

人工群知能を用いた重力ダム設計基本断面の最適化と 長期ダム安定性管理への応用

Design Optimization of Basic Section for Gravity Dam Using Artificial Swarm
Intelligence and Its Application to Long-term Management of Dam Stability

浜口 俊雄・角 哲也・田中 茂信

Toshio HAMAGUCHI, Tetsuya SUMI and Shigenobu TANAKA

Synopsis

This paper demonstrates the performance of basic triangle designing of gravity dam using the artificial swarm intelligence approaches such as PSO, ACO and GA. The obstacle to determine a basic triangle is to optimize the parameters to be designed as minimize the triangle area because the shape of the fillet makes the vertical forces of the static water and sediment pressures with bilinear processes in cases that a sediment height gets greater than a fillet one. In this research, two approaches are carried out. The first one is to employ the 0-extension approach to express the bilinear situation as one equation. The second one is to use the artificial swarm intelligence approach to optimize the dam parameters in bilinear processes. A given sedimentation height is reconsidered to know the upper limitation in managing the long-term dam sedimentation. It can be concluded that this research is useful and helpful in overcoming the difficulty of optimally designing the bilinear basic-triangle parameters and in managing the long-term sedimentation.

キーワード : 重力ダム, 基本断面, 人工群知能, 0-拡張, 堆砂容量

Keywords : Gravity dam, Basic section, Artificial swarm intelligence, 0-extension, Capacity reservoir sedimentation

1. 序論

重力コンクリートダムは, ダム軸に対して鉛直に切り取った単位厚さの三角形断面(以降, 基本断面)を考え, そこで転倒安定性・滑動安定性・許容応力耐性を満たすように形状が設計される.

その際に, 地質条件や空間の物理条件, さらに経済性を加味して考えねばならない. 形状設計として最も経済的にするには基本断面積を出来るだけ小さくすること, また, ダム軸を中心に建造可能な上下流範囲を踏まえて底面岩盤との設置面積を出来るだけ大きくすることが重要となってくる. その条件を実現するため, ダム上流面にはフィレット(拡幅部)を採用するケースも多い. しかしながら, フィレットは上流面の一部までしか用意

されないため, 設計時の作用荷重計算において, 静水圧ならびに堆砂圧の鉛直成分がフィレット形状と堆砂高の關係に影響を受けてバイリニアな変化を強いられる. これは上下流法面勾配やフィレット高ならびにフィレット勾配の設計値を最適に算定するには障害となり得る. それが原因となって, 導関数を用いた最適アルゴリズムにより同設計値を求めることは難しくなる. 従来では場合分けを一方に定めて最適化するか, フィレット高を固定して算定されていた.

本研究はこの障害を打破するために2つのアプローチを用いる. 1つ目は, 荷重計算でケース分けしていた式を1つの式でまとめて表現できるようにすることである. 2つ目は, 導関数が不連続でも問題なく最適値を探索できる人工群知能アルゴリズムを用いることである. これ

らによって、基本断面設計諸元の容易な最適値算定が可能となる。

2. 0-拡張理論

本節では、重力ダムの安定計算について述べるにあたり、まず0-拡張論について触れる。いま、2つの連続した領域 D_0, D_1 があり、空間変数 x は両領域に連続して定義された変数であると仮定する。ここで、領域 D_1 において、非負値を成分にもつ関数 $p(x)$ が定義されているものとする。その領域 D_0 においても「 $p(x)$ が存在し、その各成分値は0で与えられるもの」と拡大解釈し、 $p(x)$ の定義を改める。この関数值拡大解釈が「0-拡張理論」(河原田, 1989) と称される。

この手法の主な目的は、元の定義域とその領域外域間の境界位置に自由度を持たせた物理現象の表記式、もしくは状況に応じて自動的に作用する「場合分けのスイッチ」の役割を持つ数学的因子によって一手に両場合の式を表現した単一式を創り出すことにある。前者は、場合によって両領域間の物質収支も考察に入れねばならないが、同収支条件を平易に付加できるかたちにあることも援用の強みとなる。

この目的のうち、前者の応用例として移動境界問題が挙げられる。移動境界問題は、各現象毎の物質収支条件を設定するだけで本手法に適用できる。筆者らは、広域地下水盆における地下水挙動に応用し、良好な成果を得ている。一方の後者の応用例については、本稿で提案する内容が当てはまる。

具体的には、変数 x が零となる値 (a) まで平行移動した単位階段関数 $u\{x-a\}$ に対して同じ変数 $x-a$ を乗じたもの $(x-a) \cdot u\{x-a\}$ が $x-a$ に対する0-拡張変数となる。つまり、 x に対する0-拡張変数は $a + (x-a) \cdot u\{x-a\}$ となる。

