鋼製砂防堰堤のリダンダンシー評価指標に関する一考察

Study on redundancy index for steel frame check dam

片出 亮*・香月 智**・嶋 丈示*** Ryo Katade , Satoshi Katsuki and Joji Sima

*学生会員 修(工)防衛大学校理工学研究科,建設環境工学科(〒239-0811 神奈川県横須賀市走水 1-10-20) **正会員 工博防衛大学校教授,建設環境工学科(〒239-0811 神奈川県横須賀市走水 1-10-20) ***(財)砂防・地すべり技術センター(東京都千代田区九段南 4-8-21 山脇ビル)

This paper proposes a simplified estimation method for redundancy of steel check dam. The estimation method uses a parameter defined as "elemental index". The elemental index is calculated by structural degree of indeterminant. Using model of 6 steel check dams, this paper discusses the relationship between the elemental index and redundancy by following procedure. First, each structure is calculated by equation of proposed elemental index. Secondly, redundancy of collapse load with respect to the elemental index is observed. Thirdly, residual collapse load ratio associated with the structures removing some elements is checked and its relation with respect to the elemental index is discussed. Finally, it is pointed out the positive relationship between the residual collapse load ratio and the elemental index.

Key Words: steel check dam, redundancy, elemental index キーワード: 鋼製砂防堰堤, リダンダンシー, 部材指数

1. 緒 言

砂防堰堤の基本要求性能は、上流から流れ出る土砂を制限して下流域の河床や渓岸の保護や安定を図ることにある.しかし、近年の広域における環境要求性能の観点からは、必ずしも砂の流下を制限することが好まれない傾向にあることや、魚類などの移動に対するバリアフリー性能を確保する必要¹¹が高まっており、写真-1に示すような開口部を有する鋼製骨組構造の砂防堰堤が数多く建設されるようになってきた.この透過型鋼製砂防堰堤は、通常時は開口部によって流砂を下流に流し、土石流時には開口部に土石流中に含まれる巨礫を詰まらせることによって、急造の堰き止め効果のある堰堤となることを期待している.

この期待性能メカニズムを模式化すると図-1 のように なる. すなわち,まず図-1(a)のように土石流が砂防堰堤に 接近するが,一般的に土石流,特に石礫型土石流は段波形 状となっており,その先端部は巨礫が集中して,かつ,高 い方に持ち上げられる傾向にある.砂防堰堤の開口純間隔 を最大礫径の1.5~2.0倍²⁾(土石流・流木対策設計技術指 針³⁾では1.0倍)にしておくと,アーチ効果も手伝って, 図-1(b)に示すように,やがて土石流の巨礫が開口部を塞ぎ 後続流を止め始める.後続流は塞がれた開口部を乗り越え て流出するが,これも次々と閉塞されて図-1(c)に示すよう に,全高に渡って閉塞状態となり,その後の後続流に対し



写真-1 鋼製砂防堰堤

ては不透過型の砂防堰堤と同じ役割を果たす.

しかし、この期待シナリオに沿うように開口純間隔の決定法に関する研究⁴⁰や設計指針の改良が行われ、かつ施工されているにも関わらず期待シナリオに沿わない被害が生じることがある。例えば、写真-2は土石流通過後の鋼製砂防堰堤足元の柱部材を示したものであり、部材は凹んで縦割れしているものもある。これは、図-2に示すように土石流の先頭部にある巨礫が期待していたものより小さかったため、閉塞に手間取り、その間に通過した比較的大きな礫の、繰り返し衝突によって生じたものと考えられる。またある砂防堰堤では、図-3に示すように期待通りに閉塞した後に後続の巨礫がさらに上部に押し上げられ、堰堤を乗り越えた後に自由落下して、下流側の梁部材に衝突して消失した⁹と考えられているものもある。これらのことは



(b) 巨礫の目詰まり 図-1 透過型砂防堰堤の巨礫捕捉メカニズム

5 曝 定の 巨 礫 捕捉 メ カ ニ 人 ム

設計の前提となる期待シナリオの想定外の状況が発生す ることを示唆している.

ところで、砂防堰堤は地方公共団体によって建設される ことが多く、設計業務コストが限られているため、設計基 準は静的な許容応力度設計法に立脚している.よって、調 達コスト低減に関する要求が強まるとともに、余剰部材を 減らし不静定次数の小さい構造が多く提案・採用される傾 向にある.すなわち、前述のような設計荷重想定外の作用 に対して脆弱な構造が調達される可能性が高まってきた.

