

設計計算例（沈砂池・排水施設）

# 第9章 設計計算例（沈砂池・排水施設）

## 1 沈砂地

以下の沈砂池の設計は、「防災宅地マニュアル事例集」を参考としたものです。  
 なお、沈砂池は、対象とする造成区域の流末部に設置し、原則として堀込型としています。

### ■ 行為面積1.0haの場合

#### 1) 設計条件

##### ① 流域面積(A)

流域面積  $A=1.00\text{ha}$   
 造成区域面積  $a_1=0.80\text{ha}$   
 現況区域面積  $a_2=0.20\text{ha}$

※行為区域外からの流入がある場合は、その面積を加えてください。

##### ② 平均流出係数 (C)

流出係数は、通常降雨を対象とするため、造成前の状態については $C=0.40$ とし、造成中および造成後の状態については $C=0.70$ を標準とします。流出係数が混合する流域の流出係数は、各面積の加重平均により算出します。

造成区域  $c_1=0.70$   
 現況区域  $c_2=0.40$   
 平均流出係数  $C = \frac{c_1 \times a_1 + c_2 \times a_2}{A} = \frac{0.70 \times 0.80 + 0.40 \times 0.20}{1.00} = 0.64$

#### 2) 沈砂池の設計

##### ① 計画雨水量( $Q_R$ )

沈砂池内の流量計算に用いる計画雨水流出量の算定公式は、原則としてブリックスの実験公式を用いています。

表1 ブリックス実験公式

|                    |   |
|--------------------|---|
| 流域面積 1 ha未満        | $Q_R=R \cdot C \cdot A$                     |
| 流域面積 1 ha以上100ha未満 | $Q_R=R \cdot C \cdot A \cdot \sqrt[6]{S/A}$ |

ここに、

$Q_R$ ：計画雨水流量 ( $\text{m}^3/\text{sec}$ ) …少数3位 (4位四捨五入)

$R$ ：降雨強度(60mm/h)=0.1667 ( $\text{m}^3/\text{sec} \cdot \text{ha}$ )

$C$ ：流出係数 …少数2位 (3位四捨五入)

$A$ ：流域面積 (ha) …少数2位 (3位四捨五入)

$S$ ：地表平均勾配 ( $S/1000$ で表される $S$ の値)

計画雨水量( $Q_R$ )の算定公式は、流域面積別に表2の公式を採用します。

ここでは、流域面積1ha以上3ha未満の式に該当します。

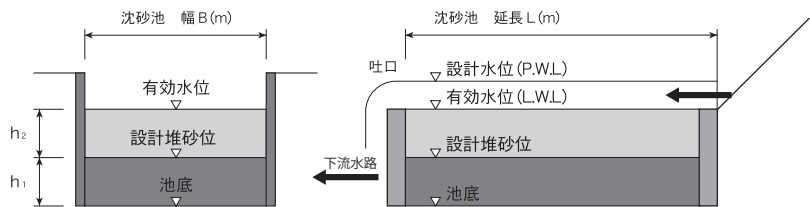
$$Q_R=0.1667 \times C \times (A)^{5/6} = 0.1667 \times 0.64 \times (1.00)^{5/6} \\ = 0.107\text{m}^3/\text{sec}$$

表2 計画雨水流出量算定公式

| 排水面積 (ha)     | 算定公式                               | 備考       |
|---------------|------------------------------------|----------|
| 1 ha未満        | $Q_R=0.1667 \cdot C \cdot A$       | 直線式      |
| 1 ha以上 3 ha未満 | $Q_R=0.1667 \cdot C \cdot A^{5/6}$ | $S=1\%$  |
| 3 ha以上100ha未満 | $Q_R=0.2934 \cdot C \cdot A^{5/6}$ | $S=30\%$ |

② 沈砂池の形状及び断面

沈砂池幅 B=5.0m  
 沈砂池延長 L=20.0m  
 堆砂深 h<sub>1</sub>=0.50m  
 有効水深 h<sub>2</sub>=0.50m



短絡流と停流部を生じやすくするため、池の有効長さを有効幅の3倍以上とします。

$$\frac{L}{B} = \frac{20.0}{5.0} = 4.0 > 3.0 \dots \dots \dots \text{OK}$$

※堆砂深h<sub>1</sub>は、管理上0.50～2.0mとし、有効水深h<sub>2</sub>は、掃流現象による土砂流出を防ぐため0.50mを標準とします。

