

# 土石流衝撃力に関する基礎実験

建設省土木研究所 ○伊巻 幹雄, 渡辺 正幸, 水山 高久  
建設省富士砂防工事事務所 泉 岩男

## 1. 緒論

土石流対策砂防施設の設計を行なう場合は、土石流の衝撃力を算定する必要があり、得られた衝撃力を静荷重に換算して使用するのが最も一般的であると考えられる。土石流による力は、流体力と土石流に含まれる礫の衝撃力に分類できる<sup>1)</sup>。本研究は、礫の衝撃力に着目し土石流の速度をパラメータとしモルタル片持梁に鋼球を衝突させる実験を行ない、おもに荷重発生機構および破壊機構について検討したものである。

## 2 衝撃力実験の概要

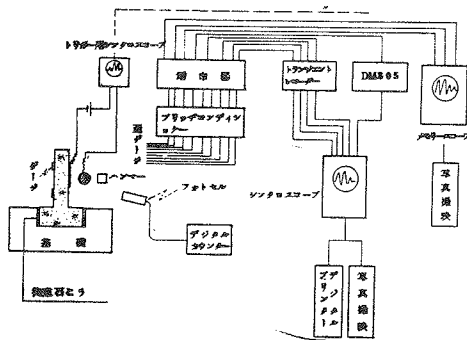


図-1 測定設備の概観

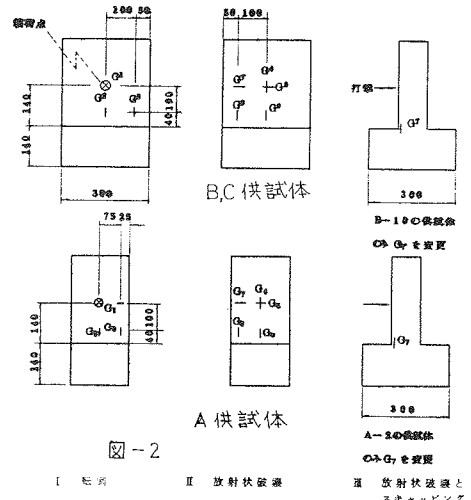


図-2

衝撃力実験は、図-1に示す測定設備で行なった。

使用した供試体の寸法、ひずみゲージおよび打撃位置を図-2に示す。鋼球は、直径10cmを使用した。

## 3. 結果および考察

### 3.1. 破壊機構(破壊形態および破壊条件)

(1) 衝撃速度の増加に応じて破壊形態がType 1~3へ移行する。

また各々の衝撃速度による境界は、Type 1-2は3~4 m/sec、Type 2-3は10 m/sec程度にあると推測される。

(2) Type 1, 2は、衝突物の運動エネルギーが板の位置エネルギーに変換され、両者が等しくなるまで板は変形する。ただし、Type 1が早く現れるのは、応力集中によると考えられる。

(3) Type 3は、スキヤピングと呼ばれ、この現象は、衝突時に発生する応力波の波形、自由端までの距離、コンクリート内の応力伝播速度、応力波の減衰等が支配的であると考えられる<sup>2)</sup>。

### 3.2. 荷重発生機構(①片持梁の変形, ②マッシュなモルタル壁の局部変形, ③等価質点モデル)

①~③のモデルを図-4に示すフローで計算を進行させた。

Ⅰ 型 Ⅱ 放射状破壊 Ⅲ 放射状破壊とスキヤピング

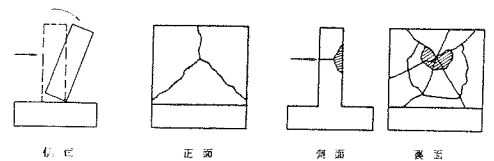


図-3 本実験の破壊形態

表-1 破壊形態の分類

破壊形態	供試体番号	衝撃速度 (m/sec)	破壊形態	供試体番号	衝撃速度 (m/sec)
Ⅰ	A-2 (1)	4.3	Ⅱ	B-7 (7)	3.4
	A-1 (2)	4.2		B-8 (8)	6.2
	B-10 (3)	2.5		B-2 (1) (10-15)	
Ⅱ	B-9 (2)	4.3	Ⅲ	B-3 (1)	( )

