



周縁部強度を未知数とした3次元安定解析手法の研究

Study of the three-dimensional stability analysis considering
marginal friction effect estimated by back analysis

中川 渉 守随 治雄 古木 宏和
Wataru NAKAGAWA Haruo SHUZUI Hirokazu FURUKI

太田 英将 林 義隆
Hidemasa OHTA Yoshitaka HAYASHI



■周縁部強度を未知数とした3次元安定解析手法の研究

Study of the three-dimensional stability analysis considering marginal friction effect estimated by back analysis

応用地質株式会社 (神戸大学大学院自然科学研究科) / 中川 渉
OYO Co., Ltd.
(Kobe University Graduate school of Science and Technology) /
Wataru NAKAGAWA

日本工営株式会社 / 守随治雄
Nippon Koei Co., Ltd. / Haruo SHUZUI

日本工営株式会社 / 古木宏和
Nippon Koei Co., Ltd. / Hirokazu FURUKI

有限会社太田ジオリサーチ / 太田英将
Ohta Geo-Research Co., Ltd. / Hidemasa OHTA

有限会社太田ジオリサーチ / 林 義隆
Ohta Geo-Research Co., Ltd. / Yoshitaka HAYASHI

キーワード：3次元安定解析，底部強度，サイドフリクション，切土，安全率

Key words：three-dimensional stability analysis, bottom shear strength, side friction, cut slope, safety factor

1. はじめに

切土法面の安定を検討する場合，何が最も問題となるのだろうか。著者らは，切土法面の地すべり防止対策を行ってきた経験から，すべり面の強度を3次的に把握することが重要であることを感じていた。また，すべり面の強度がすべり前と後では明らかに異なる(低下)することも2次元安定解析ながら把握していた。

太田ほか(2001)は，これらの課題に答える方法として周縁部強度を考慮した3次元安定解析手法を提案した。本論は，この手法を実際の地すべり地で検証するとともに，モデル解析により切土の影響を検討したものである。

日本の地すべりの多くは，運動速度が緩慢な再活動型地すべりであり，現状の安定度を仮定(現況安全率)して，すべり面強度を逆解析し，地すべりを所定の安全率(計画安全率)まで向上させるという手法を用いることが多い。この手法は，解析の過程で一度逆解析手法により安全率がリセットされるため，安定解析手法の違いが結果(対策工の規模)にあまり影響を与えないこともあり，現在は最も計算が簡易な2次元簡便法(スウェーデン法)が広く用いられている。

また，計画安全率という概念は，「どの程度の安全性を安定計算上見込んでおけば地すべりの再活動を防げるか」ということを経験的に設定した目標値であり，これを一般的な値として用いれば事業予算をあらかじめ確保することが容易であり，公共事業の円滑な推進にも役立っている。

日本においては，これまでこの2次元断面を用いた簡便法と計画安全率の組み合わせによって，数多くの地すべり対策がなされてきた。しかし，この手法は地すべり土塊の地形改変等，大きな外力の変化を伴わない場合には有効であったが，道路建設に伴う切土工の影響評価などにおいてはしばしば予想と違う結果(滑動を防止でき

ない)が発生した。具体的には，地すべりの側部を切土した場合に，予想以上に地すべり土塊の安定度が低下し滑動が発生したことがある。

また，地すべり研究の分野からは，地すべり粘土の力学試験値(リングせん断試験による残留強度値)を用いて安定解析を順算法で行うと，現状の地すべり土塊の安全率が1.0を大きく下回るなど，現実を説明できないことが多く，その矛盾の解決が大きな課題となっていた。

筆者らは，実際の事例を基に，地すべりのすべり面強度の分布を周縁摩擦ということに着目して面的に区分し3次元安定解析を行うことによって，上記の矛盾を解決する手法について報告する。さらにモデル解析を用いてその論理的な検討を行い，2次元安定解析と3次元安定解析の違いやその適用方法について考察を行った。

なお，昨今のIT技術の進展と低コスト化により，複雑な計算も可能となった現在では，上記のような多種のパラメータ(土質定数だけでなく，3次元形状や時間変化)も簡単に扱えるようになっており，*1本論でもこの手法を用いている。

2. 周縁摩擦効果に関する研究事例

最初に本邦で地すべりの側部摩擦の効果について言及したのは，渡(1975)である。その後安定解析でこの効果を検討したのは，申(1988)であり，縁端効果という用語を用いて地すべり横断形状が安全率に影響することを指摘し，円筒比という係数を用いて2次元安全率と3次元安全率の関係について検討を行った。

一方，阪神大震災による谷埋め盛土の地すべりにつ

*1本論では，CAD平面図データから直接計算メッシュを生成し，3次元安定解析を行う方法をとっている。使用したソフトは(有)太田ジオリサーチが開発した“3D-Slide”(参考文献：林ほか，2002)などであり，計算方法はHovland法を用いた。

て調査した釜井ほか (2000) は、地すべりを引き起こした谷埋め盛土の幅/深さ比に注目し、その比が 10/1 以上になると地すべりが発生しやすいということを明らかにした。また、釜井・守随 (2002) は小規模な地すべりでは、地すべり縦断方向に暗渠を入れると地すべりが分断され、活動が沈静化することを指摘した。太田ほか (2001) はそれを発展的にモデル化し、地すべり側部の抵抗力が地すべりの安定に寄与する割合が大きいことを指摘し、この効果を正しく安定計算上で評価することの必要性を指摘し、新しい地すべり対策工法の提案を行った。

このように、地すべりの側部などの周縁部効果については、地すべり対策工と直接関連しないこともあり、従来、安定解析上ではほとんど考慮されていなかった。

本論文では、2 次元断面では逆算法による平均すべり面強度の中でしか評価できなかった地すべり土塊の側部の抵抗力 (周縁摩擦効果) を、3 次元安定解析手法を用いることにより正しく評価し、切土法面の安定について検討する。

3. 3 次元安定解析による周縁部摩擦効果

極限平衡法における 3 次元安定解析について、室内土質試験による一面せん断試験等を利用した解析事例は少ない。これは残留強度をそのまま適用するだけでは安全率が過小に評価されることの場合が多いためであり、その理由としては地すべりブロックの移動量がすべり面全域で一様ではなく、移動量の大きい領域と小さい領域では、すべり面の形成、発達状況が異なっていると判断されているからである (Skempton, 1964; 宜保ほか, 1981, 1996)。

そこで中村ほか (2004) は地すべり底面と末端部の地質の違いに注目して、残留係数を導入した 3 次元安定解析を提案している。本章では地すべり側部も地すべり底面とは強度が異なるという事例に注目して検討を加える。

風化岩地すべりや岩盤地すべりに多い平板型地すべりの場合、地すべりに作用する抵抗力は底部だけではなく、側部ならびに頭部の 2 面ならびに 3 面以上に作用するこ

とが考えられる。なお平板すべりについて、頭部滑落崖は引張部に相当し、せん断抵抗力が作用するケースは少なく、側部に作用する抵抗力の割合が大きいことが予想される。そしてすべり面粘土とされる試料で一面せん断試験が実施され、せん断強度定数が求められる箇所は多くの場合底面のみに限られる。

