

《話題提供》

土質試験結果の安定解析への適用

(有)太田ジオリサーチ 太田英将

1.はじめに

「最近土質に関する多くの学者がさまざまな意見を述べているので斜面の安定、防護については大変難しい問題であるかのように思われてきているが、それはきわめて平易な問題であるとは言えないであろうが、土木関係者の手に負えないような難しい問題であるとは思われない。この問題を難しくしているのは、安定に関わる資料を整えずにこれと取り組もうとしているからであって、境界面の摩擦係数、粘着力が分かり、すべり面、基岩面の形状がはっきりとし、移動層の目方や、安定に関与している地下水の状態が明らかにされれば、誰でも計算によって安全率が分かり、どのような対策を講ずるべきかを明らかにすることができるはずである。」

上記は、高野秀夫氏の著書『斜面と防災』(1983, 築地書館)¹⁾のあとがき(p.174-175)に記されている文章である。

現在行われている地すべり地の地質調査は、地表地質踏査を行い、主断面を設定し、ボーリング調査を行いすべり面形状を推定し、地下水位を観測しすべり面変動を計測し、そして地すべりモデルを構築して安定計算を行うのが普通である。その中で土質試験が行われることは時折あるが、その試験結果をそのまま安定計算に適用すると現状の安定度が説明できないとして、結局は逆算法による安定計算が実施されているのが大半である。

高野氏が書かれているように、「難しい問題であるとは思われない」のにも関わらず、地すべりの安定度をいまだに逆算法に頼らざるを得ない状態にしている原因について考察し、実際に「安定に関わる資料を整えて」計算した事例を紹介する。また最後に、最近話題となっている地震時の谷埋め盛土の滑動も、地すべりの安定問題とまったく同じ原理の現象であることを紹介する。

2.これまでのアプローチ

地すべりの安定計算を順算で解こうとするこれまでのアプローチとしては、大別して(1)境界面の摩擦強度を明らかにする土質試験手法の発展、(2)安定計算手法の厳密化、の2系統があった。

土質試験については、再活動型すべり面は大変位しているため残留強度まで強度低下していると考えられ、リング剪断試験等により詳細な強度データが得られるようになっている。

また、極限平衡法の安定計算手法としては、スライス間力を考慮し厳密な力学的

バランスで計算を行う手法や確率論的手法，有限要素法ではせん断強度低減法による滑り解析なども安価なソフトウェアで実現できるようになってきている（図-1）。また，解析手法は2次元法から3次元法へ発展しつつある。

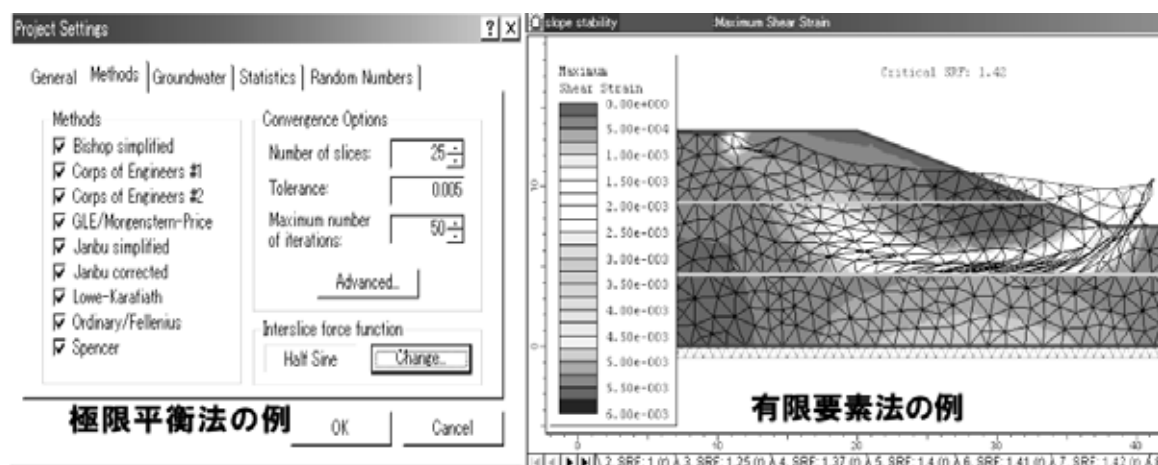


図-1 市販の安定解析ソフトウェアの例²⁾

極限平衡法では，様々な計算手法，確率的計算手法が利用できる．有限要素法ではせん断強度低減法を用いて，斜面の安全率を評価する手法も利用されるようになってきている．このような解析用ツールはソフトウェアベンダーから逐次発売されているので，解析ツールの取得に関しては現時点でほとんど障害はない．

土質試験により境界面（すべり面）の強度が把握され，計算手法も簡便なものから詳細かつ高度なものまで利用可能な環境があるにもかかわらず，いまだに実務では逆算法で地すべりの安定度が評価されているのはなぜか？その答えは，(1)根本的に地すべりの安定に関するアプローチが間違っている，(2)安定に関わる「資料」がまだ整っていない，のいずれかである．

筆者は，後者，すなわち道具（解析ツール）は揃っているが，安定に関わる情報量の不足，あるいは斜面安定に関わる情報が何であるかを技術者が十分理解していない，と考えている．

3. 斜面安定に関わる資料

高野(1983)は，境界面の $c \cdot$ ，すべり面の形状，移動層重量 ，安定に関与している地下水の状態（間隙水圧 U ）が把握されたら，誰でも安定計算によって斜面の安定度が評価できると指摘しているが，これに加えて地表面の形状も必要な資料であろう．

境界面の $c \cdot$ は，地質によって異なるし，応力状態（圧縮・引張）によっても異なると考えられる．それらの把握し得る情報を整えたとき，地すべりの安全率が納得のいく値になるかどうかということが「実測値のみを用いた斜面安定解析の可能性」の有無を評価する鍵である．

