

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

Experiments on impulsive load of soil collapse to the wall Effects of displacement of wall on impulsive load

内田 太郎*1

Taro UCHIDA

小山内 信智*5

Nobutomo OSANAI

曾我部 匡敏*2

Masatoshi SOKABE

吉川 修一*6

Shuuichi YOSHIKAWA

寺田 秀樹*3

Hideki TERADA

亀田 信康*6

Nobuyasu KAMEDA

近藤 浩一*4

Koichi KONDO

Abstract

To clarify factors governing the impulsive load of collapsed soil acting on structures, laboratory experiments were conducted. The experiments were conducted using a cascading sediment experimental flume. The head of flume was fitted with a vertical steel gate for suddenly release a static sediment mass and initiating an avalanche. All cascading sediment consisted of dry sand and gravel. The impulsive load measure device was installed on the flume. We used two kinds of impulsive load measurement devices: a compression load cell type (displacement under load 7.0×10^{-4} mm/kN) and a spring type (displacement under load 1.0×10^3 mm/kN). Results of experiments showed that measured impulsive load of cascading sediment can be calculated based on changes in the momentum of the cascading sediment in the vertical direction on the acting surface of the device. We also found that measured load by the spring device is equal to that by the load cell device. This means that the displacement of structures give small impacts on the impulsive load of cascading sediment acting on structures.

Key words : shallow landslide, cascading sediment, flume experiment, gravity wall, impulsive load

1. はじめに

急傾斜地崩壊防止工事のうち待受け式擁壁工は斜面を改変することがないため、植生を残したままで崩壊対策を行なうことが出来るなどの利点がある。近年、待受け式擁壁の設計においても、崩壊土砂が擁壁に衝突する際に擁壁に作用する力が考慮されるようになってきた。これにともない、近年、待受け式擁壁に作用する荷重低減を目的とした緩衝材の効果評価（西村・園田，2002など）や擁壁基礎地盤の変形が待受け式擁壁の安定性に及ぼす影響について検討がなされてきている（曾我部ら，2004など）。

これまで、崩壊土砂が構造物に衝突する際の力の作用

については、室内実験により検討がなされてきた。室内実験は、流下（落下）させる土砂の形態から、①袋に土砂をつめて落下させる実験（中堤・谷，1982など）と②乾燥砂を流下させる実験（仲野・右近，1986など）の2つのタイプに大きく分類することができる。このうち、①のタイプの実験では、流下時および衝突時に崩壊土砂の変形が袋に規制されるなど、崩壊土砂の流下・衝突の実態と一致しない点がある可能性が高いと考えられる。一方、②のタイプの実験では、崩壊土砂の流下・衝突の実態を概ね表現できている可能性が高いと考えられてきた（Iverson *et al.*, 2004など）。さらに、寺本ら（1987）は、②のタイプの実験から、砂質の流下土砂が構造物に衝突する際に構造物に作用する荷重は流体圧、すなわち

*1 正会員 国土技術政策総合研究所 危機管理技術研究センター（現所属：国土交通省砂防部） Member, Research Center for Disaster Risk Management, National Institute for Land and Infrastructure Management (Now in Sabo Department, Ministry of Land, Infrastructure and Transport) (uchida-t2r2@mlit.go.jp) *2 正会員 国土技術政策総合研究所 危機管理技術研究センター（現所属：東興建設株式会社） Member, Research Center for Disaster Risk Management, National Institute for Land and Infrastructure Management (Now in Toko Co., Ltd.) *3 正会員 国土技術政策総合研究所 危機管理技術研究センター（現所属：土木研究所） Member, Research Center for Disaster Risk Management, National Institute for Land and Infrastructure Management (Now in Public Works Research Institute) *4 正会員 国土交通省砂防部（現所属：砂防・地すべり技術センター） Member, Sabo Department, Ministry of Land, Infrastructure and Transport (Now in Sabo Technical Center) *5 正会員 国土技術政策総合研究所 危機管理技術研究センター Member, Research Center for Disaster Risk Management, National Institute for Land and Infrastructure Management *6 八千代エンジニアリング株式会社 Yachiyo Engineering Co., Ltd.

崩壊土砂の運動量の変化によって表すことができることを示した。

しかしながら、②のようなタイプの実験により、土砂の流下・堆積形態を詳細に測定した実験はこれまで数多く行われてきたが (Iverson *et al.*, 2004; McDougall and Hunger, 2004; 大倉, 2004 など), 崩壊土砂が構造物に衝突する際に構造物に作用する力を検討した実験は寺本ら (1987) の他に、仲野・右近 (1986), 寺田ら (2004), 阿地波ら (2003), 長谷川ら (2004) などあるものの数は少ない。さらに、寺本ら (1987) が得た「流下土砂が構造物に衝突する際に構造物に作用する荷重は流体圧で表すことができる」とした結果の再現性・一般性を検証した例は見られない。

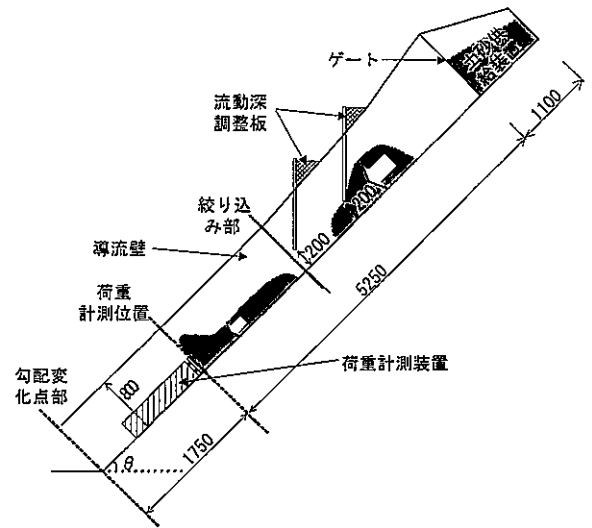
また、崩壊土砂が構造物に衝突する際に構造物に作用する力を検討した室内実験は、荷重の測定方法別に、①土石流に関する実験 (宮本・大同, 1983 など) 同様、鉄板等に土圧計またはロードセルを取り付けた極めて変形量の小さい荷重測定装置 (一般的には 10^{-3} mm 以下) を使用した実験 (仲野・右近, 1986; 寺本ら, 1987; 金子・寺田, 2002; 阿地波ら, 2003 など), ②流下土砂の荷重を受ける台 (以下、受荷台とよぶ) をばねなどで支え、数 cm オーダーの台の変位を測定し、あらかじめ求めておいた変位-荷重関係から荷重を換算する実験 (DeNatale *et al.*, 1999; 長谷川ら, 2004; 寺田ら, 2004) に分類できる。

一般に構造物の挙動に関する解析手法は、外力の作用時間、構造物の変形量によって異なることが明らかにされている (石川, 1993 など)。この考えに基づくと、待受け式擁壁の安定性に及ぼす基礎地盤の変形の影響評価、緩衝材の効果評価を行なうにあたっては、受荷台の変位量の影響を考慮し、受荷台の変位の異なる実験を行い、比較した例は見られないのが現状である。