③ 設計堆砂位

沈砂池の設計堆砂量は、造成面積1.0haあたり45m<sup>3</sup>を基準としています。

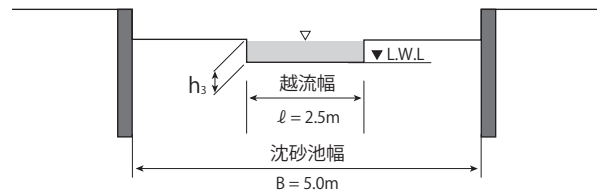
堆砂量 = 1.0ha × 45m<sup>3</sup>/ha = 45m<sup>3</sup>

設計推砂量 = 5 × 20 × 0.5 = 50m<sup>3</sup> > 45m<sup>3</sup> …… OK

④ 越流水深

越流幅 ℓ = 2.5m とすれば  
 計画雨水量(Q<sub>R</sub>)の越流水深(h<sub>3</sub>)は、  
 Q<sub>R</sub> = 1.8k × ℓ × h<sub>3</sub><sup>3/2</sup> より

$$h_3 = \left( \frac{Q_R}{1.8 \times \ell} \right)^{2/3} = \left( \frac{0.107}{1.8 \times 2.5} \right)^{2/3} \doteq 0.08\text{m}$$



⑤ 沈砂池内平均流速 [V]

流水断面積(W<sub>A</sub>) = B × h<sub>3</sub>  
 = 5.0 × 0.08  
 = 0.40m<sup>2</sup>

平均流速 (V) =  $\frac{Q_R}{W_A} = \frac{0.107}{0.40} = 0.27\text{m/sec} \dots \dots \dots \text{OK}$   
 (標準流速0.25～0.35m/sec)

⑥ 沈砂池内の滞流時間 [T]

滞流時間 (T) =  $\frac{L}{V} = \frac{20.0}{0.27} = 74\text{sec} > 30\text{sec} \dots \dots \dots \text{OK}$

⑦ 吐口設計流量 [Q<sub>M</sub>]

吐口設計流量は、設計雨水量の2倍の量とします。

Q<sub>M</sub> = 2 × Q<sub>R</sub> = 2 × 0.107 = 0.214m<sup>3</sup>/sec

沈砂池の吐口以外の天端高は、吐口設計流量を流下させるに必要な水位 (H.W.L) に表3の余裕高 (0.20m) を加えた高さとして。

表3 余裕高 (h<sub>6</sub>)

| 区分 | 沈砂池の土留め方法              | 余裕高 (h <sub>6</sub> ) |
|----|------------------------|-----------------------|
| a  | 矢板・板柵・コンクリート等で天端まで覆う場合 | 0.20m                 |
| b  | 連さい工を天端まで施工する法面        | 0.30m                 |
| c  | 張芝・種子吹付で保護する法面         | 0.40m                 |
| d  | 木組み式パラペットを設置する場合       | パラペット天端から0.50m        |

なお、吐口設計流量を流下させる吐口は、水位を低くするため、設計雨水量を流下させる吐口の越流幅より広くする次図のような断面とします。

$$Q_M = 1.8 \{ \ell \cdot h_4^{3/2} + (\ell_1 + \ell_2) h_5^{3/2} \}$$

ここに、 $Q_M$ ：吐口設計流量 (m<sup>3</sup>/sec)

$\ell$ ：計画雨水量越流幅 (m)

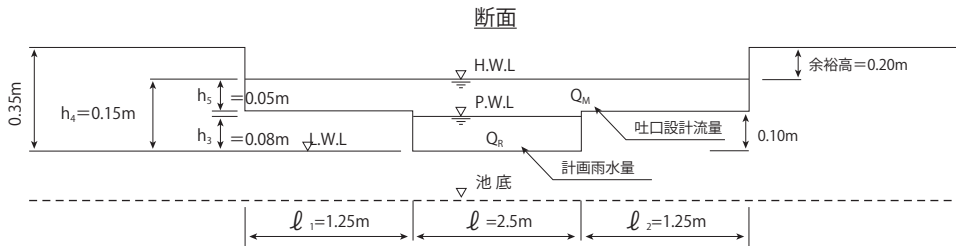
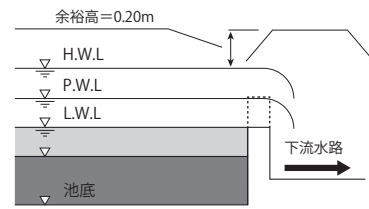
$\ell_1$ 、 $\ell_2$ ：吐口設計流量越流幅 (m)