境界面の $c \cdot$ が地質によって異なること、および応力状態によって異なることを以下に簡単に説明する。

3.1 地質による土質定数の違い

図-2 にしばしば見かける地すべりの2次元表示を示す。この例では、1円弧1直線のすべり面形状を示し、この形状で変動の兆候があればその素因として、凝灰岩などの「滑りやすい地層が流れ盤構造」になっているのが原因と評価されると想像できる。変動の兆候があるということは、滑動力と抵抗力が拮抗し、安全率 F_s が1.0 付近にあることを意味する。その仮定のもとに、従来地すべり対策で行われている逆算法を用いて土塊のバランスを計算したとする。すべり面傾斜角が急な方（円弧部）が滑動力は大きくなるので、安全率 $F_s=1.0$ とすると必然的に直線部で抵抗しなければこの土塊は滑り去ってしまう。しかし、この直線部こそが地質的に「滑りやすい地層」と定性的に評価しているのだから、この定量化は明らかに誤った結果となっている。定性的評価と定量的傾向が合致するためには、少なくとも直線部は滑動部でなくてはならない。このように考えると、円弧部は抵抗部となる必要がある。

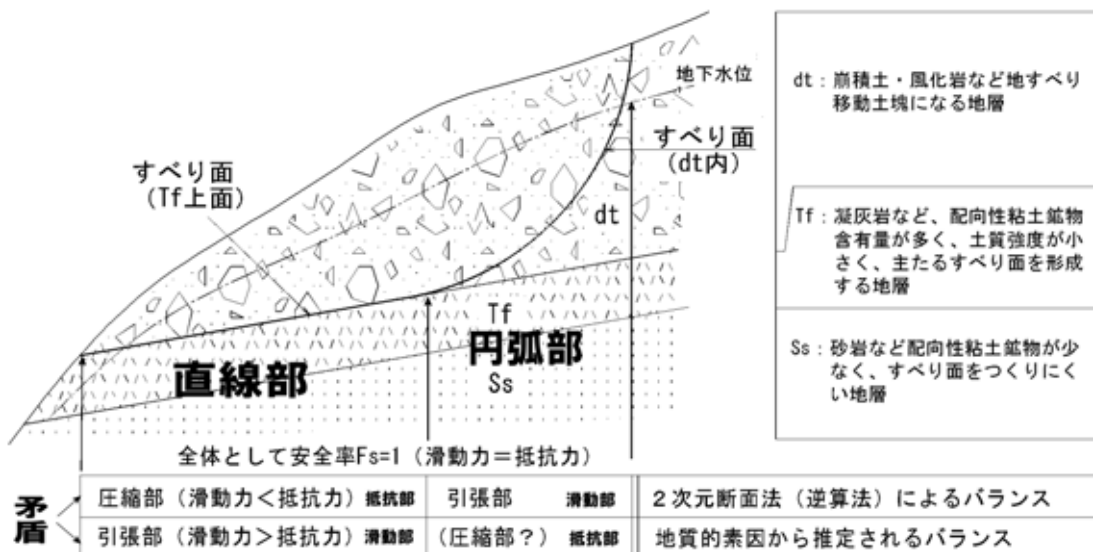


図-2 2次元断面法（逆算法）による1円弧1直線型地すべり滑動力・抵抗力バランスの例³⁾

非常に当たり前の話ではあるが、地層（材料）が異なれば、強度もそれに対応したものを設定しなければ、地すべりのバランスを順算法で計算することは不可能である。この場合、土質試験は凝灰岩によるものと、崖錐層(dt)によるものの最低2箇所で行わなければならない。

3.2 応力状態や破壊形態による土質定数の違い

道路建設に伴う切土工の際に発生する地滑りを踏査すると、すべり面が切土法面に現れる前に変動が始まっている場合がしばしばある。頭部は開口亀裂が発生し、末端部は圧縮により破壊され地表に抜け上がっているような状況となる場合が多い。その一例を図-3に示す。切土の進行に伴ってD級岩盤沿いにすべり面が発達したが、変動が始まったのは切土最下端部とすべり面との距離が2m程度となったときに、CL級岩盤を破壊して法尻に抜け上がった。CL級岩盤の破壊(図中の)は、法尻の圧縮応力場において、初めて破壊面が形成されたのであるから、三軸圧縮試験でのピーク強度相当の強い強度があったと考えるのが妥当である。D級岩盤内に形成された滑り面(図中の)強度は、おそらく に比べて著しく小さいので、 と の区別をつけずに逆算法による安定解析を行えば、 の強度は過大に評価され、逆に の強度は過小に評価されると考えられる。仮に、 のサンプリングを行い土質試験を行ったとすると(当該現場では行っていない)、 の土質試験結果は逆算法で得られる値よりも小さな値となり、安定計算を行うと $F_s \ll 1.0$ の結果となったと推定される。

