

第1章 実施計画

1 - 1	総 則	1 - 1
1 - 2	主な準拠基準	1 - 1
1 - 3	調 査	1 - 2
1 - 4	流域、路線の決定	1 - 4
1 - 5	計画下水量	1 - 4
1 - 6	水理の計算	1 - 12
1 - 7	計画外水位	1 - 22
1 - 8	用地の確保	1 - 23
1 - 9	雨水吐	1 - 23

第1章 実施計画

1-1 総則

実施設計を行ううえでは、認可設計等において定められた施設計画の考え方を十分に理解・把握し、現況に適合した内容にしなければならない。

本指針は、下水道施設（管渠）の計画・設計の基本を示すものであり、小規模下水道、合流改善（分流化）、雨水流出抑制施設（貯留・浸透）等の設計にあたっては各指針による。

【解説】

実施設計は、認可設計及び基本設計において定められた「呼び径」、「管種」、「勾配」、「路線延長」、「管渠の深さ」等の施設計画通りに行うことが基本である。しかし、事業計画時に行われた認可設計は、詳細な地質調査、地下埋設物調査等を伴ったものではない。また、認可設計時期と実施設計時期には大きな差が生じることもあり、地域の開発等に伴う状況変化によっては、認可設計通りに事業を執行することができない場合もある。

以上のことを勘案し、実施設計にあたっては、認可設計等で作成された区画割平面図、施設平面図、縦断図、流量計算表等により、認可設計等の考え方を十分に理解・把握したうえで、認可設計等をベースとしつつも現況に適合した実施可能な内容にしなければならない。

また、「北九州市小規模下水道設計指針（案）」及び「北九州市合流改善（分流化）指針（案）」、「北九州市管更生工事設計積算基準」との関係について本指針と重複する部分の詳細は、各指針に委ねる。

1-2 主な準拠基準

本章の準拠基準は以下の通りである。

(1)	下水道施設計画・設計指針と解説・前編	【2019年版】	(公社)日本下水道協会
(2)	下水道施設の耐震対策指針と解説	【2014年版】	〃
(3)	水理公式集	【2018年版】	(公社)土木学会
(4)	下水道事業の手引き	【令和4年版】	国土交通省水管理国土保全局
(5)	土地改良事業計画設計基準（設計・水路工）	【平成26年3月版】	(公社)農業農村工学会
(6)	北九州市管更生工事設計積算基準	【令和3年版】	北九州市
(7)	北九州市下水道施設コンクリート防食技術指針（案）	【平成15年4月版】	〃
(8)	北九州市環境配慮指針 雨水浸透施設技術指針〔案〕	【平成18年9月版】	〃
(9)	調査・計画編 構造・施設・維持管理編	【平成18年9月版】	(公社)雨水貯留浸透技術協会

1-3 調査

調査は、計画の基礎となるものであるから、調査にあたっては十分な時間をかけ、広範囲にわたって必要な資料の収集及び調査を行う。

- (1) 自然条件等に関する調査
- (2) 関連計画に関する調査
- (3) 既存施設に関する調査
- (4) その他の必要な調査

【解説】

下水道管渠は、一般に道路に埋設されるため、道路上で工事が行われることが多い。これらの道路は、本来的には、通行の用に供され、住民の生活、企業の生産活動の場となっているが、管渠を布設する工事のために、その機能に相当な制約を与えることとなる。よって、事前に関係官公署との協議、連絡が必要であるとともに、各種管理者、住民に十分な説明を行って、理解と協力が得られるよう処置しておかなければならない。

(1) 自然条件等に関する調査について

- | | | |
|-----------|---|-----------------------|
| 1) 地形及び地質 | — | 地形図（国土地理院発行） |
| | — | 地質図（（独）産業技術総合研究所発行） |
| | — | 地盤図（北九州市地質図） |
| | — | 土地利用図（国土地理院発行） |
| | — | 空中写真（国土地理院発行） |
| | — | 地質調査報告書（下水道計画課、道路維持課） |
| | — | 地下水位及び地盤沈下状況等 |
| 2) 河川海域等 | — | 調査区域内の河川及び海域等の流量、水位等 |
| | — | 河川及び既存排水路等の状況 |
| | — | 河川及び水路縦横断面図 |
| | — | 河川、海域等の水底の地形及び流速と流向 |
| | — | 舟航、停泊船、港の利用状況、吐口流速分布 |
| 3) 気象状況 | — | 降雨及び浸水の記録、浸水被害状況 |

(2) 関連計画に関する調査について

- | | | |
|-------------|-----|-----------------------|
| 1) 都市計画 | ├── | 都市計画区域、市街化区域、市街化調整区域 |
| | │ | 土地利用計画 |
| | │ | 街路及び道路計画 |
| | └── | 区画整理、住宅団地及び工業団地等の開発計画 |
| 2) 河川計画 | ├── | 計画縦横断図 |
| | │ | 計画高水位及び計画高水量 |
| | │ | 計画低水位及び計画低水量（水質環境基準） |
| | └── | 流況改善計画 |
| 3) その他の関連計画 | ├── | 各種長期総合計画 |
| | │ | 地下埋設計画 |
| | │ | 農林漁業計画 |
| | │ | 地下空間利用計画 |
| | └── | 廃棄物処理に関する計画 |

(3) 既存施設に関する調査について

- | | | |
|---------------|-------|---|
| 1) 地下埋設物 | ————— | 水道管、ガス管、用水管、N T Tケーブル、
電力ケーブル、排水管（道路、宅地等）、
その他（日本製鉄、三菱ケミカル） |
| 2) 既存の下水道施設等 | | |
| 3) 道路及び路上交通状況 | | |
| 4) 交通施設 | ————— | J R、西鉄、筑鉄、北九州高速道路、
西日本高速道路、モノレール |
| 5) その他の既存施設 | ————— | 電柱及び架空線、各会社占用物件等 |

(4) その他の必要な調査について

- 1) 環境保全（騒音・振動、建設副産物等）
- 2) 土地の権利関係
- 3) 文化財及び史跡
- 4) 地域の調査（地元住民の調整）
- 5) 農業水利関係
- 6) 漁業権
- 7) 既工事の調査記録、管理記録
- 8) 法面の状況（切盛土工）
- 9) 井戸の水位、水路及び湧水状況
- 10) 災害に関する記録
- 11) 土地の古老からの情報
- 12) 土壌汚染の状況（土壌汚染対策法）
- 13) アスベスト調査

1-4 流域、路線の決定

流域、路線の決定は、認可設計等に基づくことを原則とするが、当該設計箇所だけにとらわれることのないようにしなければならない。

【解説】

流域、路線の決定は、原則として認可設計及び基本設計に基づいて行わなければならないが、計画時点での調査は細部まで行われていない点に十分注意しなければならない。実施設計では、細部の調査を加味しながら、当該設計箇所だけにとらわれず、上流側流域を把握して、工法、経済性等について検討することが必要である。

流域及び路線を変更する場合は、事前に計画担当課と十分協議しなければならない。

1-5 計画下水量

計画下水量は、次に示す数値とする。

- (1) 汚水管渠にあつては、計画時間最大汚水量とする。
- (2) 雨水管渠にあつては、計画雨水量とする。
- (3) 合流管渠にあつては、計画雨水量と計画時間最大汚水量とを加えた量とする。
- (4) 遮集管渠にあつては、原則として、計画時間最大汚水量の3倍を雨天時計画汚水量とする。
- (5) 計画下水量に対して施設に余裕を見込む。

【下水道施設計画・設計指針と解説・前編 2019年版（日本下水道協会）P285】

【解説】

(1) 汚水管渠について

汚水管渠の設計には、計画1日最大汚水量発生日におけるピーク時1時間汚水量の24時間換算値（ $\text{m}^3/\text{日}$ ）である計画時間最大汚水量を用いる。

注）処理場施設の設計には、計画目標年次における年間最大汚水量発生日の発生汚水量である計画1日最大汚水量を用いる。

【下水道施設計画・設計指針と解説・前編 2019年版（日本下水道協会）P57】

計画時間最大汚水量は、計画区域内の上水道1人1日平均給水量、井戸水使用量、地下水量等から推定した、表1-5-1に示す1人1日当たり汚水量（ $\text{m}^3/\text{人}/\text{日}$ ）に、計画人口を乗じた生活汚水量と工場排水量、新規開発計画等に伴うその他水量を合計して算出する。

