

重要開発調整池に関する技術的基準

第1章 総則

1 適用

この基準は、災害からの安全な京都づくり条例（平成28年京都府条例第41号。以下「条例」という。）第18条第2項及び災害からの安全な京都づくり条例施行規則（平成28年京都府規則第39号。以下「規則」という。）第7条第1項に規定する重要開発調整池に関する技術的基準を示すものである。

2 用語の定義

この基準において、次の各号に掲げる用語の意義は、当該各号に定めるところによる。

(1) 許容放流量

50年又は100年に1回程度の割合で発生が予想される降雨が生じた場合において、重要開発調整池から放流することができる最大の流量をいう。

(2) 設計洪水流量

重要開発調整池の上流域において、200年に1回程度の割合で発生が予想される降雨により重要開発調整池設置地点において生じる流量、重要開発調整池設置地点の既往最大流量又は重要開発調整池設置地点において発生するおそれがあると認められる洪水の流量のうち最大の流量をいう。

(3) 洪水調整容量

重要開発調整池の上流域において、50年又は100年に1回程度の割合で発生が予想される降雨により重要開発調整池設置地点において生じる流量を許容放流量まで低減するために必要な重要開発調整池の容量をいう。

(4) 堆砂容量

重要開発調整池に堆積する土砂を貯留するために必要な重要開発調整池の容量をいう。

(5) 非常用洪水吐

重要開発調整池の安全を確保するために設計洪水流量以下の流量を安全に流下させるために必要な施設をいう。

(6) 常時満水位 (N. W. L.)

非洪水時における重要開発調整池の最高水位で、非越流部の直上流部におけるものをいう。

(7) サーチャージ水位 (H. W. L.)

洪水時における重要開発調整地の最高水位で、非越流部の直上流部におけるものをいう。

(8) 設計洪水水位 (H. H. W. L.)

設計洪水流量が非常用洪水吐から流下する場合の最高水位で、非越流部の直上流部におけるものをいう。

(9) 堤体

ダム式においてはダム本体、掘込式においては擁壁等の構造物、プール式においては底版を含む構造物をいう。

(10) 堤高

基礎地盤から非越流部の堤頂までの高さをいう。

3 施設

重要開発調整池は、恒久施設とするものとする。

4 洪水調整方式

重要開発調整池の洪水調整方式は、原則として自然放流（孔あき）方式とするものとする。

5 雨水貯留施設による代用

開発地に設置される雨水貯留施設は、良好な維持管理が担保され、かつ、流出抑制機能が継続して確保される場合には、重要開発調整池又は重要開発調整池と併用して計画することができる。ただし、雨水貯留施設が浸透機能を有するものであっても、浸透機能は考慮しないものとする。

6 流域変更の禁止

重要開発調整池の設置に伴う河川の流域界の変更は、原則として禁止するものとする。

また、開発地から流出する雨水は、原則として重要開発調整池に全て流入させるものとする。

7 多目的利用

重要開発調整池を設置する場合は、多目的利用について積極的に検討することが望ましい。

8 設置時期

開発行為の着手により直ちに雨水流出量が増加することを考慮し、原則として開発行為の着手後速やかに重要開発調整池を設置するものとする。

9 採石法又は砂利採取法の取扱い

採石法（昭和25年法律第291号）又は砂利採取法（昭和43年法律第74号）に基づき設置する調整池については、京都府岩石採取計画認可基準（平成7年3月31日）又は京都府砂利採取計画認可基準（昭和43年11月8日）の例によるものとする。ただし、京都市域においては、京都市岩石採取計画技術審査基準（平成28年4月1日）又は京都市砂利採取計画技術審査基準（平成28年4月1日）の例によるものとする。

第2章 計画

1 総説

重要開発調整池の許容放流量及び洪水調整容量は、開発地の下流河川における流下能力を調査するとともに、開発地及びその上流からの雨水流出量を求め、開発地の下流地域における浸水被害の可能性を低減するよう設定するものとする。