これまでこの側部の抵抗力は地すべり・崩壊では小さいものとして取り扱われ、断面 2 次元安定解析でも誤差が小さいものとして利用されてきているが、実際に求められたケースはほとんどない。本章では側部の抵抗力の割合を求めた 2 事例について、また、側部の抵抗が侵食によってほとんど見られなくなった 1 事例について紹介する。

3.1 神戸層群の切土のり面の施工中の崩壊事例

3.1.1 地質構造と崩壊の形態

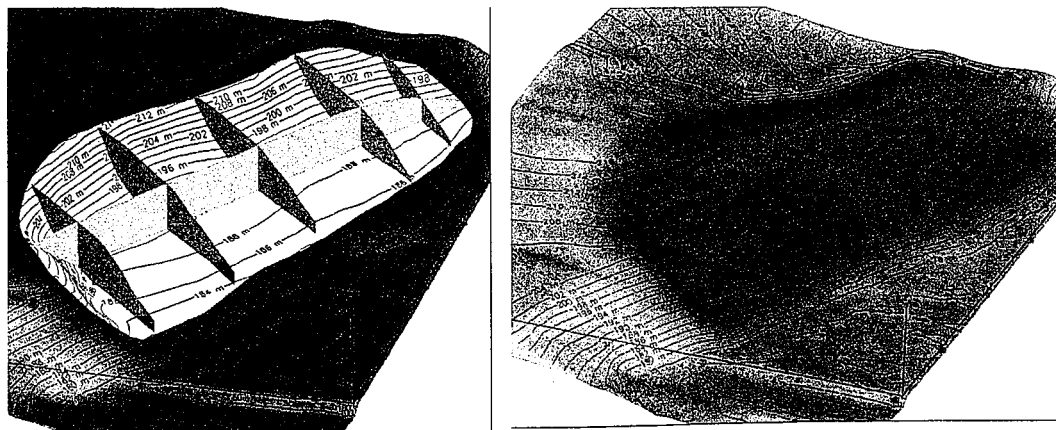
発生した崩壊は、大規模造成中の切土のり面であり、切土終了後 3 ヶ月を経て崩壊したものである。対象とする地層は神戸層群の凝灰岩、砂岩、泥岩の互層であり、すべり面は 20° 程度に傾斜した軟質の凝灰岩薄層に発達している。

崩壊の規模は幅 130m、長さ 50m、最大層厚 18m であり、崩壊形態は横断方向には船底型、縦断方向には椅子型を示す 4 つの面 (両側部、底面、頭部) に規制されている (図-1)。しかしながら両側部のせん断面は明瞭ではなく、複数の亀裂群の発達で地盤は礫状化した状態となっている。

当崩壊地において地下水は、軟質凝灰岩の下面から局部的に少量湧出している状況である。

3.1.2 すべり面付近の凝灰岩の強度定数

地すべり面粘土 (軟質凝灰岩薄層) の不攪乱試料の一面せん断試験結果を図-2 に示した。不攪乱試料の完全軟化強度および残留強度は、それぞれ $c = 2 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 14.02^\circ$ および $c = 0 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 10.94^\circ$ を示す。またスラリー試料による完全軟化強度、残留強度はそれぞれ $c = 0 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 13^\circ$, $c = 0 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 10.2^\circ$ を示す (図



地すべりの断面とすべり面の形状
白抜き部分は地すべりのすべり面とその等高線

図-1 神戸層群の地すべり事例

- 3)。

3.1.3 側部摩擦力の割合

当崩壊が発生した段階の形状を $F_s = 1.00$ として 3 次元安定解析を用いた逆算法と底部の完全軟化強度 ($c = 2 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 14.02$) を利用して未知の側部摩擦力を逆解析で求めた。なお頭部は引張力が作用しているとして $c = 0 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 0^\circ$ とした。

その結果, 側部の抵抗力が占める安全率の担当分は,

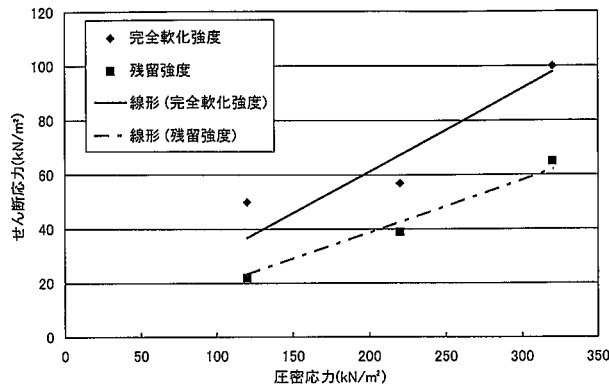


図-2 神戸層群地すべり粘土 (不攪乱試料) の一面せん断試験結果

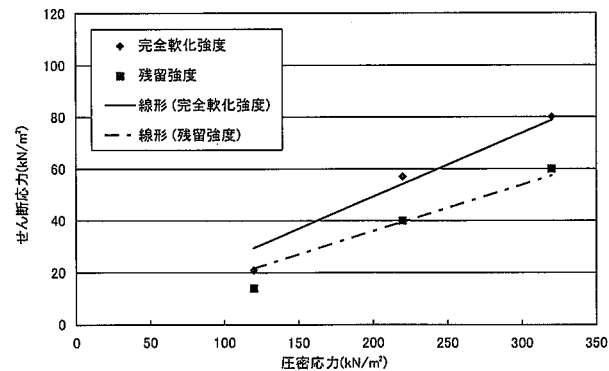


図-3 神戸層群地すべり粘土 (スラリー試料) の一面せん断試験結果

$F_{(side)} = 0.14$ となり, 全体の抵抗力の 14% が側部摩擦力と考えられる (図-4)。

3.2 北但層群の施工中の切土のり面の変状事例

3.2.1 地質構造と変状の形態

変状は, 切土後直ぐに発生し, のり面に亀裂が発達するとともに末端部に“はらみだし”が顕著に生じている。対象とする変状土塊は, 砂岩, 礫岩層を主体とするが, すべり面は厚さ数十 cm ~ 1 m 程度の凝灰岩から構成されている。地層は切土面に対して緩やかな流れ盤を呈しており約 3° で傾斜している。

地すべりの形態は末端開放型であり, 東側側部は沢状地形で開放されている。また西側は断層面により規制されている。この断層沿いと頭部に雁行列状の亀裂が発達し, この 2 面においてせん断抵抗が作用していると考えられる。

変状範囲は幅 80 m, 長さ 45 m, 最大深度 17 m であり, 横断面形状は船底型, 縦断形状は椅子型である (図-5)。なお地下水は, 法面部には認められないが“はらみだ

