

# 岩盤崩落による社会経済的損失を考慮した リスク評価に関する研究

大津宏康<sup>1</sup>・大西有三<sup>2</sup>・西山哲<sup>3</sup>・竹山雄一郎<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 博士(工学) 京都大学大学院 助教授 工学研究科(〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

<sup>2</sup>正会員 工博 Ph.D. 京都大学大学院 教授 工学研究科(〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

<sup>3</sup>正会員 工修 京都大学大学院 助手 工学研究科(〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

<sup>4</sup>正会員 新日本製鉄 (〒100-8071 東京都千代田区大手町2-6-3)

本研究の目的は、筆者らの提案する斜面崩壊に伴う社会経済学損失を考慮した斜面リスク評価手法の、急傾斜地での落石・岩盤崩落への適用性について検討を加えるものである。具体的には、一般道路に隣接する複数の不安定岩盤ブロックからなる斜面を対象として、DDA解析を用いたモンテカルロシミュレーションにより、多様な崩落パターンが想定される場合の斜面リスク評価を実施した。この結果として、本手法により算定される累積リスクを用いることで、費用対効果を考慮した合理的な対策工を立案することが可能となることを明らかにした。

**Key Words :** risk assessment, discontinuous rock slope, Monte Carlo simulation, risk management, DDA

## 1. はじめに

急傾斜地での落石・岩盤崩落は、豊浜トンネル・白糸トンネルでの事故に代表されるように、重大な自然の脅威である。急峻な地形からなる日本の国土では、道路が急傾斜岩盤斜面に隣接することが多いため、落石・岩盤崩落は道路防災上の重点対策項目であり、定期的に防災点検が実施されている。

斜面は一度崩壊すると、重大な被害を引き起こすため、これまでも防災点検結果に基づいて、道路に隣接する斜面の防災対策工事が実施されてきた。ここで、一般的に斜面の崩壊パターンは、その崩壊形状から、落石・円弧すべり・直線(くさび)すべり・トップリング・バックリング等に分類される。この崩壊パターンと対策工は密接に関連している。例えば、円弧すべり・直線(くさび)すべりに対しては、ロックボルトあるいはグランドアンカーを打設することで力学的に崩壊を抑制する対策が採られており、一方落石のような岩盤崩落に対しては、ロックネット、ロックガードあるいはロックシェルター等を設置するという待ち受け型の対策工により被害の発生を抑制する方策が採られている。

これは、落石あるいは岩盤崩落については、地震・降雨・割れ目の間隙水の凍結融解による強度劣化等の

要因が想定されるが、その発生機構については未解明な部分が多いこと、および急傾斜地では調査・対策工事を実施することが困難であることを反映したものと推察される。

したがって、今後とも岩盤崩落に対して、待ち受け型の対策工により被害の発生を抑制する方策を採るとすれば、どのような岩盤崩落パターンとなるかを把握することが重要となる。さらには、一度崩壊が生じた場合には、それに伴いどのような被害が発生するかを把握することが、その対象とする斜面の防災対策上極めて重要な検討課題となる。

筆者ら<sup>1), 2), 3)</sup>は、これまでに高速道路に隣接する斜面の補強対策を対象とし、斜面崩壊に伴い発生する損失の評価に基づくリスク管理手法を提案してきた。この結果として、斜面崩壊に伴う損失は、復旧費のような事業者損失と迂回・走行損失に相当する利用者損失に分類されるが、その内利用者損失が支配的であることを示してきた。

このような観点から、本研究では筆者らの提案する、斜面崩壊に伴う社会経済学損失を考慮した斜面リスク評価手法を、急傾斜地での落石・岩盤崩落に適用するものとする。

具体的には、一般に岩盤崩落は、複雑な岩盤ブロックのはく離・転倒・転落によるものであり、他の斜面

破壊パターンと比較して、形状および被害の進展を推定することが困難である。このため、複雑な岩盤ブロックの崩落状況を評価する手法としては、不連続性岩盤の挙動評価するための数値解析手法として開発されてきたDDA（不連続体変形解析）<sup>9)</sup>を適用する。

なお、実際の急傾斜岩盤斜面の崩落を検討する場合には、崩落する可能性がある岩盤ブロックの形状を特定することが困難であること、崩落ブロックの転落パターンは斜面表面の地形の影響を受け三次元的な挙動となることが想定される等の、工学的にモデル化する上での課題に直面することになる。また、前述のように、岩盤崩落のハザードとしては、地震・降雨・割れ目の間隙水の凍結融解による強度劣化等の様々な要因が想定されるが、崩壊の発生機構を特定することは難しい。

このような課題に対処するためには、今後ともより高度な解析モデルを構築することが必要であるが、本研究での目的は、複数の崩落の危険性を有する岩盤ブロックが存在する岩盤斜面で、多様な崩落パターンが生じた場合の社会経済学損失を考慮した斜面リスク評価手法の適用性について検討を加えるものである。このため、議論を簡素化するために、本研究では、解析対象は崩落する危険性があるブロックの形状は既定されており、転落の状況は二次元的挙動に限定する。また、崩壊のトリガーとしては、崩壊との関連性が明確である、地震ハザードのみを考慮する。

このような仮定条件の下で、本研究では実際に道路に隣接する急傾斜斜面で数個の不安定岩盤ブロックが確認された事例を対象として、地震ハザードモデルを用いて地震に伴う岩盤の崩壊リスクを評価するものとする。

## 2. 岩盤崩落に伴うリスク評価の基本概念

本章では、岩盤崩落に伴うリスク評価を行う手法の概説として、ハザードのモデル化および、ハザードモデルを用いたリスク評価方法の基本概念について述べる。

ここで、リスクについては昨今様々な定義がなされることが多いが、本研究では、古典的な工学分野でのリスクの定義に基づき、次式に示すように被害が想定される事象に対して、その事象が発生する頻度（あるいは可能性）とその際の損失のレベルとを掛け合わせた損失期待値（Expected Loss）として定義する<sup>9)</sup>。

