

5 . 貯留浸透施設の水文設計

5 - 1 概要

流出抑制施設計画のための水文設計として、貯留浸透施設や調整池の設置計画の状況に応じた適切な流出モデルを設定し、流出抑制効果について評価する必要がある。

本章では、計画降雨波形及び洪水流量の算定法を示すとともに、浸透施設やオンサイト貯留施設個々の流出抑制効果の評価手法と調整池の洪水調節容量設定のための貯留追跡計算法について解説する。

開発地区内に貯留浸透施設が設置された場合の降雨による集水区域からの流入、貯留、浸透、流出の水文要素の概念を示すと図 5 - 1 のようになる。

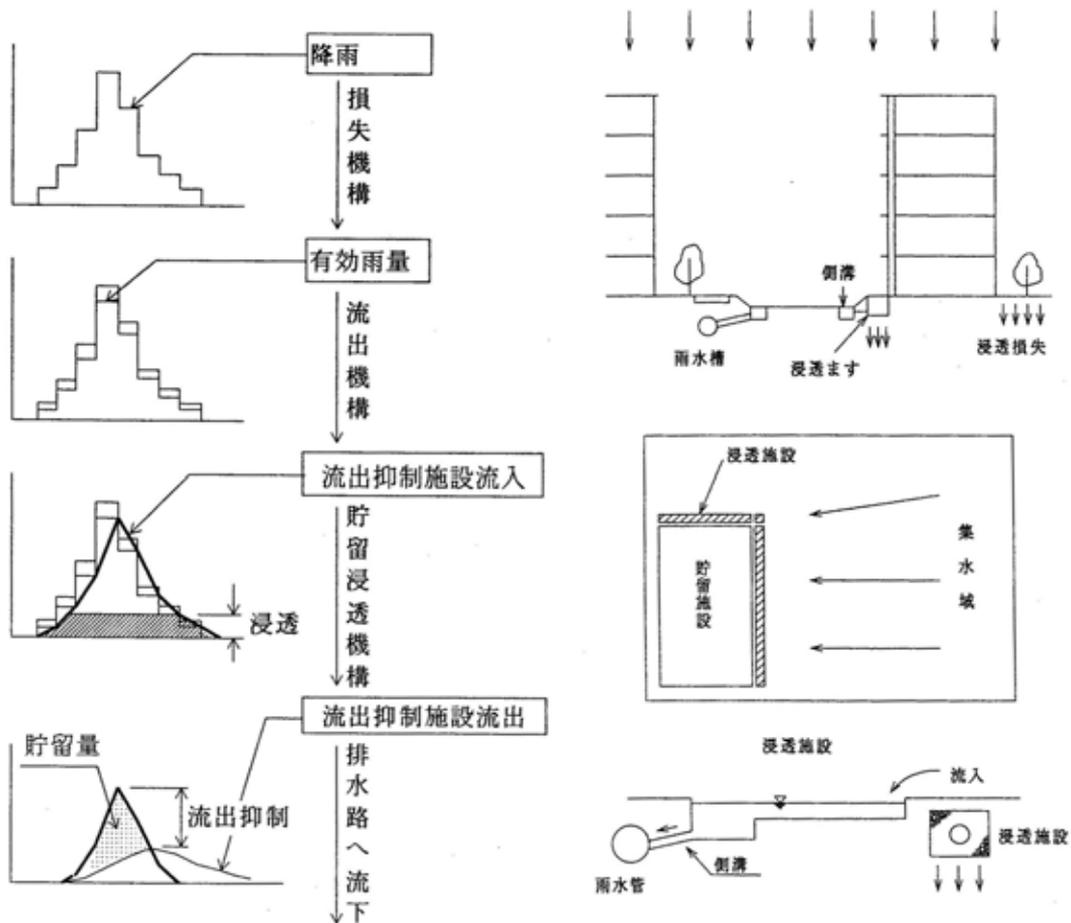


図 5 - 1 貯留浸透施設の水文モデルの概念
(出典：「増補流域貯留施設等技術指針(案)」)

水文設計における流出モデルについては、図 5 - 1 に示すようなオンサイト貯留施設及び浸透施設への集水面積となる貯留浸透処理流域からの流出モデルの他、直接流出域、開発地区外流域について、それぞれ有効降雨モデル（有効雨量の算定法）、流域斜面モデル

