

卷 末 資 料

I. 設計流速の算定に関する参考資料

| | |
|------------------|--------|
| 1. 粗度係数 | I - 2 |
| (1) 粗度係数の考え方 | I - 2 |
| (2) 河床部の粗度係数 | I - 3 |
| (3) 高水敷部の粗度係数 | I - 4 |
| (4) 護岸（法面）部の粗度係数 | I - 6 |
| 2. 設計流速 | I - 8 |
| (1) 設計水位 | I - 10 |
| (2) 平均流速 | I - 11 |
| (3) 最大洗掘深 | I - 11 |
| (4) 補正係数 | I - 16 |
| (5) 設計流速の算定 | I - 19 |

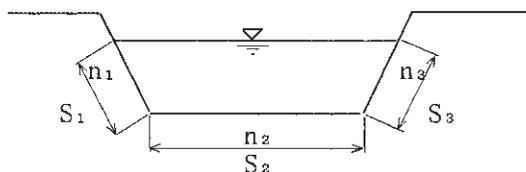
1. 粗度係数

(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。

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

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



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〕

①高水敷の粗度係数を用いる。 (n = n₂ or n₆)

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 = 設計水位 - 平均高水敷高

〔低水護岸〕

②低水路の粗度係数を用いる。 (n = n₄)

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 = 設計水位 - 平均河床高

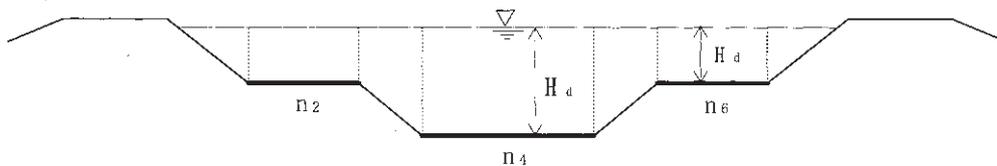
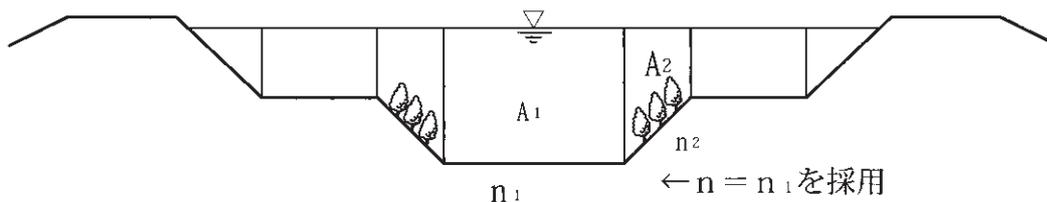


図 I-1-1 粗度係数の取り方

・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

- ①「護岸の力学設計法」, (財)国土開発技術研究センター編,1999.2
- 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、

- ①面積格子法
- ②線格子法
- ③平面採取法
- ④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 I-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。 B: 河床の凹凸が大きく粒径の大きな石が突出する。 |
| 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⁾ | | |
| // [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τ* - ψ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。

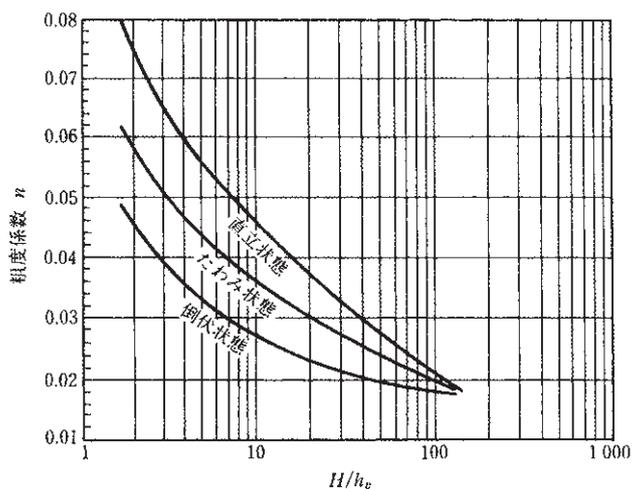
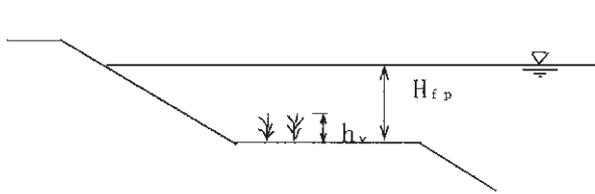


