

85 緑地保全を考慮した急傾斜地崩壊防止対策の一手法

(財) 砂防・地すべり技術センター〇厚田大祐

安江朝光

1. はじめに

近年土地利用の高度化に伴い丘陵地・山地においても開発が進み、急傾斜地の崩壊による災害が以前にもまして懸念されるようになってきた。一方丘陵地・山地の開発に伴い自然斜面が失われていくなかで、急傾斜地は残された貴重な緑地として地域の環境の保全に重要な役割をはたしている。このため最近では急傾斜地崩壊防止対策工においても樹木を保全し、斜面を緑地として残すことが求められることが多い。待ち受け擁壁工は、緑地が自然のまま保全され構造物が斜面下部のみの施工となるので、多くの場合家屋等に隠べられ遠方からの景観に与える影響が少ないと利点があり、緑地保全を考慮した対策工として有効である。しかし本工法は、崩壊の発生による崩土の挙動についての予測が困難であることなどの理由から衝撃力を考慮して設計したものは少ない。

本論は環境・景観を考慮しつつ自然植生を残した状態で斜面の下部にある家屋を土砂災害から防護することを目的に待ち受け擁壁の設計法を検討したものである。

2. 計算式の選定

崩土の運動機構については、主として質点力学モデル及び芦田ら¹⁾²⁾³⁾の連続体のモデルがある。連続体モデルは崩土の運動を連続体として取り扱い、質量保存則と運動量保存則からなる運動方程式により表現するものである。この式は質点力学式に比べ、崩土の運動に伴う内部エネルギーの損失を考慮したより実際の現象に近いモデルとなっているが、重要なパラメータである流体抵抗係数の推定が複雑であり多くの検討を要する。従ってここでは精度は落ちるもの未知数の少ない質点力学モデルを用いた計算式を使用する。

質点力学モデルは抵抗力として崩土と斜面の間に生ずる摩擦抵抗のみを考慮したものである。山口⁴⁾、吉川・福岡⁵⁾は、直線斜面上の土砂の運動をこのような質点力学モデルで取扱い、速度及び到達距離を求めており、また森脇⁶⁾は円弧状斜面上を滑動する崩壊土塊の運動にも同種の質点力学モデルを適用している。

この式で直線斜面上における崩土の挙動は次式で表わされる。

$$m \cdot \alpha = m \cdot g \cdot (\sin \theta - \mu \cdot \cos \theta) \quad \dots \dots \dots \quad (1)$$

ここで、 α : 崩土の加速度 (m/sec^2) μ : 動摩擦係数

m : 崩土の質量 (g) θ : 斜面の勾配 (度)

g : 重力の加速度 ($= 9.8 m/sec^2$)

(1)式を $v = \{ 2 \cdot g \cdot x \cdot (\sin \theta - \mu \cdot \cos \theta) + v_0^2 \}^{0.5} \dots \dots \quad (2)$

ここで、 x : 始点からの距離 (m) v : 崩土の滑動速度 (m/sec)

v_0 : 崩土の初速 (m/sec)

と書き換えれば崩土の滑動速度を求めることができる。

3. 対象斜面の想定

計算は砂質土からなる斜面を想定して行なう。地表面付近に分布するルーズな不安定土塊の強度定数として粘着力 $c = 0$ 、内部摩擦角 $\phi = 22^\circ$ 、また単位体積重量は 1.7 t/m^3 とする。

質点力学モデルにおいて未知数は動摩擦係数であるが、これはほぼ静摩擦係数のみによって決定され、次式の関係になることが示されている²⁾。

$$\mu = (0.7 \sim 0.85) \cdot \mu_s \quad \dots \dots \dots \quad (3)$$

ここで、 μ ：動摩擦係数 μ_s ：静摩擦係数

本論においては上記の仮定から $\mu_s = \tan(22^\circ)$ より静摩擦係数は 0.4 である。従って動摩擦係数は (3) 式より $0.28 \sim 0.34$ となる。ここでは安全側を見て $\mu = 0.28$ を使用する。