(集水区域からの流出量の算定法)及び浸透施設の機能を考慮した流出モデル、貯留施設による洪水調節モデルを定めなければならない。

図5-2は、以上の各流域からの流出と流出抑制施設の効果の評価に際して用いられる水文モデルの概念を示したものである。

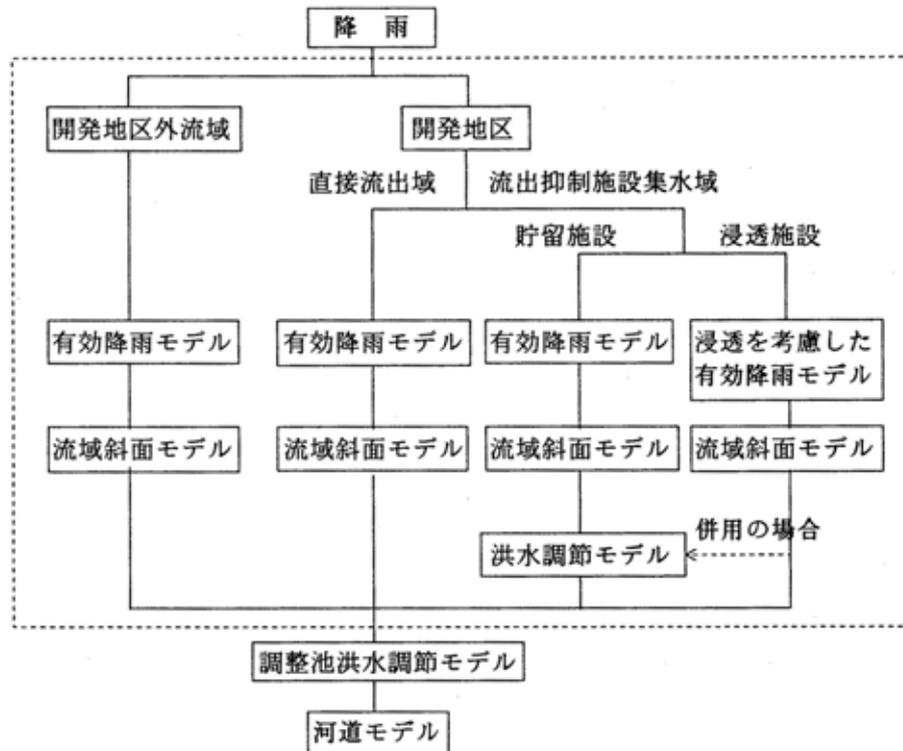


図5-2 水文流出モデル

5-2 流出ハイドログラフの算定

5-2-1 ピーク流量の算定方法

洪水のピーク流量は、合理式により算定することを原則とする。

合理式は(5-1)式で示される。

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A \text{-----(5-1)}$$

ここに、 Q_p : 洪水のピーク流量 (m^3 / sec)

f : 流出係数

r : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm / hr)

A : 流域面積 (ha)

(5-1)式における平均降雨強度(r)は確率降雨強度曲線より求める。

5 - 2 - 2 洪水到達時間

合理式に用いる洪水到達時間は、等流流速法により算出することを原則とする。

但し、集水面積が小さいオンサイト貯留施設の洪水到達時間は10分未満になるものがあるが、計画上大きな誤差がないため10分を最小値とする。

合理式を用いる場合は、洪水到達時間の決定が重要な要素となる。集水面積が30haを越える場合等、特に大きな開発の場合は等流流速法により設定するものとするが、土研式又は角屋式(防災調節池等技術基準(案)解説と設計実例参照)により確認しておくことが望ましい。

等流流速法は、洪水到達時間を洪水時の雨水が流域から水路や河川へ流入する時間(流入時間 t_1)と、流量計算地点まで水路や河川を流れる時間(流下時間 t_2)との和であるとする方法($t_c = t_1 + t_2$)である。

流入時間 t_1 については、自然流域に対しては、流域斜面長の長短の応じて30分以内の適切な時間をとる。都市流域に対しては、一般に下水道計画において使用される5~10分程度とする。

流下時間については、(5-2)式による。

$$t_2 = \frac{1}{60} \cdot L / V \quad \text{----- (5-2)}$$

ここに、 t_2 : 河道流下時間(分)、 L : 川道延長(m)、 V : 管路においてはManning式により求めた満管流速(m/sec)、開水路においては計画流量程度の流量に対し、Manning式より求めた流速(m/sec)である。

ただし、流速の算定に用いる水路等の断面形状が設定できない場合は、下記のKravén式による流速を用いてもよい。

流路勾配	I	1/100以上	1/100 ~ 1/200	1/200以下
洪水流出速度	V	3.5m/sec	3.0 m/sec	2.1m/sec

5 - 2 - 3 流出率

流出率は、開発前後の流域、植生、土地利用、地形等を勘案して適切な値を設定する。

合理式の有効降雨モデルは一般に、表5-1に示す流出係数が用いられる。これらの値は、ピク流量に対する値であり、調整池等の貯留型施設の計画に当たっては総雨量にする総流出率を用いることが適当と考えられる。

表 5 - 1 流出係数の標準値（河川砂防技術基準(案)）

土地利用	流出係数
密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑・原野	0.6
水田	0.7
山地	0.7

よって「手引書」では、表 5 - 2 に示すように、不浸透域の流出率は、1.0、浸透域の流出率は0.6とし、開発地区の流出率は、不浸透域と浸透域の面積の荷重平均として設定するものとした。また、合成した流出率の上限は0.9とすることができるものとしている。

上限を0.9としたのは、表 5 - 1 に示すように密集市街地においても0.9を標準値としていることから緩和規定として設定したものである。

表 5 - 2 流出率

区分	流出率	備 考
不浸透域	1.0	屋根、道路、舗装面、その他の不浸透域、水面
浸透域	0.6	間地、裸地、芝・樹木の多い公園、山林等

表 5 - 2 の流出率は、都市基盤整備公団による千葉県内の開発地区に設置した都川防災調節池、法目川防災調節池等の流域における水文観測の結果より設定した表 5 - 3 に示す一次流出率 f_1 、飽和雨量 R_{sa} 、飽和流出率 f_{sa} による有効降雨モデルより設定したものである。