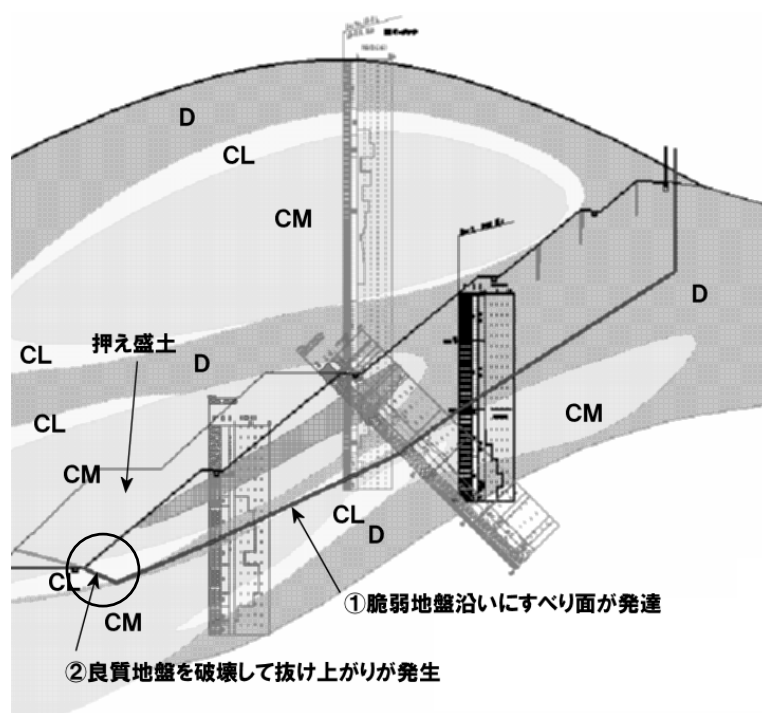
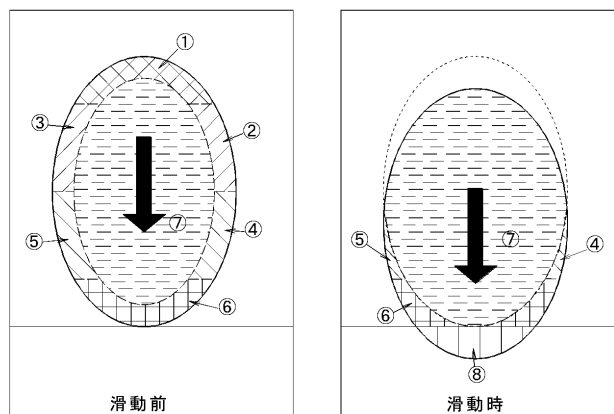


図-3 道路建設に伴う切土工で発生した地滑りの事例(地質:丹波帯)

のすべり面はD級岩盤に形成されているが、末端部の2m程度はCL級岩盤を破壊して法尻に抜け上がっている(のすべり面)。このため実際には、大きな抵抗力は末端部の のすべり面に存在している。 と の区別をつけずに単一すべり面強度で逆解析すると、 のすべり面強度は過大評価されることになる。対策をしてさらに切り下がると、すべり面がのり面に出てくることになり、そのときには のすべり面強度は存在しなくなるため、過大評価された のすべり面強度で安定度を評価することになり、計画安全率が小さい場合(仮設時など)には事故が発生する恐れがある。

前述のことを，平面的に考えると，図-4 のようになる．その際の土質強度は，各地層毎・破壊形態毎に図-5 に示すようなピーク強度-完全軟化強度-残留強度のいずれか，あるいはその中間的な値になっているものと想定される．強度の選択については，個々の地すべりにおける地すべり地史を考察し，適切な値を選択する必要があるが，現場踏査経験を積んだ技術者であればその判定は十分可能であろう．



場所により摩擦強度は異なる。
①頭部，②③末端開放型側部，④⑤末端閉塞型側部，⑥末端部，
⑦底部（滑動時，強度回復時に細分），⑧乗上げ部

図-4 地すべり・崩壊におけるすべり面強度の区分³⁾

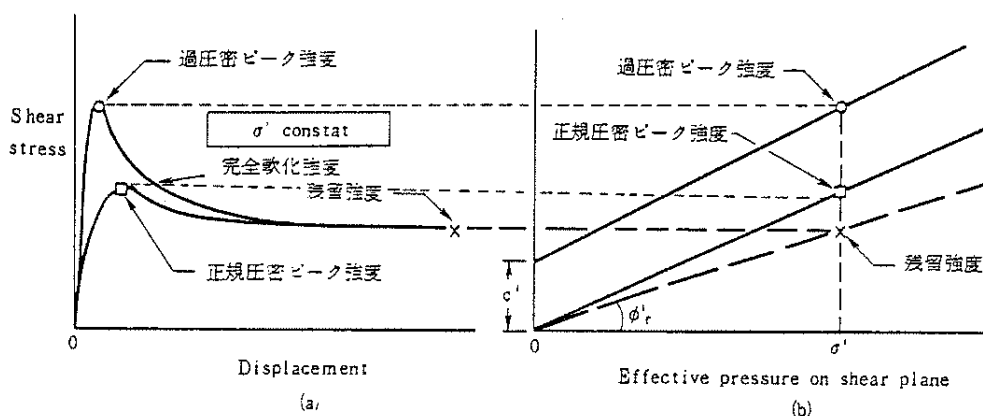


図-5 正規圧密粘土及び過圧密粘土のせん断特性（Skempton 原図）⁴⁾

この図は粘土の強度特性を示したものであるが，地すべり地でせん断破壊を起こす岩盤にも同じ考え方が適用できるものと考えられる．

以上のことから言えることは，次の通りである

- (1)すべり面は単一の材料ではなく，特に周縁部には異なる地層が存在し，異なる破壊形態を示し，安定解析上は異なる強度を持つ
- (2)従来用いられている単一平均すべり面強度による安定解析では，強度の異なるすべり面強度を平均化しているため，土質試験結果をそのまま利用することは一般に不可能である．
- (3)切土工などで地形の改変を伴う場合，あるいは人工的な湛水等により強度変化が起きる場合には，強いすべり面強度を持っていた場所が失われるという事態が発生するため，平均すべり面強度で予想されるより大きな安全率低下が起こる可能性があり，それは事故に直結する．

