

捨石河川構造物の水理特性

Hydrodynamics of Rubble Mound River Structures

道 奥 康 治

Kohji MICHIOKU

1. はじめに

近年の河川整備においては護岸、水制、落差工、沈床などの河川構造物に石礫・木材・植生などの透過性材料を用いる「伝統的河川構造物」が多く採用されている。写真-1,2,3 は、捨石を用いた堰、落差工、水制の事例である。近代工法が導入される以前には各地で施工され、地域の自然と社会の風土・文化を反映し、時間と経験を経て定着した技術である。その意味で伝統工法には自然・社会環境への高い順応性を期待できる。コンクリート・鋼などを用いた構造物（写真-4）よりも間隙と透過性を有するために流れが柔らかく制御され、水生生物の生息空間を提供するなど生態系への負の環境影響を緩和し、周辺景観とも調和しやすい。反面、流れに対する耐荷力はコンクリート構造物より小さく、平時あるいは出水後の維持補修が不可欠である。しかし、かつてはこれが地域の共同作業であり、コミュニティの結束力を維持する背景にもなっていた。

このように自然・社会環境面での機能も併せ持つ伝統工法を単に復古主義的に導入するのではなく、最新技術として河川整備に利用するためには、水工学的知見に基づく合理的な設計・施工が必要である。

往事の伝統工法は知識と経験に基づき、ベテラン技師達によって設計・施工されていた。長年月を経た後も活用され適用実績を有している点で、技術的に十分な合理性を内包していると考えられる。しかし、伝統工法が活躍した時代に比べて現在は河川が高度に利用され、守るべき資産が流域の広範囲に集積している。昔と河相が変わっている現在の状況において単なる伝統工法の復活だけでは、これらの本来の機能を最大限に発揮することにはならず、伝承・経験など不文律的技術を将来にわたって継承することは困難である。しかし、1964年の河川法施行から1997年の同法改正に至る期間一すなわち、伝統工法の適用が低調であった時代一においては幸いにして水工学が大きく進展し、河川構造物の設計・施工に必要な知見が多く積み重ねられた。河川整備において今後さらに伝統工法を発展させるためには、かつてはベテラン技師の経験に頼っていた構造設計を最新の水工学的知見に基づいて理論的に検証するこ

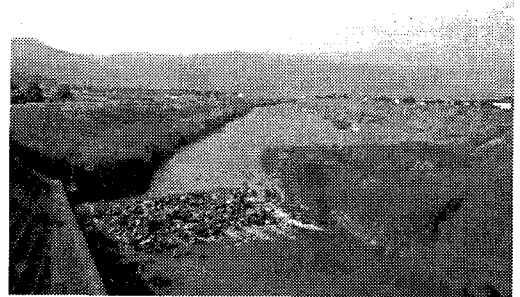


写真-1 捨石堰（城原川）



写真-2 捨石落差工（ドナウ川）

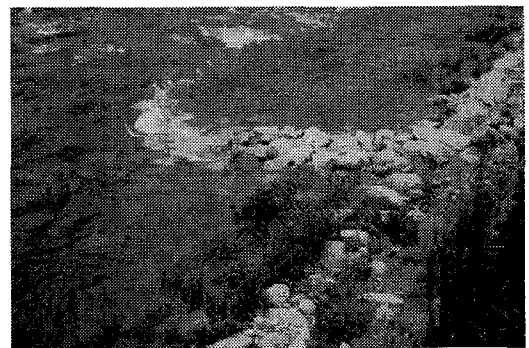


写真-3 捨石水制（明智川）

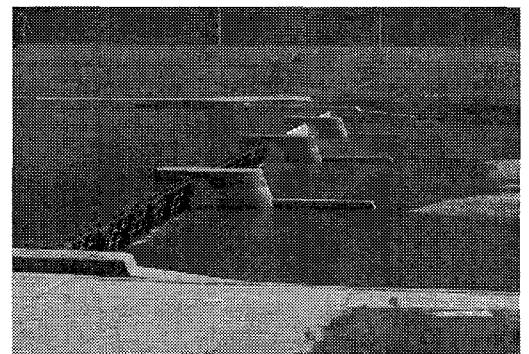


写真-4 鋼製の転倒堰（千種川）

とが必要である。

多岐にわたる伝統的河川工法を本文で網羅することは不可能である。ここでは、捨石で構築された堰と水制（それぞれ「捨石堰」、「捨石水制」と称する）に限定し、構造物を通過・越流する流れの水理特性、構造物に作用する流体力と捨石材料の安定性、構造物内外の流れの解析、実河川への適用例などを紹介する。

2. 捨石河川構造物に関する技術的課題

捨石河川構造物に関する治水、利水、環境上の検討課題は次のように整理される。

2.1 治水上の課題

- ① 流れの疎通性におよぼす構造物の影響
- ② 流速・流向や水位などの水流制御機能
- ③ 構造物周辺の河床変動（洗堀・堆積）
- ④ 流れに対する捨石の安定性、構造物の崩壊性状（崩壊の限界・頻度・程度）
- ⑤ 間隙中への土砂・流木・夾雑物の堆積・目詰まり
- ⑥ 維持・管理の頻度と費用

2.2 利水上の課題（堰や落差工など利水横断工作物の場合）

- ① せき上げ効果
- ② 流量調節効果

2.3 自然・社会環境面での課題

- ① 曝気・水質浄化機能
- ② 水生動物の生息空間性能
- ③ 魚類・匍匐生物の移動経路としての機能（横断工作物の場合）
- ④ 景観機能・親水性
- ⑤ 停滞内水面と主流部との水交換特性
- ⑥ 維持管理における地域連携上の課題（社会環境機能）

3. 捨石堰の水理特性

捨石堰は利水構造物であり、究極の技術目標は水位の堰上げ、堰を透過・越流する流量などを明らかにして「水位－流量」曲線（H-Q 曲線）を得ることである。一方、コンクリートや鋼製の永久構造物と違って出水時の部分損壊を前提とするため、越流時の流量・流体力・堰体安定性を知る必要がある。以上のことから、図-1 のように問題を分類し、捨石堰を越流しない場合と②越流する場合の水理特性を検討する。

3.1 越流しない場合の流れの特性（平水時）⁴⁾

図-2 のような捨石堰に対し、解析区間を上流から、①堰上流側境界（ $x=0$ ）周辺の急変流、②堰体内（ $x=0 \sim L$ ）の漸変流、③堰下流側境界（ $x=L$ ）周辺の急変流に分ける。ここで、 L は堰長である。

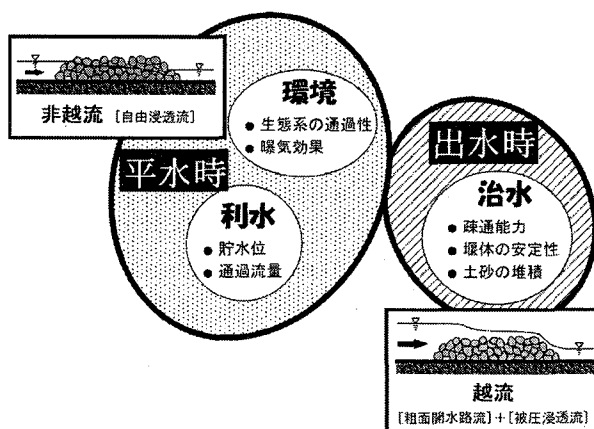


図-1 捨石堰に関する問題

断面(I)では開水路から捨石堰内へ急縮する流れ、断面(III)では捨石堰内から開水路へ急拡する流れと考え、開水路急変流と同様の運動量原理が適用される。これより、流量 Q のもとで断面(I)と断面(III)における水深間の関係、($h_0 \sim h_1$)、($h_2 \sim h_3$)がそれぞれ得られる。ここで、断面(III)に着目すると、

(i) 下流区間が常流の場合には、堰上げの影響を受けて流量が水深 h_3 に依存する流れ("S-Flow"と称する)となり、(ii) 下流区間が射流の場合には断面(III)で支配断面が現れ、 $h_2=h_c$ (h_c は限界水深)となる。この時、流量は h_3 に依存せず、断面(III)での限界条件から決定される("C-Flow"と称する)。

区間(II)の流れは捨石堰内の不圧多孔体流として解析される。Ward¹⁾(1964)によって得られた非ダルシー型の乱流抵抗則を用いれば、堰体内の運動方程式が次のように記述される。

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{U^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} - i + \frac{\nu}{gK} U_s + \frac{c}{g\sqrt{K}} U_s^2 = 0 \quad (1)$$

$$\frac{D_L}{D_T}$$

ここで、 g : 重力速度、 h : 水深、 $U=q/nh$: 堰内の実流速、 n : 堰体の間隙率、 q : 単位幅あたりの流量、 $U_s=q/h$: 見かけの流速、 i : 水路床勾配、 ν : 動粘性係数である。また、多孔体の流体抵抗のうち層流成分 D_L と乱流成分 D_T を規定する係数(c, K)は次式で与えられる。

$$c=f(d_m/\sqrt{K/n})^{-3/2}, \sqrt{K}=e \cdot d_m \quad (2)$$

ここで、 d_m は捨石の平均粒径、(e, f)は未定定数である。被圧状態の多孔体管路流に関する Arbhahirama²⁾や清水³⁾(1992)の実験においては、(e, f)=(0.028, 100)が得られている。道奥ら⁴⁾は、流量の理論解が実験値に最も適合する(e, f)として、(e, f)=(0.0196, 41.0)を得た。

式(1)を変形して水面形 $h(x)$ に関する常微分方程式が得られ、これを境界条件

$$x=0 \text{ で } h=h_1, \quad x=L \text{ で } h=h_2, \quad (3)$$

のもとで積分すると厳密解が求められる。区間(II)の水面形の解 $h(x)$ と断面(I), (III)における水深の関係を用いて無次元流量 $F_0=q/\sqrt{gh_0^3}$ の理論解を次のように得る。

$$F_0 = \Omega(h_0/L, \Delta h/h_0, d_m/h_0, n, i) \quad (4)$$

ここで、 $\Omega(\quad)$ は理論解の関数形(解は陰形式、具体形は文献4)を参照)、 $\Delta h/h_0 \equiv (h_0-h_3)/h_0$ は、堰下流側からの堰上げ効果に相当する無次元水位差である。S-Flowでは F_0 が $\Delta h/h_0$ にも依存するが、C-Flowの場合には、流量が水面形方程式の特異点条件から与えられ、 F_0 は $\Delta h/h_0$ には依存しない。式(4)はH-Q曲線の無次元関数形に相当する。 $d_m/h_0=0.2, n=0.37, i=1/100$ の場合の F_0 の理論解と実験値との比較を図-2に示す。

