DEMを用いたマサ土の切土法面安定性評価事例

A case study of slope stability analysis for cut slopes in decomposed granodiorite by the distinct element method

日本工営株式会社／児玉 浩
Nippon Koei Co., Ltd./Yutaka KODAMA

日本工営株式会社／竹原哲郎
Nippon Koei Co., Ltd./Tetsuro TAKEHARA

日本工営株式会社／倉岡千郎
Nippon Koei Co., Ltd./Senro KURAOKA

キーワード：法面崩壊，応力開放，マサ土，個別要素法

Key words: slope failure, release of stress, masado (decomposed granodiorite), distinct element method

1. まえがき

道路改良等により，自然地山を切土掘削した場合，斜面の応力開放に伴う斜面崩壊や，潜在的な地すべりの末端土塊除去による地すべり災害誘発等の斜面災害が発生することがある（日本応用地質学会，1999；土木学会，1994など）。地形地質条件により斜面崩壊が予想されやすい場合は，地表踏査，ボーリング調査により詳細な地質構造・特性を把握し，対策を実施する。しかし事前に前兆現象が現れにくい尾根の切土による岩盤すべりや，比較的軟弱な地質部の切土により発生したすべりなどは，切土前にその災害形態を予測することは難しいのが現状である。これらの理由から，安全側を考慮して，最も不安定なすべり形態を想定し，対策工を計画する場合がある。これらの対策工は施工中の安全も確保しながら実施されるため，施工途中，または施工後において，当該斜面に適正な対策工規模の検証が難しい。このような現状を踏まえれば，その対策工が実際に発生する斜面災害より規模が大きく，過大設計となっている可能性も考えられる。

対策工の過大設計となる原因は，どのような解析手法を用いるかという点にある。過去に変動経歴を持ち，地すべり地形が確認でき，地質構造的にすべり面を推定することが可能である斜面であれば，そのすべり面を対象とした従来の極限平衡法による解析での妥当性はある。しかし，上記に示したような尾根部での初生的な岩盤すべりや軟質な地質内でのすべりの発生は，切土前にはすべり面は形成されておらず，すべり面の予測が難しい。解析の前提となる重要な条件（すべり面）が不明確なためである。

従来の極限平衡法に対し，近年は数値解析手法による解析も数多く行われてきた。これらの解析は，FEMを用いた地すべり解析（吉松，1983；藤田，1990など）や既設対策工の評価（木下ほか，2001），DEM，DDAを用いた岩盤斜面解析，落石解析等（川村ほか，1997；倉岡ほか，2000；松本ほか，2004など）がある。当報告で

は，特定のすべり面が明確にできない斜面において，切土に伴う斜面内の応力変化を，個別要素法（DEM）として開発された解析コードUDECODE（Universal Distinct Element Code）（Lorig，1991）を用いて解析を行い，対策工の設計まで行った事例を紹介する。

2. 調査地の概要

調査地は大分県の国道沿いに位置し，先第三系の豊肥火山岩類分布地域の北縁部にあたり，基盤岩として白亜紀の花崗岩類が存在する（星住・森下，1993；地質調査所，1995）。斜面は花崗閃緑岩と安山岩溶岩流堆積物により構成され，斜面の末端部において既設国道の道路拡幅工事による切土が計画されていた（図-1）。

斜面表層地質はマサにより構成され，斜面表層には陥没，段差地形などの変状が確認されたことから，過去に表層崩壊が発生していたことが示唆された。したがって，斜面切土時には斜面崩壊や地すべり等の斜面災害が発生することが懸念された。

切土予定箇所は尾根状地形を呈しており，国道より比高約50m上部に平坦面が広がっている。尾根前面部は著しく風化しマサ化した花崗閃緑岩から構成され，その上位に安山岩溶岩流堆積物がキャップロック状に被覆し，平坦面を形成している。溶岩流堆積物と花崗閃緑岩の接触面には，高温酸化により赤色化した溶岩流底部のクリンカーが明瞭に観察できる。溶岩流堆積物は冷却亀裂がほぼ垂直に発達し，平坦面上に所々陥没地形を形成している。

