

中国における天然ダム決壊時の洪水解析手法とその評価

Application of method of landslide dam outburst flood analysis in China

吉野 弘 祐^{*1}

Kousuke YOSHINO

柏原 佳 明^{*1}

Yoshiaki KASHIWABARA

森 俊 勇^{*2}

Toshio MORI

千葉 幹^{*2}

Miki CHIBA

1. はじめに

中華人民共和国では、2008年5月12日に発生した汶川大地震により、大規模な天然ダムが多数形成され、関係機関により様々な対策が講じられた^{例えは1)}。

これらの経験を踏まえ、天然ダムの応急対策を科学的・効果的に高め、減災及び事後対策の速やかな実施を図るため、中国政府水利部では「天然ダム対策ガイドライン」(以下ガイドラインと呼ぶ)を制定している²⁾。ガイドラインは、中国政府の「水利技術基準作成規定」に基づき、天然ダムの応急対策の基礎資料収集から安全性評価、対策、モニタリング、事後評価に至るまでの手段や規定等が整理されたものである。

またガイドラインでは、天然ダム決壊による危機管理や下流の保全対象等の避難計画などに資する情報を提供するため、天然ダム決壊時のピーク流量やハイドログラフ、洪水到達時間等を算出する手法が付録として掲載されている。天然ダム決壊時の洪水解析手法は、決壊タイプ毎に3パターン(瞬時に決壊(全壊)、瞬時に決壊(一部残存)、越流侵食による漸進的な決壊)で整理されており、決壊ピーク流量、湛水量、継続時間から線形的にハイドログラフを追跡するものである。

本報では、これらの洪水解析手法を紹介するとともに、ガイドラインに掲載されている手法を、最大事例である唐家山天然ダムに著者らが適用し、決壊ピーク流量等の算定結果の規模や値範囲などを評価した。

2. 天然ダム決壊に伴う洪水解析手法

ガイドラインでは、ダムの決壊形式は、全壊または一部決壊、及び瞬時決壊または漸進決壊に分かれるが、決壊形式は通常、越流侵食による漸進決壊であるとされている。ガイドラインで提示されている解析の流れを図-1に示す。

以下、2.1.~2.4.では中国語のガイドラインの付録の記述内容を和訳する形で紹介する。

なお、専門用語等は日本国内で通常使われている用語に置き換えている部分もある。そのため、原文と若干ニュアンスが異なる部分がある可能性がある。

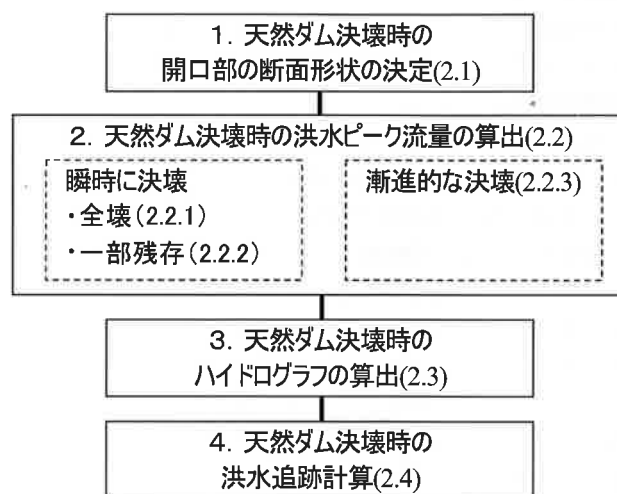


図-1 天然ダム決壊時の洪水解析手法の流れ

また、ガイドラインは、主として複数の既往文献による式を取りまとめた紹介したものであり、それぞれ式における幅や高さ等のパラメータは、同じ表記であっても意味合いや設定方法が異なる可能性がある。しかしながら、本文には引用文献の記述が無い場合、それぞれの式の引用元までは掘り下げて分析はできておらず、あくまでもガイドラインの式の紹介に留めている。

