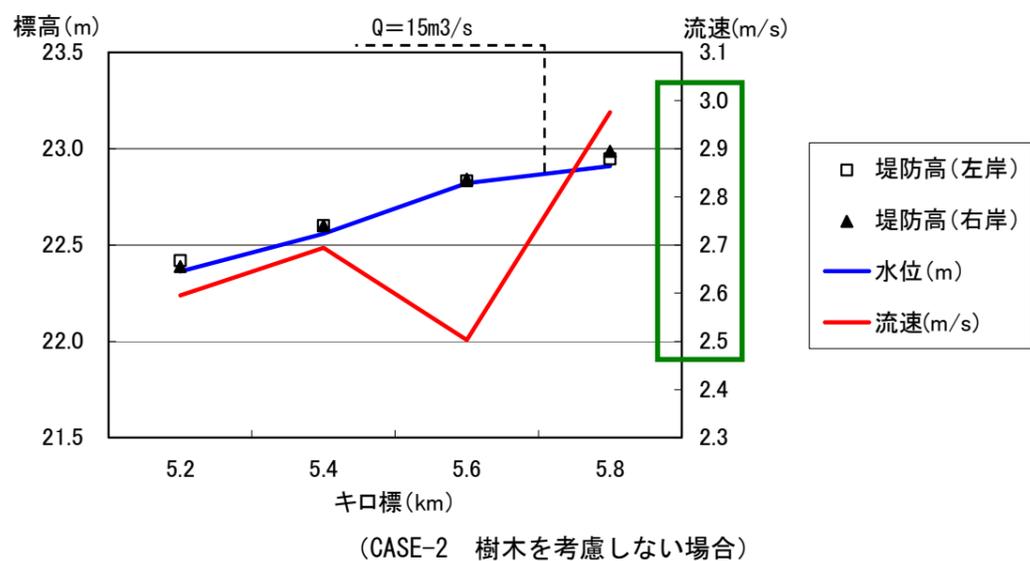
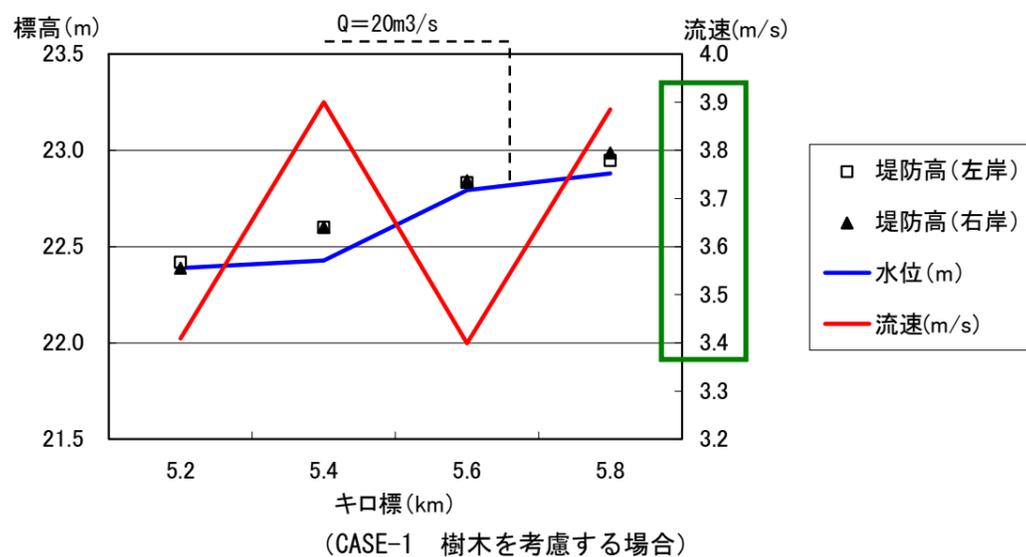


侵食に対する堤防の安定性検討

(1) 想定される流量・流速

外力となる流量および流速は、周辺住民へのヒアリング結果から、「越水はしていなかったが、ほぼ満杯まで水位が上がっていた」というような証言を踏まえ、以下のような規模が想定される。