この有効降雨モデルは、合理式連続モデルへの適用も可能であることが確認されているので調整池の計画には同表の値を用いることもできるものとした。

表 5 - 3 流出率算定の定数

流域特性	台 地		丘 陵 地		定数設定式
	不浸透域	浸透域	不浸透域	浸透域	
一次流出率 f_1	$0.7 \cdot I_{mp}$	0	$0.8 \cdot I_{mp}$	0	$f_1 = f_c \cdot I_{mp}$
飽和雨量 R_{sa}	50 (mm)		40 (mm)		
飽和流出率 f_{sa}	1.0	0.6	1.0	0.6	$f_{sa} = I_{mp} + (1 - I_{mp}) \cdot f_{sac}$

注) I_{mp} : 不浸透面積率、 f_c : 飽和以前の不浸透域の一次流出率、
 f_{sac} : 浸透域の飽和流出率

5 - 2 - 4 流出ハイドログラフ

計画降雨による流出ハイドログラフ（時間～流入量曲線）の計算は、合理式連続モデルによるものとする。

計画降雨による調整池等の流出抑制施設への流入ハイドログラフは、図5-3に示す合理式連続モデルにより算定するものとする。

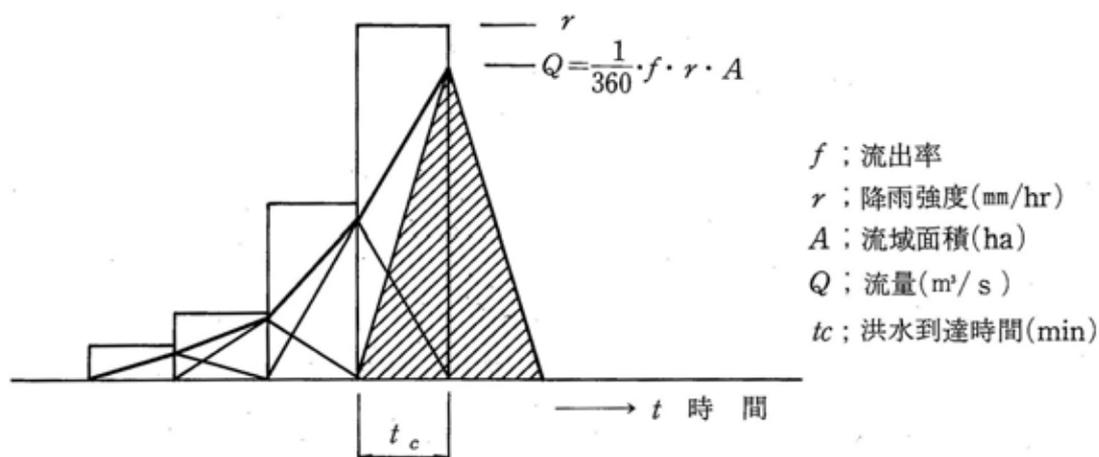


図5-3 流出ハイドログラフの計算法

この方法は、単位図と合理式を組み合わせるものであり、加えてピク流量時の流出係数と流出率が等しいとの仮定に基づくものである。この点で多少の誤差はあるが、一応安全側と判断して採用することとした。

5 - 3 浸透施設の水文設計

浸透施設による流出抑制効果は、浸透処理区域からの計画降雨による流出量から浸透処理区域内に散在する浸透施設の設計浸透量を差し引くことによって評価する。この場合に使用する流出モデルは以下のいずれかとする。

- (1) 有効降雨モデル
- (2) 一定流量差し引きモデル
- (3) 貯留浸透モデル（砕石空隙貯留浸透施設等に適用する）

浸透施設による流出抑制効果は、開発地区を直接流出域と浸透処理区域に区分し、浸透処理区域からの流出量から浸透量を差し引くことによって算定される。

浸透処理区域の流出モデルは、分散配置されている浸透施設を個々に評価するモデルでは、計算が煩雑となるので、排水系等に配慮してその集水面積毎に浸透施設を統合して評価するものとする。

