

吹付けコンクリート斜面の維持補修費評価に関する研究

京都大学大学院 大津 宏康^{*1}

京都大学大学院 赤木 舞^{*2}

西日本高速道路株式会社 松山 裕幸^{*3}

鹿島建設 大谷 芳輝^{*4}

By Hiroyasu OHTSU, Mai AKAGI, Hiroyuki MATSUYAMA and Yoshiteru OTANI

従来より、高速道路に隣接する切取り斜面の対策工として吹付けコンクリートを用いた法面防護工が多く斜面において適用されてきた。しかし、供用後の時間経過と共に、多くの原因により、吹付けコンクリートの表面でのひび割れ、表面のうき・はく離に加えて、切取り斜面表面を覆う吹付けコンクリートが背面地山の一部を含めたすべり（せり出し）が確認されつつある。このため、道路管理者は吹付けコンクリート斜面の性能を規定する基準や対策工の施工時期の判断基準を設定することが求められている。しかし、吹付けコンクリートの暴露条件、材料・施工条件および背面地質の条件が様々であるため、現状では指針の作成に至っていない。

このような観点から、本研究では、吹付けコンクリート工の劣化の内、材料自体の劣化特性には直接言及せず、背面地山の風化・劣化特性に着目する。具体的には、背面地山の風化・劣化に伴う強度低下過程について原位置で実施された速度検層結果に基づき分析を加える。また、その強度低下特性については、非定常確率過程を用いてモデル化し、信頼性工学に基づく維持補修費の評価方法を提案すると共に、この手法を原位置斜面に適用し、維持補修費を判断指標とした対策工の施工時期に関する意思決定方法の適用性について検討を加える。

【キーワード】吹付けコンクリート斜面、風化・劣化、確率過程

1. はじめに

日本における高速道路は、昭和 30 年代後半の名神高速道路を緒として、それ以降の高度経済成長期から現在まで全国的な道路ネットワークとして整備が進められてきた。ここで、日本における高速道路は、高度経済成長期以降に建設されたため、用地取得の制限から主として山岳部に建設され、多くの切取り斜面を有していることが特徴である。

切取り斜面の代表的な対策工としては、地下水排除工・グラウンドアンカー工・吹付けコンクリート

工・のり砕工などがある。この内、吹付けコンクリート工を対策工として用いた切取り斜面（以下吹付けコンクリート斜面と称す）は、他の対策工を適用した斜面に比べて、高速道路建設初期に建設されたものが多い。このため、建設後 30 年以上を経た現段階では、多くの原因により、吹付けコンクリートの表面でのひび割れ、表面のうき・はく離に加えて、切取り斜面表面を覆う吹付けコンクリートが背面地山の一部を含めたすべり（せり出し）が確認されつつある。このため、道路管理者は吹付けコンクリート斜面の性能を規定する基準や対策工の施工時期の

*1 経営管理研究部教授 075-753-5104, ohtsu@toshi.kuciv.kyoto-u.ac.jp

*2 工学研究科都市社会工学専攻博士前期課程学生 075-753-5104

*3 四国支社高知工事事務所 088-883-8648, h.matsuyama.aa@w-nexco.co.jp

*4 土木設計本部先端システムグループ 03-6229-6702, otaniyos@kajima.com



図-1 吹付けコンクリート斜面におけるスライド破壊の発生状況

判断基準を設定することが求められている。しかし、吹付けコンクリートの暴露条件、材料・施工条件および背面地質の条件が様々であるため、現状では指針の作成には至っていない。この課題に対処するため、本研究では、吹付けコンクリート工の劣化に関連する様々な現象の内、材料自体の劣化特性には直接言及せず、背面地山の風化・劣化特性に焦点を当てた研究成果について報告する。

具体的には、本研究で検討を加える対象は、図-1に示すような切取り斜面表面を覆う吹付けコンクリートが背面地山の一部を含めてすべる破壊形態（以下スライド崩壊と称す）のモデル化である。このスライド崩壊の発生機構を解明するため、著者ら¹⁾はこれまでに原位置で吹付けコンクリート斜面背面地山に対する速度検層を実施してきた。この調査結果より、スライド崩壊の発生は、背面地山の風化・劣化（以下風化という用語で統一する）に起因する可能性が高いという知見を示している。

ここで、この斜面の健全性低下につながるスライド崩壊に対しては、従来は事後的な補修により対処されてきた。しかし、今後は予算の制約の下で、道路サービスの低下を引き起こすことなく、予防保全の観点から吹付けコンクリート斜面の補修を如何に実施するかということが、道路事業者にとって緊急の検討課題となる。この課題に対処するためには、その補修計画立案において戦略的に維持補修投資予算を決定するという、アセットマネジメントの観点

からの検討が有効であると推察される。ただし、アセットマネジメントにおける意思決定の指標としては、対策工の性能低下過程を考慮したライフサイクルコストが適用されることが一般的である。このため、吹付けコンクリート斜面の効率的維持補修投資予算の立案に、アセットマネジメントの概念を適用するためには、そのライフサイクルコスト評価が不可欠の検討課題となる。

なお、ライフサイクルコストの厳密な意味での定義は、建設費、維持補修管理費および更新費・維持補修費の総和である。しかし、現状のアセットマネジメントの多くが維持補修段階に特化したものであり、それに要する費用をライフサイクルと称することが多い²⁾。本研究では、これらの定義に準拠して、厳密な意味でのライフサイクルコストの内、維持補修段階に特化した費用を以下 LCC と称す。

これまでに筆者ら²⁾が指摘してきたように、現状でアセットマネジメントの概念が適用されつつある道路構造物は、舗装あるいは橋梁であり、切取り斜面に対する研究はまだ緒についたばかりである。このような状況の下で、筆者らは、切取り斜面の対策工である地下水排除工およびグラウンドアンカー工の性能低下過程について実測結果に基づきモデル化し、信頼性工学を援用した LCC 評価方法を提案するとともに、その適用性について示してきた^{2,3)}。なお、これらの研究の特徴は、斜面の安定性を評価する力学モデルに基づく性能関数を定義することで、斜面のリスク評価を基本とした LCC 評価手法を構築したことである。

これに対して、原位置での切取り斜面に対して吹付けコンクリート工を対策工として用いること目的は、吹付けコンクリートと地山を密着させ、背面地山の風化を抑制することであるため、吹付けコンクリート工の効果は、円弧すべり法に代表される斜面の力学的安定性評価においては考慮されない。したがって、前述の筆者らが提案する、力学モデルに基づく性能関数を用いた、斜面のリスク評価を基本とした LCC 評価を直接的には適用出来ないこととなる。

