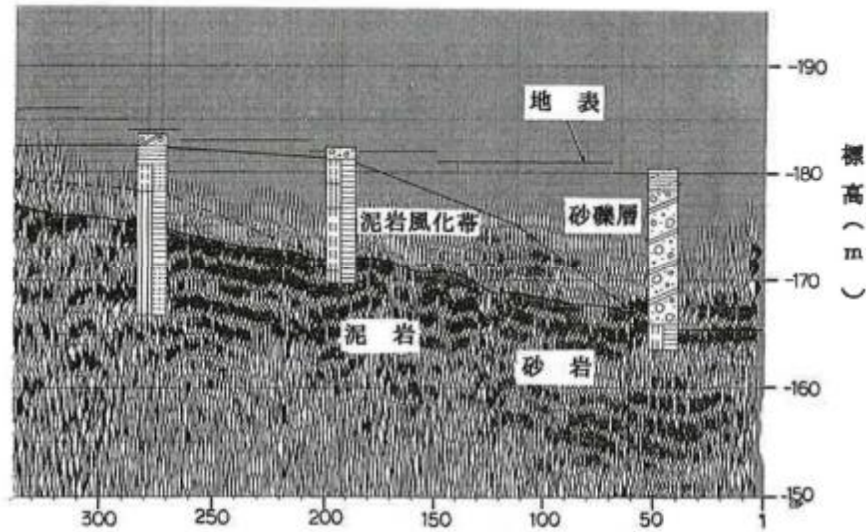


図2-16 浅層反射法の例¹⁾

(2) 自然放射能探査

地山を構成している岩石類には、ウランやトリウム系統等の放射性元素が含まれていて、これらは崩壊の過程で不活性気体のラドンやトロンが生成される。これらの不活性気体もまた放射性元素であるが、地下の断層や亀裂帯を通過して地上に散逸する。これらの放出する放射性元素を地表で計測し、その量が多い箇所は、地山内に断層や破碎帯が存在する可能性が高いと推察するものである。

そこで地表の各地点における自然放射能を測定し、その特に高い場所を求めて、この地域の断層や破碎帯の位置を推定することが可能となる。しかしながら、表土の厚さ、地表面の攪乱の程度、放射能鉱物の有無、地下水賦存の状態、降雨などによってその値が相当影響されるので、測定及び解析にあたっては十分な注意が必要である。

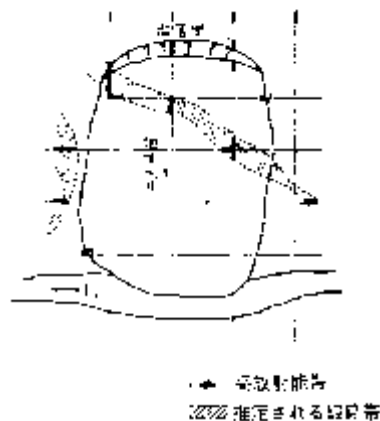


図2-17 自然放射能探査例¹⁾

(3) 電気探査

電気探査には2つの方法があり、人為的に地盤に電流を流して地盤内の電気的特性の変化によって発生する電位の変化を計測する比抵抗法と、地盤内に発生している自然電位を計測する自然電位法がある。地すべり調査では、一般的に比抵抗法が用いられるが、地層の変化、あるいは同一地層においても、含水・非含水によって電気的特性が変化することから、電気探査結果からのみ地層の状態を知ることは困難であり、ボーリング結果等と併用して電気探査結果を評価する必要がある。

比抵抗法には垂直探査法と水平探査法の2種がある。垂直探査法では、電極間隔 a を漸次拡大移動して地下の見かけの比抵抗 ρ を測定し、解析は得られた見掛け比抵抗曲線 ($\rho - a$ 曲線) から、測点直下の深度方向(垂直方向)の比抵抗分布を求める方法である。水平探査法は、電極系全体を一定の電極間隔に保ったまま設定された測線上を等間隔で順次移動し、測線沿いの地下一定深度の見かけ比抵抗を測定して、その水平方向の比抵抗の変化から地下の状態を推定する方法である。

また、新しい電気探査法として普及する傾向にある比抵抗法2次元探査は、測線上に多数の電極を設置し、電極間隔を種々変えて地下の電気抵抗を測定する。得られた見かけ比抵抗断面図は地形や地中の不均質性の影響を受けた見掛けの断面図で、地下の真の比抵抗の分布を表わしていないことから、比抵抗2次元探査では、この擬似断面を2次元逆解析で真の比抵抗分布図に変えて、精度と表現力を大幅に向上させている。高密度電気探査等は、比抵抗法2次元探査の範疇に入る。

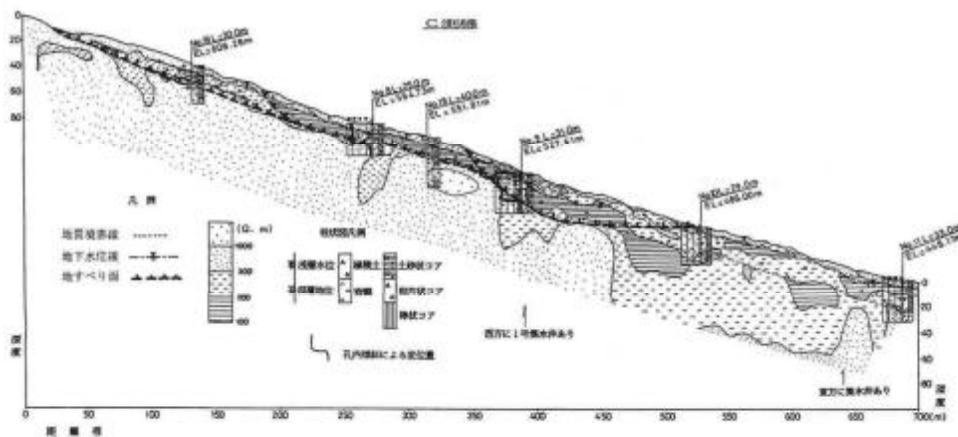


図 2-18 高密度電気探査結果の例¹⁾

※ ジオトモグラフィー解析

ジオトモグラフィー (Geotomography) は、医療分野で人体の断層写真を得るために使用されている。

X線CT (X-ray computer tomography) スキャナと同様な原理にもとづいて、地盤内部の物理的な性質を断面像として描き出す調査法である。ジオトモグラフィー解析は、ボーリング孔や横坑を利用して、調査地域を取り囲むように、測定点を配置し、地球物理学的なデータを収録し、それらのデータを解析することによって地盤内部の物性分布を画像化できるものである。近年のコンピューター技術の開発により、物理探査 (主に弾性波探査・電気探査) における有効な解析法の一つとして用いられている。

ジオトモグラフィー解析の特徴は、

- 1) いわゆる地表からの探査法に比べ、地下の探査対象地域の極近傍で測定を行い、データを取得するので、精度の高い探査結果が得られる。
- 2) 探査対象を取り囲むように多くの方向から地盤内部状況に関する多くの投影データを取得するので、従来の方法に比べ詳細な（分解能の高い）地盤内部の情報が得られる。
- 3) 探査の結果得られる断面像をカラー表示するなどして、地盤内部の物性分布を非常にわかりやすく画像化することができる。

などの点がある。

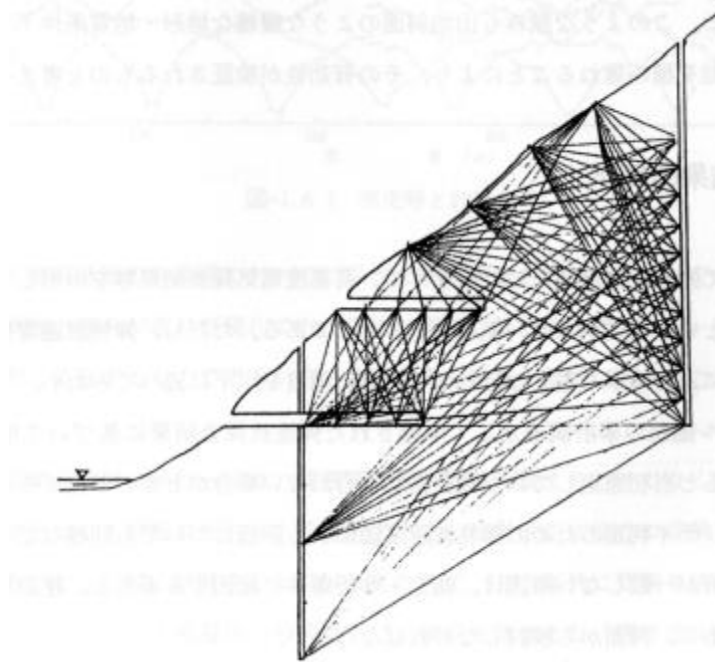


図2-19 地表-ボーリング孔-試掘横坑を利用したジオトモグラフィーの例¹¹⁾

2.4.3 すべり面調査

すべり面調査においては、すべり面の判定を行うものとする。

すべり面の判定は、ボーリング調査と機器（すべり面測桿、パイプ歪計、孔内傾斜計、孔内伸縮計、多層移動量計等）による計測等の結果を用いて総合的に行う。

<解説>

すべり面調査の方法には、ボーリング調査による方法に加えて、計測機器による方法がある。計測機器による方法には、すべり面測桿、パイプ歪計、孔内傾斜計、孔内伸縮計、多層移動量計による方法があり、すべり面の判定にあたっては地質調査による方法と計測機器による方法の結果を用いて総合的に行う必要がある。なお、パイプ周囲の間詰め不良により計測の精度を損なうことが多いので、計測機器によるすべり面調査に用いるボーリング孔を地下水位観測孔として併用しないことが望ましい。

2.4.3.1 ボーリング調査による判定

地質調査によるすべり面判定では、一般に以下の方法が行われている。

<解説>

(1) ボーリング掘進中の判定

地すべり移動の活発な地域では、掘進中に孔曲りが発生し、掘進毎に同一深度で抵抗を感じたり、半月形のコアが採取されたりすることによって、すべり面の位置が確認できることがある。

(2) ボーリングコア観察による判定

ボーリングコアの観察によってすべり面の位置を推定する。ボーリングコアの観察にあたっては、色調、亀裂の形状・量、風化状況、粘土層等について観察を行い、総合的にすべり面を判定する。

すべり面付近は移動に伴って破碎されていることが多い。時には、鏡肌（スリッケンサイド）や条痕、コアへの木片の混入が見られることもあり、このようなコアの状況に着目する必要がある。

地すべり土塊の鉛直方向の構成を図2-20に模式的に示す。すべり面は粘土化し、透水性が小さく、暗色を呈する一方、移動層は透水性が大きく褐色系の色調を呈することが多い。ただし、地下水の分布状況、地すべり土塊内の位置（頭部、末端部等）によっても異なることに留意する必要がある。

一般に、すべり面は「基盤岩と崩積土」あるいは「風化基盤岩と基盤岩」のように、ある特殊な境界面にすべり面が形成されることが多く、均一土塊の中にすべり面が発達することは少ない。すなわち、地すべりのような巨大な土塊が運動するためには、地中にすべり面になりうるような弱線部が存在する必要があると考えられる。

すべり面の形成される位置について、移動土層の材料や地下水位の位置によって分類した例を図2-7に示す。

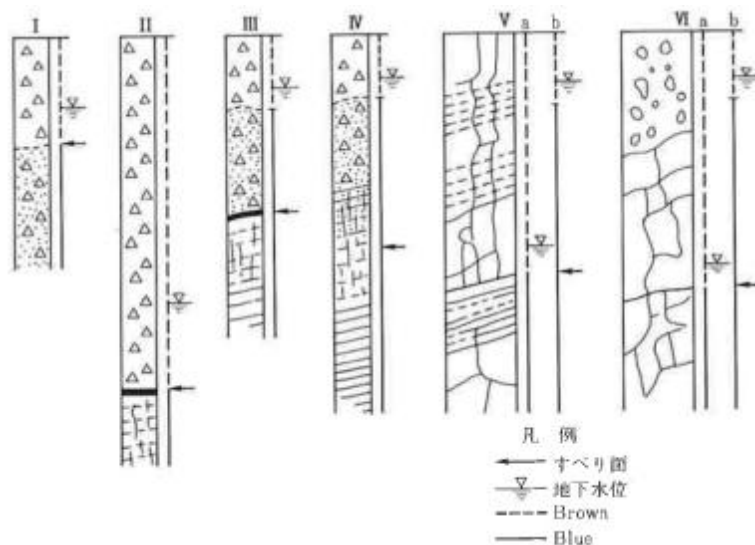


図2-20 すべり面の位置による地すべりの分類¹³⁾

- I型：崩積土中の褐色層と青色層の境界にすべり面が形成されるもので、すべり層の厚さは10m未満である。豪雨時や融雪時にしばしば浅い流層状のすべりを起こす例もみられる。
- II型：厚い褐色層の崩積土層が、基盤岩上をすべるもので、地下水位の変動は大きく、突発的な地すべりを起こすものが多い。
- III型：移動層は褐色・青色の二層よりなる崩積土で、基盤岩上をすべる。地下水位は高く、緩慢な動きを示すすべりが多い。
- IV型：III型に類似するが、すべり面が風化度の差異による風化境界面にある。
- V型：層理面、地層の境界面にすべり面が形成される風化岩層のすべり。図2-14に示すように、相対的にa, bの2つのタイプに細分される。
- VI型：岩盤中の層理面にすべり面が形成されるもの。

潜在的なすべり面など判定が困難なケースも多いが、上記の観点ですべり面候補を抽出しておき、他の地下水状況や観測計器等による調査結果から、総合的に判定するケースも多い。

コアの観察によりすべり面を判定する際の留意点としては、次の項目が挙げられる¹⁴⁾。

- 1) 軟弱粘土層の存在
- 2) 崩積土の下面
- 3) 風化岩あるいは岩盤上部
- 4) 異種の岩石などの境界部
- 5) 岩盤中の軟弱挟み層あるいは破碎部の存在
- 6) 堆積岩中における堆積構造の乱れの存在
- 7) 地すべり規模、形態とすべり面深度の相関

また、ボーリング孔壁の観察結果（孔壁写真、展開図等）がある場合には、積極的に活用し、コアと同様の観点ですべり面判定に活用する。

2.4.3.2 計測機器による判定

これまで紹介した計測機器の性能を表2-6に示す。すべり面調査においては、すべり面の位置（深度）及び変位量の把握がなされる。「すべり面の位置（深度）、測定間隔」欄には、計測間隔の最小値を記載した。「測定範囲」欄には実際に測定可能な深度の最大値を記載した。また、すべり面における変位量は、精度と最大の測定範囲を示した。いずれも標準的な値であり、製品によって異なる。現地への機器の設置にあたっては、各製品の仕様を確認しておく必要がある。表2-6に各計測機器の一般的な性能を示したが、計測精度の良いもの、測定範囲が大きいもの良い計測機器ということではない。すべり面調査では、連続計測の可否、設置の容易さ、耐久性、積雪による影響等を考慮し、現場の状況に応じて適切な計測器を選択して、継続的に観測を行うことが重要である。

孔内伸縮計および多層移動量計のすべり面における測定範囲は、地上部でのワイヤ余長を利用してメンテナンスを施すことにより、さらに大きい変位を測定することができる。

表2-6 各種計測機器類の性能

	計測項目			
	すべり面の位置（深度）		すべり面における変位量	
	測定間隔	測定範囲	精度	測定範囲
すべり面測桿		制限なし	(測定不能)	
パイプ歪計	1.0m	50m程度	(間接的には可能)	
孔内傾斜計	0.5m	50m程度	1.0mm	3~10 cm程度
孔内伸縮計	(測定不能)			200 cm程度
多層移動量計	1.0m	30m程度		200 cm程度

(1) すべり面測桿による判定

標準的なものは図2-21に示すように径2~3cm程度、長さ50cm程度の測定管をワイヤーで孔底に下げておき、孔がすべり面で極端に変形すると測定管が引き上げられなくなるので、すべり面の位置が推定できる。また、上から別の測定管を挿入した場合には、測定管が挿入できなくなるので、すべり面の位置が推定できる。

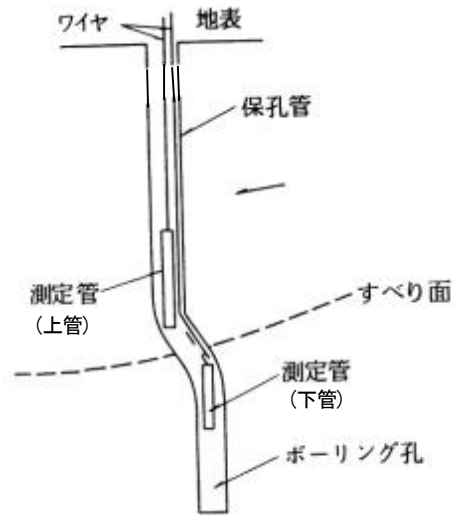


図2-21 すべり面測桿によるすべり面の判定

(2) パイプ歪計による判定

パイプ歪計は、歪ゲージを塩化ビニールパイプに貼り、パイプを継ぎながらボーリング孔内に挿入し、歪ゲージと接続した電線を地上に取り出して、地すべりによってパイプが変形した際に生ずる量を歪指示計によって測定するものである。図2-22にパイプ歪計の概要を示す。

パイプ歪計は地中の動きをとらえる感度が高く、すべり面深度の把握に有効である。パイプ歪計は、普通1mの塩ビ管等のパイプ毎に1対（2枚のストレインゲージ）ないし2対のゲージをパイプ外周の180度反対位置に貼り、ゲージの歪を計測するものである。ゲージの方向は、地すべり運動の方向に一致させるのが原則で、運動方向が明らかな場合は1方向2ゲージを使用するが、運動方向が確定できない場合や停止中の地すべりには2方向4ゲージを使用する。

また、パイプ歪計をボーリング孔に設置するとき、孔壁とパイプの間隙は砂等を用いて完全に充填することが必要である。なお、ゲージの測定は1～2回/月を標準とするが、地すべりの動きにより測定間隔を縮めたり延ばしたりしてもよい。データロガーを設置して、連続的データを収集することも可能である。

解析に用いる測定値は、パイプ歪計設置後1週間後のものから利用することを原則とする。計測の結果は、変動累積図に整理し、表2-7に示す判定基準等によってすべり面と判断する。ただし、測定値の変動が顕著であっても、累積傾向のないものはすべり面と判定できない。逆に、ひずみ量が小さい変動であっても、累積性のある深度はすべり面の可能性が高く、継続観測が必要である。

測定結果は、歪変動累積図、深度別歪変動図に整理し、雨量などのデータを併記して表示する。図2-23に最深部からの歪量の累積値を時系列で表示した例を示す。

パイプ歪計は移動量を直接測定する方法ではなく、一般にはすべり面深度の把握を目的とするケースが多い。移動量を知る必要がある場合には、他の変位計測器を用いる必要がある。歪計と同一孔に孔内伸縮計を併設し、互いに補完することもよく用いられる方法である。

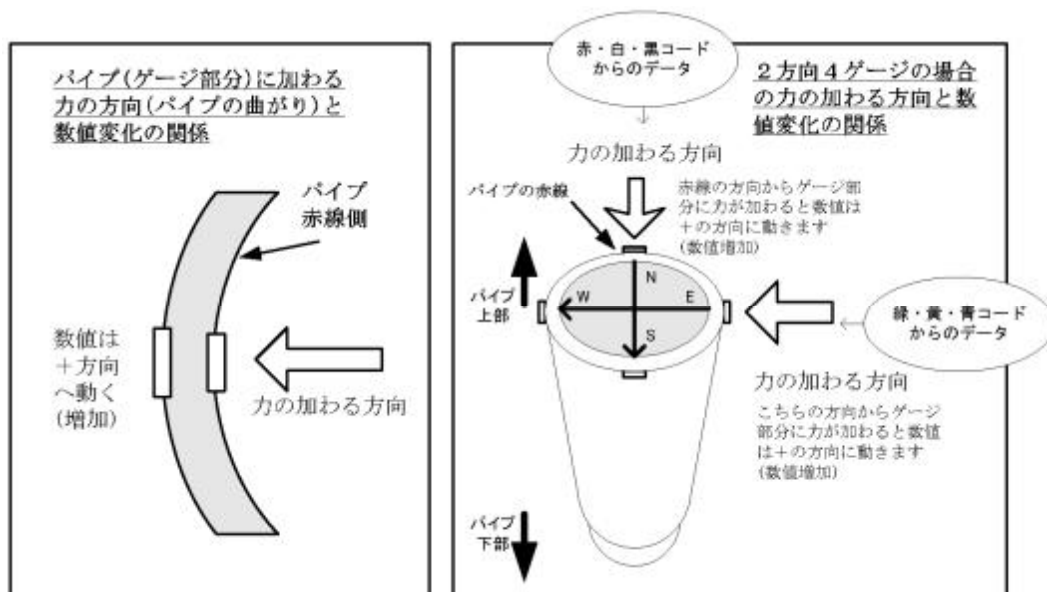


図2-22 外力の加わる方向と測定値の数値変化の関係¹⁵⁾

表 2-7 パイプ歪計観測結果による地すべり判定基準²⁾を一部修正

変動種別	累積変動値 (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		変動判定	滑動性ほか
変動 A	5,000 以上	顕著	累積	あり	確定	顕著に活動している岩盤～崩積土すべり
” B	1,000 以上	やや顕著	累積	あり	準確定	緩慢に活動しているクリープ型地すべり
” C	100 以上	ややあり	累積 断続 攪乱 回帰	あり	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
” D	1,000 以上 (短期間)	なし	断続 攪乱 回帰	なし	異常	すべり面なし 地すべり以外の要因

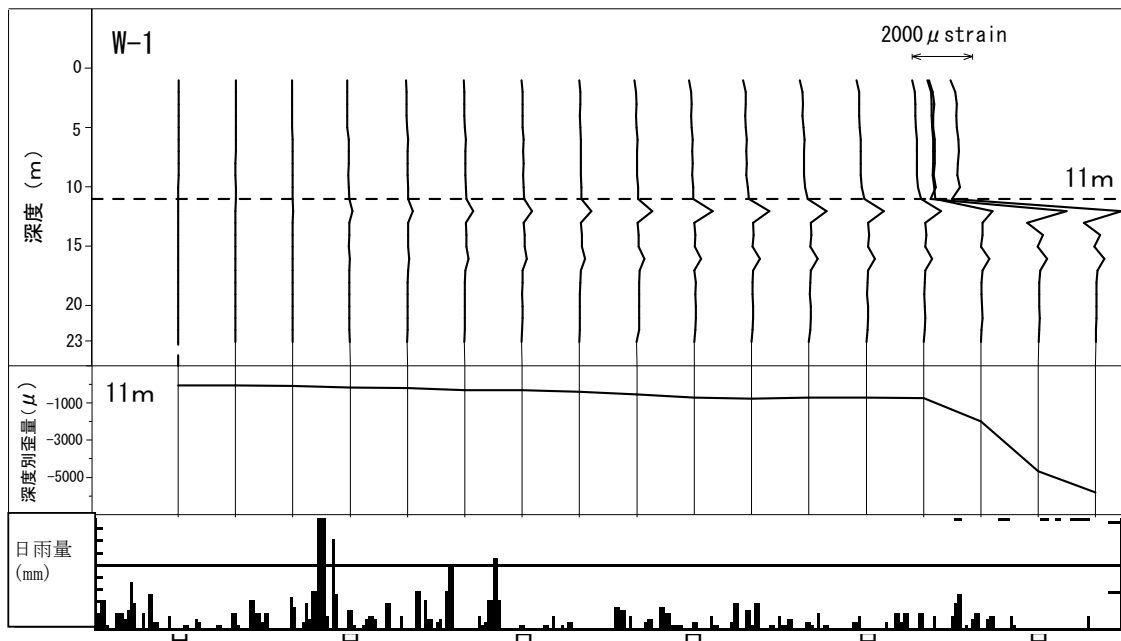


図 2-23 パイプ歪計による歪変動累積図の例

(3) 孔内傾斜計による判定

孔内傾斜計は、ボーリング孔内に傾斜計測用のガイドパイプを挿入・設置し、ガイドに沿って傾斜計を挿入して上下に移動させ、ガイドパイプの傾斜角を測定する方法である。

すべり面付近の水平移動量を測定できる観測計器であり、その値はプローブの傾斜角から換算する。孔曲りが激しくなると計器を挿入できなくなることが欠点であるが、ほぼ連続的にボーリング孔の曲がりによる形状の変化を追跡することが可能である。図2-24に挿入型孔内傾斜計の概要を、図2-25に計測結果の表示例を示す。

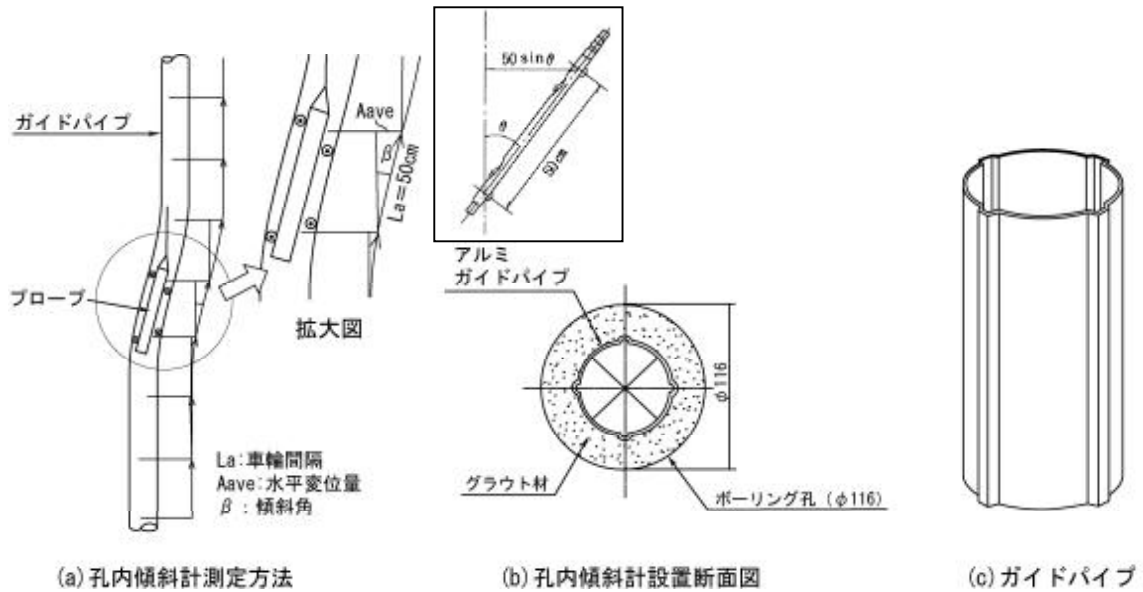


図2-24 挿入型孔内傾斜計の概要図¹⁶⁾に加筆

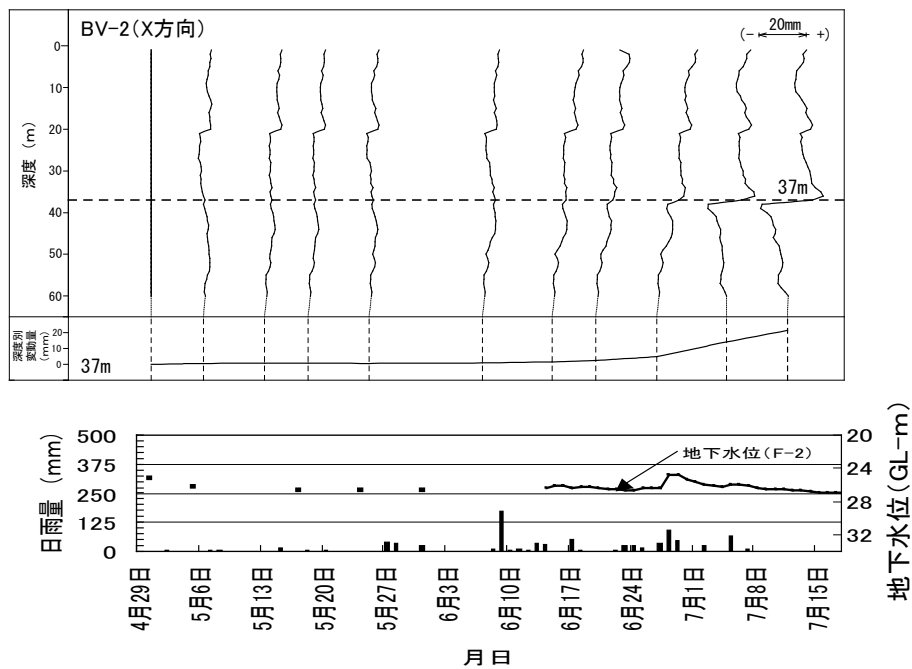


図2-25 孔内傾斜計による変動累積図の例

測定結果は、孔底からの傾斜量の積分で表現され、その曲りが著しくかつ歪みが累積する位置をすべり面と判定する。測定間隔は原則として1.0mとする。

計測にあたりセンサ部が温度による影響を受ける恐れがあるので、温度変化の少ない地中内部にセンサ部を一定時間保持した後に計測を行う必要がある。また、金属が腐食するような環境ではステンレス製ガイドパイプ等の耐食性材料を選定する必要がある。

孔内傾斜計は、孔内のすべり面深度に孔内傾斜計を固定し、傾斜や変形を測定する設置型のタイプも用いられている。図2-26にその設置の概要を示す。

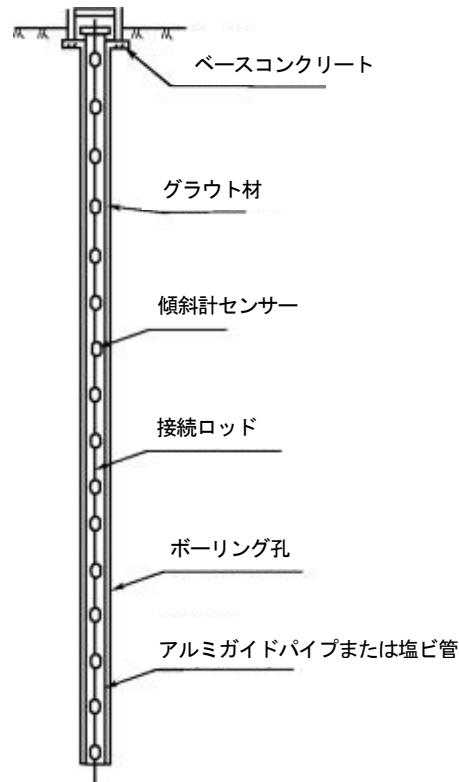


図2-26 設置型孔内傾斜計の設置全体図¹⁶⁾を一部修正

(4) 孔内伸縮計による判定

本方法は、基本的には地すべり移動量の測定に用いられる地表面伸縮計をボーリング孔内に鉛直方向に1本もしくは複数設置したものであり、すべり面を挟む上下の層の変位を直接測定するものである。

ボーリング孔底にワイヤの先端部を固定し、それを地上に導いて、このワイヤの伸縮量を地上で測定する。地すべり頭部においては沈下のため圧縮傾向を示すことがある。図2-27にその概要を示す。積雪により地表変動調査が困難な場合は、地表面伸縮計の代用とすることがある。また、パイプ歪計は移動量を把握することが困難であることから、同一孔に孔内伸縮計を設置して、これを補うことが行われる。

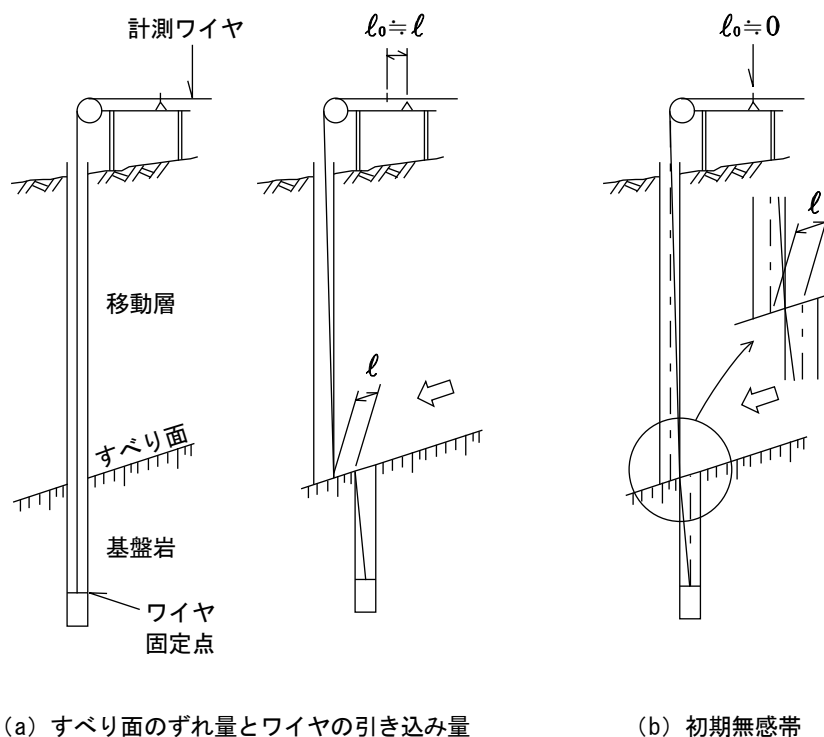


図2-27 孔内伸縮計の概要図¹⁶⁾

(5) 多層移動量計による判定

多層移動量計によるすべり面の計測方法は、すべり面深度が不明な場合、多くのすべり面が存在する場合、大変位を示す場合等に用いられる。

この手法は、地中内の各深度にワイヤの先端を固定しておくことによって各ワイヤの伸びを計測し、すべり面深度とその移動量を調べることができる。地上部はおよそ高さ1.0m、幅0.5m、長さ0.5mの大きさの測定台に、滑車ごとステンレスのメジャーが設置されている。各深度から導かれたワイヤはこの測定台を通過し、重りあるいはバネによって一定の荷重で引っ張られており、各深度のワイヤの伸びが直接測定できるようになっている(図2-28)。測定結果は、横軸に日付を記載し、縦軸に深度ごとの累積伸縮量が記録された時間累積図が作成され、すべり面の位置判定がなされる。

図2-29にその地上計測部の構造を示す。

また、ワイヤ先端の固定点を可動とし、上下1組の短管に生じる変位を合わせて測定可能な差動伸縮計（図2-30）が開発され、本県で設置例がある。

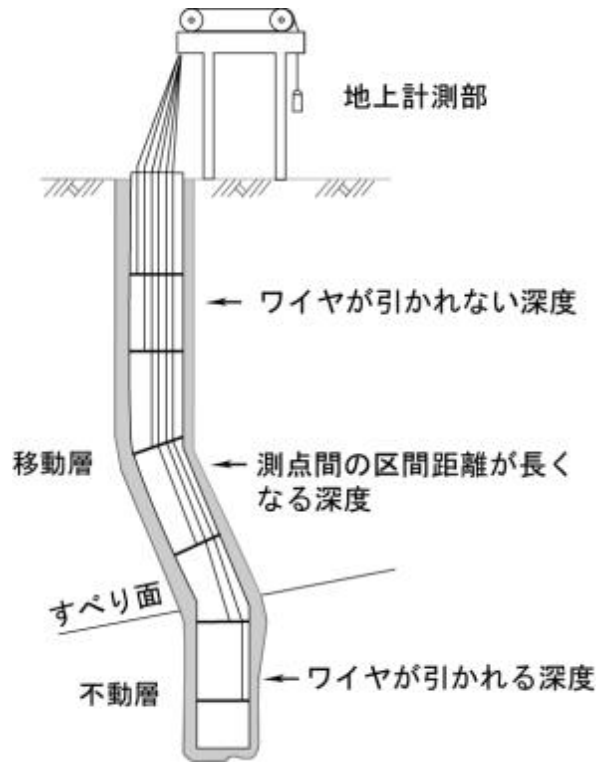


図2-28 多層移動量計の概要図¹⁷⁾

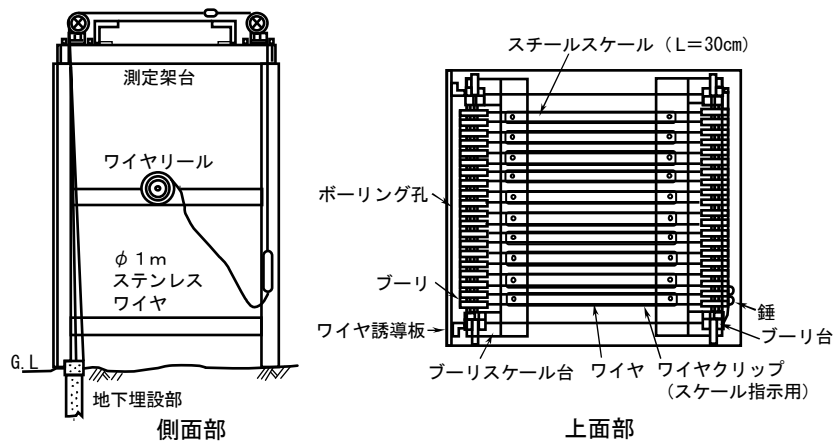


図2-29 多層移動量計計測部¹⁷⁾

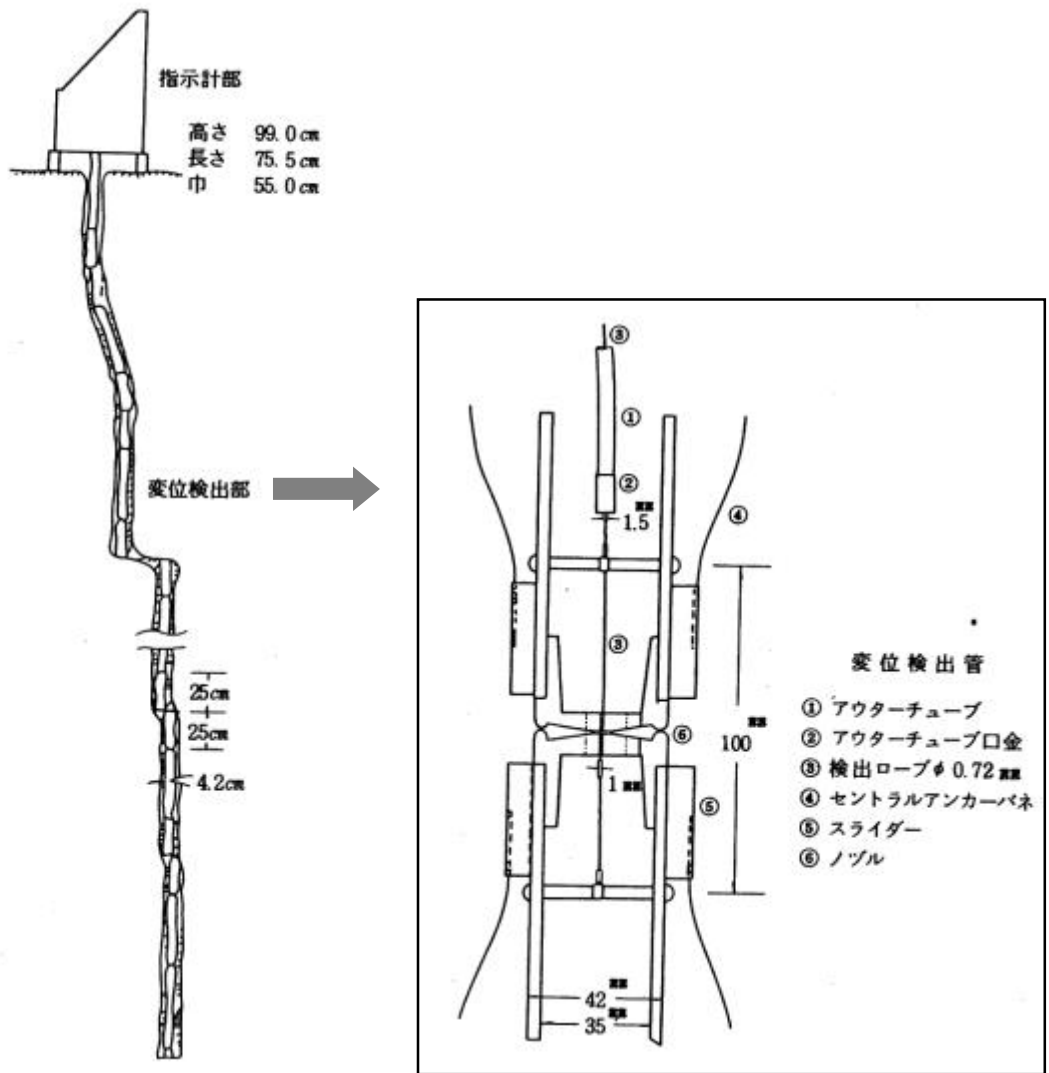


図 2 - 3 0 差動伸縮計の概要図

2.4.4 地表変動調査

精査時に行う地表変動調査は、地すべり発生・運動機構を把握することを目的に、地表面伸縮計、地盤傾斜計、地上測量、GPS測量等により、地表に発生した亀裂、陥没、隆起等の変動を計測することにより行う。

<解説>

一般的な地表変動調査の方法としては次のものがあり、その目的は図2-31に示すとおりである。

- 1) むき板
- 2) 地表面伸縮計による方法
- 3) 地盤傾斜計による方法
- 4) 測量による方法
 - ① 地上測量
 - ② GPS測量等

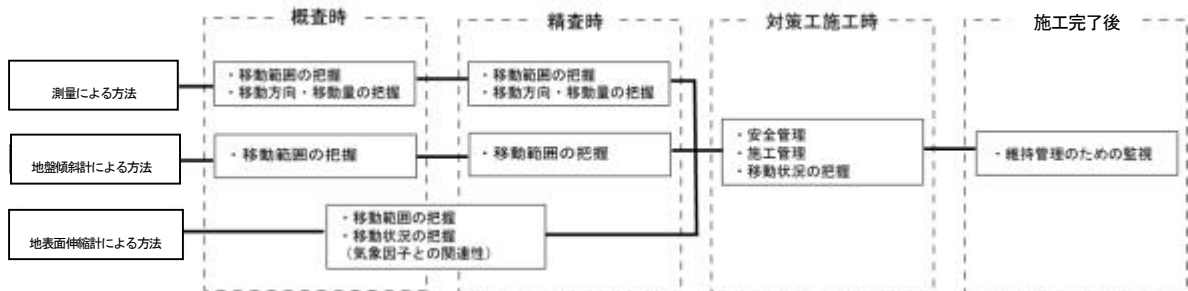


図2-31 地表変動調査の目的と方法

調査目的は、概査時、精査時、対策工施工時、施工完了後の各段階で異なる。特に精査時と施工完了後では大きく異なる。精査時は、地すべり機構の把握を目的とするのに対して、施工完了後は地すべり地及び対策工の維持管理が主目的となる。

2.4.4.1 むき板による調査

地盤に亀裂が発生した場合の簡易な計測手法であり、計測機器調達までの応急対応の場合や、施工時の安全管理施設としてしばしば用いられる。

<解説>

むき板は、応急的に移動量（水平、鉛直変位）の計測（図2-32）ができる。また、構造物等に亀裂等が発生した場合には、ピンの間隔の測定等も実施される。

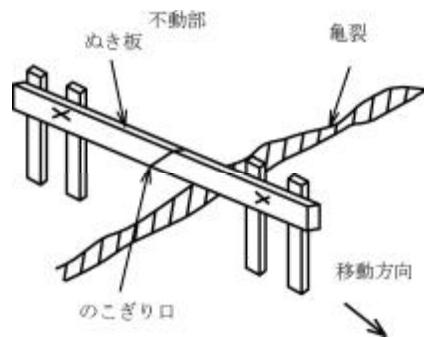


図2-32 ぬき板による計測例¹⁸⁾

2.4.4.2 地表面伸縮計による調査

地表面伸縮計は、地すべりによる亀裂や段差をはさむ区間の伸縮量を測定する計器である。計器は、各調査測線に沿って地すべりの運動方向に設置することが望ましい。

<解説>

地表面伸縮計の観測値は、連続的に自記記録される。次項の地盤傾斜計の場合も同様であるが、観測期間は融雪、梅雨、台風期等をカバーするように計測し、降雨等に対する地すべりの移動特性が把握できるよう、1年以上の長期観測を継続して実施することが望ましい。

図2-33に地表面伸縮計の設置方法を示す。このうちインバー線の固定杭は、固定するのに十分な断面を有する材料とし、1m以上打込みを行う。設置スパンは原則として1.5m程度以下とする。また、草木の接触や温度変化によるインバー線の伸縮を極力防止するため、塩ビ管等で保護する必要がある。この際、保護管がインバー線に接触しないよう注意する必要がある。地すべり頭部の位置が不明である場合や地すべり全体の移動状況を把握するために、地表面伸縮計を主測線に沿って連続的に設置することもある。

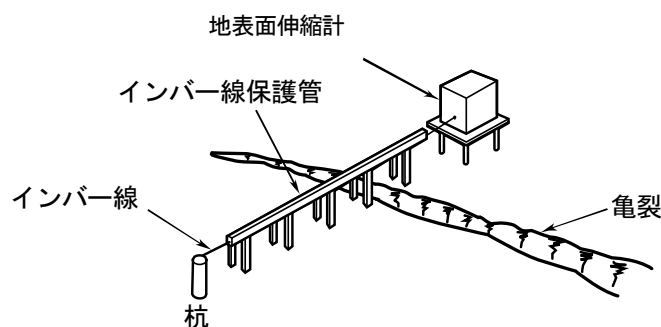


図2-33 地表面伸縮計設置概略図¹⁾

調査の結果は、縦軸に累積地表面伸縮量、横軸に日時をとり、降水量または地下水位と対照できる図に整理する。図2-34に測定結果のとりまとめの例を示す。表2-8に示した判定基準等と比較できるように、データを整理する方法も有効である。

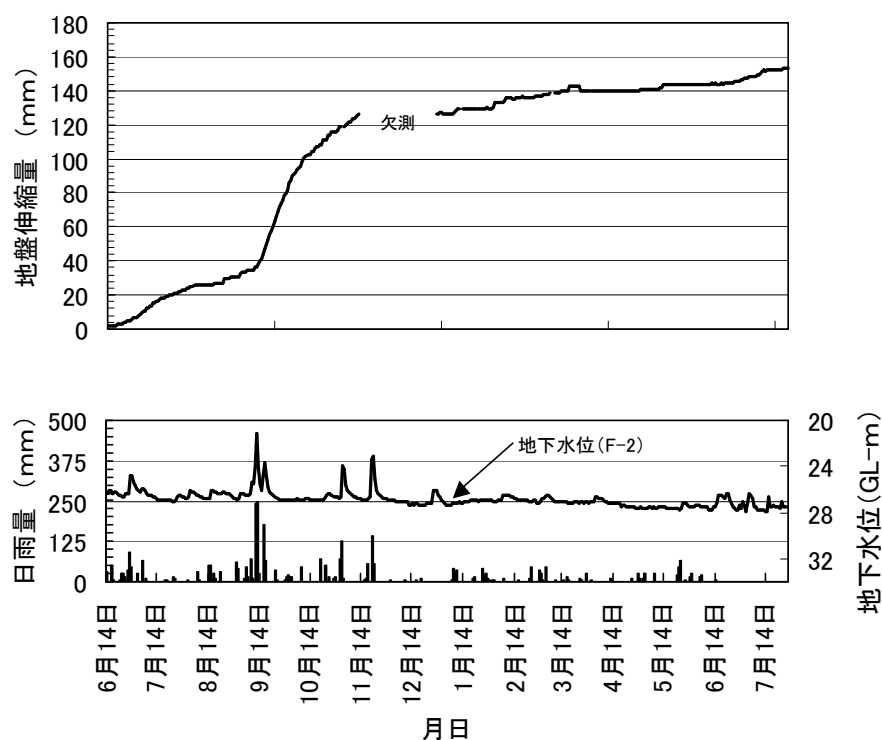


図 2-34 地表面伸縮計測定結果の整理例

表 2-8 地表面伸縮計観測結果による地すべり判定基準²⁾を一部修正

変動種別	日変位量 (mm)	累積変位量 (mm/月)	一定方向への累積傾向	総合判定	
				変動判定	活動性ほか
変動 A	1 以上	10 以上	顕 著	確 定	活発に運動中、 表層・深層すべり
” B	0.1~1	2~10	やや顕著	準 確 定	緩慢に運動中、粘質土・ 崩積土すべり
” C	0.02~0.1	0.5~2	ややあり	潜 在	継続観測が必要
” D	0.1 以上	な し (断続変動)	な し	異 常	局所的な地盤変動・ その他

地表面の変状が明瞭でない場合には、地表面伸縮計等を用いて引張り、圧縮の変位量を計測することによって移動範囲を確認する必要がある。通常、地表面伸縮計は、引張亀裂をまたいで移動土塊側と不動地側にかけて設置される。しかし、頭部の変状範囲が認められない場合や、移動範囲の拡大が懸念される場合には、上方斜面にまで地表面伸縮計を設置する必要がある。このような場合、図 2-35 に示すように遷急線や遷緩線を目安とし、複数の地表面伸縮計を連続して設置する。

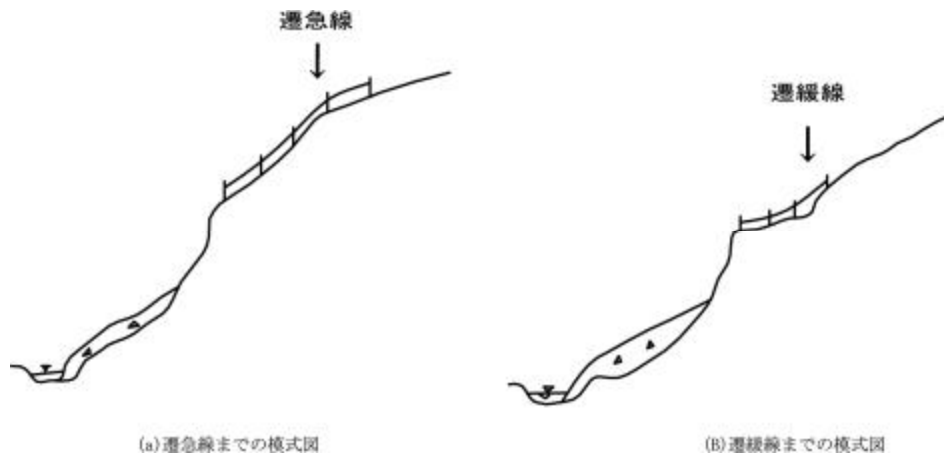


図 2-35 地表面伸縮計の設置範囲⁵⁾

地表面伸縮計設置の注意事項として、変位量が大きく測定不能に陥ることが予想される場合には、バネ等を用いて反力を得るタイプの機器を選定するなどの工夫が必要である。また、地表面伸縮計が測定不能になった場合や、危険度が高まり地すべりに近づけなくなった場合を想定して、ターゲットを用いた斜面の監視を検討する必要がある。

2.4.4.3 地盤傾斜計による調査

地盤傾斜計は、地すべり地内のほか、主測線沿いの運動ブロックの上方斜面にも設置して、地すべりの拡大の可能性を検討するために行うもので、必要に応じて運動ブロックの両側にも設置する。