2.1 天然ダム決壊時の開口部の断面形状の決定

決壊時の断面形状は、決壊時の断面の深さ及び幅とし、決壊時の断面形状は、矩形または台形に近似させ、断面の最終的な形状は、天然ダムの堤体を構成する材料、構造、地質条件に基づき、総合的に決定するものとする。断面の初期形状が徐々に最終的な断面形状へと進展する過程は、近似線形化により処理することができる。

決壊時の断面の幅を推計する経験式には、鉄道部科学研究院、黄河水利委員会及び謝任之の式がある。

鉄道部科学研究院の式

$$b_m = K(W^{1/4}B^{1/2}H^{1/2}) \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 b_m は決壊時の開口部(以下決壊口と記載する)の幅(m)、 K は堤体土質の関連係数で、粘土類、土質遮水壁では1.19、均質粘土類では1.98である。また、 W はダム湛水容量(万 m^3)、 B は天然ダム形成地

*1 正会員 アジア航測株式会社 Member, Asia Air Survey Co., Ltd. (ksk.yoshino@ajiko.co.jp) *2 正会員 一般財団法人砂防フロンティア整備推進機構 Member, Sabo Frontier Foundation

点の谷幅 (m), H はダム上流の水深 (m) である。

黄河水利委員会の式

$$b_m = K(W^{1/2}B^{1/2}H)^{1/2} \dots\dots\dots(2)$$

ここに, K は粘土類では 1.3, ロームでは 0.65 である。

謝任之の式

$$b_m = KWH/(3A) \dots\dots\dots(3)$$

ここに, $K = \phi W^{-0.577}(\%)$, ϕ は土質係数であり, 天然ダムの物質構成から, 表-1 を参照して求めることができる。また, A はダム形成地点の横断面積 (m^2) である。

決壊口幅を決定するに当たっては, 以上の経験式に基づき, 天然ダムの実際の物質構成, 地質の特徴及び水文環境等を勘案し, 最終的な決壊口幅または範囲を決定することができる。

2.2 天然ダム決壊時の洪水ピーク流量の算出

比較的規模が大きくダム下流に重要都市部または施設がある天然ダムについては, 洪水調節計算及び堰の式等の手法により, 決壊口の形状, 継続時間, 決壊口の侵食過程を仮定して, 物理モデルを適用してダム決壊洪水及び洪水追跡計算を行うことが望ましい (取組ガイドラインでは具体的な物理モデルは提示されておらず, 本報告での紹介と, 算出結果の評価からは除外した)。

一方, 比較的規模が小さく危険度の低い天然ダムについては, 資料が不足している場合には, 次の経験式を採用してダム決壊流量を推計することができる。

2.2.1 瞬時に決壊 (全壊) した場合の洪水ピーク流量

瞬時に決壊 (全壊) するような現象を想定した場合, 洪水ピーク流量は下式により算出する。

謝任之の式

$$Q_m = \lambda B \sqrt{g} H^{1.5} \dots\dots\dots(4)$$

ここに, Q_m は最大洪水ピーク流量 (m^3/s), λ は流量係数であり下式により算出する。

$$\lambda = m^{m-1} \left[\frac{2\sqrt{m} + u_0/\sqrt{gH}}{1+2m} \right]^{2m+1} \dots\dots\dots(5)$$

ここに, u_0 はダム上流の流速 (m/s), m は決壊口の形状係数で, 矩形断面の場合は $m=1$, 三角形断面の場合

は $m=2$, 2 次放物線断面の場合は $m=1.5$, 4 次放物線断面の場合は $m=1.25$ である。

また, 谷断面を一般化して放物線とし, $A = aH^m$ と仮定する。 A は断面面積, a は谷断面係数, H はダム上流水深 (m) である。 A, H の関係は両対数グラフに示すと通常は直線関係となり, その切片は $\log a$ で, 傾きは m である。

