

斜面表層崩壊防止におけるアンカーの有効利用に関する研究
平成 15 年度年間報告

汪 癸 武

(京都大学防災研究所斜面災害研究センター)

松本樹典

(金沢大学工学部土木建設工学科)

平成 16 年 8 月 20 日

数値解析による斜面アンカー工の最適設計法の検討 と山科地すべりへの事例解析

汪発武

(京都大学防災研究所斜面災害研究センター)

松本樹典

(金沢大学工学部土木建設工学科)

1 序論

1-1 研究目的

グラウンドアンカー（以下、アンカーと呼ぶ）は切土のり面や自然斜面の安定化を図るために広く用いられており、緊張力を加えて斜面の安定性を図ることが多い。しかし、地盤に打設されたアンカーの緊張力は地盤の沈下および変形、アンカー体と地盤の間のクリープ、テンドンと注入材の間のクリープ、テンドンのリラクゼーションなどが原因で、時間の経過とともに低下することが知られており、緊張力を加えたアンカーでは緊張力の低下が斜面の安定性に直接影響を与えることから、緊張力の低下は斜面に打設されたアンカーの維持管理における課題の一つになっている。特に、アンカーとすべり面のなす角度が垂直に近いほど、緊張力の低下は斜面全体の安定性に大きな影響を与えることになる。

このような長期的な緊張力の変化に対し、我が国では明確な管理基準等は設けられていないが、FIP(Federation Internationale de la Precontrainte)やBSI(British Standards Institution)では斜面に限ったものではないが設計アンカー力に対して10%以上の緊張力低下が生じた場合にはその原因を分析すべきであると述べるなど、緊張力の最適設計は斜面の安定性を確保する上で極めて重要である。また、実際の現場ではアンカー工は過大設計になることも多く、経済性についても考慮しなくてはならない。

そこで、本研究では、斜面安定工法のアンカー緊張力と安全率、経済性の最適性について、数値解析により検討を行なう。特に、応力と変位、安全率と緊張力の関係を考えて時、比例限界内(降伏点)になるように最適設計を考える。山地の多い日本では、どこでも斜面切り土の工事は行なわれており、工事後の災害を防止するため、一般的にアンカー工法は使われている。解析によって提案された設計は、安全性と経済性を両立するものであり、非常に成果の意義が大きいと考えられる。

また、今回の研究では、均一地盤でアンカーの設計を検討したあと、実際の現場に適用するという意味で、石川県の山科地すべりに適用する。山科地すべりは2002年11月8日、連続降雨によって金沢市山科町で長さ200m、幅150m、高さ10mにわたる地すべり崩壊が発生したものである。まず、FLAC3Dを用いて、元地形を復元し、安定解析、地すべりメカニズムを解析し、その後地すべり対策問題として、アンカーをさし、解析を行いたいと思う。

1-2 FLAC3D の概要

FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)は有限差分法による地盤・岩盤・構造物の塑性大変形問題をはじめ、種々の解析に対応可能な2次元汎用コードであり、FLAC3Dはその3次元拡張コードである。段階掘削や盛土、荷重載荷などの施工工程に沿った解析に適しており、有限要素法のプログラムに比べ、非線型大ひずみが扱えることで大きな優位性を持っている。また、インターフェース要素を用いることにより、不連続な挙動を扱うことができ、動的な解析機能がオプションとして用意されている。また弾性、弾塑性の両方の条件について考えることができ、本研究の問題に十分に対応できるようになっている。

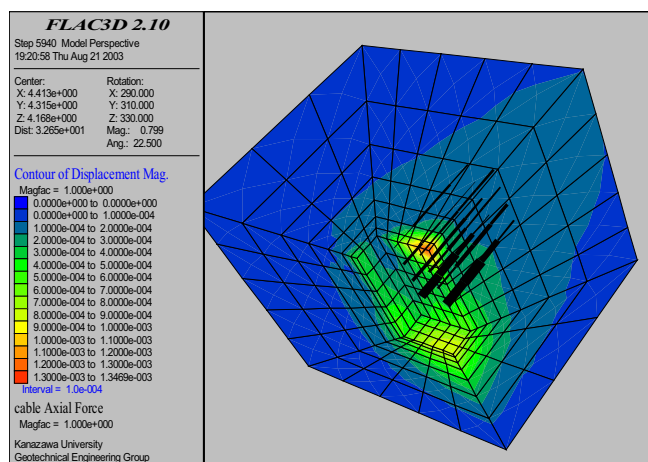


図 1-1 FLAC3D による掘削面のアンカー工の解析例

1-3 グラウンドアンカー工法の概要

1-3-1 工法説明

グラウンドアンカー工法は、地盤中に設置したアンカーと構造物に取り付けたアンカー頭部をテンドンで連結し、アンカー体の引き抜き抵抗によって、潜在すべり面に作用するせん断抵抗を増大させ、構造物の安定を図る工法である。法面において岩盤に節理、亀裂等があり、崩落または崩壊する恐れがある場合、比較的締った土砂の法面で崩壊の恐れがある場合等で抑止力を付与する目的で用い

られる。また、グラウンドアンカー工は仮設土留め壁の支保工として用いられることもある。

グラウンドアンカー工は、現場打ちコンクリート砕工、吹付砕工、コンクリート張工、擁壁等の他の工法と組合せて使用される。最近では独立大型支圧板を使用する場合もある。グラウンドアンカーは一般に、アンカー体、引張り部及びアンカー頭部から構成される。

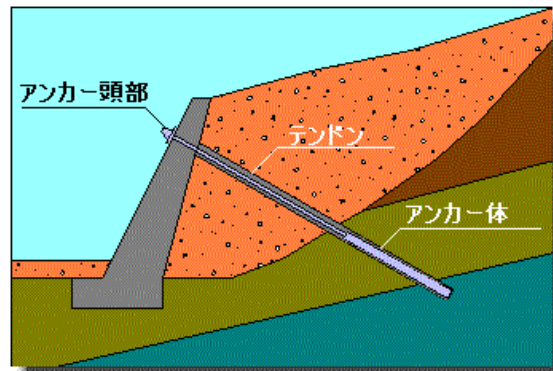


図 1-2 グラウンドアンカー工法の仕組み

1-3-2 設計基準

1-3-2-1 調査

(1) 一般調査

一般調査では、地形や用地に関する状況、周辺の既設構造物、埋設物、道路や交通の状況、気象状況、その他工事に関する事項について調査を行う。

- 1) 文献調査（過去の切土、盛土などの施工記録、斜面崩壊などの履歴）
- 2) 隣接構造物の状況とそれに対する影響度調査（構造物の変位、定着部との関係）
- 3) 地下埋蔵物調査（水道・ガス・電線など）
- 4) 環境調査（住宅地と騒音・振動・車両運行・作業時間帯）
- 5) 施工条件の調査（機資材の搬入搬出条件・用排水・電力などの諸条件・他工種との工程関係）

(2) 地盤調査

地盤調査では、アンカーの目的や工事の規模に応じ、アンカーおよびアンカーされる構造物によって影響される範囲について、その地盤の地質学的構成と工学的特性および地下水の状況などを明らかにするために適切な調査を行う。

地盤の工学的特性に関しては、地盤を構成する各層について、その特性値の上下限を明らかにしておくものとする。

1) アンカーに働く荷重を求める調査

アンカーに働く荷重を求めるためには、地盤の構造とそれを構成する各地

層の強度定数や間隙水圧を求める必要がある。

この強度定数や間隙水圧および載荷重などの条件から、土圧やすべり力などの構造物に働く荷重を求め、それとの関連においてアンカーに作用する荷重を求める。

2) アンカー体の定着層を求める調査

アンカーの定着層は、ボーリング調査などの結果から求めるが、単に個々の地層の強度に着目するだけでなく、地盤全体の構造上からも十分信頼のかける地層でなければならない。

すなわち、定着層はすべり面ないし崩壊面より深い位置で、かつ所要のアンカー引抜き抵抗が得られ、さらに一連のアンカー群を包含する土塊全体の安定が得られなければならない。したがって、定着層を求めるためには、このような事項を満足する判断が得られるに十分な調査が行われるべきである。

3) アンカー体の周面摩擦抵抗を求める調査

周面摩擦抵抗は、本工事の条件にできるかぎり近い条件のもとで基本試験を行って求めることが原則であるが、標準貫入試験、室内土質試験、孔内水平載荷試験などの数値を参考に概略値を推定することもできる。このような調査の試験値から周面摩擦抵抗を推定する場合には、施工法や地下水ならびにアンカー体位置における地中応力の影響などを十分勘案して判断することが肝要である。

4) 反力体の設計数値を求めるための調査

アンカーによって地盤に固定され、その地盤反力を直接受ける支圧ブロックや、のり枠、版などのような反力体の変位や断面力を計算する場合には、反力体に接する背面土の地盤反力係数の値が必要である。

地盤反力係数は、責任技術者の技術的判断によって求めることが多いが、 N 値からの換算あるいは平板載荷試験や孔内水平載荷試験で求めることもしばしば行われている。

5) 施工性に関する調査

アンカーの施工性は、対象地盤の地質や地下水の状況および地形、作業空間、騒音振動などの環境上の制約に加えて、削孔深度と孔径、工期などの条件が絡み合うため、最適な施工方法の選定を机上で確定しかねることがある。

そのため、工事の着手に先立って、試験施工を行い、使用機器の選定や、その施工法の適否を確認することがある。

6) 腐食に関する調査

テンドンやグラウトの腐食を促進すると判断される特別の環境の場合は、

腐食調査

を行い、それに応じた防食手段を講じる必要がある。

腐食を異常に促進させる環境としては、海岸地帯、温泉地、石炭殻捨て場、工場廃棄物捨て場、迷走電流の存在する所などがある。

このような環境においては、一般に pH 値、酸度、比抵抗値、電気伝導度などが通常の環境に比して異常な値を示していることが多い。腐食作用の程度は、これらの諸数値を測定することにより判断することができる。

1-3-2-2 アンカーの配置

(1) アンカー配置上の原則

アンカーは、アンカーする構造物、アンカーされる地盤について、構造物全体の安定を確認し配置する。アンカー定着層の位置およびアンカーの方向や間隔は設計段階の初期にあらかじめ想定しておかなければならない。この計画が不適切な場合には不経済な設計になったり、施工段階で問題が生じたりする。

(2) 近接構造物の影響

アンカーの配置に関しては、アンカー打設地盤の地中埋蔵物、構造物、杭などについてアンカーの計画前に事前に十分調査する必要がある。また、アンカーの設計に際して、構造物、地中埋蔵物などの障害物がある場合は、アンカー傾角、アンカー水平角について十分検討して設計する必要がある。

BS,FIP において、アンカーと隣接する基礎、地下構造物とは、水平距離で 3.0m 以上とされている。

(3) アンカー傾角について

アンカーに加わる力の作用線の方向は、アンカーの軸方向と一致させるのが最も有利であるが必ず一致するとは限らない。

また、アンカー傾角()、アンカー水平角()が大きくなるに従い、アンカー分力が発生するので分力に対する検討も必要になる。

したがって、アンカーを圭角する場合、その打設角度は力学的有利性だけから決定されるものではなく種々の条件を考慮して決定しなければならない。一般的に 45° で設計される。

(4) アンカー体設置間隔

アンカー体設置間隔は、設計アンカー力、アンカー体径、アンカー体定着長などアンカー緒元によって決定される。その場合注意しなければならないことは、グループ効果によりアンカーの極限引抜き力が減少することがある。

1-3-2-3 設計アンカー力

- 地すべり抑止工における設計アンカー力

斜面崩壊防止の抑止工として永久構造物にアンカーを用いる場合の設計アンカー力の算定方法としては、一般に斜面の安定解析を行い、計画安全率に対して不足抵抗力(アンカー抑止力)を求める形で計画されている。安定計算は、有効応力法により円形のすべり面を過程し単位幅当りで想定すべり土塊をいくつかのスライスに分割し、各スライスにおけるアンカー張力(T)による締め付け機能および引き止め機能を解説図 1-3, 1-4 より算定する。

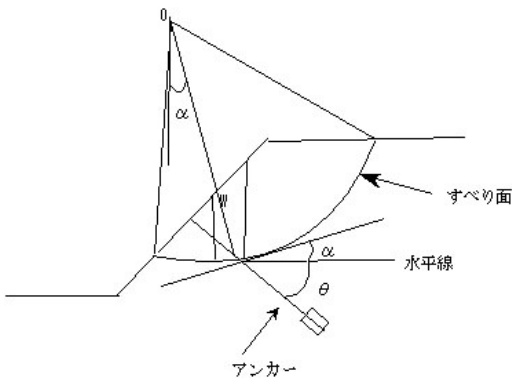


図 1-3 円弧すべり

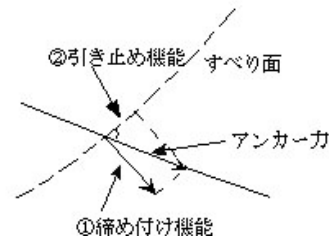


図 1-4 アンカー工の二つの機能

締め付け(押し込み)機能 $T \cdot \sin(\alpha + \theta) \cdot \tan \phi$ を期待した場合
 [すべり面の垂直角・せん断抵抗力の増大]

$$P_r = \frac{F_{sp} \sum W \cdot \sin \alpha - \sum c \cdot l - \sum (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi}{\sum \sin(\alpha + \theta) \cdot \tan \phi}$$

引き止め(待ち受け)機能 $T \cdot \cos(\alpha + \theta)$ を期待した場合
 [すべり面の滑動力の減殺]

$$P_r = \frac{F_{sp} \sum W \cdot \sin \alpha - \sum c \cdot l - \sum (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi}{\sum \cos(\alpha + \theta)}$$

締付け・引き止め機能{T・sin(α+θ)・tan φ + T・cos(α+θ)}の両方を期待した場合

$$P_r = \frac{F_{sp} \sum W \cdot \sin \alpha - \sum c \cdot l - \sum (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi}{\sum \{ \sin(\alpha + \theta) \tan \phi + \cos(\alpha + \theta) \}}$$

C : 粘着力(kN/m²)

l : 分割片で切られたすべり面の弧長(m)

W : 分割片の全重量(kN/m)

u : 間隙水圧(kN/m²)

b : 分割片の幅(m)

a : 分割片で切られたすべり面の中心とすべり面の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角(度)

θ : 内部摩擦角(度)

T : アンカー張力(kN/m)

α : アンカーと水平角のなす角(度)

P_r : 単位幅当りの必要アンカー力(kN/m)