この課題に対処するために、本研究では実際のスライド崩壊のすべりの発生形状に着目し、その形状との類似性から、後述する直線すべりの安定性評価

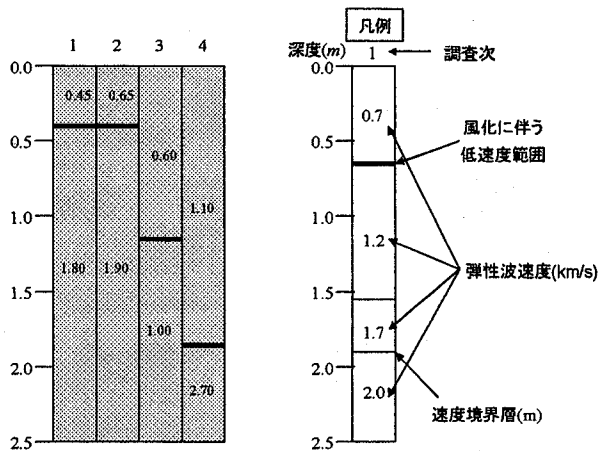


図-2 背面地山の速度検層結果の一事例

式を性能関数としたモデル化を実施する。また、この性能関数に含まれる解析パラメータの内、スライド崩壊を引き起こす支配的要因を粘着力 c の低下と仮定する。この粘着力 c の低下過程については、原位置で実施した吹付けコンクリート斜面背面地山の速度検層により得られた弾性波速度に基づき算定する方法を新たに提案する。この仮定条件の下で、前述の筆者らが提案する信頼性工学に基づく手法に準じた、吹付けコンクリート斜面の LCC 評価手法を構築するものとする。

以上の事項を踏まえて、本研究では、上記の解析モデル化手法の基本概念について示すと共に、本手法を実際の吹付けコンクリート斜面の LCC 評価に適用することで、その適用性について検討を加えるものとする。

2. 吹付けコンクリート斜面背面地山の劣化状況

本来、吹付けのり面における吹付けコンクリート自体への要求性能は以下の 2 点であり、他の斜面工の対策工のように地山の崩壊やすべりに対する直接的な抑止力は期待されていない。

- 地山の切取り表面からの風化抑制機能（吹付けコンクリートによる密閉効果）
- 地山と吹付けコンクリートの付着による浮石などの落下防止機能

上記に要求事項に関して、供用後ある年数を経た吹付けコンクリート斜面において、図-1 に示したようなスライド崩壊は、a) の吹付けコンクリートによ

る密閉効果が損なわれ、背面の地山強度が低下しすべり破壊が生じたことに起因するものと推定した。この推定メカニズムを検証するために、筆者らはこれまで供用中の吹付けコンクリート斜面に対して、斜面の背面地山の速度検層を実施し、弾性波速度の経年的な変化に関する追跡調査を実施してきた。その追跡調査結果の一事例を図-2 に示す。図-2 に示すように、初期の調査段階では顕著ではないが、調査回数が増加するにつれて、弾性波速度が毎秒 1km 程度以下の低速度領域が拡大することが確認されている。

この背面地山の風化の進行の度合いを定量的に評価するため、次式に示すように風化帯を弾性波が通過するのに要する時間を表わす風化帯走時という指標を導入した。

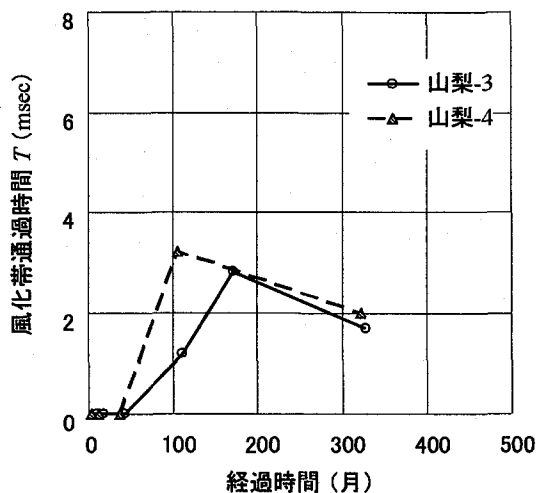
$$T = d/V_p \quad (1)$$

ここに、 T は風化帯走時、 d は風化帯厚さ、 V_p は風化帯の弾性波速度を表わす。

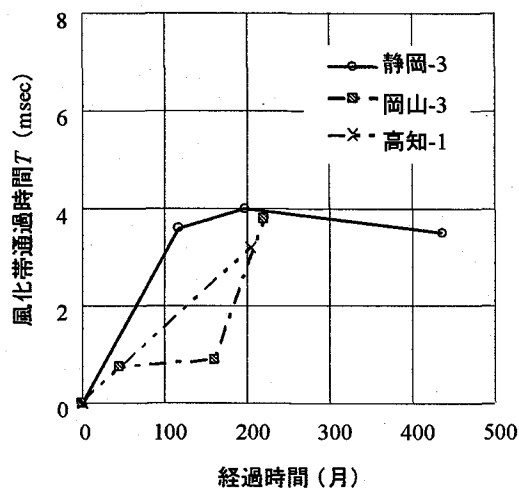
実際の吹付けコンクリート斜面に対して、式(1)に基づき算定した風化帯走時の経時変化の事例を図-3 に示す¹⁾。図-3 (1) は軟質な中古生代層の場合を示したものであり、約 50 ヶ月まで風化帯走時 T が増加しない期間があるのが特徴である（以下、このタイプを I と称する）。次に、図-3 (2) は中古生層・火成岩の場合について示したものであり、タイプ I と異なり供与直後から風化帯走時 T が増加することが特徴である（以下、このタイプを II と称する）。なお、図-3 には示していないが、第 4 紀の土砂状地盤や強風化岩盤では、風化帯走時 T の経時変化については、傾向的にはタイプ II と同様であるが、その経時変化の勾配が異なるため、これをタイプ III と分類した。以上の地質条件によって異なる風化帯走時 T の経時変化の特性をまとめたものを、図-4 および表-1 に要約して示す。

以上の図-3～図-4 および表-1 に示した風化帯走時 T による背面地山の風化進行過程は、以下のように予約される。

- 新第三紀堆積岩と軟質な中古生代泥質岩には約 50 ヶ月経過時点まで風化帯走時 T が増加しない期間、



(1) 中生代堆積岩 (タイプ I)



(2) 中生層・火成岩 (タイプ II)

図-3 風化帯走時経時変化の算定結果¹⁾

いわゆる吹付けコンクリートによる「密閉効果」期間がある。

- ・図-4 および表-1 に示すように、いずれのタイプの地山においても風化帯走時 T の経時変化曲線には最終的な勾配の低下があり、長期に渡って際限なく風化が継続することはない。

なお、上記の考察は、速度検層の計測結果について、吹付けコンクリートの劣化に影響を及ぼすと想定される諸要因（暴露条件、材料・施工条件等）の内、背面地質の条件のみに着目したものであることに留意されたい。したがって、例えばタイプ I 以外

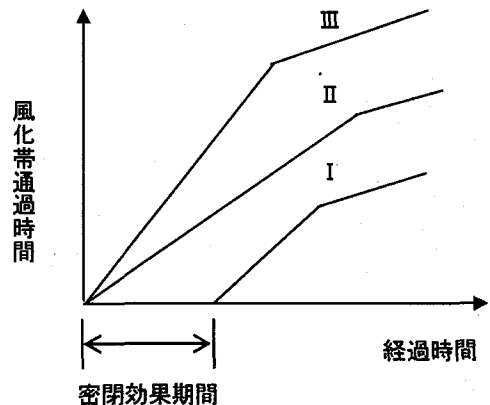


図-4 風化帯走時—経過時間の模式図

表-1 風化帯走時—経時曲線に見られる各タイプの特徴¹⁾

タイプ	特 徴
I	新第三紀堆積岩、軟質な中生代泥質岩に見られるタイプで、施工完了後から一定期間保護工による密閉効果が見られる。
II	硬質・中硬質の中生代堆積岩や火成岩にみられ、施工完了直後から風化進行が開始するタイプ。一定期間の風化進行後、勾配の減少傾向が見られる。
III	第四紀の土砂状地盤や強風化岩盤に見られ、施工完了直後から風化進行が開始し、II よりも進行速度の大きいタイプ。一定期間の風化進行後、勾配は減少することがある。

