

突堤による河床の洗堀について

椿 東 一 郎・齋 藤 隆

1. 緒 言

流れのなかに設けられた河川構造物の周囲には、一般に渦および副流が発達し、これが河床の洗堀、堆積、流路の維持、護岸などに対して甚大な影響を及ぼすため、局所的洗堀現象については、古くから多くの研究が行なわれてきた。これらの研究は、その洗堀機構が複雑であるため、ほとんど実験的な方法に限られるのであるが、洗堀量を量的に表わしたのものには次のようなものがある。

(1) M. Ahmad¹⁾²⁾ が越流水による水叩き下流の洗堀および水制先端部の洗堀実験において行なったように、洗堀深は適当にとられた単位幅流量の $2/3$ 乗に比例するという簡単な表現を与えるもの。

(2) H. Rouse³⁾ や D. Doddiah⁴⁾、木村氏⁵⁾ などが鉛直噴流あるいは自由 nappe による洗堀について行なった様に、洗堀深が噴流速度とその大きさおよび幾何学的な量の他に、河床砂の沈降速度および実験の継続時間に関係するものとして、実験結果に次元解析を応用し、無次元で表示するもの。

(3) 洗堀現象に流砂に関する知識を応用するもので、例えば、栗原教授および著者⁶⁾ は水平噴流による準終局状態における洗堀形状が、噴流特性と河床砂の限界掃流力によって規定されることを示した。また、岩垣博士⁷⁾⁸⁾ などが、垂直ならびに水平噴流による洗堀について、河床砂の移動限界を求め、さらに流速の変化に応ずる流砂量の変化により洗堀が進行するものと考え、理論的な考察を行なったなどである。

一般に、流れによる河川構造物の洗堀問題は、その力学的な機構の上から、水制や橋脚の洗堀などのように水平流によるものと、自由 nappe や堰基部におけるもののように、鉛直流の作用によるものに大別することができよう、さらに、両者は河床が限界掃流力以下の状態に保たれているか、あるいは、河床砂が全面的に移動しているかによって、すなわち、構造物周囲の洗堀孔に対する上流からの砂の供給の有無によって、その様相を異にするものと考えられる。

吾々は水平流による洗堀機構とその定量的な表示法を見出すために、前報⁹⁾ において流れの模様をしらべた非越流突堤および越流突堤の先端部における洗堀深の時間的变化および洗堀形状について一聯の実験を行なった。

本文は水平流による複雑な洗堀現象を model 化して簡単な解析方法を提案し、洗堀深の時間的变化を規定する無次元量を見出そうとしたものである。

2. 実験の方法

長さ 6.6m、幅 76.3cm、高さ 30cm の木製水路に厚さ 18cm の砂層を水平に作り、先端が半径 1 cm の円弧で上面には 2 mm の縁取りをつけた 1 個の非越流突堤あるいは越流突堤を側壁から直角に設置した。実験に用いた突堤長 B は $B=10.5$ 、 20.4 および 38.4 cm の 3 種類であって、実験の要目は表-1 のようである。なお、表中 q は単位幅流量、 h_* 、 v_* はそれぞれ下流水深および下流流速、 e_0 は突堤上流における比エネルギー、 H_d は突堤高である。

実験の手順は、まず、金鋼で突堤附近の河床を覆い、下流堰および流量を調節して流れを定常状態に達せしめた後、金鋼をはずし突堤先端部の洗堀部を 1 分後より約 1 時間半乃至 2 時間にわ

表-1 実験の要目

	B (cm)	$m=B/b$	河床砂	q (cm^2/s)	h_* (cm)	v_* (cm/s)	H_d/e_0
非越流突堤	10.5	0.137	粗砂 細砂	82-246 79-256	3.5-6.5 4.8-6.6	21-41 14-35	
	20.4	0.268	粗砂 細砂	81-239 69-164	3.5-6.3 3.7-9.8	18-39 11-26	
	38.4	0.503	粗砂 細砂	119-210 105-159	4.5-8.9 4.7-6.3	17-27 19-24	
越流突堤	10.5	0.137	細砂	132	6.2	21.3	1.0-0.32
	20.4	0.268	粗砂 細砂	117, 218 112	6.3, 5.5 5.6	18.7, 40 20	1.0-0.29 1.0-0.33
	38.4	0.503	粗砂 細砂	154 105, 155	5.9 5.6, 6.7	26.1 18.4, 23.2	1.0-0.28 1.0-0.28