4.実測値のみで計算可能な極限平衡法による安定計算手法

地すべりの安定計算に用いられる極限平衡法で、計算手法とその手法で計算に反映されている要素をとりまとめると、表-1 のようになる。前述したように、すべり面には異なる複数の強度が存在していると考え、土質試験結果のみで斜面の安全率を算出しようと思えば、複数のすべり面強度を用いる 3 次元解析が唯一その可能性をもつものと考えられる。

表-1 極限平衡法の種類毎の計算に反映されている要素

解析の次元		3次元解析		2次元解析	
形状要素	地表面形状			1	1
	すべり面形状			1	1
	すべり面に作用する 地下水面形状			1	1
土質要素	すべり面強度の種類 ²	単一	複数	単一	複数
	重量 ³	平均			
		地層別			
	すべり面 強度 ⁴	平均			
地層別・ 破壊形態別					
現 行 法		5	今回の事例 6	基準手法 7	8
備 考					
1	2次元情報のみを反映				
2	(単一)平均的なすべり面強度を唯一与える,(複数)地層毎・応力状態毎に異なるすべり面強度を与える				
3	(平均)平均重量を与える,(地層別)地層毎の重量を与える, :通常この方法を用いる, :場合によっては用いる,アプリケーションプログラムの発達により,地層毎に設定する傾向になってきている。				
4	(平均)平均的なすべり面強度を唯一与える,(複数)地層毎・応力状態毎に異なるすべり面強度を与える。たとえば,圧縮部:ピーク強度,引張部:完全軟化強度,主たる滑動部:残留強度,など応力状態・破壊形態に応じて土質試験結果を適用する。				
5	現在,地すべりの3次元安定解析として発表されたり,実務で利用されたりしている最も多い手法。ただし,規模の大きな地すべりや,非対称形状の地すべりなどで限定的に用いられている。				
6	今回紹介する手法。把握し得る情報をすべて計算に載せる手法。				
7	実務における地すべり解析で最も普通に使われている手法。いわゆる「基準」で定められた標準的手法。				
8	すべり面形状が不確定で,円弧滑り形状などでトライアル的に計算し,最小安全率のすべり面形状を探索する場合に用いる手法。コンピュータが発達する前には強度や重量などの土質要素は平均的な値を用いて行われていた。				

5.計算事例

紹介する計算事例は、道路建設に伴う切土工の工事中に、火山岩の地すべり土塊が再滑動したものである。主断面上で、すべり面は法尻よりも数m深部にあり、末端部は主たるすべり面を構成する地層とは異なる地層を破壊して法尻に抜け上がっている。切土に伴って発生する地滑りとしては、一般的なものである。この切土法面は、完成形状ではさらに切り込んでいく必要があるため、今後の工事の影響を的確に把握し、対策工を設計する必要がある。

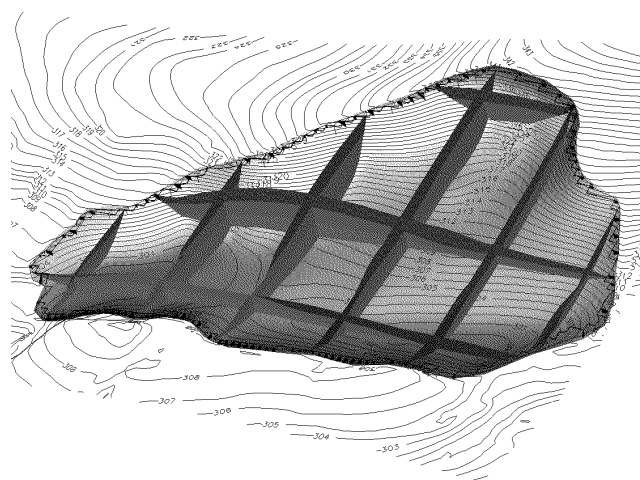


図-6 事例の地すべり形状

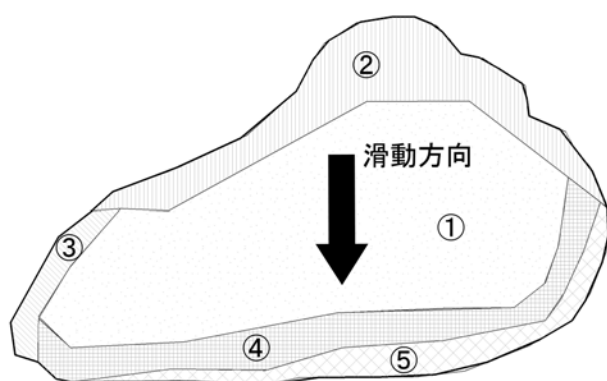


図-7 すべり面の強度区分

主たる再滑動すべり面：残留強度 ($c'=0\text{kN/m}^2$, $\phi'=11^\circ$) ,
 頭部引張域：完全軟化強度 ($c'=15\text{kN/m}^2$, $\phi'=25^\circ$) , ~
 土工によって新たにできたすべり面：ピーク強度 ($c'=97\text{kN/m}^2$, $\phi'=18^\circ$) ($c'=23\text{kN/m}^2$, $\phi'=34^\circ$) ($c'=15\text{kN/m}^2$, $\phi'=32^\circ$) , 単位体積重量は共通で $\gamma=19\text{kN/m}^3$ と強度設定した。

図-6 に地すべり形状を示す。当該地すべりは、もともと古い大きな地すべりの一部を切土工により除去したために滑動を始めたものであり、底面の主たるすべり面は再滑動のすべり面であるが、側部・末端部および頭部の一部は今回の滑動で初めてすべり面となったものである。

地層の種類、応力状態を考慮して、土質定数の設定は図-7のように区分した。は主たる滑動面であり過去にも大変位を発生させていると考えられるため、強度は残留強度まで低下していると考え。は引張場にあるため土塊がほぐされており、完全軟化強度相当とした。~は、人工的な切土工により新たにできたすべり面であるため、試料のピーク強度を用いた。末端部のとを区別しているのは、岩種が異なるためである。