目撃証言より、 「越水はしていなかったが、ほぼ満杯まで水位が上がっていた」	
CASE-1 樹木を考慮する場合	堤防満杯流量 $Q \approx 20 \text{ m}^3/\text{s}$ その時の流速 $V \approx 3.4 \sim 3.9 \text{ m/s}$
CASE-2 樹木を考慮しない場合	堤防満杯流量 $Q \approx 15 \text{ m}^3/\text{s}$ その時の流速 $V \approx 2.5 \sim 3.0 \text{ m/s}$
↓	
想定される流速 $V \approx 2.5 \sim 3.9 \text{ m/s}$	



(2) 流水の作用による構造物の安定性検討

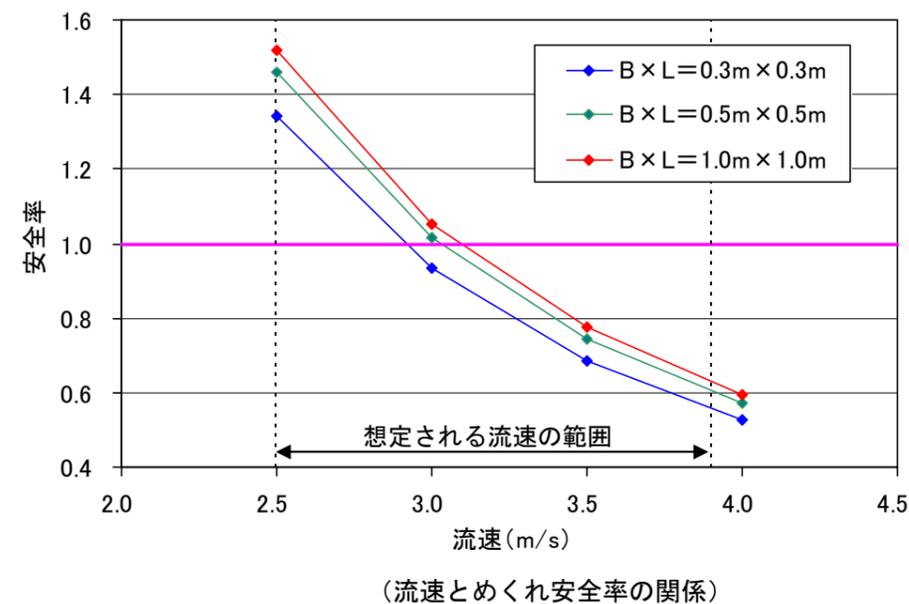
① 河床コンクリート

流下物調査の結果、弥陀次郎川河口部付近（宇治川合流部付近）において、弥陀次郎川の河床張りの材料と推測されるコンクリート片が多く確認された。これらのコンクリート片は、大きいもので1000mm×1000mm程度で、厚さは概ね15mm程度であった。



宇治川合流部付近で確認されたコンクリート片の例

ここでは、上述の流速により、これらのコンクリート片が移動するかどうかの検討を行った。検討方法は、『護岸の力学設計法』に示される「めくれモデル」（次頁以降参照）を用いた。



想定される流速が $V \approx 2.5 \sim 3.9 \text{ m/s}$ であるのに対し、流速が3m程度を上回るとめくれ安全率が1.0を下回る（めくれが生じる）結果となる。