たつて測定した。この程度の時間では、洗掘はなお僅かながら進行中で終局状態に達していないが、水をとめた後突堤近傍の洗掘、堆積形状を測った。なお、越流突堤の実験は、最初、非越流の実験を行なった後、種々の高さをもつ越流突堤にとりかえ、ほぼ同一流量と下流水深のもとに実験して越流の影響が明瞭に現われるようにつとめた。

また、河床砂の特性は表-2に示した通りで、図-1はその粒度曲線である。ここに、 d は篩分け曲線における50%粒径、 θ_0 は水中における安息角の測定値、摩擦限界速度 u_{*co} は限界掃流力に対応する摩擦速度で、岩垣博士の式¹⁰⁾より計算したものである。

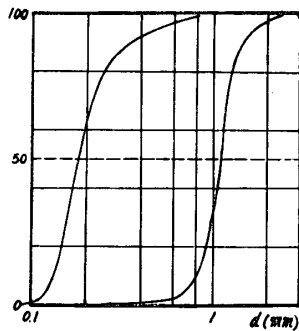


図-1 河床砂の粒度曲線

表-2 河床砂の性質

	d (mm)	水中比重 s	$\tan\theta_0$	u_{*co} (cm/s)
粗砂	1.10	1.65	0.678	2.46
細砂	0.182	1.65	0.580	1.55

3. 突堤先端部における洗掘機構

前報においてのべたように、突堤先端部の流れは不連続流に近い性質をもち、先端部において急に方向を曲げられる。従って、流れの彎曲に伴う遠心力のために、底面において水制より主



写真-1

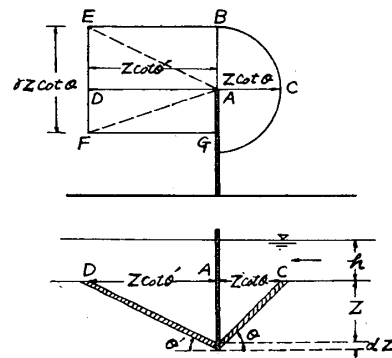


図-2 洗掘形状のモデル

流に向う副流と渦を発生し、流線の集中作用と相まって、先端部は甚だしく洗掘される。この渦による洗掘作用をそのまま量的に表現することは困難であるが、若干見方を変え、洗掘が進むためには渦によって洗掘した砂を洗掘穴の下流に形成される斜面にそって掃流してゆくことが必要であり、両者の間に1種の平衡関係が成立しているものとみなすことができよう。このような見解を簡単に数式化すれば次のようである。

突堤先端部における洗掘形状は写真—1に示すものとほぼ相似であって、最大洗掘深 Z によって規定される。従って、簡単に洗掘形状を図—2のように、突堤より上流では半径 $Z \cot \theta$ なる半円錐形、突堤より下流では、長さ $Z \cot \theta'$ 、深さ Z の三角錐体が集合したものとみなすと、洗掘容積 V は図の長さ BG を $\gamma Z \cot \theta$ として次のようになる。

$$V = \left(\frac{\pi}{6} \cot^2 \theta + \frac{\gamma}{3} \cot \theta \cot \theta' \right) Z^3$$

さて、上流の河床は限界掃流力以下に保たれて上流からの流砂はないものとし、 dt 時間内に dz だけ洗掘深がましたとすると、洗掘容積の変化 dV は下流に形成される斜面にそって dt 時間内に輸送される砂量に等しい。従って、平均角度 θ'_m なる斜面上の代表断面を通過する単位幅あたりの流砂量を q_B 、その幅を $\gamma Z \cot \theta$ とすると、流砂の連続の式は次のようになる。

$$\left(\frac{\pi}{6} \cot^2 \theta + \frac{\gamma}{3} \cot \theta \cot \theta' \right) 3Z^2 dz = \frac{q_B}{1-\lambda} \gamma Z \cot \theta \quad (1)$$

