深層崩壊に起因する土石流に対する砂防堰堤の簡易的内部応力評価について

八千代エンジニヤリング株式会社　○池田誠，小室知栄
国土交通省　利根川水系砂防事務所　神野忠広※1，工藤卓也※1，高橋臣夫
国立研究開発法人　土木研究所　藤村直樹，水野秀明※2
※1 平成 29 年 3 月現在の所属，　※2 現　九州大学農学研究員

１．はじめに

「砂防基本計画策定指針」，「土石流・流木対策設計技術指針」に基づき計画・設計された砂防堰堤（以降，「現行技術基準」と称す）は，深層崩壊に起因する土石流が直撃した場合，砂防堰堤が被災することも想定される．この被災形態として堰堤堤体の内部破壊も見受けられ(たとえば 1997 年鹿児島県針原川)，内部破壊は「転倒・滑動・最大地盤反力」の安定条件より相対的に危険度が高いとも推測される．

本検討では，内部破壊も含めた砂防堰堤の被災に対する簡易的な安定性評価方法と，被災が想定された場合の目標補強レベルの設定手法の一手法について，試行的に検討を行ったので報告する．

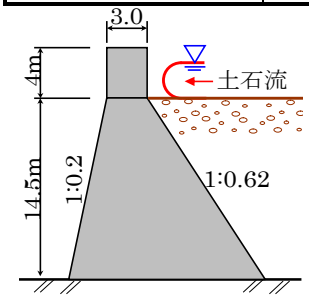
２．検討条件

２．１　モデル砂防堰堤

表 1 の設計条件に対し，現行技術基準で計画したモデル砂防堰堤(図 1)を用いて検討を行った．

表１　モデル砂防堰堤の検討条件

項目	検討条件
土石流ピーク流量	200m³/s
地形条件	渓床幅：15m，渓床勾配 1/15
基礎地盤 （岩塊・玉石）	せん断強度　：0kN/m² 内部摩擦係数　：0.7 許容地盤支持力　：588kN/m²
コンクリート	短期許容引張応力度：337.5kN/m²
最大礫径	0.8m
堰堤高	14.5m
袖高	4m



モデル砂防堰堤の安定特性
① 安定条件は，非越流部の最大地盤反力がクリティカル条件であった．
② 袖部補強鉄筋はコンクリートの引張応力が許容引張応力内のため，不要であった．

図１　モデル砂防堰堤の基本形状

２．２　限界状態の条件設定

現行技術基準に準拠した砂防堰堤の設計では，安全率を考慮されている．一方，砂防堰堤が被災する場合には，安全率を含まない限界状態と想定される．この限界状態の判定条件は，今後十分な議論が必要であるが，本検討では表 2 を用いた．

表２　限界状態の安定条件

安定条件	現行技術基準	限界状態
転倒	合力の作用位置 堰敷き中央 1/3 以内 （偏心距離：堰敷き×1/6）	合力の作用位置 堰敷き以内 （偏心距離：堰敷き×1/2）
滑動(土砂地盤)	1.2 以上	1.0 以上
地盤反力	許容支持力以内	極限支持力以内 （許容支持力×3 以内）
コンクリート	許容応力度×1.5 以内 （短期割増）	コンクリート強度以内 （許容応力度×4）

３．深層崩壊に起因する土石流に対する安定性

モデル砂防堰堤に対して，深層崩壊に起因する土石流ピーク流量（1,000m³/s，最大礫径 1.5m）が作用した場合の安定性の検討を行った．

深層崩壊は深層の地盤までもが崩壊土塊となるため，その一部が大径礫として流下する可能性がある．過去の深層崩壊に起因する土石流においても大径礫の流下が確認されており（たとえば 2007 年鹿児島県船石川），このような大径礫による堰堤の損傷も生じうる可能性がある．

このため，本検討では比較的大きな礫が流下する場合の影響についても評価するものとした．

３．１　外的安定性

上記外力に対する外的安定性（転倒・滑動・最大地盤反力）を評価した（表 3）．全ての条件は限界状態以内であり，本砂防堰堤の基礎地盤（最大堤高）においては被災しないと判断できた．

表３　外的安定性の評価結果

安定条件	安定検討結果		限界状態の判定条件
	越流部	非越流部	
転倒※	0.16→OK	0.23→OK	偏心率 0.5 以内
滑動	1.54→OK	1.27→OK	1.0 以上
地盤反力	544kN/m² →OK	820kN/m² →OK	1,764kN/m²以内 （＝588kN/m²×3）