F_{sp} : 計画安全率

2 FLAC3D を用いた二次元斜面の解析

2-1 解析に用いる地盤・アンカーのパラメーター

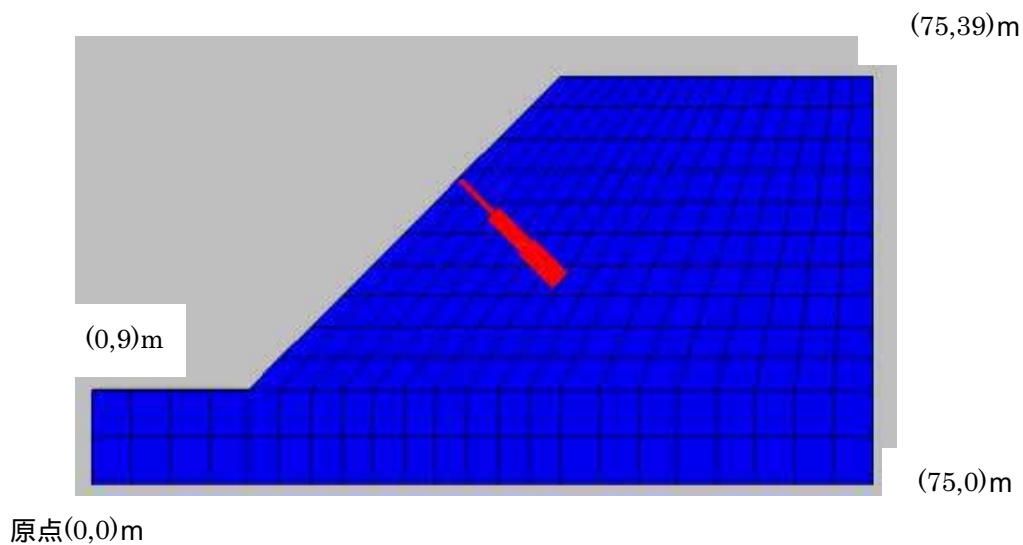


図 2-1 解析に用いる 2 次元斜面

本解析では、斜面に対するアンカー角、アンカー位置を変化させた場合の安全率やひずみの違いについて解析することを目的としているので、パラメータに関しては、非常に一般的な値を用いるものとして、FLAC3D の解析例の値を用いた。

表 2-1 地盤パラメーター

地盤のパラメーター	
密度	2000kg/m ³
ヤング率	82MPa
ポアソン比	0.36
体積弾性係数	100MPa
せん断弾性係数	30MPa
粘着力	12380Pa
内部摩擦角	20 °
斜面の高さ	30m

表 2-2 アンカーのパラメーター

アンカーパラメーター	
ヤング率	2.0GPa
引張り降伏強度	108Pa
断面積	0.01m ²
グラウト粘着力	100GPa
グラウト剛性	2.0GPa
初期緊張力	1.0MPa

2-2 斜面角度 45 ° の自重安定解析

角度 45 ° の斜面に関して、重力のみを考慮して、安定解析を行う。

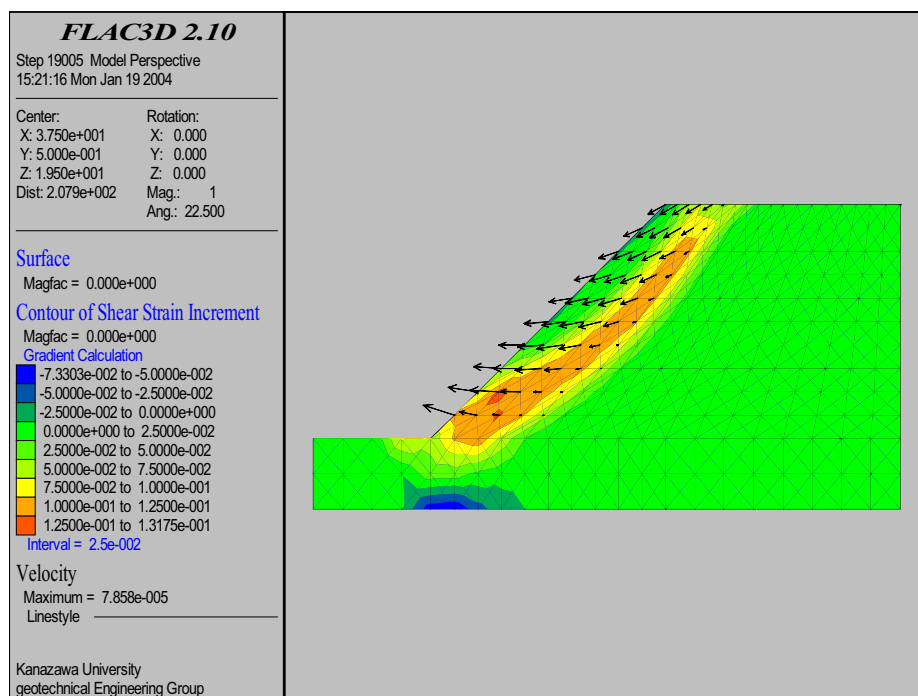


図 2-2 ひずみ速度の分布と変位ベクトル

上の図は、アンカーを考慮せず重力だけを考慮した結果である。斜面にそって、きれいに円弧すべりを起こしているのが見られる。青い部分はマイナスのひずみであり、上部に引張りひずみがおこっているため、その分下部に圧縮が起こっていると考えられる。

また、安全率は **0.70** であり、何らかの斜面对策工を行わなければ、斜面崩壊を起こしてしまう。そこで、目標の計画安全率を **1.15 ~ 1.2** とし、以降で解析を行なう。

2-3 アンカー角を変化させた場合の安定解析

2-3-1 アプローチ

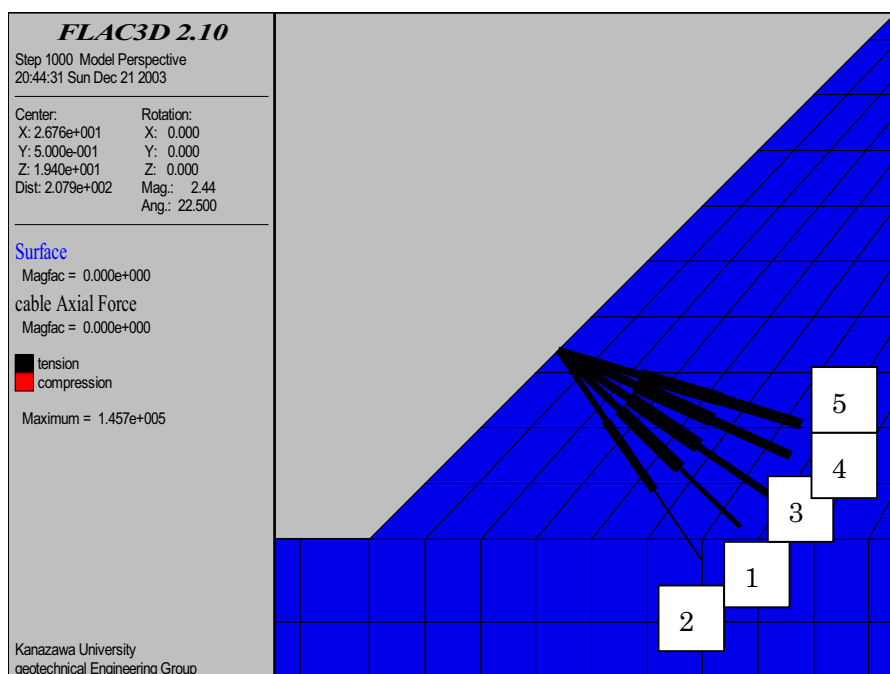


図 2-3 アンカー角の番号

図 2-3 のように直角から 10° ずつ角度を変えて安全率を比較する。

表 2-3 アンカー始点と終点

		アンカー始点	アンカー終点
1	90°	(25.2 0.5 19.2)	(35.1 0.5 9.6)
2	$90^\circ - 10^\circ$	(25.2 0.5 19.2)	(33.0 0.5 7.8)
3	$90^\circ + 10^\circ$	(25.2 0.5 19.2)	(36.6 0.5 11.4)
4	$90^\circ + 20^\circ$	(25.2 0.5 19.2)	(37.8 0.5 13.5)
5	$90^\circ + 30^\circ$	(25.2 0.5 19.2)	(38.4 0.5 15.2)