ここに、 λ は砂の空隙率%を100で割って表わしたものである。

(1)式における流砂量 q_B は、ほぼ水平な河床上における流砂量式に若干の補正を必要とする。いま、砂の粒径を d 、単位面積上の砂粒の数を ε/d^2 、斜面に働く剪断応力を τ_o 、乱れなどによる効果を f とすると、斜面を構成する砂粒に働く力は

$$R_T = \tau_o d^2 / \varepsilon f$$

で表わされる。一方、砂粒の抵抗力 F は砂の水中重量を $w(\infty \rho sgd^3)$ 摩擦係数を μ とすると

$$F = w(\sin \theta'_m + \mu \cos \theta'_m)$$

となる。限界掃流力 τ_c は上の2つの力の釣合から、水平に近い面上における限界掃流力を τ_{co} とすると

$$\tau_c = \tau_{co}(\sin \theta'_m + \mu \cos \theta'_m)$$

となる。また、斜面上における河床砂の移動強度 $q_B/\sqrt{sgd^3}$ は掃流力の無次元表示

$$R_T/F \propto \frac{u_*^2}{sgd} \cdot \frac{1}{\sin \theta'_m + \mu \cos \theta'_m}, \quad U_*^2 = \eta \tau_o / \rho$$

の関数であると考えられる。従って、ほぼ水平な砂面における流砂量を次の指数形式

$$q_B = K \sqrt{sgd^3} \left(\frac{u_*^2}{sgd} \right)^n \left(1 - \frac{u_{*co}^2}{u_*^2} \right)$$

で表わすと、流速を v として、さらに

$$v = \varphi u_* \quad (2)$$

とにおいて、斜面上における流砂量は次式で与えられる。

$$q_B = K \sqrt{sgd^3} \left(\frac{v^2}{\varphi^2 sgd} \right)^n \left(\frac{1}{\sin \theta'_m + \mu \cos \theta'_m} \right)^n \left(1 - \frac{\varphi^2 u_{*co}^2}{v^2} \right) \quad (3)$$

$$u_{*c}^2 = u_{*co}^2 (\sin \theta'_m + \mu \cos \theta'_m) \quad (4)$$

ここに、 K および n は流砂理論からきまる常数である。

つぎに、(3)式中の v としては、変形初期では固定床において突堤先端に誘起される速度 v_j にほぼ等しいと考えられるが、洗掘が進むに従い先端部の流速および斜面における代表流速は洗掘深 Z に応じて減少してゆく筈である。その詳細な関数形は今のところ未知であるから、ここでは式形を求める意味において最も簡単に次式

$$v = v_j \left(\frac{h}{h + \alpha z} \right) \quad (5)$$

のように仮定する。ここに、 α は洗掘形状に関する係数である。

(3)および(5)式を(1)式に代入して、 q_B および v を消去すると

$$\eta = 1 + \alpha \frac{z}{h}$$

とおいて、(1)式は次のようになる。

$$(\eta - 1)d\eta = \left[\frac{1}{\eta^{2n}} \left(1 - \frac{\varphi^2 u_{*c}^2 \eta^2}{v_j^2} \right) \right] d\tau \quad (8)$$

$$\tau = \frac{K}{1-\lambda} \frac{\gamma \alpha^2 \sqrt{sgd^3}}{3 \left(\frac{\pi}{6} \cot \theta + \frac{\gamma}{3} \cot \theta' \right) h^2} \left(\frac{v_j^2}{\varphi^2 sgd} \right)^n \left(\frac{1}{\sin \theta'_m + \mu \cos \theta'} \right)^n t \quad (7)$$

(6)式は洗掘深 $Z/h = (\eta - 1)/\alpha$ の時間的变化を表わす式であって、直ちに次のことがわかる。すなわち、

(1) $\tau = 0$ すなわち $\eta = 1$ のときには $d\eta/d\tau = \infty$ となり、初期における洗掘がきわめて著しい。