2.1 堆砂圧への適用

フィレット設置を設計に考慮した重力ダムの場合、フィレットの一般形状として台形(上流側に長方形断面の凸部を作った状態)でなく三角形を扱うものとする。その際の上流面形状はフィレット高位置を境にバイリニア(双線形)となる。ゆえにフィレット設置の検討が、ダム上流面における設計堆砂圧の鉛直成分ならびに堤踵部での堆砂圧モーメントに場合分けを伴わせる要因となる。フィレット高が堆砂高よりも高い場合には、堆砂は堤体の断面形状変化部に達しないでフィレット傾斜面内におさまる。その一方で、堆砂高がフィレット高よりも高い位置

まで達する場合には、堆砂圧の受圧面となる上流面は双線形となる。したがって従前は、設計堆砂圧の鉛直成分を場合分けして2通りの式で考え、設計状況に応じて式を使い分けている。いま、フィレット高の堆砂高に対する下回り量に着目する。まずこの量に数学的工夫を凝らして場合分けを1つの数式で表記する。次に堆砂圧鉛直成分に関して、堆砂の接触面がすべて線形面であったと見なした場合を基準に据えて、双線形面に変わった場合の荷重差に相当する項に先述の数式表記を利用し、フィレット高と堆砂高の大小に関わらず存在する項として表す。この目論見は、同荷重差項が(フィレット高) \geq (堆砂高) のときに0、(フィレット高) $<$ (堆砂高) のときに正数となるように図るものである。

上記の数学的工夫には、上述の0-拡張理論が適している。いま、堆砂高を h_s 、フィレット高を h_v 、フィレット高の堆砂高に対する下回り量を Δh とおく。 Δh は、 $h_v \geq h_s$ のときに0、 $h_v < h_s$ のときに $h_s - h_v (> 0)$ であるので、ここに0-拡張理論を用いると、

$$\Delta h = (h_s - h_v) \cdot u\{h_s - h_v\} \quad (1)$$

という式が作成できる。ここに、 $u\{\bullet\}$ は単位階段関数を表す。この Δh を使って、堆砂圧の鉛直成分を表せばよい。先に説明した堆砂圧の鉛直荷重差項は Δh を因数に含んでおり、上記の場合分けに一致する。また、重力ダム基本三角形の上流面勾配 (m_1) がフィレット勾配 (n) よりも傾斜が急 ($m_1 < n$) であることは内部にフィレットより高い上流面で引張応力を発生させないための形状条件として至極当然のことである。したがって、堆砂圧の荷重差項は非正値をとることが普通である。この荷重差項の具体的なかたちについては、次節にて詳述する。

3. 重力ダムの安定条件

検討の対象となる基本断面は、通常行われるように、ダム軸に対して垂直に切りとった単位厚さの断面とする。本稿では、頂点が満水面と一致する三角形の上流面が下部で拡幅され、双線形となったものと考え、設計時の一般性を失わない。つまり、フィレット勾配 (n) が上流面勾配 (m_1) に等しい ($n=m_1$) と考えれば、フィレットのない断面が設計できる。重力ダムの設計は基本断面の底面において鉛直、水平、回転という釣合の3条件に基づいた安定条件の検証を通じて行われる(飯田, 1992)。詳細は下記で述べる。ただし、鉛直方向の釣合である安定条件は地耐力保有条件であるが、これはダムサイトの選定において配慮されるものであるため、設計検討時に