の背面地山では、吹付けコンクリートによる「密閉効果」が認められていないことについては、現段階では明確な要因分析は出来ていない。したがって、この背面地山の風化進行過程に関しては、その他の要因との相関について分析を加えることが今後の検討課題である。

ただし、本研究では、上述の速度検層結果から推定される背面地山の風化の進行が、スライド崩壊発生の支配的要因と仮定した斜面の安定性評価手法の開発を試みる。

3. スライド崩壊のモデル化に関する基本概念

(1) スライド崩壊に対する斜面安定性解析手法

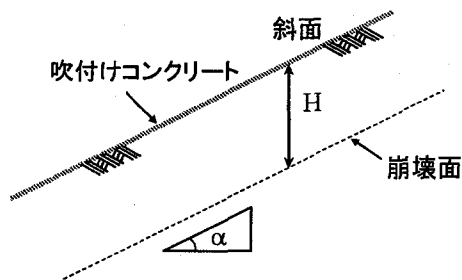


図-5 直線すべりモデル

1. において述べたように、吹付けコンクリート工の効果は、グラウンドアンカー工に代表される対策工のように、斜面の力学的安定性評価においては考慮されないため、現状ではスライド崩壊に対する安定性解析手法は確立されていない。この課題に対処するために、本研究ではスライド崩壊の発生をモデル化するために以下のような仮定条件を設ける。

- 1) スライド崩壊の発生の主要因は、速度検層結果から推定される背面地山の風化の進行に伴う強度劣化とする。なお、具体的な強度劣化の評価においては、後述するように、背面地山の風化の進行に伴い背面地山の粘着力 c のみが低下するものとしてモデル化する。
- 2) 実際のスライド崩壊でのすべりの発生形状との類似性から、スライド崩壊は近似手法として、図-5 に示す直線すべりモデルにより適用するものと仮定する。すなわち、1) の仮定条件から、直線すべりモデルを用いた場合、斜面表面と同勾配の崩壊面に作用する地山の自重に起因するすべり力は一定であるのに対して、背面地山の粘着力 c の低下に起因して崩壊面に作用するすべり抵抗力が減少することで、斜面の安定性が時間の経過と共に低下することを表現することになる。

上記の仮定条件の下で、スライド崩壊に対する安定性を評価する安全率 SF および性能関数 Q は、次式のように表わされる。

$$SF = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{c_t}{\gamma H} \cdot \frac{1}{\sin \alpha \cos \alpha} \quad (2)$$

$$Q = -1 + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{c_t}{\gamma H} \cdot \frac{1}{\sin \alpha \cos \alpha} \quad (3)$$

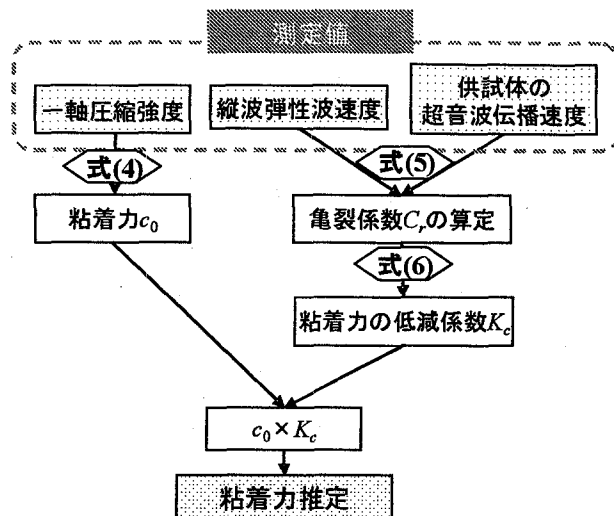


図-6 粘着力算定ローチャート

ここに、 c_t は風化領域の斜面供用後の経過時間 t における粘着力、 γ は土の単位体積重量、 ϕ は風化領域の内部摩擦角、 α は崩壊面の傾斜角、 H は崩壊面の深さとする。

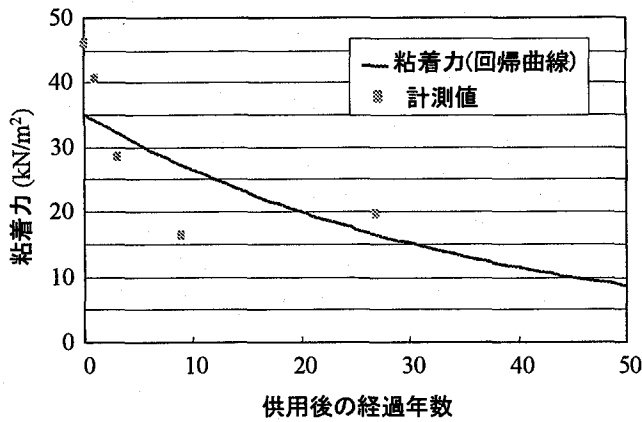
なお、式(2)および式(3)に示す関係において、性能関数 Q は安全率 SF から 1 を減じたものである。したがって、安定に関する限界状態は、言うまでも無く安全率 $SF=1$ および性能関数 $Q=0$ に相当する。

ここで、図-5 に示す崩壊面の深さ H は、図-2 に示す弾性波速度が毎秒 1km 程度以下の低速度帯範囲（風化帯）の下限レベルに相当するものと仮定する。また、図-5 に示す崩壊面の傾斜角 α は、斜面表面の傾斜角に一致するものと仮定する。

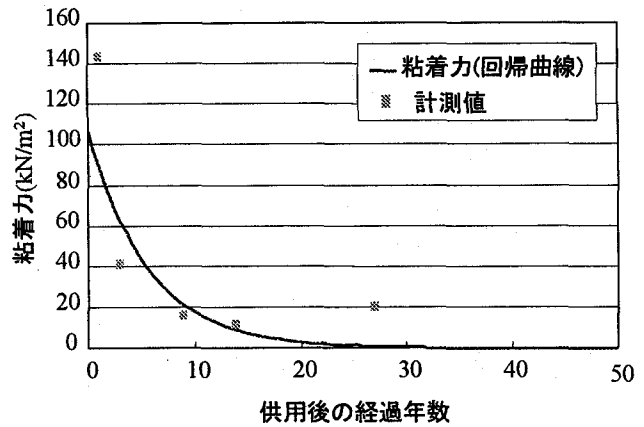
式(2)および式(3)に含まれる強度定数の内、風化に伴い値が変動するものは粘着力 c_t のみと仮定する。これは、既往の文献⁴⁾による、亀裂の発生により岩盤の弾性係数が小さくなると、その強度定数評価において、粘着力は低下を示すが内部摩擦角はあまり変化しないという知見に基づき設定したものである。

(2) 粘着力の低下過程のモデル化⁵⁾

式(3)に示す性能関数 Q に代入する粘着力 c_t は、図-6 のフローチャートに示すように、原位置での弾性波速度の計測結果および、サンプリングコアを用いた室内実験結果を用いて算定する。この算定手順は、以下のように要約される。