地質構造，切土形状を示した横断図を図-2に示す。地質構造は下位より上位に向かって，弱風化花崗閃緑岩層，中風化花崗閃緑岩層，強風化花崗閃緑岩層，凝灰角礫岩層，安山岩溶岩流堆積物層，崩積土から構成される。ここでは，花崗閃緑岩の風化度合いは，調査ボーリングにより堅硬な棒状コアで採取されたものを弱風化花崗閃緑岩，マサ化しているが締まっている状態であり，標準貫入試験値 $N \geq 50$ のものを中風化花崗閃緑岩，完全にマ

図-1 調査地平面図

図-2 主測線横断面図

サ化し、砂状となり、 $N < 50$ のものを強風化花崗閃緑岩としている。

切土により除去される範囲の大部分は強風化花崗閃緑岩（マサ）部であり、斜面末端部の除去により、溶岩流堆積物を上載荷重とした大規模な地すべり性崩壊の発生が懸念された。

3. 解析手法の検討

従来の極限平衡法では、調査から推定された特定すべり面について斜面の安全率を算定する方法や安全率が最小になるすべり面を求める方法がある。

これらの計算方法では、スライス面に作用するせん断力と抵抗力が土被圧から算定される。このような力の算

定方法は、均一強度の土質材料からなる盛土などでの安定計算には適用性がある。しかし、岩盤斜面の場合、斜面内部の応力は斜面の地質構造の形成過程のみならず斜面形状、強度、変形特性、亀裂の影響を受け、単純に深度に比例した応力状態になっているとは限らない。また強度と変形特性は斜面内部で均一ではない。したがって、岩盤斜面においては、極限平衡法を用いることは必ずしも妥当ではない。

当斜面は風化した岩盤斜面であるが、無数の亀裂が形成されており、安定性を支配するような卓越した不連続面は特定されなかった、また、事前にそのような地形形態も認められなかった（図-2）。そこで、特定の不連続面をモデル化するのではなく、連続体として弾塑性解析を行うものとした。

一方、不安定化の機構について考慮すると、当斜面で懸念される斜面災害は、切土に伴う土塊除去による溶岩流堆積物を上載荷重とする大規模な地すべり性崩壊の発生である。この場合、緩み域の発生と進行性破壊が懸念されるので、安全側の強度定数を設定し不安定化の機構と傾向を推定する必要がある。本事例では破壊後の崩壊傾向を対策工の参考とするため、破壊による大きな変形を表すことのできる動的緩和法に基づく解析コード UDEC (Universal Distinct Element Code) を用いた (Lorig, 1991)。

UDECは基本的には個別要素法 (DEM) として開発されたが、不連続面で仕切られた領域 (ブロック要素) を差分要素で離散化することにより、ひずみや応力を求めることができる点に特徴がある。本手法では、斜面を

図-3 力学モデル

剛体あるいは変形するブロック要素で区分し、各ブロック要素間をバネ、粘性ダンパー、スライダー（せん断破壊モデル）から成る力学モデルを設定する（図-3）。

変形するブロック要素は、要素内部を連続体として三角形の差分要素により離散化し、節点に集中荷重を与える。当斜面において、地質境界に区分された1つの地質体をブロック要素とし、その内部を差分要素により離散化しモーラー・クーロンの弾塑性モデルとした。

DEMの解析には岩盤斜面の崩壊解析や斜面のトップリング破壊の解析などの事例がある。例えば、川村ほか（1997）では長大不連続性岩盤斜面の崩壊例をDEM解析により検証、倉岡ほか（2000）ではDEM解析を用いた岩盤斜面解析による岩盤や不連続面のモデル化方法の検討を行っている。

4. 解析

4.1 解析フローと差分要素区分

解析は図-4の解析フローに従った。図に示すように、最初に斜面のモデル作成を行い、そのモデルを用いて切土を実施し、局所安全率、変位等の将来予測を行った。破壊の判定は有効応力に基づくものとし、図-2に示す位置に観測に基づく地下水位を設定して自由水面以下には静水圧が作用するものとした。