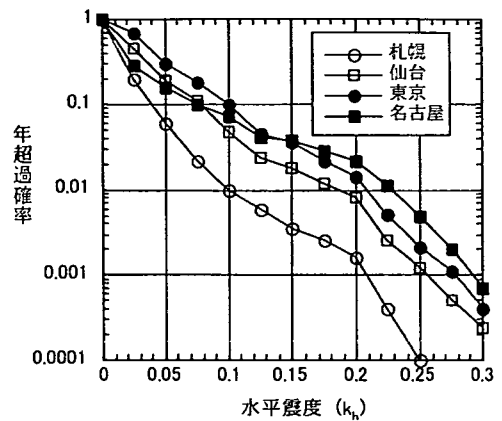


図-1 地震ハザード曲線<sup>9)</sup>

$$R = \sum_{i=1}^j P_i \times C_i \quad (1)$$

ここに、 $R$  は損失期待値、 $P_i$  は事象  $i$  が発生する確率、 $C_i$  は事象  $i$  が発生する場合の損失を表す。なお、本研究では以下に式(1)の定義に基づき算定される損失期待値をリスクと称する。

### (1) ハザードモデル

式(1)に示す損失期待値  $R$  の算定式に含まれるハザードの生起確率のモデル化について示す。地震や風水害に代表される自然ハザードについては、いつ・どの程度の規模のものが発生するかは不確定である。このため、自然ハザードの発生については、定常ポアソン過程に従うとモデル化されることが多い。

例えば、時間  $t(0, \infty)$  で、レベル  $\alpha$  以上のハザードの発生が到着率  $\delta(\alpha)$  を持つ定常ポアソン過程に従って生起すると仮定する。この場合に、時刻  $t$  までにレベル  $\alpha$  以上のハザードが少なくとも 1 回以上生起する確率（超過確率）は、次式のように表される。

$$\Psi(t; \alpha) = 1 - \exp\{-\delta(\alpha)t\} \quad (2)$$

今、 $t=0 \sim t=1$  までの期間を 1 年とすると、1 年間にレベル  $\alpha$  以上のハザードが少なくとも 1 回以上生起する確率  $\Psi(\alpha)$  は、次式のように表される。

$$\Psi(\alpha) = 1 - \exp\{-\delta(\alpha)\} \quad (3)$$

このようなハザードの発生を定常ポアソン過程と

して表現するものの代表例が、地震ハザード曲線である。地震ハザード曲線は、Cornell<sup>6)</sup>による提案以来 Der-Kiureghian and Ang<sup>7)</sup>等の研究によって改良を加えられたものであり、確率論的地震危険度解析の代表的な方法である。

その基本的な考え方は、地震強度  $Y$  が 1 年間に少なくとも 1 回以上  $y$  を越える確率  $P(y)$  を次式のようにポアソン型時系列モデルで表すものである。

$$P(y) = 1 - \exp\left\{-\sum_k \omega_k(p_0)\right\} \quad (4)$$

ここに、 $\omega_k(p_0)$  は地震活動域  $k$  の地震で注目地点に  $y(p_0)$  以上の地震動をもたらす地震の年発生率であり、次式のように表される。

$$\omega_k(p_0) = v_k \cdot \sum_i \sum_j P_k(Y \geq y(p_0) | m_i, d_j) \cdot P_k(m_i) \cdot R_k(d_j) \quad (5)$$

上式で、 $v_k$  は地震活動域  $k$  における地震の年発生数である。 $P_k(Y > y(p_0) | m_i, d_j)$  は  $k$  で発生するマグニチュードが  $m_i$ 、距離が  $d_j$  の地震により  $Y$  が  $y(p_0)$  を超える確率であり、これが地震動の距離減衰式の確率モデルとなる。また、 $P_k(m_i)$ 、 $P_k(d_j)$  はそれぞれ、地震活動域  $k$  で発生する地震のマグニチュード  $M$ 、距離  $D$  の確率関数である。

この地震ハザード曲線の代表例として、石川<sup>8)</sup>により全国主要都市を対象として算定された結果に対して、基盤加速度と水平震度の関係を野田により提案された関係式を用いて変換したものを図-1 に示す。同図に示すように、各地での過去の地震記録に基づく、あるハザードレベル（この場合には最大加速度）と、そのハザードレベルを上回る地震動の発生する年超過確率の関係を表すものである。

## (2) リスク評価モデル

ここでは、多様な崩壊パターンが想定される問題に対するリスク評価モデルについて示す。ここでは、設計パラメータを不確定量とし、損傷モード  $j$  も  $J$  通り存在するものとする。また、各損傷モードに対する損失も  $L_i$  ( $i=1, J$ ) とする。

次に、設計強度  $x$  およびハザードレベル  $\alpha$  の条件の下で、損傷モード  $j$  以上の損傷が生じる条件付き確率を  $P_j(x, \alpha)$  とすると、構造物に損傷モード  $j$  の破損が生じる条件付き確率  $\Phi_j(x, \alpha)$  は、以下のように定義される。

$$\Phi_j(x, \alpha) = P_j(x, \alpha) - P_{j+1}(x, \alpha) \quad (1 \leq j < J) \quad (6)$$

$$\Phi_j(x, \alpha) = P_j(x, \alpha) \quad (7)$$

また、式(6)および式(7)より、条件付きリスク  $R(x, \alpha)$  は、以下のように表される。

$$R(x, \alpha) = \sum_{j=1}^J L_j \cdot \Phi_j(x, \alpha) \quad (8)$$

次に、図-1 に示す地震ハザード曲線において、1 年間にハザードレベル  $\alpha$  以上の地震が発生する確率  $\Psi(\alpha)$  は、地震の発生確率密度  $\varphi(\alpha)$  と次式のように関連付けられる。

$$1 - \Psi(\alpha) = \int_0^\alpha \varphi(X) dX \quad (9)$$

したがって、地震の発生確率密度  $\varphi(\alpha)$  は次式のように表される。

$$\varphi(\alpha) = -\frac{\partial \Psi(\alpha)}{\partial \alpha} \quad (10)$$

ここで、ハザードレベル  $\alpha$  の発生する確率が  $\varphi(\alpha) d\alpha$  であることに注意すれば、年間リスク  $R_a$  は以下のように算定される。

$$R_a(x) = \int_0^\infty R(x, \alpha) \varphi(\alpha) d\alpha = -\int_0^\infty R(x, \alpha) \frac{\partial \Psi(\alpha)}{\partial \alpha} d\alpha \quad (11)$$

