

# 流下土砂衝突時の待受け式擁壁の安定性に関する実験的研究

国土技術政策総合研究所  
八千代エンジニアリング

○内田太郎, 小山内信智  
吉川修一 松田義則

## 1 はじめに

急傾斜地崩壊防止工事に用いられる待受け式擁壁は斜面を改変することが少ないため、斜面の生態系を保全したまま、がけ崩れによる土砂災害の防止、減災をすることができるという利点がある。現状の待受け式擁壁の設計手法は静的な力の釣り合いに基づくものである。すなわち、崩壊土砂が流下し、崩壊土砂が待受け式擁壁に衝突する際の擁壁の安定性、崩壊土砂が衝突時に待受け式擁壁に作用する荷重、擁壁の自重、裏込め土の土圧、擁壁底面の摩擦抵抗の釣り合いで検討する。一方で、がけ崩れがおこった斜面において設置されていた待受け式擁壁においては、崩壊土砂の衝突に際して、地盤が微小に変形する場合があることが報告されている(内田ら、2006a)。さらに、地盤工学の分野では、地盤の支持力特性を考慮した擁壁の安定性を評価する手法が提案されてきている(Okamura and Matsuo, 2002 など)が、急傾斜地崩壊対策を対象とした待受け式擁壁に対する適用性は十分に検討されてきていない。

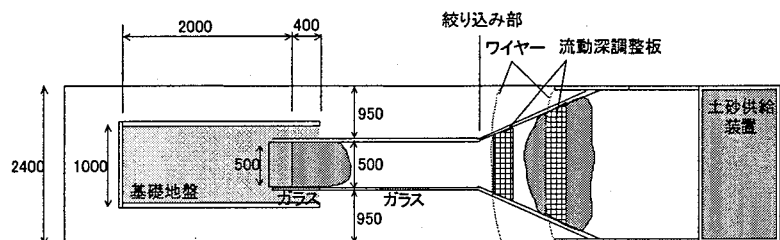
しかしながら、実際の斜面において、崩壊土砂の衝撃荷重、作用位置、擁壁変位量及びその方向を精度良く計測することは極めて困難である(内田ら、2006a)。一方、これまで崩壊土砂に関する実験の多くは、衝突時の崩壊土砂が構造物に作用する荷重測定に焦点を当てたものであり(内田ら、2006b)、擁壁の安定性を検討したものではない。そこで、本研究では、流下土砂衝突時の擁壁の安定性の評価手法を検討する目的で、室内実験を実施し、崩壊土砂の流下状況、衝突時に擁壁に作用する荷重、擁壁の変位量とその向きを計測した。

## 2 実験の概要

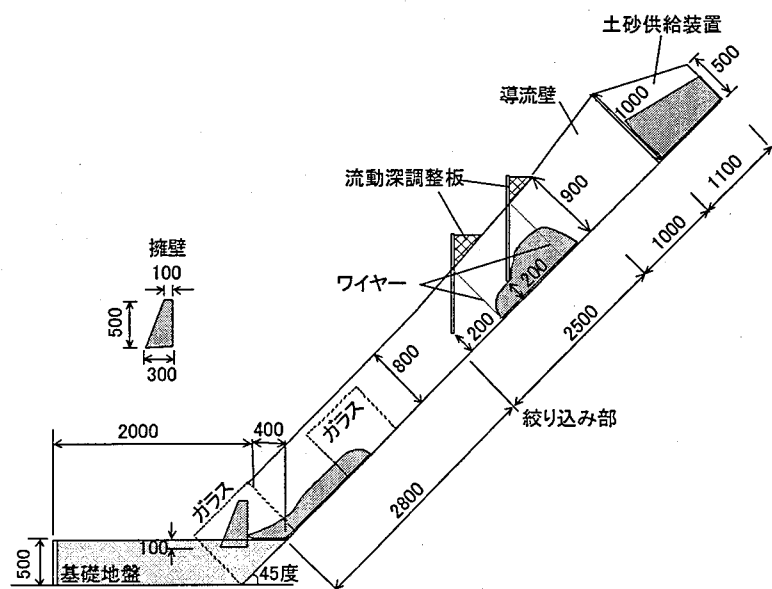
実験は国土技術政策総合研究所地すべり模型実験施設内の崩土流下実験装置で行った(図-1)。崩土流動実験装置上流端にある土砂供給装置から、川砂と礫を混合した土砂(最大粒径 19.0 mm、50%粒径 5.1mm)をゲートを開くことにより実験斜面に流下させる方法で行った。土砂量は 0.05~0.4 m<sup>3</sup> とした。実験に用いた土砂の含水率は 2~3% とした。斜面下端から擁壁模型までの距離は 0.4m とした。土砂供給装置から擁壁までの斜距離は約 6.3m、斜面勾配は 45 度とした。