斜面モデルは堆積物毎に粘着力、内部摩擦角等の定数を与えて作成した。各堆積物の定数は、室内土質試験や孔内水平載荷試験、標準貫入試験値等、及び同様の地質における各種試験値を参考とした。解析の結果、現状の斜面状態と矛盾が生じた場合、強度定数を変化させ、現状に合うようトライアル計算を行い、強度定数の再設定を行った。

解析に用いる斜面のメッシュ区分（差分要素区分）を図-5に示す。メッシュ作成範囲は奥行き約240m、高低差140mのモデルとし、モデル端部の応力条件が表層付近に影響を与えないよう、十分に大きい範囲とした。メッシュの1辺の大きさは、解析に重要と考えられる表層部を2mとすることにより解析精度の向上を目指し、

図-4 解析フロー

図-5 斜面の差分要素区分

表-1 土質試験（三軸圧縮試験）結果

試料番号	1	2	3	4	5	6	7	8
地質状況	花崗閃緑岩（マサ）						溶岩流堆積物 クリンカー	
試験条件	CD試験						CU試験	
三軸圧縮	湿潤密度 (g/cm³)	2.01	1.92	1.92	1.96	2.06	1.94	1.87
有効応力	c (kN/m²)	0.55	0.51	0.27	0.51	0.53	0.22	
	φ (°)	34.7	35.4	36.8	35.3	38.6	37.5	
全応力	c (kN/m²)							30.67
	φ (°)							26.7

表層部から離れるに従いメッシュ辺長を大きくした。図中に示す数字はメッシュ辺長である。

4.2 強度定数の初期設定

強度定数を設定するにあたり、最も変形が予想される強風化花崗閃緑岩（マサ）を中心に土質試験、孔内水平載荷試験を実施した。

室内土質試験は地表露頭でサンプリングし、三軸圧縮試験を実施した。強風化花崗閃緑岩（マサ）は砂質成分が大部分を占めるためCD試験（6サンプル）、クリンカーは粘性土分が大部分を占めるためCU試験（2サンプル）を実施した。試験結果を表-1に示す。

孔内水平載荷試験は調査ボーリング孔内において、強

表－2 孔内水平載荷試験結果

試料No.	1	2	3	4
孔番	BV-1	BV-2	BV-2	BV-2
深度GL (m)	14.5	14	5	29
地質状況	中風化 花崗閃緑岩		強風化部 花崗閃緑岩	
変形係数 (kN/m ²)	29,980	43,650	4,823	2,179

表－3 初期土質定数

層序	項目	単位体積重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	変形係数 (kN/m ²)	引張強度 (kN/m ²)	ポアソン比
崩積土		18	0	30	6,800	0	0.3
		*1	*1	*1			*2
クリンカー部		19	20	25	50,000	5	0.3
	試験	試験	試験		*2		*2
溶岩流堆積物		25	2,000	35	200,000	400	0.3
		*3	*3	*3	*3		*2
凝灰角礫岩		19	20	25	50,000	5	0.3
		クリンカーと同様			*2		*2
強風化花崗閃緑岩		19	0	35	2,180	0	0.2
	試験	試験	試験	試験			*2
中風化花崗閃緑岩		19	0	35	30,000	0	0.2
	試験	試験	試験	試験			*2
弱風化花崗閃緑岩		19	1,000	40	200,000	250	0.3
		*3	*3	*3	*3		*2

- *1) 日本道路公団(1999) 設計要領第1集
 *2) 済木(1987) これだけは知っておきたい地盤工学の基礎知識
 *3) 吉中ほか(1989) 岩盤分類とその適用

風化花崗閃緑岩, 中風化花崗閃緑岩内で実施した。表－2に孔内水平載荷試験結果を示す。

次に各堆積物の強度定数を決定した。各地質の強度定数を表－3に示す。表－3には数値の根拠を示している。土質試験結果以外は各種文献から採用した。以下、堆積物毎に決定根拠を述べる。