表 2-3 は ~ 番までの傾きと、始点と終点の座標を示している。

2-3-2 解析結果

(1) アンカー対斜角 90° の場合

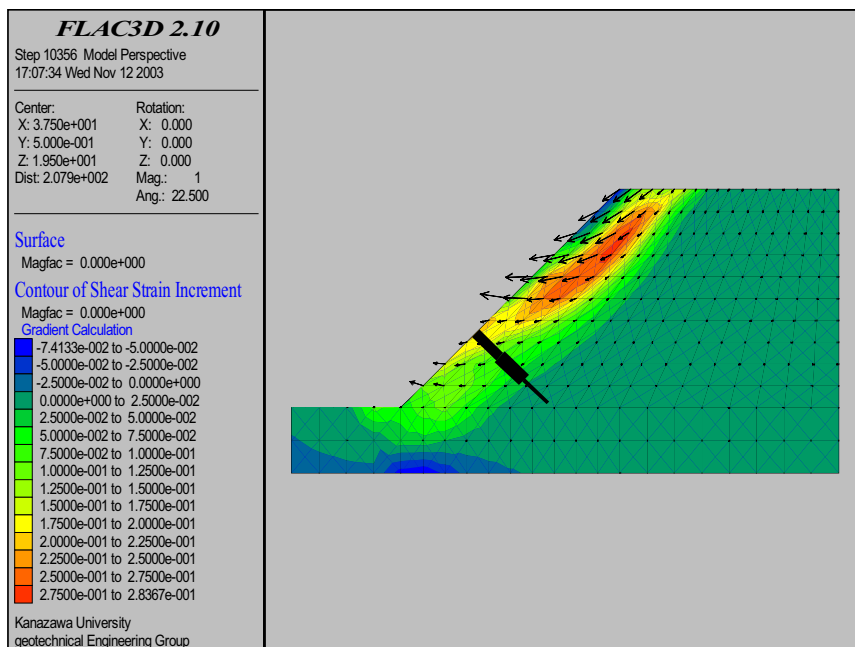


図 2-4 斜面 45° 下部アンカー 90°

(2) アンカー対斜角 $90^\circ - 10^\circ$ の場合

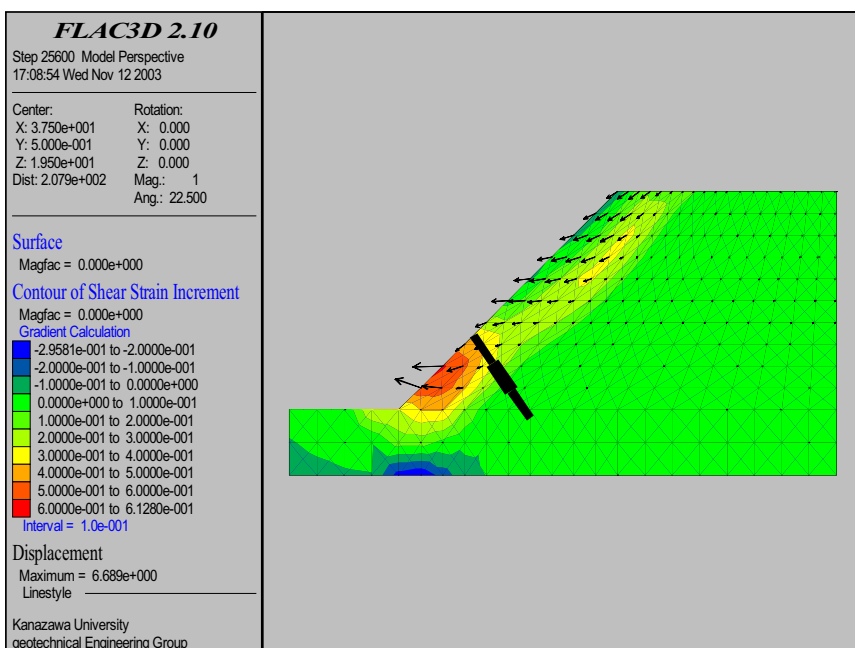


図 2-5 斜面 45° 下部アンカー $90^\circ - 10^\circ$

(3) アンカー対斜角 $90^\circ + 10^\circ$ の場合

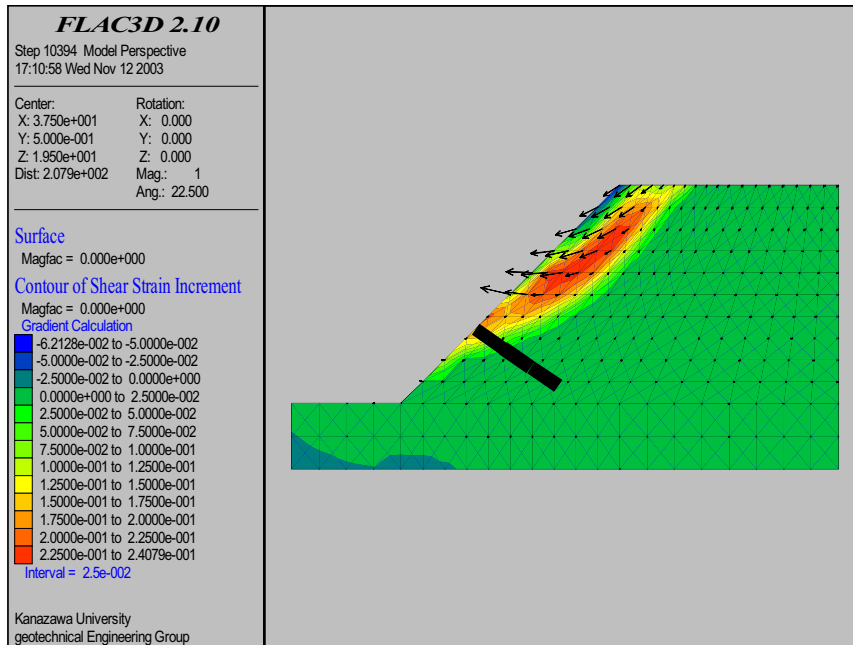


図 2-6 斜面 45° 下部アンカー $90^\circ + 10^\circ$

(4) アンカー対斜角 $90^\circ + 20^\circ$ の場合

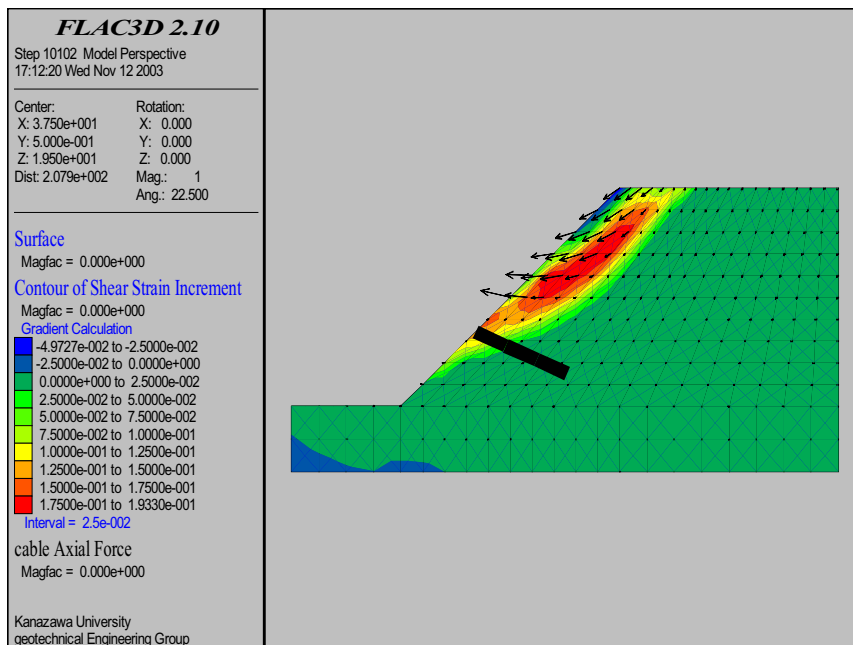


図 2-7 斜面 45° 下部アンカー $90^\circ + 20^\circ$

(5) アンカー対斜角 $90^\circ + 30^\circ$ の場合

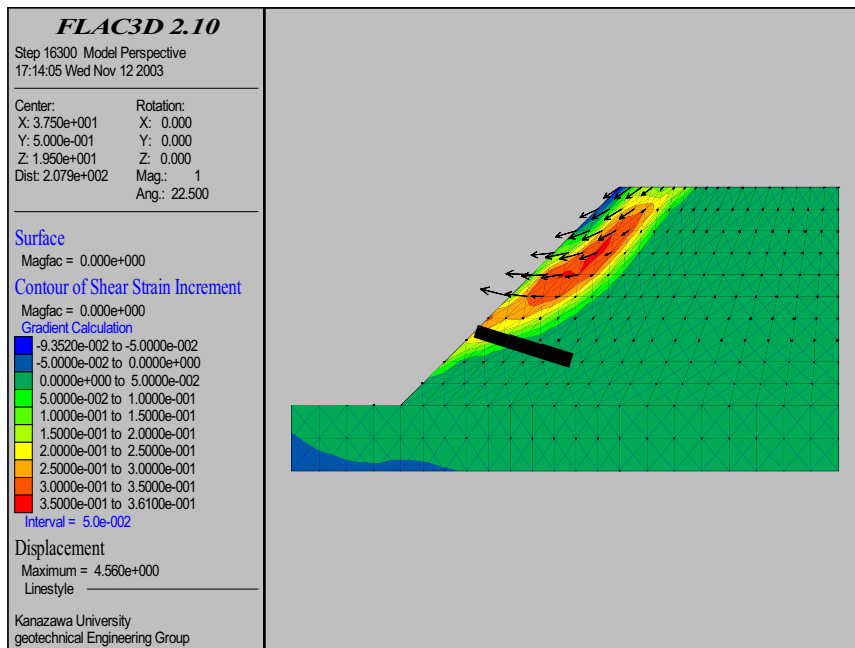


図 2-8 斜面 45° 下部アンカー $90^\circ + 30^\circ$

表 2-4 安全率と最大アンカー力の比較

		安全率	最大アンカー力(N)
1	90°	0.86	$1.17E+06$
2	$90^\circ - 10^\circ$	0.83	$1.59E+06$
3	$90^\circ + 10^\circ$	0.86	$1.05E+06$
4	$90^\circ + 20^\circ$	0.86	$1.02E+06$
5	$90^\circ + 30^\circ$	0.86	$1.05E+06$

(1),(3),(4),(5)の直角から上へ傾ける場合に関しては、安全率やひずみの分布において大きな変化は見られなかった。(2)の場合においてのみ、斜面の下部に大きなひずみが見られ、安全率も他の4つと比べると0.83と少し小さくなっている。

角度の変化に関していえば、それほど大きな違いは見られず、工事のことを考えると、 $-10^\circ \sim +10^\circ$ 程度までが妥当と考えられる。

2-4 アンカー位置を変化させた場合の安定解析

2-4-1 アプローチ

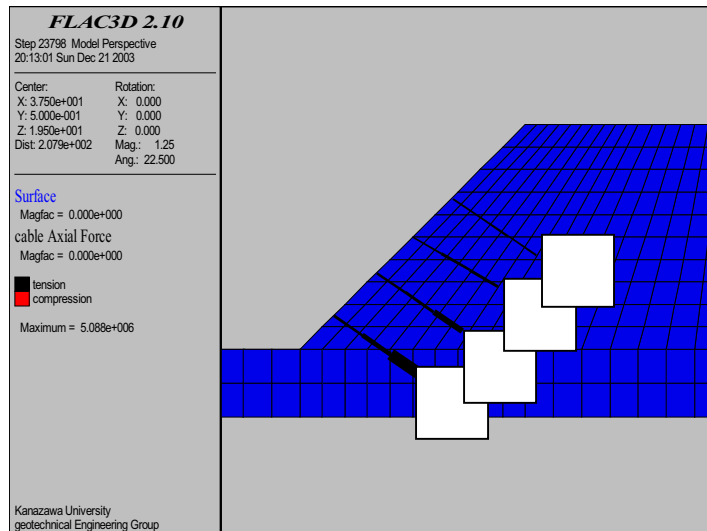


図 2-9 アンカー位置番号

図 2-9 のように から の 4 つの位置の組合せを変化させ、安全率を比較する。

表 2-5 アンカー始点とアンカー終点

	アンカー始点	アンカー終点
	(19.5 0.5 13.5)	(30.9 0.5 5.7)
	(25.2 0.5 19.2)	(36.6 0.5 11.4)
	(30.0 0.5 29.1)	(41.4 0.5 17.4)
	(35.4 0.5 29.1)	(46.5 0.5 21.6)

表 2-5 は ~ 番までの始点と終点の座標を示している。

2-4-2 アンカー本数 1 本の場合の解析結果

アンカー角度を 90° に統一して、解析を行なうものとする。
(1) アンカー位置 の場合

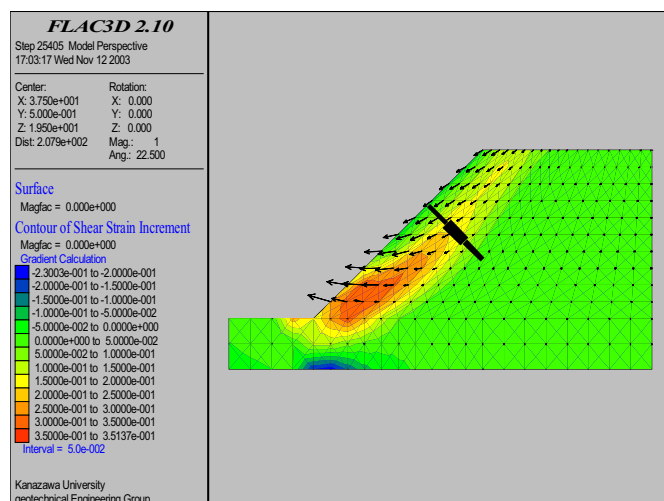


図 2-10 斜面 45° アンカー 90

(2) アンカー位置 の場合

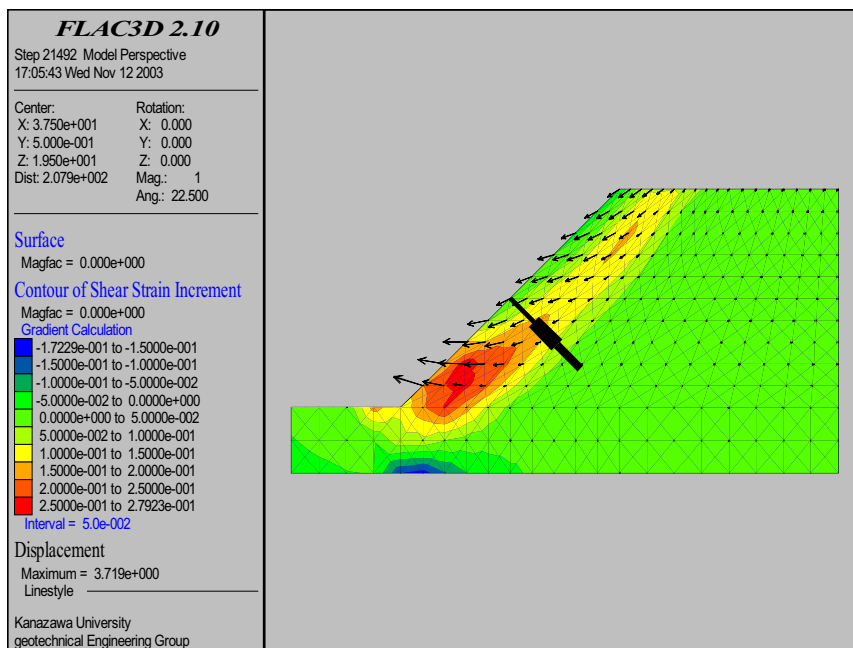


図 2-11 斜面 45° アンカー 90

(3) アンカー位置 の場合

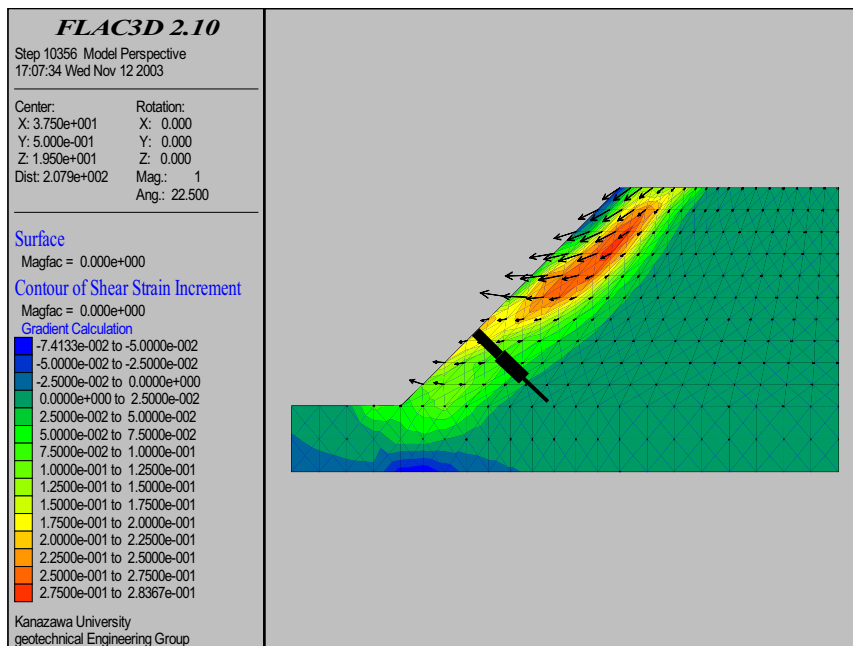


図 2-12 斜面 45° アンカー 90

表 2-6 安全率と最大アンカー力の比較

	安全率	最大アンカー力(N)
	0.74	1.34E+06
	0.81	1.27E+06
	0.86	1.17E+06

、 の場合は斜面の下部に大きなひずみが生じており、 の場合は斜面の上部に大きなひずみが生じていることがわかる。また、安全率に関しても、アンカーの位置が下の方へ移動するにつれて大きくなっている傾向がみてとれる。以上のことより、1本のアンカーで対策する場合には、斜面の上部よりも下部に対策することが妥当である。しかし、1本のアンカーでは計画安全率を満足せず、複数本のアンカーが必要であることが分かる。

2-4-3 アンカー本数 2 本の場合の解析結果

アンカー角度を $90^\circ + 10^\circ$ に統一して、解析を行なうものとする。

(1) アンカー位置 + の場合

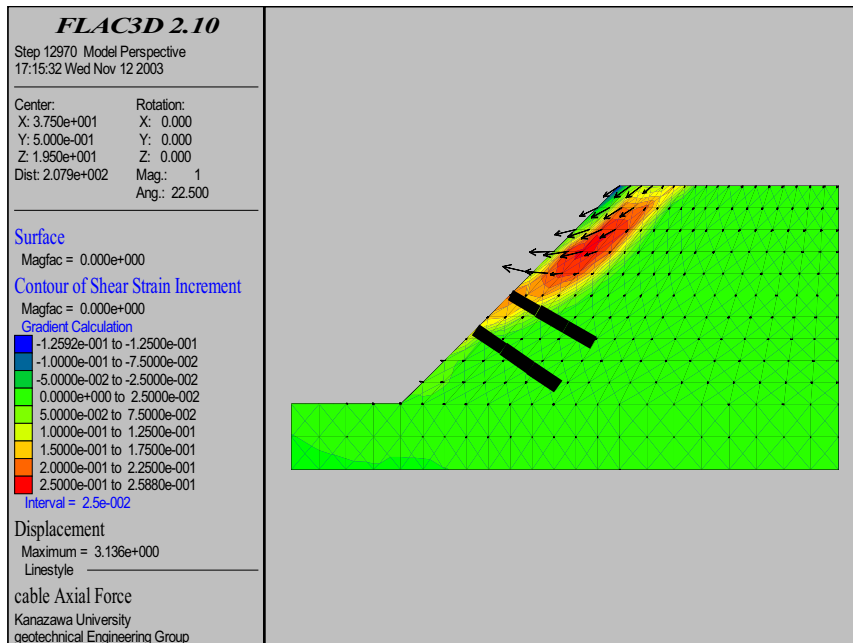


図 2-13 斜面 45° + アンカー $90^\circ + 10^\circ$

(2) アンカー位置 + の場合

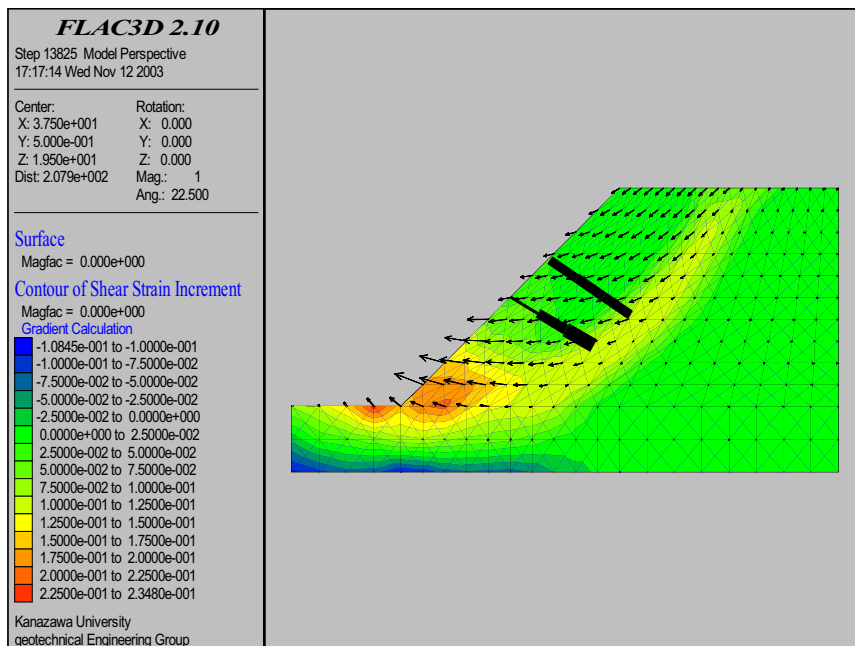


図 2-14 斜面 45° + アンカー 90° + 10°

(3) アンカー位置 + の場合

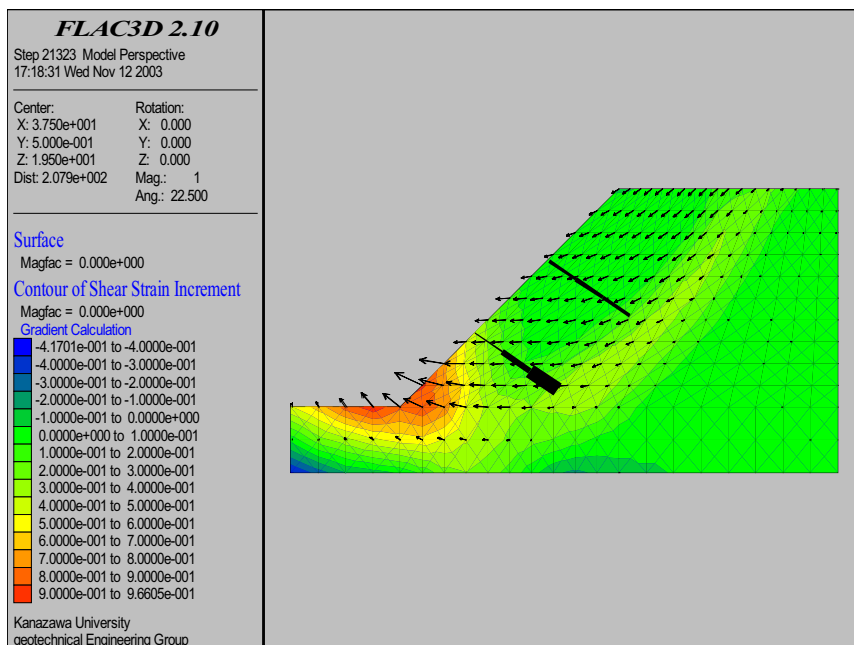


図 2-15 斜面 45° + アンカー 90° + 10°

表 2-7 安全率と最大アンカー力の比較

	安全率	最大アンカー力(N)
+	0.94	1.05E+06
+	0.89	1.44E+06
+	1.04	3.99E+06

アンカー2本の場合、1本の場合に比べて位置の違いで安全率やひずみの分布に大きな違いがみられた。+ の場合は斜面の上部にひずみが生じ、+、+ の場合は上部にはほとんどひずみは発生せず、下部に集中している。また、安全率に関していえば、+ はアンカーが1本の場合とそれほどの差はみられず、経済性も考慮すると無駄が多いと考えられる。対して、+ のように、他の2パターンに比べて、間をあけてアンカーを施工すると、安全率も上がり経済的である。

