

【巻末資料】

・ 設計流速の算定に関する参考資料

1. 粗度係数 -----	- 2
(1) 粗度係数の考え方 -----	- 2
(2) 河床部の粗度係数 -----	- 3
(3) 高水敷部の粗度係数 -----	- 4
(4) 護岸（法面）部の粗度係数 -----	- 6
2. 設計流速 -----	- 8
(1) 設計水位 -----	-10
(2) 平均流速 -----	-11
(3) 最大洗掘深 -----	-11
(4) 補正係数 -----	-16
(5) 設計流速の算定 -----	-19
【参考】災害発生から護岸工法決定までの流れ-----	-21

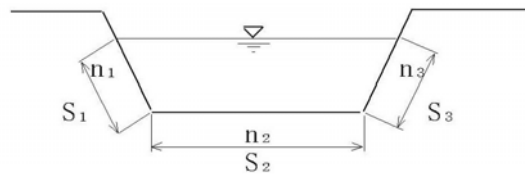
1. 粗度係数

(1) 粗度係数の考え方

1) 単断面の中小河川では河床材料の他に河岸法面粗度の影響も無視できないので、河床部、高水敷部と護岸部(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合成粗度係数(N)を用いるものとし、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。

$$N = \left(\frac{\sum_{i=1}^m (n_i^{3/2} \cdot S_i)}{S} \right)^{2/3} \quad \text{《参考 1-7 ページ参照》}$$

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



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。

〔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。

$$H_d = \text{設計水位} - \text{平均高水敷高}$$

〔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。

$$H_d = \text{設計水位} - \text{平均河床高}$$

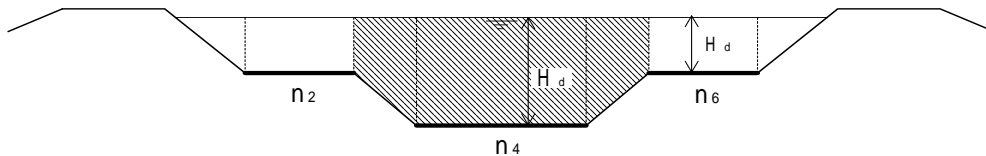
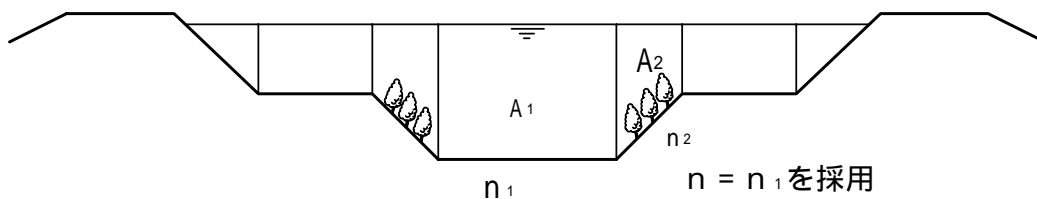


図 -1-1 粗度係数の取り方

・河畔林がある場合でも、河床部の粗度係数により算定する。



なお、各部位に用いる粗度係数は、(2)以降により求める。

参考) 河畔林に関する参考文献

「護岸の力学設計法」, (財)国土開発技術研究センター編, 1999.2

「河川における樹木管理の手引き」, (財)リバーフロント整備センター編, 1999.9

(2) 河床部の粗度係数

河床部の粗度係数 (n) は、次の手順により算出するものとする。

- 1) 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・ストリクラーの式により算定する。

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

ここで、

ks : 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/s²

- 代表粒径 (d_R) : 河床材料の平均的な粒径としてよい。

河床材料のサンプリング方法としては、

面積格子法

線格子法

平面採取法

写真測定法

などがあり、「建設省河川砂防技術基準(案)同解説」(調査編 p.292)などを参考に、これらの中から最適な手法を選んで行うものとする。

なお、代表粒径と粗度係数の関係は下表を参考としてもよい。

表 -1-1 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 ¹⁾	0.042 ²⁾	
" (20cm ~ 40cm)	0.034 ¹⁾		
" (10cm ~ 20cm)	0.030 ¹⁾		
粗礫[大] (5cm ~ 10cm)	0.035 ²⁾		B : 河床の凹凸が大きく粒径の大きな石が突出する。
" [小] (2cm ~ 5cm)	0.029 ²⁾	0.034	

注 : 1)はマンニング・ストリクラーの式より求めた値。

2)は * - グラフより求めた値。

2) 代表粒径 2 cm 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。

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

ここに、 H_d : 設計水深 (m)

設計水深 = 設計水位 (W.L) - 平均河床高 (Z)

(参考 I-10 ページ参照)

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。

(3) 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) の比の関係より下図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)、流向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況を考慮して決定する。

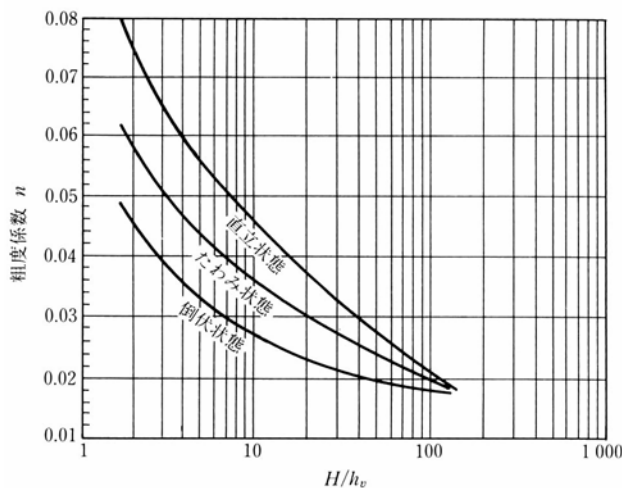
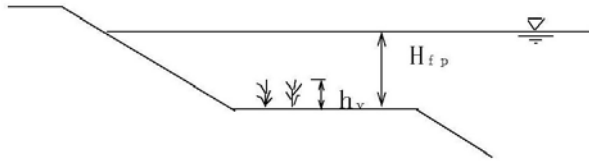


図 -1-2 流水中の草の状態と粗度係数の関係



(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當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、洪水時の草の倒伏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 (980 cm/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1~2m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で以下のように設定する。

直立状態 $u_* < 12 \text{ cm/s}$

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

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、地表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で以下のように設定する。

直立状態 $u_* < 7 \text{ cm/s}$

たわみ状態 $7 \text{ cm/s} < u_* < 15 \text{ cm/s}$

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 -1-2 に示す値より大きくしてもよい。

(4) 護岸（法面）部の粗度係数

1) 一般に、護岸部の粗度係数は、マンニング・ストリクラーの式により求める。

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

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 (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。

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

ここに、 H_d : 設計水深 (m)

設計水深 = 設計水位(W.L) - 平均河床高 (Z)

(参考 I-10 ページ参照)

