

土石流荷重の偏りが砂防堰堤設計に及ぼす影響

防衛大学校 学生会員 ○金子智成 片出 亮 香月 智

1 緒 言

現在、鋼製枠砂防堰堤の設計においては、河川横断方向の荷重分布が均等であるとの仮定に基づき、中央断面の2次元平面モデルにおける解析を行い安全性照査が行われている。しかし、写真-1に示す土石流による破壊事例では、土石流がうねって流下したため、堤体の右岸に集中して作用したことが報告されている。そこで本研究は、荷重が偏って作用することが構造物の安全性評価に及ぼす影響について、3次元骨組構造解析によって基礎的に検討したものである。

2 解析手法

2.1 解析モデル

対称とする構造は、写真-1に示した被災事例の鋼製枠堰堤であり、図-1に示す最大堤体高さ14.5m、最大袖部高さ5.0m、横幅63.0m、図-1(b)に示す一枠分の平面骨組の間隔は1mである。骨組構造は、図-2に示す基本ユニットを接続した構造を有するものであり、各部材断面は表-1に示す20~26cm²のSS400材である。

2.2 3次元骨組構造解析

本研究では3次元骨組構造解析を用いて、図-3に示す軸力および第1,2曲げモーメントの断面力から複合応力を算出し、部材評価を行った。

2.3 荷重モデル

解析に用いた荷重は、設計において用いられている図-4に示すモデルを基本荷重形状として用いる。本構造の設計時の予測土石流水深は表-2に示すように1.6mであり、その流速は6.4m/sとされていた。これを流体圧に変換すると¹⁾、同じく表-2にあるように117.7m/sとなる。一方、被災後の調査から推定された水深は、2.5mと設計時よりも深い、その流速は、6.27m/sと設計時よりもやや小さくなり一方、被災後の調査から推定された水深は、2.5mと設計時よりも深い、その流速は、6.27m/sと設計時よりもやや小さくなる。そのため表-2に示すように、単位面積あたりの流体力はほぼ等しいものの、土石流全体の単位



写真-1 破壊事例

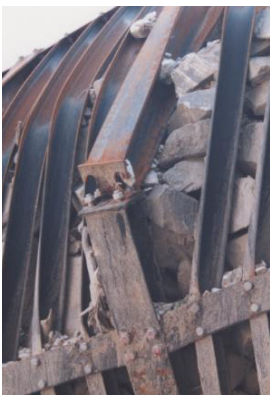


写真-2 継ぎ手部の損傷



写真-3 座屈現象

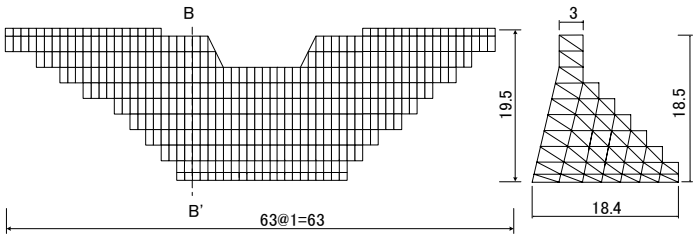


図-1 堤体骨組構造

表-1 部材諸元

番号	形鋼	使用鋼材	断面積(mm ²)	断面2次モーメント(mm ⁴)		
				I ₁	I ₂	J
1	柱材	H-150×150×7×10	2.65×10 ³	1.09×10 ⁷	2.12×10 ⁶	1.30×10 ⁷
2	つなぎ材	2(C-125×65×6×8)	1.95×10 ³	2.47×10 ⁶	2.12×10 ⁵	2.68×10 ⁶
3	ブレース材	2(C-125×65×6×8)	1.95×10 ³	2.47×10 ⁶	2.12×10 ⁵	2.68×10 ⁶
4	梁材	H-125×125×6.5×9	1.90×10 ³	5.32×10 ⁶	3.76×10 ⁶	5.70×10 ⁶

奥行き幅あたりの荷重では1.5倍ほど被災時の土石流流体力が大きくなる。本研究では、設計方法と同様に表-2に示す土石流の荷重を均一に作用させる場合と、図-5(b)に示すように、構造の一部分の荷重を均一荷重

キーワード 砂防堰堤、鋼製枠、せん断抵抗力

連絡先 〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20 TEL : 046-841-3810(内 3518) FAX : 046-844-5913

に対して増減させた非対称荷重モデルを用いる場合について解析を行った。ちなみに図-5 は堤体全体を5つの区分に分割し、上方から見た図である。

3 解析結果および考察

3.1 被災時土石流モデル

被災時の荷重モデルとして、図-4 に示す荷重形状を基本とし、袖部最上部まで土石流が横断方向に均等に流れたとした。その時の荷重諸言を表-2 に、土石流流体力荷重を図-5(a)に示す。また、部材評価は、部材発生応力を弾性限界で除して応力照査を行った。結果として、応力比が最大でも 0.79 であり、構造の安全性に及ぼす影響は小さいといえる。

