

第5章 排水

1 適用基準

排水の設計は本章によるものとするが、記述のないものについては、表1の関係図書他によるものとする。

表1 関係図書

関係図書	発行年月	発行者
道路土工要綱	H21. 6	日本道路協会
道路土工構造物技術基準・同解説	H29. 3	日本道路協会
道路土工—カルバート工指針	H22. 3	日本道路協会
立体横断施設技術基準・同解説	S54. 1	日本道路協会
土木構造物標準設計 第1巻	H12. 9	全日本建設技術協会
増補改訂版 道路の移動円滑化整備ガイドライン	H23. 8	国土交通省道路局

(注)使用にあたっては最新版を使用するものとする。

2 排水の目的

道路排水は、以下を目的として行う。

- (1) 降雨，融雪，地表水，地下水による道路土工構造物や舗装の弱化・崩壊防止
- (2) 路面の滞水による交通の停滞やスリップ事故の防止
- (3) 施工時のトラフィカビリティの確保や盛土材の施工含水比の低下

道路土工における排水の第一の目的は土工構造物及び舗装の健全性を確保することである。降雨，降雪により路面，のり面あるいは隣接地帯から道路各部に流入する地表水や地下水をできるだけ速やかに排除し，雨水による斜面の洗掘，崩落，あるいは地下水位の上昇等による道路土工構造物の弱化・崩壊を防止するとともに，路盤・路床部の地下水を排除して舗装の劣化・損傷を防止するよう努めなければならない。

道路土工要綱
(H21.6) P101

3 排水施設の区分と名称（標準）

排水は図3のように区分する。なお、これらの施設には機能的に重複するものもある。

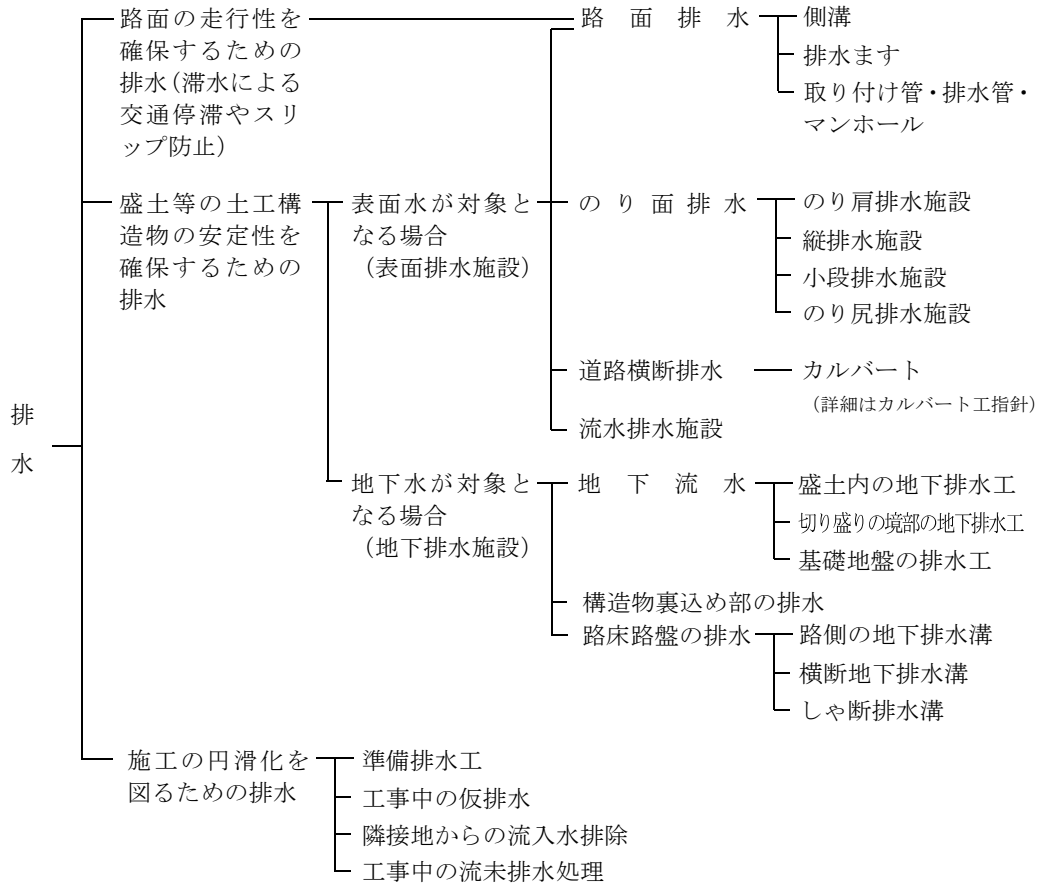


図3 排水施設の区分と名称

4 排水の種類

道路の排水は図4に示すようにいろいろなものがあるが、対象とする水によって表面排水、地下排水、構造物の裏込め部や構造物内の排水などに分けられる。

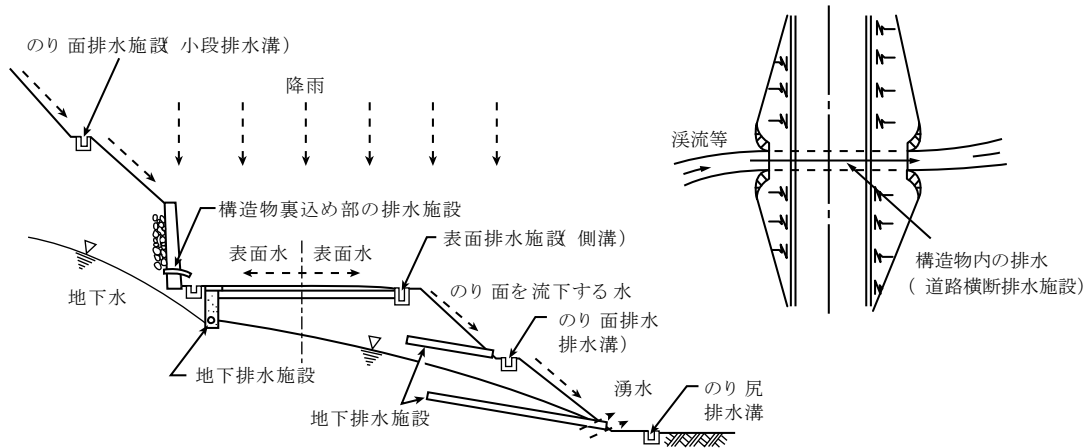


図4 排水の種類

(1) 表面排水

表面排水は、降雨または降雪によって生じた路面及び道路隣接地からの表面水を排除するために行う。

(2) 路面排水

路面排水は、降雨または降雪によって生じる路面の滞水を防止するために行う。

(3) のり面排水

のり面排水は、盛土のり面、切土のり面あるいは自然斜面を流下する水や、のり面から湧出する地下水によるのり面の浸食や安定性の低下を防止するために行う。

(4) 道路横断排水

道路横断排水は、道路が在来の水路あるいは溪流等を横断する場合、及び降雨または降雪によって生じた道路隣接地からの表面水をカルバート等道路横断構造物により排除するために行う。なお、道路横断施設の詳細については、「道路土工—カルバート工指針」によるものとする。

(5) 地下排水

地下排水は、地下水位を低下させるため、及び道路に隣接する地帯並びに路面・のり面から浸透してくる水や、路床から上昇してきた水をしゃ断したり、すみやかに除去するために行う。

(6) 構造物の排水

構造物の裏込め部の湛水や構造物内の漏水及び降雨、降雪により生じた橋面の表面水などを除去することをいう。

5 設計にあたっての基本事項

5-1 流出量の算定

排水施設の能力を定めるためには、その排水施設で処理しなければならない流量、すなわち雨水流出量を知る必要がある。従来、排水施設は過去の降雨による流出量などを参考として経験的に定めて来たものが多いが、雨水流出量の算定は、合理式（ラショナル式）を用いて計算するのが望ましい。

雨水流出量の算定手順をフローチャートとして図5-1に示す。ただし、繰返し部はチェック程度にとどめ、到達時間を1～2回仮定して行う。

具体的な手順は以下のとおりである。まず到達時間を仮定する。この段階では流量が求められていないので、流下時間の算定はできないことから、到達時間は仮定値とならざるを得ない。次に、この時間に対応する降雨強度を決定する。この降雨強度から流出量の計画値が求められる。この流出量に対応する到達時間を再び求め、先に仮定した到達時間に近い値となるかどうか検証する。到達時間の差が大であれば、再度仮定値を与えて計算を繰り返す。一般には仮定値が計算値より小であれば試算を打ち切ってよいが、その目安は仮定値と計算値の差が仮定値の2割以内程度とすることが望ましい。

