

# 開発行為等における雨水流出抑制方式の取扱いと解説・計算例

平成16年 4月

福岡市下水道局

「はじめに」

現在、本市における宅地開発等の開発事業に伴い必要となる雨水の流出抑制対策については、国土交通省（旧建設省河川局）の要請により各協会にて策定された防災調節池技術基準（案）、流域貯留施設等技術指針（案）並びに、雨水浸透施設技術指針（案）等を活用して頂いています。

この中で、雨水の流出抑制施設の適用範囲、貯留容量算定方式等については、明確に分かりやすく解説されていますが、各種施設における貯留容量算定式の選定や、貯留容量算定に必要な計画降雨強度式や降雨確率年の設定値等については、各都市にて決定すべき事項となっています。

このため、各協会の技術基準（案）並びに技術指針（案）を遵守しつつ、本市の雨水流出抑制対策に必要な各種諸条件の選定やその取扱いと解説・計算例等を取りまとめることにより、本市の雨水対策と調整された同一基準による適正な計画・設計とともに、より効率的かつ円滑な開発事業の展開が図れると思慮し、この度、「開発行為等における雨水流出抑制方式の取扱いと解説・計算例」を策定したものです。

本書が、広く関係各位の実務上の参考図書として活用され、雨水流出抑制施設技術の一層の発展に寄与するとともに、本来大地が有していた保水や遊水機能として調整池、流域貯留施設、浸透施設、貯留浸透併用施設等の雨水流出抑制施設を設けることにより「浸水の防除」や「水環境の再生・向上」の一環に寄与することを切に願うものであります。

平成16年4月

福岡市下水道局長 木下 晴夫

## 目 次

第1章 総則	1
第1条 目的	1
第2条 適用範囲	2
第3条 用語の定義	6
第4条 流出抑制方式	16
第5条 計画規模	25
第2章 基礎調査	28
第6条 基礎資料調査	28
第7条 浸透能力調査	31
第8条 浸透施設の設置可能範囲	33
第3章 水文設計	37
第9条 一般事項	37
第10条 計画対象降雨	47
第11条 ピーク流量の算定方式	49
第12条 洪水到達時間	50
第13条 流出係数	54
第14条 流出ハイドログラフ	57
第15条 許容放流量	58
第16条 洪水調節容量の算定方法	61
第17条 設計堆積土砂量	69
第18条 浸透施設の単位設計浸透量の算定	70
第19条 設計浸透量の算定	73
第4章 水文設計手順	74
第20条 調節(整)池の調節容量算定手順	74
第21条 流域貯留施設の貯留容量算定手順	76
第22条 浸透施設規模の決定手順	78
第23条 併用施設の調節容量算定手順	80

第5章 構造設計	83
(1) 調節(整)池の構造基準	
第24条 ダムの形式	83
第25条 ダム設計の基本	86
第26条 堤体の基礎地盤	88
第27条 堤体の材料	91
第28条 堤体の形状	94
第29条 ドレーンの設計	96
第30条 のり面など	99
第31条 余盛	101
第32条 洪水吐き	102
第33条 非越流部天端高	104
第34条 洪水吐きの構成等	105
第35条 放流施設	109
(2) 流域貯留施設の構造基準	
第36条 構造形式	116
第37条 構造の安定	119
第38条 放流施設等	120
第39条 周囲小堤	124
第40条 余水吐きと天端高	126
第41条 貯留施設等の底面処理	128
第42条 地下貯留	129
第43条 地下空隙貯留	134
第44条 各戸貯留	136
第45条 安全対策および維持管理設備	138
(3) 浸透施設の構造基準	
第46条 浸透施設の構造要件	139
第47条 共通材料	141
第48条 浸透ます	142
第49条 道路浸透ます	148
第50条 浸透トレンチ	151
第51条 浸透側溝	155
第52条 透水性舗装	159
第53条 空隙貯留浸透施設	163

第6章 施工管理	164
(1) 調節（整）池の施工管理	
第54条 堤体の施工計画	164
第55条 準備工及び河流処理工	165
第56条 堤体基礎工	166
第57条 堤体盛土材料	167
第58条 堤体盛土の締固め基準	168
第59条 堤体盛土の施工方法	169
第60条 接合部の施工	172
第61条 ドレーンの施工	173
第62条 堤体の品質管理	174
(2) 流域貯留施設の施工管理	
第63条 流域貯留施設の施工管理	176
第64条 流域貯留施設の安全管理	177
(3) 浸透施設の施工管理	
第65条 浸透施設の施工管理	178
第66条 浸透施設の施工方法及び手順	179
第7章 維持管理	185
(1) 調節（整）池の維持管理	
第67条 調節（整）池の維持管理	185
(2) 流域貯留施設の維持管理	
第68条 流域貯留施設の維持管理	189
第69条 流域貯留施設の維持管理体制	190
(3) 浸透施設の維持管理	
第70条 浸透施設の維持管理	192
第71条 浸透施設の維持管理内容	193

〈開発行為等に伴う公共下水道に関する事務手続〉

〈計算例〉

# 第1章 総則

## 目的

(第1条)

本書は、宅地開発に伴い開発事業者によって設置される雨水流出抑制施設について、計画・設計・施工及び維持管理に係る技術的事項についての一般原則を示すものである。

## 解説

(1) 本書は、本市において、開発行為等に伴い設置される雨水流出抑制施設に関し、その計画・設計の考え方等についてとりまとめたものである。

参考とした主な文献は以下のとおりである。

- ・「防災調節池等技術基準（案）」（社団法人 日本河川協会）
- ・「流域貯留施設等技術指針（案）」（社団法人 日本河川協会）
- ・「雨水浸透施設技術指針（案）」（社団法人 雨水貯留浸透技術協会）

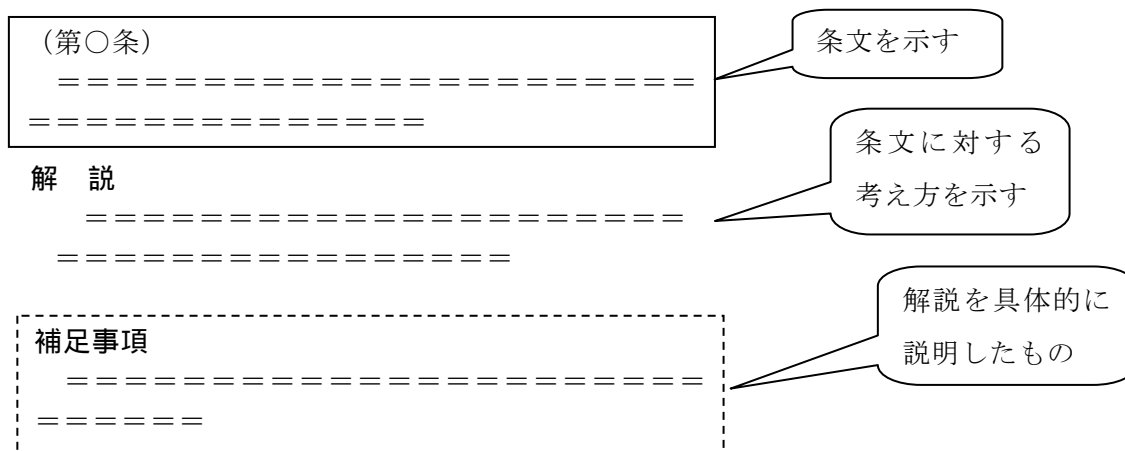
等

(2) 本書は、都市計画法第32条の「公共施設の管理の同意等」に基づき、開発行為等における具体的な雨水流出抑制施設の計画・設計に適用するものとする。

(3) 本書の文章の結びは、おおむね次のように統一している。

- ① 明確な理由がない限り犯してはならない規定・・・「～とする」、「～するものとする」、「～である」
- ② 多少の例外のあるもの・・・「～原則とする」
- ③ 幅があるもの・・・「～標準とする」
- ④ より適切なものであれば当該規定に優先するもの・・・「～することができる」、「～してもよい」
- ⑤ 参考程度のもの・・・「～望ましい」

(4) 本書は次のような構成で作成しており、その位置づけは以下のとおりとする。



## 適用範囲

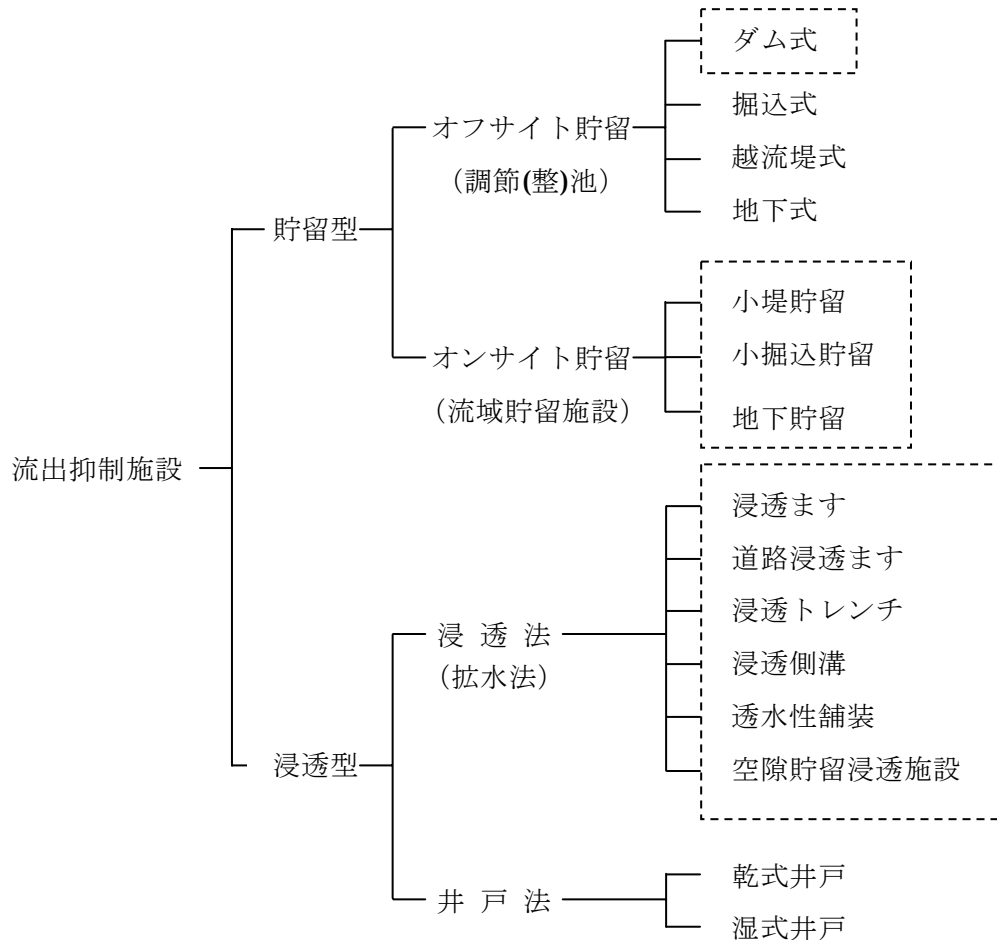
(第2条)

本書は、宅地開発に伴い開発事業者によって設置される雨水流出抑制施設の計画・設計・施工及び維持管理を行う場合に適用する。

## 解説

### (1) 流出抑制施設の分類

宅地開発に伴い設置される流出抑制施設は、貯留型と浸透型に大別される。



注)      ;本書で主に対象とする施設

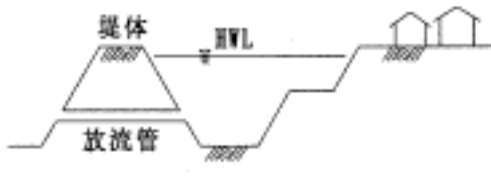
図1-1 流出抑制施設の構造形式による分類

(2) 一般的な構造形式

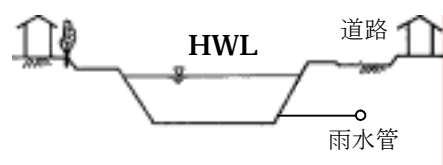
各流出抑制施設の一般的な構造形式を次図に示す。

① 調節(整)池

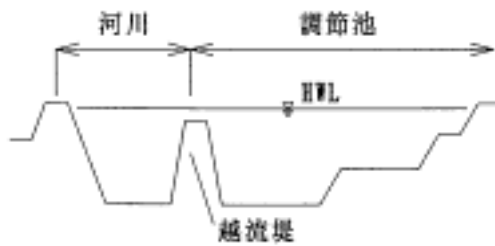
[ダム式]



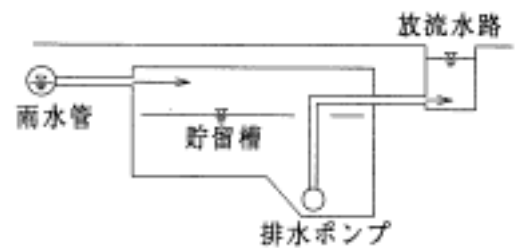
[掘込式]



[越流堤式]

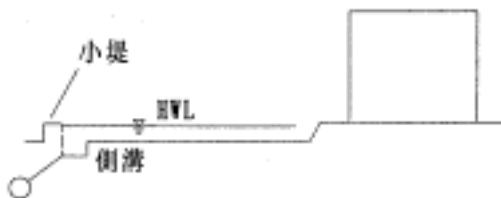


[地下式]

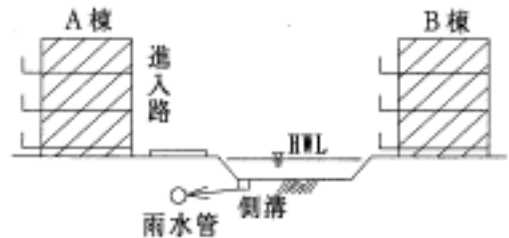


② 流域貯留施設

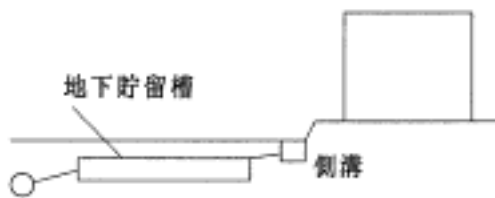
[小堤貯留]



[小掘込貯留]



[地下貯留]



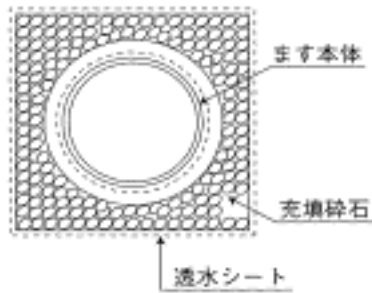
(出典；宅地開発に伴い設置される浸透施設等設置技術指針 (社)日本宅地開発協会)



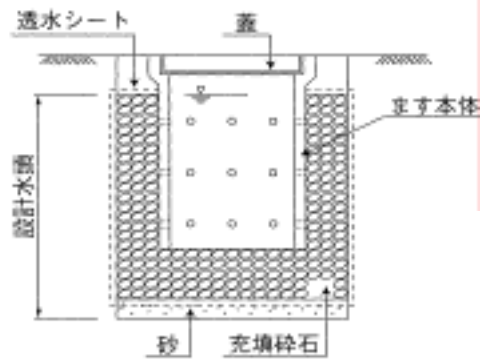
③ 浸透施設

[浸透ます]

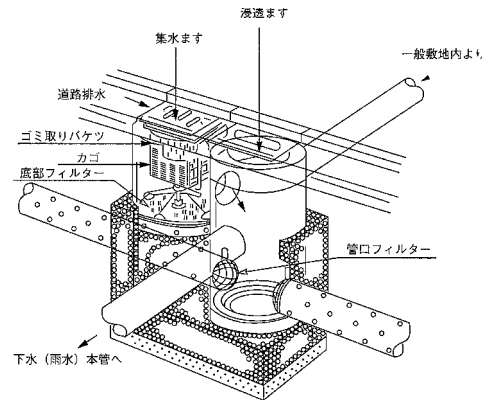
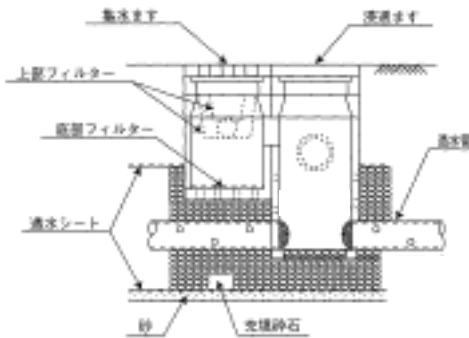
(平面図)



(断面図)

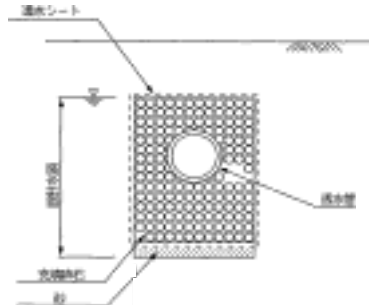


[道路浸透ます]

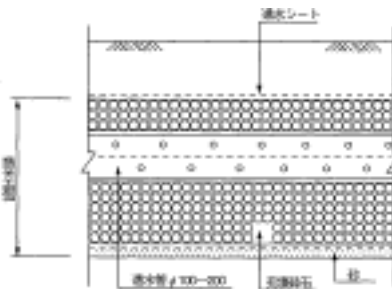


[浸透トレンチ]

(横断面図)

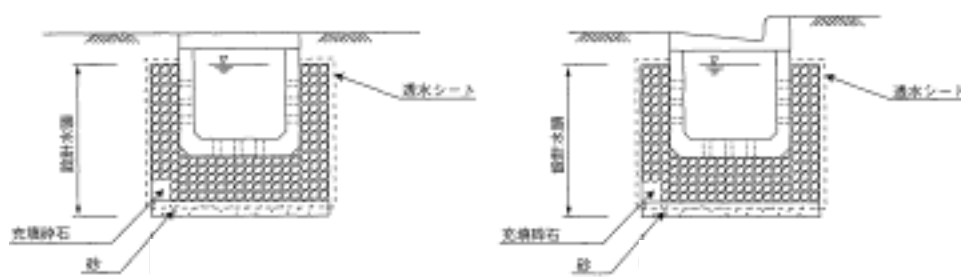


(縦断面図)



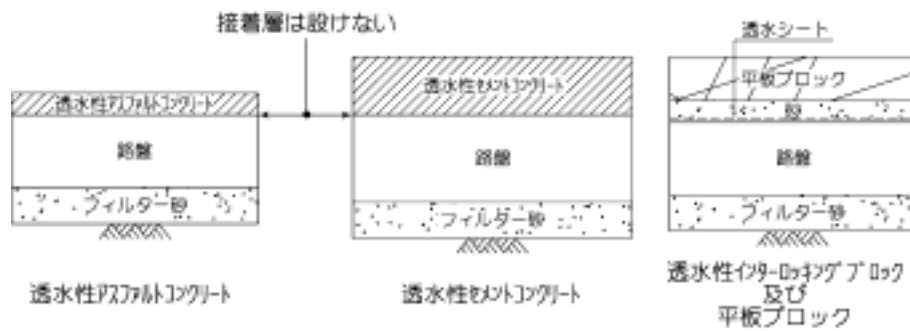
(出典; 雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社) 雨水貯留浸透技術協会)

[浸透側溝]

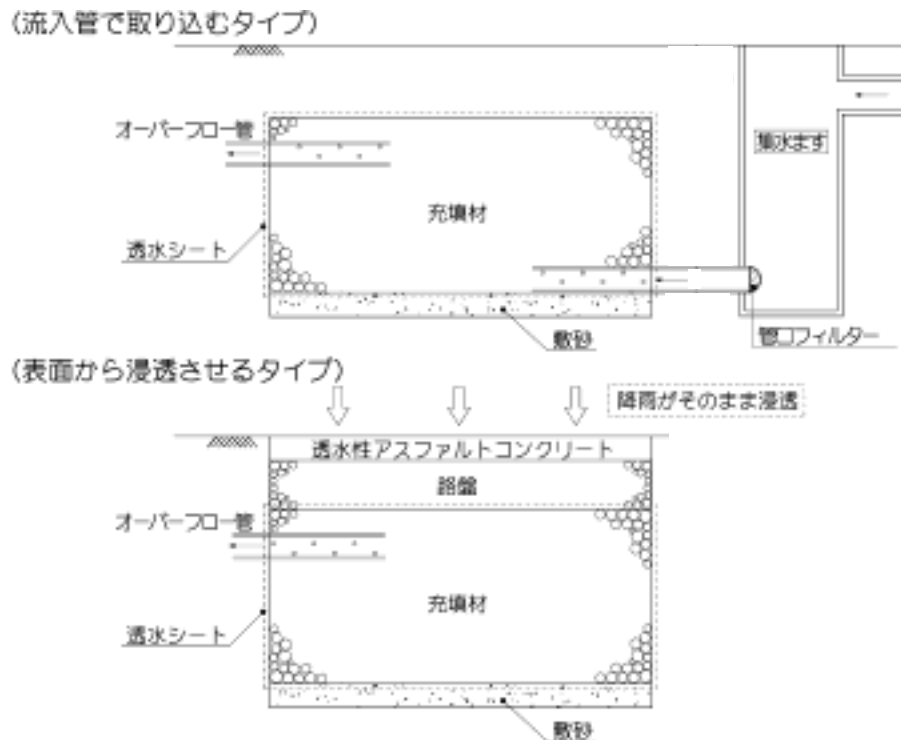


(出典; 雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

[透水性舗装]



[空隙貯留浸透施設]



## 用語の定義

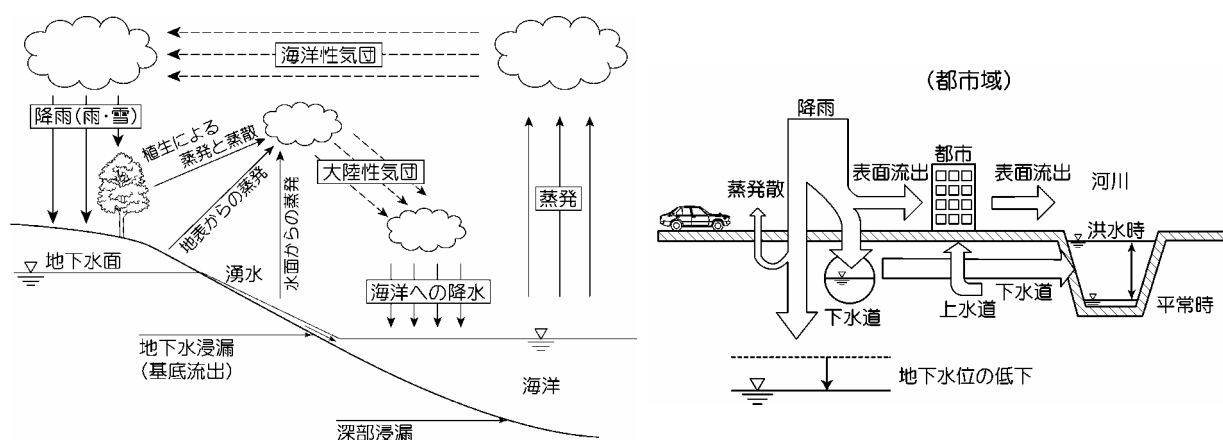
### (第3条)

本書で用いる用語は、それぞれ以下のように定義する。

## 解説

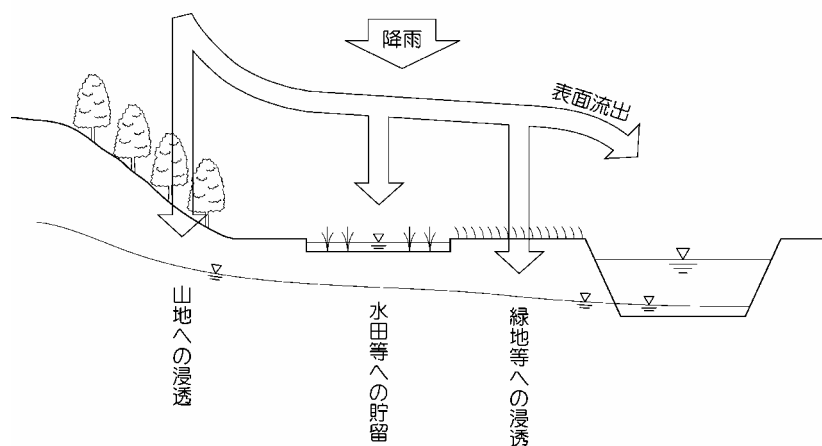
### (1) 水循環

一般的には海水が蒸発し雲となり雨を降らせ、雨水が大地にしみ込み、地下水や河川水になって流れ、さまざまな形で人々に利用されて、再び海に戻る水の循環。特に、都市域では自然が本来持っている水の循環の経路が、上水道や下水道などの給排水施設の影響を大きく受けており、自然系だけではなく人工系も含めた水の循環系（システム）として捉えられる。



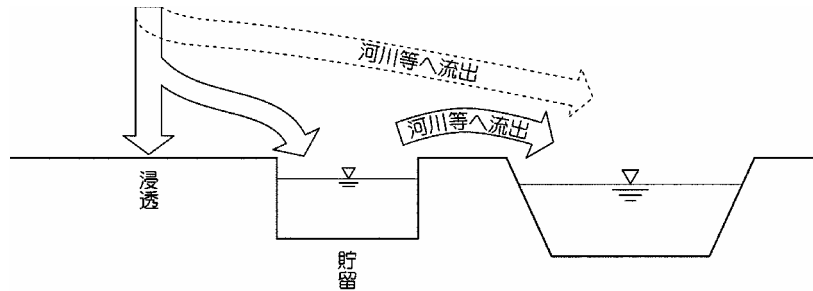
### (2) 保水機能

雨水を浸透し、または一時的に滞留する機能。



### (3) 流出抑制

雨水が河川や下水道に直接的に流出しないようにすること。これにより、下流河川等に対する洪水負担が軽減される。



### (4) オフサイト貯留

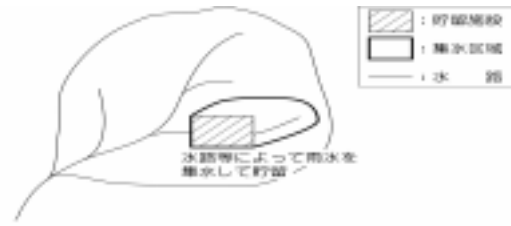
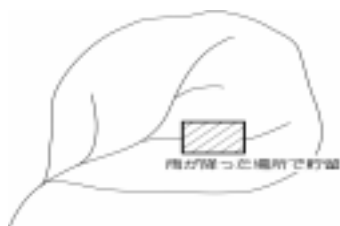
オフサイト貯留とは、河川・下水道・水路等によって雨水を集水して貯留し、流出を抑制するもので現地外貯留とも呼び、遊水地・防災調節池等はこれに当たる。

### (5) オンサイト貯留

オンサイト貯留とは、雨水の移動を最小限におさえ、雨が降ったその場所で貯留し、雨水の流出を抑制するもので、現地貯留とも呼び、公園・運動場・駐車場・集合住宅の棟間等の流域貯留施設あるいは、各戸貯留施設などが一般にオンサイト貯留にあたる。

[オンサイト貯留]

[オフサイト貯留]



### (6) 防災調節(整)池

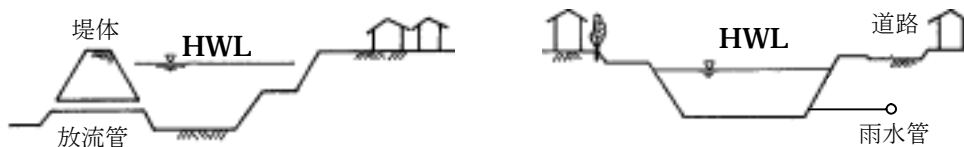
防災調節(整)池とは、オフサイト貯留となる施設で、流出抑制を第一義として設置するもののうち、河川管理施設として設置する恒久施設を防災調節地、大規模な宅地開発等に伴って設置する施設を調整池という。その貯留構造は、ダム式と掘込み式が多く用いられている。

ダム式：堤高の低いダム(高さ15m未満)により、流水を堰止めて貯留する施設。

掘込み式：平坦な地盤を掘込んで、雨水を貯留する施設で、計画高水位が周辺地盤高以下となる施設。

[ダム式]

[掘込み式]



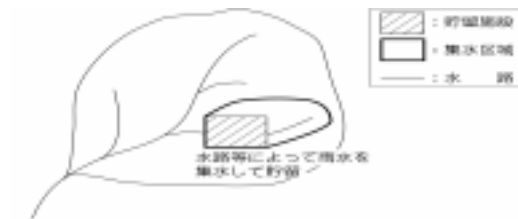
(出典；宅地開発に伴い設置される浸透施設等設置技術指針 (社)日本宅地開発協会)

### (7) 流域貯留施設

流域貯留施設は、広義にとらえると、防災調節池等も含まれるが、本基準では公園・校庭・広場・集合住宅の棟間・駐車場など、本来の利用目的を有する土地に、低水深で貯留機能を持たせ、流出抑制を行う施設をいう。その貯留方法は、一般にオンサイト貯留となる。その貯留構造は、一般に小堤及び浅い掘込みとなり、浸透型施設との併用も可能となる。

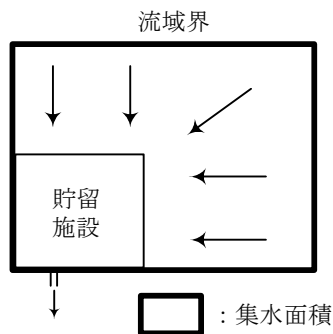
### (8) 雨水貯留施設

本書では、公園・広場等の利用目的を有する土地等に洪水調節を目的として設置する施設で、オフサイト貯留となるものを、雨水貯留施設ということとする。



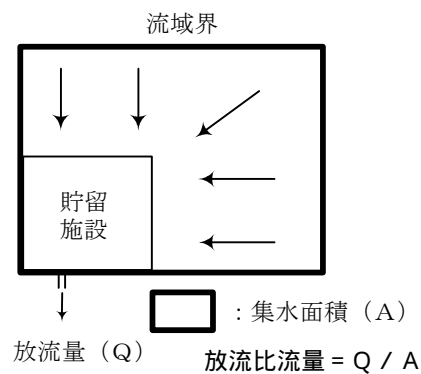
### (9) 集水面積

集水面積とは、流域貯留施設や防災調節(整)池等に雨水を集めることのできる区域の面積をいう。



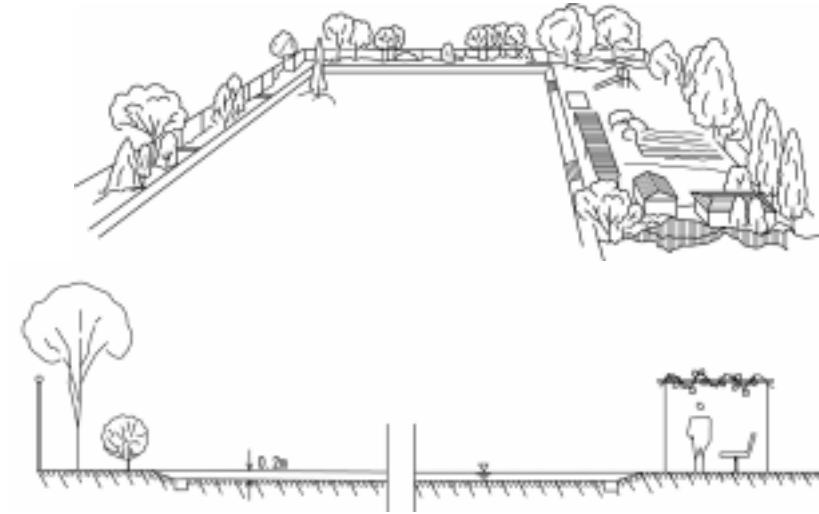
### (10) 放流比流量

放流比流量とは、流域貯留施設や防災調節(整)池よりの放流量を集水面積で除した値をいう。



(11) 公園貯留

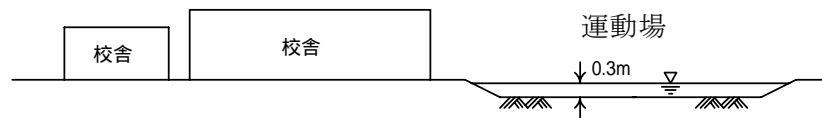
公園施設の機能を損なわないよう、公園内の池・運動広場等の空間地に貯留する方法をいう。



断面図

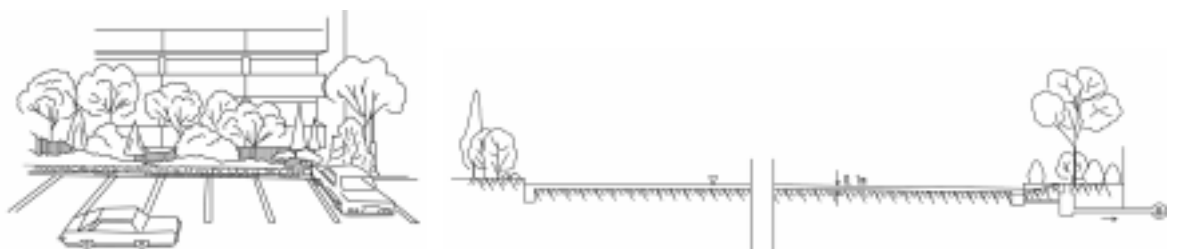
(12) 校庭貯留

小、中学校・高等学校等の教育施設用地の屋外運動場に貯留するものをいう。



(13) 駐車場貯留

自動車の走行に支障を生じないように、駐車場内に貯留する方法をいう。



(14) 棟間貯留

集合住宅の棟間の芝地等を浅く掘り込んで貯留する方法をいう。



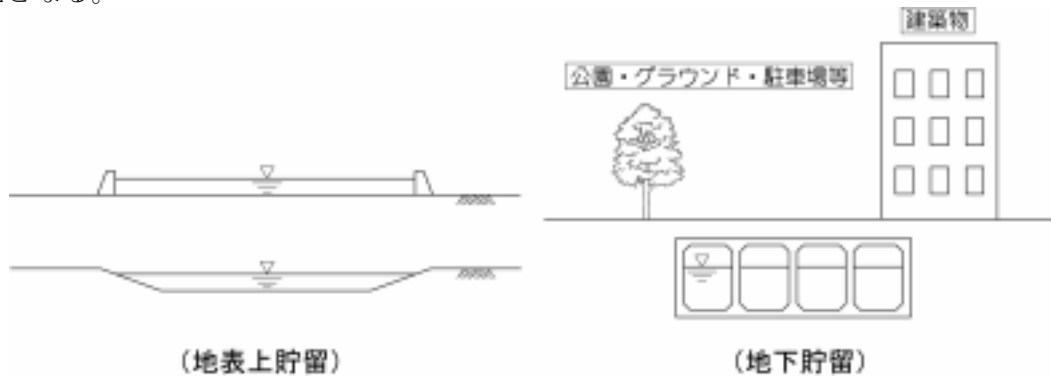
(出典；宅地開発に伴い設置される浸透施設等設置技術指針 (社)日本宅地開発協会)

(15) 地表上貯留

雨水を地表上に貯留する施設をいい、棟間・公園・運動場等の空間地を利用し、浅く掘り込んだり、小堤を築いたりして貯留する。

(16) 地下貯留

地下に貯留槽等を設け、これに雨水を導入するもので、貯留施設の上は、種々の利用が可能となる。



(17) 貯留限界水深

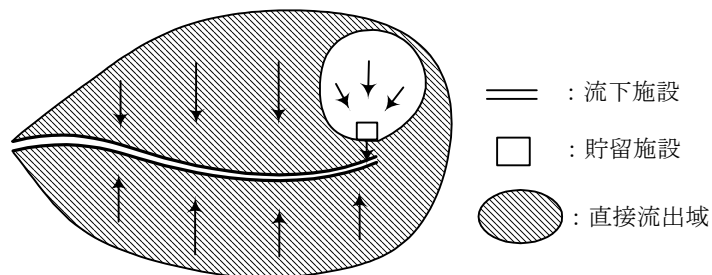
流域貯留施設における貯留時の安全性、本来の土地利用目的から定まる貯留可能な最大水深をいう。

[駐車場貯留の例]



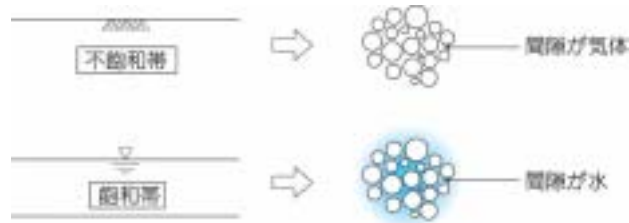
(18) 直接流出域

当該河川流域のうち、防災調節(整)池や、流域貯留施設等への集水ができず、降雨水が直接河川等へ流出してしまう流域をいう。



### (19) 不飽和帯

土中の間隙が完全に水で占められておらず、気体が残存する状態を不飽和といい、不飽和帯とは、不飽和となっている土壌のことをいう。



### (20) 浸透施設

雨水を拡水法により浸透させる施設で、浸透ます、道路浸透ます、浸透トレンチ、浸透側溝、透水性（平板）舗装、砕石空隙貯留浸透施設がこれに当たる。なお、井戸法による浸透施設は本基準の適用施設とはしていない。

### (21) 浸透ます

透水性のますの周辺を砕石で充填し、集水した雨水を側面および底面から地中へ浸透させる施設をいう（第2条参照）。

### (22) 道路浸透ます

道路排水を対象に浸透ますと浸透トレンチを組み合わせた施設をいう（第2条参照）。

### (23) 浸透トレンチ

掘削した溝に砕石を充填し、さらにこの中に浸透ますと連結された有孔管を設置することにより雨水を導き、砕石の側面および底面から地中へ浸透させる施設をいう（第2条参照）。

### (24) 浸透側溝

側溝の周辺を砕石で充填し、雨水を側面および底面から地中へ浸透させる側溝類をいう（第2条参照）。

### (25) 透水性舗装

雨水を直接透水性の舗装体に浸透させ、路床の浸透能力により雨水を地中へ浸透させる舗装をいう。舗装体の貯留による流出抑制機能を期待する場合もある（第2条参照）。

### (26) 透水性平板

透水性のコンクリート平板および目地を通して雨水を地中へ浸透させる機能を待つ舗装である。浸透原理は透水性舗装と同じである（第2条参照）。

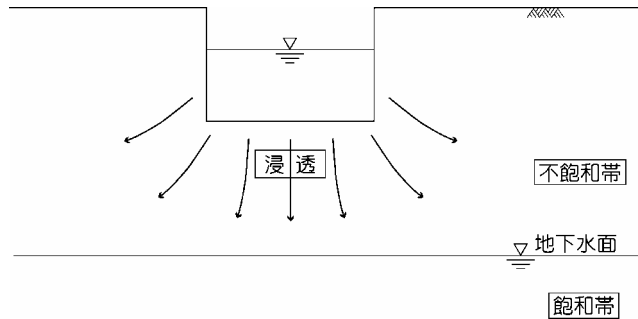
### (27) 砕石空隙貯留浸透施設

地下の砕石槽へ雨水を導き貯留するとともに、側面および底面から地中へ浸透させる施設をいう（第2条参照）。



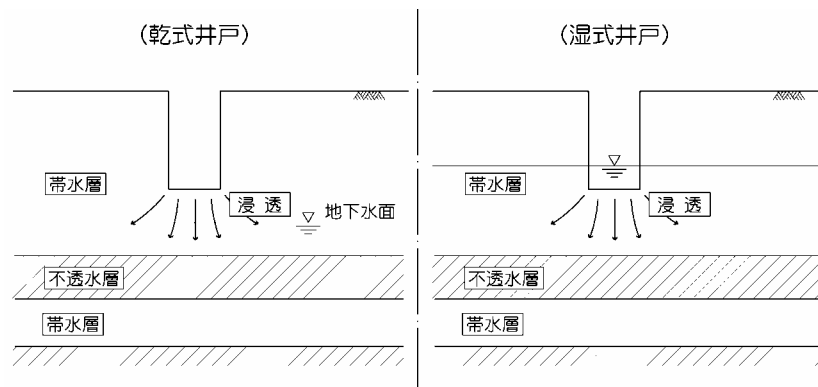
### (28) 拡水法

雨水を地表あるいは地下の浅い所から土壌の不飽和帯を通して地中に浸透させる方法で、浸透トレンチや浸透ますなどがこれに該当する。



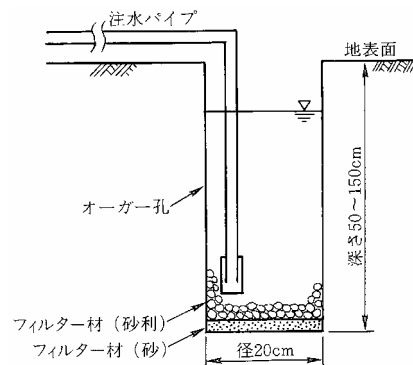
### (29) 井戸法

井戸により雨水を地中の帯水層に集中的に浸透させる方法をいう。井戸内に地下水面が存在しない井戸を乾式井戸、地下水中に達する井戸を湿式井戸という。



### (30) ボアホール法

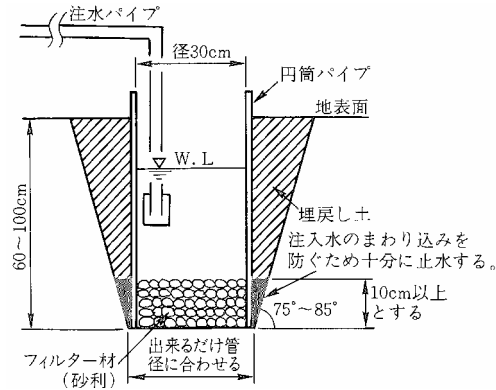
簡便な現地浸透試験方法。径 20 cm、深さ 1 m 程度のオーガー孔を利用して行う。



(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 調査・計画編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

### (31) 土研法

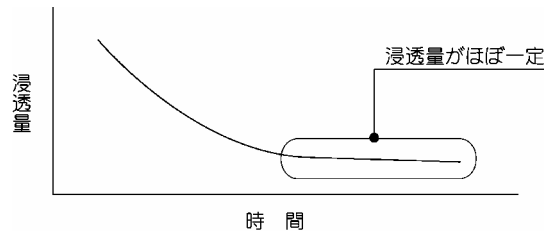
簡便な現地浸透試験方法。径 30 cm、深さ 1 m 程度の円筒の底面から浸透させる。建設省土木研究所の発案によることから土研法と通称されている。



(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 調査・計画編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

### (32) 終期浸透量

定水位法による現地浸透試験において注水を継続したのち浸透量がほぼ一定となった時の浸透量をいう。

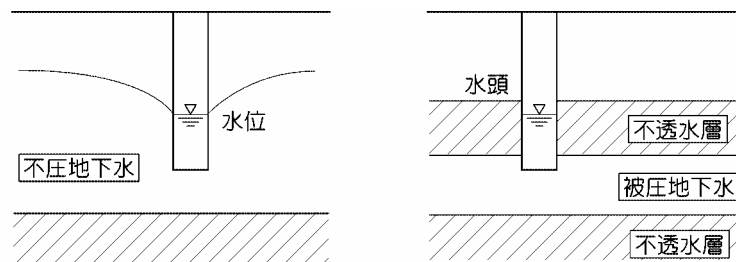


### (33) 透水係数

多孔質体中の水の流速の大きさを示す指標で、飽和時の透水係数を飽和透水係数、不飽和時は不飽和透水係数という。一般に、不飽和透水係数は飽和透水係数に較べかなり小さい。

### (34) 地下水面

井戸または掘削孔中にあらわれる水面で、海拔高度あるいは地面からの深さで表示する。不圧地下水では水位、被圧地下水では水頭と呼ばれる。被圧水の全水頭（地下水面）は位置水頭と圧力水頭の和で表わされる。



(35) 比浸透量

浸透施設からの浸透量を飽和透水係数で除した値である。

この比浸透量を用いれば、小型の簡易な浸透試験結果から大型施設の浸透量が理論的な解析とほぼ同等の精度で算定できる。

(36) 浸透能力マップ

表層地盤を透水係数などの浸透能力で区分・表示した地図。必要に応じ、浸透施設の設置不適地や要調査地域の区分も行う。

(37) 流域対策量

都市河川の雨水処理対策のうち、流域内の保水・遊水機能を確保するため貯留浸透施設により浸透または貯留することが必要な量。貯留施設では、確保すべき貯留量として単位面積当たりの貯留量 ( $\text{m}^3/\text{ha}$ ) で表示され、浸透施設では、浸透強度 ( $\text{mm}/\text{hr}$ ) で表示される。

(38) 基準浸透量

浸透ます1個、浸透トレンチ1m当りなど、単位施設当たりの浸透量。現地浸透試験や飽和透水係数から推定する。

(39) 影響係数

目づまりや地下水位などの要因による浸透量の低下を考慮する際の安全係数。

(40) 単位設計浸透量

終期浸透量から求まる基準浸透量に目づまり等による浸透能力低下を考慮した単位施設の浸透量をいう。

浸透ます、道路浸透ます	$\text{m}^3/\text{hr}/\text{個}$ (単位施設当たり)
浸透トレンチ、浸透側溝	$\text{m}^3/\text{hr}/\text{m}$ (単位延長当たり)
透水性(平板)舗装、透水性ブロック	$\text{m}^3/\text{hr}/\text{m}^2$ (単位面積当たり)

(41) 設計浸透量

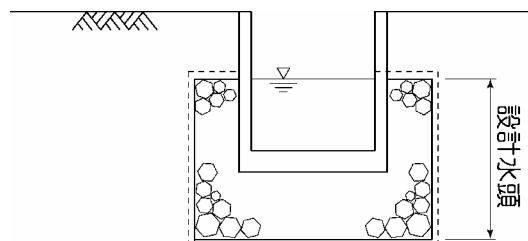
当該地区に設置された全ての浸透施設の浸透量の合計値で、単位設計浸透量に施設数量を乗じて算定できる。

(42) 設計浸透強度

設計浸透量をその集水面積で割ったもので $\text{mm}/\text{hr}$ で表す。

(43) 設計水頭

単位設計浸透量の算定に使用する浸透施設内の水深をいう。



**(44) 空隙率**

砕石等の充填材のみかけの体積と、みかけの体積から充填材の真の体積を減じて残った体積（空隙）との割合をいう。

**(45) 充填材**

土中に貯留槽を形成するために充填する砕石等をいう。

**(46) 流出係数**

流出係数とは、降雨量に対する雨水流出量の比率のこと。

**(47) 貯留・浸透処理区域**

浸透施設及びオンサイト貯留施設に雨水を集めることのできる区域をいう。

**(48) 許容放流量と放流比流量**

計画対象降雨時に開発区域から下流に放流を許容される流量を許容放流量という。また、これは、下流河川や水路の流下能力に相当する比流量によって決定されるが、これを放流比流量という。

**(49) 対象浸透層**

浸透施設によって雨水を浸透処理するときの対象とする地盤をいい、浸透施設の底面下3 m以浅程度をいう。

## 流出抑制方式

### (第4条)

流出抑制対策は、開発事業区域の規模、地形及び土地利用計画、放流先河川等の状況等を考慮して、確実に流出抑制効果が期待できるものを設置するものとする。さらに、前記の条件に加えて、環境に対する影響、施工性、維持管理等を総合的に勘案の上、貯留型施設及び浸透型施設を単独又は組み合わせて最も効果的なものを選定する。

### 解 説

#### (1) 流出抑制方式の考え方

流出抑制施設の組み合わせパターンは以下のように分類される（下線は併用時に最上位となる施設を示す）。

- ① 恒久調節池
- ② 暫定調整池
- ③ 流域貯留施設
- ④ 浸透施設
- ⑤ 恒久調節池＋流域貯留施設＋浸透施設
- ⑥ 恒久調節池＋流域貯留施設
- ⑦ 恒久調節池＋浸透施設
- ⑧ 流域貯留施設＋浸透施設
- ⑨ 暫定調整池＋流域貯留施設＋浸透施設
- ⑩ 暫定調整池＋流域貯留施設
- ⑪ 暫定調整池＋浸透施設

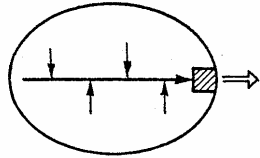
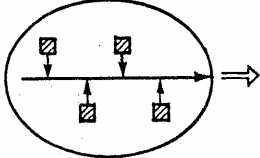
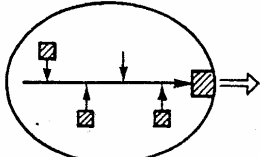
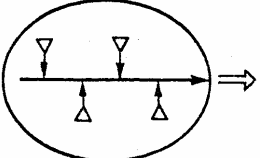
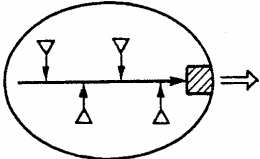
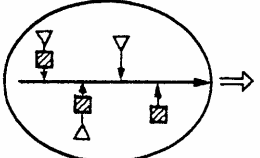
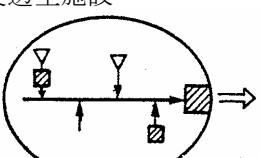
#### 補足事項



浸透型施設は、貯留型施設と併用することにより、貯留型施設の調節容量の減少が図られるだけでなく、雨水の浸透により地下水の涵養機能が增强されるなど、都市化による不浸透化が緩和され、水循環システムの保全・再生等の効果が期待される。

#### (2) 流出抑制方式の概念

流出抑制施設の面的整備の概念は、次表のとおりである。

表 1 - 1 流出抑制方式の概念

	流出抑制方式	特徴
貯留型施設単独	① 調節(整)池 	<ul style="list-style-type: none"> <li>・流末に、ダム式あるいは掘込み式の調節(整)池を設け、雨水の流出を抑制する。</li> <li>・最も一般的な流出抑制手法であるが、比較的広い用地を集約的に確保する必要がある。</li> </ul>
	② 流域貯留施設 	<ul style="list-style-type: none"> <li>・流域を細分割し、各流域に小規模な貯留型施設を分散配置し流出を抑制する。</li> <li>・公園、運動場、広場、集合住宅の棟間等の用地を利用した貯留型施設(流域貯留施設)を設置する。</li> </ul>
	③ 調節(整)池+流域貯留施設 	<ul style="list-style-type: none"> <li>・調節(整)池を主に、土地利用上無理のない範囲で流域貯留施設を併用する。</li> <li>・流域貯留施設で集水しきれない区域の雨水は、流末の調節(整)池で流出抑制する。流域貯留施設の併用により調節(整)池の規模(用地、水深)は①に比べ少なくてすむ。</li> </ul>
浸透型施設単独	④ 浸透型施設 	<ul style="list-style-type: none"> <li>・各種浸透型施設を流域内に分散配置し、全流域の雨水を浸透型施設に集水する。</li> <li>・貯留型に比べ、施設設置のための用地が少なくてすむが、この方式が採用できるのは浸透能力の継続が確保できる流域に限られる。</li> </ul>
貯留浸透併用型	⑤ 調節(整)池+浸透型施設 	<ul style="list-style-type: none"> <li>・調節(整)池を主に、浸透能力の継続が確保できる区域に浸透型施設を設置する。</li> <li>・浸透型施設で処理しきれない雨水は、流末の調節(整)池に集約し、流出抑制する。③と同様調節(整)池の容量は少なくてすむ。</li> </ul>
	⑥ 流域貯留施設+浸透型施設 	<ul style="list-style-type: none"> <li>・流域の地形、地質、土地利用等の条件に応じ、流域貯留施設、浸透型施設を適切に分散配置する。</li> </ul>
	⑦ 調節(整)池+流域貯留施設+浸透型施設 	<ul style="list-style-type: none"> <li>・調節(整)池を主に、流域の特性を考慮して無理のない範囲で流域貯留施設、浸透型施設を分散配置する。</li> <li>・流域で処理しきれない雨水は、流末の調節(整)池に集約し流出抑制する。</li> </ul>

記号説明 → : 河川,下水道,水路等集排水施設  : 調節(整)池  ∇ : 流域貯留浸透施設

### (3) 流出抑制方式の留意事項

流出抑制方式の検討に当たって留意すべき事項は、以下のとおりである。

- ① 治水上の観点から構造上の安全性が確保できること。
- ② 生態系、水循環等の環境保全効果が期待できること。
- ③ 土地利用上支障のない配置、構造であること。
- ④ 施工が容易で経済的であること。
- ⑤ 維持管理が容易であること。

### (4) 流出抑制施設の適用区分

開発行為の規模を1 ha 以上（以下「大規模」と言う）と1 ha 未満（以下「小規模」と言う）に区分し、原則として、前者での開発行為の場合は調節池（調整池）とし、後者での開発行為の場合は貯留、浸透施設を採用するものとする。

表 1 - 2 流出抑制施設の適用区分

開発面積		1.0ha 未満	1.0ha 以上
流出抑制施設	単独	流域貯留施設または浸透施設	調節池または調整池
	併用	流域貯留施設+浸透施設	調節池、調整池、流域貯留、浸透施設の組み合わせ

#### 補足事項

[(4)の補足]

開発規模による流出抑制施設の適用区分は、本市における過去の実績や、現行基準に明確に位置づけられていること、他都市においても1 ha 以上の開発行為に対して調節池（調整池）を採用している事例が多いことなどから、1 ha 以上と1 ha 未満で区分したものである。

### (5) 流出抑制施設の選定

開発行為に伴う流出抑制施設は、開発規模別に次図のフローにより選定する。

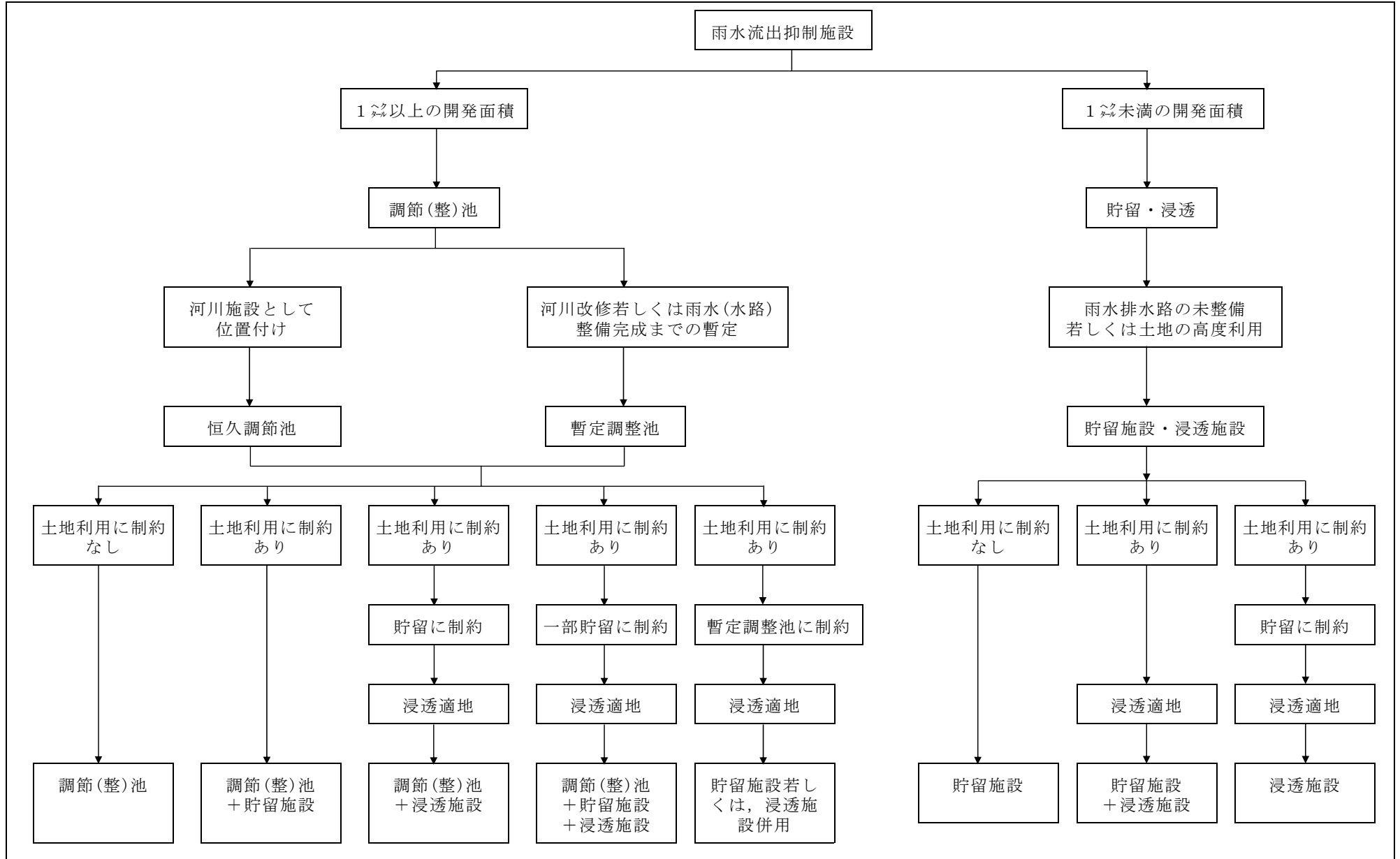


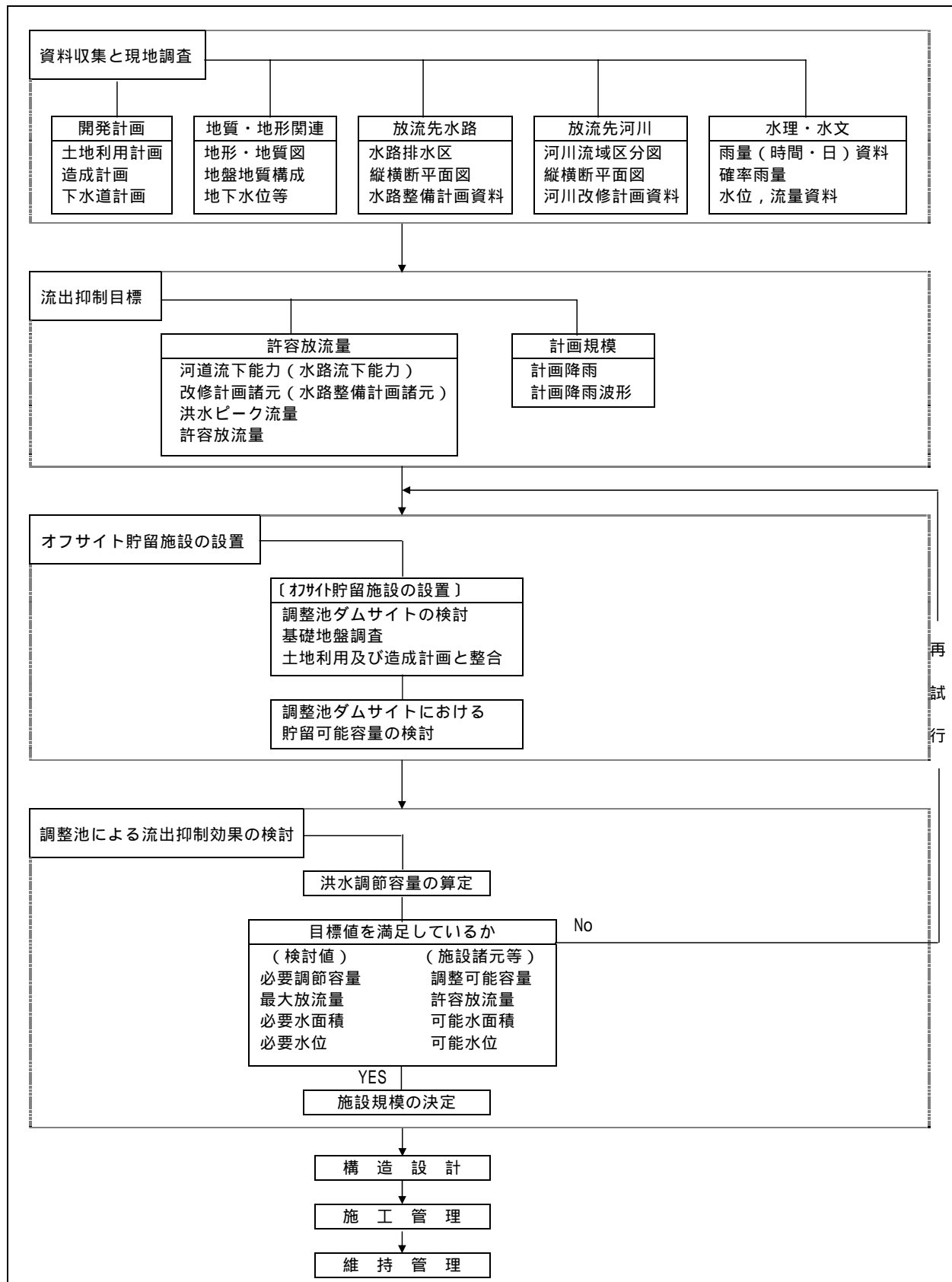
図 1 - 2 流出抑制施設の選定フロー（開発行為）



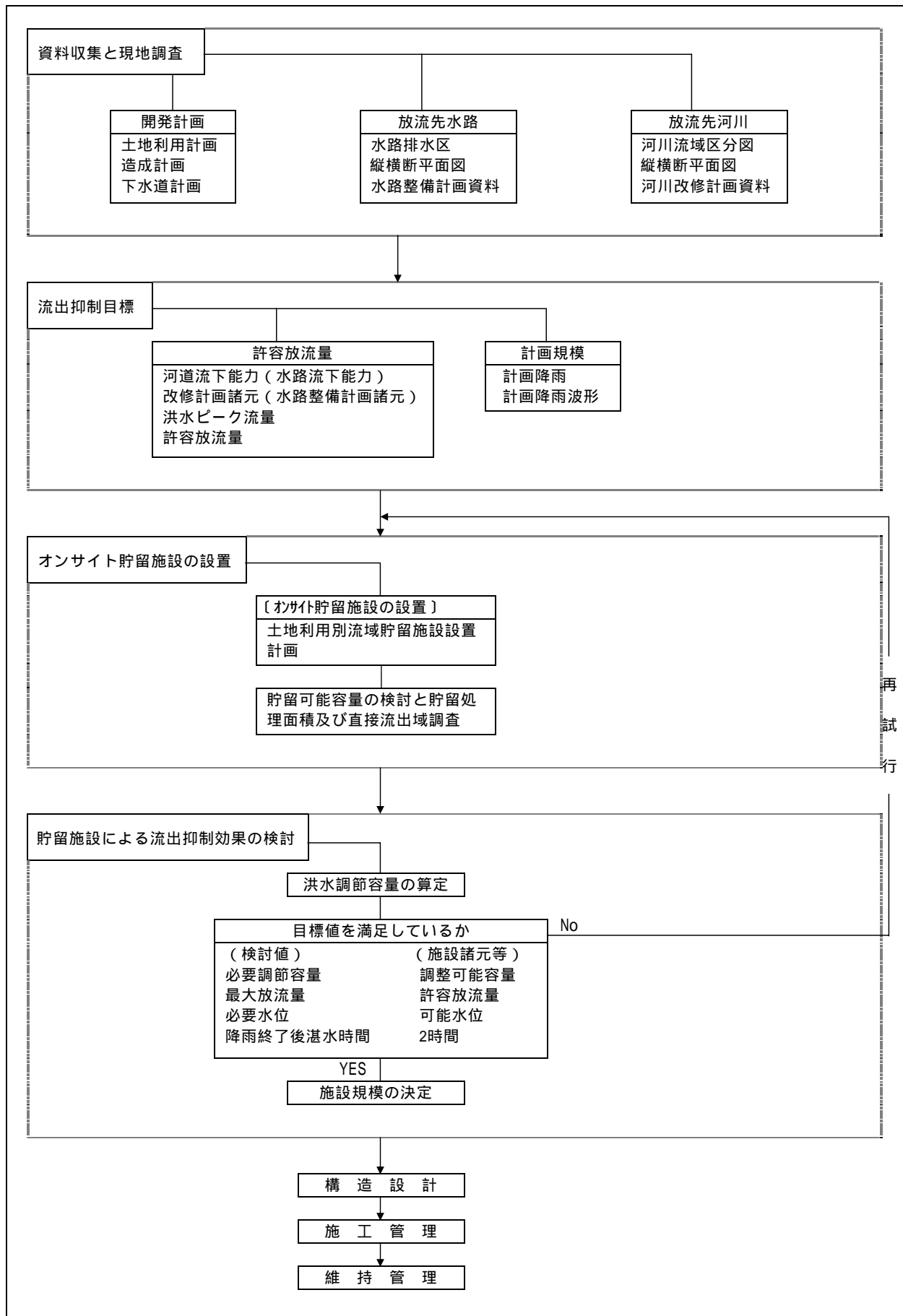
## (6) 流出抑制対策の検討手順

流出抑制施設を単独あるいは併用にて設置する場合について、流出抑制対策の検討の流れを示すと次図のとおりである。

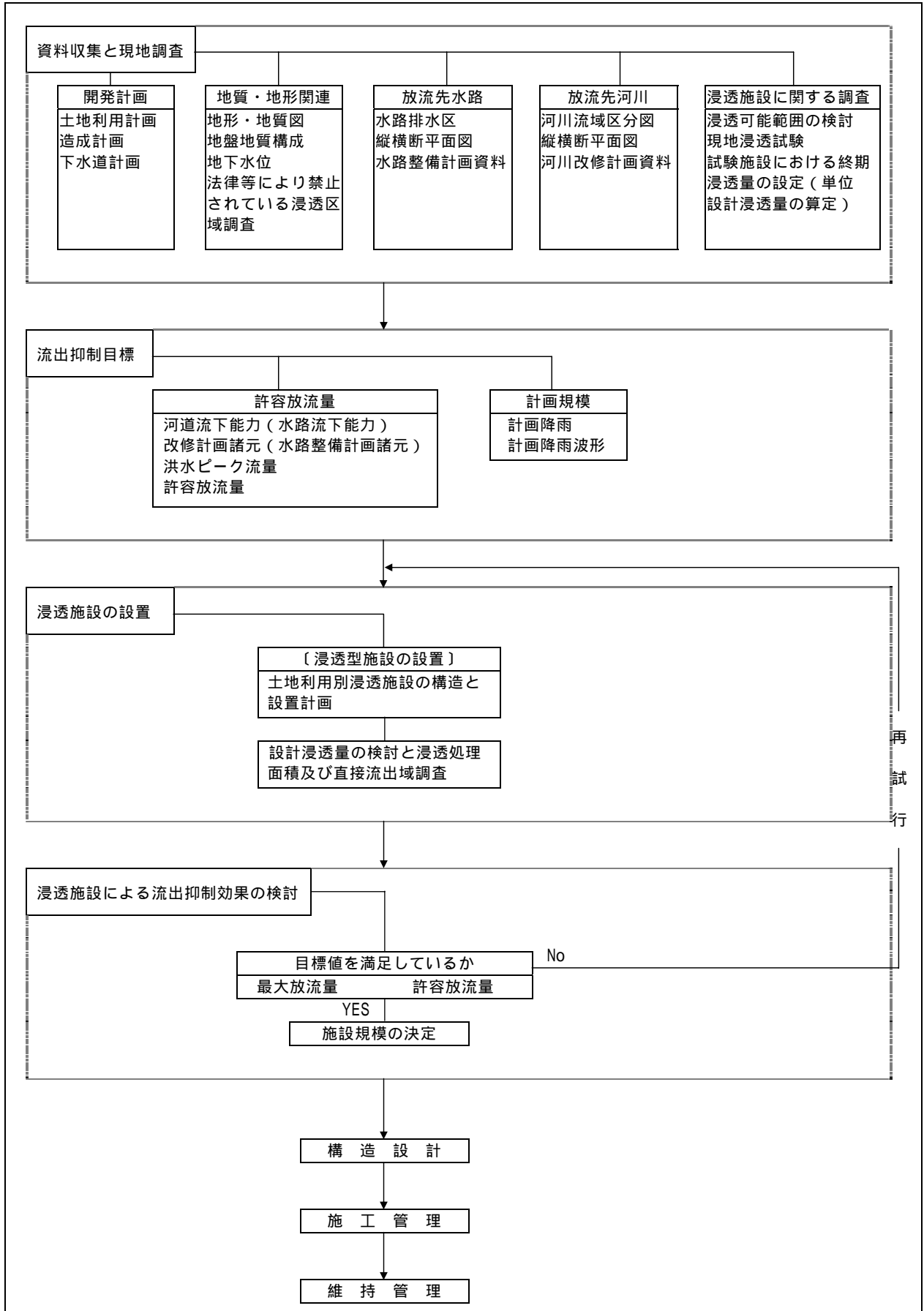
### ① 「調節(整)池のケース (単独)」



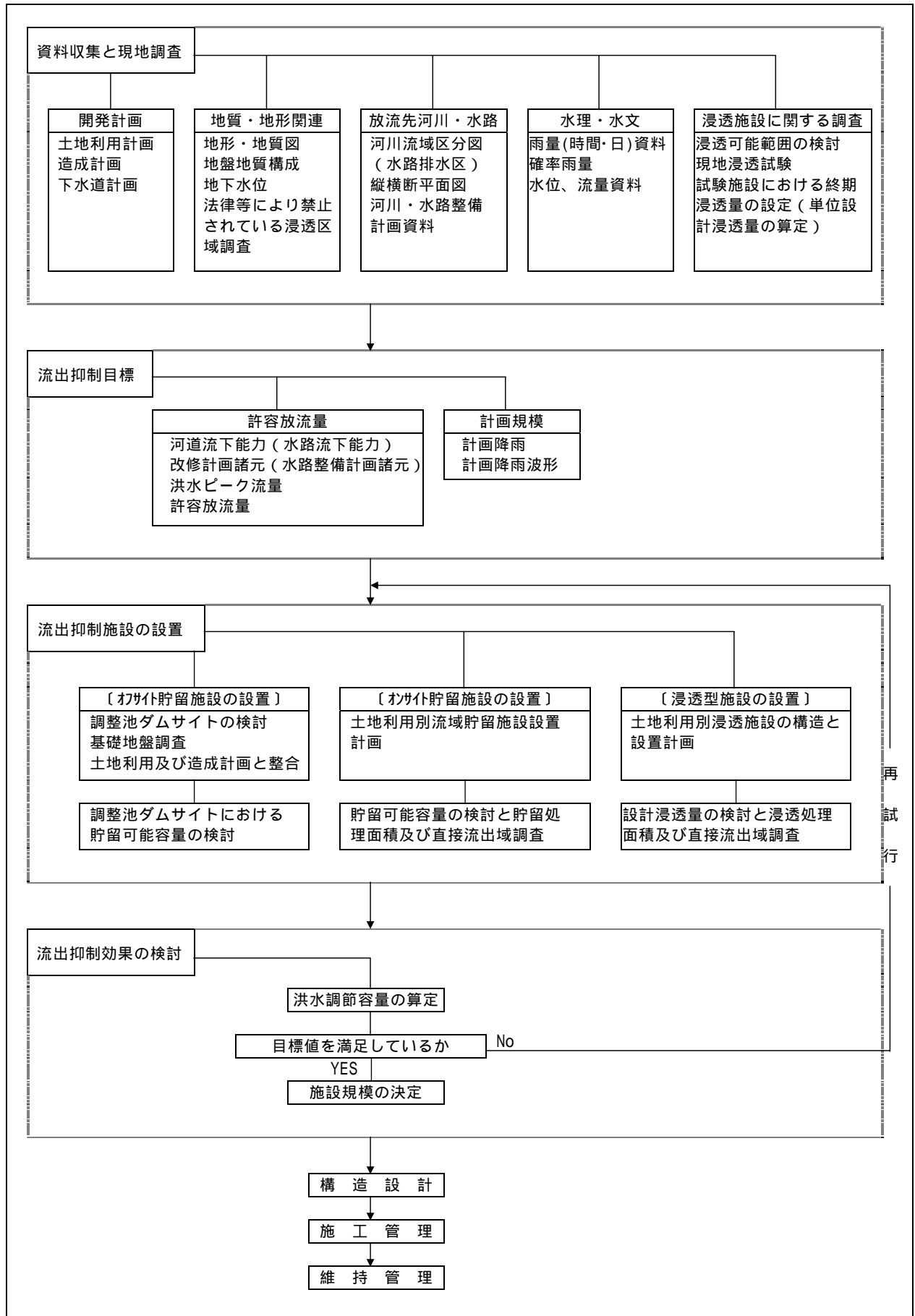
② 「流域貯留施設のケース（単独）」



③ 「浸透施設のケース（単独）」



④ 「併用（調節（整）池＋流域貯留＋浸透施設）のケース」



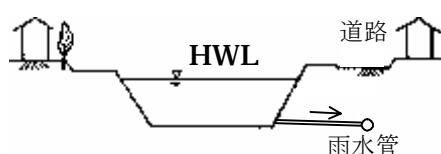
## (7) 貯留施設の洪水調節方式

貯留施設の洪水調節方式は、原則として自然放流方式とする。

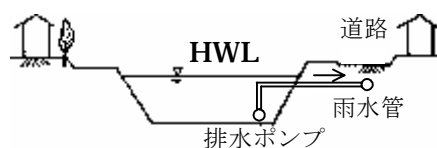
### 補足事項

- (1) 調整池等の貯留施設の集水面積は、一般にかなり小さく、降雨開始から洪水発生までの時間は極めて短いのが特徴である。このため人工的な操作が困難な場合が多く、洪水調節方式は自然放流方式（穴あきダム）とする。
- (2) 低地開発の場合など自然放流ができない場合には、ポンプ排水方式を採用することもできるものとする。その場合の基本的事項については、以下の基準や指針などを参考とすることができる。
  - ・下水道雨水調整池技術基準（案）（社．日本下水道協会）
  - ・下水道施設計画・設計指針と解説（社．日本下水道協会）
  - ・プレキャスト式雨水地下貯留施設技術マニュアル（財．下水道新技術推進機構）
  - ・揚排水ポンプ設備技術基準(案)同解説、揚排水ポンプ設備設計指針(案)同解説（社．河川ポンプ施設技術協会）

【自然放流方式】



【ポンプ排水方式】



(出典；宅地開発に伴い設置される浸透施設等設置技術指針（社）日本宅地開発協会 一部修正)

表 1 - 3 ポンプ排水方式の参考文献と適用範囲

参考文献	適用範囲
下水道雨水調整池技術基準(案)	分流式下水道の補完施設として設置する下水道雨水調整池の計画、設計及び管理に適用。
下水道施設計画・設計指針と解説	下水道施設を対象とした技術指針。
プレキャスト式雨水地下貯留施設技術マニュアル	分流式下水道におけるプレキャスト式雨水地下貯留施設の設計、施工及び維持管理に適用。
揚排水ポンプ設備技術基準(案)同解説、揚排水ポンプ設備設計指針(案)同解説	河川管理施設として設置される揚排水機場のポンプ設備に適用。

## 計画規模

(第5条)

計画規模は開発規模、流出抑制施設の形式、設置状況、流末の状況により決定する。

表1 - 4 計画規模 (単独設置)

流出抑制施設		恒久調節池	暫定調整池	流域貯留施設	浸透施設
大規模	流末が河川	50年	30年	30年	—
	流末が下水、海	—	10年	10年	—
小規模	流末が河川	—	—	10年	10年
	流末が下水、海	—	—	10年	10年

併用時の流域全体の計画規模は、上位計画の計画規模を優先させる。

## 解説

### (1) 流末の状況による計画規模

暫定調整池に関し、「防災調節池等技術基準(案)」(社団法人 日本河川協会)で採用されている計画規模30年は流末河川を対象に定められたものであり、放流先に河川を含まない場合は下水道計画規模相当としたものである。

流域貯留施設は、「流域貯留施設等技術指針(案)」(社団法人 日本河川協会)に準拠した。

### (2) 大規模開発において流域貯留施設を単独設置する場合

店舗、団地、大学等については、大規模な開発の場合でも流域貯留施設を設置することができるものとする。

流域貯留技術基準(案)によると、流域貯留施設の場合、10年確率とすべきであるが、大規模開発の場合、調整池の設置を原則としており、この時の諸元とのバランスを考慮して決定した。

### (3) 浸透施設の計画規模

浸透施設の場合は、同じ開発規模で流域貯留を採用した場合の計画規模10年と整合させた。

### (4) 流出抑制施設を整備する条件

開発地の下流にある河川・下水道の整備状況により、流出抑制を行う条件を次表のとおりとする。

表1-5 河川・下水道の整備状況による流出抑制を行う条件

形態	河川が整備済み	河川が未整備	河川が整備済み + 途中水路（下水道） 整備済	河川が整備済み + 途中水路（下水道） 未整備	河川が未整備 + 途中水路（下水道） 有	下水道が整備済み	下水道が未整備
模式図							
設置条件	大規模開発(恒久調節池除く)	河川が整備済みであることより流出抑制施設は原則 <b>必要としない</b> が、下流に対する影響が大きいと考えられる場合は別途考慮する。	河川が未整備であることより <b>30年規模</b> で設置を行う。	河川・下水道が整備済みであることより流出抑制施設は原則 <b>必要としない</b> が、下流に対する影響が大きいと考えられる場合は別途考慮する。	下流河川は整備済みであるが、途中水路の安全性を考慮し <b>30年規模</b> で設置することを原則。ただし、河川に全く影響がない場合は下水を対象に考え <b>10年規模</b> で流出抑制を行う。	河川が未整備であることより <b>30年規模</b> で設置を行う。	下水道が整備済みであることより流出抑制施設は原則 <b>必要としない</b> が、下流に対する影響が大きいと考えられる場合は別途考慮する。
	小規模開発	河川が整備済みであることより流出抑制施設は原則 <b>必要としない</b> が、下流に対する影響が大きいと考えられる場合は別途考慮する。	河川が未整備であることより <b>30年規模</b> で設置しなければならないが、流域貯留施設の土地利用等を考慮し、 <b>10年規模</b> で設置を行う。	河川・下水道が整備済みであることより流出抑制施設は原則 <b>必要としない</b> が、下流に対する影響が大きいと考えられる場合は別途考慮する。	下水が未整備であることより <b>10年規模</b> で設置を行う。	河川が未整備であることより <b>30年規模</b> で設置しなければならないが、流域貯留施設の土地利用等を考慮し、 <b>10年規模</b> で設置を行う。	下水道が整備済みであることより流出抑制施設は原則 <b>必要としない</b> が、下流に対する影響が大きいと考えられる場合は別途考慮する。

#### 補足事項

小規模開発の流出係数は、開発前流出係数を下水道計画で採用されている排水区域毎の流出係数、開発後を「流域貯留施設等技術指針（案）」（社団法人 日本河川協会）で採用されている **C=0.90** とすることを原則としている。



## 第2章 基礎調査

### 基礎資料調査

(第6条)

流出抑制施設の計画・設計に当たっては、当該開発事業区域の土地利用計画、造成計画及び下水道計画に加え、必要に応じて地形、地質、地下水位、放流先河川等の現況及び改修計画並びに降雨等の基礎資料を調査するものとする。

### 解説

#### (1) 基礎調査に必要な資料

流出抑制施設の計画・設計に必要な調査項目は主に次表のとおりである。

表2-1 基礎調査

調査項目	利用方法等
① 開発計画に関する資料 ・ 土地利用計画図 ・ 造成計画図 ・ 下水道計画図及び計算書	・ 各種流出抑制施設の設置場所の検討 ・ 上記施設による排水系統の検討
② 地形・地質に関する資料 ・ 地形図、地質図 ・ 地盤の地質構成（表層地質図等） ・ 土地条件図 ・ 土質調査資料（土質柱状図等） ・ 地下水位資料	・ 浸透施設の導入可能範囲の検討 ・ 調整池の設置場所の検討
③ 放流先河川・水路等関係資料 ・ 河川流域区分図 ・ 河川縦横断平面図 ・ 河川改修計画資料 ・ 放流先となる下水道関係資料	・ 許容放流量の検討及び河川・水路の改修の必要性の検討
④ 水理・水文資料 ・ 降雨資料（日、時間雨量） ・ 確率雨量及び降雨強度曲線 ・ 水位、流量資料	・ 計画規模に相当する確率雨量の設定等

(2) 下流流下能力の調査範囲

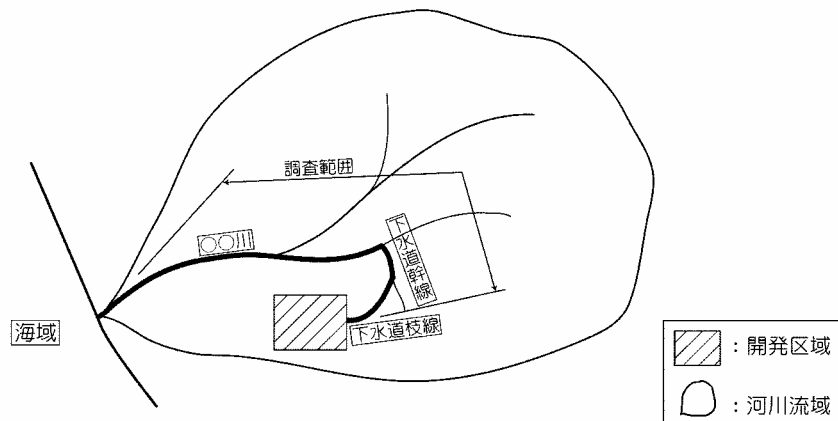
下流水路流下能力の調査範囲は、流出抑制施設の規模等に配慮し、以下の範囲を対象として調査することを原則とした。

表 2 - 2 下流流下能力の調査範囲

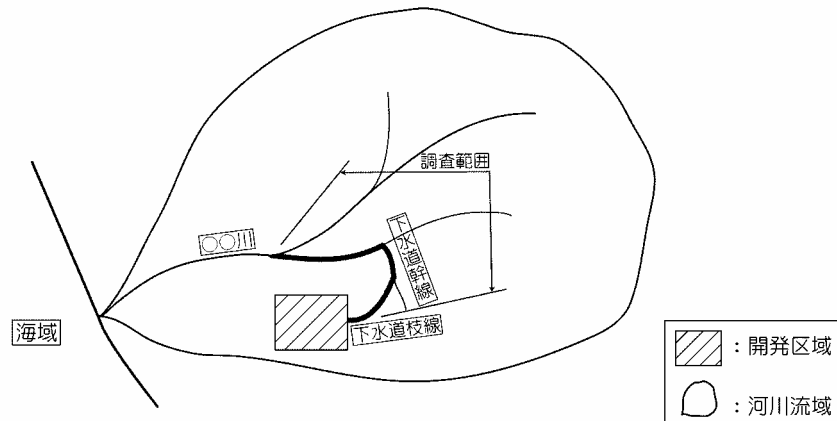
種 別	調査範囲	備 考
恒久調節池、開発面積 10ha 以上の暫定調整池の場合	海まで	
開発面積 1ha 以上 10ha 未満の暫定調整池の場合	第二河川に到達するまで	第一河川が本川の場合は海までとなる
小規模開発の場合	第一河川に到達するまで	
小規模の戸建て開発の場合	下水道幹線に到達するまで	

※ 開発地から考えてはじめに到達する河川を第一河川とし、下流に向けて第二河川、第三河川・・・海とする。

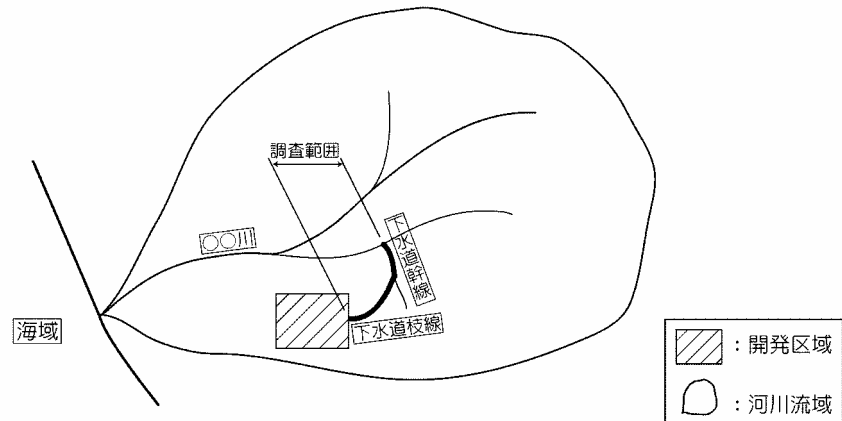
[恒久調節池、開発面積10ha以上の暫定調整池の場合]



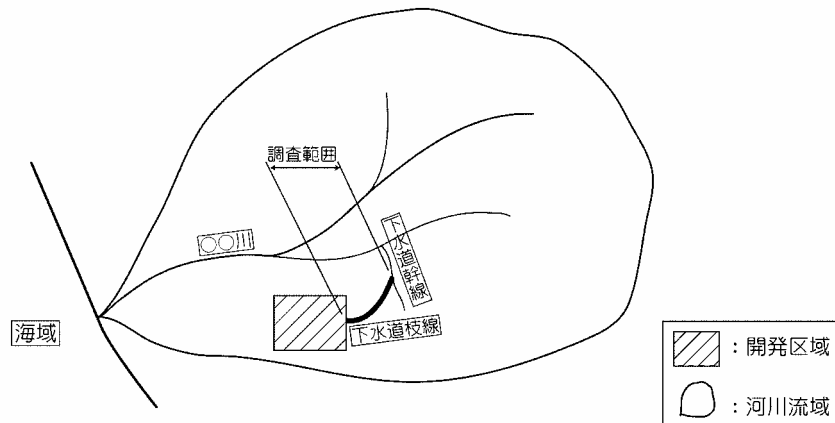
[開発面積1ha以上10ha未満の暫定調整池の場合]



[小規模開発の場合]



[小規模の戸建て開発の場合]



補足事項

下流流下能力の調査範囲は、開発規模、流出抑制施設の種類等に配慮して4つに分類し、最も規模が大きく重要となる施設（恒久調節池等）の調査範囲を下流の安全度にも配慮して海までと設定した。これをベースに流出抑制施設の重要度に応じてその範囲を狭めて設定したものである。

## 浸透能力調査

### (第7条)

浸透施設の浸透能力は、現地浸透試験の結果に基づいて評価することを原則とする。

なお、その際に必要となる現地調査、現地浸透試験方法や浸透能力の評価手法については、「雨水浸透施設技術指針（案）調査計画編 第2編 現地調査」に準拠するものとする。

ただし、現地浸透試験による浸透能力の評価が出来ない場合は、浸透能力マップを参考とすることが出来るものとする。

### 解 説

現地調査は、現地浸透試験を主体とし、次図に示す流れで実施することとする。

#### (1) 資料調査

既往の文献・調査資料の収集・整理を通して、浸透施設の設置の可否も含めて、対象地域の地盤の特性をあらかじめ把握する。

#### (2) 土質・地下水位・水質調査

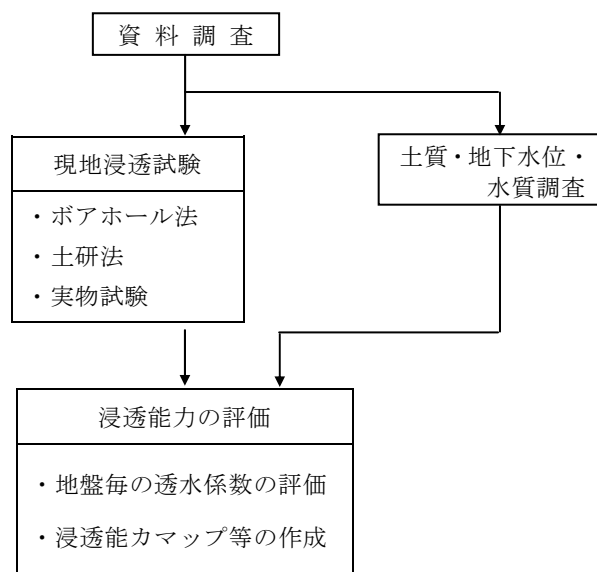
現地浸透試験に係る地盤状況、あるいは目づまりを規定する流入水質の把握など、より信頼性の高い浸透能力評価を目的として必要に応じ実施する。

#### (3) 現地浸透試験

ボアホール法を標準タイプとして簡易型施設を用いた浸透試験を行い、対象地盤の浸透能力を直接測定する。

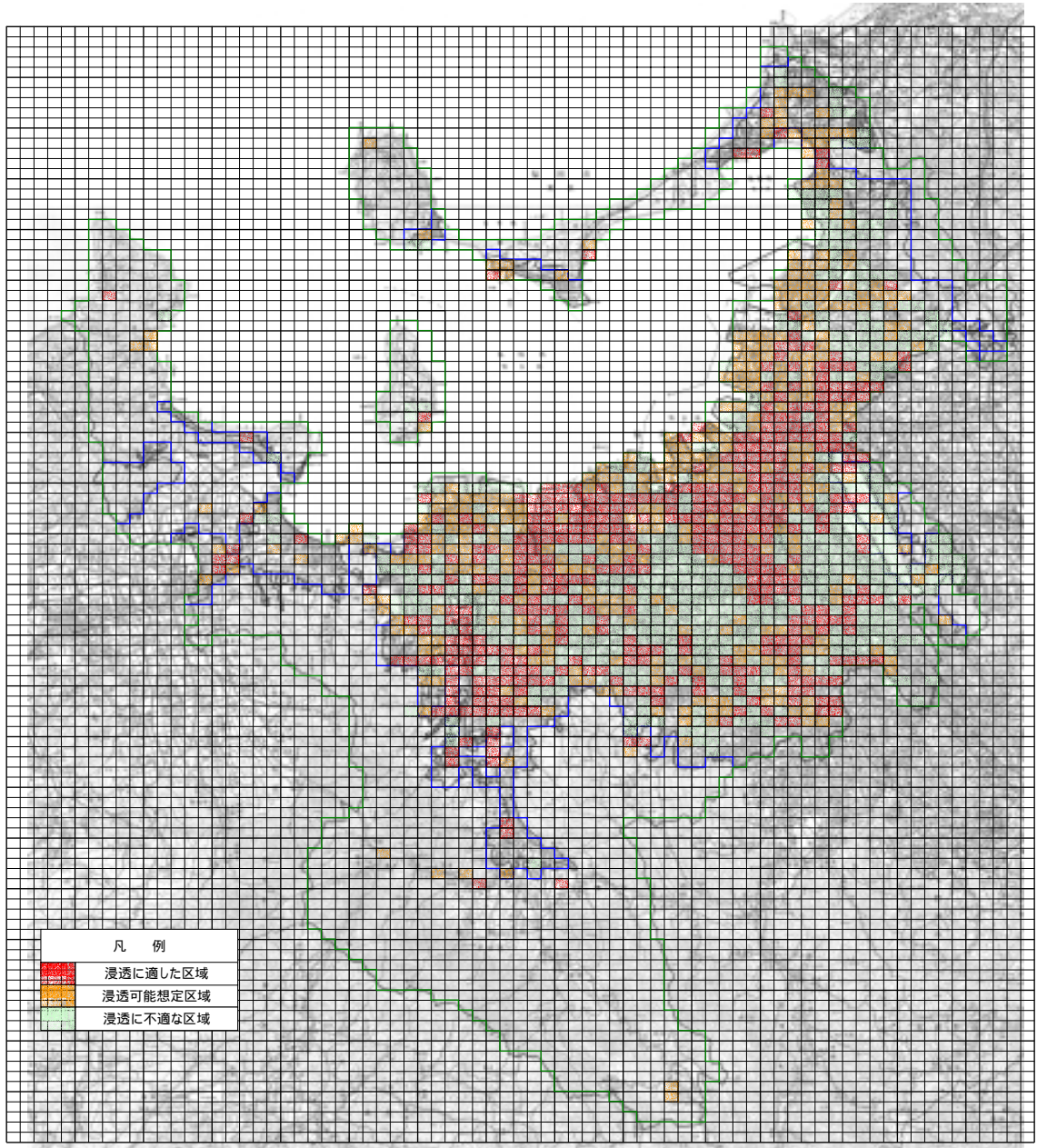
#### (4) 浸透能力の評価

現地浸透試験結果から地盤毎の浸透能力を透水係数などの指標を用いて整理し、既存の浸透能力マップ図の精度を高める。



(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 調査・計画編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

図2-1 現地調査の流れ



浸透可能想定区域は、盛土の区域と、土質分類上の適地のうち危険箇所、地下水位GL-2m以上の区域を含むメッシュを示す。

図 2 - 2 福岡市浸透能力マップ

【土壌の飽和透水係数】

土壌の飽和透水係数の概略値を次表に示す。この値は土質条件より「雨水浸透施設技術指針(案) 調査計画編 第2編 現地調査」を参考に設定したものである。

ただし、下記数値は目安であり、第7条の条文を遵守することを原則とする。なお、規模が大きい場合は、条文のただし書きは対象外とする。

表 2 - 3 土壌の飽和透水係数

土質分類	盛土	粘性土	砂質土	砂	砂礫	岩
土質による能力評価	要調査	不可	可	良	良	不可
(参考) 透水係数	不明	$10^{-4}$ 以下	$10^{-4} \sim 10^{-2}$	$10^{-2}$ 以上		0
浸透適地区分	浸透可能想定区域	不適地	適地	適地	適地	不適地

## 浸透施設の設置可能範囲

### (第8条)

開発事業区域の地形、地質、地下水位等から地盤の浸透可能範囲を検討するとともに、宅地としての安全性の観点から斜面等の地形について調査し、浸透施設の設置可能範囲を設定する。

### 解 説

浸透施設の設置の可能性を検討する際には、地形、地質、土質、地下水位、法令による指定等の観点から適、不適の判定を行う必要がある。

適、不適の判定を行う場合の一般的な条件について、建設省土木研究所の「浸透型流出抑制施設の現地浸透能力調査マニュアル試案」より示すと下記の(1)～(3)のとおりである。

#### (1) 地形からの判断

##### <適地>

- イ. 台地、段丘（構成地質により異なる。）
- ロ. 扇状地
- ハ. 自然堤防（構成堆積物により異なる。）
- ニ. 山麓堆積地
- ホ. 丘陵地（構成地質により異なる。急斜面は適さない。）
- ヘ. 浜堤、砂丘地

##### <不適地>

- イ. 沖積低地（デルタ地帯）：地下水位が高く浸透能が低い。
- ロ. 盛土による人工改変地：盛土の場合は盛土材により異なるが、一般に低平地の盛土においては、地盤の締固め等により浸透性は低い。
- ハ. 第三紀砂泥岩の切土面：風化の進行等を助長させ、のり面を不安定化させる。
- ニ. 旧河道（ただし扇状地の河道跡は適地の場合もある。）、後背湿地、旧湖沼：地下水位が高く浸透能が低い。

##### <設置禁止区域>

急傾斜地崩壊危険区域、地すべり防止区域、また地下への雨水の浸透によってのり面の安定が損なわれるおそれのある区域、地下へ雨水を浸透させることによって、周辺の居住及び自然環境を害するおそれのある区域

#### (2) 土質からの判断

透水性があまり期待できない土質は、設置可能区域から除外する。

- イ. 透水係数が  $10^{-5}$  cm/sec 以下である場合
- ロ. 空気間隙率が 10%以下でよく締まった土
- ハ. 粘土分の占める割合が 40%以上の土（ただし火山灰風化物すなわち関東ローム等は除く。）

### (3) 地下水位からの判断

浸透能力は地下水位と浸透施設の底面からの距離 $L$ によって影響されるが、 $L$ が底面より $0.5\text{m}$ 以上（次図参照）離れていれば、浸透能力に影響がないものとして浸透施設の設置可能範囲の調査対象とする。

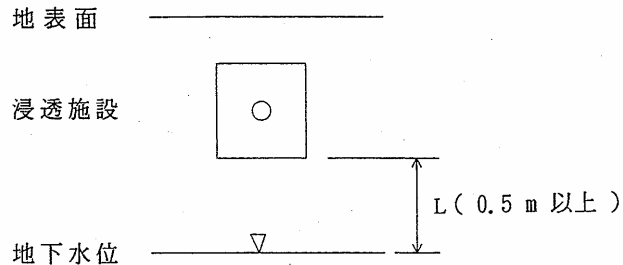


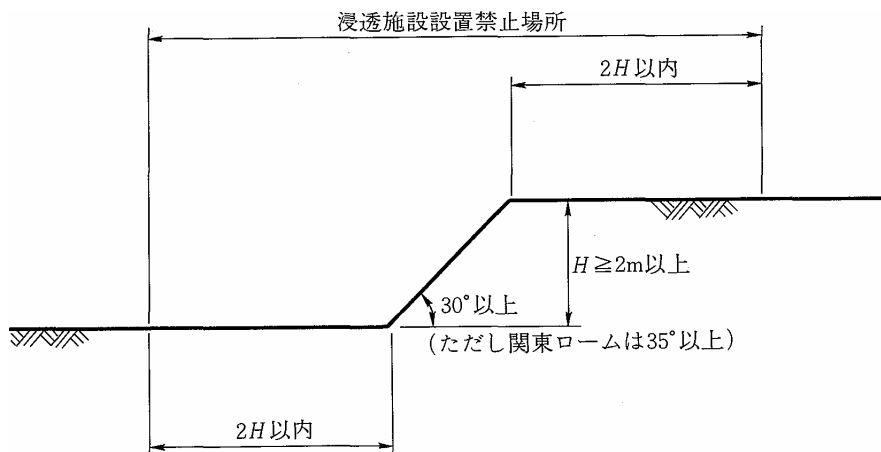
図 2 - 3 浸透施設と地下水位の関係

### (4) 斜面の安定上からの判断

以下の斜面付近に浸透施設を設置する場合は、浸透施設設置に伴う雨水浸透を考慮した斜面の安定性について事前に十分な検討を実施し、浸透施設設置の可否を判定するものとする。

- ・人工改変地
- ・切土斜面（特に互層地盤や地層の傾斜等に注意する。）とその周辺
- ・盛土地盤の端部斜面部分（擁壁等設置箇所も含む。）とその周辺

なお、斜面の近傍部に対しては、下図を参考に設置禁止区域の目安としてよい。



（出典；雨水浸透施設技術指針[案] 調査・計画編 （社）雨水貯留浸透技術協会）

図 2 - 4 斜面近傍の設置禁止場所の目安

### (5) 周辺環境への影響からの判断

工場跡地や埋立地等で土壌汚染があり、浸透施設によって汚染物質が拡散したり、地下水の汚染が予想される場合には、浸透施設を設置しない。

(6) 設置場所の注意事項

① 浸透施設間隔

浸透施設は **1.5m**以上距離をおいて設置することを原則とする。

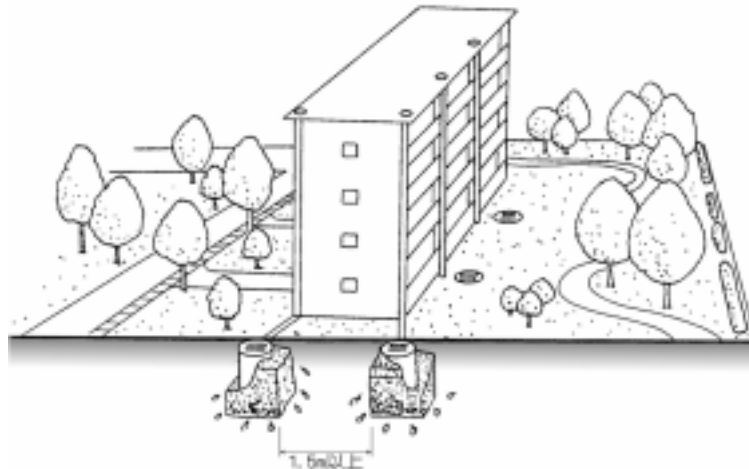


図 2 - 5 浸透施設相互の間隔

(出典；下水道雨水浸透技術マニュアル (財)下水道新技術推進機構 一部修正)

※浸透施設の間隔を近づけすぎると、浸透流の相互干渉により浸透量が低下することとなる。「雨水浸透施設技術指針(案)」(社団法人 雨水貯留浸透技術協会)では、約 **1.5m**以上離せば設計浸透量の低下を数パーセントに押さえられることを確認し、**1.5m**以上距離をおいて設置することが望ましいとしている。本基準においてもこれらに準拠する。

② 道路等に関する留意事項

a. 交通量区分

交通量区分の面からは、大型車交通量の少ない道路に優先的に「浸透ます等」を設置することが望ましい。

表 2 - 4 道路区分別浸透ますの設置実績

交通量区分	大型車交通量 (台/ (日・一方向))	浸透ます 適用実績
L	100 未満	◎
A	100 以上 250 未満	◎
B	250 以上 1,000 未満	○
C	1,000 以上 3,000 未満	○
D	3,000 以上	—

(凡例) ◎：適用例が多い。

○：適用例がある。

(出典；下水道雨水浸透技術マニュアル (財)下水道新技術推進機構)

b. 地下埋設物の錯綜している道路

下水道管の他、水道管やガス管等の占用により地下埋設物が錯綜している場合には、他の占用物件の構造に支障を及ぼさないように配慮する。



c. 浸透位置

「浸透ます等」を道路用地内に設置する場合には、その浸透水が道路構造に影響を与えないよう、浸透位置等について配慮する。歩道の場合には以下のような配慮が必要である。

○浸透位置は路盤下面以深とする（下図で $L_1 \geq 0$ ）。

○ただし、道路の舗装が透水性舗装である場合は舗装構造が路面の雨水を路盤以下へ浸透させる構造となっているので、そこに「浸透ます等」を設置する場合には、この限りではない（ $L_2$ は任意）。

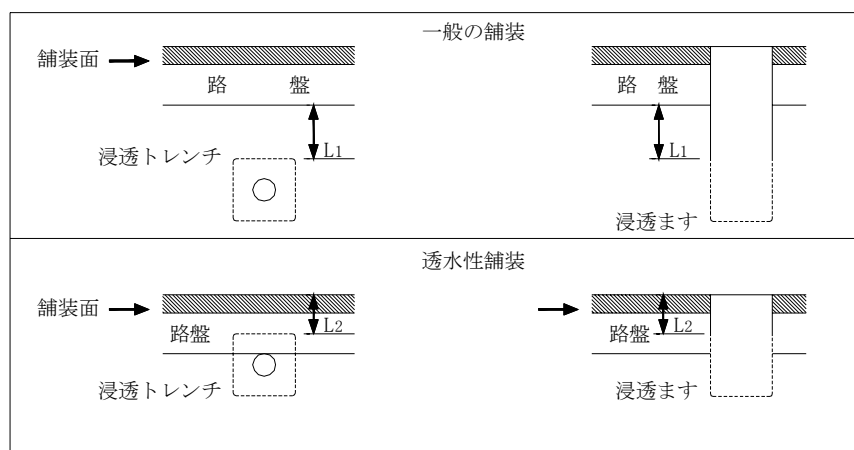


図 2 - 6 歩道の浸透位置

(出典；下水道雨水浸透技術マニュアル (財)下水道新技術推進機構)

③ 官民境界に配置する場合の配慮事項

官民境界に浸透施設を設置する場合は、民地側のブロック塀等の構造物に影響を及ぼさないよう矢板を設置するなどの配慮を行うものとする。

### 第3章 水文設計

#### 一般事項

(第9条)

流出抑制施設の水文設計は、流域や配置計画の状況に応じた適切な流出モデルを設定し、計画降雨に対して目標とする流出抑制効果について評価するとともに、流出抑制施設の構造設計に係わる条件を設定するものとする。

#### 解説

##### (1) 水文モデルの概念

開発区域に流出抑制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オンサイトタイプの施設（オンサイト貯留施設及び浸透施設）で示すと次図のようになる。

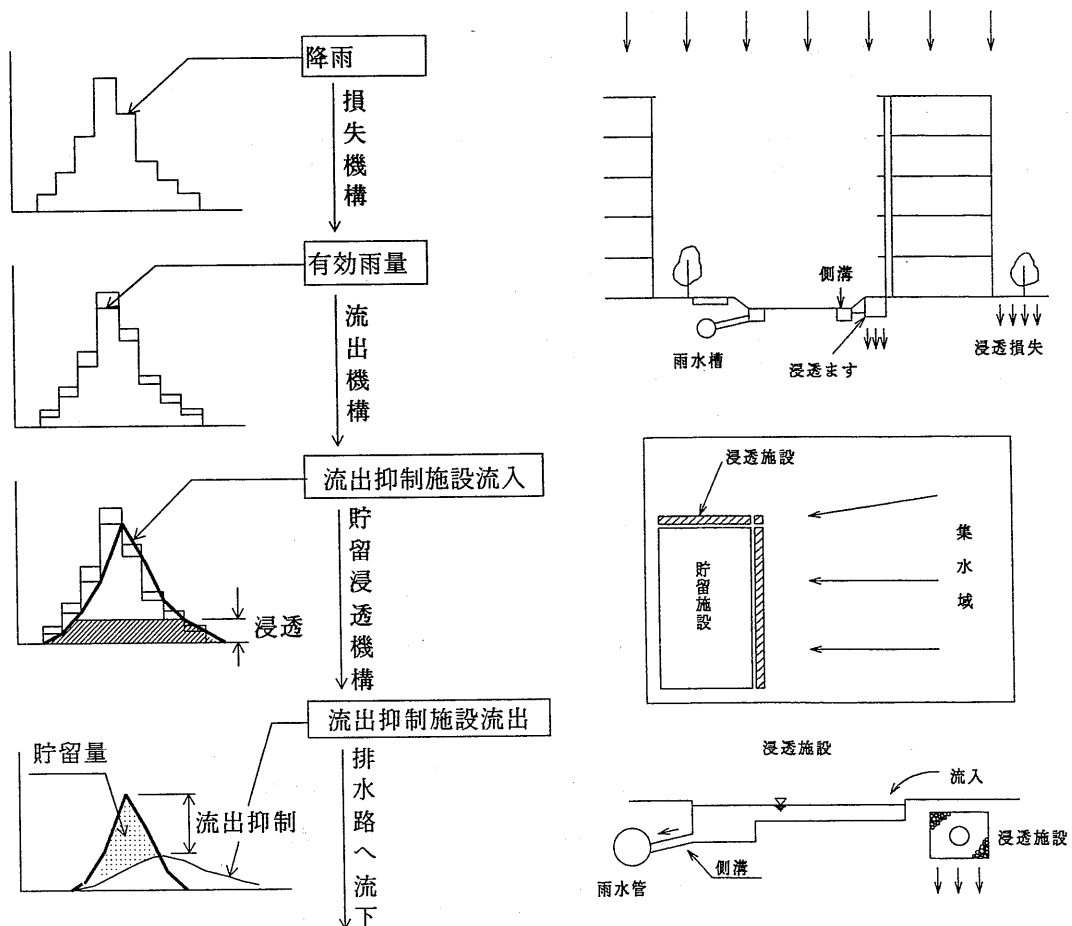


図3-1 流出抑制施設の水文モデルの概念

(出典；宅地開発に伴い設置される浸透施設等設置技術指針 (社)日本宅地開発協会)

##### (2) 流域貯留施設等の配置計画

① 設置場所

流域貯留施設等の設置場所としては、一般に下記のような場所が想定される。

- a. 地表面貯留
- b. 地下貯留
- c. その他

② 流域貯留施設等の諸元

- a. 地表面貯留

i) 集合住宅

集合住宅の棟間を流域貯留施設として利用する場合は、緊急車の導入、建築物の保護、幼児に対する安全対策、維持管理などを、総合的に配慮して貯留可能容量を設定するものとする。

【貯留限界水深】

棟間貯留の貯留限界水深は 0.3m を標準とする。

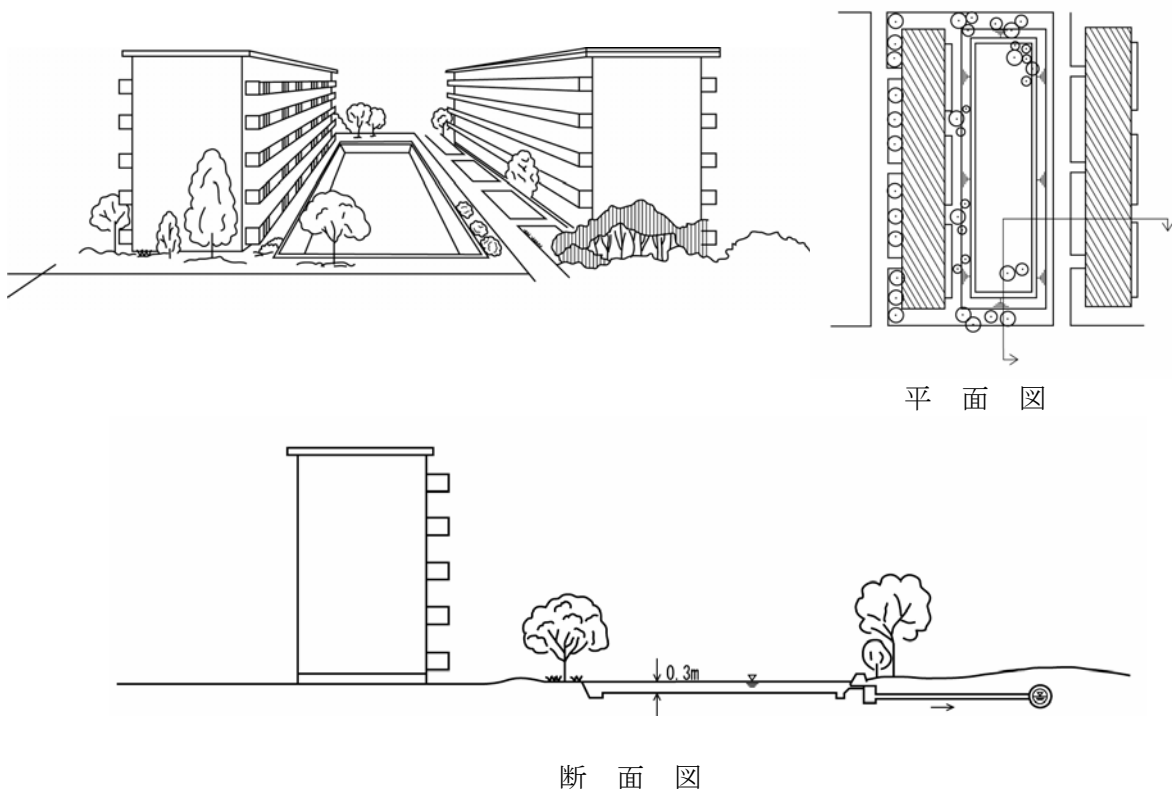


図 3-2 中層住宅における棟間貯留の概念図

ii) 駐車場

駐車場を流域貯留施設として利用する場合は、自動車のブレーキドラムが濡れないなど、雨水を貯留することによる自動車の走行に支障を生じないように、また利用者の降雨時における利用を配慮して、貯留可能容量を設定するものとする。

【貯留限界水深】

駐車場の貯留限界水深は0.1mを標準とする。

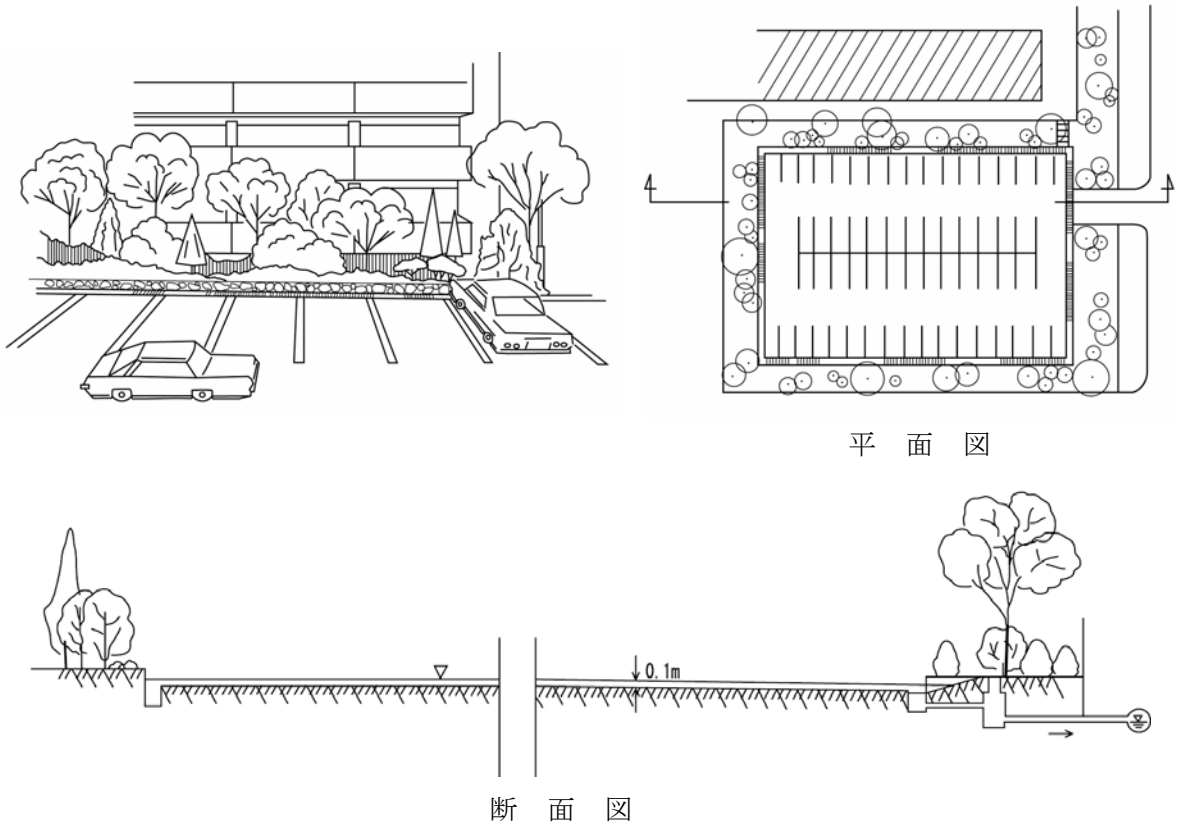


図3-3 駐車場貯留の概念図

iii) 公園

公園緑地等を流域貯留施設として利用する場合は、公園の機能、利用者の安全対策、景観などを考慮し、貯留場所及び貯留可能容量を設定するものとする。

【貯留限界水深】

公園の貯留限界水深は、街区公園は0.2m、近隣及び地区公園は0.3mを標準とする。ただし、近隣・地区公園の場合は、幼児・児童の安全性に対する考慮をすることにより、0.5mまで増加できるものとする。

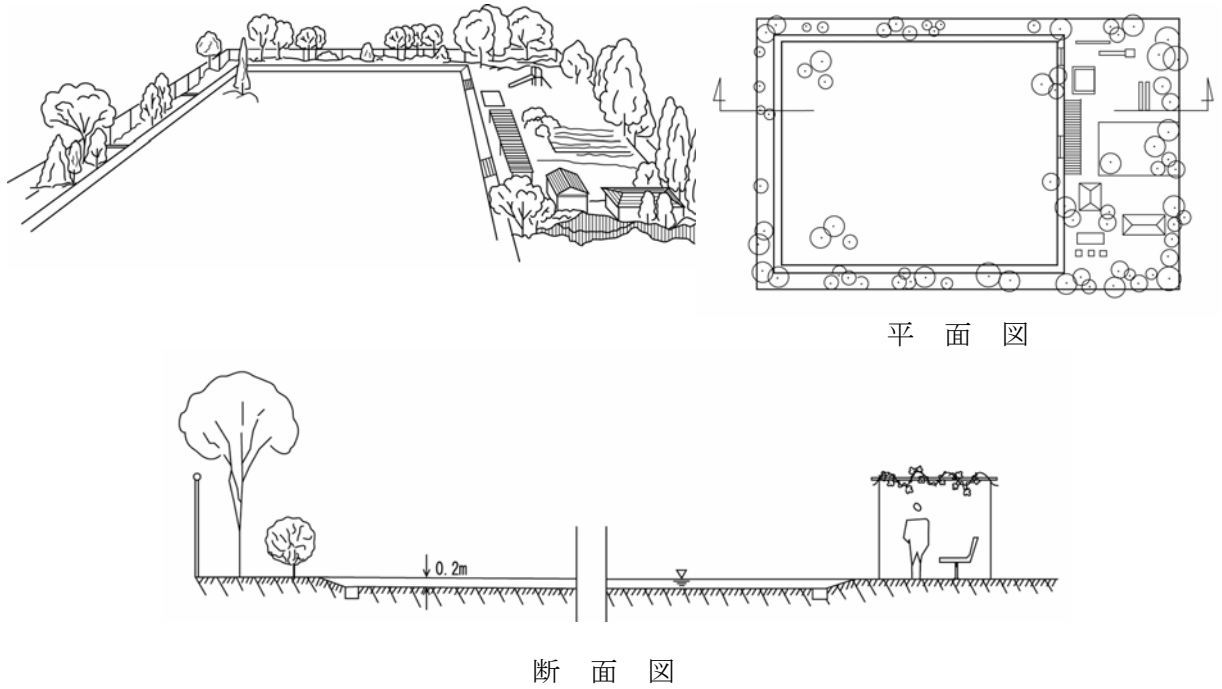


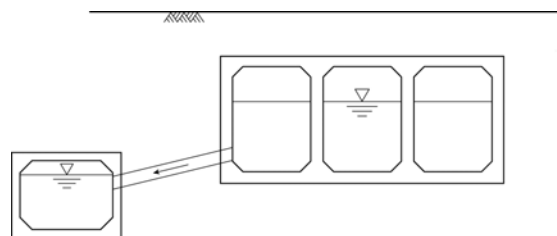
図 3 - 4 街区公園流域貯留の概念図

b. 地下貯留

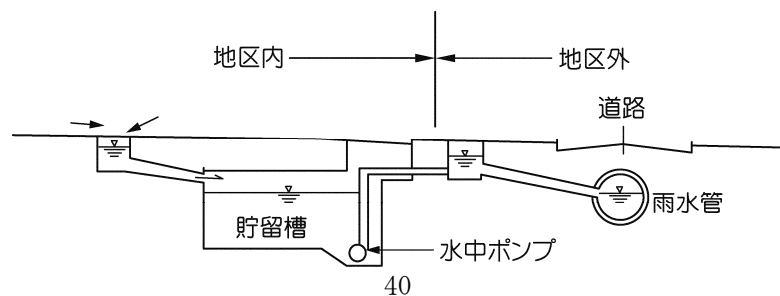
i) 地下貯留（公園、校庭、建物等の地下）

- ・地下に雨水の貯留を目的とした構造物を設け、そこに貯留する方法である。
- ・主に公園の園庭、校庭、建物の地下等に設けられる。
- ・地下貯留槽の内空高さは、人が入って無理なく作業出来る高さとして 1.2m 以上を標準とする。
- ・排水は自然放流方式を原則とする。ただし、自然放流が困難な場合は、ポンプ排水方式を採用することが出来るものとする。
- ・ポンプの設置台数は安全対策上 2 台以上設置するものとする。

【自然放流方式】



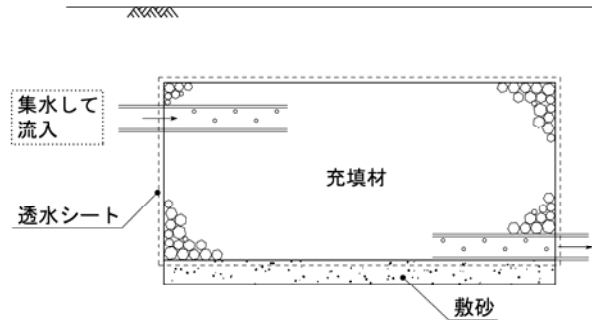
【ポンプ排水方式】



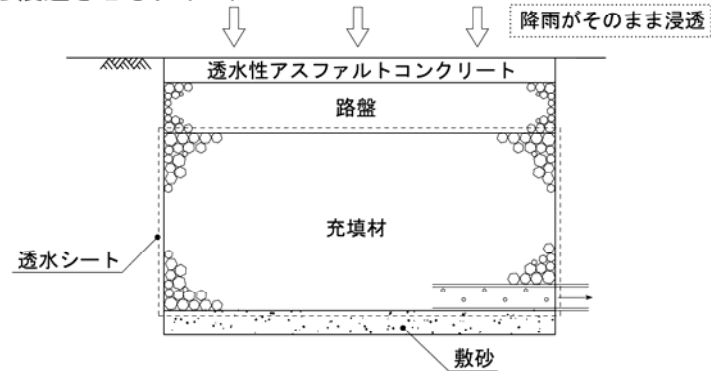
ii) 地下空隙貯留（公園、校庭、棟間等の地下）

- ・地下に碎石等で層を作ることにより空隙を確保しそこに貯留する方法である。
- ・主に公園の園庭、校庭、棟間の空地等に用いられる。
- ・放流は自然放流方式とする。
- ・流入は集水された雨水を流入管で取り込むタイプや駐車場等の表面から浸透させるタイプ等がある。
- ・施設敷高は、貯留部への影響を考慮し、地下水位以上とする。

(流入管で取り込むタイプ)



(表面から浸透させるタイプ)



c. その他

i) 各戸貯留

一般住宅において、雨水を一時貯留するタンクを設置することにより、庭・植木の散水などの雨水利用とあわせて流出抑制施設としても機能を発揮させることが可能であり、これら施設を広く普及させるものとする。

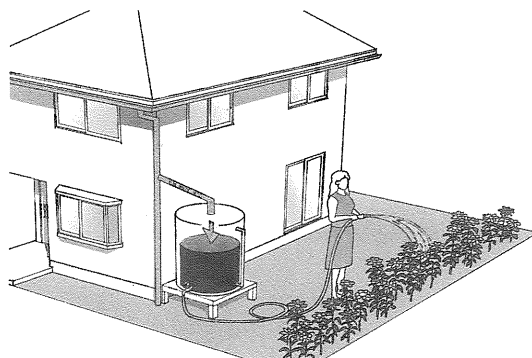


図3-5 各戸貯留のイメージ

(出典；都市の水循環再生に向けて (社)雨水貯留浸透技術協会)

### (3) 浸透施設の配置計画

#### ① 設置数量の目安

浸透施設の設置数量は、以下の値を参考にして概略規模を想定することができる。

[既成市街地の歩車道への設置数量]

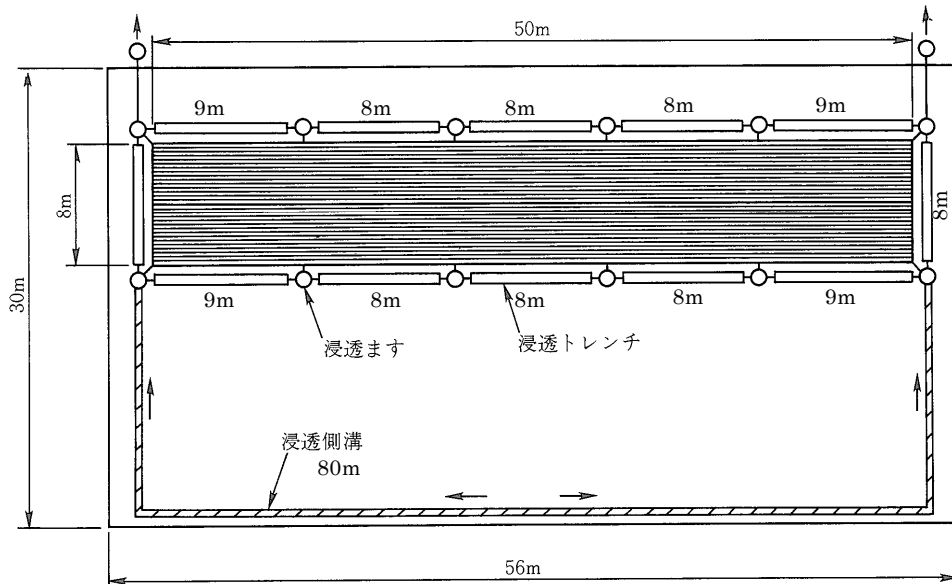
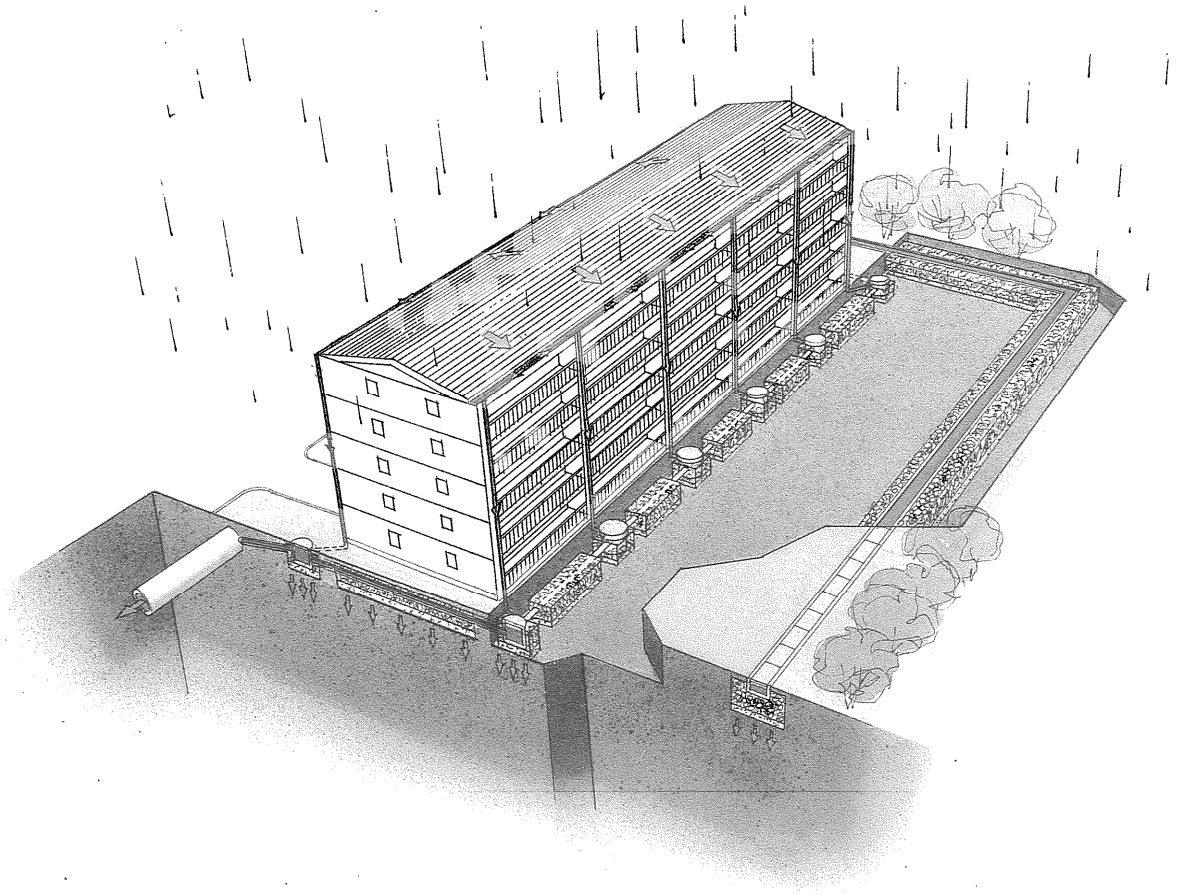
- ・ 浸透ます            10 個/ha
- ・ 浸透トレンチ    140m/ha
- ・ 浸透側溝            140m/ha

※福岡市の博多駅地区と天神地区周辺の2箇所をモデルケースとして設定した設置数量を目安とした。

#### ② 配置例

集合住宅、戸建住宅、公園等の配置例を以下に示す。

a. 集合住宅

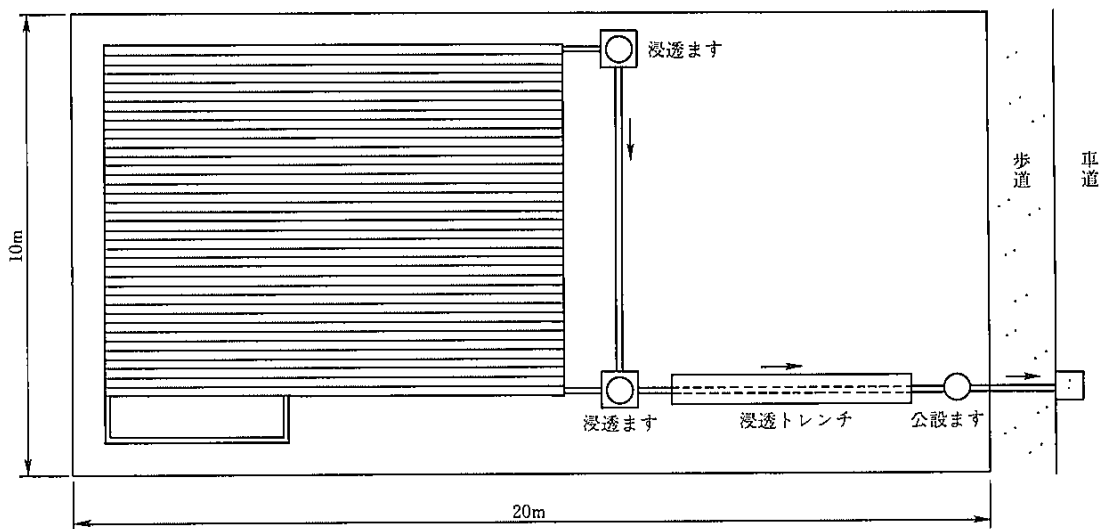
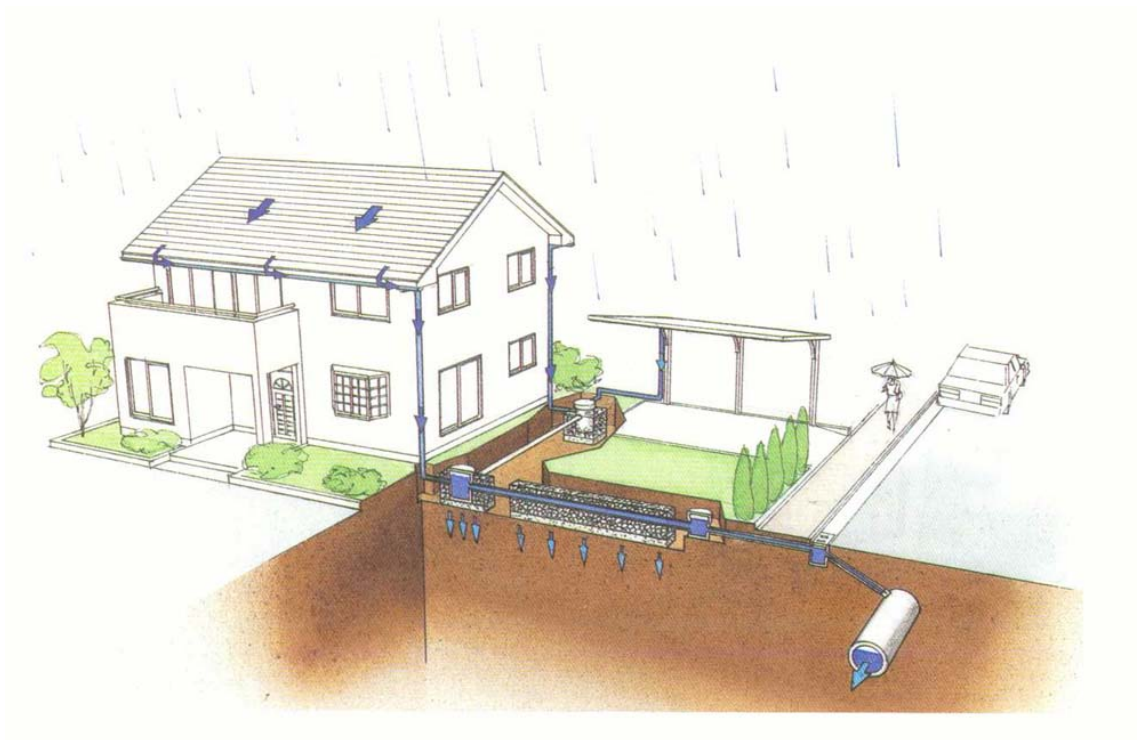


(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 調査・計画編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

図3-6 集合住宅の配置例



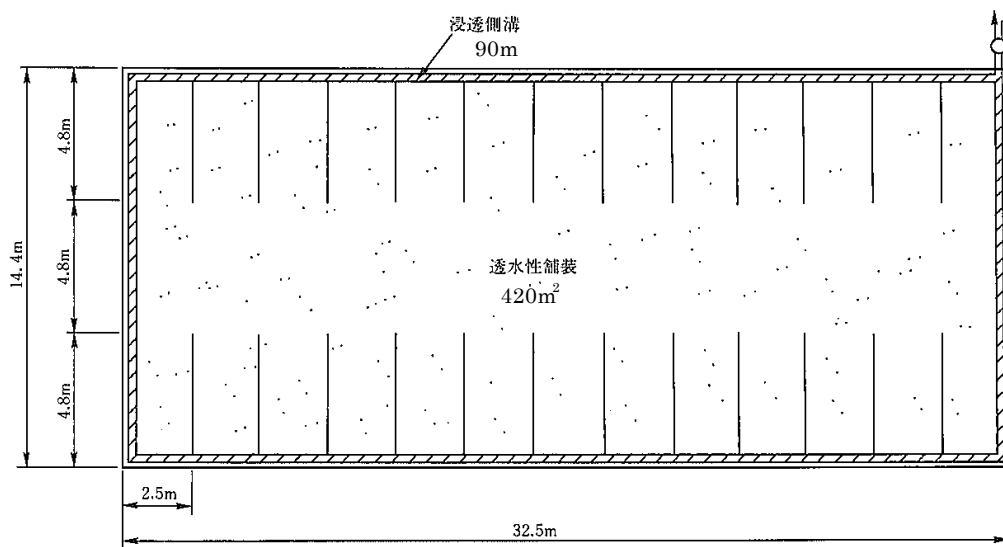
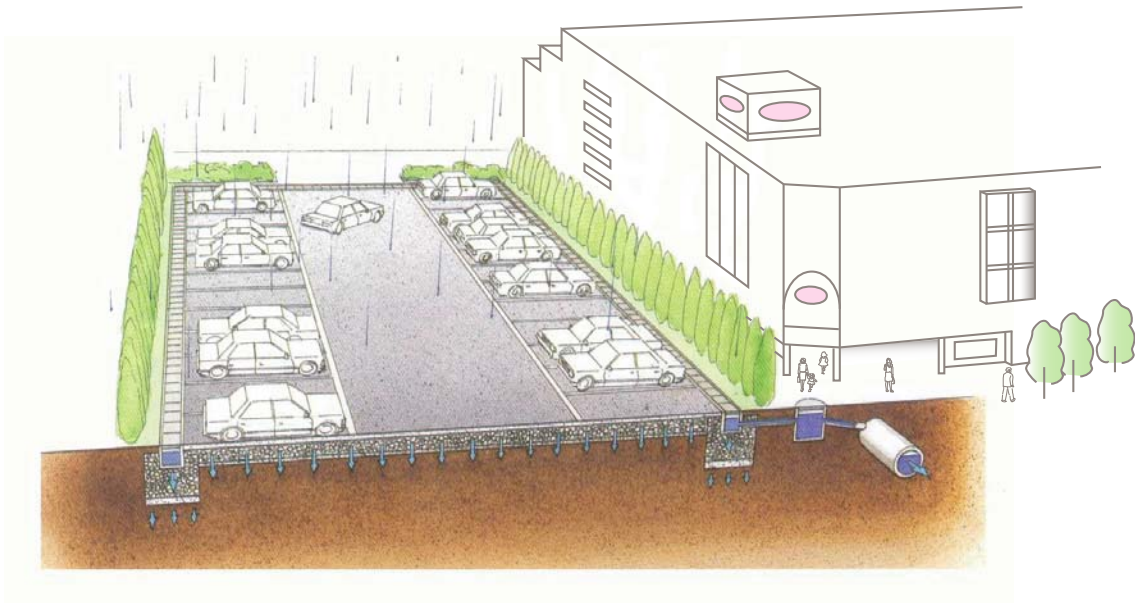
b. 戸建住宅



(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 調査・計画編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

図 3-7 戸建住宅の配置例

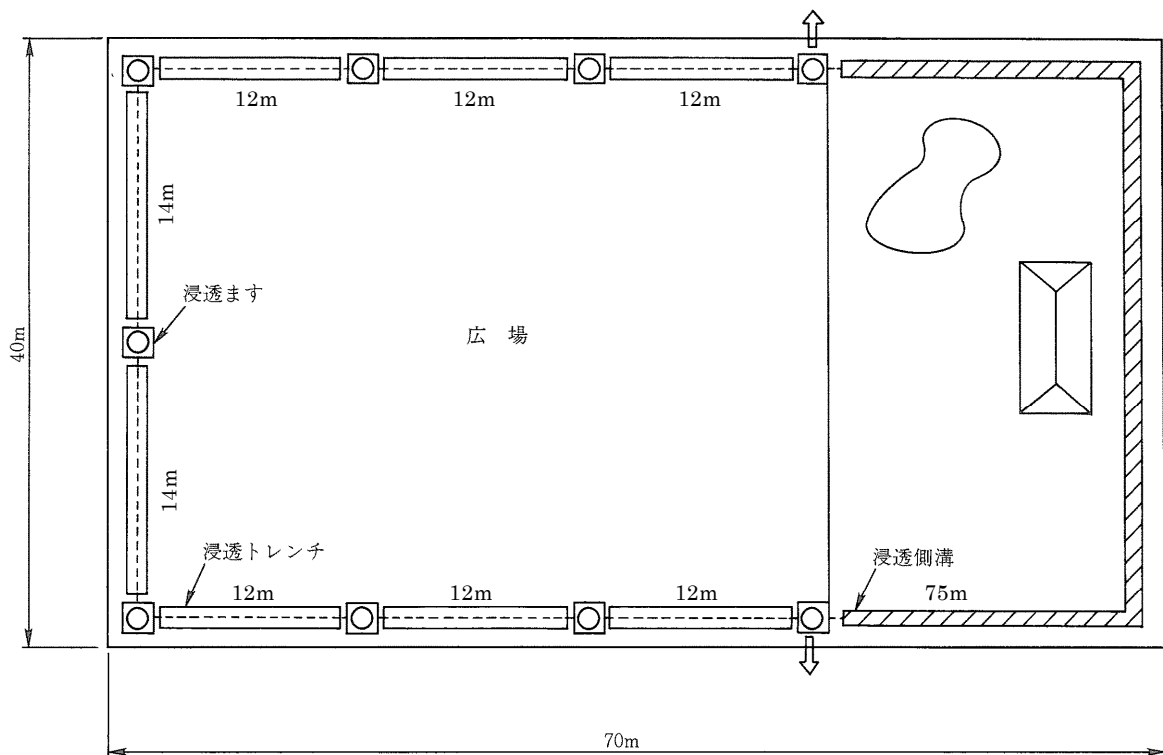
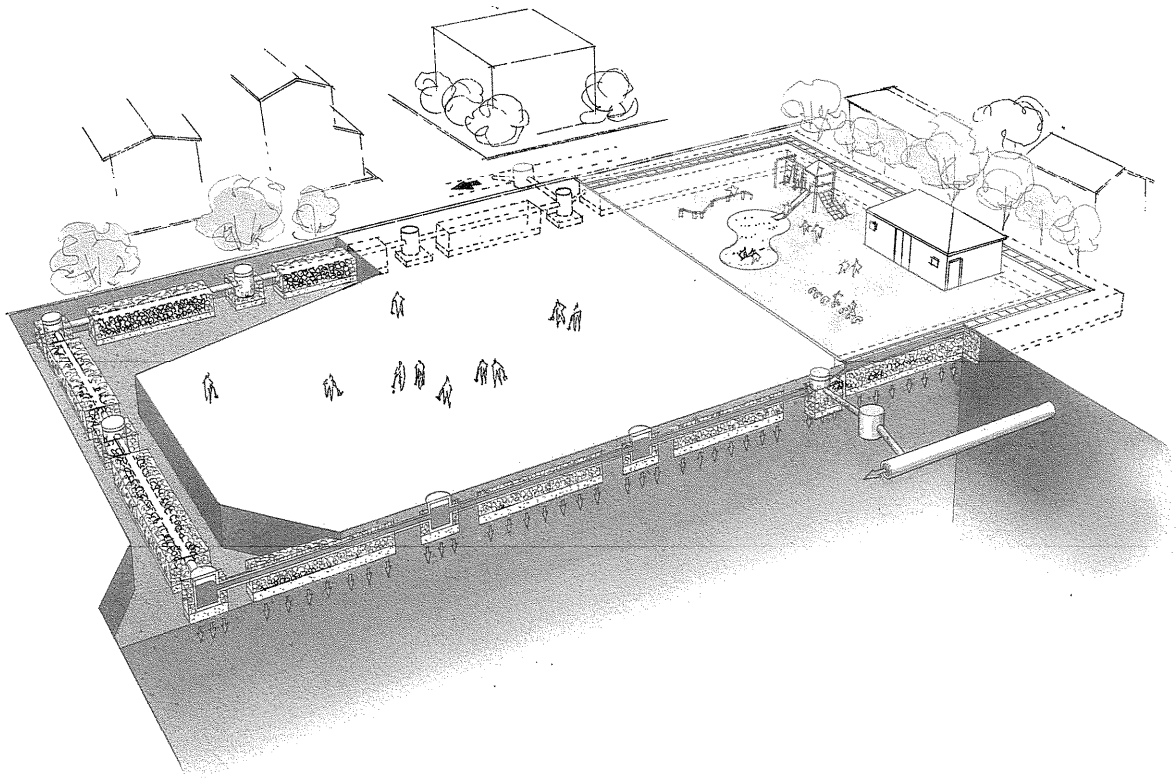
c. 駐車場



(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 調査・計画編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

図 3 - 8 駐車場の配置例

d. 公園



(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 調査・計画編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

図3-9 公園の配置例

## 計画対象降雨

(第10条)

洪水調節容量を算定するために用いる計画対象降雨については、福岡市長時間降雨強度式を用いることとする。

### 解説

#### (1) 確率降雨強度式

開発行為等により設置される流出抑制施設は「恒久調節池」、「暫定調整池」、「流域貯留施設」、「浸透施設」があり、設置する施設により各々の技術基準を参考に降雨強度式を使い分けるものとする。

表3-1 適用する降雨強度式 (単独設置)

流出抑制施設		恒久調節池	暫定調整池	流域貯留施設	浸透施設
大規模	流末が河川	河川 50 年	河川 30 年	河川 30 年	—
	流末が下水、海	—	下水 10 年	下水 10 年	—
小規模	流末が河川	—	—	下水 10 年	下水 10 年
	流末が下水、海	—	—	下水 10 年	下水 10 年

※併用時の降雨強度式は、上位計画の考え方を優先させる。

表3-2 降雨強度式

計画確率年	河川 3 年	河川 30 年	河川 50 年	下水 5 年	下水 10 年
降雨強度式	$r_3 = \frac{1584.3}{t^{0.75} + 20.02}$	$r_{30} = \frac{2669.8}{t^{0.75} + 20.87}$	$r_{50} = \frac{2890.9}{t^{0.75} + 20.97}$	$r_5 = \frac{710}{t^{0.6} + 2}$	$r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3}$

#### 補足事項

##### ■大規模開発において流域貯留施設を単独設置する場合

「流域貯留施設等技術指針(案)」(社団法人 日本河川協会)によると、流域貯留施設の場合、計画降雨は確率年 1/5 ~ 1/10 相当としてあるが、大規模開発の場合、調整池の設置を原則としており、この時の諸元とのバランスを考慮して決定した。

##### ■浸透施設の場合

浸透施設の場合は、同じ開発規模で流域貯留を採用した場合の考え方と整合させた。

#### (2) 降雨波形

開発行為等により設置される流出抑制施設は「恒久調節池」、「暫定調整池」、「流域貯留施設」、「浸透施設」があり、設置する施設により各々の技術基準を参考に計画対象降雨を使い分けるものとする。

表 3 - 3 降雨波形

(単独設置)

流出抑制施設	恒久調節池	暫定調整池	流域貯留施設	浸透施設
大規模	後方集中型	中央集中型と後方集中型を比較し、大きくなる方を採用	中央集中型と後方集中型を比較し、大きくなる方を採用	—
小規模	—	—	—	—

※併用時の降雨波形は、上位計画の考え方を優先させる。

補足事項

■大規模開発において流域貯留施設を単独設置する場合

「流域貯留施設等技術指針（案）」（社団法人 日本河川協会）によると、流域貯留施設に対する降雨波形は中央集中型としているが、大規模開発の場合、調整池の設置を原則としており、この時の諸元とのバランスを考慮して決定した。

■浸透施設の場合

浸透施設は流出のベースをカットするため降雨波形を作成する必要はない。

(3) 降雨継続時間

開発行為等により設置される流出抑制施設は「恒久調節池」、「暫定調整池」、「流域貯留施設」、「浸透施設」があり、設置する施設により各々の技術基準を参考に降雨継続時間を使い分けるものとする。

表 3 - 4 降雨継続時間

(単独設置)

流出抑制施設	恒久調節池	暫定調整池	流域貯留施設	浸透施設
大規模	最大容量を与える時間。 (24h、48h、72h、72h以上)	24時間を標準	24時間を標準	—
小規模	—	—	24時間を標準	—

※併用時の降雨継続時間は、上位計画の考え方を優先させる。

補足事項

■浸透施設の場合

浸透施設は流出のベースをカットするため降雨継続時間を考慮する必要はない。

## ピーク流量の算定方式

(第 11 条)

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。

### 解 説

合理式は次式で示される。

$$Q_p = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A$$

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( $mm/hr$ )  
 $A$  : 流域面積( $ha$ )

### 補足事項

流出量の計算手法には様々な手法があるが、合理式は小規模流域に適しており、算定結果が安全側となる傾向にあることや、計算過程が簡便であるためほとんどの下水道区域で採用されている。

## 洪水到達時間

(第 12 条)

合理式に用いる洪水到達時間は、開発規模、設置する各流出抑制施設の形式、設置状況により決定する。

### 解 説

開発行為等により設置される流出抑制施設は「恒久調節池」、「暫定調整池」、「流域貯留施設」、「浸透施設」があり、設置する施設により各々の技術基準を参考に洪水到達時間の算定手法を使い分けるものとする。

表 3-5 洪水到達時間算定手法 (単独設置)

流出抑制施設	恒久調節池	暫定調整池	流域貯留施設	浸透施設
大規模	等流流速法、土研式及び角屋式により算出し、妥当なものを用いる。	等流流速法	等流流速法	—
小規模	—	—	一律 10 分	一律 10 分

※併用時の洪水到達時間は、上位計画の算定手法を優先させる。

### 補足事項

#### ■大規模開発において流域貯留施設を単独設置する場合

「流域貯留施設等技術指針(案)」(社団法人 日本河川協会)によると、流域貯留施設に対する洪水到達時間は 10 分としているが、大規模開発の場合、調整池の設置を原則としており、この時の諸元とのバランスを考慮して決定した。

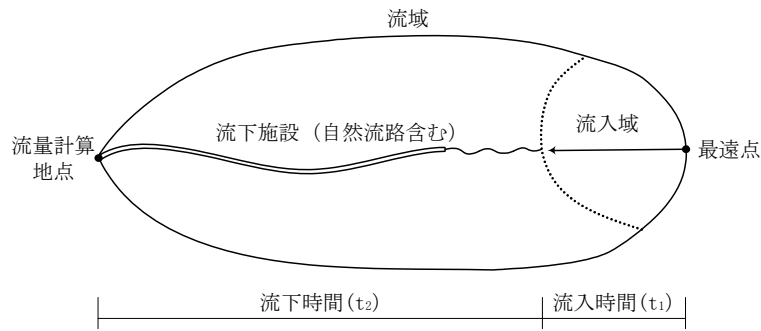
#### ■浸透施設の場合

浸透施設の場合は、同じ開発規模で流域貯留を採用した場合の到達時間 10 分と整合させた。

### 【等流流速法の解説】

各算定手法は各々の施設の技術基準を参照するものとし、ここでは、等流流速法について解説する。

この方法は、洪水到達時間を洪水時の雨水が流域から河道(流下施設)へはいるまでの時間(流入時間  $t_1$ )と流量計算地点まで河道(流下施設)を流れ下る時間(流下時間  $t_2$ )との和であるとする方法( $t_c = t_1 + t_2$ とする方法)である。



$$\text{洪水到達時間}(t_c) = \text{流入時間}(t_1) + \text{流下時間}(t_2)$$

※コンクリート水路の上流端が流下水路上流端とは限らない。

本市で用いる算定条件は次のとおりとする。

(1) 流入時間 ( $t_1$ )

① 開発前

開発前に対しては流域斜面長の長短に応じて30分以内の適切な時間をとる。

[流入時間の参考値]

- ・山地流域 :  $2 \text{ km}^2$  30分
- ・特に急傾斜面区域 :  $2 \text{ km}^2$  20分
- ・下水道整備区域 :  $2 \text{ km}^2$  30分

ただし、流域が  $2 \text{ km}^2$  に満たない場合には、河道（流下施設）上流端の上流域を流入域とし、その流入時間を次のような方法で算定する。なお、計算の結果6分を下回る場合は開発後の6分を使用する。

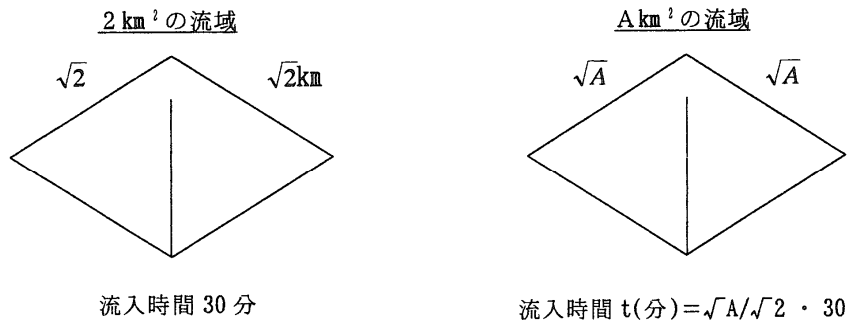


図3-10  $2 \text{ km}^2$  未満の流入域の場合の流入時間算出方法

(出典：中小河川計画の手引き(案) 中小河川計画検討会)

② 開発後

開発後に対しては一般に福岡市下水道計画において使用される6分とする。

(2) 流下時間 ( $t_2$ )

流下時間については次式による。

$$t_2 = \frac{1}{3600} \cdot L/V$$



ここで、

$t_2$  : 河道流下時間 (hr)

$L$  : 河道延長 (m)

$V$  : 管路においては Manning 式により求めた満管流速、開水路においては計画流量程度の流量に対し、Manning 式により求めた流速 (m/sec)。

(Manning 式 :  $V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$  ここに  $n$  : 粗度係数、 $R$  : 径深 (m)、 $I$  : 水路勾配)

ただし、開発後に対して、開発地区内の土地利用計画等が立案されておらず管路または開水路の勾配、断面の条件等を定め難い場合は、Kraven 式により流速を想定する。

$$H/L \geq 1/100 \quad V=3.5(m/s)$$

$$1/200 < H/L < 1/100 \quad V=3.0(m/s)$$

$$H/L \leq 1/200 \quad V=2.1(m/s)$$

ここに  $H$  : 落差 (m)  $L$  : 流路水平延長 (m)

また、開発前に対して、水路断面の条件等を定め難い場合 (断面変化が激しく一定の断面とは認めがたい状態など) は、Rziha 式を用いる。

$$[Rziha \text{ 式}] : t_2 = 0.83 \cdot L / I^{0.6}$$

ここに  $I$  : 流路平均勾配、 $L$  : 流路延長 (km)

(Rziha 式出典 : 大規模宅地開発に伴う調整池技術基準 (案) 日本河川協会)

なお、上記の考え方に基づき、開発前と開発後の洪水到達時間には差があることを原則とするが、その到達時間が 10 分以下となる場合は 10 分を採用するものとする。

#### 補足事項

##### 【各算定式の特徴】

等流流速法 : 洪水伝播速度を等流流速とする手法。洪水到達時間に流域の土地利用の変化を表現することはできないが、従来より慣用的に用いられている。

土研式 : 土木研究所による実験式。都市域と自然流域を対象に式が示されており、土地利用の変化に伴う洪水到達時間の変化を考慮できるが適用事例は少ない。

角屋式 : 土木研究所による実験式 (角屋氏らが提案)。式中に到達時間内降雨強度を有し、未知数を含むため、トライアル計算となり取扱いが複雑な手法である。

ルチーハ (Rziha) 式 : わが国の河川に適用すると洪水到達時間が過大に算定される傾向にある。

カーベイ式 : 福岡市下水道計画における計画区域外 (山地) からの流入時間の算定に用いられる手法である。本手法は、調整池等の比較的小さい流域に適用する場合には

ルチーハ式よりもさらに洪水到達時間が過大に算定される傾向にあり、計画の安全性を考慮して適用しないこととする。

表 3-6 カーベイ式とルチーハ式の比較

	斜面距離(m)	斜面勾配	到達時間(min)
カーベイ式	200	1/100	23.7
	200	1/500	34.4
	2000	1/100	69.3
	2000	1/500	100.9

※遅滞係数は0.2を使用。

	流路延長(km)	流路勾配	到達時間(min)
ルチーハ式	0.2	1/100	2.6
	0.2	1/500	6.9
	2	1/100	26.3
	2	1/500	69.1

$$[\text{カーベイ式}] : t = \left( \frac{2}{3} \times 3.28 \frac{L \times n}{\sqrt{S}} \right)^{0.467}$$

ここに、 $t$ : 到達時間 (min)、 $L$ : 斜面距離 (m)、 $S$ : 斜面勾配、 $n$ : 遅滞係数 (0.2)

$$[\text{Rziha 式}] : t = 0.83 \cdot L / I^{0.6}$$

ここに、 $t$ : 到達時間 (min)、 $L$ : 流路延長 (km)、 $I$ : 流路平均勾配

## 流出係数

(第13条)

流出係数は、開発前後の流域の状態について流出抑制施設の計画地点、流域の地被の状況、土地利用、流域の地質等を考慮して適切な値を用いるものとする。

### 解説

開発行為等により設置される流出抑制施設は「恒久調節池」、「暫定調整池」、「流域貯留施設」、「浸透施設」があり、設置する施設により各々の「取扱いと解説・計算例」を参考に流出係数の算定手法を使い分けるものとする。

表3-7 流出係数 (単独設置)

流出抑制施設	恒久調節池	暫定調整池	流域貯留施設	浸透施設
大規模	放流先毎に定められた流出係数の加重平均値	放流先毎に定められた流出係数の加重平均値	放流先毎に定められた流出係数の加重平均値	—
小規模	—	—	(開発前)排水区毎の流出係数 (開発後) 0.90	(開発前)排水区毎の流出係数 (開発後) 0.90

※併用時の流出係数は、上位計画の考え方を優先させる。

上表のとおり大規模開発においては、放流先毎に定められた流出係数の加重平均値（次頁参照）とし、小規模開発においては、開発前流出係数を下水道計画で採用されている排水区域毎の流出係数、開発後を「流域貯留施設等技術指針（案）」（社団法人 日本河川協会）で採用されている  $C=0.90$ 、とすることを原則とする。

次頁に各流出係数値の一覧を示す。

### 補足事項

#### ■大規模開発の流出係数

一般的に流出係数の値は降雨強度、降雨の継続時間、地質、流域の地被の状況、流域勾配、流域平面形状等によって変化するほか対象とする流域の位置、大きさの程度によって変化するものである。このため、開発前後において、その値を一律に定めることは困難であるため、計画地の土地利用等に応じた係数を使用し、面積を重みとして加重平均することにより、計画の場所ごとの適切な値を算出することを標準とした。

#### ■浸透施設の場合

浸透施設の場合は、同じ開発規模で流域貯留を採用した場合の考え方と整合させた。

### 【大規模開発：放流先毎の流出係数】

開発前および開発後の流出係数は、土地利用等に応じた係数を使用し、面積を重みとする加重平均により算出することを標準とする。土地利用別の係数は、流末の状況に応じて以下の係数を用いるものとする。

ただし、土地利用上、係数の設定が困難な場合は「大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）日本河川協会」の数値を参考として設定できるものとする。

#### ■流末に河川を有する場合

（暫定調整池→直接河川へ放流 暫定調整池→下水道施設→河川へ放流）

表 3-8 流出係数

地 区	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

（出典；建設省河川砂防技術基準(案)同解説 計画編 (社)日本河川協会）

#### ■流末が下水道のみ or 海へ直接放流の場合

（暫定調整池→直接海域へ放流 暫定調整池→下水道施設→海域へ放流）

表 3-9 流出係数

工 種	流出係数	工 種	流出係数
屋根	0.85～0.95	間地	0.10～0.30
道路	0.80～0.90	芝・樹木の多い公園	0.05～0.25
その他の不浸透面	0.75～0.85	勾配の緩い山地	0.20～0.40
水面	1.00	勾配の急な山地	0.40～0.60

（出典；下水道施設計画・設計指針と解説 (社)日本下水道協会）

【小規模開発：開発前流出係数】

表 3-10 排水区毎の流出係数

排水区	分類	流出係数	排水区	分類	流出係数
西戸崎	Ⅱ	0.70	西新	Ⅰ	0.65
大岳	Ⅰ	0.65	梅光園	Ⅰ	0.65
志賀島	Ⅰ	0.65	七隈	Ⅰ	0.65
奈多	Ⅰ	0.65	飯倉	Ⅰ	0.65
和白	Ⅰ	0.65	東長尾	Ⅰ	0.65
唐の原	Ⅰ	0.65	西長尾	Ⅰ	0.65
アイランドシティ	Ⅱ	0.70	室見	Ⅰ	0.65
香椎	Ⅰ	0.65	姪の浜	Ⅰ	0.65
箱崎浜	Ⅳ	0.70	原田隈	Ⅰ	0.65
名島	Ⅰ	0.65	西田隈	Ⅰ	0.65
松崎	Ⅰ	0.65	壱岐	Ⅰ	0.65
多々良	Ⅰ	0.65	壱岐東	Ⅰ	0.65
八田	Ⅰ	0.65	生の松原	Ⅰ	0.65
筥松	Ⅳ	0.70	早良	Ⅰ	0.65
箱崎	Ⅰ	0.65	今宿	Ⅰ	0.65
馬出	Ⅱ	0.70	周船寺	Ⅰ	0.65
千代	Ⅱ	0.70	今津	Ⅰ	0.65
堅粕	Ⅳ	0.70	元岡	Ⅰ	0.65
席田	Ⅰ	0.65	月隈東	Ⅰ	0.65
博多	Ⅲb	0.75	月隈西	Ⅳ	0.70
比恵	Ⅲb	0.75	那珂東光寺	Ⅱ	0.70
住吉	Ⅲb	0.75	那珂諸岡	Ⅰ	0.65
春吉	Ⅲa	0.70	那珂板付	Ⅱ	0.70
福岡東	Ⅲb	0.75	那珂雑餉隈	Ⅰ	0.65
福岡西	Ⅰ	0.65	日佐	Ⅰ	0.65
平尾高宮東	Ⅱ	0.70	塩原	Ⅰ	0.65
平尾高宮西	Ⅰ	0.65	老司	Ⅰ	0.65
草ヶ江	Ⅰ	0.65	花畑	Ⅰ	0.65

(出典；福岡市下水道施設計画諸元 平成8年3月)

## 流出ハイドログラフ

(第 14 条)

洪水波形への変換は合理式によるものとし、合理式と単位図法を組み合わせた方法（合成合理式）により算出する。

### 解 説

流出ハイドログラフは、合理式の理論により下図のように算定する。

下図の斜線部（ $a, b, c$ ）が降雨強度  $i$  に対する流出ハイドログラフであり、各時間のピーク流量を結んだものが流出ハイドログラフとなる。

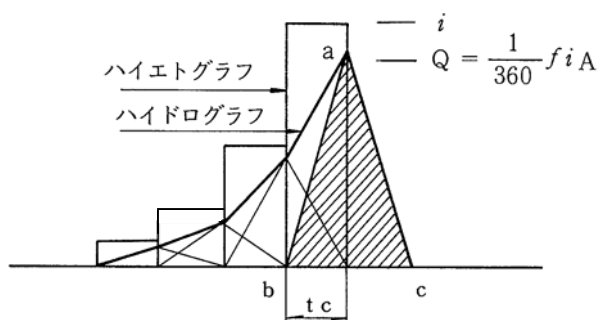


図 3-11 流出ハイドログラフの計算法

(出典；防災調節池等技術基準（案）（社）日本河川協会)

ここに、 $Q$ ：流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$A$ ：流域面積 (ha)

$i$ ：ハイドログラフにおける洪水到達時間  $t_c$  内平均降雨強度 ( $\text{mm}/\text{hr}$ )

$f$ ：流出係数

$t_c$ ：洪水到達時間 (分)

### 補足事項

[ハイドログラフとハイドログラフ]

- ・ハイドログラフとは、横軸に時間、縦軸に降雨量を取り、降雨量の変動を表すもの。
- ・ハイドログラフとは、横軸に時間、縦軸に流量を取り、懸案地点における流量の時間的変化(経時変化)を表すもの。

## 許容放流量

(第 15 条)

開発規模、設置する流出抑制施設に応じて許容放流量を設定する。

### 解 説

#### (1) 許容放流量の考え方

開発行為等により設置される流出抑制施設は「恒久調節池」、「暫定調整池」、「流域貯留施設」、「浸透施設」があり、開発の規模や設置する施設により各々の「取扱いと解説・計算例」を参考に許容放流量を使い分けるものとする。

表 3-11 許容放流量 (単独設置)

流出抑制施設	恒久調節池	暫定調整池	流域貯留施設	浸透施設
大規模	関係行政機関と協議して決定する。	・計画規模に対して開発前ピーク流量まで抑制。 ・確率 1/3 までは下流流過能力まで抑制。 (容量算定を簡便法で行う場合は、下流流過能力まで抑制。)	・計画規模に対して開発前ピーク流量まで抑制。 (容量算定を簡便法で行う場合は、下流流過能力まで抑制。)	—
小規模	—	—	開発前ピーク流量まで抑制	開発前ピーク流量まで抑制

※併用時の許容放流量は、上位計画の考え方を優先させる。

#### 【流過能力算定手法】

放流先水路の流過能力を算定する場合は、原則として *Manning* の平均流速公式により求めることとする。

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad Q = A \cdot v$$

ここに、 $v$ ：流速(m/s)、 $n$ ：粗度係数、 $R$ ：径深(m)、 $I$ ：河床勾配

$A$ ：流水断面積(m<sup>2</sup>)、 $P$ ：潤辺長(m)、 $Q$ ：流量(m<sup>3</sup>/s)