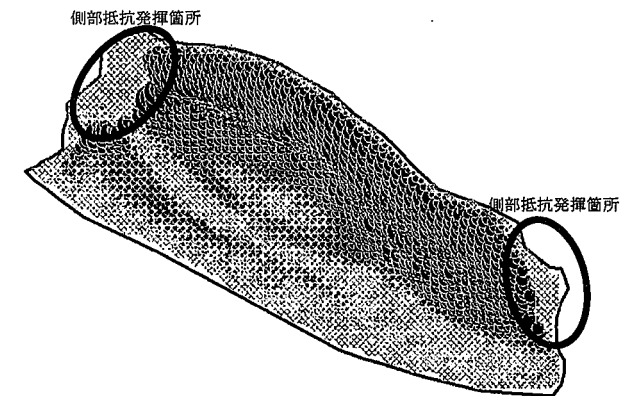
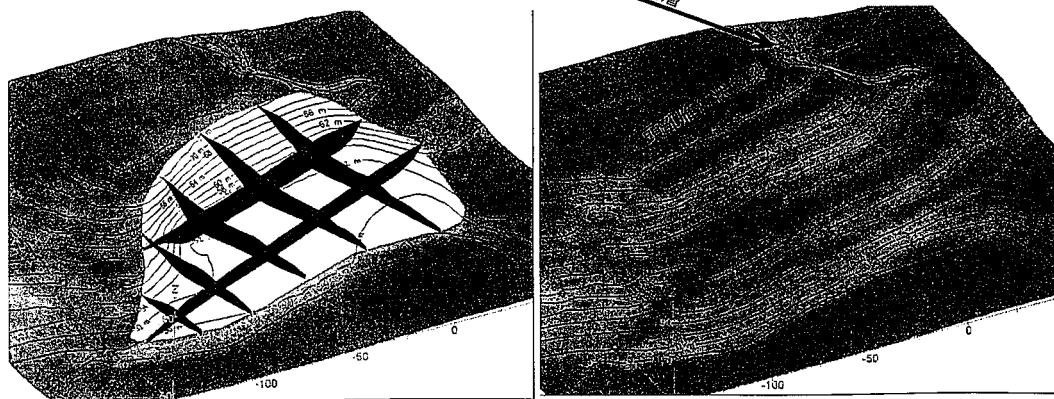


図-4 神戸層群の崩壊事例 (要素柱すべり力分布図) 各要素柱について (滑動力) - (抵抗力) を求めその大きさを円 (暗色) で示した。

○が側部摩擦力が発揮されている部分で, 全体の抵抗力の 14% ($F_{(side)} = 0.14$) を占めている。



地すべりの断面とすべり面の形状
白抜きの部分は地すべりのすべり面とその等高線

地すべり地の地形形状

図-5 北但層群の地すべり事例

し部”の下面からしみだしている状況にある。

3.2.2 すべり面付近の凝灰岩の強度定数

すべり面より採取したすべり面粘土(軟質凝灰岩)の不攪乱試料の一面せん断試験結果を図-6に示した。完全軟化強度, 残留強度はそれぞれ, $c = 0 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 9.7^\circ$, $c = 0 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 9.3^\circ$ を示す。

3.2.3 側部摩擦力の割合

前事例同様変状段階の形態を $F_s = 1.00$ として3次元安定解析を用いた逆算法と底部の完全軟化強度 ($c = 0 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 9.7^\circ$) を用いて側部摩擦力を求めた。

その結果側部が占める安全率の相当分は $F_{(side)} = 0.48$ となり, 全体抑止力の半分が周縁摩擦として作用している(図-7)。

3.3 三波川結晶片岩の切土計画における斜面安定性評価の事例

3.3.1 地質構造とすべりの形態

調査地の概略平面図を図-8に示す。当事例は三波川帯の結晶片岩が分布する地域のもので, 切土斜面に対して受け盤構造をなすが, 付近の活構造の影響を受け破碎

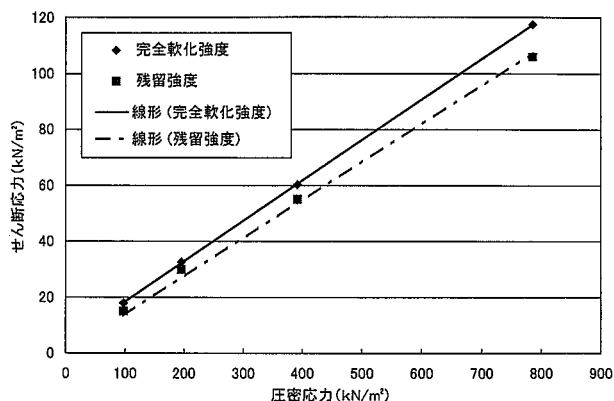


図-6 北但層群地すべり粘土(不攪乱試料)の一面せん断試験結果

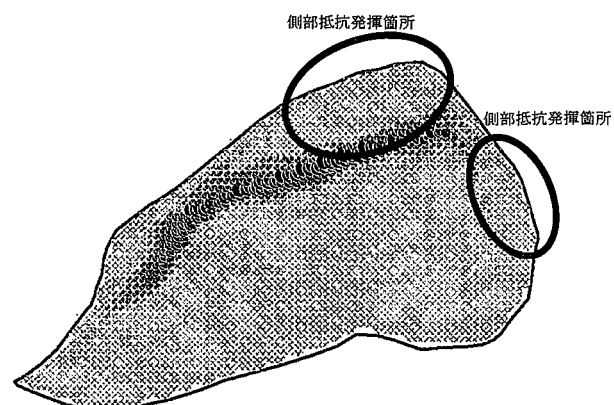


図-7 北但層群の変状事例(要素柱すべり力分布図)各要素柱について(滑動力)-(抵抗力)を求めその大きさを円(暗色)で示した。
○が側部摩擦力が発揮されている部分で, 全体の抵抗力の48% ($F_{(side)} = 0.48$) を占めている。

変形を受けている。斜面は凸型でしかも両側部が沢状地形に挟まれ, 頭部には鞍部および平坦地形が認められる等, 馬蹄形状の地すべり地形を呈している。

3.3.2 すべり面付近の強度定数

切土により活発化が予想される地すべり形状は, 側部が沢によって侵食され周縁部効果が期待できないと判断された。これを確認するためにボーリングコアの脆弱部で一面せん断試験を行い, 逆算法による地すべりのすべり面強度との比較を行った(表-1)。その結果土質試験結果と逆算強度は非常に精度で一致した。

3.4 のり面変状における側部摩擦力の割合

上述した事例のうち, 側部摩擦抵抗が作用するケースでは, 頭部排土によりその安定性が大きく変化する。ここでは対策工中の抑制工として数多く採用されている頭部排土工について切土のり面の安定性を考える。

神戸層群における事例について, 頭部排土における安全率の変化を切土標高と全体安全率, 側部摩擦抵抗の割合の変化として図-9に示した。

切土標高が低くなればなるほど安全率が上昇する。

次に図-10に側部抵抗力の割合の大きい北但層群の事例について示した。神戸層群の事例と同様切土に伴い安全率が上昇するが, 一定の切土高さにおいて安全率の上昇がとまる。これは側部摩擦抵抗に対し, 切土による排土効果よりも摩擦抵抗の低下が大きいためであり, このように側部摩擦抵抗が大きい場合には, 頭部排土工によって危険になるケースがあることを示している。