ここで、構造物の供用年数を  $n$  とした場合には、 $n$  年間の累積リスク  $R_n(x)$  は次式となる。

$$R_n(x) = R_a \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{1+\rho}\right)^{i-1} \quad (12)$$

ここに、 $\rho$  は社会的割引率である。

したがって、構造物を供用後  $n$  年時での総コストは、次式のように表される。

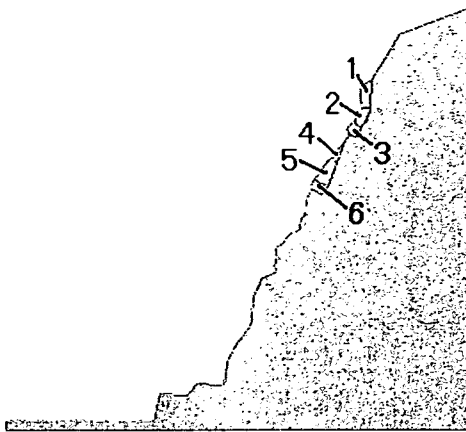


図-2 モデル斜面

表-1 損失額評価に用いる基本条件

岩塊の番号	岩塊の体積 (m <sup>3</sup> )
1	61.3
2	47.3
3	32.4
4	22.3
5	72.2
6	31.9

$$TC_n(x) = C(x) + R_n \sum_{i=1}^n \left( \frac{1}{1+\rho} \right)^{i-1} \quad (13)$$

ここに、 $C(x)$ は設計強度  $x$  に対する建設コストを表す。

式(13)に示すように、構造物の総コストは、建設費  $C(x)$ に社会的割引率を考慮した累積リスクを加えたものとなる。

なお、この場合の総コスト最小条件は、次式のように表される。

$$\frac{\partial C(x)}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial R_n(x)}{\partial x} \quad (14)$$

上式より、建設コストの設計強度に対する増加率と、年間リスクの設計強度に対する減少率に社会的割引率の逆数を重みとして掛けた数値に等しい場合が、最適設計強度を与えることとなる。

表-2 確率変数として扱うパラメータ値

パラメータ	中央値	変動係数	確率分布
内部摩擦角	35°	0.231	LN
粘着力	10Pa	0.3	LN
粘性係数	1.5kN・sec/m <sup>4</sup>	0.3	LN

LN:対数正規分布

表-3 確定値として扱うパラメータ値

パラメータ	値
弾性係数	10 GPa
ポアソン比	0.3
単位体積重量	25 kN/m <sup>3</sup>
初期応力	$\sigma_x = \sigma_y = \tau_{xy} = 0.0$ Pa
初速度	$V_x = V_y = V_r = 0.0$ m/sec
引張強度	0.0 Pa
接触ばね剛性	100 GN/m
固定ばね剛性	1000 GN/m
重複基準角度	2.5°
せん断ばね比	2.5
初期時間増分	0.0005 sec
許容変位比	0.001

ここで、社会的割引率は、日本では $\rho=0.04$ と設定されるのに対して、開発途上国では一般的に $\rho=0.12$ 程度に設定される<sup>9), 10)</sup>。このため、累積リスクの現在価値は、開発途上国では日本の1/3(=0.04/0.12)程度となる。また、無限期間を仮定しながら、収束値に達する期間が開発途上国の方がはるかに早くなる。このことから、日本のように成熟型社会においては、インフラストラクチャーの建設投資は、施設を長期にわたり供用することが有効となるため、最適設計強度は長期に渡るメンテナンスを前提として設定される必要がある。一方、開発途上国ではいわゆる更新投資を前提とした設計強度が最適設計強度となる。

次に、損失の評価に関しては、以下の2つの事項が問題となる。

- ① 式(8)に示す損失  $L$  をどのように評価するか。
  - ② 式(8)に示すリスク  $R$  をどのように利用するか。
- 上記の事項について、以下に要約して示す。

ここで、インフラストラクチャーの代表例として高速道路を想定した場合に、その構造物が破損した後も復旧して使用するものとするれば、高速道路が破損する

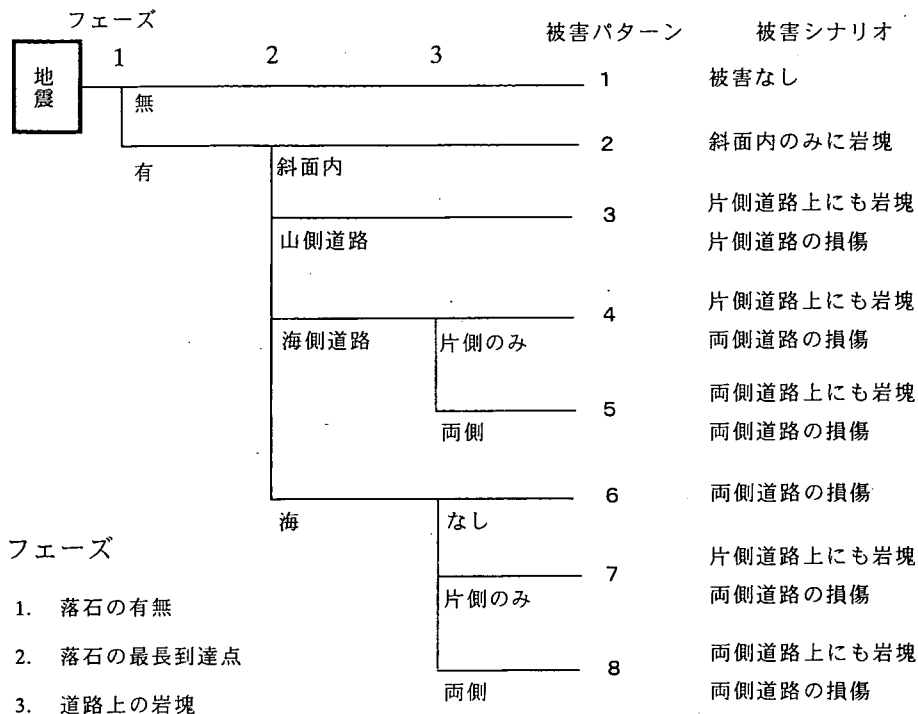


図-3 イベントツリー

ことによる事業者および、利用者の損失はそれぞれ以下のように列挙される。

- 1) 事業者損失 ;  $L_o$ 
  - ・ 復旧費
  - ・ 道路閉鎖期間の営業損失
  - ・ 人的・物的補償費
- 2) 利用者損失 ;  $L_u$ 
  - ・ 道路閉鎖期間の迂回・走行時間損失