<解説>

地盤傾斜計を設置する台は、まず地表上を約20cm程度掘削し、図2-36に示すようなコンクリートブロックを打設し、表面にガラス板を張って水平に仕上げ、これを設置台とする。この設置台は計器格納用の木箱で覆っておく必要がある。傾斜計には、水管式と電気式に大別される。水管式では、測定は2本の傾斜計をN-S、E-Wの2方向に直交させて行い、傾斜計は主軸（分度板のついた軸）をN、E側として設置する。

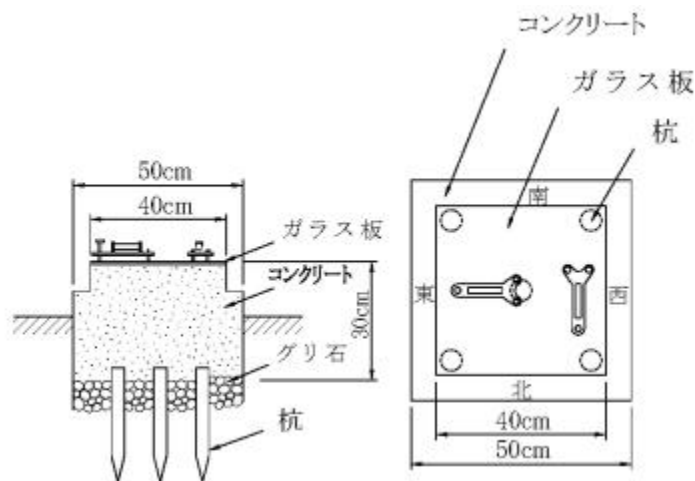


図 2-36 地盤傾斜計設置例¹⁹⁾に加筆

地盤傾斜計の設置箇所選定にあたっては、地すべりの特徴を十分考慮する必要がある。一般に、地すべりの傾斜運動は図2-37に示すような特徴がある。また、局部的な変動が発生しやすい箇所に地盤傾斜計を設置すると、地すべり変動以外の傾斜運動が観測されることになる。したがって、次のような箇所は地盤傾斜計設置を避けることが望ましい。

- 1) 二次的小崩壊が懸念される箇所
- 2) 表層が安定していない崩壊地
- 3) 急傾斜地および急傾斜地の肩部
- 4) 亀裂やガリーの近傍、・大きい樹木の近傍

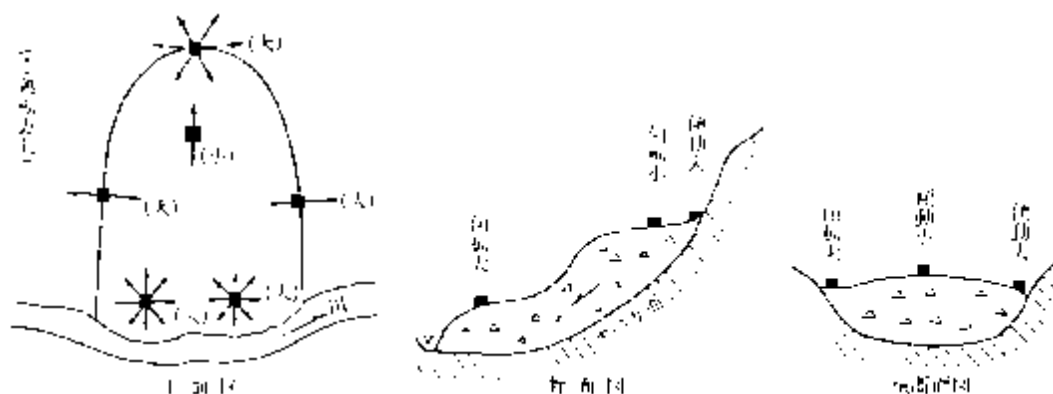


図2-37 地すべり地の傾斜運動傾向¹⁹⁾

調査結果は、縦軸に傾斜累積量、日傾斜変動量、横軸に期日を取り、降雨量や地下水位と対照できる図に整理し、傾斜累積速度、日平均傾斜変動量を計算する。図2-38に測定結果のとりまとめの例を示す。地すべり運動発生の有無は主としてその累積性にあり、その活動状況は変動量により把握される。表2-9に示す判定基準等により、地すべりの変動状況を判断する。

地盤の傾斜は、その設置位置によって地盤傾動の様相が変わるため、地すべり運動の大きさを推定することは非常に困難である。しかしながら、地盤傾斜計は鋭敏な観測機器であるとともに、ある地点における地盤運動の時間的変化を判断するのに有用な観測機器であり、すべり面形状の推定に貴重な情報が得られる。図2-39にすべり面形状と地盤傾斜の一例を示す。(イ)平面すべりと(ハ)岩盤すべりとの違いは、後者において往々にして冠頭部に陥没帯が形成される点である。(ロ)の円弧すべりでは、末端部の圧縮亀裂の部分を除き、地表が一様に山側に傾くことによりそれと認識できる。(b)の複合すべりの場合には、地表亀裂の入り方が複雑であり、部分的に円弧すべりと誤認するおそれがある。また、(イ)の平面すべりのように、地盤傾斜を伴わないすべり面形状があることにも注意を要する。

図2-40は、すべり面の傾斜角による側方亀裂の現れ方の違いを示したものであり、すべり面の傾斜角が地表面よりも急な場合、地すべりブロック側が下側に段差を生じ、逆の場合には移動層側が隆起を示す。

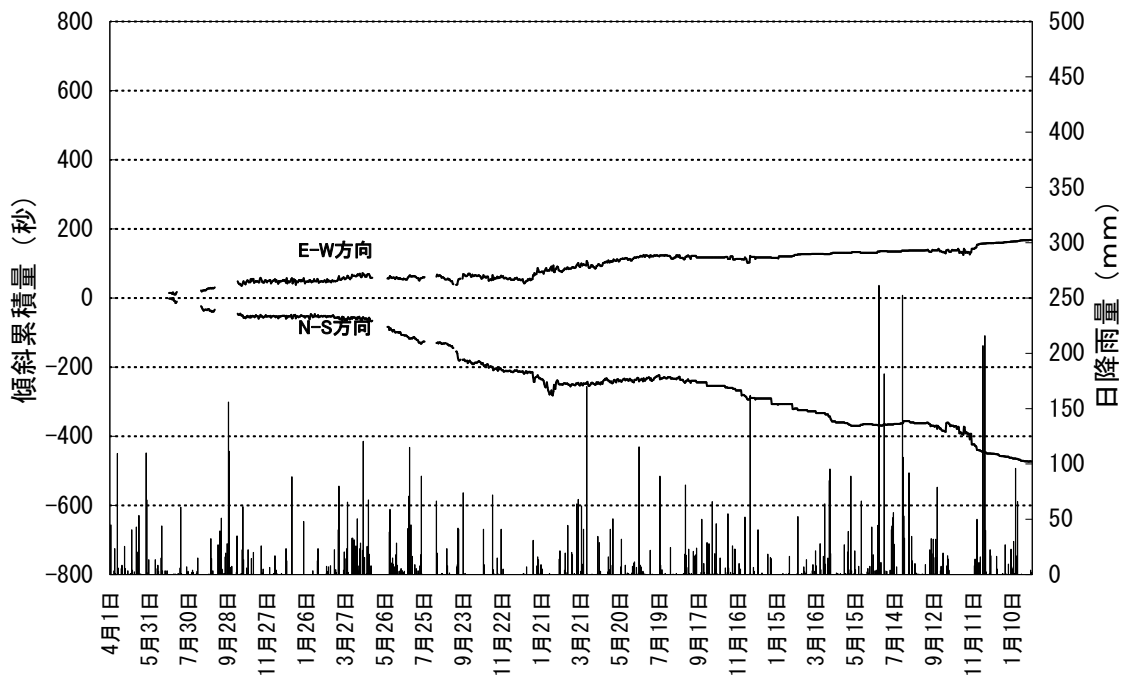


図 2 - 3 8 地盤傾斜計測定結果

表 2 - 9 地盤傾斜計観測結果による地すべり判定基準²⁾を一部修正

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
〃 B	1~5	20~100	やや顕著	あ り	準 確 定	緩慢に運動中
〃 C	1 以下	20 以下	ややあり	あ り	潜 在	継続観測が必要
〃 D	3 以上	な し (断続変動)	な し	な し	異 常	局所的な地盤変動・その他

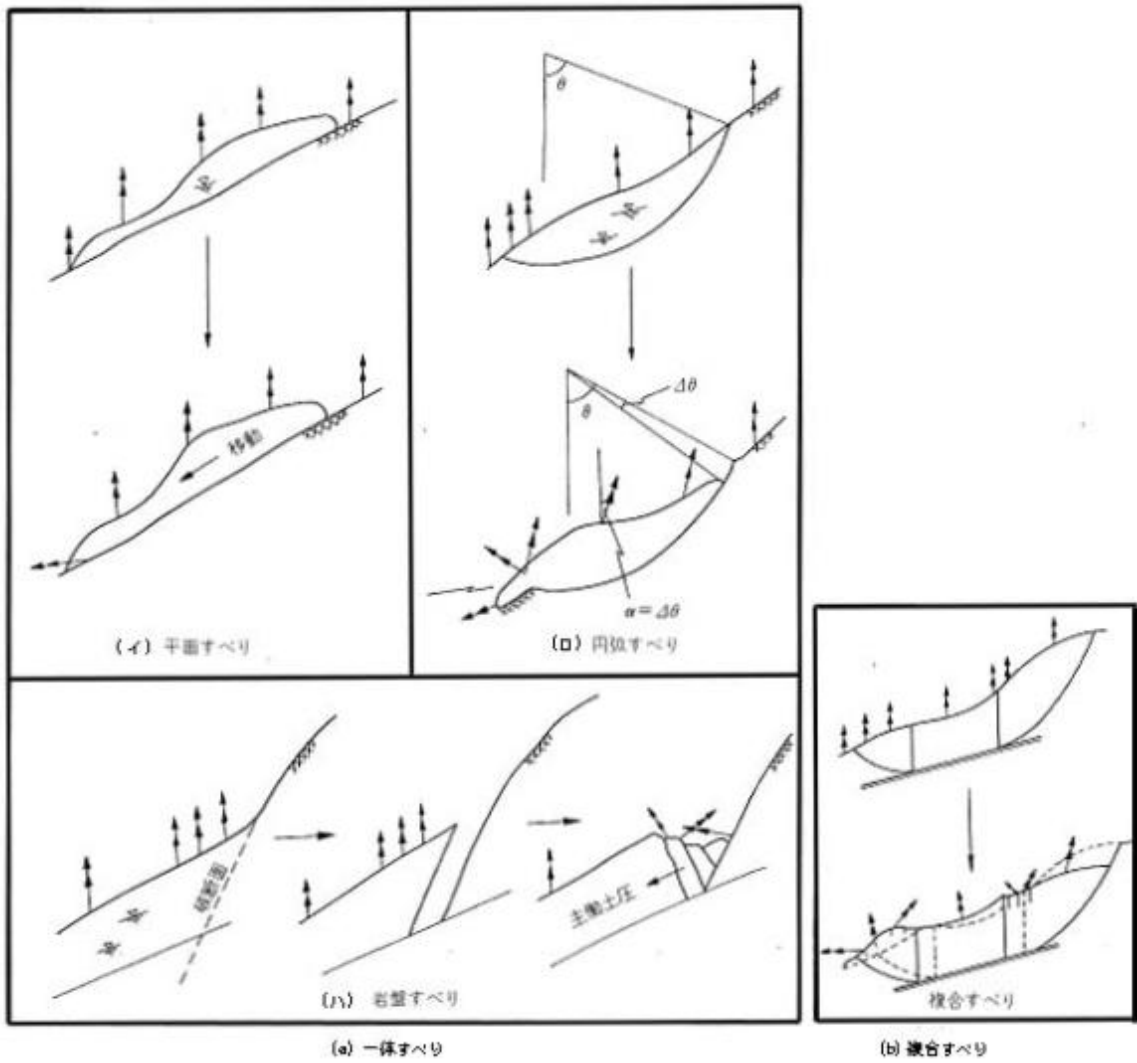


図2-39 すべり面形状と地盤傾斜の一例²⁰⁾

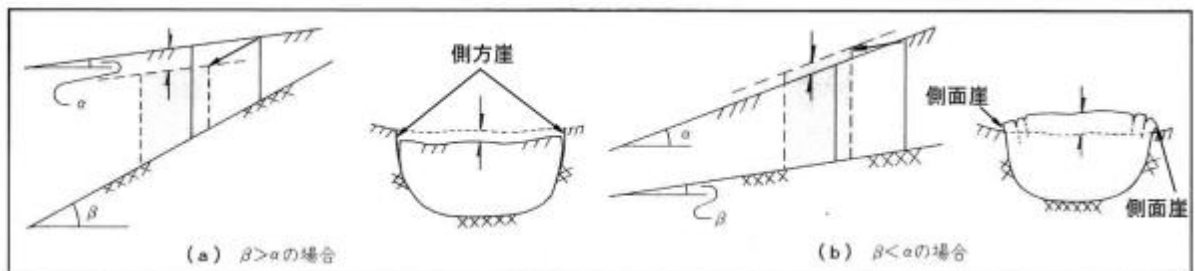


図2-40 すべり面傾斜角 β と地表面傾斜角 α による側方部の段差²⁰⁾

2.4.4.4 移動杭による調査

移動杭は、地表に設置した固定点の座標変化を測量により計測するものであり、地上測量およびGPS測量による方法がある。

<解説>

植生等障害物状況の制約条件により精度が異なることから、現地状況や経済性を考慮して計測方法を選定する必要がある。GPS測量は、自動観測とすることが可能となっている。

(1) 地上測量による方法

地上測量による調査は、主として地すべりの運動方向や範囲が不明瞭な場合や運動の激しい場合に実施される。

地上測量による調査には、地すべり運動地域外の固定点を基準とする横断見通し測量やトラバース測量、空中写真による測量等がある。

地上測量による方法は、可能な限り横断見通し測量とする。地形的に見通しの悪い地すべり地ではトラバース測量を行うが、精度を向上させるために、結合トラバースとなるよう基準点を配置することが望ましい。

図2-41にトラバース測量による移動杭測量の結果を示す。同図は、地すべり運動の分布によるブロック区分と、それらの運動方向を確認できた例である。

運動の活発な地すべり地では、一定期間ごとに写真を撮り、これを利用して測定する方法やターゲットを設置したノンプリズム光波測量も有効である。

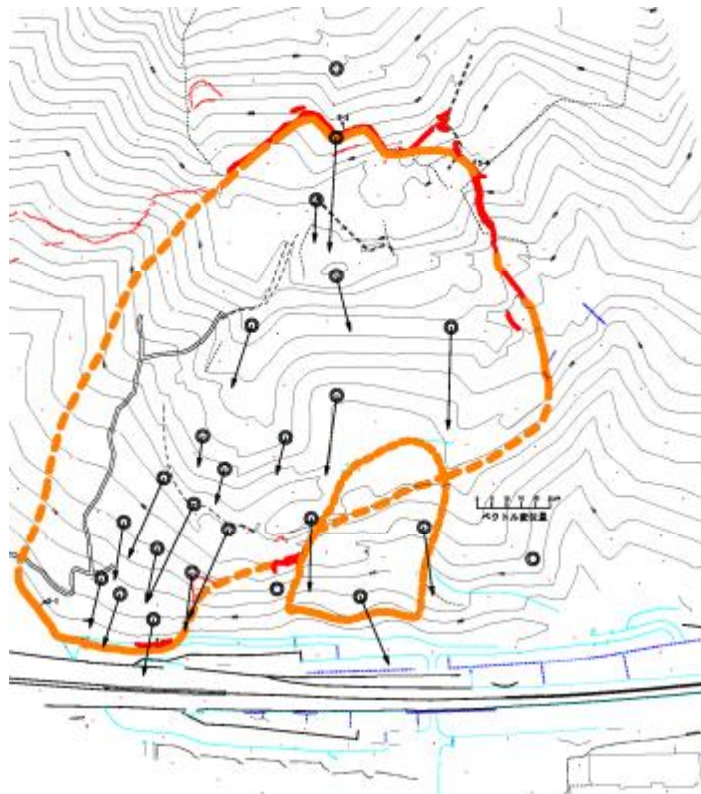


図2-41 移動杭測定結果の例

(2) GPS測量による方法

GPS測量は、主として地すべり運動方向や範囲が不明瞭な場合、広範な地すべり地で長期間移動量観測を行う必要がある場合、地すべり運動地外の固定点を確保することが困難である場合等に行うものである。

この方法は、複数の人工衛星を用いて観測点の3次元座標を自動的に測量するシステムで、図2-42に示すとおり、宇宙部分、利用者部分、制御部分からなり、観測点間の見通しを必要としないことや、天候の影響が少なく、夜間観測が可能なこと、長時間の連続観測ができることなどの利点がある。測量の誤差は、人工衛星の個数等にもよるが、約±5～10mmある。但し、衛星の数が少ない場合や、天空の見通し状況が悪い条件下では計測精度が低下する。GPS測量は、一回ごとの測定誤差が大であっても、連続観測を行うことで傾向を把握することができる。自動計測により警報発令も可能であり、警戒避難体制の一部として取り入れられている例もある。

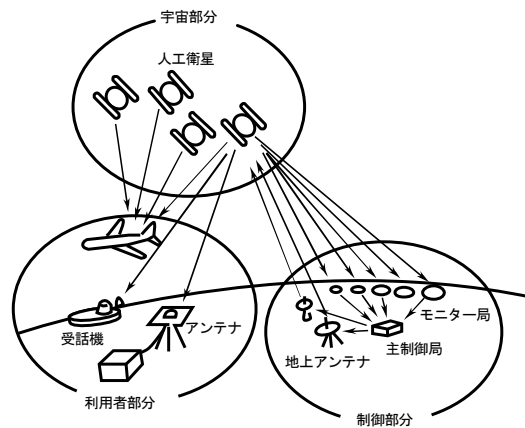


図2-42 GPS測量概念図²⁾¹⁾

2.4.4.5 その他の計測機器による調査

(1) 光ファイバーセンサによる方法

光ファイバーを通過する光は、温度・ひずみ・曲げ等によって特性（光の強さ・周波数・波長等）が変化するため、光ファイバー自体がセンサとしての機能を有する。光ファイバーセンサーは、電源が不要、落雷や電磁波に強いなど、野外計測に適しているため、斜面監視への適用に関する研究が進められている。現在は、電気式計測機器に変わるものとして、変位計・傾斜計・水位計・方位計・温度計などが実用化されている。地すべりの計測に関しては、地表面伸縮計・地盤傾斜計・パイプ歪計・水圧式水位計などが開発されつつある。また、1本の光ファイバーで多点計測が可能という利点を生かし、地すべりの面的な活動状況把握手法についても検討²²⁾が進められている。

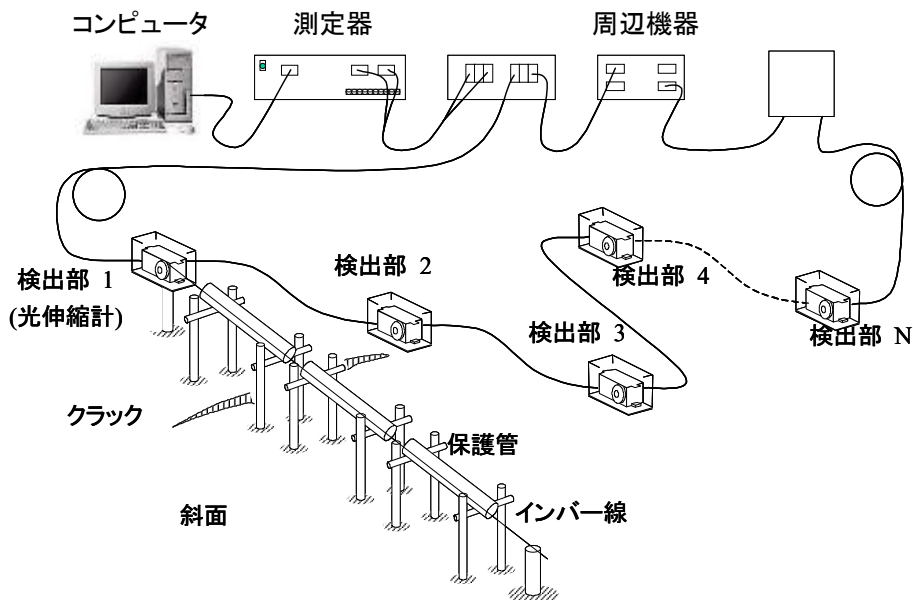


図2-43 光ファイバーを活用した地盤変位計による観測²³⁾

(2) レーザースキャナによる方法

地すべり発生時に地形図を取得したい場合や、地すべり地内への立ち入りが困難な場合での動態観測には、地上3Dレーザースキャナを用いた測量が実用化されつつある。

この方法は、トータルステーション等の光波測量と計測原理は同じであるが、機械内部のミラーを回転させることによってレーザーの向きを変え、1秒間に数千点以上を高速にスキャンングできるように設計されている。このデータを用いた地形図の作成や、ある基準点データの差分から移動量を算出することもできる。

なお、これらの方法による計測誤差は、計測距離約100mの場合で数cmオーダーとなる場合があることに留意する必要がある。

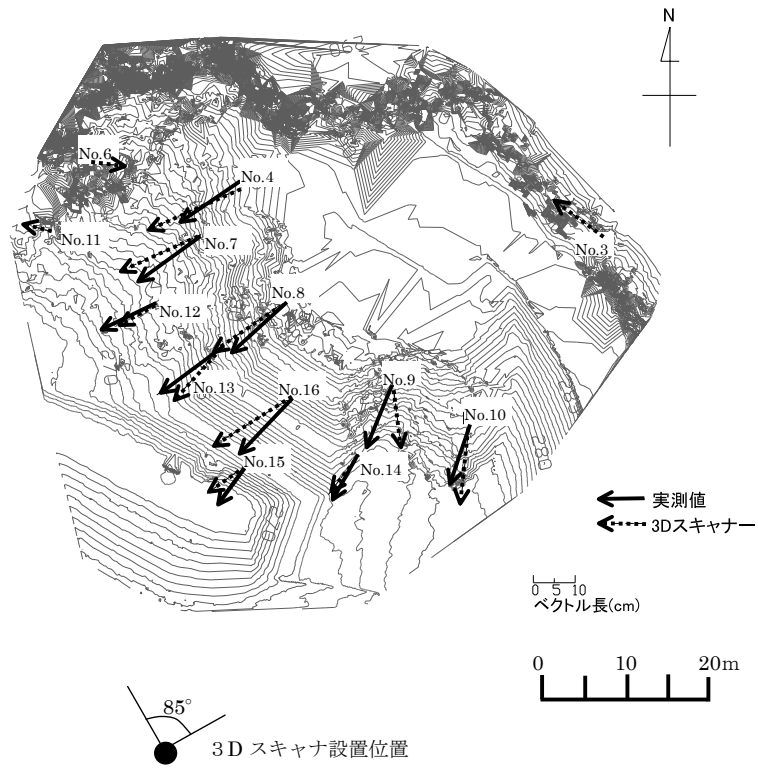


図2-44 レーザースキャナによる移動量測定例²⁴⁾

2.4.5 地下水調査

地下水調査は、斜面の安定解析や対策工の検討の基礎資料を得ることを目的に、地すべり地への地下水の供給経路、地すべり地内における地下水の分布・流動傾向、すべり面に作用する間隙水圧等を調査する。

地下水調査は、目的に応じて地下水位観測、間隙水圧観測、ボーリング掘進中の水位変動測定、簡易揚水試験、地下水検層、地下水温度検層、孔内流向・流速測定、地下水追跡調査、電気探査、地温探査、水質調査等を行う。

<解説>

地下水調査には、表2-10に示すものがあり、目的に応じて必要な調査を行う。

表2-10 地下水調査の目的と種類¹⁾を一部修正

目 的	調 査 項 目
地山の地下水賦存量の把握	簡易揚水試験
すべり面に作用する間隙水圧の把握	間隙水圧測定, 地下水位測定
地山の地下水位変動と降雨との相関等の検討	間隙水圧測定, 地下水位測定
地下水利用状況の把握	現地調査、ヒアリング、アンケート
地山の地下水流動層の把握	簡易揚水試験、地下水検層
地山の地下水流動経路の把握	地下水追跡, 水質分析
地山の地下水分布の把握	電気探査, 地温探査, 水温調査, 水質分析
地山の透水性の把握	透水試験, 簡易揚水試験

地すべり工事に伴い、周辺の地下水状況に影響が懸念される場合は、地下水利用状況を現地調査及びヒアリング等を行って調査し、対策工検討の資料とする。

2.4.5.1 間隙水圧調査

(1) 地下水位観測

地下水位観測は、調査ボーリング孔の水位を測定し、降雨と地下水変動との相関やすべり面に作用する間隙水圧を把握するため実施されるもので、主測線沿いのボーリング孔では継続して観測する必要がある。

地下水位観測方法には、自記水位計と触針式水位計（図2-46）とがある。自記式水位計には、フロート式と、水圧式（図2-45）があるが、現在は一般に後者が用いられる。

水圧式は、地下水位観測孔の孔底に近い深度に水圧式水位計を設置し、水位計からの電気信号はケーブルをとおして地上部に設置された記録計に保存される。しかしながら、この計測手法も孔底での細粒土の堆積、計器の老朽化といった問題があり、定期的な点検が必要である。

対策工の設計や効果判定には、最高・最低水位やその継続時間が目安となる。これを正しく評価するためには、自記記録を行って、連続的なデータを収集することが望ましい。

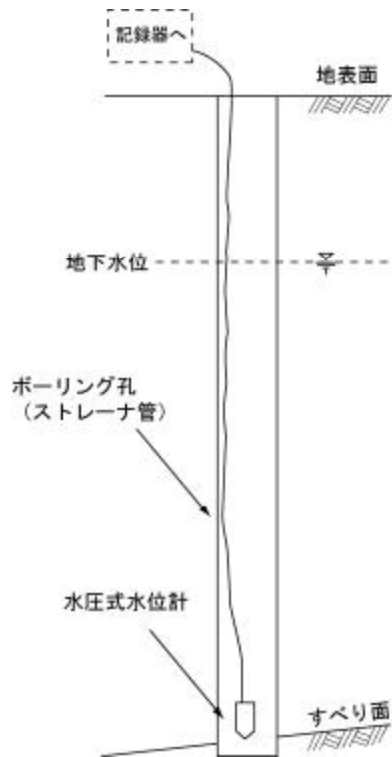


図 2-45 水圧式水位計

触針式水位計は、目盛りのついたコードの先に電気接点を設け、接点が水面に達すれば電気回路を形成して電流が流れるので、これを電流計で測ったり、ランプが点灯するようにしてその水面の深度を測定する方法である。

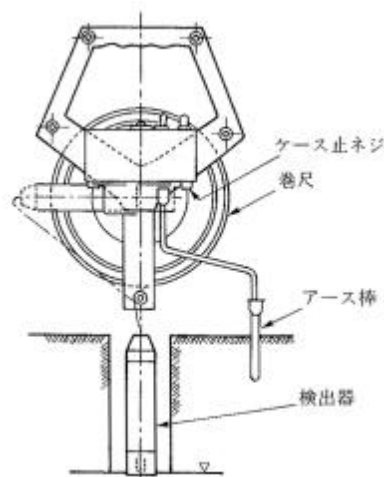


図 2-46 触針式水位計

ボーリング掘進中は、複数の地下水帯を貫通する可能性があるため、孔内水位とともに湧水、逸水、ボーリング循環水の色等を記録する必要がある。ボーリング終了後にも、孔内の地下水を長期間観測し、地下水位を把握することが必要である。

地下水観測を行う観測孔には、全孔ストレーナ孔と部分ストレーナ孔があり、複数の地下水帯がある場合には、全孔ストレーナ孔による観測水位は正確な水位を示さないことから、部分ストレーナ孔等により計測することが望ましい。

地下水位観測の結果は、当日の降雨量及び地表変動量との対照図として整理し、地すべり移動との相関性の有無の検討や地すべり対策工を検討する際の基礎資料とする。

(2) 間隙水圧測定

すべり面付近の間隙水圧を測定する方法には、直接的に間隙水圧計により測定する方法と、すべり面付近のみにストレーナ加工を施した地下水位測定専用孔（部分ストレーナ孔）で間隙水圧の測定を行う方法がある。間隙水圧の上昇が地すべり発生の重大な誘因であると予想される地すべりブロックでは、間隙水圧の測定を実施することが望ましい。

いずれの方法を用いる場合においても、事前のすべり面と流動層の把握が重要である。また、地すべり地内の地下水文状況が複雑である場合、複数深度における被圧地下水帯の間隙水圧を計測することが必要となる（図2-47）。前述の地下水位観測で得られる地下水位は、亀裂の発達した地層から逸水したり、優勢な帯水層の水位だけが現れていることがあり、すべり面に作用する地下水位を示さない場合がある。すべり面あるいは帯水層ごとの間隙水圧の変化を知ることは重要である。

図2-48に間隙水圧の測定例を示す。

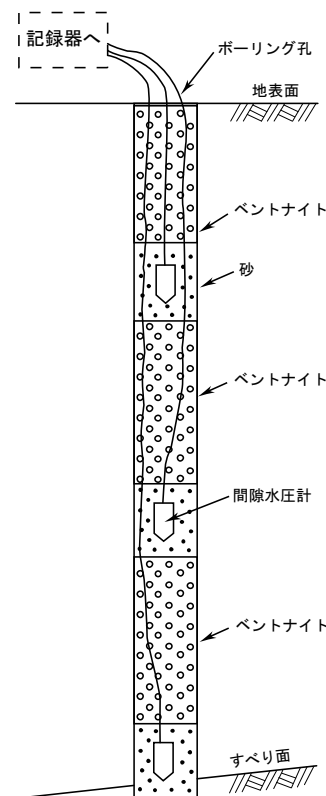


図2-47 埋設型間隙水圧計（複数深度で計測する場合）

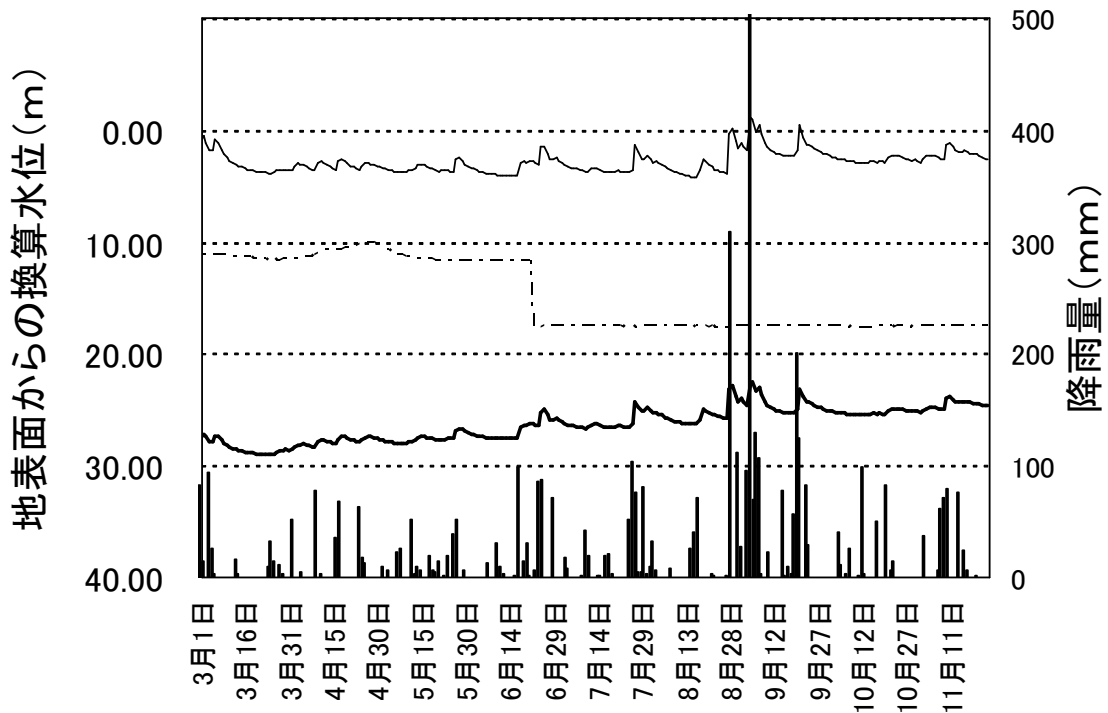


図2-48 間隙水圧の測定例

2.4.5.2 地下水分布調査

ボーリング孔を利用する調査として(1)～(5)、面的な調査として(6)～(9)に示す方法がある。

(1) ボーリング掘進中の水位変動

地すべりを対象としたボーリング調査では掘進深度までケーシングを挿入する 경우가一般的である。この場合、掘進先端部分のみの地下水文状況を把握することができ、ボーリング掘進中の水位変動から地下水文状況を評価することができる。

ケーシング挿入深度、ボーリング掘進前後の水位差などを解析することによって、被圧地下水帯や透水層・漏水層などの判断を行うことができる。図2-49に、ボーリング掘進中の水位変動の整理例を示す。この図によれば、10月5日の作業開始前の水位は10月4日の作業終了時の水位よりも高い水位となった。このことより、深度4.0～7.0mには地下水帯が分布していると推定できる。

(2) 簡易揚水試験

簡易揚水試験は、調査ボーリングの孔内水を利用して、地下水賦存位置及び地盤の透水係数を求めるものである。地すべり地内の地下水調査に利用する計画のあるボーリング孔については、原則として簡易揚水試験を実施するものとする。

簡易揚水試験は、地すべりの地下水調査として本県で広く普及している。調査ボーリングと併行して比較的簡便に実施することが可能であり、表2-11のように地下水に関する試験区間毎の各種情報が得られる。

表2-11 簡易揚水試験から得られる地下水情報と目的

得られる情報	目的
揚水量	地下水が豊富な位置や深さを推定できる
時間～水位回復曲線	試験区間の透水係数が求まる
回復水位	複数の帯水層の識別と、各帯水層の圧力水頭の把握

調査方法は、試験区間上端部まで掘削し、孔底までケーシングパイプを挿入して孔壁部を遮水し、その後3m程度の裸孔部を掘削する。揚水前の孔内水位を記録した後、孔内水位を試験区間の上端より1m程度高い位置に保ちながら40分間揚水を行い、その時の揚水量と水位を記録する。その後、揚水を停止し、水位の回復状況を80分間にわたって記録する。なお、揚水量がない場合は、水位回復測定を30分間行って試験を終了するものとする。

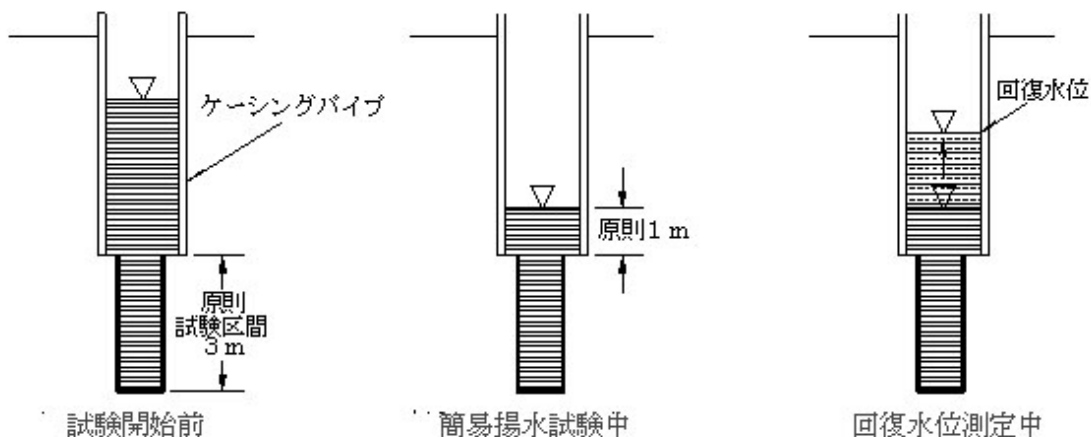
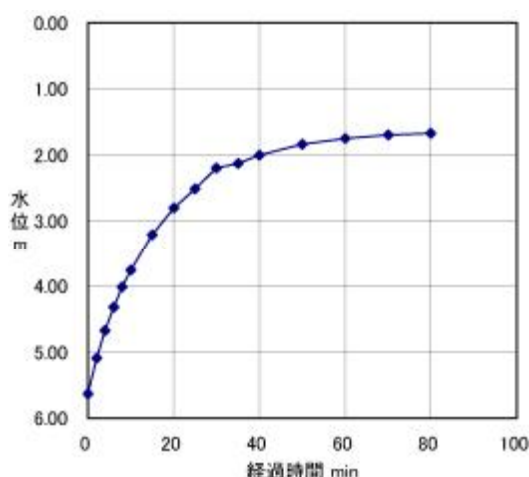


図2-50 簡易揚水試験模式図

試験結果から時間～水位回復曲線（図2-51）を作成し、ヤコブ式を適用して各試験区間毎の土層の透水係数を算出する。



試験区間 6.00～ 9.00m
 試験前水位=1.65m
 揚水水位=5.00m
 揚水量=1.14ℓ/min=19.0cm³/sec
 帯水層厚 (m) =300cm
 水位回復量 (ΔS) =346.735cm

$$\begin{aligned}
 \text{透水係数 (K)} &= \frac{0.183 \times Q}{\Delta S \times m} \cdot \log \frac{t'}{t} \\
 &= \frac{0.183 \times 19.0}{346.735 \times 300} \\
 &= 3.3 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} \\
 &= 3.3 \times 10^{-7} \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

図 2-51 時間-水位回復曲線と透水係数の算出方法

また、地すべり対策の計画にあたっては、すべり面に作用する地下水頭の中で、最も高い水頭を持つ地下水を把握することが重要である。簡易揚水試験は地下水賦存位置と概略的な透水係数を把握する目的で多様されているが、回復水位に着目して、複数の帯水層の識別と各帯水層の圧力水頭を把握する手段として活用できる。

(3) 地下水検層

地下水検層は、調査ボーリング孔の孔内水を利用して、地下水の流動層の位置及び流動状況を調査ボーリング孔に沿って調査、解析するものである。

測定手順は、あらかじめボーリング孔内水の電気抵抗値を測定し、この値の約 1/10 程度の電気抵抗値になるように食塩等の電解物質を孔内に均一に注入する。地下水の流動面では、食塩水は流動地下水により希釈され抵抗値が増加することから、これを時間の経過にしたがって測定することにより流動層の確認を行う。計測部は電極を 2.5cm 毎に付けたコードの多極式と、電極が先端部のみについた単極式のものがある。これをボーリング孔内に挿入し、静置した状態で食塩水投入後、10、20、30、60、120、180 分の時間間隔で孔内水の電気抵抗値を測定することを原則とする。バックグラウンド程度まで希釈が進んだ場合は測定を中止してよい。また、試験区間長が長く一度で測定できない場合は、区間を分割して実施する。

ボーリング孔が不透水層を突き抜けてしまった場合には、すべり面下に水位が降下するために真の地下水位、流動層が検出できない場合があり、このような場合が予想されるときには、ボーリング掘進の段階毎に地下水検層を行うこともある。また、孔内水位を人為的に変化させることによって、自然状態では潜在的であった流動層を把握することも可能である。

結果は、食塩投入直後または 10 分後を基準として、時間毎の抵抗値の変化を地質柱状図に対比させて記入し、地下水流動層の位置及び地層との関連を検討する。また、地層断面図にこの結果を記入しておけば、地下水の流動経路が更に明確になる。地下水検層結果は、表 2-12、図 2-52 をもとに「流入検出」、「上昇流状検出」、「下降流状検出」、「非検出」、「その他」のいずれかの判定を行う。図 2-53 に地下水検層及びその判定例を図示する。地下水流動層は

地下水検層結果のみならず、ボーリング掘進中の水位変動、簡易揚水試験結果、ボーリングコアの性状をもとに総合的に判定する必要がある。

一般には、塩分を置換した比抵抗値での流動層調査方法が用いられるが、これ以外に溶存酸素を測定する方法が実用化されている²⁵⁾。また、センサに電気伝導度計や光ファイバーなどを用いた計測方法も提案されている²⁶⁾。

なお、試験実施に伴って溶存成分が変化するため、水質調査は先行して実施することが望ましい。

表 2-12 地下水検層結果の判定区分⁹⁾

地下水検層結果	図模様	備 考
流入検出	→	図 2-31 (a)に示すように地下水の流入が認められる区間
上昇流状検出	↑	図 2-31 (b)に示す変化が認められる区間
下降流状検出	↓	図 2-31 (c)に示す変化が認められる区間
非 検 出		比抵抗値にほとんど変化が認められない区間
そ の 他		流入検出、上昇流状検出、下降流状検出、非検出以外の区間

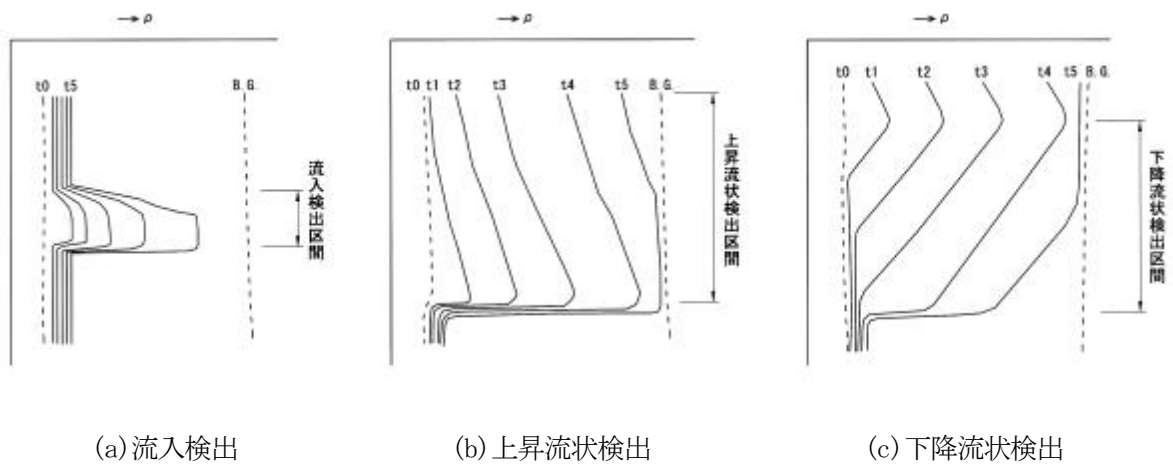


図 2-52 地下水検層結果の判定⁹⁾

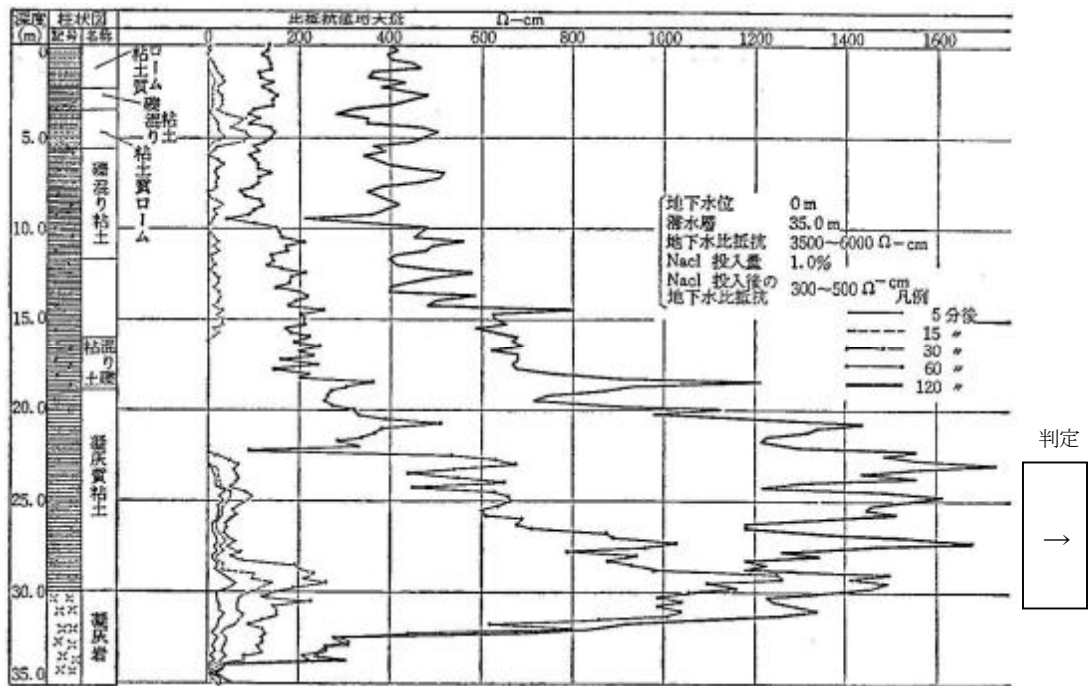


図 2-53 地下水検層測定結果²⁾

(4) 地下水温度検層

地下水温度検層は、ボーリング孔内水を温水に置換し、地下水流入に伴う温度変化によって、地下水流動層の位置及び流動状況を調査、解析するものである。

現在、多点に計測できるセンサ・計測システムが開発され、短時間で計測・解析が可能である。

図 2-54 に多点温度検層装置の概要を示す。

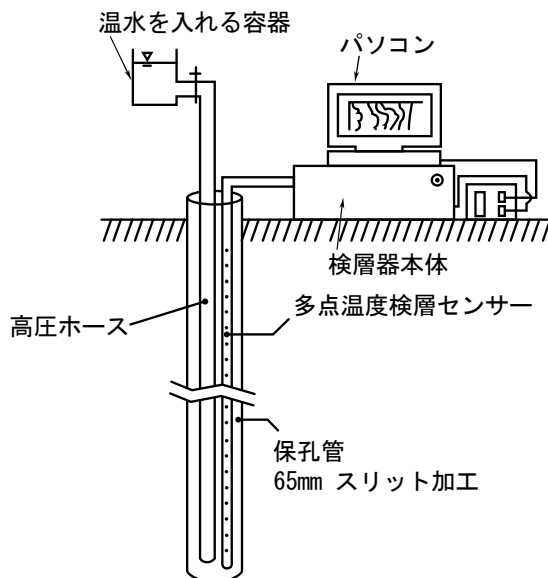


図 2-54 多点温度検層装置概要図²⁷⁾

(5) 孔内流向・流速測定

地下水の流向や流速を調査する方法として、①プロペラの付いた流向・流速計を用い、直接計測する方法、②地下水内を流動する不純物（トレーサ）を孔内カメラによる目視で追跡し、速度・方向を調査する方法、③各種トレーサ物質について機械的に計測する方法、などが提案されている²⁵⁾。

流速が遅い場合、①・②の方法は水流の乱れにより計測が困難であることから、③の方法が用いられている。

(6) 地下水追跡調査

地下水追跡は、調査ボーリング孔等を利用して地下水中に水溶性の色素、食塩をはじめ無機薬品等のトレーサを投入し、これを湧水、ボーリング孔、井戸、溪流等で検出することにより、流下経路（流動方向）を推定するために実施するもので、検出は事前に測定した各採水位置のバックグラウンド値と比較することによって行われる。

トレーサ投入地点は斜面上部に選び、確実に流出させるため多量の水を注入して、その水頭で浸透を容易にさせる必要がある。採水は関係する地域の全域にわたりできる限り多くのボーリング孔、湧水箇所、井戸、溪流において行うが、ボーリング孔による場合、透水層が水面下にあるときはトレーサの拡散が遅く、地下水流動層まで達するのが遅れたり、濃度が薄くなり不明となる場合も考えられるので、地下水検層の結果を参照し、透水層の位置で採水するのが望ましい。そのため、任意の深度で採取できる採水器具を使用するとよい。トレーサ投入後の採水は、第1日目は投入後それぞれ0.5, 1, 2, 4, 8時間後、第2日目以後は毎日1回とし、最低20日間は実施する。個々の採水点におけるトレーサの検出結果と検出時間を平面図上にプロットすれば、地下水の流動経路がはっきりする。なお、トレーサは無害のものを使用し、調査実施前に少なくとも1週間程度1日1回のバックグラウンド濃度を測定し、そのバックグラウンド値の存在する上限(B_m)を超えるような値をもって検出したものとし（図2-55参照）、

$$B(m) = \bar{D} + 3\lambda \quad (\bar{D} : \text{測定値の平均}, \lambda : \text{標準偏差})$$

で求められる²⁸⁾。

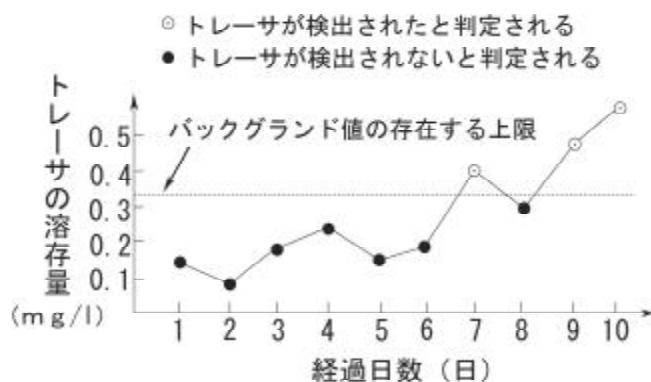


図2-55 トレーサの検出結果図¹⁾

近年、人体に無害で土中に吸着されにくい溶存酸素をトレーサとする方法が開発され、成果をあげている。

地下水追跡調査により、トレーサ投入孔と採水孔との距離及び検出時間から透水係数を推定し、地下水排除工の設計の基礎資料とすることもできる。

(7) 電気探査

電気探査は、広域的な地下水分布状況を把握する目的で実施されることが多く、一般には比抵抗法が用いられることが多い。

地盤の比抵抗は、岩石や土の組成、破碎帯及び亀裂に伴う間隙率、飽和度、地下水の比抵抗、風化及び変質に伴う粘土鉱物含有量などによって変化する。したがって電気探査を行うことによって地すべり土塊の特性を明らかにできる場合もある。

(8) 地温探査

地すべり地で湧水地点及び排水ボーリング孔の排水温度を長期間測定すると、水温は年間を通して±2℃程度安定した値を示すが、一方で地表面の温度は1m深で±10～13℃の大きな変化を示すことが多い。すなわち、地表面と流動地下水の存在する地温との間には温度差があり、これを調査することによって地下水脈の存在位置を推定するものである。

1m深の地温の計測はサーミスタ温度計を鉄棒で空けられた孔の孔底の地中に差し込み、温度計部が地温と同化した5～10分後に測定を行う。詳細な測定方法は、文献^{2,8)}を参照されたい。

(9) 水質調査

陸水の水質によって地すべり地に分布している地下水を分類し、その性質を比較・検討することにより、地下水の流動経路や表流水と地下水の関係を推定するものである。一般に地下水は降雨が浸透して短期間に湧出してくる浅層地下水と長期間地中に滞留している深層地下水に分かれる。

浅層地下水は、その滞留時間が短いためその水質組成が陸水のそれと近似しており、主として移動層厚の薄い地すべりや崩壊地、大規模な地すべりの末端や道路切土斜面などによく見られる。深層地下水には、基盤岩内の亀裂、断層、破碎帯を流れるものと、基盤岩の表面の地形に沿って流れるものに区分できる。後者は浅層地下水と前者の中間的な性質を持ち、両者の混合したものと考えてよい。