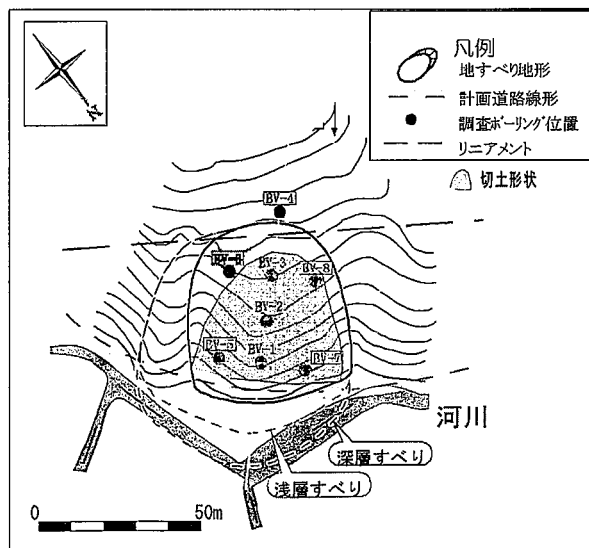
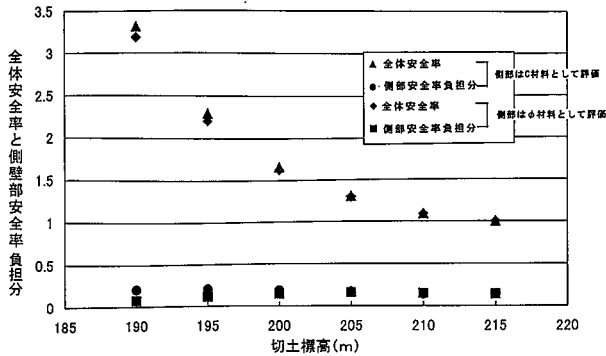


図-8 三波川結晶片岩における切土事例

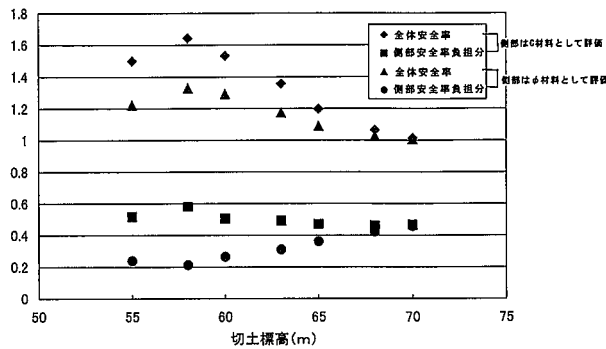
表-1 採用 $c-\phi$ 一覧

種別	区分	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角
浅層すべり	逆算計算	2.99	30°
	土質試験	3.00	30°
深層すべり	逆算計算	19.15	30°
	土質試験	20.00	30°

土質試験値は試験の平均値



図一 9 頭部排土高さ(切土標高)に伴う安全率の変化と安全率に占める側壁の割合の変化(神戸層群の事例)



図一 10 頭部排土高さ(切土標高)に伴う安全率の変化と安全率に占める側壁の割合の変化(北但層群の事例)

なお、側部摩擦力を粘着力Cとして表現した場合(C材料)と、内部摩擦角 ϕ とした場合(ϕ 材料)でそれぞれ求めると、全体安全率は切土量が多くなるほど、C材料とみなした方が ϕ 材料とみなした方よりも安全率が大きくなる。これは側部の間隙水圧を差し引いた有効土塊荷重の変化の方が、側部の面積変化による影響よりも大きいことを示している。

4. モデル解析

モデル解析にあたっては、道路建設に伴う切土によって発生する最も頻度の高い地すべり形状を用いる。形状の想定にあたっては、建設省土木研究所(1986)を参考にして、表-2の形状・諸元でモデルを作成した。切土形状は、(1)末端部排土、(2)側部下排土、(3)側部全体排土、および(4)頭部排土の4ケースとした。図-11には、地すべりの縦断形状と、周縁部と底部の位置関係を示し、図-12にすべり面形状・現況地形形状と併せて、切土形状を3次元的に示した。ただし、今回の試算では、頭部と側部は同一強度とし、一括して「周縁部」として取り扱った。

モデルの地すべりは、面積約0.8ha、地すべり土塊量約84,000m³、総滑動力72万kNの椅子型・風化岩地すべりの形状である。滑動力の内訳は周縁部の土塊で全体の約1/3、底部の平面すべり部で約2/3となる。

表-2 地すべりモデルの想定理由と諸元

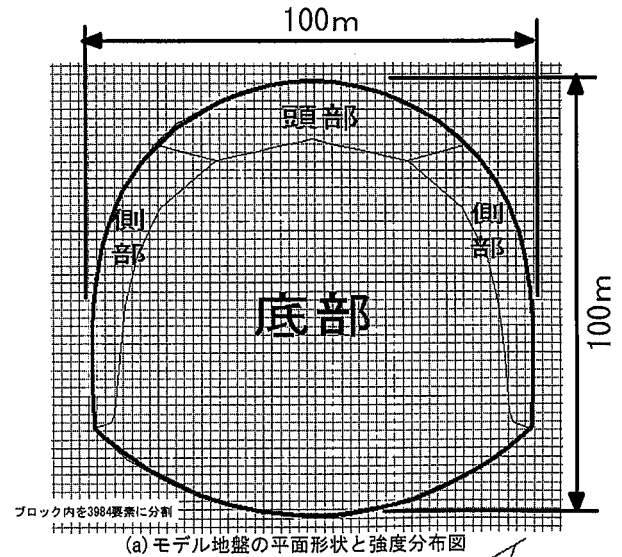
(a)地すべりモデル地形の想定

	統計データの最頻値	採用
地すべりの幅	(50~100m)	100m
地すべりの長さ	(50~100m)	100m
地すべりの深さ	(10~15m;平均13.7m)	13.7m
平面形状	馬蹄形	同左
面積	平均0.84ha	0.83ha
縦断形状	椅子型	同左
末端部位置	法尻	同左
地表地形	凸型地形	同左
地質構造	流れ盤	同左
地すべり分類	風化岩地すべり	同左

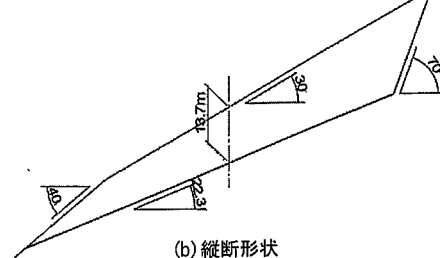
※土木研究所資料第2288号「道路建設に伴う切土工による地すべりの実態」より

(b)地すべりモデルの諸元

	単位	合計	比率(%)	
			底部	周縁部
すべり面傾斜角	度	—	22.3	70
すべり土塊体積	m ³	84,219	78%	12%
すべり面積	m ²	10,179	67%	33%
滑動力	kN	719,664	66%	34%
抵抗力	kN	719,664	安全率F _s =1.000	
抵抗力の比率	計算ケース	底部すべり面強度	下記の通り	
	case-1	c=0, $\phi=5$	15%	85%
	case-2	c=0, $\phi=10$	30%	70%
	case-3	c=0, $\phi=15$	45%	55%
	case-4	c=0, $\phi=20$	62%	38%
	case-5	c=0, $\phi=22.3$	70%	30%
	case-6	c=0, $\phi=25$	79%	21%
case-7	c=0, $\phi=30$	91%	9%	