<崩積土>

崩積土は強風化花崗閃緑岩(マサ)が崩壊して形成された堆積物である。強度定数は日本道路公団(1999)の土工設計に用いる土質定数の表から「自然地盤」→「砂」→「密実でないものまたは粒度の悪いもの」を採用した。変形係数は平均標準貫入試験値 $N=6$ であったため、シルト質砂の N 値と変形係数 E_s の相関式 $E_s=50+3N$ (kgf/cm²) (済木, 1987) から $E_s=6,800$ kN/m²と見積もった。粘着力 $c=0$ kN/m²としたことから、引張強度は $T=0$ kN/m²とし、ポアソン比 ν は済木(1987)の土のポアソン比の表から「砂, 砂礫, その他の土」の中間値を用いて $\nu=0.3$ とした。

<安山岩溶岩流堆積物クリンカー部>

クリンカーは溶岩流堆積物の天井部及び底部において、流下中に空気また地盤と接触し、急冷破碎を受けた部分である。間隙率が高く、地下水を浸透しやすいことから、風化・粘土化しやすい。当調査地におけるクリンカー部も赤色を呈し、礫混り粘土状化している。強度定数は表－1に示す土質試験結果の試料No. 7, 8から、単位体積重量 $\gamma=19$ kN/m³, 粘着力 $c=20$ kN/m², 内部摩擦角 $\phi=25^\circ$ とした。変形係数は風化部を考慮し、最低標準貫入試験値 $N=10$ を用いて、洪積世以前の砂の N 値と変形係数 E_s の相関式 $E_s=300+10N$ (kgf/cm²) (済木, 1987)

から $E_s=50,000$ kN/m²と見積もった。引張強度は粘着力 c の1/4である $T=5$ kN/m²とし、ポアソン比 ν は済木(1987)の土のポアソン比の表から「砂, 砂礫, その他の土」の中間値を用いて $\nu=0.3$ とした。

<安山岩溶岩流>

安山岩溶岩流は塊状溶岩の形態を成し、調査ボーリングにて棒状コアで採取され、岩盤等級はCM級と判断した。強度定数は、単位体積重量はフック・ブレイ(小野寺・吉中訳)(1979)の代表的な土質及び岩石の性質の表から $\gamma=25$ kN/m³, 粘着力, 内部摩擦角, 変形係数は吉中ほか(1989)の塊状岩盤における岩盤等級と粘着力, 内部摩擦角, 変形係数の関係図から $c=1,500$ kN/m², $\phi=35^\circ$, $E_s=200,000$ kN/m²とした。引張強度は粘着力 c の1/4である $T=400$ kN/m²とし、ポアソン比 ν は済木(1987)の土のポアソン比の表から「軟岩」を用いて $\nu=0.3$ とした。

<凝灰角礫岩>

凝灰角礫岩は噴出源が不明の火砕物から構成される。風化が激しく、礫混り粘土状を呈する。強度定数は、岩相が溶岩流クリンカー部と大きな違いがないため、溶岩流クリンカー部と同様の強度定数を設定した。変形係数も同様に $E_s=50,000$ kN/m²とした。ポアソン比 ν は済木(1987)の土のポアソン比の表から「砂, 砂礫, その他の土」の中間値を用いて $\nu=0.3$ とした。

<強風化花崗閃緑岩(マサ)>

強風化花崗閃緑岩は、著しく風化し、完全にマサ化しており、ボーリングコアは指圧にて容易に潰れる。強度定数は土質試験結果から単位体積重量 $\gamma=19$ kN/m³, 粘着力 $c=0$ kN/m², 内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ とした。変形係数は孔内水平載荷試験結果から低い方の数値を抽出し、 $E_s=2,180$ kN/m²とした。引張強度は $T=0$ kN/m²とし、ポアソン比 ν は済木(1987)の土のポアソン比の表から「砂, 砂礫, その他の土」の中間値を用いて $\nu=0.3$ とした。

