

第1編 地すべり一般

第1章 地すべりの概要

1-1 地すべりとは¹

「地すべり」とは、土地の一部が地下水等に起因してすべる現象、又は、これに伴って移動する現象をいう。

上記の定義は、昭和33年に制定された、地すべり等防止法第二条第一項による定義であり、端的に「地すべり」を表現している。以下に地すべりの特徴を列記する。

- (a) 山地や台地の緩斜面で発生するが多い。
- (b) ある特定の地質のところで集中して発生する。
- (c) 地すべり粘土が広く分布するが多い。
- (d) ゆっくりそして継続して動き、止まったと思うとまた動き始める。
- (e) もとの地形を保ったまま動くことが多い。
- (f) ほとんどの場合「地下水」が関与しており、しかもその影響が大きい。

特に(a)～(d)の4項目は地すべりに特有の要因である。

表 1-1-1 地すべりとがけ崩れの差異(参考)²

	地 す べ り	が け 崩 れ
1) 地 質	特定の地質または地質構造のところに多く発生する。	地質との関連は少ない。
2) 土 質	主として粘性土をすべり面として滑動する。	砂質土(まさ、シラスなど)のなかでも多く起こる。
3) 地 形	5°～30°の緩傾斜面に発生し、特に上部に台地状の地形を持つことが多い。	30°以上の急傾斜地に多く発生する。
4) 活動状況	継続的、再発的	突発的
5) 移動速度	0.01～10mm/日のものが多く、一般に速度は小さい。	10mm/日以上で速度は極めて大きい。
6) 土 塊	土塊の乱れは少なく、原形を保ちつつ動く場合が多い。	土塊は攪乱される。
7) 誘 因	地下水による影響が大きい。	降雨、特に降雨強度に影響される。
8) 規 模	1～100haと規模が大きい。	規模は小さい。
9) 兆 候	発生前に亀裂が発生し、陥没、隆起、地下水の変動等が生じる。	兆候の発生が少なく、突発的に滑落してしまう。
10) すべり面勾配	10°～25°	35°～60°

1-1-1 地すべりのキーワード³

「地すべり現象」についてのキーワードには以下の様なものがある。

地すべりブロック：地すべり現象によって移動する一つの地すべり土塊のこと。

滑落崖(カワガイ)：地すべり現象により発生した、地すべり頭部の上に存在する崖のこと。すべり面の最頂部にあたる。

¹ 地すべり調査と解析 p.1

² 土砂災害対策-崩壊・地すべり・落石・飛砂対策(1) p.125

³ 砂防用語集

- 冠頭部(カトウブ) : 滑落崖の最頂上部のこと。
- 頭 部 : 移動土塊における最頂部のこと。
- すべり面 : 地すべり現象における不動層と、移動土塊との境界面のこと。
- 脚 部 : すべり面の最下端のこと。
- 隆起部 : 不動地盤上に押し出した、移動土塊の隆起部分のこと。
- 舌端部(ゼツタンブ) : 運動土塊の最先端部のこと。最先端部では一般に運動土塊の隆起現象が見られる。
- 引張亀裂 : 主に地すべり頭部に発生する亀裂のこと。一般に移動方向と直交して発生し、規則性を持つ。(テンション・クラック)
- 圧縮亀裂 : 主に地すべり末端部に発生する亀裂のこと。一般に規則性を有しない。(コンプレッション・クラック)
- 雁行亀裂 : 主に地すべり側部に発生する亀裂で、ガンが飛ぶ時の列のように、斜めに並んだ亀裂。

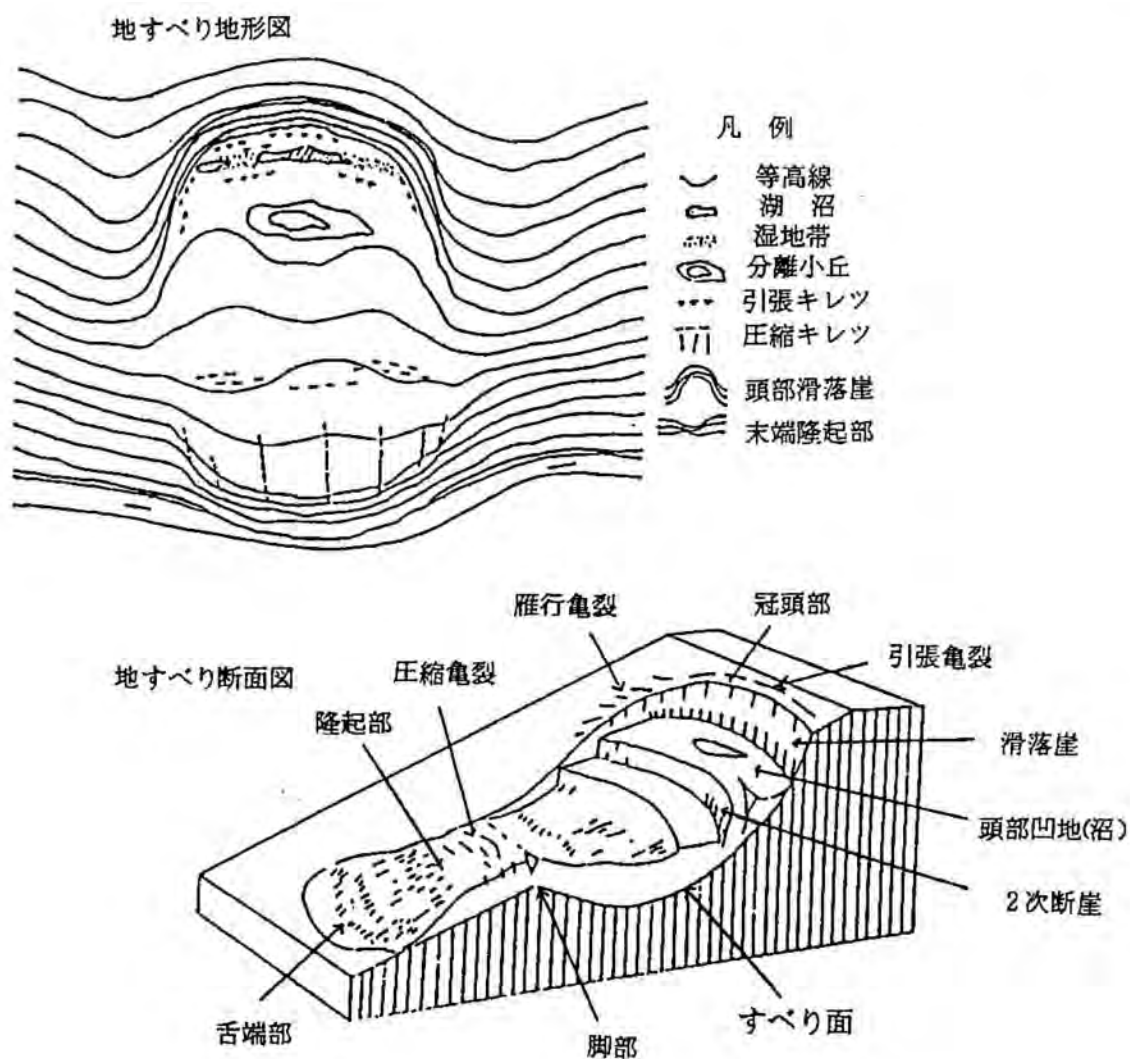


図 1-1-1 地すべりの一般的模式図類⁴

1-2 地すべりの発生素因・誘因⁵

地すべりの発生素因・誘因としては以下のものがある。

表 1-1-2 地すべりの発生素因・誘因一覧

素因	地形（平面形、微地形、すべり面形状） 地質・地質構造（第三紀層、破碎帯、温泉地すべり）
誘因	自然的誘因 降雨等によるもの（長雨、集中豪雨、融雪等） 地震等によるもの（火山活動、地震による地下水系の変化等） 人為的要因 土工等によるもの（切盛土、トンネル掘削等や水路等からの漏水） 斜面の水没によるもの（ダム湛水）

素因については、1-3 で詳細に述べるが、地すべりは、ある特定の地質と地質構造をもつ地域に多く発生し、移動を繰り返すことによって「地すべり地形」と呼ばれる独特の地形を呈する。

1-2-1 自然的誘因

「降雨等によるもの」には、雨や融雪水が斜面に浸透し、地下水が増加することによってすべり面の間隙水圧が高まり、地すべりを発生させる場合や、豪雨等により地すべり斜面末端部で崩壊を起こし、これが誘因となって斜面安定のバランスを失わせる場合がある。

「地震等によるもの」では、地震によって規模の大きな崩壊が数多く発生していることが知られており、兵庫県では、1995年に発生した兵庫県南部地震で、仁川百合野地区、西岡本地区に地すべりが発生した。これらはいずれも明瞭な地すべり地形を呈する箇所が発生したものではなかった。地すべり地形を呈する斜面では、地震直後に一時的に斜面の一部にわずかの移動が見られた事例があるが、地すべり斜面に及ぼす地震力の影響は明らかではない。

地震による地すべり・崩壊の発生は、地震のマグニチュード、震央からの距離、活断層からの距離が重要な因子と考えられており、震度6強以上の範囲に多く分布する傾向がある。

1-2-2 人為的要因

「土工等によるもの」では、宅地や道路建設等に伴う斜面の切土、盛土等により地すべりが発生する場合がある。これは、切土や盛土を行うことにより斜面内の応力状態が変化するためであり、切土ではせん断強さの低下が、また、盛土では活動力の増加がそれぞれ生じる。また、切土盛土は、以前には地すべりの見られていない一般の安定した斜面に対しても安定性に及ぼす影響が大きく、初生的な岩盤地すべりを発生させる場合がある。このことから、大規模な土工を計画する際には、地すべり地形を呈する斜面に限らず事前の綿密な調査が必要である。このほか、トンネルの掘削によって地すべりを誘発する場合がある。これは、掘削による周辺地盤のゆるみが原因で、地盤の沈下等による斜面内の応力状態の変化、地下水流動経路の形成、地盤の劣化等が進むためと考えられる。

「斜面の水没によるもの」では、ダム建設後の湛水に起因して地すべりが発生する場合がある。この場合の地すべり発生原因として、以下のことが考えられている。

- (1) 地すべり土塊の水没による浮力の発生
- (2) 水没による地すべり土塊内の地下水位の上昇
- (3) 貯水位の急速な下降による残留間隙水圧の発生
- (4) 水際斜面の侵食・崩壊による受動部分の押さえ荷重の減少

⁵ 地すべり防止技術指針及び同解説 p.131

1-3 地すべりの発生素因の分類

1-3-1 地形による分類

(1) 平面形⁶

地すべり地の中の1つの運動ブロックをとり上げて、その平面形を次の4つに分けてみると、ほぼすべての地すべり（96％）をこれらに当てはめることができる。（図1-1-2参照）

以下の4つの形でみると、 L/W はその数字が大きくなる程、老化し進化した地すべりであると言える。初生的な地すべりは普通 L/W が0.5～1.0であり、2～3回目程度のもので1.0～1.5程度になっている。

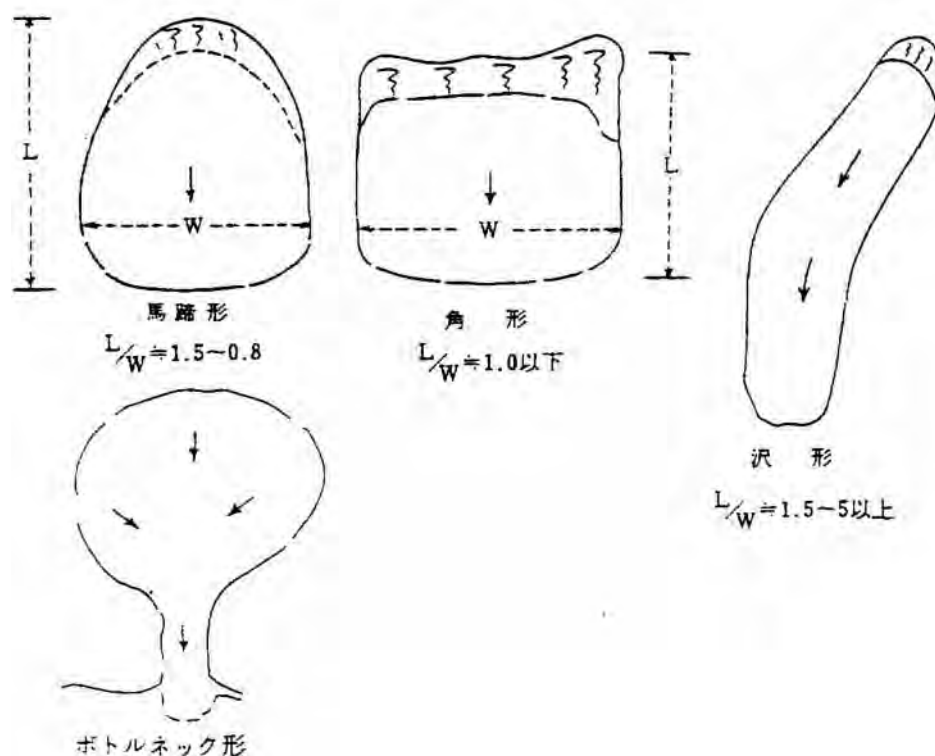


図1-1-2 地すべり地の平面形

1) 馬蹄(パティ)形

わが国の地すべりの中の4割強を占めるといわれている。この形は、発生当初の頭部における地すべり土塊の厚さが、両側に比して厚い場合に出来るものである。

2) 角形

頭部横断面形が左右中央ともほぼ同じ厚さの時に、このような角形の地すべりが現われる。一般に地すべり全体の10～15%がこの形である。

3) 沢形

この形は前記の馬蹄形や角形の地すべりが、その後方（上方）斜面に更に2次、3次の地すべりを発生した場合に起こる。一般に初生時からかなりの期間が経ち、終末期に近い地すべりの形である。すべりの深さは浅いことが多い。

4) ボトルネック形又は杓子形

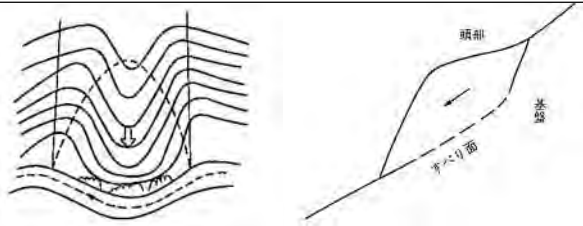
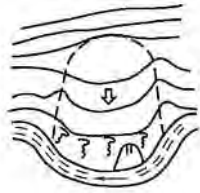
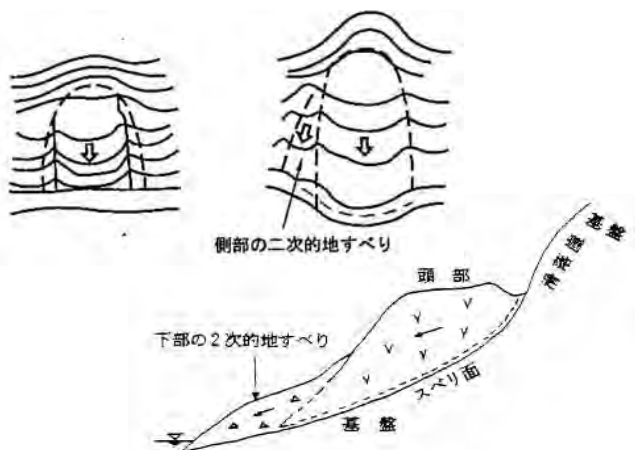
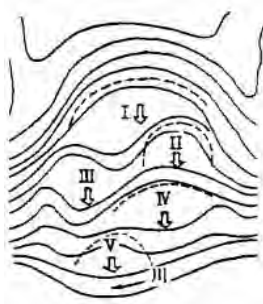
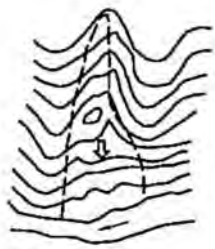
盆地状に斜面の中腹に地すべりが発生した場合で、斜面の下部には比較的堅固な岩盤等がある場合が多い。

一般的にすべりの深さは浅く、斜面中途にのみ軟弱層のある場合に出来る形である。斜面の一部に発生した小さなすべりが、中央部の侵食と共に左右そして上方にそれぞれ広がって行った形で、特に火山性の地すべり等でよくみられる形である。中央部には手を開いたような形状の沢ができる。

⁶ 地すべり斜面崩壊の予知と対策 p.29

(2) 微地形⁷

地すべり発生前の斜面の形からみていくと、大体つぎの様に分かれる。

<p>凸状尾根地形</p> <p>地形全体からみて、凸状の山腹や尾根先で起るもので、頭部の台地状部が凸起状を呈しており、比較的小規模である。全体としてトップヘビーな斜面形をしてすべるため運動が急速で、非常に明瞭な段落ちや陥没帯を形成する。</p>	
<p>凹状台地状地形（段丘状地形）</p> <p>緩斜面の台地部が広範囲で、一見段丘の様に見えるが、地表近くに礫層を伴わないものが多い。滑落崖が明瞭な馬蹄形又は沢形を呈していない。</p>	
<p>凹状台地状地形</p> <p>最も典型的な地すべり地形であって、周辺の地に比べて上部の滑落崖附近では凹状を呈し、頭部から末端にかけては逆に凸状を呈する。</p> <p>（ - A ）単丘形</p> <p>滑落崖の下に一つの台地状緩斜面を有するもので、地すべりとしては比較的単純な機構を持っている。台地部の両側は側方亀裂かもしくはそれから発達した沢になっていることが多い。</p> <p>この形の地すべりは運動が比較的急速で、亀裂等の発生が明瞭である。</p>	
<p>（ - B ）多丘形</p> <p>かつての地すべりの頭部が、その後の地すべり運動によって分丘し、斜面内に多くの小丘を残すもので、地すべり斜面は全体として凹凸に富み、それぞれの小台地又は小丘を中心として、1つの地すべりブロック（ユニット）を形成し、ある時は単独に、またある時は相互に関連し合いつつ運動する。運動も複雑で、活発化の頻度も高い。</p>	
<p>凹状緩斜面地形</p> <p>頭部の台地状部がその後の運動と侵食によってほとんど失われ、各分丘も更に分丘作用が進んでいる。地形的に地すべり地形として認め難い程になると、大きな一連の緩勾配を持つなだらかな斜面となる。全体としては一般に細長い沢状地形を呈する。両側面の沢も繰返された地すべり運動の為に片方が失われていることが多い。継続的或いは断続的に運動を繰返すことが多い。</p>	

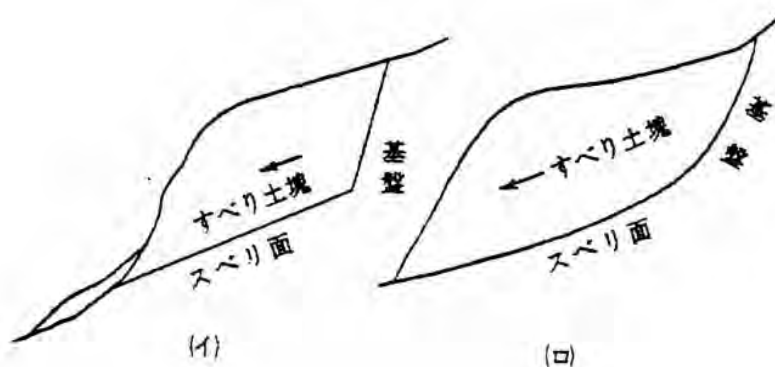
⁷ 地すべり斜面崩壊の予知と対策 p.31

(3) すべり面の型⁸

すべり面の型は地すべりの形によって種々異なっているが、一般に新鮮な岩盤の中で起きる地すべりのすべり面の断面は直線性に富み、殆んど折れ線といてよい様な形になる。これに対して風化岩中となるとやや屈曲部で曲線状を呈し、レキ混り土砂や粘土中になると曲線状や孤状を呈することが多い。

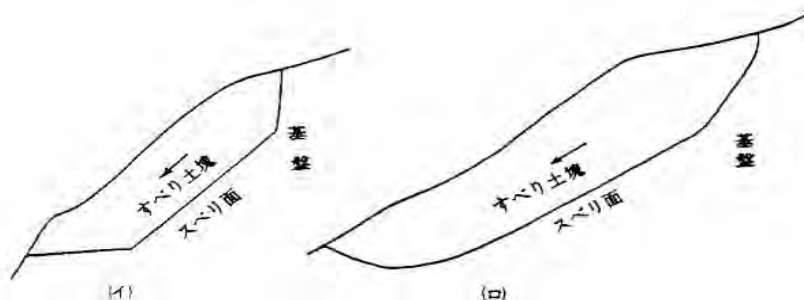
椅子型（単一孤型）すべり面 - 末端開放型

すべりが一つの明瞭なブロックをなしている場合の最も普遍的な形である。岩盤やこれに近い性状をもつ土塊中にすべり面がある場合、図（イ）の様な折れ線状になるが、レキ混り土砂や粘質土中にすべり面がある場合は図（ロ）の様に上部からみて曲線から直線に変わる形をしている。



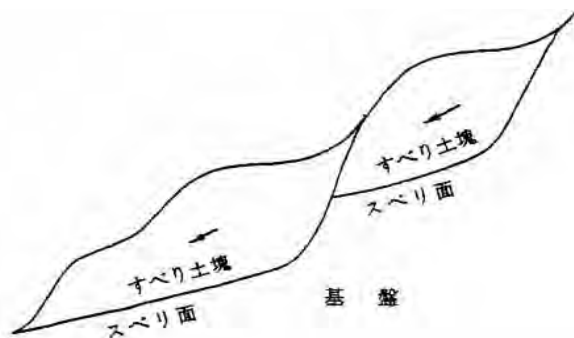
舟底型（複合孤型）すべり面 - 末端閉鎖型

の下部に圧縮型の隆起部を伴うもので、岩又は岩に近い場合は丁度舟底の様な断面形を呈するが（図（イ））、土砂の場合（図（ロ））は2つの曲線が1つの直線を挟んだような形をしている。



階段型すべり面

前のすべりが発生し、頭部が冠頭部から分離することによって、冠頭部斜面の安定性が悪くなってすべり出した場合において、そのすべり面の位置が下部地すべりブロックのそれと異なった場合にこの形のすべり面が形成される。この様な後退型の地すべりが逐次発生して上方の斜面まで及ぶと、階段状のすべり面が形成される。



⁸ 地すべり防止技術指針及び同解説 p.137

層状すべり面

の後退性の地すべりにおいて、同一地層面にすべり面を生じた場合には、直線部の非常に長いすべり面形を呈する。この型のすべり面は、実際にはいくつもの椅子型すべりの複合とも考えられ、地表の地形はすべり面の形とは異って凹凸や落差にとんだものが多い。初生の地すべりの場合のすべり面形ではなく、再発を繰返した地すべりに多くみられ、前述の と共にわが国の地すべり地帯の中に多数存在する形である。



1-3-2 地質による分類⁹

(1) 第三紀層地すべり

第三紀層地すべりは、いわゆるグリーンタフ（Green tuff）地域を中心として、その他の第三系堆積物の分布地域で発生している。第三紀層は地質年代的には新しい地質であることから、凝灰岩・砂岩・泥岩の固結度が低く、風化しやすいことが原因で地すべりが発生する。

日本では、日本海側一帯、北海道東部にかけて、新第三紀中新世の海底火山活動や沈降運動が広範囲に生じ、厚い火山噴出物を含む地層が形成された。「グリーンタフ」の名はこれらの地層が変質して淡緑色を呈するため。

(2) 破碎帯地すべり

破碎帯地すべりは断層、破碎帯に沿って分布する地すべりで、一般的な傾向として第三紀層地すべりと比較して斜面勾配が急で、礫質な移動土塊からなる。

(3) 温泉地すべり

温泉地すべりは火山性地すべりとも称され、温泉変質に伴う温泉余土生成地に発生している。

1-3-3 地すべり土塊の性質による分類¹⁰

地すべり土塊を構成する物質の名称を使い、それぞれの型の持つ特性を整理した地すべり分類表は次の通りである。

表 1-1-3 地すべりの型分類

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
特徴				
平面形 (1-2-1(1)参照)	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

⁹ 地すべり調査と解析 p.2

¹⁰ 土砂災害対策-崩壊・地すべり・落石・飛砂対策(1) p.137

微地形 (1-2-1(2)参照)	凸状尾根地形	凸状台地形 単丘状凹状台地形	多丘状凹状台地形	凹状緩地形
すべり面の型 (1-2-1(3)参照)	椅子型、舟型	椅子型、舟型	階段状、層状	階段状、層状
旧分類名	幼年型	青年型	壮年型	老年型
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)	レキ混じり土砂	巨レキまたはレキ混じり土砂
〃 (末端部)	風化岩	巨レキ混じり土砂	レキ混じり土砂、一部粘土化	粘土またはレキ混じり粘土
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	ある程度継続的(数十～数百年に一度)	継続的(5～20年に1回程度)	継続的(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2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	地すべり地形が不明瞭なため非常に困難。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。地元での聞き込みも有用。	地元での聞き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。凸型斜面に多い	明瞭な段落ち、帯状の陥没地と台地を有す。大きくみれば凹型だが主要部は凸型	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、凹型斜面に多い	頭部に不明瞭な台地を残し大部分は一般的な緩斜面、沢状の斜面である
平均的な安全率	たいていの場合 $F_s > 1.10$ 、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%程度の安全率を悪化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、土塊除去、抑止工	深層地下水排除、土塊除去、地表水排除、抑止工	頭部での深層地下水排除、地表水排除、溪流工	頭部での集水井工、末端での浅層地下水、地表水排除、溪流工
対策工の効果	即効的で完全な安定化可能	即効的であるが、異常天候現象時に、再発のおそれがある	対策工施工後1～3年を要す。末端部の安定化は困難	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、強雨	集中豪雨、異常な融雪や河岸決壊、地震、中規模な土工その他	異常な豪雨、融雪、台風、集中豪雨、土工等	長雨、融雪、河川侵食、積雪、小規模な土工
主な地質と構造	断層、破碎帯の影響を受ける	結晶片岩地帯、新第三層に広く分布する。断層、破碎帯の影響あり	結晶片岩地帯、新第三層に広く分布	新第三層に最も多く、構造線沿いにも一部見られる

1-4 兵庫県の地質と地すべりの特徴

1-4-1 兵庫県の地質¹

兵庫県の地質は図 1-1-3、1-1-4 のとおりである。

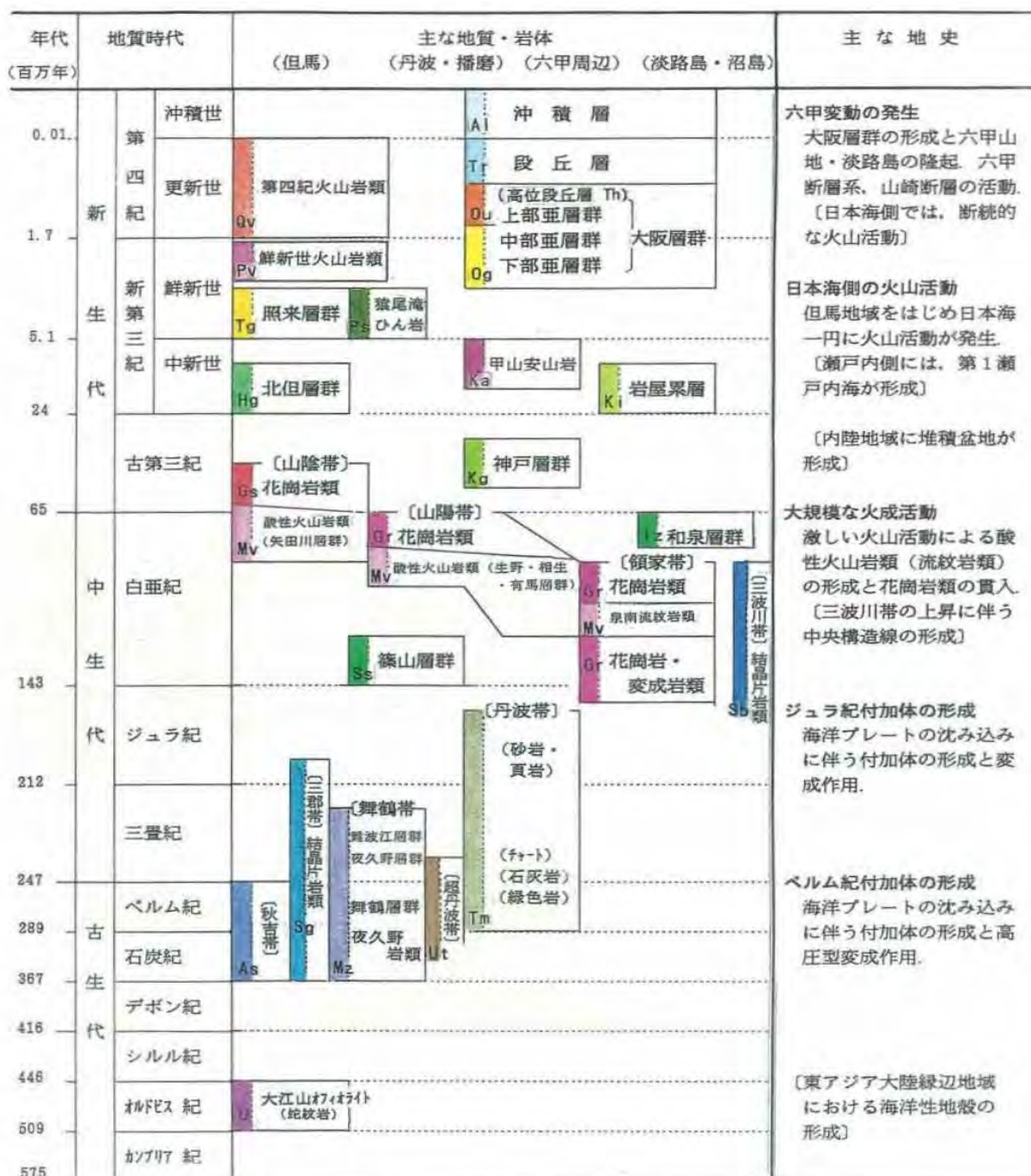


図 1-1-3 兵庫県の地質区分と地質形成史

¹ 兵庫の地質 (地質編) p.13,14



図 1-1-4 兵庫県 の地質概要図

1-4-2 兵庫県の地すべりの特徴¹²

兵庫県の地すべり地は県の北部地域、神戸市北部から淡路島北部にかけての地域、淡路島南端部の地域の3地域に集中している。これらの地すべり地は、地形、地質状況等から大きく以下の4つの地域に分類することが出来る。

表 1-1-4 兵庫県の地すべり(参考)

地域	但馬地域	神戸・淡路北地域	淡路南南端	中部地域
分布・地質	主に北但層群、照来層群の分布域に該当する	主に神戸市北部域から淡路島中部域までの神戸層群、大阪層群の分布域に該当する	主に淡路島南端の和泉層群(一部大阪層群)、断層破碎帯の分布域に該当する	主に兵庫県中西部の古第三紀～白亜紀酸性火山岩類、中・古生代堆積岩類や変成岩類の分布域に該当する
形状	沢形、馬蹄形	馬蹄形、沢形	馬蹄形	沢形
形態	単一ブロック、複合ブロック			
長さ	30m～180m		60m～150m	90m～250m
幅	20m～100m	40m～100m	40m～120m	40m～160m
層厚	5m～20m	5m～15m		5m～20m
勾配	15°～20°	10°～15°	15°～20°	10°～15°
1箇所当りのブロック数	3～4		5～6	1～2
長さ/幅(平均値)	1.7	1.6	1.4	2.2
特徴	比較的規模が大きいものが多くまた、地すべりの深度が深い。	粘性化が進んでいる。緩い勾配の地形で、小規模な地すべりが多発する。	中央構造線に起因する破碎帯地すべり。	

¹ 兵庫の地質(土木地質編) p.88

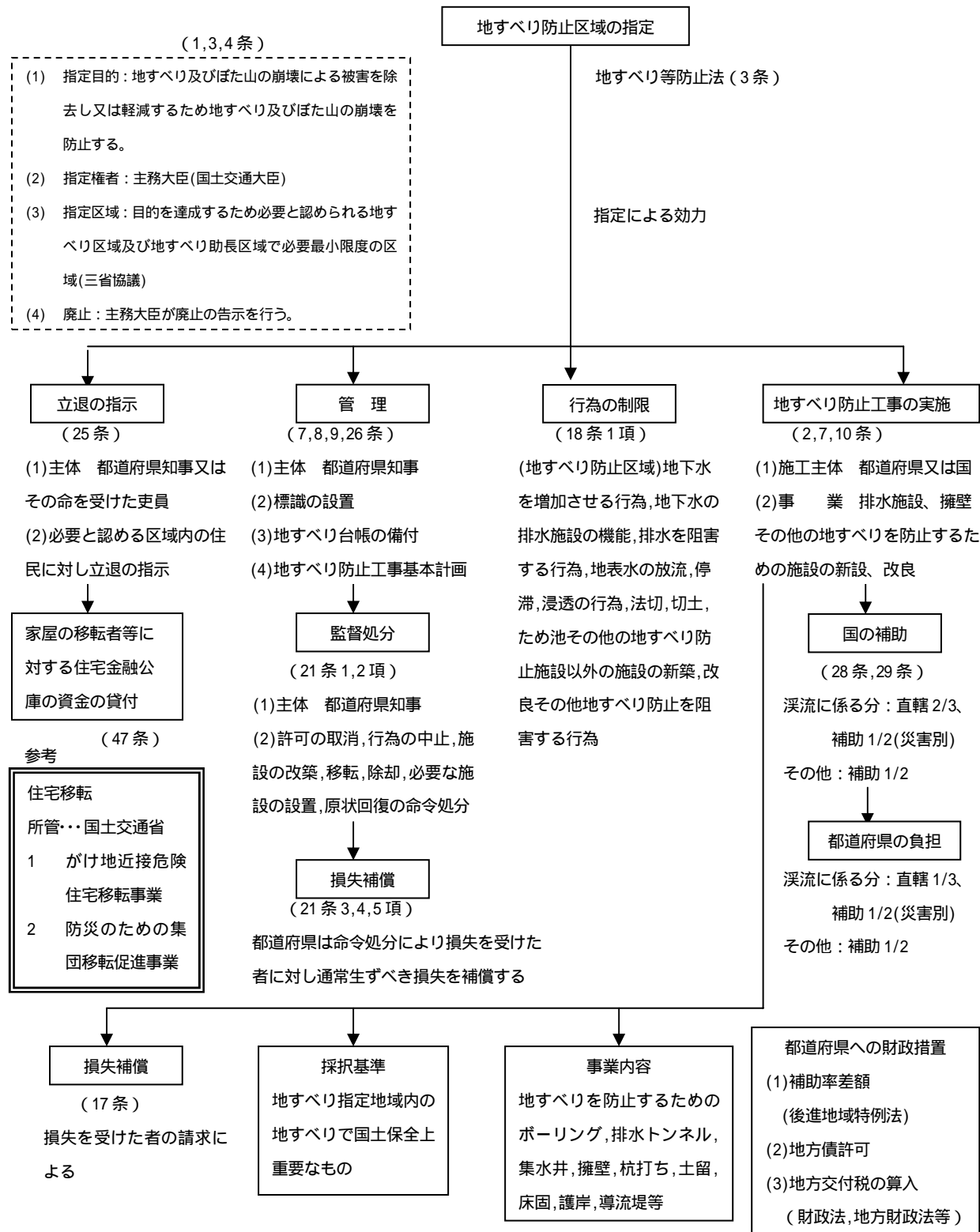
² 土砂災害防止法 基礎調査マニュアル(案)(その2) p.地滑り-26

第2章 法律及び指定について

2-1 地すべり等防止法³

本法は、地すべり及びばた山の崩壊による被害を除去し、又は軽減するため、地すべり及びばた山の崩壊を防止し、もって国土の保全と民生の安定に資することを目的としている。

2-1-1 法律等概要図



³ 地すべり対策事業の手引き p.3

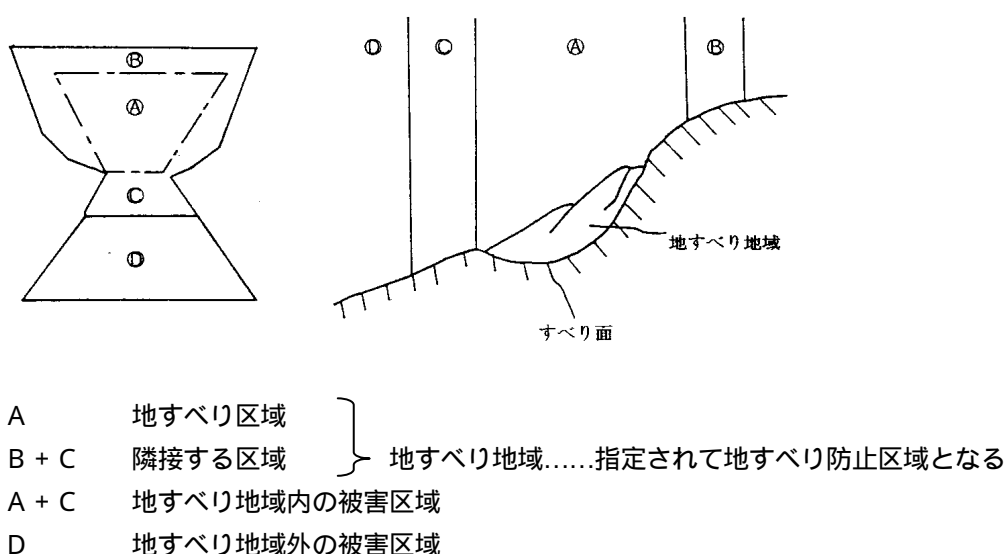
2-2 地すべり防止区域

2-2-1 地すべり防止区域とは⁴

地すべりによる被害を除却又は軽減するため地すべりを防止し、もって国土の保全と民生の安全に資する為、主務大臣が指定した区域のことである。地すべり防止区域の中でしか地すべり防止工事が行えない、という点に注意しなければならない。

地すべり等防止法（昭和 33 年 3 月 31 日 法律第 30 号）第三条第一項は、「主務大臣は、この法律を達成するため必要があると認めるときは、関係都道府県知事の意見をきいて、地すべり区域（地すべりしている区域又は地すべりするおそれのきわめて大きい区域をいう。以下同じ。）及びこれに隣接する地域のうち地すべり区域の地すべりを助長し若しくは誘発し、又は助長し若しくは誘発するおそれのきわめて大きいもの（以下これらを「地すべり地域」と総称する。）であって、公共の利害に密接な関連を有するものを地すべり防止区域として指定することができる。」と規定している。

これを図示すると次のとおりである。



地すべり地域は、以上のように、地すべりを誘発助長する地域を含めているが、地すべりが発生した場合に、地すべり地域外で被害を受けるであろう地域は含めていない。これは被害地域が地すべり発生の素因、誘因となるべきものを有していないので、この地域にまで、行為の規制を行うべき公共性がないと判断されたからである。

地すべり防止区域の広さについては、行為制限（法第 18 条）の適用を受けるという見地からして、指定面積は出来るかぎりしぼって行なう必要がある。

指定申請作成要領は「地すべり指定申請作成要領」について（昭和 63.11.1 建設省河傾発第 87 号）⁵を参照のこと。

2-2-2 地すべり防止区域指定基準⁶

（昭和 33.7.3 建設省、農林省、大蔵省）（昭和 54.4.3 一部改正）

第 1 項 法第 3 条の規定による指定は、地すべり地域の面積が 5ha（市街化区域（市街化区域及び市街化調整区域に関する都市計画が定められていない都市計画区域にあっては用途地域）にあっては 2ha）以上のもので、次の各号の 1 に該当するものについて行なうものとする。

第 1 号 多量の崩土が溪流又は河川に流入し、下流河川（準用河川以上の河川及びこれに準ずる規模の河川）

⁴ 地すべり対策事業の手引き p.3

⁵ 砂防関係法令例規集 p.166

⁶ 砂防関係法令例規集 18 年度版 p.164

に被害を及ぼすおそれのあるもの。

第2号 鉄道（私鉄を含む）、都道府県道（指定都市道を含む）以上の道路又は迂回路のない市町村道、その他公共施設のうち必要なものに被害を及ぼすおそれのあるもの。

第3号 官公署、学校、または病院等の公共建物の内重要なものに被害を及ぼすおそれのあるもの。

第4号 貯水量 30,000m³ 以上のため池、関係面積 100ha 以上の用排水施設若しくは農道、又は利用区域面積 500ha 以上の林道に被害を及ぼすおそれのあるもの。

第5号 人家 10 戸以上に被害を及ぼすおそれのあるもの。

第6号 農地 10ha 以上に被害を及ぼすおそれのあるもの。（農地 5ha 以上 10ha 未満であって当該地域に存する人家の被害を合せ考慮し、それが農地 10ha 以上の被害に相当するものと認められるものを含む。）

第2項 前項の基準に該当しないが、家屋の移転を行なうため特に必要がある場合には指定することができる。

地すべり防止区域指定基準は上記のとおりであるが、指定基準第1項第6号に掲げる「当該地域に存する人家の被害を合せ考慮し、それが農地 10ha 以上の被害に相当するものと認められる」とは下表に示すごとく農地、人家戸数の被害量の計が 10 以上になるものをいう。

農地（ha）	5	6	7	8	9
人家戸数（戸）	5	4	3	2	1
合計	10	10	10	10	10

また第6号は、地すべり地域及び地すべり地域外の被害区域の合計（A+C+D）が農地 10ha 以上あれば、この指定基準の運用をうけることを示している。

したがって、人家戸数も当然当該地域（A+C+D）になければならない。

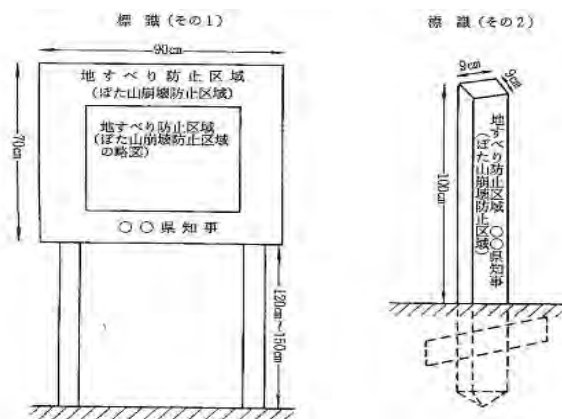
2-2-3 地すべり防止区域の所管区分⁷

地すべり防止区域の所管主務省庁は次のとおりである。

- (1) 砂防法による砂防指定地（これに準ずる土地を含む）の存する地すべり地域……国土交通省
- (2) 森林法による保安林及び保安林施設指定地（これに準ずる土地を含む）の存する地すべり地域……林野庁
- (3) (1)及び(2)に該当しないが、土地改良法による土地改良事業施行地域及び同事業計画の決定している地域（これに準ずる土地を含む）に存する地すべり地域……農林水産省
- (4) (1)～(3)に該当しない地すべり……国土交通省

2-2-4 地すべり防止区域の表示法⁸

地すべり防止区域の指定通知を受けたときは、法第8条及び施行規則第4条に規定する標識を、図1-2-1の例により設置する。



⁷ 地すべり対策事業の手引き p.46

⁸ 地すべり対策事業の手引き p.81

2-3 地すべり危険箇所⁹

地すべりの起こる危険性が高い箇所のことで、地すべり危険箇所調査によって選定され、危険箇所として把握し、災害防止に努めるものである。危険箇所調査については、「地すべり危険箇所の再点検について（平成 8 年 10 月 4 日 建設省河傾発第 40 号）」により実施され、「地すべり危険箇所調査要領」¹⁰に基づき、調査を行い、危険箇所を決定している。主な調査方法は、地形調査（空中写真判読、地形判読）、地質調査（地質図整理）、既存資料調査（過去の災害履歴等）により箇所を選定し、現地調査を行って危険箇所調査表を作成している。

地すべり危険箇所は、国土交通省、農林水産省、林野庁の 3 つの省庁が、地すべり等防止法第 51 条に基づき、それぞれ分けて把握している。

2-4 地すべり防止工事基本計画¹¹

地すべり等防止法第 9 条に「都道府県知事は、第 3 条第 3 項の規定による地すべり防止区域の指定の通知を受けたときは、主務省令で定めるところにより、関係市町村の長の意見を聞いて、当該地すべり防止区域に係る地すべり防止工事に関する基本計画を作成し、これを主務大臣に提出するものとする。これを変更するときも同様とする。」と通知されている。

地すべり防止工事基本計画の策定、主務大臣への提出は法律に定められた基本事項であり、防止区域の指定後、速やかに提出するものとする。

地すべり防止工事基本計画の記載内容については、地すべり等防止法施行規則（昭和 33 年 建設省・農林省令第 1 号）第 6 条に規定されており、「地すべり防止工事基本計画作成要領」（平成元年 6 月 1 日 建設省河傾発第 36 号 都道府県土木主管部長あて 建設省河川局砂防部長通知）により書式が別記のとおり通知されている。

番 年 月 日	
建設大臣 ○ ○ ○ ○ 殿	
	○○県知事 ○ ○ ○ ○ 印
地すべり防止工事基本計画について	
平成 年 月 日付け建設省告示第 号で指定された下記地すべり防止区域に係る地すべり防止工事基本計画を別添のとおり作成したので地すべり等防止法（昭和33年法律第30号）第9条の規定に基づき提出する。	
なお、地すべり防止工事基本計画に対する関係市町村長の意見書を別紙のとおり添付する。	
記	
○○○沢地すべり防止区域	○○県○○郡○○町大字○○
○○○沢地すべり防止区域	○○県○○郡○○町大字○○

⁹ 地すべり対策事業の手引き p.92

¹⁰ 砂防関係法令例規集 18 年度版 p.793

¹¹ 砂防関係法令例規集 18 年度版 p.183

番 号
 年 月 日

〇〇県知事 〇 〇 〇 〇殿

〇〇県〇〇郡〇〇町長 印

地すべり防止工事基本計画についての意見書

平成 年 月 日付け建設省告示第 号で指定された〇〇地すべり防止区域に係る地すべり防止工事基本計画については（下記の意見を添えて）同意します。

記

地 す べ り 防 止 工 事 基 本 計 画									
地すべり防止区域名番号	〇〇県-〇〇〇			指定年月日告示番号	平成 年 月 日 建設省告示第 号		指定面積	ha	
所在地					当該市町村の人口		流域		
地すべりの概要	地すべりの長さ	m	地すべりの幅	m	地 質				
	地すべりの深度	m	地すべりの傾斜	°					
	推定移動土砂量	m ³			当該市町村の危険箇所数		既 指 定 箇 所 数		危険箇所 ラ ン ク
過去の災害					全 景 写 真 <div style="border: 1px dashed black; height: 200px; margin-top: 10px;"></div>				
指定地の概要									
施行しようとする地すべり防止工事									
区分	工類	形状寸法	数量	単位					

基本計画実施による経済効果																			
区 分	地 目	耕 地		林 地		地 荒		地 宅		地 宅		計							
		田	金額	畑	金額	国有林	金額	民有林	金額	国有地	金額	公民有地	金額	宅地	金額	その他	金額	面積	金額
A	地すべり区域(ha)		—		—		—		—		—		—		—		—		—
B	地すべり区域内の公共施設等数																		
C	隣接区域(ha)		—		—		—		—		—		—		—		—		
D	隣接区域内の公共施設等数																		
E	地すべり防止区域計(A+C)		—		—		—		—		—		—		—		—		
F	公共施設等計(B+D)																		
G	被害想定区域(ha)		—		—		—		—		—		—		—		—		
H	被害想定区域内の公共施設等数																		
I	全 域 計(A+C+G)		—		—		—		—		—		—		—		—		
J	全域内の公共施設等計(B+D+H)																		

※ 経済効果の金額欄については、公共施設等に影響を及ぼすものについて、水害統計、災害統計に用いる手法で算定すること。(他法令との重複関係)

法 令	該 当	保 全 人 家
※国土利用計画法		
※都市計画法		
※砂防法		
※海岸法		
※漁港法		
※鉄道事業法		
※軌道法		
※航空法		
※急傾斜地法		
※建築基準法		

法 令	該 当	保 全 人 家
※土地改良法		
※国有林野法		
※森林法		
※農業地域の振興整備に関する法律		
※宅地造成等規制法		
※総合保養地域整備法		
※新産業都市建設促進法		
※低開発地域工業開発促進法		
※産炭地域振興臨時措置法		
※豪雪地帯対策特別措置法		
※台風常習地帯における災害の防除に関する特別措置法		

法 令	該 当	保 全 人 家
※集落地域整備法		
※特殊土地常災害防除及び振興臨時措置法		
※特定地域中小企業対策臨時措置法		
※地域雇用開発等促進法		
※山村振興法		
※過疎地域振興特別措置法		
※半島振興法		
※離島振興法		
※高度技術工業集積地域開発促進法		
※大規模地震対策特別措置法		

そ の 他 参 考 事 項

3 枚目に A 4 版で地すべり防止工事基本計画平面図を添付する。

2-5 地すべり防止区域台帳

地すべり防止区域台帳については、法第 26 条、同施行規則第 11 条により、調整、保管することとしている。

地すべり対策工のほとんどは地中に埋設される為、当該年度の工事が終わった時点で、地すべり防止区域台帳に、施工年度、施工内容を図面と共に記載しておく。

台帳の様式は別記のとおりである。¹²

¹² 兵庫県独自基準

地区 地すべり防止区域台帳

(所在地:)

地すべり防止区域の概要		
調査年度	調査番号	所在地
当年度	年度番号	
前年度	前年度番号	
後年度	後年度番号	
合計		

地すべり防止区域の面積	地すべり防止区域の長さ
-------------	-------------

地すべり防止区域の概要									
調査年度	調査番号	所在地	調査方法	調査結果	調査結果	調査結果	調査結果	調査結果	調査結果
当年度	年度番号								
前年度	前年度番号								
後年度	後年度番号								
合計									

地区 地すべり防止区域台帳

調査年度	調査番号	所在地	調査方法	調査結果	調査結果	調査結果	調査結果	調査結果	調査結果
当年度	年度番号								
前年度	前年度番号								
後年度	後年度番号								
合計									

地区別認定	
認定区域	第1地区認定区域
認定番号	第1地区認定区域 認定番号

国産調剤 一社特許	
我々への利益に反し	
〇〇地区	
新築地号	

姓名	性别	出生年月	民族	籍贯	学历	学位	职称	工作单位	联系电话	电子邮箱	备注
王 明	男	1985-03-15	汉族	浙江杭州	本科		助理工程师	浙江某设计院	13800000000	wm123@163.com	
李 华	女	1990-07-22	汉族	广东广州	硕士		高级工程师	广东某研究院	13900000000	lh456@163.com	
张 伟	男	1978-11-08	汉族	江苏苏州	本科		工程师	江苏某制造企业	13700000000	zw789@163.com	
陈 静	女	1982-05-10	汉族	福建厦门	本科		助理工程师	福建某设计公司	13600000000	cj234@163.com	
刘 强	男	1988-09-01	汉族	山东青岛	本科		工程师	山东某工程局	13500000000	lq567@163.com	
赵 敏	女	1992-12-18	汉族	四川成都	硕士		高级工程师	四川某研究所	13400000000	zm890@163.com	
孙 磊	男	1980-04-25	汉族	河南郑州	本科		助理工程师	河南某设计院	13300000000	sl123@163.com	
周 婷	女	1987-06-12	汉族	湖北武汉	本科		工程师	湖北某制造企业	13200000000	zt456@163.com	
吴 昊	男	1983-08-05	汉族	安徽合肥	本科		助理工程师	安徽某设计院	13100000000	wh789@163.com	
郑 宇	男	1989-10-20	汉族	广西桂林	本科		工程师	广西某工程局	13000000000	zy012@163.com	
冯 娜	女	1991-02-14	汉族	湖南长沙	硕士		高级工程师	湖南某研究院	12900000000	fn345@163.com	
马 杰	男	1986-01-30	汉族	辽宁沈阳	本科		助理工程师	辽宁某设计院	12800000000	mj678@163.com	
宋 欣	女	1993-04-07	汉族	江西九江	本科		工程师	江西某制造企业	12700000000	sx901@163.com	
林 峰	男	1984-07-19	汉族	福建泉州	本科		助理工程师	福建某设计院	12600000000	lf234@163.com	
黄 娟	女	1981-11-28	汉族	广东深圳	本科		工程师	广东某工程局	12500000000	hj567@163.com	
徐 亮	男	1987-03-11	汉族	浙江宁波	本科		助理工程师	浙江某设计院	12400000000	xl890@163.com	
周 璇	女	1990-09-03	汉族	江苏南京	硕士		高级工程师	江苏某研究院	12300000000	zx123@163.com	
孙 凯	男	1985-12-26	汉族	山东济南	本科		工程师	山东某工程局	12200000000	sk456@163.com	
李 娜	女	1989-05-17	汉族	湖北宜昌	本科		助理工程师	湖北某设计院	12100000000	ln789@163.com	
张 伟	男	1982-08-09	汉族	湖南岳阳	本科		工程师	湖南某制造企业	12000000000	zw012@163.com	
陈 静	女	1986-10-22	汉族	广西柳州	本科		助理工程师	广西某设计院	11900000000	cj345@163.com	
刘 强	男	1991-01-15	汉族	安徽芜湖	本科		工程师	安徽某工程局	11800000000	lq678@163.com	
赵 敏	女	1988-06-04	汉族	江西赣州	本科		助理工程师	江西某设计院	11700000000	zm901@163.com	
孙 磊	男	1983-09-27	汉族	广东佛山	本科		工程师	广东某工程局	11600000000	sl234@163.com	
周 婷	女	1987-11-10	汉族	福建漳州	本科		助理工程师	福建某设计院	11500000000	zt567@163.com	
吴 昊	男	1992-02-28	汉族	浙江绍兴	本科		工程师	浙江某制造企业	11400000000	wh890@163.com	
郑 宇	男	1989-04-13	汉族	江苏无锡	硕士		高级工程师	江苏某研究院	11300000000	zy123@163.com	
冯 娜	女	1984-07-06	汉族	山东烟台	本科		助理工程师	山东某设计院	11200000000	fn456@163.com	
马 杰	男	1980-10-19	汉族	湖北黄冈	本科		工程师	湖北某工程局	11100000000	mj789@163.com	
宋 欣	女	1986-03-02	汉族	湖南常德	本科		助理工程师	湖南某设计院	11000000000	sx012@163.com	
林 峰	男	1990-06-15	汉族	广西梧州	本科		工程师	广西某工程局	10900000000	lf345@163.com	
黄 娟	女	1985-09-28	汉族	安徽蚌埠	本科		助理工程师	安徽某设计院	10800000000	hj678@163.com	
徐 亮	男	1981-12-11	汉族	江西景德镇	本科		工程师	江西某制造企业	10700000000	xl901@163.com	
周 璇	女	1987-05-24									

[illegible]

様式7

※1/500程度の詳細な 図面を付けること。	
縮尺:	
整理番号	
〇〇地区	
地すべり防止区域	
施設配置平面図	

様式8

縮尺:	
整理番号	
〇〇地区	
地すべり防止区域	
主測線断面図	

様式9

整理番号	
〇〇地区	
地すべり防止区域	
構造図	

様式10

(撮影年月日)	
整理番号	
〇〇地区	
地すべり防止区域	
状況写真	

2-6 施設用地について¹³

地すべり防止工事により、必要となる施設敷は、用地買収を行うものとする。施設敷には維持管理を考え、1m程度の維持管理幅を設けること。

第3章 地すべり事業について

3-1 補助事業の流れ

砂防編 [] 砂防 を参照のこと。

3-2 地すべり対策事業の一覧¹⁴

項	名称	内容
補助事業	地すべり対策事業	3-3-1 参照。
	総合流域防災事業	3-3-2 参照。
県単事業	県単独地すべり対策事業	3-4 参照。
災害復旧関係事業	災害関連緊急地すべり対策事業（災関緊急地すべり）	3-6-1 参照。
	地すべり激甚災害対策特別緊急事業（激特地すべり）	3-6-2 参照。
	特定緊急地すべり対策事業（特緊急地すべり）	3-6-3 参照。
	地すべり防止施設災害復旧事業、災害関連事業	公共土木施設災害復旧事業の一つ。「災害手帳」（（社）全日本建設技術協会）を参照。

採択基準、補助率については最新の「河川局所管 補助事業事務提要」（河川関係補助事業研究会編集）¹⁵を参照のこと。

3-3 補助事業

3-3-1 地すべり対策事業¹⁶

（地すべり等防止法第29条、第45条）

【内 容】

地すべり対策事業を実施して地すべり防止施設の新設等を行うことにより、人家、公共建物、河川、道路等の公共施設その他のものに対する地すべり等による被害を除却し又は軽減し、国土の保全と民生の安定に資することを目的とする。

地すべり防止区域内において、排水施設、擁壁その他の地すべり防止施設を新設し、改良し、その他地すべり等を防止するために都道府県知事が実施する地すべり防止工事である。

3-3-2 総合流域防災事業¹⁷

【内 容】

総合流域防災事業は、個々の事業規模が小さい等から個別箇所ごとの予算管理を行う必要性が低い事業について、流域単位を原則として、包括的に水害・土砂災害対策の施設整備等及び災害関連情報の提供等のソフト対策を行う事業に対し、国が補助を行う制度を定めることにより、豪雨災害等に対し流域一体となった総合的な防災

¹³ 兵庫県独自

¹⁴ 地すべり対策事業の手引き - p.136

¹⁵ 平成20年度版 河川局所管 補助事業事務提要 - p.276

¹⁶ 地すべり対策事業の手引き - p.138

¹⁷ 砂防関係法令例規集 18年度版 p.711

対策を推進することを目的とする。

(1)地すべり対策事業

地すべり対策事業費補助の採択基準に該当し多量の崩土が溪流または河川に流入し、下流河川（一級河川及び二級河川若しくはこれに準ずる河川）に被害を及ぼすおそれのない事業。

(2)情報基盤整備事業

河川等の情報収集・提供等を行うシステムで、過去に土砂災害を受けた地区または受けるおそれの高い地区に係る、雨量計、地震計、ワイヤセンサー、伸縮計及び監視カメラ等の観測施設、観測されたデータを収集、処理、伝達するシステム、土石流、地すべり及びがけ崩れに関する予警報システムを整備するもの。

(3)土砂災害情報相互通報システム整備事業

土砂災害関連情報について、市町村を通じて行う住民と都道府県との情報交換を推進するために土砂災害情報相互通報システムを整備するもの。

(4)基礎調査

土砂災害防止法による基本方針に基づき土砂災害警戒区域及び土砂災害特別警戒区域の指定等のための調査。

3-4 県単独地すべり対策事業

【内 容】

県単独地すべり対策事業は、補助事業と目的は同じであるが、地すべり防止区域等において、地すべり防止施設等を新設、改良、修繕、維持し、その他地すべり等を防止するために実施する地すべり防止工事である。また、そのための調査、観測、測量等である。

補助事業と同様に地すべり防止区域等内でのみ実施でき、補助事業に採択できない小規模な対策を主とする。

3-5 災害対応

3-5-1 災害報告、3-6-1 災害関連緊急地すべり対策事業、3-6-2 地すべり激甚災害対策特別緊急事業（激特事業）については、「砂防関係事業災害対策の手引き」（国土交通省砂防部監修、（社）全国治水砂防協会、平成13年12月）に申請の手順、資料の作成要領等が掲載されているので参照のこと。また、緊急時の対応については、第3編第3章応急対策工も合わせて確認すること。

災害対応の流れを図1-2-2に示す。

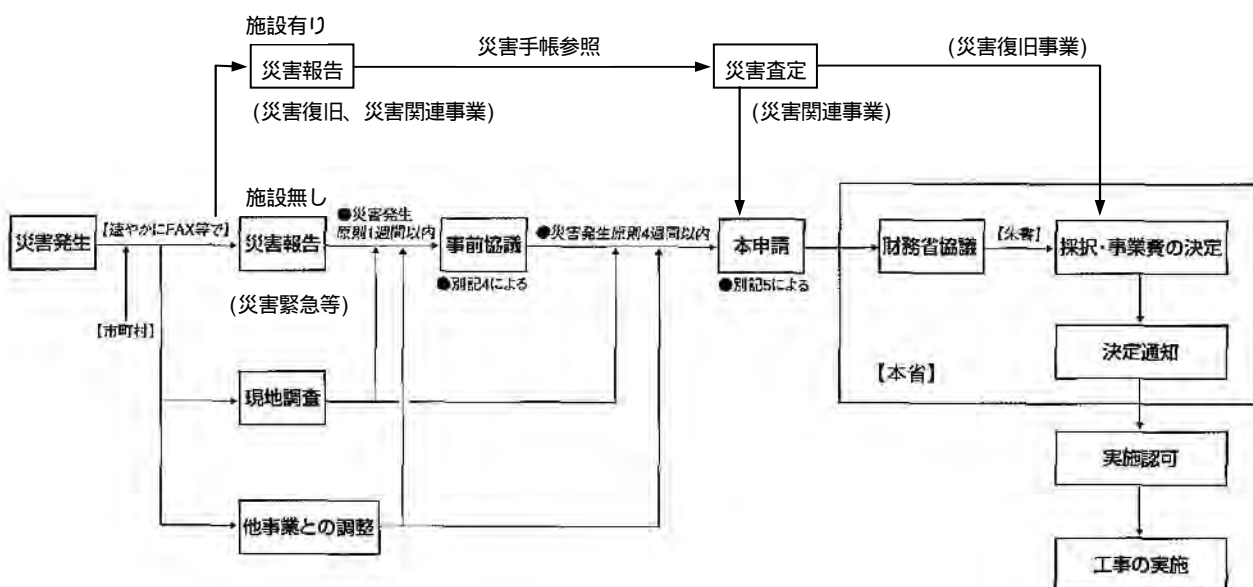


図1-2-2 災害対応フロー図¹⁸

¹⁸ 砂防関係事業災害対策の手引き - p.111

3-5-1 災害報告¹⁹

地すべり防止施設が無い場合の土砂災害に関する災害報告は、「土砂災害による被害状況の提出について」（平成 13 年 5 月 28 日付け国河砂第 54 号・国河保第 29 号・国住防第 1 号）により提出する。

【内 容】

土石流、地すべり、急傾斜地崩壊等の土砂災害が発生した場合（発生するおそれがある場合を含む）においては、これら災害の対策に万全を期するため、被害状況を的確に把握した上で連絡を行うよう従来から通知されているが、このたび災害報告を別紙のとおり定めたので、今後は各々速やかに報告してください。

【補 足】

災害報告の第一報は、土砂災害が発生した場合、別記様式により速やかに砂防課に報告を行うこと。内容は知りえる範囲の情報で構わない。また、関連する新聞記事等の抜粋も併せて F A X 等で報告する。特に、死者等の人的被害が出た場合は、対外的に対応を行う必要が生ずる場合があるので、調査中であっても逐次電話等で状況報告を行うものとする。追加情報が出た場合は、第二報以降で報告すること。災害報告は 3-6-1～3-6-3 の事業の資料となるので、必ず報告すること。