(2) 洗掘深 Z/h は u_{*c}/v_j をパラメーターとし、(7)式で示さる無次元時間 τ によって規定される。

(3) 時間が充分経過すれば終局状態に達し、そのときの洗掘深は

$$\varphi u_{*c} \eta / v_j = 1 \quad (8)$$

によって与えられる。

いま、流砂量式中の指数 n を $n = 3/2$ とおくと (次節参照)、(6)および(7)式は次のようになる。

$$\int_1^\eta \frac{\eta^3 (\eta - 1)}{1 - \frac{\varphi^2 u_{*c}^2 \eta^2}{v_j^2}} d\eta = \tau \quad (9)$$

$$\tau = \frac{K}{1-\lambda} \cdot \frac{\gamma \alpha^2}{3s \left(\frac{\pi}{6} \cot \theta + \frac{\gamma}{3} \cot \theta' \right)} \cdot \frac{1}{(\sin \theta'_m + \mu \cos \theta')^{3/2}} \cdot \frac{1}{\varphi^3} \cdot \frac{v_j^2}{gh} \cdot \frac{v_j t}{h} \quad (10)$$

(9)式は積分できるが、式形が複雑で数値計算が面倒であるため数値積分する方が容易であって、 η と $\log_{10} \tau$ との関係を $v_j/\varphi u_{*c}$ をパラメーターとして示したものが図-3である。 $v_j/\varphi u_{*c}$ の値が1に近い程、 Z/h の値は小さく、かつ、速やかに終局状態に達する。また、 $v_j/\varphi u_{*c}$ が1より大きくなる程、終局状態附近を除いては Z/h の値は $v_j/\varphi u_{*c}$ にあまり影響されなくなり、かつ、終局状態に達するには長い時間を要することがわかる。

なお、(7)式あるいは(10)式中の v_j は河床の変形前、すなわち、固定床における不連続流の速度であって、 v_j/v_m (v_m は上下流流速の平均) の値は $m = B/b$ (B : 突堤長, b : 水路幅) および e/H_d の関数として、前報図-12に求められている。

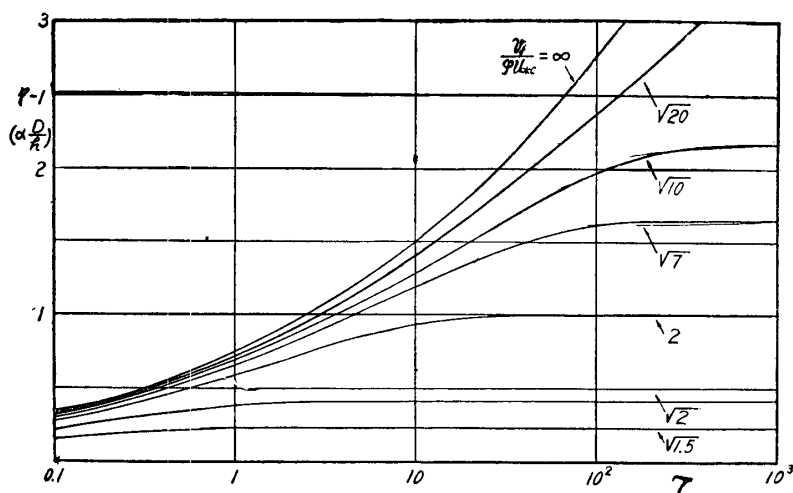


図-3 (9)式による最大洗堀深の時間的变化

4. 非越流突堤の実験結果とその考察

突堤先端部に生ずる激しい洗堀の経過を記すと次のようである。最初、先端部には流れの集中と渦のために、ほぼ不連続流の方向にそって、範囲は狭いがきわめて急激な洗堀が起る。ついで、洗堀深の増加が緩やかになる半面、洗堀範囲が広がって逆円錐形の洗堀穴を形成する。以上の状態は短時間で終り、その後は洗堀によって堆積した砂の流れによる掃流作用が顕著になり、下流側に斜面が形成され、堆積部分が段丘を形成して進んでゆく、このときの洗堀深および洗堀範囲の増加の割合は緩やかなものとなるが、突堤より上流の半円錐洗堀形の途中に勾配の不連続を生じ、突堤前面の砂は主としてこの小段にそって移動する。同時に、洗堀穴深部の河床砂は突堤先端部に形成される vortex filament にまきこまれて、突堤の背後にまわりこんでゆく。

