

## 4. 西谷山山腹崩壊と対策工計画

### Planning Countermeasures to Stabilize the Slope Destroyed by Earthquake at Mt. Nishitani

南部 光広

Mitsuhiro Nanbu

#### Abstract

The Hyogo Nanbu Earthquake has caused hillside destruction along many slopes of Mt. Rokko, amounting to roughly 750 sites, in all. The hillside destruction of Mt. Nishitani is truly representative of this phenomena, and had to be immediately corrected since it was near the residential area.

The geology around this site consists of Rokko granite, and earthquake has resulted in creating a thick sedimentary layer of soil as a result of the destruction. On the other hand, weathering significantly progressed in the ridge, causing thick sediments of weathered soil and rock deposit, and newly generating loosenesses in the ground due to tremor.

Check dams were designed in the valley to prevent debris flow, as countermeasures, and free frames with rock bolts were designed to prevent enlargement of the failing slope. It was decided that the check dams would be mainly made in steel and crushed rock for easy construction in short lead time, since, the roads were plagued with heavy traffic immediately after the earthquake, it was difficult to procure concrete at that time, and there was a need to finish the construction works of the check dams as early as possible. The size of free frames with rock bolts were finalized with consideration to increase the current safety factor by 20%.

Since it was impossible to undertake all these works at once, each was finished according to its priority of urgency. The check dam was the first works to kick-off after the earthquake since prevention of debris flow was regarded as the most important measure at this point. These facilities have been completed today, which have made it safer to live in neighboring residential areas. Further, constructions have started on the rock-bolted free frames from 1996, with works steadily underway and almost about to be completed.

#### 1 はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、阪神地域を中心に住民ならびに各種施設や地盤に甚大な被害をもたらした。六甲山地の山腹斜面も、いたるところで崩壊が発生し、沖村(1995)<sup>1)</sup>によるとその数は748箇所といわれている。崩壊は、図-1に示すように、神戸市灘区から宝塚市にかけての東部地域で多く発生しており、特に住吉川、芦屋川、逆瀬川、太多田川沿い斜面で多く発生している<sup>2)</sup>。大部分の崩壊は、幅が10~20m、長さが50~100m、厚さが0.5~2mの浅い崩壊である。斜面内での崩壊発生位置は、尾根部や直線型斜面の上部で多

く発生しており、沢部や谷地形の上部で多く発生する降雨による崩壊とは様相を異にしている。崩壊の形態も節理面などを分離面とするトップリング型の崩壊が大半であり、降雨時に主として発生するすべり型の崩壊とは異なっている。

本文で取り上げた西谷山の山腹崩壊地は、今回の地震で発生した山腹崩壊を代表するものであり、後述するように、延長約150mに及ぶ二つの沢部斜面で、ほぼ全域にわたって崩壊が発生している。

本文は、これら山腹崩壊の発生状況と崩壊の機構、ならびに対策工の計画について述べる。

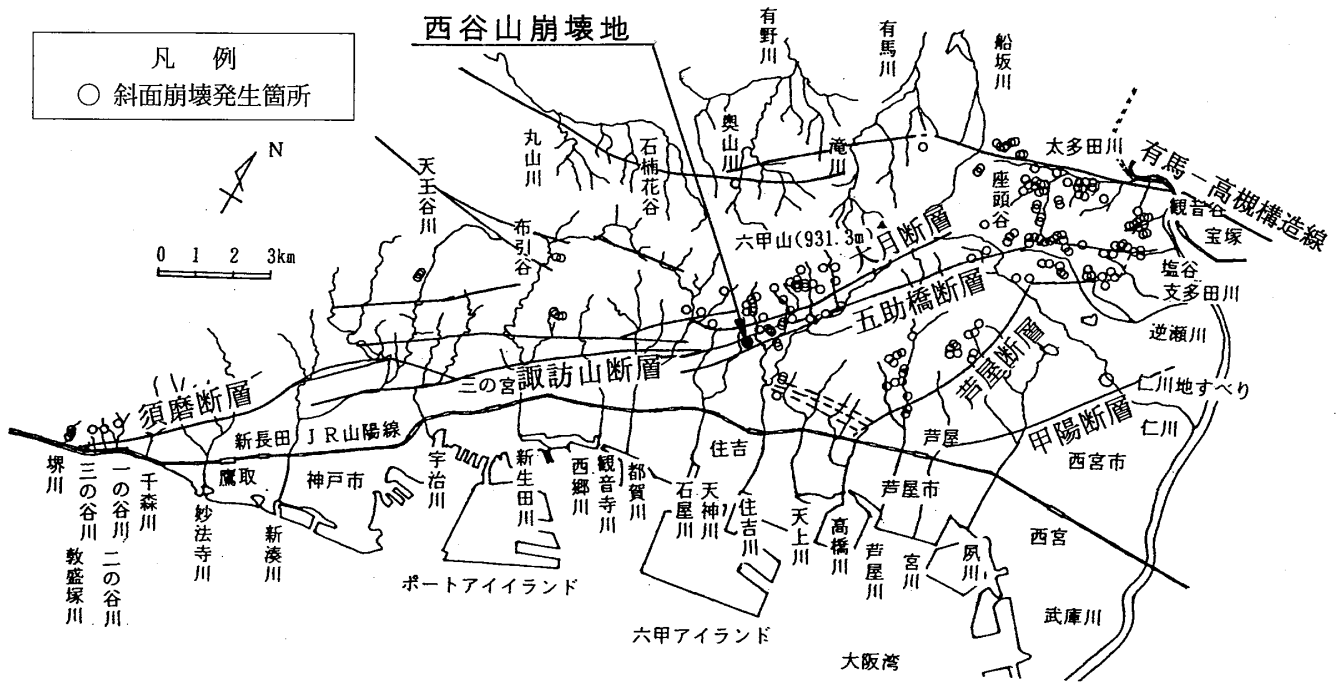


図-1 六甲山地における山腹崩壊発生箇所図 (建設省土木研究所砂防部, 1995)<sup>2)</sup>  
 Fig.1 Hillside destruction in Mt. Rokko area.<sup>2)</sup>