2-4-4 アンカー本数3本, 4本の場合の解析結果

アンカー角度を $90^\circ + 10^\circ$ に統一して、解析を行なうものとする。

(1) アンカー位置 + + の場合

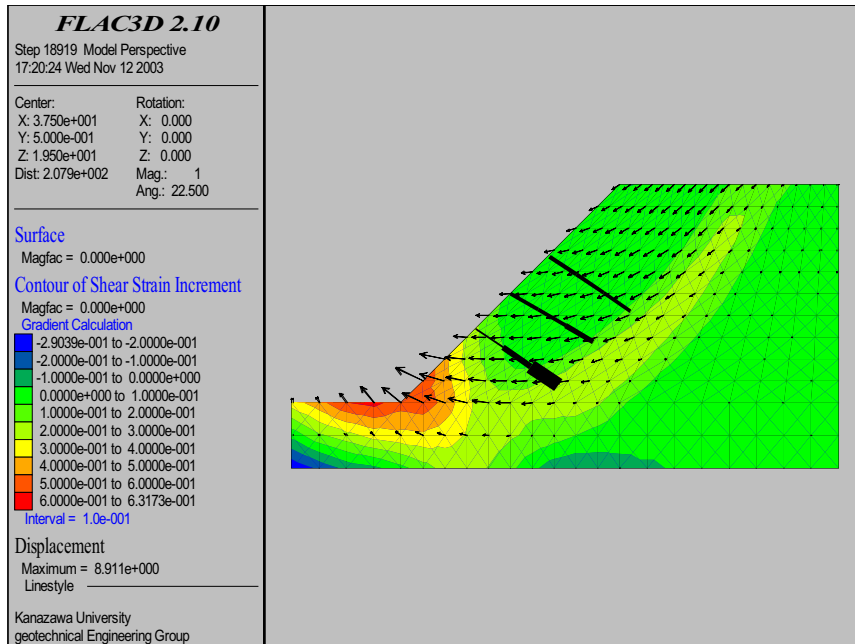


図 2-16 斜面 45° + + アンカー $90^\circ + 10^\circ$

(2) アンカー位置 ++ の場合

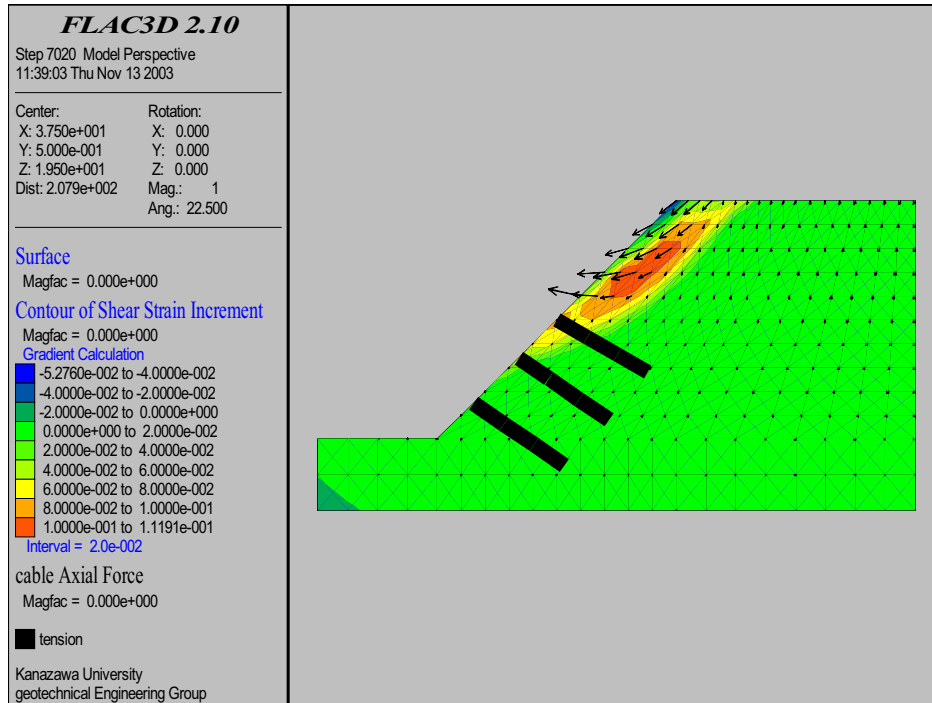


図 2-17 斜面 45° ++ アンカー 90° + 10°

(3) アンカー位置 ++ の場合

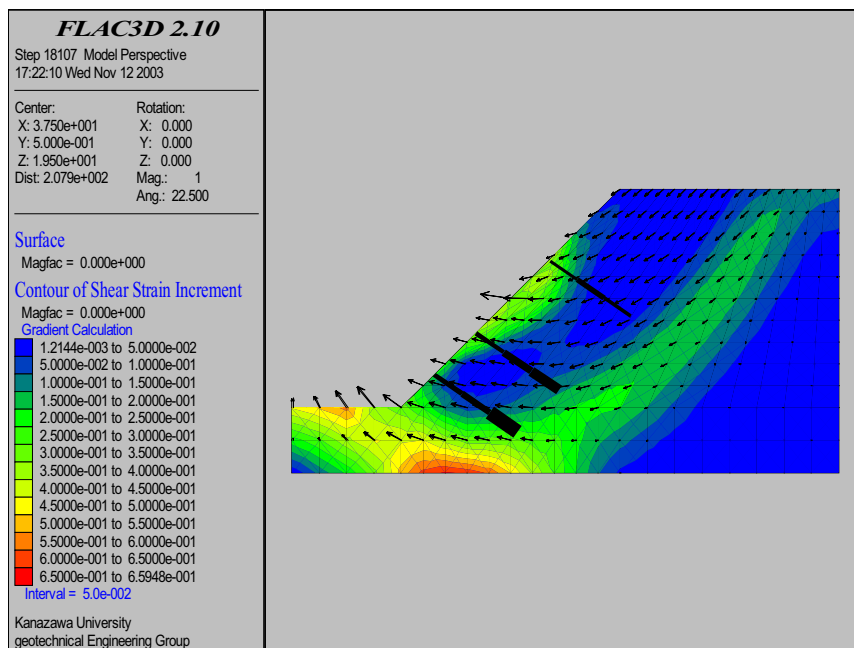


図 2-18 斜面 45° ++ アンカー 90° + 10°

(4) アンカー位置 + + + の場合

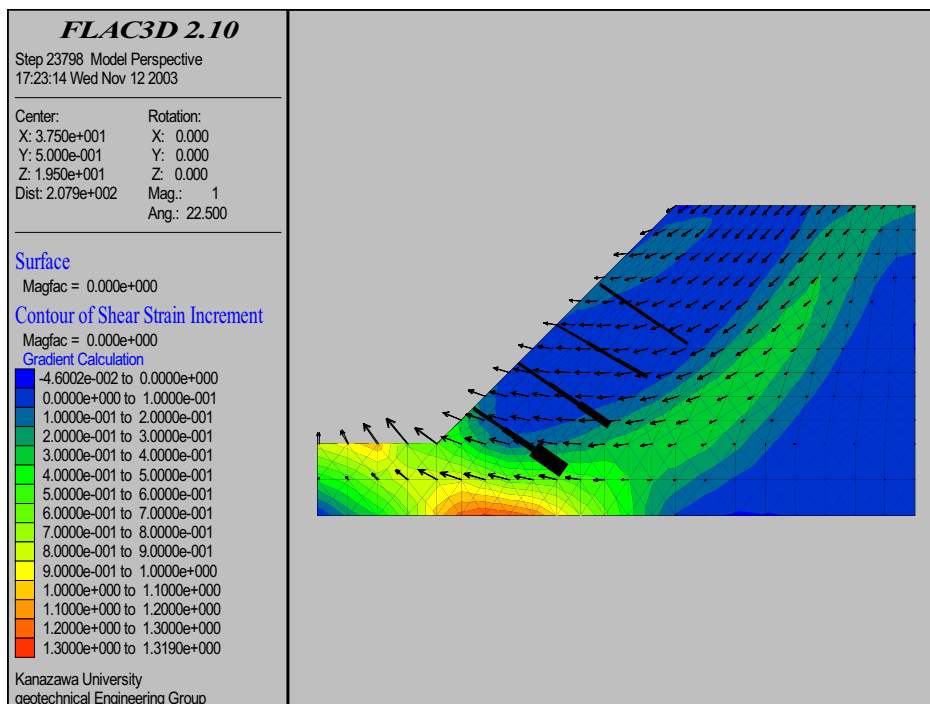


図 2-19 斜面 45° + + + アンカー 90° + 10°

表 2-8 安全率と最大アンカー力の比較

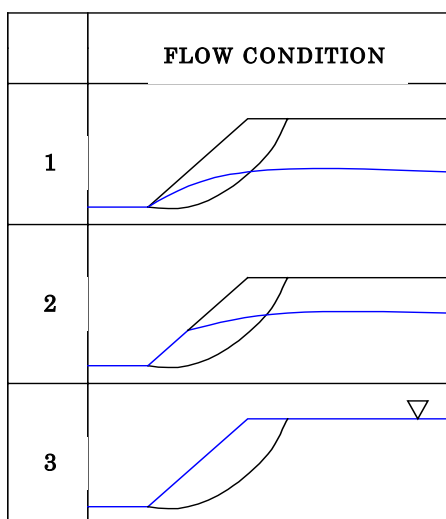
	安全率	最大アンカー力(N)
+ +	1.04	3.44E+06
+ +	0.94	1.01E+06
+ +	1.19	3.40E+06
+ + +	1.22	5.09E+06

3 本の場合の解析において、+ + の場合においてのみ、安全率が 1.19 と計画安全率の 1.15~1.2 を満足している。+ + と + + の場合においては 2 本のアンカーでも十分にだせる安全率であり、不経済である。4 本の場合も + + の場合とそれほど変わっていない。この程度の規模の斜面に関しては、アンカーの配置によって、3 本のアンカーで十分に満足する安全率を得ることができる。

2-5 地下水位置を変化させた場合の安定解析

雨が降ると地下水面が上昇し、荷重が増加し、滑動力も増加する。また有効荷重は減少し、滑動抵抗力は減少してしまう。そのため降雨による地下水面の上昇は斜面崩壊の大きな発生要因となっている。