実務的には次元量で表示したH-Q曲線が必要である。ある水理条件に対し式(4)の理論解を次元量に換算す

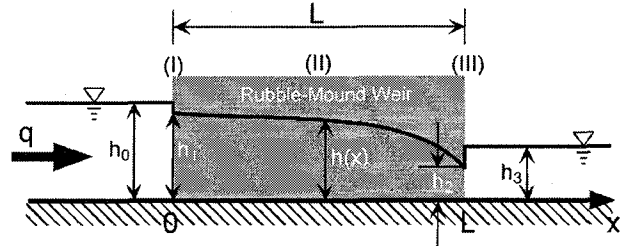


図-2 捨石堰の透過流における諸元

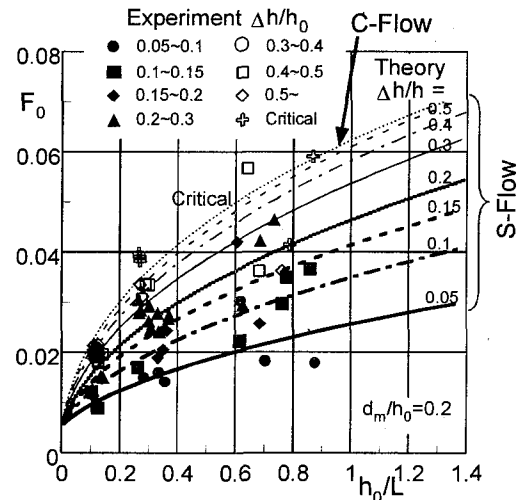


図-2 無次元流量 F_0 と水深一堰長比 h_0/L の関係 ($d_m/h_0=0.2$ の場合を例とし、上下流水深差 $\Delta h/h_0$ をパラメータとして表示)

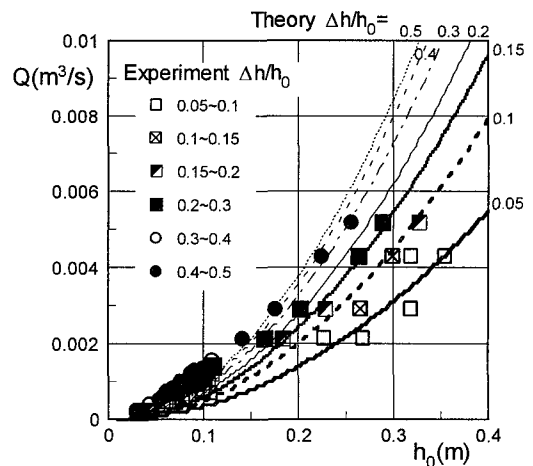


図-3 H-Q曲線の事例 ($d_m/h_0=0.38$ の場合)

れば図-3のようなH-Q曲線を得る。

3.2 越流する場合の流れと流体力の特性⁵⁾

(1) 流れの一次元解析

捨石堰を越流・透過する流れを解析するために図-4のように, (i) 上流側から捨石堰にさしかかる急変流区間 (0-I 区間) と, (ii) 上層が「透水層上の粗面開水路流」, 下層が「被圧多孔体乱流」からなる漸変二層流 (I-II 区間) に領域を分割する。

0-I 区間の急変流は, 図-5 のように堰高さ W に相当する部分が急縮して単断面から複断面へ移行する開水路流として近似する。運動量保存則に基づいて断面 0 と断面 I における水深(h_1 , h_0)間の関係が理論的に得られる。0-I 区間の長さ ΔL は関連水理量の経験的関数として与えられる。

I-II 区間の流れは, 堰天端での質量・運動量交換を考慮した漸変二層流と考える。まず, 上下層の連続式は以下のようなものである。

$$\frac{d}{dx}(U_U h) = q_i = -\frac{d}{dx}(U_L n W) = -\frac{d}{dx}(U_S W) \quad (5)$$

ここで, U_U は上層の平均流速, U_L は下層 (堰体内) の実流速, $U_S (=nU_L)$ は下層の見かけ流速, h は上層の水深である。 q_i は堰天端界面を通過する交換速度であり, 堰体から開水路流に向かう輸送の場合を正とする。単位幅流量 q は次式であらわされる。

$$q = q_U + q_S = U_U h + U_S W \quad (6)$$

上層の運動方程式は次のように記述される。

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{U_U^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} - i + \frac{\tau_w P}{\rho g A} + E \frac{q_i}{gh} (U_U - U_S) = 0 \quad (7)$$

(I)
(II)
(III)
(IV)
(V)

ここで, τ_w は開水路の壁面摩擦力, A は断面積, P は潤辺長である。また, E は二層界面における運動量の交換効率をあらわす係数で, 一般に $E \leq 1$ と考えられる。本解析では, 上下層内で流速分布をほぼ一様と考え, $|E|=1$ とする。また, 常に $U_U > U_S$ であることから応力の作用方向を考慮して,

$$q_i > 0 \text{ の時, } E=1, \quad q_i < 0 \text{ の時, } E=-1 \quad (8)$$

とおく。堰天端での運動量交換にともなう抵抗力は, 式(7)の第(V)項であらわされる。例えば, 堰体内の遅い流れ (見かけの流速が U_S) が, それより早い速度 U_U を有する開水路流へ q_i の速度で連行される時, $\rho q_i (U_U - U_S)$ の運動量欠損に相当する内部せん断力が発生し, 流れの抵抗力として作用する。

下層堰体内に対しては同じだけの運動量 $\rho q_i (U_U - U_S)$ が供給されて流れを駆動する。捨石堰内の流水抵抗力

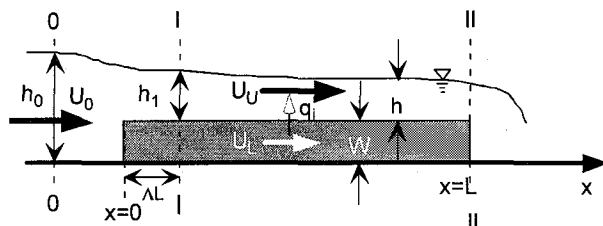


図-4 捨石堰を越流する場合の流れの諸元

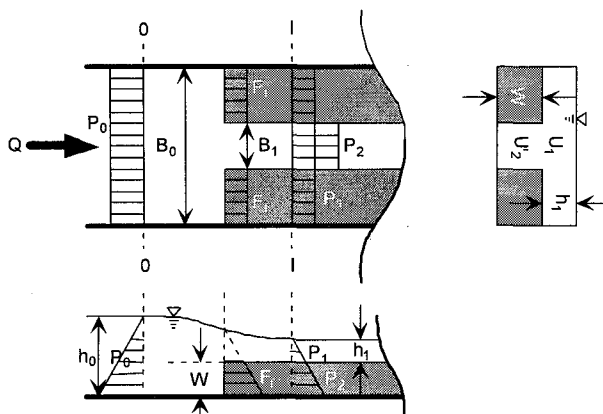


図-5 堰上流端における運動量保存のモデル化

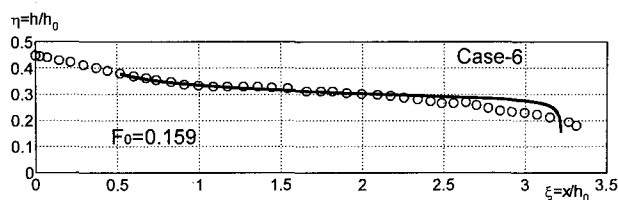


図-6 越流水面形

($Q=15.3$ L/sec, $d_m=1.9$ cm, $L=60$ cm, $W=10$ cm)

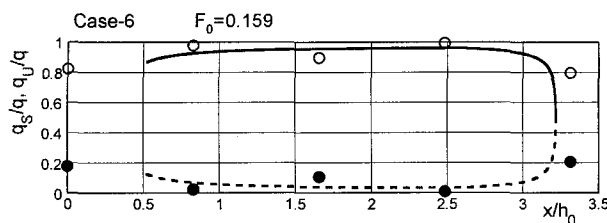


図-7 捨石堰を越流する流量 (上層流量) q_U と透過する流量 (下層流量) q_S の流下方向変化

($Q=15.3$ L/sec, $d_m=1.9$ cm, $L=60$ cm, $W=10$ cm)

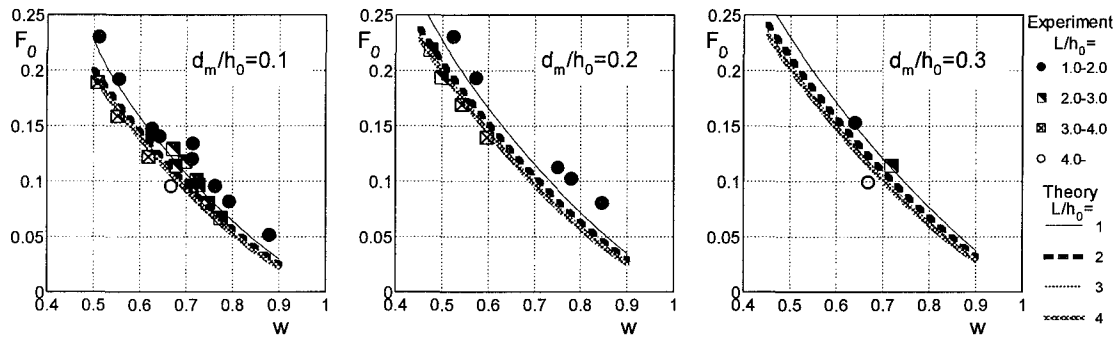


図-8 全通過流量 q (=越流量 q_u + 透過流量 q_s) の無次元値 F_0 と無次元堰高さ $w(=W/h_0)$ の関係 (様々な無次元堰長さ L/h_0 と無次元粒径 d_m/h_0 に対するプロット)

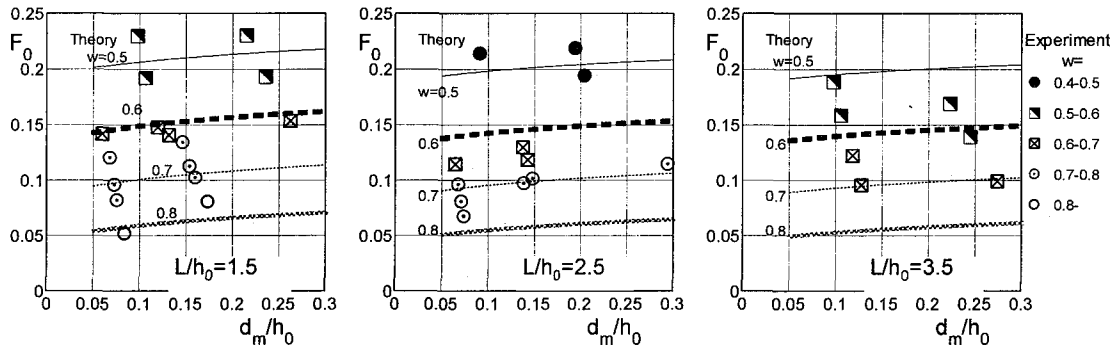


図-9 F_0 と d_m/h_0 の関係 (様々な L/h_0 と w に対するプロット)

は式(1)の抗力項によってあらわされる。以上より下層の運動量方程式は次式のようにあらわされる。

$$\underbrace{\frac{d}{dx} \left(\frac{U_L^2}{2g} \right)}_{(I)} + \underbrace{\frac{dh}{dx}}_{(II)} - \underbrace{i}_{(III)} - \underbrace{E \frac{q_i}{gW} (U_u - U_s)}_{(IV)} + \underbrace{\frac{\nu}{gK} U_s + \frac{c}{g\sqrt{K}} U_s^2}_{(V)} = 0 \quad (9)$$