<中風化花崗閃緑岩(ややマサ)>

中風化花崗閃緑岩は風化により構成鉱物が粒状に分離しており、マサ化しているが、標準貫入試験値は $N \geq 50$ であり、指圧では潰れない程度、比較的締まった状態にある。強度定数は、マサ化しているため、強風化花崗閃緑岩と同じく単位体積重量 $\gamma=19$ kN/m³, 粘着力 $c=0$ kN/m², 内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ とした。変形係数は孔内水平載荷試験結果から低い方の数値を抽出し、 $E_s=30,000$ kN/m²とした。引張強度は $T=0$ kN/m²とし、ポアソン比 ν は済木(1987)の土のポアソン比の表から「砂, 砂礫, その他の土」の中間値を用いて $\nu=0.3$ とした。

<弱風化花崗閃緑岩>

弱風化花崗閃緑岩は比較的新鮮岩であり、ボーリング調査では棒状コアで採取され、岩盤等級はCM級と判断した。強度定数は、単位体積重量は強風化花崗閃緑岩, 中風化花崗閃緑岩と同じく $\gamma=19$ kN/m³, 粘着力, 内部摩擦角は吉中ほか(1989)の塊状岩盤における岩盤等級

表-4 トライアル計算後の再設定した土質定数

層序	項目	単位体積重量 (kN/m^3)	粘着力 (kN/m^2)	内部摩擦角 ($^\circ$)	変形係数 (kN/m^2)	引張強度 (kN/m^2)	ポアソン比	再設定理由
崩積土		18	20	30	6,800	10	0.3	解析の結果, $c=0\text{kN/m}^2$ であると, 崩積土部が崩壊し, 自立しない。したがって, 粘着力 c を増加し, 斜面が自立する $c=20\text{kN/m}^2$ を採用した。
クリンカー一部		19	20	25	22,700	5	0.3	解析の結果, 堆積物は自立し問題なかったが, 最低条件で自立させるため, 変形係数を徐々に減じ, 破壊を生じる前の $E_s=23,000\text{kN/m}^2$ とした。粘着力 c , 内部摩擦角 ϕ に関しては土質試験で求めたものであったため, 変更はしなかった。
溶岩流堆積物		25	1,500	35	100,000	500	0.3	解析の結果, 堆積物は自立し問題なかったが, 最低条件で自立させるため, 粘着力 c , 変形係数 E_s を減じた。また, 岩盤内での引張亀裂が生じることが予測されたため, 引張亀裂が生じないよう引張強度を $T=500\text{kN/m}^2$ まで増加した。
凝灰角礫岩		19	20	25	50,000	5	0.3	解析の結果, 堆積物は自立し問題なかったが, 変形係数をこれ以上減じると, 破壊を生じるため変形係数 E_s は変化させなかった。
強風化花崗閃緑岩		19	20	35	4,820	5	0.3	解析の結果, 堆積物は自立せず, 崩壊に至る。内部摩擦角はマサ土としては妥当な範囲にあるので, 粘着力 c を増加させ, 変形係数を試料No. 3の孔内水平載荷試験結果を採用した。
中風化花崗閃緑岩		19	50	40	43,650	15	0.3	解析の結果, 堆積物は自立せず, 破壊する。中風化部であるため, 内部摩擦角 ϕ を強風化部より 5° 増加させ, 粘着力 c を 50kN/m^2 まで増加, 変形係数を試料No. 2の孔内水平載荷試験結果を採用した。
弱風化花崗閃緑岩		19	1,000	40	100,000	250	0.3	解析の結果, 堆積物は自立し問題なかったが, 最低条件で自立させるため, 変形係数 E_s を減じた。

と粘着力, 内部摩擦角の関係図から $c=1,000\text{kN/m}^2$, $\phi=40^\circ$ とした。変形係数は安山岩溶岩流と同じく $E_s=200,000\text{kN/m}^2$ とした。引張強度は粘着力 c の $1/4$ である $T=250\text{kN/m}^2$ とし, ポアソン比 ν は済木(1987)の土のポアソン比の表から「軟岩」を用いて $\nu=0.3$ とした。

<不連続面>

各堆積物の境界である不連続面の c , ϕ 条件は, その不連続面を挟む2つの堆積物の平均値とした。また, 溶岩流堆積物内に地表で認められた陥没帯に合わせ, 冷却亀裂を設定した。冷却亀裂は開口していると考えられることから, c , ϕ 条件は粘着力 $c=0\text{kN/m}^2$, 内部摩擦角 $\phi=0^\circ$ と設定した(図-2)。