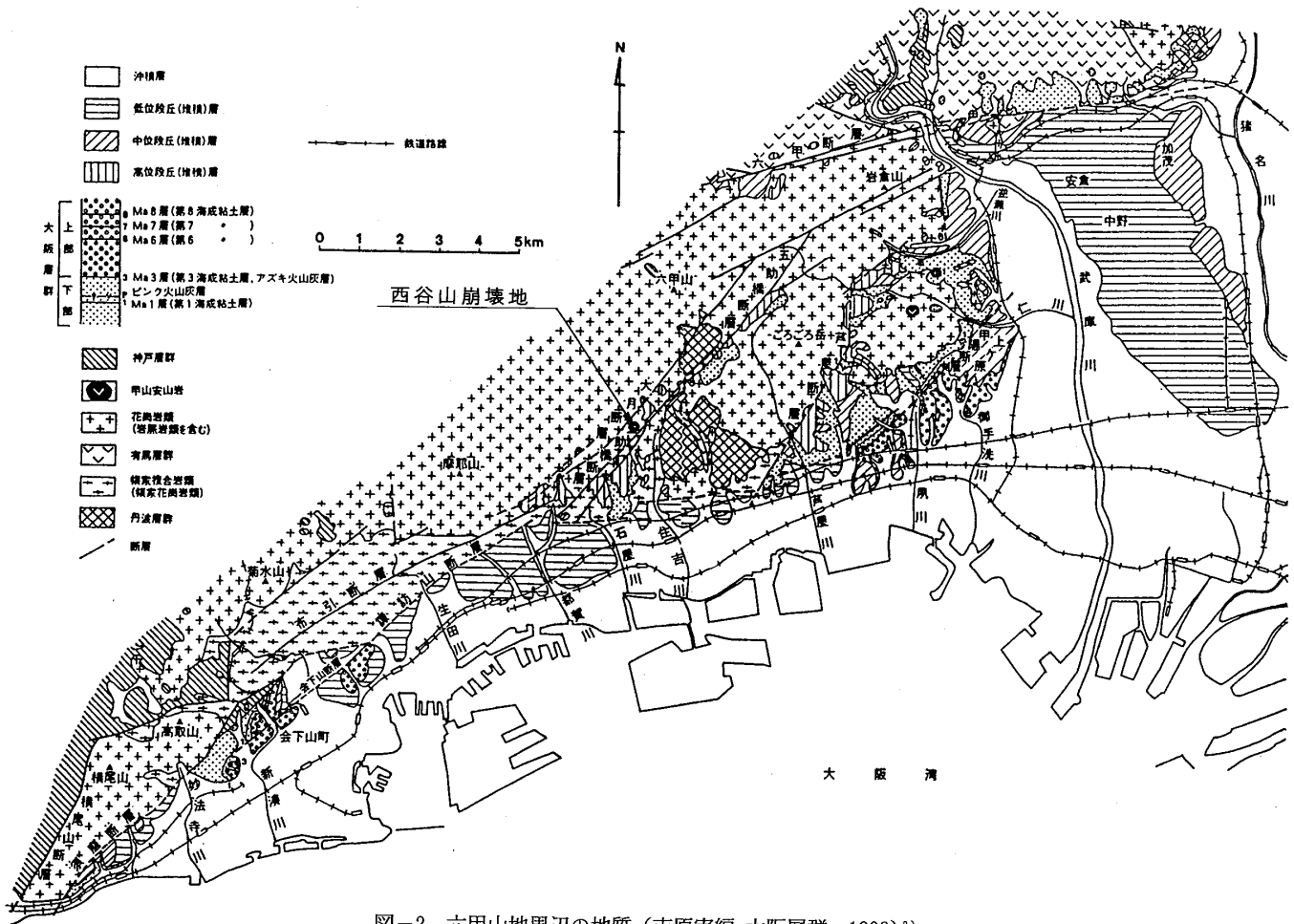


図-2 六甲山地周辺の地質 (市原実編 大阪層群, 1993)<sup>3)</sup>  
 Fig.2 Geology around Mt. Rokko.<sup>3)</sup>

## 2 六甲山地の地形・地質的な特徴

六甲山地を構成する地質は、図-2に示すよう<sup>3)</sup>、中生代白亜紀後期～新生代古第三紀に形成された六甲花崗岩と中生代白亜紀前期の布引花崗閃緑岩からなっている。六甲山地の南東側ならびに東側の山麓部では、これらを覆って、大阪層群、段丘堆積層が分布している。一方、六甲山地西方に位置する須磨区の横尾山断層以西～以北では、新生代新第三紀の神戸層群が分布している。また、神戸市東部の山間部においては、中生代の丹波層群が一部で分布している。

次に、地形的には、最高点が山地の東側に位置し、西ほど山稜高度が下がり、須磨～垂水にて海中に没するような傾動地形となっている。六甲山が隆起地形であるのに対して、大阪湾は数百万年の間、常に沈降の場であったとされている<sup>4)</sup>。

図-1に見られるように、六甲山地においては、北東-南西方向の断層が卓越して存在しており、有馬～宝塚において東西方向に延びる有馬-高槻構造線と交わっている。図-2によると住吉川や芦屋川上流部においては、これら断層線と河川の流下方向とがほぼ一致しており、河川が断層の影響を受けて形成されていることが伺える。また、主断層と直交する方向には、共役な副断層が存在する可能性が高く、これらの方向にも河川が多く流下している。

一方、六甲山地の西部地域においては、河川の流下方向と断層の方向とが必ずしも一致しておらず、山地の高さも東部地域に比べると低く、河川沿いの斜面も緩やかである。

## 3 兵庫県南部地震による山腹崩壊の特徴

図-1<sup>2)</sup>には兵庫県南部地震による山腹崩壊箇所が示されているが、これによると山腹崩壊が東部地域の断層に近接した河川沿いに集中していることがわかる。

これまでの調査によると、兵庫県南部地震によって現れた地震断層は、淡路島北部の野島断層だけであり、神戸市域においては明瞭な地震断層が確認されていない。しかしながら、その後に観測された余震分布などによると、北東-南西方向に延びる六甲山地南麓の断層では、地表面に明瞭な地層のずれが現れたという報告はなされていないが、今回の地震によって地下深部が動いた可能性は高く、断層に沿った地域では、変位や加速度が他の部分に比べて大きかったのではないかとということが考えられる。そして、このようなことが、断層に近接した河川沿いに山腹崩壊が集中している原因の一つと考えられ

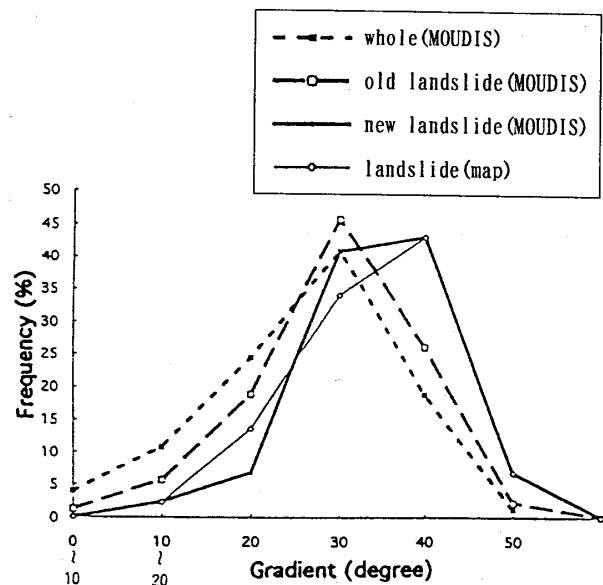


図-3 住吉川周辺の斜面勾配分布図(水山ら, 1995)<sup>5)</sup>

(MOUDISはデータベースによる作業結果, mapは地形図による作業結果)

