

防災調節池技術基準（案）抜粋

1 ダムの型式

第15条 ダムの型式は、ダム地点の地形、地質及び堤体材料等の諸条件を総合的に検討し、決定するものとする。

フィルダムとする場合は、均一型を標準とするが、均一型ダムの材料として、適当な材料が得にくい場合にはゾーン型としてよい。

なお、コンクリートダムについては、この基準では触れないので、コンクリートダムで施工する場合には「河川砂防技術基準（案）」等を参考とするものとする。

2 ダム設計の基本

第16条 ダムはダムの安定に必要な強度および水密性を有しなければならない。

3 堤体の基礎地盤

第17条 堤体の基礎地盤は前条のダムの安定性を確保するために必要な強度および水密性を有するものとする。

2 基礎地盤の土質、地層構成等の状態を把握するため必要な地質調査を実施するものとする。

ただし、既調査資料がある場合には、この限りでない。

3 基礎地盤が軟弱地盤あるいは透水性地盤の場合には、必要に応じて基礎地盤処理を行うものとする。

4 堤体の材料

第18条 堤体に用いる土質材料はあらかじめ試験を行ない、安定性の高い材料であることを確かめなければならない。

5 堤体の形状

第19条 堤体の形状は堤体の高さ、堤体の材料および基礎地盤の性質を考慮して、すべりを生じないようにきめなければならない。

2 堤体のり面こう配は次表に示す値より緩やかなものとし、すべりに対する安定計算を行い、その安全性を確認するものとする。

堤体ののり面勾配

主要区分			上流のり面勾配	下流のり面勾配	備考
区分	名称	記号			
粗粒土	礫	(G - W) (GP)	3.0割	2.5割	ゾーン型の透水部のみ
	礫質土	(G - M) (G - C) (G - O) (G - V) (GM) (GC) (GO) (GV)	3.0	2.5	
	砂質土	(S - M) (S - C) (S - O) (S - V) (SM) (SC) (SO) (SV)	3.5	3.0	
細粒土	シルト・粘性土	(ML) (CL)	3.0	2.5	
	シルト・粘性土	(MH) (CH)	3.5	3.0	
	火山灰質粘性土	(OV) (VH ₁) (VH ₂)			

注) カッコ内は、日本統一土質分類法の記号

6 ドレインの設計

第20条 堤体内に設けられるドレインは、堤体内に浸透してくる水を排水低下させ、堤体やのり面の安定性を維持するため必要に応じて設けるものとする。

7 のり面など

第21条 堤体上流側および調節池湛水部ののり面は、波浪、雨水などにより浸食されないように、また堤体下流側のり面は雨水および浸透流によって浸食されないようのり面処理を施すものとする。

2 堤頂は幅4m以上とし、表面は浸食などに対して安全なように必要に応じて表面保護の処理を施すものとする。

3 堤体のり面には高さ5～7mごとに幅3m以上の小段を設け、排水施設を設置するものとする。

8 余盛

第22条 堤体には堤体および基礎地盤の沈下を見込んで余盛を行なうものとする。

標準余盛高

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

9 洪水吐き

第23条 調節池には、洪水を処理し、貯水位の異常な上昇を防止するため自由越流式洪水吐きを設けるものとする。

2 洪水吐きは、当該調節池流域またはその近傍流域の雨量、流量および比流量等から算定しうる当該調節池地点の最大流量を放流しうるものとする。

ただし、その放流能力は、200年に1回起こるものと算定される当該調節池直上流部における流量、またはすでに観測された雨量、水位、流量等にもとづいて算定された当該調節池直上流部における最大の流量のいずれか大きいものの1.2倍以上の流量を放流できるものでなければならない。