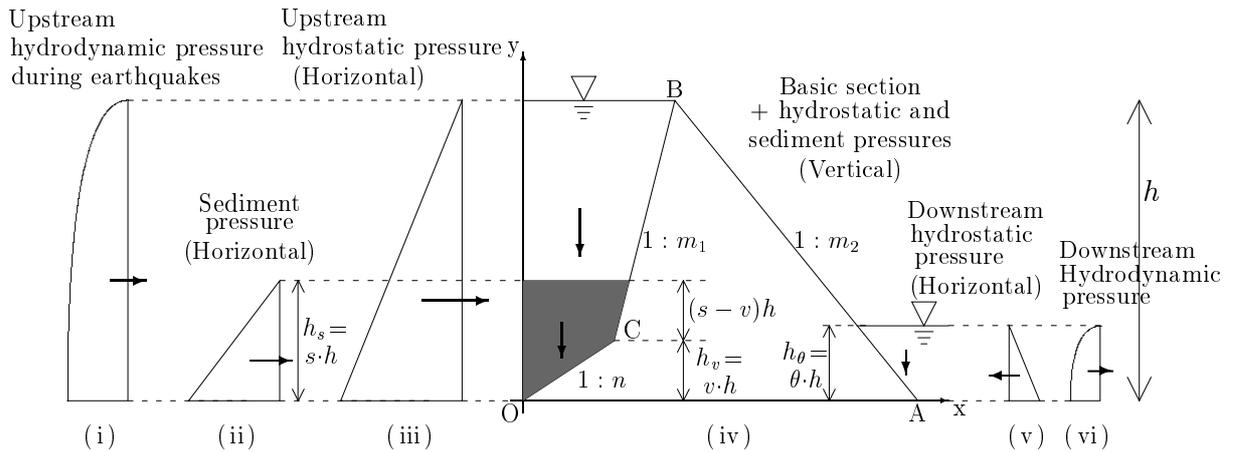


Fig.1 Forces to a gravity dam except uplift force in case of $h_s \geq h_v$

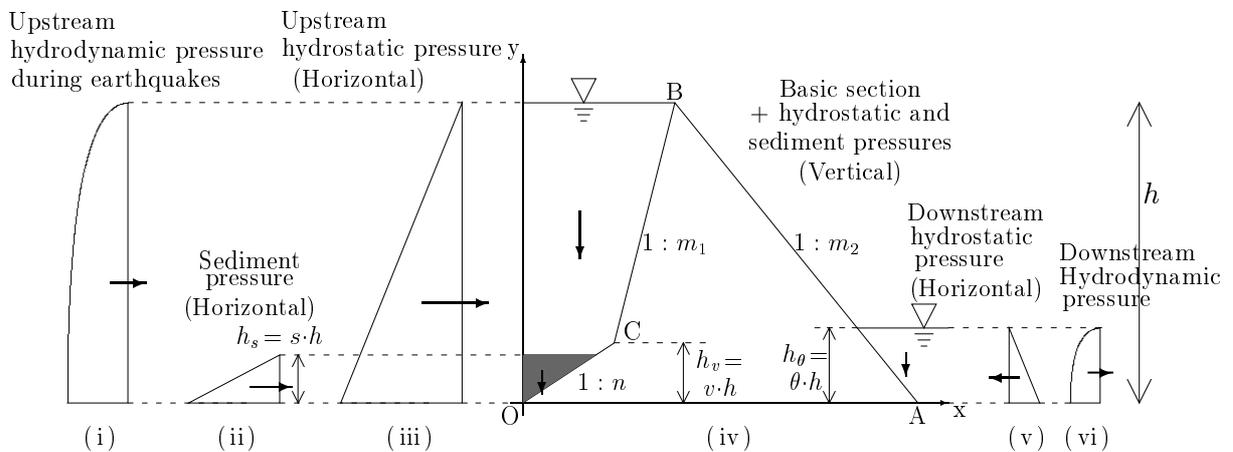


Fig.2 Forces to a gravity dam except uplift force in case of $h_s < h_v$

はずでに条件を満たしていると考えてよい。

3.1 許容応力条件

許容応力条件は「内部応力が許容圧縮/引張応力であればよい」であるが、ダム高150m以下の斜面に凸な形状が無い断面の重力ダムでは概して圧縮応力はほとんど問題にならない。高さ x (m)のダムの最大圧縮応力は約 $0.3x$ (kgf/cm²)で、150mのダムの最大圧縮応力は 50 (kgf/cm²)以下となるからである。

3.2 転倒安定条件

転倒安定条件は「上流面に鉛直引張応力を生じないこと」である。ここでは堤踵(上流面のり先)におけるモーメントと鉛直合力の関係で検討している *Middle-Third*理論を適用する。

3.3 滑動安定条件

滑動安定条件は「堤体と岩盤の接触面のせん断滑りに対して安全であること」である。同式は *Henny*式と呼ばれ、転倒安定条件式と同時に満たすように諸元を決定する。

3.4 基本断面設計の利点

応力・変形数値解析法のみによる設計は、設計初期段階のダム形状の大まかな案の策定に向いていない。最終的には、決定したダム形状に対して再度安定計算を行って安全性を確認し、必要に応じて修正するものであるから、はじめから大がかりな計算は必要ない。その意味でも基本断面設計から出発することは、安定計算が平易であるため、必要な修正を加えた後の再計算も容易である。その他ダムが高い場合に、安定条件のうち、滑動安定条件が支配的にダム形状を決めるということが多いのも、基

本断面での設計を後押ししている。

3.5 上流面勾配

重力ダムの上流面勾配というものは、理論的にはダム湖空虚時の安定条件から定まるものである。すると理論上は、ある程度の勾配が必要という結果を得ることになる。しかしながら、こういった安定条件の問題よりもむしろ経済的問題から定まることの方が多い。ダム斜面打設には型枠を用いるが、それを設ける手間は人的作業によるところが大きい。したがって、そこに大きな人件費がかさむ上に労力や時間が必要以上に費やされることは、ダム建造において経済的に好ましくない事になる。故に上流面勾配は不要であるとの結論になり、結果として鉛直にしてしまう場合もしばしば見受けられる。いずれにしても上流面勾配は既知とされる量である。したがって、後述の安定計算でも、この上流面勾配は常に既知のものとして計算を行っている。