すなわち、事業者損失  $L_o$  は、復旧費と人的・物的補償費の和とし、利用者損失  $L_u$  は、迂回・走行時間損失となる。なお、事業者の道路閉鎖期間の営業損失は、利用者の道路閉鎖期間の迂回・走行時間損失の算定段階で相殺されるものである。また、迂回・走行時間損失を評価する場合に、厳密には道路の需要曲線に基づき、通行止めによる通行車両数の低減を考慮する必要がある<sup>10)</sup>。しかし、一般的には斜面災害による需要曲線の変動が算定できないことが多いため、斜面崩壊に伴う損失の最大値を代表値として用いるものとする。したがって、後述するように、本検討で算定されるリスクは多少過大値となることに留意する必要がある。

さらに、一般性を持たせるために、所与の設計強度

$x^*$ とすると、その強度条件に対する損失は次式のように表される。

$$L(x^*) = L_o(x^*) + L_u(x^*) \quad (15)$$

この仮定の下では、損失  $L(x^*)$  は所与の設計強度  $x^*$  での構造物の性能を本来の性能に回復するために必要な損失と定義できる。また、事業者のみならず利用者の損失を考慮することで、式(15)に示す損失は社会全体としての損失を表すものとなる。

### 3. 解析モデル

#### (1) 解析条件

本解析に用いるモデル斜面としては、図-2 に示す斜面を選定した。このモデルでの斜面部分は国道8号線の敦賀・武生間の一断面で、斜面高約45mから70mに不安定ブロックが6個存在する箇所に対応するものである。

なお、解析条件は1.において述べたように2次元

表-4 損失額評価に用いる基本条件

	乗用車	貨物車
時間価値 (円/台・分)	66	100
走行費用原単位 (円/台・km)	12	24
日交通量 (台/日)	3,500	6,500
現道路の平均走行速度 (km/h)	40	
迂回路の平均走行速度 (km/h)	30	
現道路の平均走行距離 (km)	18	
迂回路の平均走行距離 (km)	24	
片側道路修復費用(円)	1,000,000	
斜面内単位体積当りに岩塊撤去費 (円/m <sup>3</sup> )	100,000	
道路内単位体積当りに岩塊撤去費 (円/m <sup>3</sup> )	1,600	

場での解析とするため、損失額を考える際には不安定ブロックの奥行きを考慮する必要がある。このため、現場の状況から不安定ブロックの平均的な奥行きを考慮して、その値を 5.0m と想定した。また、道路部分は、発生事象のパターンをいくつかに分けるために、山側道路と海側道路とに分けることにした。上述の条件で算定された、ブロックの体積は表-1 に示した通りである。

次に、DDA 解析に用いる解析パラメータを表-2 および表-3 に示す。ここで、すべてのパラメータを確率変数として扱うことも可能であるが、本研究の対象とする多様な岩盤ブロックの崩落状況を評価するために、崩壊のトリガーになる強度パラメータ（粘着力と内部摩擦角）と、転落時の岩盤ブロックのエネルギー損失を評価するパラメータ（影響粘性力）をそれぞれ確率変数としてモデル化する。なお、これらのパラメータはいずれも対数正規分布に従うものと仮定した。なお、当該斜面でのブロックの力学特性は算定されていないが、不安定ブロックの力学的特性はばらつきが大きいことが想定された。このため、予備的な検討として実施した静的状態での斜面の安定性評価結果に従って、中央値以下の変動量を過大に評価しないモデルとして対数正規分布を用いることとした。

地震動は静的に荷重をかけることで表現する。解析は、想定する水平震度は 0.0~0.3 までとし、その間を 0.025 刻みにした計 13 種類の値に対して行う。確率変数とするパラメータの値は、乱数値を発生させ、それらが対数正規分布になるように変換することで与えた。

上記の条件で、モンテカルロシミュレーションによる DDA の繰り返し計算を各荷重あたり 100 回行い、計算が収束した時点の各岩盤ブロックの位置から当該

斜面の崩壊モードを判定する。

## (2) 岩盤ブロックの移動パターンによる被害シナリオの分類

図-2 に示す対象斜面では、不安定岩盤ブロックが 6 個あることから、様々な崩壊モードが想定される。そこで、本検討では斜面崩壊に伴いどのような被害が発生するかという観点から、被害シナリオの分類を行う。ここで、被害パターンを分類するための判定事項として、以下の 3 項目を採用する。

- 1) フェーズ 1: 落石が生じるか否か
- 2) フェーズ 2: 落石の最長到達点
- 3) フェーズ 3: 落石がどの領域に留まっているか

ここで、フェーズ 2 およびフェーズ 3 の判定項目を用いた理由は、以下のように要約される。

- ・岩盤ブロックが最長到達点に達するまでにその手前の斜面や道路上で必ず跳躍しているため、ブロックの最長到達点が道路上または海である時には、道路を修復する必要がある。
- ・道路上のブロックの撤去または道路の修復に伴い、通行止めまたは片側交互通行にする必要がある。