統合されたモデル施設による流出モデルは、有効降雨モデル、一定流量差し引きモデル及び貯留浸透モデルのうちいずれかを用いるものとする。

(1) 有効降雨モデル

有効降雨モデルは、計画降雨に流出率を乗じて求めた有効降雨から浸透施設による浸透強度を差し引いたものを流出量とするモデルである(図5-4、(5-3)式参照)。

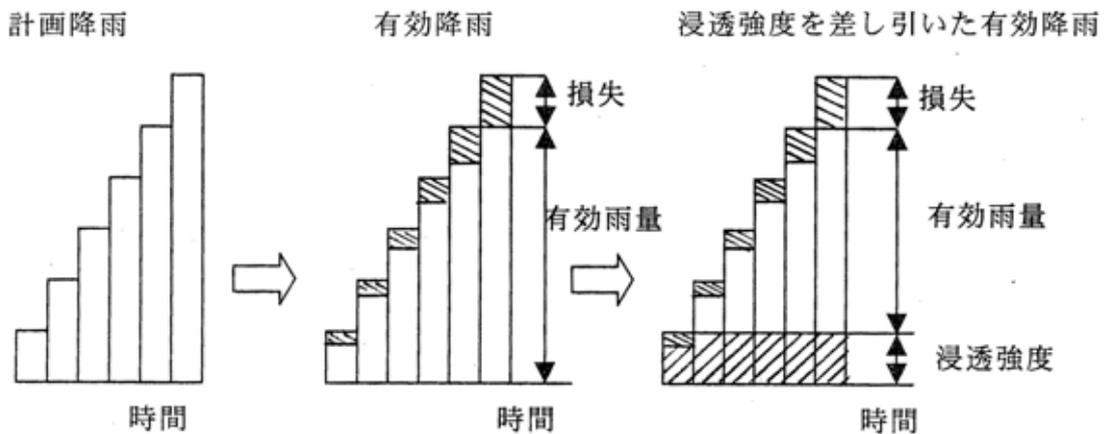


図5-4 有効雨量モデルの概念

$$\left. \begin{aligned} Re'(t) &= Re(t) - Fc \\ Qo(t) &= Re'(t) \cdot A / 360 \end{aligned} \right\} \quad (5-3)$$

ここに、A：浸透処理面積(ha)

Re：有効降雨量(mm/hr)（計画降雨に流出率を乗じた値）

Re'：有効降雨から浸透量強度Fcを差し引いた値

(2) 一定流量差し引きモデル

このモデルは、設計浸透量 Q (m^3/h) を浸透流量 Q (m^3/s) に換算し、浸透施設への流入量から浸透流量を差し引いた値を浸透施設からの流出量、 Q_o (m^3/s) とするものである。

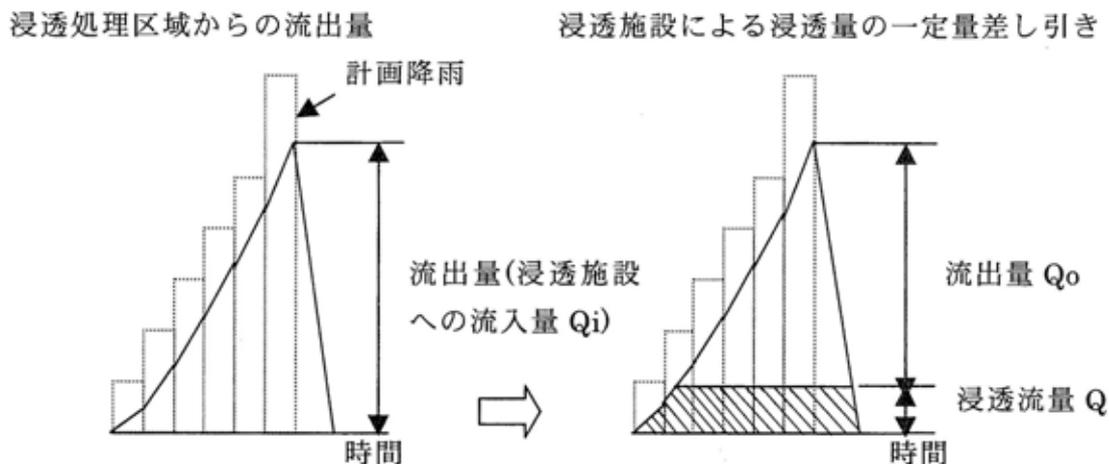


図 5 - 5 一定流量差し引きモデルの概念

浸透流量は設計浸透量 Q (m^3/hr) の $1/3600$ 倍に等しい。各時刻 t の浸透施設通過後の流出量 Q_o は以下の式で計算される。

$$\left. \begin{array}{l} Q_i(t) \leq Q \quad Q_o(t) = 0 \\ Q_i(t) > Q \quad Q_o(t) = Q_i(t) - Q \end{array} \right\} \text{-----} \quad (5 - 4)$$

ここに Q_i : 浸透施設への流入 (m^3/s)、 Q_o : 浸透施設からの流出量 (m^3/s)

(3) 貯留浸透モデル

浸透ますや浸透トレンチの空隙への貯留あるいは砕石空隙貯留施設の空隙貯留と浸透量の効果を評価する場合は、貯留浸透モデルを用いるものとする。図 5 - 6 は、貯留浸透モデルの概念を示すものである。