(a) 最大洗堀深の時間的变化 前節の考察において、水深 h として上流水深と下流水深の平均 h_m を用いると、最大洗堀深 D/h_m の時間的变化は $v_j/\phi u_{*c}$ をパラメーターとして、(7)式で与えられる無次元時間 τ の関数として表わされ、式中の v_j は前報図-12における $H_d/e_o=1$ の値をよみ、 $m=0.137, 0.268$ および 0.50 のとき、それぞれ $v_j=1.42v_m, 1.85v_m$ および $2.83v_m$ である。

さて、(7)式における n の値は流砂量式中の指数であって、平衡状態における流砂理論によると掃流砂の範囲では $n=3/2$ 、河床附近を流れる浮流砂をも含めると $n=2.3$ が適当であるとされている。(7)式中の主要項は $\left(\frac{v_j^2}{\phi^2 sgd}\right)^n \cdot \frac{\sqrt{sgd^3 t}}{h_m^2}$ であるから、 $n=3/2$ とおくと τ は粒径 d を含まず、 $n \neq 3/2$ では同一流況のもとにおいても τ は河床砂によってわかる。従って、粒径を大きくかえた実験を行なえば、適当な n の値をきめることができよう。図-4 は粗砂および細砂についての実験結果の一部を $n=3/2$ とおいた τ の主要項、すなわち、 $v_j^2/gh_m \cdot v_{jt}/h_m$ の対数に対してプロットしたものである。この図から

- (1) D/h_m は $\log_{10} v_j^2/gh_m \cdot v_{jt}/h_m$ とほぼ直線関係にあること。
- (2) v_j を用いると、突堤長 B は系統的な差異をもたらさないこと。
- (3) 粒砂、細砂とも横軸 $v_j^2/gh_m \cdot v_{jt}/h_m$ および $v_j/\phi u_{*c}$ の値が同じ場合には、それに応ずる D/h_m の値はほぼ等しいことがわかる。これは、(7)式中の n として、 $n=3/2$ が適当であることを示すものであり、本文では以後 $n=3/2$ として取扱う。

(b) 洗堀形状 突堤の先端を原点にとり、流れの方向に x 軸、それに垂直に y 軸をとると、洗堀形状 $Z=Z(x, y)$ は主として最大洗堀深 D に規定され、次の関数形

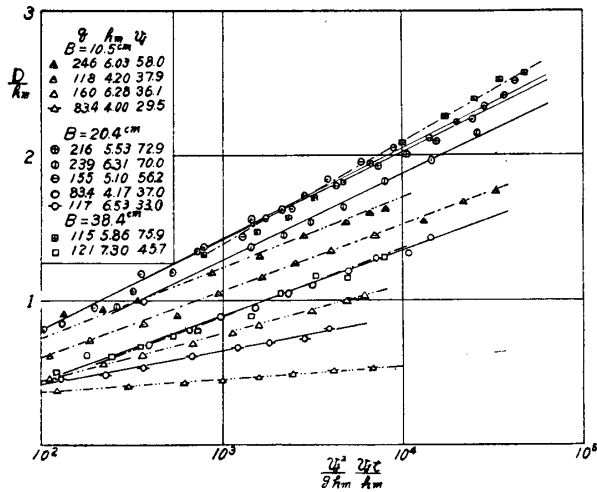


図-4 (a) 最大洗堀深の時間的変化 (非越流突堤, 粗砂)

