

## 2.5 流出計算手法

### 2.5.1 流出計算手法の概要

降雨から流量への変換にあたっては、流域の規模および流量観測資料の有無や計画対象施設の種類、内水河川の扱い等の計画条件、将来の土地利用の変化や河道改修による流出特性の変化等を考慮して適切な流出計画手法を採用する。

【中小手引き P.31～】

#### (1) 流出計算手法の選択方針

##### ① 流域の規模

雨域の空間スケール（ほぼ同じ雨量が降っていると思われる面積）よりも河川の流域面積が小さい場合には、合理式を用いて簡易にピーク流量を算出してもそれほど大きな問題は生じない。その目安となる河川の流域面積は、技術基準（調査）では、流域面積が 100k m<sup>2</sup>以下とされている。

流域規模がこの規模より大きい河川において合理式を適用する場合には、既往洪水における降雨量の時空間分布や流出係数等の検証を行っておく必要がある。

##### ② 洪水調節施設の有無及び内水河川の扱い

洪水調節施設を検討する場合や内水処理計画を検討する場合には、ハイドログラフが必要となる。ハイドログラフの作成方法としては、貯留関数法、準線形貯留型モデルもしくは特性曲線法等の流量観測値による検証可能な流出計算手法によるのが妥当と考えられる。

流量観測値が得られない河川においても、内水河川では湛水位資料からの検証も可能であり、各流出計算手法の標準的な定数を設定することにより適用可能である。

また、合理式の適用が可能な流域規模では、合成合理式を採用することもできる。

##### ③ 将来の流出特性の変化

将来の土地利用変化等による流出特性の変化については、中小河川ではその影響が大きいため、流出計算に反映させる必要がある。合理式を適用する場合には、基本的に流出係数を将来的に想定される土地利用をもとに設定することとし、洪水到達時間の変化に対しても対応可能であることが望まれる。

#### (2) 流出計算手法の特色

流出計算手法として、一般に以下の方法が用いられている。

- ① 合理式法
- ② 合成合理式
- ③ 貯留関数法
- ④ 準線形貯留型モデル
- ⑤ 特性曲線法（等価粗度法）
- ⑥ 単位図法

表 2.5-1 中小河川に適用される流出計算手法の比較

手 法		適用と特色	長 所	短 所
線形モデル	合理式	合理式の特色は流域の最遠点から考慮地点まで雨水が流下集中した時に最大流量が生ずると考え、その時間を洪水到達時間と呼んでいる。中小河川でよく用いられている。	ピーク流量算出が最も簡便であり、適用例が多い。	ハイドログラフを求めることができないので、ダム等の貯留施設の計画には用いることができない。また、実測値との検証についても困難である。流域面積が大きくなると適用が困難である。
	合成合理式	合理式のピーク流量を重ねて結合したものであり、ハイドログラフが作成できる。	簡易にハイドログラフが作成できる。	ハイドログラフの項以外、同上。
非線形モデル	貯留関数法	貯留高と流出高との間に比較的簡易な式で非線形性を表現した手法で、日本のほとんどの一級河川で使用されている。10k m <sup>2</sup> ～数100k m <sup>2</sup> 程度の流域で適用(単流域として)されている。 土地利用の変化を考慮した方法も提案されている。	一級河川での適用例が多く、特に山地が多くの割合を占める流域での適合度が良い。 定数検証は主にK, T1の修正で済み、比較的容易である。また、流域分割、流出系統作成の巧拙があまり問題にならない方法である。	実用的であるが、定数について水理学的裏付けが弱い。小出水の際の定数を用いた場合、大出水の再現性に問題がある。一般に平地や都市域での適合度に劣る。
	準線形貯留型モデル	合理式の到達時間内降雨強度の考え方を取り入れ、非線形性を表現した各地目毎の指数単位図である。降雨流出の非線形性が扱え、流域の開発等の地目変更に伴う流出変化が扱えることから、開発が著しい流域で適用例が多くなっている。	地目毎の流出計算結果を合成しており、地目の改変や地目毎の貯留、浸透対策の効果を扱うことが可能である。流域治水を扱う河川に適用性が高い。流域分割や流出系統の作成のしかたの巧拙は特性曲線法ほど精度に影響しない。	計画論的に有効なモデルであるが反面実績の再現性に難点がある場合がある。地目別定数Cについての総合化の程度に問題を残す。 山地部のように貯留効果が大きいく所では、特に低減部再現性に難点がある。
	特性曲線法(等価粗度法)	流域を幾つかの矩形斜面と流路が組み合わされたものと見なし、雨水流を水理学的に追跡した計算手法である。	流域の性状を等価粗度で表すところが特徴的で、流域開発の変化を反映させることができる。比較的表面流が卓越する都市域について適合度が高い。	定数の構成要素が多く、かつそれぞれの要素を比較的高い精度で求める必要があり、手間がかかる。流域分割や流出系統作成のしかたの巧拙により精度が問題となる。

【中小手引き P.34】

## 2.5.2 合理式による流出計算

合理式は、高水計画上ピーク流量のみを設定すれば良い場合に最も簡便な方法である。また、土地利用の変化は流出係数により表現することが可能である。合理式の適用河川は、基本的に流量観測値がなく上流に洪水調節施設が存在しない河川とし、流域面積 100k m<sup>2</sup> 程度が目安となる。

流出量が直線的に増加し、到達時間  $t_c$  で最大となり、その後、同様な割合で減少する単位図を基本とする。

合理式  $Q = 1/3.6 \cdot f \cdot r \cdot A$

Q : 流量 (m<sup>3</sup>/s)

f : 流出係数

r : 洪水到達時間内における平均雨量強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km<sup>2</sup>)

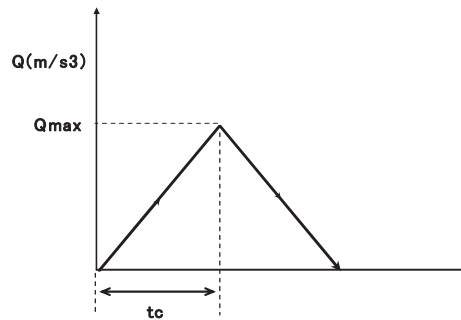


図 2.5-1 単位図

### (1) 流出係数 (f)

表2.5-2 の値を標準とし、土地利用ごとの流出係数を用いて当該河川土地利用面積で加重平均し、流域平均の流出係数を設定する。

合理式の流出係数は、ピーク流量に寄与する到達時間内の降雨の流出率を示すものである。合理式における流出係数は、現実の降雨～流出機構が総雨量や降雨強度により変化するにもかかわらず、洪水ピーク時には流域が飽和に近い状態にあることを前提としている。合理式では流域がある程度湿潤した状態で計画規模の降雨が生じた場合の流出量を算出しているため、他の流出計算手法に比べて大きめの流量が算出されることになる。

表2.5-2 地形別の流出係数

地 形	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

【中小手引き P. 60】

【技術基準(計画) P. 35】

### (2) 洪水到達時間 (T)

合理式における洪水到達時間は、流域の最遠点に降った雨が流量計算地点に達するまでに要する時間であり、流域及び河道の特性を踏まえて適切な値を設定する必要がある。

一般に、中小河川において適用し易い方法としては、クラーヘン式、土研式等が挙げられる。クラーヘン式は、洪水到達時間に流域の土地利用の変化を表現することができないため、土地利用の変化が小さい河川に適している。土研式は、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。

① クラーヘン式による洪水到達時間

クラーヘン式では、洪水到達時間は一般に雨水が流域から河道に流入するまでの流入時間と河道内の流下時間の和で示される。

基本的には、該当河川の流域から流入域  $2k \text{ m}^2$  を先取りし、表 2.5-3 を用いて流入時間を設定するとともに、流入域を除いた流域の河道延長を用いて河道流下時間を算定する。

ただし、河川の流出特性上、 $2k \text{ m}^2$  の先取りが適切でないと判断される場合には、地形図上で河道を示す青線の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とともに、青線の上流端から下流を河道として河道流下時間を算定する手法も用いられている。

なお、 $2k \text{ m}^2$  未満の流入域の場合の流入時間の算出方法を 図 2.5-2 に示す。

ア 流入時間

雨水が流域から河道に流入するまでの時間については、表 2.5-3 の値を標準とする。

表 2.5-3 流入時間の標準値

流域の地形	時間
山地 $2k \text{ m}^2$	30 分
特に急斜面区域 $2k \text{ m}^2$	20 分
下水道整備区域 $2k \text{ m}^2$	30 分

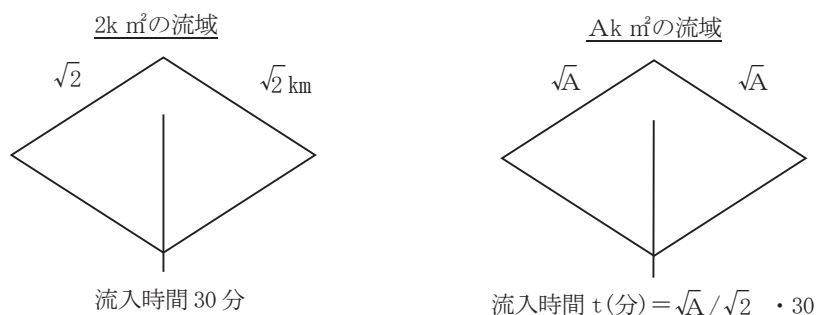


図 2.5-2  $2k \text{ m}^2$  未満の流入域の場合の流入時間の算出方法

【中小手引き P.57～】

【技術基準(計画) P.35】

イ 河道流下時間

$$T = 1/3600 \cdot L / W$$

T : 河道流下時間 T (hr)

L : 河道上流端 (流域から流入域  $2k \text{ m}^2$  を除いた流域の最遠点) から流量検討地点までの流路の距離 (m)

W : 洪水伝播速度 (m/s)

クラーヘン式は洪水伝播速度として 表 2.5-4 を与えている。

表 2.5-4 流路長 L と洪水伝播速度 W の関係

I	1/100 以上	1/100～1/200	1/200 以下
W	3.5 m/s	3.0 m/s	2.1 m/s

I：河道上流端と流量検討地点の標高差 H (m) を流路長 (L) で割ったもの

一般に河川は上流へいくほど勾配が急であることから、河道の縦断勾配の変化が大きい場合には、図 2.5-3 に示すように適切な箇所に勾配変化点 B を設定し、区間毎に流路長、勾配を設定して、河道の流下時間を合算して求める。

〔 ※ A～C の平均勾配とすると、勾配が全区間で 1/100 以上となり流速を過大に見積もる恐れがある。 〕

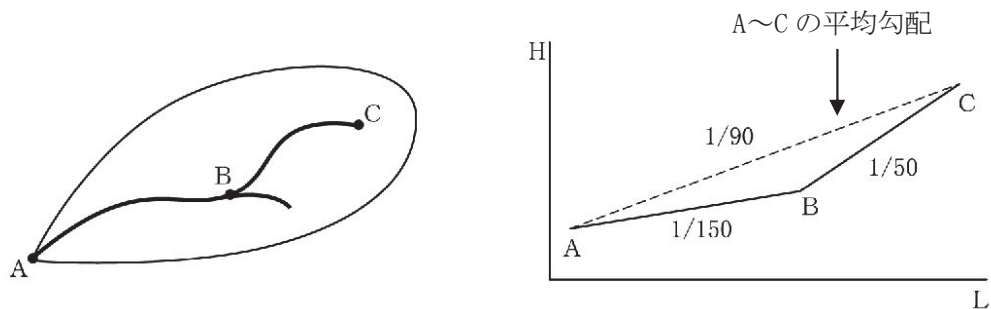


図 2.5-3 クラーヘン式の勾配区分

② 土研式による洪水到達時間

土研式は、土木研究所が全国の流出試験地等の水文データより、到達時間 T (hr)、流路長 L (m)、流域勾配 S の関係について整理し、導いたものである。

$$\text{都市流域 } T = 2.40 \times 10^{-4} (L / \sqrt{S})^{0.7}$$

$$\text{自然流域 } T = 1.67 \times 10^{-3} (L / \sqrt{S})^{0.7}$$

ここに、L：流域最遠点(流域界)から流量検討地点までの主流路の距離(m)

S：流域最遠点(流域界)から流量検討地点の平均勾配(標高差を流路長(L)で割ったもの)である。

ただし、土研式の適用範囲は、都市流域で流域面積  $A < 10\text{km}^2$ 、 $S > 1/300$ 、自然流域では  $A < 50\text{km}^2$ 、 $S > 1/300$  である。

