

国土交通省国土技術政策総合研究所
国土交通省
八千代エンジニアリング株式会社

○白川 健二、寺田 秀樹、岩男 忠明
近藤 浩一
松田 義則

1. はじめに

急傾斜地崩壊対策のひとつに、崩壊土砂(以下、「崩土」という)を保全対象の手前で受け止める構造物による対策がある。このとき、崩土の衝突荷重を構造物の手前で減勢する機能をもつ緩衝材を設置することによって、構造物の規模を小さくすることが期待できる。そこで、本実験では崩土の衝突に対する簡便な減勢対策の手法として間伐材の有効利用を念頭においた緩衝材による減勢効果を定量的に評価するため、模型実験を行い緩衝材の効果評価手法を提案し、その検証を行った。また、実規模の崩土を想定した場合の緩衝材の緩衝効果を試算したので、その結果を報告する。

2. 緩衝材の効果評価手法

斜面下端から緩衝材設置位置までの区間で減勢した崩土が緩衝材に衝突し、横梁材がたわみ、破壊するまでの変形に伴う減勢(流速低減)効果に着目して、緩衝材による効果評価を力学的エネルギー保存則に基づいて、以下のように想定した。このとき、緩衝材を設置しない場合の構造物に衝突する直前の崩土流速を v_0 、緩衝材を設置した場合の緩衝材通過後の減勢された崩土流速を v_1 とした。

緩衝材の設置の有無による擁壁衝突直前の崩土がもつ運動エネルギーの差が緩衝材の吸収エネルギーに等しいと仮定し(式-1)、緩衝材を設置しない場合に対する緩衝材を設置した場合の流速比を α (式-2)とした。崩土は横梁材に等分布荷重として作用するものと想定し(式-3)、緩衝材の吸収エネルギーは、横梁の応力-ひずみ関係を完全弾塑性と仮定し、最大荷重と比例限度荷重の平均値を中間荷重として終局荷重変位まで囲んだ面積とした(式-4、5、6)。式-1に式-2($v_1 = \alpha \cdot v_0$)から式-6までを代入し、流速比 α について整理すると式-7となる。緩衝材通過前後で崩土の有効質量は等しいと仮定すると式-8が導かれた。衝突荷重の低減効果は、想定される v_0 と v_1 を衝突荷重の算定式(式-9)に代入して試算した。

3. 実験方法

実験は、実験装置(図-1)の上端に設けられた土砂供給装置から、川砂と礫を混合した試料(最大粒径 19.0mm、50%粒径 2.3mm)を勾配 45° の水路斜面に流下させる方法で行った。用いた試料は実験棟内の自然湿潤状態で使用した。斜面途中に流動深調整板を設けることで、流下する試料の流動深が一定となるようにして、衝突荷重計測装置に衝突させた。また、荷重受荷台面に衝突する直前の崩土流速を計測するため、高速ビデオカメラ(400・500 コマ/秒)の撮影を上空・側面方向から行うとともに、崩土の流下堆積状況を確認するため、デジタルビデオカメラの撮影を行った。

緩衝材には、横梁材と鋼製の主柱からなる模型を用いた(図-2)。横梁材は、事前に数種類の部材について静的載荷試験を行い、吸収エネルギー量を求め、崩土の衝突荷重は等分布で横梁材に作用し、たわみ破壊することを考慮して、バルサ材 $\phi 25\text{mm}$ を用いた。表-1に横梁材の静的載荷試験結果による部材特性を、表-2に実験ケースを示す。

