

地震動による山地流域の安全度評価手法に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 18～平 21

担当チーム：火山・土石流チーム

研究担当者：田村圭司、山越隆雄、内田太郎、
武澤永純、清水武志

【要旨】

1995年兵庫県南部地震や2004年新潟県中越地震によって山地流域で多数の土砂災害が発生したことを背景として、本研究課題は、①大規模地震後の流域からの生産・流出土砂量の変化予測技術の提案、②河道閉塞の監視システムのマニュアル作成、③砂防施設の合理的設計手法の提案、④地震による土砂災害ハザードマップ作成に関する提案、を達成目標として研究を実施した。その結果、以下の結論が得られた。①新潟県中越地震後の芋川流域においては、地震後の降雨・融雪に伴う土砂流出量低減特性を明らかにするとともに、地震後の降雨・融雪に伴う斜面崩壊の発生特性の経年変化についても明らかにした。②天然ダム監視技術に関するマニュアルを刊行し、2008年岩手・宮城内陸地震で活用され、その後2009年5月に国土交通省砂防部から全国の直轄事務所、都道府県に完成版が配布された。③現行の砂防堰堤設計方法で設計された堤高15m未満の砂防堰堤は十分な耐震性を有していることが明らかになった。そして、④大規模崩壊の発生確率は地震動の影響を強く受け、200gal以上の地震による加速度であればどこでも崩壊発生の可能性があることが明らかになった。

1. 総説

1.1. 背景

平成16年10月に新潟県中越地震では多数の崩壊が発生し、河道内に不安定土砂が堆積するとともに、一部の砂防施設に被害が発生した。流域からは降雨、融雪により崩壊や堆積土砂の流出が続いている。これら地震による土砂移動の影響について評価を行うには、地震後の崩壊地の推移、堆積土砂の安定性、砂防施設への影響度など、地震による土砂災害に対する安全度評価の検討が必要となる。

研究実施中の2008年に発生した岩手・宮城内陸地震では、即時的に地震動による山地流域の変化に関する詳細な調査を行なった。同時に、新潟県中越地震以後航空機に搭載したレーザープロファイラによる細密な地形データ取得技術等の新技術が普及したため、そのデータの活用方法に関する研究も実施した。

本報では、新潟県中越地震や岩手・宮城内陸地震の調査実績や技術支援実績も踏まえ、火山・土石流チームで実施した地震動による山地流域の安全度評価手法に関する、5年間の研究成果をまとめたので報告する。

1.2. 実施事項

本研究では、以下の4つの課題を設定した。

- ①大規模地震後の流域からの生産・流出土砂量の変化予測技術の提案、
- ②河道閉塞の監視システムのマニュアル作成、
- ③砂防施設の合理的設計手法の提案、

④地震による土砂災害ハザードマップ作成に関する提案。

①について、新潟県の芋川流域を対象とし、新潟県中越地震後の降雨・融雪により流出した土砂の観測記録について取りまとめ、大規模地震後の流域からの生産・流出土砂量の変化に関して実施した研究について述べる(2章)。

②について、新潟県中越地震や岩手・宮城内陸地震における現地調査、技術指導および行政職員へのアンケート調査結果をもとに、天然ダム形成後の変状を監視するための項目や手法について体系的に取りまとめたマニュアルの概要について説明する(3章)。

③について、砂防施設の耐震性に関して定量的な検討がなされていなかったため、全国の砂防堰堤に設置した地震計のデータを整理し、砂防堰堤における地震応答特性の実態を整理し、観測波形を用いた砂防堰堤の耐震性を評価する手法を提案した(4章)。

④では、地震動による土砂災害ハザードマップ作成手法を開発するために、地震による斜面崩壊の実態を整理し、発生箇所の危険度を評価した。5章では、地震動による大規模崩壊に関する地形・地質の影響を調べると共に、地震による大規模崩壊発生箇所の地震履歴を評価する手法を検討した。さらに、素因(地形・地質等)と誘因(地震動)が崩壊の危険度に与える影響を評価した。

2. 大規模地震後の流域からの生産・流出土砂量の変化予測技術の検討

2.1 はじめに

山間地における大規模地震は、斜面崩壊、落石、大規模崩壊など、多様かつ大規模な土砂移動現象を過去に引き起こしている。さらに地震後もその後の降雨や融雪により、新たな崩壊あるいは既崩壊地の再崩壊を引き起こす。また、地震時、または、地震後の降雨等で新たに発生した崩壊によって生産された土砂は、その後の土砂流出に長い間影響を及ぼしていることが知られている¹⁾。

2004年10月に新潟県中越地震が発生し、数多くの斜面崩壊等が発生し、その後の融雪、降雨によってさらに斜面崩壊が発生するとともに、土砂が大量に流出した。ここでは、この中越地震後の土砂生産、流出の実態について定量的に明らかにするとともに、このような山間地における大地震後の土砂生産、流出量を予測するために必要な調査のあり方について検討した結果について述べる。

2.2 地震後の降雨や融雪に伴う土砂生産・流出実態の把握（新潟県中越地震）

2.2.1 新潟県中越地震の概要

2004年10月23日17時56分に、新潟県中越地方で

マグニチュード6.8の地震が発生した。震源に近い川口町では、気象庁の計器観測（観測地点名：川口町川口）で初めて震度7を観測し、地震後も最大震度6以上の余震が4回観測されるなど余震活動が活発であった。

この地震により中越地方では多数の斜面崩壊や地すべりが発生し、特に震源に近い芋川流域（図-1、流域面積38km²）では崩壊や地すべりに伴う多量の土砂が河道に堆積した。この結果、芋川本川沿いの寺野地区、東竹沢地区で発生した大規模な河道閉塞をはじめ、55箇所でも河道閉塞が生じた。芋川流域全体では、道路の寸断、河道閉塞による家屋の浸水といった大きな被害が生じ、合計1,419箇所の斜面崩壊、75箇所の地すべりが発生した（図-1）。さらに、地震後に実施した航空レーザー測量、空中写真判読および深淺測量から、同流域ではその後の豪雨や豪雪後の融雪に対しても、多くの斜面崩壊が発生し、斜面崩壊由来の活発な土砂生産が継続していることが明らかになった。

2.2.2 地震後の土砂流出の実態把握

2.2.2.1 芋川流域における土砂流出の経年変化

(1) 検討方法

東竹沢地区や寺野地区では、地震時の地すべりによって河道が閉塞され、大規模な天然ダムが形成された。東竹沢地区の天然ダム湛水池内に流入・堆積する土砂

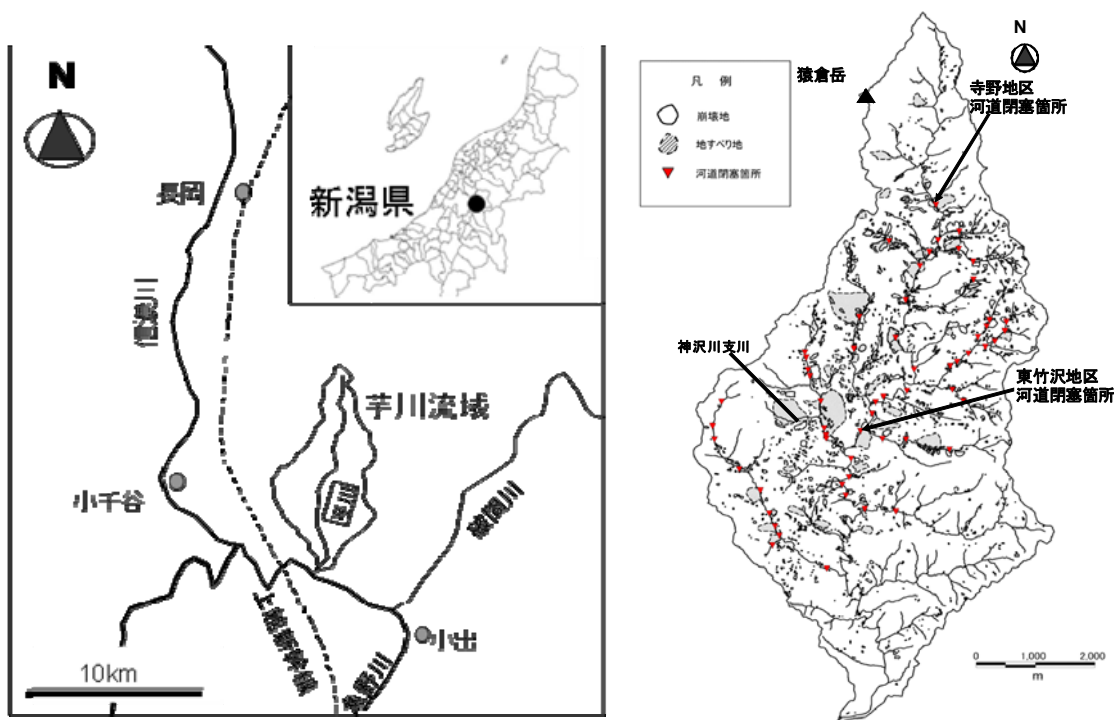


図-1 芋川の位置図と流域図

量は、地震後に深淺測量が定期的（2005年9月、2006年6月、2006年10月）に実施されたため、経時的にその推移が把握されている。この土砂量は、寺野地区と東竹沢地区の天然ダム間の部分領域（14.8km²）からの流出土砂量と見なすことができる。この部分領域内には、中越地震によって特に多くの斜面崩壊が発生した。

(2) 検討結果

図-2 に東竹沢地区の天然ダムへの堆砂データの単位面積当たりの値の累積値（累積比流出土砂量）、および、比流出土砂量を1年間当たりの量に換算した値（年比流出土砂量）の推移を示す。残念ながら、地震前の芋川における年比流出土砂量に関する資料はないが、藤原ほかによると、この地域の貯水池の堆砂量データ等から推定される侵食速度は2-3mm/yearとされている²⁾。これは、年間比流出土砂量として示すと2000-3000 m³/km²/yearであり、地震後約2年間は、この値を上回る土砂が、東竹沢地区の天然ダムへ流入していたことが分かる。しかし、3年経過した後は、ほぼ、この平均的な値に戻っていると考えられる。

ただし、この地域では、地震直後の冬および翌年の冬に記録的な豪雪が、また2005年夏には既往最大日雨量を記録した梅雨前線豪雨が相次いでいる。また、2006～2007年にかけての冬季は、記録的な少雪であるとともに、災害後に着工した砂防施設が相次いで完成した時期にもあたることから、図-2に示す傾向の解釈には注意を要する。

2.2.2.2 芋川における土砂流出量の内訳

(1) 検討方法

ここでは、中越地震後に計測された4時期の航空レーザーデータおよび空中写真を用いた。まず、各時期（2004年10月、2005年5月、2006年5月、2006年10月）に撮影された空中写真を用いて、崩壊地および河道を判読し、GIS上でポリゴン化した。次に、各時期に実施された航空レーザー測量で得られた数値地形モデル（DEM）同士を差分処理し、各期間（地震直後～2005年春、2005年春～2006年春、2006年春～2006年秋）の変動量（崩壊土砂量と河床変動量）を求めた。なお、レーザー計測では、下層植生などのために、DEMには一定の計測誤差が含まれる。面的に差分を取って土砂量を求める際、もともと、斜面崩壊等土砂移動が発生している領域が流域に占める面積割合は5%にも満たないことから、全域について単純に差分を取ると下層植生などによる計測誤差のために、土砂移動に伴う地形変化量を正確に求めることができない。そこで、

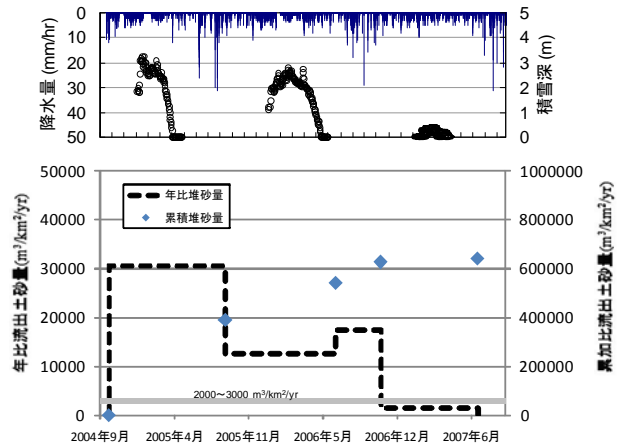


図-2 中越地震後の堆砂量と崩壊土砂量の経年変化

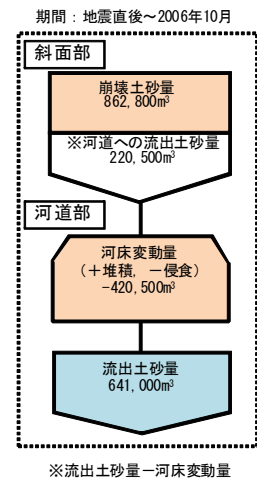


図-3 地震直後から2006年10月までの土砂収支図

変動量については、先に空中写真から判読したポリゴン内のみについて積算し、それぞれ崩壊土砂量、河床変動量とした。

(2) 検討結果

地震直後から2006年10月までの土砂収支を図-2に示す。地震後2年間の流出土砂量が約64万m³、河床変動量が約42万m³（侵食）であり、この差分の土砂量（約22万m³）が地震後の融雪・降雨に伴う崩壊の土砂に由来するものと考えられる。地震後2年間の融雪・降雨に伴う崩壊土砂量は約86万m³であり、崩壊土砂量の内、流出した土砂量の割合（SDR：sediment delivery ratio）はおおよそ26%を示す。また、このSDRの値と航空レーザーデータの差分結果をもとにした各期間の流出土砂量の内訳は図-3の通りである。地震後、時間が経過するにつれ、渓床からの流出土砂量が流出土砂量に寄与する割合が高くなっているが、最初の半年が経過した時点の割合で見るとそれぞれ半々となり、

斜面から河道、河道から下流へと流出した土砂がどれもそれぞれ無視できない量であることがわかる。したがって、地震後の流域の土砂動態においては、地震によって供給された不安定土砂が時間とともに侵食されて流出する過程と、新たにその後の融雪・降雨で新規に発生する土砂が流出する過程の両方を考慮する必要がある。

なお、航空レーザー計測で得た流域の土砂生産量と天然ダムの深浅測量の結果得られた流出土砂量がほぼ良い一致を見た。地震後の土砂動態把握を行う上で、レーザー計測を繰り返し実施して、地形データの差分計算を行うことで、ほぼ妥当な流出土砂量が得られることがわかった。この手法によれば、たとえ、天然ダムや貯水池が無かったとしても、ある期間の流出土砂量を迅速に良い精度で推定可能であり、今後、次の大地震がどこかで発生した場合にも適用可能な手法であると言える。

2.2.3 地震後の降雨・融雪に伴う土砂生産特性

地震後の降雨・融雪に伴う土砂生産過程としては、斜面崩壊等と、崩壊跡地のリル・ガリー侵食とが考えられる。本節では、後者について定量的に検証した。

2.2.3.1 崩壊跡地のリル・ガリー侵食

(1) 検討方法

中越地震時に発生した崩壊斜面の一つである神沢川支川に位置する崩壊跡地を対象とした。崩壊斜面は、幅約50~60m、長さ約120m、斜面勾配38°である。また、崩壊斜面の地質は砂岩・泥岩互層から構成され、計測対象範囲は、地震により崩壊した土砂が斜面末端部の崖錐上に堆積しており、崩壊面には基岩が露出していた。2006年9月および2007年7月に得られた融雪期を挟んだ2時期の地形データの差分計算を行った。崩壊裸地斜面内の小規模な土砂移動現象(数10cm程度のガリー侵食や崩壊)を把握したいため、地上レーザー測量の計測密度を考慮したうえ、解析メッシュサイズは10cmとした。なお、今回2時期の計測に使用した機器は異なったため、差分計算時に機器の諸元の違いに起因する誤差が懸念された。2時期の縦横断図を作成し、形状比較を行った結果、両時期のデータは土砂移動が起こっていないと思われる箇所が良い一致を示し、ビーム径等の機器による誤差は最大でも2~3cm以内と考えられ、本検討に大きな影響は与えないと判断した。

(2) 検討結果

地上レーザー測量解析結果を図-4に示す。対象斜面では、航空レーザー測量では把握が難しいガリー侵

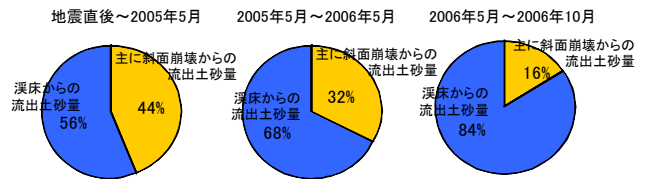


図 2-3 各期間の流出土砂量の内訳

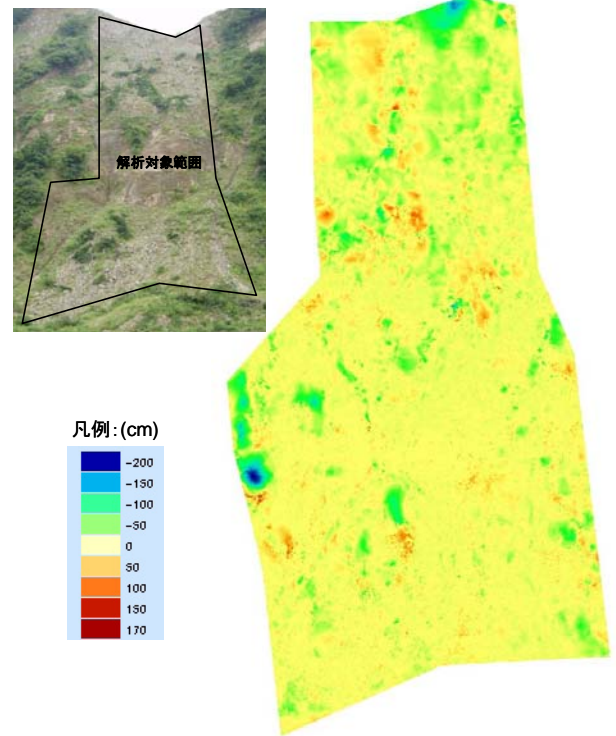


図-4 地上レーザー測量を用いた2時期の差分結果(神沢川支川)

食(幅2m以下)や積雪・融雪時の小規模な崩壊(数m×数m程度以下)と考えられる局所的な侵食がみられる。また、侵食域の下方には堆積が認められる箇所も存在する。解析による侵食・堆積傾向は、現地調査によってほぼ妥当であることが確認され、一斜面内においても、斜面全体が一様に侵食または堆積しているのではなく、侵食域と堆積域とが存在していることを示している。なお、斜面全体としてみると侵食傾向であり、10cmDEMの差分計算により、対象斜面全体における年間の平均侵食速度は約2.0cm/yrと求められた(表-1)。

このように地上レーザー測量は航空レーザー測量で把握できないような、崩壊斜面の局所的な土砂移動現象を把握するのに有効であると考えられる。

(3) 崩壊斜面における侵食速度と他事例との比較

地震後の降雨・融雪による新たな崩壊により、芋川

流域では多くの土砂生産が継続している。一方で、地震や降雨・融雪によって発生した崩壊裸地斜面では、地上レーザの解析結果が示すとおり、新たに再崩壊が起こらなくともガリー侵食や小規模な崩壊により侵食を受けている。地震後から2005年5月まででみると、芋川流域全体で斜面崩壊による生産土砂量を計測した崩壊面積（新規・拡大・再崩壊）（以下、崩壊面積 A と呼ぶ）は485,163m²であり、この値は、2005年5月時点での崩壊裸地面積（崩壊跡地、ただし崩壊面積 A を除く）（以下、崩壊裸地面積 B と呼ぶ）1,335,452m²の約3分の1でしかない。また、航空レーザ測量の差分結果において、崩壊裸地面積 B の土砂生産量計測を実施していないため、この領域からの土砂生産量については定量的に評価できていない。したがって、崩壊裸地斜面からの侵食による土砂生産の寄与の程度について、以下議論する。

航空レーザ測量により求めた2005年5月時点の斜面崩壊による流域全体の生産土砂量は約60万m³であった。この生産土砂量を崩壊面積 A および計測期間で除し、年平均の侵食速度に換算すると約230cm/yrとなる（表-2）。航空レーザ測量で求めた生産土砂量は、計測精度の観点から斜面崩壊による生産土砂量を主に表すと考えられるが、厳密には崩壊以外の侵食に起因した土砂量も含まれる。単純な比較は困難であるが、地上レーザ計測結果による崩壊裸地斜面の侵食速度が2.0cm/yrであり、また崩壊裸地面積 B が崩壊面積 A の約3倍であることを考慮して比較しても、航空レーザ計測結果により算出した侵食速度は2オーダーほど大きい値となる。崩壊裸地斜面の侵食速度2.0cm/yr はあくまで一つの斜面における計測値であり、流域全体の侵食速度を代表しているとはいえない。しかし、例えば禿山で有名な滋賀県南部の田上山地の侵食速度は0.5～1.0cm/yr であり³⁾、地上レーザ計測で算出した崩壊裸地斜面の侵食速度が、芋川流域全体の崩壊裸地斜面の侵食速度に対して、過小評価されている可能性は低いと考えられる。したがって、崩壊裸地斜面が受ける侵食は、地震後数年間といった短期的な土砂生産の観点からみると斜面崩壊による生産土砂量そのものが大きいため、土砂収支にも大きく寄与しないと考えられる。しかし、中・長期的な観点からは、今後斜面崩壊による土砂生産が落ち着いてくれば、重要な土砂生産源となることも考えられる。

2.2.3.1 地震後の降雨・融雪に伴う斜面崩壊発生特性

表-1 解析結果（地上レーザ測量）

期間	期間降水量	対象面積	総侵食量	総堆積量	年平均侵食速度
246日	1,894mm	7,395m ²	523m ³	397m ³	1.99cm/yr

表-2 斜面崩壊による年比生産土砂量

期間	対象面積（崩壊面積 A）	斜面崩壊による生産土砂量	年平均比生産土砂量
2004.10-2005.5（195日）	485,163m ²	595,983m ³	2.299 m ³ /m ² /yr（m/yr）