~の強度は一面せん断試験、~の強度は三軸試験 (CU-bar) で実施した。

滑動した時の地下水面条件・3次元地形条件と、前述の土質強度条件にて3次元安定解析⁵⁾を

実施した。これは、現実の現場調査で得られる斜面安定に関するすべての資料を整えた、という状態である。この状態で、安全率 $F_s = 1.0$ となれば、順解析で地すべりの安定問題が解ける可能性があるということである。

表-2 に計算結果を示す。従来の単一強度設定手法では、残留強度を用いた場合安全率が小さすぎ、ピーク強度および完全軟化強度を用いた場合には安全率が大きすぎて、現状の滑動力・抵抗力拮抗状態を再現できない。

一方、地層毎・破壊形態毎に丁寧に強度設定を行うと、 $F_s = 1.0$ (Hovland 法) となり、実測値のみを用いた 3 次元安定解析で現状の滑動力・抵抗力拮抗状態を再現することができることが判明した。

なお、同様の条件で Janbu 法を用いると $F_s = 1.10$ となる。これまで安定計算手法に関する議論は、実測値を用いた安定計算が現状を説明できない状況において行われていたため、実務上利用価値のない議論になっていた。今回、実測値のみを用いた安定解析手法が得られたことにより、今後強度設定誤差の議論（確率論的安定解析手法の可能性）と併せて、ようやく計算手法の議論ができるスタート台に立ったといえる。

参考までに、2 次元解析の結果を表-3 に示す。表-2 および表-3 より、解析次元に関わらず単一すべり面強度法を用いる限り、逆算法によらなければ現状説明は困難であることがわかる。

表-2 3次元極限平衡法による安定解析結果

強度設定手法		解析手法	安全率 F_s	α (°)	c' (kN/m ²)
単一すべり面強度	(a)残留強度のみ	Hovland 法	0.60	11.0	0
	(b)ピーク強度のみ	Hovland 法	3.53	18.4	96.8
	(c)完全軟化強度のみ	Hovland 法	1.81	24.8	14.7
(d)複数すべり面強度設定		Hovland 法	1.01	地層毎・破壊形態毎に設定	
		(Janbu 法)	(1.10)		

表-3 単一すべり面強度法による 2次元極限平衡法による安定計算結果（参考）

強度決定手法	解析手法	安全率 F_s	α (°)	c' (kN/m ²)
逆算法	簡便法	1.00	9.2	20
順算法・残留強度のみ	簡便法	0.65	11.0	0

6. 周縁部摩擦抵抗力の大きさ

前章で、地層毎・破壊形態毎に実測値の強度定数を設定して3次元安定解析することにより、順算による斜面の安定度評価 = 安全率の計算が可能となることを示した。図-8 に各部のすべり面の面積と抵抗力が、全体に占める割合を示す。この図から、すべり面の周縁部は、面積は小さくても抵抗力が大きいことがわかる。