3.6 ダム高

本稿では、従来通り設計時の水位が基本三角形のダム高に一致した式をたてる。設計基準とする水位として、常時満水位、サーチャージ水位、設計洪水水位の計3水位がある。いまダム高に一致した設計をしていれば、各3水位の場合よりも危険な状態であるため、十分な安定条件を求めていると言える。その水位に付加高さ、すなわち、風または地震による波高とゲート操作の遅れ等に対する余裕高の総和をそれぞれに加える。得られた3つの貯水位に対して、そのどれよりも高くなるようにダム高を決定する。波高について詳述すると、風による波高は3水位全てに加算される。地震による波高は常時満水位状態のものを計算した後、常時満水位にはそのまま、サーチャージ水位には1/2倍して加算し、設計洪水水位には何も加算しない。

4. 設計諸元

先ず準備として、各面の勾配などといった安定計算時の文字数表記を Table 1 に掲げたおりとする。なお同表の揚圧力の関連定数 α, β, d についての詳細は設計作用荷重における揚圧力の説明時に述べる。

文字数で表記された基本断面形状は Fig.1 または Fig.2 のようになる。このように定数諸元を文字数で表記すると例えば、 $n = m_1$ とすればフィレットの無いダム、 $m_1 = 0$ とおけば鉛直上流面のダム等のように様々な形状の基本断面を考察しやすいという恩恵が得られる。その断面の

Table 1 Design parameters of a basic triangle

Symbols	Parameter descriptions
V	Vertical force (tf)
H	Horizontal force (tf)
M	Moment at upstream slope toe (tf·m)
m_1	Gradient of upstream slope
m_2	Gradient of downstream slope
n	Gradient of fillet slope
h	Dam height (m) [Here, =Upstream water depth]
$s = h_s/h$	Ratio of sedimentation height to dam height
$v = h_v/h$	Ratio of fillet height to dam height
h_0	Downstream water depth (m)
$\theta = h_0/h$	Ration of Downstream water depth to dam height
γ_c	Concrete unit weight (tf/m ³)
γ_w	Water unit weight (tf/m ³)
γ_s	Submerged sedimentation unit weight (tf/m ³)
C_e	Mud pressure coefficient
k	Seismic coefficient
α	Uplift coefficient
β	Uplift drainage-affected coefficient
d	Ratio of distance up to drainage well to dam length
F_s	Safety factor of shear stress
τ_0	Intension of shear stress (tf/m ²)
f	Internal friction coefficient

各頂点の名称を図のように O, A, B, C とおき、O を原点とする xy 座標系を導入する。両図における上記4点の座標は以下のように与えられる。

$$\begin{aligned} A & \left(\ell, 0 \right) \\ B & \left(\ell - m_1 h, h \right) \\ C & \left(nvh, vh \right) \end{aligned}$$

ここに ℓ は式 (2) の様に表したダム長(底面長)である。

$$\ell = \{(m_1 + m_2) + (n - m_1)v\}h \quad (2)$$

また、式 (1) も Table 1 の表記を用いて無次元化し、

$$\eta_{sv} = (s - v) \cdot u \{s - v\} \quad (3)$$

とおく。この η_{sv} は、 $s \geq v$ のとき $s - v$ 、 $s < v$ のとき 0 となる 0-拡張数である。続いて滑動安定に関わる定数 t_0 を予め以下のように定義しておく。

$$t_0 = \frac{\tau_0}{h} \quad (4)$$

t_0 は式表記上の便宜的な文字数であって物理的意味は持ち合わせていない。

5. 設計作用荷重

基本断面での設計作用荷重(中村, 1990) は以下で順に説明する。水圧および堆砂圧に関しては、Fig.1 または Fig.2 を参照しながら荷重式を考察されたい。

5.1 自重

基本断面の自重は鉛直方向のみに作用する。

$$V_c = \frac{\gamma_c}{2} \left\{ (m_1 + m_2) + (n - m_1)v^2 \right\} h^2 \quad (5)$$

H_c : なし

$$M_c = \frac{\gamma_c}{6} \left[(m_1 + m_2) \left\{ (2 - 3v)m_1 + m_2 + 3nv \right\} + (n - m_1)(2n - m_1)v^3 \right] h^3 \quad (6)$$

5.2 地震時慣性力

地震時慣性力はダム堤体に対して水平に作用するものとし、堤体自重に設計震度を乗じたものとする。本稿は常時満水位状態を想定した設計震度を用いるものとして式展開を行う。

V_e : なし

$$H_e = \frac{\gamma_c k}{2} \left\{ (m_1 + m_2) + (n - m_1)v^2 \right\} h^2 \quad (7)$$

$$M_e = \frac{\gamma_c k}{6} \left\{ (m_1 + m_2) + (n - m_1)v^2 \right\} h^3 \quad (8)$$