$h_4$ ： $\ell$ に対応する越流水深 (m)

$h_5$ ： $\ell_1$ 、 $\ell_2$ に対応する越流水深 (m)

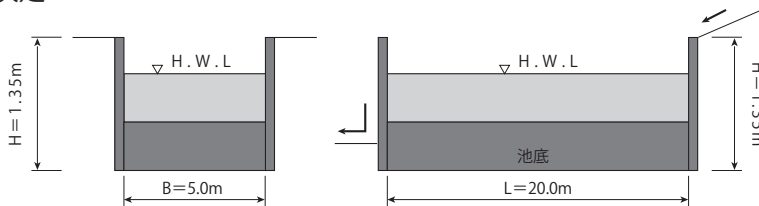
H.W.L.：吐口設計流量を流下させるに必要な水位 (m)

P.W.L.：有効水位 (吐口天端高) (m)



$$Q_M = 1.8 \{ 2.5 \times 0.15^{3/2} + (1.25 + 1.25) \times 0.05^{3/2} \} = 0.312 \text{ m}^3/\text{sec} > 0.214 \text{ m}^3/\text{sec} \dots \text{OK}$$

### ⑧ 沈砂池の形状決定



行為面積0.1haの場合

#### 1) 設計条件

##### ① 流域面積 (A)

流域面積  $A = 0.10 \text{ ha}$

造成区域面積  $a_1 = 0.10 \text{ ha}$

現況区域面積  $a_2 = 0.00 \text{ ha}$

※行為区域外からの流入がある場合は、その面積を加えてください。

##### ② 平均流出係数 (C)

造成区域  $c_1 = 0.70$

現況区域  $c_2 = 0.40$

平均流出係数  $C = \frac{c_1 \times a_1 + c_2 \times a_2}{A} = \frac{0.70 \times 0.1 + 0.4 \times 0.0}{0.10} = 0.70$

#### 2) 沈砂池の設計

##### ① 計算雨水量 ( $Q_R$ )

計画雨水量( $Q_R$ )は、ブリックス公式の流域面積 1 ha未満の式により算出します。

$$Q_R = 0.1667 \times C \times (A) = 0.1667 \times 0.70 \times (0.10)$$

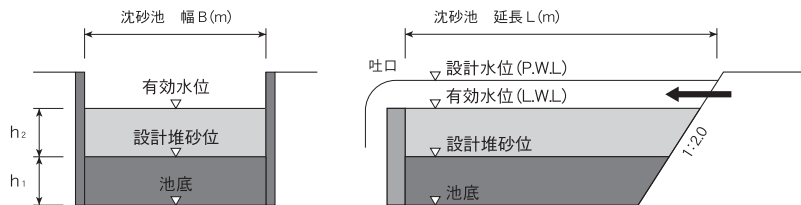
$$= 0.012 \text{ m}^3/\text{sec}$$

表4 計画雨水流出量算定公式

| 排水面積 (ha)    | 算定公式                               | 備考    |
|--------------|------------------------------------|-------|
| 1ha未満        | $Q_R=0.1667 \cdot C \cdot A$       | 直線式   |
| 1ha以上3ha未満   | $Q_R=0.1667 \cdot C \cdot A^{5/6}$ | S=1‰  |
| 3ha以上100ha未満 | $Q_R=0.2934 \cdot C \cdot A^{5/6}$ | S=30‰ |

② 沈砂池の形状及び断面

沈砂池幅 B=2.0m  
 沈砂池延長 L=8.0m  
 堆砂深  $h_1=0.50m$   
 有効水深  $h_2=0.50m$



短絡流と停流部を生じやすくするため、池の有効長さを有効幅の3倍以上とします。

$$\frac{L}{B} = \frac{8.0}{2.0} = 4.0 > 3.0 \dots \dots \text{OK}$$

③ 設計堆砂位

沈砂池の設計堆砂量は、造成面積1.0haあたり45m<sup>3</sup>を基準としています。

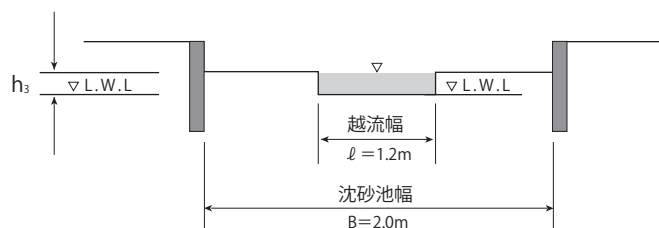
$$\text{堆砂量} = 45\text{m}^3/\text{ha} \times 0.1\text{ha} = 4.5\text{m}^3$$

$$\text{設計推砂量} = B \times L \times 0.5 = 2.0 \times 8.0 \times 0.5 = 8\text{m}^3 > 4.5\text{m}^3 \dots \dots \text{OK}$$