なお、都市流域と自然流域が混在する場合は、100%を全て都市流域、全て自然流域として求めた場合の洪水到達時間を面積加重平均より算定する。

$$T = \frac{A_T \times T_T + A_S \times T_S}{A_T + A_S}$$

ここに、 $A_T$ ：都市流域面積( $\text{km}^2$ )

$A_S$ ：自然流域面積( $\text{km}^2$ )

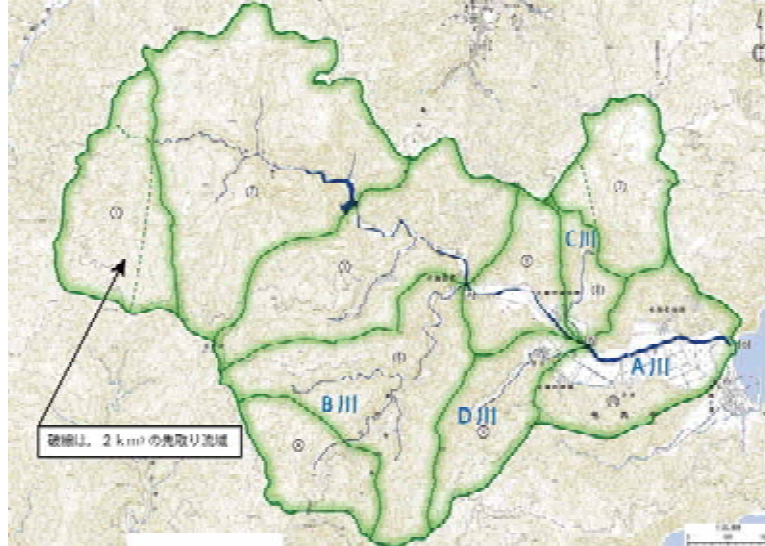
$T_T$ ：100%都市流域とした場合の到達時間(hr)

$T_S$ ：100%自然流域とした場合の到達時間(hr) である。

【合理式による計算例】（計画規模 W=1/30 年の場合）

(1) 流域分割の設定

主要な支川を考慮して流域分割を設定した結果は以下の図のとおりであり、各流域面積を整理すると以下の表のとおりとなる。



流域 No.	流域名	流域面積 (km <sup>2</sup> )
①	A川流入域	2.0
②	A川ダム上流	9.0
③	本川A川上流部	4.9
④	支川B川流入部	1.8
⑤	支川B川	4.5
⑥	本川A川中流部	1.7
⑦	支川C川流入域	2.0
⑧	支川C川	1.2
⑨	支川D川	2.1
⑩	河口部	3.3
合計	-	32.5

※A川ダムは洪水調節機能を有していない。

(2) 洪水到達時間の算定

上流の流域面積が 2 k m<sup>2</sup>であるA川流入地点において、表 2.5-3 より洪水到達時間 t=30 分とし、河道流下時間についてはクラーヘン式より算出する。

流域 No.	流域名	流域面積 (km <sup>2</sup> )	累加流路延長 (km)	区間流路延長 (km)	標高(IP. m)		勾配 (1/N)	洪水伝播速度 (m/s)	洪水到達時間(区間) (分)	洪水到達時間(累加) (分)	洪水到達時間(累加) (分)
					上流	下流					
①	A川流入域	2.0	-	-	-	-	-	-	30.0	30.0	30
②	A川ダム上流	9.0	3.22	3.22	174.9	60.3	28	3.5	15.3	45.3	45
③	本川A川上流部	4.9	5.50	2.28	24.9	11.5	170	3.0	12.7	58.0	58
④	支川B川流入部	1.8	-	-	-	-	-	-	28.5	28.5	28
⑤	支川B川	4.5	3.49	3.49	162.8	11.5	23	3.5	16.6	45.1	45
⑥	本川A川中流部	1.7	7.34	1.84	11.5	4.1	248	2.1	14.6	72.6	72
⑦	支川C川流入域	2.0	-	-	-	-	-	-	30.0	30.0	30
⑧	支川C川	1.2	1.50	1.50	39.5	4.1	42	3.5	7.1	37.1	37
⑨	支川D川	2.1	-	-	-	-	-	-	30.7	30.7	30
⑩	河口部	3.3	9.43	2.10	4.1	-1.0	414	2.1	16.6	89.2	89
合計	-	32.5	9.43	-	-	-	-	-	-	-	-

(算式)

① A川流入域

表 2.5-3 より, 山地 2k m<sup>2</sup>: 洪水到達時間 30 分

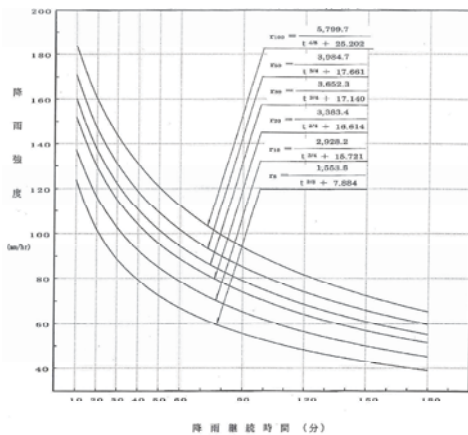
⑩ 河口部

勾配  $I=4.1-(-1.0)/2.1=1/414 \leq 1/200$  である。よって, 表 2.5-4 より洪水伝播速度  $W=2.1\text{m/s}$  となる。

クラークヘン式により,  $T=1/3600 \times 2100\text{m}/2.1\text{m/s}=0.27\text{hr} = 16.6$  分

(3) 降雨強度の算定

計画規模は  $W=1/30$  と, 洪水到達時間内の降雨強度は, 名瀬地方における短時間降雨強度式を用いる。



降雨強度式

$$r_{100}=5799.7/\{t^{(4/5)}+25.202\}$$

$$r_{50}=3984.7/\{t^{(3/4)}+17.661\}$$

$$r_{30}=3652.3/\{t^{(3/4)}+17.140\}$$

$$r_{10}=2928.2/\{t^{(3/4)}+15.721\}$$

$$r_5=1553.8/\{t^{(2/3)}+7.884\}$$

計画雨量 ( $W=1/30$  規模) を算定する。

河口部の降雨強度  $r_{30}$  は, 洪水到達時間  $t=89$  分より

$$\begin{aligned} r_{30} &= 3652.3/\{t^{(3/4)}+17.140\} \\ &= 3652.3/\{89^{(3/4)}+17.140\} \\ &= 79.2\text{mm/hr} \\ &\approx 80 \text{ mm/hr} \end{aligned}$$

各地点での降雨強度算定結果は, 以下のとおりである。

地点	洪水到達時間 (分)	降雨強度 (mm/hr)
A川ダム上流	45	106
B川合流点	58	89
B川	45	106
C川, D川合流点	72	88
C川	37	114
D川	30	122
河口部	89	80



(4) 流出係数の算定

流域 No.	流域名	流域面積 (k m <sup>2</sup> )	土地利用別面積 (k m <sup>2</sup> )						流出係数
			河川等	一般 市街地	畑	原野	水田	山地	
		流出係数	1.0	0.8	0.6	0.6	0.7	0.7	
①+②	A川ダム地点	11.0	0.057	0.000	0.000	0.000	0.000	10.943	0.70
①+②+③	B川合流点	15.9	0.091	0.024	0.026	0.143	0.000	15.616	0.70
④+⑤	B川	6.3	0.002	0.034	0.000	0.035	0.000	6.229	0.70
①~⑥	C川, D川合流点	23.9	0.130	0.099	0.250	0.203	0.000	23.219	0.70
⑦+⑧	C川	3.2	0.000	0.015	0.061	0.007	0.000	3.117	0.70
⑨	D川	2.1	0.000	0.069	0.118	0.028	0.000	1.885	0.70
①~⑩	河口部	32.5	0.210	0.287	0.834	0.319	0.580	30.270	0.70

(算式)

A川ダム地点

$$f = (1.0 \times 0.057 + 0.8 \times 0 + 0.6 \times 0 + 0.6 \times 0 + 0.7 \times 0 + 0.7 \times 10.943) / 11.0 = 0.70$$

(5) 流量の算定

合理式により算定した計画高水流量は、以下のとおりである。

地点	流域面積 (k m <sup>2</sup> )	洪水到達時間 (分)	降雨強度 (mm/hr)	流出率	流量 (m <sup>3</sup> /s)
A川ダム上流	11.0	45	106	0.70	230
B川合流前	15.9	58	96	0.70	300
B川	6.3	45	106	0.70	130
B川合流後	22.2	58	96	0.70	420
C川, D川 合流前	23.9	72	88	0.70	410
C川	3.2	37	114	0.70	80
D川	2.1	30	122	0.70	50
C川, D川 合流後	29.2	72	88	0.70	500
河口部	32.5	89	80	0.70	510

(算式) 河口部地点の場合

$$Q = 1/3.6 \cdot f \cdot r \cdot A$$

$$= 1/3.6 \times 0.70 \times 80 \times 32.5$$

$$= 505.6 \approx 510 \text{ m}^3/\text{s} \quad (2.4.3.3 \text{ 計画高水流量の算定(3) ② 参照})$$





## 2.6 合成合理式による流出計算

合成合理式は、基本的に洪水到達時間 ( $t_c$ ) 毎のハイトグラフを作成し、 $t_c$  毎の合理式によるピーク流量を連ねてハイドログラフを作成するものである。

合成合理式の適用河川は、合理式の適用が可能な河川でハイドログラフの算出が必要な場合に用いることができる。なお、合成合理式の考え方には、通常の合理式と同様に流量検討地点の上流を単流域として扱う方法と、流出モデルのように流域分割を行い河道の遅れ時間を考慮して合成ハイドログラフを算定する方法がある。

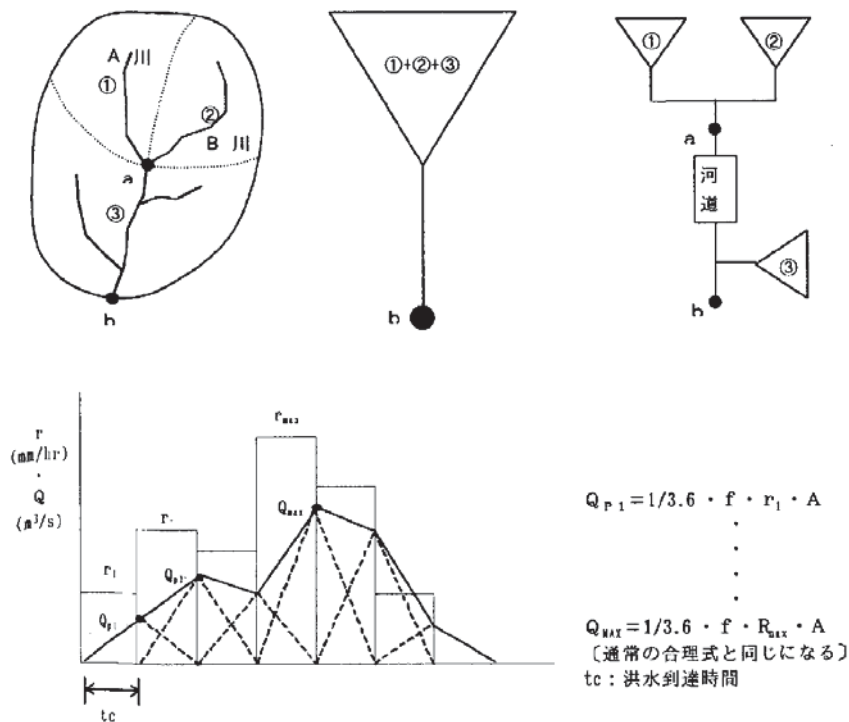


図 2.6 合成合理式の計算方法

【中小手引き P. 32】

【合成合理式による計算例】

合成合理式による 10 分間雨量を対象とした流域流出量の計算例を 表 2.6 に示す。

ここで、流域面積は  $A=20\text{k m}^2$ ，洪水到達時間  $T_c=40$  分，流出係数  $f=0.75$  とする。

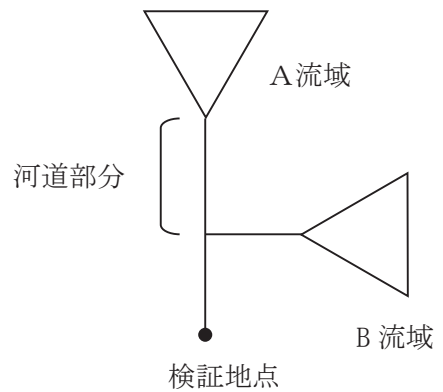
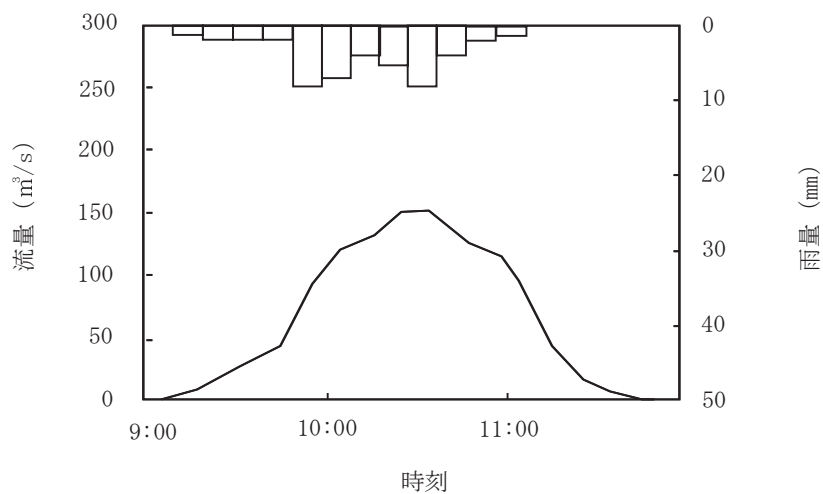