(1)A地点



(2)E地点

図-7 粘着力の経時変化の算定結果

- 1) 原位置で採取した供試体から算定した一軸圧縮強度 q_u を用いて、以下の相関式から背面地盤・岩盤の風化が発生する以前の初期粘着力 c_0 を算定する。

$$c_0 = 10^{(0.9144 \times \log q_u - 0.6106)} \quad (4)$$

- 2) 原位置での吹付けコンクリート斜面で計測された弾性波探査速度結果 V_p と、原位置で採取した供試体の超音波伝播速度 V_{p0} から、次式に示す亀裂係数 C_r を算定する。

$$C_r = 1 - \left(\frac{V_p}{V_{p0}} \right)^2 \quad (5)$$

- 3) 式(4)の亀裂係数 C_r を用いて、次式に示す相関式に基づき粘着力の低減係数 K_c を算定する。

$$K_c = e^{-3.5643 C_r} \quad (6)$$

- 4) 粘着力の低減係数 K_c と一軸圧縮強度に基づき算定される背面地盤・岩盤の風化が発生する以前の初期粘着力 c_0 とを乗じることにより、次式に示すように、斜面供用後の経過時間 t における粘着力 c_t を算定する。

$$c_t = c_0 \times K_c \quad (7)$$

以上の手順に基づき、図-2 に示した斜面背面地山の弾性波速度の経年的な変化に関する追跡調査に対応する粘着力の経年変化が算定される。この算定結果の事例として、後述する A 地点および E 地点における粘着力の経年変化の算定結果を図-7 に示す。なお、図-7 に示す算定結果においては、指数関数を用いた粘着力の経年変化に関する回帰曲線も併せて示した。

(3)モデル化手法の検証

本研究で提案するスライド崩壊のモデル化手法の妥当性を検証するために、表-2 に示す 10 地点（スライド崩壊発生有；5 地点，スライド崩壊発生無；5 地点）での弾性波速度の測定結果を、(1)および(2)に示した手法に適用した。なお、表-2 には、各検討対象地点における、崩壊面の傾斜角 α ，土の単位体積重量 γ ，地質条件および風化タイプを併せて示す。

この検討においては、式(2)に含まれる崩壊面の深さ H としては、図-2 に示すような弾性波速度が毎秒 1km 程度以下の低速度帯範囲（風化帯）の下限レベル深さを用いた。この解析に用いた崩壊面の深さ H （風化帯厚さ）の経時変化の事例として、後述する A 地点および E 地点における崩壊面の深さ H （風化帯厚さ）の経年変化の設定結果を図-8 に示す。なお、同図には、参考のためそれぞれの地点における弾性波速度の測定結果も併せて示した。

また、式(2)に含まれる粘着力の経年変化としては、図-7 に示すような算定結果より算定される回帰曲線

表-2 各地点で解析条件および安定性評価結果と実際との比較

地点名	崩壊面傾斜角 α (度)	土の単位体積 重量 γ (kN/m ³)	スライド有無 (年次)	算定結果 (年次)	地質	風化タイプ
A 地点	48.0	16.00	有(14)	12	新第三紀	II
B 地点	37.6	25.02	有(7)	8	変成岩	I
C 地点	39.8	28.95	有(17)	3	中生代	II
D 地点	51.3	24.68	有(27)	9	中生代	I
E 地点	33.7	25.33	有(13)	16	中生代	II
F 地点	39.8	17.10	無<現在 32>	45	新第三紀	I
G 地点	45.0	21.75	無<現在 31>	73	新第三紀	I
H 地点	45.0	25.71	無<現在 29>	50	中生代	I
I 地点	51.0	26.95	無<現在 27>	81	中生代	I
J 地点	42.3	21.36	無<現在 32>	46	新第三紀	I

凡 例

()内数字は、供用後のスライド崩壊発生年次を表わす。

< >内数字は、検討時点までの供用後の経過年次を表わす。

に基づく値を用いた。なお、解析に用いるその他の地盤定数である風化領域の内部摩擦角 ϕ は、全地点で測定結果がないため、得られているデータの平均値となる 20° と設定した。

以上の算定条件の下で、式(2)の性能関数 $Q=0$ (本質的には、安全率 $SF=1$ と等価) となる年数をスライド崩壊発生年次と定義した。10 地点でのスライド崩壊発生年次の算定結果と、実際のスライド崩壊の発生状況との比較を表-2 に示す。

同表に示す比較結果において、まずスライド崩壊の発生していない5 地点 (F 地点～J 地点) に対して算定されたスライド崩壊発生年次は、いずれも検討時点までの供用後の経過年次を上回っている。一方、既にスライド崩壊の発生した5 地点 (A 地点～E 地点) に対して算定されたスライド崩壊発生年次は、C 地点および D 地点を除いて、ほぼ整合性のある結果となっている。

この比較において留意すべきことは、以下の事項である。

- 1) 本研究では、図-5 に示したようにスライド崩壊の形状を直線としてモデル化したが、実際のスライド崩壊面の端部は直線から表面に向かって緩やかな曲線となっている。このため、スライド崩壊面

の端部のすべり力となる自重が本研究で適用した直線すべりモデルを用いた場合に過大評価になる。また、すべり抵抗力における内部摩擦角の項との積となる上載荷重成分も過大評価になる。このため、本研究で提案するスライド崩壊のモデル化手法により得られる結果は危険側の値になる。したがって、算定されたスライド崩壊発生年次は、実際のスライド崩壊時に比べて短くなるものと推察される。

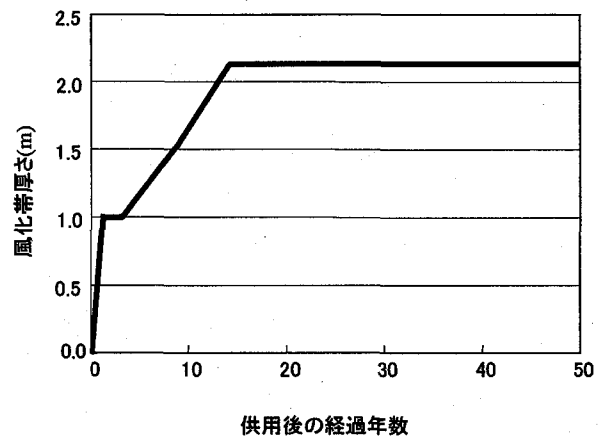
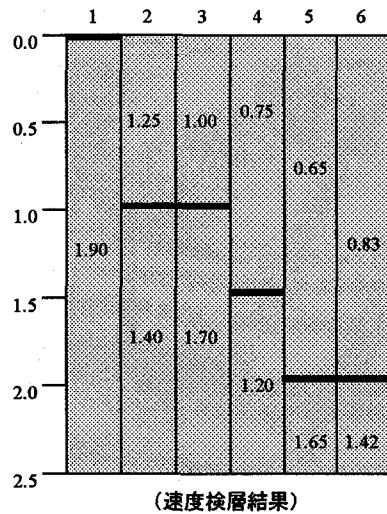
- 2) 弾性波速度に基づき算定される粘着力の経年変化は、図-7 の A 地点および E 地点での事例に示すようにかんがりのばらつきを有しているため、回帰曲線との乖離が発生している。

- 2) の事項より、スライド崩壊の発生していない5 地点 (F 地点～J 地点) に対する維持補修時期について検討するためには、弾性波速度に基づき算定される粘着力の経年変化の不確実性について考慮した手法の適用が必要となるものと推察される。