サンブナン式に基づく式

また, ダム下流は無水で矩形断面と仮定したときの, サンブナン式に基づく式を以下に示す。

$$Q_m = \frac{8}{27} B \sqrt{g} H^{1.5} \dots\dots\dots(6)$$

2.2.2 瞬時に決壊 (一部残存) した場合の洪水ピーク流量

ダムが垂直方向に瞬時一部決壊した場合の洪水ピーク流量は, 決壊口頂部の水深 h を用いて, 下式により算出する。

米国陸軍工兵隊水路試験所の式

$$Q_m = \frac{8}{27} \sqrt{g} \left(\frac{BH}{b_m h} \right)^{0.28} b_m h^{1.5} \dots\dots\dots(7)$$

ここに, h は決壊口頂部の水深 (m) で $h = H - h_d$ で表す。 h_d は残留堤体高さ (m), B はダム形成地点の谷幅 (m) である。

黄河水利委員会の式

$$Q_m = \frac{8}{27} \sqrt{g} \left(\frac{B}{b_m} \right)^{0.4} \left(\frac{11H - 10h}{H} \right)^{0.3} b_m h^{1.5} \dots\dots\dots(8)$$

一方, 横方向に瞬時一部決壊した場合の洪水ピーク流量は, 下式により算出する。

$$Q_m = \frac{8}{27} \sqrt{g} \left(\frac{B}{b_m} \right)^{0.25} b_m H^{1.5} \dots\dots\dots(9)$$

2.2.3 漸進的な決壊による洪水ピーク流量

漸進決壊洪水ピーク流量は, 下式により算出する。

黄河水利委員会の式

$$Q_m = \frac{8}{27} \sqrt{g} \left(\frac{B}{b_m} \right)^{0.4} b_m H^{1.5} \dots\dots\dots(10)$$

鉄道部科学研究の式

$$Q_m = 0.27 \sqrt{g} \left(\frac{L}{B} \right)^{1/10} \left(\frac{B}{b_m} \right)^{1/3} b_m (H - \kappa h_d)^{1.5} \dots\dots\dots(11)$$

ここに, L は湛水長 (m), $L/B \leq 5$, $\kappa = 1.4 \left(\frac{b_m h_d}{BH} \right)^{1/3}$ である。

2.3 天然ダム決壊時の流量ハイドログラフの算出

瞬時ダム決壊流量過程と最大流量 Q_m , ダム決壊前流下流量 Q_0 , ダム決壊時のダム湛水容量 W とは関係があり, その形状は 4 次放物線と 2.5 次放物線に簡略化す

表-1 土質係数 ϕ の数値

土類	材料及び密度度	ϕ
1	比較的ルーズな土質ダム, 締固め不良	12.5
2	品質が比較的良好な均質土質ダム	6.7
3	硬い均質土質ダム, 土材が比較的多い 土石混合ダム	3.65
4	土量が比較的少ない土石混合ダム, 品質が若干劣悪なモレーンダム	1.68
5	比較的密実なモレーンダム	0.495

ることができる。流量ハイドログラフは、次に掲げる方法を採用して一般化を行うことができる。

1) Q_m (m^3/s) 及び W (m^3) に基づき、空になるまでの放流所要時間 T (s) を仮決定する。 $T = K \frac{W}{Q_m}$, K は係数であり、4次放物線の場合には $K=4\sim5$ を取り、2.5次放物線の場合には $K=3.5$ となる。

2) T , Q_m , Q_0 の値より、表-2 及び表-3 に基づき、流量ハイドログラフを決定する。なお、表-2 及び表-3 は、時間 t に応じた Q_m に対する流量比を規定したものである。

3) ハイドログラフと $Q = Q_0$ の直線間の水量が、ダム決壊時のダム湛水容量と同等であるか検算する。同等でない場合には、両者が同等になるまで、仮決定した T 値を調整しなければならない。検算に当たっては、一部決壊の場合には、ダム決壊時のダム湛水容量は残留堤体の高さ以上のダム湛水容量になることに留意する必要がある。全壊の場合には、ダム上流水位以下のダム湛水容量から、 Q_0 が通過するときの元の河川流路の容積を差し引く。