¹⁹ 砂防関係事業災害対策の手引き - p.7

■地すべり災害報告

緊急・詳細報告用

災 害 報 告 (地すべり)

発生場所		[都・道・府・県]		[市・郡]		[区・町・村]		大字		地区名	
発 生 日 時		[不明・調査中・確認済]		年		月		日		時	
異常気象名				観測所名				災害発生場所からの距離		km	
気象状況		連 続 雨 量		mm		年 月 日 時 ~		年 月 日 時			
		最大24時間雨量		mm/24hr		年 月 日 時 ~		年 月 日 時			
		最大時雨量		mm/hr		年 月 日 時 ~		年 月 日 時			
地すべり規模		幅		m		長さ		m		斜面勾配	
		保全対象人家戸数		戸		公共施設		度		移動履歴	
		最大時移動距離(時速)		m or mm		年 月 日 時 ~		時		観測地点	
移動状況		移 動 総 量		m or mm		年 月 日 時 分 ~		分		観測地点	
		近年の移動履歴		有・無		年 月 日 時 ~		年 月 日 時			
		変 状		き裂		有・無		陥没		有・無	
		地すべり危険箇所		該当		有・無		危険度		[A・B・C]	
		地すべり防止区域		指定		有・無		指定年		年	
		被害状況		死者		〇		被害者		〇	
		人的被害		行方不明		〇		被害者		〇	
				負傷者		〇		被害者		〇	
		人家被害		全壊・流出		〇		戸数		〇	
				半壊		〇		戸数		〇	
				一部損壊		〇		戸数		〇	
		非住家被害		戸		宅地擁壁の被害		戸		(空槽・疎濬・RC・その他)	
		公共土木施設被害		(流出、破損、埋没、交通の不通状況 等を記載)							
		その他									
		避難状況		(集落名、種類 (警告・指示・自主)、世帯数、人数、避難場所、警告や指示の発令時刻 等を記載)							
		対応状況		(どこがどのような対応 (工事・監視等) を実施したorする予定か)							
		関係法令等		(該当する項目に○をつける)							
				直 轄		砂防指定地				災害関連緊急事業申請の有無 [有・無・調査中]	
				保安林		土石流危険渓流 [I・II・準ずる]				旧住宅造成事業に関する法律の適用区域	
				国営林		急傾斜地崩壊危険区域				建築基準法による災害危険区域	
				民有林		急傾斜地崩壊危険箇所				建築基準法により条例で規制している区域	
						都市計画法に基づく開発許可制度の適用区域				宅地造成工事規制区域	
						土砂災害特別警戒区域				宅造成準条例の適用区域	
						災害対策基本法防災計画区域				土砂災害警戒区域	
				その他							
報 告 者		①所属		氏名		③所属		氏名			
		②所属		氏名		④所属		氏名			

※ 第一報はその時点で判明している内容でよいので迅速に報告すること

配 北緯 度 分 秒
経 東経 度 分 秒

緊急・詳細報告用

地区名

第 報

平面図

断面図

※写真は別途e-mailにて送付すること

3-6 災害復旧関係事業

3-6-1 災害関連緊急地すべり対策事業(災関緊急地すべり)²⁰

(地すべり等防止法第29条、第45条)

【内 容】

当該年に発生し、又は活発化した地すべり等について、地すべり対策事業を緊急的に実施し、当該年度内に地すべり防止施設等の設置等を行うことによって、人家、公共建物、河川、道路等の公共施設その他のものに対する地すべり等による被害を除去し又は軽減し、もって国土の保全と民生の安定に資することを目的とする。

【災害報告】

3-5-1 災害報告により、速やかに報告すること。

【現地調査】

災害後速やかに簡易測量（緊急事業の要求に必要な測量）、写真撮影等を行い、申請用の資料とする。また、災害の範囲が広いもの、災害の規模が激甚な場合には、ヘリコプター等で空中写真（斜め写真）を撮影するものとする。写真は現地の応急復旧作業が始まる前に極力撮影して、土砂等の流出状況、被災の状況、保全対象等が分かる物を重点的に撮影することとする。被災写真は、住民や市町から資料提供をしてもらうと良い。

【他事業との調整】

事業の重複採択を防ぐために公共土木施設災害復旧、農林水産省（農地災害）、林野庁（緊急治山事業）等との調整を行うこと。

【事前協議】

災害発生後速やか（1週間以内）に、下記の資料を作成し本省と協議を行うものとする。

様式：災害報告の最新版、被害状況写真、新聞記事の切り抜き、協議予定箇所の概略平面図・断面図、対策工法検討図 等

【本申請】

事前協議後原則3週間以内に、協議資料を作成し本省と協議を行うものとする。

【補 足】

災関緊急地すべりは一般の災害復旧事業（施設災）と異なり、施設が無い所で災害が発生した場合に対応する事業である。又原則として年度内の完成が条件となっている為、各工種の入った工程表を作成しておく。

年度内に完成しない場合は、災関緊急を応急工事のみの対策とし、次年度以降は、通常事業（災関フォロー）により恒久対策を実施する。

3-6-2 地すべり激甚災害対策特別緊急事業（激特地すべり）²¹

(地すべり等防止法第29条)

【内 容】

激甚な災害があった場合に、一連地区について、砂防等の他の関連事業との一定の整備計画に基づき、一定期間内に緊急に地すべり対策事業を実施して地すべり防止施設の新設等を行うことにより、人家、公共建物、河川、道路等の公共施設その他のものに対する地すべりによる被害を除却し、又は軽減し、もって国土の保全と民生の安定に資することを目的とする。

土石流等による激甚な土砂災害の発生した地域のうち指定基準に該当した一連地区において一定計画に基づき、一定期間内に緊急に集水井工、杭工等の地すべり防止工事を実施する。

3-6-3 特定緊急地すべり対策事業（特緊急地すべり）²²

(地すべり等防止法第29条)

²⁰ 砂防関係事業災害対策の手引き - p.111

²¹ 砂防関係事業災害対策の手引き - p.193

²² 砂防関係法令例規集 18年度版 p.649

【内 容】

土砂災害発生箇所の応急的対策のみならず、周辺地域を含めた対策の集中的・重点的实施により、甚大な土砂災害が発生した地域の災害防止対策を図る。

地すべり等により人的被害、家屋被害等が発生した一定の地区について、被害をもたらした同規模の地すべりが再び発生した場合でも、安全が確保されるよう、災害関連緊急事業と一体的な計画に基づき一定期間内(おおむね3年)に緊急的に施設整備を実施する。

参考文献（第1編）

- ・ 「地すべり調査と解析」、藤原明敏、理工図書、昭和45年7月。
- ・ 砂防学講座第7巻-1「土砂災害対策-崩壊・地すべり・落石・飛砂対策(1)」、(社)砂防学会監修、(株)山海堂、1992年5月。
- ・ 「砂防用語集」、(社)砂防学会、(株)山海堂、2004年12月
- ・ 「地すべり防止技術指針及び同解説」、国土交通省砂防部・独立行政法人土木研究所、(社)全国治水砂防協会、平成20年4月。
- ・ 「地すべり斜面崩壊の予知と対策」、渡正亮・小橋澄治、(株)山海堂、昭和62年4月。
- ・ 「兵庫の地質」、兵庫県土木地質図編纂委員会編集、兵庫県土木部、平成8年3月。
- ・ 「土砂災害防止法 基礎調査マニュアル(案)(その2)」、兵庫県県土整備部土木局砂防課、平成17年3月。
- ・ 「地すべり対策事業の手引き」、全国地すべりがけ崩れ対策協議会編集、(社)全国治水砂防協会、平成12年3月。
- ・ 「砂防関係法令例規集 18年度版」、国土交通省砂防部監修、(社)全国治水砂防協会、平成18年4月。
- ・ 「平成20年度版 河川局所管 補助事業事務提要」、河川関係補助事業研究会編集、(株)大成出版社、2008年11月。
- ・ 「砂防関係事業災害対策の手引き」、国土交通省砂防部監修、(社)全国治水砂防協会、平成13年12月。

第2編 調査

第1章 調査の概要

1-1 地すべり調査の概要及び目的

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。

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2-1-1に示す。これらの調査結果をもとに解析を行う。

1-2 地すべり調査の一般的フロー

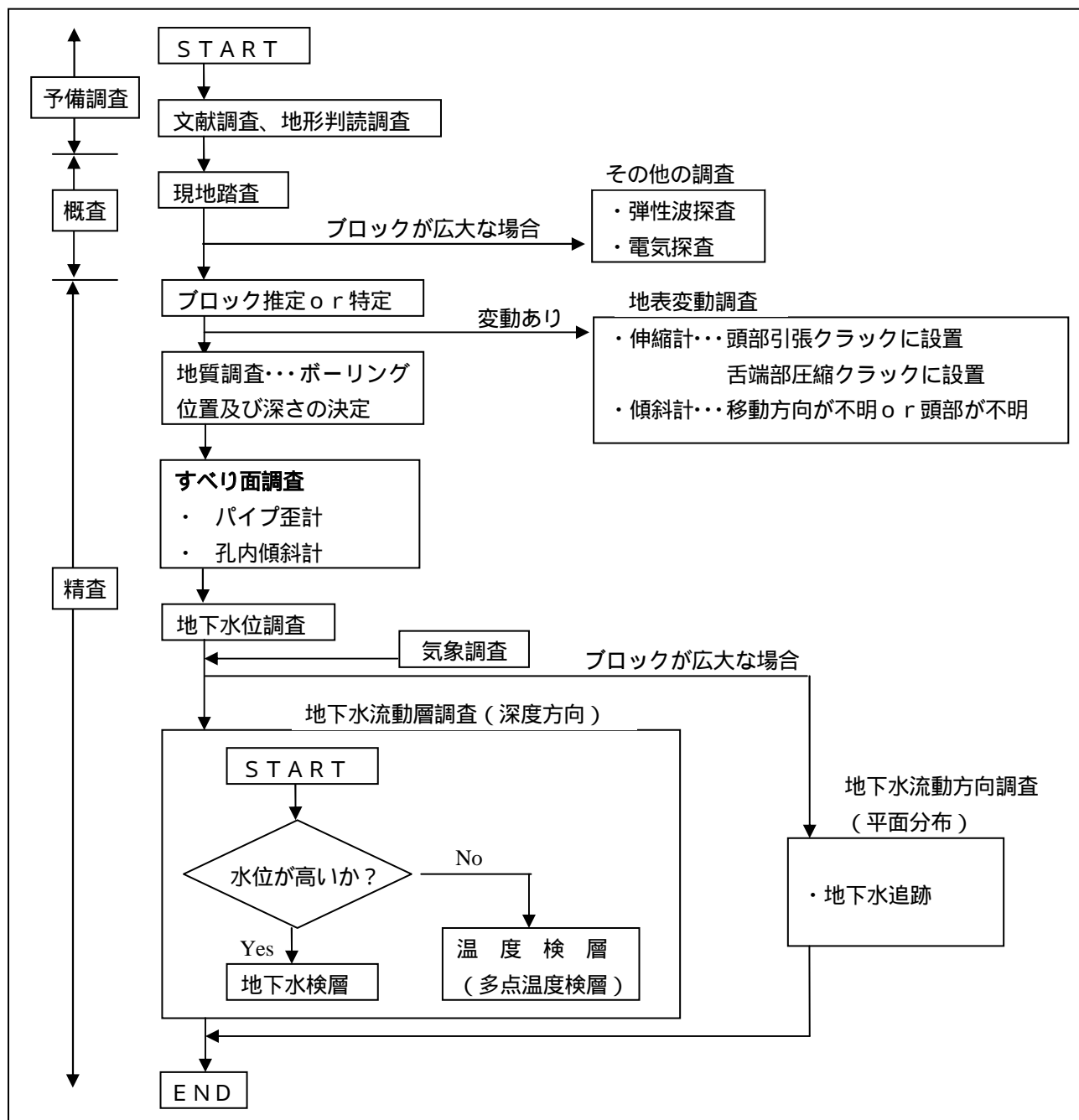


図 2-1-1 代表的な調査フロー

第2章 予備調査¹

2-1 予備調査の概要及び目的

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、改良工事等に伴って地すべりの発生が予想される場合に、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ために行う。文献調査及び地形判読調査からなる。

2-2 文献調査

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。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

地形図、空中写真、地質図、地形分類図、土地条件図、その他(既存の土質、地質調査報告書等)

(2) 過去の災害履歴、近傍の地すべり発生に関する資料

既存の工事誌、災害調査報告書、土質(地質)調査報告書、学会等の研究論文、報告書、集落分布、土地利用状況に関する資料、地誌、新聞、その他(地元住民からの聞き取り)

(3) 気象に関する資料

気象月報、各種観測所の観測資料

2-3 地形判読調査

地形判読調査は、地形図及び空中写真等を用いて、地すべり地形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。

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

新第三紀層泥岩・凝灰岩、破碎帯に沿って分布する結晶片岩(緑色片岩、黒色片岩)、粘板岩、蛇紋岩、温泉余土等の火山性変質岩に属する地区。

(2) 地質構造

破碎帯を伴う断層周辺の地区、地質構造線沿いの地区、流れ盤斜面の地区、新第三紀層の砂岩・泥岩などにおける褶曲(シワヅク)の背斜軸、向斜軸周辺の地区、火成岩と貫入岩の境界と周辺の地区、キャップロック(玄武岩、安山岩、火山砕屑物等)を持った地区。

地形判読時には、次の地形に注意して抽出を行う。

¹ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.4

(3) 地形

侵食平坦面を下刻するV字谷斜面に属する地区

崩壊による厚い堆積物が存在する地区や埋没谷地区

山腹に小凹地があり、斜面下方でやや盛り上がっている地形や、河川等の押し出された地形、もしくは上流の河川等が途絶える地形などの集水地形に属する地区

地すべり発生の可能性が高い岩種の水衝部斜面又は水衝部が硬い岩の場合は、その両面の斜面に属する地区
河川の曲流部で、凸地に侵食が発生している地区

千枚田、棚田となっている地区

(4) 微地形

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。

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。

凹地、陥没地、亀裂等が存在する。また、山地や山頂には帯状の陥没があることもある。

池、沼、湿地の規則的な配列が見られる。

地すべり側面は、沢状、もしくは、亀裂となっている。

地すべり背後の尾根は、陥没地形となっていることが多い。

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

道路、鉄道の曲がり、構造物の変位が見られる地区

沢や河川の異常な曲がり。川幅が狭くなっている地区

第3章 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、必要な場合には応急対策を策定する。また、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。広大な地すべりや複雑な地すべりで、精査の費用が大幅に節約できる場合には物理探査を行う。³

3-2 現地踏査

現地踏査においては、地すべりの現地を踏査してその運動の徴候や微地形等により、地すべりの規模、活動性、運動ブロック、発生機構、地下水の分布等を推定するものとする。

現地踏査の際に行うべき事項を列記すると次のとおりである。

(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地すべり地及び周辺の地形を観察する。これらの観察結果と地域内に発生している各種の徴候（亀裂、段落ち、陥没、押し出し、構造物等の変状、樹木の変形発育）や微地形（凹地、池、沼、湧水、凸部、台地の分布等）や地質（基岩やすべり面の露頭等）、あるいは土地利用、地下水利用の実態等から、活動地域と将来活動の恐れのある地域、被害地域等の範囲、保全対象等を推定する。

(2) 地質調査（地質性状と地質構造）

地質調査においては、地すべり地及びその周辺地域の地質と地質構造について調査を行い、地すべりの分類を行うものとする。精密な地質図があればこれを参考にして、また、無い場合には付近を踏査することによって、当該地域の地質的条件と地すべりの分布並びに特性について整理する。

(3) 地形調査

² 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.7

³ 地すべり・斜面崩壊の実態と対策 p.86

地形調査では、主として微地形や大地形を観察することによって地質構造の推定を行うとともに地すべり地形を確認する。

(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（各種の徴候による）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や方向を推定する。

(6) 誘因の推定

発生当時の気象等を参考にし、また、運動形態を観察して、その発生経過を推定することによって機構について考察する。また、当該地すべり地における過去の運動の履歴、周辺での地すべり発生等に関する情報を収集して予知や誘因の推定の資料とする。

(7) 将来の運動についての予測

現在の活動状況や範囲等から考えて、将来の災害の発生ないし広大について予測して必要な措置（避難、警戒体制、警報器等の設置）をとる。

(8) 地すべり運動ブロックの区分

全活動地域を幾つかの地すべり運動のブロックに分割する。分割は主として地すべり頭部の分布や亀裂の状況を観察した上で行う。この際地表の移動量観測の資料や空中写真判読成果等があれば参考にするとよい。

(9) 精査計画の立案

恒久対策の計画に必要な精査計画を立てる。調査が不十分なときは、弾性波探査、電気探査、空中写真判読等を実施してこれを補う。

(10) 応急対策の検討

発生及び運動機構が推定されたところで滑落の危険のあるブロックについて応急対策を検討する。

なお運動ブロックとは一体となって活動している地すべりのユニットのことで、一般に岩盤地すべりの場合、ブロック数は少なく、粘質土地すべりになるほど多くなる傾向を持つ。

3-3 地盤状況調査⁴

地盤に亀裂が発生した場合、地すべりの運動状況の概略を知るために、必要に応じて垂直ボーリングによる地中歪計、伸縮計、地盤傾斜計等により運動状況の調査を行うものとする。

（参 考）（簡易変位板による方法）

伸縮計や傾斜計を早急に設置することができない時は、設置が容易な簡易変位板を随時設置する。調査方法は変位板中央の、移動の激しさの程度に応じて、ある適当な時間間隔ごとにのこぎり目の開きを計り、地盤の変動の状況を把握するとともに、写真確認を行う。

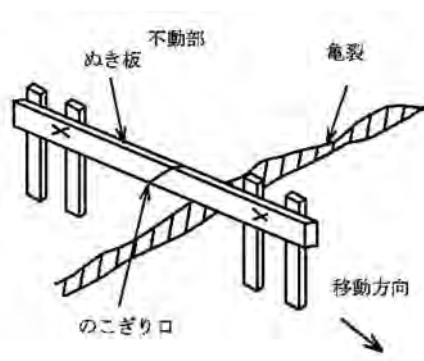


図 2-3-1 簡易変位板

3-4 物理探査

地すべりの区域が広大で、基盤が比較的堅硬（中古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、弾性波物理探査を行って基盤の分布を推定するものとする。また、滞水層分布が複雑な場合、電気探査を用いてその分布を推定するものとする。

⁴ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.69

表 2-3-1 物理探査の長所と短所の対比表⁵

区分	長所	短所
弾性波探査	<ul style="list-style-type: none"> ・ 破碎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。 ・ 硬岩層に挟まれた薄い軟岩層の分布は判定し難い。 ・ 探査する測線方向により、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"> ・ 地下水の調査に良い。 ・ 地層の風化、粘土化を良く検出する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 探査深度が浅い。 ・ 地形の影響を受け易い。 ・ 周辺の地質の比抵抗値の影響を受け易い。 <p>比抵抗法2次元探査では、これらの問題を解消。</p>

以上の特性に基づき、比較的に大規模な地すべり地（面積 5ha 以上）で、かつ地すべり土塊と基盤岩との間に、明瞭な物性の相違があると考えられる場合は弾性波探査、台地状の地形で地下水の箇所を調査する場合は電気探査を実施（計画）すれば最も有効である。

3-4-1 弾性波物理探査⁶

基盤の分布と地質構造を調べるために用いられる。一般に地すべり運動は基盤の地形に左右されて起こることが多い。とくに基盤の凹部が中心となって発生する。したがって、この探査の結果によって、地すべりの力学的ブロックを分類することも可能である。また基盤の中の弾性波伝播速度の低速度帯から、基盤中の断層や破碎帯の分布を推定することも可能である。

深層地下水のあるものは基礎の地形にしたがって流れている場合や、破碎帯を通路としている場合がある。これらの分布はこの探査の結果によって得られた基盤の推定等高線図から推定しうる場合がある。

弾性波（縦波）が岩石を伝播する速度は剛性の大きい岩石ほど速度が大きく、したがって精度もよい。探査に用いられるのは主として縦波で、測線の長さは調べようとする地下の深さの 4～5 倍必要で、測線は地すべりのおもな方向とその直角方向に、だいたい 50～100m の格子を組んで設置される。この探査の結果として走行曲線図、弾性波速度分布図（図 2-3-2）および断層破碎帯の推定線のはいった推定岩盤等高線図が得られる。これらの結果は調査ボーリングによってチェックされて初めて正確なものとなる。

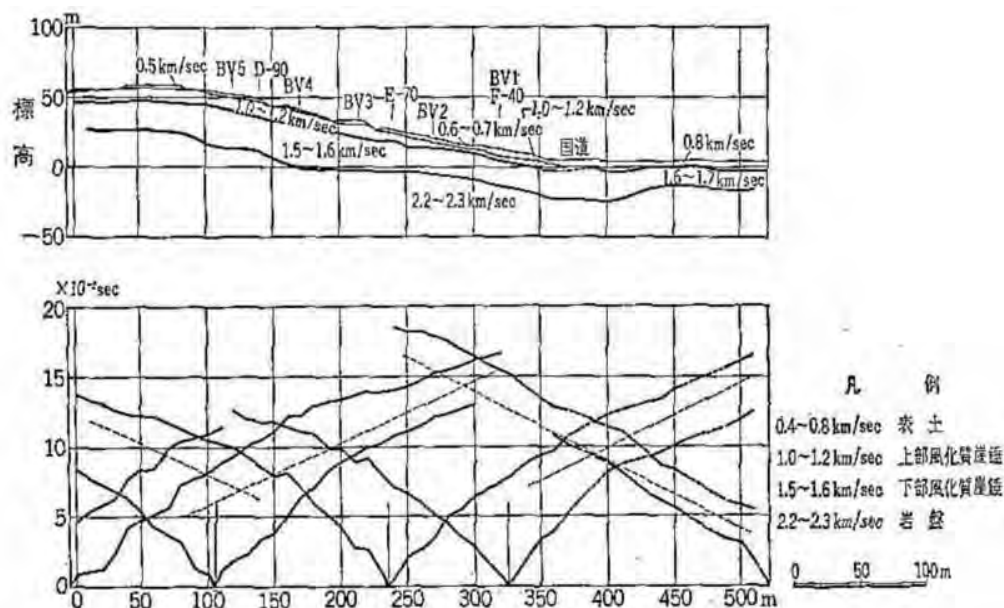


図 2-3-2 探査結果（走行曲線図および弾性波速度分布図）

⁵ 地すべり調査と解析 p.17

⁶ 地すべり・斜面崩壊の実態と対策 p.86

3-4-2 電気探査⁷

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。

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。

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。

最近地すべり調査として、実施例が増えているのが比抵抗法2次元探査である。比抵抗法2次元探査は、新しい電気探査法で、精度と表現力を大幅に向上させている。地形や地中の不均質性の影響を受けた見かけの断面図を、2次元逆解析で真の比抵抗分布図に変えることにより、深さ30～50mにある高比抵抗の層を明瞭に表現できる。

地すべり地の比抵抗構造が詳細に示され、地すべり構造の解明に有力な手がかりとなるので、従来の電気探査に代わり地すべり調査として普及する傾向にある。

第4章 精 査⁸

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。

精査は目的に応じて、地形図の作成、地表変動調査、地質調査、すべり面調査、地下水調査等を行う。

精査結果は、地すべり機構解析の基になるデータであり、精査計画立案時点においてどのような解析を実施するか十分に検討しておく必要がある。

4-2 調査測線の設定

4-2-1 運動ブロック分割

地表踏査等の概査の結果に基づいて、地すべり地全域を一つ以上の運動ブロックに分割する。この分割は地形図上で行うものとするが、これは、地すべり調査及び対策の一つの単位となるものであるから、運動上の特徴はもちろんのこと、地質、地形、被害等を考慮して決めるものとする。

地すべりを運動ブロックに分割する方法は微地形と運動状況によるものとし、一つの頭部を含む斜面や引張り亀裂に囲まれた斜面を一つの単位とする。ブロックの数が多いほど、対策工の実施が困難になるのであるべく整理することが望ましいが、大局的に見てブロックを分割したほうが良い場合もある。

(参 考) 運動形態によるブロック区分

地すべりが1つ以上の運動ブロックに分類される場合、ブロック相互の運動形態が分かるように表示する。

⁷ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.17、42、地すべり対策技術設計実施要領 - p.76

⁸ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.10

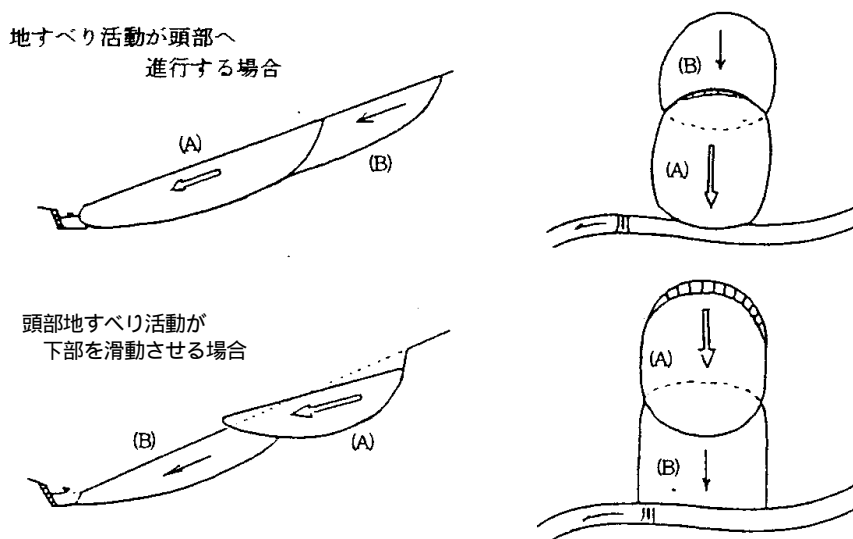


図 2-4-1 運動ブロックの分割

4-2-2 調査測線の設定

調査は、運動ブロック毎に行うことを原則とし、この中に調査測線（主測線及び副測線）を設定する。調査主測線は、当該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、すべり面等が具体的に確認でき、安定計算を行って、対策の基本計画、基本設計を行うのに適した位置及び方向に設定するものとする。副測線は、特に地質構造、地下水分布等について補助的に調査する必要がある場合の測線で、原則として主測線に平行に設定するものとする。

主測線は、地すべりブロックの中心部で運動方向にほぼ平行に設けるものとするが、斜面上部と下部の運動方向が異なる場合は、折線又は曲線になってよい。地すべりブロックが二つ以上の場合、主測線も二つ以上とする。更に、地すべりブロックの幅が 100m 以上にわたるような広域な場合は、主測線の両側に 50m 程度の間隔で副測線群を設けるものとする。

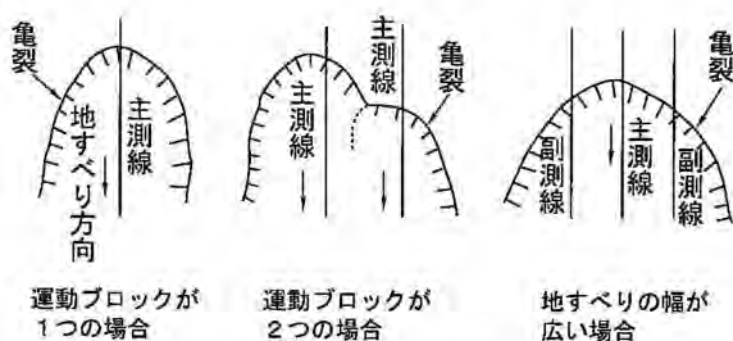


図 2-4-2 調査測線の設定

4-3 地形図の作成

概査によって地形図を作成するものとする。地形図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ものとする。地形図の縮尺は、原則として、地すべりの長さが 200m 以下の場合は 1/500、200m 以上の場合は地すべり全体を示すものが 1/1000～1/3000、部分を示すものが 1/500 とする。また、地形図の等高線は原則として 1～2m 間隔とする。

地形図作成範囲は地すべりブロックを含めた地すべり地全域を対象とする。特に面積の大きい場合は本文の縮尺より小さい縮尺で全域を作り、対象となる地すべりブロック及びその周縁部については本文の縮尺により別途

に作成する。図示すべき物件は民家、道路、各種構造物、河川（溪流を含む）、沼地、湿地、亀裂、滑落崖、植生、水田、畑などである。

なお、周辺部の過去の地すべり地区も含めた広範囲にわたる地形図を別に作るとよい。

4-4 地表変動調査（移動量調査）

4-4-1 目的と方法⁹

地表変動調査は、ブロックに変動が見られる場合に実施し、その目的に応じ原則として表 2-4-1 に示す方法によるものとする。

表2-4-1 地表面移動状況調査の目的と方法

目 的	方 法
運動の方向と絶対量を正確に求めることによって、地すべりの方向性、活動性の分布を知る。	測量による方法
期間別あるいは季節別の移動の量を比較して、各季節因子（例えば梅雨、融雪、台風等）との関係を求める。	
連続的な運動の変化と、降雨や地下水位等との因果関係を更に具体的に見出し、対策工法に関連付ける。	伸縮計による方法
地表の動きが引張か圧縮かによって、地すべり土塊を力学的な運動ブロックに分割して、安定解析を行う。	
地表歪の累積状況により、地すべりの発生を予知したり、潜在性地すべりを判定する。	地盤傾斜計による方法

4-4-2 地盤伸縮計による調査¹⁰

伸縮計は各調査測線に沿って地すべりの運動方向に平行に設置し、副測線沿いや地すべりの中間部、末端部では、明瞭な亀裂や段落ちのある場合に適宜設置するものとする。調査の結果は縦軸に地盤伸縮量、横軸に期日を取り、降水量又は地下水位と対照できる図にまとめること。

図 2-4-4 に測定結果のとりまとめの例を示す。図 2-4-3 は伸縮計の設置方法を示したものであるが、このうち、計器固定杭は、固定するのに十分な断面を有する材料とし、1m 以上打込みを行い、スパンは原則として 15m 程度以下とする。また、両端の高低差は 5m 以内とし、インバー線は木樋や塩ビ管で保護しなければならない。なお、保護管がインバー線に接触しないよう特に注意が必要である。計器の精度は 0.2mm 以上のものとする。

なお、次項の傾斜計の場合も同様であるが、融雪、梅雨、台風期をカバーすることにより地すべりの性質に対する有力な情報を得ることがあるので、調査の目的に応じ、観測を 1 年以上継続することが望ましい。

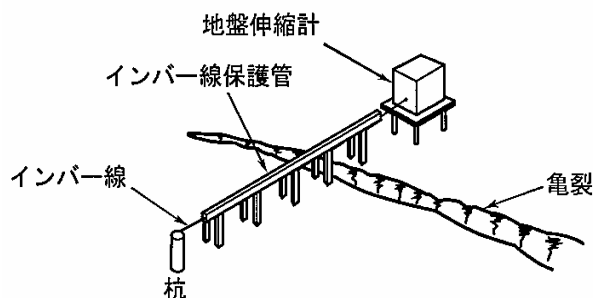


図 2-4-3 伸縮計設置概略図

⁹ 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 調査編 - p.209

¹⁰ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.28

地すべりの全体的な動きを把握するために、伸縮計を主測線に沿い連続的に設置することもある。長期観測が必要なので耐久性のある材料・機構とすることが望ましい。

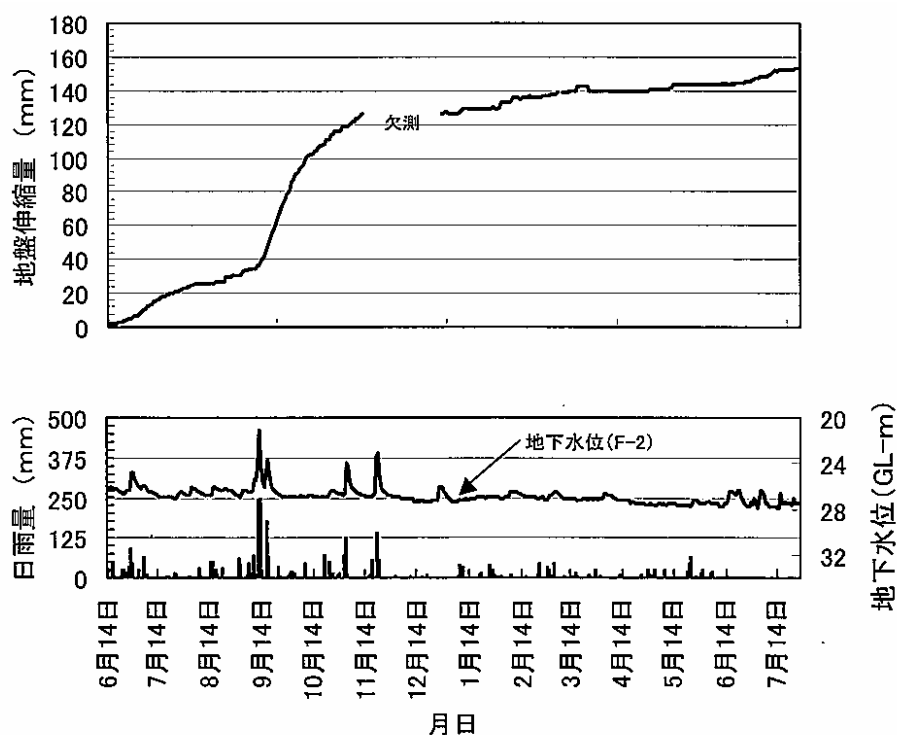


図 2-4-4 地盤伸縮計測定結果

表 2-4-2 地盤伸縮計観測結果による地すべり判定基準¹¹

変動種別	日変位位置 (mm)	累積変位量 (mm/月)	一定方向へ の累計傾向	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

4-4-3 地盤傾斜計による調査¹²

地盤傾斜計は、地すべり運動の不明瞭な地域の安定度を推定するために行うもので、特に調査主測線沿いの運動ブロックの上方斜面には、地盤傾斜計を設置して、地すべりの広大の可能性を検討しなければならない。必要に応じて運動ブロックの両側の斜面や、運動ブロック内の安定性を検討するときにも行う。観測は活動中の地すべり挙動を把握する場合には連日、活動の予測を行う場合には3～7日に1回の観測とし、必要期間継続観測を行う。調査の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、降水量又は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 2-4-5 に傾斜量の測定結果の例を示す。

¹¹ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.29p

¹² 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.29,30、建設省河川砂防技術基準（案）同解説 調査編 - p.211～213

地盤傾斜計を設置する際は、まず地表上を約 20cm 掘削し、頭部に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、設置台とする（図 2-4-6 参照）。この設置台は計器格納用の木箱で覆っておく必要があり、傾斜計として水管式のものが簡便である。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、主軸（分度板の付いた軸）を N、E 側として設定する。

測定結果は表 2-4-3 に示す形式に従ってとりまとめ、日平均累積量、傾斜方向を求めるものとする。

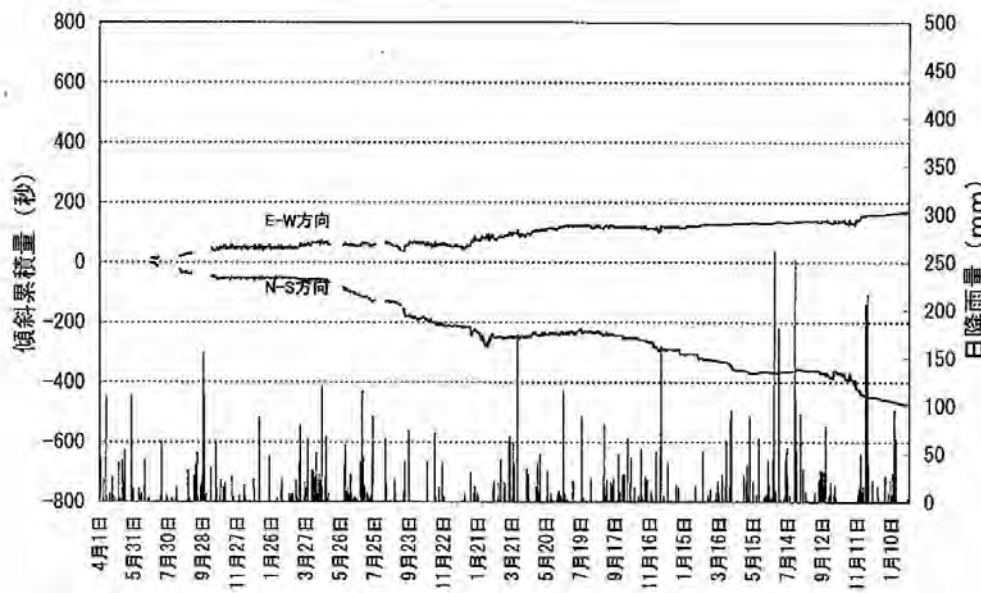


図 2-4-5 地盤傾斜計変動図

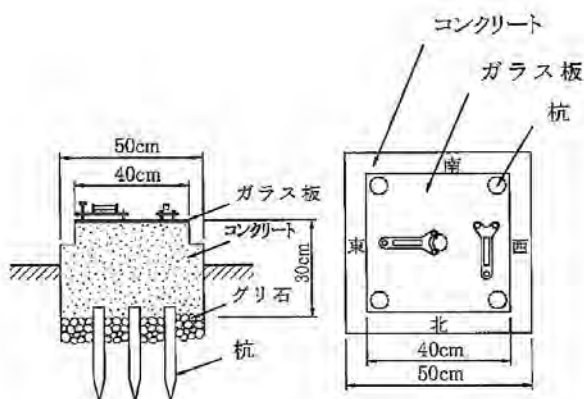


図 2-4-6 地盤傾斜計設置図

表 2-4-3 傾斜解析計算表

月 日	測 定 日 数 (n)	N-S 方向変動量(X) (秒)	E-W 方向変動量(Y) (秒)	最大傾斜角 $\theta_n = \sqrt{X^2 + Y^2}$	$(\theta_n - \bar{\theta}_n)^2$	N-S 累積量 (x)	E-W 累積量 (y)	摘 要
	1							
	2							
	3							
	⋮							
	⋮							
	n-1							
	n							
Σ				Σθ _n	Σ(θ _n - $\bar{\theta}_n$) ²			

計算は次のような方法で行って日平均変動量（ $\bar{\theta}_n$ ）傾斜運動方向（ \cos 又は \tan ）などを求める。

$$\bar{n} = \frac{\sum n}{n} \quad S = \sqrt{\frac{\sum (\theta_n - \bar{\theta}_n)^2}{n}}$$

日平均変動量= $\bar{n} \pm S$ (S : 標準偏差)

注) $\tan^2 \bar{n} = \tan^2 X + \tan^2 Y$ n 、 X 、 Y が微小な場合 $\bar{n}^2 = X^2 + Y^2$

$$\text{傾斜運動方向} \quad \cos \phi = \frac{\tan \sum X}{\tan \sum n} \quad \text{又は} \quad \tan \phi = \frac{\tan \sum Y}{\tan \sum X}$$

$$X、Y、n \text{ が微小な場合} \quad \cos \phi = \frac{\sum X}{\sum \theta n} \quad \text{又は} \quad \tan \phi = \frac{\sum Y}{\sum X}$$

地盤傾斜計の主脚（分度板）を N 及び E 方向に向けて設置した場合の傾斜運動方向は表 2-4-4 から求める。

以上の結果、日平均変動量が概ね 5 秒 / 日を超えている場合は、現在活動中の地すべりであり、特に傾斜運動方向が地形上の傾斜方向と一致している場合は、その安定が非常に悪いといえよう。

表 2-4-4 正負と傾斜方向の関係（今回の読み - 前回の読み）

N-S方向	-	-	+	+
E-W方向	-	+	-	+
傾斜方向	N ° E	N ° W	S ° E	S ° W

表 2-4-5 地盤傾斜計観測結果による地すべり判定基準¹³

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	"	準確定	緩慢に運動中
" C	1以下	20以下	ややあり	"	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

4-4-4 測量による調査（移動杭調査）¹⁴

測量による調査は、主として地すべりの運動方向が不明瞭な場合や運動の激しい場合に用いるものとする。このため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三角測量、空中写真による測量等を用いる。

一般には、地すべり地以外の固定点を基準とする見通し測量が多く用いられる。これは見通し線上に並べた測点の変位を測線に対する直角方向で測定する方法で、2 測線の交点付近では次式によりその方向と移動の絶対量 (c)を知ることができる（図 2-4-7 参照）。図 2-4-8 のように A、B 各線の交点の移動量をそれぞれ a、b とすれば

$$\theta = 90^\circ + \alpha + \tan^{-1} \left(\frac{b - a \cos(\beta - \alpha)}{a \sin(\beta - \alpha)} \right), \quad (\text{変位量}) \quad c = \sqrt{\frac{a^2 + b^2 - 2ab \cos(\beta - \alpha)}{\sin(\beta - \alpha)}}$$

この場合、各測線両端の基準点は地すべり運動のない地点に置くことが条件で、このために付近に地盤傾斜計を置いてチェックする必要がある。地形的に見通しの悪い地すべり地では三角測量によって測点の移動状況を調

¹³ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.30

¹⁴ 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 調査編 - p.214

べる。この方法は手間のかかる割に精度があまりよくない。最近では航空写真測量の発達により、運動の活発な地すべり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も開発されつつある。又、人工衛星を用いた GPS 測量も実用化されつつある。

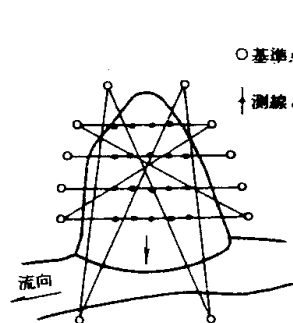


図 2-4-7

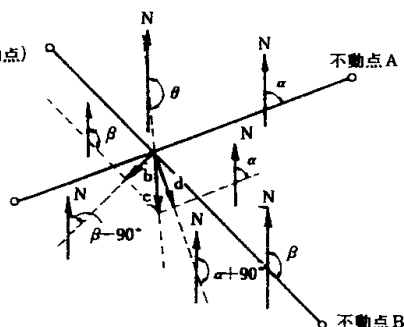


図 2-4-8

4-4-5 GPS 測量による方法¹⁵

近年では、地表面の移動状況を調査する手法として GPS 測量による方法が開発されている。伸縮計、地上測量等による方法では地すべりの規模が大きい場合や地すべり多発地帯では確実な固定点を確保できないことが多く、困難を伴う場合等に GPS 測量を行うことがある。

4-5 地質調査¹⁶

4-5-1 目的

地質調査は地下構造や地質、土質を調査するため主として垂直ボーリングによって行うものとし、オールコア採取を原則とする。また、このボーリング孔を利用し必要に応じて次の項目の調査等を行うこと。

- | | |
|------------|----------------------|
| 1) すべり面調査 | 5) 標準貫入試験等の原位置試験 |
| 2) 地下水位観測 | 6) 土質試験のための乱さない試料の採取 |
| 3) 地下水検層試験 | 7) 各種の物理試験など |
| 4) 地下水追跡試験 | |

ボーリング孔径は 66mm 以上とし、採取されたコアは長さ 1m 単位で 5m 分の入るコア箱に整理する。このボーリングはコア判定のために行うものであるから、採取率 100% を目標にして行い、50% 以下になることのないよう留意する。特に採取率の悪い地層は無水掘りで局部的に完全コアを揚げる。またコア箱にはコアのみを入れ、スライムを入れてはならない。

(備考)

ボーリングデータを含む地質・土質調査報告書は、兵庫県の地盤情報のデータベース化のため(技術企画課が担当)、4~5 年に 1 回収集されるので、それを考慮の上、整理・保存を行うこと。

4-5-2 配置と長さ

ボーリングは主測線に沿って、30~50m 程度の間隔で、運動ブロック内に 3 本以上及びブロック外の上部斜面に少なくとも 1 本以上の計 4 本以上行うものとする。また、副測線上でも原則として 50~100m 間隔程度に応じて行うこと。また、基盤内に断層、破碎帯が分布していたり、地層構造が複雑であったり、すべり面の分布が複雑な場合には、別途補足のボーリングを行うものとする。1 本の調査ボーリングの長さは、孔底が基盤内に少なくとも 5m 以上入るようにする。¹⁷

¹⁵ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.31

¹⁶ 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 調査編 - p.205

¹⁷ 地すべり・斜面崩壊の実態と対策 - p.100

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本当たりの長さを地すべりブロック幅の1/3程度とし、実施に当って長さを調整する。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本以上配置するものとする。

またボーリング配置を図示すれば図2-4-9のとおりである。

地質調査ボーリングの結果は表2-4-6に示す様式に整理するものとする。

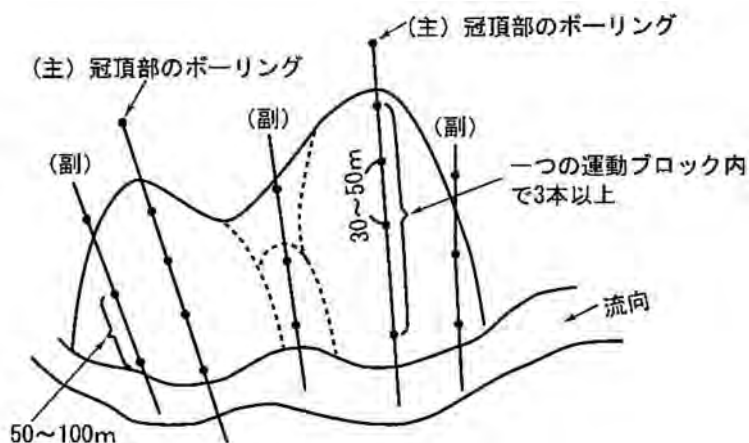


図2-4-9 測線沿いのボーリング配置

表2-4-6 調査ボーリング結果表¹⁸

平成 年度		地区調査ボーリング柱状図																					
1. 概要																							
試錐孔番号		総掘進長	m		土質試験有無																		
標高		総コアー長	m		標準貫入試験有無																		
方向角度		平均コアー率	%		コアー判定責任者																		
掘削期間	月 日～月 日	最終水位	m		機械操作者																		
試錐孔径		各種施工検層名			使用機械																		
2. 柱状図																							
1 月	2 標	3 深	4 層	5 地	6 地	7 硬	8 色	9	10 孔	11 漏水・湧水量	12 ケーシング	13 コアー採取率	14 コアー長さ	15 送水	16 地すべり面測定器位置	17 標準貫入試験				18 標			
日	尺	度	厚	質	質	軟	調	観察事項	水位	量	シ	率	量	量	位置	打撃深度	N 値	N 値曲線					尺
	(m)	(m)	(m)	号	名				(m)	(t/min)	(t)	(%)	(t/min)	(m)	(m)	(m)		10 20 30 40 50 60					
1	1																		1				
2	2																		2				
3	3																		3				
4	4																		4				
10 3	7	7	8	9	12	12	8	8	34cm	8	6	10	10	7	7	10	5	5	5	5	5	7	8 10
25																			25				
29																			29				
30																			30				
記入要領																							
別紙の記入要領をこの余白に必ず記入すること。																							

¹⁸ 土木設計業務等委託必携 - p. -2-63、 -2-1

4-6 すべり面調査¹⁹

4-6-1 目的

すべり面調査は、すべり面を判定するために行うもので、地すべり地の地形、地質、地すべりの規模等に応じて最も適切な手法を用いて行うものとする。

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、パイプ歪計、孔内傾斜計、縦型伸縮計、多層移動量計、クリープウェルによる方法があり、すべり面が明確で無い場合又は地すべり活動が速い場合は、パイプ歪計がよく使用される。

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。

4-6-2 ボーリング調査による判定

(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、半月型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(カミダ)や削痕(サツ)、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2-4-10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。



図2-4-10 地すべり斜面の構成

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。

- 軟弱粘土層の存在、崩積土の下面、風化岩あるいは岩盤上部、異種の岩石などの境界部、
- 岩盤中の軟弱挟み層あるいは破碎部の存在、堆積岩中における堆積構造の乱れの存在、
- 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、コアと同様の観点ですべり面判定に活用する。

¹⁹ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.18

4-6-3 すべり面測桿(ソッカ)による判定²⁰

ボーリング孔内に短いパイプを挿入しておき、一定期間後にこのパイプを引き上げると孔曲がりをした深度で止まる。さらに孔口より同種のパイプを下げるとこの位置で停止するのですべり面を確認できる。

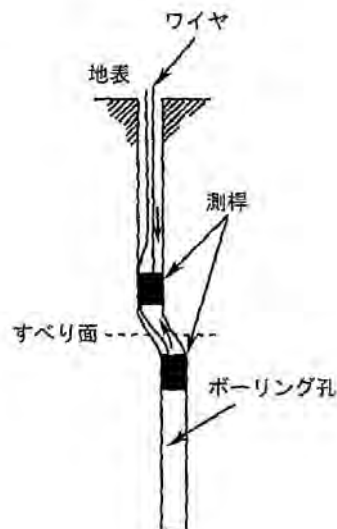


図2-4-11 すべり面測桿によるすべり面の判定

4-6-4 パイプ歪計による判定²¹

パイプ歪計によるすべり面の計測方法の特徴は、ボーリング孔全長にわたってその曲がりを測定できることである。パイプ歪計は普通1mの塩ビ管等のパイプに1対(2枚のストレインゲージ)ないし2対のゲージを1方向に貼り、コードをパイプの外側に通したものをを用いている。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あるが、運動方向が不明の場合は1個所につき直角2方向に計4枚のゲージを貼布したものを用いる。(図2-4-13)

また、パイプ歪計をボーリング孔に設置するとき、孔壁とパイプの間の空隙はセメントミルクまたは砂等(最近はアクリル系の薬液による重合剤が効果をあげている)を用いて完全に充填すること。セメントミルクで充填した場合は、別途地下水観測孔が必要になる。

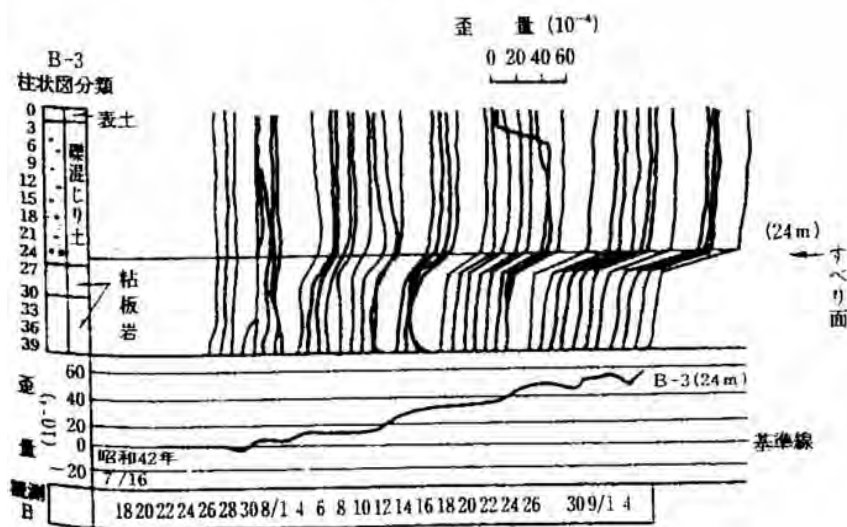


図2-4-12 歪変動累積図

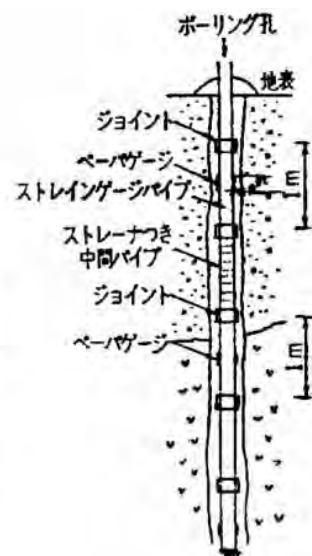


図2-4-13 パイプ歪計設置図

²⁰ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.19

²¹ 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 調査編 - p.207、地すべり防止技術指針及び同解説 - p.19

また、ゲージの測定は原則として7日に1回とするが、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。また、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。

計測の場合はその結果を歪変動累積図に整理し、表2-4-7に示す判定基準によってすべり面と判断する。累積傾向のないものはいかに測定値の変動が著しくても、すべり面と判定してはならない。逆に、歪量が小さく変動C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。図2-4-12に歪変動累積図の例を示す。

表2-4-7 パイプ歪計観測結果による地すべり判定基準

変動種別	累積変動値 (μ (マイクロストレーン)/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	"	準確定	緩慢に活動しているクリ ープ型地すべり
" C	100以下	ややあり	累積、継続 攪乱、回帰	"	潜 在	すべり面存在有無を断定 できないため、継続観測が 必要
" D	1,000以上 (短期間)	なし	継続、攪乱 回帰	なし	異 常	すべり面なし 地すべり以外の要因

4-6-5 孔内傾斜計による判定²²

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。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。

欠点は孔曲りが激しくなると計器を挿入できなくなることがあり、使用できるのはすべり量の小さい、ゆっくりした地すべり地に限定されること、および測定器自体がやや高価なことがあげられる。

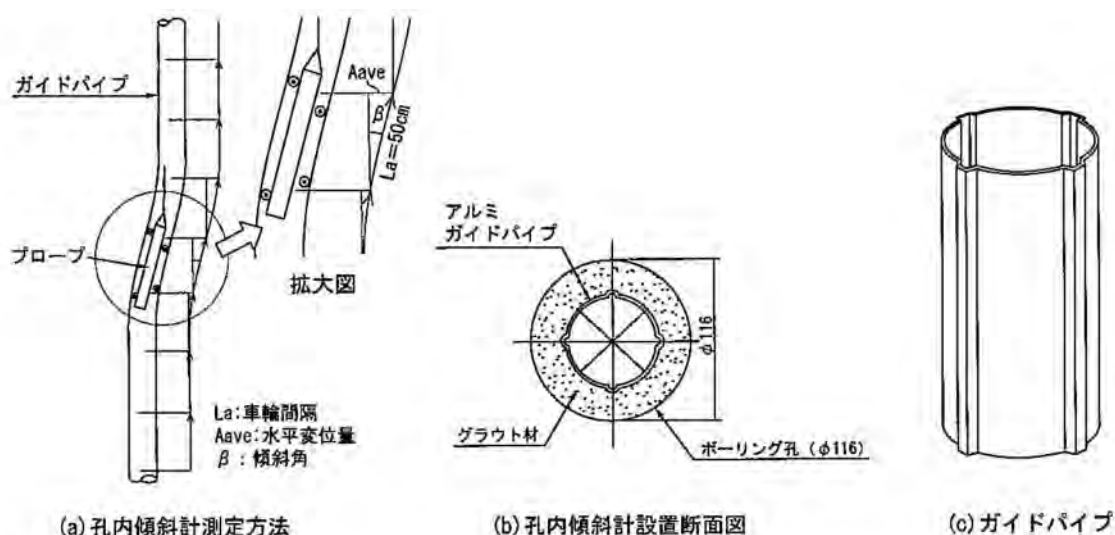


図2-4-14 挿入型孔内傾斜計の概要図

²² 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.21,22

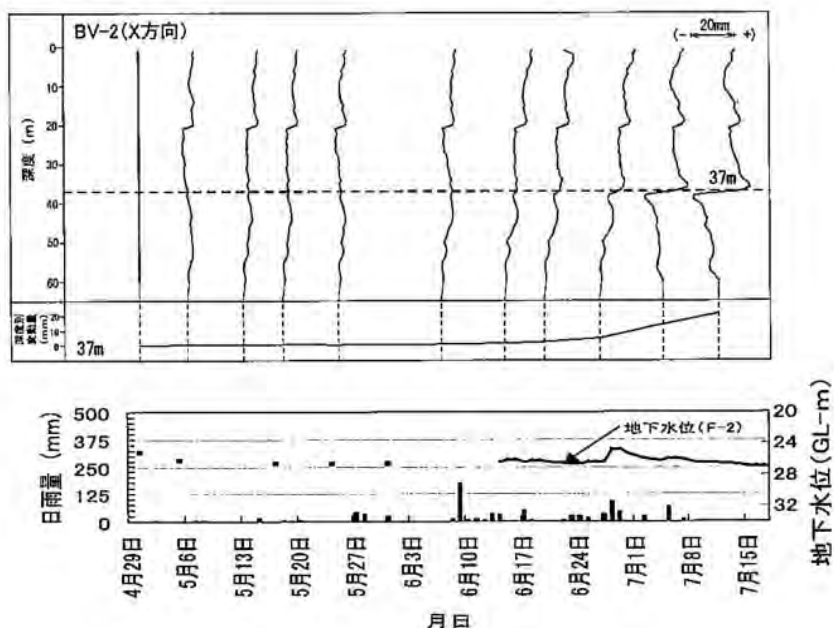


図 2-4-15 孔内傾斜計による変動累積図の例

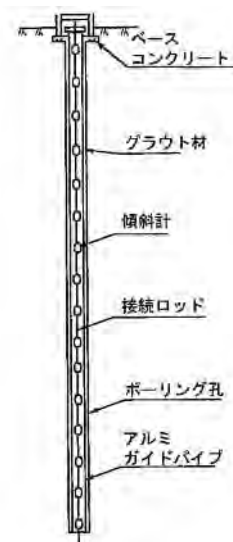


図 2-4-16 設置型孔内傾斜計の設置全体図

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が累積する位置をすべり面と判定する。計測に当たっては、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。

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2-4-16にその設置の概要を示す。

4-6-6 縦型伸縮計による判定²³

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盤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、すべり面をはさ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2-4-17にその概要を示す。また、積雪により地表変動調査が困難な場合は、地盤伸縮計の代用とすることがある。

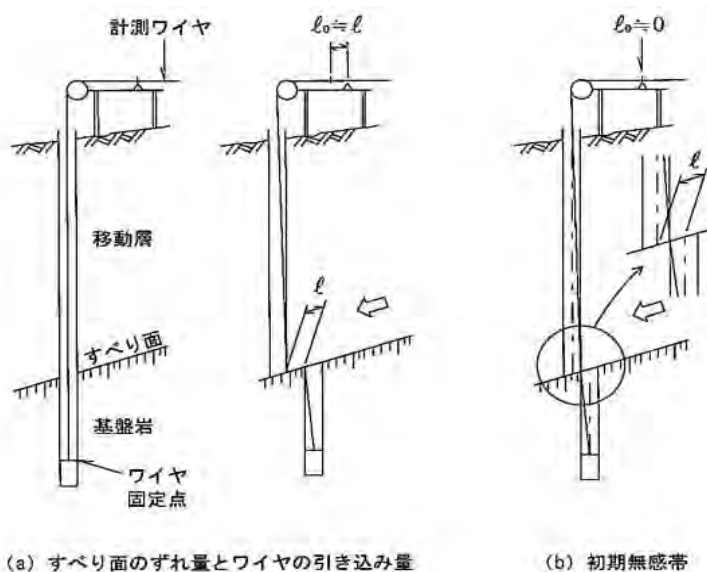


図 2-4-17 縦型伸縮計の概要図

²³ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.22

4-6-7 多層移動量計による判定²⁴

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、地すべり土塊内に鉛直に設置された塩ビ管内の任意の複数深度にワイヤを固定して、地上部へと導かれたワイヤの伸縮量を計測するものである。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、滑車ごとに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2-4-18)。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。

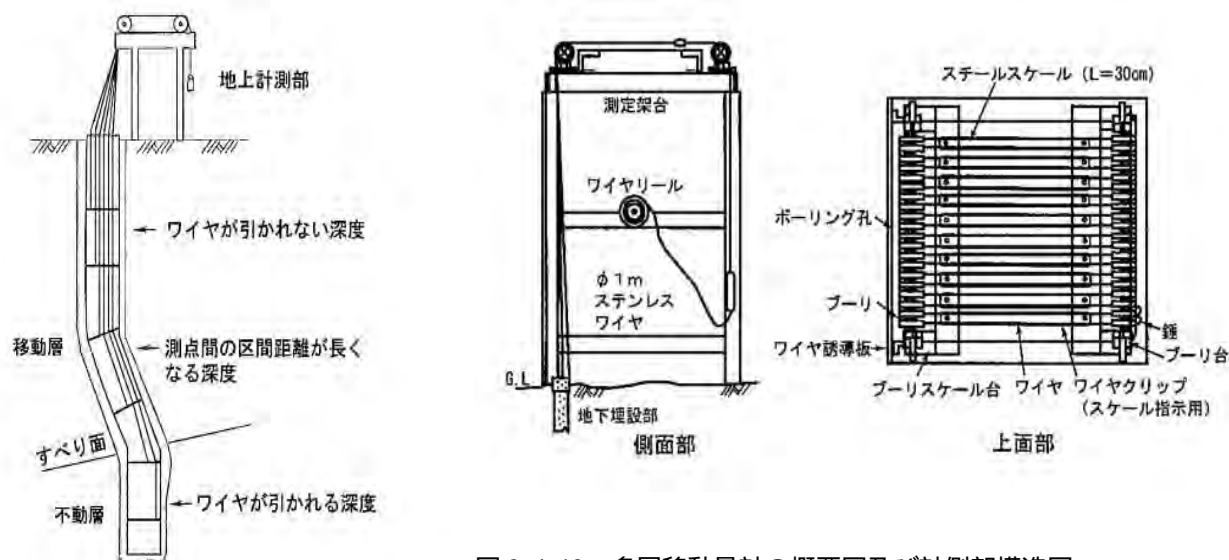


図 2-4-18 多層移動量計の概要図及び計測側部構造図

4-6-8 クリープウェルによる判定²⁵

地すべり地において、基盤岩までライナープレート製の井戸を掘り、施工後、鉛直方向のボルト締めを解放すると、井戸は高さ10～50cmごとのライナープレートのリングで積み重ねられた形になる。このライナープレート中にすべり面が存在する場合、ある深度でリングのズレが生じ、すべり面深度及び移動量を特定することができる。クリープウェルを用いた場合、すべり面の観察や土質試験に用いる不攪乱試料の採取が可能となる。図2-4-19にその概要を示す。

クリープウェルを設置する際には、掘削面(壁面)の観察を行い、写真と展開図で記録しておくとともに、必要に応じて、土質試験に用いる試料採取を行う。クリープウェルを活用して、揚水試験等の地下水調査を行うことも有効である。