これを式で表すと、次に示す通りとなる。

$$Q_1 = \frac{(A \times B \times C + D + E)}{60 \times 60 \times 24}$$

ここに、

Q_1 : 計画時間最大汚水量 (m³/s)

A : 排水面積 (ha)

B : 1人1日計画時間最大汚水量 (原単位) (m³/人/日)

C : 人口密度 (人/ha)

D : 工場排水量 (m³/日)

E : その他の水量 (m³/日)

注) 計画人口算出のための人口密度、排水面積と工場排水量、その他水量等については、認可計画書を参照のこと。

表 1-5-1 各処理区の原単位* (ℓ /人/日)

1人1日当たり 汚水量	新町、日明、 皇后崎、北湊	皇后崎 (八幡南部)、 曾根、北湊 (若松西部)
日最大	720	500
時間最大	1,020	750

(2) 雨水管渠について

雨水管渠の設計には、計画雨水量を用いる。

計画雨水量は合理式で算定する。

$$\text{合理式} : Q_2 = \frac{1}{360} \cdot C \cdot I \cdot A$$

ここに、

Q_2 : 計画雨水量 (m³/s)

C : 流出係数

I : 流達時間における降雨強度 (mm/h)

A : 排水面積 (ha)

【下水道施設計画・設計指針と解説・前編 2019年版 (日本下水道協会) P220】

1) 確率年及び降雨強度公式

確率年は、10年とし、降雨強度公式は久野・石黒型とする。

$$10 \text{ 年確率} : I = \frac{440}{\sqrt{t} + 0.54}$$

ここに、

I : 計画降雨強度 (mm/h)

t : 降雨継続時間 (流達時間 $t = t_1 + t_2$) (分)

【下水道施設計画・設計指針と解説・前編 2019年版 (日本下水道協会) P222】

2) 流達時間

流達時間（ t ）は、流入時間（ t_1 ）と流下時間（ t_2 ）の和とする。

【下水道施設計画・設計指針と解説・前編 2019年版（日本下水道協会）P223～225】

① 流入時間（ t_1 ）

流入時間は、原則として5分とする。

ただし、**図 1-5-1** に示すような山手流入区間（ L_1 ）の流入時間は、Kerby（カーベイ）式で推定する。

また、雨水調整池からの放流先となる場合は、放流方式（自然流下、ポンプ及びゲート操作）、流域の形態を考慮し、別途検討を行う。

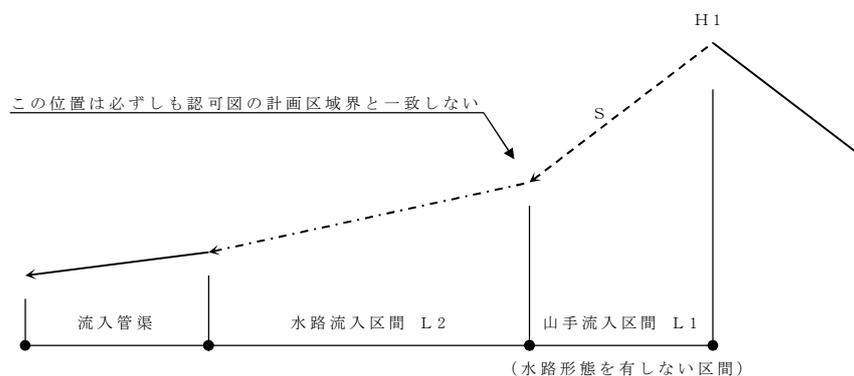


図 1-5-1 概念図

$$\text{Kerby (カーベイ) 式: } t_1 = \left[\frac{2}{3} \times 3.28 \times \frac{L \cdot n}{\sqrt{S}} \right]^{0.467}$$

ここに、

t_1 : 流入時間 (分)

L : 斜面距離 (m)

S : 斜面勾配

n : 粗度係数に類似の遅滞係数 (表 1-5-2)

3.28 : フィートをメートルに換算した値

表 1-5-2 カーベイ式の n 値

地 覆 状 態	n
不浸透面	0.02
よく締った裸地 (滑らか)	0.10
裸地 (普通の粗さ)	0.20
粗草地及び耕地	0.20
牧草地又は普通の草地	0.40
森林地 (落葉樹林)	0.60
森林地 (落葉樹林、深い落葉樹等堆積地)	0.80
森林地 (針葉樹林)	0.80
密草地	0.80

注) 遅滞係数 (n) については、一般的に山手の地覆状態に応じた値をとるが、その採用値の決定にあたっては計画担当課と十分に協議し、比較検討を行ったうえで適切な値を設定する。なお、山手流入時間については、第 12 章 参考資料 1 を参照する。

② 流下時間 (t_2)

流下時間 = 【管渠区間毎の距離】 ÷ 【断面決定流量に対する実流速】

流下時間は、管渠区間毎の距離を断面決定流量に対する実流速から求めた区間毎の流下時間を、それぞれ合計して求める。

3) 雨水流出係数

排水区別の雨水流出係数は、原則、流出係数図(下水道計画課所管)を参照する。

土地利用も大きく変化している排水区については、流出係数の妥当性を検証することが望ましい。

4) 排水面積

排水面積を求めるためには、排水境界を確定する必要がある。排水境界は地形図から求めることができるが、道路の配置や勾配、在来水路及び河川の位置や流向等を踏査によって十分に把握した上で確定する。

排水境界に跨る特定用途の土地利用、例えば工場、公園等については、その敷地内の排水路系統等によって計画区域に入れる必要のある場合とない場合とがあるので、十分に調査をしておく必要がある。

また、将来の開発計画によって流域の変更が生じる場合もあるので、これについても確認しておく。なお、計画区域外から雨水が流入する地域においては、その雨水流入量を見込むものとする。雨水流入量の算定に当たり、当該土地の所有者や雨水排除施設の管理者等と協議を行うことが望ましい。

【下水道施設計画・設計指針と解説・前編 2019年版(日本下水道協会) P225】

5) 管渠断面の設計

管渠断面(ポンプゲート場を含む)の設計には、断面決定流量を用いる。

管渠断面の設計手順は、図 1-5-3 のフローチャートによる。

注) 1. 管渠断面の設計には、計画雨水量に 20% の余裕を見込んだ断面決定流量を用いる。これは、流入時間、流出係数、土砂の堆積等の不確定要素による水位変動及び気候変動を踏まえた雨水量の増加を考慮したものである。

2. ポンプゲート場は管路施設の一部とみなし、断面決定流量を用いる。

3. ポンプ施設の設計には、気候変動を踏まえた雨水量の増加を考慮し、計画雨水量に 1.1 倍した量を用いる。計画雨水量算出にあたっての流達時間は、管渠断面の設計と同様に、断面決定流量における実流速より求めた値とする。

6) 地形を考慮した管渠断面の設計について

合流地区は図 1-5-2 のように下流が平坦地で上流が傾斜地といった特有の地形条件が多いことから、雨水整備にあたっては、上流傾斜地の既設管渠は能力不足でも、ある程度は流速でカバーできるため浸水の危険度は低く、また幅員の狭い道路に埋設されていることが多いため、これを全て理想的な断面で改修するのは、施工面、経済面から事実上困難と判断される。このことより、極力上流傾斜地の既設管渠を利用する計画で、断面の設計を行う。

ただし、既設管渠を利用するにあたっては、動水勾配による背水位の影響を確認し、動水勾配線が G L から超える場合は、断面改修を行うことや雨水流出を抑制する対策を講じる。

