

重要開発調整池に関する技術的基準
同解説

平成 29 年7月

京都府建設交通部河川課

目 次

第 1 章 総則.....	1
1 適用	1
2 用語の定義	4
(1) 許容放流量	4
(2) 設計洪水流量	4
(3) 洪水調整容量	4
(4) 堆砂容量	4
(5) 非常用洪水吐	4
(6) 常時満水位 (N. W. L.)	4
(7) サーチャージ水位 (H. W. L.)	4
(8) 設計洪水位 (H. H. W. L.)	4
(9) 堤体	4
(10) 堤高	5
3 施設	7
4 洪水調整方式	7
5 雨水貯留施設による代用	7
6 流域変更の禁止	8
7 多目的利用	8
8 設置時期	9
9 採石法又は砂利採取法の取扱い	9
第 2 章 計画.....	10
1 総説	10
2 許容放流量	10
(1) 調査区間	10
(2) 下流河川の流下能力の評価	11
(3) 許容放流比流量の算定	12
(4) 許容放流量の算定	13
3 洪水調整容量	15
(1) 流出ハイドログラフの算出	15
(2) 計画最大放流量	19
(3) 洪水調整容量の算定	20

4	堆砂容量	21
	(1) 年間堆砂量	21
	(2) 計画堆砂年数	21
	(3) 沈砂池	22
5	非常用洪水吐の設計洪水流量	22
	(1) 合理式による流量	23
	(2) クリーガー曲線による流量	24
第 3 章 構造		25
1	総説	25
2	基礎地盤の調査	27
3	堤体の材料	30
4	設計の基本条件	31
	(1) 堤体の非越流部の高さ	31
	(2) 設計荷重の組合せ	32
	(3) 設計荷重の算定	33
5	調整池の設計（構造型式別）	44
	(1) 重力式コンクリートダム	44
	(2) フィルダムの設計	50
	(3) 掘込式調整池の設計	59
	(4) プール式調整池の設計	64
6	放流施設及び非常用洪水吐の設計	68
	(1) 放流施設の設計	68
	(2) 非常用洪水吐の設計	70
7	附属施設	74
	(1) 堆積土砂等の搬出路の設置	74
	(2) 標識の設置	74
	(3) その他施設の設置	74
第 4 章 雑則		75
	数値基準	75
附則		75

適用上の位置付け

本基準における適用上の位置付けは、下表に示すとおりである。

表 基準内容の分類と適用上の位置付け

分類	適用上の位置付け	末尾の字句例
考え方	目的や概念、考え方を記述した事項	…ある。 …いう。 …いる。 …なる。 …れる。
必須	技術的に明確であり遵守すべき事項	…ならない。 …ものとする。
標準	周囲の条件等によって一律に規制することはできないが、特段の事情がない限り記述に従い実施すべき事項	…基本とする。 …原則として…する。 …による。
推奨	周囲の条件等によって実施することが望ましい事項	…望ましい。
例示	周囲の条件等によって限定的に実施できる技術等の例示	…の場合には…できる。 …もよい。

本基準・解説において参考とした文献

- ・改定 解説・河川管理施設等構造令 (H12.1(公社)日本河川協会発行)
- ・国土交通省河川砂防技術基準 調査編 (H24.6 国土交通省水管理・国土保全局)
- ・国土交通省河川砂防技術基準 同解説 計画編 (H17.11(公社)日本河川協会発行)
- ・改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編 [I] [II] (H9.10(公社)日本河川協会発行)
- ・増補改訂(一部修正)防災調節池等技術基準(案)解説と設計事例 (H19.9(公社)日本河川協会発行)
- ・道路橋示方書 I 共通編 同解説 (H24.3(公社)日本道路協会発行)
- ・道路土工 擁壁工指針(平成24年度版) (H24.7(公社)日本道路協会発行)
- ・河川土工マニュアル (H21.4(一財)国土技術研究センター発行)
- ・床止めの構造設計手引き (H10.12(一財)国土技術研究センター発行)
- ・土地改良事業設計指針「ため池整備」 (H27.10(公社)農業農村工学会発行)
- ・設計便覧(案) (H24.4 近畿地方整備局)

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。

<解説>

重要開発調整池の設置に関する技術的基準は、条例第18条第1項に規定する届出が必要な開発行為において、開発地からの雨水流出量の増加に伴う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に定めるものである。

条例第18条第1項に規定する届出が必要となる開発行為は①から⑤の5項目の全てに該当する場合である。

① 知事管理の一級河川又は二級河川の流域で行う開発行為であること。

知事管理の一級河川又は二級河川の流域で行う開発行為であるかを、流域図により確認するものとする。

② 開発面積が1 ha 以上であること。

開発面積とは、開発行為を行う土地の面積であり、その面積が1 ha 以上であるかを開発計画図面により確認するものとする。

開発面積が1 ha 未満であっても、一つの計画のもとに、近接する土地で一体となった開発行為を行う場合には、それぞれの面積を合算し確認するものとする（参考図 1.1 参照）。

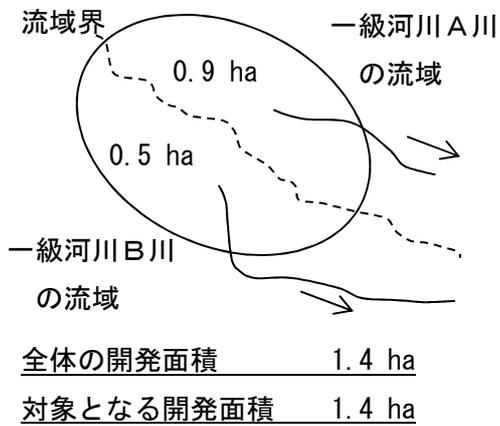
複数の河川の流域を含む開発行為の場合は、知事管理河川の流域内の開発面積を合算し確認するものとする（参考図 1.2 参照）。

太陽光発電施設を設置する場合の開発面積は、参考表 1.1 に示すとおり、土地の形質の変更を行う面積の合計である。形質とは、形状及び性質のことで、土地の形質の変更とは、盛土、切土等により土地の形状を変更する行為及び農地、山地等を宅地等に性質を変更する行為をいう。また、地面をコンクリート、防草シート等で被覆する行為も土地の性質を変更する行為である。

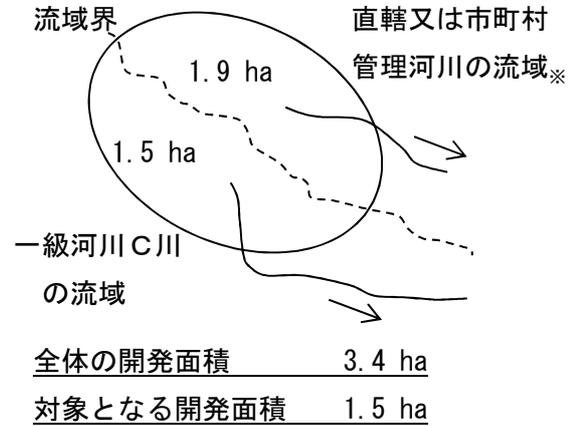


参考図 1.1 近接する土地における開発面積の考え方

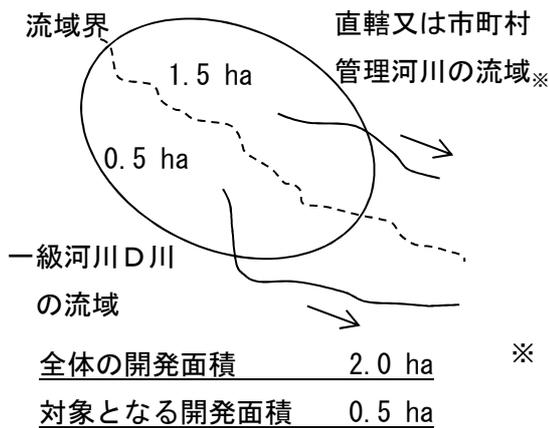
【届出必要】



【届出必要】



【届出不要】



※ 下流で知事管理河川に合流する場合には、届出の対象となる。

参考図 1.2 開発面積と流域界の関係

参考表 1.1 太陽光発電施設の設置に係る「開発面積」の考え方

ケース	断面図	平面図	開発面積
土地の形状を変更する場合			
部分的に土地の形状・性質を変更する場合			
土地の性質を変更する場合 (単管打込等)			

凡例： 太陽光発電施設用地(現地形) 切土・盛土(形状の変更) 太陽光パネルの投影面(性質の変更)

③ 開発行為により雨水流出量の増加をもたらすこと。

開発地の流出係数を開発前後で比較し、開発後の流出係数が増加する場合は、規則第5条で規定する「土地の雨水流出量の増加をもたらすこと」に該当すると判断するものとする。

なお、開発地の流出係数は、第2章 3 (1) ウ 流出係数に示す流出係数の加重平均により求めるものとする。

④ 開発行為により下流地域において、浸水による被害を発生させる可能性が高まると認められること。

③で示したように、開発地の流出係数が開発後に増加する場合は、下流地域における浸水被害を発生させる可能性が高まると判断するものとするが、下流河川が、「開発地の開発後の流出係数を見込み」かつ「計画規模以上(年超過確率 1/50、ただし、ゴルフ場は年超過確率 1/100)」で改修が完了している場合は、浸水による被害を発生させる可能性は高まらないと判断するものとする。

⑤ 開発行為が適用除外規定に該当しないこと。

開発行為が、規則第6条に掲げる適用除外規定に該当するか確認するものとする。

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。

(8) 設計洪水位 (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。

<解説>

■ 許容放流量及び洪水調整容量

知事管理河川の改修は、年超過確率 1/3～1/50 の計画規模で進めており、将来的には年超過確率 1/100 を目標としている。近年、想定を超える降雨が全国で頻発している現状を考慮すると、知事管理河川には高い治水安全度が求められることから、現在の整備水準の最大規模である年超過確率 1/50 を重要開発調整池の計画規模としている。ただし、ゴルフ場の開発は、宅地開発等に比べ開発面積が大きく、開発行為による下流への雨水流出量の増加の影響が大きいことから、知事管理河川の将来目標である年超過確率 1/100 を計画規模としている。

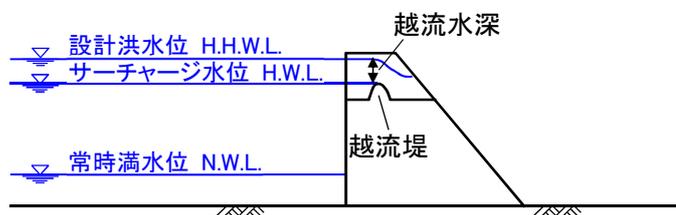
■ 設計洪水流量

重要開発調整池における設計洪水流量は、①から③の3項目のうち最大の流量を採用することとしている。

- ① 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
- ② 重要開発調整池設置地点の既往最大洪水の流量
- ③ 重要開発調整池の流域と、水象又は気象が類似する流域で発生した既往最大洪水の観測資料から重要開発調整池設置地点で発生すると客観的に認められる洪水の流量

■ 重要開発調整池における水位

重要開発調整池における水位は、参考図 1.3 に示すとおりである。



参考図 1.3 重要開発調整池における水位

■ 常時満水位 (N. W. L.)

常時満水位は、非洪水時における最高水位であり、重要開発調整池がため池等の役割を兼ねている場合や地下水位が高く常時貯水される場合には、その最高水位である。

非洪水時において、常時貯水されない場合には、堆砂容量の最高位（計画堆砂位）が常時満水位である。

■ 堤体

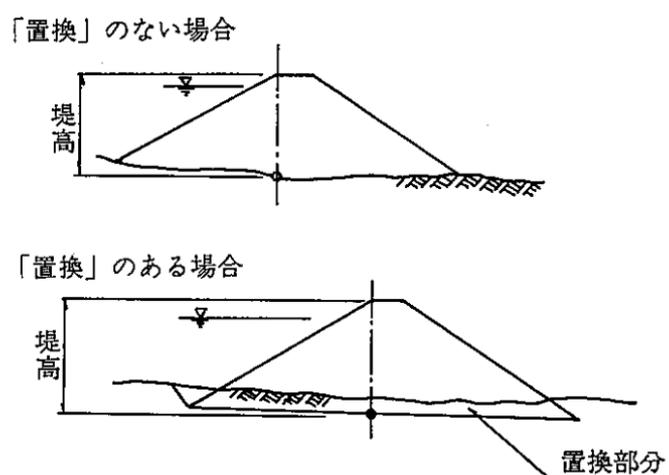
本基準においては、京都府で採用実績の多い、ダム式、掘込式及びプール式の構造について定めている。

ダム式においては新たに施工するダム本体、掘込式においては擁壁等（ブロック積み、もたれ擁壁、逆T式擁壁及び重力式擁壁等）の構造物、プール式においては底版を含む構造物を堤体と定義している。

■ 堤高

非越流部の堤頂の上流端の標高と、非越流部の堤頂の上流端を通る鉛直面が基礎地盤面と交わる標高との差を堤高と定義している。

なお、基礎地盤の置換が広範囲となる場合には、非越流部の堤頂の上流端の標高と、この位置の置換部分の最低標高との差を堤高と定義している（参考図 1.4 参照）。



参考図 1.4 堤高

3 施設

重要開発調整池は、恒久施設とするものとする。

<解説>

重要開発調整池は、将来にわたって確実に流出抑制効果を発揮する必要があるため、恒久施設とすることを規定している。

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。

<解説>

重要開発調整池が受け持つ流域面積は一般的に小さく、降雨開始から洪水発生までの時間は極めて短い。このため、洪水調整方式は、確実に洪水調整を行うことが可能である自然放流方式を原則としている。

なお、地形の制約等により、自然放流方式によることが困難な場合においては、将来にわたって確実に流出抑制効果を発揮できる場合に限り、別の洪水調整方式を採用することができるものとする。