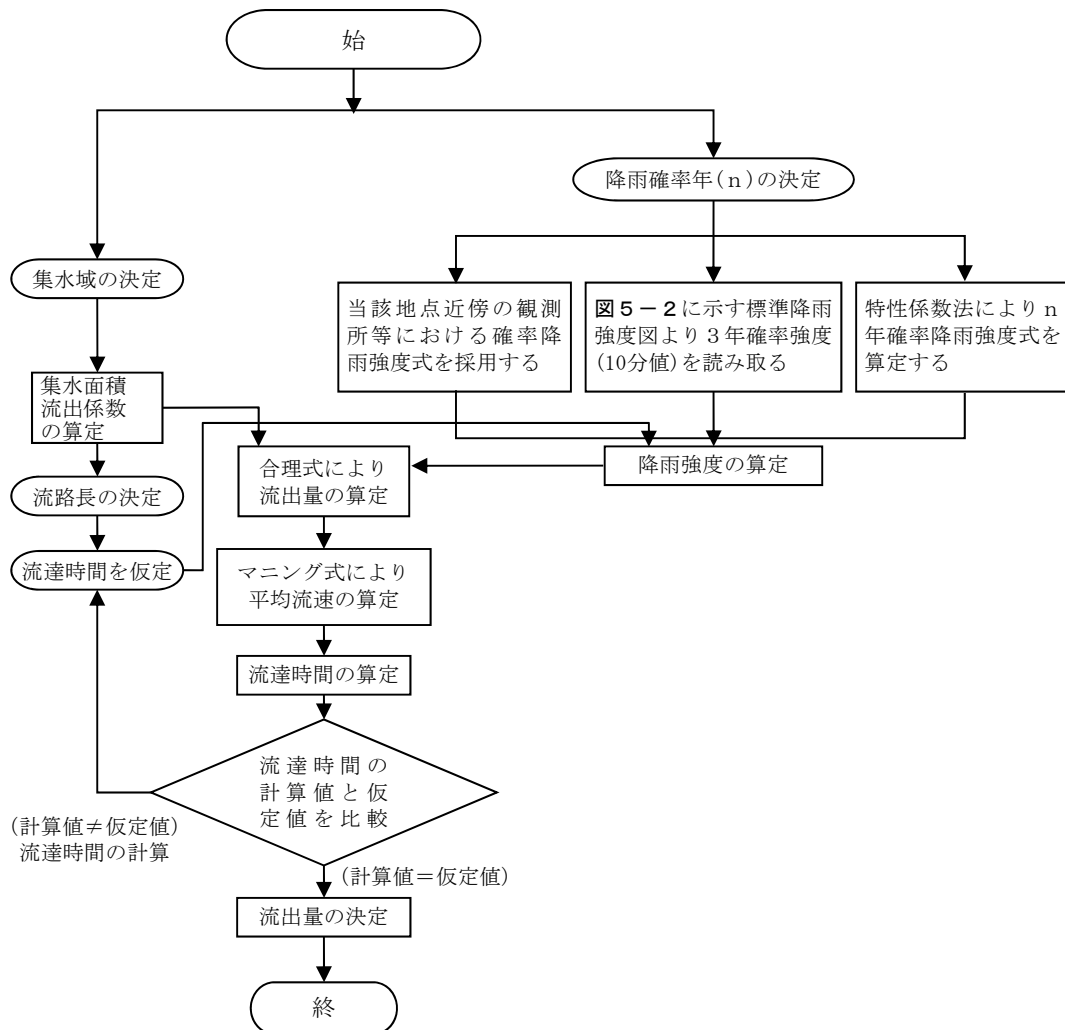


図5-1 流出算定フロー

合理式（ラショナル式）は次のとおり

$$Q = \frac{1}{3.6 \times 10^6} C \cdot I \cdot a \quad \dots \dots \dots \text{式 (5-1)}$$

あるいは

$$Q = \frac{1}{3.6} C \cdot I \cdot A$$

- ここに、Q：雨水流出量（m³/sec）
- C：流出係数
- I：流達時間内の降雨強度（mm/h）
- a：集水面積（m²）
- A：集水面積（km²）

合理式には、次のような仮定，特徴が含まれている。

- (1) 合理式は，集水区域最遠点からの雨水が計画地点に流達した場合に最大流出量になると仮定している。
- (2) 流達時間に相当する時間内に降る雨の平均強度を降雨強度とする。
- (3) 合理式における流出係数には，浸透，蒸発などに関係するもののほか，集水区域の特性としての凹地や，側溝などの排水施設での雨水の停滞の要素もすべて含まれているので，その適用にあたっては，将来の土地利用形態などを十分配慮する必要がある。

5-2 降雨確率年

排水施設の規模と降雨確率年の決定にあたっては，表5-1，表5-2を用い決定する。

ただし，市街地の道路において，その雨水を下水道に排水する場合には下水道管理者と協議のうえ確率年を定めるものとする。

特に横断排水路の場合には，沿道の民家，田畑に対し，たん水による被害を与えないように表5-1のうち適切な確率年を選ぶことによって，排水施設の能力に十分余裕を持たせなければならない。

表5-1 道路区分による排水規模の選定基準

道路の種別 計画交通量(台/日)	高速自動車国道及 び自動車専用道路	一般国道	都道府県道	市町村道
10,000 以上	A	A	A	A
10,000～4,000	A	A, B	A, B	A, B
4,000～500	A, B	B	B	B, C
500 未満	—	—	C	C

注) う回路のない道路については，その道路の重要性等を考慮して区分を1ランク上げて良い。

表 5-2 排水施設別採用降雨確率年の標準

分類	排水能力の高さ	降雨確率年	
		(イ)	(ロ)
A	高い	3年	10年以上(ハ)
B	一般的		7年
C	低い		5年

道路土工要綱
(H21.6) P112

- 注) 1 (イ)は路面や小規模なのみり面など、一般の道路排水施設に適用する。
 2 (ロ)長大な自然斜面から流出する水を排水する道路横断排水施設、平坦な都市部で内水排除が重要な場所の道路横断排水施設など、重要な排水施設に適用する。
 3 (ハ)は道路管理上重要性の高い道路横断排水施設については 30 年程度とするのがよい。

5-3 地域別降雨強度

5-3-1 降雨強度

降雨強度の求め方としては次のとおりである。

- (1) 近傍観測所の確率降雨強度式の適用
- (2) 標準降雨強度図の利用
- (3) 特性係数法の運用

側溝ますのような路面排水施設の設計には上記(2)の方法を用いるものとする。

道路を横断するカルバートの通水断面を決定するといった重要な排水施設の設計にあたっては、上記(1)の方法によるものとする。ただし、近傍における雨量観測所の降雨量の資料が得られない場合には(3)の方法によるものとする。

(1) 近傍観測所の確率降雨強度式

近傍観測所の確率降雨強度式がある場合はそれを使用する。

本県では、「鹿児島県における短時間降雨強度式(鹿児島県土木部河川課)」の最新版を適用してもよい。

(2) 標準降雨強度図

路面排水など流達時間が極めて短く、かつ側溝ますのように数多くの設計をしなければならない場合には図 5-2 に示す標準降雨強度を用いる。

これは、次の3特性係数法を基にして、3年確率の10分間降雨強度全国図から作成されたものである。この図に示す値を用いる場合には、次の点に注意しなければならない。すなわち、この図を作成するにあたって用いられた基礎データは都市部を中心としたものであるから、山岳部など地形的な要因による降雨量増加を考慮に入れなければならない場合は2~4割の割増しをする必要がある。