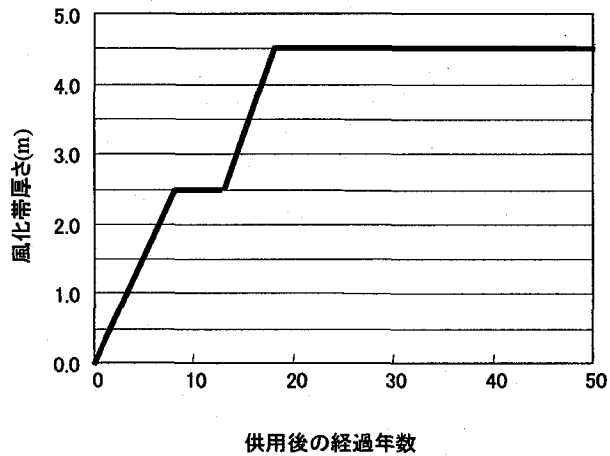
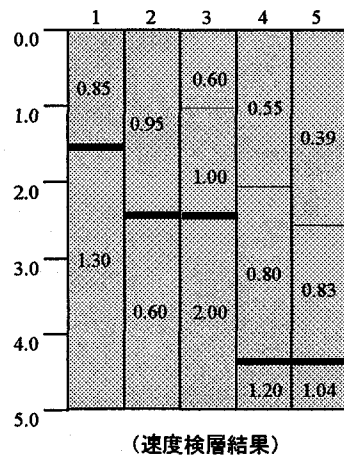
4. 不確実性を考慮した将来予測および LCC の算定方法

(1) 粘着力 c の将来予測手法

本研究では、粘着力の風化に起因する経時的な低



(1) A 地点



(2) E 地点

図-8 速度検層結果に基づき設定した風化帯厚さの経年変化

下傾向が含む不確実性を表現するために、非定常確率過程である幾何ブラウン運動過程⁹⁾を用いたモデル化を試みる。

ここで、幾何ブラウン運動過程は、図-9 の模式図に示すように、時間軸上に太線で示す平均的な変動（トレンド）に対して、図中点線で示す平均的な変動周りの変動（ボラティリティ σ ）が時間の経過に伴い拡大する特性を有するものであり、次式により表わされる。

$$dx = \mu x dt + \sigma x dW \quad (8)$$

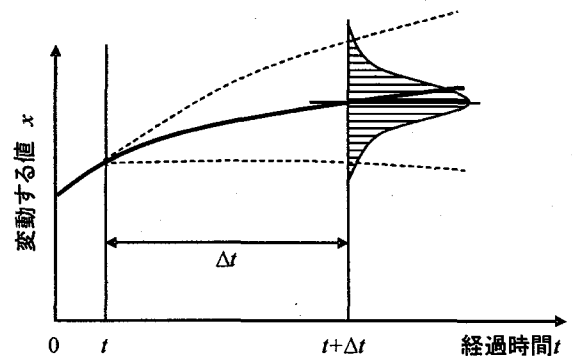


図-9 幾何ブラウン運動過程模式図

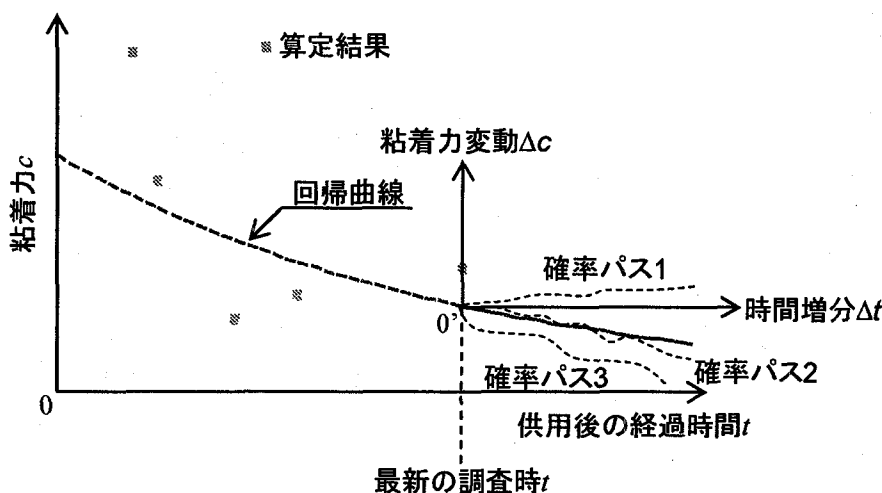


図-10 粘着力の推定手法

ここに、 x は時系列確率過程の変数、 t は時期、トレンド μ は平均的変動率を表すパラメータ、ボラティリティ σ は平均的変動率回りの変動性を表すパラメータ、 dW は標準ウィーナー過程⁹⁾を表す。

ここで、式(8)に示す幾何ブラウン運動過程は連続量に対して定義されたものであるのに対して、粘着力の算定値は離散量である。また、幾何ブラウン運動過程は、時系列確率過程の変数の対数値が算術ブラウン運動に従うものである。これらの事項を考慮すると、粘着力の経時的な低下傾向が含む不確実性を考慮した関係は、次式のような非定常確率過程の式として書き換えられる。

$$\ln c_t = \ln c_{t-1} + \mu \Delta t + \sigma \varepsilon_t \sqrt{\Delta t} \quad (9)$$

ここに、 c_t および c_{t-1} は、それぞれ時刻 t および時刻 $t-1$ における粘着力、 Δt は時刻 t と時刻 $t-1$ との時間間隔を表す。また、 ε_t は平均 0、標準偏差 1 の標準正規確率過程を表す変数である。

以下に、具体的に式(9)に基づき粘着力を算定する手法について要約して示す。

a) 幾何ブラウン運動過程を用いたシミュレーション

図-9 および式(8)に示す幾何ブラウン運動過程は、現状では金融工学分野⁷⁾において、時間と共に変動する不確実性の高い株価等の金融商品の価格の将来推定のモデル化手法として用いられていることが知られている。この金融商品の価格の将来推定手法は、以下のように要約される。

・株価等の金融商品の価格推定において、図-9 に示す時刻 t における観測値を初期値として、その時刻 t から時間増分 Δt における値を、式(8)に基づき算定する。

・ただし、式(8)の右辺 3 項の標準ウィーナー過程は時間と共に変動性が増加する傾向を表わす項であるが、一意的に解は得られない。このため、式(8)は、時刻 t における観測値を初期値とした増分関係において、時刻 $t+\Delta t$ での推定値が、平均 $\mu \Delta t$ および分散 $\sigma^2 \Delta t$ の分布を有するというを表わすものである。

・トレンド μ および平均的変動率周りの変動性を示すボラティリティ σ は、一般的には過去の変動特性(図-9 では時刻 0 から t の区間)に基づき算定されることが多い。このため、この手法に基づき算定されるボラティリティは、ヒストリカルボラティリティと呼ばれる。

・式(8)の幾何ブラウン運動過程は、一意的に解は得られないことから、一般的には式(9)に示すように離散し、標準正規確率過程に対して、標準正規乱数を用いた確率パスとしモンテカルロシミュレーションにより数値化される。