また、以下の式により、空になるまでの放流所要時間 T を計算することもできる。

$$T = \frac{W}{\left(\frac{Q}{Q_m}\right) Q_m - Q_0} \quad \text{.....(12)}$$

ここに、 $\frac{Q}{Q_m}$ は、流量ハイドログラフの平均値である。

天然ダムの漸進決壊を検討する場合には、ダム決壊時の物理モデルを適用して、洪水ピーク流量及びハイドログラフを計算することが望ましい。

2.4 天然ダム決壊時の洪水追跡計算

天然ダム決壊による下流の洪水追跡計算は、天然ダム決壊による被害を評価するための根拠であり、天然ダムの決壊形態、洪水ピーク流量やハイドログラフ、天然ダム流入流量、下流河道の断面形状、及び各地点から天然ダムまでの距離等の要因と関係がある。

天然ダム下流の水文特性、河道の地形等の資料が十分にそろっている場合には、一次元非定常流モデルを用いて、天然ダム決壊による下流の洪水追跡計算を行う。

一次元非定常流モデルの基礎方程式は、以下のとおりである。

連続式

$$B \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} + q_1 = 0 \quad \text{.....(13)}$$

運動方程式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X} \left(\alpha_1 \frac{Q^2}{A} \right) + u_1 q_1 = -gA \left(\frac{\partial Z}{\partial X} + S_f \right) \quad \text{.....(14)}$$

ここに、 X は距離 (m), t は時間 (s), Z は水位 (m), Q は流量 (m^3/s), A は断面積 (m^2), B は川幅 (m), S_f は水面勾配, q_1 は側面流出量 (m^3/s) でマイナス値は流入を表す。 u_1 は側面流出流速の主流方向の成分 (m/s), α_1 は運動量補正係数である。

通常は、有限差分法や有限体積法等の数値方法を用いて、非定常流モデルの基礎方程式の離散化を行い、解析を行う。

なお、ダム下流の資料が不足している場合には、下流地点の最大流量について、以下に示すリストマンの式を採用して推定する。

$$Q_{xm} = \frac{WQ_m}{\left(W + \frac{Q_m L}{vK}\right)} \quad \text{.....(15)}$$

ここに、 Q_{xm} は天然ダム下流 x 地点の最大流量 (m^3/s), Q_m は天然ダム地点の決壊時の最大流量 (m^3/s), W は天然ダム決壊時の総流量 (m^3), L は下流 x 地点から天然ダム地点までの距離 (m), v は洪水時の最大平均流速 (m/s) である。資料がある区域には、実測最大値を採用するが、資料がない区域には、一般的な山地では、3.0~5.0 m/s を、準山地には 2.0~3.0 m/s, 平原には 1.0~2.0 m/s を採用する。 K は経験的係数で、山地は 1.1~1.5, 準山地は 1.0, 平原は 0.8~0.9 である。

最大流量到達時間の計算式は以下のとおりである。

$$t_2 = K_2 \frac{L^{1.4}}{W^{0.2} H^{0.5} h_{mx}^{0.25}} \quad \text{.....(16)}$$

ここに、 t_2 は最大流量到達時間 (s), K_2 は係数であり範囲は 0.8~1.2 である。 h_{mx} は最大流量時の平均水深 (m) であり、H-Q 曲線により求めることができる。 W は天然ダム決壊時の総流量 (m^3), L は下流 x 地点から天然ダム地点までの距離 (m) である。

3. 汶川大地震により形成された唐家山天然ダムへの適用

2008 年 5 月 12 日中国四川省において、マグニチュード 8.0 の汶川大地震が発生した。この地震により多数の斜面崩壊が発生し 34 箇所以上で天然ダムが形成された。中でも唐家山における斜面崩壊により形成された天然ダムは非常に大規模なものであり、決壊による洪水流量も報告されている^{3),4)}。この唐家山天然ダムに、第 2 章で紹介した式を適用した結果を示す。

表-2 ハイドログラフ算出表 (4次放物線)

t/T	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4
Q/Q_m	1.0	0.62	0.48	0.34	0.26	0.207
t/T	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Q/Q_m	0.168	0.130	0.094	0.061	0.030	Q_0/Q_m