このため平成19年に改定された土石流・流木対策設計 技術指針では、鋼製砂防堰堤の設計に対して充分なリダン ダンシーを備える必要性を言及している.しかし、リダン ダンシーの評価方法および許容限界については具体化さ れていない.

リダンダンシーに関する研究としては、Frangopol and Nakib^のが、構造システムの弾性限界から構造崩壊までの余 裕度をリダンダンシーとして定義し、最も弱い部材の破壊 確率と構造全体の崩壊確率の比をリダンダンシー指標と して提案した. また Ziha⁷は,様々なシステムの不確定性 を Shannon の情報エントロピーを用いた方法によりリダ ンダンシー指標を提案しており、複雑システムの事象の正 規確率を用いた条件付きエントロピーによりシステムの リダンダンシーを定義した. さらに星谷・山本⁸は、構造 全体の少なくとも1本以上の部材が破壊する条件下で、少 なくとも1本以上の部材が破壊する事象の部分集合の条 件付きエントロピーによってリダンダンシー指標を定義 している. 以上のように、原則に基づいてリダンダンシー を評価するには,破壊確率計算もしくは信頼性解析を行う 必要があるが,砂防堰堤の設計業務にこれを導入するのは 現実的ではない.

そこで本研究は、立体骨組構造解析における剛性マトリ クスの不静定次数の簡易推定式を基礎とするリダンダン シー評価法を提案し、その有用性について基礎的に検討し たものである.

2. 現行設計

透過型砂防堰堤の現行設計では、堤体の剛体安定性に加 えて部材設計の要求は、①巨礫衝突に対する部材のへこみ 変形に関する安定性と、②堆砂圧と土石流流体圧に対する 堤体強度に関する安全性であり、許容応力度設計法に基づ いて照査している.まず、第一のへこみ変形に関する照査



写真-2 足元部材のへこみ変形





図-3 礫落下による部材消失のメカニズム

は巨礫衝突を受ける最上段部材に対して行われる.これは、 図-4 に示すように各部材を節点間において両端固定ばり と仮定したうえで星川ら⁹の研究を基に次のように行われ る.

$$E_d \ge E_I \tag{1a}$$

$$E_d = \frac{161}{4} \left(\frac{D_0}{D}\right)^{0.11} \sigma_{y,d} t^2 \frac{\delta_d^{1.8}}{1.8D^{0.8}}$$
(1b)

ここで、 E_I : 巨礫の衝突運動エネルギー、 E_d : 鋼管の へこみ変形による吸収エネルギー、 D_0 : 礫の直径、D: 鋼管の外径、 $\sigma_{y,d}$: ひずみ速度効果による降伏応力、t: 鋼管の肉厚、 δ_d : へこみ変形量.

続いて、堆砂圧と土石流流体圧に関する安全性照査は、 表-1 に示す堆砂圧荷重と土石流流体圧荷重を図-5 のよう に与えて各部材に生じる応力を求め、鋼材種類に応じた許 容応力を満足するように設計する. なお、堆砂圧荷重はク ーロン土圧に応じた土圧係数に基づくものであり、土石流 流体力は 100 年再現確率降水量に基づく流速から推定される次式による流体力である.

$$F = \zeta \frac{\rho_d}{g} h U^2 \tag{2}$$

ここで、F:土石流流体力、 ζ :係数(通常1.0 とされる)、 ρ_d :土石流の単位体積重量、g:重力加速度、h:土石 流ピーク流量から算定される土石流水深、U:土石流の 100年再現確率降水量に基づく平均流速.

3. 提案評価指数

緒言で述べた不測荷重に対するリダンダンシーは明ら かに構造の有する余裕度のことであるが、構造型式を指数 化してリダンダンシーを評価することはなされていない. また、単に部材数を増加させることがリダンダンシーを向 上させることには直結しない⁸. したがって、構造安定を 確保できる静定構造系に対する余剰部材をどの程度有し ている構造形状であるかという観点で指数化することが 適切ではないかと考えられる.