(2) 水面形と流速

式(5),(7),(9)を連立して整理すれば、水面勾配に関する次式が得られる。

$$\frac{dh}{dx} = \left[\frac{W \{ (1+E)q - (1+E)U_s W - EU_s h \} (i - C_1 U_s - C_2 U_s^2)}{(U_s h^2)/n^2 + E \{ qh - U_s h(W+h) \}} + i \frac{f(q - U_s W)^2}{8g\bar{h}} \right] \left[1 - \frac{(q - U_s W)^2}{g\bar{h}} \right] + W \frac{(1+E)q - (1+E)U_s W - EU_s h}{(U_s h^2)/n^2 + E \{ qh - U_s h(W+h) \}} \quad (10)$$

上式を所定の境界条件のもとで積分すれば水面形 $h(x)$ の解を得る。同様にして、式(5),(7),(9)から上層流速 U_u と下層流速 U_L に関する常微分方程式も誘導される。以上のようにして得られた水面形 $h(x)$ と上下層流量の解 $[q_u(x), q_s(x)]$ をそれぞれ図-6 と図-7 に示す。

(3) 流量

堰下流端 (断面 II) が支配断面になることを利用して、水面形方程式の特異点条件—すなわち、式(10)の分母が 0 となる条件—から流量の理論解が得られる。図-8,9 には無次元流量 $F_0 = q/\sqrt{gh_0^3} = (q_u + q_s)/\sqrt{gh_0^3}$ を [無次元堰高さ $w(=W/h_0)$, 無次元堰長さ L/h_0 , 無次元平均粒径 d_m/h_0] の関数としてあらわした理論解 (曲線群) と実験値 (記号) との比較を示す (以降、諸量の無次元化には構造物上流の代表断面における水深 h_0 と平均流速 U_0 を用いる)。さらに、 F_0 におよぼす水路床勾配 i , Reynolds 数, 間隙率 n などの影響も本理論

により合理的に説明できる。

(4) 流体力

水理諸量の解を運動方程式に代入すれば、

(i) 捨石堰天端に作用する壁面せん断力 F_W

(式(7)の第Ⅳ項) (ii) 捨石堰天端における

「開水路流－捨石多孔体流」間の内部せん断力 F_I (式(7)の第Ⅴ項あるいは式(9)の第Ⅳ項)、

(iii) 捨石材料に作用する抗力 F_P (式(9)の第Ⅴ項) が算出され、捨石堰の力学安定性に関する情報が得られる。

(F_W, F_I, F_P)の流下方向変化の一例を図-10に示す。捨石堰の上流から下流に至るまで、壁面摩擦 F_W の影響は小さく、抵抗力の大部分は界面での内部せん断力 F_I (上下層の運動量交換) と捨石の抗力 F_P からなる。上流側ではいずれの抵抗項も小さいのに対し、堰下流端付近では(F_I, F_P)が急増する。下流付近で捨石に作用する抗力 F_P が急激に増加し、下流端では最大になる。

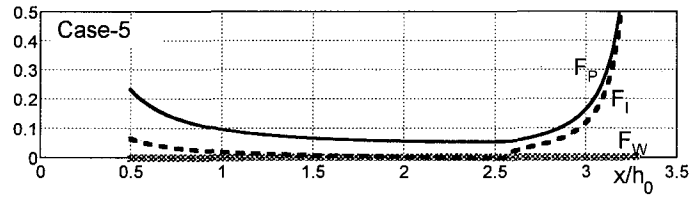


図-10 捨石堰天端に作用する壁面せん断力 F_W 、内部せん断力 F_I 、捨石堰内の抗力 F_P ($Q=16.8$ L/sec, $d_m=4.1$ cm, $L=60$ cm)

4. 捨石堰の安定性と崩壊機構

コンクリート製の堰と異なり、捨石堰は大きな出水に際して損壊することを前提としなければならない。被災を最小限に抑えるような構造設計、維持補修に必要な費用を推算するためには、捨石堰の安定性・崩壊機構に関する知見を要する。

4.1 崩壊過程

写真-5に捨石堰の崩壊過程を示す。堰下流側の法面中央付近から石礫が堤体外へ抜け出し、崩壊が始まる。このことは、抗力 F_P の最大値が堰下流端で生ずるという一次元解析結果(図-10)と一致している。

さらに流量が増加すると崩落箇所は法肩へと広がるが、崩壊の進行は連続的ではなく段階的に進行する。すなわち、第1段階の崩壊(写真-5(a))によってある程度安定な構造形状が得られ、しばらくは流量が増えても崩れない。その後、ある流量を超えると

写真-5(b)のように第2段階の崩落が開始する。この実験ケースの場合、最終的には4段階の崩落・破壊が断続的に生じた。

捨石堰内の間隙水圧を測定して動水勾配と水の単位体積重量の積として「浸透力」ベクトルを求めた。写真-5の実験ケースにおいて流量が $Q=27.92$ L/sec の段階の浸透力ベクトルを図-11に示す。堰の上流端から $x=100$ cm 付近までの区間では、堰天端付近で上向きの浸透力成分が見られるのに対し、下層では浸透力がほ

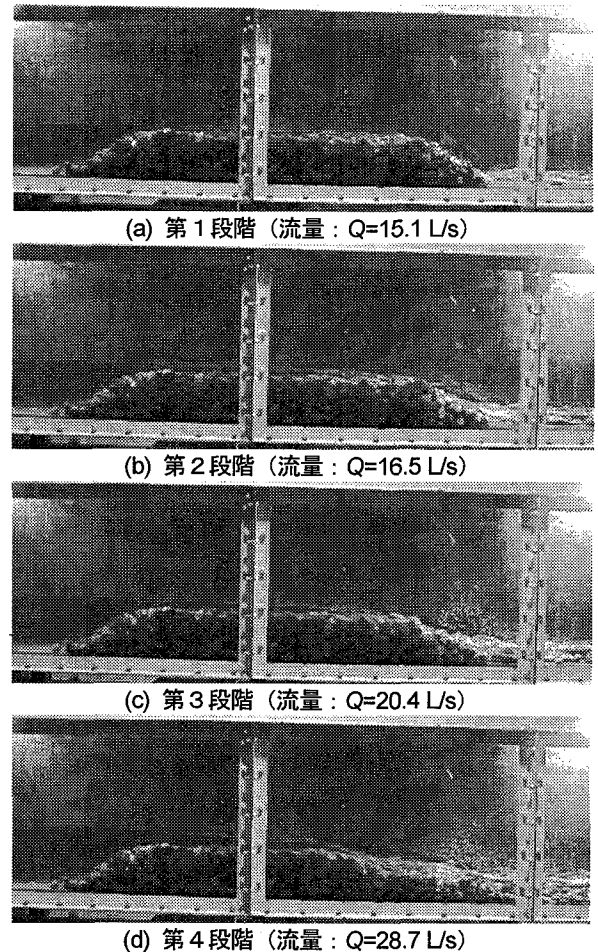


写真-5 捨石堰の崩壊過程(平均粒径: $d_m=4.8$ cm)。

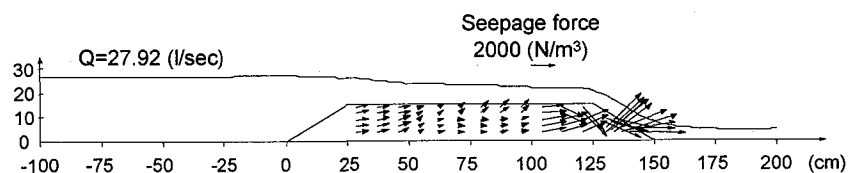
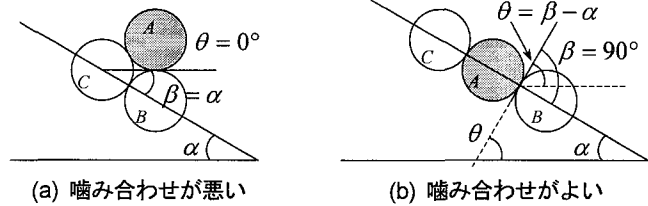


図-11 浸透力ベクトルの分布 ($Q=27.92$ L/sec, $d_m=4.8$ cm)

ば水平に作用している。このように下流側法面では卓越する浸透力により石礫が抜け出し、捨石堰の崩壊が進行する。



4.2 崩壊限界の解析

捨石堰の崩壊は下流側法面上の石礫が堤体外へ抜け出すことから開始する。崩壊限界を規定する要因としては、流体力、重力、摩擦力などがある。また、法面勾配の小さな堰よりも大きな堰の方が流れへの耐荷力が大きく、石礫どうしの噛み合わせが捨石堰の安定性に大きく影響していることがわかった。図-12 のように法面上の三つの石礫成分 A,B,C に注目して「噛み合わせ」の強弱を考える。図-12(a) は噛み合わせが弱く B,C 間の石礫 A が流れによって堤体外へ抜け出しやすい状態であり、図-12(b) は A,B,C 間の噛み合わせが強く A が抜け出しにくい状態である。幾何学的な関係より、石礫 A,B の噛み合わせを規定する「噛み合い角」 β ($0^\circ \leq \beta < 90^\circ$) を図-13 のように定義する。石礫 A が堤体外へ抜け出す角度 θ は β ならびに法面勾配 α と

$$\theta = \beta - \alpha \quad (11)$$

の関係がある。定義より、抜け出し角 θ は $0^\circ \leq \theta < 90^\circ - \alpha$ である。石礫 A が最も抜け出しやすい状態 (図-12(a)) において $\theta = 0^\circ$ ($\beta = \alpha$) である。噛み合い角 β とともに θ が増加し、最も抜け出しにくい状態 (図-12(b)) では、 $\theta = 90^\circ - \alpha$ ($\beta = 90^\circ$) となる。

図-13 において石礫 A に作用する力のつり合いを考える。同図中において、(a, b, c): 石礫(A, B, C)の中心、 F_d : 抗力、 F_l : 揚力、 W_r : 石礫の水中重量、 F_s : 浸透力 (単位体積あたりの浸透力 $\times$ 粒子体積)、 F_f : AB 間の摩擦力、 F_{n0} : C が A におよぼす力、 F_{f0} : AC 間の摩擦力である。

ここでは、B,C が不動とし、石礫 A の滑動と回転運動の初動条件を考える。転動は考えない。滑動に関しては、図-13 中の接線 AB に沿って A を抜け出させる力とその抵抗力を考える⁷⁾。回転に関しては、支点 P を中心とする石礫 A,B の力のモーメントを考える。滑動・回転のそれぞれに対して、A を動かす外力とその抵抗力の比を「移動率」(p_s, p_m)と定義する。したがって、(p_s, p_m)=1 は (滑動, 回転) に対する石礫 A の移動限界を与え、(p_s, p_m) ≥ 1 の場合に石礫 A が移動する。図-12 より (p_s, p_m) は以下のように与えられる。

$$\langle \text{滑動に対する移動率: } p_s \rangle \quad p_s = \frac{F_d \cos \beta + F_l \sin \beta + F_{n0} \cos \beta'_c + F_s \cos \gamma'}{W_r \sin \theta + F_f + F_{f0} \sin(-\beta'_c)} \quad (12)$$

$$\langle \text{回転に対する移動率: } p_m \rangle \quad p_m = \frac{F_d \cos \beta + F_l \sin \beta + F_{n0} \cos(2\beta - 90^\circ) + F_s \cos \gamma'}{W_r \sin \theta + F_{f0} \{1 + \sin(2\beta - 90^\circ)\}} \quad (13)$$