4.3 強度定数の再設定

表-3に示した強度定数を各堆積物に設定し, 解析を行い, 切土前地形モデルの作成を行った。その結果, 切土前地形が崩壊する等の現象が認められ, 実現象にそぐわない結果となった。したがって, トライアル計算による強度定数の再設定を行った。再設定を行うにあたり, 以下の点を考慮した。

- ・実現象に合う強度定数を設定する。
- ・安全側を考慮し, 切土前地形が最低の強度定数で自立するよう設定する。
- ・現在では地すべり性崩壊は生じていないが, 表層地形から過去に表層崩壊が生じたことがわかる。このことから, 過去の表層崩壊の崩壊面付近の局所安全率が低くなるよう考慮する。

トライアル計算の結果再設定を行った強度定数とその理由を表-4に示す。

表-4に示した強度定数を斜面の各堆積物に設定し解析を行い, 斜面内のせん断破壊に対する局所安全率分布を検討した。局所安全率は図-6により定義し, 切土前地形における局所安全率分布を図-7に示す。

せん断破壊に対する局所安全率の定義

局所安全率は主応力より以下の手順で求める。

まず, 常時における最小主応力(σ_3)を一定として, モールクーロンの破壊基準を満たす最大主応力(σ_{if})を算定する。

図1 モールクーロンの破壊基準(圧縮: マイナス)

図-6 せん断破壊に対する局所安全率の定義

図-7 切土前地形の局所安全率分布

図-7に示す局所安全率分布は, 色が濃くなるほど安全率が低くなることを示している。着色のない範囲は, 局所安全率が $F_s=2.60$ を超過する範囲である。当斜面における計画安全率は保全対象が国道であるため $PF_s=1.20$ としているが, $PF_s<1.20$ となる範囲は, 溶岩流堆

図-8 切土前地形で想定される過去の表層崩壊ライン

積物の直下の範囲と、切土ライン付近である。

溶岩流堆積物直下の局所安全率の低い範囲は、溶岩流堆積物の荷重により、溶岩流堆積物より下位の堆積物が圧縮を受け、局所安全率が低くなっていると考えられる。ただし、局所安全率の低い範囲が地表面まで達しておらず、斜面内で収束しているため、局所安全率が低くても問題ないと判断した。

予定切土掘削ライン付近の安全率の低い範囲は、過去の表層崩壊のすべり面付近（図-8）を示していると考えられ、切土前地形での局所安全率分布は実情に即していると考えられる。

4.4 計画切土地形での局所安全率と斜面内破壊

図-9に全ての切土が終了した計画地形でのせん断破壊に対する局所安全率分布を示す。法面表層付近に安全率が $F_s = 1.00$ に近い不安定領域が分布していることが予想されたが、溶岩流堆積物の冷却亀裂から連続する不安定領域は認められなかった。

一方、第1及び第2法面の表層がはらみ出している領域が図-10に認められる。図-10は計画切土後の斜面内の破壊状況を示す。薄いハッチはせん断破壊領域、濃いハッチは引張破壊領域を示す。第1及び第2法面のはらみ出しは図-10に示すように引張破壊によるものであり、掘削前に作用していた拘束圧が消失したため発生したと考えられる。なお図-9において、この領域の局所安全率は1以上になっているが、それは図-9の局所安全率がせん断破壊に対するものだからである。

その他、図-10において、せん断破壊領域が中風化花崗閃緑岩層内で点在するが、法面とは距離があり、また破壊箇所が連続していないため、切土による表層崩壊や地すべり等の斜面災害は考慮しなくても良いと判断した。

切土底面（計画道路位置）においても引張破壊が生じているが、切土底面の破壊に関しては考慮する必要はないと考えた。その理由は、解析上、切土は一度に土塊を除去するため変位がしやすい傾向にあることと、実施工では一度に切土を行わず段階的に掘り進んでいくため応力の再分配がおり、変位が拡散され変位が出にくいこ