(a)モデル地盤の平面形状と強度分布図



(b)縦断形状

モデル解析に用いた地すべり形状

図-11 モデル地盤の形状と強度区分

なお、安全率については相対的な変化を知ることが目的であるため、現況安全率が1.00となるように逆解析を

表-3 モデル地すべりの 3 次元安定計算結果

単一すべり面強度による計算結果

計算ケース	すべり面強度		地形条件				
	c (kN/m ²)	φ (°)	現況地形	末端部排土	側部下部排土	左側部全体排土	頭部排土
case-1	70.70	0.00	1.000	0.966	0.997	1.045	1.066
case-2	58.26	5.00	1.000	0.966	0.996	1.049	1.066
case-3	45.53	10.00	1.000	0.965	0.994	1.046	1.065
case-4	32.50	15.00	1.000	0.966	0.993	1.047	1.064
case-5	18.80	20.00	1.000	0.966	0.991	1.048	1.064
case-6	13.70	21.80	1.000	0.966	0.991	1.049	1.064
case-7	4.18	25.00	1.000	0.965	0.989	1.049	1.062
case-8	0.00	26.38	1.000	0.966	0.989	1.050	1.063

複数すべり面強度による計算結果

計算ケースと底部すべり面強度	周縁部すべり面強度		地形条件				
	c(rim) (kN/m ²)	φ(rim) (°)	現況地形	末端部排土	側部下部排土	左側部全体排土	頭部排土
case-1	0.0	69.33	1.000	1.118	0.947	0.807	0.952
c(bottom)=0 φ(bottom)=5	140.8	30.00	1.000	1.123	0.962	0.818	1.006
	155.3	20.00	1.000	1.124	0.964	0.820	1.011
	180.0	0.00	1.000	1.124	0.967	0.822	1.020
case-2	0.0	65.36	1.000	1.084	0.955	0.859	0.975
c(bottom)=0 φ(bottom)=10	109.0	30.00	1.000	1.089	0.968	0.869	1.018
	123.5	20.00	1.000	1.090	0.970	0.870	1.023
	148.2	0.00	1.000	1.090	0.972	0.872	1.033
case-3	0.0	59.49	1.000	1.050	0.965	0.913	1.000
c(bottom)=0 φ(bottom)=15	76.2	30.00	1.000	1.054	0.974	0.920	1.030
	90.7	20.00	1.000	1.054	0.976	0.922	1.036
	115.5	0.00	1.000	1.056	0.979	0.924	1.045
case-4	0.0	49.96	1.000	1.014	0.975	0.971	1.026
c(bottom)=0 φ(bottom)=20	41.8	30.00	1.000	1.017	0.980	0.975	1.043
	56.1	20.00	1.000	1.016	0.981	0.975	1.048
	81.0	0.00	1.000	1.018	0.984	0.978	1.058
case-5	0.0	43.47	1.000	0.989	0.980	0.998	1.039
c(bottom)=0 φ(bottom)=22.3 (φ=すべり面傾斜角)	25.2	30.00	1.000	0.989	0.983	1.000	1.049
	39.6	20.00	1.000	0.989	0.984	1.001	1.054
	64.5	0.00	1.000	1.001	0.987	1.004	1.064
case-6	0.0	33.02	1.000	0.976	0.985	1.031	1.054
c(bottom)=0 φ(bottom)=25	5.1	30.00	1.000	0.977	0.987	1.032	1.057
	19.5	20.00	1.000	0.977	0.988	1.033	1.062
	44.3	0.00	1.000	0.974	0.991	1.036	1.072
case-7	0.0	3.72	1.000	0.935	0.997	1.098	1.085
c(bottom)=0 φ(bottom)=30	4.5	0.00	1.000	0.936	0.998	1.098	1.087

c(bottom), φ(bottom)は底部すべり面強度、c(rim), φ(rim)は周縁部すべり面強度。単位重量はγ=20kN/m³とした。間隙水圧は、考慮していない。

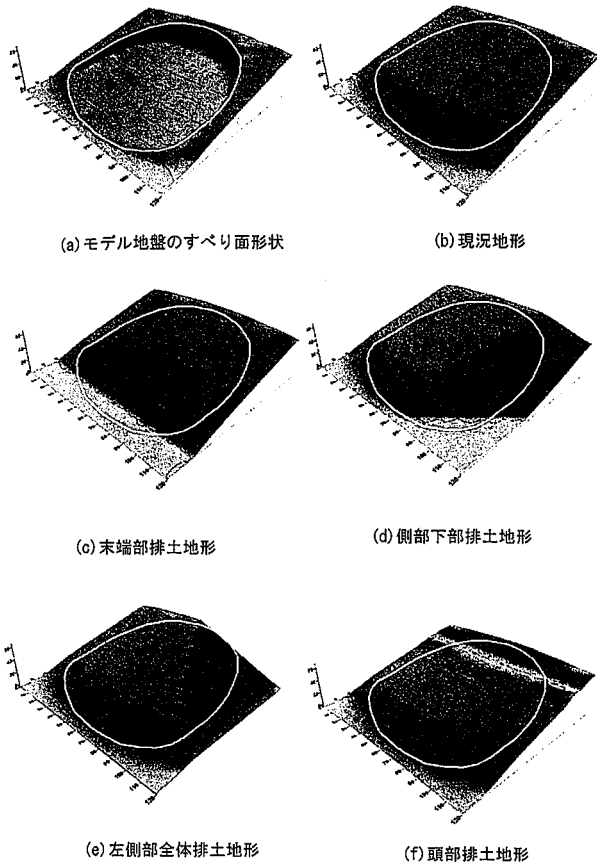


図-12 モデル解析に用いた切土地形およびすべり面形状 (白線はすべりブロックを表す)

したのちに、切土形状がすべり面の土質定数によりどのように変化するかということを試算した。なお、間隙水圧を考慮すると組み合わせが多くなりすぎるため、今回の試算においては無視したが、すべり面強度がφ材の場合は間隙水圧の影響によりせん断強度がより低下すると理解すれば、この解析である程度の傾向は読みとれると考える。

