

5. 安定解析

地すべりの安定計算を行うとき、すべり面の強度定数を決めることは非常に重要である。強度定数を経験値や同等の地質や周辺で得られた参考値等から推定する場合もあるが、最も適切な方法は地すべりブロックから直接試料を採取する等して試験を実施することである。試験方法は室内力学試験と原位置力学試験に分かれるが、どちらにするかは現場条件を考慮して決める必要がある。

一方、設定した強度定数が同じであっても適用する安定計算式が違ふことによって、求める計算結果に大きく影響を与えることがある。安定解析の方法は、大きく極限平衡法と数値解析法に大別され、通常は前者のFellenius法（簡便法）を用いて計算することが多いが、必要に応じて応力-ひずみの関係を用いて応力の分布特性により斜面の安定性を算定する後者の計算式を使い分ける等して、詳細に検討を行うこともある。

ここでは、こうした安定計算に関わる強度定数を推定するための試験方法について示すとともに、解析手法の違いによって起こる計算結果への影響について検討した事例について紹介する。

5.1 強度定数を推定するための試験

5.1.1 室内力学試験

(1) 強度定数と試験の条件

強度定数と試験方法及び試験条件の関連は、表-5.1.1のとおりである。

表-5.1.1 種々の試験法と強度定数

試験機	試験法	全応力表示 (間隙水圧測定せず)	有効応力表示		
			完全軟化強度		残留強度
三軸圧縮試験機	非圧密非排水試験 UUテスト	c_u, ϕ_u (短期的強度)	—		—
	圧密非排水試験 CUテスト	c_{cu}, ϕ_{cu}	c', ϕ' 間隙水圧測定 CUテスト		—
	圧密排水試験 (間隙水圧測定せず) CDテスト	—	乱さない土	c_d, ϕ_d	—
			正規圧密土	c'_s, ϕ'_s	—
一面せん断試験機 リングせん断試験機	圧密排水試験 (間隙水圧測定せず)	—	乱さない土	c_d, ϕ_d	—
	CDテスト	—	正規圧密土	c'_s, ϕ'_s	c'_r, ϕ'_r

注) 1. 一般に $c' \rightleftharpoons c_d, \phi' \rightleftharpoons \phi_d$ である。

2. 強度定数は、一般にピーク強度（せん断強度の最大値）でとるが、特にピーク強度であることを強調したいときは、たとえば、乱さない土の有効応力表示のピーク強度の場合、 c'_p, ϕ'_p と表すことがある。

3. 表中の c 又は c' は、単位面積当たりの粘着力であり、その単位は一般に kN/m^2 で表す。

4. 表中の ϕ 又は ϕ' はせん断抵抗角であり、その単位は一般に $^\circ$ で表す。

(2) 試験方法

有効応力表示の強度定数の試験方法について表-5.1.2に示す。これらの試験は原則としてCD

テスト（圧密排水試験）によることとする。

ただし、三軸圧縮試験で長時間を要し経済的に許されない場合には不攪乱試料のピーク強度や完全軟化強度を $\bar{C}U$ テスト（間隙水压測定を併用する圧密非排水試験）によって求めてもよい。三軸圧縮試験・一面せん断試験で不攪乱試料のピーク強度、完全軟化強度を求める場合には、「地盤材料試験の方法と解説（第一回改訂版）」（地盤工学会編）に従い行う。リングせん断試験は、試験法の詳細について標準化されていないので、試験機に適した方法によって行うこととする。なお、ピーク強度は応力履歴の影響を受けるため、通常は攪乱試料から求めることはしない。また、完全軟化強度や残留強度を求める場合は、不攪乱試料と攪乱試料のどちらを用いても試験を実施することができるが、すべり面で不攪乱試料を採取することが困難なことから、一般に攪乱試料を用いた試験をすることが多い。

表-5.1.2 土の強度と力学的性質の試験法の適用

試験項目	試験法		
	三軸圧縮試験	一面せん断試験	リングせん断試験
残留強度 ^{注1)}	△ ^{注2)}	○ ^{注3)}	○
完全軟化強度	○	○	△
不攪乱試料のピーク強度	○	△	△

○：最も適すると考えられる試験法、△：適すると考えられる試験法

注1) 残留強度は粘土の応力履歴の影響を受けることが少なく、攪乱試料から作られた供試体によって十分正確に求められるとされているので、不攪乱試料と攪乱試料のどちらを用いてもよい。

2) 三軸圧縮試験は、一般的にピーク強度を測定するには、一面せん断試験・リングせん断試験よりも精度がよいとされているが、残留強度の測定をするには特殊な機構が必要とされているので、標準的な試験機による場合には一面せん断試験・リングせん断試験の結果を優先する。

3) 残留強度を一面せん断試験により求めるためには、繰返しせん断を行うこととする。この方式による試験結果とリングせん断試験結果の良否については現在確定していないので、現状では両者の結果は同じ優先順位とする。

(3) 不攪乱試料を使用しない場合の試料準備

粘土試料を空気乾燥し、すりつぶして $425\mu\text{m}$ でふるい分けした後、液性限界 w_L の1.5～2倍の含水比になるよう加水する。加水してスラリー状になった試料は、大型圧密容器等により初期せん断鉛直応力以下の応力で90%以上圧密が終了するまで予備圧密を行う。なお、せん断試験機の上箱・下箱を密着させて、試験機内でスラリーから圧密を行う場合もある。この場合、圧密時間は厚さ3～4cmの試料で1～2日とする。

(4) ピーク強度の測定

すべり面等の分離面がなく斜面の変位が見られないような場合は、安定計算にピーク強度を用いることがある。この場合の測定方法は「地盤材料試験の方法と解説（第一回改訂版）」（地盤工学会編）にしたがって不攪乱試料を用いた試験を行う。一方で、分離面を含む試料で試験を行う場合は、試料の分離面を水平にさせせん断箱に合うよう整形し試験を行う。

(5) 完全軟化強度の測定

予備圧密試料を取出し整形した後せん断箱にセットし、種々の側圧下（三軸圧縮試験による場合）、又は鉛直応力下（一面せん断試験による場合）で現場における土被り（上載荷重）条件に応じて正規圧密する。圧密終了後排水せん断試験を行って得られるピーク強度が完全軟化強度であ

り、図-5.1.1に示すように、すべり面を含まない不攪乱試料のピーク強度と残留強度の中間に位置する。

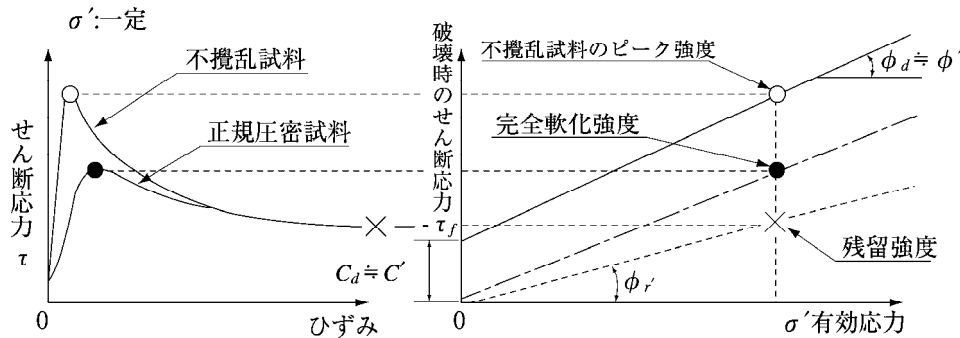


図-5.1.1 土の強度

(6) 残留強度の測定

① 不攪乱試料を用いる場合

すべり面を含む試料では、試験機にセット後、所定の試験を行う。

すべり面を含まない試料では、①ピーク強度測定後にせん断を続行する。②ピーク強度測定後にカッター、滑らかなガラス板等ですべり面を滑らかにして試験を再開する。③試験前にあらかじめ滑らかな切断面を作成しておき、試験を行う場合がある。

② 攪乱試料を用いる場合

予備圧密試料をせん断箱にセットした後、所定の鉛直応力下で排水せん断試験を行う。繰返しせん断試験を行い変位が進んで一定となったせん断応力を残留強度とする。ただし、0.002mm以下の粘土分含有率 (CF) が25%以下の砂質 (又はシルト質) 粘土では図-5.1.3に示すように完全軟化強度と残留強度の間にほとんど差がないので両者はほぼ等しいとしてよく、繰返しせん断試験を行う必要がない場合が多い。わが国の破碎帯地すべりの多くがこの場合に相当する。

5.1.2 力学的性質の試験によらず強度定数を推定する方法

力学的性質の試験によらず強度定数を推定する方法としては、液性限界・塑性限界試験から求まる塑性指数と残留強度 (ϕ_r') との関係 (図-5.1.2) 及び粒度試験から求まる粒径0.002mm以下の粘土分含有率と残留強度 (ϕ_r') との相関関係 (図-5.1.3) を参考にして推定する方法がある。この場合 c の値は近似的に0とみなしてよいが、これらの曲線からばらつきは5°程度はある。図-5.1.2に示す値は海外の試料による結果であるが、これらの図に示す関係は、わが国の第三紀層地すべりのすべり面粘土についても成立するものと考えられている。

なお、残留強度は、粘土鉱物の種類やその吸着イオンの種類、間隙中に存在する塩分濃度等によって異なるとされている。純粋なモンモリロナイト、カオリナイト、雲母等に、Na、Ca等を吸着させた時の残留強度定数 $\tan \phi_r'$ とすべり面に法線方向に作用する圧力 σ_n' の関係及びこれらの粘土鉱物と石英微粒子を種々の割合に混合した粘土の $\tan \phi_r'$ と混合割合等の関係等は、T. C. Kenney (1967) によれば、図-5.1.4、図-5.1.5、図-5.1.6等に示すとおりである。

これらの図からも明らかなように、モンモリロナイトを主とする粘土の残留強度は、一般に極めて低い。粘土鉱物や吸着イオンの分析を行ったデータがある場合は、残留強度定数の推定に、これらの図が参考になるであろう。

図-5.1.5から明らかなように、モンモリロナイトでは σ'_n が大きい時（100～200kN/m²以上）の τ'_r を実験によって求めて、 $\sigma'_n = 0$ の時の $\tau'_r = c'_r$ （残留粘着力）を外挿によって求めると、小さい値ではあるが、 $c'_r \neq 0$ を意味している。主としてモンモリロナイトから成る粘土の浅い地すべりの解析では、この点に注意する必要がある。