図 I-1-2 流水中の草の状態と粗度係数の関係



(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/s²)

【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で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 $u_* \leq 7 \text{ cm/s}$

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 1-1-2 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。

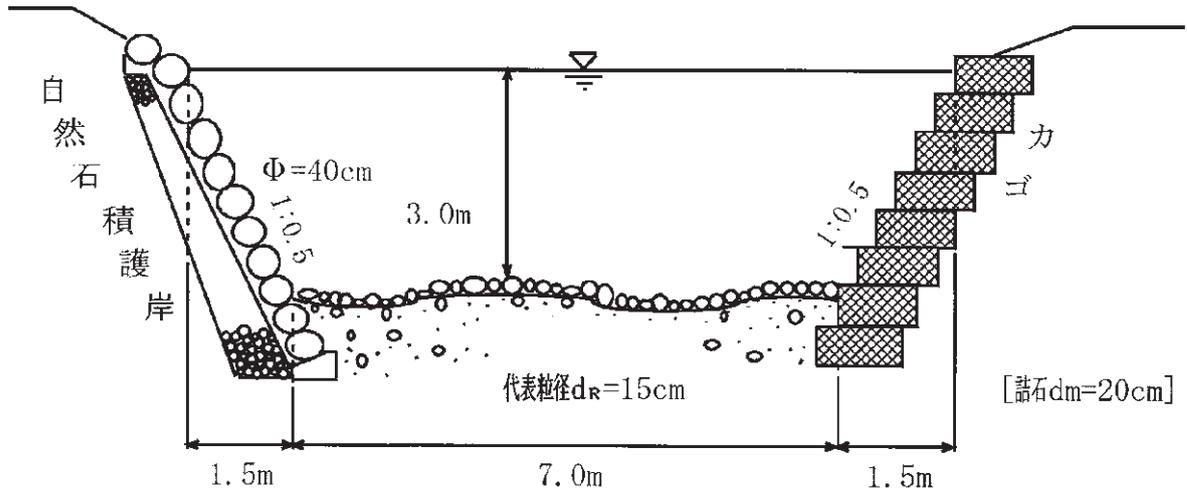
表 I-1-2 護岸構造と粗度係数の関係

| 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 $\Rightarrow n = 0.030$ (「表 I-1-1」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 (Φ) = 0.4m $\Rightarrow n = 0.026$ (「表 I-1-2」より)

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

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

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

【粗度係数の合成】

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

| | 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 |

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

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、
 - ①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。
 - ②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。