また、重要開発調整池の容量は、洪水調整容量に堆砂容量を加えた値とするものとする。

2 許容放流量

許容放流量は、(1)から(4)の手順により設定するものとする。

(1) 調査区間

開発地より下流の知事管理の一級河川又は二級河川の全区間を調査するものとする。

(2) 下流河川の流下能力の評価

下流河川の流下能力は、河川の縦横断図等を用い、Manningの平均流速公式で求める流速に流下断面の面積を乗じて求めるものとする。

なお、流下断面の面積は、堤防高から余裕高を控除して求めるものとする。

(3) 許容放流比流量の算定

許容放流比流量は、下流河川のネック地点における流下能力をその地点の上流域の流域面積で除して求めるものとする。

(4) 許容放流量の算定

許容放流量は、許容放流比流量に重要開発調整池の流域面積を乗じて求めるものとする。ただし、開発地から流出する雨水が重要開発調整池に流入しない区域（以下「直接放流区域」という。）がある場合は、許容放流量から直接放流区域の流出量を差し引くものとする。

なお、直接放流区域の流出量は、合理式により求めるものとする。

3 洪水調整容量

洪水調整容量は、(1)から(3)の手順により設定するものとする。

(1) 流出ハイドログラフの算出

流出ハイドログラフは、降雨強度曲線から得られる後方集中型降雨波形を基に合成合理式により求めるものとする。

なお、降雨継続時間は、24 時間以上の値に設定するものとする。

ア 降雨強度式

流域及び降雨特性により京都府域を 2 地域に分類し、それぞれの地域を代表した 表 2.1 に示す年超過確率 1/50 降雨強度式を用いるものとする。ただし、ゴルフ場の開発においては、年超過確率 1/100 降雨強度式を用いるものとする。

表 2.1 京都府の降雨強度式（年超過確率 1/100、1/50）

年超過確率	京都	丹後
1/100	$\frac{2,040.236}{t^{2/3} + 8.443}$	$\frac{422.56}{t^{0.49} - 0.4218}$
1/50	$\frac{1,716.511}{t^{2/3} + 7.139}$	$\frac{459.65}{t^{0.52} - 0.1571}$
観測所名	京都	豊岡
適用地域	<ul style="list-style-type: none"> ・淀川水系 ・由良川水系（福知山市夜久野町域を除く。） ・二級水系（舞鶴市域に限る。） 	<ul style="list-style-type: none"> ・由良川水系（福知山市夜久野町域に限る。） ・二級水系（舞鶴市域を除く。）

イ 洪水到達時間

洪水到達時間は、土研式により求めるものとする。

なお、土研式における適用範囲外は $L/\sqrt{S} < 4,000\text{m}$ である。

$$t_c = 60 \times 2.40 \times 10^{-4} (L/\sqrt{S})^{0.7}$$

ここに、 t_c ：洪水到達時間（分）

L：河道延長（m）

S：河道勾配

求めた値が 10 分未満の場合は切り上げて 10 分とし、10 分以上の場合は時間雨量が等分できるように、10 分、12 分、15 分、20 分、30 分、60 分、90 分、120 分（以降 30 分単位）のうち求めた値の直近下位の値に設定するものとする。ただし、適用範囲外の洪水到達時間は、10 分に設定するものとする。

ウ 流出係数

流出係数は、表 2.2 に示す土地の種類別の値を基本とする。ただし、複数の土地が混在する場合には、土地の種類別の値に各面積を乗じたものの総和を全体面積で除して求めるものとする。

表 2.2 土地の種類別の流出係数

土地の種類	流出係数
雨水の浸透が非常に少ない土地	0.9
雨水の浸透が少ない土地	0.8
雨水の浸透が多い土地	0.7
雨水の浸透が非常に多い土地	0.6

(2) 計画最大放流量

計画最大放流量は、許容放流量以下となるように設定するものとする。

(3) 洪水調整容量の算定

洪水調整容量は、流出ハイドログラフにより得られる流入量及び計画最大放流量を用いて求めるものとする。

4 堆砂容量

堆砂容量は、(1)から(3)の手順により設定するものとする。

(1) 年間堆砂量

年間堆砂量は、表 2.3 に示す値を基本とする。ただし、開発地の近傍で流出土砂量の実績値がある場合には、その値を用いるものとする。

表 2.3 重要開発調整池の年間堆砂量の標準値

項目		開発行為実施中	開発行為完了後
年間堆砂量	開発地	150m ³ /ha/年	1.5m ³ /ha/年
	非開発地	1.5m ³ /ha/年	1.5m ³ /ha/年