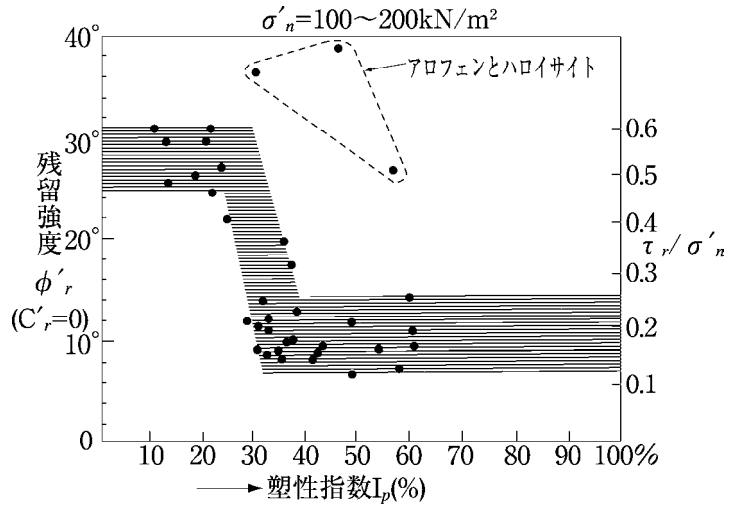
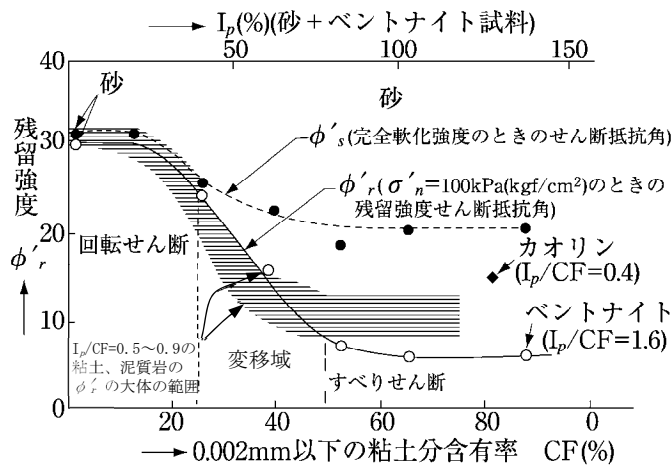


図-5.1.2 塑性指数と残留強度の関係*1

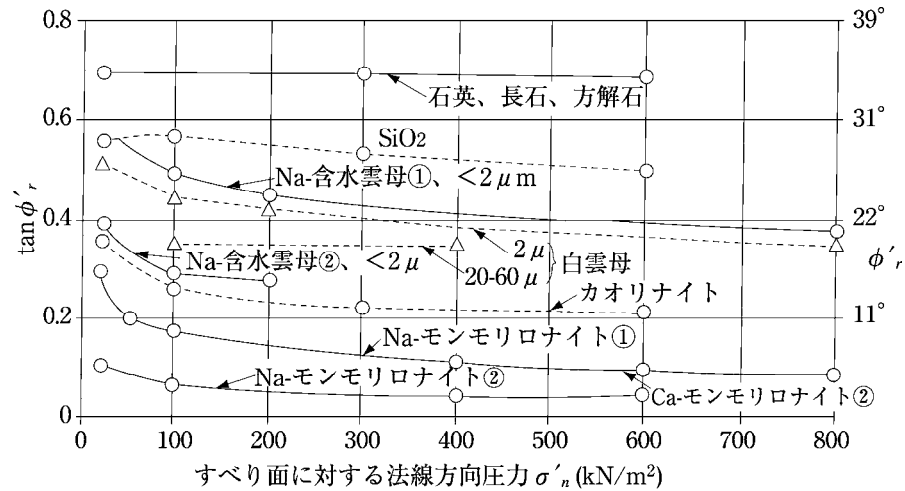


- 注) 1. ハッチの部分は実際の地すべりから逆算して求めた ϕ'_r の範囲。ただし、 τ_r と ϕ'_r の関係は多少カーブするので、 $\sigma'_n = 100\text{kPa}$ (1kgf/cm²)のときの ϕ'_r を示している。
2. 図の上の横軸の I_p は、砂とベントナイトの混合土についてのものである。

図-5.1.3 粘土とベントナイト混合土についてのリングせん断試験結果*2

*1 Chandler R. J. (1983) : Recent European Experience of Landslides in Overconsolidated Clays and Soft Rocks, Proc. of 4th Int. Symp. Landslides, Toronto, Canada, pp.61～81を引用（一部変更）

*2 Skempton A.W. (1985) : Residual Strength of clays in landslides, folded Strata and the laboratory, Geotechnique Vol. 3, No. 1, pp. 3～18を引用（一部変更）



- 注) 1. 「Na-モンモリロナイト」は、ナトリウムを吸着させたモンモリロナイト、「Ca-モンモリロナイト」は、カルシウムを吸着させたモンモリロナイトであることを示す(他も同様の意味である)。
 2. ①は、試料をNaCl 30(g)を、水1ℓに溶かした溶液と混合した後、遠心分離したものであることを示し、②は、Naを吸着させた後、蒸留水で洗い間隙中にNaClがほとんど存在しないように処理した試料であることを示す
 3. < 2 μmは、試料の粒径が2 μm以下のものであることを示す。

図-5.1.4 種々の粘土鉱物の残留せん断強度と ϕ'_r と σ'_n の関係*1

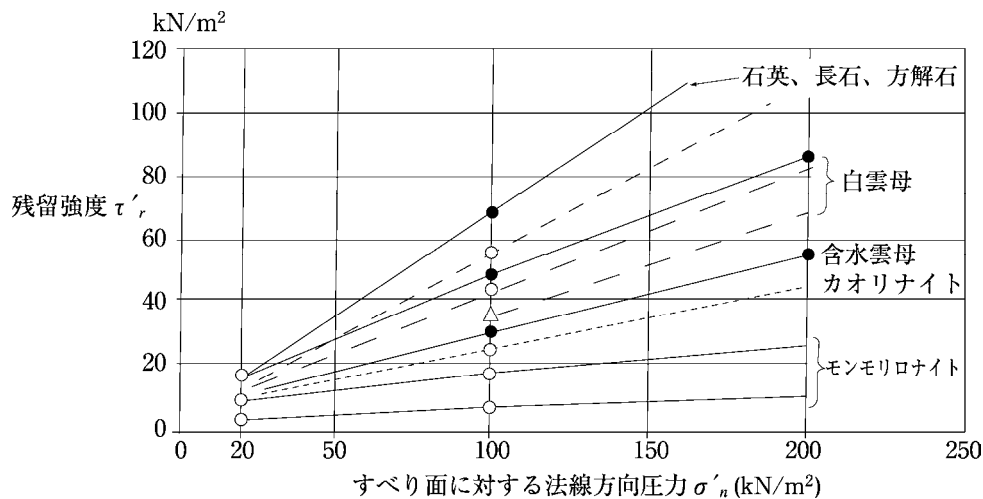
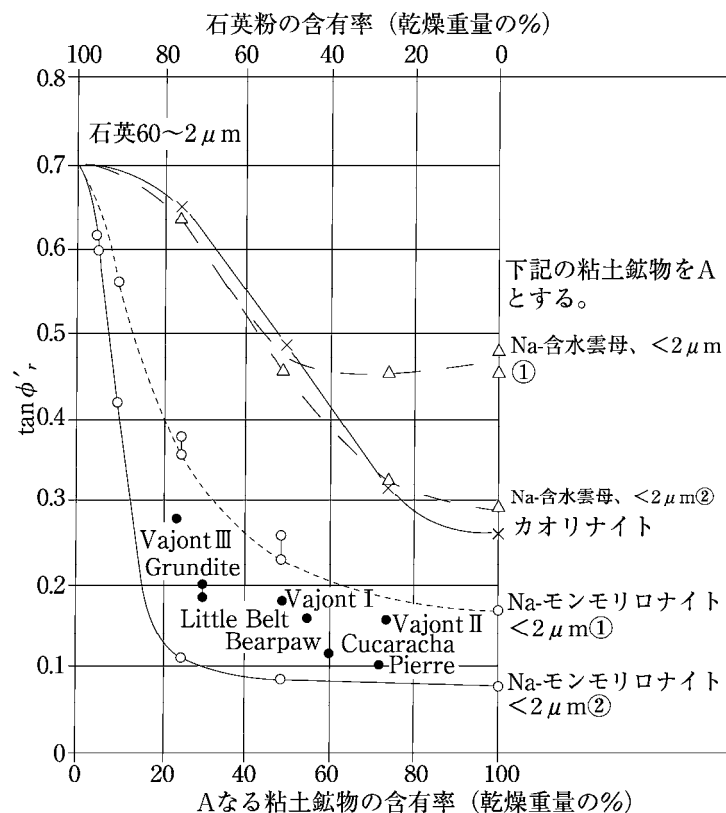


図-5.1.5 種々の粘土鉱物の残留せん断強度と τ'_r とすべり面に対する法線方向圧力 σ'_n の関係*1

*1 Kenney T.C. (1967) : The Influence of Mineral Composition on the Residual Strength of Natural Soils, Proc. Geotech. Conf., Oslo Vol.1, pp.123~129を引用 (一部変更)



- 注) 1. $\tan \phi'_r$ は、 $\sigma'_n=100\text{kN/m}^2$ の時の τ'_r より、 $\tan \phi'_r = \frac{\tau'_r}{\sigma'_n}$ として求めた値である。
2. ①、②等の意味は 図-3.1.4の注) 2.で述べたとおりである。
3. 図中に記入してある名称は、実際の地すべり地から採取したサンプル名で、実際の粘土鉱物の含有率と $\tan \phi'_r$ の値を示している。

図-5.1.6 種々の粘土鉱物を混合した粘土の混合割合と残留強度定数^{*1}

図-5.1.3のように、ピーク強度を過ぎてからの変位の増大に伴うせん断強度の低下は、粘土鉱物がせん断面に沿って配向するために生ずるのであって、含有粘土鉱物が板状のもので、かつ、粒径が0.002mm以下の粘土分含有率(CF)が20~25%以上のときだけ明瞭に認められる現象である。

CFの少ないシルト岩や砂岩ではダイレイタンスーによる含水比の増加を原因とする強度低下はあるが、大きなせん断変位を与えても、粘土鉱物の配向に伴う強度低下はほとんど認められない。