④ 越流水深

越流幅  $\ell = 1.2m$  とすれば  
 計画雨水量( $Q_R$ )の越流水深( $h_3$ )は、  
 $Q_R = 1.8 \times \ell \times h_3^{3/2}$  より

$$h_3 = \left( \frac{Q_R}{1.8 \times \ell} \right)^{2/3} = \left( \frac{0.012}{1.8 \times 1.2} \right)^{2/3} \doteq 0.03m$$



⑤ 沈砂池内平均流速 [V]

$$\begin{aligned} \text{流水断面積}(W_A) &= B \times h_3 \\ &= 2.0 \times 0.03 \\ &= 0.06\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{平均流速}(V) = \frac{Q_R}{W_A} = \frac{0.012}{0.06} = 0.20\text{m/sec} \dots \dots \text{OK}$$

⑥ 沈砂池内の滞流時間 [T]

$$\text{滞流時間}(T) = \frac{L}{V} = \frac{8.0}{0.20} = 40\text{sec} > 30\text{sec} \dots \dots \text{OK}$$

⑦ 吐口設計流量 [Q<sub>M</sub>]

吐口設計流量は、設計雨水量の2倍の量とします。

$$Q_M = 2 \times Q_R = 2 \times 0.012 = 0.024\text{m}^3/\text{sec}$$

沈砂池の吐口以外の天端高は、吐口設計流量を流下させるに必要な水位 (H.W.L) に表5の余裕高 (0.20m) を加えた高さとしてします。

表5 余裕高 (h<sub>6</sub>)

| 区分 | 沈砂池の土留め方法              | 余裕高 (h <sub>6</sub> ) |
|----|------------------------|-----------------------|
| a  | 矢板・板柵・コンクリート等で天端まで覆う場合 | 0.20m                 |
| b  | 連さい工を天端まで施工する法面        | 0.30m                 |
| c  | 張芝・種子吹付で保護する法面         | 0.40m                 |
| d  | 木組み式パラペットを設置する場合       | パラペット天端から0.50m        |

なお、吐口設計流量を流下させる吐口は、水位を低くするため、設計雨水量を流下させる吐口の越流幅より広くする次図のような断面とします。

$$Q_M = 1.8 \{ l \cdot h_4^{3/2} + (l_1 + l_2) h_5^{3/2} \}$$

ここに、Q<sub>M</sub>：吐口設計流量 (m<sup>3</sup>/sec)

l：計画雨水量越流幅 (m)

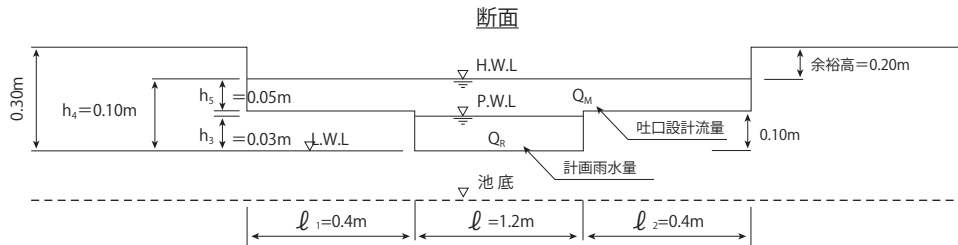
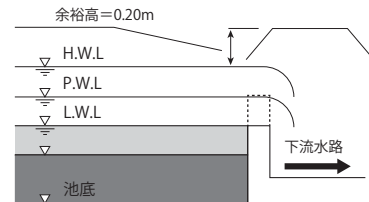
l<sub>1</sub>、l<sub>2</sub>：吐口設計流量越流幅 (m)

h<sub>4</sub>：lに対応する越流水深 (m)

h<sub>5</sub>：l<sub>1</sub>、l<sub>2</sub>に対応する越流水深 (m)

