

# 附属書 A ダム決壊洪水及び洪水追跡計算

## A.1 ダム決壊計算の主な役割

- A.1.1 特定の決壊形式におけるダムサイトの最大流量及び流量のハイドログラフを算出する。
- A.1.2 ダム決壊時の下流への洪水追跡計算を行い、各地点の流量、水位ハイドログラフ及び洪水ピーク水位、流量の到達時間を算定する。
- A.1.3 天然ダムの応急対策における危険排除プラン及びダム下流の人員の避難・危険回避プランを制定するため、関連の根拠を示す。

## A.2 ダム決壊形式の決定

- A.2.1 ダムの決壊形式は、規模的には全壊又は一部決壊に分かれ、時間的には瞬時決壊又は漸進決壊に分かれる。山体の地すべり及び土石流等によって形成された天然ダムは、堤体構造とダム決壊の特性等の面において、人工的なフィルダムと非常に似通っており、その決壊形式は通常、漸進決壊である。
- A.2.2 決壊口寸法の決定。決壊口寸法とは、主に想定される開口部の形状、決壊口の深さ及び決壊口の幅をいい、開口部の形状は、矩形又は台形に近似させることができる。開口部の最終的な寸法は、天然ダムの堤体の物質構成、構造、地質条件に基づき、総合的に決定するものとする。開口部の初期的な形状が徐々に最終的な開口部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。

決壊口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公式等がある。

1 鉄道部科学研究院の公式： $b_m = K(W^{1/4}B^{1/7}H_0^{1/2})$  (A.2.2-1)

粘土類、土質遮水壁  $K=1.19$ 、均質粘土類  $K=1.98$ 。

2 黄河水利委員会の公式： $b_m = K(W^{1/2}B^{1/2}H_0)^{1/2}$  (A.2.2-2)

粘土類  $K=1.3$ 、ローム  $K=0.65$  を取る。

3 謝任之の公式： $b_m = KWH_0/(3A)$  (A.2.2-3)

ここに、 $K=\phi W^{0.577}$  (%)、 $\phi$  は土質係数である。天然ダムの物質構成を加味して、表 A.2.2-1 を参照して求めることができる。

以上の決壊口の計算式において、 $b_m$ は決壊口幅 (m)、 $K$ は堤体土質の関連係数、 $W$ はダム湛水容量 (万  $m^3$ )、 $B$ はダムサイトの河谷幅 (m)、 $H_0$ はダム上流の水深 (m)、 $A$ はダムサイトの横断面面積 ( $m^2$ ) 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、決壊口幅範囲を推計し、天然ダムの実際の物質構成、地質的特徴及び水文様相等を加味して、最終的な決壊口幅又は範囲を決定することができる。

表 A.2.2-1 土質係数  $\phi$  の数値取得

土類	材料及び密実度	$\phi$
1	比較的ルーズな土質ダム、締固め不良	12.5
2	品質が比較的良好的な均質土質ダム	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	土料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

- A.2.3 決壊継続時間の決定。決壊継続時間は、天然ダムの物質構成、上流からの流入、決壊時のダム上流水位等の多面的な要因により影響を受けるため、あらかじめ推定することは困難である。そのため、異なる決壊継続時間を仮定して、想定できるさまざまな状況下でのダム決壊・洪水による被害を分析する。関連の統計資料によると、フィルダムの決壊継続時間は、通常約 0～3 時間である。
- A.2.4 決壊開始水位の決定。異なる頻度のダム流入洪水ハイドログラフに対し、洪水調節計算手段を採用して、想定される決壊開始水位の範囲を決定することが望ましい。

### A.3 ダムサイトのダム決壊洪水計算

- A.3.1 比較的規模が小さく、比較的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、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。比較的規模が大きく、ダム下流に重要都市部又は施設がある天然ダムについては、数値モデルを採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。モデルは、ダム上・下流流路区間を組み合わせて連立方程式を作成することが望ましい。また、上・下流流路区間毎に、個別に作成することもできる。
- A.3.2 資料が具備要件を満たす場合には、洪水調節計算及び堰の公式等の手段により、異なる決壊口の形状、決壊継続時間、決壊口の進展過程を仮定して、水収支の原理に基づき、ダムサイトのダム決壊流量過程を計算する。資料が具備要件を満たす場合には、ダムサイトからダム末端まで、数値モデルを採用してダム決壊洪水計算を行うことができる。
- A.3.3 ダム決壊流量の簡略計算式