5.3 静水圧荷重

重力ダムの上下流面上の或る点における静水圧は、同面に対して垂直に作用する。本稿では一般性を持たせるべく、上流側だけでなく下流側の静水圧も考慮した式展開を施すことにする。上流側の水深に対する下流側の水深の比を下流水深比 θ とおく。

$$V_w = \frac{\gamma_w}{2} \left\{ n - (n - m_1)(1 - v)^2 + m_2\theta^2 \right\} h^2 \quad (9)$$

$$H_w = \frac{\gamma_w}{2} (1 - \theta^2) h^2 \quad (10)$$

$$M_w = \frac{\gamma_w}{6} \left[(1 + n^2) - (n - m_1)(1 - v)^2 \times \left\{ 3nv + (n + m_1)(1 - v) \right\} + 3m_2 \left\{ (m_1 + m_2) + (n - m_1)v \right\} \theta^2 - (1 + m_2^2)\theta^3 \right] h^3 \quad (11)$$

5.4 堆砂圧荷重

重力ダムの上流面に作用する堆砂圧は、静水圧と同じく同面に対して垂直に働く。ただし静水圧と異なり、堆砂は底面から或る高さまでしか存在しないために堆砂圧も上流面下方でしか作用していない。鉛直方向には、上流面上に載荷した土砂の水中荷重が働く。水平方向には単純にその鉛直堆砂圧に泥圧係数を乗じた荷重が作用する。

$$V_s = \frac{\gamma_s C_e}{2} \left\{ ns^2 - (n - m_1)\eta_{sv}^2 \right\} h^2 \quad (12)$$

$$H_s = \frac{\gamma_s C_e}{2} s^2 h^2 \quad (13)$$

$$M_s = \frac{\gamma_s C_e}{6} \left[(1 + n^2)s^3 - (n - m_1)\eta_{sv}^2 \times \left\{ 3nv + (n + m_1)\eta_{sv} \right\} \right] h^3 \quad (14)$$

5.5 地震時動水圧荷重

地震時の動水圧はダム湖水の慣性力に基づいて、ダム堤体とダム湖水との接触面に垂直に作用する。動水圧は、上流面に傾斜があれば Zanger の式を、同面が鉛直であれば Westergaard の式を用いるのが一般的である。ただし上流面がほぼ鉛直で、ダム高の 1/2 以下の高さであるフィレットを有した堤体であれば、Westergaard の式を用いても差し支えないとされている。本稿は傾斜面を考えているが、概してこのような適用可能条件にかなった場合が対象となるものとし、式展開の簡便化にも配慮して Westergaard の式を用いた。

V_d : なし

$$H_d = \frac{7}{12} \gamma_w k (1 + \theta^2) h^2 \quad (15)$$

$$M_d = \frac{7}{30} \gamma_w k (1 + \theta^3) h^3 \quad (16)$$

5.6 揚圧力

堤体底面に作用する揚圧力は、監査廊位置からの排水を考慮して状態を分けて取り扱う。Fig.3(i) は非排水時の揚圧力状態を、(ii) は排水孔による低減量分布を、(iii) は排水時の揚圧力状態を示している。図中にある文字数は、排水孔距離比を d とし、堤体底面長 ℓ に対する堤踵から排水孔位置 (監査廊位置) に至るまでの距離の比で定義する。また、静水圧に対する揚圧力の比を揚圧力係数 α 、排水孔による揚圧力低減の程度を示すものを揚圧力排水影響係数 β と定義する。排水孔位置での揚圧力は、堤趾 (下流面のり先) 揚圧力に幾分かの揚圧力を加えたものと見なす。堤踵と堤趾の揚圧力差に対する、堤趾揚圧力からの増分量の比を表したのが β であり、 $0 \leq \beta \leq 1 - d$ を満たす。 $\beta = 0$ で排水孔位置の揚圧力が下流側に等しくなり、 $\beta = 1 - d$ で非排水状態となる。通常的设计では、 $\alpha = 1/3$ 、 $\beta = 1 - d$ 程度、ないしは、 $\alpha = 1$ 、 $\beta = 1/5$ 程度が採用されている。

$$V_u = -\frac{\gamma_w}{2} \alpha \left\{ (1 - \theta)(\beta + d) + 2\theta \right\} h\ell \quad (17)$$

H_u : なし

$$M_u = -\frac{\gamma_w}{6} \alpha \left[(1 - \theta) \left\{ \beta(1 + d) + d^2 \right\} + 3\theta \right] h\ell^2 \quad (18)$$