粗度係数は、対象とする水路の状況により次の値を標準として用いる。

河川施設	一般河道または素堀水路	$n=0.030 \sim 0.035$
	護岸を施した河道	$n=0.030$
	三面張河道	$n=0.025$
	トンネルまたはボックス	$n=0.023$
下水道施設	ボックスカルバート	$n=0.015$
	側溝	$n=0.015$
	管渠	$n=0.013$

有効流水断面積は以下のとおり設定する。

河川施設	河川管理施設等構造令(社、日本河川協会)に準拠する。 (普通河川は 8 割水深を原則とする。)
下水道施設	9 割水深を原則とする。

## 補足事項

### ■大規模開発の流域貯留施設

大規模開発において流域貯留施設を単独設置した場合、「流域貯留施設等技術指針（案）」（社団法人 日本河川協会）に従えば、下流水路流過能力となるが、大規模開発の場合、調整池の設置を原則としており、この時の諸元とのバランスを考慮して決定した。

### ■小規模開発の流域貯留施設

小規模開発の場合、流出抑制施設は流域貯留施設（公園貯留、校庭貯留等）となることより、「流域貯留施設等技術指針（案）」（社団法人 日本河川協会）に従えば、下流水路流過能力となるが、現在の開発指導の実績や開発行為による流出抑制の主旨（開発行為に起因する流出増の防止）を考慮し開発前ピーク流量を用いるものとした。

### ■浸透施設の場合

浸透施設の場合は、同じ開発規模で流域貯留を採用した場合の考え方と整合させた。

### ■流過能力算定手法

① 河川の流過能力の計算には、不等流式または Manning の平均流速公式が用いられる。

一般に調整池等の下流の河川は、小規模なものが多いので流過能力の計算は背水区間を除いては Manning の平均流速公式によるものとする。

② 河川の流過能力に関係する有効流水断面積は、原則的には河川管理施設等構造令に示される計画堤防高の規定、計画高水流量  $200\text{m}^3/\text{s}$  未満では計画高水位 HWL に  $0.6\text{m}$  を加えた値以上（同構造令の小河川の特例では、計画高水位に  $0.3\text{m}$  を加えた値以上）を採用し、堤防高より規定の値を控除した高さ以下をとることとする。

普通河川の場合は特に規定はないが、「防災調節池等技術基準(案) 第3編」によると「全断面の8割を流水断面として計算するよう指導している例がある」とのことより、8割水深を原則とする。

下水道の場合は、福岡市の下水道計画で採用されている9割水深を原則とする。

## (2) 流域貯留施設の放流量と湛水時間

流域貯留施設からの放流量及び放流孔は、許容放流量を満足するとともに、貯留可能容量を超えないよう、かつ、降雨終了後の排水が一定時間で完了するよう設定することを原則とする。

① 湛水時間は、貯留施設の設置場所における本来の利用機能の回復を考慮し、確率  $1/10$  降雨規模の中央集中型降雨波形に対し、原則として、降雨終了後2時間で排水できるよう放流孔を決定することを標準とする。

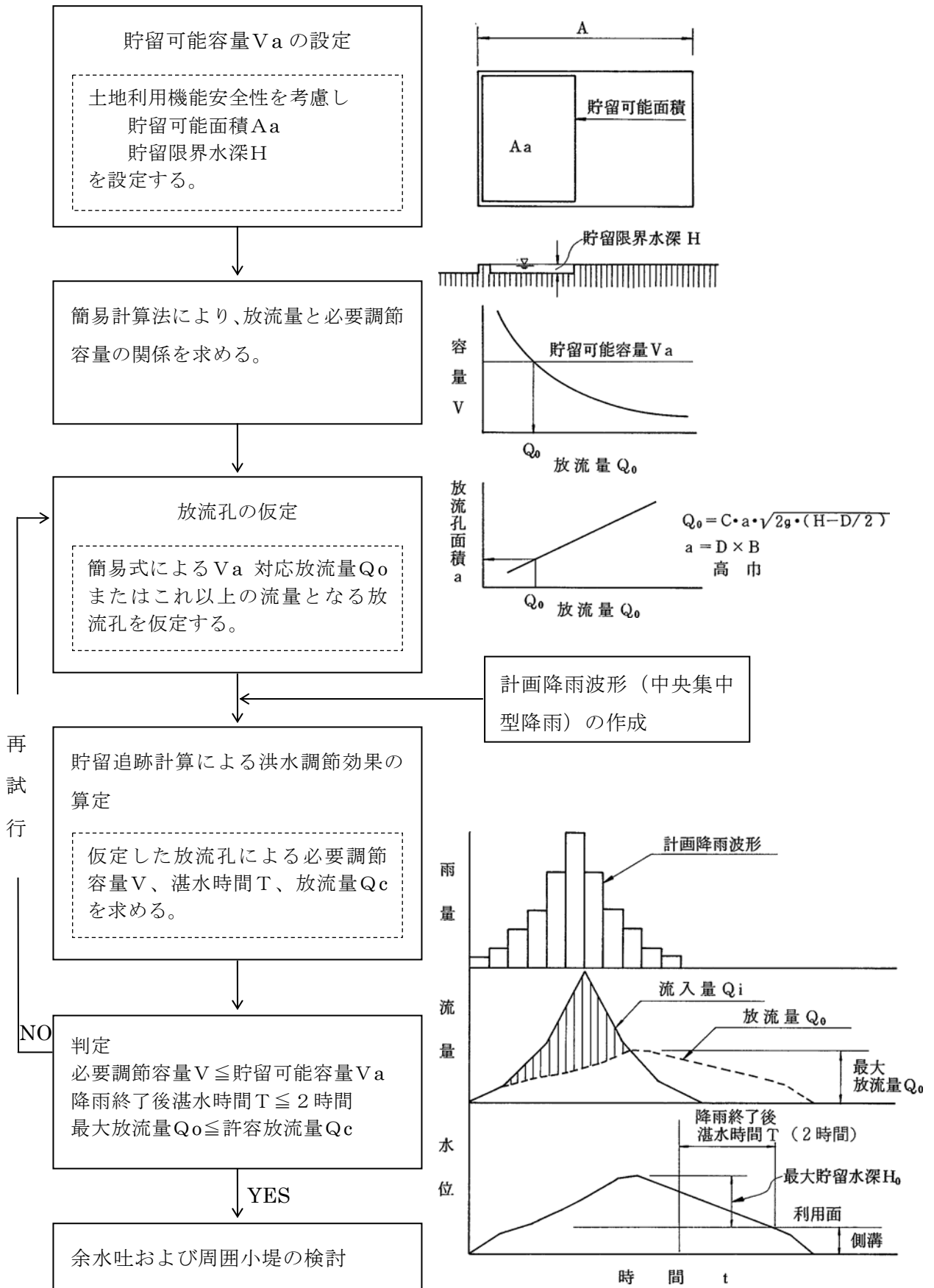
② 計画降雨に対応する必要調節容量と放流量及び放流孔決定の作業手順を次図に示す。

## 補足事項

流域貯留施設は、必要調節容量が施設本来の機能から定まる貯留可能容量を超えないように設定する必要がある。また、降雨終了後はできるだけ早く貯留施設の設置場所における本来の利用機能を回復することが必要である。

「流域貯留施設等技術指針（案）」（社団法人 日本河川協会）では、これらに配慮して放流量を定めることとしており、本基準においてもこれに準ずるものとした。





(出典；流域貯留施設等技術指針（案）（社）日本河川協会)

図 3-12 流域貯留施設の水文設計フローチャート

## 洪水調節容量の算定方法

(第 16 条)

開発規模や設置する流出抑制施設に応じた洪水調節容量算定方法を用いるものとする。

### 解 説

#### (1) 調節容量算定の考え方

開発行為等により設置される流出抑制施設は「恒久調節池」、「暫定調整池」、「流域貯留施設」、「浸透施設」があり、開発の規模や設置する施設により各々の技術基準を参考に洪水調節容量算定方法を使い分けるものとする。

表 3-12 洪水調節容量の算定方法 (単独設置)

流出抑制施設	恒久調節池	暫定調整池	流域貯留施設	浸透施設
大規模	原則として貯留追跡計算によるものとする。	原則として貯留追跡計算によるものとする。	原則として貯留追跡計算によるものとする。	—
小規模	—	—	簡便法により算定	—

※併用時の洪水調節容量算定方法は、上位計画の考え方を優先させる。

#### 補足事項

##### ■小規模開発の流域貯留施設

小規模開発の場合、流出抑制施設は流域貯留施設（公園貯留、校庭貯留等）となることにより、「流域貯留施設等技術指針（案）」（社団法人 日本河川協会）に従えば、下流水路流過能力となるが、現在の開発指導の実績や開発行為による流出抑制の主旨（開発行為に起因する流出増の防止）を考慮し、簡便法により開発前ピーク流量の値まで調整するものとした。

##### ■大規模開発の流域貯留施設

大規模開発の場合は調整池の設置を原則としており、これらとのバランスを考慮して算定方法を決定した。

(2) 洪水調節容量の算定方法

① 恒久調節池・・・(算定方法：貯留追跡計算法)

調節池の洪水調節容量は、宅地開発の行なわれた後における洪水流量（確率 1/50）を、調節池下流の許容された放流量（下流許容放流量と呼ぶ）まで調節するために必要とする容量であり、放流管の条件を種々に変化させ、また必要に応じて降雨継続時間をも延長して貯留追跡計算を行ない、必要調節容量を算定するものである。

補足事項

【貯留追跡計算法の概念】

貯留追跡計算は、流入量と放流量の差を貯留するとした連続の式によって行うものである。その基本式は、湛水が水平に生じるものとした連続の式①式による。

$$F \cdot \frac{dH}{dt} = Qi - Qo \text{ ----- ①}$$

この式は、流入量  $Qi$  と流出量  $Qo$  の差が貯留施設に貯留すると考えて計算するもので、数値計算は①式の中央差分式②式によって行われる。

$$H(t + \Delta t) = H(t) + \left( \frac{Qi(t + \Delta t/2) - Qo(t + \Delta t/2)}{F(t + \Delta t/2)} \right) \cdot \Delta t \text{ --- ②}$$

- ここに、  $H$  : 貯留施設の水位 (m)
- $F$  : 貯留施設の貯水面積 (m<sup>2</sup>)
- $Qi$  : 流入量 (m<sup>3</sup>/sec)
- $Qo$  : 流出量 (m<sup>3</sup>/sec)
- $\Delta t$  : 計算間隔(sec)
- $t$  : 計算時刻

②式中の流出量  $Qo$  は放流孔（オリフィス）及び余水吐からの流出量であり次図のような状態を考えたものであり、同図において  $Qo_1$  (余水吐流出量)、 $Qo_2$  (オリフィス流出量) の計算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。

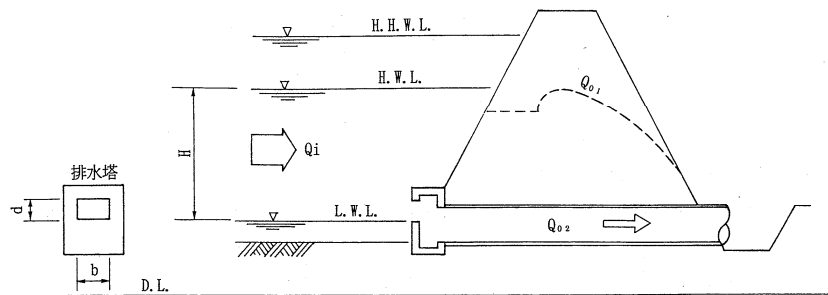


図 3-13 貯留施設の断面模式図

(出典；宅地開発に伴い設置される浸透施設等設置技術指針 (社)日本宅地開発協会)

■  $H \leq 1.2d$  のとき

$$Q_{o2} = C_1 \cdot b \cdot H^{1.5}$$

ただし、 $C_1$  ; 堰の流量係数(1.80)

■  $1.2d < H < 1.8d$  のとき

この間については、 $H = 1.2d$  での  $Q_{o2}$

及び  $H = 1.8d$  での  $Q_{o2}$  を用いて直線近似させる。

■  $1.8d \leq H$  のとき

$$Q_{o2} = C_2 \cdot d \cdot b \cdot \sqrt{2g(H-d/2)}$$

ただし、 $C_2$  : オリフィスの流量係数は 0.60、

ベルマウス付きのオリフィスの流量係数は 0.85 とする。

b : 放流孔の幅を示す。

d : 放流孔の高さを示す。

なお、水位が  $H.W.L$  を越えた場合は、余水吐からの流出量を次式により算定する。

$$Q_{o1} = C \cdot B \cdot H^{1.5} \quad \text{ここに、} C : \text{堰の流量係数 (1.80 とする)}$$

$B$  : 余水吐の幅 (m)

$H$  : 越流水深 (m)

必要調節容量・施設形状及び貯留水位の時間的変化は、簡易計算法による必要調節容量を用いて、池の形状を想定し、水位-容量曲線 ( $H-V$  曲線) を仮定して、上記の計算法により求める。

(出典：宅地開発に伴い設置される浸透施設等設置技術指針の解説 一部修正)

② 暫定調整池・・・(算定方法：貯留追跡計算法)

調整池の洪水調節容量は、宅地開発の行なわれた後における洪水のピーク流量の値を、宅地開発の行なわれる前におけるピーク流量の値まで調節するために必要とする容量をもつことを基本とし、次の条件を満足させなければならない。

- ア) 洪水の規模が年超過確率で  $1/3$  洪水までは、宅地開発後における洪水のピーク流量の値を、調整池下流の現状における流過能力の値まで調節すること。
- イ) 洪水の規模が年超過確率で  $1/30$  の洪水に対して宅地開発後における洪水のピーク流量の値を、開発前のピーク流量の値まで調節すること。
- ウ) 調整池下流の流過能力の値が、開発前年超過確率  $1/3$  洪水のピーク流量の値より大きい場合は、その流過能力の値に相当する開発前の洪水の年超過確率をもって上記 ア) の年超過確率  $1/3$  に代えるものとする。
- エ) 第 10 条において計画対象降雨規模を  $1/10$  とする場合には、上記 イ) の  $1/30$  を  $1/10$  に代えるものとする。

## 補足事項

### 【概略規模検討手法】

調整池容量の概略規模を求めるには、次の方法によることもできるものとする。

#### ■算定方法：簡便法

計画規模以下の全ての洪水について、開発後における洪水のピーク流量の値を調整池下流の流過能力の値まで調節するものとし、洪水調節容量は次式を用いて算出したVの値の最大値で与えられる。

$$V = (r_i - \frac{r_c}{2}) \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360}$$

ここに、

V：必要調節容量 (m<sup>3</sup>)

f：開発後の流出係数

A：流域面積(ha)

r<sub>c</sub>：調整池下流の流過能力の値に対応する降雨強度 (mm/hr)

r<sub>i</sub>：計画降雨強度曲線上の任意の継続時間 t<sub>i</sub> に対応する降雨強度 (mm/hr)

t<sub>i</sub>：任意の継続時間 (sec)

(計算式出典：大規模宅地開発に伴う調整池技術基準案 日本河川協会)

### 【貯留追跡計算法の概念】

貯留追跡計算法の概念は、「①恒久調節池 補足事項」を参照。

### 【簡便法の概念】

簡便法（上式）の考え方は、次の通りである。

調整池の必要調節容量は、次図においてA'BPDであり、これは近似的に

$ABFE = (r_i - r_c) \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360}$  と、  
 $DEF \cong DEFC \cdot \frac{1}{2} = \frac{1}{2} r_c \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360}$  の和となり、上式で与えている。

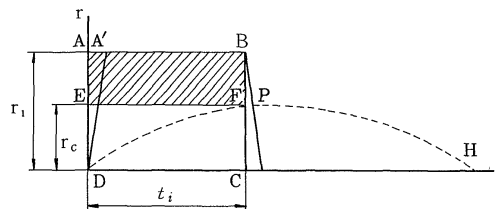


図 3-14 簡便法の必要調節容量の概念

(出典；宅地開発に伴い設置される浸透施設等設置技術指針 (社)日本宅地開発協会)

本式による計算は、任意 t<sub>i</sub> に対する V<sub>i</sub> を求め、最大となる値をもって必要調節容量とするものである。

### ③ 流域貯留施設（大規模開発の場合）・・・（算定方法：貯留追跡計算法）

流域貯留施設の洪水調節容量は、計画規模の洪水に対して、宅地開発後における洪水のピーク流量の値を、開発前のピーク流量の値まで調節するために必要とする容量であり、必要調節容量、降雨終了後湛水時間、最大放流量が目標とする値を満足するまで放流孔断面を仮定し直して数回の試算が必要である。

#### 補足事項

##### 【降雨終了後の湛水時間について】

湛水時間は、貯留施設の設置場所における本来の利用機能の回復を考慮し、確率 1/10 降雨規模の中央集中型降雨波形に対し、原則として、降雨終了後 2 時間で排水できるよう放流孔を決定することを標準とする。

##### 【概略規模検討手法】

流域貯留施設容量の概略規模を求めるには、次の方法によることもできるものとする。

##### ■算定方法：簡便法

計画規模以下の全ての洪水について、開発後における洪水のピーク流量の値を流域貯留施設下流の流過能力の値まで調節するものとし、洪水調節容量は次式を用いて算出した V の値の最大値で与えられる。

$$V = \left(ri - \frac{rc}{2}\right) \cdot ti \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360}$$

ここに、

V：必要調節容量（m<sup>3</sup>）

f：開発後の流出係数

A：集水面積(ha)

rc：流域貯留施設下流の流過能力の値に対応する降雨強度（mm/hr）

ri：計画降雨強度曲線上の任意の継続時間 ti に対応する降雨強度（mm/hr）

ti：任意の継続時間（sec）

**【貯留追跡計算法】**

貯留追跡計算は、流入量と放流量の差を貯留するとした連続の式によって行うものである。

その基本式は、①式のとおりである。

$$\frac{dv}{dt} = I - Q \dots\dots\dots ①$$

又、数値計算は①式の中央差分をとった②式によって行なう。

$$V(t+\Delta t) - V(t) = \left[ \frac{I(t+\Delta t) + I(t)}{2} - \frac{Q(t+\Delta t) + Q(t)}{2} \right] \cdot \Delta t \dots\dots ②$$

ここに、 $I$ ：流入量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$Q$ ：放流孔からの流出量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$V$ ：貯留量 ( $V=f(H)$ 、貯留水深 $H$ の関数として与えられる。) ( $\text{m}^3$ )

$\Delta t$ ：計算時間ピッチ (ハイドログラフの算定に便利のように、洪水到達時間  $t_c$ あるいは、 $t_c/2$ を用いるとよい。) ( $\text{sec}$ )

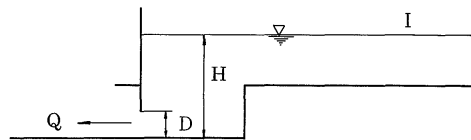
$t, t + \Delta t$ ：計算時刻を示す添字

一方、流域貯留施設からの放流量 $Q$ は、次図のような場合、放流孔の形状により、流量公式③式によって、水深 $H$ の関数として与えられる。

■ $H \leq 1.2D$	$Q = 1.8 \cdot B H^{3/2}$	} .....③
■ $H \geq 1.8D$	$Q = C \cdot B \cdot D \sqrt{2g(H - D/2)}$	
■ $1.2D < H < 1.8D$		

この間については、 $H = 1.2D$ の $Q$ と、 $H = 1.8D$ の $Q$ を用いた直線近似とする。

ここに、 $C$ ：流量係数でベルマウスを有する時、 $C = 0.85$ 、ベルマウスのつかない場合は、 $C = 0.6$ とする。 $g$ ：重力の加速度 ( $=9.8\text{m}/\text{s}^2$ ) また、 $B$ は放流孔の幅、 $D$ は放流孔の高さを示す。



即ち、貯留追跡計算は $H - V$ 曲線 (水位一容量曲線) と、③式による $H - Q$ 曲線より、 $V - Q$ 曲線を作成し、これと②式を連立に解くこととなる。

### 【簡便法の湛水時間算定方法】

本手法による場合、湛水時間の算定は次式によるものとする。

$$T = \frac{2A}{Ca\sqrt{2g}} (H_1^{1/2} - H_2^{1/2})$$

ここに、 $A$ ：貯留面積（ $\text{m}^2$ ）

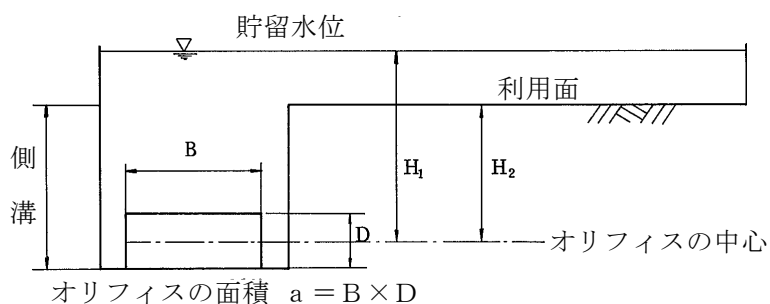
$C$ ：放流孔（オリフィス）の流量係数（ $=0.6$ ）

$a$ ：放流孔の断面積（ $\text{m}^2$ ）

$g$ ：重力の加速度（ $=9.8\text{m}/\text{s}^2$ ）

$H_1, H_2$ ：放流孔の中心から貯留水位までの水深と利用面までの水深（ $\text{m}$ ）

$T$ ： $H_1$ から $H_2$ に低下するのに要する時間（ $\text{sec}$ ）



上式は、貯留面積が水位にかかわらず一定であること、オリフィスが完全流出の条件にあることを前提として導いたものであり、貯留追跡計算の結果より小さめになるので、1割程度増加した値を用い、排水時間を検討すべきである。ただし、この式は、最高水位からの排水時間を予測するのに用いる。

（計算式出典：大規模宅地開発に伴う調整池技術基準(案) 日本河川協会  
流域貯留施設等技術指針(案) 日本河川協会）



#### ④ 流域貯留施設（小規模開発の場合）・・・（算定方法：簡便法）

計画規模以下の全ての洪水について、開発後における洪水のピーク流量の値を開発前のピーク流量の値まで調節するものとし、洪水調節容量は次式を用いて算出したVの値の最大値で与えられる。

$$V = (ri - \frac{rc}{2}) \cdot ti \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360}$$

ここに、

V：必要調節容量（m<sup>3</sup>）

f：流出係数

A：集水面積(ha)

rc：許容放流量に相当する降雨強度（mm/hr）

ri：計画降雨強度曲線上の任意の継続時間 ti に対応する降雨強度（mm/hr）

ti：任意の継続時間（sec）

（計算式出典：大規模宅地開発に伴う調整池技術基準(案) 日本河川協会）

#### 補足事項

##### 【降雨終了後の湛水時間について】

湛水時間は、貯留施設の設置場所における本来の利用機能の回復を考慮し、確率 1/10 降雨規模の中央集中型降雨波形に対し、原則として、降雨終了後 2 時間で排水できるよう放流孔を決定することを標準とする。

##### 【湛水時間の算定方法】

湛水時間の算定方法は、「③流域貯留施設（大規模開発の場合） 補足事項」を参照。

##### 【簡便法の概念】

簡便法の概念は、「②暫定調整池 補足事項」を参照。

## 設計堆積土砂量

(第 17 条)

設計堆積土砂量は、造成中と造成完了後について計画する。

造成中の設計堆積土砂量は、その流域面積、流況、地貌、地質ならびに土地造成の施工計画により決定する。設計に用いる堆積年数は、造成の施工年数ならびに維持管理の方法により決定する。

造成完了後の設計堆積土砂量は、ごく少量であるが調整池の利用計画等と合わせて決定するものとする。

但し、流域貯留施設における堆砂量は、特に考慮しないものとする。

### 解 説

各施設での設計堆積土砂量は下表の値を標準とする。

表 3-13 設計堆積土砂量

流出抑制施設	恒久調節池	暫定調整池	流域貯留施設	浸透施設
土地造成中	150 m <sup>3</sup> /ha/年	150 m <sup>3</sup> /ha/年	考慮しない	考慮しない
造成完了後	1.5 m <sup>3</sup> /ha/年	1.5 m <sup>3</sup> /ha/年	考慮しない	考慮しない

(1) 土地造成中に対する設計堆積土砂量は、土地造成面積当り 150 m<sup>3</sup>/ha/年を標準とする。

(2) 造成完了後の設計堆積土砂量は、流入面積 1 ha 当り 1.5 m<sup>3</sup>/年を標準とする。

(3) 造成中の設計堆積土砂量は、(1)の単位面積当り堆積土砂量（以下設計値という）を用いて、以下の 1)～2)のうちいずれかの方法によって算定する。

1) 堆積土砂量は毎年半減するものとして、設計堆積土砂量を次式で算定する。

$$\text{設計堆積土砂量} = \text{設計値} \times \left\{ \sum_{i=0}^{N-1} \left(\frac{1}{2}\right)^i \right\} \times A$$

ここで、 $N$ : 設計堆積年数、 $A$ : 集水域内全造成面積 (ha)

2) 集水域内造成面積が次の条件を満足する場合は集水面積として工事工区面積を用いてよい。この場合次式により  $I_j$  ( $j=1\sim n$ ) を計算し、その最大値をとる。

① 集水域内造成面積が大きく、1次造成工事期間が2年以上におよぶ。

② 造成地が工事工区に分けられ各工区の1次造成工事が1年以内に完了する。

③ 上記の工程計画が明確に立案されている。

$$j\text{年目設計堆積土砂量 } I_j (j=2\sim n) = \text{設計値} \times \left\{ a_j + \sum_{i=1}^{j-1} \left(\frac{1}{2}\right)^i \times a(j-i) \right\}$$

但し、 $j=1$  のとき  $I_1 = \text{設計値} \times a_1$

ここで、 $I_j$ :  $j$ 年目の堆積土砂量 (m<sup>3</sup>/ha・年)、 $n$ : 大むね工事終了までの年数、

$a_j$ :  $j$ 年目の工事工区面積 (ha)

(4) 流域貯留施設における集水面積からの流出土砂は、一般に少なく、雨水柵等により処理できるものとなるので、設計上の堆砂は、特に考慮しないこととした。

## 浸透施設の単位設計浸透量の算定

(第 18 条)

浸透施設の単位設計浸透量は、現地浸透試験結果を参考に、浸透施設の形状と設計水頭をパラメータとする簡便式を用いて基準浸透量を求め、これに各種影響係数を乗じて算定するものとする。

### 解 説

#### (1) 単位設計浸透量の算定

$$Q = C \times Q_f$$

ここに、 $Q$  : 浸透施設の単位設計浸透量

$Q_f$  : 浸透施設の基準浸透量

$C$  : 各種影響係数

#### (2) 基準浸透量の算定式

$$\begin{aligned} Q_f &= (Q_t / K_t) \times K_f \\ &= k_o \times K_f \end{aligned}$$

ここに、 $Q_f$  : 設置施設の基準浸透量 (浸透施設 1 m、1 個、1 m<sup>2</sup>当りの浸透量 m<sup>3</sup>/hr)

$Q_t$  : 試験施設の終期浸透量 (m<sup>3</sup>/hr)

$K_f$  : 設置施設の比浸透量 (m<sup>2</sup>)

$K_t$  : 試験施設の比浸透量 (m<sup>2</sup>)

$k_o$  : 土壌の飽和透水係数 (m/hr)

#### (3) 各種影響係数

$$C = K_1 \times K_2 \times \alpha$$

ここに、 $C$  : 各種影響係数 (標準値 0.4)

$K_1$  : 地下水位による影響係数 (標準値 0.9)

$K_2$  : 目づまりによる影響係数 (標準値 0.5)

$\alpha$  : 安全 (政策) 係数 (標準値 1.0 : 必要に応じて設定)

##### ① 影響係数

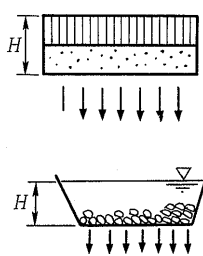
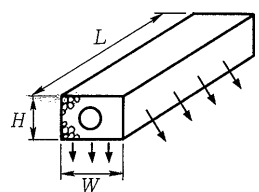
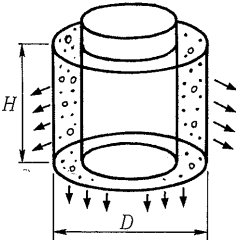
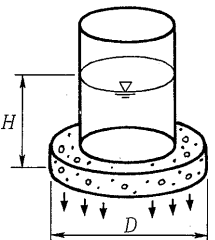
浸透施設からの浸透量を規定する主要な因子には、土壌物性、施設の形状、設計水頭の他に、地下水位、目づまりなどがある。このうち土壌物性、施設の形状、設計水頭は上記の基準浸透量の算定に取り込まれており、影響係数は、地下水位の影響(0.9)、目づまりの影響(0.5)について計画の安全性を考慮して補正係数 0.4 を乗じることを標準としたものである。

##### ② 安全 (政策) 係数

本係数は、浸透施設をどのように位置づけるかによって変化する係数である。一般的には 1.0 を用いるが、多くの有識者および行政担当者等の合意により必要に応じて定めるものとする。

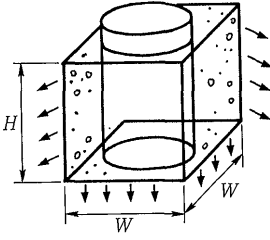
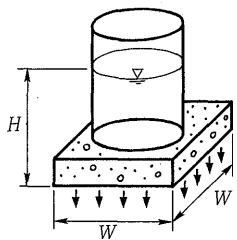
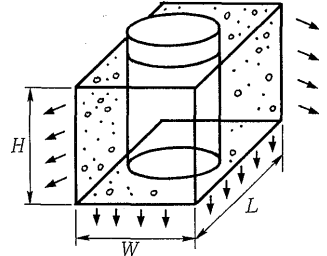
(計算式出典 : 雨水浸透施設技術指針[案]調査計画編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

表 3-14 各種浸透施設の比浸透量 [ $K_t$ および $K_f$ 値 (m<sup>3</sup>)] 算定式

施 設		透水性舗装(浸透池)	浸透側溝および浸透トレンチ	円 筒 ま す			
浸 透 面		底面	側面および底面	側面および底面		底面	
模 式 図							
算定式の適用範囲の目安	設計水頭	約 1.5m	約 1.5m	約 1.5m		約 1.5m	
	施設規模	浸透池は底面積が約 400 m <sup>2</sup> 以上	幅約 1.5m	0.2m ≤ 直径 ≤ 1m	1m < 直径 < 約 10m	0.3m ≤ 直径 ≤ 1m	1m < 直径 < 約 10m
基 本 式		$K = aH + b$ $H$ : 設計水頭(m)	$K = aH + b$ $H$ : 設計水頭(m) $W$ : 施設幅(m)	$K = aH^2 + bH + c$ $H$ : 設計水頭(m) $D$ : 施設直径(m)	$K = aH + b$ $H$ : 設計水頭(m) $D$ : 施設直径(m)		
係 数	a	0.014	3.093	$0.475D + 0.945$	$6.244D + 2.853$	$1.497D - 0.100$	$2.556D - 2.052$
	b	1.287	$1.34W + 0.677$	$6.07D + 1.01$	$0.93D^2 + 1.606D - 0.773$	$1.13D^2 + 0.638D - 0.011$	$0.924D^2 + 0.993D - 0.087$
	c	-	-	$2.570D - 0.188$	-	-	-
側 考		比浸透量は単位面積当たりの値、底面積の広い碎石空隙貯留浸透施設も適用可能	比浸透量は単位長当たりの値	-	-	-	-

(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 調査・計画編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

表 3-15 各種浸透施設の比浸透量 [ $K_t$  および  $K_f$  値 (m<sup>3</sup>)] 算定式

施設		正 方 形 ま す						矩形のまま
浸透面		側面および底面			底面			側面および底面
模 式 図								
算定式の適用範囲の目安	設計水頭	約 1.5m						約 1.5m
	施設規模	幅 ≤ 1m	1m < 幅 ≤ 10m	10m < 幅 < 80m	幅 ≤ 1m	1m < 幅 ≤ 10m	10m < 幅 ≤ 80m	延長約 200m、幅約 4m
基 本 式		$K = aH^2 + bH + c$ H: 設計水頭(m) W: 施設幅(m)			$K = aH + b$ H: 設計水頭(m) W: 施設幅(m)			$K = aH + b$ H: 設計水頭(m) L: 施設延長(m) W: 施設幅(m)
係 数	a	$0.120W + 0.985$	$-0.453W^2 + 8.289W + 0.753$	$0.747W + 21.355$	$1.676W - 0.137$	$-0.204W^2 + 3.166W - 1.936$	$1.265W - 15.670$	$3.297L + (1.971W + 4.663)$
	b	$7.837W + 0.82$	$1.458W^2 + 1.27W + 0.362$	$1.263W^2 + 4.295W - 7.649$	$1.496W^2 + 0.671W - 0.015$	$1.345W^2 + 0.736W + 0.251$	$1.259W^2 + 2.336W - 8.13$	$(1.401W + 0.684)L + (1.214W - 0.834)$
	c	$2.858W - 0.283$	-	-	-	-	-	-
備 考		砕石空隙貯留浸透施設に適用可能	砕石空隙貯留浸透施設に適用可能	砕石空隙貯留浸透施設に適用可能	-	-	-	砕石空隙貯留浸透施設に適用可能

(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 調査・計画編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

## 設計浸透量の算定

(第 19 条)

設計浸透量は、浸透処理区毎に各施設の単位設計浸透量にその設置数量を乗じて、これらを合計することにより算定するものとする。また、設計浸透強度は設計浸透量を集水面積で割ることにより算定するものとする。

### 解 説

設計浸透量は、当該地区に設置された全ての浸透施設の浸透量の合計値であり、各施設の単位設計浸透量と施設の設置数量を掛け合わせ次式で算定する。

$$\begin{aligned} \text{設計浸透量 (m}^3\text{/hr)} &= \text{浸透ますの単位設計浸透量 (m}^3\text{/hr/個)} \times \text{浸透ますの個数 (個)} \\ &\quad + \text{浸透トレンチの単位設計浸透量 (m}^3\text{/hr/m)} \times \text{浸透トレンチの長さ (m)} \\ &\quad + \text{浸透側溝の単位設計浸透量 (m}^3\text{/hr/m)} \quad \times \text{浸透側溝の長さ (m)} \\ &\quad + \text{透水性舗装の単位設計浸透量 (m}^3\text{/hr/m}^2) \quad \times \text{透水性舗装の面積 (m}^2) \\ &\quad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \vdots \\ &\quad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \vdots \end{aligned}$$

また、設計浸透強度は計画降雨に対してどの程度まで浸透できるのかを示し、浸透施設の概略効果を把握するのに有効な指標であり、設計浸透量を集水面積で割ることにより次式で算定する。

$$\text{設計浸透強度 (mm/hr)} = \text{設計浸透量 (m}^3\text{/hr)} / (\text{集水面積 (ha)} \times 10)$$

## 第4章 水文設計手順

### 調節(整)池の調節容量算定手順

(第20条)

調整池等のオフサイト貯留施設の洪水調節容量は、宅地開発後における洪水流量を計画降雨規模相当の降雨から求めた開発前のピーク流量の値又は開発事業区域下流河川等の許容放流量の値まで調節するために必要な容量であり、貯留追跡計算による算定は次の手順によるものとする。

- (1) 計画降雨強度曲線の設定
- (2) 許容放流量の設定
- (3) 集水面積、洪水到達時間、流出係数の設定とハイドログラフの算定
- (4) 簡易式による必要調節容量の概算
- (5) 貯留施設の水位容量曲線の作成と放流孔の仮定
- (6) 貯留追跡計算による調節容量算定

#### 解 説

- (1) オフサイト貯留施設である調整池等の水文設計においては、開発地区からの流出量を許容放流量の値に調整するために必要な調節容量を求める。
- (2) オフサイト貯留施設単独の場合の調節容量算定（貯留追跡計算）の手順を次図に示す。

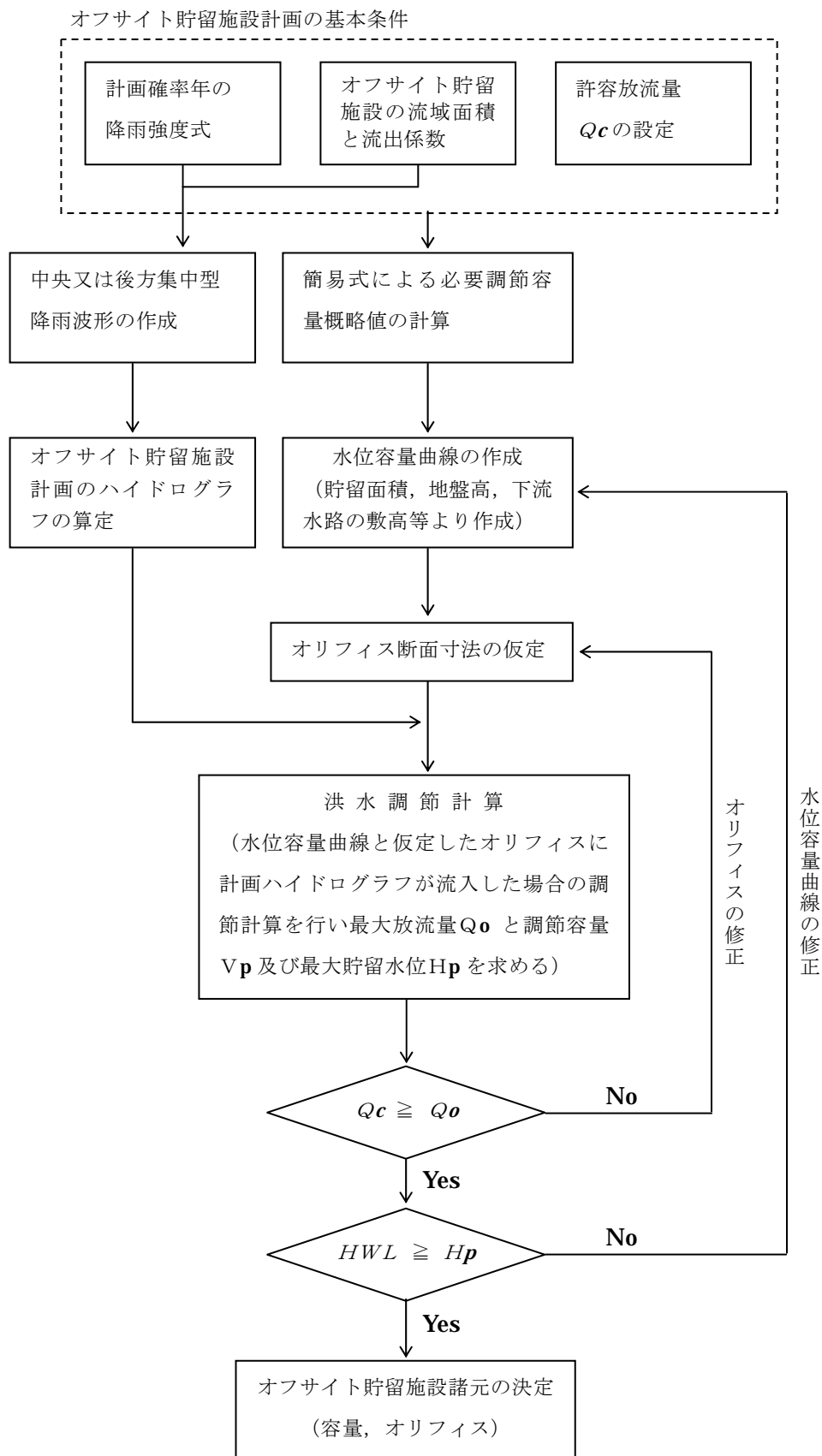


図 4 - 1 オフサイト貯留施設の洪水調節容量の算定手順(オフサイト貯留施設単独の場合)



## 流域貯留施設の貯留容量算定手順

(第 21 条)

大規模開発において、流域貯留施設の貯留追跡計算による洪水調節効果の算定は、次の手順によるものとする。

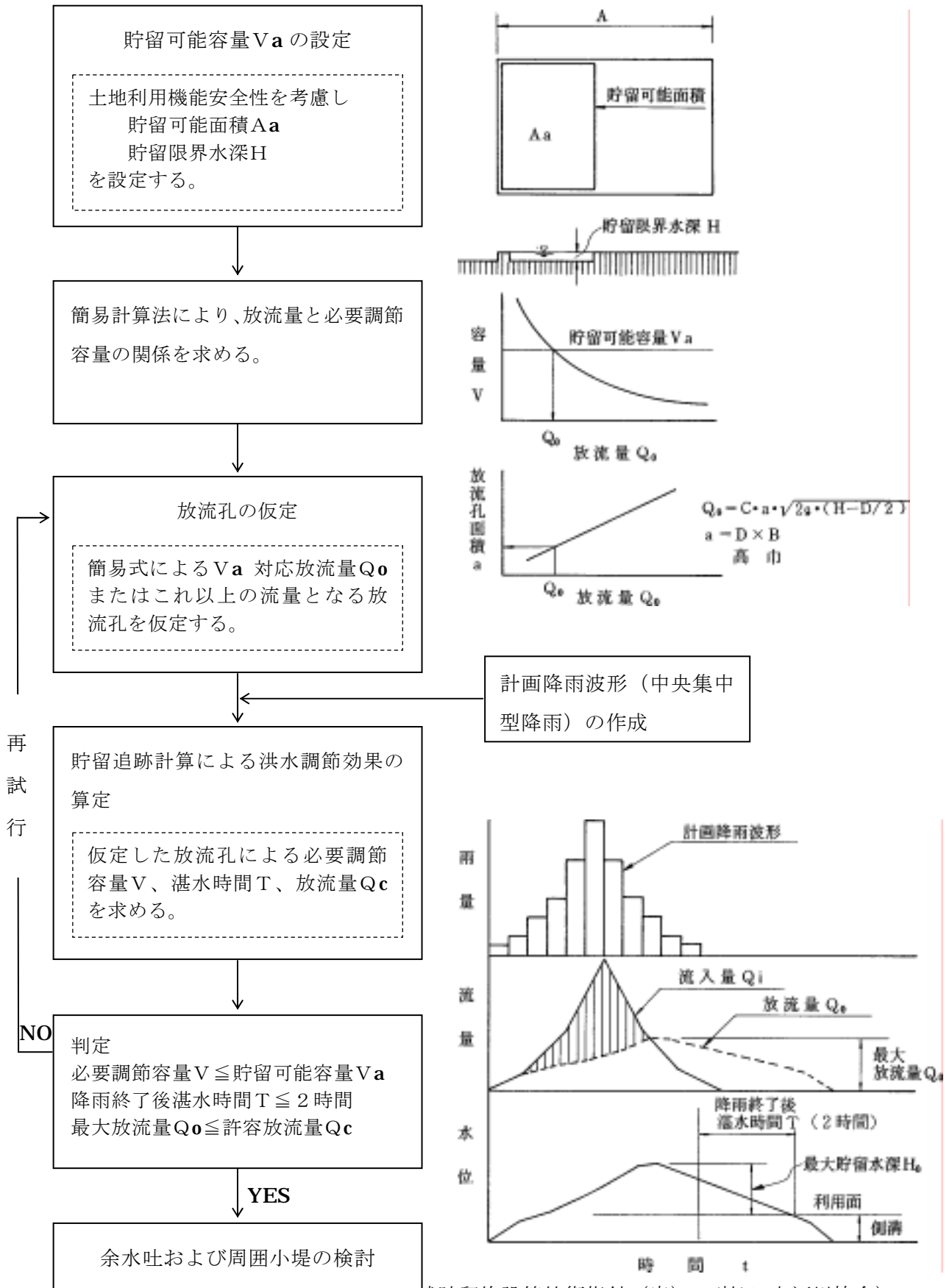
- (1) 貯留可能容量と集水面積の設定
- (2) 計画降雨強度曲線の設定と流入ハイドログラフの算定
- (3) 簡易式による放流量の概算（貯留可能容量に対する放流量を求める。）
- (4) 貯留部の水位容量曲線の作成と放流孔の仮定
- (5) 貯留追跡計算（貯留限界水深と降雨終了後の排水時間（2時間程度を標準とする。）を満足する放流孔の設定）

### 解 説

- (1) 流域貯留施設の水文設計においては、計画対象降雨時の貯留量が貯留可能容量に一致するように放流量を設定するとともに、降雨終了後の利用面からの一定の時間（確率 1/10、中央集中型降雨波形に対し2時間を標準とする）内に排水が完了するように放流孔を設定し、できるだけ早い時間内に利用機能の回復を図るよう配慮するものとする。
- (2) 流域貯留施設における水文設計の手順を次図に示す。このフローの判定を満足できない場合には、浸透施設を併用する等の検討を行うこととなる。

### 補足事項

小規模開発の場合は、簡便法により検討することとした。



(出典；流域貯留施設等技術指針（案）（社）日本河川協会)

図 4 - 2 流域貯留施設の水文設計フローチャート

## 浸透施設規模の決定手順

(第 22 条)

浸透施設を設置する場合の水文設計は、次の手順によることを標準とする。

- (1) 流出抑制の目標値の設定
- (2) 浸透施設設置量、設計浸透量又は設計浸透強度の設定
- (3) 流出抑制効果の算定（目標値と設計浸透量等との比較）

### 解 説

浸透施設規模を決める場合の手順（浸透施設のみ）を以下に示す。

#### ① 目標値の設定

計画降雨に対して、開発後における洪水のピーク流量の値を開発前のピーク流量の値まで低減させることを目標値と設定する（「第 15 条 許容放流量」参照）。

#### ② 浸透施設規模の設定

浸透施設の単位設計浸透量、配置計画等を検討し、浸透施設の設置数量を設定する。

#### ③ 設計浸透量および設計浸透強度の算定

単位設計浸透量、施設の設置数量、集水面積から設計浸透量および設計浸透強度を算定する。

$$\text{設計浸透量 (m}^3\text{/hr)} = \text{単位設計浸透量} \times \text{施設設置数量}$$

$$\text{設計浸透強度 (mm/hr)} = \frac{\text{設計浸透量 (m}^3\text{/hr)}}{\text{集水面積 (ha)} \times 10}$$

#### ④ 効果量のチェック

目標値と設計浸透強度あるいは設計浸透量の大小を比較し、目標値が満たされていない場合は、再度浸透施設の規模を設定し直し、効果量のチェックを行う。

#### ⑤ 浸透施設規模の決定

設定した目標値を満足する浸透施設の規模をもって必要な施設規模とする。

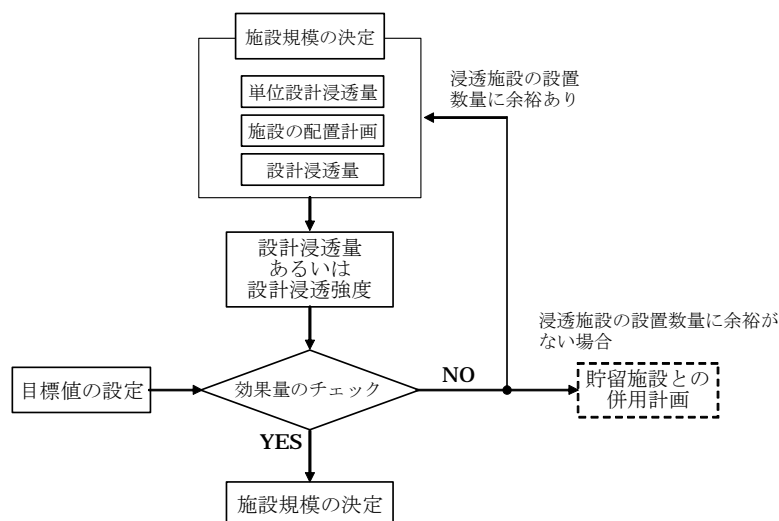


図 4 - 3 浸透施設規模を決定する検討フロー

**補足事項**

浸透施設だけで目標値を満足できない場合は、貯留施設との併用計画を検討することとなる。

## 併用施設の調節容量算定手順

(第 23 条)

貯留施設・浸透施設を併用した場合の貯留追跡計算による洪水調節容量の算定は、次の手順によるものとする。

(1) 貯留・浸透施設を併用した場合の流出ハイドログラフの算出

① 流域の分割

調節池（調整池）の流域を流域貯留・浸透施設を通過して流出する区域（以下、「間接流出域」という）と、それ以外の調節池（調整池）に直接流出する区域（以下、「直接流出域」という）に分割する。

② 直接流出域の流出ハイドログラフ

直接流出域からの流出ハイドログラフの算出は、各流出抑制施設基準（案）の方法に準拠して行う。

③ 間接流出域のハイドログラフ

流域貯留・浸透施設への流入ハイドログラフを各流出抑制施設基準（案）の方法により求め、洪水調節計算により流域貯留・浸透施設からの流出ハイドログラフを算出する。

④ 貯留・浸透施設併用におけるハイドログラフ

直接および間接両流出域からの流出ハイドログラフを合成し、これを貯留・浸透施設併用による調節池（調整池）への流入ハイドログラフとする。

(2) 上記のハイドログラフを用いた貯留追跡計算による調節容量の算定

なお、基本的な算定手順は単独の場合と同様である（第 20 条、第 21 条参照）。

## 解 説

(1) 貯留・浸透施設を併用する場合の流出（流入）ハイドログラフ算定の概念は次図に示すとおりである。

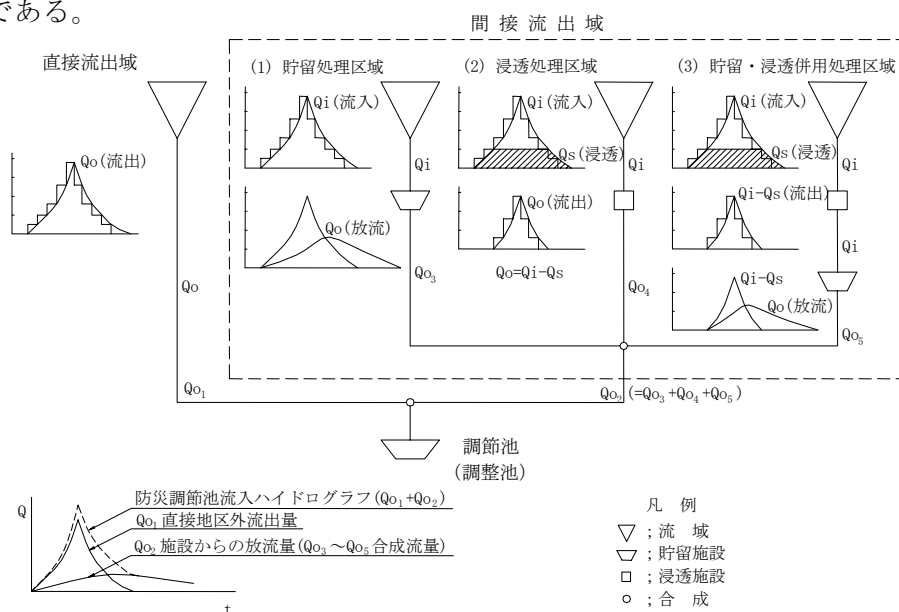


図 4 - 4 貯留・浸透施設併用の場合の流出ハイドログラフ算出の概念図

(2) 貯留・浸透施設を併用する場合の調整池容量の概略規模を求めるには、簡便式を用いて以下のように算定することもできるものとする。

① 流域貯留施設を併用する場合の調整池の洪水調節容量は、調整池の算定容量からオンサイト貯留施設の貯留可能容量の総和を差し引いた値とする。

② 浸透施設を併用する場合の調整池の洪水調節容量は、算定公式に浸透強度を加味した次式によって求めるものとする。(流域貯留施設と浸透施設との併用の場合も同様。)

$$Vi = \left( ri - \frac{rc}{2} - Fc \right) \cdot 60 \cdot A \cdot ti \cdot f \cdot \frac{1}{360}$$

ここに

$Fc$  : 調整池の流域面積に対する平均浸透強度 ( $Fc = \overline{rc} \cdot \Sigma Ai / A$ ) (mm/hr)

$Ai$  : 個々の浸透施設の集水面積 (ha)

$A$  : 調整池の流域面積 (ha)

$\overline{rc}$  : 浸透施設への総集水面積に対する平均浸透強度

$f$  : 開発後の流出係数

$rc$  : 調整池下流の流過能力の値に対応する降雨強度 (mm/hr)

$ri$  : 降雨強度曲線上の任意の継続時間  $ti$  に対応する降雨強度 ((mm/hr)

$ti$  : 任意の降雨継続時間 (min)

(計算式出典 ; 流域貯留施設等技術指針 (案) (社)日本河川協会)

(3) 洪水追跡計算により施設規模を決める場合の手順 (貯留施設と浸透施設を併用) を以下に示す。

① 目標値の設定

「第5条 計画規模」及び「第15条 許容放流量」より目標値を設定する。

② 浸透施設規模の設定

浸透施設の単位設計浸透量、配置計画等を検討し、浸透施設の設置数量を設定する。

③ 浸透施設のモデル化

設定された浸透施設をモデル化し、流出計算モデルを作成する。

④ 洪水追跡計算

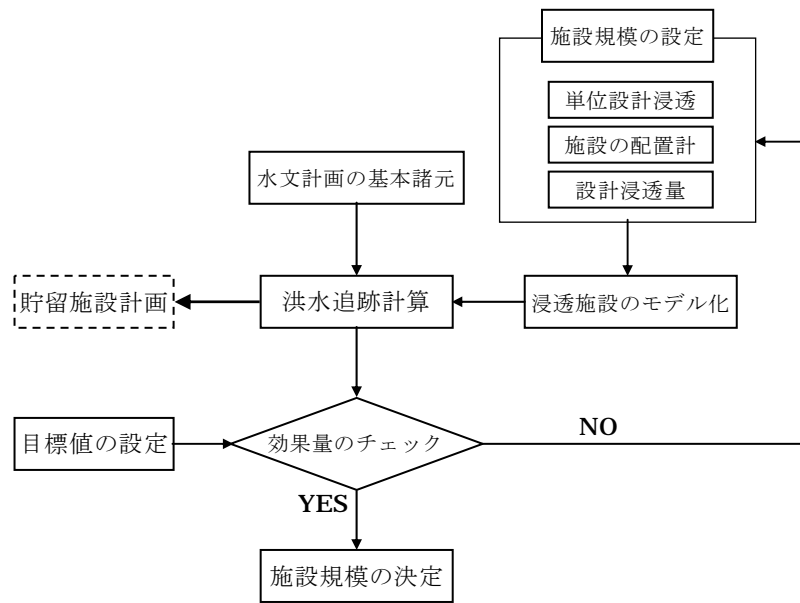
浸透施設および貯留施設を組み込んだ流出計算モデルを作成し、洪水追跡計算により基準地点の流出量を算定する。

⑤ 効果量のチェック

基準地点の流出抑制効果が目標値を満足するまで浸透施設あるいは貯留施設の規模を変えて試算を繰り返す。

⑥ 施設規模の決定

設定した目標値を満足する浸透施設および貯留施設の規模をもって、その地域に必要な流出抑制施設の規模とする。



(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 調査・計画編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

図4 - 5 施設規模を決定する検討フロー（併用）

## 第5章 構造基準

### (1) 調節（整）池の構造基準

#### ダム型式

(第24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。

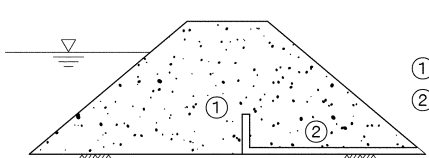
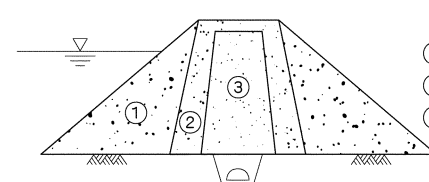
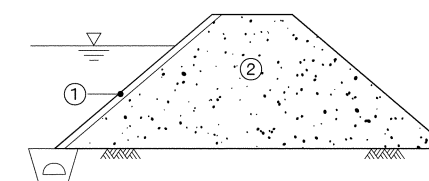
調整池の型式はダム式以外に堀込み式があり、調整池設置地点の地形等の諸条件を総合的に検討し決定するものとする。

堀込み式は景観及び安全性を重視して安定なのり面勾配（一般的に2割程度）による方式を標準とする。

#### 解説

- ・小規模なダムの場合には十分な止水性と安定性を持つ薄いコアを堤体内に施工することは施工上問題があるので、コア型ダムは不相当とする。
- ・軟弱地盤や地下水位の高い地点に堀込み式調整池を設置する場合、コンクリート擁壁や鋼矢板の検討を行うものとする。
- ・フィルダムの型式としては、均一型、ゾーン型及び表面遮水型があるが、堤高の低いダムの場合は、施工が比較的容易な均一型が採用される場合が多い。

表5-1 フィルダムの概要

ダムの形式	概要	模式図
均一型	堤体の大部分が均一な不透水性材料で構成され、堤体全断面で安定及び遮水を確保する型式のダムである。	
ゾーン型	遮水ゾーン及び透水性の異なるいくつかのゾーンにより構成される型式のダムであり、透水係数の小さい遮水ゾーンを中心に、上下流方向へ順次粗粒の材料が配置される。	
表面遮水型	堤体上流面にアスファルトコンクリート等の遮水壁を有する型式のダムである。	



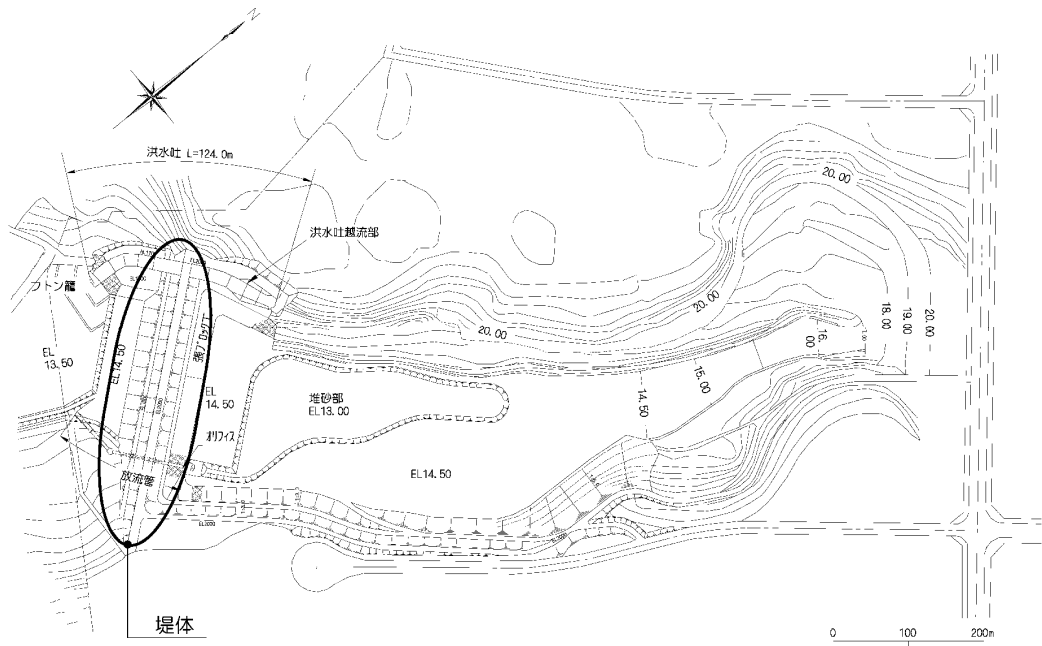


図5-1 調節池平面図

(出典；防災調節池等技術基準(案) (社)日本河川協会 一部加筆)

なお、設計を行う場合に参考となる基準書を以下に示す。

表5-2 参考となる設計基準

項目	基準書	備考
堤防本体	建設省河川砂防技術基準(案)設計編 [I] 解説・河川管理施設等構造令 土木工事設計要領(九州地方整備局)	等
護岸	建設省河川砂防技術基準(案)設計編 [I] 解説・河川管理施設等構造令 土木工事設計要領(九州地方整備局) 建設省制定 土木構造物標準設計	等
付帯構造物	道路土工 カルバート工指針 道路橋示方書(I 共通編 IV 下部構造編)・同 解説	等
基礎	道路土工-軟弱地盤対策工指針 道路橋示方書(I 共通編 IV 下部構造編)・同 解説	等
仮設構造物	道路土工-仮設構造物工指針	

補足事項

■透水性材料

岩石、掘削ずり、砂礫等の排水性を有する粗粒材料が用いられる。

■半透水性材料

第 29 条におけるフィルター材料の基準に準じる。

■しゃ水材料

風化残留土、崖錐等のシルト分以下を 10%程度以上含む細粒な材料が用いられる。

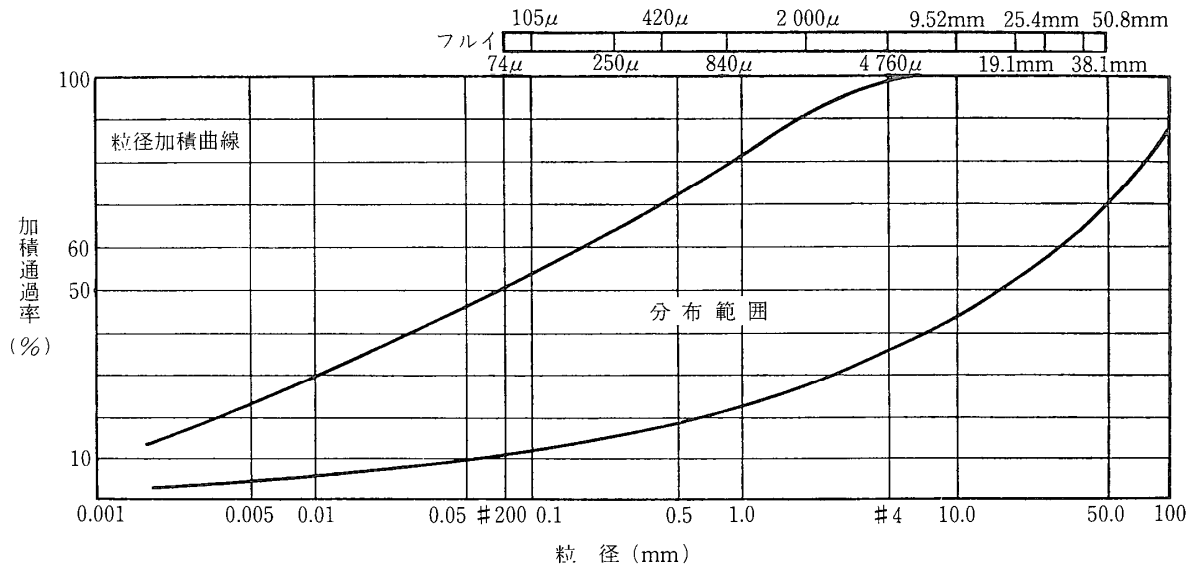


図 5 - 2 しゃ水材料の粒度分布範囲

(出典；防災調節池等技術基準 (案) (社)日本河川協会)

## ダム設計の基本

(第 25 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。

### 解 説

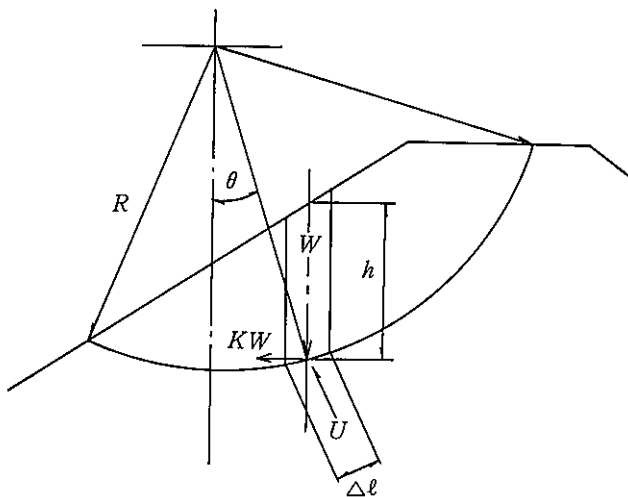
フィルダムの堤体は、予想される外力に対するすべり破壊、浸透破壊に対して安全で、かつ、必要な強度と水密性を有しなければならない。

すべり破壊に対しては円弧すべりについて検討を行うものとする。

安定計算は、円弧すべり面法を採用し、原則として有効応力法による。円弧すべり面法は、自重、せん断抵抗力等の円の中心点に関するモーメントを計算し、抵抗モーメントの滑動モーメントに対する比率をもって安全率とするもので、(3.1)式で表わされる。

$$F_s = \frac{M_c + M_f + M_{fe}}{M_a + M_{ae}} = \frac{\sum \{C \cdot \Delta l \cdot R + (W \cos \theta - U) \cdot \tan \phi \cdot R - K \cdot W \sin \theta \cdot \tan \phi \cdot R\}}{\sum (W \sin \theta \cdot R + K \cdot W \cos \theta \cdot R)} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

- ここに
- $M_a$  : 円の中心に関する自重の滑動モーメント
  - $M_{ae}$  : 円の中心に関する地震力の滑動モーメント
  - $M_c$  : 円の中心に関する土の粘着による抵抗モーメント
  - $M_f$  : 円の中心に関する土の摩擦による抵抗モーメント
  - $M_{fe}$  : 円の中心に関する地震力の摩擦による抵抗モーメント
  - $W$  : 自重
  - $U$  : 間げき水圧
  - $C$  : 築堤材料の粘着力
  - $\phi$  : " の内部摩擦角
  - $K$  : 設計震度
  - $\Delta l$  : 各スライスのすべり面の長さ



(出典；防災調節池等技術基準（案）（社）日本河川協会)

図 5 - 3 円弧すべり計算手法

浸透破壊に対しては浸透流解析を行うものとし、一般に流線網を求め、浸透流速を堤体材料の限界流速以下にするように堤体を設計することで確保される。

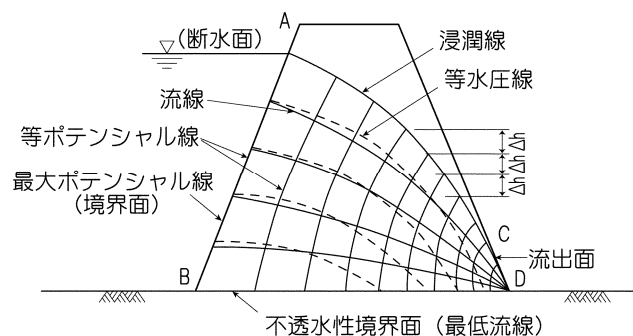


図 5 - 4 流線網の例

浸透流解析は、堤体内の浸透流の自由水面（浸潤線）を算定するものであり、求められた浸潤線より動水勾配を算定し、浸透破壊の検討の与条件とする。解析手法は、図式解法、模型実験による方法、数値解析による方法等有る。

浸透破壊の検討は、理論的な取り扱いは難しいが、限界流速による方法(Justinの方法)、限界動水勾配による方法等有る。

上述した解析手法は、「建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編[ I ]」に詳しく解説してあるので、詳細は同基準（案）を参照するものとする。

## 堤体の基礎地盤

(第 26 条)

1. 堤体の基礎地盤は前条のダム(注)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(注)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。

### 解 説

- ・ 堤体の基礎地盤の既調査資料がないとき、ボーリングは必ず 3 箇所以上行なうものとする。
- ・ ボーリングの深度は信頼できる基礎の深さまで、または堤高の 3 倍程度とする。

(信頼できる基礎とは、強さの面からは、標準貫入試験の  $N$  値で約 20 以上の地層、または透水の面からは、必要な止水性が得られる地層を指す。)

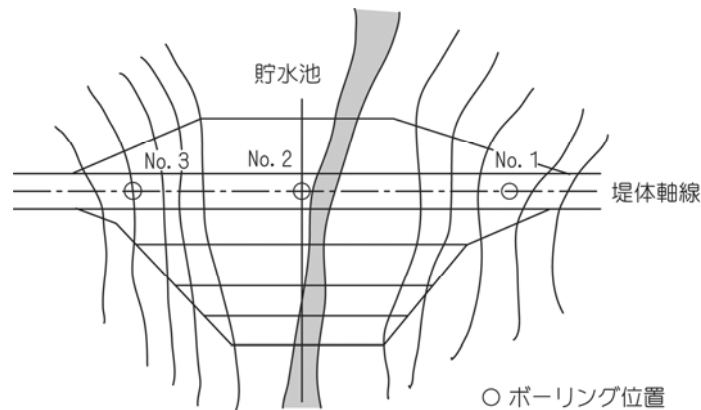


図 5-5 ボーリング位置図

- ・ 軟弱地盤とは、土質が粘性土あるいは、有機質土で  $N$  値が小さい (4~6 以下) 地盤を指す。また、砂質土層では  $N$  値 10~15 以下を液状化が予想される軟弱地盤とみなす。

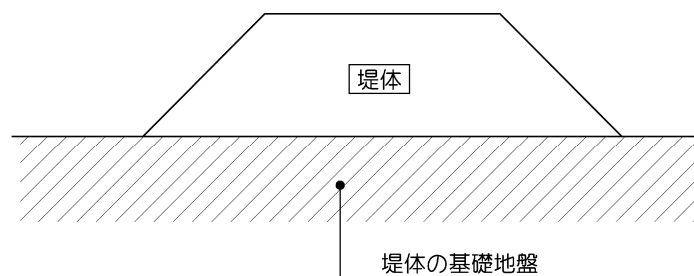


図 5-6 堤体の基礎地盤

[透水性地盤の基礎処理として採用されている工法]

■ 止水壁工法

堤体上流部の基礎地盤中に矢板や粘土壁等を用いて止水壁を設ける方法である。

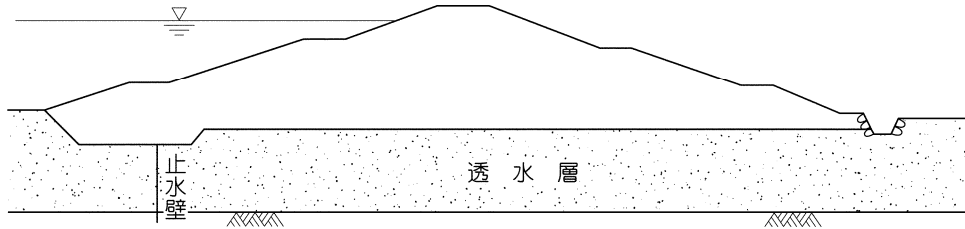


図 5 - 7 止水壁工法

■ ブランケット工法

上流側の透水層上に不透水性の材料を敷き均し浸透路長を伸張し、浸透量を抑制しようとするものである。

ブランケットの寸法は堤防の規模や基礎地盤の層厚により異なる。

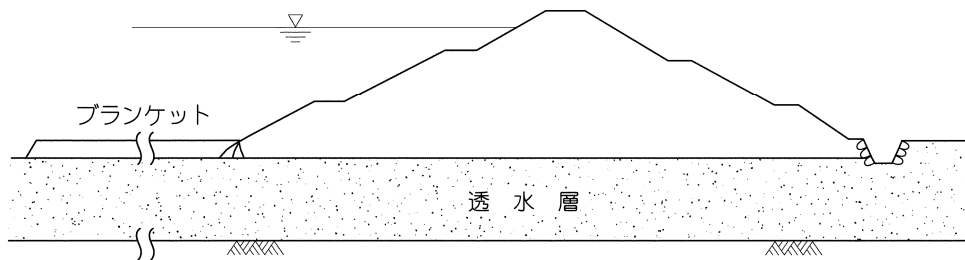


図 5 - 8 ブランケット工法

■ グラウト工法

セメントミルクや薬液を岩盤の亀裂や空隙に注入し、遮水性を高める工法である。

補足事項

■ ダムの安定性を確保するために必要な水密性について

ここで言うダムの安定性を確保するために必要な水密性とは、浸透水によるパイピングにより、堤体法先部の崩壊をまねかないように、不透水性を保つことを指す。

不透水性を示す指標としては、一般的に堤体基礎地盤の透水係数が  $10^{-6}$  以下で不透水性地盤とされている。しかしながら現実的には、 $10^{-6}$  以下となるような基礎地盤上だけで堤体が施工されているわけではなく、それ以外の  $10^{-3}$  以上のような透水性地盤上でも堤体施工はされている。ダムの安定性を確保するためにはこれらの堤体基礎地盤の現状にあわせて、パイピングの検討を行い、必要に応じて止水壁やブラケットを使用して対応している。

■ 浸透路長の計算方法

$$C \leq \frac{\frac{L}{3} + \sum l}{\Delta H}$$

ここに、 $C$ ：加重クリープ比

$L$ ：浸透経路長(m)

$\sum l$ ：しゃ水矢板の鉛直方向及び水平方向の浸透経路長(m)

$\Delta H$ ：内外水位差(m)

(計算式出典：建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I] 日本河川協会)

表 5-3 加重クリープ比

区分	C
極めて細かい砂またはシルト	8.5
細砂	7.0
中砂	6.0
粗砂	5.0
細砂利	4.0
中砂利	3.5
栗石を含む粗砂利	3.0
栗石と礫を含む砂利	2.5
軟らかい粘土	3.0
中くらいの粘土	2.0
堅い粘土	1.8

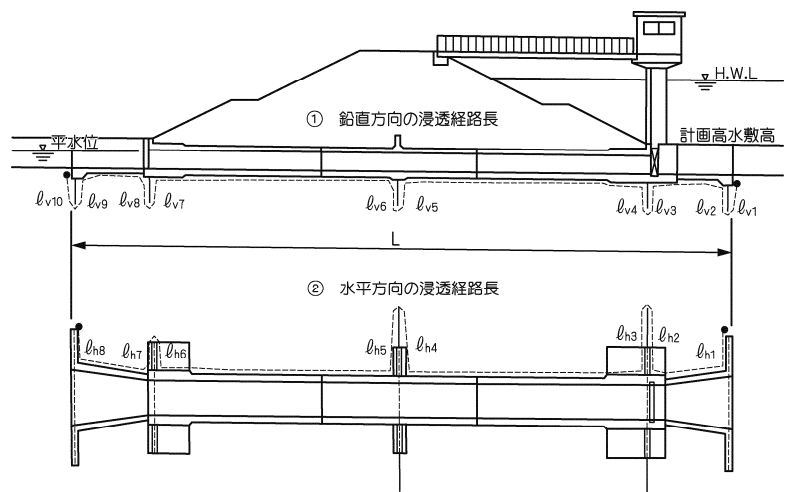


図 5-9 しゃ水矢板の浸透経路長(樋管の事例)

## 堤体の材料

(第27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。

### 解 説

堤体の建設には多量の土量が必要であり、工費の面からは、一般的に現地発生材料を利用することが多い。この場合、堤体の材料としては有機物以外の土、砂利および岩塊などはすべて使用可能であるが、これらの材料を用いた場合に堤体の安定が確保できる材料としなければならない。

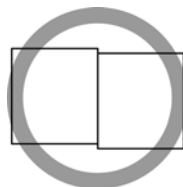
堤体に適した材料であるか、また、堤体の安定が確保できる材料かどうかを判断するためには以下に示す土質材料試験を行い、その結果を堤体の安定計算に反映させて判断する。

表 5 - 4 土質材料試験

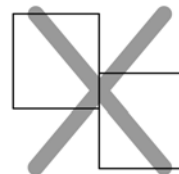
試験の種類	試 験 名	試験の目的
物 理 試 験	粒 度 含 水 量 比 重 コンシステンシー	土質材料が持つ物理的特性を把握して有機質土かどうかの判断を行う。
力 学 試 験	締 固 め 透 水 一 軸 圧 縮 強 度 三 軸 圧 縮 強 度	堤体の安定計算に用いる諸条件を求めるために行う。

また、堤体の安定性の高い材料とは一般的に次のようなものである。

- ① 高い密度を与える粒度分布であり、かつ、せん断強度が大で安定性があること。

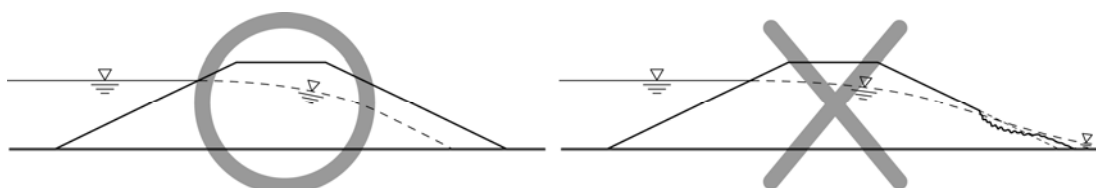


せん断強度が大



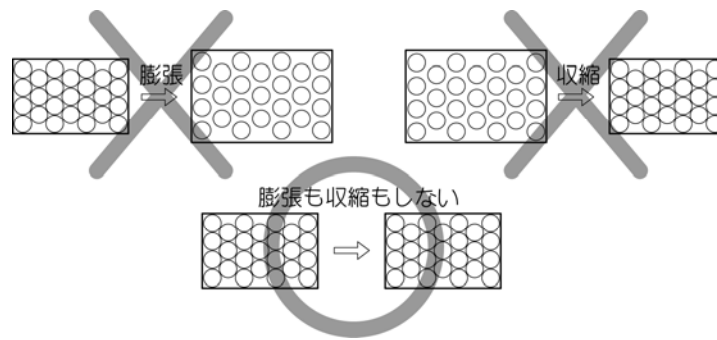
せん断強度が小

- ② 透水性は最大の水頭に対して堤体の許容しうる範囲内にあること。

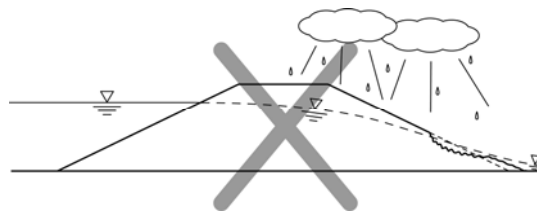




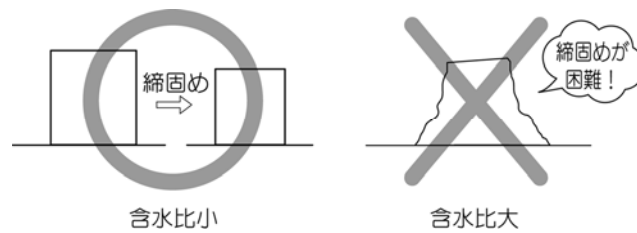
③ 堤体の安定に支障を及ぼすような膨張性又は収縮性がないものであること。



④ 降雨あるいは浸透流で堤体の含水比が上昇しても軟泥化し、法崩れ等を起こさないものであること。



⑤ 含水比が高く締固めが困難な材料でないこと。



・表5-5の材料（日本統一土質分類法による）は不適當であるか、または堤体の形態により考慮して使用すべき材料である。

表5-5 堤体材料としての評価

主要区分			堤体材料としての評価	
区分	名称	記号	均一型ダム	ゾーン型ダム
粗粒土	礫	(GW) (GP)	(不適當) 透水係数が $10^{-3} \sim 10^{-2} \text{ cm/s}$ 以上であり漏水が起き易く単粒度のものは間隙が大きい。また植生の場としても不適當	(一部使用可) 透水部のみ。
	砂	(GW) (GP)	(不適當) 透水性が大きく、パイピング等を起こし易く破壊の原因となるおそれがある。	(一部使用可) 透水部に使用可。
細粒土	シルト粘性土 火山灰質粘性土	(MH) (CL) (CH) (OV) (VH <sub>1</sub> ) (VH <sub>2</sub> )	(場合により不適當) 水を含んだ場合機械施工が困難となり、締固めが十分出来ない。	(一部使用可) 不透水性コアおよびブランケットに適する。
	有機質土	(OL) (ON)	(不適當) 含水比が著しく高いものが多く、このまま機械で締固めたり整形することが困難である。完成後も変形するおそれがある。	(不適當) 左に同じ。
	高有機質土	(Pt) (Mk)	(不適當) 含水比が高く締固めが困難。また土の乾燥湿潤による容積変化が大きく安定性が悪い。	(不適當) 左に同じ。

## 堤体の形状

### 第28条

1. 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. 堤体ののり面こう配は下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、安定性を確認するものとする。

### 解説

- ・使用する材料ごとに必要な斜面こう配を設定するものとする。
- ・礫はゾーン型の材料としてのみ用い、均一型の材料としては使用しないものとする。
- ・砂はのり面部には使用しないものとする。

表5-6 堤体ののり面こう配

区分	主要区分		上流のり面 勾配	下流のり面 勾配	備考
	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 火山灰質粘性土	(MH) (CH) (OV) (VH <sub>1</sub> ) (VH <sub>2</sub> )	3.5	3.0	

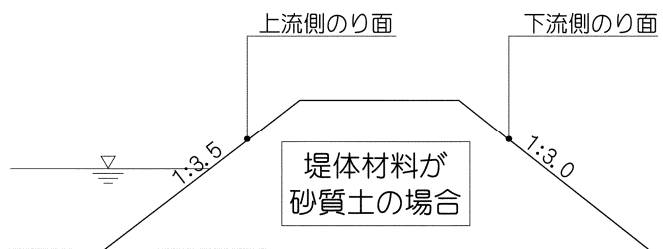


図5-10 堤体のり面こう配

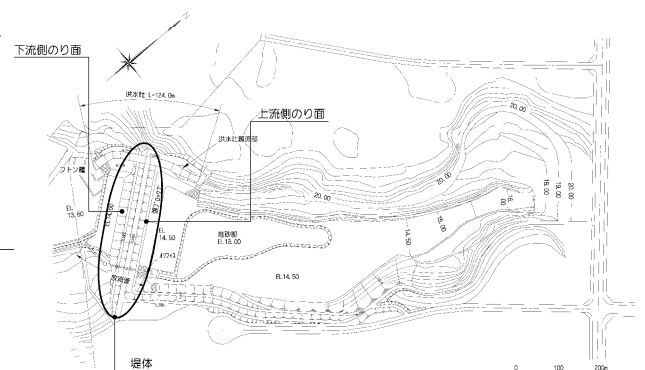


図5-11 堤体の位置

(出典；防災調節池等技術基準(案)  
(社)日本河川協会 一部加筆)

### 補足事項

のり面勾配は、上表の値より緩やかにするものとあるが、その上限値は特にない。しかし、現実的には、のり面勾配を緩やかにしすぎても「用地の増大」、「堤体材料の増加」を招くだけでメリットは少ない。

・安定計算は円弧すべり面法により、以下の条件で行う。

(円弧すべり面法の計算手法は、第 25 条を参照。)

表 5-7 安定計算の条件

調節池の状態	荷重条件	最小安全率	備 考
満 水 位	自 重 間げき水圧 静水圧 地震力 50%	1.2	浸透流は定常状態
空 虚	自 重 地震力 100%	1.2	地下水位面以下については間げき水圧を考慮する。
建 設 中 及 び 建 設 直 後	自 重 過剰間げき水圧 地震力 50%	1.1	軟弱地盤上の堤体及び高含水比粘性土を堤体材料として使用する場合。

・地震力は、堤体の自重に設計震度を乗じた値とし、設計震度は下表の値を使用することが出来るものとする。

表 5-8 設計震度

	ダムの基礎条件	ゾーン型 フィルダム	均一型 フィルダム
強震帯地域	通常の岩盤基礎	0.15	0.15~0.18
	土質基礎	0.18	0.20
中震帯地域	通常の岩盤基礎	0.12~0.15	0.15
	土質基礎	0.15~0.18	0.18~0.20
弱震帯地域	通常の岩盤基礎	0.10~0.12	0.12
	土質基礎	0.15	0.18

但し、これらの値は目安の値であり、当該地域の地震歴、地質条件堤体の動力学的特性を考慮して、これらの値以上をとることとする。

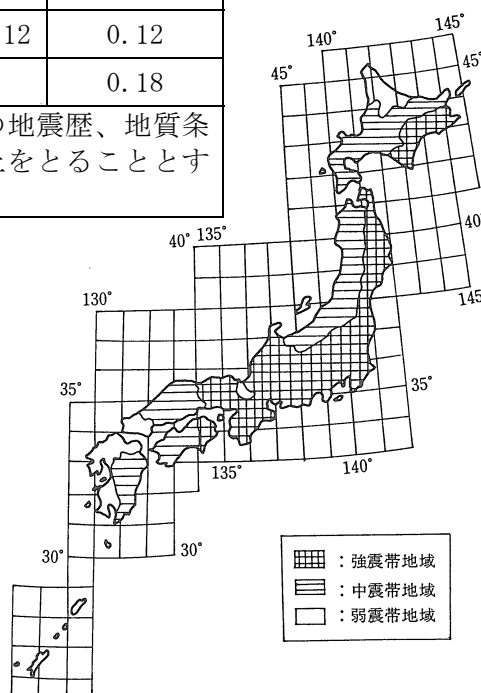


図 5-12 設計震度の地域区分

(出典；防災調節池等技術基準 (案) (社)日本河川協会)

## ドレーンの設計

(第29条)

堤体内に設けられるドレーンは、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。

### 解 説

- ・ドレーンの種類は下表に示すとおりである。

表 5-9 ドレーンの種類

種 類	水平ドレーン	トゥドレーン (下流法先ドレーン)	インターセプター (立形ドレーン)
概 要	水平ドレーンは下流側堤敷面に平面状に置く場合と、筋状に置く場合とがある。前者の場合、その厚さは 80cm 程度以上とし、後者の場合は多層のフィルター材料を組合せ排水させる。	トゥドレーンは、堤体下流のり面の先端に設けるドレーンで、下流法先ドレーンとも呼ばれる。 多層のフィルター材料を組み合わせ、保護層に接する層を細粒フィルターとし、粗粒層・礫などに漸次移行し、法止めの石積み、空積ブロック工、その他の保護工を通して排水し、土砂流出の防止をする。	インターセプターは、堤体中心部に立上ったドレーンと水平ドレーンにより構成されるドレーンをいい、堤体盛土材料に砂質土、塊状土等の比較的透水性の大きい材料を用いた場合に設置されることがある。

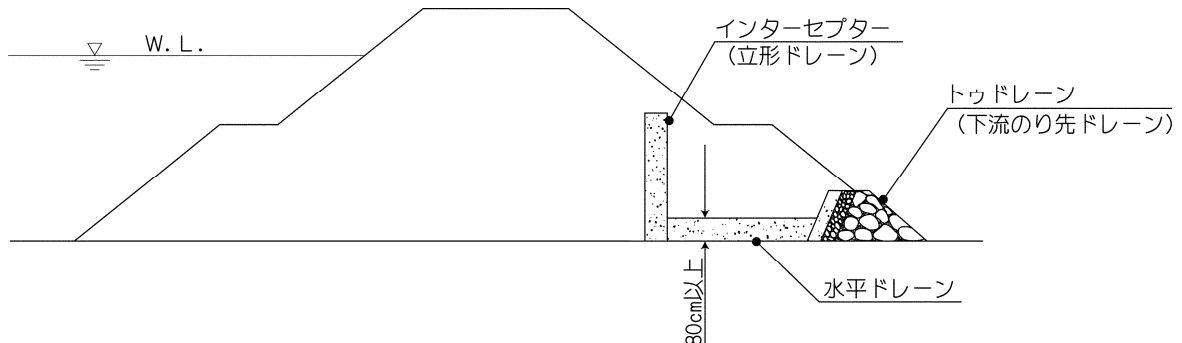


図 5-13 ドレーンの種類

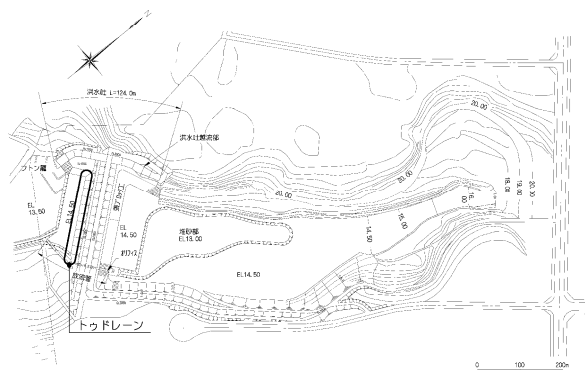


図 5-14 ドレーンの位置

(出典；防災調節池等技術基準（案）（社）日本河川協会 一部加筆)

### 補足事項

トウドレーンは、浸潤線がのり先まで達するような場合で、円弧すべり、浸透破壊を起こす可能性が有る場合に設置し、堤内の浸透水を速やかに排水低下させ、のり面の安定を維持するために設ける。トウドレーンは、単独で用いられることが多い。

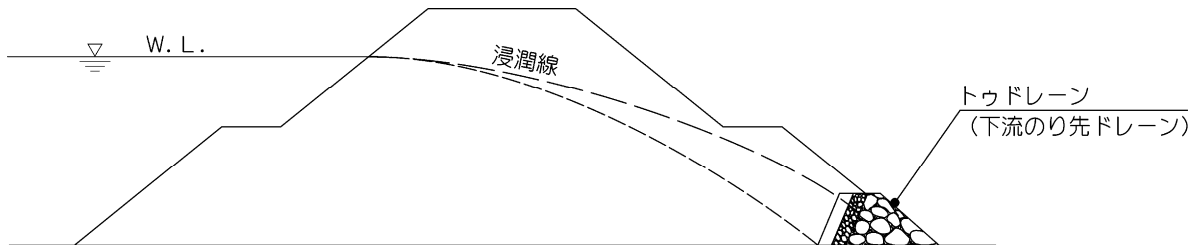


図 5-15 トウドレーン

水平ドレーン、インターセプター（立形ドレーン）は、トウドレーンに対して、浸潤線が堤体内で基礎地盤面に低下しているような場合に設置する。また、水平ドレーンとインターセプターは堤体内の浸透水を堤外へ排水させるというドレーンの機能上、組み合わせて使用する。

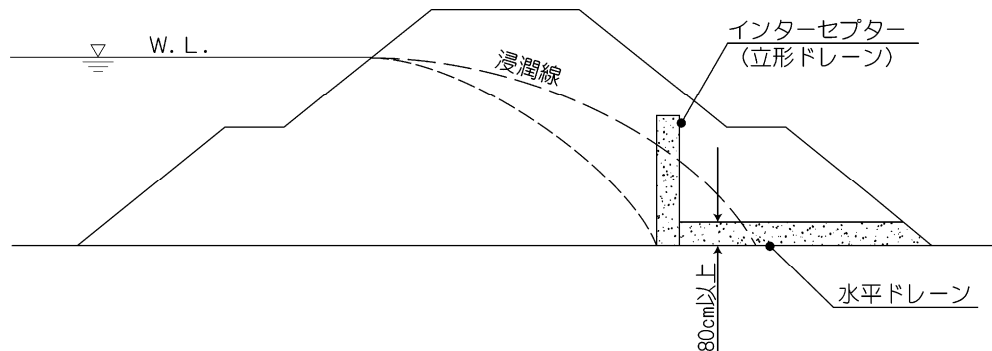


図 5-16 水平ドレーンとインターセプター

また、トウドレーンの規格については、「ドレーン設計マニュアル 平成10年3月31日（財）国土開発技術研究センター」によると、下図のとおりとなっている。

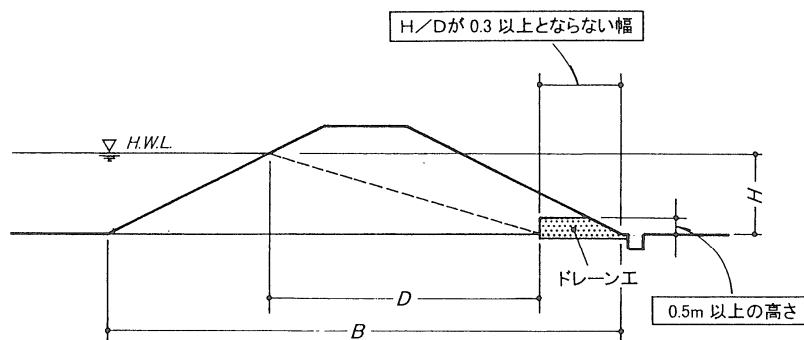


表 5-10 フィルター材料の基準

項目	基準	備考
粒径比率	$\frac{\text{フィルター材料の15\%粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の15\%粒径}} > 5$ $\frac{\text{フィルター材料の15\%粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の85\%粒径}} < 5$	フィルターで保護される材料が粗粒材料を含む場合には、その材料の 25 mm 以下の部分について適用する。
粒度曲線	保護される材料の粒度曲線とほぼ平行	
細粒分含有量	粘着性のないもので、0.074 mm 以下の細粒分含有量は原則として 5% 以下とする	
最大寸法	保護される層が土や砂の場合 75 mm とすることが望ましい	
透水性	保護される材料より 10~100 倍の透水性をもつことが望ましい	一般に $k=10^{-3}$ cm/sec 以上

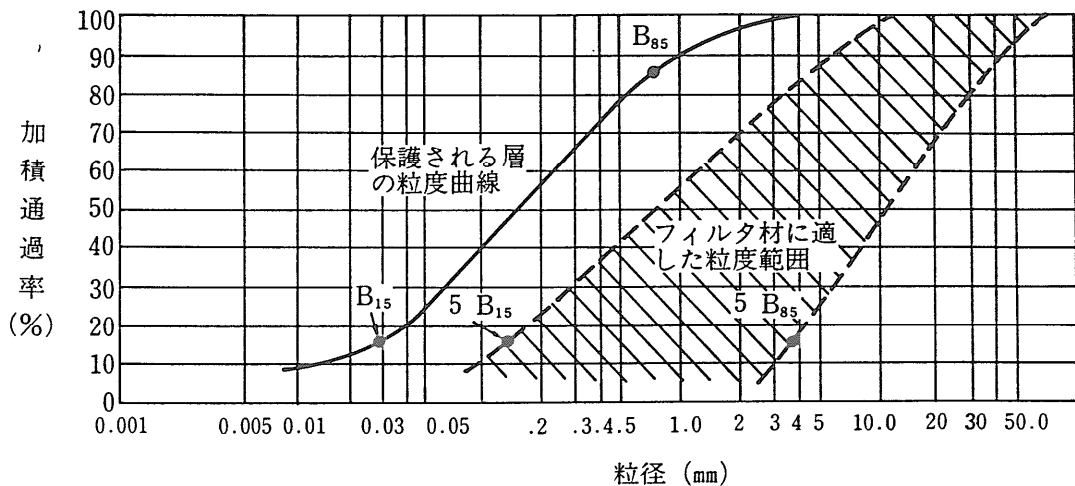


図 5-17 フィルター材に適した粒度範囲

(出典；防災調節池等技術基準 (案) (社)日本河川協会)

## のり面など

### (第30条)

1. 堤体上流側および調整池湛水部ののり面は、波浪、雨水などにより侵食されないように、また堤体下流側のり面は雨水および浸透流によって侵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。

### 解 説

- ・堤体上流側のり面は、ブロック張、芝張等で保護するものとする。
- ・下流側のり面は、芝張等で保護する。
- ・排水施設は小段のり面に接近させ、コンクリートU型溝、ソイルセメント（現地材料にセメントを添加したものであり、強度を増し、含水量の変化による強度の低下を防ぎ耐久性を上げる効果がある）などで作る。
- ・湛水部のり面は、必要に応じてブロック張、芝張等の法面処理を施工するものとする。

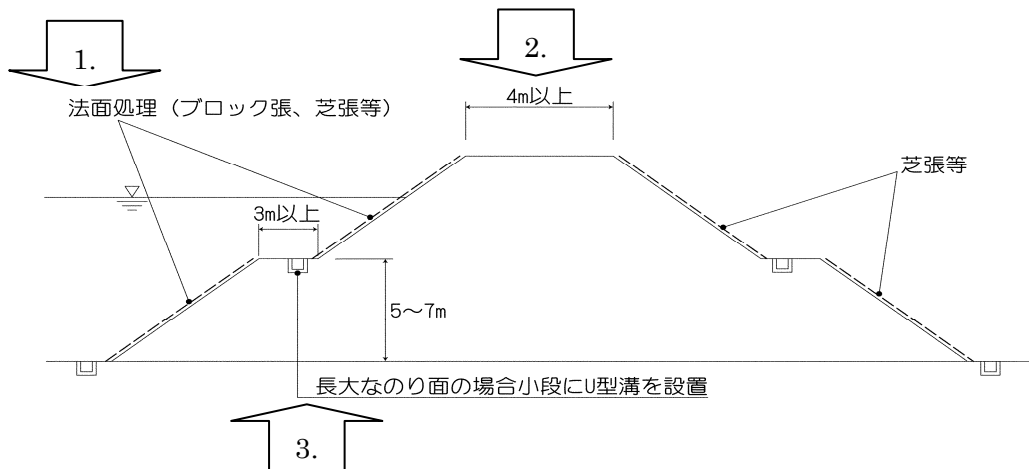


図5-18 のり面処理等

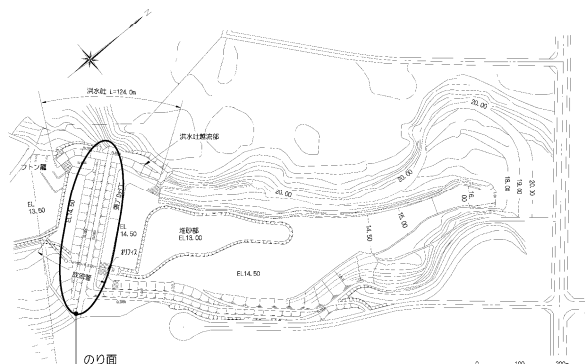


図5-19 のり面の位置

(出典；防災調節池等技術基準(案) (社)日本河川協会 一部加筆)



補足事項

(のり面保護材)

のり面保護材は、ブロック、芝の他に難透水性の土質材料（粘土等）、コンクリートスラブ、アスファルトスラブ、遮水シートがある。

(のり面排水施設)

雨水の表面流出によるのり浸食（特にのり肩部）を防止するため、U型溝等を設置する。また、下流側の堤体最下段のり尻については、ドレーンからの排水を速やかに行うためにも有効である。

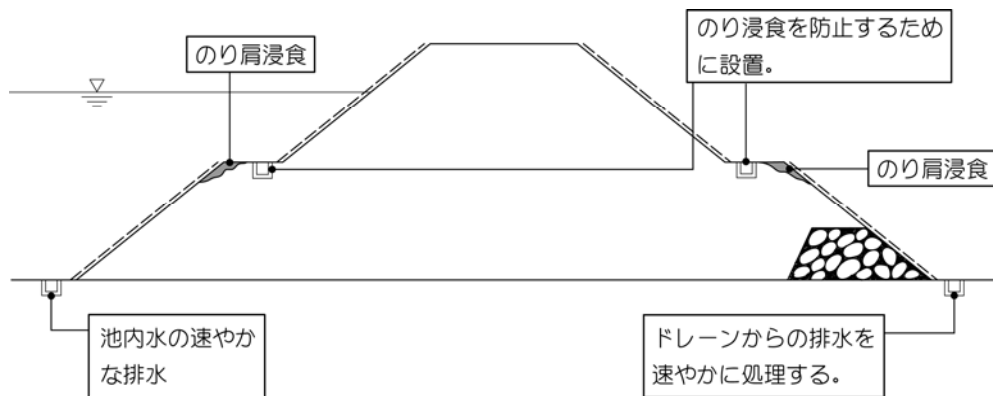


図 5-20 のり面排水施設

## 余盛

(第31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。

### 解説

標準的な余盛高は下表に示すとおりである。

表5-11 標準余盛高

堤 高	余 盛 高
5 m以下	40 cm
5 ~ 10 m	50 cm
10 m以上	60 cm

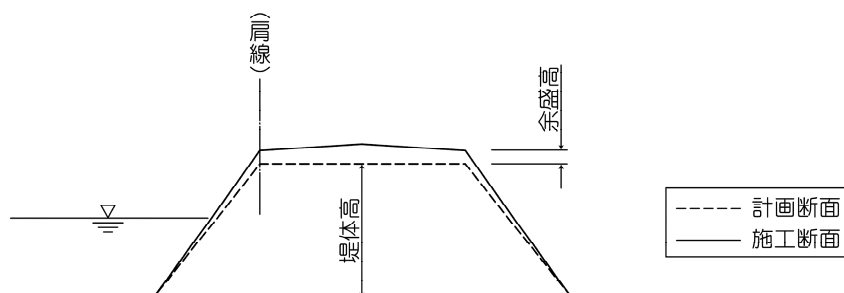


図5-21 余盛高

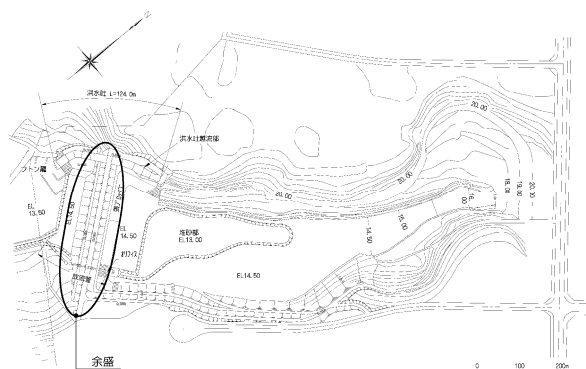


図5-22 余盛の位置

(出典；防災調節池等技術基準(案) (社)日本河川協会 一部加筆)

### 補足事項

本基準における堤体の高さは15m未満とされているが、14.5m等の堤体の高い施設の場合、余盛高を考慮したときに、15mを超えることになる。しかし、堤体の高さに関する基準は定規断面に対して設定されていることから、余裕高は堤体高に含まれない。

## 洪水吐き

### (第32条)

1. 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。

### 解 説

- ・洪水吐きの設計流量は、次の①から③の中で最大となる流量を1.2倍したものとする。

- ①ダム地点において超過確率200年に1回の割合で発生するものと予想される洪水の流量

$$I_{200} = \frac{3501.9}{t^{0.75} + 21.59} \quad (\text{福岡県河川長時間降雨強度式})$$

- ②ダム地点の既往最大洪水の流量

- ③ダム地点の地域と水象若しくは気象が類似する流域のそれぞれで発生した既往最大洪水の水象若しくは気象の観測資料よりダム地点に発生すると客観的に認められる洪水の流量

③については地域別比流量線図によることができるが、一般的に防災調節池の流域は小流域(20km<sup>2</sup>以下)と考えられるため比流量線図をそのまま適用することには問題がある。ここでは比流量線図20km<sup>2</sup>の値を下廻ってはならないものとする。

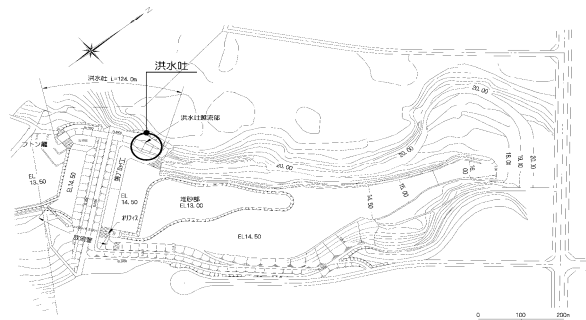


図5-23 洪水吐きの位置

(出典；防災調節池等技術基準(案) (社)日本河川協会 一部加筆)

### 補足事項

水象とは河川等の水に関わる諸現象を指し、具体的には、水系の位置、集水面積、流量、流況等をいう。

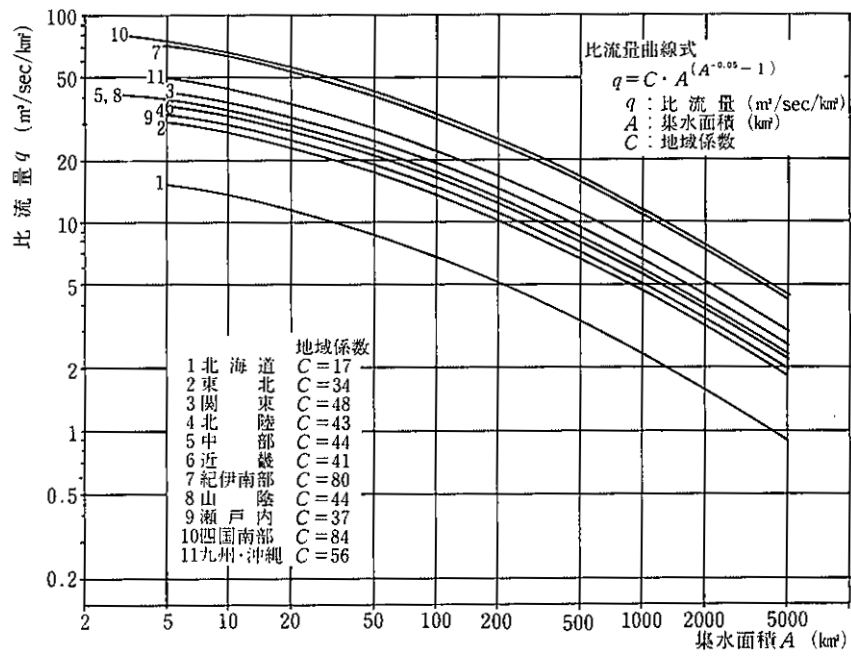


図 5-24 地域別比流量線図

(出典；防災調節池等技術基準 (案) (社)日本河川協会)

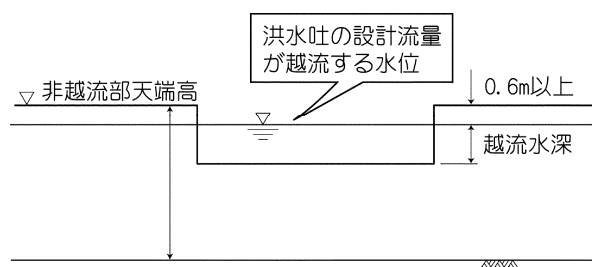
## 非越流部天端高

(第 33 条)

恒久調節池の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のに必要な水位に 0.6m を加えた高さ以上としなければならない。

### 解 説

- ・ 堤体の非越流部天端高は下図に示すとおりである。
- ・ 暫定調整池は、対象外である。



非越流部天端高  $\geq$  洪水吐の設計流量が越流する水位 + 0.6m

図 5 - 25 非越流部天端高

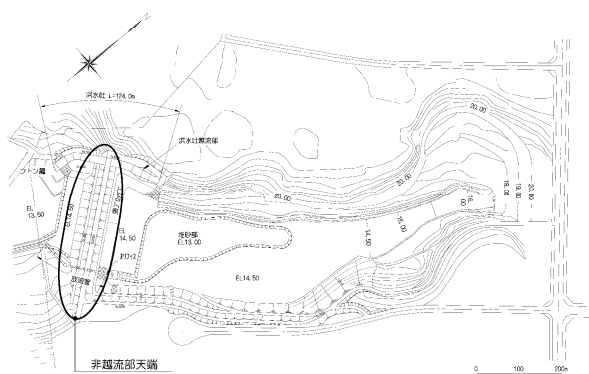


図 5 - 26 非越流部天端の位置

(出典；防災調節池等技術基準(案) (社)日本河川協会 一部加筆)

## 洪水吐きの構成等

(第34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

・洪水吐きの位置は下流水路に取り付けやすい場所に設置される。従って、放流管とほぼ同じ位置になることが多い。

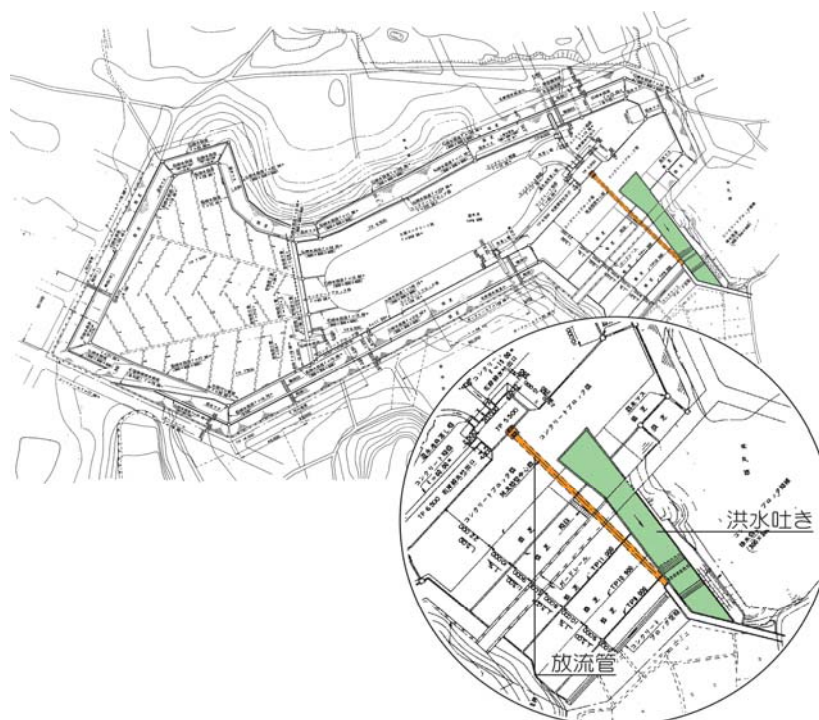


図5-27 洪水吐きの位置

(出典；防災調節池等技術基準(案) (社)日本河川協会 一部加筆)

- ・洪水吐きは下図に示す流入施設、越流堰、導流水路、減勢工及び下流水路から構成される。

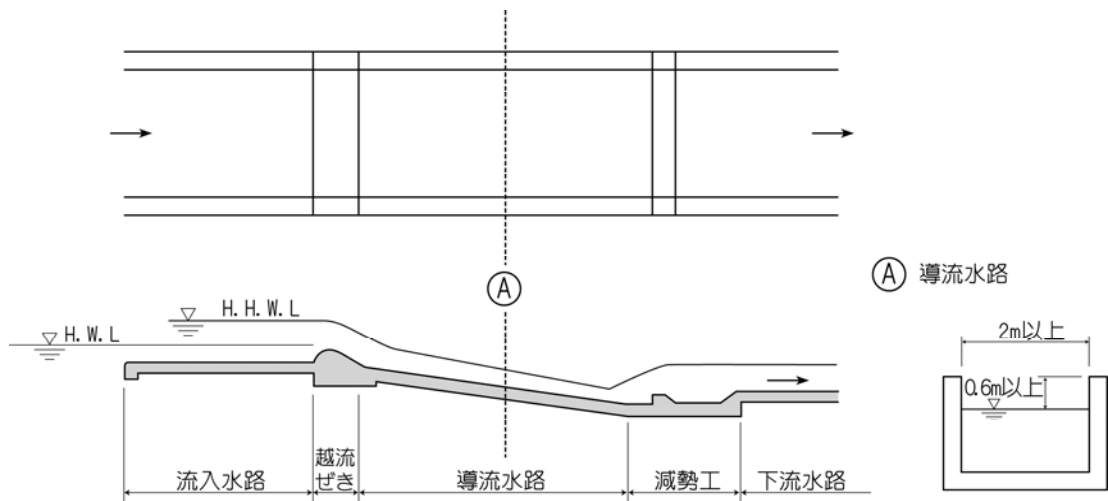


図 5-28 洪水吐きの構成

- ・洪水吐きは、自由越流式とする。
- ・ゲート等的人為的な放流量調節装置は使用しない。

[流入水路]

- ・流入水路部の流速は、4 m/sec 以下にすることが望ましい。
- ・流入水路入口周辺は、石積あるいはコンクリートブロック張等により保護しなければならない。
- ・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ことを原則とする。

[越流ぜき]

- ・越流頂は丸みのある縦断形状とする。
- ・越流頂の高さ  $Pu$  (堤頂と流入水路底面との標高差) は、越流水頭 (設計水頭)  $Ho$  に対して下図のようにすべきであるとされている。

$$\frac{Pu}{Ho} \geq 0.2$$

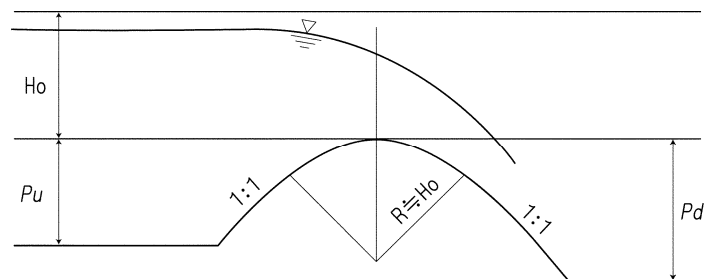


図 5-29 越流頂

(計算式出典：防災調節池等技術基準 (案) 日本河川協会)

- ・越流頂の放流能力は次式で求める。

$$Q = C \cdot L \cdot H_0^{3/2}$$

ここに、 $C$ は流量係数、 $L$ は越流幅(m)、 $H_0$ 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( $\text{m}^3/\text{sec}$ )である。  
流量係数は1.8を標準とする。

(計算式出典：防災調節池等技術基準(案) 日本河川協会)

[導流水路]

- ・導流水路幅の最小値は2.0mとする。
- ・導流水路は水路幅が一定の直線水路とする。
- ・導流水路の縦断勾配は自由落下曲線を限度とする。
- ・導流水路の余裕高は0.6m以上とする。

[減勢工]

- ・洪水吐きには減勢工を設けるものとし、その形式は跳水式を標準とする。
- ・跳水式減勢工の設計では水叩き面高を仮定し、次式により算定した跳水水深  $d_j$  と下流水深  $d_2$  を比較して  $d_j \doteq d_2$  となるようにする。

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

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}}$$

$$V_1 = \sqrt{2g(H_0 + W)}$$

$$d_1 = \frac{Q}{BV_1}$$

ここに、 $H_0$ 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( $\text{m}^3/\text{sec}$ )である。

(計算式出典：防災調節池等技術基準(案) 日本河川協会)

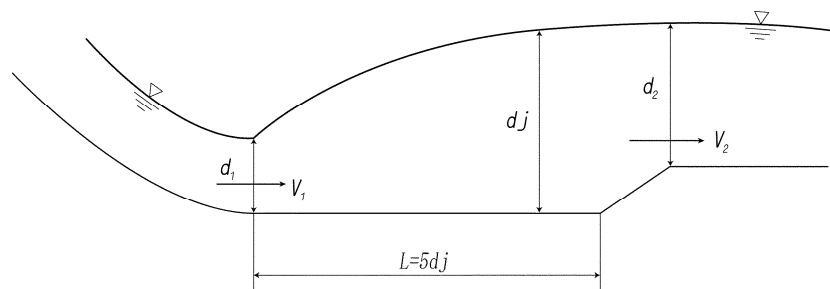


図5-30 跳水式減勢工



- ・跳水式減勢工の水叩き長は、 $L=5dj$ 程度を確保する。
- ・跳水による減勢機能を安定させるために、シュートブロック、バップルピアー、エンドシル等を用いることもできる。

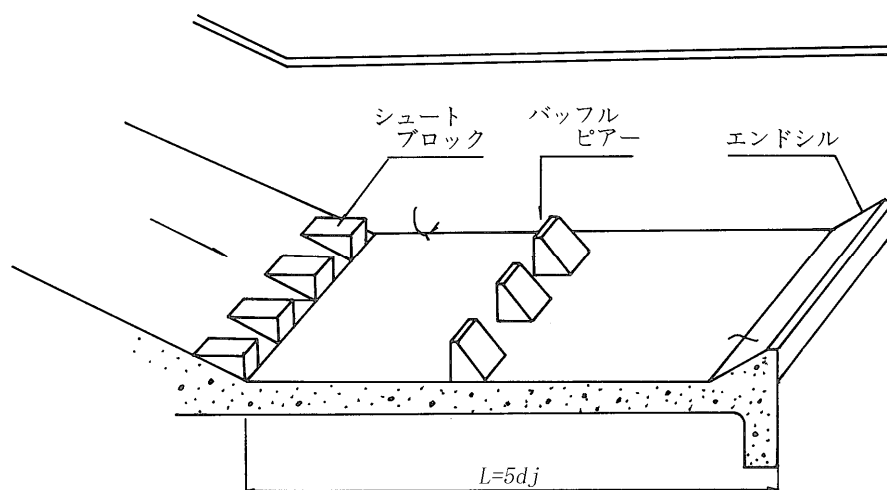


図5-31 減勢機能を安定化させる施設

(出典；防災調節池等技術基準(案) (社)日本河川協会 一部修正)

## 放流施設

(第35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備え、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な処理をしなければならない。

### 解 説

- ・放流管を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。

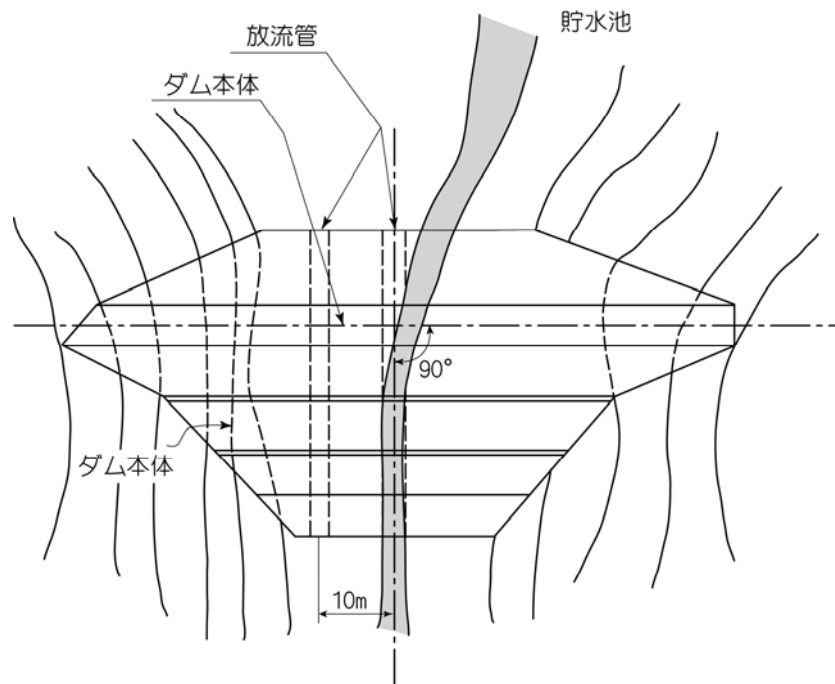


図5-32 放流管の位置

- ・放流管上流端には排水塔を設けることを原則とする。
- ・放流塔流入口標高は計画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。
- ・ちりよけスクリーンは、スクリーンを通過する流速を  $0.6\text{m}/\text{sec}$  以下にすることが望ましい。

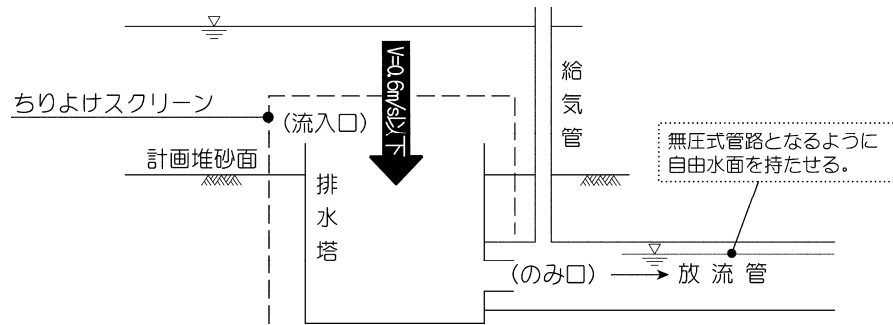


図 5-33 放流施設流入部構造

- ・排水塔を通して放流される流量が計画規模の洪水を越える場合には、放流管の入口および出口にそれぞれ給気管を設けるものとする。

表 5-12 給気管の標準径

水 深	5m	8m	10m	15m
給 気 管	10 cm	13 cm	15 cm	18 cm

- ・放流管の設計流量を年超過確率 1/3 洪水を対象として下流河川の流下能力相当流量とする場合は、放流管のみ口の直下流に給気管を設けるものとする。
- ・この場合の給気管の標準寸法は管径 100 mm とする。

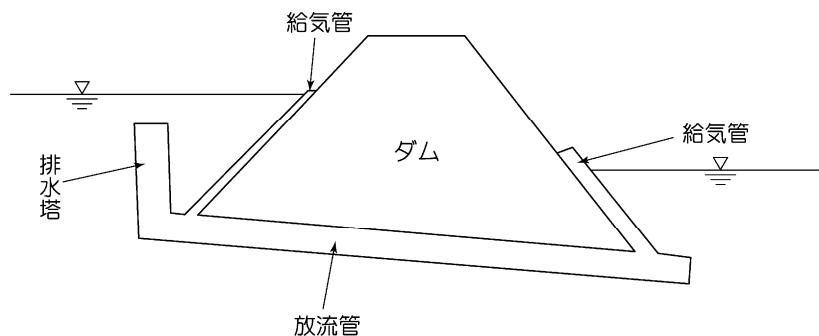


図 5-34 放流施設概要図

・放流管呑口の流量計算式は、設計水頭に応じて以下のとおりとする。

①  $H \leq H_L + 1.2 D_L$

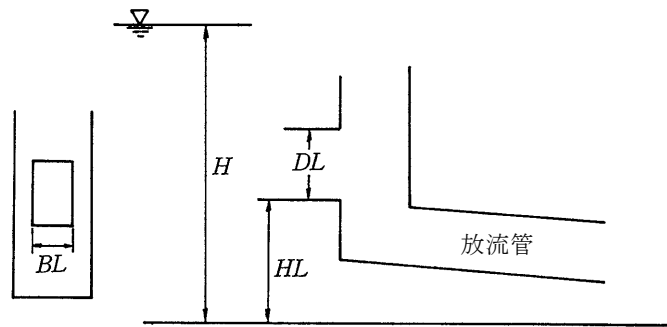
$$Q = 1.7 \sim 1.8 B_L (H - H_L)^{3/2}$$

②  $H_L + 1.2 D_L < H < H_L + 1.8 D_L$

この区間については、 $H = 1.2 D_L + H_L$ での $Q$ および $H = H_L + 1.8 D_L$ での $Q$ を用いて、この間を直線近似とする。

③  $H_L + 1.8 D_L \leq H$

$$Q = C \cdot D L \cdot B L \sqrt{2 g (H - H_L - 0.5 D_L)}$$



(出典；防災調節池等技術基準（案）（社）日本河川協会)

[流量係数について]

流量係数(C)は、堰、オリフィス等の流量を算出する時に用いる係数であり、設計水頭の関数として用いる。

流量係数の値は、大きければ流量が大きくなり、小さければ流量が小さくなる特性を持っている。調整池等の放流オリフィスを検討する場合、この係数を大きくすれば、下流放流量が大きくなる反面、池の容量が小さくなり、小さくした場合、その逆となる。




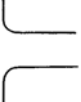
表 5-13 流量係数による施設安全性の違い

項 目		C値を大きくし放流施設を小さくした場合		C値を小さくし放流施設を大きくした場合		備 考
実際のCが計画値より小さい場合	下流水路	安 全	放流量が小さい	—		
	貯留池	オーバーフロー	計画容量より大きい	—		
実際のCが計画値より大きい場合	下流水路	—		オーバーフロー	放流量が大きい	
	貯留池	—		安 全	計画容量より小さい	

前述のとおり、各施設の安全性を考えた場合、下流水路がオーバーフローするよりも貯留池がオーバーフローする方が危険性が高くなる。よって、本基準では最小のC値を採用することとする。

具体的な数値はオリフィス形状により変化し、下表のとおりとなる。

表 5-14 流量係数

放流孔形状	模 式 図	C (流量係数)	
		防災調節池等 技術基準(案)	本基準での 採用値
ベルマウス有り		0.85~0.95	0.85
ベルマウス無し	<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>角 端</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>隅切り</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>丸味つき</p>  </div> </div>	0.60~0.80	0.60

- ・放流管上流端に排水塔を設け、排水等への標高を設計堆砂面以上とする。
- ・排水塔の下部はフィルター構造とする。
- ・排水塔側部に排水用のゲートを設ける。

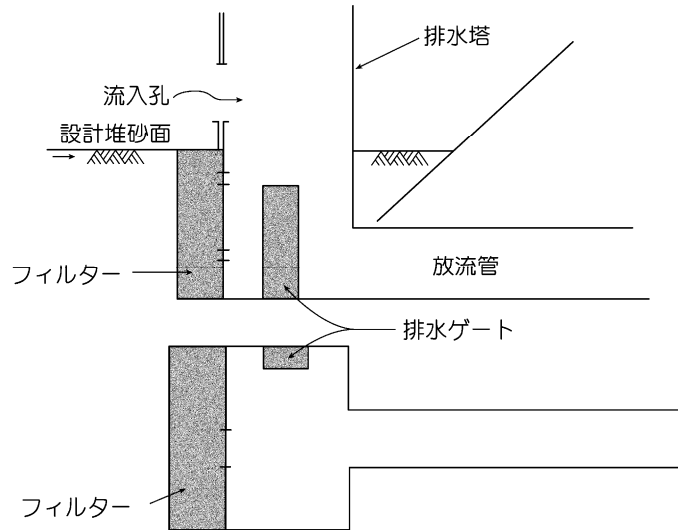


図 5 - 35 放流管流入施設

- ・放流管路は、放流管設計流量、(設計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。
- ・放流管のみ口は設計洪水流入部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する。

管路部の流入断面積は、最大値が管路断面積の 3/4 以下となるように設計する。

- ・無圧式放流管の通水能力は、次式で求める。

矩形断面	円形断面
$Q = \frac{Bh}{n} \cdot \left( \frac{Bh}{B + 2h} \right)^{2/3} \cdot I^{1/2}$	$Q = \frac{0.262}{n} \cdot D^{8/3} \cdot I^{1/2}$

$Q$  : 流量 (m<sup>3</sup>/s)

$B$  : 管路幅 (m)

$h$  : 水深 (m)

$D$  : 管径 (m)

$I$  : 水路勾配

(計算式出典：防災調節池等技術基準 (案) 日本河川協会)

- ・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。
  - ・放流管のみ口直下流には、管内の気圧を安定させるために給気管を設置する。
  - ・給気管の標準寸法は管径100mmとする。
  - ・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。
  - ・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るものとする。
  - ・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する。
  - ・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）を設けるものとする。
- 継手、遮水壁等の設計例を図5-36に示す。

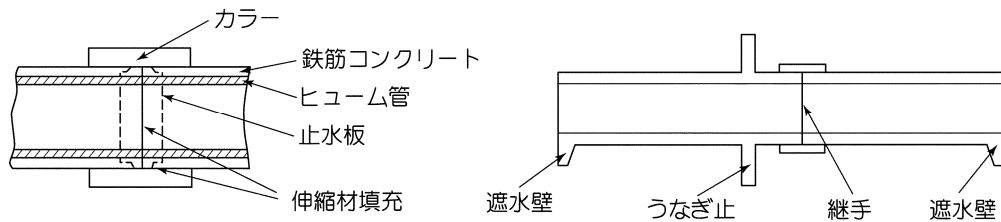


図5-36 放流管の構造

補足事項

(流入渠について)

調節池の流入区域は、既存の自然地形をそのまま利用するものと開発行為等によって造成される場合に分けられる。流入区域が自然地形の場合は、流入のための特別な施設は必要なく、自然に流入する。これに対して、流入区域が造成される場合は、造成区域内の排水計画管渠（流入渠）を直接流入させることになる。この流入渠に特別な基準は無いが、調節池満杯時の背水の影響を防ぐために、調節池HWL以上とすることが望ましい。また、流入水による、深堀防止のために、水たたきを設ける。

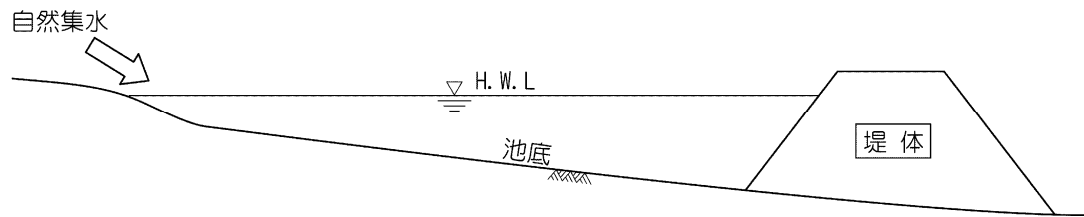


図 5 - 37 流入区域が自然地形の場合

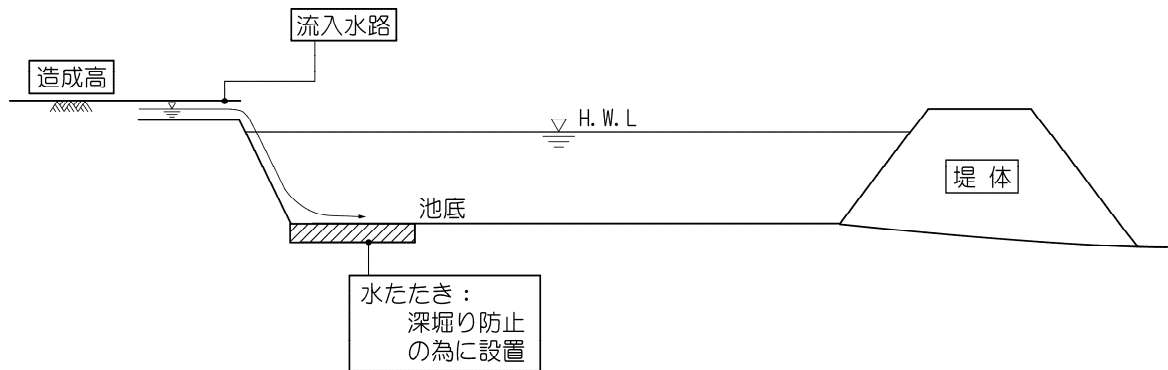


図 5 - 38 流入区域が造成される場合



## (2) 流域貯留施設の構造基準

### 構造型式

(第36条)

流域貯留施設は、設置箇所の地形、地質、土地利用、安全性、維持管理等を総合的に勘案し、流出抑制機能が効果的に発揮できる構造型式とする。

### 解 説

- ・ 流域貯留施設の構造形式は一般に下記のとおり分類される。
- ・ 本基準（案）では主として地表面貯留について述べるものとする。

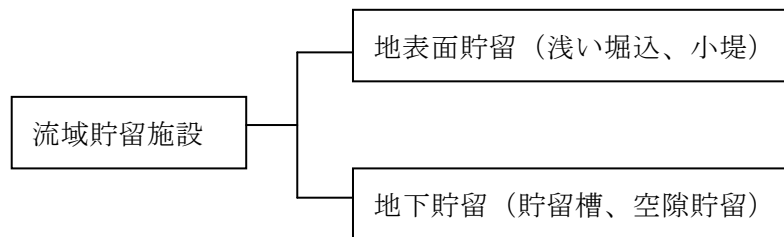


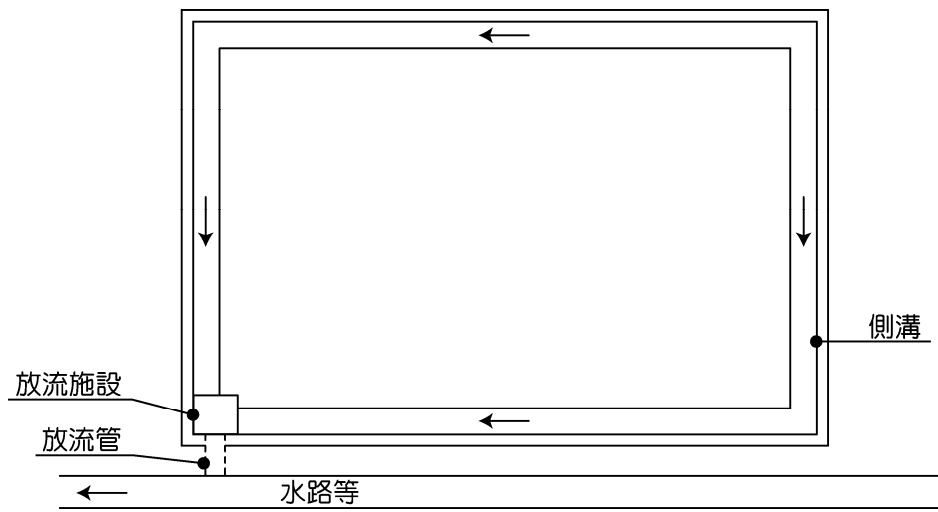
図5-39 構造形式の分類

- ・ 流出抑制機能が効果的に発揮できる構造形式とは以下に示すとおりである。
  1. 貯留施設の敷地の良好な排水が可能なこと
  2. 放流施設等の水理施設が適切な位置、構造であること
  3. 集水、排水が円滑となる貯留部の敷高、構造であること

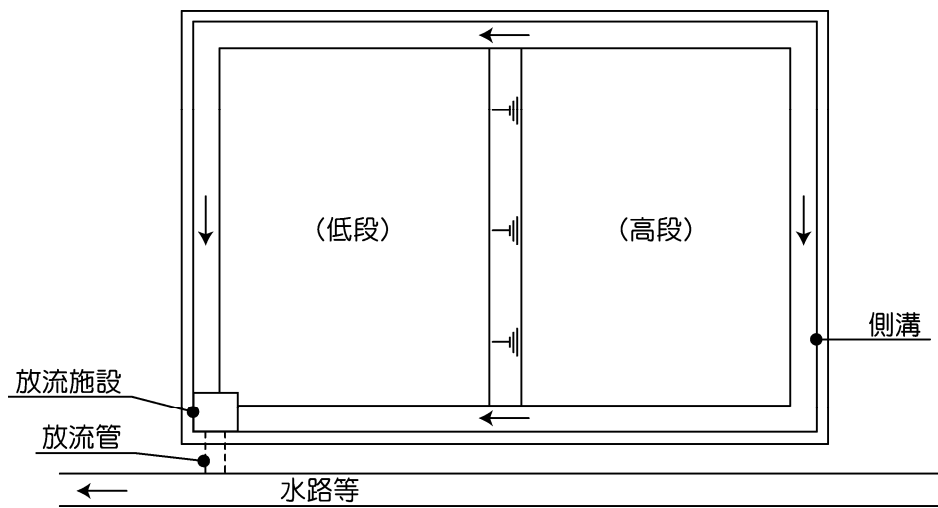
表5-15 貯留形状の分類

貯留形状	概 要	模 式 図
側溝型	排水を速やかにし、地表面の冠水頻度を少なくしたもの。	
二段式	公園などの貯留可能面積が広いところで採用される。	
拡水型 (浸透トレンチ併用)	側溝型より排水性を高めたものである。	

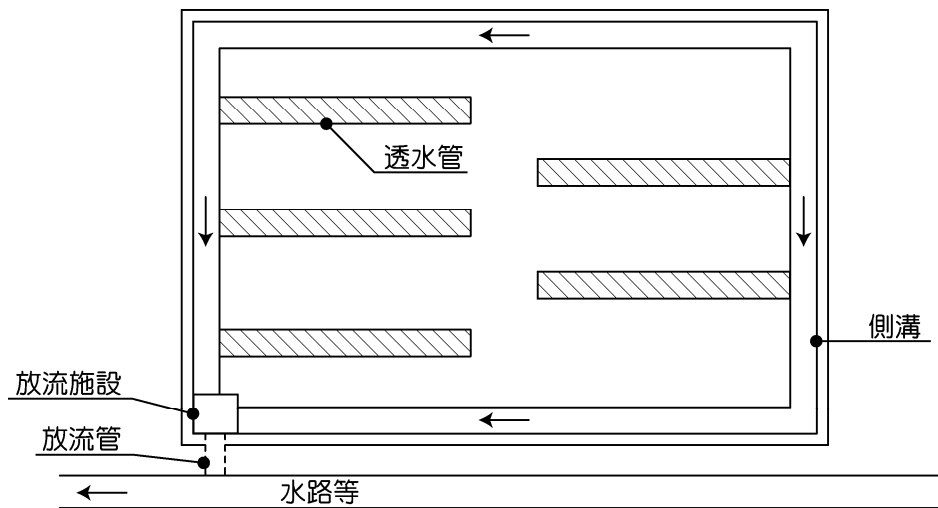
(側溝型)



(二段式)



(拡水型)



なお、設計を行う場合に参考となる基準書を以下に示す。

表 5-16 参考となる設計基準

項目	基準書	備考
堤防本体	建設省河川砂防技術基準(案)設計編 [ I ] 解説・河川管理施設等構造令 土木工事設計要領(九州地方整備局) 等	
護岸	建設省河川砂防技術基準(案)設計編 [ I ] 解説・河川管理施設等構造令 土木工事設計要領(九州地方整備局) 建設省制定 土木構造物標準設計 等	
付帯構造物	道路土工 カルバート工指針 道路橋示方書(I 共通編 IV 下部構造編)・同解説 等	
基礎	道路土工-軟弱地盤対策工指針 道路橋示方書(I 共通編 IV 下部構造編)・同解説 等	
仮設構造物	道路土工-仮設構造物工指針	

## 構造の安定

(第 37 条)

流域貯留施設等の構造型式は、設置場所の状況により種々の型式となるので、その採用する構造に応じ予想される荷重に対し必要な強度を有するとともに十分な安全度を有しなければならない。

### 解 説

- (1) 地表上貯留の場合は浅い掘込式となるのが一般的であり、この場合周囲法面は滑り、または浸透による破壊を生じないように処理が必要である。

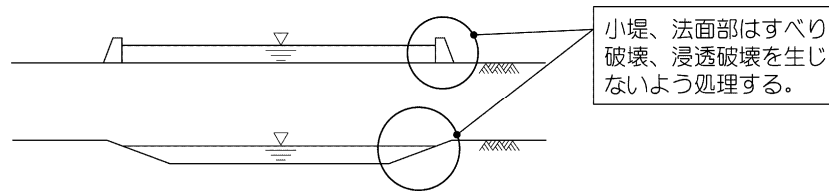


図 5 - 40 構造の安定

- (2) 地下貯留（貯留槽タイプ）の場合はコンクリート構造やプラスチック製のプレキャスト部材が使用される事例が多く、これらの部材の技術的条件（土被り等）を十分把握し、予想される荷重によって破壊を生じないように配慮する。

地下貯留施設は、他の流域貯留施設と違い、上部荷重を生じるので、施設上部の土地利用を考慮して荷重条件を設定する必要がある。「プレキャスト式雨水地下貯留技術マニュアル(財)下水道新技術推進機構」によると、上部荷重は  $q=0.5\sim 1.5\text{tf/m}^2$  程度としている。

## 放流施設等

(第 38 条)

放流施設等は、計画放流量を安全に処理できるものとし、次の各号の条件を満す構造とする。

- (1) 流入部は土砂、塵芥等が直接流出しない配置構造とし、放流孔が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、出水時において人為的操作を必要とするゲートバルブなどの装置を設けないことを原則とする。
- (3) 放流管は計画放流量に対して、放流孔を除き原則として自由水面を有する流水となる構造とする。
- (4) 流域貯留施設には、底面芝地への冠水頻度の減少、排水を速やかにするため側溝等の排水設備を設けるものとする。

### 解 説

- ・放流管はできるだけ直線とし、管長はできるだけ短くする。

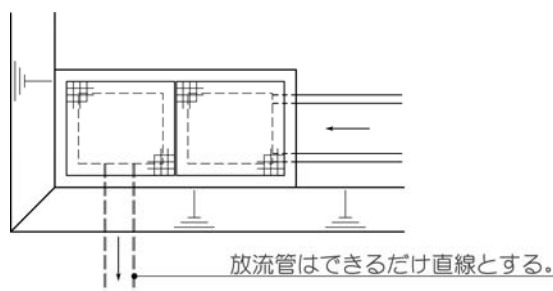


図 5-41 放流施設平面

- ・放流施設には土砂だめ、ちりよけスクリーン等を備えるものとする。

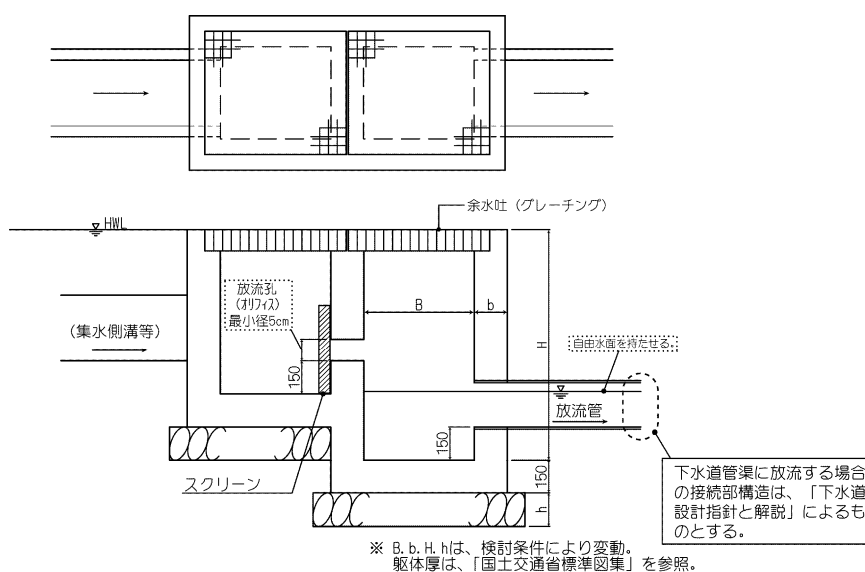


図 5-42 放流施設構造


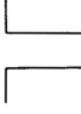

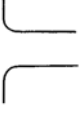
- ・放流孔の口径は、計画放流量  $Q$  および設計水深  $H$  に対し次式によって算定するものとする。
- ・放流孔の最小径は 5 cm とする。

$$Q = C \cdot B \cdot D \sqrt{2g(H - D/2)}$$

(計算式出典：流域貯留施設等技術指針案 (案) 日本河川協会)

ここに、 $C$  (流量係数) は下表のとおりとする。

表 5-17 流量係数

放流孔形状	模 式 図	$C$ (流量係数)	
		流域貯留施設等 技術指針(案)	本基準で の採用値
ベルマウス有り		0.85~0.95	0.85
ベルマウス無し	<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>角 端</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>隅切り</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>丸味つき</p>  </div> </div>	0.60~0.80	0.60

[流量係数について]

流量係数( $C$ )は、堰、オリフィス等の流量を算出する時に用いる係数であり、設計水頭の関数として用いる。

流量係数の値は、大きければ流量が大きくなり、小さければ流量が小さくなる特性を持っている。流域貯留施設の放流オリフィスを検討する場合、この係数を大きくすれば、下流放流量が大きくなる反面、施設容量が小さくなり、小さくした場合、その逆となる。

表 5-18 流量係数による施設安全性の違い

項 目		C値を大きくし放流施設を 小さくした場合		C値を小さくし放流施設を 大きくした場合		備 考
実際のC が計画値 より小さい 場合	下流水路	安 全	放流量が小さい	—		
	貯留池	オーバーフロー	計画容量より 大きい	—		
実際のC が計画値 より大きい 場合	下流水路	—		オーバーフロー	放流量が大きい	
	貯留池	—		安 全	計画容量より 小さい	

$B$ 、 $D$ 、 $H$ の各諸元は下図のとおりとする。

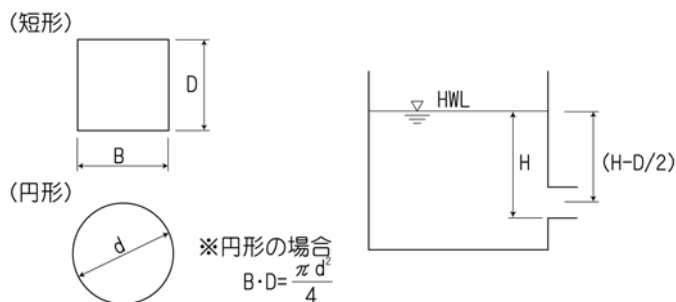


図 5-43 放流孔口径の検討諸元

・放流管の管径は、計画放流量に対し自由水面を有する流れとなるよう配慮し、その流水断面積は管路断面積の 3/4 以下として設定することを標準とし、その口径は下式により求める。

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

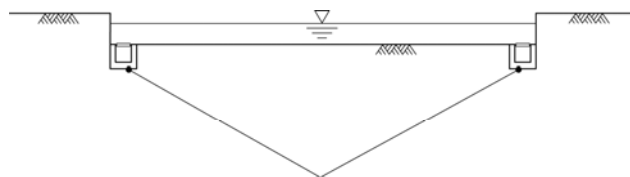
ここに  $D$  : 管径 (m)、 $I$  : 管路勾配、 $n$  : 粗度係数 (=0.015)。

(計算式出典：流域貯留施設等技術指針案 (案) 日本河川協会)

・流域貯留施設の利用面以下にはU型またはL型の側溝を設るものとする。



写真. 排水側溝



側溝等の排水設備を設ける。  
 側溝の場合、グレーチング等のふたを設ける。

図 5-44 排水側溝

(出典；流域貯留施設等技術指針 (案) (社)日本河川協会)

補足事項

(流入渠について)

流域貯留施設は、前述したとおり地表面貯留と地下貯留に大別される。

地表面貯留に関しては、本基準で取り扱う施設がオンサイト施設を前提としていることより、流入渠は存在しない。

地下貯留の場合は、地表面の側溝等を貯留施設に直接流入させることになる。この流入渠に特別な基準はないが、貯留施設満杯時の背水の影響を防ぐために、HWLより上方に設置することが望ましい。

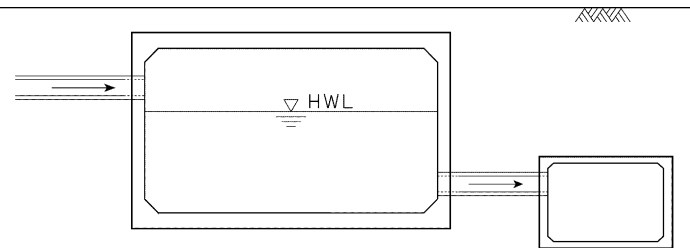


図 5 - 45 流入渠の高さ



## 周囲小堤

(第 39 条)

流域貯留施設の貯留部の構造は、小堤、または浅い掘込み式とする。

### 解 説

- ・貯留部の構造が土羽構造となる場合は、小堤、および掘込型式とも法面の勾配は、1 : 2 を標準とする。
- ・天端幅は盛土の安定と貯留時の通路機能に配慮し 1.0m 以上の平場を確保する。
- ・法面は浸蝕防止および景観に配慮し、芝張りなどによる法面処理を施すものとする。
- ・天端に植栽を行う場合は 1.5m 以上の幅を確保するものとする。

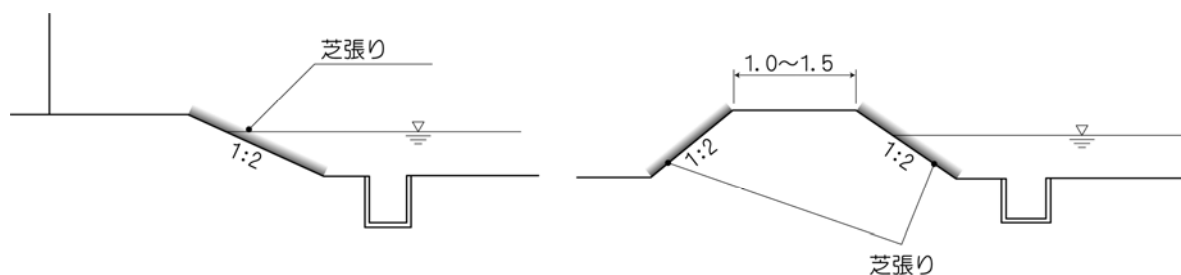


図 5 - 46 貯留部周囲堤の概念（土構造の場合）

掘 込 式

盛土小堤

- ・コンクリート擁壁や石積み型式の構造を用いる場合は、安全性、本来機能、景観を考慮するとともに、貯留時の通路も別途配慮するものとする。

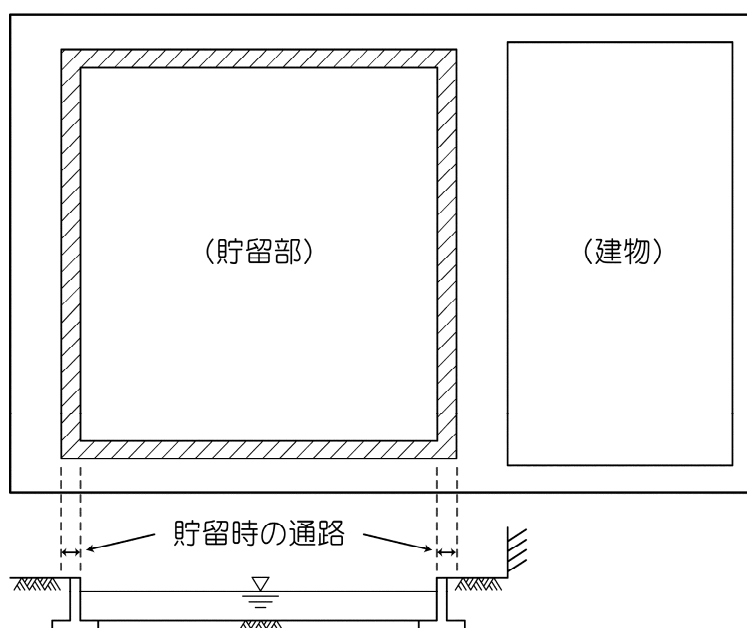


図 5 - 47 貯留時の通路

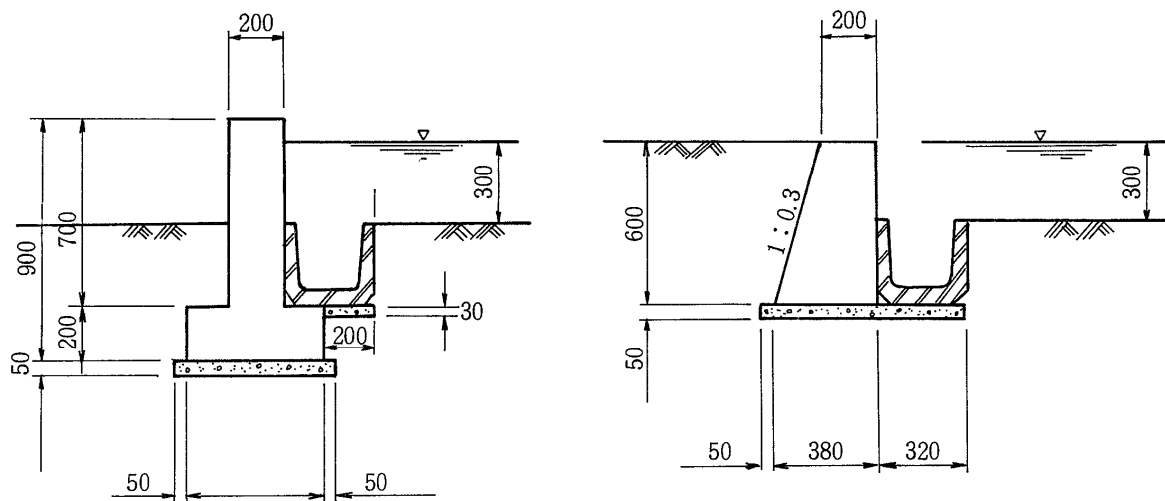


図 5-48 周囲小堤としてのコンクリート壁の構造例

(出典；流域貯留施設等技術指針（案）（社）日本河川協会)

## 余水吐と天端高

(第 40 条)

周囲小堤が盛土等による貯留構造となる場合は、設計降雨時の安全性を配慮し、余水吐を設けるものとする。

余水吐は、自由越流式とし、土地利用、周辺の地形を考慮し、安全な構造となるよう設定する。

また、天端高は原則として余水吐越流時の水深を、計画貯留水深に加えた高さ以上とする。

### 解 説

- ・余水吐の放流能力は、100 年確率流量を原則とし、合理式によって求めるものとする。
- ・余水吐の越流水深は 0.1m を標準とする。また越流巾は下式によって求める。

$$B = \frac{Q}{C \cdot H^{3/2}}$$

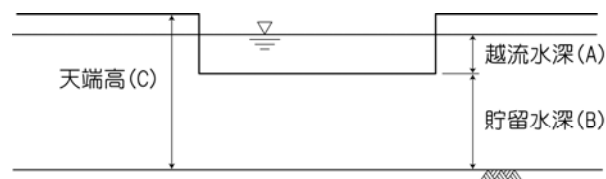
ここに、 $B$  : 余水吐越流巾 (m)、 $Q$  : 確率年 1/100 の流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )、 $H$  : 越流水深 (m)、 $C$  : 流量係数 (=1.8)

(計算式出典：流域貯留施設等技術指針案 (案) 日本河川協会)

- ・100 年確率流量は「福岡県河川長時間降雨強度式」を用いて算定する。

$$I_{100} = \frac{3185.0}{t^{0.75} + 21.05}$$

- ・完全掘込式の場合は原則として余水吐は設けないものとする。
- ・周囲小堤等の天端高は、計画降雨による計画貯留水深に余水吐の越流水深を加えた高さ以上とする。ただし、この値が貯留限界水深以下となる場合は、貯留限界水深に相当する水位を天端高とするものとする。



$$\text{天端高(C)} \geq \text{越流水深(A)} + \text{貯留水深(B)}$$

図 5 - 49 周囲小堤等の天端高

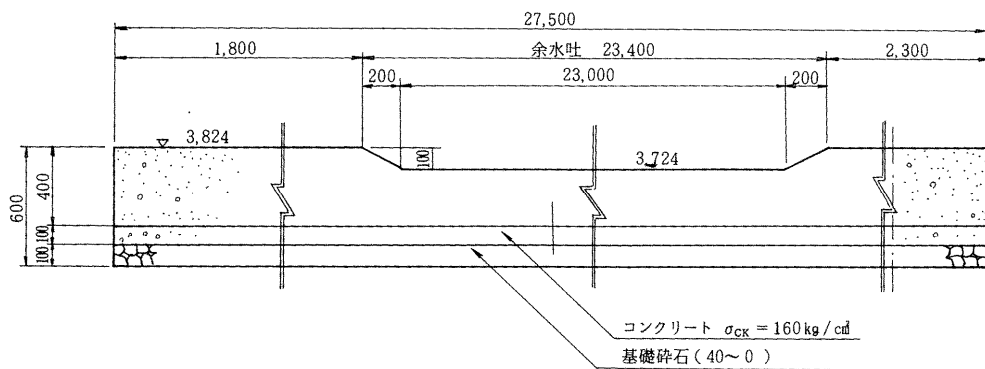
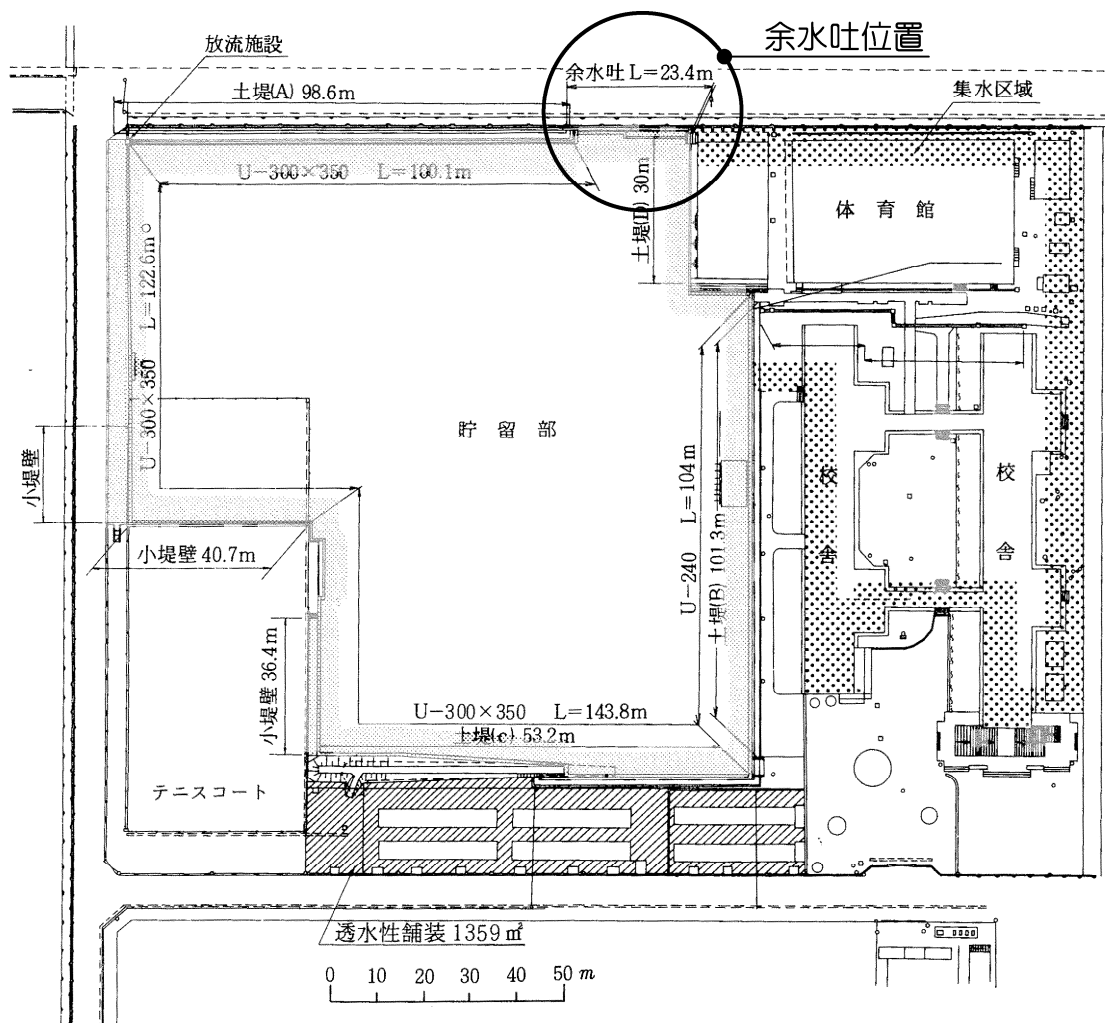


図5-50 余水吐の位置

(出典；流域貯留施設等技術指針(案) (社)日本河川協会)

## 貯留施設等の底面処理

(第 41 条)

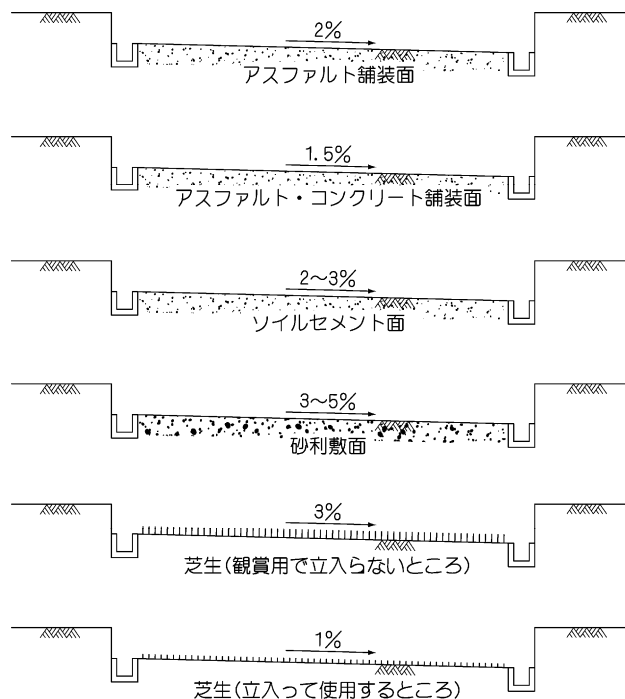
底面は、降雨終了後の排水を速やかにするために必要に応じ、その土地利用機能を配慮し適切な底面処理を施すものとする。

### 解 説

流域貯留施設において敷地兼用となる場合の貯留部の底面は、降雨後の排水性能を高めるよう適切な勾配を設けることが望ましい。参考までに各種地表面の種類に応じた排水標準勾配を表 5-19 に示す。

表 5-19 排水標準勾配

種 類	標準勾配 (%)
アスファルト舗装面	2
アスファルト・コンクリート舗装面	1.5
ソイルセメント面	2~3
砂利敷面	3~5
芝生(観賞用で立入らないところ)	3
芝生(立入って使用するところ)	1
張芝排水路	3~5



## 地下貯留

(第 42 条)

土地利用上、地表面貯留が出来ない場合は、地下貯留槽を設けて、流出抑制を行うことができる。

### 解 説

流出抑制施設の特性上、土地利用を優先させるため、地表面貯留が出来ない場合がある。この場合、地下に貯留槽を設けて流出抑制が出来るものとする。

地下貯留槽にはコンクリート製やプラスチック製等の二次製品がある。

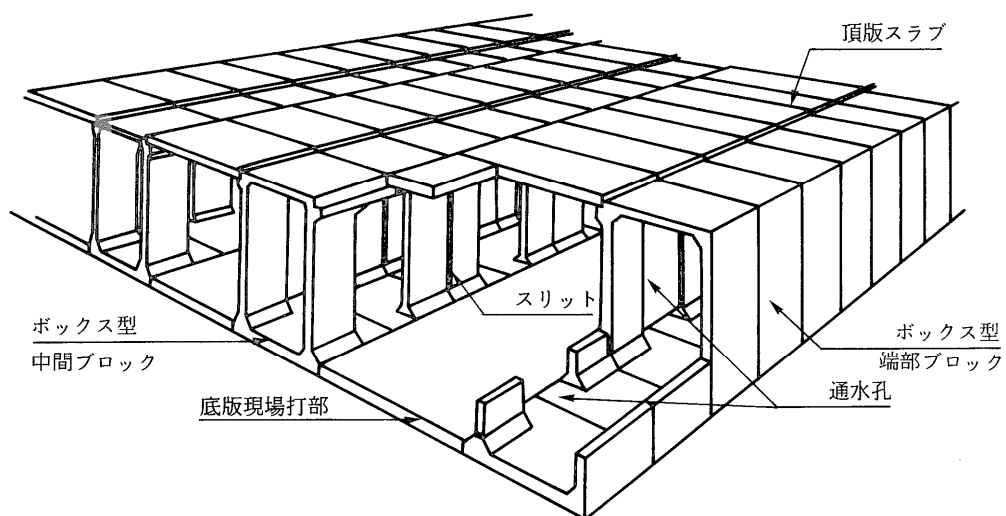


図 5-51 コンクリート二次製品の例

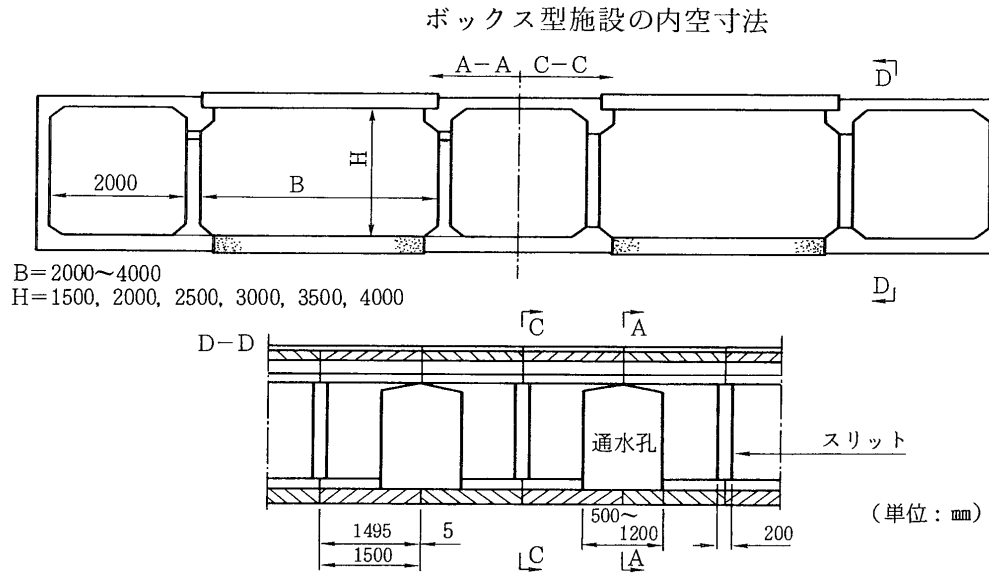
(出典 ; プレキャスト式雨水地下貯留施設技術マニュアル 設計・施工編

(財) 下水道新技術推進機構)