既設管渠を利用する場合の設計手順は、図 1-5-4 のフローチャートによる。

なお、分流式雨水地区においても、本状況に該当する場合は既設管渠を利用した計画を検討する。

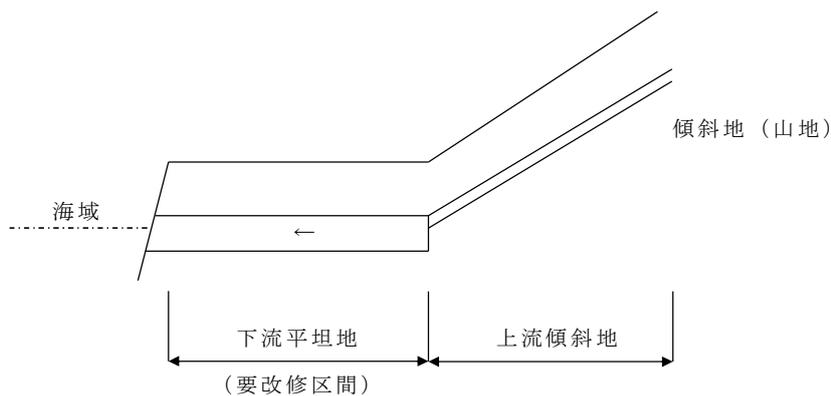
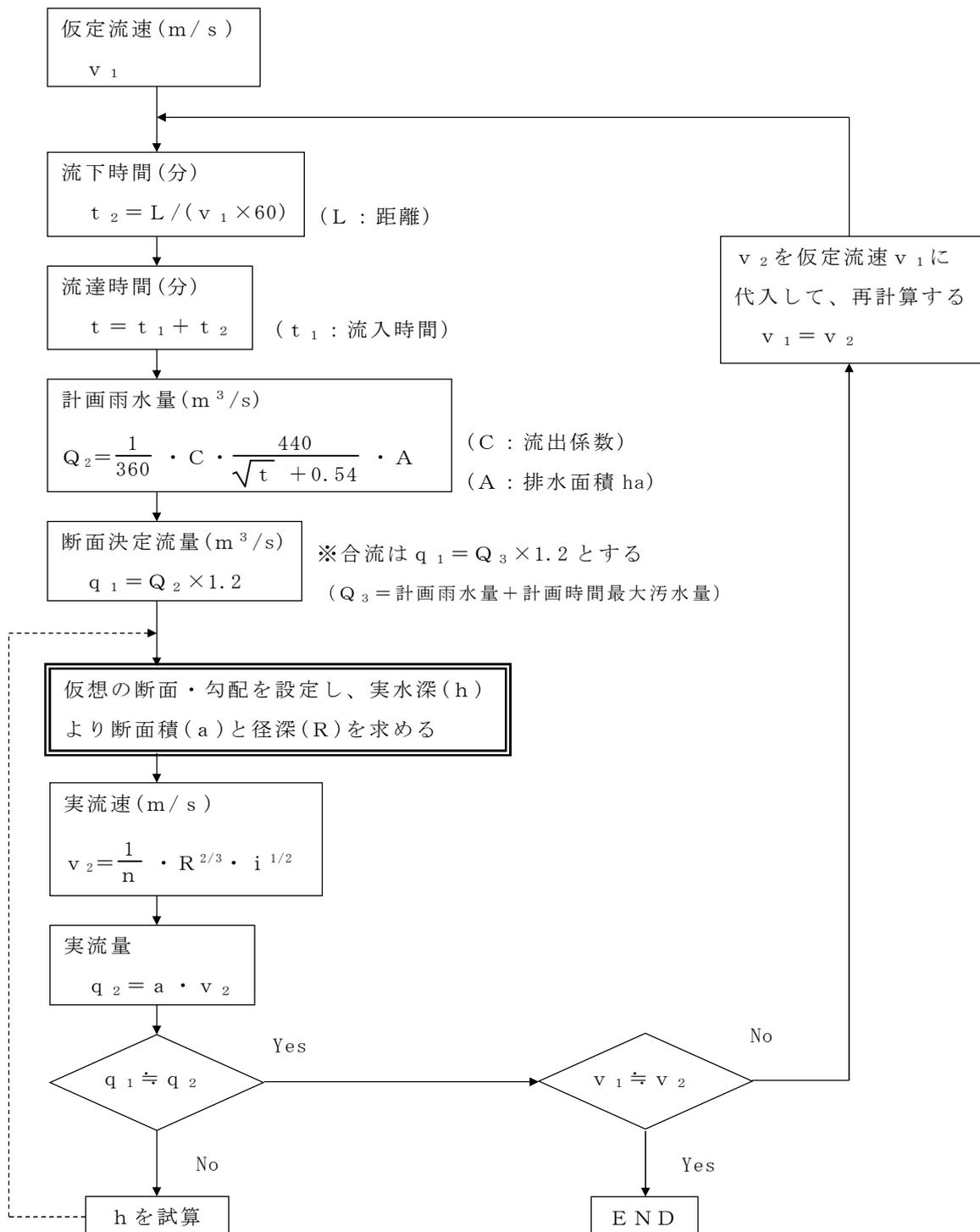
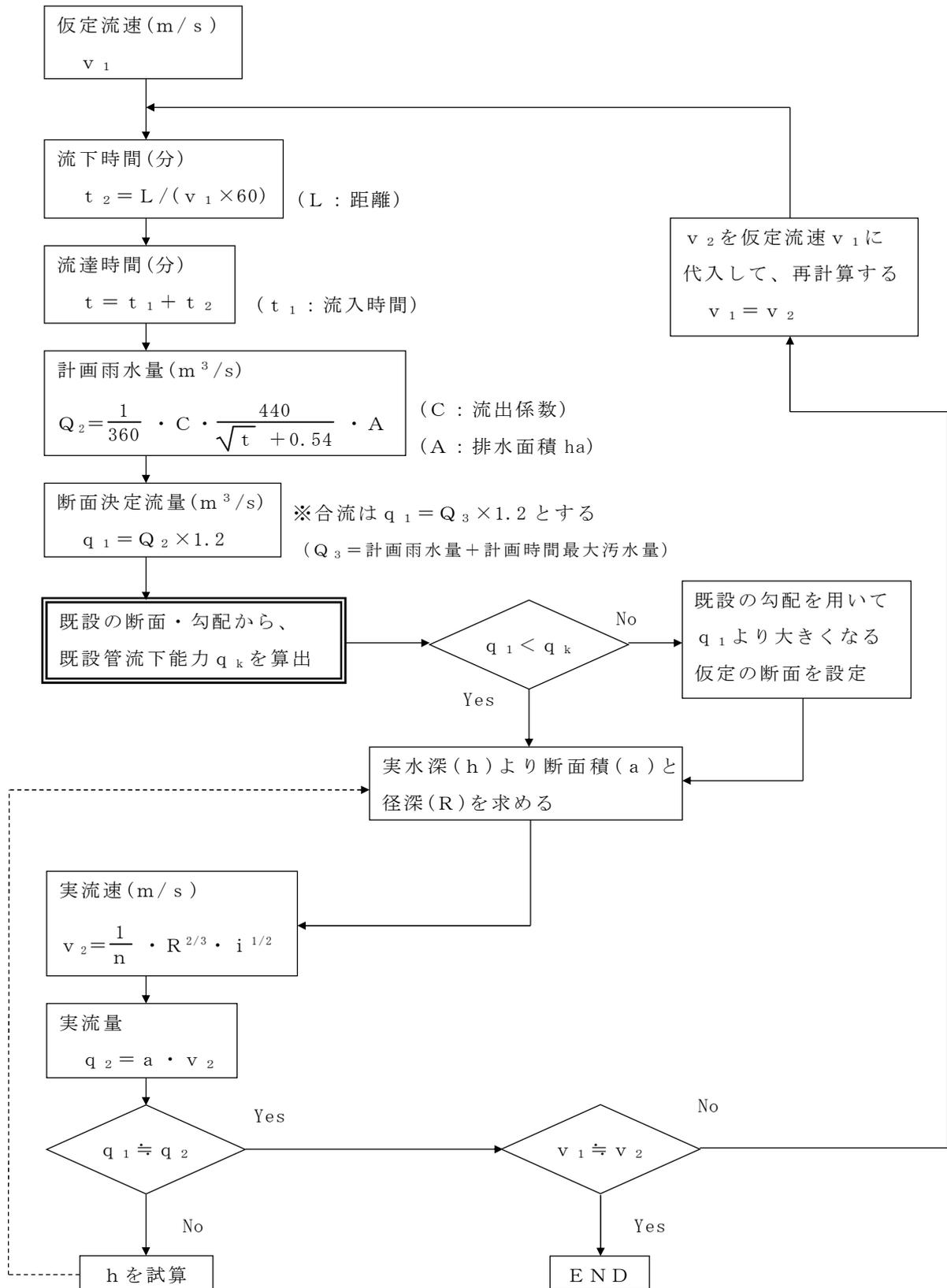


図 1-5-2 合流地区に多くみられる地形条件



注) 管渠断面は、まず仮定流速より断面決定流量を求め、仮定の管渠の断面と勾配を設定し、実流速が最小0.8m/s～最大3.0m/sの範囲(理想的には1.0m/s～1.8m/s)となるようにし、下流ほど勾配を緩く、流速を速くし、掃流力を大きくするように配慮しながら、何回か試算を繰り返して定める。

図 1-5-3 管渠断面の設計フローチャート



注) 仮定流速より断面決定流量を求め、既設管渠の断面と勾配にて流下能力を照査する。また、照査の結果、流下能力が不足する場合は、既設管渠の勾配を用いて仮定の断面を設定し、規定の水深率以下で流下できる断面を、何回か試算を繰り返して定める。