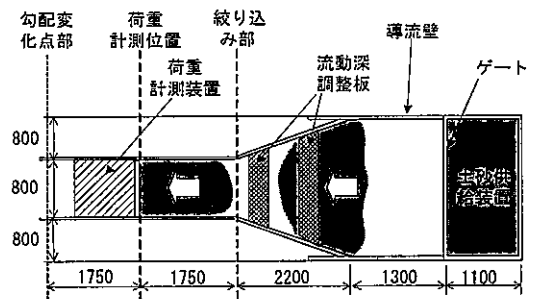
そこで、本研究では、まず、寺本ら (1987) の結果を追試すべく、乾燥砂を用いた土砂の流下実験を行い、流下土砂が構造物に衝突する時に構造物に作用する荷重をロードセルを用いて測定することとした。次に、受荷台の変位が構造物に作用する荷重に与える影響を調べるために、受荷台の変位量が 10 cm 程度と比較的大きい荷重測定装置を作成し、同様の土砂流下実験を行った。その上で、実験結果を基に、待受け式擁壁の緩衝材の効果評価および基礎地盤の変形を考慮した待受け式擁壁の安定性評価について検討した。

2. 実験方法

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動実験装置を用いて行った (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 5.1 mm; 図-2) を実験斜面にゲートを急に開くことにより流下させる方法で行った。土砂量は 0.25, 0.5, 1.0 m³ の 3



(a) 側面図



(b) 平面図 (図中の数字は斜距離)

図-1 実験装置 (図中の数字の単位は mm)

Fig.1 (a) Longitudinal cross section and (b) plan view of the experimental flume. Numbers of figures

表-1 実験条件
Table 1 Experimental condition

	斜面勾配 (°)	土砂量 (m ³)	測定装置
Case 1	45	0.25	ロードセル
Case 2	45	0.5	ロードセル
Case 3	45	1.0	ロードセル
Case 4	45	0.25	ばね
Case 5	45	0.5	ばね
Case 6	45	1.0	ばね
Case 7	38.7	0.25	ロードセル
Case 8	38.7	0.5	ロードセル
Case 9	38.7	1.0	ロードセル
Case 10	38.7	0.25	ばね
Case 11	38.7	0.5	ばね
Case 12	38.7	1.0	ばね

ケースとした。また、実験に用いた土砂の含水率は 2~3% とした。斜面の途中に荷重測定装置を設置し、土砂の衝突時の荷重の時間的変化を測定した。土砂供給装置から荷重計測装置の受荷台までの斜距離は 5.25 m とした。斜面勾配は 38.7 度, 45 度の 2 ケースとした。なお、実験ケースを表-1 にまとめた。

荷重計測装置として、圧縮型ロードセル CLA-NA (東

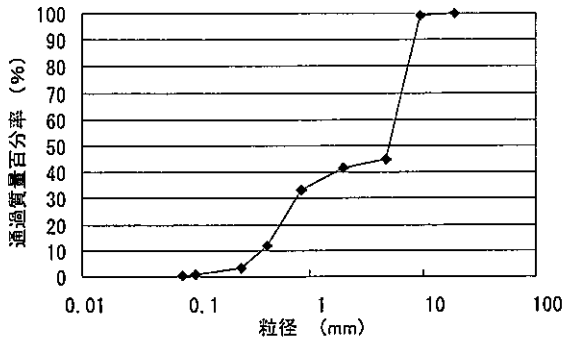


図-2 実験に用いた砂の粒度分布
Fig.2 Grain size distribution of sediment

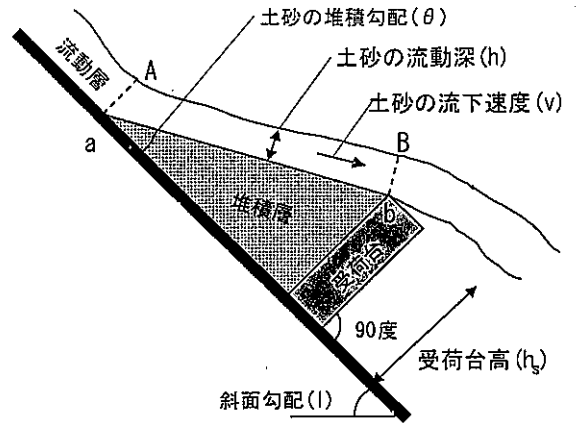


図-4 受荷台周辺の土砂

Fig.4 Schematic illustration of cascading sediment around impulsive load measurement devices

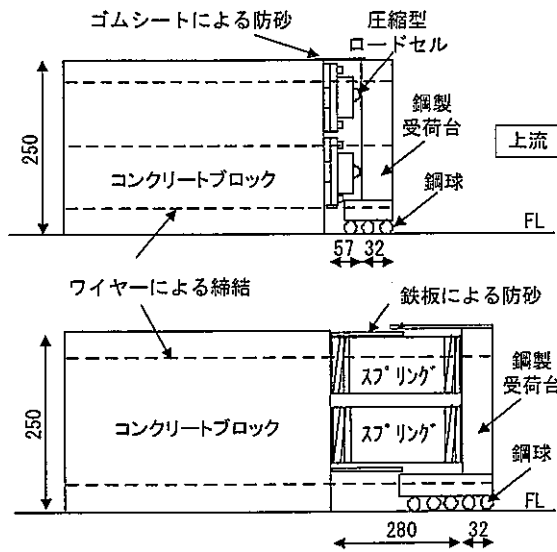


図-3 荷重計測装置 (上：ロードセル装置，下：ばね装置)
(図中の数字の単位は mm)

Fig.3 Impulsive load measurement devices (Upper and lower panels are load cell and spring types, respectively. Numbers of unit in figure is mm)

京測器研究所：荷重に対する変位量 7.0×10^{-4} mm/kN とばね (長さ 280 mm, 荷重に対する変位量 1.0×10^2 mm/kN/本) を用いた 2 種類のものを作成した (図-3)。ばね定数は、ばねごとに静的校正試験 (変位量 0~150 mm) により求めた。ロードセルを用いた装置 (以下、「ロードセル装置」と呼ぶ) では、受荷台背面に 3 台のロードセルをとりつけ、荷重を 1000 Hz で測定した。ばねを用いた装置 (以下、「ばね装置」と呼ぶ) では、受荷台背面に 4 本のばねを取り付け、受荷台の変位量をレーザー変位計で測定し、校正試験で求めたばね定数を用いて荷重に換算した。流下方向の荷重を計測する目的で鋼製の受荷台が回転しないようにコンクリートブロックと受荷台をワイヤーで締結した。ロードセル装置、ばね装置の受荷台の質量はそれぞれ 55, 74 kg である。また、荷重計測位置から上流 2 m と 3 m の所に流動深調整板を設置し、この地点を通過する崩土の流動深を 20 cm 以下になるように調整した (図-1)。

本実験ではゲート操作により土砂を流下させているため土砂の流動深、流下速度はコントロールが困難である。そこで、本実験では、土砂の流下速度、流動深は、高速ビデオカメラ (400 Hz, フォトロン社製 RGB-Rabbit 3 S-5) で撮影した画像を用いて測定した。流動深は、側方から撮影した画像を用いて、受荷台から上流に 25 cm の地点における値を 0.05~0.1 秒間隔で測定した。流下速度は、斜面の床面に対して垂直上方から撮影したビデオ画像を用いて、受荷台から上流に 25 cm の地点における表面流速を 0.05~0.1 秒間隔で測定した。表面流速は、実験土砂内にマーカーとなる粒子を混入させておき、土砂表面に現れているマーカー粒子の移動速度から算出した。移動速度は、1 フレーム (=0.002 秒) 間の移動距離を 5 フレーム連続測定し、5 フレームの平均値とした。

また、堆積勾配は、各時刻における図-4 に示す A-B 間の平均的な角度とした。さらに、実験終了後、受荷台前面および受荷台を乗り越えて勾配変化点付近に堆積した土砂の形状を測定した。