クリープウェルの直径は、坑内作業の安全性を考慮して、集水井と同等とする。

また、一連の調査実施後に、クリープウェルを地下水排除工として活用することも有効である。

²⁴ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.23,24

²⁵ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.25

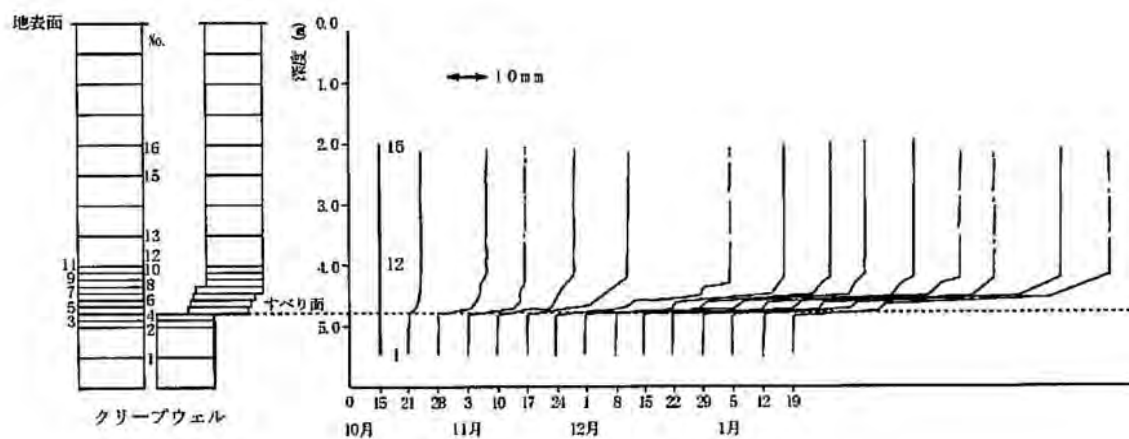


図 2-4-19 クリープウェルの概要図

4-6-9 計測機器類の特徴²⁶

すべり面調査に関する各計測機器の性能を表2-4-8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2-4-8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が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。

表2-4-8 計測機器類の特徴

計測項目 計測機器	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
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	10cm程度
縦型伸縮計	(測定不能)			200cm程度
多層移動量計	1.0m	30m程度		200cm程度
クリープウェル	0.1～0.5m	20m程度	10.0mm	100cm程度

4-7 地下水調査

4-7-1 目的²⁷

地下水調査において、斜面の安定解析を行う基礎資料を得るため、地すべり地の地下水の供給経路、地すべり地内における分布、性質、流動傾向及び圧力関係を調査するものとする。調査は必要に応じ、表 2-4-9 に示す項目について行うこと。地下水調査の目的と種類は表 2-4-10 の通りである。地下水位の測定及び地下水流動層の把握(地下水検層)は必ず行うものとする。

²⁶ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.26

²⁷ 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 調査編 - p.214

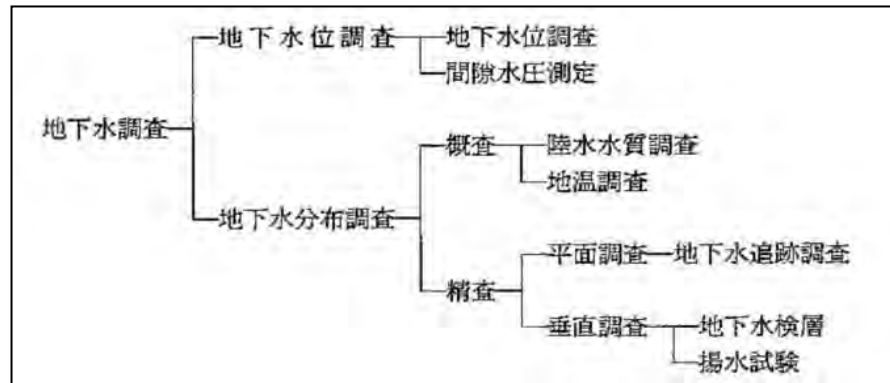
表2-4-9 地下水調査の項目²⁸

表 2-4-10 地下水調査の目的と種類

目 的	調 査 項 目
すべり面に作用する間隙水圧の把握	間隙水圧の測定、地下水位測定
地山地下水位変動と降雨との相関などの検討	地下水位測定
地山地下水の流動層の把握	地下水検層
地山地下水の流動方向の把握	地下水追跡、水質分析
地山地下水の分布の把握	電気探査、地温探査、水温調査、水質分析
地山の透水性	透水試験、揚水試験

4-7-2 地下水位測定²⁹

地下水位測定は調査ボーリング孔を利用して、少なくとも主測線沿いのボーリング孔では一定期間必ず行うものとする。

連続的に水位変化を測る場合には自記水位計が用いられる。自記水位計にはフロート式(図 2-4-20)と水圧式(図 2-4-21)の水位計がある。

(1) フロート式水位計

フロート式はボーリング孔用の特殊なフロートを用いたもので、製品は市販されている。この場合フロートと孔壁の間に摩擦を生じたり、錘とフロートとの間のバランスが悪かったり、機械のフリクションが大きかったりすると、水面変化にうまく追従しない場合がある。特に、地下水位の変化の速度は河川等と比べて緩やかであるから、この水面追従機構の維持には注意すべきである。特に同一のボーリング孔内に錘とフロートの両方を入れることは摩擦を大きくする原因になるので、ボーリング孔のすぐ横に 5m 程度の錘用の孔を掘り、フロートと錘は別に設置する必要がある。

(2) 水圧式水位計

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泥土の堆積、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。

²⁸ 土砂災害対策-崩壊・地すべり・落石・飛砂対策(1) - p.228

²⁹ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.34,35,37,38

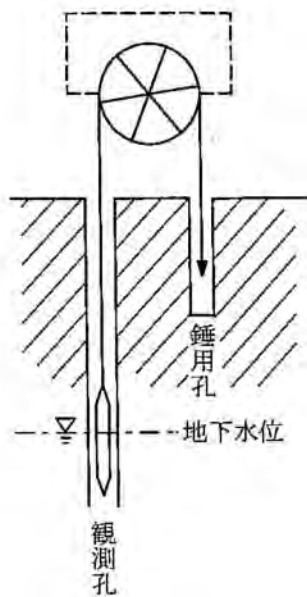


図 2-4-20 フロート式水位計

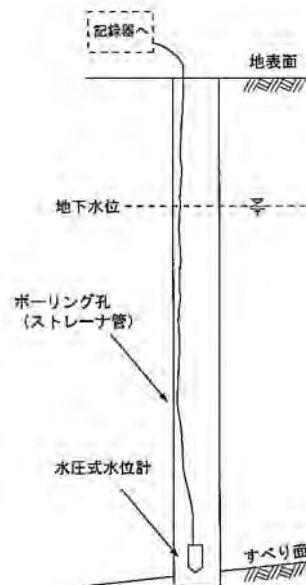


図 2-4-21 水圧式水位計

(3) 触針式水位計

簡単な方法として、触針式水位計（測深法）による方法がある。触針式水位計はテープ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正確に測定する方法である。

測定は毎日定時に行い、その結果は当日の降水量及び地表変動量との対照図として整理し、すべりとの相関性の有無の検討、地すべり対策決定の基礎資料とする。

(4) ボーリング掘進中の水位変動

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。またボーリング終了後は孔内の地下水を長期間連続観測し、地下水位を把握することが必要である。

地すべり地では、ボーリング調査中に孔壁崩壊や押し出しなどを生じる可能性が高く、掘進深度までケーシングを挿入する場合が多く見られる。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2-4-22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4.00～7.00mには地下水帯が分布していると推定できる。

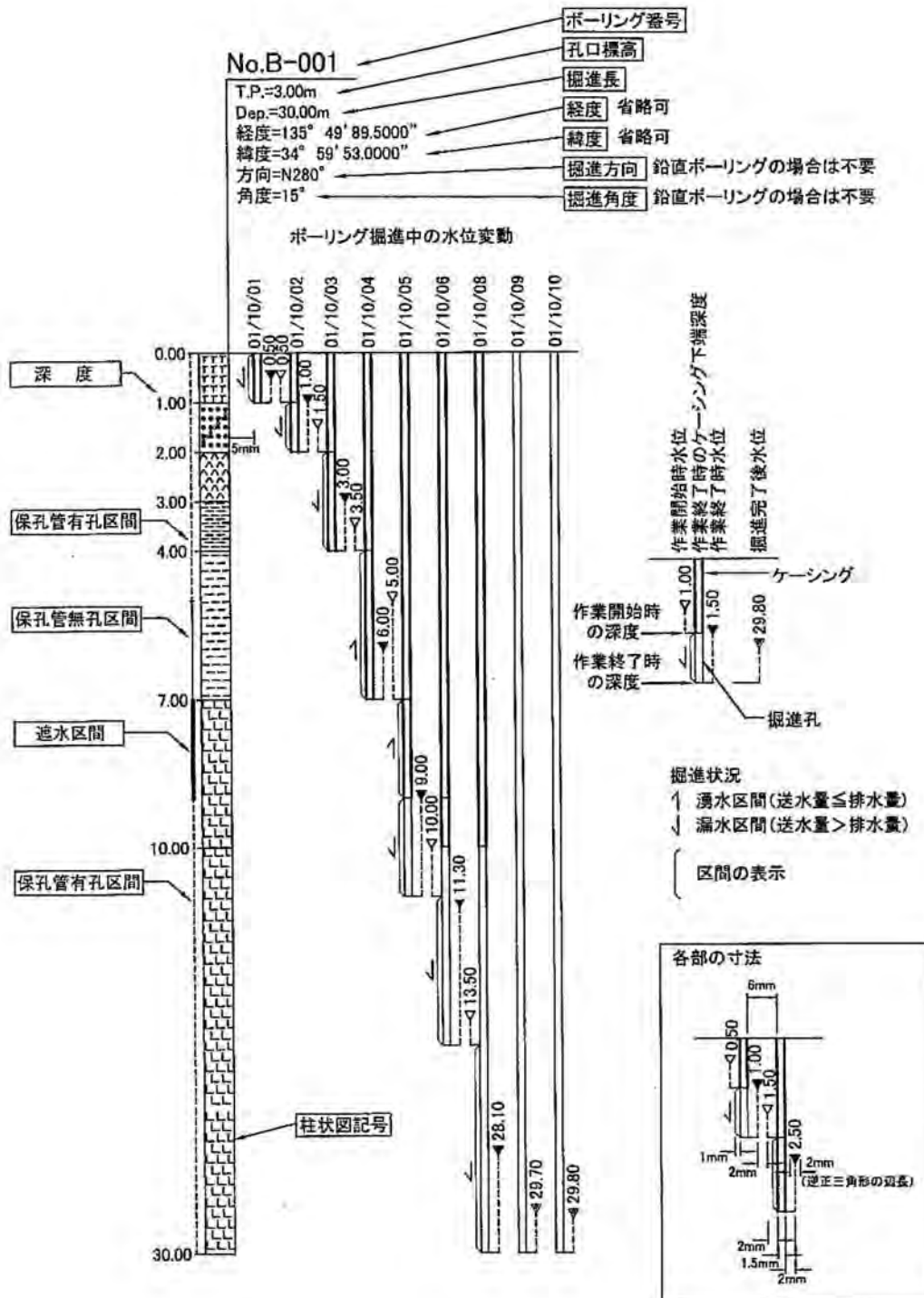


図 2-4-22 ボーリング掘進中の水位変動の記録例

4-7-3 間隙水圧の測定³⁰⁾

地すべり土塊の安定について直接影響を与えるのは、すべり面付近の土の間隙水圧である。間隙水圧の上昇がすべり面の抵抗力を著しく減じ、地すべり運動を活発化させる。間隙水圧を現地で直接測定することは困難であるので、あくまでも簡便・代用として安定解析の要素に地下水位をもってこれに代用している。(ボーリング孔内の地下水位は、地層の状況によってしばしば亀裂の発達した地層から逸水したり、優勢な滞水層の水位だけが現れていることが多い。)

精度に問題があるが、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

³⁰⁾ 地すべり防止技術指針及び同解説 p.36、57

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。いずれの方法を用いるにしても、事前のすべり面と流動層の把握が重要であり、土中の間隙の圧力を正確に伝えるには土粒子の間隙が非常に小さいため(粘性土であるから)、精密な機構を必要とする。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2-4-23)。

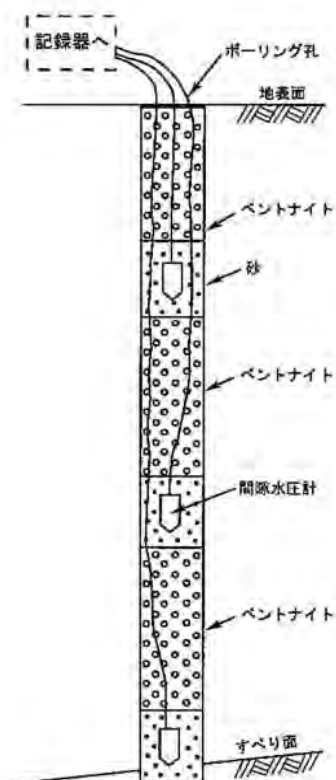


図 2-4-23 埋設型間隙水圧計(複数深度で計測する場合)

4-7-4 地下水検層試験³¹

地下水検層試験は、地すべり地の頭部付近や主側線沿いの地下水位の高いところで行う。また、地下水排除工を導入することが予想される場合には必ず行うものとする。

結果は電導度柱状図に整理し、地下水の垂直的な分布位置を把握する。

図 2-4-24 に地下水検層測定結果の例を示す。

本試験は、地下水の流動層の位置及び流動状況を垂直的に調査解析するためのもので、地下水排除工の設計上欠かせぬものであり、流動層の幅、勾配、連続性を確認するため、少なくとも斜面上部の 2 本のボーリングで必ず実施する必要がある。手順は次のとおりである。試験に際し、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水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大きく変化するから、これを時間の経過につれて測定し流動層の確認を行う。試験器は電極を 25cm ごとに付けたコードの束状のものである。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 分などの時間間隔で孔内水の抵抗値を測定する。以上の結果を、食塩投入直後又は 10 分後を基準として各時間ごとの抵抗値の変化を地質柱状図に対比させて記入し、地下水流動面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。

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、真の地下水位、流動層が検出できない場合があり、

³¹ 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 調査編 p.216

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ごとに地下水検層試験を行うこともある。

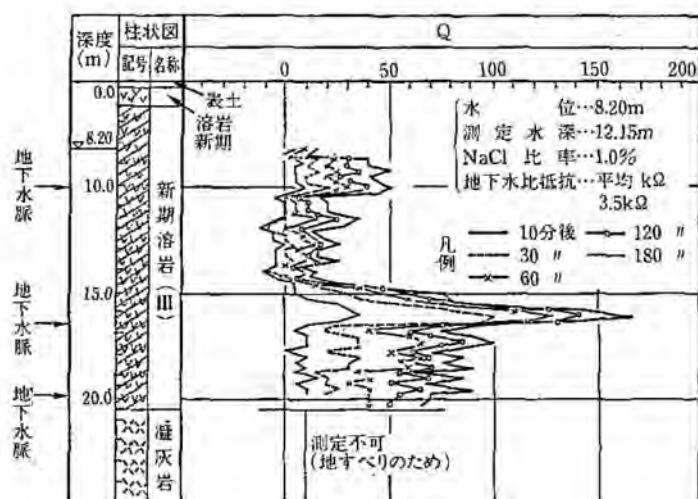


図 2-4-24 地下水検層試験別測定結果

4-7-5 簡易揚水試験³²

簡易揚水試験は地すべり地の土層の透水係数を把握するために行うものとし、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、必要に応じて実施するものとする。

ボーリング孔を利用した地下水調査結果を解析する場合には、ボーリング孔周辺の土層の透水係数は欠かすことのできない重要な要素である。また、地下水検層試験で良好な結果が得られない場合にも、簡易揚水試験では良好な結果が得られることもあるので、簡易揚水試験を行っておくことが望ましい。

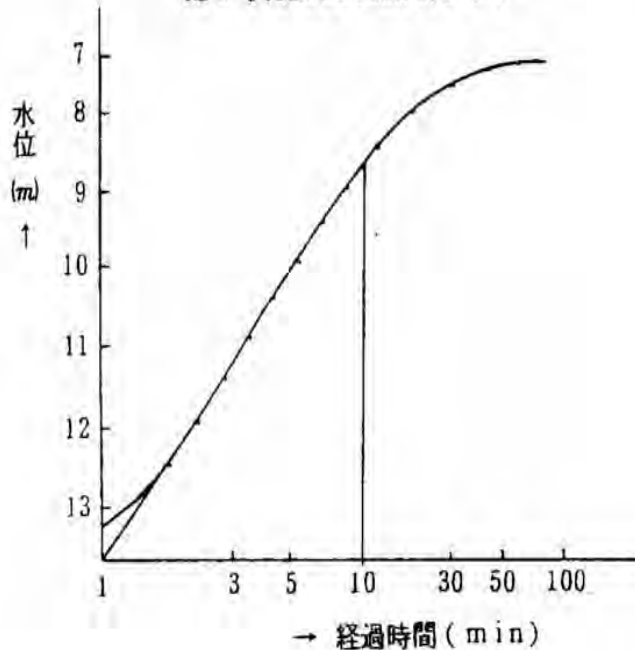
土層の透水係数を厳密に測定するには、地すべり調査（地質調査等）と兼用するボーリング孔では孔径及び配置等の制約により不十分な場合が多いので、一般には簡易揚水試験により土層の透水性を判定するのが便利である。簡易揚水試験の方法は次のとおりである。

簡易揚水試験は、ボーリング掘進に当たって、2～3m ごと程度に簡易な揚水器により孔内水を一定水位になるまで汲み上げて、その汲上量を求める。一定水位に達した後に汲み上げを中止し、時間～水位回復曲線を求める。この回復曲線にヤコブ式を適用して、各深度ごとの土層の透水係数を算出する。

³² 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 調査編 p.217

No. 2 号孔揚水試験解析グラフ

試験区間 14.00 ~ 17.00m



試験前水位 = 5.23m

揚水水位 = 13.00m

揚水量 = 2.55 ℓ / min

揚水量 (Q) = 42.50 cc / S

帯水層厚 (b) = 300cm

水位回復量 (ΔS) = 444.0cm

透水係数 (K)

$$= \frac{2.3Q}{4\pi \cdot \Delta s \cdot b} = \frac{0.183Q}{\Delta s \cdot b}$$

$$= \frac{0.183 \times 42.50}{444 \times 300}$$

$$= 5.84 \times 10^{-5} \text{ cm/S}$$

図 2-4-25 揚水試験記録³³表 2-4-11 土質と透水係数 K³⁴

	粘土	沈泥	微細砂	細砂	中砂	粗砂	小砂利
粒径 (mm)	0~0.01	0.01~0.05	0.05~0.10	0.10~0.25	0.25~0.50	0.50~1.0	1.0~5.0
k(cm/sec)	3×10^{-6}	4.5×10^{-4}	3.5×10^{-3}	0.015	0.085	0.35	3.0

地層	空隙率 (%)	保水率 (%)	有効空隙率 (%)	地層	空隙率 (%)	保水率 (%)	有効空隙率 (%)
沖積れき層	35	10	15	洪積砂れき層	30	10~15	15~20
細れき層	35	20	15	砂層	35~40	5~10	30
砂層	30~35	10~15	20	ローム層	50~70	30~50	20
泥粘土質層	45~50	30	15~20	泥層粘土層	50~70	45~60	5~10

k (cm/sec)	10^2	10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
土砂の種類	きれいな砂利		きれいな砂 きれいな砂と砂利 の混合			非常に細かい砂, シルト など				不透水性の土, 粘土など		
	滞水層					難滞水層		非滞水層				
排水状態	良					良くない		きわめて悪い				

³³ 「水理公式集」 - p.381³⁴ 「砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法」 - p.310

4-7-6 地下水温度検層³⁵

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。地下水位が低く、地下水検層が実施出来ない場合に用いられる。

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2-4-26に多点温度検層装置の概要を示す。

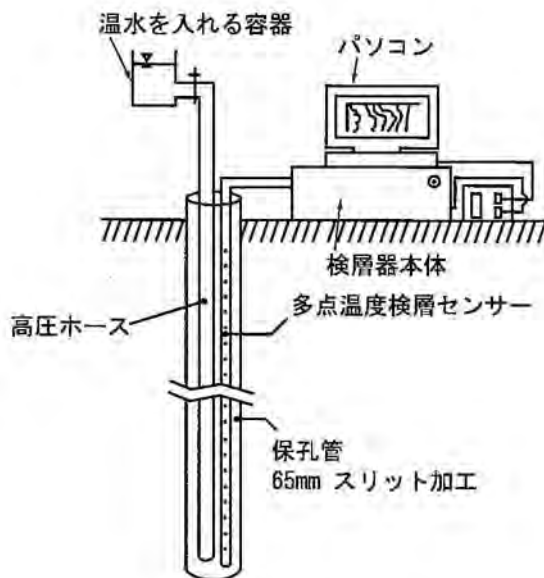


図 2-4-26 多点温度検層装置概要図

4-7-7 地下水追跡試験³⁶

地下水追跡試験は、調査ボーリング孔を利用して地下水中に水溶性の色素、食塩、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、地下水の流路を推定する。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して行うこと。

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広散が遅く、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。このためには任意の深度で採水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、トレーサにCaイオンのような自然水にも多量に含まれているものを使用する場合は、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とって、その分散値を超えるような値をもって検出したものとする(図2-4-27参照)。また、トレーサ投入孔と採水孔との距離、及び検出時間から概略の透水係数を求め、地下水排除工の設計に資することができる。

なお、トレーサ(追跡用薬剤)は食塩、フローレセンソーダ等の毒性のないものを使用することを原則とする。

³⁵ 地すべり防止技術指針及び同解説 p.41

³⁶ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.42

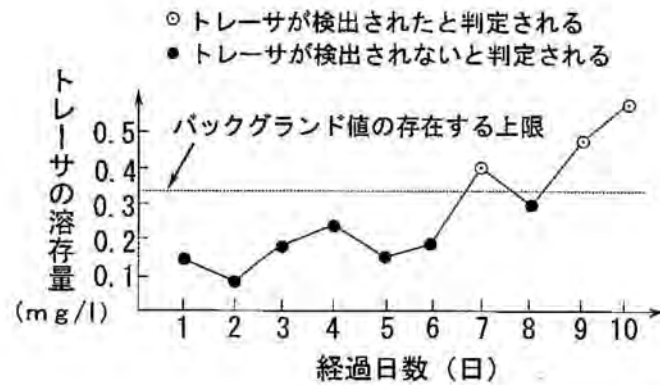


図 2-4-27 トレーサの検出結果図

4-7-8 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 $\pm 10 \sim 13$ 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。

4-8 土質試験³⁷

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。

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。

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。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、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。

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。

4-8-1 標準貫入試験及びサンプリング³⁸

ボーリングにより、標準貫入試験や孔内載荷試験のような原位置試験やサンプリング（乱さない資料の採取）を行う。

標準貫入試験は、深さ1mごとに行うことを標準とする。地層の構成が既知の場合には、地層ごとに実施することがあり、資料の採取の目的で任意の深度で行うこともある。

標準貫入試験は、土の強度の指標となるN値が得られるとともに、試験深度ごとの土の資料が採取され土を直接観察でき、必要に応じて土質試験の資料とすることができる。

標準貫入試験で求められるN値は土質試験により求められる強度定数、例えば土の粘着力、砂の内部摩擦角等

³⁷ 地すべり防止技術指針及び同解説 p.43

³⁸ 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 調査編 p.437

との関係が示されており、土に関わる設計においては極めて重要な指標となっている。

乱さない資料の採取は、自然状態における土の性質及び状態を実験室において試験するために行う。

資料の採取には、細心の注意を払い、土の強度が低下しないように行うものとする。そのため採取目的や土質に適応した信頼できるサンブラを使用するとともに、採取作業を入念にして、サンブラに衝撃を与えたり、含水量、温度、湿度の変化が無いようにする。乱さない試料の採取後は含水量の損失、振動による乱れを生じないようにする。

4-8-2 物理試験³⁹

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、すべり面を判定できることもある。

4-8-3 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返し一面せん断試験機も提案され、実用化されている。

4-8-4 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压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。

4-8-5 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のことが多い。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。

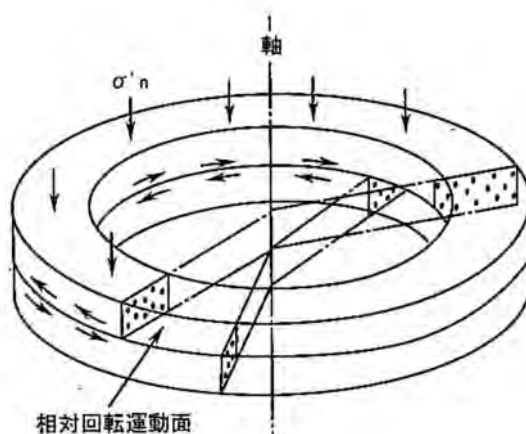


図2-4-28 リングせん断試験器

³⁹ 地すべり防止技術指針及び同解説 p.44

4-8-6 試料種類・強度別の試験機選定

表2-4-13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2-4-12 試料種類・強度別の試験機選定

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	、 C U	×	×	三軸圧縮
	、 C D、	、 C D、	、 C D、	繰返し一面せん断
	、 C D、	、 C D、	、 C D、	リングせん断
スラリー	×	、 C U	×	三軸圧縮
	×	、 C D、	、 C D、	繰返し一面せん断
	×	、 C D、	、 C D、	リングせん断
プレカット	×	×	×	三軸圧縮
	×	×	、 C D、	繰返し一面せん断
	×	×	、 C D、	リングせん断
含すべり面	、 C U、あるいは C D			三軸圧縮
	、 C D、			繰返し一面せん断
	、 C D、			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

C U：圧密非排水

(間隙水压測定)

C D：圧密排水

せん断変位量

：かなり大きくする

：大きくする

：少なくてもよい

第5章 解 析

5-1 解 析⁴⁰

調査結果の解析は「地すべり運動ブロック図の作成」、「地すべり断面図の作成」、「地すべり機構解析」の順序で行うものとする。

5-1-1 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は解析の基本資料とし、地形図上に調査の結果得られた地すべり運動ブロックを記入する。第2編第4章4-2-1参照。

作成方法として、地形図上に予備調査、概査及び精査の結果から得られた地すべり運動ブロックを破線等で記入する。この場合、地盤傾斜計等によって推定された潜在的な地すべりの範囲も破線で記入する。また、必要に応じてすべり面分布を示すすべり面等高線図を作成することもある。

(1)地質平面の作成

地すべり地における地質の判定は、一般的な地質判定を基礎とし、土質工学的観点に基づく判定が必要である。単なる岩石あるいは土質名の記載に留まらず、それらが地すべり変動に対してどのような特性を有するかの検討が必要となり、不動岩盤、不動土塊、次に移動土塊、移動岩塊（過去における変動の課程）の判定、さらにすべり層を形成し易い土質、岩質について検討を要するものである。地質解析はコア判定と同様、地質（土質）ならびに地すべりに対する高度の技術と経験を有する技術者が行わなければならない。

地すべり地は表面がほとんど崩積土によって覆われているため、地表踏査のみで地質図を作成することは困難である。地すべり地における地質分布図を作成する場合には、一般地質調査と同様、地すべり地内ならびにその周辺を十分踏査することはもとより、さらに崩積土の性状、地すべりの形態（地すべり頭部・末端・運動様式など）、および地すべり発生の素因となる地質構造などを十分把握した上で、ボーリング調査結果を参考として不動岩盤あるいは不動土塊上面の形態を地質分布図として表示する。

本図は調査・解析結果の総括図として利用するので、次の6項目についての表示もあわせて行う。

- | | |
|----------------------------|---------------------|
| ア 基盤岩（不動岩）の分布 | エ 地すべり範囲およびブロック |
| イ 基盤岩の走向および傾斜（Dip, Strike） | オ 地盤変動状況（傾斜・伸縮計の成果） |
| ウ 断層（破碎帯を含む）の位置および規模 | カ 岩盤等高線図 |

(2)地すべり運動ブロック図の作成

1) 運動ブロックの分割

運動ブロックの分割は微地形と運動状況によるものとし、一つの頭部を含む斜面や引張亀裂に、囲まれた斜面を一単位として分割し、各運動ブロック毎に危険度、重要度を検討し計画を立案する。

2) ブロック分割資料

地すべりブロック分割に必要な資料は、傾斜計・伸縮計による計測データ、地形図、基盤等高線図であり、ブロック活動性の判定は観測資料により目安をつけることができる。

- ア 伸縮計による測定の結果、引張歪の累積があれば、これが運動ブロックの頭部にあると判断でき、この考え方に立って縦断面図上で地すべりブロックの分類が可能である。
- イ 引張亀裂・圧縮亀裂の発生状況から、地すべりブロックの分類が可能である。
- ウ 基盤等高線から、その地形が一つの小流域を形成していると、これを一つの運動ブロックとすることが可能である。

上記によって、全域の各運動ブロックが判明し、各ブロック毎のすべり面の形が修正される。

5-1-2 地すべり断面図の作成

⁴⁰ 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 調査編 p.217

地すべり断面図は、地すべり発生運動機構を明らかにするために、各種解析結果が同一図面内で判明できるように作成する。主測線に沿った地すべりの地質断面図は、地すべりの機構を地形・地質的に把握する上で最も重要な情報を提供するものであり、これの良否が後述する地すべり機構・防止工法検討の成否を左右する。

(1) 地表面の変状・形態

地表面傾斜の変化点、亀裂、段落、池、沼、凹地、台地、調査ボーリング地点、各種計測器の位置を記入する。

特に地すべり頭部、末端地区の形、性状及び活動中の地すべりにあつては、亀裂の新旧の区別について詳記するとともに地すべり活動前後の地形図が判っていれば対比させる。(図2-5-1 参照)

(2) 各種調査による解析結果

断面図上での伸縮計、傾斜計等の各種計測器類による地盤変動調査及び地下水検層の結果より判定された帯水層の位置、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。

(3) 地質解析結果

地表踏査、調査ボーリング結果などを十分検討したうえで、現在移動している、あるいは移動の可能性を有する地すべり土塊(岩塊)の厚さを判定して、基岩と崩積土の区別、基岩の層準と傾斜、断層、破碎帯の分布等を記入する。

(4) すべり面の位置、形状

すべり面の位置、形状は地質状況、地表における亀裂、隆起等の現象、歪計による観察結果等解析の結果に基づいてこの断面図に記入する。

断面図は、実測を原則とする。縮尺 1/200 又は 1/500 (縦横同一縮尺) とし、使用した縮尺、符号、記号についてはその説明を記載し、色別してその内容が容易に判明するようにする。また必要に応じて副測線や地すべりの横断測線についても断面図を作る。

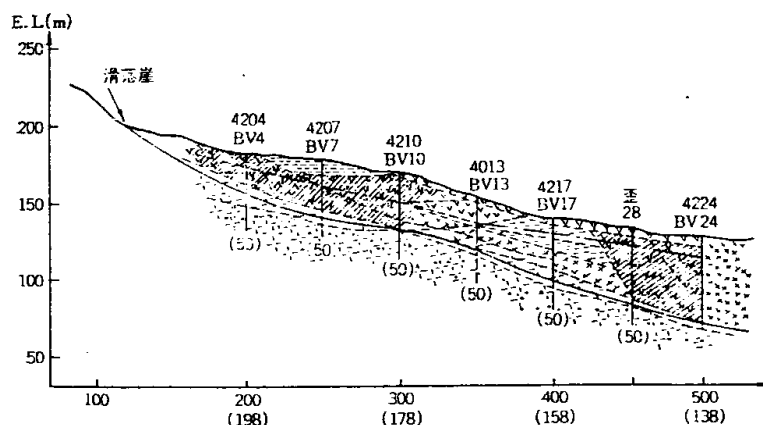


図 2-5-1 主測線地質断面図

5-1-3 地すべりの機構解析

地すべりの発生、運動機構について、原因を素因、誘因に分けて詳述し、その対策計画についての考えを述べるとともに、各調査結果を添付する。

対策計画の中では、地表水排除工、浅層地下水排除工を除いた他の抑制工、抑止工については、対策工事、実施後の安定計算を行い、各運動ブロックごとの計画安全率を計算し、工法比較を行う。

参考文献（第2編）

- ・ 「地すべり防止技術指針及び同解説」、国土交通省砂防部・独立行政法人土木研究所、(社)全国治水砂防協会、平成20年4月。
- ・ 「地すべり・斜面崩壊の実態と対策」、山田剛二・渡正亮・小橋澄治、(株)山海堂、昭和46年10月。
- ・ 「地すべり調査と解析」、藤原明敏、理工図書、昭和45年7月。
- ・ 「地すべり対策技術設計実施要領」、(社)斜面防災対策技術協会、音和堂印刷(株)、2007年11月。
- ・ 「建設省河川砂防技術基準（案）同解説 調査編」、建設省河川局監修、(株)山海堂、平成9年11月。
- ・ 「土木設計業務等委託必携」、兵庫県土木部総務課建設振興室監修、(財)兵庫県建設技術センター、平成10年3月。
- ・ 砂防学講座第7巻-1「土砂災害対策-崩壊・地すべり・落石・飛砂対策(1)」、(社)砂防学会監修、(株)山海堂、1992年5月。
- ・ 「水理公式集」、水理委員会、(社)土木学会、昭和61年3月。

第3編 計 画

第1章 地すべり防止計画

1-1 地すべり計画の概要及び目的

地すべり防止計画は、地すべりによる災害を防止し又は軽減することを目的として策定する。

地すべりによる災害は、我が国の持つ地質、地形、気象、土地利用等の特殊な条件により多発しており、二つのタイプに大別される。一つは河川等の埋塞並びに埋塞土砂の2次決壊によりその上下流域にもたらされる広域な災害である。もう一つは、地すべり斜面上にある家屋、公共施設、田畑等によりのみ限定される地域の災害である。

地すべり防止計画においては、地すべり災害の二つのタイプを踏まえ、保全対象、緊急性を考慮して、計画安全率、工法、事業規模、施工順位を決定する。

地すべり対策としては、人家、公共施設の移転、道路、河川の付替え等地すべりに順応した土地利用を勘案して地すべりによる被害の軽減を図る場合と、防止工事によりその安定性を確保する場合がある。

1-2 計画安全率 ($P \cdot F_s$)¹、現況安全率 (F_s)²

計画安全率 ($P \cdot F_s$) は、地すべり防止工事によって斜面の安全度を高め、斜面の保全を図るための目標値であり、その決定に当たっては被害の程度等を総合的に考慮する。計画安全率は、急激な動きが予測され、多数の人命、家屋、道路、鉄道、河川、その他公共施設等に重大な影響を及ぼす運動ブロックについては $P \cdot F_s = 1.10 \sim 1.20$ (局部的には 1.20 以上をとることもある) とし、規模の広大なもので人家、公共施設等に影響の少ないもの、応急対策として当面の安全確保を目的とするものについては $P \cdot F_s = 1.05 \sim 1.10$ とするのが一般的である。またダム貯水池周辺の地すべりの場合には、湛水位の変動の影響等を検討するものとする。

現況安全率 (F_s) は、地すべりの運動状況に応じて $F_s = 0.95 \sim 1.00$ と仮定する。全国資料から見ると、運動中のものの安全率の平均は 0.95 である。

ここで述べている安全率は、防止工事の量を決定するために用いるものであり、工事後の斜面の安定性を示すものではない。

(参 考)

現況安全率は下記を標準とする。³

現況安全率 (継続的に運動している場合)	$F_s = 0.95$
〃 (降雨等に伴い断続的に運動している場合)	$F_s = 0.98$
〃 (運動が沈静化している場合)	$F_s = 1.00$

計画安全率は下記を標準とする。

計画安全率 (人家等に影響を及ぼすもの)	$P \cdot F_s = 1.20$
〃 (上記以外のもの)	$P \cdot F_s = 1.10$
〃 (応急対策)	$P \cdot F_s = 1.05$

(注) 原地形を $F_s = 1.0$ と仮定した場合に斜面安定減少が 5% ($F_s = 0.95$) を超える時に地すべりの発生が多く又、対策施工前を同じく $F_s = 1.0$ と仮定した場合に斜面安定増加が 5% ($F_s = 1.05$) を越えた後に移動が急速に減少する例が多い。計画に当っては、当初に仮定した原地形の安全率より、安定性が何%増加したかを基本と考えること。

¹ 地すべり防止技術指針及び同解説 p.52、地すべり・斜面崩壊の実態と対策 p.38

² 地すべり・斜面崩壊の予知と対策 p.116

³ 災害復旧工事の設計要領平成 20 年 p.889、災害復旧事業における地すべり対策の手引き p.44

第2章 地すべり防止施設計画の基本

2-1 全体計画⁴

2-1-1 全体計画の策定及び防止工事の効果

(1) 地すべり防止計画の樹立に際しては、各運動ブロックごとに対応する防止計画と各運動ブロックを包括した区域全体の安全度を向上させるための全体計画を策定するものとする。

地すべり防止工事は、同時に、全域的に実施することが効果的であるが、一般に地すべり現象は規模が大きく、施工順位等から工事完了までには相当な手数を要する。

したがって各運動ブロックの危険度、保全対象の重要性に応じ、また工法上の特性を十分検討し、工法、位置、数量、施工順位等を内容とする全体計画を策定するものとする。

ただし、工事施工中又は施行後の地すべりの運動状況並びに地下水位の変化の状況を勘案し、必要に応じて全体計画の修正を行う。

また、工事の全体計画の終了を決めるに当たっては、工事施工中並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、慎重に決定することが望ましい。

(2) 防止工事の効果は、地下水排除工においてはすべり面における間隙水圧の低減であり、杭工においては杭断面の有する強度をすべり面の抵抗力に付加することである。

したがって防止工事の効果判定は、それぞれの工法の持つ効果が計画どおりになっているかを直接確認することが原則であるが、地すべり防止工事では直接工事の効果を確認することが困難な場合には、工事施工後の計画対象区域内の地すべり現象の消滅等の確認により工事効果の判定に代えることができる。

しかし、地すべり現象は一般には緩慢で、かつ、異常気象（豪雨、長雨、融雪等）によって断続的に活動する場合が多いので、地すべり現象の消長により工事効果の判定を行う場合には特に細心の注意を払うことが望ましい。

したがって、防止工事を終了させるかどうかを判断するに当たっては、工事中の地すべり現象の消長を参考にし、工事完了後も必要な期間（最低1年間以上）観測を継続し、異常な動きのないことを確認する必要がある。

2-1-2 運動ブロックの分割

防止計画は、対象となる地すべり区域内を各運動ブロックに分割して、各々の運動ブロックを単位として策定するものとする。運動ブロックの分割については、第2編第5章5-1に定めるとおりである。

2-2 斜面の安定解析⁵

2-2-1 安定解析

地すべり防止施設計画においては、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および規模を決定する。

地すべりのすべり面の形状は斜面の地質構造に支配される場合が多く、直線、円弧又はその複合形である。地すべりの安全解析には、一般に式3-2-1のスウェーデン式分割法（簡便法）を用いる。しかし明らかにすべり面が特定できる場合や、すべり面の形状が異形である場合には、ヤンブー等の精度の高い式を用いることが望ましい。安定計算の精度はすべり面の形状把握の精度が支配的な因子であり、その決定に当たっては慎重にすべきである。

$$Fs（安全率） = \frac{\sum(N - U)\tan \phi + c \sum l}{\sum T} \dots (式3-2-1)$$

N：分割片の重力による法線力（kN/m）＝W・cos 、 T：分割片の重力による切線力（kN/m）＝W・sin

⁴ 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 計画編 p.195

⁵ 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 計画編 p.198

U : 分割片に働く間隙水圧 (kN/m) 、 l : 分割片のすべり面長 (m)
 α : すべり面の内部摩擦角 (°) 、 c : すべり面の粘着力 (kN/m²)
 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 (°)

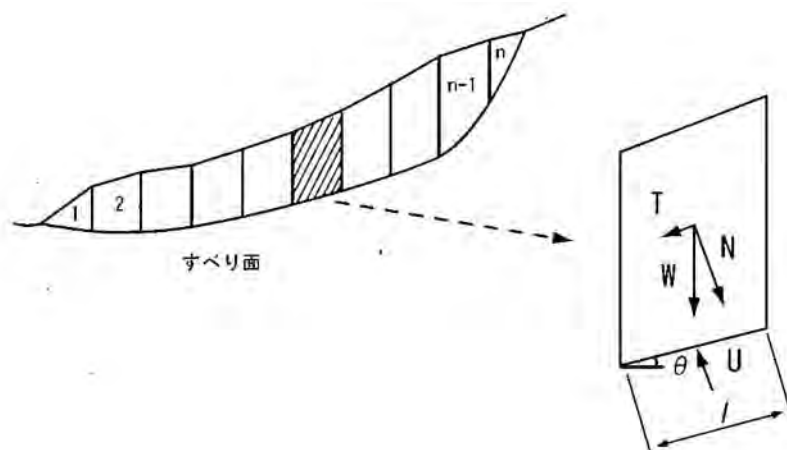


図 3-2-1 安定計算の模式図

式 3-2-1 は、必要となる工事を算出するのに用いる。

例えば、

- (1) 杭工：杭工により所定の計画安全率を確保するためには、式 3-2-2 により付加すべきせん断抵抗力を求める。

$$PR = P.Fs \times T - (N - U) \tan \alpha - c \cdot l \cdots \cdots \text{(式 3-2-2)}$$

PR : 杭により付加すべきせん断抵抗力

$P.Fs$: 計画安全率

- (2) 排水工法：排水工法により所定の計画安全率を確保するためには、式 3-2-3 により軽減すべき間隙水圧を求め、平均的な地下水低下量を算定する。

$$U = 1/\tan \alpha \times (P.Fs \times T - (N - U) \tan \alpha - c \cdot l) \cdots \cdots \text{(式 3-2-3)}$$

U : 軽減すべき間隙水圧

(参 考)

1) 安定解析の種類

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、Sweden法)、Bishop法、Janbu(ヤンブ-)法、Morgenstern-Price法等の各種の方法が提案されている。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(ホランド)法、3次元簡易Janbu法等が提案されている。また、複数の側線に沿った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。

2) 式(3-2-1)はSweden式分割法と呼ばれ、Felleniusによって発展されたもので、地すべり土塊の主測線を鉛直な平行線により細片に分割して計画を行うが、次の仮定を含んでいる。

せん断破壊が起こるか、あるいはその恐れがあること。すなわち、この方法は地すべりには適用できるが、ある種の崩壊または流動性地すべりには適用できない。

破壊面のすべり面に沿った平均せん断抵抗力が知られていること。

薄いスライスまたは縦断面に沿って存在する諸条件が、他の断面においても同様に適用され、設計に用いられていること。解析は主要断面について行い、側面のせん断抵抗は無視し、二次元的な取扱いをする。

破壊時の間隙水圧あるいは地下水面の位置について仮定がなされていること。

安全率は抵抗力の滑動力に対する比か、または土の強度因子間の比として表される。

上式を用い、必要となる対策工の規模、数量を算出する。

3) スライス分割の留意点

地形の特徴を充分考慮する。

間隔はすべり面が曲線の場合は地すべりの層厚より小さくする。

地下水位線・すべり面等の変化点で分割する。

切土等の人工的工作物のある場合は、その前後の断面も検討する。

4) 安定解析の資料精度

地すべりの安定計算を行う場合、計算に用いる資料の精度がどのように安全率に影響を及ぼすかについては、十分心得ておかなければならない。計算に影響を及ぼす資料としては測線方向、すべり面形状、すべり面の粘着力、摩擦係数、間隙水圧、移動層の見掛けの比重の6項目となる。

測線方向と移動方向

安定計算に用いる測線方向は、移動方向で、最も深い位置のものでなければならない。

すべり面形状

測線方向が決まった段階で、計算の精度はすべり面の形状把握の精度が支配的な因子であり、その決定に当たっては慎重にすべきである。

活動中の地すべりのすべり面は、地表におけるき裂、隆起等の現象を参考に、主として歪計によるデータの解析結果に基づき決定するが、休止中の地すべりのすべり面は地形を参考に主として地質状況により決定する。

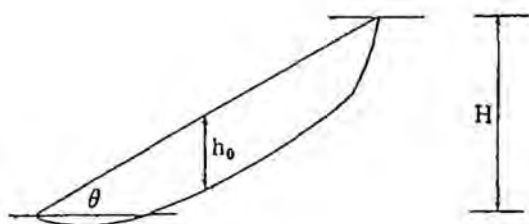


図 3-2-2

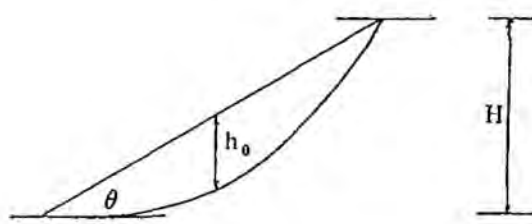


図 3-2-3

図 3-2-2 と図 3-2-3 は斜面角度、長さ、及び中央部の地すべり層厚 h_0 が一定とした場合でも、想定するすべり面の形状の相違により、安定計算結果は大きく異なることに注意する。

2-2-2 土質強度定数 c 、

安定計算に用いる土質強度定数 c 、 ϕ は、地すべりの形態および土質条件に応じて、最適な手法により設定する。

地すべりは極めて複雑な地質構造を有し、すべり面の強度はすべり面に沿って多様に変化するので、限定された点での原位置試験で平均的なすべり面強度を直接求めることは一般に難しい。そのため、すべり面をできる限

り正確に推定し、また地すべりの活動状態より現状の安全率を推定して c 、 ϕ を決定する逆算法が用いられる場合が多い。

通常は粘着力 c を土質試験又は表 3-2-1 から定め、現状の安全率となるように内部摩擦角 ϕ を逆算によって求める。

地すべりの層厚が 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、最大層厚が 5m 以下のものについても別途検討が必要である。

なお土塊の単位体積重量は、一般地すべりでは 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火山変質を受けた地層では、原位置で測定して決定することが望ましい。

表 3-2-1 最大鉛直層厚と粘着力

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

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もっとも適切な手法によって測定された値を用いる。

すべり面に作用する間隙水圧を直接間隙水圧計で測定する手法は、まだ一般化されていないので、ボーリング孔内の地下水位によって間隙水圧に代えて用いるのが一般的である。⁶

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。したがって深度と地質、土質を確かめて、所要の地下水包蔵帯に正確に達していることを確認したうえで、測定を行うことが望ましい。

2-3 地すべり防止工法⁷

地すべり防止工法は、発生機構、規模等に応じて適切に抑制工法及び抑止工法を組み合わせで計画するものとする。

地すべり防止工法は抑制工法と抑止工法とに大別される。

抑制工は...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、地すべり運動を停止又は緩和させることを目的とする。

抑止工は...構造物を設けることによって、構造物の持つせん断強度等の抑止力を利用して地すべり運動の一部又は全部を停止させることを目的とする。

- (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た計画とする。
- (2) 工法の主体は抑制工とし、抑止工は直接人家、施設などを守るため、小さな運動ブロックの安定を図る場合に計画する。
- (3) 地すべり運動が活発に継続している場合には、原則として抑止工は用いず、抑制工の先行によって運動を軽減してから実施する。

⁶ 地すべり斜面崩壊の実態と対策 - p.27,115

⁷ 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 計画編 p.195

- (4) 工法は、通常数種の組合せにより地すべりの安定を図るものであり、適切な工法の組合せを計画する。
一般に用いられる地すべり防止工を分類すれば表 3-2-2 のとおりである。

表 3-2-2 地すべり防止工の分類

抑制工	地表水排除工(水路工、浸透防止工)
	地下水排除工
	浅層地下水排除工(明渠工、暗渠工、明暗渠工、横ボ - リング工)
	深層地下水排除工(横ボ - リング工、集水井工、排水トンネル工)
	排 土 工
	押え盛土工
抑止工	河川構造物(えん堤工、床固工、水制工、護岸工)
	杭 工
	アンカー工
	シャフト工
	擁 壁 工

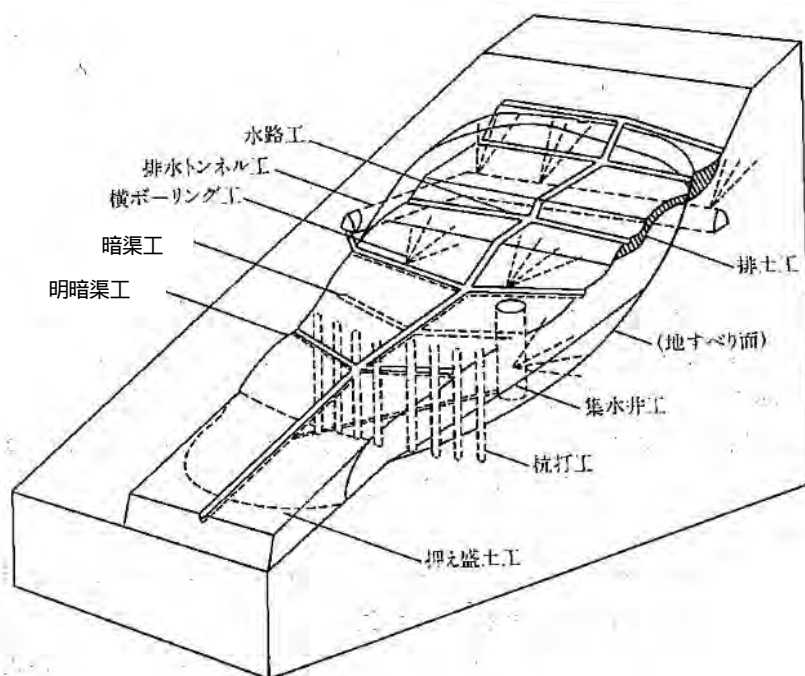


図 3-2-4 地すべり対策事業模式図⁸

2-4 工法の選定⁹

地すべり防止工法は次の各項を考慮して選定するものとする。

- (1) 降雨量と運動が密接に関連している場合は直ちに地表水排除工を実施して、降水の浸透を防止すること。
- (2) 地下水には崩積土層中の滞水層を流れる浅層地下水と、すべり面下の基岩内にあって被圧地下水となっている深層地下水とがあるが、それぞれ排除工法に相違があるので地すべりに及ぼす地下水の影響をよく調べて工法の選択をしなければならない。
- (3) 梅雨など長期の降雨や、融雪水が地すべりの運動や発生に密接に関連を持っている場合は、深層地下水排除工を中心とした対策が望ましい。

⁸ 河川局所管補助事業事務提要 p.867

⁹ 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 計画編 p.196

- (4) 風化した凝灰岩、泥岩などの粘質土の活動性地すべりでは、浅層地下水や地表水の処理が対策の中心となるが、非常に軟弱な粘質土塊の場合は、地すべり斜面上部での地下水しゃ断工や地下水排除工により、地域内への地下水流入を防ぎ、徐々に安定させるほうが望ましい。
- (5) 単一の運動ブロック（斜面上部に別のブロックがない）ですべり面の形状が明らかな弧状をなしている場合は、頭部までの排土工や深層地下水排除工が有効である。
- (6) 運動ブロックが傾斜方向に数個に分かれ、かつ連続している場合や、すべり面の形状が直線に近い場合は、擁壁などによる末端部の押え盛土工や地下水排除工が有効であるが、排土工の効果は薄いことがあるので避けるものとする。
- (7) 抑止工は小規模の地すべり防止には有効である。また、大規模なものにあってもその一部（例えば冠頭部、側面部）や、その中の一つの小さな運動ブロックの安定化には有効であり、地下水排除工や排土工などの他の工法が適用し難い場合の地すべり対策として用いるものとする。
- 防止工法の適用について、地すべりの原因、形態によって分類すると表 3-2-2 のようになる。
- (8) 防止工法選定の留意事項
- 地下水排除工を計画する場合、当地区の家屋や、飲料水及び生活用水（農業用水含む）に対する影響を事前に調査した上で、工法の選択をすること。

表 3-2-2 対策工法の一覧¹⁰

主な原因	地すべりの形態	対 策 工 法										
		Aa	Ab	B	C	Da	Db	Dc	Ea	Eb	Ec	Ed
河川の縦横侵食 や切土	粘性土 崩積土 風化岩 岩盤											
降水、表流水の 浸透	粘性土 崩積土 風化岩 岩盤											
浅層地下水の増 加、又は他地域 よりの地下水流 入	粘性土 崩積土 風化岩 岩盤											
深層地下水の増 加	崩積土 風化岩 岩盤											

(注) 最もよく用いられる工法 度々用いられる工法 余り用いられない工法

地すべりの形態は、第 1 編第 1 章 1-2-3 を参照のこと。

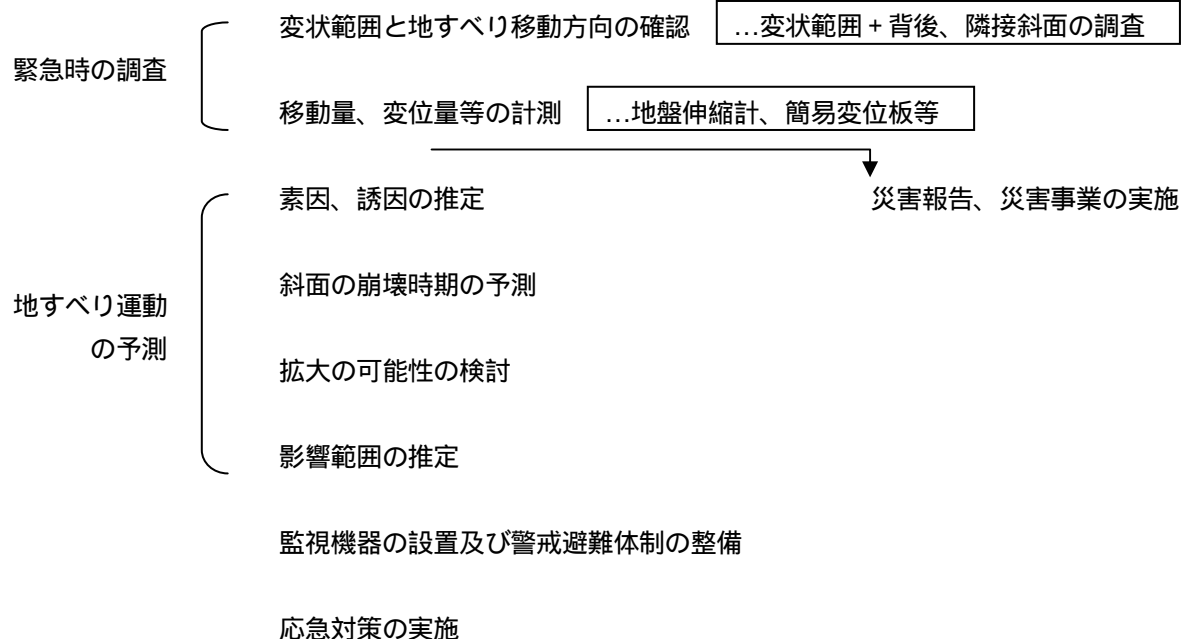
摘要	Aa : 排土工	Da : 浅層地下水排除工	Eb : シャフト工
	Ab : 押え盛土工	Db : 深層地下水排除工	(大口径杭)
	B : 砂防えん堤などの構造物	Dc : 地下水遮断工	Ec : 枠擁壁工
	C : 表面排水工	Ea : 杭工、	Ed : アンカー工

¹⁰ 地すべり斜面崩壊の予知と対策 - p.129

第3章 応急対策工

3-1 緊急時の処置¹¹

地すべりにより斜面やのり面に変状が確認された場合は、以下の対応を検討する。



上記 ～ は、対応項目をほぼ時系列で挙げているが、非常時には併行して対応がなされる必要がある。特に、 は人命に関わる対応項目であることから、迅速かつ安全側の判断が必要である。また、現地での調査・応急対策の実施にあたっては、作業者の安全を確保した上で実施する。

は地すべりが発生した場合、県庁に災害報告を行い、災害事業の実施を検討する。第1編第3章3-5を参照すること。

3-2 緊急時の調査¹²

3-2-1 変状範囲の確認

変状範囲の確認は、変状の認められる範囲よりも広い範囲で行い、大規模な地すべり地が無いを確認する。

調査時の着眼点は、地形、地質・地質構造、構造物や斜面の変状の分布、湧水等により、地すべり範囲の推定を行う。

3-2-2 移動量、変位量等の計測

危険斜面に地盤傾斜計を設置して、地盤の累積傾向を観察することにより、地すべりの発生を予測することができる。

地盤傾斜計については第2編第4章4-4-3を参照すること。

地盤の傾斜運動の中に、ある方向に傾斜累積していく傾向が見られる場合、その斜面には応力が蓄積されていることが推定できる。また、その累積方向が斜面の傾斜方向と平行ならば、更にその危険性が大きいことになる。

地表面の変状が明瞭でない場合は、地盤伸縮計等により、引張亀裂をまたいで移動土塊側と不動地側に設置し、移動範囲を確認する。移動範囲の広大が懸念される場合には、図3-3-1に示すように設置する。

¹¹ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.67

¹² 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.67

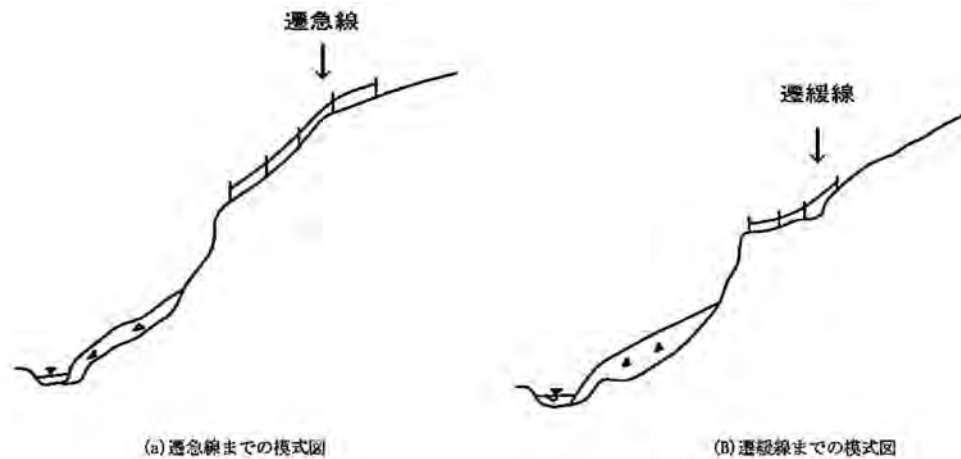


図 3-3-1 地盤伸縮計の設置範囲

応急的な計測手法としては、簡易変位板による計測がある。第 2 編第 3 章 3-3 参照。

3-3 地すべり運動の予測¹³

3-3-1 発生機構の推定

地すべりの発生機構(素因・誘因)の推定は、地すべり運動の予測を行う上で極めて重要である。

素因...地形、地質・地質構造

誘因...降雨及び融雪水による地下水位の上昇、地すべり末端部の侵食、地震等の自然要因。

切土、盛土、貯水池の建設等の人為的要因。

応急対策工は、誘因となった要因を取り除く工法が効果的である。

3-3-2 斜面の崩壊時期の予測

斜面の崩壊時期を予測するには、亀裂（引張り亀裂）をまたいで伸縮計を設置し、移動速度を測定することにより予測するものとする。一般にすべり面の形が弧状、又は舟底型で、末端隆起を伴う場合は滑落しにくい傾向を持つ。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。

ただし、個々の現場の特性に応じて、慎重に判断する必要があり、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。

一般に崩壊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崩壊期を予測できる場合がある。

亀裂（引張り亀裂）をまたいで地盤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、正確な予測が出来るケースは限られることに留意する必要がある。

¹³ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.70

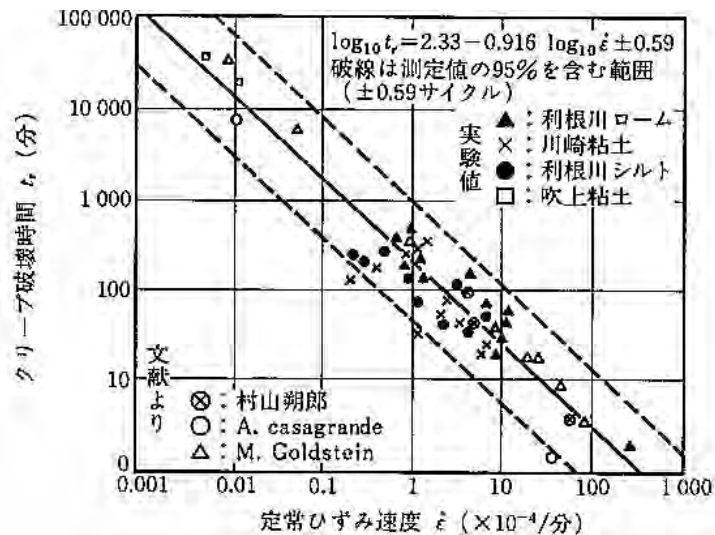


図 3-3-2 斜面崩壊の実測結果の判定図¹⁴

齊藤迪孝は歪速度と斜面の破壊までの時間との関係を現場測定と実験によって求め、図 3-3-2 のような結果を得た。図中の縦軸は崩壊までの時間（分）を表し、横軸は歪速度 / 分を表す。

3-3-3 拡大の可能性

地すべりが拡大した場合には、甚大な被害となる危険性があることから、拡大の可能性について十分に検討をしておく必要がある。次の点に留意して拡大する可能性のある範囲を明らかにし、必要に応じて地盤伸縮計等の計器を設置することが望ましい。

(1) 地形

地すべり地形の有無、遷急線・遷緩線の分布、尾根や沢の分布、末端部の地形

(2) 地質、地質構造

断層の分布、流れ盤構造等

(3) その他

変状の分布位置、変状の種類(亀裂、隆起等)、変位量の変化、湧水の分布、植生状況

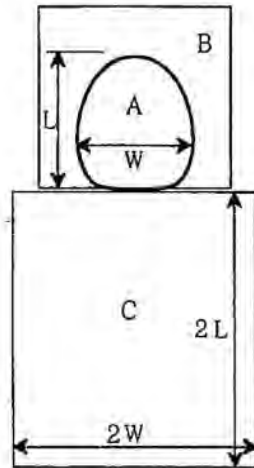
3-3-4 影響範囲の推定

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(図 3-3-3)。

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(図 3-3-4)。

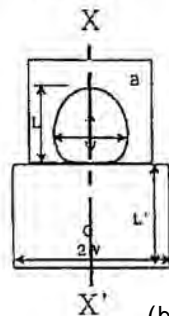
¹⁴ 土砂災害対策-崩壊・地すべり・落石・飛砂対策(1) p.202

(a) 地すべり危険地域の範囲

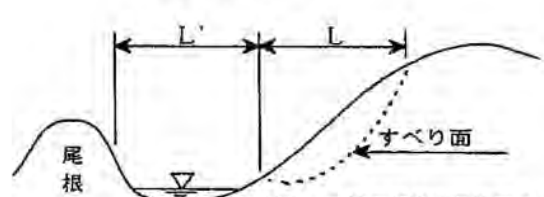


- A : 地すべりブロックの単位
 B : Aの区域と同一の素因を有する斜面
 C : 移動土塊の到達範囲
 A+B : 地すべり危険箇所
 A+B+C : 地すべり危険区域
 L : 地すべりブロックの水平長さ
 W : 地すべりブロックの最大幅

(平面図)



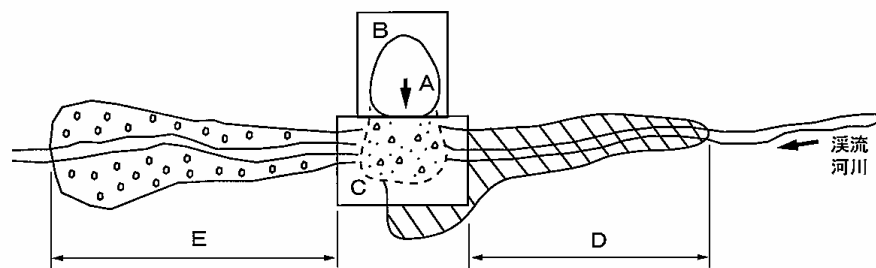
(X-X' 断面)