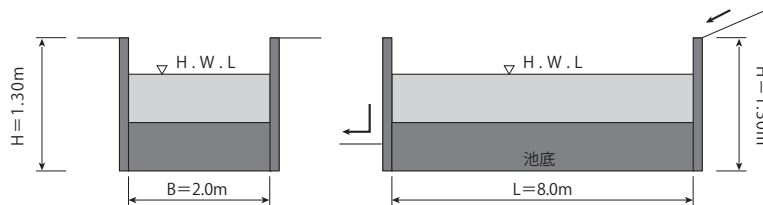
H.W.L.：吐口設計流量を流下させるに必要な水位 (m)

P.W.L.：有効水位 (吐口天端高) (m)



$$Q_M = 1.8 \{ 1.2 \times 0.10^{3/2} + (0.4 + 0.4) \times 0.05^{3/2} \} = 0.084 \text{ m}^3/\text{sec} > 0.024 \text{ m}^3/\text{sec} \dots \text{OK}$$

⑧ 沈砂池の形状決定



## 2 排水施設

以下の排水施設の設計は、貯留施設を要せず濁水対策のみ検討する場合(事例1)と、貯留施設を必要とし一定の洪水抑制対策と併せて濁水対策を検討する場合(事例2)に参考とするものです。また、設計手法等については、行為によって及ぼす可能性がある影響を検討したうえでの参考としたものです。

なお、計算例として事例1及び事例2に記載する各種側溝は、排水路の形状や構造等について共通するものとしています。

### ■ 事例1

以下の排水施設の設計計算例は、貯留施設を設置しない場合に、行為の完了後の濁水対策として排水路を設置する場合に参考としたものです。

また、行為面積は1.0haとして計算しています。

#### 1) 設計条件

##### ① 流域面積 (A)

流域面積                    A=1.00ha  
造成区域面積                a<sub>1</sub>=0.80ha  
現況区域面積                a<sub>2</sub>=0.20ha

※行為区域外からの流入がある場合は、その面積を加えてください。

##### ② 平均流出係数 (C)

流出係数は、通常降雨を対象とするため、造成前の状態についてはC=0.40とし、造成中及び造成後の状態についてはC=0.70を標準とします。流出係数が混合する流域の流出係数は、各面積の加重平均により算出します。

造成区域                    c<sub>1</sub>=0.70  
現況区域                    c<sub>2</sub>=0.40  
平均流出係数

$$C = \frac{c_1 \times a_1 + c_2 \times a_2}{A} = \frac{0.70 \times 0.80 + 0.40 \times 0.20}{1.00} = 0.64$$

#### 2) 排水路の設計

##### ① 計画雨水量(Q<sub>R</sub>)

排水施設の流量計算に用いる計画雨水流出量の算定公式は、原則としてブリックスの実験公式を用いています。

表1 ブリックス実験公式

|                    |   |
|--------------------|---|
| 流域面積 1 ha未満        | $Q_R = R \cdot C \cdot A$                     |
| 流域面積 1 ha以上100ha未満 | $Q_R = R \cdot C \cdot A \cdot \sqrt[6]{S/A}$ |

ここに、

Q<sub>R</sub>: 計画雨水流量 (m<sup>3</sup>/sec) ……少数3位 (4位四捨五入)

R: 降雨強度(60mm/h)=0.1667 (m<sup>3</sup>/sec・ha)

C: 流出係数 ……少数2位 (3位四捨五入)

A: 流域面積 (ha) ……少数2位 (3位四捨五入)

S: 地表平均勾配 (S/1000で表されるSの値)

計画雨水量(Q<sub>R</sub>)の算定公式は、流域面積別に表2の公式を採用します。

ここでは、流域面積 1 ha以上 3 ha未満の式に該当します。

$$Q_R = 0.1667 \times C \times (A)^{5/6} = 0.1667 \times 0.64 \times (1.00)^{5/6} \\ = 0.107 \text{ m}^3/\text{sec}$$

表2 計画雨水量算定公式

| 排水面積 (ha)     | 算定公式                               | 備考    |
|---------------|------------------------------------|-------|
| 1 ha未満        | $Q_R=0.1667 \cdot C \cdot A$       | 直線式   |
| 1 ha以上3 ha未満  | $Q_R=0.1667 \cdot C \cdot A^{5/6}$ | S=1‰  |
| 3 ha以上100ha未満 | $Q_R=0.2934 \cdot C \cdot A^{5/6}$ | S=30‰ |