3. 実験結果

3.1 流動深、流下速度、堆積勾配

写真-1 にケース 1 の流下・堆積状況の変化を示した。時間は土砂の衝突開始時を 0 とした。写真に示したように、衝突開始直後は流動深が小さく、受荷台に衝突した土砂は、ほぼ直角に跳ね上がった (写真-1 a)。時間経過とともに土砂の流動深が大きくなったが、衝突から 0.293 秒後では受荷台前面に顕著な堆積は見られず、衝突した土砂は直角に近い角度で跳ね上がった (写真-1 b)。0.293 秒後以降も、流動深は増加し続けた。また、受荷台前面に土砂が堆積するようになり、流下してきた土砂は堆積土砂を乗り越えるように流下した (写真-1 c)。その後、時間が経過するに従い、堆積土砂の量は増加し、流動深が小さくなる傾向が見られた (写真-1 d)。以上の土砂の流下・堆積形態はすべての実験で共通して

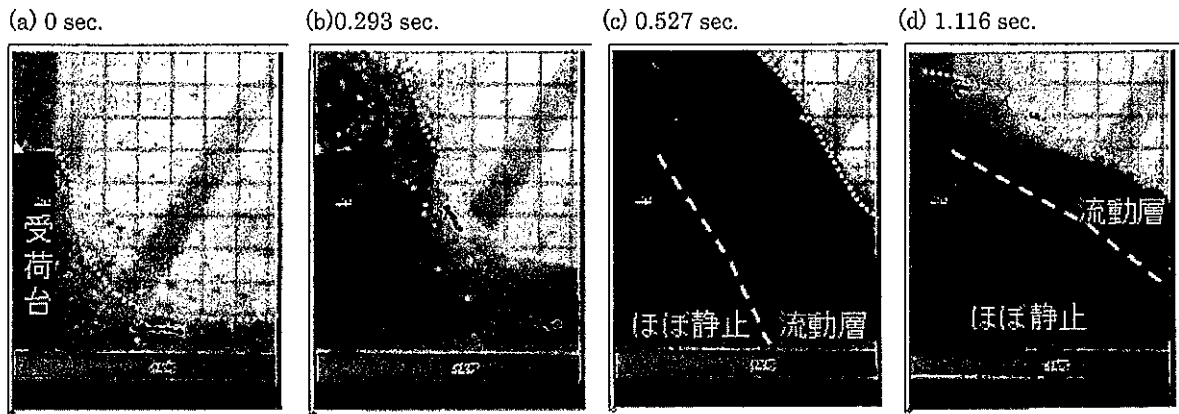


写真-1 ケース1の流下・堆積状況 (受荷台の高さは25 cm, 背景のグリッド間隔は5 cm)

Photo 1 Flow and deposition of cascading sediment in CASE 1 (Height of acting face is 25 cm. Grid interval is 5 cm)

いた。

次に流下および堆積形態を定量的に評価する目的で、図-5, 6, 7にはそれぞれ勾配45°のときの実験における流動深, 流下速度, 堆積勾配の時間変化を示した。いずれの実験ケースにおいても, 流動深ははじめ小さく, 0.4~0.6秒付近に最大値に達し, その後減少する傾向を示した。土砂量が等しい場合, ばね装置を用いた実験(流動深26~30 cm)に比べて, ロードセル装置を用いた実験(流動深34~41 cm)の方が, ピークの流動深が大きくなる傾向が見られたが, おおむね同じ傾向を示した(図-5)。また, 土砂量1.0 m³の2実験において, 土砂量0.25, 0.5 m³の4実験に比べて, 土砂衝突から0.35秒までにおいて, 流動深が大きい傾向が見られた。

土砂の流下速度は, 全てのケースにおいて衝突開始直後で大きく(7 m/s程度), その後しばらくの時間(0.3~0.6秒)は変動があるものの, ほぼ一定の値であった。その後, 急激に流下速度は減少し, 0.8秒以降はおおむね4 m/s以下であった。土砂量が等しい場合, ばね装置を用いた実験とロードセル装置を用いた実験とでは, 流下速度の変動傾向には顕著な差は見られなかった。また, 土砂量が増加するにしたがい, 土砂衝突後の流下速度が急激に減少するまでの時間が短くなった。すなわち, 土砂量0.25 m³の2実験では, 0.5~0.8秒にかけて急激な流下速度の低下が見られたのに対し, 土砂量1.0 m³の2実験では, 0.35~0.5秒にかけて急激に流下速度が減少した。また, 流下速度の急減が始まる時刻と流動深が最大になる時刻はおおむね一致しており, 流動深の増加傾向が見られる時間帯における流下速度はほぼ一定であったといえる。

堆積勾配は, 全てのケースで, 0.05秒から減少し, 0.5秒付近から, 堆積勾配の変化は小さくなった。また, 土砂量1.0 m³の2実験は, 土砂量0.25, 0.5 m³の実験に比較して, 同じ時刻の堆積勾配が小さかった。すなわち, 土砂量1.0 m³の2実験は, 衝突開始から0.35~0.5秒後において, 堆積勾配が30~40度であったが, 土砂量

0.25, 0.5 m³のケースでは, 40~60度であった。また, 堆積勾配の変化が小さくなる時刻と流動深が最大となる時刻, 流下速度の急減が始まる時刻はおおむね一致していた。また, 土砂量が等しい場合, ロードセル装置の実験とばね装置の実験で, 堆積勾配の変化はほぼ同じ傾向を示した。

以上の流動深, 流下速度の測定結果に基づき, 本稿では土砂量が同じ場合, 流動深, 流下速度の時間変化に大きな差がないものと見なした。

3.2 荷重

図-8に, 勾配45°のときの実験における荷重の測定結果を示す。いずれのケースも衝突開始後, 荷重は急激に増大した。土砂が受荷台に衝突する際に受荷台に作用する荷重(以下, 「荷重」と略す。)の増大速度は, 土砂量が大きいケースほど, 大きくなった。荷重の最大値の出現時刻は衝突開始後0.15~0.5秒の間であった。ピーク荷重までの荷重の増加過程においては, 土砂量0.5 m³のケースの衝突後0.05~0.35秒を除くと, 衝突開始からの経過時間が同じ時刻のばね装置とロードセル装置による荷重の差は, 1 kN以下であった。一方, 低減過程においては, ロードセル装置の荷重は, ばね装置の荷重の低減に比べて, 速やかに低下し, 顕著な差が見られた。荷重計測装置の違いによる堆積土砂の量に違いがほとんどないにもかかわらず(図-7), 荷重の低減過程では, 同じ時刻のばね装置の荷重は, ロードセル装置の荷重に比べて, 1~2 kN大きかった。なお, 受荷台の変位量はロードセル装置, ばね装置でそれぞれ10⁻³ mm以下, 80~110 mmであり, ばね装置の変位量はばね定数を求めた校正試験におけるばねの変位の範囲内である。

また, 図-9には, 勾配, 土砂量の条件が同じ場合のばね装置とロードセル装置の荷重の最大値をプロットした。いずれの実験条件に関しても, 荷重の最大値の差は小さく, 荷重の最大値に及ぼす装置の違いの影響は小さかったといえる。また, 勾配45°と38.7°では, 土砂量が同じとき, 荷重の最大値は勾配45°のケースの方が, 38.7°に比べて, 1.1~1.6 kN大きかった。