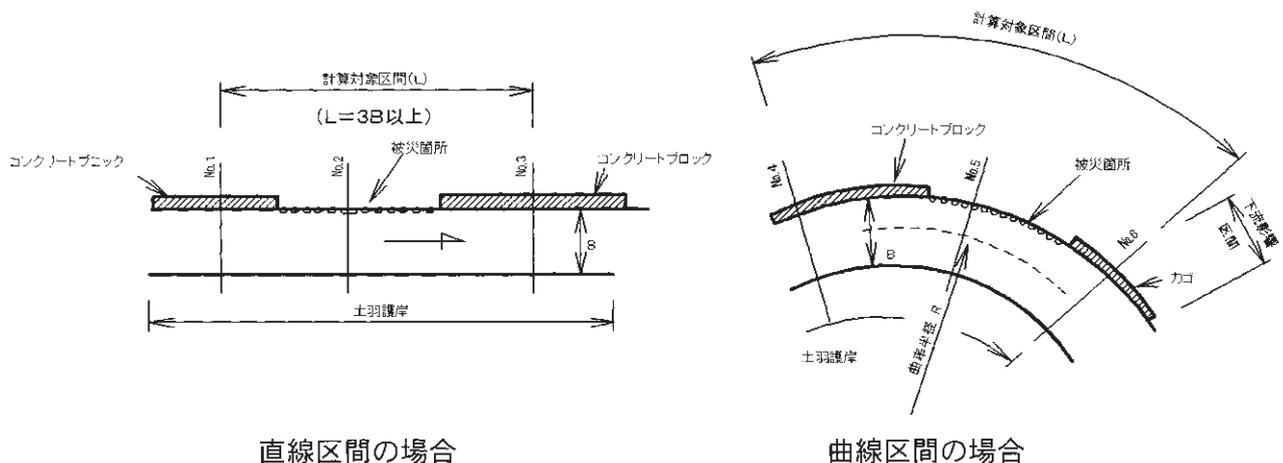


図1-2-1 計算対象区間と検討断面の配置

- 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。

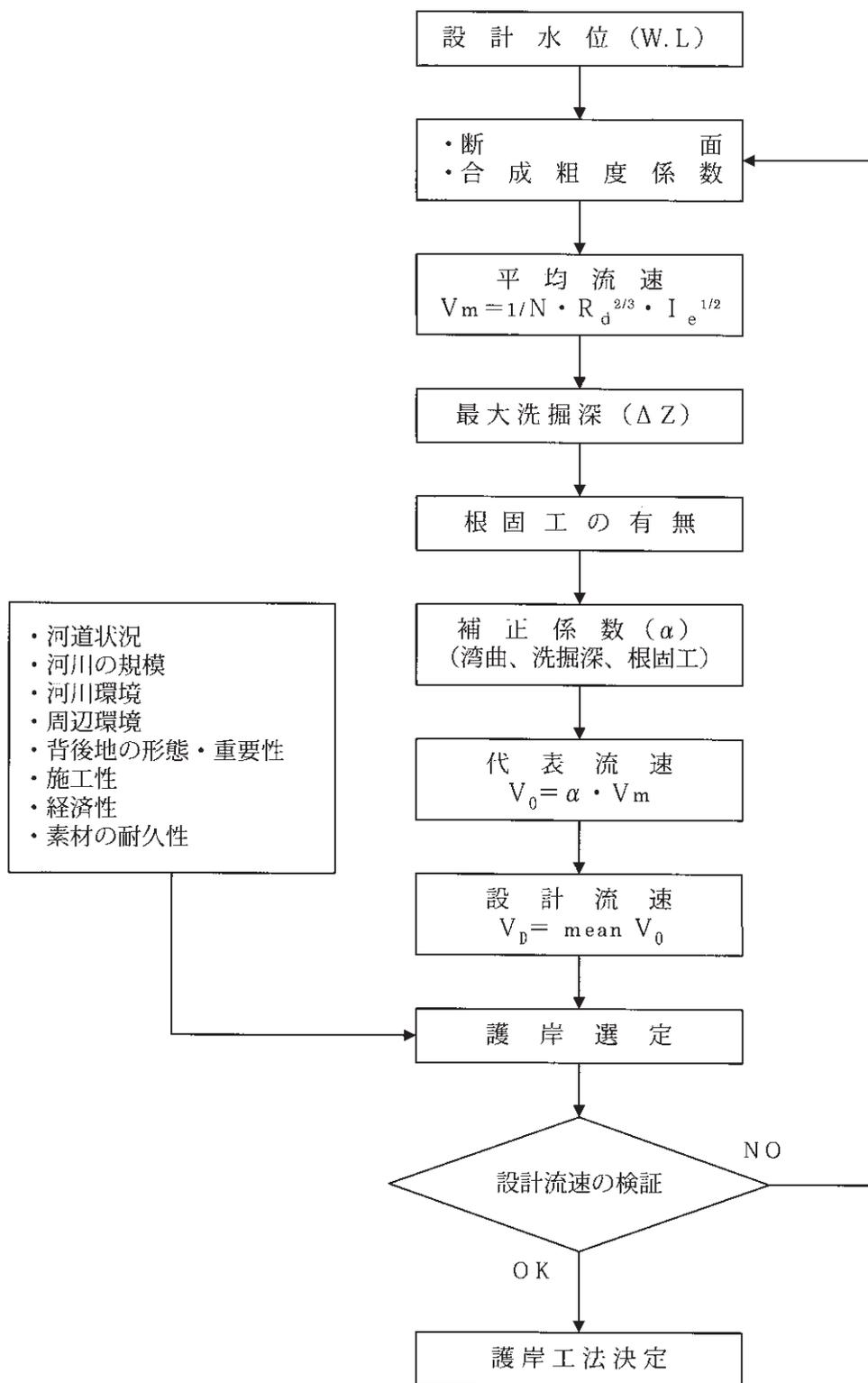


図 1-2-2 設計流速算定護岸・工法決定のフロー

※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。

①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。

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①②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〉