## 1 瞬時全壊ダムサイトの洪水ピーク流量の計算式

$$\text{謝任之の公式 } Q_m = \lambda B_0 \sqrt{g} H_0^{1.5} \quad (\text{A.3.3-1})$$

ここに、 $Q_m$ はダムサイトの最大洪水ピーク流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )、 $B_0$ はダムサイトの河谷幅 (m)、 $H_0$ はダム上流の水深 (m)、 $\lambda$ は流量係数である。下式により算出する。

$$\lambda = m^{m-1} \left[ \frac{2\sqrt{m} + \frac{u_0}{\sqrt{gH_0}}}{1+2m} \right]^{2m+1} \quad (\text{A.3.3-2})$$

流量係数において、 $u_0$ はダム上流の水流流速 (m/s)、 $H_0$ はダム上流の水深 (m)、 $m$ は決壊口の形状係数である。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。

河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、 $a$ は河谷断面係数、 $H$ はダム上流水深 (m) である。 $A \sim H$ の関係点は両対数グラフに示し、通常は直線関係を呈する。その切片は  $a$ で、傾きは  $m$ である。

サンヴナン式：

$$Q_m = \frac{8}{27} B_0 \sqrt{g} H_0^{1.5} \quad (\text{ダム下流は無水で、矩形断面と仮定する}) \quad (\text{A.3.3-3})$$

ここに、 $Q_m$ はダムサイトの最大洪水ピーク流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )、 $B_0$ はダムサイトの河谷幅 (m)、 $H_0$ はダム上流の水深 (m) である。

## 2 瞬時一部決壊ダムサイトの洪水ピーク流量の経験式

瞬時垂直一部決壊洪水ピーク流量の計算式には、次のものがある。

米国陸軍工兵隊水路試験所の公式：

$$Q_m = \frac{8}{27} \sqrt{g} \left( \frac{B_0 H_0}{b_m h} \right)^{0.28} b_m h^{1.5} \quad (\text{A.3.3-4})$$

黄河水利委員会の公式：

$$Q_m = \frac{8}{27} \sqrt{g} \left( \frac{B_0}{b_m} \right)^{0.4} \left( \frac{11H_0 - 10h}{H_0} \right)^{0.3} b_m h^{1.5} \quad (\text{A.3.3-5})$$

瞬時横方向一部決壊洪水ピーク流量の計算式：

$$Q_m = \frac{8}{27} \sqrt{g} \left( \frac{B_0}{b_m} \right)^{0.25} b_m H^{1.5} \quad (\text{A.3.3-6})$$

ここに、 $Q_m$  はダムサイトの最大洪水ピーク流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )、 $h$  は決壊口頂部の水深 ( $\text{m}$ )、 $h=H_0-h_d$ 、 $h_d$  は残留堤体高さ ( $\text{m}$ )、 $b_m$  は決壊口幅 ( $\text{m}$ )、 $B_m$  はダムサイトの河谷幅 ( $\text{m}$ )、 $H_0$  はダム上流水深 ( $\text{m}$ ) である。

### 3 漸進決壊ダムサイトの洪水ピーク流量の経験式

漸進決壊洪水ピーク流量の計算には、次のものがある。

$$\text{黄河水利委員会の公式： } Q_m = 0.296\sqrt{g}\left(\frac{B_0}{b_m}\right)^{0.4} b_m H^{1.5} \quad (\text{A.3.3-7})$$

鉄道部科学研究の公式：

$$Q_m = 0.27\sqrt{g}\left(\frac{L}{B_0}\right)^{1/10}\left(\frac{B_0}{b_m}\right)^{1/3} b_m (H_0 - \kappa h_d)^{1.5} \quad (\text{A.3.3-8})$$

ここに、 $b_m$  は決壊口幅 ( $\text{m}$ )、 $Q_m$  はダムサイトの最大洪水ピーク流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )、 $H_0$  はダム上流水深 ( $\text{m}$ )、 $B_0$  はダムサイトの河谷幅 ( $\text{m}$ )、 $L$  は背水長さ ( $\text{m}$ )、 $L/B_0$

$\leq 5$ 、 $\kappa = 1.4\left(\frac{b_m h_d}{B_0 H_0}\right)^{1/3}$  ;  $h_d$  は残留堤体高さ ( $\text{m}$ ) である。

### 4 瞬時決壊ダムサイトの流量ハイドログラフの簡略計算方法

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ることができる。ダムサイトの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。

手順 1 :  $Q_m$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) 及び  $W$  ( $\text{m}^3$ ) 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。  $T = K \frac{W}{Q_m}$   $K$  は係数である。4 次放物線の場合には 4~5 を取り、2.5

