



地震後の降雨による山腹斜面崩壊に関する研究：地震動が表土層厚に与えた影響

沖村, 孝
鳥居, 宣之
永井, 久徳
渡辺, 英志

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 3:1-15

(Issue Date)

1999-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/00317512>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/00317512>



地震後の降雨による山腹斜面崩壊に関する研究 —地震動が表土層厚に与えた影響—

A study on mountain slope failures caused by rainfalls after the earthquake

-Influence of earthquake motion on the depth of surface soil layer-

沖村 孝¹⁾

Takashi OKIMURA

鳥居 宣之²⁾

Nobuyuki TORII

永井 久徳³⁾

Hisanori NAGAI

渡辺 英志⁴⁾

Eiji WATANABE

概要：兵庫県南部地震前後の表土層厚を実測によって比較することにより、地震動が表土層厚に与えた影響についての考察を行った。また、神戸市灘区観音寺川試験地において地震後の降雨により発生した崩壊地を対象として地下水位モデルを用いた多平面安定解析により崩壊発生の原因についての考察を行った。その結果、本試験地で崩壊が発生したのは、地震動により表土層厚が増加したことによってすべり面が深くなったためではなく、地震時にクラックが生じ、すべり土塊の上端に静水圧が作用したためであることが推定された。

キーワード：兵庫県南部地震、地震後の降雨、表土層厚、簡易貫入試験、多平面安定解析

1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震による被害は、神戸市を中心として阪神・淡路地域一円に広がり、特に震源に近い淡路島北西部や神戸市、芦屋市、西宮市の住民ならびに各種施設や地盤等に甚大な被害をもたらした。六甲山系の山麓部および淡路島においても、多くの山腹斜面崩壊や地すべり性崩壊が発生し、その数は六甲山系で747ヵ所と言われている。しかし、地震の影響はそれにとどまるものではなく、地震後の降雨に伴って崩壊の拡大や新規崩壊が発生している¹⁾。筆者ら²⁾はこれまでに六甲山系を対象として、地形立地解析により地震後の降雨による崩壊地の地形立地条件を明らかにし、地震によって何らかの影響を受けた斜面が地震後の降雨により崩壊したとした。また、鶴甲地区の崩壊地において地震後の降雨によって崩壊が発生したのは、地震によりすべり面が地震前よりも深くなったため、地震前では崩壊に至らない降雨でも崩壊が発生したと推定した。本報では、六甲山系の他の地域においても同様の影響があったのかを明らかにするため、地震前に簡易貫入試験が行われた神戸市灘区観音寺川試験地において同様の試験を行い、地震前後の表土層厚を比較することにより、地震動が表土層厚に与えた影響についての考察を行う。また同試験地において地震後の降雨により発生した崩壊地を対象として、筆者の一人が提案している集水モデル³⁾を用いた多平面安定解析により崩壊発生の原因についての考察を行う。

2. 地震後の降雨により発生した斜面崩壊地の地形立地条件および崩壊メカニズムに関する従来の研究

(1) 地震後の降雨による斜面崩壊地の地形立地条件

筆者ら²⁾は、地形図を用いた地形立地解析により地震後の降雨による斜面崩壊の地形立地条件を明らかにした(表-1 参照)。これによると地震後の降雨による斜面崩壊は降雨時に崩壊が起こりやすい斜面(凹型斜面、谷型斜面、傾斜 30~40° の斜面)以外に、降雨時には本来崩壊は起こりにくい、地震時に崩壊が起こりやすい斜面(凸型斜面、尾根型斜面、急傾斜の斜面)でも多くの崩壊が発生しており、地震によって何らかの影響を受けた斜面が地震後の降雨によって崩壊したとした。

表-1 地形図から求めた地形立地条件²⁾

地形立地条件	定義	兵庫県南部地震による崩壊	過去の豪雨による崩壊	地震直後~1995年10月末までの降雨による崩壊
崩壊縦断形状	地形図に記載されている等高線の間隔から遷急線(凸型)、遷緩線(凹型)の有無を判断	凸型、直線型、露頭崖ではほぼ同程度の割合で発生、人工斜面での崩壊も少ないが確認できる	遷緩線付近で多く発生する。一般に表土層が崩壊するため、露頭斜面では崩壊は発生しない	直線型、凹型での崩壊がほとんどを占めるが凸型(遷急線付近)、露頭崖、人工斜面においても多くの崩壊が発生している
崩壊横断形状	地形図に記載されている等高線の形状から尾根型、直線型、谷型等を判断	尾根型の斜面で崩壊発生率が高い	集水性の高い谷型斜面での崩壊が多い。尾根筋での崩壊はほとんどない	直線型、谷型での崩壊がほとんどを占めるが尾根型の斜面においても数多く発生している
傾斜度	崩壊の最も上方を通る2本の等高線間(標高差10m)の長さから求めたもの	傾斜度が35-55°の斜面で崩壊が多く発生し、25°未満の緩傾斜地での崩壊はほとんどない	一般に傾斜度35°付近にピークがみられる	傾斜度が45~55°の斜面で崩壊が多く発生し、25°未満の緩傾斜地でも崩壊が発生

(2) 地震後の降雨による斜面崩壊メカニズム

さらに地震後の降雨により崩壊が発生した鶴甲地区の斜面崩壊地を対象として Sensitivity 解析を各安全率において行った。Sensitivity 解析は感度分析とも呼ばれ、安全率の式のように多くの変数からなる多価関数において、ある一つの変数の影響を調べるために、各変数にある基準値を与え、その基準値を中心として各変数が微小変化するときの安全率の変化を求めるものである⁴⁾。また、Sensitivity を表す曲線において座標軸原点 0 について接線を引き、この接線の $\Delta X/X$ 軸から測った傾斜角の絶対値を Tangential sensitivity と名付け、これらを比較した結果、すべての安全率において、 c' 、 $\tan \phi'$ に比べ、 H が大きな値