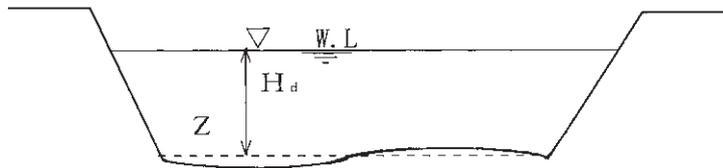


図 I-2-3

〈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 $H_d = W.L - Z$

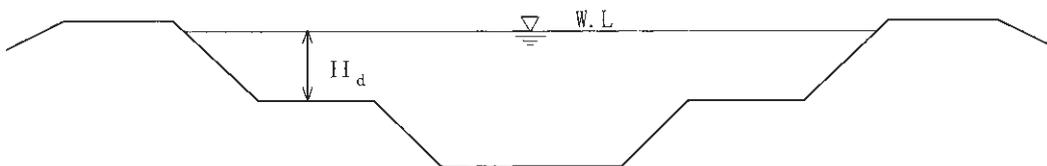


図 I-2-4

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 \Rightarrow 『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 \Rightarrow 原則として、平均的な河床勾配を用いてよい。

R_d : 径深 \Rightarrow 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〉

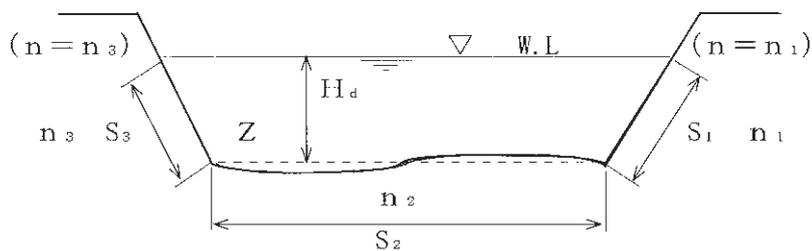


図 I-2-5

※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〕 : $n = n_2$

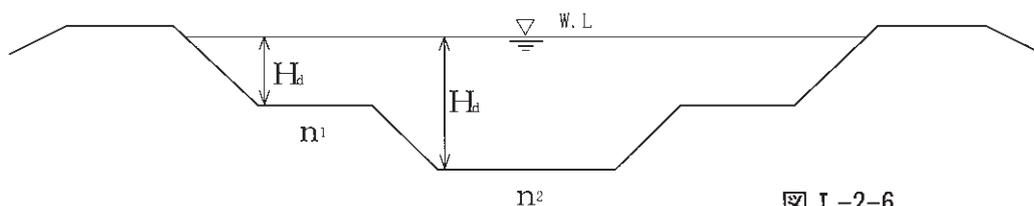


図 I-2-6

(3) 最大洗掘深 (ΔZ)

- ◇ 最大洗掘深 (ΔZ) 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 (ΔZ_s) と被災箇所 の現況最大洗掘深 (ΔZ_g) のいずれか大きい方とする。
- ◇ 推定最大洗掘深 (ΔZ_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 (ΔZ_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 (ΔZ) 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。