道路土工要綱
(H21.6) P128~129

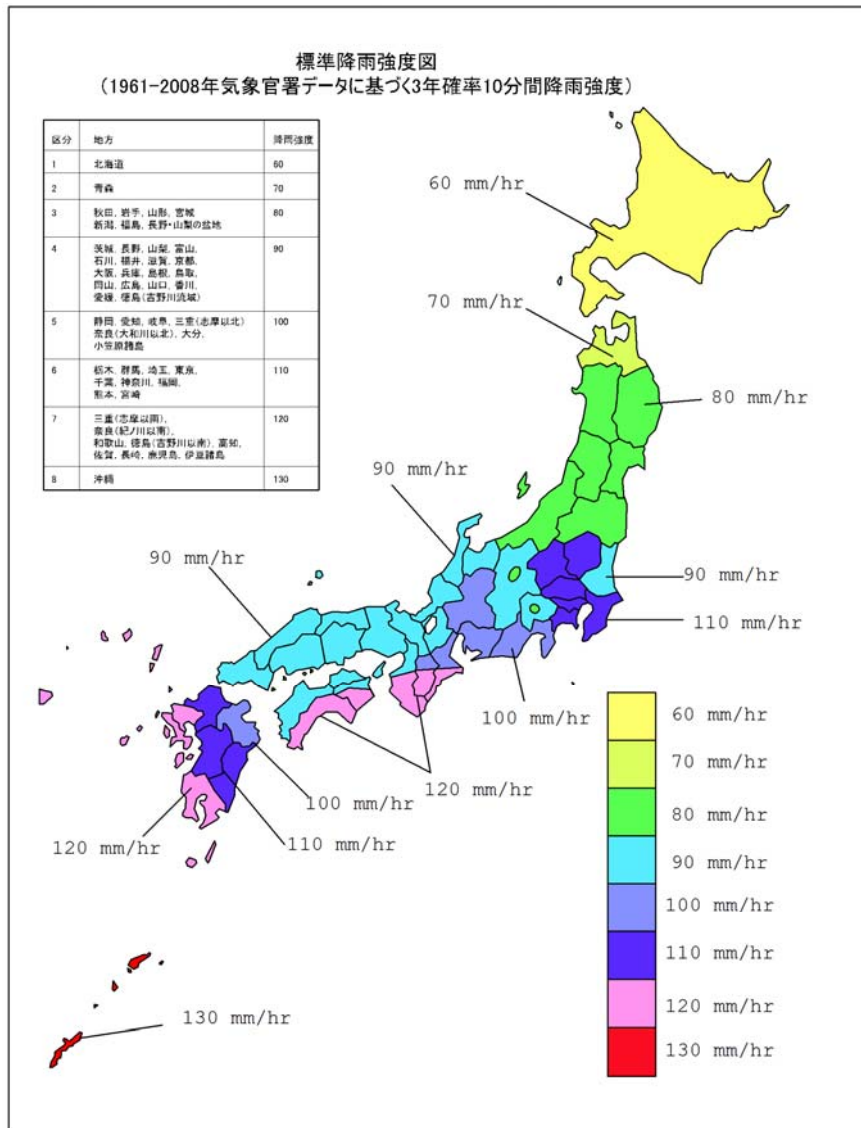


図5-2 路面排水施設などに用いる標準降雨強度（3年確率10分間降雨強度）

本県は、120mm/hr と 130mm/hr の2種類の標準降雨強度が設定されている。

(3) 特性係数法

① 降雨強度

$$I_n = R_n \cdot \beta_n = R_n \cdot \frac{a'}{t + b} \quad \dots \dots \dots \text{式(5-2)}$$

ここに、 I_n : n年確率の降雨強度 (mm/h)

R_n : n年確率60分雨量強度

β_n : n年確率特性係数

t : 降雨継続時間 (min)

a' , b : 定数

a' , b の各定数は $t = 60$ 分で $\beta_n = 1$ という条件で60分雨量と10分雨量とから、式(5-3)のように決められる。

$$\left. \begin{aligned} a' &= b + 60 \\ b &= (60 - 10\beta_n^{10}) / (\beta_n^{10} - 1) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{式 (5-3)}$$

ここに、 β_n^{10} : 10 分間 n 年確率特性係数

$$\beta_n^{10} = I_n^{10} / I_n^{60} \dots\dots\dots \text{式 (5-4)}$$

I_n^{10} (mm/h) と I_n^{60} (mm/h) については、観測資料から確率分布を決定した後に、統計的に求める必要がある。

上述した特性係数法では、確率年 n に応じて異なる β_n^{10} を用いなければならないが、10 分間 n 年確率特性係数 β_n^{10} は確率年 n にあまり影響を受けないことを利用して、確率年に関して平均化された 10 分間特性係数 β^{10} を用いた簡略化した方法もある。すなわち、地域特性のみを示す係数として捉えるものである。以下にこの方法により設計降雨強度 I_n を求める手順を示す。

- ア 降雨の継続時間は雨水の流達時間 t (min) に等しくとる。
- イ 降雨の地域特性を示す 10 分間特性係数 β^{10} を「道路土工—道路土工要綱 (資料-3)」より求める。
- ウ 降雨の地域特性を示す I_n を次式によって求める。

$$I_n = R_n \cdot \beta_n \text{ (mm/h)} \dots\dots\dots \text{式 (5-5)}$$

ここに、n 年確率 60 分降雨強度 R_n は、「道路土工—道路土工要綱 (資料-4)」より求め、また、 β の降雨継続時間 t と 10 分間特性係数 β^{10} によって決まる補正係数で、式 (5-6) により求める。

$$\beta \begin{cases} = \beta^{10} & (t \leq 10\text{min}) \\ = (60 + b) / (t + b) & (t > 10\text{min}) \end{cases} \dots\dots \text{式 (5-6)}$$

$$b = (60 - 10\beta^{10}) / (\beta^{10} - 1)$$

② 流達時間

流達時間 t は、集水区域の最遠点から排水施設に達するまでの時間 (流入時間 t_1) と管きよなどを流れて計画地点に達するまでの時間 (流下時間 t_2) に分けられる。

ア 路面排水の場合 $t = t_1 \dots\dots\dots \text{式 (5-7)}$

イ 排水管、カルバートの場合 $t = t_1 + t_2 \dots\dots\dots \text{式 (5-8)}$

(ア) 流入時間

流入時間は地表の状況、勾配、集水区域の大きさ、形状、その他多くの要素に左右される。しかし、一般には過去の経験から斜面長に応じて、山地で 15~30 分、切土面で 3~5 分、都市域で 5 分、等の値をとって十分といえる。

流入時間については、既にいくつかの数式が提案されているが、これらは特定の条件の実験、あるいは野外観測によって求められたものである。したがって、流入時間の算出にあたっては適用条件を十分検討しておく必要がある。

表 5-3 流入時間の算出式

手法名 (発表年)	流入時間の推定式 (分)	適用
Kirpich (1940)	$t_1 = 0.0195 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$	0.03 < S < 0.10 アスファルト面の場合には、さらに t_1 を 0.4 倍する。
Izzard (1940)	$t_1 = 525.2 \frac{L^{0.33} (2.76 \times 10^{-5} i + k)}{S^{0.385} \cdot i^{0.667}}$	$i \cdot L \leq 3810 (\text{mm/h} \cdot \text{m})$
Kerby (1940)	$t_1 = 1.445 \left(\frac{N \cdot L}{\sqrt{S}} \right)^{0.467}$	$L \leq 370\text{m}$
Kinematic wave	$t_1 = 6.92 \left(\frac{n \cdot L}{\sqrt{S}} \right)^{0.6} \cdot i^{-0.4}$	均一な面上の乱流に対して有効

t_1 : 流入時間 (min) , L : 流下長 (m) , S : 勾配
 i : 降雨強度 (mm/h) , k : 遅滞係数 (表 5-4)
 N : Kerby の粗度係数 (表 5-5)
 n : マニングの粗度係数 (表 5-6)

表 5-4 Izzard の遅滞係数 k

工 種	遅滞係数 k
滑らかなアスファルト	0.0070
砂混じりのタール舗装	0.0075
スレート	0.0082
コンクリート	0.012
砂利混じりのタール舗装	0.017
芝 地	0.060

表 5-5 kerby の粗度係数 N

工 種	粗度係数 N
アスファルト, コンクリート面	0.013
滑らかな不浸透面	0.02
滑らかな締固め土面	0.10
低密な芝地面, 耕地	0.20
芝地牧草地	0.40
落葉樹林	0.60
針葉樹林	0.80

(イ) 流下時間

流下時間は、雨水流出量を求めようとする地点で、それから上流の側溝、管きよなどの最長延長をそれらの平均流速で割ったもので近似される。

平均流速はマニング (式 (5-9)) で求める。

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \dots \dots \dots \text{式 (5-9)}$$

ここに、 v : 平均流速 (m/sec)
 n : 粗度係数 (sec/m^{1/3})
 R : 径深 (m) (= A/P ; A : 通水断面積,
 P : 潤辺長)
 i = 水面勾配 (あるいは流路勾配)

流下時間 t_2 (sec) は

$$t_2 = L / v \dots \dots \dots \text{式 (5-10)}$$

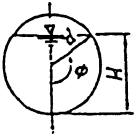
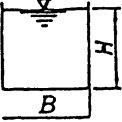
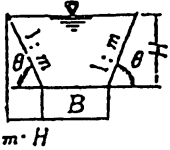
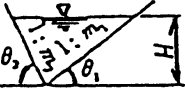
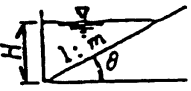
として求める。ただし、 L は流路長 (m) を示す。式 (5-9) 中の粗度係数 n は表 5-6 の値を使用し、また、各種断面の通水断面積および径深は、表 5-7 に示す各式にて計算するとよい。

都市部においては、平均流速は側溝で 0.5~1.0m/sec、小径管の配水管では 0.6~1.0m/sec、大口径管では 0.8~2.0m/sec が目安とされている。