10 非越流部天端高

第24条 堤体の非越流部天端標高は、前条に規定する流量を流下させるに必要な水位に0.6mを加えた高さ以上としなければならない。

11 洪水吐きの構成等

第25条 洪水吐きは、前条によるほか、次の各号に定める機能及び構造をもつものとする。

(1) 流入水路は、平面的に流れが一樣で、かつ流水に乱れを生じないようにする。

また、流木、塵芥によって閉塞しないような構造とし、土砂の流入、あるいは洗掘を防止するために水路流入部周辺を保護するものとする。

(2) 越流は自由越流方式とし、ゲートその他放流量を人為的に調節する装置を設けてはならない。

(3) 導流部は幅が2 m以上の長方形断面開水路とし、流れが乱れないように線形は直線とし、水路幅の変化あるいは水路縦断勾配の急変はさける構造とする。

(4) 下流水路への接続については、土地利用及び宅地化の状況、地形等を勘案の上、下流の人家、道路等への被害が生じないように配慮するものとする。

特に洪水吐き末端には、減勢工を設けて洪水吐きから放流される流水のエネルギーを減勢処理しなければならない。

(5) 洪水吐きは良質な地山地盤上に設置するものとし、さらに不等沈下や浸透流が生じないように、施工上十分な処理をしなければならない。

解 説

(1) 流入水路は、安定した流況をうるため、流水断面をできるだけ大きくとり、流速を小さくする必要がある。流入水路の最大流速は、一般に4 m / sec以下にすべきであるとされている。

流入水路の平面形状は、地形に適合した形状が選定されるが、弯曲水路となる場合や水路幅を変化させる場合などは、流水が一部に集中しやすくなるので断面をさらに大きくして、最大流速を低減させるなどの配慮が必要である。

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ちりよけ設備の設置が必要である。

この場合、ちりよけ設備を洪水吐きに近づけると機能を阻害する恐れがあるので、その配置には十分な注意が必要である。

流入水路入口周辺は、流れが集中し、洗掘される危険が大きいため、流速に耐え洗掘やのり崩れを防止するために、石積あるいはコンクリートブロック張等により保護する必要がある。

- (2) 自由越流式の放流能力は、作用水深の $3/2$ 乗に比例して急激に増大するのに対して、管路式では $1/2$ 乗に比例して増大するにすぎないため、放流能力の余裕は自由越流式の方が著しく大きい、前条解説で述べたようにフィルダムは越流に対する安全性が低いので、余裕の大きい自由越流式を採用することとした。なお調節池の必要水量を小さくするため、ゲート等の放流量調節設備を設けることが考えられるが、ここで取扱う調節池は、いずれも集水面積が小さく、流出が短時間に行なわれるため、ゲート操作を行なうことが困難なことおよび保守、管理上も問題があることなどの理由から、これらの人為的な調節装置の使用は禁止事項として特記した。

流入水路を導流水路まで水平あるいは緩勾配で接続すれば、流入水路断面に対する効率は最もよくなるが、流入部周辺の流速が増大し、好ましくない。このために流入水路と導流水路の接続点には、水路上に越流頂構造物を設けるのが通例である。この場合、越流頂としての十分な機能を発揮させ流入水路に滑らかな水面を得るためには、越流頂の高さ P_u （堤頂と流入水路底面との標高差）は、越流水頭（設計水頭） H_o に対して

$$\frac{P_u}{H_o} = 0.2 \dots \dots \dots (1)$$

にすべきであるとされている。（図1参照）

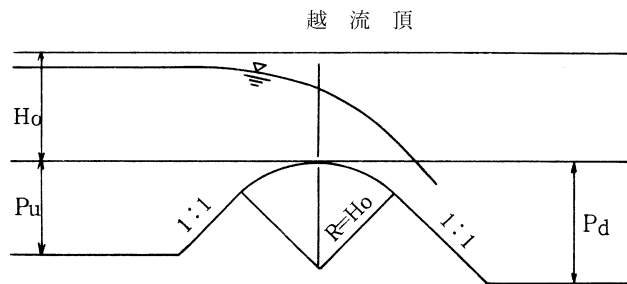


図1 越流頂

越流頂の形状は刃形せきの自由越流水脈曲線下側形状に一致する形状が理論的には有利であるが、本基準の対象となる越流頂は設計水頭が5 m程度以下のものが大部分をしめると考えられ、詳細な形状の座標等を基準で設定しても、施工時に生ずる形状の不整の影響が支配的になることが予想されるので本基準の越流頂は(1)式の条件を満たし、かつ流水が剥離しないような丸味のある縦断形状であればよいものとする。