補足事項

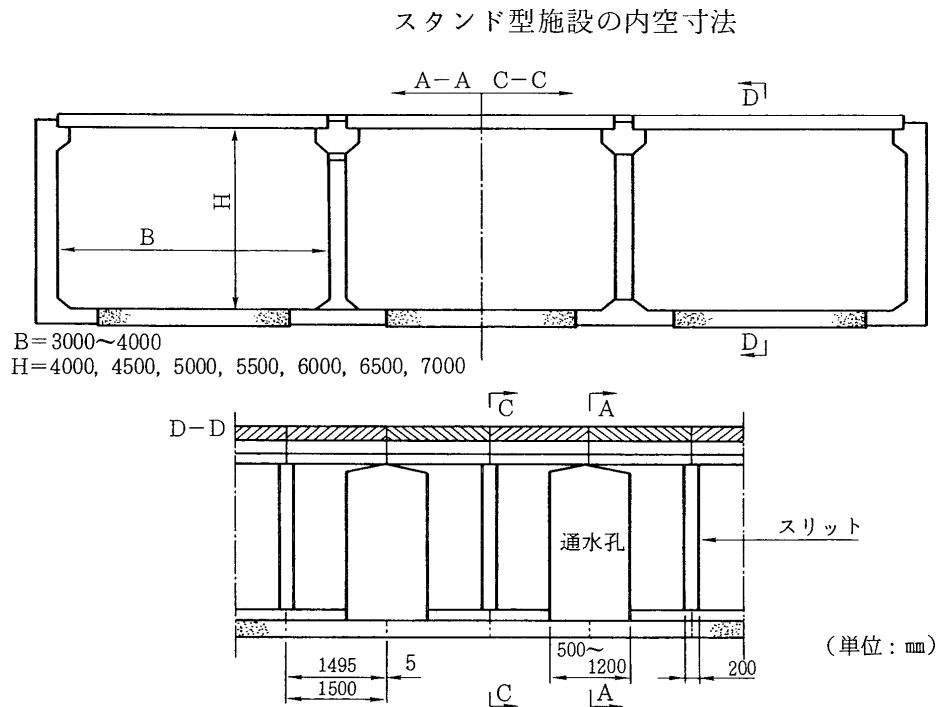
コンクリート二次製品の規格は、「プレキャスト式雨水地下貯留施設技術マニュアル〔設計・施工編〕－1994年度版－（財）下水道新技術推進機構」によると以下のとおりとしている。

(1) ボックス型施設の内空寸法は、下図に示すとおりとする。



製品間のジョイントは目地伸び5mmとして設計する。

(2) スタンド型施設の内空寸法は、下図に示すとおりとする。



製品間のジョイントは目地伸び5mmとして設計する。

出典：「プレキャスト式雨水地下貯留施設技術マニュアル〔設計・施工編〕－1994年度版－（財）下水道新技術推進機構」

(1) 内空高さ

地下貯留槽の内空高さは、貯留可能面積と必要貯留量により決定されるが、施工や維持管理を考慮し、人が入って無理なく作業出来る高さとして 1.2m 以上を標準とする。

(2) 土被り

地下貯留槽の標準的な上部利用は、公園、校庭、グラウンド、駐車場等が多く、これらの上部利用に支障が無く、かつ、施設の構造に耐えうる必要がある。また、自然放流とする場合は、土被りを深く取ることにより有効貯留量が減少し、効率が悪くなるため、土被りは出来るだけ薄くすることが望ましい。

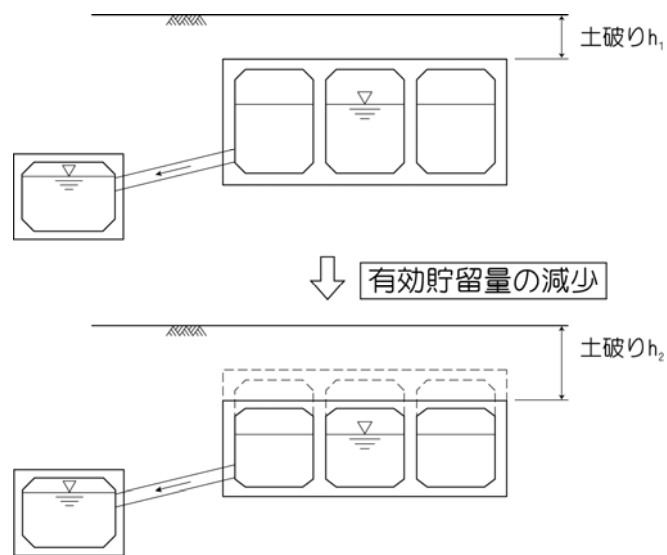


図 5-52 土被りによる貯留容量の変化



「プレキャスト式雨水地下貯留施設技術マニュアル[設計・施工編]」によれば、コンクリート製地下貯留槽の土被りは、最大 1.5m となっているが、施設の設置条件や使用材料によって変わることが予想される。

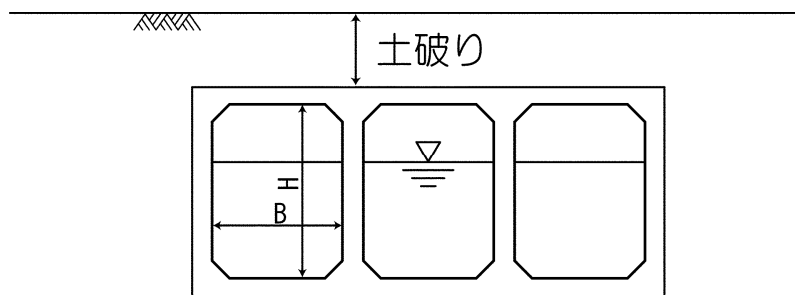
従って、本指針（案）では、具体的に定めず、施設の検討条件に応じて検討するものとする。参考として上記マニュアルの抜粋を以下に示す。

表 5-20 土被りの参考値

(地下水なし)				(地下水あり)			
H \ B	B = 2 m	2 m < B ≤ 3 m	3 m < B ≤ 4 m	H \ B	B = 2 m	2 m < B ≤ 3 m	3 m < B ≤ 4 m
	1,500	0 ~ 3 m	0 ~ 2 m		0 ~ 1.5 m	1,500	0 ~ 3 m
~	2,000						
4,000				2,500			
				3,000	0 ~ 2 m	0 ~ 1.5 m	0 ~ 1.5 m
				3,500			
				4,000	0 ~ 1.5 m	0 ~ 1.5 m	

注：内空高さ H は 50cm 間隔とする。

(出典；プレキャスト式雨水地下貯留施設技術マニュアル 設計・施工編  
(財) 下水道新技術推進機構)



### (3) 放流施設

自然放流とする場合の放流施設については、地表面貯留時の放流施設の項を参照するものとする。

下流水路の水位によって影響され、自然放流が困難な場合は、ポンプ排水方式を採用することが出来る。

ポンプ設備の計画にあたっての留意事項を以下に示す。

- ①ポンプの設置台数は安全対策上2台以上設置するものとする。
- ②自然放流可能な高さにオリフィスを設置し、自然放流不可能な水位以下の貯水量に対しポンプ排水方式を採用することも出来る。

放流施設の基本形を以下に示す。

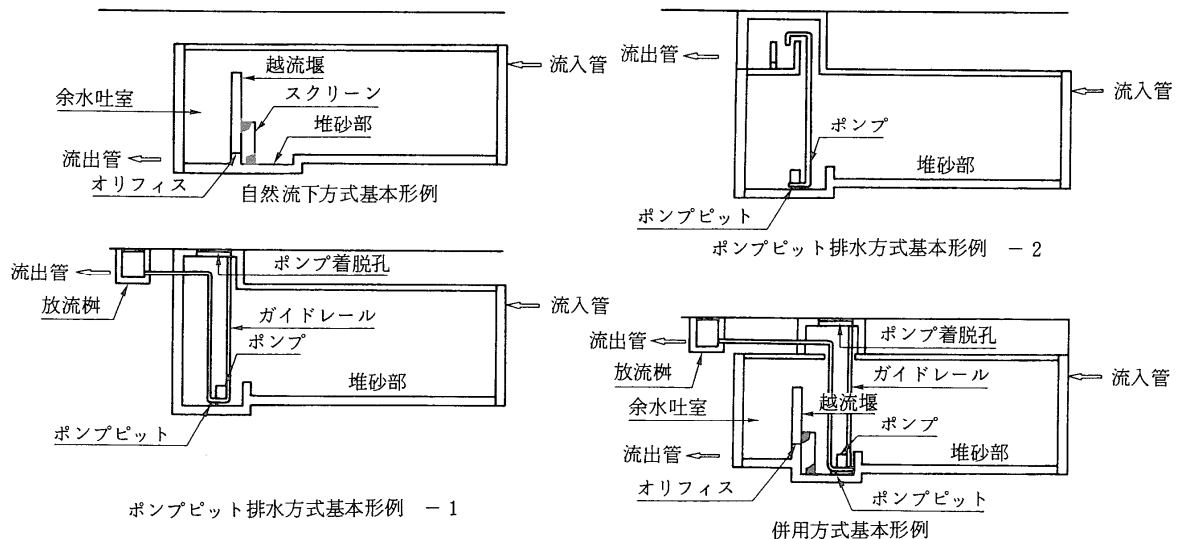


図 5-53 放流施設の基本形

(出典；プレキャスト式雨水地下貯留施設技術マニュアル 設計・施工編  
(財)下水道新技術推進機構)

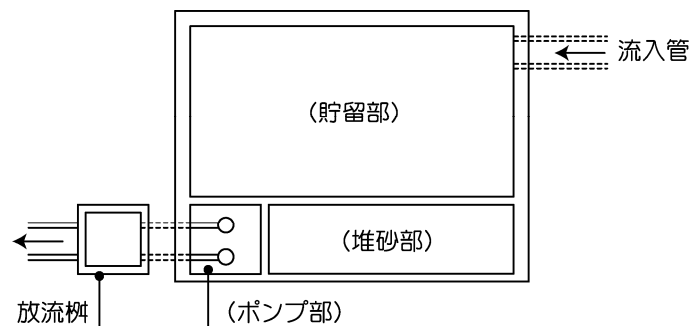


図 5-54 地下貯留施設平面図

## 地下空隙貯留

(第 43 条)

土地利用上、地表面貯留が出来ない場合は、地下空隙貯留施設を設けて、流出抑制を行うことが出来る。

### 解 説

流出抑制施設の特性上、土地利用を優先させるため、地表面貯留が出来ない場合がある。この場合、地下に空隙貯留施設を設けて流出抑制が出来るものとする。

空隙貯留施設には、集水された雨水を流入管で取り込むタイプや駐車場等の表面から浸透させるタイプ等がある。

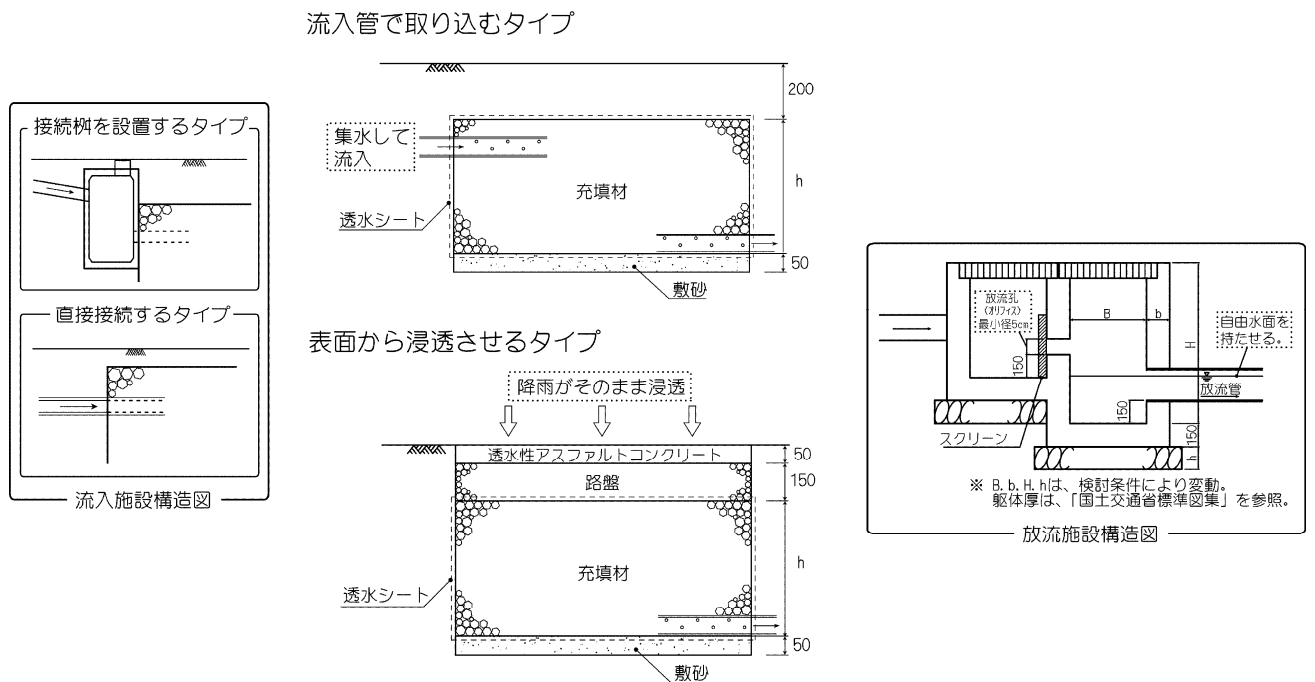


図 5 - 55 地下空隙貯留施設の構造

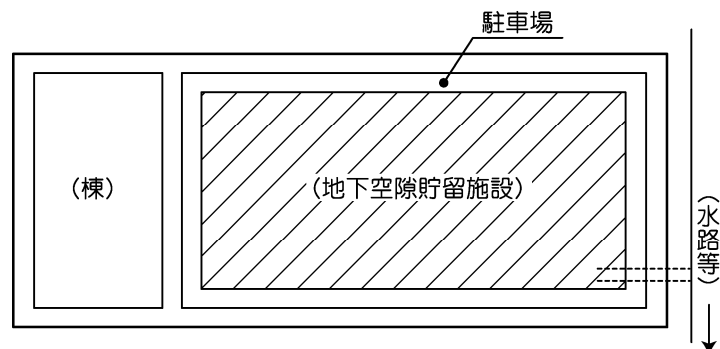


図 5 - 56 地下空隙貯留施設平面図

(1) 施設敷高

敷高は、貯留部への影響を考慮し、地下水位以上とする。

(2) 土被り

土被りは、施設の上部利用が駐車場等の場合に配慮し、透水性舗装厚である 200 mm 以上とする。

(3) 充填材

充填材は単粒度 4 号砕石を標準とする。

単粒度砕石は粒径により様々であるが、本指針（案）では、関連基準、他都市の事例等をもとに 4 号砕石を標準とする。

なお、4 号砕石の空隙率は、「雨水貯留施設の計画と設計 鹿島出版会」によると下表のとおりであるが、目づまり等の影響を考慮し、40%とする。

表 5-21 砕石の空隙率表

砕石 項目	粒度調整砕石 (M-40)	クラッシャー ラン砕石 (C-40)	クラッシャー ラン砕石 (C-20)	単粒度砕石 (4号)
粒度範囲 (mm)	40~0	40~0	20~0	30~20
空隙率 (%)	3.5~1.2	8~15	12~18	42~47

## 各戸貯留

(第 44 条)

一般宅地内での貯留は土地所有者との合意を得ながら整備を図るものとする。

### 解 説

一般宅地内の貯留としては、雨水利用を目的とした雨水貯留槽があり、都市域の雨水利用と合わせて流出抑制も可能である。

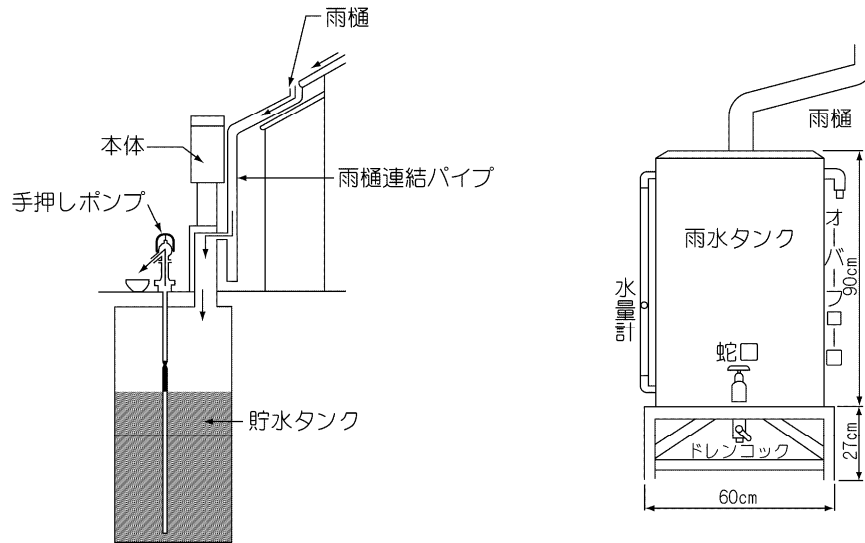


図 5 - 57 各戸貯留施設のイメージ

補足事項

現在、市販されている各戸雨水貯留施設の製品は以下のようなものがある。

製品名	容量 [リットル]	サイズ [mm]	重量 [kg]	本体参考価格 [円]	配送費 工事費 [円]
A	200	600×1190	—	45,000- (架台付)	5,000- (配送費・工事費)
	250	600×1330	—	53,000- (架台付)	
B	200	562×1200	23.5	50,000- (架台付)	5,000 (工事費) 1,500 (配送費)
C	200	580×1205	—	45,000- (架台付)	
D	200	570×1000	13	49,800-	10,000- (工事費)
	300	700×1125	14	71,000-	
	200 角形	570×570×1000	13	49,800-	
	300 角形	960×510×1200	27		
E	100	450×1060		32,000- (架台ブロック)	5,000- (配送費・工事費)
F	200	530×1210	12	35,000- 80,000- (架台付)	2,100 (配送費) 3,000 (配送費)
G	495	825×925×1127	21	48,000- 100,000- (架台付)	4,000 (配送費) 5,000 (配送費)
H	495	825×1010×1080	21.5	100,000- (架台付)	5,000 (配送費)
I	100	462×760	5	25,000 26,800- (架台ブロック) 34,000- (架台付)	
	200	572×1000	10	35,000 37,700- (架台ブロック) 44,000- (架台付)	
J	200	620×630×800	12	50,000- (架台付)	13,000 (工事費) 2,500 (配送費)
K	200	555×1110	14	96,000- (架台付) 116,000- (分流器付)	38,000 (工事費) 3,000 (配送費)
	340	556×1805	26	148,000- (架台付) 168,000- (分流器付)	
L	200 250 500	600×1288	27.2	70,000- (架台付)	5,000- (配送費・工事費)
M	150	695×400×1100 (架台付)	13	47,000- *架台なしは 40,000-	2,500- (配送費)
N	200	593×900	8	50,000- (架台付)	
O	250	600×1000	—	28,800-	—
P	—	—	—	—	—

安全対策および維持管理設備

(第 45 条)  
 流域貯留施設等は、生活空間と密着した位置に設置されるため、安全対策はもとより、衛生、景観を配慮し、必要に応じ適切な設備を設けるものとする。

解 説

各流域貯留施設の安全対策、維持管理設備を整理すると以下のとおりとなる。

表 5-22 安全対策、維持管理設備

流域貯留施設	安全対策、維持管理設備	イメージ図
校庭貯留	<ul style="list-style-type: none"> <li>・登下校に支障のない貯留部を避けた通路。</li> <li>・当該敷地が、雨水流出の調節機能を有するものであることを明示する標識。</li> </ul>	
公園貯留	<ul style="list-style-type: none"> <li>・通常池となるような場所等、雨水貯留時の水深が大きくなる箇所の安全柵。</li> <li>・当該敷地が、雨水流出の調節機能を有するものであることを明示する標識。</li> </ul>	
駐車場貯留	<ul style="list-style-type: none"> <li>・当該敷地が、雨水流出の調節機能を有するものであることを明示する標識。</li> </ul>	
棟間貯留		
地下貯留	<ul style="list-style-type: none"> <li>・堆積土砂の搬出、排水ポンプの整備等、人が貯留槽内で作業する場合の換気、照明施設等。</li> </ul>	

### (3) 浸透施設の構造基準

#### 浸透施設の構造の要件

(第46条)

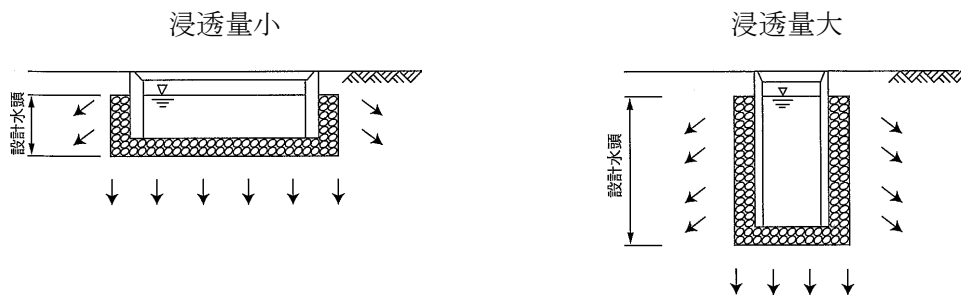
浸透施設は、施設本体の透水機能と地中への浸透機能が長期間にわたり効果的に発揮されるよう、目づまり防止や清掃等の維持管理に配慮した構造とするとともに、設置場所における荷重に対しても安全な構造を有するものとする。

#### 解説

浸透能力に望ましい構造は以下のとおりである。

##### (1) 浸透能力が大きい

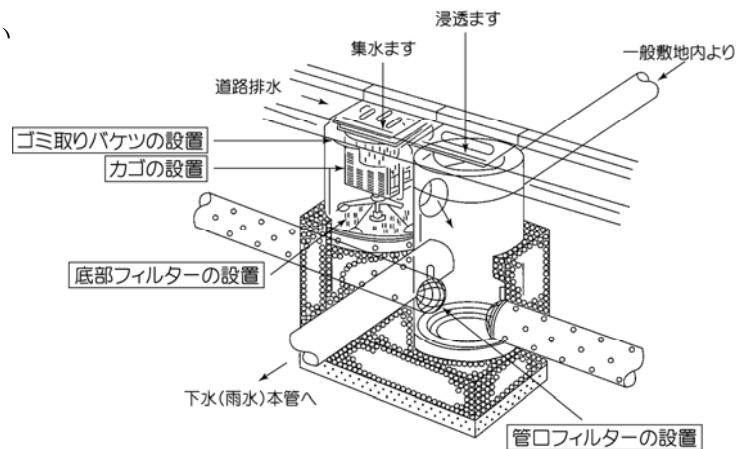
掘削深さを大きくすれば浸透量が多くなる。



(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

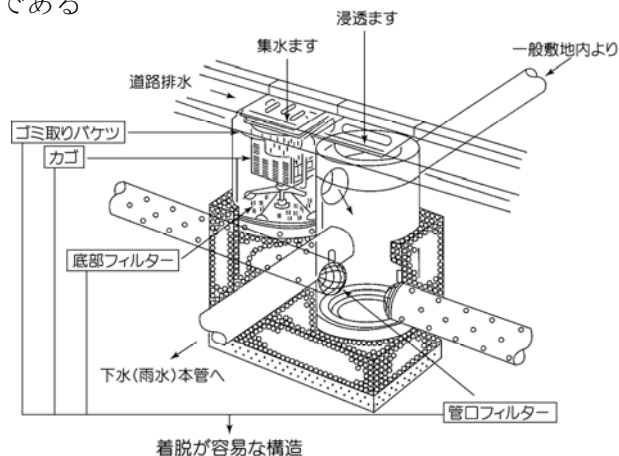
##### (2) 浸透量が低下しない

目づまり物質  
の捕捉



(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

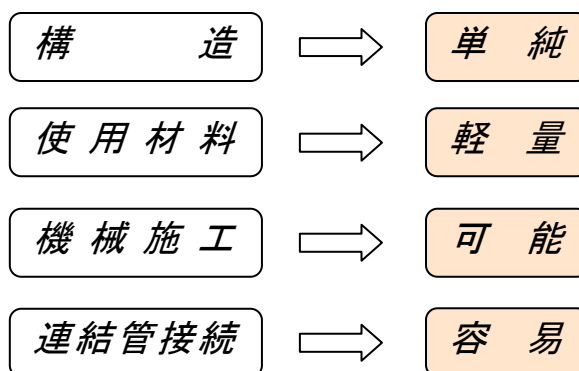
##### (3) 維持管理が容易である



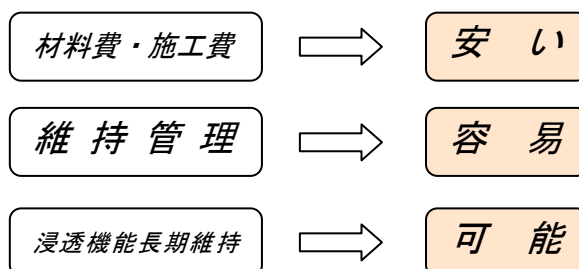
(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)



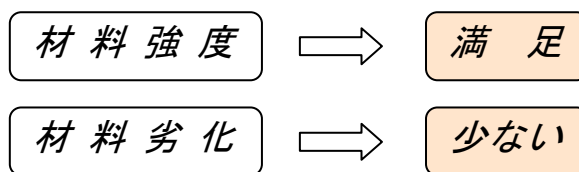
(4) 施工性がよい



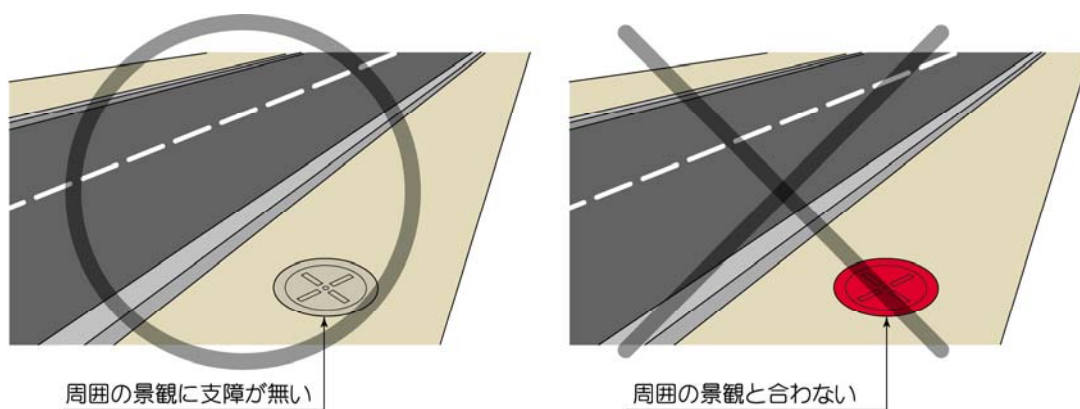
(5) 経済的である



(6) 強度、耐久性がある



(7) 景観上支障がない



## 共通材料

(第 47 条)

各浸透施設に使用する共通材料としては、敷砂、充填砕石、透水シート等があり、所定の強度、空隙率、透水係数等を保持するものとする。

### 解 説

#### (1) 敷砂

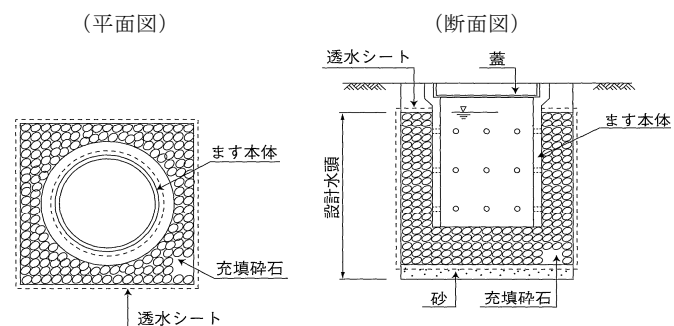
- ・ 荒目の洗い砂を使用することが望ましい。
- ・ 厚さは 100 mm を標準とする。

#### (2) 充填砕石

- ・ 単粒度砕石 20～40 mm を標準とする。
- ・ 施設外幅+100 mm 以上を標準とする。

表 5-23 単粒度砕石の種類

呼び名	粒度範囲(mm)
S-40 (3号)	40～30
S-30 (4号)	30～20
S-20 (5号)	20～13



(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

#### (3) 透水シート

- ・ 幅 5 cm 当たり引張強さ 30kgf 以上、透水係数  $10^{-1} \sim 10^{-2}$  cm/sec 以上、厚さ 0.1～0.2 mm 以上を標準とする。

表 5-24 共通材料の標準仕様

材料・項目	標準仕様		備考
敷 砂	川砂、海砂、山砂等		荒目の洗い砂が望ましい
充填砕石	単粒度砕石 20～40 mm S-40(3号)：40～30 mm S-30(4号)：30～20 mm		粒径調整した再生砕石を積極的に採用する。
透水シート	構造	幅 5 cm 当たり引張強さ 30kgf 以上 透水係数 $10^{-1} \sim 10^{-2}$ cm/sec 以上 厚さ 0.1～0.2 mm 以上	
	材質	ポリエステル、ポリプロピレン等	

## 浸透ます

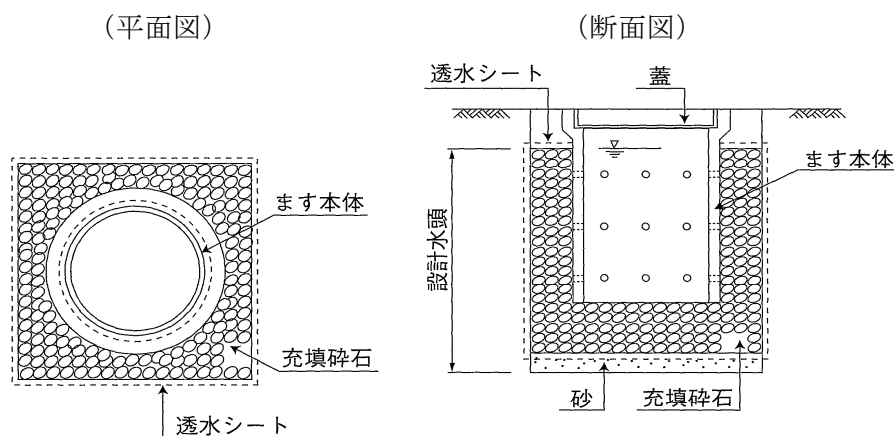
(第 48 条)

浸透ますは、透水性のますの周辺を碎石で充填し、集水した雨水を側面および底面から地中へ浸透させる構造とする。

### 解 説

#### (1) 標準構造

浸透ますは、ます本体、充填碎石、敷砂、透水シート、連結管（集水管、排水管、透水管等）、付帯設備（目づまり防止装置等）等から構成される。



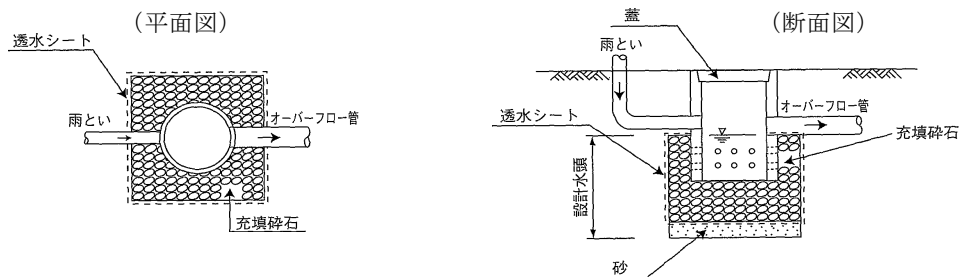
(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

図 5-58 浸透ますの構造

#### (2) 浸透ますの種類

##### ① 単独で設置する場合

- ・集水規模が小さく目標とする浸透量が少ない場合は、浸透ますを単独で設置する。一般に戸建住宅に設置することが多い。

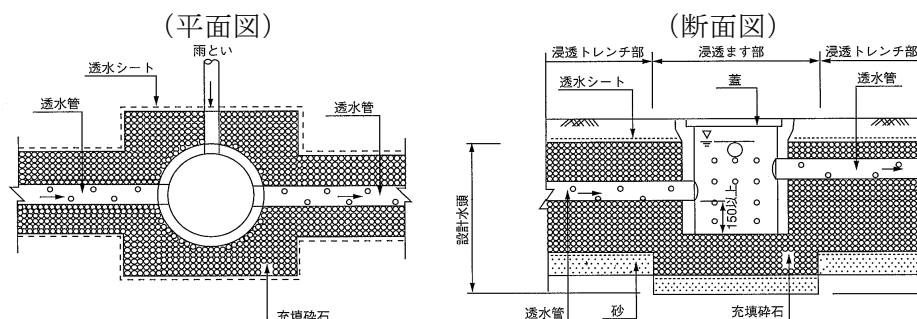


(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

図 5-59 単独で設置する場合の構造

② 浸透トレンチと組み合わせて設置する場合

- ・ 浸透ます単独で浸透処理できない場合は、浸透トレンチと組み合わせて設置する。この組み合わせは、戸建住宅から大規模な団地等まで広範に設置されている。



(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

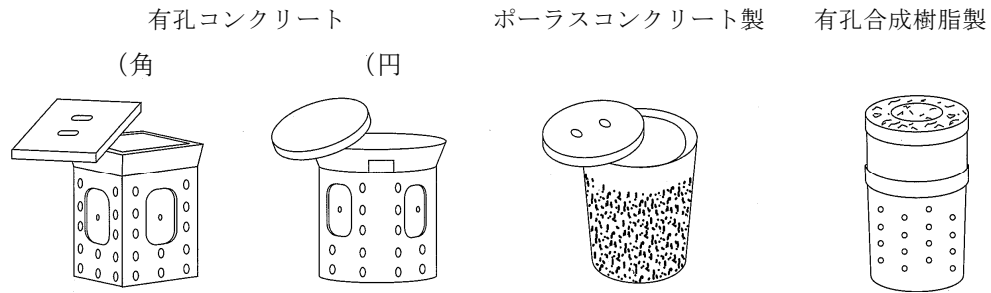
図5-60 組み合わせて設置する場合の構造

(3) 浸透ますの構成材料

浸透ますの標準仕様は下表に示すとおりとする。

表5-25 浸透ますの標準仕様

項目		標準仕様	備考
寸法	内径	300 mm～500 mm 300：主に宅地内 400：主に公共・公益施設 500：主に道路	
	泥ため深さ	150 mm以上	
	ます高	550 mm～850 mm	連結管の接続位置と泥ため深さ及び、人力による堆積土砂の搬出を考慮し決定する
形状		円形	角形に対し安価である
材質		コンクリートまたは合成樹脂(塩化ビニル、ポリプロピレン等)	
構造	底面	底なし、有孔、ポーラス	
	側面	有孔、ポーラス	
透水構造	有孔管	有孔径 20 mm以下、開孔率 0.5%以上	
	ポーラス管	透水係数 $3 \times 10^{-1}$ cm/sec 以上	



(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

図 5-61 ます本体の種類

(4) 目づまり防止装置

目づまり防止装置には下記に示すものがある。

表 5-26 目づまり防止装置 (例)

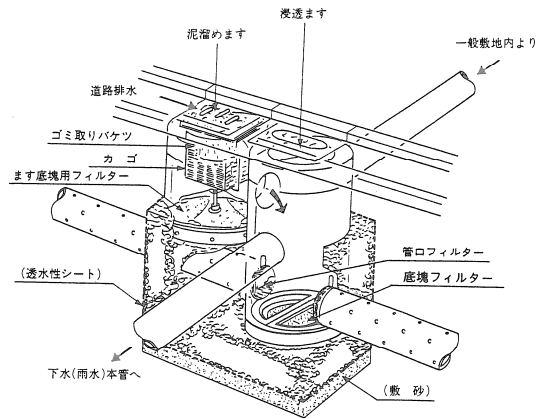
目づまり防止装置	摘 要
ゴミ取りバケツ	落葉、紙くず等の大きなゴミを取り除く。
カゴ	ゴミ取りバケツを通過した細かい土砂を取り除く
ます底塊用フィルター	浸透ます、または泥溜ますの底部に設置し、ます底部の目づまりを防止する。
管口フィルター	浸透管の管口に設置し、浸透トレンチの目づまりを防止する。
透水性シート	「浸透ます等」の周囲から、充填材への土砂流入を防止する。

表 5-27 対象雨水と適用する目づまり防止装置

対象雨水		目づまり防止装置		
		上 部 フィルター	底 部 フィルター	管 □ フィルター
屋根雨水		—	△	○
地表水	比較的清浄	△	△	○
	土砂・ゴミ等の流入がある	○	○	○

○：必要、△：状況に応じて必要、—：不要

(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

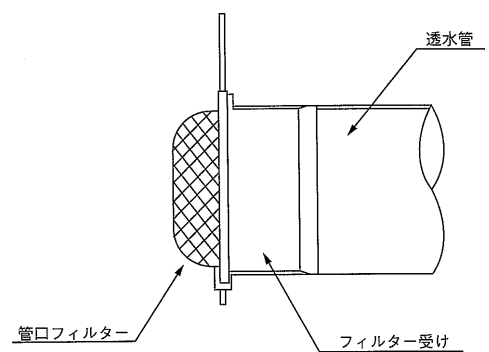


上部フィルター（ゴミ取りバケツ、カゴ）



底部フィルター

管口フィルター



管口フィルターは、浸透ますに接続された浸透トレンチの浸透管に取り付ける。

(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

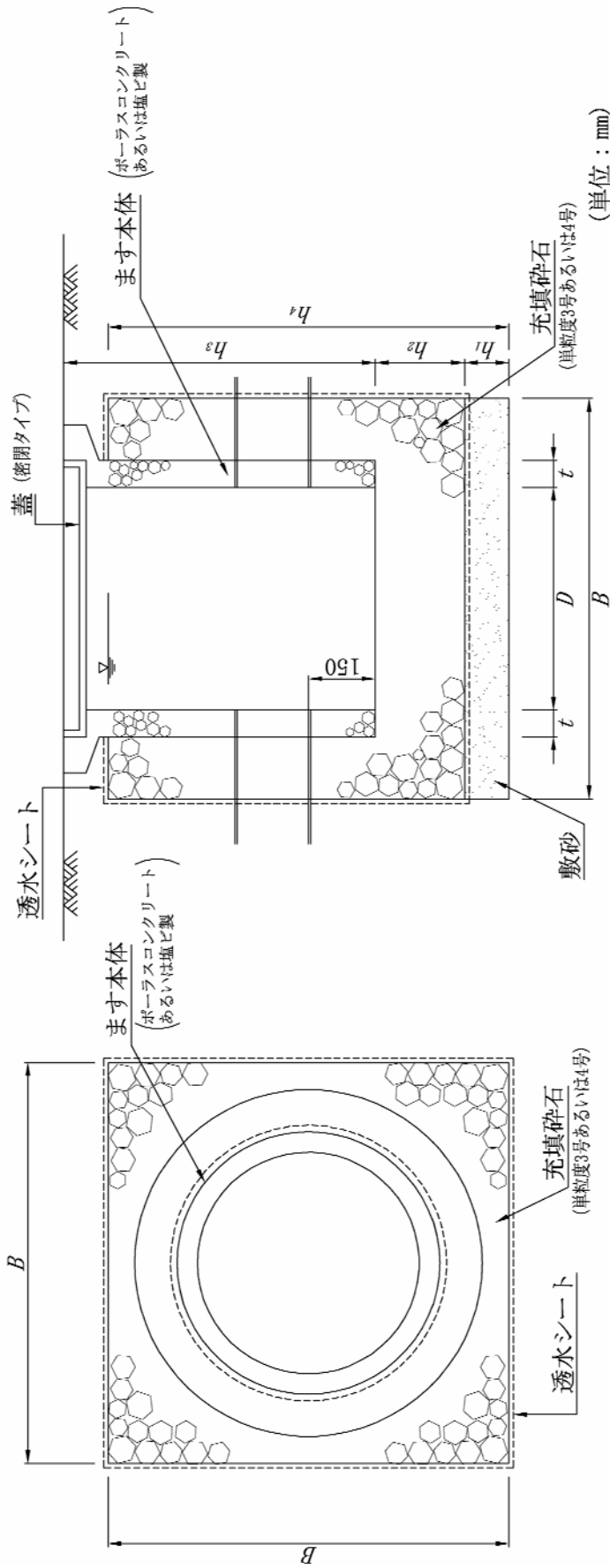
図5-62 目づまり防止装置の例

# 浸透ますの標準構造図

(敷地用)

(断面図)

(平面図)



諸元一覧

呼び名	寸法 (mm)				適要		
	B	※1 $h_1$	※2 $h_2$	※3 $h_3$		$h_4$	D
300	600	100	200	550~850	750~1050	300	(10)
400	700	100	200	550~850	750~1050	400	(10) 50
500	900	100	200	550~850	750~1050	500	60

- ※1 雨水浸透施設技術指針(案)では50~100mmとあるが事例として100mmを採用している自治体が多い。
- ※2 事例として100~200mm程度を採用している自治体が多く、浸透面を大きくとれるように厚めとした。
- ※3 人力による土砂の搬出および接続する浸透トレンチの縦断形を考慮して決定した。

※ ( ) 書は塩ビ製

補足事項

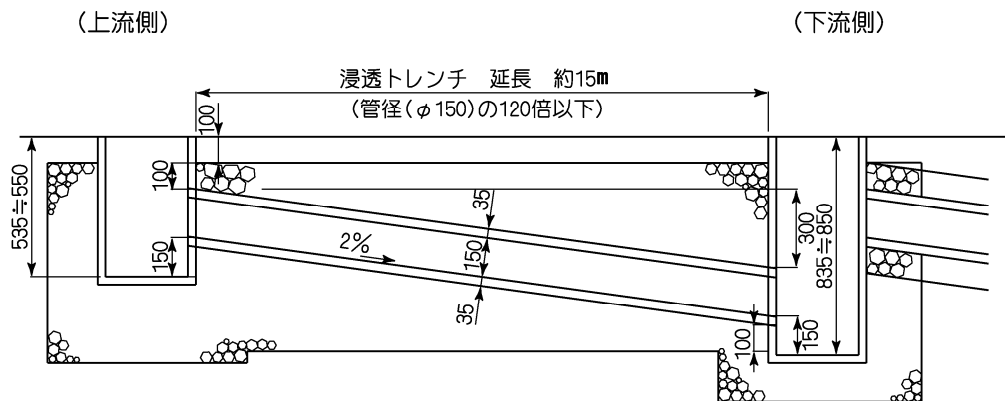
浸透ますの高さは、以下に示すとおり、浸透トレンチの接続を考慮して決定した。

(上流側)

①浸透トレンチ上部砕石までの土被り	100 mm
②浸透トレンチの上部砕石層	100 mm
③浸透トレンチの管径	150 mm
④浸透トレンチの肉厚	35 mm
(ポーラスコンクリート製の場合)	
⑤浸透ますの泥ため深さ	150 mm
合 計	535 mm

(下流側)

①浸透トレンチ上部砕石までの土被り	100 mm
②浸透トレンチの上部砕石層	100 mm
④浸透トレンチの肉厚	35 mm
(ポーラスコンクリート製の場合)	
⑤浸透ますの泥ため深さ	150 mm
⑥浸透トレンチの縦断勾配による落差	300 mm
合 計	835 mm





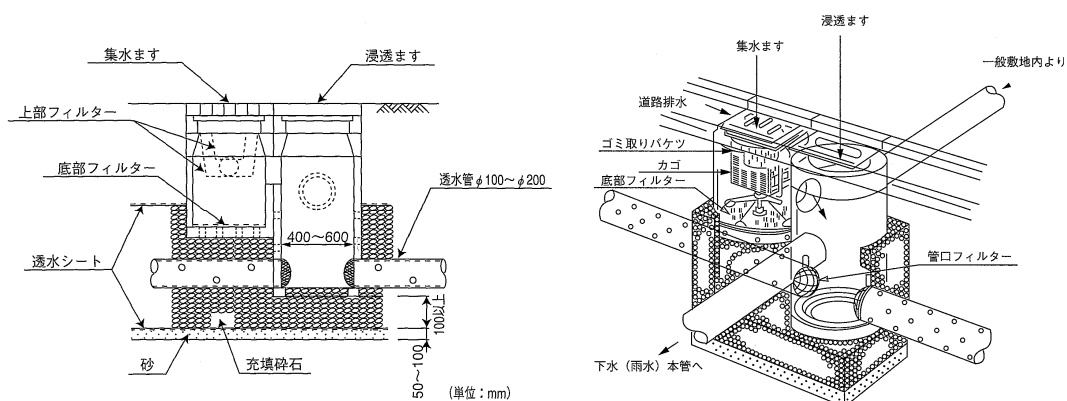
## 道路浸透ます

(第 49 条)

道路浸透ますは、主に道路排水を対象に車道部や歩道部に設置するもので、集水（街渠）ます、浸透ます、浸透トレンチ等を組み合わせた構造とする。

### 解 説

道路浸透ますは直接道路排水を取り込まず、雨水ますを介して流入させる構造とする。



(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

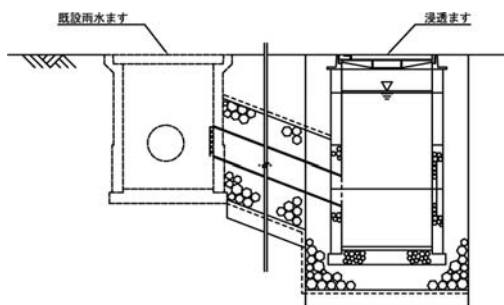
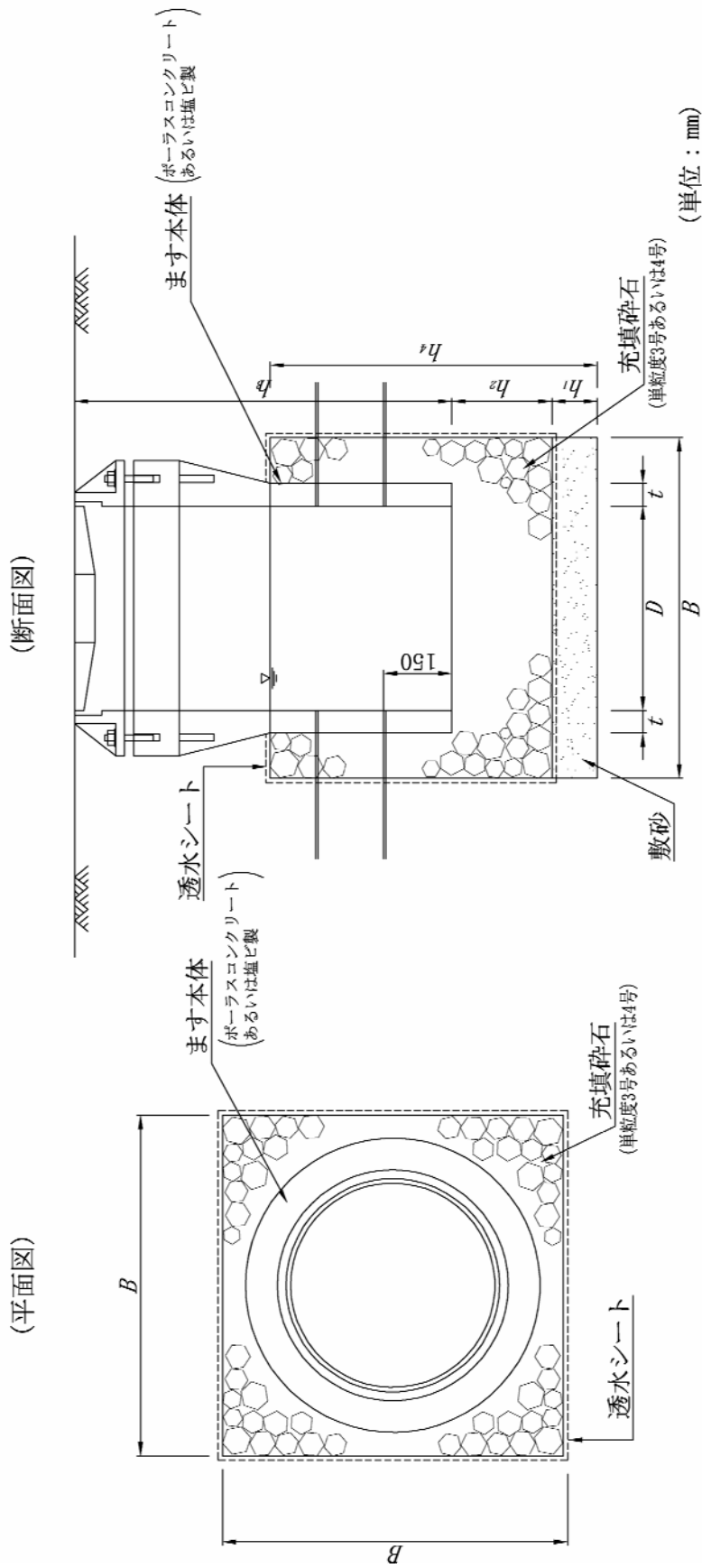


図 5-63 道路浸透ますの構造例

表 5-28 道路浸透ますの標準仕様

材料・項目		標準仕様	備考
寸 法	内 径	450 mm	
	泥ため深さ	150 mm	
	ます高	900 mm~1200 mm	連結管の接続位置と泥ため深さ及び、人力による堆積土砂の搬出を考慮し決定する
形 状		円形	角形に対し安価である
材 質		コンクリート	車輛荷重に耐える強度を有すること
蓋		遮水構造 (密封蓋)	ゴミ・土砂等の流入防止
付属品		目づまり防止装置 (蓋下に穴あきバケツ、かご)	ゴミ・土砂等の流入防止

# 浸透ますの標準構造図 (道路用)



諸元一覧

呼び名	寸法 (mm)					適要
	B	※1 h <sub>1</sub>	※2 h <sub>2</sub>	※3 h <sub>3</sub>	t	
450	750	100	200	900~1200	700~1000	50

- ※1 雨水浸透施設技術指針(案)では50~100mmとあるが事例として100mmを採用している自治体が多い。
- ※2 事例として100~200mm程度を採用している自治体が多く、浸透面を大きくとれるように厚めとした。
- ※3 人力による土砂の搬出および接続する浸透トレンチの縦断形を考慮して決定した。

補足事項

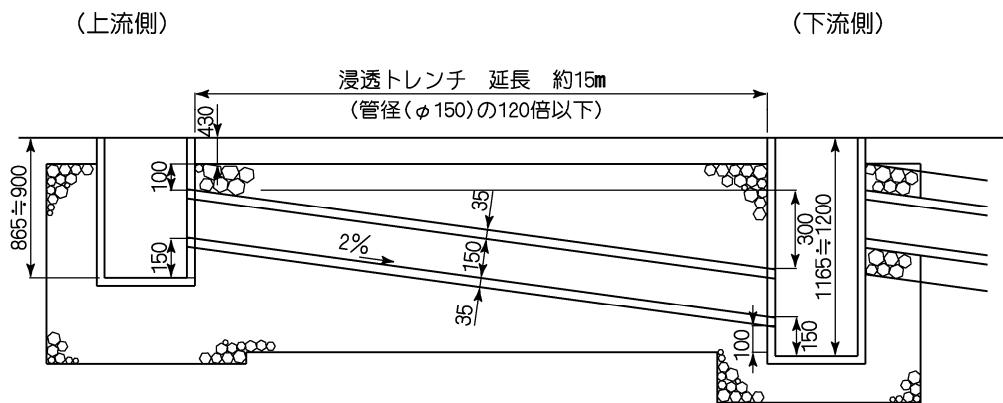
道路浸透ますの高さは、以下に示すとおり、浸透トレンチの接続を考慮して決定した。

(上流側)

①浸透トレンチ上部砕石までの土被り (汚水枡B型 蓋、受枠、口環、躯体 (上))	430 mm
②浸透トレンチの上部砕石層	100 mm
③浸透トレンチの管径	150 mm
④浸透トレンチの肉厚 (ポーラスコンクリート製の場合)	35 mm
⑤浸透ますの泥ため深さ	150 mm
合 計	865 mm

(下流側)

①浸透トレンチ上部砕石までの土被り (汚水枡B型 蓋、受枠、口環、躯体 (上))	430 mm
②浸透トレンチの上部砕石層	100 mm
③浸透トレンチの管径	150 mm
④浸透トレンチの肉厚 (ポーラスコンクリート製の場合)	35 mm
⑤浸透ますの泥ため深さ	150 mm
⑥浸透トレンチの縦断勾配による落差	300 mm
合 計	1165 mm



## 浸透トレンチ

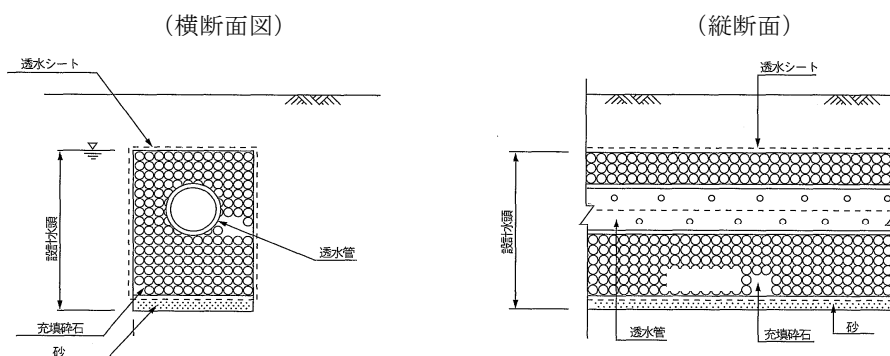
(第 50 条)

浸透トレンチは、掘削した溝に碎石を充填し、この中に浸透ますに連結された有孔管を設置することにより雨水を導き、碎石の側面および底面から地中へ浸透させる構造とする。

### 解 説

#### (1) 標準構造

- ・浸透トレンチは透水管、充填碎石、敷砂、透水シート、管口フィルターから構成される。



(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

図 5-64 浸透トレンチの標準構造

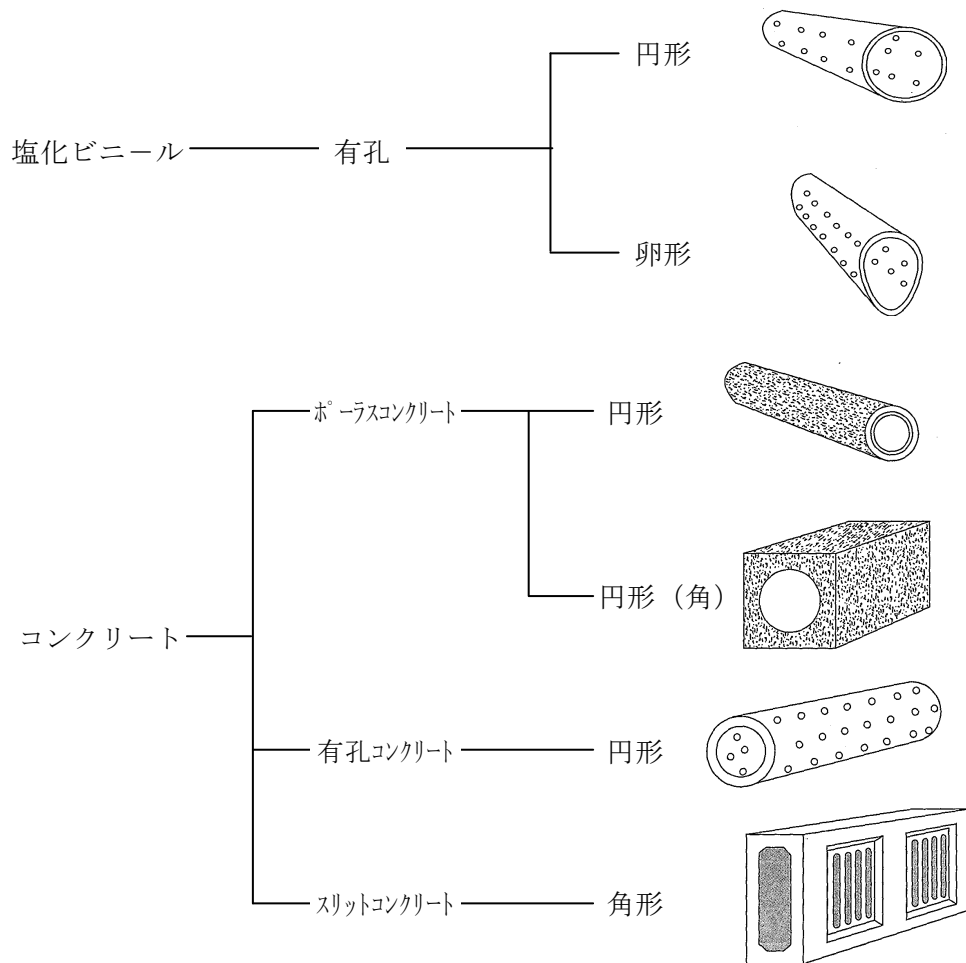
#### (2) 浸透トレンチの構成材料

表 5-29 浸透トレンチの標準仕様

項目	標準仕様	備考
管径	φ 150 mm	
形状	円形または卵形	
材質	コンクリートまたは塩化ビニル	
透水構造	有孔管	有孔径 20 mm 以下、開孔率 0.5% 以上
	ポーラス管	透水係数 $3 \times 10^{-1}$ cm/sec 以上 (空隙率 15~30% 程度)

#### 補足事項

浸透施設の浸透能力は浸透面積の影響を受け、施設そのものには左右されないことより、「雨水浸透施設技術指針 (案)」で標準としている φ 100~200 の中間を採用した。

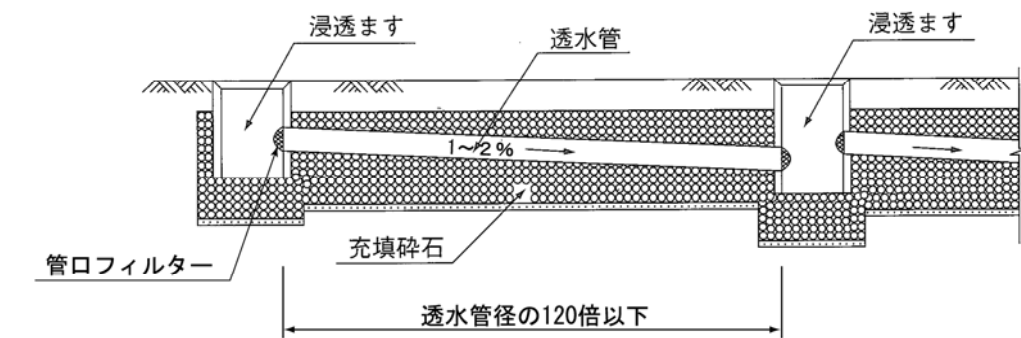


(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

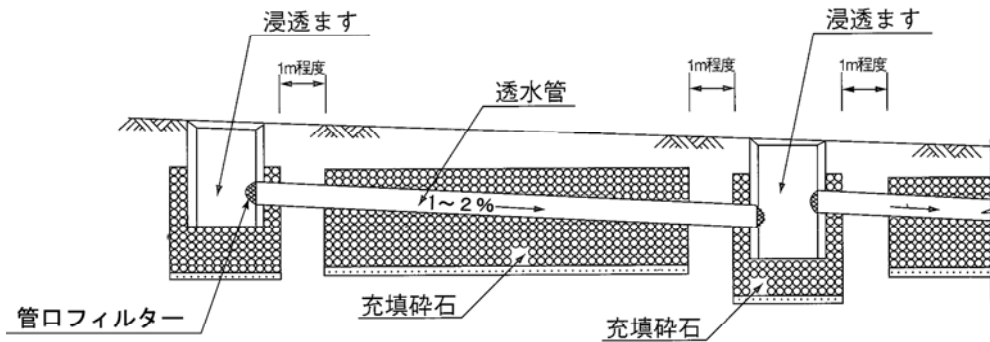
図 5 - 65 透水管(函渠)の種類

### (3) 浸透トレンチの縦断計画

- ・浸透トレンチの最大延長は、清掃等の維持管理を考慮して管径の120倍以下を標準とする。
- ・透水管の縦断こう配はおおむね1~2%程度の順こう配を標準とするが、地形や規模等に応じて決定することも出来る。
- ・充填碎石の縦断勾配は水平にすることが望ましい。
- ・浸透トレンチと浸透ますの充填碎石は連続させることを原則とする。ただし、地形にこう配がある場合には連続させないものとする。また、その間隔は1m程度を標準とする。



①浸透トレンチと浸透ますの充填碎石を連続させる場合



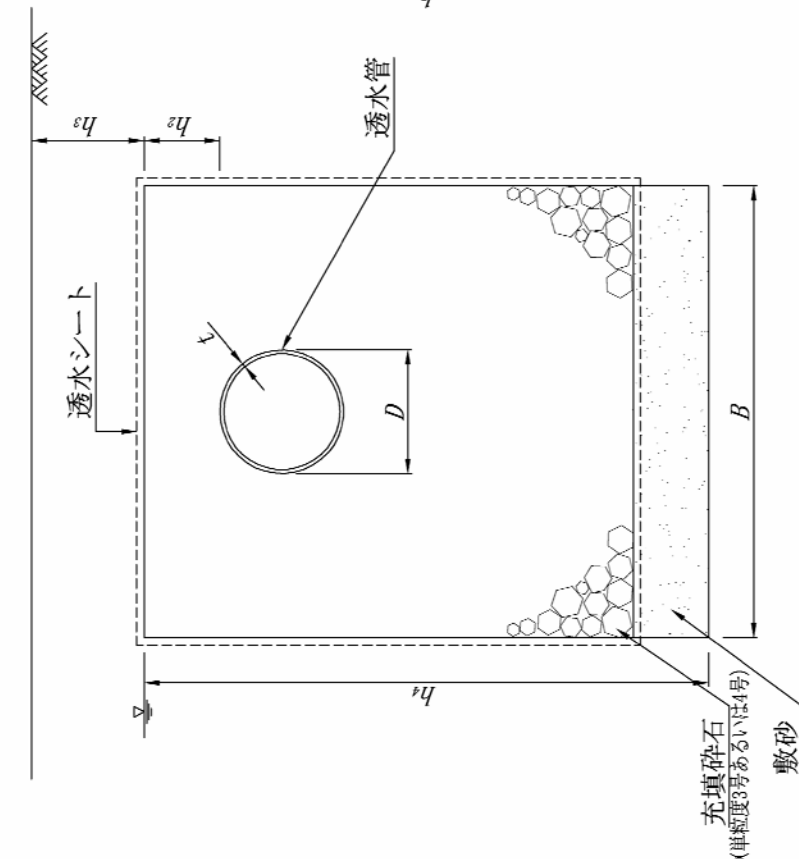
②地形にこう配があり、土砂等で充填碎石を分断する場合

(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

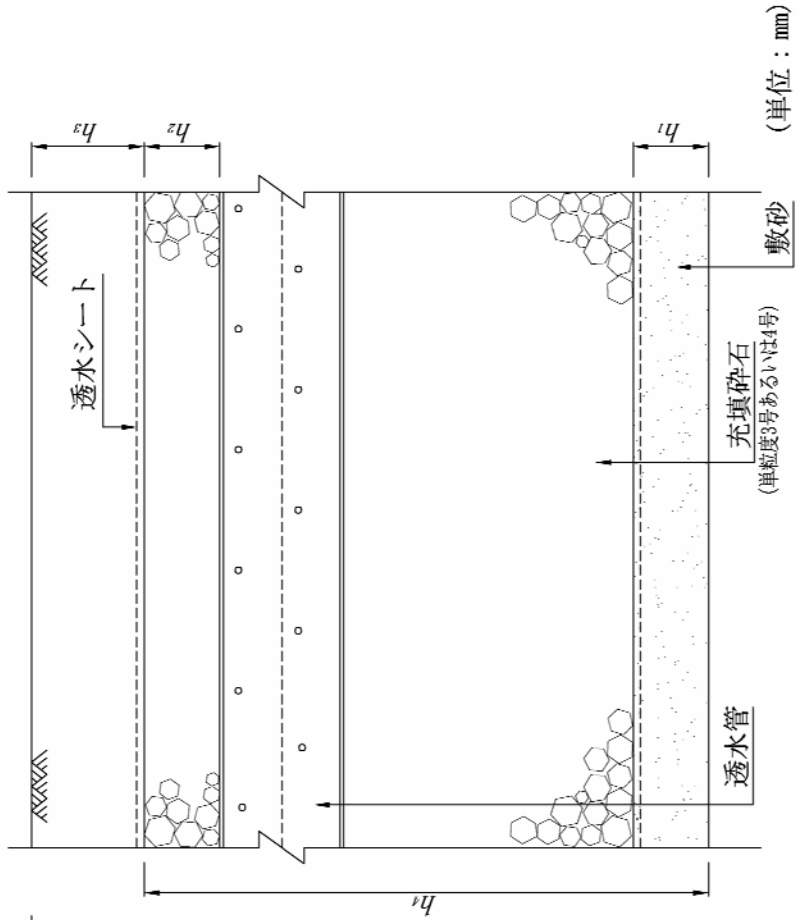
図5-66 浸透トレンチの縦断計画

# 浸透トレンチの標準構造

(横断面図)



(断面図)



(単位：mm)

諸元一覧

呼び名	寸法 (mm)						適要
	※1 B	h <sub>1</sub>	※2 h <sub>2</sub>	※3 h <sub>3</sub>	※4 h <sub>4</sub>	t	
150	(650) 600	100	100	150以上	750	(220) 165	(35) 5.1

- ※1 管側面の碎石厚は200mm程度を採用している自治体が多い。また、雨水浸透施設技術指針(案)では600mmを標準としている。
- ※2 100mmを採用している自治体が多い。
- ※3 植物への影響や舗装厚を考慮し、150mm以上とする。
- ※4 管渠の縦断形を考慮して決定した。

※ ( ) 書はポーラスコンクリート製の場合

## 浸透側溝

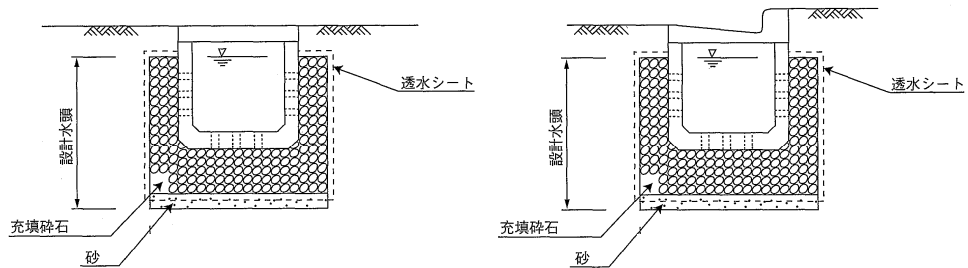
(第 51 条)

浸透側溝は、側溝の周辺を碎石で充填し、雨水を側面および底面から地中へ浸透させる構造とする。

### 解 説

#### (1) 標準構造

- ・浸透側溝は、側溝、充填碎石、敷砂、透水シートから構成される。



(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

図 5-67 浸透側溝の構造

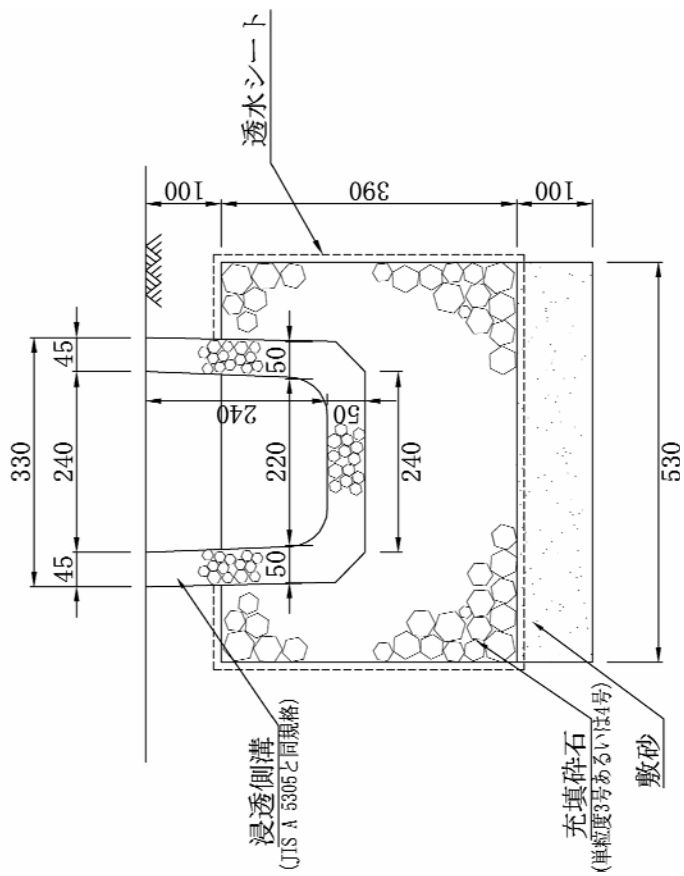
#### (2) 浸透側溝の構成材料

表 5-30 浸透側溝の標準仕様

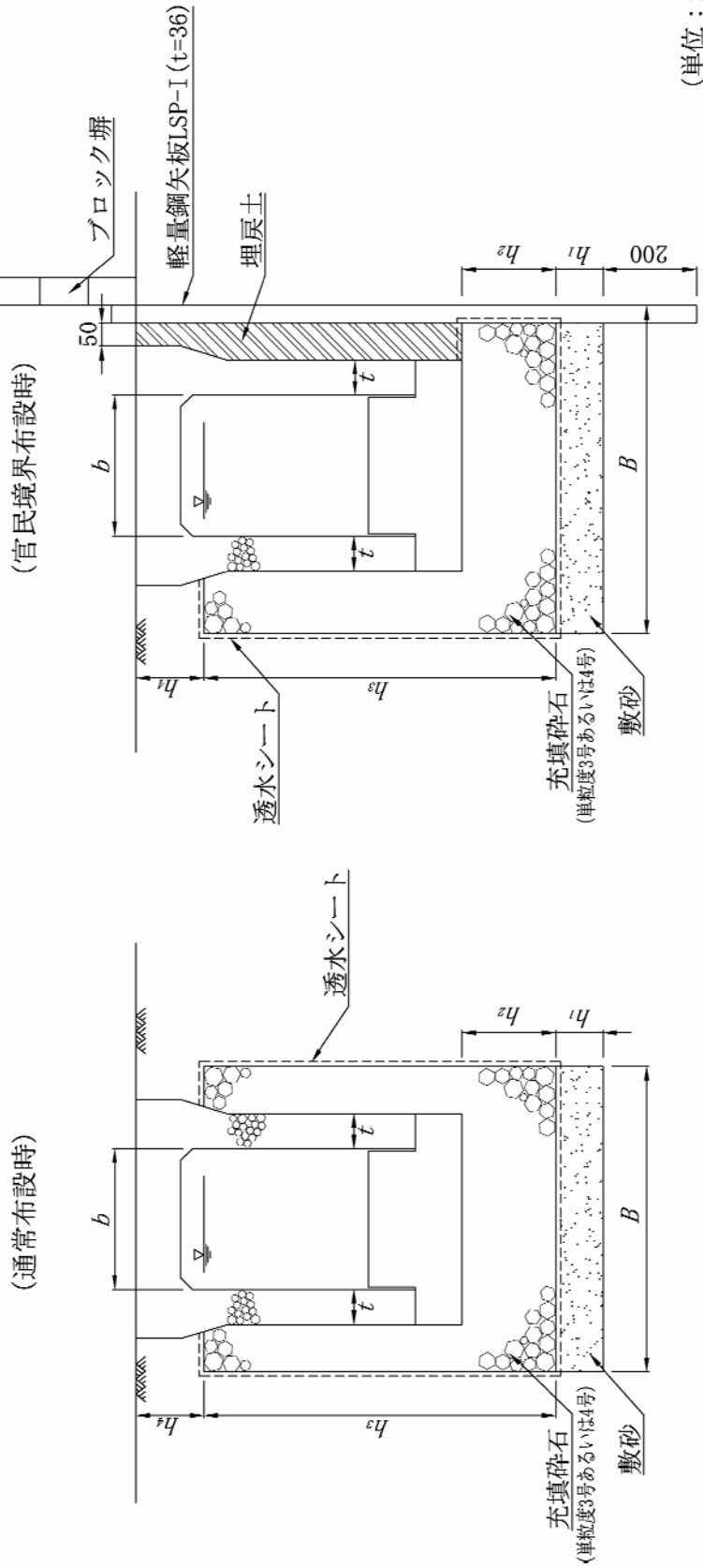
項 目	標準仕様	備 考
寸 法	幅 240～500 mm	
形 状	U字側溝等の通常の側溝	
材 質	コンクリート	
透水構造	透水係数 $3 \times 10^{-1}$ cm/sec 以上 (空隙率 15～30%程度)	



浸透側溝の標準構造図  
(敷地内用)



# 浸透側溝の標準構造図 (道路用 [底版有り])



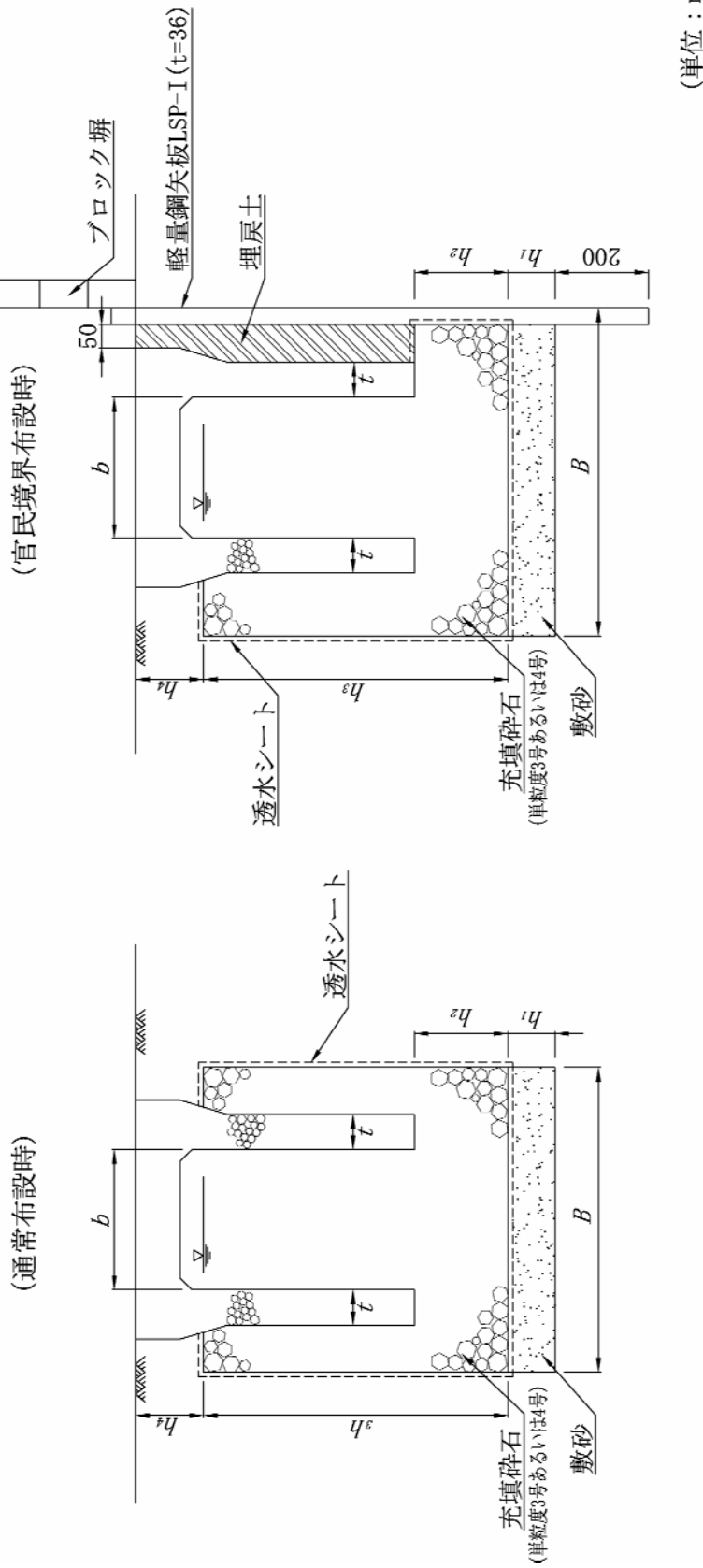
諸元一覧

呼び名	寸法 (mm)						適要
	B	b	t	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>e</sub>	
300	(700) 650	300	75	100	200	750	145
400	(800) 750	400	75	100	200	750	145
500	(900) 850	500	75	100	200	750	145

※ 設計水頭は、9割水深とする。

※ ( ) 書は官民境界布設時の寸法

# 浸透側溝の標準構造図 (道路用 [底版無し])



(単位：mm)

諸元一覧

呼び名	寸法 (mm)					適要	
	B	b	t	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>		h <sub>3</sub>
300	(700) 650	300	75	100	200	650	145
400	(800) 750	400	75	100	200	650	145
500	(900) 850	500	75	100	200	650	145

※ 設計水頭は、9割水深とする。

※ ( ) 書は官民境界布設時の寸法

## 透水性舗装

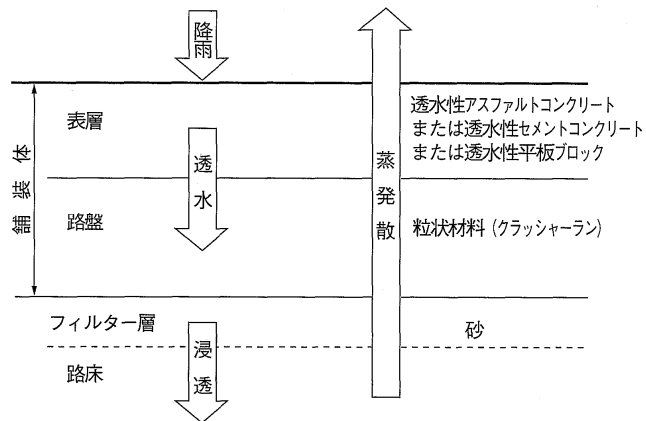
(第 52 条)

透水性舗装は、雨水を直接舗装体に透水させ、路床の浸透能力により雨水を地中へ浸透させる構造とする。透水性舗装は透水機能ばかりでなく、道路としての所定の強度を有しなければならない。

### 解 説

#### (1) 標準構造

- ・透水性舗装は、表層、路盤（砕石）、フィルター層（砂）から構成される。なお、プライムコート、タックコート等の接着層は設けない。
- ・透水性舗装は表層材の違いによりアスファルトコンクリート、セメントコンクリート、平板ブロックに分類される。
- ・路面の横断こう配は歩道で 2～3%、車道その他で 2～5% を標準とする。



(出典；雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編 (社)雨水貯留浸透技術協会)

図 5-68 透水性舗装の概念図

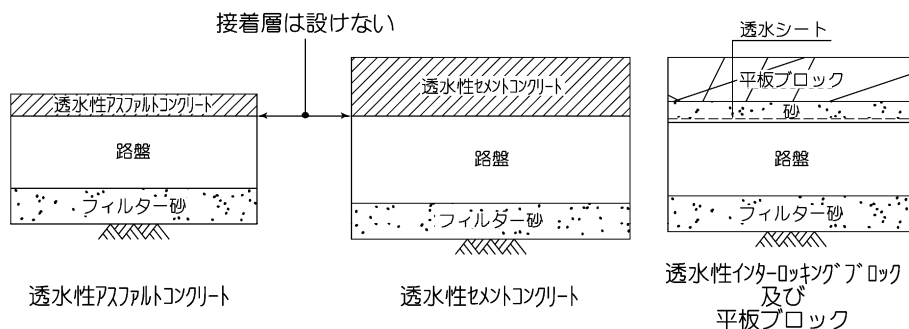


図 5-69 透水性舗装の構造

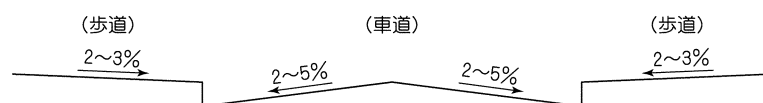


図 5-70 路面の横断勾配

(2) 透水性舗装の構成材料

① 舗装体の諸元

使用形態別の各種舗装体の諸元を次表に示す。

表 5-31 使用形態別の各種舗装体の諸元 (単位: mm)

材料 厚さ	透水性アスファルトコンクリート			透水性セメントコンクリート			透水性インターロッキングブロック 及び平板ブロック
	歩道	駐車場	車道	歩道	駐車場	車道	歩道
表層厚	40	50	50	80	150	150	80 (60)
路盤厚	100	150	150	120	200	200	100
フィルター層厚	70	70	70	70	70	70	70

② 表層材

表層材としては、透水性アスファルトコンクリート、透水性セメントコンクリート、透水性平板ブロックがあり、それぞれの諸元を次表に示す。

表 5-32 表層材料別の諸元

	透水性アスファルトコンクリート	透水性セメントコンクリート	透水性インターロッキングブロック 及び平板ブロック
透水係数	$10^{-2}$ cm/sec 以上	$10^{-1}$ cm/sec 以上	$10^{-2}$ cm/sec 以上
強度	安定度 400kgf 以上	曲げ強度 25kgf/cm <sup>2</sup> 以上	曲げ強度 40kgf/cm <sup>2</sup> 以上
空隙率	約 12%	25%以上	約 25%

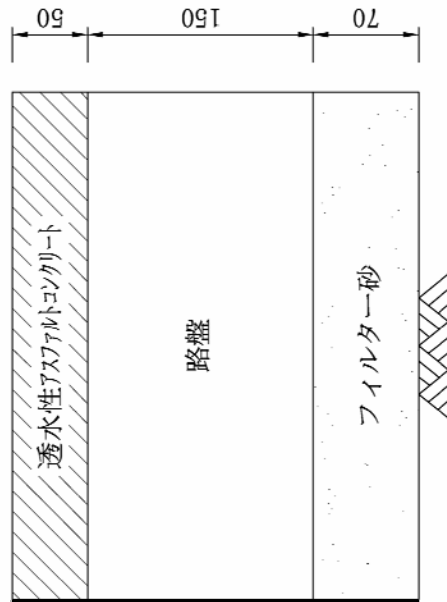
③ 路盤材

・路盤材料は、透水係数と空隙率が大きいクラッシャーランを用い、その粒度範囲は C-20 ~C-40 を標準とする。

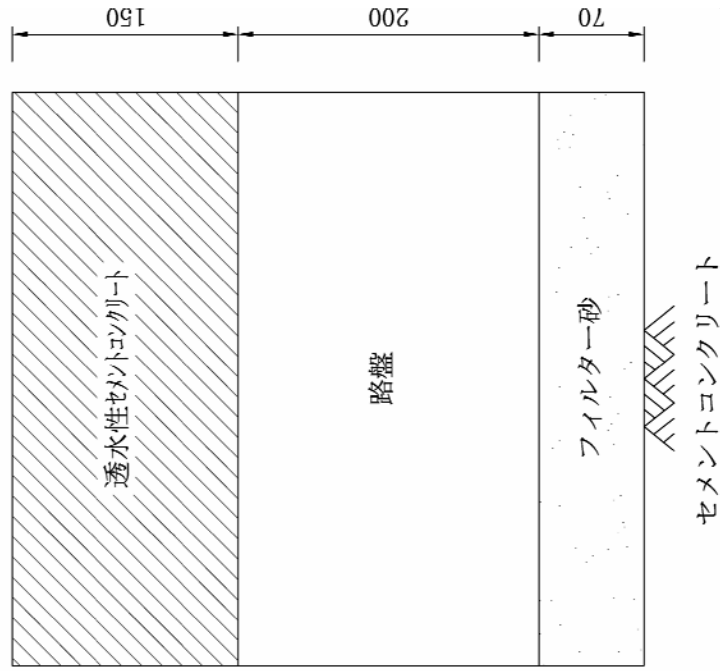
④ フィルター材

・フィルター材は砂を標準とし、粒度は 0.074 mm ふるい通過量が 6%以下が望ましい。

透水性舗装の標準構造図  
 (車道及び駐車場)

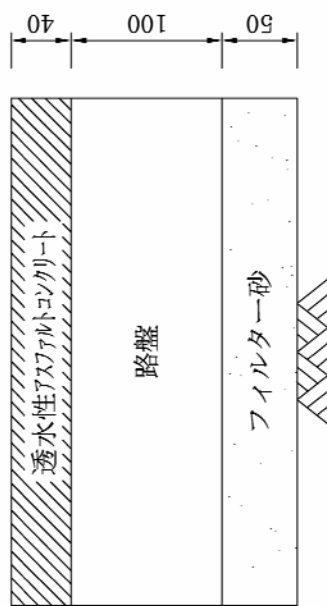


アスファルトコンクリート

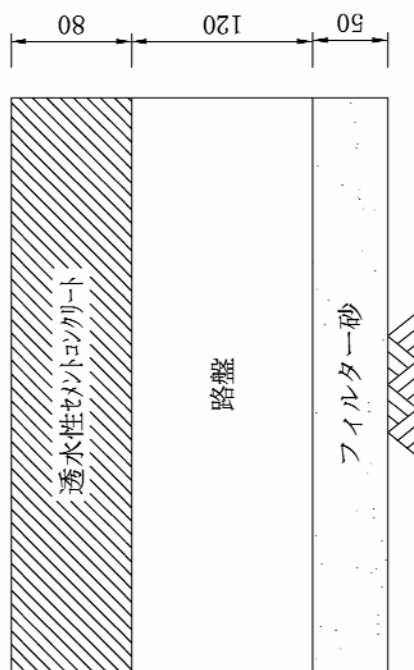


セメントコンクリート

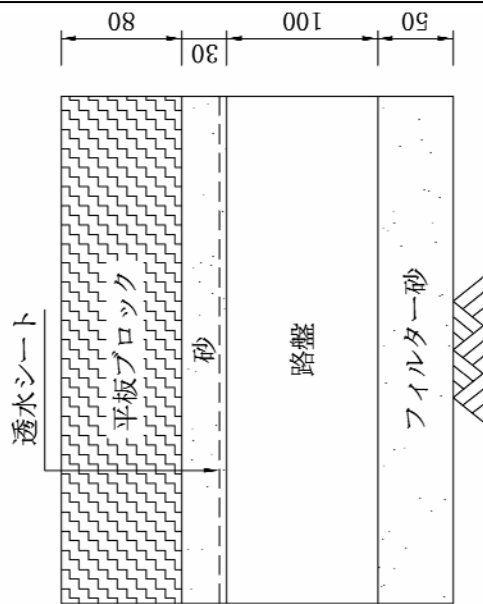
# 透水性舗装の標準構造図 (歩道)



アスファルトコンクリート



セメントコンクリート



インターロッキングブロック  
および平板ブロック  
(単位：mm)

## 空隙貯留浸透施設

(第 53 条)

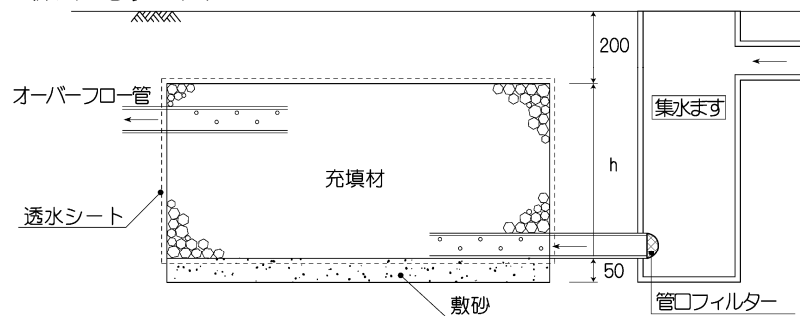
空隙貯留浸透施設は、空隙率の高い材料で充填した空間に雨水を導き、貯留させるとともに側面および底面から地中へ浸透させる構造とする。

### 解 説

#### (1) 標準構造

- ・空隙貯留浸透施設は、集水（泥ため）ます、流入管、オーバーフロー管、充填材、敷砂および透水シートより構成される。

(流入管で取り込むタイプ)



(表面から浸透させるタイプ)

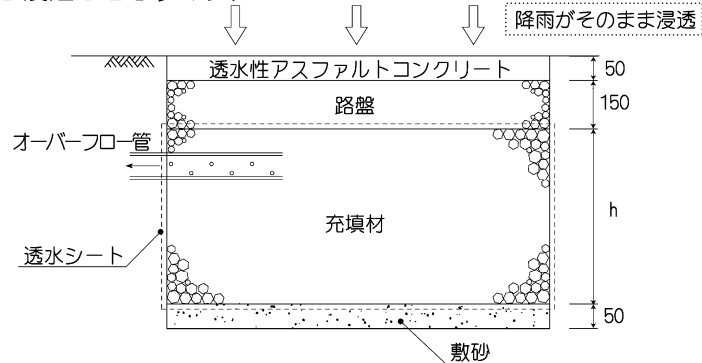


図 5-71 空隙貯留浸透施設の構造

#### (2) 空隙貯留浸透施設の構成材料

- ・充填材は単粒度碎石を標準とする。
- ・設計空隙率は 40% を標準とする。

表 5-33 空隙貯留浸透施設の標準仕様

項 目	標準仕様	備 考
充填材	単粒度碎石 20~30mm	
敷 高	地下水位以上	
土破り	200mm 以上	
空隙率	40% を標準	



## 第6章 施工管理

### (1) 調節(整)池の施工管理

#### 堤体の施工計画

##### (第54条)

堤体工事の着手にあたっては、設計の基本方針、工期、基礎地盤、及び堤体盛土材料の種類等を考慮し、工事が安全に施工でき、しかも所定の工期内に所定の品質の出来形が得られるような施工計画を立てるものとする。

#### 解説

堤体の施工計画は、工事に関する諸条件について、設計図書の内容確認及び現地照合をして以下の内容について作成する。

工程計画

堤体施工計画(堤体基礎、土取場、堤体盛土、法面保護)

施工管理

安全管理

防災計画

仮設計画

その他

・堤体盛土のまき出し厚さ及び転圧回数は、高さが5m以下の堤体で盛土材料が良質な場合に限り下表に従い施工してもよい。

表6-1 まき出し厚さ(5m以下の盛土の場合)

機 械	まき出し(厚さ)	締固め回数
ブルドーザ(15t以上)	30 cm	8回以上
タイヤローラー(15t~20t)	30 cm	5回以上

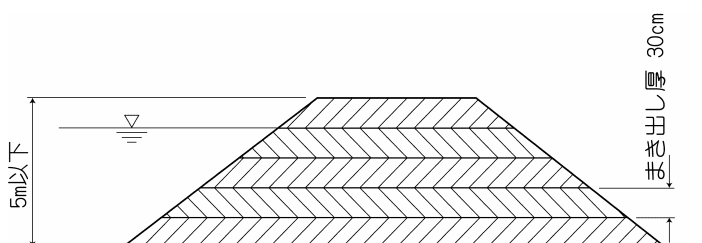


図6-1 まき出し厚さ

準備工及び河流処理工

(第55条)

準備工は、工事準備測量、伐開・除根、工事用道路について実施するものとする。  
 河流処理工は、堤体施工に支障を及ぼすことなく河川流量を流下させる構造とし、その目的を十分達成できるように行うものとする。

解 説

工事準備測量は、現場条件と設計図書との照合・確認のほか主要構造物の位置、及び高さ関係を明確にするために行う。又、確実な施工を行うために丁張を設置する。

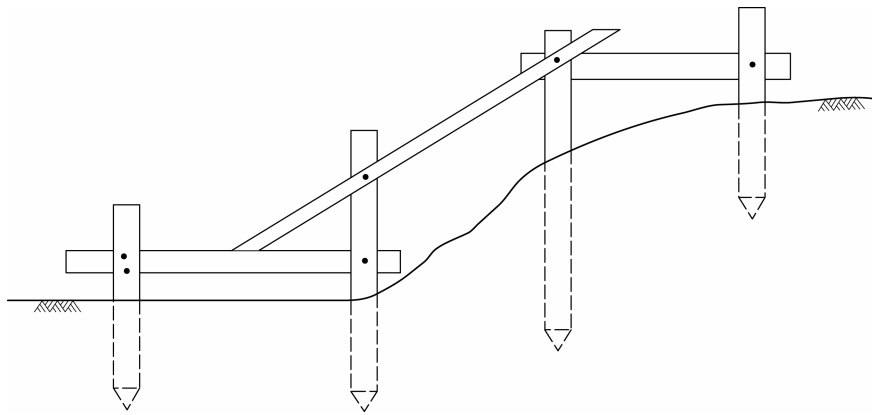
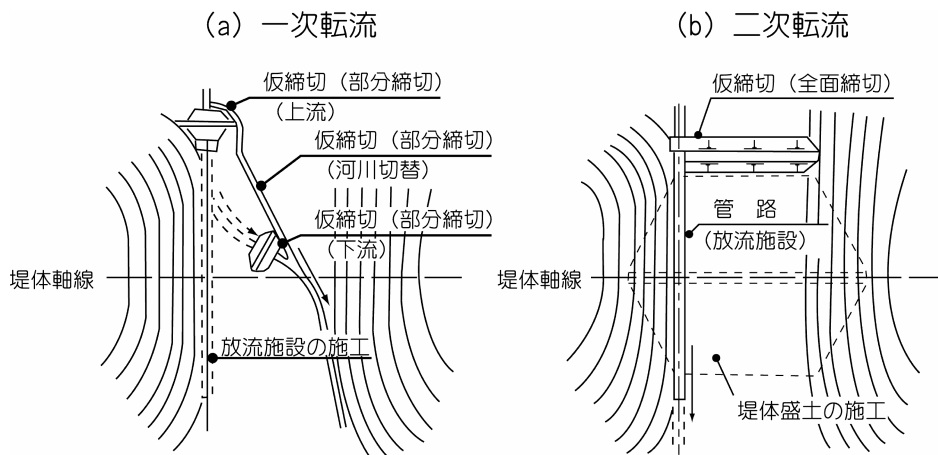


図6-2 丁張の概要図

河流処理工は、放流施設の設置、堤体の基礎掘削をはじめ、堤体盛土工事を円滑かつ確実に施工するために重要な役目を果たすものである。従って、河流処理工は、堤体工事に支障のない規模と構造とする。



注) 実線は転流のための仮施設。破線は転流時に行う工事目的物。

図6-3 河流処理工の構成

堤体基礎工

(第56条)

1. 基礎掘削工は、基礎地盤の性状を十分把握したうえで、設計条件を満足する深さまで掘削し、断面に急変のないように仕上げるものとする。
2. 軟弱地盤における基礎処理工の施工にあたっては、設計に盛り込まれている基礎処理工の内容および現地条件、工期等を十分に理解し、適切な施工を行う。
3. 透水性地盤における基礎処理工の施工にあたっては設計図書に明示された所定の目的が達せられるよう、現地の地盤条件を十分に勘察し、適切な方法で施工するものとする。

解 説

- ・基礎掘削は対象地盤毎に下表のとおり掘削機種を使い分けるものとする。

表6-2 地盤毎の掘削機種

地 盤	普通地盤	軟弱地盤及び透水性地盤	岩 盤
掘削機種	ブルドーザ	湿地ブルドーザ 超低湿地ブルドーザ 湿地タイプバックホウ	リッパー ブレーカー

- ・堤体基礎地盤の仕上げ面は、下表に示す点に十分留意して施工する。

表6-3 堤体基礎仕上げの留意点

項 目	留 意 点
形 状	著しい不陸がないか否かの確認。 設計図書にある寸法との照合。
性 状	設計強度を十分満足しているか否かの確認。 有機物を多量に混入する表土層が残存しているか否かの確認。 分布する土質が事前調査結果と著しく異ならないか否かの確認（主に目視により行い、必要な場合はポータブルコーン試験等により確認）。 仕上げ面が乾燥して硬化していたり、クラックが発達していないか否かの確認。
その他	湧水等堤体の安定上支障となる現象のチェックと適切な処置がなされているか否かの確認。

補足事項

- 軟弱地盤：含水比が高い粘土やシルトで構成された地盤
- 透水性地盤：砂や砂礫で構成された地盤
- 普通地盤：上記及び岩以外の地盤

## 堤体盛土材料の採取

(第57条)

1. 堤体盛土材料は、土取場の地形、地質、地下水等現場の条件に合った掘削方法を検討し、所定の品質が得られるように採取するものとする。
2. 土取場の土質が、堤体盛土材料として不適切であると判断された場合には、土取場の変更又は、材料の調整等を行うものとする。

### 解 説

- ・ 盛土材料の最大粒径は堤体盛土まき出し厚さの75%以下とすることが望ましい。

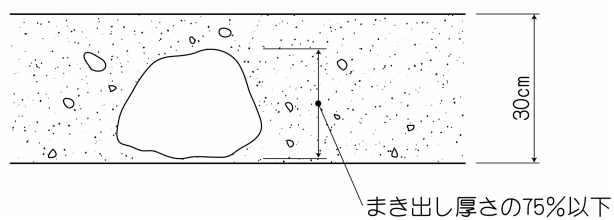


図6 - 4 堤体盛土材料の最大粒径

堤体盛土の締固め基準

(第58条)

堤体盛土の締固め基準は、原則として乾燥密度による締固め度で規定するものとする。ただし高含水比粘性土の場合は、飽和度又は空気間げき率で規定してもよい。

(1) 乾燥密度による規定

まき出し各層ごとに JIS A1210 (突き固めによる土の締固め試験方法) の呼び名 1.1 の方法による最大乾燥密度の 90% 以上の密度になるように、堤体盛土を均一に締固めるものとする。

(2) 飽和度または空気間げき率による規定

まきだし各層ごとに飽和度 85% 以上又は空気間げき率 10% 以下になるように、堤体盛土を均一に締固めるものとする。

解 説

・乾燥密度による規定としては、一般には、D値による規定が多く用いられている。

$$D\text{値} = \frac{\text{現場乾燥密度}}{\text{室内最大乾燥密度}} \times 100 (\%)$$

(計算式出典：防災調節池等技術基準(案) (社)日本河川協会)

・室内最大乾燥密度算定に用いる「JIS A1210 (突き固めによる土の締固め試験方法) の呼び名 1.1 の方法」は下表に示す条件で試験されたものである。

表 6 - 4 突き固め方法の種類

突き固め方法	呼び名	ランマー質量	モールド内径	突き固め層数	各層当たり 突き固め回数	許容最大粒径
第 1	1.1	2.5	10	3	25	4,760μm
	1.2	2.5	10	3	25	12.7mm
	1.3	2.5	10	3	25	19.1mm
	1.4	2.5	10	3	25	25.4mm
	1.5	2.5	10	3	25	4,760μm
	1.6	2.5	10	3	25	19.1mm
第 2	2.1	4.5	10	5	25	4,760μm
	2.2	4.5	10	5	25	19.1mm
	2.3	4.5	15	5	55	4,760μm
	2.4	4.5	15	5	55	19.1mm
	2.5	4.5	15	3	92	38.1mm

(出典：土質試験法 土質工学会)

## 堤体盛土の施工方法

(第59条)

1. 堤体の施工は原則として出水期をさけて行なわなければならない。
2. 堤体の敷地は盛土に先立って、雑草、樹木の根、有機物を含む表土、及び雑物等を除去しなければならない。
3. 傾斜面に盛土する場合は、段切りを行なわなければならない。
4. 試験施工は、堤体盛土の施工に先立ち現場において実施することを原則とする。
5. 堤体盛土の施工は、試験施工の結果を基に、土質材料の種類に応じて所定の締固め度や透水係数等が確保されるように行うものとする。特に盛土の締固めにあたっては、施工時の含水比に留意するものとする。

### 解 説

- ・段切りは、最小高さ 50 cm、最小幅 100 cm を標準とする。

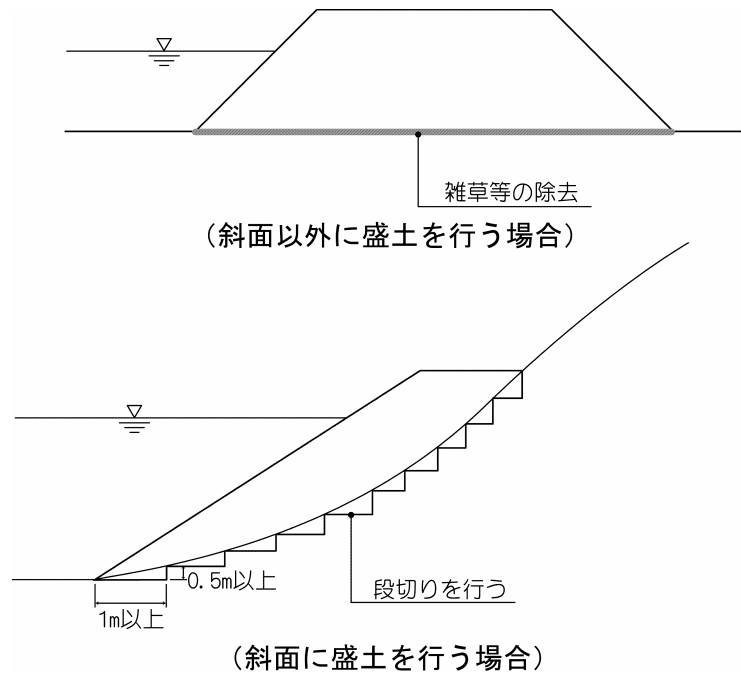


図 6 - 5 堤体盛土の施工方法

- ・試験施工は代表的な盛土材料について行ない、まき出し厚さ 30cm ~ 40cm で 3層以上とする。

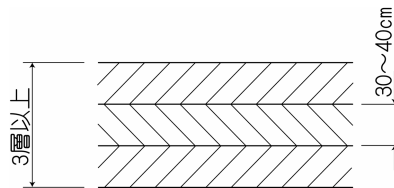


図 6 - 6 試験施工時のまき出し厚

- ・堤体内への浸透水を防止する目的から堤体盛土材料のまき出し及び転圧は、堤体軸線と平行に行うことを原則とする。

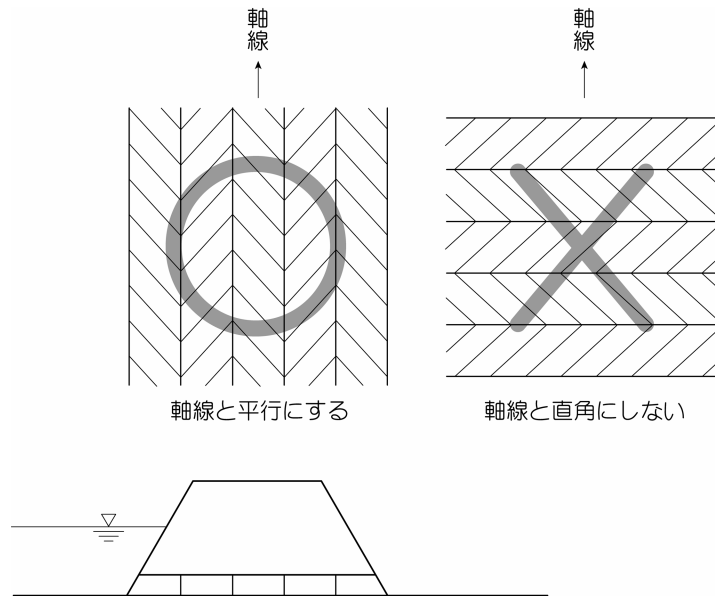


図 6 - 7 堤体のまき出し及び転圧方向

- ・堤体盛土面上は、上流方向に排水に必要な片勾配、又は堤軸線を境にして上下流方向へ勾配を持たせ、表面を平坦に締固め排水を良くし、かつ降水の浸透を防止する。

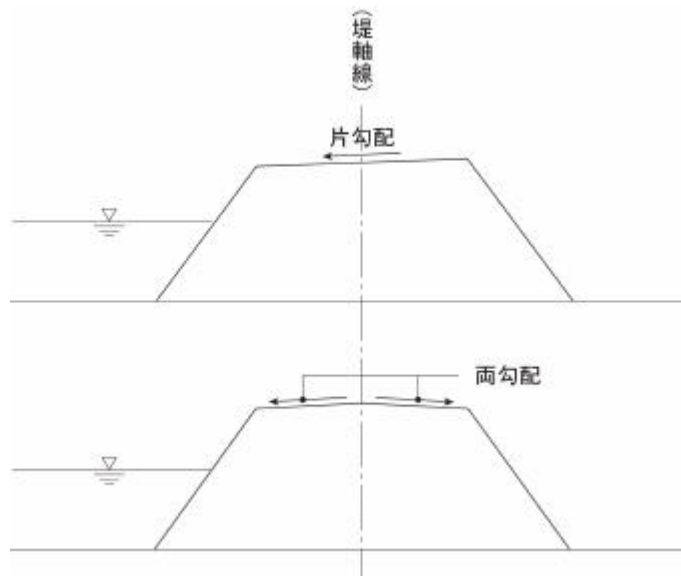
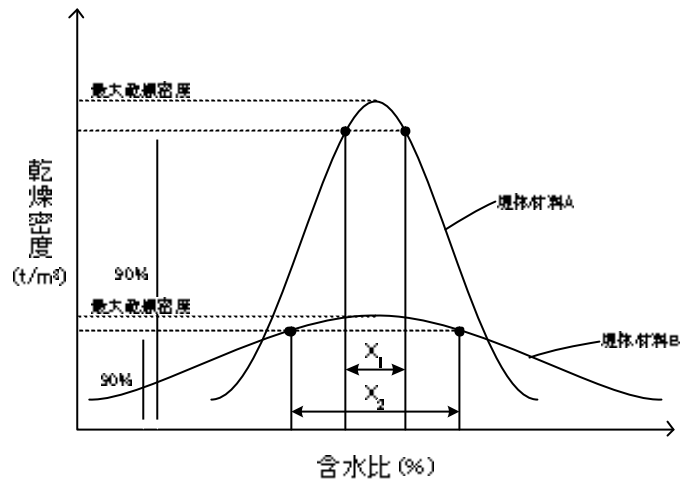


図 6 - 8 降水の処理





## 接合部の施工

(第60条)

堤体と基礎地盤及び堤体構造物との接合部は、十分な水密性が得られるように入念に施工するものとする。

### 解 説

堤体と構造物との接合部の施工方法は、次のような点に留意して行うものとする。

コンクリート構造物と埋戻し材の接合部は、埋戻し材料の含水比に留意してなじみよく施工する。

埋戻しは、小型ブルドーザ等により平坦に敷均し、ダンプトラック等による高まき出しは避ける。

埋戻し材料のまき出し厚さは、概ね小型締固め機械の場合5～10cm、タイヤローラ等の場合20cm程度とし、入念に締固める。

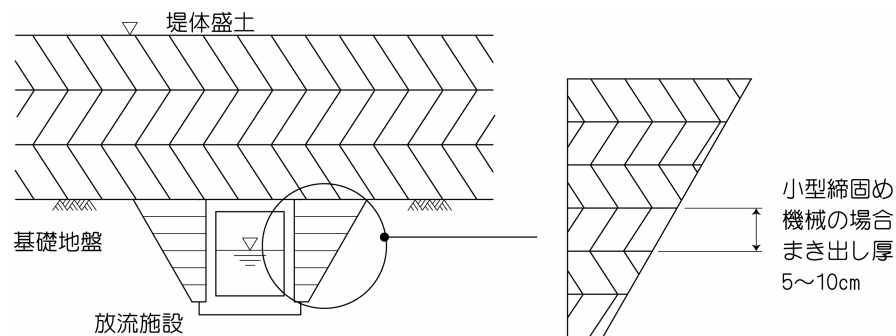


図6-9 構造物周辺部の施工

## ドレーンの施工

(第61条)

堤体内に設けるドレーンは、定められた材料を均質にまき出し、締固められるように施工するものとする。

### 解説

堤体内に設けられるドレーンのうち、特に水平ドレーンとインターセプターについて次の留意点を配慮して確実に施工するものとする。

施工機械に付着している粘性土は、施工前によく清掃し、まき出し、転圧時にドレーン内に混入しないようにする。

材料によっては、過転圧によって細粒化することがあるので転圧回数を必要以上に多くすることは避ける。

施工中は、絶えずドレーン材料の中に隣接するゾーン材料が混入しないようにする。

降水後は、必ずドレーン施工面を点検し、表面の異物等は撤去してから施工する。

施工中は、たえず材料の変化に注意する。

筋状ドレーンの場合は、掘削した溝の側面が崩れ、その土がドレーン材料に混入しないよう注意する。

### 補足事項

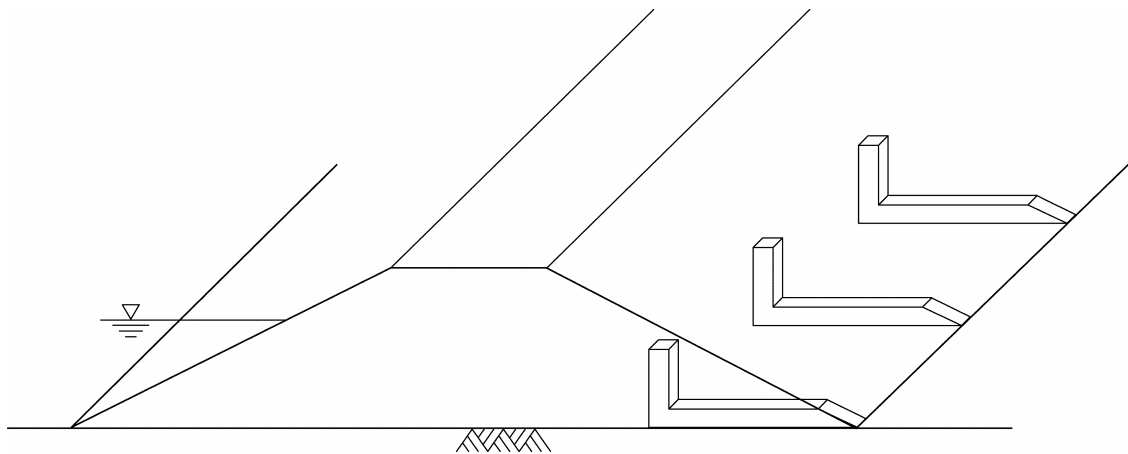


図6 - 10 筋状に設置したドレーン

堤体の品質管理

(第62条)	
1.	堤体盛土の施工にあたっては、土質材料に応じて品質管理を行うものとする。 品質管理は、盛土材料及びドレーン材料に対し行い、搬入時の材料の試験と施工時の品質確認の試験を実施するものとする。
2.	動態観測は、軟弱地盤上の、あるいは高含水比粘性土からなる堤体盛土に対して必要に応じて行うものとし、これにより基礎地盤及び堤体の挙動を常に把握しながら工事を進めるものとする。

解 説

統計的手法のより管理する場合の盛土材料別の管理項目、頻度、規格値は、下表に示す通りである。

表6 - 5 品質管理規格表

材 料 名		管理試験内容	頻 度	規 格 値	
堤 体 部	普通土・砂質土・塊状土	材料	突固め試験 粒度試験	盛土当初及び土質の 変化時に3ヶ	—
		施工			
		施工	現場密度測定	各層毎又は3000m <sup>3</sup> 毎 に3ヶ	dmax 90%
	高含水比粘性土	材料	突固め試験 粒度試験	盛土当初及び土質の 変化時に3ヶ	—
		施工			
		施工	現場密度測定	各層毎又は3000m <sup>3</sup> 毎 に3ヶ	Sr 85% 又は Va 10% Sr：飽和度(%) Va：空気間げき率
施工	コーン試験	各層毎又は3000m <sup>3</sup> 毎 に5点	材料に応じて決定		
ド レ ー ン	材 料	粒度試験	2000m <sup>3</sup> 毎に1回	設計書内で規定された粒度	
		透水試験		K 10 <sup>-3</sup> cm/s K：透水係数(cm/s)	

注) 堤体部に砂質土、塊状土を用いる場合には、必要に応じ透水試験を行う。この場合の規格値の目安としては、 $K = 10^{-5} \text{ cm/s}$  以下を目標とすることが望ましい。

動態観測は、主に、沈下計、伸縮計、変位計、間隙水圧計等を用いて行われるが、計測にのみならず目視による観察を行うことも大切である。

目視による観察としては、次の項目があげられる。

堤体盛土法面のはらみ出し（特に、高含水比粘性土からなる盛土）、

堤体盛土部及び基礎地盤のクラックの有無。

堤体盛土法尻部付近の基礎地盤の盛り、側方変位。

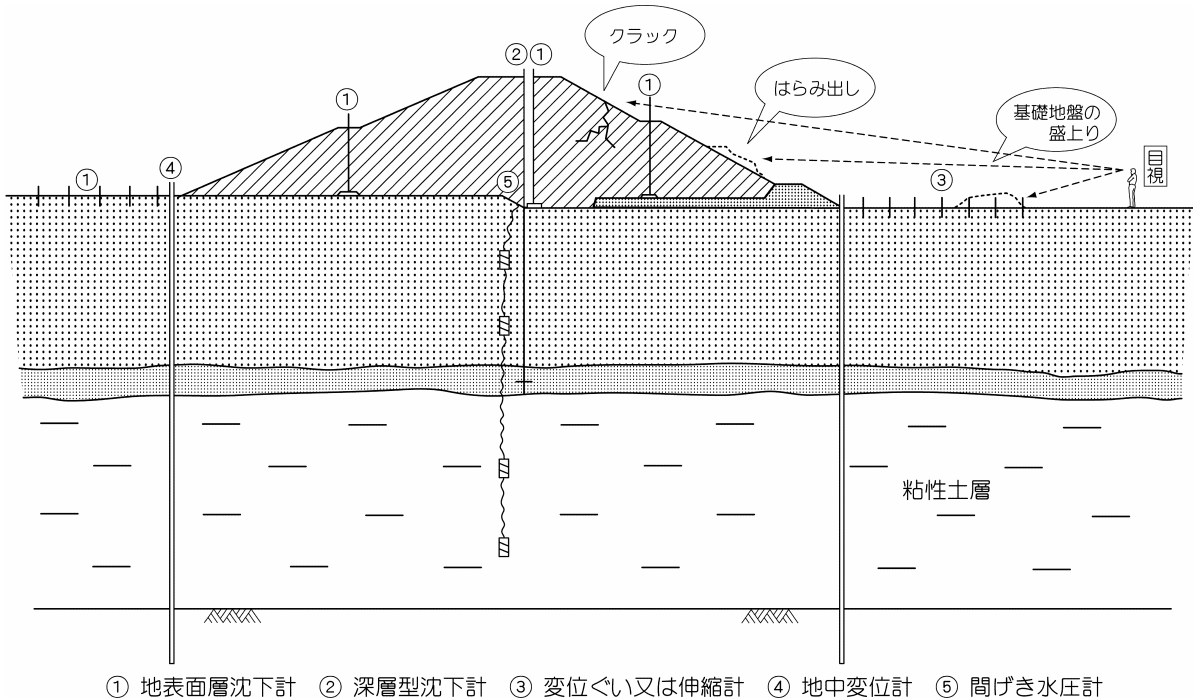


図 6 - 11 動態観測の方法

( 2 ) 流域貯留施設の施工管理

流域貯留施設の施工管理

( 第 63 条 )

施工管理は所定の工事を定められた工期内に安全かつ円滑に行われるよう実施するものとする。

解 説

工事期間中は計画通りの工期内に所定の品質や形状で、安全かつ円滑な施工が行われているかどうかを確認・点検するものとする。

特に、流域貯留施設等は、所定の雨水流出抑制機能が確保されるよう放流孔および放流先水路との取付けが、設計書・仕様書に示された規格・形状を満足するよう実施するために必要な管理を行うものとする。

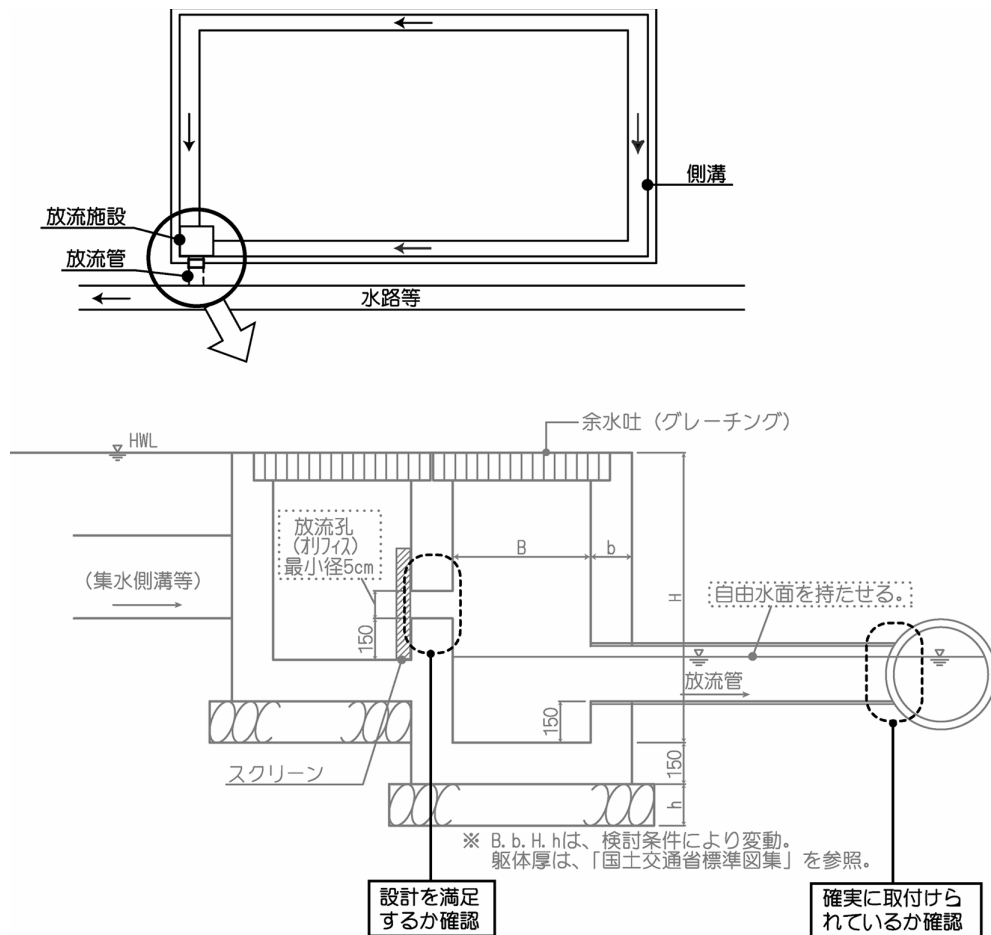


図 6 - 12 施工管理

## 流域貯留施設の安全管理

(第64条)

工事実施に当たっては安全管理および環境保全に関する法規を遵守し必要な対策を講じるものとする。

### 解 説

都市域における工事である事を配慮し、通常適用される法規にもとづき必要な安全管理および環境保全対策を講ずるものとする。

特に学校・公園の場合は、児童・生徒の安全確保に努めるものとする。

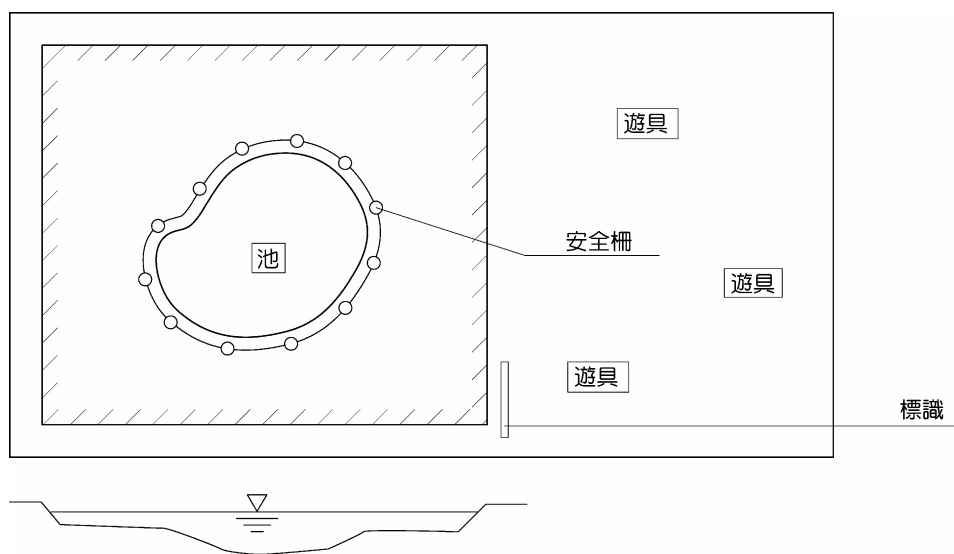


図6 - 13 安全管理

### (3) 浸透施設の施工管理

#### 浸透施設の施工管理

##### (第65条)

浸透施設の掘削、埋戻し、転圧等の施工にあたっては、事前調査、工法選択、工程計画、安全計画等に関する施工計画を立て、自然の地山の浸透能力を損なわないように配慮するものとする。

#### 解説

浸透施設の浸透能力は、設置場所の地山に依存する。したがって、浸透施設の施工にあたっては、地山のもつ浸透能力が損なわれないように十分配慮することが重要である。

#### (1) 事前調査

事前調査では地下埋設物調査、地上支障物調査及び浸透能力マップ図等で設置箇所の制約条件を把握するとともに、周辺の地表面状況や地形こう配および排水系統を調査する。また浸透施設からの越流水の放流先が公共下水道等の場合は、本管や公共ますの高さと深さおよび寸法についての調査をしなければならない。

#### (2) 工法選択

工法を選択にあたっては、施工性、経済性、安全性を考慮して効率的な工法を選択する。その際、用地の制約条件や施工規模により人力施工によるか機械施工も併用するかを検討する。

なお、崩壊性の地山の場合には土留め工の必要性を検討する。

#### (3) 工程計画

工程計画においては、1日当たりの作業量を適切に決定し、浸透面を保護するため掘割高を翌日まで放置することのないように注意する。また雨の多い時期を避け、降雨時は施工しない等の配慮が必要である。

#### (4) 安全計画

施工中の災害を防止するため、安全計画をたてる。

## 浸透施設の施工方法及び手順

(第66条)

浸透施設の施工手順は、以下を標準とする。

### 1) 浸透ます、浸透トレンチ、浸透側溝、道路浸透ます、空隙貯留浸透施設の場合

- (1) 掘削工
- (2) 敷砂工
- (3) 透水シート工(底面、側面)
- (4) 充填砕石工(基礎部)
- (5) ます、透水管、側溝等の据付工
- (6) 充填砕石工(側部、上部)
- (7) 透水シート工(上面)
- (8) 埋戻し工
- (9) 残土処分工
- (10) 清掃、片づけ
- (11) 浸透能力の確認

### 2) 透水性舗装の場合

- (1) 路床工
- (2) 敷砂工
- (3) 路盤工
- (4) 表層工
- (5) 清掃、片づけ
- (6) 透水能力の確認

## 解説

浸透施設の施工については、「雨水浸透施設技術指針(案)構造・施工・維持管理編」に準拠するものとし、施工方法の概要は以下に示すとおりとする。(詳細は上述の指針(案)を参照)

### (1) 浸透ます、浸透トレンチ、浸透側溝、道路浸透ます、空隙貯留浸透施設の場合

#### 掘削工

- ・機械掘削によりバケットのつめ等で掘削の仕上がり面を押しつぶした場合は、表面をシャベル等ではぎ落とし、はぎ落とした土砂は撤去する。
- ・掘削底面の浸透能力を保護するため、人力作業の場合は極力足で踏み固めないように注意する。



極力足で踏み固めないように注意する。

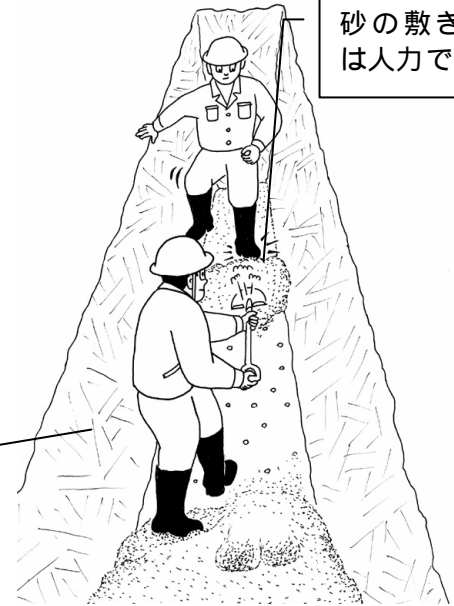


### 敷砂工

- ・ 掘削完了後は掘削底面を保護するため、直ちに砂を敷く。ただし、地盤が砂礫や砂の場合は省略してもよい。
- ・ 砂の敷き均しは人力で行う。
- ・ 敷砂は足で軽く締め固める程度とし、タンパ等の機械での転圧を行わない。

砂の敷き均しは人力で行う。

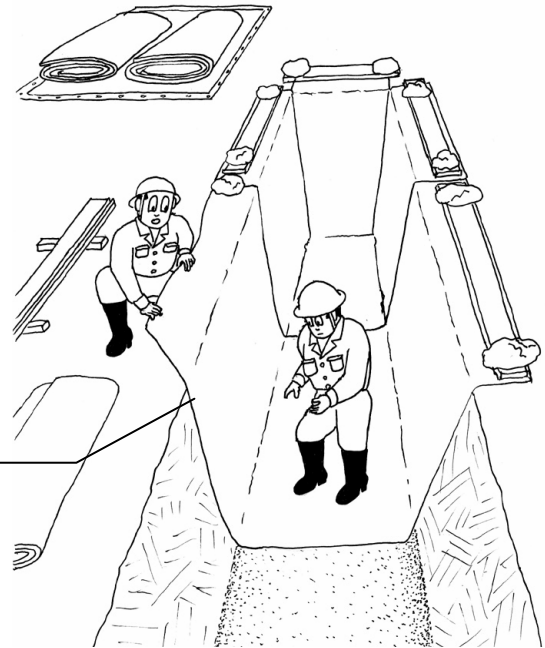
タンパ等の機械での転圧を行わない。



### 透水シート工

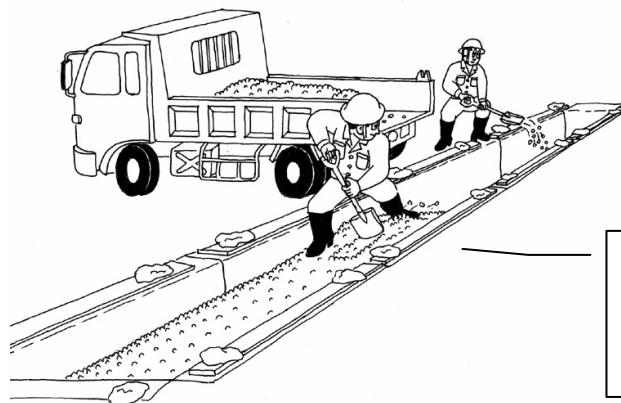
- ・ 透水シートは土砂の砕石内への流入を防ぐとともに地面の陥没を防ぐため、充填砕石の全面を巻き込むように敷設する。

透水シートは充填砕石の全面を巻き込むように敷設する。



### 充填砕石工

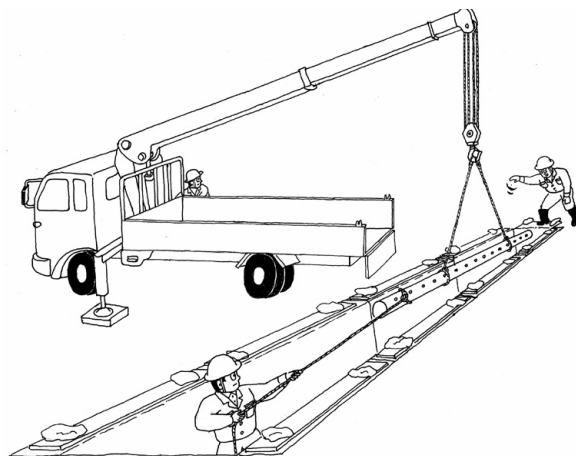
- ・ 充填砕石の転圧は沈下や陥没の防止のためある程度やむを得ないが、砕石部分の透水能力や貯留量に影響するため、転圧の回数や方法に十分配慮する。



充填砕石の転圧は浸透能力を損なわないように注意する。

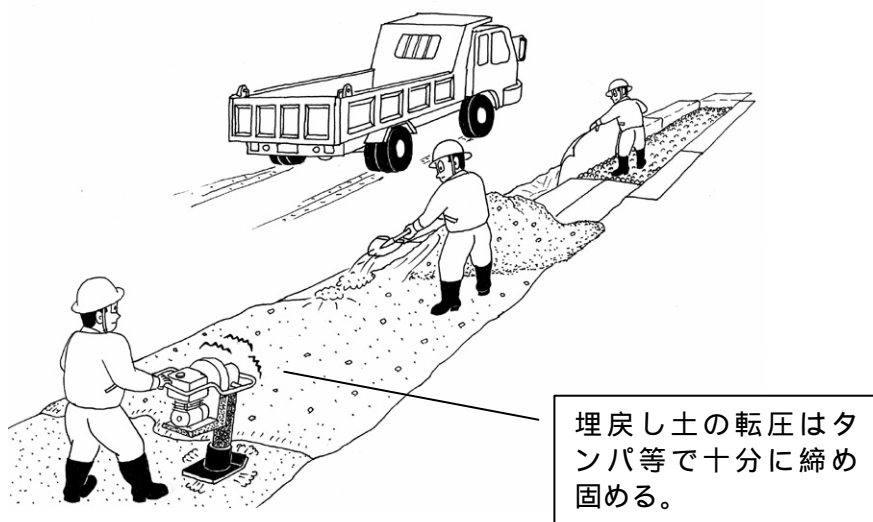
まず、透水管、側溝等の据付工

- ・ ますや側溝には仮蓋をしておき、埋め戻し時の土砂の流入を防ぐ。
- ・ 管の継ぎ方は空継ぎとし、管接続の受け口は上流側に向ける。



埋戻し工

- ・ 埋戻し土の転圧はタンパ等で十分に締め固める。なお、砕石のかみ合わせ等による初期沈下起きる恐れがあるため、埋戻し後1~2日は注意することが望ましい。



残土処分を行う。

清掃、片づけを行う。

## (2) 透水性舗装の場合

### 路床工

#### イ) 掘削工

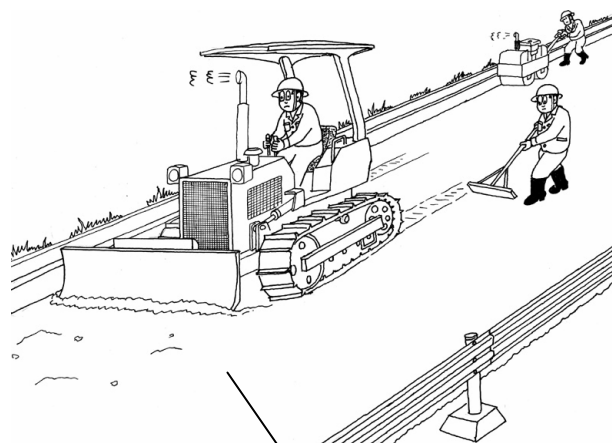
- ・掘削の際は、路床土を極力乱さないように注意する。

#### ロ) 整正工

- ・路床面は極力乱さないように人力または小型ブルドーザによって平坦に仕上げる。

#### ハ) 転圧工

- ・転圧は一般にコンパクタまたは小型ローラによって行うが、路床土の特性を十分に把握し、こね返しや過転圧にならないよう注意する。



路床面は極力乱さないように平坦に仕上げる。

### 敷砂工

#### イ) 敷均し工

- ・フィルター層の敷均しは人力または小型ブルドーザによって行うが、小型ブルドーザによる場合は直接路床の上に乗らないように注意を払う。
- ・フィルター層の厚さは均等になるように敷均す。

#### ロ) 転圧工

- ・転圧は一般にコンパクタまたは小型ブルドーザによって行うが、その際、路床土を乱さないように注意を払う。

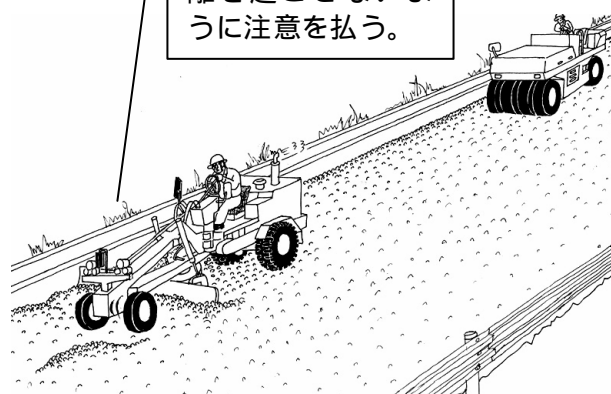
### 路盤工

#### イ) 敷均し工

- ・敷均しは一般に人力、小型ブルドーザまたはモータグレーダによって行うが、材料の分離を起こさないように注意を払う。

#### ロ) 転圧工

- ・歩道を転圧する場合はコンパクタまたは小型ローラを使用し、車道を転圧する場合はマカダムローラあるいはタイヤローラ等を使用するが、適切な密度と透水機能が得られるよう最適含水比付近で転圧する。



敷均しは、材料の分離を起こさないように注意を払う。

## 表層工

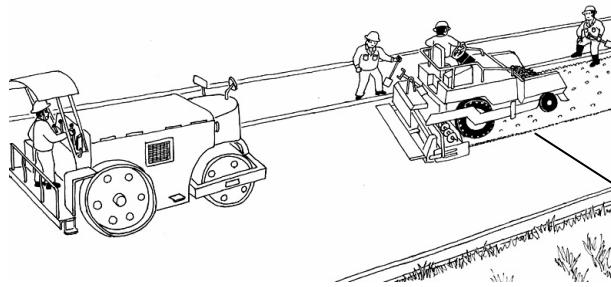
### 1) 透水性アスファルトコンクリート

#### a) 敷均し工

- ・敷均しは人力またはアスファルトフィニッシャによって行うが、混合物の温度が低下しないうちに速やかに行う。

#### b) 転圧工

- ・歩道を転圧する場合はコンパクタまたは小型ローラを使用し、車道を転圧する場合はマカダムローラ、タンデムローラあるいはタイヤローラ等を使用するが、平坦性を確保し、特にジョイント部は入念に仕上げる。



敷均しは、混合物の温度が低下しないうちに速やかに行う。

### 2) 透水性セメントコンクリート

#### a) 型枠工

- ・路盤上に型枠を据え付け後、路盤面を清掃する。

#### b) コンクリート敷均しと締固め

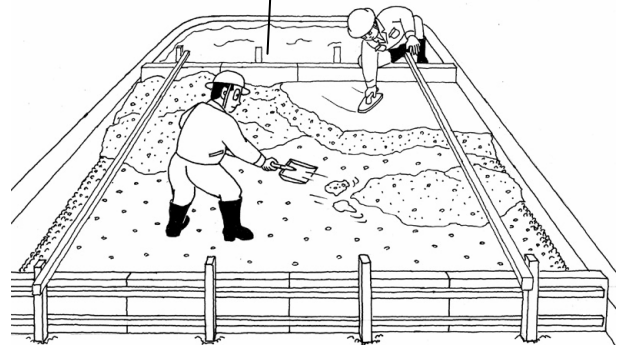
- ・人力の場合はレーキで敷均し、コンパクタ等で締固め、コテで平坦に仕上げる。
- ・機械の場合はアスファルトフィニッシャ等で敷均し、コンパクタ等で締固め、コテで平坦に仕上げる。

#### c) コンクリートの養生

- ・コンクリートの養生期間は1週間程度を標準とし、養生シート等で表面を覆う。

#### d) 目地工

- ・目地工は30~40㎡程度毎を目安とする。
- ・目地切りはコンクリートカッターを使用し、養生後目地材の注入を行う。



コテで平坦に仕上げる。

## ハ)透水性平板ブロックの場合

### a)透水シート工

- ・路盤上にクッション砂の混入防止のため透水シートを敷く。

### b)クッション砂工

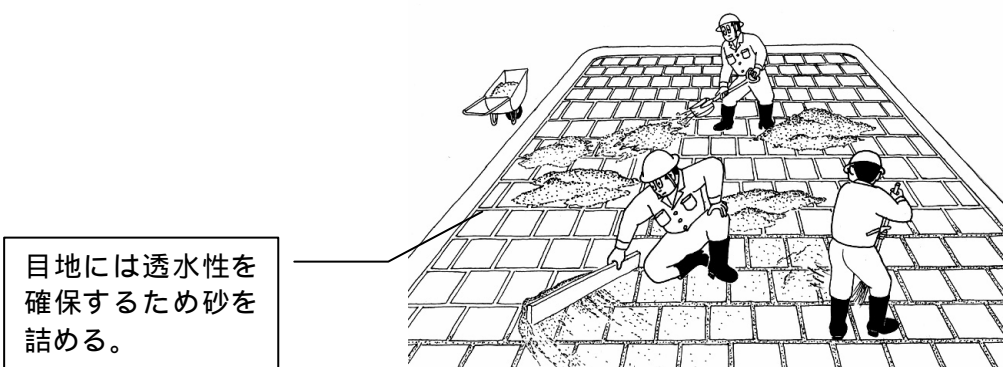
- ・クッション砂を敷均し後、コンパクタ等で転圧する。

### c)平板ブロック工

- ・平板ブロックを敷設し後、平坦に仕上げるためコンパクタ等で転圧する。

### d)目地工

- ・目地には透水性を確保するため砂を詰める。



清掃、片づけを行う

## 第7章 維持管理

### (1) 調節(整)池の維持管理

#### 調節(整)池の維持管理

(第67条)

完成後のダムの安定及び調整池の機能を確保するため、維持管理を十分に行なわなければならない。

#### 解 説

暫定調整池は開発行為等により流出増を抑制するために開発者が設置するものであり、その維持管理は、以下の事項について十分な配慮をしなければならない。

(1) 少なくとも年一回草刈を行ない堤体の完全なことを確かめるものとするが、さらに豪雨、地震などの直後は、その都度、堤体細部にわたり点検を行なうものとする。

また天端、小段などの排水はつねに良好であるよう手入れし、さらに出水後、堤体に付着した塵埃類は取り除かななければならない。

(2) 放流管のゲートあるいはバルブ類はペンキ塗り替え、潤滑油の補給など怠らないようにし、出水期前には必ず操作試験を行い、不備の点はただちに修理しておかななければならない。

一方、恒久調節池として設置する場合は、完成後の維持管理が最も重要なことであるので、管理者は以下の事項について十分な配慮をしなければならない。

(1) 巡視は洪水期2回/月、非洪水期1回/月及び豪雨、地震等の直後に行なうこと。

(2) 堤体は毎年草刈りを行なうこと。

(3) 出水時には監視体制をとること。

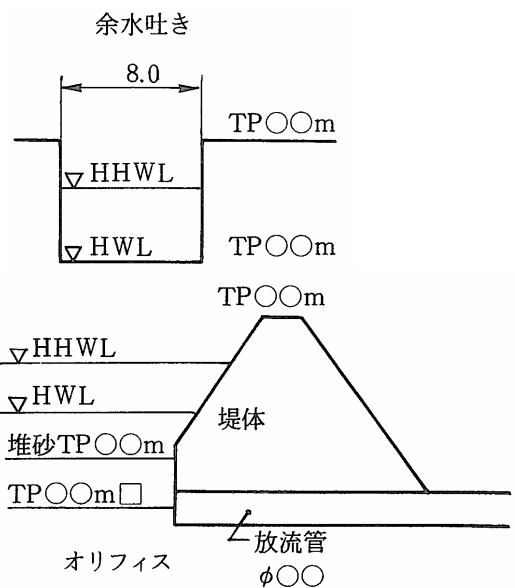
(4) 巡視に当っては、下記事項を確認すること。

堤体の破損、堤体の排水不良、貯水池法面の崩壊、放流施設の堆砂、貯水池内の異常堆砂、ゴミ等。防災調節池の場合は、一般に放流量が少なく、そのため呑口の断面は直径数十cmにすぎない場合が多いので、これがゴミ等で閉塞しないように注意しなければならない。また巡視報告書に記載するものとし、巡視報告書としては、日報形式を決めておくことが好ましい。

(5) 異常が認められた時は、速やかに所要の処置、通報等を行なうこと。

表 7 - 1 調節(整)池総括調書

調節(整)池名称		下流水路名		所在地	
項 目		単 位	数 量	備 考	
集水面積	造 成: $A_1$	km <sup>2</sup>		降雨強度式:  合計 m <sup>3</sup>	
	自然(山地): $A_2$	km <sup>2</sup>			
	全 流 域: $A$	km <sup>2</sup>			
計 画 超 過 確 率 年		年			
計 画 降 雨 規 模 ( 強 度 )		mm/時			
計 画 降 雨	1 時 間	mm			
	24 時 間	mm			
流 量 計 算 方 式					
流 出 係 数 : $f$					
流 達 時 間 : $t_c$		分			
堆 砂 量 : $V_c$		m <sup>3</sup> /年			
流入施設	タ イ プ				
	形 状 寸 法	m			
	敷 高	TPm			
許 容 放 流 量 : $Q_0$		m <sup>3</sup> /秒			
放流施設	タ イ プ		柵ノ仮		
	形 状 寸 法	m	(正方形)		
	敷 高	TPm			
余水吐き	タ イ プ		越流ぜき		
	規 模				
	設 計 流 量	m <sup>3</sup> /秒			
	形 状 寸 法	m	幅×高		
計 画 高 水 位 : HWL		TPm			
異 常 高 水 位 : HHWL		TPm			
調 節 ( 整 ) 池 面 積 : $F'$		m <sup>2</sup>			
湛 水 面 積 : $F$		m <sup>2</sup>			
湛 水 容 量 : $V$		m <sup>3</sup>			
ダ ム 天 端 高 :		TPm			
ダ ム 高 :		m			
比 流 量 : $Q_0/A$		m <sup>3</sup> /秒/km <sup>2</sup>			
$F'/A \times 100$		%			
$V/A$		m <sup>3</sup> /ha			



( 出典 ; 下水道雨水調整池技術基準 ( 案 ) ( 社 ) 日本下水道協会 )

表 7 - 2 調節(整)池点検表

施設名		点検者				責任者印				点検実施年月日		年 月 日									
点検箇所		着目点	該 当 な し	点 検 済	要 処 理	処 置 済	点検箇所		着目点	該 当 な し	点 検 済	要 処 理	処 置 済	点検箇所		着目点	該 当 な し	点 検 済	要 処 理	処 置 済	
(1) 放 流 構 造 物	排水塔	構造物の異常					(3) 天 端  調 節 池	コンクリート構造物 とその接線の損傷 集水溝、ますのつま り、芝の成育 ゴミ、雑草 損傷、沈下、陥没、 天端の排水状況 舗装の破損 土砂堆積 排水状況 ゴミ、雑草、 放流の障害となるも のの放置							(5) 観測施設  観測機器 その他	水位計の動作の 異常					
	放流管オリフィス 及び吐き口	スクリーンのつまり				給気管										破損、つまり、					
	放流管吐き口	土砂堆積				防護柵 (ガードレール)										破損、倒壊、					
	洪水吐き	漏水					天端の排水状況									標識	破損、倒壊、				
	その他	構造物(橋梁を含む) の異常 護岸 障害物 コンクリート構造物 とその接線の損傷					湛水池内 (沈砂池)									その他					
(2) 流 入 構 造 物	水路	構造物の異常					その他								(6) 資 材  水 防 資 器 材  其 他	数量品質、保管、 状況					
	水たたき	構造物の異常					(4) 施 設 周 辺	地形の変化、施設の安 全性を障っていないか。								必要とされる措置、講じた処置					
(3) 調 節 池	のり面	のり崩れ、亀裂					施 設 周 辺 ・ 下 流	のり崩れ、亀裂、湧水、 芝の成育 危険性が増加していな いか。													
		漏水、湧水、				切土のり面															
		損傷、陥没、				余水吐き下流															
	その他	護岸等のり面保護工 の損傷					下流水路	構造物の異常、障害物、													

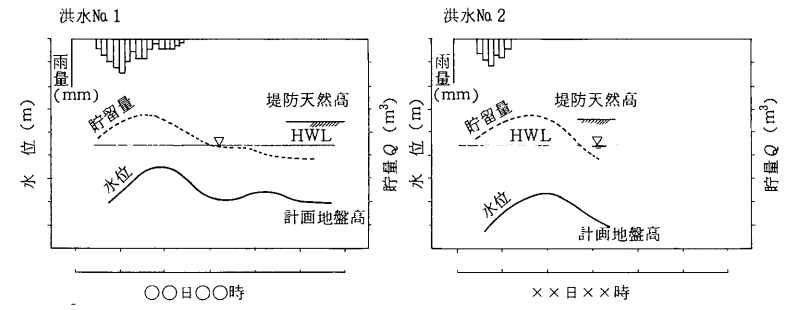
(出典；下水道雨水調整池技術基準(案) (社)日本下水道協会)



表 7 - 3 調節(整)池水文記録

集水区域	km <sup>2</sup>	計画水位	m	計画貯留量	m <sup>3</sup>
------	-----------------	------	---	-------	----------------

調節(整)池 名称		下流水路名			所在地		
洪水 No	観測年月日	開発状況 (市街地 面積 ha)	一雨連続 雨量 (mm)	時間最大 雨量 (mm)	最高水位 (m)	最高水位 における 貯留量 (m <sup>3</sup> )	備考
1	年月日 から 月日まで						
2	年×月×日 から ×月×日まで						



注：(1) 上記図は別表としてつけてもよい。  
 (2) 洪水吐きを越流した場合その時の越流水深を備考欄に記入のこと。

(出典；下水道雨水調整池技術基準(案) (社)日本下水道協会)

(2) 流域貯留施設の維持管理

流域貯留施設の維持管理

(第68条)

流域貯留施設等は、設置場所の土地利用・形状に応じ必要な維持管理を行うものとする。

解 説

流域貯留施設等は、都市施設として本来の利用目的を有する場所に立地するため、その維持管理は、通常行っている安全・衛生・環境等の管理に加え雨水の流出抑制機能に関する管理が必要となる。

流出抑制機能維持のための一般的な管理作業は、排水溝および放流孔付近の清掃、および土砂の除去が主であるので、通常の維持管理と兼ねる事ができる。

ただし貯留水深の大きい施設や、建築物の下に貯留するもので、公園等との兼用施設となる場合は、機能維持の他、利用者の安全を配慮し出水時あるいは出水後の管理事項を定めて置くものとする。

維持管理作業の内容を下表に示す。

表7-4 維持管理作業の内容

頻度	分類		貯留施設	
			地表式貯留 (小堤式・小掘込み式)	地下貯留施設
年1回以上	定期点検		<ul style="list-style-type: none"> <li>・小堤・柵の破損、貯留面の陥没、放流施設の蓋のずれ等</li> <li>・流出抑制ます(放流部)のゴミ、土砂、落葉等の堆積状況</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・側溝、泥溜ます、貯留槽内、柵等の土砂、ゴミ、落葉等の堆積状況</li> <li>・貯留槽の破損状況(クラック等)</li> <li>・排水先水路の閉塞</li> </ul>
大雨・利用者からの通報時等非常時	清掃・修繕工事等	清掃・土砂搬出等	<ul style="list-style-type: none"> <li>・放流施設(柵部)の堆積物搬出等の清掃</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・貯留槽内および流入、放流口の堆積物搬出等の清掃</li> </ul>
		修繕・補修工事等	<ul style="list-style-type: none"> <li>・柵、小堤の破損、陥没および劣化箇所の補修</li> <li>・修繕工事等</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ポンプ設備の整備</li> <li>・貯留槽内破損箇所の補修・修繕工事等</li> </ul>
		機能回復作業	<ul style="list-style-type: none"> <li>・放流部等の清掃</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ポンプ等の放流施設の設備</li> <li>・貯留槽内の清掃(高圧洗浄・吸引清掃)</li> </ul>
必要に応じて	機能点検		<ul style="list-style-type: none"> <li>・降雨時および降雨後の貯留状況などから判定</li> <li>・強制排水方式の場合は、ポンプのオーバーホール等</li> </ul>	

## 維持管理体制

(第 69 条)

流域貯留施設の設置者は土地管理者および利用者と協力して維持管理を行うよう配慮する。

### 解 説

各施設の管理者は、流域貯留施設の設置後、速やかに流域貯留施設台帳を作成し、維持管理記録として保管する。また、必要に応じて各施設の点検や機能回復のための清掃を行う。

表 7 - 5 流域貯留施設台帳の例

施設の名称					
設置者名		所在地			
施工年月日		年 月 日	施工業者名		
維持管理責任者名					
計 画 設 計 諸 元					
集水面積		ha	放流様式		自然調節 ・ ポンプ
土地利用状況		放流部敷高			
降雨諸元(強度式等)		形状(オリフィス寸法等)			
流出係数		放流量		m <sup>3</sup> /s	
洪水到達時間		余水吐寸法		幅	m × 高さ m
放流先河川		余水吐敷高		m	
貯 留 部 諸 元					
施設タイプ		地表式 ( ) ・ 地下式			
貯留面積		m <sup>2</sup>	貯留水深		m
貯留容量		m <sup>3</sup>	多目的利用の有無		
水位－容量関係	水位(H)		湛水面積(F)		湛水容量(V)
	-----		-----		-----
	-----		-----		-----
	-----		-----		-----
浸透能力			雨水利用等の付加機能		
機能の有無		有 無	機能の有無		有 無
設計浸透量		利水容量			
浸透能力		利用目的			
試験結果		調査日 ( 年 月 日 )	計画使用水量 ( ㎥/日 )		
施設の概要(施設配置図、施設構造図)					

### (3) 浸透施設の維持管理

#### 浸透施設の維持管理

(第70条)

浸透施設の維持管理は、浸透能力の継続性と安定性を主眼におき、適正かつ効率的、経済的に行うものとする。

#### 解 説

浸透施設では目づまりのため浸透機能が低下することにより、施設内がいつまでも湛水して施設外へ溢水することもある。また施設にオーバーフロー管が接続されているような場合は、外見では機能の低下具合を判断しにくい。このような状態を放置しておく、機能回復を試みても復帰しないということにもなる。こういう事態にならないよう、浸透施設の維持管理にあたっては施設の構造形式や設置場所の土地利用および地形等を十分把握することにより、目づまりによる浸透能力の低下を防止し、かつ安定的に機能が発揮できるように努めなければならない。

浸透施設の維持管理内容

(第71条)

維持管理業務では点検、清掃（機能回復）、補修、および機能回復の確認等を実施するものとし、これらを浸透施設台帳や維持管理記録として残し、その後の維持管理に役立てるものとする。

解説

維持管理内容の詳細は以下の通りとする。

点検には浸透機能を阻害するような状況を点検する機能点検と、利用者や通行者および通行車両等の安全を守ると共に周辺施設への影響を排除するために行う安全点検がある。また定期点検は梅雨時期や台風シーズンを考慮して年1回以上行うことが望ましい。その他、利用者からの通報等があった場合には、別途点検を行う。

点検内容を機能点検と安全点検に分けて表7-6に示す。

表7-6 点検の内容

内容	種別	機能点検	安全点検
点検項目		<ul style="list-style-type: none"> <li>・土砂、ゴミ、落葉の堆積状況</li> <li>・ゴミ除去フィルターの閉塞状況</li> <li>・湛水状況</li> <li>・周辺の状況（裸地で土砂が流入しやすくなっている状況や、落葉樹が近くにあるか等の状況）</li> <li>・樹根の侵入の有無</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・蓋のずれ</li> <li>・施設の破損・変形状況</li> <li>・地表面の沈下、陥没の状況</li> </ul>
点検方法		<ul style="list-style-type: none"> <li>・目視による土砂</li> <li>・ゴミ等の侵入状況</li> <li>・メジャー等による土砂等の堆積量の確認</li> <li>・雨天時の浸透状況の確認</li> <li>・バケツ等で施設内に注水し、浸透状況の確認</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・施設の外観を目視による点検</li> <li>・ハンマー等による打診でひび割れ等を確認</li> </ul>
点検の重点箇所		<ul style="list-style-type: none"> <li>・排水系統から判断される終点の付近の施設</li> <li>・緑地や道路の排水が直接流入する施設</li> <li>・比較的周辺地盤より低いところに設置し、雨水が流入しやすい箇所</li> <li>・上面がオープンになっている施設</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・利用者や通行車両等の多い箇所</li> <li>・過去に陥没等が起きた場所</li> </ul>
点検時期		(定期点検) ・年1回以上が望ましい。 (非常時点検) ・梅雨時期や台風シーズン等の降雨量の多い時期 ・大雨洪水警報の発令時 ・施設周辺で土工事等の終了後 ・利用者等から通報があった場合	

## **開発編計算例 1**

(大規模開発、恒久調節池、貯留追跡計算法)

## 開発編計算例 1 (大規模開発、恒久調節池、貯留追跡計算法)

(与条件)

下図に示す様な流域内に開発行為を行った場合の流出抑制対策として恒久調節池を計画する。

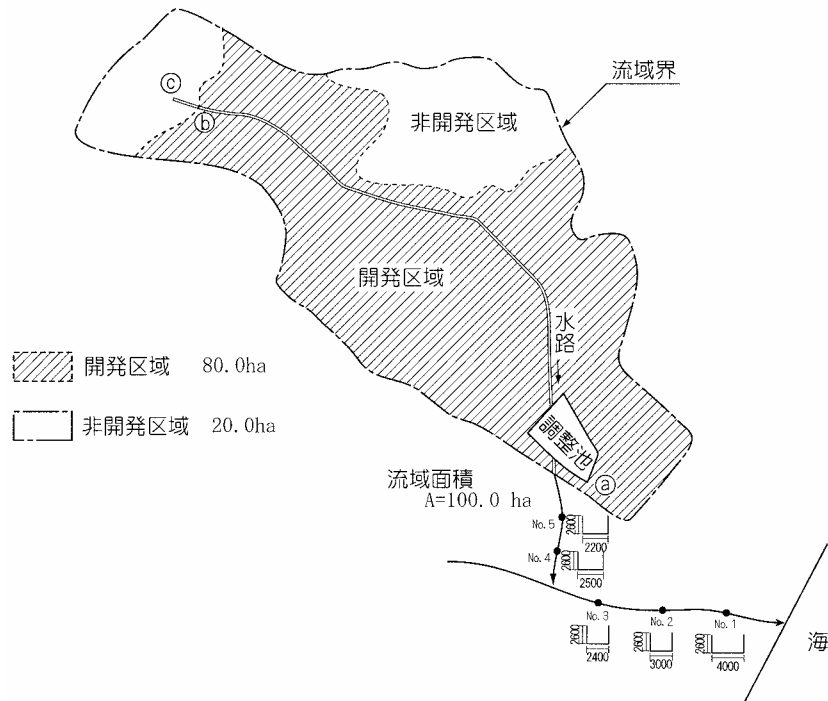
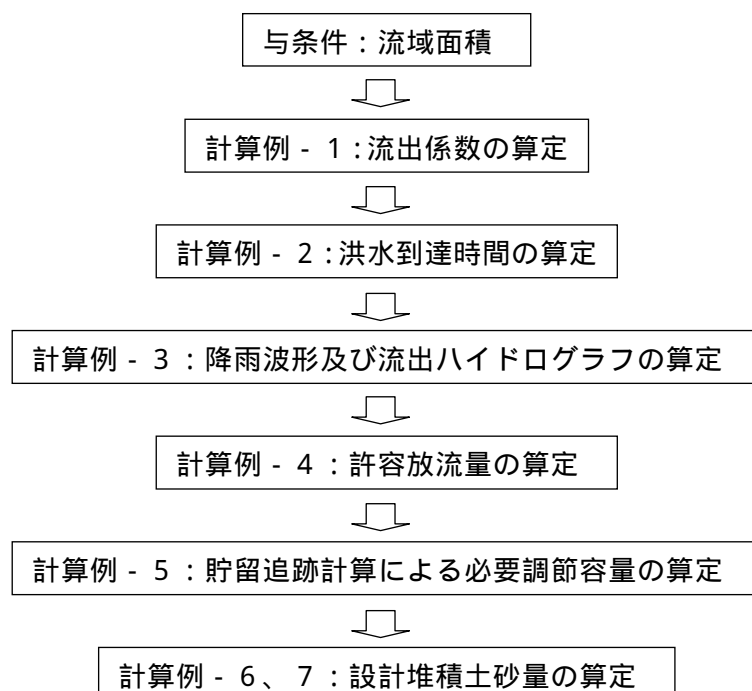


図 1 開発区域諸元

(計算例フロー)

計算は以下に示すフローに従い行う。





計算例 - 1

(流出係数の算定)

開発後における流出係数の加重平均値を求める。(技術基準(案)第13条)

該当流域の流末は、河川となっていることより、「建設省 河川砂防技術基準(案)同解説」で用いられている地目別流出係数の値をもとに算定する。

開発後の土地利用状況は下図のとおりとなり、流出係数は  $c=0.80$  となる。



図2 土地利用図(開発後)

表1 加重平均値算定表

地区	流出係数 c	土地利用面積 a	$c \times a$
密集市街地	0.9	19.4	17.46
一般市街地	0.8	62.5	50.00
畑・原野	0.6	5.8	3.48
水田	0.7	4.4	3.08
山地	0.7	7.9	5.53
合計		100.0	79.55
加重平均値			0.80

計算例 - 2

(洪水到達時間の算定)

開発後の到達時間を求める。(技術基準(案)第12条)

到達時間は、「等流流速法」、「土研式」、「角屋式」により算定し、等流流速法による算定結果を主体として決定する。

等流流速法

流入時間  $t_1$  と流下時間  $t_2$  を足したものを到達時間とする。

流入時間  $t_1$  は、下水道計画において使用される6分とする。

開発区域内では、排水計画により下図のとおりとなっていることより、マンニング式により流下速度を算定する。

また、流域上流部は未開発のため排水計画が無いことより、*Kraven* の式による流下速度  $V$  を用いて求める。

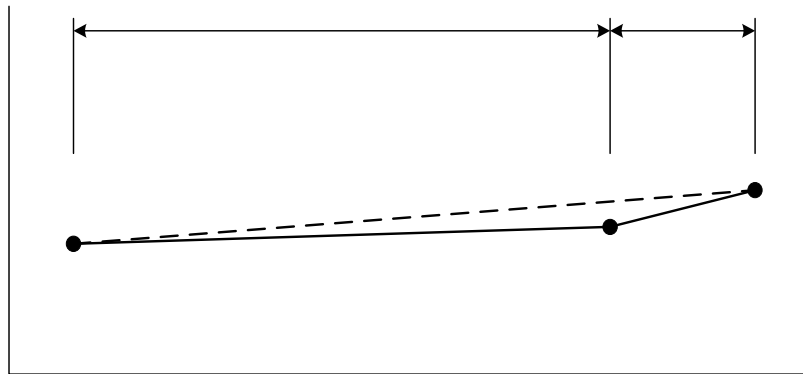


図3 水路縦断模式図

(排水計画区間)

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

$$= \frac{1}{0.015} \cdot 0.47^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{1}{200}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$= 2.9(m/s)$$

( 径深 R は 9 割水深で算定した。 )

(未排水計画区間)

*Kraven* の式より、 $I=1/100$  の時の流速  $3.5(m/s)$  となる。

表2 *Kraven* の式

勾配	1/100 以上	1/100 ~ 1/200	1/200 以下
流速	3.5m/s	3.0m/s	2.1m/s

また、流下時間は、次式により求められるので、各区分毎に整理すると下表のとおりとなる。

$$t_2 = \frac{1}{3600} \cdot L/V$$

ここで、 $t_2$ : 河道流下時間(hr)、 $L$ : 河道延長(m)、 $V$ : 流速

表3 流下時間算定表

区 間	a~b 区間	b~c 区間	合 計
流下速度(m/s)	2.9	3.5	-
延 長(m)	2,500	500	3,000
流下時間(分)	14.4	2.4	16.8

以上より、到達時間は、22.8分となる。

$$t_c = t_1 + t_2 = 6.0 + 16.8 = 22.8 \text{ 分}$$

土研式

土研式の適用にあたっては、対象地区の流域諸元が、式の適用範囲内かどうかを確認する。

$$\frac{L}{\sqrt{S}} = 4 \times 10^3 \sim 4 \times 10^5 \quad (\text{土研式の適用範囲})$$

ここに、 $L$ : 河道延長(m)、 $S$ : 河道の勾配

検討地区の  $\frac{L}{\sqrt{S}}$  は以下に示すとおり、土研式の適用範囲内である。

$$\frac{L}{\sqrt{S}} = \frac{3,000}{\sqrt{1/170}} = 39,120$$

よって、土研式は適用可能である。

到達時間は、以下に示す式より、23.6分となる。

$$\begin{aligned} t_c &= 2.4 \times 10^{-4} \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.7} \\ &= 2.4 \times 10^{-4} \times 39,120^{0.7} = 0.393(\text{hr}) = 23.6 \text{ 分} \end{aligned}$$

角屋式 (Kinematic wave 理論に基づく計算式)