表 2.6 合成合理式による 10 分間雨量を対象とした流域流出量の計算例

時刻	雨量 R (mm)	到達時間内降雨強度 (mm/hr) $r=R \times 60/T_c$	単位時間流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) $q = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A$	時刻流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
9:00				
10	1.0	1.5	6.25	6.25
20	2.0	3.0	12.50	18.75
30	2.0	3.0	12.50	31.25
40	2.0	3.0	12.50	43.75
50	8.0	12.0	50.00	87.50
10:00	7.0	10.5	43.75	118.75
10	4.0	6.0	25.00	131.25
20	5.0	7.5	31.25	150.00
30	8.0	12.0	50.00	150.00
40	4.0	6.0	25.00	131.25
50	2.0	3.0	12.50	118.75
11:00	1.0	1.5	6.25	93.75
10	0.0	0.0	0.00	43.75
20	0.0	0.0	0.00	18.25
30	0.0	0.0	0.00	6.25
40	0.0	0.0	0.00	0.00
50	0.0	0.0	0.00	0.00



### 3. 第3章 河道計画

#### 3.1 参考図書の表記

本章で引用する図書等の名称については、下表の「略称」欄の表示にて表記することとする。

表 3.1 参考図書等の表記一覧

	基準・指針名	発行先	制定・改定	略称
1	国土交通省河川砂防技術基準 同解説 計画編	(社)日本河川協会	H17.11	技術基準(計画)
2	国土交通省河川砂防技術基準 調査編	国土交通省	H24.6	技術基準(調査)
3	中小河川事業の手引き(案)	(財)国土開発技術 研究センター	H11.9	中小手引き
4	中小河川に関する河道計画の技術基準;解説 多自然川づくりポイントブックⅡ	(社)日本河川協会	H18.10	ポイントブックⅡ
5	中小河川に関する河道計画の技術基準;解説 多自然川づくりポイントブックⅢ	(公社)日本河川協会	H23.10	ポイントブックⅢ
6	河道計画検討の手引き	(財)国土開発技術 研究センター	H14.2	河道手引き
7	美しい山河を守る 災害復旧基本方針	(公社)全国防災協会	H26.6	災害復旧方針(H26)

#### 3.2 河道計画策定の基本的な考え方

河道計画の策定にあたっては、当該河川及び流域の特性等を十分に把握し、的確に計画に反映させる。

【中小手引き P.95】

【技術基準(計画) P.125】

中小河川は、地域と密接に関連している場合が多いため、どのような経緯を経て計画の絞り込みを行ったのかを明確にしておくことが重要となる。その際、以下の事項に留意し、計画の立案を行うことが重要である。

##### 3.2.1 計画立案時の留意事項

###### (1) 治水安全度の確保

###### ① 流下能力の確保

河道計画では、第一義的に計画高水流量を計画高水位以下の水位で安全に流下させる河積を確保することが重要であり、沿川及び現河道の有する自然現象や土地利用状況等を勘案しつつ、河道断面の設定を行う必要がある。

###### ② 超過洪水時の安全性確保

超過洪水が発生した場合に流域や氾濫原において生じる現象を想定し、必要に応じて氾濫原を考慮に入れた対策や、氾濫流の戻り水を処理する施設計画等、総合的な治水対策に関して検討することが重要である。

## (2) 自然環境、沿川環境との調和

### ① 自然環境との調和

沿川住民が安心して暮らしていくために治水安全度の確保を図ると同時に、次世代に引き継ぐための河川環境を保全・整備し、川と沿川の風景とが調和した美しい景観、川らしさなどを保っていくことが必要である。

### ② 沿川地域との調和

河川は生活、歴史、文化など地域社会と密接な繋がりをもった存在であり、川と沿川に住む人々とのより良い関係を今後も維持・増進させ、改修等により河川と沿川地域との結びつきを分断することのないようにしなければならない。そのためには、地域に密着した「川らしさ」の保全・創造を念頭において、住民との対話により地域に愛される川づくりを行う必要がある。

### ③ 沿川地域の計画との整合

河川の計画は、周辺のまちづくりなどと密接に関係しているものが多い。このため、沿川の他事業の進捗を考慮した効率的な計画を策定し、事業の推進を図ることが重要である。

## (3) 維持・管理に配慮した計画

### ① 河道特性の尊重

維持管理が容易な河道計画を策定するためには、河道の水理特性を十分に把握し、安定的な河道となるように河道断面の設定を行う必要がある。

### ② 流域全体で見た土砂管理

河道を流水が流下する水路としてのみ見るのではなく、土砂等の物質が循環する経路としても捉え、適正な物質循環が図れるように留意することが必要である。

### ③ 住民との役割分担

河川に対する沿川住民のニーズは多様化し、河川管理の内容も必然的に多岐に渡ることになる。このためには、河川管理者としての限界を認識し、沿川住民との役割分担を示し、地域住民と協同して川づくりを推進していく必要がある。

## (4) わかりやすい計画

### ① モニタリング

河道計画においては維持管理とモニタリングを行い、これを計画にフィードバックする。

### ② 合意形成

河川管理者と住民の共働により良好な河川環境の維持・増進を図っていくためには、計画内容に対する住民の十分な理解が前提となる。このためには、客観的評価が可能な河道計画を策定し、わかりやすく住民に計画を説明し、また住民の意志を計画に反映させる等行政側の努力が必要である。

【中小手引き P.95～】

### 3.3 河道計画の策定手順

河道計画の策定にあたっては、現況河道の課題、周辺地域の状況、地域の自然環境、社会環境およびそれらの歴史的な変遷を踏まえて、検討を進めるものとする。

【技術基準（計画） P.126】

【ポイントブックⅡ P.49】

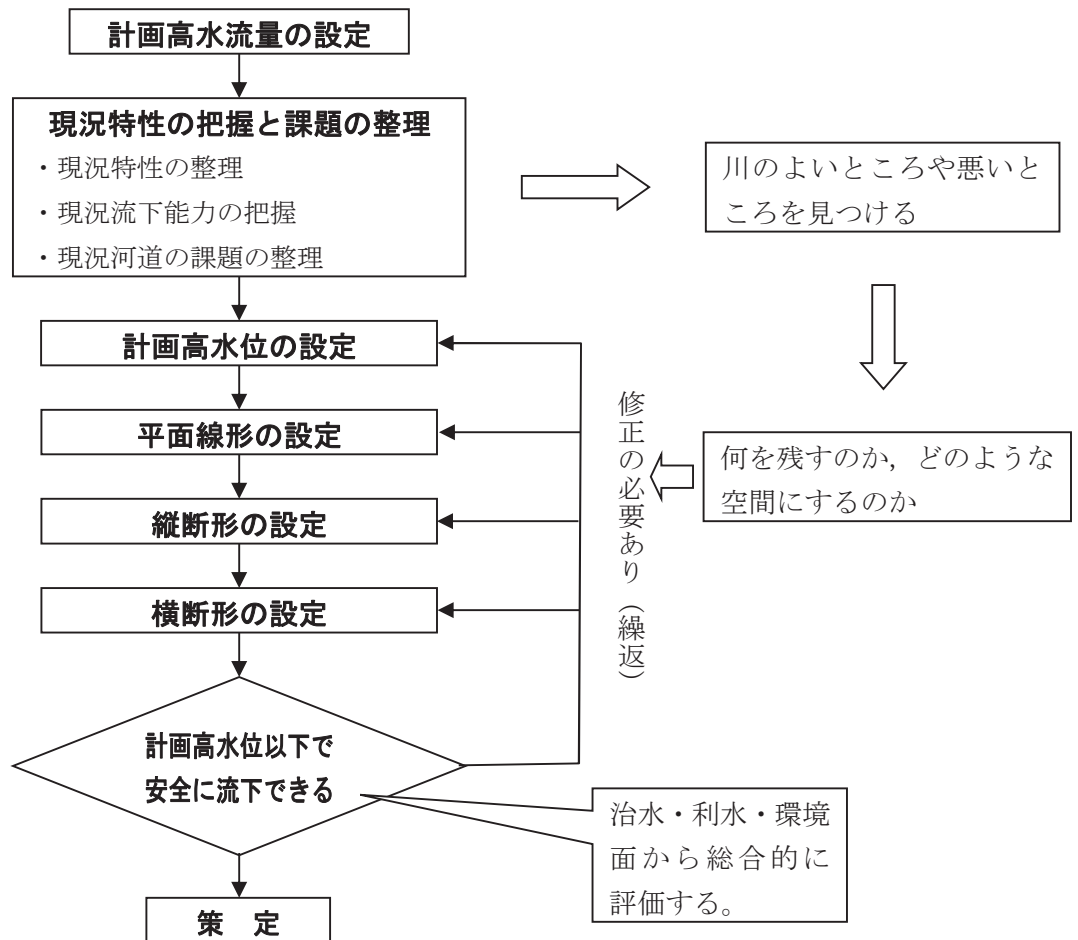


図 3.3 河道計画の策定の流れ

### 3.4 現況特性の把握と課題の整理

現況河道の特性を把握し、河道内で生じる自然現象を反映した河道計画を策定するため、対象河川固有の特性、解決すべき課題及び河道計画策定に際して考慮すべき制約条件などを整理する。

【中小手引き P.103】

#### 3.4.1 現況特性の整理

目標とする治水安全度（流下能力）を有し、用水取水などの水利用、自然生態系などの河川環境を損なわず、維持管理の容易なバランスのとれた河道計画を策定するため、流域特性と河道の水理特性及び自然環境特性の大きく3項目に分けて現況河道の特性を整理する。

【中小手引き P.103～】

表 3.4 現況特性の整理項目

項目	細目	目的	整理内容
(1) 流域の特性に関する資料の整理	①流域図	流域全体から見た河道の位置づけの明確化と、関連事業との整合を図る。	流域全体の土地利用や開発動向、洪水調節施設、砂防施設の配置を整理する。
	②横断地形	河道と堤内地の高さ関係を把握する。	掘込み河道の区間と堤防の区間を平面図等を用いて整理する。
(2) 河道の水理特性に関する資料整理	①縦断形	河床の安定性の把握、河床勾配変化地点を把握する。	現況の河床縦断や横断構造物（橋、落差工、用排水路施設等）の位置を整理する。
	②横断形	平均河床高、局所的な洗堀、河道と堤内地との関係を把握する。	堤内地の状況が分かる程度の範囲を整理する。
	③平面図	全川的な河道の状況（法線形）や流域の状態を把握する。	河道とその周辺の土地利用がわかる平面図を作成する。
	④水位・流量データ	粗度係数の検証を行う。	観測結果を表や図を用いて整理する。
	⑤河床材料	河床の安定の指標となる掃流力の算定、及び河床部の粗度係数を設定する。	河床材料調査の結果を粒径加積曲線図等に整理する。
	⑥過去の被災実績及び改修経緯	河道のネック箇所や湾曲等の外力による被災原因を把握する。また、河床変動による河川管理施設等の安定性を評価する。	被災箇所や被災原因、また横断構造物や護岸の形状や根入れの深さ等、河川管理施設の状態を整理する。
(3) 環境特性に関する資料の整理	①生態系	生態系に配慮した川づくりを行う。	生態系調査（水辺の国政調査）等の環境調査に関する文献や住民のヒアリング等により、河道内の植生や保護すべき生物等を整理する。
	②景観	景観に配慮した川づくりを行う。	特徴のある風景の場所及びビューポイントを住民のヒアリング等により平面図に整理する。また、河川の景観に大きな影響を与える平常時の流水状態の把握も行う。
	③利用	河川利用者の要望に配慮した川づくりを行う。	沿川の公園や遊歩道等住民に親しまれている箇所や住民が不満を感じている箇所、また、住民の要望を平面図に整理する。