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。

<解説>

雨水貯留施設とは、公園、校庭、駐車場等の地表又は地下を利用し、本来の機能を損なわないよう雨水貯留機能を持たせ、雨水流出抑制を図る施設をいう。

雨水貯留施設における浸透機能については、流域の保水能力を高め、地下水をかん養するといった観点から極めて有用なものであるが、流出抑制の効果としては、①及び②の理由から評価しないものとしている。

- ① 定性的に評価できるが、定量的に把握することが困難であること。
- ② 浸透ますが砂等により目詰まりを起こす等、維持管理が困難であり、将来にわたり流出抑制効果を発揮するという確証がないこと。

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。

<解説>

重要開発調整池の設置に伴う河川の流域界の変更は、従前の流出形態を変え、治水、利水及び環境の面で下流域に影響を与える可能性があるため、原則として禁止している。やむを得ず流域変更を行う場合は、各流域面積を開発前後で変えない等、治水、利水及び環境の面で下流域に影響を与えてはならない。

また、開発地から流出する雨水は、全て重要開発調整池に流入させる必要があるため、排水系統と集水区域の関係を考慮し、施設の位置を計画するものとしている。やむを得ず重要開発調整池に雨水が流入しない区域（直接放流区域）が生じる場合には、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。

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。

<解説>

一般的に調整池は、洪水時にはその効果を発揮するが、平常時にはあまり利用されていない。土地を有効的に利用するという観点だけでなく、景観を改善し市街地環境を向上させることも期待されることから、多目的利用について積極的に検討することが望ましい。

ただし、多目的利用を検討するに当たっては、洪水時における流出抑制機能を担保するとともに、利用者の安全を確保しなければならない。

具体的な多目的利用の検討については、「防災調節池の多目的利用指針(案)」に基づいて計画及び設計を行うものとする。

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。

<解説>

開発行為の着手により直ちに雨水流出量が増加し、開発地の下流地域における浸水被害の可能性が高まることから、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している。ただし、地形の制約等から開発行為の着手後速やかに重要開発調整池を設置できない場合は、技術的基準に適合する重要開発調整池の機能と同等以上の機能を有する仮設の調整池等を設置しなければならない。

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。

<解説>

採石法又は砂利採法の規定に基づき、岩石採取場又は砂利採取場に設置する調整池については、採取場の特質や事情に応じた基準により、採取に伴う災害防止を審査する必要があることから、下記のとおり取り扱うことを規定している。

■ 採石法

採石法第33条、第33条の5第1項及び同条第2項の規定による採取計画に係る開発行為（森林に復旧しない場合を除く。）については、京都府岩石採取計画認可基準（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）に基づき調整池を設置し、適切に維持管理を行うものとする。

■ 砂利採取法

砂利採取法第16条及び第20条第1項の規定による採取計画に係る開発行為（森林に復旧しない場合を除く。）については、京都府砂利採取計画認可基準（ただし、京都市域においては都市砂利採取計画技術審査基準）に基づき調整池を設置し、適切に維持管理を行うものとする。

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。

<解説>

本章においては、重要開発調整池の許容放流量、洪水調整容量、堆砂容量及び非常用洪水吐の設計洪水流量の計画方法を規定している。

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。

<解説>

開発地の下流地域における浸水被害の可能性を軽減するためには、下流河川のネック地点において、流量を低減する必要がある。

本基準においては、許容放流比流量が最も小さくなる箇所をネック地点とし、その許容放流比流量を基に重要開発調整池の許容放流量を設定するものとしている。

(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。

<解説>

ネック地点は、流下断面の面積が最小になる地点とは限らず、流下断面の面積とその地点の流域面積の関係から定まるため、複数の箇所を調査する必要がある。

なお、調査区間が広範囲となり、開発者の作業量が膨大となる可能性があることから、河川管理者と事前に協議し、ネック地点の位置を可能な範囲で絞り込んだ上で、調査を実施することが望ましい。

(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。

<解説>

(1)の調査により選定したそれぞれの箇所において、現地測量を行い、流下能力を求めるものとする。

■ 下流河川の流下能力の算定方法

下流河川の流下能力は、次式により求めるものとする。

$$v = (1/n) \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$Q = A \times v$$

ここに、 v : 流速 (m/s) 、 n : 粗度係数、 R : 径深(= A/P) (m) 、
 A : 流下断面の面積 (m²) 、 P : 潤辺長 (m) 、 I : 河床勾配、
 Q : 流量 (m³/s)

■ 粗度係数の設定

流下能力の評価に用いる粗度係数は、参考表 2.1の値を基本とする。

なお、複断面の河道等、現地の状況により参考表 2.1の値を用いることが適さない場合は、現地を調査の上、適切な値を設定するものとする。

参考表 2.1 粗度係数の標準値

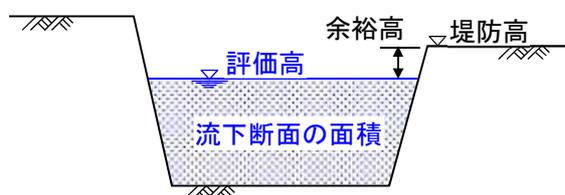
河川の状況	粗度係数
一般河道	$n=0.035$
護岸を設置した河道	$n=0.030$
三面張河道	$n=0.025$
トンネル又はボックス	$n=0.015\sim0.023$

■ 余裕高の設定

計画上の余裕高を設定していない河川においては、堤防高から参考表 2.2 の余裕高の値を差し引いた高さにより、流下断面の面積を設定するものとする（参考図 2.1 参照）。ただし、掘込河道で流量が 50m³/s 未満の場合には、余裕高を 0.3m に設定できるものとする。

参考表 2.2 余裕高

流量 (m ³ /s)	200 未満	200 以上 500 未満	500 以上 2,000 未満	2,000 以上 5,000 未満	5,000 以上 10,000 未満	10,000 以上
余裕高 (m)	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	2.0



参考図 2.1 流下断面の面積の考え方

(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。

<解説>

許容放流比流量は、次式により求めるものとする。

なお、(1)において調査したそれぞれの箇所の許容放流比流量を求めるものとする。

$$q_a = Q_{\text{neck}} / A_{\text{neck}}$$

ここに、 q_a : 許容放流比流量 (m³/s/ha)

Q_{neck} : 下流河川のネック地点における流下能力 (m³/s)

A_{neck} : 下流河川のネック地点の上流域の面積 (ha)

(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。

<解説>

許容放流量は、次式により求めるものとする。

なお、流域面積の考え方は、**参考図 2.2**に示すとおりである。

$$Q_a = A \times q_a - Q'$$

$$Q' = 1/360 \times f' \times r \times A'$$

ここに、 Q_a ：重要開発調整池の許容放流量（ m^3/s ）

A ：重要開発調整池の流域面積（ha）

q_a ：許容放流比流量（ $m^3/s/ha$ ）

Q' ：直接放流区域の流出量（ m^3/s ）

f' ：直接放流区域の流出係数

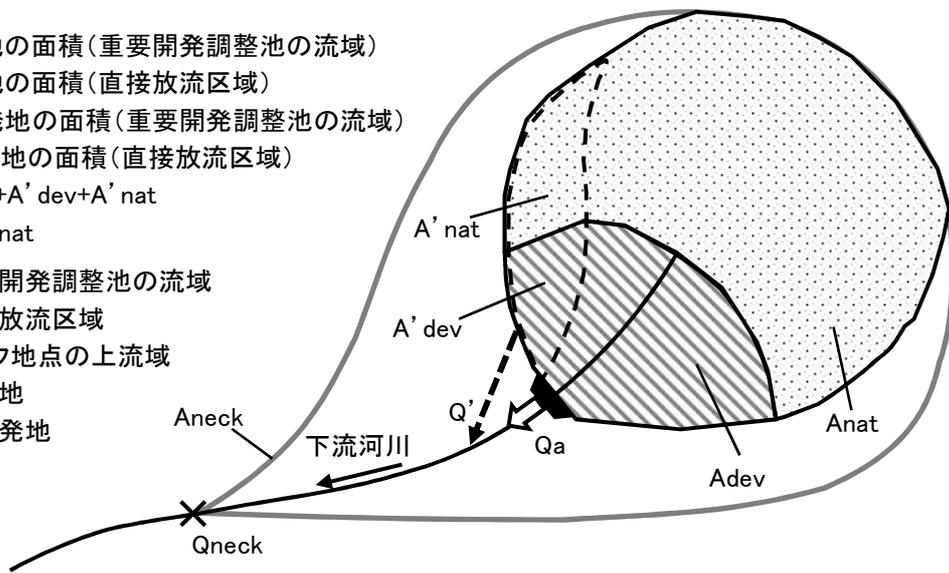
r ：流域上流端からネック地点までの洪水到達時間（ t_c' ）に対応した降雨強度（ mm/hr ）

A' ：直接放流区域の面積（ha）

直接放流区域からの流出量（ Q' ）を求めるための流出係数（ f' ）は**第2章 3（1）ウ 流出係数**を、流域上流端からネック地点までの洪水到達時間（ t_c' ）及びそれに対応した降雨強度（ r ）は、**第2章 3（1）イ 洪水到達時間**及び**第2章 3（1）ア 降雨強度式**を参照するものとする。

A_{dev} : 開発地の面積 (重要開発調整池の流域)
 A'_{dev} : 開発地の面積 (直接放流区域)
 A_{nat} : 非開発地の面積 (重要開発調整池の流域)
 A'_{nat} : 非開発地の面積 (直接放流区域)
 $A = A_{dev} + A_{nat} + A'_{dev} + A'_{nat}$
 $A' = A'_{dev} + A'_{nat}$

- 重要開発調整池の流域
- 直接放流区域
- ネック地点の上流域
- 開発地
- 非開発地



参考図 2.2 流域面積の考え方

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

<解説>

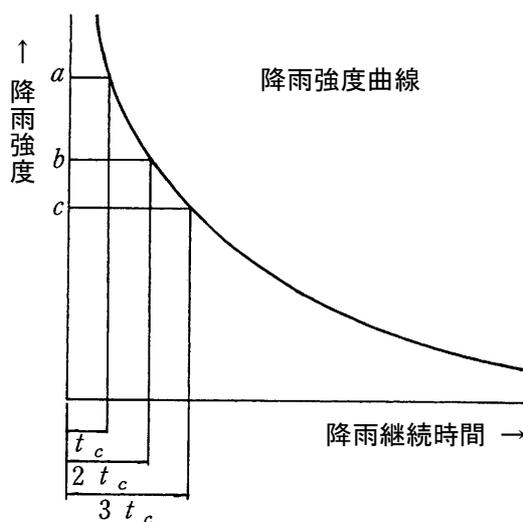
流出ハイドログラフは、アに示す降雨強度式及びイに示す洪水到達時間を用いて作成する後方集中型降雨波形を基に、合成合理式により求めるものとする。

なお、洪水到達時間は、流域上流端から重要開発調整池地点までの値を用いるものとする。

■ 後方集中型降雨波形

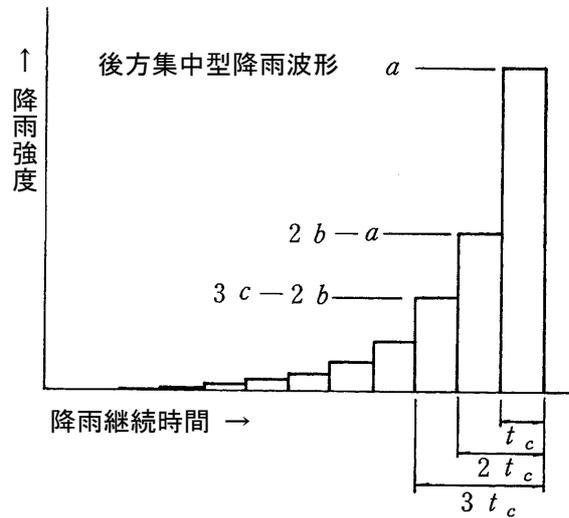
後方集中型降雨波形の作成は、以下の手順により行うものとする。

- ① アに示す降雨強度式を用いて、降雨継続時間毎 (t_c 、 $2t_c$ 、 $3t_c$ 、 \dots 、 $n \times t_c$) の降雨強度 (a 、 b 、 c 、 \dots) を求める (参考図 2.3 参照)。



参考図 2.3 後方集中型降雨波形の作成方法①

- ② 時間軸後方から降雨継続時間 (t_c 、 $2t_c$ 、 $3t_c$ 、 \dots 、 $n \times t_c$) に対しての降雨強度 (a 、 $2b-a$ 、 $3c-2b$ 、 \dots) を求める (参考図 2.4 参照)。

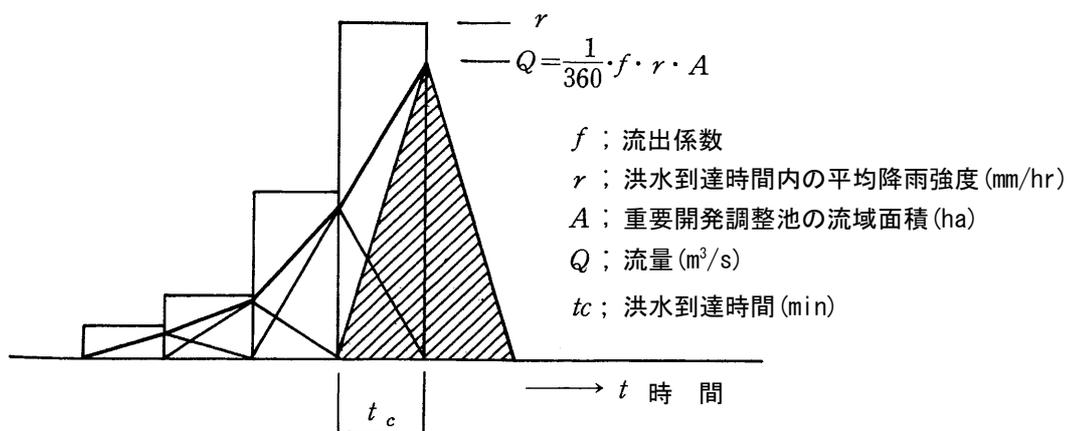


参考図 2.4 後方集中型降雨波形の作成方法②

■ 合成合理式

流出ハイドログラフは、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し、参考図 2.5 の方法によるものとする。