地すべり地の対岸が尾根であるような場合には、その地形条件を優先的に考慮して到達範囲を推定する。

(b) 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

図 3-3-3 地すべり土塊の到達範囲



- A : 地すべりブロック
 B : Aの区域と同一の素因を有する斜面
 C : 移動土塊の到達範囲
 D : 地すべり危険区域以外の湛水域
 E : Cより下流の氾濫域
 A+B : 地すべり危険箇所
 A+B+C : 地すべり危険区域
 A+B+C+D+E : 地すべり被害想定区域

図 3-3-4 地すべり被害想定区域の範囲¹⁵

¹⁵ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.9

3-4 警戒避難体制の整備¹⁶

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、地盤伸縮計の移動量が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。体制の判断にあたっては、単に計測値で判断するだけではなく、変位量に累積性があるかどうかという点も重要である。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。

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。

斜面に異常を発見した場合、その引張り亀裂の最上部のものについてその伸びを測定し、崩壊時期を計算するが、市販の警報器（4mm～1mm/時で警報を発する）を取り付けるとよい。

表 3-3-1 管理基準値の参考例

地すべり名	地盤伸縮計による管理基準値				その他の管理基準値	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 または 4mm/h	10mm/h または専	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 または専	地盤傾斜計(参考値) パイプ歪計(参考値)	
A - 4	10mm/D	2mm/h	4mm/h		降雨量	4mm/h を超えた場合、警報を発令
A - 5			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
仁川百合野地区	1mm/D	10mm/D	2mm/h	4mm/h		2mm/h を超えた場合、警報機作動で避難勧告。 4mm/h で避難命令。
h:時、D:日、*2h:2h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 兵庫県南部地震(H7.1.17)で発生した西宮市の仁川百合野地区地すべりにおける警戒避難体制(管理基準)の実例						

3-5 応急対策¹⁷

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(PFs)1.05以上を設定するものとする。

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

¹⁶ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.79

選定する必要がある。

応急対策では、抑制工を先行して実施するものとする。応急対策のフロー図と抑制工の主なものは下記の通りである。

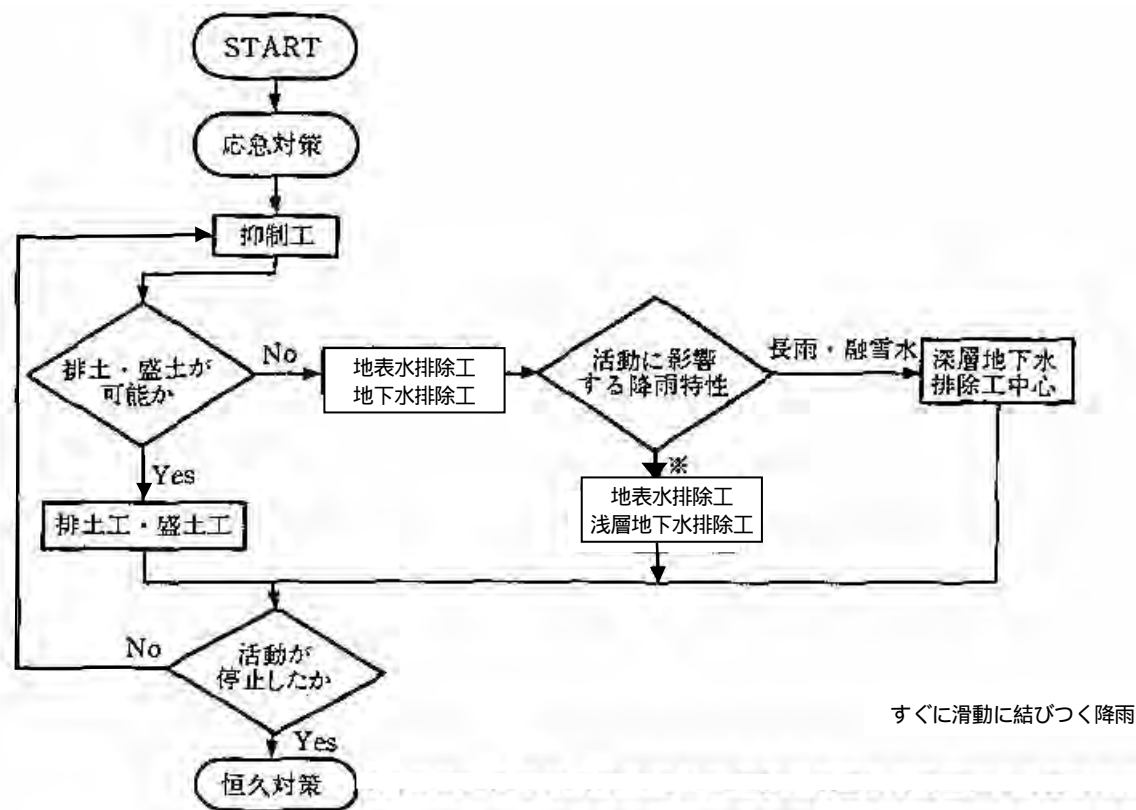


図3-3-5 応急対策のフロー¹⁸

(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の遮断を図ったり、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すべりへの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ボーリング工を実施する。地すべり内に立ち入りが可能な場合には、地すべり地内での横ボーリング工や大口径ボーリングによる立坑からのポンプ排水も有効である。

(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。

¹⁷ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.83

¹⁸ 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 計画編 p.197

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) 河道閉塞（天然ダム）への対応

河道閉塞上流域の浸水被害、河道閉塞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、河道閉塞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が、注意を払う必要がある。これら移動の恐れがある場合には、地盤伸縮計を設置し、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。

形成された河道閉塞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、河道閉塞の下流には、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。河道閉塞決壊の可能性の判断は容易ではないが、河道閉塞上流の流域面積、河床勾配、河道閉塞のせき止め延長、構成材料等から総合的に判断する必要がある。

(6) 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。

参考文献（第3編）

- ・ 「地すべり防止技術指針及び同解説」、国土交通省砂防部・独立行政法人土木研究所、(社)全国治水砂防協会、平成 20 年 4 月。
- ・ 「地すべり斜面崩壊の予知と対策」、渡正亮・小橋澄治、(株)山海堂、昭和 62 年 4 月。
- ・ 「災害復旧工事の設計要領平成 20 年」、(社)全国防災協会、(社)全国防災協会、平成 20 年 7 月
- ・ 「災害復旧事業における地すべり対策の手引き」、地すべり災害復旧技術研究会、(社)全国防災協会、平成 18 年 10 月
- ・ 「建設省河川砂防技術基準（案）同解説 計画編」、建設省河川局監修、(株)山海堂、平成 9 年 11 月。
- ・ 「地すべり・斜面崩壊の実態と対策」、山田剛二・渡正亮・小橋澄治、(株)山海堂、昭和 46 年 10 月
- ・ 「平成 20 年度版 河川局所管 補助事業事務提要」、河川関係補助事業研究会編集、(株)大成出版社、2008 年 11 月
- ・ 砂防学講座第 7 巻-1「土砂災害対策-崩壊・地すべり・落石・飛砂対策(1)」、(社)砂防学会監修、(株)山海堂、1992 年 5 月。

第4編 設 計

第1章 設計方針

1-1 設計方針¹

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設計するものとする。地すべり防止施設には、長期の機能保持のため耐久性のある材料を使用し、経時的な安全率の低下や手戻りを防止する。また維持管理が容易で、費用や手間がかからぬよう設計に際して考慮するとともに、施行時に得たデータから、条件の変化に応じ随時設計を変更して、現地での適応に努めるものとする。

工法の主体は抑制工とし、抑止工は、小さな運動ブロックの安定を図る場合や抑制工では安全率が上がらない場合に検討する。また、工費の軽減を図り、かつ施行中の災害のないよう、工事の安全性について十分考慮しつつ、準備工、付帯工の設計を行うものとする。第3編第2章2-3地すべり防止工法参照。

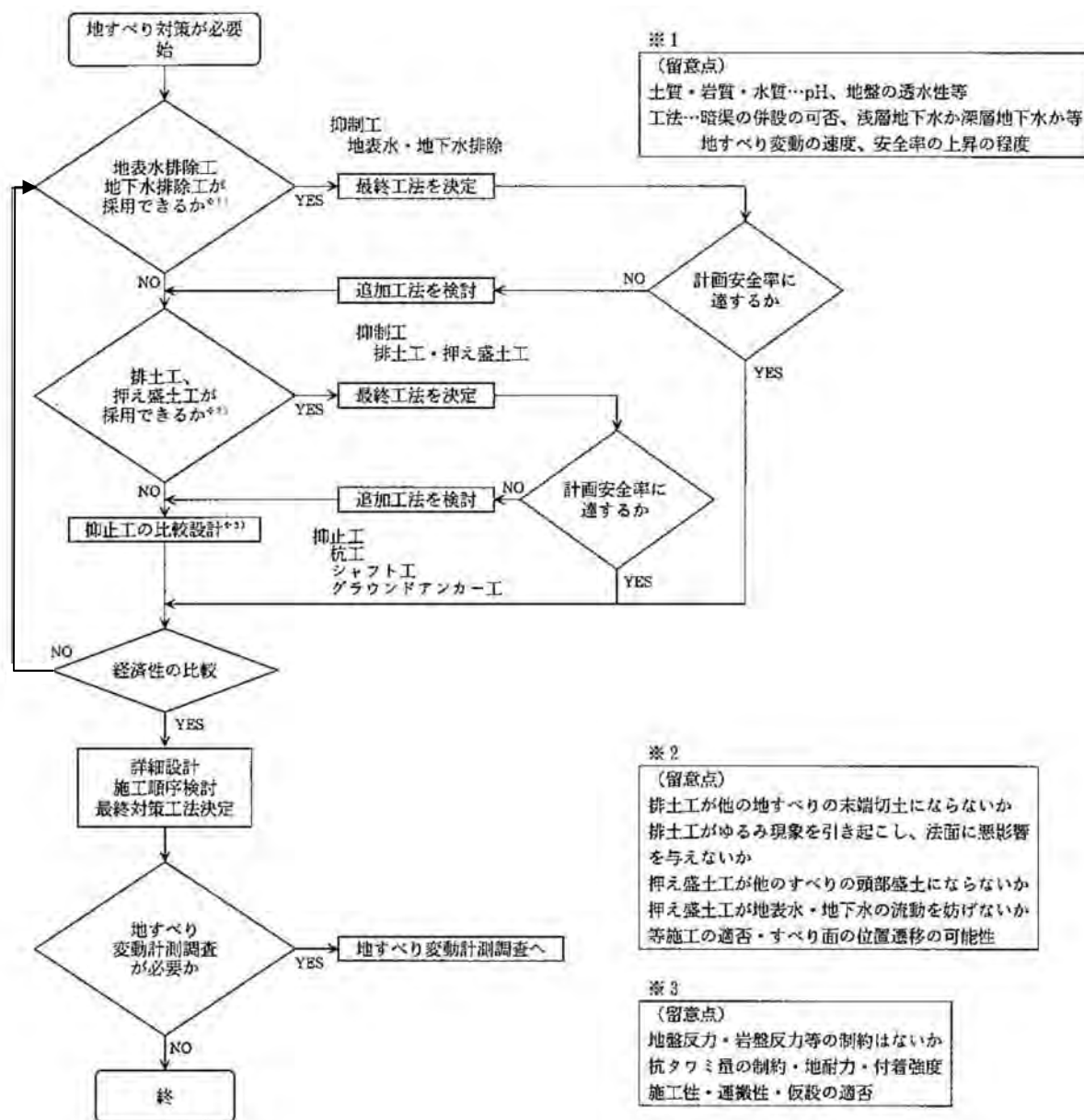


図 4-1-1 施設計画の検討フロー²

¹ 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編（ ） p.43

² 地すべり対策技術設計実施要領 p.142

第2章 抑制工の設計

2-1 地表水排除工³

- (1) 地表水排除工は、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ものとする。
 - (2) 地すべり地域内に設ける地表水排除工の構造は柔軟なものとし、ある程度の変状に応じて、機能を維持でき、また修理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) 地すべり地へ流入する地表水排除工は、地すべりの亀裂や滑落から離れた位置に計画するものとする。
- 地表水排除工には、水路工と浸透防止工がある。以下それぞれについて説明する。

2-1-1 水路工

水路工は、地すべり斜面内の凹地に樹枝上に配置する集水路と、これを排水する排水路からなり、図4-2-1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。

水路工の断面の決定は、次に示す方法によるものとする。

- (1) 水路工は、斜面からの地表水の集水とともに凹部に集まる水の再浸透を防ぐ目的を持っているため、掘込水路とするが、地すべり地内では掘削を最小限度にとどめるようにルートを選定するものとする。また、将来の維持管理を考慮し、幅の広い、浅い形状となるようにする。なお、水路幅は30cm以上とする。これは、掘削の深さのほうが地すべりの危険性との関連が大きいためである。図4-2-2参照。



図4-2-1 地表排水路網

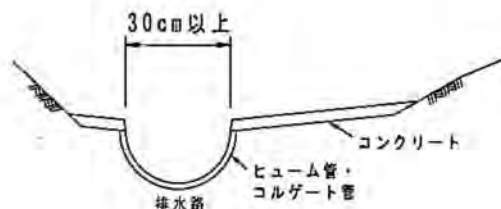


図4-2-2 地表排水路

- (2) 水路は、流量計算を行って対象流量を求め、断面を決めるものとする。対象流量を求めるための計画規模は、下流法河川の計画規模、現況断面及び他の同程度の重要度を持つ河川や溪流の計画規模に配慮したものとする。⁴
- (3) 水路断面は、一般に土砂などの堆積による断面の減少や変形による断面の減少などを考慮して、(2)で求めた断面積の20%以上の余裕をみておく必要がある。
なお、水路工の設計においては、特に次の点に留意するものとする。
1) 水路は底張りするのを原則とする。

³ 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編（ ） p.43

⁴ 兵庫県独自

2) 支線水路との合流点、屈曲部、勾配の変化点には集水枥を設けるものとする。また、地すべり地域内の水路工には、土砂や枯葉等がしばしば流入して、その機能が阻害されている場合があるため、適切な位置に土砂止めを設けるものとする。

3) 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した明暗渠工とする。

(4) 水路の肩及び切取りのり面は、植生工、アスファルト乳剤散布工、コンクリート張工等で保護することを原則とする。水路肩を水が走ると水路を破損し、流水が地下に浸透する恐れがあるので、特に注意が必要である。また雑草の水路への倒れこみが懸念される場所では、水路の両側 1m 程度をコンクリート等で被覆する。

(5) 水路工は、原則として盛土の上に設置しないものとする。

(6) 水路の材料としては、鉄筋コンクリートU型溝、半円ヒューム管、コルゲート管、プラスチック管がある。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、屈とう性を有するなど、地表面の動きに追随しやすい材料を選定する。

(7) 落差のある水路部に集水枥を設ける場合は、枥の内のりは、落差高、流速、越流水深を考慮して決定するが、標準的に次式によって求めるものとする。(図 4-2-3 参照)。集水枥の距離間隔は一般に 20～30m とし、最大でも 50m 以下とする。ただし、緩勾配の水路はこの限りではない。

$$L=k(h_1+t) \quad \cdots \text{(式 4-2-1)}$$

k : 2.5～3.0

L : 枥の内のり (m)

t : 上流水路の水深 (m)

h_1 : 上下流水路床間の落差 (m)

h_2 : 枥の水褥深さ (0.2～0.5m)

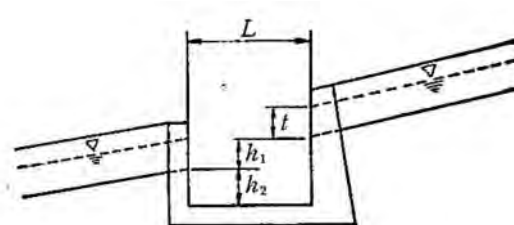


図 4-2-3 集水枥側面図

(8) 地すべり運動に伴う地盤の隆起、沈下等によって、水路のジョイント部が開いたり、水路が破壊されて漏水することがあるので、定期的な点検と修復が必要である。

(参 考)⁵

計画流量、流路断面の計算は一般的に次式による。

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot r \cdot A \quad \cdots \text{(式 4-2-2)}$$

Q : 計画流量 (m³/sec)、 f : 流出係数、 r : 計画対象雨量の時間雨量 (mm)

A : 集水面積 (km²)

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad \cdots \text{(式 4-2-3 マニング公式)}$$

V : 平均流速 (m/sec)、 R : 径深、 I : 動水勾配 (水路勾配)

n : 粗度係数

最小断面で水路を計画する場合は、土木技術管理規定集[]急傾斜の 4-7 擁壁工 7-7-1(8)側溝を参照のこと。

流路工等の規模の大きいものを計画する場合は、土木技術管理規定集[]砂防の第 3 編 1-6 流路工を参照のこと。⁶

⁵ 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法 - p.330

⁶ 兵庫県独自

2-1-2 浸透防止工（図4-2-4 参照）⁷

浸透防止工は、地すべり地表面全体を対象として施工することは困難なので、特に浸透しやすい亀裂部や地下水の補給源となる沼地等を対象とする。浸透防止工のうち、主な被覆工を以下に示す。

(1) 充填工法

亀裂箇所粘土やコンクリートを詰めるもので、応急対策に適している。コンクリート（またはモルタル）吹付工法は施工厚を5～10cmとし、一般に鉄網を入れる。湧水のある場合はその処理を行う。

(2) ビニール被覆工法

水が流下しやすいように地表面をならし、適当な幅のビニールシートで被覆するもので、亀裂箇所の応急浸透防止工として適している。

(3) 漏水防止工法

沼、湿地等の軟弱地盤で漏水がある場合には、底部をアスファルトなどの不透水性の材料で被覆するものとする。湧水のある場合や地下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。

アスファルト板の敷設は、水路等の潤辺部をのり切り、整形したのち、厚さが30cm程度になるよう切込碎石等を敷き、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。草木等は完全に除根しておく必要がある。

(4) その他の工法

薬液注入工を行い、地盤改良を施す方法を用いる場合もある。

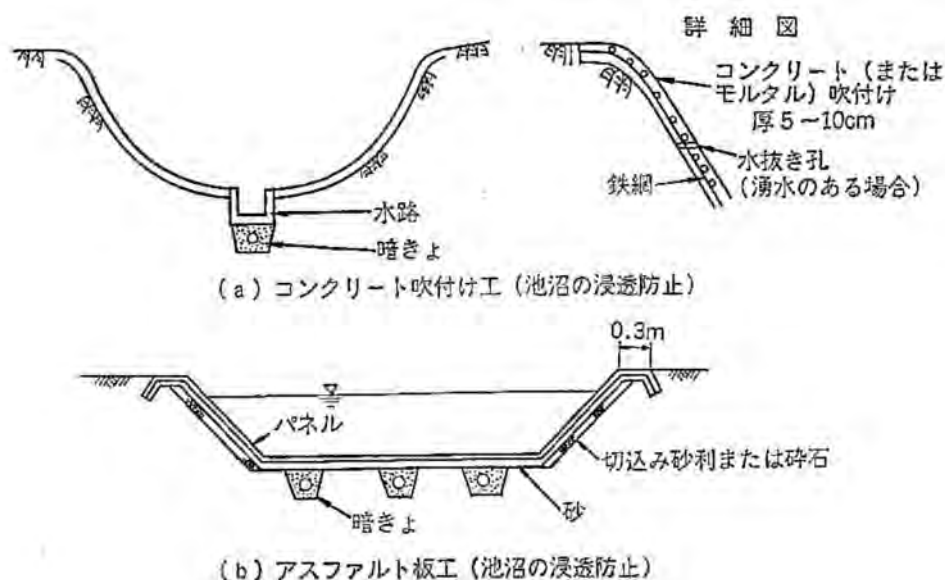


図4-2-4 浸透防止工（漏水防止工）の例⁸

2-2 地下水排除工⁹

地下水排除工の設計に当たっては、斜面の安定のために必要な地下水位の計画低下高、地すべりの状況及び施設の安全性、維持管理の容易さ等を考慮するものとする。

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。実績等を得難い場合は、次の値を参考としても良い。ただし、ここに示す値は、経験的な値であり、期待できる地下水位低下高の最大値と考えるべきである。したがって、施工後に継続観測を行い、目標とする地下水位低下が見られない場合には、工法を再検討する。

⁷ 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編（ ） p.43

⁸ 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法 p.329

⁹ 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編（ ） p.45、地すべり防止技術指針及び同解説 - p.61

横ボーリング工	3m
集水井工	5m
排水トンネル工	8m

2-2-1 浅層地下水排除工

(1) 暗渠工

暗渠工は、漏水を防止し、また、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に設計するものとする。次の点を考慮して設計する。

- 1) 暗渠の配置は、土質、地下水の状況を勘案して定める。
 - 2) 1本の暗渠の長さは20m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、集水桝を設けて地表排水路に排水を行う。
 - 3) 暗渠の深さは2m程度を標準とし、底には漏水防止のため防水シートを敷設し、暗渠管の周囲並びに上部には土砂の吸出しによる陥没を防止するため吸出防止材を敷設する（図4-2-5参照）。
 - 4) 暗渠管の周囲は、目詰まりを起こさせないため及び浅層地下水の吸水を容易にするため、フィルター材を詰める（図4-2-5参照）。
 - 5) 地表水も吸収しようとする場合は、地表まで栗石又は切込砕石等で詰める。
 - 6) 暗渠管の材料は、ある程度の地盤変動にも耐用できる構造のものとする。蛇籠又は多孔管が一般的である。
- なお、急勾配の場合には、図4-2-6に示すように杭等により固定する必要がある。

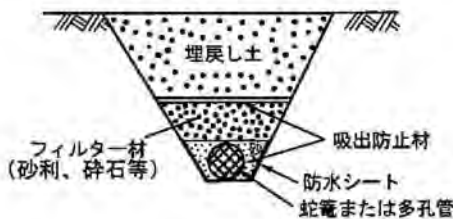


図 4-2-5 暗渠工の施工例

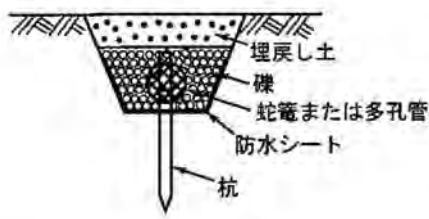


図 4-2-6 蛇籠暗渠

(2) 明暗渠工

明暗渠工は、地すべり地域の状況を十分考慮し、効果的に水が集まり、かつ適切に排水できるよう設計するものとする。

明暗渠工は、20m程度間隔で設けた集水桝、あるいは落差工を利用して、集まった地下水を地表の水路に導いて排水することを標準とする（図4-2-7～4-2-11参照）。

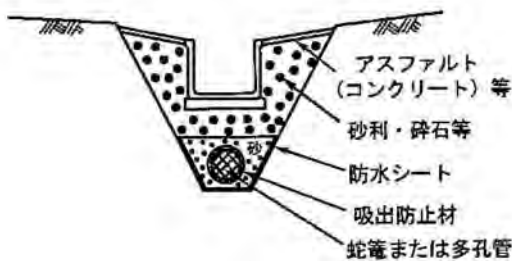


図 4-2-7 明暗渠工横断面図

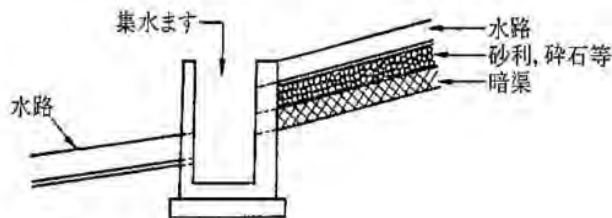


図 4-2-8 集水桝側面図

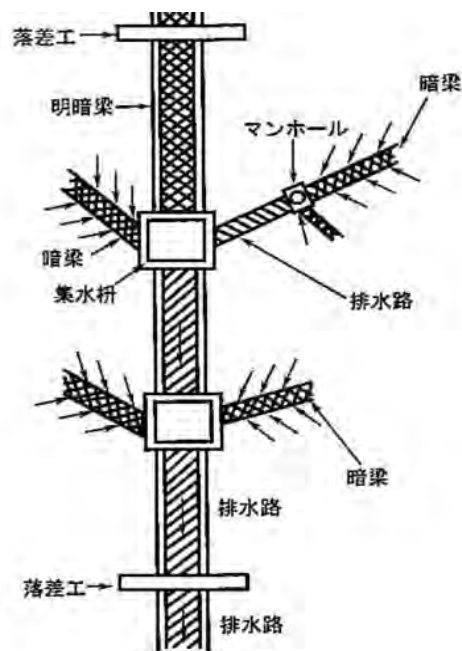


図 4-2-9 明暗渠工の配置

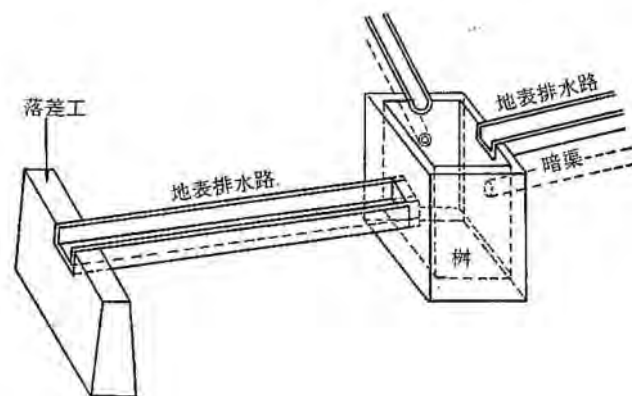


図 4-2-10 集水柵の例

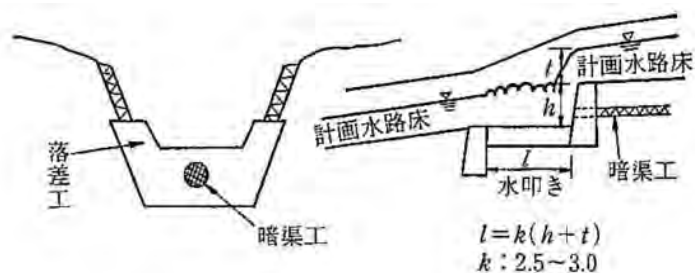


図 4-2-11 落差工の例

(3) 横ボーリング工

横ボーリング工は、地下水を排除し、これによって、すべり面に働く間隙水圧の低減や地すべり土塊の含水比を低下させることを目的としている。したがって、設計に際しては、地すべり地域のみならず、周辺の地形・地質および地下水調査等から、滞水層の分布、地下水の流動層を推定して、最も効果的に集水できるようにボーリングの位置、本数、方向および延長を決定するものとする。図4-2-12は横ボーリング工の標準図を示したものである。設計にあたっての留意点は、以下のとおりである。

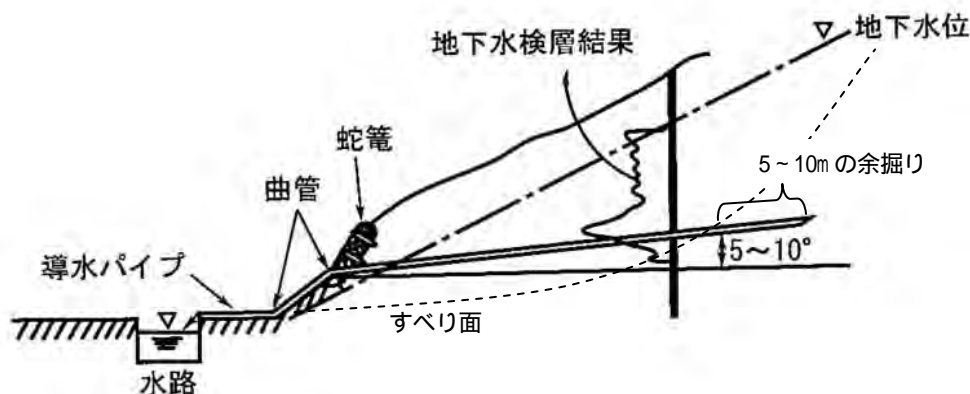


図 4-2-12 横ボーリング工横断図

- 1) 横ボーリング工は、通常、浅層地下水の集中している部分に設けるものとし、ボーリング先端での間隔が5～10mとなるよう放射状に設計する（図4-2-13）。また、横ボーリング工は、すべり面を貫いて5～10mの余掘りを行うように計画する。
- 2) 集水した地下水は、集水柵や排水路を通じて速やかに地すべり地域外に排水するものとする。
- 3) 孔口の位置は、安定した地盤に設ける。ボーリング孔からの排水により孔口が崩壊する恐れがある場合に

は、保孔管の先端にエルボ（曲管）を使用し、必要ならば蛇籠等ののり面保護工を施工するか又は導水パイプを布設する（図4-2-14）。

- 4) ボーリング掘進勾配は、集水した地下水が自然流下するように概ね仰角 $5 \sim 10^\circ$ とし、掘進孔径は66mm以上とする。ボーリングの孔口の高さは、施工性を考慮すること。
- 5) 地すべり斜面の土質が粘質土で透水係数が小さい場合は、ボーリング孔径を大きくする。
- 6) 集水管には、内径40mm以上（標準40mm、ただし、目詰まりを起こしやすい土質の場合は50mm以上を検討する。）の硬質塩化ビニル管等を用い、滞水層区間あるいは、保孔管全区間にわたって、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。また、集水管の継ぎ手は、ソケット継ぎ手または突き合わせ継ぎ手とし、継ぎ手長さは内径の1.5倍程度を標準とする。図4-2-15には、円形ストレーナの例を示した。
- 7) 横ボーリングからの排水量を定期的に確認し、目詰まり等により機能の低下が認められるときは孔内洗浄を行う。

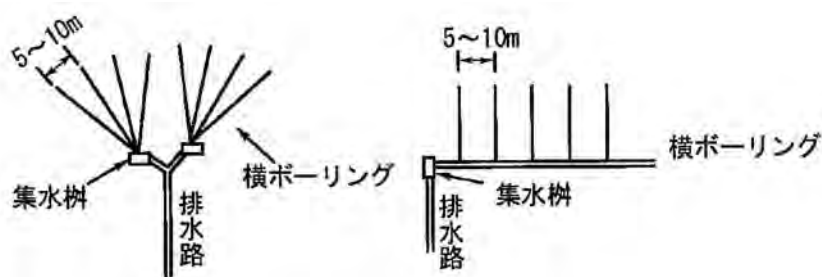


図 4-2-13 横ボーリング工の配置図

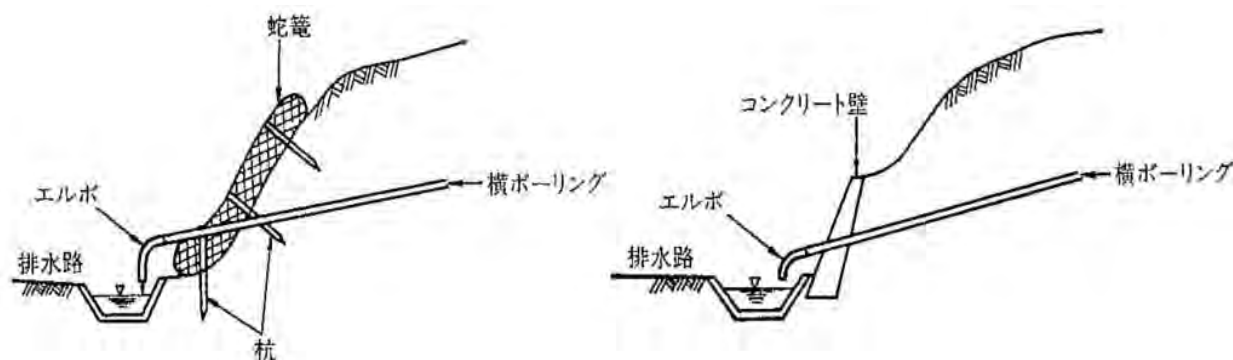


図 4-2-14 横ボーリング工の孔口保護工

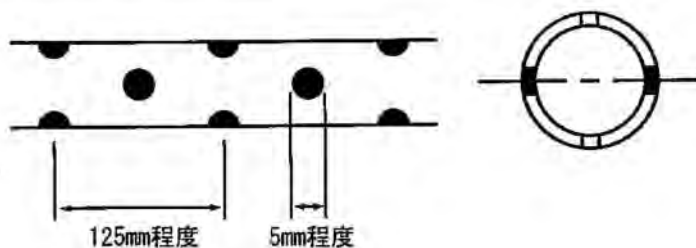


図 4-2-15 保孔管のストレーナの例

（参 考）¹⁰

集水ボーリングの配置については未だ確定的理論がなく、ここでは参考迄に掲載するに留めておくので設計に

¹⁰ 「水理公式集」 - p.378

当っては、従来の経験等も併せて検討すること。

$$Q = \frac{k L (H - h_0)}{2.3 \log_{10} (2R/r)} \quad \dots \text{基本式}$$

1 集水ボーリングの配置

集水井内（または地表）からの集水ボーリング工は模式的に次図のように考えることができる。

集水ボーリング1本当りの集水量Qは、地下水帯の透水係数kが既知として、小柳 - 前川式によって求める。

$$Q = \frac{\pi k L S_0}{2.3 \log \left(\frac{\sinh \frac{\pi R}{2b}}{\sinh \frac{\pi r_0}{2b}} \right)} \quad \dots \text{(式 4-2-4)}$$

S_0 : 集水ボーリング孔のストレーナー区間での平均的水圧低下高

L : ストレーナー区間長

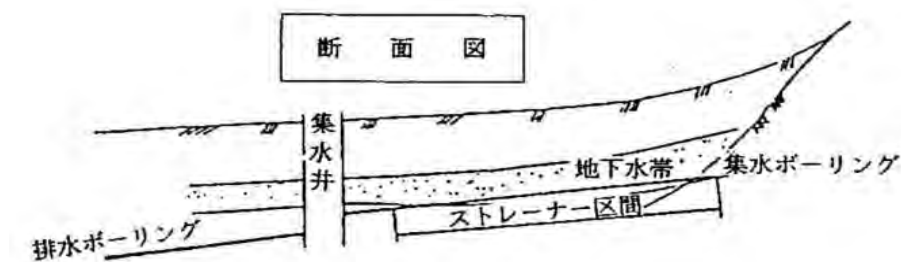


図 4-2-16 集水ボーリング断面図

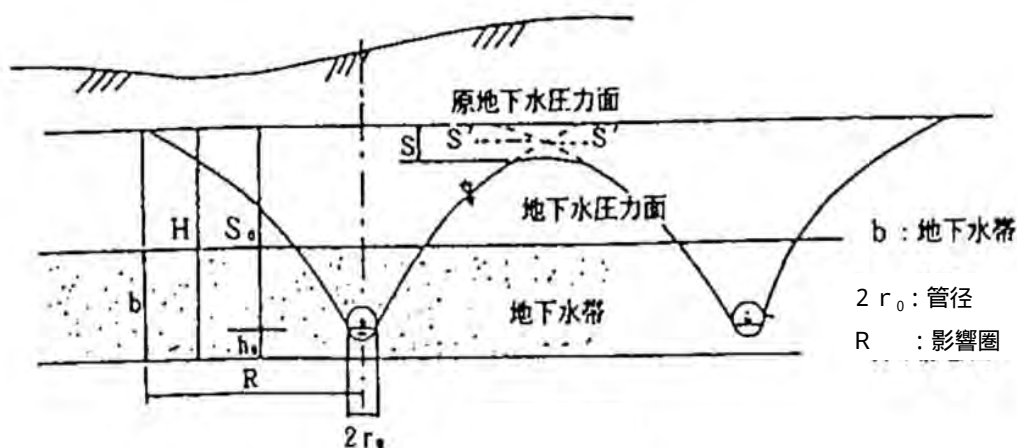


図 4-2-17 集水ボーリングストレーナ区間での地下水圧力面

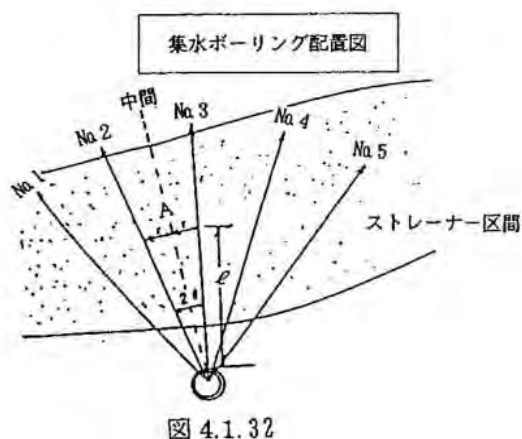


図 4.1.32

L : ストレーナー有効区間長 (m)
 S_0 : 同上区間での平均的水圧低下高 (m) $= H - h_0$
 k : 透水係数 (m/sec)
 b : 地下水帯厚 (m) $T = k \cdot b$: 透水量係数
 r_0 : 管半径 (m)
 R : 影響圏 : イ・ペ・クサキンの式が使えるものとし
 $R = 575 \cdot S_0 \sqrt{k \cdot b}$ (m)
 $\sinh x = \frac{e^x - e^{-x}}{2}$: 双曲線関数表より求める。

図 4-2-18 集水ボーリング配置図

図 4-2-18 のように集水ボーリング孔を配置し、中間点たとえば No.2 と No.3 の中間点 A での水圧低下高 S を考える。この点については No.1、No.4、No.5 による干渉効果も現れるが、No.2 および No.3 のみによる効果を考慮すれば A 点での実質水圧低下高 S は、No.2 による A 点での水圧低下高 S' と No.3 による A 点での水圧低下高 S' の和すなわち、 $S = 2 S'$ となる。

応用上の問題としては、点 A での水圧を S だけ低下させたい場合、集水ボーリング孔の打設水平角 2 をいくらにとればよいかを決定する必要がある。No.2 または No.3 から点 A におろした垂線の長さを r とし、それぞれ単独孔による A 点での水圧低下高 S' とすれば $S' = S / 2$ である。

式 4-2-4 を変形して

$$S_0 - \frac{S}{2} = \frac{Q}{kL} I_n \sinh \frac{r}{2b} / \sinh \frac{r_0}{2b} \quad \text{を満足する } r \text{ の値の } 2 \text{ 倍が求められる解である。}$$

$$I_n \sinh \frac{r}{2b} = I_n \left(\sinh \frac{r_0}{2b} \right) + \frac{kL}{Q} \left(S_0 - \frac{S}{2} \right)$$

$$\sinh \frac{r}{2b} = \exp \left\{ I_n \left(\sinh^{-1} \frac{r_0}{2b} \right) + \frac{kL}{Q} \left(S_0 - \frac{S}{2} \right) \right\}$$

ここに $\exp \{A\} = e^A$ 、 \ln : 自然対数 $= 2.3 \log$

$$r = \frac{2b}{\sinh^{-1}} = \exp \left\{ I_n \left(\sinh \frac{r_0}{2b} \right) + \frac{kL}{Q} \left(S_0 - \frac{S}{2} \right) \right\} \quad \cdots \cdots \text{(式 4-2-5)}$$

ここに、 $\sinh^{-1} [B] : \sinh [C] = B$ を満足する C の値 ; 双曲線関数による。

$2r$: ストレーナー区間中間点での集水ボーリング孔間隔

S : 水圧低下計画高

Q : 集水孔 1 本当りの集水量 : 式 4-2-4 による。

b, k, L, r : 式 4-2-4 に同じ

$$2 = 2 \sinh^{-1} \frac{r}{l} \quad \cdots \cdots \text{(式 4-2-6)}$$

ここに、 2 : 集水ボーリング打設角度

r : 式 4-2-4 による。

l : 集水井からストレーナー区間中間点までの距離 (集水ボーリング配置図参照)

(参 考) 地下水遮断工¹¹

地下水遮断工は、地すべり地域外に遮水壁を設けて、地すべり地域内に流入する地下水を遮断し、併せて地下水排除工を設けてこれを排水するものである。

遮水壁の施工は掘削により行われるため、経済性を考慮して透水層が比較的浅い地域で明瞭な地下水脈が認められるときのみに使用することが望ましい。

また、事前に地下水追跡、地下水検層を実施し、地すべり地域内に侵入する地下水を確認しておく。地すべり地域内に流入する地下水が少量であったり、透水層又は流入経路が不明確な地域については、遮水壁の位置 (長さ、高さ) が定まらず、広範囲になるため不経済となる。

なお遮水壁の背後には、計画を上回った降雨等により排水計画以上の地下水が流入して貯溜する恐れがあるため、地すべり地域内にこれを施工することはその活動を促すので絶対に避けなければならない。したがって潜在性地すべり地域の分布については特に注意するとともに、傾斜の急な崩積土の厚い地層の場合も崩壊を誘発する恐れがあるので、地質調査を慎重に実施して地盤の安定性を検討する必要がある。

¹¹ 建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 () p.47

なお、遮水壁を定着させる基盤に亀裂等が多く、容易に透水するような基盤の場合には、遮水された地下水が基盤を通して地すべり地域内に供給される恐れがあるため注意を要する。ち密な基盤とは透水係数 10^{-4} (cm/sec) 以下程度を目安とする。

地下水遮断工の設計に当たっては、次の点を考慮するものとする。

- (1) 平面的には、地下水の流れを遮断する方向で帯状に設計すること。
- (2) 遮水壁の工法は、土質、地盤の透水性、遮水壁の深さ等を勘案して定めること。遮水壁の代表的な工法には次のものがある。

鋼矢板工法

鋼矢板工法は、地盤が砂礫質の場合には打込みが困難なうえ継手部分が開き、漏水の恐れがある。

地中にコンクリート壁等を築造する工法

開削してコンクリート壁等を設ける場合には、掘削深が 3.0m 以上になると地すべりを誘発する恐れもあり、また土工量が多くなり、さらに安全管理施設等を考慮しなければならないため、注入工法のほうが経済的になる場合が多い。

地中に薬液等を注入して遮水壁を設ける工法

注入材料は地盤の透水性、地下水の流速、並びに材料の耐久性、毒性、経済性等を勘案して定める。注入材料には薬液、セメントペースト、モルタル等がある。一般的には、地盤の透水係数が小さい場合には薬液とし、大きい場合にはモルタル又はセメントペーストが経済的である。ただし、注入材料は人畜に無害なものでなければならない。特に薬液の場合、作業上の手違い等から、凝結しない液が地下水とともに流送され飲料水に混入し、被害が発生する恐れがあるので注意を要する。

- (3) 遮水された地下水は、地下水排除工により速やかに、かつ安全に地すべり地域外へ排除すること。地すべり地域内に排水する場合には、必ず地表水排除工により処理するものとする。遮断された地下水の主な処理方法としては、次のものがある。

地すべり地域外より横ボーリングにより排水する方法

背後地に集水井工を設け、ここに集水して横ボーリング等により排水する方法

暗渠等により排水する方法

横ボーリングによる排水及び集水井による集水の場合、遮水壁の低部にボーリング孔を集中することなく遮水壁の中間高さにも設けて排水し、又は垂直ボーリングの併用による立体的な排水も考慮することが望ましい。

- (4) コンクリート壁による場合の斜面上部側の埋戻しは礫詰めとし、斜面下部側は土で埋め戻し、つき固めること。

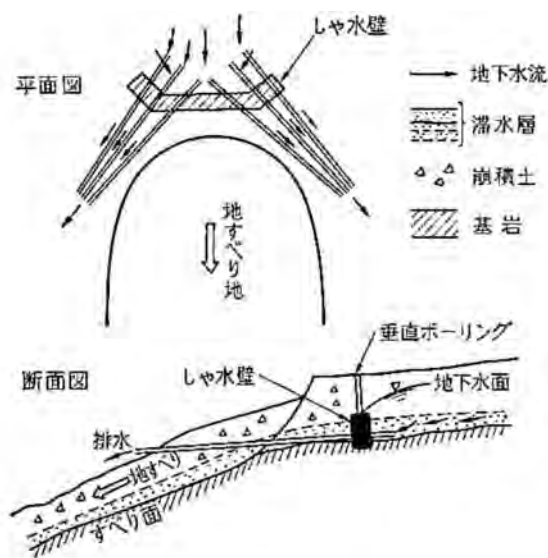


図 4-2-19 遮水壁の設計例¹²

2-2-2 深層地下水排除工¹³

(1) 横ボーリング工

設計の留意点は、2-2-1(3)横ボーリング工と同様であるが、深層地下水の排除にあたっては次の点に留意する。

- 1) 1 孔の長さは滞水層の排水については 50m 程度とする。掘進孔径は 66mm 以上とする。
- 2) ボーリングの掘削角度は、原則として滞水層に向かって斜め上向き 5～10 度とする。なお、ボーリングの方向は十分検討し、また孔曲がりの無いように施工し、集水した地下水が集水管から漏水しないようにする。

¹² 地すべり・斜面崩壊の実態と対策 - p.164

¹³ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.94

3) 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。

(2) 集水井工

集水井工の設計においては、次の点に留意するものとする。

- 1) 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、滞水層に向けて集水管を配置する(図4-2-20)。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。
- 2) 地下水が広範囲に存在し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、地下水の状況等を考慮して適切に配置する。
- 3) 集水井工においては、井筒周辺の浸透地下水の集水を助けるため、集水井壁面に集水孔を設ける。¹⁴
- 4) 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に留意し、単に工事をするだけではなく調査への活用も望まれる。
- 5) 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、施工中の安全管理にも十分留意する。

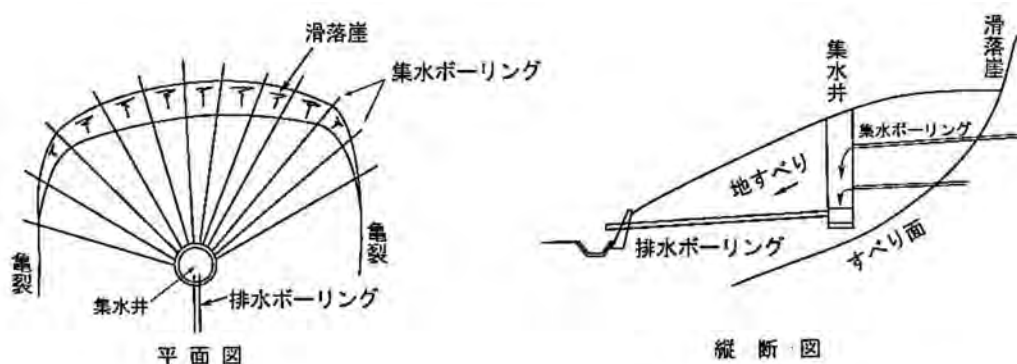


図 4-2-20 集水井工

6) 集水井の深さ

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する。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。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。

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。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、悪影響を及ぼす滞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。

一般的には、集水井の深さが30mを越すと施工が困難な場合がある。¹⁵

7) 集水井の構造

集水井の形状は円筒形であり、その内径は3.5～4.0mが標準である。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。

集水井は、集水及び排水管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。

集水井の底部は底張コンクリートを厚さ50cm程度施工することによって、地すべり層、または基盤への地下

¹⁴ 兵庫県独自

¹⁵ 砂防・地すべり設計事例 - p.197

水の漏水を絶ち、地すべり活動を助長しないようにする。

集水井の材料は、一般に鋼(ライナープレート)、鉄筋コンクリートが用いられるが、施工位置への材料搬入の容易さや、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。一般に施工場所は山間部であり、大型機械による材料運搬が困難な場合が多く、また、同一地点で多量の材料を使用することが少ない。このような場合には、軽量で施工性の良いライナープレートが用いられる。

集水井の維持管理のため、以下に示す付帯施設を設置する。¹⁶

- (a) 集水井内部に昇降階段または梯子を設置し、底部まで降りられるようにする。なお、原則として直高約5m毎に踊り場を設ける。
- (b) 集水井頂部には、転落防止のためと木の葉等が集水井内部に入らないように、地表面より井筒の頂部を1.0m出すことを基本とし、出入り口のある鉄網の蓋で閉塞するものとする。
- (c) 集水井の周囲には、部外者の立ち入りを防止するために、施錠できる出入り口を設けた5.0m×5.0mの立ち入り防護柵を設置する。なお、積雪地帯では、積雪の荷重に耐えられる構造とする。

8) 集水井の設計

鋼構造(ライナープレート)集水井の設計

集水井外周面に作用する荷重は、原則として土圧のみとし、水圧は考慮しない。土圧は主働土圧とし、原則として地すべり運動に伴い発生する土圧は考慮しない。しかしながら、実際の地すべり挙動は複雑であるため、必要に応じて地すべり運動に伴い発生する土圧を考慮した計算手法を用いることもある。また、集水井の変形が予想される場合は、ラテラルストラットやバーチカルスティフナーを用いて集水井を補強する。この他、偏土圧が予想される場合は、それを考慮した設計を行う。

座屈に対して安全な部材の断面(板厚)決定は、集水井外周面に作用する最大土圧 P_{tmax} を用いて次式によって決定する。

$$q_A = \frac{3 \cdot E \cdot I}{f \cdot R^3} \rangle P_{tmax} \quad \dots (式4-2-7)$$

q_A : 集水井外周面の許容外圧(kN/m²)

E : ヤング率(kN/m²)

I : ライナープレート、コルゲート深さ1m当たりの断面二次モーメント(m⁴/m)。ただし、集水孔、ボルト孔等を考慮して有効断面二次モーメントは $0.8 I_0$ (I_0 : 集水孔、ボルト孔等がない場合の断面二次モーメント)とする。

f : 安全率(1.5~2.0: 標準は1.5)

R : 集水井半径(m)

P_{tmax} : 集水井外周面に作用する最大土圧

式4-2-7は、鋼板の波型の影響を考え、ポアソン比を零とした場合の外圧を受ける薄肉円筒における単位長さあたりの座屈の式である。これを満足しない場合は、ライナープレート、コルゲートの水平継ぎ目、または、内側にH型鋼による補強リングをはめ込んで補強する。なお、補強リングの断面及び間隔は、補強リングの間隔を単位長さに換算して決定する(図4-2-21)。

なお、土圧等の設計条件が明確な場合は、部材の断面を土圧の分布に応じて変化させることができる。

¹⁶ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.122

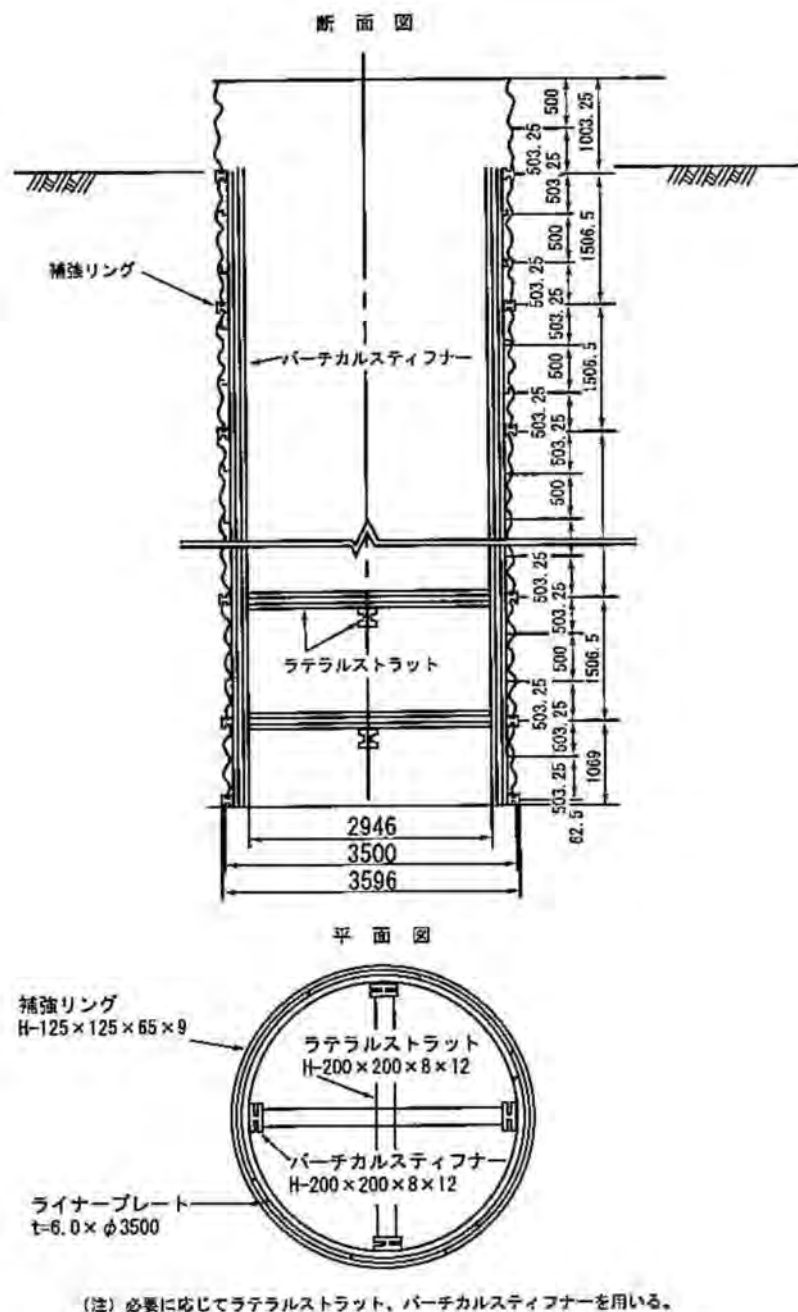


図 4-2-21 ライナープレートによる集水井の例 (単位 : mm)

集水井外周面に作用する最大土圧 P_{tmax} 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4-2-8及び式4-2-9が多く用いられている(図4-2-22)。

$$P_h = k \cdot \gamma \cdot h \quad , h < 15m \quad \dots (式4-2-8)$$

$$P_h = 15 \cdot k \cdot \gamma \quad , h \geq 15m \quad \dots (式4-2-9)$$

P_h : 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、 $h = 15m$ 以深においても土圧が増加すると判断される場合は式4-2-8を準用する場合がある。

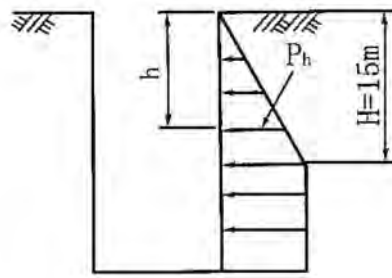


図 4-2-22 集水井外周面に作用する土圧

鉄筋コンクリート集水井の設計¹⁷

この集水井は、以下に示す場合などに用いられる。

ア) 一般に地質が砂質地盤等の比較的均質な地盤であり、集水井が自重により容易に沈下する場合

イ) 地盤が、多量の地下水のためにボーリング(噴泥現象)を起こしやすい砂質土の場合

ウ) 地盤が、ヒーピング(被圧地下水により被覆層が押し上げられる現象)を起こしやすい軟粘質土の場合

水平荷重は、と同様な考え方とする。集水井の基盤の許容支持力度は、その地盤の極限支持力度を安全率($n=3$)で除した値以上とする。

$$q_d = \frac{1}{n} (q_a - r_2 D_t) + r_2 D_t$$

$$q_a = \alpha C N_c N + \frac{1}{2} \beta r_1 B N_r + r_2 D_t N_q$$

において q_a q_d

q_a : 底面地盤の許容支持力度 (kN/m^2)

D_t : 地表面から集水井までの深さ (m)

r_1 、 r_2 : 底面より下 (r_1) か上 (r_2) の地盤の単位体積重量で、
地下水位以下では水中単位体積重量とする (kN/m^3)。

N_c 、 N_q 、 N_r : 支持力係数で図 4-2-23 から求める。

q_d : 底面地盤の極限支持力度 (kN/m^2)

、 : 底面の形状係数、円形集水井で $\alpha = 1.3$ 、 $\beta = 0.6$

B : 集水井の直径 (m)

C : 底面地盤の粘着力 (kN/m^2)

: 底面地盤の内部摩擦角 (度)

n : 安全率 $n=3$

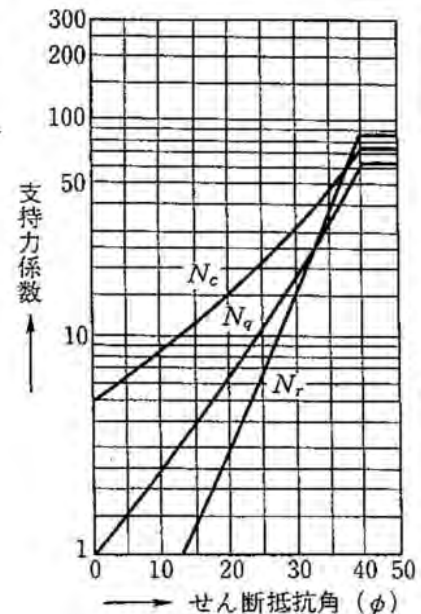


図 4-2-23 支持力係数を求めるグラフ

9) 集水ボーリング¹⁸

集水ボーリングは、滞水層ごとに 1～数段、放射状に施工し、浅層地下水の排除も同時に行うものとする。

1 本の集水ボーリングの延長は 50m を標準とする。集水ボーリング工のうち、滑落崖直下のすべり面を切っ
て更に基盤内に掘進する場合は、80～100m の延長を必要とすることもある。保孔管については、2-2-1(3)
横ボーリング工を参照すること。

集水ボーリングの位置、方向、間隔、本数等については地質及び地下水調査の結果によって設計し、施工中
の集水状況、地下水の変化によって方向、間隔、本数を変更する必要がある。

¹⁷ 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編() - p.51

¹⁸ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.98

10) 排水ボーリング¹⁹

集水井の恒常的な排水は、原則として自然排水とする。

排水ボーリング工延長は最大で 80m 程度の場合が多い。排水ボーリング延長が長くなったり、排水ボーリングの施工が困難な場合は、70～80m 離れた位置に中継井戸を設けて排水ボーリングによって連結するか、排水トンネルを施工する。

排水管は内径 80～100mm の鋼管を使用するものとする。経験値や下記の管径計算により径を決めることとするが、排水する地下水が多く見込める場合は、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。

排水孔が地すべり面を横切の場合は、保孔管がせん断、ねじれ等により破壊されることがあるので、数本の排水孔を使用する場合もある。

排水ボーリングの流末は、地すべり地域外に設置するか、又は水路工で地域外に排除し、保孔管の末端には、蛇籠又は擁壁等でのり面保護工を施工するものとする。

排水ボーリング管径計算

平均流速式は、開水路または管水路の運動方程式における摩擦抵抗項を、平均流速を用いて、実験的に表現するものであり、正確には定常で、等流または一様断面管渠に適用すべきである。

$I = h / l = 10.666 C^{-1.85} D^{-4.87} Q^{1.85}$ ・・・Hazen・Williams (ヘーゼン・ウィリアムス) の式

$Q = 0.27853 C D^{0.63} I^{0.54}$

$D = 1.6258 C^{-0.38} Q^{0.38} I^{-0.205}$

$V = 0.84935 C R^{0.63} I^{0.54}$

$= 0.35464 C D^{0.63} I^{0.54}$

I : 動水勾配 (又は排水ボーリング勾配) 、h : 摩擦損失水頭 (m)

C : 流速係数は管種等で決定 、D : 管径 (m) =4R

Q : 流量 (m³ / sec) 、V : 平均流速 (m / sec)

R : 径深 (m) 、l : 管延長 (m)

集水井からの集水量 Q が求まれば、上式を用い、排水ボーリング孔の孔径 (挿入管内径) を決定する。

表 4-2-1 管路における H-W 式の C

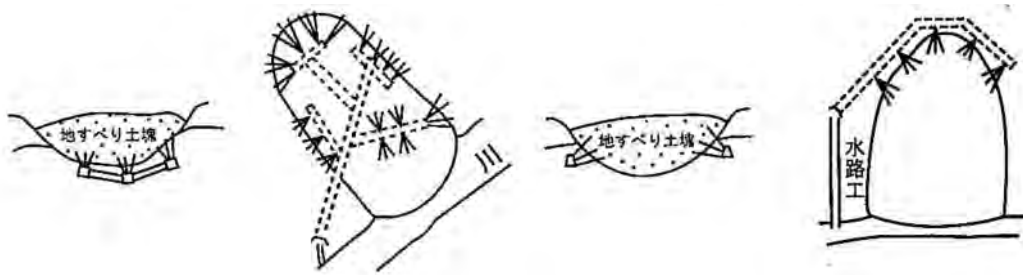
代表的管種	壁面の状態	C
新しい塩化ビニールガラス管	きわめて平滑	145-155
なめらかなコンクリート管	スチールフォーム使用、継目平滑	140
新しい全溶接鋼管		
新しい鑄鉄管遠心力コンクリート管		130
古い鑄鉄工 (標準)	全面に1～2mmのさび、コブ発生	100

(3) 排水トンネル工²⁰

排水トンネル工は、地すべり規模が大きく、移動層が厚い場合、又は移動速度の大きい場合に用いる。原則として、基盤内に設置し、トンネルからの集水ボーリングや集水井との連結などによって、すべり面に影響を及ぼす地下水を排除することを目的とする。また排水トンネル工には、地すべり面下を通る底設トンネルと地すべり地域周辺部に設ける周縁トンネルの 2 種類がある。なお排水トンネル工の設計においては、以下の点に留意する。

¹⁹ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.98

²⁰ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.99



(a) 底設排水トンネル

(b) 周縁排水トンネル

図 4-2-24 排水トンネル工

1) トンネルの配置

基盤岩内の排水トンネル天端からすべり面までの距離は、地盤の緩み範囲を考慮して、トンネル径の2倍以上とする。また、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。

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、半円形及び台形等がある(図4-2-25)。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。

覆工の材料には、コンクリート、ライナープレート、コルゲート等を用いる。

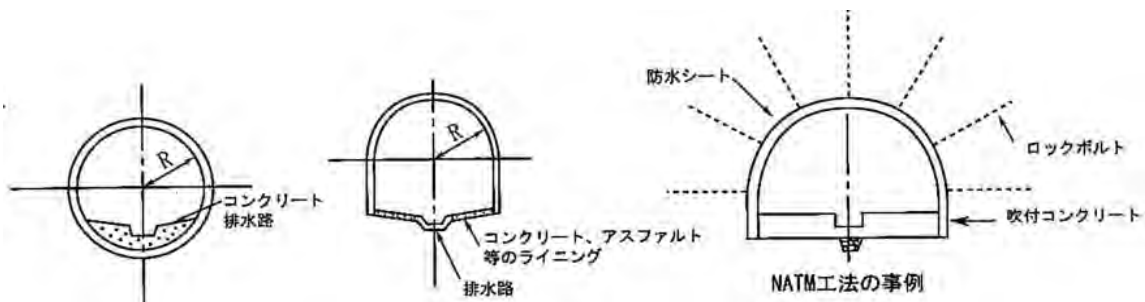


図 4-2-25 排水トンネルの断面形状の事例

4) 排水トンネルの付帯施設

排水トンネルの奥行きが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。

トンネル内への部外者の立ち入りを防止するために、坑口に施錠できる扉を設ける。また、長大なトンネルでは、換気方法も検討する。

5) 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、滞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、滞水層までの距離、ボーリングの全長、滞水層を横切る区間長等を勘案し決める。