### 3.4.2 現況流下能力の把握

現況河道の治水上の課題・問題点を明らかにするため、現況河道の流下能力を把握する。

【中小手引き P.106】

新たに河道計画を策定する場合、先ず現状の河川が有する課題・問題点を整理し、明確にする必要がある。そのため、現況の河道が有する流下能力を算定し、全川的な治水安全度を把握することにより、河道のネック箇所（流下能力の不足区間）を抽出する。

現況河道の流下能力の算定は、原則として不等流計算を用いる。流下能力の評価水位は、現況の堤防高から余裕高を引いたものを基本とする。ただし、現況堤防高が計画堤防高より高い場合は、計画高水位を評価水位とする。また、参考として有堤区間においては、超過洪水の際の危険箇所を把握するため、堤内地盤高相当の水位についても流下能力を算定することとする。

流下能力算出後、河道のネック箇所や全川的な治水安全度バランスを把握するために、図3.4-1に示すような流下能力図を作成する。

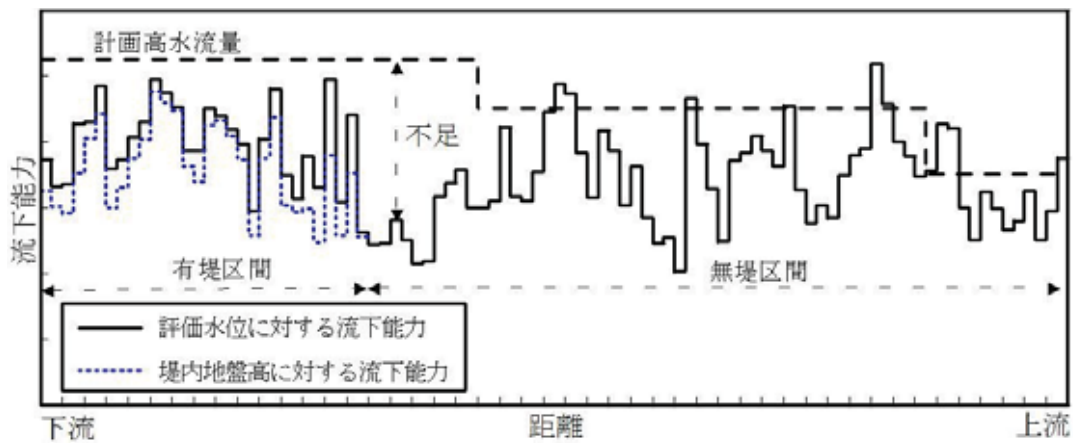


図3.4-1 流下能力図

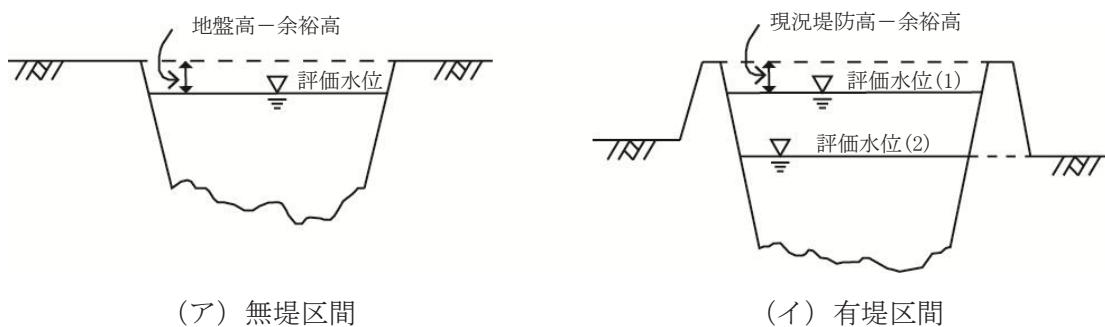


図3.4-2 流下能力の評価水位

### 3.4.3 現況河道の課題の整理

河道改修により解決すべき現況河道の課題を整理し，河道改修上の制約条件，考慮事項等を把握する。

【中小手引き P.107】

「安全の確保」「河川環境の保全」「維持管理」の観点から河道改修に当たっての制約条件，考慮事項を整理する。

(1) 「安全の確保」の観点からの課題整理

計画高水流量を安全に流下し得ない箇所に対し，周辺の土地の利用状況等を勘案して，改修の際の課題，制約条件及び考慮事項を整理する。

(2) 「河川環境の保全」の観点からの課題整理

「生態系」，「景観」，「利用」等の保全について，改修の際の課題，制約条件及び考慮事項を整理する。

(3) 「維持管理」の観点からの課題整理

将来にわたって安定的な河道を維持するための課題を整理する。

### 3.5 計画高水位の設定

#### 3.5.1 計画高水位設定の考え方

計画高水位は、沿川の地盤高を上回る高さを極力小さくなるよう設定するものとするとし、極力既往最高水位以下にとることが望ましい。

【中小手引き P.127】

【技術基準（計画） P.127】

中小河川は、一般に計画規模が小さく、計画規模を超える出水の生起頻度が高いことから、超過洪水が発生しても被害を最小限に抑えることのできる構造であることが求められる。仮に溢水・破堤氾濫してもできるだけ被害を小さく抑えられるように、河道は築堤を極力避けて掘り込み河道とし、計画高水位を堤内地の地盤高以下、もしくは同程度に設定することが望ましい。やむを得ず築堤を行い、計画高水位を地盤高よりも高くする場合でも極力既往最高水位以下とする。

#### 3.5.2 計画高水位の設定

計画高水位は、不等流計算に局所的な水位上昇量を加え算定された各地点の水位を包絡するように、直線近似で設定する。

【中小手引き P.128】

計画高水位は、計画高水流量、河道の縦横断形状、河川構造物、沿川の地盤高・土地利用状況を考慮しつつ、適切な条件下で計算された各断面の不等流計算水位を包絡するように連続的に水位を設定する。

その際、直線近似する区間をあまり短く設定しないように注意する。

なお、本県においては、既往の計画で計画高水位が設定されている場合は、原則として計画高水位の見直しは行なわない。

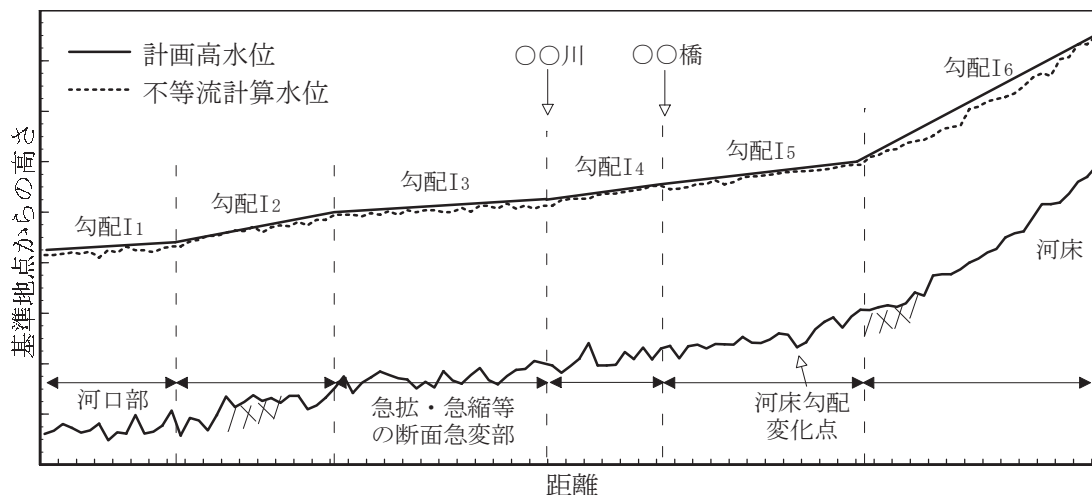


図 3.5-1 計画高水位の概念図

(計算水位：設定した河道を計画高水流量が流下した時の水位)

なお、河口部、本川合流部、河床勾配急変部の計画高水位は、以下に示す事項に留意して適切に設定する。

### 3.5.2.1 河口部の計画高水位

河口部における出発水位から計画高水流量に対する不等流計算水位を算出し、計画高水位を設定する。（出発水位の設定については、「3.12 出発水位の設定 参照」）

なお、計画高潮位は以下に示す手法等により適切に設定するものとする。

- (1) 既往最高潮位
- (2) 朔望平均満潮位＋偏差（最大）
- (3) 年最大潮位の確率処理値

#### 【河口部の計画堤防高の設定】

河口部は河川及び海の両方の影響を受けるため、河口部の計画堤防高を設定するには、河道計画の計画高水位と計画高潮位の両方について検討しなければならない。

計画高潮位とは、基本的に天体潮位に気象潮位（偏差）を加え設定されるものである。天体潮位は一般に朔望平均満潮位とし、気象潮位には年最大実績潮位から算出した確率偏差値や、既往高潮災害時などの既往最大偏差値を用いる。

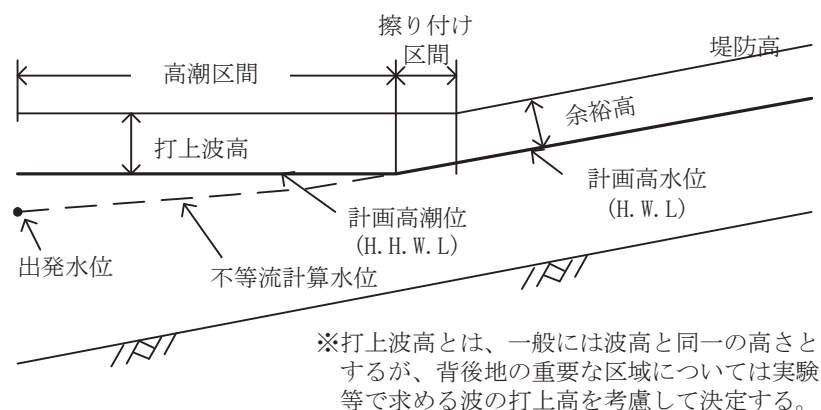


図 3.5-2 計画高水位と計画高潮位

【中小手引き P.128～】

### 3.5.2.2 本川合流部の計画高水位

本川合流部における計画高水位は、不等流計算水位を包絡するように設計する。なお、合流点処理方式がバック堤、セミバック堤の場合は、本川計画と整合を計り適切に計画高水位を設定するものとする。

【中小手引き P.129】

☆参考

【合流点処理方式】

① バック堤方式

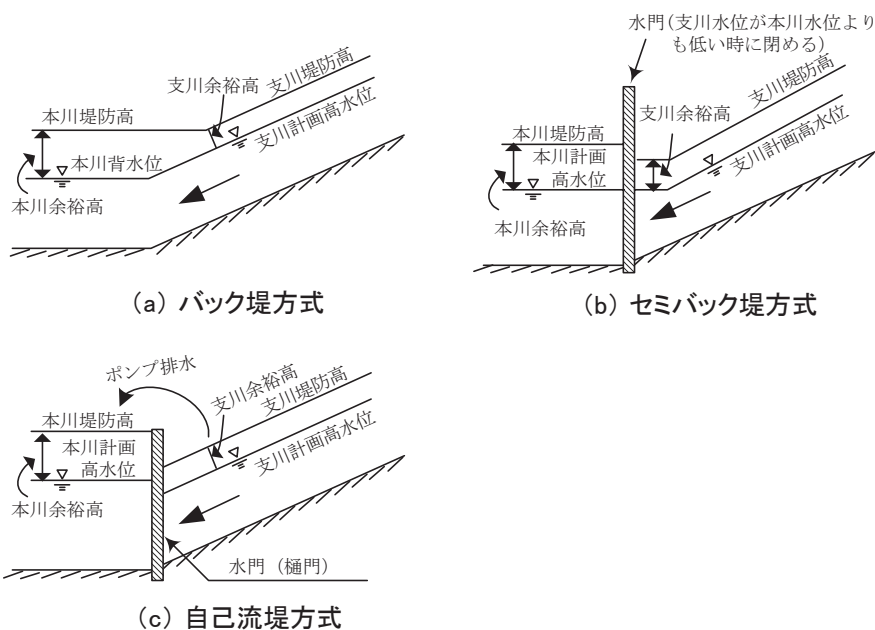
バック堤方式は、本川水位の高さや継続時間に関係なく支川の洪水流が自然流下できるが、逆流防止施設を合流点に設けないことから、本川の背水位によっては、本川の洪水流が支川に逆流することとなる。バック堤は、本川の堤防と一連で、同一区域の氾濫を防止する機能を有する必要がある。