図 1-5-4 既設管渠利用時の設計フローチャート

(3) 合流管渠について

$$Q_3 = Q_1 + Q_2$$

ここに、

$$Q_3 : \text{計画下水量} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

$$Q_1 : \text{計画時間最大汚水量} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

$$Q_2 : \text{計画雨水量} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

注) 1. 計画雨水量 Q_2 の算出は、(2) 雨水管渠と同様に行う。

また、合流管渠の断面決定流量は $Q_3 \times 1.2$ となる。

2. 計画雨水量は、計画時間最大汚水量に比べて極めて多量となる。

(4) 遮集管渠について

$$Q_4 = 3 \times Q_1$$

ここに、

$$Q_4 : \text{雨天時計画汚水量} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

$$Q_1 : \text{計画時間最大汚水量} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

注) 雨天時計画汚水量は、原則として計画時間最大汚水量の3倍とするが、放流先の状況、排水区域の特性等を考慮しながら、その効果と要する費用とを検討して、適切な値を定めなければならない。

(5) 施設の余裕について

実例では、計画下水量と現況下水量との間には、かなりのかい離が生じる場合がある。その原因には、次のようなものがある。

- ・ 計画下水量の算定は処理区等で平均的に定めているため、地域ごとの特性が反映されにくい。
- ・ 計画下水量の算定においては、人口、水量原単位、土地利用等多くの不確定要素がある。
- ・ 地下水位の高い区域での地下水の混入、排水設備の誤接合や管渠の老朽化等に伴う浸入水の混入等さまざまな要素が考えられる。

よって、管路施設には計画下水量に対し合流・雨水については20%の余裕を見込む。

また、汚水に対しては表 1-5-3 の余裕を見込む。

表 1-5-3 汚水管渠の余裕

管渠の内径	余 裕
700 mm未満	計画下水量の 100%
700 mm以上 1,650 mm未満	計画下水量の 50%以上 100%以下
1,650 mm以上 3,000 mm以下	計画下水量の 25%以上 50%以下

【下水道施設計画・設計指針と解説・前編 2019年版(日本下水道協会) P286】

1-6 水理の計算

(1) 流量の計算

1) 自然流下 (等流) …… Manning (マニング) 式

2) 圧送管 …… Hazen・Williams (ヘーゼン・ウィリアムス) 式

(2) 背水位の計算

雨水を自然流下で河川、海等に放流する場合は、放流先の実態を調査し、計画外水位の影響について検討を行う。また、計画外水位の影響を受ける場合は、標準逐次計算法により背水位の計算を行い、施設の規模が適正なものか検討を行う。

【下水道施設計画・設計指針と解説・前編 2019年版(日本下水道協会) P286~286】

【解説】

[用語の定義]

- ①等流：定流であって、断面一定の水路で水面勾配が水路床勾配に等しく、流速、水深が変化しない流れ。
- ②不等流：定流の中で、流速が水路の場所によって異なり一定しない流れ。
- ③等流水深：等流において、水路床勾配 i 、粗度係数 n 、及び水路の断面形が定まっているときの、流量に対する水深。
- ④限界水深：比エネルギー曲線の最小値 (E_{min}) を与える水深。
- ⑤常流と射流：常流は $h > h_c$ の範囲の流れで、 $i < i_c$ や $v < v_c$ の条件も同時に満足させる。射流は $h < h_c$ の範囲の流れで、 $i > i_c$ 、 $v > v_c$ となる。(限界水深より浅い流れを射流、それより深い流水を常流という)

(常流)

- a) $h > h_c$ 、 $i < i_c$ 、 $v < v_c$
- b) Q が一定のとき h が増加すれば E も増加
- c) フルード数 $F < 1$

(射流)

- a) $h < h_c$ 、 $i > i_c$ 、 $v > v_c$
- b) h 増加のとき E は減少
- c) フルード数 $F > 1$

$$\text{ただし、} F = v / \sqrt{q h}$$

(限界流)

$$h = h_c、v = v_c、i = i_c、F = 1$$

ここに、

$$\begin{array}{lll} h : \text{水深 (m)} & i : \text{水路勾配} & v : \text{平均流速 (m/s)} \\ h_o : \text{等流水深 (m)} & i_c : \text{限界勾配} & v_c : \text{限界流速 (m/s)} \\ h_c : \text{限界水深 (m)} & & \end{array}$$

- ⑥跳水：射流から常流に変化するとき激しく渦を伴う部分。
- ⑦平均流速：流れの平均速度。
- ⑧水面幅：水が大気に接する面 (自由表面) の断面幅。
- ⑨流水断面積：流れに対して直角方向の水の流れる面積。
- ⑩潤辺：流水と断面壁とが接触する長さ。
- ⑪径深：流水断面積を潤辺で除したもの。
- ⑫定流 (定常流)：水路のある地点で時間の経過に関係なく、流積、流速が一定な流れ。
- ⑬不定流 (非定常流)：時間の経過とともに、流積や流速が変化する流れ。
- ⑭層流：水の粒子が入り乱れることなく、水路壁と平行な層状をなす流れ。
- ⑮圧力渠：圧力がかかり、管内に水が充満し低所より高所へも流せる水路。
- ⑯開水路：自由表面を持ち、高所より低所へのみ流れる水路。
- ⑰一様断面河川：断面形状、勾配、粗度が縦断位置に関係なく一様な河川。

(1) 流量の計算について

下水は、清水に比較して浮遊物質を多く含んでいるが、水理計算に支障をきたすほどではないので清水と考えて水理計算を行う。

従って、流量計算には、一般に自然流下では Manning (マニング) 式、圧送管では Hazen・Williams (ヘーゼン・ウィリアムス) 式を用いる。

【下水道施設計画・設計指針と解説・前編 2019年版(日本下水道協会) P287】

1) Manning (マニング) 式

$$Q = A \cdot V$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

ここに、

Q : 流量 (m³/s)

A : 流水の断面積 (m²)

V : 流速 (m/s)

n : 粗度係数 (表 1-6-1 を標準とする)

R : 径深 (R = A / P) (m)

P : 流水の潤辺長 (m)

i : 勾配 (分数または小数)

なお、円形管の流速、流量早見表を第 12 章 参考資料 2 に添付する。

表 1-6-1 粗度係数 (n)

管材	粗度係数 (n)
硬質塩化ビニル管 強化プラスチック複合管 レジンコンクリート管	0.010
鉄筋コンクリート管渠 (工場製品) " (現場打ち) 側溝 (工場製品)	0.013
開渠 (側溝 (工場製品) を除く)	0.013

【下水道施設計画・設計指針と解説・前編 2019年版(日本下水道協会) P287】

2) Hazen・Williams (ヘーゼン・ウィリアムス) 式

$$Q = A \cdot V$$

$$V = 0.84935 \cdot C \cdot R^{0.63} \cdot I^{0.54}$$

ここに、

V : 平均流速 (m/s)

C : 流速係数

I : 動水勾配 (h/L)

h : 長さ L (m) に対する摩擦損失水頭 (m)