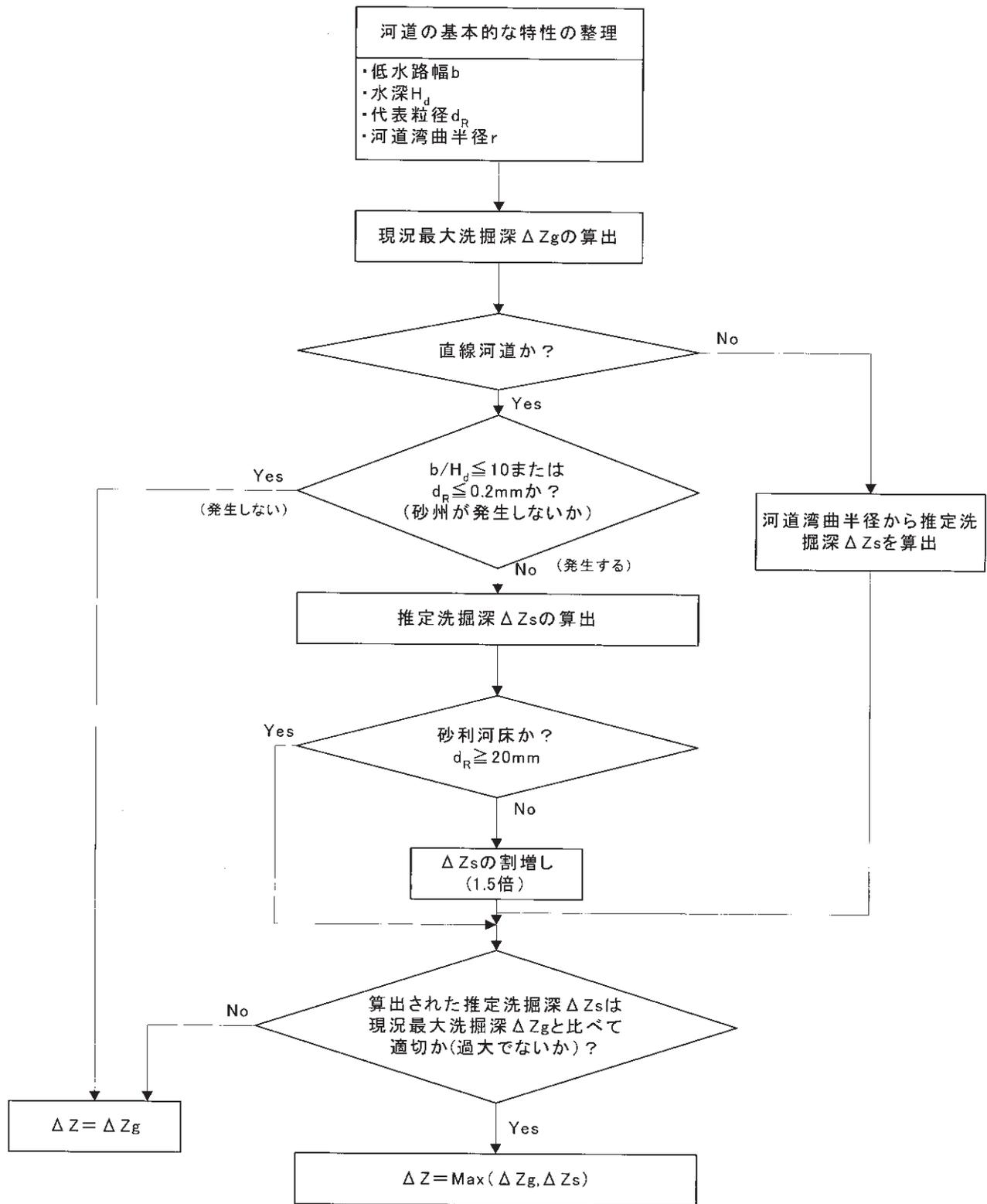


図 1-2-7 最大洗掘深 (ΔZ) 算出フロー

1) 直線河道の場合

- ◇ 最大洗掘深 (ΔZ) は、原則として現況最大洗掘深 (ΔZ_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 (ΔZ_s) のいずれか大きい方とする。

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 (ΔZ_s) が過大と判断される場合は、現況最大洗掘深 (ΔZ_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 (ΔZ_g) を評価し、最大洗掘深 (ΔZ) とすることを原則とする。

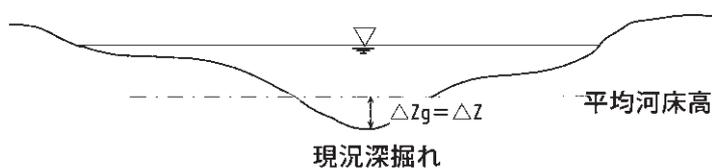


図 I-2-8 現況深掘れ部と最大洗掘深の断面説明図
($b/H_d \leq 10$ 又は $d_R \leq 0.2\text{mm}$ の場合)

- ◇ 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 (ΔZ_s) を計算により算出し、現況最大洗掘深 (ΔZ_g) と比較していずれか深い方を最大洗掘深 (ΔZ) 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 (ΔZ_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 (ΔZ) 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。