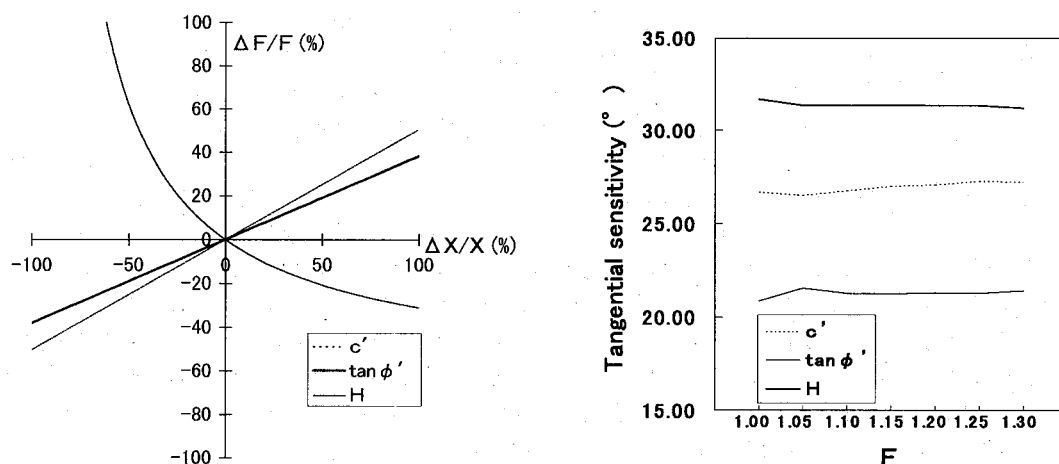


図-1 Sensitivity 解析の一例と Tangential sensitivity

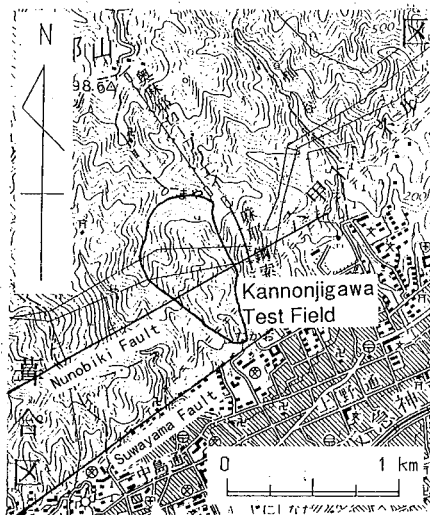
を示していることから、すべり面の深さ H が安全率におよぼす影響が大きいことを明らかにした（図－１参照）。これより鶴甲地区において地震後の降雨により崩壊が発生したのは地震によりすべり面が地震前よりも深くなったため、すべりを起こそうとするせん断応力が大きくなり、地震前では崩壊に至らない降雨でも崩壊が発生したと推定した。

本報では、以上の結果をもとに、六甲山系の他の地域において、地震前後の表土層厚を実測によって比較することにより、地震動が表土層厚に与えた影響について考察を行う。

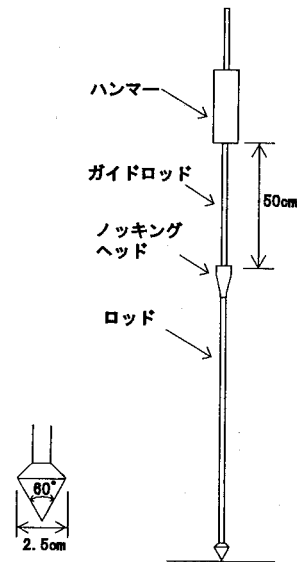
3. 表土層厚の測定

(1) 試験地の概要

渡邊⁵⁾は、1994年に六甲山系観音寺川試験地において簡易貫入試験により表土層厚の測定を行っている。図－２に観音寺川試験地の位置図を示す。この試験地は六甲山系の南側斜面の山麓部に位置し、本試験地南縁には諏訪山断層が、中央付近には布引断層が存在している。この地域の地質は北部に六甲花崗岩、南部には布引花崗岩が分布している。観音寺川試験地の流域は奥行き1,000m、平均幅500mで、流域面積は約30ha強、比高は約350mである。観音寺川試験地においては1961年、1967年、1974年の豪雨により崩壊が発生している。また、この試験地では地震時に崩壊は発生していないが、地震後の1995年6月から10月末までの降雨により崩壊が発生していることが空中写真より確認できた。



図－２ 観音寺川試験地の位置



図－３ 土研式簡易貫入試験器

(2) 表土層厚の測定方法

表土層厚の測定には図－３に示す土研式簡易貫入試験器を用いた。この試験器は深さ方向に連続した測定値が得られること、軽量で持ち運びに便利であるため山地での測定に適していることといった特徴を有しており、土層調査には最も適していると考えられる。簡易貫入試験で明らかになるのは、5kgのおもりを50cmの高さから落下させたときの運動エネルギーにより、直径25mm、先端角60°のコーンを貫入させるのに対する土層の抵抗の垂直的な変化である。測定結果は10cm貫入するのに要するおもりの打撃回数 N_{10} 値で表される。

(3) 表土層の定義

筆者の一人⁶⁾は豪雨時に自然斜面に発生する表層崩壊を考察する上で必要な表土層の区分法を、表－２のように示した。各土層の特徴を以下に示す。

I層は地表付近に存在し、力学定数も求めがたいほどのルーズな土層である。色調は暗褐色、植物遺体等の有機物を含み、昆虫や小動物の穴等を有することがある。II層は、I層に比してやや締まった状態で存在しているが、これ以深の土層と比較すればやはりルーズな状態の土層である。色調は黄褐色または淡褐色、みかけはローム質土で白斑や黒斑を見せることがある。しかし、それらは手でつぶすことができる。力学定数である粘着力は大きい。III層はII層とIV層の漸移層と定義する。基岩のキメを残す部分が塊状に存在し、II層とみなせる土がそれら塊状の基岩の間を埋めている。IV層は強風化を受けてはいるが、岩状組織も残し

ている土層である。ほとんど基岩の組織・キメを残した部分で構成されており、掘り出してすぐつぶせば、いわゆるマサ土状になるが、塊のまま放置して乾燥すればかなり固くなる。内部摩擦角も 30° 以上と大きくなる。V層は人力のみによるカットは不可能なほど硬いが、簡易貫入試験では測定可能な土層と定義する。VI層は簡易貫入試験でも貫入ロッドが貫入不可能となる、いわゆる硬岩に相当する層と定義している。

また、筆者の一人⁷⁾は六甲山系における過去の斜面崩壊は表-2におけるIII層内にすべり面を持つ崩壊が多いことを指摘し、このI～III層を潜在崩土層とし、簡易貫入試験結果より $N_{10} < 12$ に相当していることを明らかにしている。

表-2 区分された土層と物理的特性の関係⁵⁾

土層名	肉眼観察	弾性波速度 V_p (m/sec)	比抵抗 ρ (Ω -m)	透水性指数 P ($1/cm \cdot min$)	簡易貫入試験		検土仗 D_1 (cm)	乾燥密度 γ_d (g/cm^3)	間隙比 e	三軸圧縮試験		平均厚 (cm)	本報で用いた土層区分
					神式式(N_{10})	土研式(N_{10})				ϕ ($^{\circ}$)	c (kg/cm^2)		
I	A	350	102	0.33	0~2	0~3		1.2	1.1以上			10	表層 潜在 崩土層 風化層
II	B		46	0.011	2~7	3~7		1.2~1.4	1.1~0.7	15~23	0.13~0.14	60	
III	B~C		20	0.0004	7~13	7~25		1.4~1.5		26~29	0.09~0.12	25	
IV	C	D			13以上	25~50	1.5以上	0.7以上	30以上	0.05以下			
V	D												
VI											貫入不能		

本報では土研式簡易貫入試験器を用いたため、表-2よりI層、II層 ($0 \leq N_{10} < 7$) を表層、III層、IV層 ($7 \leq N_{10} < 25$) を漸移層、V層以深 ($25 \leq N_{10}$) を基盤とし、表層と漸移層を合わせて風化層と定義する。それに加えて潜在崩土層である $N_{10} = 12$ となる深さにも着目していく。

(4) N_{10} プロファイルの分類

奥西、飯田⁸⁾は愛知県西三河地区の花こう岩地域において簡易貫入試験を行い、 N_{10} 値の深さ方向の変化を示す図を N_{10} プロファイルと定義し、図-4に示すようなA～Eの5つのタイプに分けた。A型は N_{10} が深さと共に直線的に増加するもので、尾根付近に多く見られる。B型はその上に $N_{10} < 10$ の土をかぶったようなパターンで、尾根より少し下った所に多く見られる。C型は $N_{10} > 50$ の岩盤の上に $N_{10} < 10$ の土層がのっているもので、谷型斜面の中腹部から下部にかけて多く見られる。D型は途中に N_{10} 値の顕著な落ち込みがあるもので、いろいろな場所で散見される。E型はパターンはA型と同じであるが、 $N_{10} < 50$ の層が50cm未満のもので、斜面の肩の部分で見られる。典型的な斜面では尾根部から斜面脚部にかけて、A型、E型、B型、C型の土層が見られることになる。