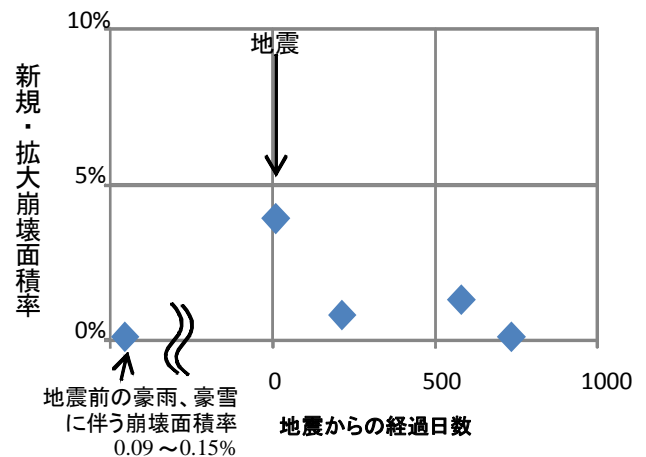


図-5 中越地震後の新規・拡大崩壊面積率の推移と地震前の面積率の比較

(1) 地震後の崩壊発生の経年変化

芋川流域では、当然のことであるが、中越地震の前にも豪雨、融雪に伴い斜面崩壊が発生していた。図-5に、地震後の崩壊面積率の経年的な推移に合わせて、地震前の写真（1975、1982、1998年撮影）から判読された斜面崩壊の崩壊面積率をあわせて示した。地震前の写真は、必ずしも顕著な斜面崩壊イベントの直後に撮影されたものではなく、撮影間隔が7～16年空いているため、その間に植生回復等により見えなくなっている崩壊地もあり得る一方で、長期間にわたって流域内で発生した斜面崩壊面積の総面積を見ている、という解釈も可能であることから、地震後毎年撮影された写真の判読結果と比較する上では、この点を考慮したうえで比較する必要がある。

この結果によると、地震発生前の崩壊面積率は、0.09～0.15%であったが、地震発生後の約1年半程度は、降雨・融雪に伴う崩壊面積は、それよりはるかに大きい値を示している。しかし、その後、半年間に発生した新規・拡大崩壊は、0.1%程度であり、ほぼ地震

前の状況に戻っていると見ることも可能な水準まで崩壊の発生しやすさが低下してきたと言える。

また、地震後の崩壊発生の特徴を調べるために、他の地震（兵庫県南部地震）との比較を行った。図-6 上に 1995 年の兵庫県南部地震後の降雨によって発生した新規崩壊数の推移⁴⁾と、2004 年の中越地震後の降雨、融雪によって芋川流域で発生した新規崩壊数の推移を示す。それぞれ約 2 年間の推移を示している。どちらも、地震時の崩壊発生数としてはほぼ同じ約 1,500 箇所程度であるが、その後の降雨等による崩壊の発生数の経年的推移は異なっており、芋川に比べて、六甲山地では、崩壊の発生が急速に終息しているように見える。六甲山地と芋川では、地震後の降雨・融雪状況が大きく異なるが、地震後の累積降水量で両者における崩壊発生推移を比較しても同様の傾向がより強く読み取れる（図-6）。六甲山地では、地震後 2,000mm 程度の降雨を経験するまでは新規崩壊の発生は顕著であるが、その後は新規崩壊があまり発生しなくなった。一方、芋川流域では、累積降水量の増大とともに、新規崩壊の発生傾向は鈍化しているようではあるが、累積降水量が 5,000mm 近くまで緩やかに増大を続けているように見える。つまり、六甲山地と比較して、芋川流域においては、斜面崩壊の発生がより長く継続していることが特徴である。もちろん、降雨として斜面崩壊に寄与した降水量と、融雪水として斜面崩壊に寄与した降水量ではその意味合いは同じではないと考えられるが、両者の地質的、地形的な素因の違いや、地震動の影響の違いが表れていると考えられる。また、芋川においては、前述の通り 2004-2005 年には平成 17 年豪雪が、2005-2006 年には平成 18 年豪雪があり、また、平成 17 年 6 月には、既往最大の雨量に相当する豪雨があったことに注意を要する。

(2) 地震後の降雨・融雪に伴う崩壊発生特性 1

既に図-5、6 に示したとおり、地震後の芋川においては、降雨、融雪によって数多くの斜面崩壊が発生している。この斜面崩壊は、地震によって生じた崩壊地の縁辺部または内部がさらに崩壊した拡大・再崩壊と、地震直後にはまったく崩壊していなかった斜面で新規に崩壊が発生する新規崩壊とに分類される。この両方タイプの崩壊の発生状況の違いを、兵庫県南部地震時に六甲山地の事例と比較しながら以下に示す。

六甲山地では、新規崩壊数に比べて拡大・再崩壊の数が極めて少ないが、1 年半後の調査結果では、芋川流域では、その発生数が新規崩壊発生数を約 2 倍上回っている。六甲山地と比較して、芋川流域においては、

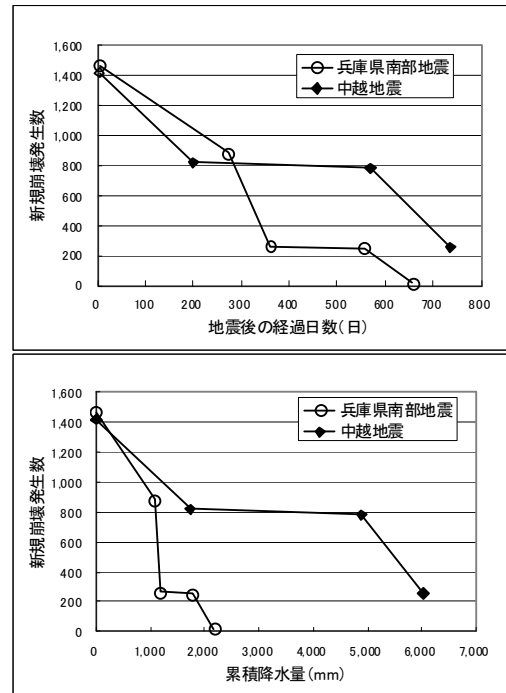


図-6 芋川流域と六甲山地における地震後の斜面崩壊発生数の推移

斜面崩壊の発生が経年的に長く継続していること、そして、拡大崩壊の発生が顕著であることが特徴である（図-7）。一方、見方を変えると、芋川においても、新規崩壊のみに注目すれば、短期間にその発生数は減少しており、地震後の降雨に対して新規崩壊の発生が支配的であった六甲山地における崩壊発生数の経年的減少傾向と調和的であると見こともできる。

図-7 に空中写真から判読した新規・拡大崩壊の面積の推移を示す。新規崩壊発生数における 2005 年 5 月と 2006 年 5 月の違いはそれほど大きなものではなかったが、面積としては大きく減少していることが分かる。降雨・融雪を誘因とする斜面崩壊の発生に対する中越地震の影響は相対的に低下していることがうかがえる。一方、拡大崩壊は、発生数、面積とも増加している。2005 年 5 月 11 日撮影の空中写真の判読結果によれば、拡大崩壊は既往崩壊地の上部から内部にかけて発生している事例が最も多く、ついで両側で多く発生した。既往崩壊地の下部での発生数は少なかった。

豪雪地帯の芋川では、崩壊によって斜面の樹林がなくなっただけに積雪のグライドによって斜面崩壊が助長されていることが理由として考えられる。

(3) 地震後の降雨・融雪に伴う崩壊発生特性 2

次に崩壊発生位置を比較するために、地震による 1km²あたりの崩壊数 m とその後の降雨・融雪による崩

壊数 n (新規・拡大) の関係を示す (図-8)。崩壊の発生密度は、六甲山地ではおおむね $m + n < 50$ の範囲に収まっている一方で、芋川流域ではほぼ全域でそれを上回っていることが分かる。また、六甲山地では、地震時には崩れなかったがその後の雨で斜面崩壊が多数発生するようになったエリアや、地震時には数多くの斜面崩壊が発生したものの、その後の降雨では崩壊があまり発生しなかったエリアがある等、おおむね $m + n$ が 20~50 の間に収まっていることが指摘されている⁵⁾。一方、芋川流域では、地震時に斜面崩壊が多く発生したエリアにおいて、その後の新規崩壊も多く発生するという傾向があると言える。地震によって斜面崩壊が数多く発生したということが、地震動をより強く受けているかもしれないことや、もともと地形・地質的に斜面崩壊が発生しやすい素因を有しているかもしれないことを示唆していると考えれば、この結果は妥当ではないかと考えられる。ただし、六甲山地と芋川流域では、受けた地震動も異なる上に、地震後の降雨・融雪の経過も大きく異なる。

(4) 地震後の降雨・融雪に伴う斜面崩壊発生特性3

地震前後の新規崩壊の斜面形状に着目して、その単位面積当たりの崩壊発生数を、斜面の横断形状別に整理した。この単位面積当たりの崩壊発生数は、芋川流域を尾根、谷、直線の3つのタイプに区分してそれぞれの占有面積を求め、その面積で、個々のタイプの斜面で発生した崩壊の発生数を除すことによって求めた。なお、地震前については3時期の崩壊地(1975年、1982年、1998年)を一括して分類した。

地震時の崩壊では、尾根地形の占める割合が高い傾向を示している。この傾向と比較して2006年5月の地点では谷地形で崩壊する割合が高くなり、むしろ地震前の構成比に戻ったように読み取れる。なお、2005年5月の時点で尾根地形の構成比が高い理由としては、主に地震時の地盤の緩みによる崩壊の影響と融雪による崩壊の二つが考えられる。両者を明確に分離するデータはないが、2006年5月の新規崩壊は地震前の構成比に戻っていることを考慮すると、新規崩壊だけに着目した場合、地震による影響が大きく寄与しているのは2005年5月ぐらいまで(地震後半年程度)と考える一つの証拠と思われる。なお、縦断形状で分類しても同様の傾向が認められた(図-9)。

2.3 まとめ

芋川のように大きな地震を経験した山地流域では、その後の降雨、融雪により、前述のとおり、地震前よりも多くの土砂が流出し、災害をもたらすようになる

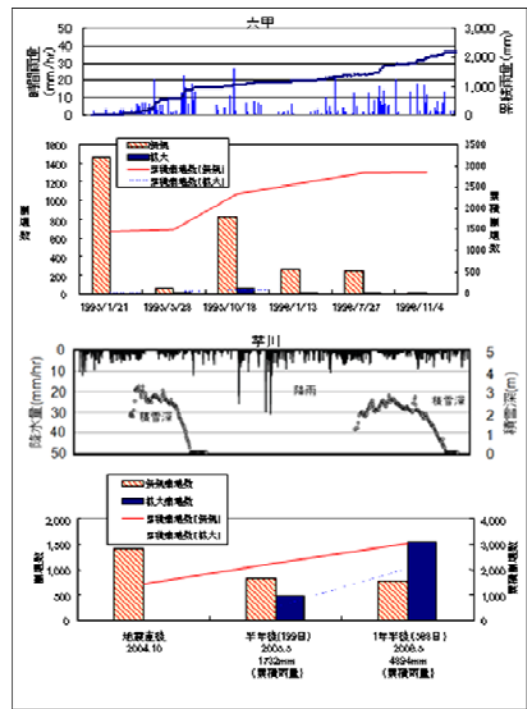


図-7 崩壊土砂量の経年変化

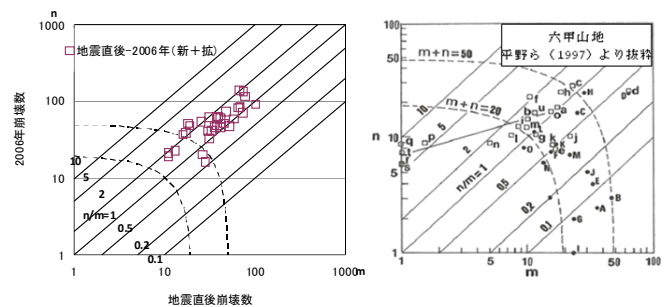


図-8 中越地震と兵庫県南部地震の崩壊発生密度の比較

ことはこれまでも指摘されてきた。水山⁶⁾は、地震後の土砂災害の分類として、①地震時に発生した崩壊、土石流の土砂がその後の降雨で流出する、②地震時に発生した崩壊でできた天然ダムが決壊して土石流、洪水になる、③地震で不安定になっていた斜面がその後の降雨で崩壊する、そして、④地震時に始まった地すべりが、その後運動を活発にする、という地震後の土砂災害の4つの類型を示している。

本研究では、①と③について、地震後に実施された複数時期の航空写真撮影やレーザー計測によって、定量的に評価を行った。その結果、以下のことが明らかになった。

(1) 中越地震後の芋川流域における土砂流出の実態

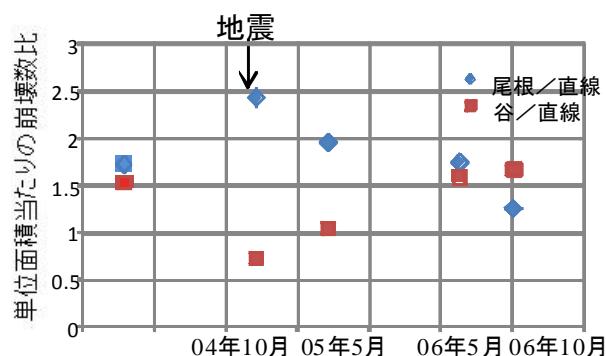
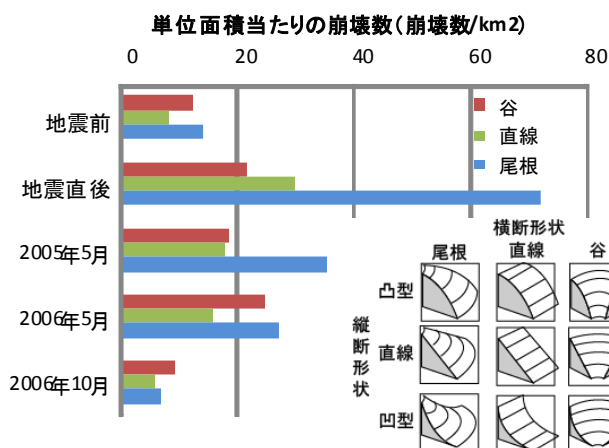


図-9 中越地震前後における横断形状別新規崩壊の単位面積当たりの崩壊数とその比

H16 中越地震後の芋川流域における土砂流出の実態として以下の2点が示された。

- ①新潟県中越地震後の芋川流域においては、地震直後は土砂流出量が大幅に増大し、その後3年程度の間にはほぼ地震前のレベルまで減少した。
- ②芋川における地震後の降雨・融雪に伴う土砂流出において、地震によって河道内に堆積した不安定土砂からの土砂流出量が侵食によって徐々に減少したためだけでなく、その後の降雨・融雪に伴う斜面崩壊に起因した土砂生産量が低下したことに起因していることが明らかになった。

したがって、大規模地震後の流域からの流出土砂量の変化を予測するためには、地震によって溪床に堆積した土砂だけでなく、降雨・融雪により発生する斜面崩壊によって生産される土砂量を予測することが重要である。

(2) 中越地震後の芋川流域における土砂生産特性

H16 中越地震後の芋川流域における土砂生産については、以下の4点が示された。

- ①崩壊裸地斜面が受ける侵食は、地震後数年間といった短期的な土砂生産の観点からみると斜面崩壊による生産土砂量そのものが大きいと、土砂収支にも大きく寄与しないと考えられる。しかし、中・長期的な観点からは、今後、斜面崩壊による土砂生産が落ち着いてくれば、重要な土砂生産源となることも考えられる。
- ②地震前と比べて格段に多くの崩壊が発生する状態が数年間継続する。
- ③芋川においては、新規崩壊に比べて、拡大崩壊はより長期継続する傾向にある。
- ④芋川においては、地震で崩壊の多発した範囲でその後の降雨・融雪に伴う崩壊による土砂生産が活発と

壊の発生位置の地形的特徴としては、当初尾根部で発生する傾向にあったが、その傾向は2年程度かけて漸減した。

(3) 地震後の土砂流出予測のための調査のあり方

中越地震後にその後の土砂流出量の推定が、国土交通省北陸地方整備局湯沢砂防事務所によってなされており、地震後に計測した航空レーザー計測による地形モデル、現地踏査で得た渓床堆積物、および崩壊土砂の粒度分布を与えて、その後の実測の土砂生産量、融雪、降雨に伴うハイドログラフを入力することで、一次元河床変動計算を行ったところ、比較的良好な再現性が得られていることが報告されている⁷⁾。

本研究によって、特に地震後の比較的早い時点においては、崩壊に伴う土砂生産量を推定する必要性が高いことが示された。そして、斜面崩壊発生量の推定をする上で参考となる地震後の降雨・融雪に伴う斜面崩壊の発生特性が数多く明らかになった。

また、地震後の数年間の流出土砂量を予測するためには、調査には何年もかけるわけには行かず、数ヶ月以内に終えて結果を出さなければならない。そこで、現地踏査に比べて実施に時間のかからない航空レーザーを駆使した調査を行うことが望ましいわけであるが、本研究において、その活用方法の一例を示すことができた。

なお、本研究を進めるにあたって、国土交通省北陸地方整備局湯沢砂防事務所、新潟県土木部砂防課、長岡市には、データ提供いただくとともに、現地計測の便宜を図っていただいた。また、財団法人砂防・地すべり技術センターの池田暁彦氏より調査結果資料の提供など多大なご協力をいただいた。ここに感謝申し上げます。

3. 天然ダムの監視システムのマニュアル化

3.1 はじめに

平成16年新潟県中越地震（以下、中越地震と呼ぶ）の際にも、数多くの天然ダムが形成され、その緊急対応がなされた。建設省総合技術開発プロジェクト災害情報システムの開発報告書 第Ⅲ巻 第5編 土砂災害復旧編(平成4年3月)⁸⁾（以下、総プロ報告書と呼ぶ）に、天然ダムへの対応方法が予めまとめられており、実務的には、それが参考とされ、対応が実施された。総プロ報告書には、天然ダムの対応フローが示されている（図-10）。土木研究所では、中越地震時に残された天然ダムへの対応の技術的課題を調べた。そして、総プロ報告書に取りまとめられていた内容に加え、中越地震の結果明らかになった課題、そして、レーザー測量技術等の近年の技術的な進歩を踏まえ、天然ダム監視技術に絞って、マニュアルの作成を進めた。天然ダムへの対応は時間との闘いであることから、マニュアルは、監視体制整備に許される時間と設置に要する時間を考慮して、計測精度を犠牲にしても、早く監視体制をとることが可能な手法を選べるような内容として取りまとめた⁹⁾。また、多くの場合、車両によって現場に近づけないことが多いことから、人力でも運搬・設置が可能な手法を中心とした。

天然ダムが発見された場合、緊急的に二次災害防止のため概略調査、危険度概略判定がなされる。同マニュアルでは、これらの調査、判定によって監視すべき天然ダムが選定された時点以降の緊急的な監視方法についてとりまとめている。本報では、以下にその概要を紹介する。

3.2 天然ダム監視技術マニュアルの概要²⁾

総プロ報告書や中越地震後に現場で対応した国土交通省職員へのヒアリング結果等を参考にすると、河道閉塞が形成された場合に必要とされる監視対象は、①天然ダム全般の概況把握、②湛水位の状況、③湛水部への流入水量、④閉塞部の監視、⑤閉塞部からの流出状況、⑥崩壊部の状況、⑦土石流が発生した場合の検知、の7項目であると考えられる。これら7項目の一つ一つについて、監視手法選定の考え方を、監視技術の概要とそれを用いる場合の留意点とともに取りまとめた（表-3）。

(1) 天然ダム全般の概況把握

天然ダムの規模、形状、湛水部範囲等、天然ダム全般の状況を連続的に監視するために、監視員の配置または監視カメラを設置する。監視員の配置にあたって

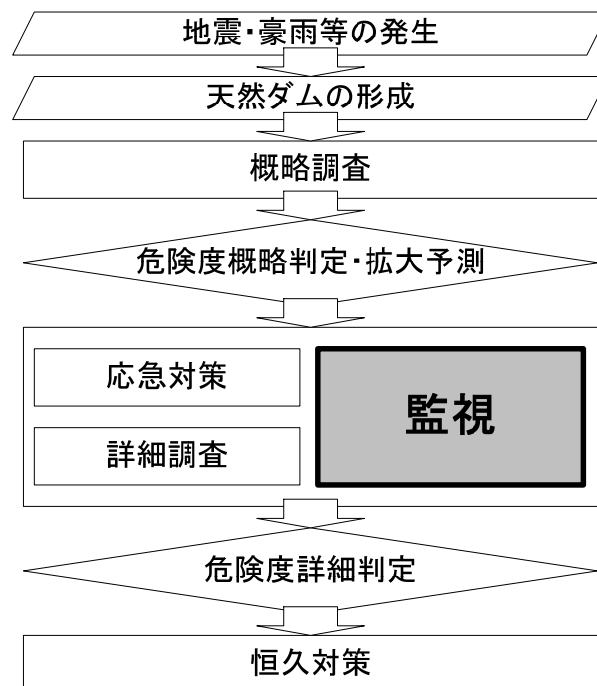


図-10 天然ダム対応フロー



図-11 手持ちレーザー計測器の活用

は、その安全管理に万全の注意を払う必要がある。また、監視が長期に及ぶ場合には、監視カメラを設置して監視することが望ましい。その他、天然ダムが大規模で、監視所、監視カメラ設置地点から全体が見渡せない場合、又は監視カメラを設置できない場合には、現地踏査、ヘリコプターによる調査を実施して、全体状況の連続的な監視・把握に努める。

なお、監視カメラ等による監視成果は、例えば水位計が異常値を示した場合に、現場状況（「水面に波が立っている」等）や観測機器の設置状況（「水位センサーがなんらかの理由で破損している」等）を確認できる等、観測機器データと現地状況との対応を把握する補完的な役割も有する。現地踏査やヘリコプター調査時