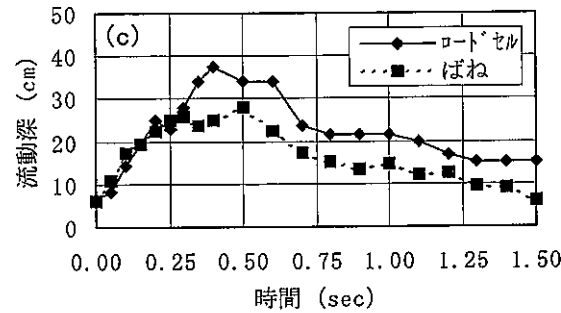
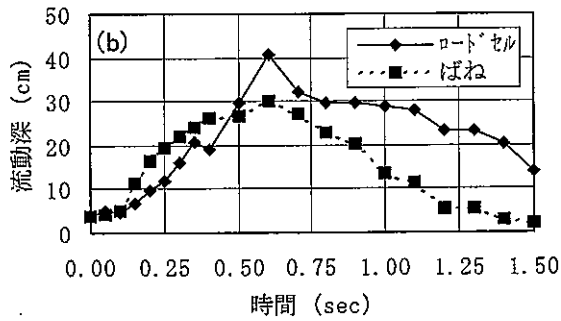
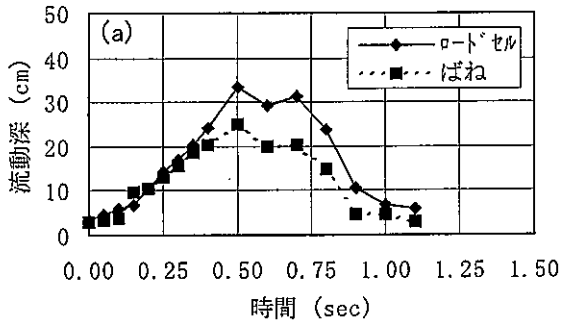


図-5 勾配45度の実験ケースにおける流動深の測定結果 (時間は土砂の衝突開始時を0とした)。(a) 土砂量 0.25 m³, (b) 土砂量 0.5 m³, (c) 土砂量 1.0 m³

Fig.5 Flow depth of cascading sediment in CASE 1 through 6. (a) Sediment volume 0.25 m³, (b) 0.5 m³, (c) 1.0 m³

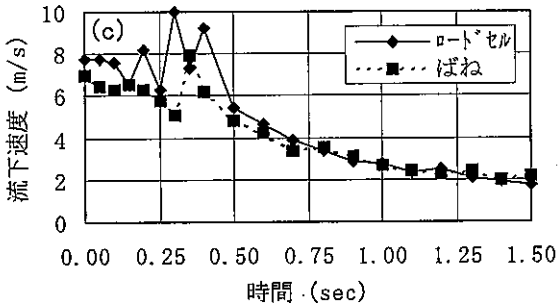
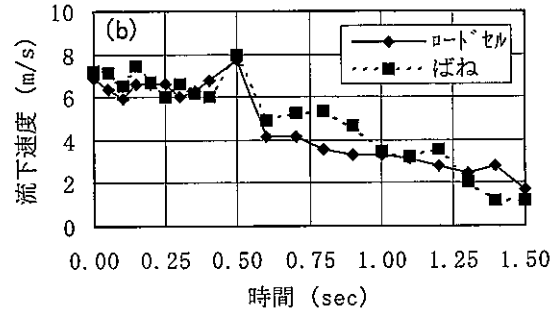
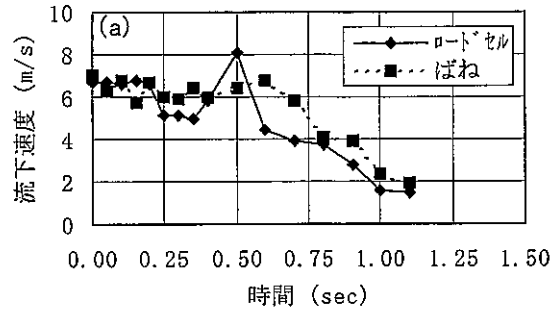


図-6 勾配45度の実験ケースにおける流下速度の測定結果 (時間は土砂の衝突開始時を0とした)。(a) 土砂量 0.25 m³, (b) 土砂量 0.5 m³, (c) 土砂量 1.0 m³

Fig.6 Flow velocity of cascading sediment in CASE 1 through 6. (a) Sediment volume 0.25 m³, (b) 0.5 m³, (c) 1.0 m³

4. 考察

4.1 寺本ら (1987) との比較

寺本ら (1987) は、砂質の流下土砂が構造物に衝突する際に構造物に作用する荷重は流体圧、すなわち流下土砂の運動量の変化によって表すことができることを示した。しかし、本実験では、流下土砂の一部は受荷台を乗り越えて流下したが、一部は受荷台前面に堆積した (写真-1)。そこで、本研究では受荷台への作用荷重 (F) は、式1で示したように、寺本ら (1987) が示した土砂の流体圧 (F_f) に加え、受荷台前面に堆積した土砂による堆積土圧 (F_s) の和であると考えた。

$$F = F_f + F_s \dots\dots\dots(1)$$

土砂の流体圧 (F_f) は、図-4におけるAa断面とBb断面を通過する受荷台に直交する方向の運動量の変化から算出した。ここで、受荷台前面の堆積土砂などによる

流れへの影響は無視し、土砂の流動深、流下速度は場所によって変化しないとして、式2から算出した。

$$F_i = Mv(1 - \cos\theta) = hwp\rho v^2(1 - \cos\theta) \dots\dots\dots(2)$$

ここで、 M は単位時間あたりに通過する土砂質量、 h は土砂の流動深、 w は土砂の流下幅 (80 cm)、 ρ は流下土砂の密度、 v は流下土砂の流速、 θ は図-4に示した堆積勾配である。 h 、 v は、受荷台から上流に25 cmの地点における値 (図-5, 6に示した値) とした。 ρ は、受荷台を設置せずに行った予備実験から求めた。予備実験においては、本実験同様、流動深、流下速度を計測し、流下時の見かけの総体積を算出した。その上で、流下土砂の総重量を見かけの総体積で除することにより $\rho = 1.1 \text{ t/m}^3$ を得た。

さらに、試料砂が受荷台前面に堆積した場合、作用すると考えられる堆積土圧は、主動状態と仮定した。堆積土砂の受荷台に作用する形態は、斜面勾配が小さく、堆

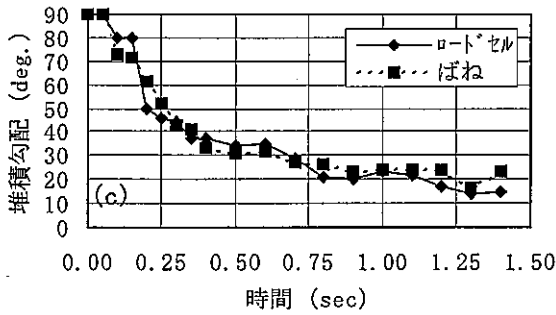
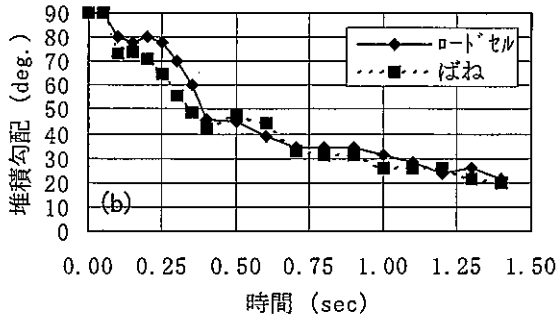
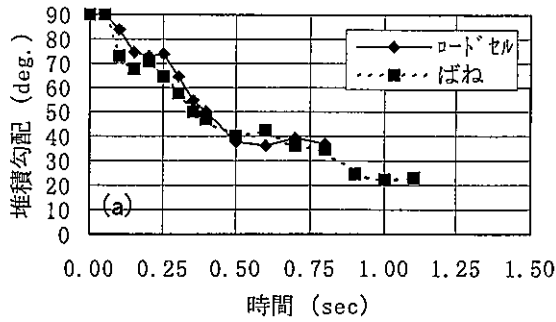