角屋式では、降雨強度式と連立に解く逐次計算法によって求める。

角屋式に流域定数を代入すると以下のとおりとなる。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35}$$

ここで、 $t_p$  : 洪水到達時間(min)

$C$  : 流域の土地利用状態で決まる定数 (開発前=180、開発後=60)

$r_e$  : 有効降雨強度(mm/hr)・・・降雨強度 ( $r$ ) と流出係数 ( $f$ ) との積として算出

$A$  : 流域面積(km<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} t_p &= C \times A^{0.22} \times f^{-0.35} \times r^{-0.35} \\ &= 60 \times 1.00^{0.22} \times 0.80^{-0.35} \times \left( \frac{566.38}{t^{0.50} + 0.621} \right)^{-0.35} \\ &= 64.8739 \times \left( \frac{566.38}{t^{0.50} + 0.621} \right)^{-0.35} \end{aligned}$$

$t$  を仮定し、右辺に代入する。計算結果として与えられる左辺  $t_p$  と一致するまで試算を繰り返す。試算の結果は下表のとおり 11.4 分となる。

表 4 角屋式での到達時間算定表

試算回数	$t$	$r$	$r^{-0.35}$	$t=64.8739 \times$
1	10.0	149.7	0.1732	11.2
2	11.2	142.7	0.1761	11.4
3	11.4	141.7	0.1766	11.4

以上の3つの計算手法での計算結果は下表のとおりとなる。

洪水到達時間は等流流速法を主体とし、安全側にまらめて 22 分とした。

表 5 洪水到達時間算定表

算定方法	等流流速法	土研式	角屋式
洪水到達時間(分)	22.8	23.6	11.4

計算例 - 3

(降雨波形及び流出ハイドログラフの算定)

必要調節容量の算定に用いる降雨波形、流出ハイドログラフを算定する。(技術基準(案)第10条、第14条)

降雨波形の算定にあたり、その継続時間は、下流許容放流量によって支配される。

計算地区からの許容放流量の比流量は、下流水路の流下能力より  $Q_0=3.19\text{m}^3/\text{s}$  と設定し、(計算例 - 4 参照) 下表に従い所要降雨継続時間は 24 時間とする。また、検討施設は恒久調節池であることより、後方集中型降雨波形を採用する。

(比流量) = (最小流下能力) / (流下能力評価地点流域面積)

$$q = 5.1/1.6$$

$$= 3.19\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

表 6 許容放流量毎の必要降雨継続時間

許容放流量の比流量 ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ )	必要な降雨継続時間 (hr)
$q \geq 2$	24
$2 > q \geq 1.5$	48
$1.5 > q \geq 1.0$	72
$q < 1.0$	>72

降雨波形の算定

計算には、計画規模 50 年の福岡市河川長時間降雨強度式を用い、計算単位時間を洪水到達時間に合わせ 22 分とする。

$$r_{50} = \frac{566.38}{t^{0.50} + 0.621} \quad (\text{福岡市河川長時間降雨強度式})$$

降雨波形の計算時点数は  $66 (=24 \times 60/22)$  となり、降雨強度曲線上の 22 分おきの降雨強度を 1452 分まで計算する。

単位時間 22 分降雨に対応する降雨強度は、下式により算定する。

$$I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1} \quad (\text{各時点の降雨強度})$$

ここに、 $I_n$  : 各計算時点の単位時間あたり降雨強度 (mm/hr)

$n$  : 計算時点

$r_n$  : 各計算時点の降雨強度 (mm/hr)

後方集中型降雨波形は、 $I$  が最大となる  $I_1$  を降雨終了時にとって、順次  $I_2$  から  $I_{66}$  まで配列する。

合理式による流出ハイドログラフ

次に合理式を用い降雨からの流出ハイドログラフの算出を行う。

計算は、検討地区での諸条件および各時点の降雨強度  $I$  を用いて行う。

降雨波形および流出ハイドログラフの算定結果は次頁に示す。

表7 降雨波形および流量計算表

計算 時点 $n$	継続時間 $t = n \cdot t$ (min)	降雨強度 $r_{50} = \frac{566.38}{t^{0.50} + 0.621}$ (mm/hr)	$n \cdot r$	単位時間あたりの降雨強度 $I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1}$ (mm/hr)	流出量 $Q = \frac{1}{360} \cdot f_r \cdot r \cdot A$ (m <sup>3</sup> /s)
1	22	106.63	106.63	106.63	23.70
2	44	78.08	156.15	49.52	11.00
3	66	64.77	194.30	38.15	8.48
4	88	56.63	226.51	32.21	7.16
5	110	50.98	254.92	28.41	6.31
6	132	46.77	280.61	25.70	5.71
7	154	43.47	304.26	23.64	5.25
8	176	40.78	326.27	22.01	4.89
9	198	38.55	346.95	20.68	4.60
10	220	36.65	366.51	19.56	4.35
11	242	35.01	385.12	18.61	4.14
12	264	33.58	402.90	17.78	3.95
13	286	32.30	419.96	17.06	3.79
14	308	31.17	436.37	16.42	3.65
15	330	30.15	452.21	15.84	3.52
16	352	29.22	467.54	15.32	3.40
17	374	28.38	482.39	14.85	3.30
18	396	27.60	496.81	14.42	3.20
19	418	26.89	510.83	14.03	3.12
20	440	26.22	524.49	13.66	3.04
21	462	25.61	537.82	13.33	2.96
22	484	25.04	550.83	13.01	2.89
23	506	24.50	563.55	12.72	2.83
24	528	24.00	576.00	12.45	2.77
25	550	23.53	588.19	12.19	2.71
26	572	23.08	600.14	11.95	2.66
27	594	22.66	611.86	11.72	2.60
28	616	22.26	623.37	11.51	2.56
29	638	21.89	634.67	11.30	2.51
30	660	21.53	645.78	11.11	2.47
31	682	21.18	656.71	10.93	2.43
32	704	20.86	667.46	10.75	2.39
33	726	20.55	678.04	10.59	2.35
34	748	20.25	688.47	10.43	2.32
35	770	19.96	698.74	10.27	2.28
36	792	19.69	708.87	10.13	2.25
37	814	19.43	718.86	9.99	2.22
38	836	19.18	728.72	9.86	2.19
39	858	18.93	738.44	9.73	2.16
40	880	18.70	748.05	9.60	2.13
41	902	18.48	757.53	9.48	2.11
42	924	18.26	766.90	9.37	2.08
43	946	18.05	776.16	9.26	2.06
44	968	17.85	785.31	9.15	2.03
45	990	17.65	794.36	9.05	2.01
46	1,012	17.46	803.30	8.95	1.99
47	1,034	17.28	812.15	8.85	1.97
48	1,056	17.10	820.91	8.76	1.95
49	1,078	16.93	829.58	8.67	1.93
50	1,100	16.76	838.16	8.58	1.91
51	1,122	16.60	846.65	8.49	1.89
52	1,144	16.44	855.06	8.41	1.87
53	1,166	16.29	863.39	8.33	1.85
54	1,188	16.14	871.64	8.25	1.83
55	1,210	16.00	879.82	8.18	1.82
56	1,232	15.86	887.92	8.10	1.80
57	1,254	15.72	895.95	8.03	1.78
58	1,276	15.58	903.91	7.96	1.77
59	1,298	15.45	911.80	7.89	1.75
60	1,320	15.33	919.63	7.83	1.74
61	1,342	15.20	927.39	7.76	1.72
62	1,364	15.08	935.08	7.70	1.71
63	1,386	14.96	942.72	7.64	1.70
64	1,408	14.85	950.29	7.57	1.68
65	1,430	14.74	957.81	7.52	1.67
66	1,452	14.63	965.27	7.46	1.66

n=3 の計算例

$$t = n \times t = 3 \times 22 = 66 \text{ min}$$

$$r_{50} = \frac{566.38}{66^{0.50} + 0.621} = 64.77 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1} = 3 \times 64.77 - 2 \times 78.08 = 38.15 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.8 \times 38.15 \times 100 = 8.48 \text{ m}^3/\text{s}$$

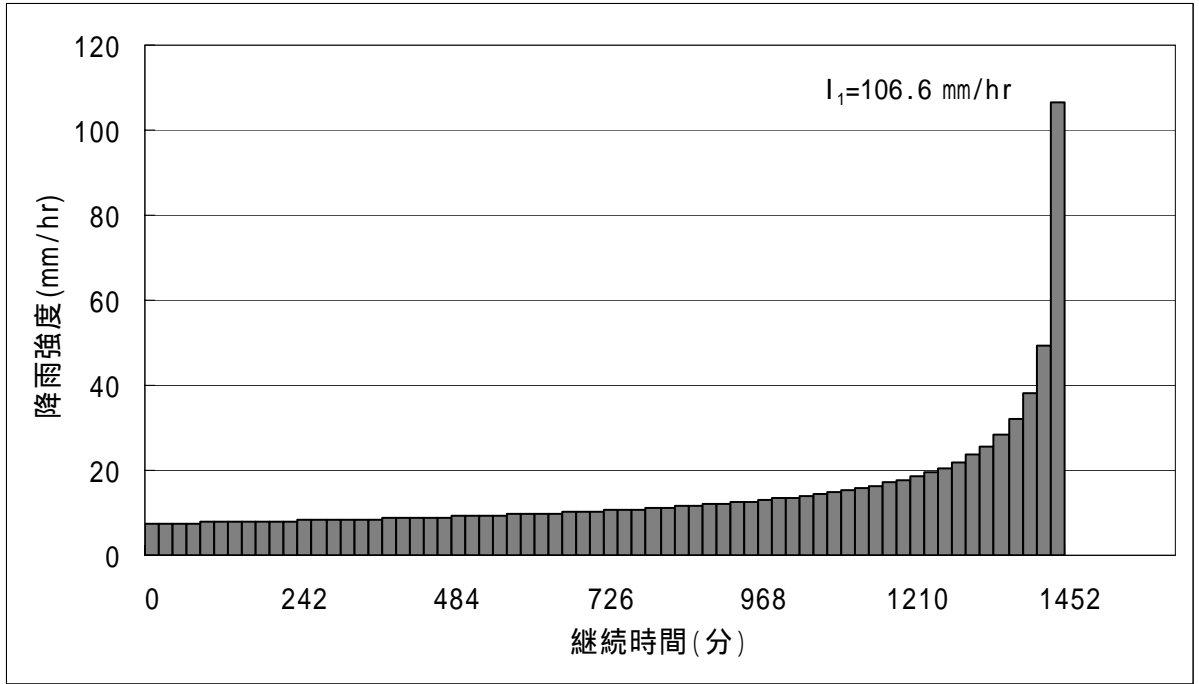


図4 後方集中型降雨波形

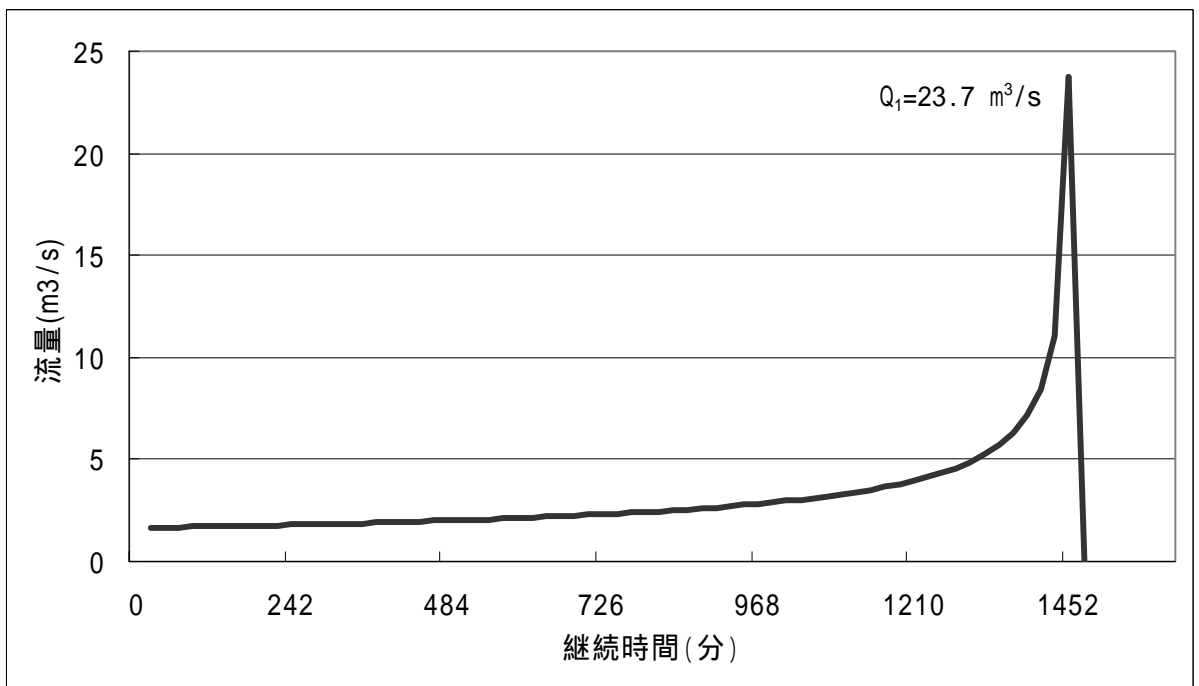


図5 合理式による流出ハイドログラフ



計算例 - 4

(許容放流量の算定)

許容放流量となる下流水路の流下能力算定を行う。(技術基準(案)第15条)

下流水路の流下能力は、縦横断図を用い、*Manning*の平均流速公式により求める。

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$Q = A \cdot v$$

ここに、 $v$ ：流速(m/s)、 $n$ ：粗度係数、 $R$ ：径深(m)、 $I$ ：河床勾配

$A$ ：流水断面積(m<sup>2</sup>)、 $P$ ：潤辺長(m)、 $Q$ ：流量(m<sup>3</sup>/s)

粗度係数は、対象とする水路の状況により次の値を標準として用いる。

表8 粗度係数

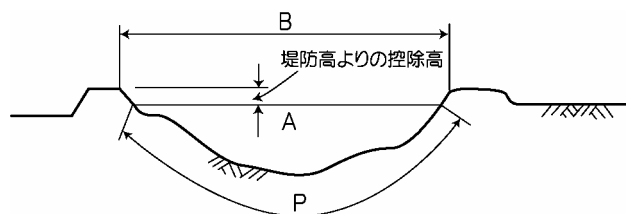
河川施設	一般河道または素堀水路	$n=0.030 \sim 0.035$
	護岸を施した河道	$n=0.030$
	三面張河道	$n=0.025$
	トンネルまたはボックス	$n=0.023$
下水道施設	ボックスカルバート	$n=0.015$
	側溝	$n=0.015$
	管渠	$n=0.013$

流下能力の計算は、下表の様式によって行う。

表9 流下能力計算表

測点	断面 B × H (m)	断面積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺長 P (m)	径深 R (m)	水路勾配 I (%)	粗度係数 n	流速 v (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	流域面積 CA (km <sup>2</sup> )	比流量 q (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
1	4.0 × 2.6	8.0	8.0	1.00	0.10	0.030	1.05	8.4	2.0	4.20
2	3.0 × 2.6	6.0	7.0	0.86	0.13	0.030	1.09	6.5	1.8	3.61
3	2.4 × 2.6	4.8	6.4	0.75	0.15	0.030	1.07	5.1	1.6	3.19
4	2.5 × 2.6	5.0	6.5	0.77	0.15	0.030	1.08	5.4	1.4	3.86
5	2.2 × 2.6	4.4	6.2	0.71	0.15	0.030	1.03	4.5	1.2	3.75

流下能力は余裕高0.6mとして算定。



この結果、測点 3における流下能力が最も小さい比流量 3.19(m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>)となることより、この値を許容放流比流量とする。また、調節池計画地点の流域面積は 1.00km<sup>2</sup>であるので、調節池の許容放流量は、3.19(m<sup>3</sup>/s)となる。

$$Q_0 = 3.19 \times 1.00 = 3.19(\text{m}^3/\text{s})$$

計算例 - 5

(貯留追跡計算による必要調節容量の算定)

恒久施設として設置する調節池の必要調整容量を貯留追跡計算により算定する。(技術基準(案)第16条)

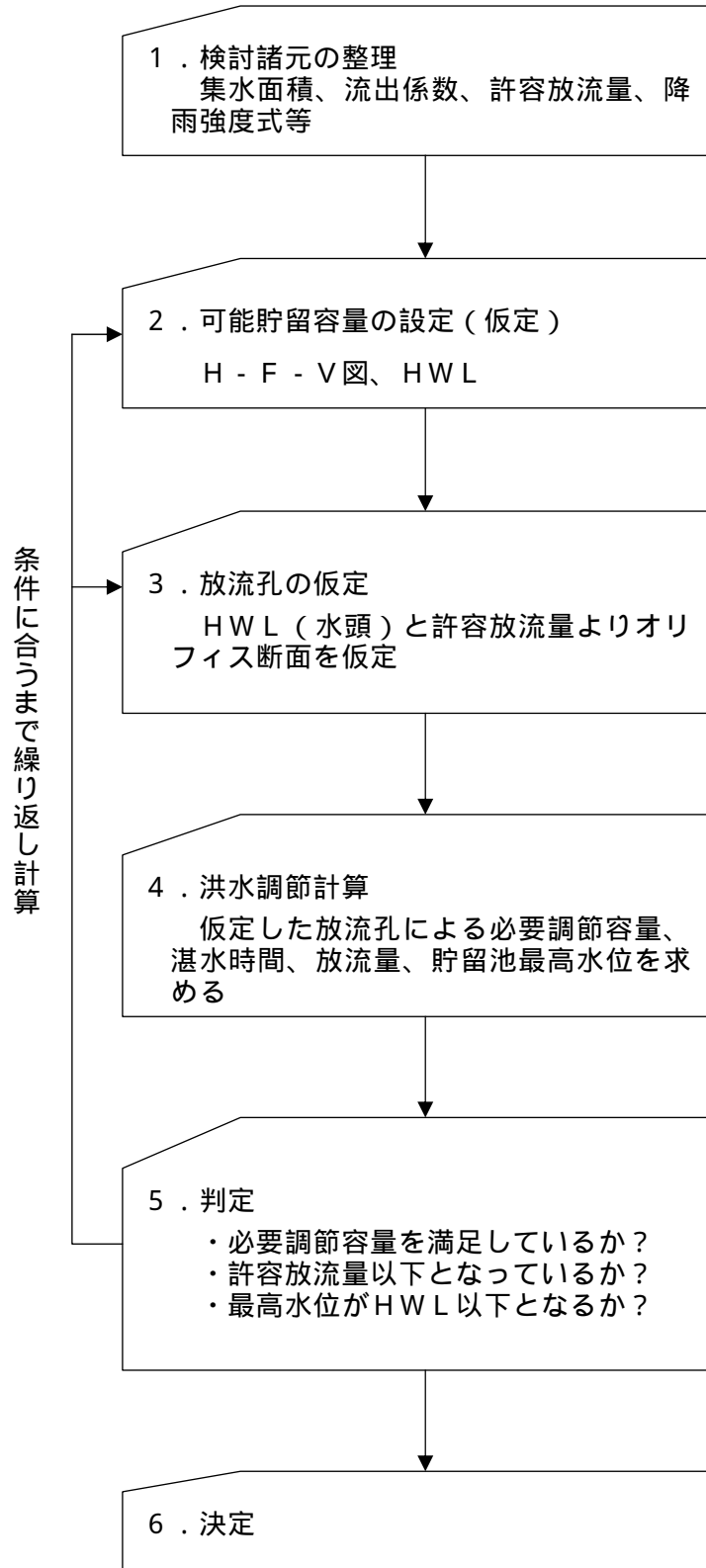


図6 必要調節容量検討フロー

## 1. 計算条件

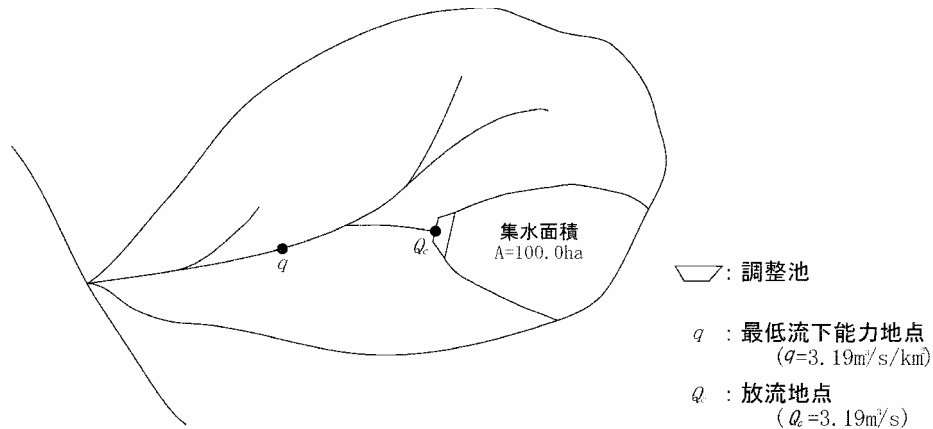
集水面積：  $A = 100.0\text{ha}$

流出係数：  $f = 0.80$

洪水到達時間： 22 分

下流許容放流量：  $Q_c = 3.19\text{m}^3/\text{s}$  ( $=3.19\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2 \times 1.00\text{km}^2=3.19\text{m}^3/\text{s}$ )

降雨強度式：  $I_{50} = \frac{566.38}{t^{0.50} + 0.621}$  (福岡市河川長時間降雨強度式)



## 2. 水位 - 容量曲線の作成

地形、造成高、下流水路の敷高等や簡便法で求めた概算調節容量を参考に調節池の形状を設定する。

ここでは、H W L を 30.00m、H - F - V を下表のとおりとする。

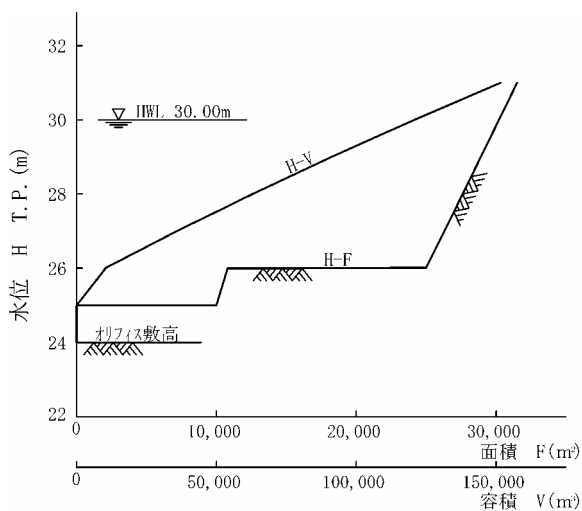


表 10 調節池 H - F - V

水位 (m)	面積 (m <sup>2</sup> )	容量 (m <sup>3</sup> )	備考
24.00	40	0	オリフィス敷高
25.00	40	40	調節池敷高 (低水部)
25.00	10,000	40	"
26.00	10,800	10,386	調節池敷高 (高水部)
26.00	25,000	10,565	"
27.00	26,300	35,959	
28.00	27,600	62,909	
29.00	28,900	91,159	
30.00	30,200	120,709	H W L
30.60	31,000	139,069	

図 7 水位容量曲線図

### 3. オリフィス断面の仮定

オリフィス敷高は、放流先水路の取付の関係より、TP 24.0m とする。  
オリフィス断面は、オリフィスの流量公式より以下のように仮定する。

$$\begin{aligned} A_o &= \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot H_o}} \\ &= \frac{3.19}{0.6 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (30.0 - 24.0)}} \\ &= 0.490 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

オリフィスを正方形とすると、一辺の長さは

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.490} = 0.70 \text{ (m)}$$

となり、これを第1次近似として再計算を行う。

$$A_o = \frac{3.19}{0.6 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (30.0 - 24.0 - 0.70/2)}} = 0.505 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$D = \sqrt{0.505} = 0.711 = 0.71 \text{ (m)}$$

#### 4. 洪水調節計算

洪水調節計算の結果は、以下に示すとおりとなり、当初、仮定した調節池の諸元（H W L、H - F - V）及び放流量を満足するものとなった。

ここで、仮定諸元を満足しない場合は、フローに従い繰り返し計算を行う。

（計算結果）

放流量 : 3.15m<sup>3</sup>/s (許容放流量 : 3.19 m<sup>3</sup>/s)  
 調節容量 : 116,900m<sup>3</sup> (H W L 調節池容量 : 120,700 m<sup>3</sup>)  
 最高水位 : 29.87m (調節池 H W L : 30.00m)

計算時間 t=1474 分での調節容量、調節池水位、放流量の計算

（調節容量）

t=1474 分直前の 22 分間の平均流入量、平均放流量を算定する。

この時、t=1474 分の放流量は仮定値とする。

	流入量	放流量
1452 分	23.697	3.031
1474 分	0.000	3.145

仮定値

$$\frac{(23.697 + 0.000)}{2} - \frac{(3.031 + 3.145)}{2} = 8.7605(\text{m}^3 / \text{s})$$

$$8.7605(\text{m}^3 / \text{s}) \times (1474 \text{分} - 1452 \text{分}) \times 60 = 11563.86(\text{m}^3)$$

$$V = 105332.9(\text{m}^3) + 11563.86(\text{m}^3) = 116,896(\text{m}^3)$$

（調節池水位）

H - V 表より

水位	容量
29.00	91,159
30.00	120,709

$$\frac{(116896 - 91159)}{(120709 - 91159)} \times (30.00 - 29.00) + 29.00 = 29.871(\text{m})$$

（放流量）

オリフィスの流入公式より

$$Q = c \cdot a \cdot \sqrt{2gH}$$

$$= 0.6 \times 0.71 \times 0.71 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (29.871 - 24.00 - \frac{0.71}{2})}$$

$$= 3.145 \text{m}^3 / \text{s}$$

放流量の計算値が仮定した放流量と同じになるまで計算をくり返す。

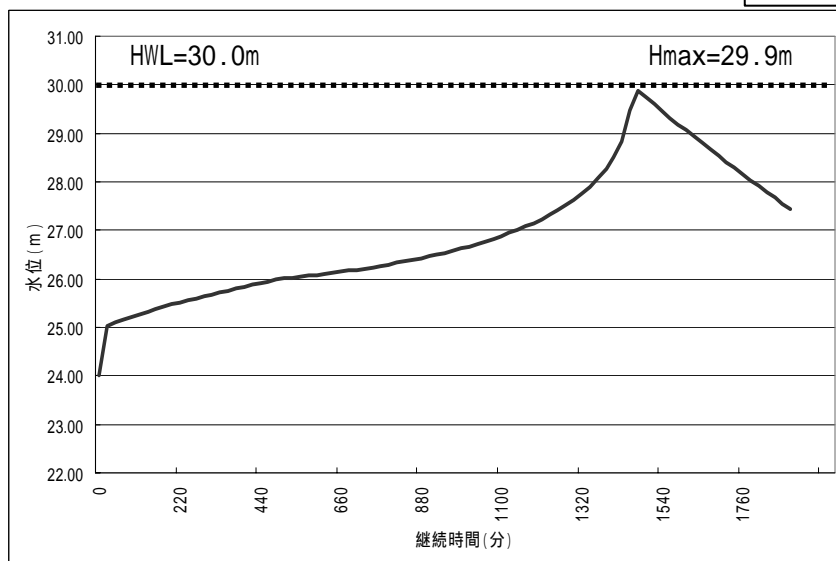
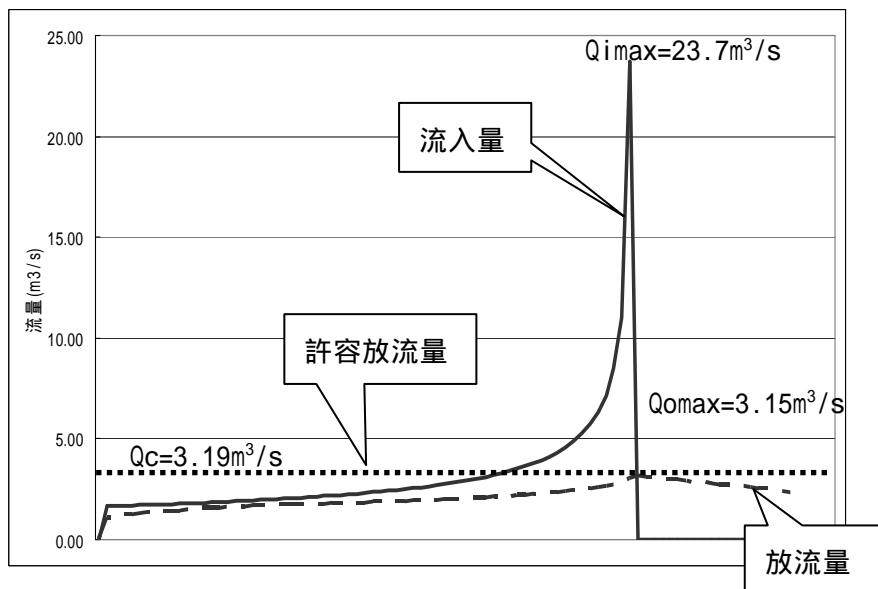
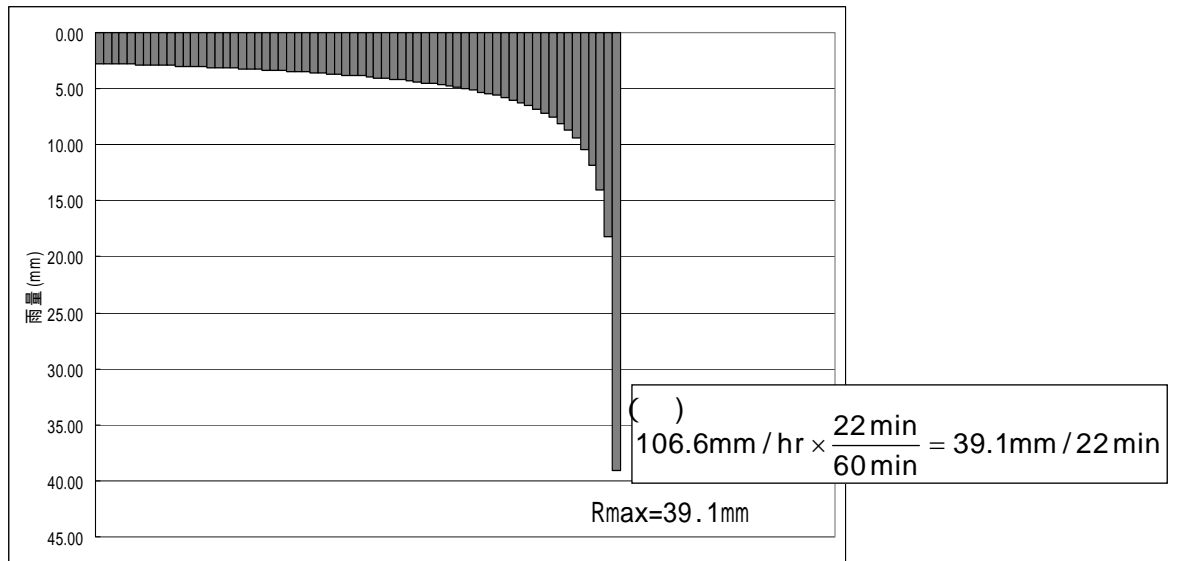


圖 8 洪水調節計算結果

表 11 洪水調節計算結果

計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)	計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)
22	1.657	1.126	25.035	10020.2	350.7	1232	4.135	2.305	27.318	26712.8	44516.8
44	1.670	1.169	25.101	10073.2	1032.0	1254	4.347	2.341	27.412	26835.0	47049.1
66	1.683	1.210	25.162	10123.1	1674.8	1276	4.595	2.380	27.515	26969.4	49835.0
88	1.697	1.249	25.221	10170.4	2282.7	1298	4.892	2.423	27.630	27118.5	52926.0
110	1.710	1.285	25.276	10215.1	2858.9	1320	5.254	2.470	27.758	27285.7	56392.0
132	1.725	1.321	25.329	10257.6	3405.5	1342	5.711	2.523	27.904	27475.8	60332.9
154	1.739	1.355	25.379	10298.0	3924.9	1364	6.313	2.581	28.070	27691.6	64899.6
176	1.754	1.386	25.426	10336.5	4421.0	1386	7.158	2.647	28.263	27942.0	70339.9
198	1.769	1.415	25.472	10373.5	4896.9	1408	8.477	2.727	28.503	28253.6	77112.3
220	1.785	1.443	25.516	10409.1	5355.5	1430	11.004	2.832	28.828	28676.4	86300.5
242	1.800	1.469	25.559	10443.6	5799.4	1452	23.697	3.031	29.480	29523.6	105332.9
264	1.817	1.494	25.600	10477.1	6230.7	1474	0.000	3.145	29.871	30032.3	116896.3
286	1.834	1.519	25.641	10509.8	6651.6	1496	0.000	3.105	29.731	29850.8	112771.5
308	1.851	1.542	25.681	10541.9	7063.9	1518	0.000	3.065	29.594	29671.7	108699.5
330	1.869	1.564	25.720	10573.4	7469.3	1540	0.000	3.025	29.458	29494.9	104680.4
352	1.887	1.586	25.758	10604.4	7869.3	1562	0.000	2.985	29.323	29320.4	100714.1
374	1.906	1.608	25.796	10635.2	8265.4	1584	0.000	2.945	29.191	29148.2	96800.7
396	1.926	1.629	25.834	10665.8	8659.0	1606	0.000	2.905	29.060	28978.4	92940.2
418	1.946	1.649	25.872	10696.3	9051.3	1628	0.000	2.864	28.928	28806.8	89133.2
440	1.967	1.670	25.909	10726.8	9443.6	1650	0.000	2.822	28.795	28634.1	85380.9
462	1.988	1.690	25.947	10757.3	9837.0	1672	0.000	2.780	28.665	28464.0	81683.9
484	2.011	1.710	25.985	10788.1	10232.7	1694	0.000	2.738	28.536	28296.4	78042.2
506	2.034	1.724	26.013	25003.6	10635.4	1716	0.000	2.696	28.409	28131.4	74455.8
528	2.057	1.733	26.029	25025.0	11054.0	1738	0.000	2.654	28.284	27968.9	70924.6
550	2.082	1.741	26.046	25047.5	11493.1	1760	0.000	2.612	28.161	27808.9	67448.8
572	2.107	1.751	26.064	25071.1	11953.4	1782	0.000	2.570	28.040	27651.5	64028.3
594	2.134	1.760	26.083	25095.8	12435.5	1804	0.000	2.527	27.917	27491.7	60664.0
616	2.161	1.770	26.103	25121.6	12940.4	1826	0.000	2.483	27.794	27332.2	57357.1
638	2.190	1.781	26.123	25148.7	13468.9	1848	0.000	2.439	27.673	27175.5	54108.3
660	2.220	1.791	26.145	25177.0	14021.9	1870	0.000	2.395	27.555	27021.6	50917.4
682	2.251	1.803	26.167	25206.6	14600.4	1892	0.000	2.352	27.439	26870.4	47784.5
704	2.283	1.814	26.191	25237.6	15205.7						
726	2.317	1.827	26.216	25270.0	15838.8						
748	2.352	1.839	26.241	25303.9	16501.3						
770	2.389	1.852	26.268	25339.4	17194.5						
792	2.428	1.866	26.297	25376.5	17920.0						
814	2.469	1.880	26.326	25415.4	18679.8						
836	2.512	1.895	26.357	25456.2	19475.6						
858	2.557	1.910	26.390	25498.9	20309.8						
880	2.605	1.926	26.424	25543.7	21184.7						
902	2.655	1.943	26.460	25590.7	22103.0						
924	2.709	1.960	26.497	25640.1	23067.7						
946	2.766	1.978	26.537	25692.0	24082.1						
968	2.827	1.997	26.579	25746.6	25149.8						
990	2.892	2.016	26.622	25804.3	26275.2						
1012	2.961	2.037	26.669	25865.1	27462.8						
1034	3.036	2.058	26.718	25929.3	28718.2						
1056	3.117	2.081	26.770	25997.4	30047.3						
1078	3.205	2.104	26.825	26069.6	31457.4						
1100	3.300	2.129	26.883	26146.3	32956.5						
1122	3.405	2.155	26.945	26228.1	34554.2						
1144	3.520	2.182	27.011	26314.6	36261.8						
1166	3.648	2.210	27.079	26403.0	38093.5						
1188	3.791	2.240	27.152	26498.1	40066.2						
1210	3.952	2.271	27.232	26601.0	42199.3						

#### 計算例 - 6

(造成工事中の設計堆積土砂量の算定)

造成工事中、1年毎に堆積土砂を撤去するとした場合の設計堆積土砂量を求める。(技術基準(案)第17条)

造成工事中の設計堆積土砂量の算定式は、以下に示すとおりである。

$$\text{設計堆積土砂量} = \text{設計値} \times \left\{ \sum_{i=0}^{N-1} \left( \frac{1}{2} \right)^i \right\} \times A$$

ここに、N：設計堆積年数

A：集水域内造成面積(ha)

設計堆積年数は、1年毎に堆積土砂を撤去するものとし、集水区域内造成面積は80.0haであるので、上式を用いて算定すると以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \text{設計堆積土砂量} &= \text{設計値} \times \left\{ \sum_{i=0}^{N-1} \left( \frac{1}{2} \right)^i \right\} \times A \\ &= 150(\text{m}^3/\text{ha}/\text{年}) \times \left( \frac{1}{2} \right)^0 \times 80.0(\text{ha}) \\ &= 12,000(\text{m}^3) \end{aligned}$$

#### 計算例 - 7

(造成完了後の設計堆積土砂量の算定)

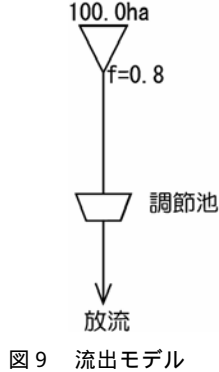
土地造成完了後、3年毎に堆積土砂の撤去を行う場合の設計堆積土砂量を求める。(技術基準(案)第17条)

土地造成完了後は流入面積1ha当たり1.5m<sup>3</sup>/年を標準とすることより、設計堆積土砂量は以下のとおりとなる。

$$1.5\text{m}^3/\text{年}/\text{ha} \times 3\text{年} \times 100\text{ha} = 450\text{m}^3$$



## 計算結果のまとめ

項 目	諸 元 等	
1 計算条件	流出抑制施設	恒久調節池
	恒久調節池	<p>流域面積：100.0ha</p> <p>流出係数：開発後 0.80</p> <p>洪水到達時間：開発後 22 分</p> <p>計画降雨：確率 1/50 (後方集中型降雨波形)</p> $r_{50} = \frac{566.38}{t^{0.50} + 0.621}$ <p>ピーク流出量：23.7m<sup>3</sup>/s</p> <p>許容放流量：3.19m<sup>3</sup>/s</p>
2 計算結果	放流孔	: B=0.71m、H=0.71m
	最高水位	: 29.87m ( 調節池 H W L : 30.0m )
	放流量	: 3.15m <sup>3</sup> /s ( 許容放流量 : 3.19 m <sup>3</sup> /s )
	調節容量	: 116,900m <sup>3</sup> ( H W L 調節池容量 : 120,700 m <sup>3</sup> )
	必要総容量	: 128,900m <sup>3</sup> ( 設計堆積土砂量 : 12,000 m <sup>3</sup> )
		 <p>図9 流出モデル</p>

## 開発編計算例 2

(大規模開発、暫定調整池、貯留追跡計算法)

## 開発編計算例 2 (大規模開発、暫定調整池、貯留追跡計算法)

(与条件)

下図に示す様な流域内に開発行為を行った場合の流出抑制対策として暫定調整池を計画する。

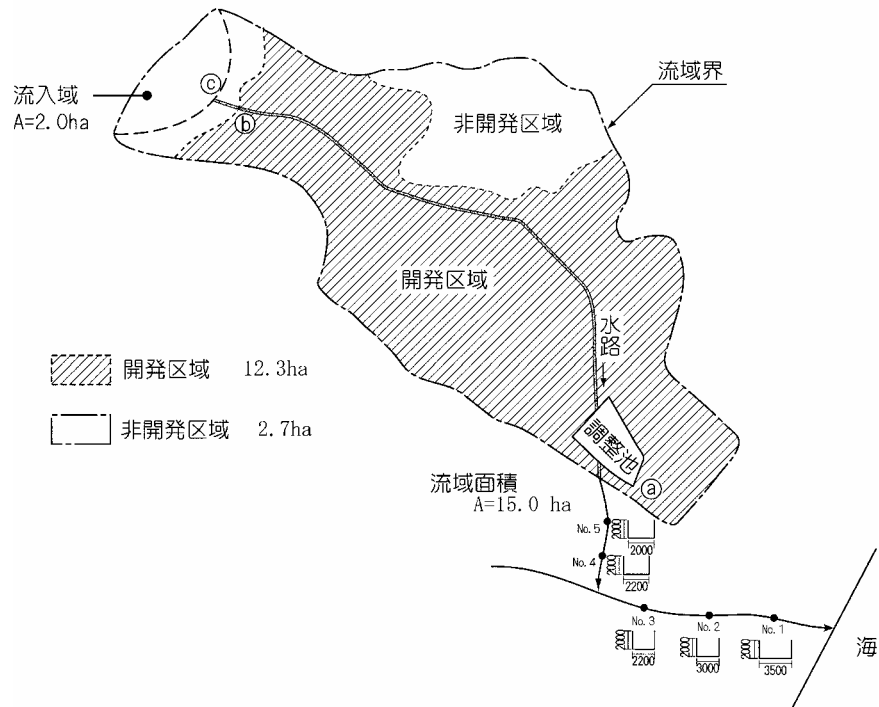
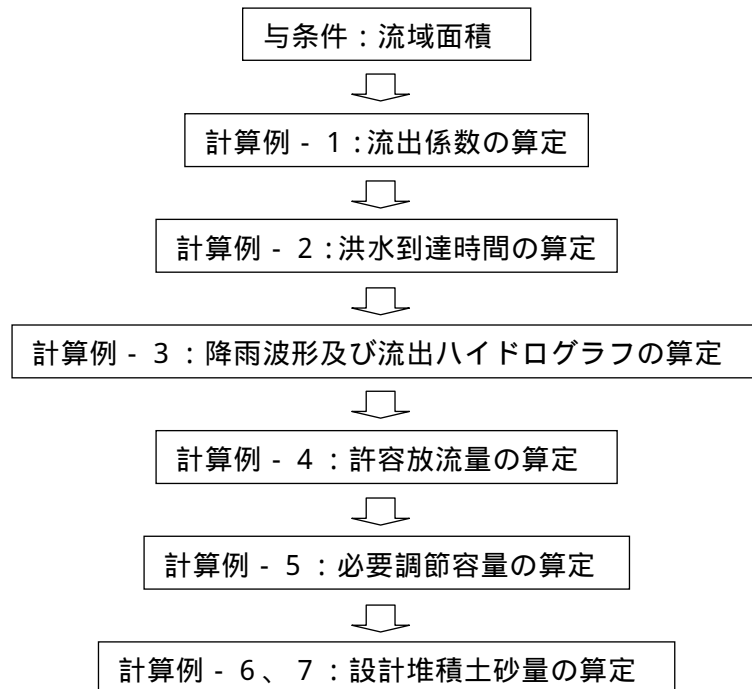


図 1 開発区域諸元

(計算例フロー)

計算は以下に示すフローに従い行う。



計算例 - 1

(流出係数の算定)

開発前後における流出係数の加重平均値を求める。(技術基準(案)第13条)

該当流域の流末は、河川となっていることより、「建設省 河川砂防技術基準(案)同解説」で用いられている地目別流出係数の値をもとに算定する。

開発前

開発前の土地利用状況は、下図のとおりとなり、流出係数は  $c=0.65$  となる。

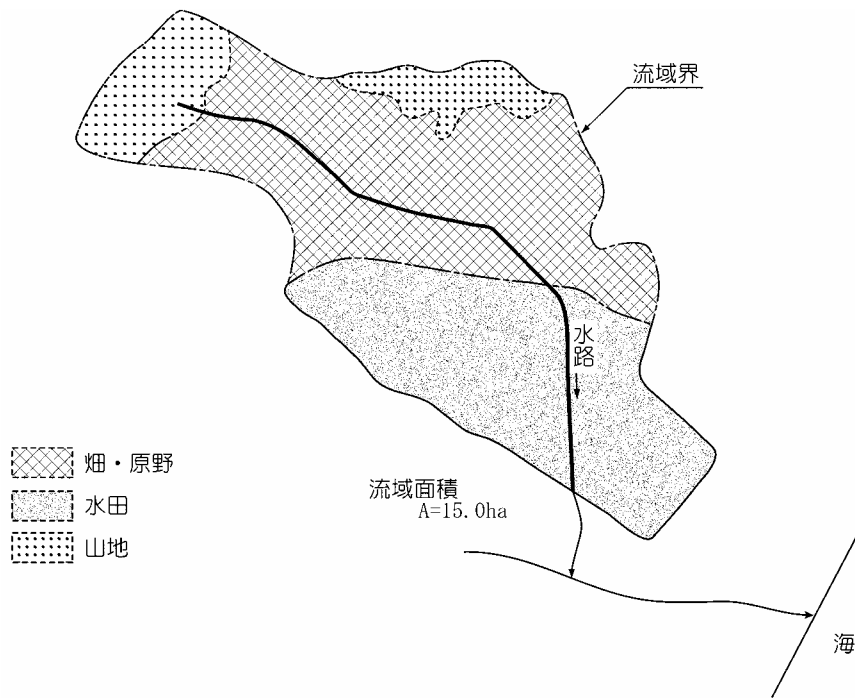


図2 土地利用図(開発前)

表1 加重平均値算定表

地区	流出係数 c	土地利用面積 a	$c \times a$
密集市街地	0.9	0.00	0.00
一般市街地	0.8	0.00	0.00
畑・原野	0.6	7.50	4.50
水田	0.7	6.31	4.42
山地	0.7	1.19	0.83
合計		15.00	9.75
加重平均値			0.65

開発後

開発後の土地利用状況は下図のとおりとなり、流出係数は  $c=0.80$  となる。

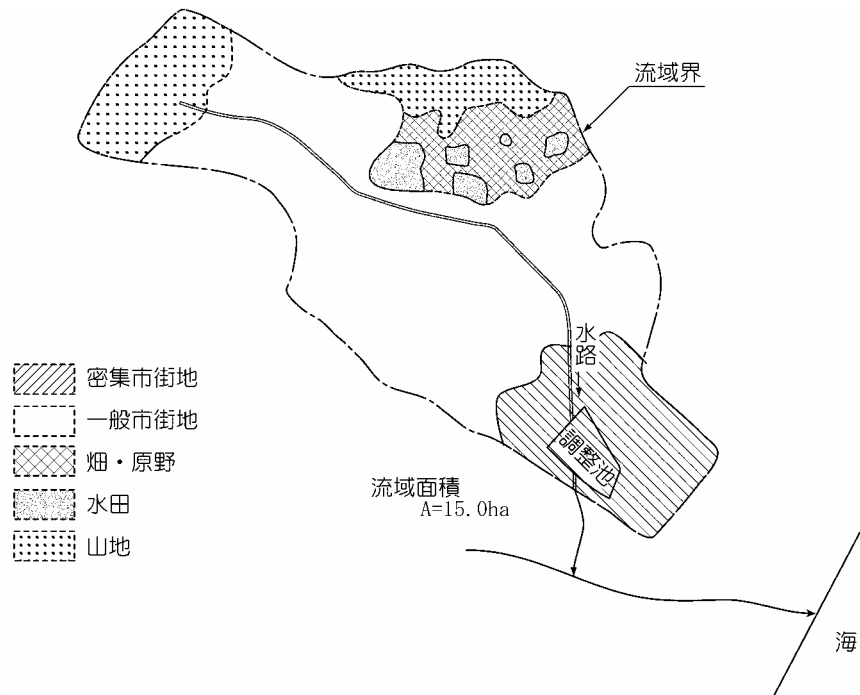


図3 土地利用図（開発後）

表2 加重平均値算定表

地区	流出係数 c	土地利用面積 a	$c \times a$
密集市街地	0.9	2.91	2.62
一般市街地	0.8	9.37	7.50
畑・原野	0.6	0.87	0.52
水田	0.7	0.66	0.46
山地	0.7	1.19	0.83
合計		15.00	11.93
加重平均値			0.80

## 計算例 - 2

(洪水到達時間の算定)

開発前後の到達時間を求める。(技術基準(案)第12条)

到達時間は、「等流流速法」により算定する。

開発前

流入時間  $t_1$  と流下時間  $t_2$  を足したものを到達時間とする。

流入時間  $t_1$  は、流域斜面長の長短に応じて30分以内の適切な時間をとる。

本流域の流入域は、 $A=0.02\text{km}^2$  であることより、下式により算定する。

$$\begin{aligned} \text{流入時間 } t_1 &= \sqrt{A} / \sqrt{2} \times 30 \\ &= \sqrt{0.02} / \sqrt{2} \times 30 \\ &= 3 \text{ 分} < 6 \text{ 分} \end{aligned}$$

計算結果は  $t_1=3$  分となり、6分を下回ることで、流入時間  $t_1$  は6分とする。

流下時間  $t_2$  は、水路断面の条件等が定め難いことより、*Rziha* 式により算定する。

$$\text{流下時間 } t_2 = 0.83 \times L / I^{0.6}$$

$I$  = 流路平均勾配

$L$  = 流路延長 (km)

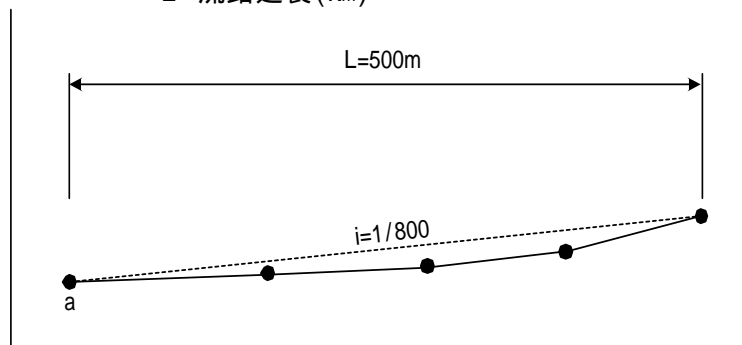


図4 開発前水路縦断模式図

上図より、流下時間  $t_2 = 0.83 \times 0.5 / \left(\frac{1}{800}\right)^{0.6}$

$$= 22 \text{ 分}$$

従って、洪水到達時間  $t$  は、 $t_1 + t_2 = 28$  分となる。

開発後

流入時間  $t_1$  と流下時間  $t_2$  を足したものを到達時間とする。

流入時間  $t_1$  は、下水道計画において使用される 6 分とする。

開発区域内では、排水計画により下図のとおりとなっていることより、マンニング式により流下速度を算定する。

また、流域上流部は未開発のため排水計画が無いことより、*Kraven* の式による流下速度  $V$  を用いて求める。

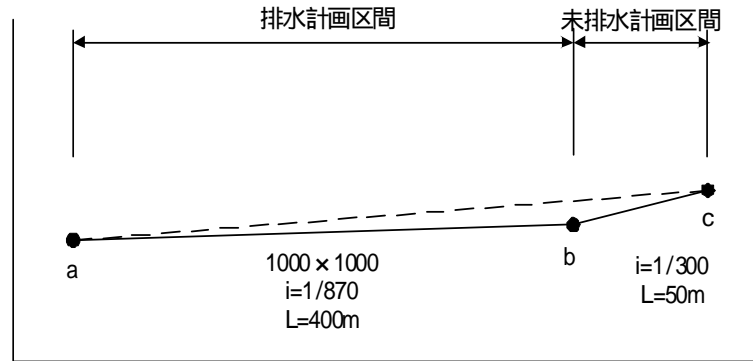


図 5 水路縦断模式図

(排水計画区間)

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

$$= \frac{1}{0.015} \cdot 0.32^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{1}{870}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$= 1.1(\text{m/s})$$

( 径深 R は 9 割水深で算定した。 )

(未排水計画区間)

*Kraven* の式より、 $I=1/300$  の時の流速 2.1(m/s)となる。

表 3 *Kraven* の式

勾配	1/100 以上	1/100 ~ 1/200	1/200 以下
流速	3.5m/s	3.0m/s	2.1m/s

また、流下時間は、次式により求められるので、各区間毎に整理すると下表のとおりとなる。

$$t_2 = \frac{1}{3600} \cdot L/V$$

ここで、 $t_2$ ：河道流下時間(hr)、 $L$ ：河道延長(m)、 $V$ ：流速

表4 流下時間算定表

区 間	a~b 区間	b~c 区間	合 計
流下速度(m/s)	1.1	2.1	-
延 長(m)	400	50	450
流下時間(分)	6.1	0.4	6.5

以上より、到達時間は、12.5分となる。

$$t_c = t_1 + t_2 = 6.0 + 6.5 = 12.5 \text{ 分}$$

これを安全側に丸めて到達時間を12分とした。



### 計算例 - 3

(降雨波形及び流出ハイドログラフの算定)

必要調節容量の算定に用いる降雨波形、流出ハイドログラフを算定する。(技術基準(案)第10条、第14条)

#### 降雨波形の算定

降雨波形は中央集中型と後方集中型の2波形を作成する。

計算には、計画規模5年と30年の福岡市河川長時間降雨強度式を用い、計算単位時間を開発後の洪水到達時間に合わせ12分とする。

(本市には、確率3年の降雨強度式が作成されていないため、確率5年の式を用いた)

$$r_5 = \frac{478.71}{t^{0.55} + 0.866} \quad r_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565} \quad (\text{福岡市河川長時間降雨強度式})$$

降雨継続時間は24時間とするので、降雨波形の計算時点数は120(=24×60/12)となり、降雨強度曲線上の12分おきの降雨強度を1440分まで計算する。

単位時間12分降雨に対応する降雨強度は、下式により算定する。

$$I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1} \quad (\text{各時点の降雨強度})$$

ここに、 $I_n$  : 各計算時点の単位時間あたり降雨強度(mm/hr)

$n$  : 計算時点

$r_n$  : 各計算時点の降雨強度(mm/hr)

後方集中型降雨波形は、 $I$ が最大となる $I_1$ を降雨終了時にとって、順次 $I_2$ から $I_{120}$ まで配列する。

中央集中型降雨波形は、 $I$ が最大となる $I_1$ を、降雨の中間地点(=720分)にとり、順次、後前後前となるように $I_2$ から $I_{120}$ まで配列する。

合理式による流出ハイドログラフ

次に合理式を用い降雨からの流出ハイドログラフの算出を行う。

計算は、検討地区での諸条件および各時点の降雨強度  $I$  (中央集中型降雨波形、後方集中型降雨波形の 2 つ) を用いて行う。

降雨波形および流出ハイドログラフの算定結果は次頁に示す。

表5 降雨波形および流量計算表(確率5年)

計算 時点 $n$	継続時間 $t = n \cdot \Delta t$ (min)	降雨強度 $r_5 = \frac{478.71}{t^{0.55} + 0.866}$ (mm/hr)	$n \cdot r$	単位時間あたりの降雨強度 $I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1}$ (mm/hr)	流出量 $Q = \frac{1}{360} \cdot f_r \cdot r \cdot A$ ( $m^3/s$ )
1	12	99.97	99.97	99.97	3.33
2	24	72.44	144.87	44.90	1.50
3	36	59.52	178.55	33.68	1.12
4	48	51.62	206.48	27.93	0.93
5	60	46.16	230.78	24.30	0.81
6	72	42.09	252.52	21.74	0.72
7	84	38.91	272.35	19.82	0.66
8	96	36.33	290.66	18.32	0.61
9	108	34.19	307.75	17.09	0.57
10	120	32.38	323.82	16.07	0.54
11	132	30.82	339.03	15.20	0.51
12	144	29.46	353.49	14.46	0.48
13	156	28.25	367.29	13.81	0.46
14	168	27.18	380.53	13.23	0.44
15	180	26.22	393.24	12.72	0.42
16	192	25.34	405.50	12.26	0.41
17	204	24.55	417.35	11.84	0.39
18	216	23.82	428.81	11.46	0.38
19	228	23.15	439.93	11.12	0.37
20	240	22.54	450.72	10.80	0.36
21	252	21.96	461.23	10.50	0.35
22	264	21.43	471.46	10.23	0.34
23	276	20.93	481.43	9.98	0.33
24	288	20.47	491.17	9.74	0.32
25	300	20.03	500.69	9.52	0.32
26	312	19.62	510.00	9.31	0.31
27	324	19.23	519.11	9.11	0.30
28	336	18.86	528.04	8.93	0.30
29	348	18.51	536.80	8.75	0.29
30	360	18.18	545.39	8.59	0.29
31	372	17.87	553.82	8.43	0.28
32	384	17.57	562.10	8.28	0.28
33	396	17.28	570.24	8.14	0.27
34	408	17.01	578.25	8.01	0.27
35	420	16.75	586.13	7.88	0.26
36	432	16.50	593.88	7.75	0.26
37	444	16.26	601.52	7.64	0.25
38	456	16.03	609.04	7.52	0.25
39	468	15.81	616.46	7.41	0.25
40	480	15.59	623.77	7.31	0.24
41	492	15.39	630.98	7.21	0.24
42	504	15.19	638.09	7.11	0.24
43	516	15.00	645.11	7.02	0.23
44	528	14.82	652.04	6.93	0.23
45	540	14.64	658.89	6.84	0.23
46	552	14.47	665.65	6.76	0.23
47	564	14.30	672.33	6.68	0.23
48	576	14.14	678.93	6.60	0.22
49	588	13.99	685.46	6.53	0.22
50	600	13.84	691.91	6.45	0.22
51	612	13.69	698.29	6.38	0.21
52	624	13.55	704.61	6.31	0.21
53	636	13.41	710.85	6.25	0.21
54	648	13.28	717.04	6.18	0.21
55	660	13.15	723.15	6.12	0.20
56	672	13.02	729.21	6.06	0.20
57	684	12.90	735.21	6.00	0.20
58	696	12.78	741.15	5.94	0.20
59	708	12.66	747.04	5.88	0.20
60	720	12.55	752.87	5.83	0.19
61	732	12.44	758.65	5.78	0.19
62	744	12.33	764.37	5.72	0.19
63	756	12.22	770.04	5.67	0.19
64	768	12.12	775.67	5.62	0.19
65	780	12.02	781.24	5.58	0.19
66	792	11.92	786.77	5.53	0.18
67	804	11.82	792.26	5.48	0.18
68	816	11.73	797.69	5.44	0.18
69	828	11.64	803.09	5.39	0.18
70	840	11.55	808.44	5.35	0.18
71	852	11.46	813.75	5.31	0.18
72	864	11.38	819.02	5.27	0.18
73	876	11.29	824.24	5.23	0.17
74	888	11.21	829.43	5.19	0.17
75	900	11.13	834.58	5.15	0.17
76	912	11.05	839.69	5.11	0.17
77	924	10.97	844.77	5.07	0.17
78	936	10.89	849.81	5.04	0.17
79	948	10.82	854.81	5.00	0.17
80	960	10.75	859.78	4.97	0.17
81	972	10.68	864.71	4.93	0.16
82	984	10.61	869.61	4.90	0.16
83	996	10.54	874.48	4.87	0.16
84	1,008	10.47	879.32	4.84	0.16
85	1,020	10.40	884.12	4.80	0.16
86	1,032	10.34	888.89	4.77	0.16
87	1,044	10.27	893.64	4.74	0.16
88	1,056	10.21	898.35	4.71	0.16
89	1,068	10.15	903.03	4.68	0.16
90	1,080	10.09	907.69	4.65	0.16
91	1,092	10.03	912.31	4.63	0.15
92	1,104	9.97	916.91	4.60	0.15
93	1,116	9.91	921.48	4.57	0.15
94	1,128	9.85	926.02	4.54	0.15
95	1,140	9.80	930.54	4.52	0.15
96	1,152	9.74	935.03	4.49	0.15
97	1,164	9.69	939.49	4.46	0.15
98	1,176	9.63	943.93	4.44	0.15
99	1,188	9.58	948.35	4.41	0.15
100	1,200	9.53	952.74	4.39	0.15
101	1,212	9.48	957.10	4.37	0.15
102	1,224	9.43	961.44	4.34	0.14
103	1,236	9.38	965.76	4.32	0.14
104	1,248	9.33	970.06	4.30	0.14
105	1,260	9.28	974.33	4.27	0.14
106	1,272	9.23	978.58	4.25	0.14
107	1,284	9.19	982.81	4.23	0.14
108	1,296	9.14	987.01	4.21	0.14
109	1,308	9.09	991.20	4.18	0.14
110	1,320	9.05	995.36	4.16	0.14
111	1,332	9.00	999.51	4.14	0.14
112	1,344	8.96	1003.63	4.12	0.14
113	1,356	8.92	1007.73	4.10	0.14
114	1,368	8.88	1011.81	4.08	0.14
115	1,380	8.83	1015.88	4.06	0.14
116	1,392	8.79	1019.92	4.04	0.13
117	1,404	8.75	1023.94	4.02	0.13
118	1,416	8.71	1027.95	4.01	0.13
119	1,428	8.67	1031.93	3.99	0.13
120	1,440	8.63	1035.90	3.97	0.13

$n=3$  の計算例

$$t = n \times \Delta t$$

$$= 3 \times 12 = 36 \text{ min}$$

$$r_5 = \frac{478.71}{36^{0.55} + 0.866}$$

$$= 59.52 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1}$$

$$= 3 \times 59.52 - 2 \times 72.44$$

$$= 33.68 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.8 \times 33.68 \times 15$$

$$= 1.12 \text{ m}^3 / \text{s}$$

表6 降雨波形および流量計算表(確率30年)

計算時点 n	継続時間 t = n · t <sub>30</sub> (min)	降雨強度 r <sub>30</sub> = $\frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565}$ (mm/hr)	n · r	単位時間あたりの降雨強度 I <sub>n</sub> = n · r <sub>n</sub> - (n-1) · r <sub>n-1</sub> (mm/hr)	流出量 Q = $\frac{1}{360} \cdot f_r \cdot r \cdot A$ (m <sup>3</sup> /s)
1	12	128.69	128.69	128.69	4.29
2	24	96.63	193.26	64.58	2.15
3	36	80.77	242.32	49.06	1.64
4	48	70.81	283.23	40.91	1.36
5	60	63.79	318.93	35.70	1.19
6	72	58.49	350.93	32.00	1.07
7	84	54.31	380.14	29.21	0.97
8	96	50.89	407.16	27.01	0.90
9	108	48.04	432.38	25.22	0.84
10	120	45.61	456.11	23.73	0.79
11	132	43.51	478.56	22.46	0.75
12	144	41.66	499.93	21.36	0.71
13	156	40.03	520.33	20.40	0.68
14	168	38.56	539.89	19.56	0.65
15	180	37.25	558.69	18.80	0.63
16	192	36.05	576.82	18.12	0.60
17	204	34.96	594.33	17.51	0.58
18	216	33.96	611.28	16.95	0.57
19	228	33.04	627.72	16.44	0.55
20	240	32.18	643.68	15.97	0.53
21	252	31.39	659.22	15.53	0.52
22	264	30.65	674.35	15.13	0.50
23	276	29.96	689.10	14.76	0.49
24	288	29.31	703.51	14.41	0.48
25	300	28.70	717.59	14.08	0.47
26	312	28.13	731.36	13.77	0.46
27	324	27.59	744.84	13.48	0.45
28	336	27.07	758.05	13.21	0.44
29	348	26.59	771.00	12.95	0.43
30	360	26.12	783.70	12.71	0.42
31	372	25.68	796.18	12.47	0.42
32	384	25.26	808.43	12.25	0.41
33	396	24.86	820.47	12.04	0.40
34	408	24.48	832.31	11.84	0.39
35	420	24.11	843.97	11.65	0.39
36	432	23.76	855.44	11.47	0.38
37	444	23.43	866.73	11.30	0.38
38	456	23.10	877.86	11.13	0.37
39	468	22.79	888.83	10.97	0.37
40	480	22.49	899.64	10.81	0.36
41	492	22.20	910.30	10.66	0.36
42	504	21.92	920.83	10.52	0.35
43	516	21.66	931.21	10.38	0.35
44	528	21.40	941.46	10.25	0.34
45	540	21.15	951.58	10.12	0.34
46	552	20.90	961.58	10.00	0.33
47	564	20.67	971.46	9.88	0.33
48	576	20.44	981.23	9.76	0.33
49	588	20.22	990.88	9.65	0.32
50	600	20.01	1000.43	9.54	0.32
51	612	19.80	1009.87	9.44	0.31
52	624	19.60	1019.21	9.34	0.31
53	636	19.40	1028.44	9.24	0.31
54	648	19.21	1037.59	9.14	0.30
55	660	19.03	1046.64	9.05	0.30
56	672	18.85	1055.60	8.96	0.30
57	684	18.67	1064.47	8.87	0.30
58	696	18.50	1073.26	8.79	0.29
59	708	18.34	1081.96	8.70	0.29
60	720	18.18	1090.58	8.62	0.29
61	732	18.02	1099.13	8.54	0.28
62	744	17.86	1107.59	8.47	0.28
63	756	17.71	1115.98	8.39	0.28
64	768	17.57	1124.30	8.32	0.28
65	780	17.42	1132.55	8.25	0.27
66	792	17.28	1140.72	8.18	0.27
67	804	17.15	1148.83	8.11	0.27
68	816	17.01	1156.87	8.04	0.27
69	828	16.88	1164.85	7.98	0.27
70	840	16.75	1172.76	7.91	0.26
71	852	16.63	1180.61	7.85	0.26
72	864	16.51	1188.40	7.79	0.26
73	876	16.39	1196.13	7.73	0.26
74	888	16.27	1203.80	7.67	0.26
75	900	16.15	1211.42	7.61	0.25
76	912	16.04	1218.97	7.56	0.25
77	924	15.93	1226.48	7.50	0.25
78	936	15.82	1233.93	7.45	0.25
79	948	15.71	1241.33	7.40	0.25
80	960	15.61	1248.67	7.35	0.24
81	972	15.51	1255.97	7.30	0.24
82	984	15.41	1263.21	7.25	0.24
83	996	15.31	1270.41	7.20	0.24
84	1,008	15.21	1277.56	7.15	0.24
85	1,020	15.11	1284.66	7.10	0.24
86	1,032	15.02	1291.72	7.06	0.24
87	1,044	14.93	1298.73	7.01	0.23
88	1,056	14.84	1305.70	6.97	0.23
89	1,068	14.75	1312.62	6.92	0.23
90	1,080	14.66	1319.50	6.88	0.23
91	1,092	14.58	1326.34	6.84	0.23
92	1,104	14.49	1333.14	6.80	0.23
93	1,116	14.41	1339.90	6.76	0.23
94	1,128	14.33	1346.61	6.72	0.22
95	1,140	14.25	1353.29	6.68	0.22
96	1,152	14.17	1359.93	6.64	0.22
97	1,164	14.09	1366.53	6.60	0.22
98	1,176	14.01	1373.09	6.56	0.22
99	1,188	13.94	1379.62	6.53	0.22
100	1,200	13.86	1386.11	6.49	0.22
101	1,212	13.79	1392.56	6.45	0.22
102	1,224	13.72	1398.98	6.42	0.21
103	1,236	13.64	1405.36	6.38	0.21
104	1,248	13.57	1411.71	6.35	0.21
105	1,260	13.51	1418.03	6.32	0.21
106	1,272	13.44	1424.31	6.28	0.21
107	1,284	13.37	1430.56	6.25	0.21
108	1,296	13.30	1436.78	6.22	0.21
109	1,308	13.24	1442.97	6.19	0.21
110	1,320	13.17	1449.12	6.16	0.21
111	1,332	13.11	1455.25	6.12	0.20
112	1,344	13.05	1461.34	6.09	0.20
113	1,356	12.99	1467.41	6.06	0.20
114	1,368	12.92	1473.44	6.03	0.20
115	1,380	12.86	1479.45	6.01	0.20
116	1,392	12.81	1485.42	5.98	0.20
117	1,404	12.75	1491.37	5.95	0.20
118	1,416	12.69	1497.29	5.92	0.20
119	1,428	12.63	1503.18	5.89	0.20
120	1,440	12.58	1509.05	5.87	0.20

n=3 の計算例

$$t = n \times t$$

$$= 3 \times 12 = 36 \text{ min}$$

$$r_{30} = \frac{706.15}{36^{0.55} + 1.565}$$

$$= 80.773 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1}$$

$$= 3 \times 80.773 - 2 \times 96.631$$

$$= 49.06 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.8 \times 49.06 \times 15$$

$$= 1.64 \text{ m}^3/\text{s}$$

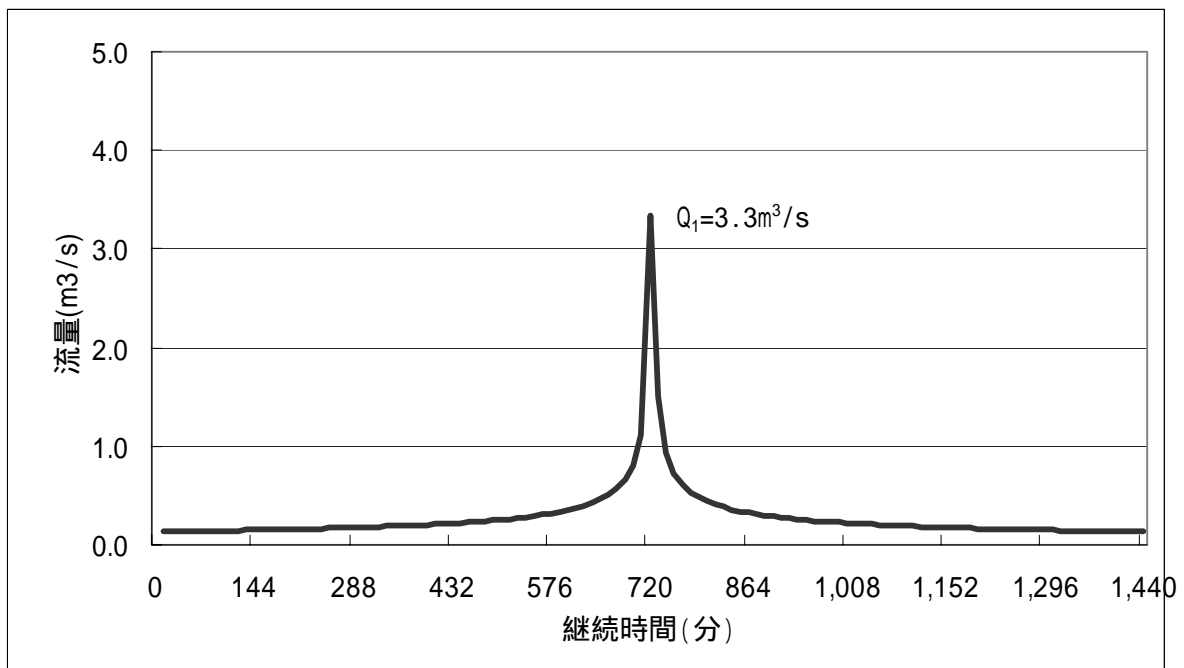
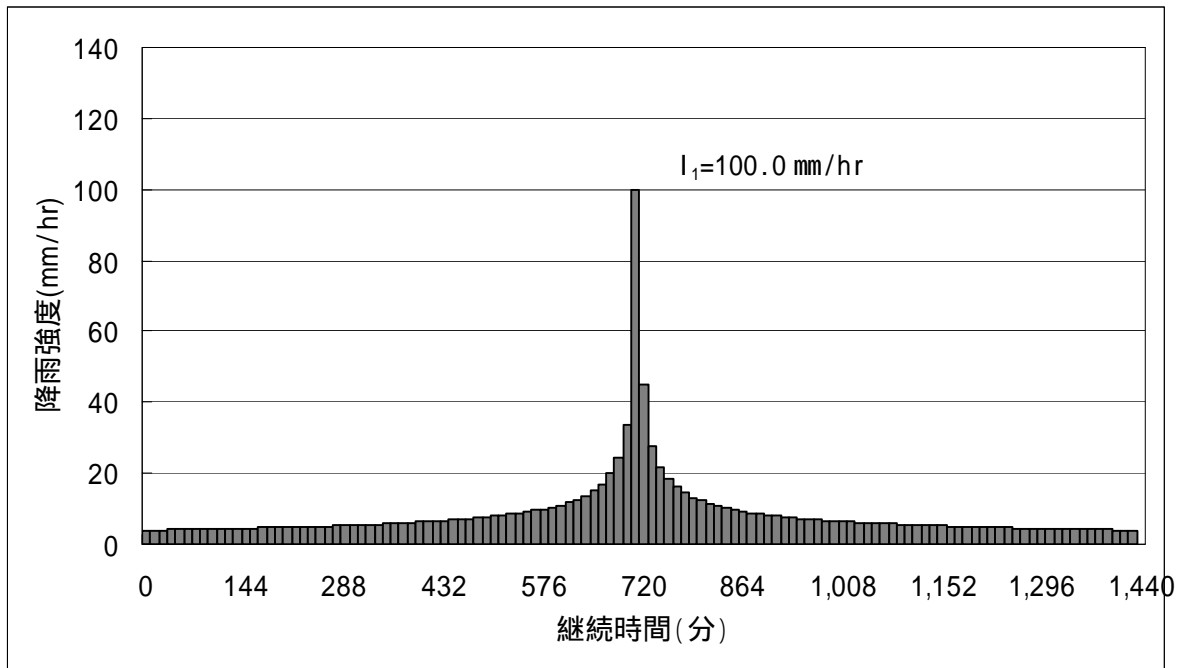


図6 中央集中型降雨波形とハイドログラフ（確率5年）

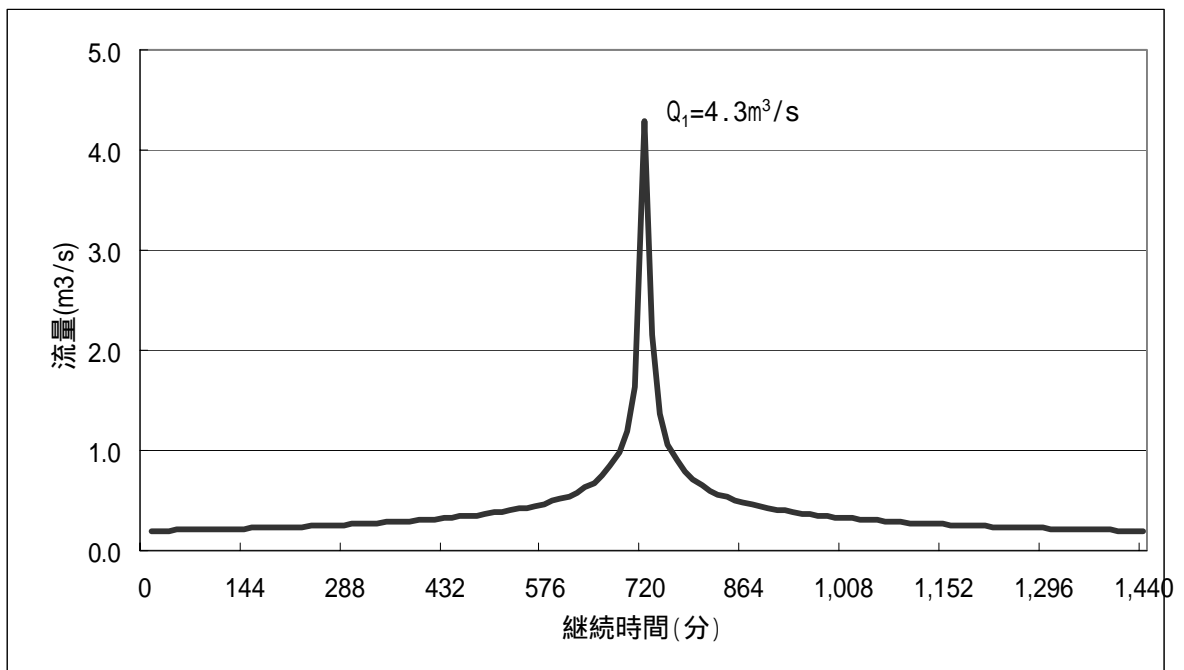
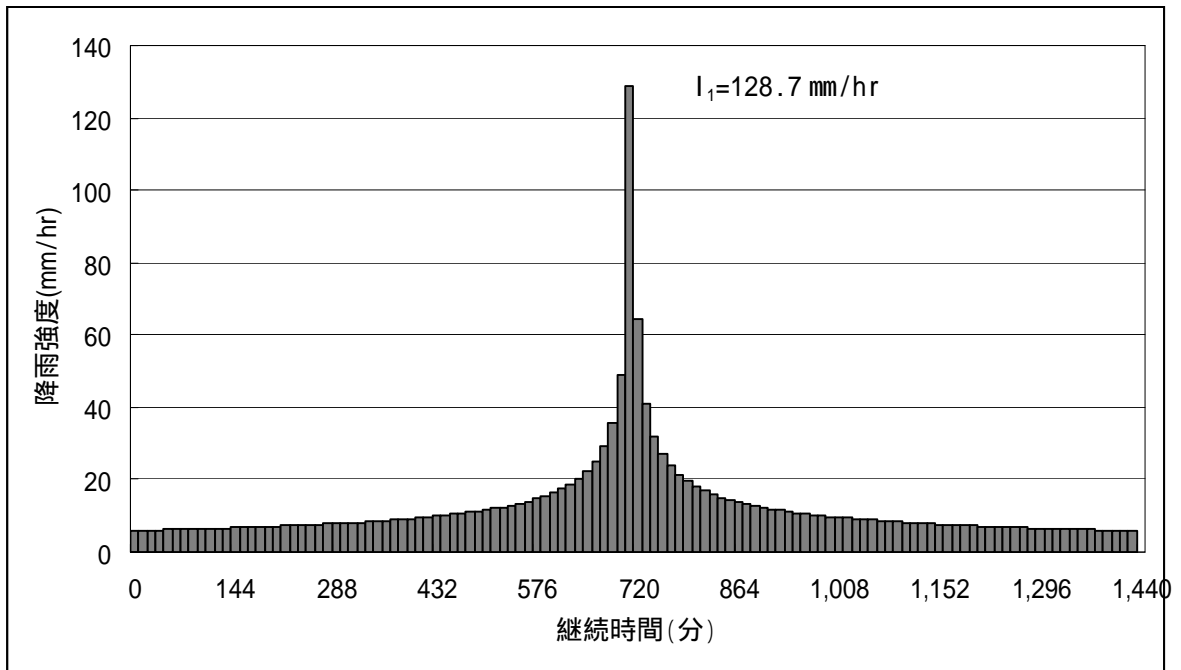


図7 中央集中型降雨波形とハイドログラフ（確率 30 年）

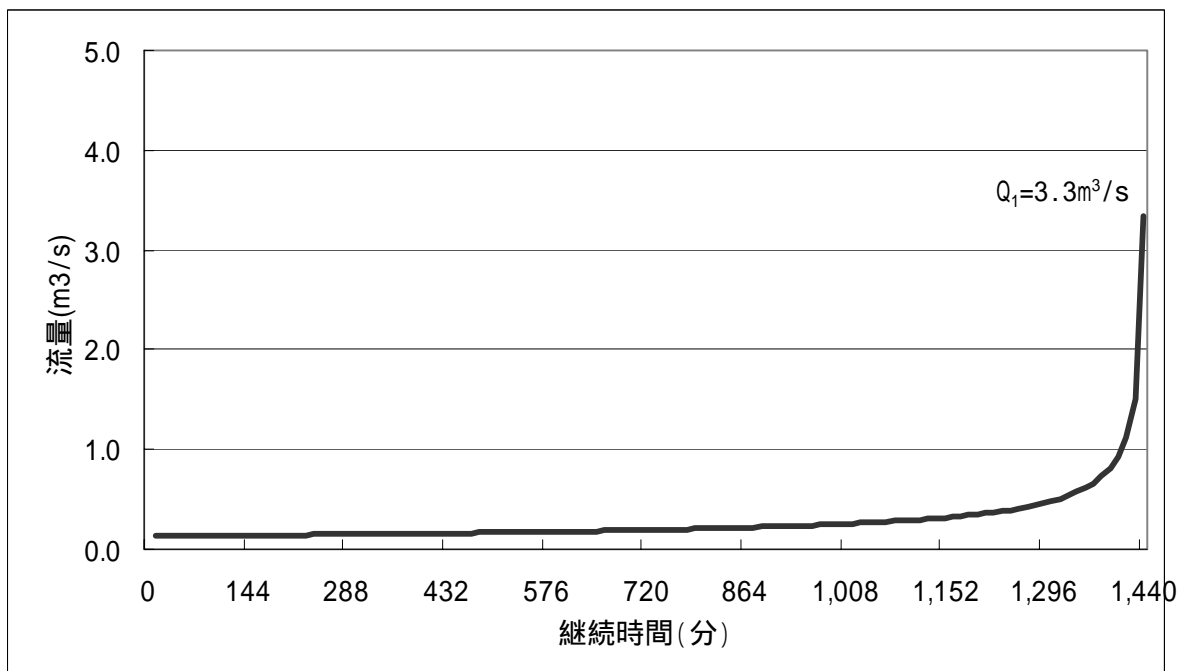
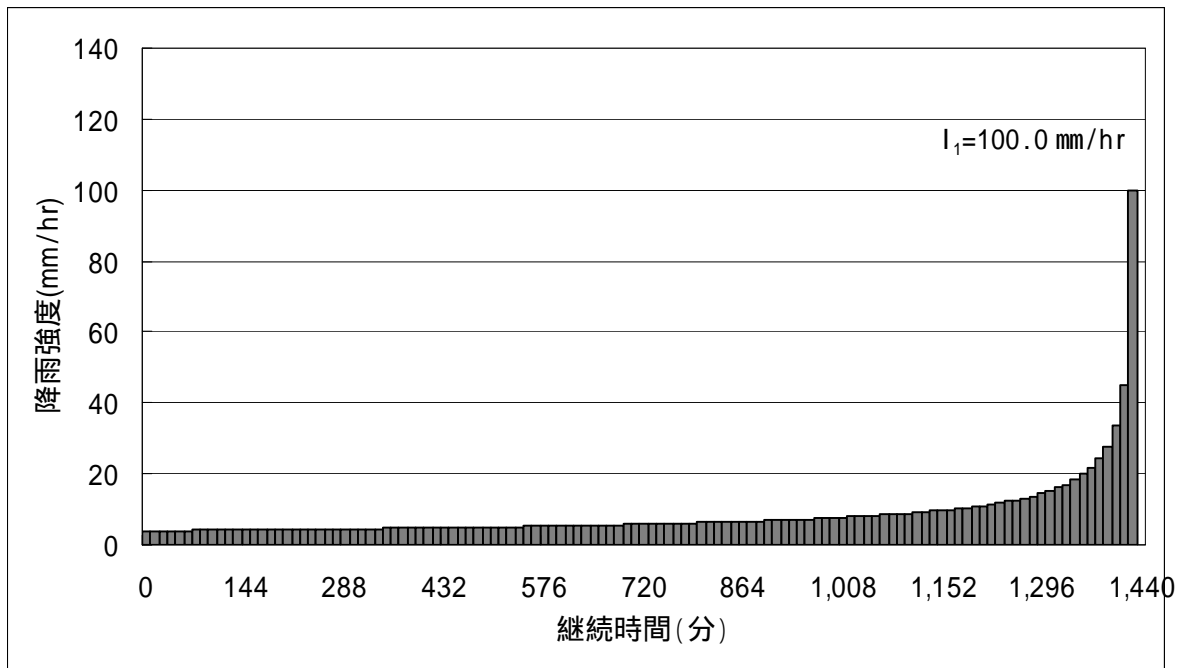


図8 後方集中型降雨波形とハイドログラフ(確率5年)

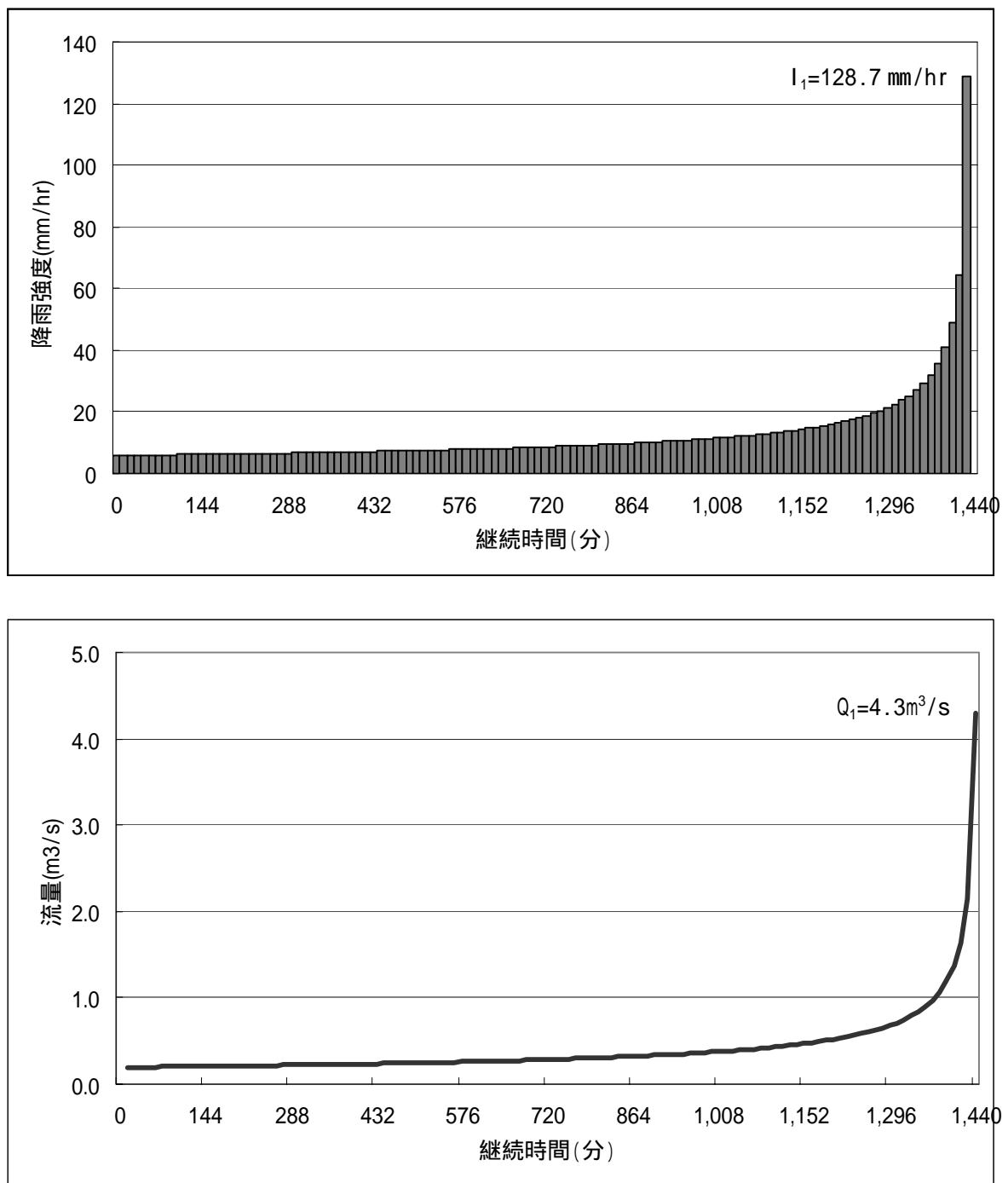


図9 後方集中型降雨波形とハイドログラフ（確率30年）



計算例 - 4

(許容放流量の算定)

許容放流量となる下流水路の流下能力及び計画規模 30 年における開発前ピーク流量の算定を行う。(技術基準(案)第 11 条、第 15 条)

下流水路の流下能力

下流水路の流下能力は、縦横断図を用い、*Manning* の平均流速公式により求める。

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$Q = A \cdot v$$

ここに、 $v$  : 流速(m/s)、 $n$  : 粗度係数、 $R$  : 径深(m)、 $I$  : 河床勾配

$A$  : 流水断面積(m<sup>2</sup>)、 $P$  : 潤辺長(m)、 $Q$  : 流量(m<sup>3</sup>/s)

粗度係数は、対象とする水路の状況により次の値を標準として用いる。

表 7 粗度係数

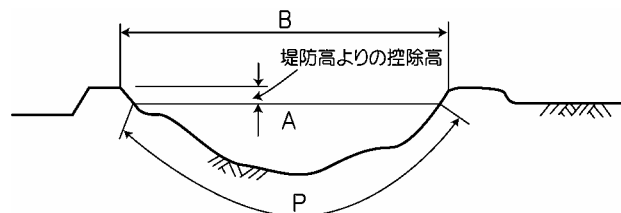
河 川 施 設	一般河道または素堀水路	$n=0.030 \sim 0.035$
	護岸を施した河道	$n=0.030$
	三面張河道	$n=0.025$
	トンネルまたはボックス	$n=0.023$
下 水 道 施 設	ボックスカルバート	$n=0.015$
	側溝	$n=0.015$
	管渠	$n=0.013$

流下能力の計算は、下表の様式によって行う。

表 8 流下能力計算表

測点	断面 B × H (m)	断面積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺長 P (m)	径深 R (m)	水路勾配 I (%)	粗度係数 n	流速 v (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	流域面積 CA (km <sup>2</sup> )	比流量 q (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
1	3.5 × 2.0	4.9	6.3	0.78	0.10	0.030	0.89	4.4	1.00	4.40
2	3.0 × 2.0	4.2	5.8	0.72	0.13	0.030	0.97	4.1	0.95	4.32
3	2.2 × 2.0	3.1	5.0	0.62	0.15	0.030	0.94	2.9	0.87	3.33
4	2.2 × 2.0	3.1	5.0	0.62	0.17	0.030	1.00	3.1	0.32	9.69
5	2.0 × 2.0	2.8	4.8	0.58	0.17	0.030	0.96	2.7	0.20	13.50

流下能力は余裕高0.6mとして算定。



この結果、測点 3 における流下能力が最も小さい比流量 3.33(m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>)となることより、この値を許容放流比流量とする。また、調節池計画地点の流域面積は 0.15 km<sup>2</sup> であるので、調整池の許容放流量は、0.50(m<sup>3</sup>/s)となる。

$$Q_0 = 3.33 \times 0.15 = 0.50(\text{m}^3/\text{s})$$

計画規模 30 年における開発前ピーク流量

ピーク流量の算定は合理式を用いる。

$$Q = \frac{1}{360} f \cdot r \cdot A$$

$f$  = 開発前流出係数

$r$  = 降雨強度 (mm/hr)

$A$  = 流域面積 (ha)

イ) 開発前流出係数

前述の算定結果より  $f = 0.65$

ロ) 降雨強度

前述の開発前洪水到達時間算定結果を、福岡市河川長時間降雨強度式 (確率 30 年) に代入し、算定する。

$$r = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565} = \frac{706.15}{28^{0.55} + 1.565} = 90.3(\text{mm/hr})$$

ハ) 流域面積

与条件より  $A = 15.0(\text{ha})$

開発前ピーク流量は、

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.65 \times 90.3 \times 15.0 = 2.45(\text{m}^3/\text{s})$$

許容放流量の設定条件

計画規模	許容放流量の考え方	許容放流量
1/5 確率	調整池下流の現況流下能力の値まで調節	0.50m <sup>3</sup> /s
1/30 確率	開発前のピーク流量の値まで調節	2.45m <sup>3</sup> /s

計算例 - 5

( 必要調節容量の算定 )

必要調節容量を貯留追跡計算により算定する。( 技術基準(案)第 16 条 )

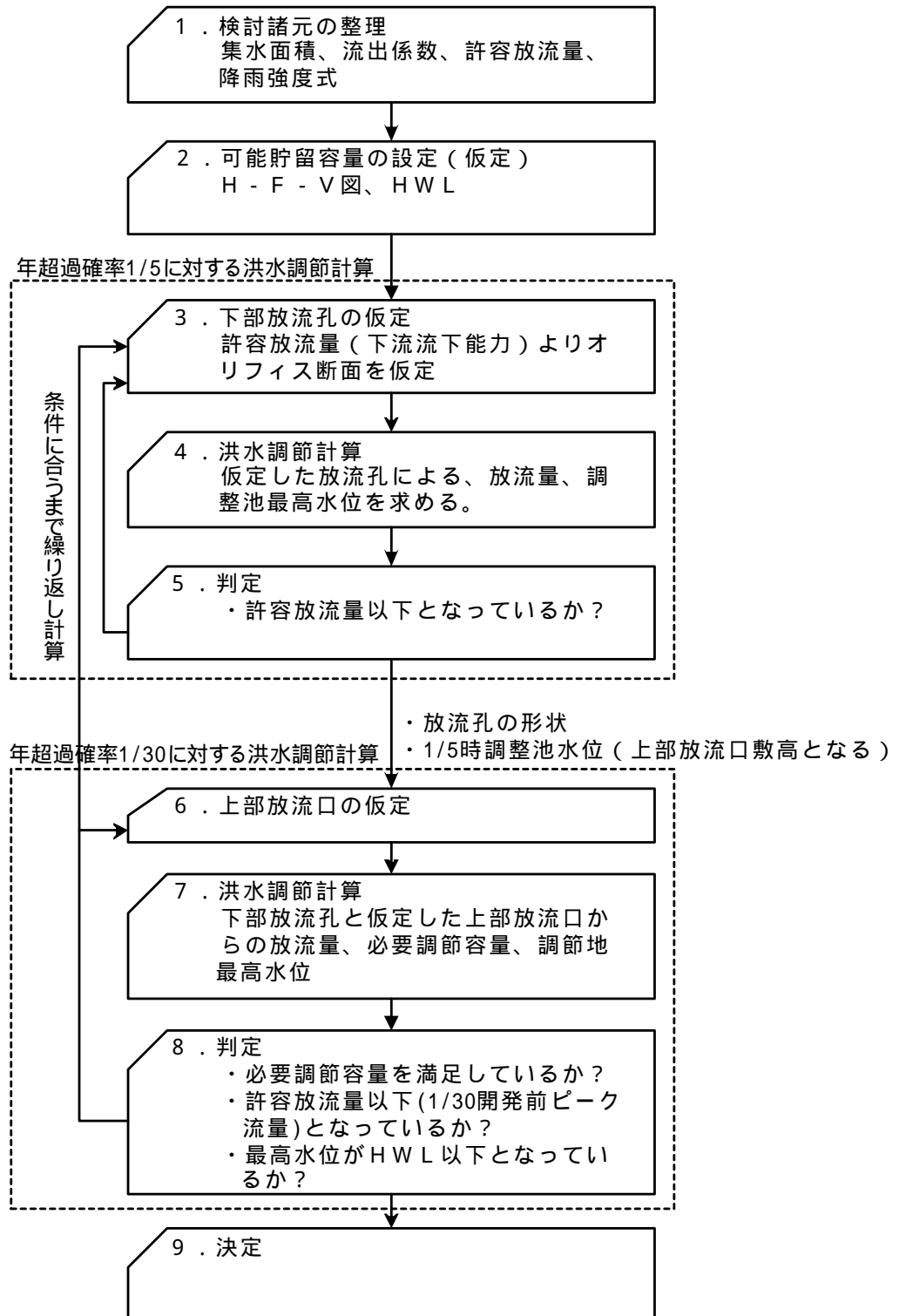


図 10 必要調節容量検討フロー

計算条件

集水面積：  $A = 15.0\text{ha}$

流出係数：  $f = 0.80$  (開発後)  $f = 0.65$  (開発前)

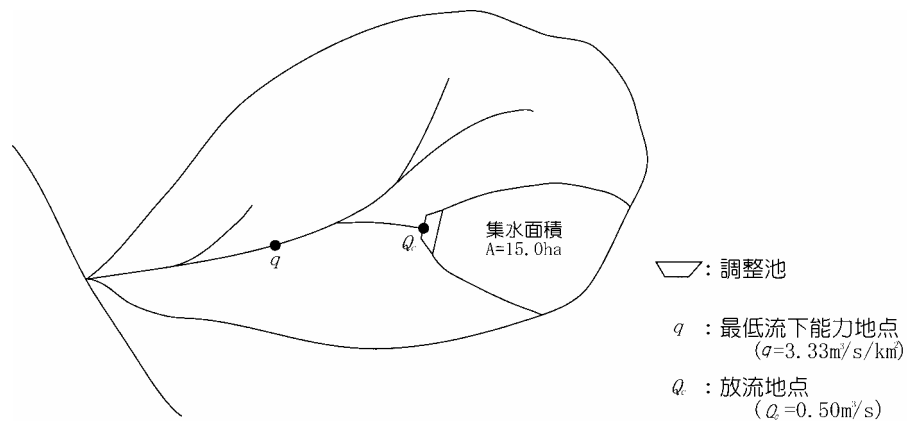
洪水到達時間： 12分 (開発後) 28分 (開発前)

下流許容放流量：  $Q_c = 0.50\text{m}^3/\text{s}$  ( $=3.33\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2 \times 0.15\text{km}^2 = 0.50\text{m}^3/\text{s}$ )

開発前ピーク流量：  $Q_p = 2.45\text{m}^3/\text{s}$

降雨強度式：  $I_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565}$  (福岡市河川長時間降雨強度式)

$I_5 = \frac{478.71}{t^{0.55} + 0.866}$  ( " )



水位 - 容量曲線の作成

地形、造成高、下流水路の敷高等や簡便法で求めた概算調節容量を参考に調整池の形状を設定する。

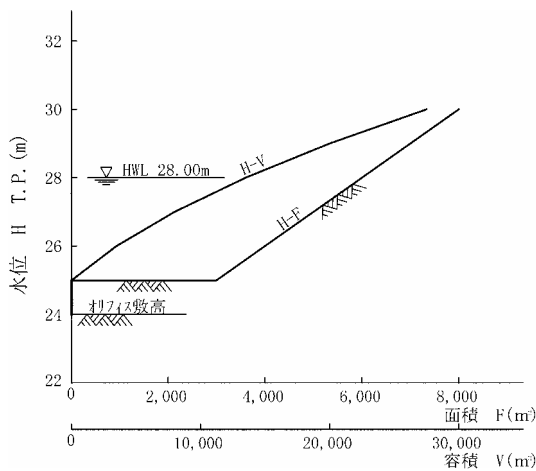


図 11 水位容量曲線図

表 9 調整池 H - F - V

水位 (m)	面積 (m <sup>2</sup> )	容量 (m <sup>3</sup> )	備考
24.00	20	0	オリフィス敷高
25.00	20	20	
25.00	3,000	35	調整池敷高
26.00	4,000	3,500	
27.00	5,000	8,000	
28.00	6,000	13,500	HWL
29.00	7,000	20,000	
30.00	8,000	27,500	

年超過確率 1/5 に対する洪水調節計算

洪水調節計算の結果は、以下に示すとおりとなり、許容放流量を満足するものとなった。

ここで、仮定諸元を満足しない場合は、フローに従い繰り返し計算を行う。

表 10 計算結果

	下部放流孔断面 ( B × H ) (m)	調整池水位 H (m)	調節容量 V (m <sup>3</sup> )	放流量 Q <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> /s)	
中央集中型 降雨波形	0.30 × 0.30	26.7	6,700	0.38	0.50 以下 (許容放流量)
	0.35 × 0.35	26.4	5,300	0.49	
	0.36 × 0.36	26.4	5,100	0.51	
後方集中型 降雨波形	0.35 × 0.35	26.5	5,700	0.50	0.50 以下 (許容放流量)

表 11 洪水調節計算結果（中央集中型降雨波形、確率 5 年）

[ 放流孔 : B 0.35m × H 0.35m ]

計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)	計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)
12	0.133	0.115	24.322	20	6	732	1.497	0.460	26.177	4177	4298
24	0.134	0.149	24.381	20	8	744	0.931	0.474	26.297	4297	4836
36	0.135	0.123	24.337	20	7	756	0.725	0.480	26.353	4353	5088
48	0.137	0.147	24.378	20	8	768	0.611	0.484	26.383	4383	5222
60	0.138	0.130	24.350	20	7	780	0.536	0.485	26.397	4397	5286
72	0.140	0.146	24.378	20	8	792	0.482	0.485	26.401	4401	5303
84	0.141	0.135	24.358	20	7	804	0.441	0.485	26.397	4397	5286
96	0.142	0.147	24.379	20	8	816	0.409	0.484	26.387	4387	5243
108	0.144	0.140	24.367	20	7	828	0.382	0.483	26.373	4373	5180
120	0.146	0.149	24.382	20	8	840	0.360	0.481	26.356	4356	5100
132	0.147	0.145	24.374	20	8	852	0.341	0.478	26.335	4335	5007
144	0.149	0.151	24.385	20	8	864	0.325	0.476	26.312	4312	4904
156	0.151	0.149	24.382	20	8	876	0.310	0.473	26.287	4287	4791
168	0.152	0.154	24.391	20	8	888	0.298	0.470	26.260	4260	4670
180	0.154	0.153	24.389	20	8	900	0.286	0.467	26.232	4232	4543
192	0.156	0.157	24.396	20	8	912	0.276	0.463	26.202	4202	4411
204	0.158	0.157	24.397	20	8	924	0.267	0.460	26.172	4172	4274
216	0.160	0.161	24.402	20	8	936	0.259	0.456	26.141	4141	4133
228	0.162	0.162	24.404	20	8	948	0.251	0.453	26.109	4109	3990
240	0.165	0.165	24.409	20	8	960	0.244	0.449	26.076	4076	3843
252	0.167	0.166	24.412	20	8	972	0.237	0.445	26.043	4043	3695
264	0.169	0.170	24.417	20	8	984	0.231	0.441	26.010	4010	3544
276	0.172	0.171	24.420	20	8	996	0.225	0.436	25.969	3969	3393
288	0.174	0.174	24.431	20	9	1008	0.220	0.431	25.926	3925	3242
300	0.177	0.177	24.442	20	9	1020	0.215	0.425	25.883	3882	3090
312	0.180	0.180	24.455	20	9	1032	0.211	0.420	25.840	3838	2939
324	0.183	0.182	24.468	20	9	1044	0.206	0.414	25.797	3795	2789
336	0.186	0.186	24.481	20	10	1056	0.202	0.409	25.754	3752	2639
348	0.189	0.189	24.495	20	10	1068	0.198	0.403	25.712	3709	2491
360	0.193	0.192	24.510	20	10	1080	0.194	0.398	25.670	3666	2344
372	0.196	0.196	24.526	20	11	1092	0.191	0.392	25.628	3624	2198
384	0.200	0.200	24.542	20	11	1104	0.188	0.387	25.587	3583	2054
396	0.204	0.204	24.560	20	11	1116	0.184	0.381	25.546	3541	1911
408	0.208	0.208	24.579	20	12	1128	0.181	0.375	25.506	3501	1770
420	0.213	0.212	24.598	20	12	1140	0.178	0.370	25.466	3461	1632
432	0.218	0.217	24.619	20	12	1152	0.176	0.364	25.427	3421	1495
444	0.223	0.222	24.641	20	13	1164	0.173	0.359	25.389	3382	1360
456	0.228	0.228	24.664	20	13	1176	0.170	0.353	25.351	3344	1228
468	0.234	0.233	24.689	20	14	1188	0.168	0.347	25.314	3307	1098
480	0.240	0.240	24.717	20	14	1200	0.166	0.342	25.277	3270	970
492	0.247	0.246	24.747	20	15	1212	0.163	0.336	25.241	3234	844
504	0.255	0.254	24.782	20	16	1224	0.161	0.330	25.206	3198	721
516	0.263	0.262	24.821	20	16	1236	0.159	0.325	25.172	3163	601
528	0.271	0.270	24.864	20	17	1248	0.157	0.319	25.138	3129	482
540	0.281	0.280	24.914	20	18	1260	0.155	0.314	25.105	3096	367
552	0.292	0.290	24.970	20	19	1272	0.153	0.308	25.073	3063	254
564	0.304	0.296	25.002	580	23	1284	0.151	0.303	25.041	3031	144
576	0.317	0.297	25.009	2570	33	1296	0.150	0.297	25.010	3000	36
588	0.333	0.298	25.015	3005	53	1308	0.148	0.086	24.264	20	5
600	0.350	0.300	25.024	3014	83	1320	0.146	0.195	24.521	20	10
612	0.371	0.302	25.036	3026	126	1332	0.145	0.108	24.309	20	6
624	0.395	0.305	25.052	3043	183	1344	0.143	0.173	24.427	20	9
636	0.424	0.308	25.073	3064	257	1356	0.142	0.117	24.326	20	7
648	0.460	0.313	25.100	3091	352	1368	0.140	0.160	24.402	20	8
660	0.507	0.319	25.135	3126	472	1380	0.139	0.122	24.336	20	7
672	0.570	0.326	25.179	3171	628	1392	0.137	0.151	24.386	20	8
684	0.661	0.336	25.238	3230	832	1404	0.136	0.125	24.340	20	7
696	0.810	0.348	25.319	3312	1116	1416	0.135	0.144	24.374	20	8
708	1.123	0.367	25.444	3438	1554	1428	0.134	0.126	24.343	20	7
720	3.332	0.418	25.822	3820	2876	1440	0.132	0.139	24.364	20	7

表 12 洪水調節計算結果（後方集中型降雨波形、確率 5 年）

[ 放流孔 : B 0.35m × H 0.35m ]

計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)	計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)
12	0.132	0.114	24.321	20	6	732	0.194	0.194	24.519	20	10
24	0.133	0.147	24.380	20	8	744	0.196	0.196	24.527	20	11
36	0.134	0.122	24.333	20	7	756	0.198	0.198	24.535	20	11
48	0.134	0.144	24.374	20	8	768	0.200	0.200	24.543	20	11
60	0.135	0.127	24.344	20	7	780	0.202	0.202	24.552	20	11
72	0.135	0.142	24.370	20	7	792	0.204	0.204	24.561	20	11
84	0.136	0.131	24.350	20	7	804	0.206	0.206	24.570	20	11
96	0.137	0.141	24.369	20	7	816	0.208	0.208	24.579	20	12
108	0.137	0.134	24.356	20	7	828	0.211	0.210	24.589	20	12
120	0.138	0.141	24.369	20	7	840	0.213	0.213	24.599	20	12
132	0.139	0.136	24.360	20	7	852	0.215	0.215	24.610	20	12
144	0.140	0.141	24.369	20	7	864	0.218	0.217	24.620	20	12
156	0.140	0.139	24.365	20	7	876	0.220	0.220	24.631	20	13
168	0.141	0.142	24.371	20	7	888	0.223	0.222	24.642	20	13
180	0.142	0.141	24.368	20	7	900	0.225	0.225	24.653	20	13
192	0.142	0.143	24.372	20	7	912	0.228	0.228	24.665	20	13
204	0.143	0.142	24.371	20	7	924	0.231	0.231	24.677	20	14
216	0.144	0.145	24.374	20	8	936	0.234	0.234	24.690	20	14
228	0.145	0.144	24.374	20	8	948	0.237	0.237	24.704	20	14
240	0.146	0.146	24.378	20	8	960	0.240	0.240	24.719	20	14
252	0.146	0.146	24.377	20	8	972	0.244	0.243	24.734	20	15
264	0.147	0.148	24.381	20	8	984	0.247	0.247	24.750	20	15
276	0.148	0.148	24.381	20	8	996	0.251	0.250	24.767	20	15
288	0.149	0.149	24.382	20	8	1008	0.255	0.254	24.784	20	16
300	0.150	0.149	24.383	20	8	1020	0.259	0.258	24.803	20	16
312	0.151	0.151	24.386	20	8	1032	0.263	0.262	24.823	20	17
324	0.151	0.151	24.386	20	8	1044	0.267	0.266	24.845	20	17
336	0.152	0.152	24.389	20	8	1056	0.271	0.271	24.867	20	17
348	0.153	0.153	24.389	20	8	1068	0.276	0.275	24.891	20	18
360	0.154	0.154	24.392	20	8	1080	0.281	0.280	24.917	20	18
372	0.155	0.155	24.392	20	8	1092	0.286	0.286	24.945	20	19
384	0.156	0.156	24.395	20	8	1104	0.292	0.291	24.975	20	20
396	0.157	0.157	24.396	20	8	1116	0.298	0.296	25.000	126	21
408	0.158	0.158	24.398	20	8	1128	0.304	0.296	25.003	820	24
420	0.159	0.159	24.399	20	8	1140	0.310	0.297	25.008	2317	32
432	0.160	0.160	24.400	20	8	1152	0.317	0.298	25.012	3002	44
444	0.161	0.161	24.404	20	8	1164	0.325	0.299	25.017	3007	60
456	0.162	0.162	24.405	20	8	1176	0.333	0.300	25.023	3013	81
468	0.163	0.163	24.407	20	8	1188	0.341	0.301	25.031	3021	107
480	0.165	0.164	24.408	20	8	1200	0.350	0.303	25.040	3030	139
492	0.166	0.166	24.410	20	8	1212	0.360	0.304	25.050	3041	176
504	0.167	0.167	24.412	20	8	1224	0.371	0.307	25.063	3053	219
516	0.168	0.168	24.414	20	8	1236	0.382	0.309	25.077	3067	268
528	0.169	0.169	24.416	20	8	1248	0.395	0.312	25.093	3084	325
540	0.170	0.170	24.419	20	8	1260	0.409	0.315	25.111	3102	388
552	0.172	0.172	24.420	20	8	1272	0.424	0.318	25.131	3123	460
564	0.173	0.173	24.425	20	9	1284	0.441	0.322	25.155	3146	541
576	0.174	0.174	24.432	20	9	1296	0.460	0.326	25.181	3172	632
588	0.176	0.175	24.437	20	9	1308	0.482	0.331	25.210	3202	735
600	0.177	0.177	24.443	20	9	1320	0.507	0.336	25.243	3235	850
612	0.178	0.178	24.449	20	9	1332	0.536	0.342	25.280	3273	981
624	0.180	0.180	24.456	20	9	1344	0.570	0.349	25.323	3316	1131
636	0.181	0.181	24.462	20	9	1356	0.611	0.356	25.372	3366	1302
648	0.183	0.183	24.469	20	9	1368	0.661	0.364	25.429	3423	1500
660	0.184	0.184	24.475	20	10	1380	0.725	0.374	25.495	3490	1733
672	0.186	0.186	24.482	20	10	1392	0.810	0.385	25.575	3571	2013
684	0.188	0.187	24.489	20	10	1404	0.931	0.398	25.673	3670	2357
696	0.189	0.189	24.496	20	10	1416	1.123	0.415	25.801	3799	2804
708	0.191	0.191	24.504	20	10	1428	1.497	0.438	25.983	3983	3440
720	0.193	0.192	24.511	20	10	1440	3.332	0.474	26.300	4300	4850
							0.000	0.495	26.489	4489	5701

#### 年超過確率 1/30 に対する洪水調節計算

洪水調節計算の結果は、以下に示すとおりとなり、当初、仮定した調整池の諸元(HWL、H - F - V)及び放流量を満足するものとなった。

ここで、仮定諸元を満足しない場合は、フローに従い繰り返し計算を行う。

#### (計算結果)

##### 中央集中降雨波形

上部放流口 : B=6.0m、敷高 TP26.4m (洪水吐兼用)

最高水位 : 26.7m (調整池HWL : 28.0m)

放流量 : 2.41m<sup>3</sup>/s (許容放流量 : 2.45 m<sup>3</sup>/s) 1/30 開発前ピーク流量

調節容量 : 6,800m<sup>3</sup> (HWL調整池容量 : 13,500 m<sup>3</sup>)

##### 後方集中降雨波形

上部放流口 : B=3.1m、敷高 TP26.5m (洪水吐兼用)

最高水位 : 27.0m (調整池HWL : 28.0m)

放流量 : 2.44m<sup>3</sup>/s (許容放流量 : 2.45 m<sup>3</sup>/s) 1/30 開発前ピーク流量

調節容量 : 8,000m<sup>3</sup> (HWL調整池容量 : 13,500 m<sup>3</sup>)

ここで波形毎の必要調節容量を比較すると、後方集中型波形を用いた方が容量が大きくなるため、この結果を採用するものとする。



表 13 洪水調節計算結果（中央集中型降雨波形、確率 30 年）

計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)	計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)
12	0.196	0.173	24.425	20	9	732	2.153	2.411	26.713	4713	6710
24	0.198	0.212	24.598	20	12	744	1.364	1.876	26.652	4652	6432
36	0.200	0.191	24.507	20	10	756	1.067	1.372	26.586	4586	6138
48	0.202	0.207	24.576	20	12	768	0.900	1.102	26.546	4546	5956
60	0.204	0.201	24.548	20	11	780	0.791	0.935	26.518	4518	5831
72	0.206	0.208	24.579	20	12	792	0.712	0.825	26.497	4497	5739
84	0.208	0.207	24.574	20	12	804	0.652	0.743	26.481	4481	5665
96	0.211	0.211	24.593	20	12	816	0.604	0.683	26.468	4468	5604
108	0.213	0.212	24.597	20	12	828	0.565	0.634	26.456	4456	5551
120	0.215	0.215	24.611	20	12	840	0.532	0.593	26.445	4445	5504
132	0.218	0.217	24.619	20	12	852	0.504	0.562	26.436	4436	5461
144	0.220	0.220	24.631	20	13	864	0.480	0.536	26.427	4427	5420
156	0.223	0.222	24.641	20	13	876	0.459	0.513	26.418	4418	5381
168	0.225	0.225	24.653	20	13	888	0.440	0.496	26.409	4409	5341
180	0.228	0.228	24.664	20	13	900	0.424	0.485	26.400	4400	5299
192	0.231	0.231	24.676	20	14	912	0.408	0.484	26.389	4389	5249
204	0.234	0.233	24.689	20	14	924	0.395	0.483	26.376	4376	5191
216	0.237	0.236	24.703	20	14	936	0.382	0.481	26.361	4361	5123
228	0.240	0.240	24.717	20	14	948	0.371	0.479	26.344	4344	5049
240	0.243	0.243	24.732	20	15	960	0.360	0.477	26.326	4326	4968
252	0.247	0.246	24.747	20	15	972	0.351	0.475	26.307	4307	4881
264	0.250	0.250	24.764	20	15	984	0.342	0.473	26.286	4286	4789
276	0.254	0.253	24.781	20	16	996	0.333	0.470	26.265	4265	4692
288	0.258	0.257	24.800	20	16	1008	0.326	0.468	26.243	4243	4592
300	0.262	0.261	24.819	20	16	1020	0.318	0.465	26.219	4219	4487
312	0.266	0.265	24.840	20	17	1032	0.311	0.463	26.196	4196	4380
324	0.270	0.270	24.862	20	17	1044	0.305	0.460	26.171	4171	4270
336	0.275	0.274	24.885	20	18	1056	0.299	0.457	26.146	4146	4157
348	0.280	0.279	24.910	20	18	1068	0.293	0.454	26.120	4121	4042
360	0.285	0.284	24.937	20	19	1080	0.287	0.451	26.095	4095	3925
372	0.290	0.289	24.965	20	19	1092	0.282	0.448	26.068	4068	3807
384	0.296	0.295	24.996	20	20	1104	0.277	0.445	26.042	4042	3687
396	0.302	0.296	25.002	483	22	1116	0.273	0.441	26.015	4015	3566
408	0.308	0.297	25.006	1708	29	1128	0.268	0.438	25.984	3984	3444
420	0.315	0.298	25.011	3001	39	1140	0.264	0.433	25.949	3949	3322
432	0.322	0.298	25.015	3005	53	1152	0.260	0.429	25.914	3913	3200
444	0.329	0.299	25.021	3011	73	1164	0.256	0.425	25.879	3878	3078
456	0.337	0.301	25.028	3018	97	1176	0.252	0.421	25.845	3843	2957
468	0.346	0.302	25.036	3026	126	1188	0.248	0.416	25.810	3808	2836
480	0.356	0.304	25.046	3036	161	1200	0.245	0.412	25.776	3773	2715
492	0.366	0.306	25.057	3048	201	1212	0.242	0.407	25.742	3739	2595
504	0.377	0.308	25.071	3061	247	1224	0.238	0.403	25.708	3705	2477
516	0.388	0.311	25.086	3076	300	1236	0.235	0.398	25.674	3671	2359
528	0.401	0.313	25.103	3094	360	1248	0.232	0.394	25.640	3637	2242
540	0.416	0.317	25.122	3113	427	1260	0.229	0.389	25.607	3603	2126
552	0.432	0.320	25.144	3135	503	1272	0.227	0.385	25.575	3570	2011
564	0.449	0.324	25.168	3160	588	1284	0.224	0.381	25.542	3538	1898
576	0.469	0.329	25.195	3187	684	1296	0.221	0.376	25.510	3505	1786
588	0.492	0.334	25.226	3218	791	1308	0.219	0.372	25.479	3473	1675
600	0.518	0.339	25.261	3253	912	1320	0.216	0.367	25.447	3442	1566
612	0.548	0.345	25.300	3293	1050	1332	0.214	0.363	25.417	3411	1458
624	0.584	0.352	25.345	3338	1206	1344	0.212	0.358	25.386	3380	1352
636	0.627	0.360	25.396	3390	1386	1356	0.209	0.354	25.356	3350	1247
648	0.680	0.368	25.455	3450	1594	1368	0.207	0.349	25.327	3320	1144
660	0.749	0.378	25.526	3521	1840	1380	0.205	0.345	25.298	3291	1043
672	0.841	0.390	25.61	3606	2136	1392	0.203	0.340	25.269	3262	943
684	0.974	0.404	25.715	3712	2503	1404	0.201	0.336	25.241	3234	845
696	1.190	0.422	25.853	3851	2985	1416	0.199	0.332	25.214	3206	749
708	1.635	0.445	26.042	4042	3690	1428	0.197	0.327	25.187	3179	654
720	4.290	0.562	26.436	4436	5461	1440	0.196	0.323	25.160	3152	562

表 14 洪水調節計算結果（後方集中型降雨波形、確率 30 年）

計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m <sup>2</sup> )	容量 V(m <sup>3</sup> )	計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m <sup>2</sup> )	容量 V(m <sup>3</sup> )
12	0.196	0.172	24.422	20	8	732	0.287	0.287	24.953	20	19
24	0.196	0.211	24.591	20	12	744	0.290	0.290	24.968	20	19
36	0.197	0.189	24.495	20	10	756	0.293	0.293	24.983	20	20
48	0.198	0.204	24.560	20	11	768	0.296	0.295	24.999	20	20
60	0.199	0.196	24.527	20	11	780	0.299	0.296	25.001	259	21
72	0.200	0.202	24.554	20	11	792	0.302	0.296	25.003	871	24
84	0.201	0.200	24.544	20	11	804	0.305	0.297	25.006	1847	29
96	0.202	0.203	24.557	20	11	816	0.308	0.297	25.010	3000	36
108	0.203	0.203	24.556	20	11	828	0.311	0.298	25.013	3003	45
120	0.204	0.204	24.564	20	11	840	0.315	0.298	25.016	3006	55
132	0.205	0.205	24.566	20	11	852	0.318	0.299	25.019	3010	68
144	0.206	0.206	24.572	20	11	864	0.322	0.300	25.024	3014	83
156	0.207	0.207	24.576	20	12	876	0.326	0.301	25.028	3019	100
168	0.208	0.208	24.581	20	12	888	0.329	0.302	25.034	3024	119
180	0.209	0.209	24.585	20	12	900	0.333	0.303	25.040	3030	140
192	0.211	0.210	24.590	20	12	912	0.337	0.304	25.047	3037	163
204	0.212	0.212	24.595	20	12	924	0.342	0.305	25.054	3044	188
216	0.213	0.213	24.600	20	12	936	0.346	0.306	25.062	3052	216
228	0.214	0.214	24.605	20	12	948	0.351	0.308	25.070	3061	246
240	0.215	0.215	24.610	20	12	960	0.356	0.309	25.079	3070	278
252	0.216	0.216	24.615	20	12	972	0.360	0.311	25.089	3080	312
264	0.218	0.217	24.621	20	12	984	0.366	0.313	25.100	3091	349
276	0.219	0.219	24.626	20	13	996	0.371	0.315	25.111	3102	388
288	0.220	0.220	24.632	20	13	1008	0.377	0.317	25.123	3114	429
300	0.221	0.221	24.637	20	13	1020	0.382	0.319	25.135	3127	474
312	0.223	0.222	24.642	20	13	1032	0.388	0.321	25.149	3140	521
324	0.224	0.224	24.648	20	13	1044	0.395	0.324	25.163	3155	571
336	0.225	0.225	24.653	20	13	1056	0.401	0.326	25.178	3170	624
348	0.227	0.226	24.659	20	13	1068	0.408	0.329	25.194	3186	680
360	0.228	0.228	24.665	20	13	1080	0.416	0.331	25.211	3203	739
372	0.229	0.229	24.671	20	13	1092	0.424	0.334	25.229	3221	802
384	0.231	0.231	24.677	20	14	1104	0.432	0.337	25.248	3240	868
396	0.232	0.232	24.684	20	14	1116	0.440	0.340	25.268	3261	938
408	0.234	0.234	24.690	20	14	1128	0.449	0.344	25.289	3282	1012
420	0.235	0.235	24.697	20	14	1140	0.459	0.347	25.312	3305	1090
432	0.237	0.237	24.704	20	14	1152	0.469	0.351	25.335	3329	1174
444	0.238	0.238	24.710	20	14	1164	0.480	0.354	25.360	3354	1262
456	0.240	0.240	24.718	20	14	1176	0.492	0.358	25.387	3381	1355
468	0.242	0.241	24.725	20	15	1188	0.504	0.362	25.415	3410	1454
480	0.243	0.243	24.733	20	15	1200	0.518	0.367	25.446	3440	1560
492	0.245	0.245	24.740	20	15	1212	0.532	0.371	25.478	3472	1672
504	0.247	0.246	24.748	20	15	1224	0.548	0.376	25.512	3507	1792
516	0.248	0.248	24.756	20	15	1236	0.565	0.381	25.548	3544	1920
528	0.250	0.250	24.765	20	15	1248	0.584	0.387	25.588	3583	2057
540	0.252	0.252	24.773	20	16	1260	0.604	0.393	25.630	3626	2204
552	0.254	0.254	24.782	20	16	1272	0.627	0.399	25.675	3672	2362
564	0.256	0.256	24.791	20	16	1284	0.652	0.405	25.724	3721	2533
576	0.258	0.257	24.801	20	16	1296	0.680	0.412	25.777	3775	2719
588	0.260	0.259	24.810	20	16	1308	0.712	0.419	25.834	3833	2921
600	0.262	0.261	24.820	20	16	1320	0.749	0.427	25.898	3897	3142
612	0.264	0.264	24.831	20	17	1332	0.791	0.436	25.967	3967	3386
624	0.266	0.266	24.841	20	17	1344	0.841	0.444	26.035	4035	3656
636	0.268	0.268	24.852	20	17	1356	0.900	0.452	26.102	4102	3961
648	0.270	0.270	24.863	20	17	1368	0.974	0.461	26.179	4179	4307
660	0.273	0.272	24.875	20	18	1380	1.067	0.471	26.268	4268	4706
672	0.275	0.275	24.887	20	18	1392	1.190	0.482	26.372	4372	5176
684	0.277	0.277	24.899	20	18	1404	1.364	0.496	26.498	4498	5743
696	0.280	0.279	24.912	20	18	1416	1.635	0.788	26.636	4636	6360
708	0.282	0.282	24.925	20	19	1428	2.153	1.311	26.771	4771	6968
720	0.285	0.284	24.939	20	19	1440	4.290	2.438	26.986	4986	7938
							0.000	2.250	26.954	4954	7794

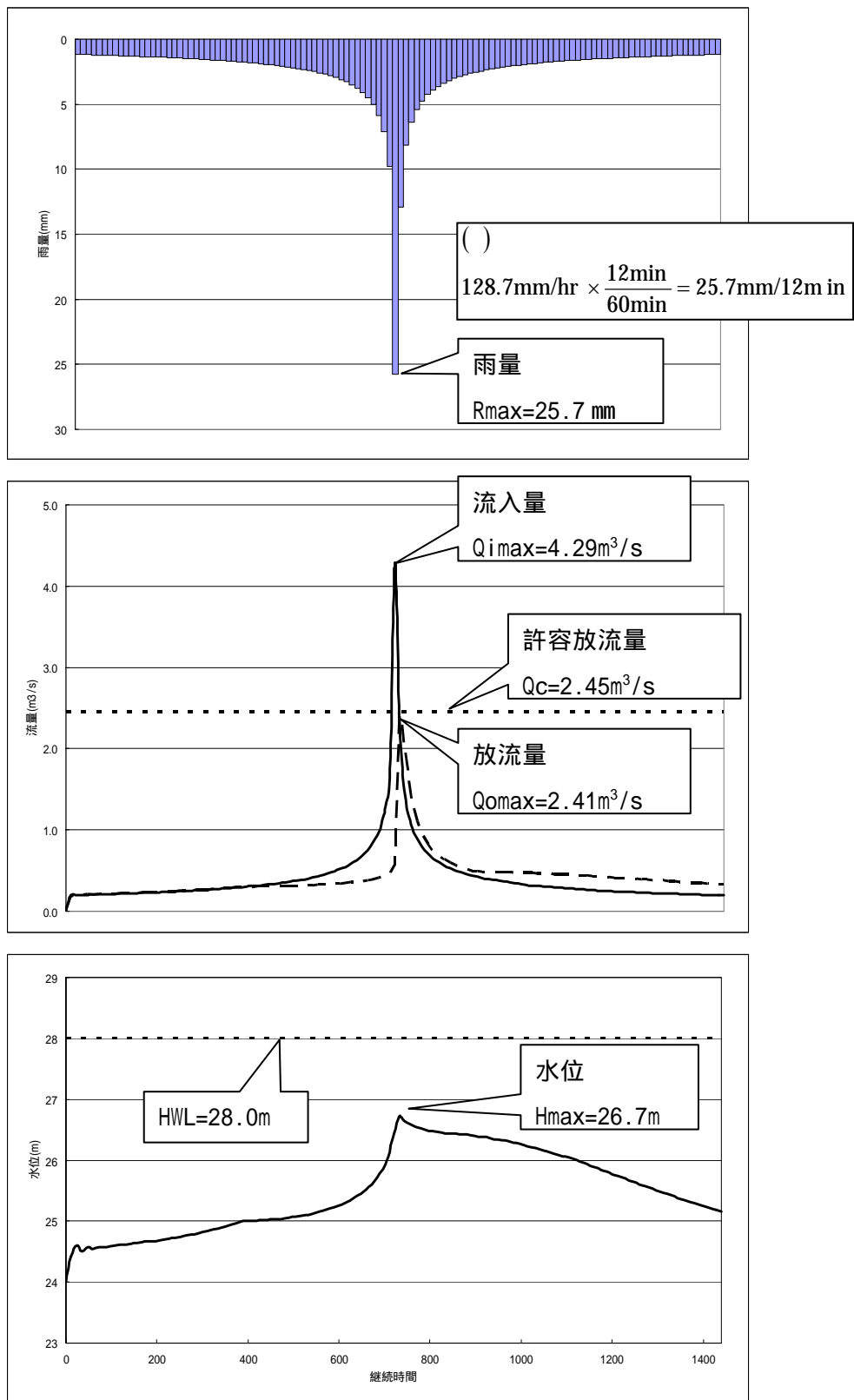


圖12 洪水調節計算結果（中央集中降雨波形）

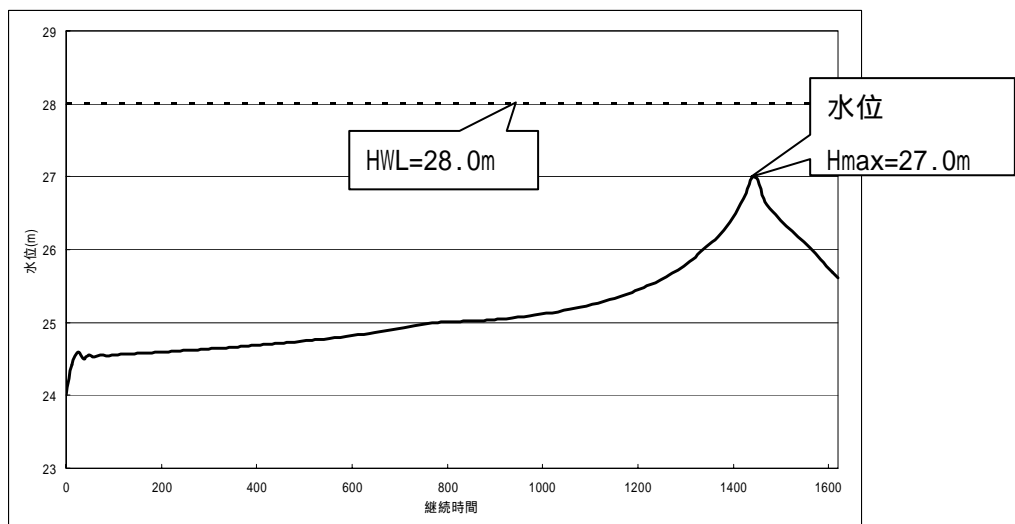
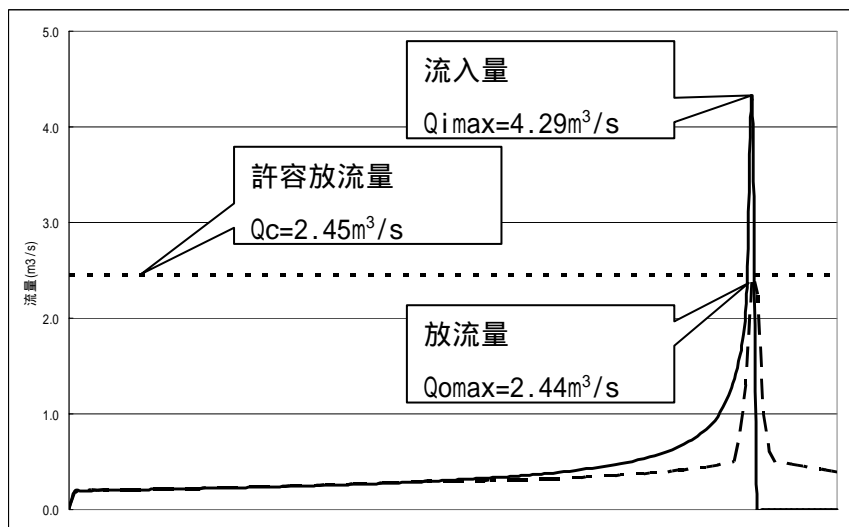
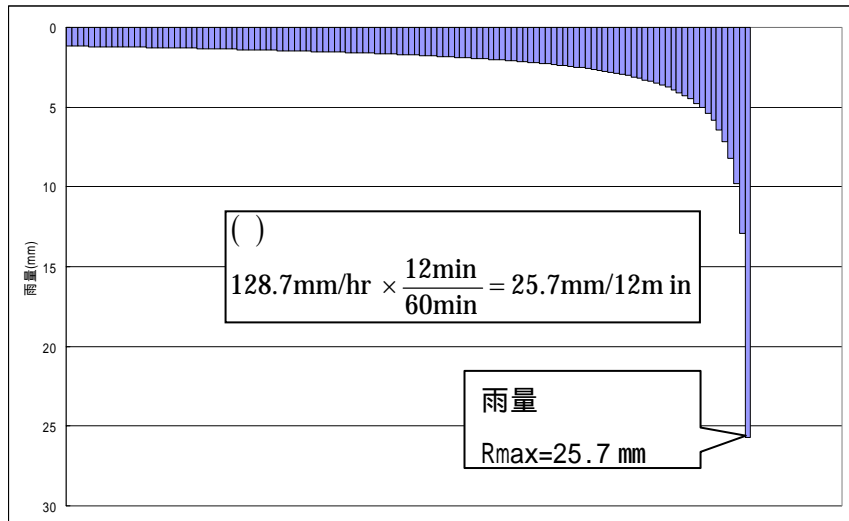


圖13 洪水調節計算結果（後方集中波形）

#### 計算例 - 6

(造成工事中の設計堆積土砂量の算定)

造成工事中、1年毎に堆積土砂を撤去するとした場合の設計堆積土砂量を求める。(技術基準(案)第17条)

造成工事中の設計堆積土砂量の算定式は、以下に示すとおりである。

$$\text{設計堆積土砂量} = \text{設計値} \times \left\{ \sum_{i=0}^{N-1} \left( \frac{1}{2} \right)^i \right\} \times A$$

ここに、N：設計堆積年数

A：集水域内造成面積(ha)

設計堆積年数は、1年毎に堆積土砂を撤去するものとし、集水区域内造成面積は12.3haであるので、上式を用いて算定すると以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \text{設計堆積土砂量} &= \text{設計値} \times \left\{ \sum_{i=0}^{N-1} \left( \frac{1}{2} \right)^i \right\} \times A \\ &= 150(\text{m}^3/\text{ha}/\text{年}) \times \left( \frac{1}{2} \right)^0 \times 12.3(\text{ha}) \\ &= 1,900(\text{m}^3) \end{aligned}$$

#### 計算例 - 7

(造成完了後の設計堆積土砂量の算定)

土地造成完了後、3年毎に堆積土砂の撤去を行う場合の設計堆積土砂量を求める。(技術基準(案)第17条)

土地造成完了後は流入面積1ha当たり1.5m<sup>3</sup>/年を標準とすることより、設計堆積土砂量は以下のとおりとなる。

$$1.5\text{m}^3/\text{年}/\text{ha} \times 3\text{年} \times 15.0\text{ha} = 70\text{m}^3$$

## 計算結果のまとめ

項 目	諸 元 等	
1 計算条件	流出抑制施設	暫定調整池
	暫定調整池	<p>流域面積：15.0ha</p> <p>流出係数：開発前 0.65、開発後 0.80</p> <p>洪水到達時間：開発前 28分、開発後 12分</p> <p>計画降雨：確率 1/5、確率 1/30</p> <p style="text-align: center;">(中央・後方集中型降雨波形)</p> $r_5 = \frac{478.71}{t^{0.55} + 0.866} \quad r_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565}$ <p>ピーク流出量：4.29m<sup>3</sup>/s (確率 1/30)</p> <p>許容放流量：0.50m<sup>3</sup>/s (下流水路流下能力より設定)・・・確率 1/5 に対して下部放流孔を検討</p> <p>2.45m<sup>3</sup>/s (開発前ピーク流量)・・・確率 1/30 に対して、上部 下部放流孔からの合計放流量より調整池容量を検討</p>
2 計算結果	<p>降雨波形：後方集中型降雨波形</p> <p>上部放流口：B=3.1m 敷高 TP26.5m (洪水吐兼用)</p> <p>下部放流孔：B=0.35m、H=0.35m</p> <p>最高水位：27.0m (調整池 H W L：28.0m)</p> <p>放流量：2.44m<sup>3</sup>/s (許容放流量：2.45 m<sup>3</sup>/s) 1/30 開発前ピーク流量</p> <p>調節容量：8,000m<sup>3</sup> (H W L 調整池容量：13,500 m<sup>3</sup>)</p> <p>必要総容量：9,900m<sup>3</sup> (設計堆積土砂量：1,900 m<sup>3</sup>)</p>	

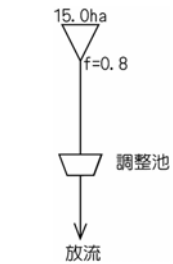


図14 流出モデル

## **開発編計算例 3**

(大規模開発、暫定調整池、簡便法)

### 開発編計算例3（大規模開発、暫定調整池、簡便法）

（与条件）

下図に示す様な流域内に開発行為を行った場合の流出抑制対策として暫定調整池を計画する。

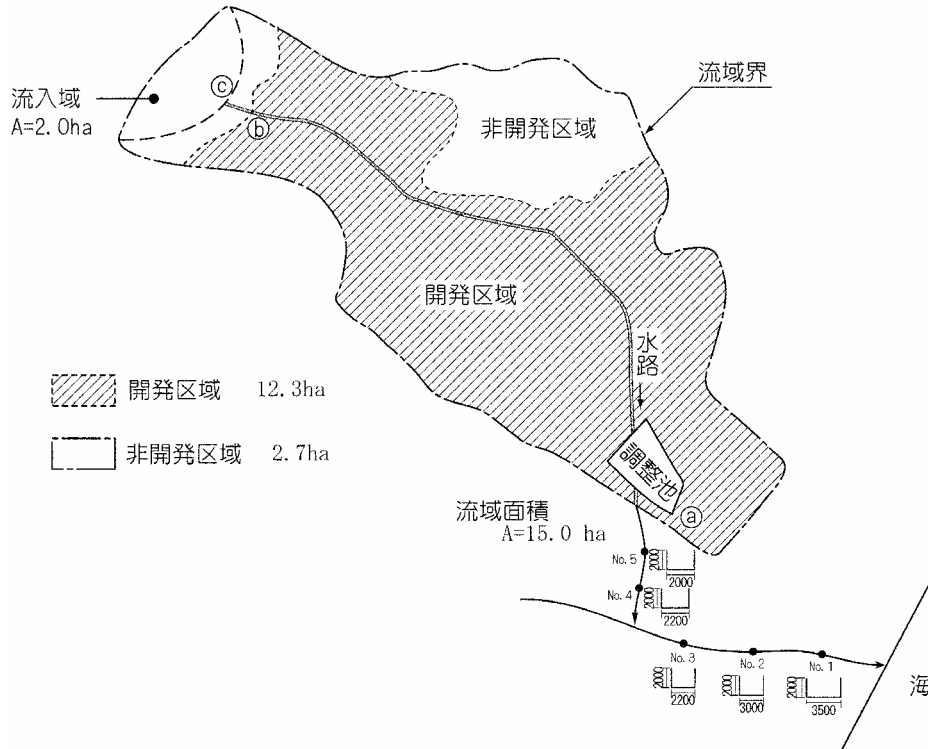
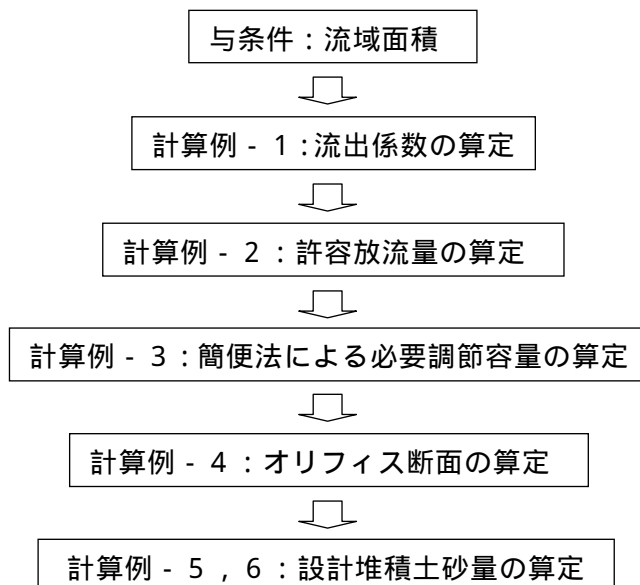


図1 開発区域諸元

（計算例フロー）

計算は以下に示すフローに従い行う。





計算例 - 1

(流出係数の算定)

開発後における流出係数の加重平均値を求める。(技術基準(案)第13条)

該当流域の流末は、河川となっていることより、「建設省 河川砂防技術基準(案)同解説」で用いられている地目別流出係数の値をもとに算定する。

開発後の土地利用状況は下図のとおりとなり、流出係数は  $c=0.80$  となる。

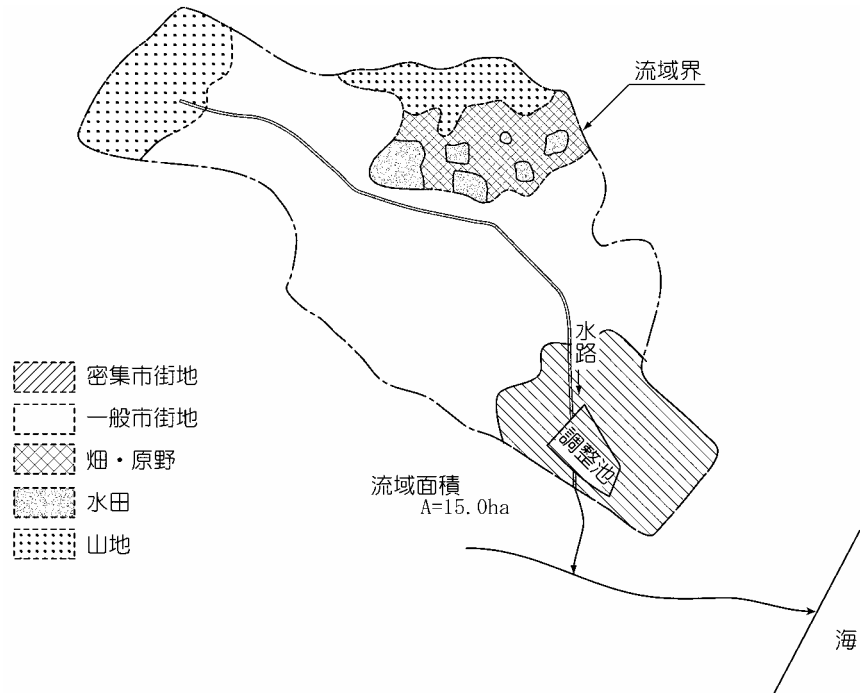


図2 土地利用図(開発後)

表1 加重平均値算定表

地区	流出係数 c	土地利用面積 a	$c \times a$
密集市街地	0.9	2.91	2.62
一般市街地	0.8	9.37	7.50
畑・原野	0.6	0.87	0.52
水田	0.7	0.66	0.46
山地	0.7	1.19	0.83
合計		15.00	11.93
加重平均値			0.80

計算例 - 2

(許容放流量の算定)

許容放流量となる下流水路の流下能力算定を行う。(技術基準(案)第15条)

下流水路の流下能力は、縦横断図を用い、*Manning*の平均流速公式により求める。

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$Q = A \cdot v$$

ここに、 $v$ ：流速(m/s)、 $n$ ：粗度係数、 $R$ ：径深(m)、 $I$ ：河床勾配

$A$ ：流水断面積(m<sup>2</sup>)、 $P$ ：潤辺長(m)、 $Q$ ：流量(m<sup>3</sup>/s)

粗度係数は、対象とする水路の状況により次の値を標準として用いる。

表2 粗度係数

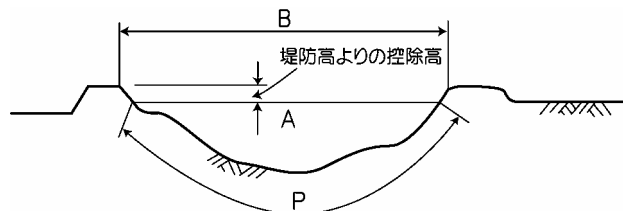
河川施設	一般河道または素掘水路	$n=0.030 \sim 0.035$
	護岸を施した河道	$n=0.030$
	三面張河道	$n=0.025$
	トンネルまたはボックス	$n=0.023$
下水道施設	ボックスカルバート	$n=0.015$
	側溝	$n=0.015$
	管渠	$n=0.013$

流下能力の計算は、下表の様式によって行う。

表3 流下能力計算表

測点	断面 B × H (m)	断面積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺長 P (m)	径深 R (m)	水路勾配 I (%)	粗度係数 n	流速 v (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	流域面積 C A (km <sup>2</sup> )	比流量 q (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
1	3.5 × 2.0	4.9	6.3	0.78	0.10	0.030	0.89	4.4	1.00	4.40
2	3.0 × 2.0	4.2	5.8	0.72	0.13	0.030	0.97	4.1	0.95	4.32
3	2.2 × 2.0	3.1	5.0	0.62	0.15	0.030	0.94	2.9	0.87	3.33
4	2.2 × 2.0	3.1	5.0	0.62	0.17	0.030	1.00	3.1	0.32	9.69
5	2.0 × 2.0	2.8	4.8	0.58	0.17	0.030	0.96	2.7	0.20	13.50

流下能力は余裕高0.6mとして算定。



この結果、測点 3における流下能力が最も小さい比流量 3.33(m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>)となることより、この値を許容放流比流量とする。また、調節池計画地点の流域面積は 0.15 km<sup>2</sup>であるので、調整池の許容放流量は、0.50(m<sup>3</sup>/s)となる。

$$Q_0 = 3.33 \times 0.15 = 0.50(\text{m}^3/\text{s})$$

計算例 - 3

(簡便法による必要調節容量の算定)

簡便法により許容放流量に対する必要調節容量を求める。(技術基準(案)第16条)

簡便法による必要調節容量は、降雨強度曲線を用いて求める下式のVの値が最大となる容量とする。

$$V_i = \left( r_i - \frac{rc}{2} \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360} \quad (1)$$

ここに

$V_i$  : 容量( $m^3$ )

$r_i$  : 降雨強度曲線上の任意継続時間相当降雨強度 (mm/hr)

$\left( r_i = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565} \right)$  : 福岡市河川長時間降雨強度式確率30年)

$rc$  : 許容放流量に相当する降雨強度 (mm/hr) ( $rc = \frac{360 \times Q}{f \times A}$ )

$t_i$  : 任意の降雨継続時間(min)

$f$  : 流出係数

$A$  : 集水面積(ha)

・洪水調節容量

(1)式の定数項を除いた式をyとおくと

$$y = \left( \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565} - \frac{rc}{2} \right) \cdot t_i \quad (2)$$

これを微分して  $\frac{dy}{dt_i} = 0$  とすると

$$\frac{dy}{dt_i} = \frac{706.15 \times \{ (t^{0.55} + 1.565) - 0.55 t_i^{0.55} \}}{(t^{0.55} + 1.565)^2} - \frac{rc}{2} = 0 \quad (3)$$

(3)式を $t^{0.55} =$  とおいて整理すると

$$\begin{aligned} \frac{rc}{2} \cdot t_i^{0.55} + (1.565rc - 317.768) \cdot t_i^{0.55} + (1.2245rc - 1105.125) \cdot t_i^{0.55} &= 0 \\ &= \frac{- (1.565rc - 315.516) + (0 + 1205.636rc + 100976.50) \cdot \frac{1}{2}}{rc} \\ t_i &= \frac{1}{0.55} \quad (4) \end{aligned}$$

(4)式により求めた $t_i$ を(1)式に代入して $V_i$ を求める。

計算の結果、許容放流量 $0.50\text{m}^3/\text{s}$ (下流流下能力)以下に流出抑制するために必要な調節容量は、 $15,600\text{m}^3$ となる。

表4 許容放流量に対する必要調節容量の算定

A (ha)	f	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	r c (mm/hr)	x	t <sub>i</sub> (min)	V <sub>i</sub> ( $\text{m}^3$ )
15	0.8	0.5	15.00	42.6	918.9	15,575.6

注) 計算式

$$r_c = \frac{360 \times Q}{f \times A} = \frac{360 \times 0.5}{0.8 \times 15} = 15.0 \text{ mm/hr}$$

$$\chi = \frac{-(1.565 \times 15 - 317.768) + (1,215.636 \times 15 + 100,976.50)^{\frac{1}{2}}}{15} = 42.638$$

$$t_i = 42.638^{\frac{1}{0.55}} = 918.9 \text{ min}$$

$$V_i = \left( \frac{706.15}{918.9^{0.55} + 1.565} - \frac{15}{2} \right) \times 60 \times 918.9 \times 0.8 \times 15 \times \frac{1}{360} = 15,575.6 \text{ m}^3$$

計算例 - 4

(オリフィス断面の算定)

オリフィスの流量公式よりオリフィス断面を算定する。(技術基準(案)第16条)

調整池諸元の設定

前項の必要調節容量をもとに、調整池の諸元を設定する。

表5 調整池H - F - V

水位 (m)	面積 (m <sup>2</sup> )	容量 (m <sup>3</sup> )	備考
24.00	20	0	オリフィス 敷高
25.00	20	20	
25.00	4,500	20	調整池敷高
26.00	5,100	4,800	
27.00	5,700	10,200	
28.00	6,300	16,200	H W L
29.00	6,900	22,800	

オリフィス断面の仮定

・算定式

$$Q = C \cdot B \cdot D \sqrt{2g(H - D/2)}$$

ここに、

Q : オリフィスからの放流量

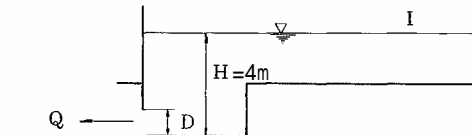
C : オリフィスの流量係数

B : 放流孔の幅

D : 放流孔の高さ

g : 重力加速度

H : 貯留水深 (側溝部含む)



$$H = \text{HWL} (28\text{m}) - \text{オリフィス敷高} (24\text{m}) = 4\text{m}$$

・オリフィス断面

オリフィス断面を幅 0.31m、高さ 0.30m と仮定する。

オリフィスからの放流量 Q は、

$$Q = 0.6 \times 0.31 \times 0.3 \sqrt{2 \times 9.8 \times (4 - 0.3/2)}$$

$$= 0.485(\text{m}^3/\text{s}) < Q_o = 0.50(\text{m}^3/\text{s})$$

(許容放流量)

・・・ OK

最大放流量に対する必要調節容量

前項で設定したオリフィス断面による最大放流量をもとに必要調節容量を再度算出する。

表6 最大放流量に対する必要調節容量の算定

A (ha)	f	Q (m <sup>3</sup> /s)	r <sub>c</sub> (mm/hr)	x	t <sub>i</sub> (min)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
15	0.8	0.485	14.55	44.0	971.0	16,000.6

注) 計算式

$$r_c = \frac{360 \times Q}{f \times A} = \frac{360 \times 0.485}{0.8 \times 15} = 14.55 \text{ mm/hr}$$

$$\chi = \frac{-(1.565 \times 14.55 - 317.768) + (1,215.636 \times 14.55 + 100,976.50)^{\frac{1}{2}}}{14.55} = 43.95$$

$$t_i = 43.95^{\frac{1}{0.55}} = 971.0 \text{ min}$$

$$V_i = \left( \frac{706.15}{971.0^{0.55} + 1.565} - \frac{14.55}{2} \right) \times 60 \times 971.0 \times 0.8 \times 15 \times \frac{1}{360} = 16,000.6 \text{ m}^3$$

以上より、必要調節容量は 16,000m<sup>3</sup>となる。

貯留可能容量 16,200m<sup>3</sup> > 16,000m<sup>3</sup> (必要調節容量) . . . O K

### 計算例 - 5

(造成工事中の設計堆積土砂量の算定)

造成工事中、1年毎に堆積土砂を撤去するとした場合の設計堆積土砂量を求める。(技術基準(案)第17条)

造成工事中の設計堆積土砂量の算定式は、以下に示すとおりである。

$$\text{設計堆積土砂量} = \text{設計値} \times \left\{ \sum_{i=0}^{N-1} \left( \frac{1}{2} \right)^i \right\} \times A$$

ここに、N：設計堆積年数

A：集水域内造成面積(ha)

設計堆積年数は、1年毎に堆積土砂を撤去するものとし、集水区域内造成面積は12.3haであるので、上式を用いて算定すると以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \text{設計堆積土砂量} &= \text{設計値} \times \left\{ \sum_{i=0}^{N-1} \left( \frac{1}{2} \right)^i \right\} \times A \\ &= 150(\text{m}^3/\text{ha}/\text{年}) \times \left( \frac{1}{2} \right)^0 \times 12.3(\text{ha}) \\ &= 1,900(\text{m}^3) \end{aligned}$$

### 計算例 - 6

(造成完了後の設計堆積土砂量の算定)

土地造成完了後、3年毎に堆積土砂の撤去を行う場合の設計堆積土砂量を求める。(技術基準(案)第17条)

土地造成完了後は流入面積1ha当たり1.5m<sup>3</sup>/年を標準とすることより、設計堆積土砂量は以下のとおりとなる。

$$1.5\text{m}^3/\text{年}/\text{ha} \times 3\text{年} \times 15.0\text{ha} = 70\text{m}^3$$

## 計算結果のまとめ

項 目	諸 元 等	
1 計算条件	流出抑制施設	暫定調整池
	暫定調整池	<p>流域面積：15.0ha</p> <p>流出係数：開発後 0.80</p> <p>計画降雨：確率 1/30</p> $r_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565}$ <p>許容放流量：0.50m<sup>3</sup>/s</p> <p>(下流水路流下能力より設定)・・・確率 1/30 に対して、 開発後ピーク流量を この値まで調節</p>
2 計算結果	<p>オリフィス形状：幅 0.31m、高さ 0.30m</p> <p>放流量：0.485m<sup>3</sup>/s (許容放流量：0.50 m<sup>3</sup>/s)</p> <p>調節容量：16,000m<sup>3</sup> (H W L 調整池容量：16,200 m<sup>3</sup>)</p> <p>必要総容量：17,900m<sup>3</sup> (設計堆積土砂量：1,900 m<sup>3</sup>)</p>	



図3 流出モデル



## **開発編計算例 4**

(大規模開発、流域貯留施設、貯留追跡計算法)

## 開発編計算例4（大規模開発、流域貯留施設、貯留追跡計算法）

（与条件）

下図に示す様な流域内に大学を新設（開発）し、運動場（流域貯留施設）を流出抑制対策として利用するものとする。

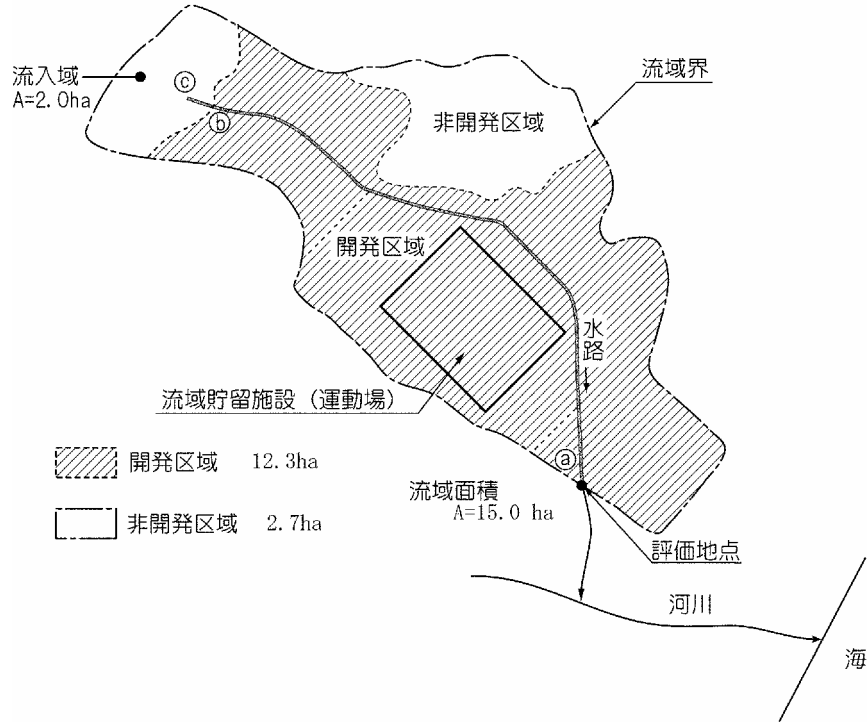


図1 開発区域諸元

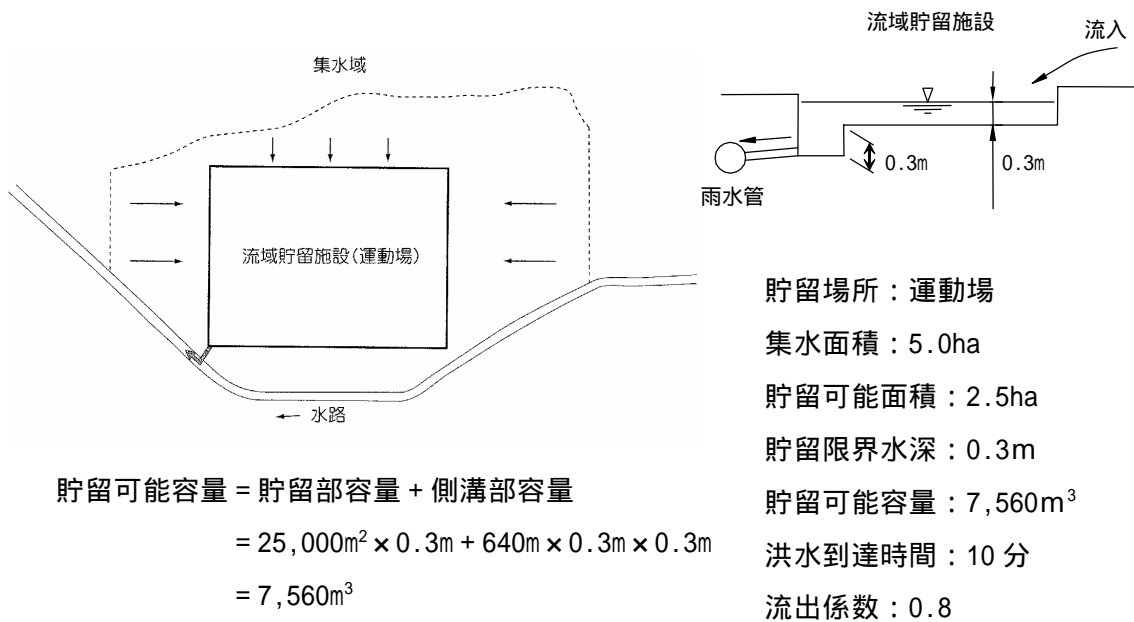
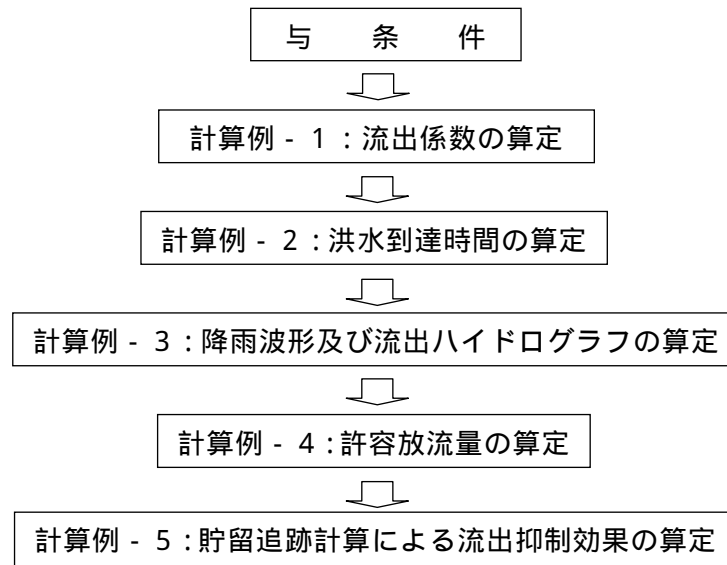


図2 貯留施設諸元

( 計算例フロー )

計算は以下に示すフローに従い行う。



計算例 - 1

(流出係数の算定)

開発前後における流出係数の加重平均値を求める。(技術基準(案)第13条)

該当流域の流末は、河川となっていることより、「建設省 河川砂防技術基準(案)同解説」で用いられている地目別流出係数の値をもとに算定する。

開発前

開発前の土地利用状況は、下図のとおりとなり、流出係数は  $c=0.65$  となる。

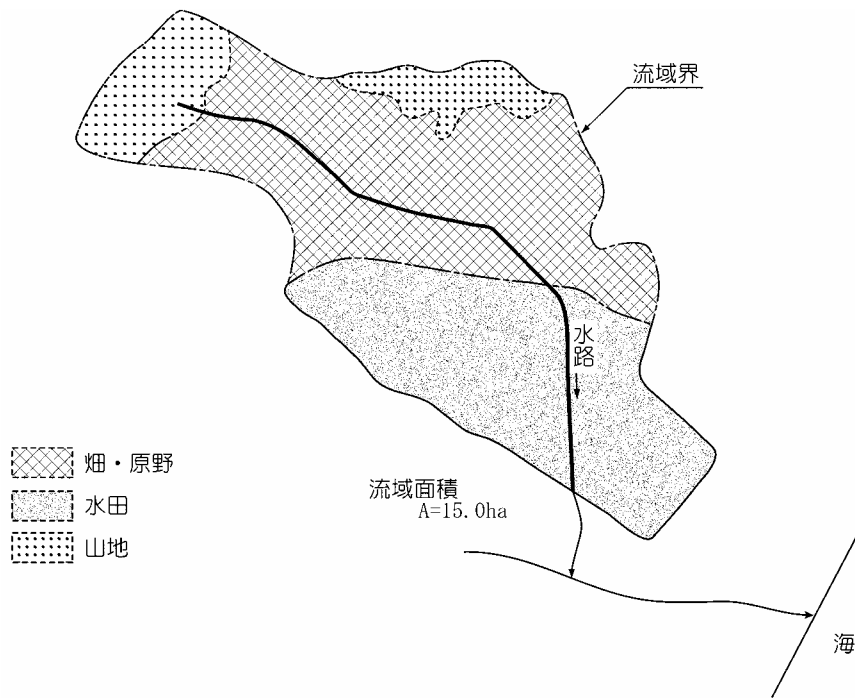


図3 土地利用図(開発前)

表1 加重平均値算定表

地区	流出係数 c	土地利用面積 a	$c \times a$
密集市街地	0.9	0.00	0.00
一般市街地	0.8	0.00	0.00
畑・原野	0.6	7.50	4.50
水田	0.7	6.31	4.42
山地	0.7	1.19	0.83
合計		15.00	9.75
加重平均値			0.65

開発後

開発後の土地利用状況は下図のとおりとなり、流出係数は  $c=0.80$  となる。

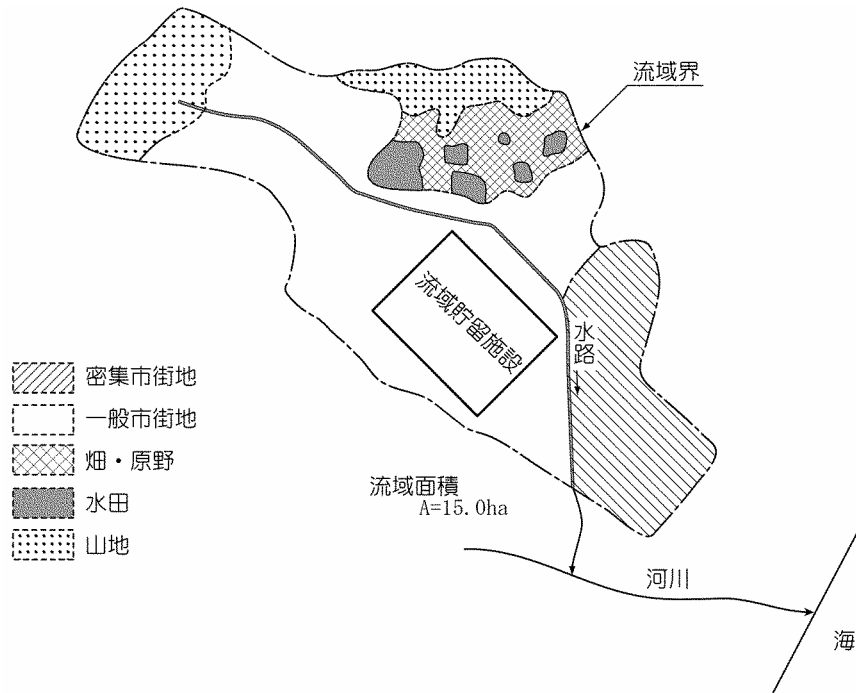


図 4 土地利用図（開発後）

表 2 加重平均値算定表

地 区	流出係数 c	土地利用面積 a	$c \times a$
密集市街地	0.9	2.91	2.62
一般市街地	0.8	9.37	7.50
畑・原野	0.6	0.87	0.52
水田	0.7	0.66	0.46
山地	0.7	1.19	0.83
合計		15.00	11.93
加重平均値			0.80