② セミバック堤方式

セミバック堤方式は、合流点に逆流防止施設を設けて、本川の背水が支川に及ぶのを遮断できる機能を有した堤防形態のことである。

③ 自己流堤方式

合流点に逆流防止施設と排水施設（ポンプ）を設け、本川水位が支川へ及ぶのを遮断できる場合で、かつ支川の計画堤防高を本川の背水位とは無関係に支川の計画高水位に対応する高さとする。



3.5.2.3 河床勾配の急変部分の計画高水位

河床勾配が急変する区間では、計画高水位の近似直線の勾配が変わるが、その変化点を河床ではなく、不等流計算水位を踏まえて決定する。(図3.5-1 計画高水位の概念図 参照)

【中小手引き P.129】

### 3.6 平面計画

#### 3.6.1 平面線形の設定

河道の平面線形は、河道の水理特性や沿川の土地利用等を総合的に勘案し決定する。

【中小手引き P.109】

河道の平面線形の設定にあたっては、現況の線形を重視することを基本とするが、防災上または環境保全等の観点から線形を修正する際は、河床の安定性や自然環境及び沿川に計画されている事業等との整合性に留意する。

##### (1) 自然環境への配慮

平面線形の設定にあたっては、自然環境に特に配慮する。その際、淵や河岸の樹木等の河道内の自然環境だけに配慮するのではなく、沿川的环境にも配慮する。例えば、沿川に樹林帯などの良好な自然環境が残されている場合には、可能な範囲で樹林帯の伐採を避けるよう法線を設定する。また、現河道内に湧水のある地点や特徴的な植物の群生地などがある場合には、自然環境の保全の観点からできるだけ線形の変更を行わない対応が必要となる。

##### (2) 河道特性を大きく変えない

河川には、洪水流や土砂の変動を制御する機能がある。例えば、水衝部となっている山付け部や、岩床が露出している区間を改変すると、当該区間だけでなくその上下流を含めたその河川全体の水理特性に影響を与えることがあるので、このような区間は固定点と考え、こうした特徴を生かして平面線形を考えていく。

#### 法線及び川幅

- ・ 滯筋の現況が良好な自然環境を形成している場合には法線は極力変更しない。
- ・ 流下能力増大に必要な河積の確保は原則として川幅の拡幅により行なう。
- ・ 河岸の自然環境が良好な場合は、原則として片岸のみ拡幅する。

【ポイントブックⅢ P.33】

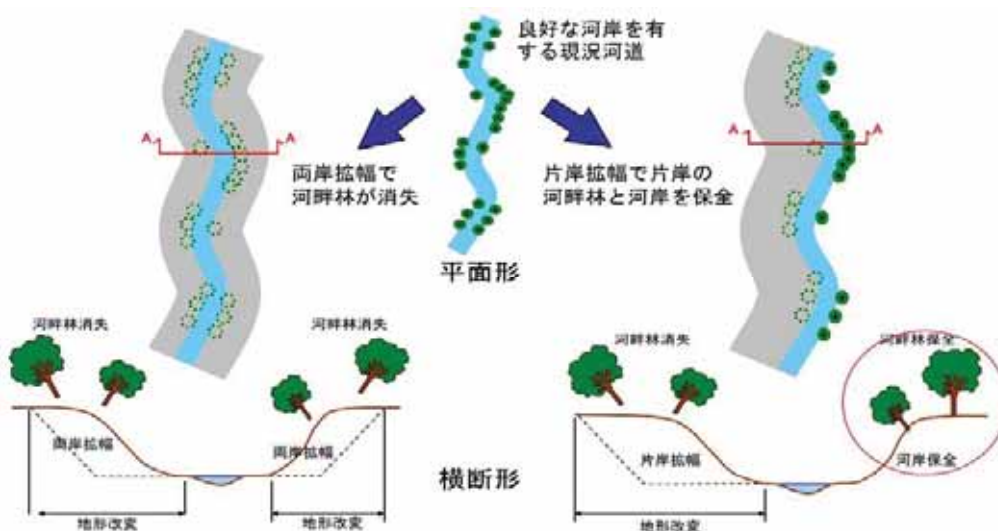


図 3.6 平面計画のポイント

### 3.7 縦断計画

#### 3.7.1 縦断形の設定

河道の縦断形は、堤防法線及び河道の縦断形と関連させて堤内地盤高，河川環境，河道の安定，河床材料の変化，経済性等を考慮して設定する。

【中小手引き P.138】

【技術基準（計画） P.130】

縦断形を設定する際には，以下の点に注意する。

(1) 計画高水流量の安全流下

計画高水位以下の水位で計画高水流量を安全に流下させる。

(2) 安定河床勾配の設定

河道の水理特性を十分に把握し，安定的な河道となる河床勾配の設定を行う。

河床勾配は，長い年月を経て設定されるものであるから，大きな河床変動が考えられない限り，現況の河床勾配を重視して決定する。

(3) 河川構造物への配慮

河床変動が大きい河川や局所的な深掘れ箇所では，河川構造物や河川管理施設の基礎が露出し，維持が困難となるおそれがあるため，構造物の安全性の確保に配慮する必要がある。

- ・ 河床の安定性と上下流間の生物移動の連続性の確保について十分に考慮する。
- ・ 縦断形は元の縦断勾配を基本とし，新たな床止めは極力設置しない。
- ・ 用地等の制約等で川幅の拡幅が困難な場合には，平均的な掘削深として，60cmを上限とすることを原則とする。掘削する場合の河床部の縦断形状は，現状において良好な状況が維持されている場合には，現況河床を平行移動（スライドダウン）したものを基本とする。

【ポイントブックⅢ P.51】

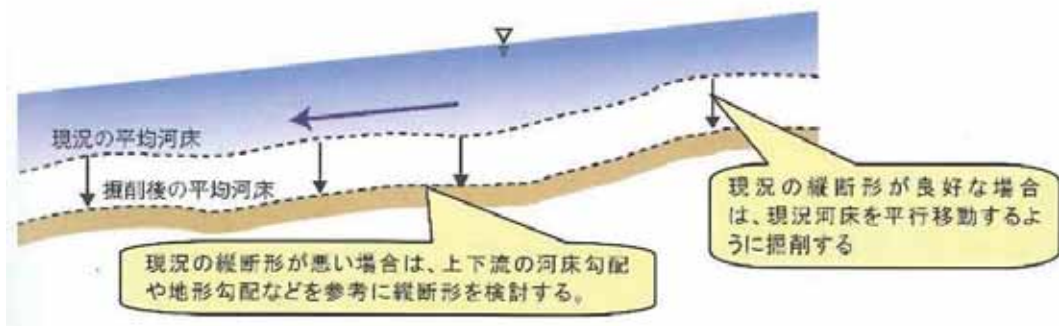


図 3.7 縦断計画のポイント

※ 平成17年国土交通省河川砂防技術基準 計画編において，従来用いていた「計画河床高」「計画河床勾配」の表現は，縦横断的に一様な高さにしなければならないという誤解を生じるおそれがあるため「計画河床高」の概念を削除し，「計画河床勾配」は「河道の縦断形」に表現を改めた。



### 3.8 横断計画

#### 3.8.1 横断形の設定

計画高水流量を計画高水位以下の水位で安全に流下させる河積を確保するとともに、沿川の土地利用や周辺の自然環境も勘案して適切な横断形を決定する。

【中小手引き P.130～】

横断形を設定する際は、以下の点に留意する。

(1) 流下能力の確保

計画高水流量を計画高水位以下の水位で安全に流下させる河積を確保する。

(2) 周辺環境との一体性

河川は洪水を流下させるためだけの器ではなく、まちづくりの一部であるという基本認識のもと、河川の特徴を十分に活かしたうえで、周辺環境と一体となった川づくりを目指す必要がある。

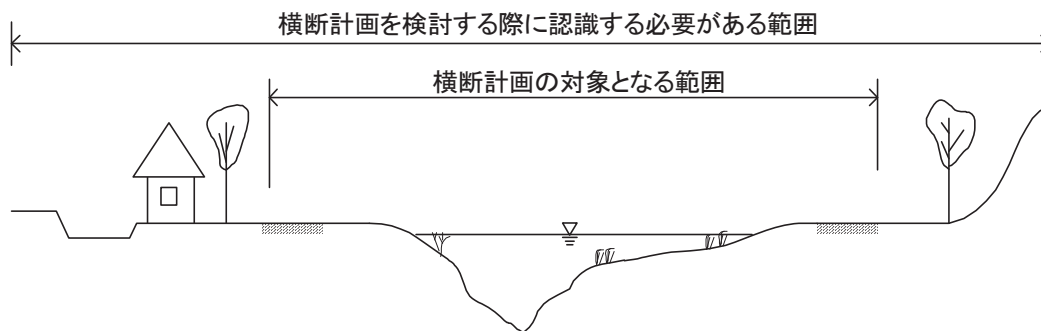


図 3.8-1 横断計画検討範囲

(3) 河川環境への配慮

現在形成されている滯筋や瀬、淵などの多様な河道形態を保全するため、河床にはなるべく手を付けずに、河道の拡幅を優先的に考える。

(4) 横断面形状の設定

現況の断面形状が単断面で、平常時の流量を流下させるのに必要な河積が全河積に比べ非常に小さい場合、その流量で必要な水深が確保できる程度の低々水路（零筋）を創出し、川らしさを失わせないようにする。

現況の断面形状が複断面であれば、改修の際も複断面形状を基本とする。その際の低水路幅は、現況の川幅を重視して設定する。なお、河積確保のために極端に低水路幅を広げて単断面形状にしても、土砂が堆積して元の低水路幅に戻ったり、平瀬化して川らしさを喪失してしまうこととなる。

河道内に樹木がある断面において、流下能力確保のため河積を拡大する際には、河道の安定性及び自然環境の観点から極力樹木の保全を図れるように断面を設定する。

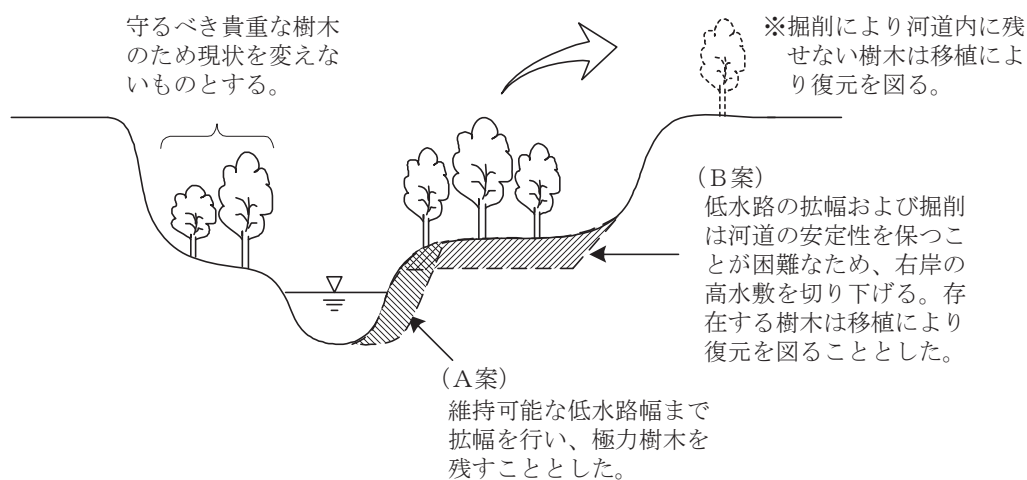


図 3.8-2 流下能力確保のための河積拡大例（河道内に樹木が存在する場合）

【河床幅】

川らしい良好な自然環境を形成することや、河床に作用する流速を増大させて洗掘や河岸崩壊の進行を招かないようにするため、河床幅を十分に確保する。

【河岸ののり勾配】

河床幅が横断形高さの3倍以上確保できる場合には、2割以上ののり勾配を採用することが望ましい。ただし、2割ののり勾配の断面で十分な河床幅を確保できない場合には、あらかじめ2割ののり勾配を前提とした川幅を確保した上で、法肩から5分程度に立てた護岸を設置することが望ましい。