このことは、砂とベントナイトを種々の割合で混合した試料についてリングせん断試験機で残留強度を求めた実験により、図-5.1.3の実線に示すように確認されている。

*1 Kenney T.C. (1967) : The Influence of Mineral Composition on the Residual Strength of Natural Soils, Proc. Geotech. Conf., Oslo Vol.1, pp.123~129を引用 (一部変更)

5.1.3 原位置力学試験

原位置力学試験は、地すべり粘土等を原状のままその位置で試験し、力学的性質を求めようとするものであり、ベーンせん断試験、大型一面せん断試験、テストピット内横方向載荷試験等がある。

薄層のすべり面粘土の物性を試験する必要がある場合には、時には大型一面せん断試験が可能な場合があるが、他の試験法では、地すべり面粘土周辺部の比較的固結した層の物性値との分離が困難な場合が多い。また、地すべりの調査に必要な圧密排水条件又は間隙水圧を測定する圧密非排水条件での現場試験は困難であるので、地すべり面粘土の強度測定に関しては、室内力学試験の結果を優先する。ただし、粗粒材料からなる崩土の概略の強度、変形特性を多くの深度で測定する必要がある場合には、孔内載荷試験が有効な場合がある。

ベーンせん断試験は鉛直なロッドの下端に取付けた4枚のベーンを地中に押込み回転させることによりせん断強度を求める。ボーリング孔底下の粘土の非排水条件下でのせん断強度が求められる。軟らかい粘性土の堆積層での乱れない非排水強度を測定するための最も実用的な試験であるが、土が礫・砂・シルトの薄い層や互層を含んでいるとトルクは粘性土のみの場合に比べてはるかに大きく求められてしまうので注意が必要である。

大型一面せん断試験は集水井掘削中すべり面に到達した場合、井底で行われることが多い。反力をライナープレートに取り、すべり面付近のブロックサンプルを整形した上で実施する。

5.1.4 試験の留意事項

基準及び運用の解説3.3.3(2)安定解析の手法では、安定解析は、Fellenius法（簡便法）による安定計算が行われることが多いが、この方法によれば、想定されるすべり面上で、せん断強度が求まれば安定計算が可能であり、すべり面付近のせん断強度を求めることに重点を置いている。

しかし、すべり面付近に限らず、地すべりブロックの各部でせん断強度を求めることは、地すべり機構を考える上で重要であり、このようなせん断強度を検討することが望ましい。

また、スライス法により安定計算を行う場合、土の変形特性（ヤング係数、ポアソン比）は杭の効果判定を行う場合等の特殊な場合を除くと必要にならないが、スライス法以外の解析法（有限要素解析等）を補足的に用いる場合には重要なデータとなるので、このような場合を考え、土の力学的試験を行う場合には、力の強度特性を記載するのみではなく、主応力差－軸ひずみの関係や、軸ひずみ－体積ひずみの関係を表すデータを記載しておくことが望ましい。

5.2 解析手法による影響

安定解析について、一般に知られている手法を表-5.2.1に示す。通常はFellenius法（簡便法）が多く用いられるが、その他の解析手法を用いる場合はその違いによって計算結果が大きく変わることには留意する必要がある。

ここでは、解析手法の違いによる結果への影響について試算した結果を示す。

表-5.2.1 主な解析手法の例

No	解析手法		すべり面の適用条件
1	二次元	Fellenius法（簡便法）	円弧のみ
2	二次元	簡易Bishop法	円弧のみ
3	二次元	簡易Janbu法	非円弧（任意形状）
4	二次元	Spencer法	非円弧（任意形状）
5	二次元	Morgenstern-Price法	非円弧（任意形状）
6	三次元	修正Hovland法	円弧のみ
7	三次元	簡易Janbu法	非円弧（任意形状）
8	三次元	FDM(有限差分法)	非円弧（任意形状）

5.2.1 簡便法とその他の二次元スライス法の比較

簡便法のように地すべりをいくつかのスライス片に分割して安全率を求める方法をスライス法（分割法）という。簡便法で安全率が1.0となるように強度定数を設定し、その値を用いて別のスライス法で安全率を求めると、直線すべり面の場合はスライス間でせん断や水平力が生じないため、安全率は同値となる。一方、円弧すべりではスライス間力が生じるため、力の平衡を満たさない簡便法では安全率が相対的に小さく算定される傾向にある。例示的に、図-5.2.1に示す円弧すべりのモデルに対し、それぞれの解析手法で試算をした結果を表-5.2.2に示す。なお、計算には市販された安定計算ソフトを用いている。

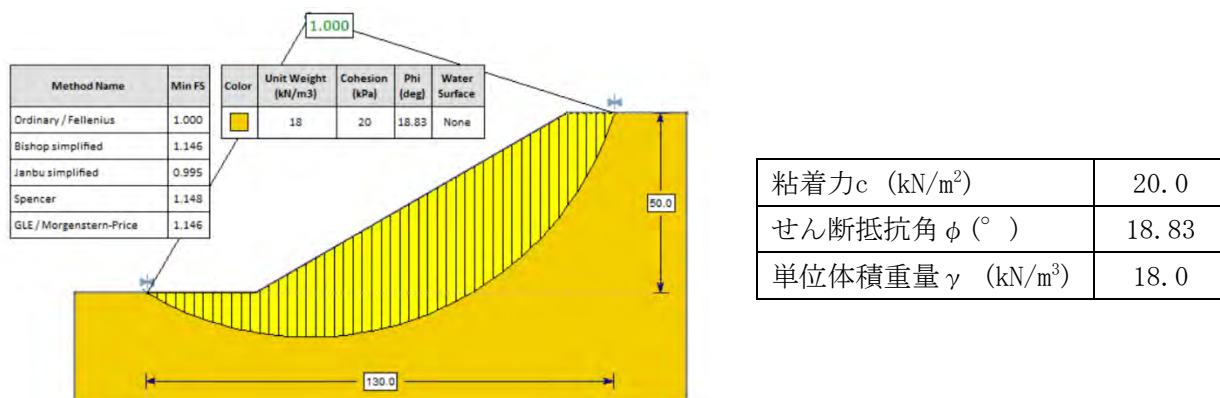


図-5.2.1 検討モデル（二次元円弧すべり）

表-5.2.2 解析結果（二次元円弧すべり）

手法	安全率	
	解析ソフトA	解析ソフトB
簡便法	1.000	1.001
簡易Bishop法	1.146	1.148
簡易Janbu法	0.995	1.086
Spencer法	1.148	(未対応)
Morgenstern-Price法	1.146	(未対応)

同じように非円弧すべりで計算した場合の安定計算結果を表-5.2.3に示す。同じ地形形状と強度定数を用いても、各手法で安全率がばらつく結果となっていることが分かる。本来、非円弧に対応していない簡便法、簡易Bishop法は、厳密法と呼ばれるSpencer法やMorgenstern-Price法より小さい安全率となっている。また、簡易Janbu法は非円弧すべりを対象とした手法であるが、Spencer法、Morgenstern-Price法より小さい安全率を示す結果となった。

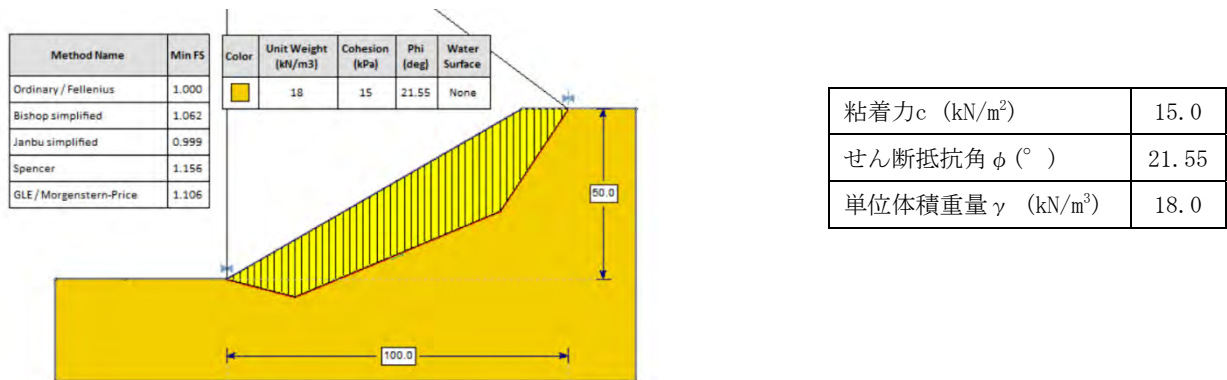


図-5.2.2 非円弧すべりモデル

表-5.2.3 二次元非円弧すべりに対する試算結果の違い

手法	安全率
簡便法	1.000
簡易Bishop法	1.062
簡易Janbu法	0.999
Spencer法	1.156
Morgenstern-Price法	1.106

このように、安定解析の手法が異なることによって算出される安全率も違ってくことから、解析式の選択は本来重要な要素であるといえる。ただし、現在まですべり面形状に関わらず、計算が容易な簡便法により多くの事業が実施され、そこで決められた計画安全率の目安についても経験的に一定の妥当性が得られていることから、簡便法以外の計算式を用いる場合には、適用性について十分留意することが望ましい。

5.2.2 スライス法以外の解析手法

(1) 三次元安定解析

近年、三次元解析を用いた解析事例がしばしば見られており、今後も検討する機会が増えてくるものと思われる。三次元解析を実際に活用する場合は、利点のみに目を向けるのではなく、適用性等を十分考慮した上で活用していくことが望まれる。

表-5.2.4 三次元解析の利点と留意点

項目	メリット	留意点
地形・地下水位について	二次元解析では、通常、地すべり最深部の断面を用いるため、地すべり土塊の土量を過大に評価することになる。三次元解析では、地すべり土塊の土量や地下水位分布を正確に反映させた解析が実施できる。	主断面以外での情報（すべり面深度、地下水分布等）が必要になるため、相応の調査が必要になる。
地下水排除工及び必要抑止力について	ブロック側部の地下水位分布を計算に考慮することができる。例えば、ブロック側部に地下水排除工を実施した場合の効果を反映することが可能である。 地すべり土塊の土量を正確に反映した必要抑止力が算定可能であり、二次元解析よりコスト的に有利になる場合がある。	三次元解析では、ブロック形状、土塊の層厚、地下水位、流動層等が三次元的に示される。これを有効的に活用するためには、三次元的な対策工配置を検討する必要がある。