安定計算は、単一すべり面強度による方法と、周縁部と底部を別のすべり面強度として計算する複数すべり面強度による方法の2通りを実施した (表-3)。

複数すべり面強度による方法では、滑動している地すべりにおいては主たるすべり面の強度は残留強度に近いものと想定し、底部すべり面強度として粘着力c(bottom)=0kN/m²と仮定した。その上で内部摩擦角φ(bottom)を5°~30°まで5°刻みに変化させた (case 1~4, および6と7)。また、case-5としてφをすべり面傾斜角と同一としたケースも計算した。それぞれのケース毎に、さらに周縁部すべり面強度のc(rim), φ(rim)を変化させ、切土による安定性の変化を見ることとした。

モデル解析による3次元安定解析結果のうち代表的なものをグラフ化して図-13に示す。

従来、地すべりにおいては末端部を排土すると安定性が低下し、頭部排土を行うと安定性が向上するといわれている。側部に関しては経験的に安定性が大きく損なわ

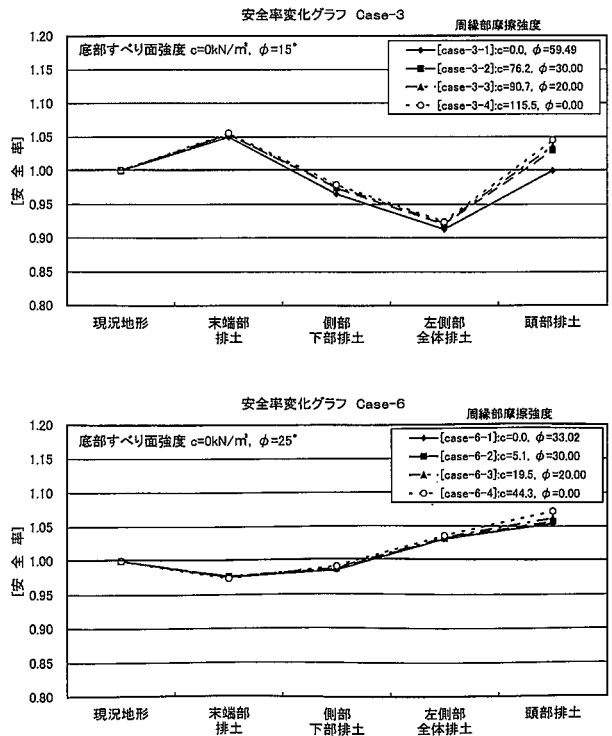


図-13 底部すべり面強度と周縁部すべり面強度および切土形状による安全率変化グラフ

れるといわれているが、従来広く行われている2次元解析では側部切土の効果を評価できないため、定性的な評価に留まっていた。

単一すべり面強度による方法では、 c 、 ϕ の組み合わせを変化させても、切土による安定性の違いはほとんど出なかった。また今回のモデルでは、安全率は末端部排土で3.5%程度低下し、側部下排土では1%前後の低下、側部全体切土・頭部排土はそれぞれ5%・6%の安全率上昇という結果となった。これは上記のいわゆる「切土の常識」とほぼ同様の傾向と言える。

周縁部を考慮した複数すべり面強度による方法では、その「常識」とはかなり異なった結果が得られた。底部すべり面強度が小さな値の場合（この場合には相対的に周縁部の摩擦強度が大きくなる）、末端部排土で安全率が上昇し、頭部排土では安全率が若干低下する場合がある。また側部全体を排土した場合の安全率低下度合いが大きい。

なお、単一すべり面強度法との関係では、底部すべり面強度が、すべり面の傾斜角よりも数度大きな値で、単一すべり面強度法とほぼ同じ安全率変化の傾向となった。

図-14に底部と周縁部において、現況地形（安全率1.00）における滑動力および抵抗力の全体に占める割合がどの程度となっているかを図示した。滑動力は66%が底部の平面すべり部にあり、34%が周縁部から発生している。滑動力は $W \cdot \sin \theta$ で与えられるため、すべり面強度にはよらず一定である。一方、抵抗力は底部と周縁部の強度組み合わせによって大きく異なる。底部強度が小さい場合には、抵抗力の多くを周縁部に依存し、底部強度が大きい場合には、周縁部抵抗力は相対的に小さくなる。底部強度が $\phi = 10^\circ$ の場合を見ると、抵抗力の7割を周縁部に依存していることになる。このため、このケースで周縁部を切土すると大きく安全率が低下することが理解できる。

今回の切土モデルでは、末端部排土において周縁部をほとんど切土しないが、それ以外は周縁部の切土量が多くなっている。このため、底部強度が小さい場合には末端部排土によって、周縁部抵抗力はほとんど減少せず、

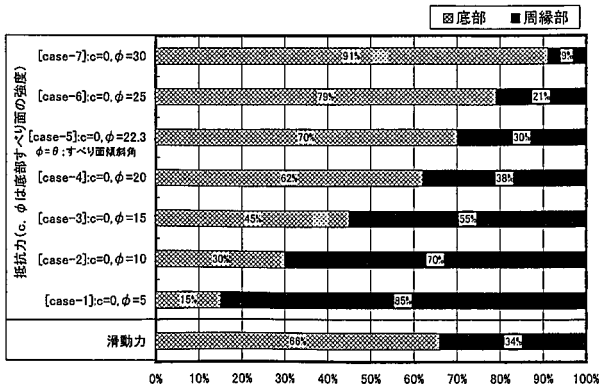


図-14 “底部と周縁部”の抵抗力および滑動力に占める比率

むしろ滑動力の低減効果が働き、結果的に安全率を上昇させるということが計算上発生したのである。

この結果は単なる数字の組み合わせによる計算値にすぎないが、「実際の地すべりでは、この計算結果がどのような意味を持つか」ということについて以下に示す。図-15は安全率1.00の時の各要素柱のすべり力分布図である。この図の「要素柱すべり力」は、各要素柱の“滑動力-抵抗力”を図示したものであるため、図中で濃い色になっているところの土塊（要素柱）は滑動力のほうがせん断抵抗力よりも大きく、単独では不安定であることを示している。

ここで「地すべりの素因」についてあらためて考えてみると、例えば「流れ盤の細粒凝灰岩層の上面が極めて軟弱となり滑りやすくなっている」等と記載してあることが多い。すなわち、滑りやすいと判断されているのは、底面の地層境界に生じた平面すべりの部分である。この底面は通常鏡肌が生じ、残留強度付近までせん断強度が低下する。また、縁辺部とは地質の種類が異なるため、相対的にせん断抵抗が非常に小さく、すべり力が抵抗力を