次放物線の場合には、 $K=3.5$  となる。

手順 2 :  $T$ 、 $Q_m$ 、 $Q_0$  は、表 A.3.3-1 及び表 A.3.3-2 に基づき、流量ハイドログラフを決定する。

A.3.3-1 4 次放物線表

$t/T$	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	$Q_0/Q_m$

A.3.3-2 2.5 次放物線表

$t/T$	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	$Q_0/Q_m$

手順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、以下の公式により、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。

$$T = \frac{W}{\left(\frac{\bar{Q}}{Q_m}\right)Q_m - Q_0} \quad (\text{A.3.3-9})$$

このうち  $\frac{\bar{Q}}{Q_m}$  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、ダム決壊時の数理モデルを採用して、ダムサイトの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。

## A.4 ダム決壊洪水追跡計算

A.4.1 ダム決壊洪水下流追跡計算は、ダム決壊災害による損失を評価するための根拠であり、ダムの決壊形式、決壊洪水ハイドログラフ、ダム決壊洪水ピーク流量、ダム流入流量過程、下流水位、下流河道の断面形状及び各地点からのダムサイトまでの距離等の要因と関係がある。

A.4.2 ダム下流の水文特性、主な水文制御に関する資料、河道の地形又は大断面等の資料の場合には、一次元非定常流モデルを採用して、ダム決壊洪水の下流追跡計算を行うことができる。

一次元非定常流モデルの基礎方程式は、次のとおりである。

$$\text{水流連続方程式: } B \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} + q_1 = 0 \quad (\text{A.4.2-1})$$

$$\text{水流運動方程式: } \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X} \left( \alpha_1 \frac{Q^2}{A} \right) + u_1 q_1 = -gA \left( \frac{\partial Z}{\partial X} + S_f \right) \quad (\text{A.4.2-2})$$

ここに、 $X$  は水流 (m)、 $t$  は時間 (s)、 $Z$  は水位 (m)、 $Q$  は流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )、 $A$  は越水断面面積 ( $\text{m}^2$ )、 $B$  は川幅 (m)、 $S_f$  は水面勾配、 $q_1$  は単位水流当たりの側面

流出量 (m<sup>3</sup>/s)、マイナス値は流入を表す。 $u_l$  は単位水流当たりの側面流出流速の主流方向の成分 (m)、 $\alpha_1$  は運動量補正係数である。

通常は、有限差分法、有限体積法等の数値方法を採用して、非定常流モデルの基礎方程式の離散化を行い、解答を求めることができる。

- A.4.3 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、リストマン公式を採用して推計する。

$$Q_{xm} = \frac{WQ_m}{\left(W + \frac{Q_m L}{vK}\right)} \quad (\text{A.4.3-1})$$

ここに、 $Q_{xm}$  はダム下流  $x$  カ所の最大流量 (m<sup>3</sup>/s)、 $Q_m$  はダムサイトの決壊時の最大流量 (m<sup>3</sup>/s)、 $W$  はダム決壊時の総流下水量 (m<sup>3</sup>)、 $L$  は下流断面からダムサイトまでの距離 (m)、 $v$  は河道洪水期間の断面最大平均流速 (m/s) である。資料がある区域には、実測最大値を採用することができる。資料がない区域には、一般的な山地では、3.0~5.0m/s を採用することができる。準山地には 2.0~3.0m/s、平原には 1.0~2.0m/s を採用することができる。 $K$  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 を取る。

最大流量到達時間の計算式

$$t_2 = K_2 \frac{L^{1.4}}{W^{0.2} H_0^{0.5} h_{mx}^{0.25}} \quad (\text{A.4.3-2})$$

ここに、 $t_2$ —最大流量到達時間 (s)

$K_2$ —係数、範囲は 0.8~1.2

$h_{mx}$ —最大流量時の平均水深 (m)、断面水位流量の関係曲線により求めることができる。

$W$ —ダム決壊時の総流下水量 (m<sup>3</sup>)

$L$ —下流断面からダムサイトまでの距離 (m)

$H_0$ —ダム上流の水深 (m)

- A.4.3 比較的規模が大きく、被害の程度が大きい天然ダムについては、資料が要求事項を満たす場合には、可能な限り数理モデルを採用して、ダム決壊洪水計算を行うものとする。

## 基準の用語に関する説明

この基準を実施するに当たっては、基準の用語は下表の規定を遵守するものとする。

基準の用語	特別な状況下での等価な表現	要求事項の厳格度
~するものとする、~	必要がある、求める、~しなければならない、	要求

べき	～の場合のみ～と認める	
～しないものとする	認めない、許可しない、～してはならない	
望ましい	推奨する、提案する	推奨
望ましくない	推奨しない、提案しない	
～することができる、 ～しても良い	承認する、許可する、許諾する	許可
必要はない	不必要である、求めない	