表 5-6 マニングの粗度係数 n

水路の形式	水路の状況	n の範囲	n の標準値
カルバート	現場打ちコンクリート		0.015
	コンクリート管		0.013
	コルゲートメタル管(1形)		0.024
	〃 (2形)		0.033
	〃 (ペービングあり)		0.012
	塩化ビニル管		0.010
	コンクリート2次製品		0.013
ライニングした水路	鋼, 塗装なし, 平滑	0.011~0.014	0.012
	モルタル	0.011~0.015	0.013
	木, かんな仕上げ	0.012~0.018	0.015
	コンクリート, コテ仕上げ	0.011~0.015	0.015
	コンクリート, 底面砂利	0.015~0.020	0.017
	石積み, モルタル目地	0.017~0.030	0.025
	空石積み	0.023~0.035	0.032
ライニングなし水路	アスファルト, 平滑	0.013	0.013
	土, 直線, 等断面水路	0.016~0.025	0.022
	土, 直線水路, 雑草あり	0.022~0.033	0.027
	砂利, 直線水路	0.022~0.030	0.025
	岩盤直線水路	0.025~0.040	0.035
	自然水路	0.025~0.033	0.030
	非常に不整性な断面, 雑草, 立木多し	0.075~0.150	0.100

表 5-7 各種断面の通水断面積及び径深

断 面	通水断面積 A	径 深 R
円 形  $H = d(1 - \cos \phi)$	$d^2 \left(\phi - \frac{1}{2} \sin 2\phi \right)$ (ϕ : ラジアン)	$\frac{d}{2} \left(1 - \frac{\sin 2\phi}{2\phi} \right)$ (ϕ : ラジアン)
長 方 形 	$B \cdot H$	$\frac{B \cdot H}{B + 2H}$
台 形 	$H(B + m \cdot H)$ または $H(B + H \cot \theta)$	$\frac{H(B + m \cdot H)}{B + 2H\sqrt{1 + m^2}}$ または $\frac{H(B + H \cot \theta)}{B + 2H \operatorname{cosec} \theta}$
三 角 形 	$\frac{H^2}{2} (m_1 + m_2)$ または $\frac{H^2}{2} (\cot \theta_1 + \cot \theta_2)$	$\frac{H}{2} \cdot \frac{m_1 + m_2}{\sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2}}$ または $\frac{H}{2} \cdot \frac{\sin(\theta_1 + \theta_2)}{\sin \theta_1 + \sin \theta_2}$
形 	$\frac{m \cdot H^2}{2}$ または $\frac{H^2 \cdot \cot \theta}{2}$	$\frac{H}{2} \cdot \frac{m}{1 + \sqrt{1 + m^2}}$ または $\frac{H}{2} \cdot \frac{\cos \theta}{1 + \sin \theta}$

5-4 集水面積

集水面積を求める場合は、1 : 5,000 地形図から算出するのを基本とする。やむを得ない場合及び面積が広いときは、1 : 10,000 ~ 1 : 50,000 地形図によって求めるものとする。

九地整運用

5-5 流出係数

流出係数は、路面排水など降雨確率年の低い排水施設に対して、表5-8、表5-9を、また、カルバートのように降雨確率年の比較的高い排水施設に対しては、表5-10の値を標準とする。

道路土工要綱
(H21.6) P134

表5-8 地表面の工種別基礎流出係数

地表面の種類		流出係数
路面	舗装	0.70~0.95
	砂利道	0.30~0.70
路肩, のり面等	細粒土	0.40~0.65
	粗粒土	0.10~0.30
	硬岩	0.70~0.85
	軟岩	0.50~0.75
砂質土の芝生	勾配0~2%	0.05~0.10
	〃 2~7%	0.10~0.15
	〃 7%以上	0.15~0.20
粘性土の芝生	勾配0~2%	0.13~0.17
	〃 2~7%	0.18~0.22
	〃 7%以上	0.25~0.35
屋根		0.75~0.95
間地		0.20~0.40
芝, 樹林の多い公園		0.10~0.25
勾配の緩い山地		0.20~0.40
勾配の急な山地		0.40~0.60
田, 水面		0.70~0.80
畑		0.10~0.30

表5-9 用途地域別平均流出係数

敷地内に間地が非常に少ない商業地域及び類似の住宅地域	0.80
浸透面の屋外作業場等の間地を若干もつ工場地域及び若干庭がある住宅地域	0.65
住宅公団団地等の中層住宅団地及び1戸建て住宅の多い地域	0.50
庭園を多く持つ高級住宅地地域及び畑地等が割合残っている郊外地域	0.35

表5-10 流出係数

路面及び法面	0.70~1.0	市街	0.60~0.90
急峻の山地	0.75~0.90	森林地帯	0.20~0.40
緩い山地	0.70~0.80	山地河川流域	0.75~0.85
起伏ある土地及び樹林	0.50~0.75	平地小河川流域	0.45~0.75
平坦な耕地	0.45~0.60	半分以上平地の大河川流域	0.50~0.75
たん水した水田	0.70~0.80		

5-6 流出量の例題

(1) 路面、のり面からの流出量

図5-3のような、切り取り区間の終端にあるP点での流出量を求める。集水面積はCAD等により計測して求めるが、今回は計算例のため、のり面の長さは一定として面積算出するものとする。

路面の流出係数は表5-8より0.95、のり面の流出係数は0.6とする。
 なお、例題の場所は鹿児島市と仮定して流出量を算定する。

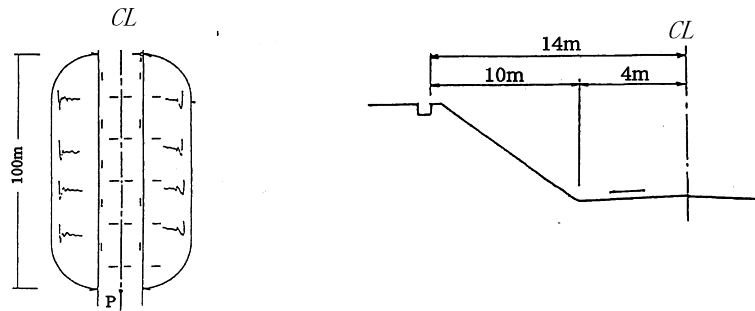


図5-3

まず降雨確率年は、表5-2の(イ)より3年となる。
 次に平均的な流出係数を求める。

$$C = \frac{0.6 \times 10 \times 100 + 0.95 \times 4 \times 100}{10 \times 100 + 4 \times 100} = 0.7$$

① 標準降雨強度を用いた場合

$$I = 120 \text{ (mm/h)}$$

$$Q = \frac{1}{3.6 \times 10^6} \times 0.7 \times 120 \times (10 \times 100 + 4 \times 100) \approx 0.033 \text{ (m}^3\text{/sec)}$$

② 特性係数法を用いた場合

流達時間は斜面の流入時間と流下時間を加えても10分以内と考えられるので $t = 10$ 分とする。

また、今回は、10分間特性係数 β^{10} を用いる簡略化した方法から、

$$I_n = R_n \cdot \beta \text{ (mm/h)}$$

流達時間は $t = 10$ 分であることから、「道路土工要綱 資料-3」より $\beta = \beta^{10} = 1.8$ 、「道路土工要綱 資料-4」から $R_3 = 55$ となる。
 $\therefore I_n = R_n \cdot \beta = 55 \times 1.8 = 99 \text{ (mm/h)}$ となる。よって

$$Q = \frac{1}{3.6 \times 10^6} \times 0.7 \times 99 \times (10 \times 100 + 4 \times 100) \approx 0.027 \text{ (m}^3\text{/sec)}$$

以上2通りの方法で降雨強度を求め、各々流出量を算出したが、側溝のような路面排水工の設計は「① 標準降雨強度式の利用」を用いることができるため、①により算出した結果を採用するものとする。

(2) 図5-4のような地形で、パイプカルバートの呑口における流出量を求める。

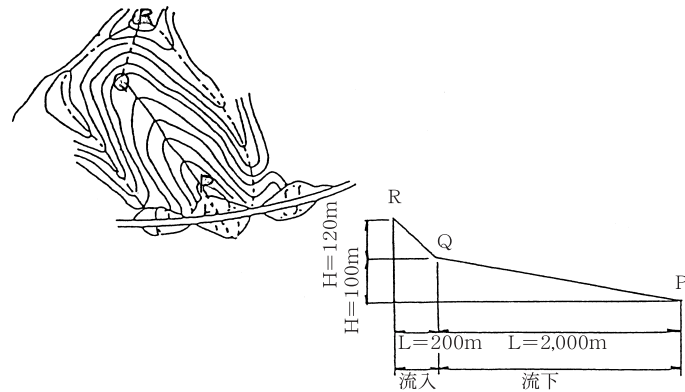


図5-4

流域は1点鎖線で囲まれた範囲で、面積は約1.0 km²である。P点からQ点までは自然の水路があり、その先は山腹斜面である。流達時間を考える場合の経路は、R→Q→Pである。また路線は県道で、計画交通量は1,000台/日とする。