4. 傾斜変換点での崩土の挙動

図 1 に示したように斜面 i で滑動を始めた崩土は滑動距離 X_i を経て、滑動速度 v_i に達する。斜面勾配が急変するところでエネルギー保存や運動量保存関係を厳密に議論するのは困難であるが、工学上からみれば急変部において斜面 i 下端の滑動速度の $(\theta_1 - \theta_2)$ 方向成分が保存されるとみなしてもさしつかえないと考えられる。従って斜面 k での初速 v_{k0} (式(2)の v_θ) は、

$$v_{k0} = v_i \cdot \cos(\theta_1 - \theta_2)$$

で示される。

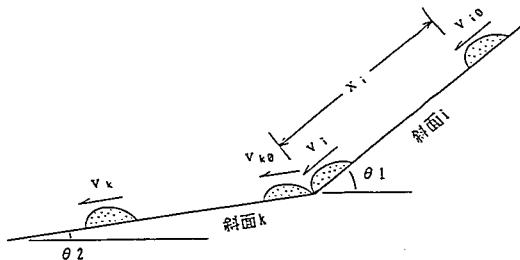


図 1 崩土の運動モデル

5. 衝撃力の計算

崩土による衝撃力の計算式は確立されておらず、なだれの衝撃力計算式⁷⁾を基本に検討が行なわれることが多い⁸⁾⁹⁾。本論においても崩土中に礫が含まれないと仮定し、次式にあげるなだれの計算式を適用して単位幅 (1 m)あたりの衝撃力を計算する。

$$P = -\frac{\gamma}{g} A \cdot v^2 \cdot \sin \alpha \quad \dots \dots \dots \quad (4)$$

ここで、 P ：衝撃力 (tf)

A ：作用面積 (m^2)

v ：速度 (m/sec)

γ ：単位体積重量 (tf/m^3)

g ：重力の加速度 ($= 9.8 \text{ m/sec}^2$) α ：なだれの進行方向と壁面とのなす角 (度)

崩土の流下時における単位体積重量は通常の土砂単位体積重量の $1/2$ 程度と仮定してよいとされている⁹⁾。また仲野らが行なった崩土の衝撃力実験における実測値⁸⁾によると通常の単位体積重量に対して流下時の単位体積重量は $0.29 \sim 0.60$ 倍であり斜面の勾配が急なほど小さな値となっている。ここではこの実験データのうち最も安全側となる 0.60 倍として計算する。

以上の式を総合し、斜面勾配が一定で斜面末端から x m離れた平坦地に擁壁を置いたと仮定した場合の擁壁に作用する崩土の衝撃力は次式で表わされる。

$$p = \gamma \cdot A \cdot \{ -2 \cdot \mu \cdot x + 2 \cdot x_1 \cdot \cos^2 \theta \cdot (\sin \theta - \mu \cdot \cos \theta) \} \quad \dots \dots \dots (5)$$

ここで $\gamma = \gamma_t \times 0.60 = 1.7 \times 0.60 = 1.02$

$\mu = 0.28$ であり

$A = 1$ と仮定すると

$$p = 1.02 \times \{ -0.56 \cdot x + 2 \cdot x_1 \cdot \cos^2 \theta \cdot (\sin \theta - 0.28 \cdot \cos \theta) \} \quad \dots \dots \dots (6)$$

斜面末端から 2.5m離れた平坦面上に、図2に示すような待ち受け擁壁を設置し、それに作用する層厚が1mの崩土による衝撃力を計算した時、崩壊発生地点と斜面下端の比高（崩壊高さ）と斜面の勾配及び衝撃力の関係は図3及び図4のようになる。図3は崩壊高さ20mで計算した斜面勾配と衝撃力の関係である。ここでは崩土が斜面下端に達したあと平坦地を水平方向に移動して擁壁に衝突すると考えているため、滑動速度の水平分力を取り出してある。このとき極大値をとる勾配は35°である。また図4は崩壊高さと衝撃力の関係である。両者は正比例の関係にある。