図-7 勾配 45 度の実験ケースにおける堆積勾配の測定結果 (時間は土砂の衝突開始時を 0 とした)。(a) 土砂量 0.25 m³, (b) 土砂量 0.5 m³, (c) 土砂量 1.0 m³
Fig.7 Deposition angle of cascading sediment in CASE 1 through 6. (a) Sediment volume 0.25 m³, (b) 0.5 m³, (c) 1.0 m³

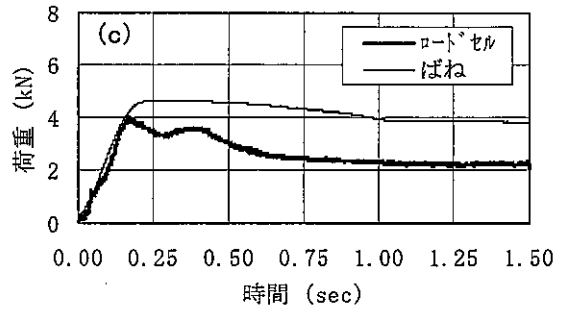
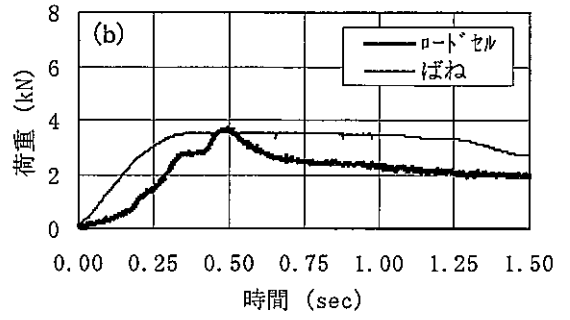
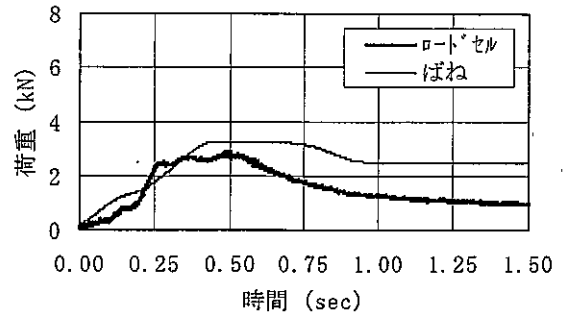


図-8 勾配 45 度の実験ケースにおける荷重の測定結果 (時間は土砂の衝突開始時を 0 とした)。(a) 土砂量 0.25 m³, (b) 土砂量 0.5 m³, (c) 土砂量 1.0 m³
Fig.8 Measured load of cascading sediment in CASE 1 through 6. (a) Sediment volume 0.25 m³, (b) 0.5 m³, (c) 1.0 m³

積土砂内ですべり面が生じる場合 (図-10 a) と斜面勾配が大きく、堆積土砂内ですべり面が生じず、堆積土砂が一塊として受荷台に作用する場合 (図-10 b) に分類できる。なお、本研究ではすべり面を直線と仮定した。このとき、土塊には、土塊の自重、受荷台および水路底面 (またはすべり面) からの垂直抗力、受荷台および水路底面 (すべり面) で働く摩擦力が働いている。ここで、土塊の自重を W とし、水路底面 (すべり面) から土塊に作用する垂直抗力を F_i とすると、

$I < \phi_s$ のとき、
 $F_s = Wg \sin I + F_i \sin(\phi_s - I) - \mu_0 A_0 F_i \cos(\phi_s - I) \dots (3 a)$

$F_i = Wg \cos \phi_s + F_i \sin(\phi_s - I) - \mu_2 A_2 F_i \cos(\phi_s - I) \dots (3 b)$

$I \geq \phi_s$ のとき、
 $F_s = Wg \sin I - \mu_1 A_1 F_i \dots (3 c)$

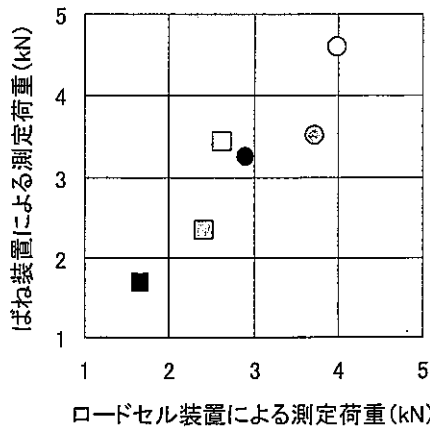
$F_i = Wg \cos I - \mu_2 A_2 F_i \dots (3 d)$

となる。ここで、 g は重力加速度、 μ_0, μ_1, μ_2 はそれぞれ堆積土砂内のすべり面における摩擦係数、堆積土砂と斜面床との摩擦係数および堆積土砂と受荷台との摩擦係数である。 A_0, A_1, A_2 はそれぞれ堆積土砂内のすべり面の面積、堆積土砂の斜面床との接触面積、堆積土砂と受荷台の間の接触面積である。式 3 a, 3 b より式 4 a が、式 3 c, 3 d より式 4 b がそれぞれ導かれる。

$$F_i = \frac{Wg(\sin \phi_s - \mu_0 A_0 \cos \phi_s)}{(1 - \mu_0 A_0 \mu_2 A_2) \cos(\phi_s - I) + (\mu_0 A_0 + \mu_2 A_2) \sin(\phi_s - I)} \quad (I < \phi_s) \dots (4 a)$$

$$F_i = \frac{Wg \sin I - \mu_1 A_1 \cos I}{1 - \mu_1 A_1 \mu_2 A_2} \quad (I \geq \phi_s) \dots (4 b)$$

さらに、 W は式 5 で表すことができる。



● 45° 0.25m³	⊙ 45° 0.5m³	○ 45° 1.0m³
■ 38.7° 0.25m³	⊠ 38.7° 0.5m³	□ 38.7° 1.0m³

図-9 ロードセル装置とばね装置のピーク作用荷重測定値の比較

Fig.9 Relationships between peak load measured by load cell type device and spring type device

$$W = \frac{\rho_s h_s^2}{2 \tan \theta + 2 \tan(\phi_s - I)} w \quad (I < \phi_s)$$

$$W = \frac{\rho_s h_s^2}{2 \tan \theta} \quad (I \geq \phi_s) \quad \dots\dots\dots(5)$$