また、急な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集水管については、「2-2-1(3)、2-2-2(1)及び2-2-2(2)3 横ボーリング工」の項を参照すること。

6) 排水

排水トンネルの底部は、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、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、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保持する。

7) 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4-2-2に参考値を示す。

表 4-2-2 Terzaghi の支保工に作用する土荷重の表

岩盤の状態	土荷重の高さ (m)	摘 要
堅固で侵されていないもの	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。
堅固で層状又は片岩状のもの	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。
大塊状で普通程度の節理のあるもの	0～0.25B	
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。
はなはだしく小塊で割目の多いもの	(0.35～1.10) (B+H _t)	側圧は小さいか、又はない。
完全に破碎されているが、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。
<p>1 この表は土被り 1.5 (B+H_t) 以上の場合、鋼アーチ支保工天端に作用する土荷重の高さを示す。 B：トンネル掘削断面の幅 (m) H_t：トンネルの掘削断面の高さ (m)</p> <p>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、～ の各号の値は 50%減じてよい。</p>		

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

(4) その他の工法

その他の工法として、大口径ボーリングによる集排水工法がある。この工法は、直径300～600mmのスリット付き鋼管を横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。スリットの見詰まりや集水管の破断が予想される場合に使用することがある。

(参 考) 立体排水工²¹

立体排水工は滞水層が多数ある場合、垂直ボーリング工と排水トンネル工または横ボーリング工を組み合わせ、立体的に浅層、深層地下水を排除することを目的とする。

垂直ボーリングは、できるだけ大口径とし、1 箇所の集水半径が大きくなるよう設計しなければならない。

²¹ 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法 - p.349

また、保孔管はガス管、硬質塩化ビニル管等を用い、ストレーナは全延長に設けるものとする（図 4-2-26 参照）。

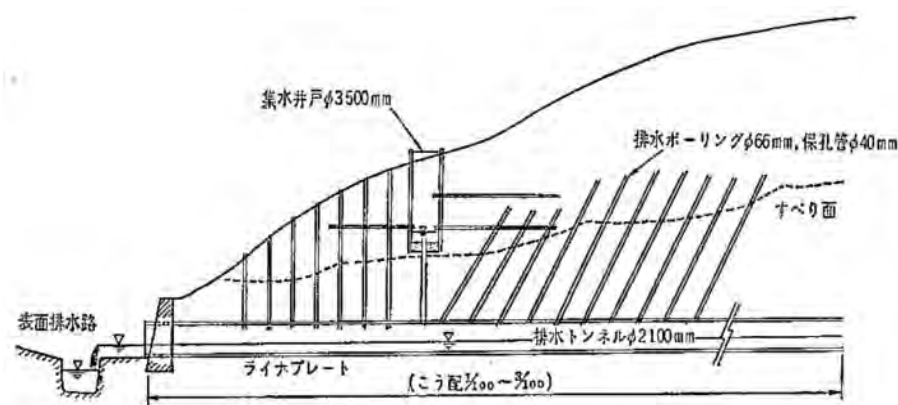


図 4-2-26 立体排水工

（参 考）セミウェル工²²

セミウェル工は、ポンプにより、緊急に地下水を排除する工法である。集水井工、排水トンネル工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。

セミウェル工は、集水井に準ずる機能を有する工法で、ボーリング機械で施工ができ、工事期間が短く、揚水効果が大きい利点を有する。しかし、他の工法と比べ多額の運転経費を要し、ストレーナーに目詰まりを生じ、1～2年に1回の洗浄が必要となったり、地すべりによるストレーナーパイプの孔曲り、ポンプの故障等により、地すべりを再移動させる恐れがあり、維持管理上の問題がある。（図 4-2-27 参照）

セミウェル工の設置に際しては、地下水の存在形態、集水状況を把握し、その位置を決める必要がある。

なお、地すべり地域内外に調査ボーリングを実施し、地質調査のうえ揚水試験を行い、揚水量、水位降下、水位回復形態、集水状況を調査し、その結果揚水量が多く、水位回復時間の早い透水性の高い地点のボーリング孔を拡大してセミウェルとする場合もある。

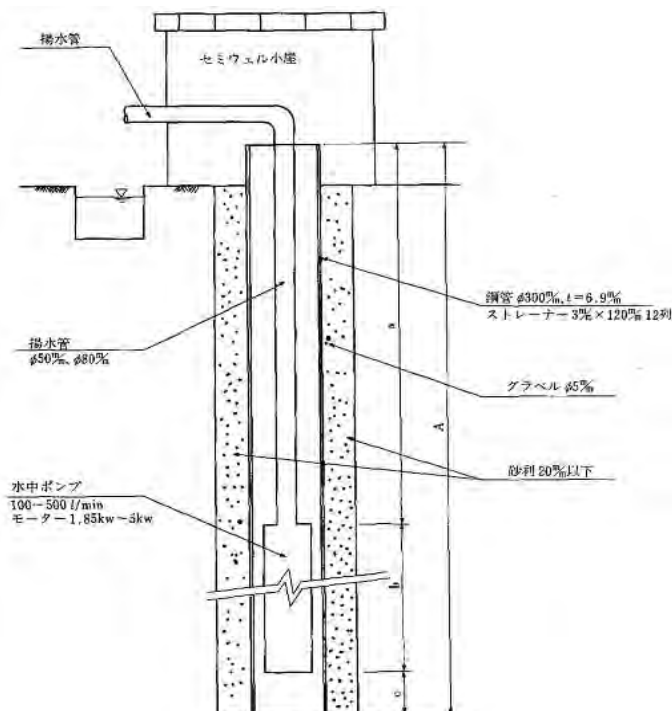


図 4-2-27 セミウェル工概要図

²² 砂防・地すべり防止施設事例集 - p.379

2-3 排土工（切土工）²³

2-3-1 排土工

排土工は、原則として地すべり頭部の排土により、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、直高等を決めるが、次の内容を考慮するものとする。

排土を行う場合には、排土予定地の上方斜面に潜在性地すべりが存在していないか、排土により背後斜面の安定度を低下させ、地すべりを誘発し、あるいは拡大する可能性がないか、事前に十分調査検討を行うものとする。

2-3-2 切土のり面（図 4-2-28 参照）

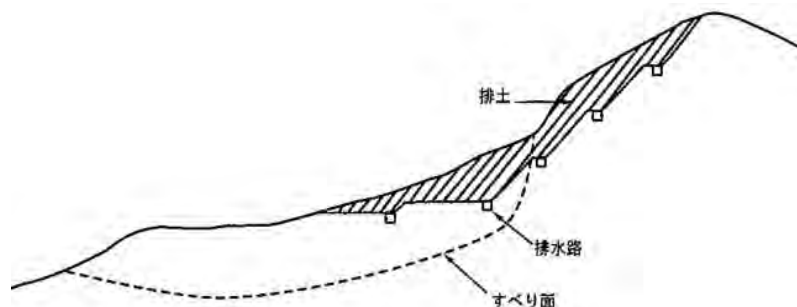


図 4-2-28 排土工と切土のり面概要図

切土のり面の勾配及び直高は、地質条件より、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、施工後、時間の経過とともに次第に不安定となり、表層崩壊が起こる場合があるためである。

軟岩等の場合における切土のり面の勾配は、1 : 0.5 ~ 1 : 1.2 程度、小段幅は直高 7m ごとに 1.0 ~ 2.0m 程度とする例が多い。また、砂質土等の場合における切土のり面の勾配は、1 : 1.0 ~ 1 : 1.5 程度、小段幅は直高 5 ~ 10 m ごとに 1.0 ~ 2.0m 程度とする例が多い。

2-3-3 排土後ののり面保護

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、斜面には多くの小段を設けて集排水路を設置し、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、植生又は構造物でのり面を被覆するものとする。

植生の導入が不適なのり面又は植生だけでは安定が期待できないのり面については、石張工、ブロック張工、枠工等を併用し、保護する必要がある。

（参 考）²⁴

排土工の設計に際しては、すべり面の形、特に末端部の形状、地すべりブロックの連鎖状況により、排土工の適用しにくい地すべりと排土工が適用される地すべりがあることに留意すること。

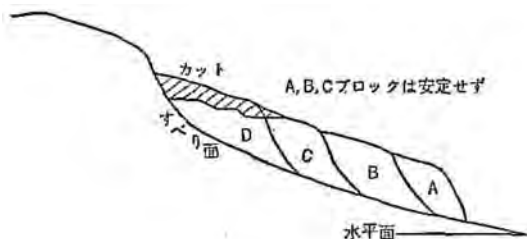


図 4-2-29 排土工の適用しにくい地すべり²⁵

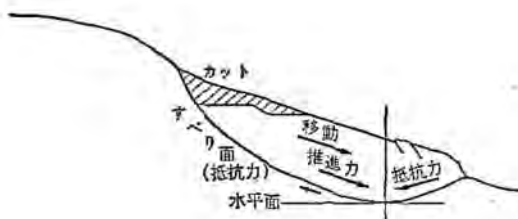


図 4-2-30 排土工の適用される地すべり

²³ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p. 101

²⁴ 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法 - p350

²⁵ 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法 - p380

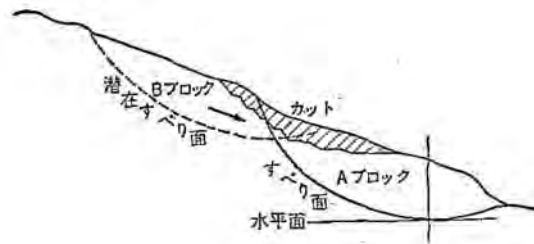


図 4-2-31 排土による地すべりの誘発

図 4-2-32(a)のように小規模な地すべりで、法勾配を緩くして斜面の安定を図る場合があるが、これはむしろ危険になり、地すべり胸部の排土が大きいと、切直し工事のあとでもまだ地すべりが続いているという事例が多い。

排土工は図 4-2-32(b)のように頭部のカット主体に行う必要があり、この方が量的にも安定解析上にも有利であり、排土材はそのまま脚部で盛土できれば、更に効果が高い。

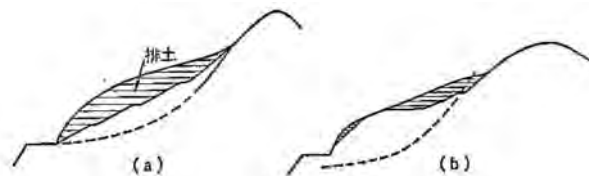


図 4-2-32 排土の効果的な位置 (a)不適 (b)適

湖水、ダム貯水池沿岸の地すべり地域で、地すべりの土塊の半分以上が湖水等の H.W.L. より下にかくれる場合、間隙水圧の関係から排土することによって逆に不安定になる場合もあるので注意を要する。

2-4 押え盛土工²⁶

2-4-1 押え盛土工

押え盛土工は、原則として地すべり末端部に盛土を行うことにより、地すべり滑動力に抵抗する力を付加させるもので、斜面安定解析により所定の計画抵抗力を得られるように盛土量、盛土の位置を設計する。

なお、地すべり斜面は、かく乱されて軟弱な場合が多く、盛土の底部破壊が起きる可能性があり、また盛土部の下方斜面に潜在性の地すべりがある場合には、これを誘発する可能性があるため、押え盛土の設計に当たっては、基礎地盤の調査結果により盛土部基盤の安定性についての検討を行う必要がある。

2-4-2 盛土のり面

押え盛土の盛土高、のり面勾配は盛土材料の材質、盛土基礎地盤の土質特性により定める。一般に盛土ののり勾配は 1 : 1.5 ~ 1 : 2.0 とし、盛土の直高 5m ごとに 1.0 ~ 2.0m 程度の小段を設けていることが多い。なお、小段には水路を設ける必要がある。

2-4-3 地下水の処理

地すべり斜面末端部では、一般に湧水が見られる場合や横ボーリング等の施設がある場合があるので、盛土によりこれらを遮断することのないよう、暗渠等を併設する必要がある。また、盛土位置に浅層地下水の滞水層があるとき、盛土荷重によって、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ので、地下水の処理には十分注意する必要がある。

²⁶ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.103

2-4-4 盛土後ののり面保護

押え盛土の盛土のり面は、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、枠工等が一般的に用いられ、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ほうが望ましい。ただし、ダム湛水池内に設ける水没のり面保護工としては、石張工、ブロック張工等を用いる場合もある。

のり尻には原則としてのり止め擁壁として、ふとん籠、鉄筋コンクリート枠擁壁、消波根固めブロック擁壁等を設置する。コンクリート重力擁壁を用いる場合には、基礎掘削等により地すべりを誘発しないように十分な注意を要する。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。

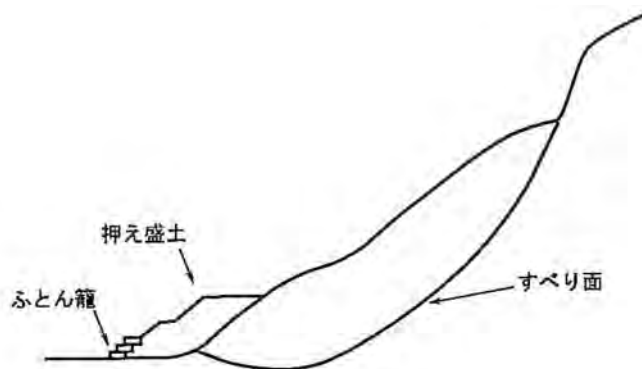


図 4-2-33 押え盛土工

2-5 河川構造物²⁷

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、地すべり活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河川構造物等による侵食防止工が用いられる。

地すべり斜面直下流部に砂防えん堤や床固工、護岸工等を設けた場合、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等を設ける場合は、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、掘削の無い構造物とするか、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。

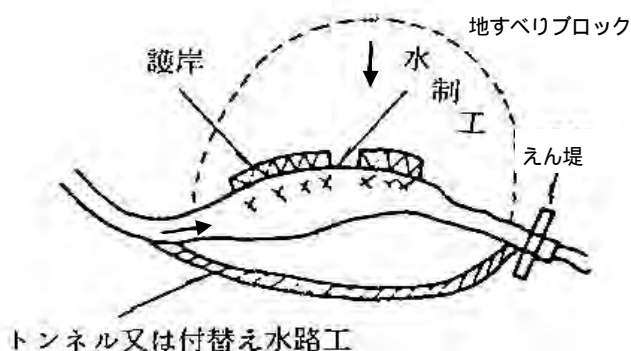


図 4-2-34 河川構造物の概要

²⁷ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.104

設計例 1：集水井の設計事例²⁸

1 設計条件

項 目		記 号	単 位	数 値
構造条件	材料	-	-	ライナープレート
	集水井の直径	D	m	3.5
	集水井の全長	H	m	20.50
	集水井の深度	h_0	m	20.00
土質条件	土の単位体積重量	γ	kN/m ³	18.0
	土の粘着力	C	kN/m ²	15.0
	土の内部摩擦角		°	25.00
上載荷重		q	kN/m ²	0.0
均等土圧式		-	-	静止土圧式
許容応力度	ライナープレート(LP)	L_a	kN/mm ²	120
	補強リング(HR)	H_a	kN/mm ²	140

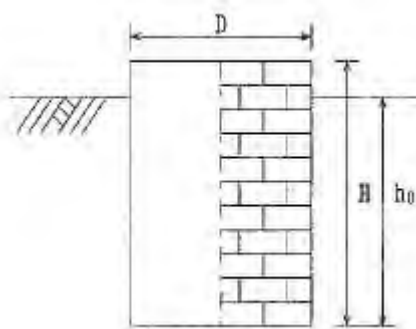


図 4-2-35 集水井モデル図

2 集水井外周面に作用する土圧

各深度における土圧強度は P_h 以下の式で求める。

$$P_h = k \cdot \gamma \cdot h \quad (h < 15\text{m})$$

$$P_h = k \cdot 15 \cdot \gamma \quad (h \geq 15\text{m})$$

k : 土圧係数(砂質土、粘性土にかかわらず0.5とする)

γ : 土の単位体積重量(kN/m³)

h : 任意の深度(m)

なお、以降で算出する土圧強度、モーメント、圧縮応力度等の検討は、ライナープレートの規格(0.5m/枚)に合わせて、0.5m ピッチで行うこととする。

最大土圧強度 $P_{h\max}$ は、深度 20.00(m)のときに次のようになる。ただし、深度 15.00 以深では一定圧とし、土圧の増加はない。

$$\begin{aligned}
 P_{h\max} &= k \cdot \gamma \cdot h \\
 &= 0.500 \times 18.0 \times 15.00 \\
 &= 135.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

²⁸ 砂防・地すべり設計実例 - p.200、設計要領第二集 橋梁・擁壁・カルバート - p4-91

土 圧 表 (静止土圧式)

最大値		深度 h (m)		土圧強度 P_{hmax} (kN/m ²)	
		20.00		135.00	
深度 h (m)	土圧強度 P_h (kN/m ²)	深度 h (m)	土圧強度 P_h (kN/m ²)	深度 h (m)	土圧強度 P_h (kN/m ²)
0.00	0.00	7.50	67.50	15.00	135.00
0.05	4.50	8.00	72.00	15.50	135.00
1.00	9.00	8.50	76.50	16.00	135.00
1.50	13.50	9.00	81.00	16.50	135.00
2.00	18.00	9.50	85.50	17.00	135.00
2.50	22.50	10.00	90.00	17.50	135.00
3.00	27.00	10.50	94.50	18.00	135.00
3.50	31.50	11.00	99.00	18.50	135.00
4.00	36.00	11.50	103.50	19.00	135.00
4.50	40.50	12.00	108.00	19.50	135.00
5.00	45.00	12.50	112.50	20.00	135.00
5.50	49.50	13.00	117.00		
6.00	54.00	13.50	121.50		
6.50	58.50	14.00	126.00		
7.00	63.00	14.50	130.50		

3 許容座屈荷重

2で求められた土圧強度に対して、集水井本体が座屈するかどうかの検討を行う。

部材および断面性能

深度 h (m)	部材寸法	断面二次モーメント I (cm ⁴ /m)
0.00 ~ 6.00	LP $t=2.7$ mm	113
6.00 ~ 12.00	LP $t=2.7$ mm	113
	HR1 $I=2.00$ mm、 $s=0.0$ mm	420
		533.00

LP : ライナープレート

t : ライナープレート板厚 (mm)

HR1 : H125 × 125 × 6.5 × 9.0 × 8

I : 補強リングピッチ (m)

s : 補強リング腐食代 (mm)

ライナープレートの断面性能

(単位：m あたり)

板厚(mm) t	断面積 (cm ²) A	断面二次モーメント (cm ⁴) I	断面係数 (cm ³) Z
2.7	39.76	141.0	45.98

ライナープレートの断面性能は、集水孔、ボルト孔等の断面欠損による低減率を次のように見込む。

断面積	断面二次モーメント	断面係数
20%	20%	20%

よって、ライナープレートの深さ 1(m)あたりの断面二次モーメント I_0 は

$$I_0 = 0.8 \cdot I = 113.0 \times 10^{-8} (\text{m}^4/\text{m}) \quad \text{となる。}$$

補強リングの断面性能

(単位：m あたり)

寸法 (mm)	断面積 (cm ²)	断面二次モーメント (cm ⁴)		断面係数 (cm ³)	
		I_x	I_y	Z_x	Z_y
H125 × 125 × 6.5 × 9	30.00	839	293	134	46.9

補強リングの間隔は、最大 2.0m とする。これは、補強リングとライナープレートとの断面剛性の差が大きく、断面方向の変形が異なるため、あまり間隔を開けすぎると竹節状に変形することがあり、過去の実績や経験よりこの値とする。

以上より、補強リングの間隔を 2.0m とすると補強リングの断面二次モーメント I_h は、

$$I_h = 839 (\text{cm}^4) / 2 (\text{m}) = 420 \times 10^{-8} (\text{m}^4) \quad \text{となる。}$$

座屈の検討

$$q_A = \frac{3 \cdot E \cdot I}{f \cdot R^3} > P_{h\max} \quad \dots (式4-2-7)$$

q_A : 集水井外周面の許容座屈荷重 (kN/m²)

E : 鋼材の弾性係数 = 2.0×10^8 (kN/m²)

I : 断面二次モーメント (m⁴/m) \dots 補強リングなし $I_0 = 113.0 \times 10^{-8}$ 、補強リングあり $I_{0+h} = 533 \times 10^{-8}$

f : 安全率 = 1.5

R : 集水井の半径 (m) = 1.75、 $2 \cdot R = 3.5$ (m)

$P_{h\max}$: 集水井外周面に作用する最大土圧

よって、

ライナープレートのみ $q_A = 84.33$

補強リングあり $q_{A(h)} = 397.80$

深度区間 (m)	深度 h (m)	許容座屈荷重 q_A (kN/m ²)	設計土圧強度 $P_{h\max}$ (kN/m ²)	判定
0.00 ~ 6.00	6.00	84.33	54.00	OK
6.00 ~ 20.00	20.00	397.80	135.00	OK

4 圧縮応力度の検討

$$\text{ライナープレートに発生する圧縮応力度 (N/mm}^2\text{)} \quad \sigma_L = \frac{L \cdot N}{A_L} + \frac{L \cdot M_{\max}}{Z_L} \quad L_a$$

$$\text{補強リングに発生する圧縮応力度 (N/mm}^2\text{)} \quad \sigma_H = \frac{H \cdot N}{A_H} + \frac{H \cdot M_{\max}}{Z_H} \quad H_a$$

: 軸力分担率

N : 当分布荷重が作用するときの集水井に働く圧縮力 (N/m)

： 曲げモーメント分担率

M_{\max} ：最大曲げモーメント(N・m/m)

A ：断面積(mm²/m)

Z ：断面係数(mm³/m)

添え字 L:ライナープレート、H:補強リング

深度 h(m)	部材寸法	断面積 A (cm ² /m)	軸力分担率	曲げモーメント 分担率	断面係数 Z (cm ³ /m)
0.00 ~ 6.00	LP $t=2.7$ mm	31.81 ----- 31.81	1.000 ----- 1.000	1.000 ----- 1.000	36.8 ----- 36.8
6.00 ~ 12.00	LP $t=2.7$ mm HR1 $l=2.00$ mm $s=0.0$ mm	31.81 15.00 ----- 46.81	0.680 0.320 ----- 1.000	0.212 0.788 ----- 1.000	36.8 67.0 ----- 103.8

軸力分担率

ライナープレートが分担する軸力分担率 L

$$L = \frac{A_L}{A_L + A_H} = \frac{31.81}{31.81 + 15} = 0.680$$

補強リングが分担する軸力分担率 H

$$H = \frac{A_H}{A_L + A_H} = \frac{15}{31.81 + 15} = 0.320$$

添え字 L:ライナープレート、H:補強リング

A_L ：1m 当たりのライナープレートの断面積 = $19.88(\text{cm}^2/\text{枚}) \times 2 \text{ 枚} \times 0.8$
= $31.81(\text{cm}^2/\text{m})$

A_H ：1m 当たりの補強リングの断面積 = $30(\text{cm}^2)/2 = 15(\text{cm}^2/\text{m})$

曲げモーメント分担率

ライナープレートが分担する曲げモーメント分担率 L

$$L = \frac{I_L}{I_L + I_H} = \frac{112.8 \times 10^{-8}}{112.8 \times 10^{-8} + 419.5 \times 10^{-8}} = 0.212$$

補強リングが分担する曲げモーメント率 H

$$H = \frac{I_H}{I_L + I_H} = \frac{419.5 \times 10^{-8}}{112.8 \times 10^{-8} + 419.5 \times 10^{-8}} = 0.788$$

I_L ：1m 当たりのライナープレートの断面二次モーメント = $112.8 \times 10^{-8} (\text{m}^4/\text{m})$

I_H ：1m 当たりの補強リングの断面二次モーメント = $419.5 \times 10^{-8} (\text{m}^4/\text{m})$

断面係数

1m 当たりのライナープレートの断面係数 Z_L

4- 参照

$$Z_L = 23(\text{cm}^3/\text{枚}) \times 2(\text{枚}) \times 0.8 = 36.8(\text{cm}^3/\text{m})$$

1m 当たりの補強リングの断面係数 Z_H

4- 参照

$$Z_H = 134/2 = 67(\text{cm}^3/\text{m})$$

等分布荷重が作用するときの集水井に働く圧縮力Nの算出

$$N = P_{hmax} \cdot r$$
$$= 135.0 \times 1.75 = 236.25 \text{ (kN/m)}$$

P_{hmax} : 設計土圧強度 = 135.0 (kN/m ²)
r : 集水井の半径 = 1.75 (m)

最大曲げモーメント M_{max}

$$M_{max} = N \cdot \frac{\delta_0}{1 - \frac{p_{hmax}}{q_k}}$$

N : 軸圧縮力 = 236.25 (kN/m)
p_{hmax} : 設計土圧強度 = 135.0 (kN/m ²)
δ_0 : 楕円化変位量 (m)
土圧が作用したときのたわみ量を、半径の1%と仮定すると次のようになる。
$\delta_0 = 0.01 \times r = 0.01 \times 1.75$
$= 0.0175 \text{ (m)}$
q_k : 限界座屈荷重 (kN/m ²)
$q_k = \frac{3 \cdot E \cdot I}{r^3} = 1.5 \times q_A = 1.5 \times 397.8 = 596.7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
q_A : 許容座屈荷重 (kN/m ²) 4- 参照

$$M_{max} = 236.25 \times \frac{0.0175}{1 - \frac{135.0}{596.71}} = 5.35 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

ライナープレート及び補強リングの許容応力度

・ライナープレートの許容応力度 L_a

ライナープレートの材質は、JISG3131、SPHC、JISG3101、SS300もしくは、これらと同様以上のものとする。
一般的に市場性のある材質はSS300である。

ライナープレートの許容応力度は SS300 : 175 (N/mm²)

ライナープレートの許容応力度は、材料の保証降伏強度に仮設材としての安全率を考慮して定めた。

よって、当集水井は永久構造物として施工するため、仮設時の許容応力度1.5で除した値とすると

$$L_a = 175 / 1.5 = 120 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

・補強リングの許容応力度 H_a

補強リングの材質は、JISG3101、SS400もしくは、これらと同様以上のものとする。

補強リングの許容応力度は SS400 : 210 (N/mm²)

よって、当集水井は永久構造物として施工するため、仮設時の許容応力度1.5で除した値とすると

$$H_a = 210 / 1.5 = 140 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

圧縮応力 $h=6.00\text{m}$ 地点

$$\sigma_L = \frac{L \cdot N}{A_L} + \frac{L \cdot M_{max}}{Z_L}$$

$$= \frac{1.000 \times 94.50 \times 10^3}{31.81 \times 10^2} + \frac{1.000 \times 2.89 \times 10^6}{36.8 \times 10^3}$$

$$= 109 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 120 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \text{OK}$$

	: 軸力分担率
N	: 当分布荷重が作用するときの集水井に働く圧縮力(N/m)
	: 曲げモーメント分担率
M _{max}	: 最大曲げモーメント(N・m/m)
A	: 断面積(mm ² /m)
Z	: 断面係数(mm ³ /m)
添え字	L:ライナープレート、H:補強リング

圧縮応力 h=20.00m地点

1)ライナープレートの圧縮応力 σ_L の検討

$$\sigma_L = \frac{\sigma_L \cdot N}{A_L} + \frac{\sigma_L \cdot M_{\max}}{Z_L}$$

$$= \frac{0.680 \times 236.25 \times 10^3}{31.81 \times 10^2} + \frac{0.212 \times 5.35 \times 10^6}{36.8 \times 10^3}$$

$$= 82 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 120 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \text{OK}$$

2)補強リングの圧縮応力 σ_H の検討

$$\sigma_H = \frac{\sigma_H \cdot N}{A_H} + \frac{\sigma_H \cdot M_{\max}}{Z_H}$$

$$= \frac{0.320 \times 236.25 \times 10^3}{15.00 \times 10^2} + \frac{0.788 \times 5.35 \times 10^6}{67.0 \times 10^3}$$

$$= 114 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 140 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \text{OK}$$

GL-0.00～20.00mの圧縮応力等一覧表を下記に示す。

集水井半径(m)					最大変形量						
1.75					0.0175						
ライナープレートの断面積					補強リングの断面積						
31.81					15						
ライナープレートの断面係数					補強リングの断面係数						
36.8					67						
深度h (m)	土圧強度 P_h (kN/m ²)	許容座屈荷重 (kN/m ²)	圧縮力 N (kN/m)	限界座屈荷重 (kN/m ²)	曲げモーメント M (kN・m/m)	ライナープレートが分担する断面積率	ライナープレートが分担する曲げモーメント率	ライナープレートにかかる圧縮応力 L	補強リングが分担する断面積率	補強リングが分担する曲げモーメント率	補強リングにかかる圧縮応力 H
0.00	0.00	84.33	0.000	126.5	0.00	1.00	1.00	0	0.00 (補強リングなし)	0.00 (補強リングなし)	0
0.05	4.50		7.875		0.14			7			0
1.00	9.00		15.750		0.30			14			0
1.50	13.50		23.625		0.46			20			0
2.00	18.00		31.500		0.64			28			0
2.50	22.50		39.375		0.84			36			0
3.00	27.00		47.250		1.05			44			0
3.50	31.50		55.125		1.28			53			0
4.00	36.00		63.000		1.54			62			0
4.50	40.50		70.875		1.82			72			0
5.00	45.00		78.750		2.14			83			0
5.50	49.50		86.625		2.49			95			0
6.00	54.00		94.500		2.89			109			0
6.50	58.50	397.8	102.375	596.7	1.99	0.68	0.212	34	0.32	0.788	46
7.00	63.00		110.250		2.16			37			49
7.50	67.50		118.125		2.33			39			53
8.00	72.00		126.000		2.51			42			57
8.50	76.50		133.875		2.69			45			61
9.00	81.00		141.750		2.87			47			64
9.50	85.50		149.625		3.06			50			68
10.00	90.00		157.500		3.25			53			72
10.50	94.50		165.375		3.44			56			76
11.00	99.00		173.250		3.63			58			80
11.50	103.50		181.125		3.83			61			84
12.00	108.00		189.000		4.04			64			88
12.50	112.50		196.875		4.25			67			92
13.00	117.00		204.750		4.46			70			97
13.50	121.50		212.625		4.67			73			101
14.00	126.00	397.8	220.500	596.7	4.89	0.68	0.212	76	0.32	0.788	105
14.50	130.50		228.375		5.12			79			109
15.00	135.00		236.250		5.35			82			114
15.50	135.00		236.250		5.35			82			114
16.00	135.00		236.250		5.35			82			114
16.50	135.00		236.250		5.35			82			114
17.00	135.00		236.250		5.35			82			114
17.50	135.00		236.250		5.35			82			114
18.00	135.00		236.250		5.35			82			114
18.50	135.00		236.250		5.35			82			114
19.00	135.00		236.250		5.35			82			114
19.50	135.00		236.250		5.35			82			114
20.00	135.00		236.250		5.35			82			114

$L < L_a = 120$

$H < H_a = 140$

一覧表より、補強リングは6.5m以深に設置するのが安全と言えるが、

GL-6.0m地点では、ライナープレートの許容応力度 L_a 内（安全：補強リングなし）

GL-6.5m地点では、ライナープレートの許容応力度 L_a 外（危険：補強リング必要）

GL-6.0m < 許容応力度 O V E R （補強リング必要） < GL-6.5m

となることから、

安全を考慮して、補強リングをGL-6.0mから設置することとする。

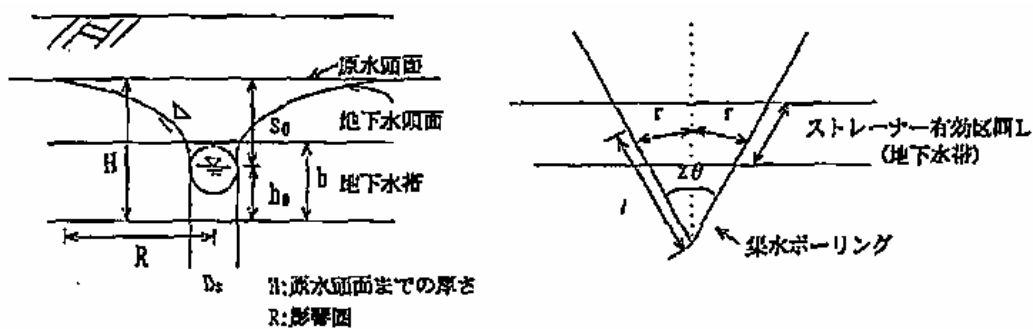
設計例 2：集排水ボーリングの設計事例²⁹

設計条件

項 目		記号	単位	数 値
集 水 ボ ー リ ン グ 工	集水管	-	-	VP40
	集水管内径	D_s	mm	40.0
	ストレーナー有効区間長	L	m	30.00
	ストレーナー区間での平均的水頭低下高	s_0	m	4.00
	透水係数	k	m/s	5.00×10^{-5}
	地下水帯厚	b	m	3.00
	水頭低下計画高	s	m	3.50
	孔口からストレーナー有効区間中間点までの距離	l	m	15.00
	集水ボーリング本数	$@_s$	本	10
排 水 ボ ー リ ン グ 工	排水管	-	-	SGP100A
	排水管内径	D_h	mm	105.3
	管勾配	I	%	7.50
	流速係数	C_H	-	100
	排水ボーリング本数	$@_h$	本	1
	許容流量の低減係数	z	-	0.70
集水ボーリング以外の集水量 (他の集水井からの排水量)		Q'	l/min	500

計算結果

集水量 Q (l/min)	排水量 Q_h (l/min)	判 定
623	775	OK



1 集水ボーリング工の計算

1.1 集水量の仮算出

上記条件による集水ボーリング1本当たりの集水量は次式によって求められる。

²⁹ 兵庫県土木技術管理規定集(地すべり)H7年版 - p506

$$Q_s = \frac{k \cdot L \cdot s_0}{2.3 \cdot \log\left(\frac{\sinh\left(\frac{R}{2b}\right)}{\sinh\left(\frac{r_0}{2b}\right)}\right)}$$

$$= \frac{5.00 \times 10^{-6} \times 30.00 \times 4.00}{2.3 \times \log\left(\frac{\sinh\left(\frac{8.908}{2 \times 3.00}\right)}{\sinh\left(\frac{0.02000}{2 \times 3.00}\right)}\right)}$$

$$= 0.000221 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

Q_s : 集水ボーリング1本当たりの集水量(m³/s)

k : 透水係数(m/s)

L : ストレーナー有効区間量(m)

s_0 : ストレーナー有効区間での平均的水頭低下高(m) = $H - h_0$

b : 地下水帯厚(m) = 3.00

(地下水帯は、すべり面に対して有意な有圧水が確認された範囲で決定)

r_0 : 管半径(m) VP40 = 0.02

R : 影響圏(m)

イ・ペ・クサキンの式を使用する。

$$R = 575 \cdot s_0 \cdot (k \cdot b)$$

$$= 575 \times 4.00 \times \sqrt{5.00 \times 10^{-6} \times 3.00}$$

$$= 8.908$$

1.2 打設間隔および打設角度

水頭低下計画高を確保するための、集水ボーリングの打設間隔および打設角度は次式により求められる。

打設間隔

$$r = \frac{2b}{\sinh^{-1}\left[\exp\left\{\ln\left(\sinh\left(\frac{r_0}{2b}\right)\right) + \frac{k \cdot L}{Q_s} \cdot (s_0 - s/2)\right\}\right]}$$

$$= \frac{2 \times 3.00}{\sinh^{-1}\left[\exp\left\{\ln\left(\sinh\left(\frac{0.02000}{2 \times 3.00}\right)\right) + \frac{5.00 \times 10^{-5} \times 30.00}{0.000221} \times (4.00 - 3.50/2)\right\}\right]}$$

$$= 2.02(\text{m})$$

$$2r = 4.04\text{m}$$

ここに $\exp\{A\} = e^A$ 、 \ln : 自然対数 = $2.3 \log$

打設角度

$$2 = 2 \cdot \sin^{-1}(r/l)$$

$$= 2 \times \sin^{-1}(2.02/15.00)$$

$$= 15.48(^{\circ})$$

よって、計算上必要な集水ボーリングの打設角度は20.00(°)とする。

$2r$: ストレーナー有効区間中間点での集水ボーリング孔間隔(m)

s : 水頭低下計画高(m)

2 : 集水ボーリングの打設角度(°)

- l : 孔口からストレーナー有効区間中間点までの距離(m)
- k : 透水係数(m/s)
- L : ストレーナー有効区間長(m)
- s₀ : ストレーナー有効区間での平均的水頭低下高(m)
- b : 地下水帯厚(m)
- r₀ : 管半径(m)
- Q_s : 集水ボーリング1本当たりの集水量(m³/s)

1.3 打設間隔の決定と集水量の算出

前項の計算結果から集水ボーリングの打設間隔を20.00(°)とする場合の集水量は次のようになる。

打設間隔

$$r = \sin\left(\frac{2}{2}\right) \cdot l$$

$$= \sin(20.00/2) \times 15.00$$

$$= 2.60(\text{m})$$

集水量

$$Q_s = \frac{k \cdot L \cdot (s_0 - s/2)}{\ln\left(\frac{\sinh\left(\frac{r}{2b}\right)}{\sinh\left(\frac{r_0}{2b}\right)}\right)}$$

$$= \frac{5.00 \times 10^{-6} \times 30.00 \times (4.00 - 3.50/2)}{\ln\left(\frac{\sinh\left(\frac{2.60}{2 \times 3.00}\right)}{\sinh\left(\frac{0.02000}{2 \times 3.00}\right)}\right)}$$

$$= 0.000206(\text{m}^3/\text{s})$$

よって、集水ボーリングによる集水量は、

$$Q_s = 0.000206(\text{m}^3/\text{s}) \times 10(\text{本}) = 0.002060(\text{m}^3/\text{s})$$

$$= 123(\text{l}/\text{min})$$

- Q_s : 集水ボーリング1本当たりの集水量(m³/s)
- 2r : ストレーナー有効区間中間点での集水ボーリング孔間隔(m)
- s : 水頭低下計画高(m)
- 2 : 集水ボーリングの打設角度(°)
- l : 孔口からストレーナー有効区間中間点までの距離(m)
- k : 透水係数(m/s)
- L : ストレーナー有効区間長(m)
- s₀ : ストレーナー有効区間での平均的水頭低下高(m)
- b : 地下水帯厚(m)
- r₀ : 管半径(m)

2 排水ボーリング工の計算

前節から集水量 Q_sは、123(l/min)である。

また、集水ボーリング以外からの集水量Q' (他の集水井からの排水量)は、500(l/min)である。

よって、総集水量 Qは、123 + 500 = 623(l/min)となる。

したがって、623(l/min)を排水しなければならない。

2.1 計算条件

設計条件の表のとおり。

2.2 排水量の照査

排水ボーリング1本当たりの許容流量は、満水流量の0.70掛けとし、平均流速は、Hazen-Williams式を用いるものとする。と次のように計算できる。

径深

$$\begin{aligned} R &= D_h \cdot 10^{-3} / 4 \\ &= 105.3 \times 10^{-3} / 4 \\ &= 0.026325(\text{m}) \end{aligned}$$

断面積

$$\begin{aligned} A &= 1/4 \cdot D_h^2 \cdot \pi \\ &= 1/4 \times (105.3 \times 10^{-3})^2 \times \pi \\ &= 0.00871(\text{m}^2) \end{aligned}$$

A : 断面積(m^2)

D_h : 排水管内径(m)

平均流速

$$\begin{aligned} V &= 0.84935 \cdot C_h \cdot R^{0.63} \cdot I^{0.54} \\ &= 0.84935 \times 100 \times 0.026325^{0.63} \times 0.0750^{0.54} \\ &= 2.121(\text{m/s}) \end{aligned}$$

V : 平均流速(m/s)

C_h : 流速係数 100

I : 管勾配

R : 径深 $D_h/4$ (m)

許容排水流量

$$\begin{aligned} Q_h &= z \cdot A \cdot V \\ &= 0.70 \times 0.00871 \times 2.121 \\ &= 0.012931 \quad (\text{m}^3/\text{s}) \end{aligned}$$

Q_h : 排水量(m^3/s)

z : 許容流量の低減係数

V : 平均流速(m/s)

A : 断面積(m^2)

よって、

$$\begin{aligned} Q_h &= 0.012931(\text{m}^3/\text{s}) \times 1(\text{本}) \\ &= 0.012931(\text{m}^3/\text{s}) \\ &= 775(\text{l/min}) > Q = 623(\text{l/min}) \end{aligned}$$

2.3 排水ボーリングの口径の確認。

$$\begin{aligned} D &= 1.6258 C^{-0.38} Q^{0.38} I^{-0.205} \\ &= 1.6258 \times 100^{-0.38} \times (0.0104)^{0.38} \times 0.0750^{-0.205} \\ &= 0.0848(\text{m}) < 0.1053 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$Q : 623(\text{l/min}) = 0.623/60 = 0.0104 \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

参考文献（第4編 - 第1,2章）

- ・ 「建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編（ ）」、建設省河川局監修、(株)山海堂、平成9年11月。
- ・ 「地すべり対策技術設計実施要領」、(社)斜面防災対策技術協会、音和堂印刷(株)、2007年11月。
- ・ 土木施工法講座 11「砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法」、中村二郎編、(株)山海堂、s53年11月。
- ・ 「地すべり防止技術指針及び同解説」、国土交通省砂防部・独立行政法人土木研究所、(社)全国治水砂防協会、平成20年4月。
- ・ 「水理公式集」、水理委員会、(社)土木学会、昭和61年3月。
- ・ 「地すべり・斜面崩壊の実態と対策」、山田剛二・渡正亮・小橋澄治、(株)山海堂、昭和46年10月
- ・ 「砂防・地すべり設計実例」、(財)砂防・地すべり技術センター、(株)山海堂、昭和63年12月。
- ・ 「砂防・地すべり防止施設事例集」、砂防・地すべり防止施設事例研究会、(社)全国治水砂防協会、平成元年11月。
- ・ 「設計要領第二集 橋梁・擁壁・カルバート」、日本道路公団、(財)道路厚生会、平成12年10月。

第3章 抑止工の設計

3-1 抑止工の設計

地すべりの抑止工は、構造物によって、地すべりの活動力に抵抗し、その運動を停止させる工種であり、杭工、アンカー工、シャフト工、擁壁工などがある。第3編第2章2-3地すべり防止工法参照。

3-2 杭工の概要¹

杭には打ち込み杭と、埋め込み杭があり、地すべり防止杭には埋め込み杭がよく用いられる。

(1) 埋込み杭・・・地すべりの移動層と基盤の間にくさびを挿入して、そのすべりを抑止する杭である。

(2) 打込み杭・・・杭を地盤内に打ち込むことによって地すべり土塊の強化を図り、地すべりに対する抵抗体を作る（基礎杭と同じ）。

打込み杭は施工性が早く埋込み杭に比べ安価ではあるが、地すべり防止杭はその目的からすべり面下にまで打ち込む必要があり、このため基盤を破壊したり、地すべり土塊に振動を与えたり、また地盤の構成材料によっては打ち込めないこともあり、横方向に働く力に抗する杭としては不適切であるため現在はほとんど用いられていない。²

表4-3-1 杭工の基本事項

杭工の適用条件	一般に移動層20m以内（杭全長30m以内） ブロックが小さすぎる場合不可 単列か千鳥配列
杭の分類	機能から見た分類：くさび杭、せん断杭、抑え杭、補強杭 材質から見た分類：鋼管杭、場所打ち鉄筋コンクリート杭など 剛性から見た分類：たわみ杭、鋼体杭
杭材の規格と強度	SKK400、またはSKK490、高張力鋼(SM570)等を使用、一般に 300mm前後
設計上の前提条件	杭体は弾性体 外力は1本の杭に集中して作用しない

3-3 杭工の適用条件³

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。ここでは削孔と鋼管建込みによって施工する埋込み杭工法を前提としており、打込み杭工法は対象外としている。

(1) 計 画 位 置：地すべり中央部またはその下部の地すべり勾配の比較的緩い箇所に設けるのが有効である。

杭の位置がすべり土塊の圧縮部で、すべり土塊の厚い箇所であれば、杭周辺地盤の圧縮破壊が生じないため有効となる。

(2) 地 質 特 性：流動現象を伴うような軟弱な地盤には採用しない。表4-3-7参照。

(3) 移動層厚さ：原則として20m以内（杭全長30m以内）とする。

これ以上の場合は杭の自重による沈下や座屈、モルタル重量による局部座屈、長さ径比の限界等の検討をする必要がある。

(4) 移動層の状態：移動層が一体として動くことを前提とする。多くの亀裂により移動層が小塊に分断されている場合には地すべり特性等を十分検証した上で別途検討する。

(5) 配 列：原則として単列とする。

千鳥配置にする場合は地すべり変位に伴う上段の杭及び杭周辺地盤の変形が下段の杭に影

¹ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.10～52、地すべり・斜面崩壊の予知と対策 - p.145

² 砂防・地すべり・急傾斜地崩壊防止施工法 - p.354

³ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.36、地すべり対策技術設計実施要領 - p.150

響しないことを確認する必要がある。

複数列での施工を計画する場合は、それぞれの杭設置位置での地すべり変位の大きさや方向が同じで、かつ、移動時期も同じであることを確認し、その上で、必要抑止力の配分方法を慎重に検討する必要がある。

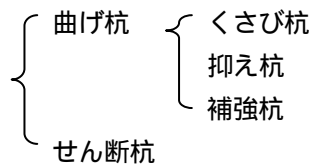
(6) 施 工 時 期：地すべり変動が休止している時期 ($F_0 > 1.0$)

地すべりが滑動している場合は、計画されている杭が一度に施工されないので、杭の効果が発揮できないため、抑制工によって十分な安全率を確保し、地すべり変動が休止していることを確認した後、施工する必要がある。⁴

3-4 地すべり抑止杭の分類⁵

3-4-1 機能から見た分類

地すべりの抑止杭は、杭の打設位置やすべりの形状等によって、次のように分類できる。図4-3-1参照。



(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。

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、設計する杭をいう。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。

3) 補強杭

安定状態にある地すべりをより安定化させる理論で、杭を弾性床上の梁として考える。そのために杭谷側移動層が杭を介して伝わる力を受けても、杭谷側移動層単独の安全率が全体の計画安全率以上になるように設計される。杭谷側の移動層が極めて安定しており、地すべり全体の安全率も十分確保されている状態の設計に用いる。

(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杭である。

⁴ 砂防・地すべり・急傾斜地崩壊防止施工法 - p.431

⁵ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.xi (まえがき)、p.30、地すべり防止技術指針及び同解説 - p.105

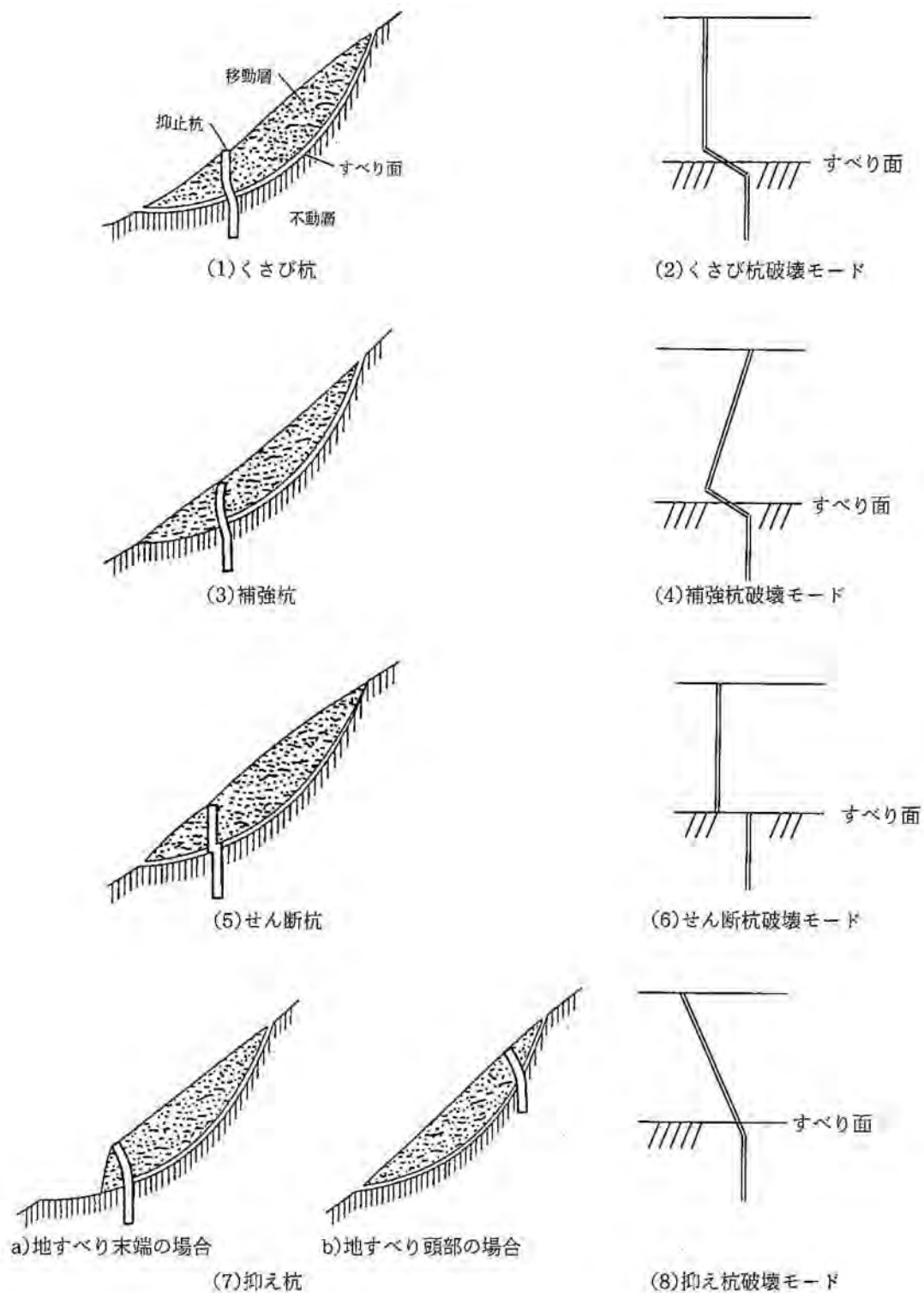


図 4-3-1 機能から見た杭の種類（概念図）⁶

3-4-2 材質から見た分類

杭は材質により、鋼管杭、肉厚鋼管杭、P S 杭、現場打ち鉄筋コンクリート杭、あるいは鋼管の内部に H 形鋼や鋼管を挿入して強度を高めた合成杭などがある。

これにより設計の考え方が根本的に変わるということはない。

⁶ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.31

3-4-3 剛性から見た分類

剛体杭としては、シャフトや短い杭が該当し、たわみ杭としては一般に地すべり抑止杭工に用いられている杭が相当する。

シャフト工は直径1.5～3.5m程度以上の大口径杭で、地すべり地での地盤条件により大口径の機械削孔が困難であったり、杭に生ずる曲げモーメントや地すべり推進力が大きく、普通の杭では地すべり土塊に抵抗できない場合に用いられる。第4編第6章6-1シャフト工参照。

本章では上記3-4-1の立場から杭を分類して取り扱い、それぞれの杭について式の使い分け、すなわち地すべり活動の段階と作用荷重分布・拘束条件のモデル設定の考え方を中心にまとめている。

3-5 杭材の規格と強度⁷

地すべり抑止杭に多用される鋼管杭の材質は、設計強度を満足するものでなければならない。

3-5-1 鋼管杭の規格

(1) 鋼管杭の製造法

鋼管杭に使用される鋼管には、肉厚 10mm 以下の薄いものから肉厚数 10mm に至るまで、たくさんの種類があり、鋼管の製造法によって生産される杭の肉厚が変化する。

鋼管の製造法を表 4-3-2 に示す。

表 4-3-2 鋼管杭の製造法



- 1) 溶接鋼管・・・比較的薄肉の鋼管で鋼帯または鋼板を巻いて管状とし溶接を行って成型されるもの。鋼帯や鋼板の厚さによって製造方法が異なる。

電気抵抗溶接鋼管及びスパイラル鋼管・・・鋼帯を連続的に成型されるもの。

U.O.E. 鋼管及び板巻鋼管・・・鋼板よりプレス等を使用して製造されるもの。の鋼管より厚肉の鋼管を製造することができる。

- 2) 継目無鋼管・・・溶接鋼管より厚肉の鋼管で、鋼塊に削孔によって中空部を形成しこれを適当な寸法に成型するマンネスマン鋼管と、溶鋼をパイプ状の形状で冷却部に押し出して成型する熱間押し出し鋼管とがある。

- 3) 遠心力鋳鋼管・・・溶接鋼管より厚肉の鋼管で高速回転をしている金型の中に溶鋼を鋳込み成型するものである。

(2) 鋼管杭に関する規格

地すべり抑止鋼管杭のJIS基準の適用を以下のように定める。

⁷ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.10

表 4-3-3 地すべり抑止杭に関する JIS 規格

規格番号	製 法	地すべり抑止杭	
		d < 318.5mm	d 318.5mm
JIS A 5525(SKK)	溶接鋼管		
JIS G 3444(STK)	溶接鋼管		
	継目無鋼管		
JIS G 5201 (SCW- CF)	遠心力鋳鋼管		

注)記号説明 : 適用、 - : 適用外

- 1) 表4-3-3の適用範囲において、材料費・工事費・仮設費等の全てを含む経済性の比較を行い、最も廉価となる鋼管を採用することとする。
- 2) STK材及びSCW材を用いる場合で、現場における溶接が必要となる場合は、SKK並の溶接方法・許容差を図面及び特記仕様書に明記し、その基準に則って品質管理及び施工管理を行うこととする。

参考に、日本工業規格（JIS）のうち、鋼管杭とそれに関するものを表 4-3-4 に示す。

表4-3-4に示されるJIS規格は杭に使用される材料の適用範囲、製造方法、化学成分、機械的性質、寸法、重量および寸法の許容差、試験方法等を規定したものである。上記の規格記号の中に示される数字は鋼材の引張強さ (tensile strength N/mm²)を表し、この数字が同じであれば強度的に同等品と認められている。

表 4-3-4 鋼管杭とそれに関する JIS 規格

規 格 番 号	名 称	規格記号と材質	
JIS A 5525	鋼管ぐい	SKK400	(SKK41)
		SKK490	(SKK50)
JIS G 3444	一般構造用炭素鋼管	STK400	(STK41)
		STK490	(STK50)
		STK540	(STK55)
JIS G 5201	溶接構造用遠心力鋳鋼管	SCW490-CF	(SCW50-CF)
		SCW520-CF	(SCW53-CF)
		SCW570-CF	(SCW58-CF)
JIS G 3106	溶接構造用圧延鋼材	SM400	(SM41)
		SM490	(SM50)
		SM490Y	(SM50Y)
		SM520	(SM53)
		SM570	(SM58)
JIS G 3101	一般構造用圧延鋼材	SS400	(SS41)

() : SI単位前の旧記号

3-5-2 杭材の強度⁸

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。鋼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。弾性係数および強度については、下記の値を参考とする。

鋼の弾性係数 $E=2.0 \times 10^5$ (N/mm²)

⁸ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.109、地すべり鋼管杭設計要領 - p.12

表 4-3-5 杭の設計強度

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

(1) 許容応力度

設計上採用される許容応力度の選択については、3-14「設計強度の設定」で解説する。

(2) 鋼の応力 ひずみ曲線

鉄鋼材料の引張強度試験における応力とひずみの曲線を図 4-3-2 に示す。応力が増加するにつれてひずみも増加するが、A 点までは応力とひずみの比が一定であり、B 点を越えると応力を除去してもひずみが残るようになる。A 点を比例限度、B 点を弾性限度という。

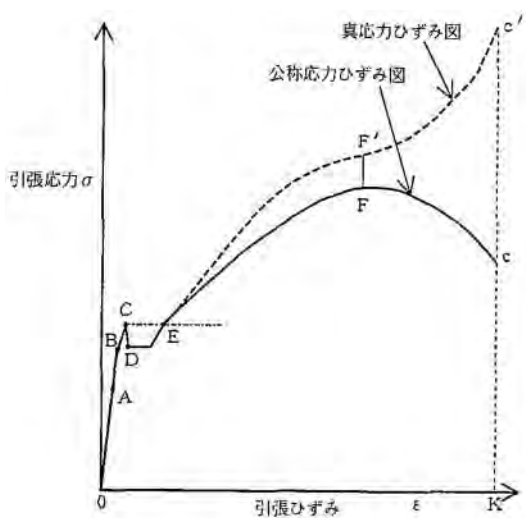


図 4-3-2 鋼の応力 - ひずみ曲線

応力をさらに増して行くと、応力のわずかな増加によりひずみだけが增加していくC、D点及びE点を経て破壊に到るが、C点を上降伏点、D点を下降伏点と言う。一般的にJIS規格等ではC点を降伏点(yield point)としているが、鋼材の設計強度は降伏点以下で行われることとなっている。

破壊に到るまでの間に現われる最大応力(F点)を引張強さ(tensile strenght)と言い、JIS規格記号に表されている数字がこれに当たる。

図中の破線は実際の応力を示すもので、降伏点の後に応力が増加するとテストピースの直径が小さくなるが、直径の変化に応じて正しく応力-ひずみ曲線を補正したものである。

設計強度の短期許容応力度はC点を参考に定められていると見てよく、弾性係数Eは図中のO点からA点に到る直線部分の傾斜を表している。

3-5-3 高張力鋼⁹

引張強さ490N/mm²を超える高張力鋼(SM520やSM570等)は、近年開発されたねじ継手、ソケット式継手等の機械的接合部材により、接合部の強度管理等の問題が解決され、近年採用事例が見受けられるようになった。高張力鋼はSKK490および同等品の杭材よりも大きな許容応力度が得られる。このため、大きな抑止力を必要とする大規模地すべり対策や、大きな曲げ応力が発生する抑え杭では経済性や施工性で有利になるという特徴があり、採用事例が増えたものと考えられる。

しかし、一方で高張力鋼では杭の許容たわみ量も大きくなるという点に注意しなければならない。杭のたわみや地盤の変形がどの程度まで進むかは現場条件によって異なる。このため、高張力鋼を検討する場合には、地盤調査を十分に行い、杭に生じる応力やたわみについて照査してから採用する等、慎重な配慮が必要である。

3-5-4 杭材の寸法¹⁰

鋼管杭の外径、肉厚や長さ等は、工事現場に搬入できる機械類の能力や、搬入経路の制約等の条件を考慮して設計時に決定するものとする。

杭材寸法：使用される鋼管は、通常外径318.5～457.2mmの範囲、長さ30m程度以下が多い。杭外径をこれ以上大

⁹ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.13

¹⁰ 砂防・地すべり・急傾斜地崩壊防止施工法 - p.421

きくするのは削孔装置が大がかりとなるうえ、適用機種が限定され工費が急増するので、杭径を大きくするよりは、杭本数の増で対応するほうが得策とされる。深さも深くなり過ぎると曲げ強度が弱い弱点が露呈されるので、深くする必要がある場合は深礎工が推奨される。

注意事項：鋼管杭は2ヶ月程度で製造が可能であり、通常受注生産により供給される。従って外径、肉厚及び長さ共に、様々な寸法のもを供給することが可能である。特に肉厚は1～2mm 間隔で選択することができ、設計計算結果に適合した寸法を選ぶことができる。しかし現実には緊急の施行や、予期せぬ設計変更等を余儀なくされる場合もあり、できるだけ汎用性のある寸法のものを使用した方が有利である。長さについては現場の状況により制限を受けなければ、6m かあるいは12m のものが多い。現場における溶接部分を少なくすることは品質管理上でも、経済的にも好ましいことであり、可能な限り長い杭材を使用することが望ましい。

3-6 杭設計の前提条件及び留意点¹¹

鋼管杭の設計は様々な前提条件をもって成り立っている。この点を十分理解して設計・施工を行わなければならない。

杭体の設計に際しては次のように杭体、作用外力、地盤条件の前提を設けている。これらの事項は経験的に受容できるものとされている。

(1) 杭体の仮定

- ・杭体は弾性体である。
- ・鋼管の腐食代は見込まない。
- ・鋼管杭の中詰めグラウトは行うが、この中詰めは強度的に無視^{*}する。
- ・二重管杭の場合でも一体杭と見なす。
- ・杭体は断面性能に方向性がない円形断面とする。

^{*} コンクリートで中詰めを行うと杭の耐力が増加する実験結果があるが、現在の設計手法ではこの結果を組み込むことができない。中詰めを行うことで、鋼材が降伏した後、破断するまでの変形量が大きくなり、その間杭の機能を長く保持することができる。集中豪雨などで予想を上回る外力が加わったような場合でも杭の機能を長く維持することは災害防止の観点から重要である。したがって、杭はコンクリートやモルタルで中詰めを行うものとする。

(2) 作用外力の仮定

- ・1本の杭に作用外力は集中することがない。
- ・杭間の土は中抜けせず杭に所定の外力が必ず作用する。

(3) 地盤条件の仮定

- ・杭と地盤の間には空隙がなく密着している。
- ・削孔、建て込み中に地盤条件は変化しない。
- ・杭の変位に伴う地盤反力は常に期待できる。
- ・杭外周のグラウト材は地盤の強度と同等である。

本章で取り扱う鋼管杭は打ち込み杭ではなく地盤削孔後に杭の建込みを行う鋼管杭であり、杭外周及び杭内部のグラウトを前提としている。上記のように鋼管杭は地盤に密着させて埋め込むこと（図4-3-3）が重要であり、杭の周辺を充填していないと、図4-3-4に示すように、地すべり抑止効果が期待できない。

抑え杭の設計では杭谷側移動層の有効抵抗力を期待していないが、根入れ地盤部の充填が必須であることと、地すべり推力の作用点を規定する上で杭と移動層が密着している必要があることから、他の設計法による場合と同様に、施工上、杭周囲の充填を行う。