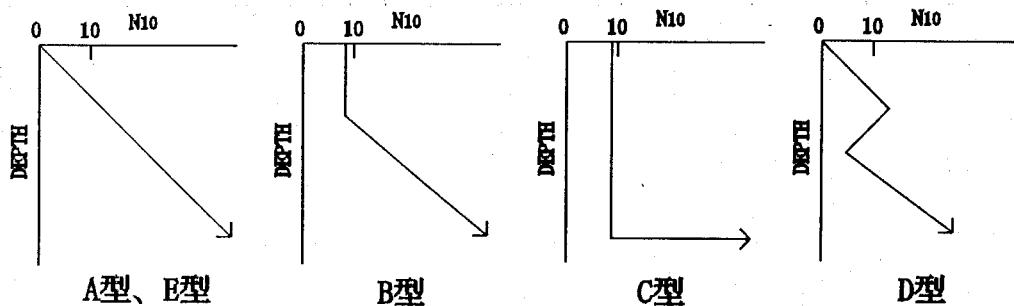


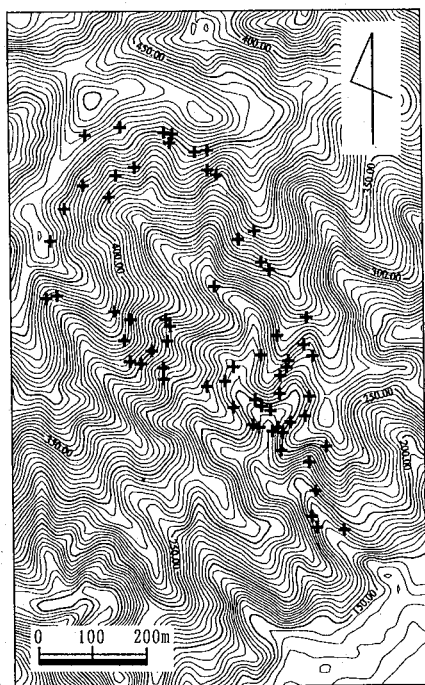
図-4 N_{10} プロファイルの分類

(5) 表土層厚の測定位置および測定結果

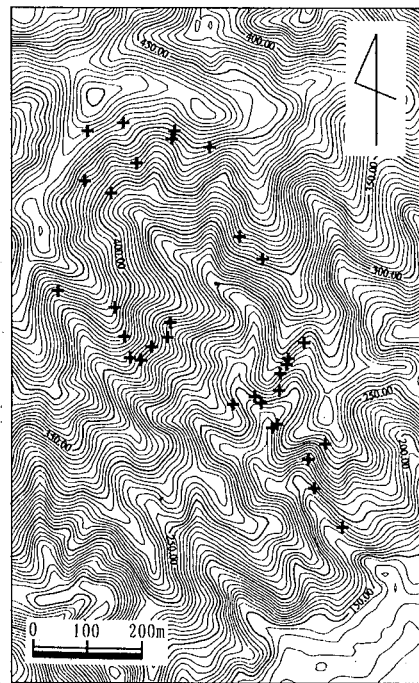
図-5(a)に1994年に渡邊⁵⁾によって、簡易貫入試験が行われた測点(64測点)を示す。図-5(b)に、これらの測点から礫打ち等であったデータおよび N_{10} 値が25に満たないデータを除き、今回、表土層厚の比較を行った測点(32測点)を示す。礫打ちは N_{10} プロファイルがC型で $N_{10} > 25$ が30cm未満を示しているもので、実際に測定した際に $N_{10} > 25$ が大幅に深くなっているものとした。削除したデータの例を図-6に示す。また、渡邊⁵⁾の測点位置と同一の地点での測定は困難なため、今回は測点位置周辺において2ヶ所測定を行った。

(6) 考察

同一地点、同一時刻での測定ではないことに起因する孔隙率、密度や含水比等の相違による測定結果への影響⁹⁾を防ぐため、測点位置周辺において2ヶ所測定を行い、 $0 \leq N_{10} \leq 7$ 、 $7 < N_{10} \leq 25$ 、 $0 \leq N_{10} \leq 12$ 、 $0 \leq N_{10} \leq 25$ となる厚さそれぞれの平均値を求め、これらを地震後の土層厚として、地震前の値との比較を行った。これらはそれぞれ、表層厚、漸移層厚、潜在崩土層厚、風化層厚を表す。



(a) 1994 年



(b) 1998 年

図-5 簡易貫入試験測点位置

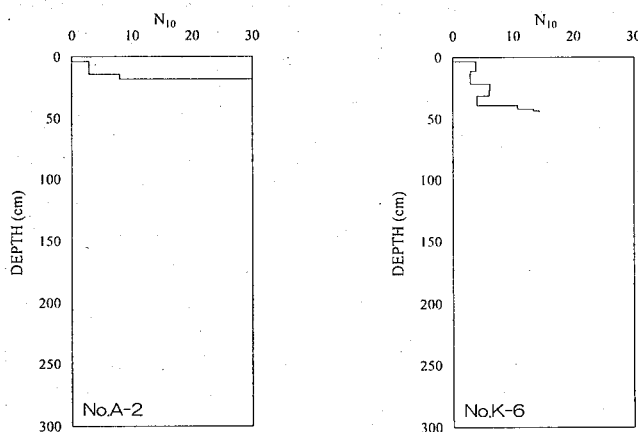
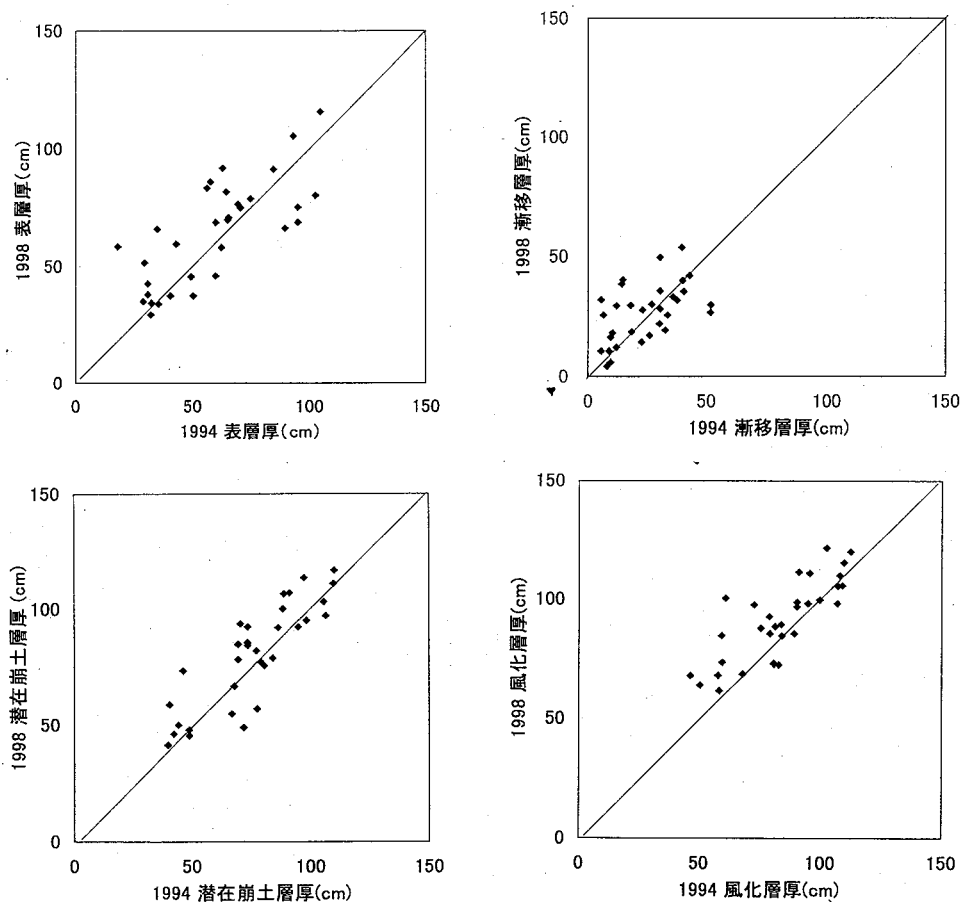