② 排水路の断面決定

排水路の開口部の幅は30cm以上を確保し、上流端の最小深さを30cm、排水路の最小勾配を0.4%として計画雨水量を満足する計算を行うこととします。また、排水路の断面積は、水深を8割として断面の大きさを検討します。

また、排水路の排水能力は、次式によって求めます。

$$Q=A \cdot V$$

ここに、

Q：排水能力 (m<sup>3</sup>/sec)    A：通水断面積 (m<sup>2</sup>)    V：平均流速 (m/sec)

上式における平均流速Vは、次のマンニング式で求めます。

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

ここに、

V：平均流速 (m/sec)

n：粗度係数

素掘り側溝 (土仕上げ)                   ：0.022

現場打ちコンクリート                   ：0.015

プレキャストコンクリート製品           ：0.013

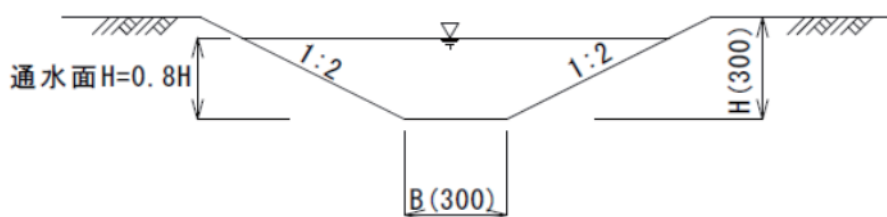
R：径深 (m) (=A/P；A：通水断面積、P：潤辺長)

i：流路勾配

以下に、排水路の構造については、素掘り側溝、現場打ちコンクリート側溝について、計算例を紹介します。

なお、プレキャストコンクリート製品を使用する場合は、現場打ちコンクリート側溝の計算事例を参考に粗度係数に留意して断面形状を決定してください。

ア 素掘り側溝 (法勾配1：2)



幅 (B) =0.3m、深さ (H) =0.3m、法勾配1：2、流路勾配 (i) =0.4%の素掘り側溝とすると  
 通水断面積 A (m<sup>2</sup>) =0.8×0.3× (0.3+2×0.8×0.3)  
 =0.187 (m<sup>2</sup>)

径深R (m) を求めると上式より

$$R = (0.8 \times 0.3 \times (0.3 + 2 \times 0.8 \times 0.3)) \div (0.3 + 2 \times 0.8 \times 0.3 \times \sqrt{1 + 2^2})$$

$$= 0.136 \text{ (m)}$$

粗度係数 n=0.022を採用し

平均流速 V (m/sec) は、上式より

$$V = 1 / 0.022 \times (0.136)^{(2/3)} \times (0.4 / 100)^{(1/2)}$$

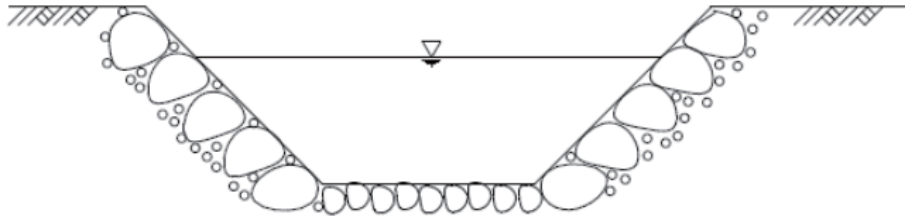
$$= 0.760 \text{ m/sec}$$



よって、排水能力  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{sec}$ ) は  
 $Q = A \times V = 0.187 \times 0.760$   
 $= 0.142 \text{m}^3/\text{sec} > Q_R = 0.107 \text{m}^3/\text{sec} \dots \text{OK}$

したがって、砂又は砂質土の素掘り側溝の場合  
 幅 ( $B$ ) = 0.3m、深さ ( $H$ ) = 0.3m、法勾配 1 : 2 の断面以上の断面積、かつ流路勾配 ( $i$ ) = 0.4% 以上の勾配を造成面積に応じて確保することとなります。

イ 素掘り側溝 (法勾配 1 : 1)



幅 ( $B$ ) = 0.3m、深さ ( $H$ ) = 0.3m、法勾配 1 : 1、流路勾配 ( $i$ ) = 0.6% の素掘り側溝とすると  
 通水断面積  $A$  ( $\text{m}^2$ ) =  $0.8 \times 0.3 \times (0.3 + 1 \times 0.8 \times 0.3)$   
 $= 0.130$  ( $\text{m}^2$ )