Fig. 3 Slope distribution around Sumiyoshi River.<sup>5)</sup>

る。

次に、崩壊が発生している斜面の縦・横断形としては、降雨による崩壊とは異なり、凹型斜面よりも凸型斜面で多く発生している。図-3は水山ら(1995)<sup>5)</sup>がまとめた住吉川沿いの斜面形状の分布図であるが、これによると降雨による崩壊とは異なり、凹型斜面よりも凸型斜面に多く発生することが顕著である。ただし、データベースによる作業ではこの傾向は表れていない。すなわち、図-6において、MOUDISによるold landslide(主として降雨による崩壊)とnew landslide(兵庫県南部地震による崩壊)とは差が表れていない。

一方、齊藤ら(1995)<sup>6)</sup>がまとめた北海道南西沖地震で発生した奥尻島での斜面崩壊や神奈川県土木部砂防課(1995)<sup>7)</sup>がまとめた関東大震災で発生した丹沢山系の斜面崩壊でも、凸型斜面に崩壊が多く発生する傾向が認められ、このことが地震による斜面崩壊の一つの特徴であるということがいえる。

## 4 西谷山崩壊地の地形・地質特性

図-1<sup>2)</sup>に示されているように、崩壊地近傍には五助橋断層ならびに渦ヶ森断層が存在しており、崩壊地はこれらの断層に沿って帯状に分布していることがわかる。本文で取り上げた崩壊地は、これら崩壊地の中では面積がかなり広いものである。

写真-1に示すように崩壊地周辺の地形は、南北方向の痩せ尾根を挟んで、二つの沢が存在している。以下、



写真-1 西谷山崩壊地全景

Photo 1. Full view of Mt. Nishitani hillside destruction.

この二つの沢をそれぞれ東沢、西沢と呼ぶことにする。

崩壊地周辺に分布する地質は、基盤となる六甲花崗岩と、これを貫く花崗班岩の岩脈とからなっており、沢部においては、これらの二次堆積物である崩積土が堆積している。図-4に崩壊地の地質平面図を、図-5に沢部を挟んだ地質断面図を示す。尾根部においては、風化がかなり進んでおり、マサ土化している部分がかかなり厚くなっている（写真-2参照）。割れ目としては、走向が $N10^{\circ} \sim 50^{\circ} W$ で傾斜が北東方向に $60^{\circ} \sim 80^{\circ}$ のもの、 $N50^{\circ} \sim 80^{\circ} E$ で傾斜が北西方向に $50^{\circ} \sim 60^{\circ}$ のもの、 $N20^{\circ} \sim 50^{\circ} E$ で傾斜が南南西～南南東方向に $20^{\circ} \sim 80^{\circ}$ のものなどがあり、全般に割れ目間隔は密である。

崩壊は図-4に示すように、沢に面する急斜面で発生しており、中央部の痩せ尾根は、両側の斜面が崩壊したために薄くなっている。斜面内の崩壊位置としては、図-4ならびに写真-2に示すように、斜面上部～中部にかけて発生しており、崩土が斜面下部から沢底に貯まっている。周辺の尾根部における斜面の平均傾斜角は $40^{\circ} \sim$

$50^{\circ}$ であるが、崩壊が発生した斜面の傾斜角は、 $50^{\circ} \sim 70^{\circ}$ のところが多く、周辺の斜面に比べると幾分急勾配となっている。

崩壊地下部の沢は、集水面積も狭く、周辺の斜面からの湧水がなかったために、常時では全く沢水がなく、地震によって崩落した土砂が即、流出することもなかった。ただ、現状のまま放置すれば、沢部に貯まった土砂が降雨時に流出して、二次災害を起こすとともに、斜面の崩壊がさらに進行することも懸念された。

## 5 崩壊の機構

当地区における崩壊は沢部に面する斜面で発生しているが、詳しく見ると崩壊前の地形に支配されて、いくつかのブロックの集まりであることがわかる。すなわち、各部分において斜面勾配等が微妙に違うため、崩壊厚さや崩壊長さが多少異なっている。ただ、崩壊の形態としては、いずれのブロックとも、写真-2に示すように、遷急線付近より下部がトップリング状で剥落するような