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、粗度係数は下表を参考としてもよい。

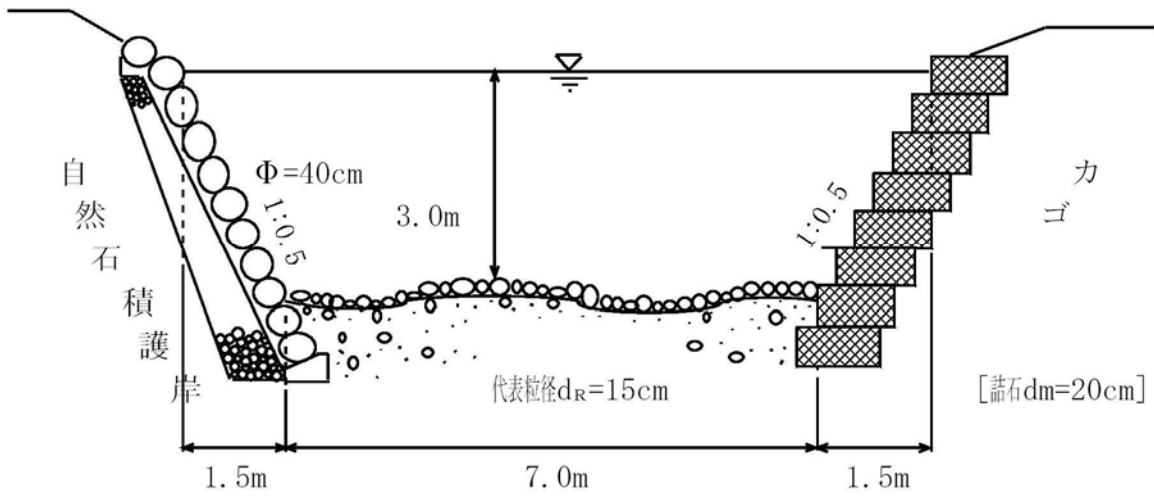
表 -1-2 護岸構造と粗度係数の関係

護 岸 構 造	粗度係数
間知、張ブロック ($k_s = 0.04$)	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 (2~4 m)	0.025
玉石 (径40cm程度)、水深 (2 m)	0.027
" (")、水深 (3~4 m)	0.026
玉石 (径50cm程度)、水深 (2~3 m)	0.028
" (")、水深 (4 m)	0.027

注) 木柵護岸の階段状の影響については、現在評価法がないので当面この表による。

2) 粗度係数を求める護岸構造は、想定復旧工法とする。

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 $n = 0.030$ (「表 I-1-1」より)

護岸部

・想定護岸工法：右岸 - カゴ、左岸 - 自然石積護岸

・自然石積護岸：径 (d) = 0.4m $n = 0.026$ (「表 I-1-2」より)

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

・かごマット：詰石 $d_m = 0.2m$ $n = 0.032$ (「表 I-1-2」より)

$$\left(\begin{aligned} n &= k s^{1/6} / 7.66 \sqrt{g} \\ &= 0.20^{1/6} / (7.66 \times \sqrt{9.8}) = 0.032 \end{aligned} \right)$$

【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

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

2. 設計流速

- 1) 護岸選定の外力として用いる設計流速は、護岸近傍に作用する代表流速の平均値とする。
この代表流速は、マンニングの公式で求めた断面平均流速に、河道法線形、砂州、洗掘等の要因を水理的に評価した補正係数を乗じて求める。
- 2) 計算対象区間は被災区間 (L) を包括する範囲で、直線、曲線区間に分割して定める。
ただし、
直線区間は被災延長を対象とするが、被災延長が短い場合は川幅 (設計水位での川幅 : B) の3倍以上はとること。
曲線区間は湾曲部の全延長とする。
- 3) 検討断面数は最低3断面程度とし、対象区間の延長に応じて適宜追加する。
ただし、対象区間の河道法線形、河岸状況、洗掘等の状況が一様であると見なせる区間では、代表となる1断面を対象としてよい。

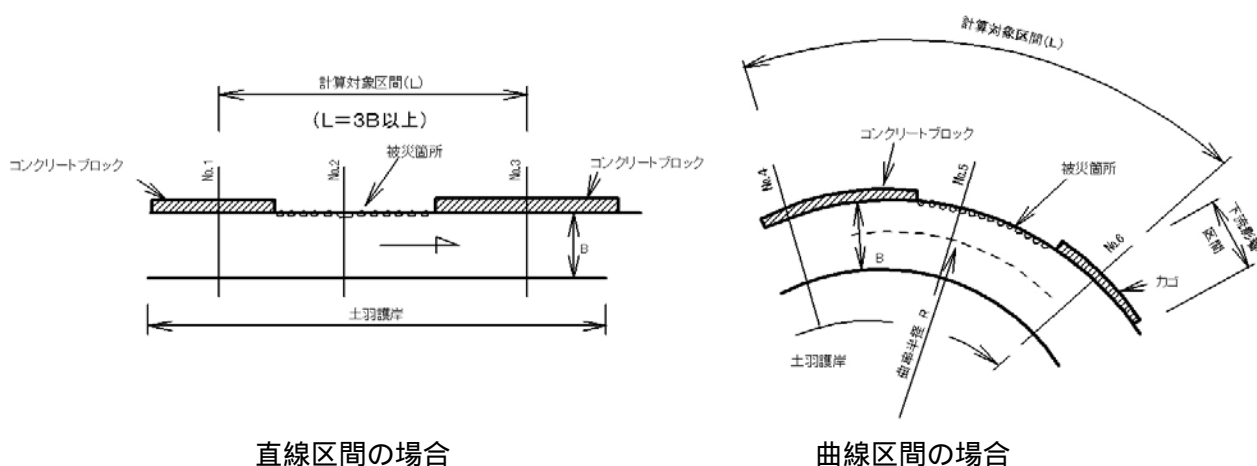


図 -2-1 計算対象区間と検討断面の配置

- 4) 検討断面は、被災箇所以外にあっては現況断面とするが、被災箇所にあつては復旧想定断面(工法)を用いて代表流速を算定する。
- 5) 護岸選定に用いる設計流速は、原則として各断面の代表流速の平均値とする。ただし、平均値で全延長を復旧することが不適切な場合は、各々の断面の代表流速を用いてよい。
- 6) 設計流速算定後、代表流速、河道状況、河川の規模、河川環境、周辺環境、背後地の形態・重要性、施工性、経済性、素材の耐久性等から適した工法を選定し、想定工法と異なる場合は代表流速を繰り返し算出する。