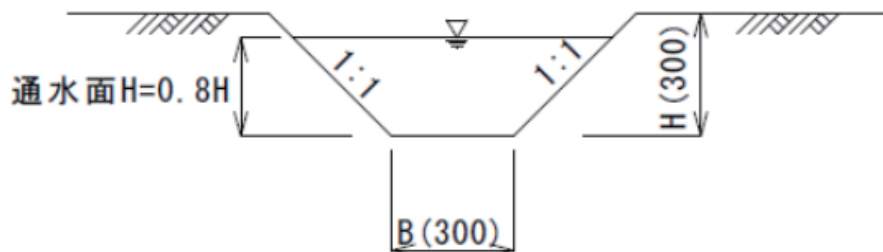
径深  $R$  (m) を求めると上式より  
 $R = (0.8 \times 0.3 \times (0.3 + 1 \times 0.8 \times 0.3)) / (0.3 + 2 \times 0.8 \times 0.3 \times \sqrt{1 + 1^2})$   
 $= 0.132$  (m)

粗度係数  $n = 0.022$  を採用し  
 平均流速  $V$  (m/sec) は、上式より  
 $V = 1 / 0.022 \times (0.132)^{(2/3)} \times (0.6 / 100)^{(1/2)}$   
 $= 0.913$  m/sec

よって、排水能力  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{sec}$ ) は  
 $Q = A \times V = 0.130 \times 0.913$   
 $= 0.119 \text{m}^3/\text{sec} > Q_R = 0.107 \text{m}^3/\text{sec} \dots \text{OK}$

したがって、堅硬な砂利又は粘土の素掘り側溝の場合  
 幅 ( $B$ ) = 0.3m、深さ ( $H$ ) = 0.3m、法勾配 1 : 1 の断面以上の断面積、かつ流路勾配 ( $i$ ) = 0.6% 以上の勾配を造成面積に応じて確保することとなります。

また、ア、イとも、通水断面積が比較的大きな場合は、側面を石積、底は石張り又はコンクリート張りで保護します。



ウ 現場打ちコンクリート側溝の場合

幅 (B) =0.5m、深さ (H) =0.3m、流路勾配 (i) =0.4%の現場打ちコンクリート側溝とすると  
 通水断面積 A (㎡) =0.5×0.8×0.3  
 =0.120 (㎡)

径深R (m) を求めると上式より

$$R = (0.5 \times 0.8 \times 0.3) / (2 \times 0.8 \times 0.3 + 0.5)$$

$$= 0.122 \text{ (m)}$$

粗度係数 n=0.015を採用し

平均流速 V (m/sec) は、上式より

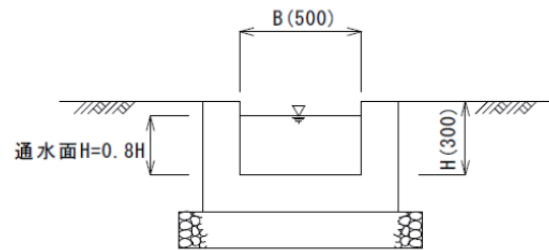
$$V = 1 / 0.015 \times (0.122)^{(2/3)} \times (0.4 / 100)^{(1/2)}$$

$$= 1.037 \text{ m/sec}$$

よって、排水能力 Q (m³/sec) は

$$Q = A \times V = 0.120 \times 1.037$$

$$= 0.124 \text{ m}^3/\text{sec} > Q_R = 0.107 \text{ m}^3/\text{sec} \dots \text{OK}$$



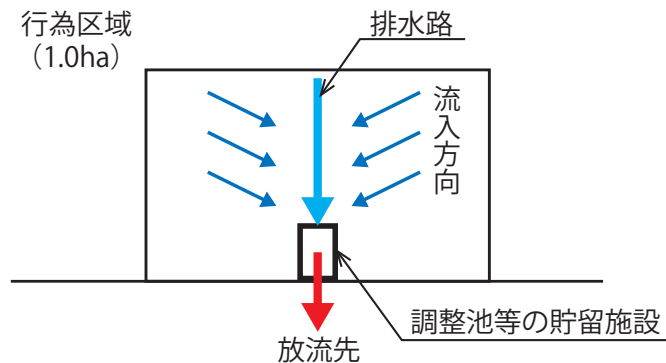
したがって、現場打ちコンクリート側溝の場合

幅 (B) =0.5m、深さ (H) =0.3mの断面以上の断面積、かつ流路勾配 (i) =0.4%以上の勾配を造成面積に応じて確保することとなります。

■ 事例2

以下の排水施設の設計計算例は、面積要件が開発許可に該当しない開発行為にあつて、調整池等の貯留施設を設置する場合等、濁水対策と併せて一定の洪水抑制対策が必要と判断される場合に、「高知県開発許可技術基準」を適用して参考としたものです。