こ こ で , $F_f = \mu F_n$, $F_{f0} = \mu F_{n0}$, $F_{n0} = plus(-W_r \cos \theta_c)$, $F_d = (1/2)\epsilon \rho C_d A V^2$, $F_l = (1/2)\epsilon \rho C_l A V^2$, $F_n = F_d \sin \beta - F_l \cos \beta + W_r \cos \theta - F_s \sin \gamma' - F_{n0} \sin \beta'_c + F_{f0} \cos \beta'_c$, ρ : 水の単位体積質量, C_d : 抗力係数(=0.5), C_l : 揚力係数(=0.5), ϵ : 遮蔽係数(=0.5~1.0), V : 作用流速, A : 投影面積, β'_c : 接線 AB と線分 ac のなす角度 ($-90^\circ \leq \beta'_c \leq 30^\circ$) , γ' : 接線 AB に対する浸透力ベクトルのなす角度 ($-(90^\circ + \theta) \leq \gamma' \leq (90^\circ - \theta)$) , β_c : 法面に対する線分 ac のなす角度 ($0^\circ \leq \beta_c \leq 60^\circ$) , θ_c : 水平に対する線分 ac のなす角度 ($-\alpha \leq \theta_c \leq (60^\circ - \alpha)$) , γ_c : 線分 ac に対する浸透力ベクトルのなす角度 ($-(90^\circ + \theta) \leq \gamma_c \leq (90^\circ - \theta)$) , μ : 摩擦係数(=0.5)である。 F_{n0} の定義

図-12 噛み合い角 β

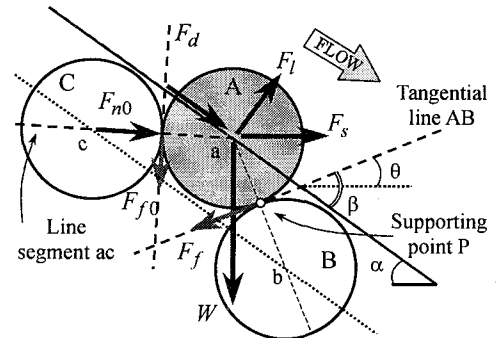


図-13 石礫の安定性解析

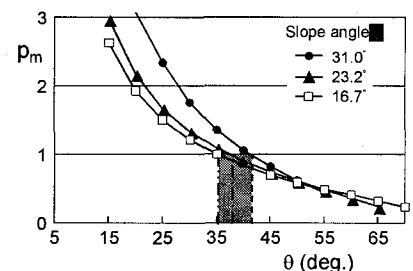


図-14 回転移動率 p_m と抜け出し角 θ 、法面角度 α の関係

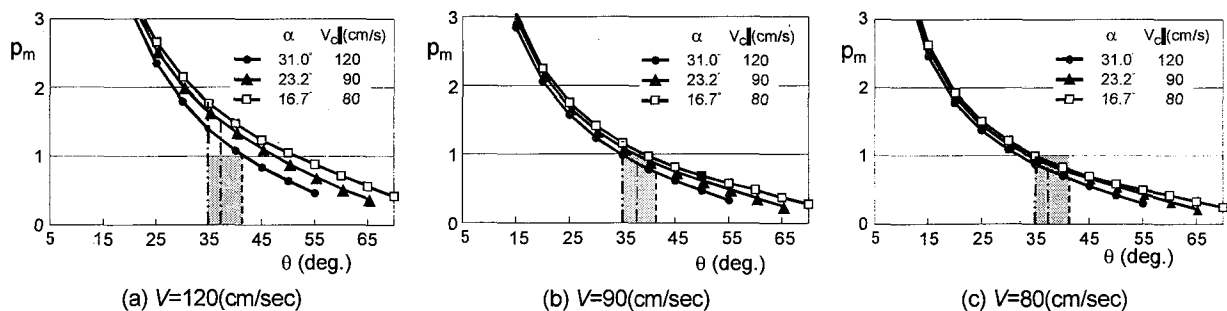


図-15 回転移動率 p_m と [法面角度 α , 流速 V] との関係

に含まれる演算子 $plus()$ では、括弧内が正の時にはそのまま、負の時には0とおく。諸定数については文献6)を参照されたい。

崩壊限界に関する本理論を検証するため、水理実験における崩壊時の流速と浸透力を外力条件として与え、移動率(p_s , p_m)を算定した。図-11 からわかるように浸透力の作用方向を特性することは困難であるが、(i) 接線 AB 方向、(ii) 法面と直角方向、(iii) 水平、の三つの場合を想定して移動率を試算した結果、三者に大きな差異は見られなかった。そこで、浸透力の作用方向を水平と固定する。また、対象とする捨石堰諸元と水理条件に対して、常に滑動より回転の移動率の方が高かったため、ここでは回転移動率 p_m のみを対象とする。

三つの法面角度 α に対する「移動率 p_m ～ 抜け出し角度 θ 」の関係を図-14 に示す。図中にはそれぞれのケースに対する崩壊限界 $p_m=1$ の位置を併記している。崩壊限界における抜け出し角 θ は $35^\circ \sim 41^\circ$ の範囲で変化する。堰の法面勾配が大きいほど崩壊限界時の抜け出し角 θ は増加し、石礫の噛み合わせが強くなる。水理実験では、法面角度が $\alpha=31.0^\circ$, 23.2° , 16.7° の三ケースにおける崩壊開始時の流速 V_c はそれぞれ 120(cm/s), 90(cm/s), 80(cm/s)であった。そこで、作用流速 V としてこれらを代入し算定した移動率 p_m を図-15 に示す。 V が法面勾配毎の限界流速 V_c より大きい場合には $p_m > 1$, $V < V_c$ の場合には $p_m < 1$ となっており、実験から得られた崩壊限界をよく説明している。

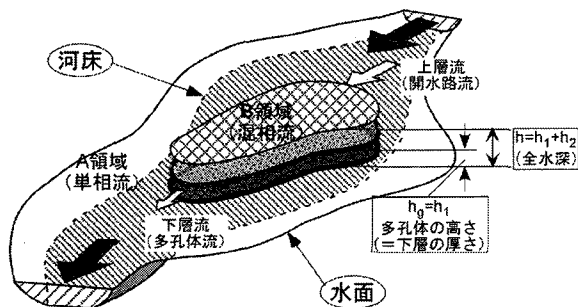


図-16 捨石構造物が設置された開水路流

5. 捨石水制が設置された開水路流の特性

3.で示した捨石堰の解析手法を平面二次元の場に適用すれば、捨石水制の問題を検討することができる。捨石堰の場合と同様に、水位が水制天端より低い（越流しない）場合と水制が冠水した越流状況の二つを考える。工学的には、それぞれ平水時にと出水時に対応し、前者は捨石水制の環境水理機能など、後者は水流制御機能や崩壊特性などを検討する上で想定される状況と言える。

5.1 平面二次元二層流モデル⁹⁾

図-16 のように高さ h_g の捨石構造物が設置された二次元開水路流（水深 h ）を対象とする。計算領域は、(i) 開水路領域（A 領域とする）と(ii) 捨石構造物を透過・越流する固液混相領域（B 領域とする）からなる。図-17 のように、捨石構造物の天端を境界面として全領域を厚さが $[h_2, h_1(=h_g)]$ の上下層に分け、上下層間の質量・運動量交換を考慮した二層流を考える。B 領域とその周辺では上下層の流速差が大きく、二層性が強い。B 領域から十分離れたところの流れは一層流と見なすことができるが、解析アルゴリズムを単純化するために A, B 領域を区別せず全領域を二層化する。鉛直方向の運動量拡散が連行速度により記述され水制から離れるほど上下層の流速差は緩和されるため、捨石構造物から十分に離れた領域においては上下層均質

の開水路流となる。すなわち、本モデルは浅水流も記述できるように構成されている。水深が構造物天端よりも低い領域($h \leq h_g$)では下層流によって記述される。3.1, 3.2 で示した一次元の質量・運動量保存式が A, B 領域に対して以下のように平面二次元の場合へ適用される。

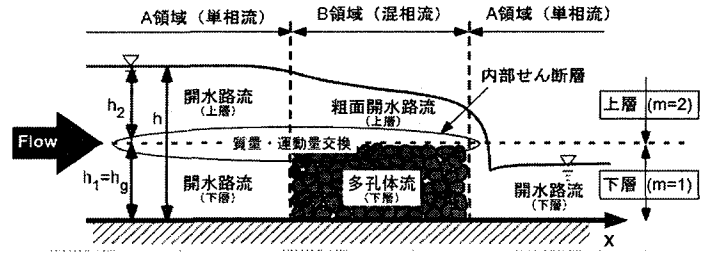


図-17 領域区分

(1) A領域の二層流モデル

図-17 のように A, B 領域を通して、下層に対し $m=1$ 、上層に対し $m=2$ の添字 m を付す。A 領域における上下層の質量保存は次式で記述される。

$$\frac{\partial h_m}{\partial t} + \frac{\partial M_m}{\partial x} + \frac{\partial N_m}{\partial y} = -\Gamma_m q_i \quad (14)$$

ここで、 t : 時間、 (x, y) : 空間座標、 $(M_m = u_m h_m, N_m = v_m h_m)$: 流量フラックスの x, y 方向成分、 (u_m, v_m) : 時間平均流速の x, y 方向成分の層平均値、 h_m : 上下層の厚さ ($h_1 = h_g, h_2 = h - h_1$, h は全水深)、 q_i : 二層間の連行速度（鉛直上向きを正とする）である。 Γ_m は上下層を判別するためのパラメータで、次式により定義される。

$$\Gamma_m = \begin{cases} 1 & m=1 \text{ の時 (下層)} \\ -1 & m=2 \text{ の時 (上層)} \end{cases} \quad (15)$$

下層厚さ $h_1 = h_g$ は時間的に変化しない。連行速度 q_i は次のように与えられる。

$$q_i = - \left(\frac{\partial M_1}{\partial x} + \frac{\partial N_1}{\partial y} \right) \quad (16)$$

上下層の運動方程式は次式のようなである。

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} \begin{bmatrix} M_m \\ N_m \end{bmatrix} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ u_m \begin{bmatrix} M_m \\ N_m \end{bmatrix} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ v_m \begin{bmatrix} M_m \\ N_m \end{bmatrix} \right\} &= -g h_m \begin{bmatrix} \partial / \partial x \\ \partial / \partial y \end{bmatrix} z_s + \frac{\partial}{\partial x} \begin{bmatrix} -\overline{u_m'^2} h_m \\ -\overline{v_m' u_m'} h_m \end{bmatrix} + \frac{\partial}{\partial y} \begin{bmatrix} -\overline{u_m' v_m'} h_m \\ -\overline{v_m'^2} h_m \end{bmatrix} \\ &\quad - \frac{\delta_{m1}^A}{\rho} \begin{bmatrix} \tau_b^x \\ \tau_b^y \end{bmatrix} + \Gamma_m E q_i \begin{bmatrix} u_2 - u_1 \\ v_2 - v_1 \end{bmatrix} - \Gamma_m \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \end{bmatrix} q_i \end{aligned} \quad (17)$$