三次元解析を実施するためには主断面以外での情報（すべり面深度、地下水位の三次元的な分布等）が必要になるため、地すべりブロックの規模に応じて相応の調査が必要になる。また、三次元解析結果の評価や対策の規模についても、二次元解析結果と比較して検討した事例は少なく、その妥当性を判断するのは慎重に行うことが求められる。特に、三次元形状では地すべり側部で断面積が減少するため、二次元解析に比べ相対的に安全側の結果になる傾向がある。

こうしたことから、三次元解析の適用の是非については、地すべりの性状、調査状況、対策状況が現場ごとに大きく異なるため、基準で一義的に定めることは困難であるため、利点や追加調査の必要性及び表-5.2.4に示すような事項を勘案して選択することが必要と考える。

表-5.2.5 三次元解析の適用性

三次元解析の適用が望ましいケース	- 地すべりブロック形状や地すべり層厚が横断方向で大きく変わる場合（左右非対称な場合等） - 地すべりブロック中央と側部で地下水位の分布傾向が異なる場合。 - 地すべりブロック側部で対策工を施工している場合。
三次元解析の適用が不要/困難なケース	- 地すべりの断面形状が主測線で代表できる場合（横断方向で概ね同じ場合）。 - 主測線以外の調査結果が得られない場合。

(2) 数値解析法

数値解析法は、有限要素法 (FEM:Finite Element Method) や有限差分法 (FDM:Finite Difference Method) で代表される手法で、応力-ひずみの関係を用いて応力の分布特性により斜面の安定性を算定する手法である。

表-5.2.6 数値解析法の利点と留意点

項目	内容
利点・特徴	- 地盤の応力-ひずみ関係に基づいたすべり挙動や安定性が評価できる。 - 変位量の算出が行える。 - 極限平衡法と同様に、強度定数を低減させ連続した塑性域(すべり面)を形成させることで安全率を定義することができる(せん断強度低減法)。 - すべり面が不明な斜面に対し、地形形状や地盤物性値に基づき不安定化領域を推定することができる。
課題・留意点	- 極限平衡法で必要となる強度定数(c、ϕ)に加え、地盤の変形係数、ポアソン比等の物理定数が必要となる。 - 極限平衡法と比較し、計算時間が大幅にかかる。

ここでは、FDMを用いて、前述のくさび型すべりと円弧すべりの解析を試算した。なお、強度定数は極限平衡法(簡便法)の設定と同値とし、地盤の弾性係数は500MPa、ポアソン比は0.3として仮定した。

解析結果では、くさび型すべりで安全率が0.90となり、極限平衡法(簡便法)より小さい安全率となった。一方、円弧すべりでは安全率が1.19となり、極限平衡法(簡便法)より大きい安全率となった。数値解析法では、移動土塊や基盤の変形や応力状態を考慮した計算であることから、極限平衡法で得られる安全率とは必ずしも一致しないと結果となっている。

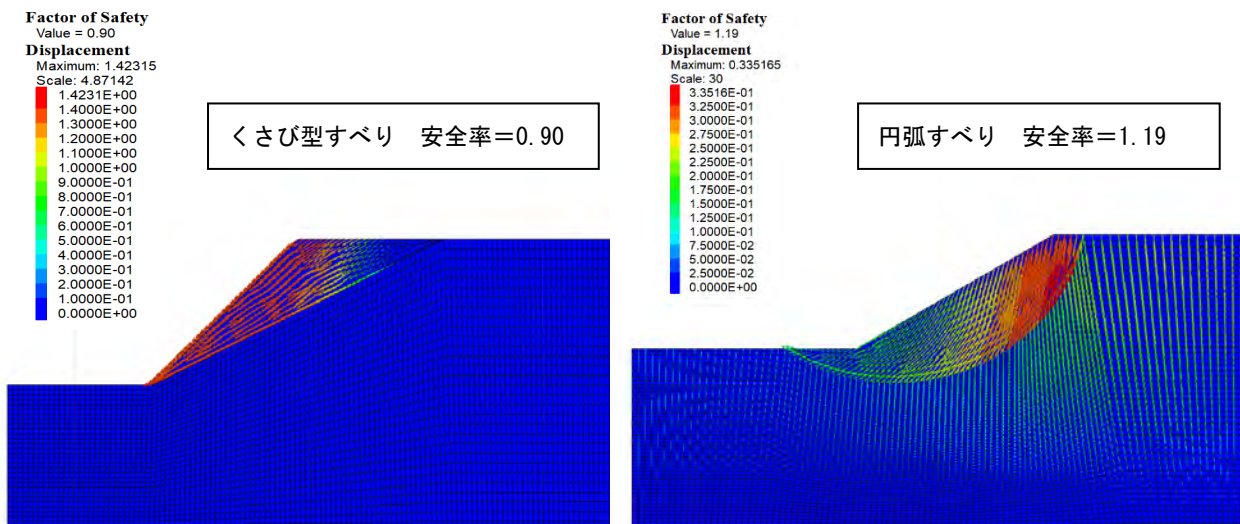


図-5.2.3 解析結果例(数値解析法:有限差分法)

6. 地すべり破壊時刻の予測

地盤伸縮計による観測結果から、移動速度を測定し、斜面の滑落時期を予測する手法として、斎藤によるクリープ破壊予測法^{*1}や福岡による移動速度の逆数による予測法^{*2}等が提案されている。

6.1 斎藤によるクリープ破壊予測法

一般に金属や土に長時間にわたって一定の外力がかかった場合、金属や土は時間とともに塑性変形が進み、やがては破壊にいたる。これをクリープ現象と呼んでいるが、地すべりも土のクリープ現象の一つと考えて、その破壊時間を予測するのが本手法である。図-4.6.1に典型的なクリープの時間-ひずみ曲線を示すが、斎藤(1968)はこのうち第3次クリープ(時間経過とともにひずみ速度が増す領域)において、次の式(4.6.1)がおおむね成立することを見出した。

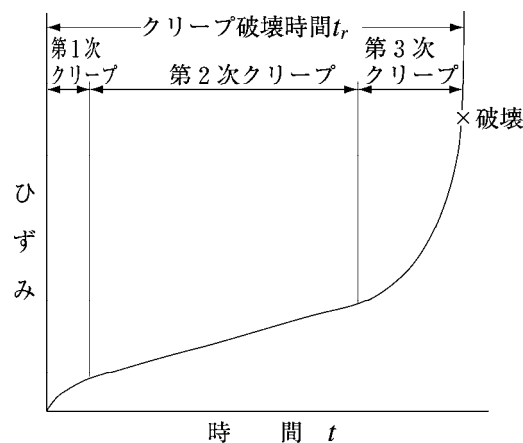


図-4.6.1 クリープ破壊試験におけるクリープ曲線の例

$$\Delta l = l_0 A \ell_n \frac{t_r - t_0}{t_r - t} \quad \dots\dots\dots (4.6.1)$$

ここで Δl : 2点間(不動地と地すべり地塊)の長さ変化分

l_0 : 2点間の初期長

t_r : クリープが生じてから破壊にいたるまでの時間

t_0 : クリープが生じてから $\Delta l = 0$ とした時点までの時間

t : " Δl となった時点までの時間

A : 定数

ℓ_n : 自然対数記号

この式(4.6.1)を用いて、具体的に破壊時刻を予測するための図式解法を次に示す。

図-4.6.2において相対変位間隔を任意の Δl に等しく、3点 A_1 、 A_2 、 A_3 をクリープ曲線上にとり、その点の時刻をそれぞれ t_1 、 t_2 、 t_3 とする。

*1 斎藤(1968): 三次クリープによる斜面崩壊時期の予知、地すべり、4.3、pp.2~8

*2 福岡(1990): 平均速度の逆算による斜面崩壊発生時刻の予測、防災科学技術研究所研究報告、第46号、pp.45~81

つぎに A_2 を通り時間軸に平行な直線上に A_1 及び A_3 を投影し、その点をそれぞれ A'_1 及び A'_3 とする。 A'_1A_2 及び $A'_1A'_3$ の midpoint をそれぞれ M 及び N とし、図のように A_2 を通る縦線上に MA_2 、 NA_2 に等しく $M'A_2$ 、 $N'A_2$ をとる。 M' を通り時間軸に平行な直線と A'_1 と N' を結ぶ直線との交点を求めれば、この点の時刻が破壊時間 t_r となる。

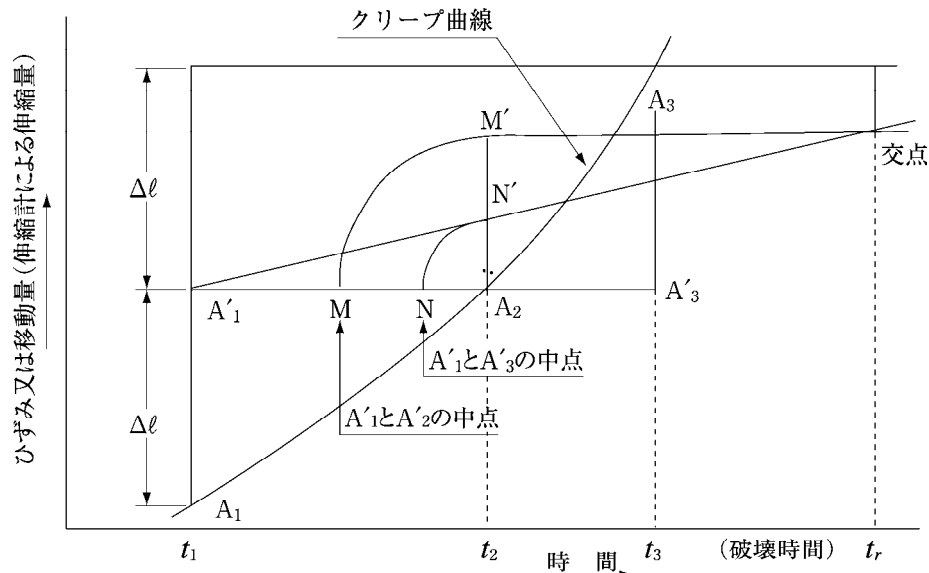


図-4.6.2 第3次クリープにおける破壊時間の図式解法

ここで、縦軸については、一般に地すべり頭部等に設置した伸縮計の値を用いるが、地すべりブロック全体の動きを代表する測定データであることが肝要である。

予測の精度については、図中 t_1 をいかに早くとるか、 $\Delta\ell$ の間隔をいかに大きくとるかにかかっており、したがって観測はできるだけ早くから実施することが望ましい。また、クリープ曲線は細かくみれば小さな凹凸が多いので、これらを無視できるほど大きな時間標準を用いるべきである。