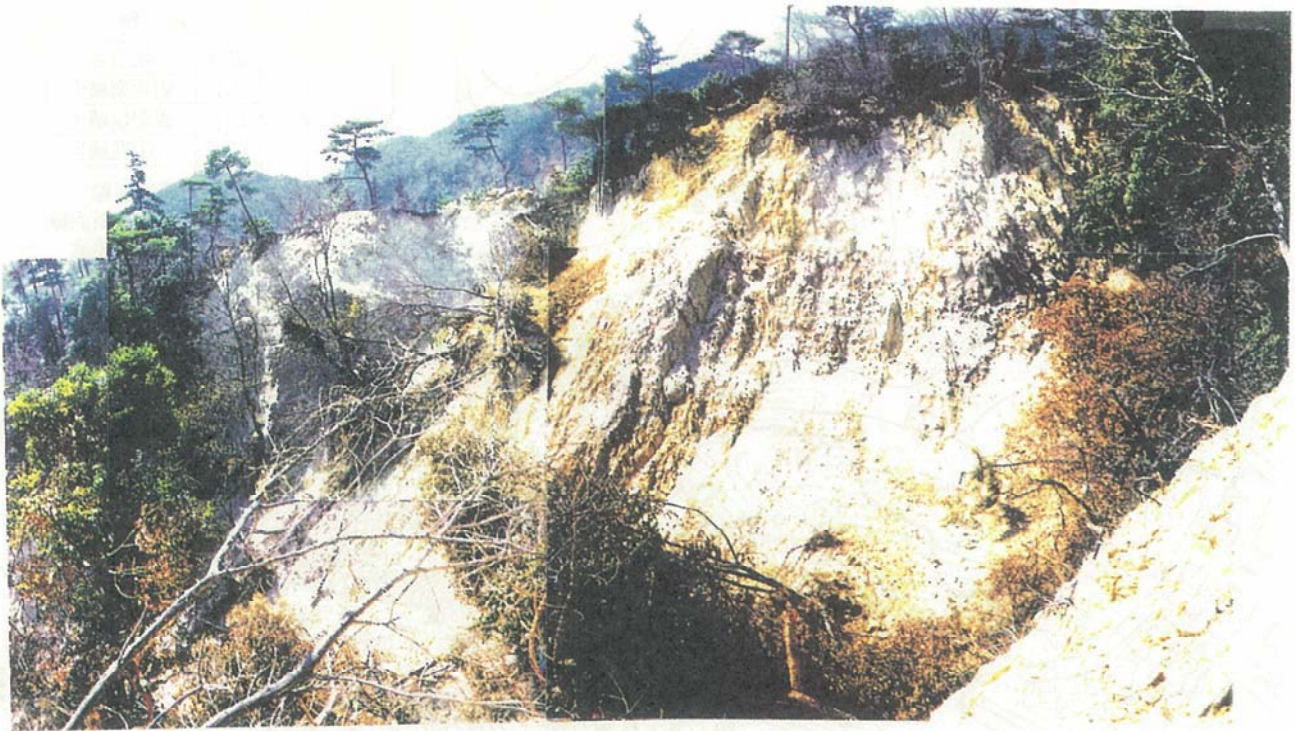


写真-2 斜面の崩壊状況。全体に風化が著しく、ハンマーの打撃で簡単に崩すことができる。斜面中腹から裾部にかけて崩土が堆積している。

Photo 2. Hillside destruction along slope. Overall weathering is significant, and hammering is enough to prompt destruction. Landslide soil is accumulated from mid-mountain to around the skirts.

形で崩壊している。

崩壊土砂の状況ならびにボーリング調査結果によると、崩壊が発生しているのは、マサ土化している部分が多いが、崩壊土砂のなかには大きな岩塊も含まれており、一部未風化のところも崩壊している。崩壊の厚さは、崩壊前の測量図がないので詳細は不明であるが、沢部に貯まった崩壊土砂の土量と崩壊面積より推定すると平均的には0.5～1 mであるが、崩壊後の地形より推定すると局部的には最大で2 m位のところは存在するものと思われる。

周辺斜面の崩壊しなかったところとの比較を通じて、推定される崩壊の主要因は、①斜面勾配と②地震動の大きさの2点が考えられる。①の斜面勾配については、前述したように周辺の非崩壊斜面が $40^{\circ}$ ～ $50^{\circ}$ であるのに対して、沢部に面する当崩壊地では $50^{\circ}$ ～ $70^{\circ}$ と急勾配であったことが挙げられる。

次に、②の地震動の大きさについては、落合(1995)<sup>9)</sup>の解析結果に見られるように、尾根の先端部に当たっていたために地震動が増幅され、周辺斜面よりも地震動が大きかったことが考えられる。さらに、五助橋断層や渦ヶ森断層の近傍ということで地震動そのものが元々大きかったことも考えられる。ただ、これら地震動の大きさがどの程度であったかについては、実測データが周辺地

区にほとんどないために、推定の域を出ない。

## 6 崩壊後の経緯

図-4に示すように、沢の下流には住宅地が近接しており、平成7年の梅雨期を迎えて土砂流出の発生が懸念された。特に東沢には既設の砂防施設が何もなくなかったために、土砂流出が発生すると、住宅地に被害が及ぶ可能性が高かった。このことより、対策工事を早急に着手するとともに、降雨量が警戒雨量に達した時には、周辺住民に対して避難勧告が出されることとなった。

このような状況下で、平成7年5月12日～13日と梅雨期の平成7年7月2日～6日には、降雨量が警戒雨量に達したため、周辺住民に避難勧告が出されることとなった。六甲山地に設置されているテレメーターによると、5月12日～13日には連続雨量で222mm、最大時間雨量で27mm、7月2日～6日には連続雨量で261mm、最大時間雨量で18mmの降雨があった<sup>9)</sup>。

一方、崩壊地においては、集水面積が狭いことより、平常時においては沢水がほとんどなかった。地震直後の現地踏査によっても、地山から湧水が生じているような所は認められなかった。このような状況下であったために、上述した平成7年5月と7月の集中豪雨時において

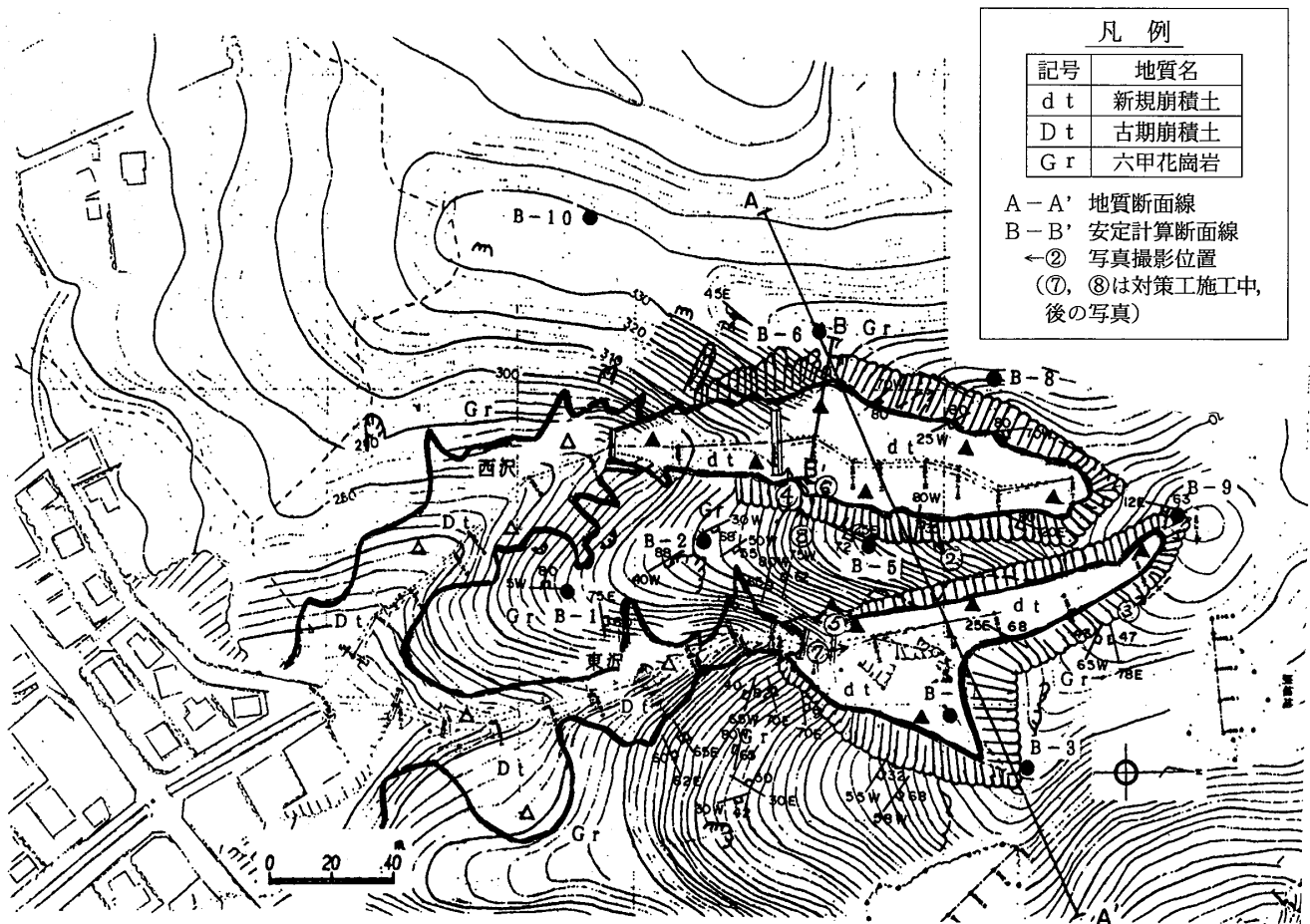


図-4 西谷山崩壊地の地質平面図  
 Fig. 4 Flat diagram of Mt. Nishitani destruction site geology.