図-9 計画切土地形での局所安全率分布

図-10 計画切土時における斜面内破壊状況

図-11 切土時に不安定化する範囲

とが予想されるためである。

また、溶岩流堆積物の冷却亀裂に連続する破壊は認められず、当初懸念されていた溶岩流堆積物を上乗荷重とする大規模な崩壊は生じないことが予想された。

以上から、斜面切土時に不安定化する範囲を図-11に示す範囲とし、対策工の検討を行った。

5. 対策工の検討

5.1 アンカー工の規格

切土時の対策工として、法面全体を抑える工法であり、

表層崩壊も防ぐことが可能なアンカー工を採用した。

アンカー設置範囲は法面の不安定化が予想される下位から第1～4法面(図-2)とした。アンカー工の打設角は, 下位から第1, 2法面の勾配が1:0.5であるので, 打設角 $\alpha=25^\circ$ とした。アンカーの定着層は $N \geq 50$ の範囲とした。ただし, 風化花崗閃緑岩においては, マサ化した部分と比較的固い部分が交互に分布することが予想され(地盤工学会編, 1979), その範囲を確実に把握することが難しいため, 定着層の周面摩擦抵抗値を $\tau=0.20 \text{ N/mm}^2$ とした。

アンカー1本当たりの設計アンカー力は, 定着層, 支持地盤とも強～中風化花崗閃緑岩であることから, 大きな設計アンカー力をもつアンカー工は打設が難しい。また, 周面摩擦抵抗値から逆算し, 1本当たりの設計アンカー力を $Td=200\text{kN/本}$ とした。設計アンカー力 $Td=200\text{kN/本}$, 周面摩擦抵抗値 $\tau=0.2 \text{ N/mm}^2$, アンカー削孔径 $\phi=115\text{mm}$ とした場合, アンカー定着長は $L=7.0 \text{ m}$ となる。

5.2 アンカー工のモデル化

次にアンカー工打設時の斜面内応力変化を求めるため, アンカー工のモデル化を行った。アンカー工は法面表層に分布する差分要素の質点にアンカー打設方向に力を加えることによりモデル化した(図-12)。

解析上, 法面表層の差分要素の幅は2.0mとしているので, アンカー間隔は2.0mとなる。アンカー間隔を3.0mとする場合には, 間隔3.0mで配置したときの全体のアンカー力を2.0m間隔で再配分し, 質点に再分配したアンカー力を付加した。例えば, 3.0m間隔で2段の場合, $200\text{kN/本} \times 3\text{本}/4\text{段}=150\text{kN/本}$ のアンカー力を2.0m間隔で質点に加えた。

図-12 アンカー力の付加

表-5 当法面で採用するアンカー工

アンカー工: $Td=200\text{kN/本}$ 打設角 $\alpha=25^\circ$		
段数	第4法面	4段
	第3法面	4段
	第2法面	3段
	第1法面	3段

検討の結果, 当法面に最も適したアンカー工は表-5に示すとおりとなった。

アンカー工を配置したときの斜面内局所安全率分布を図-13に示す。図-13から法面表層の局所安全率は概ね計画安全率 $PFs=1.20$ を上回り, 斜面内の不安定領域が削除された。また, 第1, 2法面におけるはらみ出し現象も抑止している。

アンカー工を配置したときの斜面内の破壊状況を図-14に示す。図-14からも, 第1, 2法面で認められた引張破壊が削除されたことがわかる。

以上の解析結果を基にアンカー工を設計した。

6. 施工

施工は上位法面から順に切り下ろし, 坂巻工法により1段ごとに順序アンカー工の打設を行った。第4, 3法面までは法面崩壊等の現象も認められず, 無事施工が完了したが, 第2法面の上位から2段目を切り下ろしたあと, 局所的な湧水とともに法面が崩壊した。崩壊後, 応急盛土, 水抜き横ボーリングにより排水を行い, 無事施工が完了した(写真-1)。

第2法面の崩壊は, 局所的な湧水は伴うが, 法面全体の応力開放と水圧の影響によるものと考えられる。当崩壊箇所は解析によってはらみ出しが予想された位置とほぼ同じ位置であり, 解析モデルが概ね妥当であることを示すものである。

