

透過構造に作用する動的荷重モデルを用いた F E M 解析

防衛大学校 学生会員 ○小松喜治

正会員 香月智, 堀口俊行

1. 緒 言

近年の異常気象による台風や局地的な豪雨により、土石流や洪水災害が頻発している。土石流の対策として、透過型砂防堰堤が設置されているが、設計においては不透過型砂防堰堤の考え方を準用している。ところで、構造安定計算では転倒に関する検討、滑動に関する検討および地盤安定性に関する検討がされている¹⁾。砂防堰堤の上流端に引張応力が生じないように、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が堰堤の中央 1/3 以内に入ること（ミドルサード条件）を確認している。しかし、静的な荷重を用いて、決められた分布荷重から設計されており、不確定要素が多い土石流の作用力が与える影響についてはわからないままである。

そこで本研究は、転倒限界を確認できる実験から、その限界付近における土石流荷重を動的荷重分布モデルとして提案し、そのモデルを用いて FEM 解析での再現性について検討するものである。

2. 実験の概要

本実験では可変勾配型直線水路を用い、河床勾配は 15.0° に設定した。

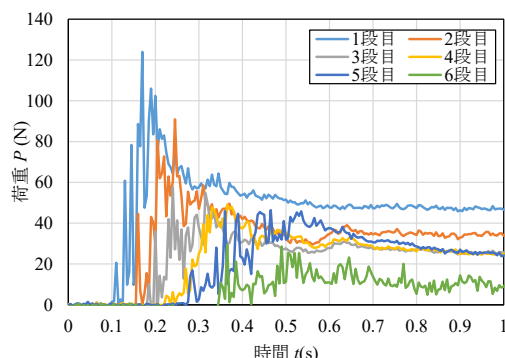
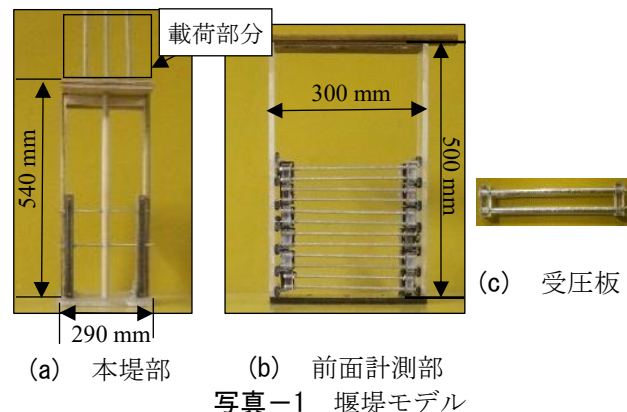
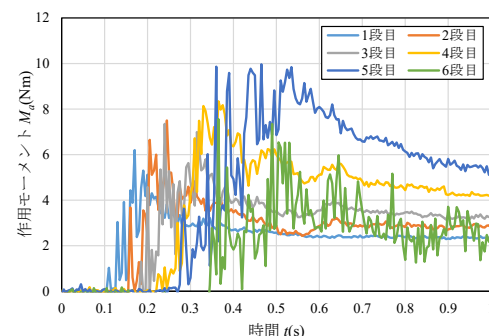
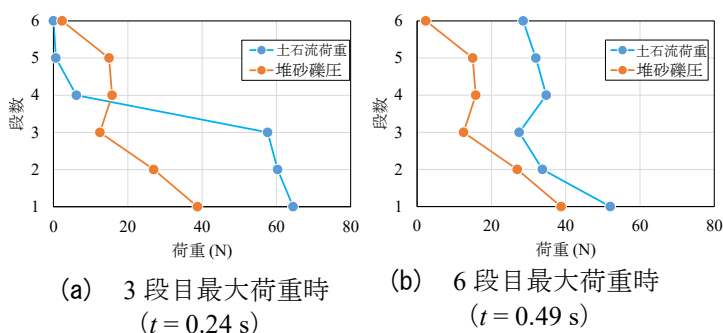
写真-1 に、堰堤モデルを示す。堰堤モデルは本堤部と荷重計測部の 2 つの機構に分かれている。写真-1(a) に示す本堤部は、底板と底面を蝶番で連結することで回転できるようになっている。また、上部に載せる重錘質量を変化させることで、抵抗モーメントを変えることが可能となっている。写真-1(b) に、荷重計測部を示す。この計測部に写真-1(c) に示す鉄棒梁の両側端にロードセルをそれぞれ貼り付け、堰堤高方向に 6 段それぞれに作用する水平方向の外力を計測した。