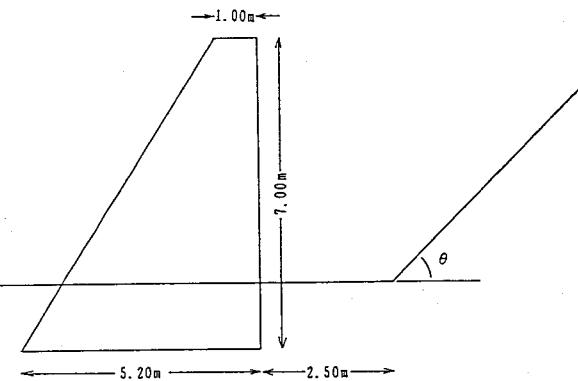


図2 斜面の状況と待ち受け擁壁の断面型

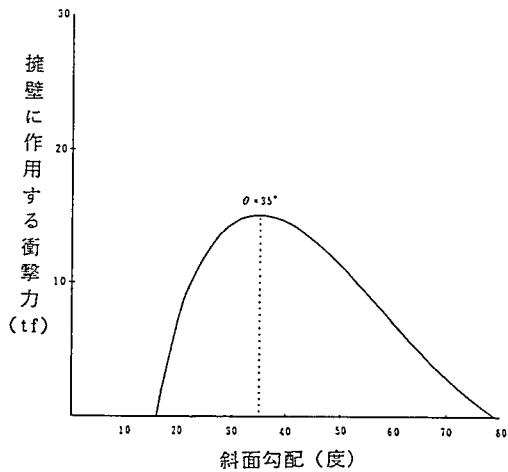


図3 斜面勾配と衝撃力の関係

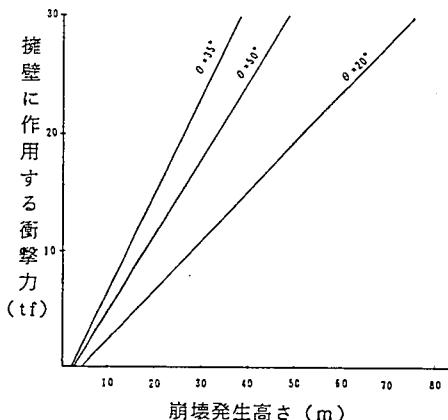


図4 崩壊高さと衝撃力の関係

ここで図2に示した断面積が 21m^2 の待ち受け擁壁は、水平方向の衝撃力23tfを仮定した時、転倒及び、滑動に対して安定である。従ってこの待ち受け擁壁は図4より傾斜 20° , 35° , および 50° の斜面を滑動してくる層厚1mの崩土に対してはそれぞれ58m, 29m, 38mの高さから発生したものまでは耐えることができると考えられる。

6. 考察

以上の検討の結果、次のことが結論としてあげられる。

- (1) 拥壁背面に平坦地を2.5m設けた場合、崩土の衝撃力の水平方向分のみが擁壁に作用すると考えると、衝撃力が最大となる斜面勾配は 35° である。
- (2) 崩壊高さと衝撃力の関係は比例関係にある。
- (3) 断面積 21m^2 程度の待ち受け擁壁は、計算上水平方向の23tの衝撃力まで耐えられるが、これは傾斜 20° の斜面では高さ58m, 35° では29m, 50° では38mから滑動してくる崩土による衝撃力に相当する。

以上を総合すれば、緑地を保全しつつ崩壊による災害を防止するために待ち受け擁壁を設置する場合の設計の参考にすることができる。今後の課題としては崩土の滑動速度を正確に推定するために、精度の高い連続体モデルの方程式を使用すること、傾斜の急変部における土砂の挙動について考察を深めること、また本論の対象斜面は礫を含まない均質な砂質土からなる地盤を対象としているが、岩塊を含む不均質な地盤に対しても適用範囲を広げるよう検討を行なう必要がある。

7. 参考文献

- (1) 芦田和男・江頭進治・大槻英樹：山腹崩壊土の流動機構に関する研究，京大防災研究所年報，26号B-2, 1983, PP. 315-327
- (2) 芦田和男・江頭進治・神矢弘：斜面における土塊の滑動・停止機構に関する研究，京大防災研究所年報，27号B-2, 1984, PP. 331-340
- (3) 芦田和男・江頭進治・神矢弘・佐々木浩：斜面における土塊の抵抗則と移動速度，京大防災研究所年報，28号B-2, 1985, PP. 297-307
- (4) 山口柏樹：土砂災害に対する土質工学的実態調査，「昭和46年台風25号による千葉県下災害の実態調査」報告書，文部省特定研究（昭和46年度）災害科学，1972年, pp. 75-82
- (5) 吉川秀夫・福岡捷二：山腹崩壊の到達長さについて「昭和46年台風25号による千葉県下災害の実態調査」報告書，文部省特定研究（昭和46年度）災害科学，1972年, pp. 17-23
- (6) 森脇寛：円弧斜面上を滑べる崩壊土塊の運動について，新砂防，Vol. 36, No. 3, 1983年12月 pp. 10-16
- (7) 日本建設機械化協会編：新防雪工学ハンドブック，1977年12月，森北出版，pp. 88-92
- (8) 仲野公章，右近則男：砂質崩土の衝撃力に関する実験，新砂防，Vol. 39, No. 1, 1986年5月, pp. 1-7-23
- (9) 急傾斜地崩壊防止工事技術指針作成委員会：急傾斜地崩壊防止工事の設計と実例〔参考編〕，1982年8月，全国治水砂防協会，PP145-146