(2) 計画堆砂年数

計画堆砂年数は、開発行為実施中及び開発行為完了後の維持管理計画を考慮し、10年以上に設定するものとする。

(3) 沈砂池

重要開発調整池への堆砂を低減させるために沈砂池を設ける場合には、重要開発調整池の堆砂容量から沈砂池の堆砂容量を差し引くことができる。

5 非常用洪水吐の設計洪水流量

非常用洪水吐の設計洪水流量は、(1)、(2) により求められる流量又は重要開発調整池地点での既往最大流量のうち最大の流量を設定するものとする。ただし、フィルダムにおいては、設定した値の 1.2 倍以上の流量とするものとする。

(1) 合理式による流量

表 2.4 に示す年超過確率 1/200 降雨強度式を用いて、合理式により求めるものとする。

表 2.4 京都府の降雨強度式（年超過確率 1/200）

年超過確率	京都	丹後
1/200	$\frac{2,410.845}{t^{2/3} + 9.658}$	$\frac{410.58}{t^{0.47} - 0.5344}$
観測所名	京都	豊岡
適用地域	<ul style="list-style-type: none"> ・淀川水系 ・由良川水系（福知山市夜久野町域を除く。） ・二級水系（舞鶴市域に限る。） 	<ul style="list-style-type: none"> ・由良川水系（福知山市夜久野町域に限る。） ・二級水系（舞鶴市域を除く。）

(2) クリーガー曲線による流量

次式により求めるものとする。

$$Q = q \times A$$

ここに、 Q ：クリーガー曲線による流量（ m^3/s ）

q ：比流量（ $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ ）

A ：重要開発調整池の流域面積（ km^2 ）

比流量については、次式により求めた値を用いるものとする。ただし、重要開発調整池の流域面積が、 1 km^2 （100ha）未満の場合には、切り上げて 1 km^2 とし、比流量を求めるものとする。

$$q = C \times A^{(A^{-0.05} - 1)}$$

ここに、 C ：地域係数

表 2.5 地域係数

地域	適用地域	地域係数 C
近畿	淀川流域	41
山陰	淀川流域以外	44

第3章 構造

1 総説

重要開発調整池の構造型式は、周辺の地形、地質、地下水位、土地利用等の諸条件及び設置後の維持管理を総合的に勘案し、確実に洪水調整機能が発揮できるよう選定するものとする。