※　偏心率＝偏心距離／堤敷き幅

３．２　内的安定性（内部応力図を用いた評価）

上記同様の条件で，内的安定性（コンクリートのせん断・圧縮・引張応力）の評価を行った．

内部応力は，堰堤の高さ 0.5m ごとに堤体内部の照査面を設け，その上部に作用する外力に対して安定計算を行い，各照査面の安定計算結果を取りまとめる方法を採用した．検討の結果は，図 2 に示す様に，内部応力を視覚的に把握しやすい『内部応力図』の様式を検討した．

内部応力図によって，水通し標高付近の合力の作用位置は砂防堰堤堤体外に大きく偏心していることが明らかとなった．これは堰堤基礎に比べて大きな偏心である．同様に作用位置がミドルサードを外れているため，砂防堰堤上流面に広く鉛直引張応力が発生することが明らかとなった．

計算の結果，最も応力の大きくなる照査面の発生応力等を整理すると表 4 に示すとおりである．非越流部の転倒条件が限界状態を超える結果であったが，コンクリート引張強度以内のため，被災されないと評価した．但し，この付近に弱面があった場合には転倒破壊が懸念される．

表４　内的安定性の評価結果

安定条件	安定検討結果		限界状態の判定条件
	越流部	非越流部	
転倒	0.26→OK	1.06→NG	偏心率 0.5 以内
コンクリート （せん断）	123kN/m² →OK	185 kN/m² →OK	せん断強度 2,760N/m²以内
コンクリート （圧縮）	544kN/m² →OK	820kN/m² →OK	圧縮強度 5,400kN/m²以内
コンクリート （引張）	-63kN/m² →OK	-488kN/m² →OK	引張強度 -900kN/m²以内