【河床掘削】

用地等の制約等で川幅の拡幅が困難な場合には、平均的な掘削深として、60cmを上限とすることを原則とする。掘削する場合の河床部の横断形状は、現状において良好な状況が維持されている場合には、平行移動（スライドダウン）したものを基本とする。

【ポイントブックⅢ P.51】

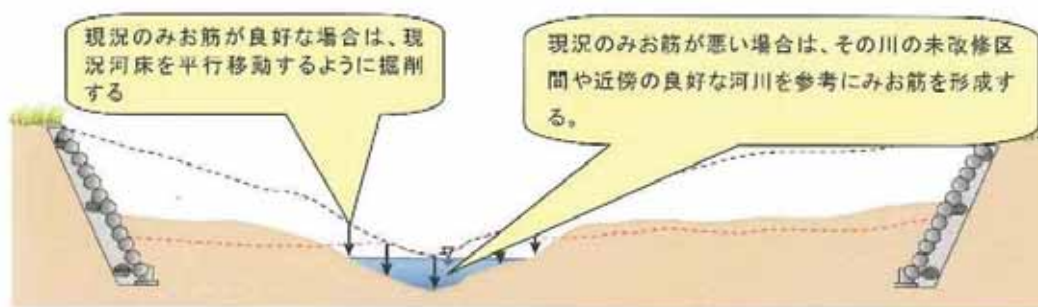


図 3.8-3 横断計画のポイント

### 3.9 計画河道に用いる水位計算

#### 3.9.1 水位計算手法

河道の水位計算は、基本的に不等流計算を用いる。

また、複断面河道や樹木群の影響等を見逃すことのできない河道では、断面を分割して計算を行う準二次元不等流計算の適用についても検討する。

【中小手引き P.113～】

不等流計算では、任意地点の水位がその地点の下流断面における水位（射流では上流断面水位）から算出されるため、下（上）流水位の影響を適切に反映した連続的な水位を得ることができる。

一方、等流計算では、各地点毎に水位が独立して得られるので、検討区間に断面形状・河床勾配等の縦断的な変化や堰・橋脚等の河川構造物が存在する場合には、それらの影響範囲を評価することができない。それ故、一般的な河道で等流計算を行った場合、水位が不連続となり実際の水面形と一致しなくなることが多い。

川づくりでは、治水面だけでなく環境面にも配慮した河道計画、つまり一様な定規断面による河道計画ではなく、現況河道形状を重視し、河道内樹木の存置による影響等をも考慮した河道計画を行う必要がある。また、流下能力の小さい中小河川では、橋脚や落差工等の構造物が水位に及ぼす影響も大きく、特に構造物設置地点より上流区間の堰上げを適切に考慮しなければならない。したがって、実際の水理現象の再現性が高く、精度良く水位を評価できる不等流計算を行うことが望ましい。

ただし、以下の場合については等流計算により水位計算をしても良い。

- (1) 急流河川で、常に射流が流れる。
- (2) 特に横断構造物もなく、横断面形や河床勾配が変化しない。

水位に影響を与える要素として、主に表3.9に示すような項目が挙げられる。表には、検討手法により考慮できるものとできないものを示している。

表 3.9 各計算手法で検討できる項目

水位に影響を及ぼす要素	等流計算	不等流計算
断面形状	○	○
河床勾配	○	○
低水路・高水敷の粗度	○	○
護岸部の粗度	○	○
出発水位（河口，合流点水位）	×	○
急拡・急縮等の断面変化	×	○
合流	×	○
河川構造物（橋脚・堰等）	×	○
湾曲	○	○
砂州	○	○
植生	○	○
低水路と高水敷の流れの干渉	○	○
下（上）流の影響	×	○

河道形状が縦横断に変化する一般的な河道において、不等流計算と等流計算により得られる水位を比較した事例を 図 3.9-1 に示す。

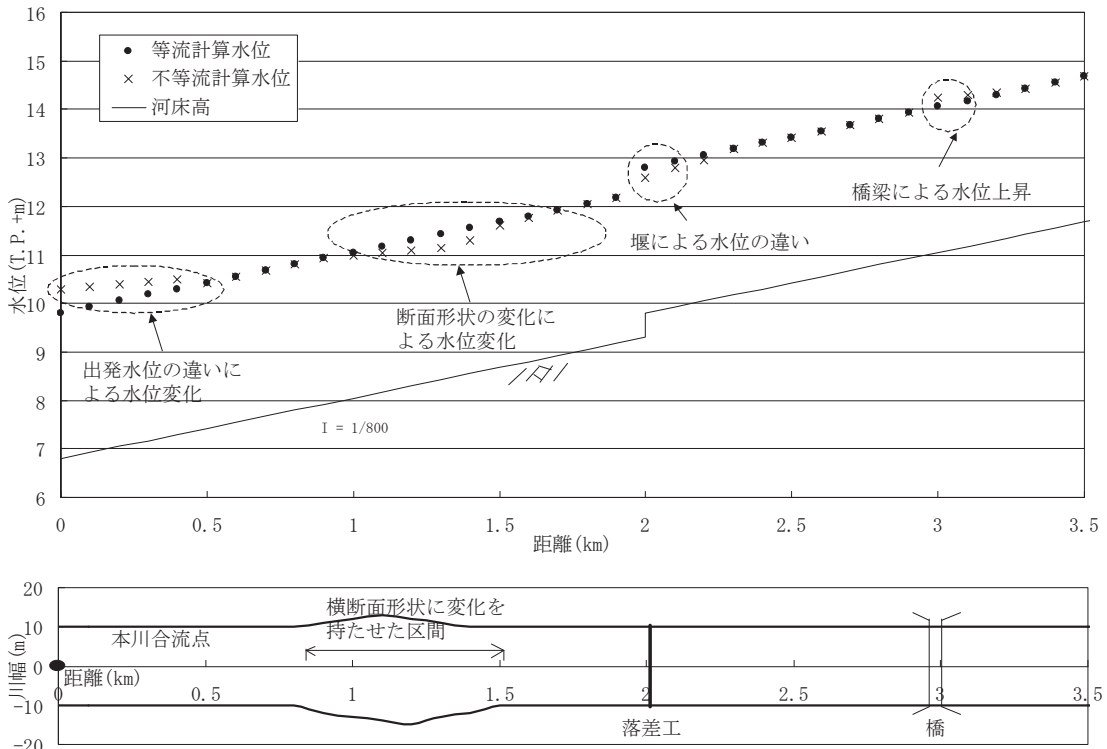
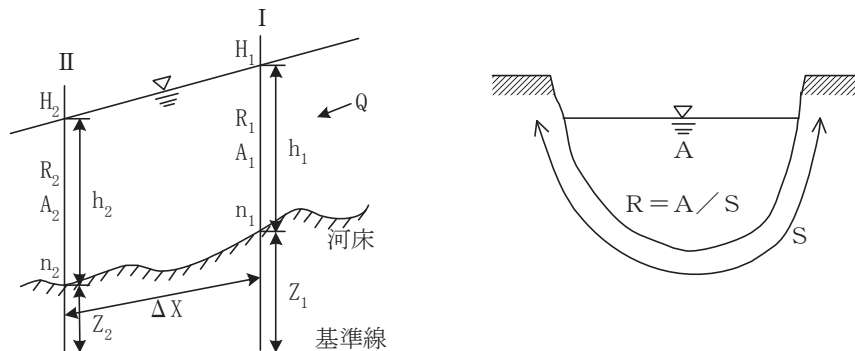


図 3.9-1 等流と不等流の計算水位の差異

### 3.9.1.1 不等流計算（一次元不等流計算式）

流量一定で質量の保存則が成立する場合、不等流の運動方程式は 図3.9-2 に示す記号に従い、距離  $\Delta X$  だけ離れた断面 I 及び II について差分形で表すと次式のようにになる。

$$\text{エネルギー式} \quad \left\{ H_1 + \frac{1}{2g} \left( \frac{Q}{A_1} \right)^2 \right\} - \left\{ H_2 + \frac{1}{2g} \left( \frac{Q}{A_2} \right)^2 \right\} = \Delta E \quad \dots \dots \text{式①}$$



Q : 流量, H : 水位 (=h+Z), h : 水深, Z : 河床高, A : 河積, S : 潤辺, R : 径深, n : 粗度係数,  $\Delta X$  : 断面間距離, 添字1 : 上流側断面, 添字2 : 下流側断面

図3.9-2 記号の定義

エネルギー損失 $\Delta E$ には、壁面のせん断力による損失（摩擦損失）の他に横断面形や縦断形状の急変により生じる流線のねじれ、壁面からの剥離等に伴う損失〔形状損失〕があり、水位計算にはこれらの損失を適切に評価する必要がある。

$$\text{エネルギー損失 } \Delta E = \Delta E_1 + \Delta E_2 + \Delta E_3 + \Delta E_4 + \dots$$

$\Delta E_1$  : 摩擦損失

$\Delta E_2$  : 急拡・急縮による損失

$\Delta E_3$  : 橋脚による損失（堰上げ）

$\Delta E_4$  : 縦断形状の急変による損失

摩擦損失に関しては、抵抗則としてマンニングの平均流速公式を用い、エネルギー式と同様に差分形で表した次式により算定する。

$$\text{摩擦損失 } \Delta E_1 = \frac{1}{2} \left( \frac{n_1^2}{R_1^{4/3} \cdot A_1^2} + \frac{n_2^2}{R_2^{4/3} \cdot A_2^2} \right) Q^2 \Delta X \quad \dots \dots \text{式②}$$

計算は、常流では下流側の条件の影響が上流に及ぶため、下流から上流に向かって行い、射流では逆に上流から下流に向かって行わなければならない。そのため、境界条件は流れが常流の場合にはその下流端水位（河口潮位、 $H \sim Q$  曲線水位、支配断面水位）を、射流の場合には上流の支配断面水位を与える。

計算の手順としては、流れが常流の時には、境界条件として最下流端に水位 $H_2$ （あるいは水深 $h_2$ ）を与え、距離 $\Delta X$ だけ離れた断面Iにおける水位 $H_1$ （あるいは $h_1$ ）を仮定して径深 $R_1$ 、流積 $A_1$ を断面特性により求め、式①、②を用いて水位 $H_1$ （あるいは $h_1$ ）を計算する。これが先に仮定した $H_1$ と異なる場合は、 $H_1$ の仮定を修正して同様の計算を行い、計算値が仮定値と一致するまで繰り返し計算を行う。仮定した $H_1$ と計算した $H_1$ が一致すれば、この $H_1$ が断面Iにおける水位であり、これが求まるとさらに $\Delta X$ だけ上流地点の水位を同様の方法で計算し、順次同じ手続きを繰り返し上流に計算していく。

【中小手引き P. 115～】

### 3.9.1.2 等流計算

近似的に流れが等流と見なせる場合、以下に示す摩擦損失のみを考慮したマンニングの平均流速公式と連続式を用いて水位を算定する。ここで、近似的に等流と見なせる流れとは、急流河川で、常に射流が流れる区間、堰・橋脚・樹木等の影響が及ばない区間、断面形状の変化が小さい区間での流れが相当する。

$$\text{マンニング式 } v = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$\text{連続式 } Q = Av$$

ここに、 $v$ :流速、 $n$ :粗度係数、 $R$ :径深、 $I$ :エネルギー勾配、 $Q$ :流量、 $A$ :河積、 $g$ :重力加速度  
等流計算の場合、エネルギー勾配は、河床勾配で置き換えることができる。