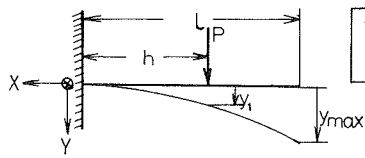


図-5 model ①

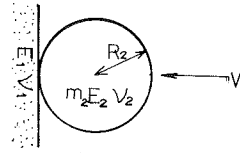


図-6 model ②

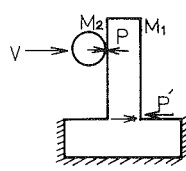
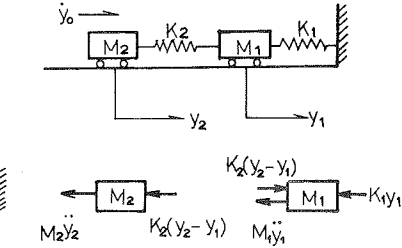


図-7 model ③



モデル計算による P の算出  $\rightarrow$   $\epsilon = \frac{Ph}{EZ}$  により  $\epsilon$  に換算  $\leftrightarrow$  実測最大ひずみ  $\epsilon_{max}$  図-4

(1) 応答荷重 P の計算 (図-5, 図-6, 図-7 参照)

$$\textcircled{1} P = \sqrt{\frac{m_2 v^2}{\frac{h^3}{3E_1 I} + \frac{Kh}{GA}}}, \quad \textcircled{2} P = n \alpha^{\frac{3}{2}}, \quad n = \sqrt{\frac{16R_2}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}}, \quad K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}, \quad K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2}, \quad \alpha = \left(\frac{5v^2}{4n\pi}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$n_1 = 1/m_2$ ,  $\textcircled{3} M_2 \ddot{y}_2 + K_2(y_2 - y_1) = 0, K_2(y_2 - y_1) - M_1 \ddot{y}_1 - K_1 y_1 = 0$  ここで, P: 応答荷重, h: 作用点の高さ  
v: 球速, A: 断面積, K: 断面形状係数, G: 剪断弾性係数, I: 断面2次モーメント,  $E_1, E_2$ : コンクリートおよび球の弾性係数,  $\nu_1, \nu_2$ : コンクリートおよび球のポアソン比である。

#### (2) 計算ひずみと実測ひずみの比較

本実験における物理定数は, 標準供試体の試験結果をもとに次のように決定しひずみを算出した。 $E_1 = 2 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E_2 = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\nu_1 = 1/6$ ,  $\nu_2 = 1/3$ 。また K は断面形状が矩形であるため  $K = 1.2$  とした。図-8 は, 各計算モデルにおける計算値と実測値の比較を示したものであるが, 実測値と計算値の比が 0.2~0.6 と計算値がかなり大きい結果となった。これは, コンクリート内部における応力の減衰と 4.5 m/sec 以上では破壊が始まるためと考えられる。なお一般にクラックの発生する引張りひずみは静荷重で 100~150  $\mu$ , 速度効果を考えても本実験の範囲 ( $\dot{\epsilon} = 10^5 \mu/\text{sec}$ ) では 140~200  $\mu$  程度と考えられるが本実験では 500  $\mu$  程度が記録された。

#### 4. 結論および今後の問題点

前述のように局部変形または2質点系モデルでひずみを50%程度まで説明することができた。今後はモデルチェックと破壊形態の検討のために実物大の実験を実施する必要がありますと思われる。

解析に協力頂いた千代田エンジニアリング(株)の下田義文氏に謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 水山高久: 砂防ダムに対する土石流衝撃荷重の算定とその問題点 新砂防 Vol 32 No.1
- 2) 竹田一, 立川博, 藤本一男: コンクリート工学 Vol 15 No.4 1977

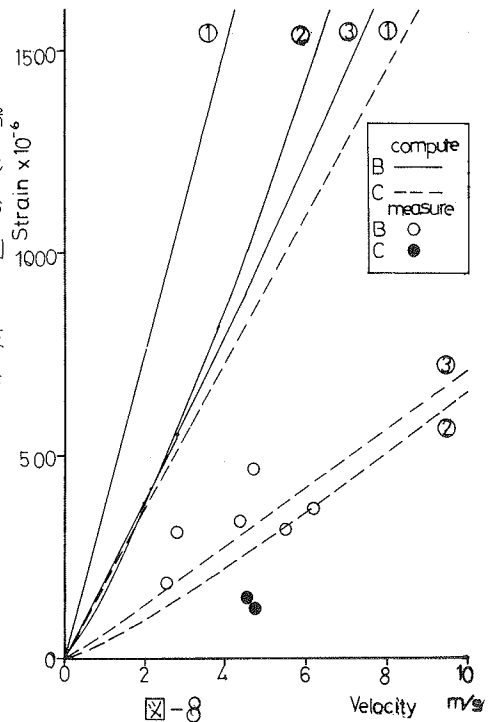


図-8