構造形状の安定性について、剛性マトリクスの正則性の 観点から考察してみる. 立体骨組構造の節点間を一要素と して一要素部材の端面に働く内力ベクトルを図-6 のよう に軸力(N),ねじりモーメント(T),両端の第一軸 モーメント(M_{L1}, M_{R1})および両端の第二軸モーメン ト(M_{L2}, M_{R2})とすると、一要素の内力ベクトル \mathbf{Q}_i は 6 つの内力を有する.内力ベクトルに対応する変形ベクト ル \mathbf{q}_i を設定すると次の内力と内変形の関係が成立する.

$$\mathbf{Q}_i = [\mathbf{k}_i]_{\mathbf{6} \times \mathbf{6}} \mathbf{q}_i \tag{3}$$

ここで、 \mathbf{Q}_i :*i*部材の内力ベクトル、 \mathbf{k}_i :*i*部材の剛性マ トリクス、 \mathbf{q}_i :*i*部材の内変形ベクトル、なお[]_{axb}記号 では、a:マトリクスの行数、b:列数を表す.

構造全体が m 部材から構成される場合に構造全体で内 力と内変形関係は次式となる.



ここで、 \mathbf{Q} :構造全体の内力ベクトル、 \mathbf{k} :構造全体の 剛性マトリクス、 \mathbf{q} :構造全体の内変形ベクトル.

続いて、節点jにおける変位自由度を図-7のように設定 すると、各節点は6自由度を有する.よって、構造全体で n個の節点を有する場合には次の変形適合条件が成立する.

$$\mathbf{Q} = \left[\mathbf{C}\right]_{(6m)\times(6n)} \left[\mathbf{u}\right]_{(6n)\times 1} \tag{6}$$



表-1 荷重組み合わせ							
堰堤高	平常時	土石流時	洪水時				
15m 未満		堆砂圧 土石流流体力					
15m以上		堆砂庄 土石流流体力					



ここで, C:変形適合マトリクス, u:変位ベクトル. ただし,いくつかの節点は拘束されており,次のように書 き改められる.

図-6 部材力ベクトル

$$\mathbf{q} = \left[\widetilde{\mathbf{C}}\right]_{6m \geq (6n-k)} \left[\widetilde{\mathbf{u}}\right]_{(6n-k) \geq 1} + \left[\widetilde{\mathbf{C}}\right]_{(6m) \geq k} \left[\overline{\mathbf{u}}\right]_{k \times 1}$$
(7)

ここで、 $\tilde{\mathbf{C}}$:変位拘束のない自由度に対する変形適合マトリクス、 $\overline{\mathbf{C}}$:変位拘束のある自由度に対する変形適合マトリクス、 $\tilde{\mathbf{u}}$:変位拘束のない自由度に対する変位ベクトル、 $\tilde{\mathbf{u}}$:変位拘束のある自由度に対する変位(通常0)、 k:節点の拘束数.

外力と内力の関係は、反傾関係より次式となる.

$$\widetilde{\mathbf{F}}_{(6n-k)} = \left[\widetilde{\mathbf{C}}\right]_{(6n-k)\times(6m)}^{r} \left[\mathbf{Q}\right]_{(6m)\times 1}$$
(8)

$$\overline{\mathbf{F}}_{(k)} = \left[\widetilde{\mathbf{C}} \right]_{(k) \times (6m)}^{T} \left[\mathbf{Q} \right]_{(6m) \times 1}$$
(9)

構造全体の外力と変位に関する連立一次方程式は、変位 拘束のない自由度に関するものに限定されるため、次式と なる.

$$\widetilde{\mathbf{F}}_{(6n-k)} = \left[\overline{\mathbf{K}}\right]_{(6n-k)\times(6n-k)} \left[\mathbf{u}\right]_{(6n-k)\times 1}$$
(10)

$$\overline{\mathbf{K}}_{(6n-k)\times(6n-k)} = \left[\widetilde{\mathbf{C}}\right]_{(6n-k)\times(6m)}^{T} \left[\mathbf{k}\right]_{(6m)\times(6m)} \left[\widetilde{\mathbf{C}}\right]_{(6m)\times(6n-k)} (11)$$

ここで,式(10)の解の有無は, $\overline{\mathbf{K}}$ マトリクスのランクに 支配される.すなわち, $rank(\overline{\mathbf{K}}) = 6n - k$ のとき解を有す る安定構造となる.