破堤箇所の河床コンクリートが下流まで流されたことは十分に考えられる

河床コンクリートの安定性検討

- 『護岸の力学設計法』
- 法覆工の力学的安定性の照査
- 「めくれ」モデル

	B×L=0.3m×0.3m			B×L=0.5m×0.5m			B×L=1.0m×1.0m					
Vm: 平均流速 [m/s]	2.50	3.00	3.50	4.00	2.50	3.00	3.50	4.00	2.50	3.00	3.50	4.00
B: 幅(流行直角方向) [m]	0.30	0.30	0.30	0.30	0.50	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00
L: 長さ(流行方向) [m]	0.30	0.30	0.30	0.30	0.50	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00
tb: 厚さ [m]	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
ρb: 法覆工の密度 [kg/m ³]	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300
ρw: 水の密度 [kg/m ³]	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
g: 重力加速度 [m/s ²]	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81
Kv: 体積補正係数	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
θ: 傾き [度]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
rb: 流下方向の長さ [m]	0.30	0.30	0.30	0.30	0.50	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00
r/L: 揚力に対する回転半径 [m]	0.15	0.15	0.15	0.15	0.25	0.25	0.25	0.25	0.50	0.50	0.50	0.50
r/D: 抗力に対する回転半径 [m]	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075
Hd: 設計水深 [m]	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
ks: 相当粗度 [m]	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
α: 係数	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
V0: 代表流速 [m/s]	2.50	3.00	3.50	4.00	2.50	3.00	3.50	4.00	2.50	3.00	3.50	4.00
Vd: 設計流速 [m/s]	2.19	2.63	3.06	3.50	2.19	2.63	3.06	3.50	2.19	2.63	3.06	3.50
CD: 抗力係数	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
CL: 揚力係数	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
Ab: 上方投影面積 [m ²]	0.09	0.09	0.09	0.09	0.25	0.25	0.25	0.25	1.00	1.00	1.00	1.00
AD: 抗力に対する投影面積 [m ²]	0.045	0.045	0.045	0.045	0.075	0.075	0.075	0.075	0.150	0.150	0.150	0.150
L: 揚力 [N]	112.02	161.30	219.55	286.76	311.16	448.07	609.87	796.57	1244.63	1792.27	2439.48	3186.26
D: 抗力 [N]	32.31	46.53	63.33	82.72	53.85	77.55	105.55	137.87	107.71	155.10	211.11	275.73
Ww: 法覆工の水中重量 [N]	172.17	172.17	172.17	172.17	478.24	478.24	478.24	478.24	1912.95	1912.95	1912.95	1912.95
Mr: 抵抗モーメント [N・m]	25.82	25.82	25.82	25.82	119.56	119.56	119.56	119.56	956.48	956.48	956.48	956.48
Md: 転倒モーメント [N・m]	19.23	27.69	37.68	49.22	81.83	117.83	160.38	209.48	630.40	907.77	1235.57	1613.81
F: 安全率	1.34	0.93	0.69	0.52	1.46	1.01	0.75	0.57	1.52	1.05	0.77	0.59

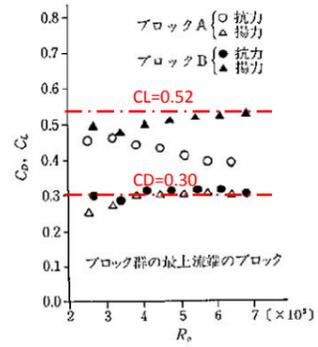


図5-16 ブロック群最上流端ブロックの C_d , C_l

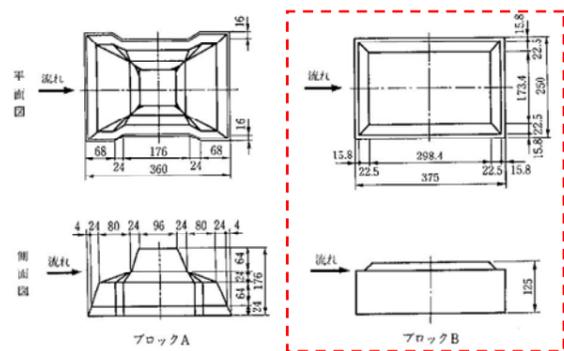


図5-8 ブロック標準図

(3) 「めくれ」モデル

POINT
 流体力による「めくれ」を対象とし、部材を単体として扱うことのできる法覆工では、単独に設置された部材について、流体力によりめくれが生じる条件を照査する。