また、重要開発調整池の構造は、基礎地盤の性質、設計荷重に対する安全性等を考慮し、決定するものとする。

2 基礎地盤の調査

基礎地盤の調査は、地質の構造、組成、強度、透水性等を十分に把握できる方法により行うものとする。

3 堤体の材料

堤体に用いる材料は、構造に応じた耐久性、水密性、強度等を有し、均質性が保証されているものを使用するものとする。

4 設計の基本条件

堤体及び基礎地盤については、(1)に示す堤体の非越流部の高さを満たした上で、(2)に示す設計荷重の組合せにより、安全性を確認するものとする。

なお、設計荷重の算定方法は、(3)に示すとおりである。

(1) 堤体の非越流部の高さ

堤体の非越流部の高さは、設計洪水位 (H. H. W. L.) に 0.6m を加えた値以上とするものとする。

(2) 設計荷重の組合せ

安全性の確認において考慮すべき設計荷重の組合せは、表 3.1 のとおりである。

表 3.1 設計荷重の組合せ

構造形式 貯水位	ダム式		掘込式	プール式
	重力式 コンクリート ダム	フィルダム		
設計洪水位 (H. H. W. L.)	自重 静水圧 泥圧 揚圧力	自重 水荷重 静水圧 間隙水圧	—	自重 水荷重 土荷重 泥土荷重 載荷重 残留水圧 土 圧 揚圧力
サーチャージ 水位 (H. W. L.) 及び 常時満水位 (N. W. L.)	自重 静水圧 泥圧 地震時慣性力 地震時動水圧 揚圧力	自重 水荷重 静水圧 地震時慣性力 間隙水圧	—	自重 水荷重 土荷重 泥土荷重 載荷重 残留水圧 土 圧 地震時慣性力 地震時動水圧 揚圧力
中間水位 及び 水位急低下時	—	自重 水荷重 静水圧 地震時慣性力 間隙水圧	—	—
貯水及び 堆砂なし	自重 地震時慣性力	自重 地震時慣性力 間隙水圧	自重 土荷重 載荷重 残留水圧 土 圧 地震時慣性力 揚圧力	自重 土荷重 載荷重 残留水圧 土 圧 地震時慣性力 揚圧力

(3) 設計荷重の算定

ア 自重 (W)

自重 (W) は、堤体材料の単位体積重量を基に定めるものとする。

なお、単位体積重量は、原則として使用する材料の試験を行い決定するものとする。

イ 水荷重 (W_w)

水荷重 (W_w) は、鉛直方向に作用するものとし、次式により求めるものとする。

$$W_w = \gamma_w \times h$$

ここに、 W_w : 水荷重 (kN/m²)
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 h : 水深 (m)

ウ 土荷重 (W_s)

土荷重 (W_s) は、鉛直方向に作用するものとし、次式により求めるものとする。

$$W_s = \gamma_s \times h_s$$

ここに、 W_s : 土荷重 (kN/m²)
 γ_s : 土の単位体積重量 (kN/m³)
 h_s : 土の深さ (m)

エ 泥土荷重 (W_e)

泥土荷重 (W_e) は、鉛直方向に作用するものとし、次式により求めるものとする。

$$W_e = \gamma_e \times d$$

ここに、 W_e : 泥土荷重 (kN/m²)
 γ_e : 貯水池内に堆積する泥土の水中における
単位体積重量 (kN/m³)
 d : 貯水池内に堆積する泥土の深さ (m)

オ 載荷重 (q)

載荷重 (q) は、堤体の背後地盤に加わる荷重であり、背後地盤に道路等がある場合には、車両等による荷重を考慮するものとする。

カ 静水圧 (P)

静水圧 (P) は、水平方向に作用するものとし、次式により求めるものとする。

$$P = \gamma_w \times h$$

ここに、 P : 静水圧 (kN/m²)
γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
h : 水深 (m)

キ 残留水圧 (R_w)

残留水圧 (R_w) は、洪水調整後に貯水位が低下した際に堤体又は堤体の背後地盤に残留する水の力であり、水平方向に作用するものとし、次式により求めるものとする。

$$R_w = \gamma_w \times h_R$$

ここに、 R_w : 残留水圧 (kN/m²)
γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
h_R : 堤体又は堤体の背後地盤に残留する水の深さ (m)

ク 土圧 (P_s)

土圧 (P_s) は、水平方向に作用するものとし、堤体の種類、土質条件、施工条件等を考慮し設定するものとする。

ケ 泥圧 (P_e)

泥圧 (P_e) は、水平方向に作用するものとし、次式により求めるものとする。

$$P_e = C_e \times \gamma_e \times d$$

ここに、 P_e : 泥圧 (kN/m²)
C_e : 泥圧係数
γ_e : 貯水池内に堆積する泥土の水中における
単位体積重量 (kN/m³)
d : 貯水池内に堆積する泥土の深さ (m)

コ 地震時慣性力 (I)

地震時慣性力 (I) は、地震時における堤体等の慣性力であり、水平方向に作用するものとし、次式により求めるものとする。

なお、設計震度は、構造型式、基礎地盤の条件等に応じて、表 3.2 に示す値以上の値に設定するものとする。

$$I = W \times K$$

ここに、I : 地震時における慣性力 (kN/m)