流域貯留施設を除く流出係数（直接流出域）も 0.80 となる。

計算例 - 2

(洪水到達時間の算定)

開発前後の到達時間を求める。(技術基準(案)第12条)

到達時間は、「等流流速法」により算定する。

開発前

流入時間  $t_1$  と流下時間  $t_2$  を足したものを到達時間とする。

流入時間  $t_1$  は、流域斜面長の長短に応じて 30 分以内の適切な時間をとる。

本流域の流入域は、 $A=0.02\text{km}^2$  であることより、下式により算定する。

$$\begin{aligned} \text{流入時間 } t_1 &= \sqrt{A} / \sqrt{2} \times 30 \\ &= \sqrt{0.02} / \sqrt{2} \times 30 \\ &= 3 \text{ 分} < 6 \text{ 分} \end{aligned}$$

計算結果は  $t_1=3$  分となり、6 分を下回ることより、流入時間  $t_1$  は 6 分とする。

流下時間  $t_2$  は、水路形状が下図のとおりとなっていることより、 Manning 式により流下速度を算定する。

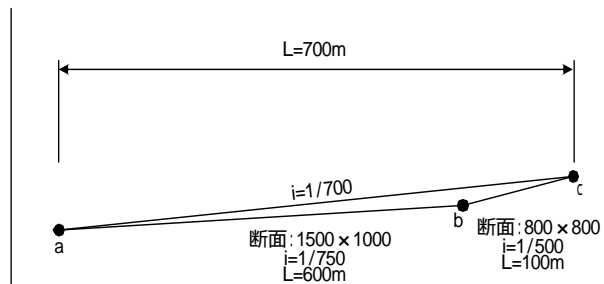


図5 開発前水路縦断模式図

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

$$v_{(ab)} = \frac{1}{0.015} \times (0.41)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{1}{750}\right)^{\frac{1}{2}} = 1.34 \text{ (m/s)}$$

$$v_{(bc)} = \frac{1}{0.015} \times (0.25)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{1}{500}\right)^{\frac{1}{2}} = 1.18 \text{ (m/s)}$$

( 径深 R は 9 割水深で算定した。 )

また、流下時間は、次式により求められるので、各区間毎に整理すると下表のとおりとなる。

$$t_2 = \frac{1}{3600} \cdot L/V$$

ここで、 $t_2$ ：河道流下時間(hr)、 $L$ ：河道延長(m)、 $V$ ：流速

表3 流下時間算定表

区 間	a~b 区間	b~c 区間	合 計
流下速度(m/s)	1.34	1.18	-
延 長(m)	600	100	700
流下時間(分)	7.5	1.4	8.9

以上より、到達時間は、14.9分となる。

$$t_c = t_1 + t_2 = 6.0 + 8.9 = 14.9 \text{ 分}$$

これを丸めて到達時間を 15 分とした。

開発後

流入時間  $t_1$  と流下時間  $t_2$  を足したものを到達時間とする。

流入時間  $t_1$  は、下水道計画において使用される 6 分とする。

開発区域内では、排水計画により下図のとおりとなっていることより、マンニング式により流下速度を算定する。

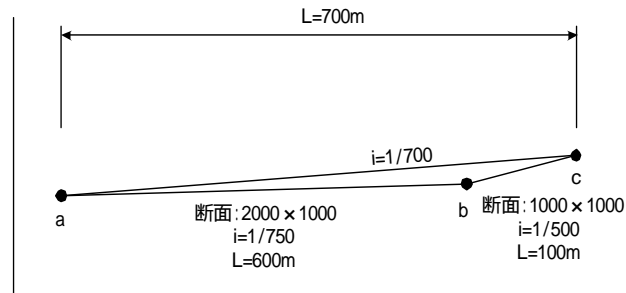


図 6 水路縦断模式図

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$
$$v_{(ab)} = \frac{1}{0.015} \cdot 0.47^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{1}{750}\right)^{\frac{1}{2}}$$
$$= 1.47(\text{m/s})$$
$$v_{(bc)} = \frac{1}{0.015} \times (0.32)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{1}{500}\right)^{\frac{1}{2}} = 1.39(\text{m/s})$$

( 径深 R は 9 割水深で算定した。 )



また、流下時間は、次式により求められるので、各区間毎に整理すると下表のとおりとなる。

$$t_2 = \frac{1}{3600} \cdot L/V$$

ここで、 $t_2$ : 河道流下時間(hr)、 $L$ : 河道延長(m)、 $V$ : 流速

表4 流下時間算定表

区 間	a~b 区間	b~c 区間	合 計
流下速度(m/s)	1.47	1.39	-
延 長(m)	600	100	700
流下時間(分)	6.8	1.2	8.0

以上より、到達時間は、14.0分となる。

$$T_c = t_1 + t_2 = 6.0 + 8.0 = 14.0 \text{ 分}$$

### 計算例 - 3

(降雨波形及び流出ハイドログラフの算定)

流域最下流端の評価地点における降雨波形、流出ハイドログラフおよび流域貯留施設の必要調節容量の算定に用いる流出ハイドログラフを以下に算定する。(技術基準(案)第 10 条、第 14 条)

#### 降雨波形の算定

降雨波形は中央集中型と後方集中型の 2 波形を作成する。

計算には、計画規模 30 年の福岡市河川長時間降雨強度式を用い、計算単位時間を開発後の洪水到達時間に合わせ 14 分とする。

$$r_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565} \quad (\text{福岡市河川長時間降雨強度式})$$

降雨継続時間は 24 時間とするので、降雨波形の計算時点数は 103(=24 × 60/14)となり、降雨強度曲線上の 14 分おきの降雨強度を 1440 分まで計算する。

単位時間 14 分降雨に対応する降雨強度は、下式により算定する。

$$I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1} \quad (\text{各時点の降雨強度})$$

ここに、 $I_n$  : 各計算時点の単位時間あたり降雨強度(mm/hr)

$n$  : 計算時点

$r_n$  : 各計算時点の降雨強度(mm/hr)

後方集中型降雨波形は、 $I$  が最大となる  $I_1$  を降雨終了時にとって、順次  $I_2$  から  $I_{103}$  まで配列する。

中央集中型降雨波形は、 $I$  が最大となる  $I_1$  を、降雨の中間地点にとり、順次、後前後前となるように  $I_2$  から  $I_{103}$  まで配列する。

### 合理式による流出ハイドログラフ

次に合理式を用い降雨からの流出ハイドログラフの算出を行う。

計算は、流域内を直接流出域と間接流出域に区分し、各々について検討地区での諸条件および各時点の降雨強度 I (中央集中型降雨波形、後方集中型降雨波形の 2 つ) を用いて行う。

表 5 処理区域の区分

区 分	集水面積 ( ha )	備 考
直接流出域	10.0	
間接流出域	5.0	流域貯留施設
合 計	15.0	

降雨波形および流出ハイドログラフの算定結果は次頁に示す。

表6 降雨波形および流量計算表（確率30年、開発後、全流域）

計算 時点 $n$	継続時間 $t = n \cdot \tau$ (min)	降雨強度 $r_{30} = \frac{706.15}{\tau^{0.55} + 1.565}$ (mm/hr)	$n \cdot r$	単位時間あたりの降雨強度 $I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1}$ (mm/hr)	流出量 $Q = \frac{1}{360} \cdot f_r \cdot r \cdot A$ ( $m^3/s$ )
1	14	121.03	121.03	121.03	4.03
2	28	90.35	180.70	59.67	1.99
3	42	75.30	225.91	45.21	1.51
4	56	65.89	263.57	37.66	1.26
5	70	59.28	296.41	32.84	1.09
6	84	54.31	325.84	29.43	0.98
7	98	50.38	352.69	26.86	0.90
8	112	47.19	377.52	24.83	0.83
9	126	44.52	400.70	23.18	0.77
10	140	42.25	422.50	21.80	0.73
11	154	40.29	443.14	20.63	0.69
12	168	38.56	462.76	19.63	0.65
13	182	37.04	481.51	18.74	0.62
14	196	35.68	499.47	17.97	0.60
15	210	34.45	516.74	17.27	0.58
16	224	33.34	533.39	16.65	0.55
17	238	32.32	549.48	16.08	0.54
18	252	31.39	565.04	15.57	0.52
19	266	30.53	580.14	15.10	0.50
20	280	29.74	594.81	14.67	0.49
21	294	29.00	609.08	14.27	0.48
22	308	28.32	622.97	13.90	0.46
23	322	27.67	636.52	13.55	0.45
24	336	27.07	649.75	13.23	0.44
25	350	26.51	662.68	12.93	0.43
26	364	25.97	675.33	12.65	0.42
27	378	25.47	687.71	12.38	0.41
28	392	24.99	699.84	12.13	0.40
29	406	24.54	711.73	11.89	0.40
30	420	24.11	723.40	11.67	0.39
31	434	23.71	734.86	11.46	0.38
32	448	23.32	746.11	11.25	0.38
33	462	22.94	757.17	11.06	0.37
34	476	22.59	768.04	10.88	0.36
35	490	22.25	778.75	10.70	0.36
36	504	21.92	789.28	10.53	0.35
37	518	21.61	799.65	10.37	0.35
38	532	21.31	809.87	10.22	0.34
39	546	21.02	819.94	10.07	0.34
40	560	20.75	829.87	9.93	0.33
41	574	20.48	839.67	9.79	0.33
42	588	20.22	849.33	9.66	0.32
43	602	19.97	858.86	9.54	0.32
44	616	19.73	868.28	9.41	0.31
45	630	19.50	877.57	9.30	0.31
46	644	19.28	886.76	9.18	0.31
47	658	19.06	895.85	9.07	0.30
48	672	18.85	904.80	8.97	0.30
49	686	18.65	913.66	8.86	0.30
50	700	18.45	922.43	8.77	0.29
51	714	18.26	931.10	8.67	0.29
52	728	18.07	939.67	8.58	0.29
53	742	17.89	948.16	8.48	0.28
54	756	17.71	956.56	8.40	0.28
55	770	17.54	964.87	8.31	0.28
56	784	17.38	973.10	8.23	0.27
57	798	17.21	981.24	8.15	0.27
58	812	17.06	989.31	8.07	0.27
59	826	16.90	997.30	7.99	0.27
60	840	16.75	1005.22	7.92	0.26
61	854	16.61	1013.07	7.85	0.26
62	868	16.47	1020.84	7.77	0.26
63	882	16.33	1028.55	7.71	0.26
64	896	16.19	1036.19	7.64	0.25
65	910	16.06	1043.76	7.57	0.25
66	924	15.93	1051.27	7.51	0.25
67	938	15.80	1058.71	7.45	0.25
68	952	15.68	1066.10	7.38	0.25
69	966	15.56	1073.42	7.33	0.24
70	980	15.44	1080.69	7.27	0.24
71	994	15.32	1087.90	7.21	0.24
72	1008	15.21	1095.05	7.15	0.24
73	1022	15.10	1102.15	7.10	0.24
74	1036	14.99	1109.20	7.05	0.23
75	1050	14.88	1116.19	6.99	0.23
76	1064	14.78	1123.13	6.94	0.23
77	1078	14.68	1130.02	6.89	0.23
78	1092	14.58	1136.86	6.84	0.23
79	1106	14.48	1143.66	6.79	0.23
80	1120	14.38	1150.41	6.75	0.22
81	1134	14.29	1157.11	6.70	0.22
82	1148	14.19	1163.76	6.65	0.22
83	1162	14.10	1170.37	6.61	0.22
84	1176	14.01	1176.94	6.57	0.22
85	1190	13.92	1183.46	6.52	0.22
86	1204	13.84	1189.94	6.48	0.22
87	1218	13.75	1196.38	6.44	0.21
88	1232	13.67	1202.78	6.40	0.21
89	1246	13.59	1209.14	6.36	0.21
90	1260	13.51	1215.45	6.32	0.21
91	1274	13.43	1221.73	6.28	0.21
92	1288	13.35	1227.98	6.24	0.21
93	1302	13.27	1234.18	6.20	0.21
94	1316	13.20	1240.35	6.17	0.21
95	1330	13.12	1246.48	6.13	0.20
96	1344	13.05	1252.58	6.10	0.20
97	1358	12.98	1258.64	6.06	0.20
98	1372	12.90	1264.67	6.03	0.20
99	1386	12.83	1270.66	5.99	0.20
100	1400	12.77	1276.62	5.96	0.20
101	1414	12.70	1282.55	5.93	0.20
102	1428	12.63	1288.44	5.89	0.20
103	1442	12.57	1294.31	5.86	0.20

$n = 3$  の計算例

$$t = n \times \tau$$

$$= 3 \times 14$$

$$= 42 \text{ min}$$

$$r_{30} = \frac{706.15}{42^{0.55} + 1.565}$$

$$= 75.303 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1}$$

$$= 3 \times 75.303 - 2 \times 90.349$$

$$= 45.21 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.8 \times 45.21 \times 15$$

$$= 1.51 \text{ m}^3/\text{s}$$

表7 降雨波形および流量計算表（確率30年、開発後、直接流出域）

計算 時点 $n$	継続時間 $t = n \cdot \tau$ (min)	降雨強度 $r_{30} = \frac{706 \cdot 15}{t^{0.55} + 1.565}$ (mm/hr)	$n \cdot r$	単位時間あたりの降雨強度 $I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1}$ (mm/hr)	流出量 $Q = \frac{1}{360} \cdot f_r \cdot r \cdot A$ (m <sup>3</sup> /s)
1	14	121.03	121.03	121.03	2.69
2	28	90.35	180.70	59.67	1.33
3	42	75.30	225.91	45.21	1.00
4	56	65.89	263.57	37.66	0.84
5	70	59.28	296.41	32.84	0.73
6	84	54.31	325.84	29.43	0.65
7	98	50.38	352.69	26.86	0.60
8	112	47.19	377.52	24.83	0.55
9	126	44.52	400.70	23.18	0.52
10	140	42.25	422.50	21.80	0.48
11	154	40.29	443.14	20.63	0.46
12	168	38.56	462.76	19.63	0.44
13	182	37.04	481.51	18.74	0.42
14	196	35.68	499.47	17.97	0.40
15	210	34.45	516.74	17.27	0.38
16	224	33.34	533.39	16.65	0.37
17	238	32.32	549.48	16.08	0.36
18	252	31.39	565.04	15.57	0.35
19	266	30.53	580.14	15.10	0.34
20	280	29.74	594.81	14.67	0.33
21	294	29.00	609.08	14.27	0.32
22	308	28.32	622.97	13.90	0.31
23	322	27.67	636.52	13.55	0.30
24	336	27.07	649.75	13.23	0.29
25	350	26.51	662.68	12.93	0.29
26	364	25.97	675.33	12.65	0.28
27	378	25.47	687.71	12.38	0.28
28	392	24.99	699.84	12.13	0.27
29	406	24.54	711.73	11.89	0.26
30	420	24.11	723.40	11.67	0.26
31	434	23.71	734.86	11.46	0.25
32	448	23.32	746.11	11.25	0.25
33	462	22.94	757.17	11.06	0.25
34	476	22.59	768.04	10.88	0.24
35	490	22.25	778.75	10.70	0.24
36	504	21.92	789.28	10.53	0.23
37	518	21.61	799.65	10.37	0.23
38	532	21.31	809.87	10.22	0.23
39	546	21.02	819.94	10.07	0.22
40	560	20.75	829.87	9.93	0.22
41	574	20.48	839.67	9.79	0.22
42	588	20.22	849.33	9.66	0.21
43	602	19.97	858.86	9.54	0.21
44	616	19.73	868.28	9.41	0.21
45	630	19.50	877.57	9.30	0.21
46	644	19.28	886.76	9.18	0.20
47	658	19.06	895.83	9.07	0.20
48	672	18.85	904.80	8.97	0.20
49	686	18.65	913.66	8.86	0.20
50	700	18.45	922.43	8.77	0.19
51	714	18.26	931.10	8.67	0.19
52	728	18.07	939.67	8.58	0.19
53	742	17.89	948.16	8.48	0.19
54	756	17.71	956.56	8.40	0.19
55	770	17.54	964.87	8.31	0.18
56	784	17.38	973.10	8.23	0.18
57	798	17.21	981.24	8.15	0.18
58	812	17.06	989.31	8.07	0.18
59	826	16.90	997.30	7.99	0.18
60	840	16.75	1005.22	7.92	0.18
61	854	16.61	1013.07	7.85	0.17
62	868	16.47	1020.84	7.77	0.17
63	882	16.33	1028.55	7.71	0.17
64	896	16.19	1036.19	7.64	0.17
65	910	16.06	1043.76	7.57	0.17
66	924	15.93	1051.27	7.51	0.17
67	938	15.80	1058.71	7.45	0.17
68	952	15.68	1066.10	7.38	0.16
69	966	15.56	1073.42	7.33	0.16
70	980	15.44	1080.69	7.27	0.16
71	994	15.32	1087.90	7.21	0.16
72	1,008	15.21	1095.05	7.15	0.16
73	1,022	15.10	1102.15	7.10	0.16
74	1,036	14.99	1109.20	7.05	0.16
75	1,050	14.88	1116.19	6.99	0.16
76	1,064	14.78	1123.13	6.94	0.15
77	1,078	14.68	1130.02	6.89	0.15
78	1,092	14.58	1136.86	6.84	0.15
79	1,106	14.48	1143.66	6.79	0.15
80	1,120	14.38	1150.41	6.75	0.15
81	1,134	14.29	1157.11	6.70	0.15
82	1,148	14.19	1163.76	6.65	0.15
83	1,162	14.10	1170.37	6.61	0.15
84	1,176	14.01	1176.94	6.57	0.15
85	1,190	13.92	1183.46	6.52	0.14
86	1,204	13.84	1189.94	6.48	0.14
87	1,218	13.75	1196.38	6.44	0.14
88	1,232	13.67	1202.78	6.40	0.14
89	1,246	13.59	1209.14	6.36	0.14
90	1,260	13.51	1215.45	6.32	0.14
91	1,274	13.43	1221.73	6.28	0.14
92	1,288	13.35	1227.98	6.24	0.14
93	1,302	13.27	1234.18	6.20	0.14
94	1,316	13.20	1240.35	6.17	0.14
95	1,330	13.12	1246.48	6.13	0.14
96	1,344	13.05	1252.58	6.10	0.14
97	1,358	12.98	1258.64	6.06	0.13
98	1,372	12.90	1264.67	6.03	0.13
99	1,386	12.83	1270.66	5.99	0.13
100	1,400	12.77	1276.62	5.96	0.13
101	1,414	12.70	1282.55	5.93	0.13
102	1,428	12.63	1288.44	5.89	0.13
103	1,442	12.57	1294.31	5.86	0.13

$n = 3$  の計算例

$$t = n \times \tau$$

$$= 3 \times 14$$

$$= 42 \text{ min}$$

$$r_{30} = \frac{706.15}{42^{0.55} + 1.565}$$

$$= 75.303 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1}$$

$$= 3 \times 75.303 - 2 \times 90.349$$

$$= 45.21 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.8 \times 45.21 \times 10$$

$$= 1.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

表 8 降雨波形および流量計算表 (確率 30 年、開発後、間接流出域)

計算 時点 $n$	継続時間 $t = n \cdot t$ (min)	降雨強度 $r_{30} = \frac{706.15}{r^{0.55} + 1.565}$ (mm/hr)	$n \cdot r$	単位時間あたりの降雨強度 $I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1}$ (mm/hr)	流出量 $Q = \frac{1}{360} \cdot f_r \cdot r \cdot A$ (m <sup>3</sup> /s)
1	10	138.11	138.11	138.11	1.53
2	20	104.46	208.93	70.82	0.79
3	30	87.64	262.91	53.99	0.60
4	40	77.00	308.01	45.09	0.50
5	50	69.48	347.39	39.38	0.44
6	60	63.79	382.71	35.33	0.39
7	70	59.28	414.97	32.26	0.36
8	80	55.60	444.81	29.84	0.33
9	90	52.52	472.68	27.87	0.31
10	100	49.89	498.90	26.22	0.29
11	110	47.61	523.72	24.82	0.28
12	120	45.61	547.33	23.61	0.26
13	130	43.84	569.88	22.55	0.25
14	140	42.25	591.50	21.62	0.24
15	150	40.82	612.29	20.79	0.23
16	160	39.52	632.33	20.04	0.22
17	170	38.33	651.69	19.36	0.22
18	180	37.25	670.43	18.74	0.21
19	190	36.24	688.61	18.18	0.20
20	200	35.31	706.26	17.66	0.20
21	210	34.45	723.44	17.18	0.19
22	220	33.64	740.17	16.73	0.19
23	230	32.89	756.49	16.32	0.18
24	240	32.18	772.42	15.93	0.18
25	250	31.52	787.99	15.57	0.17
26	260	30.89	803.22	15.23	0.17
27	270	30.30	818.13	14.91	0.17
28	280	29.74	832.73	14.61	0.16
29	290	29.21	847.05	14.32	0.16
30	300	28.70	861.11	14.05	0.16
31	310	28.22	874.90	13.79	0.15
32	320	27.76	888.45	13.55	0.15
33	330	27.33	901.77	13.32	0.15
34	340	26.91	914.87	13.10	0.15
35	350	26.51	927.76	12.89	0.14
36	360	26.12	940.44	12.69	0.14
37	370	25.75	952.93	12.49	0.14
38	380	25.40	965.24	12.31	0.14
39	390	25.06	977.37	12.13	0.13
40	400	24.73	989.33	11.96	0.13
41	410	24.42	1001.12	11.79	0.13
42	420	24.11	1012.76	11.64	0.13
43	430	23.82	1024.25	11.48	0.13
44	440	23.54	1035.58	11.34	0.13
45	450	23.26	1046.78	11.20	0.12
46	460	23.00	1057.84	11.06	0.12
47	470	22.74	1068.77	10.93	0.12
48	480	22.49	1079.57	10.80	0.12
49	490	22.25	1090.24	10.68	0.12
50	500	22.02	1100.80	10.56	0.12
51	510	21.79	1111.24	10.44	0.12
52	520	21.57	1121.57	10.33	0.11
53	530	21.35	1131.79	10.22	0.11
54	540	21.15	1141.90	10.11	0.11
55	550	20.94	1151.91	10.01	0.11
56	560	20.75	1161.82	9.91	0.11
57	570	20.55	1171.63	9.81	0.11
58	580	20.37	1181.35	9.72	0.11
59	590	20.19	1190.98	9.63	0.11
60	600	20.01	1200.51	9.54	0.11
61	610	19.84	1209.96	9.45	0.10
62	620	19.67	1219.32	9.36	0.10
63	630	19.50	1228.60	9.28	0.10
64	640	19.34	1237.80	9.20	0.10
65	650	19.18	1246.92	9.12	0.10
66	660	19.03	1255.97	9.04	0.10
67	670	18.88	1264.93	8.97	0.10
68	680	18.73	1273.83	8.89	0.10
69	690	18.59	1282.65	8.82	0.10
70	700	18.45	1291.40	8.75	0.10
71	710	18.31	1300.08	8.68	0.10
72	720	18.18	1308.70	8.62	0.10
73	730	18.04	1317.25	8.55	0.09
74	740	17.92	1325.73	8.48	0.09
75	750	17.79	1334.15	8.42	0.09
76	760	17.66	1342.51	8.36	0.09
77	770	17.54	1350.81	8.30	0.09
78	780	17.42	1359.05	8.24	0.09
79	790	17.31	1367.24	8.18	0.09
80	800	17.19	1375.36	8.12	0.09
81	810	17.08	1383.43	8.07	0.09
82	820	16.97	1391.44	8.01	0.09
83	830	16.86	1399.40	7.96	0.09
84	840	16.75	1407.31	7.91	0.09
85	850	16.65	1415.17	7.86	0.09
86	860	16.55	1422.97	7.80	0.09
87	870	16.45	1430.73	7.75	0.09
88	880	16.35	1438.43	7.71	0.09
89	890	16.25	1446.09	7.66	0.09
90	900	16.15	1453.70	7.61	0.08
91	910	16.06	1461.26	7.56	0.08
92	920	15.96	1468.78	7.52	0.08
93	930	15.87	1476.25	7.47	0.08
94	940	15.78	1483.68	7.43	0.08
95	950	15.70	1491.07	7.38	0.08
96	960	15.61	1498.41	7.34	0.08
97	970	15.52	1505.71	7.30	0.08
98	980	15.44	1512.97	7.26	0.08
99	990	15.36	1520.18	7.22	0.08
100	1,000	15.27	1527.36	7.18	0.08
101	1,010	15.19	1534.50	7.14	0.08
102	1,020	15.11	1541.60	7.10	0.08
103	1,030	15.04	1548.66	7.06	0.08
104	1,040	14.96	1555.68	7.02	0.08
105	1,050	14.88	1562.67	6.99	0.08
106	1,060	14.81	1569.61	6.95	0.08
107	1,070	14.73	1576.53	6.91	0.08
108	1,080	14.66	1583.40	6.88	0.08
109	1,090	14.59	1590.25	6.84	0.08

110	1.100	14.52	1597.05	6.81	0.08
111	1.110	14.45	1603.83	6.77	0.08
112	1.120	14.38	1610.57	6.74	0.07
113	1.130	14.31	1617.27	6.71	0.07
114	1.140	14.25	1623.95	6.67	0.07
115	1.150	14.18	1630.59	6.64	0.07
116	1.160	14.11	1637.20	6.61	0.07
117	1.170	14.05	1643.78	6.58	0.07
118	1.180	13.99	1650.32	6.55	0.07
119	1.190	13.92	1656.84	6.52	0.07
120	1.200	13.86	1663.33	6.49	0.07
121	1.210	13.80	1669.79	6.46	0.07
122	1.220	13.74	1676.21	6.43	0.07
123	1.230	13.68	1682.61	6.40	0.07
124	1.240	13.62	1688.98	6.37	0.07
125	1.250	13.56	1695.32	6.34	0.07
126	1.260	13.51	1701.64	6.31	0.07
127	1.270	13.45	1707.92	6.29	0.07
128	1.280	13.39	1714.18	6.26	0.07
129	1.290	13.34	1720.41	6.23	0.07
130	1.300	13.28	1726.62	6.20	0.07
131	1.310	13.23	1732.80	6.18	0.07
132	1.320	13.17	1738.95	6.15	0.07
133	1.330	13.12	1745.07	6.13	0.07
134	1.340	13.07	1751.18	6.10	0.07
135	1.350	13.02	1757.25	6.08	0.07
136	1.360	12.97	1763.30	6.05	0.07
137	1.370	12.91	1769.33	6.03	0.07
138	1.380	12.86	1775.33	6.00	0.07
139	1.390	12.82	1781.31	5.98	0.07
140	1.400	12.77	1787.27	5.96	0.07
141	1.410	12.72	1793.20	5.93	0.07
142	1.420	12.67	1799.11	5.91	0.07
143	1.430	12.62	1804.99	5.89	0.07
144	1.440	12.58	1810.86	5.86	0.07

n = 3 の計算例

$$t = n \times t = 3 \times 10 = 30 \text{ min}$$

$$r_{30} = \frac{706.15}{30^{0.55} + 1.565} = 87.638 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1} = 3 \times 87.638 - 2 \times 104.464 = 53.99 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.8 \times 53.99 \times 5 = 0.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

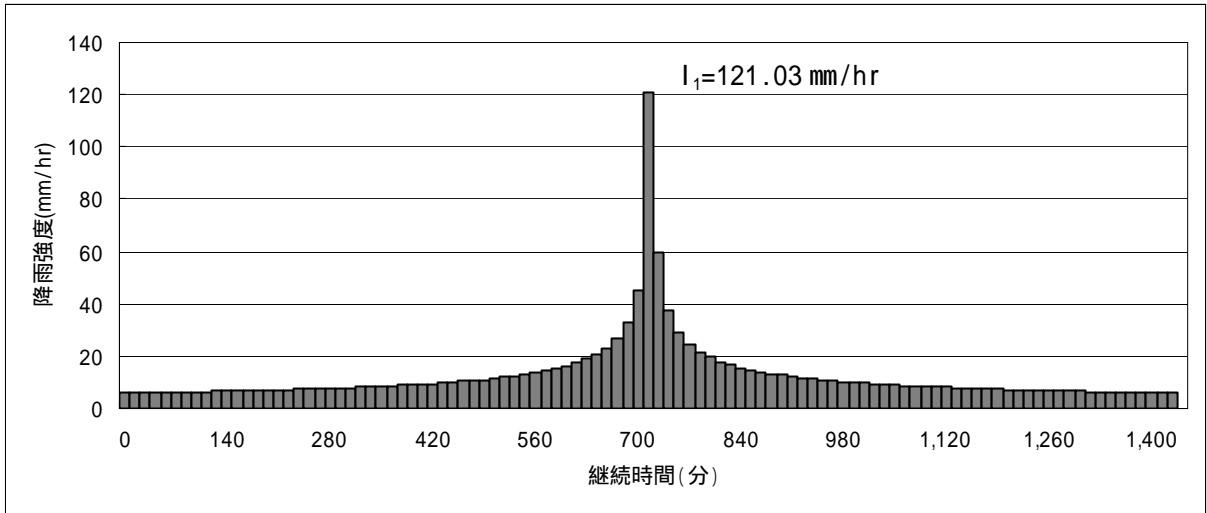


図7 中央集中型降雨波形（確率30年）

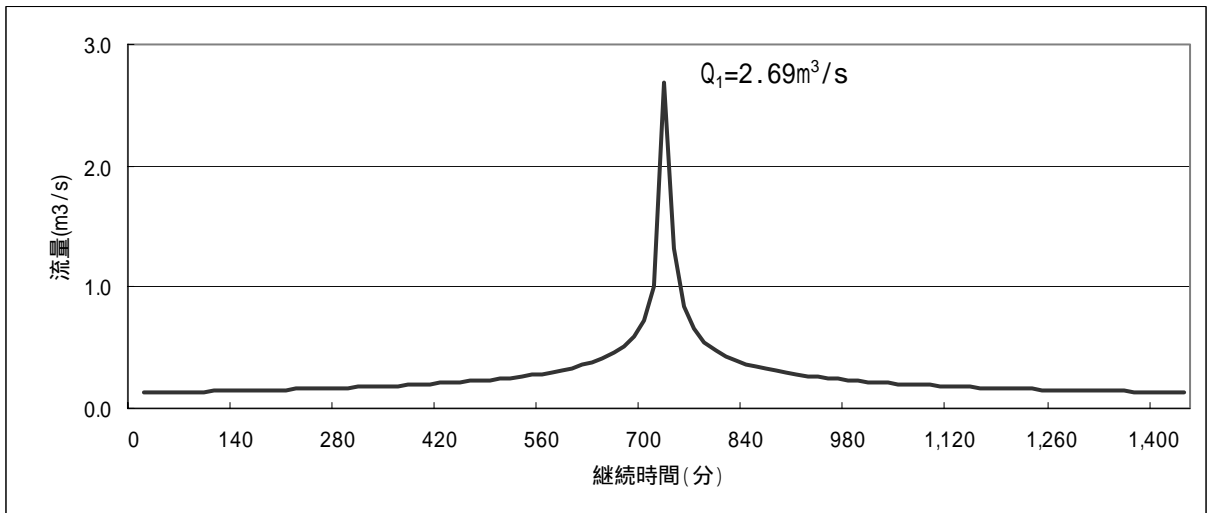


図8 直接流出域のハイドログラフ

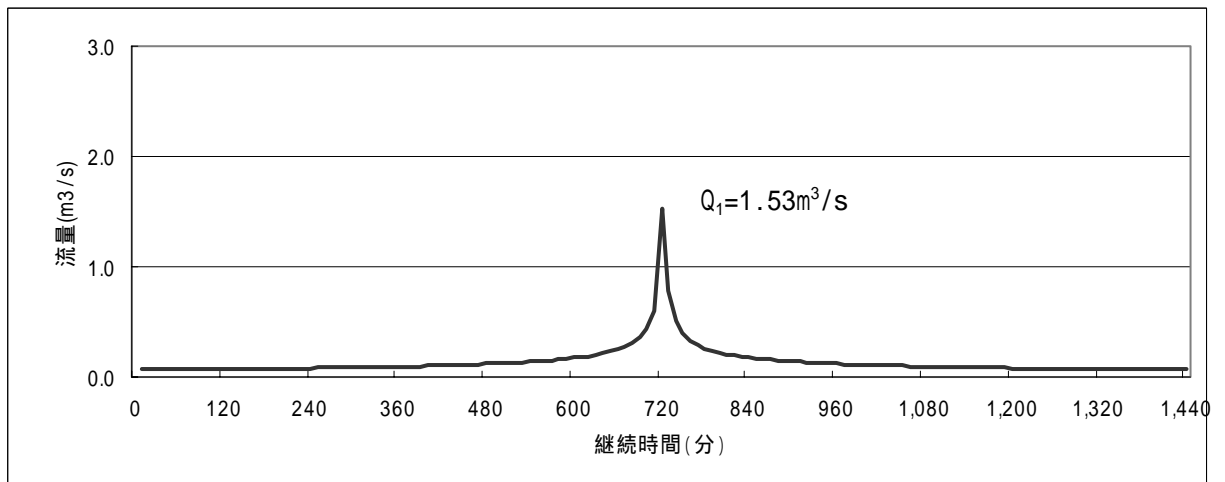


図9 間接流出域のハイドログラフ



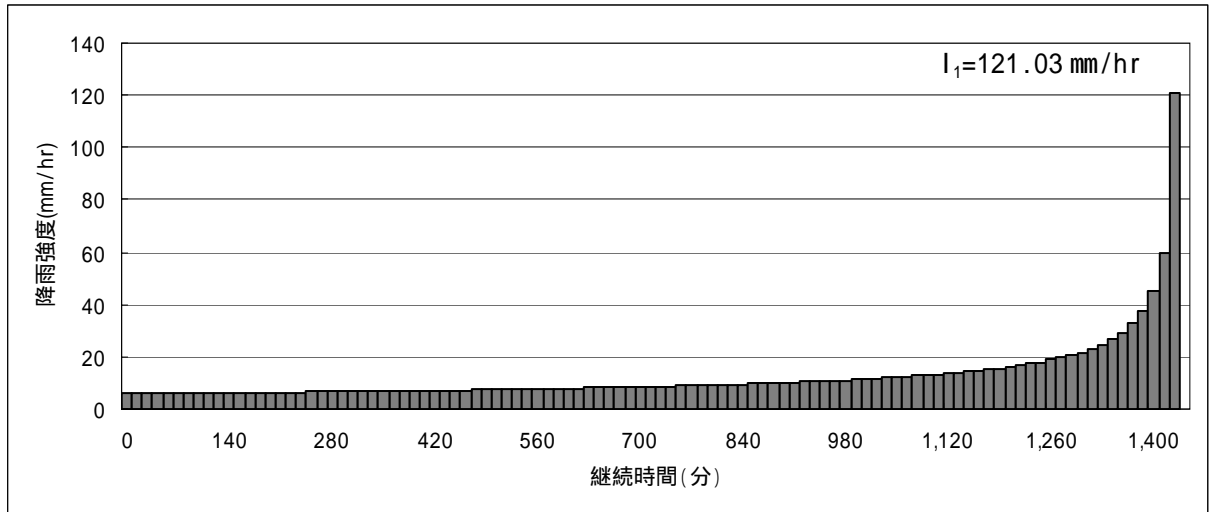


図 10 後方集中型降雨波形 (確率 30 年)

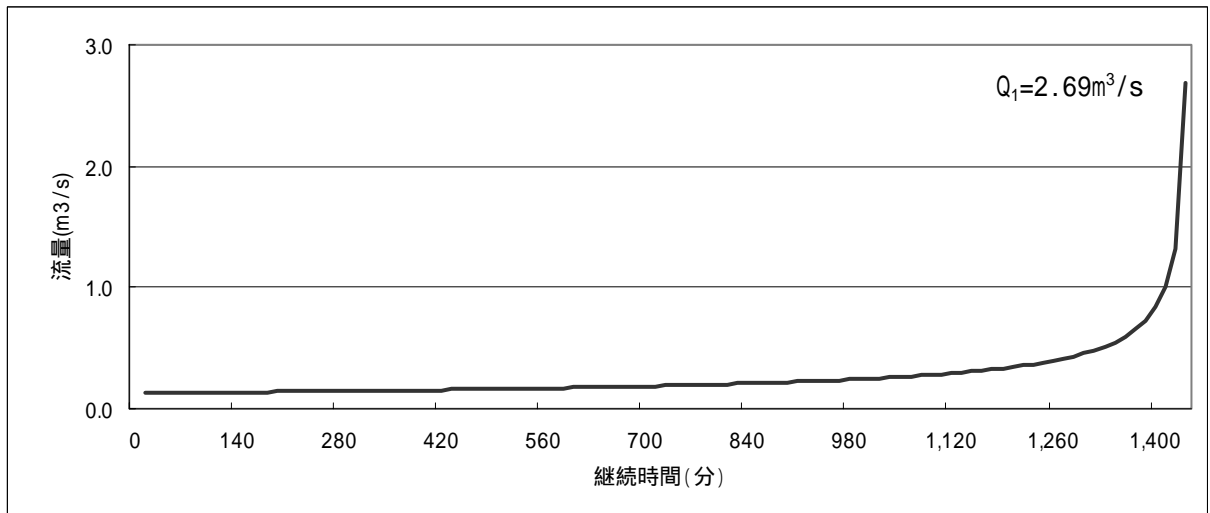


図 11 直接流出域のヒドログラフ

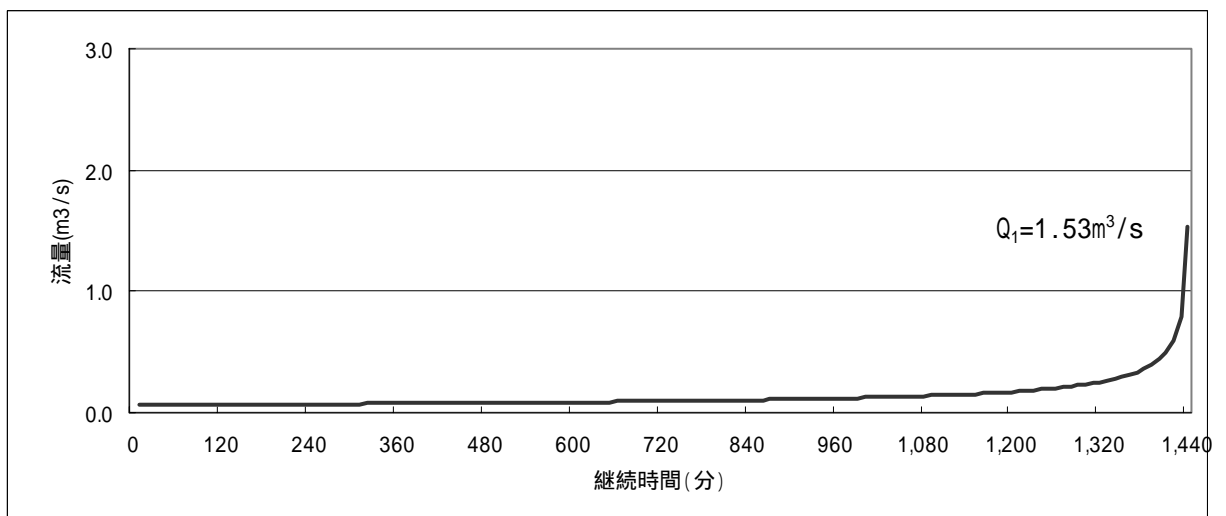


図 12 間接流出域のヒドログラフ

#### 計算例 - 4

(許容放流量の算定)

計画規模 30 年における開発前ピーク流量を算定する。(技術基準(案)第 11 条、第 15 条)

ピーク流量の算定は合理式を用いる。

$$Q = \frac{1}{360} f \cdot r \cdot A$$

$f$  = 開発前流出係数

$r$  = 降雨強度(mm/hr)

$A$  = 流域面積(ha)

開発前流出係数

前述の算定結果より  $f = 0.65$

降雨強度

前述の開発前洪水到達時間算定結果を、福岡市河川長時間降雨強度式(確率 30 年)に代入し、算定する。

$$r = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565} = \frac{706.15}{15^{0.55} + 1.565} = 117.7(\text{mm/hr})$$

流域面積

与条件より  $A = 15.0(\text{ha})$

開発前ピーク流量

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.65 \times 117.7 \times 15.0 = 3.19(\text{m}^3/\text{s})$$

流域貯留施設の許容放流量

以上より、流域最下流の評価地点において、開発後ピーク流量が  $3.19\text{m}^3/\text{s}$  以下となるような流出抑制対策が必要となる。

これより、流域貯留施設の許容放流量は、開発前ピーク流量 ( $3.19\text{m}^3/\text{s}$ ) から直接流出域の開発後ピーク流量 ( $2.69\text{m}^3/\text{s}$ ) を差し引き、 $0.5\text{m}^3/\text{s}$  と設定する。

$$\cdot \text{直接流出域の開発後ピーク流量} = \frac{1}{360} \times 0.8 \times \frac{706.15}{14^{0.55} + 1.565} \times 10 = 2.69\text{m}^3/\text{s}$$

$$\begin{aligned} \cdot \text{流域貯留施設の許容放流量} &= \text{開発前ピーク流量} - \text{直接流出域の開発後ピーク流量} \\ &= 3.19 - 2.69 \\ &= 0.5\text{m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

計算例 - 5

貯留追跡計算による流出抑制効果の算定

流域貯留施設の流出抑制効果を貯留追跡計算により算定する。(技術基準(案)第16条)

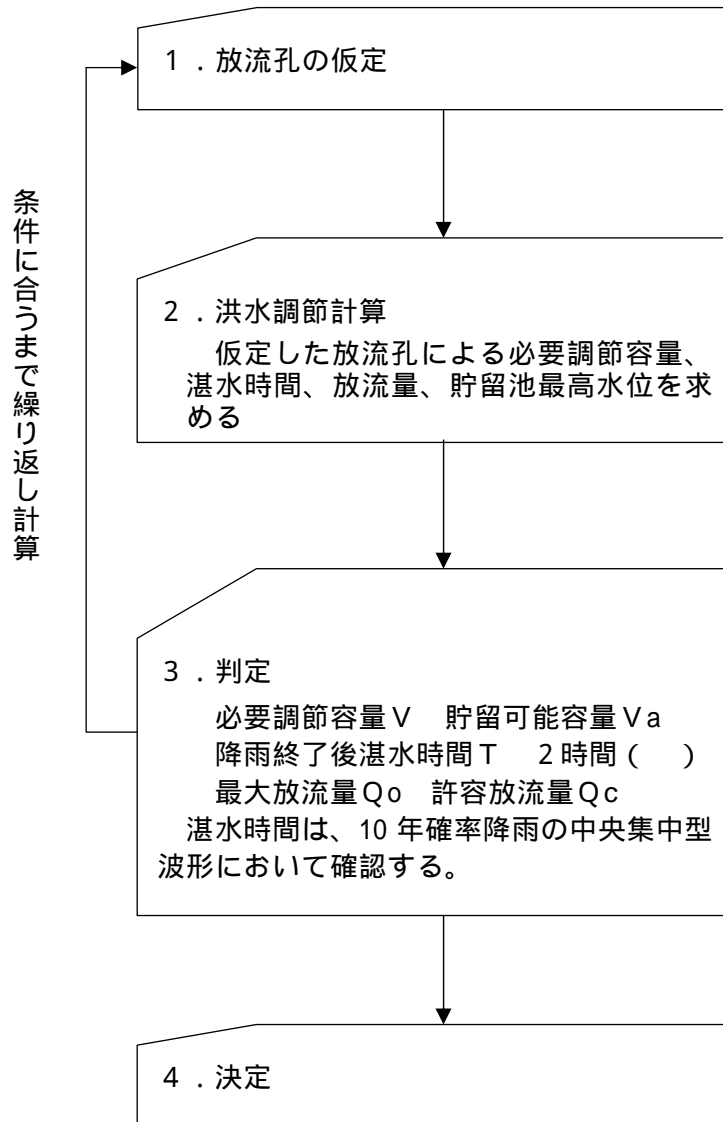


図 13 必要調節容量検討フロー

年超過確率 1/10 に対する洪水調節計算

年超過確率 1/10 降雨、中央集中型降雨波形を用いて、降雨終了後の湛水時間が 2 時間以内となるオリフィス形状を貯留追跡計算により求めた。

その結果は次表のとおりであり、貯留施設を有効に活用するため、ケース 2 のオリフィス形状を採用することにした。

表 9 洪水調節計算結果

	オリフィス形状 (幅×高さ)	最大放流量 (m <sup>3</sup> /s)	最高水位 (利用面上:m)	貯留量 (m <sup>3</sup> )	降雨終了後湛 水時間(hr)
ケース 1	0.45×0.20	0.134	0.115	2,939.3	2 時間 4 0 分
ケース 2	0.47×0.20	0.139	0.112	2,844.7	2 時間
ケース 3	0.50×0.20	0.147	0.106	2,713.9	1 時間 1 0 分

注) 算定式(ケース 2)・・・表 10 参照

$$\begin{aligned}
 Q &= C \cdot B \cdot D \cdot \sqrt{2g(H - D/2)} \\
 &= 0.6 \times 0.47 \times 0.20 \cdot \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.3 + 0.112 - 0.20/2)} \\
 &= 0.139 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

ここに、

Q : オリフィスからの放流量

C : オリフィスの流量係数

B : 放流孔の幅

D : 放流孔の高さ

g : 重力加速度

H : 貯留水深(側溝部含む)

年超過確率 1/30 に対する洪水調節計算

前項で設定したオリフィス断面を用いて、年超過確率 1/30 降雨に対する洪水調節計算を行った。

その結果は以下のとおりであり、目標値（判定）を満足するものとなった。

[ 判定 ]

- ・必要調節容量 V          貯留可能容量 Va ( 7,560m<sup>3</sup> )
- ・降雨終了後湛水時間 T          2 時間(10 年確率降雨、中央集中型降雨波形)
- ・最大放流量 Qo          許容放流量 Qc ( 0.5 m<sup>3</sup>/s )

( 計算結果 )

中央集中型降雨波形

オリフィス形状          : 幅 0.47m、高さ 0.20m  
調節容量                  : 3,570m<sup>3</sup> ( 貯留可能容量 : 7,560m<sup>3</sup> )  
最高水位                  : 0.140m ( 貯留限界水深 : 0.3m )  
最大放流量                : 0.146m<sup>3</sup>/s ( 許容放流量 : 0.5 m<sup>3</sup>/s )

算定式

$$Q = C \cdot B \cdot D \cdot \sqrt{2g(H - D/2)}$$
$$= 0.6 \times 0.47 \times 0.20 \cdot \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.3 + 0.140 - 0.20/2)}$$
$$= 0.146 \text{ m}^3/\text{s}$$

ここに、      Q : オリフィスからの放流量      C : オリフィスの流量係数  
                  B : 放流孔の幅                              D : 放流孔の高さ  
                  g : 重力加速度                              H : 貯留水深 ( 側溝部含む )

後方集中型降雨波形

オリフィス形状          : 幅 0.47m、高さ 0.20m  
調節容量                  : 3,770m<sup>3</sup> ( 貯留可能容量 : 7,560m<sup>3</sup> )  
最高水位                  : 0.148m ( 貯留限界水深 : 0.3m )  
最大放流量                : 0.147m<sup>3</sup>/s ( 許容放流量 : 0.5 m<sup>3</sup>/s )

算定式

$$Q = C \cdot B \cdot D \cdot \sqrt{2g(H - D/2)}$$
$$= 0.6 \times 0.47 \times 0.20 \cdot \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.3 + 0.148 - 0.20/2)}$$
$$= 0.147 \text{ m}^3/\text{s}$$

ここに、      Q : オリフィスからの放流量      C : オリフィスの流量係数  
                  B : 放流孔の幅                              D : 放流孔の高さ  
                  g : 重力加速度                              H : 貯留水深 ( 側溝部含む )

波形ごとの必要調節容量を比較すると、後方集中型降雨波形を用いた方が容量が大きくなっている。

#### 流出抑制効果の算定

前項の計算結果より、流域貯留施設（間接流出域）からの最大放流量は  $0.147\text{m}^3/\text{s}$  であり、これに直接流出域からのピーク流量 ( $2.69\text{m}^3/\text{s}$ ) を加えると、 $2.837\text{m}^3/\text{s}$  となる。

直接流出域のピーク流量	:	$2.69\text{m}^3/\text{s}$	
間接流出域の最大放流量	:	$0.147\text{m}^3/\text{s}$	
<hr/>			
評価地点のピーク流量	:	$2.837\text{m}^3/\text{s}$	$3.19\text{m}^3/\text{s}$ (開発前ピーク流量)

以上より、運動場を流出抑制施設として利用することにより、開発による流出抑制の目標値を満足することが可能となる。

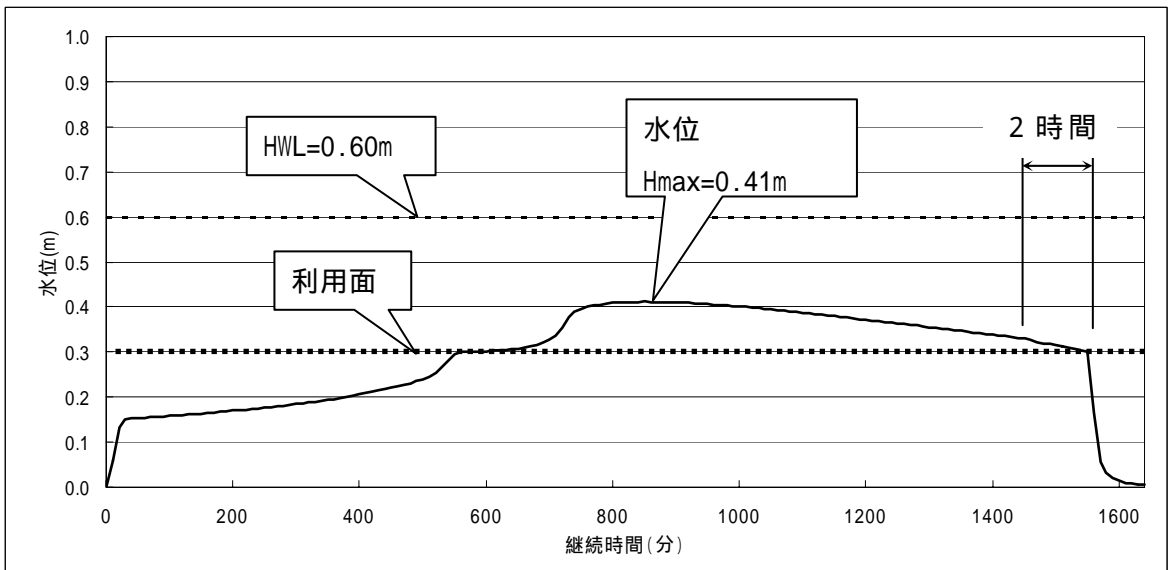
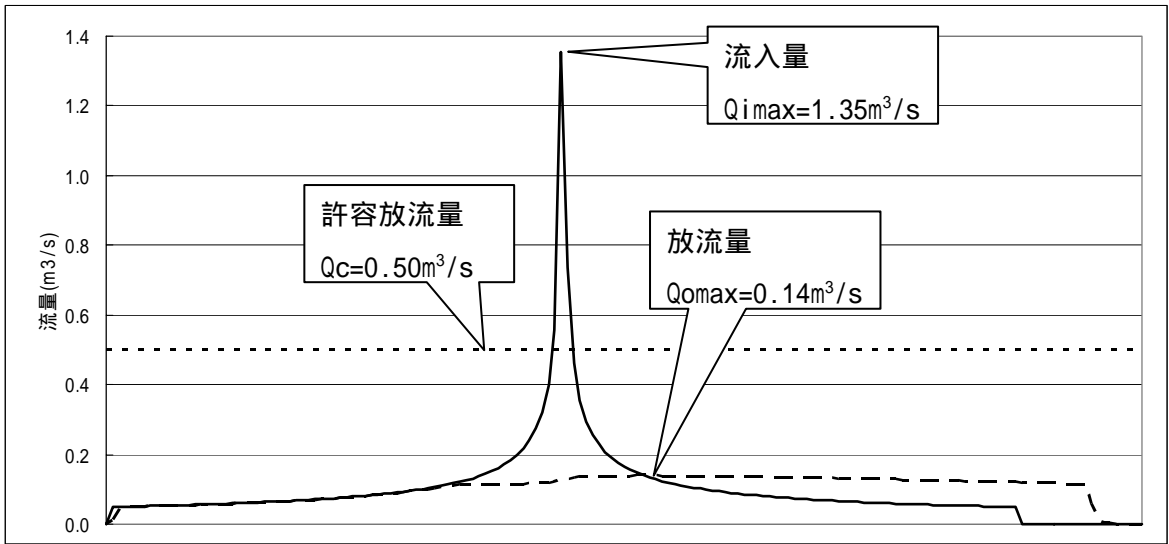
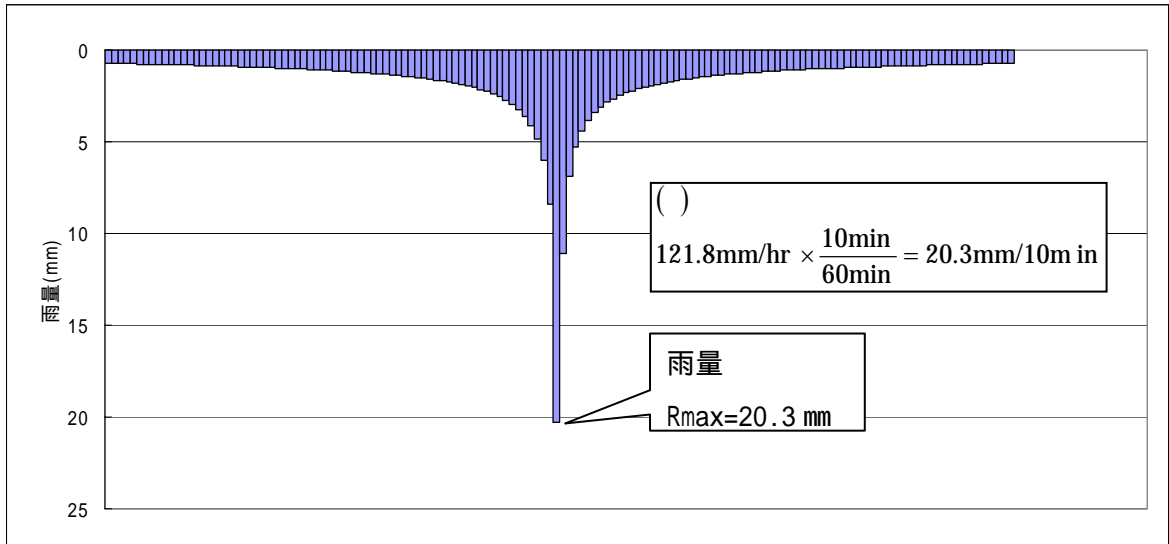


圖 14 洪水調節計算結果 (中央集中型降雨波形、確率 1 / 10)

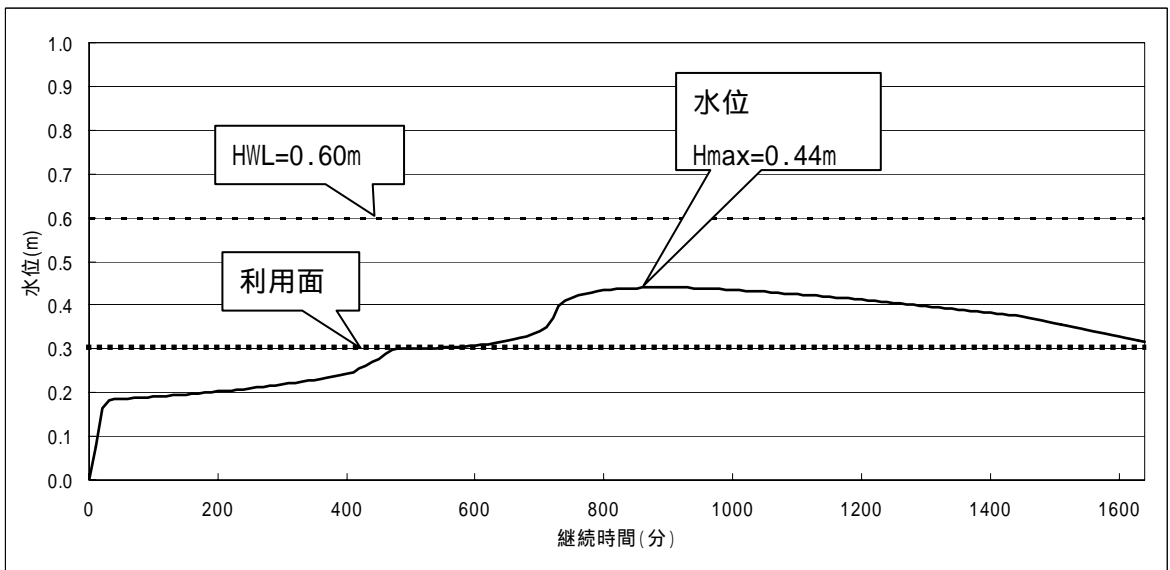
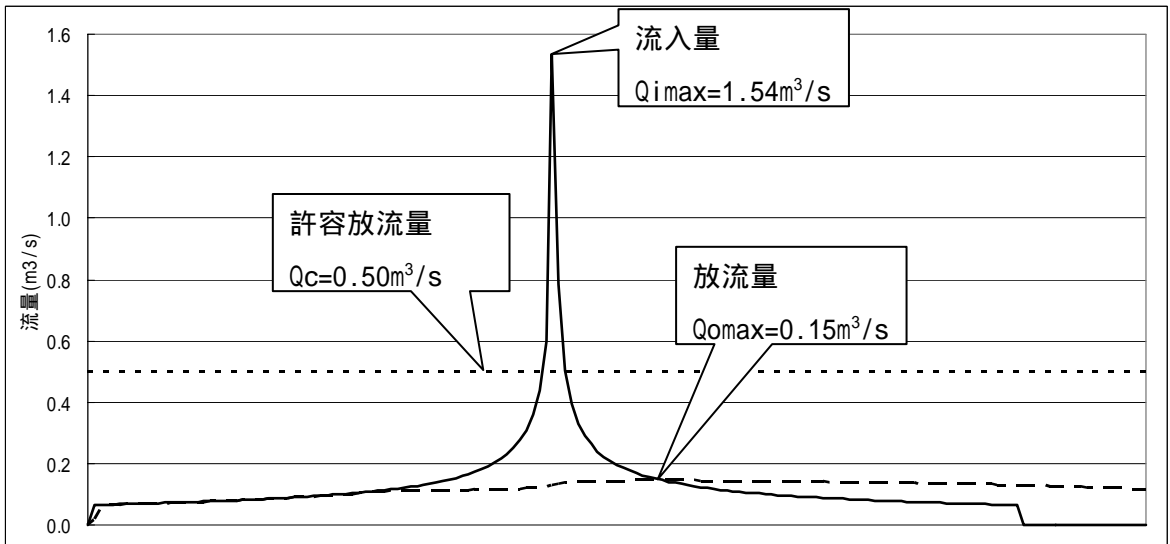
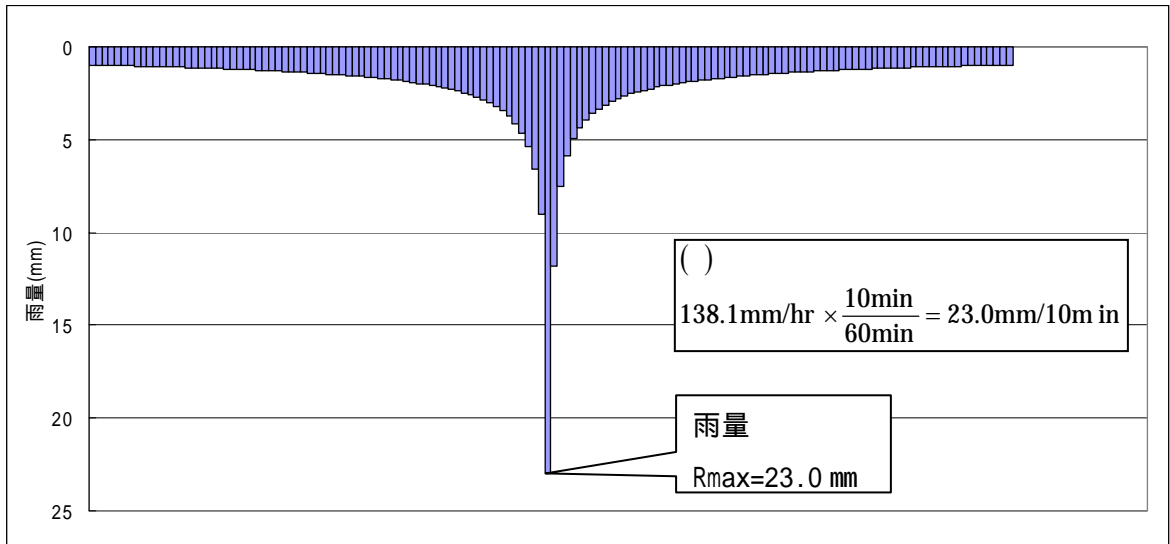


圖 15 洪水調節計算結果 (中央集中型降雨波形、確率 1 / 30)



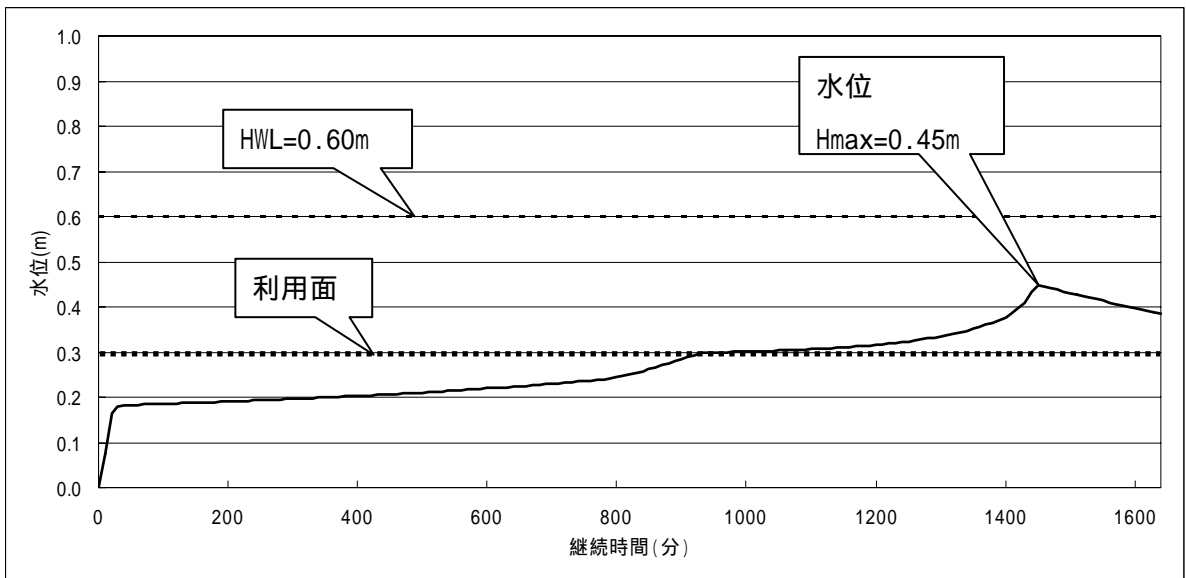
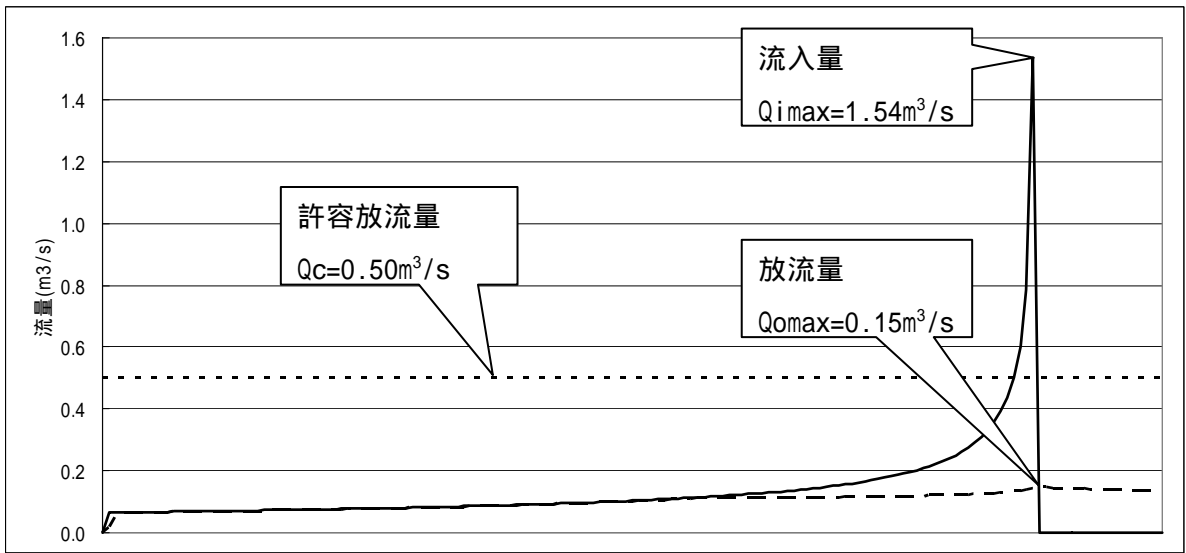
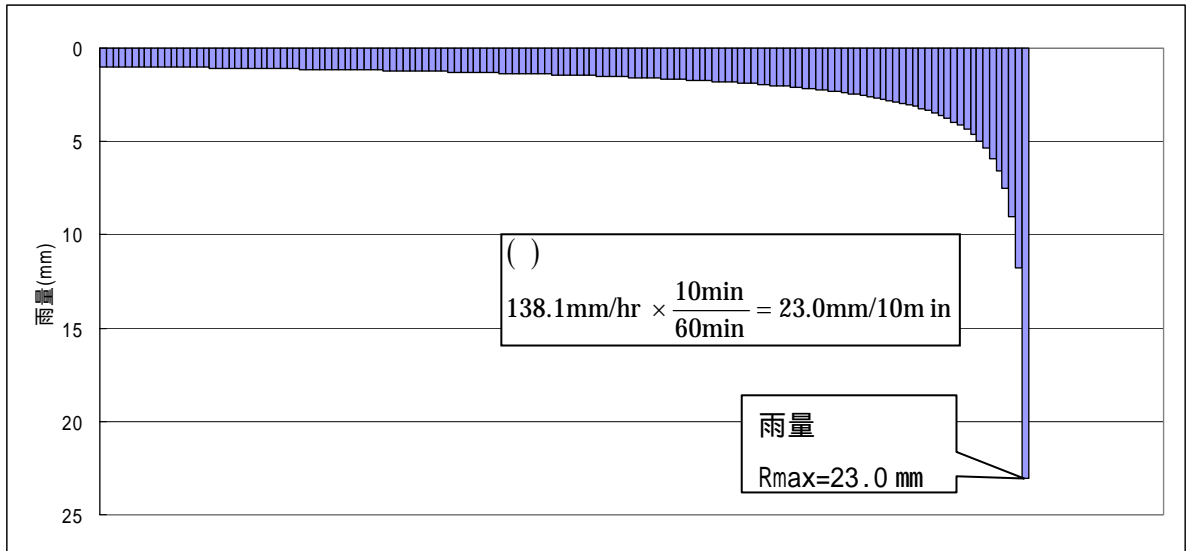


圖 16 洪水調節計算結果（後方集中型降雨波形、確率 1 / 30）

表 10 洪水調節計算結果 (中央集中型降雨波形、確率 1/10)

[放流孔 : B 0.47m × H 0.20m]

計算時間 t(分)	流入量 Q1(m3/s)	放流量 Q0(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)	計算時間 t(分)	流入量 Q1(m3/s)	放流量 Q0(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)
10	0.0492	0.0120	0.059	190	11.2	830	0.1561	0.1392	0.411	25000	2834.1
20	0.0496	0.0405	0.132	190	25.1	840	0.1478	0.1393	0.411	25000	2841.7
30	0.0501	0.0485	0.149	190	28.3	850	0.1406	0.1393	0.412	25000	2844.7
40	0.0505	0.0501	0.152	190	28.9	860	0.1343	0.1393	0.411	25000	2843.6
50	0.0510	0.0507	0.153	190	29.1	870	0.1286	0.1393	0.411	25000	2838.9
60	0.0514	0.0511	0.154	190	29.3	880	0.1236	0.1392	0.411	25000	2831.0
70	0.0519	0.0516	0.155	190	29.5	890	0.1190	0.1391	0.411	25000	2820.3
80	0.0524	0.0521	0.156	190	29.6	900	0.1149	0.1390	0.410	25000	2807.1
90	0.0529	0.0526	0.157	190	29.8	910	0.1111	0.1388	0.409	25000	2791.5
100	0.0534	0.0531	0.158	190	30.0	920	0.1076	0.1387	0.409	25000	2773.9
110	0.0540	0.0536	0.159	190	30.2	930	0.1044	0.1385	0.408	25000	2754.4
120	0.0545	0.0542	0.160	190	30.4	940	0.1015	0.1383	0.407	25000	2733.1
130	0.0551	0.0547	0.161	190	30.6	950	0.0987	0.1381	0.406	25000	2710.2
140	0.0556	0.0553	0.162	190	30.8	960	0.0962	0.1379	0.405	25000	2685.9
150	0.0562	0.0559	0.163	190	31.0	970	0.0938	0.1376	0.404	25000	2660.2
160	0.0568	0.0564	0.165	190	31.3	980	0.0915	0.1374	0.403	25000	2633.3
170	0.0574	0.0571	0.166	190	31.5	990	0.0894	0.1371	0.402	25000	2605.2
180	0.0581	0.0577	0.167	190	31.7	1000	0.0874	0.1369	0.401	25000	2576.1
190	0.0588	0.0583	0.168	190	32.0	1010	0.0856	0.1366	0.400	25000	2545.9
200	0.0594	0.0590	0.170	190	32.2	1020	0.0838	0.1363	0.398	25000	2514.9
210	0.0601	0.0597	0.171	190	32.5	1030	0.0821	0.1360	0.397	25000	2482.9
220	0.0609	0.0604	0.172	190	32.7	1040	0.0805	0.1357	0.396	25000	2450.2
230	0.0616	0.0612	0.174	190	33.0	1050	0.0790	0.1354	0.394	25000	2416.7
240	0.0624	0.0619	0.175	190	33.3	1060	0.0776	0.1351	0.393	25000	2382.6
250	0.0632	0.0627	0.177	190	33.5	1070	0.0762	0.1348	0.392	25000	2347.7
260	0.0640	0.0635	0.178	190	33.8	1080	0.0749	0.1345	0.390	25000	2312.3
270	0.0649	0.0644	0.180	190	34.1	1090	0.0737	0.1341	0.389	25000	2276.3
280	0.0658	0.0652	0.181	190	34.4	1100	0.0725	0.1338	0.387	25000	2239.8
290	0.0667	0.0662	0.183	190	34.8	1110	0.0713	0.1334	0.386	25000	2202.7
300	0.0676	0.0671	0.185	190	35.1	1120	0.0702	0.1331	0.384	25000	2165.2
310	0.0686	0.0681	0.186	190	35.4	1130	0.0692	0.1327	0.383	25000	2127.3
320	0.0697	0.0691	0.188	190	35.8	1140	0.0681	0.1324	0.381	25000	2089.0
330	0.0708	0.0701	0.190	190	36.1	1150	0.0672	0.1320	0.380	25000	2050.2
340	0.0719	0.0712	0.192	190	36.5	1160	0.0662	0.1316	0.378	25000	2011.2
350	0.0730	0.0724	0.194	190	36.9	1170	0.0653	0.1313	0.377	25000	1971.8
360	0.0743	0.0736	0.196	190	37.3	1180	0.0644	0.1309	0.375	25000	1932.0
370	0.0756	0.0748	0.198	190	37.7	1190	0.0636	0.1305	0.373	25000	1892.0
380	0.0769	0.0761	0.201	190	38.2	1200	0.0628	0.1301	0.372	25000	1851.8
390	0.0783	0.0774	0.203	190	38.6	1210	0.0620	0.1297	0.370	25000	1811.3
400	0.0798	0.0791	0.206	190	39.1	1220	0.0612	0.1293	0.369	25000	1770.5
410	0.0813	0.0805	0.208	190	39.6	1230	0.0605	0.1289	0.367	25000	1729.6
420	0.0829	0.0821	0.211	190	40.1	1240	0.0598	0.1285	0.365	25000	1688.4
430	0.0847	0.0836	0.214	190	40.7	1250	0.0591	0.1281	0.364	25000	1647.1
440	0.0865	0.0856	0.217	190	41.2	1260	0.0584	0.1277	0.362	25000	1605.6
450	0.0884	0.0873	0.220	190	41.8	1270	0.0578	0.1273	0.360	25000	1563.9
460	0.0905	0.0894	0.224	190	42.5	1280	0.0571	0.1269	0.359	25000	1522.1
470	0.0926	0.0915	0.227	190	43.1	1290	0.0565	0.1265	0.357	25000	1480.1
480	0.0949	0.0936	0.231	190	43.9	1300	0.0559	0.1262	0.355	25000	1438.1
490	0.0974	0.0962	0.235	190	44.6	1310	0.0553	0.1258	0.354	25000	1395.9
500	0.1001	0.0987	0.239	190	45.4	1320	0.0548	0.1254	0.352	25000	1353.6
510	0.1029	0.1006	0.245	190	46.5	1330	0.0542	0.1250	0.350	25000	1311.2
520	0.1060	0.1026	0.254	190	48.2	1340	0.0537	0.1246	0.348	25000	1268.7
530	0.1093	0.1053	0.265	190	50.4	1350	0.0532	0.1242	0.347	25000	1226.1
540	0.1130	0.1085	0.279	190	52.9	1360	0.0527	0.1238	0.345	25000	1183.5
550	0.1169	0.1119	0.294	190	55.8	1370	0.0522	0.1234	0.343	25000	1140.7
560	0.1213	0.1134	0.300	25000	59.6	1380	0.0517	0.1230	0.342	25000	1098.0
570	0.1261	0.1134	0.300	25000	65.8	1390	0.0512	0.1226	0.340	25000	1055.2
580	0.1314	0.1135	0.301	25000	74.9	1400	0.0507	0.1222	0.338	25000	1012.3
590	0.1374	0.1136	0.301	25000	87.4	1410	0.0503	0.1218	0.336	25000	969.4
600	0.1441	0.1138	0.302	25000	103.6	1420	0.0498	0.1214	0.335	25000	926.5
610	0.1518	0.1140	0.303	25000	124.1	1430	0.0494	0.1210	0.333	25000	883.6
620	0.1607	0.1142	0.304	25000	149.4	1440	0.0490	0.1206	0.331	25000	840.6
630	0.1710	0.1145	0.305	25000	180.3	1450	0.0000	0.1201	0.329	25000	783.1
640	0.1834	0.1148	0.306	25000	217.8	1460	0.0000	0.1194	0.326	25000	711.3
650	0.1984	0.1152	0.308	25000	263.3	1470	0.0000	0.1187	0.323	25000	639.8
660	0.2170	0.1158	0.310	25000	318.6	1480	0.0000	0.1181	0.320	25000	568.8
670	0.2412	0.1164	0.313	25000	386.5	1490	0.0000	0.1174	0.318	25000	498.1
680	0.2739	0.1172	0.317	25000	470.9	1500	0.0000	0.1168	0.315	25000	427.9
690	0.3214	0.1182	0.321	25000	578.9	1510	0.0000	0.1161	0.312	25000	358.0
700	0.3990	0.1195	0.327	25000	723.7	1520	0.0000	0.1155	0.309	25000	288.5
710	0.5581	0.1215	0.335	25000	938.5	1530	0.0000	0.1148	0.306	25000	219.4
720	1.3529	0.1262	0.355	25000	1437.5	1540	0.0000	0.1142	0.304	25000	150.7
730	0.7380	0.1314	0.377	25000	1987.5	1550	0.0000	0.1136	0.301	25000	82.4
740	0.4613	0.1340	0.388	25000	2267.6	1560	0.0000	0.0566	0.165	190	31.3
750	0.3548	0.1356	0.395	25000	2431.6	1570	0.0000	0.0116	0.057	190	10.8
760	0.2952	0.1366	0.400	25000	2544.9	1580	0.0000	0.0047	0.031	190	6.0
770	0.2562	0.1374	0.403	25000	2628.1	1590	0.0000	0.0024	0.020	190	3.8
780	0.2283	0.1379	0.405	25000	2690.9	1600	0.0000	0.0014	0.014	190	2.7
790	0.2072	0.1384	0.407	25000	2738.6	1610	0.0000	0.0009	0.010	190	2.0
800	0.1905	0.1387	0.409	25000	2774.8	1620	0.0000	0.0006	0.008	190	1.5
810	0.1769	0.1389	0.410	25000	2801.7	1630	0.0000	0.0004	0.006	190	1.2
820	0.1656	0.1391	0.411	25000	2821.1	1640	0.0000	0.0003	0.005	190	1.0

側溝貯留時間

側溝貯留時間

水位はオリフィス敷高からの高さを示す。

[湛水時間]・・・降雨終了時間：1,440分、水位が利用面(0.3m)を下回る時間：1,560分  
降雨終了後の湛水時間：120分(=2時間)

表 11 洪水調節計算結果 (中央集中型降雨波形、確率 1/30)

計算時間 t(分)	流入量 Ql(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m <sup>2</sup> )	容量 V(m <sup>3</sup> )	計算時間 t(分)	流入量 Ql(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m <sup>2</sup> )	容量 V(m <sup>3</sup> )
10	0.0654	0.0175	0.076	190	14.4	830	0.1859	0.1451	0.438	25000	3501.2
20	0.0659	0.0570	0.165	190	31.4	840	0.1770	0.1453	0.439	25000	3523.0
30	0.0664	0.0653	0.181	190	34.4	850	0.1692	0.1454	0.439	25000	3539.7
40	0.0670	0.0665	0.184	190	34.9	860	0.1623	0.1455	0.440	25000	3551.9
50	0.0675	0.0672	0.185	190	35.1	870	0.1561	0.1456	0.440	25000	3560.1
60	0.0681	0.0678	0.186	190	35.3	880	0.1506	0.1456	0.440	25000	3564.7
70	0.0687	0.0683	0.187	190	35.5	890	0.1455	0.1456	0.440	25000	3566.2
80	0.0692	0.0689	0.188	190	35.7	900	0.1409	0.1456	0.440	25000	3564.8
90	0.0698	0.0695	0.189	190	35.9	910	0.1367	0.1456	0.440	25000	3560.7
100	0.0705	0.0701	0.190	190	36.1	920	0.1329	0.1455	0.440	25000	3554.3
110	0.0711	0.0707	0.191	190	36.3	930	0.1293	0.1454	0.440	25000	3545.6
120	0.0717	0.0714	0.192	190	36.6	940	0.1260	0.1454	0.439	25000	3535.0
130	0.0724	0.0720	0.194	190	36.8	950	0.1229	0.1452	0.439	25000	3522.5
140	0.0731	0.0727	0.195	190	37.0	960	0.1200	0.1451	0.438	25000	3508.2
150	0.0738	0.0735	0.196	190	37.3	970	0.1173	0.1450	0.437	25000	3492.4
160	0.0745	0.0741	0.197	190	37.5	980	0.1148	0.1448	0.437	25000	3475.0
170	0.0753	0.0749	0.199	190	37.7	990	0.1124	0.1447	0.436	25000	3456.3
180	0.0760	0.0756	0.200	190	38.0	1000	0.1101	0.1445	0.435	25000	3436.3
190	0.0768	0.0764	0.201	190	38.2	1010	0.1080	0.1443	0.434	25000	3415.1
200	0.0776	0.0772	0.203	190	38.5	1020	0.1060	0.1441	0.433	25000	3392.7
210	0.0784	0.0780	0.204	190	38.8	1030	0.1040	0.1439	0.432	25000	3369.3
220	0.0793	0.0789	0.205	190	39.0	1040	0.1022	0.1437	0.432	25000	3344.9
230	0.0802	0.0797	0.207	190	39.3	1050	0.1005	0.1435	0.431	25000	3319.5
240	0.0811	0.0806	0.208	190	39.6	1060	0.0988	0.1433	0.429	25000	3293.3
250	0.0821	0.0815	0.210	190	39.9	1070	0.0972	0.1430	0.428	25000	3266.2
260	0.0830	0.0825	0.212	190	40.2	1080	0.0957	0.1428	0.427	25000	3238.4
270	0.0840	0.0833	0.214	190	40.6	1090	0.0943	0.1425	0.426	25000	3209.8
280	0.0851	0.0846	0.215	190	40.9	1100	0.0929	0.1423	0.425	25000	3180.5
290	0.0862	0.0856	0.217	190	41.2	1110	0.0916	0.1420	0.424	25000	3150.5
300	0.0873	0.0866	0.219	190	41.6	1120	0.0903	0.1417	0.423	25000	3119.9
310	0.0884	0.0878	0.221	190	42.0	1130	0.0890	0.1415	0.421	25000	3088.8
320	0.0897	0.0890	0.223	190	42.4	1140	0.0879	0.1412	0.420	25000	3057.0
330	0.0909	0.0903	0.225	190	42.7	1150	0.0867	0.1409	0.419	25000	3024.8
340	0.0922	0.0915	0.227	190	43.1	1160	0.0856	0.1406	0.417	25000	2992.0
350	0.0936	0.0929	0.229	190	43.6	1170	0.0846	0.1403	0.416	25000	2958.8
360	0.0950	0.0942	0.232	190	44.0	1180	0.0835	0.1400	0.415	25000	2925.1
370	0.0965	0.0957	0.234	190	44.5	1190	0.0825	0.1397	0.413	25000	2891.0
380	0.0980	0.0972	0.237	190	44.9	1200	0.0816	0.1394	0.412	25000	2856.5
390	0.0996	0.0988	0.239	190	45.4	1210	0.0806	0.1391	0.411	25000	2821.6
400	0.1013	0.1001	0.242	190	46.0	1220	0.0797	0.1388	0.409	25000	2786.4
410	0.1031	0.1012	0.247	190	47.0	1230	0.0789	0.1385	0.408	25000	2750.8
420	0.1050	0.1027	0.254	190	48.3	1240	0.0780	0.1381	0.406	25000	2714.9
430	0.1070	0.1044	0.262	190	49.7	1250	0.0772	0.1378	0.405	25000	2678.7
440	0.1090	0.1063	0.270	190	51.3	1260	0.0764	0.1375	0.403	25000	2642.2
450	0.1112	0.1084	0.278	190	52.9	1270	0.0756	0.1371	0.402	25000	2605.4
460	0.1135	0.1105	0.288	190	54.7	1280	0.0749	0.1368	0.400	25000	2568.4
470	0.1160	0.1128	0.298	190	56.5	1290	0.0742	0.1365	0.399	25000	2531.1
480	0.1186	0.1134	0.300	25000	59.1	1300	0.0734	0.1361	0.397	25000	2493.6
490	0.1214	0.1135	0.300	25000	63.0	1310	0.0727	0.1358	0.396	25000	2455.9
500	0.1244	0.1134	0.300	25000	68.7	1320	0.0721	0.1354	0.394	25000	2418.0
510	0.1276	0.1135	0.301	25000	76.2	1330	0.0714	0.1351	0.393	25000	2379.9
520	0.1311	0.1136	0.301	25000	85.7	1340	0.0708	0.1347	0.391	25000	2341.6
530	0.1348	0.1137	0.302	25000	97.2	1350	0.0701	0.1344	0.390	25000	2303.1
540	0.1388	0.1138	0.302	25000	111.1	1360	0.0695	0.1340	0.388	25000	2264.5
550	0.1432	0.1140	0.303	25000	127.3	1370	0.0689	0.1336	0.387	25000	2225.8
560	0.1480	0.1142	0.304	25000	146.2	1380	0.0684	0.1333	0.385	25000	2186.9
570	0.1533	0.1144	0.304	25000	168.0	1390	0.0678	0.1329	0.384	25000	2147.9
580	0.1591	0.1146	0.305	25000	193.1	1400	0.0672	0.1326	0.382	25000	2108.8
590	0.1656	0.1149	0.307	25000	221.7	1410	0.0667	0.1322	0.381	25000	2069.5
600	0.1730	0.1152	0.308	25000	254.3	1420	0.0662	0.1318	0.379	25000	2030.2
610	0.1813	0.1155	0.309	25000	291.3	1430	0.0657	0.1314	0.377	25000	1990.8
620	0.1909	0.1159	0.311	25000	333.6	1440	0.0651	0.1311	0.376	25000	1951.2
630	0.2020	0.1163	0.313	25000	381.7	1450	0.0646	0.1307	0.373	25000	1892.3
640	0.2151	0.1169	0.315	25000	436.9	1460	0.0640	0.1297	0.370	25000	1814.2
650	0.2310	0.1174	0.318	25000	500.4	1470	0.0634	0.1290	0.367	25000	1736.6
660	0.2506	0.1181	0.321	25000	574.2	1480	0.0628	0.1283	0.364	25000	1659.4
670	0.2758	0.1189	0.324	25000	661.0	1490	0.0622	0.1275	0.361	25000	1582.7
680	0.3096	0.1199	0.328	25000	765.0	1500	0.0616	0.1268	0.358	25000	1506.4
690	0.3584	0.1211	0.333	25000	893.1	1510	0.0610	0.1261	0.355	25000	1430.6
700	0.4376	0.1226	0.340	25000	1058.8	1520	0.0604	0.1254	0.352	25000	1355.1
710	0.5999	0.1248	0.350	25000	1295.8	1530	0.0600	0.1247	0.349	25000	1280.1
720	1.5345	0.1302	0.372	25000	1859.6	1540	0.0600	0.1240	0.346	25000	1205.5
730	0.7869	0.1360	0.397	25000	2476.2	1550	0.0600	0.1233	0.343	25000	1131.3
740	0.5010	0.1387	0.409	25000	2780.1	1560	0.0600	0.1226	0.340	25000	1057.6
750	0.3925	0.1404	0.416	25000	2964.4	1570	0.0600	0.1219	0.337	25000	984.2
760	0.3315	0.1415	0.422	25000	3097.1	1580	0.0600	0.1213	0.334	25000	911.2
770	0.2913	0.1424	0.426	25000	3198.7	1590	0.0600	0.1206	0.331	25000	838.7
780	0.2624	0.1431	0.429	25000	3279.2	1600	0.0600	0.1199	0.328	25000	766.5
790	0.2402	0.1437	0.431	25000	3343.9	1610	0.0600	0.1192	0.326	25000	694.8
800	0.2226	0.1442	0.434	25000	3396.4	1620	0.0600	0.1186	0.323	25000	623.4
810	0.2082	0.1445	0.435	25000	3439.1	1630	0.0600	0.1179	0.320	25000	552.5
820	0.1962	0.1448	0.437	25000	3473.6	1640	0.0600	0.1173	0.317	25000	481.9

側溝貯留時間


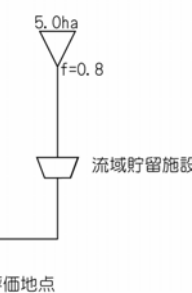
水位はオリフィス敷高からの高さを示す。

表 12 洪水調節計算結果（後方集中型降雨波形、確率 1/30）

計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)	計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)
10	0.0651	0.0174	0.075	190	14.3	830	0.1040	0.1028	0.254	190	48.3
20	0.0654	0.0566	0.165	190	31.3	840	0.1050	0.1037	0.258	190	49.1
30	0.0657	0.0647	0.180	190	34.2	850	0.1060	0.1046	0.262	190	49.9
40	0.0659	0.0656	0.182	190	34.6	860	0.1070	0.1056	0.267	190	50.7
50	0.0662	0.0660	0.183	190	34.7	870	0.1080	0.1066	0.271	190	51.5
60	0.0664	0.0663	0.183	190	34.8	880	0.1090	0.1076	0.275	190	52.3
70	0.0667	0.0665	0.184	190	34.9	890	0.1101	0.1087	0.280	190	53.2
80	0.0670	0.0668	0.184	190	35.0	900	0.1112	0.1097	0.284	190	54.0
90	0.0672	0.0671	0.185	190	35.1	910	0.1124	0.1109	0.289	190	54.9
100	0.0675	0.0674	0.185	190	35.2	920	0.1135	0.1120	0.294	190	55.8
110	0.0678	0.0676	0.186	190	35.3	930	0.1148	0.1132	0.299	190	56.8
120	0.0681	0.0679	0.186	190	35.4	940	0.1160	0.1134	0.300	25000	58.0
130	0.0684	0.0682	0.187	190	35.5	950	0.1173	0.1134	0.300	25000	60.0
140	0.0687	0.0685	0.187	190	35.6	960	0.1186	0.1135	0.300	25000	62.7
150	0.0689	0.0688	0.188	190	35.7	970	0.1200	0.1134	0.300	25000	66.2
160	0.0692	0.0691	0.188	190	35.8	980	0.1214	0.1135	0.301	25000	70.6
170	0.0695	0.0694	0.189	190	35.9	990	0.1229	0.1135	0.301	25000	75.8
180	0.0698	0.0697	0.189	190	36.0	1000	0.1244	0.1136	0.301	25000	81.8
190	0.0701	0.0700	0.190	190	36.1	1010	0.1260	0.1136	0.301	25000	88.8
200	0.0705	0.0703	0.190	190	36.2	1020	0.1276	0.1137	0.302	25000	96.7
210	0.0708	0.0706	0.191	190	36.3	1030	0.1293	0.1138	0.302	25000	105.5
220	0.0711	0.0709	0.192	190	36.4	1040	0.1311	0.1139	0.302	25000	115.3
230	0.0714	0.0712	0.192	190	36.5	1050	0.1329	0.1140	0.303	25000	126.1
240	0.0717	0.0715	0.193	190	36.6	1060	0.1348	0.1141	0.303	25000	138.0
250	0.0721	0.0719	0.193	190	36.7	1070	0.1367	0.1142	0.304	25000	151.0
260	0.0724	0.0722	0.194	190	36.9	1080	0.1388	0.1143	0.304	25000	165.1
270	0.0727	0.0725	0.195	190	37.0	1090	0.1409	0.1145	0.305	25000	180.4
280	0.0731	0.0729	0.195	190	37.1	1100	0.1432	0.1146	0.306	25000	196.9
290	0.0734	0.0732	0.196	190	37.2	1110	0.1455	0.1148	0.306	25000	214.7
300	0.0738	0.0736	0.197	190	37.3	1120	0.1480	0.1150	0.307	25000	233.8
310	0.0742	0.0739	0.197	190	37.5	1130	0.1506	0.1152	0.308	25000	254.3
320	0.0745	0.0744	0.198	190	37.6	1140	0.1533	0.1154	0.309	25000	276.3
330	0.0749	0.0747	0.198	190	37.7	1150	0.1561	0.1156	0.310	25000	299.9
340	0.0753	0.0751	0.199	190	37.8	1160	0.1591	0.1158	0.311	25000	325.0
350	0.0756	0.0755	0.199	190	37.9	1170	0.1623	0.1161	0.312	25000	351.9
360	0.0760	0.0758	0.200	190	38.0	1180	0.1656	0.1163	0.313	25000	380.5
370	0.0764	0.0762	0.201	190	38.2	1190	0.1692	0.1166	0.314	25000	411.1
380	0.0768	0.0766	0.202	190	38.3	1200	0.1730	0.1169	0.315	25000	443.7
390	0.0772	0.0770	0.202	190	38.4	1210	0.1770	0.1172	0.317	25000	478.5
400	0.0776	0.0774	0.203	190	38.6	1220	0.1813	0.1176	0.318	25000	515.5
410	0.0780	0.0778	0.204	190	38.7	1230	0.1859	0.1180	0.320	25000	555.0
420	0.0784	0.0782	0.204	190	38.8	1240	0.1909	0.1183	0.322	25000	597.1
430	0.0789	0.0786	0.205	190	39.0	1250	0.1962	0.1188	0.323	25000	642.1
440	0.0793	0.0790	0.206	190	39.2	1260	0.2020	0.1192	0.325	25000	690.2
450	0.0797	0.0797	0.207	190	39.3	1270	0.2082	0.1197	0.327	25000	741.6
460	0.0802	0.0800	0.207	190	39.4	1280	0.2151	0.1202	0.330	25000	796.6
470	0.0806	0.0804	0.208	190	39.5	1290	0.2226	0.1207	0.332	25000	855.7
480	0.0811	0.0809	0.209	190	39.7	1300	0.2310	0.1213	0.334	25000	919.1
490	0.0816	0.0813	0.210	190	39.8	1310	0.2402	0.1220	0.337	25000	987.5
500	0.0821	0.0818	0.210	190	40.0	1320	0.2506	0.1227	0.340	25000	1061.3
510	0.0825	0.0823	0.211	190	40.1	1330	0.2624	0.1234	0.343	25000	1141.4
520	0.0830	0.0828	0.212	190	40.3	1340	0.2758	0.1242	0.347	25000	1228.6
530	0.0835	0.0831	0.213	190	40.5	1350	0.2913	0.1251	0.351	25000	1323.9
540	0.0840	0.0838	0.214	190	40.7	1360	0.3096	0.1261	0.355	25000	1428.9
550	0.0846	0.0843	0.215	190	40.8	1370	0.3315	0.1271	0.360	25000	1545.2
560	0.0851	0.0848	0.216	190	41.0	1380	0.3584	0.1284	0.365	25000	1675.6
570	0.0856	0.0853	0.217	190	41.2	1390	0.3925	0.1298	0.371	25000	1823.4
580	0.0862	0.0859	0.218	190	41.3	1400	0.4376	0.1315	0.377	25000	1994.0
590	0.0867	0.0864	0.218	190	41.5	1410	0.5010	0.1334	0.386	25000	2196.1
600	0.0873	0.0869	0.220	190	41.7	1420	0.5999	0.1357	0.396	25000	2445.7
610	0.0879	0.0876	0.221	190	41.9	1430	0.7869	0.1387	0.409	25000	2779.4
620	0.0884	0.0881	0.222	190	42.1	1440	1.5345	0.1441	0.433	25000	3390.9
630	0.0890	0.0887	0.222	190	42.3	1450	0.0000	0.1473	0.448	25000	3763.9
640	0.0897	0.0893	0.223	190	42.5	1460	0.0000	0.1466	0.445	25000	3675.7
650	0.0903	0.0900	0.224	190	42.6	1470	0.0000	0.1458	0.441	25000	3588.0
660	0.0909	0.0906	0.225	190	42.8	1480	0.0000	0.1451	0.438	25000	3500.7
670	0.0916	0.0912	0.227	190	43.0	1490	0.0000	0.1443	0.434	25000	3413.9
680	0.0922	0.0919	0.228	190	43.2	1500	0.0000	0.1436	0.431	25000	3327.6
690	0.0929	0.0925	0.229	190	43.5	1510	0.0000	0.1428	0.427	25000	3241.6
700	0.0936	0.0932	0.230	190	43.7	1520	0.0000	0.1421	0.424	25000	3156.2
710	0.0943	0.0938	0.231	190	43.9	1530	0.0000	0.1413	0.421	25000	3071.2
720	0.0950	0.0946	0.232	190	44.2	1540	0.0000	0.1406	0.417	25000	2986.6
730	0.0957	0.0954	0.234	190	44.4	1550	0.0000	0.1398	0.414	25000	2902.5
740	0.0965	0.0961	0.235	190	44.6	1560	0.0000	0.1391	0.410	25000	2818.8
750	0.0972	0.0969	0.236	190	44.8	1570	0.0000	0.1383	0.407	25000	2735.6
760	0.0980	0.0976	0.237	190	45.1	1580	0.0000	0.1376	0.404	25000	2652.8
770	0.0988	0.0984	0.238	190	45.3	1590	0.0000	0.1368	0.401	25000	2570.5
780	0.0996	0.0992	0.240	190	45.5	1600	0.0000	0.1361	0.397	25000	2488.6
790	0.1005	0.0998	0.241	190	45.9	1610	0.0000	0.1353	0.394	25000	2407.2
800	0.1013	0.1004	0.244	190	46.3	1620	0.0000	0.1346	0.391	25000	2326.2
810	0.1022	0.1011	0.247	190	46.9	1630	0.0000	0.1338	0.388	25000	2245.7
820	0.1031	0.1020	0.251	190	47.6	1640	0.0000	0.1331	0.384	25000	2165.6

水位はオリフィス敷高からの高さを示す。

## 計算結果のまとめ

項	目	諸元等	
1 計算条件	流出抑制施設	流域貯留施設	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>直接流出域</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>間接流出域</p>  </div> </div> <p style="text-align: center;">評価地点</p> <p style="text-align: center;">図 17 流出モデル</p>
	流域面積	全流域：15ha 直接流出域：10ha 間接流出域：5ha	
	流域貯留施設 (間接流出域)	貯留場所：運動場 貯留可能面積：2.5ha 貯留限界水深：0.3m 貯留可能容量：7,560m <sup>3</sup> 流出係数：0.8 洪水到達時間：10分 計画降雨：確率 1/30 (中央・後方集中型降雨波形) 湛水時間は確率 1/10、中央集中型降雨波形にて確認。 $r_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565} \quad r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3}$ ピーク流出量：1.53m <sup>3</sup> /s 許容放流量：0.5m <sup>3</sup> /s	
評価地点における計算条件	流出係数：開発前 0.65、開発後 0.80 洪水到達時間：開発前 15分、開発後 14分 計画降雨：確率 1/30 $r_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565}$ ピーク流出量：全流域 4.03m <sup>3</sup> /s、直接流出域 2.69m <sup>3</sup> /s 許容放流量：3.19m <sup>3</sup> /s (開発前ピーク流量)		
2 計算結果	計算結果	中央集中型降雨波形 オリフィス形状：幅 0.47m、高さ 0.20m 調節容量：3,570m <sup>3</sup> (貯留可能容量：7,560m <sup>3</sup> ) 最高水位：0.140m (貯留限界水深：0.3m) 最大放流量：0.146m <sup>3</sup> /s (許容放流量：0.5 m <sup>3</sup> /s) 降雨終了後湛水時間：2時間 (2時間(確率 1/10、中央集中型降雨波形)) 後方集中型降雨波形 オリフィス形状：幅 0.47m、高さ 0.20m 調節容量：3,770m <sup>3</sup> (貯留可能容量：7,560m <sup>3</sup> ) 最高水位：0.148m (貯留限界水深：0.3m) 最大放流量：0.147m <sup>3</sup> /s (許容放流量：0.5 m <sup>3</sup> /s) 降雨終了後湛水時間：2時間 (2時間(確率 1/10、中央集中型降雨波形))	
	流出抑制効果の算定	直接流出域のピーク流量：2.69m <sup>3</sup> /s 間接流出域の最大放流量：0.147m <sup>3</sup> /s <hr style="width: 80%; margin: 0 auto;"/> 評価地点のピーク流量：2.837m <sup>3</sup> /s 3.19m <sup>3</sup> /s (開発前ピーク流量) 以上より、運動場を流出抑制施設として利用することにより、開発による流出抑制の目標値を満足することが可能となる。	

## **開發編言計算例 5**

(大規模開發、恒久調節池 + 流域貯留 + 浸透施設、貯留追跡計算法)

## 開発編計算例 5 (大規模開発、恒久調節池 + 流域貯留 + 浸透施設、貯留追跡計算法)

(与条件)

下図に示す様な流域内に開発行為を行う場合の流出抑制対策として、恒久調節池、流域貯留施設、浸透施設を併用して計画する。

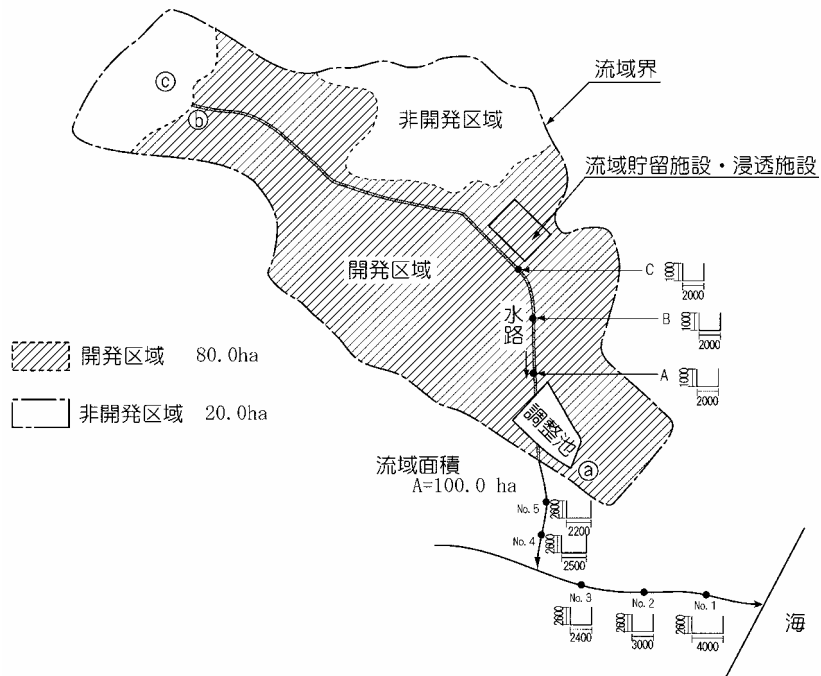
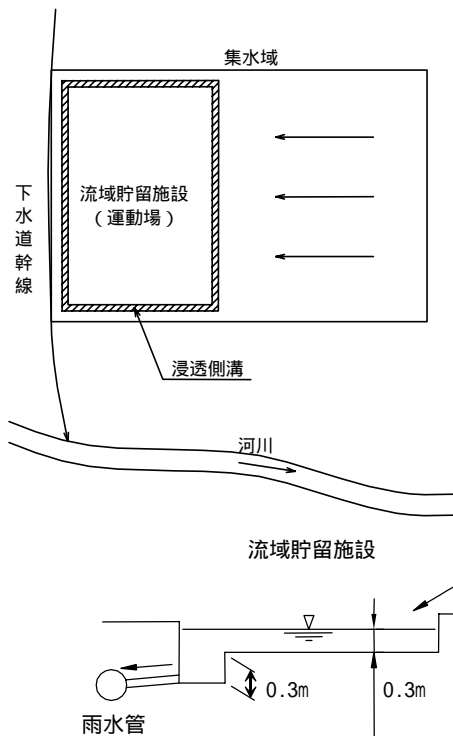


図1 開発区域諸元



### 貯留・浸透施設の与条件

貯留場所：小学校運動場

集水面積：2.15ha

貯留可能面積：0.70ha

貯留限界水深：0.3m

貯留可能容量：2,130m<sup>3</sup>

浸透側溝延長：340m

浸透量：0.03m<sup>3</sup>/s (=5.0mm/hr)

洪水到達時間：10分

流出係数：0.9

図2 貯留・浸透施設諸元

浸透施設計画の概要（雨水浸透施設技術基準(案)第7～8条)

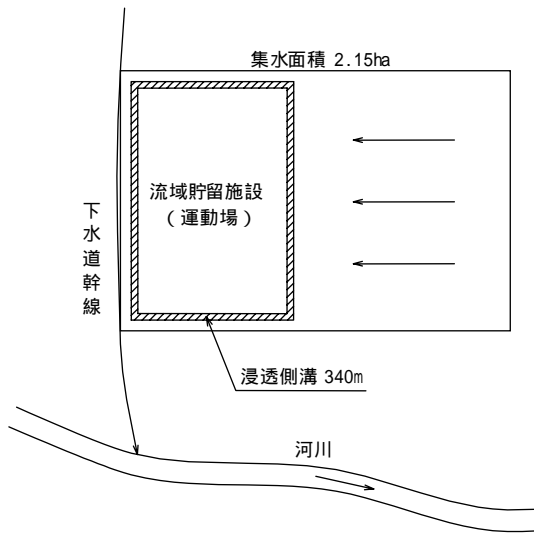


図3 浸透施設配置計画図

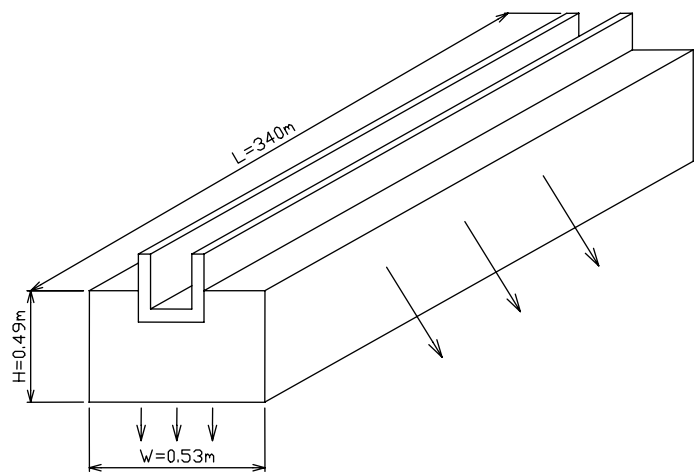


図4 浸透側溝断面図

a . 比浸透量 (  $m^2$  )

・浸透面 側面及び底面

・算定式  $K_f = a H + b$

H : 設計水頭 0.49m

W : 施設幅 0.53m

$a = 3.093$

$b = 1.34W + 0.677 = 1.34 \times 0.53 + 0.677 = 1.387$

$K_f = 3.093 \times 0.49 + 1.387 = 2.90 m^2$

b . 単位設計浸透量 (  $m^3/hr/m$  )

・算定式 =  $k_o \times K_f \times C$  ( C : 影響係数 0.4,  $k_o$  : 飽和透水係数  $7.6 \times 10^{-3} cm/s$  とする )

$= (7.6 \times 10^{-3} \times 3,600/100) \times 2.90 \times 0.4 = 0.317 m^3/hr/m$

c . 設計浸透量 (  $m^3/hr$  )

・算定式 = 浸透側溝の単位設計浸透量 ( $m^3/hr/m$ )  $\times$  浸透側溝の延長 (m)

$= 0.317 m^3/hr/m \times 340m = 107.8 m^3/hr (= 0.03 m^3/s)$

d . 設計浸透強度 ( mm/hr )

・算定式 = 設計浸透量  $m^3/hr \div (集水面積 (ha) \times 10)$

$= 107.8 m^3/hr \div (2.15ha \times 10) = 5.0 mm/hr$



( 計算例フロー )

計算は以下に示すフローに従い行う。

与 条 件



**計算例 - 1 : 貯留・浸透施設の計画と流出抑制効果の算定**

1 ) 降雨波形及び流出ハイドログラフの算定  
( 確率 1/10 降雨、中央集中型降雨波形、浸透効果考慮 )



2 ) 許容放流量の算定



3 ) 放流量と必要調節容量の概算



4 ) 貯留追跡計算による流出抑制効果の算定



**計算例 - 2 : 恒久調節池の必要調節容量の算定**

1 ) 流出係数の算定



2 ) 洪水到達時間の算定



3 ) 降雨波形及び流出ハイドログラフの算定  
( 確率 1/50 降雨、後方集中型降雨波形、浸透効果考慮 )



4 ) 許容放流量の算定



5 ) 貯留追跡計算による必要調節容量の算定



6 ) 設計堆積土砂量の算定

## 計算例 - 1 貯留・浸透施設の計画と流出抑制効果の算定

### 1) 降雨波形及び流出ハイドログラフの算定

必要調節容量の算定に用いる降雨波形、流出ハイドログラフを算定する。(技術基準(案)第10条、第14条)

#### 降雨波形の算定

降雨波形は、中央集中型降雨波形(継続時間24時間)とし、計画規模10年の福岡市下水道長時間降雨強度式を用い、計算単位時間を洪水到達時間に合わせ10分として算定する。

$$r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3} \quad (\text{福岡市下水道長時間降雨強度式})$$

降雨波形の計算時点数は144(=24×60/10)となり、降雨強度曲線上の10分おきの降雨強度を1440分まで計算する。

単位時間10分降雨に対応する降雨強度は、下式により算定する。

$$I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1} \quad (\text{各時点の降雨強度})$$

ここに、 $I_n$  : 各計算時点の単位時間あたり降雨強度(mm/hr)

$n$  : 計算時点

$r_n$  : 各計算時点の降雨強度(mm/hr)

中央集中型降雨波形は、 $I$ が最大となる $I_1$ を降雨継続時間の中心にとり、その前後の時間に順次 $I_2$ から $I_{144}$ まで配列する。

#### 合理式による流出ハイドログラフ

次に合理式を用い降雨からの流出ハイドログラフの算出を行う。

計算は、集水面積 $A = 2.15\text{ha}$ 、流出係数 $f = 0.9$ 、および各時点の降雨強度 $I$ を用いて行う。

#### 浸透効果を考慮した貯留施設への流入ハイドログラフ

で算出した流出ハイドログラフから浸透量をベースカットすることにより、流域貯留施設への流入ハイドログラフを算出する。

降雨波形および流出ハイドログラフの算定結果は次頁に示す。

表 1 降雨波形および流量計算表

計算 時点 $n$	継続時間 $t = n \cdot t$ (min)	降雨強度 $r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3}$ (mm/hr)	$n \cdot r$	単位時間あたりの降雨強度 $I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1}$ (mm/hr)	流出量 $Q = \frac{1}{360} \cdot f_r \cdot r \cdot A$ (m <sup>3</sup> /s)	浸透量 (m <sup>3</sup> /s)	浸透を考慮した 流出量 (m <sup>3</sup> /s)
1	10	121.76	121.76	121.76	0.654	0.03	0.624
2	20	94.09	188.17	66.42	0.357	0.03	0.327
3	30	79.47	238.40	50.23	0.270	0.03	0.240
4	40	69.98	279.93	41.52	0.223	0.03	0.193
5	50	63.17	315.83	35.91	0.193	0.03	0.163
6	60	57.96	347.76	31.93	0.172	0.03	0.142
7	70	53.81	376.69	28.93	0.155	0.03	0.125
8	80	50.41	403.25	26.56	0.143	0.03	0.113
9	90	47.54	427.90	24.65	0.132	0.03	0.102
10	100	45.10	450.95	23.05	0.124	0.03	0.094
11	110	42.97	472.66	21.71	0.117	0.03	0.087
12	120	41.10	493.20	20.55	0.110	0.03	0.080
13	130	39.44	512.74	19.53	0.105	0.03	0.075
14	140	37.96	531.38	18.64	0.100	0.03	0.070
15	150	36.62	549.23	17.85	0.096	0.03	0.066
16	160	35.40	566.38	17.14	0.092	0.03	0.062
17	170	34.29	582.88	16.50	0.089	0.03	0.059
18	180	33.27	598.81	15.92	0.086	0.03	0.056
19	190	32.33	614.20	15.39	0.083	0.03	0.053
20	200	31.46	629.11	14.91	0.080	0.03	0.050
21	210	30.65	643.57	14.46	0.078	0.03	0.048
22	220	29.89	657.61	14.05	0.075	0.03	0.045
23	230	29.19	671.27	13.66	0.073	0.03	0.043
24	240	28.52	684.58	13.30	0.072	0.03	0.042
25	250	27.90	697.54	12.97	0.070	0.03	0.040
26	260	27.32	710.20	12.66	0.068	0.03	0.038
27	270	26.76	722.56	12.36	0.066	0.03	0.036
28	280	26.24	734.65	12.09	0.065	0.03	0.035
29	290	25.74	746.47	11.82	0.064	0.03	0.034
30	300	25.27	758.05	11.58	0.062	0.03	0.032
31	310	24.82	769.40	11.34	0.061	0.03	0.031
32	320	24.39	780.52	11.12	0.060	0.03	0.030
33	330	23.98	791.43	10.91	0.059	0.03	0.029
34	340	23.59	802.15	10.71	0.058	0.03	0.028
35	350	23.22	812.67	10.52	0.057	0.03	0.027
36	360	22.86	823.01	10.34	0.056	0.03	0.026
37	370	22.52	833.17	10.17	0.055	0.03	0.025
38	380	22.19	843.17	10.00	0.054	0.03	0.024
39	390	21.87	853.01	9.84	0.053	0.03	0.023
40	400	21.57	862.70	9.69	0.052	0.03	0.022
41	410	21.27	872.24	9.54	0.051	0.03	0.021
42	420	20.99	881.64	9.40	0.051	0.03	0.021
43	430	20.72	890.90	9.26	0.050	0.03	0.020
44	440	20.46	900.03	9.13	0.049	0.03	0.019
45	450	20.20	909.04	9.01	0.048	0.03	0.018
46	460	19.95	917.92	8.88	0.048	0.03	0.018
47	470	19.72	926.69	8.77	0.047	0.03	0.017
48	480	19.49	935.34	8.65	0.047	0.03	0.017
49	490	19.26	943.89	8.54	0.046	0.03	0.016
50	500	19.05	952.32	8.44	0.045	0.03	0.015
51	510	18.84	960.66	8.34	0.045	0.03	0.015
52	520	18.63	968.90	8.24	0.044	0.03	0.014
53	530	18.43	977.04	8.14	0.044	0.03	0.014
54	540	18.24	985.09	8.05	0.043	0.03	0.013
55	550	18.06	993.04	7.96	0.043	0.03	0.013
56	560	17.87	1000.91	7.87	0.042	0.03	0.012
57	570	17.70	1008.69	7.78	0.042	0.03	0.012
58	580	17.52	1016.40	7.70	0.041	0.03	0.011
59	590	17.36	1024.02	7.62	0.041	0.03	0.011
60	600	17.19	1031.56	7.54	0.041	0.03	0.011
61	610	17.03	1039.02	7.47	0.040	0.03	0.010
62	620	16.88	1046.41	7.39	0.040	0.03	0.010
63	630	16.73	1053.73	7.32	0.039	0.03	0.009
64	640	16.58	1060.98	7.25	0.039	0.03	0.009
65	650	16.43	1068.16	7.18	0.039	0.03	0.009
66	660	16.29	1075.27	7.11	0.038	0.03	0.008
67	670	16.15	1082.32	7.05	0.038	0.03	0.008
68	680	16.02	1089.30	6.98	0.038	0.03	0.008
69	690	15.89	1096.22	6.92	0.037	0.03	0.007
70	700	15.76	1103.08	6.86	0.037	0.03	0.007
71	710	15.63	1109.88	6.80	0.037	0.03	0.007
72	720	15.51	1116.62	6.74	0.036	0.03	0.006
73	730	15.39	1123.30	6.68	0.036	0.03	0.006
74	740	15.27	1129.93	6.63	0.036	0.03	0.006
75	750	15.15	1136.51	6.57	0.035	0.03	0.005

76	760	15.04	1143.03	6.52	0.035	0.03	0.005
77	770	14.93	1149.50	6.47	0.035	0.03	0.005
78	780	14.82	1155.91	6.42	0.034	0.03	0.004
79	790	14.71	1162.28	6.37	0.034	0.03	0.004
80	800	14.61	1168.60	6.32	0.034	0.03	0.004
81	810	14.50	1174.87	6.27	0.034	0.03	0.004
82	820	14.40	1181.10	6.22	0.033	0.03	0.003
83	830	14.30	1187.27	6.18	0.033	0.03	0.003
84	840	14.21	1193.41	6.13	0.033	0.03	0.003
85	850	14.11	1199.50	6.09	0.033	0.03	0.003
86	860	14.02	1205.54	6.04	0.032	0.03	0.002
87	870	13.93	1211.54	6.00	0.032	0.03	0.002
88	880	13.84	1217.50	5.96	0.032	0.03	0.002
89	890	13.75	1223.42	5.92	0.032	0.03	0.002
90	900	13.66	1229.30	5.88	0.032	0.03	0.002
91	910	13.57	1235.14	5.84	0.031	0.03	0.001
92	920	13.49	1240.94	5.80	0.031	0.03	0.001
93	930	13.41	1246.70	5.76	0.031	0.03	0.001
94	940	13.32	1252.42	5.72	0.031	0.03	0.001
95	950	13.24	1258.11	5.69	0.031	0.03	0.001
96	960	13.16	1263.76	5.65	0.030	0.03	0.000
97	970	13.09	1269.38	5.61	0.030	0.03	0.000
98	980	13.01	1274.96	5.58	0.030	0.03	0.000
99	990	12.93	1280.50	5.55	0.030	0.03	0.000
100	1,000	12.86	1286.01	5.51	0.030	0.03	0.000
101	1,010	12.79	1291.49	5.48	0.029	0.03	0.000
102	1,020	12.72	1296.94	5.44	0.029	0.03	0.000
103	1,030	12.64	1302.35	5.41	0.029	0.03	0.000
104	1,040	12.57	1307.73	5.38	0.029	0.03	0.000
105	1,050	12.51	1313.08	5.35	0.029	0.03	0.000
106	1,060	12.44	1318.40	5.32	0.029	0.03	0.000
107	1,070	12.37	1323.68	5.29	0.028	0.03	0.000
108	1,080	12.31	1328.94	5.26	0.028	0.03	0.000
109	1,090	12.24	1334.17	5.23	0.028	0.03	0.000
110	1,100	12.18	1339.37	5.20	0.028	0.03	0.000
111	1,110	12.11	1344.54	5.17	0.028	0.03	0.000
112	1,120	12.05	1349.68	5.14	0.028	0.03	0.000
113	1,130	11.99	1354.79	5.11	0.027	0.03	0.000
114	1,140	11.93	1359.88	5.09	0.027	0.03	0.000
115	1,150	11.87	1364.94	5.06	0.027	0.03	0.000
116	1,160	11.81	1369.97	5.03	0.027	0.03	0.000
117	1,170	11.75	1374.98	5.01	0.027	0.03	0.000
118	1,180	11.69	1379.96	4.98	0.027	0.03	0.000
119	1,190	11.64	1384.91	4.95	0.027	0.03	0.000
120	1,200	11.58	1389.84	4.93	0.026	0.03	0.000
121	1,210	11.53	1394.75	4.90	0.026	0.03	0.000
122	1,220	11.47	1399.63	4.88	0.026	0.03	0.000
123	1,230	11.42	1404.48	4.86	0.026	0.03	0.000
124	1,240	11.37	1409.31	4.83	0.026	0.03	0.000
125	1,250	11.31	1414.12	4.81	0.026	0.03	0.000
126	1,260	11.26	1418.91	4.78	0.026	0.03	0.000
127	1,270	11.21	1423.67	4.76	0.026	0.03	0.000
128	1,280	11.16	1428.41	4.74	0.025	0.03	0.000
129	1,290	11.11	1433.12	4.72	0.025	0.03	0.000
130	1,300	11.06	1437.82	4.69	0.025	0.03	0.000
131	1,310	11.01	1442.49	4.67	0.025	0.03	0.000
132	1,320	10.96	1447.14	4.65	0.025	0.03	0.000
133	1,330	10.92	1451.77	4.63	0.025	0.03	0.000
134	1,340	10.87	1456.38	4.61	0.025	0.03	0.000
135	1,350	10.82	1460.96	4.59	0.025	0.03	0.000
136	1,360	10.78	1465.53	4.57	0.025	0.03	0.000
137	1,370	10.73	1470.08	4.55	0.024	0.03	0.000
138	1,380	10.69	1474.60	4.53	0.024	0.03	0.000
139	1,390	10.64	1479.11	4.51	0.024	0.03	0.000
140	1,400	10.60	1483.59	4.49	0.024	0.03	0.000
141	1,410	10.55	1488.06	4.47	0.024	0.03	0.000
142	1,420	10.51	1492.51	4.45	0.024	0.03	0.000
143	1,430	10.47	1496.94	4.43	0.024	0.03	0.000
144	1,440	10.43	1501.35	4.41	0.024	0.03	0.000

n = 3 の計算例

$$t = n \times t = 3 \times 10 = 30 \text{ min}$$

$$r_{10} = \frac{850}{30^{0.6} + 3} = 79.47 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1} = 3 \times 79.47 - 2 \times 94.09 = 50.23 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.9 \times 50.23 \times 2.15 = 0.270 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{浸透考慮の流出量} = 0.270 - 0.03 = 0.240 \text{ m}^3/\text{s}$$

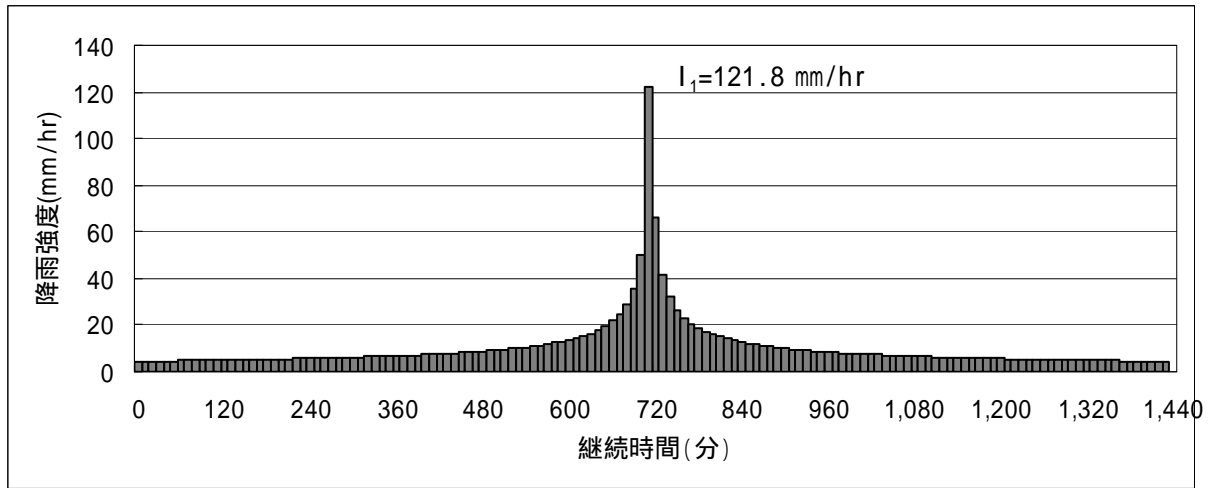


図5 中央集中型降雨波形

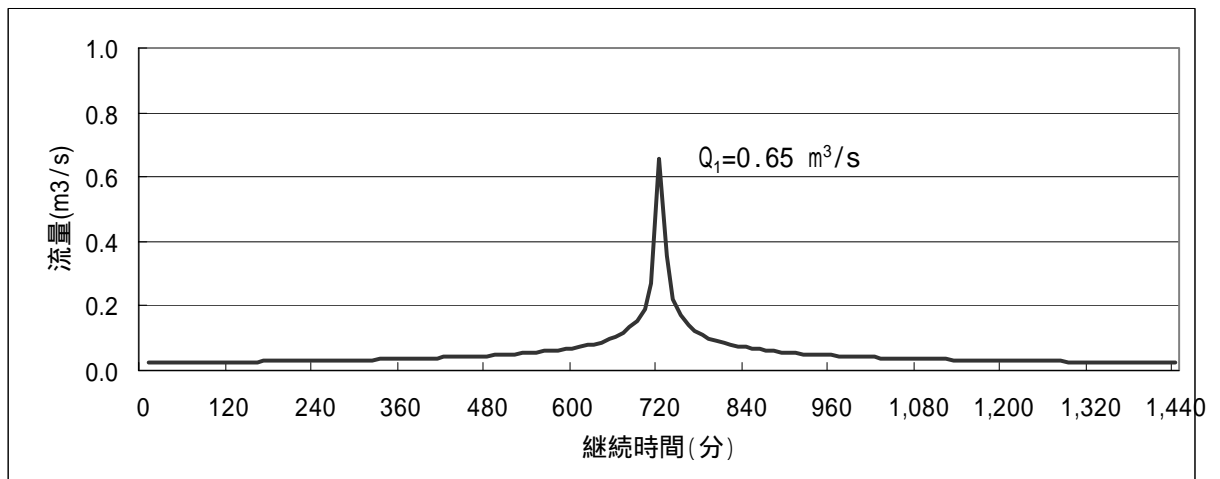


図6 合理式による流出ハイドログラフ

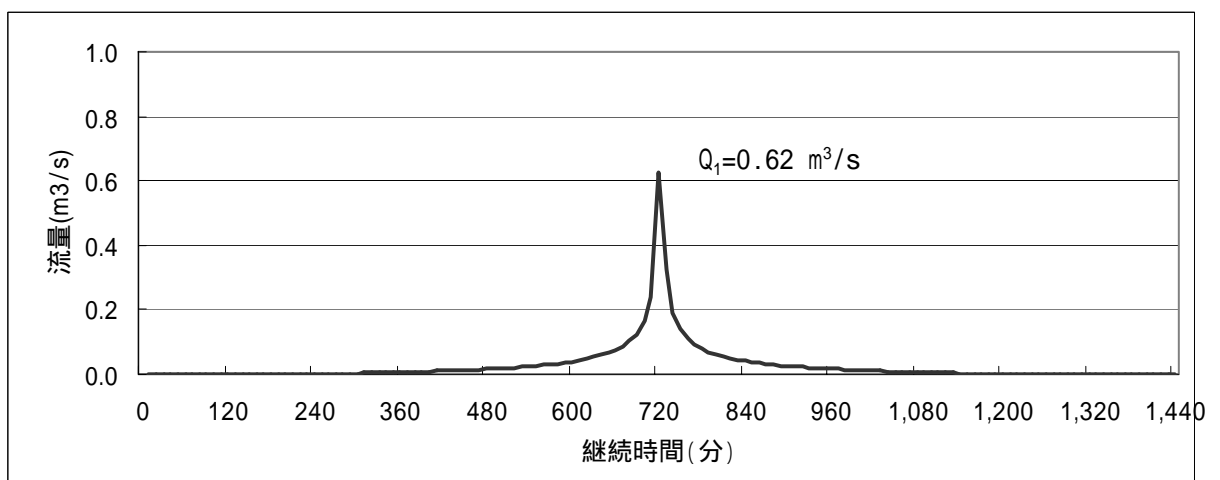


図7 流域貯留施設への流入ハイドログラフ（浸透効果を考慮）

## 2) 許容放流量の算定

流域貯留施設の許容放流量となる下流水路の流下能力算定を行う。(技術基準(案)第15条)

下流水路の流下能力は、縦横断図を用い、*Manning*の平均流速公式により求める。

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$Q = A \cdot v$$

ここに、 $v$ ：流速(m/s)、 $n$ ：粗度係数、 $R$ ：径深(m)、 $I$ ：河床勾配

$A$ ：流水断面積(m<sup>2</sup>)、 $P$ ：潤辺長(m)、 $Q$ ：流量(m<sup>3</sup>/s)

粗度係数は、対象とする水路の状況により次の値を標準として用いる。

表2 粗度係数

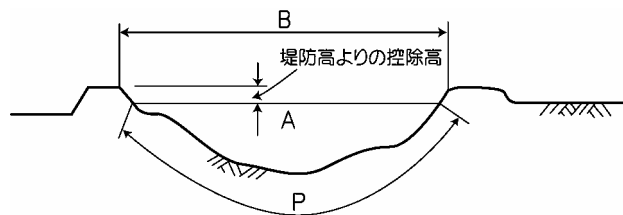
河川施設	一般河道または素堀水路	$n=0.030 \sim 0.035$
	護岸を施した河道	$n=0.030$
	三面張河道	$n=0.025$
	トンネルまたはボックス	$n=0.023$
下水道施設	ボックスカルバート	$n=0.015$
	側溝	$n=0.015$
	管渠	$n=0.013$

流下能力の計算は、下表の様式によって行う。

表3 流下能力計算表

測点	断面 $B \times H$ (m)	断面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	潤辺長 $P$ (m)	径深 $R$ (m)	水路勾配 $I$ (%)	粗度係数 $n$	流速 $v$ (m/s)	流量 $Q$ (m <sup>3</sup> /s)	流域面積 $CA$ (km <sup>2</sup> )	比流量 $q$ (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
A	2.0 × 1.0	1.8	3.8	0.47	0.50	0.015	2.85	5.1	0.55	9.27
B	2.0 × 1.0	1.8	3.8	0.47	0.50	0.015	2.85	5.1	0.50	10.20
C	2.0 × 1.0	1.8	3.8	0.47	0.50	0.015	2.85	5.1	0.45	11.33

流下能力は9割水深として算定。



この結果、測点Aにおける流下能力が最も小さい比流量 9.27(m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>)となることより、この値を許容放流比流量とする。また、流域貯留施設の集水面積は 0.0215km<sup>2</sup>であるので、流域貯留施設の許容放流量は、0.20(m<sup>3</sup>/s)となる。

$$Q_0 = 9.27 \times 0.0215 = 0.20 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

### 3) 運動場貯留における放流量と必要調節容量の概算

簡便法により浸透施設を考慮した流域貯留施設の放流量と必要調節容量の関係を求める。(技術基準(案)第23条)

#### 【貯留可能容量に対する放流量の算出】

##### ・算定式

雨水流出抑制施設の洪水調節容量は降雨強度曲線を用いて求める下式のVの値を最大とするような容量をもって、その必要調節容量とする。

$$V_i = \left( r_i - \frac{rc}{2} - F_c \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360} \quad (1)$$

ここに

$V_i$  ; 容量( $m^3$ )

$r_i$  ; 降雨強度曲線上の任意継続時間相当降雨強度 (mm/hr)

( $r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3}$  : 福岡市下水道長時間降雨強度式)

$rc$  ; 放流量に相当する降雨強度 (mm/hr) ( $rc = \frac{360 \times Q}{f \times A}$ )

$t_i$  ; 任意の降雨継続時間(min)

$f$  ; 流出係数

$A$  ; 集水面積(ha)

$F_c$  ; 平均浸透強度(5.0mm/hr)

##### ・洪水調節容量

(1)式の定数項を除いた式をyとおくと

$$y = \left( \frac{850}{t^{0.6} + 3} - \frac{rc}{2} - 5 \right) \cdot t_i \quad (2)$$

これを微分して  $\frac{dy}{dt_i} = 0$  とすると

$$\frac{dy}{dt_i} = \frac{850 \times \{ (t^{0.6} + 3) - 0.6 t_i^{0.6} \}}{(t^{0.6} + 3)^2} - \frac{rc}{2} - 5 = 0 \quad (3)$$

(3)式を $t^{0.6} =$  とおいて整理すると

$$\left( \frac{rc}{2} + 5 \right)^2 + (3rc - 310) + (4.5rc - 2,505) = 0$$

$$= \frac{- (3rc - 310) + (3060rc + 146200)^{1/2}}{rc + 10}$$

$$t_i = \left( \frac{- (3rc - 310) + (3060rc + 146200)^{1/2}}{rc + 10} \right)^{1/0.6} \quad (4)$$

(4)式により求めた $t_i$ を(1)式に代入して $V_i$ を求める。

表4 放流量と必要調節容量の関係

A (ha)	f	Q (m <sup>3</sup> /s)	$r_c$ (mm/hr)	$\chi$	$t_i$ (min)	$V_i$ (m <sup>3</sup> )
2.15	0.9	0.2	37.21	15.0	91.3	694.9
2.15	0.9	0.1	18.60	24.6	208.7	1,106.9
2.15	0.9	0.02	3.72	50.7	694.8	2,008.7
2.15	0.9	0.015	2.79	54.3	779.5	2,119.1
2.15	0.9	0.01	1.86	58.5	882.2	2,243.5

注) 計算式 (放流量 $Q=0.2$ の場合)

$$r_c = \frac{360 \times Q}{f \times A} = \frac{360 \times 0.2}{0.9 \times 2.15} = 37.21 \text{ mm/hr}$$

$$\chi = \frac{-(3 \times 37.21 - 310) + (3,060 \times 37.21 + 146,200)^{\frac{1}{2}}}{37.21 + 10} = 15.004$$

$$t_i = 15.004^{\frac{1}{0.6}} = 91.3 \text{ min}$$

$$V_i = \left( \frac{850}{91.3^{0.6} + 3} - \frac{37.21}{2} - 5 \right) \times 60 \times 91.3 \times 0.9 \times 2.15 \times \frac{1}{360} = 694.9 \text{ m}^3$$

以上より、貯留可能容量 (2,130m<sup>3</sup>) に対する放流量は、0.015m<sup>3</sup>/s 程度と想定される。



#### 4) 貯留追跡計算による流出抑制効果の算定

流域貯留施設の流出抑制効果を貯留追跡計算により算定する。(技術基準(案)第15~16条)

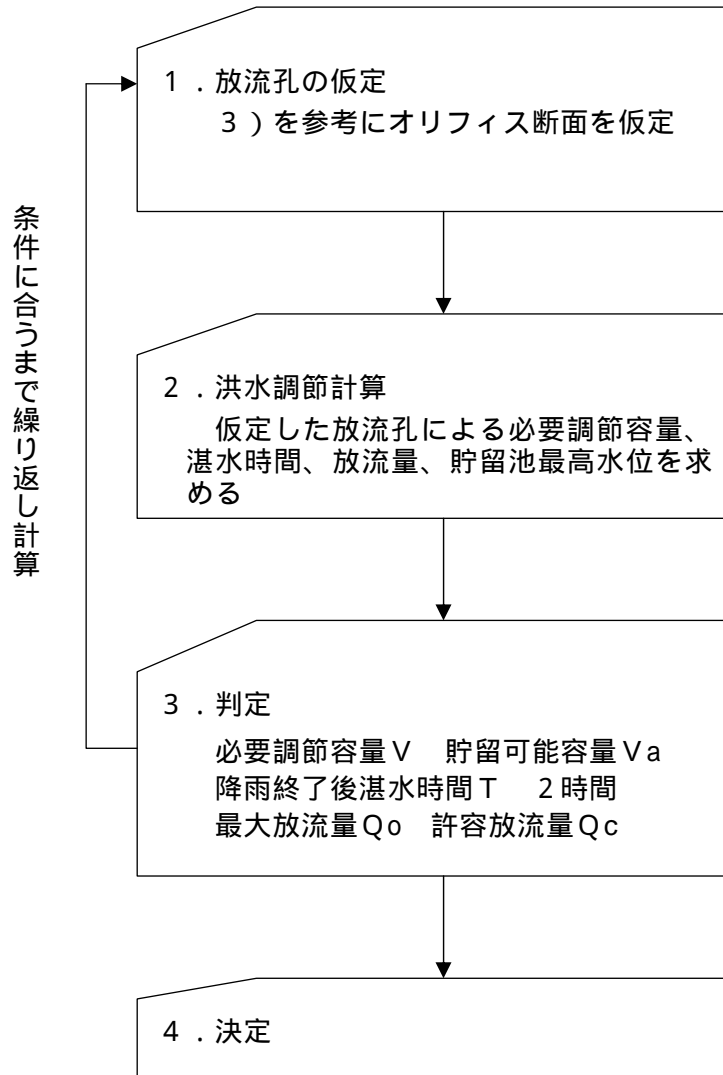
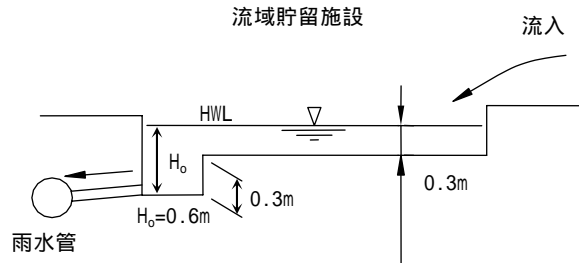


図8 必要調節容量検討フロー

### オリフィス断面の仮定

オリフィス断面は、オリフィスの流量公式より以下のように仮定する。

なお、HWLからオリフィス敷高までの水深 ( $H_o$ ) は0.6mとする。



$$\begin{aligned} A_o &= \frac{Q}{C \cdot \sqrt{2g \cdot H_o}} \\ &= \frac{0.015}{0.6 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.6}} \\ &= 0.0073 \quad (m^2) \end{aligned}$$

オリフィスを正方形とすると、一辺の長さは

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.0073} = 0.09 \quad (m)$$

となり、これを第1次近似として再計算を行う。

$$A_o = \frac{0.015}{0.6 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.6 - 0.09/2)}} = 0.0076 \quad (m^2)$$

$$D = \sqrt{0.0076} = 0.09 \quad (m)$$

## 洪水調節計算

前項のオリフィス断面を参考にして、次のような放流孔を仮定して貯留追跡計算を行った。その結果は次表のとおりであり、ケース3において目標値(判定)を満足するものとなった。

これより、オリフィス形状は、目標値(判定)を満足できる形状であり、流出抑制効果を最大限に発揮できる形状(降雨終了後の湛水時間が2時間)を採用するものとした。

表5 洪水調節計算結果

	オリフィス形状 (幅×高さ)	最大放流量 (m <sup>3</sup> /s)	最高水位 (利用面上:m)	貯留量 (m <sup>3</sup> )	降雨終了後湛 水時間(hr)
ケース1	0.09×0.09	0.015	0.253	1,803.1	3時間以上
ケース2	0.15×0.15	0.038	0.186	1,333.0	3時間
ケース3	0.16×0.15	0.041	0.181	1,297.9	2時間

注) 算定式・・・表6参照

$$\begin{aligned}
 Q &= C \cdot B \cdot D \cdot \sqrt{2g(H-D/2)} \\
 &= 0.6 \times 0.16 \times 0.15 \cdot \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.3 + 0.181 - 0.15/2)} \\
 &= 0.041 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

ここに、

Q：オリフィスからの放流量

C：オリフィスの流量係数

B：放流孔の幅

D：放流孔の高さ

g：重力加速度

H：貯留水深(側溝部含む)

[判定]

- ・必要調節容量V      貯留可能容量Va (2,130m<sup>3</sup>)
- ・降雨終了後湛水時間T      2時間
- ・最大放流量Qo      許容放流量Qc (0.2 m<sup>3</sup>/s)

(計算結果)

オリフィス形状      : 幅 0.16m、高さ 0.15m

調節容量            : 1,300m<sup>3</sup> ( 貯留可能容量 : 2,130m<sup>3</sup>)

最高水位            : 0.181m ( 貯留限界水深 : 0.3m )

最大放流量          : 0.041m<sup>3</sup>/s ( 許容放流量 : 0.2 m<sup>3</sup>/s )

降雨終了後湛水時間 : 2時間 ( 2時間 )

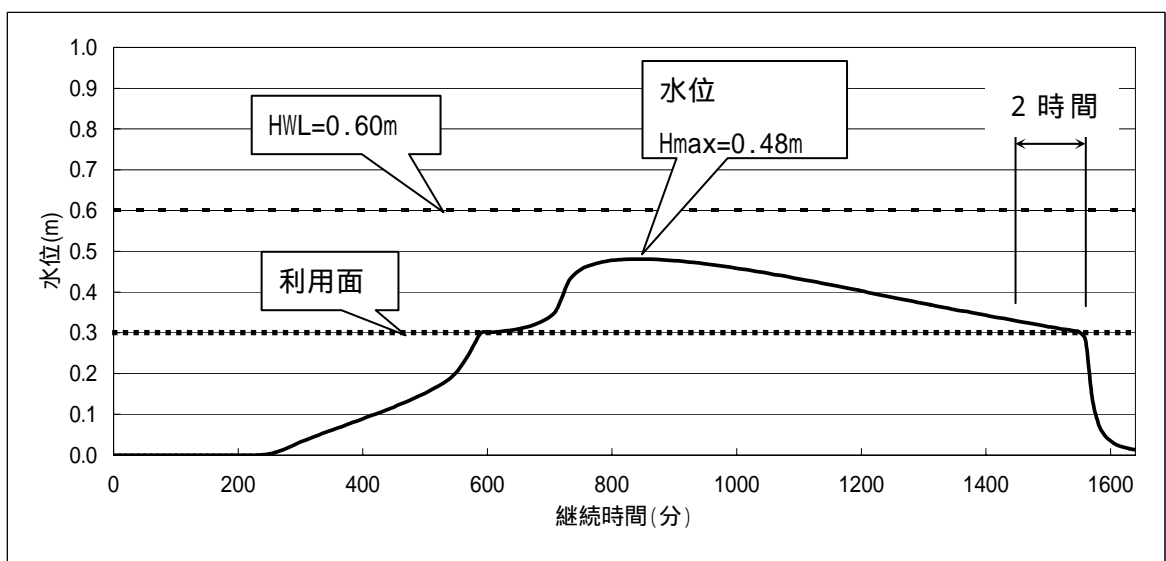
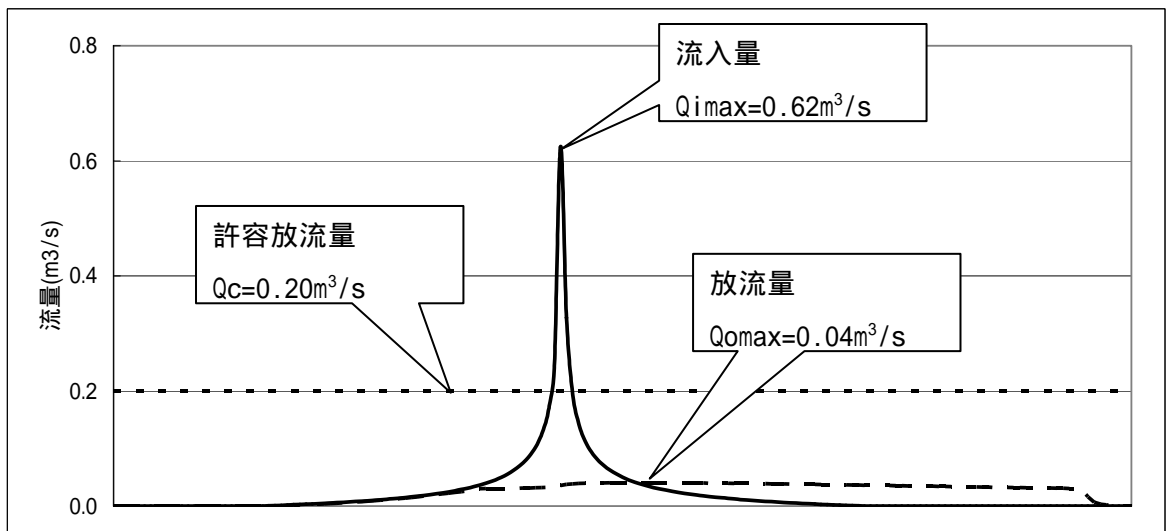
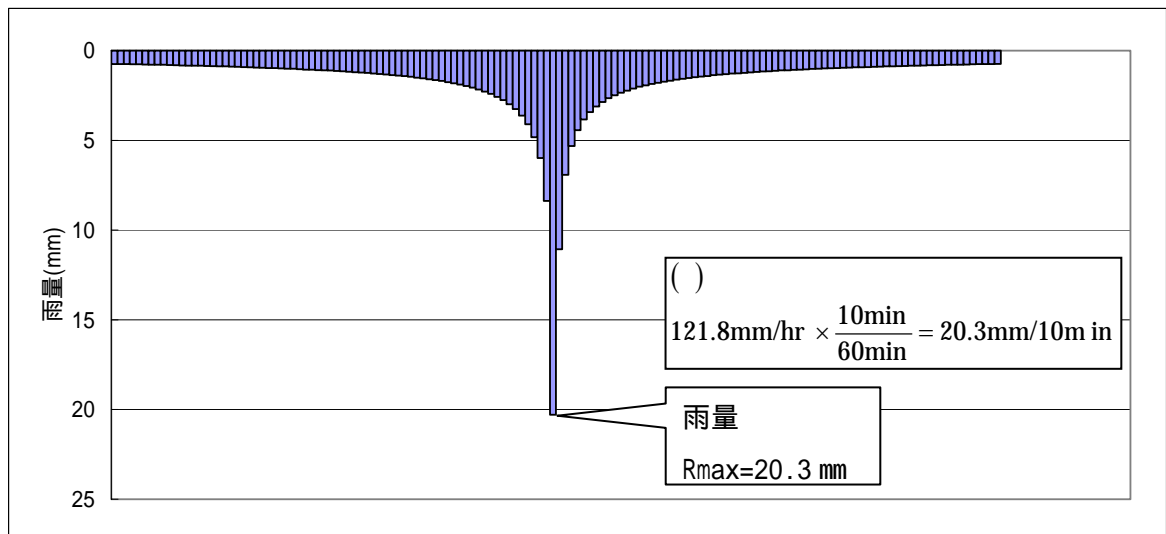


圖 9 洪水調節計算結果 (流域貯留施設  $w = 1 / 10$ )

表 6 洪水調節計算結果

[ 放流孔 : B 0.16m × H 0.15m ]

計算時間 t(分)	流入量 QI(m <sup>3</sup> /s)	放流量 QO(m <sup>3</sup> /s)	水位 H(m)	水面積 F(m <sup>2</sup> )	容量 V(m <sup>3</sup> )	計算時間 t(分)	流入量 QI(m <sup>3</sup> /s)	放流量 QO(m <sup>3</sup> /s)	水位 H(m)	水面積 F(m <sup>2</sup> )	容量 V(m <sup>3</sup> )	側溝貯留時間	
												↑	↓
10	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	830	0.0455	0.0406	0.481	7000	1296.2		
20	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	840	0.0415	0.0406	0.481	7000	1297.9		
30	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	850	0.0380	0.0406	0.481	7000	1297.4		
40	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	860	0.0350	0.0406	0.481	7000	1295.0		
50	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	870	0.0322	0.0406	0.480	7000	1290.8		
60	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	880	0.0298	0.0405	0.479	7000	1285.1		
70	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	890	0.0276	0.0405	0.478	7000	1278.0		
80	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	900	0.0256	0.0404	0.477	7000	1269.6		
90	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	910	0.0237	0.0403	0.476	7000	1260.2		
100	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	920	0.0221	0.0403	0.474	7000	1249.8		
110	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	930	0.0205	0.0402	0.473	7000	1238.4		
120	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	940	0.0191	0.0401	0.471	7000	1226.2		
130	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	950	0.0178	0.0400	0.469	7000	1213.2		
140	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	960	0.0165	0.0399	0.467	7000	1199.5		
150	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	970	0.0154	0.0398	0.465	7000	1185.2		
160	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	980	0.0143	0.0397	0.463	7000	1170.2		
170	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	990	0.0133	0.0396	0.461	7000	1154.7		
180	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1000	0.0123	0.0395	0.458	7000	1138.6		
190	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1010	0.0114	0.0393	0.456	7000	1122.1		
200	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1020	0.0105	0.0392	0.454	7000	1105.1		
210	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1030	0.0097	0.0391	0.451	7000	1087.7		
220	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1040	0.0090	0.0390	0.449	7000	1069.9		
230	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1050	0.0082	0.0388	0.446	7000	1051.7		
240	0.0002	0.0000	0.001	100	0.1	1060	0.0075	0.0387	0.443	7000	1033.2		
250	0.0006	0.0000	0.003	100	0.3	1070	0.0069	0.0385	0.441	7000	1014.4		
260	0.0010	0.0001	0.007	100	0.7	1080	0.0062	0.0384	0.438	7000	995.2		
270	0.0014	0.0004	0.012	100	1.2	1090	0.0056	0.0382	0.435	7000	975.8		
280	0.0018	0.0007	0.018	100	1.8	1100	0.0051	0.0381	0.432	7000	956.1		
290	0.0023	0.0012	0.025	100	2.5	1110	0.0045	0.0379	0.429	7000	936.1		
300	0.0027	0.0016	0.032	100	3.2	1120	0.0040	0.0378	0.427	7000	915.9		
310	0.0032	0.0022	0.038	100	3.8	1130	0.0035	0.0376	0.424	7000	895.5		
320	0.0037	0.0027	0.044	100	4.4	1140	0.0030	0.0375	0.421	7000	874.9		
330	0.0042	0.0033	0.050	100	5.0	1150	0.0025	0.0373	0.418	7000	854.1		
340	0.0048	0.0038	0.056	100	5.6	1160	0.0020	0.0371	0.415	7000	833.2		
350	0.0053	0.0044	0.061	100	6.1	1170	0.0016	0.0370	0.412	7000	812.0		
360	0.0059	0.0050	0.067	100	6.7	1180	0.0012	0.0368	0.409	7000	790.7		
370	0.0065	0.0056	0.072	100	7.2	1190	0.0008	0.0366	0.406	7000	769.3		
380	0.0072	0.0063	0.078	100	7.8	1200	0.0004	0.0365	0.403	7000	747.7		
390	0.0079	0.0070	0.083	100	8.3	1210	0.0000	0.0363	0.399	7000	725.9		
400	0.0086	0.0076	0.089	100	8.9	1220	0.0000	0.0361	0.396	7000	704.2		
410	0.0093	0.0084	0.095	100	9.5	1230	0.0000	0.0360	0.393	7000	682.6		
420	0.0101	0.0092	0.100	100	10.0	1240	0.0000	0.0358	0.390	7000	661.1		
430	0.0110	0.0099	0.106	100	10.6	1250	0.0000	0.0356	0.387	7000	639.7		
440	0.0118	0.0109	0.112	100	11.2	1260	0.0000	0.0354	0.384	7000	618.4		
450	0.0128	0.0117	0.118	100	11.8	1270	0.0000	0.0353	0.381	7000	597.1		
460	0.0138	0.0127	0.125	100	12.5	1280	0.0000	0.0351	0.378	7000	576.0		
470	0.0148	0.0137	0.131	100	13.1	1290	0.0000	0.0349	0.375	7000	555.1		
480	0.0159	0.0148	0.138	100	13.8	1300	0.0000	0.0347	0.372	7000	534.2		
490	0.0171	0.0159	0.145	100	14.5	1310	0.0000	0.0346	0.369	7000	513.4		
500	0.0184	0.0172	0.152	100	15.2	1320	0.0000	0.0344	0.366	7000	492.7		
510	0.0198	0.0185	0.160	100	16.0	1330	0.0000	0.0342	0.363	7000	472.1		
520	0.0213	0.0199	0.168	100	16.8	1340	0.0000	0.0340	0.360	7000	451.6		
530	0.0229	0.0214	0.177	100	17.7	1350	0.0000	0.0339	0.357	7000	431.3		
540	0.0246	0.0225	0.188	100	18.8	1360	0.0000	0.0337	0.354	7000	411.0		
550	0.0266	0.0236	0.203	100	20.3	1370	0.0000	0.0335	0.352	7000	390.9		
560	0.0287	0.0250	0.223	100	22.3	1380	0.0000	0.0333	0.349	7000	370.8		
570	0.0310	0.0266	0.247	100	24.7	1390	0.0000	0.0332	0.346	7000	350.9		
580	0.0336	0.0286	0.275	100	27.5	1400	0.0000	0.0330	0.343	7000	331.0		
590	0.0364	0.0302	0.300	7000	30.9	1410	0.0000	0.0328	0.340	7000	311.3		
600	0.0397	0.0303	0.301	7000	35.6	1420	0.0000	0.0326	0.337	7000	291.6		
610	0.0434	0.0303	0.302	7000	42.3	1430	0.0000	0.0325	0.335	7000	272.1		
620	0.0477	0.0304	0.303	7000	51.5	1440	0.0000	0.0323	0.332	7000	252.7		
630	0.0527	0.0305	0.305	7000	63.3	1450	0.0000	0.0321	0.329	7000	233.4		
640	0.0587	0.0307	0.307	7000	78.4	1460	0.0000	0.0319	0.326	7000	214.1		
650	0.0660	0.0309	0.310	7000	97.3	1470	0.0000	0.0318	0.324	7000	195.0		
660	0.0750	0.0311	0.313	7000	121.0	1480	0.0000	0.0316	0.321	7000	176.0		
670	0.0867	0.0314	0.317	7000	150.8	1490	0.0000	0.0314	0.318	7000	157.1		
680	0.1025	0.0317	0.323	7000	188.6	1500	0.0000	0.0312	0.315	7000	138.3		
690	0.1255	0.0322	0.330	7000	237.8	1510	0.0000	0.0311	0.313	7000	119.6		
700	0.1630	0.0328	0.339	7000	304.9	1520	0.0000	0.0309	0.310	7000	101.0		
710	0.2400	0.0336	0.354	7000	405.9	1530	0.0000	0.0307	0.308	7000	82.5		
720	0.6244	0.0356	0.388	7000	644.4	1540	0.0000	0.0305	0.305	7000	64.2		
730	0.3270	0.0377	0.425	7000	907.8	1550	0.0000	0.0304	0.302	7000	45.9		
740	0.1932	0.0387	0.444	7000	1040.9	1560	0.0000	0.0289	0.281	100	28.1		
750	0.1416	0.0393	0.455	7000	1118.0	1570	0.0000	0.0161	0.146	100	14.6		
760	0.1128	0.0397	0.463	7000	1170.6	1580	0.0000	0.0064	0.079	100	7.9		
770	0.0939	0.0400	0.468	7000	1208.7	1590	0.0000	0.0032	0.050	100	5.0		
780	0.0804	0.0402	0.472	7000	1236.9	1600	0.0000	0.0019	0.035	100	3.5		
790	0.0702	0.0403	0.475	7000	1258.0	1610	0.0000	0.0012	0.025	100	2.5		
800	0.0621	0.0404	0.478	7000	1273.5	1620	0.0000	0.0008	0.020	100	2.0		
810	0.0556	0.0405	0.479	7000	1284.5	1630	0.0000	0.0006	0.016	100	1.6		
820	0.0501	0.0406	0.480	7000	1291.9	1640	0.0000	0.0004	0.013	100	1.3		

水位はオリフィス敷高からの高さを示す。

[ 湛水時間 ] … 降雨終了時間 : 1,440 分、水位が利用面 ( 0.3m ) を下回る時間 : 1,560 分  
降雨終了後の湛水時間 : 120 分 ( = 2 時間 )

計算例 - 2 恒久調節池の必要調節容量の算定

1) 流出係数の算定

開発後における流出係数の加重平均値を求める。(技術基準(案)第13条)

該当流域の流末は、河川となっていることより、「建設省 河川砂防技術基準(案)同解説」で用いられている地目別流出係数の値をもとに算定する。

開発後の土地利用状況は下図のとおりとなり、流出係数は  $c=0.80$  となる。



図 10 土地利用図(開発後)

表 7 加重平均値算定表

地 区	流出係数 c	土地利用面積 a	$c \times a$
密集市街地	0.9	19.4	17.46
一般市街地	0.8	62.5	50.00
畑・原野	0.6	5.8	3.48
水田	0.7	4.4	3.08
山地	0.7	7.9	5.53
合計		100.0	79.55
加重平均値			0.80

流域貯留・浸透施設を除く流出係数(直接流出域)も 0.80 となる

## 2) 洪水到達時間の算定

開発後の到達時間を求める。(技術基準(案)第12条)

到達時間は、「等流流速法」、「土研式」、「角屋式」により算定し、等流流速法による算定結果を主体として決定する。

### 等流流速法

流入時間  $t_1$  と流下時間  $t_2$  を足したものを到達時間とする。

流入時間  $t_1$  は、下水道計画において使用される6分とする。

開発区域内では、排水計画により下図のとおりとなっていることより、マンニング式により流下速度を算定する。

また、流域上流部は未開発のため排水計画が無いことより、*Kraven* の式による流下速度  $V$  を用いて求める。

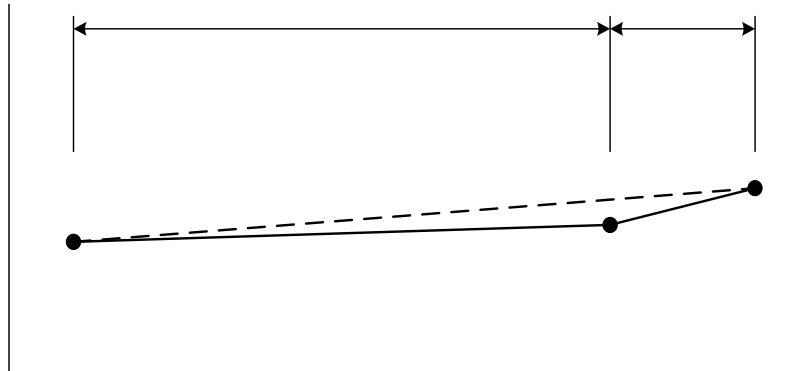


図 11 水路縦断模式図

(排水計画区間)

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

$$= \frac{1}{0.015} \cdot 0.47^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{1}{200}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$= 2.9(m/s)$$

( 径深 R は 9 割水深で算定した。)

(未排水計画区間)

*Kraven* の式より、 $I=1/100$  の時の流速  $3.5(m/s)$  となる。

表 8 *Kraven* の式

勾配	1/100 以上	1/100 ~ 1/200	1/200 以下
流速	3.5m/s	3.0m/s	2.1m/s

また、流下時間は、次式により求められるので、各区間毎に整理すると下表のとおりとなる。

$$t_2 = \frac{1}{3600} \cdot L/V$$

ここで、 $t_2$ ：河道流下時間(hr)、 $L$ ：河道延長(m)、 $V$ ：流速

表9 流下時間算定表

区 間	a～b 区間	b～c 区間	合 計
流下速度(m/s)	2.9	3.5	-
延 長(m)	2,500	500	3,000
流下時間(分)	14.4	2.4	16.8

以上より、到達時間は、22.8分となる。

$$t_c = t_1 + t_2 = 6.0 + 16.8 = 22.8 \text{ 分}$$

土研式

土研式の適用にあたっては、対象地区の流域諸元が、式の適用範囲内かどうかを確認する。

$$\frac{L}{\sqrt{S}} = 4 \times 10^3 \sim 4 \times 10^5 \quad (\text{土研式の適用範囲})$$

ここに、 $L$ ：河道延長(m)、 $S$ ：河道の勾配

検討地区の  $\frac{L}{\sqrt{S}}$  は以下に示すとおり、土研式の適用範囲内である。

$$\frac{L}{\sqrt{S}} = \frac{3,000}{\sqrt{1/170}} = 39,120$$

よって、土研式は適用可能である。

到達時間は、以下に示す式より、23.6分となる。

$$\begin{aligned} t_c &= 2.4 \times 10^{-4} \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.7} \\ &= 2.4 \times 10^{-4} \times 39,120^{0.7} = 0.393(\text{hr}) = 23.6 \text{ 分} \end{aligned}$$



角屋式 (Kinematic wave 理論に基づく計算式)

角屋式では、降雨強度式と連立に解く逐次計算法によって求める。

角屋式に流域定数を代入すると以下のとおりとなる。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35}$$

ここで、 $t_p$  : 洪水到達時間(min)

$C$  : 流域の土地利用状態で決まる定数 (開発前=180、開発後=60)

$r_e$  : 有効降雨強度(mm/hr)・・・降雨強度 ( $r$ ) と流出係数 ( $f$ ) との積として算出

$A$  : 流域面積(km<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} t_p &= C \times A^{0.22} \times f^{-0.35} \times r^{-0.35} \\ &= 60 \times 1.00^{0.22} \times 0.80^{-0.35} \times \left( \frac{566.38}{t^{0.50} + 0.621} \right)^{-0.35} \\ &= 64.8739 \times \left( \frac{566.38}{t^{0.50} + 0.621} \right)^{-0.35} \end{aligned}$$

$t$  を仮定し、右辺に代入する。計算結果として与えられる左辺  $t_p$  と一致するまで試算を繰り返す。試算の結果は下表のとおり 11.4 分となる。

表 10 角屋式での到達時間算定表

試算回数	$t$	$r$	$r^{-0.35}$	$t=64.8739 \times$
1	10.0	149.7	0.1732	11.2
2	11.2	142.7	0.1761	11.4
3	11.4	141.7	0.1766	11.4

以上の3つの計算手法での計算結果は下表のとおりとなる。

洪水到達時間は等流流速法を主体とし、安全側にまらめて 22 分とした。

表 11 洪水到達時間算定表

算定方法	等流流速法	土研式	角屋式
洪水到達時間(分)	22.8	23.6	11.4

### 3) 降雨波形及び流出ハイドログラフの算定

必要調節容量の算定に用いる降雨波形、流出ハイドログラフを算定する。(技術基準(案)第10条、第14条)

降雨波形の算定にあたり、その継続時間は、下流許容放流量によって支配される。

計算地区からの許容放流量の比流量は、下流水路の流下能力より  $Q_0=3.19\text{m}^3/\text{s}$  と設定し、(計算例4)参照)下表に従い所要降雨継続時間は24時間とする。また、検討施設は恒久調節池であることより、後方集中型降雨波形を採用する。

(比流量) = (最小流下能力) / (流下能力評価地点流域面積)

$$q = 5.1/1.6 \\ = 3.19\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

表12 許容放流量毎の必要降雨継続時間

許容放流量の比流量 ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ )	必要な降雨継続時間 (hr)
$q \geq 2$	24
$2 > q \geq 1.5$	48
$1.5 > q \geq 1.0$	72
$q < 1.0$	>72

#### 降雨波形の算定

計算には、計画規模50年の福岡市河川長時間降雨強度式を用い、計算単位時間を洪水到達時間に合わせ22分とする。

$$r_{50} = \frac{566.38}{t^{0.50} + 0.621} \quad (\text{福岡市河川長時間降雨強度式})$$

降雨波形の計算時点数は  $66 (= 24 \times 60 / 22)$  となり、降雨強度曲線上の22分おきの降雨強度を1452分まで計算する。

単位時間22分降雨に対応する降雨強度は、下式により算定する。

$$I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1} \quad (\text{各時点の降雨強度})$$

ここに、 $I_n$  : 各計算時点の単位時間あたり降雨強度 (mm/hr)

$n$  : 計算時点

$r_n$  : 各計算時点の降雨強度 (mm/hr)