ここで、 z_s : 基準面からの水位、 E : 連行係数（式(8)）、 (u_i, v_i) : 二層境界面での流速の x, y 方向成分、である。底面せん断力の x, y 方向成分 (τ_b^x, τ_b^y) は A 領域の下層 ($m=1$) にだけ作用するように、 δ_{m1}^A は A 領域において $\delta_{11}^A=1$ (下層)、 $\delta_{21}^A=0$ (上層)、B 領域においては上下層ともに $\delta_{m1}^A=0$ とする。 (τ_b^x, τ_b^y) は Manning の粗度係

数などを用いてあらわされる。レイノルズ応力 ($-\overline{u_m' v_m'}$, $-\overline{u_m'^2}$, $-\overline{v_m'^2}$) は渦動拡散モデルで表される⁸⁾。

(2) B領域の二層流モデル

捨捨構造物内の下層 ($m=1$) に対しては、「見かけ流速」(u_s, v_s)= $n(u_1, v_1)$ を用いた「見かけの流量フラックス」 $M_s = u_s h_1$, $N_s = v_s h_1$ が式(14), (17)の (M_1, N_1) に置き換えられる。

捨捨構造物上の流れ（上層, $m=2$ ）の運動方程式は式(7)の二次元展開により次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} \begin{bmatrix} M_2 \\ N_2 \end{bmatrix} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ u_2 \begin{bmatrix} M_2 \\ N_2 \end{bmatrix} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ v_2 \begin{bmatrix} M_2 \\ N_2 \end{bmatrix} \right\} &= -g h_2 \begin{bmatrix} \partial / \partial x \\ \partial / \partial y \end{bmatrix} z_s + \frac{\partial}{\partial x} \begin{bmatrix} -\overline{u_2'^2} h_2 \\ -\overline{v_2' u_2'} h_2 \end{bmatrix} + \frac{\partial}{\partial y} \begin{bmatrix} -\overline{u_2' v_2'} h_2 \\ -\overline{v_2'^2} h_2 \end{bmatrix} \\ &\quad - \frac{1}{\rho} \begin{bmatrix} \tau_w^x \\ \tau_w^y \end{bmatrix} - E q_i \begin{bmatrix} u_2 - u_s \\ v_2 - v_s \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \end{bmatrix} q_i \end{aligned} \quad (18)$$

捨石構造物内（下層： $m=1$ ）の運動方程式は、式(9)の二次元展開により次式のように得られる。

$$\begin{aligned} & \frac{1}{n} \frac{\partial}{\partial t} \begin{bmatrix} M_s \\ N_s \end{bmatrix} + \frac{1}{n^2} \frac{\partial}{\partial x} \left\{ u_s \begin{bmatrix} M_s \\ N_s \end{bmatrix} \right\} + \frac{1}{n^2} \frac{\partial}{\partial y} \left\{ v_s \begin{bmatrix} M_s \\ N_s \end{bmatrix} \right\} \\ &= -gh_g \left[\frac{\partial}{\partial x} \right] z_s + \frac{1}{n^2} \frac{\partial}{\partial x} \left[-\frac{u_s'^2 h_g}{v_s' u_s' h_g} \right] + \frac{1}{n^2} \frac{\partial}{\partial y} \left[-\frac{u_s' v_s' h_g}{v_s'^2 h_g} \right] \\ & - \left(\frac{v}{K} + \frac{c}{\sqrt{K}} \sqrt{u_s^2 + v_s^2} \right) \begin{bmatrix} M_s \\ N_s \end{bmatrix} + Eq_i \begin{bmatrix} u_2 - u_s \\ v_2 - v_s \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \end{bmatrix} \frac{q_i}{n^2} \end{aligned} \quad (19)$$

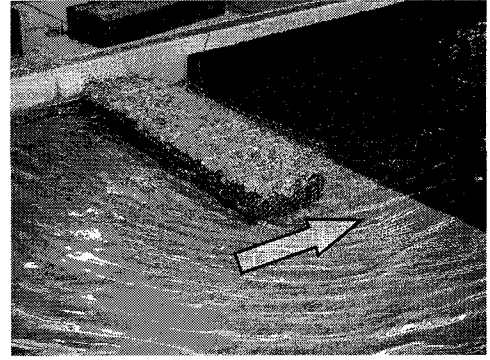


写真-6 捨石水制の水理模型実験（固定床）

(3) その他の取り扱い

A領域とB領域の境界部では、全水深で積分された流量フラックスが次式のように連続する。

$$\begin{bmatrix} u_1 h_1 + u_2 h_2 \\ v_1 h_1 + v_2 h_2 \end{bmatrix}^A = \begin{bmatrix} u_s h_1 + u_2 h_2 \\ v_s h_1 + v_2 h_2 \end{bmatrix}^B \quad (20)$$

捨石構造物の天端よりも水位が低い場合には、A,B領域とも下層だけからなる一層流とみなし、連続式、運動方程式において $m=1, q_i=0, h_2=0, (M_2, N_2)=(u_2, v_2)=(0,0)$ とすれば、二層流モデルを変更なく適用できる。

以上の方程式は一般座標系表示に変換され、任意の河道地形と構造物形状に対して流れが解析される。

上記のように A,B 領域毎・上下層別（図-17）に様々な関数形を持つ諸式は、領域・層を判別するパラメータによって普遍表示される。判別パラメータはあらかじめ計算格子の属性として与えられ、計算アルゴリズムが省力化される。

5.2 一基の水制が設置された流れの場合

写真-6のように捨石水制模型を設置して水理実験により上記理論を検証した。実験・解析結果の無次元表示に際しては、捨石堰の場合と同様に上流側代表断面における水深 h_0 と平均流速 U_0 を用いる。

図-18,19は水制を越流する場合の水面形と流速ベクトルに関する「実験—解析」間の比較である。構造物周辺だけではなく、捨石構造物内の流れも対象としていることが本解析の特徴である。図-20には、捨石水制の内部（下層）と上層における流速分布を示す（網がけ部は水制）。水制内の透過流

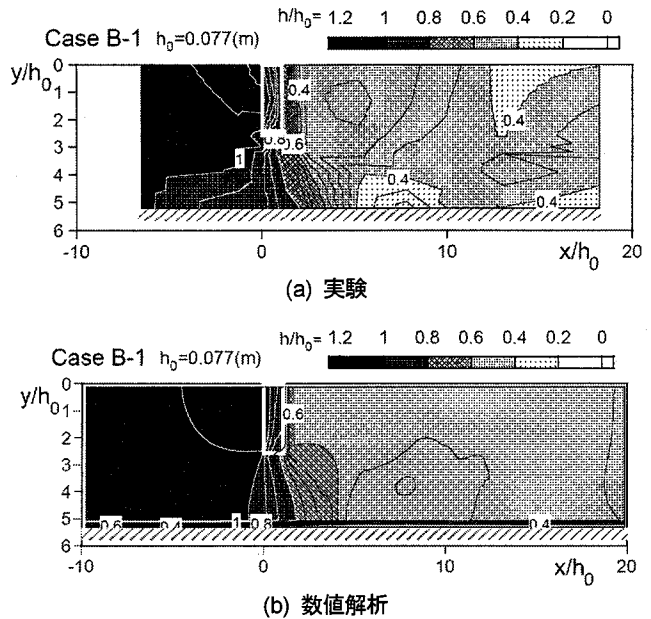


図-18 水深 h の平面分布
（水制を越流する場合）

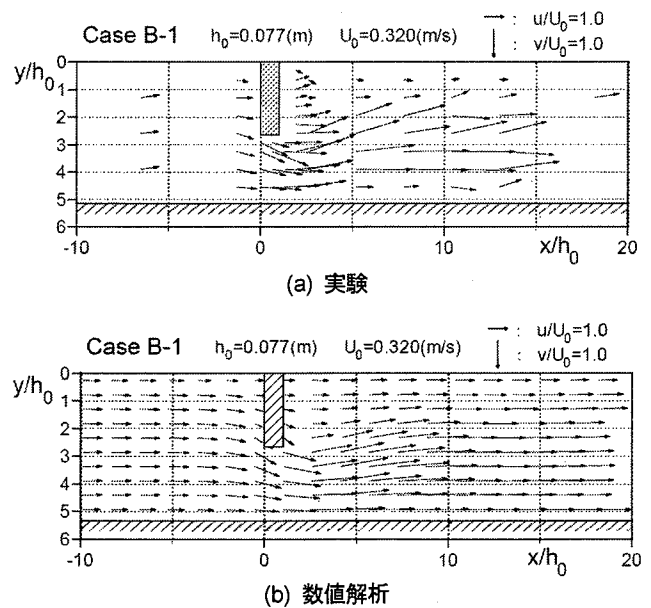


図-19 流速の平面分布（水制を越流する場合）

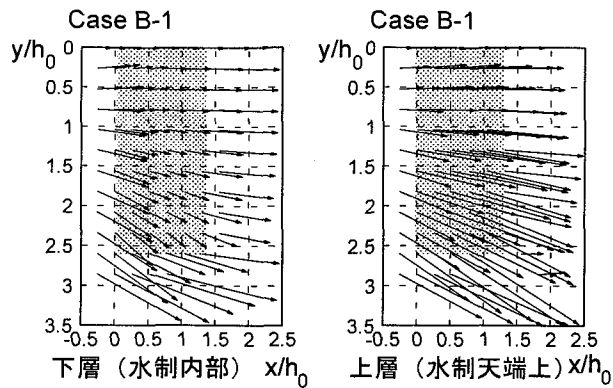


図-20 水制内部と水制上部の流速分布
(粒径と間隙率が大, $d_m=3.5\text{cm}$, $n=0.375$)

と越流水の挙動の違いが表現されている。

水制周辺の河床安定や土砂動態を評価するためには、底面せん断力の情報が必要である。図-21 は運動方程式に含まれる底面せん断応力 (式(17)の右辺第 4 項) の分布をあらわす。常流から射流に移し水深変化の大きい場合 (Case B-1) には、下流側が常流である場合 (Case B-2) に比べて底面せん断力の最大値が下流側に出現し、しかも大きい。水制の透過性が大きくなると底面せん断力はやや減少し、河床への影響が抑制される。

捨石に作用する抗力は式(19)の右辺第 4 項で与えられる。代表量で無次元化した抗力 $\tilde{F}_p$ の平面分布を図-22 に示す (網がけ部是水制)。ここでは、水制を越流する場合としない場合の比較を示す。両ケースとも水制先端部に大きな流体力が作用している。越流する場合 (図-22(a)) には水制の上下流側の法肩でともに抗力の極大値が現れ、左右対称分布であるのに対し、越流しない場合 (図-22(b)) には流れが収斂する上流側へ抗力が集中することが特徴である。当然のことながら、越流する場合の方がしない場合よりも全体に大きな抗力が作用する。