7) 設計流速の算定手順は以下のとおりとする。

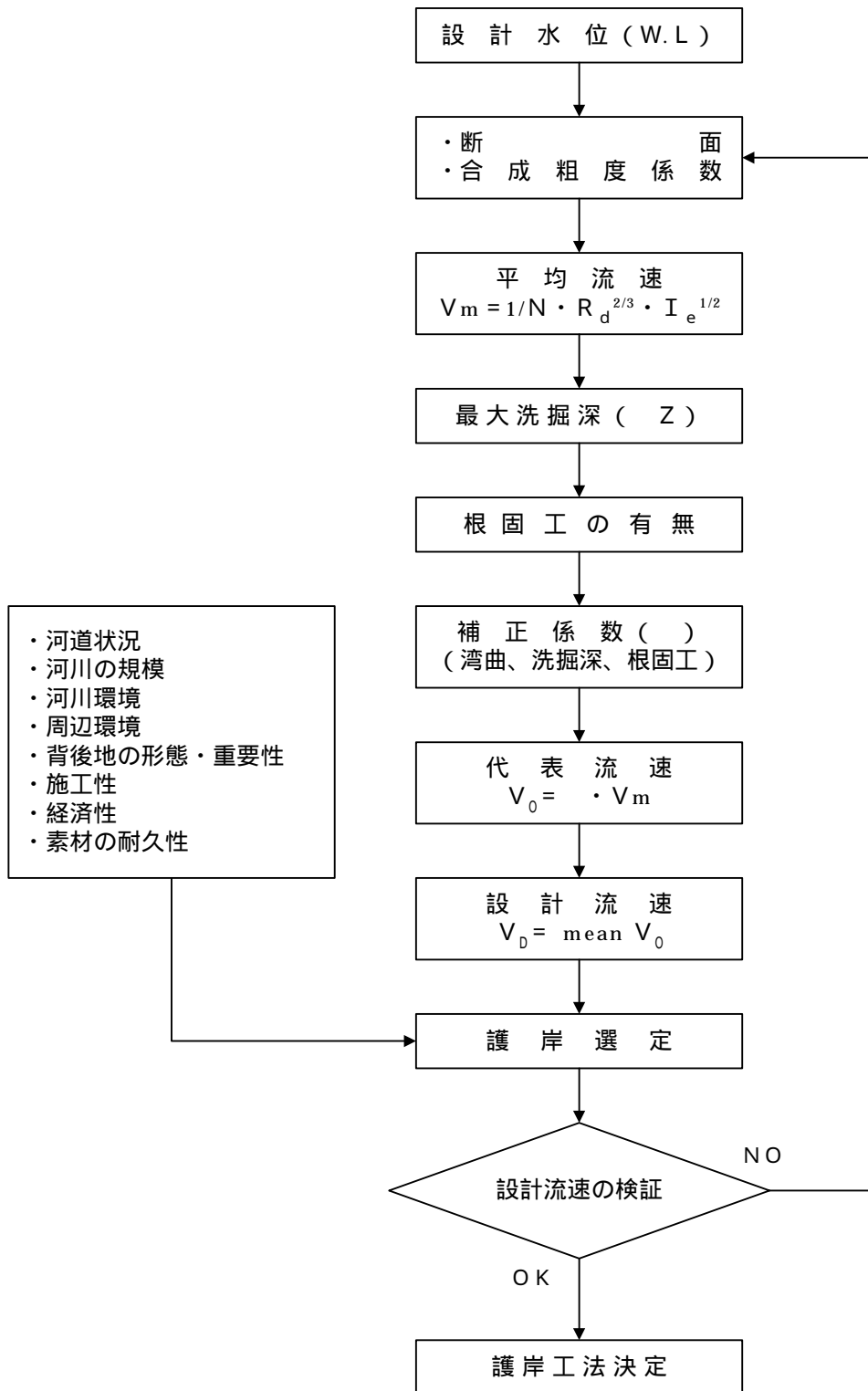


図 -2-2 設計流速算定護岸・工法決定のフロー

設計流速の算定に当たっては、『設計流速算定表 (B表)』を用いて係数等を整理し求める。複断面河道で、高水敷幅が狭い場合には、必要に応じて、低水路の流れの干渉による流速補正を行う。また、水制の設置を考慮する場合には、水制の流速低減効果による補正を行う。

(1) 設計水位

1) 設計水位 (W.L) は、次のように定めるものとする。

被災施設がその河川の計画高水位を対象にしている場合は、計画高水位とする。

計画高水位が設定されていない場合

a. 既設護岸が被災した場合は、既設護岸の天端高に相当する水位又は洪水痕跡水位のいずれか高い水位とする。

b. 維持上又は公益上特に必要と認められるものとして採択される天然河岸については、上下流施設の護岸の天端高に相当する水位又は洪水痕跡水位のいずれか高い水位とする。

なお、要綱第3第2号八、ホ、ト、チに該当する当該災害を与えた洪水の設計水位についても上記を考慮の上設定する。

2) 設計水深は、設計水位から平均河床までの水深とする。

$$H_d = W.L - Z$$

Z : 河床高 (現況平均河床高)

単断面

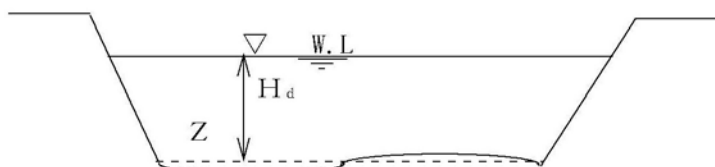


図 -2-3

複断面

〔高水護岸〕

設計水深 $H_d = W.L - \text{平均高水敷高さ}$

〔低水護岸〕

設計水深 $H_d = W.L - Z$

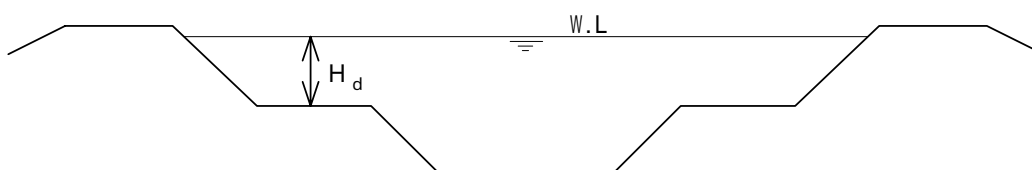


図 -2-4

3) 設計水深 (H_d) を算出する場合の平均河床については下記のような求め方が一般的である。

「建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説」 低水路の河床高を平均したもの

「護岸の力学設計法」 高水敷高以下の河積平均値

「河道計画検討の手引き」 平均年最大流量 (低水路) 時の河積を低水路幅で割った位置

(2) 平均流速

平均流速 (V_m)は、次式により算出する。

$$\text{平均流速 } V_m = 1 / N \cdot R_d^{2/3} \cdot I_e^{1/2} \quad (\text{マンニングの式})$$

N : 合成粗度係数

『1.粗度係数』により求めた合成粗度係数とする。

I_e : エネルギー勾配

原則として、平均的な河床勾配を用いてよい。

R_d : 径深

設計水深に対する径深。

$$R_d = A / S$$

A : 断面積(m^2)

S : 潤辺[$S_1 + \dots + S_i$](m)

単断面の場合

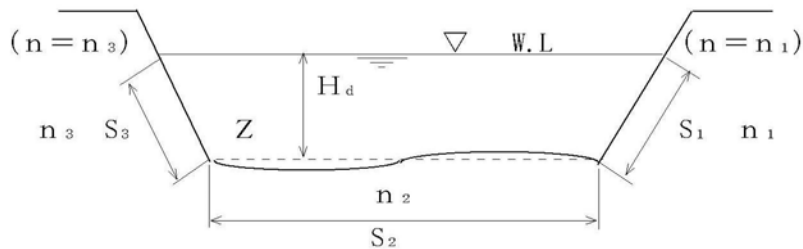


図 -2-5

ただし、川幅が 100m以上の河川では、径深(R_d)に代え設計水深(H_d)を用いてもよい。

$$\text{平均流速 } V_m = 1 / n \cdot H_d^{2/3} \cdot I_e^{1/2}$$

複断面の場合

〔高水護岸〕 : $n = n_1$

〔低水護岸〕 : $n = n_2$

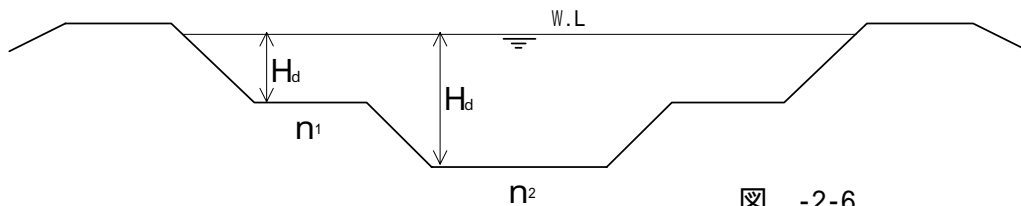


図 -2-6

(3) 最大洗掘深 (Z)