4. 実験結果

4.1 崩土の流速・衝突荷重および流下堆積形状

崩土の流速(衝突面から 10cm 上流側区間)は、高速ビデオカメラの映像から読み取った結果、 $v_0=6.4\text{m/sec}$ であった。

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} m_0 v_0^2 - \frac{1}{2} m_1 v_1^2 = E_s \cdot k \cdot n \quad \dots \text{(式-1)} \\ & \alpha = \frac{v_1}{v_0} \quad v_1 = \alpha \cdot v_0 \quad \dots \text{(式-2)} \\ & q_{\max} = \frac{8Z\sigma}{L^2} = \frac{\pi \cdot d^3}{4L^2} \cdot (\sigma_{ex} + \sigma_{ce}) \quad \dots \text{(式-3)} \\ & \delta(x) = \frac{q_{\max} L^4}{24E I} \left[\left(\frac{x}{L} \right)^3 - 2 \left(\frac{x}{L} \right)^2 + \left(\frac{x}{L} \right)^4 \right] \quad \dots \text{(式-4)} \\ & \delta_p(x) = \mu \delta(x) \quad \dots \text{(式-5)} \\ & E_s = \int_0^L q_{\max} (0.5\delta(x) + \delta_p(x)) \cdot dx \quad \dots \text{(式-6)} \\ & \alpha = \sqrt{\frac{m_0 - (\mu + 0.5)(\sigma_{ex} + \sigma_{ce})^2 \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot k \cdot n}{60000 E m_0 v_0^2}} \quad \dots \text{(式-7)} \\ & \alpha = \sqrt{1 - \frac{(\mu + 0.5)(\sigma_{ex} + \sigma_{ce})^2 \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot k \cdot n}{60000 E m_0 v_0^2}} \quad \dots \text{(式-8)} \\ & F = P_m (v_0^2 - v_1^2) \quad \dots \text{(式-9)} \end{aligned}$$

v_0 : 緩衝材なしとした場合の構造物に衝突する直前の崩土流速(m/sec)
 v_1 : 緩衝材ありとした場合の緩衝材通過後の減勢された崩土流速(m/sec)
 m_0 : 斜面直前の崩土の有効質量(kg)
 m_1 : 斜面直後の崩土の有効質量(kg)
 E_s : 構造物の吸収エネルギー(N・m)
 k : 駆動吸収エネルギー率(%)
 n : 構造物の監査木数(本)
 α : 崩土の減勢率(%)
 q_{\max} : 緩衝材の最大荷重と
比例限度荷重との中間値(N/mm)
 σ_{ex} : 構梁材の降伏強度(N/mm²)
 σ_{ce} : 構梁材の比例強度応力(N/mm²)
 Z : 構梁材の断面係数(mm³)
 L : 構梁材のスパン長(mm)
 $\delta(x)$: 緩衝材の比例限度変位量(mm)
 E : 構梁材の比例剛性係数(N/mm²)
 I : 構梁材の断面二次モーメント(mm⁴)
 P_m : 崩土の密度(t/m³)
 $\delta_p(x)$: 緩衝材の最大荷重変位量(mm)
 μ : 構梁材の弾性率
 d : 構梁材の直径(mm)

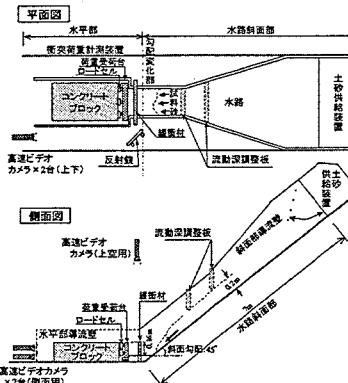


図-1 実験装置

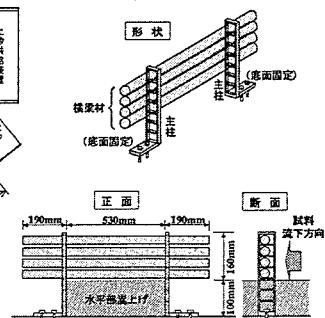


図-2 緩衝材模型の構造

表-1 横梁材の部材特性

| 定 数 | 単位 | 50t/本 | 70t/本 | 回数 |
|-----------|-------|-------|-------|----|
| ヤング係数 | N/mm² | 2587 | 3909 | |
| 曲げ強度 | N/mm² | 10.4 | 20.2 | |
| 最大荷重変位 | mm | 10.2 | 12.1 | |
| 終局変位 | mm | 17.8 | 21.7 | |
| 最大荷重 | N | 127.1 | 247.9 | |
| 断面係数 | mm³ | 1534 | 1534 | |
| バネ定数 | N/mm | 19.1 | 28.8 | |
| 静的吸収エネルギー | N·mm | 851 | 1863 | |

得られた衝突荷重の時間変化と流下堆積断面形状を図-3 に示す。また、緩衝材を設置した場合の衝突荷重をあわせて示す。

緩衝材を設置しない場合の衝突荷重波形の変化点に着目してみると、衝突開始から完了までに①衝突開始②先頭本体部衝突(第1ピーク)③後続衝突(第2ピーク)④静止(収束)という過程に区分できた。図-3 下図の実線は崩土の流下断面