図-6 削除したデータの例

a) 試験地全体を対象とした考察

図-7 に地震前後の表層厚、漸移層厚、潜在崩土層厚、風化層厚の各測点毎の、1994 年の測定と今回の測定の比較を示す。これらより、各測点において表層厚、漸移層厚、潜在崩土層厚、風化層厚ともに、深くなっているものや、浅くなっているものがあり、ばらつきが認められる。しかし、風化層厚には地震後の方が厚い傾向が見られる。そこで、全測点の各層厚の平均値を求め、地震前、地震後の比較を行ってみた。表-3 に地震前、地震後の各層厚の平均値および地震後の変化量を示す。これによると、表層厚において平均 5.0cm、漸移層厚において平均 2.6cm、潜在崩土層厚において平均 3.9cm、風化層厚において平均 7.6cm それぞれ増加しており、各土層厚には若干ではあるが増加傾向があることが分かる。



図－７ 地震前後の表層厚、漸移層厚、潜在崩土層厚、風化層厚の各測点毎の比較

表－３ 地震前後の各層厚の平均値および変化量（単位 cm）

	1994年	1998年	変化量
表層厚	59.5	64.5	+5.0
漸移層厚	23.9	26.5	+2.6
潜在崩土層厚	76.0	79.9	+3.9
風化層厚	83.4	91.0	+7.6

b) 地形区分毎の比較

渡邊⁵⁾は観音寺川試験地の空中写真と地形図から宮城・田村¹⁰⁾の定義に基づいて地形区分図（図－８）を作成し、地形区分毎の表土層厚の分布傾向が異なることを示している。今回測定した測点の存在する３種類の地形区分の定義を以下に示す。

・谷頭凹地

縦断、横断方向ともに凹型を持つもので、水流の見られる谷の上流に位置する。

・上部谷壁斜面

頂部斜面群とは遷急線で境される、横断型は直線型ないしは凸型を呈することが多く、縦断型は直線的である、上記の谷頭凹地の形成時には頂部斜面などの相対的な尾根であったものが、その後の崩壊により谷型斜面化したのが明瞭な形を残す崩壊地形はまれで、斜面は平滑化している。

・下部谷壁斜面

上記の微地形単位とは明らかな遷急線で境される急な斜面で、縦断形は直線的である。崩壊地形が多く出現しているこの斜面の形成は最終氷期後半以後の侵食によるもので、ほとんどは氷期末から現在までその作用が続いている斜面である。

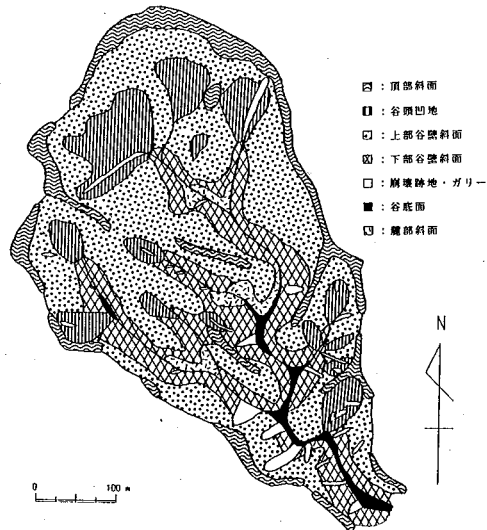


図-8 観音寺川試験地の地形区分図⁵⁾

次に、地形区分毎に土層厚の分布傾向が異なるのかを見るため、図-7をこれらの地形区分毎に分類し、地震前後の各土層厚の比較を行った。図-9にその結果を示す。これによると表層厚は上部谷壁斜面が最も薄く、下部谷壁斜面、谷頭凹地の順に厚くなる傾向があることが分かる。漸移層厚は、谷頭凹地で薄く、上部谷壁斜面で厚くなっており、下部谷壁斜面では薄いものから厚いものまで全体に分布しているという傾向があることが分かる。潜在崩土層厚、風化層厚は、上部谷壁斜面が薄く、下部谷壁斜面、谷頭凹地ではほぼ同じような分布傾向があることが分かる。このように、各土層厚においても地形区分毎に分布傾向が異なることが分かった。

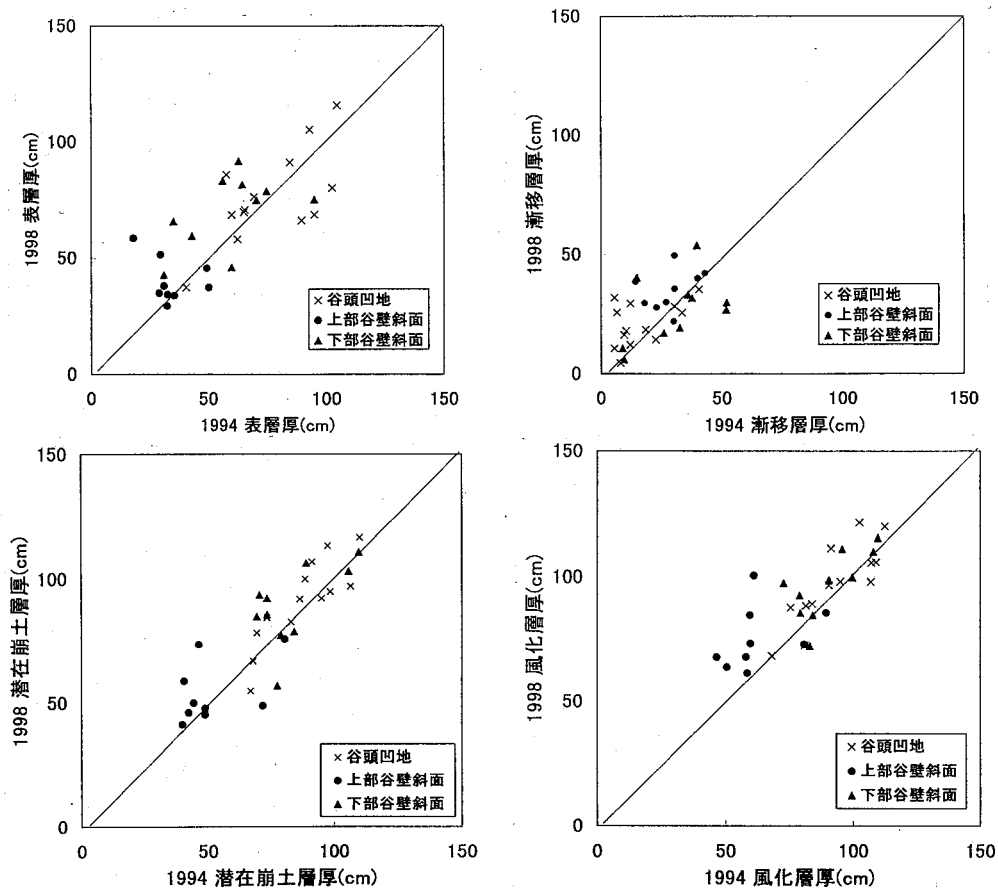


図-9 地震前後の表層厚、漸移層厚、潜在崩土層厚、風化層厚の地形区分毎の比較

さらに田村¹¹⁾は斜面の横断形状(図-10)を考慮し、地形区分をより細かく分類している。また、従来より斜面形状の相違によって土層構造には違いが見られる^{8)、12)、13)}とされている。以下に斜面形状の相違による土層構造の違いについて示す。