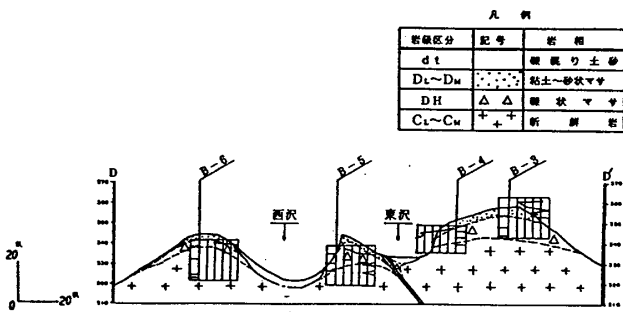


図-5 A-A' 地質断面図  
 Fig. 5 A-A' Geological cross section.

も、沢水はあまり増えず、懸念された土砂流出が発生することはなかった。

次に、崩壊斜面が降雨時に拡大しないかを監視するために、図-4に示すB-1, 2, 5, 9孔にパイプ歪計を設置して監視を続けた。幸いなことに、ここでも有意な動きは認められず、崩壊地も拡大するようなことはなかった。

## 7 対策工の設計

### 7・1 基本方針

#### (1) 崩壊斜面に対する対策

崩壊斜面の法肩部には、写真-3に示すようなクラックが一部で認められ、地震によって斜面が緩んでいることが判明した。緩みの厚さとしては法肩部のクラック状況ならびに写真-4~6に示すような岩盤斜面の緩み状況などより、最大で2m程度と判断された。このように緩んだ斜面を現状のまま放置すると、降雨時に崩落する恐れが強く、これを防止するために、対策工を施す必要があった。

対策工の設計にあたっては、現状の緩み斜面において、今後発生する可能性が高い降雨時の崩壊を主対象に検討することとした。すなわち、現状斜面における緩み領域が最大で2m程度であることより、少し安全側ではあるが、図-6に示すように法面整形後の斜面に対して一律に2mの領域が緩んでいるものとして対策工の設計を進めることとした。対策工としては、現状斜面の安全率



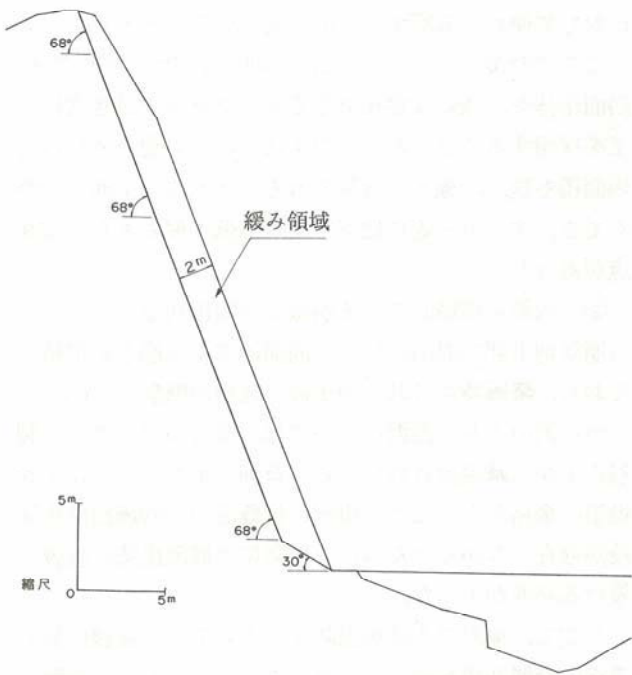


図-6 安定計算モデル断面図 (西沢西側断面)  
 Fig.6 Cross section of stable computation model  
 (Cross section of west side of Nishisawa).

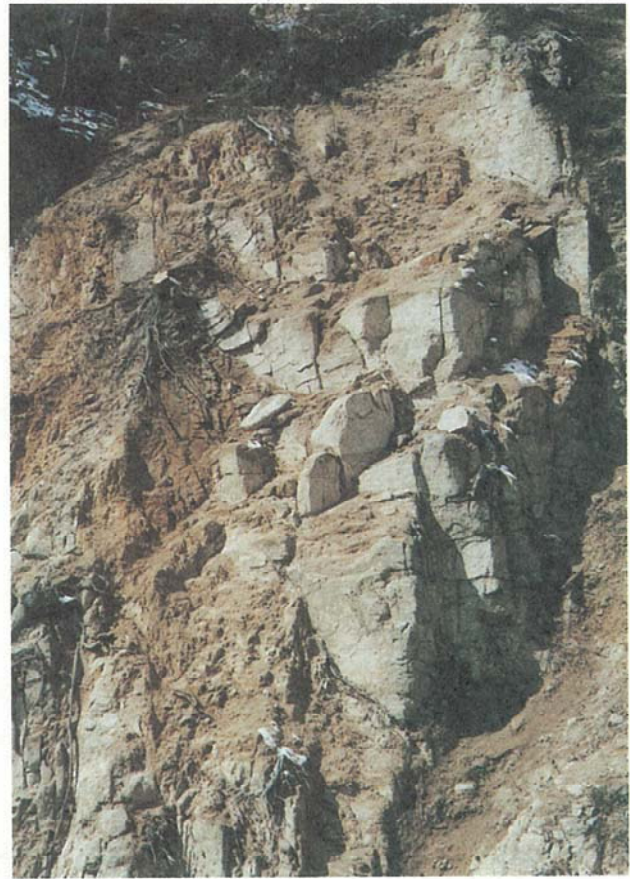


写真-4 斜面の緩み状況。表面に近いところの割れ目が少し開いて全体が緩んでいる。  
 Photo 4. Loosening of soil. The entire soil is loose with the cracks around the surface slightly gapping.



写真-3 法肩部に発生しているクラックの状況。  
 Photo 3. Cracks around the shoulder of the mountain.