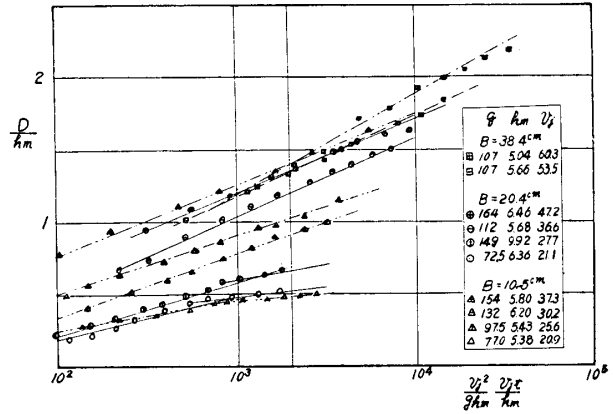


図-4 (b) 最大洗堀深の時間的変化 (非越流突堤, 細砂)

$$\frac{Z}{D} = f\left(\frac{x}{D}, \frac{y}{D}, m, \frac{v_j}{\varphi u_{*c}}, \tan \theta_0, \frac{B}{D}\right)$$

をもつものと予想される。ここに、 θ_0 は水中における砂の安息角である。図-5 (a) および (b) は $x=0$ の横断面 (図-2 の AB) および $y=0$ の横断面 (図-2 の CD) を D で割って無次元形で表わしたもので、図中の測点は $v_j/\varphi u_{*c} \doteq 2$ の場合の実験結果であり、図中の曲線は1つの突堤および河床砂における $v_j/\varphi u_{*c}$ の値を異にする実測点の平均曲線である。洗堀形状 Z/D は主として $m=B/b$ および $\tan \theta_0$ によって規定され、 B/D および $v_j/\varphi u_{*c}$ は大きな影響をもたないことが判る。

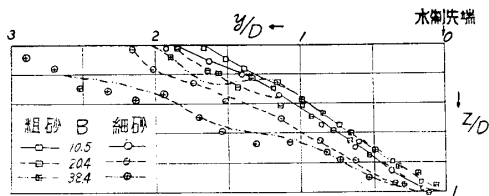


図-5 (a) 洗堀形状 ($x=0$ 断面)

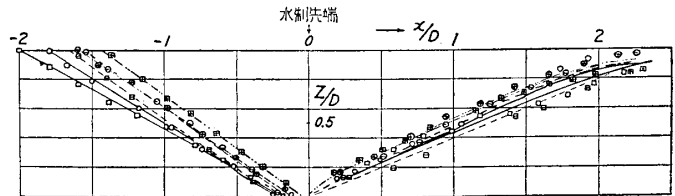


図-5 (b) 洗堀形状 ($y=0$ 断面)

$x=0$ における断面形状は図-5 (a) に示すように、 m が小さいときには、粗、細砂とも安息角をなすことが注目される。また、粗砂では m が大きくなると洗堀穴の縁に段丘を形成するが、 m による変化は著るしくない。一方、細砂では、流れの主流部における砂移動と河床低下に影響されて、 m が大きいときの洗堀形勾配は安息角勾配よりかなり減少している。

$y=0$ 断面における突堤より下流の洗堀形状については、 m および $\tan \theta_0$ による系統的な差異はみられない。しかし、上流側では、 $x=0$ 断面とは反対に、 m が大きい場合に洗堀範囲が狭く、かつそのときの角度はほぼ安息角に等しい。また、 m が小さくなるに従って、洗堀範囲が増大してゆく、このことは m が小さい程堰上げ背水が小さく、上流流速の影響が現われることを示すものである。

(c) 最大洗堀深に関する数値的考察 前節の取扱いおよび図-4 から、 D/h_m は $v_j/\varphi u_{*c}$ をパラメーターとして

$$\tau = \frac{K}{1-\lambda} \cdot \frac{\gamma \alpha^2 K}{3s \left(\frac{\pi}{6} \cot \theta + \frac{\gamma}{3} \cot \theta' \right)} \cdot \frac{1}{(\sin \theta'_m + \mu \cos \theta'_m)^{3/2}} \cdot \frac{1}{\varphi^3} \cdot \frac{v_j^2}{g h_m} \cdot \frac{v_{jt}}{h_m} \quad (10)$$

の関数として与えられる。この理論はパラメータを見出すことを目的としたもので、複雑な洗堀現象をきわめて単純化している上に、多くの仮定を導入しているのであるが、(10)式中の諸係数を洗堀形状や流砂量の知識から推定して、理論式と実験結果とを比較してみたい。