調査は、地すべり及びその周辺の地下水の露頭（湧水、井戸、ボーリング孔、池沼、溪流など）からそれぞれ1リットル程度採水して、それぞれの性質を水質試験によって確認し、地下水の流路を推定する。一般に試験項目は、水温、pH、電気伝導度、電解質の量（HCO₃、Cl、SO₄、SiO₂、Ca、Mg、Na、K等）とすることが多いが、地すべり工事が周辺の水利用に与える影響を評価する場合には、各種環境基準の評価に必要な項目を追加する。

2.4.6 土質試験

土質試験においては、すべり面強度あるいは対策工設計に必要な地盤強度を把握する。

すべり面強度の把握のためには、目的に応じて、一面せん断試験・三軸圧縮試験・リングせん断試験等の土質・岩石試験を行う。

対策工設計に必要な地盤強度の把握のためには、孔内水平載荷試験、標準貫入試験等を行う。

<解説>

試験試料はボーリングコアを用いる場合が多いが、地すべりの滑落崖や末端部、集水井や排水トンネル等の施工によってすべり面の露頭が見出された場合にも実施しておくが良い。

せん断強度には、ピーク強度、完全軟化強度、残留強度があるが、これらのうちどの値を実際の地すべりの安定解析に適用すべきかについては、調査研究がなされてはいるものの明確な答えは得られていない。また、すべり面全体におけるせん断強度のバラツキも想定される。そのため、「3.2.2.1 土質強度定数」で述べるとおり、いわゆる逆算法が用いられている場合が多い。土質強度定数によっては、地下水排除工の効果の評価が大きく異なることになるため、土質試験によるせん断強度定数は参考値に留める場合が多い。

対策工の設計に必要な強度を把握する調査には、地盤反力係数を求めるための孔内水平載荷試験、標準貫入試験等がある。

2.4.6.1 物理試験

物理試験は、土の物理的性質を調査するために実施されるもので、地すべり調査では主としてすべり面について含水比試験、粒度試験、液性・塑性限界試験、湿潤密度試験などが実施されている。

また、物理試験は力学試験に比べて短時間で結果を得ることができるため、ボーリングコアを用いた深度方向の物性値を、柱状図と対比して表示することによって、すべり面を判定する目的で実施することもある。また、物理試験と力学試験を関連づけた研究も多数あることから、力学試験を実施する場合は物理試験を合わせて実施すれば力学試験の異常値を見出すために有効である。

2.4.6.2 一面せん断試験

すべり面粘土の一面せん断試験は、上下に分かれたせん断箱に供試体を納め、垂直応力を載荷した状態で、せん断箱の一方を他方に対して直線的に水平移動させてせん断する試験で、数個の供試体に対して異なる圧密応力下で試験を行えば、強度定数 c 、 ϕ を求めることができる。残留強度を求めるための繰り返し一面せん断試験機も提案され、実用化されている。

2.4.6.3 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験の供試体は、直径3.5～5.0cm、高さ8.0～12.5cmの円筒形で、圧縮することで間接的にせん断強度を求める試験であり、供試体に作用する応力や間隙水圧を制御することができる。しかし、供試体高さの15%程度しか圧縮することができず、残留強度の計測ができないなどの欠点もある。

2.4.6.4 リングせん断試験

すべり面粘土のリングせん断試験の供試体は、中空リング状になっており、内径6.0～10.0cm、外径10.0～20.0cm、高さ1.0～2.0cmのものが多い。この試験の特徴として、せん断がリングの円周方向に進行するため、無限大のせん断変位を与えることができ、大変位が生じたすべり面粘土の強度特性（残留強度）の再現性が高いとされている。

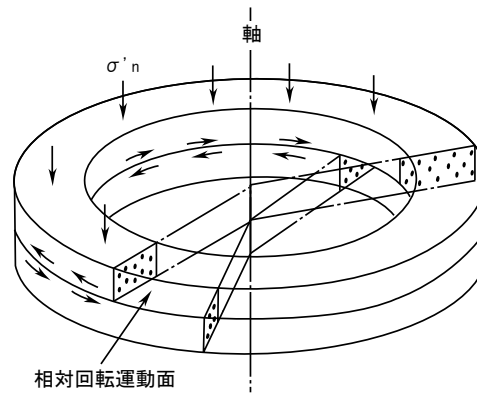


図2-56 リングせん断試験器²⁹⁾

2.4.6.5 試料種類・強度別の試験機選定

表2-13は、試験試料に応じた強度別の試験機選定について示している。

ピーク強度は、不攪乱試料を用いて三軸圧縮試験で求める場合が多いが、繰返し一面せん断試験、リングせん断試験においても求めることは可能である。完全軟化強度は、スラリー試料を用いた三軸圧縮試験により求める場合が多いが、スラリー試料または不攪乱試料を用いた繰返し一面せん断試験、リングせん断試験でも求めることは可能である。残留強度は、三軸圧縮試験では測定不可能であり、繰返し一面せん断試験、リングせん断試験のいずれかを用いて計測する必要がある。また、すべり面を含んだ試料は、すべり面の強度状態を、より現実的に再現できるものであるが、試験機へのセットが困難であるという難点がある。

これらについては、地すべりの活動状況などから判断し実施する。

表2-13 試料種類・強度別の試験機選定^{30,31)}

強度 試料	ピーク強度	完全軟化強度	残留強度	せん断試験法
不攪乱	○、 \overline{CU}	×	×	三軸圧縮
	△、 CD 、III	△、 CD 、II	○、 CD 、I	繰返し一面せん断
	△、 CD 、III	△、 CD 、II	○、 CD 、I	リングせん断
スラリー	×	○、 \overline{CU}	×	三軸圧縮
	×	△、 CD 、III	○、 CD 、I	繰返し一面せん断
	×	△、 CD 、III	○、 CD 、I	リングせん断
プレカット	×	×	×	三軸圧縮
	×	×	○、 CD 、II	繰返し一面せん断
	×	×	○、 CD 、II	リングせん断
含すべり面	△、 \overline{CU} 、あるいは CD			三軸圧縮
	○、 CD 、II			繰返し一面せん断
	○、 CD 、II			リングせん断

測定強度

- ：利用可能
- △：場合によっては利用可能
- ×：利用不可能

試験条件

- CU ：圧密非排水
(間隙水圧測定)
- CD ：圧密排水

せん断変位量

- I：かなり大きくする
- II：大きくする
- III：少なくてよい

◎ すべり面のせん断強度レベル

図2-57は、正規圧密粘土および過圧密粘土についての排水条件下でのせん断試験結果を模式的に示したものである。正規圧密粘土とは、現在受けている以上の圧密応力を過去に受けたことの無い粘土であり、過圧密粘土とは、過去において現在受けている圧密応力以上の応力で圧密を受けたことのある粘土のことである。現在我が国において地すべりが多発している新第三紀層地帯の泥岩や頁岩は、厳密な工学的分類によれば粘土・頁岩 (clay-shale) といわれる粘土の一種であり、せん断特性は過圧密粘土と類似した特性をもつ。

図2-57 (a) は、ある垂直応力 σ'_v での排水せん断試験における応力-歪曲線を示したものである。過圧密粘土の曲線は、せん断歪が増加するにつれて急激な応力の増加がみられ、ピーク値に達した後は、歪の増加に従って応力は、減少して一定値 (残留値) に近づく。このようなせん断試験を3~4種類の異なる垂直応力 σ'_v のもとで実施することによって、図2-57 (b) に示したような直線が決定され、ピーク値に対する c_p' 、 $\tan \phi_p'$ および残留値に対する c_r' 、 $\tan \phi_r'$ が決定される。一般に前者の強度はピーク強度、後者は残留強度と呼ばれ、残留強度の粘着力成分 c' は零に近い値になるといわれている。一方、正規圧密粘土においては、図2-57 (a) に示したように、歪の増加につれて弱いピーク値を経て、その後は歪の増加に伴って残留値へと減少する。

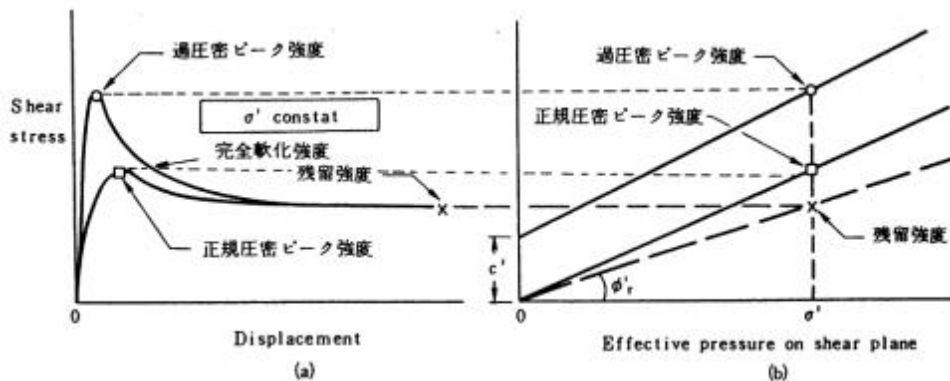


図2-57 正規圧密粘土および過圧密粘土のせん断特性

土質試験から得られるこれらの3種類のせん断強度レベルを実際の地すべり現象にあてはめて安定解析の可能性を考えてみると、まずすべり面、弱面等の分離面を有していない地すべりにおいては変位量が全くないか、ほとんど無いため、ピーク強度を用いた安定解析を実施することができると考えられる。いわゆる初生地すべりと呼ばれるものもこのような安定解析が可能である。次に、明確な地すべり面を既に有し、活発に移動しているような地すべりの場合には、変位量もかなり大きくなっているため、残留強度を用いて安定解析を実施することが考えられる。対策工施工の必要性が最も高いのはこのようなタイプの地すべりである事が多いため、すべり面の残留強度が精度良く求められれば非常に有効に用いられることになる。残留強度を求める試験法には、リングせん断試験あるいは繰り返し一面せん断試験がある。

2.5 地すべり機構の解析

精査の結果に基づき、地すべり発生の素因、地すべり発生の誘因、地すべりブロックの範囲・規模、すべり面形状・位置、地下水の状況等の地すべり発生・運動機構について考察し、地すべり平面図と地すべり断面図を作成する。

<解説>

解析においては、表2-14に示す調査の結果に基づいて地すべりの機構解析を行い、地すべり運動ブロック図と地すべり断面図を作成する。

表2-14 解析項目と利用する調査

		利用する調査							
		予備調査	現地踏査	地形図の作成	地質調査	すべり面調査	地表変動調査	地下水調査	土質試験
解析項目	地すべり運動ブロック図の作成								
	地すべり運動ブロック図	○	○	○			○		
	土地利用・構造物等	○	○						
	地すべり地形の特徴		○	○					
	各種調査観測位置と結果				○	○	○	○	
	すべり面等高線図		○	○	○	○	○		
	地すべり断面図の作成								
	地質断面図	○	○		○				
	地下水位分布		○					○	
	土地利用・構造物等	○	○						
	地すべり断面形状の特徴		○	○	○	○			
	各種調査観測位置と結果				○	○	○	○	
	地すべりの機構解析	○	○	○	○	○	○	○	○

2.5.1 地すべり機構解析

地すべりの機構解析は、調査結果を対策計画に反映させるために、地すべり調査結果を総合的に解析し、地すべり発生の素因、地すべり発生の誘因、地すべりブロックの範囲・規模、すべり面形状・位置、地下水について考察し、地すべり運動ブロック図、地すべり断面図を作成する。

(1) 地質精査の解析

精査結果に基づいて、地すべり地の地質構成、地質構造やすべり面および構成層の土質を総括するとともに、すべり面の有無、その深度、形状、地質・地質構造との関連性を特定する。

(2) 地すべりブロックの範囲、規模

特に地表変動調査の結果を中心として、全体の地すべり範囲の決定ならびに変動形態によってブロック区分を精査し、それらの運動方向と移動状況を降水量等との関連を考慮して考察する。当初設定した主測線が運動方向と異なる場合は、主測線を見直す。

また、各ブロックの面積及び土量を考察する。各調査結果に基づいて、これらのブロックの今後の移動の可能性やその範囲を考察する。

(3) 地下水調査結果の解析

地下水調査の結果を中心として、地下水分布・地下水位の変化状況・地下水の流動方向や流動層の位置・水質区分等と地すべり変動との相関性を検討する。

(4) すべり面調査結果の報告

すべり面調査の結果に基づき、すべり面の深度や変位量の変化と、気象や地下水の変化状況との相関性を検討する。

(5) 土質試験結果の解析

土質試験結果に基づき、地すべり面の強度定数や、各層の土質定数ならびに設計に必要な支持力等の力学特性を整理する。

(6) 地すべり発生の素因の特定

前述の各種調査及び解析結果に基づき、当該地すべりの素因を特定する。

一般に地すべり地は地すべりを発生しやすい素因を有し、人為的誘因による地すべりであってもその発生要因はほとんどの場合自然的要因に起因することが多い。具体的な素因としては、地形・地質（土質）、地質構造、地下水の状態等が挙げられる。

(7) 地すべり発生の誘因

前述の各種調査及び解析結果に基づき、当該地すべりの誘因を特定する。概査段階での推定と異なる場合は、特にその根拠を整理するものとする。

(8) 地すべり防止計画立案上の留意点に関する考察

上記の解析に基づき、当該地区における地すべり防止計画立案上の留意点を考察する。

2.5.2 地すべり平面図

地すべり平面図は、概査段階で把握した地形・地質調査を基図とし、精査の結果に基づいて運動ブロック区分や、移動方向等を補足、修正するとともに、潜在的な地すべりの範囲を破線等で加筆して作成する。地すべり平面図の例を図2-58に示す。

副測線での調査を実施している等可能な場合は、地すべり平面図を基図としてすべり面等高線図を別途作成することがある。

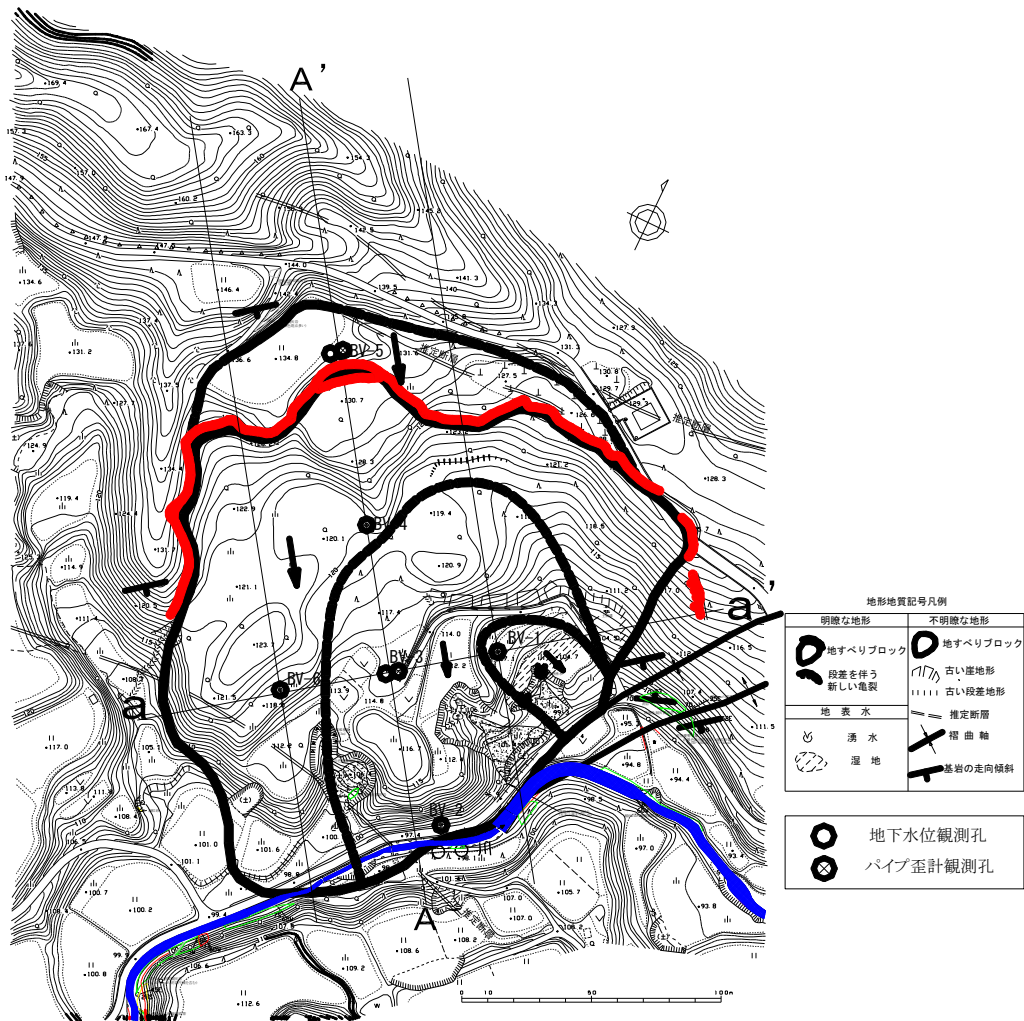


図2-58 地すべり平面図の例

2.5.3 地すべり断面図

調査を実施した各測線の地質断面図を作成し、推定されたすべり面や地下水位、亀裂の位置および各種調査結果等を記入する（図2-59）。

また、必要に応じて地すべりの横断測線についても断面図を作成する（図2-60）。

地すべり断面図には、地すべり発生前の断面形が判っていればこれを記入し、併せて簡易揚水試験の結果より得られた揚水量と回復水位、ボーリング孔毎に観測された最高水位・最低水位等も記入する。縦断面図は、測線に沿って縮尺1/200または1/500程度（縦・横同一縮尺）のものを作成し、地表面傾斜の変化点、亀裂、段差、池沼、凹地、台地、調査ボーリング地点、各種計測器の位置及び表土、基岩の層準と傾斜、基岩と崩積土の区別、土質、断層、破碎帯の分布等を記入する。

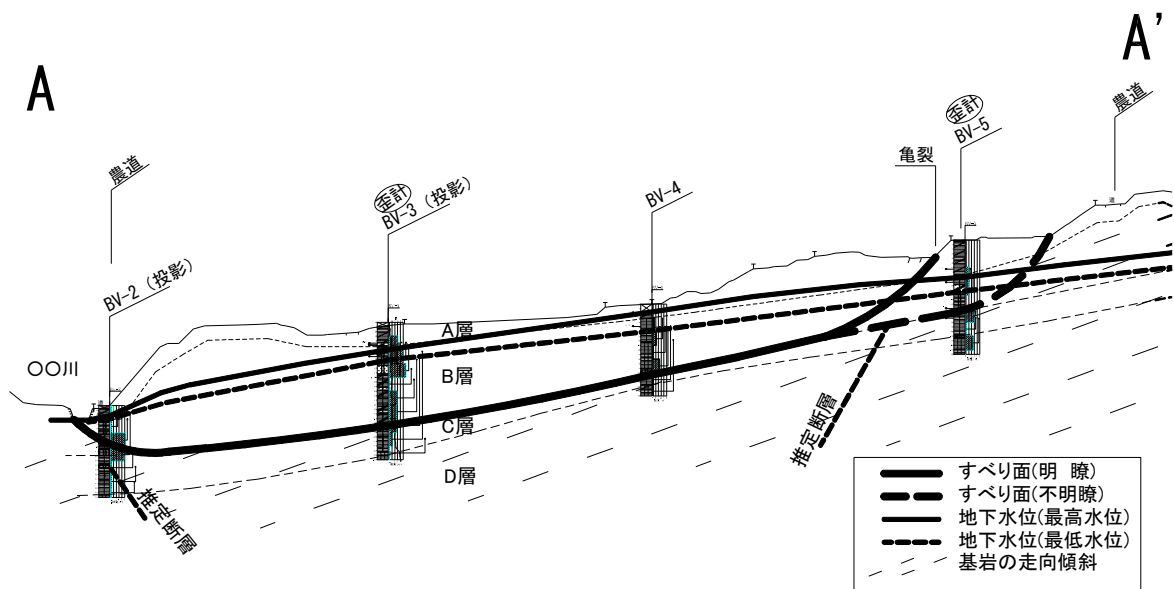


図2-59 地質縦断面図の例

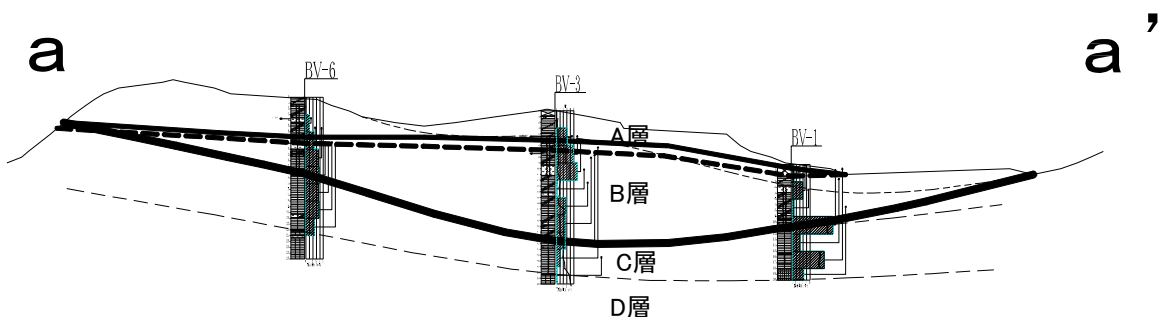


図2-60 地質横断面図の例

参考文献

- 1) (社) 日本河川協会：建設省河川砂防技術基準(案) 同解説調査編, 山海堂, pp. 199～218, 1997.
- 2) 藤原明敏：地すべりの解析と防止対策, 理工図書, 222 p, 1979.
- 3) 鈴木隆介：建設技術者のための地形図読図入門 第3巻 段丘・丘陵・山地, 古今書院, pp824, 2000.
- 4) 新潟県土木部砂防課：基礎調査マニュアル(案) 地滑り編, pp. 15～45, 2003.
- 5) 綱木亮介：斜面変状時の対応と留意点, 「地すべり防止工事士」登録更新特別研修テキスト, (社) 地すべり対策技術協会, 51p, 1999
- 6) 全国地すべりがけ崩れ対策協議会：地すべり対策事業の手引き, 全国治水砂防協会, 360p, 2000.
- 7) 渡正亮, 酒井淳行：地すべり地の概査と調査の考え方, 土木研究所資料第1003号, 70p, 1975.
- 8) (財) 日本建設情報総合センター：地質資料整理要領(案), 大成出版社, 374p, 2003.
- 9) 小山内信智, 石井靖雄, 綱木亮介：地すべり調査用ボーリング柱状図作成要領(案), 土木研究所資料第3868号, 22p, 2002.
- 10) (社) 全国地質調査業協会連合会：新版ボーリングポケットブック, オーム社, pp. 212, 1993.
- 11) 伊藤芳朗, 楠見晴重, 竹内篤雄：斜面調査のための物理探査－地すべり・地下水・岩盤評価－, 産業図書, 1998.
- 12) 山田剛二、渡正亮：地すべり斜面崩壊の実態と対策, 山海堂, 1971.
- 13) (社) 砂防学会：砂防学講座 第3巻 斜面の土砂移動現象, 山海堂, pp220, 1992.
- 14) 佐渡耕一郎, 吉松弘行, 藤田寿雄：ファジイ理論によるすべり面の判定手法, 地すべり, Vol. 31, No. 3, pp1～8. 1994.
- 15) メーカーカタログ
- 16) 地すべり観測便覧編集委員会：いつでも, どこでもすぐに役立つ 地すべり観測便覧, (社) 地すべり対策技術協会, 529p, 1996.
- 17) 池谷浩, 吉松弘行, 南哲行, 寺田秀樹, 大野宏之：現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・雪崩防止工事ポケットブック, 山海堂, 380p, 2001.
- 18) 綱木亮介：斜面変状時の対応と留意点, 「地すべり防止工事士」登録更新特別研修テキスト, (社) 地すべり対策技術協会, 51p, 1999
- 19) 渡正亮：地すべり調査における地盤傾斜計の利用方法について, 地すべり, Vol. 7, No. 4, pp. 27～32, 1970.
- 20) 申潤植：地すべり工学－理論と実践－, 山海堂, 1002p, 1994.
- 21) 綱木亮介：Ⅲ. 調査技術全般, 地すべり防止技術研修テキスト上巻, (社) 地すべり対策技術協会, 2000.
- 22) 吉田克美, 井良沢道也, 市ノ瀬榮彦, 田村隆雅, 月岡浩, 島津藤夫：光ファイバーセンサを用いた調査・計測方法に関する検討(その1), 第40回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 287～290, 2001.
- 23) 樋口佳意、長友聖二、山本彰、高嶋徹：光ファイバリング干渉計を用いた地盤変位測定, 第38回地盤工学研究発表会講演集, No. 121, 2003.
- 24) 浅野広樹, 石井靖雄, 綱木亮介：3D レーザースキャナによる地すべり移動量計測の検討, 第40回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 279～282, 2001.
- 25) 柳原幸希, 綱木亮介, 吉田克美：溶存酸素を用いた地下水検層, 地すべり, Vol. 36, No. 4,

pp40～47, 1997.

- 26) 網木亮介, 吉田克美, 山崎宣悦, 窪田昌作: 光ファイバ温度分布計測技術の地下水温度検層への応用, 第36回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 189～192, 1997.
- 27) 竹内篤雄: 温度測定による流動地下水調査法, 古今書院, 480p, 1996.
- 28) 全国地すべりがけ崩れ対策協議会: 地すべり調査と対策講座 第1集 I 地すべり地の地下水とその調査, 双葉印刷, pp 26～37, 1982.
- 29) Bishop, A. W. et al: A New Ring Shear Apparatus and its Application to the Measurement of Residual Strength, Geotechnique, Vol. 21, No. 4, pp 273～328, 1971.
- 30) 建設省: 地すべり面の土質強度決定手法に関する研究, 第42回建設省技術研究会報告, pp. 155, 1988.
- 31) 中村浩之, 白石吉信, 清水清文: 地すべり粘土のせん断強度試験結果を用いた斜面安定度の評価, 土木技術資料, Vol. 22, No. 8, pp. 31～35, 1980.

第3章 地すべり防止計画

3.1 地すべり防止計画

3.1.1 総説

地すべり防止計画は、地すべり調査結果を踏まえ、地すべり防止施設の整備によるハード対策と警戒避難体制の整備等によるソフト対策を組み合わせた総合的な対策となるよう計画する。計画の策定にあたっては、周辺環境や関連する諸法令、地域計画等との整合を図る。

<解説>

地すべり防止工事の対象となる地すべりは、一般に規模が大きく、複数の運動ブロックから構成されることが多いため、工事完了までに相当な年数を要する場合が多い。一方、地すべり斜面には多くの人家、公共施設等が位置することから、地すべり活動が活発化した場合には、的確な警戒避難等ソフト対策の実施が不可欠である。そのため、常に警戒避難体制が確保されるようソフト対策の実施についても考慮し、地すべり防止計画を策定する。

地すべり防止計画は、事前に実施される地すべり調査、解析結果を踏まえて、それぞれの地すべりの現象(地形、地質、規模、滑動状況等)、保全対象の重要度、事業の緊急性、事業効果等を勘案した計画規模、内容とする。

なお、計画の策定にあたっては、周辺環境や関連する諸法令、地域防災計画やその他の地域計画との整合を図る必要がある。

3.1.2 保全対象の特定

地すべり防止計画の保全対象を、対象とする地すべりの規模や発生・運動機構等を考慮して特定する。

地すべり防止計画で対象とする被害の形態は、

- 1) 地すべり斜面上の人命、人家、道路、田畑、公共施設等への被害
- 2) 地すべり斜面より下方に位置する人命、人家、道路、田畑、公共施設等への地すべりの移動に伴う被害
- 3) 地すべり斜面が周囲に拡大することによる、人命、人家、道路、田畑、公共施設等への被害
- 4) 天然ダム部上流域の浸水被害
- 5) 天然ダムの決壊による下流域の土石流、洪水被害

とする。

<解説>

地すべり現象は一般に緩慢な動きを呈するものが多いが、中には突発的に移動、滑落に至る地すべりも見られる。したがって、対象とする地すべり近傍での事例等を参考にして、地すべりの移動範囲を設定し、被害の及ぶ範囲を設定する必要がある(2.3.3.3参照)。

地すべり防止工事が対象とする範囲は、実際に地すべり現象が見られ、すでに被害が発生している範囲だけでなく、今後地すべり現象が拡大した場合に影響が及ぶと想定される部分も含むことがある。

3.1.3 計画安全率の設定

地すべり防止計画では、地すべり運動ブロック毎に計画安全率 (P.Fs) を定める。一般的な地すべり防止工事としては、現在の滑動状況に応じて現況安全率を 0.95~1.00 に仮定し、地すべり発生・運動機構や保全対象の重要度、想定される被害の程度等を総合的に考慮して計画安全率 (P.Fs) を 1.10~1.20 に設定する。

また、応急対策などで当面の安全確保を図る場合であっても計画安全率 (P.Fs) 1.05 以上を設定するものとする。

なお、ここで述べている安全率は、地すべり防止工事の量を決定するために用いられるものであり、工事後の斜面の安定性を示すものではないことに留意する。

<解説>

上記の計画安全率の設定方法は、既往の切土、盛土による地すべりの発生事例から、地すべり発生前の安全率を 1.00 と仮定した場合に、5~10%程度の安全率の低下によって地すべりが活発化したという事例¹⁾ やすべり面が地すべり運動に伴って強度低下を起こすこと、また、運動の進行に伴って土塊が破碎され透水性が高まると予想されることに基づき、従来から、各地の地すべり防止工事において経験的に定められてきた計画安全率を参考にしている。

また、それらの計画安全率は、安定解析式として簡便法を用い、土質強度定数を後述する逆算法 (3.2.2.1 参照) によって求めた経験値であることに留意する必要がある。

地すべりの活動状況に応じた現況安全率は、原則として以下のように設定する。

- 地すべり対策工事における現況安全率
 - ・降雨に関係なく滑動が活発化し継続的な運動を示す場合の安全率 : $F_s=0.95$
 - ・降雨に比例して継続的な運動を示す場合の安全率 : $F_s=0.98$
 - ・運動を示さない場合の安全率 (応急対策済) : $F_s=1.00$

地すべり対策事業における計画安全率は、原則として以下のように設定する。

- 地すべり対策工事における計画安全率
 - ・重要な道路 (国道)、河川、人家等に重大な影響を与える箇所 : $p \cdot F_s=1.20$
 - ・主要地方道、一般県道、二級河川 : $p \cdot F_s=1.15$
 - ・市町村道、準用および普通河川 : $p \cdot F_s=1.12$
 - ・耕地の災害復旧 : $p \cdot F_s=1.10$

3.1.4 警戒避難対策

地すべりの警戒避難対策としては、地すべりの発生・運動機構に応じて警戒避難の参考となる管理基準（4.3参照）を定める。その上で、管理基準値を判定するための監視機器を設置し、関係機関への適切な連絡体制を整備する。

<解説>

地すべりによる被害を防止していくためには、地すべり防止工事の実施と併せて、人的被害を防止するため、警戒避難対策が必要である。地すべりは一般に崩壊と比較して移動が緩慢であることから、斜面変状の発生状況や計測機器による移動量の計測結果に基づき警戒避難がなされてきている。そのため、地すべりの警戒避難は、地すべり移動観測の結果に基づいて実施することが望ましい。地すべりの移動特性は地すべりの地形、地質、すべり面形状等によって異なることから、事前の調査・解析結果や近傍の地すべり事例を参考に検討を行い、地すべりの移動特性に応じて警戒避難のための基準を定める。さらに、警戒避難に資するため、管理基準値を判定するために必要な精度を有する監視機器を設置し、迅速なデータ収集を図り、関係機関への適切な連絡体制の整備につとめる。地すべりの警戒避難対策の実施にあたっては次の点に留意する必要がある。

- 1) 警戒避難の対象範囲を把握していること
 - a) 地すべり移動状況の監視体制
 - b) 地すべりの範囲と土砂の到達範囲
- 2) 警戒避難すべきタイミングを明確にすること
 - a) 警戒避難基準値の設定
- 3) 警戒避難にかかる情報の伝達体制を明確にすること

どのような監視機器を設置するかは、どのような現象に着目して管理基準値を設定するかによって異なる。

移動速度に着目した場合は、地表面伸縮計や孔内伸縮計、移動杭、設置型孔内傾斜計などによる計測が行われる。この場合は、着目すべき変位速度や総変位量等に適合する機器を選定する必要がある。

間隙水圧計測の場合は、間隙水圧計、水位計等によるが、併せて雨量、積雪深、融雪水量、気温等の気象観測が実施されることがある。

3.1.5 環境への配慮

地すべり防止施設整備においては、防災上必要な効果を得るために、環境に何らかの影響を及ぼすことは避けられないが、可能な限りその影響を軽微なものとする。

<解説>

地すべり運動の活発化は、斜面の環境に影響を与えることから、斜面環境の保全という観点からも地すべり運動を停止させる必要がある。地すべり防止工は地すべり土塊の滑落を防止し、地すべり斜面上に生息する動植物の生息場所の保全という効果を有するが、一方で、

地すべり防止工は、地すべり運動を停止させるものの斜面環境を一変させる恐れもある。例えば、大規模な排土工、押え盛土工は斜面上に分布する植生等を取り除くことになる。また、地下水排除工は地すべり地の地下水条件を変化させ湿地や沼を消滅させることによって、湿潤性植物等に影響を及ぼすことも考えられる。

防災上必要な効果を得るための施設整備においては、環境に何らかの影響を及ぼすことは避けられないが、可能な限りその影響を軽微なものとするとともに、施設整備後に回復する環境要因についてはできる限り自然環境の再生を促すような計画、構造、施工方法を採用する等の配慮を行う必要がある。また、施設の形状、配置においても、景観、生態系に十分配慮する必要がある。

地すべり防止施設の整備が影響を及ぼす環境を自然環境・景観、生活環境としてとらえた時の、環境への配慮の留意点を挙げると次のとおりである。これらは、調査、工事、維持管理の各段階において、適宜配慮する必要がある。

(1) 自然環境・景観

- 1) 大規模な排土工、押え盛土工は、斜面環境を大きく改変する。対策の工種を検討するにあたっては、自然環境の再生に対する配慮を行う視点も加味し、工種の選定と緑化の推進を行うことも必要と考えられる。
- 2) 抑止工等に伴うのり面工は自然環境と景観に配慮して早期の緑化に努めること。
- 3) 工事に伴う樹木の伐採、工事に伴う泥水の発生等、地すべり防止工事中の環境への影響を十分考慮する必要がある。
- 4) 地すべり対策事業における景観形成に関する指針としては、「砂防関係事業における景観形成ガイドライン」（国土交通省砂防部、H19.2）があり、参考とされたい。

(2) 生活環境

- 1) 地すべり地は、急峻な山地部にあっては貴重な生活の場でもあることに留意する必要がある。
- 2) 地すべり地は地下水が豊富であることが多く、地域住民が地下水を利用している場合が多い。地下水排除工はこれらの地下水利用に対して影響を与える恐れがあることから、事前に十分な調査が必要である。
- 3) また、一方で、地下水排除工からの地下水は、農業用水、消雪用水、飲料水等、地域住民の新たな水利用を可能にする事例もあることから、地下水の利用の可能性、地域の需要を十分に調査する必要がある²⁾。

3.2 地すべり防止施設配置計画

3.2.1 総説

地すべり防止施設配置計画は、地すべり防止計画に基づき、地すべりの規模及び発生・運動機構、保全対象の重要度、想定される被害の程度等を考慮し、地すべり災害が防止されるよう策定する。

事前の調査では、必ずしも地すべりの全容が判明しない場合もあるため、その後の情報による計画の見直しを行う。

また、地すべり防止工事の施工中及び施工後は、実施した工事の効果が計画どおり発揮されているか確認し、必要に応じて計画を見直す。

<解説>

地すべり防止施設配置計画は、地すべり災害が防止されるよう、地すべり防止計画（3.1参照）に基づき、地すべりの規模及び発生・運動機構、保全対象の重要度、想定される被害の程度等を考慮し、工法の特性を十分検討した上で、工法、施工位置、数量及び施工順位等の計画を策定する。

地すべりは多くの場合、相互に関連しながら活動する複数の運動ブロックから構成されている。地すべり防止施設の配置は、防止計画に基づき必要に応じて運動ブロックの範囲、ブロックの相互関係や安定度、保全対象の位置や重要性に応じて各ブロックの対策の優先度を設定して個別に安定性を向上させた後、対象とする地すべり地全体の安定性を向上させるよう計画する。なお、事前の調査では必ずしも地すべりの全容が判明しない場合もあり、その後の調査によっては、計画の見直しが生じる場合もある。

地すべり防止工事の施工中及び施工後は、実施した工法の効果が計画どおり発揮されているか確認する必要がある。工事の効果判定は、移動量等の地すべり現象により評価することが望ましい。ただし、地すべり現象は、一般に緩慢でかつ異常気象（豪雨、長雨、融雪等）によって間欠的に活動する場合が多いため地すべり現象がみられなくなった後の効果判定にあたっては、特に細心の注意を払うことが望ましい。

3.2.2 斜面安定解析

地すべり防止施設配置計画においては、地すべりの運動ブロック毎に運動方向に沿った断面における斜面安定解析を行い、その結果に基づき、所定の計画安全率（P.Fs）を確保するように防止工事の工法及び規模を決定する。

<解説>

安定解析の方法には、応力の極限平衡により安定性を論ずる極限平衡法と土の応力と歪みの関係を考慮した応力解析法がある。

極限平衡法では、分割法（スライス法）が広く知られており、スライス間力など仮定条件の相違により、簡便法（Fellenius法）、Bishop法、Janbu法、Morgenstern-Price法、

SHIN-Janbu 法、等の各種の方法³⁾・⁴⁾が提案されている。また、極限平衡法では主測線上の断面を用いて行う 2 次元安定解析のほか、地すべりブロック全体を取り扱う 3 次元安定解析手法も提案されている。3 次元安定解析法としては、Hovland 法⁵⁾、3 次元簡易 Janbu 法⁶⁾等が提案されている。また、複数の測線に沿った 2 次元断面の安定解析に各断面間の幅を考慮して重み付けをし、簡易に 3 次元的な評価をする方法⁷⁾も提案されている。

応力解析法では、対象とする地すべりの不連続面の取り扱い方によって、有限要素法、個別要素法、剛性ばねモデル等の手法⁸⁾がある。

安定解析は、地すべり地の特性（平面形、すべり面形、移動状況等）に応じて、上記の手法の中から適切な解析手法を選択して実施することが望ましい。これまでは 2 次元の簡便法が多く用いられ、計画安全率も簡便法を用いた場合のこれまでの実績から設定されている。

以下に、簡便法を例示する。

簡便法はフェレニウス法やスウェーデン式分割法とも呼ばれる手法と形が同じ式であり、本来は円弧すべりに対して用いられ、円弧すべりの回転中心に関する回転モーメントと抵抗モーメントの比によって安全率を求めるものである。しかしながら、非円弧すべりに対しても同じ計算式を適用し、力の釣り合いのみを考慮した使われ方がなされている(図 3-1 参照)。

$$F_s = \frac{\Sigma(N-U) \cdot \tan \phi' + c' \Sigma l}{\Sigma T} \quad \dots\dots (式 3-1)$$

F_s : 安全率

N : 分割片の重力による法線力 (kN/m) $= W \cdot \cos \theta$

T : 分割片の重力による切線力 (kN/m) $= W \cdot \sin \theta$

U : 分割片に働く間隙水圧 (kN/m)

l : 分割片のすべり面長 (m)

c' : すべり面の粘着力 (kN/m²)

ϕ' : すべり面の内部摩擦角 (°)

W : 分割片の重量 (kN/m)

θ : すべり面の分割片部における傾斜角 (°)

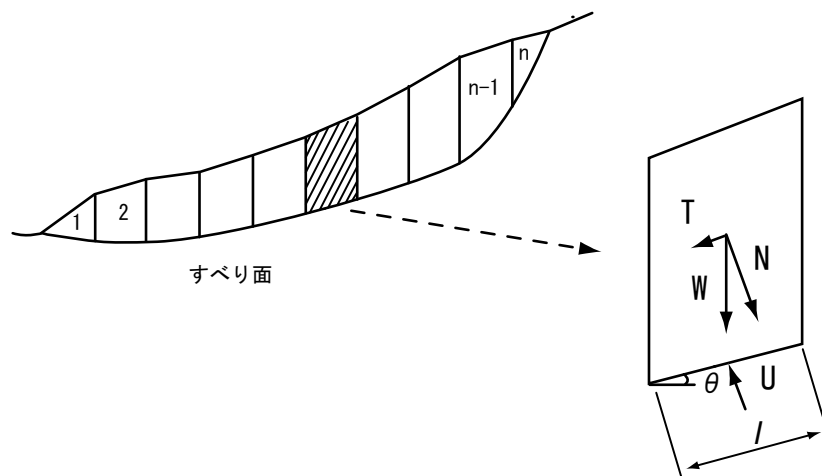


図 3-1 簡便法の模式図

地すべりブロックに対し、大きな地形の改変など外力が大きく変化する場合、簡便法ではその影響が正しく評価されない場合があるため、重要度に応じ、他の適切な解析手法による結果と比較を行い、安全性を確認することが望ましい。

3.2.2.1 土質強度定数

斜面安定解析に用いる土質強度定数（すべり面の粘着力： c' 、すべり面の内部摩擦角： ϕ' ）は、地すべりの形態及び土質条件に応じて、すべり面粘土をサンプリングして土質試験を行う方法や、地すべりの滑動状態により現状の安全率を推定して土質強度定数を逆算する方法（逆算法）等、最適な手法により設定する。

<解説>

土質強度定数を設定する方法には、①すべり面粘土をサンプリングして土質試験を行う方法、②地すべりの活動状態により現状の安全率を推定して土質強度定数を逆算する方法（逆算法）等がある。

簡便法を用いて安定計算を行う場合には、精査によりすべり面深度、単位体積重量、間隙水圧が明らかとなっていれば、次の(1)～(3)の手順によって粘着力（ c' ）、内部摩擦角（ ϕ' ）が求められる（ c' および ϕ' の「'」は、残留強度であることを示す）。

(1) 現状の安全率の設定

現状安全率は、地すべりの移動状況に応じて設定する（3.1.3参照）。

(2) 単位堆積重量（ γ_t ）の設定

移動土塊の単位堆積重量（ γ_t ）は、 18kN/m^3 を用いるが、シラスや巨石が多く間隙の大きい地層や熱水変質を受けた地層では、土質試験を実施して決定することが望ましい。また、近傍の現場に同一の地質で実施した試験結果がある場合は、その値を使用することができる。

(3) 粘着力（ c' ）の推定

粘着力（ c' ）は、土質試験あるいは対象とする地すべりの最大層厚をもとに、表3-1を参考にして推定されることが多い。地すべりの最大鉛直層厚が 25m 以上の場合には、 c' は 25kN/m^2 とすることが一般的であるが、 c' のみならずそれに対応する ϕ' も含めて総合的に判断するなどその妥当性を検討して慎重に定めることが望ましい。また、鉛直最大層厚が 5m 以下のものについては別途検討が必要である。

(4) 内部摩擦角（ ϕ' ）の逆算

(1)～(3)で設定した値を安定解析式（式3-1）に代入することにより、内部摩擦角（ ϕ' ）が逆算される。

(1)～(4)の手順によって求められた粘着力（ c' ）、内部摩擦角（ ϕ' ）を安定解析

式に代入し、計画安全率の達成に必要な防止工事の内容を検討する。

表 3-1 最大鉛直層厚と粘着力

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

逆算による上記手法は、実物大のせん断試験による解析結果とも考えられ、これまで成果を上げている状況から信頼性のある手法と考えられている。ただし、 c' 、 ϕ' の重みづけ次第では、排水工や、排土工、押え盛土工の効果が、計算の上で過大あるいは過小に見積もられることがあるため、土質試験結果や周辺の事例等にもとづいて検証することが望ましい。

場合によっては試験結果等にもとづいて ϕ' を推定し、逆算により c' を設定する場合がある。参考として、表 3-2～3-3に土質強度定数の例を示す。

表 3-2 地すべりタイプと地すべり面強さ⁹⁾

地すべり	すべり面強さ
第三紀層地すべり	$c_r' = 0$ $\phi_r' = 8^\circ \sim 20^\circ$
中・古生層地すべり (結晶片岩地すべりを含む)	$c_r' = 0$ $\phi_r' = 20^\circ \sim 30^\circ$

表 3-3 地質帯ごとのすべり面の土質強度（内部摩擦角）⁹⁾

(a) 新第三紀層地帯の地すべりの内部摩擦角（時階は表 3-4 参照）

時階	岩相	事例数	ϕ (平均値) 度
V	砂岩	5	21.7
	砂岩・泥岩	4	20.5
	泥岩	29	21.9
	凝灰岩	20	17.5
IV	砂岩・泥岩	7	17.2
	泥岩	47	23.4
	凝灰岩	6	22.0
III	砂岩・泥岩	14	19.0
	泥岩	43	24.5
	凝灰岩	23	19.2
II	凝灰岩	6	21.6
I	泥岩	12	22.3
	凝灰岩	21	22.4

(b) 新第三紀層以外の地質帯の地すべりの内部摩擦角

地層名	事例数	φ (平均値) 度
第四紀層	31	22.7
古第三紀層 (泥岩・頁岩)	31	19.1
三波川帯	34	28.5
三郡変成岩帯	22	29.7
秩父帯 (石灰岩を除く)	17	25.6
御荷鉢帯	9	26.9

表3-4 新第三紀層の地階区分と層序の対比⁹⁾

地質年代	(Ma) 100万年	時階	千島弧内帯		東北日本弧内帯					フォッサマグナ		西南日本弧内帯	
			北見地区	渡島半島	秋田油田	磐梁山脈	出羽丘陵	新潟油田	北 部	南 部	北 陸	山 麓	
第四紀	更新世	VI				新期火山							
		VI				新期火山							
新第三紀	鮮新世	1.8											
		V											
	中新世	5.3											
		IV											
		5.5											
		III											
		16.6											
		II											
		16.6											
		I											
23.7													

3.2.2.2 設計条件の検証

事業の実施期間中においては、工事資料等や継続実施する動態観測結果等に基づいてすべり面を見直し、計画立案時から変更が必要な場合は逐次修正を行って、工事の妥当性・安全性を評価する。

<解説>

休止中の地すべりのすべり面は、地形等を参考にしたうえで、主に地質・地下水等の状況により想定される場合もある。

また、活動中の地すべりでも活動範囲が拡大する場合や、調査の追加により部分的な修正が必要な場合もある。

事業継続期間においては、追加調査や工事等によって得られた情報を含めて検討すること

により、すべり面の形状やすべり面に作用する間隙水圧条件等を見直し、工事の安全性を確認するために必要であれば当初の設計条件を修正して再度安定解析を行う。

3.2.2.3 間隙水圧

斜面安定解析に用いる間隙水圧は、すべり面における間隙水圧を計測する手法のうち最も適切な手法によって測定された値を用いる。

間隙水圧は直接間隙水圧計等により測定することが望ましいが、これによりがたい場合は、ボーリング孔内の地下水位を代替とする。

<解説>

ボーリング孔内の地下水位は、全孔ストレーナを用いた場合、複数の滞水層が存在する場合には不正確な水位を示し、透水性の悪い土質を有する場合には、地下水位の変化に遅れを生じる場合がある。したがって、間隙水圧は直接間隙水圧計等により測定することが望ましい。

しかしながら、これによりがたい場合はボーリング孔内の地下水位を代替とする。この場合にあっても、部分ストレーナ孔の採用によって、複数の地下水帯が分布している場合や逸水層がある場合でもすべり面に作用する地下水帯の水位変動をとらえられるよう、地すべりの水文地質構造に合わせて適切な地下水位観測孔を設置する必要がある。

災害直後にあって十分な地下水観測データが得られていない場合にあっては、ボーリング掘進中の水位変動や短期間の水位観測結果により安定解析を実施し、防止工の計画を立案するが、十分な観測データが得られた時点で適宜防止計画を見直す必要がある。

一般に既往間隙水圧の最高値を用いて安定解析を行う。ただし、地すべりが滑動した時の地下水位が明らかである場合はその滑動時の地下水位を用いて、逆算法により土質強度定数を求める。

ここで、単一ブロックに対する間隙水圧分布の設定は、同一観測日の観測結果に基づいておこなうことを原則とする。

なお、簡便法ではすべり面が急な場合に $(N-U) < 0$ となることがある。その場合には、 $(N-U) = 0$ として計算する。

3.2.3 工法の選定

地すべり防止施設配置計画は、地すべり防止計画に基づき、地すべりの規模及び発生・運動機構、保全対象の重要度、想定される被害の程度、工法の経済性等を勘案し、抑制工と抑止工を単独もしくはこれらを適切に組み合わせて策定する。

工法の選定にあたっては、次の点に留意する。

- 1) 抑制工と抑止工の持つそれぞれの特性を合理的に組み合わせ、適切な位置に配置した計画とする。
- 2) 地すべり運動が活発に継続している場合には原則として抑止工を先行せず、抑制工によって運動が低減、停止してから抑止工を導入する。
- 3) 施工時のみならず維持管理も含めたトータルコストを考慮する

<解説>

地すべり防止工は、対策工の持つ機能の違いから、抑制工と抑止工に大別される。

抑制工 …… 地すべり地の地形、地下水の状態などの自然条件を変化させることによって、滑動力、抵抗力のバランスを改善し、地すべり運動を停止または緩和させる工法

抑止工 …… 構造物のもつ抵抗力を付加する事により、地すべり運動の一部または全部を停止させる工法

これまで一般的に用いられてきた地すべり防止工を分類すると図3-2のとおりである。

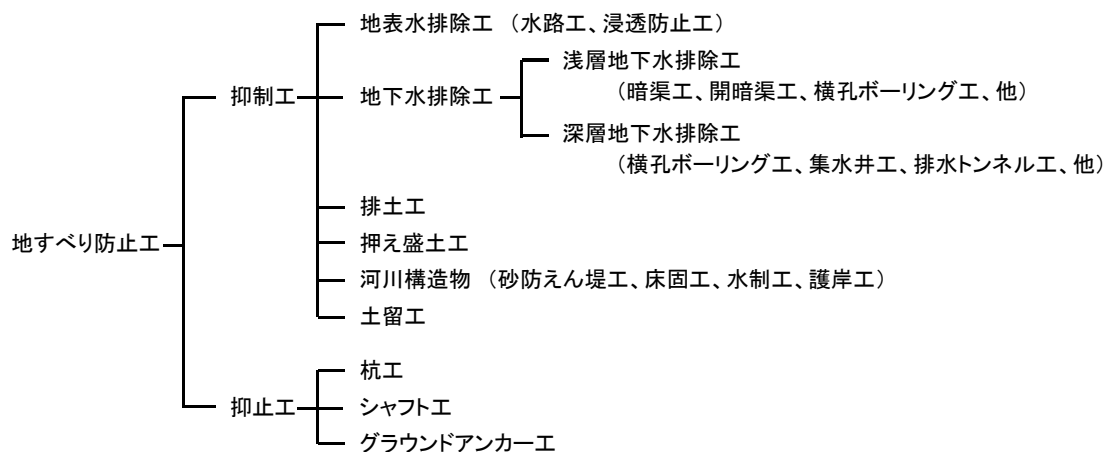


図3-2 一般的な地すべり防止工の分類

地すべり防止工は素因・誘因を勘案し、特に降雨（融雪水）や地下水と地すべり運動との関連性、地形・地質、地すべりの規模、運動形態、運動速度、保全対象、経済性（施工時のみならず維持管理も含めたトータルコスト）及び優先順位等を十分に考慮して採用する工法を選定する。原則的には、詳細な調査によって対象とする地すべりの特徴を明らかにしたう