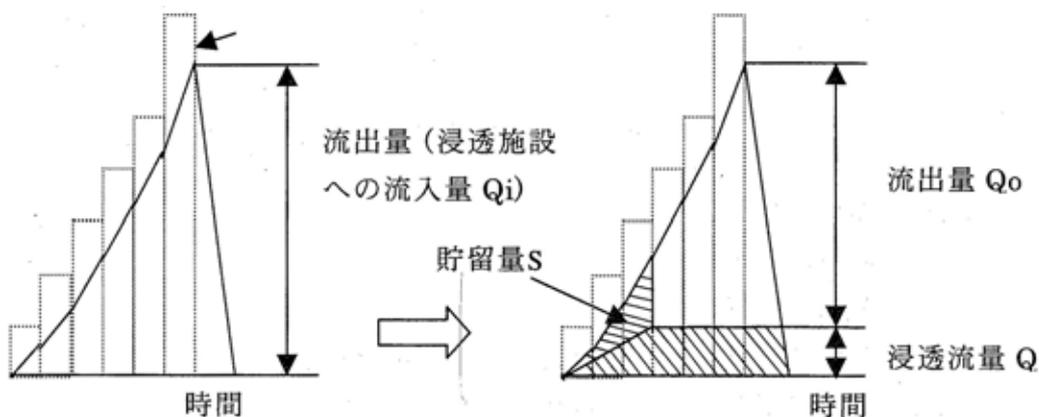


図 5 - 6 貯留浸透モデルの概念

空隙貯留量の計算は、空隙が満杯になるまで連続式である（5 - 5）式により以下のように行う。なお空隙満杯後は、（5 - 4）式を適用する。

$$\left. \begin{array}{l} dS / dt = Q_i - Q_o(t) - Q \\ Q = f(H) \end{array} \right\} \text{----- (5 - 5)}$$

ここに、S：空隙貯留量(m³) (= f(H))

H：浸透施設内の湛水位(m)

Q：湛水位 H の関数として与えられる浸透量(m³/s)

但し、空隙満杯時に設計浸透量となる。

5 - 4 オンサイト貯留施設の水文設計

オンサイト貯留施設の水文設計の考え方については、「手引書」第 11 条の解説に示したとおりである。また、個々の貯留施設の水文設計については、調整池の厳密計算法と同様の方法で行う。浸透施設を経由してオンサイト貯留施設に流入する場合の評価方法については、5 - 5 節で解説する。

5 - 5 貯留浸透施設による流出抑制効果と調整池の洪水調節容量

浸透施設、オンサイト及びオフサイト貯留施設の各種タイプの流出抑制施設が設置されることによる流出抑制効果の評価は、前節までの方法により行われるが、開発地区全体の流出抑制効果の評価は、次の各号に示す手順により行う。

(1) 流域の区分

開発区域を浸透施設及びオンサイト貯留施設により集水される貯留・浸透処理区域と直接流出区域に分割する。

(2) 貯留浸透処理区域からの流出ハイドログラフの計算

年超過確率1/50の計画降雨を用いて5 - 4節により、貯留・浸透施設からの流出ハイドログラフを算出する。

(3) 無処理区域からの流出ハイドログラフの計算

無処理区域からの計画降雨による流出ハイドログラフを計算する。

(4) 流出抑制効果の評価

(2)による貯留・浸透処理区域及び(3)による無処理区域からの流出ハイドログラフを合成し、その最大流量が、許容放流量の値以下であれば、調整池は不要となる。

(5) 調整池の洪水調節容量の計算

調整池が必要とされる場合は、(4)による合成ハイドログラフを調整池への流入ハイドログラフとして厳密計算法による貯留追跡計算を行い、必要洪水調節容量及び放流施設の形状寸法を算定する。