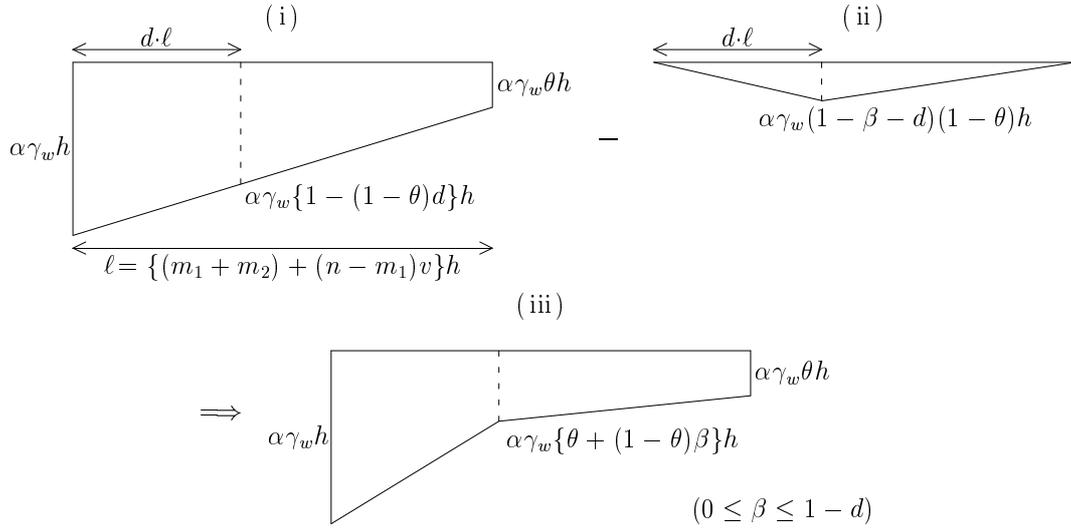


Fig.3 Uplift force considering drainage at inspection gallery

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{2} \left(\left[\gamma_c - \gamma_w \alpha \left\{ (1 - \theta)(\beta + d) + 2\theta \right\} \right] (m_1 + m_2) + (\gamma_w + \gamma_s C_e s^2) n + \gamma_w m_2 \theta^2 \right. \\
 &\quad \left. + \left[\gamma_c v^2 - \gamma_w (1 - v)^2 - \gamma_s C_e \eta_{sv}^2 - \gamma_w \alpha \left\{ (1 - \theta)(\beta + d) + 2\theta \right\} v \right] (n - m_1) \right) h^2 \quad (22) \\
 H &= \frac{1}{2} \left[\gamma_c k \left\{ (m_1 + m_2) + (n - m_1)v \right\} + \gamma_w \left\{ 1 - \theta^2 + \frac{7}{6} k (1 + \theta^2) \right\} + \gamma_s C_e s^2 \right] h^2 \quad (23) \\
 M &= \frac{1}{6} \left\{ \left[\gamma_c \left\{ (2 - 3v)m_1 + m_2 + 3nv + k \right\} + 3\gamma_w m_2 \theta^2 \right] (m_1 + m_2) \right. \\
 &\quad \left. + \left[\gamma_c (2n - m_1 + k)v^3 - 3 \left\{ \gamma_w (1 - v)^2 + \gamma_s C_e \eta_{sv}^2 \right\} nv + 3\gamma_w m_2 v \theta^2 \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. - \left\{ \gamma_w (1 - v)^3 + \gamma_s C_e \eta_{sv}^3 \right\} (n + m_1) \right] (n - m_1) \right. \\
 &\quad \left. + (\gamma_w + \gamma_s C_e s^3)(1 + n^2) - \gamma_w (1 + m_2^2) \theta^3 \right. \\
 &\quad \left. + \gamma_w \left(\frac{7}{5} k (1 + \theta^3) - \alpha \left[(1 - \theta) \left\{ \beta(1 + d) + d^2 \right\} + 3\theta \right] \left\{ (m_1 + m_2) + (n - m_1)v \right\}^2 \right) \right\} h^3 \quad (24)
 \end{aligned}$$

Fig.4 Summation of vertical forces, horizontal forces and moments

5.7 合力

鉛直荷重，水平荷重，モーメントの各々総じた量 V ， H ， M は，以下の式 (19) ~ (21) で求まる．

$$V = V_c + V_w + V_s + V_u \quad (19)$$

$$H = H_e + H_w + H_s + H_d \quad (20)$$

$$M = M_c + M_e + M_w + M_s + M_d + M_u \quad (21)$$

式 (19) ~ (21) の右辺各項に式 (5) ~ (18) を代入した詳細な結果は Fig.4 の式 (22) ~ (24) にまとめているので，そちらを参照されたい．

5.8 Middle-Third 式

この安定条件は，先述の通り，断面内での引張応力の発生を抑えるもので，堤体への荷重合力が水平断面の真中 1/3 を通る条件を満足していれば十分とする Middle-Third 理論を適用して考えられ，