後方集中型降雨波形は、 $I$  が最大となる  $I_1$  を降雨終了時にとって、順次  $I_2$  から  $I_{66}$  まで配列する。

## 流出ハイドログラフの算定

貯留・浸透施設を併用した場合の調節池の計画に用いる全流域からの流出ハイドログラフは、調節池流域を間接流出域と直接流出域とに区分し、各々について調節池計画に用いる計画降雨（年超過確率 1/50、後方集中型降雨波形）による流出計算及び貯留・浸透施設による流出抑制効果の計算を行い、各区域からの流出ハイドログラフを合成することにより求める。

表 13 処理区域の区分

区 分	集水面積 (ha)	備 考
直接流出域	97.85	
間接流出域	2.15	小学校
合 計	100.00	

### a . 直接流出域の流出ハイドログラフ

直接流出域 97.85ha からの流出ハイドログラフは次図のように計算される。

### b . 間接流出域の流出ハイドログラフ

〔計算例 - 1〕で設定した貯留・浸透施設に対して、年超過確率 1/50 の計画降雨（洪水到達時間 10 分）を用いて洪水調節計算を行った。その結果は次のとおりである。

（計算結果）

オリフィス形状 : 幅 0.16m、高さ 0.15m

調節容量 : 2,090m<sup>3</sup>

最高水位 : 0.29m

最大放流量 : 0.046m<sup>3</sup>/s

算定式・・・表 16 参照

$$\begin{aligned}
 Q &= C \cdot B \cdot D \sqrt{2g(H - D/2)} \\
 &= 0.6 \times 0.16 \times 0.15 \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.3 + 0.29 - 0.15/2)} \\
 &= 0.046 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

ここに、

Q : オリフィスからの放流量

C : オリフィスの流量係数

B : 放流孔の幅

D : 放流孔の高さ

g : 重力加速度

H : 貯留水深（側溝部含む）

### c . 合成流出ハイドログラフ

直接流出域のハイドログラフと間接流出域の流出ハイドログラフ（流域貯留施設からの放流量）を合成した流出ハイドログラフは次図のように算定される。

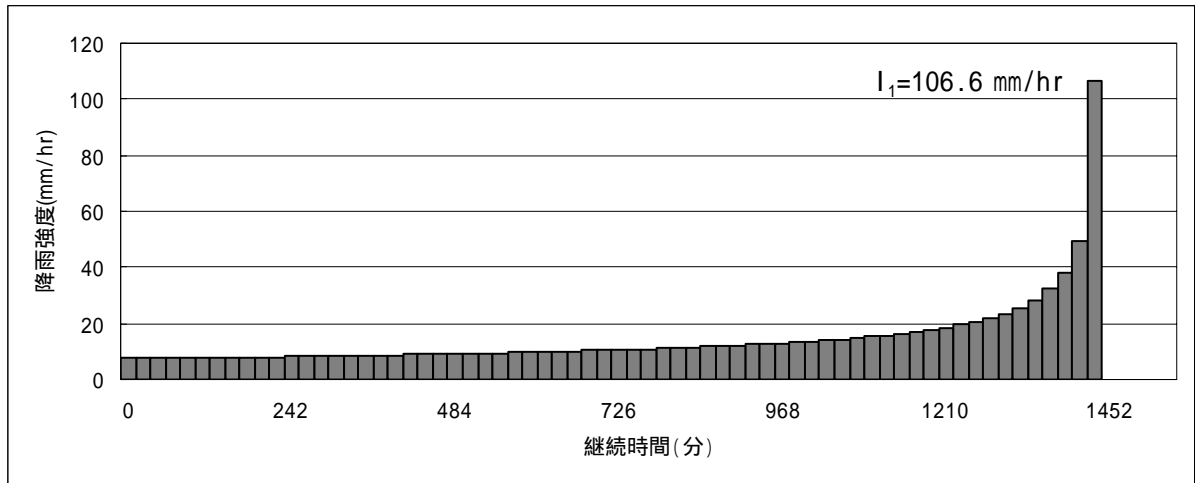


図 12 後方集中型降雨波形

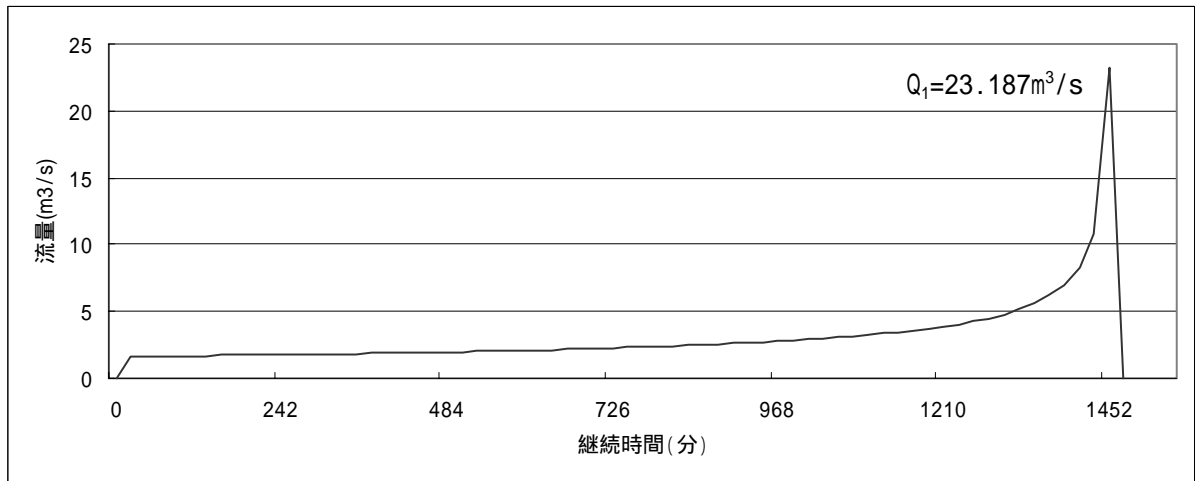


図 13 直接流出域の流出ハイドログラフ

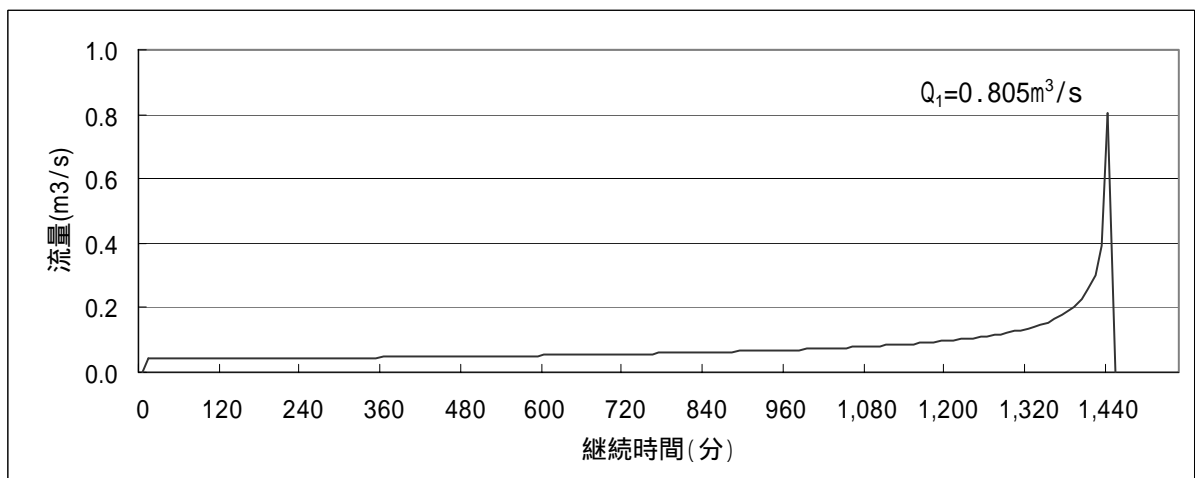


図 14 間接流出域の流出ハイドログラフ

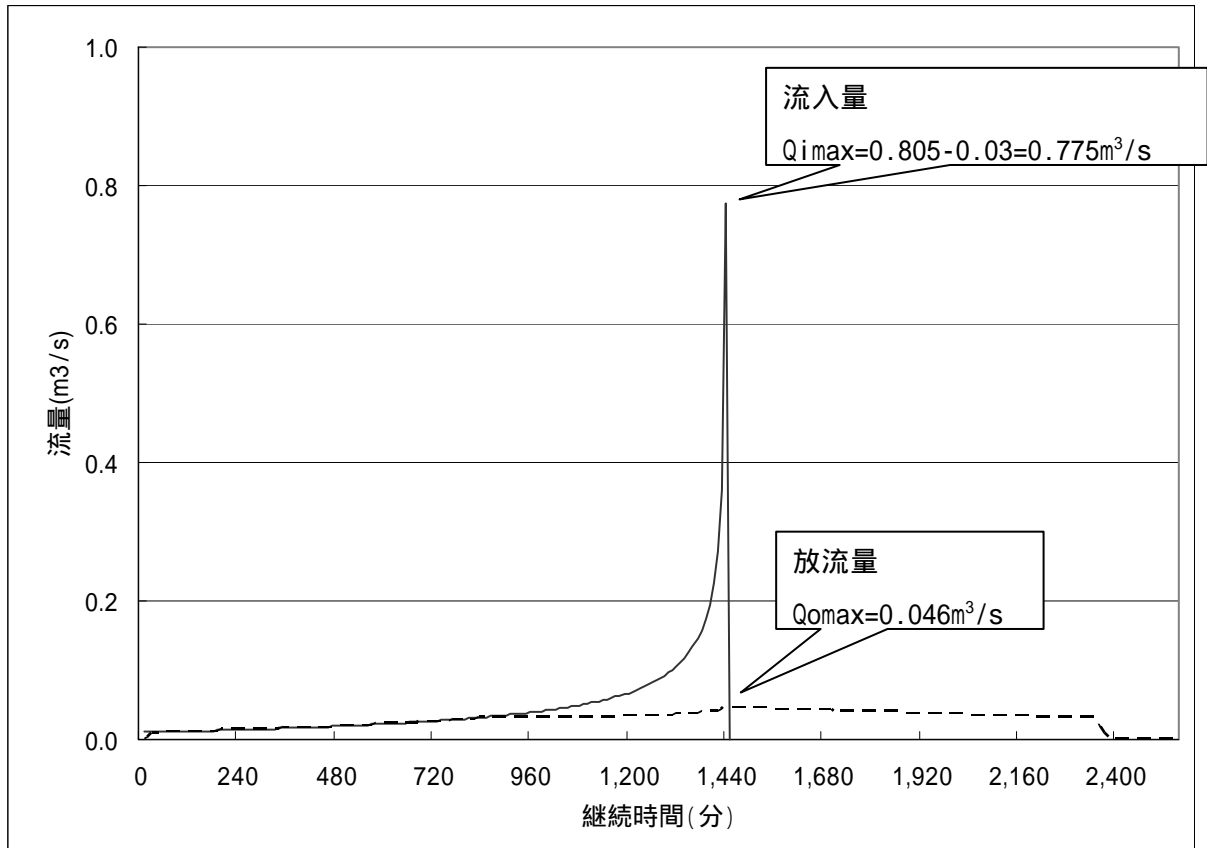


図 15 流域貯留施設への流入ハイドログラフ（浸透考慮）と洪水調節計算結果

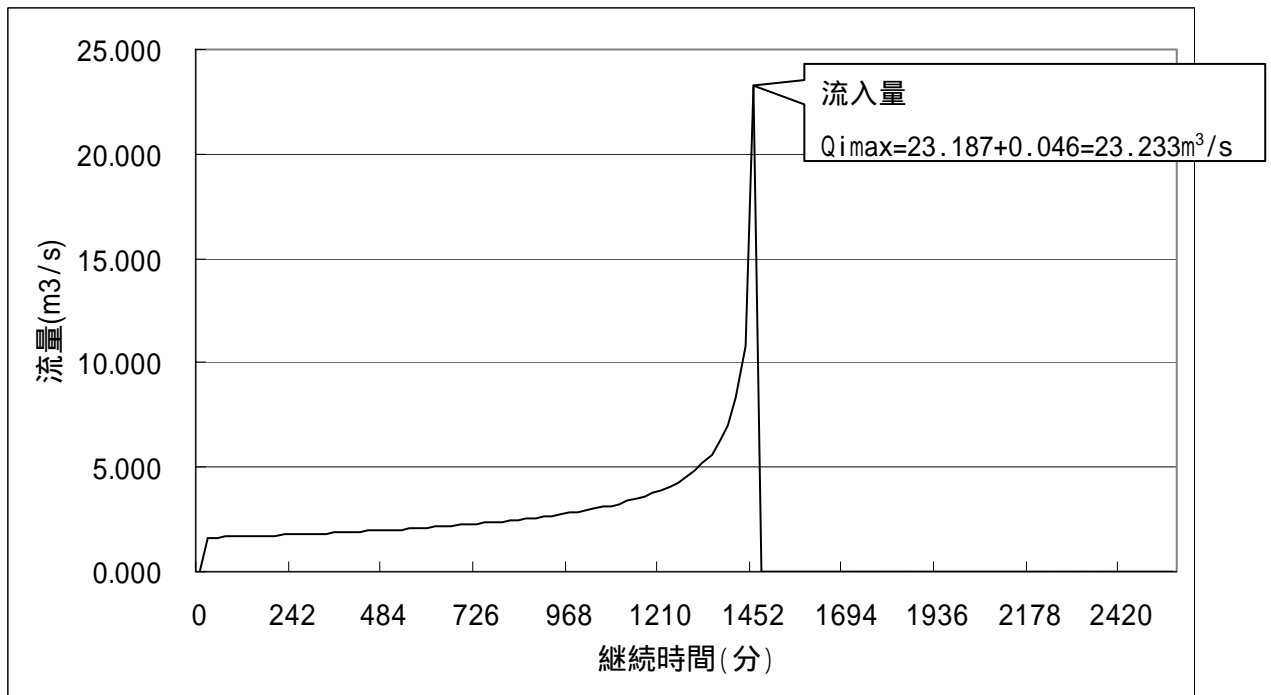


図 16 合成流出ハイドログラフ（調節池への流入ハイドログラフ）

表 14 降雨波形および流量計算表（直接流出域）

計算 時点 $n$	継続時間 $t = n \cdot t$ (min)	降雨強度 $r_{50} = \frac{566.38}{t^{0.50} + 0.621}$ (mm/hr)	$n \cdot r$	単位時間あたりの降雨強度 $I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1}$ (mm/hr)	流出量 $Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A$ ( $m^3/s$ )
1	22	106.63	106.63	106.63	23.19
2	44	78.08	156.15	49.52	10.77
3	66	64.77	194.30	38.15	8.29
4	88	56.63	226.51	32.21	7.00
5	110	50.98	254.92	28.41	6.18
6	132	46.77	280.61	25.70	5.59
7	154	43.47	304.26	23.64	5.14
8	176	40.78	326.27	22.01	4.79
9	198	38.55	346.95	20.68	4.50
10	220	36.65	366.51	19.56	4.25
11	242	35.01	385.12	18.61	4.05
12	264	33.58	402.90	17.78	3.87
13	286	32.30	419.96	17.06	3.71
14	308	31.17	436.37	16.42	3.57
15	330	30.15	452.21	15.84	3.44
16	352	29.22	467.54	15.32	3.33
17	374	28.38	482.39	14.85	3.23
18	396	27.60	496.81	14.42	3.14
19	418	26.89	510.83	14.03	3.05
20	440	26.22	524.49	13.66	2.97
21	462	25.61	537.82	13.33	2.90
22	484	25.04	550.83	13.01	2.83
23	506	24.50	563.55	12.72	2.77
24	528	24.00	576.00	12.45	2.71
25	550	23.53	588.19	12.19	2.65
26	572	23.08	600.14	11.95	2.60
27	594	22.66	611.86	11.72	2.55
28	616	22.26	623.37	11.51	2.50
29	638	21.89	634.67	11.30	2.46
30	660	21.53	645.78	11.11	2.42
31	682	21.18	656.71	10.93	2.38
32	704	20.86	667.46	10.75	2.34
33	726	20.55	678.04	10.59	2.30
34	748	20.25	688.47	10.43	2.27
35	770	19.96	698.74	10.27	2.23
36	792	19.69	708.87	10.13	2.20
37	814	19.43	718.86	9.99	2.17
38	836	19.18	728.72	9.86	2.14
39	858	18.93	738.44	9.73	2.11
40	880	18.70	748.05	9.60	2.09
41	902	18.48	757.53	9.48	2.06
42	924	18.26	766.90	9.37	2.04
43	946	18.05	776.16	9.26	2.01
44	968	17.85	785.31	9.15	1.99
45	990	17.65	794.36	9.05	1.97
46	1,012	17.46	803.30	8.95	1.95
47	1,034	17.28	812.15	8.85	1.92
48	1,056	17.10	820.91	8.76	1.90
49	1,078	16.93	829.58	8.67	1.88
50	1,100	16.76	838.16	8.58	1.87
51	1,122	16.60	846.65	8.49	1.85
52	1,144	16.44	855.06	8.41	1.83
53	1,166	16.29	863.39	8.33	1.81
54	1,188	16.14	871.64	8.25	1.79
55	1,210	16.00	879.82	8.18	1.78
56	1,232	15.86	887.92	8.10	1.76
57	1,254	15.72	895.95	8.03	1.75
58	1,276	15.58	903.91	7.96	1.73
59	1,298	15.45	911.80	7.89	1.72
60	1,320	15.33	919.63	7.83	1.70
61	1,342	15.20	927.39	7.76	1.69
62	1,364	15.08	935.08	7.70	1.67
63	1,386	14.96	942.72	7.64	1.66
64	1,408	14.85	950.29	7.57	1.65
65	1,430	14.74	957.81	7.52	1.63
66	1,452	14.63	965.27	7.46	1.62

$n = 3$  の計算例

$$t = n \times t = 3 \times 22 = 66 \text{ min}$$

$$r_{50} = \frac{566.38}{66^{0.50} + 0.621} = 64.77 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1} = 3 \times 64.77 - 2 \times 78.08 = 38.15 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.8 \times 38.15 \times 97.85 = 8.29 \text{ m}^3/\text{s}$$

表 15 降雨波形および流量計算表（間接流出域）

計算 時点 $n$	継続時間 $t = n \cdot t$ (min)	降雨強度 $r_{50} = \frac{566.38}{t^{0.50} + 0.621}$ (mm/hr)	$n \cdot r$	単位時間あたりの降雨強度 $I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1}$ (mm/hr)	流出量 $Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A$ (m <sup>3</sup> /s)	浸透量 (m <sup>3</sup> /s)	浸透を考慮した 流出量 (m <sup>3</sup> /s)
1	10	149.71	149.71	149.71	0.805	0.03	0.775
2	20	111.20	222.41	72.70	0.391	0.03	0.361
3	30	92.88	278.63	56.22	0.302	0.03	0.272
4	40	81.55	326.18	47.55	0.256	0.03	0.226
5	50	73.63	368.16	41.98	0.226	0.03	0.196
6	60	67.69	406.15	38.00	0.204	0.03	0.174
7	70	63.02	441.13	34.97	0.188	0.03	0.158
8	80	59.21	473.70	32.57	0.175	0.03	0.145
9	90	56.03	504.30	30.61	0.165	0.03	0.135
10	100	53.33	533.26	28.96	0.156	0.03	0.126
11	110	50.98	560.82	27.55	0.148	0.03	0.118
12	120	48.93	587.15	26.33	0.142	0.03	0.112
13	130	47.11	612.42	25.26	0.136	0.03	0.106
14	140	45.48	636.73	24.31	0.131	0.03	0.101
15	150	44.01	660.20	23.46	0.126	0.03	0.096
16	160	42.68	682.89	22.70	0.122	0.03	0.092
17	170	41.46	704.90	22.00	0.118	0.03	0.088
18	180	40.35	726.26	21.37	0.115	0.03	0.085
19	190	39.32	747.05	20.78	0.112	0.03	0.082
20	200	38.36	767.29	20.24	0.109	0.03	0.079
21	210	37.48	787.04	19.75	0.106	0.03	0.076
22	220	36.65	806.32	19.28	0.104	0.03	0.074
23	230	35.88	825.17	18.85	0.101	0.03	0.071
24	240	35.15	843.62	18.45	0.099	0.03	0.069
25	250	34.47	861.68	18.07	0.097	0.03	0.067
26	260	33.82	879.39	17.71	0.095	0.03	0.065
27	270	33.21	896.77	17.37	0.093	0.03	0.063
28	280	32.64	913.82	17.06	0.092	0.03	0.062
29	290	32.09	930.58	16.75	0.090	0.03	0.060
30	300	31.57	947.04	16.47	0.089	0.03	0.059
31	310	31.07	963.24	16.20	0.087	0.03	0.057
32	320	30.60	979.18	15.94	0.086	0.03	0.056
33	330	30.15	994.87	15.69	0.084	0.03	0.054
34	340	29.72	1010.33	15.46	0.083	0.03	0.053
35	350	29.30	1025.56	15.23	0.082	0.03	0.052
36	360	28.90	1040.57	15.02	0.081	0.03	0.051
37	370	28.52	1055.38	14.81	0.080	0.03	0.050
38	380	28.16	1069.99	14.61	0.079	0.03	0.049
39	390	27.81	1084.41	14.42	0.078	0.03	0.048
40	400	27.47	1098.65	14.24	0.077	0.03	0.047
41	410	27.14	1112.71	14.06	0.076	0.03	0.046
42	420	26.82	1126.60	13.89	0.075	0.03	0.045
43	430	26.52	1140.32	13.73	0.074	0.03	0.044
44	440	26.22	1153.89	13.57	0.073	0.03	0.043
45	450	25.94	1167.30	13.41	0.072	0.03	0.042
46	460	25.66	1180.57	13.27	0.071	0.03	0.041
47	470	25.40	1193.69	13.12	0.071	0.03	0.041
48	480	25.14	1206.67	12.98	0.070	0.03	0.040
49	490	24.89	1219.52	12.85	0.069	0.03	0.039
50	500	24.64	1232.24	12.72	0.068	0.03	0.038
51	510	24.41	1244.84	12.59	0.068	0.03	0.038
52	520	24.18	1257.31	12.47	0.067	0.03	0.037
53	530	23.96	1269.66	12.35	0.066	0.03	0.036
54	540	23.74	1281.89	12.24	0.066	0.03	0.036
55	550	23.53	1294.01	12.12	0.065	0.03	0.035
56	560	23.32	1306.03	12.01	0.065	0.03	0.035
57	570	23.12	1317.93	11.91	0.064	0.03	0.034
58	580	22.93	1329.74	11.80	0.063	0.03	0.033
59	590	22.74	1341.44	11.70	0.063	0.03	0.033
60	600	22.55	1353.04	11.60	0.062	0.03	0.032
61	610	22.37	1364.55	11.51	0.062	0.03	0.032
62	620	22.19	1375.96	11.41	0.061	0.03	0.031
63	630	22.02	1387.28	11.32	0.061	0.03	0.031
64	640	21.85	1398.51	11.23	0.060	0.03	0.030
65	650	21.69	1409.66	11.14	0.060	0.03	0.030
66	660	21.53	1420.71	11.06	0.059	0.03	0.029
67	670	21.37	1431.69	10.98	0.059	0.03	0.029
68	680	21.21	1442.58	10.89	0.059	0.03	0.029
69	690	21.06	1453.40	10.81	0.058	0.03	0.028
70	700	20.92	1464.14	10.74	0.058	0.03	0.028
71	710	20.77	1474.80	10.66	0.057	0.03	0.027
72	720	20.63	1485.38	10.59	0.057	0.03	0.027
73	730	20.49	1495.89	10.51	0.057	0.03	0.027
74	740	20.36	1506.33	10.44	0.056	0.03	0.026
75	750	20.22	1516.70	10.37	0.056	0.03	0.026
76	760	20.09	1527.00	10.30	0.055	0.03	0.025

77	770	19.96	1537.24	10.23	0.055	0.03	0.025
78	780	19.84	1547.41	10.17	0.055	0.03	0.025
79	790	19.72	1557.51	10.10	0.054	0.03	0.024
80	800	19.59	1567.55	10.04	0.054	0.03	0.024
81	810	19.48	1577.52	9.98	0.054	0.03	0.024
82	820	19.36	1587.44	9.92	0.053	0.03	0.023
83	830	19.24	1597.29	9.86	0.053	0.03	0.023
84	840	19.13	1607.09	9.80	0.053	0.03	0.023
85	850	19.02	1616.83	9.74	0.052	0.03	0.022
86	860	18.91	1626.51	9.68	0.052	0.03	0.022
87	870	18.81	1636.13	9.62	0.052	0.03	0.022
88	880	18.70	1645.70	9.57	0.051	0.03	0.021
89	890	18.60	1655.22	9.52	0.051	0.03	0.021
90	900	18.50	1664.68	9.46	0.051	0.03	0.021
91	910	18.40	1674.09	9.41	0.051	0.03	0.021
92	920	18.30	1683.45	9.36	0.050	0.03	0.020
93	930	18.20	1692.76	9.31	0.050	0.03	0.020
94	940	18.11	1702.01	9.26	0.050	0.03	0.020
95	950	18.01	1711.22	9.21	0.049	0.03	0.019
96	960	17.92	1720.38	9.16	0.049	0.03	0.019
97	970	17.83	1729.50	9.11	0.049	0.03	0.019
98	980	17.74	1738.56	9.07	0.049	0.03	0.019
99	990	17.65	1747.58	9.02	0.048	0.03	0.018
100	1,000	17.57	1756.56	8.97	0.048	0.03	0.018
101	1,010	17.48	1765.49	8.93	0.048	0.03	0.018
102	1,020	17.40	1774.37	8.89	0.048	0.03	0.018
103	1,030	17.31	1783.21	8.84	0.048	0.03	0.018
104	1,040	17.23	1792.01	8.80	0.047	0.03	0.017
105	1,050	17.15	1800.77	8.76	0.047	0.03	0.017
106	1,060	17.07	1809.49	8.72	0.047	0.03	0.017
107	1,070	16.99	1818.16	8.67	0.047	0.03	0.017
108	1,080	16.91	1826.79	8.63	0.046	0.03	0.016
109	1,090	16.84	1835.39	8.59	0.046	0.03	0.016
110	1,100	16.76	1843.94	8.56	0.046	0.03	0.016
111	1,110	16.69	1852.46	8.52	0.046	0.03	0.016
112	1,120	16.62	1860.94	8.48	0.046	0.03	0.016
113	1,130	16.54	1869.38	8.44	0.045	0.03	0.015
114	1,140	16.47	1877.78	8.40	0.045	0.03	0.015
115	1,150	16.40	1886.15	8.37	0.045	0.03	0.015
116	1,160	16.33	1894.48	8.33	0.045	0.03	0.015
117	1,170	16.26	1902.77	8.29	0.045	0.03	0.015
118	1,180	16.20	1911.03	8.26	0.044	0.03	0.014
119	1,190	16.13	1919.26	8.22	0.044	0.03	0.014
120	1,200	16.06	1927.45	8.19	0.044	0.03	0.014
121	1,210	16.00	1935.60	8.16	0.044	0.03	0.014
122	1,220	15.93	1943.72	8.12	0.044	0.03	0.014
123	1,230	15.87	1951.81	8.09	0.043	0.03	0.013
124	1,240	15.81	1959.87	8.06	0.043	0.03	0.013
125	1,250	15.74	1967.89	8.02	0.043	0.03	0.013
126	1,260	15.68	1975.88	7.99	0.043	0.03	0.013
127	1,270	15.62	1983.84	7.96	0.043	0.03	0.013
128	1,280	15.56	1991.77	7.93	0.043	0.03	0.013
129	1,290	15.50	1999.67	7.90	0.042	0.03	0.012
130	1,300	15.44	2007.54	7.87	0.042	0.03	0.012
131	1,310	15.38	2015.37	7.84	0.042	0.03	0.012
132	1,320	15.33	2023.18	7.81	0.042	0.03	0.012
133	1,330	15.27	2030.96	7.78	0.042	0.03	0.012
134	1,340	15.21	2038.71	7.75	0.042	0.03	0.012
135	1,350	15.16	2046.43	7.72	0.041	0.03	0.011
136	1,360	15.10	2054.12	7.69	0.041	0.03	0.011
137	1,370	15.05	2061.78	7.66	0.041	0.03	0.011
138	1,380	15.00	2069.41	7.64	0.041	0.03	0.011
139	1,390	14.94	2077.02	7.61	0.041	0.03	0.011
140	1,400	14.89	2084.60	7.58	0.041	0.03	0.011
141	1,410	14.84	2092.16	7.55	0.041	0.03	0.011
142	1,420	14.79	2099.68	7.53	0.040	0.03	0.010
143	1,430	14.74	2107.18	7.50	0.040	0.03	0.010
144	1,440	14.69	2114.66	7.47	0.040	0.03	0.010

n = 3 の計算例

$$t = n \times t = 3 \times 10 = 30 \text{ min}$$

$$r_{50} = \frac{566.38}{30^{0.50} + 0.621} = 92.876 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1} = 3 \times 92.876 - 2 \times 111.205 = 56.22 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.9 \times 56.22 \times 2.15 = 0.302 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{浸透考慮の流出量} = 0.302 - 0.03 = 0.272 \text{ m}^3/\text{s}$$



表 16 洪水調節計算結果（流域貯留施設、後方集中型降雨波形、確率 50 年）

【放流孔：B 0.16m×H 0.15m】

計算時間 t(分)	流入量 Q1(m3/s)	放流量 Q0(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)	計算時間 t(分)	流入量 Q1(m3/s)	放流量 Q0(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)
10	0.0102	0.0013	0.027	100	2.7	830	0.0313	0.0302	0.299	100	29.9
20	0.0103	0.0052	0.069	100	6.9	840	0.0318	0.0302	0.300	7000	30.8
30	0.0105	0.0079	0.092	100	9.2	850	0.0324	0.0302	0.300	7000	31.9
40	0.0106	0.0094	0.103	100	10.3	860	0.0329	0.0303	0.300	7000	33.3
50	0.0107	0.0102	0.108	100	10.8	870	0.0334	0.0303	0.301	7000	35.0
60	0.0109	0.0106	0.110	100	11.0	880	0.0340	0.0303	0.301	7000	37.1
70	0.0110	0.0108	0.112	100	11.2	890	0.0346	0.0303	0.301	7000	39.5
80	0.0112	0.0110	0.113	100	11.3	900	0.0352	0.0303	0.302	7000	42.2
90	0.0113	0.0112	0.114	100	11.4	910	0.0358	0.0304	0.302	7000	45.3
100	0.0115	0.0113	0.115	100	11.5	920	0.0364	0.0304	0.303	7000	48.7
110	0.0116	0.0115	0.116	100	11.6	930	0.0370	0.0304	0.303	7000	52.5
120	0.0118	0.0116	0.117	100	11.7	940	0.0377	0.0305	0.304	7000	56.6
130	0.0120	0.0118	0.119	100	11.9	950	0.0384	0.0305	0.304	7000	61.1
140	0.0121	0.0119	0.120	100	12.0	960	0.0391	0.0306	0.305	7000	66.0
150	0.0123	0.0121	0.121	100	12.1	970	0.0398	0.0306	0.306	7000	71.3
160	0.0124	0.0122	0.122	100	12.2	980	0.0405	0.0307	0.307	7000	77.0
170	0.0126	0.0124	0.123	100	12.3	990	0.0413	0.0307	0.308	7000	83.2
180	0.0128	0.0126	0.124	100	12.4	1000	0.0421	0.0308	0.309	7000	89.7
190	0.0130	0.0128	0.125	100	12.5	1010	0.0429	0.0309	0.310	7000	96.7
200	0.0131	0.0129	0.127	100	12.7	1020	0.0438	0.0309	0.311	7000	104.2
210	0.0133	0.0131	0.128	100	12.8	1030	0.0447	0.0310	0.312	7000	112.2
220	0.0135	0.0133	0.129	100	12.9	1040	0.0456	0.0311	0.313	7000	120.6
230	0.0137	0.0135	0.130	100	13.0	1050	0.0465	0.0312	0.314	7000	129.6
240	0.0138	0.0136	0.131	100	13.1	1060	0.0475	0.0313	0.316	7000	139.0
250	0.0140	0.0138	0.132	100	13.2	1070	0.0485	0.0313	0.317	7000	149.1
260	0.0142	0.0140	0.134	100	13.4	1080	0.0496	0.0314	0.319	7000	159.7
270	0.0144	0.0142	0.135	100	13.5	1090	0.0507	0.0315	0.320	7000	170.9
280	0.0146	0.0144	0.136	100	13.6	1100	0.0519	0.0317	0.322	7000	182.7
290	0.0148	0.0146	0.137	100	13.7	1110	0.0531	0.0318	0.324	7000	195.1
300	0.0150	0.0148	0.138	100	13.8	1120	0.0543	0.0319	0.325	7000	208.3
310	0.0152	0.0150	0.139	100	13.9	1130	0.0557	0.0320	0.327	7000	222.1
320	0.0154	0.0152	0.140	100	14.0	1140	0.0571	0.0321	0.330	7000	236.7
330	0.0156	0.0154	0.142	100	14.2	1150	0.0585	0.0323	0.332	7000	252.0
340	0.0158	0.0156	0.143	100	14.3	1160	0.0601	0.0324	0.334	7000	268.2
350	0.0160	0.0158	0.144	100	14.4	1170	0.0617	0.0326	0.336	7000	285.2
360	0.0162	0.0160	0.145	100	14.5	1180	0.0634	0.0327	0.339	7000	303.1
370	0.0164	0.0162	0.147	100	14.7	1190	0.0652	0.0329	0.342	7000	322.0
380	0.0166	0.0164	0.148	100	14.8	1200	0.0671	0.0331	0.345	7000	341.9
390	0.0168	0.0166	0.149	100	14.9	1210	0.0691	0.0333	0.348	7000	362.8
400	0.0171	0.0168	0.150	100	15.0	1220	0.0713	0.0335	0.351	7000	385.0
410	0.0173	0.0171	0.152	100	15.2	1230	0.0736	0.0337	0.354	7000	408.3
420	0.0175	0.0173	0.153	100	15.3	1240	0.0761	0.0339	0.358	7000	433.0
430	0.0178	0.0175	0.154	100	15.4	1250	0.0788	0.0341	0.361	7000	459.1
440	0.0180	0.0178	0.156	100	15.6	1260	0.0817	0.0343	0.365	7000	486.7
450	0.0182	0.0180	0.157	100	15.7	1270	0.0848	0.0346	0.369	7000	516.0
460	0.0185	0.0182	0.159	100	15.9	1280	0.0883	0.0348	0.374	7000	547.1
470	0.0187	0.0185	0.160	100	16.0	1290	0.0920	0.0351	0.379	7000	580.2
480	0.0190	0.0187	0.161	100	16.1	1300	0.0961	0.0354	0.384	7000	615.5
490	0.0192	0.0189	0.163	100	16.3	1310	0.1007	0.0357	0.389	7000	653.2
500	0.0195	0.0193	0.165	100	16.5	1320	0.1058	0.0360	0.395	7000	693.6
510	0.0198	0.0195	0.166	100	16.6	1330	0.1115	0.0364	0.401	7000	737.1
520	0.0200	0.0198	0.167	100	16.7	1340	0.1181	0.0368	0.408	7000	784.0
530	0.0203	0.0200	0.169	100	16.9	1350	0.1257	0.0372	0.415	7000	835.0
540	0.0206	0.0203	0.170	100	17.0	1360	0.1345	0.0376	0.423	7000	890.6
550	0.0209	0.0206	0.172	100	17.2	1370	0.1451	0.0381	0.432	7000	951.8
560	0.0211	0.0209	0.174	100	17.4	1380	0.1580	0.0386	0.441	7000	1019.7
570	0.0214	0.0212	0.175	100	17.5	1390	0.1742	0.0391	0.452	7000	1096.0
580	0.0217	0.0214	0.177	100	17.7	1400	0.1956	0.0398	0.465	7000	1183.3
590	0.0220	0.0218	0.179	100	17.9	1410	0.2256	0.0405	0.479	7000	1285.6
600	0.0223	0.0220	0.181	100	18.1	1420	0.2722	0.0414	0.497	7000	1410.3
610	0.0227	0.0222	0.183	100	18.3	1430	0.3608	0.0426	0.521	7000	1575.0
620	0.0230	0.0224	0.186	100	18.6	1440	0.7747	0.0447	0.566	7000	1889.5
630	0.0233	0.0227	0.190	100	19.0	1450	0.0000	0.0460	0.595	7000	2094.7
640	0.0236	0.0229	0.194	100	19.4	1460	0.0000	0.0458	0.591	7000	2067.2
650	0.0240	0.0232	0.198	100	19.8	1470	0.0000	0.0456	0.587	7000	2039.8
660	0.0243	0.0235	0.202	100	20.2	1480	0.0000	0.0454	0.583	7000	2012.5
670	0.0247	0.0239	0.207	100	20.7	1490	0.0000	0.0453	0.579	7000	1985.3
680	0.0250	0.0242	0.212	100	21.2	1500	0.0000	0.0451	0.575	7000	1958.1
690	0.0254	0.0245	0.217	100	21.7	1510	0.0000	0.0449	0.572	7000	1931.1
700	0.0257	0.0249	0.222	100	22.2	1520	0.0000	0.0447	0.568	7000	1904.2
710	0.0261	0.0252	0.227	100	22.7	1530	0.0000	0.0446	0.564	7000	1877.5
720	0.0265	0.0256	0.233	100	23.3	1540	0.0000	0.0444	0.560	7000	1850.8
730	0.0269	0.0260	0.238	100	23.8	1550	0.0000	0.0442	0.556	7000	1824.2
740	0.0273	0.0264	0.244	100	24.4	1560	0.0000	0.0440	0.553	7000	1797.7
750	0.0277	0.0267	0.249	100	24.9	1570	0.0000	0.0439	0.549	7000	1771.3
760	0.0281	0.0271	0.255	100	25.5	1580	0.0000	0.0437	0.545	7000	1745.1
770	0.0286	0.0276	0.261	100	26.1	1590	0.0000	0.0435	0.541	7000	1718.9
780	0.0290	0.0280	0.267	100	26.7	1600	0.0000	0.0433	0.538	7000	1692.8
790	0.0294	0.0284	0.273	100	27.3	1610	0.0000	0.0432	0.534	7000	1666.9
800	0.0299	0.0288	0.280	100	28.0	1620	0.0000	0.0430	0.530	7000	1641.0
810	0.0304	0.0293	0.286	100	28.6	1630	0.0000	0.0428	0.526	7000	1615.3
820	0.0309	0.0297	0.293	100	29.3	1640	0.0000	0.0427	0.523	7000	1589.6

水位はオリフィス敷高からの高さを示す。

#### 4) 許容放流量の算定

許容放流量となる下流水路の流下能力算定を行う。(技術基準(案)第15条)

下流水路の流下能力は、縦横断図を用い、*Manning*の平均流速公式により求める。

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$Q = A \cdot v$$

ここに、 $v$ ：流速(m/s)、 $n$ ：粗度係数、 $R$ ：径深(m)、 $I$ ：河床勾配

$A$ ：流水断面積(m<sup>2</sup>)、 $P$ ：潤辺長(m)、 $Q$ ：流量(m<sup>3</sup>/s)

粗度係数は、対象とする水路の状況により次の値を標準として用いる。

表 17 粗度係数

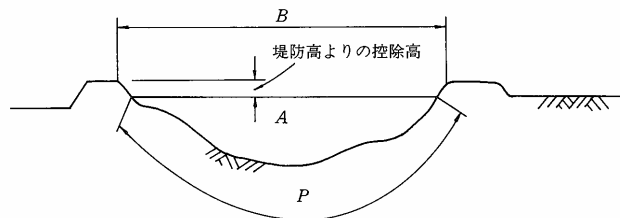
河川施設	一般河道または素堀水路	$n=0.030 \sim 0.035$
	護岸を施した河道	$n=0.030$
	三面張河道	$n=0.025$
	トンネルまたはボックス	$n=0.023$
下水道施設	ボックスカルバート	$n=0.015$
	側溝	$n=0.015$
	管渠	$n=0.013$

流下能力の計算は、下表の様式によって行う。

表 18 流下能力計算表

測点	断面 $B \times H$ (m)	断面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	潤辺長 $P$ (m)	径深 $R$ (m)	水路勾配 $I$ (%)	粗度係数 $n$	流速 $v$ (m/s)	流量 $Q$ (m <sup>3</sup> /s)	流域面積 $CA$ (km <sup>2</sup> )	比流量 $q$ (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
1	4.0 × 2.6	8.0	8.0	1.00	0.10	0.030	1.05	8.4	2.0	4.20
2	3.0 × 2.6	6.0	7.0	0.86	0.13	0.030	1.09	6.5	1.8	3.61
3	2.4 × 2.6	4.8	6.4	0.75	0.15	0.030	1.07	5.1	1.6	3.19
4	2.5 × 2.6	5.0	6.5	0.77	0.15	0.030	1.08	5.4	1.4	3.86
5	2.2 × 2.6	4.4	6.2	0.71	0.15	0.030	1.03	4.5	1.2	3.75

流下能力は余裕高0.6mとして算定。



この結果、測点 3における流下能力が最も小さい比流量 3.19(m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>)となることより、この値を許容放流比流量とする。また、調節池計画地点の流域面積は 1.00km<sup>2</sup>であるので、調節池の許容放流量は、3.19(m<sup>3</sup>/s)となる。

$$Q_0 = 3.19 \times 1.00 = 3.19(\text{m}^3/\text{s})$$

## 5) 貯留追跡計算による必要調節容量の算定

恒久施設として設置する調節池の必要調整容量を貯留追跡計算により算定する。(技術基準(案)第16条)

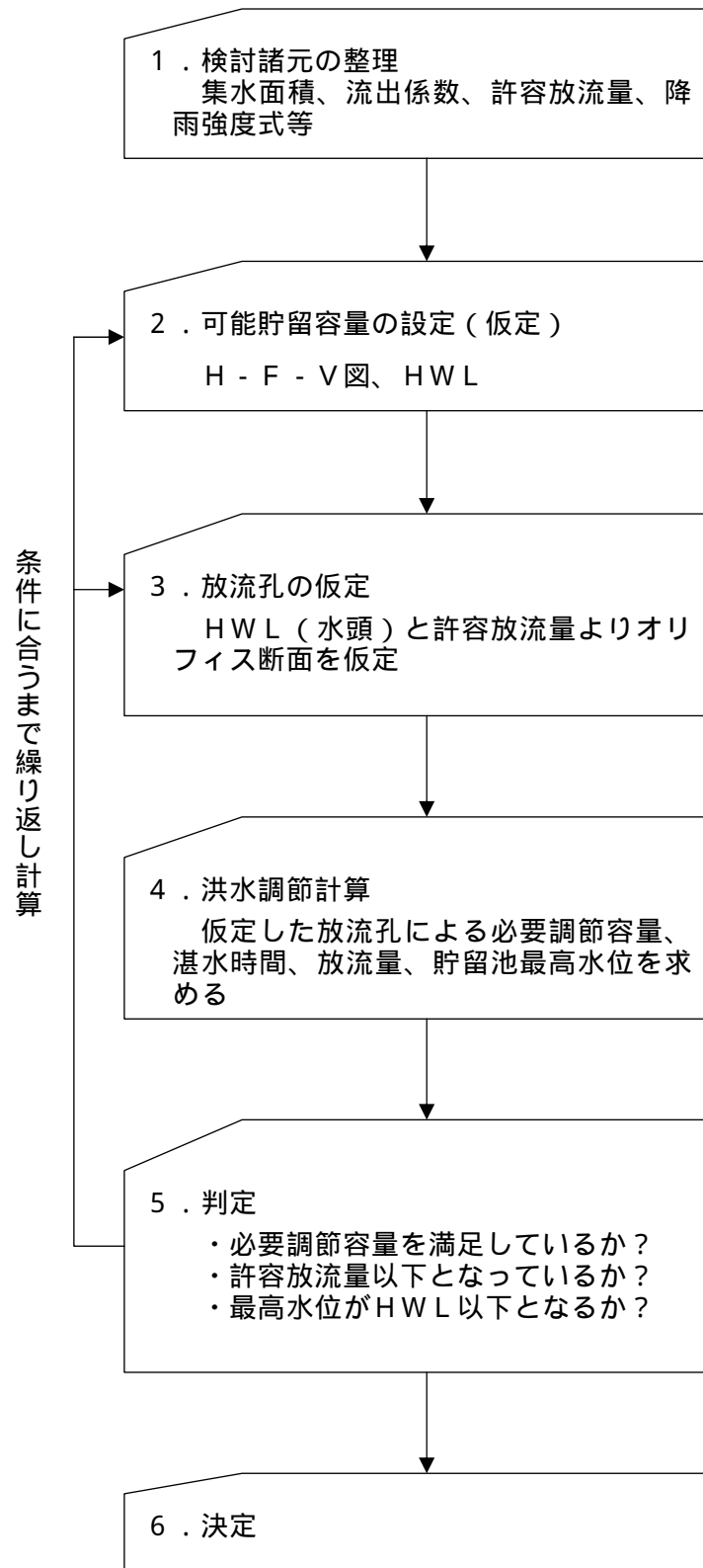


図 17 必要調節容量検討フロー

計算条件

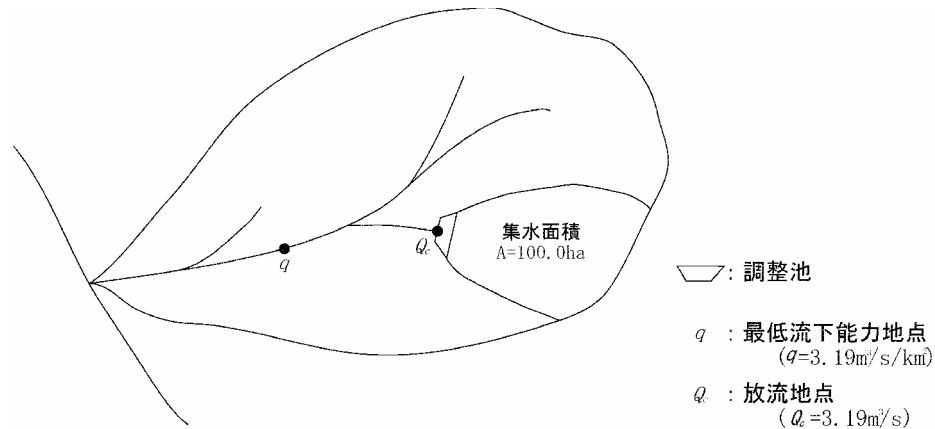
集水面積：  $A = 100.0\text{ha}$  (直接流出域 97.85ha、間接流出域 2.15ha)

流出係数：  $f = 0.80$  (流域貯留施設  $f = 0.90$ )

洪水到達時間： 22 分 (流域貯留施設 10 分)

下流許容放流量：  $Q_c = 3.19\text{m}^3/\text{s}$  ( $=3.19\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2 \times 1.00\text{km}^2=3.19\text{m}^3/\text{s}$ )

降雨強度式：  $I_{50} = \frac{566.38}{t^{0.50} + 0.621}$  (福岡市河川長時間降雨強度式)



水位 - 容量曲線の作成

地形、造成高、下流水路の敷高等や簡便法で求めた概算調節容量を参考に調節池の形状を設定する。

ここでは、H W L を 30.00m、H - F - V を下表のとおりとする。

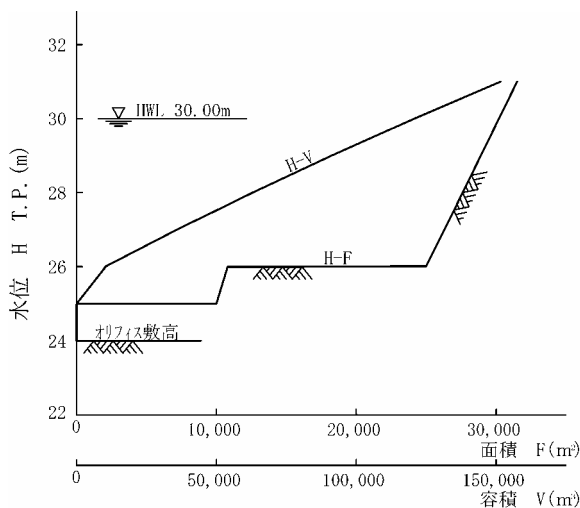


表 19 調節池 H - F - V

水位 (m)	面積 (m <sup>2</sup> )	容量 (m <sup>3</sup> )	備考
24.00	40	0	オリフィス敷高
25.00	40	40	調節池敷高 (低水部)
25.00	10,000	40	"
26.00	10,800	10,386	調節池敷高 (高水部)
26.00	25,000	10,565	"
27.00	26,300	35,959	
28.00	27,600	62,909	
29.00	28,900	91,159	
30.00	30,200	120,709	H W L
30.60	31,000	139,069	

図 18 水位容量曲線図

オリフィス断面の仮定

オリフィス敷高は、放流先水路の取付の関係より、T P 24.0m とする。

オリフィス断面は、オリフィスの流量公式より以下のように仮定する。

$$\begin{aligned} A_o &= \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot H_o}} \\ &= \frac{3.19}{0.6 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (30.0 - 24.0)}} \\ &= 0.490 \quad (\text{m}^2) \end{aligned}$$

オリフィスを正方形とすると、一辺の長さは

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.490} = 0.70 \quad (\text{m})$$

となり、これを第1次近似として再計算を行う。

$$A_o = \frac{3.19}{0.6 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (30.0 - 24.0 - 0.70 / 2)}} = 0.505 \quad (\text{m}^2)$$

$$D = \sqrt{0.505} = 0.711 = 0.71 \quad (\text{m})$$

### 洪水調節計算

洪水調節計算の結果は、以下に示すとおりとなり、当初、仮定した調節池の諸元（H W L、H - F - V）及び放流量を満足するものとなった。

ここで、仮定諸元を満足しない場合は、フローに従い繰り返し計算を行う。

（計算結果）

放流量 : 3.12m<sup>3</sup>/s (許容放流量 : 3.19 m<sup>3</sup>/s)  
 調節容量 : 114,300m<sup>3</sup> (H W L 調節池容量 : 120,700 m<sup>3</sup>)  
 最高水位 : 29.78m (調節池H W L : 30.00m)

計算時間 t=1474 分での調節容量、調節池水位、放流量の計算

（調節容量）

t=1474 分直前の 22 分間の平均流入量、平均放流量を算定する。

この時、t=1474 分の放流量は仮定値とする。

	流入量	放流量
1452 分	23.233	3.007
1474 分	0.046	3.119

仮定値

$$\frac{(23.233 + 0.046)}{2} - \frac{(3.007 + 3.119)}{2} = 8.5765(m^3 / s)$$

$$8.5765(m^3 / s) \times (1474 \text{分} - 1452 \text{分}) \times 60 = 11,320.98(m^3)$$

$$V = 102,896.4(m^3) + 11,320.98(m^3) = 114,217(m^3)$$

（調節池水位）

H - V 表より

水位	容量
29.00	91,159
30.00	120,709

$$\frac{(114,217 - 91,159)}{(120,709 - 91,159)} \times (30.00 - 29.00) + 29.00 = 29.780(m)$$

（放流量）

オリフィスの流入公式より

$$Q = c \cdot a \cdot \sqrt{2gH}$$

$$= 0.6 \times 0.71 \times 0.71 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (29.780 - 24.00 - \frac{0.71}{2})}$$

$$= 3.119m^3 / s$$

放流量の計算値が仮定した放流量と同じになるまで計算をくり返す。

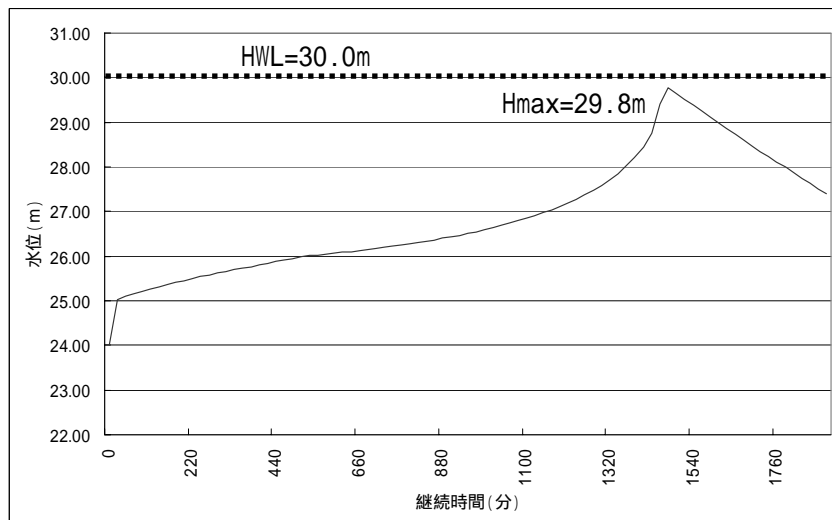
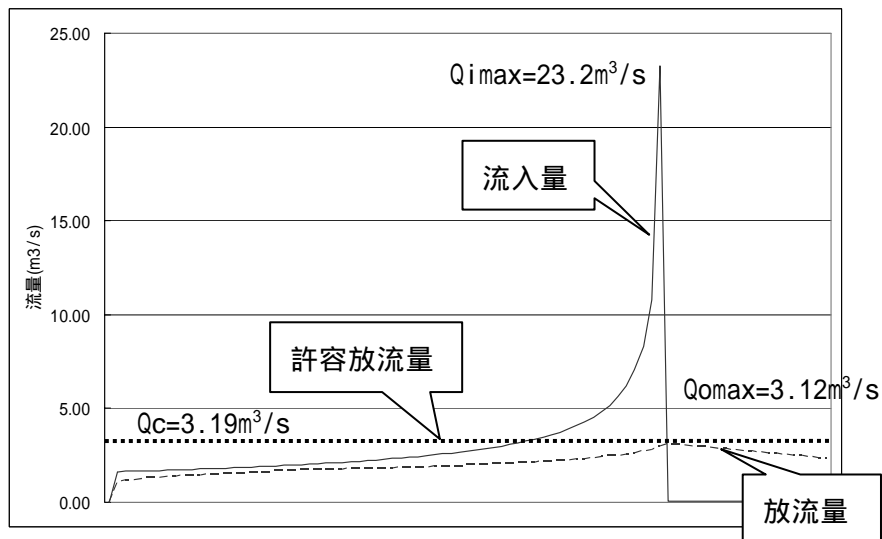
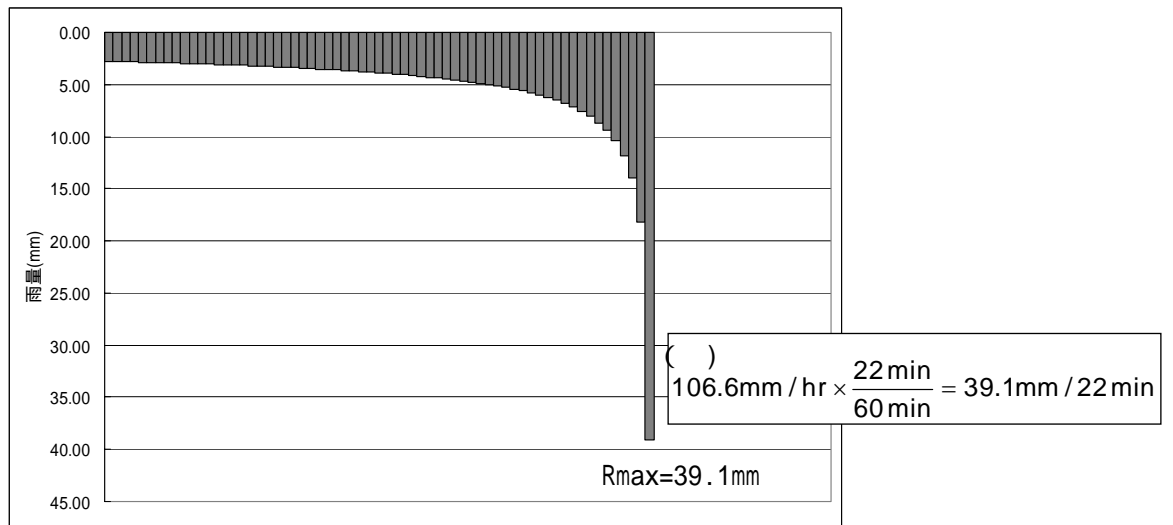


圖 19 洪水調節計算結果 (恒久調節池)

表 20 洪水調節計算結果（恒久調節池）

計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)	計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)
22	1.627	1.125	25.033	10,018.7	331.4	1232	4.080	2.288	27.274	26,656.8	43,355.1
44	1.644	1.166	25.095	10,069.0	978.4	1254	4.288	2.324	27.366	26,776.4	45,834.3
66	1.658	1.205	25.154	10,116.8	1,593.0	1276	4.531	2.362	27.468	26,908.0	48,562.0
88	1.671	1.242	25.210	10,162.0	2,175.2	1298	4.822	2.405	27.580	27,053.9	51,588.6
110	1.685	1.277	25.264	10,204.9	2,727.7	1320	5.177	2.451	27.706	27,217.7	54,983.0
132	1.699	1.311	25.314	10,245.7	3,252.8	1342	5.625	2.503	27.849	27,403.9	58,842.5
154	1.714	1.344	25.362	10,284.6	3,752.8	1364	6.215	2.562	28.014	27,618.7	63,314.3
176	1.728	1.374	25.408	10,321.7	4,230.6	1386	7.043	2.627	28.203	27,863.8	68,640.4
198	1.744	1.403	25.452	10,357.4	4,689.3	1408	8.335	2.706	28.438	28,168.9	75,270.5
220	1.759	1.430	25.495	10,391.7	5,132.0	1430	10.810	2.809	28.756	28,582.8	84,266.5
242	1.775	1.455	25.536	10,425.0	5,560.4	1452	23.233	3.007	29.397	29,416.4	102,896.4
264	1.792	1.480	25.576	10,457.4	5,977.5	1474	0.046	3.119	29.780	29,914.4	114,217.5
286	1.809	1.503	25.615	10,489.1	6,385.4	1496	0.045	3.080	29.644	29,737.1	110,186.6
308	1.826	1.526	25.654	10,520.2	6,785.1	1518	0.045	3.040	29.509	29,562.0	106,207.1
330	1.844	1.548	25.692	10,550.7	7,178.3	1540	0.044	3.001	29.376	29,389.2	102,279.0
352	1.863	1.570	25.729	10,581.0	7,567.3	1562	0.044	2.961	29.245	29,218.7	98,402.4
374	1.882	1.591	25.766	10,611.0	7,953.2	1584	0.044	2.922	29.116	29,050.4	94,577.8
396	1.901	1.611	25.803	10,640.7	8,336.6	1606	0.043	2.882	28.987	28,883.7	90,804.8
418	1.922	1.632	25.840	10,670.5	8,719.4	1628	0.043	2.841	28.856	28,712.5	87,084.4
440	1.942	1.652	25.877	10,700.3	9,102.6	1650	0.042	2.800	28.726	28,543.8	83,417.9
462	1.964	1.672	25.914	10,730.1	9,487.0	1672	0.042	2.758	28.598	28,377.5	79,805.2
484	1.986	1.692	25.951	10,760.2	9,874.3	1694	0.042	2.717	28.472	28,213.8	76,246.9
506	2.009	1.711	25.988	10,790.6	10,265.0	1716	0.041	2.676	28.348	28,052.5	72,742.5
528	2.033	1.725	26.014	25,005.1	10,664.9	1738	0.041	2.635	28.226	27,893.7	69,291.8
550	2.058	1.733	26.030	25,026.5	11,082.9	1760	0.041	2.593	28.106	27,737.4	65,895.5
572	2.083	1.742	26.047	25,049.0	11,522.4	1782	0.040	2.552	27.987	27,582.8	62,553.1
594	2.110	1.751	26.065	25,072.6	11,984.3	1804	0.040	2.509	27.865	27,424.3	59,266.0
616	2.137	1.761	26.084	25,097.5	12,469.3	1826	0.039	2.465	27.745	27,268.4	56,035.2
638	2.166	1.771	26.104	25,123.5	12,978.3	1848	0.039	2.422	27.627	27,115.3	52,860.8
660	2.196	1.781	26.125	25,150.9	13,512.7	1870	0.039	2.379	27.511	26,964.9	49,743.5
682	2.227	1.792	26.147	25,179.6	14,073.1	1892	0.038	2.336	27.398	26,817.3	46,682.5
704	2.259	1.804	26.170	25,209.6	14,660.3						
726	2.293	1.816	26.194	25,241.2	15,275.8						
748	2.328	1.828	26.219	25,274.2	15,920.7						
770	2.366	1.841	26.245	25,308.8	16,597.2						
792	2.404	1.854	26.273	25,345.1	17,306.4						
814	2.445	1.868	26.302	25,383.2	18,049.8						
836	2.488	1.883	26.332	25,423.1	18,829.7						
858	2.532	1.898	26.364	25,465.0	19,647.6						
880	2.579	1.914	26.398	25,508.9	20,505.1						
902	2.629	1.930	26.433	25,555.0	21,405.4						
924	2.681	1.947	26.469	25,603.4	22,351.0						
946	2.737	1.965	26.508	25,654.3	23,345.0						
968	2.796	1.983	26.549	25,707.8	24,390.8						
990	2.860	2.003	26.592	25,764.2	25,492.9						
1012	2.928	2.023	26.637	25,823.8	26,656.0						
1034	3.002	2.044	26.685	25,886.7	27,885.6						
1056	3.081	2.066	26.736	25,953.4	29,187.6						
1078	3.167	2.090	26.790	26,024.1	30,568.5						
1100	3.261	2.114	26.847	26,099.2	32,036.8						
1122	3.363	2.140	26.908	26,179.3	33,601.3						
1144	3.477	2.167	26.973	26,264.9	35,273.6						
1166	3.602	2.195	27.041	26,353.5	37,067.2						
1188	3.742	2.224	27.113	26,446.6	38,998.2						
1210	3.900	2.255	27.190	26,547.3	41,086.3						



## 6) 設計堆積土砂量の算定

### 造成工事中

造成工事中、1年毎に堆積土砂を撤去するとした場合の設計堆積土砂量を求める。(技術基準(案)第17条)

造成工事中の設計堆積土砂量の算定式は、以下に示すとおりである。

$$\text{設計堆積土砂量} = \text{設計値} \times \left\{ \sum_{i=0}^{N-1} \left( \frac{1}{2} \right)^i \right\} \times A$$

ここに、N：設計堆積年数

A：集水域内造成面積(ha)

設計堆積年数は、1年毎に堆積土砂を撤去するものとし、集水区域内造成面積は80.0haであるので、上式を用いて算定すると以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \text{設計堆積土砂量} &= \text{設計値} \times \left\{ \sum_{i=0}^{N-1} \left( \frac{1}{2} \right)^i \right\} \times A \\ &= 150(\text{m}^3/\text{ha}/\text{年}) \times \left( \frac{1}{2} \right)^0 \times 80.0(\text{ha}) \\ &= 12,000(\text{m}^3) \end{aligned}$$

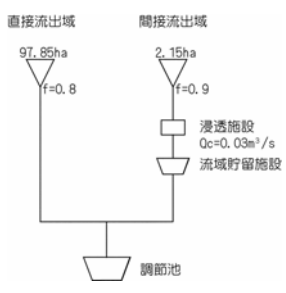
### 造成完了後

土地造成完了後、3年毎に堆積土砂の撤去を行う場合の設計堆積土砂量を求める。(技術基準(案)第17条)

土地造成完了後は流入面積1ha当たり1.5m<sup>3</sup>/年を標準とすることより、設計堆積土砂量は以下のとおりとなる。

$$1.5\text{m}^3/\text{年}/\text{ha} \times 3\text{年} \times 100\text{ha} = 450\text{m}^3$$

## 計算結果のまとめ

項	目	諸元等
1 計算条件	流出抑制施設	恒久調節池 + 流域貯留施設 + 浸透施設
	流域面積	全流域：100ha 直接流出域：97.85ha 間接流出域：2.15ha
		 <p style="text-align: center;">図 20 流出モデル</p>
流域貯留 ・浸透施設 (間接流出域)	貯留場所：運動場 貯留可能面積：0.70ha 貯留限界水深：0.3m 貯留可能容量：2,130m <sup>3</sup> 浸透側溝延長：340m 浸透量：0.03m <sup>3</sup> /s (平均浸透強度 5.0mm/hr 相当) 流出係数：0.9 洪水到達時間：10 分 計画降雨：確率 1/10 (中央集中型降雨波形) $r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3}$ ピーク流出量：0.62m <sup>3</sup> /s (浸透効果を考慮) 許容放流量：0.2m <sup>3</sup> /s	
恒久調節池	流出係数：0.80 洪水到達時間：22 分 計画降雨：確率 1/50 (後方集中型降雨波形) $r_{50} = \frac{566.38}{t^{0.50} + 0.621}$ ピーク流出量：直接流出域 23.187m <sup>3</sup> /s (合成流量=直接流出域 + 間接流出域放流量=23.233m <sup>3</sup> /s) 許容放流量：3.19m <sup>3</sup> /s (下流水路流下能力)	
2 計算結果	流域貯留施設	オリフィス形状：幅 0.16m、高さ 0.15m 調節容量：1,300m <sup>3</sup> (貯留可能容量：2,130m <sup>3</sup> ) 最高水位：0.181m (貯留限界水深：0.3m) 最大放流量：0.041m <sup>3</sup> /s (許容放流量：0.2 m <sup>3</sup> /s) 確率 1/50、後方集中型波形での最大放流量は 0.046m <sup>3</sup> /s 降雨終了後湛水時間：2 時間 ( 2 時間)
	恒久調節池	オリフィス形状：幅 0.71m、高さ 0.71m 調節容量：114,300m <sup>3</sup> (貯留可能容量：120,700 m <sup>3</sup> ) 最高水位：29.78m (調節池 HWL：30.00m) 最大放流量：3.12m <sup>3</sup> /s (許容放流量：3.19 m <sup>3</sup> /s) 必要総容量：126,300m <sup>3</sup> (設計堆積土砂量：12,000 m <sup>3</sup> )

## **開発編計算例 6**

(大規模開発、暫定調整池 + 流域貯留 + 浸透施設、貯留追跡計算法)

# 開発編計算例 6(大規模開発、暫定調整池 + 流域貯留 + 浸透施設 貯留追跡計算法)

(与条件)

下図に示す様な流域内に開発行為を行う場合の流出抑制対策として、暫定調整池、流域貯留施設、浸透施設を併用して計画する。

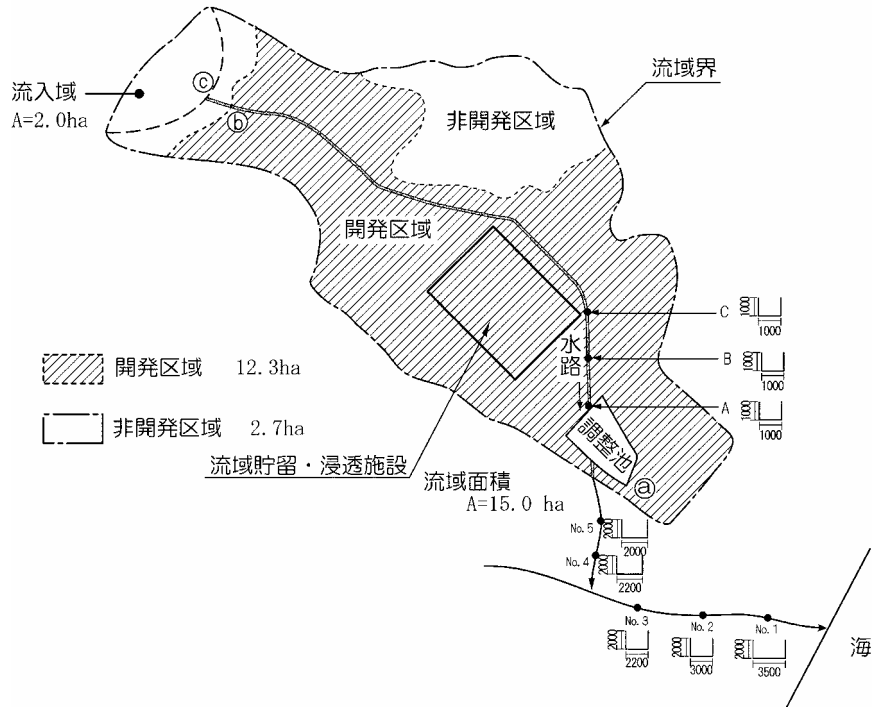
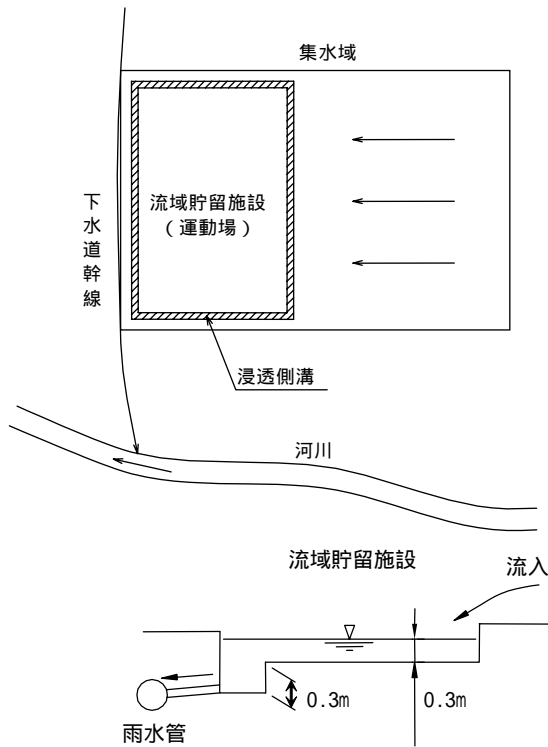


図 1 開発区域諸元



## 貯留・浸透施設の与条件

貯留場所：小学校運動場

集水面積：2.15ha

貯留可能面積：0.70ha

貯留限界水深：0.3m

貯留可能容量：2,130m<sup>3</sup>

浸透側溝延長：340m

浸透量：0.03m<sup>3</sup>/s (5.0mm/hr)

洪水到達時間：10分

流出係数：0.9

図 2 貯留・浸透施設諸元

浸透施設計画の概要（雨水浸透施設技術基準(案)第7～8条)

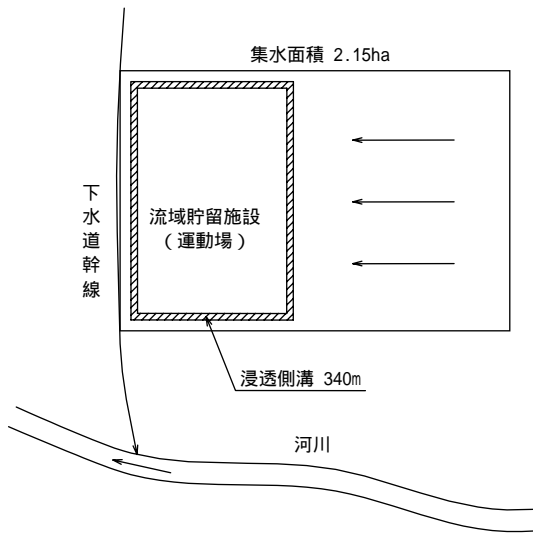


図3 浸透施設配置計画図

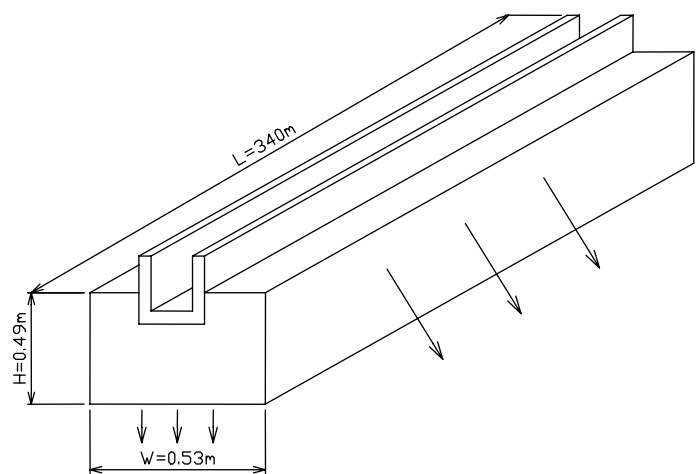


図4 浸透側溝断面図

a . 比浸透量 (  $m^2$  )

・浸透面 側面及び底面

・算定式  $K_f = aH + b$

H : 設計水頭 0.49m

W : 施設幅 0.53m

$a = 3.093$

$b = 1.34W + 0.677 = 1.34 \times 0.53 + 0.677 = 1.387$

$K_f = 3.093 \times 0.49 + 1.387 = 2.90 m^2$

b . 単位設計浸透量 (  $m^3/hr/m$  )

・算定式 =  $k_o \times K_f \times C$  ( C : 影響係数 0.4,  $k_o$  : 飽和透水係数  $7.6 \times 10^{-3} cm/s$  とする )  
 $= (7.6 \times 10^{-3} \times 3,600/100) \times 2.90 \times 0.4 = 0.317 m^3/hr/m$

c . 設計浸透量 (  $m^3/hr$  )

・算定式 = 浸透側溝の単位設計浸透量 ( $m^3/hr/m$ )  $\times$  浸透側溝の延長 (m)  
 $= 0.317 m^3/hr/m \times 340m = 107.8 m^3/hr$  (  $= 0.03 m^3/s$  )

d . 設計浸透強度 ( mm/hr )

・算定式 = 設計浸透量  $m^3/hr \div$  ( 集水面積 (ha)  $\times 10$  )  
 $= 107.8 m^3/hr \div (2.15ha \times 10) = 5.0 mm/hr$

(計算例フロー)

計算は以下に示すフローに従い行う。

与 条 件



**計算例 - 1 : 貯留・浸透施設の計画と流出抑制効果の算定**

1) 降雨波形及び流出ハイドログラフの算定  
(確率 1/10 降雨、中央集中型降雨波形、浸透効果考慮)



2) 許容放流量の算定



3) 放流量と必要調節容量の概算



4) 貯留追跡計算による流出抑制効果の算定



**計算例 - 2 : 暫定調整池の必要調節容量の算定**

1) 流出係数の算定



2) 洪水到達時間の算定



3) 降雨波形及び流出ハイドログラフの算定  
(確率 1/5・1/30 降雨、中央・後方集中型降雨波形、浸透効果考慮)



4) 許容放流量の算定



5) 貯留追跡計算による必要調節容量の算定



6) 設計堆積土砂量の算定

## 計算例 - 1 貯留・浸透施設の計画と流出抑制効果の算定

### 1) 降雨波形及び流出ハイドログラフの算定

必要調節容量の算定に用いる降雨波形、流出ハイドログラフを算定する。(技術基準(案)第10条、第14条)

#### 降雨波形の算定

降雨波形は、中央集中型降雨波形(継続時間24時間)とし、計画規模10年の福岡市下水道長時間降雨強度式を用い、計算単位時間を洪水到達時間に合わせ10分として算定する。

$$r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3} \quad (\text{福岡市下水道長時間降雨強度式})$$

降雨波形の計算時点数は144(=24×60/10)となり、降雨強度曲線上の10分おきの降雨強度を1440分まで計算する。

単位時間10分降雨に対応する降雨強度は、下式により算定する。

$$I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1} \quad (\text{各時点の降雨強度})$$

ここに、 $I_n$  : 各計算時点の単位時間あたり降雨強度(mm/hr)

$n$  : 計算時点

$r_n$  : 各計算時点の降雨強度(mm/hr)

中央集中型降雨波形は、 $I$ が最大となる $I_1$ を降雨継続時間の中心にとり、その前後の時間に順次 $I_2$ から $I_{144}$ まで配列する。

#### 合理式による流出ハイドログラフ

次に合理式を用い降雨からの流出ハイドログラフの算出を行う。

計算は、集水面積 $A = 2.15\text{ha}$ 、流出係数 $f = 0.9$ 、および各時点の降雨強度 $I$ を用いて行う。

#### 浸透効果を考慮した貯留施設への流入ハイドログラフ

で算出した流出ハイドログラフから浸透量をベースカットすることにより、流域貯留施設への流入ハイドログラフを算出する。

降雨波形および流出ハイドログラフの算定結果は次頁に示す。

表1 降雨波形および流量計算表

計算 時点 $n$	継続時間 $t = n \cdot \Delta t$ (min)	降雨強度 $r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3}$ (mm/hr)	$n \cdot r$	単位時間あたりの降雨強度 $I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1}$ (mm/hr)	流出量 $Q = \frac{1}{360} \cdot f_r \cdot r \cdot A$ (m <sup>3</sup> /s)	浸透量 (m <sup>3</sup> /s)	浸透を考慮した 流出量 (m <sup>3</sup> /s)
1	10	121.76	121.76	121.76	0.654	0.03	0.624
2	20	94.09	188.17	66.42	0.357	0.03	0.327
3	30	79.47	238.40	50.23	0.270	0.03	0.240
4	40	69.98	279.93	41.52	0.223	0.03	0.193
5	50	63.17	315.83	35.91	0.193	0.03	0.163
6	60	57.96	347.76	31.93	0.172	0.03	0.142
7	70	53.81	376.69	28.93	0.155	0.03	0.125
8	80	50.41	403.25	26.56	0.143	0.03	0.113
9	90	47.54	427.90	24.65	0.132	0.03	0.102
10	100	45.10	450.95	23.05	0.124	0.03	0.094
11	110	42.97	472.66	21.71	0.117	0.03	0.087
12	120	41.10	493.20	20.55	0.110	0.03	0.080
13	130	39.44	512.74	19.53	0.105	0.03	0.075
14	140	37.96	531.38	18.64	0.100	0.03	0.070
15	150	36.62	549.23	17.85	0.096	0.03	0.066
16	160	35.40	566.38	17.14	0.092	0.03	0.062
17	170	34.29	582.88	16.50	0.089	0.03	0.059
18	180	33.27	598.81	15.92	0.086	0.03	0.056
19	190	32.33	614.20	15.39	0.083	0.03	0.053
20	200	31.46	629.11	14.91	0.080	0.03	0.050
21	210	30.65	643.57	14.46	0.078	0.03	0.048
22	220	29.89	657.61	14.05	0.075	0.03	0.045
23	230	29.19	671.27	13.66	0.073	0.03	0.043
24	240	28.52	684.58	13.30	0.072	0.03	0.042
25	250	27.90	697.54	12.97	0.070	0.03	0.040
26	260	27.32	710.20	12.66	0.068	0.03	0.038
27	270	26.76	722.56	12.36	0.066	0.03	0.036
28	280	26.24	734.65	12.09	0.065	0.03	0.035
29	290	25.74	746.47	11.82	0.064	0.03	0.034
30	300	25.27	758.05	11.58	0.062	0.03	0.032
31	310	24.82	769.40	11.34	0.061	0.03	0.031
32	320	24.39	780.52	11.12	0.060	0.03	0.030
33	330	23.98	791.43	10.91	0.059	0.03	0.029
34	340	23.59	802.15	10.71	0.058	0.03	0.028
35	350	23.22	812.67	10.52	0.057	0.03	0.027
36	360	22.86	823.01	10.34	0.056	0.03	0.026
37	370	22.52	833.17	10.17	0.055	0.03	0.025
38	380	22.19	843.17	10.00	0.054	0.03	0.024
39	390	21.87	853.01	9.84	0.053	0.03	0.023
40	400	21.57	862.70	9.69	0.052	0.03	0.022
41	410	21.27	872.24	9.54	0.051	0.03	0.021
42	420	20.99	881.64	9.40	0.051	0.03	0.021
43	430	20.72	890.90	9.26	0.050	0.03	0.020
44	440	20.46	900.03	9.13	0.049	0.03	0.019
45	450	20.20	909.04	9.01	0.048	0.03	0.018
46	460	19.95	917.92	8.88	0.048	0.03	0.018
47	470	19.72	926.69	8.77	0.047	0.03	0.017
48	480	19.49	935.34	8.65	0.047	0.03	0.017
49	490	19.26	943.89	8.54	0.046	0.03	0.016
50	500	19.05	952.32	8.44	0.045	0.03	0.015
51	510	18.84	960.66	8.34	0.045	0.03	0.015
52	520	18.63	968.90	8.24	0.044	0.03	0.014
53	530	18.43	977.04	8.14	0.044	0.03	0.014
54	540	18.24	985.09	8.05	0.043	0.03	0.013
55	550	18.06	993.04	7.96	0.043	0.03	0.013
56	560	17.87	1000.91	7.87	0.042	0.03	0.012
57	570	17.70	1008.69	7.78	0.042	0.03	0.012
58	580	17.52	1016.40	7.70	0.041	0.03	0.011
59	590	17.36	1024.02	7.62	0.041	0.03	0.011
60	600	17.19	1031.56	7.54	0.041	0.03	0.011
61	610	17.03	1039.02	7.47	0.040	0.03	0.010
62	620	16.88	1046.41	7.39	0.040	0.03	0.010
63	630	16.73	1053.73	7.32	0.039	0.03	0.009
64	640	16.58	1060.98	7.25	0.039	0.03	0.009
65	650	16.43	1068.16	7.18	0.039	0.03	0.009
66	660	16.29	1075.27	7.11	0.038	0.03	0.008
67	670	16.15	1082.32	7.05	0.038	0.03	0.008
68	680	16.02	1089.30	6.98	0.038	0.03	0.008
69	690	15.89	1096.22	6.92	0.037	0.03	0.007
70	700	15.76	1103.08	6.86	0.037	0.03	0.007
71	710	15.63	1109.88	6.80	0.037	0.03	0.007
72	720	15.51	1116.62	6.74	0.036	0.03	0.006
73	730	15.39	1123.30	6.68	0.036	0.03	0.006
74	740	15.27	1129.93	6.63	0.036	0.03	0.006
75	750	15.15	1136.51	6.57	0.035	0.03	0.005



76	760	15.04	1143.03	6.52	0.035	0.03	0.005
77	770	14.93	1149.50	6.47	0.035	0.03	0.005
78	780	14.82	1155.91	6.42	0.034	0.03	0.004
79	790	14.71	1162.28	6.37	0.034	0.03	0.004
80	800	14.61	1168.60	6.32	0.034	0.03	0.004
81	810	14.50	1174.87	6.27	0.034	0.03	0.004
82	820	14.40	1181.10	6.22	0.033	0.03	0.003
83	830	14.30	1187.27	6.18	0.033	0.03	0.003
84	840	14.21	1193.41	6.13	0.033	0.03	0.003
85	850	14.11	1199.50	6.09	0.033	0.03	0.003
86	860	14.02	1205.54	6.04	0.032	0.03	0.002
87	870	13.93	1211.54	6.00	0.032	0.03	0.002
88	880	13.84	1217.50	5.96	0.032	0.03	0.002
89	890	13.75	1223.42	5.92	0.032	0.03	0.002
90	900	13.66	1229.30	5.88	0.032	0.03	0.002
91	910	13.57	1235.14	5.84	0.031	0.03	0.001
92	920	13.49	1240.94	5.80	0.031	0.03	0.001
93	930	13.41	1246.70	5.76	0.031	0.03	0.001
94	940	13.32	1252.42	5.72	0.031	0.03	0.001
95	950	13.24	1258.11	5.69	0.031	0.03	0.001
96	960	13.16	1263.76	5.65	0.030	0.03	0.000
97	970	13.09	1269.38	5.61	0.030	0.03	0.000
98	980	13.01	1274.96	5.58	0.030	0.03	0.000
99	990	12.93	1280.50	5.55	0.030	0.03	0.000
100	1,000	12.86	1286.01	5.51	0.030	0.03	0.000
101	1,010	12.79	1291.49	5.48	0.029	0.03	0.000
102	1,020	12.72	1296.94	5.44	0.029	0.03	0.000
103	1,030	12.64	1302.35	5.41	0.029	0.03	0.000
104	1,040	12.57	1307.73	5.38	0.029	0.03	0.000
105	1,050	12.51	1313.08	5.35	0.029	0.03	0.000
106	1,060	12.44	1318.40	5.32	0.029	0.03	0.000
107	1,070	12.37	1323.68	5.29	0.028	0.03	0.000
108	1,080	12.31	1328.94	5.26	0.028	0.03	0.000
109	1,090	12.24	1334.17	5.23	0.028	0.03	0.000
110	1,100	12.18	1339.37	5.20	0.028	0.03	0.000
111	1,110	12.11	1344.54	5.17	0.028	0.03	0.000
112	1,120	12.05	1349.68	5.14	0.028	0.03	0.000
113	1,130	11.99	1354.79	5.11	0.027	0.03	0.000
114	1,140	11.93	1359.88	5.09	0.027	0.03	0.000
115	1,150	11.87	1364.94	5.06	0.027	0.03	0.000
116	1,160	11.81	1369.97	5.03	0.027	0.03	0.000
117	1,170	11.75	1374.98	5.01	0.027	0.03	0.000
118	1,180	11.69	1379.96	4.98	0.027	0.03	0.000
119	1,190	11.64	1384.91	4.95	0.027	0.03	0.000
120	1,200	11.58	1389.84	4.93	0.026	0.03	0.000
121	1,210	11.53	1394.75	4.90	0.026	0.03	0.000
122	1,220	11.47	1399.63	4.88	0.026	0.03	0.000
123	1,230	11.42	1404.48	4.86	0.026	0.03	0.000
124	1,240	11.37	1409.31	4.83	0.026	0.03	0.000
125	1,250	11.31	1414.12	4.81	0.026	0.03	0.000
126	1,260	11.26	1418.91	4.78	0.026	0.03	0.000
127	1,270	11.21	1423.67	4.76	0.026	0.03	0.000
128	1,280	11.16	1428.41	4.74	0.025	0.03	0.000
129	1,290	11.11	1433.12	4.72	0.025	0.03	0.000
130	1,300	11.06	1437.82	4.69	0.025	0.03	0.000
131	1,310	11.01	1442.49	4.67	0.025	0.03	0.000
132	1,320	10.96	1447.14	4.65	0.025	0.03	0.000
133	1,330	10.92	1451.77	4.63	0.025	0.03	0.000
134	1,340	10.87	1456.38	4.61	0.025	0.03	0.000
135	1,350	10.82	1460.96	4.59	0.025	0.03	0.000
136	1,360	10.78	1465.53	4.57	0.025	0.03	0.000
137	1,370	10.73	1470.08	4.55	0.024	0.03	0.000
138	1,380	10.69	1474.60	4.53	0.024	0.03	0.000
139	1,390	10.64	1479.11	4.51	0.024	0.03	0.000
140	1,400	10.60	1483.59	4.49	0.024	0.03	0.000
141	1,410	10.55	1488.06	4.47	0.024	0.03	0.000
142	1,420	10.51	1492.51	4.45	0.024	0.03	0.000
143	1,430	10.47	1496.94	4.43	0.024	0.03	0.000
144	1,440	10.43	1501.35	4.41	0.024	0.03	0.000

n = 3 の計算例

$$t = n \times t = 3 \times 10 = 30 \text{ min}$$

$$r_{10} = \frac{850}{30^{0.6} + 3} = 79.47 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1} = 3 \times 79.47 - 2 \times 94.09 = 50.23 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.9 \times 50.23 \times 2.15 = 0.270 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{浸透考慮の流出量} = 0.270 - 0.03 = 0.240 \text{ m}^3/\text{s}$$

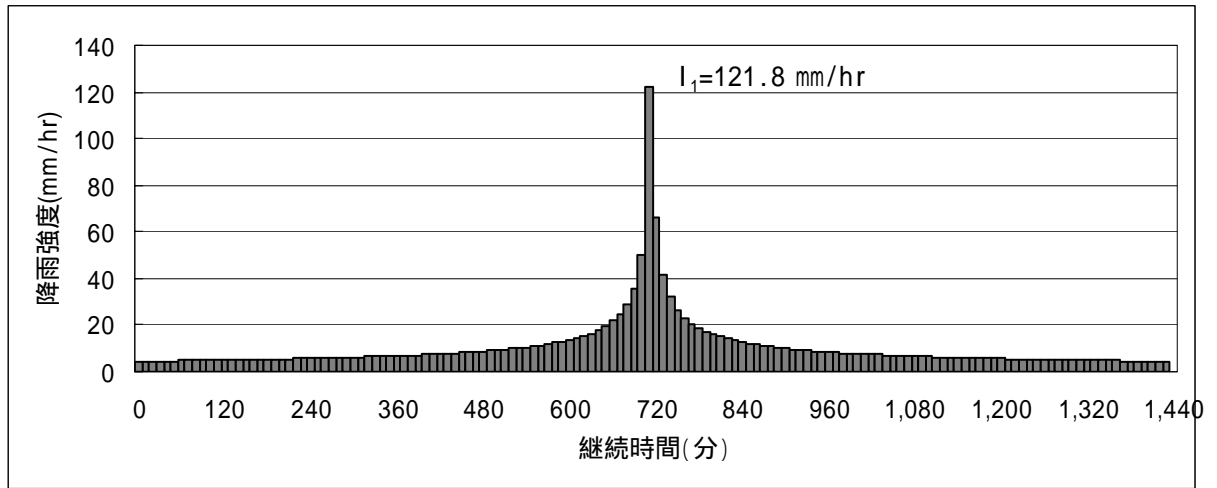


図5 中央集中型降雨波形

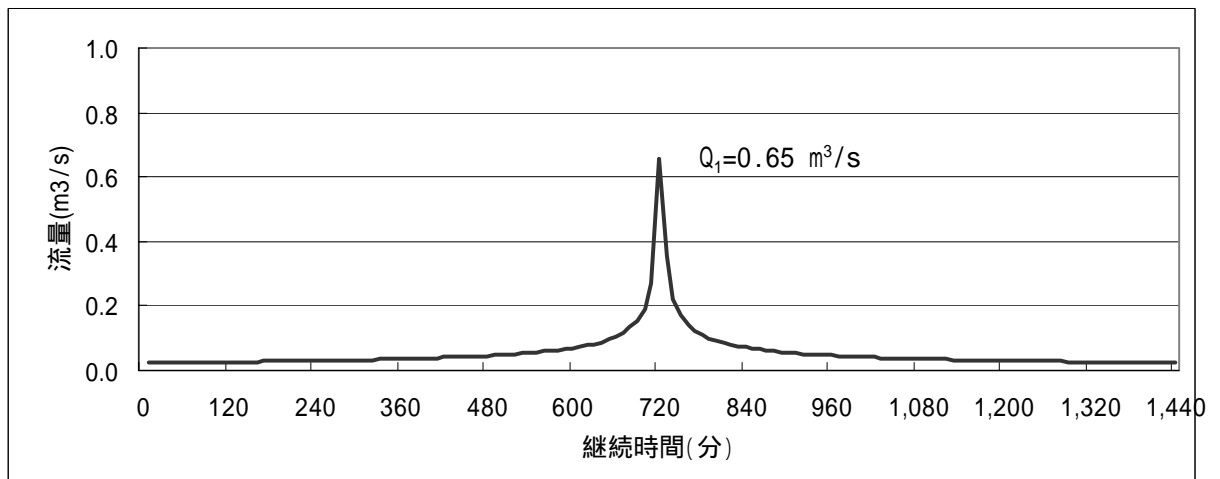


図6 合理式による流出ハイドログラフ

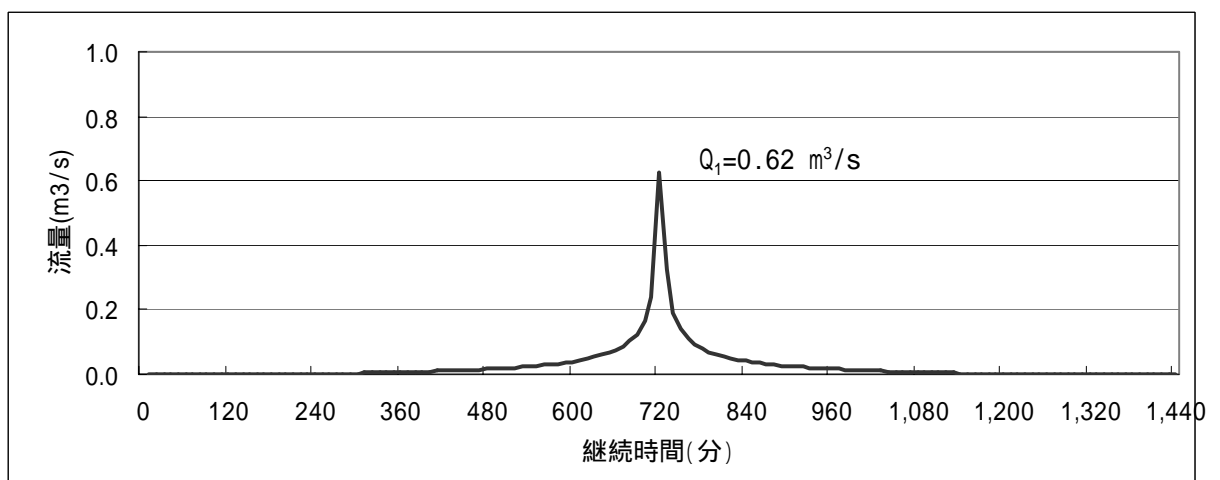


図7 流域貯留施設への流入ハイドログラフ（浸透効果を考慮）

## 2) 許容放流量の算定

流域貯留施設の許容放流量となる下流水路の流下能力算定を行う。(技術基準(案)第15条)

下流水路の流下能力は、縦横断図を用い、*Manning*の平均流速公式により求める。

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$Q = A \cdot v$$

ここに、 $v$  : 流速(m/s)、 $n$  : 粗度係数、 $R$  : 径深(m)、 $I$  : 河床勾配

$A$  : 流水断面積(m<sup>2</sup>)、 $P$  : 潤辺長(m)、 $Q$  : 流量(m<sup>3</sup>/s)

粗度係数は、対象とする水路の状況により次の値を標準として用いる。

表2 粗度係数

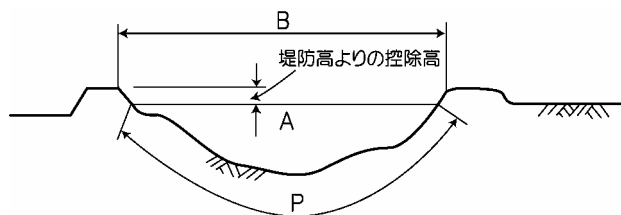
河川施設	一般河道または素堀水路	$n=0.030 \sim 0.035$
	護岸を施した河道	$n=0.030$
	三面張河道	$n=0.025$
	トンネルまたはボックス	$n=0.023$
下水道施設	ボックスカルバート	$n=0.015$
	側溝	$n=0.015$
	管渠	$n=0.013$

流下能力の計算は、下表の様式によって行う。

表3 流下能力計算表

測点	断面 $B \times H$ (m)	断面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	潤辺長 $P$ (m)	径深 $R$ (m)	水路勾配 $I$ (%)	粗度係数 $n$	流速 $v$ (m/s)	流量 $Q$ (m <sup>3</sup> /s)	流域面積 $CA$ (km <sup>2</sup> )	比流量 $q$ (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
A	1.0 × 1.0	0.9	2.8	0.32	0.12	0.015	1.08	1.0	0.11	9.09
B	1.0 × 1.0	0.9	2.8	0.32	0.12	0.015	1.08	1.0	0.10	10.00
C	1.0 × 1.0	0.9	2.8	0.32	0.12	0.015	1.08	1.0	0.09	11.11

流下能力は9割水深として算定。



この結果、測点Aにおける流下能力が最も小さい比流量  $9.09(\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2)$  となることより、この値を許容放流比流量とする。また、流域貯留施設の集水面積は  $0.0215\text{km}^2$  であるので、流域貯留施設の許容放流量は、 $0.20(\text{m}^3/\text{s})$  となる。

$$Q_0 = 9.09 \times 0.0215 = 0.20(\text{m}^3/\text{s})$$

### 3) 運動場貯留における放流量と必要調節容量の概算

簡便法により浸透施設を考慮した流域貯留施設の放流量と必要調節容量の関係を求める。(技術基準(案)第23条)

#### 【貯留可能容量に対する放流量の算出】

##### ・算定式

雨水流出抑制施設の洪水調節容量は降雨強度曲線を用いて求める下式のVの値を最大とするような容量をもって、その必要調節容量とする。

$$V_i = \left( r_i - \frac{rc}{2} - F_c \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360} \quad (1)$$

ここに

$V_i$  ; 容量( $m^3$ )

$r_i$  ; 降雨強度曲線上の任意継続時間相当降雨強度 (mm/hr)

( $r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3}$  : 福岡市下水道長時間降雨強度式)

$rc$  ; 放流量に相当する降雨強度 (mm/hr) ( $rc = \frac{360 \times Q}{f \times A}$ )

$t_i$  ; 任意の降雨継続時間(min)

$f$  ; 流出係数

$A$  ; 集水面積(ha)

$F_c$  ; 平均浸透強度(5.0mm/hr)

##### ・洪水調節容量

(1)式の定数項を除いた式をyとおくと

$$y = \left( \frac{850}{t^{0.6} + 3} - \frac{rc}{2} - 5 \right) \cdot t_i \quad (2)$$

これを微分して  $\frac{dy}{dt_i} = 0$  とすると

$$\frac{dy}{dt_i} = \frac{850 \times \{ (t^{0.6} + 3) - 0.6 t_i^{0.6} \}}{(t^{0.6} + 3)^2} - \frac{rc}{2} - 5 = 0 \quad (3)$$

(3)式を $t^{0.6} =$  とおいて整理すると

$$\left( \frac{rc}{2} + 5 \right)^2 + (3rc - 310) + (4.5rc - 2,505) = 0$$

$$= \frac{- (3rc - 310) + (3060rc + 146200)^{1/2}}{rc + 10}$$

$$t_i = \frac{1}{0.6} \quad (4)$$

(4)式により求めた $t_i$ を(1)式に代入して $V_i$ を求める。

表4 放流量と必要調節容量の関係

A (ha)	f	Q (m <sup>3</sup> /s)	$r_c$ (mm/hr)	$\chi$	$t_i$ (min)	$V_i$ (m <sup>3</sup> )
2.15	0.9	0.2	37.21	15.0	91.3	694.9
2.15	0.9	0.1	18.60	24.6	208.7	1,106.9
2.15	0.9	0.02	3.72	50.7	694.8	2,008.7
2.15	0.9	0.015	2.79	54.3	779.5	2,119.1
2.15	0.9	0.01	1.86	58.5	882.2	2,243.5

注) 計算式(放流量 $Q=0.2$ の場合)

$$r_c = \frac{360 \times Q}{f \times A} = \frac{360 \times 0.2}{0.9 \times 2.15} = 37.21 \text{ mm/hr}$$

$$\chi = \frac{-(3 \times 37.21 - 310) + (3,060 \times 37.21 + 146,200)^{\frac{1}{2}}}{37.21 + 10} = 15.004$$

$$t_i = 15.004^{\frac{1}{0.6}} = 91.3 \text{ min}$$

$$V_i = \left( \frac{850}{91.3^{0.6} + 3} - \frac{37.21}{2} - 5 \right) \times 60 \times 91.3 \times 0.9 \times 2.15 \times \frac{1}{360} = 694.9 \text{ m}^3$$

以上より、貯留可能容量(2,130m<sup>3</sup>)に対する放流量は、0.015m<sup>3</sup>/s程度と想定される。

#### 4) 貯留追跡計算による流出抑制効果の算定

流域貯留施設の流出抑制効果を貯留追跡計算により算定する。(技術基準(案)第15~16条)

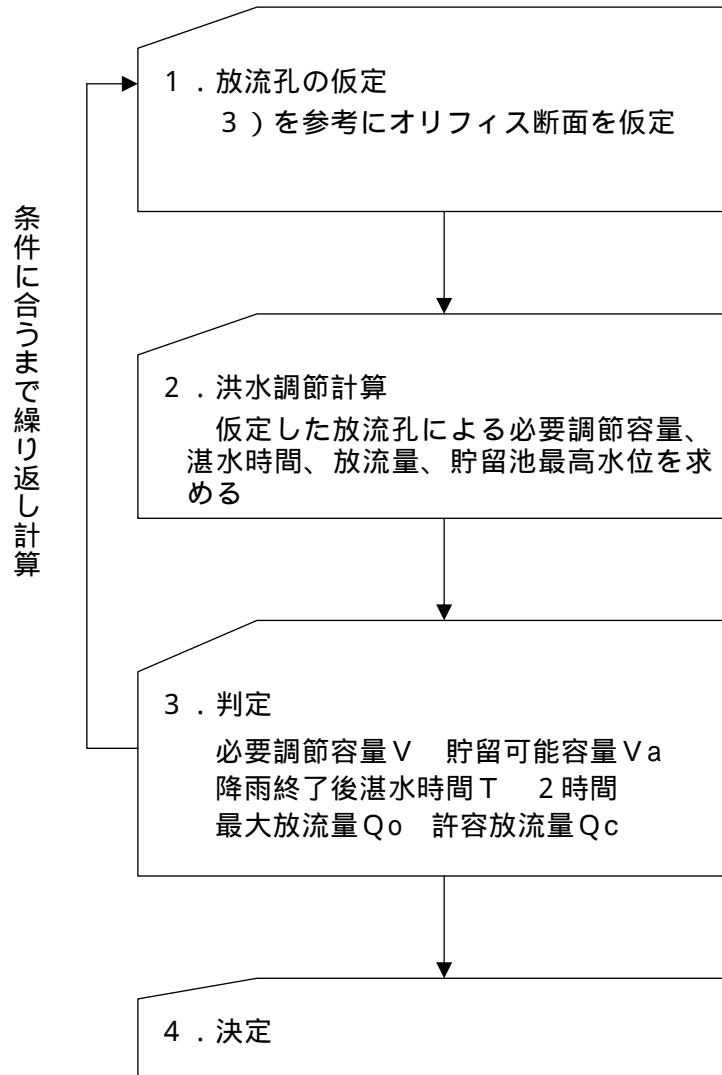
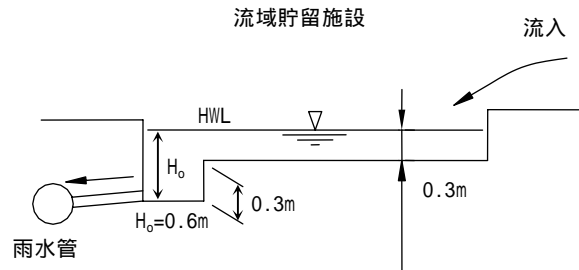


図8 必要調節容量検討フロー

### オリフィス断面の仮定

オリフィス断面は、オリフィスの流量公式より以下のように仮定する。

なお、H W L からオリフィス敷高までの水深（ $H_o$ ）は0.6mとする。



$$\begin{aligned}
 A_o &= \frac{Q}{C \cdot \sqrt{2g \cdot H_o}} \\
 &= \frac{0.015}{0.6 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.6}} \\
 &= 0.0073 \quad (m^2)
 \end{aligned}$$

オリフィスを正方形とすると、一辺の長さは

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.0073} = 0.09 \quad (m)$$

となり、これを第1次近似として再計算を行う。

$$A_o = \frac{0.015}{0.6 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.6 - 0.09/2)}} = 0.0076 \quad (m^2)$$

$$D = \sqrt{0.0076} = 0.09 \quad (m)$$

## 洪水調節計算

前項のオリフィス断面を参考にして、次のような放流孔を仮定して貯留追跡計算を行った。その結果は次表のとおりであり、ケース3において目標値（判定）を満足するものとなった。

これより、オリフィス形状は、目標値（判定）を満足できる形状であり、流出抑制効果を最大限に発揮できる形状（降雨終了後の湛水時間が2時間）を採用するものとした。

表5 洪水調節計算結果

	オリフィス形状 (幅×高さ)	最大放流量 (m <sup>3</sup> /s)	最高水位 (利用面上:m)	貯留量 (m <sup>3</sup> )	降雨終了後湛 水時間(hr)
ケース1	0.09×0.09	0.015	0.253	1,803.1	3時間以上
ケース2	0.15×0.15	0.038	0.186	1,333.0	3時間
ケース3	0.16×0.15	0.041	0.181	1,297.9	2時間

注) 算定式・・・表6参照

$$\begin{aligned}
 Q &= C \cdot B \cdot D \cdot \sqrt{2g(H - D/2)} \\
 &= 0.6 \times 0.16 \times 0.15 \cdot \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.3 + 0.181 - 0.15/2)} \\
 &= 0.041 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

ここに、

Q：オリフィスからの放流量

C：オリフィスの流量係数

B：放流孔の幅

D：放流孔の高さ

g：重力加速度

H：貯留水深（側溝部含む）

[判定]

- ・必要調節容量V      貯留可能容量Va (2,130m<sup>3</sup>)
- ・降雨終了後湛水時間T      2時間
- ・最大放流量Qo      許容放流量Qc (0.2 m<sup>3</sup>/s)

(計算結果)

オリフィス形状      : 幅 0.16m、高さ 0.15m

調節容量              : 1,300m<sup>3</sup> ( 貯留可能容量 : 2,130m<sup>3</sup>)

最高水位              : 0.181m ( 貯留限界水深 : 0.3m)

最大放流量            : 0.041m<sup>3</sup>/s ( 許容放流量 : 0.2 m<sup>3</sup>/s)

降雨終了後湛水時間 : 2時間 ( 2時間)



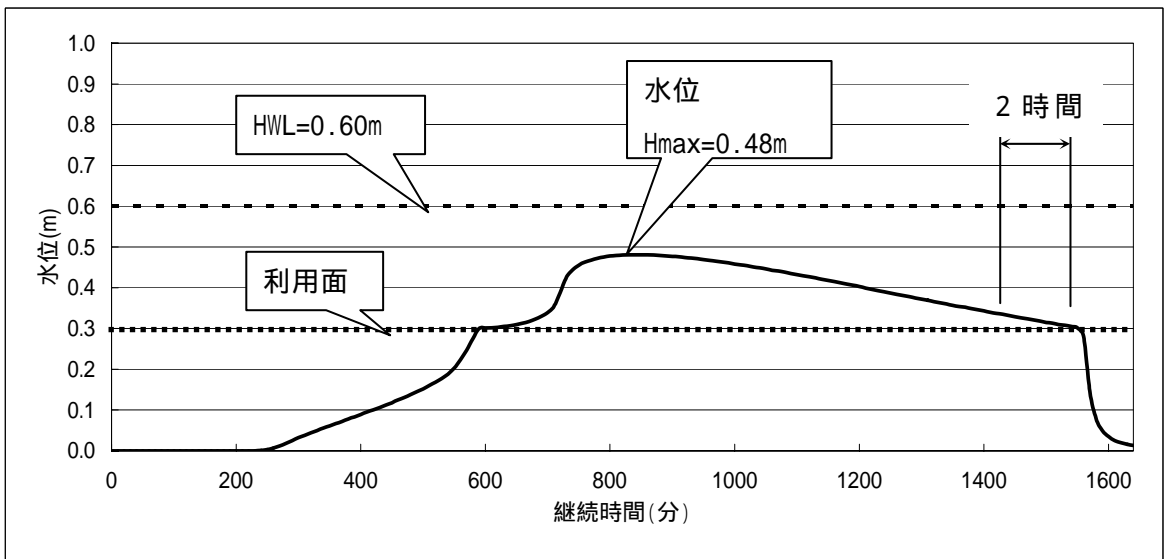
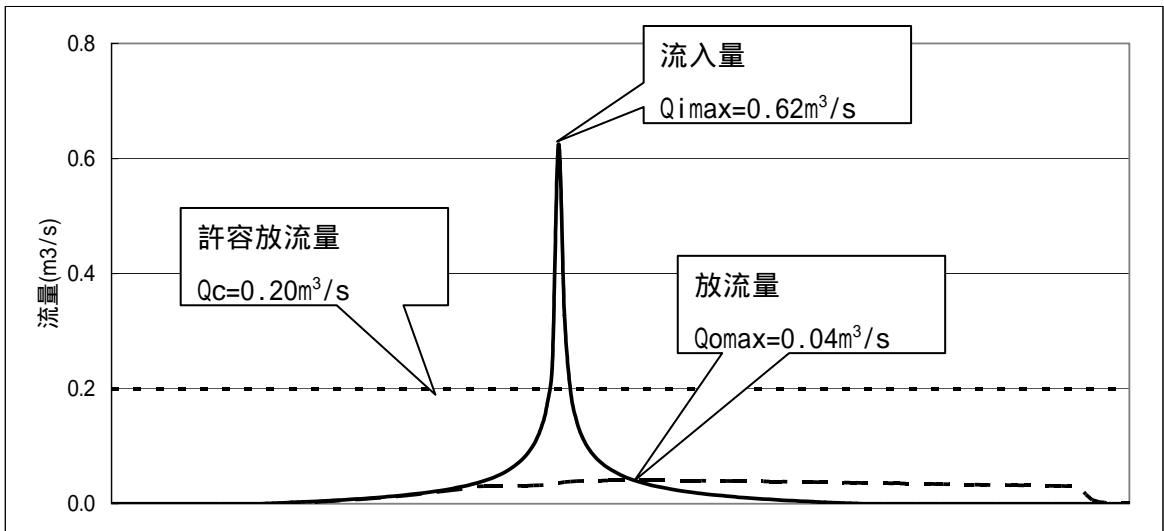
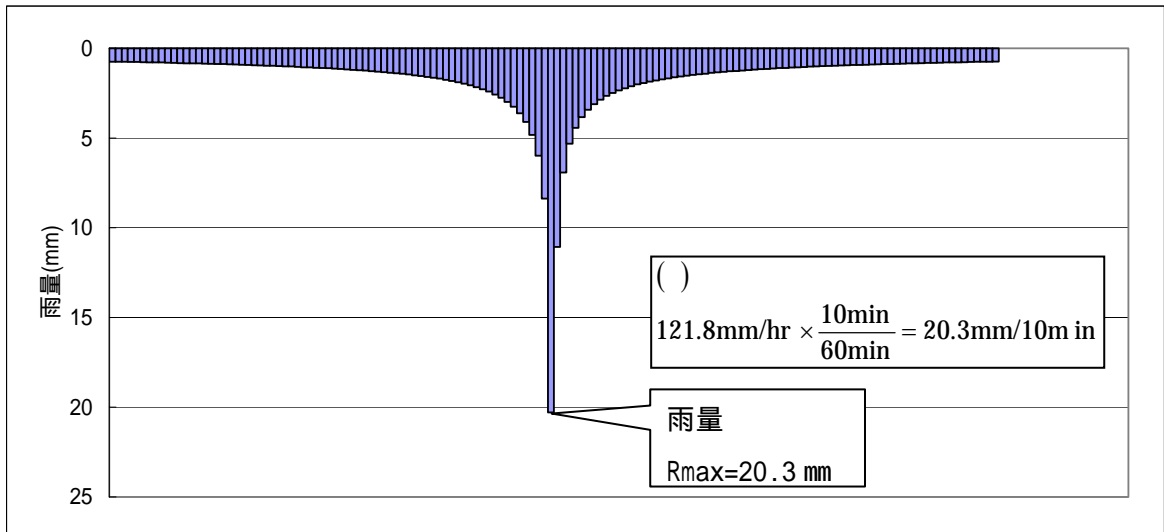


圖 9 洪水調節計算結果 (流域貯留施設  $w = 1 / 10$ )

表6 洪水調節計算結果

[放流孔：B 0.16m×H 0.15m]

計算時間 t(分)	流入量		放流量		水位		水面積		容量		計算時間 t(分)	流入量		放流量		水位		水面積		容量	
	Q1(m <sup>3</sup> /s)	Q0(m <sup>3</sup> /s)	Q1(m <sup>3</sup> /s)	Q0(m <sup>3</sup> /s)	H(m)	F(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	H(m)	F(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )		Q1(m <sup>3</sup> /s)	Q0(m <sup>3</sup> /s)	H(m)	F(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	H(m)	F(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )		
10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	830	0.0455	0.0406	0.481	7000	1296.2								
20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	840	0.0415	0.0406	0.481	7000	1297.9								
30	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	850	0.0380	0.0406	0.481	7000	1297.4								
40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	860	0.0350	0.0406	0.481	7000	1295.0								
50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	870	0.0322	0.0406	0.480	7000	1290.8								
60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	880	0.0298	0.0405	0.479	7000	1285.1								
70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	890	0.0276	0.0405	0.478	7000	1278.0								
80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	900	0.0256	0.0404	0.477	7000	1269.6								
90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	910	0.0237	0.0403	0.476	7000	1260.2								
100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	920	0.0221	0.0403	0.474	7000	1249.8								
110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	930	0.0205	0.0402	0.473	7000	1238.4								
120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	940	0.0191	0.0401	0.471	7000	1226.2								
130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	950	0.0178	0.0400	0.469	7000	1213.2								
140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	960	0.0165	0.0399	0.467	7000	1199.5								
150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	970	0.0154	0.0398	0.465	7000	1185.2								
160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	980	0.0143	0.0397	0.463	7000	1170.2								
170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	990	0.0133	0.0396	0.461	7000	1154.7								
180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1000	0.0123	0.0395	0.458	7000	1138.6								
190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1010	0.0114	0.0393	0.456	7000	1122.1								
200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1020	0.0105	0.0392	0.454	7000	1105.1								
210	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1030	0.0097	0.0391	0.451	7000	1087.7								
220	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1040	0.0090	0.0390	0.449	7000	1069.9								
230	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1050	0.0082	0.0388	0.446	7000	1051.7								
240	0.0002	0.0000	0.0001	0.0000	0.001	100	0.1	1060	0.0075	0.0387	0.443	7000	1033.2								
250	0.0006	0.0000	0.0003	0.0000	0.003	100	0.3	1070	0.0069	0.0385	0.441	7000	1014.4								
260	0.0010	0.0001	0.0007	0.0000	0.007	100	0.7	1080	0.0062	0.0384	0.438	7000	995.2								
270	0.0014	0.0004	0.0012	0.0000	0.012	100	1.2	1090	0.0056	0.0382	0.435	7000	975.8								
280	0.0018	0.0007	0.0018	0.0000	0.018	100	1.8	1100	0.0051	0.0381	0.432	7000	956.1								
290	0.0023	0.0012	0.0025	0.0000	0.025	100	2.5	1110	0.0045	0.0379	0.429	7000	936.1								
300	0.0027	0.0016	0.0032	0.0000	0.032	100	3.2	1120	0.0040	0.0378	0.427	7000	915.9								
310	0.0032	0.0022	0.0038	0.0000	0.038	100	3.8	1130	0.0035	0.0376	0.424	7000	895.5								
320	0.0037	0.0027	0.0044	0.0000	0.044	100	4.4	1140	0.0030	0.0375	0.421	7000	874.9								
330	0.0042	0.0033	0.0050	0.0000	0.050	100	5.0	1150	0.0025	0.0373	0.418	7000	854.1								
340	0.0048	0.0038	0.0056	0.0000	0.056	100	5.6	1160	0.0020	0.0371	0.415	7000	833.2								
350	0.0053	0.0044	0.0061	0.0000	0.061	100	6.1	1170	0.0016	0.0370	0.412	7000	812.0								
360	0.0059	0.0050	0.0067	0.0000	0.067	100	6.7	1180	0.0012	0.0368	0.409	7000	790.7								
370	0.0065	0.0056	0.0072	0.0000	0.072	100	7.2	1190	0.0008	0.0366	0.406	7000	769.3								
380	0.0072	0.0063	0.0078	0.0000	0.078	100	7.8	1200	0.0004	0.0365	0.403	7000	747.7								
390	0.0079	0.0070	0.0083	0.0000	0.083	100	8.3	1210	0.0000	0.0363	0.399	7000	725.9								
400	0.0086	0.0076	0.0089	0.0000	0.089	100	8.9	1220	0.0000	0.0361	0.396	7000	704.2								
410	0.0093	0.0084	0.0095	0.0000	0.095	100	9.5	1230	0.0000	0.0360	0.393	7000	682.6								
420	0.0101	0.0092	0.100	0.0000	0.100	100	10.0	1240	0.0000	0.0358	0.390	7000	661.1								
430	0.0110	0.0099	0.106	0.0000	0.106	100	10.6	1250	0.0000	0.0356	0.387	7000	639.7								
440	0.0118	0.0109	0.112	0.0000	0.112	100	11.2	1260	0.0000	0.0354	0.384	7000	618.4								
450	0.0128	0.0117	0.118	0.0000	0.118	100	11.8	1270	0.0000	0.0353	0.381	7000	597.1								
460	0.0138	0.0127	0.125	0.0000	0.125	100	12.5	1280	0.0000	0.0351	0.378	7000	576.0								
470	0.0148	0.0137	0.131	0.0000	0.131	100	13.1	1290	0.0000	0.0349	0.375	7000	555.1								
480	0.0159	0.0148	0.138	0.0000	0.138	100	13.8	1300	0.0000	0.0347	0.372	7000	534.2								
490	0.0171	0.0159	0.145	0.0000	0.145	100	14.5	1310	0.0000	0.0346	0.369	7000	513.4								
500	0.0184	0.0172	0.152	0.0000	0.152	100	15.2	1320	0.0000	0.0344	0.366	7000	492.7								
510	0.0198	0.0185	0.160	0.0000	0.160	100	16.0	1330	0.0000	0.0342	0.363	7000	472.1								
520	0.0213	0.0199	0.168	0.0000	0.168	100	16.8	1340	0.0000	0.0340	0.360	7000	451.6								
530	0.0229	0.0214	0.177	0.0000	0.177	100	17.7	1350	0.0000	0.0339	0.357	7000	431.3								
540	0.0246	0.0225	0.188	0.0000	0.188	100	18.8	1360	0.0000	0.0337	0.354	7000	411.0								
550	0.0266	0.0236	0.203	0.0000	0.203	100	20.3	1370	0.0000	0.0335	0.352	7000	390.9								
560	0.0287	0.0250	0.223	0.0000	0.223	100	22.3	1380	0.0000	0.0333	0.349	7000	370.8								
570	0.0310	0.0266	0.247	0.0000	0.247	100	24.7	1390	0.0000	0.0332	0.346	7000	350.9								
580	0.0336	0.0286	0.275	0.0000	0.275	100	27.5	1400	0.0000	0.0330	0.343	7000	331.0								
590	0.0364	0.0302	0.300	0.0000	0.300	7000	30.9	1410	0.0000	0.0328	0.340	7000	311.3								
600	0.0397	0.0303	0.301	0.0000	0.301	7000	35.6	1420	0.0000	0.0326	0.337	7000	291.6								
610	0.0434	0.0303	0.302	0.0000	0.302	7000	42.3	1430	0.0000	0.0325	0.335	7000	272.1								
620	0.0477	0.0304	0.303	0.0000	0.303	7000	51.5	1440	0.0000	0.0323	0.332	7000	252.7								
630	0.0527	0.0305	0.305	0.0000	0.305	7000	63.3	1450	0.0000	0.0321	0.329	7000	233.4								
640	0.0587	0.0307	0.307	0.0000	0.307	7000	78.4	1460	0.0000	0.0319	0.326	7000	214.1								
650	0.0660	0.0309	0.310	0.0000	0.310	7000	97.3	1470	0.0000	0.0318	0.324	7000	195.0								
660	0.0750	0.0311	0.313	0.0000	0.313	7000	121.0	1480	0.0000	0.0316	0.321	7000	176.0								
670	0.0867	0.0314	0.317	0.0000	0.317	7000	150.8	1490	0.0000	0.0314	0.318	7000	157.1								
680	0.1025	0.0317	0.323	0.0000	0.323	7000	188.6	1500	0.0000	0.0312	0.315	7000	138.3								
690	0.1255	0.0322	0.330	0.0000	0.330	7000	237.8	1510	0.0000	0.0311	0.313	7000	119.6								
700	0.1630	0.0328	0.339	0.0000	0.339	7000	304.9	1520	0.0000	0.0309	0.310	7000	101.0								
710	0.2400	0.0336	0.354	0.0000	0.354	7000	405.9	1530	0.0000	0.0307	0.308	7000	82.5								
720	0.6244	0.0356	0.388	0.0000	0.388	7000	644.4	1540	0.0000	0.0305	0.305	7000	64.2								
730	0.3270	0.0377	0.425	0.0000	0.425	7000	907.8	1550	0.0000	0.0304	0.302	7000	45.9								
740	0.1932	0.0387	0.444	0.0000	0.444	7000	1040.9	1560	0.0000	0.0289	0.281	100	28.1								
750	0.1416	0.0393	0.455	0.0000	0.455	7000	1118.0	1570	0.0000	0.0161	0.146	100	14.6								
760	0.1128	0.0397	0.463	0.0000	0.463	7000	1170.6	1580	0.0000	0.0064	0.079	100	7.9								
770	0.0939	0.0400	0.468	0.0000	0.468	7000	1208.7	1590	0.0000	0.0032	0.050	100	5.0								
780	0.0804	0.0402	0.472	0.0000	0.472	7000	1236.9	1600	0.0000	0.0019	0.035	100	3.5								
790	0.0702	0.0403	0.475	0.0000	0.475	7000	1258.0	1610	0.0000	0.0012	0.025	100	2.5								
800	0.0621	0.0404	0.478	0.0000	0.478	7000	1273.5	1620	0.0000	0.0008	0.020	100	2.0								
810	0.0556	0.0405	0.479	0.0000	0.479	7000	1284.5	1630	0.0000	0.0006	0.016	100	1.6								
820	0.0501	0.0406	0.480	0.0000	0.480	7000	1291.9	1640	0.0000	0.0004	0.013	100	1.3								

側溝貯留時間

計算例 - 2 暫定調整池の必要調節容量の算定

1) 流出係数の算定

開発前後における流出係数の加重平均値を求める。(技術基準(案)第13条)

該当流域の流末は、河川となっていることより、「建設省 河川砂防技術基準(案)同解説」で用いられている地目別流出係数の値をもとに算定する。

開発前

開発前の土地利用状況は、下図のとおりとなり、流出係数は  $c=0.65$  となる。

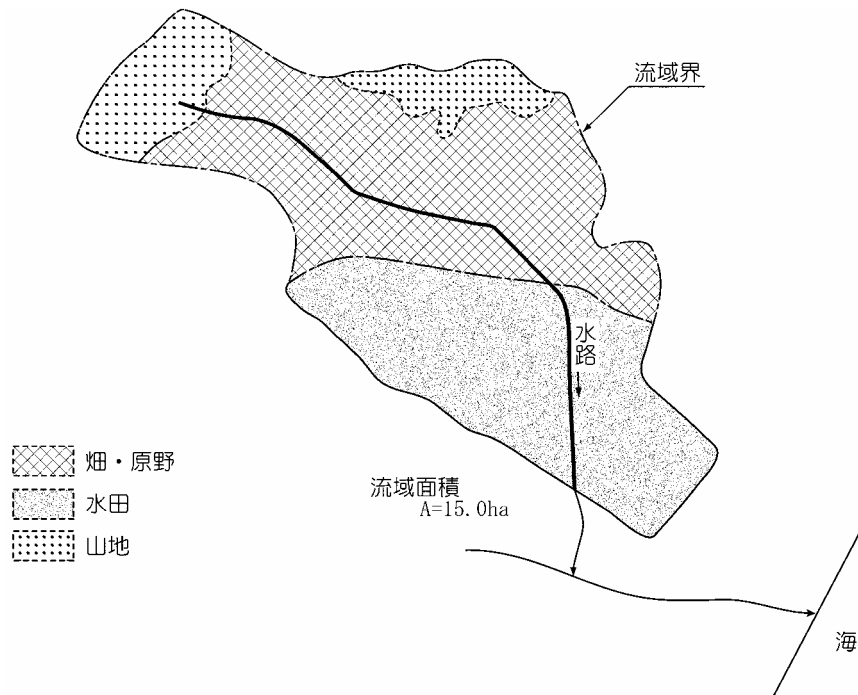


図 10 土地利用図 (開発前)

表 7 加重平均値算定表

地 区	流出係数 c	土地利用面積 a	$c \times a$
密集市街地	0.9	0.00	0.00
一般市街地	0.8	0.00	0.00
畑・原野	0.6	7.50	4.50
水田	0.7	6.31	4.42
山地	0.7	1.19	0.83
合計		15.00	9.75
加重平均値			0.65

開発後

開発後の土地利用状況は下図のとおりとなり、流出係数は  $c=0.80$  となる。

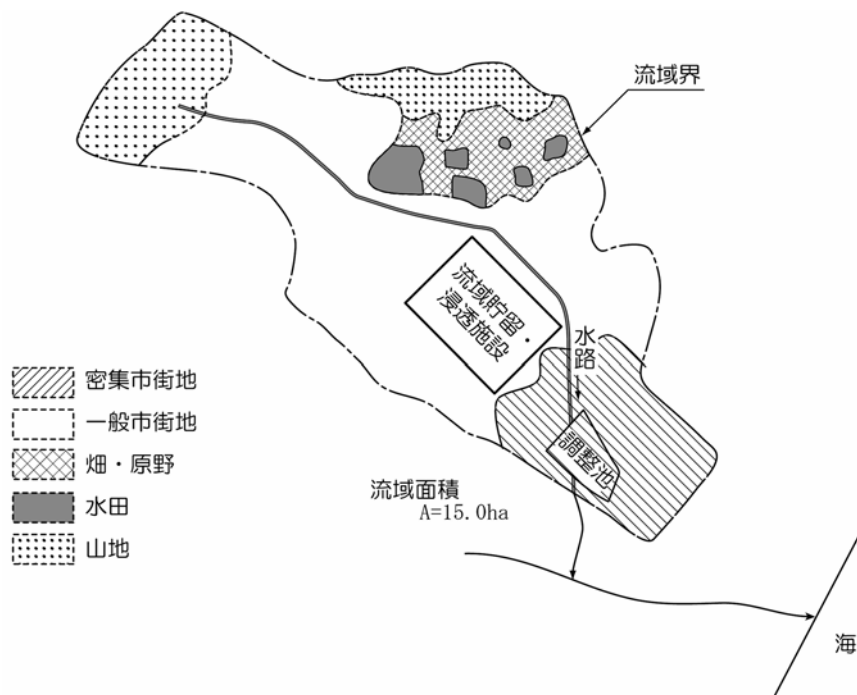


図 11 土地利用図（開発後）

表 8 加重平均値算定表

地 区	流出係数 c	土地利用面積 a	$c \times a$
密集市街地	0.9	3.0	2.70
一般市街地	0.8	9.3	7.44
畑・原野	0.6	0.9	0.54
水田	0.7	0.7	0.49
山地	0.7	1.1	0.77
合計		15.0	11.94
加重平均値			0.80

流域貯留・浸透施設を除く流出係数（直接流出域）も  $0.80$  となる。

## 2) 洪水到達時間の算定

開発前後の到達時間を求める。(技術基準(案)第12条)

到達時間は、「等流流速法」により算定する。

開発前

流入時間  $t_1$  と流下時間  $t_2$  を足したものを到達時間とする。

流入時間  $t_1$  は、流域斜面長の長短に応じて30分以内の適切な時間をとる。

本流域の流入域は、 $A=0.02\text{km}^2$  であることより、下式により算定する。

$$\begin{aligned} \text{流入時間 } t_1 &= \sqrt{A} / \sqrt{2} \times 30 \\ &= \sqrt{0.02} / \sqrt{2} \times 30 \\ &= 3 \text{ 分} < 6 \text{ 分} \end{aligned}$$

計算結果は  $t_1=3$  分となり、6分を下回ることで、流入時間  $t_1$  は6分とする。

流下時間  $t_2$  は、水路断面の条件等が定め難いことより、*Rzih* 式により算定する。

$$\text{流下時間 } t_2 = 0.83 \times L / I^{0.6}$$

$I$  = 流路平均勾配

$L$  = 流路延長(km)

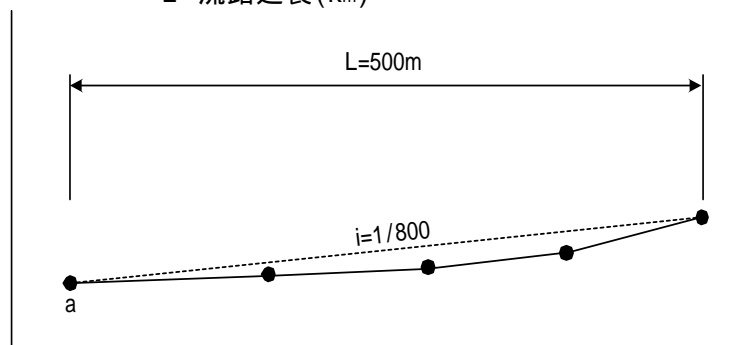


図12 開発前水路縦断模式図

上図より、流下時間  $t_2 = 0.83 \times 0.5 / \left(\frac{1}{800}\right)^{0.6}$

$$= 22 \text{ 分}$$

従って、洪水到達時間  $t$  は、 $t_1 + t_2 = 28$  分となる。

開発後

流入時間  $t_1$  と流下時間  $t_2$  を足したものを到達時間とする。

流入時間  $t_1$  は、下水道計画において使用される 6 分とする。

開発区域内では、排水計画により下図のとおりとなっていることより、マンニング式により流下速度を算定する。

また、流域上流部は未開発のため排水計画が無いことより、*Kraven* の式による流下速度  $V$  を用いて求める。

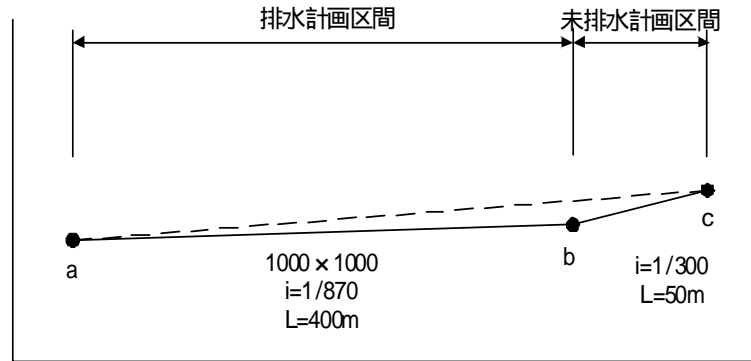


図 13 水路縦断模式図

(排水計画区間)

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

$$= \frac{1}{0.015} \cdot 0.32^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{1}{870}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$= 1.1(\text{m/s})$$

( 径深 R は 9 割水深で算定した。)

(未排水計画区間)

*Kraven* の式より、 $I=1/300$  の時の流速 2.1(m/s)となる。

表 9 *Kraven* の式

勾配	1/100 以上	1/100 ~ 1/200	1/200 以下
流速	3.5m/s	3.0m/s	2.1m/s

また、流下時間は、次式により求められるので、各区間毎に整理すると下表のとおりとなる。

$$t_2 = \frac{1}{3600} \cdot L/V$$

ここで、 $t_2$ ：河道流下時間(hr)、 $L$ ：河道延長(m)、 $V$ ：流速

表 10 流下時間算定表

区 間	a～b 区間	b～c 区間	合 計
流下速度(m/s)	1.1	2.1	-
延 長(m)	400	50	450
流下時間(分)	6.1	0.4	6.5

以上より、到達時間は、12.5 分となる。

$$t_c = t_1 + t_2 = 6.0 + 6.5 = 12.5 \text{ 分}$$

これを安全側に丸めて到達時間を 12 分とした。

### 3) 降雨波形及び流出ハイドログラフの算定

必要調節容量の算定に用いる降雨波形、流出ハイドログラフを算定する。(技術基準(案)第10条、第14条)

#### 降雨波形の算定

降雨波形は中央集中型と後方集中型の2波形を作成する。

計算には、計画規模5年と30年の福岡市河川長時間降雨強度式を用い、計算単位時間を開発後の洪水到達時間に合わせ12分とする。

(本市には、確率3年の降雨強度式が作成されていないため、確率5年の式を用いた)

$$r_5 = \frac{478.71}{t^{0.55} + 0.866} \quad r_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565} \quad (\text{福岡市河川長時間降雨強度式})$$

降雨継続時間は24時間とするので、降雨波形の計算時点数は120(=24×60/12)となり、降雨強度曲線上の12分おきの降雨強度を1440分まで計算する。

単位時間12分降雨に対応する降雨強度は、下式により算定する。

$$I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1} \quad (\text{各時点の降雨強度})$$

ここに、 $I_n$  : 各計算時点の単位時間あたり降雨強度(mm/hr)

$n$  : 計算時点

$r_n$  : 各計算時点の降雨強度(mm/hr)

後方集中型降雨波形は、 $I$ が最大となる $I_1$ を降雨終了時にとって、順次 $I_2$ から $I_{120}$ まで配列する。

中央集中型降雨波形は、 $I$ が最大となる $I_1$ を、降雨の中間地点(=720分)にとり、順次、後前後前となるように $I_2$ から $I_{120}$ まで配列する。



## 流出ハイドログラフの算定

貯留・浸透施設を併用した場合の調整池の計画に用いる全流域からの流出ハイドログラフは、調整池流域を間接流出域と直接流出域とに区分し、各々について調整池計画に用いる計画降雨（年超過確率 1/5・1/30、中央・後方集中型降雨波形）による流出計算及び貯留・浸透施設による流出抑制効果の計算を行い、各区域からの流出ハイドログラフを合成することにより求める。

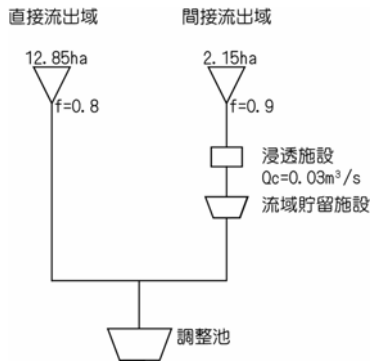


表 11 処理区域の区分

区分	集水面積 (ha)	備考
直接流出域	12.85	
間接流出域	2.15	小学校
合計	15.00	

### a . 直接流出域の流出ハイドログラフ

直接流出域 12.85ha からの流出ハイドログラフは次図のように計算される。

### b . 間接流出域の流出ハイドログラフ

〔計算例 - 1〕で設定した貯留・浸透施設に対して、年超過確率 1/5・1/30 の計画降雨（洪水到達時間 10 分）を用いて洪水調節計算を行った。その結果は次のとおりである。

表 12 洪水調節計算結果

	中央集中型波形		後方集中型波形	
	確率 1/5	確率 1/30	確率 1/5	確率 1/30
調節容量 (m³)	860.8	1,625.9	877.7	1,697.7
最高水位 (利用面上 : m)	0.119	0.228	0.121	0.238
最大放流量 (m³/s)	0.037	0.043	0.037	0.043

オリフィス形状：幅 0.16m、高さ 0.15m（確率 1/10、中央集中型降雨波形より設定）

算定式・・・表 17～20 参照

$$Q = C \cdot B \cdot D \cdot \sqrt{2g(H - D/2)}$$

・中央集中 (1/5) :  $Q = 0.6 \times 0.16 \times 0.15 \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.3 + 0.119 - 0.15/2)} = 0.037 \text{ m}^3/\text{s}$

・中央集中 (1/30) :  $Q = 0.6 \times 0.16 \times 0.15 \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.3 + 0.228 - 0.15/2)} = 0.043 \text{ m}^3/\text{s}$

・後方集中 (1/5) :  $Q = 0.6 \times 0.16 \times 0.15 \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.3 + 0.121 - 0.15/2)} = 0.037 \text{ m}^3/\text{s}$

・後方集中 (1/30) :  $Q = 0.6 \times 0.16 \times 0.15 \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.3 + 0.238 - 0.15/2)} = 0.043 \text{ m}^3/\text{s}$

### c . 合成流出ハイドログラフ

直接流出域のハイドログラフと間接流出域の流出ハイドログラフ（流域貯留施設からの放流量）を合成した流出ハイドログラフは次図のように算定される。

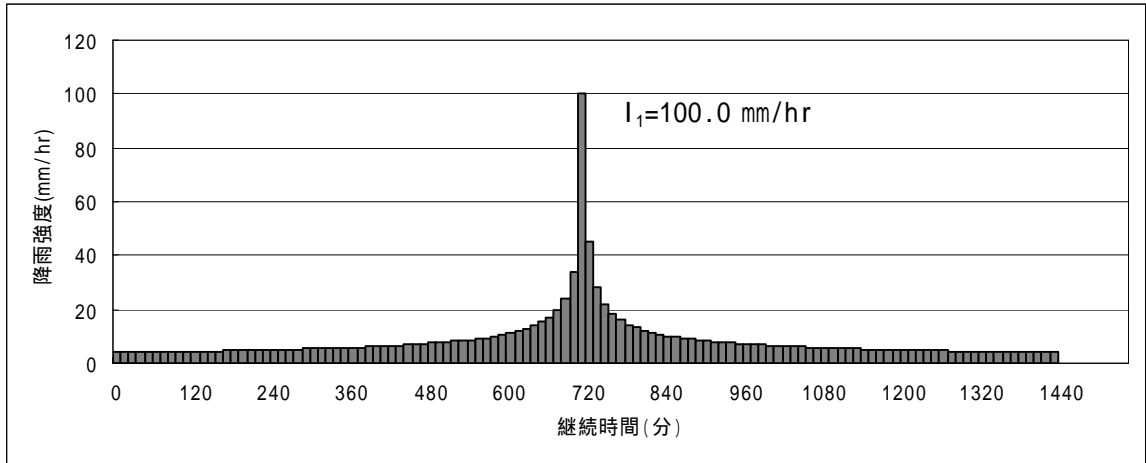


図 14 中央集中型降雨波形（確率 5 年）

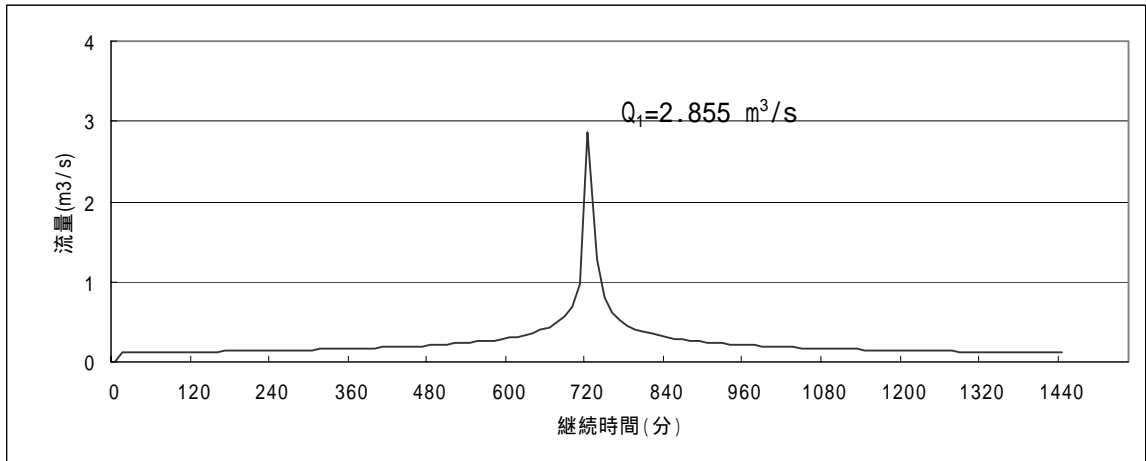


図 15 直接流出域の流出ハイドログラフ（確率 5 年）

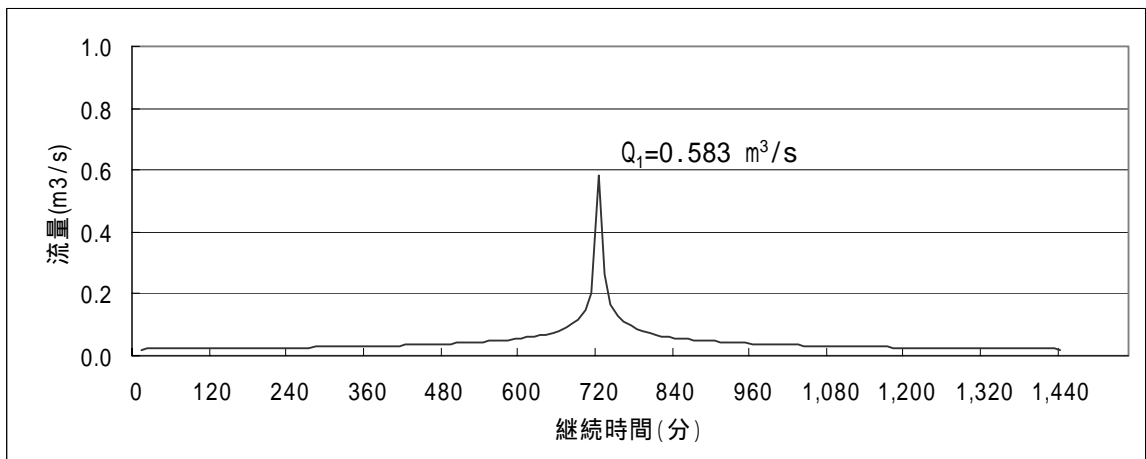


図 16 間接流出域の流出ハイドログラフ（確率 5 年）

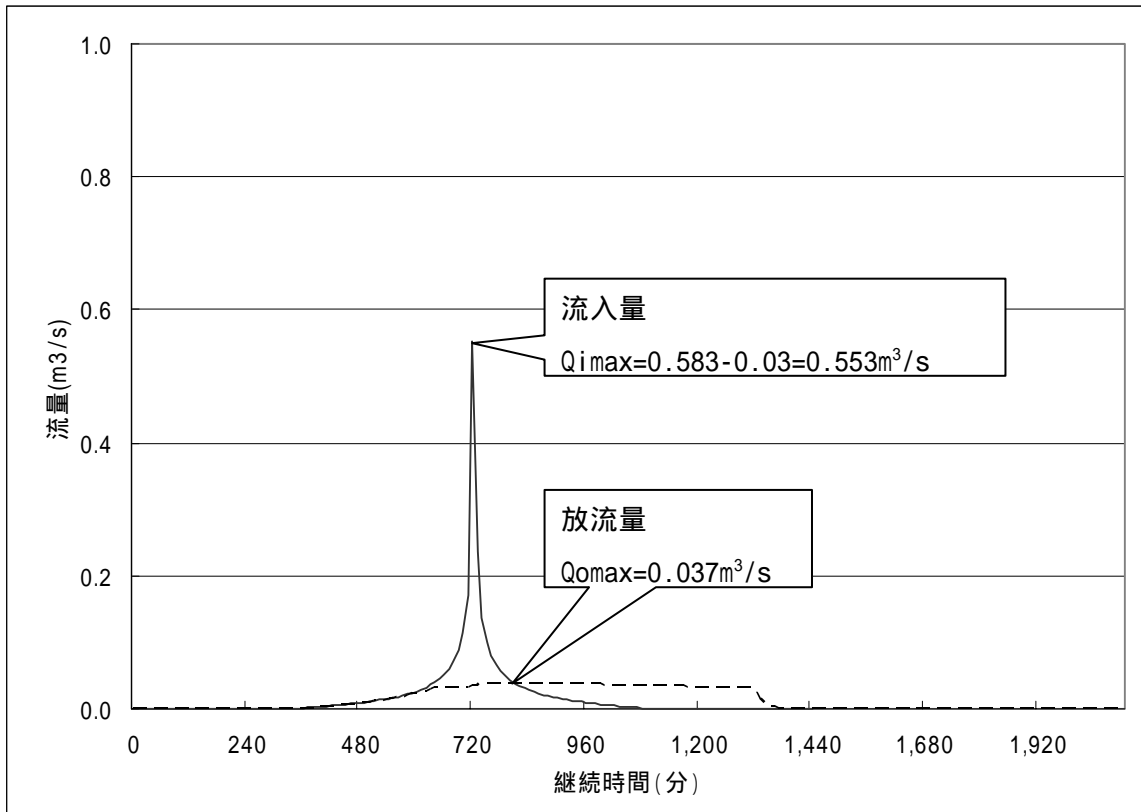


図 17 流域貯留施設への流入ハイドログラフ(浸透考慮)と洪水調節計算結果(確率 5 年)

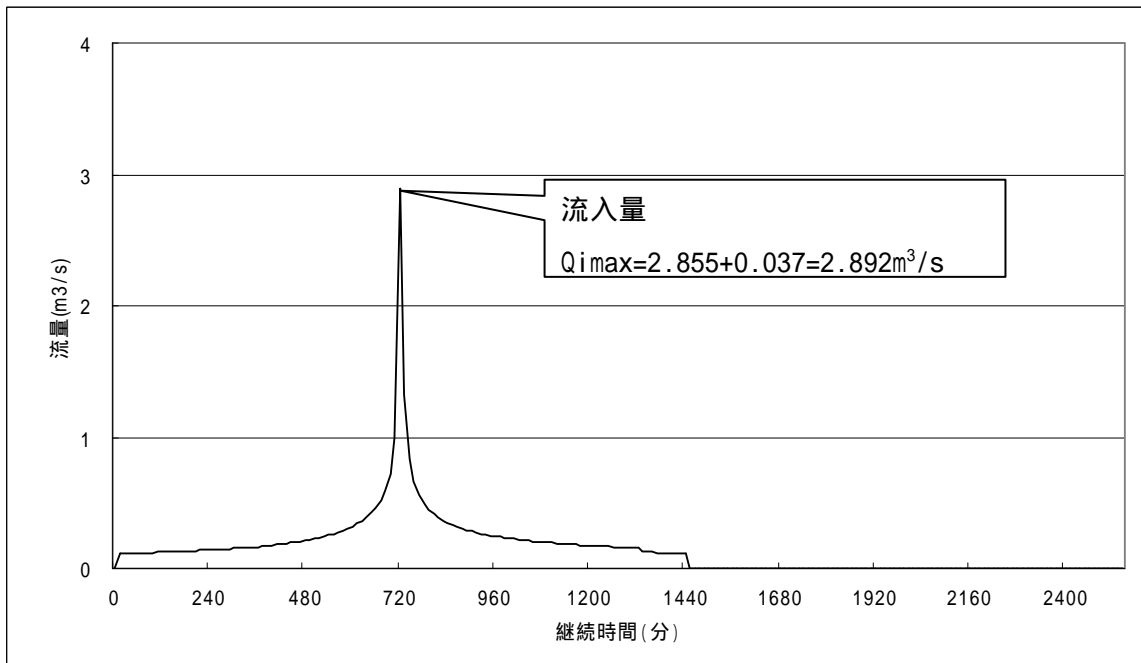


図 18 合成流出ハイドログラフ(調整池への流入ハイドログラフ、確率 5 年)

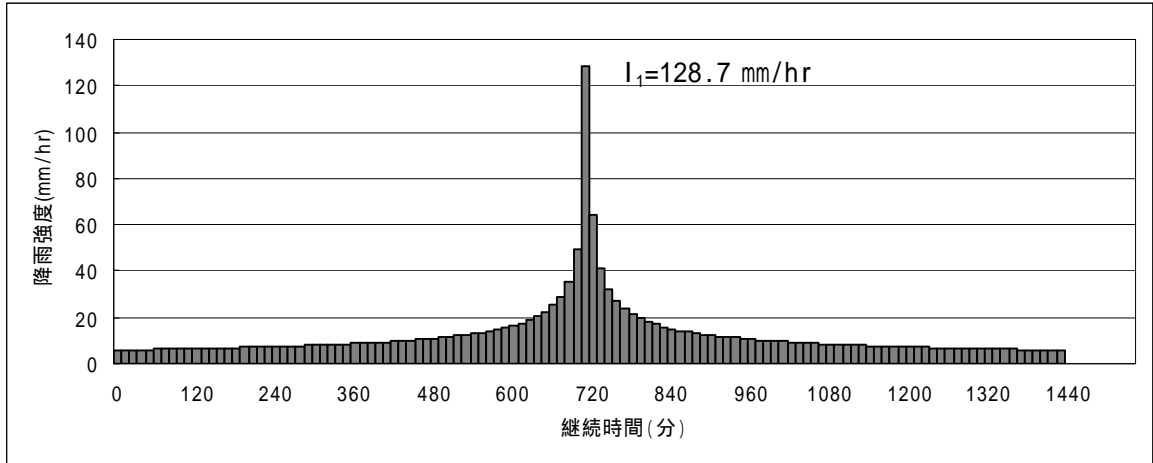


図 19 中央集中型降雨波形（確率 30 年）

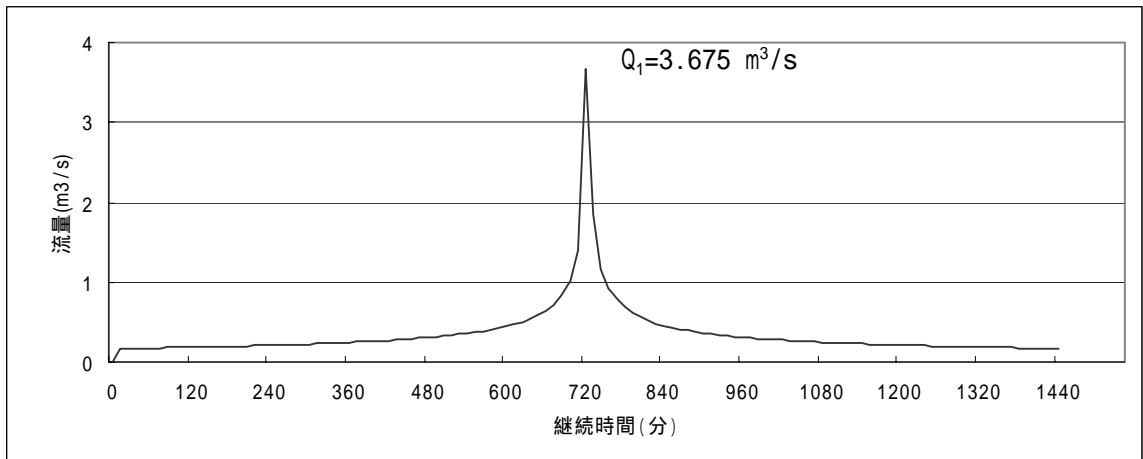


図 20 直接流出域の流出ハイドログラフ（確率 30 年）

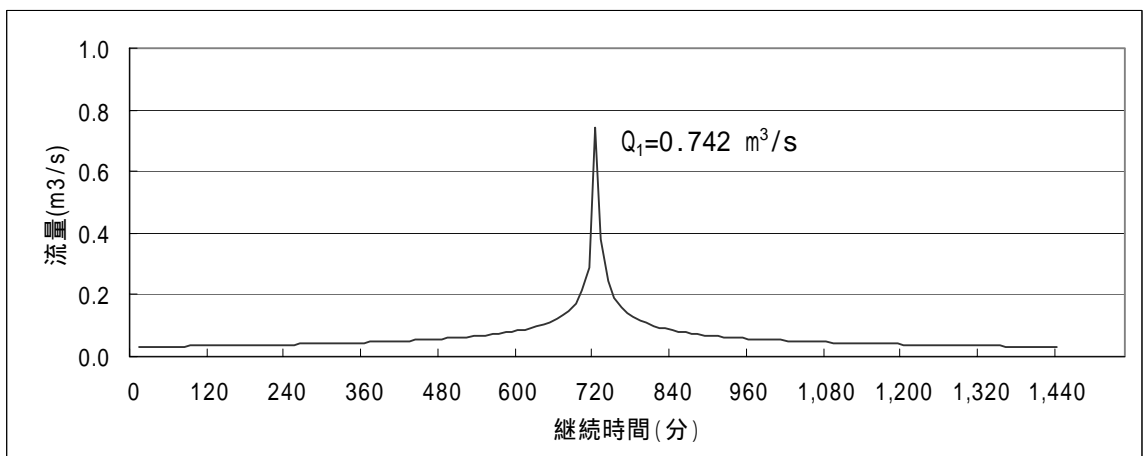


図 21 間接流出域の流出ハイドログラフ（確率 30 年）

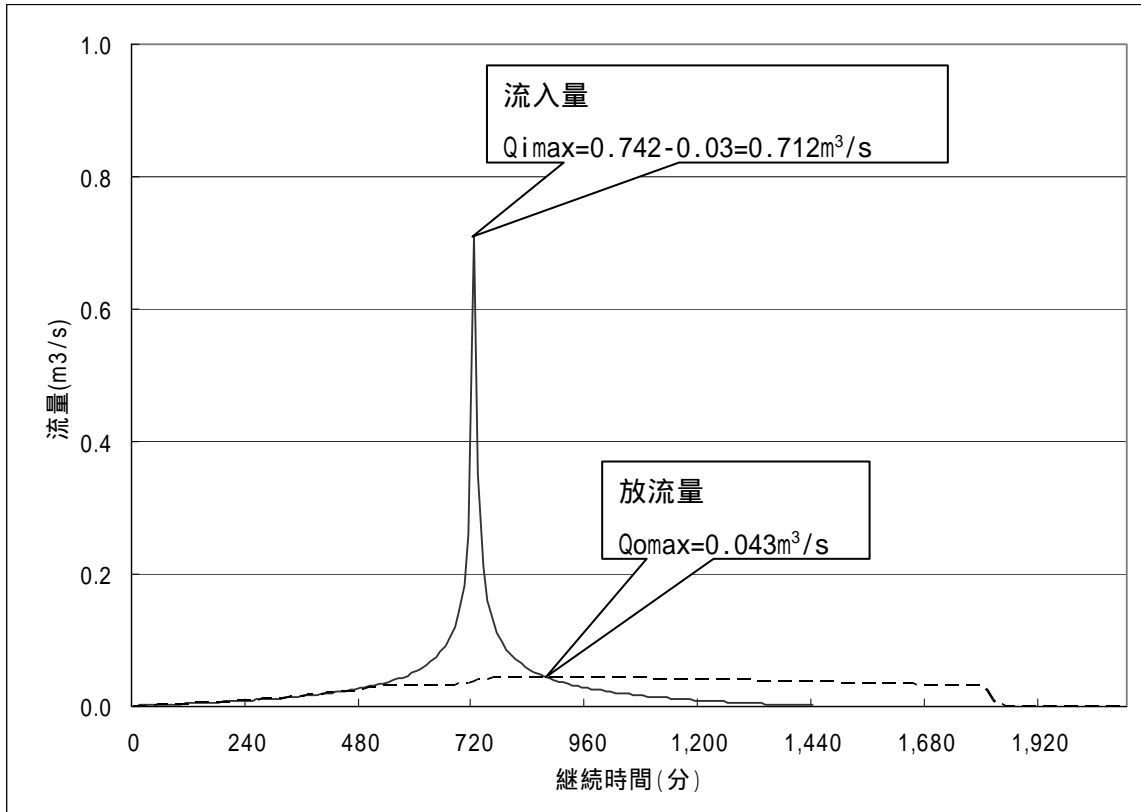


図 22 流域貯留施設への流入ハイドログラフ(浸透考慮)と洪水調節計算結果(確率 30 年)

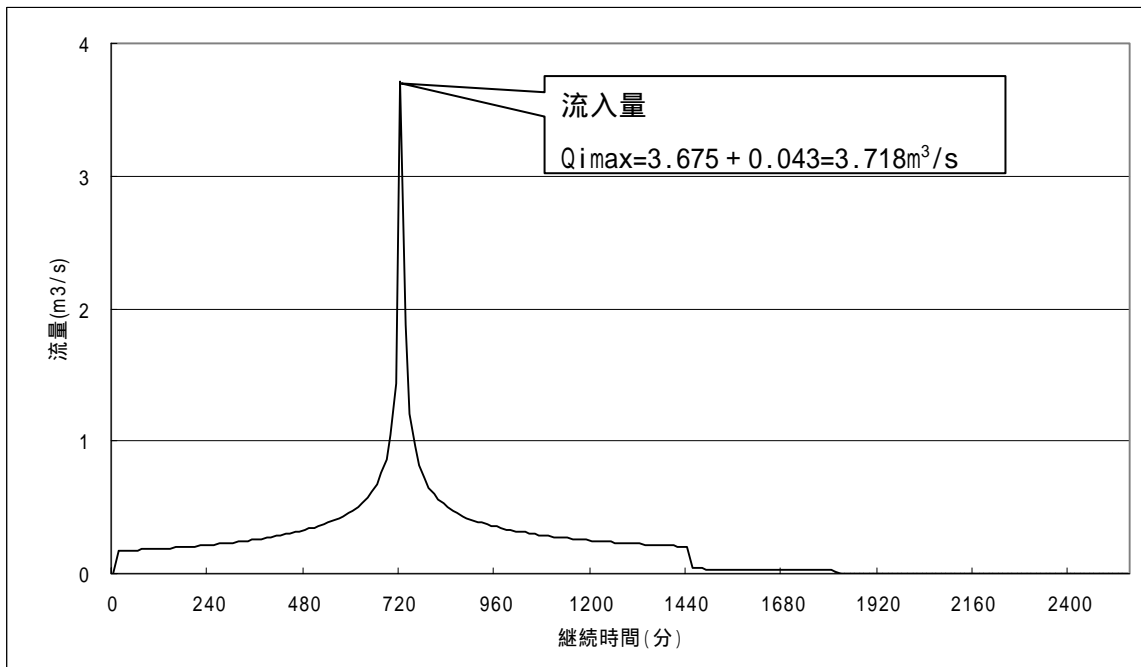


図 23 合成流出ハイドログラフ(調整池への流入ハイドログラフ、確率 30 年)

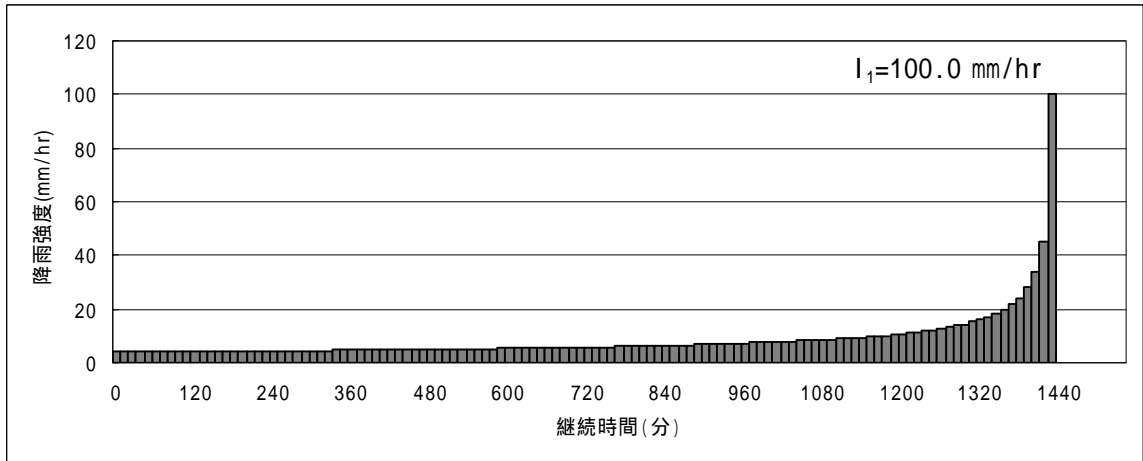


図 24 後方集中型降雨波形 (確率 5 年)

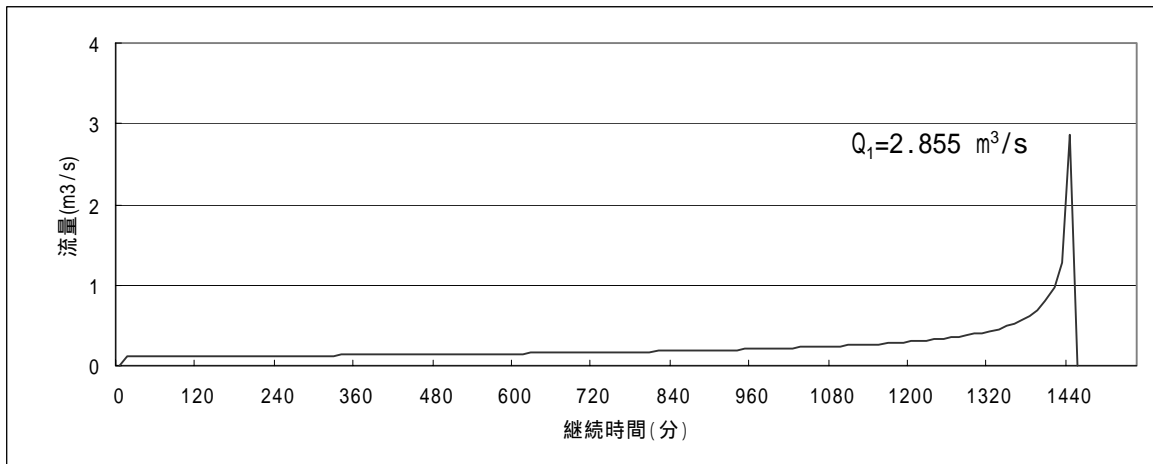


図 25 直接流出域の流出ハイドログラフ (確率 5 年)

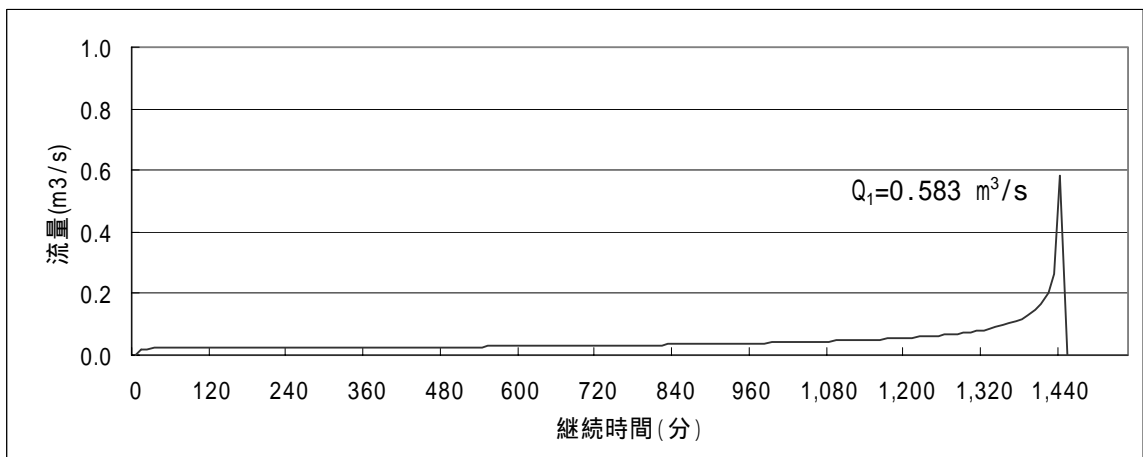


図 26 間接流出域の流出ハイドログラフ (確率 5 年)