表-3 天然ダム形成後の監視項目と手法・観測機器

	監視の目的	監視項目	手法・観測機器
①	天然ダム全体状況の監視・把握	・閉塞部、湛水部、崩壊部および周辺部	・目視判読、ヘリコプター、監視カメラ
②	湛水位の監視	・湛水位	・ヘリコプター、水位標、地上測量、水圧式水位計、投下型水位観測ブイ
③	湛水部への流入流量の把握	・流量 ・湛水位 ・雨量	・流速計、浮子、監視カメラ ・ヘリコプター、水位標、地上測量、水圧式水位計、投下型水位観測ブイ ・雨量計
④	閉塞部の監視	・侵食速度・量 ・変状	・目視判読、ヘリコプター、監視カメラ ・簡易レーザ、地上レーザスキャナ、トータルステーション ・崩壊検知センサー
⑤	閉塞部からの流出流量の把握	・流量	・流速計、浮子、監視カメラ ・水位標、水位計
⑥	崩壊部および周辺部の状況の監視	・崩壊の前兆現象 ・斜面変位	・目視判読 ・地表伸縮計、崩壊検知センサー、抜き板、移動杭、GPS 測量、地上測量
⑦	閉塞部決壊による土石流等発生監視	・土石流等の発生	・水位計、振動センサー、目視判読、監視カメラ、ワイヤーセンサー ・雨量計

に、手持ち型のレーザー距離計（図-11）やGPSを活用することで、発見した崩壊地、天然ダムの諸元、位置を正確に計測することが可能になる。

(2) 湛水位の状況

河道が閉塞すると上流部に湛水部が形成される。湛水部の水位上昇は閉塞部の越流による決壊や上流での浸水被害をもたらす。従って湛水深、閉塞部の天端までの比高、上流の浸水範囲を把握するために湛水位およびその変動を監視する。

水位は昼夜問わず上昇するため、24時間監視が必要で、観測間隔は1時間間隔を基本とし、水位変動の状態により弾力的に対応する。危険なため湛水部に接近

できない場合には、ヘリコプターから目視で監視することも重要

である。なお、観測した湛水位をもとに、決壊や上流部の浸水被害発生までの時間は、天然ダムの越流開始水位、もしくは、上流集落の浸水水位までの空き容量を後述する方法で得る流入流量で除して推定する。

湛水位を監視する方法には、ヘリコプターから目視で観測する方法、投下型水位観測ブイを設置して自動観測する方法、水位標を設置して地上から目視により観測する方法、測量機器を用いて基準面と水面の比高を観測する方法、水圧式水位計による自動観測等がある。



図-12 投下型水位観測ブイとその設置状況

(国土交通省東北地方整備局提供)

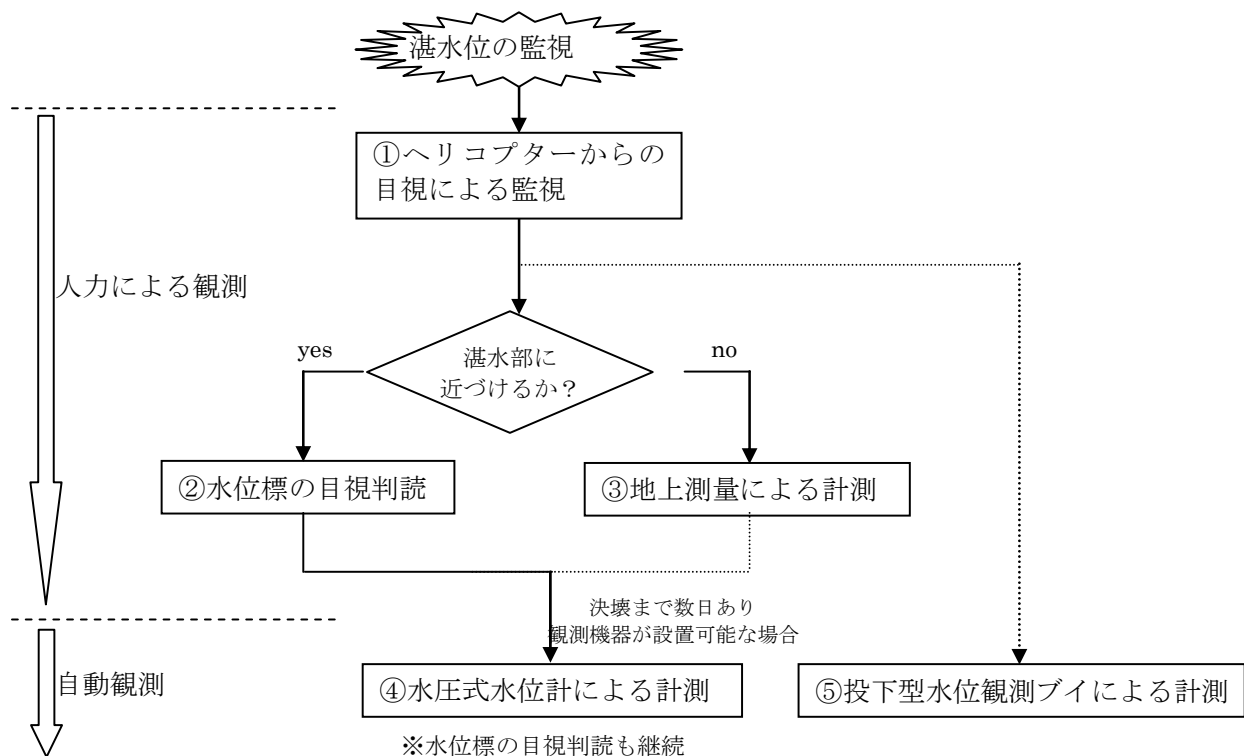


図-13 水位観測手法の選定フロー

地上から湛水部への接近が困難な場合や、二次災害の危険が高い場合には、初動的対応としてヘリコプターから目視によって湛水位を観測する。その場合には、手持ち型レーザー計測機器の活用が有効である。また、投下型水位観測ブイはヘリコプターから投下するだけで安全・迅速に設置できるためこれを利用することも有効である（図-12）。

地上から湛水部付近へ立ち入ることが可能な場合には、水位標を設置して目視により観測する方法を用いるが、急崖などで湛水部付近まで立ち入ることができない場合は遠方から測量機器を用いて水位変化を観測する方法もある。いずれの場合も、余震等に伴う斜面崩壊や、閉塞部の決壊による土石流によって作業員が被災することの無いよう、十分に注意する必要がある（図-13）。

また、決壊までに猶予時間があり、かつ機材の準備・搬入が可能な場合には、水圧式水位計や非接触式水位計を設置して、水位の自動観測を行う。なお、自動観測が開始された後も機器の精度を確認するために水位標等による目視観測は継続して行う必要がある。

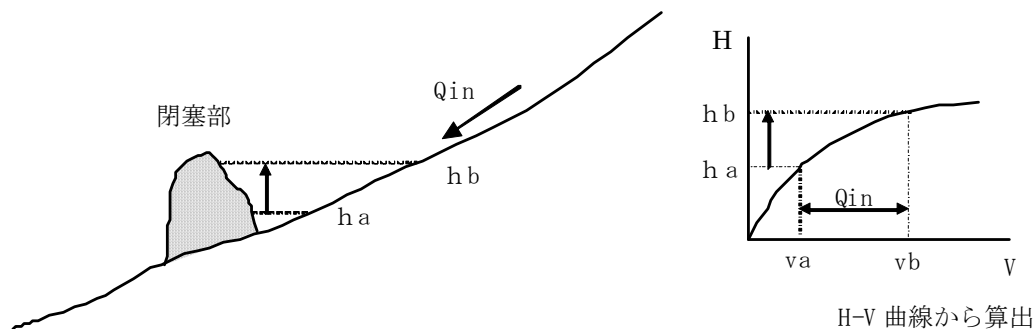
(3) 湛水部への流入水量

閉塞部の越流や上流部の浸水までの時間を予測する

ためには、湛水部の水位上昇速度を把握する必要がある。水位上昇速度は上流からの流入流量と湛水面積によって規定されるため、流入流量の把握・監視は最も重要な事項の一つとなる。また、ポンプ排水を行う場合には、必要な排水量を算定するためにも流入流量を把握する必要がある。しかし、実際には、急峻な山間部などで天然ダムが発生した場合、天然ダムの上流側へアクセスすること自体が困難となり、直接計測による流入流量の把握は困難であることが多い。

天然ダム発生後、初動時の対応や決壊までの時間が極めて限られる場合には、流入流量は、湛水部の水位上昇速度と流出流量の差から逆算して求める。すなわち、流出流量が把握できているか、または無視できるほど少ない場合で、精度よくH-V曲線、すなわち、精度の良い地形データが得られており、湛水位と地形図上から推定される湛水量の関係、が精度よく把握できている場合には、水位観測結果から流入流量を逆算する（図-14）。

また、湛水部上流の流入部へ接近可能で、流量計測する時間的余裕がある場合の流入流量を把握・監視する方法としては、現地状況により次の2種類が挙げられる。観測機器が設置可能な場合は水位計・流速計に



2回の水位観測時刻 $t_a \rightarrow t_b$ の間に、湛水位が $h_a \rightarrow h_b$ に上昇したとすると、流入流量 Q_{in} はH-V 曲線から次のとおりである。

$$Q_{in} = (v_b - v_a) / (t_b - t_a)$$

図-14 H-V 曲線から流入流量の算出方法

よる自動観測により流入流量を求める。観測機器が設置不可能な場合には、携帯型簡易流速計、浮子やビデオカメラ等を用いて定期的に流入流量の瞬時値を算出する。なお、湛水部に流入する河川が複数ある場合には、各河川において観測を行い、流入流量を把握しておくことが重要である。また、観測した流出流量の精度を確認するために、前述のように、H-V 曲線と観測している湛水位により間接的に求めた流入流量の推定値と比較しておくことが望ましい。

そのほか、降雨、融雪による流入流量の増大が想定され、数値計算等により流入流量を算出する場合には、雨量データを入手することが重要であり、必要に応じて雨量計を設置することが望ましい。

(4) 閉塞部の監視

天然ダムの決壊原因としては、①越流侵食による決壊、②すべり崩壊による決壊、そして、③進行性破壊による決壊の3通りがあると言われている³⁾。しかし、これまでの災害発生事例のほとんどが越流によるものである¹⁰⁾。ただし、閉塞土砂の透水性が高い等の場合には、堤体内の浸透が進み、すべり崩壊または進行性崩壊等による決壊も考えられる。

したがって、越流侵食に伴う侵食状況や、天然ダム土塊からの浸透水の浸出状況等の変状の監視が必要となる。2004年中越地震後の芋川流域東竹沢地区に形成された天然ダムでは、監視カメラによる定性的な侵食状況の把握であったため、定量的な監視の必要性が課題として挙げられた。

天然ダム発生後、初動時の対応や決壊までの時間が極めて限られる場合には、ヘリコプターによる監視お

よび目視監視や、手で持ち運び可能な計測機器（デジタルコンパス・距離計）による監視を行う。決壊までの時間に余裕がある場合には、観測機器（測量機器、又はセンサー類）を用いた監視を行う。

(5) 閉塞部からの流出状況

閉塞部の破壊原因は、主として a)越流に伴う侵食による破壊、b)閉塞内部において浸透水によりパイプ状の水みちができ、これが拡大して破壊に至る場合が考えられる⁹⁾。

平成 16 年中越地震後に新潟県中越地方芋川流域での事例のように閉塞部の天端にホース等を設置して排水する場合、排水量が多くなると、排水路末端で侵食が発生しやすくなることもあり、応急対策後も流出流量の把握が必要となる。

従って、応急対策前は閉塞部からの流出流量（＝越流流量＋漏水流量）を、応急対策が施された場合は排水流量も含めた流出流量を、閉塞部下流で注意深く監視し、流入流量に比べて流出流量が急激に増大するなど、通常認められない現象が起きた場合には、閉塞部の侵食による破壊等を警戒しなければならない。なお、下流への流出流量は湛水位の上昇の結果、堤体内の動水勾配が増すため、パイピングによる破壊が起きなくても流出流量が増加していく可能性もある。また、湛水部の水位上昇速度を把握する場合にも流出流量は重要な事項となる。

(6) 崩壊部の状況

天然ダム形成直後には、救助活動、応急対策工事などが実施される。これらは崩壊地の直下や直近で実施されるため、作業の安全性を確保することが必要とな

る。斜面の拡大崩壊に対する安全確保を目的とし、崩壊の前兆現象および崩壊斜面の変位状況を把握する。斜面変位は地表伸縮計や地上測量で、地表面の移動量を直接観測し、移動速度から危険度評価を行う。二次災害防止のため、安全確保に細心の注意を払う。

また、大規模な崩壊が発生した場合には崩土が湛水部に流入し、段波による越流により決壊する恐れがある。崩壊した斜面以外でも、余震、降雨や湛水の進行に伴って新規の崩壊が発生する可能性もあるため、周辺部を含めた崩壊の危険性に対する監視も必要である。

(7) 土石流が発生した場合の検知

閉塞部が決壊すると土石流などが発生する。閉塞部下流の河床勾配や堤体のダム高、湛水量や構成材料などにより、流下形態は土石流、土砂流あるいは鉄砲水などさまざまである。これらは段波として下流へ流下し、降雨時のみだけでなく無降雨時でも下流域において急激に水位上昇する可能性があるため注意を要する。閉塞部決壊による土石流等の発生は、閉塞部の監視により直接、発生監視を行うことを基本とするが、夜間や観測機器の整備が間に合わないような場合には、閉塞部より下流部の適地において間接的に監視を行う。万が一、閉塞部が決壊して土石流等が発生した場合に備え、土石流等の発生を検知するための土石流発生検知センサーを設置し土石流等の発生を監視する。土石流等の発生検知基準を決定する場合には、監視結果等から推定される決壊により発生する土石流等のピーク流量を考慮するものとし、下流の氾濫被害に備えた警戒避難用（住民用）と下流河道内の緊急工事等に対する安全管理用（工事関係者用）の2つの検知基準を想定しておくが望まれる。また、土石流等が発生し、これを検知した場合の情報伝達方法については、用途に応じて方法を検討する。可能であれば、複数の検知手法、通信手段を確保することが望ましい。

3.3 おわりに

平成20年6月14日に岩手・宮城内陸地震が発生した際には、ほぼ完成していたマニュアルを暫定版として急遽東北地方整備局に送付し、活用していただいた。岩手・宮城内陸地震で発生した天然ダムは、天然ダムの規模が同程度である、発生位置が山間地である等、中越地震時の天然ダムとの共通点が多く、中越地震を踏まえて作成していた同マニュアル暫定版は、ほぼ問題なく適用されたとのことである。ただ、いくつかの課題は残ったことから、最終版のマニュアルは、岩手・宮城内陸地震でさらに明らかになった課題を踏まえて

加筆・修正され、平成21年5月に国土交通省砂防部から全国の直轄事務所、都道府県に完成版が配布された。

最後に、本検討を進めるにあたり、中越地震の事例については、北陸地方整備局湯沢砂防事務所、岩手・宮城内陸地震については、東北地方整備局河川部および北上川下流河川事務所から資料をいただくとともに、貴重な助言をいただいた。ここに感謝の意を表します。

4. 砂防施設の合理的設計手法の提案

4.1 砂防施設の地震応答特性の実態調査

4.1.1 概要

1995年1月17日の兵庫県南部地震において、砂防えん堤等の砂防施設では著しい機能の損失や、人命・家屋への直接的な災害および二次災害は生じなかった。しかし、この地震により、他の土木構造物が大きな被害を受けていることに鑑み、社団法人砂防学会は、砂防堰堤の耐震性について検討を行った。その結果、現行の設計基準は耐震性の面からは妥当であるとした上で、実測データに基づき、砂防えん堤の基礎および堤体の振動特性を明らかにし、解析手法の妥当性を検証する必要があるとした¹¹⁾。このため、建設省（当時）、各都道府県では、1995年以降、砂防えん堤に地震計を設置し、地震動データの観測を行っている。平成17年に国土交通省砂防部が調査した結果、全国で348の砂防施設に地震計が設置されている。本検討では1996年から2006年までそれらのデータの分析を行った¹²⁾。

4.1.2 観測データ

表-4に対象とする地震データ、表-4に解析を行った砂防えん堤（44ケース）の諸元を示す。表-4については規模が大きく、ひとつの地震に対して、震源からの距離が異なる複数の箇所データが観測されている地震のうち、ノイズの影響を受けているデータが少ないこと（波形を見て判断）を条件に4地震を選定した。表-5に示す観測データを対象に解析を行なった。

表-4に示す地震計設置位置についての概念図を図-15に示す。本報告で対象とする44基の砂防えん堤は、すべて堤体（袖部天端）と地盤の両者に地震計が設置されている。地盤について「左（右）岸上」とは、水通しの位置と同等もしくはそれ以上の高さに設置されているものを指し、主に袖部のかん入部付近の地山もしくは袖部の両岸の斜面等に設置されている。一方、「左（右）岸下」とは、水通しより低い位置に設置されているものを指す。主に砂防えん堤の基礎地盤

表-4 解析を行った砂防えん堤の諸元

No.	対象地震	型式	堤高 (m)	堤頂長 (m)	地震計位置 (堤体・天端)	地震計位置 (地盤)
1	鳥取県西部地震	重力式コンクリート	13.5	44.0	左岸袖	左岸下
2	鳥取県西部地震	その他(鋼製箱枠)	7.9	124.0	右岸袖	右岸上
3	鳥取県西部地震	重力式コンクリート	11.0	45.5	右岸袖	右岸下
4	鳥取県西部地震	重力式コンクリート	14.0	62.4	右岸袖	右岸下
5	鳥取県西部地震	石積	8.0	58.0	左岸袖	左岸下
6	鳥取県西部地震	重力式コンクリート	16.0	101.0	左岸袖	左岸下
7	鳥取県西部地震	アーチ式	36.5	91.4	右岸袖	右岸下
8	鳥取県西部地震	重力式コンクリート	15.0	53.9	左岸袖	左岸上
9	鳥取県西部地震	重力式コンクリート	7.0	88.0	左岸袖	左岸下
10	鳥取県西部地震	重力式コンクリート	8.5	42.0	左岸袖	左岸上
11	鳥取県西部地震	重力式コンクリート	10.0	47.0	右岸袖	右岸下
12	芸予地震	重力式コンクリート	14.5	49.0	左岸袖	左岸下
13	芸予地震	鋼製オープン	14.5	100.0	左岸袖	左岸上
14	芸予地震	重力式コンクリート	20.8	71.9	右岸袖	右岸上
15	芸予地震	重力式コンクリート	14.5	58.0	右岸袖	右岸下
16	芸予地震	重力式コンクリート	14.5	51.0	右岸袖	右岸下
17	芸予地震	重力式コンクリート	13.0	42.0	右岸袖	右岸下
18	芸予地震	重力式コンクリート	14.0	73.4	右岸袖	右岸下
19	芸予地震	重力式コンクリート	16.0	101.0	左岸袖	左岸下
20	芸予地震	アーチ式	36.5	91.4	右岸袖	右岸下
21	芸予地震	重力式コンクリート	15.0	53.9	左岸袖	左岸上
22	芸予地震	アーチ式	36.6	109.7	右岸袖	左岸上
23	芸予地震	重力式コンクリート	14.0	78.0	右岸袖	右岸上
24	芸予地震	重力式コンクリート	6.0	19.0	左岸袖	右岸下
25	芸予地震	鋼製ロードえん堤	6.0	28.4	左岸袖	左岸上
26	2003年宮城県沖地震	重力式コンクリート	8.0	51.0	右岸袖	右岸下
27	2003年宮城県沖地震	重力式コンクリート	22.0	99.0	右岸袖	右岸下
28	2003年宮城県沖地震	重力式コンクリート	10.7	53.5	右岸袖	右岸下
29	2003年宮城県沖地震	重力式コンクリート	9.5	76.0	左岸袖	左岸下
30	2003年宮城県沖地震	隔壁タフルオール	8.0	60.0	右岸袖	右岸上
31	2003年宮城県沖地震	木製枠+砕石	7.4	19.0	右岸袖	右岸上
32	2003年宮城県沖地震	重力式コンクリート	14.0	144.0	左岸袖	左岸下
33	2003年宮城県沖地震	重力式	10.0	77.0	右岸袖	右岸下
34	2003年宮城県沖地震	鋼製スリット	6.0	33.2	左岸袖	左岸上
35	2003年宮城県沖地震	重力式コンクリート	7.5	103.5	左岸袖	右岸上
36	2003年宮城県沖地震	重力式コンクリート	12.0	43.5	左岸袖	左岸下
37	2003年宮城県沖地震	重力式コンクリート	13.0	84.0	左岸袖	左岸下
38	2005年宮城県沖地震	重力式コンクリート	10.5	97.5	左岸袖	左岸下
39	2005年宮城県沖地震	重力式コンクリート	10.0	54.4	左岸袖	左岸下
40	2005年宮城県沖地震	重力式コンクリート	17.0	105.0	右岸袖	左岸下
41	2005年宮城県沖地震	重力式コンクリート	11.0	82.5	右岸袖	右岸下
42	2005年宮城県沖地震	重力式コンクリート	15.0	78.0	左岸袖	左岸下
43	2005年宮城県沖地震	重力式コンクリート	12.5	78.0	右岸袖	右岸上
44	2005年宮城県沖地震	重力式コンクリート	9.5	57.0	左岸袖	左岸下

表-5 対象とする地震データ

地震発生日	対象地震	マグニチュード	震源深さ (km)	最高震度	震源位置
2000年10月6日	鳥取県西部地震	7.3	9	6強	35°16.4'N 133°20.9'E
2001年3月24日	芸予地震	6.7	46	6強	34°7.9'N 132°41.6'E
2003年5月26日	2003年宮城県沖地震	7.1	72	6強	38°49.2'N 141°39.0'E
2005年8月15日	2005年宮城県沖地震	7.2	42	6強	38°8.9'N 142°16.6'E