なお、地すべりの中には破壊にまで至らずに停止するものも多いが、本手法はその判断までは含んでいないので、その点にも留意する必要がある。

6.2 福圍による移動速度の逆数による予測法

福圍は、実験結果より表面の移動速度と加速度が両対数グラフ上で直線関係にあることを見出し、横軸に時間を取り、縦軸に移動速度の逆数をとって、移動速度の逆算値から推定した直線と横軸との交点が崩壊発生時刻として予測する手法を提案している。

速度の逆数曲線によって崩壊の危険度を常時監視することができること、この曲線は崩壊が発生する前の最終段階において右下りとなり、崩壊発生時刻で時間軸にほぼ接する性質を利用して、崩壊発生時刻の予想が可能であるとしている。さらに、速度の逆数曲線が直線の場合には直線延長法、曲線の場合にはそれまでの傾向を考慮しながら延長する曲線延長法を提案し、曲線の場合に崩壊時刻を客観的に求める方法として図-4.6.3に示した接線法を提案している。

接線法については、 Q_1 （時間 T_1 ）における速度の逆数曲線の接線と時間軸との交点を t_{c1} とする。 T_1Q_1 の延長上に $T_{1tc1}=T_1P_1$ なる点 P_1 を求める。同様に、 Q_2 （時間 T_2 ）における接線から点 P_2 を求める。 P_1P_2 の延長線と時間軸との交点が崩壊時刻 t_r である。

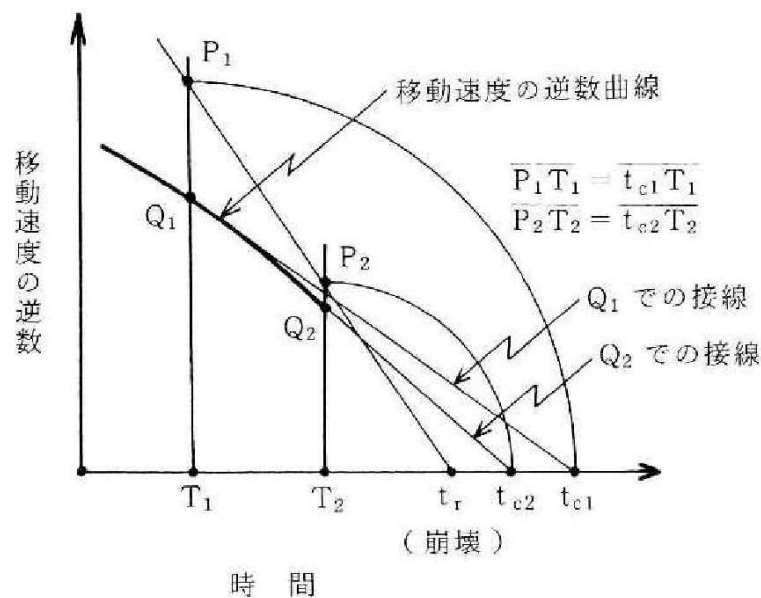


図-4.6.3 接線法による崩壊時刻の予測

7. 地すべりブロックの危険度分級、対策の優先度の設定方法

7.1 地すべりブロックの立地特性による対策の優先度の設定事例

地すべりブロックの危険度分級は、地すべり対策事業実施の優先度を決定するための重要な指標となるため、地すべりブロックの立地特性に関する視点を多角的に検討したうえで設定することが重要である。

「地すべり防止施設の個別施設計画（長寿命化計画）策定の手引き」（農林水産省）には、保全対象と地すべり特性（地すべり災害の履歴や地すべりブロックの活動性）に着目して、以下のように地すべり対策の優先度を設定する例が挙げられている（記述内容については、一部改変している）。

①保全対象

地すべりブロックの保全対象の種類や数によって優先度の区分を行う。

- ・病院、学校等の公共施設等やため池等の重要な土地改良施設が保全対象となるブロックやエリア : 優先度 高
- ・複数人家、整備農地が保全対象となるブロックやエリア : 優先度 中
- ・単独人家、農地等が保全対象となるブロックやエリア : 優先度 低
- ・耕作放棄地や山林等のみが保全対象となるブロックやエリア : 非優先

ここに示したエリアとは、地すべりブロックの形状にとらわれず、地形区分や施設・保全対象の分布に応じて区分したもので、地すべり機構との関連性を考慮していないことに留意されたい。

②地すべり特性

地すべりの災害履歴、活動性（地表の変状の有無、地すべり観測結果等）や隣接する地すべりブロックへの影響の程度等を指標に優先度を区分する。

- ・地すべり災害の履歴があったり、活動性が高く、何度も対策を実施したりしている地すべりブロック : 優先度 高
- ・災害履歴がなくても過去の地すべりの変位がみられたり、地すべりによって隣接する地すべりブロックやエリアにも影響したりする地すべりブロック（図-4.7.1）: 優先度 中
- ・その他の地すべりブロックやエリア : 優先度 低

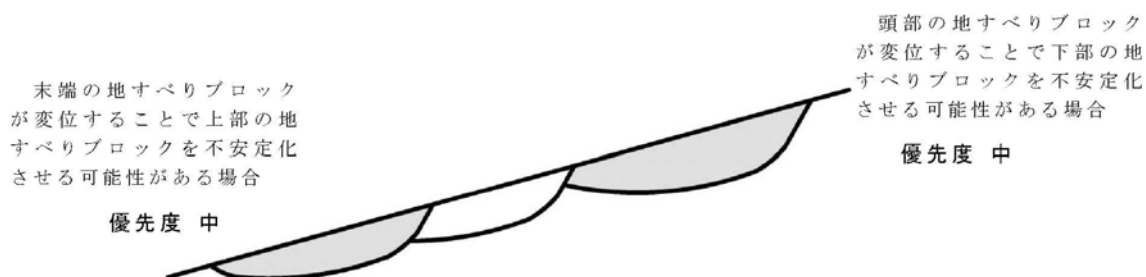


図-4.7.1 隣接する地すべりブロックへの影響例

③優先度の設定

保全対象と地すべりブロックの位置関係による優先度と、地すべり災害の履歴や地すべりブロックの活動性による優先度より、表-4.7.1に示すマトリックス表より、優先度を設定する。

表-4.7.1 保全対象と地すべり特性から設定した優先度設定例

保全対象 地すべり特性		優先度 高 ← → 非優先			
		病院・学校 等 公共施設 ため池等 重要な土地 改良施設	複数人家 整備農地	単独人家 農地	耕作放棄地 山林等
優先度 高 ↑ ↓ 優先度 低	・地すべり災害の履歴がある ・活動性が高く何度も対策を実施	優先度 1	優先度 1	優先度 2	優先度 4
	・過去に地すべり変位が見られた ・隣接ブロックに影響する	優先度 1	優先度 2	優先度 3	優先度 4
	その他	優先度 2	優先度 3	優先度 3	優先度 4

7.2 安定度、重要度の組合せによる危険度判定方法の例

ここでは、地すべりブロックの安定度と地すべり被害から見た重要度に着目して、危険度判定を行う方法の例を示す。この方法は単純かつ簡便であるが、評価が主観的になり、また、熟練した技術者の観察を必要とする。地すべり災害の履歴や地すべりブロックの活動性の指標となる危険度判定の要素とその定義は、表-4.7.2に示すとおりである。これらを組合せた判定基準及び判定結果としての危険度を表-4.7.3に示す。判定は地すべりブロックそのものの安定度に係る項目と地すべり被害から見た重要度の組合せで行っている。

表-4.7.2 危険度判定の要素

地すべりブロックの安定度			地すべり被害から見た重要度
1. 地すべりの徴候	2. 地すべり地形	3. 地すべり履歴	(そのブロックの直接の影響及びそのブロックが働いて他のブロックのすべりを誘発する場合)
1-1 現在活動中か連続する亀裂、ブロック内の地形の乱れ、末端部の隆起等明瞭な徴候あり	2-1 滑落崖(頭部、側部)明瞭、末端隆起部、河川等への押し出し等地すべり地形として明瞭に判読される	3-1 地すべりの記録や確かな伝承等がある	4-1 重要度大: 公共施設(学校、病院等)、人家、重要な道路、河川、貯水池、整備された耕地、水路等に被害を及ぼすと想定されるブロック
1-2 小崩落、部分的な地形の変状等がみられる	2-2 滑落崖はなんとか追跡されるが、地すべり全体の地形はやや不明瞭	3-2 地すべりの記録や確かな伝承等がない	4-2 重要度中: 道路、耕地等に被害を及ぼすが下方の河川、貯水池への影響はあまり大きくないブロック
1-3 徴候みられず	2-3 滑落崖も不明瞭、水田区画等も比較的大きく、地すべり地形としての判読も不明瞭		4-3 重要度小: 被害は直接、間接に耕地等に及ばない(下流の河川貯水池への影響も小さい)ブロック

表-4.7.3 危険度と判定基準

危険度	判定基準
大	① 現在活動中か、若しくは明瞭な徴候の見られるブロック、及び明瞭な徴候はないが、部分的な崩壊や変状が見られ、地すべり地形が明瞭なブロック(地すべり被害から見た重要度の小さいブロックを除く) ② 地すべり地形はやや不明瞭であるが、小崩壊、部分的変状や地すべりの履歴があつて地形的にも不安定要素があり、地すべり被害から見た重要度が大きいブロック
中	③ 現在活動中か、若しくは明瞭な徴候の見られるブロック、及び地すべり地形が明瞭で部分的な崩壊や変状が見られ、地すべり履歴があるブロックのうち重要度が小さいブロック ④ 地すべり地形はやや不明瞭であるが、部分的な崩壊があり、地すべりの履歴もある重要度が中程度のブロック ⑤ 地すべりの徴候はないが、地すべり地形が明瞭で地すべりの履歴もあり、重要度が中ないし大のブロック
小	⑥ 部分的な破壊等は見られるが、地すべり地形はやや不明瞭なブロックで、地すべりの履歴もなく、重要度の小さいブロック ⑦ 地すべりの徴候はなく、地すべり地形は明瞭であるが重要度が中ないし小のブロック ⑧ 地すべりの徴候はなく、地すべり地形もやや不明瞭なブロックのうち、重要度が中ないし大のブロック ⑨ 地すべり地形が不明瞭なブロック(危険小ないしは安定な斜面であるが、地形の改変等を行うときには危険度の判定が必要)