凸型斜面は表層が薄い傾向がある。凸状の部分では、フラックスが発散的であるために常時侵食的であって、表層土の剥離、移動、例えばクリープといった山崩れ以外の緩慢な侵食形態が卓越しているためであると考えられる。土層断面は主として風化によって形成される。この典型として漸移層の発達した残積性土層が形成される。凹型斜面は表層が厚い傾向がある。凹状の部分では、上部斜面もしくは周囲からの運積土の堆積が卓越するためであると考えられる。このような場所では表層崩壊が発生しやすく、土層構造は表層崩壊のようなタイプの表層削剥を受けて形成されることが考えられる。この典型として、表層が厚く漸移層が薄い崩積性土層が形成される。また、上部斜面から下部斜面にかけては、縦断方向の凸型傾向が減じ、横断方向の凹型傾向が強まるので、表層土の剥離、移動よりも周囲からの堆積が卓越し、表層は次第に厚くなる傾向がある。

これらのことから、地形区分に加え、斜面の横断形状によっても測点を分類することにより、より明らかな傾向が見られるのではないかと考えられた。このため、地形区分および斜面の横断形状によって計9種類の区分に分類を行うことにした。表-4に斜面のタイプ毎の個数を示す。



図-10 斜面の横断形状

表-4 斜面タイプの個数

		横断形状		
		凸型	直線型	凹型
地形区分	谷頭	0	6	7
	凹地	4	5	0
	上部谷壁	1	8	1

これらの地形区分において全ての測点の $N_{10}=7$ 、 $N_{10}=12$ 、 $N_{10}=25$ となる深さの平均値を求め、その平均値による N_{10} プロファイルを地震前後で比較し、表土層厚および土層構造の変化を見ることにした。この N_{10} プロファイルは各区分における平均的な表土層厚および土層構造を示すと考えられる。

表-5に地震前(1994年)と地震後(1998年)の測点を各地形区分毎に分類し、 $N_{10}=7$ 、 $N_{10}=12$ 、 $N_{10}=25$ となる深さの平均値および変化量を求めた結果を、図-11に各分類毎の全ての測点の各土層厚の平均値による N_{10} プロファイルを示す。なお、下部谷壁斜面で横断形状が凸型および凹型のものに関しては地震前の測点が1点しかないため比較は不可能と判断し比較は行わなかった。

表-5 地震前後の地形区分毎の各層厚の平均値および変化量(単位 cm)

	横断形状	1994			1998			変化量			
		$N_{10}=7$	$N_{10}=12$	$N_{10}=25$	$N_{10}=7$	$N_{10}=12$	$N_{10}=25$	表層	漸移層	風化層	潜在崩土層
谷頭	直線	65.5	77.3	83.9	70.8	82.0	89.3	+5.3	+0.1	+5.4	+4.7
	凹	90.8	99.0	102.8	84.2	101.1	106.8	-6.6	+10.6	+4.0	+2.1
上部谷壁	直線	32.2	43.3	54.6	37.5	48.9	67.0	+5.3	+7.1	+12.4	+5.6
	凸	36.7	62.0	72.7	44.2	60.9	85.9	+7.5	+5.8	+13.3	-1.1
下部谷壁	直線	56.9	80.4	89.1	70.6	87.7	94.9	+13.7	-7.9	+5.8	+7.3

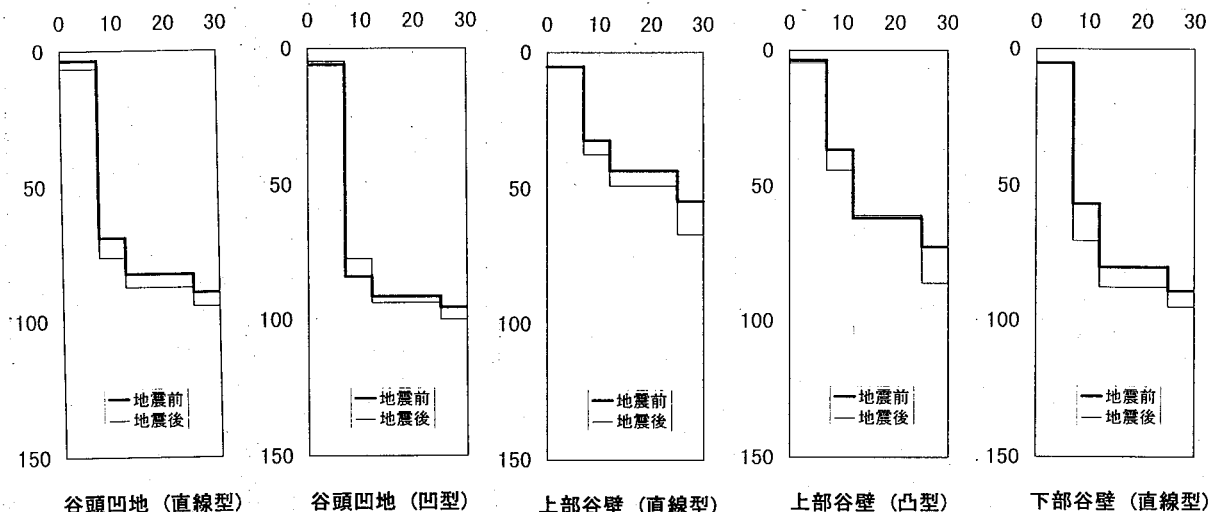


図-11 各分類毎各土層厚の平均値による N_{10} プロファイル

これらより得られた地震前後の比較を以下に示す。

谷頭凹地では、直線型で表層が 5.3cm、漸移層が 0.1cm、潜在崩土層が 4.7cm、風化層が 5.4cm 増加している。 N_{10} プロファイルは地震前よりも下方に移動しており、土層が柔らかくなっていることが分かる。凹型では表層が、6.6cm 減少し、漸移層が 10.6cm、潜在崩土層が 2.1cm、風化層が 4.0cm 増加している。 N_{10} プロファイルは $N_{10}=12$ 付近で上方から下方へ移動しており、地震前と比べてその深さで浅では土層が固く、その深さで深では土層が柔らかくなっていることが分かる。

上部谷壁斜面では、直線型で、表層が 5.3cm、漸移層が 7.1cm、潜在崩土層が 5.6cm、風化層が 12.4cm それぞれ増加している。 N_{10} プロファイルは地震前よりも下方に移動しており、土層が柔らかくなっていることが分かる。凸型では表層が 7.5cm、漸移層が 5.8cm、表土層は 13.3cm それぞれ増加している。潜在崩土層は 1.1cm 減少している。 N_{10} プロファイルは全体的に地震前よりも下方に移動しており、土層が柔らかくなっていることが分かるが、その傾向は $N_{10}=12$ となる深さで顕著である。