えで、対策工の計画を立てるべきである。

地すべりの特性は各現場によって異なるため、対策工の計画立案手法を一律に論じることができないが、以下に、地すべりの誘因、滑動力の低減・抵抗力の付加、地すべりの活動状況、地すべりの規模、対策工の施工位置に着目した場合の防止工計画時の留意点を述べる。

(1) 地すべりの誘因（誘因の除去）

地すべりの誘因を除去することは一般に最も効果的な防止対策となる。

自然発生する多くの地すべりの誘因は、豪雨・長雨・融雪等によって地下水の供給量が増加することにあるといっても過言ではない。そのため、地表水排除工や地下水排除工は第一に考慮すべき重要な工法である。

一方、人為的な行為が誘因となる場合は、応急対策としては誘因となった事象を復元することが効果的な対策工となる。例えば、切土や盛土が誘因となった場合にはその影響をできるだけ除去すべく元に戻すことが有効である。

(2) 滑動力の低減、抵抗力の付加

地すべりの滑動力（安定解析式の分母）を低減する代表的な工種は、地すべり頭部で実施される排土工が挙げられる。この工種は速効性があり有効であるが、排土斜面の上部に不安定斜面や別の地すべりブロックのないことを慎重に確認する必要がある。

一方、抵抗力（安定解析式の分子）を付加する代表的な工種は、押え盛土工や杭工である。前者は地すべりの末端部で実施され、効果的な工種の一つである。グラウンドアンカー工も多用される工法である。

(3) 地すべりの活動状況

移動速度の大きな地すべりの場合には抑止工の施工は不可能で施工した場合でも破壊することがある。そのため、まず切土、盛土等の人為的誘因を除去、地表水排除工や横孔ボーリング工等の地下水排除工等の抑制工を施工し、移動速度を低減させた上で必要に応じ抑止工を計画する。

(4) 地すべりの規模

地下水排除工を例にとってみると、地すべりの規模が小さい場合、地表からの横孔ボーリング工において、すべり面を貫いて施工することはさほど困難ではない。しかしながら、規模が大きくなるにしたがってボーリングの延長も長くなるため、すべり面付近の地下水を排除する効率は悪くなる。そのため、集水井工や、時には排水トンネル工等が効率的かつ経済的な工種となる。

同様に、抑止工をとってみても、地すべりの規模が大きくなれば杭工の採用は難しくなり、グラウンドアンカー工を併用したり、シャフト工を選択することになる。

(5) 対策工の施工位置

地すべりの頭部は引張り領域となり、亀裂や間隙が多いため、地下水排除工や地表水排除工を配置すると効果的である。さらに、地すべり地外からの地下水の流入を防止するための

地下水排除工もしばしば施工される。また、排土工も地すべりの頭部で施工される。
一方、地すべりの末端部は圧縮領域となっているため、押え盛土工や抑止工の適地となる。

3.2.4 抑制工の計画

抑制工は、地すべり地の地形、地下水の状態などを変化させることによって、滑動力と抵抗力のバランスを改善し、地すべり運動を停止または緩和させるように、維持管理も含めたトータルコストも考慮し、以下の工種を合理的に組み合わせて適切に配置するよう計画する。

<解説>

抑制工には、以下の工種がある。

- 1) 地表水を排除するもの： 「水路工」・「浸透防止工」
- 2) 浅層地下水（地表に近い地層内を流動する地下水）を排除するもの： 「暗渠工」・「開暗渠工」・「横孔ボーリング工」
- 3) 深層地下水（すべり面に近い深部の地下水）を排除するもの： 「横孔ボーリング工」・「集水井工」・「排水トンネル工」
- 4) 地すべり頭部の土塊を排除するもの： 「排土工」
- 5) 地すべり末端部に排水性の良い土塊を盛土するもの： 「押え盛土工」
- 6) 溪岸を保護し地すべり末端部の安定を図るためのもの： 「河川構造物等による侵食防止工」
- 7) 段差部や、末端において小規模な崩壊を防止し斜面の安定化を図るもの： 「土留工」

(1) 地表水排除工

地表水排除工は、降雨の浸透や湧水、沼、水路等からの再浸透を防止し、地下水の上昇を抑制させるものである。地表水排除工には、水路工や浸透防止工があり、地すべりの状況に応じ早急に施工できる工法を選定する。そして、水路工は地すべり地の地形に沿って計画し、大きな土工等は避けるものとする。また、地すべり地へ流入する地表水を排除する場合は、地すべりの亀裂や滑落崖から離れた安定な地すべり地域の周縁部に計画する。

水路の目地が開いて漏水を引き起こす恐れのある場合などでは、不透水性のシート等で仮の排水路を設けることが有効である。

地表水排除工の効果は、現時点で必ずしも定量的に表現することはできないが、地すべり対策工として実施することが望ましい。降水量と地すべり運動が密接に関連している場合には特に有効な工法である。

1) 水路工

水路工は、地すべり地内の降雨を速やかに集水して地すべりブロック外に排除、及びブロック外からの流入水を排除するために設置される。

水路工は集水路工と排水路工に区分される。

① 集水路工

集水路は、斜面における降雨・地表水をすみやかに集めるために通常斜面を横切って設置する。集水路工は、比較的幅が広く浅いものとし、排水路に連結させる。

② 排水路工

排水路は、集めた水を速やかに地すべり地外に排除するために用いられるため、流出計算によってその断面が決定されなければならない。排水路は谷地形を呈する位置に設け、排水路は原則として20～30m間隔に帯工を設け、排水路の末端、水路の合流点、段差のある箇所等には落差工や集水柵を設置する。

排水路は複数の地すべりブロックや、地すべり地域外の水を集める計画となることから、必要に応じて隣接ブロック等も併せて調査を行ったうえで合理的な排水計画としなければならない。

2) 浸透防止工

浸透防止工は、亀裂の発生箇所に対して粘土、セメントの充填やビニルシートの被覆等を行う工法である。沼、水路等の漏水防止工としては、不透水性の材料による被覆、沼の開削、水路の付け替え及び改良などを計画する。

地下水排除工と同様、大規模な浸透防止工は下流域の地下水利用に影響を与えることがある。このため、計画に際しては水文調査によりその影響を評価する必要がある。

(2) 地下水排除工

地下水排除工によって、地すべり地内に流入あるいは浸透する地下水及び地域内に分布する地下水を排除し、地すべり土塊内部の間隙水圧（地下水位）を低下させる。地下水排除工は、地表に近い地層内を流動する地下水を対象とする浅層地下水排除工とすべり面に近い深部の地下水を対象とする深層地下水排除工に大別される。

地下水位の計画低下高は、対策工の種類、地すべり地の地形、地質、土質、地下水の賦存条件によって異なるため、地下水位解析結果や類似箇所での地下水位低下実績等を参考に検討を行い、決定する。地下水位解析や類似箇所での実績等が得難い場合は、目安として次の値を参考としても良い。

横孔ボーリング工	1～3m
集水井工	3～5m
排水トンネル工	5～8m

ただし、ここに示す値は、層厚20m程度の地すべりにおいて地すべり地内に地下水排除施設を適切に配置した場合の経験的な値であり、期待できる地下水位低下高の平均値～最大値と考えるべきである。

対策工の施工後には継続観測を行い、目標とする地下水位低下がみられない場合には、対策工事の追加や工法の変更等を検討する。

多数の集水井や排水トンネルでなければ抑制が困難な場合で、浸透流解析等によって、明確

に地下水位低下高が推定される場合には、それによることが望ましい。

1) 浅層地下水排除工

① 暗渠工

暗渠工は、浅層部に分布する地下水を排除するため、または降水による浸透水を速やかに排除するために設置される。特に、透水係数の小さい土層中の豊富な地下水を排除する場合には、積極的に計画する。排除可能な地下水深度は地表から2 m程度である。

② 開暗渠工（明暗渠工）

開暗渠工は、地表水の流入、浸透を防ぐとともに、地表から浅い深度に浸透した地下水を排除するために設置される。浅層地下水は地表水の浸透により形成されるため、地表の凹部、谷部に暗渠工と地表排水路工とを組み合わせた構造とする。

軟弱な地盤や、斜面横断方向に計画される開暗渠工は変形することが多く、本県では代替としてふとんかごを使用した特殊暗渠工（標準設計図集を参照）を採用することがある。

③ 横孔ボーリング工

横孔ボーリング工は、開暗渠工等では排除できない浅い地層の地下水を排除するもので、地形的に施工可能な場合に計画する。地下水の解析結果に基づいて、横孔ボーリング工の径、長さ、角度等を計画することが望ましいが、横孔ボーリング工の先端間隔は一般に5～10 mとし、地下水の豊富な部分に集中的に計画される。

2) 深層地下水排除工

① 横孔ボーリング工

深層地下水排除工として計画される横孔ボーリング工は、すべり面付近に分布する深層地下水や断層、破碎帯に沿った地下水を排除するために設置される。地すべりブロックの深層地下水の存在、地下水位等を確認した上で帯水層に向けて計画することとし、地下水位を低下させようとする範囲の全体に配置する。横孔ボーリング工の先端間隔は一般に5～10 mとし、予想されるすべり面を貫いて5～10 mの余掘を行うように計画する。

② 集水井工

集水井工は、深層地下水を排除するために設置される。特に、深い位置で集中的に地下水を集水しようとする場合や横孔ボーリング工ではその延長が50 m程度より長くなる場合に計画する。

集水井は、集水井壁面からの湧水を期待するのではなく、集水ボーリングにより地下水脈からの大量の集水を期待する。

集水井の深さは、活動中の地すべりでは、すべり面深度より2 m以上浅く計画し、井筒と排水ボーリングの安定を図るのが一般的である。停止中の地すべりの場合はすべり面を貫いて安定な地盤に集水井の井筒基礎を設置することもある。

集水井の位置及び規模は、集水効果、施工時の安全性、維持管理等を考慮して決定する。特に、集水井から地表への排水が自然排水となるようにその配置、工法を検討する。

集水井から地表へ直接排水できない場合は中継井を計画する。いずれの場合も排水ボーリングは、地すべりによって切断されないように、原則として地すべりブロックを横切らない配置とする。集水井同士を連結する排水ボーリングの長さは、一般には70～80mが限界とされているが、岩塊玉石等の削孔が困難な地質ではこれよりも限界が短い場合がある。

集水井の深さは一般に30m程度までとし、深くなる場合は強度や施工法について検討し、排水トンネル等他の工法が有利とならないか比較するものとする。

集水井工は、地下水が層状あるいは脈状に賦存している地すべり地内で集中的な地下水排除を必要とする場合に用いられるが、地下水の分布が多層構造の場合には、深さ方向に2段以上の集水ボーリングを行う必要がある。

地質が軟弱で湧水が多量にある場合は掘削が困難となることがあるため、周辺事例等を参考に施工方法を工夫し、他の工法の採用も検討する。また、移動の激しい箇所では、側圧の増加によって集水井にひずみが発生し、破壊の原因となることがある。したがって、施工後の維持管理上ばかりでなく、施工中の災害防止の観点からもできるだけこのような箇所での施工は避けることが望ましい。そのため、集水井工の位置の決定にあたっては、調査ボーリングによって地質及び基盤を確認することを原則とする。

2基以上の集水井工を並列に配置する必要がある場合は、地下水位低下の影響範囲を考慮して集水井の中心間隔を100m程度以下とする。

③ 排水トンネル工

排水トンネル工は、集水井工や横孔ボーリング工では深層地下水の排除が困難な場合に計画される。

排水トンネル工は、トンネル内からの集水ボーリングによって、すべり面付近の深層地下水を排除することを目的として施工される。また、地すべり面下を通る底設トンネルと地すべり地周辺部に設ける周縁トンネルに大別される。地すべり土塊内でのトンネル掘削は原則として行わず、一般にすべり面から排水トンネル径の少なくとも2倍以上離して計画する。すべり面には段差がある等、不確定要素が多く、綿密に調査したにもかかわらず、トンネルが思いがけず移動土塊内に進入した例がある。トンネルの計画を見直す場合は大きな手戻りとなるため、当初から十分に余裕を持った計画とする必要がある。

集水ボーリングは、トンネル内のボーリング室から上向きまたは横向きに実施する。

(3) 排土工

排土工は、地すべり頭部の土塊を排除し、地すべりの滑動力を低減させるために実施される。排土工を計画する場合には、その上方斜面の潜在的な地すべりを誘発することがないように、事前に十分な調査・検討を行うことが必要である。上方斜面に地すべりが分布する場合には、本工法の計画は避けるべきである。

単位体積重量も含め、土質定数の取り方に応じて必要な土量・形状は異なってくるため、その設定は慎重に行う必要がある。

すべり面形状が直線状の場合や、必要な排土規模が大きく中腹部まで排土が必要となるような場合では、排土して推力が低減されても、併せて抵抗力も損なわれるため十分な抑制効果が得られないことがある。特に末端の切土が原因となった場合は、むしろ頭部に抵抗力が残り、ここを排土して地すべりを助長することも考えられる。したがって、本工法は地すべりの形状や発生機構に十分解明した上で計画する必要がある。

排土量については、地すべりの規模、すべり面の位置を正確に把握し、安定計算によって決定する。排土後にはのり面及び排土跡地の緑化等により、自然環境の回復に努める。

地すべりの移動量が大きく、地すべり地内および地すべり下方斜面への作業員の立ち入りに危険を伴う場合や急傾斜地で作業に危険を伴う場合などには、無人化施工技術の導入を検討する。

排土工は、土砂運搬や土砂処理、概成後の切土面の維持管理などに費用を要するほか、用地買収等に時間を要する場合がある。反面、横孔ボーリング工、集水井工等、地下水排除工のように、施工後の集排水孔へのスライム付着をはじめとする機能低下の問題が少ない工法である。したがって、施工性、土砂処理、用地、機能低下リスク、維持管理費等を含めたトータルコストを比較した上で有利と判断される場合には、積極的に採用すべき工法である。

(4) 押え盛土工

押え盛土工は、地すべり末端部に排水性の良い土塊を盛土し、地すべり滑動力に抵抗する力を増加させるために設置される。盛土部及びその周辺斜面で新たな地すべりの誘発がないことを確認して地すべり末端部に計画する。盛土位置が河川や溪流の河床部であることが多いので、河道付け替えや護岸工を必要とする場合がある。

押え盛土工は、排土工と併用すると経済性も向上し、かつ効果的であるので、通常これらを組み合わせて計画することが多い。また、盛土背面の地下水位の上昇を考慮して、地下水排除工を併用することが望ましい。

盛土量については、安定計算によって算出する。盛土部は緑化して自然環境や景観の回復に努める。また、排土工で述べたように、作業員の安全を確保できる施工方法とする。

(5) 河川構造物等による侵食防止工

河川構造物等による侵食防止工は、流水による河床低下や溪岸侵食が地すべり土塊の安定を損なわせ、地すべり発生の誘因となる場合に、溪岸の保護と地すべりブロック末端部の安定を図るために計画する。

地すべり防止工としての河川構造物には、砂防えん堤、床固工、護岸工、水制工等がある。また、河川の付替えが計画される場合もある。

地すべりブロックの直下流部に砂防えん堤、床固工を設けると、その堆砂によって地すべりブロック末端部の崩壊や侵食が防止され、押え盛土工と同様の効果が期待できる。

砂防えん堤、床固工等を設置する場合は、原則として地すべりブロックの直下流部で、地すべりの影響のない安定した基盤に設ける。地すべり地内に一連の砂防えん堤または床固工を計画する場合には、その直下流で地すべりの影響のない地点にも構造物を計画することがある。

(6) 土留工

土留工は、滑落崖の直下、段差のある亀裂を整形した後に残る急斜面部や末端等に設置し、崩壊防止と斜面の安定化を目的として計画するものである。これらの箇所では湧水が確認される場合が多く、その排水を目的として透水性の材料を用いて計画することを基本とする。

なお、想定される土圧をすべて受け止め、抑止工の効果を期待する場合は、構造計算を行い擁壁として計画する。

3.2.5 抑止工の計画

抑止工は、構造物のもつ抵抗力を付加することにより、地すべり運動の一部または全部を停止させるように、維持管理も含めたトータルコストも考慮し、以下の工種を単独もしくは合理的に組み合わせて適切に配置するよう計画する。

<解説>

抑止工には、以下の工種がある。

- (1) 鋼管や鉄筋コンクリート等のせん断抵抗力や曲げ抵抗力により、地すべり移動土塊の滑動力に対して直接抵抗するもの： 「杭工」、「シャフト工」
- (2) テンドン（鋼材等）の引張強さを利用して斜面を安定化させるもの： 「グラウンドアンカー工」

(1) 杭工

杭工は、鋼管杭等をすべり面を貫いて不動土塊まで挿入することによって、せん断抵抗力や曲げ抵抗力を付加し、地すべり移動土塊の滑動力に対し、直接抵抗する工法である。

杭工は一般に複数の鋼管杭を地すべりの移動方向に対して直角方向に列状に配置し、地すべり滑動力に一体となって対抗させる工法である。したがって、地すべり活動が活発で1mm/day以上の動きがある、または予想される場合には、計画される杭が同時に施工されない限り、杭の働きは個別的なものとなって効果が期待できないので、応急対策工事や抑制工によって地すべり活動が概ね停止したのを確認した上で施工を行う。

計画位置は、原則として地すべり運動ブロックの中央部より下部とし、杭の根入れ部となる基盤が強固で地盤反力が期待できる場所を選定する。

なお、頭部にアンカーを併用して抑止力を高めることも可能である。

(2) シャフト工

シャフト工は、径1.5～6.5mの立坑を不動土塊まで掘り、これに鉄筋コンクリートを充填した「シャフト」と呼ばれる場所打ち杭により地すべりを抑止する工法である。地盤等の条件により大口径の機械削孔を行うことが困難な場合や、曲げ杭では地すべりの滑動力に抵抗できない場合で、かつ基礎地盤が良好な場合に適用する。立坑掘削中の施工の安全管理に留意する必要がある。また、掘削中の排水処理を十分に行うために、事前に地下水や湧水に対する調査、検討を十分に行う必要がある。

(3) グラウンドアンカー工

グラウンドアンカー工は、斜面から不動地盤にテンドン（鋼材等）を挿入し、基盤内に定着させた鋼材の引張強さを利用して斜面を安定化させるものである。地すべり対策工として使用されるグラウンドアンカー工には、すべり面に対する垂直応力をグラウンドアンカー工により増加させることによってせん断抵抗力を増加させようとする効果（締め付け効果）を期待するものと、地すべり土塊が、滑落しようとした時にグラウンドアンカー工のすべり面の接線方向の引張り力によって地すべり土塊を引き止めようとする効果（引き止め効果）を利用するものがある。グラウンドアンカー工は、引き止め効果あるいは締め付け効果が最も効果的に発揮される地点に計画する。

グラウンドアンカー工は、高強度の鋼材を引張材として地盤に定着させ、引張材の頭部に作用した荷重を定着地盤に伝達し、群体としての反力構造物と地山とを一体化することにより地すべりを安定化させる工法である。地すべり地が急勾配で、杭工、シャフト工では十分な地盤反力が得られない場合や緊急性が高く早期に効果の発揮が望まれる場合等に、適切な位置に計画する。

(4) 抑止工の併用

規模の大きな地すべりや、地すべりの直下に民家や道路・河川などがある場合では、末端部の崩壊防止もかねてグラウンドアンカー工が計画されることが多い。ここで、地すべりの規模が大きい場合、アンカーの上方斜面に抜ける受動破壊が起きたり、地形的に必要抑止力を得るだけのアンカーを配置できない場合がある。この場合は、中腹部に杭工を計画し、これを補うことができる。

杭の設置段数は原則として1段とされるが、各々の杭の効果を適切に評価することができれば、複数段に荷重を分散して杭を配置することも可能である。

3.3 補足調査

詳細設計または工事の実施に際して、補足すべき事項があれば、精査に準じた手法により調査を実施して確認する。

<解説>

精査は地すべり防止施設の配置を計画することを主な目的として実施されるものであり、精査の段階では地すべり面や地下水賦存の3次元的な形状については必ずしも明らかとなっていないことがある。また、抑止工の詳細設計には地盤の工学的特性等の設計条件を整理しておく必要があるが、未調査である場合や、既往調査位置からはずれた箇所に計画する場合は追加調査が必要となる。

抑止工や、深層地下水排除工の設計・施工にあたり、上記のような補足すべき事項があれば3章に示した手法により調査を実施して明らかにする必要がある。

なお、すべり面位置の特定を目的としないボーリング調査の延長は、基盤岩5mを確認することにこだわる必要はないが、調査目的に応じて過不足の無いようにしなければならない。

3.4 工事に際しての安全対策

地すべりの滑動状況に応じて、施工中に地表面伸縮計等による移動状況を監視する。変位量や降雨量等に基づく安全管理基準の設定、頭部排土工や押え盛土工における無人化施工機械の導入等、工事に際しての安全対策について検討する。

<解説>

地すべり防止工事は、一般土木工事と比較して、斜面上の作業となること、土圧が大きいこと、材料の重量が大きいこと、高所作業となる（各抑止工、集水井工）ことがある、回転機械を使用する等、事故に結びやすい工種が多い。また、活動中の地すべりを対象とする場合、立ち入りに際しても危険を伴う。

多量の鋼管杭を地すべり頭部に仮置きして地すべりを誘発したり、施工ヤードが泥濘化し、杭打工に際してクレーンが転倒する等、地すべり工事特有の事故例もある。

これらの状況から、地すべり防止計画の立案にあたっては、危険性に配慮した工法の選定や、二次製品を利用した省力化、施工ヤードの舗装整備等仮設の安全対策等に配慮する必要がある。

活動中の地すべりや、震災直後の余震のある中での工事等、危険な作業となる場合は、無人化施工機械等の導入についても検討する。

また、施工中は地すべりが活発化していないか、地表面伸縮計等の計器や測量的手法によりその挙動を監視し、異常に対する適切な管理基準値を設定する等により、万全の警戒避難体制を整えておく必要がある。

3.5 概成

工事の全体計画の終了（概成）を決めるに当たっては、工事施工中ならびに施工後の地すべり現象の消長を把握することにより防止工事の効果を判定し、慎重に決定する。
概成後も、必要に応じて観測を継続し、異常な動きの有無を確認する

<解説>

工事の全体計画の終了（概成）を決めるに当たっては、工事施工中ならびに施工後の地すべり現象の消長を把握することにより防止工事の効果を判定し、慎重に決定する。

地下水排除工の効果は、間隙水圧調査結果に基づいて、高水位、低水位状態の安定計算を行って評価すること。なお、単一ブロックに対する高水位、低水位等の設定は、同一観測日の観測結果に基づいておこなうこと。

ブロック内の工事が概成した後、原則として1年間は観測を実施し、歪計、孔内傾斜計等に地すべりの兆候が確認されない場合は観測を継続しないこととする。

概成にあたっては、概成報告書を作成し、砂防課に提出する。

参考文献

- 1) 渡正亮, 小橋澄治: 地すべり・斜面崩壊の予知と対策, 山海堂, pp41, pp115-117, 1987.
- 2) (社)地すべり対策技術協会: 地すべり対策により生じた地下水利用のための手引き, 106p, 1997.
- 3) 土質工学会: 土質工学ハンドブック, pp223~263, 1982.
- 4) 土質工学会: 斜面安定解析入門, 189p, 1989.
- 5) Hovland, H. J.: Three-dimensional slope stability analysis method, ASCE, Vol.103, No.GT9, pp.971~986, 1977.
- 6) 鶴飼恵三, 細堀建司: 簡易 Bishop 法, 簡易 Janbu 法および Spencer 法の三次元への拡張, 土木学会論文集, No.394/III-9, pp.21~26, 1988.
- 7) Lambe, T. W. & Whitman, R. V. : Soil Mechanics, John Wiley & Sons. Inc. , 570 p, 1969.
- 8) 例えば, (社)地盤工学会: 切土法面の調査・設計から施工まで, pp102~111, 1998.
- 9) 中村浩之・綱木亮介・吉田克美: 地質帯ごとにみた地すべり面のせん断強度定数の評価, 土木技術資料, 第32巻, 第11号, pp.48-54, 1990.

第4章 応急措置

4.1 総説

4.1.1 応急措置の目的と手段

応急措置は、「今まさに大きく活動している地すべり、もしくはその恐れのある地すべり」に際して、保全対象の当面の安全を確保するために実施するものであり、次の2つの手段がある。

- 1) ソフト対策として警戒避難体制を構築する
- 2) ハード対策として応急地すべり工事を実施する

また、これらを組み合わせて実施する場合もある。

これらの措置により、避難民の帰宅や、保全対象の機能の回復を早期に実現することを主な目的とする。

<解説>

地すべり災害時において抜本的な地すべり防止工事の実施までには、数ヶ月以上の期間を要することが一般的である。しかし、民生安定上の観点からは、応急的な措置により可能な限り早期に復旧を図り、避難住民の帰宅や、保全対象の機能回復を実現することが望まれる。

現地踏査（航空機等による上空からの観察や空中撮影された写真の判読を含む）等により、保全対象まで被害が及ぶ危険性が推定される場合は、警戒避難体制の構築や、応急地すべり防止工事を行うことが必要となる。

ここでは、応急措置の実施方法について記述する。

4.1.2 応急措置の手順

応急措置が必要と判断された場合は、地すべりの挙動について最悪の条件を想定して、警戒・避難が必要な住民や保全対象を特定する。その上で、応急対策を計画する。

応急対策の進捗にしたがい、対象箇所の警戒・避難に関する体制が解除できないかどうかについて逐次検討する。

<解説>

応急措置として実施すべき項目には、次のようなものがある。

(1) 保全対象の特定

- 1) 被害状況・避難状況の確認
- 2) 地すべり範囲の特定と概略の深さの推定
- 3) 発生原因（素因・誘因）の推定
- 4) 保全対象の特定

(2) 警戒避難体制の構築

- 1) 初動段階の管理基準値を設定する
- 2) 管理基準値を認定できる精度を有する方法で計測を行う
- 3) 現地踏査結果や計測結果等から地すべりの運動を予測し、管理基準値の見直しを行う

(3) 応急地すべり防止工事

- 1) 現地調査で把握した地すべりの規模や発生原因の推定結果を基に立案する。
- 2) 工事関係者の安全を確保するため、必要な計測管理を併用し、警戒避難基準を設ける。
- 3) 工程を把握し、警戒・避難体制解除の時期を検討する。

4.2 保全対象の特定

災害が発生した場合、被害状況および避難状況の確認を行う。さらに、現地調査を行って、地すべりの範囲を特定するとともに、地すべりの挙動を予測し、地すべり活動の拡大が見込まれる範囲（溪流に沿って土石流が流下し、これによる被害が見込まれる範囲を含む）を特定する。この場合、人命の安全確保の観点から安全側の条件を想定する。
想定結果から、市町村等と協議の上、警戒・避難体制に組み込むべき保全対象を特定する。

<解説>

保全対象の特定に際しての考え方を3.1.2項に示した。以下、災害発生時における保全対象の特定にあたっての留意点を記述する。

(1) 被害状況・避難状況等の確認

現地において被害状況・避難状況を確認する。

また、災害対策本部の設置状況等、現地の体制、消防・警察等の活動状況を確認した上で専門家等による現地調査の必要性を判断する。

(2) 地すべり範囲の特定と概略深さの推定

現地調査により、地すべり範囲を特定する。地すべりの規模が大きい場合や、溪流沿いの地すべりで下流への影響を検討する必要がある場合は、航空機を用いた現地調査の実施も検討する必要がある。

調査は、変状の認められる範囲だけでなく、変状範囲を包括する大規模な地すべり地を見逃さないよう、背後斜面や隣接斜面の確認を十分行う。また、調査の実施にあたっては、調査者の安全の確保を最優先し、二次災害を防止する。

調査時の着眼点の概要は次のとおりである。詳細は、「2.2 予備調査」及び「2.3 概査」を参照されたい。

1) 地形

マクロな地形を概観し、既存の地すべり、崩壊地の分布状況を調査する。さらに、ミク

ロに変状範囲の微地形を確認し、地すべり範囲の推定に役立てる。

予め地形図より周辺域の大地形等を把握しておくとともに、変状の生じた斜面の対岸や上空等から斜面全体を遠望するとよい。

2) 地質、地質構造

地質図を入手するとともに、露頭より地質、地質構造を調査し、地すべり範囲、移動土塊の性状等の推定に役立てる。

3) 構造物や斜面の変状の分布

構造物の変状は容易に発見可能であるが、斜面（地山）の変状は発見できない場合もある。しかし、急激な移動の場合には、斜面（地山）にも何らかの変状が認められることが多いため、詳細な調査により変状範囲を明らかにし、地すべり範囲の推定に役立てる。

構造物の傾斜や地表面に生じた亀裂の開口量などを複数回測定し、変形の進行状況を計測すれば地すべり変動の継続の有無や、概略の移動速度を知ることができる。この際、抜き板等の計測方法を採用することも検討する。

一般に、崩壊の上部や側部斜面は不安定となっているため、詳細な調査が必要である。また、地すべりの活動に起因して末端部で崩壊した可能性もあるため、上部斜面の地形との関連性を確認することも重要である。

4) 湧水

地すべり地内では、しばしば豊富な湧水が確認される。すべり面が不透水層となっている場合には、末端部のすべり面の露頭からの湧水がしばしば認められる。湧水位置を調査することにより、地すべり範囲の推定に役立てる。

5) 地すべり平面図、地すべり断面図の作成

現地踏査結果に基づいて運動ブロック区分や、移動方向等を図示するとともに、潜在的な地すべりの範囲を破線等で加筆する。現地踏査段階での断面図作成にあたっては、巻末参考の2.4、2.5項等を参考とする。

(3) 発生原因の推定

応急地すべり防止工事の立案や、避難体制構築の検討資料とするため、3.3や3.5項を参考に発生原因を推定する。

(4) 影響範囲の推定

影響範囲は、2.3.3.3項を参考に推定する。

地すべり範囲および発生原因、現状の活動状況等を参考に、その後の地すべりの挙動を予測し、地すべり活動の拡大が見込まれる範囲（溪流に沿って土石流が流下し、これによる被害が見込まれる範囲を含む）を想定する。

この際、特に注目すべき点を次に示す。

- 1) 下方斜面は、平坦地か傾斜地か。
- 2) 下方斜面は、河川や溪流等に面しているか。

- 3) 人家、道路、公共施設等の保全対象の位置。
- 4) 防止施設の有無

(5) 保全対象の特定

影響範囲内にある保全対象を抽出し、各保全対象に対して想定される被災形態を検討する。その上で警戒・避難体制に組み込むべき保全対象を特定する。

現地調査等により地すべりの全容が明らかになるまでに時間が掛かる場合は、その前に二次災害が発生する可能性もあるため、初動段階においては人命確保の観点からなるべく、早急に安全側の判断を行うべきである。

4.3 警戒避難体制の構築

4.3.1 災害時の警戒避難体制

災害の初動段階では、適切な管理基準値の設定は困難であり、明らかに活動が継続している場合や、すでに地すべりダムが形成されて決壊の恐れがある等住民に著しい危険が差し迫っている場合は、まず住民の避難の必要性を検討する。

その上で、初動段階の管理基準値を設定して計測を実施し、応急地すべり防止工事の進捗や、地すべりの活動状況に応じて適宜管理基準値を修正し、避難体制の緩和・解除または強化を行う。

<解説>

地すべりが活動中であっても、地表に明瞭な変形は出ない程度であれば民生の安定の観点から避難するに値しない状況も想定される。しかし、活動が活発化し危険が差し迫った段階となるまえに、避難行動に必要な時間的猶予を持って避難するべきことを判断すべきである。

応急地すべり防止工事は、地すべり機構が完全に解明されていない段階で行われることが多く、その信頼性は十分とはいえない場合がある。このため、先行して対策が行われたとしても、動態観測や、気象観測結果に基づいた警戒・避難基準を設定し、危険が差し迫った段階では速やかに避難が可能な体制を構築しておく必要がある。

専門家であっても地すべり斜面への立ち入りが困難な場合や、地すべりの規模が広大な場合等は応急地すべり防止工事そのものの実施が困難な場合が多い。このようなケースでは、警戒・避難に関する体制の構築を先行することが必要である。

4.3.2 初動段階の管理基準値の設定

初動段階では活動状況に応じた地すべりの危険度評価を行うことは困難であり、一般的な値を初動段階の管理基準値として定め、当面の警戒避難の目安とする。

<解説>

表4-2～4-4は、既往の管理基準値の設定事例をとりまとめたものである。基準値

は地すべりの移動特性、地すべりの影響範囲によって異なるため、一律に定めることはできないが、地表面伸縮計の移動量が1mm/日オーダーで「注意」、10mm/日オーダーで「警戒」、数～10mm/時間オーダーで「避難」、「立ち入り禁止」とする事例が多い¹⁾。

これらを参考に、初動段階における警戒・避難にかかわる基準値の案を表4-1に示す。

これらはいくまで目安であり、警戒・避難の実施する際は、単に計測値だけでなく、変位量に累積性があるかどうかを考慮することも重要である。また、地すべりによっては、急激に移動速度を増加させるものもあるため、近傍での災害事例を参考にするなど慎重に設定する必要がある。

表4-1 伸縮計等による地すべりの警戒・避難基準（案）

	要 注 意	警 戒	避 難	立 入 禁 止
基準値	1日1mm以上	1日10mm以上	時間2mm以上を2時間 継続または、1時間4mm 以上	1時間10mmを概ねの目安 とし、専門家の意見によ り判断する。

警戒体制の解除にあたっては、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、解除時には、応急対策によってある程度の安全度が確保されたり、あるいは、さらなる変状が発生していないことを確認したりするなど慎重に判断する必要がある。

表 4 - 2 管理基準値一覧表¹⁾に加筆

(a) 地すべり指定地等

地すべり名	地表面伸縮計による管理基準値				その他管理基準値	備考
	注意	警戒	避難	立入禁止		
A-1		4mm/h または 20mm/D			降雨量	基準値を超えた場合、踏査の実施
A-2	1mm/D	10mm/D	2mm/h*2h 4mm/h	10mm/h 専	地盤傾斜計(参考値) パイプ歪計(参考値)	
A-3	1mm/D	10mm/D	4mm/h*2h	10mm/h 専	地盤傾斜計(参考値) パイプ歪計(参考値)	
A-4	1mm/D	10mm/D	2mm/h*2h 4mm/h	10mm/h 専		
A-5	1mm/D	10mm/D	2mm/h*2h 4mm/h	10mm/h 専	地盤傾斜計(参考値)	
A-6	1mm/D	10mm/D	2mm/h*2h 4mm/h	10mm/h 専	地盤傾斜計(参考値) パイプ歪計(参考値)	
A-7	1mm/D*7D	12- 17mm/D	2mm/h*2h 4mm/h		多層移動量計による 基準値	
A-8	1mm/D	10mm/D	2mm/h*2h 4mm/h	10mm/h 専		
A-9			2-4mm/h		降雨量	
A-10			4mm/h		降雨量	
A-11			1) 2mm/h 2) 4mm/h			1)以下で末端部押え盛土工可能 2)以下で頭部排土、水抜き工可能 2)以上で避難
A-12			2mm/h			基準値を超えた場合、踏査を実施、 協議の上、避難・交通止
A-13	10mm/D	2mm/h	4mm/h		降雨量	4mm/hを超えた場合、警報を発令
A-14			4mm/h 20mm/D		降雨量	基準値を超えた場合、踏査、計器 のチェック、必要に応じ避難
A-15			1mm/D		降雨量	対策工施工中の基準値-作業中止 深礎工近辺の移動計で1mm/D

h:時 D:日 M:月 *△:△の期間継続 専:専門家の判断
基準値が複数の場合、どちらか一方に該当した段階で適用

表 4 - 3 管理基準値一覧表¹⁾に加筆

(b) 貯水池等

貯水池名	地表面伸縮計による管理基準値		その他 管理基準値	備 考
	注 意	湛水中止		
B-1	1mm/D*3D(引張り) 0.6mm/D*3D(圧縮)	3mm/3D 専	地盤傾斜計、巡視	試験湛水中の管理基準値
B-2	0.4mm/D		地盤傾斜計、巡視	〃
B-3	1.2mm/3D	専	地盤傾斜計、巡視 地中傾斜計	〃
B-4		2mm/h 10mm/D	巡視	試験湛水中の管理基準値 対処・対策を検討
B-5			地盤傾斜計	試験湛水中の管理基準値
B-6	0.4mm/D*3D	1mm/D 専	地盤傾斜計、巡視	〃
B-7	4mm/h			ダムに隣接する地すべりの基準値
B-8	1mm/D	専	地盤傾斜計 地中変位計	試験湛水中の管理基準値
B-9	0.4mm/D*3D	1mm/D	地盤傾斜計、巡視	〃

h:時 D:日 M:月 *△:△の期間継続 専:専門家の判断
基準値が複数の場合、どちらか一方に該当した段階で適用

表 4 - 4 管理基準値一覧表¹⁾に加筆

(c) 道路等

路線名	地表面伸縮計による管理基準値				その他 管理基準値	備 考
	注 意	警 戒	対策工	交通止め		
C-1				20mm/D 4mm/h 2mm/h*2h	傾斜計、加速度計など	トンネル掘削中の管理基準値 基準値を超えた場合、交通止め
C-2					地中変位計	
C-3		3mm/h		4mm/h		
C-4		20mm/D		4mm/h	降雨量	
C-5	0.02mm/D 0.5mm/M	0.1mm/D 2mm/M	1mm/D 10mm/M			
C-6	0.02mm/D	0.1mm/D	1mm/D			
C-7				2mm/h		現地確認の上、1時間後に異常が なければ解除する
C-8				2mm/h		現地確認の上、1時間後に異常が なければ解除する 夜間は、通行止め
C-9				2mm/h		”
C-10				4mm/h		現地確認の上、対応を検討
C-11				2mm/h 10mm/D	降雨量	交通止め、対策工の施工中止 4mm/h以上の場合は対岸も交通止め
C-12				10mm/D		対策工施工中の管理基準値 基準を超えた場合は、工事中止
C-13		4mm/D		A: 2mm/h 10mm/D B: 4mm/h 20mm/D	降雨量	対策工施工中の管理基準値 Aを超えた場合、地すべり末端の工事 地中での工事の中止 Bを超えた場合、すべての工事の中止
C-14				10mm/D		対策工施工中の管理基準値 基準を超えた場合は、工事中止

h:時 D:日 M:月 *△:△の期間継続 専:専門家の判断
基準値が複数の場合、どちらか一方に該当した段階で適用

その他、地表面伸縮計の計測値（変位量）に基づいた管理基準値の他、地盤傾斜計、パイプ歪計、孔内傾斜計、孔内伸縮計、光波測距儀、雨量計、及び現地踏査・巡視に基づいた管理基準値が設定されているが、詳細は地すべり観測便覧（同編集委員会、1996）²⁾等を参照されたい。

4.3.3 警戒避難のための計測

警戒避難体制に用いる計器は、設定された管理基準値を認定できるものを選定する。警報の発令は、周知が必要な関係者に対して速やかに、かつ確実に伝達する。

<解説>

警戒避難体制の構築に必要な計測機器類は、①連続的な記録が可能で、かつ、②警報機への設置が可能であることが必要である。表4-5に主な計測機器類と適用を示す。地表面に設置する計測機器類は、初期段階から警戒避難体制の構築に役立ち、ボーリング孔を利用した観測計器の利用により地中変位を組み込んだ警戒避難体制の構築が可能になる。

計測の開始はできるだけ早いほうが望ましい。このため、初動段階では容易に設置できるぬき板を用いることが多い。また、地表面伸縮計、転倒式傾斜計も一般的な測定器で設置が比較的容易であり、多用される計測機器である。

この他、現地に監視カメラ（CCTV）を設置し、斜面や河川等の異常の有無を監視することもある。

表4-5 主な計測機器類と適用

		現地踏査・巡視	地表面に設置する計測機器類						ボーリング孔				
			ぬき板	測 量		地表面伸縮計	地盤傾斜計	転倒式傾斜計	雨量計	パイプ歪計	孔内傾斜計	孔内伸縮計	地下水位計
				移動杭	GPS								
得られる情報と適用	移動量	×	○	○	○	○	×	×	×	△	○	○	×
	連続的な記録	×	×	×	△	○	△	△	○	△	△	○	△
	警報機への設置	×	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	管理基準値	△	×	△	△	○	△	×	○	△	△	△	△

(1) 現地踏査・巡視、ぬき板

ぬき板は設置が容易で、現地踏査・巡視の際に簡便に計測でき、計測データがない初動段階の警戒避難体制の構築で有効な手法である。

現地踏査・巡視は、観測体制が整った後も継続して行なう。特に警戒・避難基準に達した場合には、斜面の変状、変位量の変化、湧水の分布等を確認する。現地状況と観測データを比較して、警戒・避難基準を必要に応じて見直すことも必要である。

(2) 移動杭

移動杭測量は、計測機器調達までの初期段階や、多数地点のデータが必要な際に実施されることが多い。ただし、連続的な記録は収集できない点で、警戒避難体制の構築には適さないことが多い。

地すべりが大きい場合や、見通しが悪い場合など、現場条件により誤差が大きくなるため、適用に際して留意する必要がある。

(3) GPS

トータルステーションのかわりにGPSを用いて移動杭観測を行うものである。地すべりの規模等によってはトータルステーションよりも精度が高くなることがある。自動観測により、警戒避難体制の一部として取り入れられている例もある。

(4) 地表面伸縮計

警戒避難基準の指標として最も確実で、多用されている。初期段階から地表面移動量が連続的に自記記録され、長期間の観測が可能で、滑落時期を予測する手法にも利用されている。ただし、積雪期の保護設備設置や活発な滑動ブロックでの修復等、メンテナンスを必要とする。設置箇所選定にあたっては、地すべりの特徴を十分考慮し、地すべりの挙動がわかってきた段階で追加・変更することも必要である。

(5) 地盤傾斜計

移動量は観測できないが、電気式地盤傾斜計を採用することにより連続的な記録が可能となる。管理基準値は設定されており、すべり面形状の推定に貴重な情報を提供する。

(6) 転倒式傾斜計

設定した傾斜角（一般に 5° 、 10° 及び 15° の3段階程度）によって警報信号を発令する計測機器である。自記記録計を併設することにより、連続的な記録が可能となる。設置方法が簡易であることから、地すべりや土石流警報に多用されている。警報発令を主目的とした計測機器である。

(7) 雨量計

計測データがない初動段階の警戒避難体制の構築で有効な手法である。ただし、地すべり発生と降雨量との相関性が一律に定められず、単独での警戒避難基準の設定は困難と考えられる。他の計測機器類と併用して多用される。

以下は、ボーリング孔を利用した計測機器類となる。

(8) パイプ歪計

すべり面深度の把握に有効であるが、移動量との関係は研究・検証が進められている段階である。自記記録計を併設することにより連続的な記録が可能となり、警戒避難基準の指標として使用できる。計器の寿命は、設置箇所により異なるが比較的短い。

(9) 孔内傾斜計

すべり面深度の把握に有効で、プローブ傾斜角から換算して水平移動量を測定できる。設置型孔内傾斜計を採用することにより、連続的な記録が可能となる。

(10) 孔内伸縮計

すべり面を挟む上下の層の変位を直接測定するもので、警戒避難体制の構築で有効な方法である。初期無感帯があるが、パイプ歪計や孔内傾斜計との併設により、これを補うことが行われる。

(11) 地下水位計

地すべり発生と地下水位との相関性が一律に定められず、単独での警戒避難基準の設定は困難と考えられる。他の計測機器類と併用して多用される。

図4-1に警戒避難のための計測のイメージを示す。

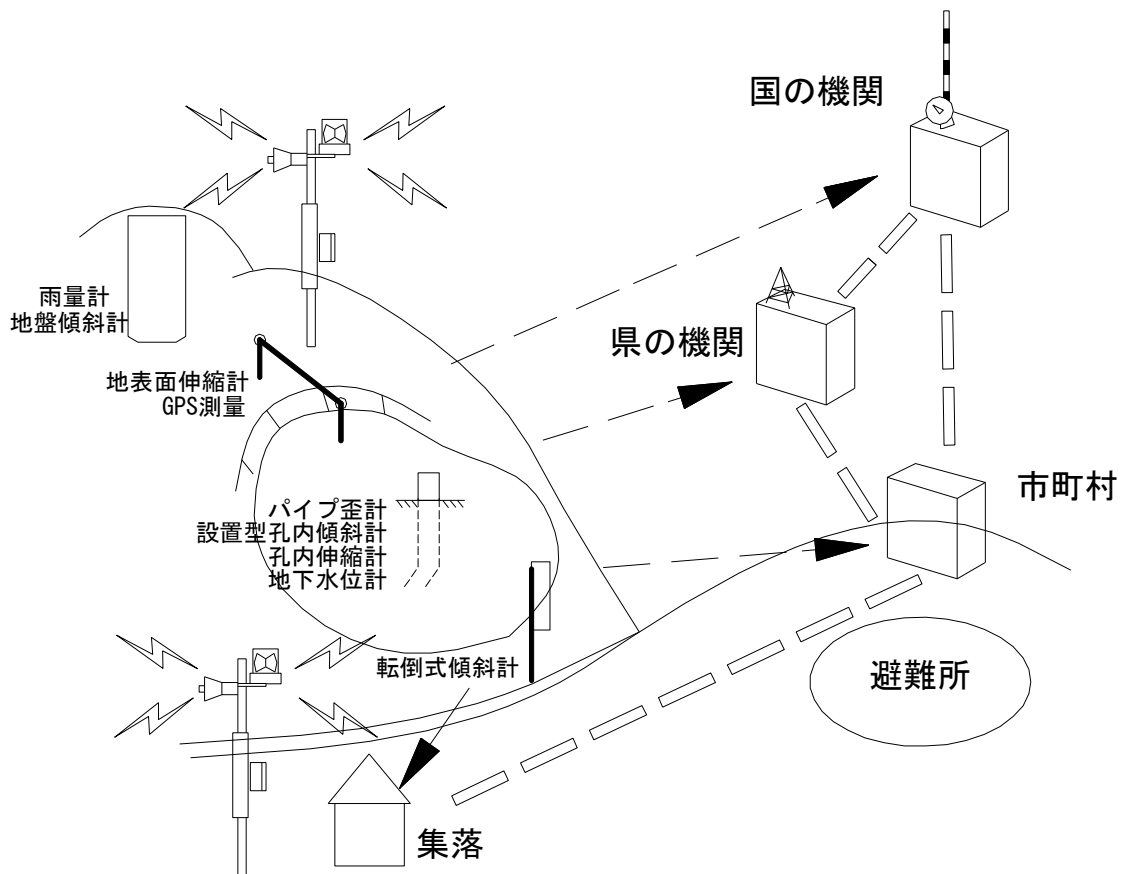


図4-1 警報避難体制のイメージ

4.3.4 管理基準値の修正

計測結果等に基づき地すべりの運動予測を行い、危険な状態となるまでのおおよその時間を把握し、活動の収束を評価する。猶予の多少に応じて初動段階の管理基準値を見直し、警戒避難体制の緩和または強化を行う。

<解説>

地すべり活動が差し迫った状態かどうかを評価する方法としては、地すべりの移動速度を直接測定する方法が最も正確と考えられるが、このほかにも間接な方法が用いられることもある。

(1) 地表面変位による予測

一般に滑落の直前には移動速度が急激に増加する傾向があるので、これを観測することによって事前に滑落時期を予測できる場合がある。斜面に異常が発見された場合には、その引張亀裂の最上部のものについてその伸びを測定し、滑落時期を計算するか、警報器を取付けて観測を行うとよい。

亀裂（引張亀裂）をまたいで地表面伸縮計を設置して移動速度を測定し、斜面の滑落時期を予測する手法として、斉藤によるクリープ破壊予測法³⁾、福囿による移動速度の逆数による予測法⁴⁾等が提案されている。地すべりが崩落した場合に社会的な影響の大きい地すべりについては、これらの手法を用いて、滑落の予測を行うことが望ましい。しかしながら、正確な予測ができるケースは限られることに留意する必要がある。

地すべり頭部に設置された地表面伸縮計の観測結果を基に、滑落予測を行った事例について、以下に紹介する。対象とした地すべりでは、5月頃から変位量の増加が認められ、相次ぐ台風の襲来により、8月10日0時15分頃滑落が発生した。

図4-2～図4-4に、斉藤式、福囿式による滑落予測結果を示す。一般にはこれらの手法による比較を通じて、当該地すべり滑落予測と適合性の高いと思われるものを選択することが望ましい。