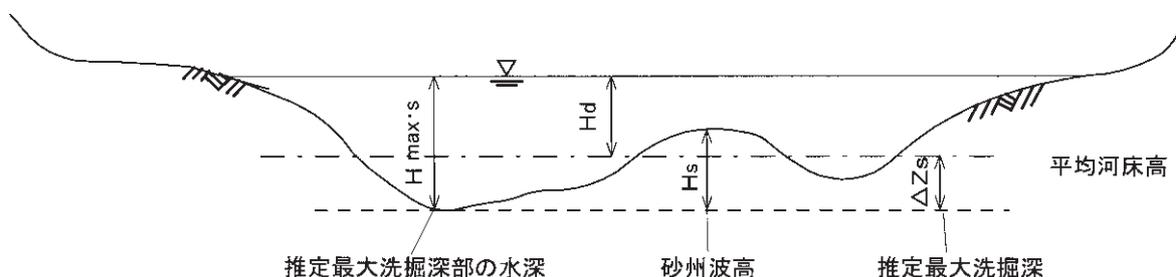


図 I-2-9 河床洗掘が砂州波高に支配される場合の断面説明図

①砂利河川の場合 ($d_R \geq 2 \text{ cm}$)

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 (m)]と設計水深[H_d (m)]の比を求める。(図 1-2-10: 横軸)

$$b/H_d \quad \dots\dots\dots \textcircled{a}$$

(2) 設計水深[H_d (m)]と河床材代表粒径[d_R (m)]の比を求める。(図 1-2-10: 当該ライン)

$$H_d/d_R \quad \dots\dots\dots \textcircled{b}$$

(3) ①a)、①b)をもとに、図 1-2-10より H_s/H_d を決定する。(図 1-2-10: 縦軸)

$$H_s/H_d \quad \dots\dots\dots \textcircled{c}$$

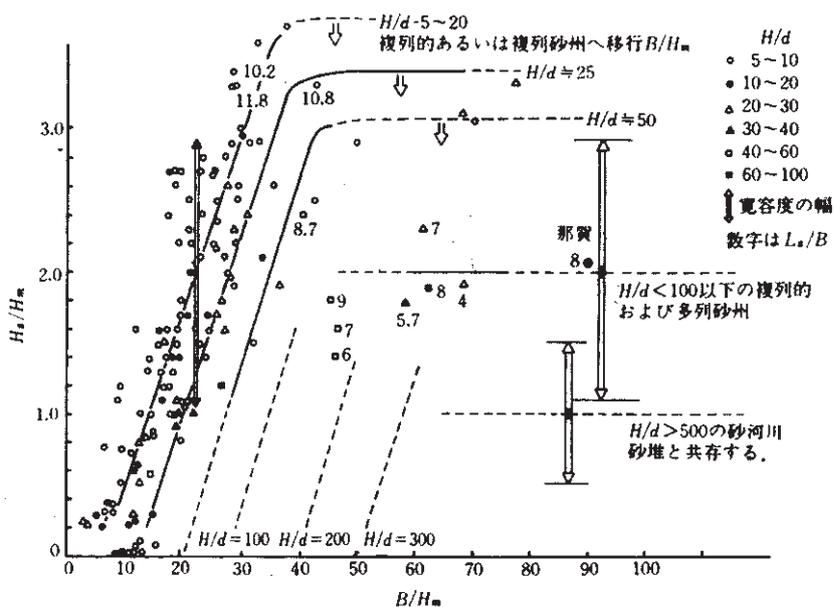


図 1-2-10 $H_s/H_d \sim b/H_d$ 関係図

ロ) ①c)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。

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

ハ) 推定最大洗掘深(ΔZ_s)を次式により求める。

$$\Delta Z_s = (\textcircled{d}) - H_d \quad \dots\dots\dots \textcircled{e}$$

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

②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 (ΔZ_s) を 1.5 倍して求める。

$$\therefore \Delta Z_s = 1.5 \cdot \text{(e)} \quad \dots\dots\dots \text{(f)}$$