下部谷壁斜面では、表層が 13.7cm、潜在崩土層が 7.3cm、風化層が 7.3cm 厚く、漸移層が 7.9cm 薄くなっており、表層が増加し、漸移層が減少していることが分かる。 N_{10} プロファイルは地震前よりも下方に移動しており、土層が柔らかくなっていることが分かる。

また、風化層の変化量は上部谷壁斜面において比較的大きな値を示していることが分かる。これは、上部谷壁斜面が周囲の地形である頂部斜面群、谷頭凹地、下部谷壁斜面と遷急線で接しており、凸型の部分を多く有していること、また斜面の上方に位置していることから、地震による崩壊が起こりやすい地形であることによると考えられる。

このように、地震前と地震後の各地形区分毎の N_{10} プロファイルおよび各土層厚を比較してみると、 N_{10} プロファイルは地震前よりも下方に移動しているものが多く、全体的に土層が柔らかくなっていることが分かる。ここで今回の測定結果から風化層厚の増加は最大で 13.3cm である。崩壊発生に大きな影響を与えると思われる潜在崩土層は最大で 7.3cm の増加となっている。このことより、表土層厚は増加したということが考えられる。しかし、筆者ら²⁾が明らかにした鶴甲地区の崩壊においては 72cm 以上すべり土層厚が増加したとされていることに比べると、非常に小さな変化であり、また、渡邊³⁾は 30cm の範囲内での表土層厚の増減は無限長斜面安定解析式の Sensitivity 解析の関連から安全率に大きな影響を及ぼさないとしていることから、本試験地においては鶴甲地区における崩壊形態とは異なり、地震動により表土層厚が増加したことによってすべり面が深くなり崩壊に至るというメカニズムではなく、他の何らかの要因が変化することにより崩壊の発生に影響を与えるのではないかと考えられる。

4. 観音寺川試験地の崩壊地について

筆者ら²⁾は鶴甲地区で地震後の降雨によって発生した斜面崩壊は、地震によりすべり面が地震前より深くなったため、その後の降雨によって崩壊が発生したと推定した。しかし、前章で述べたように観音寺川試験地においては、地震前後で表土層厚は増加したものの、安全率に大きな影響を及ぼさない範囲であったこと

から、本試験地内で発生した崩壊は鶴甲地区で発生した崩壊とは発生原因が異なると考えられる。本章では本試験地において地震後の降雨により発生した斜面崩壊を対象として、筆者の一人³⁾が提案している集水モデルを用いた多平面安定解析により降雨時の安全率の変化について考察を行う。

(1) 崩壊地の概要

図-12 に観音寺川試験地における地震後の降雨による斜面崩壊の位置と解析の対象とした測線を示す。この崩壊は崩壊分布図¹⁴⁾によると 1995 年 6 月から 10 月までの降雨により発生した崩壊である。崩壊地の縦断形状は凸型で横断形状は直線型を示している。このような場所は従来から、降雨では崩壊が発生しにくい地形立地条件¹⁵⁾であるとされている。図-13 に、以下に述べる斜面安定解析を行うために、現地での測量から求めた崩壊後の地表断面と、崩壊地周辺の地形および地形図から推定した崩壊前の地表断面図を示す。

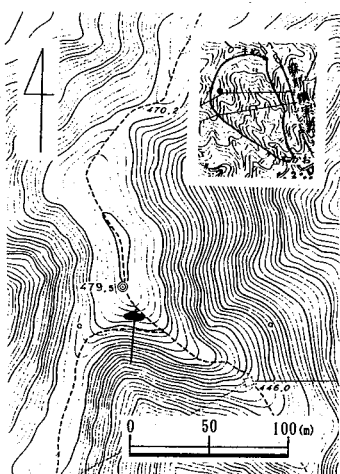


図-12 解析対象地

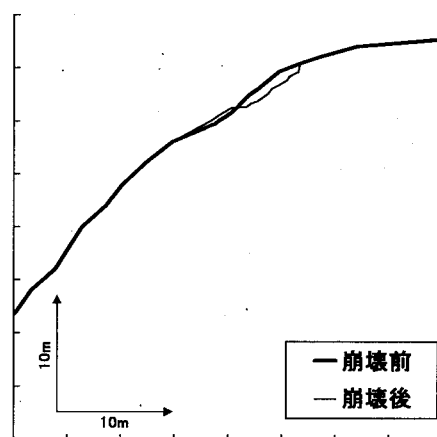


図-13 崩壊前、崩壊後の地表断面図

(2) 潜在崩土層の設定

筆者の一人⁶⁾は六甲山系における過去の斜面崩壊は表-2におけるⅢ層内にすべり面を持つ崩壊が多いことを指摘し、このⅠ～Ⅲ層を潜在崩土層とし、簡易貫入試験結果より $N_{10} < 12$ に相当していることを明らかにした。また、前章の結果から地震前後で表土層厚に変化は見られるものの、安全率に大きな影響を及ぼさない範囲であることが分かったため、簡易貫入試験により現在の潜在崩土層厚の分布を測定し、その結果を地震前の潜在崩土層厚の分布とすることが可能である。図-14 はそのようにして得られた潜在崩土層の分布である。この図から崩壊が発生した斜面上方で潜在崩土層が厚く斜面下方では潜在崩土層が薄くなる傾向があることが分かる。これは、この場所が斜面の肩であるためであると考えられる。筆者の一人⁶⁾によるとこのような場所では抵抗土層の欠落により崩壊が発生しやすいことが指摘されている。

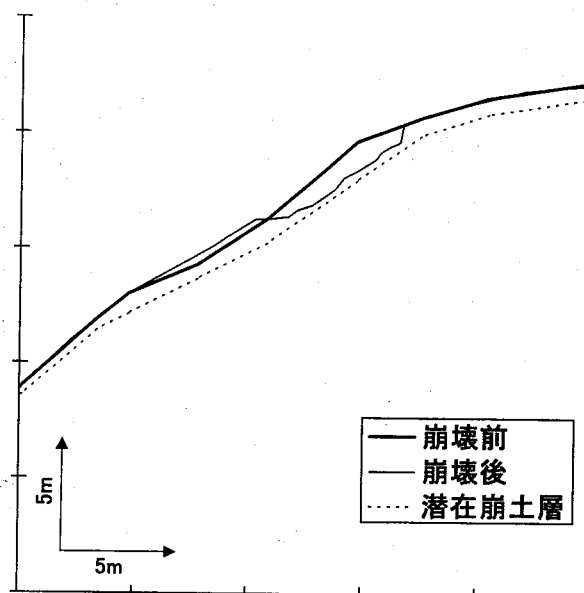


図-14 潜在崩土層の分布

(3) 斜面安定解析

a) 多平面安定解析

図-14 の斜面において多平面安定解析手法⁷⁾を用いて崩壊発生位置を求めた。解析には過去に六甲山系で測定された表-6に示す値¹⁶⁾、¹⁷⁾を用いた。図-15 に計算結果より得られたこの斜面での最小安全率を

示したすべり面の位置と、そのときの安全率の値を示す。これによると地震後の降雨により崩壊が発生した場所で最小安全率($F=1.29$)を示していることが分かる。つまり、この斜面内で発生した地震後の降雨による崩壊は、位置的には以前から最も崩壊が発生する可能性が高かった場所で起こったと言える。