本実験では、総重量 60 kg の礫塊に 0.3 m の高さまで貯めた水を礫流し込むことで土石流を生起させた。堰堤モデルが動いたことを確認するためにダイヤルゲージおよび変位計を堤底に設置した。

3. 実験結果

図-1 に、重錘質量 $W = 8 \text{ kg}$ における各段の荷重～時間関係を示す。荷重は、各段 0.04 s の時間差で衝突おり、荷重は高さが高くなるにつれて小さくなる。これは礫の衝突速度が先行停止礫の効果で減少するためである²⁾。図-2 に、重錘質量 $W = 8 \text{ kg}$ における各段のモーメント～時間関係を示す。最も大きな作用モーメントは 6 段目 (0.49 s) において生じている。つまり、堰堤には土石流荷重の载荷高さが大きな影響を及ぼすことがわかる。

図-3 に 3 段目および 6 段目の最大荷重における土石流荷重と堆砂礫圧荷重の比較を示す。図-3(a) は 3

図-1 各段の荷重～時間関係 ($W = 8 \text{ kg}$)図-2 各段のモーメント～時間関係 ($W = 8 \text{ kg}$)図-3 土石流荷重と堆砂礫圧荷重の比較 ($W = 8 \text{ kg}$)

キーワード 透過型砂防堰堤, 土石流, 荷重モデル

連絡先〒239-8686 神奈川県横須賀市市走 1-10-20 防衛大学校建設環境工学科 TEL:046-841-3810 e-mail:cd19002@nda.ac.jp

段目の荷重が最大になる時であり、荷重は 58 N、堆砂圧礫荷重は 13 N であり、比較すると 4.5 倍であった。図-3(b)は 6 段目の荷重が最大になる時であり、荷重は 29 N、堆砂圧礫荷重は 2 N であり、14.5 倍であった。つまり、堰堤の上部になるほど、堆砂圧礫荷重に対する衝撃荷重の比は大きくなり、衝撃的な作用モーメントの効果があることがわかる。

4. 荷重モデル

図-4 に時刻 t における荷重分布、図-5 に土石流高さ～時間関係を示す。図-5 中の実験値は図-1 の土石流が衝突した時間であり、土石流高さ h_u は次式で表される。

$$h_{ut} = C_{rt} \cdot (t - t_0) \quad (t_0 < t \leq t_H) \quad (1)$$

ここで、 h_{ut} : 時刻 t における土石流高さ (m)、 C_{rt} : 上昇係数 (m/s) である。

次に、土石流全体の荷重は次式で表される。

$$F_{flow,t} = \int_0^{D_d} P_{flow} dy_{dt} = D_d \cdot K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot U^2 \quad (2)$$

ここで、 F_{flow} : 土石流流体力 (N/m)、 K_h : 土石流流体力係数 (1.0)、 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)、 g : 重力加速度 (9.8 m/s²)、 D_d : 土石流水深 (m)、 U : 土石流の流速 (m/s) である。

次に、 n 段目の範囲が $d_{nu} < y_{et} < d_{nl}$ で与えられる時、 n 段目の堆砂圧礫荷重は次式で表される。

$$F_{ent} = \int_{d_{nu}}^{d_{nl}} C_e \cdot \gamma_e \cdot y_{et} dy_{et} = \frac{1}{2} \cdot C_e \cdot \gamma_e (d_{nl}^2 - d_{nu}^2) \quad (3)$$

ここで、 F_{ent} : 時刻 t における n 段目の堆砂圧礫荷重 (N/m)、 d_{nl} 、 d_{nu} : それぞれ n 段目の下部の深さ (m) および上部の深さ (m)、 C_e : 土圧係数、 γ_e : 土砂の単位堆積重量 (kN/m³)、 h_e : 堆砂高 (m) である。

図-6、7 に実験と提案モデルの荷重～時間関係およびモーメント～時間関係を示す。実験の最大荷重は 225 N、提案モデルの最大荷重は 201 N であり、比較すると 12 % の差がある。一方で、実験の最大モーメントは 31.8 N・m、提案モデルでの最大荷重モーメントは 35.1 N・m であり、比較すると 10 % の差がある。つまり、構造物の転倒に関する評価では安全側の評価となる。