写真-5 斜面の緩み状況。割れ目が非常に発達しており、表面に近いところでは割れ目が少し開いている。  
 Photo 5. Loosening of soil. The cracks are extremely developed, with those around the surface slightly gapping.





写真-6 斜面の緩み状況。表面に近いところでは割れ目が少し開いている。

Photo 6. Loosening of soil. The cracks are slightly gapping around the surface.

を1.0として、これを1.2に上げるように規模を決定することとした。計算の手法としては、一般に降雨時の崩壊

に対して使われる層すべりの式を用いることとした。

ここで対策工としては、斜面の凹凸に柔軟に対応でき、斜面全体を一様に安定化できるロックボルト付き吹付砕工を採用することとした。この工法では、必要とされる足場面積も狭く、施工が容易であるとともに、工期も短かくでき、アンカー等比べて工費も低く押さえられる利点があった。

## (2) 沢部に堆積している崩壊土砂流出防止

崩壊地下部の沢部には、斜面崩壊による崩土が堆積しており、降雨時にこれらの土砂の流出が懸念されていた。二つの沢のうち、西沢については、既設のコンクリート製谷止工が二基設置されており、背面のポケット部に土砂堆積の余裕があったが、東沢には既設の土砂流出防止施設が存在しなかったために、早急に土砂流出防止施設を設ける必要があった。

ここで、東沢の土砂流出防止工としては、地震直後で道路の交通渋滞が激しく、コンクリートの入手が困難な状況であったことと、早期に工事を完成させる必要があることより、後述するように、施工が容易で工期が短く

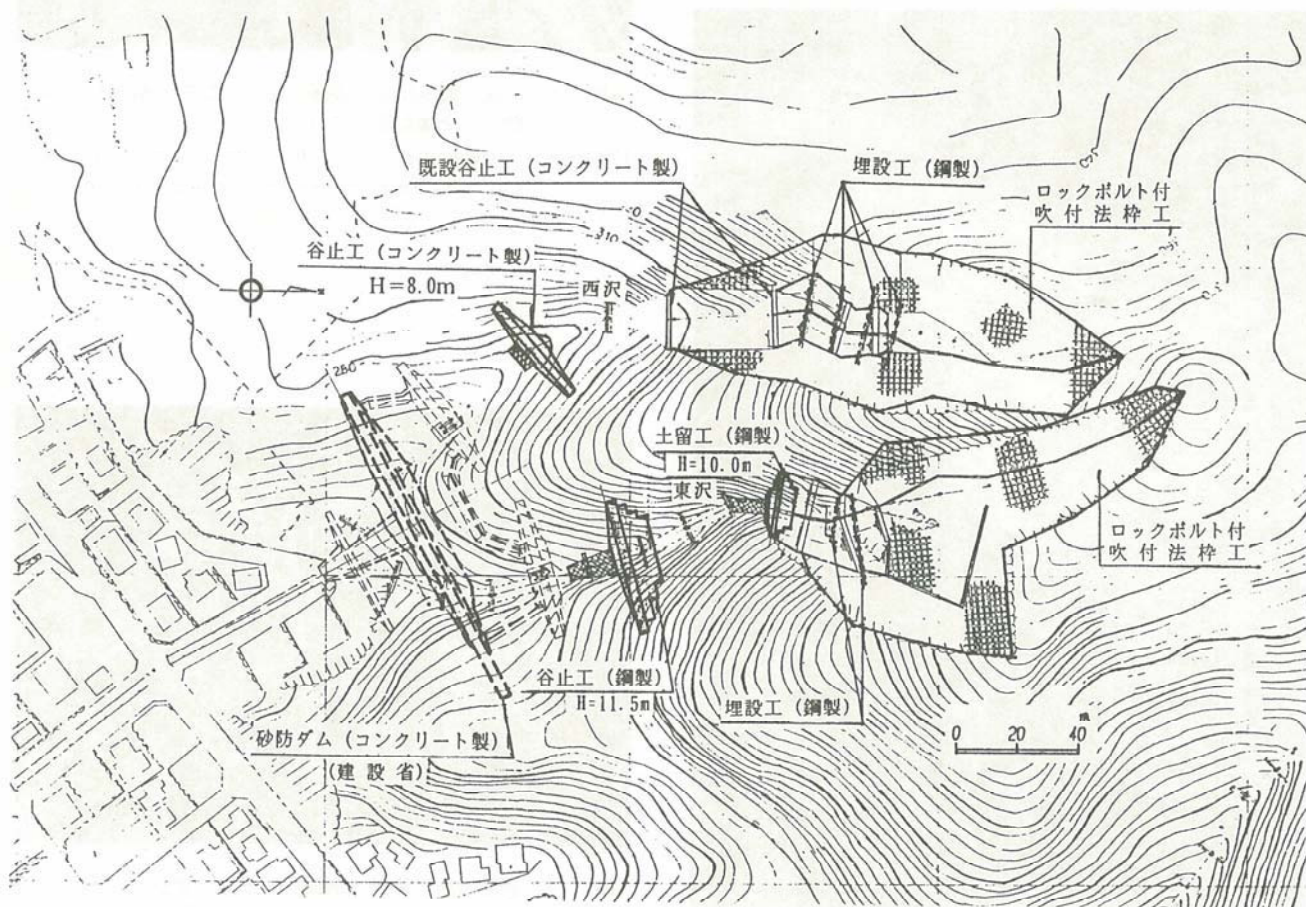


図-7 対策工平面図

Fig.7 Flat diagram of countermeasures.





写真-7 東沢におけるNo. 1土留工完成状況。  
Photo 7. Completion of Check Dam No. 1 in Higashisawa.

てすむ鋼製自在枠形式の谷止工を採用することとした。あわせて、沢部に堆積している崩壊土砂の安定を図るために、鋼製籠枠の中に栗石を詰めた埋設工（高さ3m）（写真-7参照）を、沢の横断方向に数列設置することとした（図-7参照）。一方、西沢については、既設の谷止工があることより、施工の緊急度としては東沢よりも多少低いと判断されたため、谷止工はコンクリート製を採用することにした。ここで新たに設ける谷止工や土留工の基数ならびにその高さは、当該崩壊地の土砂を地区外に持ち出すことが土捨て場等の関係で実質的には不可能であったため、地区内で崩壊土砂や工事途上で発生する掘削土砂が処理できるように設定することとした。

### 7・2 ロックボルト付き吹付枠工の設計

#### (1) 逆算による強度定数の算定

斜面の安定計算は東沢、西沢において最も急な斜面を各1断面選定し、法面整形後の安全率を1.0として逆算により土塊強度を求めることとした。図-6に安定計算を行った西沢の断面を、図-4にはその断面の位置を示した。