表-6 解析に用いた値

$c'(\text{kPa})$	$\phi'(^{\circ})$	$\gamma_t(\text{kN/m}^3)$
3.72	30	15.68

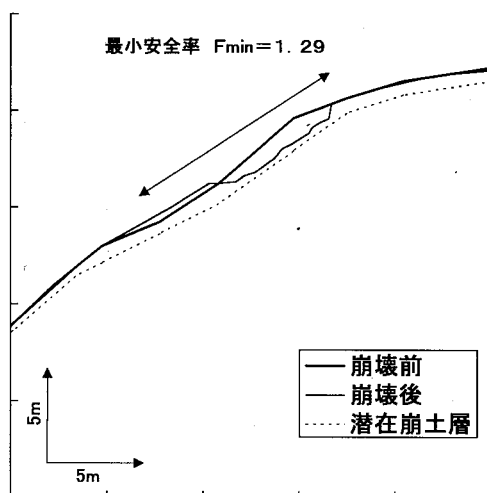


図-15 多平面安定解析結果

b) 地下水の集水モデル

本報で用いた表土層内の地下水の集水モデルは式(1)、(2)、(3)に示すモデルを用いた³⁾。このモデルは連続の式(1)とダルシー則の式(2)、(3)よりなる。

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = r \quad (1)$$

$$q_x = h' \cdot k \cdot I_x \quad (2)$$

$$q_y = h' \cdot k \cdot I_y \quad (3)$$

ここに、 h は見かけの地下水位 (m)、 h' は真の地下水位 (m)、 q は単位時間当たりの単位幅流量 (m^2/hr)、 I は動水勾配、 r は有効降雨(地下水位上昇に直接寄与する降雨)強度 (m/hr)、 k は透水係数 (m/hr)、 λ は有効間隙率である。また、添字 x 、 y はそれぞれの方向の成分を表す。

本報の対象とした斜面は地形図より横断形状が直線型を示している。また、図-16に示す数値地形モデルより求めた対象地の傾向面の傾斜のベクトル図より、崩壊地を含む格子周辺の傾向面の傾斜の方向は、ほぼ解析対象測線と同じ方向を示していることが分かる。これより本報では上式に示した地下水の集水モデルの単位時間当たりの単位幅流量 q の x 方向成分は考えないものとする。

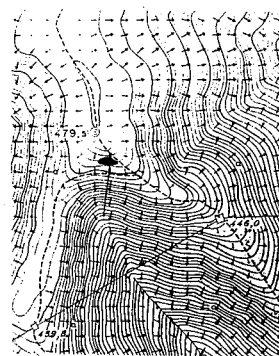


図-16 対象地の傾向面の傾斜のベクトル図

c) 地震後の降雨時の多平面安定解析

次に、解析の対象とした斜面で実際に崩壊が発生した地震後の降雨を用いて地下水位モデルを用いた多平面安定解析より安全率を求めた。安全率を求める場所は図-15 で最小安全率を示した位置とした。土質定数は過去に六甲山系で測定された表-7 に示す値^{16), 17)}を用いた。

表-7 解析に用いた値

c' (kPa)	ϕ' (°)	γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	λ	k (m/hr)
3.72	30	15.68	17.64	0.3	0.2

崩壊発生時期は崩壊分布図¹⁴⁾によると 1995 年 6 月から 10 月末までとなっているため、有効降雨強度として 1995 年 6 月から 10 月末までで最大雨量を示した 6 月 30 日から 7 月 6 日までの時間雨量を用いた。この降雨では、最大時間雨量は 7 月 4 日午前 4 時から午前 5 時までに記録した 18.0mm/hr、総降雨量は 254.0mm となっている。タイムステップは 15 分とし、地下水位の上昇に寄与する有効降雨強度として降雨強度の 1/4 をそれぞれの時刻に入力した。

図-17 に時間雨量および解析結果を示す。これより、時間の経過とともに安全率は低下するが最小安全率は 1.09 であり、崩壊が発生するような雨量ではなかったと考えられる。

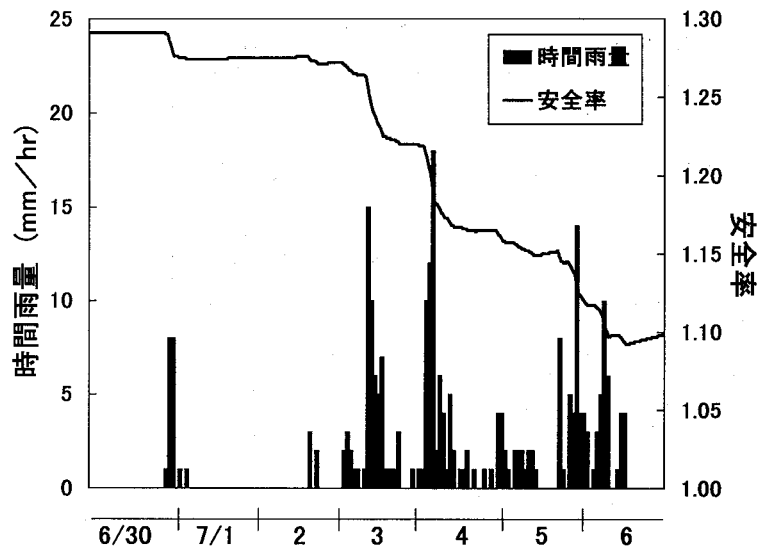


図-17 1995 年 6 月 30 日から 7 月 6 日までの時間雨量および解析結果

次に、前述の考察にかかわらずこの場所で実際には崩壊が発生したことの原因について考察を行う。筆者ら²⁾は鶴甲地区において地震後の降雨によって崩壊が発生したのは、地震によりクラックが生じ、すべり面が地震前よりも深くなったため、すべりを起こそうとするせん断応力が大きくなり、地震前では崩壊に至らない降雨でも崩壊が発生したとしている。しかし前章で述べたように、観音寺川試験地においては地震前後で安全率に大きな影響を及ぼすような表土層厚の変化は見られず、地震動により表土層厚が増加したことによってすべり面が深くなり崩壊に至るというメカニズムではなく、他の何らかの要因が変化することにより崩壊の発生に影響を与えるのではないかと考えられる。

そこで、この崩壊地において地震後に変化したと考えられるものは、

① k : 透水係数

地震により緩くなった斜面には水が入りやすくなり、その結果地下水位が上昇することで間隙水圧が増加し、安全率に影響を及ぼしたと考えられる。

② クラック

クラックが入った斜面に水が入ることによってすべり土塊の上端に静水圧が働き、安全率に影響を及ぼしたのではないかと考えられる。

が考えられる。

しかし、本報で用いた集水モデルでは有効降雨強度は全て、直ちに基盤面に達し地下水面を形成すると仮定しており、鉛直方向の浸透過程を考慮していないため、透水係数の変化は考察することはできない。

そこで地震により崩壊地上端にクラックが生じ、降雨時に図-18 に示すような静水圧が作用したと仮定し、同様の安定解析を行った。その結果、安全率は0.99 となり1.0 を下回った。また、1995 年の最大日雨量 119mm/day を記録している5月11日から5月15日までの降雨についても同様の解析を行ってみた。その結果、静水圧を仮定しない時は最小安全率 1.12、静水圧を仮定した場合は最小安全率 1.03 となり崩壊は発生しないことが確認できた。これは、崩壊が発生した降雨時に比べて地下水の水深が浅かったためであると考えられる。