なお、洪水到達時間内の平均降雨強度 (r) は、アに示す降雨強度式を用いて求めるものとする。洪水到達時間 (t_c) は、イに示す方法により流域上流端から重要開発調整池地点までの値を求めるものとする。流出係数 (f) は、ウに示す値を用いるものとする。

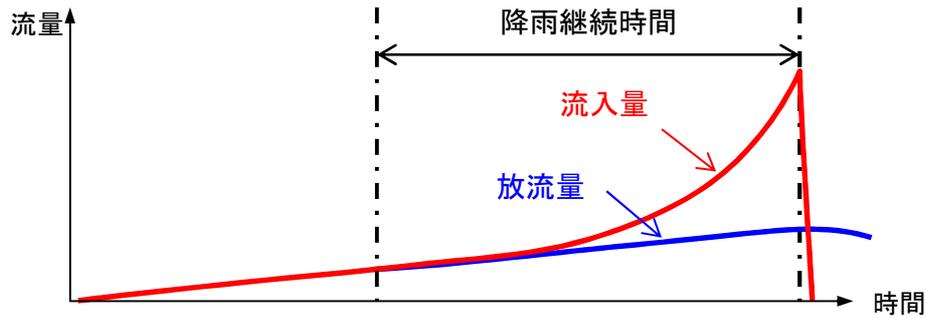


参考図 2.5 流出ハイドログラフの算出方法 (合成合理式)

■ 降雨継続時間

降雨継続時間は、流入量が放流量より大きくなった時間から流入量がピークになる時間までの値を取るものとし、24 時間以上の値に設定するものとする（参考図 2.6 参照）。

なお、降雨継続時間が 24 時間以上となる場合は、24 時間ずつ増加させるものとする。



参考図 2.6 降雨継続時間の考え方

■ 洪水到達時間

土研式の適用範囲外となるのは、水路延長が極端に短い場合や急勾配の場合であり、洪水到達時間が極めて短く算出されるが、洪水到達時間が 10 分未満の場合であっても、洪水調整容量の設定に大きく影響しないことから、下限値を 10 分に設定することとしている。

■ 流出係数

土地の種類別の流出係数と土地利用の参考例は、参考表 2.3 に示すとおりである。土地の形質によっては、参考表 2.3 の流出係数が適さない場合があるため、現地を調査の上、適切な値を設定するものとする。

なお、土地利用の状況を細分化することが困難な場合には、想定される最大の流出係数を用いるものとする。

参考表 2.3 土地の種類別の流出係数と土地利用の参考例

土地の種類	流出係数	土地利用の参考例
雨水の浸透が非常に少ない土地	0.9	建物、アスファルトやコンクリートで舗装された道路・駐車場等（排水性舗装を含む）、人工法面（張りコンクリート、防草シート等）、太陽光パネル、調整池や河川等の水面を有するもの 等
雨水の浸透が少ない土地	0.8	公園、ゴルフ場、グラウンド、碎石等で舗装された道路・駐車場等、人工法面（緑化）、芝地 等
雨水の浸透が多い土地	0.7	水田、山地 等
雨水の浸透が非常に多い土地	0.6	畑、原野 等

(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。

<解説>

計画最大放流量とは、オリフィスから放流できる最大の流量である。オリフィスとは、重要開発調整池の堤体に設ける放流口をいう。

計画最大放流量は、任意の水位に対して次式により求めるものとする。

① $H \leq 1.2 \times h_o$ の場合

$$Q_o = C_1 \times B_o \times H^{3/2}$$

② $1.2 \times h_o < H < 1.8 \times h_o$ の場合

$$H = 1.2 \times h_o \text{ の場合は } Q_o = Q_1, \quad H = 1.8 \times h_o \text{ の場合は } Q_o = Q_2$$

として

$$Q_o = \{(Q_2 - Q_1) / (0.6 \times h_o)\} \times (H - 1.2 \times h_o) + Q_1$$

③ $H \geq 1.8 \times h_o$ の場合

$$Q_o = C_2 \times A_o \times \sqrt{2g(H - h_o/2)}$$

ここに、 Q_o : オリフィスからの放流量 (m^3/s)

H : 水位(オリフィスの敷高を基準とする) (m)

h_o : オリフィスの高さ (m)

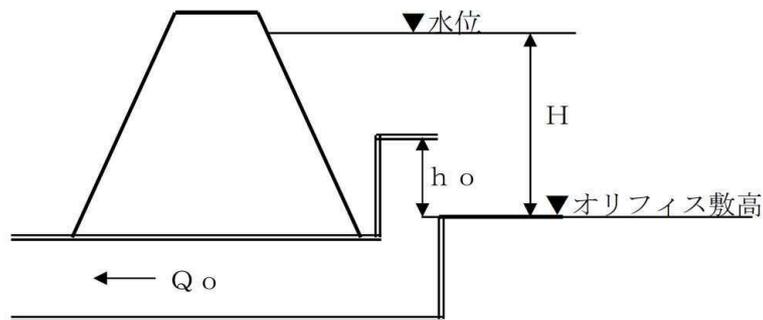
B_o : オリフィスの幅 (m)

A_o : オリフィスの断面積 (m^2)

C_1 : 流量係数=1.8

C_2 : 流量係数=0.90 (ベルマウス有り)

=0.60 (ベルマウスなし)



参考図 2.7 放流施設の概念図

(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。

<解説>

洪水調整容量は、計画対象降雨を基に作成した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、洪水調整数値計算により求めるものとする。

■ 洪水調整数値計算

洪水調整数値計算は、流入量 Q_i と放流量 Q_o との差が調整池に貯留するものとして連続の式を用いた計算時間1分間隔の逐次数値計算によるものとする。

洪水調整数値計算における連続式の基本式は次式のとおりである。

$$dV/dt = Q_i - Q_o$$

数値計算は上式の中央差分をとった次式により行うものとする。

$$V(t + \Delta t) = V(t) + \{Q_i(t + \Delta t/2) - Q_o(t + \Delta t/2)\} \times \Delta t$$

ここに、 V ：貯留量 (m^3)、 $V = f(h)$ (水位容量関係)

h ：水深 (m)、 Q_i ：流入量 (m^3/s)、 Q_o ：放流量 (m^3/s)

Δt ：計算時間間隔(ピッチ) (sec)

(t)、($t + \Delta t$)：計算時刻 (sec)

ただし、

$$Q_i(t + \Delta t/2) = (Q_i(t) + Q_i(t + \Delta t))/2$$

$$Q_o(t + \Delta t/2) = (Q_o(t) + Q_o(t + \Delta t))/2$$

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

<解説>

重要開発調整池の機能を維持するためには、堆積量の経年変化を把握し、堆積した土砂の撤去等、適正な管理が必要である。

年間堆砂量の標準値は、全国の実績値から求めた値であり、個別開発地の特性からは、乖離した値となることも考えられることから、開発地の上流域又は上流域と隣接する流域で、流出土砂量の実績値がある場合には、地質条件、土地利用状況等が類似しているかを確認した上で、その値を用いるものとする。

(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。

<解説>

重要開発調整池の流域から流出する土砂は、毎年一定量が堆積するのではなく、大きな洪水時に多くの土砂が堆積することが一般的であるため、計画堆砂年数の最低値を10年と規定している。

なお、計画堆砂年数に満たない年数で堆砂容量が満杯になった場合には、撤去時期を早める等により、適切に堆積土砂を撤去しなければならない。

(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。

<解説>

重要開発調整池の容量が限られている等の理由により別に沈砂池を設ける場合には、その容量を重要開発調整池の堆砂容量から差し引くことができるものとしている。

沈砂池においても重要開発調整池と同様に適正に管理する義務が生じる。

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。

<解説>

フィルダムにおいては、堤体からの越流が堤体の破壊と結びつく可能性が大きいことから、非常用洪水吐の設計洪水流量の設定に当たっては、安全率1.2を見込むよう規定している。

(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。）

<解説>

合理式による流量は、次式により求めるものとする。

$$Q_p = 1/360 \times f \times r \times A$$

ここに、 Q_p ：洪水のピーク流量（ m^3/s ）

f ：流出係数

r ：洪水到達時間内の平均降雨強度（ mm/hr ）

A ：重要開発調整池の流域面積（ ha ）

なお、洪水到達時間（ t_c ）は、第2章 3（1）イ 洪水到達時間に示す方法により流域上流端から重要開発調整池地点までの値を求めるものとする。流出係数（ f ）は、第2章 3（1）ウ 流出係数に示す値を用いるものとする。

(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

<解説>

ダムの計画における「水象又は気象が類似する流域で発生した既往最大洪水の観測資料から発生すると客観的に認められる洪水の流量」を求める際には、クリーガー曲線が用いられており、全国的に基礎資料が整備された手法として確立している。

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。

<解説>

本章においては、京都府で採用実績の多い、ダム式、掘込式及びプール式による重要開発調整池を設置する際の構造について規定している。

なお、堤高 15m以上のダムについては、河川管理施設等構造令（昭和 51 年政令第 199 号）に準拠するものとする。

また、本基準に示していない構造型式（地下式等）、新工法や新製品を採用する場合であっても、本基準に示す洪水調整機能と同等以上の機能を有するとともに、適切に維持管理が行える構造としなければならない。

■ 本基準に定める構造型式

○ ダム式

ダム式は、重力式コンクリートダムとフィルダムに大別できる。

重力式コンクリートダムは、堤体の自重により安定性を確保するコンクリートダムをいう。

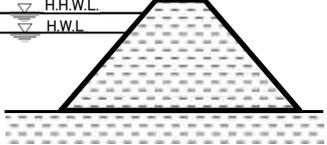
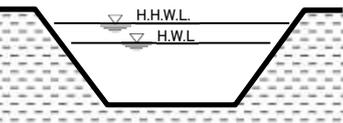
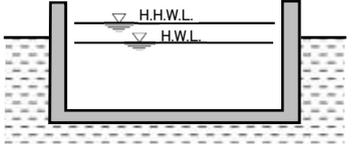
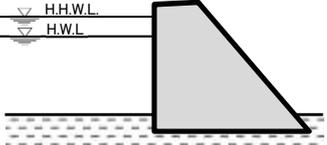
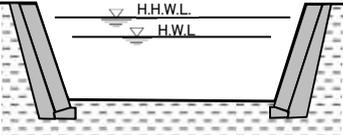
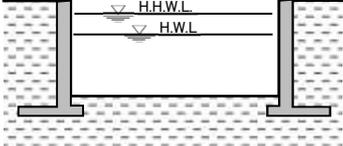
フィルダムは、堤体の大部分を岩石、土及び砂で構成される土堤方式によるダムをいう。フィルダムとする場合には、堤体の大部分がほぼ均一な細粒の土質材料によって構成される均一型フィルダムを標準とするが、適切な材料が得にくい場合には、種類の異なる材料を使用するゾーン型フィルダムとすることができる。

○ 掘込式

掘込式とは、設計洪水位（H. H. W. L.）が周辺地盤高よりも低い構造形式をいう。

○ プール式

プール式とは、擁壁の躯体と底版を一体化した構造形式であり、設計洪水水位（H.H.W.L.）が周辺地盤高より高くなることがある。

ダム式	掘込式	プール式
<p>フィルダム</p> 	<p>切土斜面</p> 	
<p>コンクリートダム</p> 	<p>ブロック積又はもたれ式擁壁</p> 	
	<p>逆T型（L型）又は重力式擁壁</p> 	

参考図 3.1 構造型式の分類

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。

<解説>

■ 構造型式別の調査項目

○ ダム式

ダム式において基礎地盤は、堤体の安定性に大きく影響し、堤高及び堤体形状の制約条件となる。基礎地盤の調査については、現地踏査及びボーリング調査を主体とし、参考表 3.1を参考に実施するものとする。

なお、調査は「河川砂防技術基準 調査編」等を参考に実施するものとする。

参考表 3.1 ダム式における基礎地盤の調査項目

調査方法	試験の種類	求める数値等
現地踏査	—	岩質、地質構造、地すべり、崩壊、断層、層理破碎帯、風化、岩露出状況、湧水
ボーリング調査	標準貫入試験	N値
	粒度試験	粒度分布
	コア採取	岩級区分

○ 掘込式及びプール式

掘込式及びプール式においては、ダム式に準拠して基礎地盤調査を行うものとする。

なお、プール式については、残留水圧が大きく影響することから、地下水位の確認を必ず行うものとする。

■ ボーリング調査

ボーリング調査は、基礎地盤の安定性及び改良の必要性の確認を目的とし、構造型式別に適切に行うものとする。

○ 重力式コンクリートダム

重力式コンクリートダムにおけるボーリング調査は、原則としてダム軸方向に3箇所及びダム下流に1箇所の計4箇所以上行うものとする。なお、ダム下流のボーリング位置は、現地踏査の結果を踏まえ決定するものとする(参考図 3.2 の4又は5)。

ボーリングの深度は、必要な基礎地盤強度が確認できる深さとする。なお、必要な基礎地盤強度は、現地踏査の結果から得られる岩種、固さ、風化や亀裂の程度、破碎帯の有無等により判断するものとする。

