

II-211 洗掘破堤の機構と危険度評価指標について

金沢大学工学部 正員 辻本 哲郎

1. まえがき 破堤例のうち洗掘を最支配原因とするものは10%程度ではあるが、側岸侵食や洗掘による堤防の部分的欠陥(あるいは護岸災害)や、洗掘進行途上で水防活動を実施して破堤を免れたもの、洗掘の進行が他の要因(越流・漏水)による破堤のきっかけとなったり助長した例は相当多く、洗掘破堤の機構に対する研究にもとづいて洗掘破堤の危険度を評価すること、洗掘防止工を確立することは重要かつ緊急の河川工学上の問題と言える。本研究ではまず堤防の洗掘災害の事例にもとづいて被災形態を分類、その主たる機構を抽出して、基礎実験を始めとする基礎的研究で得られた知見をもとに洗掘破堤危険度指標を探る。

2. 洗掘破堤の形態と機構 堤防の洗掘災害の事例調査より、洗掘破堤の形態はその機構により、(i)側岸侵食型と(ii)堤脚部深掘れ型の2つにまず大別され(図1)、それぞれについて土砂の不均衡の様式やそれを産み出す要因によっていくつかに分類できる。

- (i) 側岸侵食型
 - ・側岸部で潤辺に沿う流砂の不均衡に起因するもの
 - ・側岸部で縦断方向の流砂の不均衡の卓越に起因するもの
 - 1次元の…護岸の不連続、断面収縮部
 - 2次元の…流水の偏り(河道の屈曲・彎曲、中規模河床形態による流水蛇行、河川構造物の曝露など)
- (ii) 堤脚部深掘れ型
 - ・1次元河床変動……堰下流などの河床低下
 - ・3次元河床変動(2次元流の効果)……河道の彎曲、中規模河床形態、構造物などによる流水の彎曲に起因する2次元流によるもの、構造物周辺の局所洗掘など。

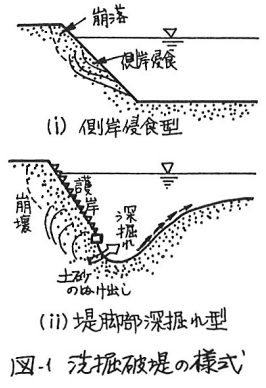


図-1 洗掘破堤の様式

(i)は主として護岸などによって被覆されていまい堤防について、(ii)は堤防表水面が護岸によって被覆されている場合護岸の根入れ以上に河床低下・洗掘が進むことにより、堤体材料のぬけ出しという形で堤体の欠損、欠陥が進行する。いずれの場合もこれらの進行により堤体の安定性や漏水に対する抵抗が低下し、他の要因による災害も複合し易くなる。議論を複雑にしないため、ここでは複合様式は考えず、それぞれの代表機構を探ることとする。

3. 河岸・堤防の表水面侵食 (i)の形態はいわゆる側岸侵食で、その素過程である側岸に沿う土砂の流送過程については著者も基礎的研究を行っている¹⁾。とくに重要量は側岸土砂の pick-up rate (P_s) で、側岸における掃流力(τ)、横断勾配(θ)、流れの偏倚角(γ)に対して P_s を推定する式を得ている¹⁾。 $P_{sx} = \sqrt{p} (C_s, \theta, \gamma) \dots (1)$ 但し $P_{sx} = P_s d / ((0.1P - 1)g)$, $C_s = C / (10 - p)gd$ である。一方、側岸に沿う掃流力分布の才1近似式は $\tau = \rho gh I \cos \theta \dots (2)$ であり、水際の存在やどの潤辺方向に沿う変化は潤辺方向の流砂の不均衡を産み出している。いま、側岸勾配(θ)を一定とし、また縦断(x)方向に一律な場を考へる。掃流運動に固有の不均衡性(step lengthの分布によ

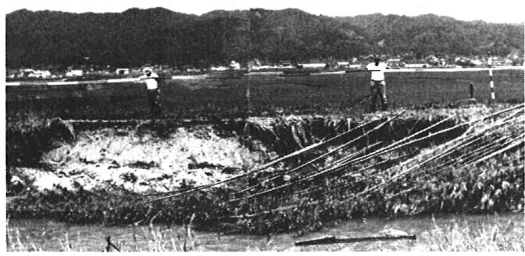


写真-1 堤防表水面での側岸侵食の進行(石川県又江川)