① 降雨確率年

県道、計画交通量1,000台/日なので表5-1、表5-2より7年となる。

② 流出係数

急峻な山地～緩い山地とみなせるので表5-10より0.8となる。

③ 流入時間 (R→Q)

「道路土工指針—道路土工要綱(P136)」では、山地で15～30分の値で十分といえるとしているので、ここでは15分を採用する。

④ 流達時間

流下時間 (Q→P) を5分と仮定すると流達時間は15+5=20分となる。

⑤ 降雨強度 (特性係数法)

場所を鹿児島市と仮定すると「日本道路協会のホームページ」より

$$R_7 = 60, \quad \beta^{10} = 1.8$$

$$b = (60 - 10 \times \beta^{10}) / (\beta^{10} - 1)$$

$$= (60 - 10 \times 1.8) / (1.8 - 1)$$

$$= 52.5$$

$$a' = b + 60$$

$$= 52.5 + 60 = 112.5$$

よって

$$I_7 = R_7 \times \frac{a}{t + b}$$

$$= 60 \times \frac{112.5}{20 + 52.5}$$

$$= 93 (\text{mm/h})$$

⑥ 流出量

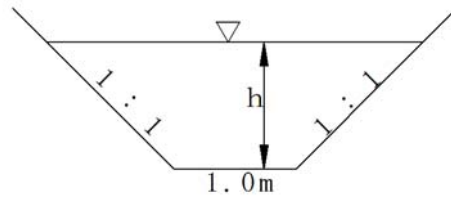
$$Q = \frac{1}{3.6} C \cdot I \cdot A$$

$$Q = \frac{1}{3.6} \times 0.8 \times 93 \times 1.0$$

$$= 20.7 \text{ (m}^3/\text{sec)}$$

⑦ マニングの式から流下時間の検討

Q→Pの自然水路の形が下図のようになっていたとすると



④ で流下時間を5分と仮定したがこの流速は

$2000/5/60 = 6.7 \text{ (m/sec)}$ となるので

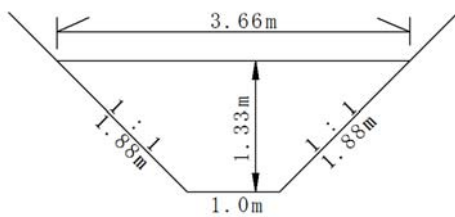
$$A = Q/V = 20.7/6.7 = 3.1 \text{ (m}^2\text{)}$$

hを求めると

$$h (B + m \cdot h) = A \text{ より}$$

$$h (1.0 + 1 \times h) = 3.1 \quad h = 1.33 \text{ (m) となる。}$$

このときマニングの式より流下時間を求める



$$A = 3.1 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$R = A/P$$

$$= 3.1 / (1.88 + 1.0 + 1.88) = 0.65 \text{ (m)}$$

$$n = 0.1$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= 1/0.1 \times 0.65^{2/3} \times (100/2000)^{1/2}$$

$$= 1.7 \text{ (m/sec)}$$

$$t_2 = 2000/1.7/60 = 20 \text{ 分}$$

$$t = 15 + 20 = 35 \text{ 分}$$

④で仮定した5分と比べ差が大きいの流下時間を15分と仮定する。

④' 流達時間

$$15 + 15 = 30 \text{ 分}$$

⑤' 降雨強度

$$I_7 = R_7 \times \frac{112.5}{t + 52.5} = 60 \times \frac{112.5}{30 + 52.5} = 82 \text{ (mm/h)}$$

⑥' 流出量

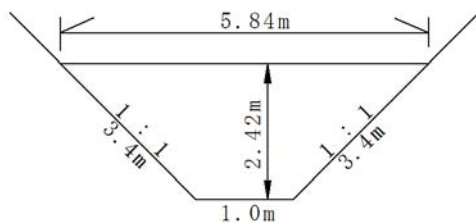
$$Q = \frac{1}{3.6} C \times I \times A = \frac{1}{3.6} \times 0.8 \times 82 \times 1.0 = 18.2 \text{ (m}^3\text{/sec)}$$

⑦' マニングの式から流下時間の検討

$$2,000/15/60 = 2.2 \text{ (m/sec)}$$

$$A = Q/V = 18.2/2.2 = 8.3 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$h (B + m \cdot H) = A \text{ より } h (1.0 + 1 \times h) = 8.3$$
$$h = 2.42 \text{ (m)}$$



$$A = 8.3 \text{ m}^2$$

$$R = A/P$$

$$= 8.3 / (3.4 + 1.0 + 3.4)$$

$$= 1.06 \text{ (m)}$$

$$V = 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$
$$= 1/0.1 \times 1.06^{2/3} \times (100/2000)^{1/2}$$
$$= 2.3 \text{ (m/sec)}$$

$$t_2 = 2000/2.3/60 \doteq 15 \text{ (分)}$$

$$t = 15 + 15 = 30 \text{ (分)}$$

よって、仮定流達時間と計算流達時間が一致するため、流達時間は30分とする。

以上より降雨強度は、82(mm/h)となり流出量は18.2(m³/sec)となる。

5-7 通水量

5-7-1 排水断面の決定

排水構造物の排水能力（排水量）は次式によって求める。

$$Q = A \cdot V$$

ここに Q : 排水量 (m³/sec)

A : 流水部分の断面積 (m²)

V : 平均流速 (m/sec)

平均流速はマンニング公式を利用する。

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

ここに n : 粗度係数で排水設備材料により表 5-11 に示す程度の値をとればよい

$$R : \text{径深で潤辺長を } P \text{ (m) とすれば } R = \frac{A}{P} \times (\text{m})$$

排水断面の決定にあたっては、先に求めた流出量及び現地の実情、管理面を考慮して断面を決定すること。

流出く排水能力 となるように断面を決定する。

道路土工要綱
(H21.6) P136~137

表 5-11 粗度係数の値

水路の形式	水路の状況	n の範囲	n の標準値
カルバート	現場打ちコンクリート		0.015
	コンクリート管		0.013
	コルゲートメタル管 (1形)		0.024
	〃 (2形)		0.033
	〃 (ペービングあり)		0.012
	塩化ビニル管		0.010
	コンクリート2次製品		0.013
ライニングした水路	鋼, 塗装なし, 平滑	0.011~0.014	0.012
	モルタル	0.011~0.015	0.013
	木, かんな仕上げ	0.012~0.018	0.015
	コンクリート, コテ仕上げ	0.011~0.015	0.015
	コンクリート, 底面砂利	0.015~0.020	0.017
	石積み, モルタル目地	0.017~0.030	0.025
	空石積み	0.023~0.035	0.032
	アスファルト, 平滑	0.013	0.013
ライニングなし水路	土, 直線, 等断面水路	0.016~0.025	0.022
	土, 直線水路, 雑草あり	0.022~0.033	0.027
	砂利, 直線水路	0.022~0.030	0.025
自然水路	岩盤直線水路	0.025~0.040	0.035
	整正断面水路	0.025~0.033	0.030
	非常に不整性な断面, 雑草, 立木多し	0.075~0.150	0.100

5-7-2 流速の許容範囲

側溝の勾配断面の決定に際して、流量だけでなく流速の観点からの検討も実施すること。表5-12に規定する範囲の値を使用するのが望ましい。

道路土工要綱
(H21.6) P141

表5-12 許容される平均流速の範囲

側溝の材質	平均流速の範囲 (m/sec)
コンクリート	0.6 ~ 3.0
アスファルト	0.6 ~ 1.5
石張りまたはブロック	0.6 ~ 1.8
きわめて堅硬な砂利または粘土	0.6 ~ 1.0
粗砂または砂利質土	0.3 ~ 0.6
砂または砂質土で相当量の粘土を含む	0.2 ~ 0.3
微細な砂質土またはシルト	0.1 ~ 0.2

側溝の流速が大きすぎると表面の摩耗や洗掘の起こるおそれがあり、反対に小さすぎると土砂などが堆積するので、設計に際しては、このようなことが起こらないように注意して側溝の勾配、断面を定めなければならない。

5-7-3 断面の決定

断面決定にあたっては、次のような点に注意しなければならない。

- (1) 一般に土砂などの堆積による通水断面の縮小を考慮して、設計上は計算に用いる水深に対して、少なくとも20%の余裕をみておくのがよい。
- (2) 特に豪雨の際に大量の土砂、流木などが流入するおそれのある場合は、さらに十分な通水断面積を考慮しておくのがよい。

道路土工要綱
(H21.6) P141

5-8 排水施設の勾配と断面

5-8-1 勾配

縦断勾配の値は小さいほうが望ましいが、平坦区間を長区間にわたって設置するのは問題がある。横断勾配を付して路面排水を処理するよう考えてあるが、降雨強度、縦断勾配の値、縁石の有無、排水設備の規模等により、路面排水が十分に行われなかったりすることがある。このために、縦断方向にも路面排水のために、ごく小さな値の縦断勾配を付しておくのが望ましい。