W : 堤体等の重量 (kN/m)

K : 設計震度

表 3.2 設計震度

基礎地盤の条件	ダム式			掘込式 プール式
	重力式コンクリートダム	均一型 フィルダム	ゾーン型 フィルダム	
岩盤基礎	0.12	0.15	0.15	0.12
土質基礎	—	0.20	0.18	0.12

サ 地震時動水圧 (P_d)

地震時動水圧 (P_d) は、地震時における貯留水の動水圧であり、水平方向に作用するものとし、次式により求めるものとする。

なお、設計震度は、構造型式、基礎地盤の条件等に応じて、表 3.2 に示す値以上の値に設定するものとする。

$$P_d = 0.875 \times \gamma_w \times K \sqrt{H_o \times h}$$

ここに、P_d : 地震時動水圧 (kN/m²)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

K : 設計震度

H_o : 貯水池水面から基礎地盤面までの水深 (m)

h : 貯水池水面から動水圧を求めようとする点までの水深 (m)

シ 揚圧力 (U)

揚圧力 (U) は、鉛直上向きに作用するものとし、次式により求めるものとする。

なお、堤体の上流端と下流端の間の揚圧力は、直線的に変化させるものとする。

$$\text{堤体の上流端においては、 } U = \alpha \times (h_u - h_d) + h_d$$

$$\text{堤体の下流端においては、 } U = h_d$$

ここに、U : 揚圧力 (kN/m²)

α : 揚圧力係数

h_u : 上流側水圧 (kN/m²)

h_d : 下流側水圧 (kN/m²)

ス 間隙水圧 (P_p)

間隙水圧 (P_p) は、すべり面に垂直に作用するものとし、次式により求めるものとする。

$$P_p = u \times \ell$$

ここに、P_p : 間隙水圧 (kN/m)

u : 単位長さ当たりの間隙水圧 (kN/m²)

ℓ : すべり面の長さ (m)

5 調整池の設計 (構造型式別)

(1) 重力式コンクリートダム

重力式コンクリートダムの構造は、基礎地盤の性質、設計荷重等を考慮し、堤体及び基礎地盤の安全性を確保できるよう決定するものとする。

ア 設計の条件及び荷重

堤体及び基礎地盤の安全性は、最低限、次に示す水位において、堤体が危険になることが予想される設計荷重を用いて、確認するものとする。

(ア) 設計洪水水位 (イ) サーチャージ水位

(ウ) 常時満水位 (エ) 貯水及び堆砂なし

イ 安全性の確認

次の条件を満たすことを確認するものとする。

(ア) 堤体が転倒に対して安全であること。

(イ) 堤体、堤体と基礎地盤の接触部及び基礎地盤がせん断力による滑動に対して安全であること。

せん断摩擦抵抗力は次式により求めるものとする。

$$R_s = \tau_0 \times \ell + f \times V$$

$$R_s \geq 4H$$

ここに、 R_s : せん断摩擦抵抗力 (kN/m)

τ_0 : 基礎地盤のせん断強度 (kN/m²)

ℓ : せん断抵抗力が生ずるせん断面の長さ (m)

f : 基礎地盤との摩擦係数

V : せん断力面に作用する全鉛直荷重 (kN/m)

H : せん断力面に作用する全水平荷重 (kN/m)