なお、設計においても導流水路幅よりも越流幅を広くとるために越流頂を、平面的に軸線を円弧状としたり、半円越流頂としたり、横越流頂とするなどの方法が考えられ、地形によっては有利になる場合があるが、これらはいずれも越流方向と導流方向とが一致しないため、直接導流水路に接続させれば下流の流水処理を困難にするので、流れを導流方向に整流するための工作物が必要である。

越流頂の放流能力は次式で求める。

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(2)$$

ここに、Cは流量係数、Lは越流幅（m）、Hは堤頂を基準面とした接近流速水頭を含む全水頭（m）、Qは流量（m³/sec）である。

流量係数Cは、流入水路および下流導流水路の水理条件、越流頂の形状等によって変化するが、(1)式の条件を満たすとともに、下流導流水路に対しても、Pd/Ho ≤ 0.2（ここに、Pdは堤頂と下流水路底面との標高差、図1参照）であれば堤頂に丸味のある越流頂に対しては、C = 1.8である。しかし、本基準の対象となる越流頂では、施工時の形状の不整による放流能力の低下は避けがたいので、設計にあたっては、流量係数を低めに見積っておくことが望ましく、一般にはC = 1.8程度を使用すべきである。

- (3) 導流水路は、設計洪水流量を流下させるに十分な断面があればよいわけであるが、幅を小さくしすぎると単位幅当りのエネルギーを増大させ好ましくないため、できるかぎり幅の広い水路とすることが必要である。本基準では、塵芥等の流下する恐れも考え、水路幅の最小値を2.0mと規定することとした。

流水が射流である導流水路では、水路幅の変化や平面的弯曲は水路横断方向に一様でない流れを発生させ、設計の意図に反する結果となることが多い。このために、これらの実施には実験による検証が必要であり通常は、水路幅が一定の直線水路とすることが原則である。なお、水路縦断勾配の変化は水脈の剥離しない範囲で許容でき、一般に自由落下曲線をその限度とする。

導水路の水面形は、上流から下流に向かって水面追跡を行なって求める。水路の導流壁の高さは、計算で求められた水深に対して空気の混入、波浪を考えて余裕をとる必要があり、余裕高としては少なくとも0.6m以上にとるべきである。

- (4) 洪水吐き末端の水路断面に比べて下流水路の断面は一般に小さい。従って、異常洪水時には、洪水吐き末端と下流水路との接続部で氾濫するおそれがあるので、この氾濫水によって下流の人家等への被害が避けられるよう、周囲の土地利用、地形等を勘案して接続位置、接続方法等を考える必要がある。

また、洪水吐きから流下した流水はダムのせき上げによる過大なエネルギーを保有しているため、これを下流水路の流れと同等なエネルギーにまで調整して放流することが必要になる。このため、導流水路と下流水路の間には減勢工を設けなければならない。

減勢工には種々の形式があるが、その基本形式は、跳水現象を利用した跳水式減勢工である（図2）。

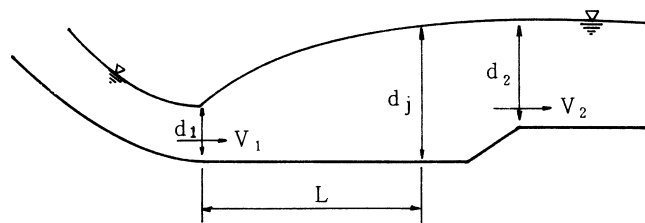


図2 減勢工

跳水式減勢工の設計では、水叩き面標高を仮定し、水叩き始端の流速V₁（m/sec）、水深d₁（m）を用いて跳水水深dj（m）を求める。

$$dj = \frac{d_1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1) \dots\dots\dots(3)$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gd_1}} \dots\dots\dots(4)$$