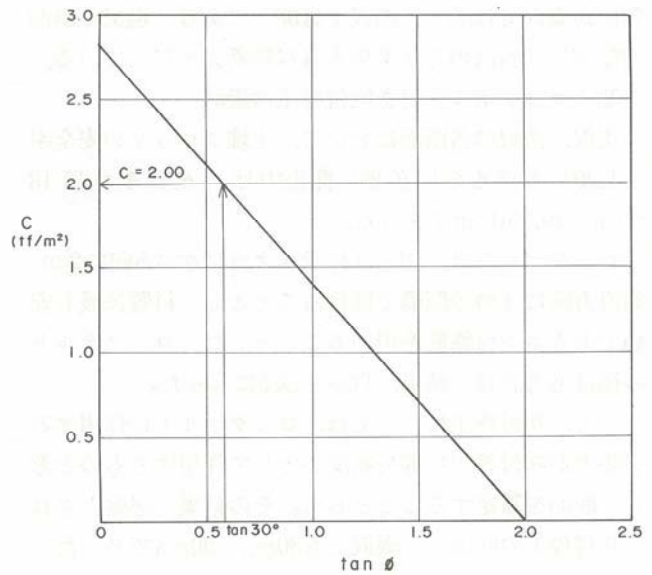


図-8 現況斜面の安全率を1.0とした場合のC-tanφ図（西沢西側断面）

Fig. 8 Relation of c-tanφ when current safety factor of slope represents 1.0. (Cross section of west side of Nishisawa).

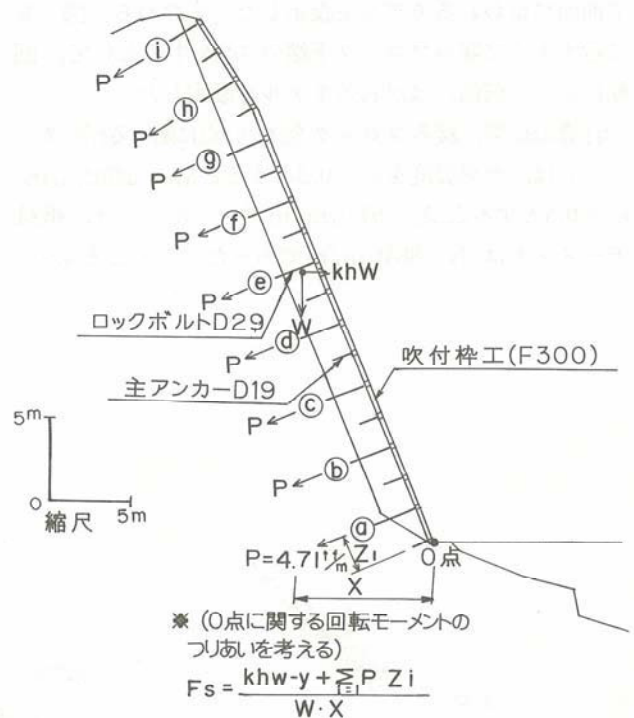


図-9 地震時における安定検討図  
Fig. 9 Stability review during earthquake.

図-8は、逆算の結果得られたc-tanφ図である。安定計算の対象とする土塊ブロックが大半マサ土化しているため、土塊の内部摩擦角(φ)を30°として粘着力(C)を求めるとC=2.00tf/m<sup>2</sup>であった。同様な手法で東沢斜面について求めるとC=1.19tf/m<sup>2</sup>であった。斜面

勾配が東沢では52°，西沢では68°であり，現況の斜面勾配が急な西沢の方が多少大きな粘着力となっている。

(2) ロックボルト付き吹付砕工の設計

東沢，西沢の各断面において，土塊ブロックの安全率を1.20に上げるのに必要な抑止力は，それぞれ17.13 tf/m<sup>2</sup>，19.76tf/m<sup>2</sup>であった。

ロックボルトは，図-9に示すように水平方向に2 m，鉛直方向に4 mの間隔で設けることとし，材質は最も安価であるネジ付鉄筋を用いることとした。ロックボルトの径は応力計算の結果，D29とD25になった。

一方，吹付砕工については，ロックボルトに作用する引張力が吹付砕工に等分布反力として作用するものと考え，断面を算定することとした。その結果，必要とされた吹付砕工の断面は，両沢とも30cm×30cmであった。

(3) 地震時における安定性

(2)項で決定したロックボルト付き吹付砕工が，地震時にどの程度安定性に寄与するかを検討してみることにした。検討にあたってのブロックの破壊モデルとしては，兵庫県南部地震でも多く見られたように，地震力によって前面にはがれるモデルを設定した。すなわち，図-9に示すように緩みブロック下端のO点を中心として，回転によって前面にはがれるモデルを設定した。

計算の結果，緩みブロック全体のO点に関する回転モーメントは，水平震度をk<sub>h</sub>=0.3とするとM<sub>o</sub>=548tfm/m，k<sub>h</sub>=0.5とするとM<sub>o</sub>=913tfm/mであった。一方，抵抗モーメントはM<sub>R</sub>=884tfm/mであった。このことより，

この破壊モードでは，斜面の安全率が，

$$k_h=0.3の時 \quad F_s=884/548=1.61$$

$$k_h=0.5の時 \quad F_s=884/913=0.97$$

となる。次にロックボルト1本当りの短期の許容引張力は，P<sub>o</sub>=4.71tf/本であるので，図-9の②~④に示す9本のロックボルトの，O点に関する抵抗モーメント(M<sub>v</sub>)を求めると384tfm/mとなる。

当該斜面においても兵庫県南部地震によって崩壊が発生しているので，地震時の想定水平震度を仮にk<sub>h</sub>=0.5とすると，9本のロックボルトを打設することによって，斜面の安全率は，

$$F_s=0.97 \quad \longrightarrow \quad F_s=(884+384)/913=1.39$$

まで上昇することになる。このことは，(2)項で決定したロックボルト付き吹付砕工が地震時に対しても有効に作用することを示している。フリーフレーム協会(1997)<sup>10)</sup>が兵庫県南部地震発生後に実施した既設吹付砕工の変状調査によっても，大きな変状が見られたところはほとんど存在しなかったと報告されている。このことより，ロックボルト付き吹付砕工は，地震時に多く見られるトップリング型のはがれるような破壊モードに対しても有効な抵抗力を有しているものと思われる。