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

2) 湾曲河道の場合

◇ 湾曲河道の推定最大洗掘深 (ΔZ_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。

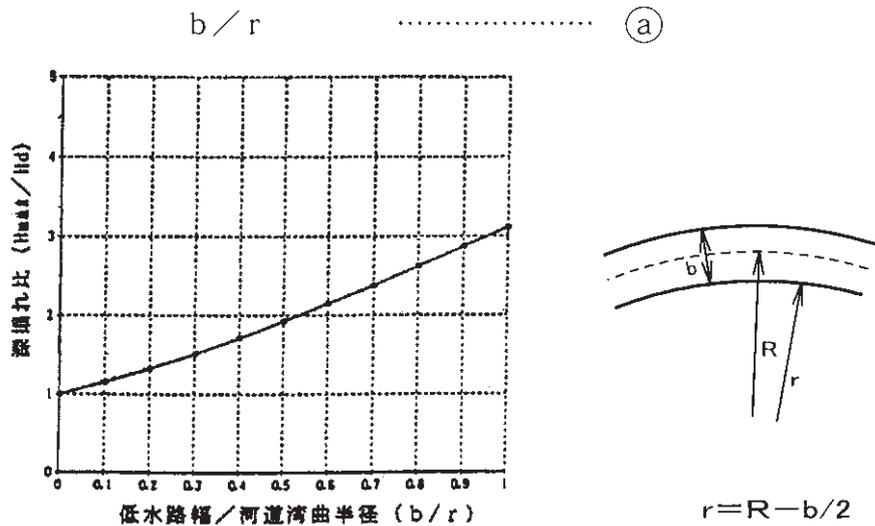


図 1-2-11 $H_{\max}/H_d \sim b/r$ 関係図

※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。

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

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

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

ハ) 推定最大洗掘深 (ΔZ_s) を次式により求める。

$$\Delta Z_s = \text{(c)} - H_d$$

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

ただし、図 1-2-11 は大河川を対象とした一般的な定数を用いているので、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 (ΔZ_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 α を考慮する。

この α の算出方法は図 I-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 (α) 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。