そこで、この章では地下水を考慮し、地下水面の変化が安全率にどのように変化をもたらすかについて検証する。



2-5-1 アプローチ

左の表 2-9 のように地下水位を 1 ~ 3 の三段階に変化させ、安全率の違いを比べる。

表 2-9 FLOW CONDITION

2-5-2 解析結果

(1) FLOW CONDITION 1

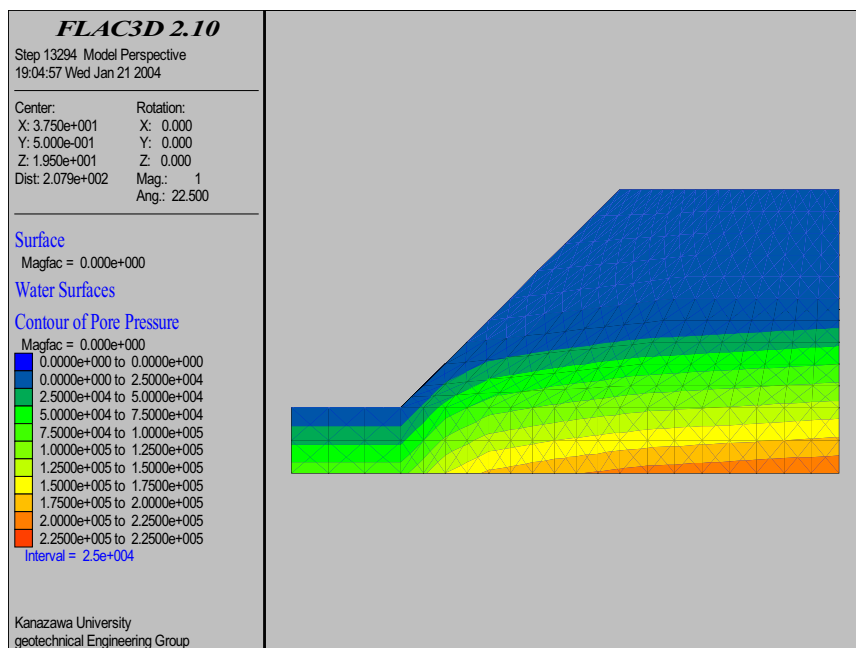


図 2-20 斜面 45° FLOW CONDITION 1 間隙水圧

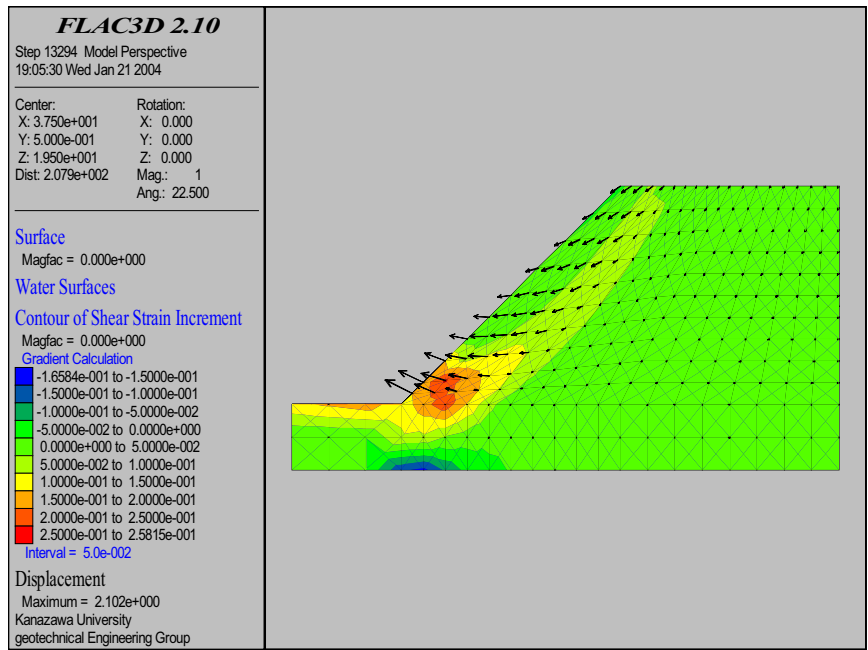


図 2-21 斜面 45° FROWCONDITION 1 ひずみ分布と変位ベクトル

(2) FROWCONDITION 2

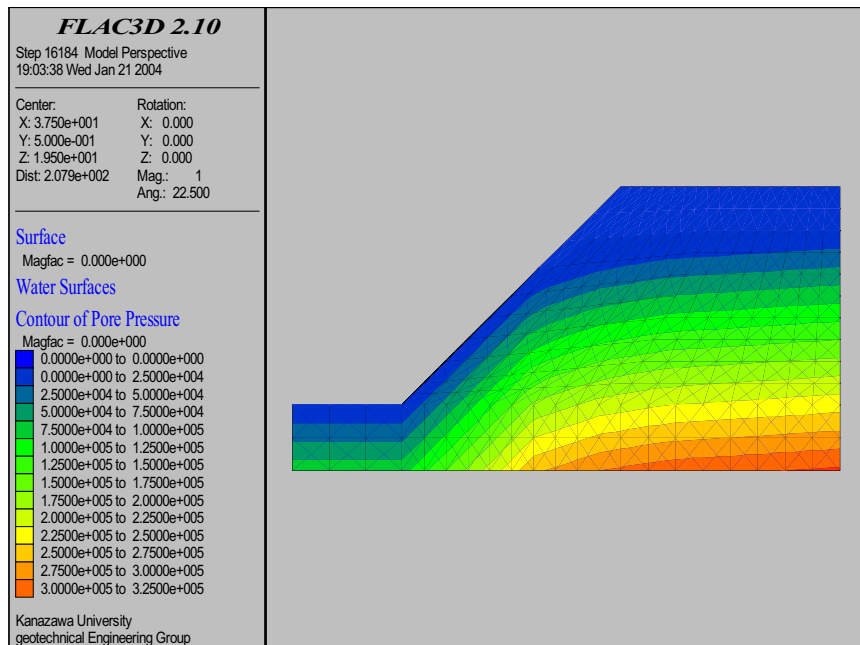


図 2-22 斜面 45° FROWCONDITION 2 間隙水圧

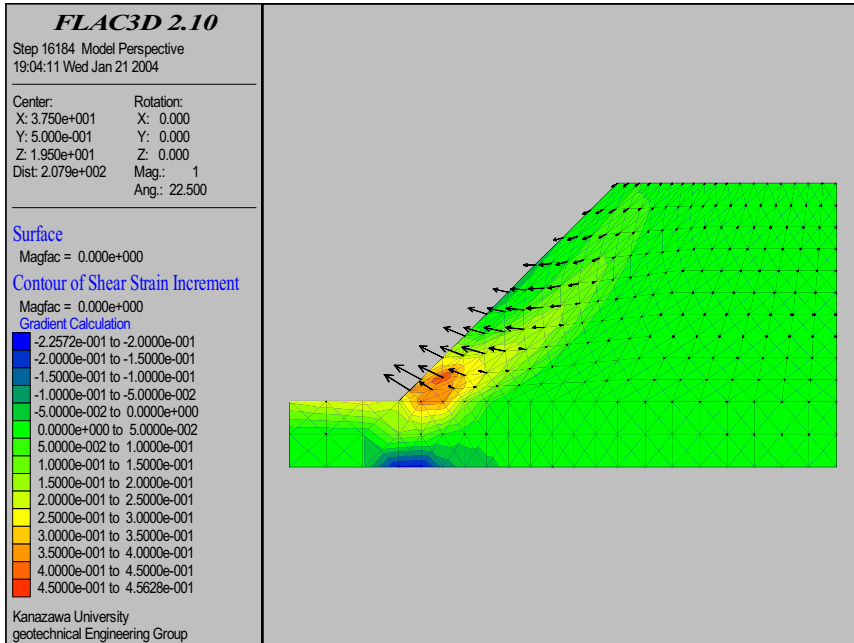


図 2-23 斜面 45° FLOW CONDITION 2 ひずみ分布と変位ベクトル

(2) FLOW CONDITION 3

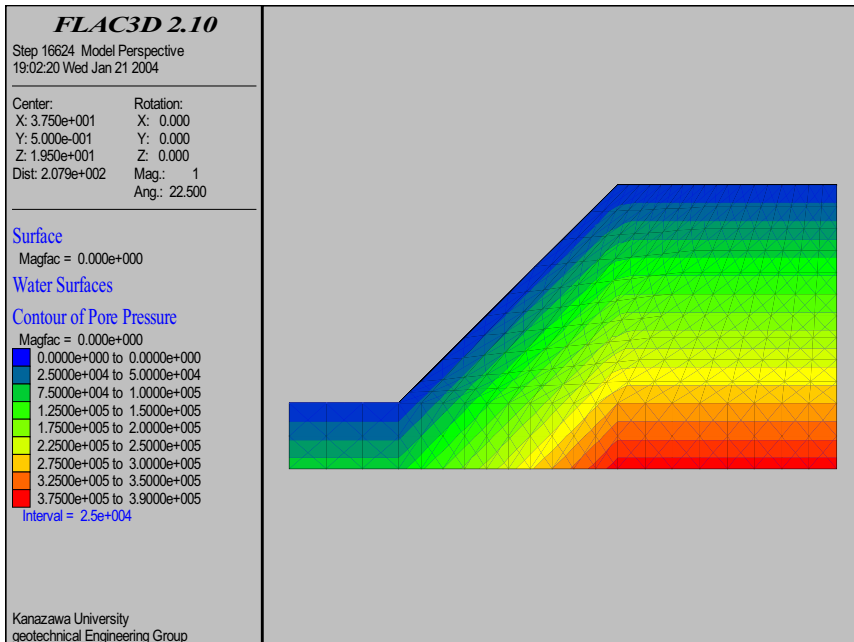


図 2-24 斜面 45° FLOW CONDITION 3 間隙水圧

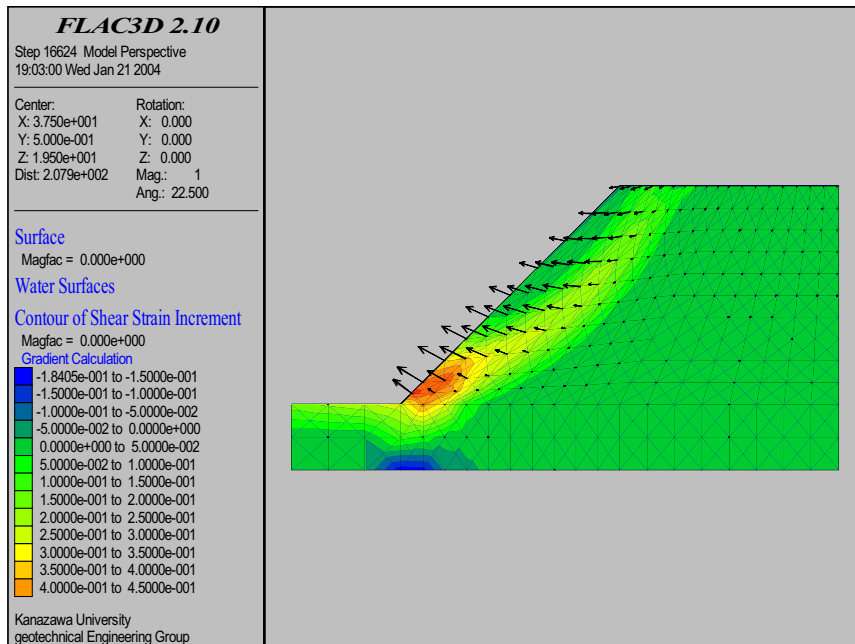


図 2-25 斜面 45 ° FLOW CONDITION 3 ひずみ分布と変位ベクトル

表 2 - 9 安全率と最大変位の比較

	安全率	最大変位(m)
condition1	0.6	2.102
condition2	0.43	3.329
condition3	0.33	3.778

図 2-23, 図 2-24, 図 2-25 の三つを比べてみると、地下水位置の違いによって、ひずみ分布に大きな違いは見られない。しかし、地下水の間隙水圧によって有効応力が減少し、せん断抵抗力が小さくなるため、最大変位は大きくなり、安全率も低下していることが分かる。

3 山科地すべりへの適用

3-1 山科地すべりの概要と研究目的

3-1-1 概要

2002 年 11 月 8 日に石川県金沢市山科町の山林で、長さ 200m、幅 150m、高さ 10m にわたる流動性地すべりが発生した。この地すべりは発生前 13 日間の連続降雨が誘因と考えられる。この地すべりによって源頭部でりんご園が崩壊し、末端付近で林道が破壊された。

その後も拡大は続き、2003年12月31日には、再び流動性地すべりが発生し、源頭部の林道が破壊された。

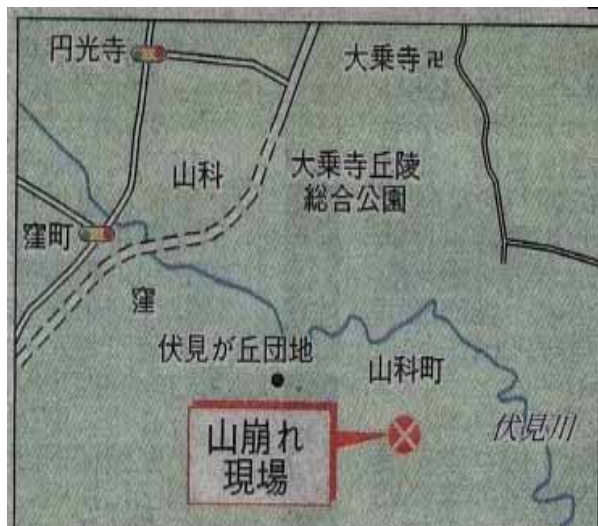


図 3-1 地すべり現場位置

3-1-2 山科地すべり地の特徴

地すべり地周辺は小起伏山地で、斜面は比較的緩やかに傾斜する。崩壊する前は本地すべり地域は沢地形であり、水が集まりやすい地形であった。また、その沢は伏見川につながる。地すべり発生後は源頭部の両脇から多量に湧水し、小沢を形成している。

山科地すべり周辺の植生はほとんど竹林であるが、地すべり地の源頭部にはりんご畑が広がる。このりんご畑は過去の農地造成により造られた平地上にある。滑落崖に農地造成前の旧地表面と判断できる厚さ 10 cm 程度の黒色の層が確認できた。この黒色の層の上位層は農地造成の際の盛土部分で、下位層は風化泥岩であり、粘土化している。

源頭部の崩壊状況は、少なくとも 2 回の崩壊があったと判断できる。

末端付近では竹が前方に倒れており、この竹林によって土砂が幾分塞き止められ、崩壊土が厚く分布していると判断できる。

山科地すべり地の地質は第三紀犀川層の塊状無層理の泥岩を主とするが、風化泥岩層に礫層が不整合に覆っているのが確認できた。この礫層は最大層厚 2 m 程度で、褐色に風化しており、水を通しやすい。この礫層は犀川層を不整合に覆う段丘堆積物であると判断した。

地すべり地内の泥岩の特徴は、新鮮な青灰色の泥岩ではほとんど亀裂は分布していないのに対し、風化した褐色の泥岩では亀裂が密に分布しているのが確認できた。この風化泥岩はぼろぼろと崩れやすい。この亀裂が密な泥岩がさら

に風化すると粘土化し、亀裂が密な風化泥岩の上位層となる。従って山科地すべり地域の泥岩は風化度の違いにより3層に分類できる。

3-1-2 降雨量

地すべりの発生した2002年の年降雨量は4795mmでここ10年で最も多い。地すべりの発生した2002年の11月の月降雨量は488mmであり、これは他の都市の11月の雨量よりもはるかに多く、梅雨時期の7月の雨量よりもわずかに多い。地すべりの発生した2002年11月8日から遡った1ヶ月間の最大日雨量は11月4日の79mmであるが、それほど多くはない。なぜなら過去には1996年6月25日に187.5mm、2000年9月10日に172.0mmの雨量が観測されているからである。しかし、発生前13日間の総雨量は377mmであり、月雨量の77%に及ぶ。過去10年でこのような短期的な連続降雨は観測されていない。降雨が続いた場合(1日に20mm以上の降雨)には流量は日増しに増え侵食の量も多く、それに伴い地下水位も上昇し、地すべりが発生したと考えられる。