また、行為面積は1.0ha未満が想定されますが、便宜上1.0haとして計算しています。



1) 設計条件

① 流域面積 (A)

集水区域は行為区域全域とします。

行為面積は A=1.0ha とします。

※行為区域外からの流入がある場合は、その面積を加えてください。

② 平均流出係数 (C)

流行為地は裸地が主であることから、運動場等のC=0.80を採用します。

### ③ 降雨強度 (I)

基準により降雨確率年は、集水面積が1.0ha未満の場合10年とします。

また、洪水継続時間は、「第5節小規模開発に伴う調整池設計基準」の洪水到達時間を参照し、10分とします。

高知県HP「高知県の確率日雨量分布図と確率規模別の降雨強度について」資料を参照し、降雨強度を算出します。公式を用いています。

ここでは、対象を江川崎観測所と仮定します。行為地に近い場所を設定してください。

降雨強度式は、 $I = 537.24 / (t^{0.496} + 2.07)$  を採用します。

t=10で計算すると、

$$I = 103.25 \text{ mm/h} \text{ となります。}$$

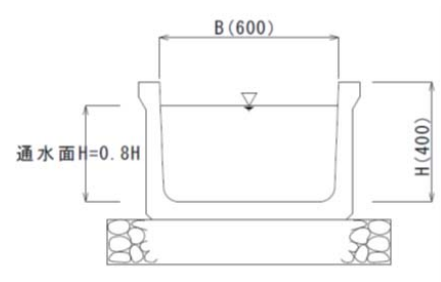
## 2) 排水路の設計

### ① 計画雨水量 (Q)

$Q = 1 / 360 \times C \times I \times A$  (合理式) で計算します。

設計条件の数値で計算すると、

$$\begin{aligned} Q &= 1 / 360 \times C \times I \times A = 1 / 360 \times 0.8 \times 103.25 \times 1.0 \\ &= 0.229 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$



### ② 排水路の断面決定

ここでは、排水路をプレキャストコンクリート側溝で計画します。

排水路の雨水量 (Q) は、 $Q = A \cdot V$  (マンニングの式) で計算します。

Q : 流量 (m<sup>3</sup>/sec)

A : 排水路の断面積 (m<sup>2</sup>)

V : 流速 (m/sec)

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

n : 粗度係数 n = 0.015 (プレキャストコンクリート製品の場合)

R : 径深 (m) = A/P R = B × 0.8H / P

P : 潤辺長 (m) P = B + 0.8H × 2

I : 勾配 I = 0.4% (最低勾配の規定を適用)

※ 流路の勾配は行為地の勾配、奥行き、放流先の水路の深さにより決定します。

排水路の深さ (H) を規格で最小の深さに設定します。

排水路の幅 (B) は、最小幅で、流速、計画流量を満足するように決定します。

幅 (B) = 0.6m、深さ (H) = 0.4m とすると

$$\begin{aligned} V &= 1 / 0.015 \times (0.6 \times 0.8 \times 0.4 / (0.6 + 0.8 \times 0.4 \times 2))^{2/3} \times (0.4 / 100)^{1/2} \\ &= 1.216 \text{ m/sec} \end{aligned}$$

よって、排水能力 Q (m<sup>3</sup>/sec) は

$$\begin{aligned} Q &= A \times V = 0.6 \times 0.8 \times 0.4 \times 1.216 \\ &= 0.233 \text{ m}^3/\text{sec} > Q = 0.229 \text{ m}^3/\text{sec} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

となり、理想的な流速1.0~3.0m/sec、計画雨水量 0.229m<sup>3</sup>/sec を満足します。

したがって、プレキャストコンクリート側溝で計画する場合

幅 (B) = 0.6m、深さ (H) = 0.4mの断面以上の断面積、かつ流路勾配 (I) = 0.4%以上の勾配を造成面積に応じて確保することとなります。