【中小手引き P. 116】

☆参考

**【射流の現れる目安となる河床勾配】**

フルード数  $Fr = v / \sqrt{g h} > 1$  の条件の下，マニング式より次式で求めることができる。

$$I > n^2 g R^{-1/3}$$

仮に  $n$  が  $0.03 \sim 0.05$ ， $R$  :  $1 \sim 3\text{m}$ ， $g$  :  $9.8\text{m/s}^2$  とすると，射流が流れる河床勾配は，以下の程度になる。

$$I > 1/164 \sim 1/40$$

### 3.10 死水域の設定

河道の形状や河道内樹木の影響を適切に考慮し、死水域を設定する。

【中小手引き P.117】

洪水時、河道の法線形および縦断形によっては流線の剥離が生じ、摩擦損失以外によるエネルギー損失（形状損失）が発生する。理論上では、この形状損失は全て運動エネルギーに比例する形（ $K \cdot v^2/2g$ ,  $K$ : 損失係数）で表され、その時の損失係数  $K$  は形状や流れの Reynolds 数等により定められる。しかし、複雑な法線形や流れを有する実河川においては、損失係数  $K$  を適切に設定することは困難であるため、河道計画では死水域を設け、有効断面の減少として形状によるエネルギー損失を把握するものとする。死水域の設定方法は、河道の法線形については以下に示す方法で行うが、樹木群およびその背後にも死水域を設定する必要がある場合は、「国土交通省河川砂防技術基準 調査編」を参照すること。

なお、河床の縦断的な急変は、局所的な深掘れ部分が相当するが、湾曲部に代表されるように深掘れ部分は死水域になりやすく、また河床変動が大きい中小河川では定量的に死水域を設定することが困難であるため、本検討では特に考慮しないこととする。

河道の法線形による死水域は、主に急拡部と急縮部に生じる。この死水域の設定は「河道計画検討の手引き P.109, 110」に準拠し、以下に示す方法で行う。

急拡部の死水域は、急拡点から  $5^\circ$  の角度で広がる漸拡河道を想定し、それ以外を死水域とする。一方、急縮部では急縮部と比して流線の剥離による渦の形成領域が小さいので  $26^\circ$  の角度で漸縮河道を設定し、死水域を除去すればよい。ここで、想定河道を作成する際に基準となる線は、洪水流の主流方向に平行で、かつ河道と接するように設定するものとする。

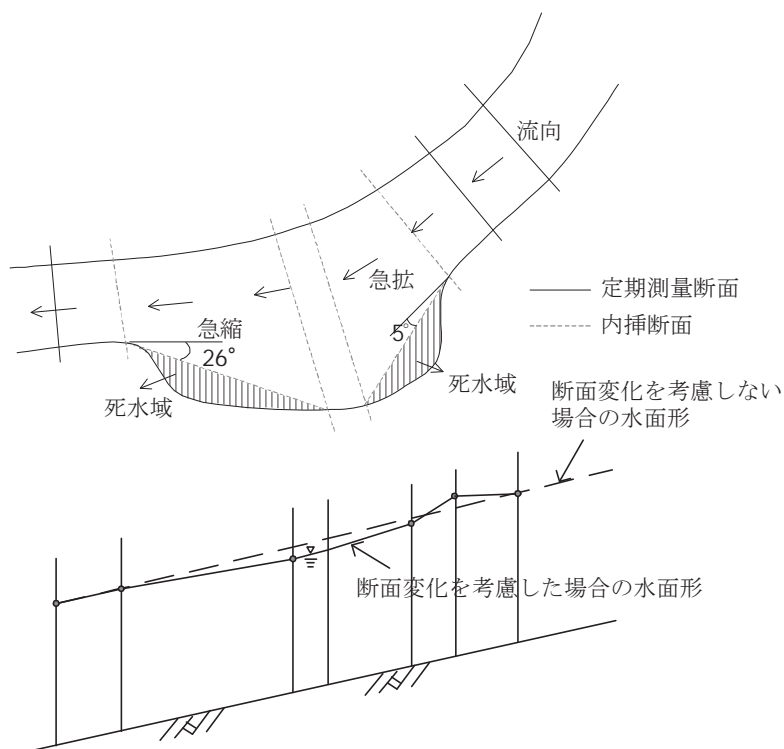


図3.10 死水域の設定方法と水面形



### 3.11 粗度係数の設定

粗度係数は、河道状況および対象とする洪水規模を踏まえ適切に設定する。

【中小手引き P.118～】

粗度係数は、水理量（水位・流速）に最も影響を与える要因の一つであるが、その値は一定値ではなく、河道状況（形状・河床材料・植生分布等）および洪水規模（水深）により変化し、様々な値をとる。そのため、河道計画においては河道状況および想定する洪水規模を踏まえ、適切な粗度係数を設定することが望ましい。

表3.11-1 粗度係数を実際の値よりも小さく設定した場合

検討項目	検討結果	想定規模の洪水が発生した場合
河道の断面設定	流下能力が過大評価されている	危険
護岸等の施設設計	流速が大きく評価されている	安全
遊水地等の越流量の算定	水位が低く算定され、越流量が過小評価されている	遊水地は危険 河道は安全

粗度係数の設定方法としては、大きく分けて以下の2つの方法がある。

- (1) 既往洪水データから逆算した粗度係数を設定（逆算粗度係数）
- (2) 河床や護岸などの粗度状況から粗度係数を設定（合成粗度係数）

表 3.11-2 粗度係数の各設定方法の長所及び短所

	逆算粗度係数	合成粗度係数
長所	・実績データを用いるため、様々な要素による洪水流への影響が集約されている。	・任意断面形状、洪水規模、粗度状況に適用でき、一般性、応用性が高い。
短所	・逆算の対象とする洪水と計画対象洪水の生起とでは河床の状況が大きく異なることがあるため、1洪水のみで粗度係数を設定することはリスクを伴う。 ・実績データの精度に大きく左右される。	・推定精度及び適用範囲に限界や不確定要素が残る。 ・土丹、岩河川に適用できない。 ・河床材料の平面分布、鉛直分布にばらつきが大きい場合、一律に設定することが困難である。

#### 3.11.1 逆算粗度係数の設定方法

粗度係数の逆算方法としては、「流量観測所の流速からの逆算」「水位計算による逆算」の2通りがある。これらの方法により算出される粗度係数は、それぞれの局所的な粗度係数、平均的な区間粗度係数であることを踏まえておく。

(1) 流量観測所の流速からの逆算

流量観測所の流速からの粗度係数逆算は、流量観測時の流速、河積（径深）、水面勾配（もしくは河床勾配）をマンニングの式に与え算定する。この方法では、洪水時の粗度係数の時間変化を把握することが可能である。

(2) 水位計算による逆算

水位計算による粗度係数の逆算は、通常、下流端水位と流量観測による実績流量を与え、実績水位（各観測所ピーク水位や洪水後に測定される痕跡水位）を再現できる粗度係数をトライアル計算により求める。痕跡水位を検証データとする場合、計算水位が左右岸の痕跡水位の平均値とほぼ一致するように検証を行う。

【中小手引き P.119】

### 3.11.2 合成粗度係数の設定方法

(1) 単断面の中小河川では、川幅水深比が小さく、河床材料の他に側壁（河岸法面粗度）の影響も無視できないので、断面を河床部と護岸部（法面部）に分けて粗度係数を設定し、これらを合成して求める。この合成粗度係数 $N$ は、各部位毎の粗度係数 $n$ とその潤辺 $S$ により次式を用いて求める。

$$N = \left( \frac{\sum_{i=1}^m (n_i^{3/2} \cdot S_i)}{S} \right)^{2/3}$$

$$S = S_1 + \dots + S_m$$

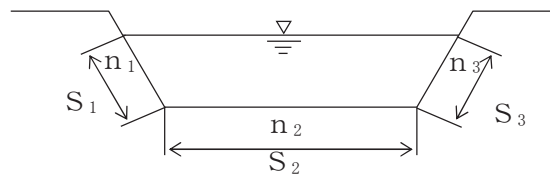


図 3.11-1 粗度係数及び潤辺の取り方（単断面の場合）

【中小手引き P.120】

(2) 複断面では、高水護岸を対象とする場合と低水護岸を対象とする場合とに分けて求める。

① 高水護岸

- ・高水敷の粗度係数を用いる。（ $n = n_2$  or  $n_6$ ）
- また、この場合の設計水位（ $H_d$ ）は下記のとおりとする。
- $H_d = \text{設計水位} - \text{平均高水敷高}$

② 低水護岸

- ・低水路の粗度係数を用いる。（ $n = n_4$ ）
- また、この場合の設計水位（ $H_d$ ）は下記のとおりとする。
- $H_d = \text{設計水位} - \text{平均河床高}$

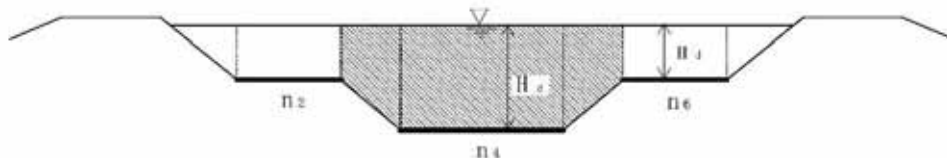
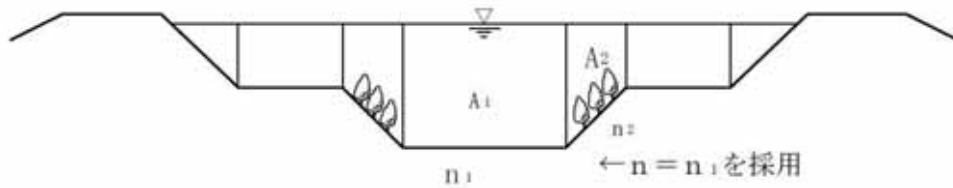


図 3.11-2 粗度係数の取り方（複断面の場合）

・河畔林がある場合でも、河床部の粗度係数により算出する。



(3) 河床部の粗度係数

① 河床材料調査結果がある河川

河床材料調査結果より設定した代表粒径に対する推定粗度係数は、「河道計画検討の手引き」に準拠し、セグメント毎の粗度係数を推定する。

② 河床材料調査結果がない河川（水理的に推定粗度係数の設定が困難な河川）

ア 河床部の粗度係数は、災害箇所毎の代表粒径を求め、マンニング・ストリクラの式により算定する。

$$n = \frac{k_s^{1/6}}{7.66\sqrt{g}}$$

$k_s$  : 相当粗度（河床材料の代表粒径をm単位で使用）

$g$  : 重力加速度 = 9.8 m/s<sup>2</sup>

※代表粒径( $d_R$ ) : 河床材料の平均的な粒径としてよい。

なお、代表粒径と粗度係数の関係は 表 3.11-3 を参考としてもよい。

表 3.11-3 河床部の代表粒径と粗度係数の関係

$d_R$ : 代表粒径	$n$ : 粗度係数		AとBの区分法
	A	B	
岩 盤	0.035～0.050		A : 河床が平坦で砂州が目立たない。また、表層に突出する粒径の大きな石が目立たない。
玉石 (40cm～60cm)	0.037 <sup>1)</sup>	0.042 <sup>2)</sup>	
〃 (20cm～40cm)	0.034 <sup>1)</sup>		
〃 (10cm～20cm)	0.030 <sup>1)</sup>		B : 河床の凹凸が大きく粒径の大きな石が突出する。
粗礫 [大] (5cm～10cm)	0.035 <sup>2)</sup>		
〃 [小] (2cm～5cm)	0.029 <sup>2)</sup>	0.034	

注 : 1)はマンニング・ストリクラ式より求めた値。

2)は $\tau^* - \phi$ グラフより求めた値。

イ 代表粒径 2cm 未満の河床部の粗度係数は、次式により計算するものとする。

$$n = \frac{H_d^{1/6}}{\sqrt{g} \cdot \psi} \qquad \psi = 6.0 + 5.75 \cdot \log \frac{H_d}{2.5 \cdot d_R}$$

$H_d$  : 設計水深 (m)

設計水深 = 設計水位 (W.L) - 平均河床高 (Z)

$d_R$  : 河床材料の代表粒径 (m)

なお、河床材料の代表粒径を迅速に求めるのが困難な場合は、  
 当面  $d_R=0.005\text{m}$  を用いてもよい。  
 ただし、計算した粗度係数 (n) が 0.020 を下回る場合は 0.020 とする。

(4) 護岸 (法面) 部の粗度係数

一般に、護岸部の粗度係数は、マニング・ストリクラーの式により求める。

$$n = \frac{ks^{1/6}}{7.66\sqrt{g}}$$

$K_s$  : 相当粗度 (m) [法面の凹凸の大きさを表す係数]

$g$  : 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )

ただし、玉石護岸等の粗度係数は、次式により求める。

$$n = \frac{H_d^{1/6}}{\sqrt{g \cdot \psi}} \quad \psi = 6.0 + 5.75 \cdot \log \frac{H_d}{0.25 \cdot d}$$