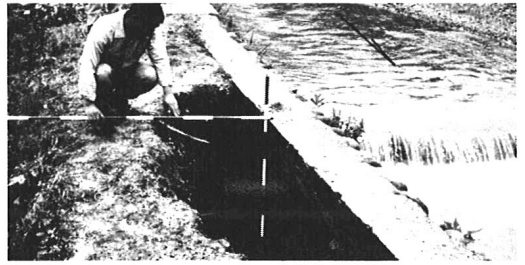


写真-2 護岸裏の堤体材料のぬけ出し(石川県又江川)

でもたらされるものを無視したときの瀾辺(\$p\$)方向の流砂の連続式は、 $(1-\beta_0)dz/dt = K_B \lambda \{ \partial(\beta_0 \bar{z}) / \partial x \} \dots (3)$ と書ける。 β_0 : 砂の空隙率, $K_B \approx 0.5$, $z = \Delta/d$, Δ : 側岸に垂直な方向の侵食深さ, $t = \sqrt{(g/P-1)g}d$, $\beta_0 = P/d$, $\lambda = L/d$, L : 平均 step length, $\bar{z} = \tan \phi$, ϕ : 側岸における流砂の運動方向である。流向の偏角 θ , 横断面の曲率 θ が大きいとき, $\bar{z} = (B \tan \theta) z^{-1/2} + \tan \theta \dots (4)$ (但し $B = \sqrt{2A_2/(A_2 \mu C_D)}/A_1$, μ : 摩擦係数, $A_1 = U_b/U_*$) と近似的に求められる。式(3)をもとに $(dz/dt) \sim z$ の関係を知ることができ(図2)。 θ が一定のとき, 式(2)を用いると z と t の曲線型に結びつきあり、瀾辺に沿って側岸侵食速度の最大となる位置が知られる。2方向に非一様な場合でも瀾辺方向のせん断力分布はほぼ相似と考えられるから $(dz/dt)_{max}$ を与える瀾辺方向位置は式(4)より推定でき、護岸の施工、水防活動の実施に有益な情報となる。なおこの位置での堤岸幅 B_c が侵食進行に対する堤防の抵抗指標と考えてよいだろう。

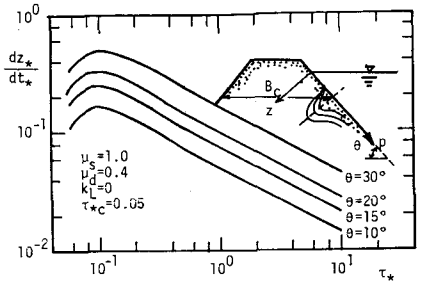


図2 $(dz/dt) \sim z$ 関係

さて、断面方向に土砂の不均衡を生じる例として、側岸における(代表)掃流力 C_b が2方向に著しく変化している例を考える。このとき、側岸侵食量(の代表値) Y_b について、一次元の流砂の連続式より、 $(1-\beta_0) dY_b/dt = (A_2/A_1) L d(\partial \beta_0 / \partial z) (\partial z / \partial x) \dots (5)$ が得られる。 C_b については堤防沿いの代表流速 U_b を詳細すると、 $C_b/C_0 = (U_b/U_0)^2 (h_0/h)^{1/2} \cos \theta \dots (6)$ で目安値は知られる。なお添字0は流路中央の値を示す。彎曲部においては移動流流路ではすばやく強制渦型に遷移することから、砂州・河川などの流砂移行については最も単純には正弦波状に近似された河床形状の上の2次元浅水流モデルを解くことにより (U_b/U_0) の概略を知ることができ。前者については、 R が曲率半径として $U_b/U_0 = 1 + \frac{B}{R}$ (外岸側, B : 流路幅), 後者については $U_b/U_0 = 1 + \mu \frac{H}{L} \sin(2\pi x/L - \phi_u)$ 但し, H, L : 砂州の振幅, 波長, $\mu = \sqrt{\beta_u^2 + \gamma_u^2}$, $\sin \phi_u = \gamma_u/\mu$, $\cos \phi_u = \beta_u/\mu$, $\beta_u = (M_1 M_2 + M_2 M_3)/(M_1^2 + M_2^2)$, $\gamma_u = (M_1 M_4 - M_2 M_3)/(M_1^2 + M_2^2)$, $M_1 = K_2^2 I_0 \{ 1 - \frac{1}{2} Fr^2 + 2(\frac{h}{L})^2 \}$, $M_2 = Fr^2 K_2^2 \{ 1 - Fr^2 + (\frac{h}{L})^2 \} + \frac{1}{2} K_2 I_0$, $M_3 = K_2^2 I_0 \{ 1 - \frac{1}{2} (Fr)^2 \}$, $M_4 = K_2^2 Fr^2$, $K_2 = 2\pi h_0/L$, $I_0 = \frac{\pi}{\beta}$ である。なお河床形状の正弦波からのずれによる位相差³⁾に注意する必要がある。このようにして侵食速度 $E_b \equiv dY_b/dt$ が詳細されると、洗水時間スケールを τ として次の破堤危険度評価指標を定義することができ。 $D_e \equiv T_f E_b / B_c \dots (7)$