以上の手順に準じて、式(9)に示す粘着力に関する非定常確率過程を算定する方法は、以下のように表わされる(図-10 参照)。

・図-10 に示すように、最新の調査時 t に対する回帰曲線から算定される粘着力を初期値とする。

・次に、図-10 に示すように、初期値を原点とした増分関係の粘着力 Δc および時間 Δt の関係に対して、

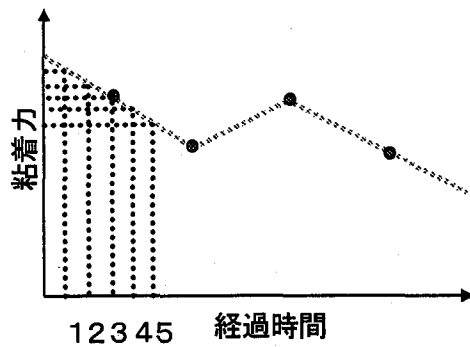


図-11 算定値の補間方法

式(9)を適用する。ただし、式(9)の右辺第3項の標準正規確率過程に対しては、標準正規乱数を用いた確率パス（図-10では確率パス1～3と表示）としたモンテカルロシミュレーションを実施する。

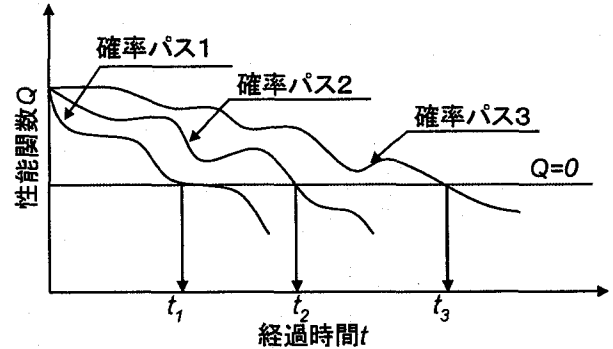
なお、表-2に示した各地点の内、スライド崩壊の発生していない5地点（F地点～J地点）でのトレンド μ およびボラティリティ σ は、以下の方法に基づき設定する。

b) トレンド μ とボラティリティ σ の設定方法

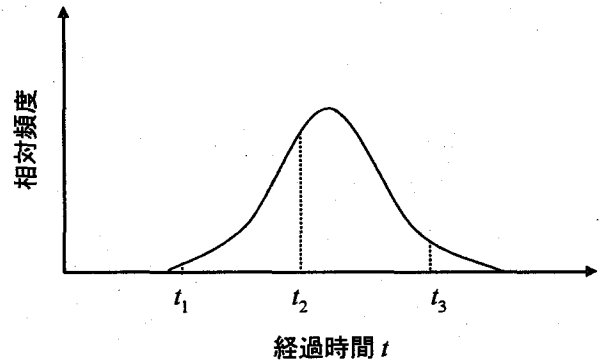
前述のように、平均的変動率周りの変動性を示すボラティリティ σ は、一般的には過去の変動特性に基づき算定されることが多く、この場合はヒストリカルボラティリティと呼ばれることもある。本研究においても、このヒストリカルボラティリティの概念を用いて、図-11に示すように、以下の1)～3)の手順に従い設定する。

- 1) 横軸に建設後の経過年、縦軸に粘着力をとり計測値（図中丸印）をプロットする。それに対して線形補完を行う（図中点線）。線形補完により最新のデータがある年まで一年毎の粘着力を推定する。
- 2) 求めた一年毎の粘着力 c の自然対数をとる。 N 年目の粘着力を c_N 、 $N+1$ 年目の粘着力を c_{N+1} とすると、 $\ln c_N$ と $\ln c_{N+1}$ が求められる。この差を取ること、 $\ln c_{N+1} - \ln c_N$ の差分行列を得る。
- 3) 2)の差分行列の平均および標準偏差を算定すると、それぞれの値が、トレンド μ とボラティリティ σ となる。

(2) 吹付けコンクリート斜面のスライド崩壊発生確率の算定方法



(a) 確率パスによる余寿命の算定



(b) スライド崩壊の発生確率密度分布

図-12 スライド崩壊発生確率の算定方法

吹付けのり面の健全性を評価する指標として定めた性能関数 Q の内、その性能低下を支配する変数を粘着力とし、経過時間 t においてその特性が表されるとするならば、近似的に性能関数 Q は時間空間で連続な関数として表現可能となる。変数 $x(t)$ が確定量として、性能関数 $Q=0$ となる経過時間を算定すれば、その時間から現在までの時間を差し引いた値が、のり面の余寿命に相当するものとなる。

粘着力の含む不確実性を考慮して、粘着力を確率変数としてモデル化すれば、モンテカルロシミュレーションにより性能関数 Q の確率パスを算定することが可能となる。結果、各確率パスにおける性能関数 $Q=0$ となる経過時間 t （以下スライド崩壊発生時間と称す）が算定される。この手順を繰り返すことにより、図-12(a)および(b)の模式図に示すように性能関数 $Q=0$ となるスライド崩壊発生時間 t のヒストグラム（あるいは図のような近似的な確率密度分布）が得られる。ここで、単位時間間隔 Δt でのスライド崩壊発生確率密度（図-12(b)に示す相対度数に相当）が

$\psi(t_i)$ であれば、その単位時間においてスライドが発生する確率は $\psi(t_i)\Delta t$ となり、 $\Delta t=1$ 年とすれば、 $\psi(t_i)$ が経過年数 i に対する年スライド崩壊発生確率となる。

(3)LCC 評価手法

吹付けコンクリート斜面の LCC は、維持補修費用に関するリスクコストを考慮し、次式により定義する。

$$LCC = C_M + \Delta R_M \quad (10)$$

ここに、 C_M は維持補修費、 ΔR_M は維持補修のリスクコストを表わす。

ここで、リスク R の定義は、Benjamin と Cornell⁸⁾ の定義に基づき、次式により表わす。

$$R = p \times C \quad (11)$$

ここに、 p は発生確率、 C は損失額を表わす。

以上の定義式を踏まえて、本研究における LCC の算定式は、図-10 に示す最新の調査時点 t 以降の維持補修費用を考慮するため、次式により表わされる。

$$LCC = \sum_{i=0}^m p_{ai} C_h \left(\frac{1}{1+\rho} \right)^i + \sum_{i=1}^N I \left(\frac{1}{1+\rho} \right)^i \quad (12)$$

ただし、 $p_{ai} = \psi(t_i)$

ここに、 p_{ai} は供用年次 i での年スライド崩壊確率、 C_h はスライド崩壊発生時の損失額（復旧費用+迂回損失）、 I は補修費、 ρ は社会的割引率（0.04）を表わす。

式(12)において、第 1 項は期待損失を表し、各年のスライド崩壊発生確率と崩壊時の損失額の積を累積したものである。ただし、本研究では補修については、後述するように吹付けコンクリートの打換えを行うが、背面地山に対する処置は行わないものと仮定する。このため、補修時期によっては、背面地山の風化に起因する年スライド崩壊確率が補修後も継続すると共に、その期待損失が累積するものと設定

表-3 トレンド μ とボラティリティ σ の算定結果

地点名	トレンド μ	ボラティリティ σ
F 地点	-3.20	0.11
G 地点	-2.37	0.22
H 地点	-5.86	0.54
I 地点	-0.99	0.03
J 地点	-6.51	0.30