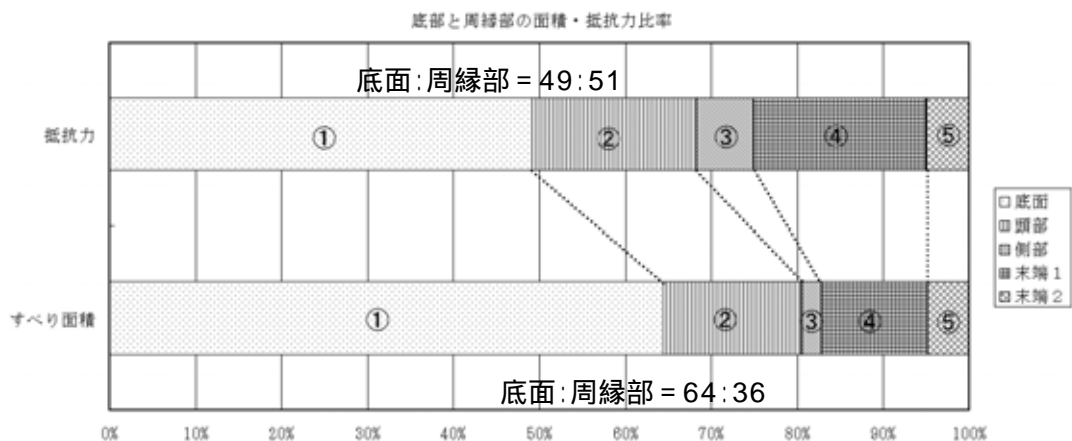


図-8 各部の抵抗力と面積が全体に占める割合

番号は図-7の各部位に対応する。強度の弱い箇所は面積ほどに抵抗力をもたず、強度の強い箇所は、面積が小さくても抵抗力は大きいことを示している

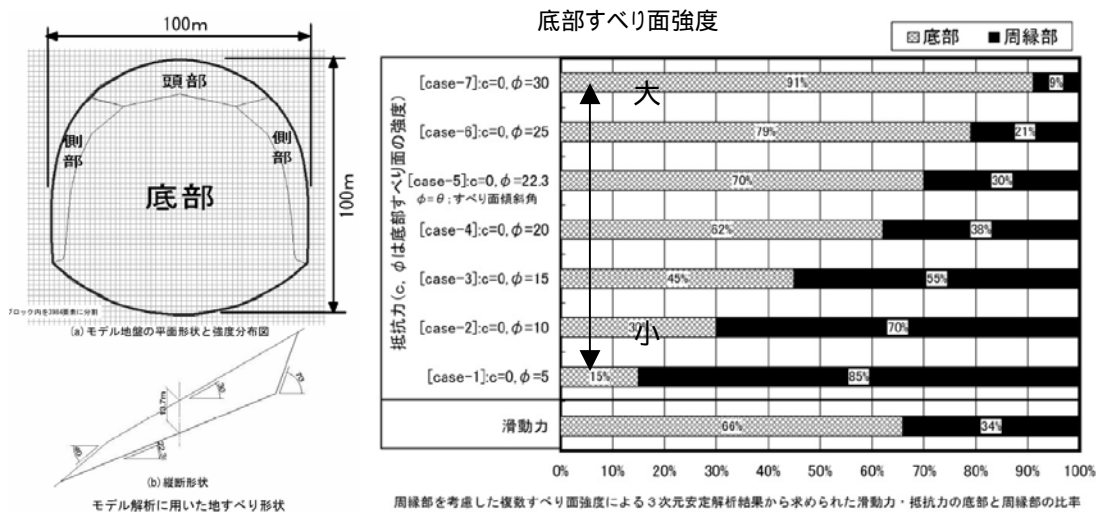


図-9 モデル計算による底部摩擦抵抗力と周縁部摩擦抵抗力の全抵抗力にしめる割合

中川ほか(2005)⁶⁾から引用し加筆。現状安全率を $F_s=1.0$ と仮定し、底部せん断強度を変化させた場合の底部摩擦抵抗力と周縁部摩擦抵抗力の全抵抗力にしめる割合を示す。底部せん断強度が小さくなるに従って、周縁部摩擦抵抗力が占める割合が顕著に大きくなる。

中川ほか(2005)⁶⁾では、図-9に示すモデルで安全率を $F_s=1.0$ とした場合の底部摩擦抵抗力と周縁部摩擦抵抗力の比率を試算している。その結果、底部せん断強度が小さくなるに従って周縁部摩擦抵抗力が全抵抗力に占める割合が顕著に大きくなることを示した。このことは、特別な弱面が地盤内にあってすべり面を形成している地すべり(大半の地すべりがそうである)において、周縁部摩擦抵抗力は安定計算上無視し得ないことを示している。

7.地震時の谷埋め盛土の滑動解析への応用

1995年兵庫県南部地震では、阪神間の丘陵地の宅地造成地(大阪層群分布地域が主体)において、谷埋め盛土が数多く変動した。しかし、同じ地域にある谷埋め盛土でも非変動のものも多々あり、変動・非変動がまだら模様となっていた⁷⁾。釜井ほか(2000)⁸⁾において、変動・非変動を分ける主たる要因が谷埋め盛土の幅/深さ比であることが明らかとなった(図-10)。

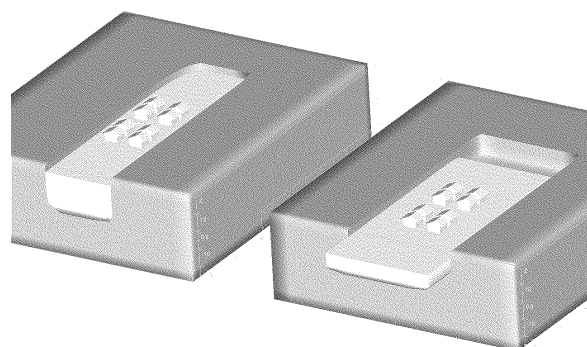


図-10 地震時には幅/深さ比が大きい盛土(右側)、すなわち周縁部摩擦抵抗力の小さな盛土が滑動しやすい

谷埋め盛土は、現地で簡易貫入試験によるサウンディングを行うと、大半の箇所で地山直上に地盤強度が急激に著しく低下する構造を有しており、そこには飽和地下水が存在する。著しい強度低下は地下水流による盛土細粒分の洗掘が原因として考えられる。地震時には、その飽和地下水により過剰間隙水圧が発生し、底部すべり面抵抗力は極端に低下することが予測される。その際には、図-9の底部せん断強度が小

さい状態と同様に、総抵抗力に占める周縁部抵抗力の割合は著しく大きい状態となると想定される。幅/深さ比が大きくなるということは、周縁部抵抗力が全体に占める割合が小さくなるということと同義であり、より滑動しやすい状態となるわけである。

すなわち、地震時の谷埋め盛土の滑動解析は、地すべりの安定解析における特殊な条件、すなわち底部摩擦力が極端に低下するという状態としてとらえることができる。ここでも、高野(1983)の指摘通り「境界面の摩擦係数、粘着力が分かり、すべり面、基岩面の形状がはっきりとし、移動層の目方や、安定に関与している地下水の状態が明らかにされれば、誰でも計算によって安全率が分かり、どのような対策を講ずるべきかを明らかにすることができるはずである。」は実現されるはずである。

しかし、谷埋め盛土の解析においては、個人資産の保全という性質上、地すべりと異なり調査に十分な費用と時間がかけられないという実務上の大きな障害が存在する。このため、費用を投じて細かな地質調査・土質試験ができない場合には(おそらく大半がそういう条件下にあるものと推定される)、現地踏査と地形図等から判明する盛土形状(幅・深さ・長さ・基盤傾斜角)から安定度を推定する簡易手法が必要となる。その一例として、側部摩擦抵抗力を便宜的に深度が増すにつれてせん断抵抗力が増加する「土圧的」なモデルに置き換えて計算する手法が考案されている(図-11)⁹⁾。

この手法を用いると、1995年兵庫県南部地震時や、他の主に直下型地震において盛土底面のせん断抵抗力が著しく低下するタイプの地震における、変動・非変動の区分を行うことがある程度可能となる(図-12)⁹⁾。

なお、費用をかけて細かな調査が可能な場合には、「斜面安定に関する資料」を可能な限り取得し、本稿で述べた手法で解析を行えば安定度を評価することは十分可能と考えられる。