実験に使用した擁壁模型は高さ 50cm、擁壁長さ(斜面傾斜方向と直行する方向) 50cm、天端幅 10cm、底面幅 30cm である。圧縮型ロードセル LMA-A を擁壁の崩壊土砂が作用する面に 12 台、擁壁底面に 3 台をとりつけた。

斜面下端の水平部に基礎地盤を設置する。基礎地盤に用いる材料は、砂地盤と粘土地盤の2種類とした。砂地盤の材料は、川砂(最大粒径 4.75mm、50%粒径 0.476mm)を用いた。粘土地盤の材料は、岡山県笠岡干拓地から採取した笠岡粘土粉末に水を加えて練り混ぜたものを用いた。笠岡粘土と水の配合比は、体積比で笠岡粘土1:水 0.35 の割合とした。いずれのケースも擁壁模型と斜面下端の間は厚さ 10cm 埋め戻した。擁壁の前面(斜面と反対側)は、砂地盤に関して、砂を厚さ 10cm 埋め戻したケースと埋め戻さないケースの実験を行った。粘土地盤は埋め戻さないケ



(a) 平面図



(b) 側面図

図1 実験装置の概要(図中の数字の単位は mm)

ースのみ実験を実施した。

測定項目は、流下土砂の速度、流動深、土砂の衝突時に擁壁に作用する荷重、擁壁底版における反力分布、擁壁の変位量の時間変化である。

### 3 実験結果

#### 3.1 作用荷重

図2に擁壁に作用した総荷重の時間変化の例を示す。図に示すように、荷重は増加開始から約0.4~0.8秒程度で最大値に達し、土砂量が比較的多いケースでは0.5秒程度ほぼ同じような荷重が測定された。その後、総荷重は低下し、衝突開始から荷重の立ち上がりから、1.5秒後以降はほとんど変化しなくなった。

次に、図3に土砂量と擁壁に作用した総荷重のピーク値の関係を示した。なお、土砂が水平に貯まると仮定した場合の擁壁の空きポケット容量は $0.12\text{m}^3$ である。図に示したように、擁壁の空きポケット容量とほぼ等しい $0.15\text{m}^3$ までは、土砂量の増大にともない、ピーク荷重が顕著に増加した。一方、 $0.15\text{m}^3$ 以上の領域では土砂量の増加に対するピーク荷重の増加の割合は小さくなった。また、図3に示したように埋め戻しの有無、地盤の違いによるピーク荷重の差は比較的小さく、地盤の擁壁に作用する荷重への影響は小さいとしたこれまでの予想(内田ら、2006b)を支持する結果であった。

#### 3.2 変位量—ピーク荷重関係

図4には、擁壁に作用した総荷重のピーク値と擁壁天端の水平方向の最大変位量の関係を示した。図に示したように、ピーク荷重が大きくなるに従い、擁壁の変位量が大きくなる傾向が確認された。砂地盤の埋め戻しなしのケースについて詳しく見ると、ピーク荷重が $0.7\text{kN}$ 以下のケースでは、擁壁の変位量はピーク荷重の大小にかかわらず、ほぼ一定で $5\text{mm}$ 以下であった。それに対し、ピーク荷重が $0.7\text{kN}$ 以上の領域では、ピーク荷重の増大に対して急激に変位量が増大する傾向が見られた。このことと土砂量が大きくなると、荷重のピーク時刻付近で比較的時間大きな荷重の作用が継続した結果(図2)を併せて考えると、擁壁の安定性には、ピーク荷重のみならず、作用時間や作用した力積も影響すると考えられる。