なお、滑落予測を実施する間隔は、滑動状況に応じて短くしていく必要がある。

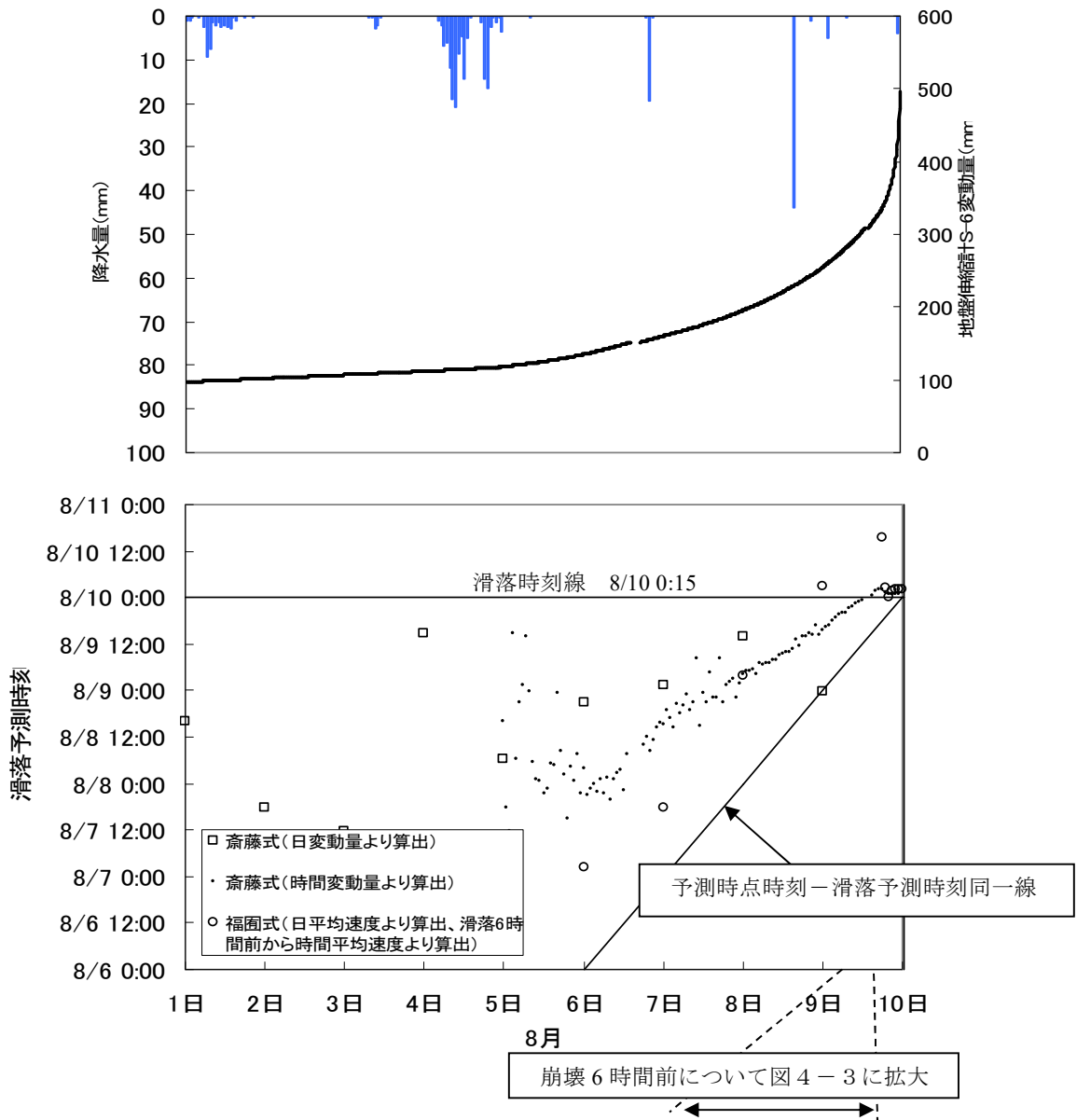


図4-2 齊藤式・福園式による滑落予測結果（8月1日～8月10日まで）

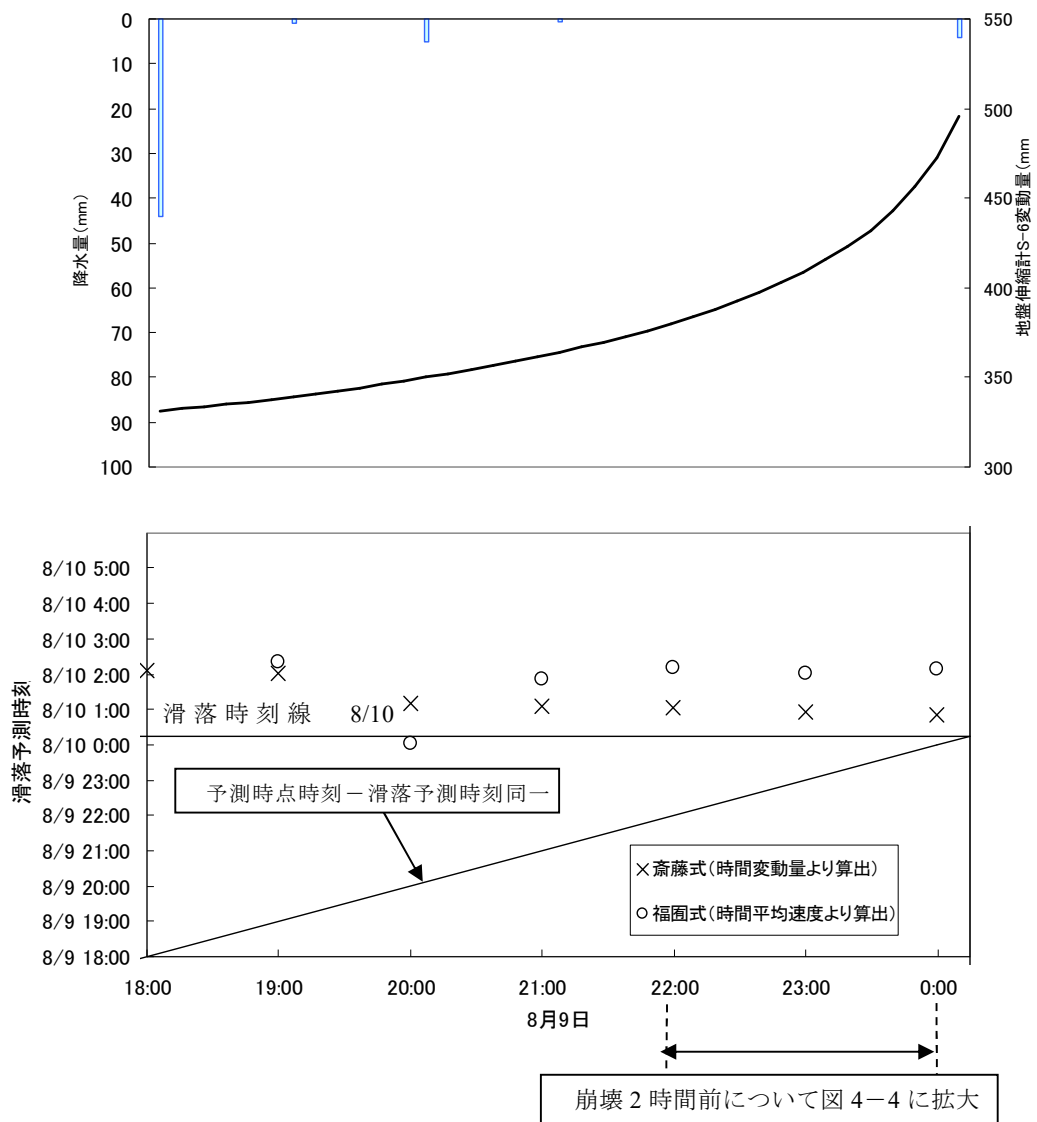


図 4-3 滑落 6 時間前における、斎藤式、福園式による滑落予測結果
(時間あたりの変動から予測)

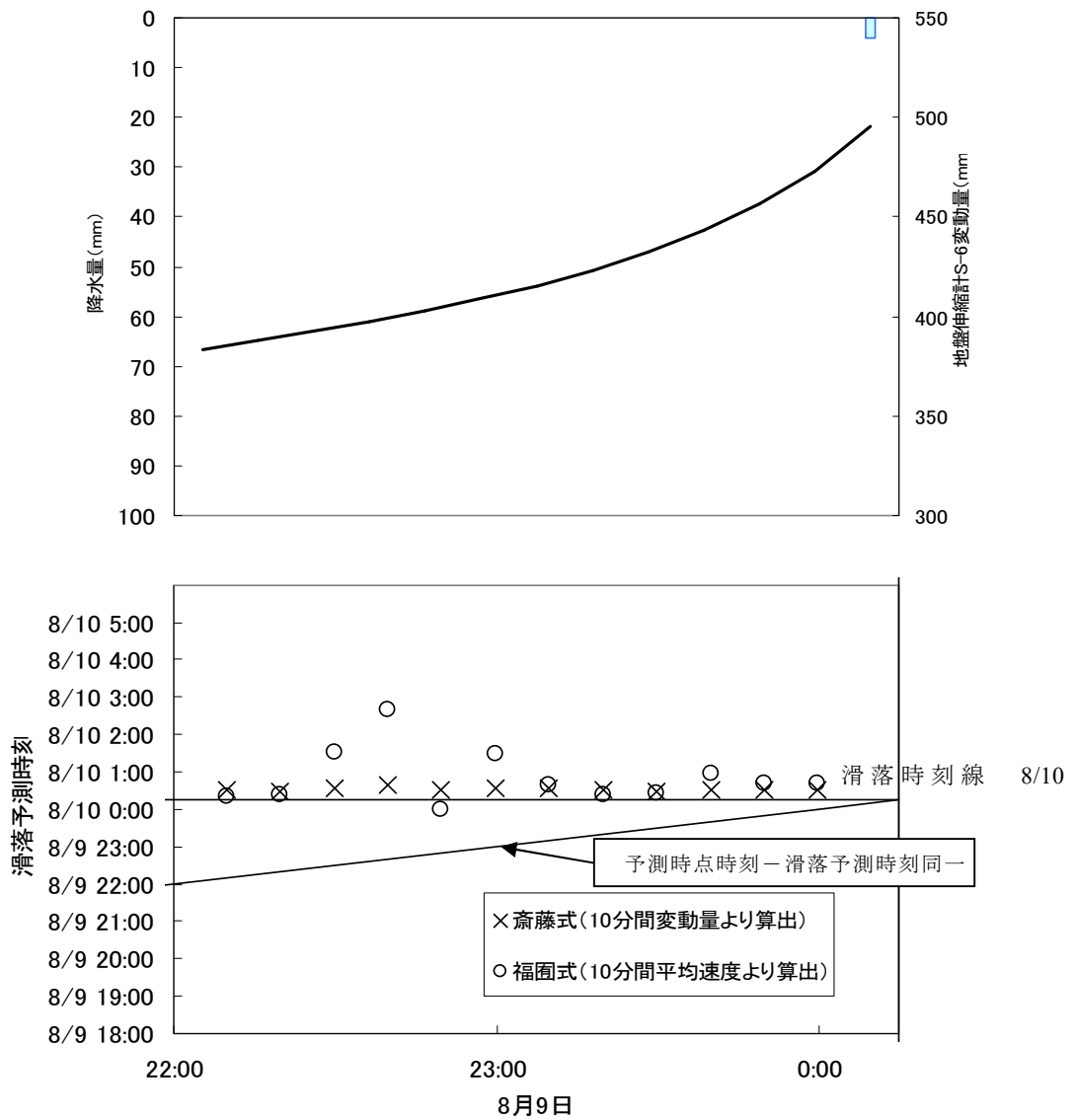


図4-4 滑落2時間前における、斎藤式、福園式による滑落予測結果
(10分あたりの変動から予測)

【参考 各予測法の解説】

いずれの方法も、クリープ特性を持つ土の時間-歪挙動を参考にして、変形の始まりから破壊に至る過程を図4-5に示す一次～三次クリープに当てはめて、破壊時間の予測を行うものである。

一次クリープは、クリープ速度が時間の経過につれて徐々に減速しながら変位量が増加し、やがて弾性平行に達して変位量は一定値を保つようになる。二次クリープは、クリープ速度が一定のまま変位量が増加するようになる。三次クリープは、時間の経過とともに変位量が加速度的に増加して破壊に至る。

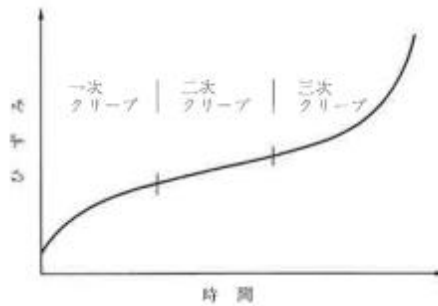


図4-5 土のクリープ曲線³⁾

(1) 福囿による移動速度の逆数による予測法

福囿は、実験結果より三次クリープの段階で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だし、横軸に時間を取り縦軸に移動速度の逆数をとって、移動速度の逆数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。図4-2の観測結果に対して、福囿による移動速度の逆数による方法を適用した結果を図4-6に示す。図4-6において、移動速度の逆数値から推定した直線が横軸と交わる時刻が滑落予想時刻となる。

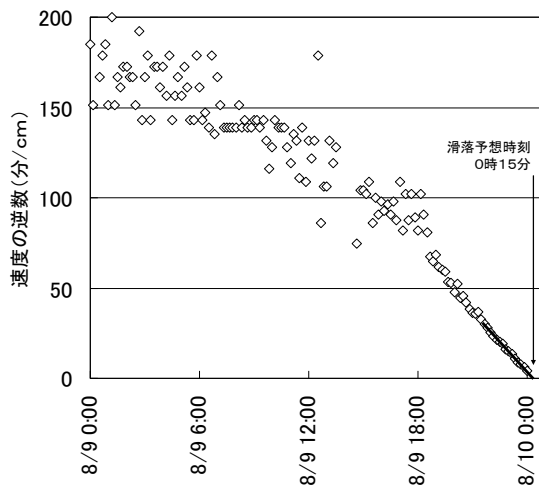


図4-6 福囿による移動速度の逆数による滑落時刻の予測

(2) 齊藤による予測法

齊藤³⁾は現場測定と実験によって、図4-7のような歪速度と斜面の破壊までの時間との関係を得ている。図中の縦軸は崩壊までの時間(分)を表し、横軸は歪速度を表す。

齊藤は、二次クリープからの概略の崩壊予測式として次式を導いている。クリープ破壊時間は、実際の崩壊まで余裕時間として使用できることが示されている。

$$\log_{10} t_r = 2.33 - 0.916 \cdot \log_{10} \varepsilon \pm 0.59 \quad \dots\dots\dots \text{(式4-1)}$$

ここに t_r : クリープ破壊時間

ε : ひずみ速度 ($10^{-4}/\text{分}$)

2地点に打設された杭間に対してひずみ速度は、次式により求められる。

$$\varepsilon = (\Delta l / l) / \Delta t \quad \dots\dots\dots \text{(式4-2)}$$

l : 杭間の距離(mm)

Δl : Δt で変化した移動量(mm)

Δt : Δl の移動に要した時間(分)

ひずみ速度は、地表面伸縮計観測から得られた変位量に基づき式4-2により求められ、滑落までの予想時刻は式4-1により求められる。

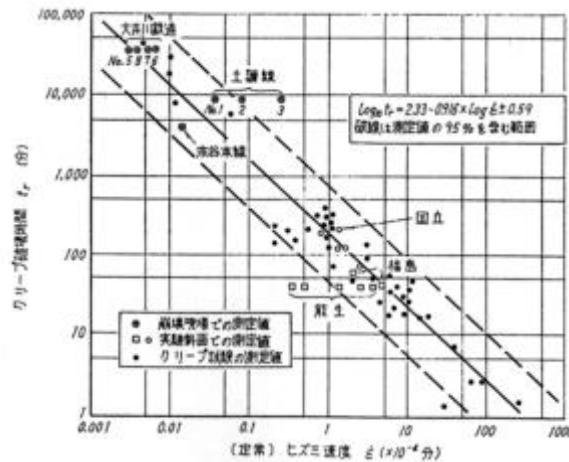


図4-7 斜面崩壊の実測結果³⁾

(3) 三次クリープ領域における予測方法

1) 図式解法

齊藤⁵⁾は三次クリープ領域における予測方法も提案している。

3次クリープ領域に置いて、その時点でのひずみ速度と崩壊までの余裕時間との間に逆比例が成り立つものとするれば、式4-3が得られる。

$$\varepsilon = A \cdot \log \{ (t_r - t_0) / (t_r - t) \} \quad \dots\dots\dots \text{(式4-3)}$$

ここに、 ε : ひずみ

T_0 : ひずみ ε が 0 の時点

t : 任意の時点

t_r : クリープ破壊時間
 A: 定数

上式には定数として、 t_r 、 t_0 、Aの3つがあるので、クリープ曲線上3点の(ϵ 、 t)値から崩壊時間 t_r を計算することができる。

図4-8において、移動曲線間隔を Δl 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。次に A_2 を通り時間軸に平行な直線上に A_1 および A_3 を投影し、その点をそれぞれ A'_1 および A'_3 とする。 A'_1 、 A_2 および $A'_1A'_3$ の midpoint をそれぞれMおよびNとし、図のように A_2 を通る縦線の上にそれぞれ MA_2 、 NA_2 をとる。M'を通り時間軸に平行な直線と A'_1N' 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 を示すこととなる。この後、順次 Δl を広くとって計算を繰り返せば t_1 を基準とした破壊時間曲線を描くことができる。また、基準線を移動して他に設け、同様の計算を繰り返すことにより新たな破壊時間曲線を描くことができる。

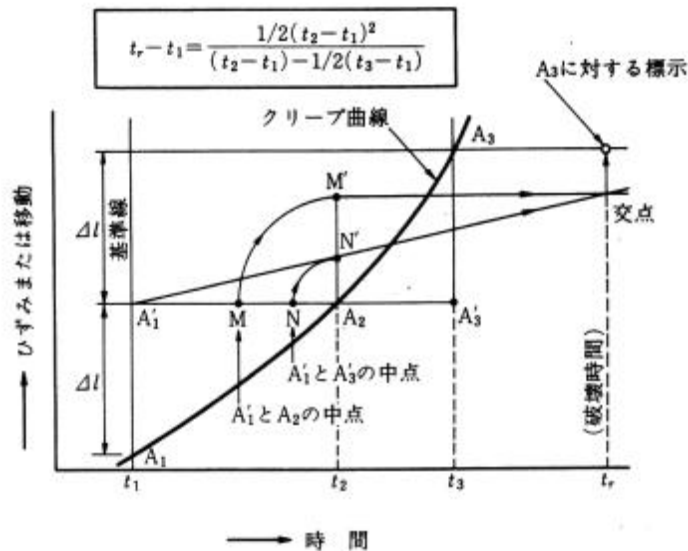


図4-8 3次クリープ領域における破壊時間予測の図式解法

2) 精密予測法 (セミログ紙上で行う方法)

この方法は計測機器をセットした段階から、あるいは任意の時点から崩壊予測を行うことができる。

式4-3においてひずみ ϵ と破壊までの余裕時間の対数 $\log(t_r - t)$ とが直接関係をなすことから、ひずみ ϵ (または移動量)を普通目盛りで、余裕時間 $(t_r - t)$ を対数目盛りでプロットすると破壊時間 t_r の選定が適切であれば図上の点は直線となる。したがって直線をなすような t_r を選べば崩壊の予測を行うことができることになり、図4-9の例に示すような結果を得る。

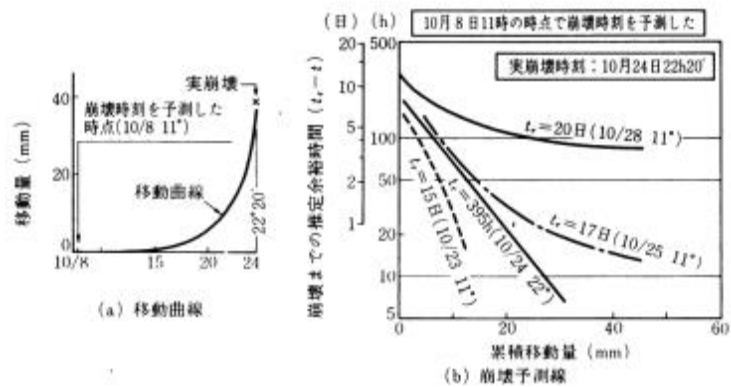


図4-9 セミログ法による崩壊時間の予測 (例)

【参考 その他の予測手法】

(1) 振動・微音による予測

地すべりが崩壊する寸前に木の根の切れる音や岩盤の崩れる音が聞こえたという話もときどきある。人の耳よりもっと感度の良い測定器を用いれば、微小音または微小振動までとらえられるのでもっと早く崩壊を予知できるかも知れない。しかし1963年10月に発生したバイオンダム湛水域に発生した大地すべりではダムサイトで常時観測していたが、発生前年にはすべり面のあたりで盛んに微振動が発生するのがとらえられ、発生年にはむしろ静かになったともいわれる。予想の方法も単純ではないように思われる。

(2) 電気抵抗変化による方法

地すべり後背地から流入した地下水が、流れ来たりそのまま地すべり地外に流れ去ってしまえば、地すべりにはあまり悪影響はないのであるが、そこに水みちをさまたげるような変化が地盤の移動変動などで生じると、バイキンが全身に散ったように水が粘土質の地盤の中に拡散し、粘土の含水量を高めて強度を減少させたり、各所の小さい空隙に被圧状態を作って湿潤地域を生じ、崩壊の危険性を増大させる。このような症状の地域は電気抵抗の変化で捉えられるので、地すべり地内の電気抵抗分布を繰り返し測定することによってこの状態を検地することができる。滑ったり止まったりしているいわゆる老年性地すべりが突如崩壊型に変わるのを予測することができた実例もあるので、この手法も予測の手段として可能性が考えられる。

(3) 地下水位による方法

最近すべり面、間隙水圧の研究が次第に累積されてきたが、その結果安定計算の式がそのまま当てはまって、ある地下水位を越すと崩壊が生じる、というようなものばかりではないこともわかって来た。それで地下水位の変動観測→安全率の計算→危険の予知という短期予測の他に地すべり末端部の地下水位上昇、滑落崖上部の地下水位の下降が移動開始に先行するといわれているが、こういう経験則が結構予測に役立つかもしれない。

1792年の雲仙岳眉山の大崩壊では、ある村の地下水位が上昇し、地表に溢れ、かじやが鉄を融かすことができなかつたといわれている。また崩壊寸前に湧水が止まったとか白濁したとか、または新しい湧水が発生したとかいわれている。いずれにしても地すべり地内の変動により水みちの変わったことを示している。

4.4 応急地すべり防止工事

地すべり運動が活発となり、地すべり周辺の住宅、家屋、公共施設等に影響を及ぼす恐れが大きい時には、住民の警戒避難体制の整備と同時に地すべり運動の緩和を目的として応急対策をとる。このとき、当面の安全確保を図る場合であっても、計画安全率（P.Fs）1.05 以上を設定するものとする。

応急対策の工種選定にあたっては、地すべりの滑動状況と作業の安全を考慮する。

<解説>

地すべりの移動を緩和させるためには、地すべりの誘因を除去することが効果的である。しかしながら、地形条件や地すべりの移動状況から、必ずしも誘因を除去する対策がとれない場合もある。したがって、地すべりの誘因を除去することを第一としながらも、地すべりの移動状況、作業の安全性を考慮しながら採用可能な工種を選定する必要がある。

応急対策として実施される工種は、排土工、押え盛土工などの土工の他、浸透防止工、横孔ボーリング工、土留工等備蓄資材など入手が容易な材料を使用してできるものが多い。以下に応急対策実施時の留意点を述べる。

(1) 応急地表水排除工

水路による応急排水や水路の付け替え、地すべり周縁への水路工の設置による地すべり地内に流入する地表水を遮断するため、シート等による亀裂の被覆、湧水の排水、池沼の開削排水等により地表水の浸透防止を図る。

(2) 応急地下水排除工

地すべり側面部や滑落崖背後の地すべり地外の安定した場所から地すべり周縁亀裂下を狙った横孔ボーリング工を実施する。地すべり地内に立ち入りが可能な場合には、地すべり地内での横孔ボーリング工（図4-10）や大口径ボーリングによる立坑からのポンプ排水（セミウェル工）も有効である。

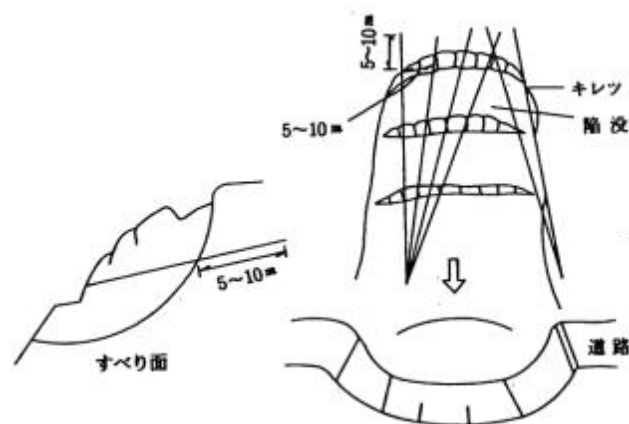


図4-10 応急横孔ボーリング工

(3) 応急排土工

応急排土工の実施にあたっては、地すべり頭部排土予定地の上部斜面の安定性および潜在性の地すべりの有無を慎重に検討する必要がある。

排土工の施工にあたっては、地すべりの移動状況によっては立ち入りが危険な場合もあることから、無人化機械の導入についても検討する。

(4) 応急押え盛土工

押え盛土工には、恒久対策後に除去する一時的な押え盛土工と恒久的な押え盛土工がある。地すべりの末端が河川に達する場合には、いずれの場合も洪水等による侵食対策を十分に検討する必要がある。また、盛土によって背後斜面の地下水位を上昇させないように、盛土材には透水性の良い材料を用いる。

押え盛土工の施工にあたっては、地すべりの移動状況によっては立ち入りが危険な場合もあることから、無人化機械の導入についても検討する。

(5) 応急土留工

地すべり末端部に崩壊の恐れがあり、保全対象に影響が想定される場合や、崩壊が拡大して地すべりを促進する可能性がある場合などでは、図4-11のように応急土留工を施工する。

土留工は押え盛土の流出防止として用いられる他、のりを急勾配とすることができるため、保全対象の近傍においては押え盛土のかわりに設置して移動土塊の流出を防止する目的で用いられる。

材料には大型土のう、異形ブロック等が使用されることが多い。

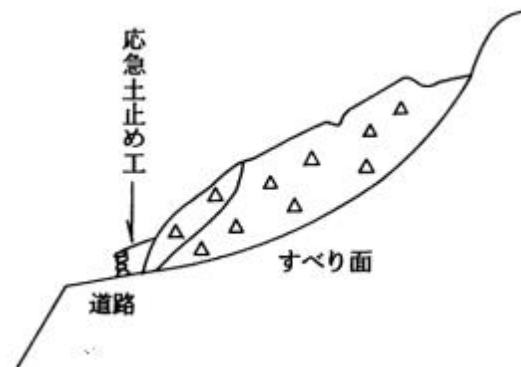


図4-11 応急土留工

(6) 天然ダムへの対応

天然ダム上流域の浸水被害、天然ダムの決壊による被害が予想される場合には、早急に移動土塊の除去または流路の開削をする必要がある。この場合、掘削による移動土塊の再移動の危険性や、天然ダムを形成した地すべり斜面の上部がさらに移動する恐れが無いか注意を払う必要がある。これらに移動の恐れがある場合は、地表面伸縮計を設置し、移動状況を監視しながらの施工とならざるを得ない。予想される土塊の移動タイプ（崩壊、地すべり）を考慮した上で、無人化機械の導入による施工も検討する必要がある。

形成された天然ダムより下流側に砂防えん堤がある場合には、貯砂容量を確認した上で、必要に応じて堆積土砂の除去を行うことも有効である。この場合、天然ダムの下流には、土石流センサーを設置する等、堆積土砂除去作業中の安全管理にも配慮する必要がある。天然ダム決壊の可能性の判断は容易ではないが、天然ダム上流の流域面積、河床勾配、天然ダムのせき止め延長、構成材料等から総合的に判断する必要がある。

なお、天然ダムに対する対処は、田畑、水山、井上(2002)⁶⁾を参照されたい。

(7) 応急対策工の規模

既往の地すべり事例では、安全率を5%程度下げると地すべりが移動、もしくは5%程度上げると活動中の地すべりが停止するとの報告がある¹⁾。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所新潟試験所： 地すべり管理基準値の実態調査報告書，土木研究所資料，第3184号，1993.
- 2) 地すべり観測便覧編集委員会： いつでも、どこでもすぐに役立つ 地すべり観測便覧，(社)地すべり対策技術協会，529p，1996.
- 3) 斉藤迪孝： 斜面崩壊時期の予知，地すべり，Vol. 2, No. 2, pp. 7～12, 1966.
- 4) 福囿輝旗： 地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，Vol. 22, No. 2, pp. 8～13, 1985.
- 5) 斉藤迪孝： 第三次クリープによる斜面崩壊時期の予知，地すべり，Vol. 4, No. 3, pp. 2～8, 1968.
- 6) 田畑茂清、水山高久、井上公夫： 天然ダムと災害，古今書院，2002.

第5章 地すべり防止施設の設計

5.1 総説

地すべり防止施設は、地すべり防止施設計画に基づき、適切な機能と安全性を有するよう、かつ施工の安全性に配慮して設計する。

地すべり防止施設の設計にあたっては、長期間にわたる機能保持のためできるだけ耐久性のある材料を使用することや、経時的な変化による安全率の低下を防止することに留意するとともに、施工時のみならず維持管理も含めたトータルコストも考慮して十分な検討を行う。

また、施工時に得られたデータを基に随時設計を見直して、対策工が所要の効果を発揮し、施工時の安全性が確保されるようにする。

<解説>

地すべり防止施設の設計は、地すべり防止施設計画に基づいて行うが、各工種の目的と機能を十分理解した上で、適切な機能と安全性を有するよう配慮して設計しなければならない。この際、本県の脆弱な地質、厳しい気象条件に鑑み、施工時の安全性には十分配慮する。

防止施設には、長期の機能保持のため耐久性のある材料を使用する。また、経時変化による安全率の低下を防止するよう配慮するとともに、新設時から維持管理も含めたトータルコストを考慮した検討を行う必要がある。

また、施工時に得られた知見を基に、地盤等の条件の変化に応じ随時設計を見直して、所要の効果が発揮されるようにする。また、条件の変化が工事の安全性を損ねていないか監視を行い、施工時の安全性を確保するよう努めなければならない。

5.2 抑制工の設計

5.2.1 地表水排除工

地表水排除工の設計にあたっては、ある程度の変形に対して機能を維持できるように柔軟な構造とすることや、修繕の容易さなどを考慮する。

<解説>

地表水排除工の設計にあたっては、次の事項に留意する。

- (1) 応急対策として有効な場合があるため、地すべりの発生状況に応じ、早急に施工できる工法を選定する。
- (2) 地すべり地内に設ける場合の構造は柔軟なものとし、ある程度の変形を受けても機能を維持でき、また修繕の容易なものとする。
- (3) 地表水排除工は、必要に応じて暗渠工併用の構造とする。
- (4) 地すべり地内へ流入する地表水を排除する施設は、地すべり地内への再浸透を防

止するため地すべりの亀裂や急崖部から離れた位置に計画することを原則とする。

5.2.1.1 浸透防止工

亀裂の発生箇所に対しては、粘土、セメント等による充てんや、ビニールシート等による被覆等を行う。

池沼、湿地および水路工等の漏水防止工としては、不透水性の材料による被覆、開削による池沼、湿地の乾燥化、水路の付け替えおよび改良等を行う。

池沼、湿地等において被覆による浸透防止を行う場合には、原則として暗渠工を併設するものとする。

<解説>

(1) 浸透防止工の主な工法

1) 粘土充てん工法

亀裂箇所に粘土を充てんするもので、早急に充てんを要する場合に適している。

2) ビニール被覆工法

水が流下しやすいように地表面を均し、適当な幅のビニールシートで被覆し周囲を固定するもので、亀裂箇所の応急的浸透防止工として適している。

3) アスファルト板工法

主に沼、湿地等の軟弱地盤等の漏水防止に適するが、湧水のある場合または地下水水位の高い場合は暗渠工を併設し、地下水等の外圧を出来るだけかけないようにする必要がある。

アスファルト板の敷設は水路等の潤辺部を法切、整形したのち、厚さ20cm程度の切込砂利あるいは砕石等を敷き、その上に厚さ5～15mm程度のアスファルト板を並べシールして漏水を防止するものである。草木等は完全に除去しておく必要がある。

4) その他の工法

(1) 土を用いるもの： アースライニング、ベントナイトライニング

(2) コンクリートを用いるもの（コンクリートおよびモルタル吹付工を含む）
： コンクリートライニング、コンクリートブロックライニング

(3) アスファルトを用いるもの： 散布（皮膜）工法、流し込み工法、ジョイント工法

(4) 鉄二次製品を用いるもの： コルゲート水路等

(2) 浸透防止工の実例

浸透防止工の実例を図5-1～図5-3に示す。

1) コンクリート吹付工 (陥没帯の浸透防止)

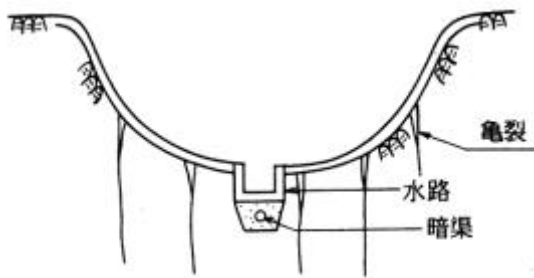


図. 5-1 コンクリート吹付工図

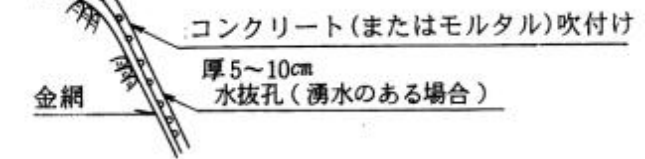


図. 5-2 詳細図

2) アスファルト板工 (池沼の浸透防止)

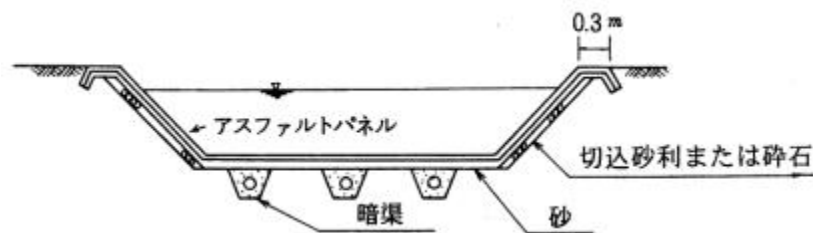


図. 5-3 アスファルト板工構造図例

5.2.1.2 水路工

水路工は、幅の広い浅い形状となるようにし、水路幅は最小でも30cm以上とする。幹線水路では、想定される流量を考慮し、かつ余裕のある断面とする。

詳細な形状は、標準設計図集によることを原則とする。

<解説>

水路工は、地すべり斜面内の凹地に樹枝状に配置する集水路と、これを排水する排水路工からなり、図5-4のように配置する。また、必要に応じて地すべりブロック外の地表水が地すべりブロック内に流入しないよう対策を行う。

水路工の設計においては、以下の点に留意する。

- (1) 水路は、地すべり斜面の地表水の集水と凹地に集まる水の再浸透を防ぐため掘込水路とする(図5-5)。水路のルートは、地すべり斜面の掘削を最小限に留めるように選定する。
- (2) 集水路及び小規模な排水路の幅は、維持管理を考慮してなるべく幅の広い浅い形状となるようにし、少なくとも30cm以上とする。

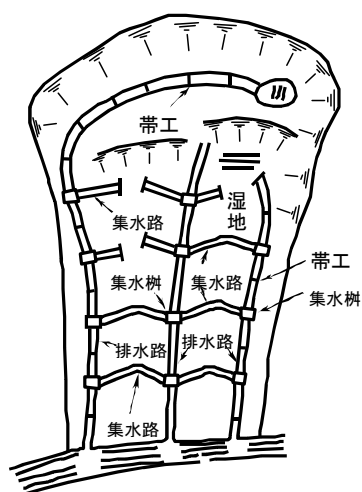
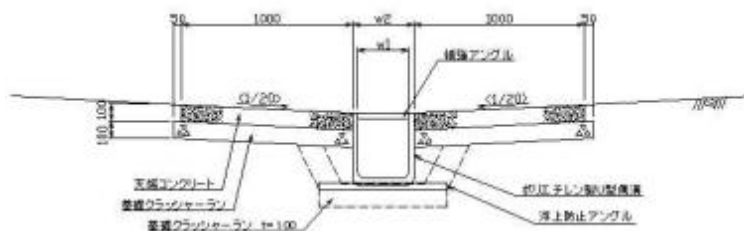


図5-4 地表排水路網



新潟県土木部標準設計図集
ポリエチレン開渠・300型、400型

図5-5 水路工の例

- (3) 水路は、原則として3面張りとして流水の再浸透を防ぎ、支線との合流点や屈曲部、勾配の変化点では集水樹（図5-6）を設ける。水路の両岸部には表面水を集めやすくするとともに、施設管理時の防草対策として天端コンクリートを設ける。

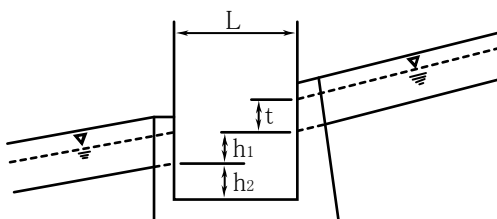


図5-6 集水樹側面図

- (4) 天端コンクリートは、点検時の管理用通路になることから、滑り止め対策としてほうき等による仕上げを行う。また、急勾配区間などで天端コンクリートが施工できない箇所では、水路の両岸部が洗掘されないように土のうを設置する。
- (5) 幹線水路では、計画高水流量を求め水路の通水断面を決める。算出方法は砂防編による。
- (6) 地下水位の高い所に設ける水路は、原則として暗渠を併用する。
- (7) 集水樹と落差工、帯工の模式図を図5-7に示す。集水樹または落差工の間隔は、20～30mとし、最大でも50m以下とする。
- (8) 水路の材料としては、ポリエチレンや塩化ビニール等のプラスチック管、鉄筋コンクリートU形溝、コルゲート管がある。地すべりや地表面の動きにより水路の変形が予想される場合には、シート張り水路工（仮設水路工）や特殊暗渠工など屈とう性を有し、地表面の動きに追随しやすい構造を選定する。

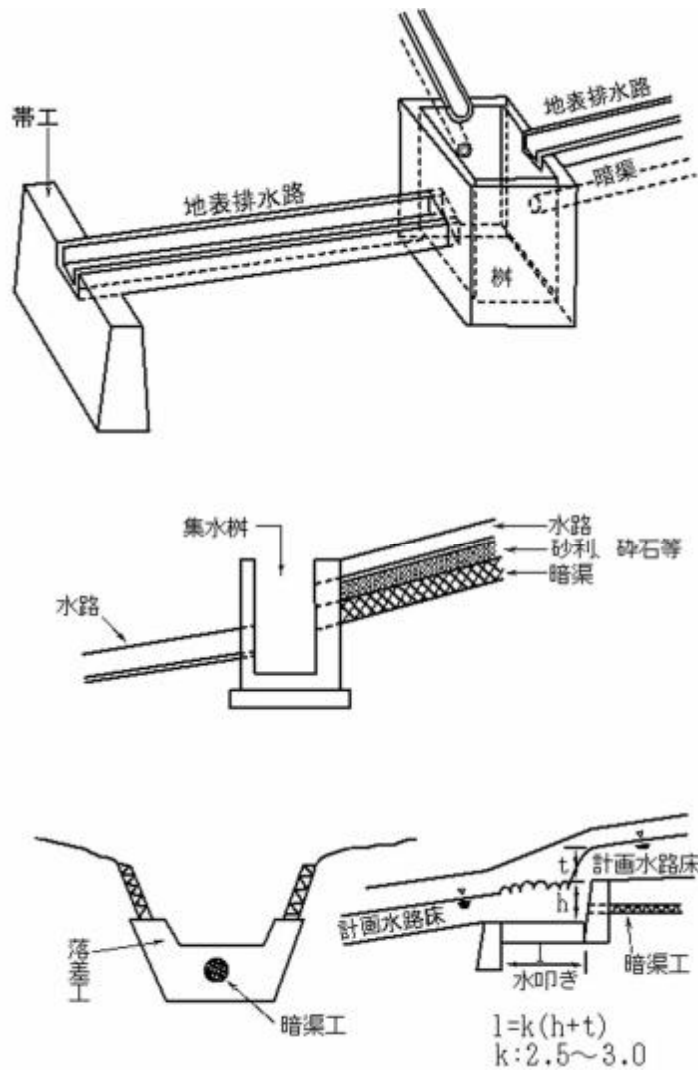


図5-7 集水樹と落差工標準図

5.2.2 浅層地下水排除工

5.2.2.1 暗渠工

暗渠工は、地形、土質、地下水状況を勘案し、地すべり地全体の浅層地下水を排除するよう適切に配置し、地盤の変形や目詰まりに対してもその機能が維持されるよう設計するものとする。

詳細な形状は標準設計図集によることを原則とする。

<解説>

暗渠工の設計においては、以下の点に留意する。

- (1) 暗渠の配置は、地形、土質、地下水の状況を勘案し、浅層地下水が効率よく排除されるよう配置する。

- (2) 暗渠の延長は20～40m程度の直線とし、目詰まりや集水した地下水が再浸透しないように落差工を設け、地表の排水路に導いて排水する。
- (3) 暗渠の深さは2m程度とし、その構造は標準設計図集（図5-8）によることを原則とする。
- (4) 地表水の集水が必要な場合は、標準設計図集の特殊暗渠工(B)または特殊暗渠工(C)とすることを標準とする。また、地すべり頭部や急崖を伴う凹地に計画する場合は、特殊暗渠工(A)（図5-9）とすることを標準とする。

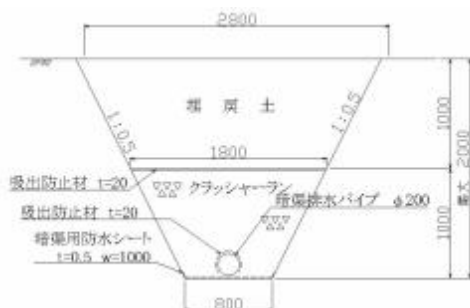


図5-8 枝暗渠（標準設計図集）

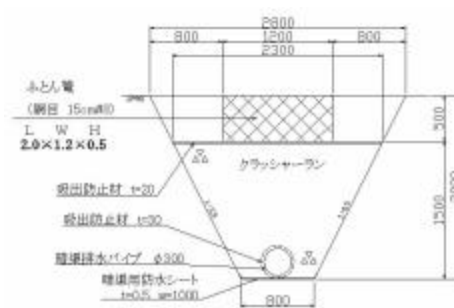


図5-9 特殊暗渠工（標準設計図集）

5.2.2.2 開暗渠工（明暗渠工）

開暗渠工（明暗渠工）は、地すべり地域の状況を十分考慮し、地表水および浅層地下水の集まりやすい凹部や谷部に施工し、かつ適切に排水できるよう設計するものとする。詳細な形状は、標準設計図集によることを原則とする。

<解説>

開暗渠工（図5-10）の設計においては、以下の点に留意する。

- (1) 開暗渠工は、区間延長が長すぎると、集水した水が再浸透する可能性がある。このため、その延長は現地の状況を考慮して決める。
- (2) 図5-11に示すように、集水した地下水は、20～30m程度の間隔で設けた集水枡あるいは落差工を利用して、地表の水路へ導いて排水する。
- (3) 活動中の地すべりや、地表面が軟弱な場合は暗渠工を先行して施工し、開渠には仮水路としてシート張り水路工を用いても良い。また、集水路の場合は特殊暗渠工としてもよい。

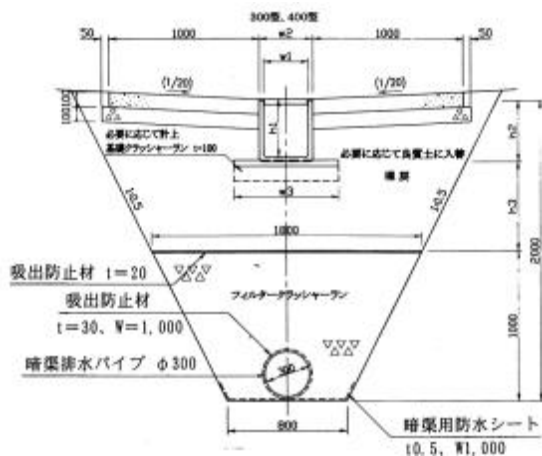


図5-10 開暗渠工（標準設計図集）

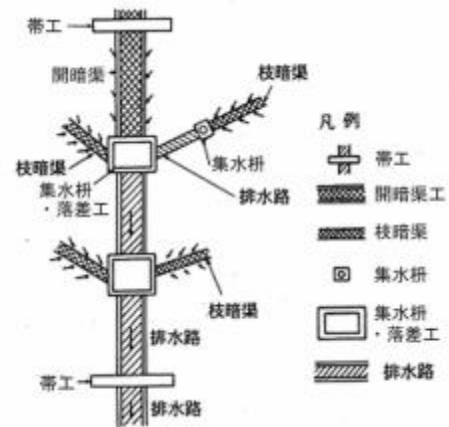


図5-11 集水した地下水の処理

5.2.2.3 横孔ボーリング工

横孔ボーリング工は、地形・地質・地下水調査等の結果を基に、最も効果的に地下水が集水できるよう設計する。

<解説>

横孔ボーリング工は、浅層地下水排除工としてのみでなく、一般にすべり面を貫くことにより深層地下水排除工の機能も期待して計画される。

設計の詳細については、5.2.3.1項を参照されたい。

5.2.3 深層地下水排除工

5.2.3.1 横孔ボーリング工

横孔ボーリング工は、地形・地質・地下水調査等の結果を基に、最も効果的に地下水が集水できるよう帯水層や地下水流動層に向けてボーリングの位置、本数、方向、延長および構造を設計する。

<解説>

横孔ボーリング工は、地下水調査結果等に基づき、地下水流動層の位置を考慮して配置する（図5-12）。

横孔ボーリング工の設計にあたっては、以下の点に留意する。

- (1) 横孔ボーリング工は簡易揚水試験等の地下水調査結果を基に浅層および深層の帯水層をねらい、すべり面または目的とする最も深い帯水層を貫いて5～10mの余堀を行うように計画する。また、ボーリング先端での間隔は5～10mとなるように放射状あるいは平行に設計する（図5-13）。

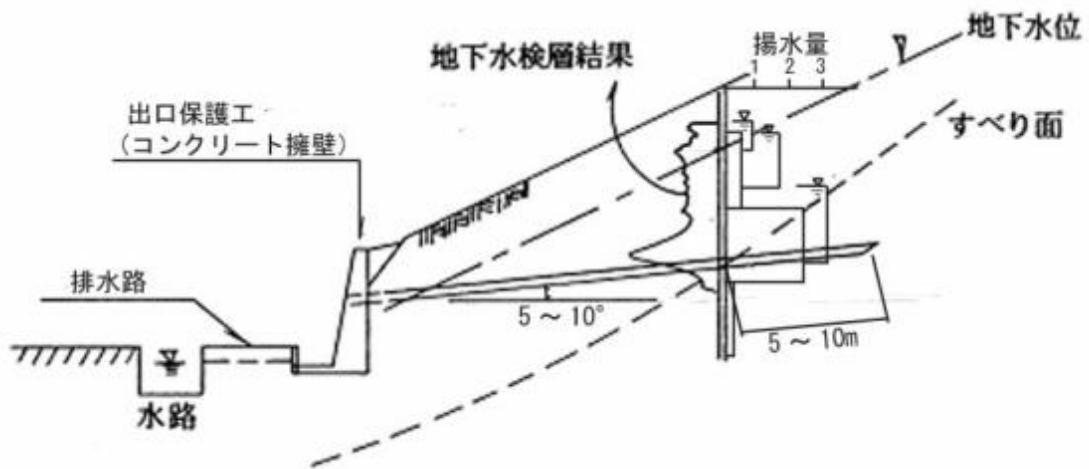


図5-12 横孔ボーリング工

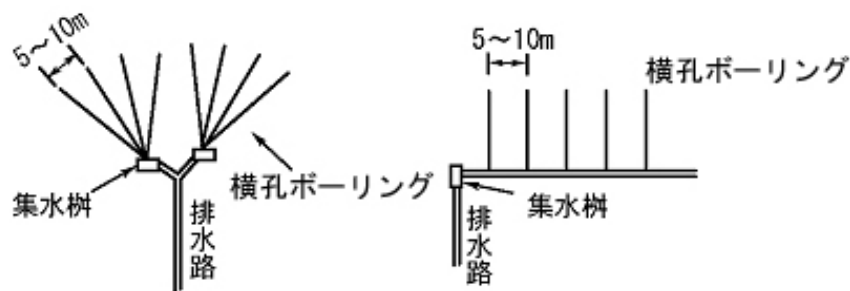


図5-13 横孔ボーリングの配置

- (2) 集水した地下水は、集水樹や排水路に導き、速やかに地すべり地外へ排水する。排水路が未施工の場合は、シート張水路工や可とう管等により導く。
- (3) ボーリング孔口は、安定した地盤に設け、排水による孔口の崩壊を防止するために出口保護工を設置する。出口保護工は標準設計図集によることを原則とする。
- (4) ボーリング掘進勾配は、集水した地下水が速やかに自然流下するように概ね仰角 $3 \sim 10^\circ$ 、掘削孔径は 66 mm 以上、最大長さは 60 m 程度とする。
- (5) 被圧地下水を排除する場合は、斜め下向きにボーリングを行い、自噴により排水させることもあるが、計画する際にはその効果について十分に検討する。
- (6) 土質が粘質土等で透水係数が低い場合は、孔径を大きくする等、集水量の確保を図る計画を検討する。
- (7) 地すべり活動が活発で地すべりブロック内に立ち入ることが困難な場合は、ブロック外から目的の帯水層をねらうことができないか検討する。
- (8) 杭工、グラウンドアンカー工等、地下に注入材が施される場所の近傍では、既設の横孔ボーリング工の保孔管に注入材が詰まり、排水機能を失うことがある。横孔ボーリング工とこれらの工種の施工順序は、このことに留意して決定する。

また、保孔管の設計においては、以下の点に留意する。

- (1) 保孔管は、内径 40 mm以上の硬質塩化ビニール管、または配管用炭素鋼鋼管（黒管）などを使用し、帯水層区間にはストレーナ加工を行う。ストレーナは、円形またはスリット状とする。図 5-14 に、円形ストレーナの例を示す。

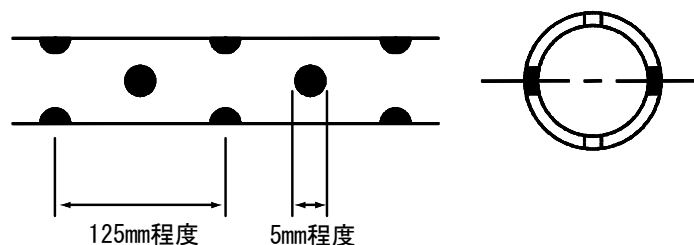


図 5-14 保孔管のストレーナの例

- (2) 浅層地下水の排除を目的とする場合は全長にストレーナを設ける。深層地下水排除のみを目的とする場合は、目的の帯水層に対してストレーナを設け、孔口側は無孔管とする。
- (3) ストレーナからの漏水があると、集水した地下水が再び地盤に浸透するだけでなく、ボーリング孔周辺の土砂流出により崩壊を誘発することがあるため、漏水防止に配慮する。その対策として鞘管を配置することを標準とする。保孔管が VP40 の場合は VP65、L=2.0m を標準とするが、想定される状況に応じ、必要な場合は延長する。
- (4) 保孔管の継手は、硬質塩化ビニール管の場合はソケット継手または突き合わせ継手とする。挿入を容易にするためにねじ継手を用いる場合があるが、継手部を損傷し易いため配慮が必要である。配管用炭素鋼鋼管の場合はねじ継手とする。継手長さは損傷・脱落を防止するために十分な長さとし、内径の 1.3~1.5 倍程度を標準とする。
- (5) 帯水層の土質が未固結の粗粒土や、固結度の低い砂岩・礫岩の場合、地下水とともに土粒子が排出されることがあるため、網状管の採用や細かいスリット加工とするなど、これを防止する材質、構造とする必要がある。

5.2.3.2 集水井工

集水井の位置は効果的な地下水の集水が可能な範囲内で、できるだけ安定している位置とし、2基以上の集水井を設置する場合には適切な間隔となるよう配置する。

深さは、対象とする帯水層から効果的に排水できる深さとするが、一般には30m程度までとし、深くなる場合は排水トンネル等が有利とならないか検討する。底部の位置は地すべりの活動状況を考慮して決定する。

<解説>

集水井は施工が容易でかつ比較的安定した地盤に設置し、帯水層に向けて集水ボーリングを配置する(図5-15)。したがって、集水井施工位置は、調査ボーリングによって地質及び基盤の状態を確認し決定する。

地下水が広範囲に賦存し2基以上の集水井を設置する場合は、集水ボーリング長及び集水井による地下水位の低下範囲、地下水の賦存状況等を考慮して適切に配置する。集水井工における地下水の集水は、集水管からであり、集水井壁面からの集水は期待しない。