ρ_s は堆積土砂の密度、 h_s は受荷台の高さである。
 ここでは、斜面勾配 45 度のケースについて検討する。このとき斜面勾配が、試料砂の内部摩擦角 (34.8 度) より、大きいことから、 $I \geq \phi_s$ である。また、 ρ_s は予備実験で求めた 1.7 t/m^3 を用い、実験ケースによらず一定値とした。 μ_1, μ_2 は、十分な情報がないため、 $\mu_1 = \mu_2 = 0, 0.2, 0.5$ と変化させて、ほぼ土砂の流下が停止した 1.5 秒後の受荷台前面の堆積形状をもとに、式 4, 5 により堆積土圧 (F_s) を算出し、実験の終了時の荷重測定値と比較した (図-11)。図から、ロードセル装置を用いた実験では、 $\mu_1 = \mu_2 = 0$ としたときに、計算値はおおむね測定値と一致した。一方、ばね装置を用いた実験の結果では、荷重測定値が $\mu_1 = \mu_2 = 0$ とした場合の計算値よりも大きかった。このことより、ばね装置を用いた実験における荷重の低減時は、 F_s の減少に従い、ばねが復元しようとした結果、土圧は受働状態に移行したと考えられる。この考えは、土砂量が同じ場合、ばね装置とロードセル装置では、荷重の増加時の荷重および荷重の最大値に大きな差がなかったにもかかわらず、荷重の低減時には、ばね装置の方が、ロードセル装置に比べて、荷重が大きかった結果と矛盾しない。そこで、以下の検討では、荷重が最大となる時刻において、 $I \geq \phi_s$ および $\mu_1 = \mu_2 = 0$ とし、受荷台に作用する荷重を算出する。

図-12 に測定荷重の最大値と、その時刻における流速、流動深、堆積勾配から、式 1, 2, 4, 5 を用いて求められた受荷台に作用する荷重との比較を示した。荷重測定装置によらず、おおむねピーク荷重の測定値と計算

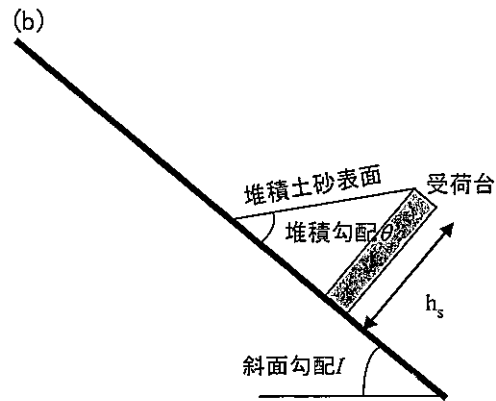
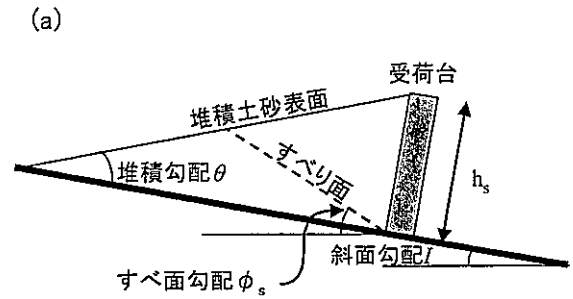
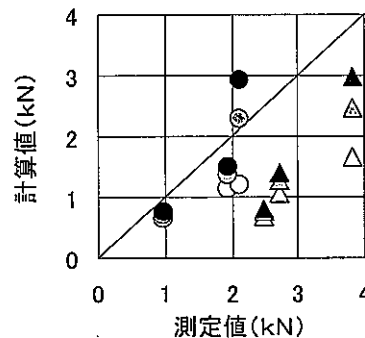


図-10 堆積土砂の模式図

Fig.10 Schematic illustration of deposited sediment



○ ロードセル $\mu=0.5$	⊙ ロードセル $\mu=0.2$	● ロードセル $\mu=0$
△ ばね $\mu=0.5$	⊠ ばね $\mu=0.2$	▲ ばね $\mu=0$

図-11 勾配 45 度のケースにおける衝突開始から 1.5 秒後の荷重の測定値と計算値

Fig.11 Relationship between observed and calculated load at 1.5 seconds after the start of action.

値は一致した。また、図-13 には計算値の内訳を示した。いずれのケースにおいても、ピーク時刻の作用荷重に占める F_s の割合が高かった。この結果は、寺本ら (1987) の流下土砂が構造物に作用する荷重は流体圧によって概ね表すことができるとした結果と矛盾しない。以上の結果から、荷重ピークの時刻に構造物に作用する荷重は流下土砂の運動量の変化と堆積土砂の堆積土圧 (主働土圧) で表すことができるといえよう。

4.2 受荷台の変位が荷重に及ぼす影響

次に、受荷台の変位が荷重に及ぼす影響を検討する。図-12 に示したように、ばね装置のピーク荷重も、流

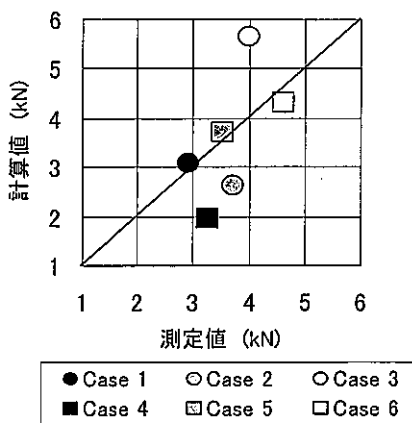


図-12 勾配 45 度のケースにおけるピーク荷重の測定値と計算値

Fig. 12 Relationship between observed and calculated load at the peak.

下土砂の運動量の変化と堆積土圧で表すことができたが、実際には、受荷台に直交する方向の流下土砂の運動量の変化は、受荷台が得る運動量とロードセルまたはばねに作用する力積に振り分けられると考えられる。そこで、ばね装置において荷重が作用したときの受荷台の運動量について検討する。土砂量 1.0 m³ のときばね装置における受荷台の最大変位は、衝突開始から約 0.25 秒後に生じ、約 110 mm であった。このことから、受荷台の移動速度を 4.4×10^{-1} m/s とすると、受荷台の運動量は 33 kg m/s となる。これに対して、衝突開始から 0.25 秒後に受荷台に到達した流下土砂の運動量は約 1800 kg m/s、受荷台への衝突による受荷台に直交する方向の運動量変化は式 2 の仮定に従うと、約 870 kg m/s となり、受荷台の運動量の 26 倍である。この結果は、土砂量が同じとき、ロードセル装置とばね装置のピーク荷重に大きな差が生じなかった結果 (図-8, 9) と矛盾しない。すなわち、受荷台の運動量に比べて、流下土砂の運動量及びその変化が極めて大きいため、受荷台の運動が、流下土砂が構造物に衝突する際に構造物に作用する力積 (荷重) に影響を及ぼさなかったと考えられる。

4.3 待受け式擁壁の安定性に関する考察

本節では、4.3.1 において、荷重計測装置後方のコンクリートブロックを待受け式擁壁とみなし、受荷台及びばねのシステムは 1 つの緩衝材とみなし、待受け式擁壁に対する緩衝材の効果評価手法について検討する。続いて、4.3.2 では、受荷台を待受け式擁壁と見なし、受荷台の変位を地盤の変形に伴う擁壁の変位と見て、地盤の変形を考慮した場合の待受け式擁壁の安定性に関する照査方法について考察する。

4.3.1 緩衝材の効果評価

西村・園田 (2004) は、重錘落下実験 (「はじめに」の①のタイプ) により、ゴム製の緩衝材の効果評価を行った。その結果、重錘が受荷台に作用した時間が 10^{-3} 秒オーダーであるとき、ゴム製の緩衝材の緩衝効果が大き

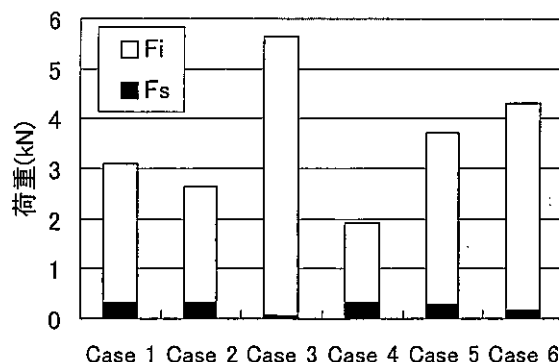


図-13 図-12 で示したピーク時の荷重の計算値の内訳
Fig. 13 Components of calculated load at the peak in Figure 12.