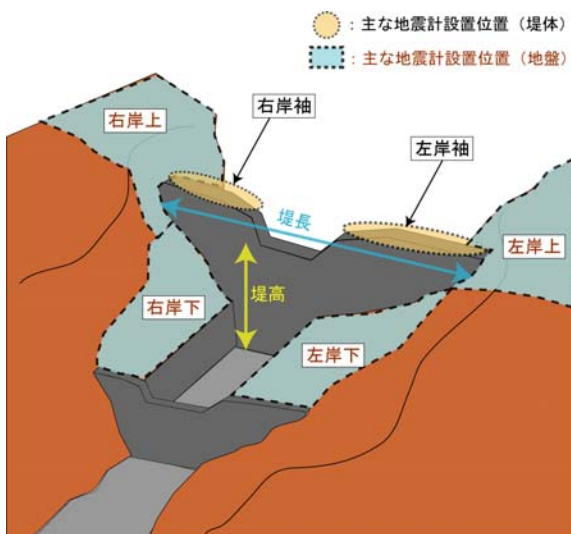


図-15 砂防えん堤の地震計設置概念図

に設置されているが、砂防えん堤の付帯施設（側壁護岸、前提保護工）の上に設置されているものもある。

4.1.3 砂防えん堤の地盤の地震応答特性

砂防えん堤の地盤で得られた観測記録について検討を行った。図-16 に、地震ごとに独立行政法人防災科学技術研究所の強震観測網「K-net」¹³⁾、基盤強震観測網「KiK-net」¹⁴⁾ で得られた地震動の水平最大加速度と、砂防えん堤の地盤で観測された水平最大加速度を比較したものを示す。

観測記録について震源から遠方の観測点は工学的にあまり意味がないと考えられるため、本検討では M7 以上については震源距離 300km 以内、M6.6~7 未満については震源距離 200km 以内のデータを対象とした。いずれも、砂防えん堤の地盤で観測された地震動は K-net、KiK-net で観測されたデータの範囲内であり、同じ震源距離の K-net、KiK-net のデータと比較して加速度が小さい領域のデータが多かった。

砂防えん堤は山間地に築造され、良好な基盤であることが一般的である。一方、K-net、KiK-net は日本全国の様々な箇所に設置されており、平野部等沖積層が厚く堆積している箇所にも設置されている場合もある。このような地震計が設置されている地盤の違いが、砂防えん堤の地盤での地震動が相対的に小さかった一因と考えられ、既往の研究成果とも調和的な傾向である¹⁵⁾。ただし、地震動に影響を与える因子としては、地盤だけでなく、地形など様々なパラメータが関係していると言われており、更なる検討が必要である。

4.1.4 砂防えん堤の堤体の地震応答特性

図-17 に地盤で観測された水平最大加速度と、堤体の天端で観測された水平最大加速度の関係を示す。図-17 によると、えん堤の加速度が地盤の加速度を上回っているものが 44 ケース中 25 ケースあり、全体の 56% を占める。地盤の加速度に対し、2 倍以上の値を観測した事例が 9 ケースあった。

次に、えん堤と地盤の水平加速度の比とえん堤の諸元の間関係を図-18~図-20 に示す。図-18、図-19 に示したとおり、えん堤と地盤の水平加速度の比は、堤頂長、堤高とは顕著な関係は見られなかった。一方、図-20 に示したとおり、水平加速度の比は、えん堤の堤長に対する堤高の比が大きくなるに従い、小さくなる傾向が示された。具体的には、堤高に対する堤長の比が 8 を超える場合には、地盤に対する堤体の水平加速度の比が 2 を越えるケースはなかったのに対し、堤高に対する堤長の比が 8 未満の場合には、地盤に対する堤体の水平加速度の比が 2 を超過するものは 39 ケース中、

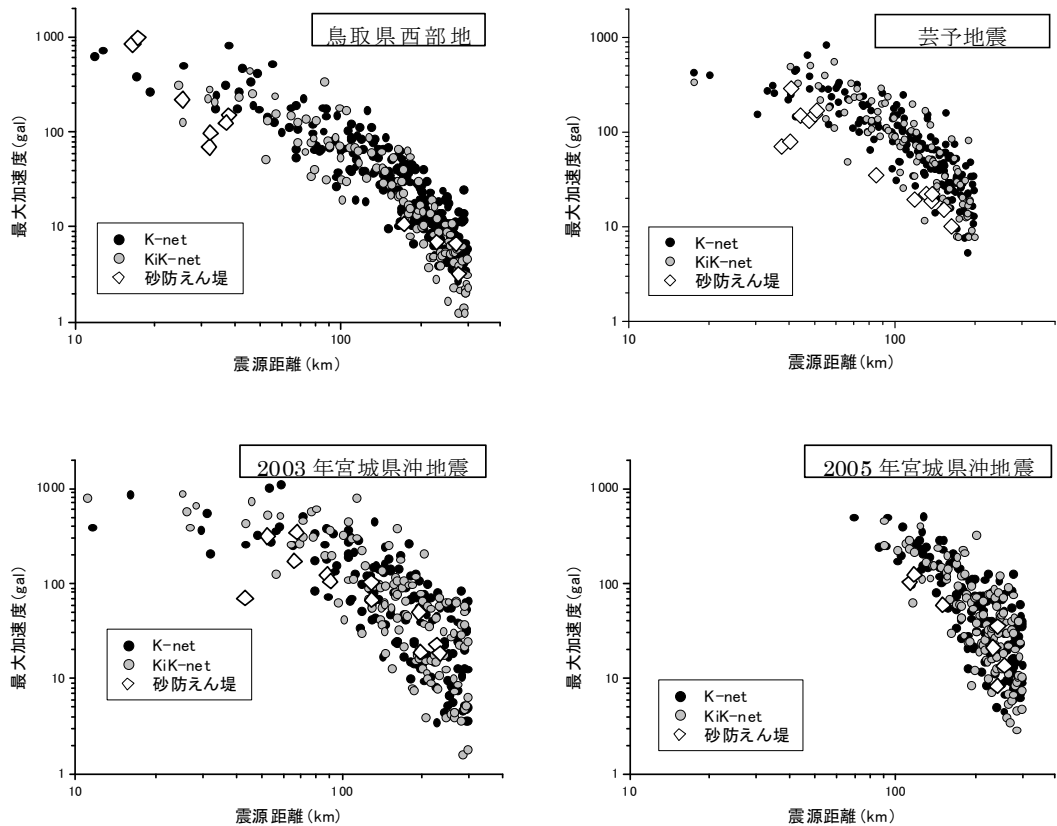


図-16 地震ごとの地盤の最大水平加速度

9ケースあった。また、地盤と比較して堤体の加速度は最大4倍程度まで増幅されているものが確認できた。

ここで、砂防設備の耐震設計に関する検討委員会では、兵庫県南部地震で被災した西山砂防えん堤（水平・縦打継目にクラックが発生）および被災がなかった水晶谷砂防えん堤について3次元FEMによる地震応答解析により、地震時の挙動を検討している¹⁶⁾。その計算結果をプロットした。図より、両えん堤の解析結果は1.0以下の値を示している。これは当時山地の観測データがなかったため、入力地震動は神戸海洋気象台の波形を基本として、ダムサイトの最大加速度値を参考に振幅を縮小させて入力していることが原因のひとつと考えられる。

4.1.5 まとめ

本研究では、砂防えん堤に設置されている地震計の観測データの分析を行った。その結果、砂防えん堤の地盤で観測された地震動はK-net、KiK-netで観測されたデータの範囲内であり、同じ震源距離のK-net、KiK-netのデータと比較して加速度が小さい領域のデータが多かった。また、水平加速度の比は、えん堤の堤長に対する堤高の比が大きくなるに従い、小さくな

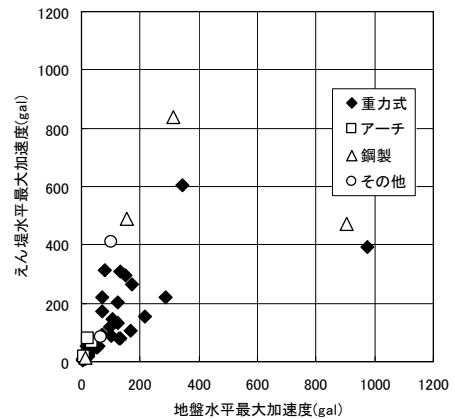


図-17 地盤水平最大加速度とえん堤水平加速度の関係

る傾向が示された。

4.2 砂防施設の耐震性評価に関する検討

4.2.1 概要

4.1より、砂防えん堤における地震応答特性の実態が明らかとなった。また、収集・蓄積された観測波形を用いれば、砂防えん堤の耐震性を評価することが可能になると考えられる。

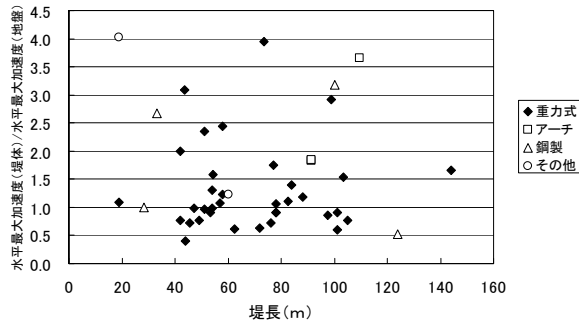


図-18 地盤に対する堤体の水平加速度の比と堤長との関係

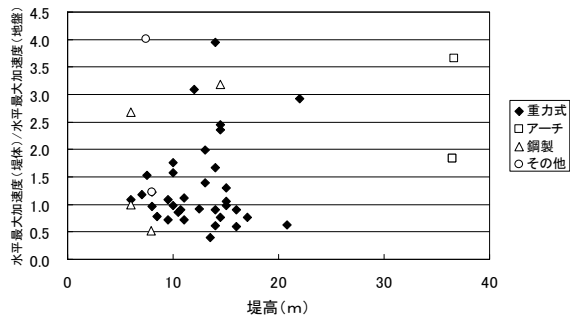


図-19 地盤に対する堤体の水平加速度の比と堤高との関係

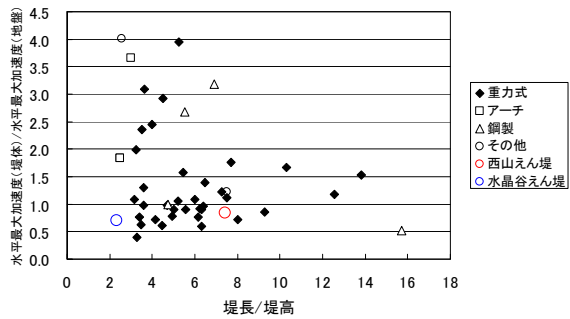


図-20 地盤に対する堤体の水平加速度の比と堤高に対する堤長の比の関係

ここで、構造物の耐震性を評価する手法は様々な地震応答解析手法が提案されてきた。例えば、砂防えん堤と形状が類似しているコンクリートが主材料の貯水ダムに関しては、直接積分法やモード解析法などの地震応答解析手法を用い、実測の施設の地震に対する応答の再現計算が行われ、手法の妥当性が確認されてきた(例えば 17)。しかし、これらの解析においては、地震応答解析手法における入力条件の物性値のうち、ダムの減衰定数ならびに岩盤の弾性係数と減衰定数は、ダムの地震応答解析結果に影響を大きく及ぼすものの、ダムの地震動の観測データを再現できるように調整されて

表-6 砂防えん堤の諸元

形式	重力式コンクリート
竣工年	1995年
堤高	14m
堤長	144m
天端幅	2.5m
堆砂高	4m
基礎地盤	岩盤(CL)

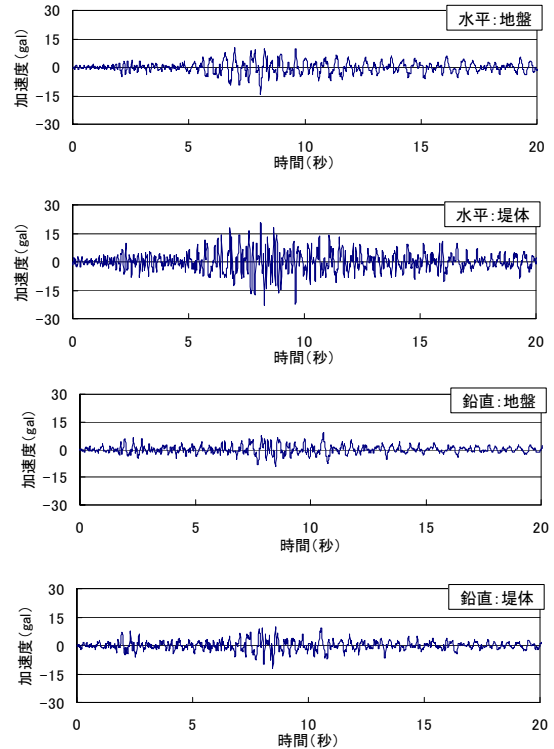


図-21 地震Aにおける観測波形

いる 18)。言い換えれば、精度良く地震応答解析を行うためには、実際の貯水ダムから得られた地震動の観測データに基づく物性値の同定が必要であると言える。

そこで、小・中地震の2つの観測記録を有する岩盤に立地した重力式コンクリート形式の砂防えん堤を対象に、物性値の外力依存性について検討を行うこととした。その上で、堤体内に発生する応力を計算し、物性値の同定手法が砂防えん堤の耐震性の評価結果に及ぼす影響について考察した。

4.2.2 検討対象えん堤・地震

本研究では、重力式コンクリート形式の不透過砂防えん堤を対象とした。表-6に本研究で対象とした砂防えん堤の諸元を示す。また、基礎地盤の岩級はCL級である。本研究で対象とした地震時の堆砂状況は不明であるが、地震計設置時(対象地震の5年前)では、

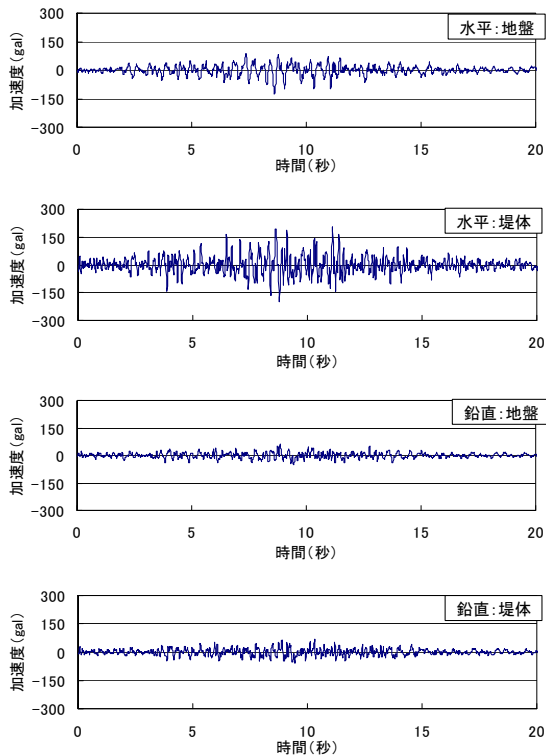


図-22 地震Bにおける観測波形

地盤より4mの厚さであった。本砂防えん堤は、えん堤天端及び地盤に2つの地震計が設置されている。地震計の測定間隔は0.01秒である。

本研究では2つの地震時の観測データを用いた。2つの地震のうち小規模の地震（以下、地震Aと標記）における観測波形を図-21に示す。地盤の水平最大加速度は14gal、地盤の鉛直最大加速度は9galである。気象庁の震度の算出方法(<http://www.jma.go.jp/jma/kishou/Know/shindo/keisoku.html>)を参照に計算すると震度2である。また、この地震において、えん堤天端の水平（上下流方向）及び鉛直方向の最大加速度はそれぞれ、23gal、12galであった。

一方、中規模の地震（以下、地震Bと標記）の観測波形を図-22に示す。地震Bの地盤の水平最大加速度は123gal、鉛直最大加速度は63galで、震度4である。また、この地震において、えん堤の水平及び鉛直方向の最大加速度はそれぞれ、204gal、199galであった。なお、対象えん堤は地震A及びBで顕著な損傷は生じていない。

4.2.3 解析手法

(1) 概要

本研究では、1章で示した目的のうち、地震応答解析手法の砂防えん堤への適用性の確認については、地震Aのデータを用いて、行うこととした。なお、そ

の際、既往の貯水ダムの研究に従い、堤体の減衰定数ならびに岩盤の弾性係数と減衰定数に関しては観測データを用いて同定することとした。これに対して、物性値の外力依存性の検討に関する検討は、地震Aで同定した堤体の減衰定数ならびに岩盤の弾性係数と減衰定数を用いて地震Bに関する地震応答解析を行うことで検証した。

(2) 運動方程式

時間領域における運動方程式は式1のように表現される。

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_e \quad \dots (1)$$

ここで、 M : 質量マトリックス、 C : 減衰マトリックス、 K : 剛性マトリックス、 \ddot{u}_e : 地震加速度、 I : 単位マトリックスで地震加速度の作用方向の自由度成分が1、 \ddot{u} : 加速度ベクトル、 \dot{u} : 速度ベクトル、 u : 変位ベクトル、である。この運動方程式を直接積分法の1つであるニューマークβ法 ($\beta=1/4$)を用いて、2階の連立微分方程式を解き、変位 u を求めた。

本研究では、地盤、堆積土砂および砂防えん堤は、等方弾性体を想定しており、減衰はレーリー減衰を採用した。解析プログラムは動的解析ソフトウェア「Soil Plus Dynamic」を用いた。なお、本解析は2次元の平面ひずみ状態を想定している。

(3) 解析メッシュ

図-23に本研究で用いた解析モデルのメッシュを示す。メッシュは砂防えん堤と地盤と堆積土砂の3つにわけた。地盤の計算領域について、深さ方向は観測点となる地震計が地表付近にあること、後述する入力波形の引き戻し作業を行うことから、既往の研究事例⁹⁾を参考に、堤高の約1倍とした。水平方向については、地盤の長さを堤体底面幅の2倍、4倍、6倍、8倍にして地盤に対するえん堤のフーリエスペクトル比を計算したところ、6倍と8倍でフーリエスペクトル比のピーク値はほぼ同一の結果が得られたため、約6倍とした。岩盤の側方の境界には粘性境界を設定した。堆積土砂の厚さは地震計設置時の4mとした。砂防えん堤と堆積土砂の境界は引張応力を伝達しない要素を設定した。砂防えん堤と地盤、および堆砂と地盤の間は、引張応力を含むすべての応力を伝達するように、節点を共有させた。前者については、砂防えん堤の地盤は表-6より岩盤であるため、堤体は地盤に岩着しており、一体に振動していることを想定している。後者において、地盤と堆砂の境界で発生する滑りは無視することとなる。実際には、堤体は地盤に岩着しており、

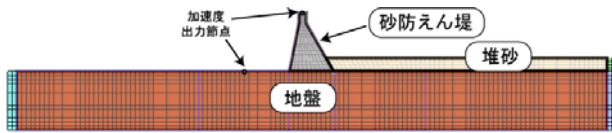


図-23 解析モデルメッシュ

表-7 解析に用いたパラメータ

対象	項目	単位	物性値
堤体	弾性係数	KN/m ²	22,000,000
	単位体積重量	KN/m ³	22.56
	減衰定数	%	4
	ポアソン比	-	0.2
地盤	弾性係数	KN/m ²	?
	単位体積重量	KN/m ³	23.54
	減衰定数	%	?
	ポアソン比	-	0.3
堆砂	弾性係数	KN/m ²	1,363,986
	単位体積重量	KN/m ³	17.66
	減衰定数	%	5
	ポアソン比	-	0.3

堆砂の変形は下流側で拘束される。よって、堆砂と地盤の境界で発生する滑りは小さいと考えられ、堆砂と地盤の境界の条件が解析結果に与える影響は小さいと考えられる。

堤体および地盤の地震計の設置位置は、図-23 で示される「加速度出力節点」であり（図-23）、この節点で出力される加速度計算結果と実際の観測加速度を比較した。なお、固有値解析を行ったところ、解析モデルメッシュにおける1次の固有振動数は地盤の弾性係数によって変化し、 $1.5 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ の場合 6.1Hz、 $5.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ の場合 10.9Hz である。

(4) 物性値

表-7 に解析に用いた物性値を示す。砂防えん堤の弾性係数は砂防えん堤のコンクリートの強度を設計基準強度 (18 N/mm^2) とし、コンクリート標準示方書¹⁹⁾ に示された強度とヤング係数の関係に基づき算出した。単位体積重量は通常のコンクリート砂防えん堤の値 (22.56 kN/m^3) を用いた²⁰⁾。ポアソン比は有賀ら²¹⁾ に従い 0.2 とした。地盤の単位体積重量、ポアソン比は、N値の話編集委員会²²⁾ に示されているCL級の値

を用いた。堆積土砂の弾性係数は、社団法人日本道路協会²³⁾ に従い N 値から推定されるせん断波速度から、弾性係数を求めた。N 値とせん断波速度の関係は以下の式から推定した。

$$V_s = 80N^{1/3} \quad \dots (3)$$

ここで、 V_s : せん断波速度 (m/s)、 N : N 値である。N 値は西山ら²⁴⁾ を参照し、10 とした。一方、せん断波速度と弾性係数の関係は以下の式で示される²⁵⁾。

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad \dots (4)$$

ここで、 E : 弾性係数 (kN/m^2)、 ρ : 単位体積重量 (kN/m^3)、 ν : ポアソン比である。堆積土砂の単位体積重量は建設省河川局²⁰⁾ を参照し 17.66 kN/m^2 、減衰定数は 5% とした²⁶⁾ (表-7)。また、堆積土砂のポアソン比は社団法人地盤工学会²⁷⁾ における“密な砂”に該当するとし 0.3 とした (表-7)。堤体の減衰定数は地盤と堤体の地震 A 時の地震動の観測データから伝達関数を求めてハーフパワー法²⁸⁾ により算出した 4% を用いた。