この値としては、0.3~0.5%程度あれば十分である。

道路構造令の解説
と運用(H27.6) P415

5-8-2 断面

(1) 側溝

路面排水に用いる側溝の最小断面は流量計算の結果にかかわらず、維持管理面を考慮し0.3m×0.3mを標準とする。

(2) 管渠

道路を横断して布設する管渠は、地下配水管などを除き、在来水路の通水路を考慮するとともに、継続管理の面から流量がわずかであってもφ60cm以上、特に高い盛土の場合1.0m以上とするのが望ましい。

九地整運用

6 表面排水施設の設計（標準）

6-1 路肩排水

- (1) 道路土工要綱及び土木構造物標準設計を参照し現地を十分把握のうえ排水設計を行うこと。
- (2) 切土部で歩道または自歩道がある場合の排水側溝は、歩車道境界または歩道路肩側のいずれか一方に設け、重複しないことを原則とする。
- (3) 歩道路肩側の側溝は、自転車道の通行に危険性のない構造とすること。

九地整運用

6-2 のり面排水

6-2-1 小段排水工等

降雨，融雪により隣接地からのり面や道路各部に流入する表流水，隣接する地帯から浸透してくる地下水，あるいは地下水面の上昇等，水による法面や土工構造物の不安定化防止及び道路の脆弱化の防止と，良好な施工環境の確保を目的として行う。

道路事業の手引きの一部改訂について
(H28.12.20)
道路3課長通知

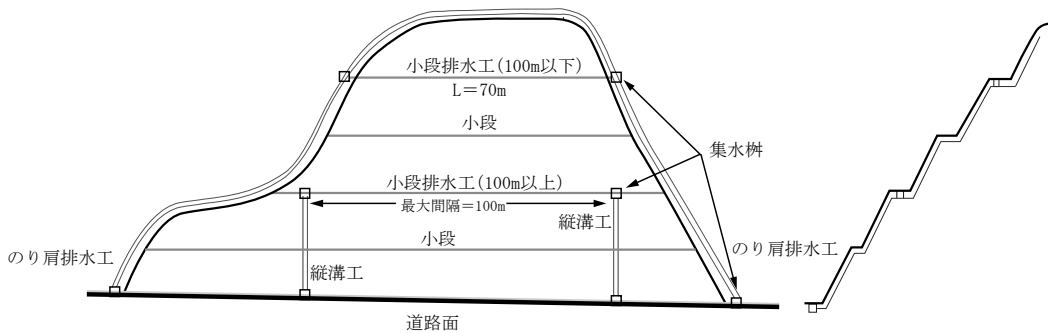


図6-1 のり面排水工（切土部：参考）

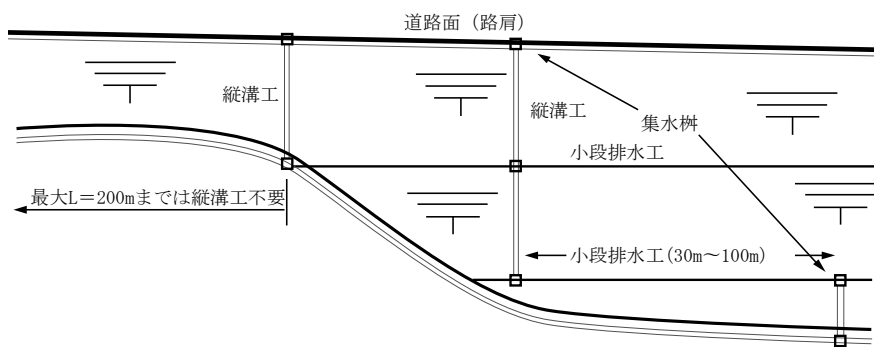


図6-2 のり面排水工（盛土部：参考）

(1) 小段排水工

のり面の小段に水平方向に施工する水路で，流末はのり肩排水工や縦溝工に接続する。

- ① コンクリート排水溝（水路用）の断面を 300×300 を標準とする。
- ② 張りコンクリート厚さは 5 cm を標準とする。

九地整運用

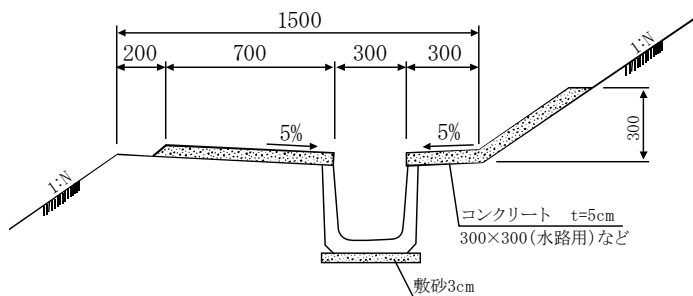


図 6 - 3 小段排水工

(2) のり肩排水工

残斜面のあるのり肩及びのり面の周縁部に沿って設ける水路で、小段排水工が接続する場合、その流入水も集約してのり尻の水路に導くために施工する。

① コンクリート排水溝（水路用）の断面を 300×300 を標準とする。

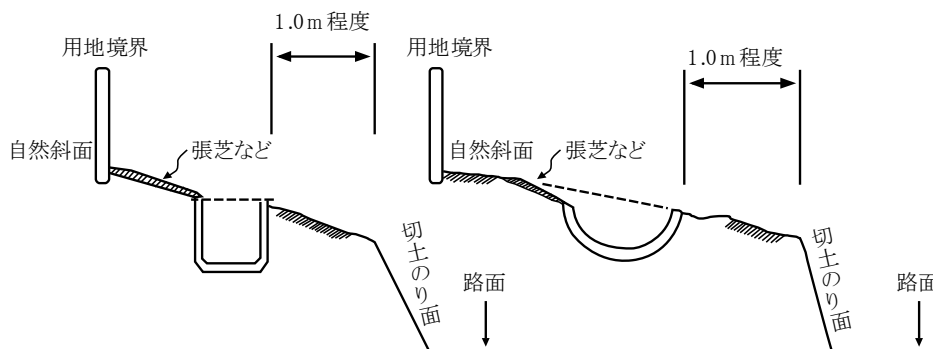


図 6 - 4 のり肩排水工

(3) 縦溝工

のり面内に鉛直方向に設ける水路で、小段排水工やのり肩排水工が接続し、流入水をのり尻の水路に導くために施工する。

縦溝工を流下する水は流速が大きいため、水がはねだし、水路の両側を洗掘する恐れがあるため、張りコンクリートを施工する。

① 切土区間

小段の延長が 100m を超える場合は、縦溝工を施工して小段排水工を接続するが、その最大間隔は 100m を限度とする。小段の延長が 100m 以下の場合、小段排水工はのり肩排水工に接続する。

② 盛土区間

盛土区間の縦溝工の設置間隔は、原則として 30～100m とする。ただし、路肩だけの水を排水する場合は、最大 200m までとする。

また、以下の場所に施工する。

- ア 流量が路肩または路肩排水工の許容通水量と等しくなる箇所
- イ 路肩または路肩排水工の縦断の凹部
- ウ 橋梁高架の取付部
- エ 軟弱地盤や高盛土区間で、将来盛土の沈下によって路肩排水に支障が予想される箇所

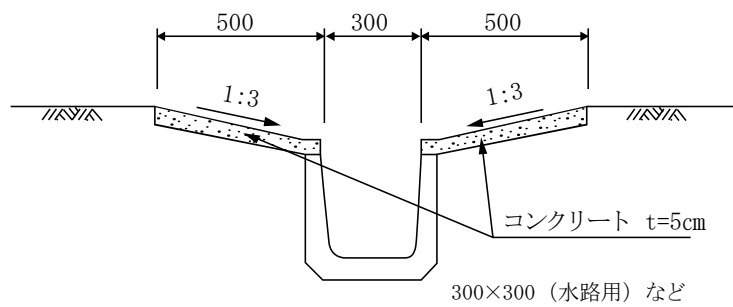


図 6 - 5

6 - 3 横断管渠

管渠の設計にあたっては、土工指針及び土木構造物標準設計図を参照し、現地を十分把握のうえ計画するものとするが、特に次の事項に留意すること。

道路土工要綱
(H21.6) P172～

(1) 基礎

- ① 片切り、片盛箇所では横断する場合、盛土箇所は特に入念に締固めること。
- ② 擁壁等に管渠を接続する場合に、両者の相対的な変位を生じる恐れがあるので、取り付け部が破損しないようにすること。
- ③ 高盛土の下、または軟弱な基礎地盤上に設ける場合最終沈下量を十分考慮した管の勾配及び設置方法を決定し施工する。