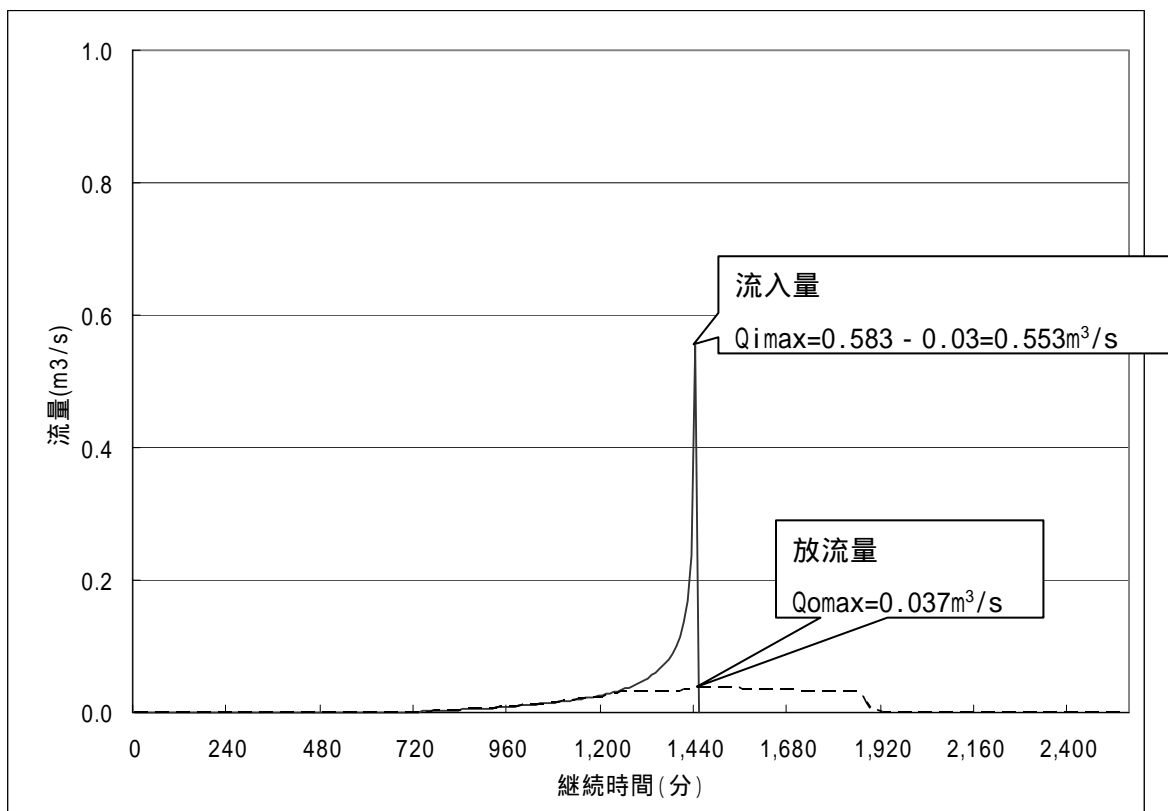


図 27 流域貯留施設への流入ハイドログラフ(浸透考慮)と洪水調節計算結果(確率 5 年)

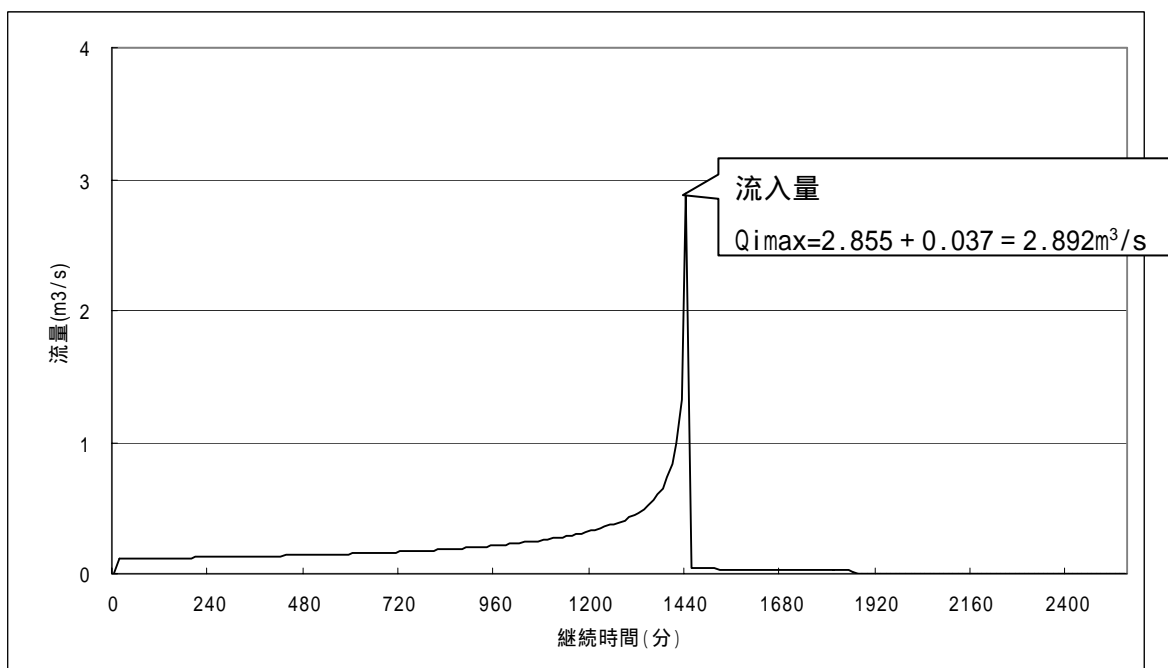


図 28 合成流出ハイドログラフ(調整池への流入ハイドログラフ、確率 5 年)

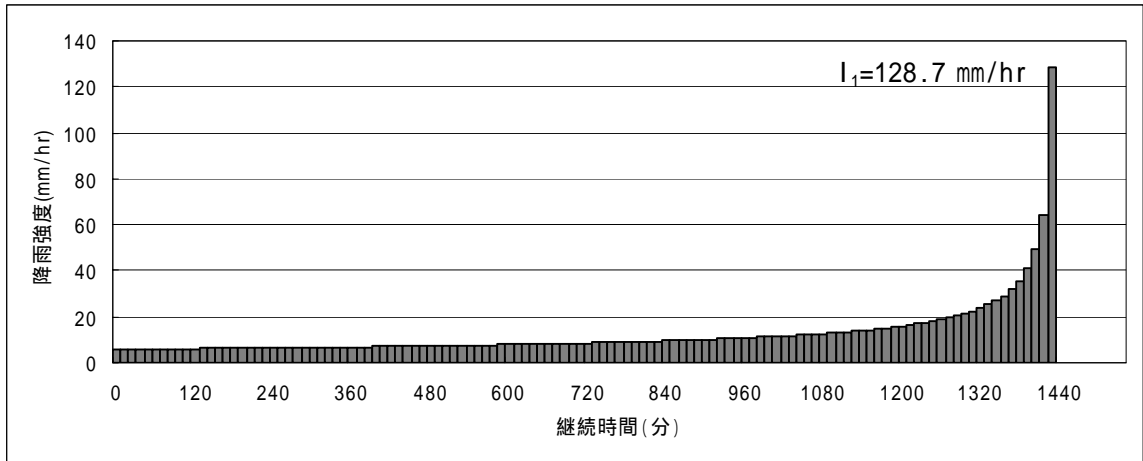


図 29 後方集中型降雨波形（確率 30 年）

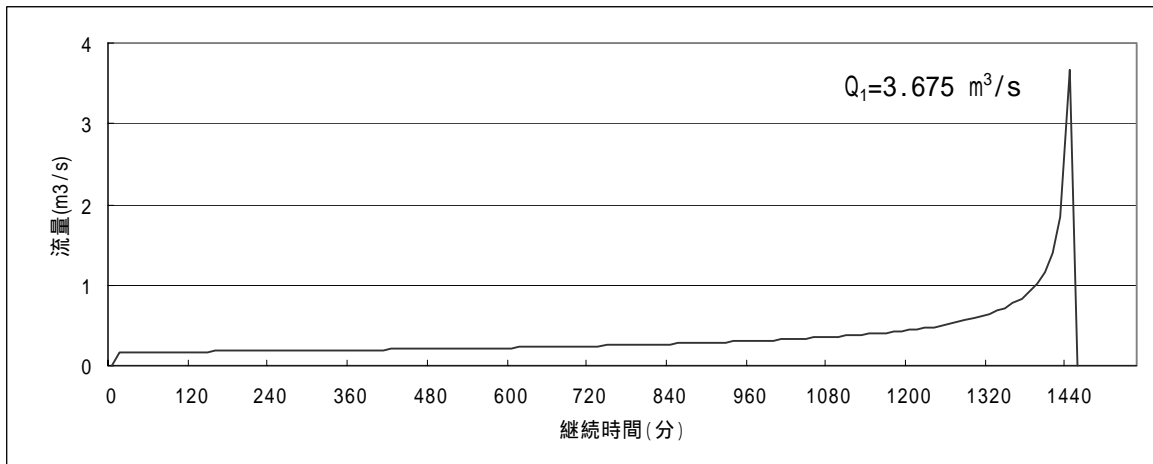


図 30 直接流出域の流出ハイドログラフ（確率 30 年）

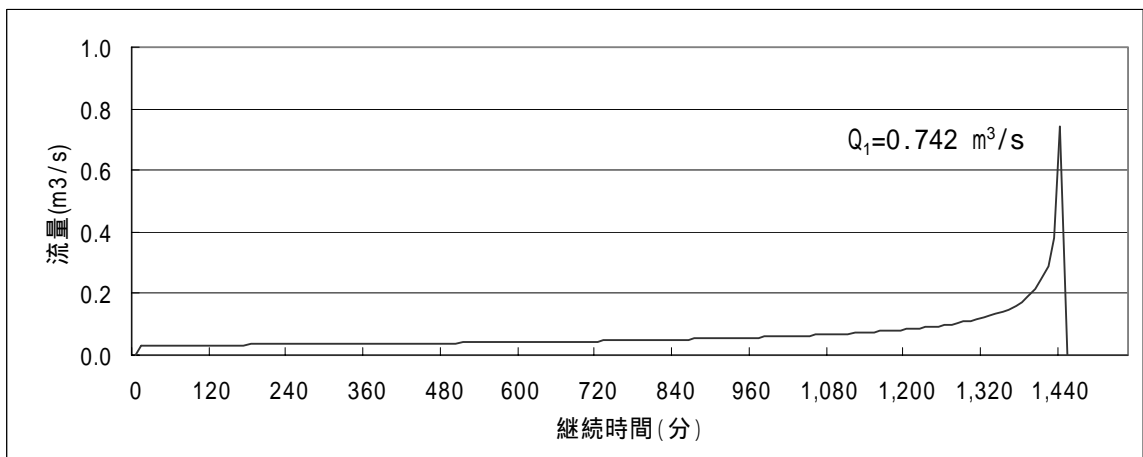


図 31 間接流出域の流出ハイドログラフ（確率 30 年）



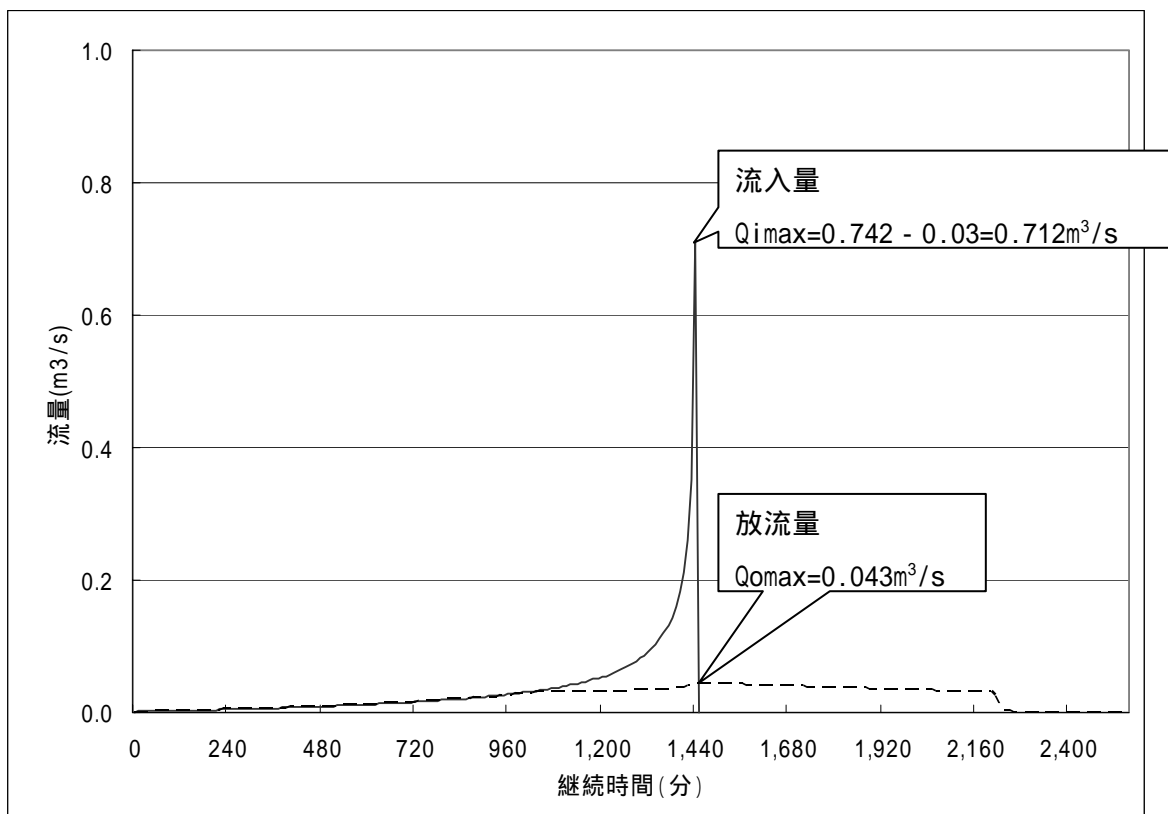


図 32 流域貯留施設への流入ハイドログラフ(浸透考慮)と洪水調節計算結果(確率 30 年)

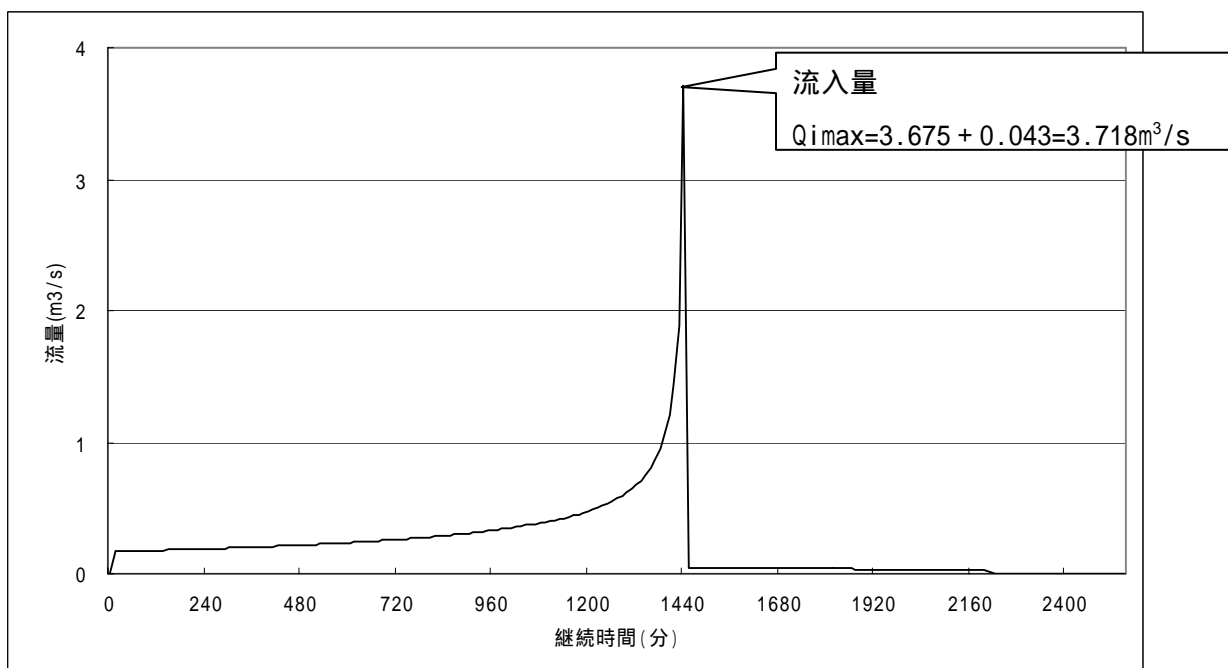


図 33 合成流出ハイドログラフ(調整池への流入ハイドログラフ、確率 30 年)

表 13 降雨波形および流量計算表（確率 5 年、直接流出域）

計算 時点 $n$	継続時間 $t = n \cdot t$ (min)	降雨強度 $r_5 = \frac{478.71}{t^{0.55} + 0.866}$ (mm/hr)	$n \cdot r$	単位時間あたりの降雨強度 $I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1}$ (mm/hr)	流出量 $Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A$ (m <sup>3</sup> /s)
1	12	99.97	99.97	99.97	2.85
2	24	72.44	144.87	44.90	1.28
3	36	59.52	178.55	33.68	0.96
4	48	51.62	206.48	27.93	0.80
5	60	46.16	230.78	24.30	0.69
6	72	42.09	252.52	21.74	0.62
7	84	38.91	272.35	19.82	0.57
8	96	36.33	290.66	18.32	0.52
9	108	34.19	307.75	17.09	0.49
10	120	32.38	323.82	16.07	0.46
11	132	30.82	339.03	15.20	0.43
12	144	29.46	353.49	14.46	0.41
13	156	28.25	367.29	13.81	0.39
14	168	27.18	380.53	13.23	0.38
15	180	26.22	393.24	12.72	0.36
16	192	25.34	405.50	12.26	0.35
17	204	24.55	417.35	11.84	0.34
18	216	23.82	428.81	11.46	0.33
19	228	23.15	439.93	11.12	0.32
20	240	22.54	450.72	10.80	0.31
21	252	21.96	461.23	10.50	0.30
22	264	21.43	471.46	10.23	0.29
23	276	20.93	481.43	9.98	0.28
24	288	20.47	491.17	9.74	0.28
25	300	20.03	500.69	9.52	0.27
26	312	19.62	510.00	9.31	0.27
27	324	19.23	519.11	9.11	0.26
28	336	18.86	528.04	8.93	0.25
29	348	18.51	536.80	8.75	0.25
30	360	18.18	545.39	8.59	0.25
31	372	17.87	553.82	8.43	0.24
32	384	17.57	562.10	8.28	0.24
33	396	17.28	570.24	8.14	0.23
34	408	17.01	578.25	8.01	0.23
35	420	16.75	586.13	7.88	0.22
36	432	16.50	593.88	7.75	0.22
37	444	16.26	601.52	7.64	0.22
38	456	16.03	609.04	7.52	0.21
39	468	15.81	616.46	7.41	0.21
40	480	15.59	623.77	7.31	0.21
41	492	15.39	630.98	7.21	0.21
42	504	15.19	638.09	7.11	0.20
43	516	15.00	645.11	7.02	0.20
44	528	14.82	652.04	6.93	0.20
45	540	14.64	658.89	6.84	0.20
46	552	14.47	665.65	6.76	0.19
47	564	14.30	672.33	6.68	0.19
48	576	14.14	678.93	6.60	0.19
49	588	13.99	685.46	6.53	0.19
50	600	13.84	691.91	6.45	0.18
51	612	13.69	698.29	6.38	0.18
52	624	13.55	704.61	6.31	0.18
53	636	13.41	710.85	6.25	0.18
54	648	13.28	717.04	6.18	0.18
55	660	13.15	723.15	6.12	0.17
56	672	13.02	729.21	6.06	0.17
57	684	12.90	735.21	6.00	0.17
58	696	12.78	741.15	5.94	0.17
59	708	12.66	747.04	5.88	0.17
60	720	12.55	752.87	5.83	0.17
61	732	12.44	758.65	5.78	0.16
62	744	12.33	764.37	5.72	0.16
63	756	12.22	770.04	5.67	0.16
64	768	12.12	775.67	5.62	0.16
65	780	12.02	781.24	5.58	0.16
66	792	11.92	786.77	5.53	0.16
67	804	11.82	792.26	5.48	0.16
68	816	11.73	797.69	5.44	0.16
69	828	11.64	803.09	5.39	0.15
70	840	11.55	808.44	5.35	0.15
71	852	11.46	813.75	5.31	0.15
72	864	11.38	819.02	5.27	0.15
73	876	11.29	824.24	5.23	0.15
74	888	11.21	829.43	5.19	0.15
75	900	11.13	834.58	5.15	0.15
76	912	11.05	839.69	5.11	0.15
77	924	10.97	844.77	5.07	0.14
78	936	10.89	849.81	5.04	0.14
79	948	10.82	854.81	5.00	0.14
80	960	10.75	859.78	4.97	0.14

81	972	10.68	864.71	4.93	0.14
82	984	10.61	869.61	4.90	0.14
83	996	10.54	874.48	4.87	0.14
84	1,008	10.47	879.32	4.84	0.14
85	1,020	10.40	884.12	4.80	0.14
86	1,032	10.34	888.89	4.77	0.14
87	1,044	10.27	893.64	4.74	0.14
88	1,056	10.21	898.35	4.71	0.13
89	1,068	10.15	903.03	4.68	0.13
90	1,080	10.09	907.69	4.65	0.13
91	1,092	10.03	912.31	4.63	0.13
92	1,104	9.97	916.91	4.60	0.13
93	1,116	9.91	921.48	4.57	0.13
94	1,128	9.85	926.02	4.54	0.13
95	1,140	9.80	930.54	4.52	0.13
96	1,152	9.74	935.03	4.49	0.13
97	1,164	9.69	939.49	4.46	0.13
98	1,176	9.63	943.93	4.44	0.13
99	1,188	9.58	948.35	4.41	0.13
100	1,200	9.53	952.74	4.39	0.13
101	1,212	9.48	957.10	4.37	0.12
102	1,224	9.43	961.44	4.34	0.12
103	1,236	9.38	965.76	4.32	0.12
104	1,248	9.33	970.06	4.30	0.12
105	1,260	9.28	974.33	4.27	0.12
106	1,272	9.23	978.58	4.25	0.12
107	1,284	9.19	982.81	4.23	0.12
108	1,296	9.14	987.01	4.21	0.12
109	1,308	9.09	991.20	4.18	0.12
110	1,320	9.05	995.36	4.16	0.12
111	1,332	9.00	999.51	4.14	0.12
112	1,344	8.96	1003.63	4.12	0.12
113	1,356	8.92	1007.73	4.10	0.12
114	1,368	8.88	1011.81	4.08	0.12
115	1,380	8.83	1015.88	4.06	0.12
116	1,392	8.79	1019.92	4.04	0.12
117	1,404	8.75	1023.94	4.02	0.11
118	1,416	8.71	1027.95	4.01	0.11
119	1,428	8.67	1031.93	3.99	0.11
120	1,440	8.63	1035.90	3.97	0.11

n = 3 の計算例

$$t = n \times 12 = 3 \times 12 = 36 \text{ min}$$

$$r_5 = \frac{478.71}{36^{0.55} + 0.866} = 59.52 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1} = 3 \times 59.52 - 2 \times 72.44 = 33.68 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.8 \times 33.68 \times 12.85 = 0.96 \text{ m}^3/\text{s}$$

表 14 降雨波形および流量計算表（確率 5 年、間接流出域）

計算 時点 $n$	継続時間		降雨強度		単位時間あたりの降雨強度 $I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1}$ (mm/hr)	流出量 $Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A$ ( $m^3/s$ )	浸透量 ( $m^3/s$ )	浸透を考慮した 流出量 ( $m^3/s$ )
	$t = n \cdot$	$t$	$r_5 = \frac{478.71}{t^{0.55} + 0.866}$	$n \cdot r$				
	(min)		(mm/hr)					
1	10		108.45	108.45	108.45	0.583	0.03	0.553
2	20		78.98	157.97	49.52	0.266	0.03	0.236
3	30		65.05	195.16	37.19	0.200	0.03	0.170
4	40		56.51	226.03	30.87	0.166	0.03	0.136
5	50		50.58	252.89	26.86	0.144	0.03	0.114
6	60		46.16	276.93	24.04	0.129	0.03	0.099
7	70		42.69	298.85	21.92	0.118	0.03	0.088
8	80		39.89	319.11	20.25	0.109	0.03	0.079
9	90		37.56	338.01	18.90	0.102	0.03	0.072
10	100		35.58	355.78	17.77	0.096	0.03	0.066
11	110		33.87	372.60	16.82	0.090	0.03	0.060
12	120		32.38	388.59	15.99	0.086	0.03	0.056
13	130		31.07	403.86	15.27	0.082	0.03	0.052
14	140		29.89	418.49	14.63	0.079	0.03	0.049
15	150		28.84	432.56	14.07	0.076	0.03	0.046
16	160		27.88	446.12	13.56	0.073	0.03	0.043
17	170		27.01	459.21	13.10	0.070	0.03	0.040
18	180		26.22	471.89	12.68	0.068	0.03	0.038
19	190		25.48	484.19	12.29	0.066	0.03	0.036
20	200		24.81	496.13	11.94	0.064	0.03	0.034
21	210		24.18	507.75	11.62	0.062	0.03	0.032
22	220		23.59	519.06	11.31	0.061	0.03	0.031
23	230		23.05	530.10	11.03	0.059	0.03	0.029
24	240		22.54	540.87	10.77	0.058	0.03	0.028
25	250		22.06	551.39	10.53	0.057	0.03	0.027
26	260		21.60	561.69	10.30	0.055	0.03	0.025
27	270		21.18	571.77	10.08	0.054	0.03	0.024
28	280		20.77	581.65	9.88	0.053	0.03	0.023
29	290		20.39	591.33	9.68	0.052	0.03	0.022
30	300		20.03	600.83	9.50	0.051	0.03	0.021
31	310		19.68	610.15	9.33	0.050	0.03	0.020
32	320		19.35	619.32	9.16	0.049	0.03	0.019
33	330		19.04	628.32	9.00	0.048	0.03	0.018
34	340		18.74	637.18	8.86	0.048	0.03	0.018
35	350		18.45	645.89	8.71	0.047	0.03	0.017
36	360		18.18	654.46	8.58	0.046	0.03	0.016
37	370		17.92	662.91	8.45	0.045	0.03	0.015
38	380		17.66	671.23	8.32	0.045	0.03	0.015
39	390		17.42	679.43	8.20	0.044	0.03	0.014
40	400		17.19	687.51	8.08	0.043	0.03	0.013
41	410		16.96	695.49	7.97	0.043	0.03	0.013
42	420		16.75	703.35	7.87	0.042	0.03	0.012
43	430		16.54	711.12	7.76	0.042	0.03	0.012
44	440		16.34	718.78	7.67	0.041	0.03	0.011
45	450		16.14	726.35	7.57	0.041	0.03	0.011
46	460		15.95	733.83	7.48	0.040	0.03	0.010
47	470		15.77	741.22	7.39	0.040	0.03	0.010
48	480		15.59	748.52	7.30	0.039	0.03	0.009
49	490		15.42	755.74	7.22	0.039	0.03	0.009
50	500		15.26	762.88	7.14	0.038	0.03	0.008
51	510		15.10	769.93	7.06	0.038	0.03	0.008
52	520		14.94	776.92	6.98	0.038	0.03	0.008
53	530		14.79	783.83	6.91	0.037	0.03	0.007
54	540		14.64	790.66	6.84	0.037	0.03	0.007
55	550		14.50	797.43	6.77	0.036	0.03	0.006
56	560		14.36	804.13	6.70	0.036	0.03	0.006
57	570		14.22	810.76	6.63	0.036	0.03	0.006
58	580		14.09	817.34	6.57	0.035	0.03	0.005
59	590		13.96	823.84	6.51	0.035	0.03	0.005
60	600		13.84	830.29	6.45	0.035	0.03	0.005
61	610		13.72	836.68	6.39	0.034	0.03	0.004
62	620		13.60	843.01	6.33	0.034	0.03	0.004
63	630		13.48	849.28	6.27	0.034	0.03	0.004
64	640		13.37	855.50	6.22	0.033	0.03	0.003
65	650		13.26	861.67	6.17	0.033	0.03	0.003
66	660		13.15	867.79	6.11	0.033	0.03	0.003
67	670		13.04	873.85	6.06	0.033	0.03	0.003
68	680		12.94	879.86	6.01	0.032	0.03	0.002
69	690		12.84	885.83	5.97	0.032	0.03	0.002
70	700		12.74	891.75	5.92	0.032	0.03	0.002
71	710		12.64	897.62	5.87	0.032	0.03	0.002
72	720		12.55	903.44	5.83	0.031	0.03	0.001
73	730		12.46	909.22	5.78	0.031	0.03	0.001
74	740		12.36	914.96	5.74	0.031	0.03	0.001
75	750		12.28	920.66	5.69	0.031	0.03	0.001
76	760		12.19	926.31	5.65	0.030	0.03	0.000
77	770		12.10	931.92	5.61	0.030	0.03	0.000
78	780		12.02	937.49	5.57	0.030	0.03	0.000
79	790		11.94	943.03	5.53	0.030	0.03	0.000
80	800		11.86	948.52	5.49	0.030	0.03	0.000

81	810	11.78	953.98	5.46	0.029	0.03	0.000
82	820	11.70	959.40	5.42	0.029	0.03	0.000
83	830	11.62	964.78	5.38	0.029	0.03	0.000
84	840	11.55	970.13	5.35	0.029	0.03	0.000
85	850	11.48	975.44	5.31	0.029	0.03	0.000
86	860	11.40	980.72	5.28	0.028	0.03	0.000
87	870	11.33	985.96	5.24	0.028	0.03	0.000
88	880	11.26	991.17	5.21	0.028	0.03	0.000
89	890	11.19	996.35	5.18	0.028	0.03	0.000
90	900	11.13	1001.50	5.15	0.028	0.03	0.000
91	910	11.06	1006.61	5.12	0.027	0.03	0.000
92	920	11.00	1011.70	5.08	0.027	0.03	0.000
93	930	10.93	1016.75	5.05	0.027	0.03	0.000
94	940	10.87	1021.77	5.02	0.027	0.03	0.000
95	950	10.81	1026.77	4.99	0.027	0.03	0.000
96	960	10.75	1031.73	4.97	0.027	0.03	0.000
97	970	10.69	1036.67	4.94	0.027	0.03	0.000
98	980	10.63	1041.58	4.91	0.026	0.03	0.000
99	990	10.57	1046.46	4.88	0.026	0.03	0.000
100	1,000	10.51	1051.32	4.85	0.026	0.03	0.000
101	1,010	10.46	1056.14	4.83	0.026	0.03	0.000
102	1,020	10.40	1060.94	4.80	0.026	0.03	0.000
103	1,030	10.35	1065.72	4.78	0.026	0.03	0.000
104	1,040	10.29	1070.47	4.75	0.026	0.03	0.000
105	1,050	10.24	1075.19	4.72	0.025	0.03	0.000
106	1,060	10.19	1079.89	4.70	0.025	0.03	0.000
107	1,070	10.14	1084.57	4.68	0.025	0.03	0.000
108	1,080	10.09	1089.22	4.65	0.025	0.03	0.000
109	1,090	10.04	1093.85	4.63	0.025	0.03	0.000
110	1,100	9.99	1098.45	4.60	0.025	0.03	0.000
111	1,110	9.94	1103.04	4.58	0.025	0.03	0.000
112	1,120	9.89	1107.59	4.56	0.025	0.03	0.000
113	1,130	9.84	1112.13	4.54	0.024	0.03	0.000
114	1,140	9.80	1116.65	4.51	0.024	0.03	0.000
115	1,150	9.75	1121.14	4.49	0.024	0.03	0.000
116	1,160	9.70	1125.61	4.47	0.024	0.03	0.000
117	1,170	9.66	1130.06	4.45	0.024	0.03	0.000
118	1,180	9.61	1134.49	4.43	0.024	0.03	0.000
119	1,190	9.57	1138.89	4.41	0.024	0.03	0.000
120	1,200	9.53	1143.28	4.39	0.024	0.03	0.000
121	1,210	9.48	1147.65	4.37	0.023	0.03	0.000
122	1,220	9.44	1152.00	4.35	0.023	0.03	0.000
123	1,230	9.40	1156.33	4.33	0.023	0.03	0.000
124	1,240	9.36	1160.63	4.31	0.023	0.03	0.000
125	1,250	9.32	1164.92	4.29	0.023	0.03	0.000
126	1,260	9.28	1169.20	4.27	0.023	0.03	0.000
127	1,270	9.24	1173.45	4.25	0.023	0.03	0.000
128	1,280	9.20	1177.68	4.23	0.023	0.03	0.000
129	1,290	9.16	1181.90	4.22	0.023	0.03	0.000
130	1,300	9.12	1186.09	4.20	0.023	0.03	0.000
131	1,310	9.09	1190.27	4.18	0.022	0.03	0.000
132	1,320	9.05	1194.44	4.16	0.022	0.03	0.000
133	1,330	9.01	1198.58	4.14	0.022	0.03	0.000
134	1,340	8.98	1202.71	4.13	0.022	0.03	0.000
135	1,350	8.94	1206.82	4.11	0.022	0.03	0.000
136	1,360	8.90	1210.91	4.09	0.022	0.03	0.000
137	1,370	8.87	1214.99	4.08	0.022	0.03	0.000
138	1,380	8.83	1219.05	4.06	0.022	0.03	0.000
139	1,390	8.80	1223.10	4.04	0.022	0.03	0.000
140	1,400	8.77	1227.12	4.03	0.022	0.03	0.000
141	1,410	8.73	1231.14	4.01	0.022	0.03	0.000
142	1,420	8.70	1235.13	4.00	0.021	0.03	0.000
143	1,430	8.67	1239.12	3.98	0.021	0.03	0.000
144	1,440	8.63	1243.08	3.97	0.021	0.03	0.000

n = 3 の計算例

$$t = n \times t = 3 \times 10 = 30 \text{ min}$$

$$r_5 = \frac{478.71}{30^{0.55} + 0.866} = 65.05 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1} = 3 \times 65.05 - 2 \times 78.98 = 37.19 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.9 \times 37.19 \times 2.15 = 0.200 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{浸透考慮の流出量} = 0.200 - 0.03 = 0.170 \text{ m}^3/\text{s}$$

表 15 降雨波形および流量計算表（確率 30 年、直接流出域）

計算 時点 $n$	継続時間 $t = n \cdot t$ (min)	降雨強度 $r_{30} = \frac{706 \cdot 15}{t^{0.55} + 1.565}$ (mm/hr)	$n \cdot r$	単位時間あたりの降雨強度 $I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1}$ (mm/hr)	流出量 $Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A$ (m <sup>3</sup> /s)
1	12	128.69	128.69	128.69	3.67
2	24	96.63	193.26	64.58	1.84
3	36	80.77	242.32	49.06	1.40
4	48	70.81	283.23	40.91	1.17
5	60	63.79	318.93	35.70	1.02
6	72	58.49	350.93	32.00	0.91
7	84	54.31	380.14	29.21	0.83
8	96	50.89	407.16	27.01	0.77
9	108	48.04	432.38	25.22	0.72
10	120	45.61	456.11	23.73	0.68
11	132	43.51	478.56	22.46	0.64
12	144	41.66	499.93	21.36	0.61
13	156	40.03	520.33	20.40	0.58
14	168	38.56	539.89	19.56	0.56
15	180	37.25	558.69	18.80	0.54
16	192	36.05	576.82	18.12	0.52
17	204	34.96	594.33	17.51	0.50
18	216	33.96	611.28	16.95	0.48
19	228	33.04	627.72	16.44	0.47
20	240	32.18	643.68	15.97	0.46
21	252	31.39	659.22	15.53	0.44
22	264	30.65	674.35	15.13	0.43
23	276	29.96	689.10	14.76	0.42
24	288	29.31	703.51	14.41	0.41
25	300	28.70	717.59	14.08	0.40
26	312	28.13	731.36	13.77	0.39
27	324	27.59	744.84	13.48	0.38
28	336	27.07	758.05	13.21	0.38
29	348	26.59	771.00	12.95	0.37
30	360	26.12	783.70	12.71	0.36
31	372	25.68	796.18	12.47	0.36
32	384	25.26	808.43	12.25	0.35
33	396	24.86	820.47	12.04	0.34
34	408	24.48	832.31	11.84	0.34
35	420	24.11	843.97	11.65	0.33
36	432	23.76	855.44	11.47	0.33
37	444	23.43	866.73	11.30	0.32
38	456	23.10	877.86	11.13	0.32
39	468	22.79	888.83	10.97	0.31
40	480	22.49	899.64	10.81	0.31
41	492	22.20	910.30	10.66	0.30
42	504	21.92	920.83	10.52	0.30
43	516	21.66	931.21	10.38	0.30
44	528	21.40	941.46	10.25	0.29
45	540	21.15	951.58	10.12	0.29
46	552	20.90	961.58	10.00	0.29
47	564	20.67	971.46	9.88	0.28
48	576	20.44	981.23	9.76	0.28
49	588	20.22	990.88	9.65	0.28
50	600	20.01	1000.43	9.54	0.27
51	612	19.80	1009.87	9.44	0.27
52	624	19.60	1019.21	9.34	0.27
53	636	19.40	1028.44	9.24	0.26
54	648	19.21	1037.59	9.14	0.26
55	660	19.03	1046.64	9.05	0.26
56	672	18.85	1055.60	8.96	0.26
57	684	18.67	1064.47	8.87	0.25
58	696	18.50	1073.26	8.79	0.25
59	708	18.34	1081.96	8.70	0.25
60	720	18.18	1090.58	8.62	0.25
61	732	18.02	1099.13	8.54	0.24
62	744	17.86	1107.59	8.47	0.24
63	756	17.71	1115.98	8.39	0.24
64	768	17.57	1124.30	8.32	0.24
65	780	17.42	1132.55	8.25	0.24
66	792	17.28	1140.72	8.18	0.23
67	804	17.15	1148.83	8.11	0.23
68	816	17.01	1156.87	8.04	0.23
69	828	16.88	1164.85	7.98	0.23
70	840	16.75	1172.76	7.91	0.23
71	852	16.63	1180.61	7.85	0.22
72	864	16.51	1188.40	7.79	0.22
73	876	16.39	1196.13	7.73	0.22
74	888	16.27	1203.80	7.67	0.22
75	900	16.15	1211.42	7.61	0.22
76	912	16.04	1218.97	7.56	0.22
77	924	15.93	1226.48	7.50	0.21
78	936	15.82	1233.93	7.45	0.21
79	948	15.71	1241.33	7.40	0.21
80	960	15.61	1248.67	7.35	0.21

81	972	15.51	1255.97	7.30	0.21
82	984	15.41	1263.21	7.25	0.21
83	996	15.31	1270.41	7.20	0.21
84	1,008	15.21	1277.56	7.15	0.20
85	1,020	15.11	1284.66	7.10	0.20
86	1,032	15.02	1291.72	7.06	0.20
87	1,044	14.93	1298.73	7.01	0.20
88	1,056	14.84	1305.70	6.97	0.20
89	1,068	14.75	1312.62	6.92	0.20
90	1,080	14.66	1319.50	6.88	0.20
91	1,092	14.58	1326.34	6.84	0.20
92	1,104	14.49	1333.14	6.80	0.19
93	1,116	14.41	1339.90	6.76	0.19
94	1,128	14.33	1346.61	6.72	0.19
95	1,140	14.25	1353.29	6.68	0.19
96	1,152	14.17	1359.93	6.64	0.19
97	1,164	14.09	1366.53	6.60	0.19
98	1,176	14.01	1373.09	6.56	0.19
99	1,188	13.94	1379.62	6.53	0.19
100	1,200	13.86	1386.11	6.49	0.19
101	1,212	13.79	1392.56	6.45	0.18
102	1,224	13.72	1398.98	6.42	0.18
103	1,236	13.64	1405.36	6.38	0.18
104	1,248	13.57	1411.71	6.35	0.18
105	1,260	13.51	1418.03	6.32	0.18
106	1,272	13.44	1424.31	6.28	0.18
107	1,284	13.37	1430.56	6.25	0.18
108	1,296	13.30	1436.78	6.22	0.18
109	1,308	13.24	1442.97	6.19	0.18
110	1,320	13.17	1449.12	6.16	0.18
111	1,332	13.11	1455.25	6.12	0.17
112	1,344	13.05	1461.34	6.09	0.17
113	1,356	12.99	1467.41	6.06	0.17
114	1,368	12.92	1473.44	6.03	0.17
115	1,380	12.86	1479.45	6.01	0.17
116	1,392	12.81	1485.42	5.98	0.17
117	1,404	12.75	1491.37	5.95	0.17
118	1,416	12.69	1497.29	5.92	0.17
119	1,428	12.63	1503.18	5.89	0.17
120	1,440	12.58	1509.05	5.87	0.17

n = 3 の計算例

$$t = n \times \quad t = 3 \times 12 = 36 \text{ min}$$

$$r_{30} = \frac{706.15}{36^{0.55} + 1.565} = 80.773 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1} = 3 \times 80.773 - 2 \times 96.631 = 49.06 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.8 \times 49.06 \times 12.85 = 1.40 \text{ m}^3/\text{s}$$

表 16 降雨波形および流量計算表（確率 30 年、間接流出域）

計算 時点 $n$	継続時間 $t = n \cdot t$ (min)	降雨強度		単位時間あたりの降雨強度		流出量		浸透量 (m <sup>3</sup> /s)	浸透を考慮した 流出量 (m <sup>3</sup> /s)
		$r_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565}$ (mm/hr)	$n \cdot r$	$I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1}$ (mm/hr)	$Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A$ (m <sup>3</sup> /s)				
1	10	138.11	138.11	138.11	0.742	0.03	0.712		
2	20	104.46	208.93	70.82	0.381	0.03	0.351		
3	30	87.64	262.91	53.99	0.290	0.03	0.260		
4	40	77.00	308.01	45.09	0.242	0.03	0.212		
5	50	69.48	347.39	39.38	0.212	0.03	0.182		
6	60	63.79	382.71	35.33	0.190	0.03	0.160		
7	70	59.28	414.97	32.26	0.173	0.03	0.143		
8	80	55.60	444.81	29.84	0.160	0.03	0.130		
9	90	52.52	472.68	27.87	0.150	0.03	0.120		
10	100	49.89	498.90	26.22	0.141	0.03	0.111		
11	110	47.61	523.72	24.82	0.133	0.03	0.103		
12	120	45.61	547.33	23.61	0.127	0.03	0.097		
13	130	43.84	569.88	22.55	0.121	0.03	0.091		
14	140	42.25	591.50	21.62	0.116	0.03	0.086		
15	150	40.82	612.29	20.79	0.112	0.03	0.082		
16	160	39.52	632.33	20.04	0.108	0.03	0.078		
17	170	38.33	651.69	19.36	0.104	0.03	0.074		
18	180	37.25	670.43	18.74	0.101	0.03	0.071		
19	190	36.24	688.61	18.18	0.098	0.03	0.068		
20	200	35.31	706.26	17.66	0.095	0.03	0.065		
21	210	34.45	723.44	17.18	0.092	0.03	0.062		
22	220	33.64	740.17	16.73	0.090	0.03	0.060		
23	230	32.89	756.49	16.32	0.088	0.03	0.058		
24	240	32.18	772.42	15.93	0.086	0.03	0.056		
25	250	31.52	787.99	15.57	0.084	0.03	0.054		
26	260	30.89	803.22	15.23	0.082	0.03	0.052		
27	270	30.30	818.13	14.91	0.080	0.03	0.050		
28	280	29.74	832.73	14.61	0.079	0.03	0.049		
29	290	29.21	847.05	14.32	0.077	0.03	0.047		
30	300	28.70	861.11	14.05	0.076	0.03	0.046		
31	310	28.22	874.90	13.79	0.074	0.03	0.044		
32	320	27.76	888.45	13.55	0.073	0.03	0.043		
33	330	27.33	901.77	13.32	0.072	0.03	0.042		
34	340	26.91	914.87	13.10	0.070	0.03	0.040		
35	350	26.51	927.76	12.89	0.069	0.03	0.039		
36	360	26.12	940.44	12.69	0.068	0.03	0.038		
37	370	25.75	952.93	12.49	0.067	0.03	0.037		
38	380	25.40	965.24	12.31	0.066	0.03	0.036		
39	390	25.06	977.37	12.13	0.065	0.03	0.035		
40	400	24.73	989.33	11.96	0.064	0.03	0.034		
41	410	24.42	1001.12	11.79	0.063	0.03	0.033		
42	420	24.11	1012.76	11.64	0.063	0.03	0.033		
43	430	23.82	1024.25	11.48	0.062	0.03	0.032		
44	440	23.54	1035.58	11.34	0.061	0.03	0.031		
45	450	23.26	1046.78	11.20	0.060	0.03	0.030		
46	460	23.00	1057.84	11.06	0.059	0.03	0.029		
47	470	22.74	1068.77	10.93	0.059	0.03	0.029		
48	480	22.49	1079.57	10.80	0.058	0.03	0.028		
49	490	22.25	1090.24	10.68	0.057	0.03	0.027		
50	500	22.02	1100.80	10.56	0.057	0.03	0.027		
51	510	21.79	1111.24	10.44	0.056	0.03	0.026		
52	520	21.57	1121.57	10.33	0.056	0.03	0.026		
53	530	21.35	1131.79	10.22	0.055	0.03	0.025		
54	540	21.15	1141.90	10.11	0.054	0.03	0.024		
55	550	20.94	1151.91	10.01	0.054	0.03	0.024		
56	560	20.75	1161.82	9.91	0.053	0.03	0.023		
57	570	20.55	1171.63	9.81	0.053	0.03	0.023		
58	580	20.37	1181.35	9.72	0.052	0.03	0.022		
59	590	20.19	1190.98	9.63	0.052	0.03	0.022		
60	600	20.01	1200.51	9.54	0.051	0.03	0.021		
61	610	19.84	1209.96	9.45	0.051	0.03	0.021		
62	620	19.67	1219.32	9.36	0.050	0.03	0.020		
63	630	19.50	1228.60	9.28	0.050	0.03	0.020		
64	640	19.34	1237.80	9.20	0.049	0.03	0.019		
65	650	19.18	1246.92	9.12	0.049	0.03	0.019		
66	660	19.03	1255.97	9.04	0.049	0.03	0.019		
67	670	18.88	1264.93	8.97	0.048	0.03	0.018		
68	680	18.73	1273.83	8.89	0.048	0.03	0.018		
69	690	18.59	1282.65	8.82	0.047	0.03	0.017		
70	700	18.45	1291.40	8.75	0.047	0.03	0.017		
71	710	18.31	1300.08	8.68	0.047	0.03	0.017		
72	720	18.18	1308.70	8.62	0.046	0.03	0.016		
73	730	18.04	1317.25	8.55	0.046	0.03	0.016		
74	740	17.92	1325.73	8.48	0.046	0.03	0.016		
75	750	17.79	1334.15	8.42	0.045	0.03	0.015		
76	760	17.66	1342.51	8.36	0.045	0.03	0.015		
77	770	17.54	1350.81	8.30	0.045	0.03	0.015		
78	780	17.42	1359.05	8.24	0.044	0.03	0.014		
79	790	17.31	1367.24	8.18	0.044	0.03	0.014		
80	800	17.19	1375.36	8.12	0.044	0.03	0.014		



81	810	17.08	1383.43	8.07	0.043	0.03	0.013
82	820	16.97	1391.44	8.01	0.043	0.03	0.013
83	830	16.86	1399.40	7.96	0.043	0.03	0.013
84	840	16.75	1407.31	7.91	0.043	0.03	0.013
85	850	16.65	1415.17	7.86	0.042	0.03	0.012
86	860	16.55	1422.97	7.80	0.042	0.03	0.012
87	870	16.45	1430.73	7.75	0.042	0.03	0.012
88	880	16.35	1438.43	7.71	0.041	0.03	0.011
89	890	16.25	1446.09	7.66	0.041	0.03	0.011
90	900	16.15	1453.70	7.61	0.041	0.03	0.011
91	910	16.06	1461.26	7.56	0.041	0.03	0.011
92	920	15.96	1468.78	7.52	0.040	0.03	0.010
93	930	15.87	1476.25	7.47	0.040	0.03	0.010
94	940	15.78	1483.68	7.43	0.040	0.03	0.010
95	950	15.70	1491.07	7.38	0.040	0.03	0.010
96	960	15.61	1498.41	7.34	0.039	0.03	0.009
97	970	15.52	1505.71	7.30	0.039	0.03	0.009
98	980	15.44	1512.97	7.26	0.039	0.03	0.009
99	990	15.36	1520.18	7.22	0.039	0.03	0.009
100	1,000	15.27	1527.36	7.18	0.039	0.03	0.009
101	1,010	15.19	1534.50	7.14	0.038	0.03	0.008
102	1,020	15.11	1541.60	7.10	0.038	0.03	0.008
103	1,030	15.04	1548.66	7.06	0.038	0.03	0.008
104	1,040	14.96	1555.68	7.02	0.038	0.03	0.008
105	1,050	14.88	1562.67	6.99	0.038	0.03	0.008
106	1,060	14.81	1569.61	6.95	0.037	0.03	0.007
107	1,070	14.73	1576.53	6.91	0.037	0.03	0.007
108	1,080	14.66	1583.40	6.88	0.037	0.03	0.007
109	1,090	14.59	1590.25	6.84	0.037	0.03	0.007
110	1,100	14.52	1597.05	6.81	0.037	0.03	0.007
111	1,110	14.45	1603.83	6.77	0.036	0.03	0.006
112	1,120	14.38	1610.57	6.74	0.036	0.03	0.006
113	1,130	14.31	1617.27	6.71	0.036	0.03	0.006
114	1,140	14.25	1623.95	6.67	0.036	0.03	0.006
115	1,150	14.18	1630.59	6.64	0.036	0.03	0.006
116	1,160	14.11	1637.20	6.61	0.036	0.03	0.006
117	1,170	14.05	1643.78	6.58	0.035	0.03	0.005
118	1,180	13.99	1650.32	6.55	0.035	0.03	0.005
119	1,190	13.92	1656.84	6.52	0.035	0.03	0.005
120	1,200	13.86	1663.33	6.49	0.035	0.03	0.005
121	1,210	13.80	1669.79	6.46	0.035	0.03	0.005
122	1,220	13.74	1676.21	6.43	0.035	0.03	0.005
123	1,230	13.68	1682.61	6.40	0.034	0.03	0.004
124	1,240	13.62	1688.98	6.37	0.034	0.03	0.004
125	1,250	13.56	1695.32	6.34	0.034	0.03	0.004
126	1,260	13.51	1701.64	6.31	0.034	0.03	0.004
127	1,270	13.45	1707.92	6.29	0.034	0.03	0.004
128	1,280	13.39	1714.18	6.26	0.034	0.03	0.004
129	1,290	13.34	1720.41	6.23	0.033	0.03	0.003
130	1,300	13.28	1726.62	6.20	0.033	0.03	0.003
131	1,310	13.23	1732.80	6.18	0.033	0.03	0.003
132	1,320	13.17	1738.95	6.15	0.033	0.03	0.003
133	1,330	13.12	1745.07	6.13	0.033	0.03	0.003
134	1,340	13.07	1751.18	6.10	0.033	0.03	0.003
135	1,350	13.02	1757.25	6.08	0.033	0.03	0.003
136	1,360	12.97	1763.30	6.05	0.033	0.03	0.003
137	1,370	12.91	1769.33	6.03	0.032	0.03	0.002
138	1,380	12.86	1775.33	6.00	0.032	0.03	0.002
139	1,390	12.82	1781.31	5.98	0.032	0.03	0.002
140	1,400	12.77	1787.27	5.96	0.032	0.03	0.002
141	1,410	12.72	1793.20	5.93	0.032	0.03	0.002
142	1,420	12.67	1799.11	5.91	0.032	0.03	0.002
143	1,430	12.62	1804.99	5.89	0.032	0.03	0.002
144	1,440	12.58	1810.86	5.86	0.032	0.03	0.002

n = 3 の計算例

$$t = n \times t = 3 \times 10 = 30 \text{ min}$$

$$r_{30} = \frac{706.15}{30^{0.55} + 1.565} = 87.638 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1} = 3 \times 87.638 - 2 \times 104.464 = 53.99 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.9 \times 53.99 \times 2.15 = 0.290 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{浸透考慮の流出量} = 0.290 - 0.03 = 0.260 \text{ m}^3/\text{s}$$

表 17 洪水調節計算結果（流域貯留施設、中央集中型降雨波形、確率 5 年）

【放流孔：B 0.16m × H 0.15m】

計算時間 t(分)	流入量 Q1(m3/s)	放流量 Q0(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)	計算時間 t(分)	流入量 Q1(m3/s)	放流量 Q0(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)
10	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	830	0.0308	0.0373	0.418	7000	857.1
20	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	840	0.0279	0.0373	0.417	7000	852.4
30	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	850	0.0253	0.0372	0.417	7000	846.0
40	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	860	0.0231	0.0372	0.415	7000	838.2
50	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	870	0.0211	0.0371	0.414	7000	829.1
60	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	880	0.0192	0.0370	0.413	7000	819.0
70	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	890	0.0176	0.0369	0.411	7000	807.8
80	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	900	0.0161	0.0369	0.409	7000	795.8
90	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	910	0.0147	0.0368	0.408	7000	783.0
100	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	920	0.0135	0.0366	0.406	7000	769.4
110	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	930	0.0123	0.0365	0.404	7000	755.2
120	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	940	0.0112	0.0364	0.401	7000	740.3
130	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	950	0.0102	0.0363	0.399	7000	724.9
140	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	960	0.0092	0.0362	0.397	7000	709.0
150	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	970	0.0084	0.0360	0.395	7000	692.6
160	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	980	0.0075	0.0359	0.392	7000	675.8
170	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	990	0.0068	0.0358	0.390	7000	658.6
180	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1000	0.0060	0.0356	0.387	7000	641.0
190	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1010	0.0053	0.0355	0.385	7000	623.1
200	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1020	0.0047	0.0353	0.382	7000	604.9
210	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1030	0.0040	0.0352	0.379	7000	586.3
220	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1040	0.0034	0.0350	0.377	7000	567.5
230	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1050	0.0029	0.0348	0.374	7000	548.5
240	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1060	0.0023	0.0347	0.371	7000	529.2
250	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1070	0.0018	0.0345	0.369	7000	509.6
260	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1080	0.0013	0.0344	0.366	7000	489.9
270	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1090	0.0008	0.0342	0.363	7000	470.0
280	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1100	0.0004	0.0340	0.360	7000	449.9
290	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1110	0.0000	0.0338	0.357	7000	429.6
300	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1120	0.0000	0.0337	0.354	7000	409.4
310	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1130	0.0000	0.0335	0.351	7000	389.2
320	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1140	0.0000	0.0333	0.348	7000	369.2
330	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1150	0.0000	0.0331	0.346	7000	349.2
340	0.0002	0.0000	0.000	100	0.0	1160	0.0000	0.0330	0.343	7000	329.4
350	0.0006	0.0000	0.003	100	0.3	1170	0.0000	0.0328	0.340	7000	309.7
360	0.0011	0.0002	0.007	100	0.7	1180	0.0000	0.0326	0.337	7000	290.1
370	0.0016	0.0004	0.013	100	1.3	1190	0.0000	0.0325	0.334	7000	270.5
380	0.0021	0.0008	0.020	100	2.0	1200	0.0000	0.0323	0.332	7000	251.1
390	0.0026	0.0013	0.028	100	2.8	1210	0.0000	0.0321	0.329	7000	231.8
400	0.0031	0.0019	0.035	100	3.5	1220	0.0000	0.0319	0.326	7000	212.6
410	0.0037	0.0025	0.043	100	4.3	1230	0.0000	0.0318	0.323	7000	193.5
420	0.0043	0.0032	0.050	100	5.0	1240	0.0000	0.0316	0.321	7000	174.5
430	0.0050	0.0039	0.056	100	5.6	1250	0.0000	0.0314	0.318	7000	155.6
440	0.0057	0.0046	0.063	100	6.3	1260	0.0000	0.0312	0.315	7000	136.8
450	0.0064	0.0053	0.069	100	6.9	1270	0.0000	0.0311	0.313	7000	118.1
460	0.0071	0.0060	0.076	100	7.6	1280	0.0000	0.0309	0.310	7000	99.5
470	0.0079	0.0068	0.082	100	8.2	1290	0.0000	0.0307	0.307	7000	81.0
480	0.0088	0.0077	0.089	100	8.9	1300	0.0000	0.0305	0.305	7000	62.7
490	0.0097	0.0086	0.096	100	9.6	1310	0.0000	0.0304	0.302	7000	44.4
500	0.0107	0.0095	0.103	100	10.3	1320	0.0000	0.0281	0.269	100	26.9
510	0.0117	0.0105	0.110	100	11.0	1330	0.0000	0.0150	0.139	100	13.9
520	0.0129	0.0116	0.118	100	11.8	1340	0.0000	0.0061	0.076	100	7.6
530	0.0141	0.0127	0.125	100	12.5	1350	0.0000	0.0031	0.049	100	4.9
540	0.0154	0.0140	0.133	100	13.3	1360	0.0000	0.0018	0.034	100	3.4
550	0.0168	0.0154	0.142	100	14.2	1370	0.0000	0.0011	0.025	100	2.5
560	0.0184	0.0168	0.151	100	15.1	1380	0.0000	0.0008	0.019	100	1.9
570	0.0201	0.0185	0.160	100	16.0	1390	0.0000	0.0006	0.015	100	1.5
580	0.0220	0.0203	0.170	100	17.0	1400	0.0000	0.0004	0.012	100	1.2
590	0.0242	0.0221	0.182	100	18.2	1410	0.0000	0.0003	0.010	100	1.0
600	0.0266	0.0232	0.198	100	19.8	1420	0.0000	0.0002	0.009	100	0.9
610	0.0293	0.0248	0.221	100	22.1	1430	0.0000	0.0002	0.007	100	0.7
620	0.0324	0.0269	0.251	100	25.1	1440	0.0000	0.0001	0.006	100	0.6
630	0.0361	0.0294	0.288	100	28.8	1450	0.0000	0.0001	0.006	100	0.6
640	0.0404	0.0303	0.301	7000	33.8	1460	0.0000	0.0001	0.005	100	0.5
650	0.0456	0.0303	0.302	7000	41.5	1470	0.0000	0.0001	0.004	100	0.4
660	0.0521	0.0304	0.303	7000	52.5	1480	0.0000	0.0001	0.004	100	0.4
670	0.0604	0.0306	0.305	7000	68.0	1490	0.0000	0.0001	0.004	100	0.4
680	0.0716	0.0308	0.308	7000	89.2	1500	0.0000	0.0001	0.003	100	0.3
690	0.0878	0.0311	0.313	7000	118.4	1510	0.0000	0.0001	0.003	100	0.3
700	0.1144	0.0315	0.319	7000	160.3	1520	0.0000	0.0000	0.003	100	0.3
710	0.1699	0.0321	0.328	7000	226.6	1530	0.0000	0.0000	0.003	100	0.3
720	0.5529	0.0338	0.356	7000	423.7	1540	0.0000	0.0000	0.002	100	0.2
730	0.2362	0.0356	0.387	7000	639.6	1550	0.0000	0.0000	0.002	100	0.2
740	0.1359	0.0363	0.400	7000	729.6	1560	0.0000	0.0000	0.002	100	0.2
750	0.0992	0.0367	0.407	7000	778.2	1570	0.0000	0.0000	0.002	100	0.2
760	0.0789	0.0370	0.411	7000	809.6	1580	0.0000	0.0000	0.002	100	0.2
770	0.0655	0.0371	0.414	7000	830.6	1590	0.0000	0.0000	0.002	100	0.2
780	0.0560	0.0372	0.416	7000	844.8	1600	0.0000	0.0000	0.002	100	0.2
790	0.0487	0.0373	0.418	7000	853.8	1610	0.0000	0.0000	0.001	100	0.1
800	0.0429	0.0373	0.418	7000	858.9	1620	0.0000	0.0000	0.001	100	0.1
810	0.0381	0.0374	0.419	7000	860.8	1630	0.0000	0.0000	0.001	100	0.1
820	0.0342	0.0374	0.419	7000	860.0	1640	0.0000	0.0000	0.001	100	0.1

水位はオリフィス敷高からの高さを示す。

表 18 洪水調節計算結果（流域貯留施設、中央集中型降雨波形、確率 30 年）

【放流孔：B 0.16m × H 0.15m】

	計算時間						計算時間					
	t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m <sup>2</sup> )	容量 V(m <sup>3</sup> )	t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m <sup>2</sup> )	容量 V(m <sup>3</sup> )
	10	0.0016	0.0001	0.005	100	0.5	830	0.0599	0.0427	0.525	7000	1602.7
	20	0.0019	0.0005	0.014	100	1.4	840	0.0556	0.0428	0.526	7000	1611.7
	30	0.0021	0.0009	0.022	100	2.2	850	0.0519	0.0428	0.527	7000	1618.2
	40	0.0024	0.0014	0.028	100	2.8	860	0.0485	0.0429	0.528	7000	1622.6
	50	0.0027	0.0018	0.034	100	3.4	870	0.0455	0.0429	0.528	7000	1625.1
	60	0.0029	0.0022	0.039	100	3.9	880	0.0428	0.0429	0.528	7000	1625.9
	70	0.0032	0.0026	0.043	100	4.3	890	0.0404	0.0429	0.528	7000	1625.1
	80	0.0035	0.0029	0.047	100	4.7	900	0.0382	0.0429	0.528	7000	1623.0
	90	0.0038	0.0032	0.050	100	5.0	910	0.0361	0.0429	0.527	7000	1619.5
	100	0.0041	0.0036	0.053	100	5.3	920	0.0343	0.0428	0.526	7000	1615.0
	110	0.0044	0.0039	0.056	100	5.6	930	0.0325	0.0428	0.526	7000	1609.3
	120	0.0047	0.0042	0.059	100	5.9	940	0.0309	0.0427	0.525	7000	1602.7
	130	0.0050	0.0045	0.062	100	6.2	950	0.0294	0.0427	0.524	7000	1595.2
	140	0.0054	0.0049	0.065	100	6.5	960	0.0280	0.0426	0.522	7000	1586.9
	150	0.0057	0.0052	0.069	100	6.9	970	0.0267	0.0426	0.521	7000	1577.7
	160	0.0060	0.0055	0.072	100	7.2	980	0.0255	0.0425	0.520	7000	1567.9
	170	0.0064	0.0059	0.075	100	7.5	990	0.0244	0.0424	0.518	7000	1557.4
	180	0.0068	0.0063	0.078	100	7.8	1000	0.0233	0.0424	0.517	7000	1546.2
	190	0.0072	0.0066	0.081	100	8.1	1010	0.0222	0.0423	0.515	7000	1534.5
	200	0.0075	0.0070	0.084	100	8.4	1020	0.0213	0.0422	0.513	7000	1522.2
	210	0.0079	0.0074	0.087	100	8.7	1030	0.0203	0.0421	0.511	7000	1509.4
	220	0.0084	0.0078	0.090	100	9.0	1040	0.0194	0.0420	0.509	7000	1496.1
	230	0.0088	0.0082	0.094	100	9.4	1050	0.0186	0.0419	0.507	7000	1482.3
	240	0.0092	0.0087	0.097	100	9.7	1060	0.0178	0.0418	0.505	7000	1468.1
	250	0.0097	0.0092	0.100	100	10.0	1070	0.0170	0.0417	0.503	7000	1453.5
	260	0.0102	0.0096	0.104	100	10.4	1080	0.0163	0.0416	0.501	7000	1438.5
	270	0.0107	0.0101	0.107	100	10.7	1090	0.0156	0.0415	0.499	7000	1423.2
	280	0.0112	0.0106	0.111	100	11.1	1100	0.0149	0.0414	0.497	7000	1407.4
	290	0.0117	0.0111	0.114	100	11.4	1110	0.0143	0.0413	0.494	7000	1391.4
	300	0.0122	0.0116	0.117	100	11.7	1120	0.0137	0.0412	0.492	7000	1375.1
	310	0.0128	0.0121	0.121	100	12.1	1130	0.0131	0.0410	0.490	7000	1358.4
	320	0.0134	0.0127	0.125	100	12.5	1140	0.0125	0.0409	0.487	7000	1341.5
	330	0.0140	0.0133	0.129	100	12.9	1150	0.0119	0.0408	0.485	7000	1324.3
	340	0.0146	0.0139	0.133	100	13.3	1160	0.0114	0.0407	0.482	7000	1306.9
	350	0.0153	0.0146	0.137	100	13.7	1170	0.0109	0.0406	0.480	7000	1289.2
	360	0.0160	0.0153	0.141	100	14.1	1180	0.0104	0.0404	0.477	7000	1271.3
	370	0.0167	0.0160	0.145	100	14.5	1190	0.0099	0.0403	0.475	7000	1253.2
	380	0.0174	0.0167	0.149	100	14.9	1200	0.0095	0.0402	0.472	7000	1234.9
	390	0.0182	0.0174	0.154	100	15.4	1210	0.0090	0.0400	0.469	7000	1216.4
	400	0.0190	0.0182	0.159	100	15.9	1220	0.0086	0.0399	0.467	7000	1197.7
	410	0.0199	0.0191	0.163	100	16.3	1230	0.0082	0.0398	0.464	7000	1178.8
	420	0.0208	0.0199	0.168	100	16.8	1240	0.0077	0.0396	0.461	7000	1159.7
	430	0.0217	0.0209	0.174	100	17.4	1250	0.0073	0.0395	0.459	7000	1140.5
	440	0.0227	0.0218	0.179	100	17.9	1260	0.0070	0.0393	0.456	7000	1121.2
	450	0.0238	0.0224	0.186	100	18.6	1270	0.0066	0.0392	0.453	7000	1101.7
	460	0.0249	0.0231	0.196	100	19.6	1280	0.0062	0.0390	0.450	7000	1082.1
	470	0.0261	0.0239	0.208	100	20.8	1290	0.0059	0.0389	0.447	7000	1062.3
	480	0.0274	0.0249	0.222	100	22.2	1300	0.0055	0.0387	0.445	7000	1042.5
	490	0.0287	0.0260	0.238	100	23.8	1310	0.0052	0.0386	0.442	7000	1022.5
	500	0.0302	0.0272	0.255	100	25.5	1320	0.0049	0.0384	0.439	7000	1002.4
	510	0.0317	0.0285	0.274	100	27.4	1330	0.0045	0.0383	0.436	7000	982.2
	520	0.0334	0.0299	0.294	100	29.4	1340	0.0042	0.0381	0.433	7000	961.9
	530	0.0352	0.0302	0.300	7000	32.0	1350	0.0039	0.0380	0.430	7000	941.5
	540	0.0371	0.0303	0.301	7000	35.5	1360	0.0036	0.0378	0.427	7000	921.0
	550	0.0393	0.0303	0.301	7000	40.3	1370	0.0034	0.0377	0.424	7000	900.5
	560	0.0416	0.0304	0.302	7000	46.3	1380	0.0031	0.0375	0.421	7000	879.8
	570	0.0441	0.0305	0.303	7000	53.8	1390	0.0028	0.0373	0.418	7000	859.1
	580	0.0470	0.0305	0.305	7000	62.8	1400	0.0025	0.0372	0.415	7000	838.4
	590	0.0501	0.0306	0.306	7000	73.6	1410	0.0023	0.0370	0.413	7000	817.6
	600	0.0537	0.0308	0.308	7000	86.3	1420	0.0020	0.0369	0.410	7000	796.7
	610	0.0577	0.0309	0.310	7000	101.3	1430	0.0018	0.0367	0.407	7000	775.7
	620	0.0623	0.0311	0.313	7000	118.7	1440	0.0015	0.0365	0.404	7000	754.8
	630	0.0677	0.0313	0.316	7000	139.0	1450	0.0000	0.0364	0.400	7000	733.3
	640	0.0741	0.0315	0.319	7000	162.7	1460	0.0000	0.0362	0.397	7000	711.6
	650	0.0817	0.0317	0.323	7000	190.5	1470	0.0000	0.0360	0.394	7000	689.9
	660	0.0912	0.0320	0.328	7000	223.3	1480	0.0000	0.0358	0.391	7000	668.4
	670	0.1034	0.0324	0.333	7000	262.3	1490	0.0000	0.0357	0.388	7000	646.9
	680	0.1198	0.0328	0.340	7000	309.7	1500	0.0000	0.0355	0.385	7000	625.6
	690	0.1434	0.0333	0.348	7000	368.8	1510	0.0000	0.0353	0.382	7000	604.3
	700	0.1817	0.0340	0.359	7000	446.2	1520	0.0000	0.0351	0.379	7000	583.2
	710	0.2602	0.0349	0.375	7000	558.0	1530	0.0000	0.0350	0.376	7000	562.2
	720	0.7123	0.0371	0.414	7000	828.2	1540	0.0000	0.0348	0.373	7000	541.2
	730	0.3507	0.0394	0.456	7000	1124.1	1550	0.0000	0.0346	0.370	7000	520.4
	740	0.2124	0.0404	0.477	7000	1269.1	1560	0.0000	0.0344	0.367	7000	499.7
	750	0.1599	0.0410	0.489	7000	1356.4	1570	0.0000	0.0343	0.364	7000	479.1
	760	0.1304	0.0415	0.498	7000	1418.7	1580	0.0000	0.0341	0.361	7000	458.6
	770	0.1109	0.0418	0.505	7000	1466.1	1590	0.0000	0.0339	0.358	7000	438.2
	780	0.0969	0.0421	0.510	7000	1503.3	1600	0.0000	0.0337	0.355	7000	417.9
	790	0.0862	0.0423	0.515	7000	1532.9	1610	0.0000	0.0336	0.353	7000	397.7
	800	0.0777	0.0424	0.518	7000	1556.7	1620	0.0000	0.0334	0.350	7000	377.6
	810	0.0707	0.0426	0.521	7000	1575.7	1630	0.0000	0.0332	0.347	7000	357.6
	820	0.0649	0.0427	0.523	7000	1590.9	1640	0.0000	0.0330	0.344	7000	337.7

側溝貯留区間

水位はオリフィス敷高からの高さを示す。

表 19 洪水調節計算結果（流域貯留施設、後方集中型降雨波形、確率 5 年）

【放流孔：B 0.16m×H 0.15m】

計算時間 t(分)	流入量 Q1(m3/s)	放流量 Q0(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)	計算時間 t(分)	流入量 Q1(m3/s)	放流量 Q0(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)
10	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	830	0.0040	0.0035	0.053	100	5.3
20	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	840	0.0043	0.0038	0.056	100	5.6
30	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	850	0.0047	0.0041	0.059	100	5.9
40	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	860	0.0050	0.0045	0.062	100	6.2
50	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	870	0.0053	0.0048	0.065	100	6.5
60	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	880	0.0057	0.0051	0.068	100	6.8
70	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	890	0.0060	0.0055	0.071	100	7.1
80	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	900	0.0064	0.0059	0.074	100	7.4
90	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	910	0.0068	0.0062	0.077	100	7.7
100	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	920	0.0071	0.0066	0.081	100	8.1
110	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	930	0.0075	0.0070	0.084	100	8.4
120	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	940	0.0079	0.0074	0.087	100	8.7
130	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	950	0.0084	0.0078	0.090	100	9.0
140	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	960	0.0088	0.0082	0.094	100	9.4
150	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	970	0.0092	0.0087	0.097	100	9.7
160	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	980	0.0097	0.0092	0.100	100	10.0
170	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	990	0.0102	0.0096	0.104	100	10.4
180	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1000	0.0107	0.0101	0.107	100	10.7
190	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1010	0.0112	0.0106	0.111	100	11.1
200	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1020	0.0117	0.0111	0.114	100	11.4
210	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1030	0.0123	0.0117	0.118	100	11.8
220	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1040	0.0129	0.0122	0.122	100	12.2
230	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1050	0.0135	0.0128	0.126	100	12.6
240	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1060	0.0141	0.0134	0.130	100	13.0
250	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1070	0.0147	0.0141	0.134	100	13.4
260	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1080	0.0154	0.0147	0.138	100	13.8
270	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1090	0.0161	0.0154	0.142	100	14.2
280	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1100	0.0168	0.0161	0.146	100	14.6
290	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1110	0.0176	0.0168	0.150	100	15.0
300	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1120	0.0184	0.0176	0.155	100	15.5
310	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1130	0.0192	0.0184	0.160	100	16.0
320	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1140	0.0201	0.0193	0.165	100	16.5
330	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1150	0.0211	0.0202	0.170	100	17.0
340	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1160	0.0220	0.0211	0.175	100	17.5
350	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1170	0.0231	0.0220	0.181	100	18.1
360	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1180	0.0242	0.0226	0.189	100	18.9
370	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1190	0.0253	0.0233	0.200	100	20.0
380	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1200	0.0266	0.0242	0.213	100	21.3
390	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1210	0.0279	0.0253	0.228	100	22.8
400	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1220	0.0293	0.0264	0.244	100	24.4
410	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1230	0.0308	0.0276	0.262	100	26.2
420	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1240	0.0324	0.0290	0.282	100	28.2
430	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1250	0.0342	0.0302	0.300	7000	30.4
440	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1260	0.0361	0.0303	0.300	7000	33.4
450	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1270	0.0381	0.0303	0.301	7000	37.5
460	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1280	0.0404	0.0303	0.302	7000	42.8
470	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1290	0.0429	0.0304	0.303	7000	49.6
480	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1300	0.0456	0.0305	0.304	7000	57.9
490	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1310	0.0487	0.0306	0.305	7000	67.8
500	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1320	0.0521	0.0307	0.307	7000	79.7
510	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1330	0.0560	0.0308	0.309	7000	93.6
520	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1340	0.0604	0.0310	0.311	7000	110.0
530	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1350	0.0655	0.0312	0.314	7000	129.1
540	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1360	0.0716	0.0314	0.317	7000	151.5
550	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1370	0.0789	0.0316	0.321	7000	177.7
560	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1380	0.0878	0.0319	0.326	7000	208.7
570	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1390	0.0992	0.0322	0.331	7000	245.6
580	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1400	0.1144	0.0326	0.337	7000	290.2
590	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1410	0.1359	0.0331	0.345	7000	345.5
600	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1420	0.1699	0.0337	0.355	7000	417.2
610	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1430	0.2362	0.0346	0.370	7000	518.6
620	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1440	0.5529	0.0364	0.401	7000	734.0
630	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1450	0.0000	0.0375	0.421	7000	877.7
640	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1460	0.0000	0.0373	0.418	7000	855.3
650	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1470	0.0000	0.0371	0.415	7000	832.9
660	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1480	0.0000	0.0370	0.412	7000	810.7
670	0.0000	0.0000	0.000	100	0.0	1490	0.0000	0.0368	0.408	7000	788.6
680	0.0002	0.0000	0.000	100	0.0	1500	0.0000	0.0366	0.405	7000	766.5
690	0.0004	0.0000	0.002	100	0.2	1510	0.0000	0.0364	0.402	7000	744.6
700	0.0006	0.0001	0.005	100	0.5	1520	0.0000	0.0363	0.399	7000	722.8
710	0.0008	0.0002	0.008	100	0.8	1530	0.0000	0.0361	0.396	7000	701.1
720	0.0011	0.0004	0.012	100	1.2	1540	0.0000	0.0359	0.393	7000	679.5
730	0.0013	0.0006	0.016	100	1.6	1550	0.0000	0.0358	0.390	7000	658.0
740	0.0016	0.0008	0.021	100	2.1	1560	0.0000	0.0356	0.387	7000	636.6
750	0.0018	0.0011	0.025	100	2.5	1570	0.0000	0.0354	0.384	7000	615.3
760	0.0021	0.0014	0.029	100	2.9	1580	0.0000	0.0352	0.381	7000	594.1
770	0.0023	0.0017	0.033	100	3.3	1590	0.0000	0.0351	0.378	7000	573.0
780	0.0026	0.0020	0.036	100	3.6	1600	0.0000	0.0349	0.375	7000	552.0
790	0.0029	0.0023	0.040	100	4.0	1610	0.0000	0.0347	0.372	7000	531.2
800	0.0031	0.0026	0.043	100	4.3	1620	0.0000	0.0345	0.369	7000	510.4
810	0.0034	0.0029	0.046	100	4.6	1630	0.0000	0.0344	0.366	7000	489.7
820	0.0037	0.0032	0.050	100	5.0	1640	0.0000	0.0342	0.363	7000	469.2

水位はオリフィス敷高からの高さを示す。

表 20 洪水調節計算結果（流域貯留施設、後方集中型降雨波形、確率 30 年）

【放流孔：B 0.16m×H 0.15m】

計算時間 t(分)	流入量			放流量			水位			水面積			容量				
	Q1(m3/s)	Q0(m3/s)	H(m)	F(m2)	V(m3)	計算時間 t(分)	Q1(m3/s)	Q0(m3/s)	H(m)	F(m2)	V(m3)	計算時間 t(分)	Q1(m3/s)	Q0(m3/s)	H(m)	F(m2)	V(m3)
10	0.0015	0.0001	0.004	100	0.4	830	0.0203	0.0199	0.168	100	16.8	840	0.0208	0.0204	0.171	100	17.1
20	0.0016	0.0004	0.012	100	1.2	850	0.0213	0.0208	0.173	100	17.3	860	0.0217	0.0212	0.176	100	17.6
30	0.0018	0.0008	0.019	100	1.9	870	0.0222	0.0218	0.179	100	17.9	880	0.0227	0.0221	0.182	100	18.2
40	0.0019	0.0011	0.024	100	2.4	890	0.0233	0.0224	0.187	100	18.7	900	0.0238	0.0228	0.192	100	19.2
50	0.0020	0.0014	0.029	100	2.9	910	0.0244	0.0233	0.198	100	19.8	920	0.0249	0.0237	0.205	100	20.5
60	0.0021	0.0016	0.032	100	3.2	930	0.0255	0.0242	0.213	100	21.3	940	0.0261	0.0248	0.220	100	22.0
70	0.0023	0.0018	0.035	100	3.5	950	0.0267	0.0253	0.229	100	22.9	960	0.0274	0.0259	0.237	100	23.7
80	0.0024	0.0020	0.037	100	3.7	970	0.0280	0.0265	0.246	100	24.6	980	0.0287	0.0272	0.255	100	25.5
90	0.0025	0.0022	0.039	100	3.9	990	0.0294	0.0278	0.265	100	26.5	1000	0.0302	0.0285	0.275	100	27.5
100	0.0027	0.0024	0.041	100	4.1	1010	0.0309	0.0292	0.285	100	28.5	1020	0.0317	0.0299	0.295	100	29.5
110	0.0028	0.0025	0.042	100	4.2	1030	0.0325	0.0302	0.300	7000	30.8	1040	0.0334	0.0302	0.300	7000	32.4
120	0.0029	0.0027	0.044	100	4.4	1050	0.0343	0.0303	0.301	7000	34.6	1060	0.0352	0.0303	0.301	7000	37.2
130	0.0031	0.0028	0.046	100	4.6	1070	0.0361	0.0303	0.301	7000	40.5	1080	0.0371	0.0304	0.302	7000	44.2
140	0.0032	0.0030	0.047	100	4.7	1090	0.0382	0.0304	0.303	7000	48.6	1100	0.0393	0.0304	0.303	7000	53.6
150	0.0034	0.0031	0.049	100	4.9	1110	0.0404	0.0305	0.304	7000	59.2	1120	0.0416	0.0306	0.305	7000	65.5
160	0.0035	0.0032	0.050	100	5.0	1130	0.0428	0.0306	0.306	7000	72.5	1140	0.0441	0.0307	0.307	7000	80.2
170	0.0036	0.0034	0.052	100	5.2	1150	0.0455	0.0308	0.308	7000	88.6	1160	0.0470	0.0309	0.310	7000	97.9
180	0.0038	0.0035	0.053	100	5.3	1170	0.0485	0.0310	0.311	7000	108.0	1180	0.0501	0.0311	0.313	7000	118.9
190	0.0039	0.0037	0.054	100	5.4	1190	0.0519	0.0312	0.314	7000	130.9	1200	0.0537	0.0313	0.316	7000	143.8
200	0.0041	0.0038	0.056	100	5.6	1210	0.0556	0.0314	0.318	7000	157.8	1220	0.0577	0.0316	0.320	7000	172.9
210	0.0042	0.0040	0.057	100	5.7	1230	0.0599	0.0317	0.323	7000	189.2	1240	0.0623	0.0319	0.325	7000	206.8
220	0.0044	0.0041	0.059	100	5.9	1250	0.0649	0.0320	0.328	7000	225.8	1260	0.0677	0.0322	0.331	7000	246.3
230	0.0045	0.0043	0.060	100	6.0	1270	0.0707	0.0324	0.334	7000	268.4	1280	0.0741	0.0326	0.337	7000	292.3
240	0.0047	0.0045	0.062	100	6.2	1290	0.0777	0.0329	0.341	7000	318.2	1300	0.0817	0.0331	0.345	7000	346.2
250	0.0049	0.0046	0.063	100	6.3	1310	0.0862	0.0334	0.350	7000	376.6	1320	0.0912	0.0337	0.354	7000	409.8
260	0.0050	0.0048	0.065	100	6.5	1330	0.0969	0.0340	0.359	7000	445.9	1340	0.1034	0.0343	0.365	7000	485.5
270	0.0052	0.0049	0.066	100	6.6	1350	0.1109	0.0347	0.371	7000	529.1	1360	0.1198	0.0351	0.378	7000	577.4
280	0.0054	0.0051	0.068	100	6.8	1370	0.1304	0.0355	0.386	7000	631.2	1380	0.1434	0.0360	0.395	7000	691.9
290	0.0055	0.0053	0.069	100	6.9	1390	0.1599	0.0366	0.404	7000	761.1	1400	0.1817	0.0372	0.416	7000	841.4
300	0.0057	0.0054	0.071	100	7.1	1410	0.2124	0.0380	0.430	7000	937.1	1420	0.2602	0.0389	0.447	7000	1055.8
310	0.0059	0.0056	0.072	100	7.2	1430	0.3507	0.0400	0.469	7000	1215.4	1440	0.7123	0.0421	0.511	7000	1509.7
320	0.0060	0.0058	0.074	100	7.4	1450	0.0000	0.0434	0.538	7000	1697.7	1460	0.0000	0.0432	0.535	7000	1671.7
330	0.0062	0.0060	0.075	100	7.5	1470	0.0000	0.0430	0.531	7000	1645.9	1480	0.0000	0.0429	0.527	7000	1620.1
340	0.0064	0.0062	0.077	100	7.7	1490	0.0000	0.0427	0.523	7000	1594.4	1500	0.0000	0.0425	0.520	7000	1568.9
350	0.0066	0.0063	0.078	100	7.8	1510	0.0000	0.0423	0.516	7000	1543.4	1520	0.0000	0.0422	0.513	7000	1518.1
360	0.0068	0.0065	0.080	100	8.0	1530	0.0000	0.0420	0.509	7000	1492.8	1540	0.0000	0.0418	0.505	7000	1467.7
370	0.0070	0.0067	0.081	100	8.1	1550	0.0000	0.0416	0.502	7000	1442.7	1560	0.0000	0.0415	0.498	7000	1417.7
380	0.0072	0.0069	0.083	100	8.3	1570	0.0000	0.0413	0.495	7000	1392.9	1580	0.0000	0.0411	0.491	7000	1368.2
390	0.0073	0.0071	0.084	100	8.4	1590	0.0000	0.0409	0.488	7000	1343.6	1600	0.0000	0.0408	0.484	7000	1319.0
400	0.0075	0.0073	0.086	100	8.6	1610	0.0000	0.0406	0.481	7000	1294.6	1620	0.0000	0.0404	0.477	7000	1270.3
410	0.0077	0.0075	0.088	100	8.8	1630	0.0000	0.0402	0.474	7000	1246.1	1640	0.0000	0.0401	0.470	7000	1222.0
420	0.0079	0.0077	0.089	100	8.9												
430	0.0082	0.0079	0.091	100	9.1												
440	0.0084	0.0081	0.092	100	9.2												
450	0.0086	0.0083	0.094	100	9.4												
460	0.0088	0.0086	0.096	100	9.6												
470	0.0090	0.0087	0.097	100	9.7												
480	0.0092	0.0090	0.099	100	9.9												
490	0.0095	0.0091	0.101	100	10.1												
500	0.0097	0.0094	0.102	100	10.2												
510	0.0099	0.0097	0.104	100	10.4												
520	0.0102	0.0098	0.106	100	10.6												
530	0.0104	0.0101	0.107	100	10.7												
540	0.0107	0.0104	0.109	100	10.9												
550	0.0109	0.0106	0.111	100	11.1												
560	0.0112	0.0109	0.112	100	11.2												
570	0.0114	0.0111	0.114	100	11.4												
580	0.0117	0.0114	0.116	100	11.6												
590	0.0119	0.0117	0.118	100	11.8												
600	0.0122	0.0119	0.119	100	11.9												
610	0.0125	0.0122	0.121	100	12.1												
620	0.0128	0.0125	0.123	100	12.3												
630	0.0131	0.0128	0.125	100	12.5												
640	0.0134	0.0130	0.127	100	12.7												
650	0.0137	0.0133	0.129	100	12.9												
660	0.0140	0.0136	0.131	100	13.1												
670	0.0143	0.0140	0.133	100	13.3												
680	0.0146	0.0143	0.135	100	13.5												
690	0.0149	0.0146	0.137	100	13.7												
700	0.0153	0.0149	0.139	100	13.9												
710	0.0156	0.0153	0.141	100	14.1												
720	0.0160	0.0156	0.143	100	14.3												
730	0.0163	0.0160	0.145	100	14.5												
740	0.0167	0.0163	0.147	100	14.7												
750	0.0170	0.0167	0.149	100	14.9												
760	0.0174	0.0170	0.152	100	15.2												
770	0.0178	0.0174	0.154	100	15.4												
780	0.0182	0.0178	0.156	100	15.6												
790	0.0186	0.0182	0.158	100	15.8												
800	0.0190	0.0186	0.161	100	16.1												
810	0.0194	0.0190	0.163	100	16.3												
820	0.0199	0.0195	0.166	100	16.6												

水位はオリフィス敷高からの高さを示す。

#### 4) 許容放流量の算定

許容放流量となる下流水路の流下能力及び計画規模 30 年における開発前ピーク流量の算定を行う。(技術基準(案)第 11 条、第 15 条)

下流水路の流下能力

下流水路の流下能力は、縦横断図を用い、*Manning* の平均流速公式により求める。

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$Q = A \cdot v$$

ここに、 $v$  : 流速(m/s)、 $n$  : 粗度係数、 $R$  : 径深(m)、 $I$  : 河床勾配

$A$  : 流水断面積(m<sup>2</sup>)、 $P$  : 潤辺長(m)、 $Q$  : 流量(m<sup>3</sup>/s)

粗度係数は、対象とする水路の状況により次の値を標準として用いる。

表 21 粗度係数

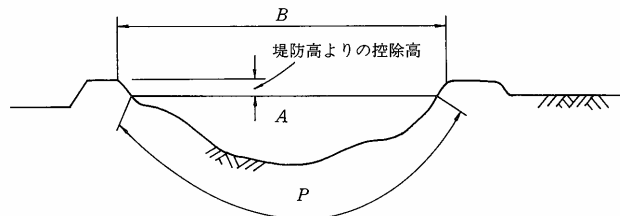
河川施設	一般河道または素堀水路	$n=0.030 \sim 0.035$
	護岸を施した河道	$n=0.030$
	三面張河道	$n=0.025$
	トンネルまたはボックス	$n=0.023$
下水道施設	ボックスカルバート	$n=0.015$
	側溝	$n=0.015$
	管渠	$n=0.013$

流下能力の計算は、下表の様式によって行う。

表 22 流下能力計算表

測点	断面 B × H (m)	断面積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺長 P (m)	径深 R (m)	水路勾配 I (%)	粗度係数 n	流速 v (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	流域面積 CA (km <sup>2</sup> )	比流量 q (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
1	3.5 × 2.0	4.9	6.3	0.78	0.10	0.030	0.89	4.4	1.00	4.40
2	3.0 × 2.0	4.2	5.8	0.72	0.13	0.030	0.97	4.1	0.95	4.32
3	2.2 × 2.0	3.1	5.0	0.62	0.15	0.030	0.94	2.9	0.87	3.33
4	2.2 × 2.0	3.1	5.0	0.62	0.17	0.030	1.00	3.1	0.32	9.69
5	2.0 × 2.0	2.8	4.8	0.58	0.17	0.030	0.96	2.7	0.20	13.50

流下能力は余裕高0.6mとして算定。



この結果、測点 3 における流下能力が最も小さい比流量 3.33(m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>)となることより、この値を許容放流比流量とする。また、調節池計画地点の流域面積は 0.15 km<sup>2</sup>であるので、調整池の許容放流量は、0.50(m<sup>3</sup>/s)となる。

$$Q_0 = 3.33 \times 0.15 = 0.50 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

計画規模 30 年における開発前ピーク流量

ピーク流量の算定は合理式を用いる。

$$Q = \frac{1}{360} f \cdot r \cdot A$$

$f$  = 開発前流出係数

$r$  = 降雨強度 (mm/hr)

$A$  = 流域面積 (ha)

1) 開発前流出係数

前述の算定結果より  $f = 0.65$

2) 降雨強度

前述の開発前洪水到達時間算定結果を、福岡市河川長時間降雨強度式 (確率 30 年) に代入し、算定する。

$$r = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565} = \frac{706.15}{28^{0.55} + 1.565} = 90.3(\text{mm/hr})$$

3) 流域面積

与条件より  $A = 15.0(\text{ha})$

開発前ピーク流量は、

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.65 \times 90.3 \times 15.0 = 2.45(\text{m}^3/\text{s})$$

許容放流量の設定条件

計画規模	許容放流量の考え方	許容放流量
1/5 確率	調整池下流の現況流下能力の値まで調節	0.50m <sup>3</sup> /s
1/30 確率	開発前のピーク流量の値まで調節	2.45m <sup>3</sup> /s

5) 貯留追跡計算による必要調節容量の算定

必要調節容量を貯留追跡計算により算定する。(技術基準(案)第16条)

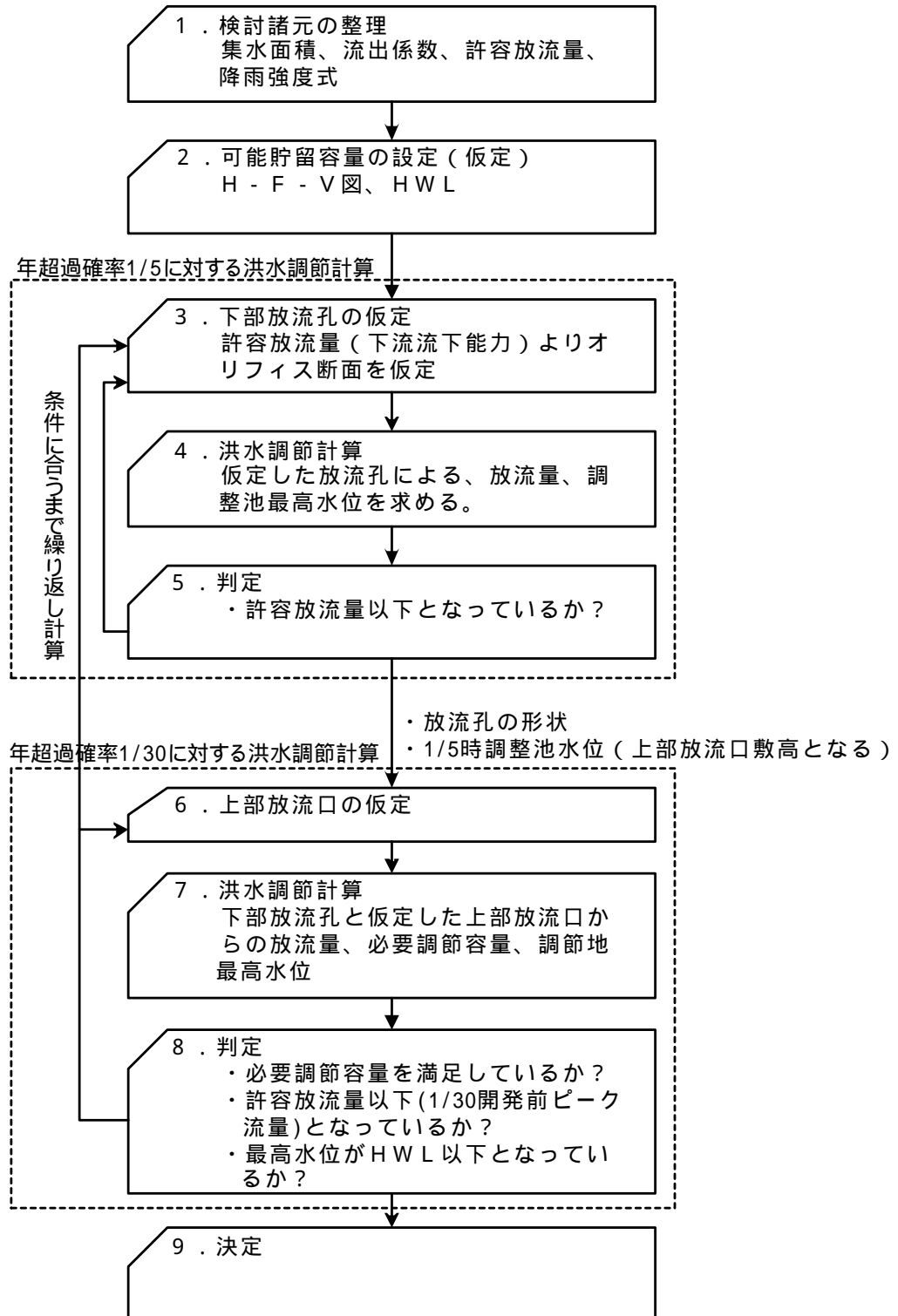


図 34 必要調節容量検討フロー



計算条件

集水面積：  $A = 15.0\text{ha}$

流出係数：  $f = 0.80$  (開発後)  $f = 0.65$  (開発前)

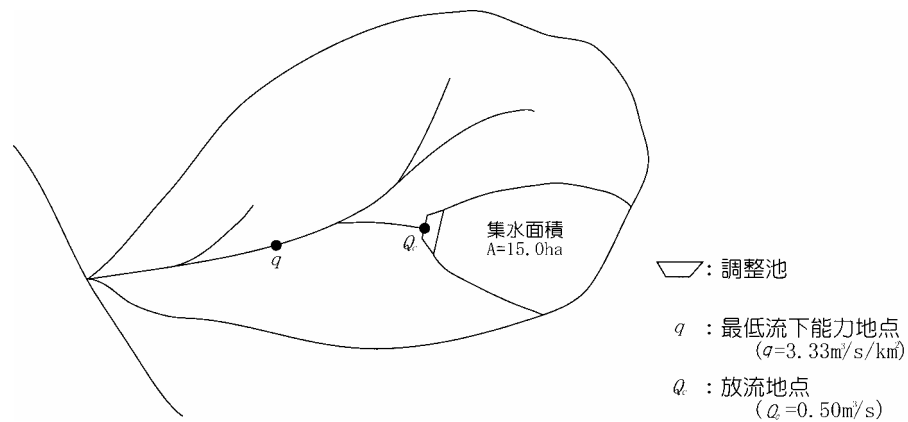
洪水到達時間： 12分 (開発後) 28分 (開発前)

下流許容放流量：  $Q_c = 0.50\text{m}^3/\text{s}$  ( $=3.33\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2 \times 0.15\text{km}^2 = 0.50\text{m}^3/\text{s}$ )

開発前ピーク流量：  $Q_p = 2.45\text{m}^3/\text{s}$

降雨強度式：  $I_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565}$  (福岡市河川長時間降雨強度式)

$I_5 = \frac{478.71}{t^{0.55} + 0.866}$  ( " )



水位 - 容量曲線の作成

地形、造成高、下流水路の敷高等や簡便法で求めた概算調節容量を参考に調整池の形状を設定する。

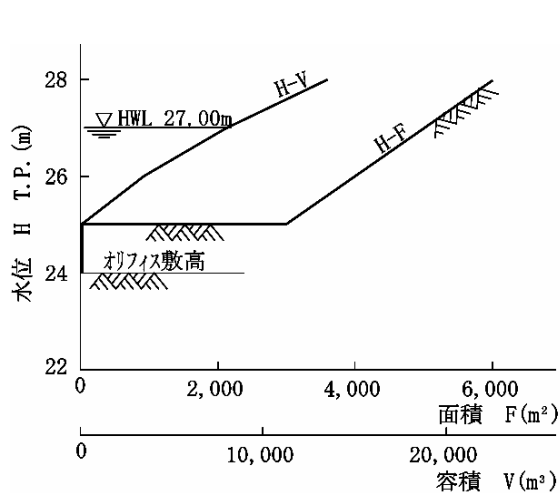


表 23 調整池 H - F - V

水位 (m)	面積 (m <sup>2</sup> )	容量 (m <sup>3</sup> )	備考
24.00	20	0	オリフィス敷高
25.00	20	20	
25.00	3,000	20	調整池敷高
26.00	4,000	3,500	
27.00	5,000	8,000	HWL
28.00	6,000	13,500	

図 35 水位容量曲線図

年超過確率 1/5 に対する洪水調節計算

洪水調節計算の結果は、以下に示すとおりとなり、許容放流量を満足するものとなった。

ここで、仮定諸元を満足しない場合は、フローに従い繰り返し計算を行う。

表 24 計算結果

	下部放流孔断面 ( B × H ) (m)	調整池水位 H (m)	調節容量 V (m <sup>3</sup> )	放流量 Q <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> /s)	
中央集中型 降雨波形	0.36 × 0.36	26.2	4,200	0.484	0.50 以下 (許容放流量)
	0.37 × 0.37	26.1	4,000	0.505	
後方集中型 降雨波形	0.36 × 0.36	26.3	4,500	0.492	0.50 以下 (許容放流量)

表 25 洪水調節計算結果（暫定調整池、中央集中型降雨波形、確率 5 年）

[ 放流孔 : B 0.36m × H 0.36m ]

計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)	計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)
12	0.114	0.098	24.284	20	6	732	1.318	0.462	25.984	3984	3443
24	0.115	0.128	24.339	20	7	744	0.834	0.475	26.085	4085	3881
36	0.116	0.106	24.298	20	6	756	0.658	0.480	26.127	4128	4074
48	0.117	0.125	24.335	20	7	768	0.560	0.483	26.148	4148	4165
60	0.118	0.111	24.309	20	6	780	0.496	0.484	26.155	4155	4198
72	0.120	0.126	24.335	20	7	792	0.450	0.484	26.153	4153	4190
84	0.121	0.116	24.318	20	6	804	0.415	0.483	26.145	4145	4153
96	0.122	0.126	24.335	20	7	816	0.387	0.481	26.132	4132	4095
108	0.123	0.120	24.324	20	7	828	0.365	0.479	26.116	4116	4020
120	0.125	0.127	24.338	20	7	840	0.346	0.477	26.096	4096	3932
132	0.126	0.124	24.332	20	7	852	0.329	0.474	26.074	4074	3833
144	0.127	0.129	24.341	20	7	864	0.315	0.471	26.050	4050	3725
156	0.129	0.128	24.338	20	7	876	0.303	0.468	26.024	4024	3610
168	0.130	0.131	24.344	20	7	888	0.292	0.464	25.997	3997	3489
180	0.132	0.131	24.344	20	7	900	0.282	0.459	25.961	3960	3363
192	0.134	0.135	24.351	20	7	912	0.273	0.455	25.924	3923	3234
204	0.135	0.134	24.351	20	7	924	0.265	0.450	25.886	3885	3102
216	0.137	0.138	24.355	20	7	936	0.258	0.445	25.848	3846	2968
228	0.139	0.138	24.357	20	7	948	0.251	0.439	25.809	3808	2833
240	0.141	0.141	24.363	20	7	960	0.245	0.434	25.771	3768	2697
252	0.143	0.143	24.364	20	7	972	0.239	0.429	25.732	3729	2561
264	0.145	0.145	24.369	20	7	984	0.234	0.423	25.693	3690	2424
276	0.147	0.147	24.372	20	7	996	0.229	0.418	25.654	3650	2288
288	0.149	0.149	24.376	20	8	1008	0.224	0.412	25.615	3611	2152
300	0.152	0.152	24.380	20	8	1020	0.220	0.407	25.576	3572	2017
312	0.154	0.154	24.384	20	8	1032	0.215	0.401	25.538	3533	1883
324	0.157	0.157	24.388	20	8	1044	0.212	0.396	25.500	3495	1750
336	0.159	0.159	24.392	20	8	1056	0.208	0.390	25.462	3457	1618
348	0.162	0.162	24.396	20	8	1068	0.204	0.384	25.425	3419	1488
360	0.165	0.165	24.401	20	8	1080	0.201	0.378	25.388	3382	1359
372	0.169	0.169	24.408	20	8	1092	0.198	0.373	25.352	3346	1232
384	0.172	0.172	24.414	20	8	1104	0.195	0.367	25.316	3310	1108
396	0.176	0.176	24.419	20	8	1116	0.192	0.361	25.281	3274	985
408	0.181	0.181	24.428	20	9	1128	0.189	0.356	25.247	3239	864
420	0.185	0.185	24.435	20	9	1140	0.186	0.350	25.213	3205	745
432	0.190	0.189	24.454	20	9	1152	0.184	0.344	25.179	3171	628
444	0.196	0.195	24.480	20	10	1164	0.181	0.339	25.147	3138	514
456	0.201	0.200	24.501	20	10	1176	0.179	0.333	25.115	3106	402
468	0.207	0.206	24.525	20	11	1188	0.176	0.327	25.083	3074	292
480	0.214	0.213	24.554	20	11	1200	0.174	0.322	25.053	3043	184
492	0.221	0.220	24.584	20	12	1212	0.172	0.316	25.023	3013	79
504	0.228	0.227	24.613	20	12	1224	0.170	0.315	24.563	20	11
516	0.236	0.235	24.646	20	13	1236	0.168	0.315	24.351	20	7
528	0.245	0.244	24.682	20	14	1248	0.166	0.193	24.469	20	9
540	0.255	0.254	24.723	20	15	1260	0.164	0.143	24.365	20	7
552	0.266	0.265	24.771	20	15	1272	0.162	0.180	24.425	20	9
564	0.278	0.276	24.825	20	17	1284	0.161	0.146	24.371	20	7
576	0.291	0.289	24.886	20	18	1296	0.159	0.171	24.412	20	8
588	0.307	0.305	24.963	20	19	1308	0.157	0.147	24.372	20	7
600	0.323	0.312	25.003	810	24	1320	0.153	0.162	24.396	20	8
612	0.343	0.314	25.011	3001	38	1332	0.135	0.129	24.342	20	7
624	0.366	0.315	25.019	3009	67	1344	0.127	0.132	24.348	20	7
636	0.394	0.318	25.032	3022	113	1356	0.124	0.120	24.324	20	7
648	0.425	0.321	25.051	3041	178	1368	0.121	0.125	24.333	20	7
660	0.465	0.326	25.076	3066	265	1380	0.120	0.117	24.320	20	6
672	0.519	0.332	25.109	3100	383	1392	0.118	0.121	24.326	20	7
684	0.597	0.340	25.155	3146	542	1404	0.117	0.115	24.316	20	6
696	0.725	0.351	25.22	3212	770	1416	0.116	0.118	24.321	20	6
708	0.994	0.368	25.323	3316	1130	1428	0.115	0.114	24.313	20	6
720	2.889	0.416	25.641	3638	2245	1440	0.114	0.115	24.315	20	6

表 26 洪水調節計算結果（暫定調整池、後方集中型降雨波形、確率 5 年）

[ 放流孔 : B 0.36m × H 0.36m ]

計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)	計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)
12	0.113	0.097	24.283	20	6	732	0.167	0.167	24.405	20	8
24	0.114	0.127	24.337	20	7	744	0.169	0.169	24.408	20	8
36	0.114	0.104	24.294	20	6	756	0.171	0.171	24.412	20	8
48	0.115	0.123	24.331	20	7	768	0.173	0.173	24.414	20	8
60	0.115	0.108	24.304	20	6	780	0.175	0.175	24.417	20	8
72	0.116	0.122	24.328	20	7	792	0.177	0.177	24.420	20	8
84	0.117	0.112	24.312	20	6	804	0.180	0.180	24.425	20	9
96	0.117	0.121	24.326	20	7	816	0.182	0.182	24.430	20	9
108	0.118	0.115	24.315	20	6	828	0.184	0.184	24.432	20	9
120	0.118	0.121	24.326	20	7	840	0.186	0.186	24.439	20	9
132	0.119	0.117	24.318	20	6	852	0.189	0.189	24.452	20	9
144	0.120	0.122	24.328	20	7	864	0.191	0.191	24.461	20	9
156	0.120	0.119	24.323	20	7	876	0.194	0.194	24.472	20	9
168	0.121	0.122	24.329	20	7	888	0.197	0.197	24.485	20	10
180	0.121	0.120	24.326	20	7	900	0.199	0.199	24.494	20	10
192	0.122	0.123	24.330	20	7	912	0.202	0.202	24.506	20	10
204	0.123	0.122	24.330	20	7	924	0.205	0.205	24.519	20	10
216	0.123	0.124	24.331	20	7	936	0.208	0.208	24.531	20	11
228	0.124	0.124	24.331	20	7	948	0.211	0.211	24.544	20	11
240	0.125	0.125	24.335	20	7	960	0.215	0.214	24.560	20	11
252	0.125	0.125	24.333	20	7	972	0.218	0.218	24.574	20	12
264	0.126	0.126	24.336	20	7	984	0.222	0.221	24.589	20	12
276	0.127	0.127	24.337	20	7	996	0.225	0.225	24.603	20	12
288	0.127	0.127	24.338	20	7	1008	0.229	0.228	24.618	20	12
300	0.128	0.128	24.339	20	7	1020	0.233	0.233	24.636	20	13
312	0.129	0.129	24.342	20	7	1032	0.237	0.237	24.652	20	13
324	0.130	0.130	24.342	20	7	1044	0.242	0.241	24.672	20	13
336	0.130	0.130	24.343	20	7	1056	0.246	0.246	24.689	20	14
348	0.131	0.131	24.344	20	7	1068	0.251	0.250	24.709	20	14
360	0.132	0.132	24.346	20	7	1080	0.256	0.256	24.731	20	15
372	0.133	0.133	24.347	20	7	1092	0.262	0.261	24.756	20	15
384	0.134	0.134	24.349	20	7	1104	0.267	0.267	24.779	20	16
396	0.135	0.135	24.351	20	7	1116	0.273	0.272	24.805	20	16
408	0.135	0.135	24.351	20	7	1128	0.280	0.279	24.838	20	17
420	0.136	0.136	24.353	20	7	1140	0.286	0.285	24.867	20	17
432	0.137	0.137	24.355	20	7	1152	0.293	0.292	24.899	20	18
444	0.138	0.138	24.357	20	7	1164	0.301	0.300	24.939	20	19
456	0.139	0.139	24.359	20	7	1176	0.308	0.307	24.976	20	20
468	0.140	0.140	24.361	20	7	1188	0.316	0.312	25.001	282	21
480	0.141	0.141	24.362	20	7	1200	0.325	0.313	25.005	1448	27
492	0.142	0.142	24.363	20	7	1212	0.335	0.314	25.011	3001	39
504	0.143	0.143	24.365	20	7	1224	0.346	0.315	25.017	3007	58
516	0.144	0.144	24.366	20	7	1236	0.358	0.316	25.024	3014	84
528	0.145	0.145	24.369	20	7	1248	0.368	0.318	25.033	3024	117
540	0.146	0.146	24.370	20	7	1260	0.380	0.320	25.045	3035	157
552	0.147	0.147	24.372	20	7	1272	0.394	0.323	25.058	3049	204
564	0.148	0.148	24.374	20	8	1284	0.408	0.326	25.074	3065	260
576	0.149	0.149	24.376	20	8	1296	0.425	0.329	25.092	3083	324
588	0.150	0.150	24.377	20	8	1308	0.444	0.333	25.114	3105	399
600	0.152	0.152	24.380	20	8	1320	0.465	0.337	25.138	3130	485
612	0.153	0.153	24.382	20	8	1332	0.490	0.342	25.167	3158	584
624	0.154	0.154	24.384	20	8	1344	0.519	0.348	25.200	3192	699
636	0.155	0.155	24.385	20	8	1356	0.555	0.354	25.238	3230	833
648	0.157	0.157	24.389	20	8	1368	0.598	0.362	25.283	3276	990
660	0.158	0.158	24.391	20	8	1380	0.653	0.370	25.336	3330	1177
672	0.159	0.159	24.391	20	8	1392	0.727	0.380	25.401	3395	1404
684	0.161	0.161	24.396	20	8	1404	0.831	0.393	25.482	3477	1686
696	0.162	0.162	24.397	20	8	1416	0.996	0.408	25.587	3583	2056
708	0.164	0.164	24.400	20	8	1428	1.319	0.430	25.739	3737	2587
720	0.166	0.166	24.403	20	8	1440	2.892	0.472	26.062	4062	3779
							0.037	0.492	26.219	4219	4486

#### 年超過確率 1/30 に対する洪水調節計算

洪水調節計算の結果は、以下に示すとおりとなり、当初、仮定した調整池の諸元（H W L、H - F - V）及び放流量を満足するものとなった。

ここで、仮定諸元を満足しない場合は、フローに従い繰り返し計算を行う。

#### （計算結果）

##### 中央集中降雨波形

上部放流口 : B=12.0m、敷高 TP26.2m （洪水吐兼用）  
最高水位 : 26.4m （調整池 H W L : 27.0m）  
放流量 : 2.39m<sup>3</sup>/s （許容放流量 : 2.45m<sup>3</sup>/s） 1/30 開発前ピーク流量  
調節容量 : 5,300m<sup>3</sup> （H W L 調整池容量 : 8,000 m<sup>3</sup>）

##### 後方集中降雨波形

上部放流口 : B=6.0m、敷高 TP26.3m （洪水吐兼用）  
最高水位 : 26.6m （調整池 H W L : 27.0m）  
放流量 : 2.42m<sup>3</sup>/s （許容放流量 : 2.45m<sup>3</sup>/s） 1/30 開発前ピーク流量  
調節容量 : 6,300m<sup>3</sup> （H W L 調整池容量 : 8,000 m<sup>3</sup>）

ここで波形毎の必要調節容量を比較すると、後方集中型波形を用いた方が容量が大きくなるため、この結果を採用するものとする。

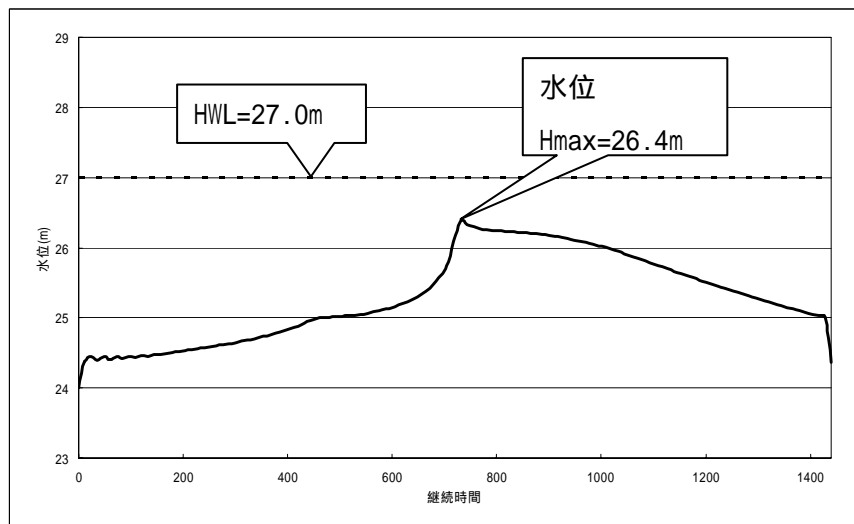
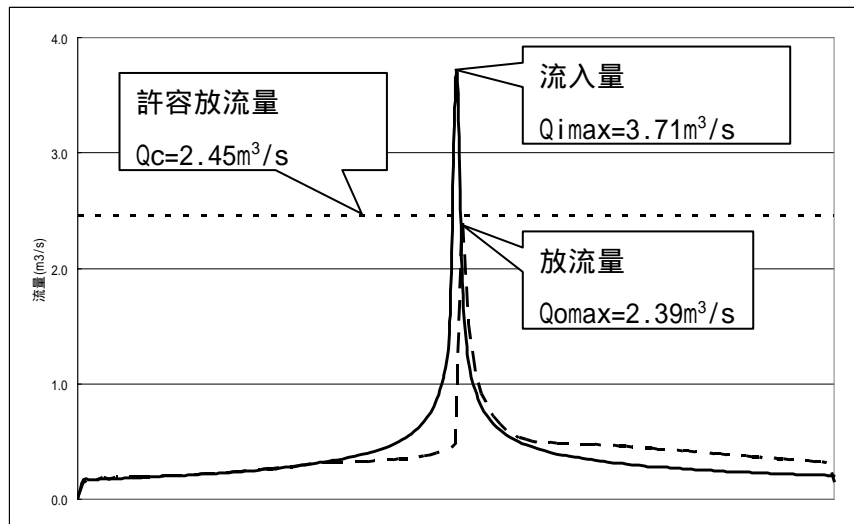
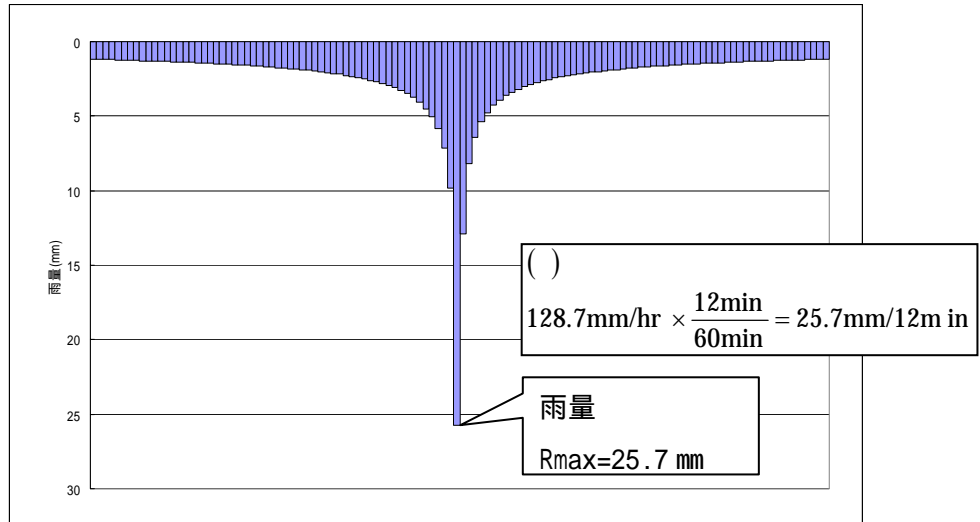


圖36 洪水調節計算結果（暫定調整池、中央集中降雨波形）

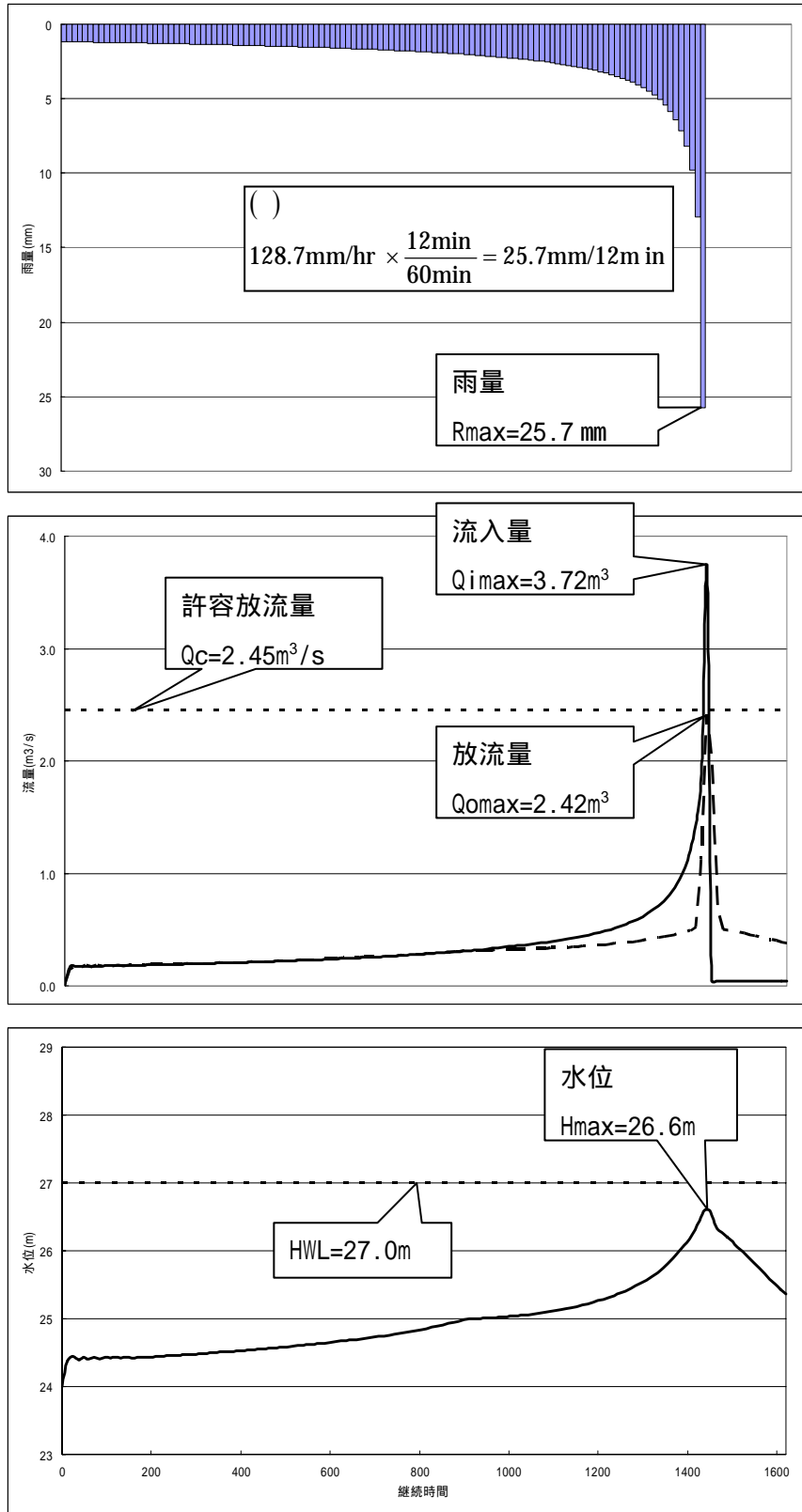


图37 洪水調節計算結果（暫定調整池、後方集中波形）

表 27 洪水調節計算結果（暫定調整池、中央集中型降雨波形、確率 30 年）

計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)	計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)
12	0.168	0.147	24.373	20	8	732	1.884	2.392	26.396	4396	5284
24	0.170	0.187	24.443	20	9	744	1.209	1.524	26.331	4331	4988
36	0.173	0.159	24.392	20	8	756	0.955	1.111	26.293	4293	4818
48	0.175	0.186	24.441	20	9	768	0.813	0.917	26.272	4272	4724
60	0.177	0.186	24.406	20	8	780	0.720	0.795	26.258	4258	4660
72	0.179	0.168	24.441	20	9	792	0.652	0.715	26.247	4247	4611
84	0.181	0.175	24.419	20	8	804	0.601	0.653	26.238	4238	4570
96	0.184	0.188	24.450	20	9	816	0.560	0.603	26.230	4230	4535
108	0.186	0.183	24.430	20	9	828	0.527	0.569	26.223	4223	4504
120	0.188	0.190	24.456	20	9	840	0.499	0.537	26.217	4217	4475
132	0.191	0.189	24.454	20	9	852	0.475	0.515	26.211	4211	4447
144	0.193	0.194	24.473	20	10	864	0.454	0.495	26.204	4204	4418
156	0.196	0.195	24.478	20	10	876	0.436	0.489	26.197	4197	4385
168	0.199	0.199	24.495	20	10	888	0.420	0.488	26.187	4187	4341
180	0.202	0.201	24.505	20	10	900	0.406	0.486	26.175	4175	4288
192	0.204	0.204	24.516	20	10	912	0.393	0.485	26.161	4161	4226
204	0.207	0.206	24.526	20	11	924	0.381	0.483	26.146	4146	4157
216	0.211	0.211	24.543	20	11	936	0.370	0.481	26.129	4129	4080
228	0.214	0.214	24.556	20	11	948	0.360	0.478	26.111	4111	3998
240	0.217	0.217	24.569	20	11	960	0.351	0.476	26.091	4091	3910
252	0.220	0.220	24.581	20	12	972	0.343	0.473	26.071	4071	3818
264	0.224	0.223	24.597	20	12	984	0.335	0.471	26.049	4049	3722
276	0.228	0.228	24.615	20	12	996	0.328	0.468	26.027	4027	3623
288	0.232	0.232	24.631	20	13	1008	0.321	0.465	26.005	4005	3521
300	0.236	0.236	24.648	20	13	1020	0.315	0.461	25.976	3976	3416
312	0.240	0.240	24.664	20	13	1032	0.309	0.458	25.946	3945	3310
324	0.245	0.244	24.684	20	14	1044	0.303	0.454	25.915	3914	3203
336	0.249	0.249	24.702	20	14	1056	0.298	0.449	25.884	3883	3094
348	0.254	0.253	24.721	20	14	1068	0.293	0.445	25.853	3851	2985
360	0.259	0.259	24.744	20	15	1080	0.288	0.441	25.821	3820	2875
372	0.265	0.264	24.769	20	15	1092	0.283	0.437	25.790	3788	2764
384	0.270	0.270	24.793	20	16	1104	0.279	0.433	25.758	3756	2654
396	0.276	0.275	24.818	20	16	1116	0.275	0.428	25.727	3724	2543
408	0.283	0.282	24.851	20	17	1128	0.271	0.424	25.695	3692	2433
420	0.289	0.288	24.881	20	18	1140	0.267	0.419	25.664	3660	2323
432	0.297	0.296	24.918	20	18	1152	0.263	0.415	25.632	3629	2214
444	0.304	0.303	24.956	20	19	1164	0.260	0.410	25.601	3597	2105
456	0.312	0.311	24.994	20	20	1176	0.256	0.406	25.571	3566	1997
468	0.320	0.312	25.002	653	23	1188	0.253	0.401	25.540	3535	1889
480	0.329	0.313	25.008	2331	32	1200	0.250	0.397	25.509	3505	1783
492	0.339	0.314	25.013	3003	46	1212	0.247	0.392	25.479	3474	1678
504	0.350	0.315	25.019	3009	68	1224	0.244	0.388	25.450	3444	1574
516	0.362	0.317	25.027	3018	96	1236	0.241	0.383	25.420	3414	1471
528	0.374	0.319	25.038	3028	132	1248	0.238	0.379	25.391	3385	1369
540	0.386	0.321	25.050	3041	176	1260	0.236	0.374	25.362	3356	1268
552	0.400	0.324	25.065	3055	226	1272	0.233	0.370	25.334	3327	1169
564	0.415	0.327	25.082	3072	286	1284	0.231	0.365	25.306	3299	1072
576	0.433	0.330	25.101	3092	354	1296	0.228	0.361	25.279	3271	975
588	0.452	0.335	25.124	3115	434	1308	0.226	0.356	25.252	3244	881
600	0.474	0.339	25.150	3141	524	1320	0.224	0.352	25.225	3217	788
612	0.500	0.344	25.180	3171	629	1332	0.222	0.348	25.199	3191	696
624	0.531	0.350	25.214	3206	750	1344	0.219	0.343	25.173	3165	607
636	0.568	0.357	25.255	3247	891	1356	0.217	0.339	25.148	3139	518
648	0.614	0.365	25.302	3295	1057	1368	0.215	0.334	25.123	3114	431
660	0.673	0.374	25.358	3352	1255	1380	0.213	0.330	25.099	3090	346
672	0.753	0.385	25.427	3421	1495	1392	0.211	0.326	25.075	3066	263
684	0.867	0.398	25.513	3508	1797	1404	0.209	0.321	25.052	3042	181
696	1.053	0.414	25.627	3624	2196	1416	0.208	0.317	25.029	3019	101
708	1.436	0.438	25.796	3794	2785	1428	0.206	0.312	25.002	738	24
720	3.712	0.487	26.179	4179	4306	1440	0.204	0.143	24.366	20	7



表 28 洪水調節計算結果（暫定調整池、後方集中型降雨波形、確率 30 年）

計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)	計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)
12	0.168	0.147	24.373	20	8	732	0.263	0.263	24.762	20	15
24	0.169	0.186	24.440	20	9	744	0.265	0.265	24.772	20	15
36	0.170	0.156	24.386	20	8	756	0.268	0.268	24.784	20	16
48	0.171	0.183	24.429	20	9	768	0.271	0.271	24.798	20	16
60	0.173	0.163	24.399	20	8	780	0.274	0.274	24.812	20	16
72	0.174	0.182	24.428	20	9	792	0.277	0.277	24.826	20	17
84	0.175	0.168	24.408	20	8	804	0.280	0.280	24.840	20	17
96	0.176	0.182	24.429	20	9	816	0.284	0.283	24.858	20	17
108	0.177	0.172	24.414	20	8	828	0.287	0.287	24.874	20	18
120	0.178	0.182	24.430	20	9	840	0.290	0.290	24.887	20	18
132	0.179	0.176	24.418	20	8	852	0.294	0.293	24.906	20	18
144	0.180	0.183	24.431	20	9	864	0.298	0.298	24.927	20	19
156	0.181	0.179	24.424	20	9	876	0.301	0.301	24.943	20	19
168	0.182	0.184	24.432	20	9	888	0.305	0.304	24.961	20	19
180	0.183	0.181	24.429	20	9	900	0.309	0.309	24.983	20	20
192	0.184	0.185	24.438	20	9	912	0.313	0.312	25.000	75	20
204	0.185	0.184	24.433	20	9	924	0.317	0.312	25.002	512	23
216	0.187	0.187	24.446	20	9	936	0.322	0.313	25.005	1524	28
228	0.188	0.188	24.447	20	9	948	0.326	0.314	25.010	3000	35
240	0.189	0.189	24.453	20	9	960	0.331	0.314	25.013	3003	46
252	0.190	0.190	24.456	20	9	972	0.336	0.315	25.017	3007	60
264	0.191	0.191	24.461	20	9	984	0.341	0.316	25.022	3012	76
276	0.193	0.193	24.468	20	9	996	0.347	0.317	25.027	3018	96
288	0.194	0.194	24.474	20	10	1008	0.352	0.318	25.034	3024	119
300	0.195	0.195	24.477	20	10	1020	0.358	0.320	25.041	3032	145
312	0.197	0.197	24.485	20	10	1032	0.363	0.321	25.050	3040	174
324	0.198	0.198	24.490	20	10	1044	0.368	0.323	25.059	3049	205
336	0.199	0.199	24.494	20	10	1056	0.374	0.325	25.068	3059	240
348	0.201	0.201	24.502	20	10	1068	0.380	0.326	25.079	3070	277
360	0.202	0.202	24.507	20	10	1080	0.387	0.329	25.091	3081	317
372	0.203	0.203	24.511	20	10	1092	0.393	0.331	25.103	3094	361
384	0.205	0.205	24.519	20	10	1104	0.400	0.333	25.116	3107	407
396	0.206	0.206	24.524	20	11	1116	0.408	0.336	25.131	3122	457
408	0.208	0.208	24.531	20	11	1128	0.416	0.338	25.146	3137	511
420	0.209	0.209	24.537	20	11	1140	0.424	0.341	25.163	3154	569
432	0.211	0.211	24.544	20	11	1152	0.433	0.344	25.180	3172	631
444	0.213	0.213	24.553	20	11	1164	0.442	0.348	25.199	3191	697
456	0.214	0.214	24.557	20	11	1176	0.453	0.351	25.219	3211	767
468	0.216	0.216	24.565	20	11	1188	0.463	0.355	25.241	3233	843
480	0.218	0.218	24.573	20	12	1200	0.475	0.358	25.264	3257	924
492	0.219	0.219	24.578	20	12	1212	0.488	0.363	25.289	3282	1011
504	0.221	0.221	24.586	20	12	1224	0.501	0.367	25.316	3309	1105
516	0.223	0.223	24.595	20	12	1236	0.516	0.372	25.344	3338	1205
528	0.225	0.225	24.603	20	12	1248	0.532	0.376	25.375	3369	1313
540	0.227	0.227	24.611	20	12	1260	0.550	0.382	25.408	3403	1430
552	0.228	0.228	24.616	20	12	1272	0.570	0.387	25.445	3439	1556
564	0.230	0.230	24.623	20	13	1284	0.591	0.393	25.484	3479	1693
576	0.232	0.232	24.633	20	13	1296	0.616	0.400	25.526	3522	1843
588	0.234	0.234	24.641	20	13	1308	0.644	0.406	25.573	3569	2006
600	0.236	0.236	24.649	20	13	1320	0.675	0.414	25.624	3621	2186
612	0.239	0.239	24.660	20	13	1332	0.712	0.422	25.681	3678	2384
624	0.241	0.241	24.670	20	13	1344	0.755	0.431	25.744	3742	2605
636	0.243	0.243	24.677	20	14	1356	0.807	0.440	25.815	3814	2854
648	0.245	0.245	24.686	20	14	1368	0.870	0.451	25.896	3895	3137
660	0.247	0.247	24.694	20	14	1380	0.951	0.463	25.990	3990	3464
672	0.250	0.250	24.706	20	14	1392	1.057	0.474	26.078	4078	3849
684	0.252	0.252	24.715	20	14	1404	1.207	0.487	26.182	4182	4318
696	0.255	0.255	24.727	20	15	1416	1.441	0.519	26.313	4313	4909
708	0.257	0.257	24.737	20	15	1428	1.886	1.129	26.448	4448	5514
720	0.260	0.260	24.748	20	15	1440	3.718	2.420	26.612	4612	6254
							0.043	1.974	26.561	4561	6026

## 6) 設計堆積土砂量の算定

### 造成工事中

造成工事中、1年毎に堆積土砂を撤去するとした場合の設計堆積土砂量を求める。(技術基準(案)第17条)

造成工事中の設計堆積土砂量の算定式は、以下に示すとおりである。

$$\text{設計堆積土砂量} = \text{設計値} \times \left\{ \sum_{i=0}^{N-1} \left( \frac{1}{2} \right)^i \right\} \times A$$

ここに、N：設計堆積年数

A：集水域内造成面積(ha)

設計堆積年数は、1年毎に堆積土砂を撤去するものとし、集水区域内造成面積は12.3haであるので、上式を用いて算定すると以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \text{設計堆積土砂量} &= \text{設計値} \times \left\{ \sum_{i=0}^{N-1} \left( \frac{1}{2} \right)^i \right\} \times A \\ &= 150(\text{m}^3 / \text{ha} / \text{年}) \times \left( \frac{1}{2} \right)^0 \times 12.3(\text{ha}) \\ &= 1,900(\text{m}^3) \end{aligned}$$

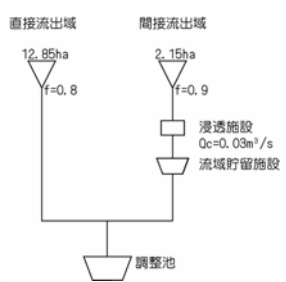
### 造成完了後

土地造成完了後、3年毎に堆積土砂の撤去を行う場合の設計堆積土砂量を求める。(技術基準(案)第17条)

土地造成完了後は流入面積1ha当たり1.5m<sup>3</sup>/年を標準とすることより、設計堆積土砂量は以下のとおりとなる。

$$1.5\text{m}^3/\text{年}/\text{ha} \times 3\text{年} \times 15.0\text{ha} = 70\text{m}^3$$

## 計算結果のまとめ

項 目	諸 元 等
1 計算条件	<p>流出抑制施設</p> <p>流出抑制施設</p> <p>流域面積</p> <p>全流域：15.0ha 直接流出域：12.85ha 間接流出域：2.15ha</p>
	<p>暫定調整池 + 流域貯留施設 + 浸透施設</p>  <p style="text-align: right;">図38 流出モデル</p>
	<p>流域貯留 ・浸透施設 (間接流出域)</p> <p>貯留場所：運動場 貯留可能面積：0.70ha 貯留限界水深：0.3m 貯留可能容量：2,130m<sup>3</sup> 浸透側溝延長：340m 浸透量：0.03m<sup>3</sup>/s (平均浸透強度 5.0mm/hr 相当) 流出係数：0.9 洪水到達時間：10分 計画降雨：確率 1/10 (中央集中型降雨波形) <math>r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3}</math> ピーク流出量：0.62m<sup>3</sup>/s (浸透効果を考慮) 許容放流量：0.2m<sup>3</sup>/s</p>
暫定調整池	<p>流出係数：開発前 0.65、開発後 0.80 洪水到達時間：開発前 28分、開発後 12分 計画降雨：確率 1/5、確率 1/30 (中央・後方集中型降雨波形)</p> $r_5 = \frac{478.71}{t^{0.55} + 0.866} \quad r_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565}$ <p>ピーク流出量：直接流出域 3.675m<sup>3</sup>/s (確率 1/30) (合成流量=直接流出域 + 間接流出域放流量=3.718m<sup>3</sup>/s) 許容放流量：0.50m<sup>3</sup>/s(下流水路流下能力より設定)・確率 1/5 に対して、下部放流孔を検討 2.45m<sup>3</sup>/s(開発前ピーク流量)・確率 1/30 に対し て、上部・下部放流孔からの合計放流量より調整池容量を検討</p>
2 計算結果	<p>流域貯留施設</p> <p>オリフィス形状 : 幅 0.16m、高さ 0.15m 調節容量 : 1,300m<sup>3</sup> (貯留可能容量：2,130m<sup>3</sup>) 最高水位 : 0.181m (貯留限界水深：0.3m) 最大放流量 : 0.041m<sup>3</sup>/s (許容放流量：0.2 m<sup>3</sup>/s) 降雨終了後湛水時間：2時間 (2時間)</p>
	<p>暫定調整池</p> <p>降雨波形 : 後方集中型降雨波形 上部放流口 : B=6.0m、敷高 TP26.3m (洪水吐兼用) 下部放流孔 : B=0.36m、H=0.36m 最高水位 : 26.6m (調整池 H W L : 27.0m) 放流量 : 2.42m<sup>3</sup>/s (許容放流量：2.45 m<sup>3</sup>/s) 1/30 開発前ピーク流量 調節容量 : 6,300m<sup>3</sup> (H W L 調整池容量：8,000 m<sup>3</sup>) 必要総容量 : 8,200m<sup>3</sup> (設計堆積土砂量：1,900m<sup>3</sup>)</p>



## **開発編計算例 7**

(大規模開発、暫定調整池 + 流域貯留 + 浸透施設、簡便法)

開発編計算例 7 (大規模開発、暫定調整池 + 流域貯留 + 浸透施設、簡便法)

(与条件)

下図に示す様な流域内に開発行為を行う場合の流出抑制対策として、暫定調整池、流域貯留施設、浸透施設を併用して計画する。

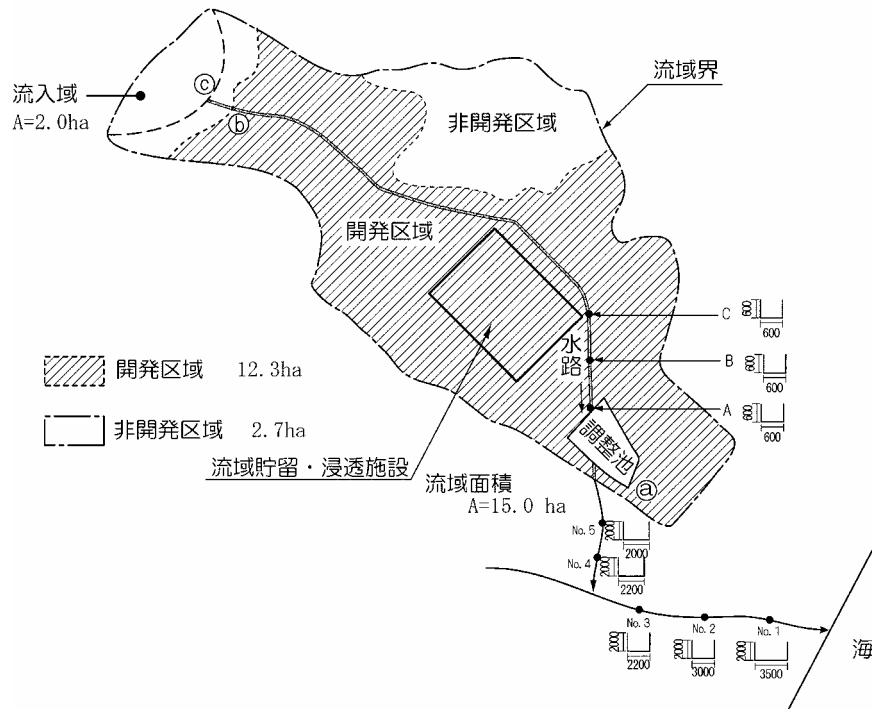
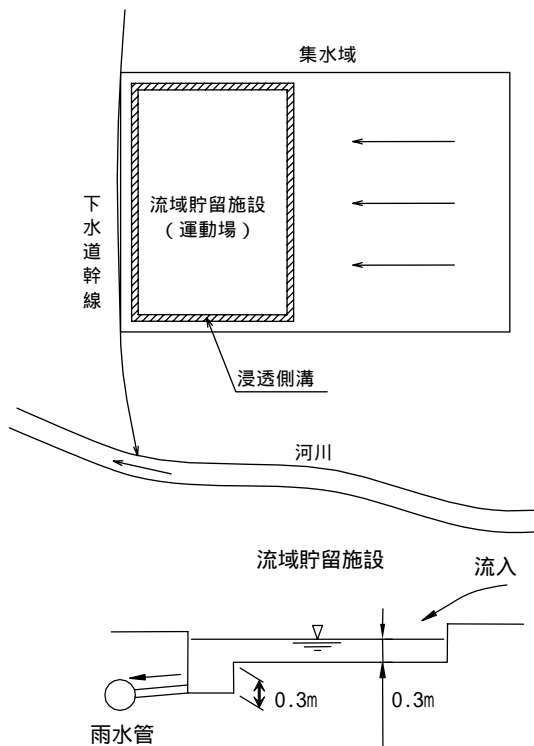


図 1 開発区域諸元



貯留・浸透施設の与条件

貯留場所：小学校運動場

集水面積：2.15ha

貯留可能面積：0.70ha

貯留限界水深：0.3m

貯留可能容量：2,130m<sup>3</sup>

浸透側溝延長：340m

浸透量：0.03m<sup>3</sup>/s (=5.0mm/hr)

洪水到達時間：10分

流出係数：0.9

図 2 貯留・浸透施設諸元

浸透施設計画の概要（雨水浸透施設技術基準(案)第7～8条)

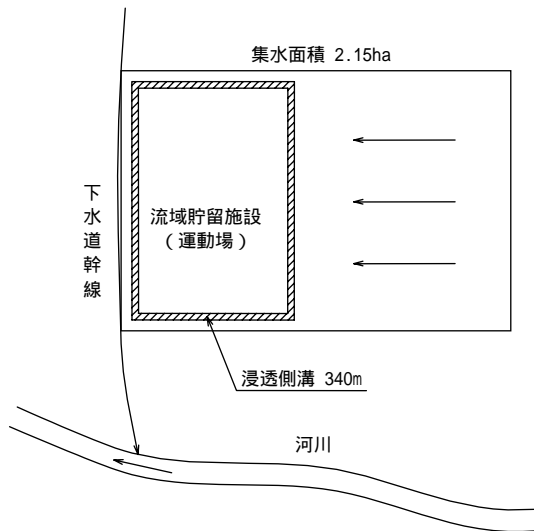


図3 浸透施設配置計画図

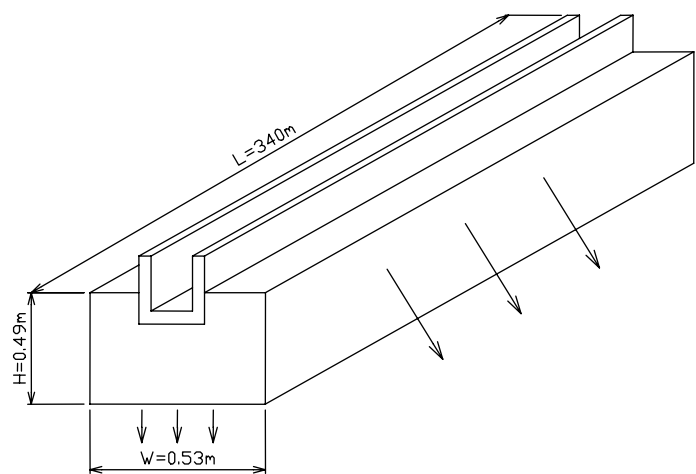


図4 浸透側溝断面図

a . 比浸透量 (  $m^2$  )

・浸透面 側面及び底面

・算定式  $K_f = aH + b$

H : 設計水頭 0.49m

W : 施設幅 0.53m

$a = 3.093$

$b = 1.34W + 0.677 = 1.34 \times 0.53 + 0.677 = 1.387$

$K_f = 3.093 \times 0.49 + 1.387 = 2.90 m^2$

b . 単位設計浸透量 (  $m^3/hr/m$  )

・算定式 =  $k_o \times K_f \times C$  ( C : 影響係数 0.4,  $k_o$  : 飽和透水係数  $7.6 \times 10^{-3} cm/s$  とする )  
 $= (7.6 \times 10^{-3} \times 3,600/100) \times 2.90 \times 0.4 = 0.317 m^3/hr/m$

c . 設計浸透量 (  $m^3/hr$  )

・算定式 = 浸透側溝の単位設計浸透量 ( $m^3/hr/m$ )  $\times$  浸透側溝の延長 (m)  
 $= 0.317 m^3/hr/m \times 340m = 107.8 m^3/hr$  (  $= 0.03 m^3/s$  )

d . 設計浸透強度 ( mm/hr )

・算定式 = 設計浸透量  $m^3/hr \div$  ( 集水面積 (ha)  $\times 10$  )  
 $= 107.8 m^3/hr \div (2.15ha \times 10) = 5.0 mm/hr$

( 計算例フロー )

計算は以下に示すフローに従い行う。

与 条 件



**計算例 - 1 : 貯留・浸透施設の計画と流出抑制効果の算定**

1 ) 許容放流量の算定



2 ) 簡便法による必要調節容量の算定  
( 確率 1/10 降雨、浸透効果考慮 )



3 ) オリフィス断面の算定



**計算例 - 2 : 暫定調整池の必要調節容量の算定**

1 ) 流出係数の算定



2 ) 許容放流量の算定



3 ) 簡便法による必要調節容量の算定  
( 確率 1/30 降雨、浸透効果考慮 )



4 ) オリフィス断面の算定



5 ) 設計堆積土砂量の算定



計算例 - 1 貯留・浸透施設の計画と流出抑制効果の算定

1) 許容放流量の算定

流域貯留施設の許容放流量となる下流水路の流下能力算定を行う。(技術基準(案)第15条)

下流水路の流下能力は、縦横断図を用い、*Manning*の平均流速公式により求める。

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$Q = A \cdot v$$

ここに、 $v$ ：流速(m/s)、 $n$ ：粗度係数、 $R$ ：径深(m)、 $I$ ：河床勾配

$A$ ：流水断面積(m<sup>2</sup>)、 $P$ ：潤辺長(m)、 $Q$ ：流量(m<sup>3</sup>/s)

粗度係数は、対象とする水路の状況により次の値を標準として用いる。

表1 粗度係数

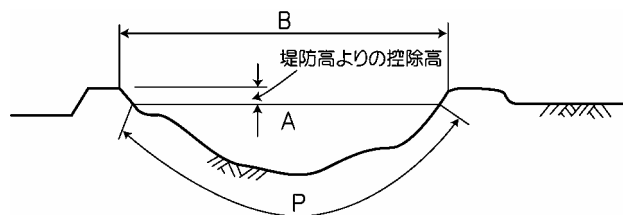
河川施設	一般河道または素堀水路	$n=0.030 \sim 0.035$
	護岸を施した河道	$n=0.030$
	三面張河道	$n=0.025$
	トンネルまたはボックス	$n=0.023$
下水道施設	ボックスカルバート	$n=0.015$
	側溝	$n=0.015$
	管渠	$n=0.013$

流下能力の計算は、下表の様式によって行う。

表2 流下能力計算表

測点	断面 $B \times H$ (m)	断面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	潤辺長 $P$ (m)	径深 $R$ (m)	水路勾配 $I$ (%)	粗度係数 $n$	流速 $v$ (m/s)	流量 $Q$ (m <sup>3</sup> /s)	流域面積 $CA$ (km <sup>2</sup> )	比流量 $q$ (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
A	0.6 x 0.6	0.3	1.7	0.19	0.12	0.015	0.76	0.3	0.11	2.27
B	0.6 x 0.6	0.3	1.7	0.19	0.12	0.015	0.76	0.3	0.10	2.50
C	0.6 x 0.6	0.3	1.7	0.19	0.12	0.015	0.76	0.3	0.09	2.78

流下能力は9割水深として算定。



この結果、測点Aにおける流下能力が最も小さい比流量  $2.27(\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2)$  となることより、この値を許容放流比流量とする。また、流域貯留施設の集水面積は  $0.0215\text{km}^2$  であるので、流域貯留施設の許容放流量は、 $0.05(\text{m}^3/\text{s})$  となる。

$$Q_0 = 2.27 \times 0.0215 = 0.05(\text{m}^3/\text{s})$$

## 2) 運動場貯留における必要調節容量の算定

簡便法により浸透施設を考慮した流域貯留施設の必要調節容量を求める。(技術基準(案)第23条)

### ・算定式

雨水流出抑制施設の洪水調節容量は降雨強度曲線を用いて求める下式のVの値を最大とするような容量をもって、その必要調節容量とする。

$$V_i = \left( r_i - \frac{rc}{2} - F_c \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360} \quad (1)$$

ここに

$V_i$  ; 容量( $m^3$ )

$r_i$  ; 降雨強度曲線上の任意継続時間相当降雨強度 (mm/hr)

( $r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3}$  : 福岡市下水道長時間降雨強度式)

$rc$  ; 放流量に相当する降雨強度 (mm/hr) ( $rc = \frac{360 \times Q}{f \times A}$ )

$t_i$  ; 任意の降雨継続時間(min)

$f$  ; 流出係数

$A$  ; 集水面積(ha)

$F_c$  ; 平均浸透強度(5.0mm/hr)

### ・洪水調節容量

(1)式の定数項を除いた式をyとおくと

$$y = \left( \frac{850}{t^{0.6} + 3} - \frac{rc}{2} - 5 \right) \cdot t_i \quad (2)$$

これを微分して  $\frac{dy}{dt_i} = 0$  とすると

$$\frac{dy}{dt_i} = \frac{850 \times \{ (t^{0.6} + 3) - 0.6t_i^{0.6} \}}{(t^{0.6} + 3)^2} - \frac{rc}{2} - 5 = 0 \quad (3)$$

(3)式を $t^{0.6} =$  とおいて整理すると

$$\left( \frac{rc}{2} + 5 \right)^2 + (3rc - 310) + (4.5rc - 2,505) = 0$$

$$= \frac{-(3rc - 310) + (3060rc + 146200)^{1/2}}{rc + 10}$$

$$t_i = \frac{1}{0.6} \quad (4)$$

(4)式により求めた $t_i$ を(1)式に代入して $V_i$ を求める。

表3 許容放流量に対する必要調節容量の算定

A (ha)	f	Q (m <sup>3</sup> /s)	r c (mm/hr)	x	t <sub>i</sub> (min)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
2.15	0.9	0.05	9.30	36.3	397.3	1,537.2

注) 計算式

$$r_c = \frac{360 \times Q}{f \times A} = \frac{360 \times 0.05}{0.9 \times 2.15} = 9.302 \text{ mm/hr}$$

$$\chi = \frac{-(3 \times 9.302 - 310) + (3,060 \times 9.302 + 146,200)^{\frac{1}{2}}}{9.302 + 10} = 36.267$$

$$t_i = 36.267^{\frac{1}{0.6}} = 397.3 \text{ min}$$

$$V_i = \left( \frac{850}{397.3^{0.6} + 3} - \frac{9.302}{2} - 5 \right) \times 60 \times 397.3 \times 0.9 \times 2.15 \times \frac{1}{360} = 1,537.2 \text{ m}^3$$

以上より、許容放流量に対する必要調節容量は、1,540m<sup>3</sup>となる。

貯留可能容量 2,130m<sup>3</sup> > 1,540m<sup>3</sup> (必要調節容量)

### 3) オリフィス断面の算定

オリフィスの流量公式よりオリフィス断面を算定する。(技術基準(案)第16条)

#### オリフィス断面の算定

##### ・算定式

$$Q = C \cdot B \cdot D \sqrt{2g(H - D/2)}$$

ここに、

Q : オリフィスからの放流量

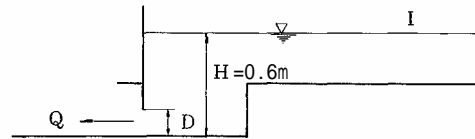
C : オリフィスの流量係数

B : 放流孔の幅

D : 放流孔の高さ

g : 重力加速度

H : 貯留水深 (側溝部含む)



##### ・オリフィス断面の仮定

HWLからオリフィス敷高までの水深(H)は0.6mとする。

$$\begin{aligned} A_o &= \frac{Q}{C \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \\ &= \frac{0.05}{0.6 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.6}} \\ &= 0.0243 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

オリフィスを正方形とすると、一辺の長さは

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.0243} = 0.16 \text{ (m)}$$

となり、これを第1次近似として再計算を行う。

$$A_o = \frac{0.05}{0.6 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.6 - 0.16/2)}} = 0.0261 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$D = \sqrt{0.0261} = 0.16 \text{ (m)}$$

##### ・オリフィス断面の算定

オリフィス断面の仮定値を参考に、幅0.16m、高さ0.16mと設定し、放流量を求める。

オリフィスからの放流量Qは、

$$Q = 0.6 \times 0.16 \times 0.16 \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.6 - 0.16/2)}$$

$$= 0.049 \text{ (m}^3\text{/s)} < Q_o = 0.05 \text{ (m}^3\text{/s)} \quad \dots \text{ OK}$$

(許容放流量)

## 湛水時間の算定

### ・算定式

湛水時間の算定は次式によるものとする。

$$T = \frac{2A}{Ca\sqrt{2g}} (H_1^{1/2} - H_2^{1/2})$$

ここに、 $A$ ：貯留面積（ $m^2$ ）

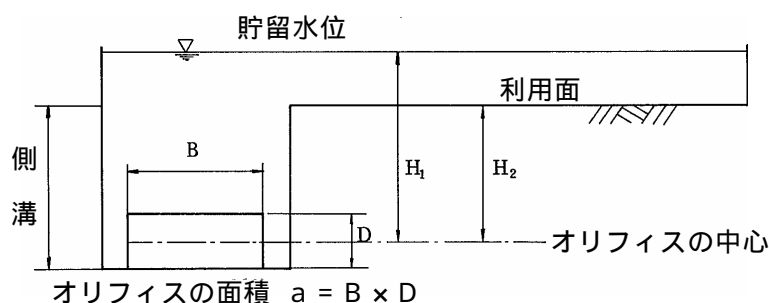
$C$ ：放流孔（オリフィス）の流量係数（ $=0.6$ ）

$a$ ：放流孔の断面積（ $m^2$ ）

$g$ ：重力の加速度（ $=9.8m/s^2$ ）

$H_1, H_2$ ：放流孔の中心から貯留水位までの水深と利用面までの水深（ $m$ ）

$T$ ： $H_1$ から $H_2$ に低下するのに要する時間（ $sec$ ）



上式は、貯留追跡計算の結果より小さめになるので、1割程度増加した値を用い、排水時間を検討すべきものである。また、この式は、最高水位からの排水時間を予測するものである。

### ・湛水時間

$H_1$ は、必要調節容量  $1,540m^3$ （前項2）参照）となる水位（利用面から  $0.22m$ ）より  $0.44m$ と設定する。

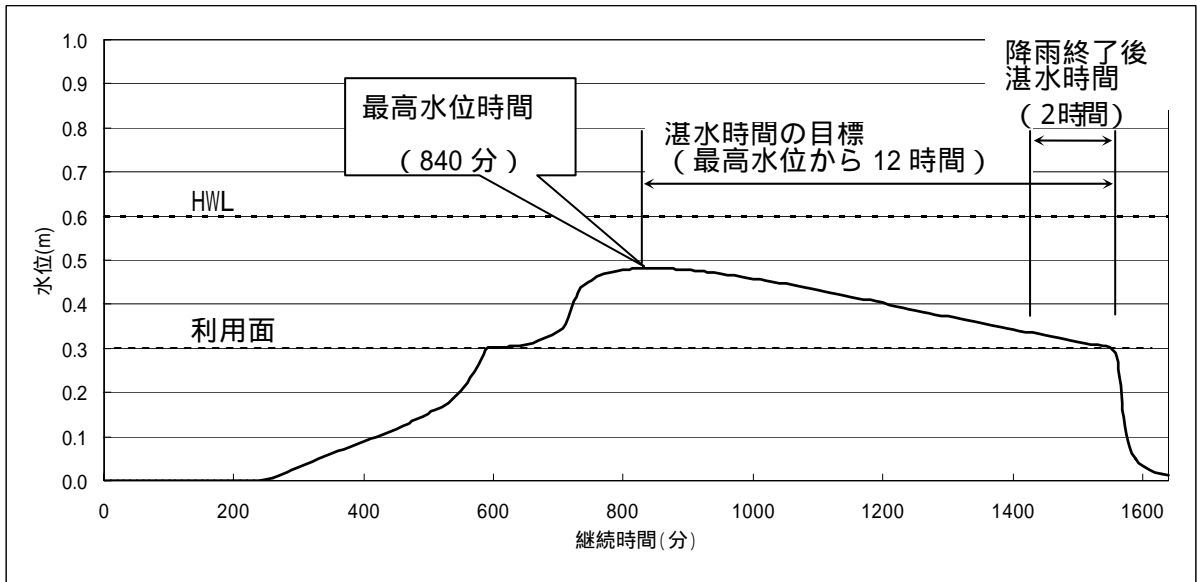
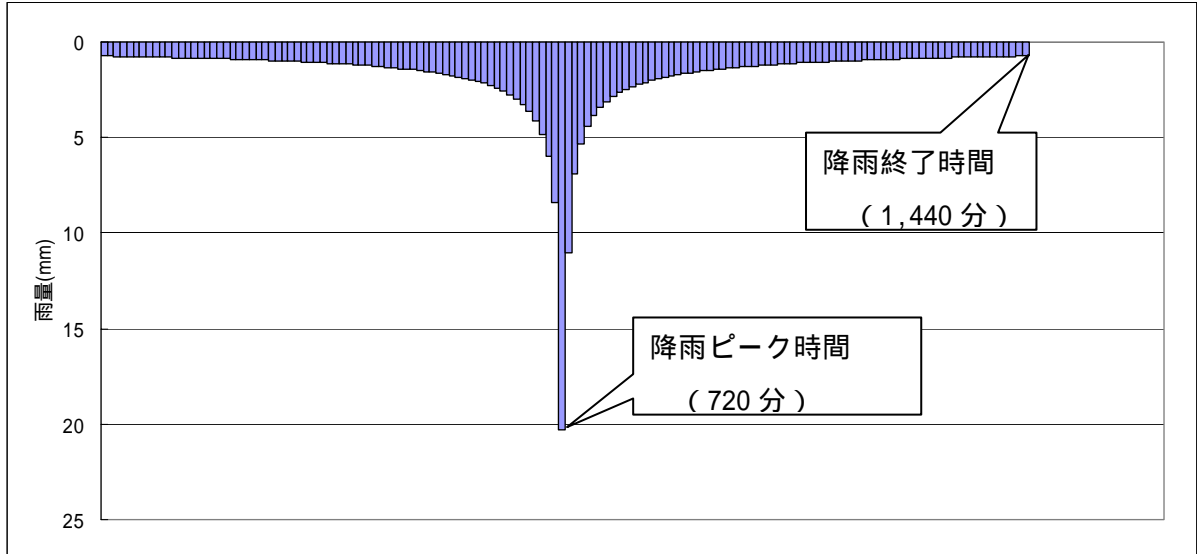
$$\begin{aligned} T &= \frac{2 \times 7000}{0.6 \times 0.16 \times 0.16 \sqrt{2 \times 9.8}} \times (0.44^{0.5} - 0.22^{0.5}) \\ &= 39,998.57(sec) \\ &= 11.1(h) \end{aligned}$$

算定の結果、最高水位から利用面までの排水時間は  $11.1$  時間と想定され、若干の割増しをみても約  $12$  時間となる。

降雨終了後の湛水時間（2時間以内）の目標は、中央集中型降雨波形、降雨継続時間  $24$  時間に対して設定したものであり、降雨のピーク直後に最高水位がくるものと想定すると、最高水位から約  $12$  時間が湛水時間の目標となる。（図5 湛水時間の目標 参照）

よって、本計算例では湛水時間の目標を満足できることとなる。

以上より、オリフィス断面は、幅  $0.16m$ 、高さ  $0.16m$  と設定できる。



「併用計算例2 流域貯留施設  $W=1/10$ 」を例に算定

図5 湛水時間の目標

最大放流量に対する必要調節容量

前項で設定したオリフィス断面による最大放流量をもとに必要調節容量を再度算出する。

表4 最大放流量に対する必要調節容量の算定

A (ha)	f	Q (m <sup>3</sup> /s)	r c (mm/hr)	x	t <sub>i</sub> (min)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
2.15	0.9	0.049	9.12	36.6	403.7	1,549.2

注) 計算式

$$r_c = \frac{360 \times Q}{f \times A} = \frac{360 \times 0.049}{0.9 \times 2.15} = 9.116 \text{ mm/hr}$$

$$\chi = \frac{-(3 \times 9.116 - 310) + (3,060 \times 9.116 + 146,200)^{\frac{1}{2}}}{9.116 + 10} = 36.613$$

$$t_i = 36.613^{\frac{1}{0.6}} = 403.7 \text{ min}$$

$$V_i = \left( \frac{850}{403.7^{0.6} + 3} - \frac{9.116}{2} - 5 \right) \times 60 \times 403.7 \times 0.9 \times 2.15 \times \frac{1}{360} = 1,549.2 \text{ m}^3$$

以上より、必要調節容量は 1,550m<sup>3</sup>となる。

貯留可能容量 2,130m<sup>3</sup> > 1,550m<sup>3</sup> (必要調節容量) . . . O K

計算例 - 2 暫定調整池の必要調節容量の算定

1) 流出係数の算定

開発後における流出係数の加重平均値を求める。(技術基準(案)第13条)

該当流域の流末は、河川となっていることより、「建設省 河川砂防技術基準(案)同解説」で用いられている地目別流出係数の値をもとに算定する。

開発後の土地利用状況は下図のとおりとなり、流出係数は  $c=0.80$  となる。

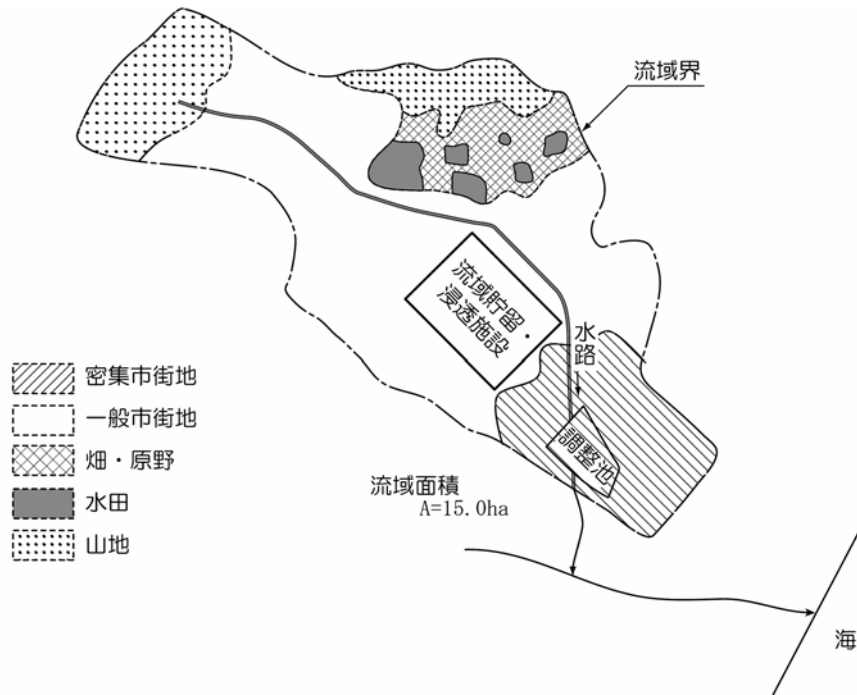


図6 土地利用図(開発後)

表5 加重平均値算定表

地区	流出係数 c	土地利用面積 a	$c \times a$
密集市街地	0.9	3.0	2.70
一般市街地	0.8	9.3	7.44
畑・原野	0.6	0.9	0.54
水田	0.7	0.7	0.49
山地	0.7	1.1	0.77
合計		15.0	11.94
加重平均値			0.80



## 2) 許容放流量の算定

許容放流量となる下流水路の流下能力算定を行う。(技術基準(案)第15条)

下流水路の流下能力は、縦横断図を用い、*Manning*の平均流速公式により求める。

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$Q = A \cdot v$$

ここに、 $v$ ：流速(m/s)、 $n$ ：粗度係数、 $R$ ：径深(m)、 $I$ ：河床勾配

$A$ ：流水断面積(m<sup>2</sup>)、 $P$ ：潤辺長(m)、 $Q$ ：流量(m<sup>3</sup>/s)

粗度係数は、対象とする水路の状況により次の値を標準として用いる。

表6 粗度係数

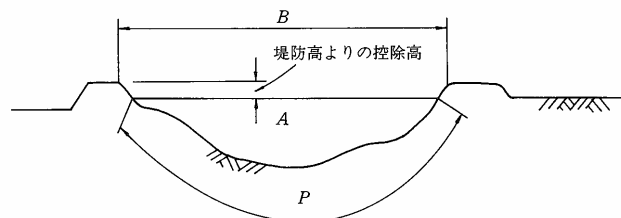
河川 施設	一般河道または素堀水路	$n=0.030 \sim 0.035$
	護岸を施した河道	$n=0.030$
	三面張河道	$n=0.025$
	トンネルまたはボックス	$n=0.023$
下水道 施設	ボックスカルバート	$n=0.015$
	側溝	$n=0.015$
	管渠	$n=0.013$