4. 堤脚部近傍の深掘り

とくに蛇行や彎曲部など流路が彎曲しているところでは2次元流の効果が著しく、3次元の河床変動により堤脚部近傍で深掘りを生じることが多い。昭和57年出水時の淀川下流部の一洗水河床変動の調査でも平均河床高の変化と最深河床高の変化が一対一に対応していることが認められ、3次元河床変動解析の重要性が指摘されるとともに解析方法が検討された⁴⁾。とくに横断面方向の流砂が、2次元流にもたらされる底面流向の偏角の横断河床勾配による重なり作用の複合作用により決定され、これが3次元河床変動に奇与していることが注目される。2次元浅水流モデルだけではこの底面流の平均流からのずれ(表面流とのずれ)が説明できず、2次元の考慮は必須である。淀川についての前報⁴⁾では底面流向を模型実験で与えていたが、池田⁵⁾の方法を次のように適用し得ることが(実験結果と計算結果の比較により)確認された。 $\tan \delta = (\frac{C_b}{C_0}) \{ F_A(S_0) - \frac{1}{2} \int_0^S F_B(S_0) \} / (K C H \bar{z} + h_0 S_0 + 1) \dots (8)$ 但し, $F_A(S) \equiv -15(5^2 \ln 5 - \frac{1}{2} S^2 + \frac{1}{5})$, $F_B(S) \equiv \frac{1}{2} \{ 5^2 (\ln^2 5 - \ln 5 + \frac{1}{2}) - \frac{1}{2} S^2 \}$, C : Chezy係数, $S \equiv \Delta/h$, S_0 : 河床近傍での S の値である。 $\tan \delta$ が知られると式(4)により $\bar{z} = \tan \phi$ が知られ、とくに堤防に近い X ヲにおける流砂の連続式に上記の項目を考慮し、堤脚周辺の深掘り進行速度は次式で求められる。 $E_z \equiv \frac{dz}{dt} = \frac{1}{1-\beta_0} \{ \frac{\partial \beta_0}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial x} + \beta_0 (\frac{\partial z}{\partial y} + \frac{B}{C} \frac{\partial \theta}{\partial y}) \} \dots (9)$ 但し, β_0 : 河床での流動量, $\Gamma \equiv \tan \delta$, $\theta \equiv \tan \theta$ である。堤脚部深掘り型の破堤に対する抵抗指標は護岸の根入れ深さ取(埋河床から)と考えられ、破堤危険度評価指標として次式を定義するのが適当と考えられる。 $D_3 \equiv E_z T_f / \bar{z} \dots (10)$

5. あとがき

災害現象は上述のように単純化された基礎土砂水理学的アプローチからたけで決まると記述されるものでもないが、かといってこうしたアプローチを避け単に因子分析などの方法のみに頼るのも適切なアプローチとは言えない。今後こうした両アプローチの接点を見出す方向に研究・調査を進めてゆきたい。

<参考文献> 1) 中川・辻本・村上: 第29回水講, 1985. 2) Nakajima, Tsujimoto & Murakami: Proc. 3rd ISRS, 1986. 3) 福岡・山崎: 第27回水講, 1983. 4) 中川・辻本・村上・清川: 第4回自然災害科学会, 1985. 5) 池田: 土論 229, 1974.