1) 安定条件とモデル図

① 破壊要因

法面勾配が1:1.5よりも緩く、背面からの土圧・水圧を受けない状態を想定しており、流体力による破壊が主要因となる。

② 主な破壊形態

流体力の作用によって一点を支点として部材がめくれる。

③ 設置状態

モデル図に示すように、小口が保護されていない状態で設置されていると想定する。

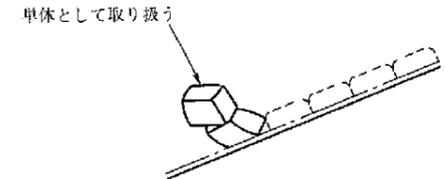


図5-14 破壊形態が「めくれ」であり、単体として取り扱う法覆工のモデル図

2) 基本式

① 基本式の考え方

「めくれ」モデルでは、法覆工の部材の重量(あるいは控え厚)は式(5.12)に示すように、上流端に置かれた部材が流体力によって回転しないような設計を行う。

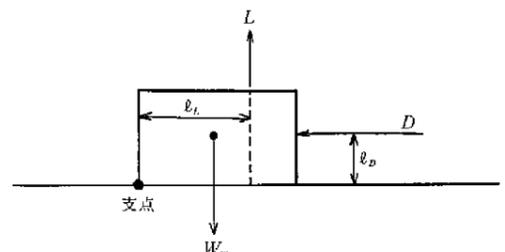


図5-15 めくれモデルのつりあい

$$W_w \cdot \cos\theta \cdot l_b / 2 \geq L \cdot l_L + D \cdot l_b \quad \dots \dots \dots (5.12)$$

ここで、 W_w : 法覆工の水中重量 $W_w = (\rho_b - \rho_w) \cdot g \cdot K_v \cdot A_b \cdot t_b$ (kgf) 【N】

- θ: 法面の傾き
- l_b : 上流端の部材の流下方向長さ (m)
- l_L : 上流端の部材の揚力に対する回転半径 (m)

l_b : 上流端の部材の抗力に対する回転半径 (m)
 であり、揚力、抗力のとり方は「滑動-単体」モデルと同じである (A_b , A_d については、図5-4参照)。このモデルにより想定している状況は、実際の設置状況とほぼ等しく、本モデルは特に安全側となる範囲を含んでいない。したがって、求められる重量は安定条件の限界に近いものである。上流端部の部材が重くなりすぎる場合は、端部をもぐらせる、あるいは、小口止めを設けるなどの方法により端部における流体力の作用する面積を小さくする工夫が望まれる。

② 外力条件

流れの条件には「滑動-単体」モデルと同じく、乱れを考慮した近傍流速を用いる。

$$V_d = \frac{8.5 + 5.75 \log_{10}(l_b/k_s) + 2}{6.0 + 5.75 \log_{10}(H_d/k_s)} V_0$$

③ 必要諸元の算定について

「めくれ」モデルの控え厚の算定については、「滑動-単体」モデルを参考にする。

3) 基本式に用いられる抗力係数 C_b 、揚力係数 C_L について

抗力係数 C_b 、揚力係数 C_L は法覆工の形状によって値が異なるので、個々の形状について実験により定めることが基本である。この場合、最上流部に設置された部材を対象に測定した係数を用いる必要がある。また、部材の形状が相似形であれば、同じ抗力係数 C_b 、揚力係数 C_L を用いてもよい。

揚力係数 C_L については、単体の場合と同様に設計を行うのであれば、とり得る範囲の上限値と考えられる 1.0 程度を与えておく安全側の照査を行う方法もある⁹⁾。