○ フィルダム

フィルダムにおけるボーリング調査は、原則としてダム軸方向に3箇所、ダム上下流端に2箇所及び非常用洪水吐の予定箇所に1箇所の計6箇所以上行うものとする。ただし、非常用洪水吐をダム軸方向端部に設ける場合は、ダム軸方向と非常用洪水吐予定箇所のボーリング調査を兼ねて、計5箇所以上としてもよい(参考図 3.2 の1又は3)。

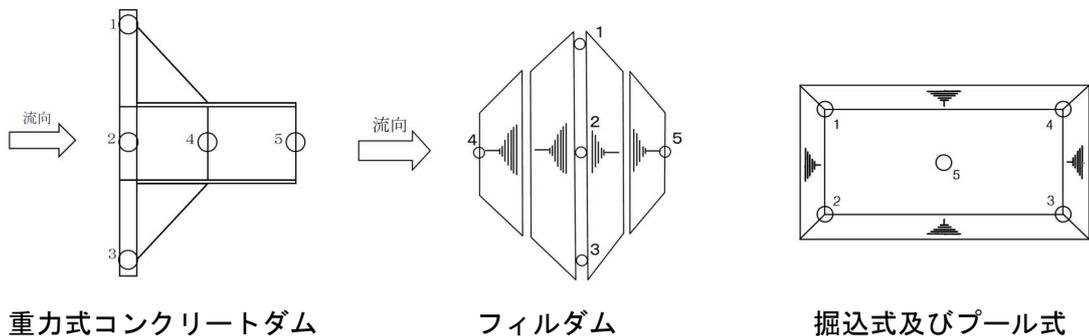
ボーリングの深度は、必要な基礎地盤が5 m程度確認できる深さとする。なお、必要な基礎地盤とは、強度の面では標準貫入試験のN値が20以上の地層を、透水性の面からは必要な止水性が得られる地層をいう。

また、透水性地盤の場合は現場透水試験を、軟弱地盤の場合は一軸又は三軸圧縮試験を行うものとする。

○ 掘込式及びプール式

掘込式及びプール式におけるボーリング調査は、原則として重要開発調整池の端部4箇所及び中央1箇所の計5箇所以上行うものとする(参考図 3.2 参照)。

ボーリングの深度は、重力式擁壁、逆T式擁壁等を採用する場合には重力式コンクリートダムに、切土斜面、ブロック積及びもたれ式擁壁を採用する場合にはフィルダムに準拠するものとする。



重力式コンクリートダム

フィルダム

掘込式及びプール式

参考図 3.2 ボーリング位置の例

参考表 3.2 岩級区分の例（田中の分類）

名称	特徴
A	きわめて新鮮なもので、造岩鉱物及び粒子は風化、変質を受けていない。亀裂、節理はよく密着し、それらの面に沿って風化の跡は見られないもの。ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。
B	岩質堅硬で開口した(たとえ 1 mmでも)亀裂あるいは節理はなく、よく密着している。ただし、造岩鉱物及び粒子は部分的に多少風化、変質が見られる。ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。
C _H	造岩鉱物及び粒子は石英を除けば風化作用を受けてはいるが、岩質は比較的堅硬である。一般に褐鉄鉱等に汚染され、節理あるいは亀裂の間の粘着力はわずかに減少しており、ハンマーの強打によって割れ目に沿って岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質の薄層が残留することがある。ハンマーによって打診すれば少し濁った音を出す。
C _M	造岩鉱物及び粒子は石英を除けば風化作用を受けて多少軟質化しており、岩質も多少軟らかくなっている。節理あるいは亀裂の間の粘着力は多少減少しており、ハンマーの普通程度の打撃によって、割れ目に沿って岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質の層が残留することがある。ハンマーによって打診すれば多少濁った音を出す。
C _L	造岩鉱物及び粒子は風化作用を受けて軟質化しており、岩質も軟らかくなっている。節理あるいは亀裂の間の粘着力は減少しており、ハンマーの軽撃によって割れ目に沿って岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質が残留する。ハンマーによって打診すれば濁った音を出す。
D	岩石鉱物及び粒子は風化作用を受けて著しく軟質化しており、岩質も著しく軟らかい。節理あるいは亀裂の間の接着力はほとんどなく、ハンマーによってわずかな打撃を与えるだけでくずれ落ちる。剥脱面には粘土質物質が残留する。ハンマーによって打診すれば著しく濁った音を出す。

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。

<解説>

重力式コンクリートダム、掘込式及びプール式の堤体に用いるコンクリートは、耐久性及び水密性が高く、所要の強度及び単位体積重量があり、品質のばらつきが少なく、また、ひび割れの発生のおそれが少ないものを使用するものとする。

フィルダムにおける材料の優劣は、完成後の堤体の安定性や施工の難易に大きな影響を与えるため、フィルダムに用いる材料は、土質試験を行い、その結果を堤体の安定計算に反映させ、安全性を確認するものとする。なお、土質試験は、参考表 3.3に示す項目について行うものとする。

参考表 3.3 土質試験

試験の種類	試験名	試験の目的
物理試験	粒 度 含 水 量 比 重 コンシステンシー	土質材料が持つ物理的特性を把握するために行う。
力学試験	締 固 め 透 水 一 軸 圧 縮 試 験 三 軸 圧 縮 試 験	堤体の安定計算に用いる諸条件を求めるために行う。

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。

<解説>

重要開発調整池は、堤体及び基礎地盤が一体となり流水を貯留するため、堤体及び基礎地盤は所要の水密性及び予想される荷重に対する安全性を有するとともに、将来にわたって確実に効用を発揮するために必要な耐久性を有する構造でなければならない。

(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。

<解説>

堤体の非越流部の高さは、風や地震による波浪、不足の障害による放流能力の低下等に対する余裕を見込んだ高さ以上とする必要があるため、設計洪水位 (H. H. W. L.) に 0.6m を加えた値以上とすることを規定したものである。

(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。

<解説>

重力式コンクリートダム、掘込式及びプール式の堤体に使用するコンクリートの単位体積重量は、原則として実際に使用する材料及びコンクリート配合で試験を行い決定するものとする。ただし、試験を行わない場合は、 23.0kN/m^3 を基本とする。

また、鉄筋コンクリート構造とする場合には、 24.5kN/m^3 を基本とする。

フィルダムの堤体の単位体積重量 (γ_t 、 γ_{sat} 、 γ_{sub}) は、使用する材料試験を行い決定するものとする。

γ_t : 堤体材料の湿潤単位体積重量 (kN/m^3)

γ_{sat} : 堤体材料の飽和単位体積重量 (kN/m^3)

γ_{sub} : 堤体材料の水中単位体積重量 (kN/m^3)

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/m^2)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

h : 水深 (m)

<解説>

水の単位体積重量 (γ_w) は、 9.8kN/m^3 を用いるものとする。

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_w : 土荷重 (kN/m^2)
 γ_s : 土の単位体積重量 (kN/m^3)
 h_s : 土の深さ (m)

<解説>

フィルダムの堤体材料を除く土の単位体積重量 (γ_s) は、参考表 3.4 に示す値を用いるものとする。

参考表 3.4 土の単位体積重量 (kN/m^3)

地 盤	土 質	ゆるいもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
盛 土	砂及び砂礫	20	
	砂 質 土	19	
	粘 性 土	18	

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/m^2)
 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/m^3)
 d : 貯水池内に堆積する泥土の深さ (m)

<解説>

貯水池内に堆積する泥土の水中における単位体積重量 (γ_e) は、次式により求めるものとする。

$$\gamma_e = \gamma_{so} - (1 - \nu) \times \gamma_w$$

ここに γ_{so} : 貯水池内に堆積する泥土の見かけの単位体積重量 (kN/m^3)
 ν : 貯水池内に堆積する泥土の空隙率
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

これらの概略値として、下記の数値が常用されている。

$$\gamma_{so} = 14.7 \sim 17.7 \text{ (kN/m}^3\text{)}, \nu = 0.3 \sim 0.4$$

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。

<解説>

堤体の背後に道路等を設ける場合には、車両等による荷重を考慮するものとする。なお、載荷重は、堤体に最も不利となるように載荷するものとする。

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/m^2)
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3)
 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)

<解説>

堤体又は堤体の背後地盤に残留する水の深さ (h_R) は、常時及び地震時に分けて、残留水位 (R. W. L.) から設定するものとする。

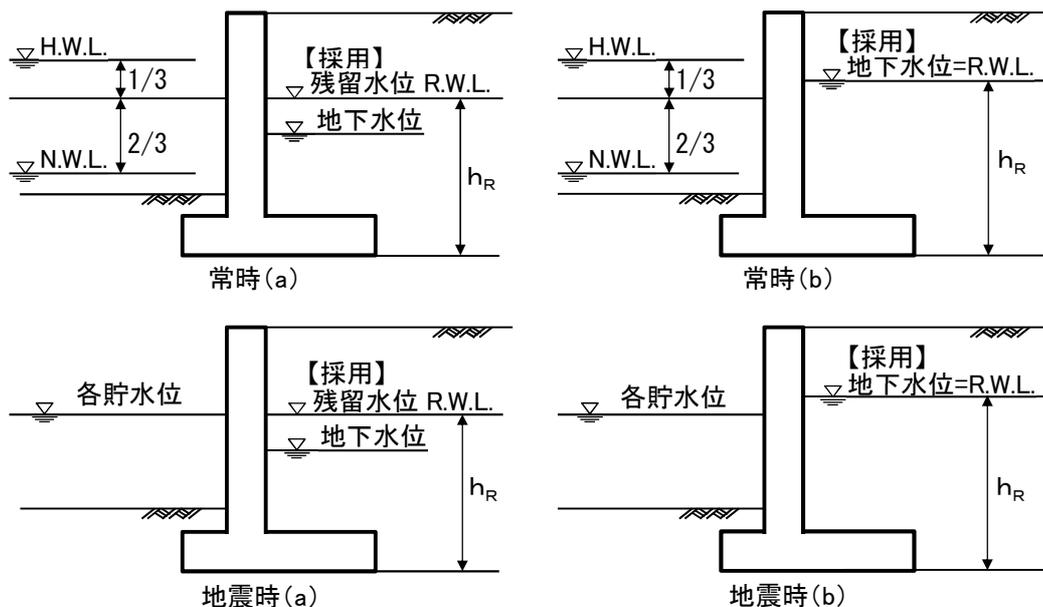
常時の安定計算を行う場合の残留水位 (R. W. L.) は、以下の式により求めた水位又は地下水位のどちらか高い水位を用いるものとする。

$$(\text{サーチャージ水位 (H. W. L.)} - \text{常時満水位 (N. W. L.)}) \times 2/3$$

$$+ \text{常時満水位 (N. W. L.)}$$

地震時の安定計算を行う場合の残留水位 (R. W. L.) は、安定計算に用いる各貯水位又は地下水位のどちらか高い水位を用いるものとする。

なお、地下水位は、ボーリング調査により得られる平常時の水位を用いるものとする。



参考図 3.3 残留水位 (R. W. L.) の設定の方法

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。

<解説>

堤体を挟んで、堤体を押す側の土圧を主働土圧、堤体から押される側の土圧を受働土圧という。

主働土圧及び受働土圧は、「道路橋示方書」に準拠し、クーロン土圧を用いて常時及び地震時について求めるものとする。

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)

<解説>

貯水池内に堆積する泥土の水中における単位体積重量 (γ_e) は、**工**に示す方法により求めるものとする。

泥圧係数 (C_e) は、概略値として 0.4~0.6 の数値が常用されている。

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

<解説>

設計震度は、堤体の構造型式、基礎地盤の条件等を考慮して設定するものとする。

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/m^2)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

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)

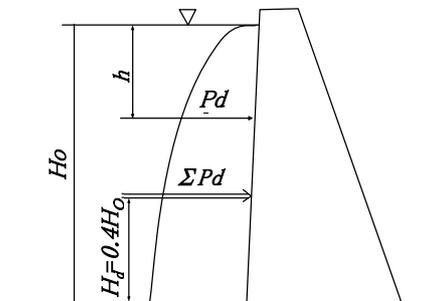
h : 貯水池水面から動水圧を求めようとする点までの水深 (m)

<解説>

全動水圧 ΣP_d の作用点の基礎地盤からの高さ H_d は、次式より求めるものとする (参考図 3.4 参照)。

$$\Sigma P_d = 7/12 \times \gamma_w \times K \times H_o^2 \quad (\text{kN/m})$$

$$H_d = 0.4 \times H_o$$



参考図 3.4 地震時動水圧

なお、上式は堤体と堤体上流側の貯留水が接する面 (以下「堤体上流面」という。) が鉛直の場合に適用できるものとし、堤体上流面が傾斜している場合は、次式により求めるものとする。

$$\Sigma P_d = C \times \gamma_w \times K \times H_o^2 \quad (\text{kN/m})$$

$$C = \frac{C_m}{2} \times \left[\frac{h}{H_o} \times \left(2 - \frac{h}{H_o} \right) + \sqrt{\frac{h}{H_o} \times \left(2 - \frac{h}{H_o} \right)} \right]$$

ここに、 C_m : 与えられた堤体上流面勾配より定める定数 (参考図 3.5 参照)

上式における水深 h から上の全動水圧 ΣP_d 及び水深 h から ΣP_d の作用点までの高さ h_d は次式のとおりである。

$$\Sigma P_d = \alpha \times (C_m/2) \times \gamma_w \times K \times H_o^2 \times \sec \theta$$