地盤の弾性係数・減衰定数は地震 A の観測波形から逆推定した。地震 A の水平方向 (砂防えん堤上下流方向) と鉛直方向の地震動の観測データのうち、主要動が含まれている部分の 20.48 秒間を取り出した。その上で、解析範囲の底面から水平・鉛直方向の地震動を同時に入力し、地盤及び堤体の加速度出力節点における加速度についてフーリエスペクトル比を算出した。社団法人日本道路協会²³⁾ に示されている弾性係数 ($1.5 \sim 5.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$) およびダム動的解析に用いられている減衰定数 (5~10%) の範囲で、実測の地盤に対する堤体のフーリエスペクトル比を最もよく再現できる弾性係数 ($3.25 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$) 及び減衰係数 (10%) の組み合わせを試行錯誤の上、決定した。

また、地盤で観測された波形をそのまま解析モデルメッシュの底面に入力すると、砂防えん堤と地盤の動的相互作用の影響を受け、地盤の加速度出力節点の加速度波形の計算結果は実測の波形と一致しない。そこで、解析モデルの地盤の伝達関数を求めて、地盤で観測された波形を解析モデルメッシュの底面まで引き戻す作業を行った。引き戻しに際しては、有賀の方法を用いた¹¹⁾。また、地震動の計測間隔は 0.01 秒であるが、計算の時間刻みを 0.005 秒としたため、線形補完を行い、観測波形を 0.005 秒刻みに変換したデータを作成の上、引き戻しを行った。

(5) 解析ケース

同定した物性値を用いて、地震 A 及び地震

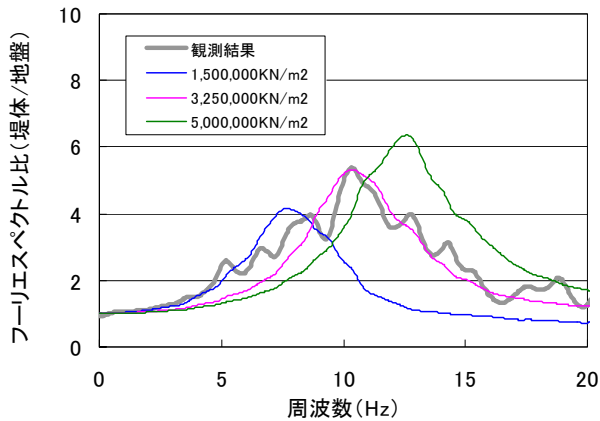


図-24 地盤に対する堤体のフーリエスペクトル比
(水平方向：弾性係数を変えたケース)

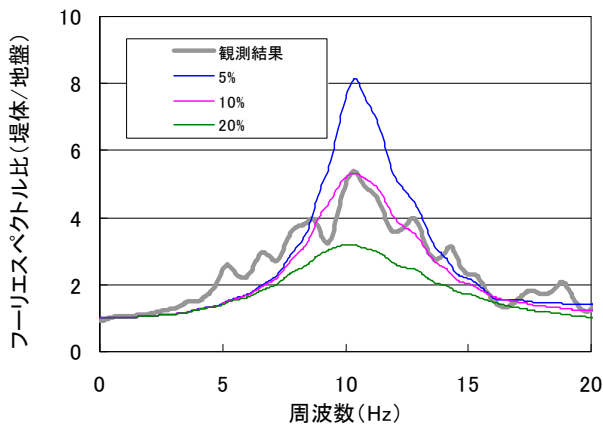


図-25 地盤に対する堤体のフーリエスペクトル比
(水平方向：減衰定数を変えたケース)

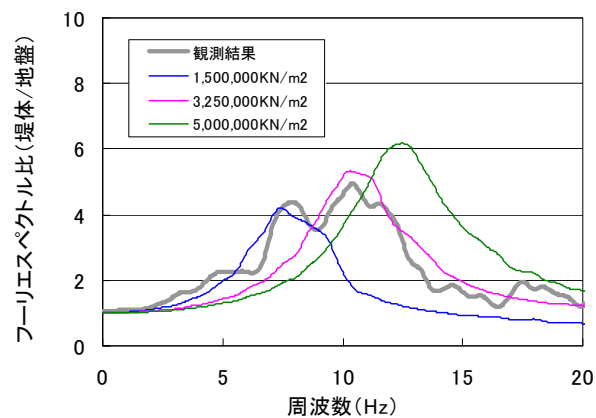


図-4.12 地盤に対する堤体のフーリエスペクトル比
(地震B)

B の地震動の観測データに関する再現計算を試みた。その上で、試行錯誤で決めた地盤の弾性係数・減衰定数については、物性値の感度を分析する目的で、地盤の弾性係数については同定した $3.25 \times 10^6 \text{kN/m}^2$ に加え、

社団法人日本道路協会²³⁾に示されている岩盤 CL 級の弾性係数の最小、最大値である $1.5 \times 10^6 \text{kN/m}^2$ 、 $5.0 \times 10^6 \text{kN/m}^2$ のケース、地盤の減衰定数については同定した 10%に加え、ダム of 動的解析に使用する減衰定数は 5~10%が目安とされていることや²⁹⁾、減衰定数を同定した結果 20%となった事例があることから³⁰⁾、5%、20%のケースについてそれぞれ計算を行った。

4.2.4 結果と考察

(1) 地震Aに関する計算結果

図-24 に水方向の加速度に関する地盤に対する堤体のフーリエスペクトル比 (以下、「フーリエスペクトル比」と呼ぶ) をそれぞれ示す。同図は 4.2.3 (5) で示した、地盤の弾性係数を変えたケースである。

図に示したように、弾性係数を $3.25 \times 10^6 \text{kN/m}^2$ 、減衰係数を 10%とした場合、水平方向のフーリエスペクトル比は周波数によらず、観測結果と計算結果は良く一致している。また、地盤の弾性係数が高くなるほど、水平方向のフーリエスペクトル比がピークを示す周波数およびピーク値が大きくなるのがわかる。一方、図-25 より、減衰定数が小さい場合はフーリエスペクトル比のピーク値が大きくなり、減衰定数が大きくなるに従い、フーリエスペクトル比のピーク値が小さくなった。ただし、フーリエスペクトル比がピークを示す周波数は減衰定数の影響を受けなかった。すなわち、はじめに、フーリエスペクトル比が最大となる周波数の計算値が実測値に一致するように地盤の弾性係数を調整した上で、フーリエスペクトル比の最大値の計算値が実測値に一致するように地盤の減衰係数を調整することで、比較的容易に物性値の同定は可能であった。

(2) 地震Bに関する計算結果と耐震性の評価

地震Bのフーリエスペクトル比の実測及び計算結果を図-26に示す。図-26より、地震Aの結果と比べて低周波数側(8Hzあたり)で応答が多少大きくなっている。なお、観測波のフーリエスペクトル比のピークを示す周波数は10.4Hzであり、地震Aとほぼ同じであった。

地震Aで同定した物性値(地盤の弾性係数と減衰定数)を用いた水平方向の加速度の計算結果(フーリエスペクトル比)は、フーリエスペクトル比がピークとなる周波数は一致し、フーリエスペクトル比のピーク値が多少大きめになることがわかった。さらに、フーリエスペクトル比のピークが計算結果と観測結果で一致するよう地盤の減衰定数を同定したところ、地盤の減衰定数は11%であり、地震Aで同定した地盤の減衰定数との差は1%であった。解析結果と観測結果にお

けるフーリエスペクトルのピーク値の差を算出すると、減衰定数 10%は 0.39 であり、減衰定数 11%は 0.02 であり、その差は 0.37 である。この値は、観測波形のフーリエスペクトルのピーク値 (4.9) に対する割合は約 7%と小さいことから、地震Aと地震Bは、同じパラメータを用いて線形弾性解析により概ね良好に再現できた。このことから、地震A、Bにおいて、実際の砂防えん堤は線形弾性体として挙動していたと考えられる。

地震Bによって堤体に発生した各応力の最大値を見ると、圧縮応力は 599kN/m²、引張応力は 77kN/m²、せん断応力は 201kN/m²であった。ここで、対象えん堤のコンクリートを設計基準強度値の 18N/mm²と想定し、コンクリートの動的強度を静的強度の 3割増³¹⁾すると、1/10とし 2,340kN/m²、せん断強度は圧縮強度の 1/8とし、2,930kN/m²と考えた場合、圧縮、引張、せん断応力はそれぞれの強度を越えない。よって、砂防えん堤は破壊または損傷は生じないという計算結果となり、これは実態と矛盾していないことがわかった。

4.2.5 まとめ

本研究では砂防えん堤で得られた小・中規模地震の観測記録に基づいて、砂防えん堤の地震応答解析に必要な物性値の同定を行った。その結果、小規模地震の検討では、地盤の弾性係数、減衰定数が観測結果に合致するように調整することで、砂防えん堤の地震応答特性を解析上で再現することができた。また、小規模地震の観測波形から同定した物性値を用いることで、中規模地震の地震応答特性を精度良く再現することができた。そして、中規模地震の解析で得られた各応力値は、砂防えん堤は損傷しなかったという、実態と矛盾していないことがわかった。

5. 地震による土砂災害ハザードマップ作成に関する提案

5.1 地震による大規模崩壊と地震力の関係

5.1.1 概要

中山間地域を強震域とする地震では、山腹斜面が崩壊して被害を及ぼすことがある。特に崩壊規模が大きくなると、2008年岩手・宮城内陸地震のドゾウ沢等のようにしばしば土石流化することで被害が甚大になることがある。よって、大規模崩壊の発生する恐れのある斜面を予測することは、地震による土砂災害を防止・軽減する対策を立案する上で極めて重要である。

地震による大規模崩壊の発生箇所を予測するためには、誘因である地震力を精度良く評価する必要がある。

これについて、既往の研究では、過去に発生した大規模な土砂崩壊地点における最大加速度を、震央からの距離減衰を考慮する Cornell の式を用いて整理している³²⁾。過去の事例を用い、最大加速度と崩壊土砂量の関係性を評価することが出来れば、地震によって発生する土砂災害の予測に有用であると考えられる。なお、距離減衰に関しては、近年、震央からの距離減衰式以外に、断層面からの距離減衰式も提案されており、その代表的な式のひとつに、実務の加速度推定に良く用いられる司・翠川の式³³⁾がある。

そこで、本研究では、Cornell の式と司・翠川の式を用い、過去の崩壊事例について、両式を用いた崩壊土砂量予測式を作成し、最大加速度推定に対する両式の特性と、両式による最大加速度と崩壊土砂量について考察を行った。

5.1.2 最大加速度の距離減衰式

本研究では、上記 Cornell 式と司・翠川の式を用いて検討する。

式 (1) に Cornell の式を示す。この式は、地震力の発生源を点震源としてモデル化し、震央からの距離を基準とした距離減衰式である³⁴⁾。

$$\alpha = \frac{2000e^{0.8M}}{D_1^2 + H^2 + 400} \quad \dots(1)$$

α : 地盤上の最大加速度 (gal)

M : マグニチュード (表-8のMと同様)

D : 震央からの距離 (km)

H : 震源の深さ (km)

加速度推定式のひとつである司・翠川の式を式 (2) に示す。司らは、断層最短距離の式、等価震源距離の式の2種類を提案しているが、ここでは、断層最短距離の式を用いる³³⁾。

$$\log PGA = 0.50M_w + 0.0043D + 0.61 + d - \log(X + 0.0055 \times 10^{0.50M_w}) - 0.003X \quad \dots(2)$$

PGA : 地盤上の最大加速度 (gal)

M_w : モーメントマグニチュード

D : 震源の深さ (km)

X : 断層最短距離 (km) (想定断層面から)

d : 地震の種別によるパラメータ (地殻内地震 : 0.00、

プレート間地震 : 0.01、プレート内地震 : 0.22)

地震規模を表す指標として、Cornell の式ではマグニチュードが、司・翠川の式ではモーメントマグニチュードが用いられる。そこで、両式の最大加速度の比

表-8 対象とする地震データ

番号	地震名	種別	地震発生日	崩壊地名	マグニチュード M	モーメント マグニチュード Mw	地質	Cornellの式			司・翠川の式			崩壊土砂量 m ³
								震源深さ	震央からの距離	最大加速度	震源深さ	断層最短距離	最大加速度	
								km	km	gal	km	km	gal	
1-1	関東	海溝型	1923.09.01	白糸川上流・大洞	7.9	7.5	火山岩	1.5	18	1535	1.5	2.3	706.2	1.00E+06
1-2	関東	海溝型	1923.09.01	横府川駅西側斜面	7.9	7.5	火山岩	1.5	15	1778	1.5	2.3	707.5	7.50E+06
1-3	関東	海溝型	1923.09.01	産生湖	7.9	7.5	第四紀層	1.5	19	1460	1.5	10.1	545.5	3.40E+05
2-1	北伊豆	直下型	1930.11.26	三島市山中新田の米光寺右岸	7.3	6.7	火山岩	0.0	6	1577	0.0	2.2	612.8	2.00E+05
2-2	北伊豆	直下型	1930.11.26	大仁町大野旭山	7.3	6.7	火山岩	0.0	11	1320	0.0	0.3	720.3	1.50E+05
2-3	北伊豆	直下型	1930.11.26	天城湯ヶ島町奥野山	7.3	6.7	第三紀層	0.0	18	950	0.0	1.2	668.0	4.00E+05
2-4	北伊豆	直下型	1930.11.26	箱根町大明神川上流溪町山斜面	7.3	6.7	火山岩	0.0	10	1375	0.0	4.9	505.9	2.00E+05
3-1	西埼玉	直下型	1931.09.21	秩父郡太田村八人峠	6.9	6.5	中生層	0.0	24	512	1.0	18.1	229.3	2.50E+04
4-1	男鹿	直下型	1939.05.01	男鹿市北浦1	6.8	6.8	火山岩	0.0	28	389	0.0	5.8	492.8	9.10E+04
4-2	男鹿	直下型	1939.05.01	男鹿市北浦2	6.8	6.8	第三紀層	0.0	30	355	0.0	6.0	487.8	1.80E+06
4-3	男鹿	直下型	1939.05.01	男鹿市北浦3	6.8	6.8	第三紀層	0.0	30	355	0.0	6.3	480.1	4.30E+06
4-4	男鹿	直下型	1939.05.01	男鹿市船川港	6.8	6.8	第三紀層	0.0	38	250	0.0	8.8	418.3	2.80E+04
4-5	男鹿	直下型	1939.05.01	五里合安田	6.8	6.8	第三紀層	0.0	33	310	0.0	8.8	417.6	5.30E+05
5-1	福井	直下型	1948.06.28	北湯村浜坂1	7.1	6.9	第四紀層	0.0	14	983	0.0	3.8	576.7	2.00E+05
5-2	福井	直下型	1948.06.28	北湯村浜坂2	7.1	6.9	第四紀層	0.0	14	983	0.0	3.7	580.6	2.70E+05
6-1	長野県西部	直下型	1984.09.14	御嶽山(伝上崩れ)	6.8	6.2	火山岩	2.0	7	1017	2.0	8.6	318.9	3.40E+07
6-2	長野県西部	直下型	1984.09.14	滝越	6.8	6.2	火山岩	2.0	9	950	2.0	3.6	482.4	5.00E+05
6-3	長野県西部	直下型	1984.09.14	松越	6.8	6.2	火山岩	2.0	3	1116	2.0	1.2	632.5	2.90E+05
7-1	兵庫県南部	直下型	1995.01.17	西宮市仁川	7.2	6.9	珪長質深成岩	20.0	37	293	20.0	2.0	788.7	1.10E+05
8-1	新潟県中越	直下型	2004.10.23	長岡市中湯町	6.8	6.7	第三紀層	13.0	8.5	719	13.0	6.6	523.6	2.40E+06
8-2	新潟県中越	直下型	2004.10.23	小千谷市小栗山	6.8	6.7	第三紀層	13.0	7.4	739	13.0	5.9	566.3	1.13E+06
8-3	新潟県中越	直下型	2004.10.23	小千谷市浦橋	6.8	6.7	第三紀層	13.0	7.4	739	13.0	6.3	533.0	2.19E+06
8-4	新潟県中越	直下型	2004.10.23	小千谷市東吉谷	6.8	6.7	第三紀層	13.0	11.9	649	13.0	8.5	469.3	6.75E+06
8-5	新潟県中越	直下型	2004.10.23	小千谷市岩沢	6.8	6.7	第三紀層	13.0	8.8	713	13.0	4.3	606.3	3.00E+06
8-6	新潟県中越	直下型	2004.10.23	小千谷市塩谷 東武沢	6.8	6.7	第三紀層	13.0	3	797	13.0	2.5	689.2	1.09E+06
8-7	新潟県中越	直下型	2004.10.23	小千谷市塩谷	6.8	6.7	第三紀層	13.0	3.1	797	13.0	2.3	697.8	5.57E+06
8-8	新潟県中越	直下型	2004.10.23	山古志村東武沢 梶釜	6.8	6.7	第三紀層	13.0	9.3	795	13.0	2.3	699.1	5.50E+06
8-9	新潟県中越	直下型	2004.10.23	山古志村南平	6.8	6.7	第三紀層	13.0	6.1	760	13.0	2.2	704.1	1.25E+06
8-10	新潟県中越	直下型	2004.10.23	山古志村種寺原 寺野	6.8	6.7	第三紀層	13.0	7.3	741	13.0	2.1	709.5	1.25E+06

較を行うため、地震モーメントとマグニチュードの関係式(式(3))と、地震モーメントとモーメントマグニチュードの関係式(式(4))から、マグニチュードをモーメントマグニチュードに換算した(式(5))。

$$\log M_o = 1.17M + 10.72 \quad \dots(3)$$

$$\log M_o = 1.5M_w + 9.1 \quad \dots(4)$$

$$M_w = 0.78M + 1.08 \quad \dots(5)$$

M_o : 地震モーメント

5.1.3 対象とする大規模崩壊のデータ

土木研究所の既往の研究³⁴⁾では、地震による大規模な土砂崩壊として、以下のものを対象に、37地震、105地点の事例を収集している。

- 地震を直接及び間接の誘因として発生したもの
- 少なくとも2万5千分の1の地形図上で、発生地点が特定できるもの

更に、本検討では、これらの中から以下の条件を追加して、精度が高いと思われる事例を絞り込んだ。

- ①大正時代(1912年)以降の地震であること
- ②崩壊土砂量が1万m³以上のもの
- ③誘因に降雨を含まないもの
- ④断層モデルが定義されており、司・翠川の式による最大加速度の推定が可能であるもの^{35, 36)}

この結果、7地震19地点(表-8:1-1~7-1)の土砂崩壊事例を抽出した。また、この事例に加え、新潟県中越地震によって発生した10地点の事例(表-8:

8-1~8-10、国土交通省 http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha04/05-/051101_2_.html)を検討対象データとした。これら大規模な崩壊の発生した地点における震央からの距離と Cornell の式による最大加速度を図-27に、断層最短距離と司・翠川の式による最大加速度を図-28に示す。それぞれ、直下型と海溝型に分けて表示している。大規模な崩壊が発生した比較的震源に近い地点において、司・翠川の式は、Cornell の式に比べ、震源深さ、マグニチュードに関わらず、距離に対して線形的であり、両式の特性の違いが表れている。そして、これらの図から、大規模な崩壊は、震央距離で40km以下、断層最短距離では20km以下の地点で発生していることが分かる。また、これを加速度で評価すると、Cornell の式では250gal、司・翠川の式では230gal以上の最大加速度が生じると大規模な崩壊が発生していることになる。

5.1.4 推定最大加速度と崩壊土砂量の関係

崩壊発生位置における最大加速度と崩壊土砂量の関係性について検討を行う。なお、震源近傍における Cornell の式と司・翠川の式の傾向の違いを考慮し、断層最短距離5km以下を震源近傍とし、震源近傍とそれ以外のものに分けて整理した。

また、長野県西部地震による御岳山(表-8:6-1)の崩壊は、この地震の発生以前に大規模な崩壊が発生した形跡があり、これが誘引となって、非常に大規模な土石流となったとの指摘がある³⁷⁾ため、今回のデータ整理から除外することとした。

図-29に震央距離・断層最短距離5km以下の地点を、

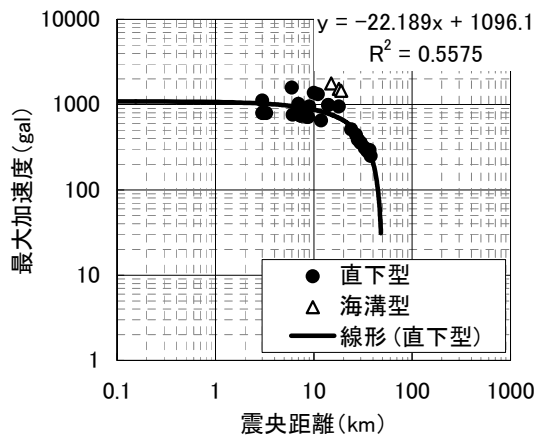


図-27 断層最短距離と最大加速度の関係 (Cornell)

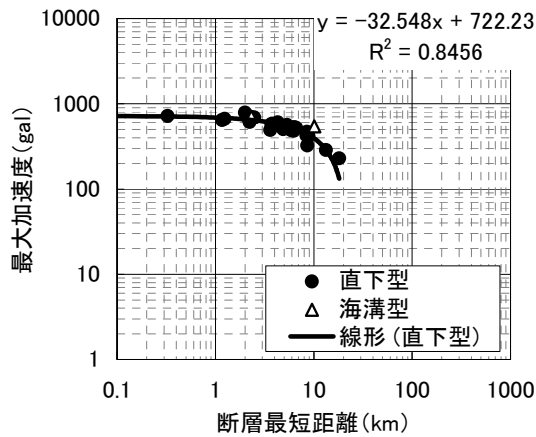


図-28 断層最短距離と最大加速度の関係 (司・翠川)