(2) 通水断面

断面は在来水路の流出量及び通水量を考慮するとともに維持管理の面から流量がわずかであっても径 60 cm 以上、特に高い盛土の場合 1.0m 以上とするのが望ましい。

6-4 排水施設の基礎構造

(1) 路側、法尻及び軟弱地盤

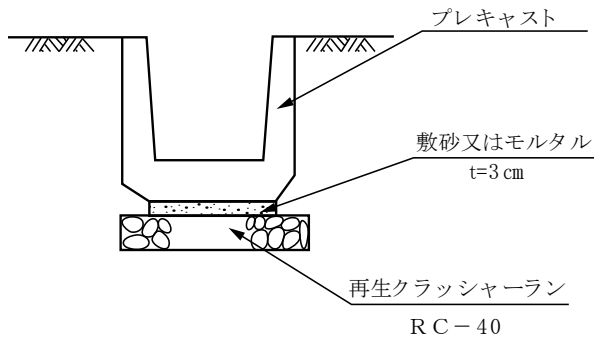


図 6-6

(2) 小段排水

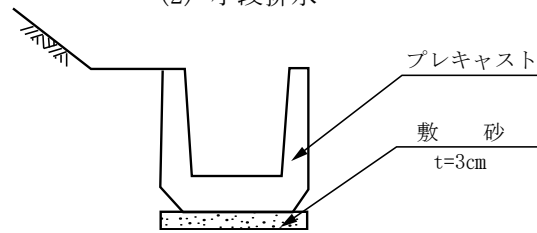


図 6-7

(3) 場所打側溝

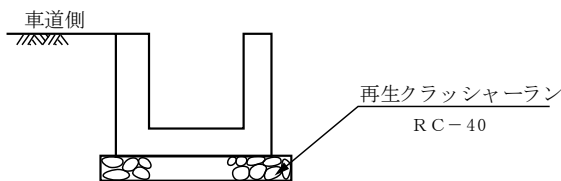


図 6-8

6-5 その他

6-5-1 取付管, 排水管およびマンホール

雨水ますと排水管とは通常内径150mmのヒューム管または鉄筋コンクリート管などを用いた取付管で連絡する。取付管の布設方向は排水管に直角または流下方向に60°の向きをつけて取付ける。

また雨水ます側の取付位置は土砂等の排水管への流入をさけるため雨水ますの底面から15cm以上、上方となる。排水管が車道の中心にあつて道路を取付管で数多く横断するのが好ましくないような場合には2~3ヶ所の雨水ますに集めた水を1ヶ所に集めるよう縦断方向の連絡管渠を設けて合流させ、十分な土破りをとって排水管に接続するとよい。

排水管には清掃および点検のためにマンホールを設置する。設置する位置は直線部においては表6に示す範囲内の間隔を標準とし、直径または排水管の方向の変化する箇所、排水管の分合流点には必ず設けるものとする。

表 6

管径(mm)	600 以下	1,000 以下	1,500 以下	1,650 以下
最大間隔(m)	75	100	150	200

排水管により道路敷外に導かれた水は河川または公共下水施設に放流することが望ましいが、この場合それぞれの管理者と事前に十分な協議を行なって流末の処理を行なうよう心掛けねばならない。

6-5-2 側溝ふたの採択基準

土木構造物標準設計に準じて設計するものとする。

土木構造物標準設計
第1巻

6-5-3 素掘側溝 (参考)

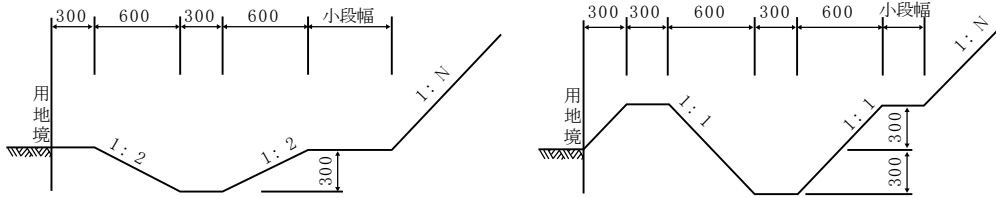
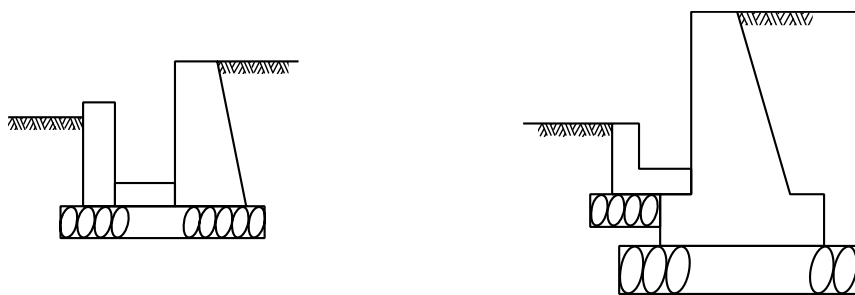


図6-9

九地整運用

6-5-4 路側擁壁とL形側溝 (参考)



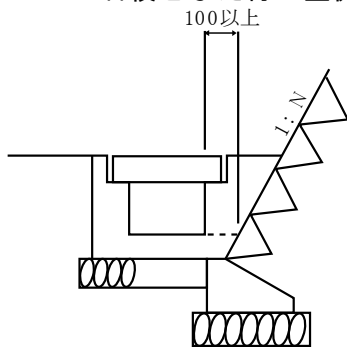
L型側溝の下限は図のとおり
擁壁基礎材の天端とする。

L型側溝の下限は図のとおり
擁壁基礎の天端とする。

九地整運用

図6-10

6-5-5 石積とふた付L型側溝



注) ふた受コンクリートの底部
は最小厚を 100mm とする。

図6-11

九地整運用

6-5-6 バリアフリーを考慮した排水計画

横断歩道部等において、歩道面が低いために強雨時に水の溜まる恐れが生ずる箇所では、雨水ますを追加する等、排水に十分配慮する必要がある。

なお、横断歩道の進行方向上に雨水ますが存在する場合は、適切な位置に移設を行うか、雨水ますの蓋を車椅子のキャスター、白杖の先及びハイヒール等が落ち込むことが無いよう配慮する必要がある。また、歩行者の通行する部分が道路の構造上排水の滞りような場合においては、円形側溝等を用いること等を検討する必要がある。

増補改訂版
道路の移行円滑化整備
ガイドライン(H23.8)

7 地下排水施設の設計

7-1 路側の地下排水溝

盛土工指針
(H22.4) P175

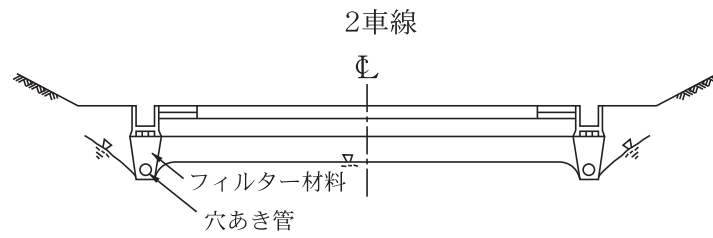


図7-1 両側の路側に設けられた地下排水溝

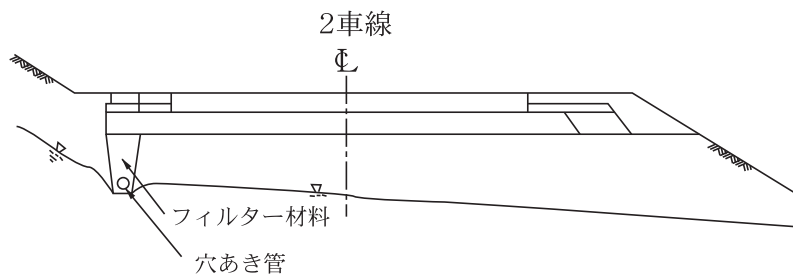


図7-2 片側に設けられた地下排水溝

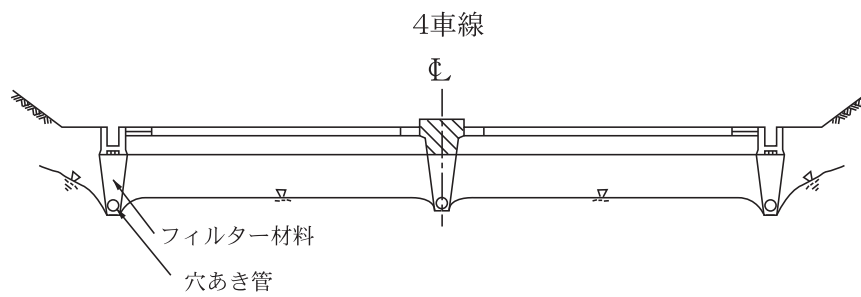


図7-3 中央分離帯のある場合の地下排水溝

7-2 地下排水管（有孔管及び透水管）

地下排水工の底部には、集水管を設置するのが原則とする。集水管としては、有孔コンクリート管が用いられることが多いが、コンクリート製透水管及び合成樹脂管等で作られた透水管、有孔管等、多様に用いられ、現地に応じたものを選定する。