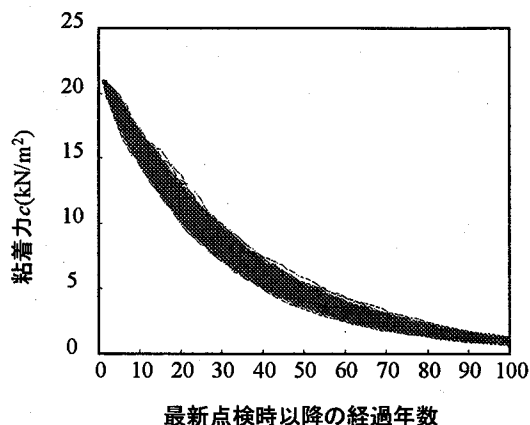
する。一方、第 2 項は補修費を表しており、補修間隔である m 年毎に費用が計上され、それ以外の補修の行われない年では発生費用は 0 として、算定期間で累積する。将来得られる年ごとの維持補修費用を割引率で割り引いて毎年の費用の現在価値として算定する。なお、LCC 算定に当たり点検・調査費・清掃費・外部コスト(便益、環境コストなど)は考慮しないものとする。

5. 実地盤での算定結果

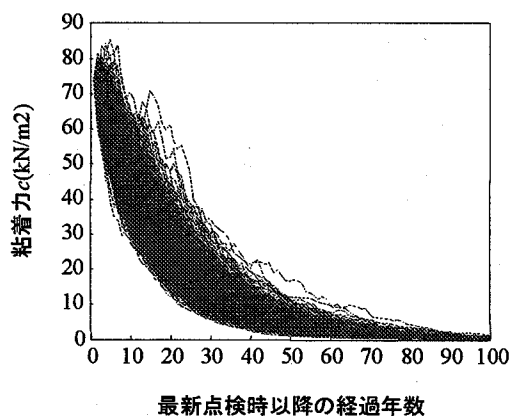
本章では、表-2 に示した検討段階では未だスライド崩壊の発生していない 5 地点 (F 地点～J 地点) に対して、斜面の粘着力の低下の不確実性を考慮し、それぞれの地点でのスライド崩壊発生確率および LCC の評価を行う。

まず、斜面の粘着力の低下に関して、回帰曲線を用いてモデル化し最新点検時以降のデータから幾何ブラウン運動過程を用いて将来予測のシミュレーションを行った。その算定結果として、5 地点 (F 地点～J 地点) のトレンド μ とボラティリティ σ の算定結果を表-3 に示す。また、代表として、F 地点および H 地点での結果 (シミュレーション回数: 1000 回) を図-13(1)および(2)に示す。なお、同図に示す結果において、横軸は最新点検時以降の経過年数を表わすものである。

同図に示す結果において、表-3 に示すように、F 地点のトレンド μ は-3.20、ボラティリティ σ は 0.11、H 地点のトレンド μ は-5.86、ボラティリティ σ は 0.54 と算定されている。この 2 地点の結果を比較すると、H 地点の方が、トレンドの絶対値およびボラティリティとも大きいことから、粘着力の低下に関して、低下の傾きおよび変動のばらつきの幅が大きくなっていることが確認できる。



(1) F 地点



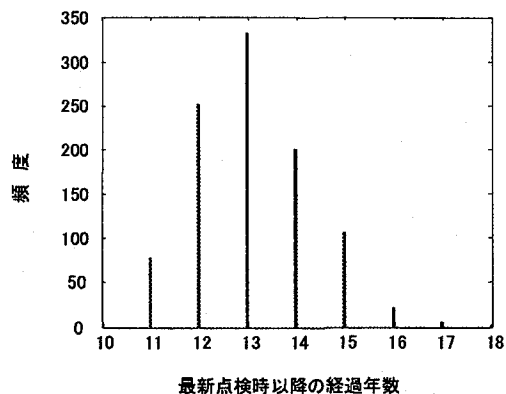
(2) H 地点

図-13 粘着力低下将来予測結果

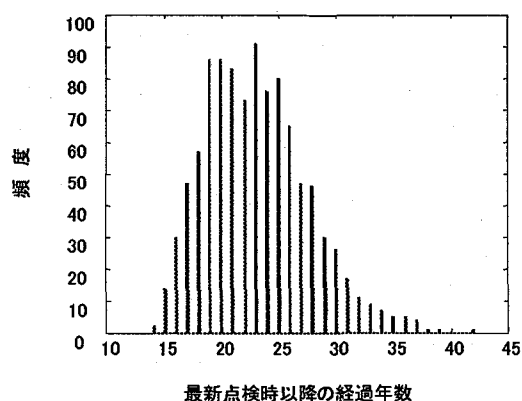
次に、シミュレーション結果を性能関数に代入し、4. (2)に示した手法に従って予測スライド崩壊発生年のヒストグラムを作成したものが、図-14(1)および(2)である。この算定結果では、図-13と同様に横軸は最新点検時以降の経過年数を表わすものである。

図-14(1)および(2)に示す結果で、F 地点では、予測スライド崩壊発生年は10～18年の幅を持っており、13年次における発生頻度が最大となっている。この13年次における発生頻度が最大となる傾向は、F 地点の検討年次が32年であり、両者の和を取ると45年となり、表-2に示した回帰曲線を用いて推定した結果と一致していることが分かる。

一方、H 地点では、F 地点に比べ、不確実性を表すボラティリティ値が大きくことを反映して、予測スライド崩壊発生年の幅が広がっている。また、H 地点では、検討年次が29年であり、表-2に示した回帰曲線を用いて推定した結果が21年(50年-29年=21年)であるのに対して、図-15(2)に示す結果で



(1) F 地点

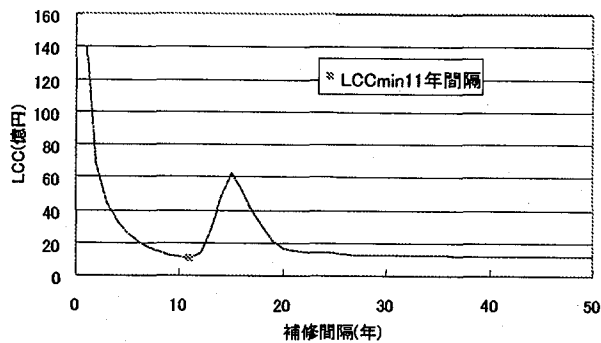


(2) H 地点

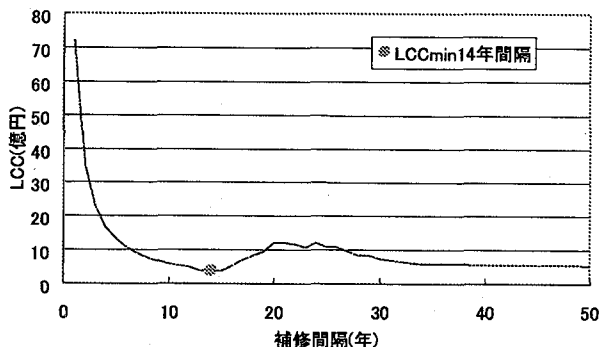
図-14 スライド破壊発生時期ヒストグラム

21年近傍の19～23年次の発生頻度が大きくなっていることが分かる。

さらに、図-14(1)および(2)に示す結果に対して、4. (2)に示した手法に従い、 $\Delta t=1$ 年として年スライド崩壊確率を算定すると共に、式(12)および表-4に示す解析条件に基づきLCCを算定した結果を図-15に示す。図-15に示すように、F 地点およびH 地点のいずれも吹付けコンクリート斜面の補修間隔をパラメータとしたLCCの算定結果において最小値を示す値が得られる。ここで、図-15に示す結果において、最小値を示す値より補修間隔が小さい場合にはLCCが減少するのは、次のような要因による。すなわち、式(12)の定義から明らかなように、補修間隔が小さい場合には式(12)の右辺第1項の累積期待損失値の増加がわずかであるのに対して、累積補修費のみが卓越することになり、過剰補修を表わすことになる。これに対して、最小値を示す値まで補修間隔が増加するにつれて、累積期待損失値は増加するが累積補修