以上の条件の下で、対象斜面の被害シナリオは、イベントツリーを用いて図-3 に示すように 8 パターンに分類される。

## (3) 損失額の評価

ここでは、図-3 に示した被害シナリオに基づき、各被害パターンに対する損失の評価方法について述べる。

なお、本検討では対象斜面に隣接する道路は一般道路とし、算定される損失は、式(15)に示すように、事

業者損失と利用者損失の和とする。

a) 事業者損失

事業者損失としては、崩落した岩盤ブロックの撤去費と道路の修復費を想定する。

まず、イベントツリーのそれぞれの被害パターンに対応する崩落ブロックの撤去費  $L_1$  は、次式のように表される。

$$L_1 = \bar{V}_g \times U_g + (\bar{V}_m + \bar{V}_s) \times U_m \quad (16)$$

ここに、

$U_g$  : 斜面内における単位体積当りの撤去費

$U_m$  : 道路内における単位体積当りの撤去費

$\bar{V}_g$  : それぞれの被害パターンでの、斜面内に停止した岩盤ブロックの体積の平均値

$\bar{V}_m$  : それぞれの被害パターンでの、山側道路内に停止した岩盤ブロックの体積の平均値

$\bar{V}_s$  : それぞれの被害パターンでの、海側道路内に停止した岩盤ブロックの体積の平均値

次に、道路の修復費  $L_2$  は次式のように設定する。

$$L_2 = \alpha C_T \quad (17)$$

ここで、 $C_T$  は道路片側を修復する費用であり、係数  $\alpha$  は、被害パターン毎に以下のように設定する。

- 1)  $\alpha=0$  : 被害パターン 1 および 2  
(落石なしあるいは落石の最長到達点が斜面内の場合)
- 2)  $\alpha=1$  : 被害パターン 3  
(落石の最長到達点が山側道路の場合)
- 3)  $\alpha=2$  : 被害パターン 4~8  
(落石の最長到達点が海側道路あるいは海の場合)

b) 利用者損失

利用者損失を評価するためには、迂回に伴って生じる走行時間および走行費用の増加についても、同様に金銭的価値を考える必要がある。このような考え方は、道路計画や事業実施の妥当性を判断するための手法として、道路投資の評価に関する研究委員会<sup>10)</sup> や太田<sup>11)</sup> の研究でまとめられており、その方法を引用する。

本来の道路が通行止めになった場合の、一日当りの時間費用損失  $L_3^t$ 、走行費用損失  $L_3^e$  は、次式のように表される。

$$L_3^t = \sum_m (A_m \times N_m \times \Delta T) \quad (18)$$

$$\Delta T = \frac{l^L}{u^L} - \frac{l^H}{u^H} \quad (19)$$

$$L_3^e = \sum_m N_m (B_m^L \times l^L - B_m^H \times l^H) \quad (20)$$

ここに、

$A_m$  : 車種  $m$  の時間価値原単位 (円/台・分)

$N_m$  : 車種  $m$  の日通行台数 (台 (日))

$\Delta T$  : 損失時間 (分)

$l^L, l^H$  : 迂回路および現道路の走行距離 (km)

$u^L, u^H$  : 迂回路および現道路の走行速度 (km/分)

$B_m^L$  : 車種  $m$  の迂回路における走行費用原単位 (円/台・km)

$B_m^H$  : 車種  $m$  の現道路における走行費用原単位 (円/台・km)

ここで、2.において述べたように、式(18)~式(20)に基づく損失評価では、斜面崩壊に伴う弾力的な通行車両数の変動を考慮しないため、算定される損失は多少過大になることに留意する必要がある。

なお、片側通行の場合には、同じ道路を使用するため走行距離は現道路と同じであるが、走行速度のみが遅くなるものと仮定として、式(19)に示す損失時間  $\Delta T$  が5分となるように設定する。

したがって、迂回損失  $L_3$  は、次式のように表される。

$$L_3 = I \times L_3^t + S \times L_3^e \quad (21)$$

ここに、 $I$  は通行止め日数、 $S$  は修復に相当する片側交互通行に要する日数を表す。

a), b) に示した手順に損失額を算定する際に必要となる諸数値について、本検討で設定した値を表-4 に要約して示す。また、式(21)に含まれる通行止め日数および、片側交互通行に要する日数は、それぞれ崩落岩盤ブロックの体積に比例するものとし、それぞれ 1~2 日、5~10 日と設定する。