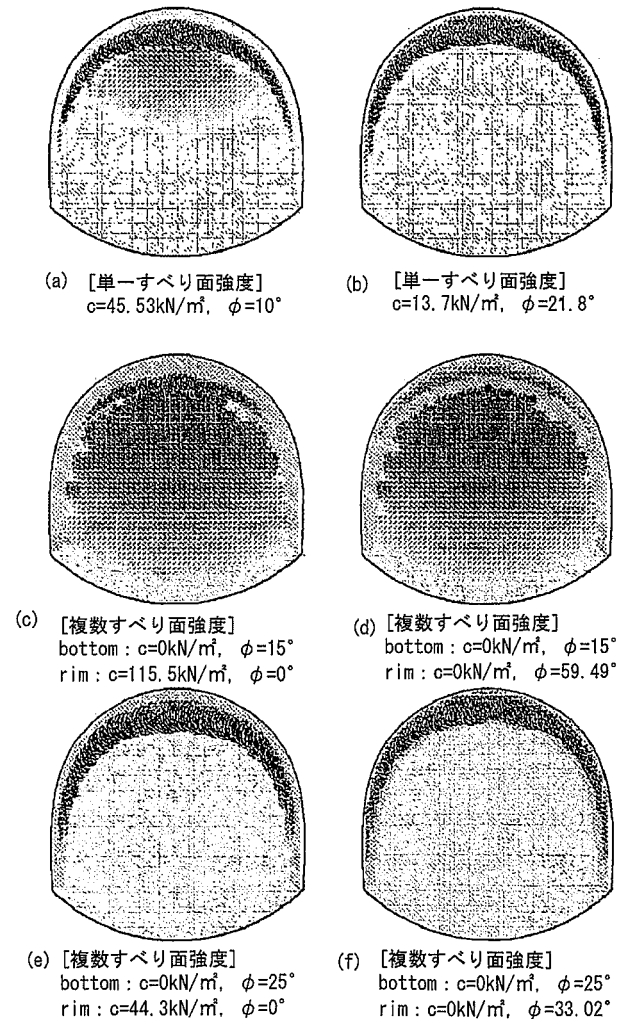


図-15 安全率 $F_s=1.00$ としたときの要素柱すべり力分布図 (濃い箇所の要素柱は滑動力が抵抗力に勝る)

上回り地すべりの安定度低下の主たる要因となる。一般に図-15で底部平面すべりの部分が滑ると表現されているのは、(a)単一すべり面強度で ϕ を小さな値とした場合、(c)および(d)複数すべり面強度で底面すべり面強度が小さい場合、の3ケースだけである。(a)のケースは、地すべりが発生しすべり面強度が残留強度近くまで低下している($c=0$ となる)ということと矛盾するため、定性的判断からは(c)および(d)が妥当なモデルである。

再度図-13をみると、底部すべり面強度 $\phi=15^\circ$ (Case-3)においては、末端部排土で安全率が上昇し、切土時に地すべりが発生することはないことになる。しかしながら、実際には末端部排土で地すべりが発生する例は多く、その原因としては次の2つのケースが考えられる。ひとつは、末端部に相対的に底部すべり面強度より高い部分が存在する場合。他方は、切土による応力解放などの要因から底部すべり面強度がさらに低下する場合と考えることができる。前者は過去に地すべり土塊が移動し旧地表面上に末端部が乗り上げているような場合である。後者のケースが想定される場合には、すべり面粘土試料から切土前の強度(完全軟化強度に近いものと考えられる)が残留強度側にシフトすることを考慮して対策を検討することにより対応可能である。

以上の試算結果から言えることは、切土時に地すべりが発生することに対しては、底部すべり面強度を土質試験により求め、周縁部の抵抗力(先の例のように末端部もそれに含まれる場合がある)がどの程度の割合で安定に寄与しているのかを逆解析により把握することが重要ということである。そして、スメクタイト類など強度が小さい物質が底部すべり面を形成している場合などは、周縁部を切土することにより大きく安定性が低下するため重大な注意が必要である。

5. 考察

5.1 モデル地盤と実際の地すべりとの比較

前章で3次元モデル解析によって地すべりの安定度評価を行ったことにより次のことが明らかとなった。

- ①単一の逆算すべり面強度を用いると頭部排土および

末端部排土の効果は従来の「切土の常識」と一致するが、すべり面に発生する滑動力の面では、縁辺部のみに抵抗力を上まわる滑動力が発生し、底面部分はすべりに寄与しないということとなり、強度の弱い底面ですべるという「すべりの常識」からは逸脱する。

②底面を残留強度、周縁部を逆算強度にすると、排土効果は「切土の常識」とは異なるが、すべり面に抵抗力を上まわる余剰の滑動力が生じ、「すべりの常識」とは一致する。

③底面を残留強度、周縁部を逆算強度にした場合の「末端部切土の常識」に対する矛盾は、末端部のすべり面が地すべり底部のすべり面とは異質であり、異なる強度を発揮しているか、若しくは、残留強度ほどには低下していないという事実を確認できれば解消できる。

以上の結果と実際に地すべりが発生した切土法面の事例とを比較すると次のことが考えられる。

ア) 実際の地すべりにおいて、層状岩盤などは、地層境界面がすべり面に転化している場合が多い、このとき、地すべり側部は地層境界ではなく、地層そのものをせん断するような状態となっている(図-16)。

これは、地すべりのすべり面が単一強度を持つものではなく、底面と側部など、場所ごとに強度が異なっていることを表している。

イ) 切土によってすべりが発生した2事例のうち、すべり面となる地層境界が切土面に露出した場合、地層境界面に地下水が浸出しているのが確認される(本論3章の事例、中川(2003)など)。

これは、応力開放によりすべり面となる地層境界の地盤が吸水膨張し、塑性化したことを示している。この塑性化によりせん断抵抗力が急激に低下し、地すべりが発生する。このことは、切土→応力開放→吸水膨張→せん断抵抗力の低下→斜面全体への波及という、いわゆる“遅れ破壊”の過程を表しており、末端部が切土により強度低下をするという現象を十分説明できる。

以上のように、モデル計算と実際のすべり現象を比較し、共通点に注目すると、切土面の地すべり解析においては、3次元的に地すべりのすべり面強度を評価し、相対的に抵抗部となる地すべりの周縁部と、主たる滑動力

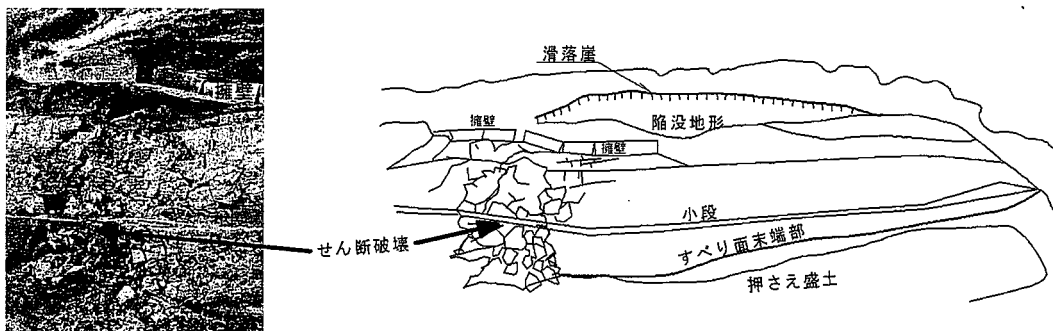


図-16 地すべり側部のせん断破壊状況
神戸層群切土地すべりの事例の側部せん断破壊状況 地すべり発生直後の写真とスケッチ

の発揮される底面部を区分し, さらに切土による強度低下を考慮した解析が最も現実を反映しているものと考えられる。

5.2 2次元安定解析の再評価

前項で指摘したように, 切土法面の安定度評価では, 3次元的に行うことが必要である。本項では, 2次元法との比較をとおして, 従来の地すべり安定解析についてその適用方法などの再評価を行う。