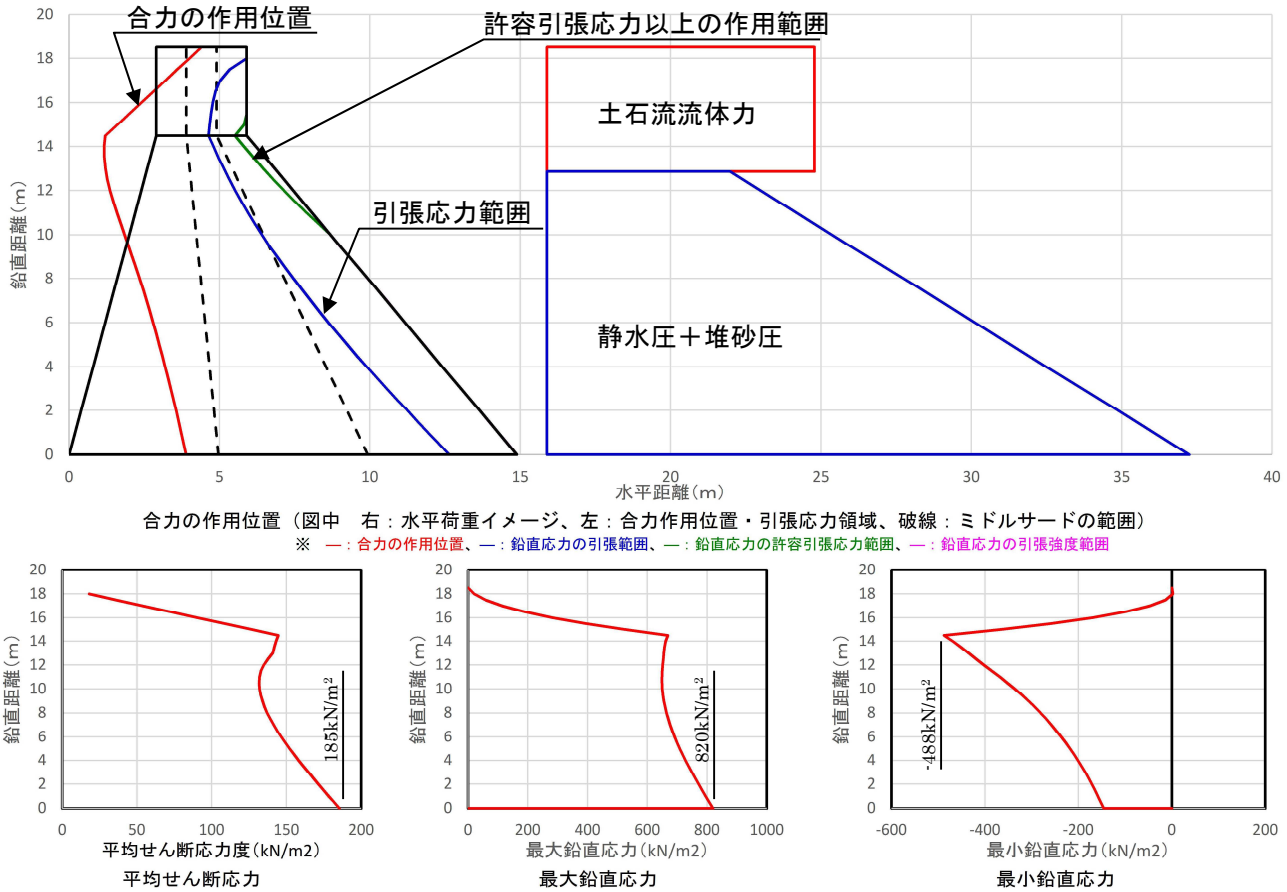


図２　内部応力図（非越流部，礫の衝突なし）

３．３　内的安定性（大径礫の衝撃力の影響評価）

次に，前章の条件に礫径 1.5m の衝撃力を加えた場合の上記同様の検討を行った．礫の衝撃力の評価方法は，今後議論が必要であるが，本検討では現行技術基準に示される袖部の安定性評価方法を準用した．

この結果，コンクリート引張強度を超える鉛直応力が発生し，堰堤の転倒破壊が想定された．更に，このコンクリート引張強度を超える鉛直応力の発生範囲は，水通し高から 11m 下位まで広がっており，一般的な袖部の配筋（水通し高さから 1m 程度の定着長）ではこの内部破壊を防止することは困難であると推測された．

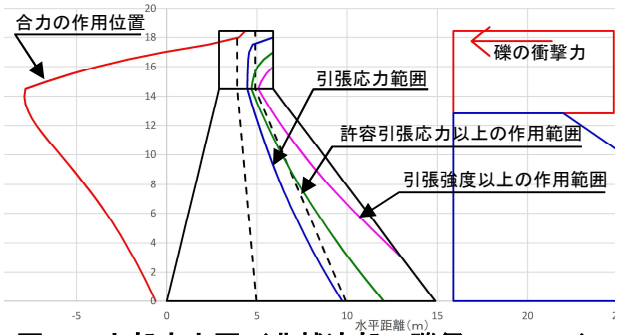


図３　内部応力図（非越流部，礫径１．５m）

４．堤体内部補強の目標（限界流量条件図の活用）

前章では，深層崩壊に起因する土石流ピーク流量を 1,000m³/s と仮定し，被災形態は内部破壊のみが懸念された．一方，深層崩壊に起因する土石流の規模を的確に想定することは困難である場合が多い．このため，内部破壊を防止するための補強計画の目標レベルを設定することが難しい状況にある．

本検討では，外的安定性・内的安定性の各種安定条件・部位に対する安全度を横並びで評価し，バランスの取れた補強計画を立案する手法を検討した．

安定条件ごとの安全度を「流量」の統一指標で整理し，これらを横並びで整理した『限界流量条件図』を検討し，他の安定条件と同等規模まで補強するといった手法を整理した（図 4）．

更に，この図に補強によって向上した流量を示すことで，補強の効果を合理的に説明できる．

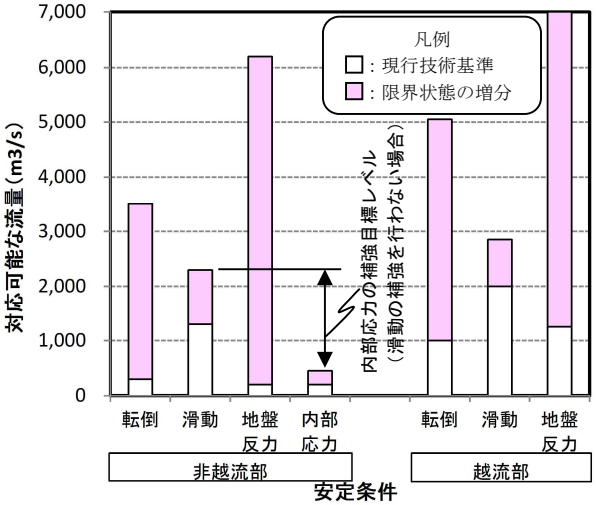


図４　限界流量条件図

５．今後の課題点

本検討で礫の衝撃力の評価は，現行技術基準に示される袖部の安定性評価方法を簡易的に用いたが，水通しより下位の堤体内部までこの手法を採用してよいか，今後の検討が求められる．