最大洗掘深 (Z)は、原則として川幅、水深及び河床材料により評価する推定最大洗掘深 (Z_s)と被災箇所 の現況最大洗掘深 (Z_g)のいずれか大きい方とする。

推定最大洗掘深 (Z_s)は、低水路幅、水深、河床材料、曲率半径等から経験式を用いて推定する。

現況最大洗掘深 (Z_g)は、被災箇所及び周辺の最深河床を測量等により求める。

最大洗掘深 (Z) の算出フローは図 1-2-7 のとおりであり、以下にその算出手順を示す。

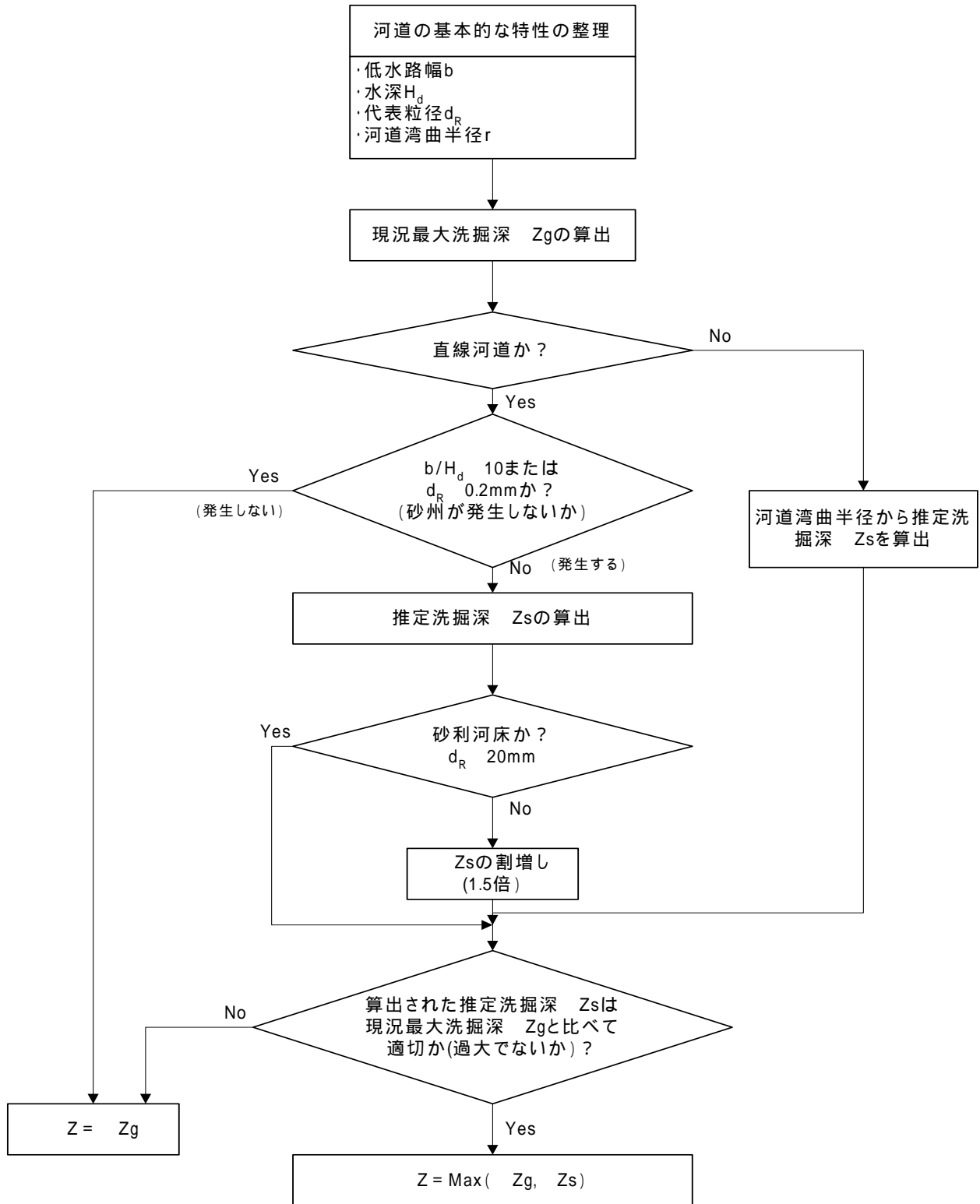


図 1-2-7 最大洗掘深 (Z) 算出フロー

1) 直線河道の場合

最大洗掘深 (Z) は、原則として現況最大洗掘深 (Z_g) を考慮して評価するものとするが、最大洗掘深が砂州波高に支配される場合は、現況最大洗掘深と推定最大洗掘深 (Z_s) のいずれが大きいかとする。

ただし、被災箇所での現況深掘れ状況から、推定最大洗掘深 (Z_s) が過大と判断される場合は、現況最大洗掘深 (Z_g) を用いてよい。

低水路幅 (b)、水深 (H_d) の比 b/H_d が 10 以下の場合、及び河床に細砂 (0.2mm 以下) が堆積している河川では、一般的に砂州は発生しない。

従って、被災箇所や前後箇所も含めた現況最大洗掘深 (Z_g) を評価し、最大洗掘深 (Z) とすることを原則とする。

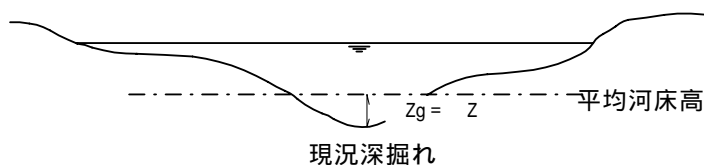


図 -2-8 現況深掘れ部と最大洗掘深の断面説明図
($b/H_d < 10$ 又は $d_R < 0.2\text{mm}$ の場合)

低水路幅 (b)、水深 (H_d) の比 b/H_d が 10 を超える場合は一般的に砂州の形成が見られるため、推定最大洗掘深 (Z_s) を計算により算出し、現況最大洗掘深 (Z_g) と比較していずれが深い方を最大洗掘深 (Z) とする。

$b/H_d > 10$ である直線河道では、深掘れ部の水深は主に砂州波高 (H_s) に支配される。この砂州波高は、低水路幅、水深 (参考 I-10 ページ参照) 及び河床材料に支配されることから、計算による推定最大洗掘深 (Z_s) は以下の方法により算定する。

平均河床が全体に下がってしまっている場合は、最大洗掘深 (Z) では評価できない場合もあり、日常より河床変動に関するデータを整理しておくことが望ましい。

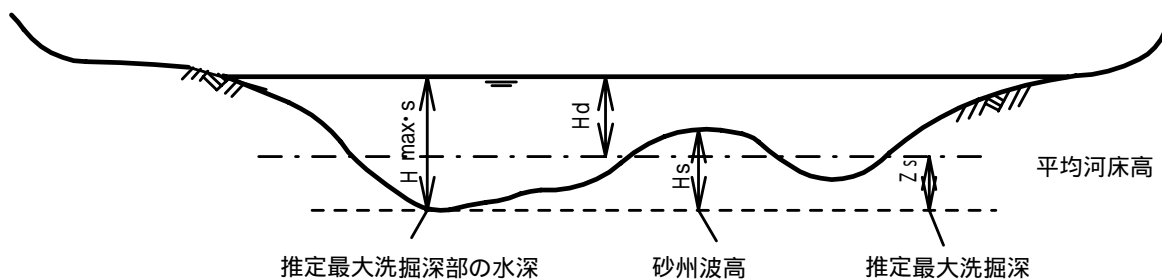


図 -2-9 河床洗掘が砂州波高に支配される場合の断面説明図

砂利河川の場合 ($d_R = 2 \text{ cm}$)

イ) 砂州波高 (H_s) と設計水深 (H_d) の比を以下により決定する。

(1) 低水路幅 [$b \text{ (m)}$] と設計水深 [$H_d \text{ (m)}$] の比を求める。(図 I-2-10: 横軸)

$$b / H_d \quad \dots\dots\dots a$$

(2) 設計水深 [$H_d \text{ (m)}$] と河床材代表粒径 [$d_R \text{ (m)}$] の比を求める。(図 I-2-10: 当該ライン)

$$H_d / d_R \quad \dots\dots\dots b$$

(3) a、b をもとに、図 I-2-10 より H_s / H_d を決定する。(図 I-2-10: 縦軸)