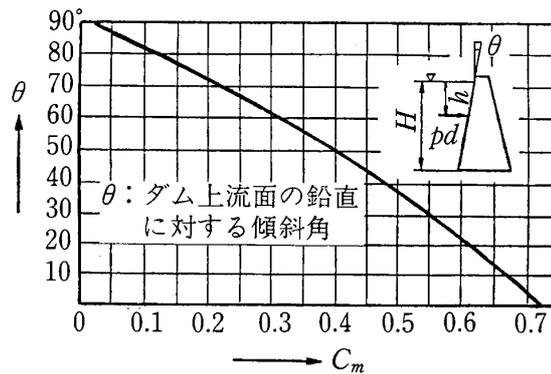
$$h_d = \beta h$$

この式における α 、 β は、参考図 3.6 により求めるものとする。

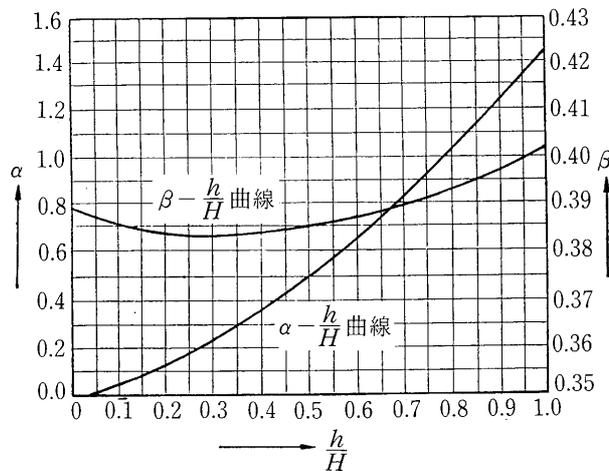
なお、堤体上流面が鉛直面と傾斜面との組合せから成る場合には、傾斜角度 θ は次のように考えるものとする。

- ① 堤体上流面の鉛直部分の高さが堤体の高さの1/2以上の場合は、堤体上流面の全部を鉛直とみなすものとする。
- ② 堤体上流面の鉛直部分の高さが堤体の高さの1/2未満の場合は、堤体の横断面において堤体上流面が貯水面と交わる点と、堤体上流面が基礎と交わる点とを結んだ直線の勾配を用いるものとする。

なお、設計震度は、堤体の構造型式、基礎地盤の条件等を考慮して設定するものとする。



参考図 3.5 θ - C_m 曲線



参考図 3.6 h/H と α 及び β の曲線

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)

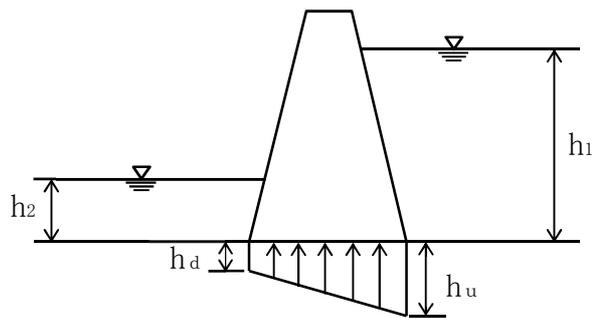
<解説>

揚圧力係数 (α) は、1 を標準とする。ただし、適切な基礎地盤の処理を行えば、1/3まで低減できるものとする。

上下流側水圧は、次式により求めるものとする (参考図 3.7 参照)。

$$h_u = h_1 \text{ (上流側水深)} \times \gamma_w$$

$$h_d = h_2 \text{ (下流側水深)} \times \gamma_w$$



参考図 3.7 揚圧力

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)

<解説>

単位長さ当たりの間隙水圧 (u) は、貯水時と貯水及び堆砂なしの時に分け、次式により求めるものとする。

- 貯水時（常時満水位、サーチャージ水位、設計洪水位、中間水位、水位急低下時）（参考図 3.8参照）

$u = \gamma_w \times h$ 、 $\ell = b / \cos \theta$ として、

$$P_p = \gamma_w \times h \times b / \cos \theta$$

- 貯水及び堆砂なしの時（参考図 3.9 参照）

$u = \gamma_t \times h \times \beta$ 、 $\ell = b / \cos \theta$ として、

$$P_p = \gamma_t \times h \times \beta \times b / \cos \theta$$

ここに、 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

γ_t : 堤体材料の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

b : すべり面上の各分割部分の分割幅 (m)

h : すべり面上の各分割部分の中心位置でのすべり面から検討水位までの高さ (m) (貯水及び堆砂なしの時には堤体までの高さ)

θ : すべり面上の各分割部分に作用するすべり面の角度

β : 間隙水圧として見込む水荷重を土荷重に対する比率で表した係数

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。

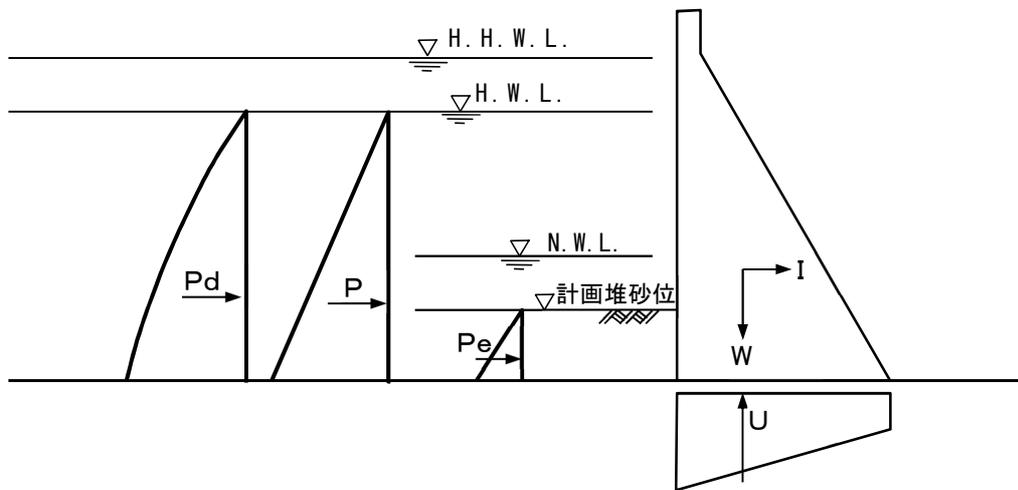
- (ア) 設計洪水水位 (イ) サーチャージ水位
- (ウ) 常時満水位 (エ) 貯水及び堆砂なし

<解説>

堤体及び基礎地盤の設計において、最低限考慮すべき条件及び荷重の組合せは、参考表 3.5のとおりである。

参考表 3.5 重力式コンクリートダムにおける設計の条件及び荷重

安定計算 ケース	貯水位	設 計 荷 重	設計 震度	静水圧 対象水位	最小 安全率
常 時	設計 洪水位	自重、静水圧、泥圧、揚圧力	—	H. H. W. L.	4.0
地 震 時	サーチャ ージ水位	自重、静水圧、泥圧、地震時慣 性力、地震時動水圧、揚圧力	K/2	H. W. L.	
	常時 満水位	自重、静水圧、泥圧、地震時慣 性力、地震時動水圧、揚圧力	K	N. W. L.	
	貯水及び 堆砂なし	自重、地震時慣性力	K	—	



参考図 3.10 荷重図（サーチャージ水位時）

ここに、 W ：自重（ kN/m ）、 P ：静水圧（ kN/m^2 ）、 P_e ：泥圧（ kN/m^2 ）、
 I ：地震時慣性力（ kN/m ）、 P_d ：地震時動水圧（ kN/m^2 ）、
 U ：揚圧力（ kN/m^2 ）

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/m^2 ）

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。

<解説>

■ 転倒に対する安全性

堤体に作用する外力及び自重の合力が堤体の底辺を3分割した中央内(1/3内)にあれば、堤体上流面に引張応力が生じることがなく、転倒に対する安全性を満たすものとし、以下のとおり求めるものとする。

合力が堤体の底辺を3分割した中央内(1/3内)となる条件

$$x = \frac{M}{V} \quad \text{で} \quad \frac{1}{3} b \leq x \leq \frac{2}{3} b$$

引張応力が発生しない条件

$$\text{上流端} \quad \sigma_1 = \frac{V}{b} \left[1 - \frac{6 \times e}{b} \right] \geq 0$$

$$\text{下流端} \quad \sigma_2 = \frac{V}{b} \left[1 + \frac{6 \times e}{b} \right] \geq 0$$

$$e = x - \frac{1}{2} b$$

ここに、 x : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

M : 堤底の上流端を交点として、単位幅あたり断面に作用する荷重のモーメントの合計 (kN・m/m)

V : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

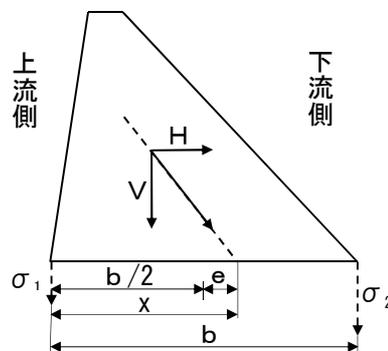
H : 単位幅あたり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

b : 堤体の底幅(m)

σ_1 : 堤体底面上流端における垂直応力度 (kN/m²)

σ_2 : 堤体底面下流端における垂直応力度 (kN/m²)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)



参考図 3.11 ダムの力のつり合い

■ せん断摩擦抵抗力に対する安全性

基礎地盤のせん断強度 (τ_0) は、原則として原位置試験を行って決定するものとする。ただし、せん断試験を行わない場合は、「河川砂防技術基準(案)設計編[I]」を参照するものとする。

せん断抵抗力が生ずるせん断面の長さ (l) は堤体底辺の延長とするものとする。

せん断力面に作用する全鉛直荷重 (V) 及び全水平荷重 (H) 各種合力は以下のとおりである。

$$V = W(\text{自重}) - U(\text{揚圧力})$$

$$H = P(\text{静水圧}) + P_e(\text{泥圧}) + I(\text{地震時慣性力}) + P_d(\text{地震時動水圧})$$

■ 堤体内及び基礎地盤の応力度に対する安全性

堤体内及び基礎地盤の応力度に対する安全性は、転倒に対する安全性と同様の検討方法とし、次式の条件を満たすよう設計するものとする。なお、堤体材料の許容応力度は材料試験による値を用い、基礎地盤の許容支持力度は「河川砂防技術基準(案)設計編[I]」を参照するものとする。

$$2\sigma \leq \sigma_a$$

$$2\sigma \leq \sigma_a'$$

ここに、 σ : 堤体底面に働く垂直応力度 (kN/m^2)

σ_a : 堤体材料の許容応力度 (kN/m^2)

σ_a' : 基礎地盤の許容支持力度 (kN/m^2)

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。

<解説>

重力式コンクリートダム¹⁾の基礎地盤は、原則として安定した岩盤まで掘削するものとする。ただし、基礎地盤に弱層、断層等が存在し、せん断に対して所定の安全率を有さない場合、または、過度の浸透流が生じる場合は、適切な基礎地盤の処理を行うものとする。

基礎地盤の処理には、グラウチングや置換えコンクリートによる断層処理等があり、その施工範囲、形状、寸法、仕様等については、着工前の基礎地盤調査を十分に行った上で決定するものとする。

なお、基礎地盤のせん断強度、変形性及び遮水性については、参考表 3.6 を参考に必要な試験を行い、評価するものとする。

また、試験結果に対する評価等については、「河川砂防技術基準 設計編[I]」を参照するものとする。

参考表 3.6 基礎地盤の試験方法、評価方法、対策方法

	試験方法	評価方法	対策工法
強度	原位置ブロック(ロック) せん断試験 三軸試験 一面せん断試験	せん断強度 τ_0 内部摩擦係数 f 粘着力 C 内部摩擦角 ϕ	断層処理 岩盤プレストレス工法等
変形性	原位置岩盤載荷試験 三軸試験	弾性係数 E 変形係数 D	コンソリデーショングラウチング コンタクトグラウチング 断層処理等
透水性	ルジオンテスト ダルシーの法則に基づく 透水試験	ルジオン値 L_u 透水係数 R	カーテングラウチング ブランケットグラウチング コンタクトグラウチング 断層処理、ブランケット リリーフウェル、ドレーン 連続遮水壁等

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。

<解説>

温度応力によるコンクリートのひび割れを防止するため、適切な間隔の収縮継目を設けるものとする。

ダム軸に直角方向の収縮継目の間隔は、原則として10～15m程度とし、目地には止水板を設けるものとする。

なお、原則としてダム軸方向に収縮継目は設けないものとする。

ブロック割り及び収縮継目の構造は、「河川砂防技術基準(案) 設計編[Ⅰ]」を参照するものとする。

(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

<解説>

堤体及び基礎のすべり破壊に対する安全性の検討を行う際に最低限考慮すべき条件及び荷重の組合せは、参考表 3.7 のとおりである。

参考表 3.7 フィルダムにおける設計の条件及び荷重

安定計算 ケース	貯水位	設計荷重	設計 震度	計算対 象斜面	応力 表示	最小 安全率	間隙水圧 の条件
常 時	設計 洪水水位	自重、水荷重、 静水圧、間隙水圧	—	上流側 下流側	有効 応力	1.2	—
地震時	サーチャ ージ水位	自重、水荷重、 静水圧、 地震時慣性力、 間隙水圧	K/2	上流側 下流側	有効 応力	1.2	水位一定 の定常状 態を想定
	常時 満水位 及び 中間水位	自重、水荷重、 静水圧、 地震時慣性力、 間隙水圧	K	上流側 下流側	有効 応力	1.2	水位一定 の定常状 態を想定
	貯水位 急低下時	自重、水荷重、 静水圧、 地震時慣性力、 間隙水圧	K/2	上流側 下流側	有効 応力	1.2	残留間隙 水圧
	貯水及び 堆砂なし	自重、 地震時慣性力、 間隙水圧	K/2	上流側 下流側	有効 応力	1.2	完成後の 残存水分 による間 隙水圧