図-30に断層最短距離5km以上の地点のデータを示す。まず、断層最短距離5km以下のデータにおいて、Cornellの式では、最大加速度推定に大きな違いが生じ、崩壊土砂量との相関性が明瞭でない結果となっている。特に、最大加速度の増大に対し、崩壊土砂量は、増加傾向を示していない。一方、司・翠川の式では、推定加速度範囲が狭く相関性は低いが、崩壊土砂量との相関性がより高くなっている。

次に、断層最短距離5km以上のデータでは、両式での最大加速度と崩壊土砂量との関係の差異は減少するが、5km以下のデータと同様に、司・翠川の式の最大加速度と崩壊土砂量との相関性が、Cornellの式より高くなっている。ただし、その原因は、図中に示した地点(表-8:1-3、関東地震 震生湖)での推定加速度に大きな差があったため、このデータを除けば、断層最短距離5km以上では、両式は同程度の崩壊土砂

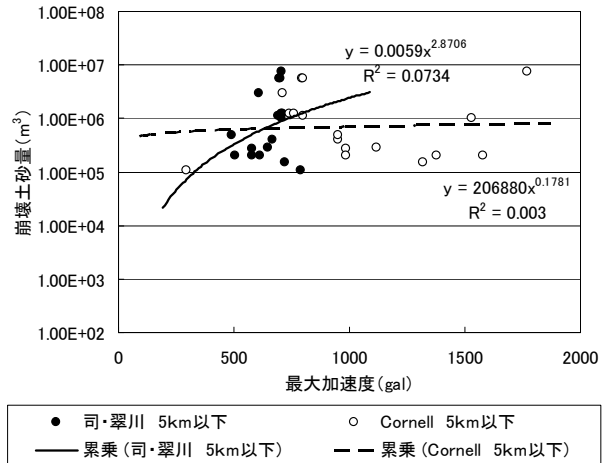


図-29 最大加速度と崩壊土砂量の関係 (震央距離・断層最短距離5km以下)

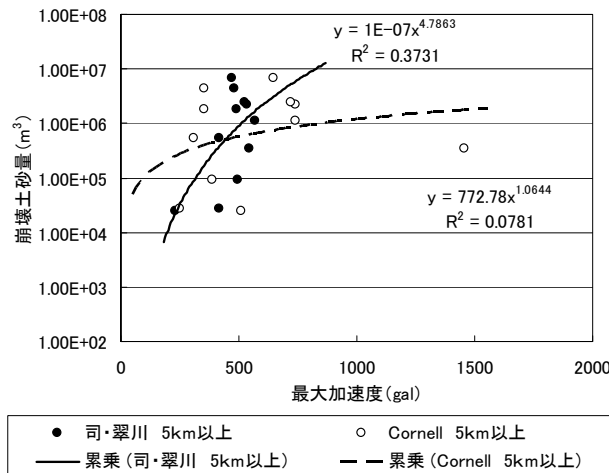


図-30 最大加速度と崩壊土砂量の関係 (震央距離・断層最短距離5km以上)

量の推定性能を有すると考えられる。

以上のことから、今回のデータでは、Cornellの式に比べ、司・翠川の式の方が、最大加速度と崩壊土砂量との相関性が相対的に高く、後者の式を用いて最大加速度を推定すれば、最大加速度から崩壊土砂量を概ね推定できることが分かった。これは、両式の最大加速度推定の特性の違いによるものと思われる。ただし、どちらも、相関性はさほど高くなく、特に、断層最短距離5km以下では、5km以上のものと比べて相関性が低い点に注意が必要であり、今後、データを集積し、さらなる検討が必要である。また、司・翠川の式で、計算に用いる断層モデルの多くは、実際に複雑な形状を持つ断層を2次元の矩形断面で近似したもので、震源断層近傍では、断層最短距離の算定に誤差を生じやすい点にも注意が必要である。

以上、司・翠川の距離減衰式を用いて最大加速度を

求め、図-29、図-30に示す相関式により崩壊土砂量を概ね推定することが可能であり、大規模地震発生を対象とした防災業務での活用などが期待される。なお、この相関式より求められる崩壊土砂量は、比較的規模の大きな土砂崩壊が発生した場合における崩壊量である。

5.1.5 まとめ

本研究では地震による大規模崩壊発生箇所の地震力を予測する手法について、既往の研究で用いられていたCornell式と、司・翠川式の2つを比較した。その結果、司・翠川の式は、Cornellの式に比べ、震源深さ、マグニチュードに関わらず、距離に対して線形的であり、両式の特性の違いが表れていることがわかった。また、司・翠川の式は、最大加速度と崩壊土砂量との相関性が相対的に高く、後者の式を用いて最大加速度を推定すれば、最大加速度から崩壊土砂量を概ね推定できることが分かった。

5.2 地震による大規模崩壊発生危険地域の抽出

5.2.1 概要

5.1の結果より、地震による大規模崩壊の誘因について、発生箇所の地震力を評価する手法を提案することができた。よって、5.2では素因について検討を行う。

これまで、地震による大規模崩壊の発生する恐れのある斜面を予測することを目的に、発生要因に関する調査が行われてきた^{例えは 38) ~40)}。また、地震による表層崩壊については地形等の要因と崩壊地分布の関係に基づく経験的手法が提案されている⁴¹⁾。しかし、大規模崩壊における類似の手法は確立されていない。この要因として、地震による大規模崩壊、ならびに大規模崩壊を起こしうる大規模な地震、この両者の発生頻度が低いため、経験的な手法に耐えうる事例の収集が困難であることが考えられる。また、誘因となる地震力についても、山地における地震観測網の整備が平野部と比べて進んでいないため、誘因の評価が困難であることも要因のひとつと考えられる。

一方、雨による深層崩壊についても、同様の検討は見られるものの^{例えは 42) ~44)}、深層崩壊発生場の特徴的な因子を抽出し、潜在危険斜面の抽出を試みたり⁴⁵⁾、危険溪流の抽出手法の提案⁴⁶⁾等が精力的に行われている。これは、深層崩壊が起こりえる豪雨の発生頻度は低いものの、地震より事例が多いことや、斜面水文学の発展により深層崩壊のメカニズムが明らかになりつつあり^{例えは 47)}、それに対する調査手法が確立されてき

たことが要因と考えられる。つまり、雨による深層崩壊は地震による大規模崩壊よりも検証事例や検証方法が豊富なため、予測手法が優位であることが考えられる。

ここで、千木良は体積10万 m^3 を超えるような大規模な地すべり・崩壊については、降雨による場合も地震による場合も予め前兆的な地形が認められることが多いので、それを鍵にして発生場を予測することができることを指摘している⁴⁸⁾。これは、崩壊の危険性が高い斜面は雨であれ、地震であれ一定の誘因が影響すれば崩れる可能性を示唆していると考えられる。

そもそも雨による崩壊と地震による崩壊は、小規模では発生に影響を与える因子がそれぞれ異なることが言われている⁴⁹⁾。また、雨と地震起因の大規模崩壊を渾然一体に扱った検討では、起伏量や地質年代、岩質等で発生箇所が区分できるとされている⁵⁰⁾。しかし、雨および地震による大規模崩壊の違いを評価した事例は見られない。

よって、本研究では雨による深層崩壊で適用された評価手法を地震による大規模崩壊に適用することで、崩壊の危険度を評価することを試みた。ここで用いた評価手法は、内田らが行った日本全土の雨による深層崩壊発生危険度の評価手法²⁰⁾である。同手法は深層崩壊を崩壊土砂量 10^5m^3 以上と定義しており、大規模崩壊を対象としていると考える⁵¹⁾とができる。また、前述のとおり、地震による大規模崩壊の事例は雨と比べて少ないが、同手法は事例の規模と発生箇所の情報だけが必要なため、有史以来の事例を集めることで、事例数の問題も払拭できる。これにより同手法を適用することで、地震による大規模崩壊における発生危険度の傾向を概観することが出来ると考えた。

一方、地震による崩壊現象は、地震力は震源もしくは震源断層から遠くなるほど指数関数的に減少するため、震源周辺の強震域でしか発生しないことが考えられる。よって、大規模崩壊を発生させた事例が古くなればなるほど、地震や大規模崩壊の諸元に関する情報の精度が悪くなることが考えられる。そこで、地震による大規模崩壊の評価を行う前に、地震に関する情報の精度の検証のため、日本全土、および大規模崩壊が確認された地震の強震域の2つのエリアに対する大規模崩壊の危険度評価を行った。

5.2.2 解析に用いたデータ

(1) 地震による大規模崩壊事例

地震による大規模崩壊に関する事例は、過去に整理されたデータおよび2004年新潟県中越地震、2008年岩

手・宮城内陸地震の大規模崩壊事例を元に、以下の観点でデータを絞り込んだ。

○地震を直接の誘因として発生したもの

○少なくとも2万5千分の1の地形図上で、発地点が特定できるもの

○崩壊土砂量が10万m³程度以上のもの

その結果、西暦818年～2008年までの77事例が該当した(表-9)。ここで、年代が古い大規模崩壊の事例の場合、地震の諸元となる震源位置や震源深さ等の情報の精度が悪くなることが考えられるため、本研究では、関東地震(1923年)以降の41事例(表-9のA列)については強震域の範囲内(司・翠川の式³³⁾を用いて、震源から最大加速度200galを示した地点を結んだ同心円)に対する大規模崩壊の発生割合を求めることで、地震による大規模崩壊発生危険度の評価を試みた(検討Aと呼称)。

一方、関東以前のデータについても、日本全域を対象領域とし、本研究で抽出した77事例(表-9のB列)それに対する大規模崩壊の発生割合を求めた(検討Bと呼称)。

(2) 地質及び隆起量に関する資料

地質分布の解析には、「100万の1日本地質図第3版CD-ROM第2版(独立行政法人産業技術総合研究所地質調査総合センター発行)」⁵²⁾を用いた。本研究では、地質年代区分、岩種区分、地質体区分の観点から、165種類に分類されている地質を表-10に示す12種類に再区分した。

また、第四紀隆起量の分布は第四紀地殻変動図⁵³⁾を用いた。第四紀地殻変動図は、第四紀の隆起沈降量を侵食平坦面の海拔高度から差により求める地形学的方法と第三紀と第四紀の境界層準の分布高度から求める地質学的方法から求め、作成された集成隆起沈降量図である。

5.2.3 検討結果

(1) 地震による大規模崩壊発生箇所の分布状況

今回収集した77事例のうち北海道、中国地方、四国地方及び九州・近畿南部地区には発生事例がなかった。これに対して、東北地方、関東地方、中部地方、北陸地方では多く発生事例があり、地震による大規模崩壊の分布は地理的に偏在していた。なお、近年の地震(2004年新潟県中越地震、2008年岩手・宮城内陸地震)は27事例であり、全体の35%を占めているが、これは近年航空測量の技術が普及したことで大規模崩壊地の抽出精度が向上したことが要因のひとつと考えられる。

表-9 地震による大規模崩壊事例

No	地震名	Mw	震源深さ (月日時刻) 深さ	崩壊地名	集約地質	隆起量 (m)	土砂量 (m ³)	A	B
1	関東地震	7.9	818.7.2	奥城山南麓(三波沢)	第四紀火山岩	500~750	5,30E+07	○	○
2	天正	7.8	1586.1.18	白河村樺木橋(佛堂山)	中・古生代火山岩	750~1000	2,90E+07	○	○
3	天正	7.8	1586.1.18	三方山山(南斜面2深溝)1	中・古生代火山岩	750~1000	2,40E+06	○	○
4	天正	7.8	1586.1.18	三方山山(南斜面2深溝)2	第三紀堆積岩	750~1000	3,00E+06	○	○
5	慶長	6.4	1598.9.4	鶴見岳北斜面	第四紀火山岩	500~750	9,00E+06	○	○
6	慶長	6.4	1598.9.4	水口山	第四紀火山岩	500~750	3,00E+07	○	○
7	会津	6.9	1611.9.27	西金津町飯倉山	第三紀堆積岩	500~750	4,00E+07	○	○
8	会津	6.9	1611.9.27	西金津町下安茶塚山	第三紀火山岩	500~750	1,60E+06	○	○
9	会津	6.9	1611.9.27	西金津町陸谷青坂	第三紀堆積岩	500~750	4,80E+07	○	○
10	会津	6.9	1611.9.27	高郷村田	第四紀堆積岩	500~750	1,10E+08	○	○
11	会津	6.9	1611.9.27	熱塩加納村太平	第三紀堆積岩	250~500	3,00E+07	○	○
12	陸奥国西岸	7.6	1662.6.16	比良山地町部	中・古生代付加体堆積岩	500~750	4,00E+06	○	○
13	日光	6.5	1683.6.17	男体山火源跡	第四紀火山岩	1000~1500	7,00E+06	○	○
14	天和	7.0	1683.10.20	葛志山	第三紀火山岩	1000~1500	3,20E+06	○	○
15	羽後・津軽	6.9	1704.5.27	十二瀬跡	第三紀火山岩	500~750	1,10E+08	○	○
16	宝永	8.4	1707.10.28	大谷崩れ	中・古生代付加体火山岩	750~1000	1,20E+08	○	○
17	宝永	8.4	1707.10.28	白鳥山	第三紀堆積岩	250~500	5,00E+06	○	○
18	高田	7.2	1751.5.21	名立崩れ	第三紀堆積岩	~250	4,00E+07	○	○
19	島原四日連	6.4	1792.5.21	崩山	第四紀火山岩	~250	3,40E+08	○	○
20	善光寺	7.4	1847.5.4	奥倉山-鶴沢	第三紀火山岩	750~1000	3,00E+06	○	○
21	善光寺	7.4	1847.5.4	大田	第三紀火山岩	750~1000	2,60E+06	○	○
22	善光寺	7.4	1847.5.4	陣馬山-倉並	第三紀堆積岩	750~1000	2,70E+06	○	○
23	善光寺	7.4	1847.5.4	岩倉山(鹿空蔵山)-橋池	第三紀堆積岩	750~1000	3,00E+07	○	○
24	善光寺	7.4	1847.5.4	藤倉	第四紀火山岩	1000~1500	2,00E+06	○	○
25	善光寺	7.4	1847.5.4	柳久倉	第三紀堆積岩	1000~1500	9,00E+06	○	○
26	善光寺	7.4	1847.5.4	五十里	第三紀堆積岩	750~1000	1,20E+06	○	○
27	善光寺	7.4	1847.5.4	川原	第三紀堆積岩	1000~1500	3,00E+06	○	○
28	安政東海	8.4	1854.12.23	富士川流域、七面山	第三紀付加体堆積岩	750~1000	6,60E+07	○	○
29	安政東海	8.4	1854.12.23	富士川流域、白鳥山	第三紀堆積岩	250~500	6,00E+05	○	○
30	明和	6.9	1858.4.9	鹿瀬川(真川-通川)	中・古生代深成岩・変成岩	1500~	4,10E+08	○	○
31	庄内	7.0	1884.10.22	矢野沢火平1	第四紀火山岩	250~500	2,20E+05	○	○
32	庄内	7.0	1884.10.22	矢野沢火平2	第四紀火山岩	250~500	2,00E+05	○	○
33	庄内	7.0	1884.10.22	新庄川河口	第三紀火山岩	500~750	9,20E+05	○	○
34	磐梯	7.0	1893.7.7	島津村遺跡	第三紀堆積岩	~250	2,00E+06	○	○
35	秋田仙北	7.1	1914.3.15	西仙北町五平沢	第三紀堆積岩	~250	2,30E+05	○	○
36	秋田仙北	7.1	1914.3.15	西仙北町文	第三紀堆積岩	~250	2,60E+05	○	○
37	関東	7.9	1923.09.01	白糸川上流-大田	第四紀火山岩	~250	1,00E+06	○	○
38	関東	7.9	1923.09.01	横河川西側斜面	第四紀火山岩	~250	7,50E+06	○	○
39	関東	7.9	1923.09.01	鹿野	第四紀堆積岩	~250	3,40E+05	○	○
40	北伊豆	7.3	1930.11.26	川原	第三紀堆積岩	250~500	4,30E+06	○	○
41	北伊豆	7.3	1930.11.26	三島市山中野田の東光寺右虎	第四紀火山岩	~250	2,00E+05	○	○
42	北伊豆	7.3	1930.11.26	大仁町大野田	第四紀火山岩	~250	1,90E+05	○	○
43	北伊豆	7.3	1930.11.26	天城湯ヶ島鳥居山	第四紀火山岩	250~500	4,00E+05	○	○
44	北伊豆	7.3	1930.11.26	新機町大明神山-上流沢山斜面	第四紀火山岩	~250	2,00E+05	○	○
45	男勝	6.8	1939.05.01	男勝市北浦1	第四紀堆積岩	250~500	9,10E+04	○	○
46	男勝	6.8	1939.05.01	男勝市北浦2	第四紀堆積岩	250~500	1,80E+06	○	○
47	男勝	6.8	1939.05.01	男勝市北浦3	第四紀堆積岩	250~500	4,30E+06	○	○
48	男勝	6.8	1939.05.01	玉置倉田	第四紀堆積岩	~250	5,30E+05	○	○
49	福井	7.1	1948.08.28	北湖村浜坂1	第四紀堆積岩	~250	2,00E+05	○	○
50	福井	7.1	1948.08.28	北湖村浜坂2	第四紀堆積岩	~250	2,70E+05	○	○
51	長野西部	6.8	1984.09.14	御嶽山(仮上崩れ)	第四紀火山岩	1000~1500	3,40E+07	○	○
52	長野西部	6.8	1984.09.14	滝越	中・古生代火山岩	1000~1500	5,00E+05	○	○
53	長野西部	6.8	1984.09.14	松越	中・古生代付加体堆積岩	1000~1500	2,90E+05	○	○
54	兵庫県西部	7.2	1995.01.17	西宮市仁川	第四紀堆積岩	~250	1,10E+05	○	○
55	新潟県中越地震	6.8	2004.10.23	長岡市中野町	第三紀堆積岩	250~500	2,40E+06	○	○
56	新潟県中越地震	6.8	2004.10.23	小千谷市小栗山	第三紀堆積岩	250~500	1,13E+06	○	○
57	新潟県中越地震	6.8	2004.10.23	小千谷市浦橋	第三紀堆積岩	250~500	2,19E+06	○	○
58	新潟県中越地震	6.8	2004.10.23	小千谷市五谷	第四紀堆積岩	250~500	6,75E+06	○	○
59	新潟県中越地震	6.8	2004.10.23	小千谷市若沢	第三紀堆積岩	250~500	3,00E+06	○	○
60	新潟県中越地震	6.8	2004.10.23	小千谷市津島 新沢沢	第三紀堆積岩	500~750	1,90E+06	○	○
61	新潟県中越地震	6.8	2004.10.23	小千谷市津島 石谷	第三紀堆積岩	500~750	5,57E+06	○	○
62	新潟県中越地震	6.8	2004.10.23	山古志村箕沢沢 鶴倉	第三紀堆積岩	500~750	5,90E+06	○	○
63	新潟県中越地震	6.8	2004.10.23	山古志村南平	第三紀堆積岩	500~750	1,25E+06	○	○
64	新潟県中越地震	6.8	2004.10.23	山古志村津原 寺野	第三紀堆積岩	500~750	1,25E+06	○	○
65	岩手・宮城内陸地震	7.2	2008.6.14	市野々原	第三紀火山岩	500~750	1,73E+06	○	○
66	岩手・宮城内陸地震	7.2	2008.6.14	樺木平	第三紀堆積岩	500~750	8,00E+04	○	○
67	岩手・宮城内陸地震	7.2	2008.6.14	須山	第三紀火山岩	500~750	3,90E+05	○	○
68	岩手・宮城内陸地震	7.2	2008.6.14	安代川	第四紀火山岩	500~750	1,29E+07	○	○
69	岩手・宮城内陸地震	7.2	2008.6.14	坂下	第四紀火山岩	500~750	9,00E+04	○	○
70	岩手・宮城内陸地震	7.2	2008.6.14	浅布	第四紀火山岩	500~750	3,00E+05	○	○
71	岩手・宮城内陸地震	7.2	2008.6.14	小川原	中・古生代深成岩・変成岩	500~750	4,90E+05	○	○
72	岩手・宮城内陸地震	7.2	2008.6.14	流湯	第四紀火山岩	500~750	7,40E+05	○	○
73	岩手・宮城内陸地震	7.2	2008.6.14	湯ヶ島温泉	第四紀火山岩	500~750	8,10E+05	○	○
74	岩手・宮城内陸地震	7.2	2008.6.14	沼倉	第三紀火山岩	500~750	2,70E+05	○	○
75	岩手・宮城内陸地震	7.2	2008.6.14	湯田	第四紀火山岩	500~750	2,16E+06	○	○
76	岩手・宮城内陸地震	7.2	2008.6.14	沼倉沢沢	第三紀火山岩	500~750	1,19E+06	○	○
77	岩手・宮城内陸地震	7.2	2008.6.14	川原小野沢	第四紀火山岩	500~750	2,10E+05	○	○

表-10 地質分類

No.	地質年代区分	岩種区分	地質体
1	第四系	堆積岩	
2	第四系	火山岩	
3	第三系	堆積岩	
4	第三系	堆積岩	付加体
5	第三系	火山岩	
6	第三系	火山岩	付加体
7	第三系	深成岩・変成岩	
8	中・古世界	堆積岩	
9	中・古世界	堆積岩	付加体
10	中・古世界	火山岩	
11	中・古世界	火山岩	付加体
12	中・古世界	深成岩・変成岩	