$$H_s / H_d \quad \dots\dots\dots c$$

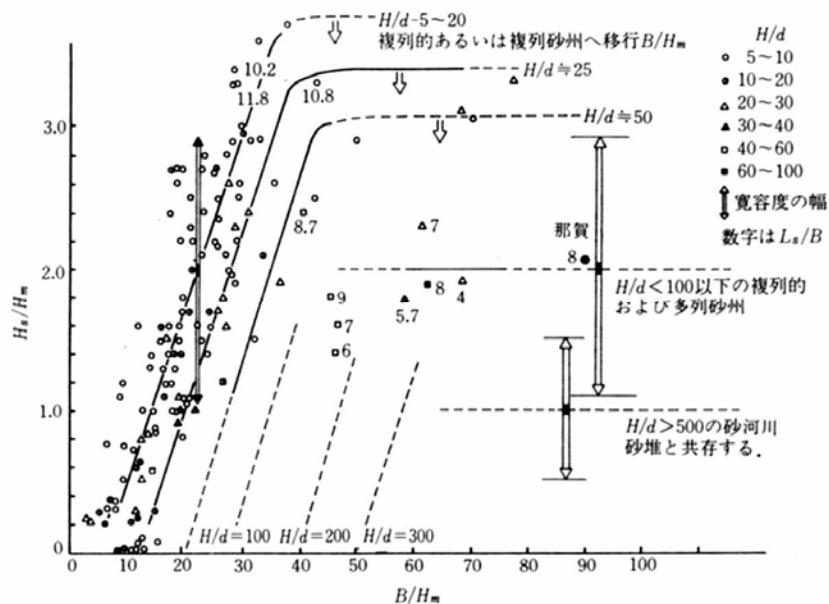


図 I-2-10 $H_s / H_d \sim b / H_d$ 関係図

ロ) c をもとに、最大洗掘部の水深 ($H_{max \cdot s}$) を次式により求める。

$$H_{max \cdot s} = \{ 1 + 0.8 (c) \} \cdot H_d \quad \dots\dots d$$

ハ) 推定最大洗掘深 (Z_s) を次式により求める。

$$Z_s = (d) - H_d \quad \dots\dots e$$

ニ) 現況最大洗掘深 (Z_g) と推定最大洗掘深 (Z_s) を比較し、いずれか大きい方を最大洗掘深 (Z) とする。

粗砂・中砂の河川の場合 ($0.2\text{mm} < d_R < 2\text{cm}$ の場合)

多列砂州 (ウロコ状砂州) の統合による割増し 50%を見込む。このため、砂利河川と同様に求め、推定最大洗掘深 (Z_s) を 1.5 倍して求める。

$$Z_s = 1.5 \cdot e \quad \dots\dots\dots f$$

現況最大洗掘深 (Z_g) と推定最大洗掘深 (Z_s) を比較し、いずれか大きい方を最大洗掘深 (Z) とする。

2) 湾曲河道の場合

湾曲河道の推定最大洗掘深 (Z_s) は、低水路幅 (b) と河道湾曲半径 (r) との比により算定する。

イ) 推定最大洗掘部の水深 (H_{max}) と設計水深 (H_d) の比を以下により決定する。

(1) 低水路幅 [b (m)] と河道湾曲半径 [r (m)] との比から下図により求める。

$$b / r \quad \dots\dots\dots a$$

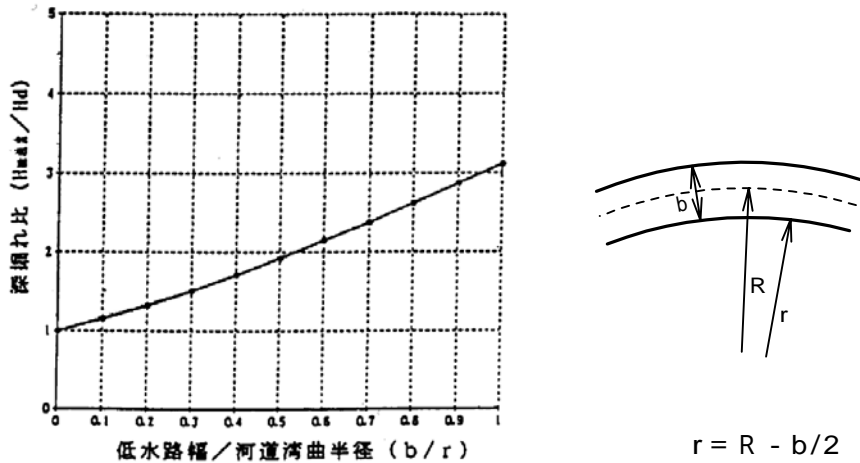


図 -2-11 $H_{max}/H_d \sim b/r$ 関係図

なお、「吉川秀夫：流砂の水理学，丸善，1985,p230」よりパラメーター(A)平均値 (2.89) とした。

$$(H_{max}) / (H_d) \quad \dots\dots\dots b$$

ロ) 推定最大洗掘部 (Z_s) の水深 (H_{max}) を次式により求める。

$$H_{max} = (b) \cdot H_d \quad \dots\dots\dots c$$

ハ) 推定最大洗掘深 (Z_s) を次式により求める。

$$Z_s = (c) - H_d$$

上記で求められた推定最大洗掘深 (Z_s) と現況最大洗掘深 (Z_g) のいずれか深い方を最大洗掘深 (Z) とする。

ただし、図 -2-11 は大川を対象とした一般的な定数を用いているので、中小川にあっては現況の深掘れ状況を考慮して現況最大洗掘深 (Z_g) を重視してもよい。

(4) 補正係数

1) 護岸選定に用いる流速は、マンニングの流速公式で求めた断面平均流速に、深掘れ現象による水深増加の影響や湾曲部に発生する渦による流速増加の影響等、河道の状態を適切に考慮した、局所流速に置き換える必要があり、補正係数 を考慮する。

この の算出方法は図 -2-12 のフローのとおりであり、その手順を以下に示す。

2) 補正係数 () は流れの補正 (α_1) と根固めの補正 (α_2) とし、 $\alpha = \alpha_1 \cdot \alpha_2$ とする。