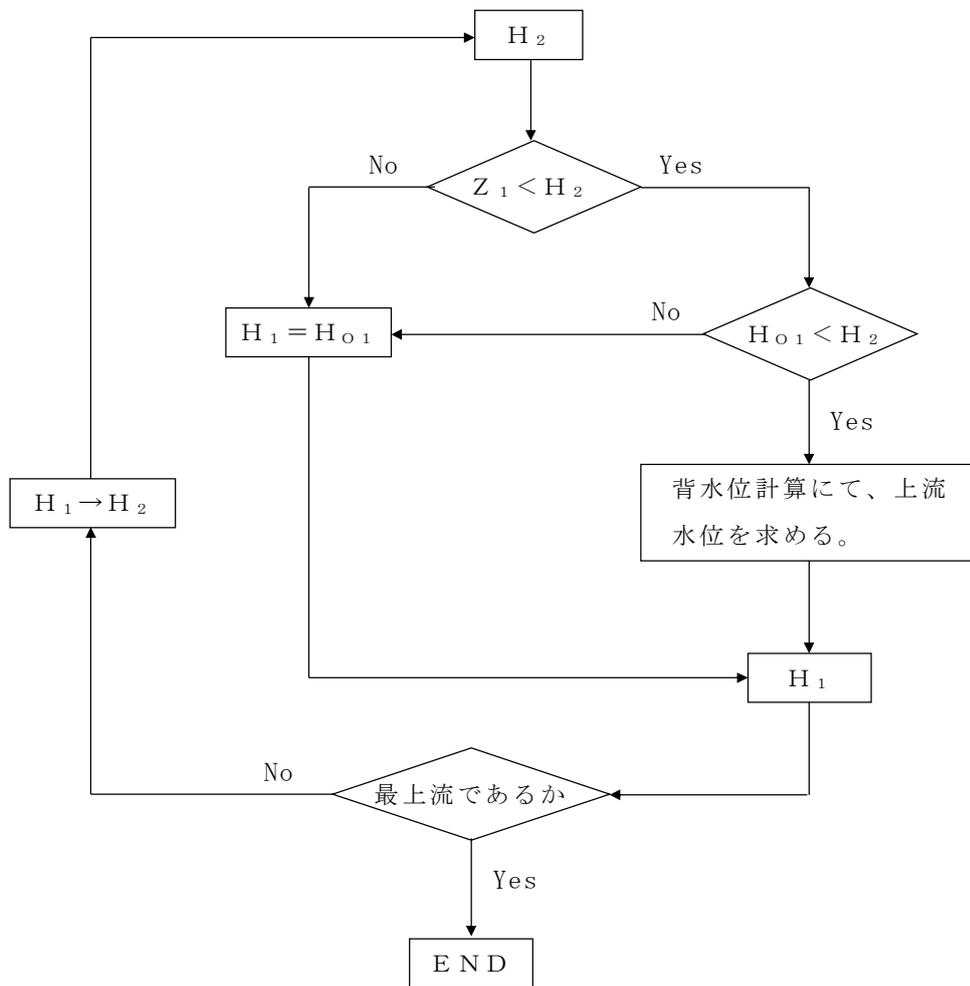
(2) 背水位の計算について

計画外水位の影響を受ける不等流時の断面形状は、開水路（水位が管頂より下にある水路及び暗渠）と圧力渠（水位が管頂より上にある暗渠）に分類され、背水位の計算には標準逐次計算法を用いる。

ただし、圧力渠は、管渠区間内の断面形状及び流量が同一であれば等流と同様とみなせるため、背水位は Manning（マニング）式を用いて動水勾配より求めることができる。

なお、背水位計算には、流量計算（等流）で決定された管底勾配を確保する。

背水位計算のフローチャートを図 1-6-1 に示す。



水位図

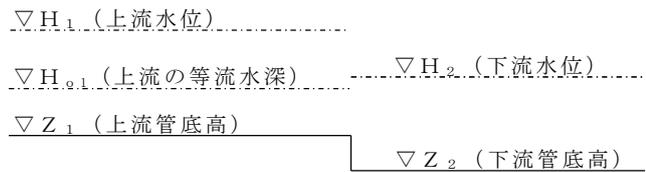


図 1-6-1 背水位計算フローチャート

1) 水面形状の分類

等流水深 (h_o)、限界水深 (h_c)、限界勾配 (i_c) を算出し、水路勾配 (i) と検討概略水位 (h) の関係から表 1-6-2 の条件により水面形状を決定する。

表 1-6-2 水面形状の分類

水路の分類	水面形状	水深と等流水深ならびに 限界水深との関係	水面形状の 分類	流れの状態
急勾配 $i > i_c > 0$ $h_c > h_o$	S_1	$h > h_c > h_o$	背水	常流
	S_2	$h_c \geq h > h_o$	低下背水	射流
	S_3	$h_c > h_o \geq h$	背水	射流
限界勾配 $i = i_c > 0$ $h_c = h_o$	C_1	$h > h_c = h_o$	背水	常流
	C_2	$h_c = h = h_o$	等流	限界流
	C_3	$h_c = h_o > h$	背水	射流
緩勾配 $i_c > i > 0$ $h_o > h_c$	M_1	$h \geq h_o > h_c$	背水	常流
	M_2	$h_o > h \geq h_c$	低下背水	常流
	M_3	$h_o > h_c > h$	背水	射流
水平 $i = 0$	H_2	$h_o \rightarrow \infty, h \geq h_c$	低下背水	常流
	H_3	$h_o \rightarrow \infty, h_c \geq h$	背水	射流
逆勾配 $i < 0$	A_2	$h \geq h_c$	低下背水	常流
	A_3	$h_c > h$	背水	射流

注) 1. 水面形状計算方向は、常流：下流から上流へ、射流：上流から下流へとなる。

2. 外水位からの背水位等、下水道設計で行う不等流計算の大部分の水面形状は、 M_1 である。

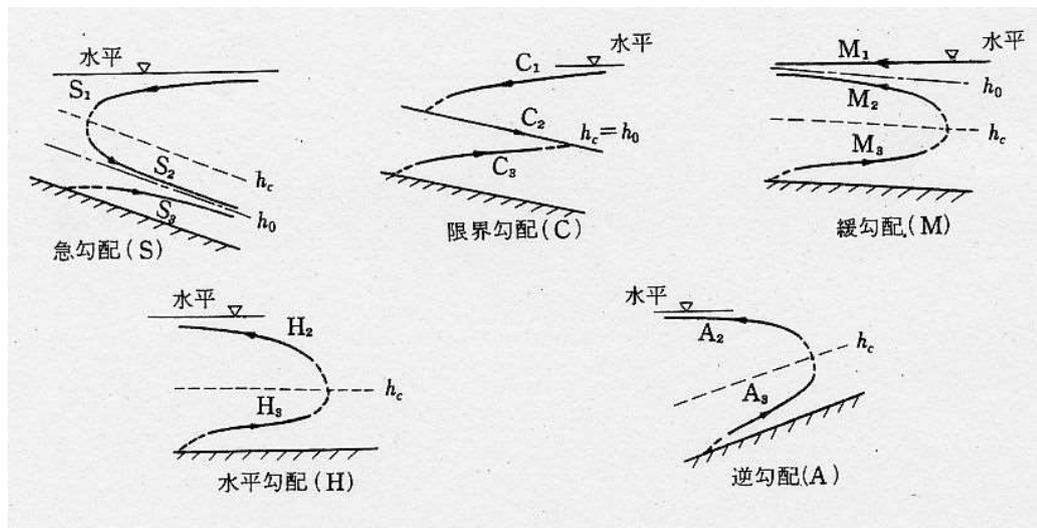


図 1-6-2 水面形状

2) 標準逐次計算法

基本式

$$H_1 = H_2 + \frac{\alpha}{2g} \left(\frac{Q_2^2}{A_2^2} - \frac{Q_1^2}{A_1^2} \right) + \frac{n^2}{2} \left(\frac{Q_1^2}{R_1^{4/3} \cdot A_1^2} + \frac{Q_2^2}{R_2^{4/3} \cdot A_2^2} \right) \Delta x$$

注) 上式は、ベルヌーイの定理と Manning 式の適応により導かれている。

- ・ 水路勾配が急な場合 (目安として 10 分の 1 以上)

h_1 は $h_1 \cos \theta$ 、 h_2 は $h_2 \cos \theta$ として潤辺、径深、断面積を計算し、 Δx は斜距離とする。

$$\text{ここに、} H_1 : \text{上流断面の水位 (m)} = Z_1 + h_1 \cdot \cos \theta_1$$

$$H_2 : \text{下流断面の水位 (m)} = Z_2 + h_2 \cdot \cos \theta_1$$

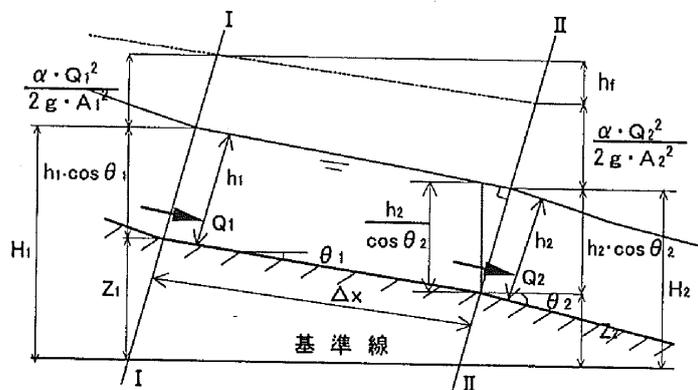


図 1-6-3

- ・ 水路勾配が緩い場合 (目安として 10 分の 1 以下)