地下排水溝に埋設する集水管は内径 15~30cm を標準とする。内径 10cm 以下の管は、中に土砂が詰まりやすいので使用しない方がよい。

また、集水管の周囲をグラスファイバーや高分子材料の繊維で巻くことも管内への土砂流入を防ぐうえで効果的であるといわれている。

盛土工指針
(H22.4) P176~177

道路土工要綱
(H21.6) P166~167

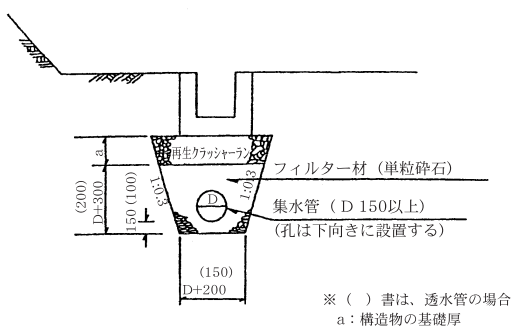


図7-4 切土部

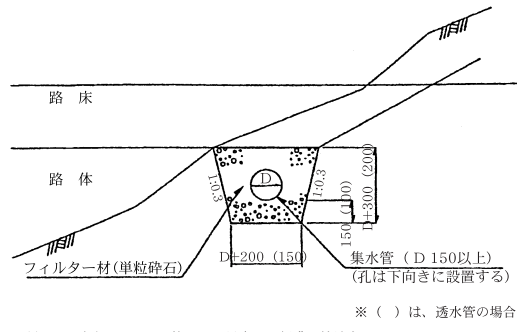


図7-5 盛土部（切盛境）

注) 1 流末はヒューム管を用い最寄りの側溝に接続することができる。

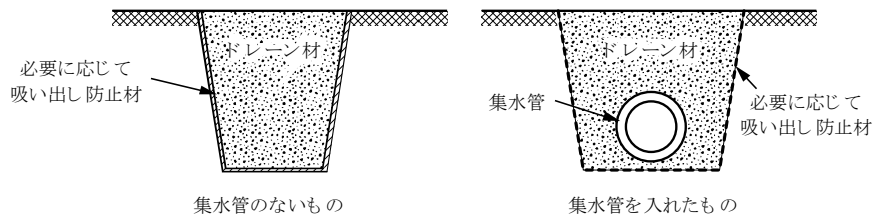


図7-6 地下排水溝の例

盛土工指針
(H22.4) P162

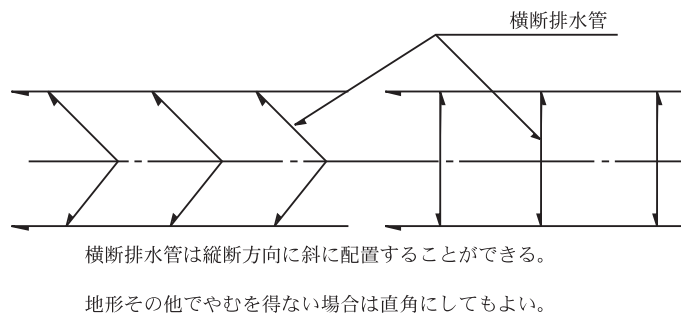


図7-7 横断排水管設置方法

盛土工指針
(H22.4) P177

8 構造物排水施設

8-1 地下道

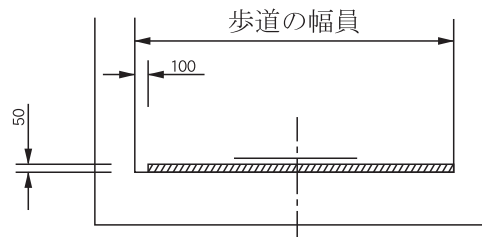


図 8

地下道等の排水は次のように考える。

- (1) 舗装厚を利用して、100×50 程度の側溝を設け、排水ポンプまたは最寄りの側溝へ導く。
- (2) 幅員が広い場合は、横断勾配を山形にして側溝を両側に設置する。
- (3) 隣接地から雨水が流入しないように注意する。

8-2 裏込排水

土木構造物標準設計の手引 (H12.9) によるものとする。

9 パイプカルバートの設計

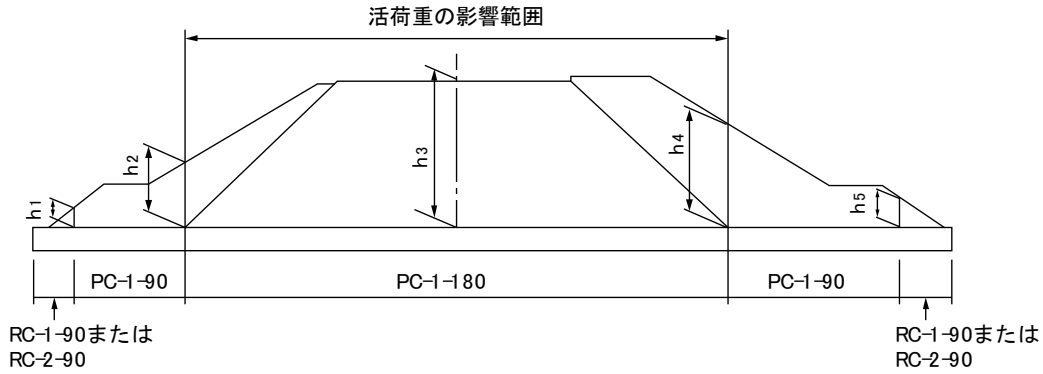
9-1 設計上の注意事項

- (1) 設置場所が暫定及び将来拡幅等がある場合は、手戻りのないように注意する。
- (2) 使用管については、呼び径にて明示する。
- (3) 突出型、溝型の判定は、道路土工 (カルバート工指針) によるものとするが、標準設計の範囲内においては、特別な場合を除き突出型とする。
- (4) 輪荷重のかからない箇所のヒューム管の構造について、輪荷重のかからない歩道、植樹帯等を横断するヒューム管の構造は、RC 1 種 90° 巻とする。

9-2 ヒューム管（RC，PC）の使用選定

RC，PC管の使用選定にあたっては，経済比較を行ない図9-1及び「道路土工—カルバート工指針」の基礎形式選定図を参照し決定するものとする。

なお，PC管は外圧管を選定するものとするが，水密性を要する場合には内圧管を使用する。



- 注) ・PC-1，PC-2，PC-3の組合せはしない。
 ・端部は，RC-1-90又は，RC-2-90で調整する。
 ・管種及び基礎形式は土被り(h)の大きい方で決定する。
 ・「道路土工—カルバート工指針」に示された，PC1種180°基礎の上限土かぶりを越える場合には他の管種・基礎形式を検討する。
 ※RC全巻の使用については，主務課と調整すること。

図9-1

9-3 基礎形式選定図の使用にあたって

パイプカルバートの基礎形式の選定にあたっては，標準設計によっているが，土圧条件（突出型，溝型）のとり方に相違が見受けられるため下記により設計するものとする。

- (1) 突出型，溝型の判定は，「道路土工—カルバート工指針」による。
- (2) 床掘面勾配がある場合の溝幅(D)は，管の天端とする。（図9-2参照）
- (3) 溝幅が固定され，明らかに溝幅と判断される場合は溝型とする。
- (4) 特別の場合は，「道路土工—カルバート工指針」を参照し判定を行う。

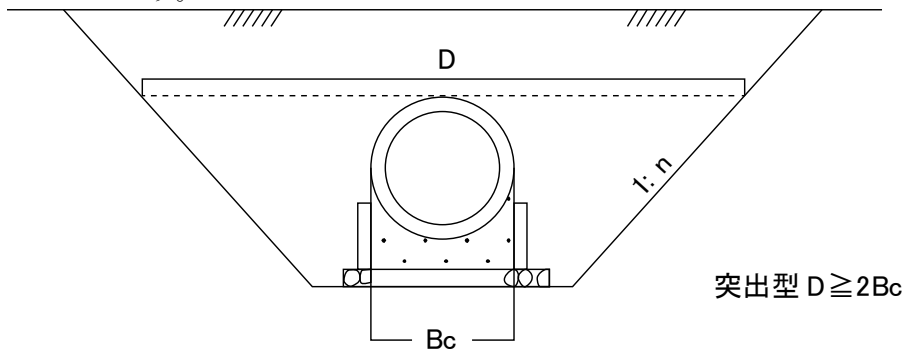


図9-2