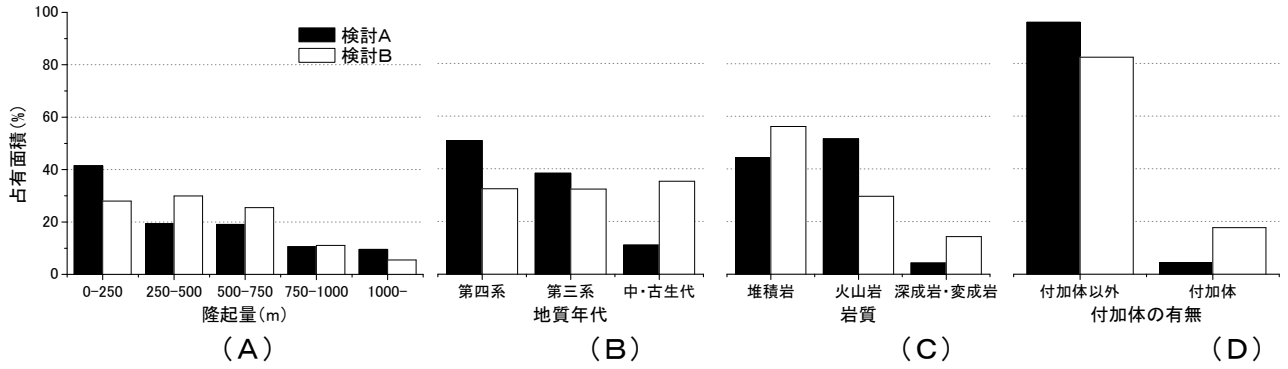


図-31 各項目の占有面積率 (A : 隆起量、B : 地質年代、C : 岩質、D : 付加体の有無)

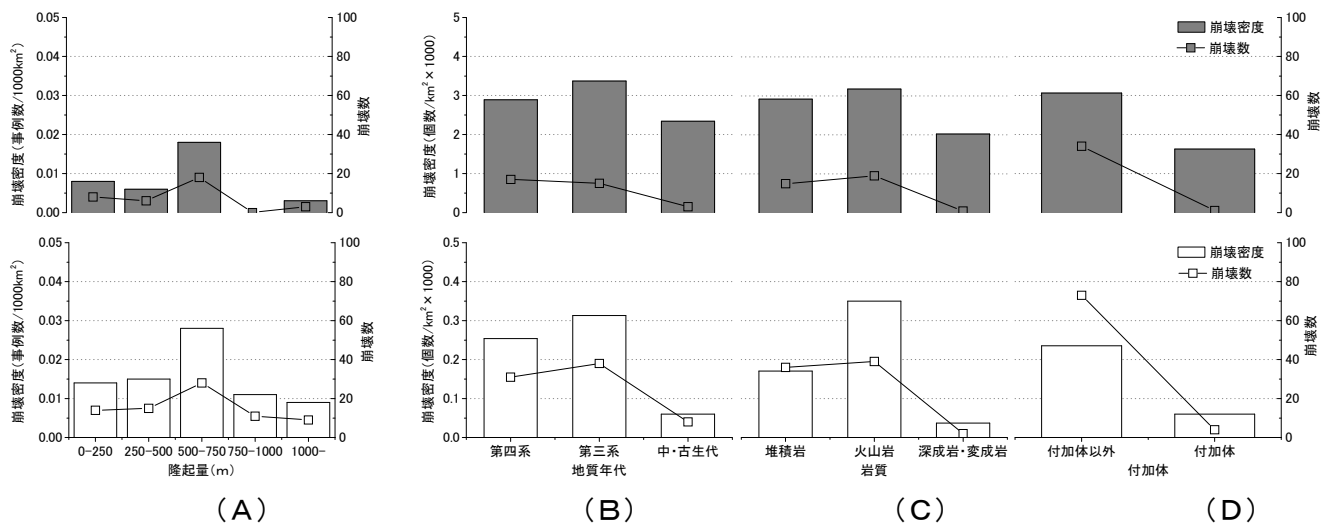


図-32 各項目における崩壊密度と崩壊数 (A : 隆起量、B : 地質年代、C : 岩質、D : 付加体の有無)

(2) 対象領域における第四紀隆起量・地質の分布状況

図-31 に各要因の占有面積率を示す。全体の対象面積について、検討Aは1.2万km²、検討Bの37.6万km²である。検討Bに対する検討Aの面積割合は約3%である。図-31(A)より第四紀隆起量区分の占有面積を見ると、検討Bは0-250m、250-500m、500-750mは高く、それらの合計は全体の83%を占めていた。それに対して、検討Aは0-250mが最も高く、41%であった。図-31(B)より地質年代の占有面積率を見ると、検討Bは各地質年代で大きな違いは見られないが、検討Aは第四系・第三系が高く、両者を合わせると全体の89%を占める。図-31(C)より岩質の占有面積率を見ると、検討Bは堆積岩が最も高く、56%であった。一方、検討Aは火山岩が最も高く、51%であった。また、堆積岩・火山岩を合わせると、全体の96%を占める。図-31(D)より付加体の占有面積率を見ると、検討A・

B共に、付加体以外の箇所が80%以上あり、非常に高い。

(3) 大規模崩壊の発生密度、発生数と地質の関係

図-32 に各項目の大規模崩壊の崩壊密度と崩壊数を示す。図-32 より、地質年代、岩質、付加体については、検討Aの方が検討Bより崩壊密度が1オーダー程度大きいことが分かる。

項目ごとに見ると、第四紀隆起量について、検討A、検討Bともに500-750mまでは第四紀隆起量が大きくなるにつれて崩壊密度が大きくなる傾向が見られた。第四紀隆起量500-750mの崩壊密度は検討A、Bで0.018、0.028であり、他の第四紀隆起量と比べて2倍程度大きい。また、第四紀隆起量0-250mから500-750mまでの崩壊数は検討A・Bで32、57であり、全体の91%、74%を占める。検討AとBと比べて崩壊密度、崩壊数に明瞭な違いは見られない。なお、検討Aの場合、第四紀隆起量750-1000mの崩壊は発生していない。

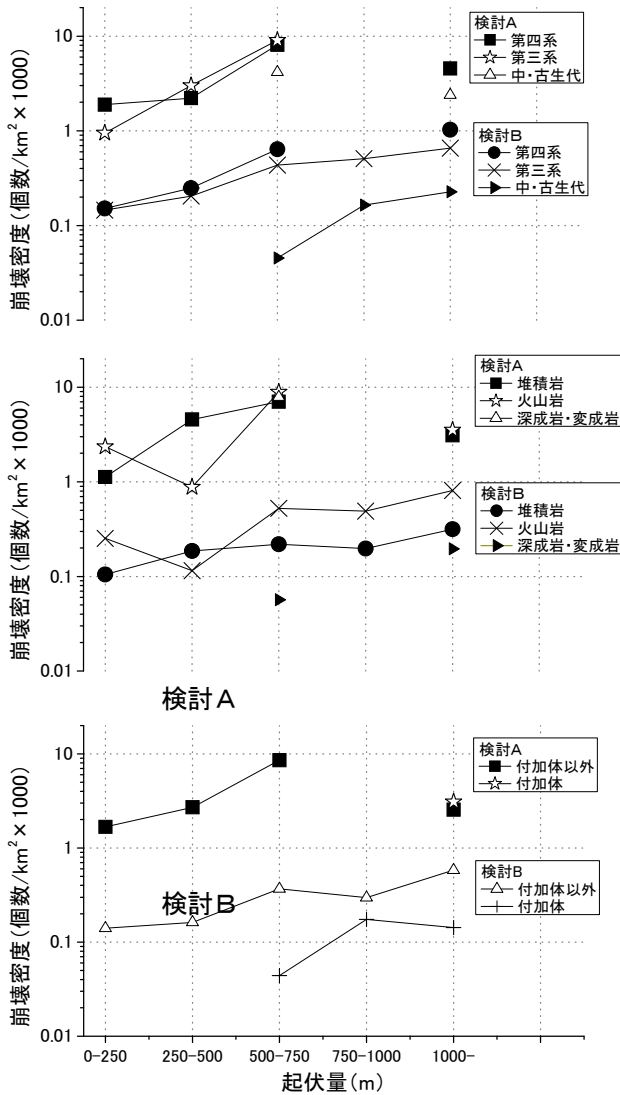


図-33 各項目における第四紀隆起量と崩壊密度の関係 (上：地質年代、中：岩質、下：付加体の有無)

地質年代について、検討A、検討Bともに最も崩壊密度が高いのは第三系であり、第四系、中・古生代の順で崩壊密度が低くなる。第三系、第四系における崩壊数は検討A・Bで32、69であり、全体の97%、90%を占める。

岩質について、検討A・Bともに崩壊密度および崩壊数の大小関係は火山岩>堆積岩>深成岩・変成岩である。火山岩、堆積岩における崩壊数は検討A・Bで34、75であり、両者共に全体の97%を占める。検討Aにおいて、火山岩の崩壊密度を1とすると、堆積岩の崩壊密度は0.9であるが、検討Bにおいて、火山岩の崩壊密度を1とすると、堆積岩の崩壊密度は0.48であり、検討Bの方が岩質の崩壊密度の相対的な差が大きいことがわかる。

付加体については、検討A・B共に付加体以外の方が付加体よりも崩壊密度・崩壊数が高いことがわかる。付加体以外の崩壊数は検討A・Bで34、73であり、全体の9割以上を占める。

(4) 地質区分別の隆起量-崩壊密度の関係

次に、検討A・Bにおける第四紀隆起量と崩壊密度の関係を地質年代、岩質、地質体に分割して、図-33に示した。

図-33より、地質年代・岩質・付加体の有無において、検討Aは検討Bより崩壊密度が1オーダー程度高い。また、どの項目も隆起量の増大に対して崩壊密度は1オーダー程度の幅で変動している。

よって、各グラフの上側は検討Aのデータ、下側は検討Bのデータとなる。項目別にみると、地質年代は隆起量の増大に従って崩壊密度は高くなる傾向がみられるが、データがない(崩壊が発生していない)箇所があるため、隆起量全体では評価できない。検討Aにおいては、第四系と第三系は隆起量0-750mの範囲において、隆起量と崩壊密度に関係が見られる。検討Bにおいては、第四系の隆起量750-1000mの範囲を除けば、第四系と第三系は隆起量と崩壊密度に関係が見られる。中・古生代においては、検討Bの隆起量500以上の範囲において、隆起量と崩壊密度に関係が見られる。なお、中・古生代はどの隆起量区分においても、第四系、第三系よりも崩壊密度は小さい。

岩質について、検討A、Bの堆積岩は隆起量0-750mの範囲において、隆起量と崩壊密度に関係が見られる。検討A、Bの火山岩は、隆起量250-500mで崩壊密度が最も低くなり、500-750mの範囲では崩壊密度が高くなる。すなわち、岩質ごとの崩壊密度の大小関係は第四紀隆起量により異なった。深成岩は隆起量ごとのデータがないため評価はできない。

一方、地質体は、検討A、Bの付加体以外は隆起量の増大に従って崩壊密度は高くなる傾向が見られた。付加体の崩壊について、検討Aはデータがないため評価できない。検討Bでは隆起量500m以上の範囲でデータは見られるが、付加体以外と比較して、どの隆起量区分においても崩壊密度は小さい。

図-32より、地震による大規模崩壊はほとんど付加体以外で発生していること、崩壊密度は付加体以外の方が付加体よりも高いことから、地質体の影響はないと考えられる。よって、残りの地質年代、岩質における崩壊密度の違いを比較するために、地質年代と岩質における崩壊密度の関係を示したものを図-34に示

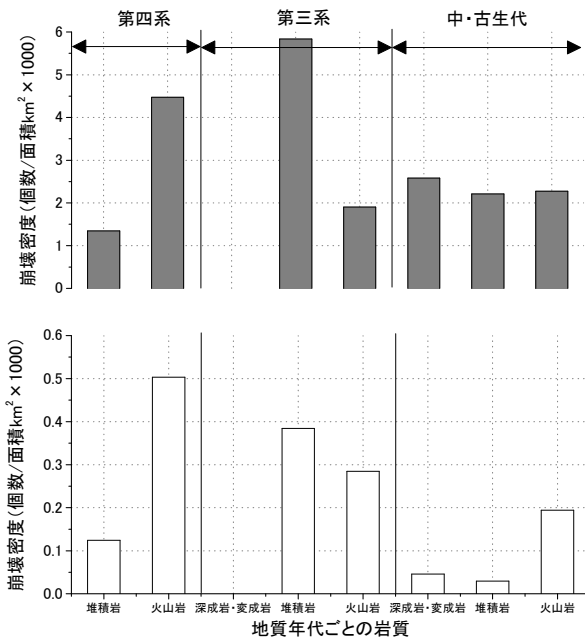


図-34 地質年代と岩質における崩壊密度の関係 (上：検討A、下：検討B)

す。これより、検討Aでは第三系堆積岩が最も崩壊密度が高く、その次は第四系火山岩である。検討Bでは、第四系火山岩が最も崩壊密度が高く、その次は第三系堆積岩である。検討Aの中・古生代は岩質による崩壊密度の違いは見られないが、検討Bの中・古生代は火山岩の崩壊密度は0.19と最も高い。第三紀の深成岩・変成岩は崩壊が発生していなかった。図-34より、第四系、第三系の崩壊数は全体の9割以上を占めていることから、第四系、第三系だけに着目すると、第三系堆積岩・第四系火山岩が崩壊密度の1、2位を占め、第四系堆積岩が最も小さいことがわかる。

5.2.4 考察

5.2.1より、地震による大規模崩壊の危険度について、隆起量、地質年代、岩質、地質体に区分して評価を行った。その結果、隆起量と崩壊密度に関係がみられたこと、具体には、隆起量0-500mの範囲においては、第四系・第三系・および堆積岩、隆起量500m以上では第三系・火山岩および堆積岩は隆起量の増加にしたがって崩壊密度が上昇することがわかった。また、地質体は付加体以外で崩壊密度・崩壊数が高いこと、地質年代と岩質における崩壊密度は、第四系火山岩、第三系堆積岩が高いことがわかった。

以上より、地震による大規模崩壊の発生に影響を与える因子は①第四紀隆起量②第三系堆積岩③付加体以外、の3点があげられる。

一方、5.2.1より、地震による大規模崩壊の発生危

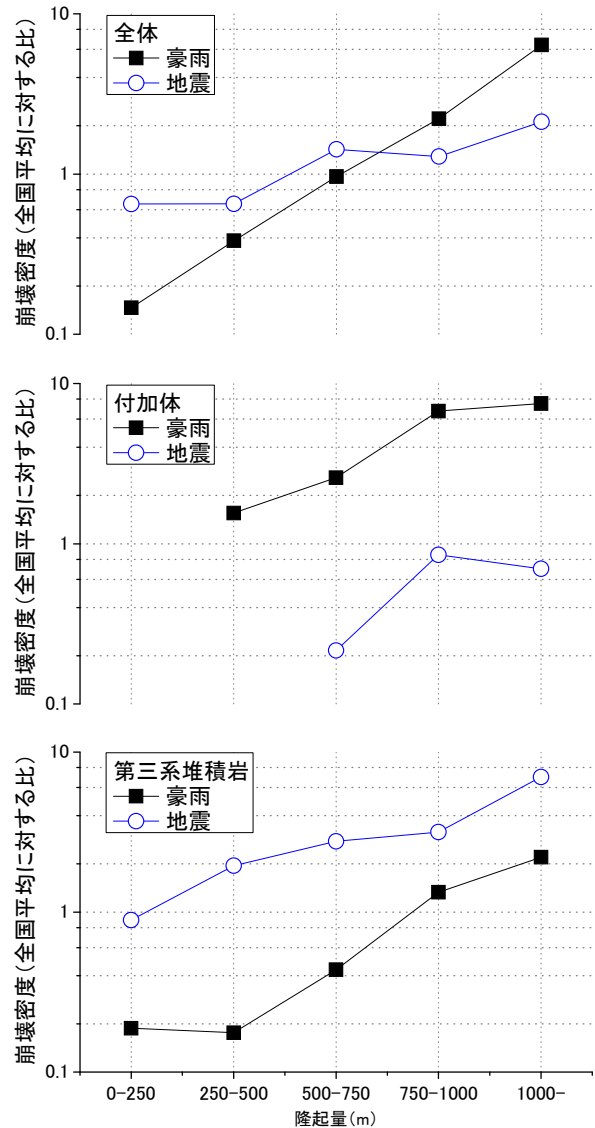


図-35 雨と地震による崩壊密度の違い (上：全体、中：付加体、下：第三系堆積岩)

険度は、震源との位置関係に影響を受けると考えられることから、対象領域を震源の強震域で区切った領域と、日本全土と2種類に分けて分析した。その結果、前述の①②③は、検討A・検討B共にほぼ同様の傾向が確認できた。これは、情報の精度が高い関東以降の地震において、大規模崩壊が発生した箇所（大規模崩壊が発生する危険性の高い地域）は、関東以前の地震において大規模崩壊が発生した箇所とほぼ同質であることを意味しており、検討Bで得られた地震による大規模崩壊の全国的な危険度の信頼性を担保するものと考えられる。

5.2.5 豪雨による大規模崩壊の結果との比較

5.2.4で得られた結果をもとに、豪雨による深層崩壊、地震による大規模崩壊の検討結果から、それぞれ

の崩壊密度を全国平均（豪雨：0.324、地震：0.205）で除した結果を図-35 に示す。

図-35 において、豪雨は付加体、地震は付加体以外の第三系堆積岩が、崩壊密度と隆起量の関係が明瞭であり、かつ崩壊密度が高いため、それぞれを豪雨・地震で求めた結果を示した。図-35 より、豪雨・地震の全体を見ると、0-750mの隆起量では、地震は豪雨よりも崩壊密度が高いことがわかる。しかし、隆起量がそれ以上になると、豪雨の崩壊密度が高くなることがわかる。また、0-250mの崩壊密度を1とした場合、隆起量1000m以上の崩壊密度は豪雨・地震でそれぞれ約44倍、約3倍であり、豪雨の方が隆起量に対する崩壊密度の増加率が高いことがわかる。また、豪雨・地震の付加体を比較すると、豪雨の崩壊密度はどの隆起量区分においても地震のそれより約8~12倍高い。一方、豪雨・地震の第三紀堆積岩（付加体以外）では、地震の崩壊密度はどの隆起量区分においても豪雨のそれより約2~6倍高いことがわかる。

一方、豪雨における付加体の崩壊密度、地震における第三系堆積岩（付加体以外）の崩壊密度を比較すると、隆起量250-750mでは、地震の方が崩壊密度は高く、その比は1.1~1.3である。一方、隆起量750m以上では、豪雨の方が崩壊密度は高く、その比は1.1~2.1である。

これより、雨と地震で大規模崩壊のおきやすい場所は明らかに異なることがわかった。しかし、全国平均で比較すると、地震は雨よりも崩壊密度が低く、また、隆起量の影響は受けにくいことがわかった。

5.2.6 まとめ

本研究は雨による深層崩壊発生危険度評価手法を地震による大規模崩壊事例に適用した。その結果、地震による大規模崩壊の発生に影響を与える因子は①第四紀隆起量②第三系堆積岩③付加体以外、の3点が挙げられた。それを雨による深層崩壊の事例と比較した結果、雨と地震で大規模崩壊のおきやすい場所は明らかに異なることがわかった。しかし、全国平均で比較すると、地震は雨よりも崩壊密度が低く、また、隆起量の影響は受けにくいことがわかった。

5.3 地震による崩壊の危険度に影響を与える素因・誘因の評価

5.3.1 概要

5.2 より、地震による大規模崩壊に影響を与える因子を検討したが、豪雨による深層崩壊よりも崩壊密度が低く、隆起量による影響は小さいことがわかった。

この原因のひとつに、地震による崩壊は素因よりも誘因の影響が強い可能性が考えられるため、地震による崩壊に影響を与える因子を定量的に評価する必要がある。

既往の研究では、地震による崩壊発生箇所に影響を与える素因（地形、地質）や誘因（地震力）に焦点を当てた研究が進められ、素因・誘因を説明変数として、既往地震の崩壊実績を経験的に評価する手法が多数提案されている^{例えは 49)}。このような手法においては、地震による斜面崩壊に影響を与える最適な因子を選定することが重要である⁵¹⁾。そして、これらが相互に関連性を持たない因子を選択する必要がある。

ここで、地震による崩壊に影響を与えている素因（地形、地質）は誘因（地震力）に影響を及ぼすことが指摘されている^{54)、55)}。これら进行评估するために、有限要素法を用いた地震応答解析⁵⁶⁾や、山間地における地震動観測⁵⁷⁾が行われているが、その成果を実際の予測に反映させるためには、地下情報の取得の必要性や広域的な地震観測網の整備等実務上の課題がある。

一方、地震による斜面崩壊は、すべりに抵抗する力（素因）とすべりを起こそうとする力（誘因）の関係で規定されていると考えられることから⁵⁸⁾、崩壊の実績から素因・誘因を分析することで、両者の因果関係を明らかにできると考えられる。本研究は過去の斜面崩壊が多発した地震の崩壊事例を元に、地震による崩壊と誘因（地震力）の関係を明らかにした上で、素因（地形・地質）がその関係に与える影響を分析し、両者が相互に与える影響を評価するものである。なお、誘因について、本研究では断層からの距離を指標として採用した。

5.2.2 データセット作成

対象とする地震は2004年新潟県中越地震（中越と呼称）と、2000年鳥取県西部地震（鳥取と呼称）と、の2つである。図-36に崩壊地分布図を示す。直線は震源断層を示している。震源断層は直線でモデル化した。楕円は震源断層からの距離を2kmごとにひいたものである。鳥取、中越の対象領域の面積は断層を中心としてそれぞれ739、813km²、崩壊数はそれぞれ10581、718箇所である。崩壊地は地震後1~13日間の間に撮影された縮尺1/12500~10000の空中写真から判読し、GIS上で崩壊地ポリゴンデータを作成した。また、対象範囲内を10mメッシュに区切り、崩壊地ポリゴンデータと重ね合わせ、崩壊地ポリゴンが少しでも重なったメッシュを崩壊メッシュとした。また、ある条件を