ここで、式(4)と(5)の形から、正常な形鋼であれば rank(\mathbf{k}_i)=6であり、rank(\mathbf{k})=6mである.なお、マト リクスの積においては、乗ぜられるマトリクスの最低ラン クを超えることはないので、式(8)より、

if
$$6n - k > 6m$$
 then $rank(\overline{\mathbf{K}}) = 6m$ (12)

であり,この場合 $Det.(\overline{\mathbf{K}})=0$ となり構造不安定となる. 一方,

if
$$6n - k \le 6m$$
 then $rank(\mathbf{K}) \le 6n - k$ (13)

であり,この場合,

$$rank(\overline{\mathbf{K}}) = 6n - k \tag{14}$$

では解があり,

$$rank\left(\overline{\mathbf{K}}\right) < 6n - k \tag{15}$$

では不安定となる.以上を眺めると構造安定性は次の構造 形状から決定される最大不静定次数に支配される.

$$D_i = 6m - (6n - k)$$
 (16)

ここで、D_i:不静定次数の最大値.

そこで本研究では、不静定次数が部材本数換算でどの程 度であるかを示す基準として、構造形状のリダンダンシー を評価する指標を次式とすることについて検討する.

$$I_{C} = \frac{1}{6} [6m - (6n - k)]$$
$$= m - n + \frac{k}{6}$$
(17)

ここで、 I_C :構造物のリダンダンシーを評価する指標であり、部材指数と呼ぶものとした.

4. 計算結果と考察

4.1 検討方針

本項では、式(17)で定義した部材指数と緒言で述べた不 測事態による部材損失に対するリダンダンシーとの関係 について、部材損失モデルに対する弾塑性解析によって検 討する.

4.2 検討構造型式

鋼製砂防堰堤の構造形状に指定や制約あるわけではないが,既存構造物を対象としていくつかの構造モデルを抽出し,図-8に示す6つのモデルを対象として解析を行う.ちなみに,実構造物は適用範囲が少しずつ異なるため大きさなどが異なるが,本研究の目的は,形状によるリダンダンシーの相違を検討することにあるので,いずれの構造も高さ8m,正面幅6mとなるように修正した.構造は,Type-2



):部材指数用節点,○):計算用節点, mmm:固定点 図-8 構造型式

表_2	部材指数
11-4	

構造型式	部材数 [m]	節点数 [n]	自由度 [k]	部材指数 [<i>I</i> c]
Type-1	11	12	48	7
Type-2	22	19	54	12
Туре-3	30	21	30	14
Type-4	33	24	36	15
Type-5	65	45	66	31
Type-6	129	79	78	63

を除き全て下部の基礎工に固定されているものである.よって、これらの構造は前面(上流面)に作用する力を支えるように後面(下流面)に支保構造が2、3もしくは4組ある.一方、Type-2は反力を下部だけでなくコンクリート堤の側壁面にも取るものであり、下流からの支保構造はない.

表-2 に各構造の部材指数を示す.最も小さいのは Type-1 であり,部材指数は7 となっている.確かにこの構造で柱部材を7本取り去ると,一本の柱に横梁が連結しているだけの構造,すなわちT字型の静定構造となることがわかる. 一方, Type-5 は部材指数が 31 であり, Type-6 は部材指数 が 60 を超えている. これは、上流面に縦横に骨組を配し て礫の捕捉効果の向上を期したためである. すなわち、捕 捉機能について無視するのであれば、30 部材くらい取り 去っても安定構造を保てることになるが、例えば、Type-5 の足元にある柱部材は 11 部材であるのでこれらをすべて 取り去れば不安定構造となり、必ずしもこの部材指数が最 低余剰部材数を表していないことに留意が必要である.