ここでは、最上流部に設置された抗力係数 C_b 、および揚力係数 C_L の一例を示す(図5-16)⁹⁾。実験範囲は、前述のモデルと同様な適用が可能である。

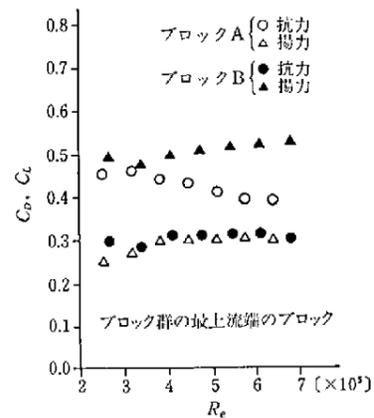


図5-16 ブロック群最上流端ブロックの C_b , C_L

4) 留意点

- ・めくれの対象となる法覆工では、屈撓性構造として河岸形状になじむようにすることが望ましい。

『護岸の力学設計法』 p83

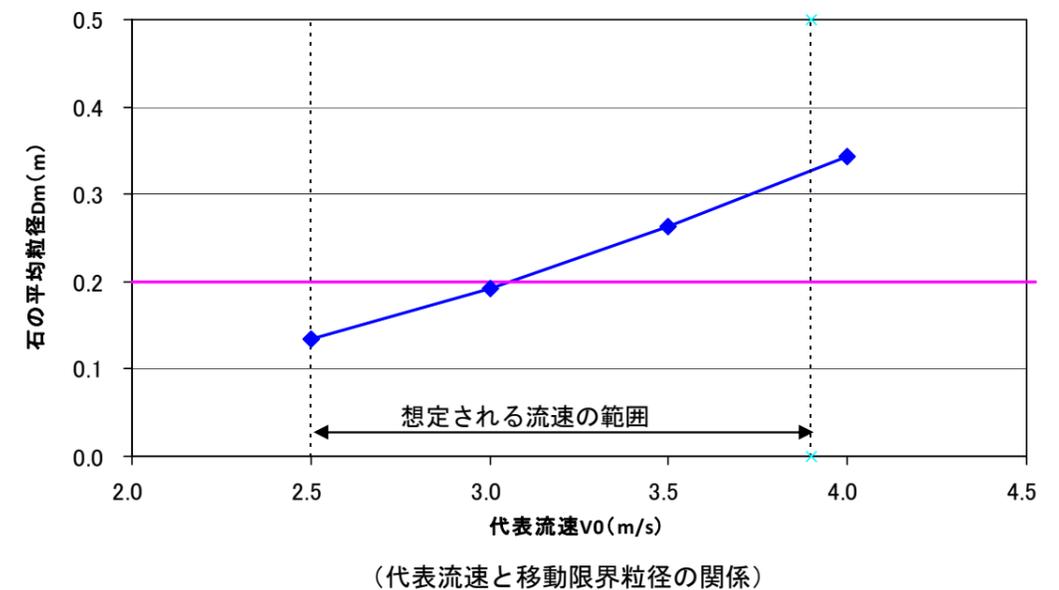
② 河床コンクリート背面の礫

過去の河床コンクリートの補修履歴写真より、河床コンクリート背面には $\phi 200\text{mm}$ 程度以下の礫が多数見られる。



河床コンクリート背面の礫 ($\phi 200\text{mm}$ 程度以下)

ここでは、上述の流速により、これらの礫が移動するかどうかの検討を行った。検討方法は、『護岸の力学設計法』に示される「掃流—一体性が弱いモデル」(次頁以降参照)を用いた。



(代表流速と移動限界粒径の関係)

↓
 想定される流速が $V \approx 2.5 \sim 3.9 \text{ m/s}$ であるのに対し、流速が 3m 程度を上回ると、0.2m 程度の石が移動する結果となる。

↓
 河床コンクリート背面の礫は移動する可能性が高く、その下の土砂も含めて洗掘が生じていたことは十分に考えられる

雑石の安定性検討

- 『護岸の力学設計法』
- 法覆工の力学的安定性の照査
- 「掃流—一体性が弱い」モデル

V0: 代表流速	[m/s]	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50
E1: 乱れの強さを表す実験定数		1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
ρ_s : 石の密度	[m]	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65
g: 重力加速度	[m]	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81
ρ_w : 水の密度	[kg/m ³]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Dm: 石の平均粒径	[m]	0.13	0.19	0.26	0.34	0.43