¹¹ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.36

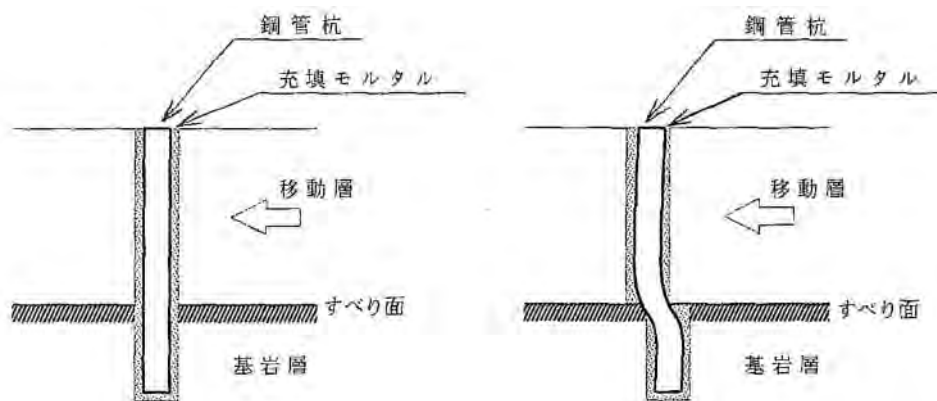


図 4-3-3 地盤に密着した地すべり抑止鋼管杭

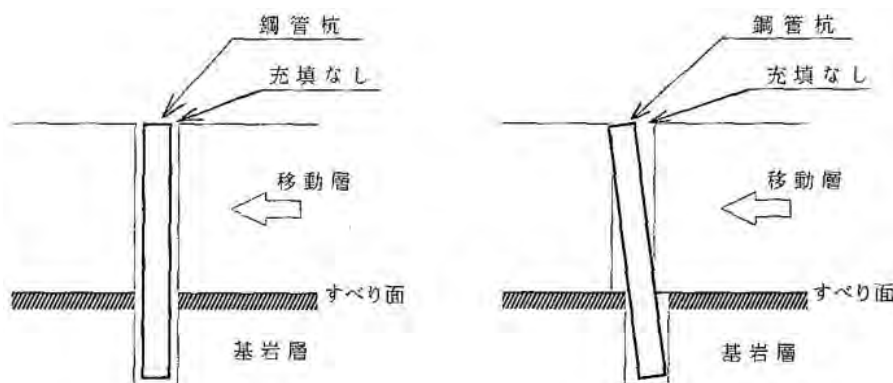


図 4-3-4 杭外周の充填が無い場合（抑止効果が十分発揮されない）

3-7 杭工の作業手順¹²

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、杭より上部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。

鋼管杭工の作業は図 4-3-5 に示すように調査、設計、施工の順で実施される。それぞれの作業目的を正しく理解し、適切に作業を進めなければならない。内容を表 4-3-6 に要約して示す。

なお、この作業フローに入る前に地すべりの機構調査が完了し、地すべり機構が明らかにされている必要がある。

表 4-3-6 作業項目と作業内容

	作業項目	作業内容・決定事項	備 考	関連 章節
調 査 作 業	現場踏査及び地形測量	杭の施工位置、施工範囲 移動層の受働破壊、二次すべりの可能性 保全対象の種類と位置、作業性の確認	地質状況とも関連 平面図（1 / 200 - 1 / 1000） 縦・横断図（1 / 100 - 1 / 500）	3-8- 2
	地質調査	すべり面深度、地層構成の確認	施工位置における詳細な平面・断面・展開図（1 / 100 - 1 / 500）	
	土質調査試験	移動層・不動層の横方向地盤反力係数 移動層・不動層のせん断強度等の確認	孔内載荷試験・平板載荷試験 三軸圧縮試験・一面せん断試験 標準貫入試験	3-8- 3
	腐食調査	地下水のpH、温泉地帯のガスの確認	水質調査	

¹² 地すべり鋼管杭設計要領 - p.14 ~ 19

	安定解析	安全率と必要抑止力(水平負担力)の算定	現状の安全率(初期)と計画安全率により算定	3-11
設計 作業	設計条件の設定	杭体の設計・施工諸元の設定		3-9
	設計式の選択	くさび杭・補強杭・抑え杭・せん断杭の諸式の選択	地すべりタイプ・発達段階の判定	3-10
	抑止杭諸元の設定	杭種類の選定 杭断面寸法の設定 杭の許容応力度の設定	過去の事例を参照。 直径・断面積・断面二次モーメント・材質・長期又は短期許容応力度の採用	3-5-1 3-14
	杭の断面計算	許容曲げモーメント・許容せん断力 曲げモーメント・せん断力の計算	断面強度計算 断面力計算	3-12
	杭の安定性に対する検討	杭発生応力、枕間隔の計算	杭間隔：2.0～4.0m以下	3-12 3-15
		根入れ長の計算		3-17
		杭変位量の確認		3-18
		杭の施工段数の検討		3-19
	地盤の安定性の検討	中抜け、地盤破壊のチェック (谷側斜面の安定性のチェック)	慣用式による計算、FEM解析	3-13 3-16
	最適な杭の配列決定	施工性・経済性・施工工期を考慮した最適規模の杭工の選定	保全対象、地盤の性状、施工等、総合的に判断して決定。現地の搬入仮設、施行の難易、工期の条件を考慮して、経済的な径、肉厚、長さを決定	3-20
	工事図書の作成	杭配置平面図(1/200-1/1000) 杭配置断面展開図(1/100-1/500) 詳細構造図(1/50-1/200)・構造検討書・特記仕様書(設計・施工条件の設定)・数量計算書・施工計画書・仮設計画の作成	特記仕様書について 設計条件…削孔、建て込み、溶接、中詰め、グラウト、出来形・精度、品質管理の方法を記載する。 施工計画…仮設工事、使用機種、作業手順、工程、施工管理の方法を記載する。	3-20
施工 作業	仮設・丁張	工事用道路・足場 杭のセンター測量、その他準備工の実施		第5編
	(チェック・リング)	すべり面の位置、地層区分の確認	地層展開図の補足・修正	1-3
	杭体の施工	削孔・建て込み・グラウトの施工		(1)
	(頭部連結工)	掘削・配筋・コンクリート打設		
維持 管理 作業	施工管理	上記作業における資材・工程・出来形・品質管理 根入れ地盤の確認(スライム判定)		
	地すべり変位・杭挙動観測	地盤の変位、ひずみ、伸縮、傾斜の有無とその観測 杭頭変位、杭のたわみ、ひずみの計測 対策工の効果の確認 補修工事、追加工事の計画、実施	孔内傾斜計、ひずみ計、伸縮計、傾斜計の設置、観測 地すべり調査の追加	第5編 2-1 2-2 3-3

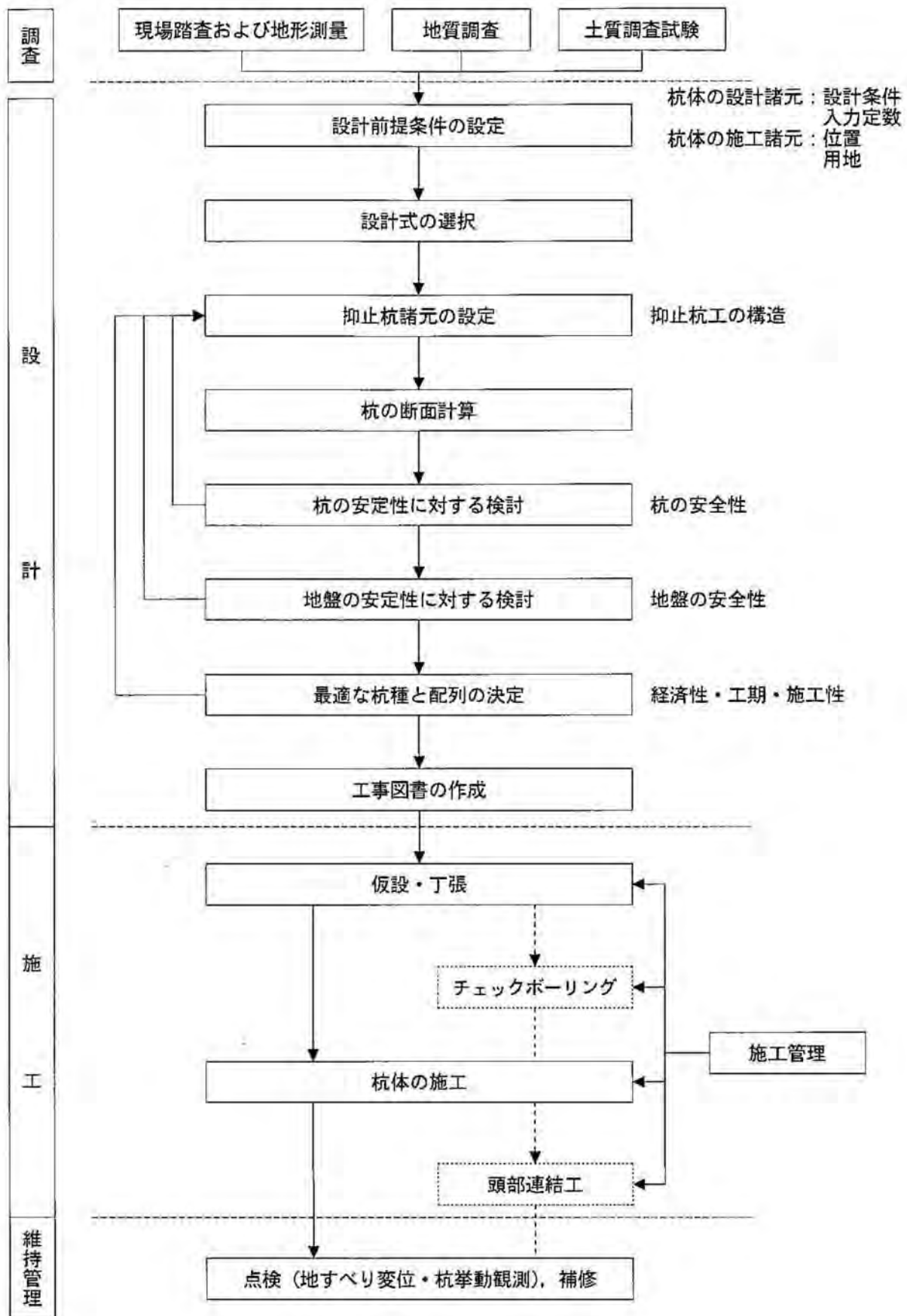


図4-3-5 鋼管杭作業フロー

3-8 設計に必要な調査試験¹³

3-8-1 概 説

調査作業実施に際し、作業項目とその内容を十分に把握しておかなければならない。

調査の目的は、地すべり抑止杭の設計に必要な前提条件（設計諸元、施工諸元）を決めることである。この前提条件にそって設計作業が行われれば、施工可能で所期の地すべり抑止効果が発揮されるというものではない。以下に述べる作業は現場踏査、地形測量、地質調査、土質調査試験及び地すべり解析等に基づいて行われるものである。

杭工の設計のために次の調査を行うことが望ましい。

- * 地すべり形態と機構に関する調査
 - 杭設置地点での地すべり横断面調査
 - 測量調査
 - 移動層の変位状況調査
- * 杭設計因子に関する調査
 - 横方向地盤反力係数の調査
 - 土質試験
 - 腐食に関する調査

3-8-2 地すべり形態と機構に関する調査

(1) 杭設置地点での地すべり横断面調査（地質調査）

杭工仕様の算定は、一般に地すべり主縦断面に対して行う。この他に杭工の実施設計のためには、設置位置での地すべり横断方向のすべり面形態および地盤の性状を確認する必要がある。この調査結果によって地すべり側部の杭長を調整する。調査方法はボーリング調査を主体とする。

断面測量は、杭の配列方向（地すべり横断面）の縦断面測量を行う。

調査ボーリングは杭の設置横断面上で実施し、杭の根入れ地盤の形態を確認し、断面図を作成する。このため 1 横断面当たり調査孔数は 3 孔以上、かつ調査点間隔は 30m 以内とすることが望ましい。ただし、既往の調査孔があればそのデータを利用することができる。

(2) 測量調査

上記の(1)にも関連するが、杭の施行計画や仮設工（整地、作業構台、工事用道路等）の設計を行うための基本図を作成する必要がある、平面、縦横断測量を行う。

縮尺は次の通りとすることが望ましい。

平面測量 1/200 ~ 1/500

縦断面測量 1/200 ~ 1/500

横断面測量 1/100 ~ 1/200

横断面測量においては十分な測線密度を確保する必要があり、地形変化が大きい場合は 10m 以内、地形変化が小さい場合でも 20m 以内とすることが望ましい。

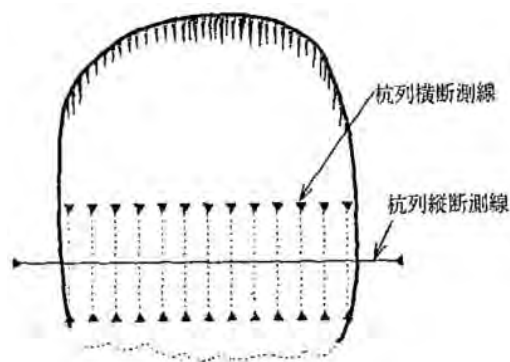


図 4-3-6 鋼管杭工の断面測量

(3) 移動層の変位状況調査

杭工の設計条件の一つに、移動層は一体として移動するとの条件がある。したがって、例えば流動性地すべりに対しては本書の設計式は適用できない。移動層の変位状況調査は移動層が一体の弾性体として滑動していることを確認するために行うもので、地表面での水平方向では見通し線法による移動杭測量など、深さ方向では挿入

¹³ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.14,20

型孔内傾斜計や多層移動量計の観測などによる。

観測だけでなく、地表面現象の把握や、滑動履歴の聞き込み調査・資料調査等を十分に行う。杭工に適さないと考えられる地すべりの地表面現象例を表 4-3-7 に示す。

表 4-3-7 杭工の導入に適さないと考えられる地すべり地の地表面現象例

開口亀裂が縦横に入っている。植物根で緊縛された表土層が鱗雲状に分布し、裸地化部分が多い。
段差亀裂が多く、起伏が激しい。
土塊が飽和していて柔らかい。

3-8-3 杭設計因子に関する調査

(1) 横(水平)方向地盤反力係数の調査

安定解析が行われ、杭の負担力が決定されれば、次に杭の応力算定等を行う。このために必要なデータは次の通りである。

(a) 杭材料のデータ

杭の外径 d (m)

杭の剛性 $E I$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)

E : 杭材の弾性係数 (kN / m^2)

I : 杭材の断面 2 次モーメント (m^4)

杭の許容曲げモーメント $Ma = (a - Nf / A) Z$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

a : 杭材の許容曲げ応力度 (kN / m^2)

Nf : 杭にかかる軸力 (kN)

Z : 杭材の断面係数 (m^3)

A : 杭材の断面積 (m^2)

杭の許容せん断力 $Sa = a \cdot A / \phi_0$ (kN)

a : 杭材の許容せん断応力度 (kN / m^2)

A : 杭材の断面積 (m^2)

ϕ_0 : せん断応力補正係数

(b) 地盤のデータ

移動層の変形係数 $E_{s1} = k_{h1} \cdot d$ (kN / m^2)

k_{h1} : 杭の横方向地盤反力係数(移動層対応値) (kN / m^3)

d : 杭の外径 (m)

根入れ地盤の変形係数 $E_{s2} = k_{h2} \cdot d$ (kN / m^2)

k_{h2} : 杭の横方向地盤反力係数(根入れ地盤対応値) (kN / m^3)

d : 杭の外径 (m)

すなわち、杭材料の諸元および杭工施工位置での杭の横方向地盤反力係数を知る必要がある。杭材料の諸元は、材質と形状寸法によって定まるので、調査を要するのは杭の横方向地盤反力係数 (k_h 値) ということになる。

調査方法は、次の通りとする。

- 1) 標準貫入試験による間接的な方法(推定法)
- 2) 孔内水平載荷試験による直接的な方法

1) 標準貫入試験による方法

k_h の推定法としては、軟弱地盤における研究成果があり、一般に地すべり抑止杭の設計においてもそれを採用している。計算式を次に示す。ただし、いずれの式についてもかなりの散らばりがあり、使用に際しては注意を要する。

(a) 港研式(標準)

$$k_h = 2000 \text{ N} (\text{kN} / \text{m}^3) \cdots \cdots \cdots \text{(式 4-3-1)}$$

港研式は、杭の水平載荷試験の結果、杭径がおおよそ $d = 15 \text{ cm}$ の場合にはこれを無視し得るとして提案されたものである。

(b) 林野庁と長野県の式

長野県内の第三紀層、三波川帯および花崗岩地域の地すべり移動層及び基岩層での孔内水平載荷試験データの収集結果によれば、地質に関わらず式 4-3-2 のとおりであり、 N 値 300 程度までこの関係が保たれる。

$$k_h = 1550 N^{1.441} \text{ (kN/m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 4-3-2)}$$

2) 孔内水平載荷試験による方法

(a) 等分布荷重方式と、(b) 等変位方式とがあり、計器の取扱い方法や結果の整理方法は装置ごとに違いがあるので、それぞれの取扱い説明書などによって試験を実施する。

試験の結果得られる K 値は、次式によって杭に対する横方向地盤反力係数 k_h に換算して杭の設計に用いる。

(a) 等分布荷重方式の場合

$$k_h = (1 + \dots) r \cdot K_L / d \dots\dots\dots \text{(式 4-3-3)}$$

ここに、 k_h ：杭の横方向地盤反力係数 (kN/m^3)

：ポアソン比

r ：載荷試験時の載荷半径 (m)

K_L ：等分布荷重方式による K 値 (kN/m^3)

d ：施工杭の外径 (m)

(b) 等変位方式の場合

$$k_h = K_k B^{-3/4} \dots\dots\dots \text{(式 4-3-4)}$$

ここに、 B ：等変位方式試験時の載荷幅 (m)

K_k ：等変位方式による K 値 (kN/m^3)

(2) 土質試験

杭山側の受働破壊の検討や杭周囲の土塊の安全性を検討する資料として、下記の項目を実施することが望ましいが、標準貫入試験による N 値から推定する式 4-3-5、4-3-6 により、経験的に推定した値を用いても良い。

密度試験（地盤の密度 γ ）

せん断試験（地盤のせん断強度 τ ）

変形係数の決定（地盤の変形係数 c 、 α ）

標準貫入試験による N 値から推定するせん断定数¹⁴

粘性土の粘着力 c_1

$$c_1 = 6 \sim 10 N \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 4-3-5)}$$

砂質土のせん断抵抗角 ϕ_1

$$\phi_1 = 15 + 15 \cdot N \quad 45^\circ \quad \text{ただし、} N > 5 \dots\dots\dots \text{(式 4-3-6)}$$

(3) 腐食に関する調査

杭材の腐食は杭の強度を損ない、杭の安全性を脅すので、杭の設置地点の周囲に腐食環境が予想される場合には、杭工の腐食に関して下記の調査を行うことが望ましい。

地下水の pH、導電率、アルカリ度、硫酸イオン濃度 SO_4^{2-} 、溶存酸素量、施工地周辺の温泉兆およびガス兆。

- 1) 特殊な地質条件とは、温泉変質帯などの鋼材の腐食に関して大きい影響をおよぼす条件を言う。杭工の設計においては杭材の腐食代は見込まないので、腐食に関して好ましくない環境条件が予想される場合には調査を行い、あらかじめ対策を検討する。

¹⁴ 道路土工 擁壁工指針 - p.18

- 2) 鉄は、水と水中の酸素や酸とに反応して酸化する。土壤中においても水分中の酸素によって酸化するが、大気中に比べて 10～100 倍も多く含有する炭酸ガスの作用で酸化が促進されることがある。
- 3) 杭工においては、杭の外周充填および中詰めのためにセメント、モルタルなどを使用するので、その強アルカリ性に保護されることから一般には腐食の心配はない。しかし外周のセメントのひび割れや腐食が進むと、セメントが中性化し防錆能力が減退するので、やはり鉄の腐食に関する成分の多寡を調べるのが望ましい。
- 4) セメント（コンクリート）を化学的に侵食する物質の種類は非常に多いが、杭工の施工地の環境下では、地下水中の酸、一部の土壌中や温泉水の酸、温泉地帯の噴気中の硫化水素ガス、亜硫酸ガス、塩化水素ガスなどが問題となる。これらはコンクリートの表面にひび割れを生じさせ、次第に侵食していく。このようにセメント（コンクリート）の劣化に関係する成分を調べることも望まれる。
- 杭工の充填材としては、水密性に優れる高炉セメントまたはフライアッシュセメントを使用し、減水剤及び膨張剤を加えた配合とすることが望ましい。
- 5) 鉄とセメントに共通し、かつ最も影響が大きい有害条件は酸性の環境であり、したがって少なくとも地下水の pH の調査は励行したい。
- 6) 杭材の腐食に関して影響の大きい条件が確認された場合は、それぞれの条件に適した対策を講じる。
- 半永久構造物である地すべり鋼管杭の防食法としては、防食材料によるライニング(皮膜処理)が適していると考えられる。
- なお、鋼管の内壁については、中詰め工を実施することから、有害な地下水等の侵入はないと考えられるので、腐食環境下においても特殊な防食処理は行わない。

3-9 設計前提条件の設定¹⁵

調査作業を踏まえて、杭体の設計緒元及び、杭体の施工諸元を決める。

- (1) 杭体の設計緒元とは
- ・設計条件の決定：地すべりのブロック分け、地すべりタイプ、すべり面、地層構成等を考慮して、どの位置に施工するのが効果的かを判断するとともに、杭の必要抑止力を決めること。
 - ・入力定数の決定：杭体の安定性と杭周辺地盤の安定性の検討に必要な変形係数、せん断強度を決めること。
- (2) 杭体の施工諸元とは
- ・施工計画を立てるための条件であり、工事用道路、足場、資材置き場、貨物ヤード等の状況を把握すること。

3-10 設計式の選択

3-10-1 設計式の相違点¹⁶

鋼管杭の設計は使用する設計式の特徴を理解した上で適用する。

くさび杭、補強杭、抑え杭、及びせん断杭の各設計式の相違点を表 4-3-8～14 に示す。

表 4-3-8 各設計式での地すべり推力の与え方

	地すべり推力の与え方
く さ び 杭	地すべり推力 = すべり面のせん断力
補 強 杭	三角形分布荷重 / (すべり面集中荷重)
せ ん 断 杭	地すべり推力 = すべり面のせん断力
抑 え 杭	三角形分布荷重～等分布荷重（実用的にはすべり面深度の 1/3～1/2 に分布荷重の合力を集中荷重として与える）

¹⁵ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.14

¹⁶ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.30

表 4-3-9 各設計式に必要な有効抵抗力

	必要とする杭谷側の有効抵抗力
く さ び 杭	必要抑止力×0.7 以上 ^{注1}
補 強 杭	必要抑止力×1 程度以上 ^{注2}
せ ん 断 杭	必要抑止力×1 以上
抑 え 杭	必要としない
注1：1.0 未満は移動層の変形係数の低減を行う。 注2：(1 程度) = (A×地盤反力合力係数 ×計画安全率) A：簡便式及びピシヨップ式の場合は cos α 、その他は 1 α ：すべり面傾斜角、 α ：0.7~0.9	

表 4-3-10 地すべり活動に関する仮定条件の違い

杭設置後移動層が変位した場合を想定	くさび杭
杭谷側の移動層が変位しないとしたもの	補強杭
地すべりの動きとは無関係なもの	せん断杭、抑え杭

表 4-3-11 各設計式で算出されるたわみ量の大小関係

	たわみ・小 ←	→ たわみ・大
	せん断杭 < 補強杭 < くさび杭 < 抑え杭	
たわみ量の目安 ^注	(0)	0.1 1 10
注：くさび杭の最大たわみを1とし、 $\beta l_e \approx 3$ の場合の概略値。 せん断杭の場合たわみ量は計算されない。		

：杭の特性値、 l_e ：杭のすべり面から上の長さ $l_e \approx 3$ 長い杭（無限の杭）

表 4-3-12 各設計式の検定項目

	検定項目				
	せん断力	曲げモーメント	たわみ	受動破壊	有効抵抗力
く さ び 杭			注1		
補 強 杭	注2			×	注3
せ ん 断 杭		×	×		
抑 え 杭			注1		注4
注1：杭周辺の構造物等に影響する場合は許容変位を考慮する。 注2：せん断力検定は別理論。 注3： F_d 検定で代用（補強杭の設計参照） 注4：有効抵抗力は必要としないが、それが小さいことを確認する必要がある。					

表 4-3-13 各設計式の杭間隔決定要因の一般的な傾向

	杭間隔決定要因の傾向	
	l_e 小の場合	l_e 大の場合
く さ び 杭	曲げモーメント / たわみ ^{注)}	曲げモーメント / たわみ ^{注)}
補 強 杭	曲げモーメント / たわみ	せん断力
せ ん 断 杭	せん断力	せん断力
抑 え 杭	曲げモーメント / たわみ ^{注)}	曲げモーメント / たわみ ^{注)}

注) 杭周辺の構造物等に影響する場合は許容変位を考慮する。

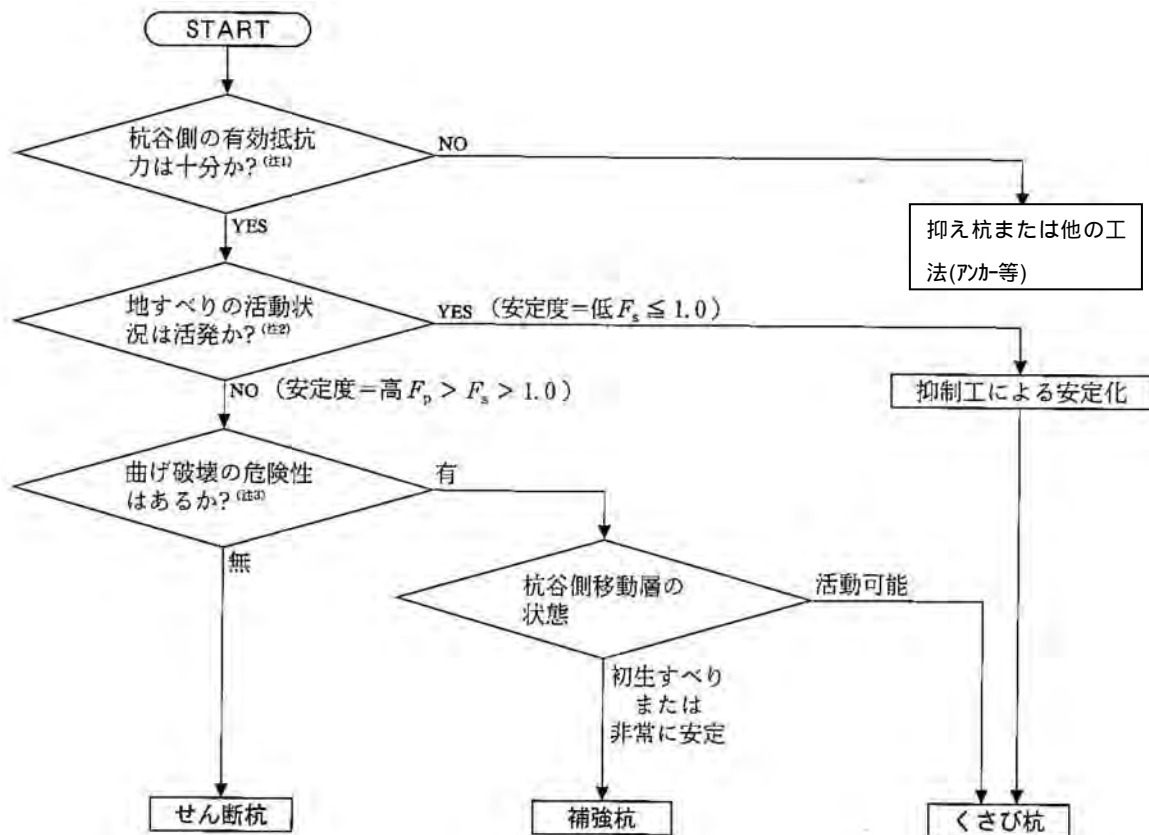
表 4-3-14 各設計式から算出される杭間隔の一般的な大小関係

杭間隔 (大)	←	→	杭間隔 (小)
せん断杭 \geq 補強杭 $>$ くさび杭 $>$ 抑え杭 ⁷⁾			

注) 設計式の適用条件を無視して同一条件で算出した場合。

3-10-2 設計式の選択¹⁷⁾

杭の設計式は地すべりの深さ、移動層の状態、地すべりの安定度、杭の施工位置の制約等を考慮して選択する。図 4-3-7 に設計式選択のためのフローを示すが、全ての現場の条件を踏まえた汎用的なフローの作成は不可能であるので、参考とする。



F_s : 現状の安全率 F_p : 計画 (目標) 安全率

注1) 杭谷側の有効抵抗力 R_u と水平負担力 H_u の大小関係を調べる。
(3-13-2 杭の設置位置の検討を参照)。

注2) 活動中の地すべり、または融雪期や大雨の度に活動する地すべりは活発な地すべりであり、抑制工を先行させる必要がある。

注3) 岩盤地すべりのように杭周辺の地盤が十分に堅固な地層であれば曲げ破壊の危険性は小さくなると思われる。

図 4-3-7 地すべり抑止杭設計式の選択フロー図

¹⁷⁾ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.33

3-11 計画安全率と杭の水平負担力の算定¹⁸

3-11-1 計画安全率

計画安全率 (F_p) : 第3編第1章 1-2 を参照とする。

初期安全率 (F_0) : 杭工の施工条件として地すべり変動が休止している時期を前提としているため、抑制工等の併用によって、鋼管杭施工時の安全率は $F_0 > 1.0$ としなければならない。

杭工が負担すべき分担安全率 (F_j)¹⁹

: 抑止工は、工事効果の確実性が高い点で優れているが、多額の工事費を必要とするので、導入に際しては特に過小設計にならないように留意しなければならない。過小設計では抑止工が破壊され、投資額の全額が無駄になる危険性があるからである。一方で、むやみな過大投資が許されないことも忘れてはならない。

したがって、鋼管杭工の分担安全率は、抑制工の効果が万一損なわれた場合でも、鋼管杭工単独で地すべり活動を抑止できる程度に設定することが望ましく、事業費規模も考慮して、大規模地すべりで $F_j = 0.05$ 、小規模地すべりで $F_j = 0.10$ 程度は確保する。

3-11-2 杭の水平負担力の算定

杭が負担すべき地すべり単位幅当たりの水平力は、杭工の設計に対する初期安全率に基づき、適切な計画安全率を設定した上で算定する。

(1) 杭が負担すべき地すべり単位幅当たりの水平力は次式によって算定する。

$$H_u = P_u \cdot \cos \theta = \{ (F_p - F_0) T \} \cos \theta \quad \dots \dots \dots \text{(式 4-3-7)}$$

$$H_{mu} = \left\{ \frac{F_p - F_0}{F_p} \sum T \right\} \cos \theta \quad \dots \dots \dots \text{(式 4-3-8)}$$

ここに、 P_u : 地すべり単位幅当たり必要抑止力 (kN/m)

: 各スライスの重量 W のすべり面接線力の総和 (kN/m)

: 杭打ち地点でのすべり面傾角 ($^\circ$)

F_0 : 初期安全率

F_p : 計画安全率

これらの式は次のように使い分けている。

式 4-3-7 : くさび杭、せん断杭、補強杭 (せん断検定 $H_u = H_{su}$)、抑え杭

式 4-3-8 : 補強杭 (モーメント検定、たわみ検定)

なお、式 4-3-7 は杭の効果をすべり面におけるすべりに抵抗する力の増分として扱うもので、

$R = (N - U_0) \tan \phi + c \cdot L$ として、

$$F_p = \frac{R + P_u}{T} = \frac{R}{T} + \frac{P_u}{T} = F_0 + \frac{H_u / \cos \theta}{T}$$

$$H_u = \{ (F_p - F_0) T \} \cdot \cos \theta = H_{su}$$

ここに、 R : 地すべり抵抗力の総和 (kN/m)

N : 安定解析式中すべり面に作用する法線力 (単位幅あたり) (kN/m)

U_0 : 初期安全率 F_0 に対する間隙水圧による力 (単位幅あたり) (kN/m)

c : すべり面の粘着力 (kN/m²)

L : すべり面長の総和 (m)

P_u : 必要抑止力 (地すべり単位幅あたり) (kN/m)

H_u : 杭の水平負担力 (地すべり単位幅あたり) (kN/m)

¹⁸ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.38

¹⁹ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.7

H_{su} : 補強杭 (せん断検定 $H_u = H_{su}$)

式 4-3-8 は杭によって地すべり水平力が根入れ地盤に伝達された分、地すべり水平力を減ずるものとして扱う場合で、

$$F_p = \frac{R}{T - P_u} \rightarrow F_p \cdot T - F_p \cdot P_u = R$$

両辺を T で除して、

$$F_p - \frac{F_p \cdot P_u}{T} = \frac{R}{T} = F_0$$

$$\therefore P_u = H_{mu} / \cos \theta = \frac{(F_p - F_0)}{F_p} \sum T \rightarrow H_{mu} = \left\{ \frac{F_p - F_0}{F_p} \sum T \right\} \cos \theta$$

となる。

- (2) 杭工に限らず、地すべり防止工法の設計は、予想される最も危険な条件に対して行われる。例えば、初期安全率 F_0 に対する間隙水圧による U_0 (最高水位) を過小に予測すれば、実質的に初期安全率を過大に見積ったことになり、杭が破壊される恐れがある。逆に U_0 を過大に予測すれば経費が過大となるから、初期安全率の設定次第で防止工法の成否が決まると言っても過言ではない。
- (3) 本要領は安定解析式として主に簡便法 (スウェーデン式分割法) を用いる場合を想定して記述されている。他の安定解析式を採用する場合は水平負担力 H_u 、および有効抵抗力 R_u (くさび杭、せん断杭)、許容水平推力 r_s ' (補強杭) などの計算式も安定解析式にあわせて変更する必要があるが、その場合は、安定解析式の適用条件や計画安全率の妥当性を考慮して採用する必要がある。
- (4) 必要抑止力 P_u の垂直成分は杭に軸力として作用するため、許容曲げモーメントの算定ではこれを考慮する必要がある。

3-12 断面応力度と杭間隔の検討²⁰

3-12-1 曲げ応力度

杭に作用する軸力および曲げモーメントによって、杭に生じる曲げ応力度 は次式で表される。

$$= \frac{N_f \pm \frac{M}{Z}}{A} \quad a \quad \dots \dots \dots \text{(式4-3-9)}$$

ここに、 σ : 杭に生じる曲げ応力度 (kN / m²)

N_f : 杭にかかる軸力 (kN)

A : 杭材の断面積 (m²)

Z : 杭材の断面係数 (m³)

M : 曲げモーメント (kN・m)

a : 杭の許容曲げ応力度 (kN / m²)

杭間隔を D とし、杭1本あたりに作用する軸力を N_{f1} 、単位幅当たりの力によって発生する垂直力 N_{f2} 、杭に発生する最大曲げモーメント M_{max} を考慮すると軸力 N_f と曲げモーメント M は次式で表される。

$$N_f = N_{f1} + D \cdot N_{f2} \quad \dots \dots \dots \text{(式4-3-10)}$$

$$M = D \cdot M_{max} \quad \dots \dots \dots \text{(式4-3-11)}$$

よって、式4-3-7を満足する杭間隔 D は次式で表される。

$$\frac{N_{f1} + D \cdot N_{f2}}{A} \pm \frac{D \cdot M_{max}}{Z} \leq a$$

²⁰ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.40

$$D = \frac{\frac{N_{f1}}{A} - \frac{N_{f2}}{A} + \frac{M_{max}}{Z}}{a} \quad \dots \dots \dots (式4-3-12)$$

単位幅当たりの力によって発生する垂直力としては杭頭アンカー工の引張力の垂直成分などが考えられる。

3-12-2 セン断応力度

杭に生じるせん断応力度の照査は最大のせん断応力度を用いて、次式により行う。

$$S_{max} = a_0 \frac{S}{A} \quad \dots \dots \dots (式4-3-13)$$

ここに、 S_{max} ：杭に生じる最大せん断応力度(kN / m²)

S：せん断力(kN)

a_0 ：許容せん断応力度(kN / m²)

$$a_0 = \frac{3d^2 - 6d \cdot t + 4t^2}{d^2 - 2d \cdot t + 2t^2} \quad (\text{せん断応力補正係数、} d、t：\text{杭の外径と肉厚(m)、一般には} a_0 = 2.0)$$

単位幅当たりの必要抑止力によって杭に発生する最大せん断力 S_{max} を考慮すると、せん断力 S は $S = D \cdot S_{max}$ となることから式4-3-13を満足する杭間隔 D は次式で表される。

$$D = \frac{1}{a_0} \cdot \frac{A}{S_{max}} \quad \dots \dots \dots (式 4-3-14)$$

3-13 杭の設置位置の選定²¹

3-13-1 基本的な考え方

杭の設置位置を決定する際に、考慮すべき一般的事項及び共通事項について解説する。

- (1) 杭は杭谷側（背面）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（前面）移動層の受働破壊、保全対象、地盤の性状、施工性等を検討し、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。
- (2) 主縦断面上で検討するだけでなく、副縦断面及び横断面上でも検討し、最適な位置を決める。例えば、ある地すべりブロックにおいて中央部の主縦断面だけで杭の最適設置位置を決めたとしても、中央部付近と両翼部付近ですべり面の形状、地形学的条件、地質学的条件、水理学的条件、土質力学的条件、あるいはその他の条件が異なることがあって、この場合はかならずしも全体的に最適な位置とは限らないからである。
- (3) 杭谷側移動層の有効抵抗力を期待するか否かで杭の施工位置の決め方も異なる。杭谷側の有効抵抗力を期待する場合に施工可能な場所が広範囲に及ぶこともあるが、その範囲の中でできるだけ下流側へ施工することが望ましい。図 4-3-8 に杭施工位置の概念図を示す。
- (4) 杭の設計理論は杭に作用する水平力をもとにしたものであり、すべり面傾斜が緩傾斜となる施工位置を選定することが望ましい。

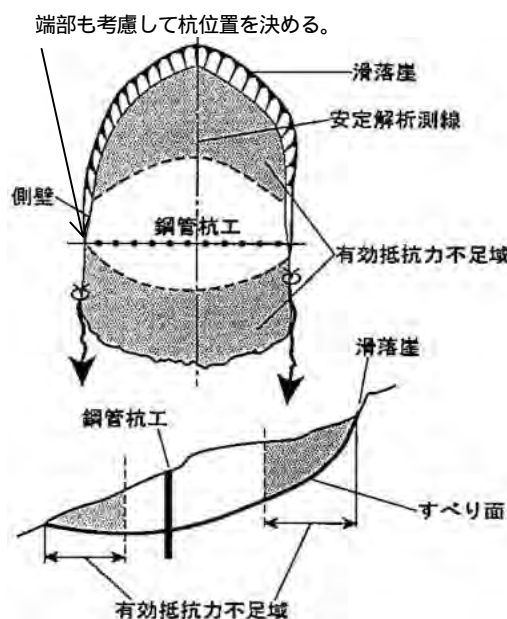


図 4-3-8 杭施工位置の決め方

3-13-2 杭谷側移動層の有効抵抗力

杭背面に期待される抵抗力（有効抵抗力と呼ぶ）の大きさは、杭の設計に重大な影響を与えるのでその評価は慎重に行う必要がある。

²¹ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.41

杭背面移動層の有効抵抗力の評価は、将来予想される最も危険な条件に対してなされるが、このとき杭谷側移動層のすべり面におけるせん断抵抗力の安全率を考慮する場合と考慮しない場合がある。

すべり面でのせん断抵抗力に安全率を考慮しない場合を一般的に使用するものとする。図 4-3-9 において i 番目のスライス境界面 i における単位幅当たりの移動層の有効抵抗力 R_{ui} は次の式で与えられる。

$$R_{ui} = \sum_{k=1}^i \{ (N_k - U_k) \tan \quad + c \cdot L_k \} - \sum_{k=1}^i T_k \cdots \cdots \cdots \text{(式 4-3-15)}$$

ここに、 \quad : 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による力 (単位幅当たり) (kN/m)

L_k : k 番目のスライスのすべり面長さ (m)

T_k : k 番目のスライスの接線力 (単位幅当たり) (kN/m)

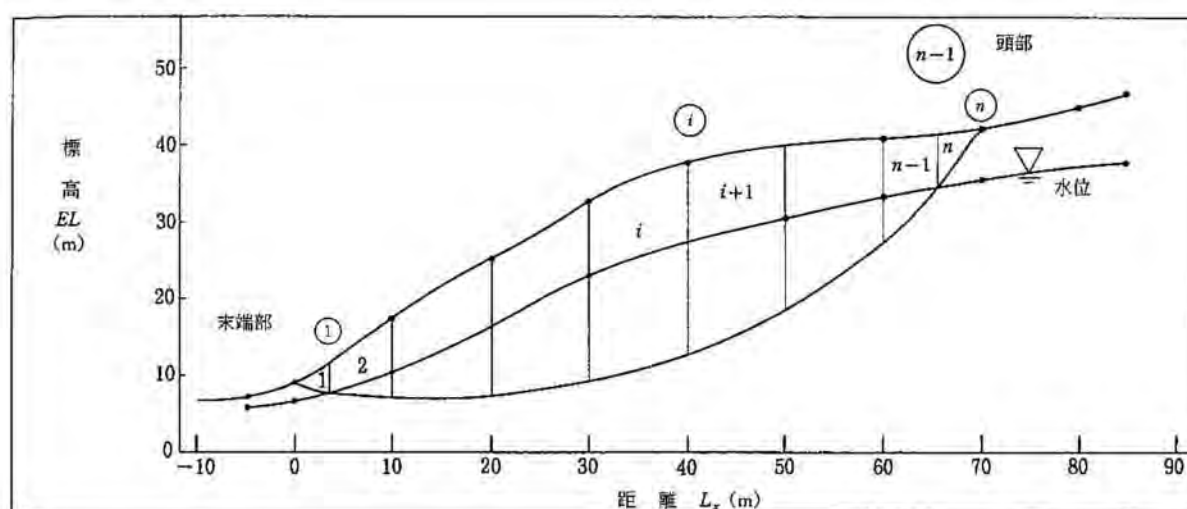


図 4-3-9 杭谷側移動層の有効抵抗力を求めるためのスライス分割

杭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 4-3-10 に示す。

この R_u - L_x 曲線は式 4-3-13 から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の有効抵抗力があるかを示すものである。

図 4-3-10 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もつ。

また、 R_u - L_x 曲線をもとに杭の位置と設計式の選択を行う場合、 R_u - L_x 曲線と求めた断面以外の断面でも同一の設計式が用いられるよう配慮して杭位置の検討を行う必要がある。

すなわち地すべり移動層は三次元的な滑動体であるため、地すべり移動方向に対するいずれの断面でも杭は同一の機能を発揮するように、また地すべりの運動方向におおむね直角に直線になるよう配置することが必要である。

一方すべり面でのせん断抵抗力に安全度を見込む場合には、地すべり斜面の計画安全率で除し、移動層のせん断抵抗力を算定・評価する。

$$F_{AXY} = \frac{\sum \{(N_{AX} - U_{AX}) \tan \phi_p + c \cdot L_{AX}\}}{\sum T_{AX} + \sum T_{AY}} + \frac{\sum \{(N_{XY} - U_{XY}) \tan \phi_1 + c_1 \cdot L_{XY}\}}{\sum T_{AX} + \sum T_{XY}} \dots \dots \dots (式 4-3-17)$$

ここに、 ϕ_p ：水平面と面 XY がなす角度（°）

F_{AXY} ：仮想すべり面 AXY における安全率

：各スライスの総和を意味する

N_{AX} ：すべり面 AX で各スライスのすべり面に働く法線力（単位幅当たり）（kN/m）

N_{XY} ：仮想すべり面 XY で各スライスのすべり面に働く法線力（単位幅当たり）（kN/m）

U_{AX} ：すべり面 AX で各スライスのすべり面に働く間隙水圧による力（単位幅当たり）（kN/m）

U_{XY} ：仮想すべり面 XY で各スライスのすべり面に働く間隙水圧による力
（単位幅当たり）（kN/m）

T_{AX} ：すべり面 AX で各スライスのすべり面に働く接線力（単位幅当たり）（kN/m）

T_{XY} ：仮想すべり面 XY で各スライスのすべり面に働く接線力（単位幅当たり）（kN/m）

L_{AX} ：すべり面 AX で各スライスのすべり面の長さ（m）

L_{XY} ：仮想すべり面 XY で各スライスのすべり面の長さ（m）

：すべり面 AX の内部摩擦角（°）

ϕ_1 ：仮想すべり面 XY の内部摩擦角（°）

c ：すべり面 AX の粘着力（kN/m²）

c_1 ：仮想すべり面 XY の粘着力（kN/m²）

なお、 ϕ_1 、 c_1 に関しては表 4-3-17 及び標準貫入試験による N 値から推定する式 4-3-5、式 4-3-6 によって推定した値により、総合的に判断してよい。3-8-3(2)参照。

表 4-3-15 代表的な土質及び岩石の諸定数

記 載		単位体積重量(kN/m3)	摩擦角 (°)	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	43 ~ 45 [*]	
	爆砕ま たは破 砕した 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	17 / 13	35 ~ 45 [*]	
		頁 岩	20 / 16	30 ~ 35 [*]	
粘性土およ び岩石	粘土	軟らかいベントナイト	13 / 6	7 ~ 13	10 ~ 20
		非常に軟らかい有機質粘土	14 / 6	12 ~ 16	10 ~ 30
		軟らかい、わずかに有機質粘土	16 / 10	22 ~ 27	20 ~ 50
		軟らかい水成粘土	17 / 12	27 ~ 32	30 ~ 70
		硬い水成粘土	20 / 17	30 ~ 32	70 ~ 150
		渾合粒径氷礫土	23 / 20	32 ~ 35	150 ~ 250
		岩石	- 硬質火成岩 - 花崗岩、玄武岩、斑岩	25 ^{* *} ~ 30	35 ~ 45
	- 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	25 ~ 35	1000 ~ 20000

* 非粘性材料における大きな摩擦力は、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つかの材料を除いて、飽和状態と乾燥状態の密度には著しい違いはない。

3-13-4 保全対象

道路、建設物及びその他の構造物などの保全対象がある場合は、杭の設置位置がそれらに規制されることもある。その場合、構造物に変状を与えないように、杭の変位を許容値内に納めるように設計する等の配慮が必要である。

3-13-5 地盤の性状

杭設置位置付近の地盤の性状が軟弱で、強度的に十分でないことが地質調査等であきらかになっている場合は、杭の機能が十分発揮できないおそれがあるので、このような位置に設置するのは避ける。移動層だけではなく不動層に対してもよく調査しておくことが重要である。

3-13-6 施工性

杭の設置位置の決定の際には施工性をよく検討しなければならない。削孔機、クレーン等の重機及び資機材などの搬入・搬出が困難な位置はできるだけ避ける。地形図や断面図上だけで検討するのではなく、実際に現地に行って状況を確認してから最終的な位置を決定するようにすべきである。

3-14 設計強度（許容応力度）の設定²²

杭材の設計強度は杭に作用する荷重が長期間作用するか、短期間作用するかを検討して設定しなければならない。前者には長期許容応力度、後者には短期許容応力度を採用する。

地すべり変位によって鋼管杭に弾性変形が生じると鋼管内に新たな内部応力が発生するが、この内部応力は消失することなく、杭の弾性変形による反力は地すべりに対して抑止力を与え続ける。

- (1) 長期許容応力度：地すべり移動層の末端部を切土することによって発生した地すべりを抑止する場合、または地すべり活動が断続的であっても長期間にわたって繰り返し作用荷重が生じることが予想されるような場合は、作用荷重が永続するので長期許容応力度を採用するべきである。
- (2) 短期許容応力度：明らかに一時的な荷重により地すべり活動が生じており、荷重が繰り返されることがない場合に採用する。

抑制工を併用する場合には、原則として短期許容応力度を用いる。²³ 許容応力度の値については 3-5-2 を参照のこと。

3-15 杭の配置と標準杭間隔²⁴

単列配置：杭設計はすべての杭が地すべりによる荷重を均等に分担することを原則としているため、杭の配列は原則として単列配置とする。

千鳥配置：やむを得ず千鳥配置にする場合は山側杭と谷側杭の設置位置での地形の違いや地すべり亀裂の有無などの地表状況、移動特性の違いなどによって山側や谷側のみに荷重が集中することのないように配慮する。また、崩積土や強風化層を移動層とする地すべりで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することもあるため、移動層の地盤条件も考慮する必要がある。

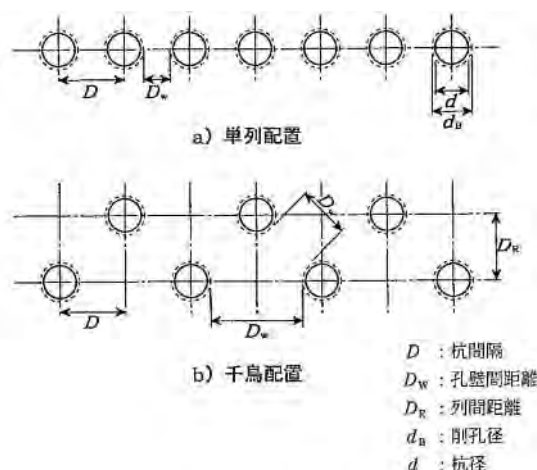


図 4-3-12 杭間隔および杭の配列

杭の間隔は単列、千鳥配列ともに地すべりの上流又は下流から見た投影間隔を意味し、その距離は杭の芯間距離とする（図 4-3-12 参照）。

標準杭間隔として次の数値を目安とする。3-12 断面応力度と杭間隔の検討で求めた杭間隔が下記を満たすか確認する。

移動層の厚さ (m)	標準杭間隔 (m)
～ 10	2.0以下
10 ～ 20	3.0以下
20以上	4.0以下

上記の数値の他に杭の直径の 8 倍以内を杭間隔の一応の目安とすることができる。これらの数値は経験や実験

²² 地すべり鋼管杭設計要領 - p.46

²³ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.109

²⁴ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.47

結果に基づいて定められたものであり、削孔による地盤のゆるみや乱れの影響が重複せず、したがって土塊の中抜けを起こさず、杭に所定の地すべり力が作用するための条件の目安として用いることができる。

なお、杭の施工上、孔壁間の距離(D_w)は約 1m 以上確保する必要があるため、杭間隔の決定にあたっては、この点を考慮する必要がある。設計計算上孔壁間の距離が 1m 未満となる場合には杭配列を千鳥配列とする。

3-16 地盤の降伏・破壊の検討²⁵

杭周辺地盤が降伏・破壊してはならない。

図 4-3-13 に示すように地すべり抑止杭に作用する受働土圧 Q_p (kN) は次の式により与えられる。

移動層

$$Q_{p1} = 3d \left(\frac{1}{2} r_1 h_1^2 K_{p1} + 2c_1 h_1 \sqrt{K_{p1}} \right) \cdot \frac{1}{f_s} \cdots \cdots \cdots \text{(式 4-3-18)}$$

不動層

$$Q_{p2} = 3d \left\{ \left(\frac{1}{2} r_2 h_2^2 + r_1 h_1 h_2 \right) K_{p2} + 2c_2 h_2 \sqrt{K_{p2}} \right\} \cdot \frac{1}{f_s} \cdots \cdots \cdots \text{(式 4-3-19)}$$

ここに、 r : 土の単位体積重量 (kN / m³)

d : 杭径

K_p : 受働土圧係数 = $\tan^2 (45^\circ + \phi/2)$

f_s : 安全率 = 2

受働土圧算出に際して弾性域のみならず塑性域をも考慮する。杭に作用する受働土圧 Q_{p1} 、 Q_{p2} が外力 (H 、杭一本当たりの水平負担力) より大きければ地盤は安全である。

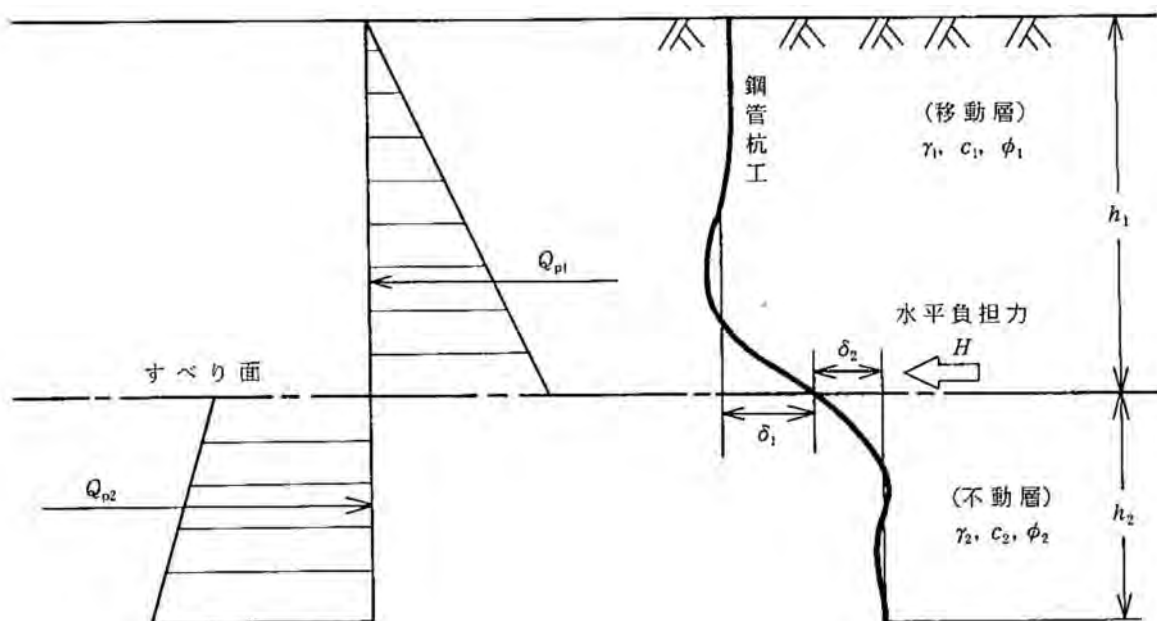


図 4-3-13 抑止杭に作用する受働土圧

3-17 杭の根入長²⁶

杭の根入長 (l_r) は地盤条件等を考慮して決定するものとする。

たわみ杭の設計式は根入長が半無限長であることを前提としている。根入長の算定法はそれぞれの設計式に基づく解析結果から半無限長とみなせる長さを決定したものである。設計式毎の算定法は以下の通りである。

²⁵ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.48

²⁶ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.49

くさび杭： $l_r = (1.0 \sim 1.5) \times \left(\tan^{-1} \frac{1 - \frac{2}{1 + \frac{2}{2}}}{1 + \frac{2}{2}} \right) / \frac{2}{2}$ （モーメント第1ゼロ点の1.0～1.5倍）

補強杭： $l_r = 2.5 \times y / \frac{1}{1}$ （たわみ第1ゼロ点の2.5倍。 y ：第1たわみゼロ点深さ係数）

抑え杭： $l_r = (1.0 \sim 1.5) / \frac{1}{1}$

せん断杭：堅硬な硬岩の場合は、 l_r は杭全長の1/4程度とする。

また、上記によらず、 $l_r = (1.5 \text{程度}) \times \frac{1}{2}$ を用いてもよい。

ここに、 $\frac{1}{2}$ ：杭の特性値（ $\frac{1}{1}$ ：移動層、 $\frac{2}{2}$ ：不動層）4-6「設計上の杭形式の区分」参照。

不動層が、堅固な岩盤の場合は1.0とし、風化岩、土砂等ですべり面が層状になっている場合、すべり面が不明瞭な場合は1.5とする。

ただし、いずれの設計式を用いる場合も最低3m程度の根入長を確保する必要がある。

一般に l_r が長杭の条件とされているが、 $l_r = 3$ という値は谷口・山田のくさび杭理論でのモーメント第1ゼロ点の範囲 $2.35 / \frac{1}{1} \sim \frac{1}{1}$ とほぼ一致する。上記の根入長算定式はいずれも l_r の条件をほぼ満たしているが、横断方向でのすべり面深度の推定誤差や部分的な地盤強度の変化などを考慮し、部分的に $l_r < 3$ とならないように配慮する必要がある。

$1 / \frac{2}{2}$ が小さくなるとモーメント第1ゼロ点およびたわみ第1ゼロ点の深度が浅くなるため、くさび杭の場合に倍率を1倍とすると $1 / \frac{2}{2} = 0.76$ のときに l_r の条件を満たさない可能性がある。長杭の条件を満足しないことになり、倍率を1.0より大きくする必要がある。なお、倍率を1.28倍以上にするとすべての条件で l_r を満足する。

補強杭の場合は $1 / \frac{2}{2} = 0.8$ の場合に、根入長 l_r が $l_r < 3$ となる可能性があるが、くさび杭との仮定条件の違いにより杭のたわみ形状が異なるため問題はない。しかし、 $1 / \frac{2}{2} < 0.7$ のように極端に小さくなる場合は別途検討が必要である。

最終的な根入長は杭の全長を通常 50cm 単位で括約したものと決定する。

3-18 杭の最大変位²⁷

杭の許容変位が定められているときは最大変位が許容変位を越えないようにしなければならない。

杭が構造物に近接して打設される場合には、構造物の許容変位量から杭の変位が規制される。この場合は、杭の最大変位が許容変位以下となるよう、杭種、杭間隔を設定する必要がある。

補強杭の場合は杭谷側が移動しないことを前提としており、許容変位量を通常 2cm としている。

3-19 杭の施工段数²⁸

杭の設置段数は地すべりブロック毎に1段を原則とする。

杭を多段に設置する場合には、杭の設置位置での地すべり移動層の変位を十分に考慮して設置することとする。

ひとつの地すべりブロックに杭を2段、3段に打設して地すべり斜面の安定度を向上させることも可能である。抑え杭とくさび杭を適当に組み合わせ、図4-3-14に示す一例のように地すべり末端部の抑え杭でまず斜面の安定度を増加させ、この杭の抑止力と変位量の範囲で上部のくさび杭の抑止力を期待し、斜面の安定度の増加を図ることもできる。

また図4-3-15のように地すべり幅に比して斜面長の長い斜面では杭を数段に設置し、地すべりの動きを抑止することもある。この場合は先述したように長い斜面の移動特性が複雑な場合があるので杭設置地点の移動層の移動量を測定し、地すべりの運動形態を十分把握した上で杭の機能を最大限に発揮するように設計することが肝要である。

²⁷ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.49

²⁸ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.50

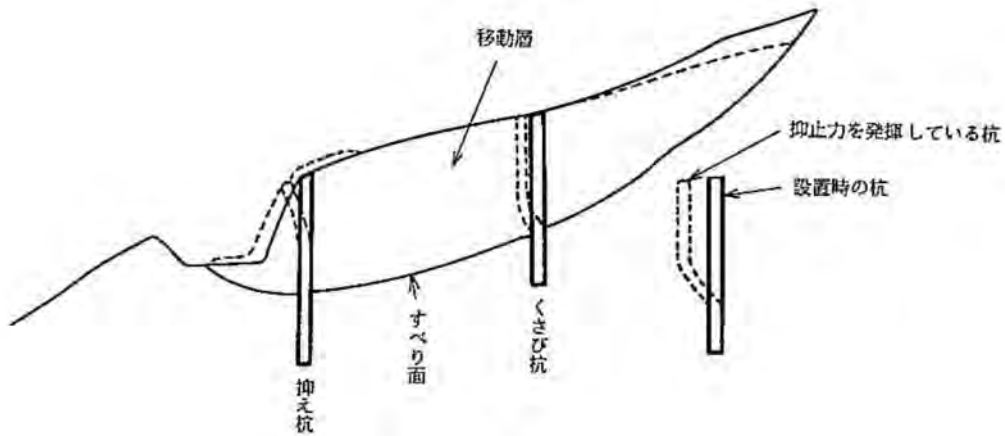


図4-3-14 2段に設置された杭工

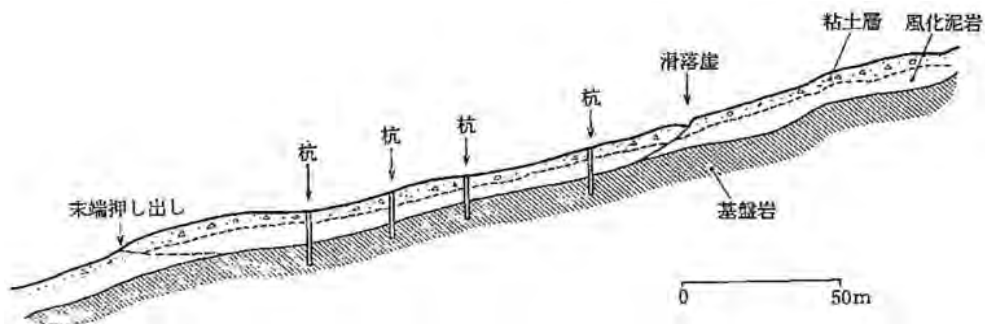


図 4-3-15 地すべり抑止杭の多段施工例

3-20 杭仕様の最終決定²⁹

- (1) 杭工の仕様は比較設計の結果に基づき、現地の搬入仮設、施工の難易、工期、経済条件等を勘案の上、最終決定する。
- (2) 最終決定した杭工の仕様は次の項目について表示するものとする。

1) 設計条件

初期安全率 F_0

計画（目標）安全率 F_p

すべり面接線力の総和 T

必要抑止力 P_u

杭の水平負担力 H_u 、 H_{su} 、 H_{mu}

横方向地盤反力係数とその決定根拠 移動層 k_{n1} 、不動層 k_{n2}

2) 杭材料諸元（合成杭の場合は各材料の単独値と合成値を併記）

材料：許容応力度 σ_a 、 σ_a

寸法：外径 d 、肉厚 t

断面性能：断面係数 Z 、断面 2 次モーメント I 、曲げ剛性 EI 、許容曲げモーメント M_a 、許容せん断力 S_a

3) 設計諸元

杭施工幅 W_p

杭間隔 D

杭配列（単列を原則とする）

杭列間隔 D_R （複数列配列の場合）

²⁹ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.51

杭総本数 N_p

杭の根入長 l_r

杭 1 本当たりの長さ l_p

杭の総延長 l_t

施工図一式：位置図、平面図、縦断図（杭施工幅方向）、横断図

付随資料一式：整地工の検討、ほか

4) 施工条件

他の工事計画との関係、施工順序、ほか

参考文献（第 4 編 - 第 3 章）

- ・ 「地すべり鋼管杭設計要領」、「地すべり鋼管杭設計要領」幹事会、(社)地すべり対策技術協会、2003 年 6 月
- ・ 「地すべり斜面崩壊の予知と対策」、渡正亮・小橋澄治、(株)山海堂、昭和 62 年 4 月。
- ・ 土木施工法講座 11「砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法」、中村二郎編、(株)山海堂、s53 年 11 月。
- ・ 「地すべり対策技術設計実施要領」、(社)斜面防災対策技術協会、音和堂印刷(株)、2007 年 11 月。
- ・ 「地すべり防止技術指針及び同解説」、国土交通省砂防部・独立行政法人土木研究所、(社)全国治水砂防協会、平成 20 年 4 月。
- ・ 「道路土工 - 擁壁工指針」、日本道路協会、睦美マイクロ(株)、平成 11 年 3 月。

第4章 くさび杭の設計

4-1 概説

本章では、一般的によく用いられるくさび杭の設計手法について解説する。それ以外の補強杭、抑え杭、せん断杭、アンカー付杭の設計については「地すべり鋼管杭設計要領」を参照とし、本規定集では省略する。

くさび杭…地すべり移動層を不動層につなぎ止める効果を持つ杭で、地すべり移動に伴って地すべり移動層と一体となり、杭も同時に変形し、杭の変位の増大と共に抵抗力を発揮する杭である。