7.3 点数法

この方法は比較的、機械的・客観的にできるが、評定要因の摘出や重みづけに種々の方法があって、決定的なものはない。ここでは、北陸農政局管内の農地開発計画地区内で行われた事例を示す。

(手 順)

- ① 表-4.7.4の調査票に従い、A、B、Cの各項目の各要素について計測、観察によって危険度の大きいものから4、3、2、1等の4段階の配点をする。
- ② その際、要素ごとに2倍付け、3倍付けの重みづけを加えるが、各要素の配点、重みづけは観察による危険度と合致するよう、試行錯誤によって決定する。この調査票に示すウェイトはここまでの手順を含んでいる。すなわち、各要素間でのウェイトの大小も調整して定め、異なる項目及び要素の点数であっても加算できるようにしている。
- ③ 各ブロックについて採点を行い、A、B、Cの項目ごとの点数及び総合得点のヒストグラムを作成し、それらの得点分布から三段階に区分する。ここではそれらの得点分布をほぼ正規分布と想定し、表-4.7.5に示したブロック数の分布になるよう得点の区切りを設定した。
- ④ 危険度分級は、総合得点の三段階Ⅰ、Ⅱ、Ⅲで表されている。A、B、Cの各項目の得点及び危険度分級（Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ）を調査票に記載することが望ましい。

※表中の斜面傾斜について、急勾配であるほど配点が高くないのは、地域特性を踏まえてのものである。

表-4.7.4 斜面危険度調査票（北陸農政局管内の事例）

ブロックNo.					面 積						
					ha						
項目	要 素	判 定	ウエ イト	判 定	ウエ イト	判 定	ウエ イト	判 定	ウエ イト	評 点	合 計
A 地形	斜 面 傾 斜	25° <	6	25～15°	8	15～8°	12	8° >	3		
	斜 面 形 態	侵 食	12	集 水	6	複 合	4	散 水	3		
B 地質・地下水	地 質 構 造	断 層 ・ 破 砕 帯	6	流 れ 盤	5	受 け 盤	3	水 平 ・ 無 層 理	2		
	地 層	東別所 音川累層	10	黒瀬谷累層	5	氷 見 累 層	4	植 生 累 層	4		
	岩 相	泥 岩 凝灰岩互層	10	泥 岩	7	砂 岩 ・ 泥 岩 互 層	6	砂岩・礫岩	2		
	風化の程度	強 風 化	6	風 化	5	新 鮮	3				
	地下水状況	常用湧水有	6	雨期湧水有	5	降 雨 時 湧 水 有	4	地 下 水 位 低 い	3		
	地すべり 地形面積	ブ ロ ッ ク 100～70%	12	70～40%	9	40～10%	6	10～0%	3		
C 地すべり状況	移 動 状 況	移 動 中	8	やや不安定	7	不 明	6	安 定 している	3		
	周 辺 部 の 地 す べ り	斜 面 上位に有	6	斜 面 下位に有	5	斜 面 側方に有	4	な し	2		
	重 要 被 害 対 策 物 件	ブ ロ ッ ク 内 に 有	12	ブ ロ ッ ク 下位に有	9	ブ ロ ッ ク 上位に有	6	な し	3		
	D 参考事項	危 険 度 分 級									総合得点
(地形) + (地質・地下水) + (地すべり状況)							(地形) + (地質・地下水) + (地すべり状況)				
(危険度分級)							(危険度分級)				

表-4.7.5 危険度分級表（事例）

危険度分級	総合得点	ブロック数		危険度評価
I	82～71	25箇所	17%	地すべりの危険性大
II	70～57	92箇所	63%	〃 中
III	56～40	29箇所	20%	〃 小

7.4 AHP法

AHP法（Analytic Hierarchy Process、階層分析法）^{*1}は、1976年にThomas L. Saatyが提唱した意思決定手法で、人によって主観的に行われる判断のプロセスを階層構造化して、多様な選択肢をそれぞれ「ウェイト」と呼ばれる数値で定量的に表現し、合理的な意思決定を行おうとするものである（図-4.7.1）^{*2}。

本手法を用いた地すべりの危険度評価では、地すべり活動に強く影響すると考えられる地形要素を評価項目として抽出し、それらを階層構造化する。階層化した項目ごとに一対比較を実施し、各項目にウェイトを割り当て、各階層のウェイトの積を重み係数として求め、この重み係数を合計したものを危険度得点とする。さらに、危険度得点の最高点を分母とした値を得点率として定義し、この値に基づいて危険度評価を実施する。

図-4.7.2は、岩手県を中心とする東北地方から抽出された150の地すべりに対して、評価基準を抽出し、階層化して重み係数を設定した事例である。

表-4.7.6は、本手法を用い、阿賀川・阿賀野川に接する2,023の地すべり地形から、再活動性評価を行なった際のウェイト表である。阿賀野川中流域の312箇所の地すべり斜面で適用した事例では、広域的に一次評価として危険度評価を行うことが可能な手法であるとされた。

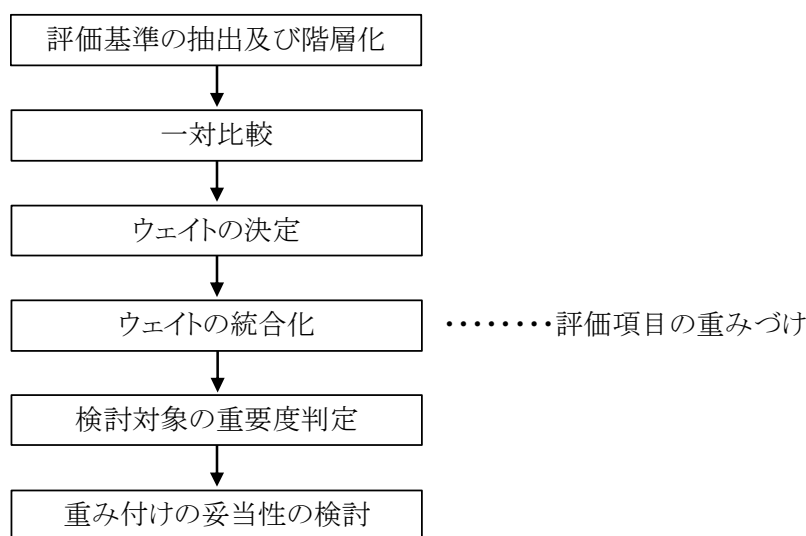


図-4.7.1 AHP手法の手順^{*2}

^{*1} Thomas L. Saaty : The Analytic Hierarchy Process、McGraw-Hill (1980)

^{*2} 日本地すべり学会斜面防災危険度評価ガイドブック編集委員会：斜面防災危険度評価ガイドブック-斜面と地すべりの読み解き方-、朝倉書店、p. 28 (2021)

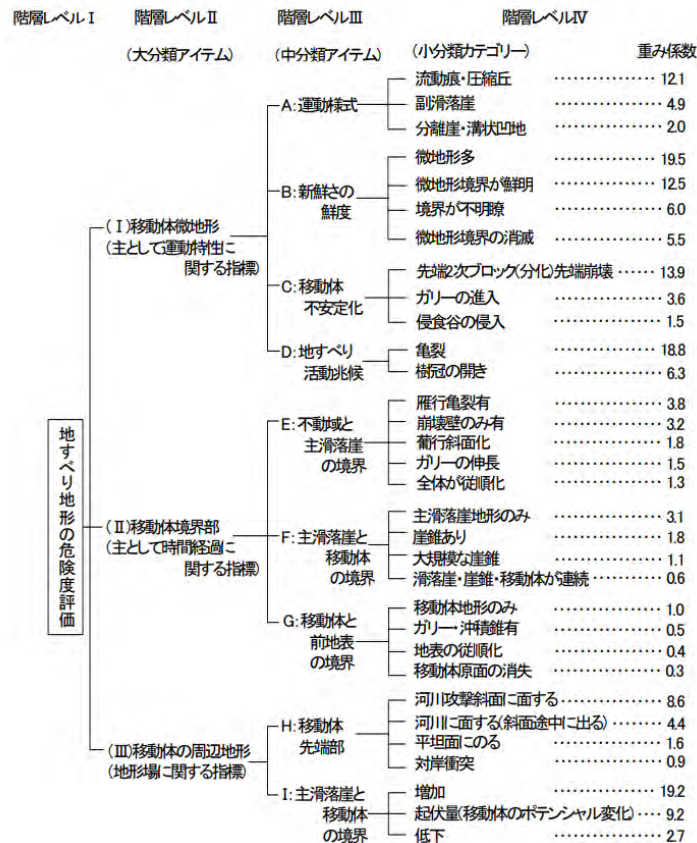


図-4.7.2 地すべり地形の危険度評価基準の設定(例) *3

表-4.7.6 地すべり地形再活動危険度評価のためのAHP階層構造と重み(例) *4、5

階層レベルI	階層レベルII	階層レベルIII	階層レベルIV	ウエイト	重み係数	得点
目的	項目	ウエイト	項目	ウエイト	重み係数	得点
地すべり発生危険度評価	滑落崖の明瞭度	0.046	明瞭	0.603	0.028	2.8
			やや明瞭	0.228	0.010	1.0
			不明瞭	0.169	0.008	0.8
	移動体の表面形状	0.200	さざなみ型	0.652	0.130	13.0
			凹凸型	0.188	0.038	3.8
			平滑・開析型	0.160	0.032	3.2
	移動体の位置	0.133	末端	0.547	0.073	7.3
			中間	0.220	0.029	2.9
			頭部	0.096	0.013	1.3
			独立	0.137	0.018	1.8
	亀裂の位置	0.251	下部	0.600	0.151	15.1
			中部	0.250	0.063	6.3
			上部	0.150	0.038	3.8
			なし	0.000	0.000	0.0
	移動体末端の状況	侵食の受けやすさ	強い	0.350	0.130	13.0
			やや強い	0.120	0.044	4.4
			弱い	0.030	0.011	1.1
			なし	0.000	0.000	0.0
		末端形状からみた不安定さ	急・比高大	0.350	0.130	13.0
			急or比高大	0.150	0.056	5.6
			緩傾斜・比高小	0.000	0.000	0.0