集水井施工時は、地すべり斜面の地質及び土質状態、すべり面の位置及びすべり面の状態等を直接観察することができる機会でもある。また、不攪乱試料を採取することも可能であることことに留意し、単に工事をするだけでなく調査への活用も望まれる。

地すべり土塊は風化が著しく脆弱な場合が多く、集水井の掘削、集水井内でのボーリング作業においては、施工の安全管理にも十分留意する。

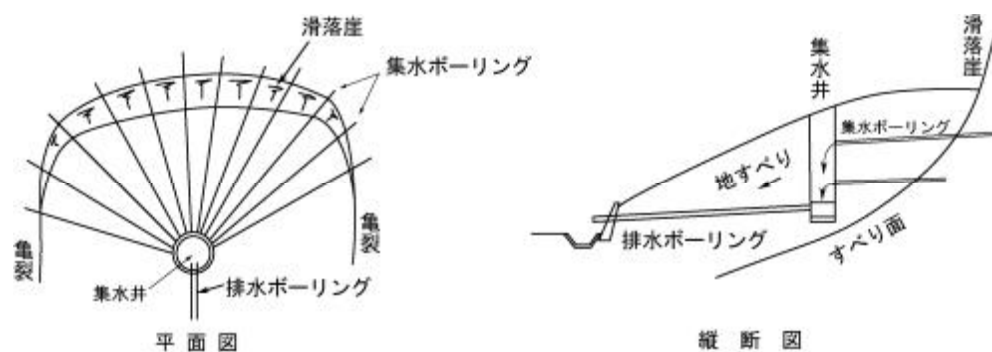


図5-15 集水井工

(1) 配置

2基以上の集水井工を並列に配置する場合は、地下水低下の影響範囲を考慮して集水井の中心間隔を100m以下とする。

排水管により複数の集水井を連結する必要がある場合、集水井の間隔は、一般に70～80m程度とすることが多い(図5-16)。ただし、岩塊玉石の場合で50～60m程度でも連結が困難となった事例があることから、掘削土質も含めた施工性を考慮して適切に間隔を決定する。

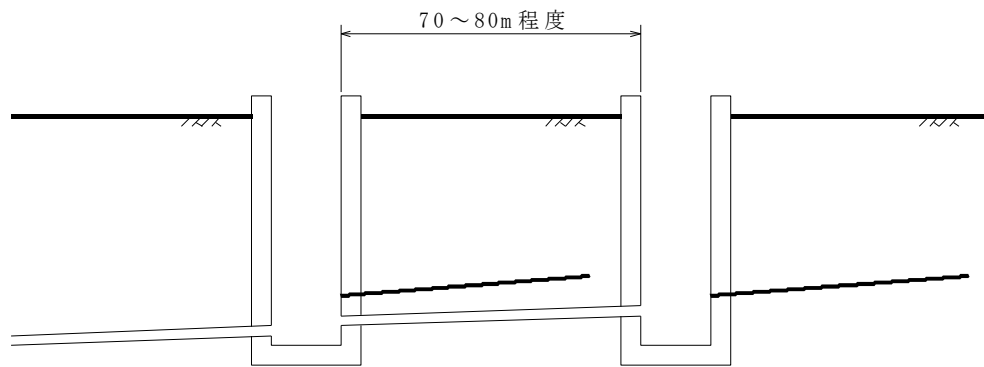


図5-16 集水井工を連結する場合の考え方

(2) 集水井の深さ

集水井の深さは、原則として移動中の地すべり斜面内では底部を2m以上すべり面より浅くし、停止している地すべり斜面及び地すべり斜面外では基盤に2~3m程度貫入させる。これは、移動中の地すべり斜面内では、集水井底部をすべり面下に貫入させると、移動に伴いすべり面付近で集水井が破壊されるためである。また、停止している地すべり斜面では、一般にすべり面深度が不明であり、悪影響を及ぼす帯水層の特定も難しいことから、集水井の集水効果を高めるために底部を基盤の中まで貫入させる。

この他、移動中の地すべり斜面では、集水井の施工が長期間にわたる場合、土質の変化や土圧の増大等により施工が困難になることがあるので、できるだけ施工期間の短縮を図る必要もある。

(3) 集水井の立ち上げ

水田に施工する場合は地表面から1.0m立ち上げ、周辺に0.5mの土盛りを行うこと。また、畑等水没の恐れがない場合は、地表面から0.5mの立ち上げとする。

(4) 集水井の内径および基本構造

集水井の形状は円筒形とし、その内径は安全性・作業性を考慮し下記を標準とする。

深さ	30m未満	内径	3.5m
	30m以上		4.0m

ただし、土質が礫及び転石混じり土砂、硬岩、破碎岩等で、集水ボーリングの削孔が困難な場合には適宜内径を大きく設計する。いずれの場合も、施工時の安全に十分配慮する必要がある。

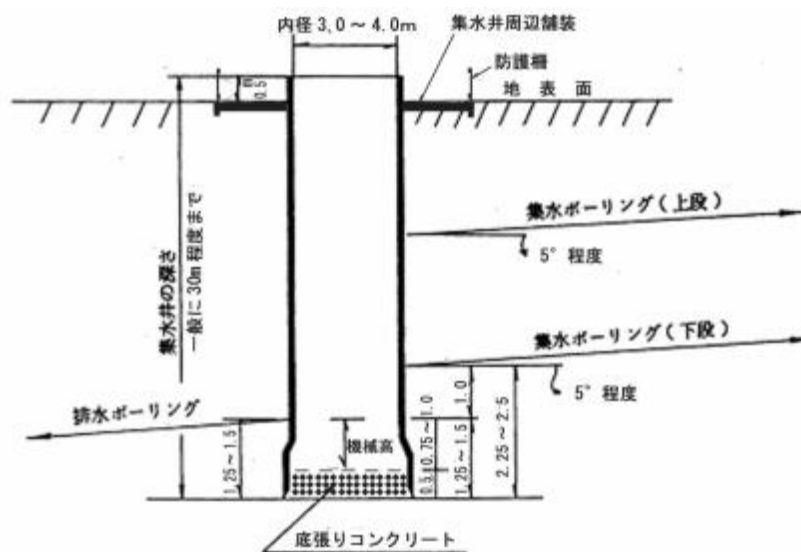
集水井は、集水及び排水の維持管理のために原則として中空とする。なお、施工後、地すべりの移動が著しく、集水井が破壊する恐れが生じた場合は、応急対策として、栗石・玉石等を集水井内に充填し集水井の維持を図る。

集水井の材料は、一般に鉄筋コンクリートブロック（図5-17）、または鋼（ライナ

プレート；図5-18）が用いられるが、本県の気象条件や地盤特性を考慮し、集水井本体の強度、耐久性、施工の安全性・信頼性に優れる鉄筋コンクリートブロックの使用を原則とする。

集水井の底部には厚さ50cmの底張りコンクリートを施工し、地すべり土塊、または基盤への地下水の供給を絶ち、地すべり活動を助長しないようにする。

排水ボーリング位置よりも下位のブロック目地には、漏水防止のためのシーリング材を設置する。



※ 防護柵は必要な場合に設置する

図5-17 コンクリート集水井概要図

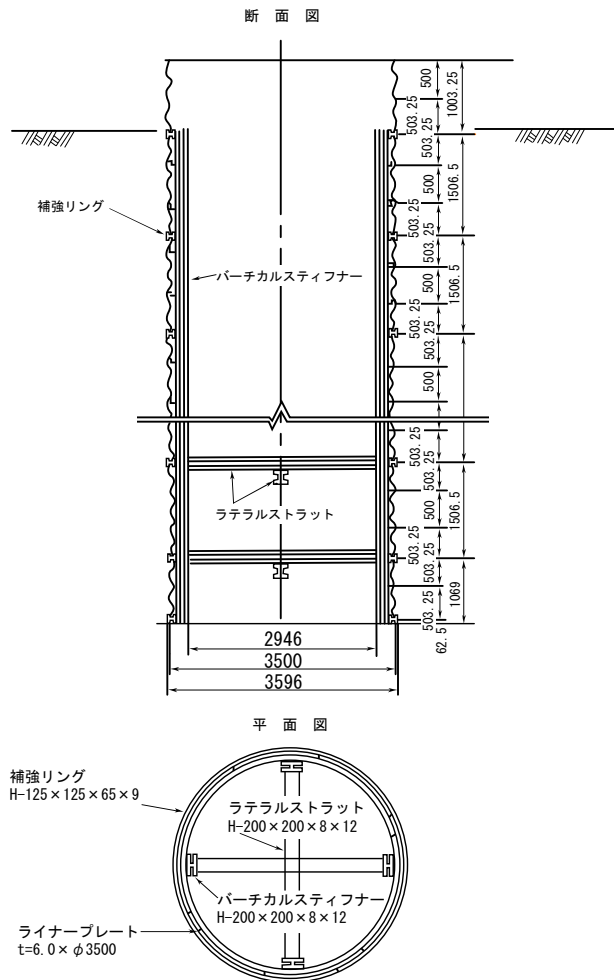


図5-18 ライナープレートによる集水井の例 (単位: mm)

(5) 構造計算

1) 設計荷重

鉄筋コンクリートブロック集水井 (以下、コンクリート集水井と呼ぶ) の設計荷重としては、静止土圧、偏土圧、および上載荷重を考慮する。原則として水圧は考慮しないものとする。

① 静止土圧

集水井外周面に作用する最大土圧算定式には、周囲の土のアーチアクション (円弧作用) を考慮して求めるテルツァギーの式やランキンの土圧式がある。しかしながら、一般に、土圧は深さ15m程度以上では増加しないものとし、静止土圧の三角形分布とする式5-1及び式5-2が多く用いられている。

$$P_h = k \cdot \gamma \cdot h \quad h < 15\text{m} \quad \dots\dots (式5-1)$$

$$P_h = 15 \cdot k \cdot \gamma \quad h \geq 15\text{m} \quad \dots\dots (式5-2)$$

P_h : 静止土圧 (kN/m²)

k : 静止土圧係数 (砂質土、粘性土にかかわらず0.5とする)

γ : 土層の単位体積重量 (kN/m³)

h : 地表面からの深さ (m)

なお、 $h=15\text{m}$ 以深においても土圧が増加すると判断される場合は式5-2を準用する場合がある。

② 偏土圧

活動中の地すべりに設置する場合は、すべり面を貫かないように設置されることから、集水井には基本的に大きな地すべり土圧は作用しないと考ええる。しかし、脆弱な地盤に設置されることが多い上、沈下施工が採用されることが多いことを考慮し、集水井の傾きにより生じる偏土圧も考慮する必要がある。

「日本道路協会道路橋示方書 下部構造編・ケーソン基礎の設計」に静止土圧の1/2を作用させると提案がなされていることを勘案して、「偏土圧100kN/m²」（深さ約20mの位置での静止土圧の1/2に相当）とし、過去の集水井の実績から深さ15mまでは三角形分布として、それ以深は一定に作用するものとする。

③ 上載荷重

施工時の作業荷重および完成後の積雪荷重を考慮することとし、10kN/m²とする。

④ 荷重のまとめ

作用する荷重をまとめると図5-19のようになる。

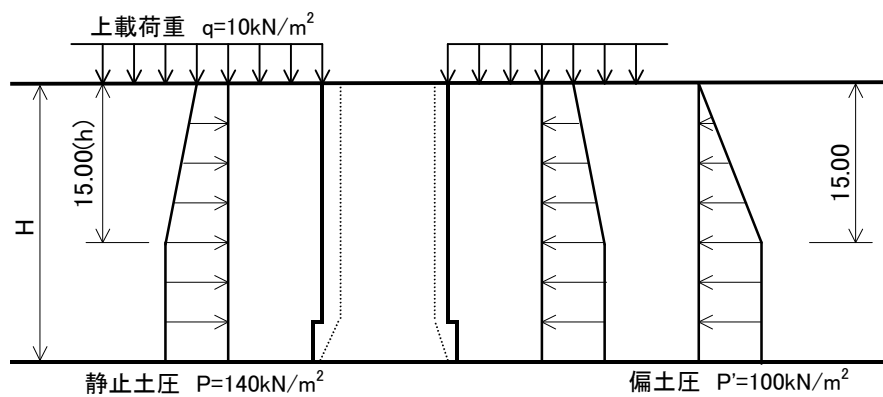


図5-19 集水井外周面に作用する土圧

2) 支持地盤の許容支持力度

コンクリート構造物であることから、従来支持地盤の許容支持力度の照査をすることとされてきたが、集水井は一般に中空で軽量の構造物であることや、鉛直方向の多少の変形があったとしても機能上はあまり問題とならないことを考慮し、特に必要のない限り支持

地盤の許容応力度の照査は省略する。

(6) 集水井の設計・施工に関する留意事項

- 1) 掘削作業中の素掘り状態の孔壁崩壊や底版の噴き上げ事故を防止するため、また安全性・作業性に配慮して集水井組み立て作業を地上で行い、掘削底面と集水井先端部が常に接し、掘削した部だけ完成断面で沈下作業が行える自重沈下工法を原則とする。
- 2) 自重沈下工法の設計施工可能深度は現場の地形・地質や地すべりの活動状況、周辺の施工実績等に基づいて決定することとするが、設計値を超えても自沈式で施工することに支障がない場合は自沈式を継続する。自重で沈下しない場合は途中からセグメント方式に変更することができるが、先端部の構造を変更する必要がある等の手戻りを生じるため、これらのリスクも含めて施工方法を検討して決定する。
- 3) 地すべりが活動中の場合、急斜面で施工する場合、不均質な地盤等の諸状況により大きな偏心が想定される場合、また、粘性土など摩擦の大きい土質の場合等では沈下が困難となりやすいため、地上からセグメント方式とすることができる。
- 4) セグメント方式とする場合は、集水井頭部の周囲にコンクリートを打設する方法等により、施工中における集水井本体の不慮の沈下を防止する。
- 5) セグメント工法による施工長が長くなる場合は、集水井の上部～中間部に大きな自重が掛かるため、集水井本体の重量・縦方向の連結強度を十分検討した上で、必要に応じて高強度部材の採用や地山に補強鉄筋を打設するなどの措置をとる。
- 6) 不当沈下による傾きを防止するために、一回の掘削深さは 1.0m 以内とする。また、沈下作業中は水平、鉛直に対する施工管理を十分に行う。
- 7) 集水井周辺部にあいた隙間は常に埋戻しを行う。なお、隙間の原因がボーリング等による地盤の変形でないか留意する。

(7) 排水ボーリング

集水井からの恒常的な排水は、原則として排水ボーリングからの自然排水とする。ポンプによる汲み上げ排水は、故障した場合に地下水排除が不能となり地すべりを再移動させる恐れがあり、また、通常の維持管理に多額の費用が必要となることから、原則として行わないこと。

排水ボーリングの位置は、ボーリングマシンの機械高を考慮し、かつコンクリートブロックの継手部を避けることとして底張りコンクリートの天端から 1.25～1.5m 程度上位とする。

排水ボーリングの長さは、最大で 80m 程度の場合が多い。排水管は、配管用炭素鋼鋼管 (SGP 黒管) 90A を標準とし、排水する地下水が多く見込まれる場合は、適宜孔径を大きくするか複数の排水ボーリングを施工する。

排水ボーリングの流末は、地すべりブロック内に設置し、水路で地すべり地外に導く。

なお、流末孔口には出口保護工を設置する。出口保護工の構造は標準設計図集によることを原則とする。

(8) 集水ボーリング

集水ボーリングは、帯水層毎に1～数段、放射状に施工し、浅層地下水の排除も同時に行う。1本の集水ボーリング長は、50mを標準とするが、集水ボーリングを滑落崖直下のすべり面を切って基盤内に掘進する場合は、80～100mの長さになる場合もある。

集水ボーリングの位置、方向、間隔、本数等については、地質や地下水調査の結果に基づいて決定するが、施工中の集水状況によって、方向、間隔、本数等を変更する。

最下段の集水ボーリングの施工位置

は、排水ボーリング呑口に対して1m程度高くする。

仰角は、施工基準高さを自由に選択できることを考慮して3～5°を標準とするが、すべり面の形状や、目的とする帯水層の厚さ・傾斜等を考慮して適切に計画するものとする。

保孔管の設計は、横孔ボーリング工に準じて行う。

(9) 付属施設

- 1) 集水井の蓋は、積雪荷重（設計積雪深： $H=5.0\text{m}$ ）に耐え、また、ゴミ、落ち葉等が集水井内に入らない形状とし、出入り口は必ず施錠する。
- 2) 集水井内の昇降階段には落下防止柵と踊り場を設ける。
- 3) 表流水の流入や周辺土砂の井戸内への吸い出しを防止することや、防草対策等の維持管理を考慮して集水井の周囲はコンクリート舗装を行う。
- 4) 防護柵は設置しないことを原則とする。第三者の立ち入りを防止するため特に必要な場合は、別途検討する。

5.2.3.3 排水トンネル工

排水トンネルは原則として地すべり土塊内には設置せず安定した基盤岩内に設置し、地下水の排除は、トンネルからの集水ボーリングや集水井との連結等により行う。

<解説>

排水トンネル工は、地すべりの規模が大きく移動層が厚い場合や、移動速度が大きい場合等に用いる。これは、集水井工では、深層地下水排除を目的とした場合にその深さが大きくなり、また移動速度が大きい地すべりの場合には施工が困難になるためである。

排水トンネルは原則として地すべり土塊内には設置せず安定した基盤岩内に設置(図5-20)し、地下水の排除は、トンネルからの集水ボーリングや集水井との連結等により行う。

排水トンネル工の設計においては、以下の点に留意する。

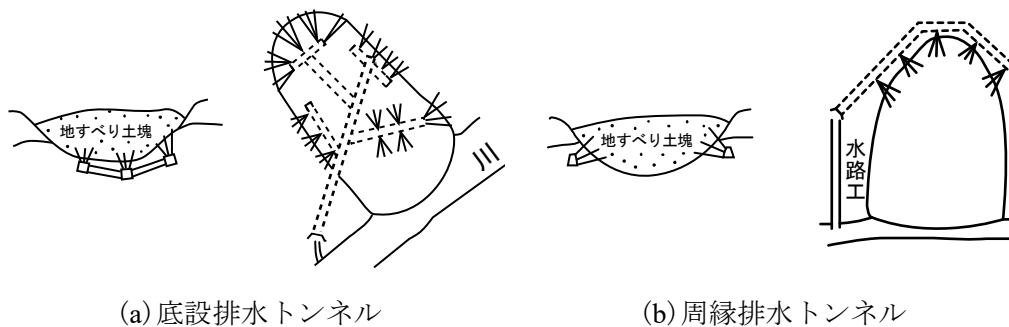


図5-20 排水トンネル工

(1) 排水トンネルの配置

排水トンネルの配置は、地すべりに影響を与える地下水脈の分布を考慮し、特に地下水の集まりやすい滑落崖直下と地すべり両側面部からの排水を考慮して配置する。この他、排水トンネル坑口は、できるだけ地盤の堅固な場所に設ける。

基盤内であっても、すべり面の直下ではトンネル掘削により地山のゆるみを生じ、地すべりを不安定化させる恐れがある。土砂地山の場合、ゆるみの範囲はトンネル径の2倍程度とされているため、少なくともこれ以上はすべり面から隔離する必要がある。

すべり面の3次元構造は複雑で、正確な想定は困難である。すべり面に不規則な凹凸や段差があり、施工中にすべり面に遭遇した事例もある。このことを考慮し、トンネルのルートは詳細な調査を行うとともに、施工中の計画変更が困難な工種であることから、余裕のある計画とする必要がある。

(2) 排水トンネルの縦断勾配

排水トンネルの縦断勾配は、集水した地下水を自然排水するため、坑口に向かって俯角をつける。なお、その勾配は、一般に15/1000以下とする。

(3) 排水トンネルの断面及び構造

排水トンネルの断面形状には、使用する材料によって馬蹄形、円形、半円形、台形及び矩形等がある（図5-21）。トンネルは、集水施設を含めた維持管理のため原則として中空とし、耐久性を考慮して覆工を設ける。また、トンネルの断面は、施工を含めた維持管理時の作業性も考慮し施工から維持管理までのトータルコストを考慮して定める。

最近では、吹付コンクリートとロックボルトを併用するNATM工法が用いられている。

このほか覆工の材料には、ライナープレート、コルゲート、鉄筋コンクリートブロック等を用いる。

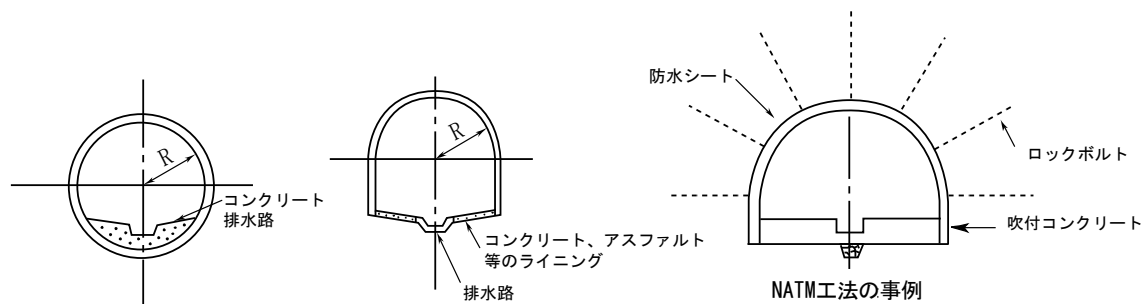


図5-21 排水トンネルの断面形状の事例

(4) トンネル支保工の材料

トンネル支保工には、木材や鋼材を用いる。一般に、木材は堅固な岩盤の場合や短期間で中埋めを施す場合に使用し、鋼材は土圧が加わる箇所や覆工をするまでの期間が長い場合に使用する。

(5) 非常時の脱出用坑口および換気設備

排水トンネルの延長が1000mを越える場合は、安全管理のために、非常時に脱出できる斜坑や立坑等を設ける必要がある。

排水トンネルは通例貫通せず、しかも小断面であるため坑内の換気がしづらい構造となっている。施工後の維持管理を考慮し、必要に応じて立坑等の換気設備を設置する。

(6) 集水

排水トンネルによる集水は、原則として集水ボーリングによるものとする。集水ボーリングは、帯水層に向けてトンネル内から横あるいは上向きで放射状に計画する。ボーリングの角度は、帯水層までの距離、ボーリングの全長、帯水層を横切る区間長等を勘案し決定する。

また、急角度のボーリングを実施する場合は、必要に応じてトンネルの断面を大きくしたボーリング室を設ける。集水ボーリングの長さ及び保孔管については、「5.2.3.1 横孔ボーリング工」の項を参照する。

(7) 排水

集水ボーリングによって集水された地下水が再び地盤に浸透しないように、排水トンネルの底部は原則として水路工と同様な構造とする。また、排水トンネルの覆工にライナープレートやコルゲート等を使用する場合には、底部のジョイントの破損やボルトの緩み等により漏水する可能性が大きいので、少なくとも底部はコンクリート等による水路とし、排水工としての機能を失わないよう配慮する。

(8) 排水トンネルに作用する土圧

排水トンネルに作用する土圧の大きさは、地質、トンネル断面の大きさ、施工法、覆工の種類、施工時期及び地山の性状等を考慮して定める。

表5-1に参考値を示す。

表5-1 テルツァギーの支保工に作用する土荷重の表¹⁾

岩盤の状態	土荷重の高さ(m)	摘要
①堅固でおかされていないもの	0	はだ落ちや山はねのある場合は軽易な支保工を要する。
②堅固で層状または片岩状のもの	0~0.5B	軽易な支保工を用いる。荷重は場所ごとに不規則に変化する。
③大塊状で普通程度の節理のあるもの	0~0.25B	
④普通程度に塊状で割目のあるもの	0.25B~0.35(B+H _t)	側圧はない。
⑤はなはだしく小塊で割れ目の多いもの	(0.35~1.10)(B+H _t)	側圧は小さいか、またはない
⑥完全に破砕されているが、化学的には風化していないもの	1.10(B+H _t)	相当の側圧、漏水によりトンネル下部が軟弱となるときは、支保工下部に通し土台をするか、円形支保工とする必要がある。

(1)この表は、土被り1.5(B+H_t)以上の場合の鋼アーチ支保工天端に作用する土荷重を示す。

B: トンネル掘削断面の幅(m)

H_t: トンネル掘削断面の高さ(m)

(2)この表は、トンネル天端が地下水位以下にあるものとする。ただし、永久的に地下水位以上にある場合は、④~⑥の各値は50%減としてよい。

5.2.3.4 その他の深層地下水排除工

(1) セミウエル

セミウエル工は、大口径ボーリングにより井戸を設置し、ポンプによる排水をおこなうもので、ボーリング機械で施工が可能であり、工事期間が短く、揚水効果が高い利点を有する。

しかし、機械による揚水となるため、運転経費を要するものであり、集水井工、排水トンネル工等の恒久的防止工の施工に先立ち、応急的防止工として用いるのを原則とする。

(2) 大口径ボーリングによる集排水工法

大口径ボーリングによる集排水工法は、下水道の推進工法を応用して開発されたものであり、直径 300～800mm のスリット付き鋼管を横孔ボーリング工や集水井工の集水管として用いるものである。スリットの目詰まりや集水管の破断が予想される場合に使用されることがある。

集水井など小径の発進坑から施工する場合、施工管径に制限がある。また、集水井の壁に通常よりも大きな径の穴を設置することになるため、その補強が必要となる。

(3) 立体排水工

立体排水工は、多数の滞水層内に賦存する多量の地下水を排除するため、垂直ボーリング工と排水トンネル工または横孔ボーリング工等複数の地下水排除工を組み合わせ、立体的に地下水を排除するものである。

立体排水工の模式図を図 5-22 に示す。

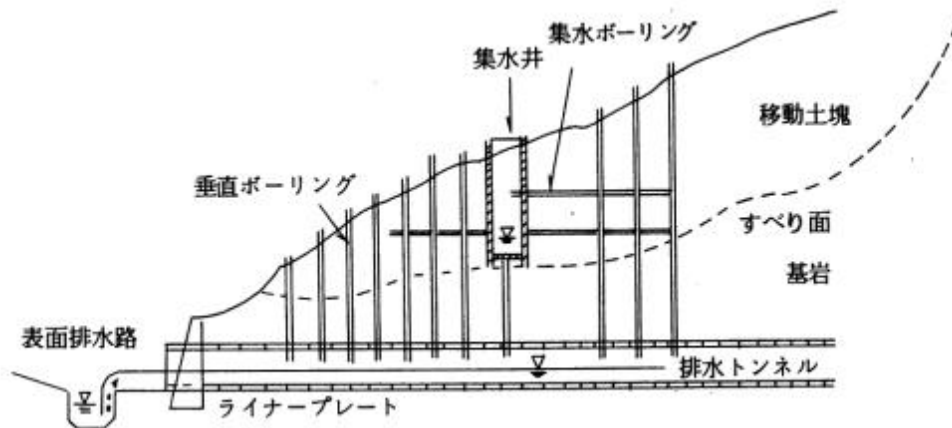


図 5-22 立体排水工模式図

5.2.4 排土工

排土工は地すべり頭部域を中心に斜面の安定を図るよう設計するものとし、斜面安定解析により排土量、排土すべき位置、切土のり面勾配、直高等を決定する。

排土工の設計にあたっては、排土予定地の上部斜面の安定性及び潜在性の地すべりの有無を事前に十分調査し、排土により背後斜面の安定性を低下させ、地すべりが誘発されることが無いよう、本工法の採用の可否も含めて十分な検討を行うとともに、排土後のり面保護について検討する。

<解説>

以下に、排土工設計時の留意点を示す。

(1) 排土量と位置

排土工は通常地すべり頭部域で、すべり面勾配が相対的に急である部分を中心に行うこととし、排土する土塊の範囲は斜面安定解析により決定する。切土のり面は対象地すべりの上方斜面に及ぶことが多いが、切土後の上部斜面の安定性及び潜在性の地すべりの有無を事前に十分調査する必要がある。これは、排土により背後斜面の安定性を低下させ、さらに地すべりを誘発させる可能性があるためである。上部斜面の潜在性地すべりが存在する場合は、この地すべりの排土や抑止工等が必要になるため、本工法の可否も含めて十分な検討が必要である。

このほか、排土量とその位置に関する計画上の留意点を以下に示す。

- 1) 単位体積重量も含め、土質定数の取り方に応じて必要な土量・形状は異なってくることから、その設定は慎重に行う必要がある。
- 2) すべり面形状が直線状の場合や、必要な排土規模が大きく中腹部まで排土が必要となるような場合では、排土して推力が低減されても、併せて抵抗力も損なわれるため十分な抑制効果が得られないことがある。特に末端の切土が原因となった場合は、むしろ頭部に抵抗力が残っている場合があり、ここを排土して地すべりを助長することも考えられる。したがって本工法は、地すべりの形状や発生機構を十分解明した上で計画する必要がある。
- 3) 平面形状が馬蹄形の場合や排土対象の土塊の横断形状が凸型の場合は、主測線のみで算出された必要土量では不十分となりやすい。このような場合は副測線でチェックを行うか、3次元安定解析を行って安全な計画とする。

(2) 切土のり面

図5-23には、排土工と切土のり面の概念図を示す。切土のり面の勾配及び直高は、地質条件等によりのり面の安定性を事前に調査検討して定める。これは、切土したのり面が時間の経過とともに次第に不安定化し、表層崩壊を起こす恐れがあるためである。

切土のり面勾配および小段の構造に関する考え方は、北陸地方整備局「設計要領（道路編）」の「掘削（切土）」に関する記述に準じて行う。ここで、地すべり防止技術指針で

は小段幅を 1.0～2.0m程度とするとしていることから、地表面排水路を設けない場合の小段幅は 1.0m とする。

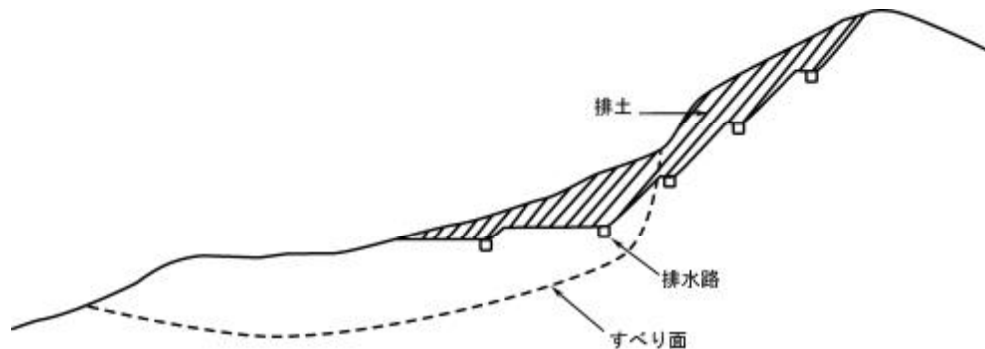


図 5 - 2 3 排土工と切土のり面

(3) のり面保護等

排土後ののり面は、一般に降雨等によって軟弱化しやすく斜面崩壊を起こしやすい。このため、排土後ののり面には、地形に応じた表面排水路と小段を設け、集排水路を設置し、水はけを良くする。

また、のり面の侵食や風化を防止するために、植生や構造物でのり面を被覆する。植生の導入が不適なのり面や植生だけでは安定が期待できないのり面は、石張工、ブロック張工、枠工等を併用して保護する必要がある。

地すべり頭部に形成される緩斜面に砂質土等が分布する場合、表流水によりガリーが形成され多量の土砂流出を招く恐れがある。また、植生が失われることや、緩斜面となることに等より降雨の地下浸透が助長されることも考えられる。これらを防止するため、集排水工の他、暗渠工、土留工、植生工等を適切に配置し、浸透防止を図る。

5. 2. 5 押え盛土工

押え盛土工は、地すべり斜面の末端部に盛土を行うことにより、抵抗応力の付加とともに、上載荷重増によるせん断抵抗力の増加を期待して設計するものとし、斜面安定解析により所定の抵抗力が得られるように盛土量、盛土の位置を決定する。

押え盛土工の設計にあたっては、基礎地盤の調査結果を基に盛土部基盤の安定性について検討するとともに、盛土背後地の地下水位処理に十分注意し、さらに、盛土のり面及びのり尻の保護について検討する。

<解説>

以下に、押え盛土工設計時の留意点を示す。

(1) 押え盛土工の設計一般

図 5 - 2 4 には、押え盛土工の概念図を示す。

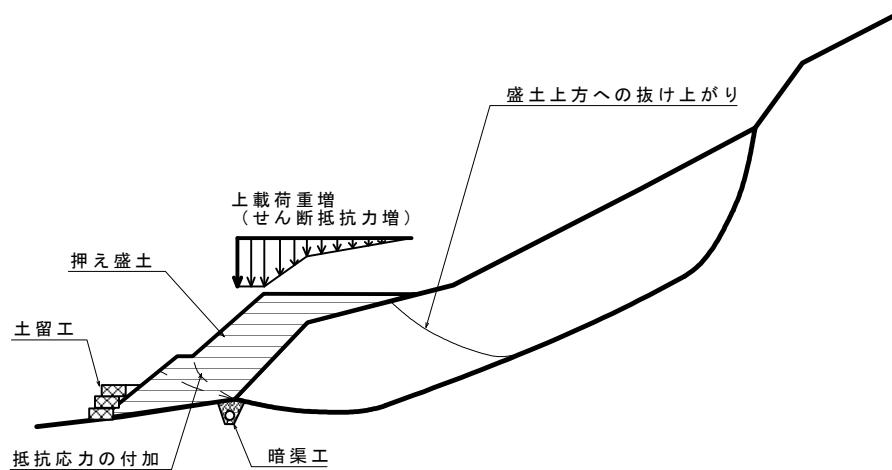


図5-24 押え盛土工

押え盛土工の効果は、抵抗体として抵抗応力を付加することのほか、圧縮部である末端付近の上載荷重を増加してすべり面のせん断抵抗力を増加させることも期待される。これらの効果が効率よく発揮されるようその形状を検討する。

また、地すべり土塊全体の安定度の他、押え盛土工の上方へ抜け上がるすべりが新たに形成されないか照査が必要である。

地すべり斜面は、攪乱され軟弱な場合が多いため、盛土の基礎地盤破壊が起こる可能性がある。また、盛土部の下方斜面が不安定であったり潜在性の地すべりがある場合には、新たな地すべりを誘発する可能性がある。これらのことから、押え盛土の設計に際しては、基礎地盤の調査結果を基に盛土部基盤の安定性についても検討する必要がある。

地すべり斜面末端部には、横孔ボーリング工等の地下水排除工が設置されている場合があるため、盛土によりこれらの排水を阻害しないようにする必要がある。

また、盛土位置に湧水や浅層地下水の帯水層がある場合は、押え盛土やその荷重によって地下水の出口が塞がれ、背後斜面の地下水位の上昇により、斜面が不安定化する恐れがある。これを防止するため、地山に暗渠工を配置し、盛土背後地の地下水を速やかに排出する。

(2) 盛土のり面の構造

押え盛土のり面勾配は盛土材料及び盛土基礎地盤の土質特性を基に定める。盛土のり面勾配および小段の構造に関する考え方は、北陸地方整備局「設計要領(道路編)」の「盛土」に関する記述に準じて行う。

なお、所定の密度に仕上がるよう、締め固め管理を行う。また、小段には水路を設ける必要がある。

(3) のり面保護工

押え盛土のり面は、降雨等によって崩壊や洗掘を受けやすいため、のり面保護工等により保護する必要がある。のり面保護工には、植生工、蛇籠工、枠工等を用い、コンクリー

ト張工等の剛な構造物はできるだけ用いない方が望ましい。

のり尻には、原則として土留工として、ふとんかご、鉄筋コンクリート枠擁壁、消波根固ブロック擁壁等を設置する。この他、コンクリート重力擁壁を用いる場合は、基礎掘削等により地すべりを誘発しないように十分注意する必要がある。盛土部は表面侵食の防止、自然環境・景観に配慮して緑化につとめる。

5.2.6 河川構造物による侵食防止工

河川構造物による侵食防止工は、地すべり斜面末端部が流水等により侵食されることが原因となって溪岸崩壊が発生し、地すべり運動が活発化することを防ぐよう設計する。

<解説>

地すべり斜面末端部が流水等により侵食されると、これが原因となって溪岸崩壊が発生し、地すべり運動が活発化する場合がある。このため、地すべり斜面末端部の侵食防止として砂防えん堤、床固工、護岸工等の河川構造物による侵食防止工が用いられる。

なお、地すべり斜面直下流部に砂防えん堤や床固工を設けた場合、その堆砂によって地すべり斜面末端部の崩壊や侵食防止、押え盛土効果が期待できる。

以下に、その設計の際に留意すべき点を示す。

- (1) 施工時の掘削等は最小限とし、地すべりの安定性を損なわないものとする。
- (2) 地すべり斜面内の地下水位が、施設設置により上昇しないように、必要に応じて地下水排除施設を設ける。
- (3) 移動中の地すべり地内に河川構造物を設ける場合は、柔軟な構造で流水等の影響に対して安全なものとする。
- (4) 活発に移動中の地すべりの場合は、掘削のない構造物とするか、あるいは下流の安全な位置に砂防えん堤を設け、堆積した土砂に押え盛土工としての効果を期待する。

5.2.7 土留工

土留工はその設置目的を勘案し、最も効果的な位置に、適切な規模で配置する。設置目的および維持管理を考慮し、土留工は透水性と可とう性を有する材料を用いることとする。

<解説>

土留工（図5-25）は、地表面の整形のみでは安定化が図れない段差部や末端において小規模な崩壊を防止し、斜面の安定化を図るものである。この目的から、施工後の多少の変形は許容することとし、可とう性を有する材料を選定するものとする。

また、崖下や、のり尻等水が集まりやすい所に計画されるものであり、かご工や枠工等十分な透水性を有する材料を選定する。

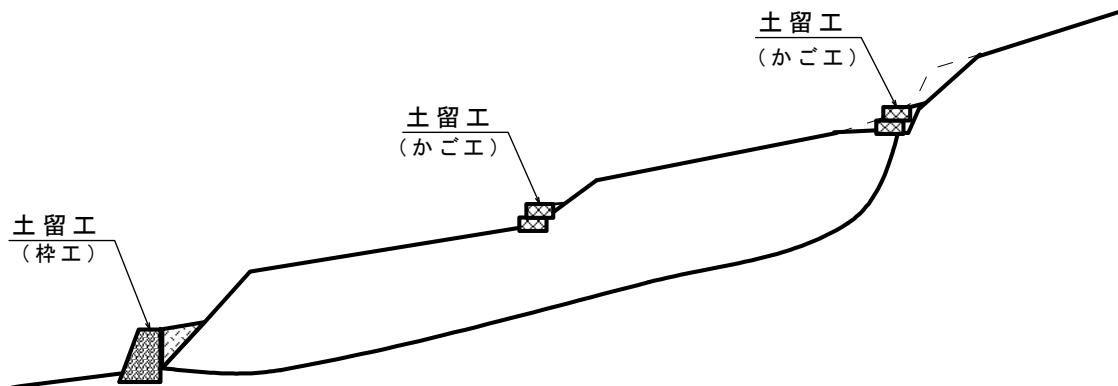


図5-25 土留工

以下に、土留工の設計の際に留意すべき点を示す。

- (1) 小規模な地すべりに対する抑止工として用いる場合は、擁壁として必要な安定性が確保される構造とする。その場合、「砂防編」の護岸工に関する記述を基本とする。これによりがたい事項は「道路土工・擁壁工指針」による。
- (2) 施工時の掘削・床掘はスパン割施工とするなど最小限とし、地すべりの安定性を損なわないよう設計する。
- (3) 滑落崖の直下に計画する場合は地すべり推力を増加させる恐れがあるため、最小限の規模にとどめること。
- (4) 天端面の全面が地表に露出するよう設計する。
- (5) 将来周辺地盤が掘削される可能性がある場合は、想定掘削位置から適切な距離を確保するか、想定される掘削深まで根入れを行うものとする。
- (6) 大型ふとんかごを用いる場合、主筋径は次のように設計する。
 - 1) 1段積みの場合 $\phi 13\text{mm}$ とする。
 - 2) 多段積みの場合最上段を $\phi 13\text{mm}$ とし、その他は $\phi 16\text{mm}$ とする。
 - 3) 河川構造物と兼用として計画する場合や、腐食性の環境においては $\phi 16\text{mm}$ とする。

5.3 抑止工の設計

5.3.1 杭工

杭工は、対象となる地すべり地の地形及び地質等を考慮し、所定の抑止力が得られるよう設計する。

杭工の設計にあたっては、杭に所定の抑止力を作用させた場合の内部応力に対する杭の安定性を検討するとともに、杭背面側の移動層における受働破壊、基礎地盤の破壊、杭間土塊の中抜けが生じないように検討する。

なお、本書に記載のない事項については、斜面防災対策技術協会発行の「地すべり鋼管杭設計要領」にしたがうこと。

<解説>

(1) 杭工の機能と分類

地すべりの抑止杭は、その機能から次のように分類され、それぞれ異なった計算式で設計される。それぞれの機能から見た概念図と破壊形態を図5-26に示す。

1) 曲げ杭

曲げ杭は、地すべりの滑動時に地すべり土塊が変形し、杭にせん断力と曲げ応力が発生する条件を想定して設計するものである。曲げ杭には、「くさび杭」と「抑え杭」がある。

① くさび杭

移動土塊と一体となって移動した杭がすべり面の上下でたわむときに発生するせん断力、曲げ応力を考慮して、地すべりの滑動力がすべり面位置に集中荷重として作用するものとして、設計する杭をいう。

② 抑え杭

杭の谷側の地盤反力が期待できない場合に、杭を片持ち梁と見なし、地すべりの滑動力が移動層中の杭に分布荷重または集中荷重として作用するものとして、設計するものをいう。抑え杭は地すべりの末端部や頭部付近に杭を設置する場合に用いられる。

2) せん断杭

せん断杭は、地すべりの滑動時に地すべり土塊が変形しない（杭に曲げ応力が発生しない）条件を想定して、地すべりの滑動力がすべり面に集中荷重として作用するものとし、せん断力のみを考慮して設計するものである。

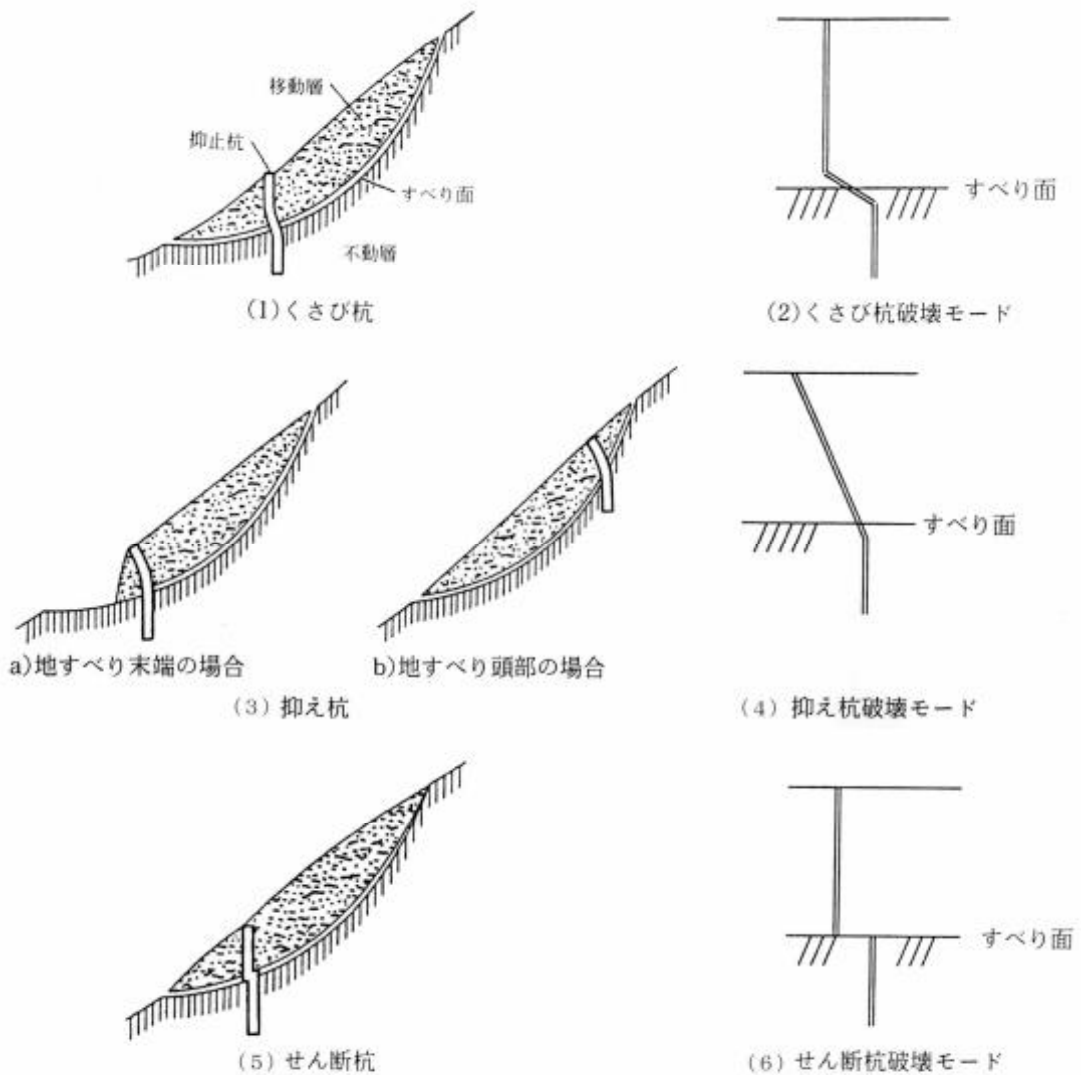


図5-26 機能から見た杭の種類（概念図）

（社）地すべり対策技術協会発行 新版地すべり鋼管杭設計要領（2003. 6）を編集

（2）杭工の適用条件と設計式の選択

杭工の採用にあたっては、その適用条件を十分に考慮する必要がある。過去の実績では移動層厚が20m以内であることが多く、適用条件としては、軟弱な地盤には採用しないこと、多くの亀裂により移動層が小塊に分断されていないこと、地すべり活動が休止している時期の施工であること等が挙げられる。

また、設計上は、杭体を弾性体と見なし、抑え杭以外では、杭周辺の地盤反力を常に期待できること等を前提条件としていることに十分留意する必要がある。

せん断杭の採用にあたっては、杭の曲げ破壊の危険性が無いことを慎重に検討する必要がある。せん断杭は斜面内の浅い地すべりにより傾倒する事例が見られる。

これらを考慮し、杭工の設計式は以下を目安に選定するものとする。

1) くさび杭の適用条件

杭の設置位置に制約が無く、かつ移動層がある程度堅固で十分な地盤反力が期待できる場合は一般に経済的なくさび杭が採用されることが多い。計算式が成立する条件には地すべり層厚や、地盤の変形特性、必要抑止力等も関係することから、採用の可否は概略検討を行う必要がある。

なお、杭頭にアンカーを設置して抑止力を高め、大きな抑止力に対抗する構造とすることもできる。

2) 抑え杭の適用条件

保全対象との位置関係など、杭の設置位置を地すべりの上部、末端とする必要があり、くさび杭・せん断杭が適用できない場合に限り採用を検討する。

抑え杭の場合地盤反力がない条件で設計されるため、他の計算式と比較して高耐力の鋼材が選定されることとなる。この場合アンカー付き抑え杭とした方が経済的となることがあるため留意する。

3) せん断杭の適用条件

せん断杭の採用は、地すべりが十分安定しており、かつすべり面の上下の地質が堅固で杭がせん断により破壊することが確実な場合に限る。また、堅固な地質でも地すべり層厚が薄い場合は曲げ破壊を起こしやすいことから、4～5mを目安として、これよりも浅い地すべりでは採用しない。

(3) 杭工の水平負担力

杭工は、対象とする地すべり地の地形及び地質等を考慮し、所定の計画安全率が得られるよう設計する。

杭の効果を算定する式として、Hennes 式、White 式及び土研式等があり、これらの式によって求められる抑止効果は、杭が剛体で無限の強度を有するとした場合に生ずる杭周辺での地すべり土塊の破壊強度としている。しかし、実際には、杭自体の強度を無限にとることはできないので、上式で算定された応力を1本の杭で受け持つことは出来ない。したがって、施工可能な強度を基準として、地すべり抑止に必要な単位幅あたりの応力に足る杭の本数を算出する。

杭の施工は、削孔した鉛直孔に杭を挿入し、グラウトするのが一般的であるが、地すべり対策の応急処置として、鋼管杭及びH型鋼杭等の打込杭が用いられることもある。しかし、打込杭は礫の多い土層などでは所定の位置までの施工が困難であり、基岩中への打込み深度は極めて限られている。また、基岩を破砕するため風化が促進されること等のマイナス面もある。このため、恒久対策として打込杭を設計することは避ける。

所定の計画安全率を得るために、単位幅当りの杭が負担する抑止力 P_r (kN/m) は、簡便法を用いた場合、次式により求められる。

$$P_r \cdot F_s = \frac{\Sigma(W \cdot \cos \theta - U) \cdot \tan \phi' + c' \cdot \Sigma l + P_r}{\Sigma W \cdot \sin \theta} \quad \dots\dots (式5-3)$$

$$P_r = P_r \cdot F_s \cdot \Sigma W \cdot \sin \theta - \Sigma(W \cdot \cos \theta - U) \cdot \tan \phi' - c' \cdot \Sigma l \quad \dots\dots (式5-4)$$

P_r : 単位幅あたりの杭の抑止力 (kN/m)
 $P.F.s$: 計画安全率
 W : 分割片の重量 (kN/m)
 U : 分割片に働く間隙水圧 (kN/m)
 l : 分割片のすべり面長 (m)
 θ : すべり面の分割片部における傾斜角 (°)
 ϕ' : すべり面の内部摩擦角 (°)
 c' : すべり面の粘着力 (kN/m²)

抑制工を併用する場合には、式5-4の右辺の U 、 W 、 l を抑制工法ごとの効果量に応じて変化させ、杭工に必要な抑止力を求める。

(4) 杭の設置位置

杭は杭谷側移動層の有効抵抗力、杭設置地点の移動層の変位量、杭山側移動層の受動破壊、保全対象、地盤の変状、施工性などを検討し、総合的に判断してその目的が達成できる位置に設置する。

特に考慮すべき点を以下に示す。

1) 杭谷側移動層の有効抵抗力

図5-27において*i*番目のスライス境界面①における単位幅当たりの移動層の有効抵抗力 R_{ui} は次式で与えられる。

$$R_{ui} = \sum_{k=i}^i \left\{ (N_k - U_k) \tan \phi + c \cdot L_k \right\} - \sum_{k=1}^i T_k \quad \dots\dots (式5-5)$$

ここに、

ϕ : すべり面の内部摩擦角 (°)

c : すべり面の粘着力 (kN/m²)

N_k : k 番目のスライスのすべり面に作用する法線力 (単位幅当たり)
(kN/m)

U_k : k 番目のスライスのすべり面に作用する間隙水圧 (単位幅当たり)
(kN/m)