(ウ) 堤体内及び基礎地盤の応力度が許容応力度を超えないこと。

ウ 基礎地盤処理

基礎地盤は、せん断、変形、浸透等に関して、安全性を確保するものとする。

エ その他

(ア) ブロック割り及び収縮継目

堤体には、コンクリートのひび割れを防止するため、適切な間隔に収縮継目を設けるものとする。

(イ) 基礎面の保護工

基礎面を保護するため、余掘部には埋戻コンクリートを打設するものとする。

(2) フィルダムの設計

フィルダムの構造は、使用する材料、基礎地盤の性質、設計荷重等を考慮し、堤体及び基礎地盤の安全性を確保できるよう決定するものとする。

ア 設計の条件及び荷重

堤体及び基礎地盤の安全性は、最低限、次に示す水位において、堤体が危険になることが予想される設計荷重を用いて確認するものとする。

- (ア) 設計洪水位 (イ) サーチャージ水位 (ウ) 常時満水位
(エ) 中間水位 (オ) 貯水位急低下時 (カ) 貯水及び堆砂なし

イ 安全性の確認

次の条件を満たすことを確認するものとする。

- (ア) 堤体及び基礎地盤がすべり破壊に対して安全であること。
すべり抵抗力は次式により求めるものとする。

$$R_s = \sum \{c \times \ell + (N - P_p - N_e) \tan \phi\}$$

$$R_s \geq 1.2 \sum (T + T_e)$$

ここに、 R_s : すべり抵抗力 (kN/m)

c : すべり面上の各分割部分の材料の粘着力 (kN/m²)

ℓ : すべり面上の各分割部分の長さ (m)

N : すべり面上の各分割部分に作用する荷重の垂直分力 (kN/m)

P_p : すべり面上の各分割部分に作用する荷重の間隙水圧 (kN/m)

N_e : すべり面上の各分割部分に作用する地震時慣性力の垂直分力 (kN/m)

ϕ : すべり面上の各分割部分の材料の内部摩擦角

T : すべり面上の各分割部分に作用する荷重の接線分力 (kN/m)

T_e : すべり面上の各分割部分に作用する地震時慣性力の接線分力 (kN/m)

- (イ) 堤体及び基礎地盤が浸透破壊に対して安全であること。

ウ 基礎地盤処理

基礎地盤は、すべり、変形、地震時の液状化、浸透等に関して、安全性を確保するものとする。

エ その他

(ア) 法面の形状

堤体の法面は、原則として一枚法とするものとする。

なお、法面勾配は、選定した材料に応じた適切な値を設定するものとする。

(イ) 法面保護

堤体上流側の法面は、雨水等により侵食しないよう、堤体下流側の法面は、雨水、浸透流等により侵食しないよう法面保護を行うものとする。

(ウ) 余盛

堤体及び基礎地盤の沈下を見込み、余盛を行うものとする。

(3) 掘込式調整池の設計

掘込式調整池の構造は、周辺の地盤、地質、土地利用状況等を考慮し、堤体及び基礎地盤の安全性を確保できるよう決定するものとする。

ア 設計の条件及び荷重

堤体及び基礎地盤の安全性は、最低限、貯水及び堆砂がない状態において、堤体が危険になることが予想される設計荷重を用いて、確認するものとする。

イ 安全性の確認

次の条件を満たすことを確認するものとする。

(ア) 堤体が転倒に対して安全であること。

(イ) 堤体、堤体と基礎地盤の接触部及び基礎地盤がせん断力による滑動に対して安全であること。

せん断摩擦抵抗力は次式により求めるものとする。

$$R_s = \tau_0 \times \ell + f \times V$$

$$R_s \geq 1.5H \text{ (ただし、地震時は } 1.2 \text{ とする。)}$$

ここに、 R_s : せん断摩擦抵抗力 (kN/m)

τ_0 : 基礎地盤のせん断強度 (kN/m²)

ℓ : せん断抵抗力が生ずるせん断面の長さ (m)

f : 基礎地盤との摩擦係数

V : せん断力面に作用する全鉛直荷重 (kN/m)

H : せん断力面に作用する全水平荷重 (kN/m)