ここに、水叩きの始端の流速および水深は導流水路の水面形の計算結果を用いるのがよいが、減勢工の設計計算では損失水頭を無視した次式により求めてもよい。

$$V_1 = \sqrt{2g(H+W)} \dots\dots\dots(5)$$

$$d_1 = \frac{Q}{BV_1} \dots\dots\dots(6)$$

ここに、Hは越流水頭（設計水頭）（m）、Wは堤頂と水叩きとの標高差（m）、Bは水叩き幅（m）、Qは洪水吐き設計流量（m³/sec）である。

(3)式より求めた必要跳水水深 d_j を自然下流水深 d_2 と比較し、下流水深が不足する場合（ $d_j > d_2$ ）には、水叩き面を低下させて跳水に必要な下流水深が自然状態で確保できるようにする。高ダムでは、このような場合水叩き面を低下させず、副ダムを構築して下流水位を高める方法が一般に利用されるが、都市化した環境では、このような方法は好ましくなく、水叩き面を低下させることを原則とする。なお、このような跳水式減勢工の水叩き長としては、 $L = 5d_j$ 程度を確保する必要がある。

なお、 $d_j > d_2$ の条件が満足される場合には、跳水による減勢機能を安定させるための施設として、シュートブロック、バップルピアあるいはエンドシルなどがある。

一方、下流水深が高すぎる場合（ $d_j < d_2$ ）には、跳水は潜り跳水となり、水叩き面上には高流速成分が減勢されることなく下流まで残存するため好ましくなく、高ダムでは、ローラーバケット式減勢工が採用されるが、本基準の対象となるエネルギー規模はたかだか15m程度であるので、水叩き下流の水路との取付部に十分な保護をすれば、水平水叩きでも実施可能である。

しかし、いずれの場合も、水叩き下流には十分な床固めを施し、局所洗掘の発生に対処できる構造とする必要がある。

- (5) 洪水吐きはコンクリート構造物とし、不等沈下や浸透流の発生による破壊を防止するため、良質な地山地盤上に設けなければならない。

施工においては、在来地盤の不良な地層を取り除くとともに、必要に応じて基礎処理を行なうものとする。地盤表面は出来るだけ乱さないよういねいに仕上げ、また主要な部分については、割栗石基礎工等を行なって、かえって透水層を作ることのないように、地盤に直接コンクリートを打設するものとする。

12 放流施設

第26条 放流施設は、放流管設計流量を安全に処理できるものとし、次の各号の条件を満たす構造とする。

- (1) 流入部は、土砂が直接流入しない配置、構造とし、流木、塵芥等によって閉塞しないように考慮しなければならない。
- (2) 放流施設には、ゲート、バルブなどの、水位、流量を人為的に調節する装置を設けてはならない。
- (3) 放流管は、放流管設計流量に対して、のみ口部を除き、自由水面を有する流れとなる構造とする。
- (4) 放流管は、地山地盤内に切り込んで設置することを原則とし、外圧や不等沈下に対して十分に耐え、管内からの漏水および管外の浸透流の発生を防止できる構造とし、施工上においても十分の処理をしなければならない。

解 説

- (1) 放流施設は、貯水池に常時流入する流水がある場合はこれを排水し、出水時には、流入量を調節して放流するための設備である。放流管は通常1本設けられるが、下流水路の取付け等の理由から、2本以上設置する必要があるときは、平面的に少なくとも10m以上離すものとする。