L_k : k 番目のスライスのすべり面の長さ (m)

T_k : k 番目のスライスの接線力 (単位幅当たり) (kN/m)

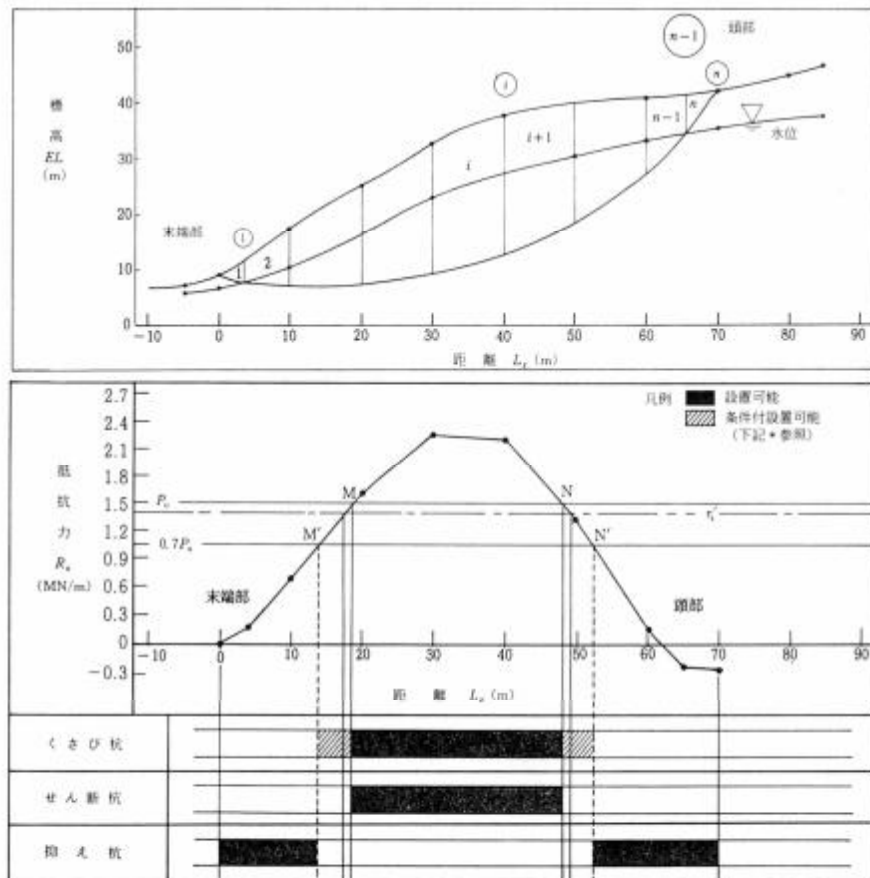
式5-5において、安全性を考慮して前項(せん断抵抗力)を安全率で除す考え方もある。しかし本県では、谷側の有効抵抗力の算出は将来予想される最も危険な条件に対してなされることを前提としていることから、安全率で除すことはしない。

杭背面(谷側)移動層の有効抵抗力 R_u とスライス境界面の位置(距離) L_x との関係を表す曲線を、 R_u-L_x 曲線と呼ぶ。その一例を図5-24に示す。

この R_u-L_x 曲線は式5-5よりもうかがえるように、各スライスのすべり面におけるせん断抵抗力と推力との差を地すべり末端より累加した値(R_u)を縦軸に、また各

スライスの位置を横軸にとったもので、各スライスの谷側の移動層にどの程度有効抵抗力があるかを示すものである。

図5-27で地すべり抑止に必要な抑止力(単位幅当たり)を P_u とすれば、 R_u-L_x 曲線と P_u との関係は杭の設計式の選択時に重要な意味を持つ。くさび杭・せん断杭の場合では、 R_u が P_u よりも小さい場合は、杭が受け持つべき有効抵抗力が無いことを示す。この場合は抑え杭が選択される。



* くさび杭の設置位置における斜線部分は移動層の変形係数の低減を行う部分である。

図5-27 杭谷側移動層の有効抵抗力図 (R_u-L_x) と設置位置の目安
(社)地すべり対策技術協会発行 新版地すべり鋼管杭設計要領(2003.6)を編集

2) 杭山側移動層の受動破壊

杭の下端位置の決め方として、地すべり末端部に杭を施工する場合には、杭の上部に受動破壊による新しいすべりが発生しないよう配慮する必要がある(図5-28)。このためには、 $P.Fs' (式5-7) \geq P.Fs (式5-6)$ を満足することが必要である。

$$P.Fs = \frac{\Sigma \{ (W_{ab} \cdot \cos \theta - U_{ab}) \cdot \tan \phi' + c' \cdot l_{ab} \} + P_r}{\Sigma W_{ab} \cdot \sin \theta} \quad \dots \dots (式5-6)$$

$P.Fs$: 杭設置後の元のすべり面に対する安全率

P_r : 単位幅あたりの杭の抑止力 (kN/m)

- W_{ab} : すべり面 $a b$ における分割片の重量 (kN/m)
- l_{ab} : すべり面 $a b$ における分割片のすべり面長 (m)
- U_{ab} : すべり面 $a b$ における分割片に働く間隙水圧 (kN/m)
- θ : すべり面 $a b$ の分割片部における傾斜角 ($^{\circ}$)
- ϕ' : すべり面 $a b$ の内部摩擦角 ($^{\circ}$)
- c' : すべり面 $a b$ の粘着力 (kN/m^2)

$$P.Fs' = \frac{\Sigma\{(W_{ax} \cdot \cos\theta_{ax} - U_{ax}) \cdot \tan\phi'_{ax} + c'_{ax} \cdot l_{ax}\} + \Sigma\{(W_{xy} \cdot \cos\theta_{xy} - U_{xy}) \cdot \tan\phi'_{xy} + c'_{xy} \cdot l_{xy}\}}{\Sigma W_{ax} \cdot \sin\theta_{ax} + \Sigma W_{xy} \cdot \sin\theta_{xy}}$$

..... (式5-7)

- $P.Fs'$: 杭設置後の想定すべり面 $a x y$ に対する安全率
- W_{ax} : すべり面 $a x$ における分割片の重量 (kN/m)
- W_{xy} : すべり面 $x y$ における分割片の重量 (kN/m)
- l_{ax} : すべり面 $a x$ における分割片のすべり面長 (m)
- l_{xy} : すべり面 $x y$ における分割片のすべり面長 (m)
- U_{ax} : すべり面 $a x$ における分割片に働く間隙水圧 (kN/m)
- U_{xy} : すべり面 $x y$ における分割片に働く間隙水圧 (kN/m)
- θ_{ax} : すべり面 $a x$ の分割片部における傾斜角 ($^{\circ}$)
- θ_{xy} : すべり面 $x y$ の分割片部における傾斜角 ($^{\circ}$)
- c'_{ax} : すべり面 $a x$ の粘着力 (kN/m^2)
- c'_{xy} : すべり面 $x y$ の粘着力 (kN/m^2)
- ϕ'_{ax} : すべり面 $a x$ の内部摩擦角 ($^{\circ}$)
- ϕ'_{xy} : すべり面 $x y$ の内部摩擦角 ($^{\circ}$)

$$\alpha = 45^{\circ} - \frac{\phi'_{xy}}{2} \quad \dots \quad \text{(式5-8)}$$

なお、 c'_{xy} 、 ϕ'_{xy} に関しては、表5-2を参考にして良い。

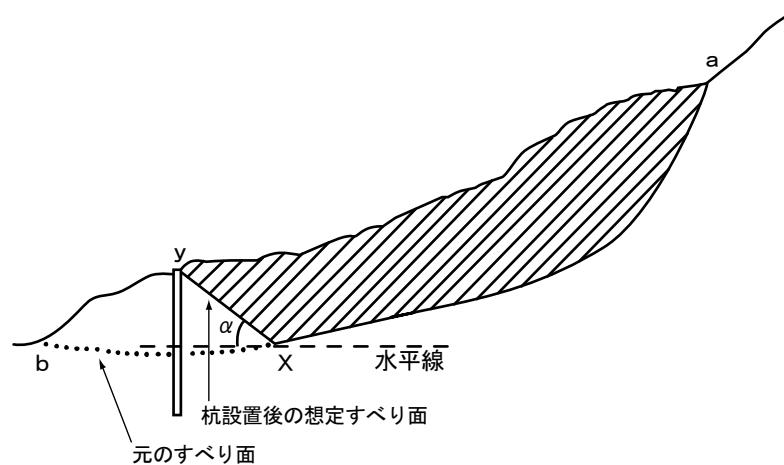


図5-28 杭の上部の受動破壊¹⁾

表5-2 代表的な土質および岩石の諸定数
(社)地すべり対策技術協会発行 新版地すべり鋼管杭設計要領(2003.6)より転記

記 載		単位体積重量 飽和/乾燥 (kN/m ²)	摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)		
種 類	材 料					
非粘性土	砂	一様な粒径のルーズな砂	19 / 14	28~34*		
		一様な粒径の密な砂	21 / 17	32~40*		
		混合粒径のルーズな砂	20 / 16	34~40*		
		混合粒径の密な砂	21 / 18	38~46*		
	礫	一様な粒径の礫	22 / 20	34~37*		
		混合粒径の礫と砂	19 / 17	48~45*		
	爆破または 破碎した 岩石	玄武岩	22 / 17	40~50*		
		チョーク	13 / 10	30~40*		
		花崗岩	20 / 17	45~50*		
		石灰岩	19 / 16	35~40*		
砂岩 頁岩		17 / 13 20 / 16	35~45* 30~35*			
粘性土	粘 土	柔らかいベントナイト	13 / 6	7~13	10 ~ 20	
		非常に柔らかい有機質粘土	14 / 6	12~16	10 ~ 30	
		柔らかい、わずかに有機質粘土	16 / 10	22~27	20 ~ 50	
		柔らかい水成粘土	17 / 12	27~32	30 ~ 70	
		硬い水成粘土	20 / 17	30~32	70 ~ 150	
		混合粒径氷礫土	23 / 20	32~35	150 ~ 250	
および 岩石	岩 石	<硬質火成岩> 花崗岩、玄武岩、珪岩	25** ~ 30	35~45	35000 ~ 55000	
		<変成岩> 珪岩、片麻岩、粘板岩	25 ~ 28	30~40	20000 ~ 40000	
		<硬質堆積岩> 石灰岩、ドロマイト、砂岩	23 ~ 28	35~45	10000 ~ 30000	
		<軟質堆積岩> 砂岩、石炭、チョーク、頁岩	17 ~ 23	23~35	1000 ~ 20000	

- * : 非粘性材料におけるおおきな摩擦力は、拘束圧または垂直応力が低い場合に生じる。
 - ** : 岩盤を構成する素材岩石に対しては、多孔質砂岩などのいくらかの材料を除いて、飽和状態と乾燥状態の密度には著しい違いはない。
- 注) “混合粒径の礫と砂”の摩擦角48~45(度)はおそらくミスプリントで43~45(度)が正しいと思われるが、原著を尊重して掲載した。記載事項の日本語訳は小野寺、吉中によった。

3) 補足事項

杭谷側の有効抵抗力を期待して設計する場合、安定解析測線では必要な有効抵抗力が広い範囲に広がっている場合があるが、その範囲の中でなるべく下流側へ施工することが望ましい(図5-29)。

地すべりの側部において、すべり面が浅くなっているような場合などでは、山側移動層の受動破壊が起きやすい。移動層の断面形状が主測線と異なる場合は、必要な追加調査により安全性を照査することが望ましい。

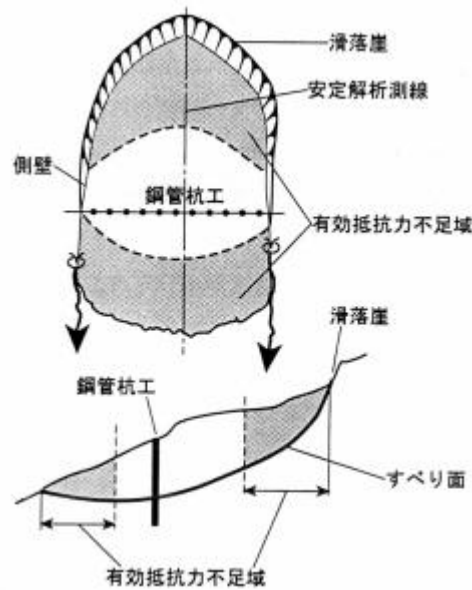


図5-29 杭施工位置の決め方

(社)地すべり対策技術協会発行 新版地すべり鋼管杭設計要領(2003.6)を編集

(5) 杭材の種類と強度

杭に使用する鋼材の強度は、設計強度を満足するものでなければならない。

杭材の強度は杭に作用する荷重に応じて長期許容応力度、短期許容応力度を用いる。

一般に地すべり発生の誘因は降雨、融雪など一時的なものであり地すべりの安定度の低下も限られた期間内にとどまるので、この時期の地すべり応力を抑止し得れば地すべりの発生に至らないものと考えられる。また杭工は、先行して実施する抑制工により活動を沈静化させてから施工することが原則であり、原則として短期強度を採用する。

設計強度としては、表5-3の数値を参考とする。なお、鋼管杭に使用する部材はJIS A 5525、JIS G 3444、JIS G 5201、JIS G 3106、JIS G 3101を参照のこと。

表5-3 杭の設計強度¹⁾を一部修正

区分	短期許容応力度 N/mm ²		長期許容応力度 N/mm ²	
	せん断	曲げ	せん断	曲げ
STK400 及び 同等品	118	206	78	137
SM490 及び 同等品	162	279	108	186
SM570 及び 同等品	220	380	145	255

(6) 杭の配置

杭は、地すべりの運動方向に対して概ね直角で、等間隔になるよう配置する。

杭の間隔は、採用した杭の設計条件を考慮して検討する。ただし、土塊の性状によっては、削孔による地盤の緩みや土塊の中抜けが生じる恐れがあるので、表5-4の間隔を標準とし、また杭の直径の8倍以内を目安とする。

なお、杭の施工による基盤の破損を避けるため、孔壁間の距離は、1 m以上確保する必要がある。計算上、孔壁間の距離が1 m未満となる場合は、杭配列を千鳥配列とする必要がある(図5-30)。ただし、千鳥配列とする場合は、地すべり変位に伴う上段の杭および杭周辺地盤の変形が下段の杭に影響しないことを確認する必要がある。

表5-4 杭の間隔²⁾を一部修正

杭設置位置の 移動層の厚さ	杭の間隔
0~10m	2.0 m 以下
10~20 m	3.0 m 以下
20 m 以上	4.0 m 以下

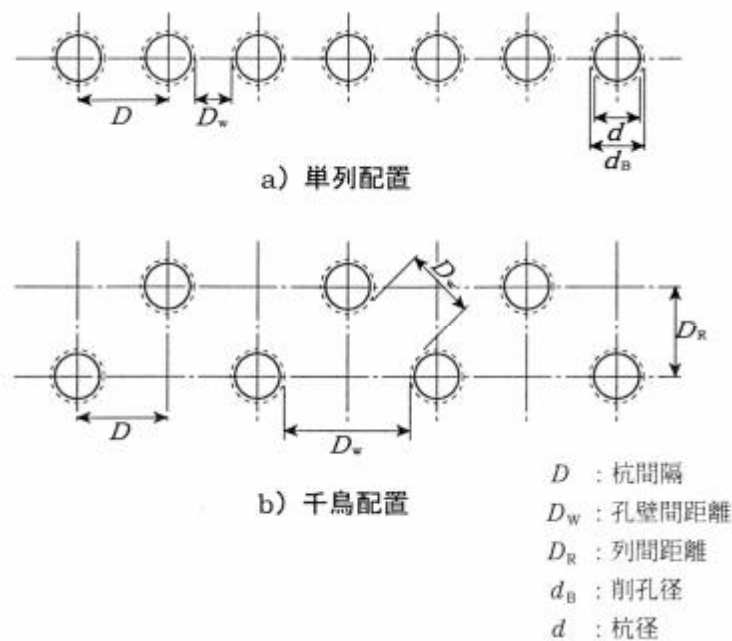


図5-30 杭間隔および杭の配列

(社)地すべり対策技術協会発行 新版地すべり鋼管杭設計要領(2003.6)

(7) 杭の根入れ長

不動層への根入れ長さ l_r は、杭に加わる土圧による基礎部破壊を起こさないよう決定することとし、採用した杭の設計条件を考慮して検討するものとする。

新版地すべり鋼管杭設計要領(2003.6)では、設計式毎の算定法を以下のように示している。

$$\text{くさび杭} : lr = (1.0 \sim 1.5) \times (\tan^{-1} \frac{\beta_1 - \beta_2}{\beta_1 + \beta_2} + \pi) / \beta_2 \quad \dots\dots (式 5 - 9)$$

ここに l_r : 不動層への根入れ長さ (m)
 β_1 : 杭の特性値 (移動層) (m^{-1})
 β_2 : 杭の特性値 (不動層) (m^{-1})
(β_1 、 β_2 の算出式は式 5 - 1 1 に同じ)

$$\text{抑え杭} : lr = (1.0 \sim 1.5) \times \pi / \beta \quad \dots\dots (式 5 - 1 0)$$

ここに β : 杭の特性値 (m^{-1}) で、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K \cdot d}{4 \cdot E \cdot I}} \quad \dots\dots (式 5 - 1 1)$$

ここに K : 根入れ部地盤の横方向地盤係数 (kN/m^3)
 d : シャフトの外径 (m)
 E : シャフトの弾性係数 (kN/m^2)
 I : シャフトの断面二次モーメント (m^4)

せん断杭 : 堅硬な岩盤の場合 l_r は杭全長の 1/4 程度とする。

また、上記によらず

$$lr = (1.5 \text{倍程度}) \times \pi / \beta \quad \dots\dots (式 5 - 1 2)$$

を用いてもよい。

ただし、いずれの計算式を用いる場合も最低 3m 程度の根入れ長を確保する必要がある。

式 5 - 9 は、すべり面からモーメント第一ゼロ点までの距離の 1.0 ~ 1.5 倍を根入れ長として採用することを意味する。地すべり鋼管杭設計要領には、同式において係数を 1.0 とした場合、長杭の条件 $\beta l \geq 3$ を満たさないケースがあるとの記述がある。また、本県では従来から係数として 1.5 を採用している例が多いこと、道路土工・のり面工斜面安定工指針の昭和 61 年版では 1.5 と明示されていたこと等を考慮して、係数は原則として 1.5 とする。

抑え杭の場合は、係数を 1.0 とすれば一般に無限長の杭と見なせると考えられている。旧基準 (S58 版) においては係数を 1.0 としていたことからこれを踏襲して 1.0 とすることを原則とする。ただし、すべり面形状が複雑な場合や、不動層の地質が不均一な場合等は、安全を見て係数を 1.0 以上とする場合がある。

(8) 杭頭の埋め込み深さ

抑止杭は機能上および構造上から、杭頭部を埋め込まないことを原則とする。

施工後の土地利用などを考慮して杭頭部をやむを得ず埋め込む場合は、杭山側斜面の安定、耕地の確保、移動層の降伏・破壊の検討、杭頭変位による地表亀裂の発生、すべり面から上の杭長さ等を総合的に検討した上で適切に設定する。

くさび杭の場合、すべり面から上の杭の必要長さ (l_e) は式 5 - 1 3 で算出することができるが、やむを得ず杭頭を埋め込む場合でも必要長さを確保する。

$$l_e = \frac{1}{\beta} (\tan^{-1} \frac{\beta_2 - \beta_1}{\beta_1 + \beta_2} + \pi) \times (1.0 \sim 1.5) \quad \dots\dots (式 5 - 1 3)$$

ここに l_e : すべり面から上の杭の長さ (m)
 β_1 : 杭の特性値 (移動層) (m^{-1})
 β_2 : 杭の特性値 (不動層) (m^{-1})

(9) 杭長のまるめ

杭の全長は、移動層厚から埋め込み深さを減じ、これに必要根入れ長を加えたのち50 cm単位に切り上げた値とする。

(10) 杭頭連結工

抑え杭の場合、地すべりの端部に設置されるという性格上、一部の杭に応力が集中し、杭が破壊することも想定される。このような場合は、応力を周囲の杭に分散させ、杭全体を安定的に機能させる目的で、鉄筋コンクリートにより杭頭を連結することを原則とする。

くさび杭の場合は、作用した応力に応じて杭がたわむことにより効果が発揮されるという設計条件から、杭頭は連結しないものとする。ただしアンカーを併用する場合は杭頭を連結するものとする。

杭頭連結工の標準的な寸法を図5-31に示す。

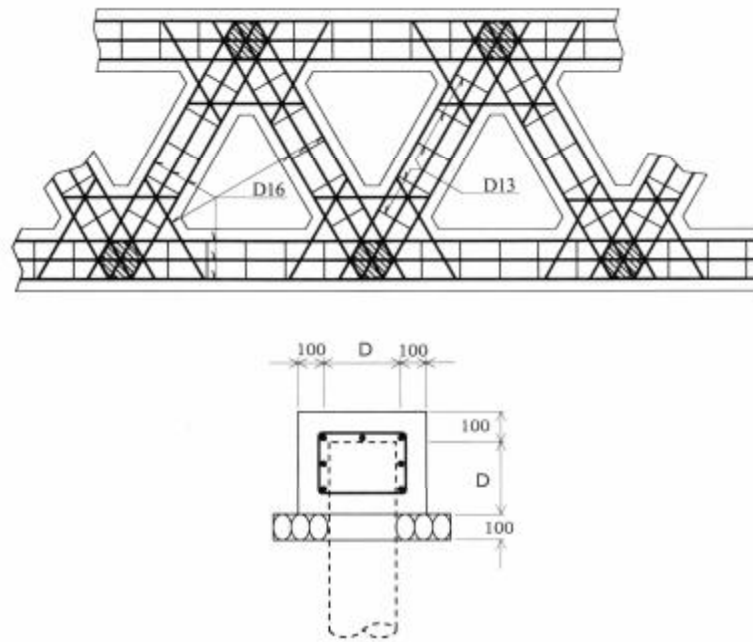


図5-31 杭頭連結工の標準的な寸法

(11) アンカー付き杭

抑え杭、くさび杭で杭頭にアンカーを併用する場合、構造上は図5-32(b)のように腹起しを用いることが望ましい。この場合、必要アンカー力に応じて、杭2本に対してアンカー1本とすることもできる。

地すべり横断方向に高低差があり、腹起しの設置が煩雑となる場合は同図の(a)のように、杭に穴をあけ台座金具を直接取り付ける場合がある。この場合はくさび杭であっても杭頭を杭頭連結工により連結するとともに、杭の断面の欠損が弱点とならないことを確認する必要がある。

アンカーはグラウンドアンカー工と同様、永久構造物としての耐久性を有する材料を用いるものとする。また、地表に突出する部分については防錆を考慮した構造とする。

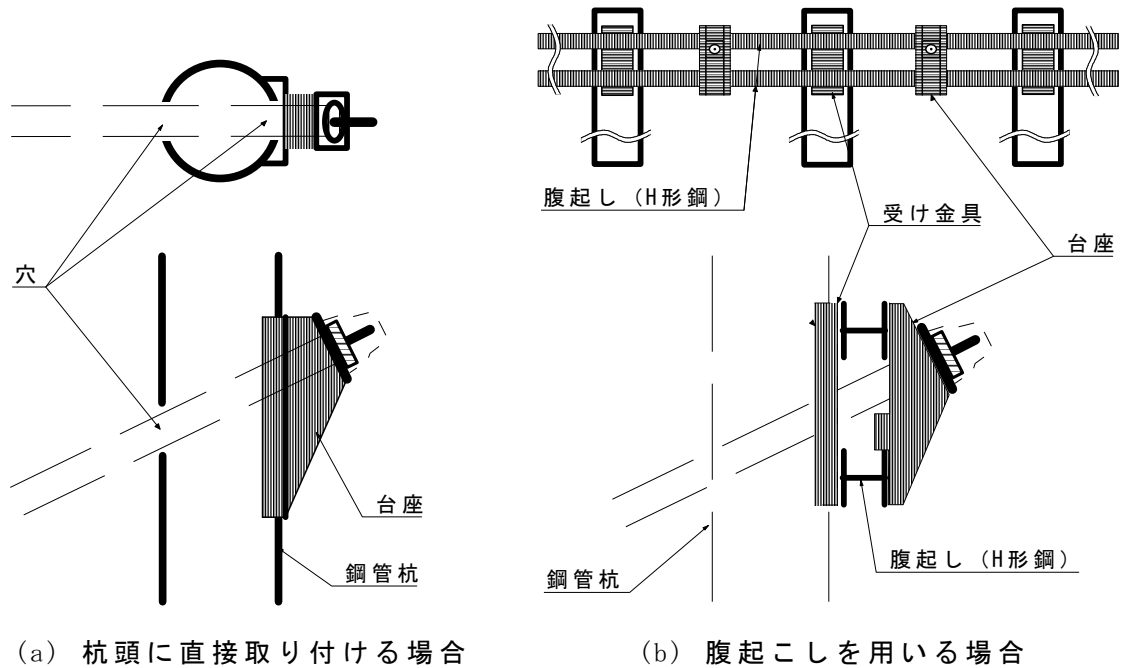


図 5-32 杭頭へのアンカーの取り付け方法

(1 2) その他の設計条件

上記の他、以下の条件を原則とする。

- 1) 鋼管杭の腐食しろは見込まない。
- 2) 杭には中詰めグラウトを行うが、杭体の強度はこれを無視する。
- 3) 孔壁との間には外詰めグラウトを行い、地盤と密着させる。
- 4) 杭の施工により上流側の地下水位を上昇させ、新たな地すべりを誘発する例がある。杭の施工時には、当該ブロックおよび、周辺の地下水位ならびに活動状況を監視し、地すべりを不安定化させないように配慮する。

5.3.2 シャフト工

シャフト工は、対象となる地すべり地の地形及び地質等を考慮し、所定の抑止力が得られるよう設計する。

シャフト工の設計にあたっては、シャフトに所定の抑止力を作用させた場合の内部応力に対するシャフトの安定性を検討するとともに、シャフトより上部の移動層における受働破壊、基礎地盤の破壊、シャフト間土塊の中抜けが生じないように検討する。

<解説>

シャフト工（図5-33）は、対象となる地すべり地の地形及び地質等を考慮し、所定の抑止力が得られるよう設計する。

シャフトの設計にあたっては、すべり面等の地下構造を十分調査し、できるだけ堅固な地盤に設置する。

シャフト工が単位幅の地すべり土塊に対して負担すべき荷重は、杭の場合と同様に求める。

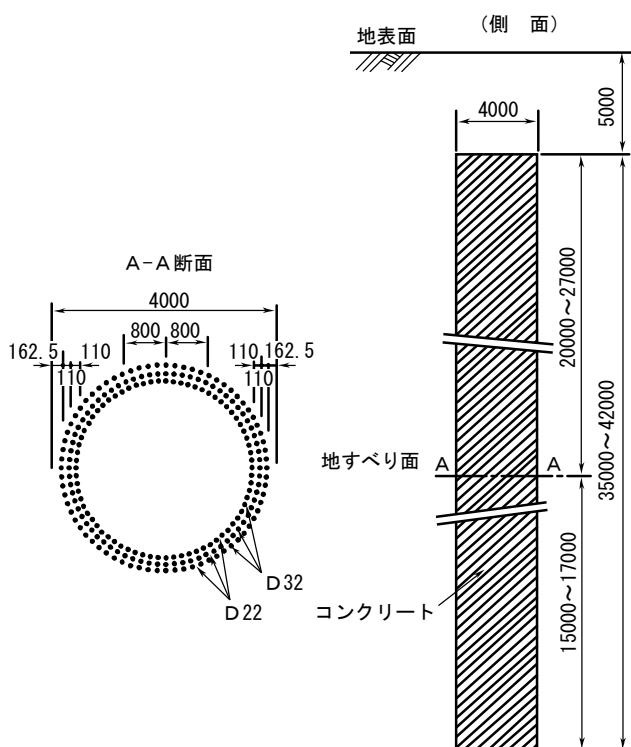


図5-33 シャフト工の例（単位：mm）

シャフト工のような大口径構造物を曲げ杭として設計するか、力を受けても変形しない剛体杭として設計するのかの判定は、一般に次式により行っている。

$\beta_1 \leq 2$ の場合は剛体杭として設計する。

$\beta_1 > 2$ の場合は曲げ杭として設計する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K \cdot d}{4 \cdot E \cdot I}} \quad \dots\dots (式5-14)$$

K : 根入れ部地盤の横方向地盤係数 (kN/m^3)

d : シャフトの外径 (m)

E : シャフトの弾性係数 (kN/m^2)

I : シャフトの断面二次モーメント (m^4)

シャフト工の覆工部分の材料には、鉄筋コンクリートセグメント、ライナープレート、鋼製型枠、等が用いられ、一般にその直径は 1.5～3.5m であり、最大でも 6.5m である。

シャフトの中詰めには一般に鉄筋コンクリートを用いる。

シャフト工の間隔は、1 本のシャフト工の抑止力を計画安全率を得るために必要な単位幅当たりの抑止力で除して求めるが、中抜けや基礎破壊を起こさないような間隔としなければならない。

シャフトに作用する外力は、図 5-34 に示すようにシャフト天端より $2/3l_1$ の位置に地すべりによる外力 H がすべり面に平行に作用すると仮定する。

すべり面の位置をシャフトの仮想の天端とし、そこに地すべりによる外力 H や地すべり面上部のシャフトの自重等によって生ずる力やモーメントが作用するものとして設計する。

なお、中心間隔は少なくともシャフト径の 2.5 倍以上とする。

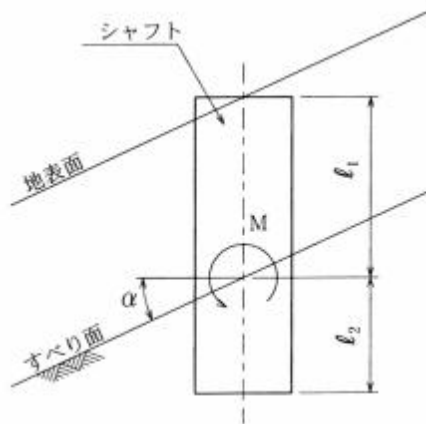


図 5-34 シャフト工の概念図

(社) 斜面防災対策技術協会・地すべり対策技術設計実施要領 (H19 版)

設計の詳細は道路橋示方書・下部工編、地すべり鋼管杭設計要領等を参考とされたい。

5.3.3 グラウンドアンカー工

グラウンドアンカー工は、対象となる地すべり地の地形及び地質等を考慮し、所定の抑止力が得られるよう設計するものとし、その引張力に対するアンカーの安定性を確保するとともに、定着地盤および構造物（受圧板等）の安定が保たれるよう設計する。

<解説>

(1) 概説

グラウンドアンカー工は基本的に以下に挙げる 3 つの構成要素により成り立っている (図 5-35)。

- (1) アンカー頭部（反力構造物を含む）
- (2) 引張部
- (3) アンカー定着部（アンカー体及び定着地盤）

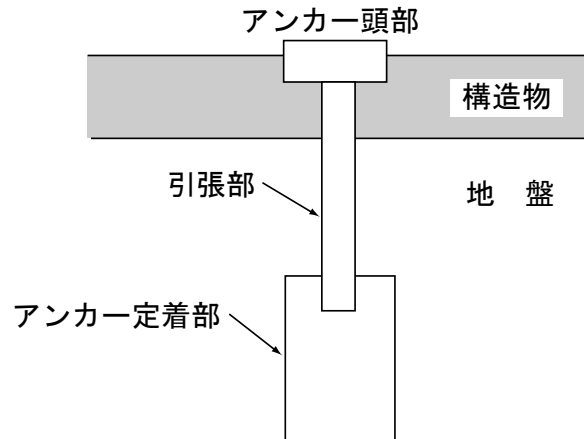


図5-35 グラウンドアンカー工の構成要素

地すべり対策として用いられるグラウンドアンカー工は、アンカー頭部に作用した荷重を、引張部を介して定着地盤に伝達することにより、地すべり土塊と不動土塊とを一体化させて安定化を図るものである。

グラウンドアンカー工は、対象とする地すべり地の地形及び地質等を考慮し、所定の抑止力が得られるよう設計するものとし、その引張力に対するアンカーの安定性を確保するとともに、定着地盤及び構造物（受圧板等）の安定が保たれるよう設計する。

グラウンドアンカー工の設置位置、定着地盤の位置、アンカーの配置、アンカーの傾角（アンカー打設方向と水平面のなす角）及び構造物の規模及び構造等は、地すべり地の地形、地質及び移動状況を考慮し慎重に決定する。

グラウンドアンカー工には次の効果がある。

1) 締め付け効果

すべり面に対する垂直応力を増加させることによって、せん断抵抗力を増加させようとするものである（図5-36）。締め付け効果を期待できる条件としては、移動土塊が緊張力をかけたとき大きな圧縮、圧密変形をしないということが必要である。したがって移動土塊が粘性土や崩積土あるいは亀裂に富んだ風化岩盤で構成されるような場合には締め付け効果を期待することは困難である。また、すべり面深度が深い場合にも効果を期待することは難しい。すなわち、地すべり面末端土塊の上方に載荷された押え盛土と同様な機能を期待するものである。

2) 引き止め効果

地すべり土塊がすべり面に沿って移動しようとした時に、アンカーのすべり面の接線方向の分力によって、地すべり土塊を引き止めようとするものである（図5-36）。

押え盛土の場合、上載荷重増が滑動力の増加にもなるが、すべり面に対して鈍角で設置されるグラウンドアンカーはこれと反対で、滑動力と逆の力をすべり面の接線方向に与えようとするものである。引き止め効果は滑動力を減じる作用として考えるのではなく、抑止杭と同様抵抗応力の増加として見込むものとする。鋼材の引張抵抗力を十分発揮させ、滑動力の大きな地すべりに対して用いられたり、杭工が困難な地すべりで利用される。

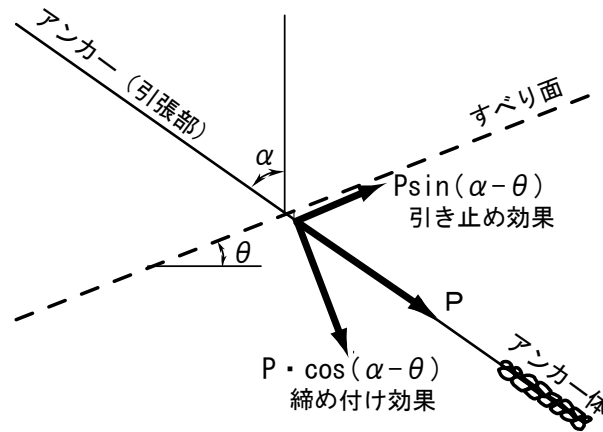


図 5-36 アンカーの機能

地すべりの防止を目的とするグラウンドアンカー工は、地すべり末端部に「引き止め機能」を期待して設置されることが多いが、設計の際には、アンカーの傾角、すべり面の勾配・深さ等を考慮して、これらの機能の中から最適なものを選択することが必要である。一方、これら両方の効果を設計に反映させる場合もある。

アンカーはプレストレスの導入により事前にある程度の圧密がなされていること、本県においては、間隙水圧の変化や積雪荷重などのわずかな荷重変化に敏感に反応して挙動する例が知られていることなどを考慮すると、主に引き止め効果を期待したアンカーであっても、締め付け効果を抵抗荷重に算入することは可能と考える。経済性に優れることも考慮し、本県では両方の効果を設計に反映することを原則とする。

ただし、すべり面が深い場合、透水性の低い場合、その他地すべり調査結果等から、締め付け効果の発現に著しく時間を要すると考えられる場合、または大きなプレストレスの導入により、地盤の変形やアンカー体にクリープが発生する懸念がある場合は、引き止め効果のみを期待した設計を行うことを検討する。

(2) グラウンドアンカーの設計

グラウンドアンカーの設計は本書に定める他に、「グラウンドアンカー設計・施工指針・同解説」³⁾を参照して行うものとする。

1) 必要アンカー力の算定

グラウンドアンカー工の設計における必要アンカー力の算定は、機能別に次式によ

り求める。

- ① 締め付け効果を利用した必要アンカー力の算定

$$P.Fs = \frac{\{\Sigma(W \cdot \cos \theta - U) + P \cdot \cos(\alpha - \theta)\} \tan \phi' + c' \cdot \Sigma l}{\Sigma W \cdot \sin \theta} \dots\dots (式 5 - 1 5)$$

- ② 引き止め効果を利用した必要アンカー力の算定

$$P.Fs = \frac{\Sigma(W \cdot \cos \theta - U) \cdot \tan \phi' + c' \cdot \Sigma l + P \cdot \sin(\alpha - \theta)}{\Sigma W \cdot \sin \theta} \dots\dots (式 5 - 1 6)$$

- ③ 両方の効果を利用した必要アンカー力の算定

$$P.Fs = \frac{\{\Sigma(W \cdot \cos \theta - U) + P \cdot \cos(\alpha - \theta)\} \tan \phi' + c' \cdot \Sigma l + P \cdot \sin(\alpha - \theta)}{\Sigma W \cdot \sin \theta} \dots (式 5 - 1 7)$$

ここに $P.Fs$: 計画安全率

W : 分割片の重量 (kN/m)

U : 分割片に働く間隙水圧 (kN/m)

P : 必要アンカー力 (kN/m)

ϕ' : 内部摩擦角 (°)

c' : 粘着力 (kN/m²)

l : 分割片のすべり面長 (m)

θ : アンカー打設位置におけるすべり面の傾斜角 (°)

(図 5 - 3 6 参照)

α : アンカー打設角 (°) (図 5 - 3 6 参照)

2) アンカーの配置

アンカーは、反力構造物とその周辺地盤及び定着地盤の安定と近接構造物への影響を考慮して配置する。アンカーの定着位置及びアンカーの方向や間隔は、設計段階の初期に予め想定しておかなければならない。

- ① グラウンドアンカー工の計画位置

すべり面勾配が急な地すべり頭部など、アンカーとすべり面の交わる角度が直角に近い場合には、アンカーの抑止効果が小さくなり、アンカーがせん断されることもある。アンカーの計画位置には十分留意し、原則として地すべり頭部は避けるものとする。

- ② 近接構造物への影響

アンカー打設位置の近傍に地中埋設物、トンネル及び杭等がある場合は、それらの構造物にアンカーの影響が及ばないように十分考慮して検討する必要がある。

- ③ アンカーの傾角

アンカーの傾角は、力学的有利性だけから決定されるものではなく、地形、地質及び施工条件等を考慮して決定するが、アンカー施工上の問題（残留スライム及びグラウト材のブリージング）から原則として水平面より $-5^\circ \sim +5^\circ$ の範囲は避ける。

④ アンカーの設置間隔

アンカーの設置間隔は、設計アンカー力、アンカー体の径及び定着長等のアンカー諸元を考慮して決定する。一般にアンカーの設置間隔は1.5～4.0m程度とされている例が多い。本県では、小規模な地すべりに対する対策で用いられることも考慮し、北陸地方整備局設計要領（道路編）にしたがい設置間隔は1.5～5.0mとすることを原則とする。

ただし、長スパンの間隔の場合に連続構造体（法枠や、連続版構造）を用いる場合は、大きな許容応力度を必要とし、不経済となることがある。このため、アンカーの間隔は、必要な受圧板の構造も含めて適切な設計を行う必要がある。

⑤ アンカーの配置

一つの斜面（1段を単位とするのり面を含む）には、原則として2段以上のアンカーを配置することが望ましい。1段とせざるを得ない場合も、千鳥配置とするなど、できる限り面的に配置する。

3) 定着地盤の選定

定着地盤は、将来想定される風化・劣化も考慮し、設計荷重を得るために十分な岩盤を選定することを基本とする。

ここで定着地盤の上面とアンカー体の離隔は、地盤の不均一性を考慮して1.5m以上⁵⁾とする（図5-37）。

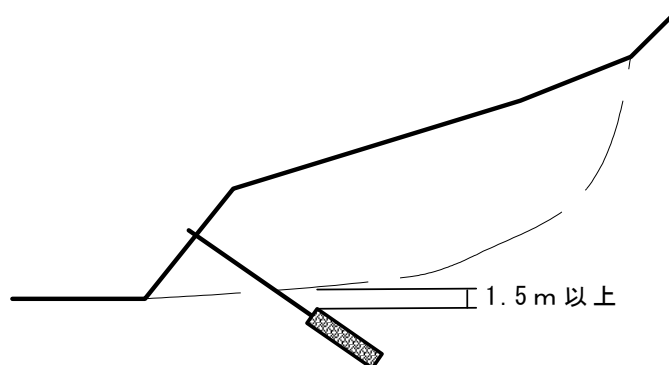


図5-37 定着地盤上面とアンカー体の離隔の考え方

4) プレストレス力

プレストレスをどの程度導入するかは、長期試験結果に加え、想定される地すべりの挙動や自由長、テンドンの種類、地盤の変形特性等を勘案しながら総合的に検討しなければならない。

地すべり防止のためのアンカーでは、設計荷重の70～100%程度のプレストレスを与える場合が多い⁶⁾とされている。プレストレスの導入量が小さいと地すべりの滑動時にテンドンの伸びにばらつきが生じ、自由長の短いアンカーに応力が集中してしまう可能性がある。

本県では原則として締め付け効果も考慮することから、設計荷重をプレストレスとする

ことを基本とする。

しかし、大きなプレストレスを導入して地盤に変形を生じさせることは避けるべきである。このような懸念がある場合は、引き止め効果のみを見込んだ設計とし、適切なプレストレスを検討する。

5) 防食

アンカーは、原則として確実な防食処理のなされた永久アンカー(図5-38)とする。アンカーの防食は、施工時及び施工完了後の腐食環境を十分考慮し、その構造の検討を行わなければならない。また、最も不利となる腐食条件を設定し、防食の対策を講ずる必要がある。

① アンカー体の防食

アンカー体の防食は、一定の厚みと強度を有する防食機能のある素材で覆い、その内部を防食機能のあるグラウト材等で充填することを標準とする。

② 引張部の防食

引張部の防食は、テンドンを一定の厚みと強度を有する素材によって被覆し、さらに、テンドンとシースの間に防食用材料(防錆油)を充填することを標準とする。再緊張を必要とするアンカーの場合には、テンドンの伸びを拘束しない防食用材料を選定しなければならない。

③ アンカー頭部の防食

アンカー頭部の防食は、保護キャップと防食用材料(防錆油)の組み合わせを標準とする。また、再緊張の必要性に応じて適切な防食方法を選定する。

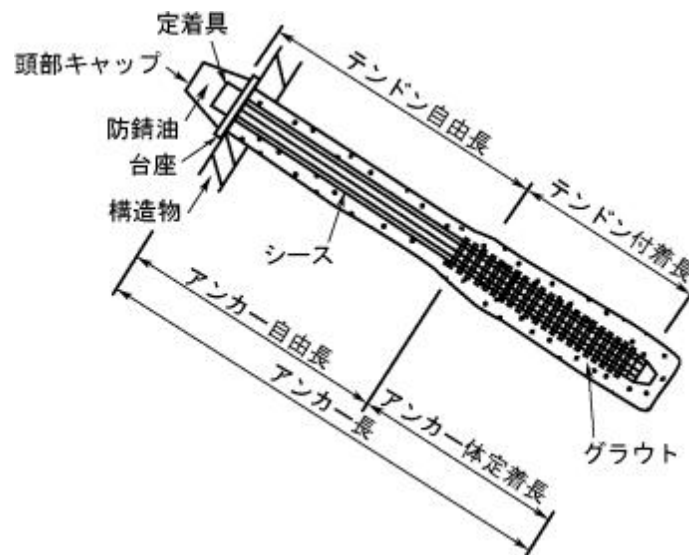


図5-38 グラウンドアンカーの例

6) 受圧板

地すべり対策として用いられるグラウンドアンカー工では、受圧板設置のために切土のり面が形成される。この切土の際には地すべり運動を活発化させないように事前に十分な検討が必要である。

受圧板は、アンカーの引張力に十分耐えるように設計する。受圧板は、アンカーを定着させるために斜面等に設置される構造物である。反力構造物である受圧板には、様々な型の独立受圧板とのり枠工等による連続受圧板があるが、斜面の状況、アンカーの諸元、施工性、経済性、維持管理及び景観等を十分考慮して選定し、斜面状況に応じた設計を行う。地すべりの場合、切土の少ない独立受圧板を用いることが多い。

① 受圧板への作用力

受圧板への作用力は、基本的に設計アンカー力(T)とその反力としての地盤反力とし、受圧板に使用するコンクリート及び鉄筋の許容応力度は、「コンクリート標準示方書(土木学会)」⁴⁾によるものとする。

② 断面力の算定

断面力の算定は、原則として梁モデルにて行うものとし、地盤反力を等分布荷重として扱うか、アンカー力を集中荷重として扱うかは、背面地盤の状況を十分考慮して決定する。

③ 受圧板設置斜面の緑化

受圧板を設置するために形成された切土のり面の侵食防止、自然環境・景観の保全のため斜面の緑化に努める。

④ のり枠工

のり枠工を採用する場合は、(社)全国特定のり面保護協会発行の「のり枠工の設計・施工指針」⁷⁾によることを原則とする。

7) 基本調査試験

基本調査試験のうち引抜き試験は原則としてアンカーの詳細設計の実施前に行う。現場状況等により、これによりがたく、施工の直前に長期試験と併せて実施する場合でも、その結果が正しく設計に反映されるよう修正設計を行う体制を整えておかなければならない。

参考文献

- 1) (社)日本河川協会：建設省河川砂防技術基準(案)同解説設計編Ⅱ，pp55～59，山海堂，1997.
- 2) (社)地すべり対策技術協会：地すべり鋼管杭設計要領，215p，2003.
- 3) (社)地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工指針・同解説，219p，2001.
- 4) (社)土木学会：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，丸善，pp.243，2002.
- 5) 北陸地方整備局：設計要領(道路編)，pp7-1～7-9，2006.
- 6) 地すべり災害復旧技術研究会：災害復旧事業における地すべり対策の手引き，社団法人全国防災協会，189p，2006.
- 7) (社)全国特定のり面保護協会：のり枠工の設計・施工指針(改訂版)，85p，2006.