表-3 ハイドログラフ算出表 (2.5次放物線)

t/T	0	0.01	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.65	1.0
Q/Q_m	Q_0/Q_m	1.0	0.62	0.45	0.36	0.29	0.23	0.15	Q_0/Q_m

3.1 唐家山に形成した天然ダム

唐家山における斜面崩壊により形成された天然ダムは、高さが約 80 m、想定湛水量が約 3.2 億 m^3 （排水路の掘削により越流開始地点標高（満水時の標高）が低下したため、実際に湛水したのは約 2.5 億 m^3 ）、集水面積 3,550 km^2 、湛水長 20 km と非常に大規模なものである⁵⁾。また、天然ダムの下流約 3.2 km には北川県の県庁所在地である人口約 2 万人の曲山鎮、さらに下流には綿陽市といった大都市があり、決壊により壊滅的な被害が及ぶ恐れがあった。そのため、天然ダム決壊による下流への被害を軽減するために中国政府により排水路の掘削工事等、様々な対策が講じられ、緊急工事により天然ダム天端が 10 m 切り下げられた⁴⁾。地震発生から 26 日後の 6 月 7 日に排水路からの排水が確認され、その 3 日後の 6 月 10 日に急激な侵食が始まった。これにより天然ダムの堤体は約 40 m 侵食され、湛水量は約 0.9 億 m^3 まで減少した。なお、この時の洪水ピーク流量は約 6,500 m^3/s と報告されている³⁾。

紹介した式による算出に用いる天然ダムの諸元（不明なものは想定）や、検証に使用する決壊による洪水流量等を表-4 に示す。

3.2 解析手法の適用

決壊口幅 (b_m) の算出結果を表-5 に示す。小さいものでは謝任之の式の 14 m、大きいものでは黄河水利委員会の式の 132 m となり、提示された 3 手法で大きなばらつきが確認された。以降の決壊による洪水ピーク流量の算出の際に用いる b_m の値は、基本的には上記の 3 式の平均値である 72 m を用いるが、黄河水利委員会及び鉄道部科学研究院の式については、それぞれの機関で独自に算出された b_m の値を適用した。すなわち、決壊による洪水ピーク流量の算出では、黄河水利委員会の式では $b_m = 132$ m、鉄道部科学研究院の式では $b_m = 70$ m、

それ以外の式では $b_m = 72$ m を用いることとした。

次に、瞬時決壊を想定した洪水ピーク流量の算出結果を表-5 に示す。全壊を想定した、謝任之の式及びサンブナン式による式では、洪水ピーク流量はそれぞれ約 18.8 万 m^3/s 、約 19.0 万 m^3/s と算出され、実績の 6,500 m^3/s の約 29 倍と極めて大きな算出結果となった。一方、天然ダム土塊の一部残存を想定した、米国陸軍工兵隊水路試験所、黄河水利委員会、瞬時横方向一部決壊の式では、洪水ピーク流量はそれぞれ約 255 m^3/s 、約 7.5 万 m^3/s 、約 5.8 万 m^3/s と、後者の 2 式は全壊を想定した算出結果の約 1/3 程度の値となったが、米国陸軍工兵隊水路試験所の式による値は、他の式に比べて極めて小さい算出結果となった。

次に、漸進決壊を想定した洪水ピーク流量の算出結果を表-5 に示す。黄河水利委員会の式による算出結果は約 5.6 万 m^3/s と、瞬時決壊の算出結果に比べて値は小さいが、鉄道部科学研究院の式による算出結果は、瞬時決壊の算出結果よりも大きい値 (10.6 万 m^3/s) となった。

なお、中国政府水利部では、前述した物理モデル (DAMBRK モデル) により、天然ダムの全壊、1/2 決壊、1/3 決壊による最大流量の想定を行っている⁶⁾。実際には天然ダム高さの 1/3 決壊を想定したケース（最大流量：約 2.9 万 m^3/s ）に基づき、約 20 万人を避難させた。