5. 解析による比較

本解析では、動的弾塑性解析用の数値解析プログラムを使用した。

図-8 に解析モデルを示す。本解析では、 $W = 8$ kg の重錘を載せたときの解析を行った。なお解析モデルの転倒機構は圧縮には抵抗し、引張りには抵抗しないモデルを用いた。そのため、自重では安定し、本堤部の抵抗モーメント以上の荷重が作用すると、回転する機構となっている。図-8(b) は転倒時の時のものであり、最大浮き上がり量 $\delta = 0.05$ mm となり、解析でも実験と同様に転倒することを確認できた。

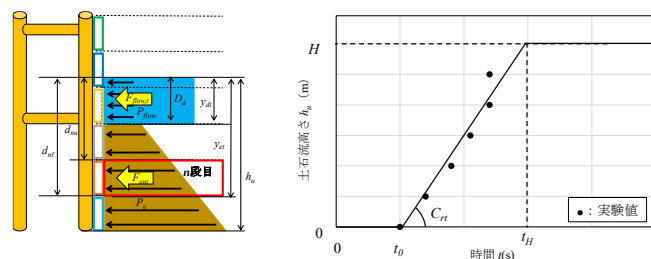


図-4 時刻 t における荷重分布

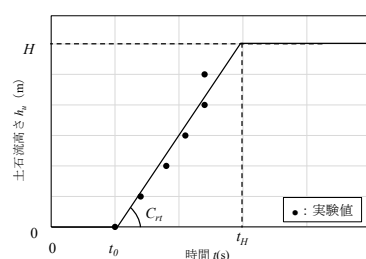


図-5 土石流高さ～時間関係

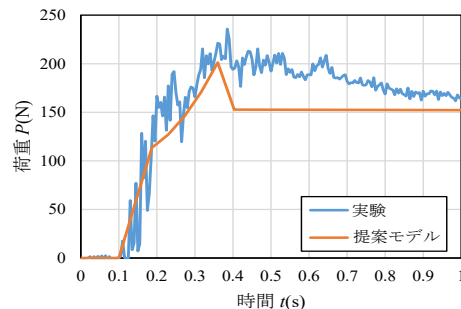


図-6 荷重～時間関係

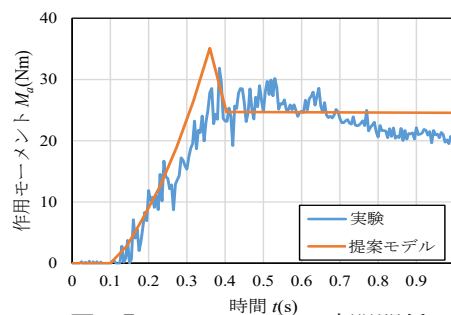


図-7 モーメント～時間関係

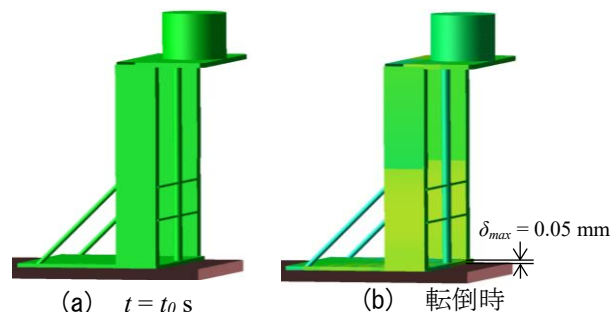


図-8 解析モデル ($W = 8$ kg)

6. 結 言

本研究は、実験の考察から動的な荷重分布モデルを、土石流荷重と堆砂圧礫荷重を組み合わせることで、透過型の前面に対して時系列に応じたモデルとした。

次に、数値解析により提案モデルの妥当性について検討し、実験と同様の再現性について確認することができた。

参考文献

- 財団法人 砂防・地すべり技術センター 鋼製砂防構造物委員会編集:平成 21 年版 鋼製砂防構造物設計便覧, エッセイエブロー, 2010.
- 小松喜治, 堀口俊行, 香月智, 石川信隆, 水山高久: 鋼製透過型砂防堰堤の前面傾斜角が土石流衝撃荷重に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.64A, pp.779-788, 2018.