式(18), (19)の第 5 項是水制天端における運動量交換をあらわす内部せん断力 τ_i で、越流水脈に対しては付加的摩擦力として作用し、捨石水制内に対しては流れの推進力となる。図-23 に示す無次元内部せん断力 τ_i を見ると、水制の下流側法肩部に τ_i の極大値が現れている。

5.2 捨石水制群¹⁰⁾

水制は護岸水衝部などに複数基を組み合わせ設置されることが多い。この場合、耐荷力だけではなく、水制間に形成される停滞内水面の水交換特性など、水質・生態系に関わる水制の環境水理学的役割も検討しなければならない。ここでは、幅 $B=0.9\text{m}$ の開水路に、平均粒径 $d_m=0.02\text{m}$ の自然石を用いた長さ $0.45\text{m} \times$ 幅 $0.20\text{m} \times$ 高さ 0.10m の捨石水制を流下方向 0.8m 間隔で左岸に 8

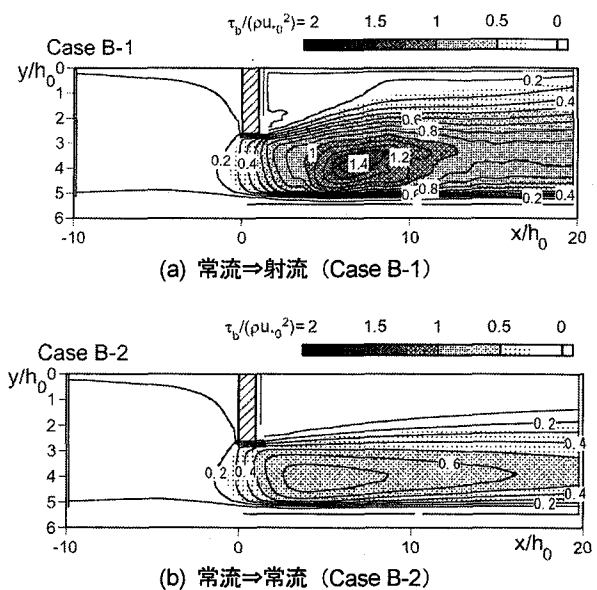


図-21 底面せん断力 τ_b (水制を越流する場合)

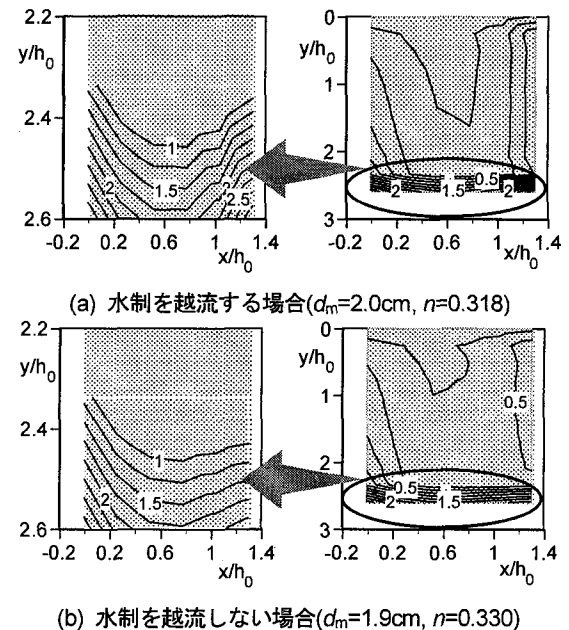


図-22 無次元抗力 $\tilde{F}_p$

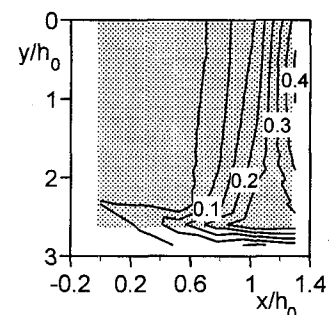


図-23 水制天端での内部せん断力 τ_i (=水制天端での運動量交換量)

基設置し、平面二次元解析によって流れを再現した（水制は上流から No.1,2,・・・,8 と番号を付ける）。上向き水制を越流する場合の流速ベクトルを図-24, 25 に示す。流れが中央側へ歪められている様子が実験と数値解析の両方から確認される。水制周辺の上下層の流速は図-26 のように得られ、これより水制内部と越流部で流れの構造がかなり異なることがわかる。

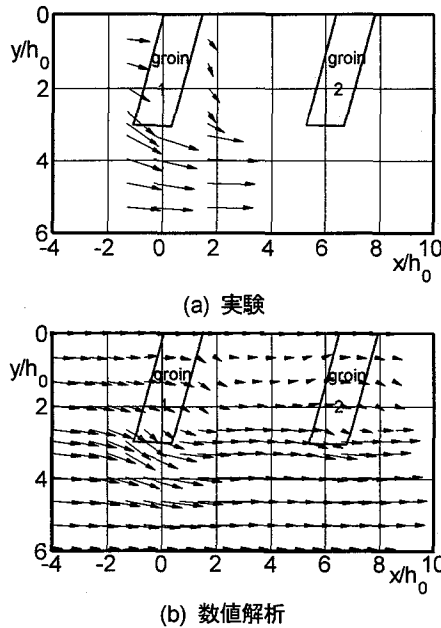


図-24 上向き水制周辺の流速分布
(1～2 基目, $h_0=0.15\text{m}$, $U_0=0.27\text{m/s}$)

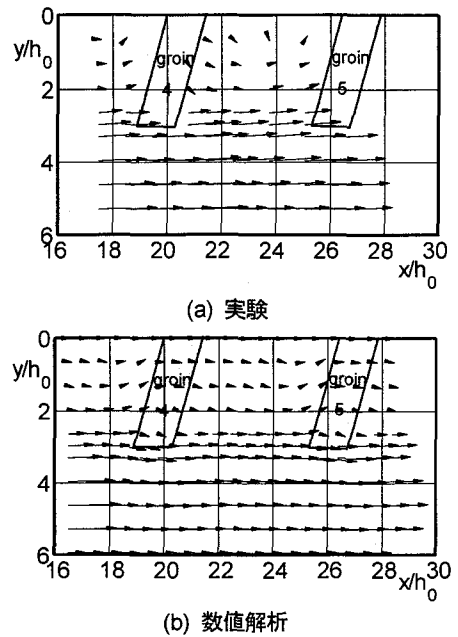


図-25 上向き水制周辺の流速分布
(4～5 基目, $h_0=0.15\text{m}$, $U_0=0.27\text{m/s}$)

図-27 は同じ水理条件の流れに同じ諸元の不透

過水制・透過水制を設置した場合の底面せん断力を比較したものである。水制が透過構造になると流れの集中が緩和され河床への影響が小さくなる。

図-28 は水制長手方向の各部に作用する抗力を水制 No.1～8 について示したものである。水制の根元・中央よりも先端で抗力が最大となること、No.1 水制に突出した力が作用し、下流の水制よりも大きな耐荷力を要すること、下向き水制は大きな流体力が作用することなどの特性がわかる。

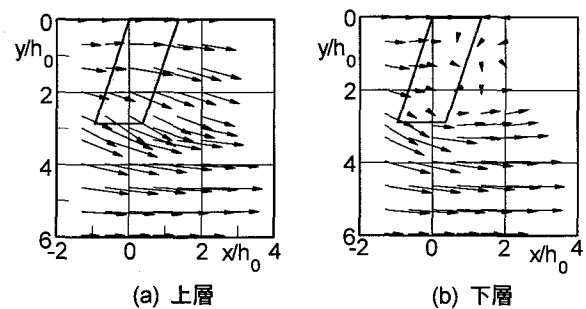


図-26 水制 No.1 周辺の上下層の流速
(4～5 基目, $h_0=0.15\text{m}$, $U_0=0.27\text{m/s}$)

5.3 局所洗掘特性¹¹⁾

水制周辺の局所的な土砂収支は、構造物や河道の治水安全度、河川の水質・生態系など環境諸因子に影響する。上述の固定床モデルに移動床モデルを組み込んで、透過構造物が設置された状況での河床変動・流動解析を実施した。流れの三次元性が卓越する構造物周辺の洗掘・堆積挙動を平面二次元モデルにより精度よく再現することは困難であるが、不透過直角水制＞透過直角水制＞上向き透過水制＞下向き水制、の順に局所洗掘量が減少する傾向が確認された。今後、流れの三次元性を考慮した移動床モデルを構築することが課題として残されている。

5.4 実河川への適用例¹²⁾

以上の知見は主に水理実験と数値解析に基づいてい

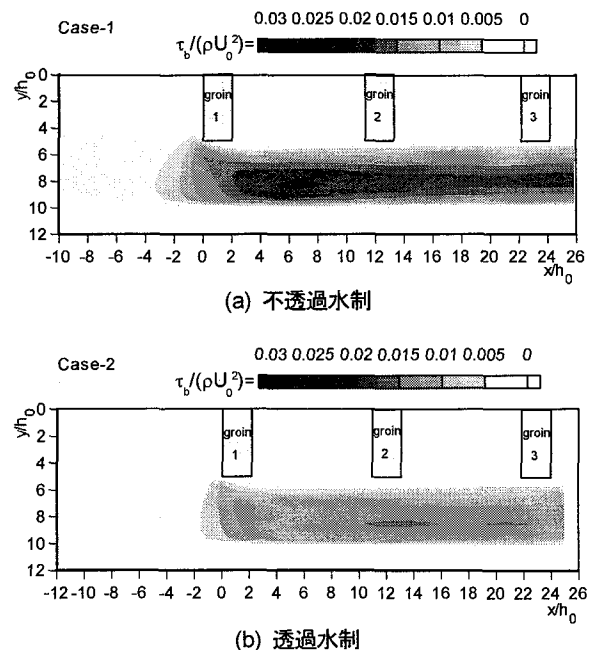
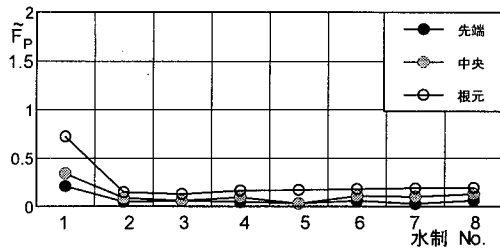
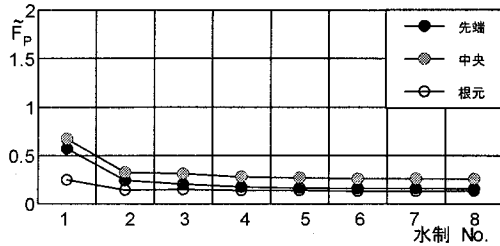