最後に、瞬時決壊を想定した流量ハイドログラフを、ガイドラインで提示されている 4 次放物線及び 2.5 次放物線それぞれで算出した。流量ハイドログラフを図-3 に示す。なお、ハイドログラフ算出に適用する洪水ピーク流量は、黄河水利委員会の式による算出結果である約 7.5 万 m^3/s を適用した。

3.3 考察

それぞれの式で、前提条件や設定方法が異なるため一律に比較をすることが難しいが、同じ現象を想定した式であっても最大流量に大きな差が表れるものもあった。また通常、漸進決壊（越流侵食による決壊に相当）は瞬時決壊（パイピングやすべり破壊に相当）に比べて決壊

表-4 唐家山天然ダムの基本諸元

諸元			文献
H	ダム上流の水深 [≡天然ダム高と解釈]	70 m (高さ約 80 m から 10 m 天端掘削)	5)
W	湛水量	2.5 億 m^3	5)
B	天然ダム形成地点の谷幅 [≡越流開始地点標高の 幅 (= 最大水面幅) と解釈]	350 m	4)
L	湛水長	20 km	5)
h	決壊による 天端の低下高	40 m	5)
ϕ	表 1 に示す土質係数	1	想定
v_0	ダム上流の流速	5 m/s	想定
m	2.2.1 に示す決壊口 の形状係数	1.25 四次放物線断面	想定
Q_m	決壊による 洪水ピーク流量	6,500 m^3/s	3)

表-5 ガイドラインに基づくピーク流量

式		算出結果
決壊口幅 (m)	鉄道部科学研究院	70
	黄河水利委員会	132
	謝任之	14
瞬時決壊 全壊 (m^3/s)	謝任之	188,383
	サンブナン式	190,132
瞬時決壊 一部残存 (m^3/s)	米国陸軍工兵隊水路試験所	255
	黄河水利委員会	75,379
	瞬時横方向一部決壊	58,120
漸進決壊 (m^3/s)	鉄道部科学研究院	105,895
	黄河水利委員会	55,949
【参考】		全壊
DAMBRK モデル ⁶⁾	全壊	76,699
	1/2 決壊	53,051
	1/3 決壊	28,503

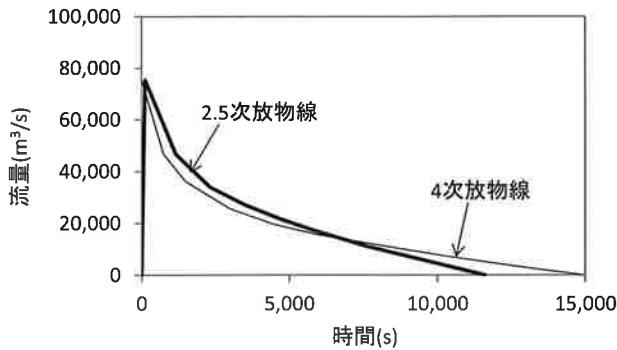


図-2 瞬時決壊時の流量ハイドログラフ

時のピーク流量が小さいことが知られており^{例えは27)}、算出結果ではこれらの知見とは相違がみられるものもあった。

一方、著者らが取り組んできている LADOF モデルでは側岸侵食係数を 10,000 にすることによりピーク流量をほぼ近似できることが分かっているが³⁰⁾、参考までにコスト式⁹⁾及び田畑式¹⁰⁾を同事例に適用して洪水ピーク流量を算出した結果を表-6 に示す。コスト式はダムファクター (HV) に基づく算出結果であり、田畑式における単位幅流入流量は $1 \text{ m}^2/\text{s}$ 、平均河床勾配 ($\tan \theta$) は 0.2 とした。

算出の結果、コスト式では $12,083 \text{ m}^3/\text{s}$ 、田畑式では $6,532 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、コスト式は実績の洪水ピーク流量を上回ったが、田畑式では実績と同等の値となった。