図-13 アンカー工実施時の斜面内局所安全率分布

図-14 アンカー工実施時の斜面内破壊状況

写真-1 法面崩壊跡

7. まとめ

数値解析により, 当斜面の切土時の応力解析, 対策工の検討を実施した。

これまで切土法面の安定性評価については極限平衡法によるすべり解析を用いる場合が多かったが, この手法では, 切土による斜面内部の応力変化を適切に表現できなかった。しかし, 今回UDECを用いた解析を行うことで応力変化を考慮した安定性評価を行うことが可能になり, より適切な対策工が立案できたと考える。

今回の解析結果が良い結果を得られた理由として, 過去の表層崩壊を考慮するなどにより, 現実に即した斜面モデルを作ることができた点にあると考える。これら地表踏査や地質構造の把握を十分に行っていなければ, 解析結果は信頼性のない, 意味のないものになってしまう可能性が高い。

反省点としては, 施工前に斜面内に地中変位計等の計器を設置することにより, 切土毎の安全管理, または更なる施工費の削減が行えた可能性があり, 今後同様の解析を行う場合は, これらの点に注意し, より精度の高い解析を行っていくべきだと考える。

謝 辞

本論文を発表するにあたり, 大分県宇佐土木事務所道路河川課には, 資料の公開について許可をいただいた。日本工営株式会社福岡支店の方々には数多くの助言をいただいた。以上の関係者に深く感謝いたします。

参考文献

- 地質調査所 (1995): 日本地質図大系 九州地方, 朝倉書店, 120p.
- 土木学会 (1994): 岩盤斜面の安定解析と計測, 土木学会, 345p.
- 藤田壽雄 (1990): 有限要素法による地すべり斜面の安定解析と対策工の設計, 地すべり, Vol. 27, No. 4, pp. 19-26.
- 星住英夫, 森下祐一 (1993): 豊岡地域の地質 地域地質研究報告 (5万分の1地質図幅), 地質調査所, 75p.
- 地盤工学会編 (1979): 土質基礎工学ライブラリー-16 風化花崗岩とマサ土の工学的性質とその応用, 地盤工学会, 316p.
- 川村國夫, 村山秀幸, 橋本文作, 近藤久善, 西川幸成 (1997): 不連続性岩盤斜面の崩壊例に基づく個別要素法の実際の適用, 土木学会論文集, No. 568/III-39, pp. 175-185.
- 木下慎逸, 田中比月, 酒井哲也, 吉松弘行 (2001): 地すべりにおける深礎杭の3次元FEM解析事例, 地すべり学会誌, Vol. 38, No. 3, pp. 108-115.
- 倉岡千郎, 門間敬一, 守随治雄 (2000): 不連続性岩盤斜面に対する数値解析の適用事例, 応用地質, 第41巻, 第1号, pp. 24-33.
- Lorig, L. J. (1991): Analysis of novel retaining structures using explicit finite difference codes, Computer methods and advance in geomechanics, Proc. 7th intl. Conf., Australia, pp. 157-164.
- 松本司, 山口薫, 倉岡千郎, 藤原一啓, 小野慎吾 (2004): 急崖斜面における大岩塊の落下機構の調査と数値解析, 地すべり学会誌, Vol. 40, No. 6, pp. 33-42.
- 日本道路公団 (1999): 設計要領第一集 第1編土工, 日本道路公団, 268p.
- 日本応用地質学会 (1999): 斜面地質学-その研究動向と今後の展望, 日本応用地質学会, 294p.
- フック, プレイ (小野寺透, 吉中龍之進訳) (1979): 岩盤斜面工学, 朝倉書店, 293p.
- 済木幸平 (1987): これだけは知っておきたい地盤工学の基礎知識, 鹿島出版社, 252p.
- 吉松弘行 (1983): 有限要素法による地すべり斜面の安定解析について, 地すべり, Vol. 20, No. 1, pp. 1-9.
- 吉中龍之進, 桜井春輔, 菊地宏吉編 (1989): 岩盤分類とその適用, 土木工学社, 231p.

(原稿受付2004年12月10日, 原稿受理2005年2月3日)