いことを示した。一方、本実験では、図-3 に示されるように、ロードセル装置、ばね装置により計測された荷重は、作用・反作用の法則より、コンクリートブロックに作用した荷重であると考えられる。ここで、荷重計測装置後方のコンクリートブロックを待受け式擁壁とみなした場合、受荷台及びばねのシステムは 1 つの緩衝材とみなすことができる。一方、ロードセルは極めて変形量が小さく剛体と見なすことができ、ロードセル装置により測定された荷重は、緩衝材を設置していない場合にコンクリートブロック (ここでは、擁壁と見なす) に作用する荷重とほぼ等しいとみなすことができる。すなわち、ロードセル装置とばね装置で土砂量が同じときのピーク荷重に差がほとんど見られなかった実験結果は、待受け式擁壁前面に弾性体の緩衝材を設置しても、本実験で用いたような乾燥砂が待受け式擁壁に衝突する時に待受け式擁壁に及ぼす荷重は緩和されない可能性を示している。

ここで、西村・園田の実験と本実験結果の違いについて考察する。西村・園田の実験と本実験では、流下 (落下) 土砂の状態の違うため、土砂の衝突開始から作用荷重がピークに達するまでの時間が西村・園田の実験では $4.0 \times 10^{-3} \sim 1.5 \times 10^{-2}$ 秒であるのに対し、本実験では $3.0 \sim 5.0 \times 10^{-1}$ 秒と大きく異なる。一方、石川ら (2005) は、土石流流体力に対する砂防えん堤の挙動に関する数値実験を行った。その結果、砂防えん堤に土石流流体力が作用し始めてからピークに達するまでの時間が、砂防えん堤の固有周期に比べて小さい場合、砂防えん堤前面の主応力は荷重が静的に作用した場合の主応力に比べて大きく、ピークまでの時間に依存することを示した。さらに、石川らはピークまでの時間が砂防えん堤の固有周期と同じとき、主応力は静的に作用した場合の主応力とほぼ等しいことも示した。

そこで、次に、緩衝材とみなした本実験で用いた受荷台とばねからなるシステムの固有周期 ($T(s)$) を検討する。固有周期は、

$$T = 2\pi(m/k)^{1/2} \dots \dots \dots (6)$$

ただし、 m は受荷台の質量 (= 74 kg)、 k はばね定数 (=

$4.0 \times 10^4 \text{ N/m/4 本}$) である。式 6 より、 $T=0.27$ 秒となり、土砂の衝突開始からピークまでの時間(図-8: 0.3~0.5 秒) とほぼ同程度であった。

西村・園田(2004)は重錘落下高さを変化させることにより、重錘の衝突速度が異なる実験を実施した。緩衝材を設置せずに行った実験では、重錘の衝突速度が比較的小さい場合、作用荷重が最大に達するまでの時間は約 1.5×10^{-2} 秒であるのに対し、衝突速度が大きくなるに従い、約 4.0×10^{-3} 秒まで減少した。一方、緩衝材を設置した場合、重錘の衝突速度によらず、作用荷重が最大に達するまでの時間は $1.2 \sim 1.5 \times 10^{-2}$ 秒でほぼ一定であった(西村・園田(2004)の図-12)。また、作用荷重が最大値に達した後、減衰し再びほぼ 0 になる時刻はいずれの実験においても衝突開始から約 3.0×10^{-2} 秒であった。このことから、西村・園田の実験で用いられたゴム製の緩衝材の固有周期は文献中に示されていないが、 $10^{-2} \sim 10^{-1}$ 秒オーダーであると推測され、重錘の衝突速度が大きいケースの衝突開始から、荷重が最大に達するまでの時間 (4.0×10^{-3} 秒) に比べて長いと予想される。

ここで、石川ら(2005)における砂防えん堤前面の主応力を、西村・園田の実験と本実験におけるコンクリートブロック前面に作用する荷重に置き換えて考えると、両実験の結果は石川ら(2005)の結果と矛盾しない。すなわち、落石対策や土石流中の巨礫の衝突に対して用いられる弾性体の緩衝材(西村・園田, 2004 など)は、緩衝材の固有周期に対して、土砂の衝突開始から最大荷重に達する時間が十分に小さい場合にのみ有効である。衝突開始からピークに達するまでの時間が同じかそれ以上の場合、構造物に作用する荷重は静的荷重にほぼ等しく、緩衝材の変形によってコンクリートブロック前面に作用する荷重は減衰しない。

急傾斜地で発生する土砂移動現象は落石、落盤に近い現象から表土の崩落、土石流に近い現象まで様々な形態をとり(門間ら, 1999 など)、崩壊土砂が構造物に衝突する際の作用時間には幅があることが予想させる。これらのことは、急傾斜地で発生する土砂移動に対する緩衝材の効果評価手法に関しては、以下に示すような検討が今後必要であると考えられる。

- ① 崩壊土砂の運動機構を明らかにし、衝突開始から最大荷重発現までの時間の実態を明らかにする。その上で、衝突開始から最大荷重発現までの時間をコントロールする要因(例えば、崩壊土砂の物性、衝突速度、崩壊土量、緩衝材の物性など)の影響を定量化する。
- ② 崩壊土砂衝突開始から最大荷重発現までの時間と緩衝材の固有周期と緩衝効果の関係を定量化する。

なお、ここでの議論は弾性体の緩衝材を対象としたものであり、非弾性体の緩衝材(例えば、サンドクッション)の効果については、さらなる検討が必要であると考

えられる。

4.3.2 擁壁の変位が作用荷重に及ぼす影響

次に、受荷台を待受け式擁壁と考えると、受荷台の変位は、地盤の変形に伴う擁壁の変位と見ることもできる。すなわち、変位のほとんど認められないロードセル装置においては地盤の変形が無視しうるほど小さい場合に、ばね装置は地盤の変形が無視し得ないほど大きい場合に相当すると考えることが出来る。このことと図-8 および 9 は、崩壊土砂が構造物に衝突する際に、地盤の変形の有無により構造物に作用する荷重に大きな差は生じない可能性を示している。

そこで、ばね装置の実験結果にフルードの相似則を適用し擁壁の変位に要する運動量を求めその影響を評価する。ここでは、実験の 4 倍の空間スケールを想定する。すなわち、崩壊土砂の流動深、擁壁の空き高さがそれぞれ実験(流動深約 25 cm, 受荷台の高さ 25 cm)の 4 倍で、崩壊土砂の衝突速度が実験(約 7 m/s)の 2 倍、崩壊土砂衝突開始から擁壁の変位のピークまでの時間が実験(約 0.5 秒)の 1/2 の条件を想定した。なお、崩壊土砂は定常状態を仮定した。このとき、衝突開始から擁壁変位のピーク時刻までに擁壁に達した単位幅あたりの崩壊土砂の運動量は $1.9 \times 10^5 \text{ kg m/s}$ となる。