*3 濱崎ら(2003): AHPを用いた空中写真判読結果からの地すべり危険度評価手法、第42回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp. 227~230

*4 八木ら(2009): 空中写真判読とAHP法を用いた地すべり地形再活動危険度評価手法の開発と阿賀野川中流域への適用、日本地すべり学会誌、45. 5、pp. 8~16

*5 日本地すべり学会斜面防災危険度評価ガイドブック編集委員会: 斜面防災危険度評価ガイドブック-斜面と地すべりの読み解き方-、朝倉書店、p. 57、58 (2021)

7.5 直轄事業地区の事例

(1) 北神戸地区（兵庫県）における立地特性による対策の優先度の設定事例

北神戸地区では、地すべりの水文状況、被害状況、活動状況より、**図-4.7.3**に示すフローと**表-4.7.7**に示す組合せ表によって対策工の必要性の判断を行っている。

①水文状況

A：湧水、滲み出し等有り（地下水位が高い GL-2.0m以浅）

B：湧水、滲み出し等無し（地下水位が低い GL-2.0m以深）

②被害状況

A：地すべり性の変状有り

B：表層部の変状有り

C：変状無し

③活動状況

A：地すべり活動に伴う地表変動が発生している又は計器により移動が観測されている
（地すべり活動進行中）

B：近年活動したと考えられる地形、変状が認められる（地すべり活動休止中）

C：地すべり活動の兆候なし（地すべり活動停止中、地すべりの危険性が高い）

D：地すべり活動の兆候なし（地すべり活動停止中、地すべりの危険性が低い）

E：地すべりとは判断しない

④新設対策工の必要性の評価

A：必要あり（地すべりの危険性が高く、既設対策工又はほ場整備で安定化不十分である。）

B：必要あり（調査により判断＜今後の課題＞）

C：必要なし（地すべりの危険性が低い）

D：必要なし（県事業対策工又はほ場整備で安定化）

E：必要なし（本事業対策工で安定化している）

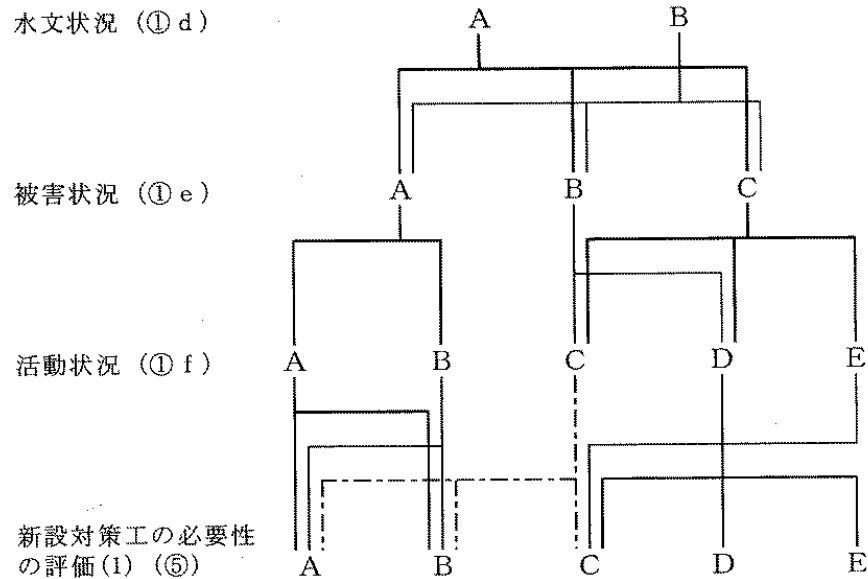


図-4.7.3 水文状況・被害状況・活動状況と新設対策工の必要性評価フロー

表-4.7.7 水文状況・被害状況・活動状況と新設対策工の必要性評価の組合せ

被害状況 ランク	活動状況 ランク	新規対策工 の必要性の 評価ランク	被害状況	活動状況	新規対策工の必要性
A	A	A	地すべり性の変状有り	地すべり活動進行中	安定不十分
A	A	B	地すべり性の変状有り	地すべり活動進行中	調査により判断
A	B	A	地すべり性の変状有り	地すべり活動休止中	安定不十分
A	B	B	地すべり性の変状有り	地すべり活動休止中	調査により判断
B	C	A	表層変状有り	地すべり活動停止中。 再活動の可能性高い	安定不十分
B	C	B	表層変状有り	地すべり活動停止中。 再活動の可能性高い	調査により判断
B	D	C	表層変状有り	地すべり活動停止中。 再活動の可能性低い	対策無し
B	D	D	表層変状有り	地すべり活動停止中。 再活動の可能性低い	県事業、ほ場整備により安定化
B	D	E	表層変状有り	地すべり活動停止中。 再活動の可能性低い	既設対策工にて安定化
C	C	A	変状・被害無し	地すべり活動停止中。 再活動の可能性高い	安定不十分
C	C	B	変状・被害無し	地すべり活動停止中。 再活動の可能性高い	調査により判断
C	D	C	変状・被害無し	地すべり活動停止中。 再活動の可能性低い	対策無し
C	D	D	変状・被害無し	地すべり活動停止中。 再活動の可能性低い	県事業、ほ場整備により安定化
C	D	E	変状・被害無し	地すべり活動停止中。 再活動の可能性低い	既設対策工にて安定化
C	E	C	変状・被害無し	地すべりとは、判断しない	対策無し

(2) 神石高原地区（広島県）における点数法の事例

神石高原地区では、表-4.7.1、表-4.7.2に示した地すべりブロックの活動状況、地すべり履歴、地形、地質等から判読される斜面そのものの安定度と、想定される地すべり被害の影響を考慮した保全対象の重要度の組合せから地すべりブロックの危険度分級を行っている。また、表-4.7.8に示す重みづけから表-4.7.9の危険度評価判定表を作成し、危険度分級が上位のブロックに対し対策工を実施している。

表-4.7.8 地すべりブロック危険度分級一覧表（例）

項目	要素	判定	ウエイト	判定	ウエイト	判定	ウエイト	判定	ウエイト
A 地形	1. 地すべり地形	きわめて明瞭	10	明瞭	5	やや明瞭	0		
	2. 滑落崖地形	明瞭	10	やや明瞭	5	なし	0		
	3. 面積 A	$A > 7000\text{m}^2$	5	$2000 \leq A \leq 7000$	2	$A < 2000\text{m}^2$	0		
	4. 斜面勾配 θ	$\theta > 30^\circ$	5	$5^\circ \leq \theta \leq 30^\circ$	2	$\theta < 5^\circ$	0		
B 地質	1. 地層名	玄武岩類 (Sb) 備北 (B) 山砂利 (Ycg)	10	稲倉 (I) 高田 (TR)	5	芳井 (Y) その他	0		
	2. 地層構造	流れ整	10	水平・不明	5	受け整	0		
	3. 層相	泥岩、シルト岩	10	礫層 (Ya, dt)	5	その他	0		
	4. 風化・岩級	D 以下	10	C ₁ 程度	5	C ₂ 以上	0		
C 変状	1. 路面、壁面、擁壁、石積み等の変状（クラック、ハラミだし）	顕著	5	やや顕著	2	ほとんどなし	0		
	2. 小崩壊、修復後	顕著	5	やや顕著	2	ほとんどなし	0		
	3. 植生異常（根曲がり等）	顕著	5	やや顕著	2	ほとんどなし	0		
D その他	1. 土地利用	水田、水田跡	5	畑（跡）	3	その他	0		
	2. 重要被害対象物件	ブロック内	5	ブロック上方	3	ブロック下方	2	なし	0
	3. 周辺部の地すべり	斜面上位方向	5	斜面下位方向	3	斜面側方	2	なし	0

表-4.7.9 地すべり危険度分級判定表（例）

地すべり危険度分級	ウエイト合計
A ランク	100～70
B ランク	69～40
C ランク	39～0

8. GNSSを用いた地すべり移動調査の事例

8.1 対策工の効果検証事例

高瀬地区（高知県）では、GNSSを用いた対策工の効果検証が実施されている。図-4.8.1に示すD-0ブロックにおいては、排水トンネル（D1～D4号）の施工後に地下水位が低下して計画安全率を満足しており、排水トンネル工の効果が十分に発揮されていると評価している。D-0ブロックにおけるGNSSによる移動量観測の観測結果を、排水トンネルの施工状況と併せて図-4.8.2に示す。なお、基準点は地すべり地域外の不動点上の建物の屋上に設置し、基準点との標高差に伴う対流遅延を考慮した基線解析を行って各観測点の計測値を補正している。

D-0ブロック内のGNSS観測点（TH1～TH3）では、対策工施工後の年変位量が2mm/年程度となり、降雨後の移動量が明瞭に低下して対策工の効果による変位抑制が確認されている。地すべり対策事業開始後、最大の豪雨を観測した平成26年ならびに、対策工完了後に初めて日雨量が350mmを超える豪雨を観測した平成29年においても、平成16年の豪雨時のような顕著な移動量の増加は認められず、対策工の効果が発揮されていると評価される。