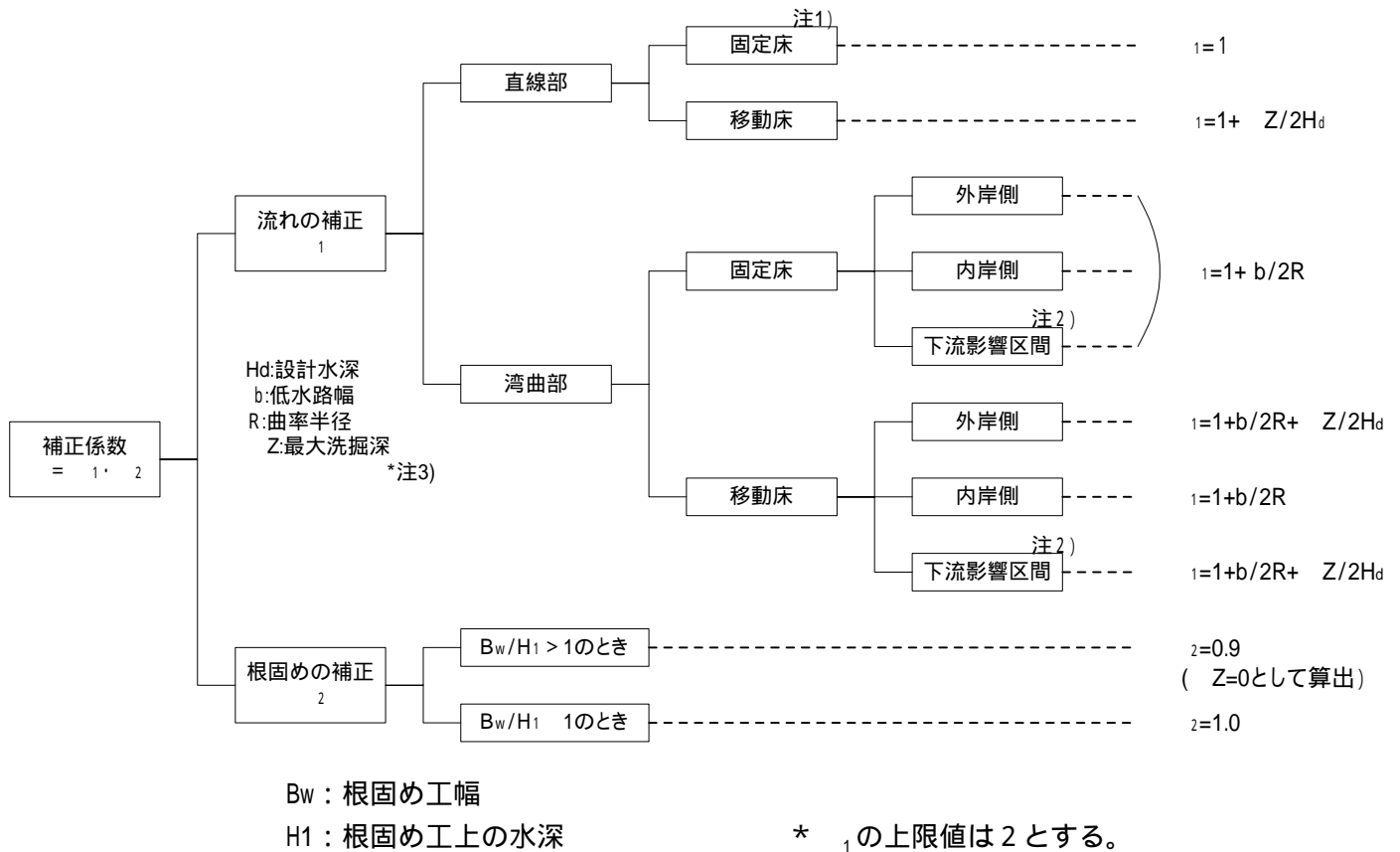


図 -2-12 補正係数の算出フロー

注 1) 固定床とは、三面張水路、岩の露出等深掘れの発生しない河床の場合。

注 2) 下流影響区間とは、固定床：L = 5 b、移動床：L = 2 bである。

なお、bは単断面においては河床の底幅、複断面では低水路底幅とする。

注 3) 補正に用いる最大洗掘深は、根固め工を採用する場合は、現況最大洗掘深を用いる。

複断面河道の高水護岸を設計する場合、高水敷幅が狭い（高水敷幅 bfp/高水敷水深 Hfp が3以下程度）のときには、低水路の流れの干渉を考慮する必要があり、「護岸の力学設計法」に基づいて流速補正を行う。また、水制の設置を考慮する場合においても、水制の流速低減効果による補正を「河川堤防設計指針」河川局治水課、2000.6 に基づいて行う。

3) 直線河道における流れの補正 (α_1) は以下のとおり算出する。

砂州のある区間では、砂州の谷の部分で流速が大きくなる。このため、砂州の波高を考慮した水深増加を見込んで流れの補正を行う。

$$\alpha_1 = 1 + Z / 2H_d$$

Z: 最大洗掘深 前述方法で算出する。

岩の露出等、深掘れの発生しない箇所では、 $\alpha_1 = 1$ とする。

α_1 の上限値は 2 とする。

4) 湾曲河道における流れの補正 (α_1) は以下のとおり算出する。

渦による流速の増加はこれまでの研究により、湾曲の曲率半径(R)と低水路幅(b)により定められる。

一般に、湾曲部の流れは湾曲入口で内岸側に高速流が発生する。流下過程で次第に一様化し、さらに流下するに従い外岸側で高速流が発生し、その影響は河道が直線に戻った後もしばらく続く。

水理的には内岸側及び外岸側とも上流部と下流部では流速は異なるが、ある断面で護岸工法を変えるとその変化点が弱点になりやすいことから、内岸側及び外岸側ともそれぞれ湾曲区間一連での平均外力をもって設計する。

移動床の場合

移動床では、外岸側の護岸前面に洗掘が生じ、渦による影響も加えて大きな流速が発生する。

渦の影響を考慮するとともに、外岸側では深掘れによる水深増加の影響を考慮して、次のとおり算出する。

なお、湾曲下流 2b 区間は渦の影響等があるため、湾曲部とみなして補正する。

- ・ 外岸側 ... 【 $\alpha_1 = 1 + b / 2R + Z / 2H_d$ 】
- ・ 内岸側 ... 【 $\alpha_1 = 1 + b / 2R$ 】
- ・ 下流 2b 区間 ... 【 $\alpha_1 = 1 + b / 2R + Z / 2H_d$ 】

α_1 の上限値は 2 とする。

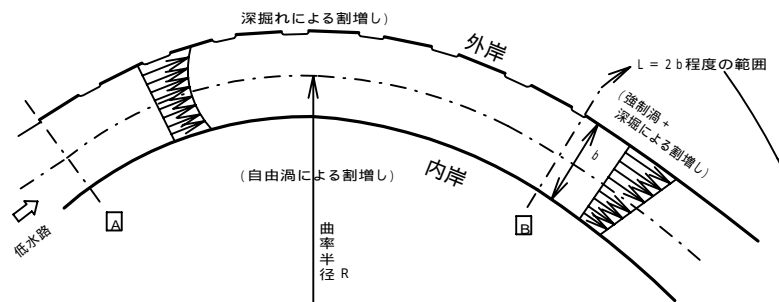


図 -2-13 流速分布と割増し範囲 (移動床の場合)

固定床の場合

渦の影響を考慮する。なお、下流 $5b$ 区間までは湾曲部とみなして補正する。

$$\left[\alpha_1 = 1 + b / 2R \right]$$

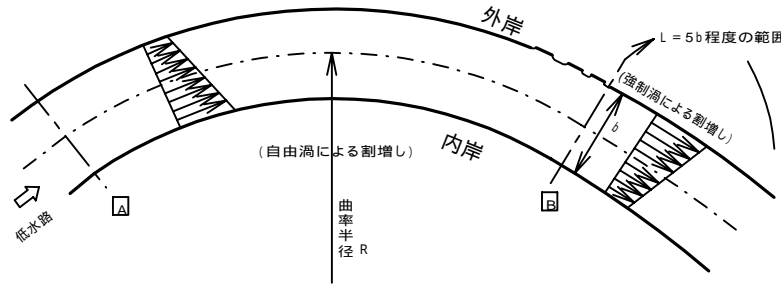


図 -2-14 流速分布と割り増し範囲（固定床の場合）

5) 根固め工の補正 (α_2) の算出については、以下のとおりである。

護岸基礎前面に、破損や顕著な変形をすることなく健全な状態で、かつ、十分な幅を持つ根固め工を設置した場合（下図参照）は、洗掘の緩和や粗度効果による流速低減の影響を考慮する。

根固めによる補正係数 α_2 はこれまでの経験により、根固め工幅 (B_w) と根固め工上の水深 (H_1) との比から、次の値を用いてよい。

$$B_w / H_1 > 1 \quad \alpha_2 = 0.9 \text{ とする。}$$

$$B_w / H_1 \leq 1 \quad \alpha_2 = 1.0 \text{ とする。}$$

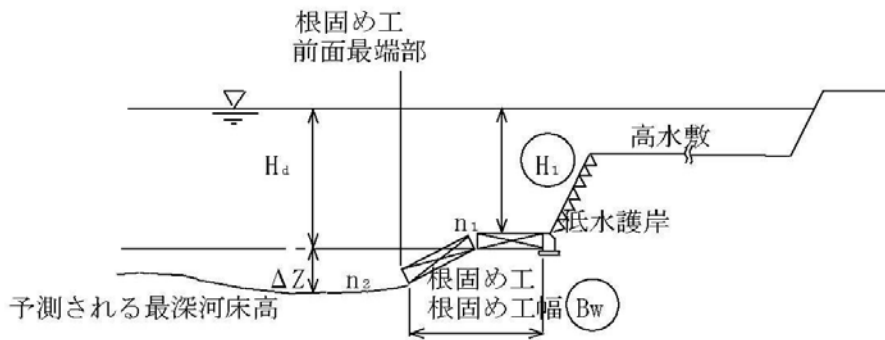


図 -2-15 根固め工がある場合の断面説明図

(5) 設計流速の算定

計算対象区間内における平均流速 (V_m) を断面毎に算定し、湾曲・洗掘等の影響を考慮した補正を行い、各断面の代表流速 (V_o) を算出する。そして、それらを平均して護岸選定に用いる設計流速とする。ただし、平均値で全延長を復旧することが不適切な場合は、各断面の代表流速 (V_D) を設計流速として護岸選定を行ってよい。