$H_d$  : 設計水深 (m)      設計水深 = 設計水位 (W.L) - 平均河床高 (Z)

$d$  : 玉石の粒径 (m)

なお、相当粗度は通常は模型実験で求めるものであるが、相当粗度が把握できない場合、粗度係数は 表3.11-4 を参考としてもよい。

表3.11-4 護岸構造と粗度係数の関係

護岸構造	粗度係数
間地, 梁ブロック ( $K_s=0.04$ )	0.024
連節ブロック ( $K_s=0.08$ )	0.027
鉄線籠型護岸 (詰石径=20cm程度)	0.032
草丈20cm程度の雑草	0.032
木柵護岸 (詰石15~20cm程度)	0.030
玉石 (径30cm程度), 水深 (2~4m)	0.025
玉石 (径40cm程度), 水深 (2m)	0.027
〃 ( 〃 ), 水深 (3~4m)	0.026
玉石 (径50cm程度), 水深 (2~3m)	0.028
〃 ( 〃 ), 水深 (4m)	0.027

(5) 高水敷部の粗度係数

① 高水敷部の粗度係数は、高水敷上の設計水深 ( $H_{fp}$ ) と平均植生の高さ ( $h_v$ ) の比の関係より図 3.11-3 を参考に求めるものとする。

② 流水中の草は、作用する流体力の大きさと草が有する曲げの強さの大小に応じて、通常繁茂している場合と同じように直立した状態 (直立状態)、流行に沿って倒伏している状態 (倒伏状態)、さらにはそれらの中間的な状態 (たわみ状態) を呈することになる。草の粗度としての大きさはこれらの状態によって変化する。

③ 洪水時の草の直立、たわみ、倒伏状態の判断は、出水後の現地で確認した植生状態を考慮して決定する。

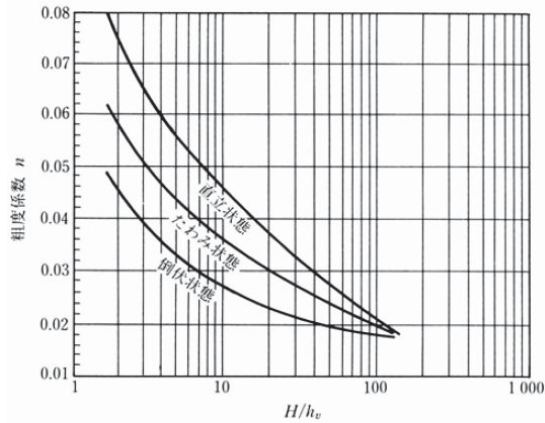
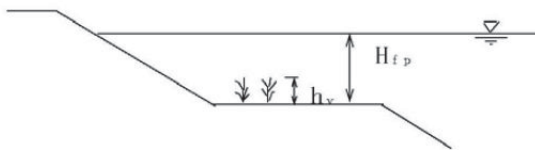


図 3.11-3 流水中の草の状態と粗度係数の関係

(参考)



直立状態： 通常繁茂している状態と同じように直立している状態

倒伏状態： 流向に沿って倒伏している状態

たわみ状態： 直立，倒伏の中間的な状態

なお，多くの場合，洪水時には高水敷上の草本類の植生は倒伏状態にあると考えられるので，倒伏時の粗度係数を使ってよい。

④ ただし，高水敷の地被が発達しており，倒伏状態とすることが不適当と考えられる場合は，以下により求める。

流水中の草の状態は，洪水時の草の状態に関する調査資料を参考に設定する。資料がない場合には，以下に示す高水敷上の摩擦速度 ( $u_*$ ) によって判断する。

摩擦速度

$$u_* = \sqrt{g \cdot H_{fp} \cdot I_e}$$

$H_{fp}$  : 高水敷上の設計水深 (cm)

$I_e$  : エネルギー勾配 (平均的な河床勾配としてもよい)

$g$  : 重力の加速度 ( $9.8 \text{ m/s}^2$ )

【堅い草が繁茂している場合】

堅い草はヨシ，ススキ，セイタカアワダチソウなどに代表される，高さ 1 ~ 2 m に達する直立した堅い茎を有する草を指す。流水中の堅い草の状態は摩擦速度の大きさに以下のように設定する。

直立状態  $u_* \leq 12 \text{ cm/s}$

たわみ状態  $12 \text{ cm/s} < u_* \leq 22 \text{ cm/s}$

倒伏状態  $22 \text{ cm/s} < u_*$

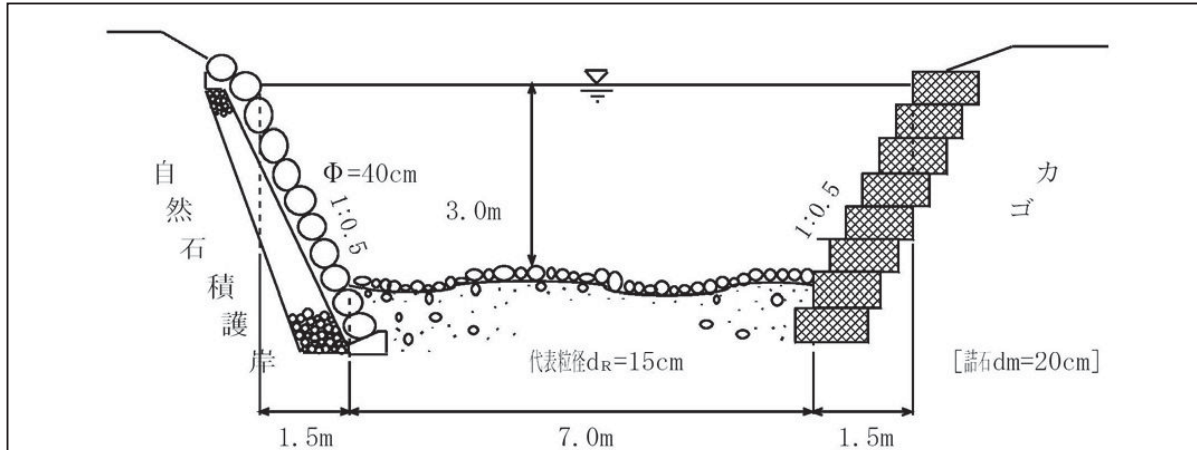
【柔らかい草が繁茂する場合】

柔らかい草とはエノコログサ，イヌエビ，ネズミムギなどに代表される，地上面近傍から多数の葉が生えており，かつ比較的曲がりやすい茎を有する草を指す。流水中の草の状態は摩擦速度の大きさに以下のように設定する。

- 直立状態  $u_* \leq 7 \text{ cm/s}$
- たわみ状態  $7 \text{ cm/s} < u_* \leq 15 \text{ cm/s}$
- 倒伏状態  $15 \text{ cm/s} < u_*$

なお高水敷上に多くの草が繁茂している場合には、各草の繁茂状況を勘案し、繁茂面積によって加重平均をとるものとする。また、高水敷上の凹凸が激しい場合や草の高さが大きくばらついている場合など、高水敷の粗度係数を大きくする要因が明確な場合には、図3.11-3に示す値より大きくしてもよい。

[合成粗度係数の算出例]



【各部位の粗度係数の算定】

◇河床部

代表粒径( $d_R$ )=15cm  $\Rightarrow$   $n=0.030$  (「表 3.11-3」より)

◇護岸部

・想定護岸工法：右岸-かご、左岸-自然石積護岸

・自然石積護岸：径( $\Phi$ )=0.4m  $\Rightarrow$   $n=0.026$  (「表 3.11-4」より)

$$\left( \begin{array}{l} n = H_d^{1/6} / \sqrt{g} \cdot \psi, \psi = 6 + 5.75 \log \{ H_d / (0.25 \cdot d) \} \\ \psi = 6 + 5.75 \times \log \{ 3.0 / (0.25 \times 0.4) \} \\ = 14.49 \\ n = 3.0^{1/6} / (\sqrt{9.8} \times 14.49) \\ = 0.026 \end{array} \right)$$

・かごマット：詰石  $d_m=0.2\text{m} \Rightarrow n=0.032$  (「表 3.11-4」より)

$$\left( \begin{array}{l} n = k s^{1/6} / 7.86 \sqrt{g} \\ = 0.20^{1/6} / (7.86 \times \sqrt{9.8}) = 0.032 \end{array} \right)$$

【粗度係数の合成】

$$N = \left( \frac{\sum_{i=1} (n_i^{3/2} \cdot S_i)}{S} \right)^{2/3}$$

	粗度係数( $n$ )	潤辺( $S$ )	$n^{3/2} \cdot S$
・低水路部	0.030	7.00 m	0.0364
・自然石積護岸部	0.026	$\sqrt{1.5^2 + 3.0^2} = 3.35$ m	0.0140
・かご部	0.032	$\sqrt{1.5^2 + 3.0^2} = 3.35$ m	0.0192
		13.70 m	0.0696

$$\therefore N = (0.0696/13.70)^{2/3} = 0.030$$



### 3.12 出発水位の設定

出発水位は河口部や本川との合流部の形状に応じて適切に設定する。

【中小手引き P.121】

【河道手引き P.119】

#### (1) 河口部における出発水位の設定

河口部における出発水位の設定方法としては、①朔望平均満潮位を用いる方法、②仮想河道を想定する方法、③河口砂州の影響を考慮する方法、④朔望平均満潮位に海水との密度差を考慮する方法等の各種手法が挙げられるが、基本的には①朔望平均満潮位により出発水位を設定する。

なお、導流堤や砂州等が存在する河口においては、必要に応じて適切に設定する。

出発水位を与える位置は、導流堤の有無により異なり、両岸に導流堤等が存在する、または、今後設置される計画がある場合は、導流堤の先端（右図B地点）において出発水位を与え、導流堤がない場合、または、片方にしかない場合にはA地点で与えるものとする。なお、砂州が存在する場合の設定の方法は「中小河川事業の手引き（案） P.121」を参照すること。

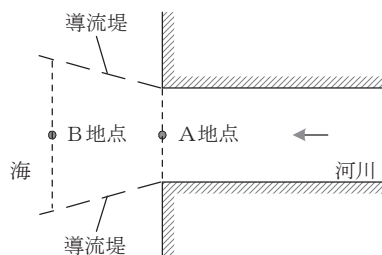


図3.12-1 出発水位を与える位置

#### (2) 本川との合流部における出発水位の設定

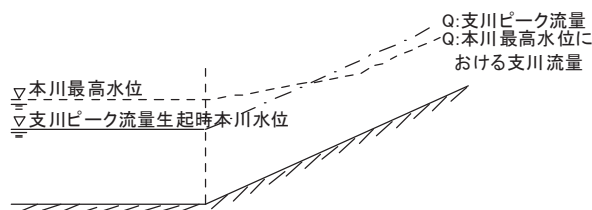
当該河川が本川と合流する場合、合流点の処理方法によって出発水位の設定方法が異なる。洪水時に支川水位が本川水位の影響を受ける「バック堤」、「セミバック堤」と本川水位の影響を受けない「自己流堤」に分け、出発水位は異なる方法により設定する。

##### ① バック堤，セミバック堤

本川の流出計算モデルを用いて支川の流量が設定されている場合、本川と支川の間で合流時差等が判明していれば、支川のピーク流量生起時における本川水位、もしくは本川最高水位時における支川合流量を境界条件(流量、出発水位)として与えて不等流計算を2通り行う。

本川と支川で異なる流出計算方法を用いている場合、本川と支川の間で流量、水位、時間等の関係が不明である。したがって、合流点における支川の河道断面をもとに支川のピーク流量で等流計算を行い、算定した水位と本川の計画高水位を比較し、高い方の水位を出発水位として設定する。

##### (ア) 本支川で同一流出計算モデル



##### (イ) 本支川で異なる流出計算モデル

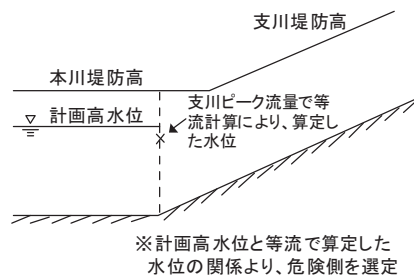


図3.12-2 バック堤における出発水位の設定

## ② 自己流堤

自己流堤の場合には、洪水時に支川水位が本川水位よりも低い時には、本川からの逆流を防ぐため水門を閉鎖し、支川の流水を本川にポンプ排水する。したがって、合流点部分の支川の河道断面を用いて、等流計算により支川のピーク流量生起時の水位を出発水位として与える。