$$\text{ここに、} H_1 : \text{上流断面の水位 (m)} = Z_1 + h_1$$

$$H_2 : \text{下流断面の水位 (m)} = Z_2 + h_2$$

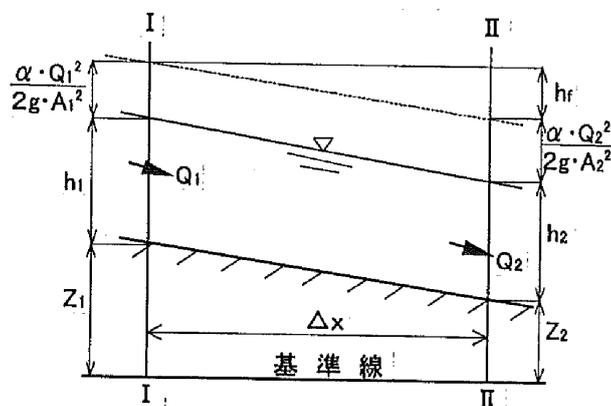


図 1-6-4

上式の基本式を $Q_1 = Q_2$ (一定)、 $H = Z + h$ 、 $n_1 \neq n_2$ (異なる) として展開すると、次式で定義される。

(速度水頭) (摩擦水頭) (その他の損失水頭)

$$\Phi = Z_2 + h_2 + \frac{\alpha \cdot Q_2^2}{2g \cdot A_2^2} + h_{fd} \quad (\text{下流側 II 断面})$$

$$\Psi = Z_1 + h_1 + \frac{\alpha \cdot Q_1^2}{2g \cdot A_1^2} - h_{fu} - h_L \quad (\text{上流側 I 断面})$$

- 注) 1. 常流の場合は、II断面 Φ を計算してI断面における水深を仮定し、 Ψ が Φ に一致するまで仮定し直して計算する。また、射流ではI断面 Ψ を計算してII断面における水深を仮定し、 Φ が Ψ に一致するまで仮定し直して計算する。
2. 添え字 $_1$ 、 $_2$ は断面I、IIを示す。

ここに、

Q : 流量 (m^3/s)

n : 粗度係数

A : 通水断面積 (m^2)

R : 径 深 (m)

g : 重力加速度 ($=9.8m/s^2$)

α : 流速分布によるエネルギー補正係数 (1.0or1.1 通常 1.1)

Δx : I ~ II断面間斜距離もしくは区間距離 (m)

Z : 水路床標高 (m)

h : 水 深 (m)

h_{fd} : 摩擦損失水頭

$$h_{fd} = \frac{n_2^2 \cdot Q_2^2 \cdot \Delta x}{2R_2^{4/3} \cdot A_2^2}$$

h_{fu} : 摩擦損失水頭

$$h_{fu} = \frac{n_1^2 \cdot Q_1^2 \cdot \Delta x}{2R_1^{4/3} \cdot A_1^2}$$

h_L : その他の損失水頭

現場状況を勘案し、必要に応じて下記の損失水頭を考慮する。

- | | |
|----------|-----------|
| ①流入による損失 | ⑦曲がりによる損失 |
| ②流出による損失 | ⑧屈折による損失 |
| ③漸縮による損失 | ⑨分流による損失 |
| ④漸拡による損失 | ⑩合流による損失 |
| ⑤急縮による損失 | ⑪伏越しによる損失 |
| ⑥急拡による損失 | |

① 流入による損失（管水路）

【水理公式集 2018年版（土木学会）P507】

$$h_L = h_e = f_e \cdot \frac{V^2}{2g}$$

ここに、

h_e : 流入による損失水頭（m）

f_e : 流入損失係数（流入損失係数 f_e は流入口の形状により決まる）

V : 管内流速（m/s）

g : 重力加速度（=9.8m/s²）

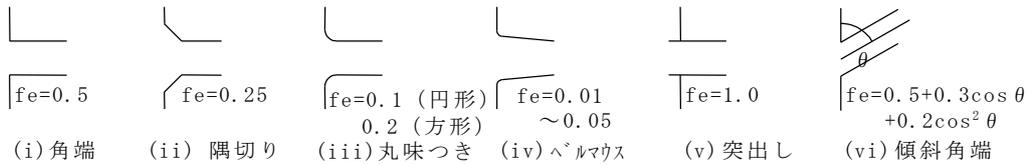


図 1-6-5 流入損失係数

② 流出による損失（管水路）

【水理公式集 2018年版（土木学会）P507】

小断面の水路が大断面の河川、または海域に放流される場合に使用する。

ただし、流出水位が放流先水位より高い場合は、損失を考慮しない。

$$h_L = h_o = f_o \cdot \frac{V^2}{2g}$$

ここに、

h_o : 流出による損失水頭（m）

f_o : 流出損失係数

（流出した水はその運動エネルギーを全て失うので $f_o = 1$ となる）

V : 管内流速（m/s）

g : 重力加速度（=9.8m/s²）

③ 漸縮による損失（管水路）

【土地改良事業計画設計基準（設計・水路工） 平成 26 年 3 月版
（農業農村工学会）P223】

$$h_L = h_{gc} = f_{gc} \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

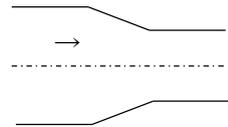
ここに、

h_{gc} : 漸縮による損失水頭（m）

f_{gc} : 漸縮損失係数（資料元の 図-6.5.8 を参照）

V_2 : 漸縮後の平均流速（m/s）

g : 重力加速度（=9.8m/s²）



④ 漸拡による損失（管水路）

【水理公式集 2018年版（土木学会）P508】

$$h_L = h_{ge} = f_{ge} \cdot \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

ここに、

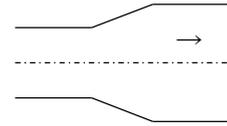
h_{ge} : 漸拡による損失水頭（m）

f_{ge} : 漸拡による損失係数（資料元の図 4-3.4 を参照）

V_1 : 漸拡前の管内流速（m/s）

V_2 : 漸拡後の管内流速（m/s）

g : 重力加速度（=9.8m/s²）



⑤ 急縮による損失（管水路）

【水理公式集 2018年版（土木学会）P507】

$$h_L = h_{sc} = f_{sc} \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

ここに、

h_{sc} : 急縮による損失水頭（m）

f_{sc} : 急縮損失係数

V_2 : 急縮後の管内流速（m/s）

g : 重力加速度（=9.8m/s²）

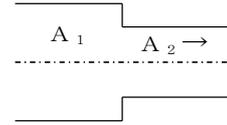


表 1-6-3 急縮損失係数

A_2/A_1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
f_{sc}	0.41	0.38	0.34	0.29	0.24	0.18	0.14	0.09	0.04	0

A_1 : 急縮前の断面積（m²）、 A_2 : 急縮後の断面積（m²）

⑥ 急拡による損失（管水路）

【水理公式集 2018年版（土木学会）P507】

$$h_L = h_{se} = f_{se} \cdot \frac{V_1^2}{2g}$$

$$f_{se} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2$$

ここに、

h_{se} : 急拡による損失水頭（m）

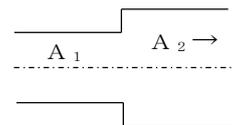
f_{se} : 急拡損失係数

V_1 : 急拡前の管内流速（m/s）

g : 重力加速度（=9.8m/s²）

A_1 : 急拡前の管断面積（m²）

A_2 : 急拡後の管断面積（m²）



⑦ 曲がりによる損失（管水路）

【水理公式集 2018年版（土木学会）P509】

$$h_L = h_b = f_{b1} \cdot f_{b2} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

ここに、

h_b : 曲がりによる損失水頭 (m)

f_{b1} : 曲がりの中心角が 90° の場合の損失係数

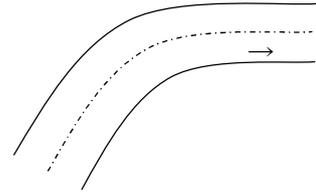
(資料元の図 4-3.5 を参照)

f_{b2} : 曲がりの中心角が 90° の場合に対する任意の
曲がり中心角の場合の損失比

(資料元の図 4-3.5 を参照)

V : 管内流速 (m/s)

g : 重力加速度 ($=9.8\text{m/s}^2$)



⑧ 屈折による損失（管水路）

【水理公式集 2018年版（土木学会）P509】

$$h_L = h_{be} = f_{be} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$f_{be} = 0.946 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.05 \sin^4 \frac{\theta}{2}$$