(ウ) 堤体内及び基礎地盤の応力度が許容応力度を超えないこと。

(エ) 基礎地盤が砂礫の場合は、浸透破壊に対して安全であること。

ウ その他（基礎の根入れ）

コンクリート擁壁等の設置に当たっては、池底から 1.0m以上の根入れを確保するものとする。

(4) プール式調整池の設計

プール式調整池の構造は、周辺の地盤、地質、地下水位等を考慮し、堤体及び基礎地盤の安全性を確保できるよう決定するものとする。

ア 設計の条件及び荷重

堤体及び基礎地盤の安全性は、最低限、次に示す水位において、堤体が危険になることが予想される設計荷重を用いて、確認するものとする。

- (ア) 設計洪水水位 (イ) サーチャージ水位
- (ウ) 常時満水位 (エ) 貯水及び堆砂なし

イ 安全性の確認

次の条件を満たすことを確認するものとする。

- (ア) 堤体が転倒に対して安全であること。
- (イ) 堤体、堤体と基礎地盤の接触部及び基礎地盤がせん断力による滑動に対して安全であること。

せん断摩擦抵抗力は次式により求めるものとする。

$$R_s = \tau_0 \times \ell + f \times V$$

$$R_s \geq 1.5H \text{ (ただし、地震時は 1.2 とする。)}$$

ここに、 R_s : せん断摩擦抵抗力 (kN/m)

τ_0 : 基礎地盤のせん断強度 (kN/m²)

ℓ : せん断抵抗力が生ずるせん断面の長さ (m)

f : 基礎地盤との摩擦係数

V : せん断力面に作用する全鉛直荷重 (kN/m)

H : せん断力面に作用する全水平荷重 (kN/m)

- (ウ) 堤体内及び基礎地盤の応力度が許容応力度を超えないこと。
- (エ) 揚圧力による浮上りに対して安全であること。

6 放流施設及び非常用洪水吐の設計

(1) 放流施設の設計

放流施設は、計画最大放流量を安全に流下させることができる構造とし、原則として放流量を人為的に調整する装置を設けないものとする。

ア 流入部

流入部は、土砂が直接流入しない配置及び構造とし、流木、塵芥等により閉塞しない構造とするものとする。

イ 放流管

放流管は、流水の乱れを生じさせないように、その線形は、原則として直線とするものとする。

(2) 非常用洪水吐の設計

非常用洪水吐は、設計洪水流量を安全に流下することができる構造とし、原則として放流量を人為的に調整する装置を設けないものとする。

ア 流入部

流入部は、流木、塵芥等により閉塞しない構造とするものとする。

また、流水により堤体や周辺地盤が洗掘されるおそれがある場合には、保護するものとする。

イ 導流部

導流部は幅 2.0m以上の長方形断面の開水路とし、線形は流水の乱れが生じないように、原則として直線とするものとする。

また、水路幅及び水路縦断勾配の急変は避けるものとする。

ウ 減勢工

減勢工は、放流される流水のエネルギーを減勢処理できる構造とするものとする。

7 附属施設

(1) 堆積土砂等の搬出路の設置

重要開発調整池には、貯水池内、オリフィス等に堆積した土砂、流木、ゴミ等を撤去するための搬出路を設置するものとする。

(2) 標識の設置

重要開発調整池又はその周辺の見やすい場所に、施設の名称、所有者、連絡先等について明示した標識を設置するものとする。

(3) その他施設の設置

重要開発調整池には、適正に管理を行うための施設及び第三者への被害を防止するための施設を必要に応じて設置するものとする。

第4章 雑則

数値基準

計画に用いる各数量の基本単位及び位は、表 4.1 に示すとおりである。

表 4.1 各数量の基本単位及び位

種 類	基本単位	位	摘要
池面積、流域面積	ha	有効数字3桁	下の桁を四捨五入
距離、延長	m	有効数字3桁	下の桁を四捨五入
勾配（分母）	—	有効数字3桁	下の桁を四捨五入
到達時間、継続時間	分	整数	小数第1位切り捨て
降雨強度	mm/hr	整数	小数第1位切り上げ
流下能力	m ³ /s	有効数字3桁	下の桁を切り下げ
流量	m ³ /s	有効数字3桁	下の桁を切り上げ
比流量	m ³ /s/ha	有効数字3桁	下の桁を四捨五入
流出係数	—	小数第2位止	小数第3位四捨五入
容量	m ³	有効数字3桁	下の桁を切り上げ

附則

この基準は、平成29年7月1日から施行する。