なお、GNSS（GPS）の水平移動量の誤差は±6.0mm（本地区で実施している「GPS 1 周波干渉測位法」の公称誤差）とされている。

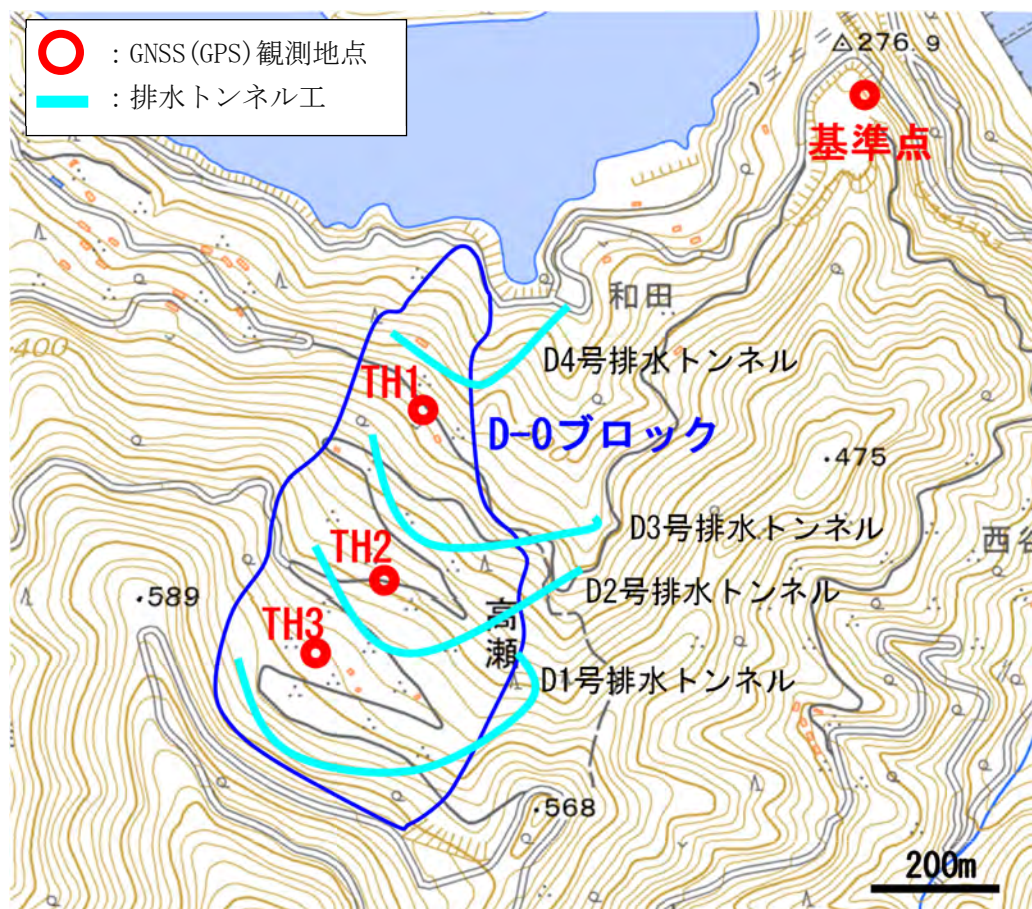


図-4.8.1 高瀬地区（高知県） D-0ブロックGNSS移動量観測位置図

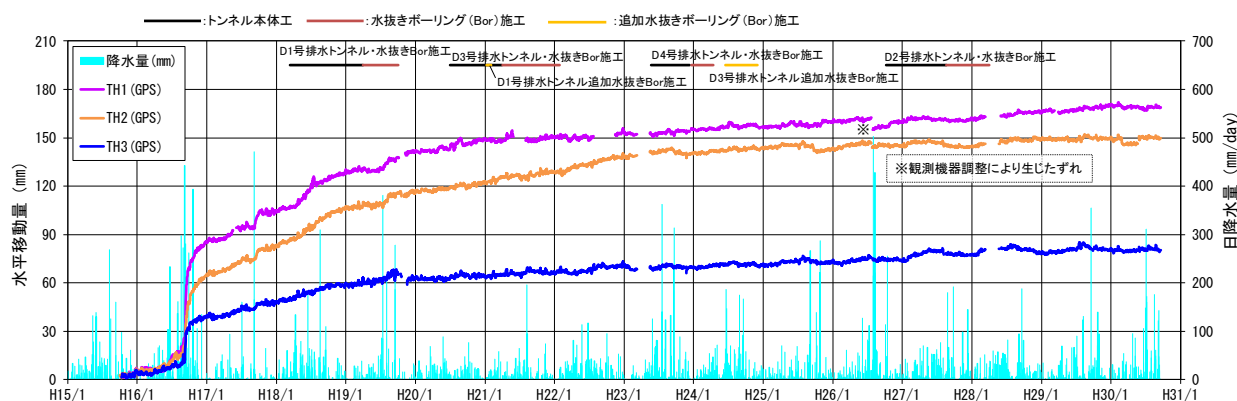


図-4.8.2 高瀬地区（高知県） D-0ブロックの対策工とGNSS移動量

8.2 積雪を考慮した構造事例^{*1}

多雪地域におけるGNSSを用いた地すべり地表変位の連続観測では、積雪に対しGNSS受信機の高さを十分に確保する必要があるが、積雪のクリープに伴う横圧等により支柱が傾動し、見かけの変位が生じる問題がある。

このような見かけの変位を生じさせないために、一般的な支柱の径100mmに対し、豪雪地域では径200mmが必要であるとされている。檜外の積雪の影響が支柱に伝わり難くするように、支柱の周囲に単管パイプ製の檜を設置してコンパネや屋根を取り付けた構造としている事例（図-4.8.3）もある。

ここでは積雪に接する外管と、受信機を支え直接積雪に触れない内管からなる二重管式支柱と、測位点は地表の標点として支柱の傾動による見かけの変位を確認・補正できる構造（図-4.8.4）によるGNSS観測事例について以下に示す。



図-4.8.3 豪雪地域におけるGNSS観測局の設置例（庄内あさひ地区（山形県））

*1 中里ら (2013) : 多雪地域におけるGPS移動量観測用二重管支柱の提案と適用、農村工学研究所技報第214号、pp. 1

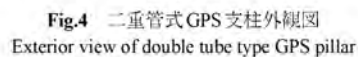


図-4.8.4に示す二重管式GNSS支柱は、3.5mの80A鋼管を内管として、この上部にGNSS受信機を設置し、この内管を長さ1mの250A鋼管を下側、長さ1.5mの150A鋼管を上側としてつなぎ合わせた外管で保護する構造である。内管と外管は直接接しておらず、隙間幅は外管上部で33mm、基礎部の溝形鋼部分で5mmである。受信機を収納するレドームは水平粗調整を兼ねたボルトで内管上面に接続され、

内部には微動調整部を備えている。これらの調整部によりGNSS受信機はベースプレート上の標点上に致心することができ、地すべり活動により支柱全体に傾動が生じて、補正が可能である。

基礎は無筋コンクリート製で、外管の基礎は内管の基礎の外側に砕石を介し分離して配置されている。内管は底部に溶接したベースプレートを中央の基礎コンクリートにアンカーボルトにより固定されている。外管は底部のフランジに溶接した4本の溝形鋼とスペーサーとしてのH型鋼を介して外管用基礎に載せており、外管が雪圧等の外力を受けた場合でもその影響が内管に伝わり難くしている。

二重管式GNSSによる観測結果事例を図-4.8.5 (GPS10) に示す。図-4.8.5のGPSD-1、GPSGb12は、図-4.8.3の耐雪構造の観測局である。

受信機-パソコン間のシリアル通信エラー (①、⑤)、基線解析不能 (⑨) による欠測や、積雪増大期の着雪や埋没の影響によるバラツキ (②～④、⑦、⑧)、GNSS基準点に起因すると考えられる変位 (⑥、⑪、⑫) はあるものの、4月中旬～5月上旬にかけての変位は近接する地中変位観測局の変位とも調和的である。積雪による支柱の傾動を示すような変位は認められず、4月以降の特に重要な融雪期の累積変位を正確に捉えられたと判断される。

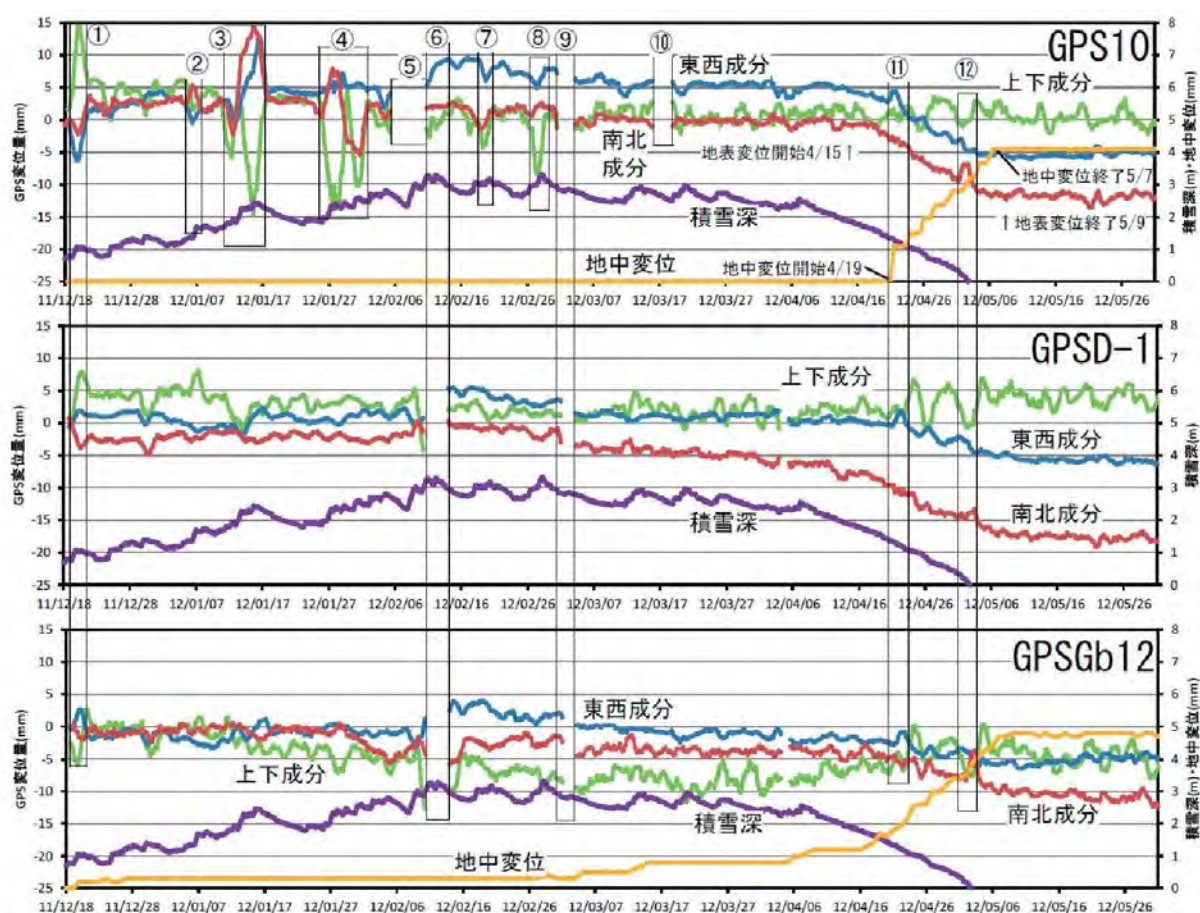


図-4.8.5 積雪を考慮した支柱のGNSSによる観測結果事例