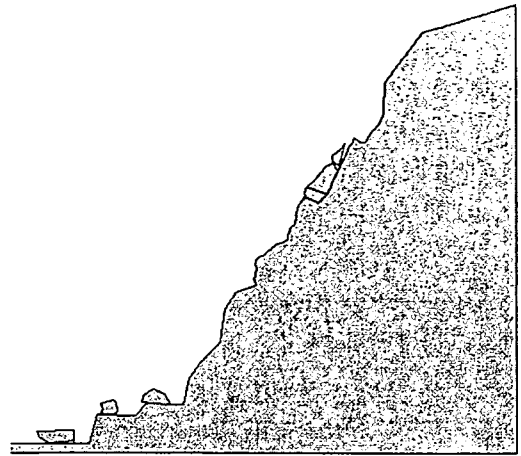
4. 解析結果および考察

(1) 岩盤ブロックの崩落状況

DDA 解析手法を用いたモンテカルロシミュレーションの結果では、図-4 に示すような様々な岩盤ブロッ

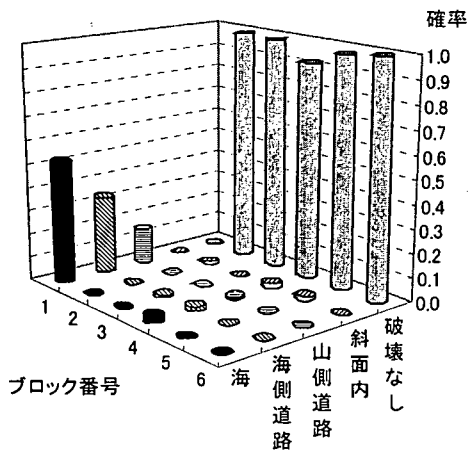


落石個数：1個

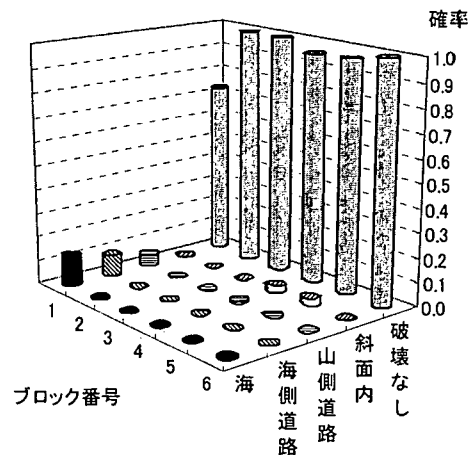


落石個数：3個

図-4 被害パターンの算定結果の一例



a) 水平震度 0.10 の時の各ブロックの破壊モード



b) 水平震度 0.15 の時の各ブロックの破壊モード

図-5 地震時の各ブロックの破壊モード

クの崩落状況が算定される。これらの結果の中で、水平震度が0.10と0.15の場合での各岩盤ブロックの崩落状況についてまとめた結果を図-5に示す。同図に示すように、想定した岩盤斜面では岩盤ブロック1は不安定であるが、それ以外のブロックは比較的安定しているといえる。これは、図-2のモデル図に示した

各岩盤ブロックの形状から、他の岩盤ブロックの破壊モードとしてはトップリング破壊が想定されるのに対して、岩盤ブロック1はすべり破壊およびトップリング破壊の両破壊の影響を受けやすい形状となっていることによる。

そして、岩盤ブロック1の運動状況について着目す



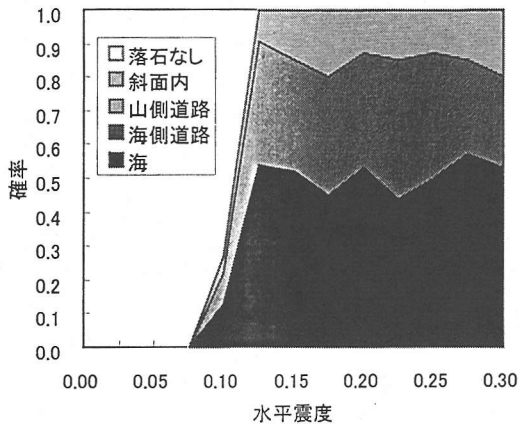


図-6 地震脆弱性曲線（落石の最長到達点を対象）

ると、急傾斜斜面であるため、一度岩盤ブロックが基盤からはく離して滑動・転落すると、斜面内や山側道路に留まることはなく、転落を繰り返し海側道路あるいは海まで到達することになる。

この関係を明らかにするために、当該斜面の地震脆弱性曲線に相当するものとして、作用水平震度と1個以上の岩盤ブロックが滑動する確率との関係を図-6に示した。同図に示すように、水平震度が0.075以下の場合にはほとんど岩盤ブロックの崩落は発生せず、そして水平震度が0.125以上の場合には確実に崩落が発生することになる。また、同図には、岩盤ブロックが崩落した場合のブロックの最長到達点による分類も併せて示している。この結果では、水平震度が0.125以上の場合には、モンテカルロシミュレーションの回数が比較的少ないため多少の変動は示しているが、岩盤ブロックの最長到達距離は水平震度の増加に関わらずほぼ一定になっている。このことは、水平震度は岩盤ブロックが滑動を始める場合のトリガーとはなるが、その後の岩盤ブロックが基盤からはく離して滑動・転落する状況とは無関係であることを示している。すなわち、図-4に示した崩落した岩盤ブロックの最長到達点の変動は、岩盤ブロックが落下した場合のエネルギー損失を評価する粘性係数のみに依存することを示している。

また、このモンテカルロシミュレーションでは、確率変数としたパラメータの変動係数を0.3と比較的変動幅を大きく設定したにも関わらず、得られた結果でのその影響は小さいといえる。すなわち、図-6に示す結果で、力学的パラメータの変動に関わらず、岩盤ブロックが基盤からはく離して滑動・転落する確率は、水平震度が0.075~0.125の間で急激に増加する。こ

の傾向は、対象とする急傾斜斜面での岩盤崩落が開始する状況は、力学的パラメータの不確定性に関わらず比較的確定的なものであることを示していることになる。

また、被害状況の推定で重要になる崩落した岩盤ブロックの到達位置については、図-6に示すようにある程度は分布しているが、3.で示した最大の被害パターンとなる海側道路以上に到達する確率がほぼ0.9以上になっている。

したがって、本研究で対象とした急傾斜の不安定岩盤ブロックを含む斜面では、岩盤物性の不確定性を考慮することで多様な崩落パターンが発生することを試みたが、岩盤ブロック1の滑動・転落の挙動が支配的となることが明らかとなった。

## (2) 条件付リスクの算定

4. (1)に示したDDA解析手法を適用したモンテカルロシミュレーション結果より、図-3に示したイベントツリーを用いて、各水平震度に対する条件付きリスクを算定する。なお、ここで算定される破壊確率は離散量となるが、算定されリスクは、連続量として表示した式(8)に相当するものである。

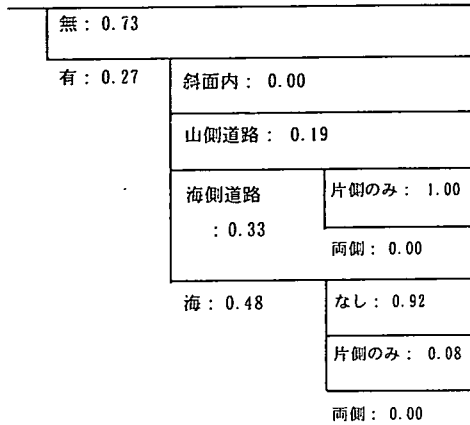
この一例として、水平震度0.100の場合の、イベントツリーの分岐確率、崩落したブロックの体積を考慮して算定した被害額および、リスクを図-7に示した。また、地震ロス関数に相当する条件付リスクと水平震度の関係を図-8示す。同図に示すように、条件付リスクは水平震度の増加に伴い水平震度0.001付近で急激に増加した後、水平震度が0.125以上ではほぼ一定値となる。この傾向は、図-6に示した地震脆弱性曲線とほぼ相似形であり、算定された損失の内訳では岩盤ブロック1によるものが支配的であったことによる。