また、放流管はできるだけ直線とし、管長を短くする工夫が必要である。弯曲させる必要が生じた場合でも角度はできるだけ小さくし、屈折は避けなければならない。

- (2) 放流施設は、土砂や塵芥等が流入することによって放流能力の低下、管路の閉そく、あるいは損傷の生じないような構造とする必要がある。この対策として、通常放流管上流端に排水塔を設け、その流入口標高を設計堆砂面以上に設置し、流入口周辺にはちりよけスクリーンを設置する。また、排水塔の設計では、流入口標高以下の貯水量を排水するため、塔下部の一部をフィルター構造にしておく必要がある。ちりよけスクリーンは、スクリーンを通過する流速ができるだけ小さくなるような配置、構造とする必要があり、一般には 0.6m/sec 以下にすることが好ましい。

- (3) 放流管流入部は計画堆砂面以上にあり、洪水流入時には貯水位の低い時点から十分な放流機能を持ち、設計洪水流入時の最高水位において放流管に設計流量以上の流量が流入しない構造とする必要がある。

そのため、一般に図3に示すような流入部構造が利用される。

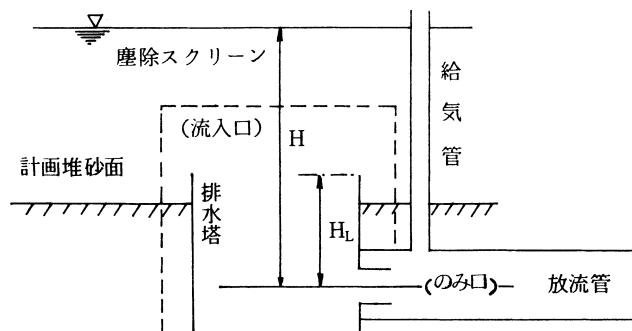


図3 放流施設流入部構造

のみ口断面積 A_0 (m^2) は，放流管設計流量 Q (m^3 / sec) に対して次式で計算される。

$$A_0 = \frac{Q}{C \sqrt{2gH_0}} \dots\dots\dots(7)$$

ここで， C は流量係数であり，ベルマウス付のみ口では $C = 0.85 \sim 0.95$ ，ベルマウスの付かないのみ口では $C = 0.60 \sim 0.80$ の値をとる。また， H_0 は放流管のみ口中心を基準面とする設計水頭であり，ちりよけスクリーンを通過する流速を $0.6m / sec$ 以下にとどめ，排水塔内の流速も，これよりあまり大きくならないように設計するものとすれば，設計水頭 H_0 (m) としては，これらの損失水頭を無視して，設計洪水（ここでは計画対象洪水）流入時の最高水位とのみ口中心標高との標高差（ H ）を用いることができる。

なお，放流設備の放流能力曲線（水位～流量関係）は，任意の水頭 H (m) （ただし， $H > H_L$ ，図3参照）に対して損失水頭の無視できる場合は次式で与えられる。

$$Q = C \cdot A_0 \sqrt{2gH} \quad (H > H_L) \dots\dots\dots(8)$$

- (4) 放流管路は，放流管設計流量，（計画対象洪水流入時の計画最大放流量）に対して十分な余裕をもった無圧式管路として設計する。放流管には無圧式と圧力式との2種があるが，圧力式では設計・施工および保守管理上の条件が厳しく，入念な配慮が必要であるので，ここでは問題の少ない無圧式管路として設計することとした。このため放流管のみ口は設計洪水流入時の最高水位において設計流量以上の流量が管路内に流入しない構造とし，管路部の流水断面積は，最大値が管路断面積の $3/4$ 以下となるように設計する。なお，上記流量条件において，放流管出口が下流水位以下にならないよう出口敷高を設定しなければならない。

無圧式放流管の通水能力は，次式で求められる。

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots(9)$$

ここに， Q は流量 (m^3 / sec) ， n はマンニングの粗度係数でコンクリート管路では経年変化も考慮し，設計では $n = 0.015$ 程度を用いるものとする。