(1) F 地点



(2) H 地点

図-15 LCC 算定結果と最適補修時期

費も減少するため、結果として LCC が減少することとなる。一方、最小値を示す値より補修間隔が大きくなるにつれて、累積期待損失値の増加が卓越するため、結果として LCC が増加することとなる。この結果より、F 地点および H 地点での最適補修時期は、それぞれ 11 年および 18 年と算定される。同様に、その他の 3 地点に関する LCC が最小値となる最適補修時期の算定結果を、F 地点および H 地点の算定結果と併せて表-5 に示す。もちろん、図-15 に示すような最小値が得られるか否かは、式(12)に含まれるスライド崩壊発生時の損失額 C_h および補修費 I に依存する。しかし、本検討に示した結果は、限定した算定条件の下ではあるが、本研究で提案する手法を用いることで、吹付けコンクリートの最適補修間隔の設定が可能となることを示唆したものである。

また、表-5 には、表-2 に示した回帰曲線から算定されるスライド崩壊発生年次も併せて示した。表-5 に示す結果より、地山背面の粘着力の低下の不確実性を考慮して算定した最適補修時期は、いずれの地点においても回帰曲線から算定されるスライド崩壊発生年次より、多少早くなっていることが分かる。

次に、図-15 に示す F 地点および H 地点の LCC を

表-4 算定条件

項目	設定内容
LCC 算定期間	50 年 (最新の点検時期以降)
社会的割引率	4%
補修工法	打換え工
補修費のマクロ単価	7.7 万円/m ² (実績に基づき算定)
崩壊時の復旧費のマクロ単価	20 万円/m ² (実績に基づき算定)
崩壊時の迂回損失	道路交通需要予測の理論と適用 (土木学会) ⁹⁾ に示された手法準拠
算定ケース	補修間隔 1 年～50 年

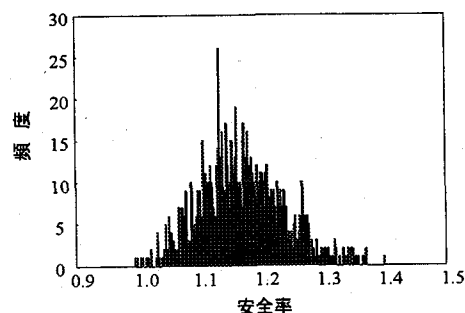
表-5 各地点の最適補修時期

地点名	F	G	H	I	J
最適補修時期	11	36	14	46	13
回帰曲線から推定したスライド破壊発生年次	13	42	21	54	14

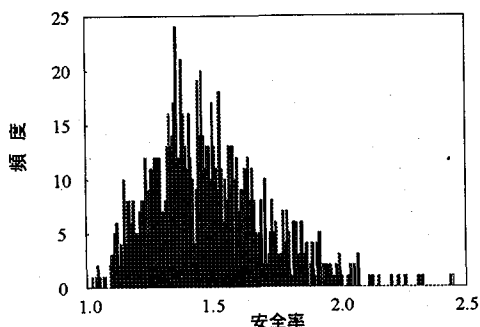
判断指標として、最適補修時期での斜面の安定性について評価するために、式(2)に示す安全率の分布を評価した結果を図-16(1)および(2)に示す。同様の手順で、他の 3 地点についても安全率分布を算定し、その平均値 (以下中央安全率と称す) をまとめて表-5 に示す。表-5 に示すように、5 地点の最適補修時期での中央安全率は、1.05～1.25 である。このことから、LCC を判断指標とした、最適補修時期は、いずれの地点においてもスライド崩壊に対する安定性が担保されるが明らかとなる。

6. まとめ

本研究では、吹付けコンクリート工を対策工として用いた切取り斜面に対して、対策工の性能低下過程を考慮した LCC の評価手法について検討を加えた。この評価式を用いたモデル化を実施した。この結果として、限定的な算定条件の下での検討ではあるが、スライド崩壊に対して、LCC を判断指標とした最適補修時期が算定可能となることを示した。さらに、その最適補修時期は、いずれの地点においてもスライド崩壊に対する安定性が担保されることから、この補修戦略は予防保全に相当することを明らかにした。



(1)F地点



(2)H地点

図-16 安全率の頻度分布

【参考文献】

- 1) 松山裕幸, 天野淨行, 山本高司: 吹付けコンクリートの安定性と劣化状況, 土木学会論文集F, Vol. 62, No. 3, pp.445-458, 2006.
- 2) 大津宏康, 中澤慶一郎, 安田亨: ベトナムにおける道路アセットマネジメント調査結果, 土木学会論文集, No. 812/VI-70, pp.85-93, 2006.

表-6 各地点の中央安全率

地点名	F	G	H	I	J
中央安全率	1.17	1.24	1.48	1.06	1.08

- 3) 大津宏康, Supawiwat, N., 松山裕幸, 高橋健二: 地下水排除工の性能低下を考慮した斜面アセットマネジメントに関する研究, 土木学会論文集, No. 784/VI-66, pp.155-169, 2005.
- 4) 土木学会岩盤力学委員会編: 岩盤の変形およびせん断特性に関する調査報告, 土木学会誌, Vol.157, No.9, pp.51-58, 1972.
- 5) 日本道路公団試験研究所: 切土のり面構造物の維持補修計画の精度向上に関する検討, 2005.
- 6) 蓑谷千鳳彦: ブラック・ショールズモデル, 東洋経済社, 2000.
- 7) Bodie, Z. and Merton, R. C. 著, 大前恵一郎訳: 現代ファイナンス論, ピアソン・エデュケーション, 2001.
- 8) Benjamin, J. R. and Cornell, A. A.: Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers, McGraw-Hill, pp.578-580, 1970.
- 9) 土木学会土木計画学研究委員会, 「交通需要予測技術検討小委員会: 道路交通需要予測の理論と適用 第I編 利用者均衡配分の適用に向けて」, pp.71-81, 2003.

A STUDY ON LIFE-CYCLE COST EVALUATION OF SHOTCRETING SLOPES

By Hiroyasu OHTSU, Mai AKAGI, Yukihiro MATSUYAMA and Yoshiteru Otani

Shotcrete is applied in many locations on highways with cut slopes. Most of them have more than 30 years in service, and deteriorations such as cracking and bulging occurred frequently. The numbers of slopes which need preventive maintenance are so many that the effective way has been desired to decide the time of repair. However, it is difficult to establish uniformly a standard of repair of surface separation and back cavitations for shotcrete slopes because each slope has its complicated conditions of the slope geology and the natural environment. Therefore, attention is focused on the cause of deterioration of the performance of shotcrete slopes. In this study, we suggest the decrease in cohesion of the ground caused the deterioration. The evaluation of we propose life-cycle-cost (LCC) estimation methodology based on yearly probability of failure using the surface failure model for shotcreting slopes. The LCC value would be an important index for establishing the methodology of repair planning, and it would be quite useful to explain the effectiveness of preventive maintenance during the healthier condition of structure.