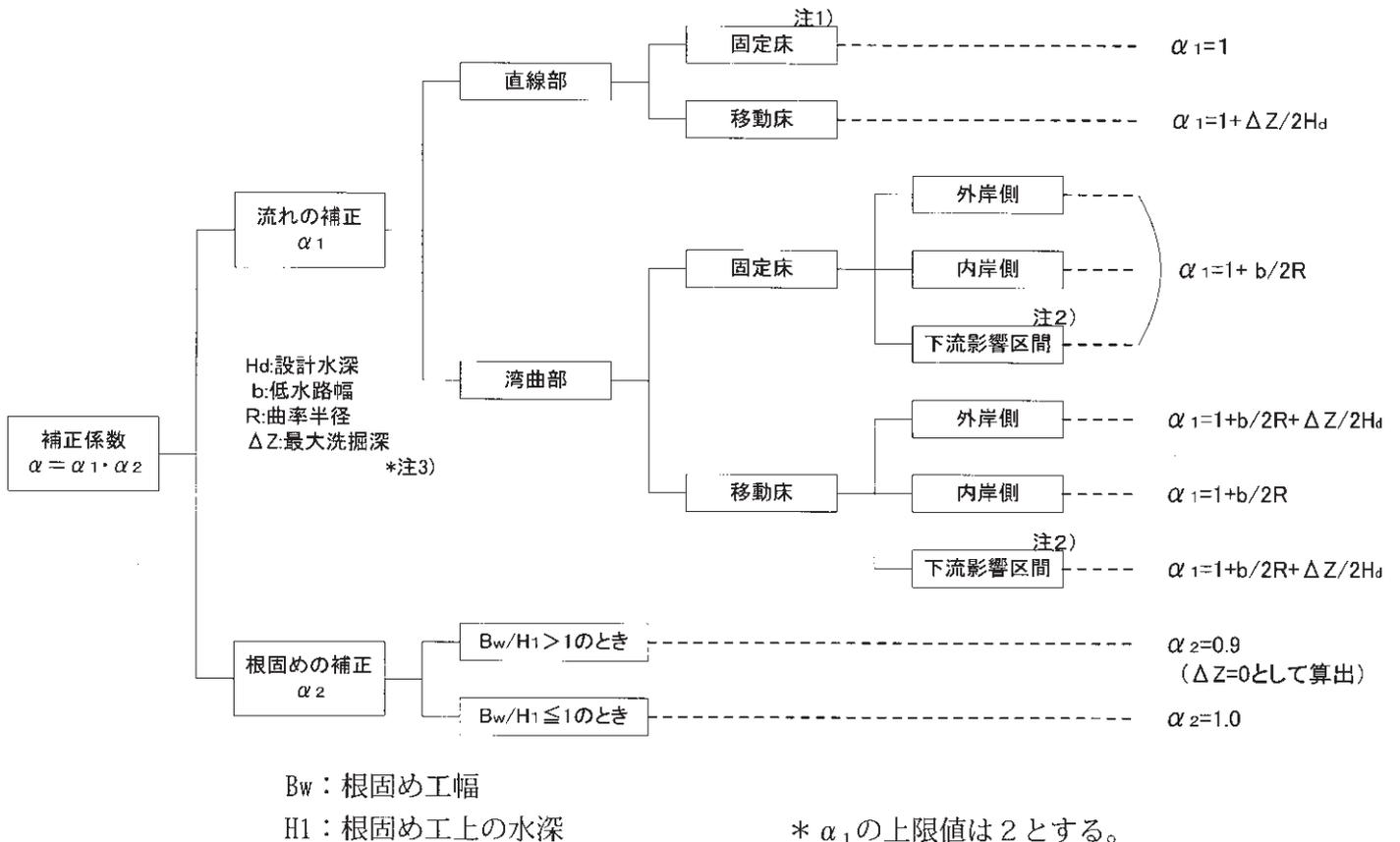


図 I-2-12 補正係数の算出フロー

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： $L = 5b$ 、移動床： $L = 2b$ 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 b_{fp} /高水敷水深 H_{fp} 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。

$$【\alpha_1 = 1 + \Delta Z / 2H_d】$$

ΔZ : 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。

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

- ◇ α_1 の上限値は 2 とする。

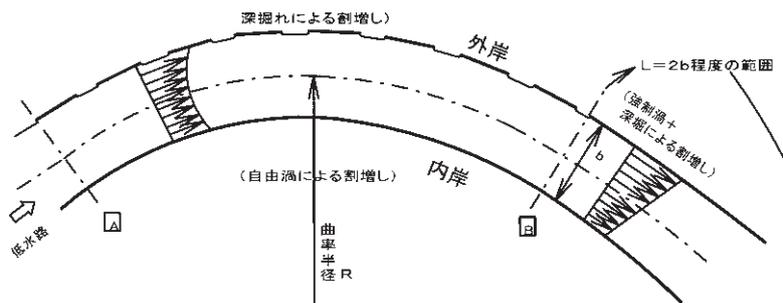


図 1-2-13 流速分布と割増し範囲 (移動床の場合)

②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。

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

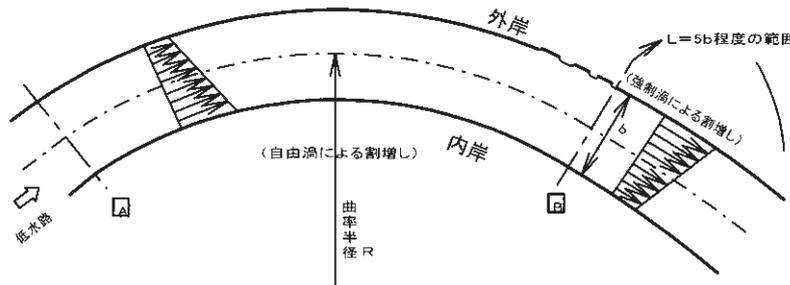


図 I-2-14 流速分布と割り増し範囲（固定床の場合）

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。

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

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

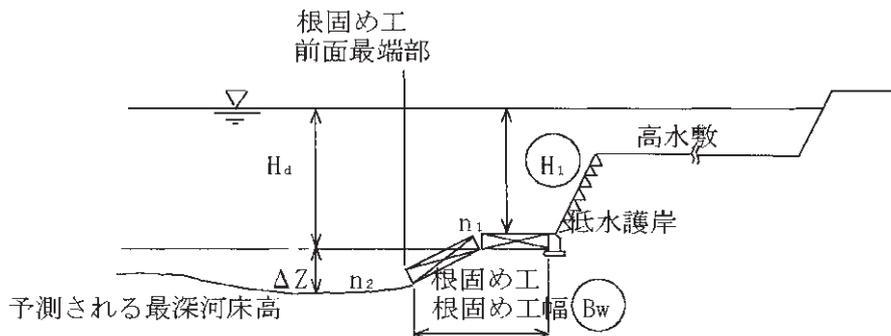


図 I-2-15 根固め工がある場合の断面説明図

(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）

$$V_o = \alpha \cdot V_m$$

V_m ：マンシングの平均流速

α ：補正係数（湾曲や深掘れによる補正[α_1]及び根固め工による補正[α_2])

$$\alpha = \alpha_1 \cdot \alpha_2$$

- ◇ 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。