また， A は流水断面積 (m^2) ， R は径深 (A / P : P は潤辺 (m)) (m) ， I は水路勾配である。

(9)式を円形断面に適用した場合，流水断面積を管路断面積の $3/4$ として変形すれば，次式が得られる

$$Q = \frac{0.262}{n} \cdot D^{8/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots(10)$$

ここで， D は管径 (m) であり，この場合の水深 d は， $d = 0.702D$ である。矩形断面水路では，管路幅を B (m) ，水深を h (m) として，

$$Q = \frac{Bh}{n} \cdot \left(\frac{Bh}{B+2h} \right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots(11)$$

となる。この時には，管路断面高は $H = 4h / 3$ で与えられる。

なお，管径あるいは，管断面高は完成後の維持管理を考え，最小 $1,000mm$ とする。

また，放流管のみ口は，設計流量以上の流量が管路内に流入しないように(7)式で与えられる断面積で設計されるから，放流管上流端付近には，のみ口より噴出される高速なジェットが存在することになる。

このように高速なジェットは，管内空間の空気を吸引し管外に排出させるため，管内空間の気圧低下が発生し，そのまま放置すれば流入量の増加と，それともなう管路の閉そく等の悪影響を及ぼす。このため放流管のみ口直下流には，管内の気圧を安定させるに十分な空気量を供給できる給気管を設けな

ればならない。給気管の必要断面積は、流量、高速ジェットの流れあるいは給気管の線形などの影響を受けるため、大規模施設では入念な検討が必要であるが、本基準の対象とする放流管は最大水頭15m程度、最大流量 $5 \text{ m}^3 / \text{sec}$ であることを考慮し、給気管の標準寸法は管径100mmとする。

- (5) 放流管出口で高流速が生じる場合には、集中した高エネルギーの流水を減勢し、下流水路に放流するために、減勢工を設けなければならない。減勢工の形式としては衝撃型減勢工の利用が考えられる。なお洪水吐きの減勢工を併用してもよい。
- (6) 放流管は、良質な在来地盤を切りこんで設置し、埋め戻しは慎重かつ十分な締固めのもとに行わなければならない。

もし、在来地盤がぜい弱な地質の場合には、置替等の処理を行なって設置しなければならない。このような施工を行なうことは、放流管に作用する外圧を均一にし、かつ軽減するとともに、管路に沿う浸透流の発生を防止するうえに重要である。

放流管は、鉄筋コンクリート造りとし、ヒューム管、高外圧管等のプレキャスト管を用いる場合でも、全管長にわたって、鉄筋コンクリートで巻くものとする。また、放流管は不等沈下等による破損を防止するため、10m間隔程度ごとに継手を設けなければならない。継手構造は可撓性の止水板を用いて水密性を保つものとし、その周辺は鉄筋コンクリートカラーで囲み、カラー本体との間および本体の突合せ部には、伸縮性のある目地材を充填して、漏水を生じないように処理しなければならない。

さらに、放流管の両端部には遮水壁をとりつけるものとし、管中間には管長10～15mの間隔で、管の全周にわたる遮水壁（うなぎ止めと称される）を設けて、放流管の外壁に沿う浸透流の発生を防止する。この遮水壁は放流管の本体と一体構造のものとする。

継手、遮水壁等の設計例を図4に示す。

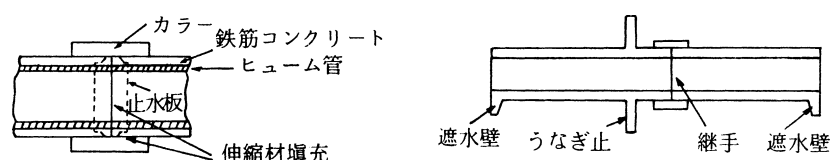


図4 継手・遮水壁の設計例