5.2.1 2次元安定解析の限界

2次元安定解析の限界についてまとめると以下の2点が考えられる。

①3次元形状(地下水位も含めて)が計算に反映できない。特に, 2次元安定解析では地すべり最深部の断面を用いている場合が多く, 地すべり土塊の土量を過大評価している可能性が大きい。

②側部周縁摩擦効果の評価が行えない。すなわち過剰な側部排土による安定度の低下や, 地すべり底面のせん断抵抗の適正な評価(平均すべり面強度よりも実際は強度が低く, 残留強度付近まで強度低下が起きているなど)ができないために, 対策工設計に悪影響を与える可能性がある。

5.2.2 2次元安定解析を行う上での留意点

前項で指摘したように, 2次元安定解析では, 3次元形状と周縁摩擦の評価の点で限界があった。しかし, それにもかかわらず, われわれ実務担当者の間では, 一部の研究的事例を除く地すべりの解析において, 何故現在まで疑問もなく2次元安定計算が使われてきたのであろうか?(実際には多くの切土地すべりが2次元解析の結果すべり出していると思われるが)。その理由は以下のようなものであったと思われる。

2次元安定解析では, 逆解析によって複雑なパラメータが打ち消しあって妥当な値が得られていたものと考えられる(たとえば本論の周面摩擦効果)。この計算方法は, 3次元安定解析が技術的に行えなかった時代では, 現実的な方法として非常に有効であった。特に計画安全率 $F_s=1.2$ という経験的数値を用いることによって, 側部効果や形状効果など, 2次元では扱えないすべての曖昧なファクターを取り込むことに成功した。すなわち, 逆解析時の現状安全率(多くは $F_s=0.95\sim 1.00$)と計画安全率(多くは $F_s=1.15\sim 1.20$)の差である20%程度の滑動力に匹敵する抑止または抑制効果があれば経験的に安定となるということをうまく活用したのである。

したがって2次元安定解析は①盛土のような比較的等方均質な土質材料の場合, ②縁辺部が沢などで開析され, すべり面底面の強度のみが支配的な場合, などの限られたケースでのみ本来その妥当性があるものと思われる。

言い換えれば, 2次元法はあくまで, 地すべりが発生した後で, いわゆる全応力的にすべり面強度を設定し, そのすべり面の形状と強度が変化しないことを確認したうえで用いるべきものである。従って2次元安定解析で

は適用する地すべりの条件を把握し, 逆算法の利点を十分に理解して利用することが, 地すべり対策上重要である。

なお, 切土法面で発生する小規模なすべりや崩壊に対しては, 切土を行った後の風化を予想して地盤が均一に強度低下を起こしたものとして土質定数を推定し, 従来の順算法的な2次元法で取り扱うことができる。

このような経緯から, 切土法面全体に及ぶ規模の大きい地すべりが予想される場合は, ボリュームなどの形状効果, 切土による形状変形効果, 側部摩擦効果などの検討を3次元的にを行い, すべり面の強度低下を加味した3次元安定解析で, その安定度の検討を行う必要がある。

5.2.3 2次元安定解析の計画安全率の持つ意味

周縁部を考慮した神戸層群, 北垣層群の切土法面の崩壊・変状事例ならびにモデル解析事例を3次元安定解析によって示し, 周縁部, 特に側部摩擦力が全体応力に対する割合について定量的に評価し, その割合が極めて大きいものであることが明らかとなった。事例で示した平板状地すべりでは, 側部摩擦応力が, 最大約50%に及ぶ事例もあり, モデルケースでも同様のことが $c=0\text{ kN/m}^2$, $\phi=15^\circ$ のケースで周縁部の滑動力・抵抗力比率が55%にも及ぶことが示された。

これらを断面2次元安定解析の結果と比較してみると, 周縁部, 特に側部の摩擦抵抗が何らかの形で別のファクターとして代替されてきたということを示しているのではなかろうか? この何らかが, まさに逆算法におけるすべり面の平均せん断強度であり, 通常せん断抵抗が発揮されているとは考えにくい頭部の滑落崖や陥没部の強度と考えられる。また, さらにこれを発展的に捕らえれば, 経験的に求められてきた計画安全率の理論的な再評価まで行えるかもしれない。つまり一般的に適用されている計画安全率が1.15付近から1.50付近の広い範囲となっているのは, 今回得られた周縁摩擦抵抗の占める割合(安全率の15%から50%)に相当するからではなかろうか。

今後, 上記課題が整理されれば, 地すべりの対策にも限界設計法概念を導入できる可能性があるものと思われる。

6. まとめ

本報告では, 実際の事例とモデル斜面を用いて, 3次元安定解析において周面摩擦効果を考慮した解析方法の有用性について取りまとめた。

実際の事例をよく観察すると, 今回示した平板状地すべりだけではなく, 多くの地すべりにおいて側部の雁行状亀裂や急崖が分布する。これらは単純に一つのせん断面として表せない形態を示し, すべりを規制する極めて重要な要素であることを示している。

今後これらの事例を多く観察し, 今回詳細に検討できなかった地下水位の影響なども含め, 地すべりの周面部

が与える効果についてさらに明らかにし, 計画安全率や土質定数の決定方法などについても, 3次元安定解析の計算方法に整合性のあるものにしていくことが重要であると考えている。

参考文献

- 宜保清一 (1996): 残留係数を導入した安定解析法 - 沖縄島尻層群泥岩地すべりへの適用 -, 地すべり Vol. 33, No. 2, pp. 46-50.
- 宜保清一・小波蔵政良・吉沢光三 (1981): 那覇市真地団地内地すべり性崩壊の発生原因と平均せん断強度定数の決定, 地すべり, Vol. 18, No. 2, pp. 11-18.
- 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.
- 釜井俊孝・守隨治雄 (2002): 斜面防災都市, 理工図書, 200p.
- 釜井俊孝・守隨治雄・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.
- 建設省土木研究所砂防部地すべり研究室 (1986): 道路建設に伴う切土工による地すべりの実態, 土木研究所資料第2288号.
- 中村浩之・中嶋茂・吉松弘行 (1985): Hovland法による地すべり3次元安定解析手法, 土木研究所資料, 第2265号.
- 中村真也・宜保清一・林義隆 (2004): 残留係数を導入した地すべりの3次元安定解析 - 沖縄仲順地すべりについて -, 農業土木学会論文集, No. 299, pp. 47-52.
- 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.
- 申潤植 (1988): 地すべり工学 - 理論と実践 -, 山海堂, 1002p.
- Skempton, A.W. (1964): Long-Term stability of clay slopes, Geotechnique, 14(2), pp. 77-101.
- 渡正亮・酒井淳行 (1975): 地すべり地の概査と調査の考え方, 土木研究資料1003号, 70p.
- (原稿受付2004年8月2日, 原稿受理2005年1月17日)