4.3 フルストレス設計

現行設計¹⁰では,施工条件等を考慮して各部材応 力は必ずしもフルストレス状態になっていない.さ らに,現行設計法において構造物を構成する鋼管部 材には余裕しろ等を設定するように規定しているこ とから,多部材レベルで異なる安全余裕があるよう に設計されている.したがって,部材指数が構造物 の有するリダンダンシーに与える影響比較分析する のに現行設計に基づいて設計された構造物を用いる ことは適切ではない.そこで,ここでは4.4節および 4.5節での比較検討を行う準備段階として,図-5および表 -3に示す基本諸元および設計荷重を用いてフルスト レス設計を行う.このため,各部材に発生する最大 複合応力を次式によって求める.

$$\sigma_{i} = \sigma_{N}^{i} + \sigma_{M_{1}}^{i} + \sigma_{M_{2}}^{i}$$
$$= \frac{N^{i}}{A^{i}} + \frac{M_{1}^{i}}{I_{1}^{i}} \eta_{1}^{i} + \frac{M_{2}^{i}}{I_{2}^{i}} \eta_{2}^{i}$$
(18)

ここで、 $\sigma_i : i$ 部材に発生する最大複合応力、 $\sigma_N^i : i$ 部 材に発生する軸応力、 $\sigma_{M_1}^i, \sigma_{M_2}^i : i$ 部材に発生する第1 軸および第2軸まわりのモーメントより発生する曲げ応 力、 $N^i : i$ 部材に発生する軸力、 $A^i : i$ 部材の断面積、 $M_1^i, M_2^i : i$ 部材に発生する第1軸および2軸まわりの曲 げモーメント、 $I_1^i, I_2^i : i$ 部材の第1軸および第2軸まわ りの断面二次モーメント、 $\eta_1^i, \eta_2^i :$ 第1軸および第2軸の 中立軸からの縁端距離.

そのうえで、 σ_i が許容応力度を下回るようにする.この許容応力度は鋼材 (SS400)の許容応力度であり、引張に対して $\sigma_a = 140$ N/mm²とした. 圧縮については座屈を考慮して次式と引張許容応力度の小さい方を採用する.

$$\sigma_{cy} \le \sigma_a \tag{19a}$$

$$\sigma_{cv} = (1.109 - 0.545\lambda)\sigma_a \quad (0.2 < \lambda \le 1.0) \quad (19b)$$

$$\sigma_{cy} = \frac{1.0}{0.773 + \lambda^2} \sigma_a \qquad (1.0 < \lambda) \qquad (19c)$$

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_a}{E}} \frac{l_e}{r}$$
(19d)

ここで、 σ_{cv} :座屈許容応力度、 σ_a :引張許容応力度、 λ : 細長比パラメータ、 l_e :部材の有効座屈長、r:部材の 断面二次半径、E:鋼材のヤング係数.

各部材は, SS400 の市販鋼材を使用するものとし



て、φ300~600mmの範囲で選択する.また、Type-1 ~4の構造を構成する鋼管部材には、主として φ600mmの鋼管を用い、Type-5、6では構造物の機能 発揮に影響を及ぼさないようφ300mmの鋼管部材も 配置させるものとした.その際、実状では最小板厚 が8mmとされているので、これを準用した.ところ で、鋼製砂防構造物設計便覧では有効断面は腐食し ろや摩耗しろを除くことになっているが、本研究趣 旨に影響しないので、ここでは全断面有効として計

算した.

図-9 にフルストレス設計結果の各部材ごとの断面 積と各部材ごとの応力度比を示す.ここで,応力度 比とは応力の圧縮・引張状態に応じた許容応力度に 対する最大応力度の比を示すものであり,1.0 に近け ればフルストレス状態であることを示す.なお,応 力度比の黒塗りは圧縮側を,白抜きは引張側を示し ている.応力度比の分布によると,各部材は市販の 鋼管諸元に基づいて離散的に選択するため各構造は 必ずしも全部材が全てフルストレス状態になってい ない.また,小さな応力しか発生しない場合であっても 最小板厚 8mm の制約を受けるため,これ以上のフルスト レス状態を望めない.

部材指数の最も小さな Type-1 は、上流側柱材およ び下流側斜材の応力度比は 0.8 を上回っているが、 上流側横梁は 0.1 にも満たない. Type-3、4 では、上 流側柱材および下流側部材の応力度比が 0.9 を超過 する部材が多数存在しており、特に Type-4 は横梁を 除いた全部材がフルストレス状態となっていること がわかる.また部材指数の大きな Type-5、6 では、上 流側の柱材であってもそれぞれ応力度比が 0.20、0.34 と小さな部材がある.一方、Type-2 では構造物側面 に固定点を有しているため柱材よりも横梁の方がフ ルストレスに近い状態となっている.以上より、構 造物の弾性限界までの余裕度、換言すると、設計荷重 状態のフルストレス度について構造型式間の均一性 はほぼ保たれているものと考えた.