(1)貯留浸透施設による流出抑制効果の評価モデル

浸透施設、オンサイト貯留施設及び調整池を組み合わせた場合の流出抑制評価モデルの概念は、図5 - 7に示すとおりである。

図5 - 7に示す評価モデルの計算手順は、図5 - 8に示すとおりである。

前提条件の整理

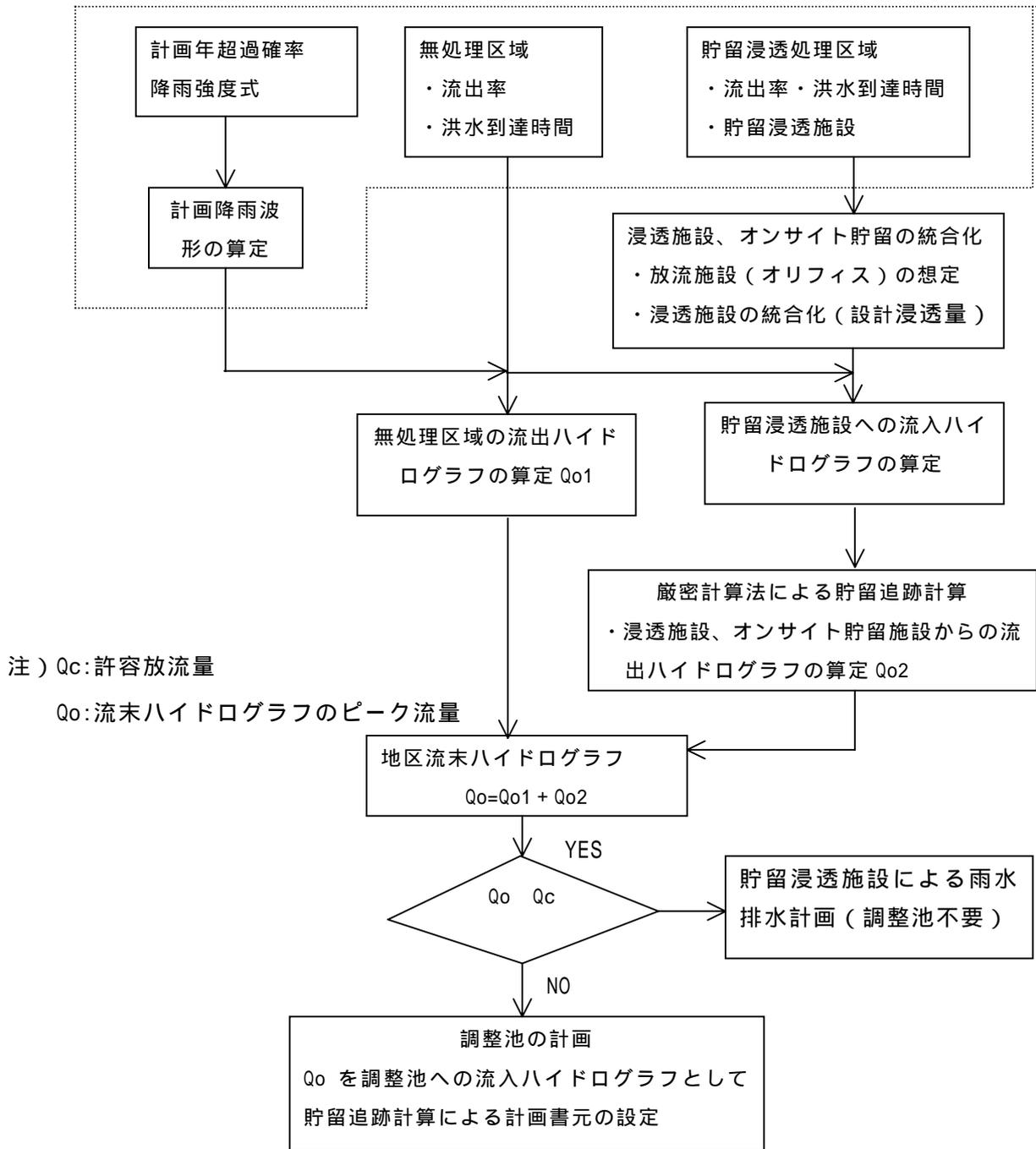


図 5 - 8 貯留・浸透施設による流出抑制効果の評価の計算と対策の手順

(3)調整池の洪水調節容量の算定（貯留追跡計算）

調整池への流入量を下流許容放流量に調節するための調節容量の算定は、貯留追跡計算によって行うものとする。

貯留追跡計算を行うためには以下の条件をあらかじめ設定することが必要である。

調整池への計画降雨による流入量（無処理区域と貯留浸透処理区域からの流出ハイドログラフを合成したもの）

調整池の貯留水深と貯留容量の関係を示す水位容量曲線図

オリフィスの形状寸法（最大湛水時に許容放流量となる規模）と敷高の仮定。

貯留追跡計算は、流入量とオリフィスからの放流量の差が調整池に水平に湛水するものとして、時々刻々の流入量と放流量及び調整池の水位を計算するもので、その基本式は(5 - 6) の連続式である。

実際の計算は、この基本式の中央差分式をとった(5 - 7) 式を用いて行ない、放流量の最大値が許容放流量を満足するまで、オリフィスの口径を仮定しなおして計算を繰り返す、許容放流量を満足した場合の最大貯留量が必要調節容量となる。また、このときの最大水位が計画高水位で、オリフィスが設計に用いる形状寸法となる。

$$F \cdot \frac{dH}{dt} = Q_i - Q_o \quad \text{-----} \quad (5 - 6)$$

数値計算は(5 - 6) 式の中央差分式(5 - 7) 式によって行われる。

$$H(t + \Delta t) = H(t) + \frac{Q_i(t + \Delta t/2) - Q_o(t + \Delta t/2)}{F(t + \Delta t/2)} \quad (5 - 7)$$

ここに、H：貯留施設の水位（m）、F：貯留施設の貯水面積（m²）、Q_i：流入量（m³/sec）、Q_o：放流量量（m³/sec）、Δt：計算間隔（sec）、t：計算時刻である。

(5 - 7) 式中の流出量Q_oは放流孔（オリフィス）及び洪水吐きからの流出量であり図5 - 9のような状態を考えたものである。同図においてQ_o（オリフィス流出量）は以下のように貯留施設の水位Hの関数として与えられる。