4. まとめ

本報では、中華人民共和国水利部により制定された「天然ダム対策ガイドライン」における洪水流量推定手法を紹介し、この手法を汶川大地震で形成された唐家山天然ダムの決壊事例に適用して検証を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) ガイドラインでは、「決壊時の決壊口の断面形状の決定」、「決壊時の洪水ピーク流量の算出」、「決壊時のハイドログラフの算出」、「決壊時の洪水追跡」の流れで解析を行うこととしている。
- 2) 天然ダムの決壊形式を、「瞬時決壊」と「漸進決壊」の2パターン分類しており、「瞬時決壊」はさらに「全壊」と「一部残存」に分類し、それぞれで天然ダム決壊時の洪水ピーク流量算出における式を提示している。
- 3) 提示された手法を用いて、唐家山天然ダムの決壊事例に適用してみたところ、実績の洪水ピーク流量に対して過大な値が算出された。当時、中華人民共和国水利部から発表された数値 (DAMBRK モデルによる) と比較しても大きい。

前述したとおり、ガイドラインでは、比較的規模が小さく危険度の低い天然ダムについては、経験式を採用し

表-6 コスタ式及び田畑式によるピーク流量

	式	算出結果
決壊ピーク	コスト式	12,083
流量 (m^3/s)	田畑式	6,532

てダム決壊流量を推計することができるとされている一方、比較的規模が大きい天然ダムについては、物理モデルを適用してダム決壊洪水及び洪水追跡計算を行うことが望ましいとされている。今回適用した唐家山天然ダムは、規模が非常に大きく、経験式を適用すると非常に過大な値が算定されることを証明した形になった一方、 $6,500 \text{ m}^3/\text{s}$ という実績値は、中国政府による排水路工等の対策により洪水ピーク流量が低減されたため、と解釈することもできる。

さらに、掲載されている式により計算結果に大きな違いが出る可能性があることが分かり、今回紹介した式を我が国において適用する場合、適応性について十分検討する必要があるものと考えられる。

ガイドラインの付録である「天然ダム決壊洪水算定手法」に関する翻訳結果全文の PDF をウェブに掲載¹¹⁾してあるので、興味のある方はダウンロードしていただきたい。

参考文献

- 1) 中華人民共和国水利部：「地震二次災害防止会議」資料，<http://www.slsdgc.com.cn/water/theme/1/ppt/2.ppt>，参照 2008-09-11，2008
- 2) 中華人民共和国水利部：堰塞湖应急处置技术导则（天然ダム応急対策ガイドライン），<http://www.giwp.org.cn/upload/file/2009/20090227161250269485.pdf>，参照 2015-10-26，2009
- 3) Lin Luo: Great Sichuan Earthquake and its Impact on Hydraulic Infrastructure, Hydrolink, No. 5, p. 68-69, 2008
- 4) 水山高久・森俊勇・坂口哲夫・井上公夫：日本の天然ダムと対応策，古今書院，186 pp.，2011
- 5) 石川芳治：中国汶川大地震による唐家山天然ダム調査，sabo, Vol. 101, p. 3-7, 2010
- 6) 新浪投稿ブログ：綿陽市の避難計画 (DAMBRK による決壊想定洪水流量)，http://blog.sina.com.cn/s/blog_4d8427ec01009iwwg.html，参照 2008-09-11，2008
- 7) 高橋保・匡尚富：天然ダムの決壊による土石流の規模に関する研究，京都大学防災研究所年報，No. 31, B-2, p. 601-615, 1988
- 8) 財団法人砂防フロンティア整備推進機構：天然ダム決壊時のピーク流量推定に関する検討，自主研究報告書，2009
- 9) Costa, J. E.: Floods From Dam Failure, U. S. Geo-logical Survey Open-File Report, 85-560, 54 pp.，1985
- 10) 田畑茂清・水山高久・井上公夫・池島剛：天然ダム決壊による洪水のピーク流量の簡易予測に関する研究，砂防学会誌，Vol. 54, No. 4, p. 73-76, 2001
- 11) <http://www.sff.or.jp/content/uploads/cyugoku-tennendamukextukai-kouzuiryuuuui.pdf>，参照 2015-10-26，2015

(Received 11 November 2015)