4.4 土石流荷重の大きさに対するリダンダンシー

ここでは、一般にリダンダンシーとして考えられている 構造の弾性限界に対する構造崩壊荷重の余裕度としての 観点から部材指数を検討する.各設計結果に対して、図-5 で示した設計荷重の土石流荷重を比例的に増加させて、静 的弾塑性解析を行った.なお、各部材要素断面での降伏関 数は次式とし、降伏後は硬化しない完全弾塑性モデルとし た.

$$\left(\frac{M_1}{M_p}\right)^2 + \left(\frac{M_2}{M_p}\right)^2 + \left(\frac{N}{N_p}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_p}\right)^2 \le 1.0 \quad (20)$$

ここで、 M_1, M_2 :断面の第1軸および第2軸周りのモ ーメント、N:断面軸力、T:断面のねじりモーメント、 M_p :断面の全塑性モーメント、 N_p :断面の全塑性軸力、 T_n :断面の全塑性ねじりモーメント.

図-10 に各 Type の荷重係数〜上端水平変位関係を示す. ここで、荷重係数 α とは図-5に示す土石流荷重に対する係数であり、 α =1.0とは設計荷重を表すものとした.また、図-11、12 にはそれぞれ各構造の弾性限界と崩壊(塑性限界)時の降伏モードとして降伏に達する部材を太線により示す.まず、部材指数の最も小さい Type-1 は、荷重係数 α =1.98 で上流面下部の柱部材が引張側の軸力と曲げモー





メントの複合モードで降伏して弾性限界に達するが、その 後は降伏部材が上部に拡がり、 $\alpha = 3.05$ に到達して塑性崩 壊に至っている. 一方、部材指数が 31 と余剰部材の多い Type-5 では弾性限界 $\alpha_e = 1.36$ に対して塑性崩壊が $\alpha_c = 1.74$ とあまり荷重係数の伸びは大きくない. これは図 -12(e)に示すように、上流側部材の上部にある部材が集中 して降伏してしまうが、この部材の断面積は図-9 に示すよ うにあまり大きくないためである.

図-13 には図-10 に示した崩壊荷重係数と部材指数との 関係を示す. Type-1 (I_m =7)の α_c =3.05から Type-4 (I_m =15)の α_c =1.81までは減少傾向にあるのに対して, 部材指数63のType-6は α_c =2.35と再度大きくなっており, 部材指数と土石流荷重の大きさに対するリダンダンシー との関係には良い相関性は見いだせない.言い換えると, 余剰部材数によって構造物の有する弾性限界に対する崩 壊荷重の余裕度を推定することは困難であることがわかる.

4.5 部材損傷に対する頑健性検討

緒言で述べたように、鋼製砂防堰堤の部材が失われる、 もしくはその抵抗力をほとんど失っているという事態が



発生している.ここでは、そのような不測事象における土 石流荷重に対する構造保有耐力の維持能力について検討 する.

リダンダンシー評価の原則に基づくなら、部材が消失す ることや、ヘこみ変形によって全抵抗を失うことのシナリ オ分析を行い、各部材においてそのような状態に陥る確率 を求めて構造全体の頑健性を評価すべきであるが、ここで は、簡易に各部材の構造物の最大耐力に及ぼす影響を感度 分析し、感度の高い部材の消失が与える影響について検討 する. ここで、部材感度係数 L_i とは、図-5の土石流荷重 が比例増加したとする仮定において、健全な状態の構造が 耐えることのできる最大荷重係数 α_o に対し、その*i*部材 が消失した構造状態が耐えることのできる最大荷重係数 α_{L_i} を図-10に示した過程と同様にしてその低下率を示す ものであり、次式により評価する¹¹⁾.

$$L_i = \frac{\alpha_o - \alpha_{Li}}{\alpha_o} \tag{21}$$

このとき,部材感度係数が0に近ければ不感部材と呼ばれ、逆に1.0に近ければその部材は重要部材であることを表している. Type-1~6の各部材感度を図-14に、各構造型式の最大感度を有する部材を図-15中の太線として示す. 部材指数の小さい Type-1では、横梁は不感部材となっている.一方、すべての上流側柱材の部材感度係数が0.83と非常に高いものであり、下流側部材でも0.4を上回る部材もある.一方、部材指数が30を超える Type-5,6 では大きな部材では0.3を超過するものもあるが、小さいもので

は全く感度がない. すなわち, 消失しても構造耐力が全く 失われないものが数多くあることがわかる. また, Type-3 は部材指数が 14 とあまり大きくはないが, 最大部材感度 係数でも 0.22 であり, この構造形式も部材消失が崩壊に つながる可能性は小さいことを推測することができる.