(4) 「掃流—一体性が弱い」モデル

POINT

流体力による掃流を対象とし、一体性が弱い部材からなる法覆工では単体として設置された部材が、流体力により掃流される条件を照査する。

1) 安定条件とモデル図

① 破壊要因

法面勾配が1:1.5よりも緩く、背面からの土圧・水圧を受けない状態を想定しており、流体力による破壊が主要因となる。

② 主な破壊形態

流体力が法覆工を構成する部材の限界掃流力を上回って、掃流状態により移動する現象である。

③ 設計条件

モデル図に示すように、隣接部材との一体性が弱く、敷き並べられているものであり、単体の部材に対する照査を行う。

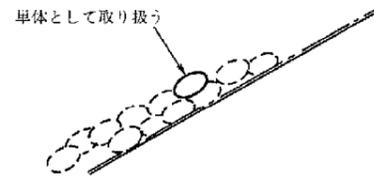


図5-18 掃流を破壊要因とする一体性が弱い部材を用いた法覆工のモデル図

2) 基本式

① 基本式の考え方

ここに示す基本式は、アメリカ工兵隊の基準¹²⁾にある、捨石径の算定方法に基づいている。すなわち、法覆工の部材に作用する掃流力が部材（自然石）の移動限界を越えないものとして

『護岸の力学設計法』 p84

代表流速 V_0 と部材の大きさの関係が定められている。

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 \cdot 2g \left[\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right]} V_0^2 \quad (5.13)$$

ここに、 D_m : 石の平均粒径; (m)

V_0 : 代表流速; (m/s)

ρ_s : 石の密度; (kgf·s²/m⁴) 【kg/m³】

g: 重力加速度; (m/s²)

ρ_w : 水の密度; ρ_s/ρ_w は通常 2.65 程度である

; (kgf·s²/m⁴) 【kg/m³】

E_1 : 乱れの強さを表す実験係数

である。

乱れの強さを表す実験係数 E_1 によって、必要径が変化する。

式(5.13)は水平面上の捨石について与えられるものであり、捨石を斜面角度 θ の法面に設置する場合には、粒径 D_m に対して斜面の補正係数 K を乗じた値 $K \cdot D_m$ を捨石径とする。ここで、 Φ は石材料の水中安息角である。

$$K = \frac{1}{\cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \Phi}}} \quad (5.14)$$

Φ : 自然石では 38°程度、砕石では 41°程度である。

以上より、式(5.13)、式(5.14)から捨石の径 D_m を算定し、これを目標として法覆工の部材に必要な大きさを照査する。

② 外力条件

工兵隊の基準式は、断面平均流速によって評価を行っている。このため、流速の評価には代表流速 V_0 を用いる。なお、流速の乱れ成分の影響は、実験係数 E_1 に含まれている。通常は $E_1 = 1.2$ が用いられる場合が多い。この値は、比較的乱れが小さい流れの場合の係数である。乱れが大きい流れの場合の係数としては、 $E_1 = 0.86$ という値が示されている。

3) 留意点

一体性が弱い構造であるから、特に吸出しが生じないようにすることが必要である。

4) 工種のイメージ図

捨石護岸

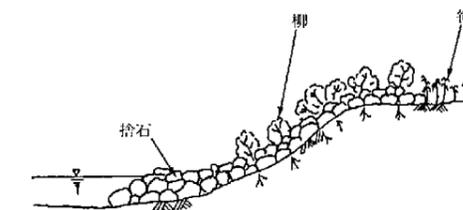


図5-19 「掃流—一体性が弱い」モデル工種のイメージ図

『護岸の力学設計法』 p85

③ 雑割石

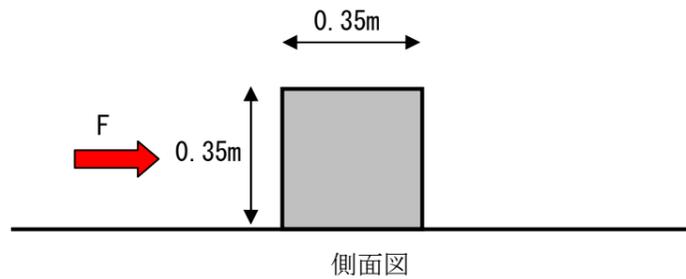
流下物調査の結果、弥陀次郎川河口部付近（宇治川合流部付近）において、弥陀次郎川の石積み護岸の材料と推測される雑割石がいくつか確認された。