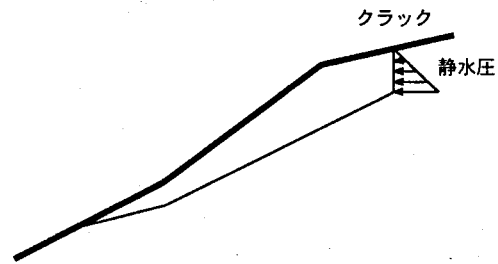


図-18 クラックに作用する静水圧

以上のことから本試験地において地震後の降雨によって崩壊が発生したのは、地震によってクラックが生じ、降雨時にすべり土塊の上端に静水圧が作用したためであると推定される。

5. 結論

本報では、1994 年に渡邊⁵⁾によって簡易貫入試験が行われた観音寺川試験地において渡邊と同様の簡易貫入試験を行い、地震前後の表土層厚を比較することにより、地震動が表土層厚に与えた影響について考察を行った。また観音寺川試験地において地震後の降雨により発生した斜面崩壊を対象として地下水の集水モデルを用いた多平面安定解析により崩壊発生の原因について考察を行った。以下に本報で得られた結果を示す。

- (1) 観音寺川試験地において地震前、地震後の表土層厚を比較した結果、表土層厚は増加していることが分かり、地震による何らかの影響があったのではないかと考えられる。しかし、鶴甲地区の崩壊におけるすべり面の増加と比べ、非常に小さな変化であり、Sensitivity 解析の関連から安全率に大きな影響を及ぼさないとされている範囲であったことから、本試験地においては鶴甲地区における崩壊とは違って、地震動により表土層厚が増加したことによってすべり面が深くなり崩壊に至るというメカニズムではなく、他の何らかの要因が変化することにより崩壊の発生に影響を与えるのではないかと考えられる。
- (2) 観音寺川試験地における地震後の降雨による崩壊地を含む斜面において多平面安定解析を行った結果、崩壊が発生した場所で最小安全率を示していることが分かった。つまり、この斜面内で発生した地震後の降雨による崩壊は、位置的には以前から最も崩壊が発生する可能性が高かった場所で起こったと言える。
- (3) 集水モデルを用いた多平面安定解析より地震後の降雨時の斜面の安全率について考察を行った。崩壊が発生したと考えられる1995年6月から10月末までで最大雨量を示した6月30日から7月6日までの降雨を用いて解析を行った結果、時間の経過とともに安全率は低下するが最小安全率は1.09であり、崩壊が発生するような雨量ではなかったと考えられた。そこで地震により崩壊地上端にクラックが生じ、降雨時に静水圧が作用したと仮定し、同様の解析を行った。その結果、安全率は0.99となり1.0を下回った。また、1995年の最大日雨量119mm/dayを記録している5月11日から15日までの降雨についても同様の解析を行った。その結果、静水圧を仮定しない時は最小安全率1.12、仮定した場合は最小安全率1.03となり崩壊は発生しないことが確認できた。以上のことから本試験地において地震後の降雨によって崩壊が発生したのは、地震によってクラックが生じ、降雨時にすべり土塊の上端に静水圧が作用したためであると推定される。

謝辞：本研究の遂行にあたり、平成 10 年度都市安全研究センター時限研究促進経費の費用の一部を使用した。ここに記して、謝意を表します。

参考文献

- 1) 富田陽子, 桜井亘, 中庸充: 六甲山系における地震後の降雨による崩壊地の拡大について, 新砂防, Vol. 48, No. 6, pp. 15-21, 1996.
- 2) 沖村孝, 鳥居宣之, 永井久徳: 地震後の降雨により発生した斜面崩壊メカニズムの一考察, 建設工学研究所論文報告集, 第 40-B 号, pp. 97-114, 1998.
- 3) 沖村孝: 数値地形モデルによる崩壊発生危険度の予知に関する研究, 昭和 59 年度文部省研究費自然災害特別研究(2) 研究成果報告, pp. 65-81, 1985.
- 4) 沖村孝, 大西勝則: 各種の要因が斜面安定解析結果に及ぼす影響, 建設工学研究所報告, 第 29 号, pp. 199-225, 1987.
- 5) 渡邊佳秀: 数値地形モデルより推定した表土層厚を用いた崩壊発生位置の予測, 神戸大学大学院修士論文, 1995.
- 6) 沖村孝, 田中茂: 一試験地における風化花こう岩斜面の土層構造と崩壊発生深さに関する研究, 新砂防, 116, pp. 7-16, 1980.
- 7) 沖村孝, 田中茂: 表土層崩壊の斜面安定解析法に関する研究, 建設工学研究所報告, 23, pp. 231-245, 1981.
- 8) 奥西一夫, 飯田智之: 愛知県小原村周辺の山崩れについて(1) -斜面形, 土層構造と山崩れについて-, 京都大学防災研究所年報, 第 21 号 B-1, pp. 297-311, 1978.
- 9) 吉永秀一郎, 大貫靖浩: 簡易貫入試験による土層の物理性の推定, 新砂防, Vol. 48, No. 3, pp. 22-28, 1995.
- 10) 宮城豊彦, 田村俊和: 宮城県富谷丘陵の微地形と 1986 年 8 月崩壊, 日本地理学会予稿集, 31, pp. 26-27, 1987.
- 11) 田村俊和: 微地形分類と地形発達 -谷頭部斜面を中心に-, 水文地形学, 恩田裕一, 奥西一夫, 飯田智之, 辻村真貴編, 古今書院, pp. 177-189, 1996.
- 12) 飯田智之, 奥西一夫: 風化表層土の崩壊による斜面発達について, 地理学評論, 52-8, pp. 426-438, 1979.
- 13) 逢坂興宏, 田村毅, 窪田順平, 塚本良則: 花崗岩斜面における土層構造の発達に関する研究, 新砂防, Vol. 45, No. 3, pp. 3-12, 1992.
- 14) 建設省六甲砂防工事事務所: 崩壊地拡大分布図(1/10, 000), 1995.
- 15) 田中茂: 集中豪雨による斜面崩壊の本質的検討, 施工技術, 第 5 巻, 11 号, pp. 14-21, 1972.
- 16) 西勝, 沖村孝, 谷口博之: 自然斜面まさ土のせん断強度分布が崩壊予知に及ぼす影響, 土地造成工学研究施設報告第 7 号, pp. 17-41, 1989.
- 17) 沖村孝, 杉本剛康: 豪雨による被災危険度評価の一研究 -神戸市住吉川上流域を対象として-, 土地造成工学研究施設報告第 10 号, pp. 45-81, 1992.

筆者: 1) 沖村 孝、都市安全研究センター、教授; 2) 鳥居 宣之、都市安全研究センター、助手; 3) 永井 久徳、自然科学研究科、大学院生; 4) 渡辺 英志、工学部建設学科、学生

A Study on Mountain Slope Failures caused by Rainfalls after the Earthquake -Influence of Earthquake Motion on the Depth of Surface Soil Layer-

Takashi Okimura
Nobuyuki Torii
Hisanori Nagai
Eiji Watanabe

Abstract

This report shows that the influence of earthquake motion on the depth of surface soil layer at Kannonji testfield by comparing the depth of surface soil layer before and after the Hyougo-Nanbu earthquake and the cause of slope failure in this testfield due to rainfall after the earthquake by using multi plane slope stability analysis with model of groundwater level. As a result, it was estimated that the cause which slope failure occurred was not sliding surface got deep by increase of the depth of surface soil layer due to earthquake motion, but the crack was formed on the top of sliding block by earthquake motion and hydrostatic pressure acted there.