4-2 地すべり移動層の特徴¹

地すべり移動層の垂直的な速度分布の計測事例が多く報告されているが、これらの計測結果をみると、地すべり移動層の滑動の中心部では移動層の垂直的な速度分布はすべり面上部で一定であることが多い（図4-4-1参照）。

このような速度分布を持つ移動層内に杭が設置されると、杭は図4-4-2に示すように移動層とともに移動し、変形することになる。このときすべり面をはさんで移動層、不動層内の杭に曲げモーメントの最大点が生じる。この現象は現場計測によっても多数の事例が報告されている（図4-4-3参照）。

一般にくさび杭の設計では、これらの曲げモーメントの最大点（通常不動層内の杭の曲げモーメントは移動層のものより大きい）が許容範囲内になるようになされるが、地盤内の杭の曲げモーメントが許容値に達したとき、すべり面で杭に作用するせん断力が地すべりの抑止力と考えることができる。

しかし、地すべり末端部や地すべり頭部付近の移動層は、すべり面上部で一定の垂直方向速度分布を持たないことが多いので、このような地帯での杭は移動層の変形を考慮した検討が必要である。

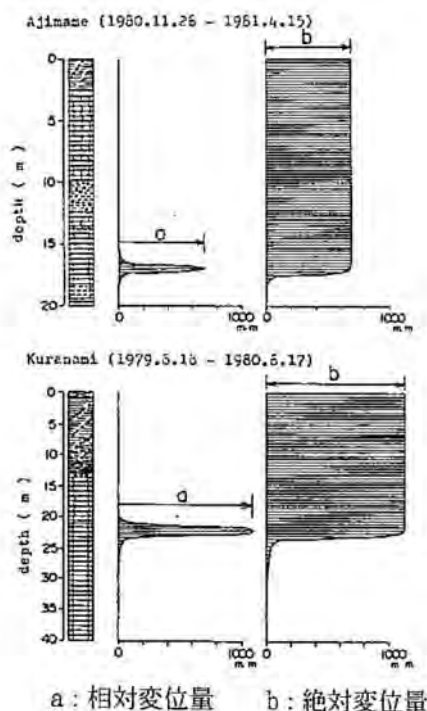


図4-4-1 地すべりの移動速度分布（寺川他、1985）

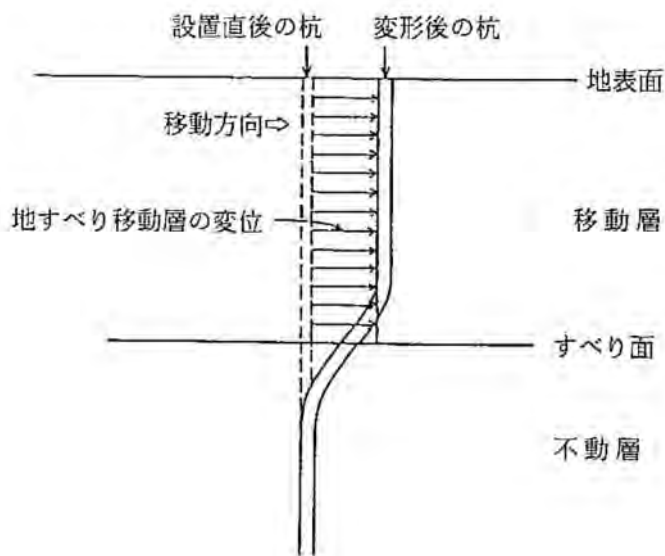
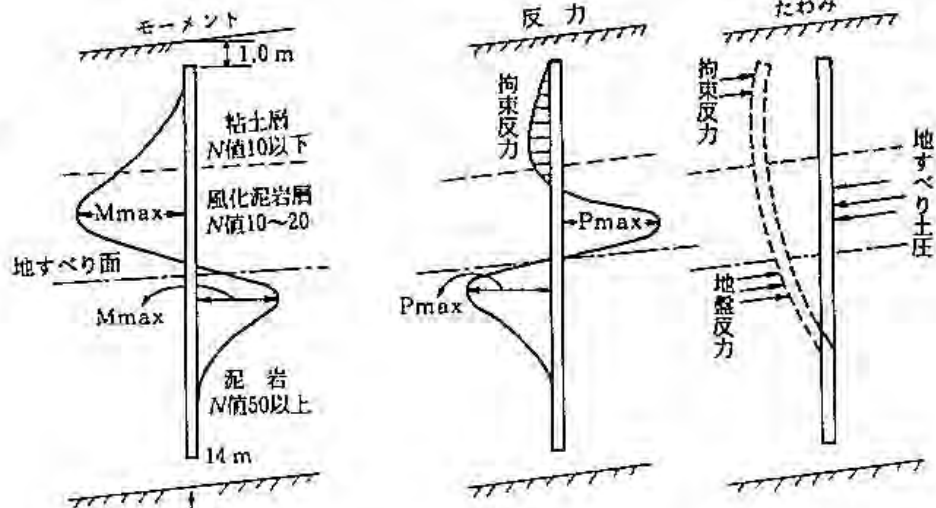


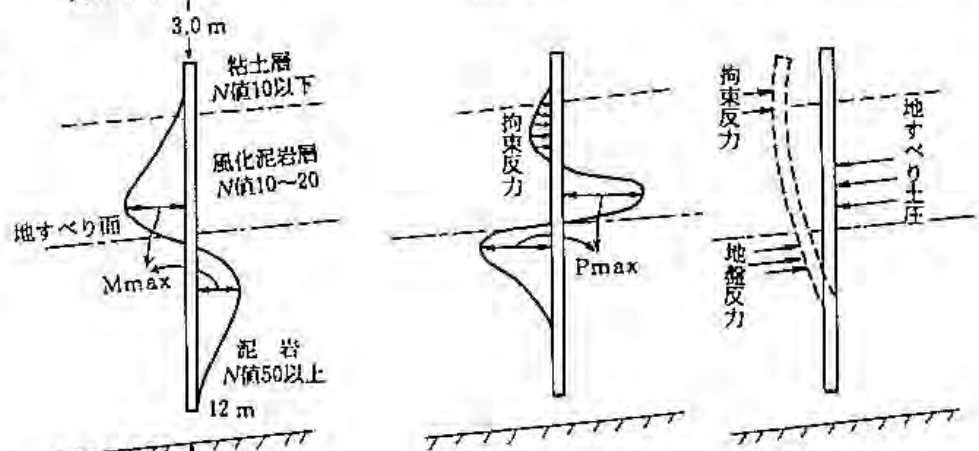
図4-4-2 地すべり移動に伴う杭の変形

¹ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.53

No. 4 杭



No. 5 杭



No. 6 杭

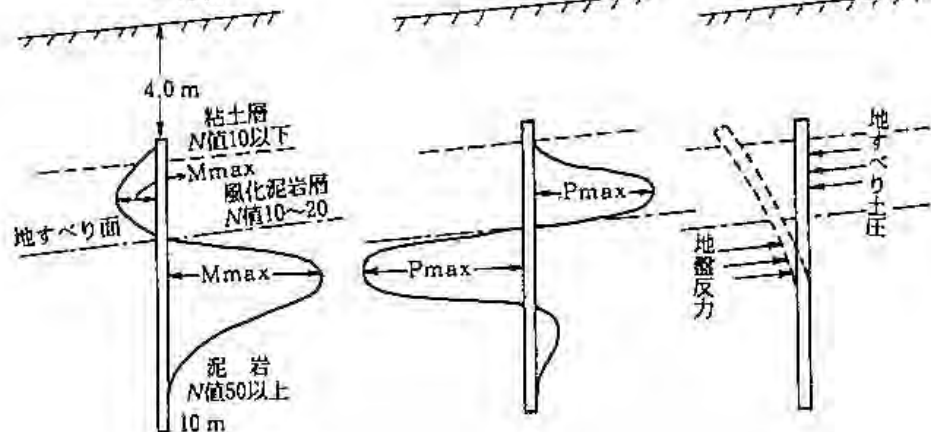


図 4-4-3 現場計測で得られた突出長の相違によるモーメント・反力・たわみ分布曲線の例 (福本, 1976)

4-3 設計手順²

くさび杭の設計では、杭に生じる最大曲げモーメント、最大せん断力に対して杭が安全であるように適当な諸元を持つ杭を選定するが、許容変位を考慮し、また杭周辺の地盤が破壊しないで杭の抑止機能が十分発揮できることを考えて、合理的な手順で設計を行うものとする。

くさび杭の設計手順は図 4-4-4 による。

実際の杭設計においては杭の断面寸法を変えて数種の杭体に対して比較設計を実施し、最適な杭体を求める必要がある。

² 地すべり鋼管杭設計要領 - p.54

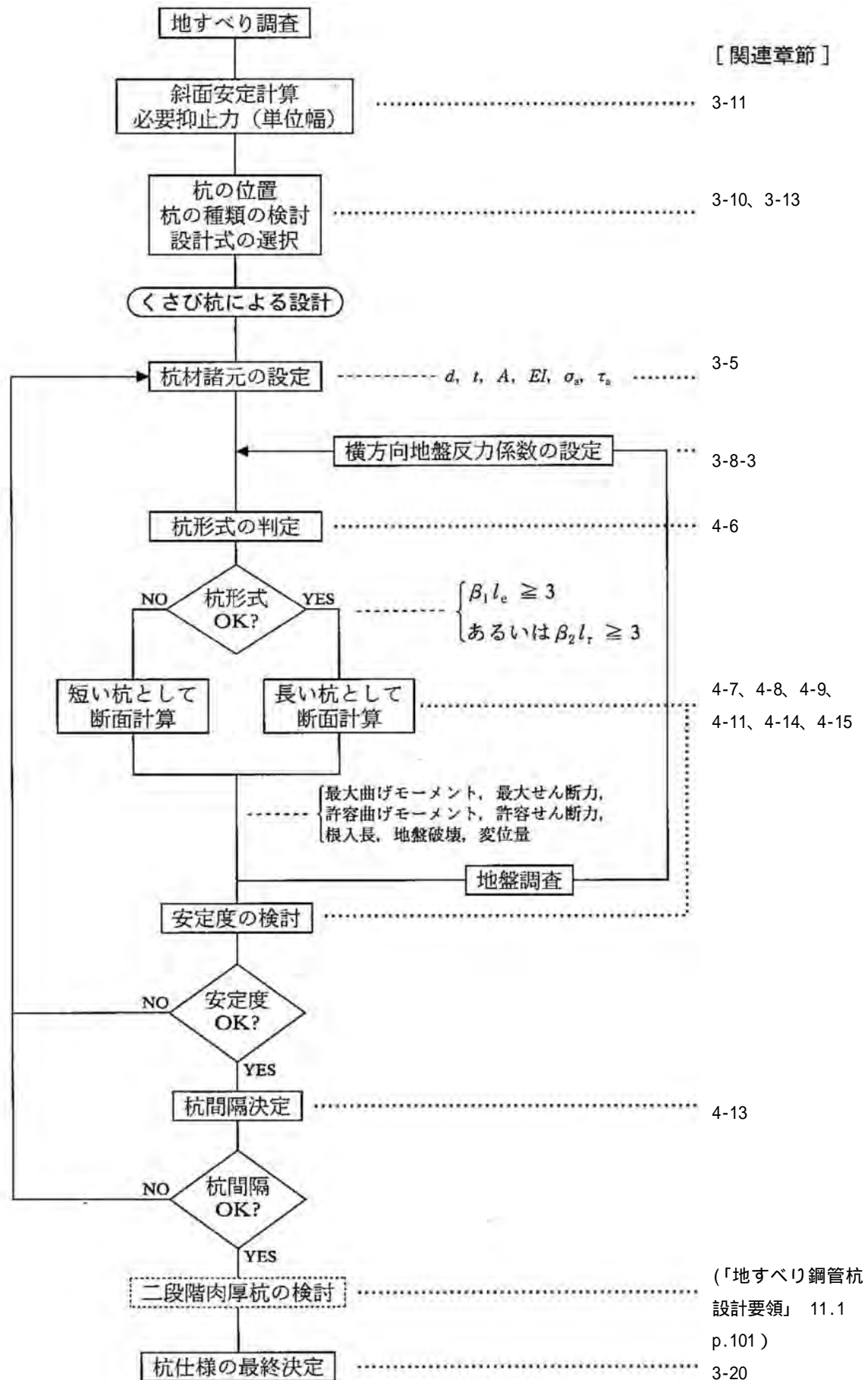


図 4-4-4 くさび杭の設計手順

4-4 杭の設置位置³

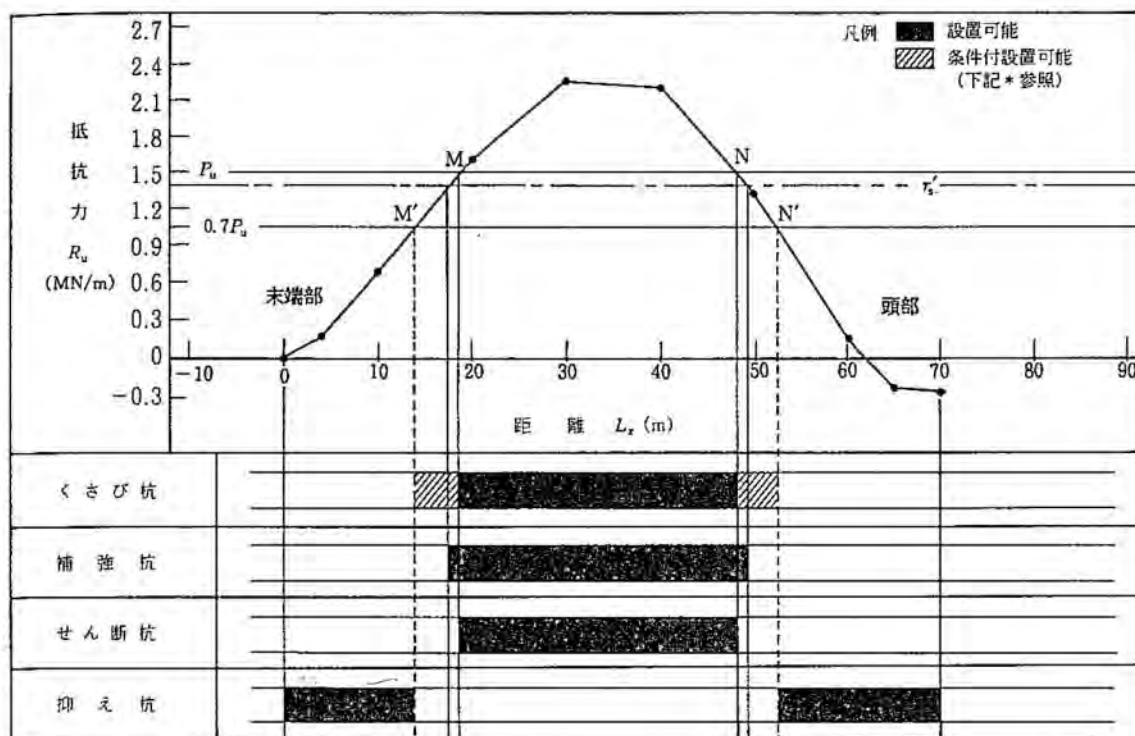
杭谷側移動層の地盤の有効抵抗力が期待できると共に地すべり移動層の変形を考慮して設置位置を決定する。

4-4-1 $R_{II} - L_x$ 曲線

有効抵抗力 R_{ij} の求め方は 3-13-2 参照。

杭は $R_u - L_x$ 曲線（図 4-4-5）において区間 MN また杭背面の移動層の抵抗力を考慮すれば、区間 $M' M, N' N$ のいずれの位置に設置してもよいことになるが、地すべり移動層の変形等を考慮してその位置を決定する必要がある。

ところで、 $R_u - L_x$ 曲線において直線 P_u (必要抑止力) が $R_u - L_x$ 曲線より上部にあり、交わらない場合があるが、 $0.7 < R_u / P_u < 1.0$ であれば、杭背面の移動層の抵抗力を考慮すればくさび杭の設置位置として選定可能である。



* 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。

** 補強杭における r_s' は「『地すべり鋼管杭設計要領』8.7において式(8.9)」により計算される値である。

図 4-4-5 杭谷側移動層の有効抵抗力図(R_{y1} - L_y 曲線)

4-4-2 杭の設置位置の決定（円弧すべりの場合）

実際のすべり面は、非円弧すべり面のものが大部分であるが、移動層の変位と杭の挙動を理解しやすくするために単純化したモデル（図 4-4-6 参照）で考える。

例えば、ここで円弧すべり面を持った地すべりについて考えてみることにする。

図 4-4-6 (a) : モデル斜面にくさび杭を設置し、地すべり運動によって移動層がすべり面にそって だけ変位した場合。

図 4-4-6 (b)、(c) : このとき地すべり移動層は変形しないとして、地すべり移動層の変位を水平、垂直の 2 つの成分に分け、それぞれの移動量分布図を示した。これらの図よりうかがえるように、水平移動量は円弧の中心の真下で最大となり、これから距離が離れるにつれて変位量は小さくなる。これに反して、垂直移動量は、円弧の中心を通る垂線より距離が離れるに従って移動量が增大することがわかる。

³ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.56

図 4-4-6(d) : くさび杭の場合、変形することによって抵抗力を発揮するが、地すべり移動層の変位をできるだけ小さくし、杭の抵抗力を最大限に発揮させることのできる位置は円弧中心の真下であり、ここではすべり面の勾配は水平となる。このことは経験的にいわれている杭の設置位置と矛盾するところではない。

従って、くさび杭の設置位置は、図 4-4-5 で示したくさび杭として機能する位置であるとともに、地すべりの移動量を考えて、移動層の変位量をできるだけ少なくし、かつ杭の抵抗力を最大限に発揮できる地点を見いだすことが大切である。

ところで、地すべりの頭部付近に杭を設置し、それより上部斜面にある構造物を守ろうとして杭工が計画されることがある。この場合注意しなければならないことは、円弧すべり面を持つ地すべりの場合、図 4-4-6 (b)、(c) より明らかなように、地すべりの頭部付近は水平移動量よりも垂直移動量が大いので、杭が抵抗力を発揮しないうちに移動層が沈下し、杭がむき出しになり、林立するような奇観を呈することになる。このため円弧すべり面を持つ地すべりでは頭部の杭工は避けるべきである。

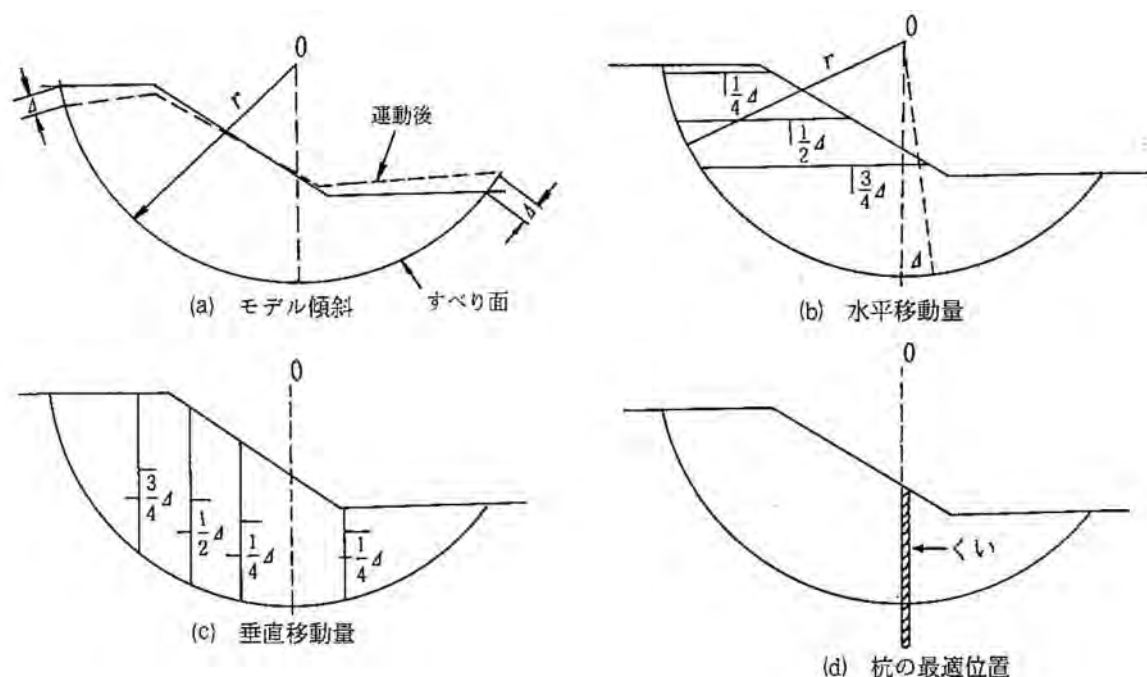


図 4-4-6 杭の設置位置の決定（円弧すべり面の場合）

4-4-3 杭の設置位置の決定（直線すべりの場合）

直線地すべり面を持つ場合を考えると、図 4-4-7 に示すように 3 つのケースが考えられる。

(a) 地すべり移動層の移動量が地すべりの頭部でも末端部でも同じ場合である。地すべり末端部に抑え杭を打設し、それによって所要の安全率が確保できるようにする。もし十分な杭を地すべり末端部で設置できないときは、さらに上部斜面に杭を設置する。この場合の杭は、末端の抑え杭の抵抗力の範囲でくさび効果期待するくさび杭として設計することができる。

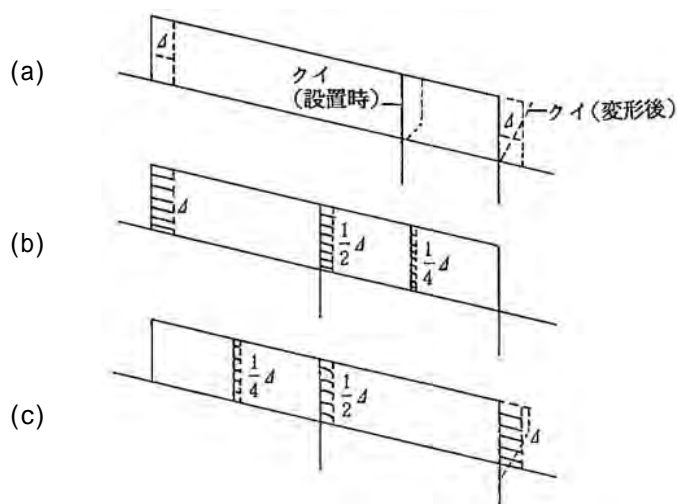


図 4-4-7 斜面の変形と杭の設置位置（直線すべり面の場合）

(b)、(c) 頭部での移動量が末端部のそれより大きい場合やその逆の場合もある。この場合も地すべり末端部で抑え杭を設置し、さらに必要に応じて、斜面の変位置と抑え杭の抑止力を考慮して斜面にくさび杭を設置することも可能である。

実際のすべり面は 4-4-2、4-4-3 のような円弧すべり面でも直線すべり面でもない場合が大部分なので、地すべりの運動形態を把握できるような変動調査を実施しこれらの計測結果を十分に考慮して杭の設置位置を決定することが望ましい。

4-5 杭の設置段数⁴

杭の設置段数は、地すべりブロック毎に一段を原則とする。

ひとつの地すべりブロックに杭を 2 段、3 段に打設して地すべり斜面の安定度を向上させることも可能であるが、杭を多段に設置する場合には杭の設置位置での地すべり移動層の変位を十分に考慮して設置することとする。

多段杭にする場合：

- ・ 抑え杭とくさび杭を適当に組み合わせて、図 4-4-8 に示す一例のように地すべり末端部の抑え杭でまず斜面の安定度を増加させ、この杭の抑止力と変位置の範囲で上部のくさび杭の抑止力を期待し、斜面の安定度の増加を図る。
- ・ 図 4-4-9 のように地すべり幅に比して斜面長の長い斜面では、杭を数段に設置し地すべりの動きを抑止することもある。
- ・ これらの場合は先述したように長い斜面の移動特性は複雑な場合があるので、杭設置地点の移動層の移動量を測定し、地すべりの運動形態を十分把握した上で、杭の機能を最大限に発揮するように設計することが肝要である。

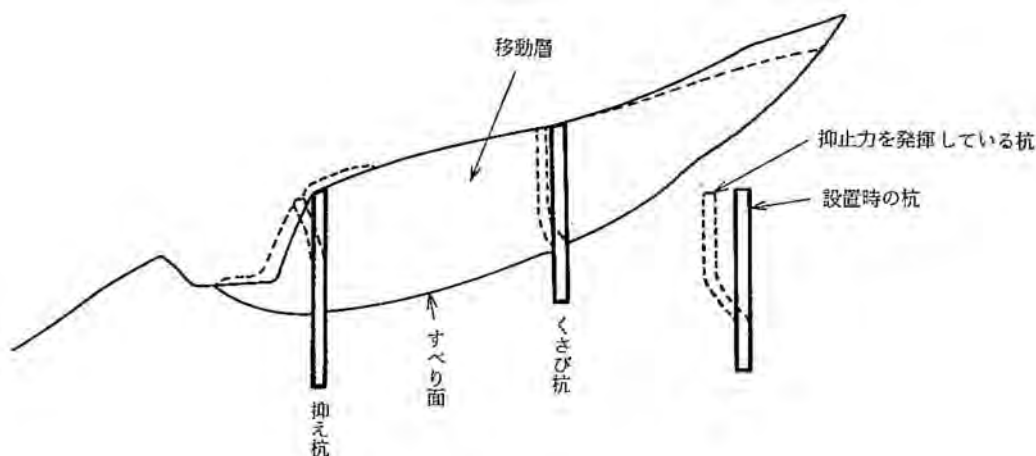


図 4-4-8 2 段に設置された杭工

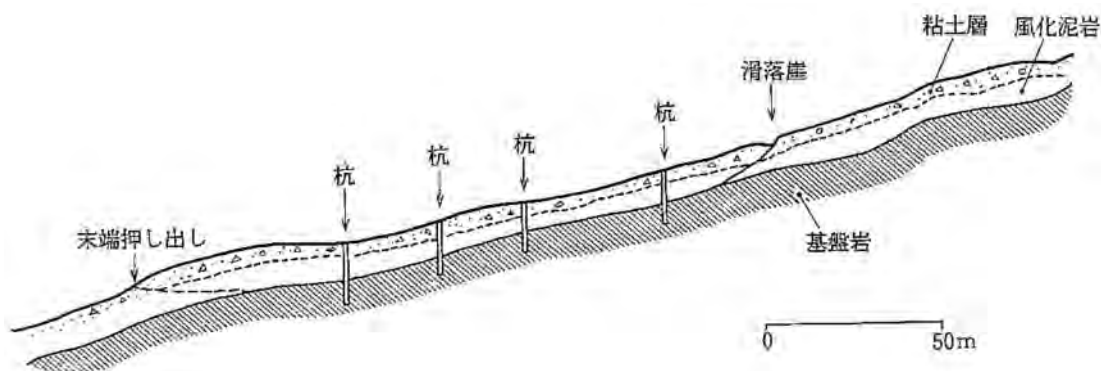


図 4-4-9 地すべり抑止杭の多段施行例

⁴ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.60

4-6 設計上の杭形式の区分⁵

設計上の杭形式の区分は次によるのを原則とする。

表4-4-1 杭形式の区分

杭形式		$\beta_1 l_e$ あるいは $\beta_2 l_r$				
		0	1	2	3	4
杭	短い杭（有限の杭）		←→			
	長い杭（無限の杭）				←→	

ここに、 l_e ：杭のすべり面から上の長さ（m）

l_r ：杭の根入れ長（m）

：杭の特性値（ m^{-1} ）

$$= \sqrt[4]{\frac{k_h d}{4EI}}$$

EI ：杭の曲げ剛性（ $kN \cdot m^2$ ）

d ：杭の直径（m）

k_h ：杭の水平（横）方向地盤反力係数（ kN/m^3 ）

一般的に用いられている各杭の設計上の区分について規定したが、これらは必ずしも明確に区分されるものではないため、その境界値近傍の杭形式によっては他の杭形式の検討が必要となる場合がある。

地すべり防止対策杭の設計において、長い杭とはすべり面より上、下それぞれで $\beta_1 l_e$ または $\beta_2 l_r$ 3 となるものを用い、短い杭とはすべり面の上下で何れか一方があるいは両方が 1 $\beta_1 l_e$ または $\beta_2 l_r < 3$ となるものをいう（図 4-4-10 参照）。

なお、 k_h の決定はすべり面より上、下それぞれ $1/ \beta_1$ 、 $1/ \beta_2$ までの区間における平均的な値である。

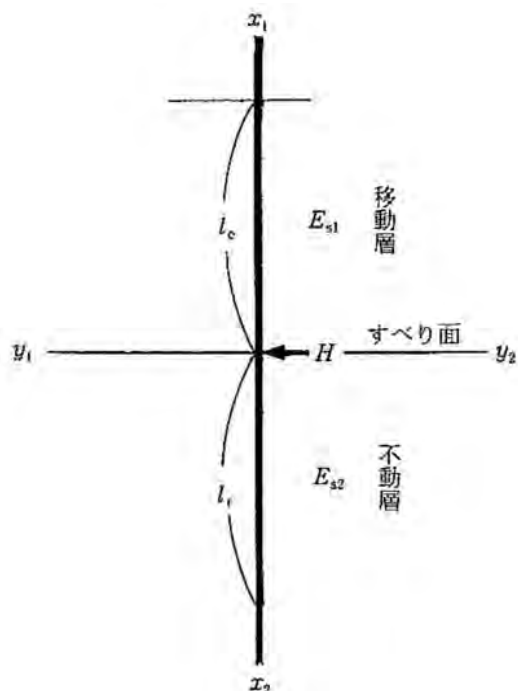


図 4-4-10 杭の長さ

4-7 断面力計算⁶

杭に生じる断面力の計算は以下の算定式による。

弾性床土上の梁の一般式は次の式で表される。図4-4-11参照。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + E_s y = 0 \quad \dots \dots \dots (\text{式4-4-1})$$

一般解は次の式で表される。

$$y = e^{-\beta x} (A_0 \cos \beta x + B_0 \sin \beta x) + e^{\beta x} (C_0 \cos \beta x + D_0 \sin \beta x) \quad \dots \dots \dots (\text{式 4-4-2})$$

⁵ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.61

⁶ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.62

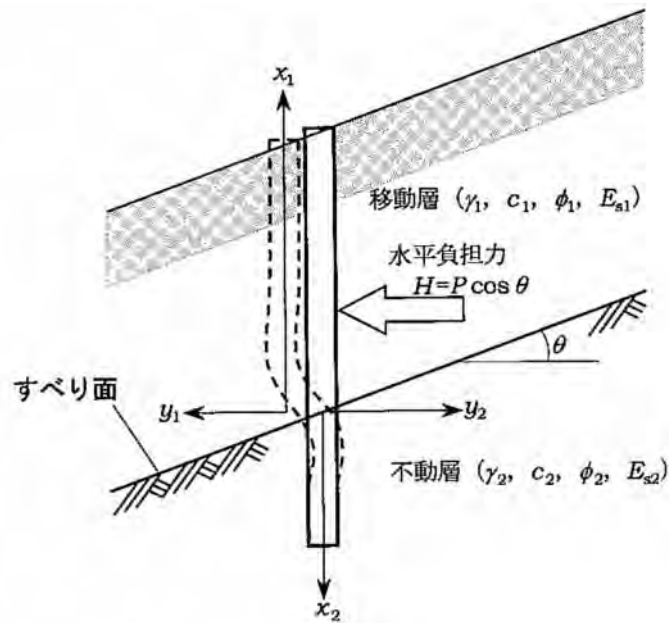


図4-4-11 計算モデル

4-7-1 上下に有限な杭（短い杭）

上下に有限な杭の境界条件は次の式で表される。

$x_1 = x_2 = 0$ のとき

$$y_1' = y_2' \quad \dots \dots \text{条件 1}$$

$$y_1'' + y_2'' = 0 \quad \dots \dots \text{条件 2}$$

$$y_1''' = \frac{H}{EI} \quad \dots \dots \text{条件 3}$$

$$y_2''' = \frac{H}{EI} \quad \dots \dots \text{条件 4}$$

$x_1 = l_1$ のとき

$$y_0'' = 0 \quad \dots \dots \text{条件 5}$$

$$y_1''' = 0 \quad \dots \dots \text{条件 6}$$

$x_2 = l_2$ のとき

$$y_2'' = 0 \quad \dots \dots \text{条件 7}$$

$$y_2''' = 0 \quad \dots \dots \text{条件 8}$$

条件 1～8 より、次の式を得る。

上下に有限な杭に生じる断面力は式 4-4-3 の 8 元連立方程式を解き、定数 $A_1 \sim D_1$ 、 $A_2 \sim D_2$ を式 4-4-2 より得られる y' 、 y'' 、 y''' に代入することにより求める。

$$\begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \frac{H}{2EI\beta_1^3} \\ \frac{H}{2EI\beta_1^3} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \beta_1 & \beta_1 & -\beta_1 & \beta_1 & -\beta_2 & -\beta_2 & \beta_2 & -\beta_2 \\ 0 & \beta_1^2 & 0 & -\beta_1^2 & 0 & \beta_2^2 & 0 & -\beta_2^2 \\ -1 & 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 1 & 1 & 1 \\ -e^{\beta_1 l_1} \sin \beta_1 l_1 & e^{\beta_1 l_1} \cos \beta_1 l_1 & e^{-\beta_1 l_1} \sin \beta_1 l_1 & -e^{-\beta_1 l_1} \cos \beta_1 l_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -e^{\beta_1 l_1} \times (\cos \beta_1 l_1 + \sin \beta_1 l_1) & e^{\beta_1 l_1} \times (\cos \beta_1 l_1 - \sin \beta_1 l_1) & e^{-\beta_1 l_1} \times (\cos \beta_1 l_1 - \sin \beta_1 l_1) & e^{-\beta_1 l_1} \times (\cos \beta_1 l_1 + \sin \beta_1 l_1) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -e^{\beta_2 l_2} \sin \beta_2 l_2 & e^{\beta_2 l_2} \cos \beta_2 l_2 & e^{-\beta_2 l_2} \sin \beta_2 l_2 & -e^{-\beta_2 l_2} \cos \beta_2 l_2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -e^{\beta_2 l_2} \times (\cos \beta_2 l_2 + \sin \beta_2 l_2) & e^{\beta_2 l_2} \times (\cos \beta_2 l_2 - \sin \beta_2 l_2) & e^{-\beta_2 l_2} \times (\cos \beta_2 l_2 - \sin \beta_2 l_2) & e^{-\beta_2 l_2} \times (\cos \beta_2 l_2 + \sin \beta_2 l_2) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A_1 \\ B_1 \\ C_1 \\ D_1 \\ A_2 \\ B_2 \\ C_2 \\ D_2 \end{pmatrix}$$

..... (式 4-4-3)

4-7-2 上下に無限な杭（長い杭）

上下に無限な杭の境界条件は、前記条件 1～4 に加えて、

$x_1 =$ のとき $y_1 = 0$ 条件 9

$x_2 =$ のとき $y_2 = 0$ 条件 10

上記より、 $A_0 = 0$ 、 $B_0 = 0$ となり下記の 4 元連立方程式を解き、定数 C_1 、 D_1 、 C_2 、 D_2 を式 4-4-2 より得られる y' 、 y'' 、 y''' に代入することから求める。

$$\begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \frac{H}{2EI\beta_1^3} \\ \frac{H}{2EI\beta_2^3} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\beta_1 & \beta_1 & \beta_2 & -\beta_2 \\ 0 & -\beta_1^2 & 0 & -\beta_2^2 \\ 1 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_1 \\ D_1 \\ C_2 \\ D_2 \end{pmatrix} \quad \dots\dots\dots (式 4-4-4)$$

また、以下の式を用いて無限な杭に生じる断面力等を求めることができる。

(1) すべり面上部について

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= \frac{-H}{4EI\beta_1^2} e^{-\beta_1 x_1} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_1 x_1 + \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_1 x_1 \right\} \\ i_1 &= \frac{H}{2EI\beta_1} e^{-\beta_1 x_1} \left(\frac{1}{\beta_2} \cos \beta_1 x_1 + \frac{1}{\beta_1} \sin \beta_1 x_1 \right) \\ M_1 &= \frac{H}{2} e^{-\beta_1 x_1} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_1 x_1 - \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_1 x_1 \right\} \\ S_1 &= H\beta_1 e^{-\beta_1 x_1} \left(\frac{1}{\beta_1} \cos \beta_1 x_1 - \frac{1}{\beta_2} \sin \beta_1 x_1 \right) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (式 4-4-5)$$

最大曲げモーメント

$$M_{1\max} = \frac{H}{2} e^{-\alpha_1} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \alpha_1 - \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \alpha_1 \right\}$$

ここに、 $\alpha_1 = \tan^{-1} \frac{\beta_2}{\beta_1}$

..... (式4-4-6)

最大曲げモーメント発生位置

$$x_{1\max} = \frac{1}{\beta_1} \tan^{-1} \frac{\beta_2}{\beta_1}$$

最大せん断力 (すべり面下部についても同じ)

$$S_{1\max} = -H$$

最大せん断力発生位置

$$x_{1\max} = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} S_{1\max} = -H \\ x_{1\max} = 0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (式4-4-7)$$

(2) すべり面下部について

$$\begin{aligned} y_2 &= \frac{H}{4EI\beta_2^2} e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_2 x_2 - \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_2 x_2 \right\} \\ i_2 &= \frac{-H}{2EI\beta_2} e^{-\beta_2 x_2} \left(\frac{1}{\beta_1} \cos \beta_2 x_2 + \frac{1}{\beta_2} \sin \beta_2 x_2 \right) \\ M_2 &= \frac{-H}{2} e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_2 x_2 + \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_2 x_2 \right\} \\ S_2 &= -H\beta_2 e^{-\beta_2 x_2} \left(\frac{1}{\beta_2} \cos \beta_2 x_2 - \frac{1}{\beta_1} \sin \beta_2 x_2 \right) \end{aligned}$$

..... (式4-4-8)

最大曲げモーメント

$$M_{2\max} = \frac{-H}{2} e^{-\alpha_2} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \alpha_2 + \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \alpha_2 \right\}$$

ここに、 $\alpha_2 = \tan^{-1} \frac{\beta_1}{\beta_2}$

..... (式4-4-9)

最大曲げモーメント発生位置

$$x_{2\max} = \frac{1}{\beta_2} \tan^{-1} \frac{\beta_1}{\beta_2}$$

[記号説明]

- y_1, y_2 : 移動層、不動層のたわみ (m)
 i_1, i_2 : " " の回転角 (rad)
 M_1, M_2 : " " の曲げモーメント (kN・m)
 S_1, S_2 : " " のせん断力 (kN)
 H : 杭1本当たりの水平負担力 (kN) (式4-3-5による)

$$1 : \sqrt[4]{\frac{E_{s1}}{4EI}} \quad (m^{-1})$$

$$2 : \sqrt[4]{\frac{E_{s2}}{4EI}} \quad (m^{-1})$$

E_{s1} 、 E_{s2} : 移動層、不動層の地盤の変形係数 (kN / m^2)
 E : 杭の弾性係数 (kN / m^2)
 I : 杭の断面 2 次モーメント (m^4)

上記の計算式 4-4-1 ~ 4-4-9 を用いるためには、以下の前提条件を満足しなければならない。

地すべり移動層、不動層は共に均一であり、2 層系の弾性地盤とする。

移動層は一体となって移動し、深度方向の移動速度は一定である。つまり、移動層の移動に伴ってすべり面において杭に集中荷重（すべり力）が作用する。

すべり面において杭に作用するすべり力は杭の谷側の移動層の有効抵抗力以下である。

杭を構成する材料は一樣であり、剛性 (EI) も全長にわたって一樣なものである。

地すべり単位幅あたりの水平負担力 H_u は式 4-3-5 によって求める。ただし、杭の谷側の移動層の有効抵抗力がすべり力より小さい場合、($0.7 < R_u / P_u < 1.0$)、すなわち移動層の移動に伴ってすべり面で杭に作用するせん断力より小さい場合には、移動層の変形係数を低減させる。 $R_u / P_u = 0.7$ の場合には抑え杭の設計による。

また、くさび杭の設計式の適用にあたって ~ の条件のすべてを満足しない場合には、別の解析を行う必要があるが、地すべり鋼管杭設計要領の「11.2 地すべり変位を考慮した設計法」の利用も可能である。

4-8 移動層の変形係数の低減法⁷

移動層の変形係数の低減は図4-4-12による。

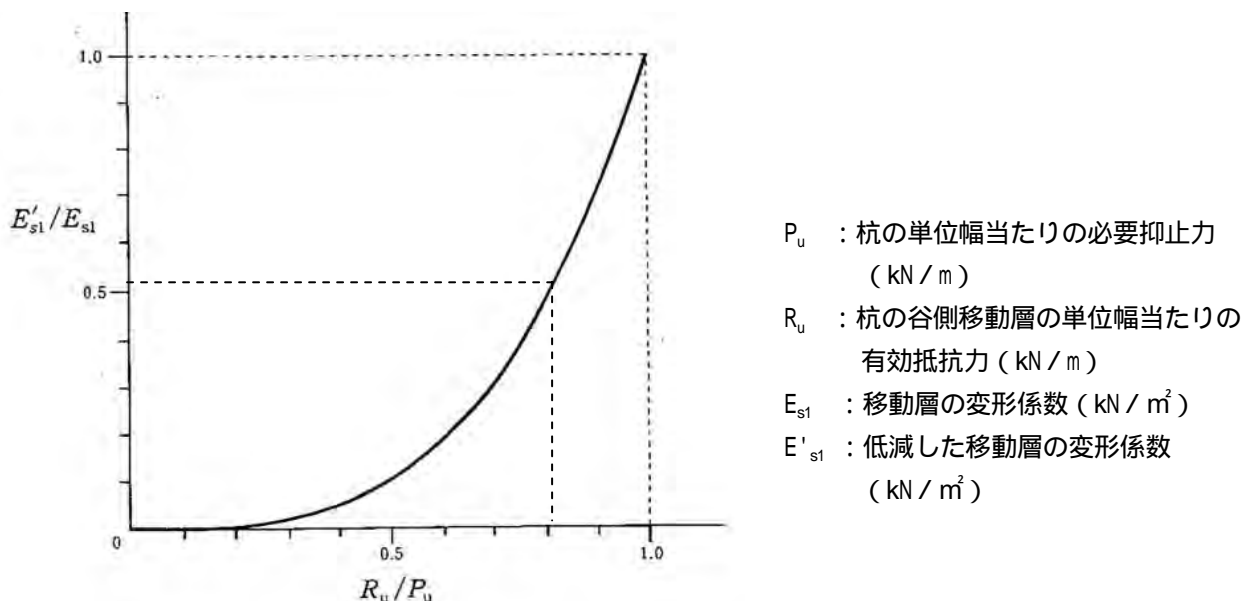


図4-4-12 移動層の変形係数の低減法

図 4-4-12 は杭の剛性、移動層の厚さや変形係数、不動層の変形係数、杭の谷側移動層の有効抵抗力等を変化させ、くさび杭の計算により E'_{s1} / E_{s1} と R_u / P_u の関係を求めたものである。

この図で、例えば杭の抑止力 P_u の 8 割しか谷側の移動層の有効抵抗力 R_u が期待できない場合には、 $R_u / P_u = 0.8$ となり、図 4-4-12 より $E'_{s1} / E_{s1} = 0.5$ である。したがって移動層の変形係数 E'_{s1} は $0.5E_{s1}$ となり当初設定された変形係数を 5 割低減して計算する。

ここで杭の谷側の移動層の有効抵抗力 (R_u) とは、杭の谷側の移動層のみの推力とすべり面におけるせん断抵抗力との差である。また必要抵抗力とは、ある杭が移動層の移動に伴って変形し、杭に許容応力（曲げモーメントあるいはせん断力のいずれか一方の小さいもの）が発生するときに、すべり面において作用するせん断力に等し

⁷ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.66

い杭の谷側の移動層の有効抵抗力をいう。

杭の谷側の移動層の有効抵抗力と移動層の移動量との関係は図 4-4-13 に示すごとくである。

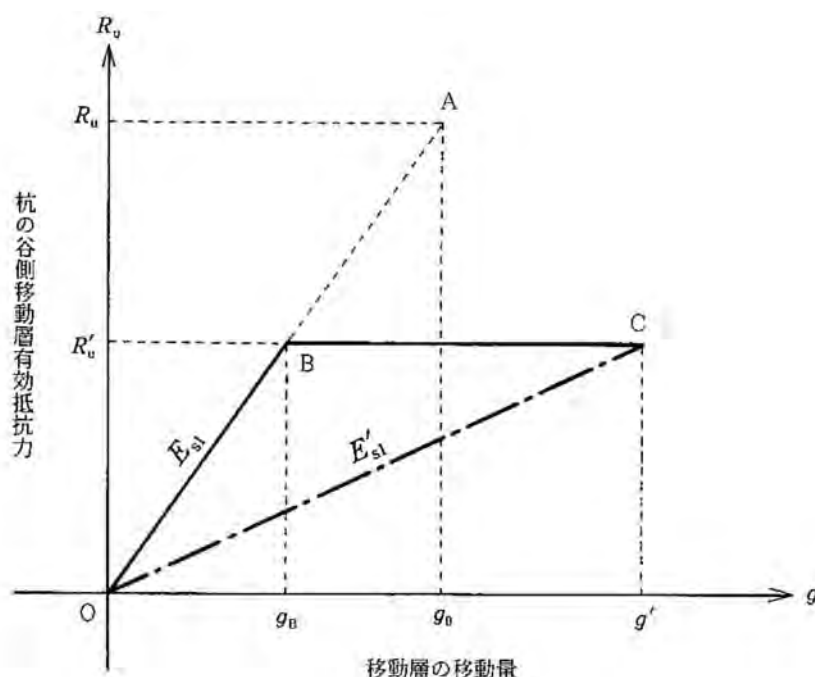


図 4-4-13 杭の谷側移動層の有効抵抗力と移動層の移動量との関係

すなわち、ある杭に曲げモーメントが発生するときの移動層の移動量を g_0 とする。このとき、すべり面において杭に作用するせん断力は R_u であり、杭谷側の土塊の有効抵抗力は R_u 以上を期待できるものとする。このとき OA の勾配は移動層の変形係数 E_{sl} である。また杭の谷側の移動層の有効抵抗力が R'_u のとき移動層が g_0 だけ移動したとき、谷側の移動層は滑動し移動量は増大する。このとき杭に曲げモーメントが発生し、移動層の移動量が g' であるとする図 4-4-13 において OC の勾配 E'_{sl} は低減された移動層の変形係数と見なすことができる。

4-9 断面強度計算⁸

杭の許容曲げモーメント及び許容せん断力は次式により計算する。

杭材の許容曲げモーメントの算定

$$M_a = (\sigma_a - N_f / A) Z \cdots \cdots \cdots \text{(式4-4-10)}$$

M_a : 杭材の許容曲げモーメント (kN・m)

σ_a : 杭材の許容曲げ応力度 (kN / m²)

N_f : 杭にかかる軸力 (kN)

Z : 杭材の断面係数 (補強材も含む) (m³)

A : 杭材の断面積 (補強材も含む) (m²)

杭材の許容せん断力

$$S_a = \frac{1}{a_0} A \sigma_a \cdots \cdots \cdots \text{(式4-4-11)}$$

S_a : 杭材の許容せん断力 (kN)

A : 杭材の断面積 (補強材も含む) (m²)

σ_a : 杭材の許容せん断応力度 (kN / m²)

$$a_0 = \frac{12d^2 - 6d \cdot t + 4t^2}{12d^2 - 2d \cdot t + 2t^2} \quad \text{: せん断応力補正係数 (一般には } a_0 = 2.0 \text{)}$$

⁸ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.67

d : 杭外径 (m)

t : 肉厚 (m)

杭材の許容曲げモーメント、許容せん断力を計算し、杭材の強度が断面力より大きくなるように設計する必要がある。鋼管をコンクリートモルタルで中詰めすれば杭の耐力は増加するが、現時点では安全側をみて設計では考慮しない。

4-10 杭材の設計強度の設定

杭材の設計強度は 3-5-2 杭材の強度および、3-14 設計強度（許容応力度）の設定を参照のこと。

4-11 杭の根入れ長

杭の根入れ長はすべり面下におけるモーメント第 1 ゼロ点の 1.0～1.5 倍とする。

不動層が、堅固な岩盤の場合は 1.0 とし、風化岩、土砂等ですべり面が層状になっている場合、すべり面が不明瞭な場合は 1.5 とする。

杭の根入れ長 (l_r) は 3-17 杭の根入れ長を参照のこと。

$$l_r = (1.0 \sim 1.5) \times \left(\tan^{-1} \frac{1 + \frac{2}{2}}{1 + \frac{2}{2}} \right) / \frac{2}{2}$$

4-12 杭頭の埋め込み深さ⁹

抑止杭の機能上および構造上は、杭頭部を埋め込まないことを原則とする。しかし、道路など土地利用上の都合でやむをえず 1m 前後埋め込むことも可能とする。

杭頭部をやむをえず埋め込む場合は、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こととする。

ここで、すべり面から上の杭の長さ (l_e) は次式が提案されている。

$$l_e = \frac{1}{1} \left(\tan^{-1} \frac{2 + \frac{1}{2}}{1 + \frac{2}{2}} \right) \times (1.0 \sim 1.5) \cdots \cdots \text{(式 4-4-12)}$$

l_e : すべり面から上の杭の長さ (m)

$\frac{1}{1}$: 杭の特性値 (移動層) (m^{-1})

$\frac{2}{2}$: 杭の特性値 (不動層) (m^{-1})

4-13 杭間隔の検討¹⁰

杭間隔は標準杭間隔を考慮して求める。3-12 参照。

杭間隔の検討は次式で行う。

$$D = \frac{a - \frac{N_{f1}}{A}}{\frac{N_{f2}}{A} + \frac{M_{2max}}{Z}} \cdots \cdots \text{(式 4-4-13)}$$

D : 杭間隔 (m)

a : 許容曲げ応力度 (kN / m^2)

Z : 杭材の断面係数 (m^3)

A : 杭材の断面積 (m^2)

N_{f1} : 杭 1 本当たり作用する軸力 (kN)

N_{f2} : 単位幅当たりの力によって発生する鉛直力 (kN)

M_{2max} : 単位幅当たりの必要抑止力によって杭に生じる最大曲げモーメント (不動層) ($kN \cdot m / m$)

4-14 地盤の降伏・破壊の検討

杭周辺地盤が降伏・破壊してはならない (受動土圧の検討)。3-16 地盤の降伏・破壊の検討を参照のこと。

⁹ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.68

¹⁰ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.69

4-15 杭頭の変位¹¹

杭の許容変位が定められているときは、最大変位が許容変位を超えないようにしなければならない。

杭の最大変位は次式で算定する。3-18「杭の最大変位」参照。

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 = \frac{H}{4EI\beta_1^2} \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) + \frac{H}{4EI\beta_2^2} \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cdots \cdots \cdots \text{(式 4-4-14)}$$

δ_1 : すべり面における杭の変位（移動層）（m）

δ_2 : すべり面における杭の変位（不動層）（m）

H : 杭 1 本当たりの水平負担力（kN）

E : 杭材の弾性係数（kN / m²）

I : 杭の断面 2 次モーメント（m⁴）

β_1 : 杭の特性値（移動層）（m⁻¹）

β_2 : 杭の特性値（不動層）（m⁻¹）

4-16 杭の配列

杭の配列は、原則として単列配列とし、地すべりの運動方向におおむね直角となるように配置する。3-15「杭の配置と標準杭間隔」参照。

4-17 杭頭連結¹²

杭頭連結は原則として行わない。

杭頭は地すべり移動層と一体となって変化するため、杭頭連結により杭の耐力を高めることはできない。しかし、アンカー付き杭工を計画する場合には杭頭処理を行う必要がある。

¹¹ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.70

¹² 地すべり鋼管杭設計要領 - p.71

設計例 3：くさび杭の設計事例¹³

ここでは地すべり解析から定まる地すべり単位幅当りの必要抑止力に対し、想定した鋼管杭をどのように用いれば使用可能かという観点から事例を示す。

1.1 必要抑止力および杭材諸元の設定

図1.1に示す地盤条件のもとで、必要抑止力300kN/mとして検討を行う。

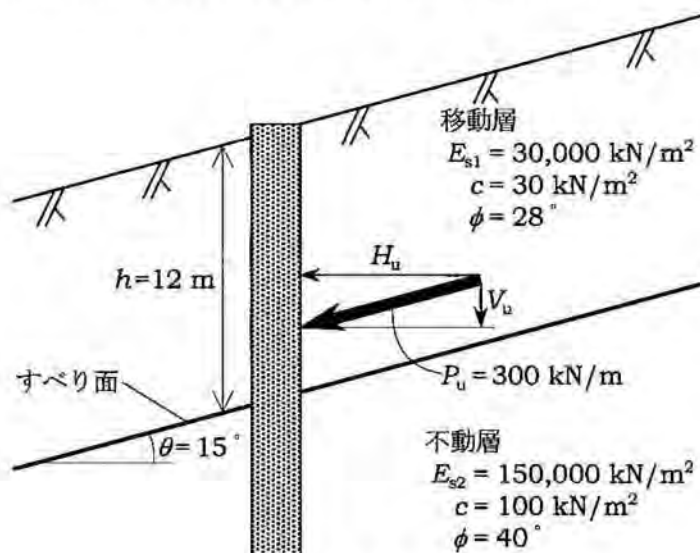


図1.1 計算断面

地盤の強度定数は、次のとおりとする。

土 層	単位体積重量 γ (kN/m³)	粘着力 c (kN/m²)	内部摩擦角 ϕ (°)	変形係数 E_s (kN/m²)
移 動 層	18	30	28	30,000
不 動 層	21	100	40	150,000

地盤の変形係数は、横方向地盤反力係数等から求めるが、ここでは既知とする。

設計する杭の諸元は、次のとおりとする。

直 径 d (mm)	厚さ t (mm)	許容応力度 σ_a, τ_a (kN/m²)	断面積 A (m²)	断面二次 モーメント I (m⁴)	断面係数 Z (m³)	弾性係数 E (kN/m²)
508.0 (SKK490)	12	曲げ $\sigma_a = 185 \times 10^3$ せん断 $\tau_a = 105 \times 10^3$	1.87×10^{-2}	5.75×10^{-4}	2.27×10^{-3}	2.0×10^8

¹³ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.147

1.2 杭形式の判定

杭の特性値を求める。

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{E_{s1}}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{30,000}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 5.75 \times 10^{-4}}} = 0.505 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{E_{s2}}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{150,000}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 5.75 \times 10^{-4}}} = 0.756 \text{ m}^{-1}$$

杭形式を判定すると、

$$\beta_1 l_1 = 0.505 \times 12 = 6.06 > 3$$

となり、移動層部分も無限長の杭として取り扱ってよい。また不動層には β_2 を用いて後述する根入長を決めれば、無限長の杭として取り扱える。したがって、この杭は無限長の杭として設計する。

1.3 断面力計算

杭1本に $P_u = 300 \text{ kN}$ の地すべり力が作用するものとして、断面力計算を行う。

地すべり力の水平分力

$$\begin{aligned} H_u &= P_u \cdot \cos \theta \quad (\theta: \text{すべり面角度}(= 15^\circ)) \\ &= 300 \times \cos 15^\circ \\ &= 289.78 = 290 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

地すべり力の垂直分力

$$\begin{aligned} V_u &= P_u \cdot \sin \theta \\ &= 77.646 = 77.6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

最大曲げモーメントを求めると、 $E_{s1} < E_{s2}$ であるので、不動層に最大値が発生するから、第4編第4章4-7断面計算に示す次式により、最大曲げモーメントが算定できる。

$$\begin{aligned} M_{2\max} &= \frac{-H_u}{2} e^{-\alpha_2} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \alpha_2 + \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \alpha_2 \right\} \\ \alpha_2 &= \tan^{-1} \frac{\beta_1}{\beta_2} \end{aligned}$$

となるので、

$$\begin{aligned} \alpha_2 &= \tan^{-1} \frac{0.505}{0.756} = 0.589 \text{ rad} \\ M_{2\max} &= \frac{-290}{2} e^{-0.589} \left\{ \left(\frac{1}{0.505} - \frac{1}{0.756} \right) \cos 0.589 + \left(\frac{1}{0.505} + \frac{1}{0.756} \right) \sin 0.589 \right\} \\ &= -191.61 \text{ kN/m} \\ &= -192 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

また、最大せん断力は次の値となる。

$$S_{2\max} = -290 \text{ kN}$$

1.4 安定度の検討（杭間隔の検討）

杭間隔を1mとした場合の安定度の検討を行うと、次のようになる。

(1) 曲げ応力度（1m当り）

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{|M_{2\max}|}{Z} + \frac{V_u}{A} \\ &= \frac{192}{2.27 \times 10^{-3}} + \frac{77.6}{1.87 \times 10^{-2}} \\ &= 88.7 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 < \sigma_a (= 185 \times 10^3 \text{ kN/m}^2) \\ \frac{\sigma_a}{\sigma} &= \frac{185 \times 10^3}{88.7 \times 10^3} = 2.08\end{aligned}$$

すなわち、許容応力度に対して2.08倍の安全性のゆとりがあるので、曲げ応力に関しては杭間隔を2.08mとすることが可能である。

ここでは、施工上の観点から、杭間隔を2.0mとする。（0.1m単位で切下げ）

(2) セン断応力度

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{\alpha_0 |S_{2\max}|}{A} = \frac{2.0 \times 290}{1.87 \times 10^{-2}} = 31.0 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 < \tau_a (= 105 \times 10^3 \text{ kN/m}^2) \\ (\alpha_0 : \text{せん断応力補正係数 ; } \alpha_0 = 2.0 \text{ とする}) \\ \frac{\tau_a}{\tau} &= \frac{105 \times 10^3}{31.0 \times 10^3} = 3.3\end{aligned}$$

許容応力度に対して3.3倍のゆとりがある。

(3) 不動層への根入長

$$\begin{aligned}l_r &= \frac{1.5}{\beta_2} \left(\tan^{-1} \frac{\beta_1 - \beta_2}{\beta_1 + \beta_2} + \pi \right) \\ &= \frac{1.5}{0.756} \left(\tan^{-1} \frac{0.505 - 0.756}{0.505 + 0.756} + 3.14 \right) = 5.84 \rightarrow 6.0 \text{ m} \\ \beta_2 \cdot l_r &= 0.756 \times 6.0 \\ &= 4.54 > 3 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

したがって、無限長の杭として扱える。

(4) 地盤破壊

移動層中の杭背面の受働土圧を計算すると、次のようになる。

$$Q_{pl} = \frac{1}{F_s} \cdot 3d \left(\frac{1}{2} \gamma_1 h_1^2 K_{pl} + 2c_1 h_1 \sqrt{K_{pl}} \right)$$

ここに、 K_{pl} は受働土圧係数で

$$K_{pl} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_1}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{28^\circ}{2} \right) = 2.770$$

$$\begin{aligned}Q_{pl} &= \frac{1}{2.0} \times 3 \times 0.508 \left(\frac{1}{2} \times 18 \times 12 \times 12 \times 2.770 + 2 \times 30 \times 12 \times \sqrt{2.770} \right) \\ &= 3649 \text{ kN}\end{aligned}$$

不動層中の杭背面の受働土圧を計算すると、次のようになる。

$$Q_{p2} = \frac{1}{F_s} \cdot 3d \left\{ \left(\frac{1}{2} \gamma_2 h_2^2 + \gamma_1 h_1 h_2 \right) K_{p2} + 2c_2 h_2 \sqrt{K_{p2}} \right\}$$

ここに、 K_{p2} は受働土圧係数で

$$K_{p2} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_2}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{40^\circ}{2} \right) = 4.600$$

したがって、

$$Q_{p2} = \frac{1}{2.0} \times 3 \times 0.508 \left\{ \left(\frac{1}{2} \times 21 \times 6.0 \times 6.0 + 18 \times 12 \times 6.0 \right) \times 4.600 \right. \\ \left. + 2 \times 100 \times 6.0 \times \sqrt{4.600} \right\} = 7829 \text{ kN}$$

曲げ応力に対する安全性からの杭間隔を2.0mとしても、杭に作用する水平力は1本当たり580 kNであるので、 Q_{p1} 、 Q_{p2} はどちらも十分に安全である。

以上の(1)～(4)の検討結果より、杭間隔 (D) は曲げモーメントから決まり、 $D = 2.0 \text{ m}$ となる。したがって、杭1本当たりの抑止力 (H) は次式より580kNと定まる。

$$H = H_u \times D \\ = 290 \times 2.0 \\ = 580 \text{ kN}$$

(5) 杭頭の変位

杭の最大の変位は、次式で与えられる。

$$\Delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 \\ = \frac{H}{4EI\beta_1^2} \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) + \frac{H}{4EI\beta_2^2} \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \\ = \frac{580}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 5.75 \times 10^{-4} \times 0.505^2} \left(\frac{1}{0.505} + \frac{1}{0.756} \right) \\ + \frac{580}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 5.75 \times 10^{-4} \times 0.756^2} \left(\frac{1}{0.505} + \frac{1}{0.756} \right) \\ = 16.3 \times 10^{-3} + 7.29 \times 10^{-3} \\ = 23.6 \times 10^{-3} \text{ m} = 2.36 \text{ cm}$$

1.5 杭間隔の検討

杭間隔は、第4編第3章3-15に示した基準をもとにチェックする。

- ・地すべり移動層厚による間隔：移動層厚は12mあるので、3.0m以下となる。
- ・杭の直径による間隔：杭径が508mmあるので、約4.0m以下となる。

前節で設定した杭間隔2.0mは、上記の条件を満足するので問題ない。

1.6 検討結果

検討結果をまとめると、次のようになる。

- $d = 508.0 \text{ mm}$, $t = 12 \text{ mm}$ (SKK490) の鋼管杭は2.0m間隔で施工できる。
- 不動層への根入長 l_2 は6.0mとなる。したがって、杭の全長 l_p は

$$l_p = l_1 + l_2 = 12.0 + 6.0 = 18.0 \text{ m}$$

となる。

- 杭頭の変位 Δ_{\max} は、2.36cmと算定される。

以上でこの杭の検討は終わったことになるが、さらに杭径、厚さを変えて数案比較検討を行い、経済性、施工性、杭頭の許容変位量並びに鋼管の市場性等からも有利なものを選定することが望ましい。

参考文献（第 4 編 - 第 4 章）

- ・ 「地すべり鋼管杭設計要領」、「地すべり鋼管杭設計要領」幹事会、(社)地すべり対策技術協会、2003 年 6 月

第5章 アンカー工

5-1 概説

(1) グラウンドアンカーとは¹

グラウンドアンカーとは、作用する引張り力を適当な地盤に伝達するためのシステムで、図4-5-1に示すようにグラウトの注入によって造成されるアンカー体、引張り部、アンカー頭部によって構成されるものである。