図-16に Type-1 の健全構造から1部材、2部材もしくは 3部材を取り去った場合の弾塑性解析の荷重係数と変位の 関係を示す.ここで、2部材や3部材の除去部材の選択は、 図-14の L_i が大きいものから順に選択した. Type-1の健全 な構造では、検討構造型式の中では α_o が最大であったが、 1部材を取り去ると、約半分の荷重で崩壊に達し、2部材 取り去ると健全時の6分の1まで減少してしまうことがわ かる.

図-17 には Type-5 の健全構造から1部材,2部材もしく は3部材を取り去った場合の弾塑性解析の荷重と変位の 関係を示す.Type-5 では Type-1 と異なり,1部材取り去 っても健全時の約70%の耐力を保持していることがわか る.さらに取り去る部材数を増やしても健全時の30%程 度までしか低下せず,Type-1 ほどの急激な耐力低下とはな らないことがわかる

さて、部材が消失するもしくは抵抗力を失うシナリオは 不確定であるので、必ずしも感度の高いものが消失するわ けではない.そこで、仮に全ての部材の消失確率が等しい と仮定した場合の残存保有耐力について分析した.

すなわち、1部材除去検討では一つ一つの部材について 除去した場合の保有耐力を求め、健全構造の耐力で除した 残存耐力比 β_1 を算出する。2部材除去検討では、 L_i の最 も大きな部材を除去部材として固定したうえで組み合わ せる第二除去部材を1部材除去検討と同様に選択して残 存耐力比 β_2 を求める。3部材除去検討では、 L_i の最大部 材と2番目に大きな部材を除去部材として固定したうえ で、第三除去部材について同様の検討を行い、残存耐力比

 β_3 を求める.

以上の検討について、部材指数との関係を図-18 に示す. 図-18(a)より、部材指数が7の Type-1 では、残存耐力比 β_1 が 1.0 である場合が1ケース、逆に最も小さい0.16 が1ケースあるものの、多くの場合 0.6 付近となっており、平均値は $\overline{\beta}_1$ =0.59 である、続いて I_m =12, 15の Type-2, 4 では β_1 =0.5~1.0 に広くばらついていることがわかる. そして、その平均値は Type-2 (I_m =12)が $\overline{\beta}_1$ =0.73、Type-3、4(I_m =15)では $\overline{\beta}_1$ =0.91, 0.79 と部材指数が大きい Type-3の方が大きくなっている. さらに、Type-5, 6 では、 β_1 =0.6~1.0 の間でばらついており、平均値は Type-5 (I_m =31)では $\overline{\beta}_1$ =0.92、Type-6 (I_m =63)では $\overline{\beta}_1$ =0.96 とほぼ健全性が保たれていることがわかる.

図-18(b)の2部材消失では、全体的に残存耐力比の分布 域が小さい方にシフトしており、Type-6 (I_m=63) では $\overline{\beta}_{2}$ =0.92 と未だ健全性は保たれているが、部材指数が 31 より小さいと β,=0.62 以下となり,2 部材同時消失状態で は比較的高次の不定性構造でも耐力維持はあまり期待で きないことがわかる. 図-18(c)の3部材同時除去部材では これらの傾向はさらに顕著であり、部材指数 Im =7, 12, 15 の Type-1, 2, 4 の場合にはそれぞれ $\overline{\beta}_3 = 0.15, 0.15, 0.11$ とな っており、耐力は失われることがわかる.この検討では3 部材除去の平均残存耐力比が健全のものの半分より大き い $\overline{\beta}_3 = 0.78$ となるのは部材指数 $I_m = 63$ のType-6だけであ る. これらの傾向を概して、図-18(d)には各検討の残存耐 力比の平均値と部材指数との関係を示す.部材指数と平均 残存耐力比との関係は明瞭に正の相関関係が見受けられ、 部材指数によって鋼製砂防堰堤のリダンダンシーもしく は頑健性能の簡易評価の目安とすることの意義が認めら れる.