$$M \leq V \cdot \frac{2}{3} \ell \quad (25)$$

で表される．この条件を用いた場合には堤底における引張力の発生に対して，中央 1/3 からさらに 1/12 程度の余裕がある (長谷川，1967) ．

5.9 Henny式

滑動安定を得るためには、Hennyの式を満たせばよい。

Henny式は、

$$\frac{\tau_0 l + fV}{H} \geq F_S \quad (26)$$

と書ける。いま、

$$\zeta = \alpha \left\{ (1 - \theta)(\beta + d) + 2\theta \right\} \quad (27)$$

とおいた文字数 ζ と式(4)の t_0 を用いれば、式(26)を整理する際に非常に見やすい不等式表記ならびに計算プログラムの記述の簡単化が可能となる。

6. 人工群知能

先述の式(25)と式(26)を用いて基本断面の最適化を図るには、既知の諸元と設計対象の諸元に分けて扱う。主に設計対象となる諸元は、上下流面勾配 m_1, m_2 、フィレット勾配 n 、フィレット高 h_v であることが多い。しかしながらこれらは、同時に検討する際、先述の通り、フィレット高が堆砂高との大小関係から単純線形的には検討できず、かつ、場合分けが生じる。既存の最適化アルゴリズムは導関数を用いるものが多く、これでは本断面設計問題のように検討する目的関数が連続でも導関数が不連続になる問題には不適であり、また、場合分けがあることから局所解が複数存在する可能性もあって、1つの(局所)解に収束した後は自力で他の局所解の再検討へと移行しにくいことから、さらに不適である。

そこで同時に局所解を探索できる人工群知能を用いる。著名なものとして、粒子群最適化法(PSO; Particle Swarm Optimization)、蟻コロニー最適化法(ACO; Ant Colony Optimization)、遺伝的アルゴリズム(GA; Genetic Algorithm)が挙げられ、本設計問題には人工群知能を用いることが適切と考えられる。本稿ではPSOに言及する。

生物群において、一個体がエサ場を発見すると、他の個体はその一個体に倣って行動する。同時に自らが見つけた場所の情報も覚えており、その場所に向かう動きも見せる。自然界では行動範囲内で最適な場所(最適解)は唯一だが、比較的良好な場所(局所解)は複数存在する場合が多い。生物群では、仲間と自分の見つけた場所を同時に考慮しながら、各々が見つけた場所の周辺を探索し、最適場を探索している。

粒子群最適化(PSO)ではこれがアルゴリズム化され、多次元空間において位置情報と速度情報を持つ粒子群によってモデル化されている(江本ら, 2005)。

$$v_i^{t+1} = w \cdot v_i^t + c_1 r_1 (p_i - x_i^t) + c_2 r_2 (p_g - x_i^t) \quad (28)$$

$$x_i^{t+1} = x_i^t + v_i^{t+1} \quad (29)$$

ここに、 x_i : 粒子 i の現状検討解、 v_i : 移動速度、 w : 慣性定数、 c_1, c_2 : 学習係数と呼ばれる、それぞれ局所と全体で良好解に向かう粒子の割合、 r_1, r_2 : それぞれ0から1の異なる乱数、 p_i : これまでに発見した x_i の最良解、 p_g : 群全体でこれまでに発見した x の最良解、まず、各粒子の解 x_i をランダムに配置し、その時点での速度 v_i は0とする。次に、以下の式に基づき、速度と解を更新する。ここに t は繰り返した回数を表す。この計算を各次元、各粒子ごとに行う。各粒子について、算出された x_i の値が式(25)と式(26)の両条件式を満たし、かつ、今までで最適な値であると判断されれば、

$$p_i = x_i \quad (30)$$

とし、その値による評価値が全ての個体中で最適なものである場合はさらに

$$p_g = x_i \quad (31)$$

とする。この計算過程を繰り返し、最適解を算出する。

7. 設計諸元の最適化と堆砂容量変化

事例として、現況フィレットが無いAダムを用いる。そこで与えられる設計諸元はTable 2の通りである。ここでは、上述に示したPSOでのパラメータ最適化結果を示す。ただし内部引張応力発生防止のさらなる必要条件として「 $m_1, m_2 \geq 0, n > m_1$ 」の成立をを前提とする。

本稿では、上・下流面勾配 m_1, m_2 、フィレット高比 v 、フィレット勾配 n に対して、基本断面の断面積を最小化することで最適化する。それ以外は所与の既知諸元とする。したがって目的関数は断面積 S である。

$$S = \frac{1}{2} \left\{ (m_1 + m_2) + (n - m_1)v \right\} h^2 \quad (32)$$

結果として $m_1=0.00, m_2=0.68, v=0.38, n=0.62$ という最適解を得て、本来の断面積(Fig.5)は2349.98 m^2 であったものが、2188.11 m^2 まで縮小できる結果(Fig.6)を得た。この結果からは最適断面として、フィレットの設置によって上流面勾配なし(鉛直のり面)になればいいという結論

Table 2 Design parameters of A-dam

m_1	0.07	m_2	0.8	h	73.5(m)
γ_c	2.3(tf/m ³)	γ_w	1.0(tf/m ³)	γ_s	1.1(tf/m ³)
s	0.64	θ	0.0	C_e	0.5
k	0.12	α	0.4	β	0.2
d	0.2	F_S	4.0	t_0	2.45(tf/m)
f	1.0	ξ	1.0	ζ	1.0