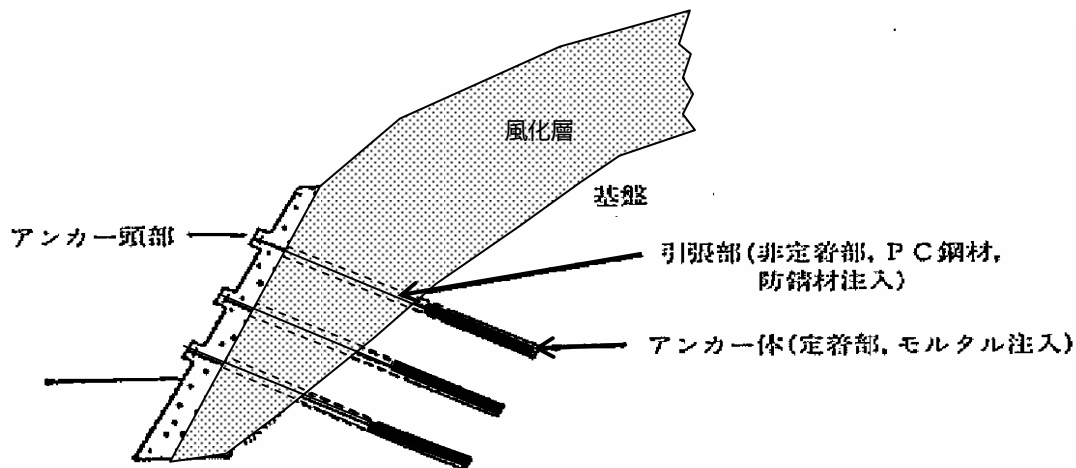


図4-5-1 グラウンドアンカー工の例

アンカー体

グラウトの注入により造成され、引張り部からの引張り力を地盤との摩擦抵抗もしくは支圧抵抗によって地盤に伝達するために設置する抵抗部分をいう。

引張り部

アンカー頭部からの引張り力をアンカー体に伝達するために設置する部分をいう。

アンカー頭部

構造物からの力を引張り力として引張り部に伝達させるための部分で定着具と支圧板からなる。

地すべり対策として用いられるアンカー工は、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。

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。

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。

(2) アンカーの用語²

グラウンドアンカー工で使用する主な用語は次のとおり。表4-5-1及び図4-5-2参照。

¹ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.112、新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 - 急傾斜地崩壊防止工事技術指針 - p.240

² グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 p.1～8

表4-5-1 アンカーの用語

	用語（記号）	説 明
1	永久アンカー	アンカーによって安定を図る永久構造物あるいは斜面などに用いるもので、腐食のおそれがある使用材料に対しては確実な防食・防錆を行ったものをいう。
2	仮設アンカー	工事中に仮設構造物などに加わる引張り力を地盤に伝えて、その変位・変形量を抑制するために用いるもので、簡易な防食・防錆を行ったもの、あるいはその必要がないものをいう。
3	アンカー体	アンカー体とは、グラウトの注入により造成され、引張り部からの引張り力を地盤との摩擦抵抗もしくは支圧抵抗によって地盤に伝達させるために設置される抵抗部分をいう。
4	引張り部	アンカー頭部からの引張り力をアンカー体に伝達するために設置する部分をいう。
5	アンカー頭部	構造物からの力を引張り力として引張り部に伝達させるための部分で定着具と支圧板からなる。
6	テンドン	引張り力を伝達する部材をいう。通常、PC 鋼線、PC 鋼より線、PC 鋼棒、あるいは連続繊維補強材などコンクリート補強用の材料として、JIS あるいは学会の規格として認められたものが用いられている。
7	アンカー自由長部シース	テンドン自由長部の摩擦損失を防ぎ、かつ防食をはかるためのもので、フレキシブルなプラスチック管などが用いられる。
8	アンカー体部シース	アンカー体のテンドンの防食をはかるためのもので、筒状のものなどが用いられる。
9	グラウト	注入材あるいは注入材が固化したものをいい、セメント系グラウトと合成樹脂系グラウトなどがある。
10	アンカー体注入	アンカー体を地中で造成するために行うグラウトの注入をいう。
11	充填注入	アンカー体の造成が終了した後行うグラウトの注入をいう。
12	定着具	テンドンをアンカー頭部で定着させる部材をいう。
13	支圧板	定着具と台座あるいは構造物との間に設置される部材をいう。
14	台座	テンドンの引張り力を無理なく伝達させるため、支圧板と構造物あるいは地山との間に設ける部材をいう。
15	アンカー長(l_A)	アンカー全体の長さをいい、アンカー体長とアンカー自由長よりなる。
16	アンカー体長(l_a)	地盤に対して力の伝達が行われているアンカー体の長さをいう。
17	アンカー自由長(l_f)	アンカー体からアンカー頭部のテンドン定着位置までの長さをいう。
18	テンドン長(l_s)	テンドンの全長をいい、テンドン拘束長、テンドン自由長および余長よりなる。
19	テンドン拘束長(l_{sa})	テンドンに加わる引張り力をアンカー体のグラウトに伝達させるために必要な部分のテンドンの長さをいう。
20	テンドン自由長(l_{sf})	アンカー頭部に作用する引張り力を、アンカー体まで伝達させる部分のテンドンの長さをいう。

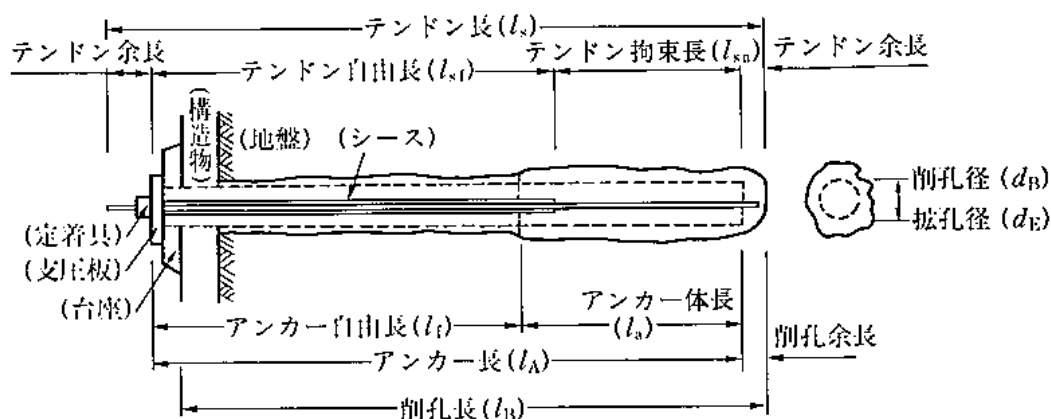


図4-5-2 ある型式のアンカーの長さに関する用語³

5-2 アンカーの利点と留意点⁴

- (1) 地すべり対策工事として、杭挿入工等を計画しても杭背面の受動土圧を十分取れない場合や杭の施工性から困難な場合でも、アンカー工の場合はすべり面形に関係なく採用できる。
- (2) アンカー工の場合は、地すべりのブロック化が進行していても、本体の大きな地すべりとブロック化した小さなすべりを同時に抑止することができる。
- (3) アンカー工は一般に小～中規模の岩盤地すべりや風化岩地すべりに用いられ、杭やシャフト杭との併用や擁壁、枠工、独立受圧板等により抑止力を伝達させて用いられる。崩積土や崖錐堆積層などの土砂部での採用は、受圧板等の沈下や変形を伴うので計画にあたっては注意を要する。
- (4) 地すべり形態ですべり面が急な場合は杭挿入工が困難であるが、アンカー工はすべりの形態にとらわれずに計画できる。

5-3 アンカーの分類

多数の形式のアンカーは、表4-5-2のように分類することが出来る。

また、比較的多く採用され施工されている工法は表4-5-3のとおりである。

表4-5-2 アンカーの分類⁵

分類	種類	備考
供用期間による分類	仮設アンカー 永久アンカー	埋設型、除去型
定着地盤の支持形式による分類	摩擦 支圧 複合	引張り型、圧縮型 摩擦 + 支圧
アンカー体の形状による分類	ストレート 拡孔型 マルチタイプ	
グラウトの種類による分類	セメント系 合成樹脂系	

³ グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 p.45

⁴ 地すべり対策技術設計実施要領 - p.164

⁵ グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説(H8 年版) - p.26

表4-5-3 定着方式による工法分類⁶

定着方式	代表的な工法	アンカー用引張材（テンドン）
クサビ定着	V S L工法 S H S工法 S S L工法	<ul style="list-style-type: none"> ・ P C 鋼線 ・ P C 鋼より線
クサビ + ネジ定着	K T B工法 S F C工法	
ナット定着	S E E E 工法	<ul style="list-style-type: none"> ・ 複合 P C 鋼より線束（ S E E E ストランド ）
	鋼棒	<ul style="list-style-type: none"> ・ ゲビンデスタープ（オルシ[*]） ・ P C ねじこん（オルシ[*]） ・ P C 鋼棒（両端シ[*]）

5-4 アンカーの設計⁷

(1) 必要アンカー力の設定⁸

必要アンカー力は、次に示す締めつけ機能および引き止め機能が同時に発揮されると考えて算定することを標準とする。⁹

計画安全率（ F_p ）は第3編第1章1-2を参照とする。

締めつけ機能

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4-5-2)。締めつけを期待するアンカーには、すべり面が急でかつ、すべり面の位置が比較的浅い場合が多い。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。

引き止め機能

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4-5-2)。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、杭工が困難な地すべりで利用される。

地すべりの防止を目的とするアンカー工は、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。

⁶ 地すべり対策技術設計実施要領 - p.370

⁷ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.113

⁸ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.113、新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 - 急傾斜地崩壊防止工事技術指針 - p.247

⁹ 道路土工 のり面工・斜面安定工指針 p.268

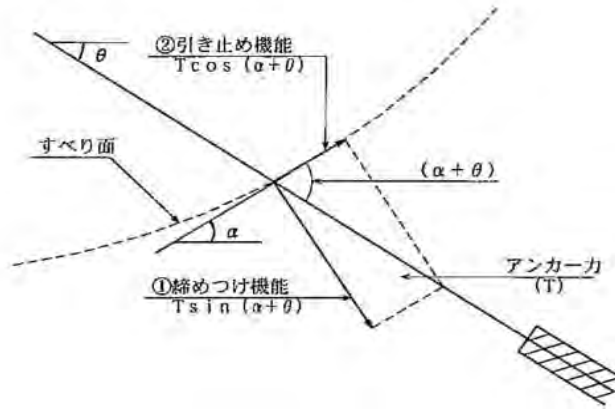


図4-5-2 アンカーの機能¹⁰

締めつけ機能および引き止め機能が同時に発揮されると考えたアンカー工の必要アンカー力は、式(式4-5-1)により求める。

$$P.Fs = \frac{\sum (W \cdot \cos \theta - U) + P \cdot \cos(\theta - \alpha) \tan \phi + c \cdot l + P \cdot \sin(\theta - \alpha)}{\sum W \cdot \sin \theta} \dots \dots \text{(式4-5-1)}$$

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)

α: アンカー打設位置におけるすべり面の傾斜角(°)(図4-5-2参照)

θ: アンカー打設角(°)(図4-5-2参照)

以上のように単位幅当たりの必要アンカー力が(P_n, P₁, P₂……等)が求めれば、構造物の構造、アンカー耐力、施工性等を考慮してアンカーの配置・間隔を決定し、1本当たりの必要設計アンカー力が求められる。¹¹

(2) アンカー体の設計¹²

アンカー耐力は、主にグラウトとテンドン(引張材)との付着力とグラウトと地盤の付着力によって決まるので、設計アンカー力は次式で求められる両者のうち、定着長の長くなる方を採用することとする。

グラウトとテンドンの付着

$$l = \frac{T_d}{\phi_s \cdot b} \dots \dots \dots \text{(式4-5-2)}$$

T_d: 設計アンカー力

φ_s: 引張鋼材の見かけの直径

b: 許容付着応力度

U: 見かけの周長

¹⁰ 地すべり対策技術設計実施要領 - p.164

¹¹ 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 - 急傾斜地崩壊防止工事技術指針 - p.251

¹² 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 - 急傾斜地崩壊防止工事技術指針 - p.251

グラウトと地盤との付着

$$\ell = \frac{Td \cdot fs}{\cdot d A \cdot} \quad \dots \dots \dots (式4-5-3)$$

dA : アンカー体径

: 周面摩擦抵抗

fs : 安全率

(3) アンカー体の周面摩擦抵抗 () の推定¹³⁾

アンカー体の周面摩擦抵抗は、事前に現地でアンカー基本試験を1～2本実施して、この結果からアンカー体の周面摩擦抵抗を推定する方法が最も正確な方法の1つといえる。

しかしながら急傾斜地崩壊防止工事の対象斜面では人家が斜面に近接し、かつ密集している場合が多く、対象斜面内で基本試験を実施することは必ずしも好ましくない場合がある。

したがって、アンカー体の周面摩擦抵抗 () を推定する場合、本県では従来のアンカー基本試験の結果を利用して、対象斜面の地盤調査結果をもとにアンカー体の周面摩擦抵抗 () を推定する方法を標準とする。

現在最も一般的に用いられている の推定方法は、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」で示されている表4-5-4を利用して定着地盤の種類から を推定する方法である。

ただしこの表の 値はほとんどが加圧型アンカーの基本試験によって求められた値であり、無加圧型アンカーの を推定する場合には表4-5-4をそのまま使うことは避け、いくらか を小さく推定する必要がある。低減率については明確にされていないが、表4-5-4を用いた場合にはなるべく低いほうの値を用いることとする。

表4-5-4 アンカーの極限周面摩擦抵抗

地盤の種類		摩擦抵抗 (MN/m ²)
岩盤	硬 岩	1.5～2.5
	軟 岩	1.0～1.5
	風化岩	0.6～1.0
	土 丹	0.6～1.2
砂礫	N 値	10 0.1～0.2
		20 0.17～0.25
		30 0.25～0.35
		40 0.35～0.45
		50 0.45～0.7
砂	N 値	10 0.1～0.14
		20 0.18～0.22
		30 0.23～0.27
		40 0.29～0.35
		50 0.30～0.4
粘性土		1.0c (c は粘着力)

¹³⁾ 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 - 急傾斜地崩壊防止工事技術指針 - p.251

(4) 初期緊張力の設定

1) 締めつけ機能を主に期待するアンカー

締めつけ機能を主に期待するアンカーでは、初期緊張力として設計プレストレス力の100%を採用することを標準とする。¹⁴

2) 引き止め機能を主に期待するアンカー¹⁵

引き止め機能を主に期待するアンカーは、勾配が緩やかで、かつすべり面が比較的深い場合に採用することが多いため、初期緊張力は、鋼材のリラクセーション、定着部の岩のクリープなどによる長期間でのアンカー緊張力の緩み、すべり土塊のふくらみ（体積膨張）によるアンカー緊張力の増加、地山の地耐力などのかね合いで決めるべきである。

しかし、これらについては十分な知識、技術がないのが現状であり、地山の状況や設計アンカー力の大きさからケースバイケースで判断することになるが、設計プレストレス力の40～80%程度を初期緊張力としている場合が多い¹⁶。

これは、アンカーにすべり力等の荷重が発生すると、地山あるいは構造物の一部に荷重が集中するなどして悪影響を与えるため、地盤が変位しない程度のプレストレス力を与えて初期の変位に対応させるためである。

5-5 アンカー長¹⁷

一般的にはアンカー長は30m程度までが有効的な長さとなるが、設計上それ以上となる場合は、施工性の孔曲りと孔壁の劣化問題、アンカー体の不確実な位置での局面摩擦抵抗の減少等を配慮に入れて設計する必要がある。アンカー長の実績としては40～50mの長さがあるが、アンカーの緊張時にはアンカーの伸びが大きくなるので、アンカー機能とその変形を考慮に入れて設計する必要がある。

(1) アンカー定着長（アンカー体長）

アンカーの許容引抜力が設計アンカー力を上回るために必要となる、地盤とグラウトとの間の付着長及び tendon とグラウトとの間の付着長について比較を行い、それらのうち長いほうをアンカー体の定着長とする。

アンカー体は引き抜き力に対して十分な抵抗力を必要とする。周面摩擦型のアンカー体の定着は引張り材とグラウトの付着力から求める長さでグラウトと地盤の付着力から求める長さのどちらか長い方を定着長さとしている。アンカー体の定着層の長さは3.0～10.0mの範囲で用いられる。これはアンカー体の定着長と極限引き抜き力の比が、アンカー体が長くなってもその極限アンカー力は比例して大きくならないためである。

(2) アンカー自由長

アンカー自由長は、極端に短くなるとアンカーされる構造物に地盤を通じてアンカー体から直接応力が作用したり、地盤のせん断抵抗や土塊重量が小さく十分な引き抜き抵抗力を得られなくなるなどの理由から最小長を原則として4mとする。また、地すべり抑止に使用されるアンカーの場合、アンカー定着部がすべり面より深部の不動層で堅固な地盤に定着されるように自由長を設定する。

(3) アンカー体の土被り

アンカー体の土被り厚は、5 m以上を標準とする。

また、アンカー体は定着基盤の表面からアンカー体径 d_A の20倍以上のかぶりを確保する。¹⁸

5-6 アンカーの配置¹⁹

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

¹⁴ 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 - 急傾斜地崩壊防止工事技術指針 - p.248

¹⁵ 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 - 急傾斜地崩壊防止工事技術指針 - p.259

¹⁶ グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 p.118

¹⁷ 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 p.65、地すべり対策技術設計実施要領 - p.166

¹⁸ 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 - 急傾斜地崩壊防止工事技術指針 - p.255

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) 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工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。アンカーの打設方向は、地すべり移動方向と一致させる必要がある。

(3) 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。

アンカー工の打設は地すべりにおおむね直角に配列し、アンカー工に均等な力が作用するようになるべく等間隔に配列することが望ましい。またアンカーの定着地盤にはグループ効果があるので、アンカーが有効に働くように一定の間隔を保ち配列することが望ましい。一般的にはアンカー体の直径の4倍以上、かつ1.5～3.0m未満を基準としているが、やむを得ずアンカーを接近する場合は、現地で引き抜き試験を実施することや、設計上アンカーの土被りを大きくとり、より深い位置での定着をとるなど対策の検討が必要である。

(4) アンカー角²⁰

アンカー角には主として横断面において、アンカーが水平面となす角（すなわちアンカー傾角）（ α ）、土圧の方向とアンカーのなす角（ β ）、アンカーと想定すべり面のなす角（ β' ）と、主として平面において構造物の垂直線（一般には土圧抵抗方向）とアンカーのなす角、すなわちアンカー水平角（ θ ）がある。（図4-5-3参照）

アンカー傾角（ α ）は一般にグラウト時にブリージング水がたまって耐力の低下が心配されることから水平に対して $-5 \sim +5^\circ$ の打設角度は避けるべきである。

土圧の方向とアンカーのなす角（ β ）は、一般に 45° となるように配置するのが望ましい。またアンカー水平角（ θ ）は一般に $= 0^\circ$ となるように配置するのが望ましい。 β' が 90° より大きくなると、アンカー導入力による抵抗力が（ β ）の方向になるので注意を要する。

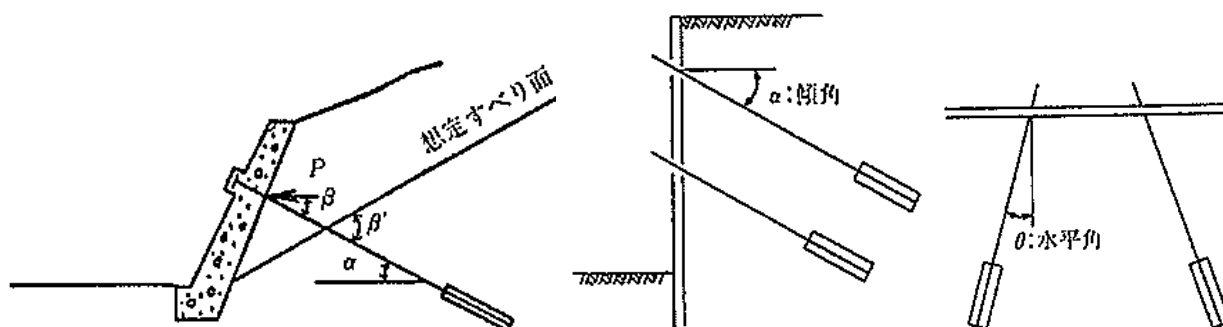


図4-5-3 アンカー傾角・水平角

5-7 アンカー頭部の設計²¹

アンカー頭部は構造物からの力を無理なく引張材に伝えるために設けられる。一般に構造物からの力は、テンダンの軸方向と必ずしも一致しない場合が多い。このためテンドンに引張力のみを確実に伝えるためには適切な

¹⁹ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.114、地すべり対策技術設計実施要領 - p.166

²¹ 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 - 急傾斜地崩壊防止工事技術指針 p.259、グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 p.105

処置を行う必要がある。一方、アンカーの集中的な力を分散して安全に構造物や地山に伝えるのもアンカー頭部の重要な機能である。またアンカー頭部には鋼材が多く用いられているため、テンドンも含めて防錆を十分に行っておく必要がある。

(1) 受圧板²²

地すべり対策として用いられるアンカー工では、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、アンカー工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かぶり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。受圧板は支持する地盤が沈下に対して安定し、かつ受圧板が曲げ破壊及び押し抜きせん断に対して安定しなければならない。

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)」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。

(1) 締付金具および支圧板

締付金具はテンドンにかかる力を支圧板に伝える機能をもつ。また支圧板はこの力を分散して台座および構造物に伝達する機能をもつ。締付金具および支圧板は引張材の種類および径、鋼線および鋼より線の本数等により、それぞれ決まったものが使用される。さらに引張材の捕縛方式の違いによりナット定着式とくさび定着式に分類される。

(2) 台座

台座は締付金具または支圧と構造物の間に設置され、アンカーの引張力を構造物に無理なく伝達するもので、一般にコンクリート・鋼等によりつくられる。

P C 鋼棒と定着ナットの接する面の傾斜角（図8 - 5 参照）が 7° を超えるとP C 鋼棒の強度は急激に低下し、傾斜度 5° ぐらいでもクリープ破断を起こす危険がある。したがって、台座の設置にあたってはできるだけ傾斜角 $= 0^{\circ}$ となるよう努める。

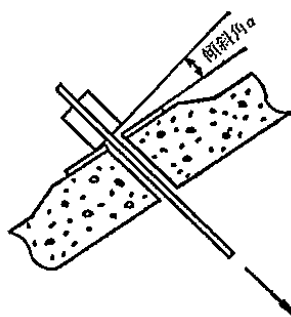


図8 - 5 アンカー頭部の傾斜定着

²² 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.115

5-8 グラウト²³

アンカーの定着部はグラウトによって十分安定が得られるように、モルタルまたはセメントミルクを定着部に十分いきわたるように圧入する必要がある。加圧は一般的にケーシング加圧で行われているが、被圧水の施工条件や上向き打設のアンカー工ではパッカー加圧が行われている。また地下水が高い地盤や透水係数の大きな岩盤ではグラウト材が流失する懸念があることやグラウトが水圧で十分充填されないことがあるので、事前の調査で地下水状況を十分調査し、設計時にも配慮が必要である。

5-9 防食²⁴

アンカー工は、原則として確実な防食処理のなされた永久アンカー(図4-5-3)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、 tendon 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、 tendon 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、 tendon 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。維持管理における点検や緊張力の測定および再緊張等を考慮してジャッキの引き代および鋼材のつかみ代として、引張鋼材を一般の場合より長く残しておく必要がある。

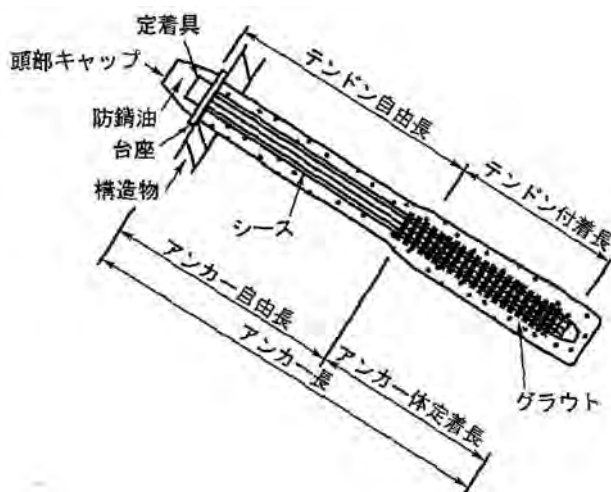


図4-5-3 永久アンカーの例

²³ 地すべり対策技術設計実施要領 - p.166、グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 p.140

²⁴ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.114

第 6 章 その他の抑止工

6-1 シャフト工²⁵

- (1) シャフト工は、シャフトの抵抗力で地すべりの活動力に対抗するものである。地すべり地域では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、地すべりの活動力が大きく、曲げ杭では地すべり土圧に抵抗できない場合にシャフト工を用いる。
- (2) シャフト工は、径 2.5～6.0m 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を持って杭に変える工法である。
- (3) シャフト工は、対象となる地すべり地の地形、地質等を考慮し、所要の抑止力が得られるよう設計する。
シャフト工の設計に当たっては、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動破壊、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。
- (4) 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ものとする。
- (5) 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。
- (6) シャフト工は掘削中に水を使わず、逆に排水するので地すべり運動を促進する必要がないし、数基を一度に着工できる。ただ人力掘削を主とするので、施工中の安全に注意を要する。
- (7) シャフト工の安全条件は、次のとおりである。

シャフト自身がせん断応力に十分耐えること。

シャフト工が水平力によって生じる曲げモーメントに十分耐えること。

シャフト工の基礎地盤がせん断応力によって破壊されないこと。

基礎地盤中の反力によって、シャフト工底部の地盤が破壊されないこと。

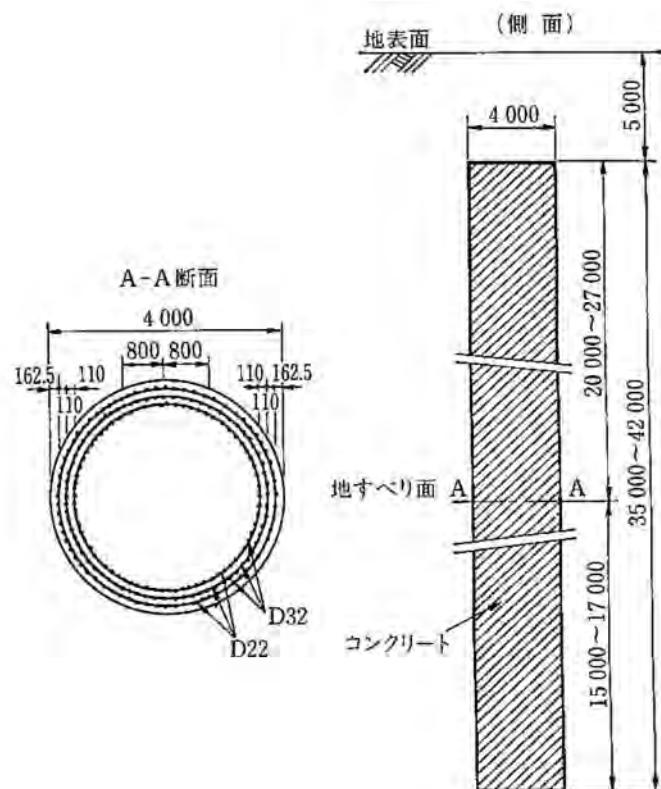


図 4-6-1 シャフト工の例 (単位: mm) ²⁶

²⁵ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.64、p.110、砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法 - p.360

²⁶ 建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 () - p.62

(8) 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（ケーソン）として設計するかの判定は、一般に次式により行っている。

l ≤ 2 の場合は剛体杭として設計する。

l > 2 の場合は曲げ杭として設計する。

$$= \sqrt[4]{\frac{K \cdot d}{4 E \cdot I}} \quad (\text{m}^{-1}) \quad \dots \dots \dots \text{式 4-6-1}$$

K : 根入れ部地盤の横方向地盤係数 (kN/m³)

d : シャフトの外径 (m)

l : すべり面からのシャフトの根入れ長 (m)

E : シャフトの弾性係数 (kN/m²)

I : シャフトの断面二次モーメント (m⁴)

(9) 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。また、シャフト工に集水井工としての機能を併せて持たす場合には、中空鉄筋コンクリート円筒とし、排水ボーリング及び集水ボーリングを施工後、中空部に栗石を充填し、フィルター材及びシャフトの補強とする場合もある。

(10) 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あ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。

6-2 擁壁工²⁷

(1) 擁壁工は、地すべり末端部斜面ののり先が崩壊し、次々に上部まで移動するような場合に用いられる。したがって擁壁工のみでは計算上すべりに抗するような擁壁工の設計は難しい。一般には押え盛土と併用して、その土留めとして用いられることが多い。

(2) 一般に地すべり地域では地盤の変動が大きく、湧水量も多いので、擁壁の型式に柔軟性があり、透水性の良好な枠工及び中詰材を用いることがよい。

代表的な擁壁工の型式は次のとおりである。

鉄筋コンクリート枠擁壁

ふとんかご擁壁

鋼製枠擁壁

大型コンクリートブロック擁壁

コンクリート擁壁

(3) 擁壁工は基礎を必要とするため、地すべり脚部での掘削があり、思わぬ地すべりを引き起こすこともあるから、断面的に斜面の中に入らないよう、出来るだけ前に出すよう心がけ、やむを得ず基礎掘削する場合も局部的な掘削を原則として、全延長を一度に掘削することのないよう十分注意する。

(4) 杭工やシャフト工を基礎にして小規模な擁壁を設けることもある。

²⁷ 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法 - p.364

参考文献（第 4 編 - 第 5 章、第 6 章）

- ・ 「地すべり防止技術指針及び同解説」、国土交通省砂防部・独立行政法人土木研究所、(社)全国治水砂防協会、平成 20 年 4 月。
- ・ 「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」、(社)地盤工学会、丸善(株)、平成 20 年 3 月。
- ・ 「地すべり対策技術設計実施要領」、(社)斜面防災対策技術協会、音和堂印刷(株)、2007 年 11 月。
- ・ 「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 - 急傾斜地崩壊防止工事技術指針」、国土交通省砂防部監修、(社)全国治水砂防協会、平成 19 年 9 月
- ・ 「道路土工 のり面工・斜面安定工指針」、(社)日本道路協会、丸善(株)、平成 11 年 10 月
- ・ 「建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編()」、建設省河川局監修、(株)山海堂、平成 9 年 11 月。
- ・ 土木施工法講座 11「砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法」、中村二郎編、(株)山海堂、s53 年 11 月。

第5編 施工及び維持管理

第1章 施工上の留意点

1-1 概要²⁸

地すべり防止工事は、掘削中予想外のすべり面が露出したり、湧水や押し出し、亀裂の発生などを見て工事を一時中止しなければならない場合や、対策計画そのものの再検討や施工方法の大幅変更を必要とすることがあるといった特異な要素を持つ性格の工事であることを十分に承知しておくことが工事管理上必要である。

1-2 抑制工

1-2-1 地表水排除工²⁹

使用材料は、応急水路ではコルゲートパイプ等の軽く、引張強度の大きいものが良いが、浮き上がり、ねじれ、変形のため絶えず補修しなければならない。恒久対策用には重量のあるコンクリートまたは石張り構造が地盤へのすわりが良い。

コルゲートの浮き上がり対策のため、要所を管状として土砂を盛ったり、重しとなる杭等で固定を図る方法がある。

1-2-2 地下水排除工³⁰

(1) 暗渠工

地表より2～3m程度までの浅層地下水の排除を目的とする。

一連区間の延長を20～30m程度として、溝状に所定の深度まで掘削し、基礎面が不透水層内に達していれば均して、透水層内ではビニルシート等を敷設して暗渠本体を設置する。

不透水層が地表近くに分布する湿地帯か、地下水位が地表付近に達するところに施工する。

開削は一度に計画深まで掘削せず、2～3回に分けて行う。

(2) 横ボーリング工

横ボーリング工は、削孔後に硬質ビニル管等の保孔管を挿入する。

1) 掘削³¹

掘削はロータリーパーカッション式ボーリングマシン（二重管方式）にて施工することを標準とする。

ロータリーパーカッションは、高能率であり、粘性土、軟岩から硬岩、玉石転石混じり土砂層まで掘削能率が非常に良く、集排水ボーリングには最適な工法であるが、機械が大型のため現場条件に規制される。

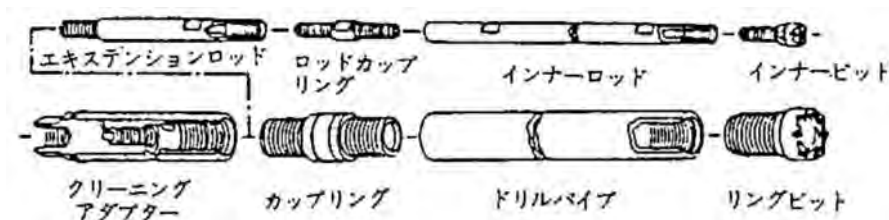


図5-1-1 ロータリーパーカッションドリル（二重管）工法

5.0～7.0m掘削後、口元管を挿入する。口元間の奥を掘削し、ドリルパイプにスライムが残留した場合は、中

²⁸ 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法 - p.376

²⁹ 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法 - p.387

³⁰ 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法 - p.390～413

³¹ 地すべり対策技術設計実施要領 - p.470

ざらいをする。掘削終了後、湧水状況の確認を行う。削孔後1時間ほど放置して、排水が継続するようであれば湧水と判断する。削孔直後では送水の返り水で、ほとんど判断がつかない。

削孔が完了したら、有効保孔管を挿入してからドリルパイプを引き抜き、圧力水を送って孔壁を洗浄した後、口元の保護物（擁壁等）を設置して終了となる。

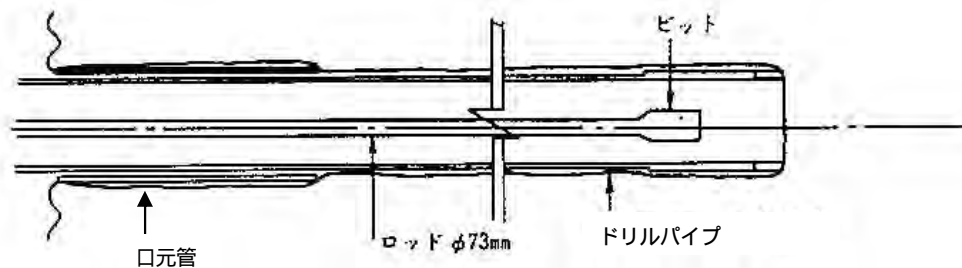


図5-1-2 横ボーリングの掘削方法

2) 記録

どの方向のボーリングの、どの位置付近で湧水があったか、その量、地質状況との関連を記録し、この記録をボーリング計画、保孔管のストレーナ加工位置決定の判断資料とし、能率向上に努める。

(3) 集水井³²

1) 施工方法

深度10m以上の集水井の施工に際しては、労働安全衛生法第88条により労働基準監督署に建設工事計画を届け出る必要がある。

坑口の据付では、坑口の整地後集水井径より2～3m大きい目の円形孔をのりこ配1割程度で1～1.5mほど掘削し、底面を水平に均す。水平面の確保のため貧配合のコンクリートを厚さ10cmほど、ライナプレートの据付け部に打設する場合も多い。水平面が確保できれば、ライナプレートを2～3わく(1.0～1.5m)組み立て、外周部をコンクリートで0.5～1.0m程度まで埋め戻し、更に土砂で埋めて固定する。固定が終了すれば、地上部のライナプレートを更に組み立てて、底部コンクリートを破壊、内部掘削を開始する。図5-1-2。

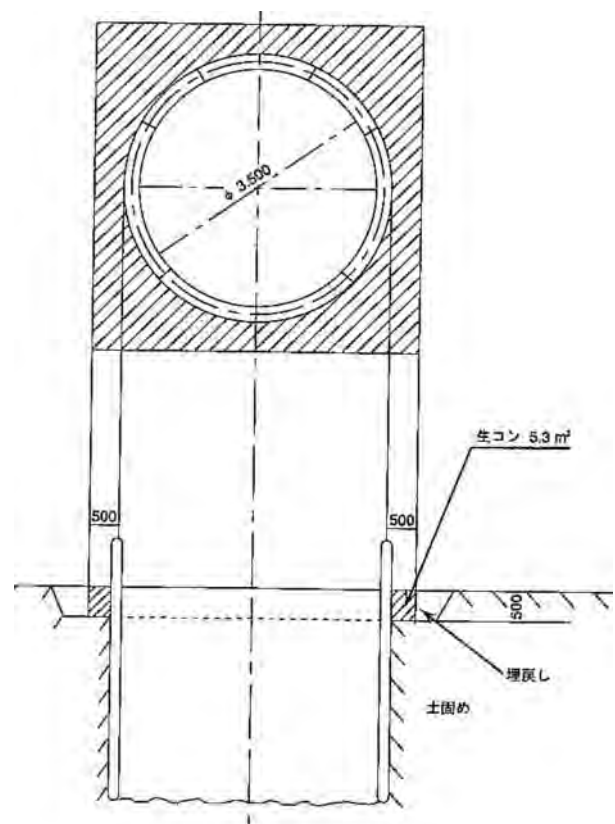


図5-1-3 集水井掘削及びライナプレート据付例

掘削はライナプレート組立てより1セクション分(50cm)先行させながら掘り下げ、坑底から2.0mぐらいまで順次ずり搬出用ガイドレールおよびタラップを取り付けていく。このようにして、所定の深度に達したら、底面等にコンクリートを打設する。集水井用横ボーリングが予定されているときは、引続き予定位置にステージを組み、せん孔機を据え付けて掘進する。

2) 施工上の注意事項

据付け

ライナプレートの坑口部据付けは水平でなければならない。もし傾いていると、逐次組立てるに従ってその傾きは徐々に大きくなり、その修正は困難となる。

組立て

³² 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法 - p.408、地すべり対策技術設計実施要領 - p.442

継手は1セクションごとにずらし、継目が直線状にならないようにする。地山の状態によっては補強リングを1セクションごと、あるいは2セクションごとに組み込む。

掘削、ずり出し

掘削は、従来ピックハンマ等による人力施工がほとんどであったが、近年、機械施工による掘削および土砂搬出が普及されつつある。転石類はダイナマイトの電気発破とする。

ダイナマイトを使用する場合は、作業中の火薬類の取扱には細心の注意を要する。また保管管理、運搬などの諸手続きが必要となり、火薬類取締法、同施工規則、労働安全衛生法、同規則などの規定に基づいて発破作業を行わなければならない。

ライナプレート使用の関係から、埋戻しは困難であり、余掘りを少なくするため、掘削は50cm単位で行なう。余掘りは普通土で10cm、水替床掘の場合は20cmとする。終了したら直ちに組立てに移る。垂直性は下げ振りで測定すれば十分である。

掘削土砂の搬出はガイドレールにより上下するスキップ形式がよく、バケットを取り付けて行なう。クレーンを使用すると、坑内安全対策が困難な場合が多い。

地下構造等の記録

掘削中の地層の状態や地質、湧水、き裂、すべり面、地層の湿り具合などを記録し、サンプルの採取を行なっておく。調査時間を作業計画に組み込んでおく。

換気

集水井内では自然換気は期待できない。浅い場合は、コンプレッサにより坑底に送気し、20mより深くなる場合は送風器(400)を設置してビニル風管にて坑底の空気を排出する。一般に坑内は湿度が高く、粉じんは少ないので有毒ガス等の処理に重点を置く。常時メタンガス等の検知器、酸素量測定器を備えていなければならない。

照明設備

集水井内は地下作業のため暗く、作業員の安全確保のため投光器等の照明設備が必要である。

安全防護設備(労働安全衛生規則 第519条、第556条)

掘削土砂搬出時の落石及びバケットの落下、機材昇降時の落下、作業員入退坑時の昇降による転落等労働災害防止のため、

- (a) 安全防護網の設置による避難場所の確保
- (b) 5m以内おきに安全に梯子を昇降するための踊り場の設置

地上では、作業員や部外者による集水井の中への転落防止のため、

- (c) 周辺は落石防止柵や安全防護網や手すりの設置。
- (d) 臨時に柵等を取りはずすときは、防網を張り、施工者に安全帯を使用させる等、墜落による危険を防止するための措置を行う。

掘下げの深さが20mを超えるときは、当該作業を行う箇所と外部との連絡のための電話、電鈴等の設備を設けること(労働安全衛生規則 第377条)。

防錆

亜鉛メッキ付きでないライナプレートを用いる場合、1~2年で内部はさびだらけとなるので、防錆塗装を必ず行なう。外周部の発錆はきわめて少ない。

1-2-3 排土工³³

計画された排土域のうち、最も山側の運動ブロックの頭部より着手する。まず、頭部全域を薄く剥ぎ取るように掘削し、中央部に押し土した後、積み、運搬する。次いで周辺滑落崖の整形及び法面工に着手し、法面の土砂を頭部域で排除した量を上回らないように掻き落して搬出する。頭部に掻き落すこと無く搬出できればそれにこした事はない。頭部域とその周辺が概成した後、順に中央部あるいは下位ブロックの頭部域というように山側から逐次概成を図る。

³³ 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法 - p.379

計画上、単一の運動ブロックと見なされるものの中に、部分的に小運動ブロックが包括されていることがある。掘削・積込みの能率上から部分的に完成断面に仕上げながら、排土位置を移していく施工法では、そのような小ブロックの活動を誘発し、全体活動に至る危険を招くことがある。頭部域よりの全面薄層掘削が安全である。

排土の処分は、地すべりの状況によっては中止の可能性のあることや、その土質など事前に受入側に了解を取っておく。

1-2-4 押え盛土工³⁴

計画された盛土断面の法先部より着手する。脚部には部分的な先端すべりが存在するのが普通であるので、事前に引っ張り亀裂の位置、形状を調べておく。斜面下端に湧水や水路等がある場合は、盛土に着手する前に地下水の排除や埋設暗渠等の設置を行う。

盛土法面は緩められた土砂で整形されるので、勾配は2割程度とし、湧水部では布団籠等の透水性の良い材料を用いて法面保護を図る。

1-3 抑止工

1-3-1 杭工³⁵

杭の施工は建込み方式が採られる。大口径せん孔機に属する2～2.5t級のせん孔機を用いて削孔、鋼管等を建て込んだ後、管内外をグラウトする方式である。建込み方式は、施工が確実で、施工中の騒音、振動が少なく、合成杭の施工が容易、岩盤内固定が容易、破碎岩・転石を貫いての施工が可能、設備が小規模ですみ、地形への要求が小といった利点があって、打込み方式はほとんど採られない。

(1) 杭の施工方法

削孔が完了したならば直ちに杭の挿入を図る。杭先端は図 5-1-4 のように絞り、挿入にあたって孔壁が崩れないようにする。

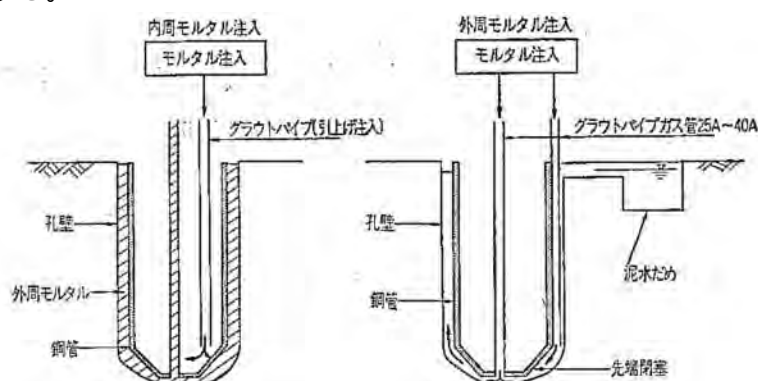


図 5-1-4 杭工、グラウト概念図

挿入の完了した孔管の内外は、図 5-1-4 に示すように、グラウトポンプで圧送注入する。グラウトが孔口周辺に上昇してきたことを確認して完了とし、中詰めグラウトは管底より注入管を漸次引き抜きながら注入する。

杭外周のグラウト材の配合は、杭材と地盤との密着及び杭材の防錆を確実にするため、流動性に優れ、無収縮ないし弱膨張性を有し、水密性と強度が高い配合とする必要がある。

鋼管杭内部には、降水や地表水が流入し、杭材を腐食させないように、コンクリートまたはモルタルを充填する。

- 1) コンクリート：鋼管内水の排除が可能で施工箇所にコンクリートミキサー車およびコンクリートポンプ車が接近可能である場合。

³⁴ 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法 - p.386

³⁵ 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法 - p.421、地すべり鋼管杭設計要領 - p.126

2) モルタル：孔内水の有無、立地条件に制約を受けないで実施可能である。

(2) 施工上の注意事項

1) 地すべり休止期施工の原則

地すべり活動期の杭工のための削孔、建込みは困難である。特に保孔が困難で孔曲りや逸水により工費は増大する。そのうえ、施工済みの杭が各個破壊されるおそれ大きい。抑制工を先行させて移動がほぼ休止状態となってから施工する。

2) 整地工

杭工施工のための足場として整地（切土、盛土）を行う場合には、次の2点について安全を確認しなければならない。

地すべりの安定

整地工が関係するすべり面について、整地工による地形改変以外の条件を同一にとって安定計算を行う。

整地によって形成されるのり面の安定

地すべり地内という特殊ケースであるから、一般的な示方書に頼ることなく、実際に安定解析を行うことが望ましい。切土工によって形成されるのり面およびその上部斜面の安定については、危険が予想される土層についてのスライス分割法の繰り返しにより最危険すべり面を割だしてその安全率を求める。

3) 削孔作業の安全確保

削孔設備は、地質調査や横ボーリング用の施工設備より相当大がかりとなり、扱う材料、機材も大きく、重量も大きくなる。ロッド1本の扱いも十分に気を付けて、安全施工を図らなければならない。

4) 泥水の漏水・逸水防止

施工中は多量の水を使用する。削孔用水の地中への逸水は地すべりを助長する恐れがあるから、あらゆる手だてを講じてこれを防止すべきである。漏水が確実に防止されれば複数孔の並行掘削に伴う危険はまず考えられない。ただし、全部の杭挿入孔に泥水を満たした状態で放置した場合、静水圧による土塊の破断が発生し、杭施工位置から下流側が単独で滑りだすといった危険が全くないとは言えない。

環境面からも、逸泥を少なくするよう、泥水の調整、ケーシングの使用などを図る。

5) 建込み

鋼管建込み作業は鋼管類に手足等をはさまれるなどの人身事故の危険性が高く、作業に関係のない人は退避させるなり、監視人を置いて安全管理に努める。

6) 溶接

鋼管杭は輸送の都合上、1本当たり長さ6～12mに切断された状態で現場に搬入されることが普通である。したがって所定の長さの杭を打設するためには現場溶接が必要になる。

溶接箇所は大きいせん断応力、曲げ応力が発生するすべり面付近を避けて設定する。

杭工の施工現場は一般に溶接作業にとっては好ましくない条件が多い。溶接面の錆、濡れ、泥土・油脂による汚れなどは確実に除去し、鋼管同士の位置決め（中心軸合わせ）を正確にし、かつ堅固に固定することが肝要である。

溶接工は所定の技術検定に合格した者を充て、溶接施工管理技術者の的確な管理指導の下で作業させる必要がある。

7) 機械式接合（ねじ継手、リング式）

鋼管杭の現場継手の新しい工法として、工場製作による機械式継手が実用化され、建設技術評価制度に基づく審査証明を取得した製品が販売されている。

継手部分の施工に要する設備と時間及び検査を含む手間が、溶接による場合に比べて大幅に低減されていて、特に厚肉の鋼管を使用する場合に工費低減効果が高いとされている。

継手の様式はネジによるものや締め付けリング内臓のソケット型のものがある。加工上の制約から運用サイズに限度があるので、使用に際しては各メーカーに確認することが望ましい。

8) 施工公差

杭の間隔および杭頭高さについての施工誤差（公差）は、その値が設計図書に示されている場合はそれに従い、示されていない場合には施工監督員と請負者が協議のうえ決定する。

杭工の設計条件の 1 つに、杭は地すべりによる外力を均等に受け持つという条件がある。杭間隔の不揃いや杭列の前後の乱れがあると、特定の杭に応力が集中し破壊される恐れがある。1 本の杭の破壊は杭間隔の局部的な拡大を意味し、応力集中による杭の破壊は次々に加速度的に進行することになる。

実際にはある程度の施工上の誤差は避けられないが、これに対して、杭工の設計条件である弾性領域では地すべり移動層を一体と見なすことができることから、少々の施工誤差では応力集中の心配は少ないものと考えられる。

杭間隔が 10 cm 単位にまるめて決定されることもあり、設計上は公差を考慮していないが、極端な不揃いを許さないことを主目的に施工公差は決定される。一般には、関係する構造物などの条件を考慮し、杭頭高さについては $\pm 50\text{mm}$ 、根入長については設計値以上、杭間隔については $\pm d/4$ かつ $\pm 100\text{mm}$ 以内とする。

36

1-3-2 アンカー工³⁷

(1) アンカー体設置位置

すべり面は一層とは限らない。また現に観測されているすべり面が最深のすべり面とは限らない。一般に、すべり面が水平に近い地すべりの中央～脚部付近は移動量自体、頭部域ほど大きくないこともあって、基盤の調査は相当厳密に行なっておかないとすべり面が判断できない。

(2) 構造物

移動ブロックの境界、移動方向等を十分調べ、地すべり力にできるだけ平行にアンカー方向が設定されることが望ましい。また擁壁等の構造物は相対移動量の少ない部分ごとに分割し、更におのおのの荷重を考慮して細分割しておき、部分破壊が全体の破壊に及ばないように考慮されなければならない。

(3) 引張り材

地すべり抑止アンカー用には引張り力、長さ等を変更することが容易な PC 鋼より線が適している。

1-3-3 擁壁³⁸

地すべり運動ブロックの脚部保護工や押え盛土の基礎施設として採用される。

施工に当たっては、脚部掘削は原則として、均し整形程度とし、施設は地すべり区域外に設置することが望ましい。

護岸工等の基礎掘削にあたっては、区分施工を原則とする。比較的掘削量の多い区間は、前後の施工を先行させて、その法先周辺を埋め戻すか、締め切り工を利用したの押え盛土を行った後着手する。

亀裂の生じている地点では、活動のたびに繰り返し亀裂が発生するものである。そのような地点では籠工のように変形を許容し、かつ容易に再構築出来る小規模施設に止めるよう検討する。

第2章 地すべり防止施設の点検・観測

2-1 点検³⁹

地すべり防止工事実施後の地すべり斜面の安定を保持するために、地すべり防止施設に対しては、定期点検と異常時点検を行う。

³⁶ 土木工事施工管理基準 - p.2-26

³⁷ 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法 - p.438

³⁸ 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法 - p.384

³⁹ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.119～120

定期点検は、砂防指定地等内の巡視要領⁴⁰に基づき、管轄区域を5年（市街化区域は3年）で一巡できるよう計画し、次の項目について、視認可能な範囲を現地踏査により点検する。

(1) 地すべりによる斜面変状(亀裂、段差、抑止構造物や道路等の変形等)の状況

(2) 湧水の状況の変化

予め、亀裂、段差、抑止構造物や道路等の変形等を捉えやすくするために、必要に応じてコンクリート舗装等で観測帯を設置することが望ましい。

(3) 地表排水路の状況

目地の開き、割れ等の損傷、土砂等の堆積による閉塞、集水桝の破損、変形、土砂等の堆積状況

(4) 地下水排除施設の状況

集水井、横ボーリングは施工後5年以上経ると、目詰まりが発生する傾向が高いため、5年に1回点検を行うことが望ましい。

1) 集水井

- ・集水井本体の破損変形、腐食の状況、湛水の有無
- ・集水管孔口、排水管出口の腐食、閉塞、集水・排水の状況
- ・付帯施設(天蓋、立ち入り防護柵、昇降階段)の破損、変形、腐食の状況
- ・集水井周辺の変状(崩壊、亀裂、陥没等)

2) 横ボーリング

- ・孔口保護施設の破損変形状況
- ・集水管孔口の腐食、閉塞状況

3) 排水トンネル

- ・排水トンネル内部の亀裂や歪みの状況
- ・排水路の破損、変形、土砂等の堆積状況
- ・集水管孔口の腐食、閉塞状況

(5) 排土、押え盛土斜面の状況

- ・斜面からの湧水の有無
- ・斜面の崩落等の有無

(6) 河川構造物等の侵食防止施設の状況

- ・河川構造物の変状の有無

(7) アンカー工の状況

- ・アンカー頭部の状況(破断、腐食、頭部キャップの脱落)
- ・アンカー工受圧板の変状(亀裂、変形)

異常時点検は、地震や豪雨等の後に、目視により実施する。施設や、施設周辺に被災箇所が発見された場合は、災害報告を行うこと（第1編第3章3-5災害対応参照）。異常時点検実施の判断にあたっては、地すべり施設の変状等について住民等からの情報提供が重要である。概成した地すべり地においては計測機器等が撤去、または機能を喪失しているため目視を中心に点検をおこなう場合が多い。

なお、点検の実施にあたり、地域住民にその監視を委ねる巡視員制度が設けられ効果を上げている事例がある。

2-2 観測⁴¹

保全対象の多い地すべりなどにおける地すべり防止施設については、点検の他に地すべり防止施設の機能低下を監視するために、必要に応じて地すべり防止施設に計器を設置して観測する。

表5-2-1には、地すべり防止施設の観測に用いる計器を示した。点検の結果、地すべりによる斜面の変状が認

⁴⁰ 砂防課所管管理事務取扱要領 - p.1501

⁴¹ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.122

められた場合には、地表面の移動量や傾斜量の観測を実施し、地すべりの移動状態を把握する。

(1) 地下水排除工

集水井、横ボーリング等の地下水排除施設の機能低下判定は、地下水排除施設による地下水位低下量と低下範囲、地下水排除施設からの排水量の各変化をもとに行う。そのため、間隙水圧や地下水位と排水量のデータを取得する必要がある。

表5-2-1 地すべり防止施設の計器観測の対象と手法

観測対象		計測機器及び手法	計測値
防 止 施 設	地表排水路	排水量計	排水量
	横ボーリング	〃	〃
	集水井	〃	〃
	杭	孔内傾斜計	杭の変形量
	アンカー	センターホール型荷重計	アンカーの緊張力

(2) 杭工⁴²

杭工及びシャフト工（深礎工）が設置されている箇所では、それらが設計どおり効果を発揮しているかを確認するために、杭工及びシャフト工の変形量や杭周辺の地すべり移動層の移動量を観測することが望ましい。

なお、杭工及びシャフト工の変形は、予めその中に孔内傾斜計のガイドパイプ等を地すべりの中央付近及び側壁近くの計2本設置しておくとい。また、杭工及びシャフト工の頭部変位は、移動杭測量により各々観測することができる。

点検・観測時期は、地すべりが豪雨時や融雪期に発生することが多いことから、これらの時期の前後に行うのがよい。

2-3 資料・記録の保管⁴³

地すべり防止施設の点検・観測は、地すべり斜面における施設配置図や施設設置年次、施設の構造等を明記した施設台帳等をもとに実施する。また点検・観測結果に関する資料・記録は、利用しやすいように整理し保管する。

2-5 地すべり防止施設の機能低下判定⁴⁴

地下水排除施設の機能低下判定は、地下水排除施設効果範囲内(集水管設置範囲)の地下水位と地下水排除施設排水量の対応関係を年毎に比較する等により行う。図5-2-1に示すようなh-Q曲線を年毎に作成し、同じ地下水位時における年毎の排水量を比較するとよい。その結果、排水量が減少している場合は、集水管の目詰まりにより施設の機能低下が生じていると考えられる。

また、観測計器が設置されていない地すべりでは、目視点検により地すべり防止施設の機能低下が生じていないかを調査する。

機能低下判定の結果、機能低下が生じていると判定された場合は、地すべり防止施設の維持修繕工事を実施することが望ましい。

また、移動観測の結果、地すべり移動が認められた場合は早急に対策を講じる必要がある。

⁴² 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.126

⁴³ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.123

⁴⁴ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.123

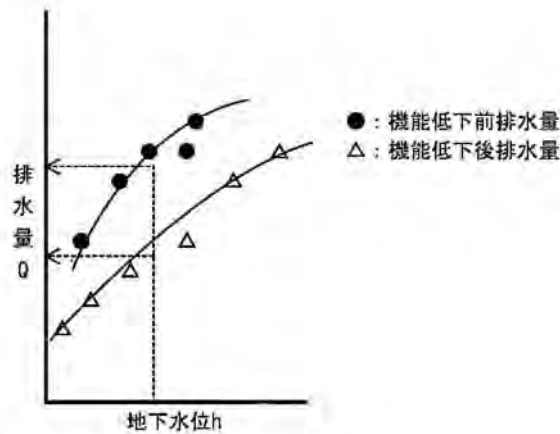


図5-2-1 地下水位 h - 排水量 Q の関係による機能低下判定

第3章 地すべり防止施設の修繕⁴⁵

3-1 地すべり防止施設の修繕

地すべり防止施設に対しては、必要に応じて修繕や施設の追加を行う。点検・観測の結果、修繕のみでは地すべりの再移動を阻止できないと判断される場合には、再調査を行い新たな地すべり防止施設の追加を検討する。

3-2 抑制施設の維持修繕

(1) 水路

水路の機能低下を防ぐために定期的に点検し、以下の維持修繕を実施する。

- 1) 水路の閉塞を防止するために、水路内に堆積した土砂、雑草の除去を行う。
- 2) 水路からの漏水や跳水を防止するために、目地や蓋の破損を修繕する。
- 3) 地盤の沈下等による水路破損箇所を修繕する。

(2) 横ボーリング

一般に、横ボーリング等の地下水排除施設からの集水量は、施設設置後の時間の経過とともに減少する傾向がある。この理由は、地下水排除工の効果によるものと、機能低下によるものがある。後者の主な理由は、集水管へのスライム等の付着による目詰まりである。

横ボーリングが機能低下を生じていることが判明した場合や、点検の結果、施設が破損していた場合は、以下の維持修繕を実施する。なお、横ボーリング孔口は、草木の繁茂によりその位置が不明になることがあるため、点検を容易にするため現地にポール等で位置を明示することが望ましい。

- 1) 集水管にスライム等が付着した場合は、除去するために集水管の洗浄を実施する。
- 2) 孔口保護施設に破損変形が認められた場合は修繕する。
- 3) 集水樹に破損変形や土砂等の堆積物が認められた場合は修繕や除去を行い、集水された地下水を水路等に導き、速やかに地すべり地外に流下させる。
- 4) 集水管の腐食や破損が激しい場合は、新たに横ボーリングを実施する。

(3) 集水井

集水井が機能（地下水の排除）低下を生じていることが判明した場合や、点検の結果、施設が破損していた場合は、以下の維持修繕を実施する。なお、集水井内部の維持修繕作業は、酸欠やガス中毒になる危険性があるため、換気と酸素や有毒ガス濃度の常時計測をしながら行う。

- 1) 集水井本体は井筒とその補強材で構成されており、井筒の維持が地下水集水機能の維持・回復工事の可否を左右する。したがって、井筒及びその補強材に変形、亀裂、腐食等が認められた場合は、直ちに補強する。補

⁴⁵ 地すべり防止技術指針及び同解説 - p.124 ~ 126

強が不可能な場合は、井筒の破壊を防止するために栗石や玉石を井筒内部に充填し、集水井の機能を維持する。

- 2) 集水管が地すべりにより切断された場合は再施工する。
- 3) 集水管にスライム等が付着した場合は、除去するために集水管の洗浄を実施する。
- 4) 排水管が地すべりにより切断された場合は、集水井内への地下水湛水を防止するために直ちにポンプ排水を行い、排水管を再度設置する。
- 5) 付帯施設は、集水井の維持管理及び安全管理のための施設であり、昇降階段(または梯子)、天蓋、立ち入り防護柵に変形や腐食が認められた場合は、直ちに修繕する。

(4) 排水トンネル

排水トンネルが機能(深層地下水の排除)の低下を生じていることが判明した場合や、点検の結果、施設が破損していた場合は、以下の維持修繕を実施する。なお、トンネル内部の維持修繕においては、酸欠やガス中毒になる危険性があるため、換気や酸素マスク等の使用により安全を確保する。

- 1) 排水トンネル内部に亀裂や歪み等を発見した場合は直ちに補強し、補強が不可能な場合はトンネルの破壊を防止するために栗石や玉石をトンネル内部に充填し、排水トンネルの機能を維持する。
- 2) 排水路に土砂等が堆積した場合は、それを除去し排水の維持に努める。
- 3) 集水管にスライム等が付着した場合は、集水管の洗浄を実施する。

地下水排除施設の集水管の目詰まり及び洗浄について以下に示す。

集水管の目詰まり

小型カメラを用いた集水管内部の調査によれば、集水管の目詰まりの主な原因は、集水管へのスライム付着である。また、スライムの付着は、集水管孔口付近から始まり徐々に奥に進行するケースが多いことが推定される。スライムの主成分の多くは酸化第二鉄であること、スライム中に鉄細菌が存在することなどが明らかになっている。また、集水管にスライムが付着する可能性がある地下水排除施設は、地下水中の全鉄含有量が1mg/l 以上の場合であり、4mg/l 以上になると多量に付着すると判断できる。

集水管の洗浄

目詰まりした集水管の機能を回復させるために、集水管内部を20MPa程度の高圧力水の噴射により洗浄する。

(5) 排土、押え盛土斜面

排土、押え盛土を実施した斜面では、以下の維持修繕を実施する。

- 1) 斜面に多量の湧水が認められた場合は、横ボーリング孔口や斜面の土砂が洗い流されないようにフトン籠の設置を行い、その湧水を処理する。
- 2) 斜面に崩落等が発生した場合は、フトン籠等の柔軟性及び透水性のある施設を設置しその拡大防止をはかる。

(6) 河川構造物等の侵食防止施設

河川構造物等に変状が認められた場合は、必要に応じて、構造物の補強等、機能を維持するための適切な処置を行う。

3-3 抑止施設の維持修繕

(1) 杭工、シャフト工⁴⁶

杭工及びシャフト工は土中構造物であり、既設のものを維持修繕することは困難である。点検・観測により杭工やシャフト工の破壊が認められた場合は、安定解析を実施し、地すべり防止施設の追加を検討する。

⁴⁶ 地すべり鋼管杭設計要領 - p.143

参考文献（第5編）

- ・ 土木施工法講座 11「砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法」、中村二郎編、(株)山海堂、s53 年 11 月。
- ・ 「地すべり対策技術設計実施要領」、(社)斜面防災対策技術協会、音和堂印刷(株)、2007 年 11 月。
- ・ 「地すべり鋼管杭設計要領」、「地すべり鋼管杭設計要領」幹事会、(社)地すべり対策技術協会、2003 年 6 月。
- ・ 「土木工事施工管理基準」、兵庫県県土整備部、(財)兵庫県まちづくり技術センター、平成 19 年 10 月。
- ・ 「地すべり防止技術指針及び同解説」、国土交通省砂防部・独立行政法人土木研究所、(社)全国治水砂防協会、平成 20 年 4 月。
- ・ 「砂防課所管管理事務取扱要領」、兵庫県県土整備部土木局砂防課、平成 16 年 5 月。