5. 結 言

本研究は、鋼製砂防堰堤のリダンダンシー評価について、 構造形状の有する不静定次数を基礎とする部材指数を参 考情報として評価することを提案し、その意義について基 礎的に検討したものである.その成果を要約すると以下の ようになる.

- (1) 立体骨組構造の剛性マトリクスの基礎構造から導出 される部材指数について示し、数学的意義について 示した.
- (2) 現有の代表的鋼製砂防堰堤の構造型式について,構造高さと幅について統一した後に,最適断面設計を行い許容応力度設計的観点からの余裕度を標準化したうえで弾塑性解析を行い,部材指数と崩壊荷重の関係について考察した.その結果,部材指数もしくは不静定次数が崩壊荷重までの冗長性に及ぼす影響は必ずしも相関性を有しないことが認められた.
- (3) 構造部材の一部が失われた場合の崩壊荷重の低下に 及ぼす部材指数の影響について調べると、部材指数

が小さい構造では、1本もしくは2本の部材消失によって崩壊荷重が健全時に比して数十%程度低下するのに対し、部材指数が30を超える構造形式では1本の消失ではほとんど低下しないことが示された.

(4) 構造形式の有するリダンダンシー評価法は、高度な 確率技法を必要とする研究が多いが、本研究で示し た検討手法は比較的簡便な弾塑性解析をベースとし ており、性能設計における審査過程などの実用上の リダンダンシー評価法の参考となり得ると考えられ る.

なお、本検討には次のような課題が残されており、引き続いて研究を進める必要がある.

- (1) 図-18の頑健性 βの定義には、分母となる崩壊荷重の 大きさに対する比較要因が考慮されていない.この ため、リダンダンシーの小ささを補うために部材を 強くする設計を促す設計体系、すなわち部材指数を 反映した許容応力度設計体系下における所要のリダ ンダンシー確保のための設計法について、引き続き 検討を進める必要がある.
- (2) 図-18 で示した除去部材は、場所や部材の大きさによって消失確率が異なっている.このように確率平均を用いたリダンダンシー評価とする手法について検討する必要がある.
- (3) 設計法における経済性や施工性など他の要求性能とのバランスについても検討が必要である.

参考文献

- 国土交通省:河川砂防技術基準同解説 計画編,山海 堂,2005.
- 2) 芦田和男,高橋保:土石流の調整制御に関する研究-立体格子型砂防堰堤の水理機能一,京都大学防災研究 所年報,第23号 B-2, pp.37-44, 1980.
- 国土交通省国土技術政策総合研究所:「土石流・流木 対策設計技術指針及び同解説」,社団法人 全国治水 砂防協会,2007.11.
- (深和岳人,香月智,石川信隆,山田正:オープン型鋼 製砂防ダムの礫捕捉効果に関する個別要素法解析と 確率評価,土木学会論文集 No.703/ I-59, pp.165-176, 2002.4.
- 5) 今井一之,中村敏幸,葛西俊一郎:南股第4号砂防え ん堤の補強工事,平成20年度砂防学会研究発表会概 要集O6-8, pp.294-295,2008.5.
- 6) D. M. Frangopol, M. Iizuka, and K. Yoshida: Redundancy Measures for Design and Evaluation of Structural Systems, *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, ASME, Vol.114, Issue 4, pp.285-290, Nov. 1992.
- 7) Ziha, K.: Usage of Relative Uncertainty Measures, 21st

International Conference Information Technology Interfaces ITT'99, pp.269-274, 1999.

- 8) 星谷勝,山本欣弥:情報エントロピーを用いた信頼性 と冗長性の検討,土木学会論文集 No.654/ 1-52, pp.355-366,2000.7.
- 9) 星川辰雄,石川信隆,彦坂熙,阿部宗平:局部変形と ひずみ速度効果を考慮した鋼管固定はりの衝撃応答変

位, 土木学会論文集 No.513/I-30, pp.101-115, 1995.4.

- 10)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:鋼製砂防構造物設計便覧,山海堂,2001.
- 11)伊藤拓海,大井健一,李正林:円直荷重を受ける骨組 構造物の冗長性に関わる感度解析,日本建築学会構造 系論文集,第 593 号, pp145-151,2005.7.

(2009年4月9日 受付)