ここでは、上述の流速により、これらの礫が移動するかどうかの検討を、『護岸の力学設計法』に準拠して行った。

1) 作用力Fの算定

下図のように、控え 35cm 程度の雑割石が河床に置かれている状態での作用力を評価する。



① 近傍流速 Vd の算定

石に作用する流速は、『護岸の力学設計法』に示される下式により、乱れを考慮した近傍流速として算定した。

② 外力条件
流れの条件には「滑動-単体」モデルと同じく、乱れを考慮した近傍流速を用いる。

$$V_d = \frac{8.5 + 5.75 \log_{10}(t_b/k_s) + 2}{6.0 + 5.75 \log_{10}(H_d/k_s)} V_o$$

『護岸の力学設計法』 p83 より

ここで、

- td : 0.35m (=石の高さ)
- ks : 0.04m (相当粗度は、多少侵食を受けたコンクリート河床を想定し、『護岸の力学設計法』 p76 に示される値を用いた)
- Hd : 2.2m (河道満杯相当)
- Vo : 2.5~3.9m/s (不等流計算より)

とすると、近傍流速 Vd は以下のとおりとなる。

$$V_d = \{8.5 + 5.75 \log_{10}(0.35/0.04) + 2\} / \{6.0 + 5.75 \log_{10}(2.2/0.04)\} \times (2.5 \sim 3.9) = 2.49 \sim 3.88 \text{ m/s}$$

② 作用力Fの算定

流水が石に直接突き当たるような場合の掃流力は、流水が石におよぼす動水圧に等しいから、流速を Vd とすると下式で表される。

$$F = C_D \cdot \rho_w \cdot A \cdot V_d^2 / 2$$

A は流水が突き当たる面積で、ここでは 0.123 (m²) (=0.35m×0.35m) となる。C_D は、物体の形状によって異なる抵抗係数であり、『護岸の力学設計法』に示される下図を参考にすると 0.4~0.7 程度である。