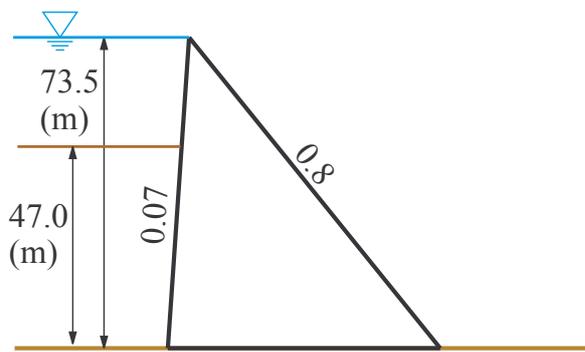


Fig.5 Actual basic section of A-dam

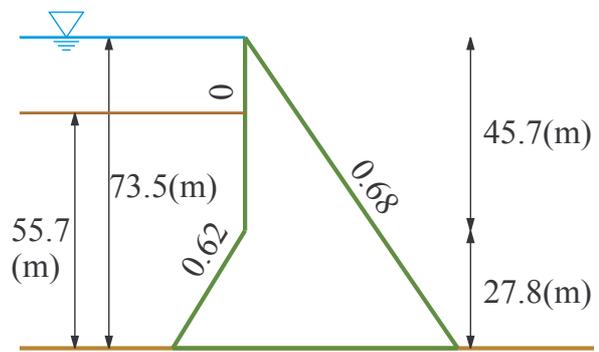


Fig.7 Increasing capacity reservoir sedimentation in optimized basic section

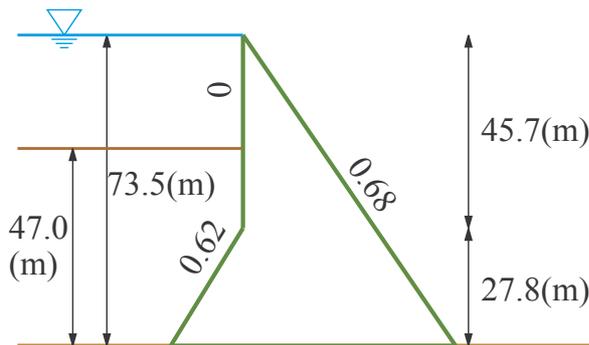


Fig.6 Designed basic section of A-dam with optimized parameters

になっている。これは本来のフィレット設置目的に合致しており、フィレットの効果は断面最適化にすることと等価であると言える。A-damが将来、老朽化問題が顕在化してメンテナンス工が必要となった際、嵩上げなどのダム高変化をさせない工事であれば、上流面を本結果に沿って設計することが無駄のない経済的な断面に変える事が可能であることを意味する。ただし、このような老朽化対策工事が現実的ではないことは周知のとおりである。しかしながら、嵩上げなど現実に即した設計指針に沿って同様の最適化を図ることに対して、本稿の手法では容易に適用可能であり、手法の確立の面からも有用な結果であると思われる。

ところで、フィレット効果で断面形状が変わると考えた場合、それに依りて限界となる堆砂容量の増加が見込める。したがって、限界となる設計堆砂高の変動が予想される。上記最適化断面に対して、堆砂高比 s の許容上限値を同手法で試算したところ、 $s=0.76$ となった。現況諸元が $s=0.64$ であることから最適断面諸元では堆砂高にして約8.82mの余裕があることになる (Fig.7)。Aダムは堆砂容量は現況が約6,000,000(m³)であるが、もし上記の最適設計断面にできるのであれば、約10,050,000(m³)程

度まで増えることが可能となり、有効貯水容量は減ることになる一方、現況よりも堆砂耐力のある管理が可能となり、長期的視野に立ったダム管理面においても安定的に堆砂を管理できるという点で有用な結果となっている。

8. 結論

本稿では人工群知能手法で良好な諸元最適化を実現している。また0-拡張論を用いるため様々な形状のダムにも比較的容易に適用可能である。ダム建造時の最適設計だけでなく、嵩上げ設計や近年顕現してきたダムの老朽化問題の対策立案材料としても役立つと期待できる。課題は立案される対策のハード面の実現性であり、様々な制約下で限られた予算内で最善策を検討していくことになる。それでも最適断面を考え得る本手法は上記最善策に寄与できることは想像に難くない。

参考文献

- 飯田隆一 編著(1980)：新体系土木工学 75 ダムの設計，技報堂出版。
- 飯田隆一(1992)：コンクリートダムの設計法，技報堂出版。
- 江本久雄・中村秀明・別府万寿博・河村 圭・宮本文穂(2005)：ナップサック問題における Discrete PSOのパラメータ検討，土木学会 第9回設計工学に関するシンポジウム講演論文集，pp.169-173。
- 河原田秀夫(1989)：自由境界問題 理論と数値解法，東京大学出版会。
- 中村靖治(1990)：ダムのできるまでII 設計編 [コンクリートダム・フィルダム]，山海堂。
- 長谷川高士(1967)：接触圧による地盤内弾性応力，土木学会論文集，第140号，pp.1-12。

(論文受理日：2015年6月11日)