V_D : 設計流速

$$V_D = \text{mean } V_o$$

$$\text{mean } V_o = \frac{V_1 + V_2 + V_3}{3} \quad (\text{検討断面 3ヶ所の場合})$$

V_1 、 V_2 、 V_3 は検討断面の各々の流速

V_o : 代表流速 (計算断面毎)

$$V_o = C \cdot V_m$$

V_m : マニングの平均流速

C : 補正係数 (湾曲や深掘れによる補正 [C_1] 及び
根固め工による補正 [C_2])

$$C = C_1 \cdot C_2$$

以上の計算過程を設計流速算定表 (B表) にまとめ、事前打合せ時、査定時に提示できるようにしておく。次頁にB表の作成例を示す。

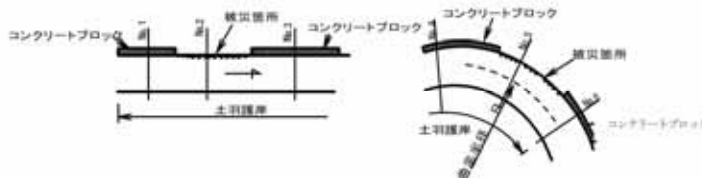
護岸工法が選定された後、必要に応じて設計流速を検証すること。

平均流速 (V_m) が限界流速 ($\sqrt{gR_d}$) より大きくなる場合は、前後施設、湾曲、洗掘、粗度係数、河床勾配などをチェックすること。

(設計流速算定表) (B表)

【作成例】

			川						備 考	
			直線部			湾曲部				
河道諸元	位置		No 1 (左岸)	No 2 (左岸)	No 3 (左岸)	No 4 (左岸)	No 5 (左岸)	No 6 (左岸)		
	設計水位での川幅	[B (m)]				17	18	19		
	低水路幅	[b (m)]	13	13	13	15	16	17		
	曲率半径 (河道中心)	[R (m)]	-	-	-	50	50	50		
	河道湾曲半径 (内岸側)	[r (m)]				43	42	42		
	1:1勾配	[Ie]	1/120	1/120	1/120	1/120	1/120	1/120		
	河床の代表粒径	[dR (m)]	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15		
	左岸法勾配		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5		
右岸法勾配		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5			
径 深	径深	[Rd (m)]	1.6	1.6	1.6	1.7	1.9	2.1		
設計水深	設計水位	[h (m)]	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0		
	現況平均河床高	[Z (m)]	0.9	1.0	1.0	0.8	0.5	0.3		
	設計水深	[Hd (m)]	2.1	2.0	2.0	2.2	2.5	2.7		
粗 度 係 数	各 部 粗 度	高水敷部	[n ₁]							
		河床部	[n ₂]	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030	
		左岸護岸部	[n ₃]	0.024	0.032	0.024	0.024	0.032	0.032	
		右岸護岸部	[n ₄]	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	
	潤 邊	高水敷部	[S ₁]	0						
		河床部	[S ₂]	10.9	11.0	11.0	12.8	13.5	14.3	
		左岸護岸部	[S ₃]	2.3	2.2	2.2	2.5	2.8	3.0	
		右岸護岸部	[S ₄]	2.3	2.2	2.2	2.5	2.8	3.0	
		計	[S]	15.6	15.5	15.5	17.7	19.1	20.3	
	合 成 粗 度 係 数	{n ₁ ^{3/2} × S ₁ }		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
		{n ₂ ^{3/2} × S ₂ }		0.057	0.057	0.057	0.067	0.070	0.074	
		{n ₃ ^{3/2} × S ₃ }		0.009	0.013	0.008	0.009	0.016	0.017	
		{n ₄ ^{3/2} × S ₄ }		0.013	0.013	0.013	0.014	0.016	0.017	
		計		0.079	0.083	0.078	0.090	0.102	0.109	
合成粗度係数	N	0.029	0.031	0.029	0.029	0.031	0.031			
平均流速 [V _m]	$V=1/N \cdot Rd^{2/3} \cdot Ie^{1/2}$	4.3	4.0	4.2	4.5	4.6	4.9			
限界流速 [V _c]	$Vc=(g \cdot Rd)^{1/2}$	4.0	3.9	3.9	4.1	4.4	4.5			
最 大 洗 掘 深	直線部	現況最大洗掘深 (実測値)	[Z _g]	0.5	0.5	0.5				
		低水路幅・設計水深比	[b/Hd]	6.2	6.5	6.5				
		設計水深・代表粒径比	[Hd/dR]							
		砂州波高・設計水深比	[Hs/Hd]							
		洗掘部の水深	[Hmax・s]							
		推定最大洗掘深 (計算値)	[Z _s]							
	最大洗掘深	[Z]	0.5	0.5	0.5					
	湾曲部	現況最大洗掘深 (実測値)	[Z _g]				0.8	1.0	1.2	
		低水路幅・河道湾曲半径比	[b/r]				0.4	0.4	0.4	
		洗掘部水深・設計水深比	[Hmax/Hd]				1.7	1.7	1.7	
		洗掘部の水深	[Hmax]				3.7	4.3	4.6	
		推定最大洗掘深 (計算値)	[Z _s]				0.0 4-5	0.0 4-8	0.0 4-9	
		最大洗掘深	[Z]				0.8 4-5	1.0 4-8	1.2 4-9	
	補 正 係 数	直線部	固定床	1=1						
移動床			{ Z/2Hd }	0.12	0.13	0.13				
湾曲部		固定床	1=1+{ b/2R }	1.12	1.13	1.13				
		移動床	外岸部	{ Z/2Hd }				0.18 0-35	0.20 0-35	
			{ b/2R }				0.15	0.16	0.17	
		内岸部	1=1+{ b/2R }+{ Z/2Hd }				1.33 4-50	1.36 4-54	1.39 4-52	
		影響部	{ b/2R }							
			1=1+{ b/2R }							
		根固め工	bw/H ₁ > 1	2=0.9				0.90 4-00	0.90 4-00	0.90 4-00
			bw/H ₁ 1	2=1.0						
採用補正係数		1.12	1.13	1.13	1.20 4-50	1.22 4-54	1.25 4-52			
代表流速 [V _o]	$V_o = \dots \cdot V_m$	4.8	4.5	4.7	5.3 6-7	5.7 7-0	6.1 7-4			
設計流速 VD = mean V _o		4.7			5.7 7-0					
護岸構造選択の対象工法		かご (多段), 自然石 (練), コンクリートブロック積			自然石 (練), コンクリートブロック積, 根固工 (木工沈床工)					



湾曲部は $bw/H_1 > 1$ なる洗掘に対して十分な幅をもった根固工を設置する場合の例 (見え消しで記入)

参考 災害発生から護岸工法決定までの流れ

災害発生

- 1 異常な天然現象により生じた災害であること。 2 被災した施設が公共土木施設であること。
 - 3 地方公共団体またはその機関が施行するもの。
- 以上の確認