注 1) 全てのケースにおいて有効応力解析とし、盛土の強度定数は、圧密非排水試験(CU)より得られる有効応力表示の ϕ' 、 C' を用いるものとする。

注 2) 堤体断面あるいは築堤状況により、有効応力解析に抛りがたいと判断される場合は、建設直後のケースに限り、非圧密非排水試験(UU)より得られる全応力表示の C 、 ϕ を用いるものとする。

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。

<解説>

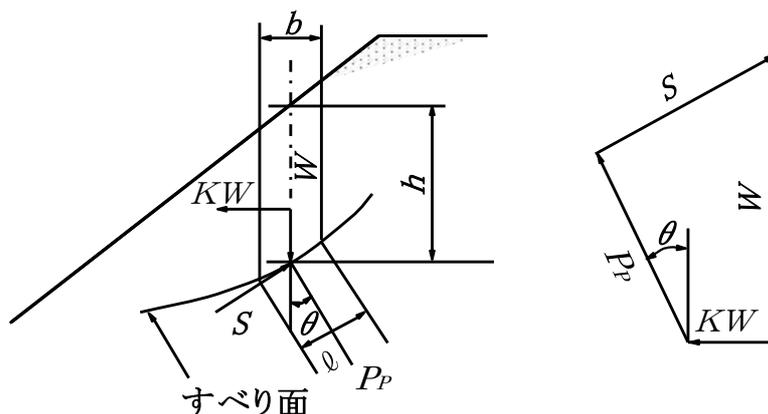
■ 堤体のすべり破壊に対する安全性

すべり破壊に対する検討は、原則として円弧すべりについて行うものとする。

N 、 N_e 、 P_p 、 T 、 T_e は以下のとおりである。

○ 貯水時（サーチャージ水位、常時満水位、設計洪水位、中間水位、水位急低下時）

$$\begin{aligned} N &= W \times \cos \theta + \Delta E \times \sin \theta \\ &= (W_s + W_w) \times \cos \theta + (E_n - E_{n+1}) \times \sin \theta \\ &= (\gamma_{s \text{ a t}} \times h_s + \gamma_w \times h_w) b \times \cos \theta + (E_n - E_{n+1}) \times \sin \theta \\ &= \gamma_{s \text{ u b}} \times h_s \times b \times \cos \theta + \gamma_w \times h \times b / \cos \theta \end{aligned}$$



参考図 3.13 分割法による荷重（貯水及び堆砂なし）

以上の式で用いた記号は以下のとおりである。

- ここに、 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3)
 γ_t : 堤体材料の湿潤単位体積重量 (kN/m^3)
 γ_{sat} : 堤体材料の飽和単位体積重量 (kN/m^3)
 γ_{sub} : 堤体材料の水中単位体積重量 (kN/m^3)

以下、すべり面上の各分割部分について、

- b : 分割幅 (m)
 h_s : 分割中心位置でのすべり面から堤体までの高さ (m)
 h_w : 分割中心位置での堤体から検討水位までの高さ (m)
 h : $h_s + h_w$ (m) (貯水位なしの場合 h_s)
 W_s : 堤体の自重 (kN/m) (湿潤状態に応じ γ_t 、 γ_{sat} 、 γ_{sub} を適用)
 W_w : 水荷重 (kN/m)
 W : $W_s + W_w$ (kN/m) (貯水位なしの場合 W_s)
 θ : すべり面の角度
 E : 静水圧 (kN/m)
 u : 単位長さ当たりの間隙水圧 (kN/m^2)
 ℓ : すべり面の長さ (m)
 P_p : 間隙水圧 (kN/m^2)
 β : 間隙水圧として見込む水荷重を土荷重に対する比率で表した係数
 K : 設計震度
 S : すべり面上の各分割部分に作用する荷重及び地震時慣性力の接線分力 ($S = T + T_e$)

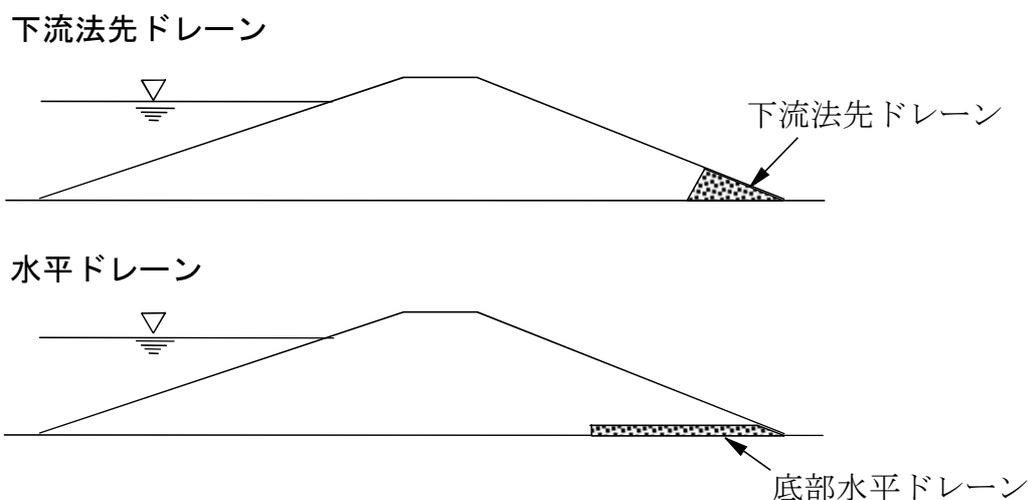
なお、参考図 3.12、参考図 3.13 に示す各分割部分間に働く力 E_n 、接線分力 S 等の不静定力については、鉛直方向及び水平方向の力のつり合い式により求めるものとする。

■ 浸透破壊に対する安全性

○ 均一型フィルダム

均一型フィルダムの堤体は、浸潤線が堤体下流側の法面と交わらないよう適切に設計するものとする。また、建設中においては、間隙水圧が消散しにくいいため堤体内部に高い間隙水圧が蓄積し、安定性を低下させる可能性があるため、必要に応じて堤体内部にドレーンを設けるものとする。

ドレーンの配置はダムの高さ、予想される間隙水圧の大きさ及び浸透流量によって異なるが、代表的な配置例は参考図 3.14 に示すとおりである。ドレーンの材料の透水係数は、少なくとも堤体材料の 10～100 倍に設定するものとする。なお、ドレーンの材料と堤体の間には、適切なフィルターを設けるものとする。



参考図 3.14 ドレーンの配置例

砂礫層等の透水性の地盤上に堤体を設置する場合には、漏水を完全に遮断するのではなく、漏水量を許容限度内に抑制するものとする。

基礎からの漏水が堤体法尻付近に流出し、堤体が損傷する可能性がある場合には、堤体下流側の法尻部を砂礫材料で施工し、空石積等で保護する構造にするものとする。

また、基礎の透水係数が $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ より大きく、漏水が起こる可能性がある場合には、堤体の上流側地盤に不透水性ブランケット工法等を施工し、漏水を抑制するものとする。

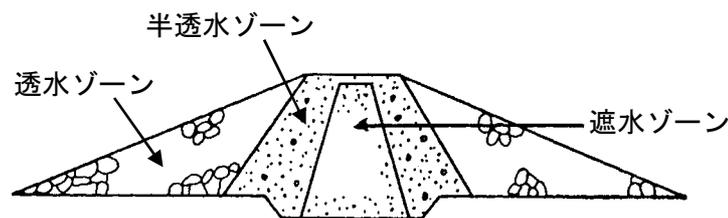
○ ゾーン型フィルダム

ゾーン型フィルダムの堤体は、遮水ゾーンを中心とし、その両側に半透水ゾーン、さらに、その外側に透水ゾーンを配置するのが一般的である。各ゾーンの設計上注意すべき事項は次のとおりである。

遮水ゾーンに要求される透水係数は、 $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 以下を基本とする。

半透水ゾーンは、遮水ゾーン及び透水ゾーンの材料の性質の急変を避ける役割を持ち、遮水材料の流出を防ぎ、浸透水を排水できる構造とするものとする。

透水ゾーンは堤体のすべり破壊に対する安全性に及ぼす影響が大きいため、砂礫等のせん断強度の大きい材料を用いるものとする。透水ゾーンは遮水ゾーンからの浸透水、雨水及び貯水池の水位急低下時に残留する間隙水を速やかに排除できる排水性が必要である。



参考図 3.15 ゾーン型フィルダム

[参 考] 浸潤線

浸潤線とは、堤体内の浸透流の自由水面である。

浸潤線を放物線と仮定して描くには、A. Casagrandeの方法が一般に用いられている。浸潤線の基本的な形状は次式により求めることができる。

$$y = \sqrt{2 \times y_0 \times x + y_0^2}$$

ただし、 $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

$$d = 0.3 \times \ell_1 + \ell_2$$

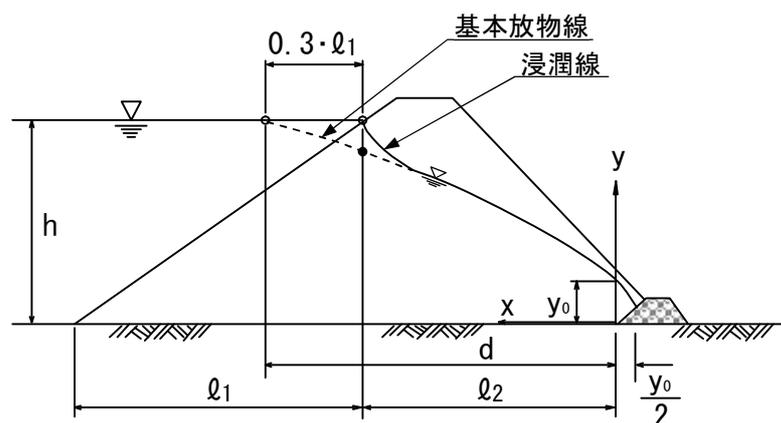
ここに、 y_0 : ドレーン底面上流端における浸潤線の高さ (m)

h : 水深 (m)

d : 基本放物線と水面との交点からドレーン底面上流端までの水平距離 (m)

l_1 : 堤体底面上流端から水面と堤体との交点までの水平距離 (m)

l_2 : 水面と堤体との交点からドレーン底面上流端までの水平距離 (m)



参考図 3.16 浸潤線の書き方の例

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。

<解説>

フィルダムの基礎地盤は、岩盤基礎地盤と土質基礎地盤に大別でき、土質基礎地盤は、透水性基礎地盤（砂、砂礫等）、不透水性基礎地盤（シルト、粘土等）、軟弱基礎地盤の3つに分類することができる。各基礎地盤により、処理の内容、方法及び規模が異なるため、条件に適応した地盤処理を行うものとする。

なお、基礎地盤のせん断強度、変形性及び遮水性については、参考表 3.6 を参考に必要な試験を行い、評価するものとする。

また、試験結果に対する評価等については、「河川砂防技術基準（案）設計編[I]」を参照するものとする。

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。

<解説>

堤体の法面に小段を設けると堤体への雨水の浸透が助長される可能性があることから、堤体の法面は、可能な限り緩やかな勾配の一枚法とするものとする。

なお、地形条件等により堤体に小段を設ける場合においては、堤体への雨水及び地山部からの表面水を適切に排水できる施設を設けるものとする。

法面勾配は、すべり破壊に対する安全性を確認した上で設定するものとする。ただし、参考表 3.8 に示す法面勾配よりも緩やかな値に設定するものとする。

参考表 3.8 堤体の法面勾配

主要区分			上流法面 勾配	下流法面 勾配	備 考
区分	名 称	記 号			
粗 粒 土	礫	(GW) (GP)	1:3.0	1:2.5	ゾーン型の 透水部のみ
	礫 質 土	(C-M) (G-C) (G-O) (G-V) (GM) (GC) (GO) (GV)	1:3.0	1:2.5	
	砂 質 土	(S-M) (S-C) (S-O) (S-V) (SM) (SC) (SO) (SV)	1:3.5	1:3.0	
細 粒 土	シルト・粘性土	(ML) (CL)	1:3.0	1:2.5	
	シルト・粘性土	(MH) (CH)	1:3.5	1:3.0	
	火山灰質粘性土	(OV) (VH ₁) (VH ₂)			

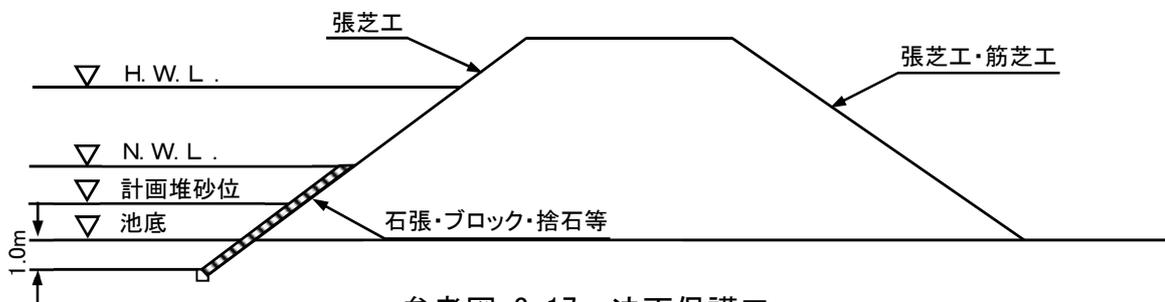
(イ) 法面保護

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。

<解説>

堤体上流側の法面は、波浪、雨水等による侵食防止と水位低下時の堤体材料の流出防止を目的として、ブロック張や張芝等で全面を保護するものとする。ただし、湛水部の法面においては、堆積土砂の撤去時に堤体に与える損傷等を考慮し、石張、ブロック張、捨石等により保護するものとする。