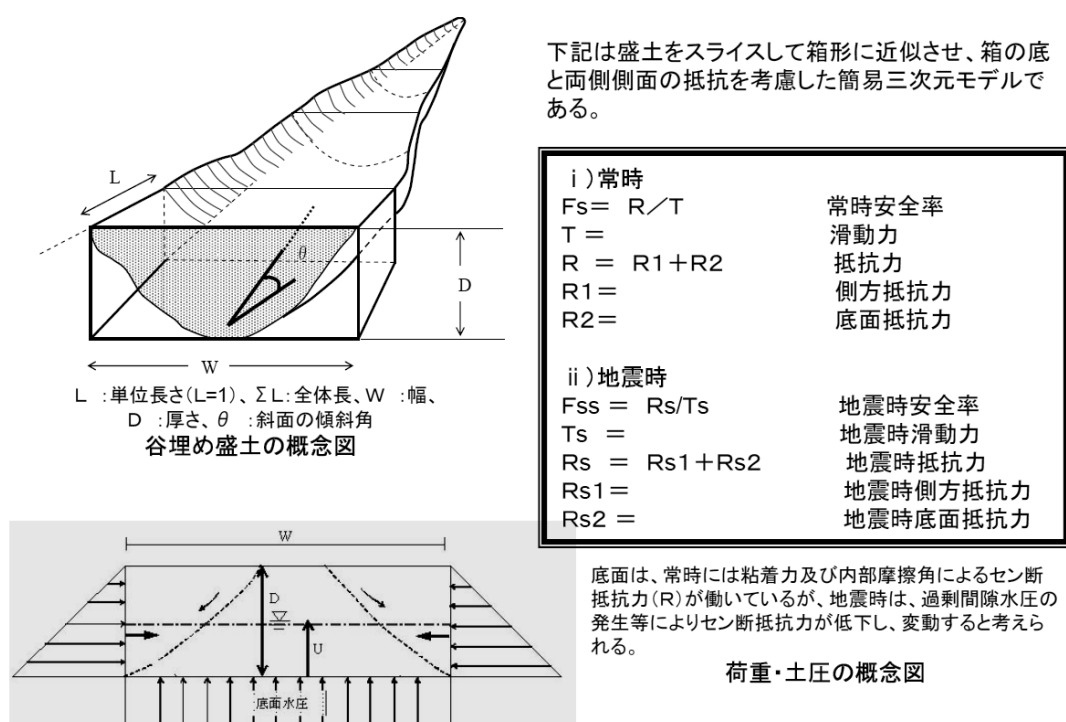


図-11 簡易的な地震時の谷埋め盛土安定計算手法の一例⁹⁾

周縁部の形状が把握しきれない場合、周縁部(側部)に深度に比例して増加する抵抗力を作用させる簡易的な周縁部抵抗力を考慮した3次元安定解析手法である。地震時には過剰間隙水圧の影響で、底部摩擦力が極端に低下すると考えられており、周縁部(側部)摩擦力を考慮しすることが「斜面安定に関する資料を整える」ことになる。

安全率 F_s

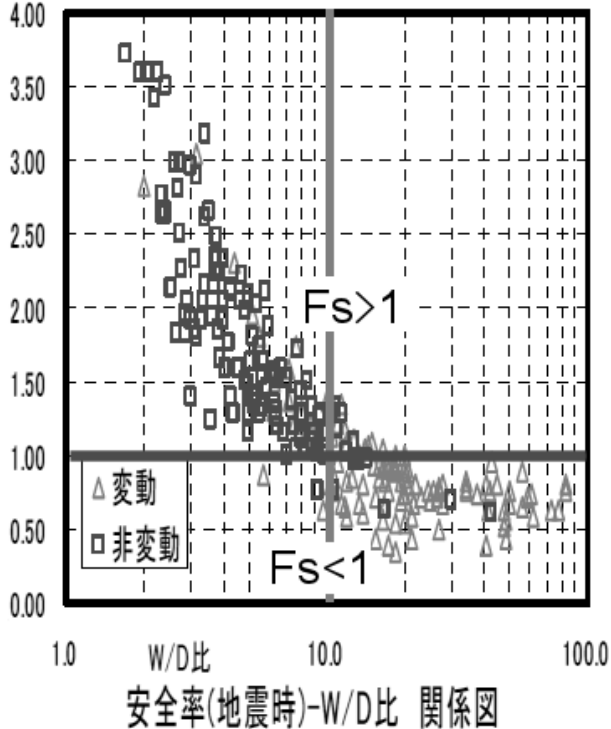


図-12 側部抵抗力を考慮した安定計算手法を用いると，1995年兵庫県南部地震で起きた谷埋め盛土の変動・非変動の「現象」を説明することが可能となる⁹⁾ 側部抵抗力を考慮しない場合には安全率は主に基盤傾斜角に依存するが，むしろ基盤傾斜角が緩い方向に変動が多かった阪神の事例は説明できない。

地質構造・地すべり地史など定性的な条件を的確に把握しない限り，定量的な計算は単なる数字遊びに陥ってしまう危険性を常にはらんでいる。今回難しい理論を用いなくても，的確な現場の定性的な把握と実測値のみを用いて，順算による安定解析により斜面の安全率を計算することが可能であることを示した，この手法には特別新しい斜面安定理論も，複雑な数値計算理論も入っていない。しかし，計算は簡単ではあるが，現地の地質踏査による地すべりの定性的把握や，土質試験箇所を選定，破壊条件に応じた強度の種類を選択などが極めて重要であり，そのためには十分な地質学的・土木学的な知識と現場経験が必要となる。