流下能力の計算は、下表の様式によって行う。

表7 流下能力計算表

測点	断面 B × H (m)	断面積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺長 P (m)	径深 R (m)	水路勾配 I (%)	粗度係数 n	流速 v (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	流域面積 CA (km <sup>2</sup> )	比流量 q (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
1	3.5 × 2.0	4.9	6.3	0.78	0.10	0.030	0.89	4.4	1.00	4.40
2	3.0 × 2.0	4.2	5.8	0.72	0.13	0.030	0.97	4.1	0.95	4.32
3	2.2 × 2.0	3.1	5.0	0.62	0.15	0.030	0.94	2.9	0.87	3.33
4	2.2 × 2.0	3.1	5.0	0.62	0.17	0.030	1.00	3.1	0.32	9.69
5	2.0 × 2.0	2.8	4.8	0.58	0.17	0.030	0.96	2.7	0.20	13.50

流下能力は余裕高0.6mとして算定。



この結果、測点 3 における流下能力が最も小さい比流量 3.33(m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>)となることより、この値を許容放流比流量とする。また、調節池計画地点の流域面積は 0.15 km<sup>2</sup> であるので、調整池の許容放流量は、0.50(m<sup>3</sup>/s)となる。

$$Q_0 = 3.33 \times 0.15 = 0.50 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

### 3) 簡便法による必要調節容量の算定

簡便法により流域貯留施設・浸透施設を考慮した調整池の必要調節容量を求める。(技術基準(案)第23条)

簡便法による必要調節容量は、降雨強度曲線を用いて求める下式のVの値が最大となる容量とする。

$$V_i = \left( r_i - \frac{rc}{2} - Fc \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360} \quad (1)$$

ここに

$V_i$  : 容量( $m^3$ )

$r_i$  : 降雨強度曲線上の任意継続時間相当降雨強度 (mm/hr)

( $r_i = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565}$  : 福岡市河川長時間降雨強度式確率30年)

$rc$  : 許容放流量に相当する降雨強度 (mm/hr) ( $rc = \frac{360 \times Q}{f \times A}$ )

$t_i$  : 任意の降雨継続時間(min)

$f$  : 流出係数

$A$  : 流域面積(ha)

$Fc$  : 調整池の流域面積に対する平均浸透強度 (mm/hr)

$$\begin{aligned} Fc &= \text{浸透施設集水面積に対する平均浸透強度} \times \frac{\text{浸透施設の集水面積}}{\text{調整池の流域面積}} \\ &= 5.0 \text{ (mm/hr)} \times \frac{2.15 \text{ (ha)}}{15.0 \text{ (ha)}} \\ &= 0.72 \text{ (mm/hr)} \end{aligned}$$

必要調節容量の算定 (調整池 + 浸透施設)

(1)式の定数項を除いた式をyとおくと

$$y = \left( \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565} - \frac{rc}{2} - 0.72 \right) \cdot t_i \quad (2)$$

これを微分して  $\frac{dy}{dt_i} = 0$  とすると

$$\frac{dy}{dt_i} = \frac{706.15 \times \{ (t^{0.55} + 1.565) - 0.55 t_i^{0.55} \}}{(t^{0.55} + 1.565)^2} - \frac{rc}{2} - 0.72 = 0 \quad (3)$$

(3)式を  $t^{0.55} =$  とおいて整理すると

$$\left( \frac{rc}{2} + 0.72 \right)^2 + (1.565rc - 315.516) + (1.2245rc - 1,103.36) = 0$$

$$= \frac{- (1.565rc - 315.516) + (1,215.63rc + 102,728.03)^{\frac{1}{2}}}{rc + 1.44}$$

$$t_i = \frac{1}{0.55} \quad (4)$$

(4)式により求めた $t_i$ を(1)式に代入して $V_i$ を求める。

計算の結果、許容放流量 $0.50\text{m}^3/\text{s}$ （下流流下能力）以下に流出抑制するために必要な調節容量は、 $14,400\text{m}^3$ となる。

表 8 許容放流量に対する必要調節容量の算定

A (ha)	f	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	r c (mm/hr)	x	t <sub>i</sub> (min)	V <sub>i</sub> ( $\text{m}^3$ )
15	0.8	0.5	15.00	38.9	778.4	14,357.9

注) 計算式

$$r_c = \frac{360 \times Q}{f \times A} = \frac{360 \times 0.5}{0.8 \times 15} = 15.0 \text{ mm/hr}$$

$$\chi = \frac{-(1.565 \times 15 - 315.516) + (1,215.63 \times 15 + 102,728.03)^{\frac{1}{2}}}{15 + 1.44} = 38.92$$

$$t_i = 38.92^{\frac{1}{0.55}} = 778.4 \text{ min}$$

$$V_i = \left( \frac{706.15}{778.4^{0.55} + 1.565} - \frac{15}{2} - 0.72 \right) \times 60 \times 778.4 \times 0.8 \times 15 \times \frac{1}{360} = 14,357.9 \text{ m}^3$$

必要調節容量の算定（調整池 + 流域貯留 + 浸透施設）

流域貯留施設を併用する場合の調整池の必要調節容量は、上記の容量から流域貯留施設の貯留可能容量を差し引いた値とし、 $12,300\text{m}^3$ となる。

$$V = 14,357.9 - 2,130 = 12,227.9 \text{ m}^3$$

#### 4) オリフィス断面の算定

オリフィスの流量公式よりオリフィス断面を算定する。(技術基準(案)第16条)

##### 調整池諸元の設定

前項の必要調節容量をもとに、調整池の諸元を設定する。

表9 調整池 H - F - V

水位 (m)	面積 (m <sup>2</sup> )	容量 (m <sup>3</sup> )	備考
24.00	20	0	オリフィス敷高
25.00	20	20	
25.00	3,500	20	調整池敷高
26.00	4,000	3,800	
27.00	4,500	8,000	
28.00	5,000	12,800	HWL
28.60	5,400	15,900	

##### オリフィス断面の算定

###### ・算定式

$$Q = C \cdot B \cdot D \sqrt{2g(H - D/2)}$$

ここに、

Q : オリフィスからの放流量

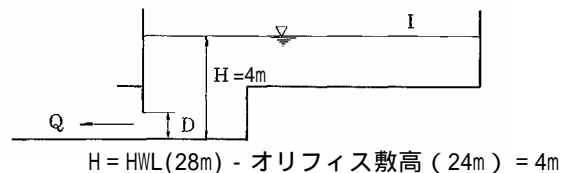
C : オリフィスの流量係数

B : 放流孔の幅

D : 放流孔の高さ

g : 重力加速度

H : 貯留水深 (側溝部含む)



###### ・オリフィス断面

オリフィス断面を幅 0.31m、高さ 0.30m と仮定する。

オリフィスからの放流量 Q は、

$$Q = 0.6 \times 0.31 \times 0.3 \sqrt{2 \times 9.8 \times (4 - 0.3/2)}$$

$$= 0.485(\text{m}^3/\text{s}) < Q_0 = 0.50(\text{m}^3/\text{s}) \quad \dots \text{OK}$$

(許容放流量)

## 5) 設計堆積土砂量の算定

### 造成工事中

造成工事中、1年毎に堆積土砂を撤去するとした場合の設計堆積土砂量を求める。(技術基準(案)第17条)

造成工事中の設計堆積土砂量の算定式は、以下に示すとおりである。

$$\text{設計堆積土砂量} = \text{設計値} \times \left\{ \sum_{i=0}^{N-1} \left( \frac{1}{2} \right)^i \right\} \times A$$

ここに、N：設計堆積年数

A：集水域内造成面積(ha)

設計堆積年数は、1年毎に堆積土砂を撤去するものとし、集水区域内造成面積は12.3haであるので、上式を用いて算定すると以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \text{設計堆積土砂量} &= \text{設計値} \times \left\{ \sum_{i=0}^{N-1} \left( \frac{1}{2} \right)^i \right\} \times A \\ &= 150(\text{m}^3/\text{ha}/\text{年}) \times \left( \frac{1}{2} \right)^0 \times 12.3(\text{ha}) \\ &= 1,900(\text{m}^3) \end{aligned}$$

### 造成完了後

土地造成完了後、3年毎に堆積土砂の撤去を行う場合の設計堆積土砂量を求める。(技術基準(案)第17条)

土地造成完了後は流入面積1ha当たり1.5m<sup>3</sup>/年を標準とすることより、設計堆積土砂量は以下のとおりとなる。

$$1.5\text{m}^3/\text{年}/\text{ha} \times 3\text{年} \times 15.0\text{ha} = 70\text{m}^3$$

## 計算結果のまとめ

項 目		諸 元 等	
1 計算条件	流出抑制施設	暫定調整池 + 流域貯留施設 + 浸透施設	
	流域面積	全流域：15.0ha 直接流出域：12.85ha 間接流出域：2.15ha	<p style="text-align: center;">図7 流出モデル</p>
	流域貯留 ・ 浸透施設 (間接流出域)	貯留場所：運動場 貯留可能面積：0.70ha 貯留限界水深：0.3m 貯留可能容量：2,130m <sup>3</sup> 浸透側溝延長：340m 浸透量：0.03m <sup>3</sup> /s (平均浸透強度 5.0mm/hr 相当) 流出係数：0.9 計画降雨：確率 1/10 $r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3}$ 許容放流量：0.05m <sup>3</sup> /s	
暫定調整池	流出係数：開発後 0.80 計画降雨：確率 1/30 $r_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565}$ 許容放流量：0.50m <sup>3</sup> /s (下流水路流下能力)		
2 計算結果	流域貯留施設	オリフィス形状：幅 0.16m、高さ 0.16m 調節容量：1,550m <sup>3</sup> (貯留可能容量：2,130m <sup>3</sup> ) 最大放流量：0.049m <sup>3</sup> /s (許容放流量：0.05 m <sup>3</sup> /s) 最高水位からの排水時間：12 時間 (降雨終了後湛水時間 (2 時間))	
	暫定調整池	オリフィス形状：幅 0.31m、高さ 0.30m 放流量：0.485m <sup>3</sup> /s (許容放流量：0.50 m <sup>3</sup> /s) 調節容量：12,300m <sup>3</sup> (H W L 調整池容量：12,800 m <sup>3</sup> ) 必要総容量：14,200m <sup>3</sup> (設計堆積土砂量：1,900 m <sup>3</sup> )	

## **開発編計算例 8**

(大規模開発、流域貯留 + 浸透施設、貯留追跡計算法)

## 開発編計算例 8 (大規模開発、流域貯留 + 浸透施設、貯留追跡計算法)

(与条件)

下図に示す様な流域内に大学を新設(開発)し、流出抑制対策として運動場を貯留施設として利用するとともに、浸透施設を併用して設置するものとする。

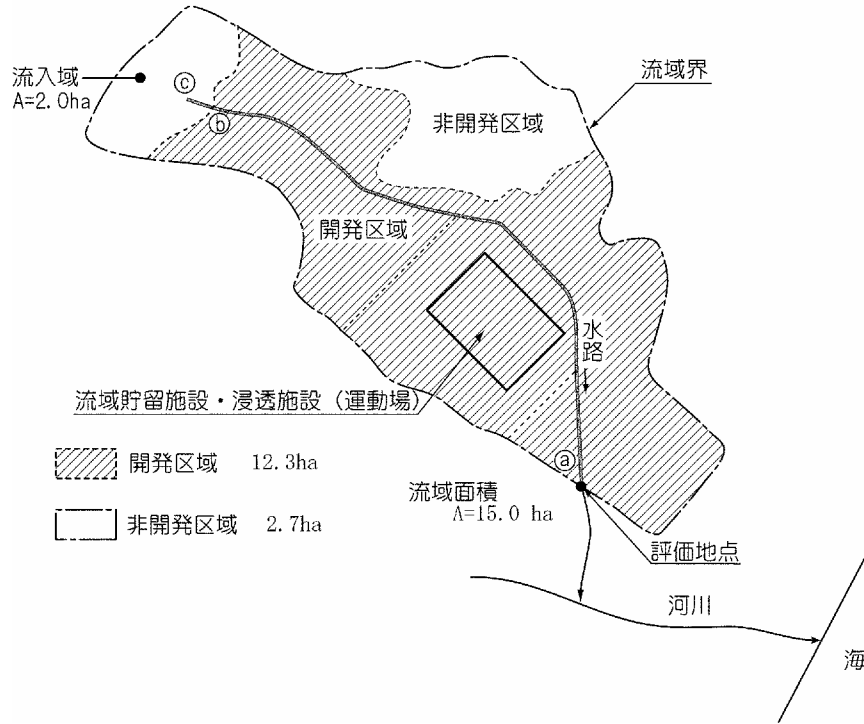
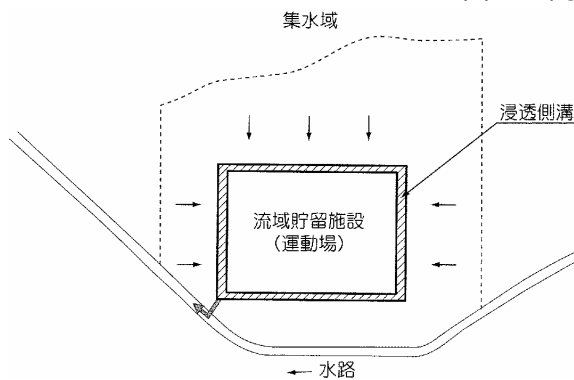


図1 開発区域諸元



貯留場所：運動場

集水面積：3.5ha

貯留可能面積：1.0ha

貯留限界水深：0.3m

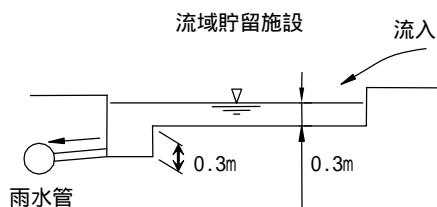
貯留可能容量：3,040m<sup>3</sup>

浸透側溝延長：410m

浸透量：0.049m<sup>3</sup>/s (=5.0mm/hr)

洪水到達時間：10分

流出係数：0.8



貯留可能容量 = 貯留部容量 + 側溝部容量

$$= 10,000\text{m}^2 \times 0.3\text{m} + 410\text{m} \times 0.3\text{m} \times 0.3\text{m}$$

$$= 3,040\text{m}^3$$

図2 貯留・浸透施設諸元



浸透施設計画の概要（雨水浸透施設技術基準(案)第7～8条）

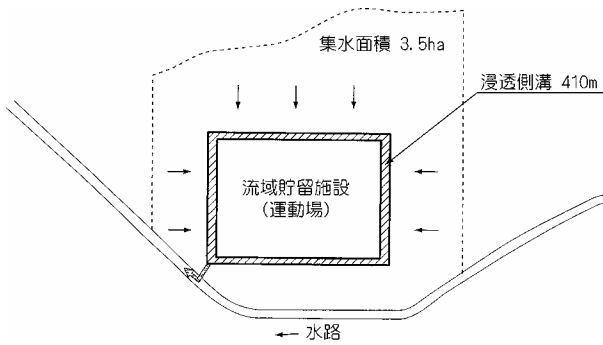


図3 浸透施設配置計画図

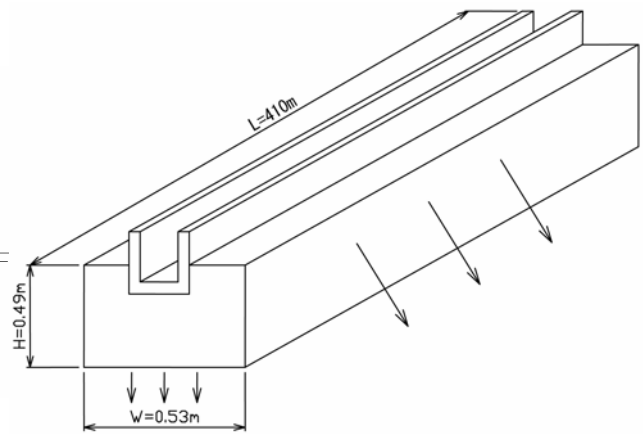


図4 浸透側溝断面図

a . 比浸透量 (  $m^2$  )

・浸透面 側面及び底面

・算定式  $K_f = a H + b$

H : 設計水頭 0.49m

W : 施設幅 0.53m

a = 3.093

b = 1.34W + 0.677 = 1.34 × 0.53 + 0.677 = 1.387

$K_f = 3.093 × 0.49 + 1.387 = 2.90 m^2$

b . 単位設計浸透量 (  $m^3/hr/m$  )

・算定式 =  $k_o × K_f × C$  ( C : 影響係数 0.4,  $k_o$  : 飽和透水係数  $10.3 × 10^{-3} cm/s$  とする )  
 =  $(10.3 × 10^{-3} × 3,600/100) × 2.90 × 0.4 × 3,600/100 = 0.430 m^3/hr/m$

c . 設計浸透量 (  $m^3/hr$  )

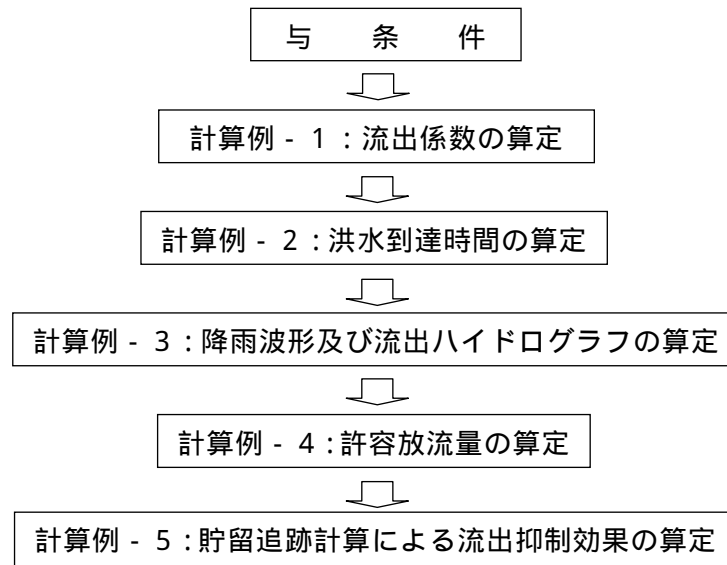
・算定式 = 浸透側溝の単位設計浸透量 ( $m^3/hr/m$ ) × 浸透側溝の延長 (m)  
 =  $0.430 m^3/hr/m × 410m = 176.3 m^3/hr$  ( =  $0.049 m^3/s$  )

d . 設計浸透強度 ( mm/hr )

・算定式 = 設計浸透量  $m^3/hr ÷ ( 集水面積 (ha) × 10 )$   
 =  $176.3 m^3/hr ÷ ( 3.5ha × 10 ) = 5.0 mm/hr$

( 計算例フロー )

計算は以下に示すフローに従い行う。



計算例 - 1

(流出係数の算定)

開発前後における流出係数の加重平均値を求める。(技術基準(案)第13条)

該当流域の流末は、河川となっていることより、「建設省 河川砂防技術基準(案)同解説」で用いられている地目別流出係数の値をもとに算定する。

開発前

開発前の土地利用状況は、下図のとおりとなり、流出係数は  $c=0.65$  となる。

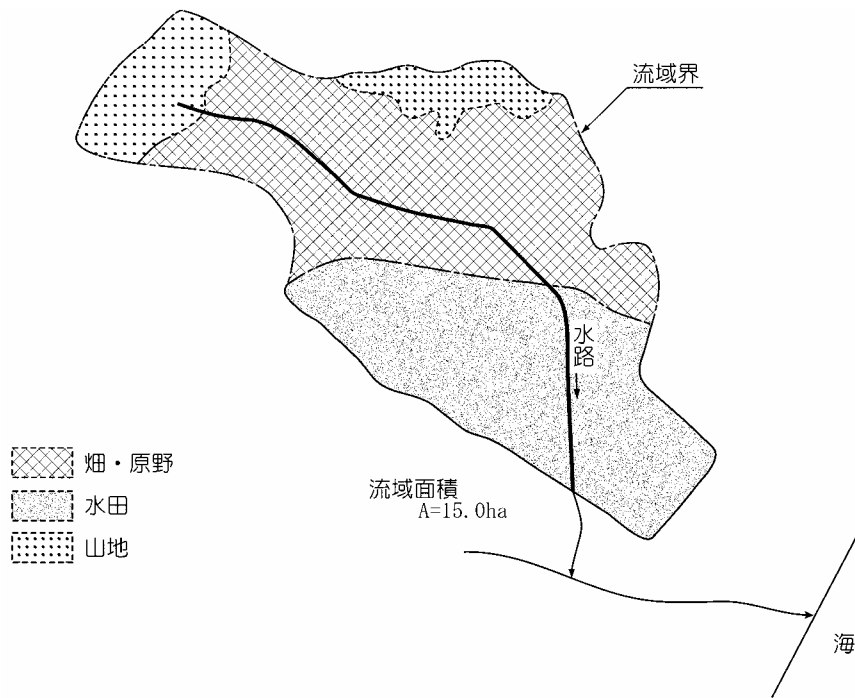


図5 土地利用図(開発前)

表1 加重平均値算定表

地区	流出係数 c	土地利用面積 a	$c \times a$
密集市街地	0.9	0.00	0.00
一般市街地	0.8	0.00	0.00
畑・原野	0.6	7.50	4.50
水田	0.7	6.31	4.42
山地	0.7	1.19	0.83
合計		15.00	9.75
加重平均値			0.65

開発後

開発後の土地利用状況は下図のとおりとなり、流出係数は  $c=0.80$  となる。

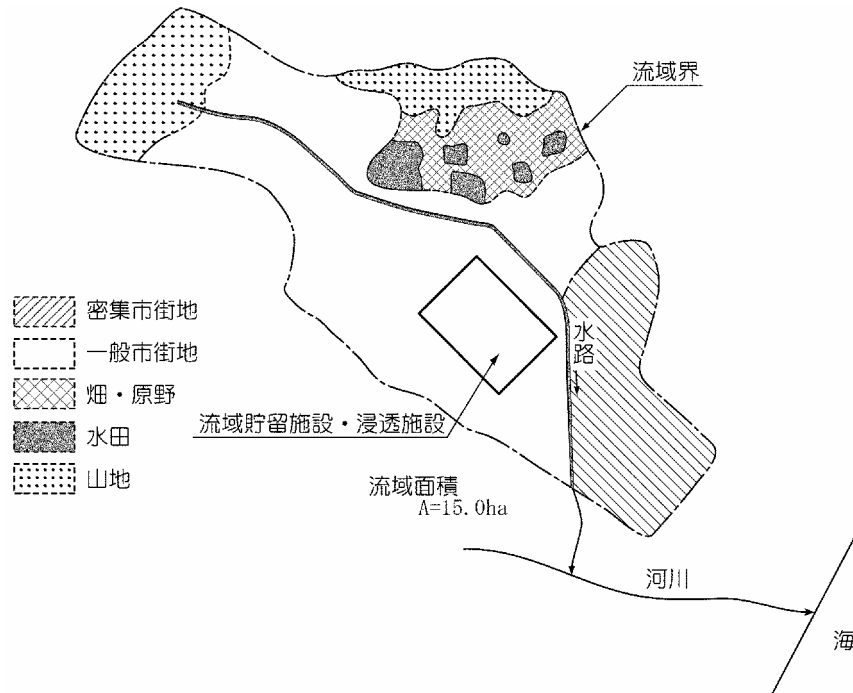


図6 土地利用図（開発後）

表2 加重平均値算定表

地区	流出係数 c	土地利用面積 a	$c \times a$
密集市街地	0.9	2.91	2.62
一般市街地	0.8	9.37	7.50
畑・原野	0.6	0.87	0.52
水田	0.7	0.66	0.46
山地	0.7	1.19	0.83
合計		15.00	11.93
加重平均値			0.80

流域貯留・浸透施設を除く流出係数（直接流出域）も  $0.80$  となる。

計算例 - 2

(洪水到達時間の算定)

開発前後の到達時間を求める。(技術基準(案)第12条)

到達時間は、「等流流速法」により算定する。

開発前

流入時間  $t_1$  と流下時間  $t_2$  を足したものを到達時間とする。

流入時間  $t_1$  は、流域斜面長の長短に応じて30分以内の適切な時間をとる。

本流域の流入域は、 $A=0.02\text{km}^2$  であることより、下式により算定する。

$$\begin{aligned} \text{流入時間 } t_1 &= \sqrt{A} / \sqrt{2} \times 30 \\ &= \sqrt{0.02} / \sqrt{2} \times 30 \\ &= 3 \text{ 分} < 6 \text{ 分} \end{aligned}$$

計算結果は  $t_1=3$  分となり、6分を下回ることより、流入時間  $t_1$  は6分とする。

流下時間  $t_2$  は、水路形状が下図のとおりとなっていることより、 Manning式により流下速度を算定する。

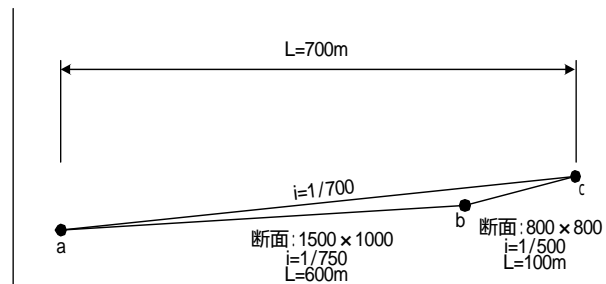


図7 開発前水路縦断模式図

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

$$v_{(ab)} = \frac{1}{0.015} \times (0.41)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{1}{750}\right)^{\frac{1}{2}} = 1.34 \text{ (m/s)}$$

$$v_{(bc)} = \frac{1}{0.015} \times (0.25)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{1}{500}\right)^{\frac{1}{2}} = 1.18 \text{ (m/s)}$$

( 径深 R は9割水深で算定した。)

また、流下時間は、次式により求められるので、各区間毎に整理すると下表のとおりとなる。

$$t_2 = \frac{1}{3600} \cdot L/V$$

ここで、 $t_2$ ：河道流下時間(hr)、 $L$ ：河道延長(m)、 $V$ ：流速

表3 流下時間算定表

区 間	a~b 区間	b~c 区間	合 計
流下速度(m/s)	1.34	1.18	-
延 長(m)	600	100	700
流下時間(分)	7.5	1.4	8.9

以上より、到達時間は、14.9分となる。

$$t_c = t_1 + t_2 = 6.0 + 8.9 = 14.9 \text{ 分}$$

これを丸めて到達時間を 15 分とした。

開発後

流入時間  $t_1$  と流下時間  $t_2$  を足したものを到達時間とする。

流入時間  $t_1$  は、下水道計画において使用される 6 分とする。

開発区域内では、排水計画により下図のとおりとなっていることより、マンニング式により流下速度を算定する。

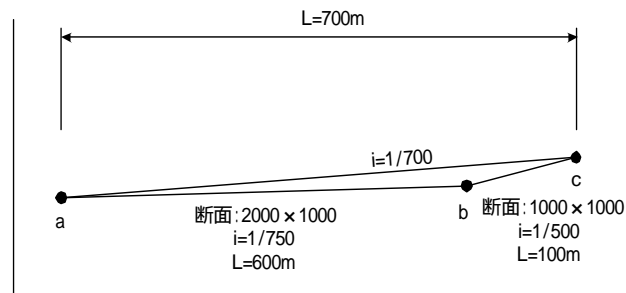


図 8 水路縦断模式図

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$
$$v_{(ab)} = \frac{1}{0.015} \cdot 0.47^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{1}{750}\right)^{\frac{1}{2}}$$
$$= 1.47(\text{m/s})$$
$$v_{(bc)} = \frac{1}{0.015} \times (0.32)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{1}{500}\right)^{\frac{1}{2}} = 1.39(\text{m/s})$$

( 径深 R は 9 割水深で算定した。 )

また、流下時間は、次式により求められるので、各区間毎に整理すると下表のとおりとなる。

$$t_2 = \frac{1}{3600} \cdot L/V$$

ここで、 $t_2$ : 河道流下時間(hr)、 $L$ : 河道延長(m)、 $V$ : 流速

表4 流下時間算定表

区 間	a~b 区間	b~c 区間	合 計
流下速度(m/s)	1.47	1.39	-
延 長(m)	600	100	700
流下時間(分)	6.8	1.2	8.0

以上より、到達時間は、14.0分となる。

$$t_c = t_1 + t_2 = 6.0 + 8.0 = 14.0 \text{ 分}$$



### 計算例 - 3

(降雨波形及び流出ハイドログラフの算定)

流域最下流端の評価地点における降雨波形、流出ハイドログラフおよび流域貯留施設の必要調節容量の算定に用いる流出ハイドログラフを以下に算定する。(技術基準(案)第 10 条、第 14 条)

#### 降雨波形の算定

降雨波形は中央集中型と後方集中型の 2 波形を作成する。

計算には、計画規模 30 年の福岡市河川長時間降雨強度式を用い、計算単位時間を開発後の洪水到達時間に合わせ 14 分とする。

$$r_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565} \quad (\text{福岡市河川長時間降雨強度式})$$

降雨継続時間は 24 時間とするので、降雨波形の計算時点数は 103(=24 × 60/14)となり、降雨強度曲線上の 14 分おきの降雨強度を 1440 分まで計算する。

単位時間 14 分降雨に対応する降雨強度は、下式により算定する。

$$I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1} \quad (\text{各時点の降雨強度})$$

ここに、 $I_n$  : 各計算時点の単位時間あたり降雨強度(mm/hr)

$n$  : 計算時点

$r_n$  : 各計算時点の降雨強度(mm/hr)

後方集中型降雨波形は、 $I$  が最大となる  $I_1$  を降雨終了時にとって、順次  $I_2$  から  $I_{103}$  まで配列する。

中央集中型降雨波形は、 $I$  が最大となる  $I_1$  を、降雨の中間地点にとり、順次、後前後前となるように  $I_2$  から  $I_{103}$  まで配列する。

### 合理式による流出ハイドログラフ

次に合理式を用い降雨からの流出ハイドログラフの算出を行う。

計算は、流域内を直接流出域と間接流出域に区分し、各々について検討地区での諸条件および各時点の降雨強度 I (中央集中型降雨波形、後方集中型降雨波形の 2 つ) を用いて行う。

表 5 処理区域の区分

区 分	集水面積 ( ha )	備 考
直接流出域	11.5	
間接流出域	3.5	流域貯留施設
合 計	15.0	

### 浸透効果を考慮した貯留施設への流入ハイドログラフ

で算出した間接流出域の流出ハイドログラフから浸透量をベースカットすることにより、流域貯留施設への流入ハイドログラフを算定する。

降雨波形および流出ハイドログラフの算定結果は次頁に示す。

表6 降雨波形および流量計算表（確率30年、開発後、全流域）

計算 時点 $n$	継続時間 $t = n \cdot t$ (min)	降雨強度 $r_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565}$ (mm/hr)	$n \cdot r$	単位時間あたりの降雨強度 $I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1}$ (mm/hr)	流出量 $Q = \frac{1}{360} \cdot f_r \cdot r \cdot A$ (m <sup>3</sup> /s)
1	14	121.03	121.03	121.03	4.03
2	28	90.35	180.70	59.67	1.99
3	42	75.30	225.91	45.21	1.51
4	56	65.89	263.57	37.66	1.26
5	70	59.28	296.41	32.84	1.09
6	84	54.31	325.84	29.43	0.98
7	98	50.38	352.69	26.86	0.90
8	112	47.19	377.52	24.83	0.83
9	126	44.52	400.70	23.18	0.77
10	140	42.25	422.50	21.80	0.73
11	154	40.29	443.14	20.63	0.69
12	168	38.56	462.76	19.63	0.65
13	182	37.04	481.51	18.74	0.62
14	196	35.68	499.47	17.97	0.60
15	210	34.45	516.74	17.27	0.58
16	224	33.34	533.39	16.65	0.55
17	238	32.32	549.48	16.08	0.54
18	252	31.39	565.04	15.57	0.52
19	266	30.53	580.14	15.10	0.50
20	280	29.74	594.81	14.67	0.49
21	294	29.00	609.08	14.27	0.48
22	308	28.32	622.97	13.90	0.46
23	322	27.67	636.52	13.55	0.45
24	336	27.07	649.75	13.23	0.44
25	350	26.51	662.68	12.93	0.43
26	364	25.97	675.33	12.65	0.42
27	378	25.47	687.71	12.38	0.41
28	392	24.99	699.84	12.13	0.40
29	406	24.54	711.73	11.89	0.40
30	420	24.11	723.40	11.67	0.39
31	434	23.71	734.86	11.46	0.38
32	448	23.32	746.11	11.25	0.38
33	462	22.94	757.17	11.06	0.37
34	476	22.59	768.04	10.88	0.36
35	490	22.25	778.75	10.70	0.36
36	504	21.92	789.28	10.53	0.35
37	518	21.61	799.65	10.37	0.35
38	532	21.31	809.87	10.22	0.34
39	546	21.02	819.94	10.07	0.34
40	560	20.75	829.87	9.93	0.33
41	574	20.48	839.67	9.79	0.33
42	588	20.22	849.33	9.66	0.32
43	602	19.97	858.86	9.54	0.32
44	616	19.73	868.28	9.41	0.31
45	630	19.50	877.57	9.30	0.30
46	644	19.28	886.76	9.18	0.31
47	658	19.06	895.83	9.07	0.30
48	672	18.85	904.80	8.97	0.30
49	686	18.65	913.66	8.86	0.30
50	700	18.45	922.43	8.77	0.29
51	714	18.26	931.10	8.67	0.29
52	728	18.07	939.67	8.58	0.29
53	742	17.89	948.16	8.48	0.28
54	756	17.71	956.56	8.40	0.28
55	770	17.54	964.87	8.31	0.28
56	784	17.38	973.10	8.23	0.27
57	798	17.21	981.24	8.15	0.27
58	812	17.06	989.31	8.07	0.27
59	826	16.90	997.30	7.99	0.27
60	840	16.75	1005.22	7.92	0.26
61	854	16.61	1013.07	7.85	0.26
62	868	16.47	1020.84	7.77	0.26
63	882	16.33	1028.55	7.71	0.26
64	896	16.19	1036.19	7.64	0.25
65	910	16.06	1043.76	7.57	0.25
66	924	15.93	1051.27	7.51	0.25
67	938	15.80	1058.71	7.45	0.25
68	952	15.68	1066.10	7.38	0.25
69	966	15.56	1073.42	7.33	0.24
70	980	15.44	1080.69	7.27	0.24
71	994	15.32	1087.90	7.21	0.24
72	1,008	15.21	1095.05	7.15	0.24
73	1,022	15.10	1102.15	7.10	0.24
74	1,036	14.99	1109.20	7.05	0.23
75	1,050	14.88	1116.19	6.99	0.23
76	1,064	14.78	1123.13	6.94	0.23
77	1,078	14.68	1130.02	6.89	0.23
78	1,092	14.58	1136.86	6.84	0.23
79	1,106	14.48	1143.66	6.79	0.23
80	1,120	14.38	1150.41	6.75	0.22
81	1,134	14.29	1157.11	6.70	0.22
82	1,148	14.19	1163.76	6.65	0.22
83	1,162	14.10	1170.37	6.61	0.22
84	1,176	14.01	1176.94	6.57	0.22
85	1,190	13.92	1183.46	6.52	0.22
86	1,204	13.84	1189.94	6.48	0.22
87	1,218	13.75	1196.38	6.44	0.21
88	1,232	13.67	1202.78	6.40	0.21
89	1,246	13.59	1209.14	6.36	0.21
90	1,260	13.51	1215.45	6.32	0.21
91	1,274	13.43	1221.73	6.28	0.21
92	1,288	13.35	1227.98	6.24	0.21
93	1,302	13.27	1234.18	6.20	0.21
94	1,316	13.20	1240.35	6.17	0.21
95	1,330	13.12	1246.48	6.13	0.20
96	1,344	13.05	1252.58	6.10	0.20
97	1,358	12.98	1258.64	6.06	0.20
98	1,372	12.90	1264.67	6.03	0.20
99	1,386	12.83	1270.66	5.99	0.20
100	1,400	12.77	1276.62	5.96	0.20
101	1,414	12.70	1282.55	5.93	0.20
102	1,428	12.63	1288.44	5.89	0.20
103	1,442	12.57	1294.31	5.86	0.20

$n = 3$  の計算例

$$t = n \times t$$

$$= 3 \times 14$$

$$= 42 \text{ min}$$

$$r_{30} = \frac{706.15}{42^{0.55} + 1.565}$$

$$= 75.303 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1}$$

$$= 3 \times 75.303 - 2 \times 90.349$$

$$= 45.21 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.8 \times 45.21 \times 15$$

$$= 1.51 \text{ m}^3 / \text{s}$$

表7 降雨波形および流量計算表（確率30年、開発後、直接流出域）

計算時点 $n$	継続時間 $t = n \cdot t$ (min)	降雨強度 $r_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565}$ (mm/hr)	$n \cdot r$	単位時間あたりの降雨強度 $I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1}$ (mm/hr)	流出量 $Q = \frac{1}{360} \cdot f_r \cdot r \cdot A$ (m <sup>3</sup> /s)
1	14	121.03	121.03	121.03	3.09
2	28	90.35	180.70	50.67	1.52
3	42	75.30	225.91	45.21	1.16
4	56	65.89	263.57	37.66	0.96
5	70	59.28	296.41	32.84	0.84
6	84	54.31	325.84	29.43	0.75
7	98	50.38	352.69	26.86	0.69
8	112	47.19	377.52	24.83	0.63
9	126	44.52	400.70	23.18	0.59
10	140	42.25	422.50	21.80	0.56
11	154	40.29	443.14	20.63	0.53
12	168	38.56	462.76	19.63	0.50
13	182	37.04	481.51	18.74	0.48
14	196	35.68	499.47	17.97	0.46
15	210	34.45	516.74	17.27	0.44
16	224	33.34	533.39	16.65	0.43
17	238	32.32	549.48	16.08	0.41
18	252	31.39	565.04	15.57	0.40
19	266	30.53	580.14	15.10	0.39
20	280	29.74	594.81	14.67	0.37
21	294	29.00	609.08	14.27	0.36
22	308	28.32	622.97	13.90	0.36
23	322	27.67	636.52	13.55	0.35
24	336	27.07	649.75	13.23	0.34
25	350	26.51	662.68	12.93	0.33
26	364	25.97	675.33	12.65	0.32
27	378	25.47	687.71	12.38	0.32
28	392	24.99	699.84	12.13	0.31
29	406	24.54	711.73	11.89	0.30
30	420	24.11	723.40	11.67	0.30
31	434	23.71	734.86	11.46	0.29
32	448	23.32	746.11	11.25	0.29
33	462	22.94	757.17	11.06	0.28
34	476	22.59	768.04	10.88	0.28
35	490	22.25	778.75	10.70	0.27
36	504	21.92	789.28	10.53	0.27
37	518	21.61	799.65	10.37	0.27
38	532	21.31	809.87	10.22	0.26
39	546	21.02	819.94	10.07	0.26
40	560	20.75	829.87	9.93	0.25
41	574	20.48	839.67	9.79	0.25
42	588	20.22	849.33	9.66	0.25
43	602	19.97	858.86	9.54	0.24
44	616	19.73	868.28	9.41	0.24
45	630	19.50	877.57	9.30	0.24
46	644	19.28	886.76	9.18	0.23
47	658	19.06	895.83	9.07	0.23
48	672	18.85	904.80	8.97	0.23
49	686	18.65	913.66	8.86	0.23
50	700	18.45	922.43	8.77	0.22
51	714	18.26	931.10	8.67	0.22
52	728	18.07	939.67	8.58	0.22
53	742	17.89	948.16	8.48	0.22
54	756	17.71	956.56	8.40	0.21
55	770	17.54	964.87	8.31	0.21
56	784	17.38	973.10	8.23	0.21
57	798	17.21	981.24	8.15	0.21
58	812	17.06	989.31	8.07	0.21
59	826	16.90	997.30	7.99	0.20
60	840	16.75	1005.22	7.92	0.20
61	854	16.61	1013.07	7.85	0.20
62	868	16.47	1020.84	7.77	0.20
63	882	16.33	1028.55	7.71	0.20
64	896	16.19	1036.19	7.64	0.20
65	910	16.06	1043.76	7.57	0.19
66	924	15.93	1051.27	7.51	0.19
67	938	15.80	1058.71	7.45	0.19
68	952	15.68	1066.10	7.38	0.19
69	966	15.56	1073.42	7.33	0.19
70	980	15.44	1080.69	7.27	0.19
71	994	15.32	1087.90	7.21	0.18
72	1008	15.21	1095.05	7.15	0.18
73	1022	15.10	1102.15	7.10	0.18
74	1036	14.99	1109.20	7.05	0.18
75	1050	14.88	1116.19	6.99	0.18
76	1064	14.78	1123.13	6.94	0.18
77	1078	14.68	1130.02	6.89	0.18
78	1092	14.58	1136.86	6.84	0.17
79	1106	14.48	1143.66	6.79	0.17
80	1120	14.38	1150.41	6.75	0.17
81	1134	14.29	1157.11	6.70	0.17
82	1148	14.19	1163.76	6.65	0.17
83	1162	14.10	1170.37	6.61	0.17
84	1176	14.01	1176.94	6.57	0.17
85	1190	13.92	1183.46	6.52	0.17
86	1204	13.84	1189.94	6.48	0.17
87	1218	13.75	1196.38	6.44	0.16
88	1232	13.67	1202.78	6.40	0.16
89	1246	13.59	1209.14	6.36	0.16
90	1260	13.51	1215.45	6.32	0.16
91	1274	13.43	1221.73	6.28	0.16
92	1288	13.35	1227.98	6.24	0.16
93	1302	13.27	1234.18	6.20	0.16
94	1316	13.20	1240.35	6.17	0.16
95	1330	13.12	1246.48	6.13	0.16
96	1344	13.05	1252.58	6.10	0.16
97	1358	12.98	1258.64	6.06	0.15
98	1372	12.90	1264.67	6.03	0.15
99	1386	12.83	1270.66	5.99	0.15
100	1400	12.77	1276.62	5.96	0.15
101	1414	12.70	1282.55	5.93	0.15
102	1428	12.63	1288.44	5.89	0.15
103	1442	12.57	1294.31	5.86	0.15

$n = 3$  の計算例

$$t = n \times t$$

$$= 3 \times 14$$

$$= 42 \text{ min}$$

$$r_{30} = \frac{706.15}{42^{0.55} + 1.565}$$

$$= 75.303 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1}$$

$$= 3 \times 75.303 - 2 \times 90.349$$

$$= 45.21 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.8 \times 45.21 \times 11.5$$

$$= 1.16 \text{ m}^3/\text{s}$$

表8 降雨波形および流量計算表（確率30年、開発後、間接流出域）

計算 時点 $n$	継続時間 $t = n \cdot t_{30}$ (min)	降雨強度 $r = \frac{706 \cdot 15}{t^{0.55} + 1.565}$ (mm/hr)	$n \cdot r$	単位時間あたりの降雨強度 $I_n = n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{n-1}$ (mm/hr)	流出量 $Q = \frac{1}{360} \cdot f_r \cdot r \cdot A$ ( $m^3/s$ )	浸透量 ( $m^3/s$ )	浸透を考慮した 流出量 ( $m^3/s$ )
1	10	138.11	138.11	138.11	1.074	0.05	1.024
2	20	104.46	208.93	70.82	0.551	0.05	0.501
3	30	87.64	262.91	53.99	0.420	0.05	0.370
4	40	77.00	308.01	45.09	0.351	0.05	0.301
5	50	69.48	347.39	39.38	0.306	0.05	0.256
6	60	63.79	382.71	35.33	0.275	0.05	0.225
7	70	59.28	414.97	32.26	0.251	0.05	0.201
8	80	55.60	444.81	29.84	0.232	0.05	0.182
9	90	52.52	472.68	27.87	0.217	0.05	0.167
10	100	49.89	498.90	26.22	0.204	0.05	0.154
11	110	47.61	523.72	24.82	0.193	0.05	0.143
12	120	45.61	547.33	23.61	0.184	0.05	0.134
13	130	43.84	569.88	22.55	0.175	0.05	0.125
14	140	42.25	591.50	21.62	0.168	0.05	0.118
15	150	40.82	612.29	20.79	0.162	0.05	0.112
16	160	39.52	632.33	20.04	0.156	0.05	0.106
17	170	38.33	651.69	19.36	0.151	0.05	0.101
18	180	37.25	670.43	18.74	0.146	0.05	0.096
19	190	36.24	688.61	18.18	0.141	0.05	0.091
20	200	35.31	706.26	17.66	0.137	0.05	0.087
21	210	34.45	723.44	17.18	0.134	0.05	0.084
22	220	33.64	740.17	16.73	0.130	0.05	0.080
23	230	32.89	756.49	16.32	0.127	0.05	0.077
24	240	32.18	772.42	15.93	0.124	0.05	0.074
25	250	31.52	787.99	15.57	0.121	0.05	0.071
26	260	30.89	803.22	15.23	0.118	0.05	0.068
27	270	30.30	818.13	14.91	0.116	0.05	0.066
28	280	29.74	832.73	14.61	0.114	0.05	0.064
29	290	29.21	847.05	14.32	0.111	0.05	0.061
30	300	28.70	861.11	14.05	0.109	0.05	0.059
31	310	28.22	874.90	13.79	0.107	0.05	0.057
32	320	27.76	888.45	13.55	0.105	0.05	0.055
33	330	27.33	901.77	13.32	0.104	0.05	0.054
34	340	26.91	914.87	13.10	0.102	0.05	0.052
35	350	26.51	927.76	12.89	0.100	0.05	0.050
36	360	26.12	940.44	12.69	0.099	0.05	0.049
37	370	25.75	952.93	12.49	0.097	0.05	0.047
38	380	25.40	965.24	12.31	0.096	0.05	0.046
39	390	25.06	977.37	12.13	0.094	0.05	0.044
40	400	24.73	989.33	11.96	0.093	0.05	0.043
41	410	24.42	1001.12	11.79	0.092	0.05	0.042
42	420	24.11	1012.76	11.64	0.091	0.05	0.041
43	430	23.82	1024.25	11.48	0.089	0.05	0.039
44	440	23.54	1035.58	11.34	0.088	0.05	0.038
45	450	23.26	1046.78	11.20	0.087	0.05	0.037
46	460	23.00	1057.84	11.06	0.086	0.05	0.036
47	470	22.74	1068.77	10.93	0.085	0.05	0.035
48	480	22.49	1079.57	10.80	0.084	0.05	0.034
49	490	22.25	1090.24	10.68	0.083	0.05	0.033
50	500	22.02	1100.80	10.56	0.082	0.05	0.032
51	510	21.79	1111.24	10.44	0.081	0.05	0.031
52	520	21.57	1121.57	10.33	0.080	0.05	0.030
53	530	21.35	1131.79	10.22	0.079	0.05	0.029
54	540	21.15	1141.90	10.11	0.079	0.05	0.029
55	550	20.94	1151.91	10.01	0.078	0.05	0.028
56	560	20.75	1161.82	9.91	0.077	0.05	0.027
57	570	20.55	1171.63	9.81	0.076	0.05	0.026
58	580	20.37	1181.35	9.72	0.076	0.05	0.026
59	590	20.19	1190.98	9.63	0.075	0.05	0.025
60	600	20.01	1200.51	9.54	0.074	0.05	0.024
61	610	19.84	1209.96	9.45	0.073	0.05	0.023
62	620	19.67	1219.32	9.36	0.073	0.05	0.023
63	630	19.50	1228.60	9.28	0.072	0.05	0.022
64	640	19.34	1237.80	9.20	0.072	0.05	0.022
65	650	19.18	1246.92	9.12	0.071	0.05	0.021
66	660	19.03	1255.97	9.04	0.070	0.05	0.020
67	670	18.88	1264.93	8.97	0.070	0.05	0.020
68	680	18.73	1273.83	8.89	0.069	0.05	0.019
69	690	18.59	1282.65	8.82	0.069	0.05	0.019
70	700	18.45	1291.40	8.75	0.068	0.05	0.018
71	710	18.31	1300.08	8.68	0.068	0.05	0.018
72	720	18.18	1308.70	8.62	0.067	0.05	0.017
73	730	18.04	1317.25	8.55	0.066	0.05	0.016
74	740	17.92	1325.73	8.48	0.066	0.05	0.016
75	750	17.79	1334.15	8.42	0.066	0.05	0.016
76	760	17.66	1342.51	8.36	0.065	0.05	0.015
77	770	17.54	1350.81	8.30	0.065	0.05	0.015
78	780	17.42	1359.05	8.24	0.064	0.05	0.014
79	790	17.31	1367.24	8.18	0.064	0.05	0.014
80	800	17.19	1375.36	8.12	0.063	0.05	0.013
81	810	17.08	1383.43	8.07	0.063	0.05	0.013
82	820	16.97	1391.44	8.01	0.062	0.05	0.012
83	830	16.86	1399.40	7.96	0.062	0.05	0.012
84	840	16.75	1407.31	7.91	0.062	0.05	0.012
85	850	16.65	1415.17	7.86	0.061	0.05	0.011
86	860	16.55	1422.97	7.80	0.061	0.05	0.011
87	870	16.45	1430.73	7.75	0.060	0.05	0.010
88	880	16.35	1438.43	7.71	0.060	0.05	0.010
89	890	16.25	1446.09	7.66	0.060	0.05	0.010
90	900	16.15	1453.70	7.61	0.059	0.05	0.009
91	910	16.06	1461.26	7.56	0.059	0.05	0.009
92	920	15.96	1468.78	7.52	0.058	0.05	0.008
93	930	15.87	1476.25	7.47	0.058	0.05	0.008
94	940	15.78	1483.68	7.43	0.058	0.05	0.008
95	950	15.70	1491.07	7.38	0.057	0.05	0.007
96	960	15.61	1498.41	7.34	0.057	0.05	0.007
97	970	15.52	1505.71	7.30	0.057	0.05	0.007
98	980	15.44	1512.97	7.26	0.056	0.05	0.006
99	990	15.36	1520.18	7.22	0.056	0.05	0.006
100	1,000	15.27	1527.36	7.18	0.056	0.05	0.006

101	1,010	15.19	1534.50	7.14	0.056	0.05	0.006
102	1,020	15.11	1541.60	7.10	0.055	0.05	0.005
103	1,030	15.04	1548.66	7.06	0.055	0.05	0.005
104	1,040	14.96	1555.68	7.02	0.055	0.05	0.005
105	1,050	14.88	1562.67	6.99	0.054	0.05	0.004
106	1,060	14.81	1569.61	6.95	0.054	0.05	0.004
107	1,070	14.73	1576.53	6.91	0.054	0.05	0.004
108	1,080	14.66	1583.40	6.88	0.053	0.05	0.003
109	1,090	14.59	1590.25	6.84	0.053	0.05	0.003
110	1,100	14.52	1597.05	6.81	0.053	0.05	0.003
111	1,110	14.45	1603.83	6.77	0.053	0.05	0.003
112	1,120	14.38	1610.57	6.74	0.052	0.05	0.002
113	1,130	14.31	1617.27	6.71	0.052	0.05	0.002
114	1,140	14.25	1623.95	6.67	0.052	0.05	0.002
115	1,150	14.18	1630.59	6.64	0.052	0.05	0.002
116	1,160	14.11	1637.20	6.61	0.051	0.05	0.001
117	1,170	14.05	1643.78	6.58	0.051	0.05	0.001
118	1,180	13.99	1650.32	6.55	0.051	0.05	0.001
119	1,190	13.92	1656.84	6.52	0.051	0.05	0.001
120	1,200	13.86	1663.33	6.49	0.050	0.05	0.000
121	1,210	13.80	1669.79	6.46	0.050	0.05	0.000
122	1,220	13.74	1676.21	6.43	0.050	0.05	0.000
123	1,230	13.68	1682.61	6.40	0.050	0.05	0.000
124	1,240	13.62	1688.98	6.37	0.050	0.05	0.000
125	1,250	13.56	1695.32	6.34	0.049	0.05	0.000
126	1,260	13.51	1701.64	6.31	0.049	0.05	0.000
127	1,270	13.45	1707.92	6.29	0.049	0.05	0.000
128	1,280	13.39	1714.18	6.26	0.049	0.05	0.000
129	1,290	13.34	1720.41	6.23	0.048	0.05	0.000
130	1,300	13.28	1726.62	6.20	0.048	0.05	0.000
131	1,310	13.23	1732.80	6.18	0.048	0.05	0.000
132	1,320	13.17	1738.95	6.15	0.048	0.05	0.000
133	1,330	13.12	1745.07	6.13	0.048	0.05	0.000
134	1,340	13.07	1751.18	6.10	0.047	0.05	0.000
135	1,350	13.02	1757.25	6.08	0.047	0.05	0.000
136	1,360	12.97	1763.30	6.05	0.047	0.05	0.000
137	1,370	12.91	1769.33	6.03	0.047	0.05	0.000
138	1,380	12.86	1775.33	6.00	0.047	0.05	0.000
139	1,390	12.82	1781.31	5.98	0.047	0.05	0.000
140	1,400	12.77	1787.27	5.96	0.046	0.05	0.000
141	1,410	12.72	1793.20	5.93	0.046	0.05	0.000
142	1,420	12.67	1799.11	5.91	0.046	0.05	0.000
143	1,430	12.62	1804.99	5.89	0.046	0.05	0.000
144	1,440	12.58	1810.86	5.86	0.046	0.05	0.000

$n = 3$  の計算例

$$t = n \times \quad t = 3 \times 10 = 30 \text{ min}$$

$$r_{30} = \frac{706.15}{30^{0.55} + 1.565} = 87.638 \text{ mm/hr}$$

$$I_n = n \times r_n - (n-1) \times r_{n-1} = 3 \times 87.638 - 2 \times 104.464 = 53.99 \text{ mm/hr}$$

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.8 \times 53.99 \times 3.5 = 0.42 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{浸透考慮の流出量} = 0.42 - 0.05 = 0.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

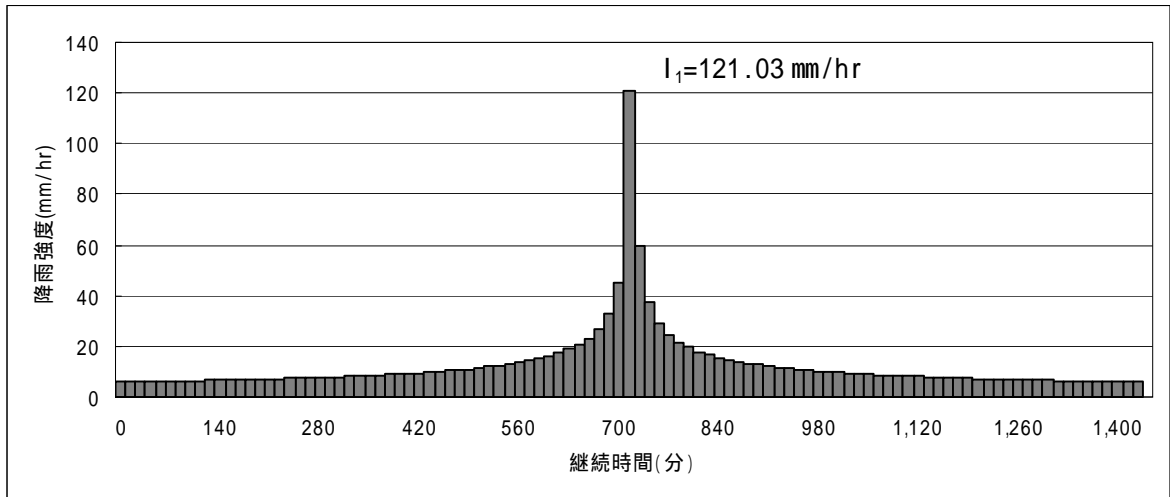


図 9 中央集中型降雨波形 (確率 30 年)

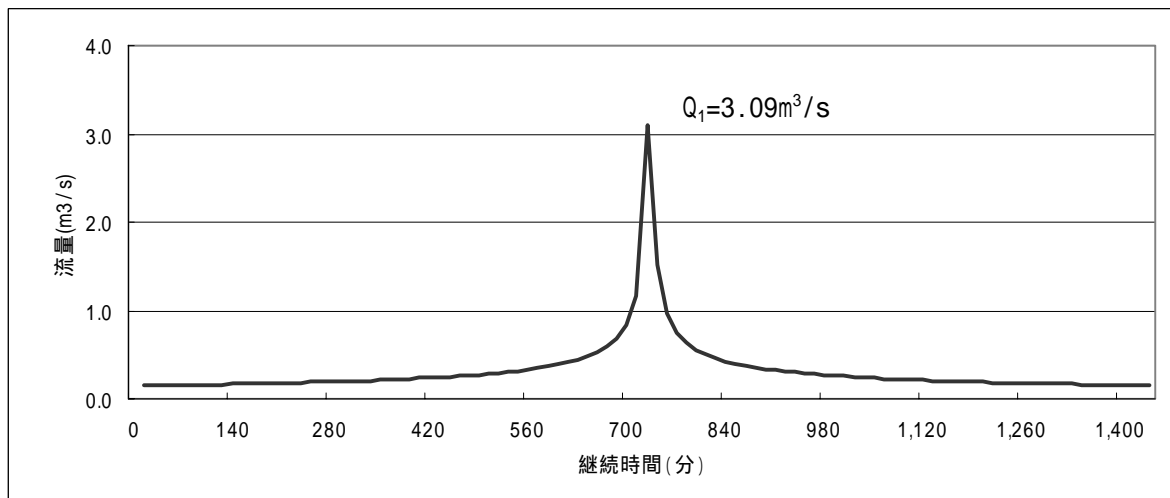


図 10 直接流出域のヒドログラフ

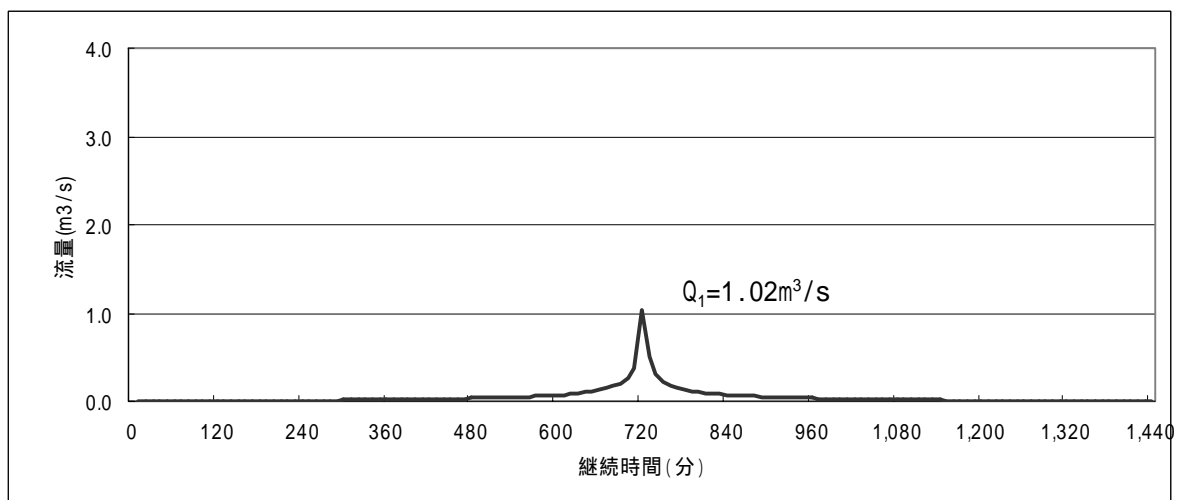


図 11 間接流出域のヒドログラフ (浸透効果を考慮)

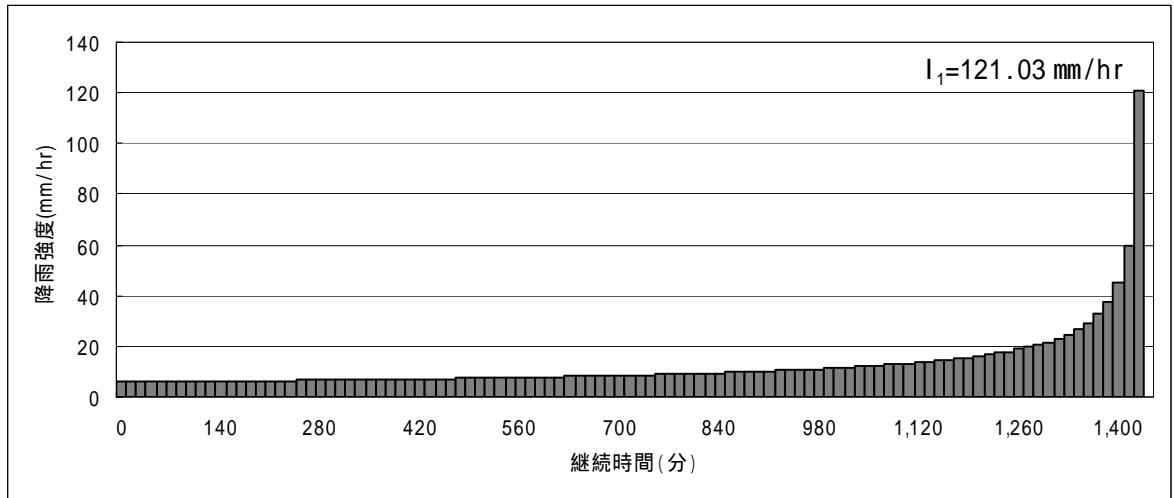


図 12 後方集中型降雨波形（確率 30 年）

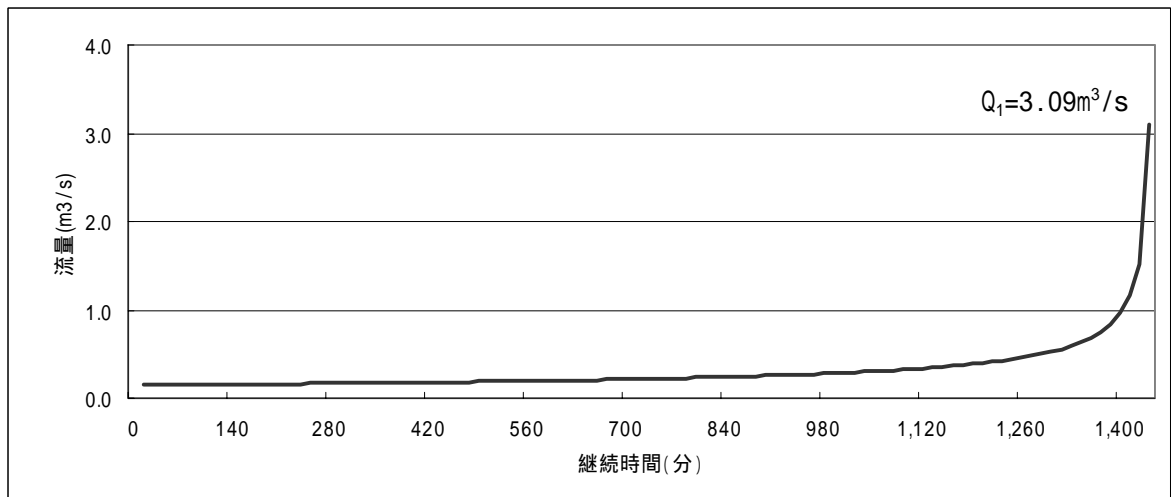


図 13 直接流出域のハイドログラフ

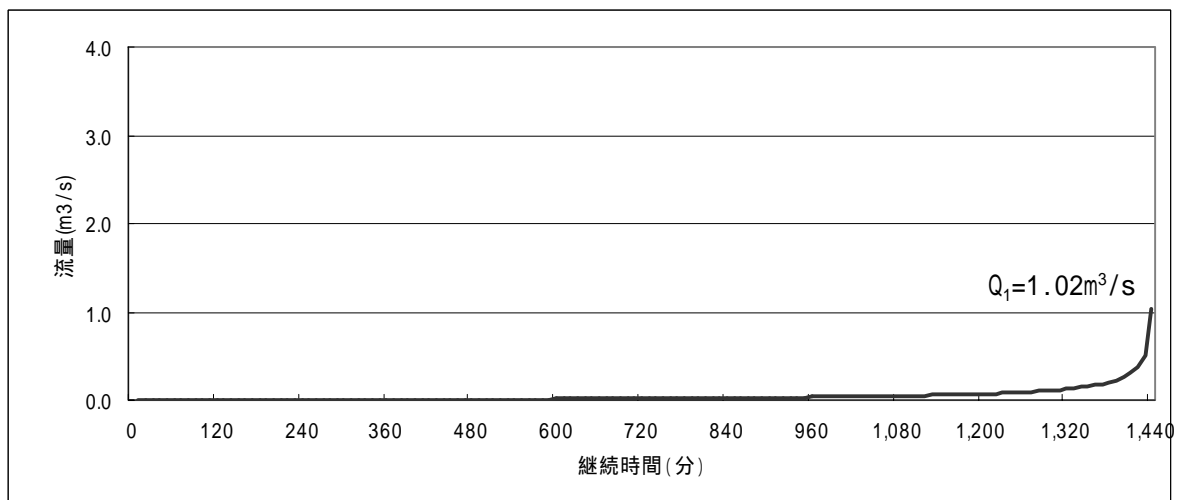


図 14 間接流出域のハイドログラフ(浸透効果を考慮)



#### 計算例 - 4

(運動場貯留における許容放流量の算定)

計画規模 30 年における開発前ピーク流量を算定する。(技術基準(案)第 11 条、第 15 条)

ピーク流量の算定は合理式を用いる。

$$Q = \frac{1}{360} f \cdot r \cdot A$$

$f$  = 開発前流出係数

$r$  = 降雨強度(mm/hr)

$A$  = 流域面積(ha)

開発前流出係数

前述の算定結果より  $f = 0.65$

降雨強度

前述の開発前洪水到達時間算定結果を、福岡市河川長時間降雨強度式(確率 30 年)に代入し、算定する。

$$r = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565} = \frac{706.15}{15^{0.55} + 1.565} = 117.7(\text{mm/hr})$$

流域面積

与条件より  $A = 15.0(\text{ha})$

開発前ピーク流量

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.65 \times 117.7 \times 15.0 = 3.19(\text{m}^3/\text{s})$$

流域貯留施設の許容放流量

以上より、流域最下流の評価地点において、開発後ピーク流量が  $3.19\text{m}^3/\text{s}$  以下となるような流出抑制対策が必要となる。

これより、流域貯留施設の許容放流量は、開発前ピーク流量 ( $3.19\text{m}^3/\text{s}$ ) から直接流出域の開発後ピーク流量 ( $3.09\text{m}^3/\text{s}$ ) を差し引き、 $0.1\text{m}^3/\text{s}$  と設定する。

$$\cdot \text{直接流出域の開発後ピーク流量} = \frac{1}{360} \times 0.8 \times \frac{706.15}{14^{0.55} + 1.565} \times 11.5 = 3.09\text{m}^3/\text{s}$$

$$\begin{aligned} \cdot \text{流域貯留施設の許容放流量} &= \text{開発前ピーク流量} - \text{直接流出域の開発後ピーク流量} \\ &= 3.19 - 3.09 \\ &= 0.1\text{m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

計算例 - 5

(貯留追跡計算による流出抑制効果の算定)

流域貯留施設の流出抑制効果を貯留追跡計算により算定する。(技術基準(案)第16条)

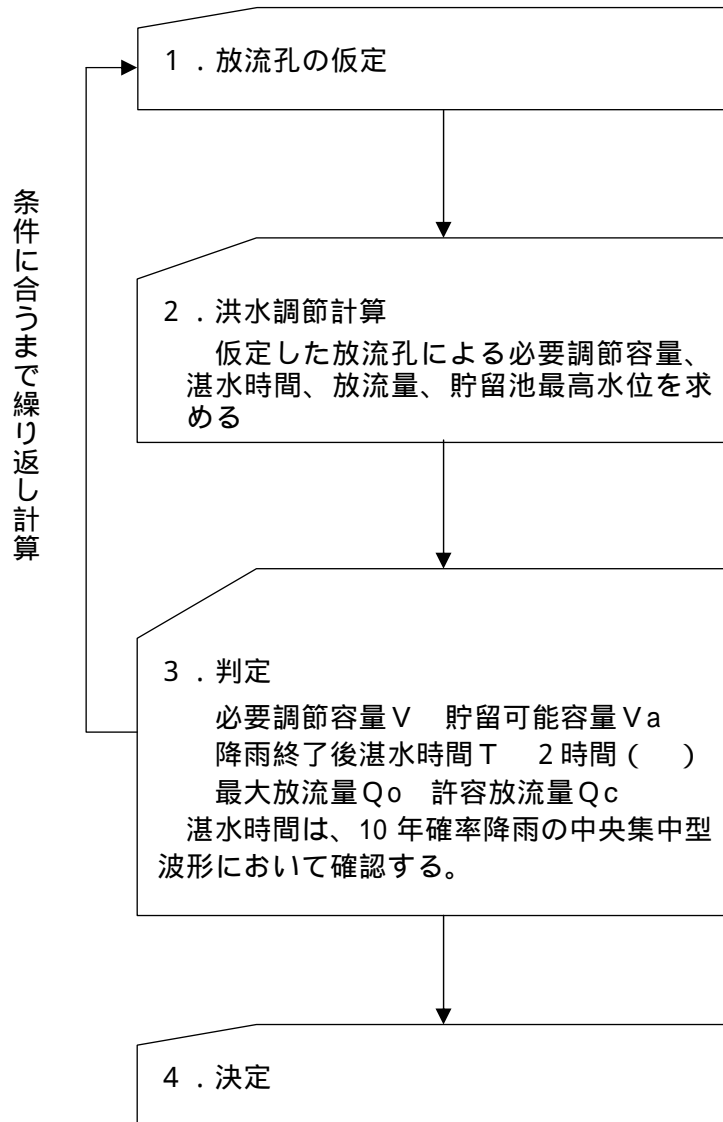
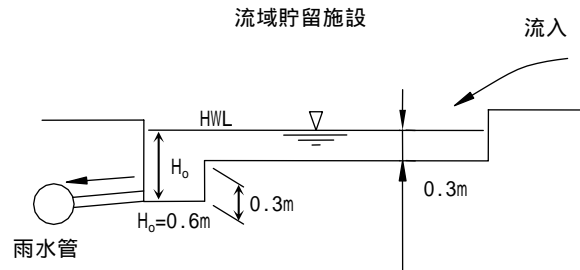


図 15 必要調節容量検討フロー

### オリフィス断面の仮定

オリフィス断面は、オリフィスの流量公式より以下のように仮定する。

なお、HWLからオリフィス敷高までの水深（ $H_0$ ）は0.6mとする。



$$\begin{aligned} A_o &= \frac{Q}{C \cdot \sqrt{2g \cdot H_0}} \\ &= \frac{0.1}{0.6 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.6}} \\ &= 0.0486 \quad (\text{m}^2) \end{aligned}$$

オリフィスを正方形とすると、一辺の長さは

$$D = \sqrt{A_o} = \sqrt{0.0486} = 0.22(\text{m})$$

となり、これを第1次近似として再計算を行う。

$$A_o = \frac{0.1}{0.6 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.6 - 0.22/2)}} = 0.0538 \quad (\text{m}^2)$$

$$D = \sqrt{0.0538} = 0.23 \quad (\text{m})$$

年超過確率 1/30 に対する洪水調節計算（運動場貯留）

前項のオリフィス断面を参考にして、年超過確率 1/30 降雨に対する洪水調節計算を行った。

その結果は以下のとおりであり、目標値（判定）を満足するものとなった。

[ 判定 ]

- ・必要調節容量 V            貯留可能容量 Va ( 3,040m<sup>3</sup> )
- ・降雨終了後湛水時間 T        2 時間(10 年確率降雨、中央集中型降雨波形)
- ・最大放流量 Qo            許容放流量 Qc ( 0.1 m<sup>3</sup>/s )

( 計算結果 )

中央集中型降雨波形

オリフィス形状        : 幅 0.30m、高さ 0.20m  
調節容量                : 1,720m<sup>3</sup> ( 貯留可能容量 : 3,040m<sup>3</sup> )  
最高水位                : 0.168m ( 貯留限界水深 : 0.3m )  
最大放流量             : 0.097m<sup>3</sup>/s ( 許容放流量 : 0.1 m<sup>3</sup>/s )

算定式

$$Q = C \cdot B \cdot D \sqrt{2g(H - D/2)}$$
$$= 0.6 \times 0.30 \times 0.20 \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.3 + 0.168 - 0.20/2)}$$
$$= 0.097 \text{ m}^3 / \text{s}$$

ここに、    Q : オリフィスからの放流量        C : オリフィスの流量係数  
              B : 放流孔の幅                    D : 放流孔の高さ  
              g : 重力加速度                    H : 貯留水深 ( 側溝部含む )

後方集中型降雨波形

オリフィス形状        : 幅 0.30m、高さ 0.20m  
調節容量                : 1,780m<sup>3</sup> ( 貯留可能容量 : 3,040m<sup>3</sup> )  
最高水位                : 0.174m ( 貯留限界水深 : 0.3m )  
最大放流量             : 0.097m<sup>3</sup>/s ( 許容放流量 : 0.1 m<sup>3</sup>/s )

算定式

$$Q = C \cdot B \cdot D \sqrt{2g(H - D/2)}$$
$$= 0.6 \times 0.30 \times 0.20 \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.3 + 0.174 - 0.20/2)}$$
$$= 0.097 \text{ m}^3 / \text{s}$$

ここに、    Q : オリフィスからの放流量        C : オリフィスの流量係数  
              B : 放流孔の幅                    D : 放流孔の高さ  
              g : 重力加速度                    H : 貯留水深 ( 側溝部含む )

波形ごとの必要調節容量を比較すると、後方集中型降雨波形を用いた方が容量が大きくなっている。

年超過確率 1/10 に対する洪水調節計算（運動場貯留）

前項のオリフィス形状を用いて年超過確率 1/10 降雨、中央集中型降雨波形に対する、洪水調節計算を行った。

その結果は次表のとおりであり、降雨終了後の湛水時間の目標値を満足することができる。

表 9 洪水調節計算結果

オリフィス形状 (幅×高さ)	最大放流量 (m <sup>3</sup> /s)	最高水位 (利用面上:m)	貯留量 (m <sup>3</sup> )	降雨終了後湛 水時間(hr)
0.30×0.20	0.093	0.137	1,406	0 時間

算定式・・・表 10 参照

$$\begin{aligned}
 Q &= C \cdot B \cdot D \cdot \sqrt{2g(H - D/2)} \\
 &= 0.6 \times 0.30 \times 0.20 \cdot \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.3 + 0.137 - 0.20/2)} \\
 &= 0.093 \text{m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

ここに、

Q：オリフィスからの放流量

C：オリフィスの流量係数

B：放流孔の幅

D：放流孔の高さ

g：重力加速度

H：貯留水深（側溝部含む）

#### 流出抑制効果の算定

前項の計算結果より、流域貯留施設（間接流出域）からの最大放流量は 0.097m<sup>3</sup>/s であり、これに直接流出域からのピーク流量（3.09m<sup>3</sup>/s）を加えると、3.187m<sup>3</sup>/s となる。

直接流出域のピーク流量	:	3.09m <sup>3</sup> /s	
間接流出域の最大放流量	:	0.097m <sup>3</sup> /s	
評価地点のピーク流量	:	3.187m <sup>3</sup> /s	3.19m <sup>3</sup> /s（開発前ピーク流量）

以上より、運動場を流出抑制施設として利用することにより、開発による流出抑制の目標値を満足することが可能となる。

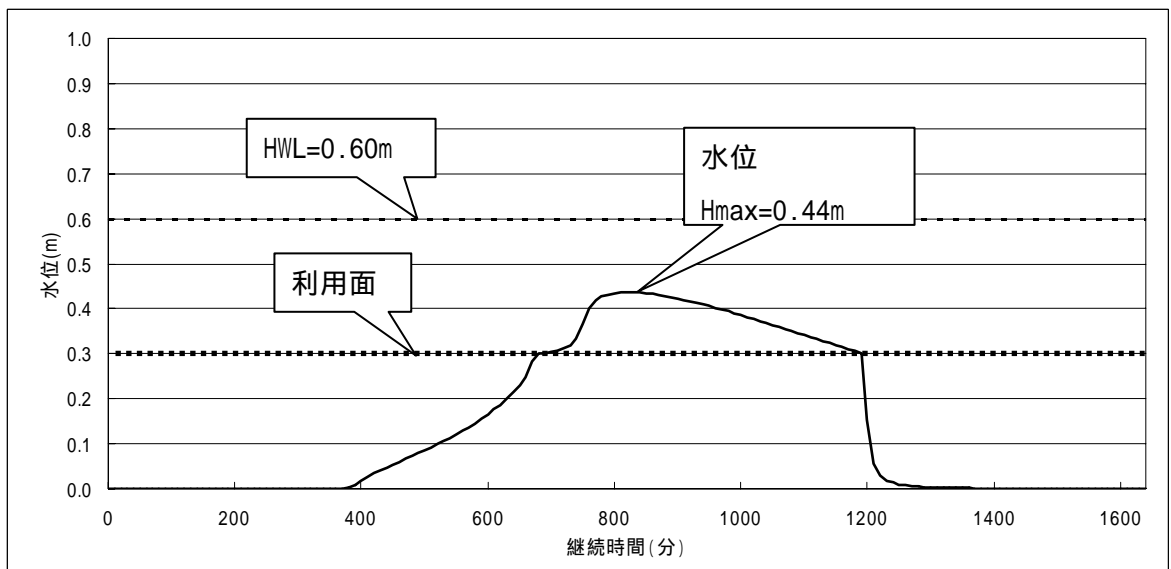
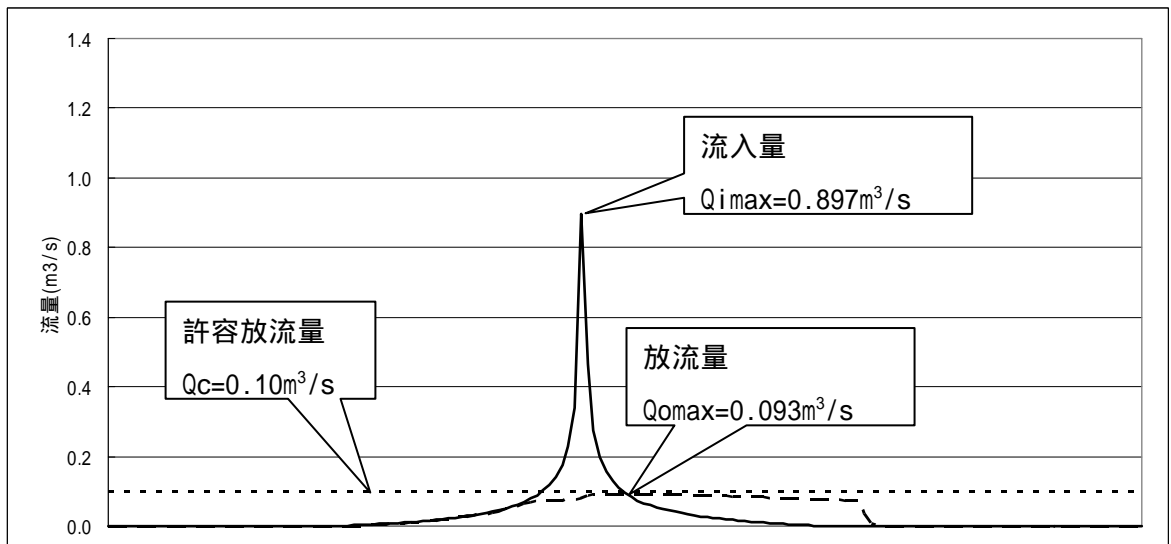
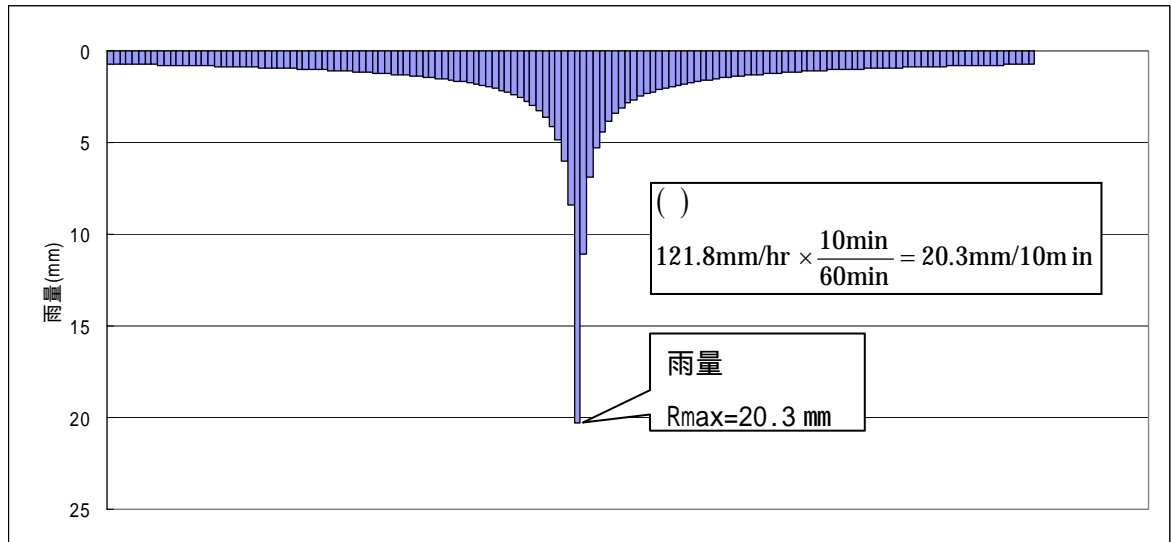


圖 16 洪水調節計算結果 (中央集中型降雨波形、確率 1 / 10)

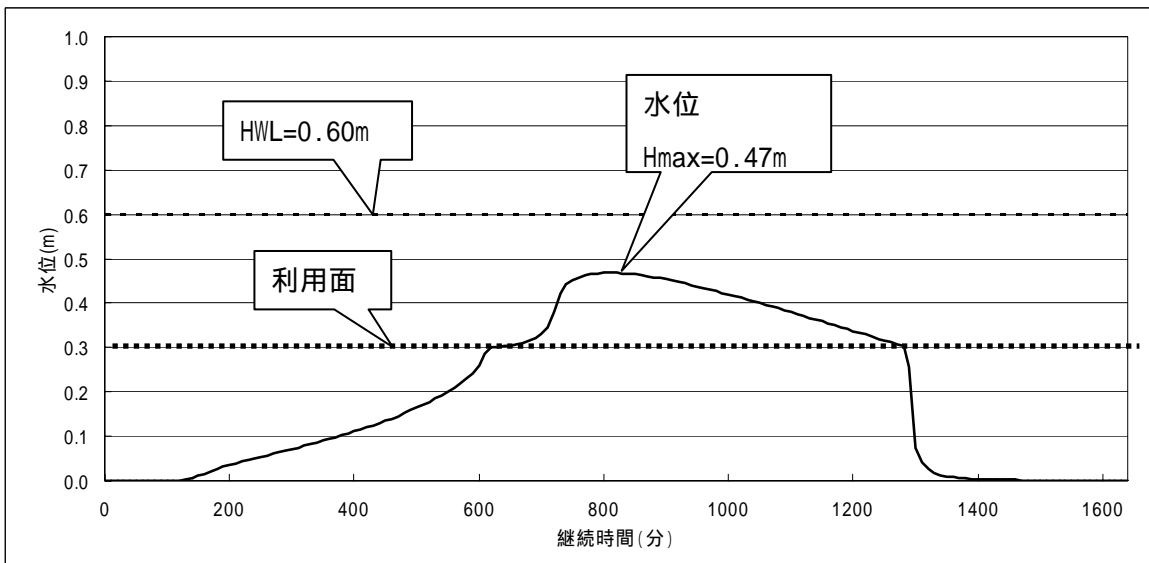
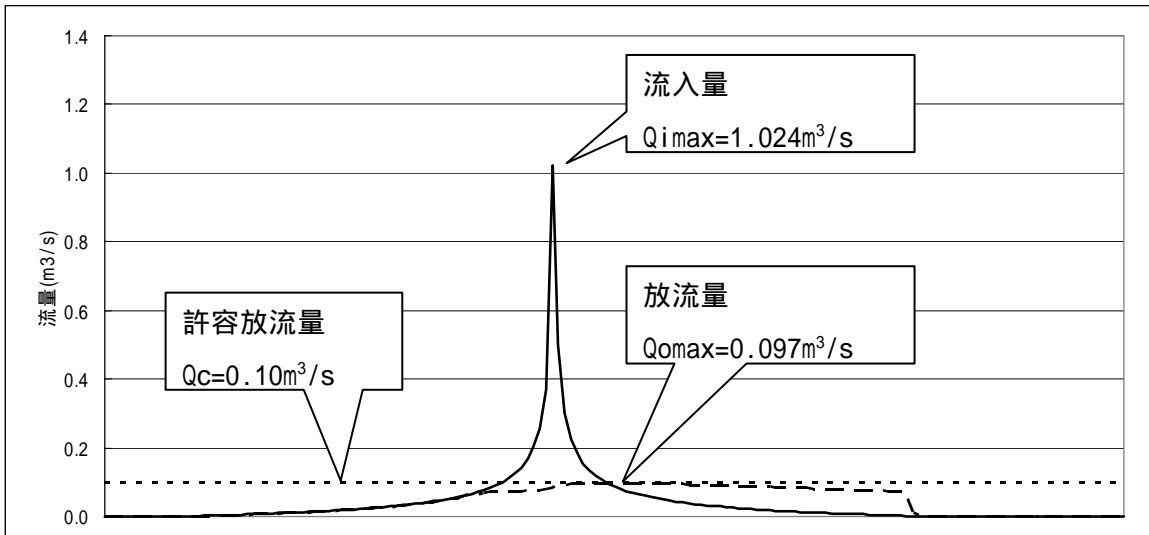
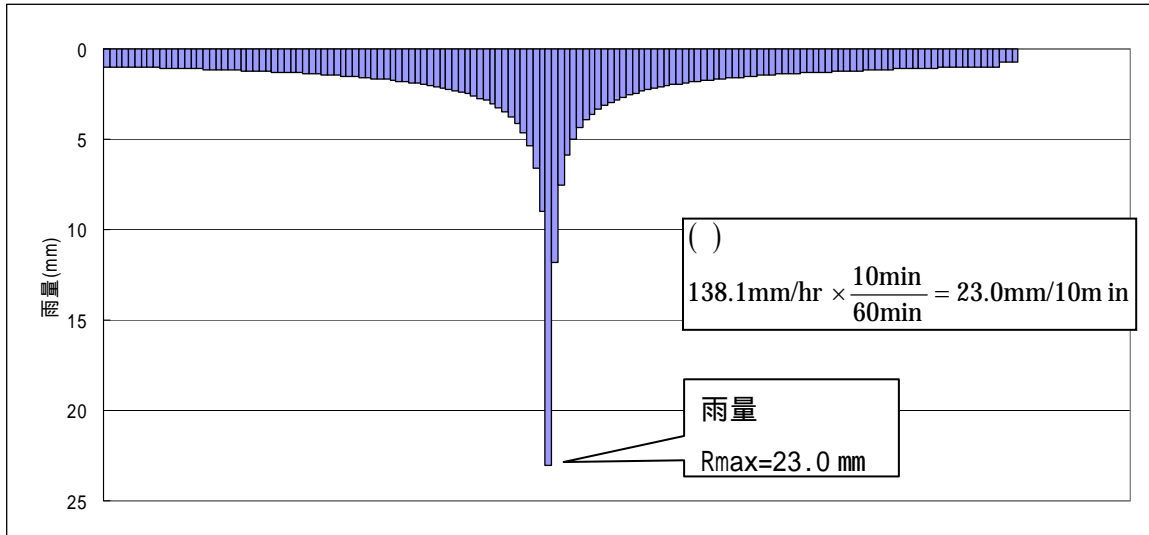


圖 17 洪水調節計算結果 (中央集中型降雨波形、確率 1 / 30)

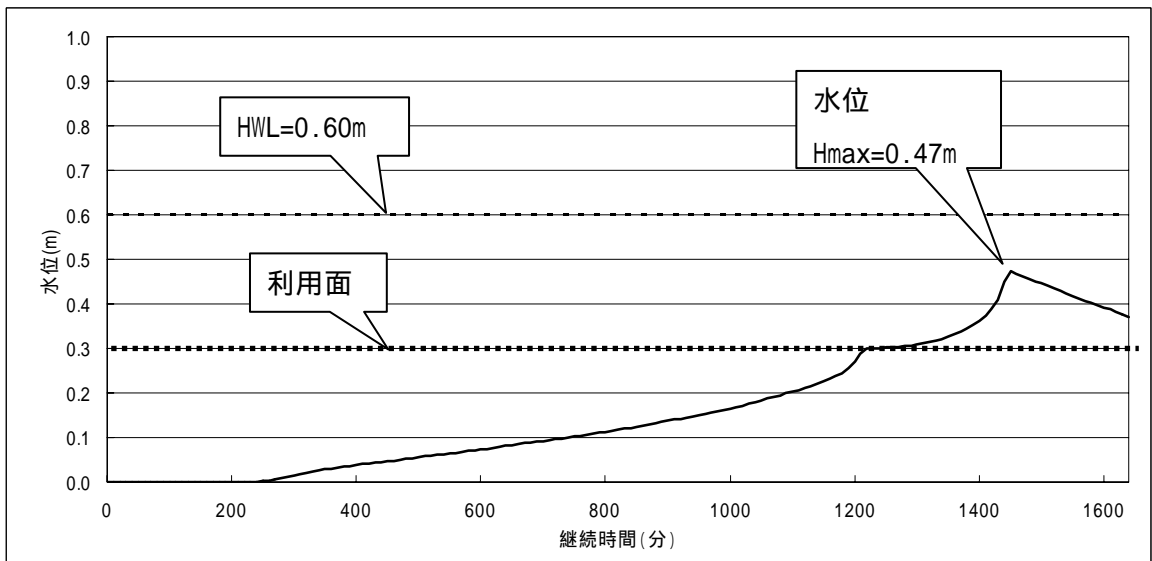
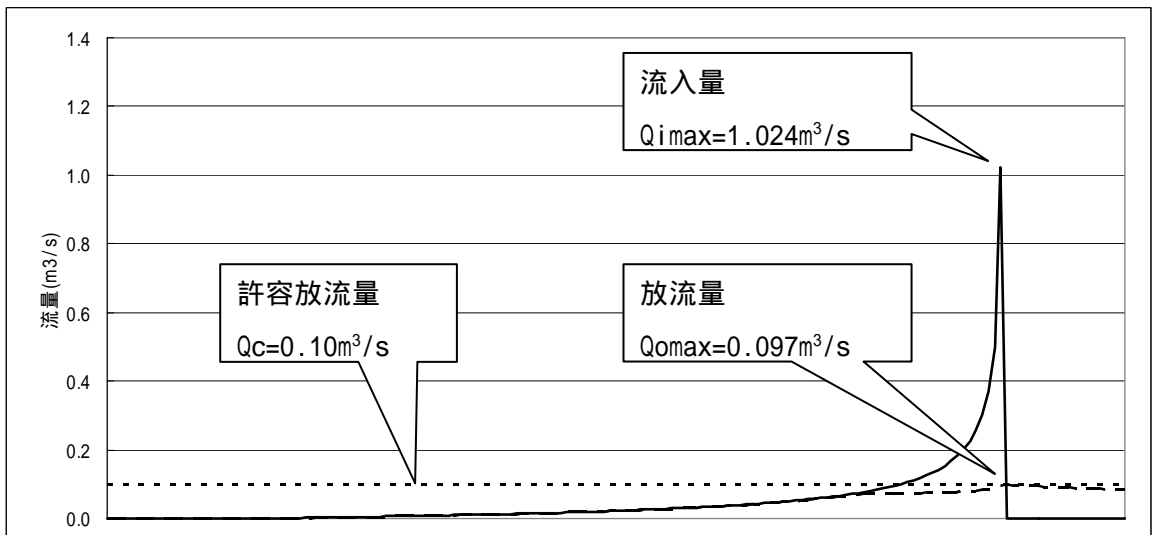
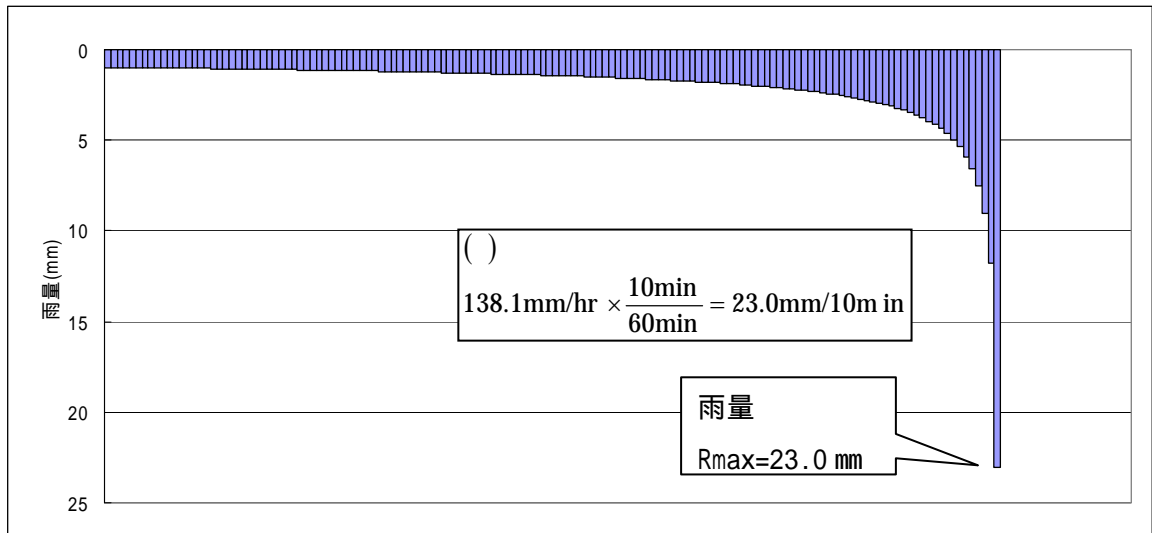


圖 18 洪水調節計算結果 (後方集中型降雨波形、確率 1 / 30)



表 10 洪水調節計算結果 (中央集中型降雨波形、確率 1/10)

計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)	計算時間 t(分)	流入量 QI(m3/s)	放流量 QO(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)
10	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	830	0.0592	0.0920	0.433	10000	1364.7
20	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	840	0.0535	0.0917	0.431	10000	1343.4
30	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	850	0.0484	0.0913	0.428	10000	1319.1
40	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	860	0.0440	0.0909	0.426	10000	1292.2
50	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	870	0.0401	0.0905	0.423	10000	1262.9
60	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	880	0.0365	0.0901	0.420	10000	1231.7
70	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	890	0.0333	0.0896	0.416	10000	1198.7
80	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	900	0.0304	0.0891	0.413	10000	1164.2
90	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	910	0.0278	0.0886	0.409	10000	1128.3
100	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	920	0.0253	0.0881	0.406	10000	1091.3
110	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	930	0.0231	0.0875	0.402	10000	1053.1
120	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	940	0.0210	0.0870	0.398	10000	1014.0
130	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	950	0.0191	0.0864	0.394	10000	974.0
140	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	960	0.0173	0.0858	0.390	10000	933.3
150	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	970	0.0156	0.0852	0.386	10000	891.9
160	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	980	0.0141	0.0845	0.381	10000	849.9
170	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	990	0.0126	0.0839	0.377	10000	807.3
180	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1000	0.0112	0.0832	0.373	10000	764.3
190	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1010	0.0099	0.0826	0.368	10000	720.9
200	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1020	0.0087	0.0819	0.364	10000	677.1
210	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1030	0.0075	0.0812	0.360	10000	633.0
220	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1040	0.0064	0.0806	0.355	10000	588.6
230	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1050	0.0053	0.0799	0.351	10000	544.0
240	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1060	0.0043	0.0792	0.346	10000	499.2
250	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1070	0.0033	0.0786	0.342	10000	454.1
260	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1080	0.0024	0.0779	0.337	10000	408.9
270	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1090	0.0016	0.0772	0.333	10000	363.6
280	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1100	0.0007	0.0766	0.328	10000	318.1
290	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1110	0.0000	0.0759	0.324	10000	272.6
300	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1120	0.0000	0.0752	0.319	10000	227.3
310	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1130	0.0000	0.0745	0.315	10000	182.3
320	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1140	0.0000	0.0739	0.310	10000	137.8
330	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1150	0.0000	0.0732	0.306	10000	93.7
340	0.0003	0.0000	0.001	120	0.1	1160	0.0000	0.0726	0.301	10000	49.9
350	0.0011	0.0001	0.004	120	0.5	1170	0.0000	0.0325	0.153	120	18.4
360	0.0020	0.0006	0.010	120	1.2	1180	0.0000	0.0070	0.055	120	6.6
370	0.0029	0.0012	0.018	120	2.1	1190	0.0000	0.0029	0.030	120	3.6
380	0.0038	0.0022	0.026	120	3.1	1200	0.0000	0.0015	0.019	120	2.3
390	0.0048	0.0033	0.034	120	4.0	1210	0.0000	0.0009	0.014	120	1.6
400	0.0058	0.0044	0.041	120	4.9	1220	0.0000	0.0006	0.010	120	1.2
410	0.0069	0.0056	0.048	120	5.7	1230	0.0000	0.0004	0.008	120	0.9
420	0.0081	0.0068	0.054	120	6.5	1240	0.0000	0.0003	0.006	120	0.7
430	0.0093	0.0080	0.060	120	7.3	1250	0.0000	0.0002	0.005	120	0.6
440	0.0105	0.0093	0.067	120	8.0	1260	0.0000	0.0002	0.004	120	0.5
450	0.0119	0.0106	0.073	120	8.7	1270	0.0000	0.0001	0.004	120	0.4
460	0.0133	0.0120	0.079	120	9.5	1280	0.0000	0.0001	0.003	120	0.4
470	0.0148	0.0136	0.086	120	10.3	1290	0.0000	0.0001	0.003	120	0.3
480	0.0165	0.0151	0.092	120	11.0	1300	0.0000	0.0001	0.002	120	0.3
490	0.0182	0.0168	0.099	120	11.9	1310	0.0000	0.0000	0.002	120	0.2
500	0.0200	0.0187	0.106	120	12.7	1320	0.0000	0.0000	0.002	120	0.2
510	0.0220	0.0205	0.113	120	13.6	1330	0.0000	0.0000	0.002	120	0.2
520	0.0242	0.0226	0.121	120	14.5	1340	0.0000	0.0000	0.001	120	0.2
530	0.0265	0.0249	0.129	120	15.4	1350	0.0000	0.0000	0.001	120	0.2
540	0.0291	0.0274	0.137	120	16.4	1360	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
550	0.0318	0.0300	0.146	120	17.5	1370	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
560	0.0349	0.0330	0.155	120	18.6	1380	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
570	0.0382	0.0362	0.165	120	19.8	1390	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
580	0.0420	0.0397	0.176	120	21.1	1400	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
590	0.0462	0.0438	0.187	120	22.5	1410	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
600	0.0509	0.0482	0.200	120	24.0	1420	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
610	0.0563	0.0534	0.214	120	25.6	1430	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
620	0.0625	0.0591	0.229	120	27.5	1440	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
630	0.0697	0.0649	0.249	120	29.9	1450	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
640	0.0784	0.0699	0.283	120	33.9	1460	0.0000	0.0000	0.000	120	0.1
650	0.0889	0.0725	0.301	10000	41.4	1470	0.0000	0.0000	0.000	120	0.1
660	0.1019	0.0727	0.302	10000	55.1	1480	0.0000	0.0000	0.000	120	0.1
670	0.1188	0.0730	0.304	10000	77.6	1490	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
680	0.1417	0.0735	0.308	10000	111.8	1500	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
690	0.1750	0.0743	0.313	10000	162.5	1510	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
700	0.2293	0.0754	0.320	10000	238.9	1520	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
710	0.3407	0.0772	0.333	10000	364.1	1530	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
720	0.8970	0.0820	0.365	10000	687.6	1540	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
730	0.4666	0.0874	0.401	10000	1045.9	1550	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
740	0.2729	0.0899	0.418	10000	1214.6	1560	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
750	0.1983	0.0911	0.427	10000	1301.7	1570	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
760	0.1566	0.0918	0.432	10000	1353.3	1580	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
770	0.1293	0.0922	0.435	10000	1383.8	1590	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
780	0.1098	0.0924	0.436	10000	1400.2	1600	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
790	0.0950	0.0925	0.437	10000	1406.1	1610	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
800	0.0833	0.0925	0.437	10000	1404.1	1620	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
810	0.0738	0.0924	0.436	10000	1395.8	1630	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
820	0.0659	0.0922	0.435	10000	1382.4	1640	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0

水位はオリフィス敷高からの高さを示す。

[ 湛水時間 ] ... 降雨終了時間 : 1,440 分、水位が利用面 (0.3m) を下回る時間 : 1,170 分  
降雨終了後の湛水時間 : -270 分 ( 降雨終了後 0 時間とする )

表 11 洪水調節計算結果 (中央集中型降雨波形、確率 1/30)

流入量 QI (m3/s)	放流量 QO (m3/s)	水位 H (m)	水面積 F (m2)	容量 V (m3)	計算時間 t (分)	流入量 QI (m3/s)	放流量 QO (m3/s)	水位 H (m)	水面積 F (m2)	容量 V (m3)
0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	830	0.0801	0.0966	0.467	10000	1708.2
0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	840	0.0739	0.0964	0.466	10000	1696.5
0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	850	0.0684	0.0962	0.465	10000	1681.4
0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	860	0.0636	0.0960	0.463	10000	1663.4
0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	870	0.0593	0.0957	0.461	10000	1642.7
0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	880	0.0554	0.0954	0.458	10000	1619.8
0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	890	0.0519	0.0951	0.456	10000	1594.8
0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	900	0.0487	0.0947	0.453	10000	1568.0
0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	910	0.0457	0.0943	0.450	10000	1539.6
0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	920	0.0430	0.0939	0.447	10000	1509.8
0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	930	0.0405	0.0935	0.444	10000	1478.6
0.0002	0.0000	0.001	120	0.1	940	0.0382	0.0931	0.441	10000	1446.2
0.0007	0.0001	0.003	120	0.3	950	0.0360	0.0926	0.438	10000	1412.8
0.0012	0.0003	0.006	120	0.8	960	0.0340	0.0921	0.434	10000	1378.4
0.0017	0.0006	0.011	120	1.3	970	0.0321	0.0917	0.431	10000	1343.1
0.0022	0.0011	0.016	120	2.0	980	0.0303	0.0912	0.427	10000	1306.9
0.0027	0.0017	0.021	120	2.6	990	0.0287	0.0906	0.423	10000	1270.1
0.0032	0.0023	0.026	120	3.2	1000	0.0271	0.0901	0.420	10000	1232.6
0.0038	0.0029	0.031	120	3.7	1010	0.0256	0.0896	0.416	10000	1194.5
0.0043	0.0035	0.035	120	4.2	1020	0.0242	0.0890	0.412	10000	1155.8
0.0049	0.0041	0.039	120	4.7	1030	0.0228	0.0885	0.408	10000	1116.7
0.0055	0.0048	0.043	120	5.1	1040	0.0215	0.0879	0.404	10000	1077.1
0.0061	0.0054	0.046	120	5.6	1050	0.0203	0.0873	0.400	10000	1037.1
0.0068	0.0060	0.050	120	6.0	1060	0.0192	0.0867	0.396	10000	996.7
0.0074	0.0067	0.054	120	6.5	1070	0.0181	0.0861	0.392	10000	956.1
0.0081	0.0074	0.057	120	6.9	1080	0.0170	0.0855	0.388	10000	915.1
0.0088	0.0081	0.061	120	7.3	1090	0.0160	0.0849	0.384	10000	873.9
0.0096	0.0088	0.065	120	7.8	1100	0.0150	0.0843	0.380	10000	832.4
0.0103	0.0096	0.068	120	8.2	1110	0.0141	0.0837	0.375	10000	790.8
0.0111	0.0104	0.072	120	8.6	1120	0.0132	0.0830	0.371	10000	749.0
0.0119	0.0112	0.075	120	9.0	1130	0.0123	0.0824	0.367	10000	707.0
0.0128	0.0120	0.079	120	9.5	1140	0.0115	0.0817	0.363	10000	664.9
0.0136	0.0128	0.083	120	9.9	1150	0.0107	0.0811	0.359	10000	622.7
0.0146	0.0138	0.087	120	10.4	1160	0.0099	0.0804	0.354	10000	580.5
0.0155	0.0147	0.090	120	10.8	1170	0.0092	0.0798	0.350	10000	538.1
0.0165	0.0157	0.094	120	11.3	1180	0.0085	0.0792	0.346	10000	495.7
0.0175	0.0167	0.098	120	11.8	1190	0.0078	0.0786	0.342	10000	453.3
0.0186	0.0177	0.103	120	12.3	1200	0.0071	0.0779	0.337	10000	410.8
0.0197	0.0189	0.107	120	12.9	1210	0.0065	0.0773	0.333	10000	368.3
0.0209	0.0201	0.111	120	13.4	1220	0.0058	0.0767	0.329	10000	325.8
0.0222	0.0213	0.116	120	13.9	1230	0.0052	0.0760	0.325	10000	283.3
0.0235	0.0225	0.120	120	14.4	1240	0.0046	0.0754	0.320	10000	240.8
0.0249	0.0239	0.125	120	15.0	1250	0.0040	0.0748	0.316	10000	198.3
0.0263	0.0253	0.130	120	15.6	1260	0.0035	0.0742	0.312	10000	155.9
0.0279	0.0268	0.135	120	16.2	1270	0.0029	0.0735	0.308	10000	113.5
0.0295	0.0284	0.140	120	16.9	1280	0.0024	0.0729	0.304	10000	71.2
0.0312	0.0301	0.146	120	17.5	1290	0.0019	0.0660	0.257	120	30.9
0.0330	0.0319	0.152	120	18.2	1300	0.0014	0.0108	0.073	120	8.8
0.0350	0.0338	0.158	120	18.9	1310	0.0009	0.0045	0.041	120	4.9
0.0371	0.0358	0.164	120	19.7	1320	0.0005	0.0024	0.027	120	3.3
0.0393	0.0380	0.170	120	20.5	1330	0.0000	0.0014	0.019	120	2.3
0.0417	0.0403	0.177	120	21.3	1340	0.0000	0.0008	0.013	120	1.6
0.0443	0.0428	0.185	120	22.2	1350	0.0000	0.0005	0.010	120	1.2
0.0472	0.0456	0.192	120	23.1	1360	0.0000	0.0004	0.008	120	0.9
0.0502	0.0485	0.201	120	24.1	1370	0.0000	0.0002	0.006	120	0.7
0.0536	0.0518	0.209	120	25.1	1380	0.0000	0.0002	0.005	120	0.6
0.0573	0.0553	0.219	120	26.3	1390	0.0000	0.0001	0.004	120	0.5
0.0614	0.0592	0.229	120	27.5	1400	0.0000	0.0001	0.004	120	0.4
0.0660	0.0636	0.241	120	28.9	1410	0.0000	0.0001	0.003	120	0.4
0.0711	0.0662	0.259	120	31.0	1420	0.0000	0.0001	0.003	120	0.3
0.0769	0.0705	0.287	120	34.4	1430	0.0000	0.0001	0.002	120	0.3
0.0836	0.0724	0.300	10000	39.7	1440	0.0000	0.0000	0.002	120	0.2
0.0914	0.0726	0.301	10000	48.7	1450	0.0000	0.0000	0.002	120	0.2
0.1006	0.0728	0.303	10000	62.7	1460	0.0000	0.0000	0.002	120	0.2
0.1117	0.0731	0.305	10000	82.6	1470	0.0000	0.0000	0.001	120	0.2
0.1254	0.0735	0.307	10000	109.8	1480	0.0000	0.0000	0.001	120	0.2
0.1430	0.0740	0.311	10000	146.1	1490	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
0.1667	0.0747	0.316	10000	194.4	1500	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
0.2009	0.0757	0.322	10000	259.6	1510	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
0.2563	0.0770	0.331	10000	350.9	1520	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
0.3699	0.0791	0.346	10000	491.9	1530	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
1.0242	0.0847	0.382	10000	861.0	1540	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
0.5008	0.0905	0.423	10000	1265.9	1550	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
0.3007	0.0931	0.442	10000	1451.3	1560	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
0.2248	0.0945	0.452	10000	1552.6	1570	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
0.1821	0.0954	0.458	10000	1617.7	1580	0.0000	0.0000	0.001	120	0.1
0.1539	0.0960	0.463	10000	1661.1	1590	0.0000	0.0000	0.000	120	0.1
0.1336	0.0963	0.465	10000	1689.7	1600	0.0000	0.0000	0.000	120	0.1
0.1182	0.0966	0.467	10000	1707.3	1610	0.0000	0.0000	0.000	120	0.1
0.1059	0.0967	0.468	10000	1716.6	1620	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
0.0958	0.0967	0.468	10000	1719.0	1630	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0
0.0873	0.0967	0.468	10000	1715.9	1640	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0

水位はオリフィス敷高からの高さを示す。

表 12 洪水調節計算結果（後方集中型降雨波形、確率 1/30）

計算時間 t(分)	流入量 Q1(m3/s)	放流量 Q0(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)	計算時間 t(分)	流入量 Q1(m3/s)	放流量 Q0(m3/s)	水位 H(m)	水面積 F(m2)	容量 V(m3)
10	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	830	0.0228	0.0223	0.120	120	14.3
20	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	840	0.0235	0.0230	0.122	120	14.6
30	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	850	0.0242	0.0237	0.124	120	14.9
40	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	860	0.0249	0.0244	0.127	120	15.2
50	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	870	0.0256	0.0251	0.129	120	15.5
60	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	880	0.0263	0.0258	0.132	120	15.8
70	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	890	0.0271	0.0266	0.134	120	16.1
80	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	900	0.0279	0.0273	0.137	120	16.4
90	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	910	0.0287	0.0281	0.140	120	16.7
100	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	920	0.0295	0.0289	0.142	120	17.1
110	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	930	0.0303	0.0298	0.145	120	17.4
120	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	940	0.0312	0.0306	0.148	120	17.7
130	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	950	0.0321	0.0315	0.151	120	18.1
140	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	960	0.0330	0.0325	0.153	120	18.4
150	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	970	0.0340	0.0334	0.156	120	18.8
160	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	980	0.0350	0.0344	0.160	120	19.1
170	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	990	0.0360	0.0354	0.163	120	19.5
180	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1000	0.0371	0.0364	0.166	120	19.9
190	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1010	0.0382	0.0375	0.169	120	20.3
200	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1020	0.0393	0.0386	0.172	120	20.7
210	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1030	0.0405	0.0398	0.176	120	21.1
220	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1040	0.0417	0.0410	0.179	120	21.5
230	0.0000	0.0000	0.000	120	0.0	1050	0.0430	0.0423	0.183	120	22.0
240	0.0002	0.0000	0.001	120	0.1	1060	0.0443	0.0436	0.187	120	22.4
250	0.0005	0.0000	0.002	120	0.2	1070	0.0457	0.0450	0.191	120	22.9
260	0.0007	0.0002	0.004	120	0.5	1080	0.0472	0.0464	0.195	120	23.3
270	0.0009	0.0003	0.007	120	0.9	1090	0.0487	0.0478	0.199	120	23.8
280	0.0012	0.0006	0.010	120	1.2	1100	0.0502	0.0494	0.203	120	24.3
290	0.0014	0.0008	0.013	120	1.6	1110	0.0519	0.0510	0.207	120	24.9
300	0.0017	0.0011	0.016	120	1.9	1120	0.0536	0.0527	0.212	120	25.4
310	0.0019	0.0014	0.019	120	2.3	1130	0.0554	0.0544	0.216	120	26.0
320	0.0022	0.0016	0.021	120	2.6	1140	0.0573	0.0563	0.222	120	26.6
330	0.0024	0.0019	0.024	120	2.9	1150	0.0593	0.0583	0.227	120	27.2
340	0.0027	0.0022	0.026	120	3.1	1160	0.0614	0.0603	0.232	120	27.8
350	0.0029	0.0025	0.028	120	3.4	1170	0.0636	0.0625	0.238	120	28.5
360	0.0032	0.0028	0.030	120	3.6	1180	0.0660	0.0642	0.245	120	29.4
370	0.0035	0.0031	0.032	120	3.9	1190	0.0684	0.0668	0.256	120	30.7
380	0.0038	0.0034	0.034	120	4.1	1200	0.0711	0.0679	0.270	120	32.4
390	0.0040	0.0037	0.036	120	4.3	1210	0.0739	0.0704	0.287	120	34.4
400	0.0043	0.0039	0.038	120	4.5	1220	0.0769	0.0724	0.300	10000	36.8
410	0.0046	0.0042	0.040	120	4.8	1230	0.0801	0.0724	0.300	10000	40.4
420	0.0049	0.0045	0.042	120	5.0	1240	0.0836	0.0725	0.301	10000	46.1
430	0.0052	0.0049	0.043	120	5.2	1250	0.0873	0.0726	0.302	10000	53.8
440	0.0055	0.0052	0.045	120	5.4	1260	0.0914	0.0728	0.303	10000	63.8
450	0.0058	0.0055	0.047	120	5.6	1270	0.0958	0.0730	0.304	10000	76.2
460	0.0061	0.0058	0.048	120	5.8	1280	0.1006	0.0732	0.306	10000	91.3
470	0.0065	0.0061	0.050	120	6.0	1290	0.1059	0.0735	0.307	10000	109.2
480	0.0068	0.0064	0.052	120	6.3	1300	0.1117	0.0738	0.309	10000	130.3
490	0.0071	0.0067	0.054	120	6.5	1310	0.1182	0.0741	0.312	10000	154.8
500	0.0074	0.0071	0.056	120	6.7	1320	0.1254	0.0746	0.315	10000	183.3
510	0.0078	0.0074	0.058	120	6.9	1330	0.1336	0.0750	0.318	10000	216.2
520	0.0081	0.0078	0.059	120	7.1	1340	0.1430	0.0756	0.322	10000	254.0
530	0.0085	0.0081	0.061	120	7.3	1350	0.1539	0.0763	0.326	10000	297.5
540	0.0088	0.0085	0.063	120	7.5	1360	0.1667	0.0770	0.331	10000	347.7
550	0.0092	0.0088	0.065	120	7.8	1370	0.1821	0.0779	0.337	10000	405.9
560	0.0096	0.0092	0.066	120	8.0	1380	0.2009	0.0789	0.344	10000	473.8
570	0.0099	0.0096	0.068	120	8.2	1390	0.2248	0.0801	0.352	10000	553.8
580	0.0103	0.0100	0.070	120	8.4	1400	0.2563	0.0815	0.361	10000	649.7
590	0.0107	0.0103	0.071	120	8.6	1410	0.3007	0.0833	0.373	10000	767.3
600	0.0111	0.0107	0.073	120	8.8	1420	0.3699	0.0856	0.388	10000	917.9
610	0.0115	0.0111	0.075	120	9.0	1430	0.5008	0.0886	0.409	10000	1126.8
620	0.0119	0.0115	0.077	120	9.2	1440	1.0242	0.0942	0.449	10000	1529.5
630	0.0123	0.0120	0.079	120	9.4	1450	0.0000	0.0975	0.474	10000	1779.3
640	0.0128	0.0124	0.081	120	9.7	1460	0.0000	0.0967	0.468	10000	1721.0
650	0.0132	0.0128	0.082	120	9.9	1470	0.0000	0.0960	0.463	10000	1663.2
660	0.0136	0.0132	0.085	120	10.1	1480	0.0000	0.0952	0.457	10000	1605.8
670	0.0141	0.0137	0.087	120	10.4	1490	0.0000	0.0945	0.451	10000	1548.9
680	0.0146	0.0142	0.088	120	10.6	1500	0.0000	0.0937	0.446	10000	1492.4
690	0.0150	0.0147	0.090	120	10.8	1510	0.0000	0.0929	0.440	10000	1436.4
700	0.0155	0.0151	0.092	120	11.0	1520	0.0000	0.0922	0.434	10000	1380.9
710	0.0160	0.0156	0.094	120	11.3	1530	0.0000	0.0914	0.429	10000	1325.8
720	0.0165	0.0161	0.096	120	11.5	1540	0.0000	0.0907	0.424	10000	1271.2
730	0.0170	0.0166	0.098	120	11.8	1550	0.0000	0.0899	0.418	10000	1217.1
740	0.0175	0.0172	0.100	120	12.0	1560	0.0000	0.0891	0.413	10000	1163.3
750	0.0181	0.0176	0.102	120	12.3	1570	0.0000	0.0884	0.407	10000	1110.1
760	0.0186	0.0182	0.104	120	12.5	1580	0.0000	0.0876	0.402	10000	1057.3
770	0.0192	0.0187	0.107	120	12.8	1590	0.0000	0.0868	0.397	10000	1005.0
780	0.0197	0.0193	0.109	120	13.1	1600	0.0000	0.0861	0.392	10000	953.1
790	0.0203	0.0199	0.111	120	13.3	1610	0.0000	0.0853	0.387	10000	901.7
800	0.0209	0.0206	0.113	120	13.6	1620	0.0000	0.0846	0.381	10000	850.7
810	0.0215	0.0211	0.115	120	13.8	1630	0.0000	0.0838	0.376	10000	800.2
820	0.0222	0.0217	0.117	120	14.1	1640	0.0000	0.0830	0.371	10000	750.2

水位はオリフィス敷高からの高さを示す。

## 計算結果のまとめ

項	目	諸 元 等
1 計算条件	流出抑制施設	流域貯留施設 + 浸透施設
	流域面積	全流域：15ha 直接流出域：11.5ha 間接流出域：3.5ha
	流域貯留 ・ 浸透施設 ( 間接流出域 )	貯留場所：運動場 貯留可能面積：1.0ha 貯留限界水深：0.3m 貯留可能容量：3,040m <sup>3</sup> 浸透側溝延長：410m 浸透量：0.049m <sup>3</sup> /s ( 平均浸透強度 5.0mm/hr 相当 ) 流出係数：0.8 洪水到達時間：10 分 計画降雨：確率 1/30 ( 中央・後方集中型降雨波形 ) 湛水時間は確率 1/10、中央集中型降雨波形にて確認。 $r_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565} \quad r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3}$ ピーク流出量：1.02m <sup>3</sup> /s ( 浸透効果を考慮 ) 許容放流量：0.1m <sup>3</sup> /s
評価地点における計算条件	流出係数：開発前 0.65、開発後 0.80 洪水到達時間：開発前 15 分、開発後 14 分 計画降雨：確率 1/30 $r_{30} = \frac{706.15}{t^{0.55} + 1.565}$ ピーク流出量：全流域 4.03m <sup>3</sup> /s、直接流出域 3.09m <sup>3</sup> /s 許容放流量：3.19m <sup>3</sup> /s ( 開発前ピーク流量 )	
2 計算結果	計算結果	中央集中型降雨波形 オリフィス形状：幅 0.30m、高さ 0.20m 調節容量：1,720m <sup>3</sup> ( 貯留可能容量：3,040m <sup>3</sup> ) 最高水位：0.168m ( 貯留限界水深：0.3m ) 最大放流量：0.097m <sup>3</sup> /s ( 許容放流量：0.1 m <sup>3</sup> /s ) 降雨終了後湛水時間：0 時間 ( 2 時間(確率 1/10、中央集中型降雨波形) ) 後方集中型降雨波形 オリフィス形状：幅 0.30m、高さ 0.20m 調節容量：1,780m <sup>3</sup> ( 貯留可能容量：3,040m <sup>3</sup> ) 最高水位：0.174m ( 貯留限界水深：0.3m ) 最大放流量：0.097m <sup>3</sup> /s ( 許容放流量：0.1 m <sup>3</sup> /s ) 降雨終了後湛水時間：0 時間 ( 2 時間(確率 1/10、中央集中型降雨波形) )
	流出抑制効果の算定	直接流出域のピーク流量：3.09m <sup>3</sup> /s 間接流出域の最大放流量：0.097m <sup>3</sup> /s <hr/> 評価地点のピーク流量：3.187m <sup>3</sup> /s 3.19m <sup>3</sup> /s ( 開発前ピーク流量 ) 以上より、運動場を流出抑制施設として利用することにより、開発による流出抑制の目標値を満足することが可能となる。

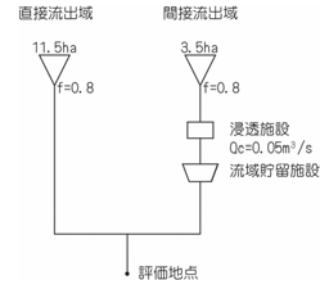


図 19 流出モデル

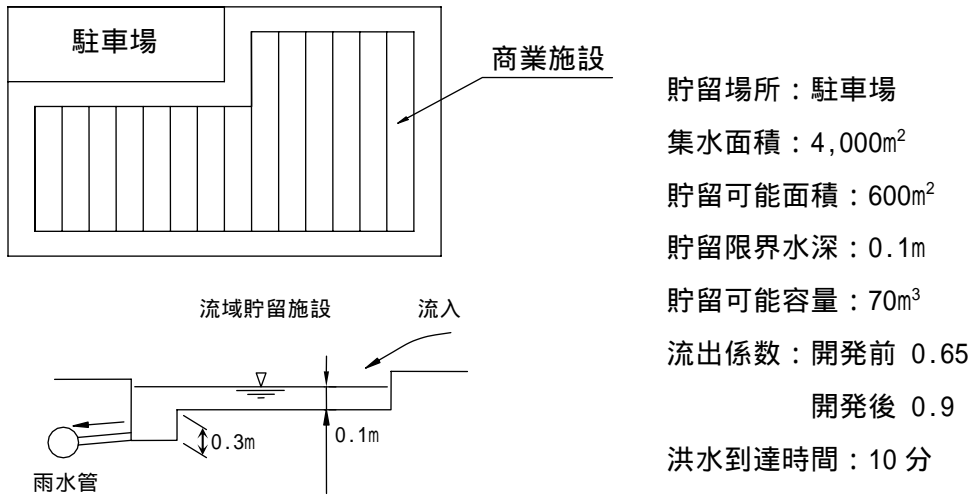
## **開発編計算例 9**

(小規模開発、流域貯留施設、簡便法)

## 開発編計算例9（小規模開発、流域貯留施設、簡便法）

（与条件）

下図に示すような商業施設を新設し、駐車場を流出抑制対策として利用するものとする。

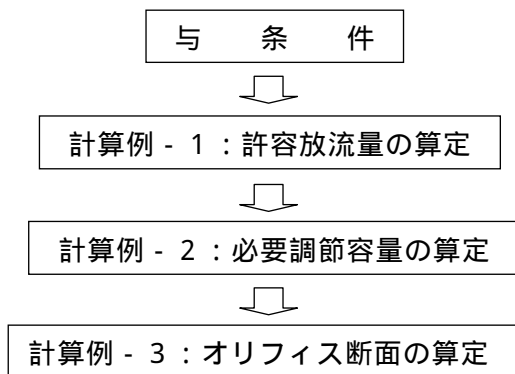


$$\begin{aligned}
 \text{貯留可能容量} &= \text{貯留部容量} + \text{側溝部容量} \\
 &= 600\text{m}^2 \times 0.1\text{m} + 110\text{m} \times 0.3\text{m} \times 0.3\text{m} \\
 &= 70\text{m}^3
 \end{aligned}$$

図1 施設諸元

（計算例フロー）

計算は以下に示すフローに従い行う。



計算例 - 1

( 駐車場貯留における許容放流量の算定 )

計画規模 10 年における開発前ピーク流量を算定する。( 技術基準(案)第 11 条、第 15 条 )

ピーク流量の算定は合理式を用いる。

$$Q = \frac{1}{360} f \cdot r \cdot A$$

$f$  = 開発前流出係数

$r$  = 降雨強度(mm/hr)

$A$  = 流域面積(ha)

開発前流出係数

与条件より  $f = 0.65$

降雨強度

洪水到達時間を、福岡市下水道長時間降雨強度式(確率 10 年)に代入し、算定する。

$$r = \frac{850}{t^{0.60} + 3} = \frac{850}{10^{0.60} + 3} = 121.8(\text{mm/hr})$$

流域面積

与条件より  $A = 0.4(\text{ha})$

開発前ピーク流量は、

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.65 \times 121.8 \times 0.4 = 0.088(\text{m}^3/\text{s})$$

以上より、開発後ピーク流量が  $0.088\text{m}^3/\text{s}$  以下となるような流出抑制対策が必要となる。

計算例 - 2

( 駐車場貯留における必要調節容量の算定 )

簡便法により許容放流量に対する必要調節容量を求める。( 技術基準(案)第 16 条 )

・算定式

雨水流出抑制施設の洪水調節容量は降雨強度曲線を用いて求める下式の V の値を最大とするような容量をもって、その必要調節容量とする。

$$V_i = \left( r_i - \frac{r_c}{2} \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360} \quad (1)$$

ここに

$V_i$  ; 容量 ( $m^3$ )

$r_i$  ; 降雨強度曲線上の任意継続時間相当降雨強度 (mm/hr)

$$\left( r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3} \quad ; \quad \text{福岡市下水道長時間降雨強度式} \right)$$

$r_c$  ; 許容放流量に相当する降雨強度 (mm/hr) ( $r_c = \frac{360 \times Q}{f \times A}$ )

$t_i$  ; 任意の降雨継続時間 (min)

$f$  ; 流出係数

$A$  ; 集水面積 (ha)

・洪水調節容量

(1)式の定数項を除いた式を y とおくと

$$y = \left( \frac{850}{t^{0.6} + 3} - \frac{r_c}{2} \right) \cdot t_i \quad (2)$$

これを微分して  $\frac{dy}{dt_i} = 0$  とすると

$$\frac{dy}{dt_i} = \frac{850 \times \{ (t^{0.6} + 3) - 0.6 t_i^{0.6} \}}{(t^{0.6} + 3)^2} - \frac{r_c}{2} = 0 \quad (3)$$

(3)式を  $t^{0.6} =$  とおいて整理すると

$$\begin{aligned} \frac{r_c}{2} \cdot t^{0.6} + (3r_c - 340.0) \cdot t^{0.6} + (4.5r_c - 2550.0) &= 0 \\ &= \frac{-(3r_c - 340.0) + (3060r_c + 115600)^{1/2}}{r_c} \\ t_i &= \frac{1}{0.6} \quad (4) \end{aligned}$$



(4)式により求めた $t_i$ を(1)式に代入して $V_i$ を求める。

表1 許容放流量に対する必要調節容量の算定

A (ha)	f	Q (m <sup>3</sup> /s)	r <sub>c</sub> (mm/hr)	x	t <sub>i</sub> (min)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0.4	0.9	0.088	88.00	7.9	31.4	63.9

注) 計算式

$$r_c = \frac{360 \times Q}{f \times A} = \frac{360 \times 0.088}{0.9 \times 0.4} = 88.00 \text{ mm/hr}$$

$$\chi = \frac{-(3 \times 88.00 - 340) + (3,060 \times 88.00 + 115,600)^{\frac{1}{2}}}{88.00} = 7.913$$

$$t_i = 7.913^{\frac{1}{0.6}} = 31.422 \text{ min}$$

$$V_i = \left( \frac{850}{31.422^{0.6} + 3} - \frac{88.00}{2} \right) \times 60 \times 31.422 \times 0.9 \times 0.4 \times \frac{1}{360} = 63.9 \text{ m}^3$$

以上より、許容放流量に対する必要調節容量は、63.9m<sup>3</sup>となる。

貯留可能容量 70m<sup>3</sup> > 63.9m<sup>3</sup> (必要調節容量) . . . O K .

計算例 - 3

( 駐車場貯留におけるオリフィス断面の算定 )

オリフィスの流量公式よりオリフィス断面を算定する。( 技術基準(案)第 16 条 )

オリフィス断面の仮定

・算定式

$$Q = C \cdot B \cdot D \sqrt{2g(H - D/2)}$$

ここに、

Q : オリフィスからの放流量

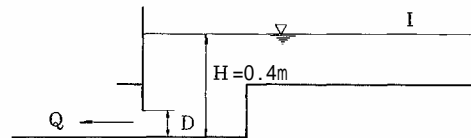
C : オリフィスの流量係数

B : 放流孔の幅

D : 放流孔の高さ

g : 重力加速度

H : 貯留水深 ( 側溝部含む )



・オリフィス断面

オリフィス断面を幅 0.3m、高さ 0.2m と仮定する。

オリフィスからの放流量 Q は、

$$Q = 0.6 \times 0.3 \times 0.2 \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.4 - 0.2/2)}$$

$$= 0.087(\text{m}^3/\text{s}) < Q_o = 0.088(\text{m}^3/\text{s})$$

( 許容放流量 )

・・・ OK

## 湛水時間の算定

### ・算定式

湛水時間の算定は次式によるものとする。

$$T = \frac{2A}{Ca\sqrt{2g}} (H_1^{1/2} - H_2^{1/2})$$

ここに、 $A$ ：貯留面積（ $m^2$ ）

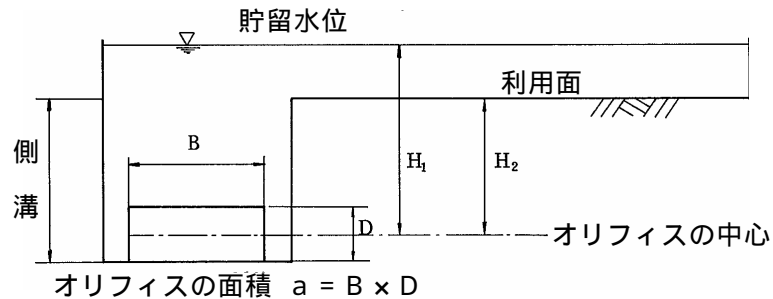
$C$ ：放流孔（オリフィス）の流量係数（ $=0.6$ ）

$a$ ：放流孔の断面積（ $m^2$ ）

$g$ ：重力の加速度（ $=9.8m/s^2$ ）

$H_1, H_2$ ：放流孔の中心から貯留水位までの水深と利用面までの水深（ $m$ ）

$T$ ： $H_1$ から $H_2$ に低下するのに要する時間（ $sec$ ）



上式は、貯留追跡計算の結果より小さめになるので、1割程度増加した値を用い、排水時間を検討すべきものである。また、この式は、最高水位からの排水時間を予測するものである。

### ・湛水時間

$$\begin{aligned} T &= \frac{2 \times 600}{0.6 \times 0.3 \times 0.2 \sqrt{2 \times 9.8}} \times (0.3^{0.5} - 0.2^{0.5}) \\ &= 756.76 \text{ sec} \\ &= 12.6 \text{ 分} \end{aligned}$$

算定の結果、最高水位から利用面までの排水時間は12.6分と想定され、1割程度の割増しをみても15分程度であり、降雨終了後の湛水時間（2時間以内）の目標を満足できる。

以上より、オリフィス断面は、幅0.3m、高さ0.2mと設定できる。

最大放流量に対する必要調節容量（駐車場貯留）

前項で設定したオリフィス断面による最大放流量をもとに必要調節容量を再度算出する。

表 2 最大放流量に対する必要調節容量の算定

A (ha)	f	Q (m <sup>3</sup> /s)	r c (mm/hr)	x	t <sub>i</sub> (min)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0.4	0.9	0.087	87.00	8.0	32.1	64.8

注) 計算式

$$r_c = \frac{360 \times Q}{f \times A} = \frac{360 \times 0.087}{0.9 \times 0.4} = 87.00 \text{ mm/hr}$$

$$\chi = \frac{-(3 \times 87.00 - 340) + (3,060 \times 87.00 + 115,600)^{\frac{1}{2}}}{87.00} = 8.010$$

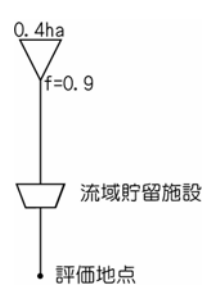
$$t_i = 8.010^{\frac{1}{0.6}} = 32.070 \text{ min}$$

$$V_i = \left( \frac{850}{32.070^{0.6} + 3} - \frac{87.00}{2} \right) \times 60 \times 32.070 \times 0.9 \times 0.4 \times \frac{1}{360} = 64.843 \text{ m}^3$$

以上より、必要調節容量は 64.8m<sup>3</sup>となる。

貯留可能容量 70m<sup>3</sup> > 64.8m<sup>3</sup> (必要調節容量) . . . O K

## 計算結果のまとめ

項 目	諸 元 等	
1 計算条件	流出抑制施設	流域貯留施設
	流域貯留施設	<p>貯留場所：駐車場</p> <p>集水面積：4,000m<sup>2</sup></p> <p>貯留可能面積：600m<sup>2</sup></p> <p>貯留限界水深：0.1m</p> <p>貯留可能容量：70m<sup>3</sup></p> <p>流出係数：開発前 0.65、開発後 0.9</p> <p>洪水到達時間：10分</p> <p>計画降雨：確率 <b>1/10</b> <math>r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3}</math></p> <p>許容放流量：0.088m<sup>3</sup>/s (開発前ピーク流量)</p>
		 <p>図2 流出モデル</p>
2 計算結果	<p>オリフィス形状           ：幅 0.30m、高さ 0.20m</p> <p>調節容量                   ：64.8m<sup>3</sup> (貯留可能容量：70m<sup>3</sup>)</p> <p>最大放流量                ：0.087m<sup>3</sup>/s (許容放流量：0.088 m<sup>3</sup>/s)</p> <p>最高水位からの排水時間：15分程度 (降雨終了後湛水時間(2時間))</p>	

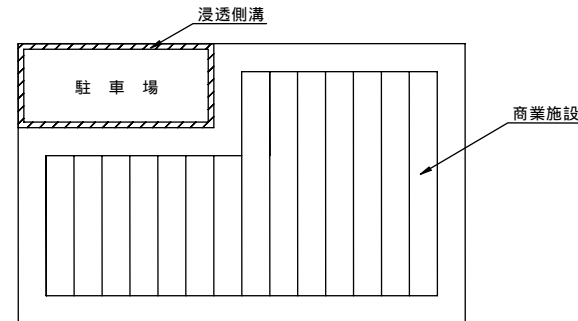
## **開発編計算例 10**

(小規模開発、流域貯留 + 浸透施設、簡便法)

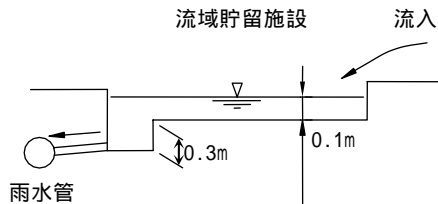
開発編計算例 10 (小規模開発、流域貯留 + 浸透施設、簡便法)

(与条件)

下図に示すような商業施設を新設し、流出抑制対策として駐車場を貯留施設として利用するとともに、浸透施設を併用して設置するものとする。



- 貯留場所：駐車場
- 集水面積：4,000m<sup>2</sup>
- 貯留可能面積：525m<sup>2</sup>
- 貯留限界水深：0.1m
- 貯留可能容量：61.5m<sup>3</sup>
- 流出係数：開発前 0.65  
開発後 0.9
- 洪水到達時間：10分
- 浸透側溝延長：100m
- 浸透量：0.0056m<sup>3</sup>/s (5.0mm/hr)

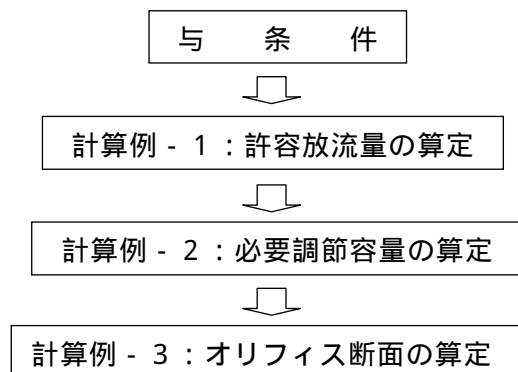


$$\begin{aligned}
 \text{貯留可能容量} &= \text{貯留部容量} + \text{側溝部容量} \\
 &= 525\text{m}^2 \times 0.1\text{m} + 100\text{m} \times 0.3\text{m} \times 0.3\text{m} \\
 &= 61.5\text{m}^3
 \end{aligned}$$

図 1 貯留・浸透施設諸元

(計算例フロー)

計算は以下に示すフローに従い行う。



浸透施設計画の概要（雨水浸透施設技術基準(案)第7～8条)

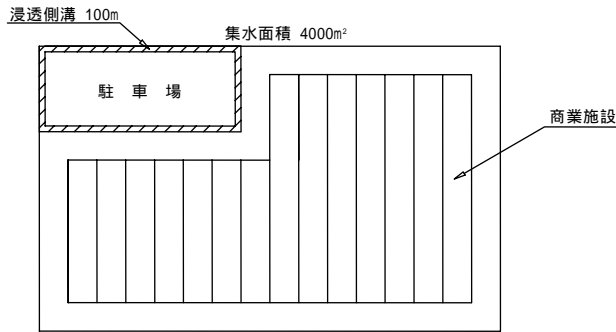


図2 浸透施設配置計画図

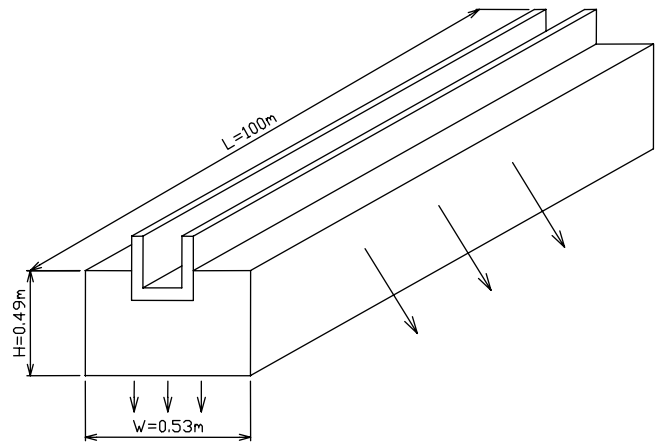


図3 浸透側溝断面図

a . 比浸透量 (  $m^2$  )

・浸透面 側面及び底面

・算定式  $K_f = a H + b$

H : 設計水頭 0.49m

W : 施設幅 0.53m

$a = 3.093$

$b = 1.34W + 0.677 = 1.34 \times 0.53 + 0.677 = 1.387$

$K_f = 3.093 \times 0.49 + 1.387 = 2.90 m^2$

b . 単位設計浸透量 (  $m^3/hr/m$  )

・算定式 =  $k_o \times K_f \times C$  ( C : 影響係数 0.4,  $k_o$  : 飽和透水係数  $4.8 \times 10^{-3} cm/s$  とする )  
 $= (4.8 \times 10^{-3} \times 3,600/100) \times 2.90 \times 0.4 = 0.20 m^3/hr/m$

c . 設計浸透量 (  $m^3/hr$  )

・算定式 = 浸透側溝の単位設計浸透量 ( $m^3/hr/m$ )  $\times$  浸透側溝の延長 (m)  
 $= 0.20 m^3/hr/m \times 100m = 20.0 m^3/hr$  ( =  $0.0056 m^3/s$  )

d . 設計浸透強度 ( mm/hr )

・算定式 = 設計浸透量  $m^3/hr \div$  ( 集水面積 (ha)  $\times 10$  )  
 $= 20.0 m^3/hr \div (0.4ha \times 10) = 5.0 mm/hr$



計算例 - 1

( 駐車場貯留における許容放流量の算定 )

計画規模 10 年における開発前ピーク流量を算定する。( 技術基準(案)第 11 条、第 15 条 )

ピーク流量の算定は合理式を用いる。

$$Q = \frac{1}{360} f \cdot r \cdot A$$

$f$  = 開発前流出係数

$r$  = 降雨強度 (mm/hr)

$A$  = 流域面積 (ha)

開発前流出係数

与条件より  $f = 0.65$

降雨強度

洪水到達時間を、福岡市下水道長時間降雨強度式 ( 確率 10 年 ) に代入し、算定する。

$$r = \frac{850}{t^{0.60} + 3} = \frac{850}{10^{0.60} + 3} = 121.8(\text{mm/hr})$$

流域面積

与条件より  $A = 0.4(\text{ha})$

開発前ピーク流量は、

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.65 \times 121.8 \times 0.4 = 0.088(\text{m}^3/\text{s})$$

以上より、開発後ピーク流量が  $0.088\text{m}^3/\text{s}$  以下となるような流出抑制対策が必要となる。

計算例 - 2

( 駐車場貯留における必要調節容量の算定 )

簡便法により許容放流量に対する必要調節容量を求める。( 技術基準(案)第 23 条 )

・算定式

雨水流出抑制施設の洪水調節容量は降雨強度曲線を用いて求める下式の V の値を最大とするような容量をもって、その必要調節容量とする。

$$V_i = \left( r_i - \frac{rc}{2} - F_c \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360} \quad (1)$$

ここに

- $V_i$  ; 容量 ( $m^3$ )
- $r_i$  ; 降雨強度曲線上の任意継続時間相当降雨強度 (mm/hr)  
 $\left( r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3} \right)$  : 福岡市下水道長時間降雨強度式
- $rc$  ; 許容放流量に相当する降雨強度 (mm/hr) ( $rc = \frac{360 \times Q}{f \times A}$ )
- $t_i$  ; 任意の降雨継続時間 (min)
- $f$  ; 流出係数
- $A$  ; 集水面積 (ha)
- $F_c$  ; 平均浸透強度 (5.0mm/hr)

・洪水調節容量

(1)式の定数項を除いた式を y とおくと

$$y = \left( \frac{850}{t^{0.6} + 3} - \frac{rc}{2} - 5 \right) \cdot t_i \quad (2)$$

これを微分して  $\frac{dy}{dt_i} = 0$  とすると

$$\frac{dy}{dt_i} = \frac{850 \times \{ (t^{0.6} + 3) - 0.6 t_i^{0.6} \}}{(t^{0.6} + 3)^2} - \frac{rc}{2} - 5 = 0 \quad (3)$$

(3)式を  $t^{0.6} =$  とおいて整理すると

$$\begin{aligned} \left( \frac{rc}{2} + 5 \right)^2 + (3rc - 310) + (4.5rc - 2,505) &= 0 \\ &= \frac{-(3rc - 310) + (3060rc + 146200)^{1/2}}{rc + 10} \\ t_i &= \frac{1}{\left( \frac{rc}{2} + 5 \right)^2 + (3rc - 310) + (4.5rc - 2,505)} \quad (4) \end{aligned}$$

(4)式により求めた $t_i$ を(1)式に代入して $V_i$ を求める。

表1 許容放流量に対する必要調節容量の算定

A (ha)	f	Q (m <sup>3</sup> /s)	r c (mm/hr)	x	t <sub>i</sub> (min)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0.4	0.9	0.088	88.00	7.0	25.9	55.3

注) 計算式

$$r_c = \frac{360 \times Q}{f \times A} = \frac{360 \times 0.088}{0.9 \times 0.4} = 88.00 \text{ mm/hr}$$

$$\chi = \frac{-(3 \times 88.00 - 310) + (3,060 \times 88.00 + 146,200)^{\frac{1}{2}}}{88.00 + 10} = 7.046$$

$$t_i = 7.046^{\frac{1}{0.6}} = 25.896 \text{ min}$$

$$V_i = \left( \frac{850}{25.896^{0.6} + 3} - \frac{88.00}{2} - 5 \right) \times 60 \times 25.896 \times 0.9 \times 0.4 \times \frac{1}{360} = 55.33 \text{ m}^3$$

以上より、許容放流量に対する必要調節容量は、55.3m<sup>3</sup>となる。

貯留可能容量 61.5m<sup>3</sup> > 55.3m<sup>3</sup> (必要調節容量) . . . O K .

計算例 - 3

( 駐車場貯留におけるオリフィス断面の算定 )

オリフィスの流量公式よりオリフィス断面を算定する。( 技術基準(案)第 16 条 )

オリフィス断面の仮定

・算定式

$$Q = C \cdot B \cdot D \sqrt{2g(H - D/2)}$$

ここに、

Q : オリフィスからの放流量

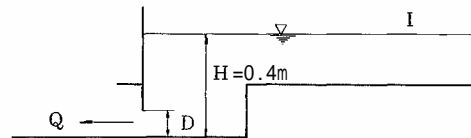
C : オリフィスの流量係数

B : 放流孔の幅

D : 放流孔の高さ

g : 重力加速度

H : 貯留水深 ( 側溝部含む )



・オリフィス断面

オリフィス断面を幅 0.3m、高さ 0.2m と仮定する。

オリフィスからの放流量 Q は、

$$Q = 0.6 \times 0.3 \times 0.2 \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.4 - 0.2/2)}$$

$$= 0.087(\text{m}^3/\text{s}) < Q_o = 0.088(\text{m}^3/\text{s})$$

( 許容放流量 )

・・・ OK

## 湛水時間の算定

### ・算定式

湛水時間の算定は次式によるものとする。

$$T = \frac{2A}{Ca\sqrt{2g}} (H_1^{1/2} - H_2^{1/2})$$

ここに、 $A$ ：貯留面積（ $m^2$ ）

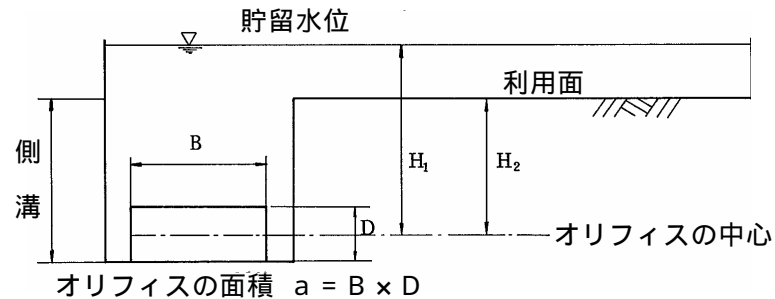
$C$ ：放流孔（オリフィス）の流量係数（ $=0.6$ ）

$a$ ：放流孔の断面積（ $m^2$ ）

$g$ ：重力の加速度（ $=9.8m/s^2$ ）

$H_1, H_2$ ：放流孔の中心から貯留水位までの水深と利用面までの水深（ $m$ ）

$T$ ： $H_1$ から $H_2$ に低下するのに要する時間（ $sec$ ）



上式は、貯留追跡計算の結果より小さめになるので、1割程度増加した値を用い、排水時間を検討すべきものである。また、この式は、最高水位からの排水時間を予測するものである。

### ・湛水時間

$$T = \frac{2 \times 525}{0.6 \times 0.3 \times 0.2 \sqrt{2 \times 9.8}} \times (0.3^{0.5} - 0.2^{0.5})$$

$$= 662.16 \text{ sec}$$

$$= 11.0 \text{ 分}$$

算定の結果、最高水位から利用面までの排水時間は11.0分と想定され、若干の割増しをみても15分程度であり、降雨終了後の湛水時間（2時間以内）の目標を満足できる。

以上より、オリフィス断面は、幅0.3m、高さ0.2mと設定できる。

最大放流量に対する必要調節容量（駐車場貯留）

前項で設定したオリフィス断面による最大放流量をもとに必要調節容量を再度算出する。

表2 最大放流量に対する必要調節容量の算定

A (ha)	f	Q (m <sup>3</sup> /s)	r c (mm/hr)	x	t <sub>i</sub> (min)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0.4	0.9	0.087	87.00	7.1	26.4	56.1

注) 計算式

$$r_c = \frac{360 \times Q}{f \times A} = \frac{360 \times 0.087}{0.9 \times 0.4} = 87.00 \text{ mm/hr}$$

$$\chi = \frac{-(3 \times 87.00 - 310) + (3,060 \times 87.00 + 146,200)^{\frac{1}{2}}}{87.00 + 10} = 7.125$$

$$t_i = 7.125^{\frac{1}{0.6}} = 26.382 \text{ min}$$

$$V_i = \left( \frac{850}{26.382^{0.6} + 3} - \frac{87.00}{2} - 5 \right) \times 60 \times 26.382 \times 0.9 \times 0.4 \times \frac{1}{360} = 56.11 \text{ m}^3$$

以上より、必要調節容量は 56.1m<sup>3</sup>となる。

貯留可能容量 61.5m<sup>3</sup> > 56.1m<sup>3</sup> (必要調節容量) . . . O K

## 計算結果のまとめ

項 目	諸 元 等	
1 計算条件	流出抑制施設	流域貯留施設 + 浸透施設
	貯留・浸透施設	<p>貯留場所：駐車場</p> <p>集水面積：4,000m<sup>2</sup></p> <p>貯留可能面積：525m<sup>2</sup></p> <p>貯留限界水深：0.1m</p> <p>貯留可能容量：61.5m<sup>3</sup></p> <p>流出係数：開発前 0.65 開発後 0.9</p> <p>洪水到達時間：10分</p> <p>浸透側溝延長：100m</p> <p>浸透量：0.0056m<sup>3</sup>/s (平均浸透強度 5.0 mm/hr 相当)</p> <div style="border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; padding: 0 10px;"> <math display="block">\left[ \begin{aligned} \text{浸透強度 (mm/hr)} &amp;= \text{浸透量 (m}^3\text{/hr)} / (\text{集水面積 (ha)} \times 10) \\ &amp;= 0.0056 \times 3600 \div (0.4 \times 10) = 5.0 \text{ mm/hr} \end{aligned} \right]</math> </div> <p>計画降雨：確率 1/10 <math>r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3}</math></p> <p>許容放流量：0.088m<sup>3</sup>/s (開発前ピーク流量)</p>
2 計算結果	オリフィス形状	：幅 0.30m、高さ 0.20m
	調節容量	：56.1m <sup>3</sup> (貯留可能容量：61.5m <sup>3</sup> )
	最大放流量	：0.087m <sup>3</sup> /s (許容放流量：0.088 m <sup>3</sup> /s)
	最高水位からの排水時間	：15分程度 (降雨終了後湛水時間 (2時間))

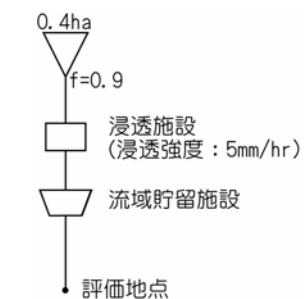


図4 流出モデル

## **開発編計算例 11**

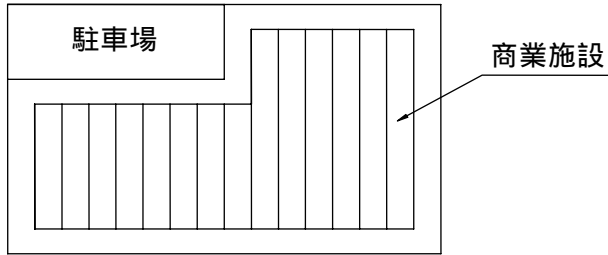
(小規模開発、地下空隙貯留、簡便法)



## 開発編計算例 11 (小規模開発、地下空隙貯留、簡便法)

(与条件)

下図に示すような商業施設を新設し、駐車場の地下に空隙貯留施設を設けて流出抑制を行うものとする。



貯留場所：駐車場

集水面積：4,000m<sup>2</sup>

貯留可能面積：600m<sup>2</sup>

貯留限界水深：0.3m

空隙率：40%

貯留可能容量：72m<sup>3</sup>

(600 × 0.3 × 0.4 = 72m<sup>3</sup>)

流出係数：開発前 0.65

開発後 0.9

洪水到達時間：10分

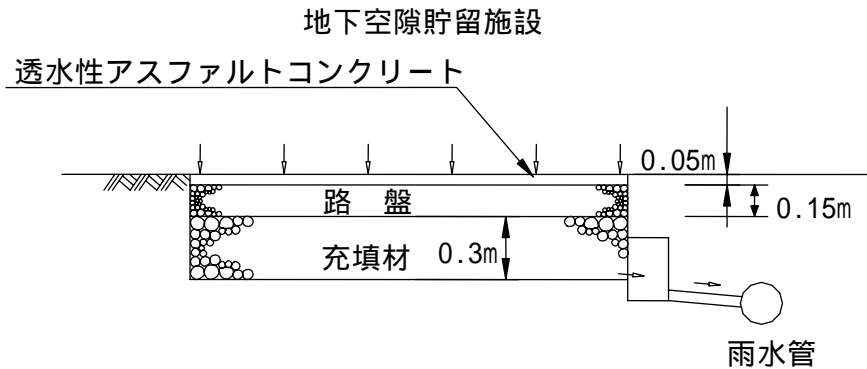
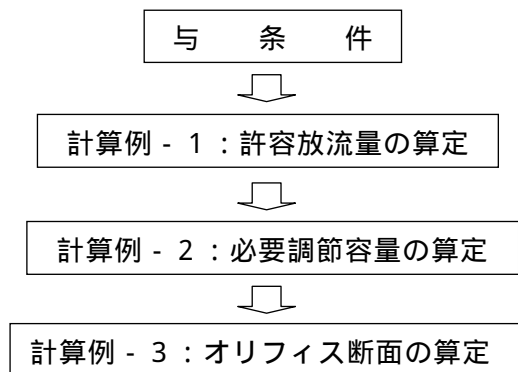


図1 施設諸元

(計算例フロー)

計算は以下に示すフローに従い行う。



計算例 - 1

(許容放流量の算定)

計画規模 10 年における開発前ピーク流量を算定する。(技術基準(案)第 11 条、第 15 条)

ピーク流量の算定は合理式を用いる。

$$Q = \frac{1}{360} f \cdot r \cdot A$$

$f$  = 開発前流出係数

$r$  = 降雨強度 (mm/hr)

$A$  = 流域面積 (ha)

開発前流出係数

与条件より  $f = 0.65$

降雨強度

洪水到達時間を、福岡市下水道長時間降雨強度式 (確率 10 年) に代入し、算定する。

$$r = \frac{850}{t^{0.60} + 3} = \frac{850}{10^{0.60} + 3} = 121.8(\text{mm/hr})$$

流域面積

与条件より  $A = 0.4(\text{ha})$

開発前ピーク流量は、

$$Q = \frac{1}{360} \times 0.65 \times 121.8 \times 0.4 = 0.088(\text{m}^3/\text{s})$$

以上より、開発後ピーク流量が  $0.088\text{m}^3/\text{s}$  以下となるような流出抑制対策が必要となる。

計算例 - 2

(必要調節容量の算定)

簡便法により許容放流量に対する必要調節容量を求める。(技術基準(案)第16条)

・算定式

雨水流出抑制施設の洪水調節容量は降雨強度曲線を用いて求める下式のVの値を最大とするような容量をもって、その必要調節容量とする。

$$V_i = \left( r_i - \frac{rc}{2} \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360} \quad (1)$$

ここに

$V_i$  ; 容量(m<sup>3</sup>)

$r_i$  ; 降雨強度曲線上の任意継続時間相当降雨強度 (mm/hr)

( $r_{10} = \frac{850}{t^{0.6} + 3}$  : 福岡市下水道長時間降雨強度式)

$rc$  ; 許容放流量に相当する降雨強度 (mm/hr) ( $rc = \frac{360 \times Q}{f \times A}$ )

$t_i$  ; 任意の降雨継続時間(min)

$f$  ; 流出係数

$A$  ; 集水面積(ha)

・洪水調節容量

(1)式の定数項を除いた式をyとおくと

$$y = \left( \frac{850}{t^{0.6} + 3} - \frac{rc}{2} \right) \cdot t_i \quad (2)$$

これを微分して  $\frac{dy}{dt_i} = 0$  とすると

$$\frac{dy}{dt_i} = \frac{850 \times \{ (t^{0.6} + 3) - 0.6 t_i^{0.6} \}}{(t^{0.6} + 3)^2} - \frac{rc}{2} = 0 \quad (3)$$

(3)式を $t^{0.6} =$  とおいて整理すると

$$\begin{aligned} \frac{rc}{2} t^{0.6} + (3rc - 340.0) t^{0.6} + (4.5rc - 2550.0) &= 0 \\ &= \frac{- (3rc - 340.0) + (3060rc + 115600)^{1/2}}{rc} \\ t_i &= \frac{1}{0.6} \dots \dots \dots (4) \end{aligned}$$

(4)式により求めた $t_i$ を(1)式に代入して $V_i$ を求める。

表1 許容放流量に対する必要調節容量の算定

A (ha)	f	Q (m <sup>3</sup> /s)	rc (mm/hr)	x	t <sub>i</sub> (min)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0.4	0.9	0.088	88.00	7.9	31.4	63.9

注) 計算式

$$r_c = \frac{360 \times Q}{f \times A} = \frac{360 \times 0.088}{0.9 \times 0.4} = 88.00 \text{ mm/hr}$$

$$\chi = \frac{-(3 \times 88.00 - 340) + (3,060 \times 88.00 + 115,600)^{\frac{1}{2}}}{88.00} = 7.913$$

$$t_i = 7.913^{\frac{1}{0.6}} = 31.422 \text{ min}$$

$$V_i = \left( \frac{850}{31.422^{0.6} + 3} - \frac{88.00}{2} \right) \times 60 \times 31.422 \times 0.9 \times 0.4 \times \frac{1}{360} = 63.9 \text{ m}^3$$

以上より、許容放流量に対する必要調節容量は、63.9m<sup>3</sup>となる。

貯留可能容量 72m<sup>3</sup> > 63.9m<sup>3</sup> (必要調節容量) . . . O K .

計算例 - 3

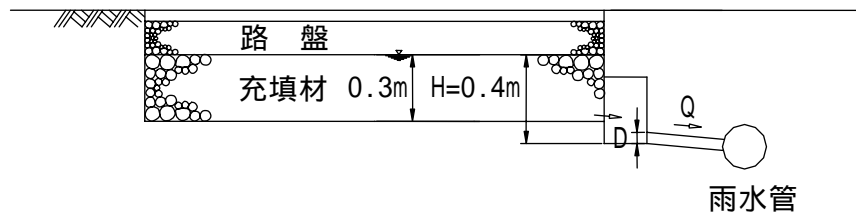
(オリフィス断面の算定)

オリフィスの流量公式よりオリフィス断面を算定する。(技術基準(案)第16条)

オリフィス断面の仮定

・算定式

$$Q = C \cdot B \cdot D \sqrt{2g(H - D/2)}$$



・オリフィス断面

オリフィス断面を幅 0.3m、高さ 0.2m と仮定する。

オリフィスからの放流量 Q は、

$$Q = 0.6 \times 0.3 \times 0.2 \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.4 - 0.2/2)}$$

$$= 0.087(\text{m}^3/\text{s}) < Q_o = 0.088(\text{m}^3/\text{s})$$

(許容放流量)

・・・ OK

最大放流量に対する必要調節容量

前項で設定したオリフィス断面による最大放流量をもとに必要調節容量を再度算出する。

表 2 最大放流量に対する必要調節容量の算定

A (ha)	f	Q (m <sup>3</sup> /s)	r c (mm/hr)	x	t <sub>i</sub> (min)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0.4	0.9	0.087	87.00	8.0	32.1	64.8

注) 計算式

$$r_c = \frac{360 \times Q}{f \times A} = \frac{360 \times 0.087}{0.9 \times 0.4} = 87.00 \text{ mm/hr}$$

$$\chi = \frac{-(3 \times 87.00 - 340) + (3,060 \times 87.00 + 115,600)^{\frac{1}{2}}}{87.00} = 8.010$$

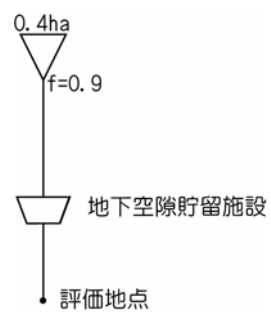
$$t_i = 8.010^{\frac{1}{0.6}} = 32.06 \text{ min}$$

$$V_i = \left( \frac{850}{32.06^{0.6} + 3} - \frac{87.00}{2} \right) \times 60 \times 32.06 \times 0.9 \times 0.4 \times \frac{1}{360} = 64.8 \text{ m}^3$$

以上より、必要調節容量は 64.8m<sup>3</sup>となる。

貯留可能容量 72m<sup>3</sup> > 64.8m<sup>3</sup> (必要調節容量) . . . O K

## 計算結果のまとめ

項 目	諸 元 等	
1) 計算条件	流出抑制施設	地下空隙貯留施設
	地下空隙貯留施設	<p>貯留場所：駐車場</p> <p>集水面積：4,000m<sup>2</sup></p> <p>貯留可能面積：600m<sup>2</sup></p> <p>貯留限界水深：0.3m</p> <p>空隙率：40%</p> <p>貯留可能容量：72m<sup>3</sup></p> <p>流出係数：開発前 0.65 開発後 0.9</p> <p>洪水到達時間：10分</p> <p>計画降雨：確率 1/10</p> <p>許容放流量：0.088m<sup>3</sup>/s (開発前ピーク流量)</p> <div style="text-align: right;">  <p>図2 流出モデル</p> </div>
2) 計算結果	オリフィス形状	：幅 0.30m、高さ 0.20m
	調節容量	：64.8m <sup>3</sup> (貯留可能容量：72m <sup>3</sup> )
	最大放流量	：0.087m <sup>3</sup> /s (許容放流量：0.088 m <sup>3</sup> /s)

## 参 考 文 献

- ・建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅰ〕  
（社）日本河川協会
- ・防災調整池等技術基準（案）  
（社）日本河川協会
- ・流域貯留施設等技術指針（案）  
（社）日本河川協会
- ・下水道雨水調整池技術基準（案）  
（社）日本下水道協会
- ・下水道雨水浸透技術マニュアル  
（財）下水道新技術推進機構
- ・プレキャスト式雨水地下貯留施設技術マニュアル〔設計施工編〕  
（財）下水道新技術推進機構
- ・宅地開発に伴い設置される浸透施設等設置技術指針の解説  
（社）日本宅地開発協会
- ・中小河川計画の手引き（案）  
中小河川計画検討会（事務局（財）国土開発技術研究センター）
- ・下水道施設計画・設計指針と解説  
（社）日本下水道協会



お気づきの点は、下記までご連絡下さい。

# 開発行為等における雨水流出抑制方式 の取扱いと解説・計算例

(無断転載を禁ずる)

平成16年 4月 1日 初 版

編 集 福岡市下水道局建設部計画課  
発 行 福岡市下水道局建設部計画課  
〒810-8620 福岡市中央区天神1丁目8番1号  
TEL (092)711-4515  
FAX (092)733-5596