3.2 非対称モデル

非対称荷重のモデル化として、写真-1 より破壊箇所が堤体全体を下流側から見て左側の水通し部から袖部に及んでいることから、図-5(b)に示すように区分Ⅱ、Ⅲに土石流流体力荷重を1.5倍し、その増加分だけその他の区分の土石流流体力荷重を低減させた。また、部材評価は、基本として弾性限界値とし、また写真-1、写真-2 に示すような柱材継ぎ手部のボルト穴の破断や座屈現象が確認されていることから、それぞれ考慮して応力照査を行った。解析結果より、図-6、図-7 に応力比が1.0を超えた部材を、——線で示している。図-6 より区分Ⅱの前壁面柱材が破壊されており、また図-7(a)によると前壁面柱材、後壁面上端柱材、上部のつなぎ材、ブレース材に応力比が1.0を超える。また、図-7(b)より前壁面柱材、上部のつなぎ材、後壁面下部つなぎ材の応力が1.0を超えているのが分かる。さらに、荷重を低減したはずの E-E'断面にも荷重の再配分が起これ、応力比が1.0を超える応力が発生している。これより荷重の偏在により堤体が破壊した可能性が示された。

4 結 言

3次元骨組構造解析を用いることにより、現行設計法の2次元解析では表現できない荷重の偏りが、構造物の安全性評価に大きな影響を及ぼすことが示唆された。

参考文献

1) 砂防・地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会：鋼製砂防構造物設計便覧，平成13年版。

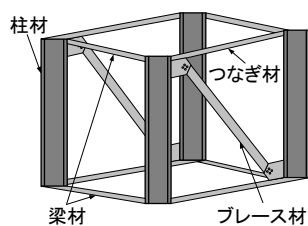


図-2 基本構造

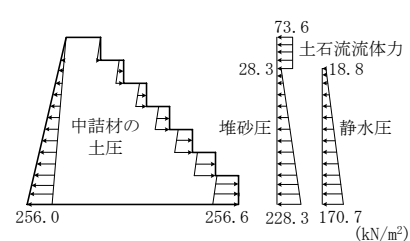


図-4 荷重

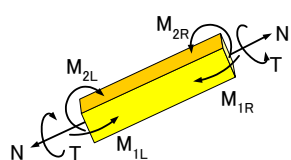


図-3 骨組要素

表-2 土石流荷重諸元

	設計時	土石流時
土石流水深(m)	1.6	2.5
土石流流速(m/s)	6.4	6.27
土石流流体力 (kN/m ²)	73.6	70.6
単位奥行幅土石流流体力 (kN/m)	117.7	176.5
堆砂圧上端 (kN/m)	28.3	44.3
堆砂圧下端 (kN/m)	228.3	212.4
静水圧上端 (kN/m)	18.8	29.4
静水圧下端 (kN/m)	170.7	170.7

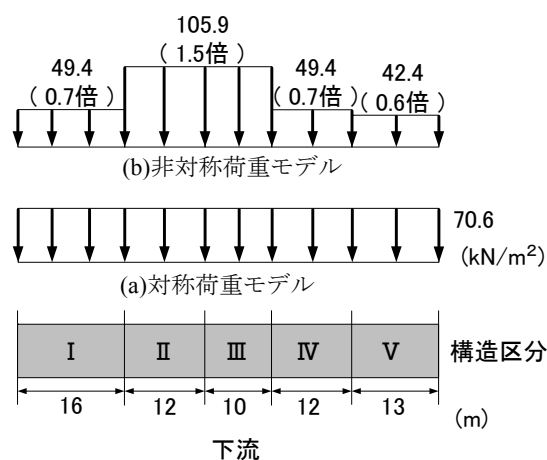


図-5 荷重の偏在モデル (土石流流体力)

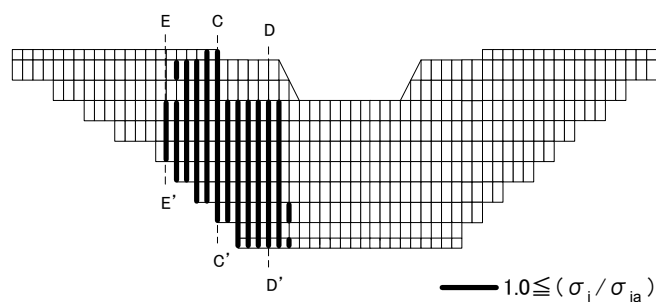


図-6 破壊部材正面図

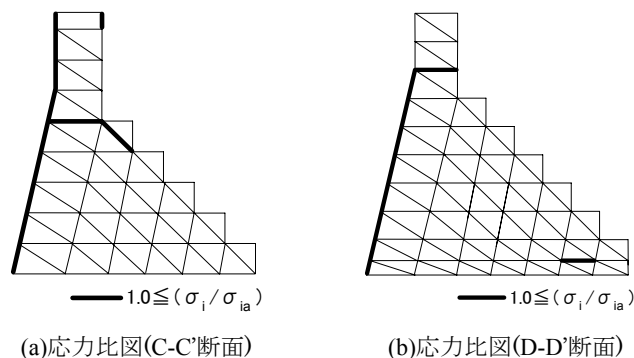


図-7 破壊断面