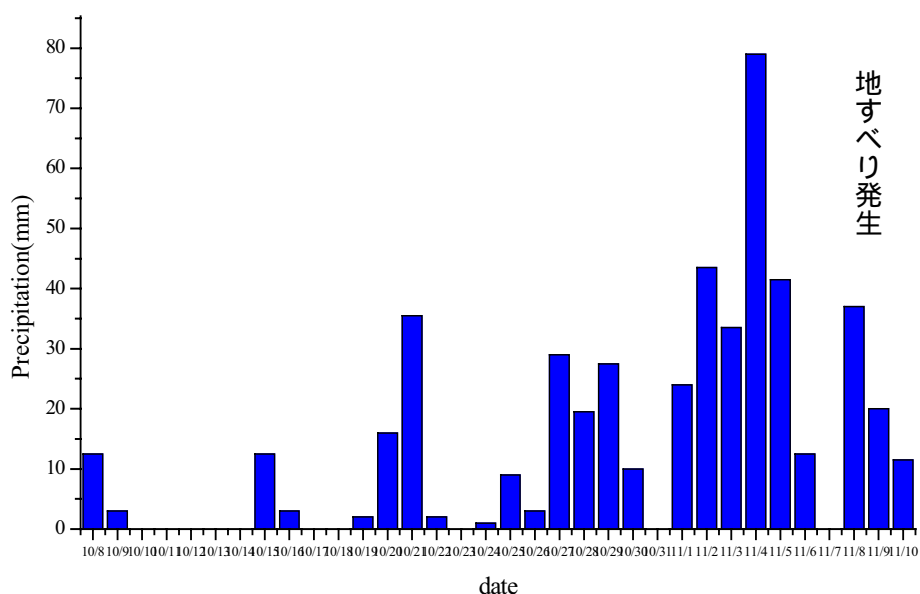


図 3-2 地すべり発生前後の雨量

3-1-4 現地マップ

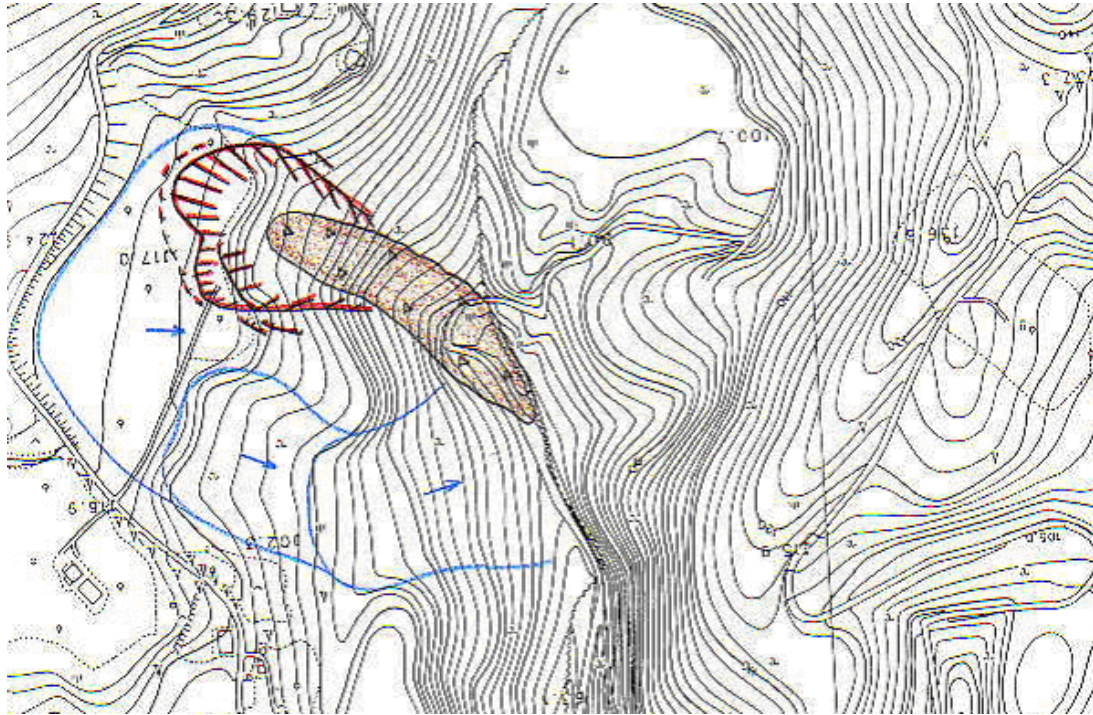


図 3-3 現地マップ

図 3-3 は現地マップであり、森林基本図 1 / 2 5 0 0 で作成されたものである。赤が発生した滑落崖、茶色が崩落土塊、青は予想される地すべりブロックである。以下撮った写真の中から数枚を紹介する。



頭部付近を左翼側から見る。崖高は 1 5 m 以上にも及ぶ。角度は 6 0 ~ 7 0 ° と非常に高角。崖を構成する地質は、固結した粘土・砂礫。



頭部には平地が 1 0 ~ 2 0 m 残る。その先には林道がある（現在写真を撮っているところ）。



左翼側の崖。右翼側よりも若干低い。



頭部から地すべり内部を見る。かなりの量の土砂が流出していることがわかるが、未だ10 m程度の層厚の土砂が残留している。



内部の崩落土塊。還元状態で灰色を呈する



内部の崩落土塊は飽和状態でヘドロ化している



一部池となっている。



下流の谷で土砂は止まっている。いつ動き出してもおかしくない。

図 3-4 現地写真

3-1-5 研究目的とアプローチ

これまで1章、2章で行なった数値解析を実際の現場に適用し、山科地すべりの変形解析、地すべりメカニズムを解析する。

一面せん断試験等から地盤のパラメータを算出し、測量断面図、ボーリングデータから FLAC3D を用いて二次元の旧地形を復元し、解析を行ない、その後、これまで行ってきた解析結果を適用し、地すべり対策問題として、アンカーをさし、解析をする。

3-2 測量断面図・ボーリングデータによる地形の復元

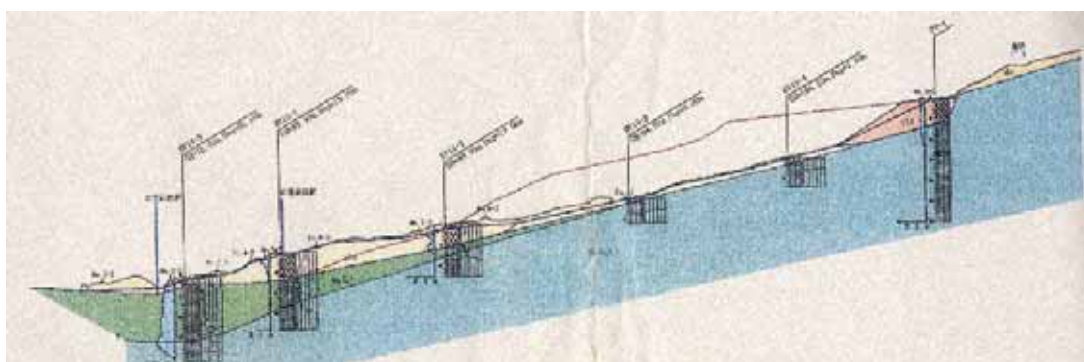


図 3-5 測量断面図

図 3-5 は一度目の崩壊前と崩壊後の測量断面図である。水色の部分は新鮮な基盤であり、その上に堆積物と崩壊土砂が覆っている。復元する地形は大きく分けて、基盤、強風化層、弱風化層の三層に分けた。また、旧地形には盛土部分を設けた。

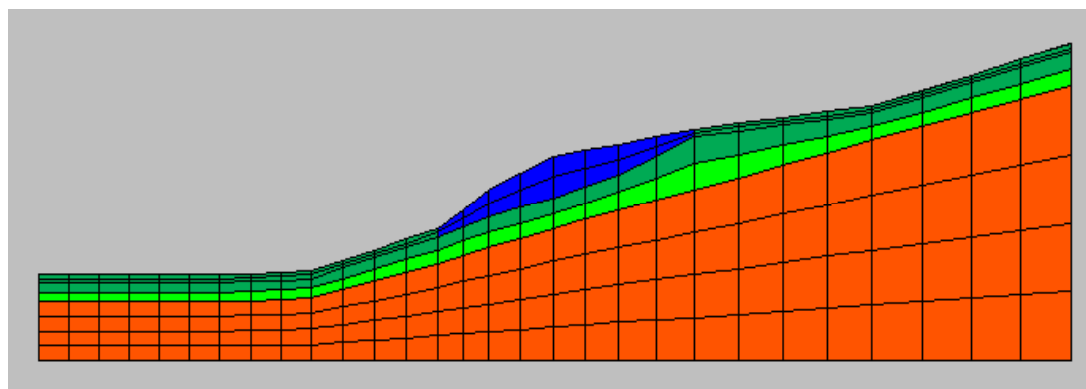


図 3-6 旧地形

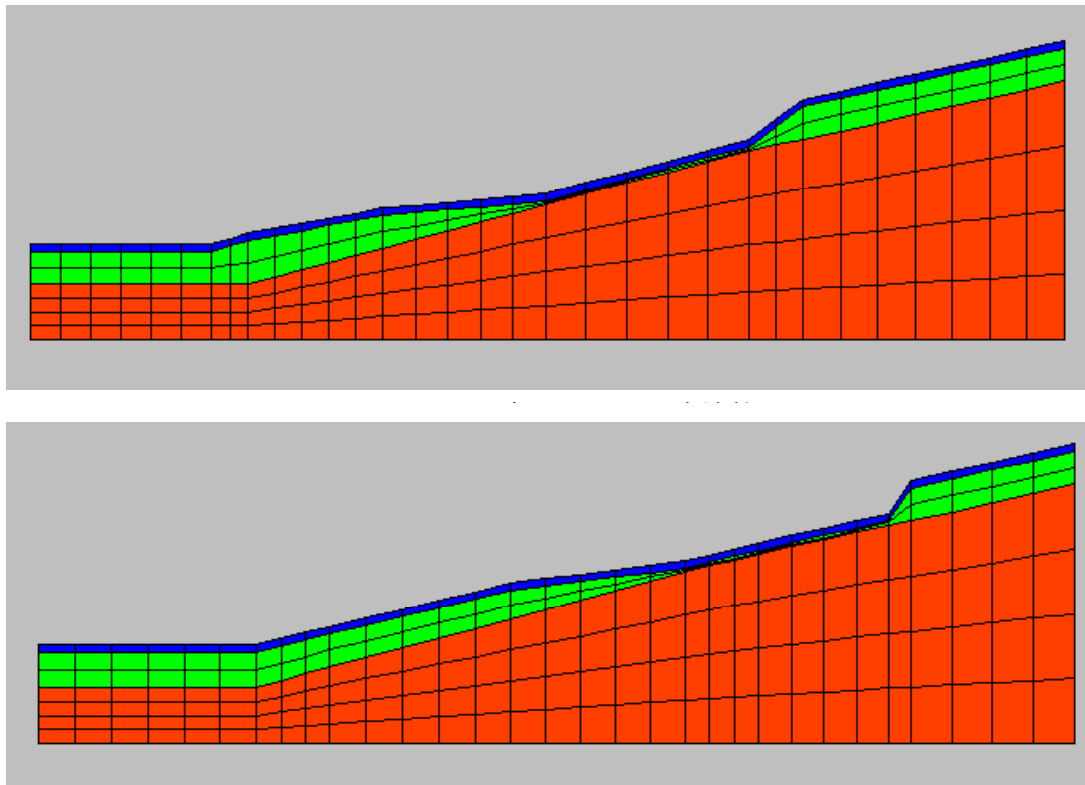


図 3-8 現地形

図 3-6 において、赤色の部分は新鮮な基盤層であり、黄色部分が弱風化層、緑部分が強風化層、青部分は盛土となっている。図 3-7, 図 3-8 においては、赤色の部分は新鮮な基盤層、黄色部分が弱風化層、青部分が強風化層となっている。

また、全長約 280m、高さ約 80m の二次元斜面となっており、長さ方向を X 方向、高さ方向を Z 方向とし、図の斜面の左下部分を原点(X,Z)=(0,0)とする。

3-3 土質試験等による地盤パラメーターの決定

FLAC3D の解析に用いるパラメーターの決定のため、地盤の物理的特性について調べた。

表 3-1 土質定数

3-3-1 土質定数

表層の試料を採取し、密度や含水比について調べた。

湿潤密度の $1.61\text{g}/\text{cm}^3$ を強風化層の密度とする。

土粒子密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	2.746
初期含水比(%)	63.57
湿潤密度 $\rho_t(\text{g}/\text{cm}^3)$	1.610
乾燥密度 $\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	0.984
間隙比 e	1.790
飽和度 $S_r(\%)$	97.55

3-3-2 液塑性限界試験

表 3-2 塑性限界試験

No.	T23	T03	T27
m_a	15.9	15.88	14.53
m_b	14.42	14.43	13.69
m_c	11.63	11.78	12.17
含水比(%)	53.05	54.72	55.26
塑性限界 w_p (%)	54.34		

表 3-3 液性限界試験

落下回数	48	30	27	20	10
No.	T23	T07	T29	T16	T13
m_a	31.07	28.86	33.4	35.83	40.49
m_b	22.3	21.16	23.5	24.49	26.82
m_c	11.77	12.23	12.39	11.83	12.28
含水比(%)	83.29	86.23	89.11	89.57	94.02

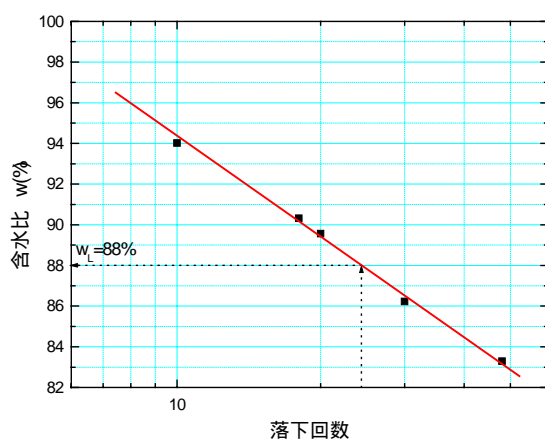


図 3-9 流動曲線から液性限界の決定

自然含水比 : $w_n = 62.09\%$

塑性限界 : $w_p = 54.34\%$

液性限界： $w_L = 88.00\%$

塑性指数： $I_p = w_L - w_p = 88 - 54.34 = 33.66\%$

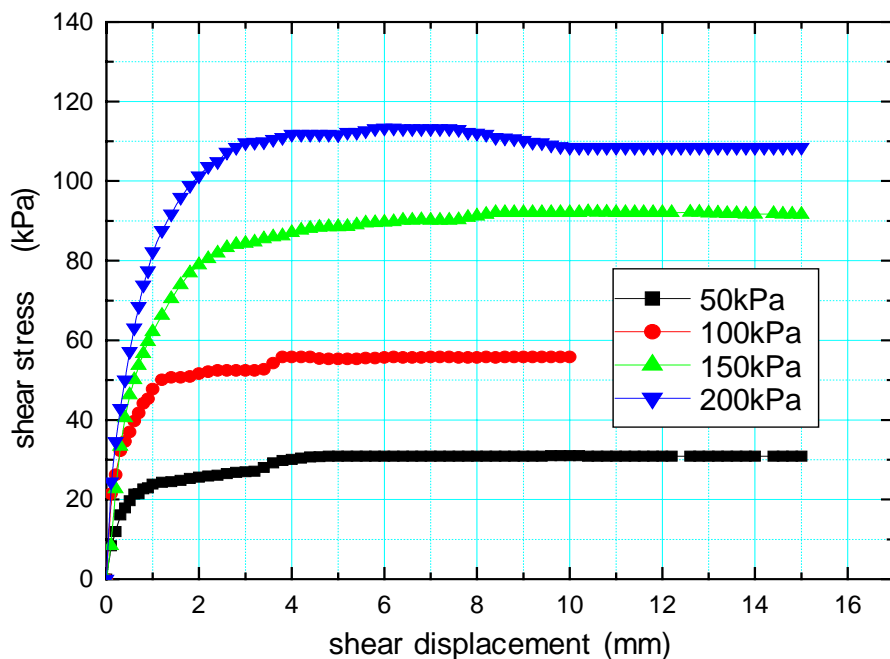
液性指数： $I_L = \frac{w_n - w_p}{I_p} = \frac{62.09 - 54.34}{33.66} = 0.230$

コンシステンシー指数： $I_c = \frac{w_L - w_n}{w_L - w_p} = \frac{88 - 62.09}{88 - 54.34} = 0.770$

液性指数は細粒土の自然含水状態における相対的な硬軟の度合いを示す量である。山科の土試料の場合、 I_L の値が0に近いことから、この土試料は比較的硬いことがわかる。またこの土試料は $I_L > 1$ の過圧密粘土であるため圧縮性が大きく攪乱に対して鋭敏である。コンシステンシー指数は細粒土の自然含水状態における相対的な硬さを表す目安である。山科の土試料は比較的 I_c の値が1に近く圧縮強度が大きくなることが考えられる。