一方、擁壁の形状は表-2 に示した条件を仮定した。このとき、擁壁の単位幅あたりの質量は $13800 \text{ kg} (= 2300 \times 4.0 \times (0.5 + 2.5) \times 0.5)$ である。この擁壁が 5, 25, 50 cm (それぞれ、擁壁の底版幅の 2, 10, 20%) 水平変位したと仮定する(なお、本研究では擁壁の変位は、具体的な地盤条件を想定して決めたものではない)。擁壁の運動量はそれぞれ $2.8 \times 10^3 \text{ kg m/s}$ (崩壊土砂の運動量の 1.6%), $1.4 \times 10^4 \text{ kg m/s}$ (同 8.0%), $2.8 \times 10^4 \text{ kg m/s}$ (同 16%) となる。このことは、実際の待受け式擁壁においても、待受け式擁壁の変位が擁壁の底版幅の 10% 以下であるとき、崩壊土砂の運動量に比べて、擁壁の運動量は 10% 以下と小さいと考えられる。この結果は、地盤の変形を考慮した待受け式擁壁の設計を行なう際においても許容する地盤の変形量が小さい場合、考慮しなかった設計を行なう際と同じ外力を用いることができる可能性が高いことを示している。

5. まとめ

本研究では、崩壊土砂が構造物に衝突する際に構造物に作用する荷重の実態を把握することを目的とし、乾燥砂を用いた室内実験を行った。また、本研究では土砂の衝突に対する変位量の異なる 2 つの荷重測定装置(変位量が 10^{-3} mm 以下と $80 \sim 110 \text{ mm}$)を用いた。その上で、実験結果を基に、急傾斜地崩壊対策に用いられる待受け式擁壁の前面に配置する弾性体を用いた緩衝材が効果を発揮する条件、及び基礎地盤の変形を考慮した擁壁の安定計算を行なう際に用いる外力の推定手法に関する考察を行った。

表一 2 試算に用いた擁壁, 崩土の条件

Table 2 Characteristics of gravity wall and cascading sediment

擁壁高	4.0 m
天端幅	0.5 m
表法勾配	1 : 0.5
コンクリートの単位体積重量	2300 kg/m ³
崩土の密度	1800 kg/m ³
崩土の衝突速度	7 m/s
崩土の流動深	1.0 m

これまで、崩壊土砂が構造物に衝突する際に構造物に作用する荷重は、寺本ら (1987) により、室内実験をもとに、流下土砂の運動量の変化で表すことができることが報告されている。本研究では、変位量の異なる2つの荷重測定装置とともに、擁壁に作用する力は流動土砂の衝突による動的な作用と前面に堆積している土砂の土圧の和であらわされることと; 前者は寺本ら (1987) と同様、流下土砂の運動量の変化で表現されることを示した。

さらに、本実験の範囲では2つの荷重測定装置の荷重測定結果に差がなく、ロードセル装置に対して、ばね装置は緩衝効果がないことが示された。弾性体の緩衝材の緩衝効果について石川ら (2005) の土石流の衝突時の堤体内部での主応力の応答に関する研究成果をもとにとらえ直すと、緩衝装置の固有周期と最大作用力が生じるまでの時間との大小により緩衝効果の有無が定まり、前者が後者より大きいと緩衝効果が見られるが、その逆では緩衝効果は見られないことになる。実験結果をこのような観点から整理し直すと、ばね装置においても、最大作用力が生じるまでの時間が固有周期より大きく、このことが、緩衝効果が見られなかった原因となっているものと推定される。このことから、崩壊土砂に対しては、弾性体の緩衝材の緩衝効果は大きくないと考えられた。

また、受荷台を擁壁と考えると、受荷台の変位は基礎地盤の変形等により生じる擁壁の変位ととらえることもできる。実験結果にフルード相似則を適用し、擁壁に衝突する流動土砂の運動量と堤体を得る運動量を比較すると、後者は前者に比べ無視しうるほど小さく、擁壁の変位に伴う擁壁に作用する力への影響は無視しうるほど小さいことが推定される。したがって、設計に地盤の変形を持ち込む場合においても、流動土砂の設計外力としては考慮する必要のないことを示していると思われる。

なお、本実験の遂行にあたっては、防衛大学校石川信隆名誉教授、立命館大学江頭進治教授、筑波大学宮本邦明教授および2人の査読者に貴重なご意見を賜った。記

して謝意を表します。

引用文献

- 阿地波秀彦ほか (2003): 崩土の衝撃力に関する小型模型実験, 第38回地盤工学研究発表会概要集, p. 2191 - 2192
- DeNatale, J.S., Iverson, R.M., Major, J.J. LaHusen R.G., Fiegel G.L. and Duffy J.D. (1999): Experimental testing of flexible barriers for containment of debris flow, USGS Report p.99 - 205
- 長谷川祐治・水山高久・宮本邦明・小田 晃・阿部彦七 (2004): 乾燥砂を用いた崩壊土砂の衝撃力に関する実験的研究, 平成16年度砂防学会研究発表会概要集, 214 - 215
- 石川信隆編 (1993): 構造物の衝撃挙動と設計法 構造工学シリーズ6, 土木学会
- 石川信隆・嶋 丈示・吉田一雄・別府万寿博 (2005): 土石流流体力を受ける砂防えん堤の動的挙動に関する一考察, 平成17年度砂防学会研究発表会概要集, p. 224 - 225
- Iverson, R.M., Logan, M; Denlinger, R.P. (2004): Granular avalanches across irregular three-dimensional terrain: 2. Experimental tests, J. Geophys. Res., Vol. 109, No. F1, 10.1029/2003 JF 000084
- 金子正則・寺田秀樹 (2002): 崩土の衝突に対するサンドクッションの衝突荷重低減効果に関する基礎実験, 砂防学会誌, Vol. 54, No. 5, p. 55 - 60
- 宮本邦明・大同淳之 (1983): 堤体に作用する土石流段波の衝撃力に関する研究(I), 立命館大学理工学研究紀要, Vol. 42, p. 61 - 79
- McDougall S., Hungr, H. (2004): A model for the analysis of rapid landslide motion across three-dimensional terrain, Can. Geotechnical J., Vol. 41, No. 6, p. 1084 - 1097
- 門間敬一・千田容嗣・海老原和重 (1999): がけ崩れ災害の実態, 土木研究所資料, 第3651号
- 西村佳樹・園田佳巨 (2004): 衝突実験による擁壁用ゴム製緩衝材の衝撃緩衝効果について, 砂防学会誌, Vol. 56, No. 6, p. 13 - 19
- 仲野公章・右近則男 (1986): 砂質崩土の衝撃力に関する実験, 砂防学会誌 (新砂防), Vol. 39, No. 1, p. 17 - 23
- 中堤治朗・谷 敬 (1982): 崩落土の衝撃力に関する実験的研究, 土木学会論文集, Vol. 325, p. 119 - 127
- 大倉陽一 (2004): 崩壊の流動化機構ならびに到達距離予測に関する研究, 森林総合研究所研究報告 Vol. 3, No. 2, p. 109 - 164
- 曾我部匡敏・内田太郎・小山内信智・吉川修一 (2004): 崩壊土砂の作用荷重の空間分布が待受け式擁壁の安定性に及ぼす影響, 第7回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, p. 1 - 6
- 寺田秀樹・岩男忠明・白川健二・内田太郎・近藤浩一 (2004): 崩壊土砂の衝突に対する間伐材を用いた緩衝材の効果評価に関する研究, 国土技術政策総合研究所資料, 第168号
- 寺本和子・右近則男・工藤賢二 (1987): 崩壊土砂が擁壁に及ぼす衝撃力に関する実験, 昭和62年度砂防学会研究発表会概要集, p. 140 - 141

(原稿受理 2004年8月16日)