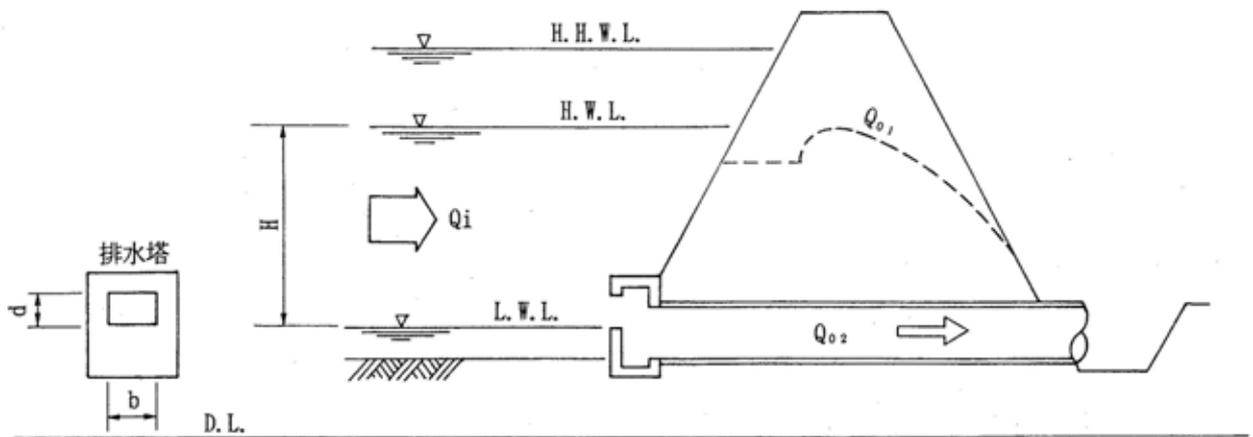


図5 - 9 貯留施設の断面模式図

$$\left. \begin{array}{l}
 \cdot H \geq 1.2d \quad Q_0 = C_1 \cdot b \cdot H^{1.5} \\
 \quad \text{ただし、} C_1 : \text{堰の流出係数 (=1.80)} \\
 \cdot 1.2d < H < 1.8d \text{ のとき} \\
 \quad \text{この間については、} H = 1.2d \text{ での } Q_0 \\
 \quad \text{と } H = 1.8d \text{ での } Q_0 \text{ を用いて直線近似とする。} \\
 \cdot 1.8d \leq H \text{ のとき } Q_0 = C_2 \cdot d \cdot b \cdot \sqrt{2g(H-d/2)}
 \end{array} \right\} (5-8)$$

ここに、 C_2 : オリフィスの流量係数は0.60~0.80、ベルマウス付きのオリフィスの流量係数は0.85~0.95とする。

以上による貯留追跡計算の結果、放流量の最大値が許容放流量を満足しない場合は、オリフィスの形状寸法を仮定しなおして計算を繰り返すことになる。

(5) 早見表による洪水調節容量の計算例

「手引書」の巻末資料 2 に調整池単独の場合と浸透施設を併用した場合の必要洪水調節容量を以上の厳密計算法により計算した結果を早見表として示している。

開発地区の条件が早見表の適用範囲にある場合には、この早見表を用いて必要洪水調節容量を設定できる。この早見表を用いて調整池等の洪水調節容量を設定する場合の計算例を以下に示す。

計算例 - 1 調整池単独の場合の洪水調節容量

a) 開発地区の条件

開発面積 $A = 3 \text{ ha}$ 、

土地利用計画による屋根、道路等の不浸透面積率 $I_{mp}=65\%$

流出率 $f = 1 \times 0.65 + 0.6 \times (1 - 0.65) = 0.86$

許容放流比流量 $q = 0.027 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha}$

当該開発地区の位置する県内分割地区：千葉地区

b) 洪水調節容量の計算

資料 - 2 (5) 洪水調節容量早見表 < 千葉地区 > から設計浸透強度 0.0 mm/h 、浸透処理面積率 0.0% の欄による洪水調節容量 (表 1 参照) を用い、流出率 $f = 0.86$ と許容放流比流量 $q = 0.027 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha}$ に対応する洪水調節容量を以下のように2段階の内挿計算により算定する。

表 - 1 早見表による洪水調節容量 (単位 m³/ha)

設計浸透強度 I _r mm/h	浸透処理面積率 %	放流比流量 q	0.025	0.027	0.030
		流出率 f			
0	0	0.85	1251		1153
		0.86	(1272)	(1233)	(1173)
		0.90	1357		1254

注) ゴジック文字: 早見表による値

(): 内挿による算定値、 : 数値は内挿に用いた計算式の番号

放流比流量 q = 0.025 と q = 0.030 における早見表による洪水調節容量を用い、流出率 f = 0.86 の洪水調節容量を流出率 f の関数として下記の式を用い内挿計算により算定する。

$$V = a \cdot f + b$$

ここに V: 洪水調節容量、f: 流出率、a、b: 早見表の洪水調節容量 V から算定される定数である。

流出率 f = 0.86 に対応する洪水調節容量 V を求める。

放流比流量 q = 0.025 の場合

$$a = (1357 - 1251) / (0.90 - 0.85) = 2120$$

$$b = 1357 - 0.90 \times 2120 = -551$$

$$V = 2120 \times 0.86 - 551 = 1272$$

放流比流量 q = 0.03 の場合

$$a = (1254 - 1153) / (0.90 - 0.85) = 2020$$

$$b = 1254 - 0.90 \times 2020 = -564$$

$$V = 2020 \times 0.86 - 564 = 1173$$

以上の f = 0.86 に対応する洪水調節容量 V を用い q = 0.027 における洪水調節容量 V を放流比流量 q の関数として下記の式を用い内挿計算により算定する。

$$V = a \cdot q + b$$

ここに V: 洪水調節容量、f: 流出率、a、b: 上記式により算定した洪水調節容量 V から算定される定数である。

$$a = (1272 - 1173) / (0.025 - 0.03) = -19800$$

$$b = 1272 - 0.025 \times (-19800) = 1767$$

$$V = -19800 \times 0.027 + 1767 = 1233 \text{ m}^3/\text{ha}$$

以上より洪水調節容量は $V = 1233 \text{ m}^3/\text{ha} \times 3 \text{ ha} = 3699 \text{ } 3700 \text{ m}^3$ と設定される。