ここに、

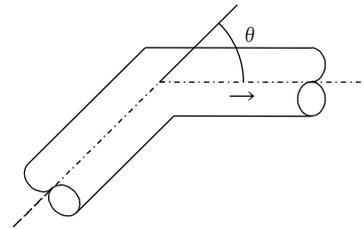
h_{be} : 屈折による損失水頭 (m)

f_{be} : 屈折損失係数

V : 管内流速 (m/s)

g : 重力加速度 ($=9.8\text{m/s}^2$)

θ : 屈折角 (度)



⑨ 分流による損失（管水路）

【水理公式集 2018年版（土木学会）P509】

$$h_L = h_{d,\gamma} = f_{d,r} \cdot \frac{V_\alpha^2}{2g}$$

$$f_{d,\gamma} = 0.58 q_\beta^2 - 0.26 q_\beta + 0.03$$

ここに、

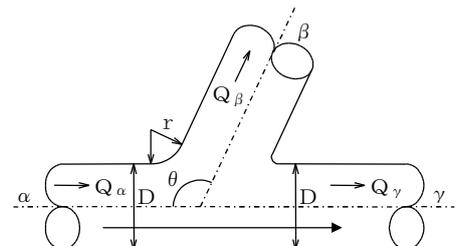
$h_{d,\gamma}$: 分流による損失水頭 (m)

$f_{d,\gamma}$: 分流損失係数

V_α : 分流前の本管内流速 (m/s)

g : 重力加速度 ($=9.8\text{m/s}^2$)

q_β : 分流前の本管流量 Q_α に対する支管流量 Q_β の比 (Q_β / Q_α)



⑩ 合流による損失（管水路）

【水理公式集 2018年版（土木学会）P510】

$$h_L = h_{c, \beta} = f_{c, \beta} \cdot \frac{V_\gamma^2}{2g}$$

$$f_{c, \beta} = -q_\beta^2 \left\{ (1.2 - \sqrt{\rho}) \left(\frac{\cos \theta}{\phi} - 1 \right) + 0.8 \left(1 - \frac{1}{\phi^2} \right) - (1 - \phi) \frac{\cos \theta}{\phi} \right\} - (1 + q_\beta) \{ 0.92 + q_\beta (2.92 - \phi) \}$$

ここに、

$h_{c, \beta}$: 合流による損失水頭 (m)

$f_{c, \beta}$: 合流損失係数

V_γ : 合流後の本管内流速 (m/s)

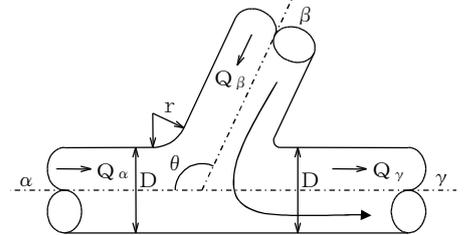
g : 重力加速度 (=9.8m/s²)

q_β : 合流後の本管流量 Q_γ に対する支管流量 Q_β の比 (Q_β / Q_γ)

θ : 本管と支管の交角 (度)

ϕ : 本管断面積に対する支管断面積の比

ρ : 支管と本管の接続部面取り半径 r の本管直径 D に対する比 (r / D)



⑪ 伏越しによる損失

【下水道施設計画・設計指針と解説・前編 2019年版（日本下水道協会）P356】

$$h_L = i \cdot L + \beta \cdot \frac{V^2}{2g} + \alpha$$

ここに、

h_L : 伏越しによる損失水頭 (m)

i : 伏越し管渠内の流速に対する動水勾配 (分数は小数)

L : 伏越し管渠の長さ (中心線延長) (m)

V : 伏越し管渠内の流速 (m/s)

(上流管渠内の流速の20~30%増しとする)

g : 重力加速度 (=9.8m/s²)

α : 0.03~0.05 (m)

β : 1.5を標準とする。

1-7 計画外水位

計画外水位は、原則として河川においては計画高水位、海域においては既往最高潮位とする。

【下水道施設計画・設計指針と解説・前編 2019年版（日本下水道協会）P56,218】

【解説】

自然排水、ポンプ排水等の雨水を排除する区域の決定は、目標外水位として計画外水位を用い、動水勾配をチェックのうえ、局部的浸水が発生しないように定める。計画外水位は、原則として表 1-7-1 の順位より、河川においては放流地点における計画高水位、海域においては放流地点における既往最高潮位をとるものとする。

雨水や処理水は、この計画外水位において、遅滞なく排除できるように計画しなければならない。しかしながら、河川においては、計画高水位の発生頻度が河川によって大きく異なることや、改修計画が実施されていない場合があるため、地域によっては既往最高水位が計画外水位として用いられることもある。また、海域においては、既往最高潮位等のデータが地域的に不備な場合や、高潮計画等の関連計画との整合の必要性等から、地域によっては（朔）望平均満潮位又はこれに計画偏差値を加えたもの等を計画外水位として用いることもある。

従って、計画外水位の決定にあたっては、下水道計画課と協議のうえ、区域の重要度、排水方法、施設の建設コストや整備スケジュール、維持管理等の経済性、被害にあった既往最大降雨等を総合的に判断する。

表 1-7-1 計画外水位の順位*

河川に放流する場合	海域に放流する場合
①計画高水位(100年、50年、30年確率など) ②既往最高水位 ③10年確率高水位	①既往最高潮位 ②朔望平均満潮位

- 注) 1. 計画外水位により背水の影響を受ける区間においては、水面追跡を行い、側溝などからの排水が可能となるように動水位を設定し、管渠の断面を計画する。なお、一般的に地表面から動水位までは 30 cm 以上を確保することが望ましい。
2. 河川においては、原則として、河川毎に適切な計画外水位を定める。具体的には、河川の基準値、資料の有無によって異なり、検討方法は下記を標準とする。
- ①河川基準値、資料等有る場合
計画外水位の設定は、河川の規模によって異なるので、河川管理者と協議のうえ定める。
- ②河川基準値、資料等が無い場合
計画外水位の設定は、放流口周辺の堤防高さ、及び河床高の調査を行い、河川管理者と協議のうえ定める。
3. 放流先が下水道の雨水幹線になっている河川においては、10年確率高水位で計画外水位を定める。
4. 海域に放流する場合において波の影響を受けるときは、波高を考慮して放流口をできるだけ高い位置に設定する。
5. ポンプの計画排水位は、計画外水位を考慮して定める。なお、詳細は「下水道施設計画・設計指針と解説・前編 2019年版 P469」に基づいて設定する。

1-8 用地の確保

管渠は、一般に公道の下に埋設されるが、公共用地以外への埋設や、水路並びに管理用道路の築造等にあたり用地が必要となる場合は、原則として次の方法による。

- (1) 新たに必要となる用地は、暗渠の場合においては地役権設定により確保するものとする。ただし、これが困難な場合は買収によるものとする。
- (2) 現況の水路敷地は、原則その所有者または管理者からの無償提供を求めるものとする。ただし、これが困難な場合は買収によるものとする。

【解説】

用地買収の補助対象となる範囲は、管渠の場合、幅は基礎幅の1.2倍以内とし、延長は管渠の延長とする。開渠の場合には、水路構造物外縁間（基礎幅もしくは上幅のいずれか大なる方）の1.2倍以内と管理用道路に必要な用地とする。

開渠の場合は、浚渫作業や水防作業等で資材運搬等が必要となるので、片岸に限り水路構造物外縁から人力により作業を行う場合には1.0mの範囲内で、機械施工（ベルトコンベアと小型トラック併用により作業を行う）の場合には2.5mの範囲内で、必要最小限度の区間について管理用道路を設けることができる。

【下水道事業の手引き 令和4年（最新版）（国土交通省水管理国土保全局）P172～173】

1-9 雨水吐

雨水吐は、次の各項を考慮して定める。

- (1) 雨水吐を設ける位置は、遮集管渠の配置、放流水面の関係、放流先周辺の環境等を考慮して選定する。
- (2) 雨水吐における雨水越流量は、その地点における計画下水量から、雨天時計画汚水量を差し引いた量とする。
- (3) 雨水吐のせき高は、計画時間最大汚水量の3倍においては越流しない高さとし、また、雨水の影響が大きい時の放流水質基準を満足する水量となる高さに定める。
- (4) 雨水吐のせきは、原則として完全越流とする。
- (5) 雨水吐には出入口を設けて越流せきまたは雨水流出管渠の状態を点検できるようにする。
- (6) 雨水吐の汚水流出管渠及び放流管渠は、所定流量を流すのに適正なものとする。
- (7) 雨天時にきょう雑物の流出を最小限とするためのスクリーンなどを設置する。
- (8) 雨水吐は、事前に放流水域の管理者等と十分協議を行い、耐震性の高い構造とするとともに、津波の被害が想定される箇所については、逆流防止機能を設ける。