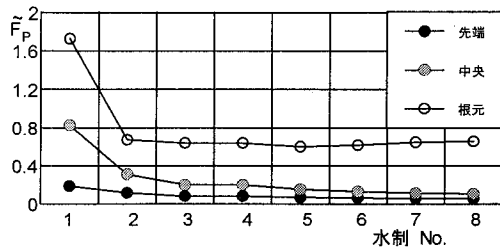
図-27 水制の透過性の底面せん断力への影響



(a) 直角水制



(b) 上向き水制



(c) 下向き水制

図-28 水制に作用する無次元抗力

るが、これらを実河川に応用し妥当性を検証すること、実用に際しての課題を整理することが必要である。そこで兵庫県の一級河川、明石川中流部に設置された捨石水制群を対象に、出水時における構造物周辺の流況と流体力の特性を平面二次元流モデルで再現した。対象区間は河口から約 8.8km 地点の右岸湾曲部に約 300m 延長にわたり設置された 11 基の捨石水制群である(写真-7)。この区間の平均的な河床勾配は 1/180 である。

2004 年 10 月に台風 0423 号がもたらした出水は警戒水位を大きく超え、11 基の水制のうち上流側 3 基と下流側の 1 基が被災した。写真-8 の例では水制の中程から先端にかけて破損し、捨石が飛散している。

地形測量から得られた図-29 の河道地形とピーク流量 $Q=300\text{m}^3/\text{sec}$ 、下流端水深 $H_1=2.1\text{m}$ を用いて平面二次元二層流解析を実施した。基本的に前述の二層流モデルを用いるが、実河川への適用に際しては次の二点の変更が必要となる。

- ① 上下層界面の高さ h_g は一定ではなく、縦横断に変化する水制天端を連ねた曲面 $h_g(x, y)$ として与える。



写真-7 捨石水制とその周辺の様子(出水後)

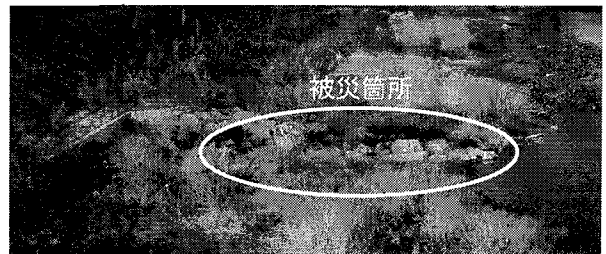


写真-8 台風 0423 号による第⑪番捨石水制の被災

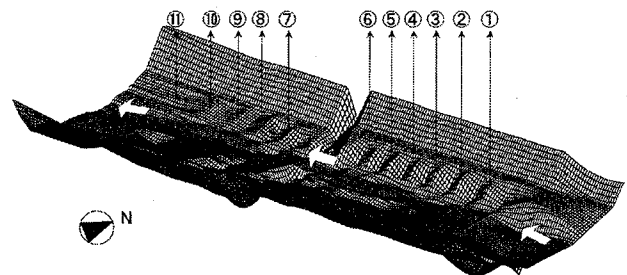
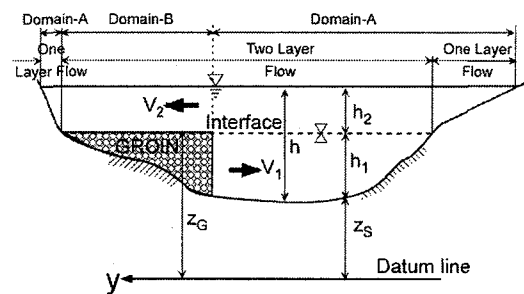
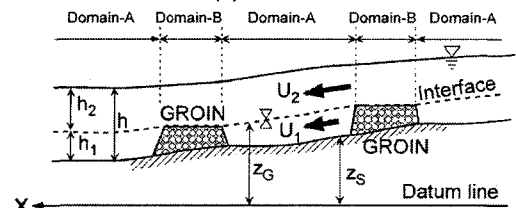


図-29 河道地形(丸番号は捨石水制)



(a) 横断面



(b) 縦断面

図-30 実河川に用いる二次元二層流モデル

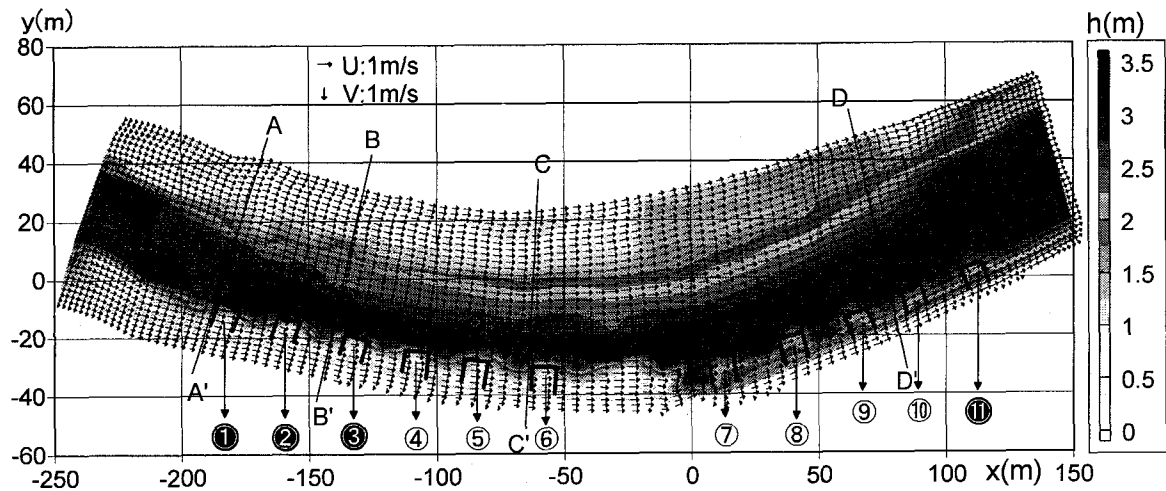


図-31 水制とその周辺の流速 (丸数字は水制番号, 黒塗りの番号は出水によって被災した水制)

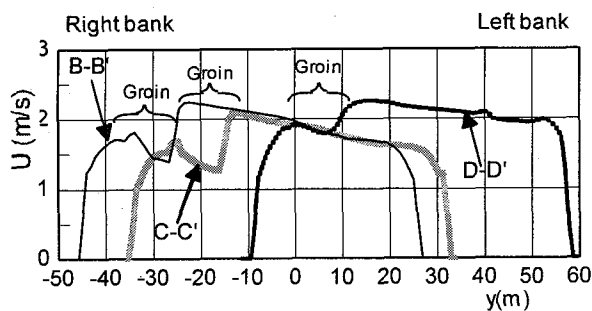


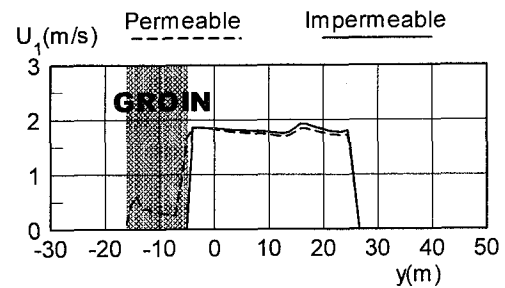
図-32 図-31 の三断面における U の横断分布

②水深が小さい場合に出現する一層流について、前モデルでは水面低下にともなう下層流のみを想定したが、実河川側岸部では逆に下層が消失して上層だけが残る一層流となる場合があり、これを新たに考慮した (図-30 参照)。

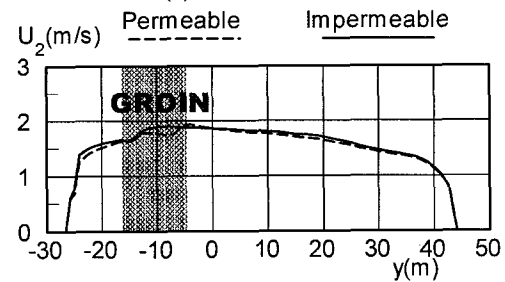
上記変更にとまなう支配方程式の修正については文献 12) を参照されたい。

図-31 は捨石水制群周辺の流速ベクトルと水深分布を示す (同流速ベクトルを 1/2 に間引いて表記)。黒塗りの丸番号は台風 0423 号の出水で損壊した水制に対応し、白抜きの丸番号は被災のない水制をあらわす。詳細を見るために、同図の三断面 (B-B', C-C', D-D') における流速の横断分布を図-32 に示す。緩やかな湾曲部であるため、最大流速は水制群が配置された右岸側へ偏っている。捨石水制によって堤防法尻付近の流れが大きく減速されており、水制群が効果的に水流を制御している。

捨石水制の透過性が流れにおよぼす影響を検証するために、同じ幾何形状を有する不透水水制群に置き換えた場合の流れを解析した。図-33 には、第①番水制の直上流断面 (図-30 中の A-A' 断面) における上下層内の x 方向流速成分 (U_1, U_2) を捨石水制の場合 (現況) と不透水水制の場合について比較している。捨石水制の場合には、下層の流れが水制へ透過するのに対し、不透水水制の場合には水制上部へ流れが迂回され、捨



(a) 下層の流速 U_1



(b) 上層の流速 U_2

図-33 x 方向の上下層流速 (U_1, U_2) (不透水水制との比較)

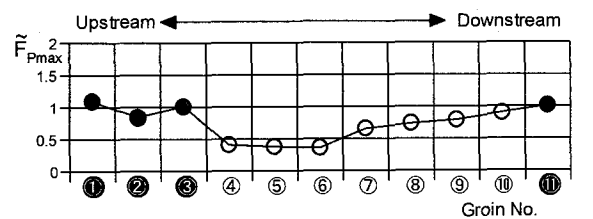


図-34 捨石水制に作用する無次元抗力最大値 $\tilde{F}_{Pmax}$ (黒塗りは損壊を受けた水制)

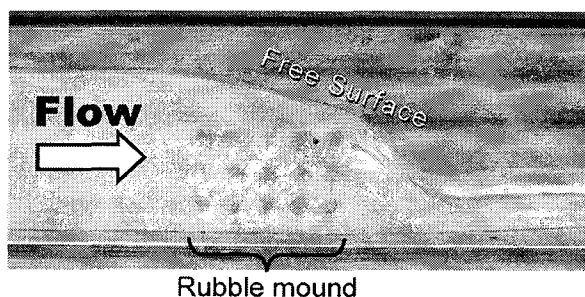


写真-9 捨石堰模型内外の流れの可視化

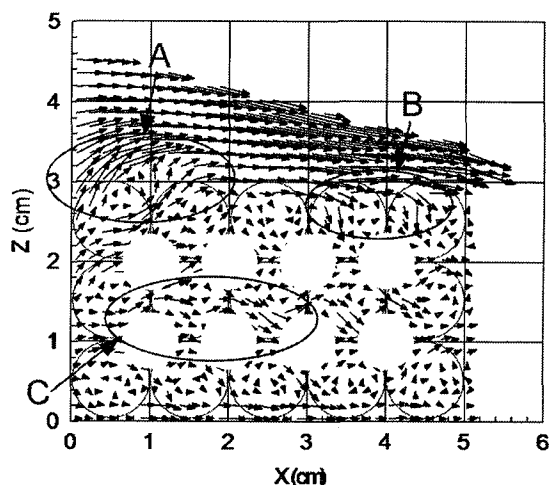


図-35 捨石水制内外の流速ベクトル

石水制に比べて最大 0.2m/sec 程度上層流速 U_2 が大きくなっている。

水制の崩壊はいずれかの部位に発生する抗力の最大値 F_{Pmax} により規定される。抗力分布 F_P から得られた各水制の F_{Pmax} を図-34 に示す。これまでと同様に、上流側の代表断面における流速 U_0 と水深 h_0 で無次元化されている。黒塗り丸数字は損壊が確認された水制をあらわす。捨石水制①, ②, ③に作用する最大抗力はほぼ同程度であり、最上流端の①にだけに流体力が集中しないように、水制が適切に配置されている。捨石水制④, ⑤, ⑥では、上流側三基の水制の遮蔽効果により抗力が軽減されている。捨石水制⑦～⑨に作用する抗力はこれらよりも増加している。写真-8 の被災は第⑪番水制で発生している。以上より、損壊実績と F_{Pmax} が概ね対応していることがわかる。