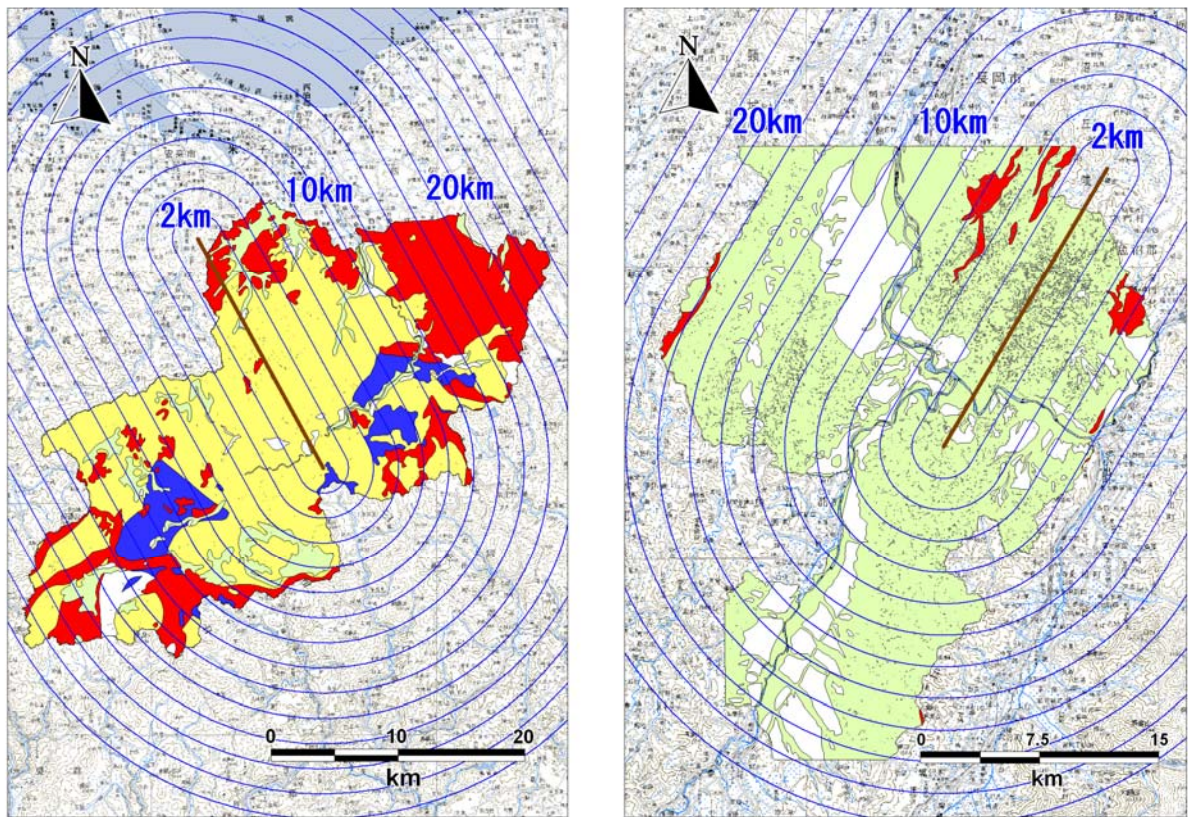


図-36 崩壊地分布図（左：鳥取、右：中越）

赤点：崩壊地、色：岩質区分（赤・火山岩、黄色・深成岩、黄緑・堆積岩、青・変成岩）

満たす全メッシュに対する崩壊メッシュの割合を、その条件の崩壊面積率と呼称する。

斜面勾配は、1/25000 地形図を元に作られた 10mDEM を用いて、メッシュごとに算出した。地質は、産業技術総合研究所地質調査総合センターが刊行している 20 万分の 1 地質図から、岩種により火山岩、堆積岩、深成岩、変成岩に分類し、ポリゴンデータを作成した。断層距離については、矩形の地震断層のうち、最も地表面に近い長辺を地表面に投影し、線状にモデル化した。地震断層から各メッシュまでの距離を計算した。

中越の検討領域内の岩質は火山岩と堆積岩の 2 種類が見られる。そのうち火山岩は、占有面積がきわめて小さいため、本研究の検証対象からは除外した。鳥取の検討対象領域の岩質は火山岩、深成岩、堆積岩、変成岩と 4 種類が見られる。そのうち堆積岩と変成岩については、占有面積が小さいため、本研究の検証対象からは除外した。

5.3.3 検討結果

図-37 より崩壊面積率は断層距離 2 km 内の全メッシュに対する崩壊メッシュの割合を示す。中越は断層

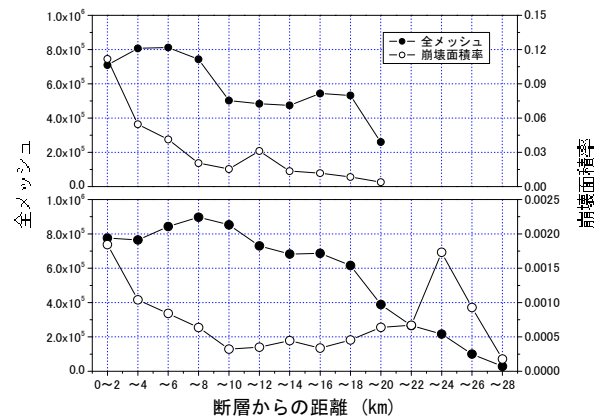


図-37 全メッシュの占有割合と崩壊面積
（上：中越、下：鳥取）

距離が大きくなるに従い、崩壊面積率は低くなる傾向が確認できる。一方、鳥取は断層距離が小さい領域 0-10km の範囲では断層距離が大きくなるに従い、崩壊面積率は低くなるが、16km より大きくなると崩壊面積率が高くなる傾向が確認できる。また、断層距離 0-2km において、中越の崩壊面積率は鳥取の 61 倍であった。

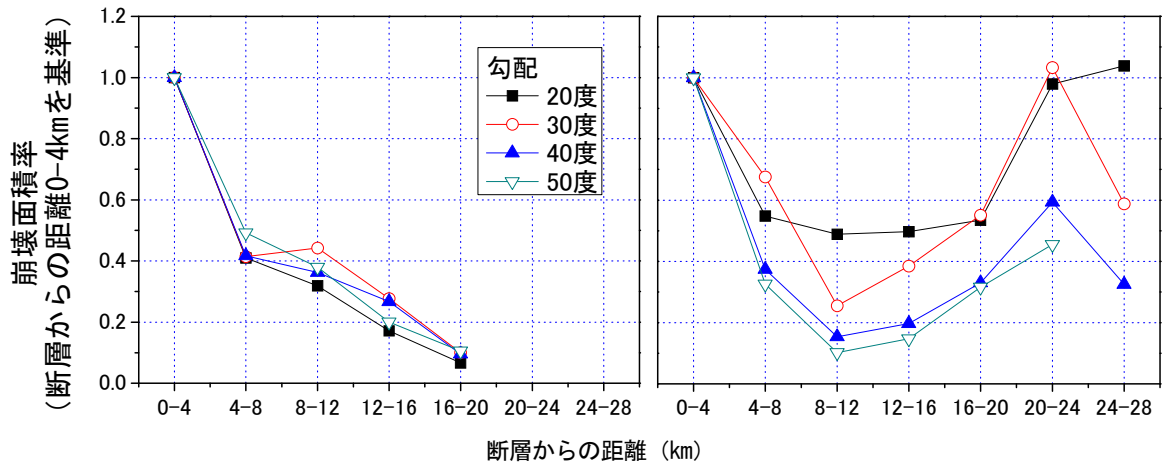


図-38 断層距離に対する岩質区分の占有面積の関係（左：中越、右：鳥取）

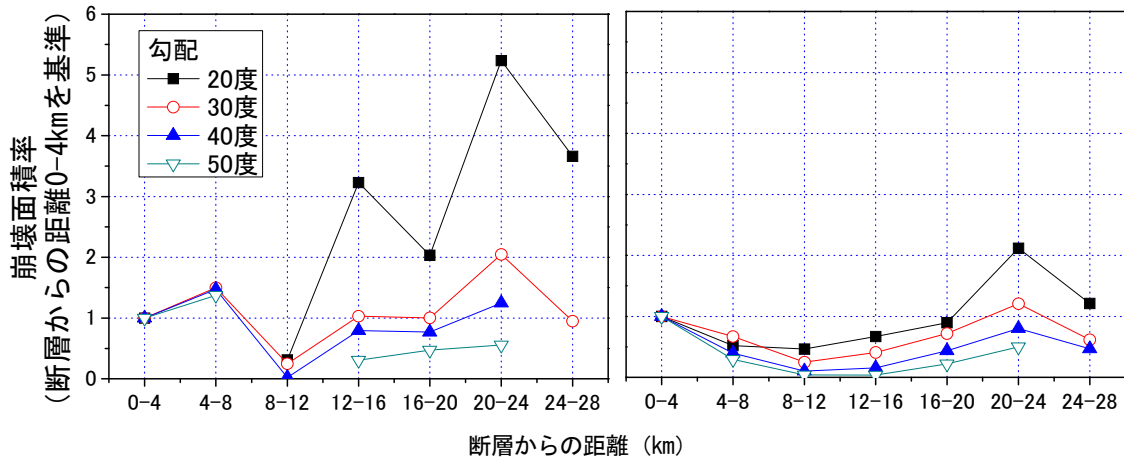


図-39 断層距離に対する岩質区分の占有面積の関係（鳥取、左：火山岩、右：深成岩）

一方、中越の内、最も遠い断層距離区分である 18-20km においては、中越の崩壊面積率は鳥取の約 6 倍であった。

断層距離が 0-4km の崩壊面積率に対する比を勾配毎に整理した結果を図-38 に示す。中越は断層距離が 0-4km の崩壊面積率に対する比は勾配による違いは小さく、断層距離が 4km 以上の範囲では、断層距離が小さく、断層距離が 4km 以上の範囲では、断層距離が大きくなるに従い断層距離が 0-4km の崩壊面積率に対する比はほぼ直線的な関係を有していた。一方、鳥取は、断層距離が 0-12km の範囲では断層距離が大きくなると崩壊面積率の比は低くなるが、断層距離が 12km より大きくなると崩壊面積率の比が高くなる傾向が確認できる。この傾向は、勾配によらず共通していた。

図-39 に示すように、鳥取における火山岩、深成岩ともに、断層距離 8-12km で崩壊面積率の比が最も小さく、断層距離が 12~24km の範囲では断層距離が大きくなると、崩壊面積率が増加していく傾向にあった。

この関係はほぼ全ての勾配に共通して見られた。

5.3.4 考察

図-37 より、中越においては、断層からの距離の違いが斜面崩壊面積率に及ぼす影響は斜面勾配によらずほぼ同じ傾向を示した。さらに、鳥取においても、火山岩・深成岩のそれぞれの地域で、断層から距離ごとの斜面崩壊面積率の大小関係は、斜面勾配によらず、ほぼ同じであった。これらの結果に基づくと、断層からの距離と地震による斜面崩壊の発生確率は、斜面勾配に依存しない、と言える。これまで、地震による斜面崩壊発生確率は断層から遠くなるに従い低下することが示されてきた(例えば 59)。

これに対して、鳥取では、断層距離が大きくなると崩壊面積率が一度低下するが、さらに断層距離が大きくなると同じ地質で同じ斜面勾配であっても、崩壊面積率は増加した。鳥取で見られた断層から距離と地震の斜面崩壊発生確率の負の相関は、地震動が局所的な領域で伝播経路特性などが影響した増幅が生じていた

ことによる可能性が考えられる。言い換えれば、断層からの距離では、十分に表現できない加速度の分布状況を斜面崩壊の発生状況は示している可能性が示唆される。

また、図-39 より、各地質によって断層からの距離の変化に対する斜面崩壊面積率の増加の割合に、明瞭な傾向は見られない。このことから、断層からの距離と地震による斜面崩壊の発生確率は、地質に依存しない、と言える。

5.3.5 まとめ

本研究の結論は以下の通りである。

- 1) 断層からの距離と地震による斜面崩壊の発生確率は、勾配に依存しない。
- 2) 断層からの距離と地震による斜面崩壊の発生確率は、地質に依存しない。

参考文献

- 1) Koi, T., Hotta, N., Ishigaki, I., Matuzaki, N., Uchiyama Y., Suzuki M., 2008. Prolonged impact of earthquake-induced landslides on sediment yield in a mountain watershed: The Tanzawa region, Japan. *Geomorphology* 101, pp. 692-702.
- 2) 藤原 治・三箇智二・大森博雄：日本列島における侵食速度の分布. サイクル機構技報, No. 5, 85-93, 1999.
- 3) 鈴木雅一・福寛義宏：風化花崗岩山地における裸地と森林の土砂生産量—滋賀県南部、田上山地の調査資料から—, *水利科学*, Vol. 33, No. 5, p. 89-100, 1989.
- 4) 国土交通省近畿地方整備局六甲砂防事務所技術資料
- 5) 平野昌繁・石井孝行：1995年兵庫県南部地震による六甲山地の斜面崩壊の特性と経時的变化, *砂防学会誌*, Vol. 50, No. 1, pp. 23-32, 1997.
- 6) 水山高久：地震後の土砂災害と対策, *森林工学研連公開シンポジウム・第27回砂防学会シンポジウム「地震活動と山地の土砂災害」* 論文集, pp. 31-43, 1995.
- 7) 国土交通省北陸地方整備局湯沢砂防事務所技術資料
- 8) 建設省総合技術開発プロジェクト災害情報システムの開発報告書 (平成4年3月)
- 9) 田村圭司・山越隆雄、松岡暁・伊藤洋輔・田方智・柳町年輝：天然ダム監視技術マニュアル (案)、土木研究所資料台 4121号, pp. 1-113, 2008
- 10) 高橋保・匡尚富：天然ダムの決壊による土石流の規模に関する研究, *京都大学防災研究所年報*, 31号, B-2, pp. 601-615, 1988
- 11) 社団法人砂防学会：「砂防設備の耐震設計に関する検討委員会報告」、*砂防学会誌*, Vol. 48, No. 6, pp. 37-60, 1995.
- 12) 土木研究所資料 4071号：「砂防堰堤に設置されている地震計の観測記録 (平成8年～18年)」, 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム, 2007.
- 13) 独立行政法人防災科学技術研究所 強震ネットワーク K-net : <http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>
- 14) 独立行政法人防災科学技術研究所：基盤強震観測網 KiK-net : <http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>
- 15) 例えば翠川三郎、松岡昌志、作川孝一：「1987年千葉県東方沖地震の最大加速度・最大速度にみられる地盤特性の評価」、*日本建築学会構造系論文報告集*第442号, pp. 71-78, 1992.
- 16) 社団法人砂防学会：「第4回砂防設備の耐震設計に関する検討委員会資料 (資料2)」, pp. 53-106, 1995.
- 17) 木戸研太郎、杉村淑人、森田稔、平木一正：「兵庫県南部地震における一庫ダム動的解析」、*大ダム* No. 167, p. 15-23, 1998.
- 18) 塩尻弘雄、上田稔：「ダム—岩盤—貯水の連成を考慮した重力式ダムの3次元地震応答シミュレーション」、*土木学会論文集* No. 640/I-50, p. 177-192, 2000.
- 19) 社団法人土木学会：「2007年度版制定コンクリート標準示方書 設計編」、p. 44, 2007.
- 20) 建設省河川局：「改定新版建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 [II]」、p. 8, 1997.
- 21) 有賀義明、曹増延、渡邊啓行：「再現解析による既設コンクリート重力式ダムの地震時変形特性の評価」、*電力土木*, No. 293, p. 99-103, 2001.
- 22) N値の話編集委員会：「改訂N値の話」、p. 43, 2004.
- 23) 社団法人日本道路協会：「道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説」、p. 25-26, 2002.
- 24) 西山卓、大矢幸司、田井中治、伊藤孝男：「歴史的砂防施設保存に関わる安定性評価手法の一事例—日光稲荷川釜ッ沢砂防えん堤を例として—」、*砂防学会誌*, Vol. 60, No. 4, p. 40-49, 2007.
- 25) 大田外氣晴、江守克彦、河西良幸：「建築基礎 耐震・振動・制御」、p. 18-19, 2001.
- 26) 國生剛治：「地震応答解析のための土の動的性質 2.3.2 地盤材料の減衰定数」、*土と基礎*, Vol. 34, No. 1, p. 75-81, 1986.
- 27) 社団法人地盤工学会：「地盤技術者のためのFEMシリーズ② 弾塑性有限要素法がわかる」、p. 193, 2004.
- 28) 荒川直士、音田功、狩俣恒一：「土木耐震工学」、株式会社コロナ社, p. 51-52, 1990.
- 29) 塩尻弘雄、上田稔：「ダム—岩盤—貯水の連成を考慮した一庫重力式コンクリートダムの兵庫県南部地震応答シミュレーション解析」、*ダム工学*, Vol. 8, No. 2, p. 85-91,

- 1998.
- 30) 社団法人土木学会：「動的解析と耐震設計第3巻 エネルギー施設」、p. 74-76、1989.
- 31) 社団法人土木学会：「2007年制定コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編]」、p. 38-40、2007.
- 32) 中村浩之、土屋智、井上公夫、石川芳治：「地震砂防」、古今書院、p. 102-106、p. 136-155、2000.
- 33) 司宏俊・翠川三郎：「断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式」、日本建築学会構造系論文報告集、No. 523、p. 63-70、1999.
- 34) 建設省土木研究所：「地震による大規模土砂移動現象と土砂災害の実態に関する研究報告書」、土木研究所資料第3501号、p. 65-215、1997
- 35) 佐藤良輔：「日本の地震断層パラメータ・ハンドブック」、p. 47-65、1987.
- 36) 今給黎哲郎：「新潟県中越地震に関連した地殻変動観測結果 (速報)」、日本地震学会ニューズレターvol. 16 No. 5、p. 29-33、2005.
- 37) 榎倉克幹・安田進・榊祐介：「長野県西部地震での被災事例にもとづいた斜面崩壊予測手法の検討」、土と基礎 vol. 33 No. 11、p. 41-46、1985
- 38) 川邊洋・林拙郎・近藤観慈・沼本晋也：「1999年台湾集集地震による草嶺の大規模崩壊とその発生要因」、砂防学会誌、Vol. 56、No. 4、p. 32-39、2003.
- 39) 千木良雅弘：「2004年新潟県中越地震による斜面災害の地質・地形的特徴」、応用地質、Vol. 46、No. 3、p. 115-124、2005
- 40) 山科 真一、山崎 勉、橋本 純、笠井 史宏、我妻 智浩、渋谷 研一：「岩手・宮城内陸地震で発生した荒砥沢地すべり」、日本地すべり学会誌、Vol. 45、No. 5、p. 392-397、2009.
- 41) 内田太郎、片岡正次郎、岩男忠明、松尾修、寺田秀樹、中野泰雄、杉浦信男、小山内信智：「地震による斜面崩壊危険度評価手法に関する研究」、国土技術政策総合研究所資料、No. 204、2004.
- 42) 川上浩、斎藤豊、荒木正夫、寒川典昭、小林詢、阿部広史：「昭和56年台風15号による宇原川土石流の発生原因と流下形態」、砂防学会誌、Vol. 35、No. 1、p. 53-61、1982.
- 43) 遠藤浩子、大八木規夫：「鹿児島県出水市における1997年針原崩壊の地形的特徴」、財団法人深田地質研究所年報1、p. 73-96、2000.
- 44) 千木良雅弘、Sidle、Roy、C.：「2003年7月九州土砂災害の発生場—水俣・菱刈地区—」、京都大学防災研究所年報、47-B、p. 91-98、2004.
- 45) 地頭菌 隆・下川悦郎・寺本行芳：「深層崩壊発生場予測法の提案—鹿児島県出水市矢筈岳山体を例にして」、砂防学会誌、Vol. 59、No. 2、p. 5-12、2006.
- 46) 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム：「深層崩壊の発生の恐れのある溪流抽出マニュアル(案)」、土木研究所資料4115号、2008.
- 47) 八反地剛：「降雨を起因とする深層崩壊の特徴—崩壊土量と遅れ時間の関係—」、砂防学会誌、Vol. 55、No. 6、p. 74-77、2003.
- 48) 千木良雅弘：「地すべり・崩壊の発生場所予測—地質と地形からみた技術の現状と今後の展開—」、土木学会論文集C、Vol. 62、No. 4、p. 722-735、2006.
- 49) 岩橋純子、山岸宏光、神谷泉、佐藤浩：「2004年7月新潟豪雨と10月新潟県中越地震による斜面崩壊の判別分析」、日本地すべり学会誌、Vol. 45、No. 1、p. 1-12、2008.
- 50) 浅井涌太郎、仲野公章、寺本和子：「大規模崩壊の発生場の条件」、土木技術資料、Vol. 29、No. 6、p. 9-14、1987.
- 51) 内田太郎、鈴木隆司、田村圭司：「地質及び隆起量に基づく深層崩壊発生危険地域の抽出」、土木技術資料、Vol. 49、No. 9、p. 32-37、2007.
- 52) (独) 産業技術総合研究所 地質調査総合センター：「100万分の1日本地質図 第3版 CD-ROM第2版」、2003
- 53) 第四紀地殻変動研究グループ：「第四紀地殻変動図」、第四紀研究、7、4、p. 182-187、1968.
- 54) 安田勇次、土屋智、水山高久、松村和樹、落合博貴、高橋正昭、唐 文東：「動的振動解析による地震時の加速度応答および斜面変位と地形効果に関する考察」、砂防学会誌、Vol. 59、No. 4、p. 3-11、2006.
- 55) 大西ら：「気象庁地震記録の距離減衰式に基づく地点増幅特性と地形分類との関係」、土木学会論文集 No. 626/I-48、p. 78-91、1999.
- 56) 浅野志徳、落合博貴、黒川潮、岡田康彦：「山地における地震動の地形効果と斜面崩壊への影響」、日本地すべり学会誌、Vol. 42、No. 6、p. 457-466、2006.
- 57) 栗田哲史、安中正、高橋聡、嶋田昌義、末広俊夫：「山地における地震動の増幅特性」、日本地震工学会論文集、第5巻、第3号、p. 1-11.
- 58) 河上房義：「土質力学 第7版」、森北出版、p. 165-177、2006.
- 59) 地頭菌隆、下川悦郎、松本舞恵、寺本行芳：「1997年鹿児島県北西部地震による斜面崩壊の分布と地形特性」、砂防学会誌、Vol. 51、No. 1、p. 28-45、1998.