堤体下流側の法面は、雨水や浸透流による侵食を防止するため、張芝等で全面を保護するものとする。



参考図 3.17 法面保護工

(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。

<解説>

堤体の施工に当たっては、完成後に堤体及び基礎地盤が自重、水圧、地震等により沈下した場合においても所定の断面を確保できるよう余盛を行うものとする。

余盛高は、参考表 3.9 に示す値を標準とする。ただし、軟弱地盤上に堤体を施工する場合には、圧密による沈下量を別に検討し、参考表 3.9 に示す値に加えるものとする。

参考表 3.9 標準余盛高

堤高	余盛高
5m 以下	40cm
5~10m	50cm
10m 以上	60cm

(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

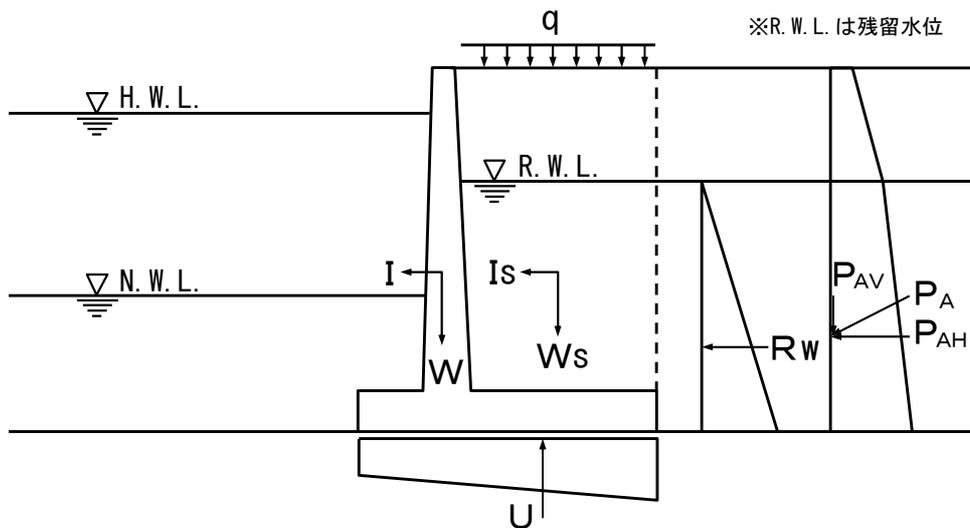
堤体及び基礎地盤の安全性は、最低限、貯水及び堆砂がない状態において、堤体が危険になることが予想される設計荷重を用いて、確認するものとする。

<解説>

堤体及び基礎地盤の設計において、最低限考慮すべき条件及び荷重の組合せは、参考表 3.10 に示すとおりである。

参考表 3.10 掘込式調整池における設計の条件及び荷重

安定計算 ケース	貯水位	設 計 荷 重	設計 震度	残留水圧の 水位	せん断 に対する最小 安全率
常 時	貯水及び 堆砂なし	自重、土荷重、載荷重、 残留水圧、土圧、揚圧力	—	(H. W. L. -N. W. L.) × 2/3 + N. W. L. の水位又は地下 水位のどちらか 高い水位	1.5
地 震 時	貯水及び 堆砂なし	自重、土荷重、載荷重、 残留水圧、土圧、 地震時慣性力、揚圧力	K	各貯水位又は地 下水位のどちら か高い水位	1.2



参考図 3.18 荷重図（掘込式、地震時）

- ここに、
- W : 自重 (kN/m)
 - W_s : 土荷重 (載荷重 q を含む) (kN/m) ※注
 - R_w : 残留水圧 (kN/m²)
 - P_A : 主働土圧 (載荷重 q を含む、鉛直成分 P_{AV} と水平成分 P_{AH} に分配) (kN/m²) ※注
 - I : 堤体にかかる地震時慣性力 (kN/m)
 - I_s : 土荷重にかかる地震時慣性力 (kN/m)
 - U : 揚圧力 (kN/m²)

(※注)

残留水位以下にある土の単位体積重量は、土圧を求める場合には参考表 3.4 の値から 9kN/m^3 を差し引いた値を用いるものとする。ただし、土荷重を求める場合は、差し引かないものとする。

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。

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

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

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。

<解説>

■ 転倒に対する安全性

転倒に対する安定条件は、合力の作用位置が常時には堤体底辺を3分割した中央内(1/3内)、地震時には堤体底辺を6分割した中央4分割内(2/3内)にあるものとする。

なお、考え方は、第3章 5 (1) **イ 安全性の確認**を参考にするものとする。

■ せん断摩擦抵抗力に対する安全性

第3章 5 (1) **イ 安全性の確認**を参考にするものとする。

なお、基礎地盤が岩盤以外の場合における基礎地盤との摩擦係数(f)及び基礎地盤のせん断強度(τ_0)は次式により求めるものとする。

$$\tau_0 = 0 \quad , \quad f = \tan(2/3) \phi_B \leq 0.6$$

ここに、 ϕ_B : 基礎地盤のせん断抵抗角

イ(イ)の鉛直及び水平合力は、次式により求めるものとする。

$$V = W + W_s + \sum P_{AV} - \sum U$$

$$H = \sum P_{AH} + \sum R_w + I + I_s$$

■ 堤体内及び基礎地盤の応力度に対する安全性

第3章 5 (1) イ 安全性の確認及び「道路土工 擁壁工指針」を参考にするものとする。

■ 浸透破壊に対する安全性

浸透破壊については、次式により安全性を確認するものとする。

$$C \leq (L/3 + \Sigma \ell) / \Delta H$$

ここに、C : レインの加重クリーブ比

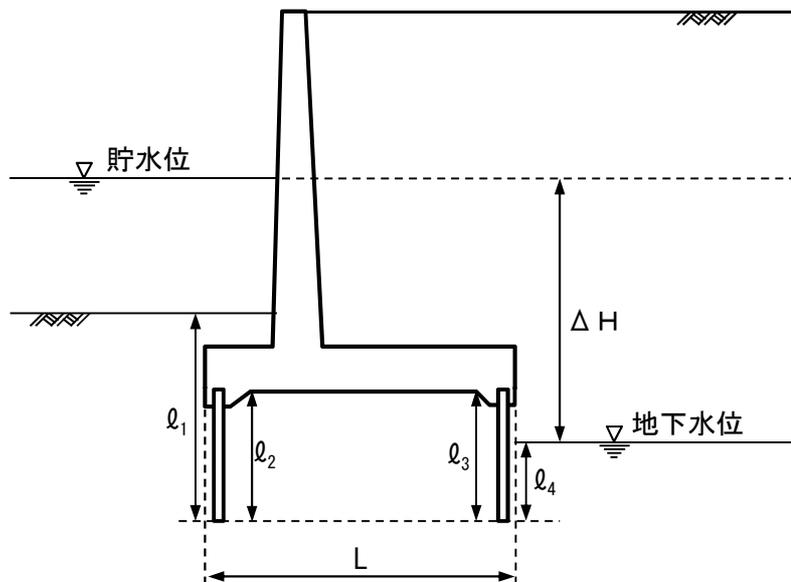
L : 水平方向の浸透路長(m)

$\Sigma \ell$: 鉛直方向の浸透路長(m)

ΔH : 貯水位と地下水位の水位差(m)

参考表 3.11 レインの加重クリーブ比

地盤の土質区分	C	地盤の土質区分	C
極めて細かい砂又はシルト	8.5	粗砂利	4.0
細砂	7.0	中砂利	4.0
中砂	6.0	栗石を含む粗砂利	3.0
粗砂	5.0	栗石と砂利を含む	2.5



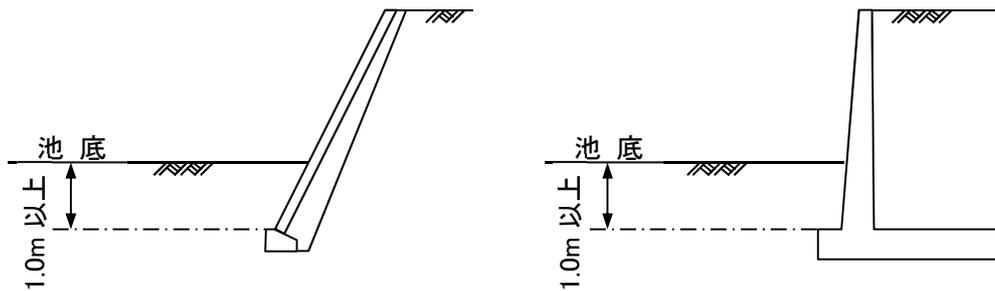
参考図 3.19 レインの式の記号説明図

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。

<解説>

コンクリート擁壁等の根入れは、池底の洗掘を考慮し、参考図 3.20 に示すとおり1.0m以上確保するものとする。



参考図 3.20 根入れ

(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に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

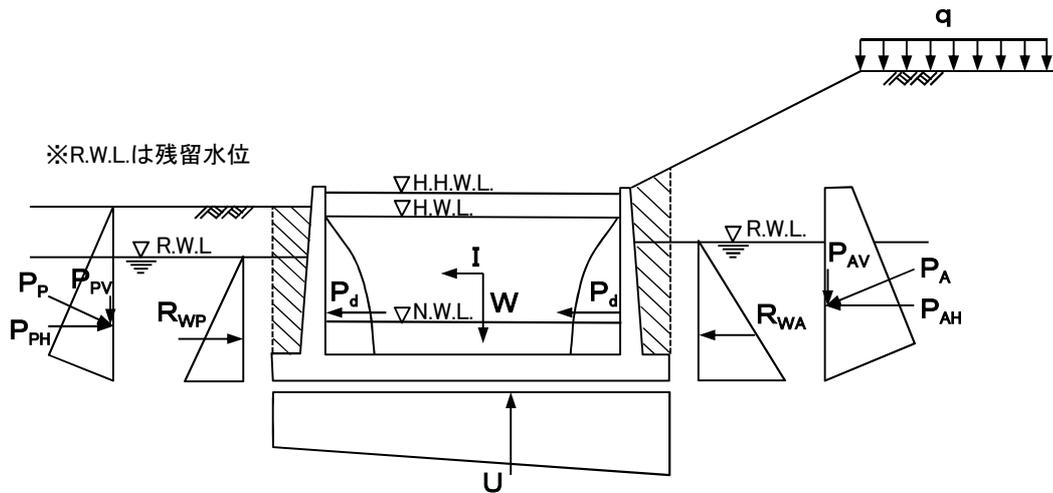
(ウ) 常時満水位 (エ) 貯水及び堆砂なし

<解説>

堤体及び基礎地盤の設計において、最低限考慮すべき条件及び荷重の組合せは、参考表 3.12 に示すとおりである。

参考表 3.12 プール式調整池における設計の条件及び荷重

安定計算ケース	貯水位	設計荷重	設計震度	残留水圧の水位	せん断に対する最小安全率
常時	設計洪水水位	自重、水荷重、土荷重 泥土荷重、載荷重、残留水圧 土圧、揚圧力	—	(H. W. L. -N. W. L.) ×2/3+N. W. L の水位又は地下水 位のどちらか 高い水位	1.5
	サーチャージ水位				
	常時満水位				
	貯水及び堆砂なし				
地震時	サーチャージ水位	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	K/2	各貯水位又は地 下水位のどちら か高い水位	1.2
	常時満水位	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	K		
	貯水及び堆砂なし	自重、土荷重、載荷重、 残留水圧、土圧、地震時慣性力、 揚圧力	K		



参考図 3.21 プール式、地震時における荷重図

- ここに、 W : 自重+水荷重+土荷重+泥土荷重 (kN/m) ※注
 R_w : 残留水圧 (kN/m²) (主働側を R_{WA} 、受働側を R_{WP})
 P_A : 主働土圧 (kN/m²) (載荷重 q を含み、鉛直成分 P_{AV} と水平成分 P_{AH} に分配) (kN/m²) ※注
 P_P : 受働土圧 (鉛直成分 P_{PV} と水平成分 P_{PH} に分配) (kN/m²) ※注
 I : 地震時慣性力 (調整池自重+水荷重+土荷重+泥土荷重) (kN/m)
 P_d : 地震時動水圧 (kN/m²)
 U : 揚圧力 (kN/m²)

(※注)

残留水位以下にある土の単位体積重量は、土圧を求める場合には参考表 3.4 の値から 9kN/m^3 を差し引いた値を用いるものとする。ただし、土荷重を求める場合は、差し引かないものとする。

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。

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

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

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) 揚圧力による浮上りに対して安全であること。

<解説>

■ 転倒に対する安全性

転倒に対する安定条件は、合力の作用位置が常時には堤体底辺を3分割した中央内(1/3内)、地震時には堤体底辺を6分割した中央4分割内(2/3内)にあるものとする。

なお、考え方は、第3章 5 (1) イ 安全性の確認を参考にするものとする。

■ せん断摩擦抵抗力に対する安全性

第3章 5 (1) イ 安全性の確認及び第3章 5 (3) イ 安全性の確認を参考にするものとする。

イ(イ)の鉛直及び水平合力は、次式により求めるものとする。

$$V = W + \sum P_{AV} + \sum P_{PV} - \sum U$$

$$H = \sum P_{AH} - \sum P_{PH} + \sum R_{WA} - \sum R_{WP} + I + \sum P_d$$

■ 堤体内及び基礎地盤の応力度に対する安全性

第3章 5 (1) イ 安全性の確認及び「道路土工 擁壁工指針」を参考にするものとする。

■ 浮上りに対する安全性

浮上りに対する安全率 (F_s) は、次式を満たすものとする。

$$F_s = \frac{W + W_s + Q_s}{\Sigma U} \geq 1.2$$

$$Q_s = 2 \times K_o \times \sigma_v \times h \times \tan \phi \quad (\text{張出し底版がある場合})$$