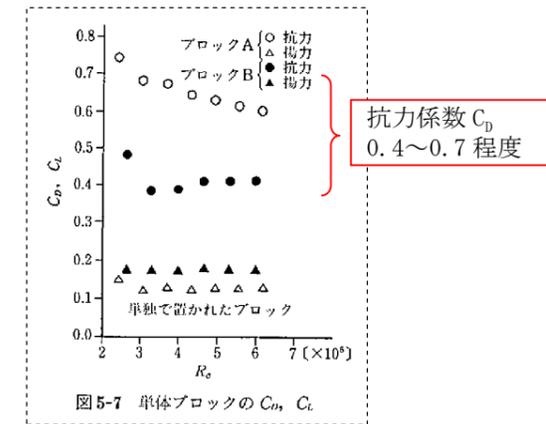


図5-7 単体ブロックの Cd, Cl
『護岸の力学設計法』 p77 より

以上より、作用力 F は、

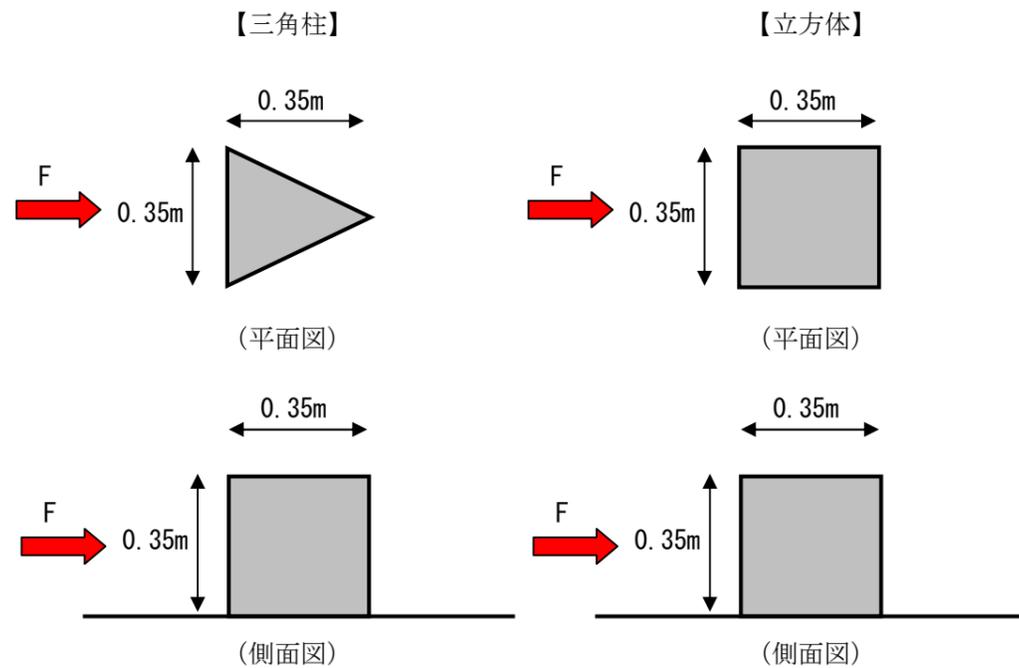
$$F = C_D \cdot \rho_w \cdot A \cdot V_d^2 / 2 = (0.4 \sim 0.7) \cdot 1000 \cdot 0.35 \cdot 0.35 \cdot (2.49 \sim 3.88)^2 / 2 \approx 150 \sim 640 \text{ N}$$

2) 抵抗力 R の算定

石の抵抗力 R は、石の水中重量を W' 、摩擦係数を μ とすると、下式で表される。

$$R = \mu \cdot W'$$

ここで、雑割石の形状を控え 35cm 程度のものを想定し、便宜上下図のような三角柱や立方体を想定した。



石の比重を、『護岸の力学設計法』に示される 2.65、摩擦係数を $\mu = 0.5$ (コンクリートと岩盤の摩擦係数と同程度と評価) とすると、抵抗力 R は以下のとおりとなる。

$$\text{【三角柱】 } R = 0.5 \cdot (2.65 - 1.0) \cdot 1000 \cdot 9.8 \cdot 0.35^3 / 2 \approx 170 \text{ N}$$

$$\text{【立方体】 } R = 0.5 \cdot (2.65 - 1.0) \cdot 1000 \cdot 9.8 \cdot 0.35^3 \approx 350 \text{ N}$$

3) 評価

$$\text{作用力 } F = 150 \sim 640 \text{ N} \Leftrightarrow \text{抵抗力 } R = 170 \sim 350 \text{ N}$$

破堤箇所雑割石が下流まで流されたことは十分に考えられる

(3) まとめ

流下物調査より、弥陀次郎河口部付近（宇治川合流部付近）に、破堤箇所のものと思われる以下の材料が確認された。

- ・ コンクリート片（大きいもので 1000mm×1000mm 程度，多数）
- ・ 護岸の雑割石（控え 35cm 程度，4 個）

弥陀次郎川で生じていたと想定される流速は $V \approx 2.5 \sim 3.9 \text{ m/s}$ であり、これらの外力に対して上記の材料やコンクリート背面の礫（ $\phi 200 \text{ mm}$ 程度以下）が流されることは十分に考えられることが検証された。

想定される流速 2.5～3.9 m/s により、下記の材料が流されることは十分に考えられる。

- ・ コンクリート片
- ・ 雑割石
- ・ コンクリート背面の礫

従って、河床や護岸背面の土砂が侵食を受けた可能性は十分に考えられる