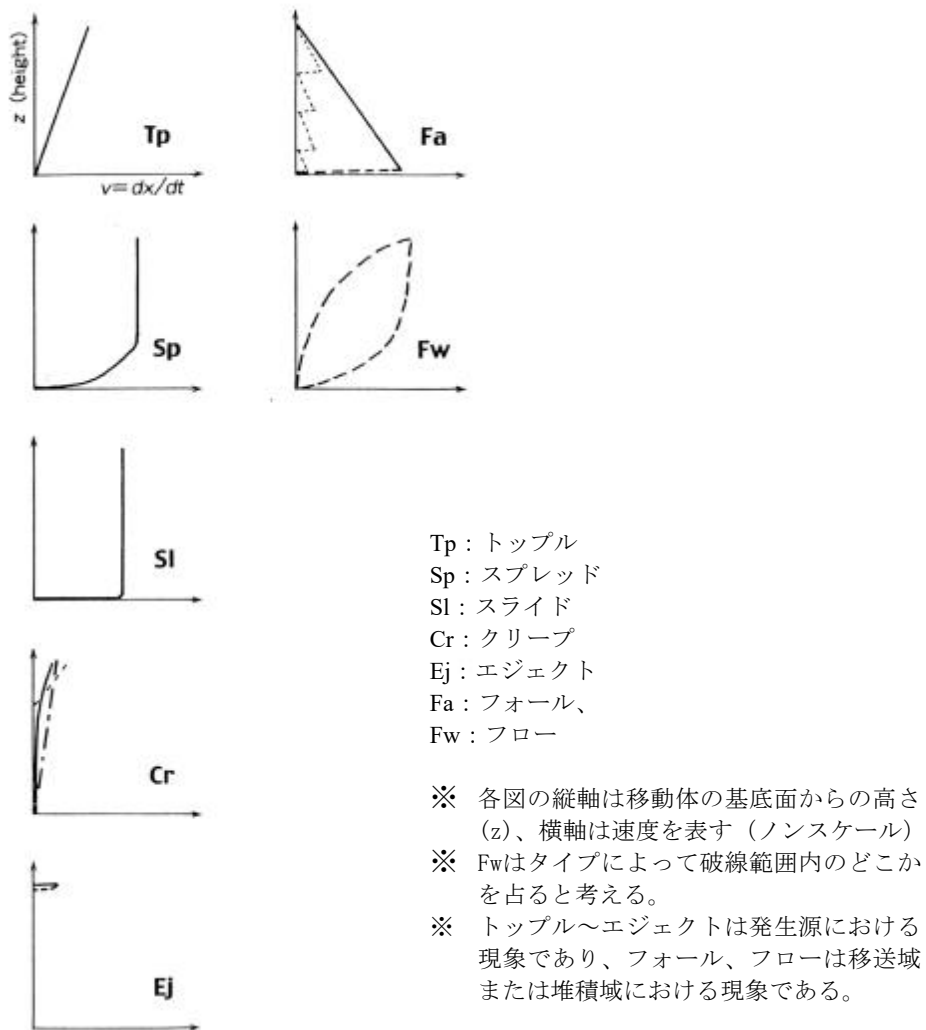
参考資料 地すべり現象についての概説

1. 地すべりの定義

近年見直された地すべりの定義では、地すべり (landslide(s)) とは、「斜面を構成する物質が斜面下方へ塊の状態で運動する現象をいう」とされている¹⁾。しかし、この定義(「広義の地すべり」)は、落石や、土石流なども地すべりに含めたものであり、従来の「地すべり」は、これと混乱する恐れがあるため「狭義の地すべり」と呼ぶ場合がある、としている。

地すべり等防止法では、「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、またはこれにともなって移動する現象をいう」、と記載されている。したがって、地すべり事業における「地すべり」とは、「狭義の地すべり」を対象として行われると考えて良い。

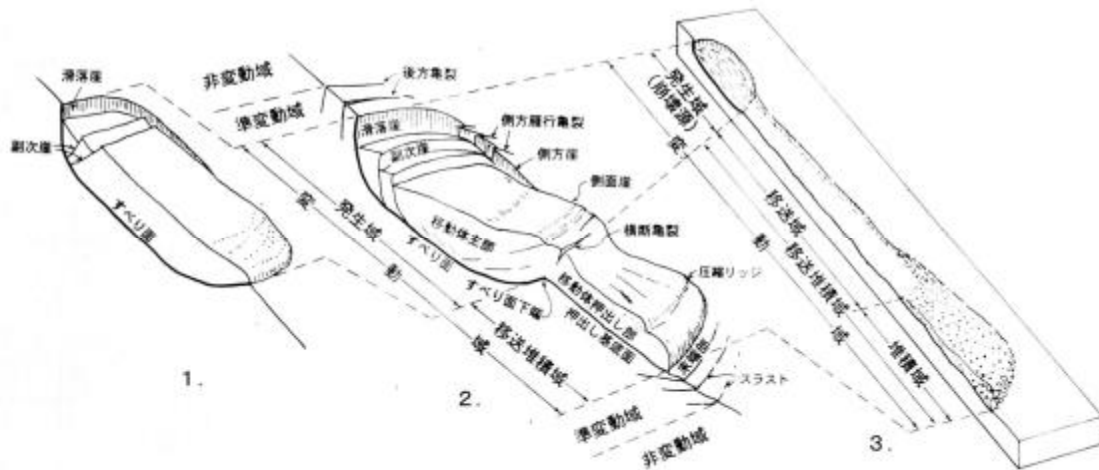
広義の地すべりの運動様式は、図参-1のように7つに分類されている。



図参-1 地すべりの運動様式と縦方向の速度分布¹⁾

このうち、すべり面を介し、その上部の土塊が、鉛直方向の速度差をほとんど持たずに、運動する現象は「スライド (slide)」と定義される (図参-1 のSI)。

図参-1 のうち、トップル、スプレッド、スライド、クリープ、イジェクトは地すべりの発生域における運動様式であり、フォール、フローは移送堆積域の運動様式である。

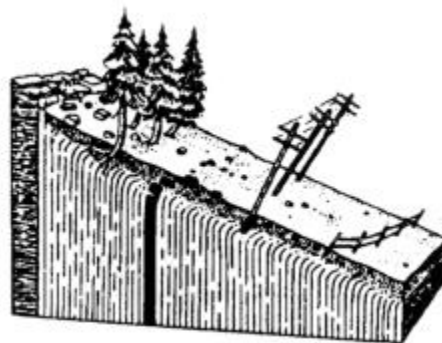


図参-2 スライドにおける発生域と移送・堆積域の区分¹⁾

図参-2 の1はスライドにより小規模な変位が発生した場合のイメージを示し、2は変位が増大して移動土塊がすべり面下端を乗り越え、移送域でさらにスライドが継続し堆積したものである。また同図参-3の3は、スライドを起こした土塊が、移送域でフロー (Fw) となり、堆積域に堆積したものである。

上記の7つの運動様式の区分に加え、地すべりの規模、運動速度も含めて分類したものが、図参-4である。また、図参-4のうち、「スライド」について、移動体の構成地質を加えて分類したものが図参-5である。

従来、緩慢な動きを示す「地すべり」に対して、クリープ型と区分されることがあったが、新しい定義でクリープとは、斜面の広い範囲が重力の影響により明瞭な面を持たずにゆっくりと変形、破壊する現象とされた (図参-3)。クリープ型と区分されていたものの多くは、現在の定義ではスライドに区分されるものと思われる。

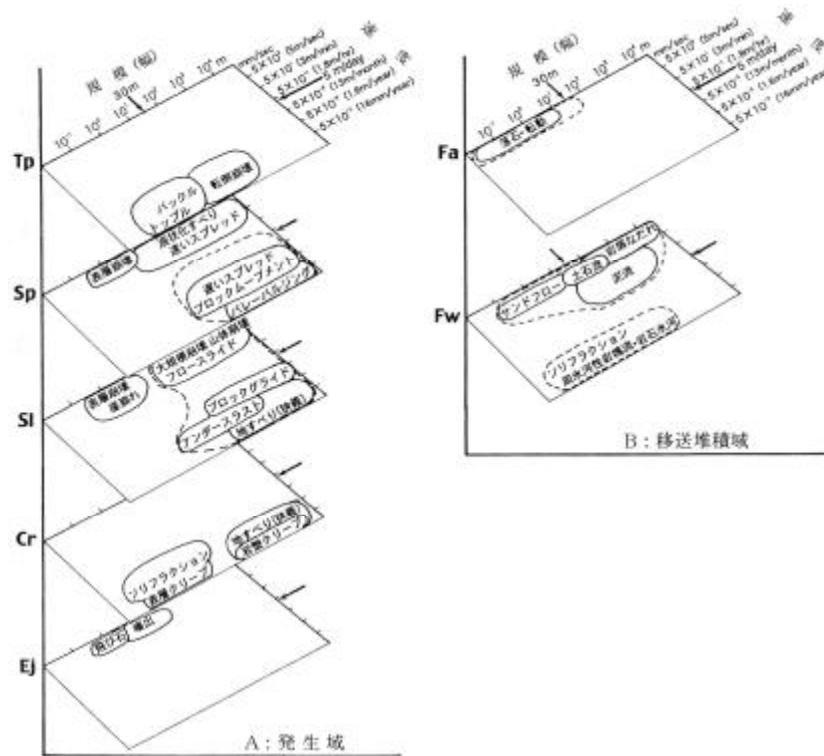


図参-3 クリープの模式図¹⁾

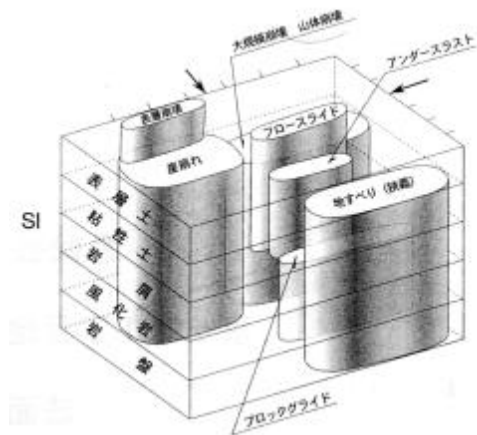
このように分類すると、狭義の地すべりとがけ崩れの大部分は発生域においては「スライド」と考えられ、両者の違いはおもに移送・堆積域における運動形態にあることがわかる。しかし、図参-2の2と3の違いは漸移的であり、両者を厳密に区分することは困難である。

地すべり対策事業でどのような現象を対象とするかは、ここに示したような科学的な分類のみに着目したものではなく、国土保全と、民生の安定を考慮して総合的に判断されるものとする。

地すべり等防止法の理念からすると、図参-4の分類のうちスライドについては事業の対象となりうると考えられる。



図参-4 空間構成、運動様式、規模および速度による地すべり現象の分類¹⁾



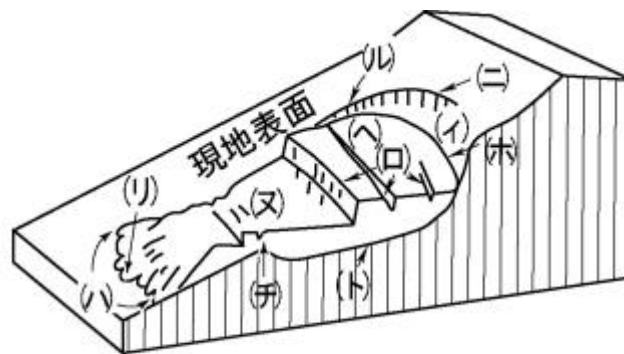
図参-5 図参-4のスライド (SI) に対して構成物質を加味した分類図¹⁾

2. 地すべりの地形的特徴

2.1 地すべり地形

地すべりは、移動と停止を繰り返す場合が多いため、これに伴って独特の地形を呈するようになる。この地形は地すべり地形と呼ばれている。

図参-6には、すべり面形状が舟底型（図参-9(b)参照）の場合の地すべり地形と各部の名称を示した。なお、この地すべり地形と類似し見誤りやすい地形として、河岸及び海岸段丘、溶岩台地、火砕流堆積地等があるので、注意する必要がある。



(イ) 滑落崖 (主亀裂) (ロ) 二次亀裂 (ハ) 舌端部
(ニ) 冠頂部 (ホ) 頂天 (ヘ) 頭部 (ト) すべり面 (チ) 脚部
(リ) 尖端 (ヌ) 末端部 (ル) 側面

図参-6 地すべり各部の名称²⁾の一部を修正

以下に、地すべり地形の特徴を示す。

- (1) 馬蹄形または四角形の急斜面の下部に台地状または緩傾斜面が続き、その下部が再び急傾斜部を有する一連の地形から成る斜面で、下部で隆起や押し出しが認められる。
- (2) 地形図では、一般の山腹斜面は等高線がほぼ等間隔で平行であるのに対して、地すべり地形では上部の等高線間隔が急に縮まり（滑落崖）、中部では逆に広がり（頭部）、末端部では再び縮まるといふ一連の地形が認められる（図参-8(c)参照）。
- (3) 頭部や末端部は、移動によって地表が乱れており、小さな凸部や凹地が点在することが多い。滑落崖下や頭部付近では沈下が生じるため、陥没地、池、沼等が分布する。
- (4) 地すべり地の両側部は、地すべりの移動により攪乱されるため、沢状になっていることが多い。凸部や凹地が点在することが多い。
- (5) 沢や河川の異常な曲がり、河幅が狭くなっている等の状況が認められる。

2.2 地すべりの平面形状

図参-7には、地すべり地の平面形を示した。地すべり地の平面形には、馬蹄形、角形、

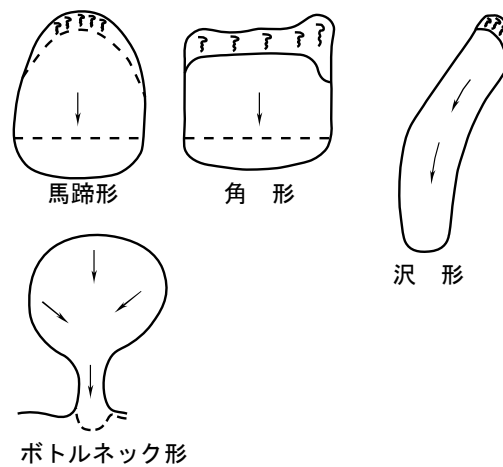
沢形、ボトルネック形がある。

馬蹄形は、わが国の地すべりの40%強を占めているといわれている。この形は、斜面中央の土層厚が両側より厚い場合にできる³⁾。

角形の地すべりは、斜面中央土層厚が両側と同じ場合にできる。一般に、この形は地すべり全体の10～15%を占めるといわれている³⁾。

沢形は、馬蹄形や角形地すべりの上方斜面が更に2次、3次の地すべりを起こした場合に現れる。一般に、この形は地すべりを繰り返した後に現れる形であり、すべり面の深さは浅い⁶⁾。

ボトルネック形は、盆地状の斜面に地すべりが発生した場合に現れ、斜面下部には比較的堅固な岩盤等がある場合が多い⁷⁾。



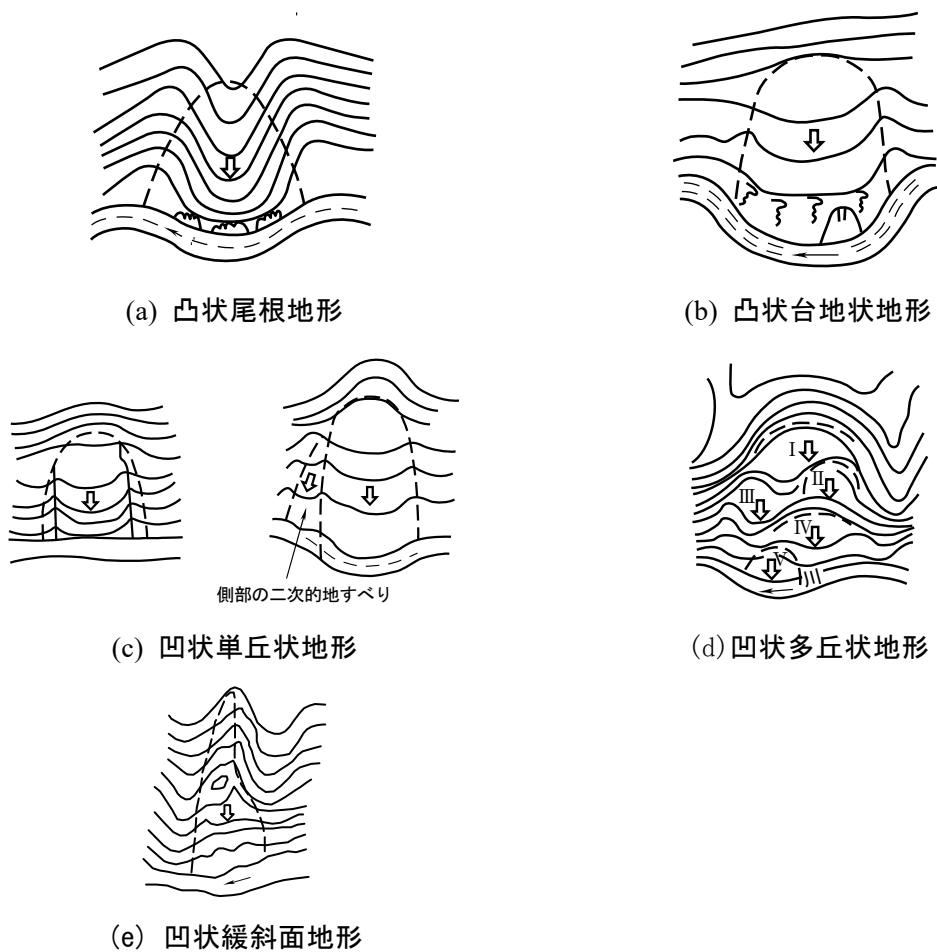
図参-7 地すべりの平面形³⁾

地すべり地形の特徴が良く現れているか否かは、その地すべりの移動履歴を物語るものであると同時に、今後の地すべり運動を予測する有力な資料の一つとなる。地すべり地形は、数ヶ月前や数年前に移動した地すべりでは明瞭であるが、数十年あるいは数百年前に移動したものは、その後の斜面侵食によって不明瞭となる。また、移動量の大きかった地すべりは長い間その移動の痕跡を残すが、移動の小さかったものは侵食により短期間で移動の痕跡が認めにくくなる。

地すべり地形は、移動が停止して長時間を経ると、侵食により滑落崖は緩くなり、台地部は削り取られその特徴を失っていく。また、地すべり地形は、移動を繰り返すことによっても変化し、冠頂部から上部の斜面で新たに地すべりを起こす場合もある。冠頂部が上部に後退し尾根部まで及んだ場合は、周辺部に比べて急に尾根が低く見える地形となる。

また、移動量が大きく移動の回数も多くなるにつれ、全体的に一様な緩斜面を呈するようになり、地すべりの頭部の判断が困難な場合もある。図参-8に地すべり地形の変遷過程に沿って分類された地形²⁾を示す

地すべり地形は、規模が大きく移動量も大きいものは、1/10,000程度の地形図で判読できる場合もあるが、規模が小さくなると1/3,000～1/1,000でも判読できず、踏査や斜めの空中写真等によって判読できるものもある。



(a)から(e)に向かって地すべりが進化する
 図参-8 地すべり地形の変遷過程に沿って分類された地すべり地形²⁾

2.3 すべり面形状

地すべり斜面におけるすべり面の縦断面形状は、一般に新鮮な岩盤の中で起こる地すべりでは直線的な折れ線形状をなし、移動層が風化岩になると折れ線の変化部では曲線状を呈し、礫混じり土砂や粘土になると曲線状や弧状を呈すようになる。そのため、すべり面形状の分類を模式的に示すと次のようになる。

(1) 椅子型すべり面

図参-9 (a)は、椅子型すべり面を示したものである。この型は、岩盤やこれに近い性状を持つ地すべりの場合は(i)の折れ線状になり、礫混じり土砂や粘質土の場合は(ii)の曲線状になる。

(2) 舟底型すべり面

図参-9 (b)は、舟底型すべり面を示したものである。この型の場合、地すべり斜面下部に圧縮による隆起部が認められる。移動層が岩盤に近い性状の場合は、(i)の舟底のような

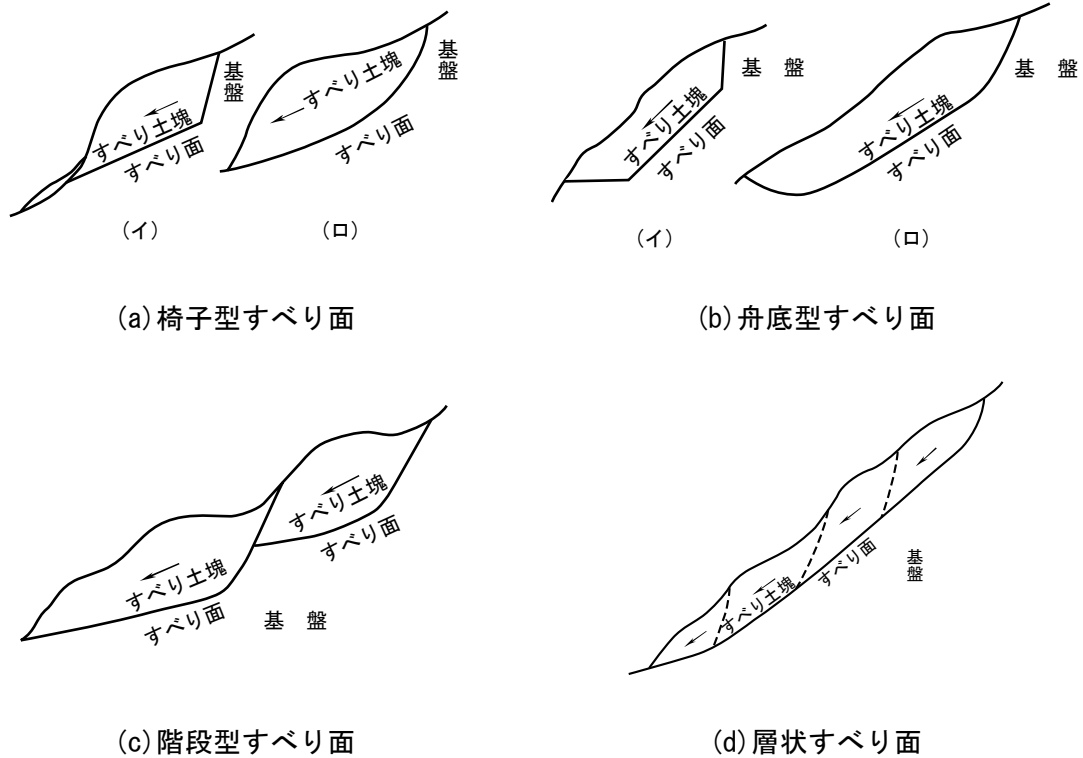
すべり面形状を呈するが、移動層が土砂の場合は(ロ)の2つの曲線が1つの直線を挟んだようなすべり面形状を呈する。

(3) 階段型すべり面

図参-9(c)は、階段型地すべり面を示したものである。この型は、椅子型や舟底型すべり面の地すべりが発生した後、更に上部斜面が新たに不安定化し、そのすべり面が下部地すべりのすべり面と階段状に連続した場合にできる。このすべり面形状は、初生的な地すべりでは少なく、地すべり地形は階段状を呈する。

(4) 層状すべり面

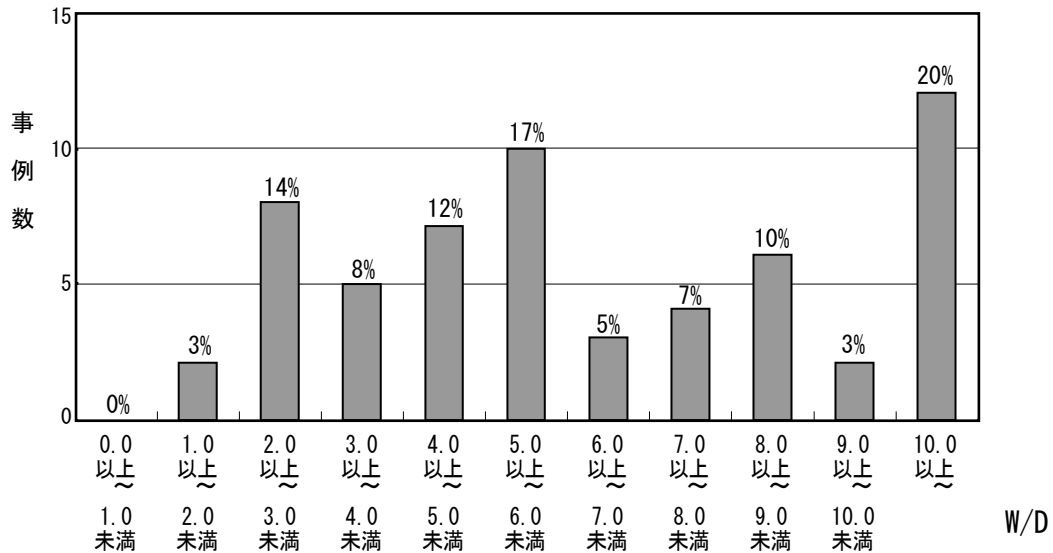
図参-9(d)は、層状すべり面を示したものである。この型は、地すべりの上部斜面に下部地すべりのすべり面と連続する地層面に新たな地すべりが発生した場合にできる。地表面地形は、すべり面形状と異なり凹凸や落差に富んだものが多い。また、この型は、初生地すべりにはなく、再移動を繰り返した地すべりに多い。



図参-9 すべり面形状の模式図²⁾

2.4 地すべりの幅とすべり面深度の関係

図参-10は、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。W/Dは5.0～6.0が多くなっており、平均値は7程度である。



(総計265カ所, 昭和58年度～平成2年度発生)

図参-10 すべり幅とすべり面深度との関係⁴⁾

2.5 頭部陥没帯と深さの関係

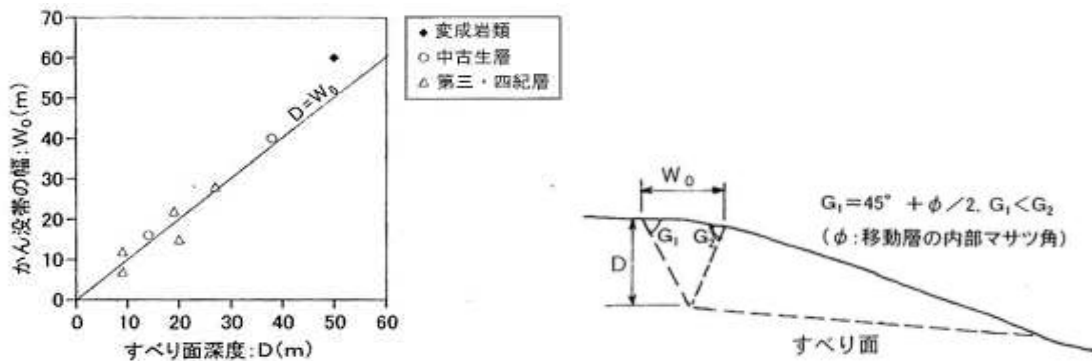
図参-11、頭部陥没帯の幅(W₀)とすべり面深度(D)との関係を示したものである。頭部陥没を形成するような地すべりの場合、陥没の幅と深さの関係は、次式で示される。

$$W_0/D = 2/\tan(45^\circ + \phi/2)$$

上野⁵⁾は、国内の8事例を分析しておおむね、 $W_0 \approx D$ となることを示した。また、カナダの10事例の分析結果では W_0/D が0.9となるとの報告もある。

これらをまとめると、陥没の幅W₀より、深さを次のように考えることができる。

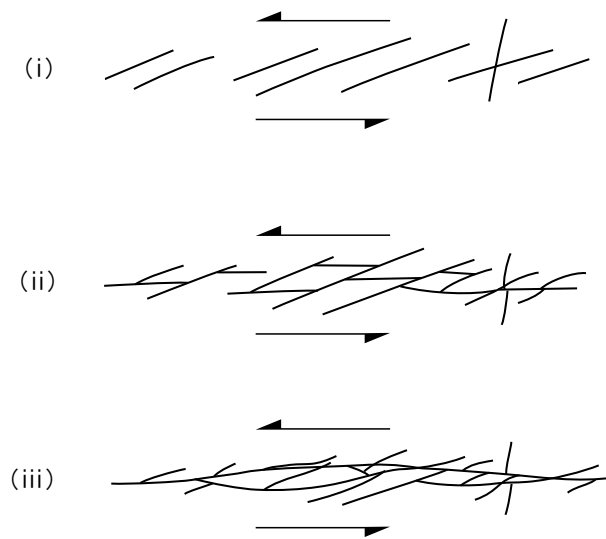
$$D \approx 1.0 \sim 1.2W_0$$



図参-11 地すべり頭部陥没帯の幅（W₀）と地すべり面深度（D）の関係⁵⁾

2.6 すべり面の構造

図参-12は、粘土を用いたせん断試験によってすべり面が発達していく過程を示したものである。すべり面は、段階(i)から段階(iii)へと段階的に発生し、せん断亀裂が徐々に連続して形成される。したがって、すべり面は、初生地すべりではせん断ゾーンとして存在し、移動量が増すことにより面として存在するようになることが推測される。



図参-12 すべり面の発達過程⁶⁾の一部を修正

2.7 地すべり地の地下水

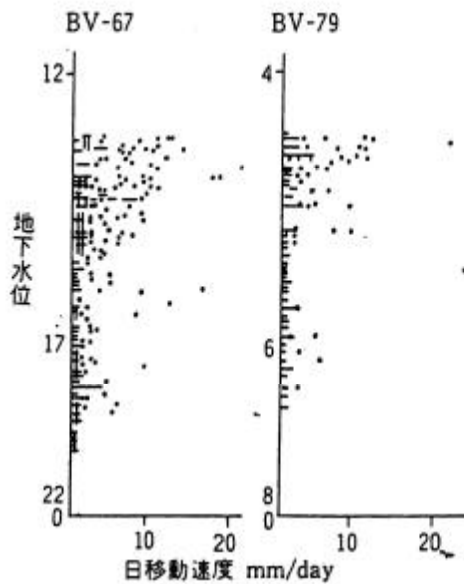
(1) 地すべり地の地下水分布と流路

地すべり地において、頭部で斜面の上方から地表水の流下が見られないにも関わらず、湿地や沼等が存在し、末端部では点的に湧水が認められる等の現象は、土塊の透水性及び地下水供給量の不均一に起因している。土塊の透水性が一様でないので、地下水の地すべり地内への流入経路を的確に把握することは困難な事が多い⁷⁾が、地すべり土塊頭部及び側部には多量の地下水が涵養されやすい。

(2) 地下水と地すべり運動

豪雨や融雪時に地すべりが多発することは周知の事実であり、斜面の地下水位の上昇が地すべり発生の大きな原因となっている。

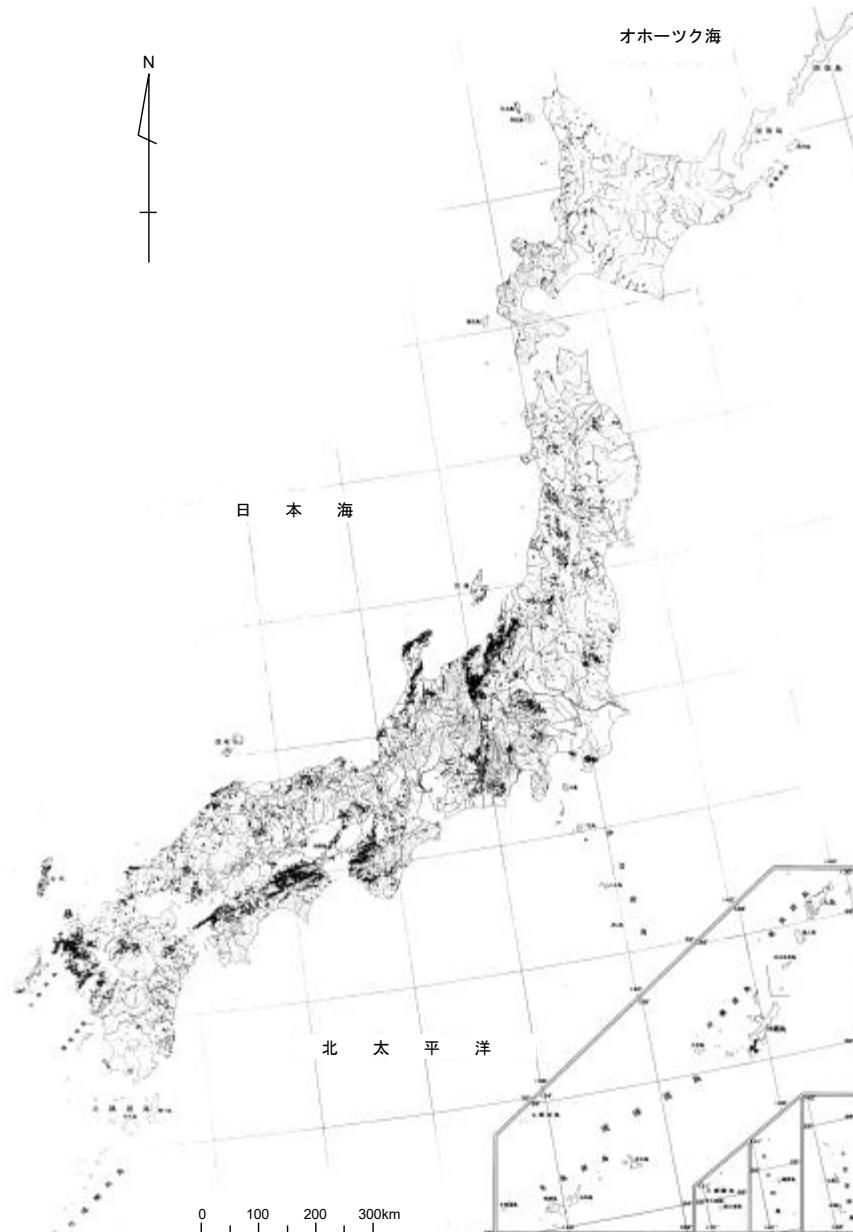
図参-13は、滝坂地すべり（福島県）の日移動量と地下水位との相関図を示したものである。なお、滝坂地すべりは、新第三紀緑色凝灰岩地域に発生している大規模な地すべりである。日移動量は、地下水位が上昇すると大きくなる傾向がある。地下水位と地すべり移動量の相関図を作成することにより、集水井工等の地下水排除工により地すべり運動を防止するために低下させるべき地下水位低下量を検討することができる。



図参-13 日移動量と地下水位との関係³⁾

3. 地すべりの分布

日本列島における地すべりの分布を図参-14に示す。地すべりは一様に分布するのではなく、新潟県南西部や長野県北部、能登半島北部や氷見丘陵、四国、九州の佐賀・長崎付近に密集地帯があることがわかる。



図参-14 日本列島における地すべりの分布⁸⁾

地すべりの発生には、母岩の地質や地質構造および地形等の因子に支配されている。

日本列島の簡略的な地質構造区分を図参-15に示す。地すべり多発地帯として特徴的な地質体(構造区)として主なものには以下のような例がある。

(1) 三波川帯・みかぶ帯（結晶片岩）

三波川帯の結晶片岩は古生代から中生代の海成堆積岩が、高圧の変成作用を受けたものであり、みかぶ帯の緑色岩類は海洋性の玄武岩がこれらに貫入したものである。いずれも硬いが薄くはがれやすい性質を持っている。これらは中央構造線の南に隣接して発達しており、特に四国中央山地ではこれらを母岩とする地すべりが発達している。

北海道の神居古潭帯や日高帯の一部も類似の地質から構成されており、地すべりの多発地帯となっている。



図参-15 日本の地質構造区分⁹⁾

(2) フォッサマグナ北部（おもに新第三系泥質岩）

新潟県西部、長野県北部にまたがる日本一の地すべり多発地帯で、厚い黒色泥岩層によって特徴づけられ、小出の分類による第三紀層地すべりの典型例といえる。この地域では、現在も継続する活発な構造運動と、多雪地帯であることによる融雪期の間隙水圧上昇が一層地すべりの発達を促進している。

(3) グリーンタフ地域

新第三紀層のうち、グリーンタフと呼ばれる緑色の凝灰岩、火砕岩類が発達している地域をグリーンタフ地域と呼んでいる。緑色凝灰岩類にはそのものが地すべりを起こしやすい性質を有しているものがあるほか、この地域には泥質岩が発達しており、第三紀層型の地すべりが発達することが多い。

グリーンタフ地域とはおおむね次の地域である。

- (1) 北海道（日高帯、神居古潭帯周辺を除く）
- (2) 東北、北陸地方の日本海側

(3) 中国地方の日本海沿岸部

(4) 九州西半部

佐賀・長崎県境にあたる北松浦半島も第三紀の泥質岩類が分布するが、これらを覆って北松玄武岩類が分布しており、これがキャップロックとなって表層の浸食を妨げている等の要因から、数多くの大規模地すべりを発生させている地域である。このタイプは特に北松型地すべりと呼ばれている。

4. 渡の地すべり分類

渡は地すべりを発達史的な観点からとらえ、形態的特徴から対策工まで結びつけた分類を行っている。

表参-1は、渡が作成した地すべりの形分類と地すべりの特徴を示した一覧表である。この表には、分類された地すべり別に地形、地質、運動、主要な対策工、原因等について示されており、対策工との結びつきを考えている点が大きな特徴である。

渡の分類を用いた場合、表参-1より運動速度、運動の継続性等の運動特性、主な原因、主要な対策工等を概略に推定することができる。

表参-1 (1) 渡による地すべりの形分類²⁾を一部修正

分類 特徴	岩盤地すべり	風化岩地すべり	崩積土地すべり	粘質土地すべり
平面形	馬蹄形、角形	馬蹄形、角形	馬蹄形、角形、 沢形、 ボトルネック形	沢形、 ボトルネック形
微地形	凸状尾根地形	凸状台地状地形	凹状多丘状台地形 凹状単丘状地形	凹状緩傾斜面地形
すべり面形	椅子型、舟型	椅子型、舟型	階段型、層状	階段型、層状
主な土塊の性質 (頭部)	岩盤または弱風化岩	風化岩 (亀裂が多い)	巨れきまたはれき 混じり土砂	れき混じり土砂
〃 (末端部)	風化岩	巨れき混じり土砂	れき混じり土砂、 一部粘土化	粘土またはれき混 じり粘土
運動速度	2cm/day以上	1.0~2.0cm/day程 度	0.5~1.0cm/day	0.5cm/day以下
運動の継続性	短時間突発的	ある程度断続的 (数10~数100年 に1度)	断続的 (5~20年に 1回程度)	断続的 (1~5年に1 回程度)
すべり面の形 状	平面すべり (椅子型)	平面すべり (頭部 と末端がやや円弧 状)	円弧と直線状、 末端が流動化	頭部が円弧状だが 大部分は流動状
ブロック化	大抵1ブロック	末端、側面に二次 的地すべり発生	頭部がいくつか 分割され2~3ブ ロックになる。	全体が多くのブ ロックに分かれ、相 互に関連し合っ て運動
予知の難易	非常に困難、綿密 な踏査と精査を必 要とする。	1/3,000~1/5,000 地形図で予知でき るし、空中写真の 利用も可能	1/5,000~ 1/10,000地形図で も確認できる。地 元での聞込みも有 用。	地元での聞込み によって予知でき るし、非常に容易 に確認できる。
一般的な斜面 形	一般に台地部があ るが不明瞭であ る。凸形斜面に多 く、鞍部から発生 する。	明瞭な段落ち、帯 状の陥没地と台地 を有す。大きく見 れば凹形だが、主 要部は凸形	滑落崖を形成し、 その下に沼、湿地 等の凹地あり、頭 部に幾つかの残丘 あり、凹形斜面に 多い。	頭部に不明瞭な台 地を残し大部分は 一様な緩斜面、沢 状の斜面である。

表参-1 (2) 渡による地すべりの分類²⁾を一部修正

特徴	分類	岩盤地すべり	風化岩地すべり	崩積土地すべり	粘質土地すべり
斜面安定時の平均的な安全率とそれに対する人為作用との関係		大抵の場合 $F_s > 1.10$ 、一時的にある程度の切土、盛土も可能	$F_s = 1.05 \sim 1.10$ 、一時的に5%程度の安全率を低下させることは可能	$F_s = 1.03 \sim 1.05$ 、一時的には3%程度安全率を低下させても安定している。	切土、盛土は不可能、少量の土工でも運動を再発する。
主要な対策工		深層地下水排除工、排土工、抑土工	深層地下水排除工、排土工、地表水排除工、抑土工	頭部での深層地下水排除工、地表水排除工、河川構造物	頭部での集水井工、末端での浅層地下水、地表水排除工、河川構造物
対策工の効果		即効的で安定化可能	即効的であるが、異常天然現象時に再発の恐れがある。	対策工施工後1~3年を要す。末端部の安定化が困難。	遅効性で対策工施工後数年を要し、完全な安定化は困難
主な原因		大規模な土工、斜面の一部の水没、地震、豪雨	集中豪雨、異常な融雪や河岸決壊、地震、中規模の土工、その他	異常な霖雨、融雪、台風、集中豪雨、土工、等	霖雨、融雪、河川侵食、積雪、小規模な土工
主な地質と構造		断層、破砕帯の影響を受けるものが多い。	結晶片岩地帯、新第三紀層に広く分布する。断層、破砕帯の影響あり。	結晶片岩地帯、新第三紀層に広く分布	新第三紀層に最も多く、御荷鉢破砕帯等の構造線沿いにも一部見られる。

5. 地すべりの発生原因

地すべりの発生条件のうち、地形地質的な斜面内部の条件を地すべりの素因といい、地下水の増加や斜面の切土など地すべり発生のきっかけとなる外的条件を誘因という。これら発生因子が組み合って地すべりが発生する。

5.1 素因

(1) 地質

地すべりは特定の地質や地質構造に関連して発生し易い性質がある。地すべりを構成する地質の種類や、亀裂、風化・変質等の地質的環境が地すべりの素因となる。

(2) 地形

集水地形、凸型地形などで地すべりが発生しやすい。また、地表面の傾斜、起伏量、縦断形状にも影響される。

(3) 地質構造

地質構造と地形の関係：流れ盤、受け盤。透水性の異なる地層の累重（不透水性基盤上の土砂など）。

(4) その他

地すべり地形は地すべり滑動を繰り返して（再活動）形成される。地すべり地形を示す地域はすでにすべり面が形成されており、再び地すべりを発生する可能性が大きいところといえる。

河川の攻撃斜面、火山地帯など、もともと誘因となる現象が発生しやすい環境に立地することも素因となる。

5.2 誘因

誘因には、自然発生的誘因と、人為的誘因がある。

(1) 自然的誘因

○ 降雨・降雪

降雨や融雪水が地中に浸透して地下水を増加させ間隔水圧を高めて地すべりを発生させる場合と、豪雨等で地すべり斜面の末端部が崖崩れを起こし、これが引金となって斜面のバランスを崩すことにより地すべりが発生する場合がある。

○ 流水の浸食作用

河川の浸食により地すべり末端部が洗掘され、斜面のバランスが崩れて地すべりを発生することがある。

○ 地震

地震によって崩壊性の大規模地すべりを発生することがある。また地震で緩められた斜面がその後の降水等によって地すべりを発生することがある。

○ 火山・地殻変動

マグマの上昇による地盤の傾動、熱水や水蒸気などによる圧力上昇、噴火・爆発などが誘因となることがある。

(2) 人為的誘因

○ 切土、盛土などの载荷

地すべり末端部での切土、頭部での盛土や構造物の载荷は地すべり斜面のバランスを崩し地すべりを発生させる可能性が大きい。

○ トンネル

地すべり末端部付近に施工されるトンネルも切土と同様地すべりを誘発することがある。また、直接地すべり土塊を切り取らなくとも近傍の土塊をゆるませて地すべりの引き金となることがある。

○ ダム湛水

斜面が水に浸かることにより水没斜面で表層崩壊を発生し、それを引き金として地すべりを引き起こすことがある。斜面が水没すると地下水の排水が悪くなり、斜面上部の地下水位を上昇させて地すべりを発生させることもある。また水没斜面には浮力が作用して地すべり末端部が除荷された場合と同じ状態になり、地すべりを発生することがある。

一方、長期間一定湛水位であったダム水位を急激に降下した場合、地すべり土塊内に地下水が残留して地すべりが発生することもある。

○ 注水

溜池や、用水路などからの漏水による間隙水圧の上昇が誘因となることがある。

6. 新潟県の地質と地すべりの関係

新潟県の大部分は新発田-小出構造線を東縁とする北部フォッサマグナ地域に位置しており、県中央部から西部にかけては、一部に火山あるいは火山岩類が分布しているほかは、主に新第三紀中期中新世から第四紀にかけての軟質な堆積岩類で占められている。このため平野部を除けば概ね丘陵性の山地となっており、新潟県下において発生する地すべりの大半はこの地域に集中している。

なお、新潟県の地質系統および地史の概況は、表参-2に示したとおりである。

表参-2 新潟県の地質系統および地史¹⁰⁾

時代	10 ⁶ 年	西部地域	中部地域	東部地域	佐渡地域	県内		
新 生 代	第 四 紀	完新世	焼山	沖積層・砂丘堆積物・沖積段丘堆積物		沖積平野の形成		
		後	妙高火山	低位段丘堆積物		段丘の形成		
				中位段丘堆積物・古砂丘堆積物		海水準変動		
		中	斑尾火山	高位段丘堆積物・矢代田層		山地の急激な上昇		
	霞場・飯土			守門・浅草火山	第四紀火山			
	前	300	急沼層群	小国層 塚山層	灰爪層	沢根層	山地の上昇	
			谷浜層	白岩層	西山層	河内層	褶曲の完成	
	新 生 代	鮮 新 世	310	後	名立層		扇成-層状地性堆積物	
				前	川詰層	推谷層	山田川層	海退
		中	後	鹿生谷層	寺泊層	中山層	野田山層	隆起の始まり
飛山層							フレッシュ堆積物	
新		中	紫雲谷層	七谷層	津川層 城内層	鶴子層 下戸層	泥岩の堆積	
							沈降 玄武岩の噴出	
紀	世	前				海退、バイモーダル 火山活動		
古 生 代	第 三 紀	2440		三川層	温海(岳)層 北小国層	金北山層 真更川層 相川層	沈降 (トラフの形成)	
							(日本海の拡大)	
	古 第 三 紀	6500		太美山層群		入川層	陸上火山活動	
					花こう岩類	朝日流紋岩	陸上での陸上 火山活動	
	中 生 代	14400	白亜紀	手取層群			花こう岩の貫入 陸上火山活動	
			ジュラ紀	東馬層群	ジュラ紀 三疊紀層	奥利根層	湖成堆積物	
			三疊紀				蛇紋岩の定置 (ナップ)	
	古 生 代	24800	二疊紀	青海石炭岩	二疊紀層	石炭岩	二疊紀層	低角衝上運動
			石炭紀				海成層	
			36000					(堆積性メランジ)
デボン紀							海成層 (堆積性メランジ)	
						蛇紋岩複合岩体 (メランジ)		
						緻性石灰岩 (海山)		
						広域変成作用		

一般には、新潟の地すべりは慢性的で、低速の滑動を繰り返すいわゆる粘稠型と呼ばれるタイプの地すべりと考えられがちである。実際に、発生数あるいはその占有面積からすれば、新潟県下においてはこのようなタイプに属する地すべりが多いのも事実である。しかし、地すべりの発生要因は、その材料物質である母岩の物性および地質構造・地形・気象条件等によって微妙に異なっており、新潟県下においても様々なタイプの地すべりが見られる。

新潟県の地すべりは、地すべり層の地質系統あるいは地域性によって、概ね図参-16のA~Eの5地域に分けることができる。

各地域の地すべりの概略の特徴は、以下のようなものである。



凡 例

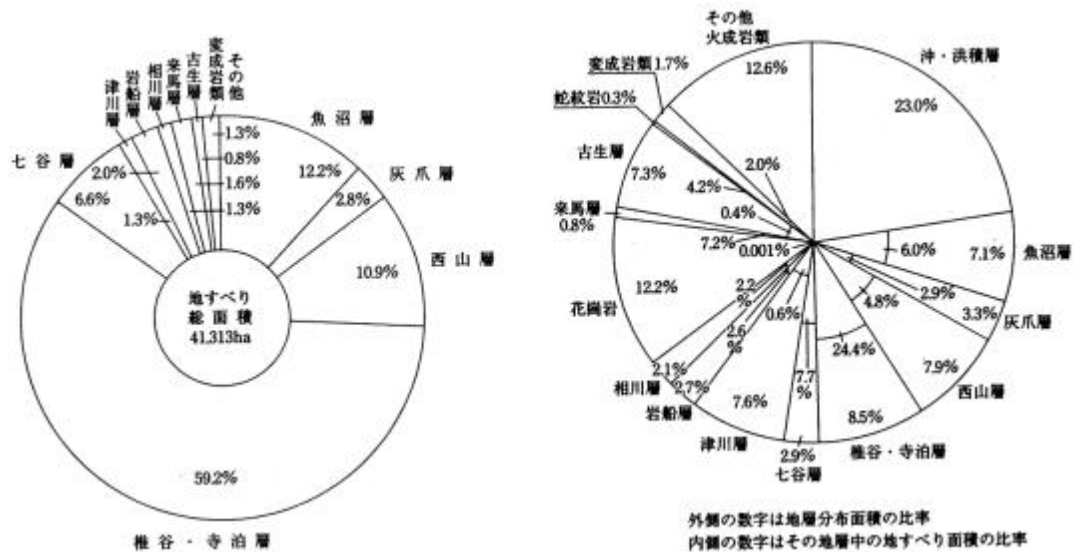
- 1 : 完新統 2 : 第四紀火山岩類 3 : 第四紀堆積岩類
- 4 : 中部中新統~鮮新統 5 : 中~下部中新統 6 : 先第三系

図参-16 新潟県の地質系統区分図

- (1) 地域 A : もっとも著しい地すべり分布地域。地形的には丘陵、地質的には泥質岩優勢の第三系（泥質系）。更新世中期に褶曲。

- (2) 地域 B：地すべり貧～中発地域。地形的には低い丘陵および低平地。地形的には魚沼層群およびそれ以新の地層（礫質系）。更新世中期以後、非褶曲性の隆起・沈降運動。
- (3) 地域 C：地域Aに次ぐ地すべり多発地域。地形的にはやや高い山地。地質的には泥岩優勢の第三系が主体（泥質系）。鮮新世中期頃褶曲。更新世以後山地形成運動。
- (4) 地域 D：糸魚川－静岡線以西を除き地すべり無発地域。地域的には山地と内陸盆地。地質的には中・古生層、花崗岩類。褶曲は微弱で更新世中期以後、山地形成の地塊運動。糸魚川－静岡線以西地域は地すべり少～中発地域。地形的には高い山地。地質的には蛇紋岩メランジュ帯を含む中・古生層地域。
- (5) 地域 E：地すべり少～中発地帯。新潟県東部D地域中の一部および佐渡地域で、主に火山岩優勢の第三系（グリーンタフ系）。褶曲は微弱で更新世中期以後、山地形成の地塊運動。

なお、地すべりの地層別面積比と、各地層における地すべり面積比を図参－17に示す。本県における地質構成・地質構造と、地すべり特性の傾向をまとめると表参－3のようである。



左：地層別の地すべり面積、 右：地層面積比とその地層における 地すべり面積比

図参－17 地層別地すべり面積

表参—3 新潟県の地すべりの特徴

地層名		地質構造			
		褶曲構造	断層・破碎帯	貫入岩・溶岩	
第三紀層	黒色泥岩	特徴	褶曲の影響で亀裂・小断層が地層中に多数見られる。一般に粘稠型の地すべりであるが、シルト質または砂質の妙高市や糸魚川市では崩壊型である。	断層を頭部あるいは側部のせん断面としている。断層に沿って比較的地下水が豊富ことが多い。運動形態は褶曲構造のものと同じ。	地すべりの地の上部形斜面に安山岩体やその崖錐が分布し豊富な地下水を供給している。運動形態は褶曲構造と同じ。
		分布地	頸城地方、旧長岡市東方など分布範囲は最も広い。	糸魚川～静岡構造線周辺の地すべり地のほか、村上市など各地に見られる。	上越市柿崎区の米山（安山岩体）周辺、同板倉区の丈ヶ山（安山岩体）周辺など。
		例	上越市安塚区伏野地すべり 上越市牧区沖見地すべり 妙高市八幡地すべり	村上市（山北）葡萄地すべり 糸魚川市大久保地すべり 糸魚川市大野沢地すべり	上越市柿崎区上仲子地すべり 上越市板倉区猿供養寺地すべり 糸魚川市（能生）柵口地すべり
	凝灰岩	特徴	松之山ドーム構造を中心に大規模な地すべり地が密集している。緩慢な粘稠型の運動形態を示す。	凝灰岩がベントナイト化し、極めて緩慢な運動をする。	同 左
		分布地	松之山ドーム構造周辺	東蒲原郡、佐渡市	東蒲原郡
		例	十日町市（松之山）松之山地すべり、湯山地すべり、湯本地すべり	阿賀町（鹿瀬）徳沢地すべり 五泉市（村松）沼超道地すべり 五泉市（村松）濁沢地すべり	阿賀町（鹿瀬）赤崎地すべり
	砂岩・泥岩	特徴	黒色泥岩と同じく亀裂小断層が地層中に多数見られる。一般に、粘稠型よりは崩壊型に近い運動形態を示す。	黒色泥岩と同じ。ただし運動形態は左記と同じく粘稠型よりも崩壊型に近い	同 左
		分布地	頸城地方、旧長岡市東方など、黒色泥岩よりは分布範囲はせまい。	とくに集中している地域はなく各地に散在	上越市吉川区尾上岳周辺
		例	長岡市（枳尾）大野地すべり 上越市（上越）大貫地すべり 糸魚川市（能生）大洞地すべり	上越市（上越）高田中ノ俣地すべり 上越市板倉区十二平地すべり	上越市吉川区四俣菊地すべり 同 尾上地すべり 同 隠耕地すべり
	魚沼層群	特徴	広大な旧期地すべり地形が残る。地下水が豊富で一般に層すべり。急激に動き崩壊型、流動型の形態をとるものが多い。	一般に急激な崩壊型地すべり規模はあまり大きくない。	一部に受け盤など地質構造に支配されないが、大規模なものがある。
		分布地	主に十日町市、魚沼市、中魚沼郡、柏崎市	とくに集中している地域はない。	十日町市南部、中魚沼郡（分布は少ない）
		例	中魚沼郡津南町樽田地すべり 魚沼市（広神）水沢新田地すべり 柏崎市小清水地すべり		中魚沼郡津南町太田新田地すべり
中・古生層	特徴		蛇紋岩の地すべりが多い。蛇紋岩の地すべりは極めて緩慢に移動するが、断層沿いの中・古生層の地すべりは急激に移動することが多い。	石英粗面岩が帽岩となり、地下水を供給しているものがある。	
	分布地		糸魚川市	同 左	
	例		糸魚川市大所地すべり 糸魚川市山之坊地すべり 糸魚川市（青海）橋立すべり	糸魚川市菅沼地すべり	

参考文献

- 1) 地すべりに関する地形地質用語委員会編：地すべり 地形地質的認識と用語、日本地すべり学会、318p, 2004.
- 2) 渡正亮, 酒井淳行：地すべり地の概査と調査の考え方, 土木研究所資料第1003号, 70p, 1975.
- 3) 渡正亮、小橋澄治：地すべり・斜面崩壊の予知と対策, 山海堂, 260p, 1987.
- 4) 吉松弘行：地すべりの発生機構とその形成機構, 基礎工, Vol. 21, No. 3, pp. 2～10, 1993.
- 5) 上野将司：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, Vol138, No. 2, 2001.
- 6) Skempton, A. W. : The strength along Structural Discontinuities in Stiff Clays, Proc. Geotechnical Conf., Oslo, Vol. 2, pp. 29～46, 1967.
- 7) 藤田壽雄：I. 研修ガイダンスのための地すべり概論, 地すべり防止技術研修テキスト 上巻, pp. 46, 2000.
- 8) 国土地理院：日本国勢地図, 1990.
- 9) 山田剛二、渡正亮：地すべり斜面の実態と対策, 山海堂, 580p, 1971.
- 10) 新潟県：新潟県地質図(平成元年版), 新潟県, 1989.