災害報告

河川局防災課に速やかに報告

現地調査に基づき災害復旧箇所河川特性整理表(A表)の作成

1. 河川の状況及び物理的特性
 - a. 河道状況 b. 既設護岸 c. 河道形状 d. 河床材料 e. 瀬・淵 f. よどみ・浮き石・湧水
 - g. 河岸材料 h. 河岸状況 i. 砂州・河原・崖地 j. 支川・用排水路・構造物
2. 河川環境
 - a. 生息・生育する生物の種類(植物、鳥類、魚類、両生類、昆虫類、甲殻類、貝類)
 - b. レッドデータブック、文献等既存資料の確認
3. 親水・空間利用
 - a. 水深 b. 静水域 c. 水質 d. 利用状況(堤防・河岸部・高水敷・水辺) e. 親水性
4. 周辺環境
 - a. 背後地状況 b. 周辺の土地利用 c. 周辺の注目すべき施設 d. 歴史的風土保存・形成地区
 - e. 文化財・天然記念物 f. 公園等
5. 被災状況
 - a. 被災状況や被災原因を調査
 - b. 被災状況を写真や図面で示し、被災原因を記入
6. 環境スケッチ
 - a. 被災箇所と周辺環境との関わりがわかるようなスケッチ及び写真撮影
7. 復旧工法の検討
以上の調査を踏まえ、復旧工法に関する検討内容を整理

適用工法の一次選定

当該災害箇所の被災原因、河道特性、背後地の形態、前後施設との関連河川環境や周辺環境への配慮等を勘案して一次工法を選定する。

設計流速算定表(B表)の作成

計算対象区間は被災区間を包括する範囲で、直線、曲線区間に分割して定める。
・直線区間は、最低3B(Bは設計水位での水面幅)程度とする。 ・曲線区間は湾曲部の全延長とする。
・検討断面数は最低3断面程度で検討する。 ・一次工法を対象として以下の手順で設計流速を算定する。

(イ) 設計水位を決める (参考I-10ページ参照)

1. 計画高水位が設定され、そのとおり施工されている場合は計画高水位
 2. 計画高水位が設定されていない場合
 - a. 既設護岸が被災した場合は、既設護岸の天端高に相当する水位又は洪水痕跡水位のいずれか高い水位
 - b. 維持上又は公益上特に必要と認められるものとして採択される天然河岸については、上下流施設の護岸の天端高に相当する水位又は洪水痕跡水位のいずれか高い水位
- なお、要綱第3第2号ハ、ホ、ト、チに該当する当該災害を与えた洪水の設計水位についても、上記 を考慮の上設定する

(ロ) 平均河床高(Z)を決める

・横断面より河床部の凸凹の面積が同じになるようなラインを目視で決め、このラインを現況平均河床高(Z)とする。

(ハ) 設計水深(Hd)を決める

・設計水深は $Hd = W.L - Z$ とする。

(ニ) 部分的な粗度係数を定める

河床部、高水敷部と法面部(護岸部)に分けて粗度係数を定める。

1. 河床部の粗度係数(n_1)
 - a. 河床材料の代表粒径が2cm以上の場合。
・マンニング・ストリクラーの式により求める。
$$n = ks^{1/6} / 7.66 \cdot g$$

(ks: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(9.8m/s²))

・なおdRと粗度係数の関係表より求めてもよい。
 - b. 河床材料の代表粒径が2cm未満の場合。
・次式により求める。
$$n = Hd^{1/6} / g \cdot = 6.0 + 5.75 \cdot \log[Hd / 2.5 \cdot dR]$$

(Hd:設計水深(m) dR:河床材料の代表粒径(当面dR=0.005mを用いてもよい))
ただし、計算したnが0.020を下回る場合は0.020とする。
2. 高水敷部の粗度係数(n_2)
・高水敷上の設計水深と平均植生の高さの比の関係より求めるものとする。
3. 護岸(法面)部の粗度係数(n_3)
・マンニング・ストリクラーの式により求める。
・相当粗度が把握できない場合は、法面構造と粗度係数の関係表を参考として求める。

(ホ) 合成粗度係数の算定 (N) (単断面の場合)

・河床部、高水敷部と護岸部(法面部)の粗度係数を合成して求める。

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

n_i : 各部の粗度係数 $S = S_1 + \dots + S_m$ S_i : 各部の潤辺
(複断面の場合は参考I-2ページ参照)

(ヘ) 径深の算定 (Rd)

$$R_d = A / S$$

A: 断面積 (m²)
S: 潤辺 { $S_1 + \dots + S_m$ } (m)

(ト) エネルギー勾配の決定 (Ie)

・平均的な河床勾配を用いる。

(チ) マニングの平均流速の算定 (Vm)

$$V_m = 1 / N \cdot R_d^{2/3} \cdot I_e^{1/2}$$

N: 合成粗度係数
Rd: 径深 (川幅が100m以上の河川では、設計水深(Hd)を用いても良い。)
Ie: エネルギー勾配

(リ) 最大洗掘深の算定 (Z)

1. 直線河道の最大洗掘深 (Z)

a. $b/Hd \leq 10$ の場合、又は河床粒径が細砂(0.2mm以下)の場合。(b: 低水路幅 Hd: 設計水深)
現況の平均河床高と現況最大洗掘深(Zg)の差を最大洗掘深(Z)とする。

b. $b/Hd > 10$ の場合

以下によって求める推定最大洗掘深(Zs)と現況最大洗掘深(Zg)を比較し、いずれか深い方を最大洗掘深(Z)とする。

イ) 砂利河川の場合 (dR > 20mmの場合)

$$b/Hd \text{ を求める。 } Hd/dR \text{ を求める。 } HS/Hd \text{ を求める。}$$

$$H_{max} \cdot s = \{ 1 + 0.8 (\dots) \} \cdot Hd \quad (dR: \text{河床材代表粒径(m)} \quad HS: \text{砂州波高})$$

$$Z_s = H_{max} \cdot s - Hd \quad (Z_s: \text{最大洗掘深})$$

ロ) 砂州・中砂の場合 (0.2mm < dR < 2cmの場合)

$$Z_s = 1.5 (H_{max} \cdot s - Hd)$$

2. 湾曲河道の最大洗掘深 (Z) (参考I-15ページ参照)

・ b/r を求める。 H_{max}/Hd を求める。 $H_{max} = (\dots) \cdot Hd$

$$Z_s = (\dots) - Hd \quad (R: \text{湾曲の河道中心の曲率半径} \quad b: \text{低水路幅})$$

$$r = R - b/2 \quad (r: \text{湾曲の内岸側の曲率半径})$$

推定最大洗掘深(Zs)と現況最大洗掘深(Zg)と比較し、いずれか大きい方を最大洗掘深(Z)とするが、中小河川にあっては、現況の深掘れ状況を考慮して現況最大洗掘深(Zg)を重視してよい

(ヌ) 補正係数の決定 (= 1・ 2)

1. 流れの補正 (1)

a. 直線部の補正

・ 移動床の場合 $1 = 1 + Z/2Hd$ ・ 固定床の場合 $1 = 1$ (Z: 最大洗掘深)

b. 湾曲部の補正

・ 外岸側 $1 = 1 + b/2R + Z/2Hd$ ・ 固定床の場合は外岸側、内岸側、下流5b区間
・ 内岸側 $1 = 1 + b/2R$ について $1 = 1 + b/2R$
・ 下流2b区間 $1 = 1 + b/2R + Z/2Hd$
(R: 湾曲の河道中心の曲率半径 b: 低水路幅)

2. 根固めの補正 (2)

BW/H₁ > 1 のとき $2 = 0.9$ BW/H₁ < 1 のとき $2 = 1$
(BW: 根固め工の幅 H₁: 根固め天端までの水深)

(ル) 設計流速の算定 (Vo)

断面毎に算定した代表流速を区間内(直線区間、曲線区間)毎に平均して設計流速(VD)とする。

$$\text{代表流速 } V_o = \dots \cdot V_m$$

$$\text{設計流速 } V_D = \text{mean} V_o$$

護岸選定

設計流速 (VD) の検証

一次選定した工法と設計流速との関係がマッチングしているか検証する。

- ・護岸工法設計流速関係表(C表)よりチェックする。
- ・根固め工法と設計流速関係表(C表)よりチェックする。
- ・河川環境、施工性、経済性等を総合的に勘案した工法か？

NO

YES

護岸工法の決定