表-2 実験ケース

| 流下崩土量 | 斜面勾配 | 緩衝材 | 回数 |
|-------|------|----------------------------|----|
| 0.75 | 45 | バルサ材 $\phi 25\text{mm}$ 4本 | 3 |

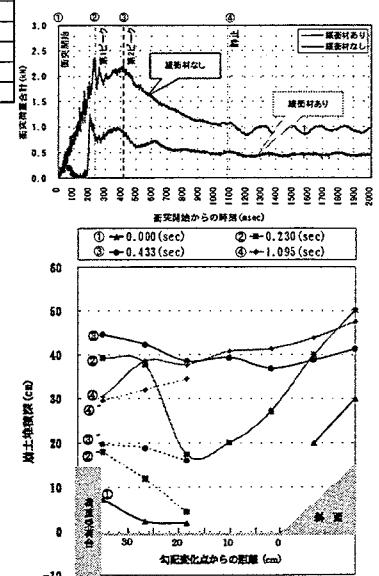


図-3 崩土の衝突荷重の時間変化と流下堆積断面形状

形状を、破線は堆積断面形状(撮影した映像から停止していると判断される部分の上面)を示し、それぞれ同時刻に対応する番号を記した。したがって同一番号の実線と破線の間が

流動層を示していることになる。衝突荷重は、衝突・堆積する過程で三角形の堆積層を形成し、受荷台の高さまで達してその上を越流・流動するときに第1ピーク(荷重値2.3kN、作用時間230msec)が発生した。その後波形は一旦減衰し、後続崩土による第2ピーク(荷重値2.1kN、作用時間203msec)が発生したが、ポケット断面が堆積層で満たされた③以降は、堆砂量は大きく増加するが、作用する荷重は徐々に減衰し収束した。

4.2 緩衝材による崩土の流速と荷重の低減

緩衝材を設置しない場合の衝突直前の崩土流速に対して、緩衝材を設置した場合の緩衝材通過後の流速低減比は0.81(1回目)、0.90(2回目)となった。なお、実験3回目は横梁材が折れず計測できなかった。

崩土による衝突荷重についても同様に、得られた波形のピーク値を第1と第2に分けて比較すると、流速比に対応した荷重低減比は、それぞれ実験1回目では0.53、0.51となり、実験2回目では0.75、0.86となった。緩衝材の破断は崩土作用後80~250msecで生じていることから、崩土の衝突により緩衝材が破断した後も減勢された崩土によって後続流も減勢されていることがわかる。

衝突荷重の算定式を $F = \rho_m \cdot v^2$ として、流速低減比と荷重低減比の関係を図-7に示した。流速低減比を α 、荷重低減比を β とすると、関係式は $\beta = \alpha^2$ で表される。実験値は流速低減比 α が小さくなるほど荷重低減比 β の値は小さくなる傾向を示し、式の傾向と一致する。荷重低減比 β の実験値は計算値に対しておよそ0.8~1.0倍の相関を得た。

4.3 崩土の有効質量 m_0 の想定

崩土の有効質量は、流下した全崩土量のうち、ピーク荷重に寄与していると想定される崩土の量と定義して、本実験では流下堆積形状から求める方法と崩土通過量から求める方法で想定した。前者は、崩土の側断面積に水路幅と崩土堆積後の単位体積質量平均値(1,900kg/m³)を乗じて求め、後者は衝突前の崩土流速と作用時間および水路幅と流動深、崩土流下時の単位体積質量平均値(1,765kg/m³)を乗じて求めた。緩衝材を設置した場合、崩土の衝突により横梁材が破断した時点の堆積層の断面形状から22kg、崩土通過量から35kgを算出した。

4.4 力学的エネルギー保存則に基づいた評価手法の検証

2.で示した評価手法の算定式に、崩土の有効質量を35kgと想定し、緩衝材を設置しない場合の衝突直前の崩土流速 v_0 と緩衝材による流速低減比 α の関係を図-4のように得た。プロット点は実験値を、実線・破線は計算値を示す。既往の実験では、静的吸収エネルギーと動的吸収エネルギーは同程度で、その比 k は $k=1$ になるとしている(水山、1989)。本実験では崩土の有効質量35kgの場合、 k 値を12~20とすることによって計算値(実線・破線)と実験値(プロット点)がほぼ一致する。

k 値が大きくなるのは、流下する崩土の流動深が一定になるまでに先頭部が先に衝突することや既に堆積した崩土が塑性変形しサンドクション的な働きをしたことが影響したためと考えられる。 $k=1$ 程度となる有効質量の値は2~3kg程度である。し