3-3-3 一面せん断試験

表層部分の粘着力、内部摩擦角を求めるために一面せん断試験を行った。



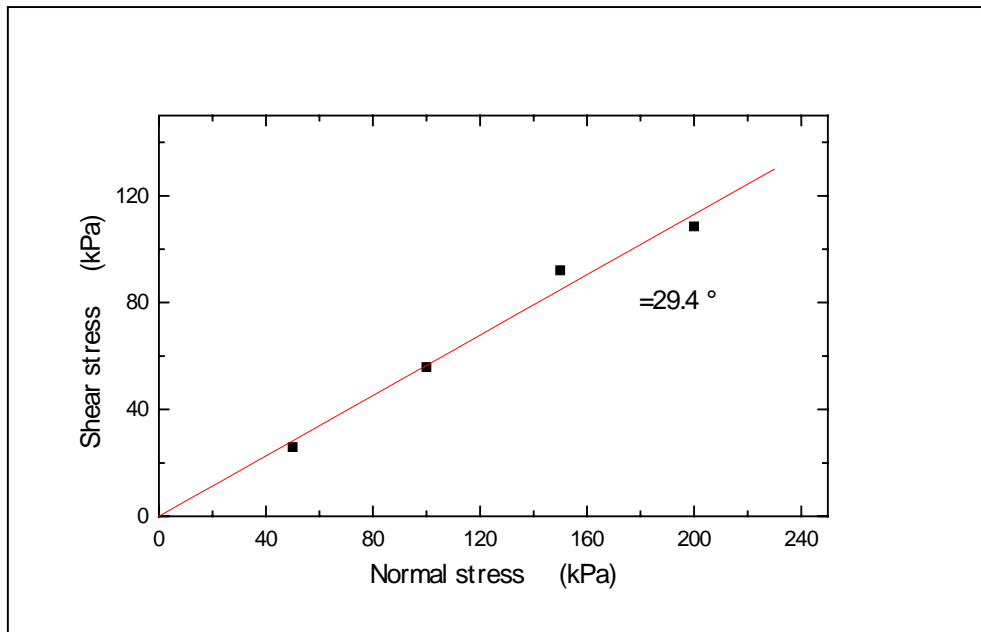


図 3-10 一面せん断試験結果。上：せん断抵抗～せん断変位関係、下：破壊線

試験結果より、表層部分の粘着力を 1.5Pa、内部摩擦角を 30°とする。弱風化、強風化、基盤にいくにつれて、粘着力、内部摩擦角を段々に大きくしていくものとする。

3-3-4 ヤング率、ポアソン比、ダイレタンシー角の決定

表 3-4 Selected elastic constants for rocks

	Dry Density(kg/ m ³)	E(Gpa)		K(Gpa)	G(Gpa)
sandstone		19.3	0.38	26.8	7
siltstone		26.3	0.22	15.6	10.8
limestone	2090	28.5	0.29	22.6	11.1
shale	2210- 2570	11.1	0.29	8.8	4.3
marble	2700	55.8	0.25	37.2	22.3
granite		73.8	0.22	43.9	30.2

表 3-4 の shale より新鮮な基盤部分の密度とヤング率、ポアソン比を決定した。また、弱風化のヤング率は基盤の 40 ~ 50 分の 1、強風化のヤング率は弱風化の 3 ~ 4 倍であるという経験値を用いた。また、表層は粘土化しているため、ポアソン比を 0 . 4 0 と設定した。

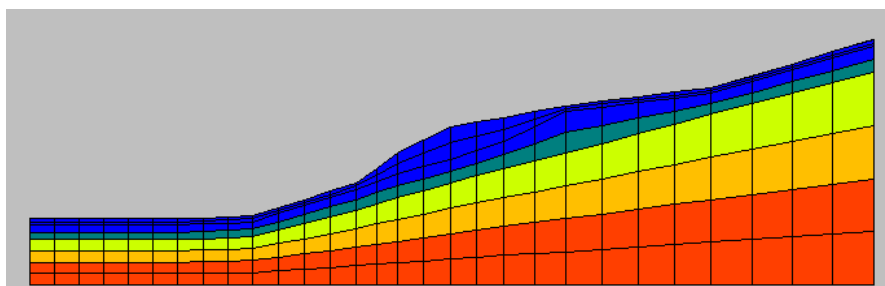
表 3-5 Typical values for dilation angle (Vermeer and de Borst(1984))

dense sand	15 °
loose sand	< 10 °
normally consolidated clay	0 °
granulated and intact marble	12 ° - 20 °
concrete	12 ° - 20 °

表 3-5 の normally consolidated clay より、ダイレタンシー角を 0 ° と決定した。

3-3-5 地盤パラメーター

3-3-5-1 旧地形



密度	2200kg/ m ³
ヤング率	11GPa
ポアソン比	0.29
体積弾性係数	8.8GPa
せん断弾性係数	4.3GPa
粘着力	1500Pa
内部摩擦角	40 °
ダイレタンシー角	0 °

赤

密度	2100kg/ m ³
ヤング率	5.0GPa
ポアソン比	0.35
体積弾性係数	5.5GPa
せん断弾性係数	1.9GPa
粘着力	1400Pa
内部摩擦角	35 °
ダイレタンシー角	0 °

オレンジ

密度	2000kg/ m ³
ヤング率	3.0GPa
ポアソン比	0.35
体積弾性係数	3.3GPa
せん断弾性係数	11GPa
粘着力	1300Pa
内部摩擦角	35 °
ダイレタンシー角	0 °

黄

密度	1700kg/ m ³
ヤング率	660MPa
ポアソン比	0.4
体積弾性係数	1.1GPa
せん断弾性係数	230MPa
粘着力	150Pa
内部摩擦角	30 °
ダイレタンシー角	0 °

緑

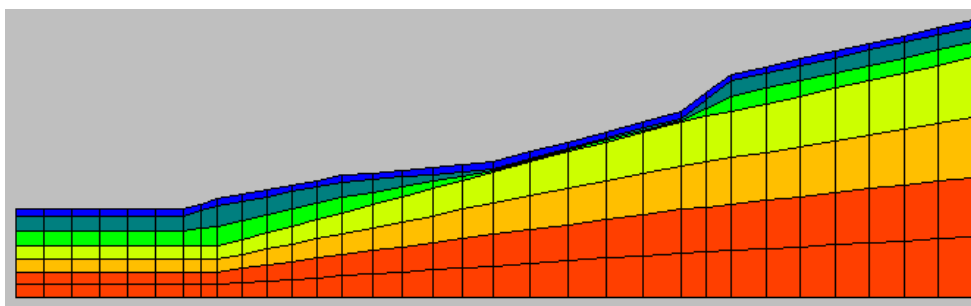
密度	1600kg/ m ³
ヤング率	300MPa
ポアソン比	0.4
体積弾性係数	500MPa
せん断弾性係数	110MPa
粘着力	15Pa
内部摩擦角	30 °
ダイレタンシー角	0 °

青

密度	1600kg/ m ³
ヤング率	220MPa
ポアソン比	0.45
体積弾性係数	730MPa
せん断弾性係数	75MPa
粘着力	1.5Pa
内部摩擦角	30 °
ダイレタンシー角	0 °

青(盛土)

3-3-5-2 2003年12月31日の崩壊前



密度	2200kg/ m ³
ヤング率	11GPa
ポアソン比	0.29
体積弾性係数	8.8GPa
せん断弾性係数	4.3GPa
粘着力	1500Pa
内部摩擦角	40 °
ダイレタンシー角	0 °

赤

密度	1700kg/ m ³
ヤング率	660MPa
ポアソン比	0.4
体積弾性係数	1.1GPa
せん断弾性係数	230MPa
粘着力	150Pa
内部摩擦角	30 °
ダイレタンシー角	0 °

黄緑

密度	2100kg/ m ³
ヤング率	5.0GPa
ポアソン比	0.35
体積弾性係数	5.5GPa
せん断弾性係数	1.9GPa
粘着力	1400Pa
内部摩擦角	35 °
ダイレタンシー角	0 °

オレンジ

密度	1600kg/ m ³
ヤング率	300MPa
ポアソン比	0.4
体積弾性係数	500MPa
せん断弾性係数	110MPa
粘着力	15Pa
内部摩擦角	30 °
ダイレタンシー角	0 °

緑

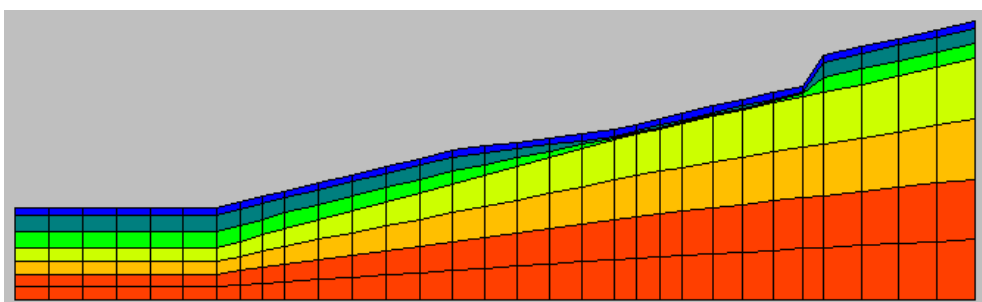
密度	2000kg/ m ³
ヤング率	3.0GPa
ポアソン比	0.35
体積弾性係数	3.3GPa
せん断弾性係数	11GPa
粘着力	1300Pa
内部摩擦角	35 °
ダイレタンシー角	0 °

黄

密度	1600kg/ m ³
ヤング率	220MPa
ポアソン比	0.45
体積弾性係数	730MPa
せん断弾性係数	75MPa
粘着力	1.5Pa
内部摩擦角	30 °
ダイレタンシー角	0 °

青

3-3-5-3 現在の地形



密度	2200kg/ m ³
ヤング率	11GPa
ポアソン比	0.29
体積弾性係数	8.8GPa
せん断弾性係数	4.3GPa
粘着力	1500Pa
内部摩擦角	40 °
ダイレタンシー角	0 °

赤

密度	2100kg/ m ³
ヤング率	5.0GPa
ポアソン比	0.35
体積弾性係数	5.5GPa
せん断弾性係数	1.9GPa
粘着力	1400Pa
内部摩擦角	35 °
ダイレタンシー角	0 °

オレンジ

密度	2000kg/ m ³
ヤング率	3.0GPa
ポアソン比	0.35
体積弾性係数	3.3GPa
せん断弾性係数	11GPa
粘着力	1300Pa
内部摩擦角	35 °
ダイレタンシー角	0 °

黄

密度	1700kg/ m ³
ヤング率	660MPa
ポアソン比	0.4
体積弾性係数	1.1GPa
せん断弾性係数	230MPa
粘着力	150Pa
内部摩擦角	30 °
ダイレタンシー角	0 °

黄緑

密度	1600kg/ m ³
ヤング率	300MPa
ポアソン比	0.4
体積弾性係数	500MPa
せん断弾性係数	110MPa
粘着力	15Pa
内部摩擦角	30 °
ダイレタンシー角	0 °

緑

密度	1600kg/ m ³
ヤング率	220MPa
ポアソン比	0.45
体積弾性係数	730MPa
せん断弾性係数	75MPa
粘着力	1.5Pa
内部摩擦角	30 °
ダイレタンシー角	0 °

青

3-4 旧地形の変形解析

地すべりメカニズムを考察するために、3-3章で決定したパラメーターを用いて、変形解析を行なう。解析は浸透流を考慮しない重力場条件で行い、地盤のモデルは Strain-Hardening/Softening を適用した。

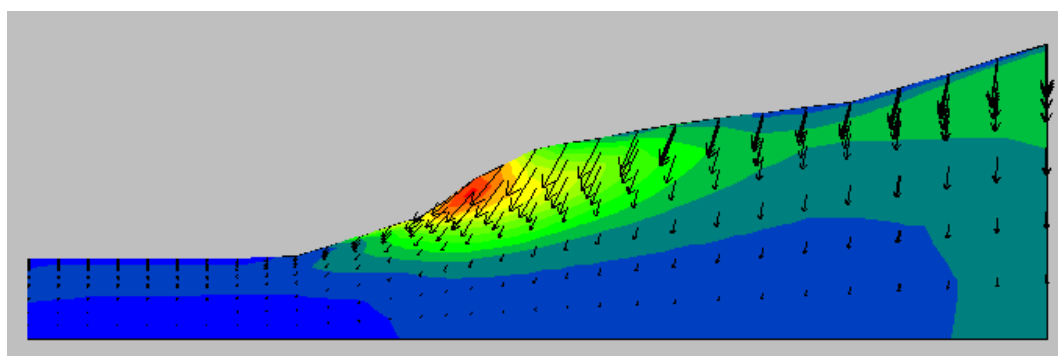


図 3-11 山科(原地形)地すべりのひずみ速度の分布と変位ベクトル

最大ひずみは $(3.25-3.38) \times 10^{-4}$ であり、最大変位は 9.5cm となった。上図をしてみると、盛土部分で大きなひずみが発生しており、新鮮な基盤層と風化層の間で、境界ができていのが分かる。このひずみ分布は、実際の地すべりとよく似た運動機構を示しているが、変位が小さく浸透流を考慮しないと地すべりは起こらないと考えられる。2-4章の結果で分かるように、地盤が飽和されると、ひずみ分布は変わらず、変位が大きくなり、安全率が低下する。

また、本解析ではクラックを考慮していないが、実際の現場では多くの亀裂が確認できた。調査地域の泥岩は、新鮮で亀裂のない泥岩が風化し、亀裂が密に分布するようになり、最終的には粘土化する。そのとき新鮮な泥岩と粘土化した泥岩は難透水層であり、亀裂が密な泥岩は透水性がよい。ゆえにすべり面は新鮮な泥岩と亀裂の多い泥岩との境界であるので、すべり面付近はほぼ非排水状態であると判断できる。そこに連続降雨があり、地下水位が上昇すると間隙水圧が上昇し、ついには地すべりが発生する。発生後も非排水状態は続き、発生した過剰間隙水圧は減少しないので高速運動となると考えられる。

3-5 二度目の崩壊の変形解析

2003年12月31日に起こった二度目の地すべりのメカニズムを考察するために、3-3章で決定したパラメーターを用いて、変形解析を行なう。3-4と同様に解析は浸透流を考慮しない重力場条件で行い、地盤のモデルは