地すべりには，通常非常に強度の弱い特別な面が存在する。地すべり地史の視点で考えると，残留強度まで低下している境界面を底面に持ち，同時に間隙水圧も作用してせん断抵抗力が著しく小さい状態の地すべり土塊が，なぜ現在でも斜面上に残存しているかを定性的に考える必要がある。「強度が著しく弱い面がある」というだけであれば，現在その土塊がその斜面上に存在すること自体，奇跡的な瞬間と

8.おわりに

斜面安定に関わる資料を愚直に集め，地すべり地史を考慮して適宜強度設定を行うと，実測値のみを用いた斜面安定解析によって，ほぼ適切な斜面の安全率を算出することができることが判明した。

ようやく地質・地すべり地史，地形発達史などの時間軸（すなわち定性的情報）を考慮した現場サイドの定性的情報と，土質試験の定量的情報，及び安定計算手法が有益な結びつきをできるようになったと考える。

近年パソコン性能の飛躍的向上に伴って，地すべりの安定解析においては理論的・定量的な議論が先行し，現場の現象を検証するという定性的で地道な作業が相対的に軽視される傾向があった。しかし，地すべりには

ということになる。しかし、そのような奇跡は通常は起こらず、その理由は滑動にストップをかける「抵抗力の大きい何か」であろう。その何かは、今回の安定計算で示したような相対的に強度の強い周縁部抵抗力の場合や、ボトルネック地形など個々の現場毎に様々である。すべり面粘土の強度に関する研究は非常に進んでいるが、不安定土塊が斜面に残存している理由としては、むしろ滑りにくいもの（たとえばすべり面周縁部）の強度の方が影響力が大きい。今後は、地すべりに調査において、すべり面粘土だけでなく他の破壊面の強度を測定することによって、より真実に近い安全率計算が可能となるだろう。

しかし、すべての破壊面の強度を把握したら常に正しい確定論的安全率が導けるかということになると、それは難しいと言わざるを得ない。自然の中にはどうしても不確定なばらつきが存在するからである。これを解決するためには確率論的な安全率という次のステップが必要になるだろう。

今後安定解析手法がどのように進化していくかはわからないが、技術者は、自然の定性的な現象を的確に把握し評価した後に、定量的議論が可能になるということに常に意識する必要がある。安定解析に関して細かな定量的議論ができるかどうかは、現場からどのような情報を取得し、モデル化するかにかかっており、現実的に取得できないデータによる理論先行の議論は実務上無意味である。

なお、逆算法の安定計算手法は、地形形状や地下水条件を大きく変更しない場合には、経験的かつ簡便な手法として十分役立つものであり、本論は逆算法を否定するものではない。

実測値のみを用いた順算法、あるいは一部が未知数であっても周縁部抵抗力を考慮した安定計算手法が特に役に立つのは主として次のようなケースである。

- (1)人工的な地形改変がなされる場合：すべり面周縁部（側部・末端部など）の切土工は、それによる安定度の低下をより正確に予測することが事故の防止にとって重要である。
- (2)人工的な湛水等により、水没した箇所のせん断強度が急激に変化する場合：地下水の影響で物性が変化し、著しい強度低下をする地層が側部にある場合には、水没によって経時的に安定度が低下する可能性がある。
- (3)地震時の人工的な谷埋め盛土のように、すべり面の中で部分的に著しい強度低下部が存在する場合：地震時には底面すべり面抵抗力が過剰間隙水圧の影響で著しく低下すると考えられるため、側部の抵抗力が土塊を斜面上で支える抵抗力となる。

などである。業務目的に応じて、従来の逆算法による簡便な手法と、現場実測値を取り込んだ順算法的手法を、その意味を十分理解した上で使い分けることが技術者にとって今後の重要な課題である。

最後に、高野(1980)¹⁰が、日本地すべり学会誌に寄稿された「銀座地すべり」が

ら引用する．この中で銀座地すべりは「泥臭さを忘れて，ただ格好だけ良い地すべりの研究や、対策のこと」と定義されている．そして、その最後に次のように提言されている．
「この辺で軌道修正して銀座から山へ，山から土の中へ復歸させなければ，地すべりはどこへ行く，になりかねないように思われる」．

参考文献

- 1)高野秀夫(1983)：『斜面と防災』，築地書館
- 2)この例は， Rocscience 社の"Slide5.0(極限平衡法)"，"Phase2_6.0(有限要素法)" ，
<http://www.rocscience.com/>
- 3)太田英将・林義隆(2001)：周縁部摩擦効果を考慮した地すべりの3次元安定解析，
地すべり，Vol.38,No.3,pp.95-100．
- 4)Skempton,A.W(1970)：First-time Slide in Overconsolidated Clays,Technical
Notes,Geotechnique,Vol.20,No.3,pp.320-324
- 5)林義隆・太田英将・飯室明夫・宜保清一(2002)：CADを用いた地すべり3次元安
定解析プログラム，第37回地盤工学研究発表講演集,pp.2201-2202.
- 6)中川渉・守随治雄・古木宏和・太田英将・林義隆(2005)：周縁部強度を未知数と
した3次元安定解析手法の研究，日本地すべり学会誌，Vol.41,No.6,pp.56-65．
- 7)釜井俊孝・守随治雄(2002)：『斜面防災都市 - 都市における斜面災害の予測と対策』，
理工図書
- 8)釜井俊孝・守随治雄・太田英将・原口強(2000)：都市域における地震時斜面災害
のハザードマップ - 宅地盛土斜面の変動予測 - ，日本応用地質学会平成12年度シ
ンポジウム予稿集，pp.25-37．
- 9)国土交通省(2005)：総合的な宅地防災対策に関する検討会報告(案)参考資料1，
<http://www.mlit.go.jp/pubcom/05/pubcom80/02.pdf>
- 10)高野秀夫(1980)：銀座地すべり，地すべり，Vol.17,No.1,pp.15-16