【下水道施設計画・設計指針と解説・前編 2019年版（日本下水道協会）P359】

【下水道施設の耐震対策指針と解説 2014年版（日本下水道協会）P190】

【解説】

(4) 雨水吐のせきについて

雨水吐のせきは、原則として完全越流とする。雨水越流せきのせき長 L (m) の概算は次式による。

$$L = \frac{Q}{1.8H^{3/2}}$$

ここに、

L : せき長 (m)

Q : 雨水越流量 (m^3/s)

H : 水頭 (m) (せき長間の平均値)

雨水吐のせき長はできるだけ長いほうがよく、越流せきの平面形はなるべく直線がよい。しかし、市街地等の設置箇所の制約によって、雨水吐を大きくすることができず、十分なせき長を確保することができない場合には、**図 1-9-1** に示すようにせきを曲線にする等の工夫をするほか、遮流板を設置して強制的に分水する水理実験等の検証結果を踏まえて設定する必要がある。

越流開始時の流量に対する水深は、計画下水量と越流開始時の流量との比によって水理特性曲線から求められる。汚水流出管渠の水位は、越流せきより高くしない。

また、汚水流出管渠の管底高は、流入管渠の管底高より低くする。(**図 1-9-2** 参照)

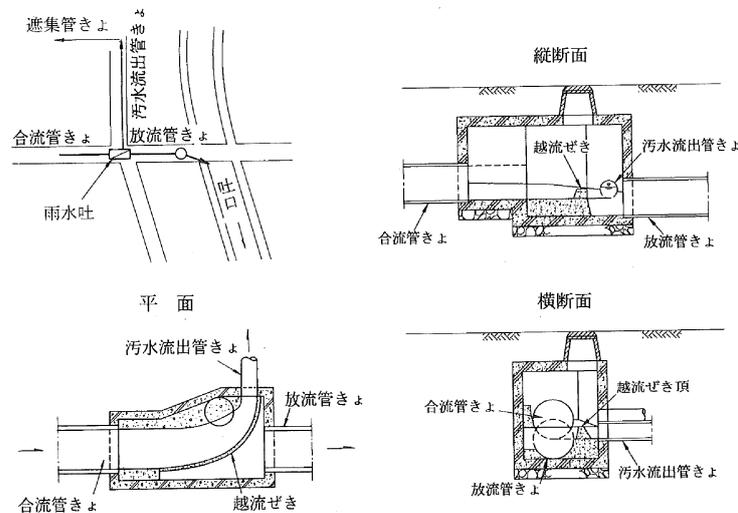


図 1-9-1 雨水吐の例

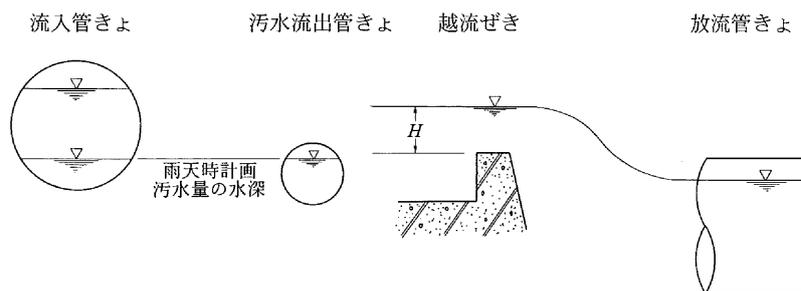


図 1-9-2 雨水吐の構成例 (完全越流)

合流管渠と放流管渠との水位差が十分とれない場合には、やむを得ずもぐりぜき(不完全越流)となる場合がある。もぐりぜきの場合のせき長 L (m) の標準概算式は次式の通りである。

$$L = \frac{Q}{1.8 (H_1 + 1.4H_2) \cdot \sqrt{H_1}}$$

ここに、

L : せき長 (m)

Q : 雨水越流量 (m³/s)

H₁、H₂ : 水頭 (m)

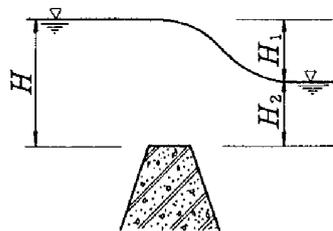


図 1-9-3 もぐりぜき (不完全越流)

不完全越流の場合には、汚水流出管渠は圧力管渠となるため、オリフィスなどの方法で汚水流出管渠に所定の量以上が流れないようにする。また、放流水域の水位が上昇し、雨水吐へ逆流しないように、ゲートを設置するなどの対策を検討する必要がある。

【下水道施設計画・設計指針と解説・前編 2019年版 (日本下水道協会) P361~362】

(7) スクリーンについて

雨水吐の吐口からきょう雑物 (ごみ、オイルボールなど) の流出を最小限のものとするように、スクリーンの設置その他の措置を講じる。

雨水吐へのスクリーン設置 (図 1-9-4 参照) にあたっては、スクリーンの損失水頭による上流部への水位上昇の影響を十分調査検討する必要がある。(「合流式下水道改善対策 ろ過スクリーン施設技術マニュアル 2003 年版 下水道新技術推進機構」参照)

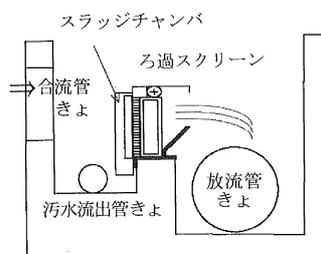


図 1-9-4 ろ過スクリーン参考図

【下水道施設計画・設計指針と解説・前編 2019年版 (日本下水道協会) P362】

(8) 雨水吐の耐震構造について

雨水吐き室は、通常のマンホールと比べて構造も大きく、放流管渠も放流河川の河床高等の関係から相当深くなり、形状が複雑であることが多い。構造は、鉄筋コンクリート造であり、管渠との接続部の開口周囲には補強鉄筋が挿入される。流入管渠と放流管渠との地震時の挙動が大きく異なるような場合は、図 1-9-5 に示すように、地震時の変位を吸収でき、発生する応力を緩和できるような構造とすることが望ましい。

吐き口は地震被害を受けた場合に復旧が困難となることが予想されるので、その設置にあたっては、放流水域の管理者等と事前に十分に協議し、耐震上、十分に堅固な構造とする。

地盤が軟弱な場合、あるいは堤体部とその前後で荷重条件が異なる場合は、不同沈下の恐れがある。そのため、鉄筋コンクリート管等の差し込み継手管渠を使用する場合は、不同沈下の検討を行うとともに、耐震計算により所定の差し込み長を有する管種を使用するか、あるいは可とう性継手等を設置し、常時及び地震時の拔出しを防止する。

また、地盤の大部分が液状化し、特に護岸の背後部、基礎部に液状化が発生すると判断される場合は、必要に応じて側方流動に対する検討が必要である。

雨水吐き室及び吐き口を設計の際は、河川・港湾等の耐震基準等も参考にする。

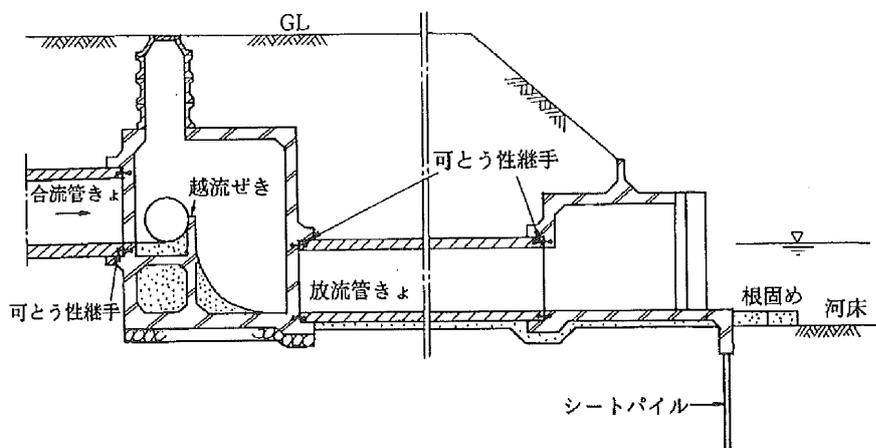


図 1-9-5 雨水吐及び吐き口の耐震構造例

【下水道施設の耐震対策指針と解説 2014年版（日本下水道協会）P190】