また、砂地盤と粘土地盤を比較すると、粘土地盤の方が同じピーク荷重であっても、変位量は大きく、同じ荷重、地盤形状であっても、地盤の質によって変位量が異なることが分かった。さらに、擁壁前面を埋め戻したケースは埋め戻さなかったケースと比べて顕著に変位量が小さい傾向が見られた。このことは、根入れの有無、根入れの深さによって同じ荷重でも擁壁の変位量が異なる可能性を示している。

### 4. おわりに

本実験において、荷重の時間変化と擁壁の変位の実態に関する精度の高い実験データが収集された。今後、これらのデータを活用し、①擁壁に作用する荷重の推定手法、②擁壁基礎地盤の変形量推定手法を検討し、③擁壁の安定性評価手法を提案していきたい。

参考文献 内田ほか(2006a)急傾斜地崩壊対策に用いられる待受け式擁壁の安定性 土木技術資料(印刷中)/内田ほか(2006b)衝突時に崩壊土砂が構造物に作用する荷重に関する実験:構造物の変位が荷重に及ぼす影響、砂防学会誌(印刷中)/Okamura, M. Matsuo O. (2002) Soil and Foundation, 42(1), 131-139

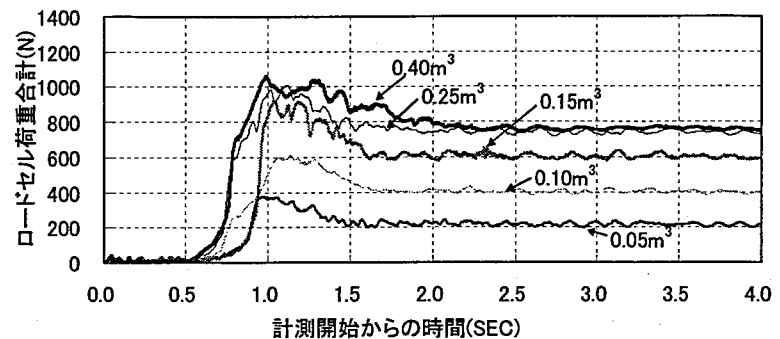


図2 擁壁に作用する荷重の時間変化

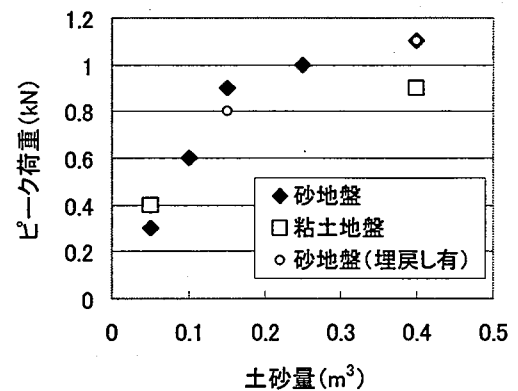


図3 土砂量と擁壁に作用した総荷重のピーク値の関係

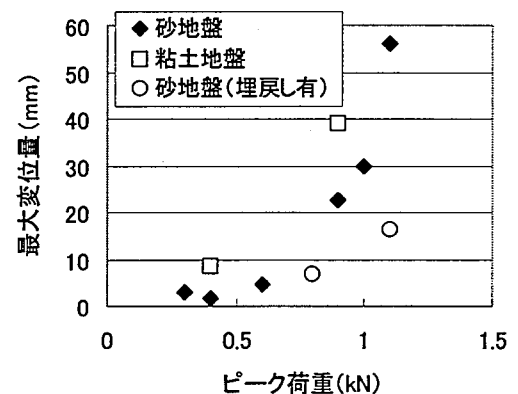


図4 擁壁に作用した総荷重のピーク値と擁壁天端の水平方向の最大変位量の関係