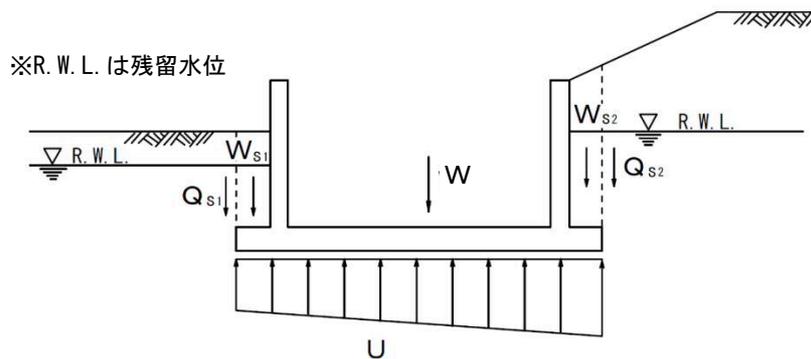
$$Q_s = 2 \times K_o \times \sigma_v \times h \times \tan(2/3) \phi \quad (\text{張出し底版がない場合})$$

- ここに、 F_s : 浮上りに対する安全率
 W : 自重 (貯水及び堆積なしで検討) (kN/m)
 W_s : 張出し底版上の上載土の荷重 (kN/m)
 Q_s : 土のせん断抵抗または側壁と土の摩擦抵抗 (kN/m)
 U : 揚圧力 (kN/m²)
 K_o : 静止土圧係数=0.5
 h : 上載土の高さ (m)
 ϕ : 上載土のせん断抵抗角
 σ_v : 有効上載圧の合計 (kN/m²)

$$\sigma_v = \gamma_t \times h_w + \gamma_{sub} \times (x - h_w)$$

- γ_t : 地下水面より上の土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)
 γ_{sub} : 地下水面より下の土の水中単位体積重量 (kN/m³)
 x : 地表面からの深さ (m)
 h_w : 地下水位の深さ (m)

ただし、常時においては Q_s を無視するものとする。



参考図 3.22 荷重図

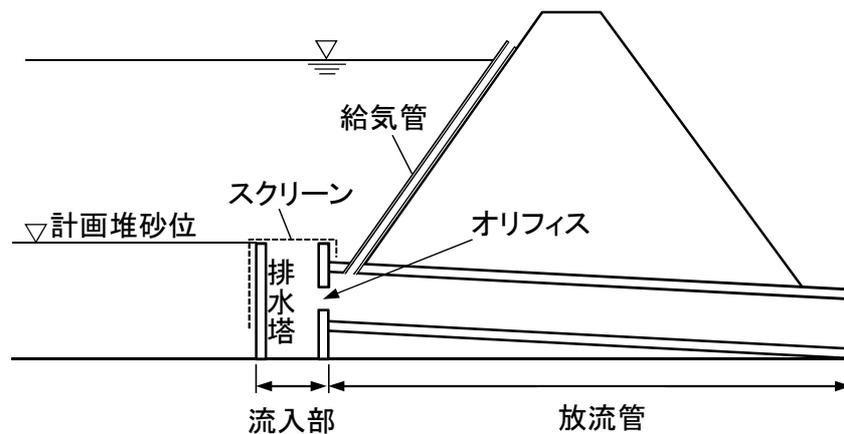
6 放流施設及び非常用洪水吐の設計

(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。

<解説>

放流施設は、流入量を計画最大放流量以下に調整し、安全に放流するための施設であり、流入部と放流管で構成される（参考図 3.23 参照）。



参考図 3.23 放流施設の構成

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。

<解説>

流入部は、貯水位の低い時点から十分に放流できる機能を持ち、設計洪水位において計画最大放流量を超える流量を放流管に流入させない構造とするものとする。

土砂、塵芥等が流入することによる放流能力の低下、管路の閉塞及び損傷が生じないように、必要に応じてスクリーンを設けるものとする。

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。

<解説>

放流管の線形は、原則として直線とするものとする。やむを得ず湾曲させる場合には、できるだけ角度を小さくし、屈折は避けるものとする。

放流管は、計画最大放流量を安全に流下させるために、十分に余裕を持った管路断面とし、圧力管路とならないよう必要に応じて吸気管を設けるものとする。

なお、放流管の流下能力は、原則として 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（第 2 章 2 (2) 下流河川の流下能力の評価の解説を参照）。

放流管には、外圧、不等沈下等による破損を防止するため、適切な間隔で継手を設けるとともに、継手からの漏水が生じない構造とするものとする。

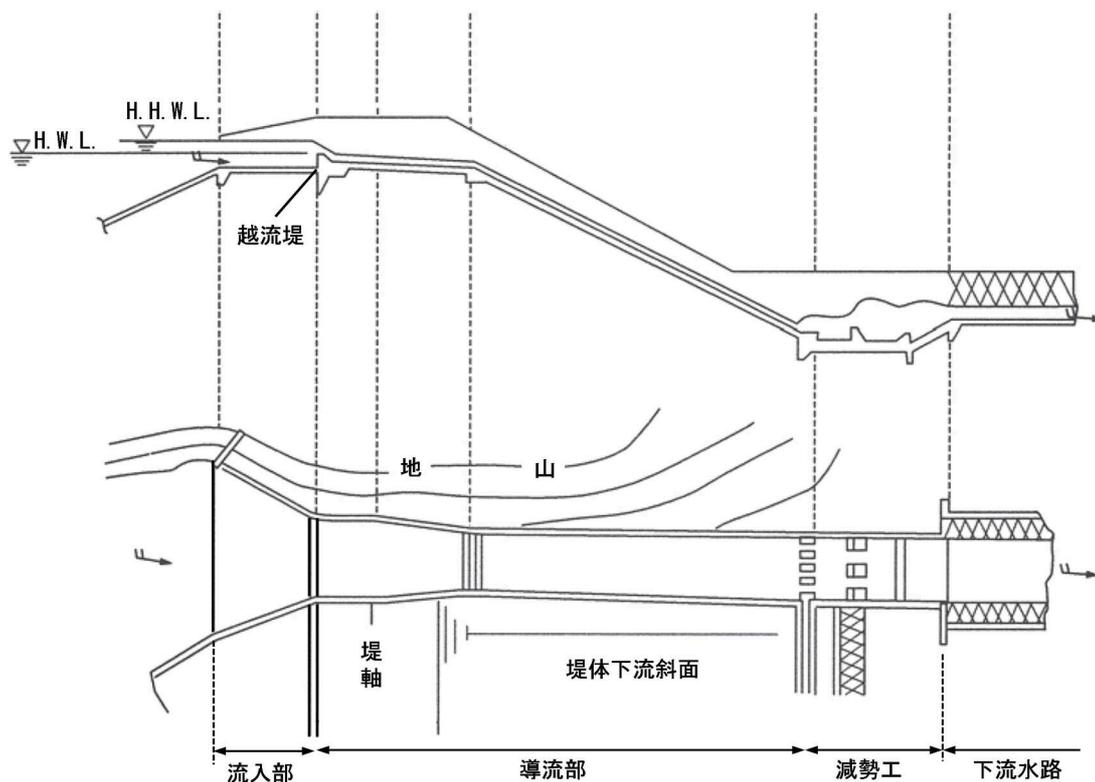
フィルダムにおいては、原則として良質な地山地盤内に切り込んで放流管を設置するものとする。なお、地山地盤が脆弱な地質の場合には、必要に応じて置き換え等の地盤改良を実施するものとする。

(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。

<解説>

非常用洪水吐は、設計洪水流量を安全に流下するための施設であり、流入部、導流部及び減勢工で構成される（参考図 3.24 参照）。



参考図 3.24 非常用洪水吐の構成

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。

<解説>

流入部は、安定した流況を得るため、流水断面を出来るだけ大きくし、流速を小さくするものとする。

流入部の平面形状は、地形に適合した形状を選定するものとするが、湾曲水路となる場合や水路幅を変化させる場合等においては、流水が一部に集中しやすくなるため、流水断面を大きくし、最大流速を低減させるものとする。

流木や塵芥の流入が著しいと予想される場所では、これらの流入を防止するための設備を設置するものとする。

フィルダムにおいては、流入部周辺の流れの集中により生じる洗掘や法面崩壊を防止するため、石積又はコンクリートブロック張等により保護するものとする。

流入部と導流部の間には、流速を低減させるために越流堤を設けるものとし、次式を満たすものとする。

$$P_u/H_o \geq 0.2$$

ここに、 P_u ：越流堤の高さ (m)

H_o ：堤頂を基準面とした接近流速水頭を含む全水頭 (m)

越流堤の放流能力は、次式により求めるものとする。

$$Q = C \times L \times H_o^{3/2}$$

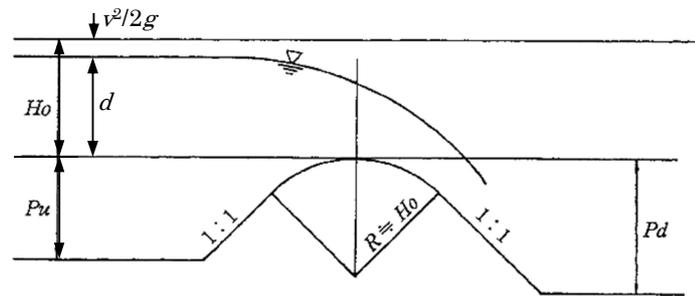
$$H_o = d + v^2/2g$$

ここに、 Q ：流量(m^3/s)、 C ：流量係数(m/s)、 L ：越流幅(m)、

d ：接近水路内の水深(m)、 v ：接近流速(m/s)、

g ：重力加速度($g=9.8m/s^2$)

流量係数 (C) は、1.8を用いるものとする。



参考図 3.25 越流堤

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。

<解説>

導流部は、設計洪水流量を流下させるために十分な断面があればよいが、幅を小さくしすぎるとエネルギーを増大させてしまうため、水路幅の最小値を 2.0mと規定している。

導流部の壁高は、計算で求められた水深に余裕高 0.6m を加えた高さ以上とし、水路底の傾斜に対して直角方向にとるものとする。

導流部の線形は、直線とすることを原則とするが、地形等の制約からやむを得ず湾曲する場合には、湾曲により上昇する水位を余裕高に加えるものとし、次式により求めるものとする。

$$\tan \phi = v^2 / (r \times g)$$

ここに、 ϕ : 水路上の傾斜角

v : 水路曲線部の平均流速 (m/s)

r : 水路中心線の曲率半径 (m)

g : 重力加速度 ($g=9.8\text{m/s}^2$)

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。

<解説>

放流された流水は、大きなエネルギーを保有しているため、下流水路の流れと同等なエネルギーまで調整する必要があることから、導流部と下流水路との間には減勢工を設けるものとする。

減勢工は、重要開発調整池の構造型式、地形、土地利用の状況等を考慮し、安定した減勢効果が得られる構造とするものとする。

基本的な構造型式である跳水式減勢工の設計では、水叩き面標高を仮定し、次式により跳水水深 d_j を求めるものとする。

$$d_j = d_1/2 \times (\sqrt{1+8F_1^2}-1)$$

$$F_1 = V_1/\sqrt{g \times d_1}$$

ここに、 d_j : 跳水水深 (m)

F_1 : 水叩き始端のフルード数

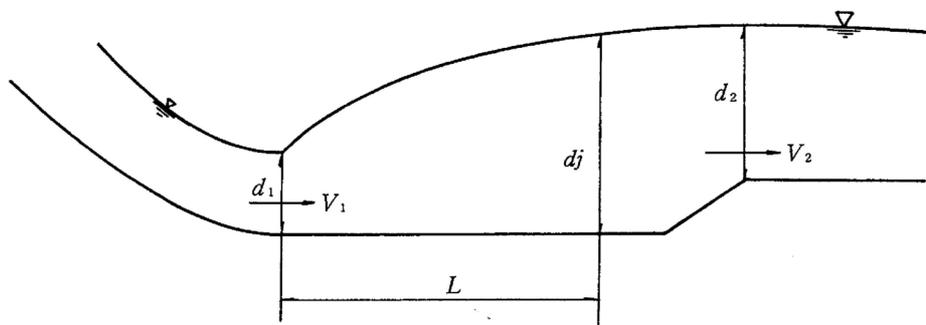
d_1 : 水叩き始端の水深 (m)

V_1 : 水叩き始端の流速 (m/s)

g : 重力加速度 ($g=9.8\text{m/s}^2$)

なお、水叩き始端の流速及び水深は、導流水路の水面形の計算結果を用いるものとする。

また、減勢工の側壁高は、跳水水深に余裕高0.6mを加えた値以上とするものとする。



参考図 3.26 跳水式減勢工

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。

<解説>

重要開発調整池には、定期的に、また、大きな出水後速やかに堆積土砂、流木、ゴミ等を撤去するために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。

<解説>

異常発生時に近隣住民から速やかに通報を受けられるよう、標識を設置するものとする（参考表 3.13 参照）。

標識は、縦横ともに 40cm 以上の大きさとし、風雨等により劣化しにくい材料を使用するものとする。また、記載する設置年月日は、条例第 20 条 2 項に規定する告示を行う年月日を記載するものとする。

参考表 3.13 標識の記載例

重要開発調整池の名称	〇〇調整池
重要開発調整池所有者等	〇〇 〇〇
連絡先	〇〇-〇〇〇〇〇-〇〇〇〇〇
構造	プール式
設置年月日	平成〇年〇月〇日

(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。

<解説>

重要開発調整池には、適正に維持管理を行うための施設として、堆積土砂の標高を確認するための設備やオリフィスの点検口等を、また、第三者に被害を及ぼさないための施設として、転落防止施設、照明設備等を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

<解説>

重要開発調整池の検討成果は、届出書添付資料として紙面で保管されることから、パソコンによる計算データを紛失した場合であっても手計算で確認できるように整理しておくことが望ましい。

附則

この基準は、平成29年7月1日から施行する。