計算例 - 2 浸透施設を導入した場合の洪水調節容量

計算例 - 1 (1) の開発地区に浸透施設を導入した場合の洪水調節容量を求める。

a) 開発地区の条件

導入する浸透施設による浸透処理面積及び設計浸透強度は下記のとおりとする。

浸透処理面積率 = 65% (浸透施設への集水面積の開発面積に対する割合)

設計浸透強度 I_r = 8.0 mm/h

b) 洪水調節容量の計算

資料 - 2 (5) 洪水調節容量早見表 < 千葉地区 > から設計浸透強度 5.0 と 10.0 mm/h、浸透処理面積率 60.0 と 80.0% の欄による洪水調節容量 (表 - 2 参照) から流出率 f = 0.86、許容

放流比流量 $q=0.027\text{m}^3/\text{s}/\text{ha}$ 、浸透処理面積率 =65%、設計浸透強度 $l_r=8.0\text{mm}/\text{h}$ に対応する洪水調節容量を計算例 - 1 と同様の方法で求める。この場合は以下に示す 4 段階の内挿計算により算定することが必要となる。

表 - 2 早見表による洪水調節容量 (単位 m^3/ha)

設計浸透強度 l_r mm/h	浸透処理面積率 %	放流比流量 q	0.025	0.027	0.030	
		流出率 f				
5.0	60.0	0.85	958		904	
		0.86	(975)	(953)	(921)	
		0.90	1045		987	
	65.0	0.86		(937)		
		80.0	0.85	889		844
			0.86	(905)	(887)	(860)
	0.90		969		922	
	8.0	65.0	0.86		(840)	
	10.0	60.0	0.85	801		759
0.86			(816)	(799)	(773)	
0.90			876		830	
65.0		0.86		(776)		
		80.0	0.85	704		675
			0.86	(717)	(706)	(688)
0.90			770		740	

注) ゴジック文字 : 早見表による値、

() : 内挿による算定値、 : 数値は内挿に用いた計算式の番号

流出率 $f = 0.86$ に対応する洪水調節容量 V を浸透処理面積率 60 及び 80% における洪水調節容量 V を用い、流出率 f の関数として計算例 - 1 と同様 式により求める。

設計浸透強度 $l_r = 5.0\text{mm}/\text{h}$ 、浸透処理面積率 = 60% の計算例を以下に示す。

流出率 $f = 0.86$ に対応する洪水調節容量

放流比流量 $q = 0.025$ の場合

$$a=(1045-958)/(0.90-0.85)=1740$$

$$b=1045-0.90 \times 1740 = -521$$

$$V=1740 \times 0.86-521 = 975$$

放流比流量 $q = 0.030$ の場合

$$a= (987 - 904) / (0.90-0.85)=1660$$

$$b=987-0.90 \times 1660 = -507$$

$$V=1660 \times 0.86-507=921$$

放流比流量 $q = 0.027$ に対応する洪水調節容量 V を流出率 $f = 0.86$ に対応する洪水調節容量 V を用い q の関数として計算例 - 1 と同様 式によりを求める。

$$a=(975-921)/(0.025-0.03)=-10960$$

$$b=975-0.025 \times (-10960)=1249$$

$$V=-10960 \times 0.027 + 1249=953$$

以上の計算を浸透処理面積率 = 80% について同様に行う。

浸透処理面積率 = 65%、放流比流量 $q=0.027$ での洪水調節容量 V を浸透処理面積 60% と 80% に対応する洪水調節容量 V を用い浸透処理面積率 の関数として下記の 式を用い内挿計算により算定する。

$$V=a \cdot \quad + b \dots\dots\dots$$

$$a=(953-887)/(60.0-80.0)=-3.33$$

$$b=953-60.0 \times (-3.33)=1153$$

$$V=-3.33 \times 65.0 + 1153=937$$

以上 ~ までの計算を設計浸透強度 $I_r=10\text{mm/h}$ について同様に行う。

浸透強度 $I_r=8.0\text{mm/h}$ 、放流比流量 $q=0.027$ での洪水調節容量 V を設計浸透強度 5.0mm/h と 10.0mm/h に対応する浸透処理面積率 $=65\%$ での洪水調節容量 V を用い設計浸透強度 I_r の関数として下記の式を用い内挿計算により算定する。

$$V=a \cdot I_r + b \dots\dots\dots$$

$$a=(937-776)/(5.0-10.0)=-32.26$$

$$b=937-5 \times (-32.26)=1098$$

$$V=-32.36 \times 8.0 + 1098=840\text{m}^3/\text{ha}$$

以上より洪水調節容量は $V=840\text{m}^3/\text{ha} \times 3\text{ha} = 2520\text{m}^3$ と設定される。