6. 捨石構造物内の流れと乱れ

流量、水位、流体力など平均量を対象とする問題では、多孔体内を領域平均化し「見かけの流れ」として取り扱うことが便利である。しかし、捨石構造物の礫間浄化機能、再曝気速度、間隙への懸濁物質の沈降や堆積、間隙中の流れが水生生物に与えるストレスなど、自然環境機能を検討する場合には、実流速や乱れの情報が必要となる。そこで、低屈折率シリコンゴムを材質とする捨石構造模型を開水路に設置し、ヨウ化ナ

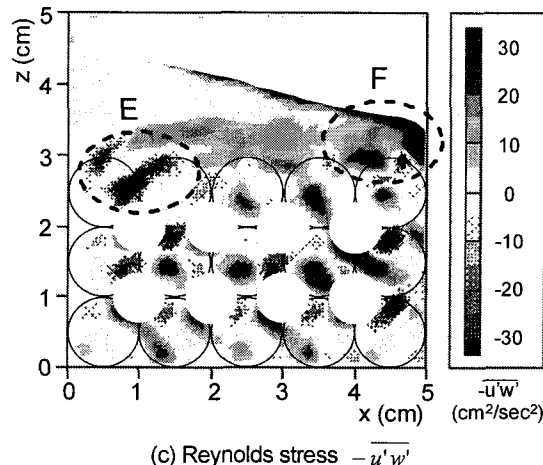
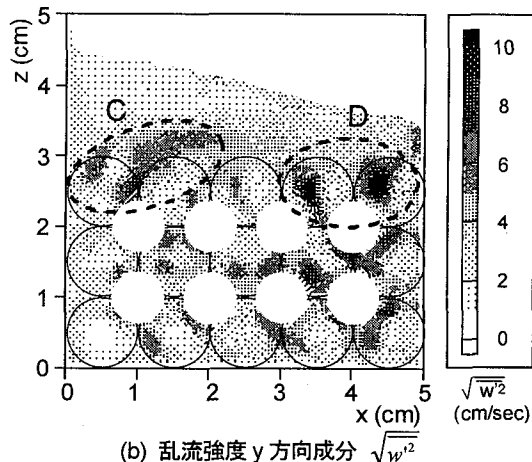
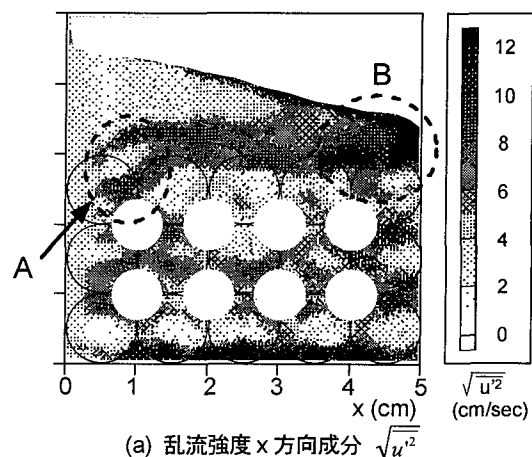


図-36 捨石堰内外における乱流二次相関項各成分

トリウム溶液を通水することによって固液間の屈折率を整合させ、捨石構造物内外の流れを可視計測した¹³⁾。実験の様子を写真-9に示す。

図-35は捨石堰の越流状態における流速分布、図-36は乱流諸量の計測結果である。堰天端の上流側では堰内部から上層へ向かう流れが(図-35におけるAの部分)、下流側では上層から堰内部へ下降侵入する流れ(Bの部分)がそれぞれ卓越している。前者は、堰によって縮流・加速された上層流(開水路流)がその負圧によって堰内部の水を連行するために生ずる。後者は、堰下流側での越流水脈の収縮により捨石堰内へと侵入する流れである。このように捨石堰内と周囲との質量・運動量交換が顕著な領域では、Reynolds 応力 $-\overline{u'w'}$ が卓越するため(図-36(c)中のE,F)、大きな乱れ($\sqrt{u'^2}, \sqrt{w'^2}$)が生成されている(図-36(a), (b)のA~D)。

捨石堰内部のReynolds 応力を見ると、球配置に対応する千鳥配置で $-\overline{u'w'}$ の正負が分布しており、せん断力の向きと大きさが捨石要素と間隙の配置に強く影響されていることがわかる。

現時点では定性的で基本的な特性を示したにすぎないが、こうした新しい計測技術を用いて多孔体内の流れと乱れの特性が明らかになれば環境機能を考慮した構造設計が可能になると考えられる。

7. まとめと今後の課題

自然素材を用いた河川構造物の一つとして捨石堰・捨石水制の水理学的特性を検討し、その概要を紹介した。捨石構造物内の流れをフォルヒハイマー型抵抗則によって記述し、捨石堰を透過・越流する開水路流の支配方程式を定式化した。これにより、水位・流量曲線や捨石堰内部の流体力などを理論的に推算することが可能となった。捨石堰に用いられた一次元解析モデルを平面二次元の場に展開し、その適用例の一つとして捨石水制の水理特性を実験的・理論的に検討した。流れの構造、河床せん断力、捨石構造に作用する抗力、流水と間隙水の間の質量・運動量交換などが明らかになった。

以上は捨石構造物をマクロに捉えた構造水理の問題であるが、捨石構造物の環境機能を評価するためには捨石構造物内の流れを把握することが必要である。そこで、屈折率整合技術を用いた可視計測によって捨石堰内の流れと乱れの計測を実施し、定性的ではあるが、その特徴が明らかになった。

ここで得られた知見と水理解析手法は以下のような関連課題にも適用可能と考えられる。

- ① 捨石やふとん簗などを用いた透水型低水護岸の抵抗特性、水交換特性
- ② 枠・牛・ブロック水制・杭出し水制など透過型水制の水流制御機能
- ③ 石礫を用いた落差工や魚道の水理性能
- ④ 巨石が堆積した透過型砂防ダムの流水疎通性
- ⑤ 扇状地河川の損水・得水特性
- ⑥ 伏流水の挙動
- ⑦ 砂礫砂州の通水・水質浄化機能
- ⑧ 石礫を中詰めした防波堤の水交換能
- ⑨ ロックフィルダム
- ⑩ 鉦滓ダムの通水性

一方、捨石構造物の土工設計を本格的に実施するためには、捨石構造物と土砂動態との関係や構造物周辺の流れの三次元性など本質的で未解決の課題が多く残されている。捨石だけではなく木材や植生など他の自然素材、さらにはコンクリート二次製品を含む多種多様な透過性材料を河川構造物に適用した場合の水理特性についても検討が必要である。伝統的河川工法と呼ばれる技術は、透過性構造物に限らずきわめて多岐にわたる工事の総称である。そもそも伝統工法が実証と経験に基づく技術であるため、本文で紹介したような土工設計手法になじまない工種もある。また、土工技術者に加えて伝統工法を支える技能技術者の養成が必要不可欠であることは言うまでもない。こうした先人が築いた優れた技術を新しい河川工法として継承し発

展させるためにも、環境機能など伝統的河川構造物の付加価値を正當に評価し総括できるように理論的背景を整備することが必要である。

本文では捨石構造物の水理特性を紹介するにとどまったが、捨石構造物の乱流促進・再曝気機能、捨石表面の生物皮膜の挙動や有機物分解性能、堰・水制の背後に形成される停滞内水面の富栄養化や懸濁態の沈殿・堆積、など水質・生態系の様々な課題に取り組むことも水工技術者に課せられている。

謝辞

本文の内容は前野詩朗（岡山大学）、石垣泰輔（関西大学）、江藤剛治・竹原幸生（近畿大学）の各先生方と神戸大学など各大学・学生諸氏からのご支援・ご協力を頂きながら得られた成果を中心に構成されている。以上の方々に記して謝意を表する。

参考文献

- 1) Ward, J.C.: Turbulent flows in porous media, *J. Hydr. Eng.*, ASCE, Vol.90, HY5, pp.1-12, 1964.
- 2) Arbbabhirama, A. and Dinoy, Antonio A.: Friction factor and Reynolds number in porous media flow, *Jour. Hydr. Eng.*, ASCE, Vol.99, HY6, pp.901-911, 1973.
- 3) 清水義彦：種々の河床粗度形態を有する開水路流れの構造に関する研究，京都大学学位論文，1992 年。
- 4) Michioku, K., Maeno, S., Furusawa, T. and Haneda, M.: Discharge through a permeable rubble mound weir, *J. Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.131, No.1, pp.1-10, 2005.
- 5) 道奥康治・前野詩朗・羽根田正則・古澤孝明：捨石堰を越流・透過する流れの構造と流量解析，土木学会論文集，No.740/II-64, pp.131-142, 2003 年。
- 6) 前野詩朗・道奥康治・森永智・大西利典：捨石堰の破壊機構のモデル化，水工学論文集，第 47 巻，pp.781-786, 2003 年。
- 7) 中川博次，辻本哲郎，後藤仁志：非定常性を考慮した砂粒子の離脱過程のモデル化，水工学論文集，第 35 巻，pp.429-434, 1991 年。
- 8) 長田信寿：水工学における計算機利用の講習会講義集，土木学会水理委員会，pp.61-76, 1999 年。
- 9) 道奥康治・南條雅志・石垣泰輔・前野詩朗：捨石水制が冠水した開水路流の二次元二層流モデル，土木学会論文集，No. 782/II-70, pp.31-50, 2005 年。
- 10) 李最森・道奥康治・前野詩朗・牛田高裕・藤井淳：捨石水制群の水理特性について，応用力学論文集，Vol.8, pp.773-782, 2005 年。
- 11) 李最森・道奥康治・前野詩朗・和中隆志：捨石透過水制を配した開水路における流れと河床変動，水工学論文集，第 51 巻，pp.817-822, 2007 年。
- 12) 李最森・神田佳一・道奥康治・前野詩朗：透過水制が設置された河川流の解析，河川技術論文集，第 13 巻，2007 年。
- 13) 道奥康治・竹原幸生・江藤剛治・高橋亮介・南條雅志：開水路に設置された透過型構造物内部の流れ・乱れの計測，土木学会論文集，No.803/II-73, pp.105-114, 2005 年。