Strain-Hardening/Softening を適用した。

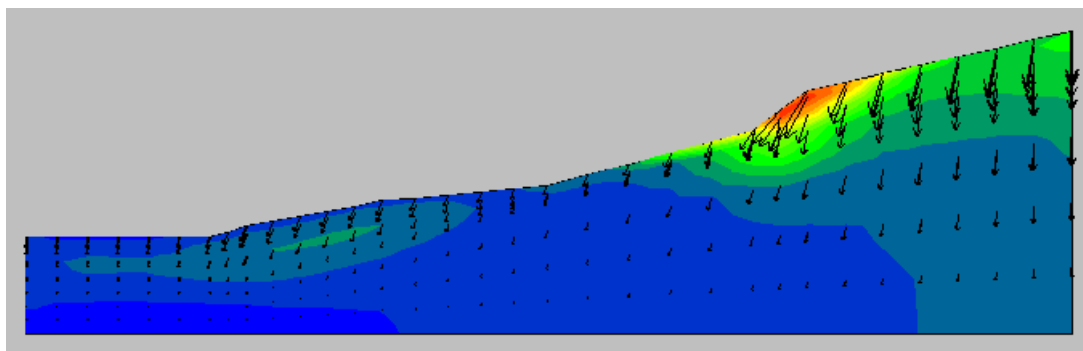


図 3-12 山科(2003/12/31 崩壊)地すべりのひずみ速度の分布と変位ベクトル

最大ひずみは $(3.25-3.50) \times 10^{-4}$ であり、最大変位は 10.0cm となった。源頭部の部分で大きなひずみが発生しており、本解析においても新鮮な基盤層と風化層の間で境界ができており(図 3-13)、その部分ですべりが起こっている。また、崩壊が起こったあとの堆積物内でも微小ながらひずみが発生しており、少しずつ動いていたことが分かる。

二度目の地すべりは一度目と違い、連続した降雨はなかったが、数日前に雪が降っており、その雪どけにより地下水位が上昇し、ついには地すべりが発生したと考えられる。そのため、二度目の崩壊も地下水とクラックによって引き起こされたと考えられる。



図 3-13 新鮮な青灰色の泥岩

3 - 6 現在の地形の安定解析

現在の地形を復元し、さらなる地すべりの可能性について安定解析を行なっ

た。3-3章で決定したパラメーターを用いて、浸透流を考慮しない重力場条件で行い、地盤のモデルは Mohr-Coulomb の破壊基準を適用した。

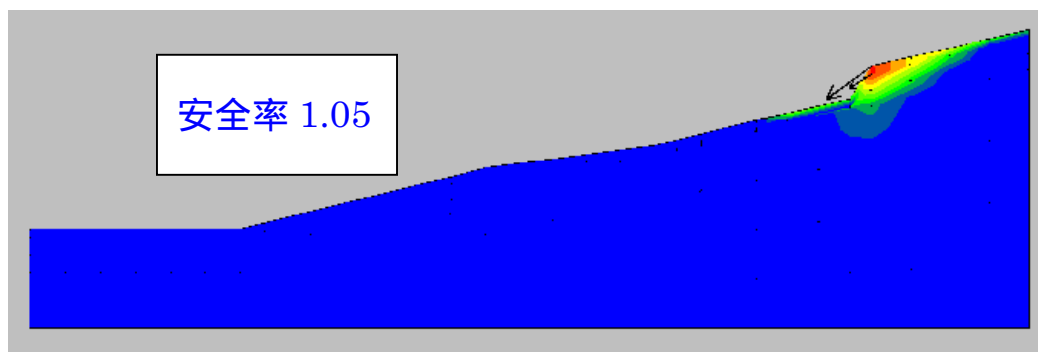


図 3-14 山科(2003/12/31 崩壊)地すべりのひずみ速度の分布と変位ベクトル

最大ひずみは $(2.25-2.33) \times 10^{-2}$ であり、最大変位は 48.8cm となった。また、安全率は 1.05 であり、源頭部(図 3-15)にひずみが集中している。安全率は 1 を超えているが、降雨や雪解けにより地下水位が上昇すればさらなる高速地すべりを引き起こす危険性がある。そのため、何らかの対策工を検討する必要がある。



図 3-15 源頭部に露出する風化泥岩

3 - 7 地すべり対策工の検討

さらなる斜面崩壊を防ぐための対策工法として第 2 章で解析を行なったア

ンカーを利用した、設計案を検討した。

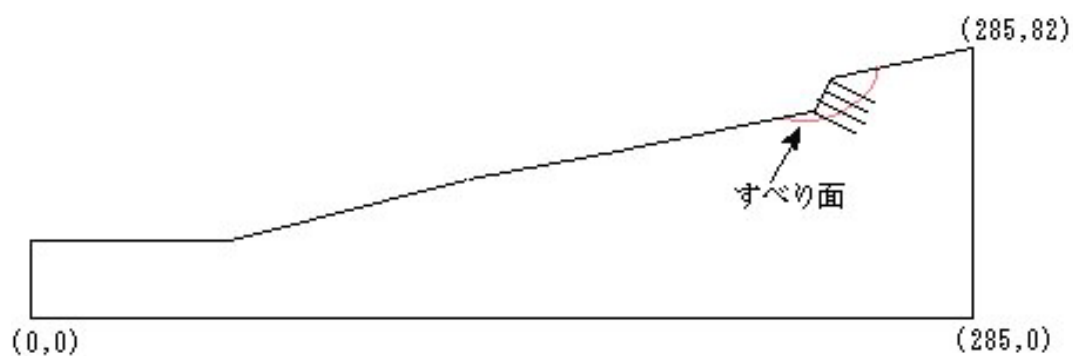


図 3-16 解析に用いる山科 2 次元斜面

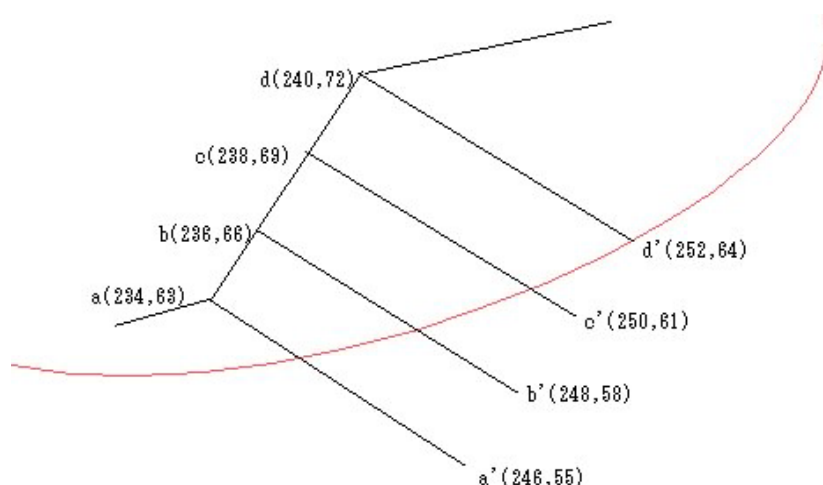


図 3-17 すべり面拡大図

図 3-16 は山科の現在の地形であり、図 3-17 はすべり面の拡大図である。アンカーの条件を以下に示す。

表 3-6 アンカーのパラメーター

アンカーパラメーター	
ヤング率	2.0GPa
引張り降伏強度	108Pa
断面積	0.01m ²
グラウト粘着力	100GPa
グラウト剛性	2.0GPa
初期緊張力	1.0MPa

表 3-7 アンカー始点と終点

	アンカー始点	アンカー終点
a	(234,63)	(246,55)
b	(236,66)	(248,58)
c	(238,69)	(250,61)
d	(240,72)	(252,64)

アンカー角は斜面に対して、直角に統一し、地盤にアンカー力が作用したときのひずみ分布や安全率の違いを比較する。

(1) アンカー位置が a の場合

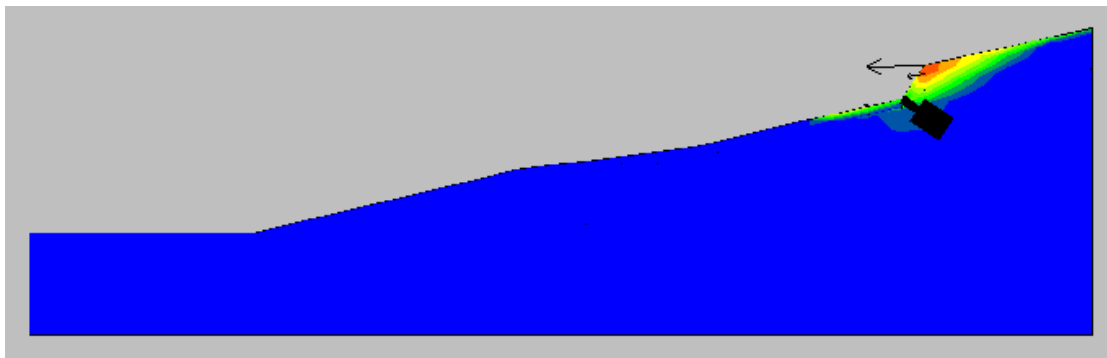


図 3-18 アンカー位置 a

(2) アンカー位置が b の場合

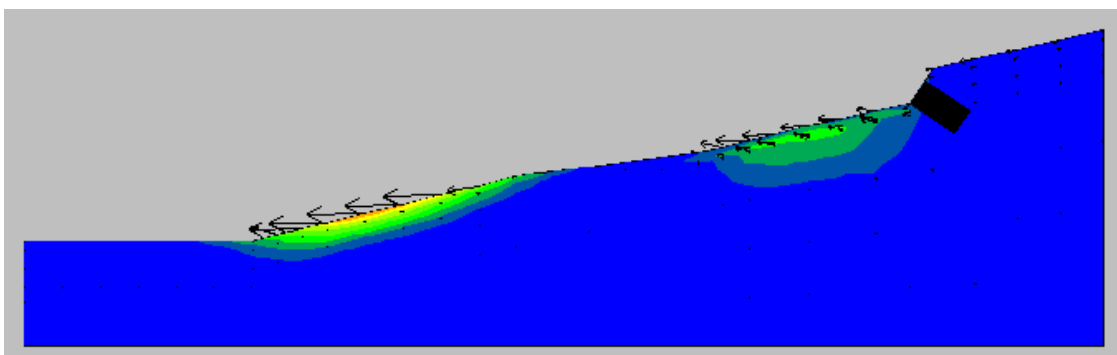


図 3-19 アンカー位置 b

(3) アンカー位置が c の場合

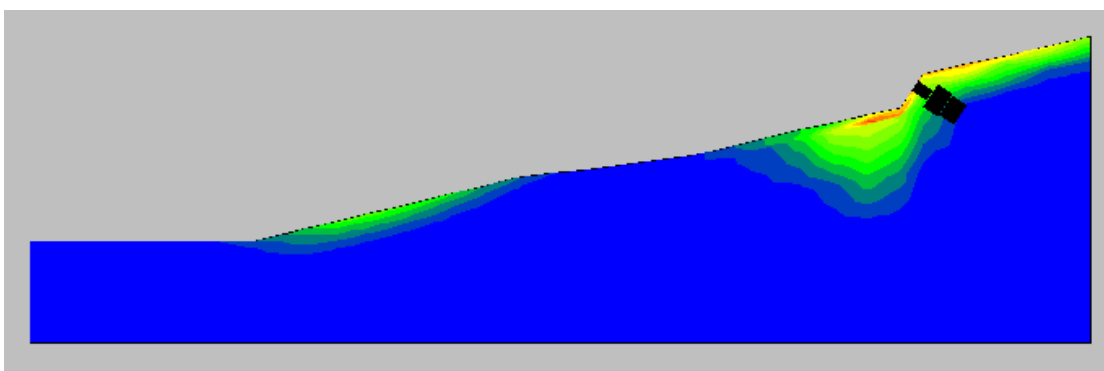


図 3-20 アンカー位置 c

(4) アンカー位置が d の場合

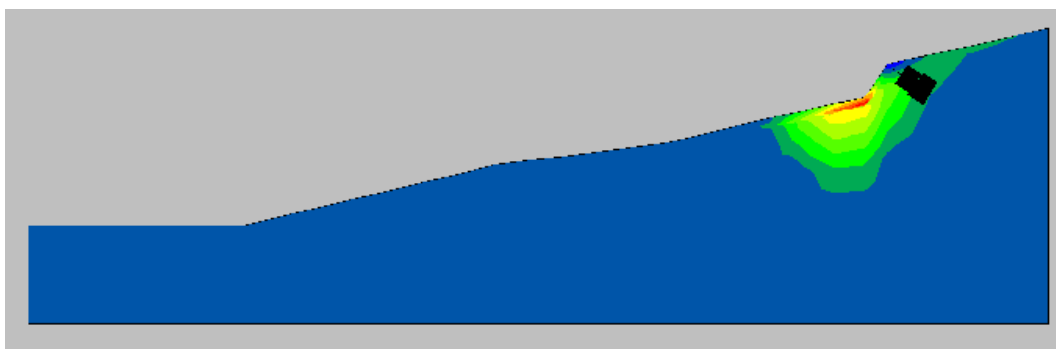


図 3-21 アンカー位置 d

表 3-8 安全率と最大アンカー力の比較

	安全率	最大アンカー力(N)
a	1.46	1.00E+06
b	2.68	1.00E+06
c	2.53	1.26E+06
d	2.29	1.55E+06

表 3-8 より a,b,c,d のアンカー位置の変化で、安全率に大きな差がでていることが分かる。また、a,c,d のひずみ分布は源頭部に集中しているが、b においては源頭部にはひずみは集中しておらず、斜面の下部にひずみがあらわれている。

また、アンカー力も作用しやすく、安全率も 2.68 となっており、b の位置が一番アンカーの効果があられ、経済的で安全といえる。

4 結論

- (1) アンカー角度の変化に関していえば、安全率にそれほど大きな違いは見られず、工事のことを考えると、 $-10^{\circ} \sim +10^{\circ}$ 程度までが妥当と考えられる。
- (2) アンカー位置をうまく変化させれば、少ない本数でも目標の安全率を満足することができる。
- (3) 地下水位置の違いによって、ひずみ分布に大きな違いは見られない。しかし、地下水の間隙水圧によって有効応力が減少し、せん断抵抗力が小さくなるため、最大変位は大きくなり、安全率も低下する。
- (4) 金沢市山科町で発生した長雨を誘因とする流動性地すべりは、亀裂が密な風

化泥岩層と新鮮な泥岩層の境界で発生した。流動化した原因は難透水層に挟まれた透水性のよい亀裂が密な泥岩層中における間隙水圧の上昇の結果であり、発生後も排水されなかったために高速運動になった。

- (5) 図 3-18 の a,b,c,d のアンカー位置の変化で、安全率に大きな差がでることが分かった。また、a,c,d のひずみ分布は源頭部に集中しているが、b においては源頭部にはひずみは集中しておらず、斜面の下部にひずみがあらわれている。また、アンカー力も作用しやすく、安全率も 2.68 となっており、b の位置が一番アンカーの効果があらわれ、経済的で安全といえる。

謝辞：本研究を実施する際に、数値解析の部分は金沢大学工学部土木建設工学科平成 16 年度卒業生の上月真人君にご協力を頂いた。現場調査には、同学科の山上尚幸技術専門職員、大学院生の田中康博君、卒業生の高田 渉君、中村佳代などに手伝ってもらった。記して、感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 山本彰、 鳥井原誠(2001)：皿ばねアンカーを用いた斜面安定対策工法に関する研究：出典、土木学会論文集 2001-12NO694
- 2) SEED グラウンドアンカ 研究会(1999)：SEED 永久グラウンドアンカー工法設計マニュアル
- 3) 田中康博(2004)：金沢市山科町における長雨を誘因とする流動性地すべりの特徴と運動機構