図-8では条件付リスクの内訳として、事業者リスク、利用者リスク等を併せて示した。同図に示すように、利用者リスクが算定されたリスクのほぼ90%を占めることになる。

なお、本検討で用いた解析斜面では、結果的に特定の岩盤ブロックの崩落が支配的となったが、一般的な斜面で崩落ブロックの体積が増加したとしても、崩壊岩塊の撤去日数による通行止め日数がそれに伴い増加するため、迂回・走行損失からなる利用者リスクが支配的な因子となる傾向については変化しない。したがって、道路に隣接する斜面におけるリスク低減策としては、以下のような事項が考察される。

- ・急傾斜地で不安定岩盤の安定化を図れない場合には、ロックネット、ロックガードあるいはロックシェルター等を設置するという待ち受け型の対策

フェーズ  
1                    2                    3



発生率 $P_i$	$V_g$ ( $m^3$ )	$V_m$ ( $m^3$ )	$V_s$ ( $m^3$ )	事業者 損失(万円)		利用者 損失 (万円)
				撤去 費	修復 費	
0.73	-	-	-	-	-	1733
0.00	0.0	-	-	0	-	1733
0.05	0.0	61.3	-	9.8	100	4547
0.09	10.5	-	61.3	115	200	6495
0.00	0.0	0.0	0.0	0	200	7361
0.12	15.8	-	-	158	200	5628
0.01	0.0	22.3	0.0	3.6	200	6495
0.00	0.0	0.0	0.0	0	200	7361
$R = \sum_{i=1}^8 (P_i \times C_o)$				29.8	49	2817
条件付きリスク合計				2896		

図-7 水平震度0.10の場合のイベントツリーと発生確率・損失額・条件付きリスク

シェルター等を設置するという待ち受け型の対策工により被害の発生を抑制する方策が、第三者被害を抑制するだけでなく、社会経済学的損失を低減する上でも有効となる。

- ・災害時に利用すべき迂回路を適切に設定するとともに、利用者に周知できるような防災マニュアルを作成する。

(3) 年間リスク・累積リスクの算定および費用対効果を考慮した維持補修計画の立案

ここでは、4.(2)に示した条件付きリスクを用いて、式(11)および式(12)に基づき、それぞれ年間リスクおよび、この斜面を長期に渡り利用するとした場合の累積リスクを試算する。この算定に当たっては、以下のような仮定条件を設ける。

- ・地震時の挙動を評価する場合には基盤から伝播する地震動の増幅効果を評価することが必要となるが、ここでは試算として基盤からの増幅は考慮しないものとする。
- ・試算には地震ハザード情報としては、図-1に示す各地でのデータの中で、名古屋地方のデータを

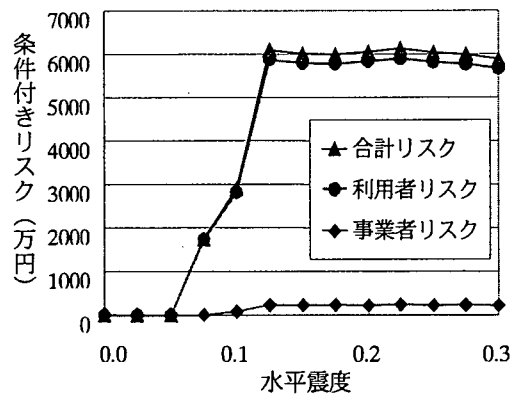


図-8 一般道路損失関数

採用する。

以上の仮定条件の下で算定された、年間リスク密度と水平震度との関係を図-9示した。なお、年間リスク密度は式(11)の右辺積分項に相当し、この密度関数を積分した面積が年間リスクになる。同図が示すように、年間リスク密度関数は水平震度が0.125までは増

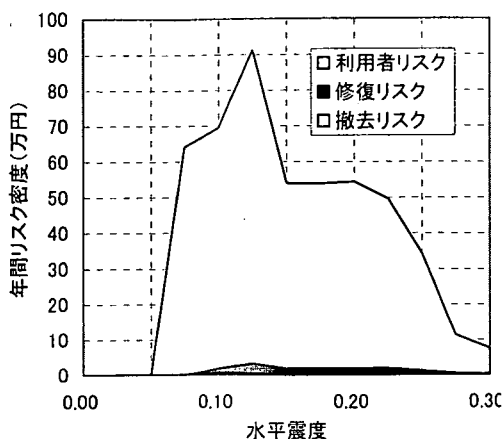


図-9 一般道路リスク密度関数

加するが、それ以上の水平震度に対しては減少する。これは、条件付リスクは図-8 に示したように水平震度 0.125 でほぼ一定値になるのに対して、図-1 の地震ハザード曲線に示すように水平震度が大きい地震の発生確率が小さくなることによる。

図-9 に示され年間リスク密度と水平震度との関係に基づき、式(11)を離散量として算定される一般道路の年間リスクは、4,900 千円となる。

次に、式(12)に基づき算定される累積リスクを用いて、費用対効果を考慮した対策工の立案方法について試算する。なお、ここでの社会的割引率は、前述のように日本での公共投資の評価に適用される  $\rho=0.04$  とする。

まず、式(12)に基づき算定される累積リスクの推移を図-10 に示す。言うまでもなく、式(12)に基づき算定される累積リスクは対策工を施さない場合（無対策）の累積リスクに相当する。また、同図には式(13)に基づき算定される、対策工を施した場合の累積リスクの推移を併せて示した。ここでは、ロックネットのような待ち受け型の対策工により、道路上へ落下する不安定ブロックの体積を低減する方策を想定している。

試算としては、対策工の費用が 20,000 千円であり、その効果としてリスクが 33%減少するものと仮定している。この仮定条件の下で図-10 に示す結果より、当該斜面での維持補修の立案方針としては、この道路を使用する年数が 18 年以上であれば、対策工を施す方が無対策の場合に比べ総コストが小さくなるため、対策工を施す方が得策となることが判る。いうまでもなく、図-10 に示す関係は対策工に関する仮定条件によって大きく変化する。しかし、ここでは、維持補修