7・3 谷止工の設計

図-7に谷止工の配置図，図-10に東沢の縦断図を示

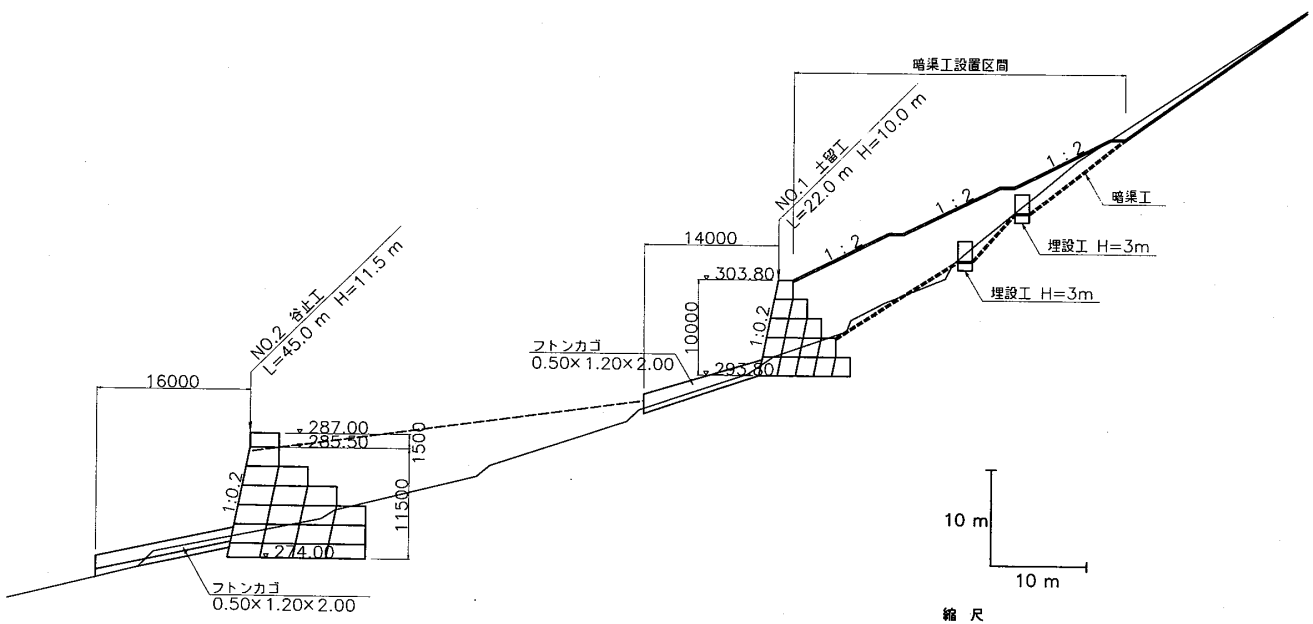


図-10 東沢の縦断図  
Fig.10 Longitudinal section of Higashisawa.



した。7・1で述べたように地区外への土砂搬出が不可能な状態であったことより、地区内で土砂処理ができるように谷止工を設置することとした。東沢については高さ10mの鋼製土留工（構造上は鋼製自在枠形式の谷止工と同じ。背面部をすべて土砂で埋め戻しているため、土留工と呼ぶこととした。）と高さ11.5mの谷止工を設けることとした。一方、西沢については既設の谷止工があるため、この谷止工の下流部に高さ8mのコンクリート製谷止工を設けることとした。あわせて、二つの沢の合流部には、建設省の事業として、コンクリート製の砂防ダムが設けられることとなった。これらの谷止工については、堆砂範囲が上流部の谷止工にかからないように位置と高さを決めることとした。このようにして決めた谷止工は、沢部に堆積している崩壊土砂を概ね処理できることとなった。

#### 7・4 施工順序

7・1～7・3に述べた対策工について、一度にすべての工事を着手するのは不可能であったため、それぞれの緊急度に応じて工事を順次着手することとなった。

各種施設の中で最も緊急度が高いと判断されたのは、既設の土砂流出防止施設のない東沢における土留工と谷止工であり、これらについては地震後早期に、工事着手された。あわせて、これらの工事と並行して鋼製の埋設

工も施工されることとなった。引き続いて、西沢のコンクリート製谷止工も工事着手され、以上の施設については、現在では完成に至っている。写真-7に東沢におけるNo.1土留工と埋設工の完成状況を示す。

一方、崩壊斜面を安定させるロックボルト付き吹付枠工も、谷止工に引き続いて平成8年度より施工されており、写真-8に西沢における斜面整形後で吹付枠工施工直前の状況を示す。

#### 8 あとがき

当地区は前述したように、住宅地に近いところに位置していたために、対策工の施工が特に急がれているところであった。建設省、兵庫県では地震後ただちに調査・設計にかかれ、その成果に基づいて、工事発注が行われた。このことより、当地区においては、土砂流出を防止する谷止工等が早期に完成するに至り、周辺住民の生活を安全に守れる状態となった。これもひとえに関係各機関の御努力のおかげと思われる。最後に本文をまとめるにあたって、御指導、御助力をいただいた兵庫県六甲治山事務所の方々に厚く感謝いたします。

#### 参 考 文 献

- 1) 沖村 孝：兵庫県南部地震に伴う斜面崩壊の特性，



写真-8 西沢における対策工施工状況。斜面の凹凸を整形するとともに、谷止工背面の埋戻し土を整形しているところ。

Photo 8. Countermeasures in Nishisawa. The unevennesses in the slope are corrected, along with reburying and correcting the soil behind the check dam.

- 兵庫県南部地震等に伴う地すべり・斜面崩壊研究報告書, 地すべり学会, pp.1~16, 1995, 7.
- 2) 建設省土木研究所砂防部: 平成7年兵庫県南部地震による山腹崩壊, 斜面崩壊(速報), 新砂防 Vol.47, No.6, pp.51~53, 1995.
  - 3) 市原 実編: 大阪層群, 創元社, pp.41~48, 1993.
  - 4) 藤田和夫・笠間太郎: 大阪西北部地域の地質, 地域地質研究報告(5万分の1図幅), 地質調査所, p80, 1982.
  - 5) 水山高久・西田顕郎: 兵庫県南部地震による山腹崩壊(続報), 新砂防 Vol.48, No.1, pp.38~40, 1995.
  - 6) 斉藤正美・新谷 融・中村太士: 北海道南西沖地震にともなう奥尻島の斜面崩壊の特徴と土砂滞留, 新砂防 Vol.47, No.6, pp.28~33, 1995.
  - 7) 神奈川県土木部砂防課: 関東大震災による丹沢荒廃地, 新砂防 Vol.48, No.3, pp.48~51, 1995.
  - 8) 落合博貴: 地震による山腹斜面崩壊機構, 森林工学研連公開シンポジウム-地震活動と山地の土砂災害-講演集, pp.1~15, 1995, 10.
  - 9) 仲野公章・富田陽子・桜井 亘: 兵庫県南部地震後の六甲山系における土砂災害ソフト対策, 新砂防 Vol.48, No.4, pp.58~62, 1995.
  - 10) フリーフレーム協会近畿支部: 兵庫県南部地震のフリーフレーム工法の被害調査報告書, 1997.