たがって緩衝材に作用した崩土の有効質量は2kg~35kgの範囲と考えられ、この際の k 値は1~20の範囲と考えられる。

4.5 実規模の崩土を想定した場合の緩衝効果の試算

実規模を想定し、斜面勾配 $\theta:45^\circ$ 、斜面高さ $H:5\sim50m$ 、斜面下端から下流側1mの位置における崩土流速を5~9m/secとすると、緩衝材を斜面下端から構造物背面までの平坦部に設置した場合、流速低減比との関係は図-5のように示される。緩衝材横梁の部材特性は、実物大のスギ材における既往の静的載荷試験結果^{2,3)}を等分布荷重に換算した平均値を用いた。また、崩土が緩衝材全面に衝突することを考え、その際の崩土の有効質量を緩衝材の有効高さ1m、有効幅2mとして45°の斜面から50cm離して設置した時のポケット容量から求めると約4,000kgとなる。2mスパンのスギ材φ100mmを9本設置し、安全側を考慮して k 値を1として算定すると3~11%の流速低減効果で5.9~20.8%の衝突荷重低減が試算される。図には崩土の有効質量を1,000kg、2,000kgと変化させた場合の α の値をあわせて示してある。これから、崩土量が少ないほど流速の低減効果は大きいことがわかる。

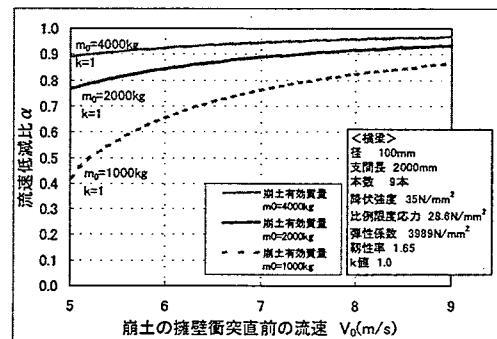


図-5 実規模を想定した緩衝材による崩土の流速低減比

5. おわりに

(1) 力学的エネルギー保存則に基づき、動的にに対する静的吸収エネルギーの比である k 値が1とならない要因としては、本実験における崩土の先頭部流動深は衝突する構造物高さの半分程度であったことや衝突過程の崩土の塑性変形による吸収エネルギーが算定式の中で考慮されていないことが挙げられる。

(2) 緩衝材径やスパン長の適用範囲についてはφ100~200mm、2m/スパン前後の範囲であれば適用できると考えられる。ただし、式-8の平方根の中は正でなければならず、設定した崩土の規模(有効質量 m_0 、衝突直前流速 v_0)に対して、横梁材の規模が大きくなり過ぎないように横梁材の直径やスパン長等を選定する必要がある。横梁を支える主柱の安定を確保するには主柱の反力が大きくならないよう、横梁の間伐材径を小さく、また、主柱のスパン長を長くとることで効果的に現場へ適用させることが可能であると思われる。

(3) 使用する間伐材の部材強度について、本報告で用いた範囲と大きく異なる場合等は使用する部材について静的載荷試験を行い、強度特性を確認して設計に反映させることが望ましい。

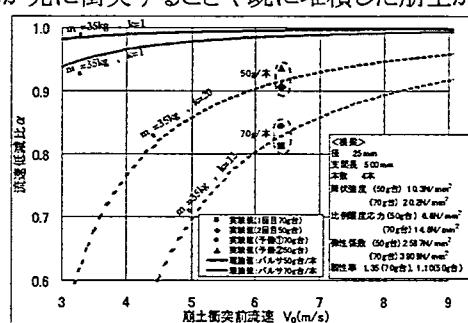


図-4 衝突直前の崩土流速に対する緩衝材による流速低減比

引用文献

- 近藤浩一・白川健二・寺田秀樹・岩男忠明・松田義則・大久保昇・吉川修一:「崩土の衝突に対する緩衝材による流速低減効果に関する模型実験」平成14年度砂防学会研究発表会概要集, p.142-143, 2002
- 矢澤昭夫・水山高久・鈴木浩之:「樹木の衝撃エネルギー吸収能に関する基礎実験報告書」土木研究所資料 第2430号, p.1-112, 1987
- 水山高久・栗原淳一・鈴木浩之:「立木の衝撃緩衝効果に関する試験報告書(II)」土木研究所資料 第2737号, p.1-18, 1989