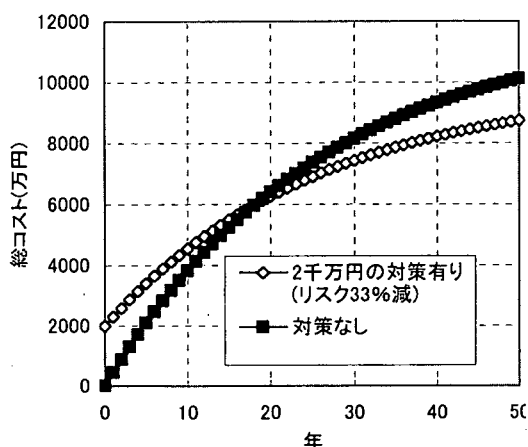


図-10 総コストと年数（一般道路）

の立案方針について、対策工の費用便益を定量的に評価可能となる手法の有効性について例示したものである。

また、このような関係を用いることで対象とする斜面の余寿命（後何年この斜面を供用するか年数）を考慮した斜面の維持補強計画を立案することが可能となる。すなわち、対象とする斜面の余寿命  $n$  年と設定した場合に、無対策での  $n$  年後の累積リスクを上回らない、総コストとなる対策工費用とその対策によるリスク低減率との関係を求めることで、費用対効果を考慮した最適な補強計画を検討することが可能となる。もちろん、図-10 に示した関係のように、余寿命の期間によっては、無対策が最も合理的な解を与える可能性もある。つまり、近年土木計画学あるいは金融工学の分野で注目されているリアルオプション問題<sup>12)</sup>へと発展できる可能性がある。

このように、本研究で示した社会経済学的損失を考慮したリスク評価手法は、多様なリスク管理あるいは補強計画を立案するための基礎データとして適用できる可能性が高いといえる。

## 5. まとめ

本研究では、急傾斜地で複数の不安定岩盤ブロックを含む岩盤斜面を対象として、DDA 解析を用いたモンテカルロシミュレーションにより、多様な崩落パターンが想定される場合の斜面リスク評価を実施した。この検討により得られた知見は、以下のように要約される。

- 1) 対象とした不安定岩盤ブロックを含む急傾斜斜面では、岩盤物性の不確定性に対する感度が低く、その被害の発生状況は、確定論に近い結果となった。
- 2) 道路のリスク評価結果で、90%以上が利用者損失に支配されることになる。この事項に関して、一般的な斜面で崩落ブロックの体積が増加したとしても、崩壊岩塊の撤去日数による通行止め日数がそれに伴い増加するため、迂回・走行損失からなる利用者リスクが支配的な因子となる傾向については変化しない。
- 3) 本手法により算定される累積リスクを用いることで、費用対効果を考慮した合理的な対策工を立案することが可能となる。
- 4) 本手法を用いることで、対象とする斜面の余寿命を考慮したりリアルオプション問題へと発展できる可能性がある。  
本研究では、崩落する危険性がある不安定岩盤ブロックの形状は既定されており、崩壊のトリガーとしては、崩壊との関連性が明確であるという限定的な条件の下で検討を加えた。このため、今後は不連続性岩盤を対象とした、より一般的な原位置の問題を対象とした検討を加えていく所存である。

#### 参考文献

- 1) 大津宏康, 大西有三, 水谷守: 斜面の性能に着目した安定解析手法に関する一考察, 土木学会論文集, No. 631/III-48, pp. 235-243, 1999.
- 2) 大津宏康, 大西有三, 水谷守: 高速道路に近接する斜面を対象とした自然災害に対するリスクマネジメント手法に関する提案, 土木学会論文集, No. 658/VI-48, pp. 245-254, 2000.
- 3) 大津宏康, 大西有三, 水谷守, 伊藤正純: 地震に伴う災害リスク評価に基づく斜面補強の戦略的立案方法に関する一提案, 土木学会論文集, No. 679/VI-51, pp. 123-134, 2001.
- 4) Shinji, M., Ohno, H., Ohtsuka, Y. and Ma, G.: Viscosity Coefficient of The Rockfall Simulation, Proc. of ICADD-2, pp.201-210, 1997.
- 5) Benjamin, J. R. and Cornell, A. A.: Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers, McGraw-Hill, pp. 578-580, 1970.
- 6) Cornell, C.A.: Engineering Seismic Risk Analysis, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.58, No.5, pp.1583-1606, 1968.
- 7) Der-Kiureghian, A. and Ang, A.H-S.: A Fault Rupture Model for Seismic Risk Analysis, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.67, No.4, pp.1173-1194, 1977.
- 8) 石川裕: 確率論的想定地震と低頻度巨大外力評価へ応用に関する研究, 京都大学大学院博士論文, 1998.
- 9) 嘉数啓, 吉田恒明: アジア型開発の課題と展望, 名古屋大学出版会, 1997.
- 10) 道路投資の評価に関する研究委員会: 道路投資の評価に関する指針(案), 日本総合研究所, 1998.
- 11) 太田勝敏: 道路投資の社会経済評価, 東洋経済新報社, pp.110-121, 1997.
- 12) 藪谷千鳳彦: ブラック・ショールズモデル, 東洋経済新聞社, 2000.

(2001. 9. 5 受付)

## THE INVESTIGATION OF RISK ASSESSMENT OF ROCK SLOPES CONSIDERING THE SOCIOECONOMIC LOSS DUE TO ROCK FALL

Hiroyasu OHTSU, Yuzo OHNISHI, Satoshi NISHIYAMA and Yuichiro TAKEYAMA

In this paper, the applicability of the risk assessment methodology considering socioeconomic loss due to the collapse of discontinuous rock slopes was investigated. In detail, this study selected the slope consisting of the several unstable rock blocks as the example to investigate the occurrence of the various collapsed patterns of rock blocks, and evaluated the occurrence probability of the rock slope failure by adopting Monte Carlo simulation using DDA. The results showed that the proposed method has great possibility to make decision of the rational countermeasures in accordance with expected losses, which were described as monetary value.