洗堀形状としては、図-5(b)の平均的な値を用い、 $\cot\theta=1.6$ 、 $\cot\theta'=2.6$ とする。また、摩擦係数 μ は $\mu=1$ であり、 $\sin\theta'+\mu\cos\theta'=1.3$ であるから、斜面における平均値として、 $\sin\theta'_m+\mu\cos\theta'_m=1.15$ とおく、また、図-2において、AGはABより小さいから、 $\gamma=1.5$ とおく、さらに、砂の水中比重は $s=1.65$ で空隙率は $\lambda=0.44$ 程度と推定される。つぎに、流砂量式の係数 K については、N. Chien¹¹⁾の掃流砂量式

$$q/\sqrt{sgd^3} = 7.16 \left(\frac{u_*^2}{sgd} - \frac{u_{*co}^2}{sgd} \right)^{3/2}$$

の係数を用い、 $K=7.16$ とする。

以上の数値を(9)式に入れると

$$\tau = 1.52 \frac{\alpha^2}{\varphi^3} \cdot \frac{v_j^2}{gh_m} \cdot \frac{v_{jt}}{h_m} \quad (11)$$

となる。上式中、 φ は(2)式で定義され、開水路や河川の流れでは底面の粗度に関して、 $\varphi=8 \sim 20$ の程度である。この問題では、流れの集中のために、 φ の値は等流流れより小さいことが予想され、また、底面粗度が河床砂の粒径に関係することを考慮して、粗砂では $\varphi=8.5$ 、細砂では $\varphi=9.6$ とおく、最後に(5)式中の α の値の推定は困難であるが、ここでは簡単に図-2のAB間を河床から水表面に亘って流れる流量が、変形前および洗堀進行中も一定に保たれるものとして、 $\alpha=0.5$ を用いてみよう。このようにして、(11)式の係数はきめられ、パラメータ $v_j/\varphi u_{*c}$ の分母の値も u_{*c} に(4)式及び表-2の u_{*co} の値を用いて粗砂、細砂別に求められる。

各実験ごとに v_j および h_m の値は知られているので、 $v_j/\varphi u_{*c}$ および τ の値を上の数値を用いて計算すると、(9)、(10)式または図-3より D/h_m の時間的变化を計算することができる。このようにして、 $(v_j^2/gh_m)(v_{jt}/h_m) = 10^4$ および 2×10^3 に応ずる計算値 $(D/h_m)_{cal}$ と実測値 $(D/h_m)_{obs}$ とをプロットしたものが図-6である。 $v_j/\varphi u_{*c}$ が大きい場合には、 $v_j^2/gh_m \cdot v_{jt}/h_m = 10^4$ に対する計算値は実測値より若干大きく、かつ、この傾向は $\tau > 10$ において著るしいが、両者はかなりの程度まで一致している。これは前節の簡単なモデルが基本的な面においてほぼ妥当であることを示すものであろう。

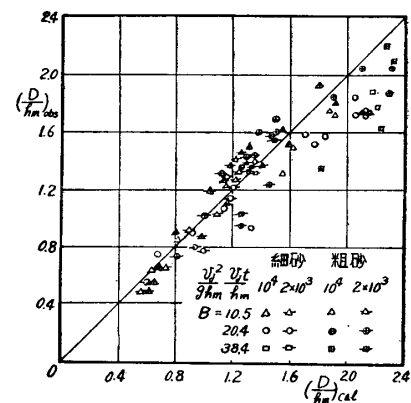


図-6 (9)式による計算結果と実測値との比較

また、理論によると D/h_m は $v_j/\varphi u_{*c}$ の値に応ずる終局の平衡状態に達する。一様粒径の河床砂を用いたとき、終局状態が存在するか否かについては議論が多く、Rouse³⁾や Doddiah⁴⁾などは噴流による洗堀実験に於て、その存在を否定している。この実験は Doddiah とほぼ同様に2時間で打ちきっており、実験終了の時の τ の値は $\tau=2 \sim 10$ の範囲である。従って、終局状態が存在したとしても、それをつきとめるためには数倍乃至10倍程度以上の実験時間が必要とされる。

(d) 最大洗堀深の実験式 実験水路と河川の流れの状態についてフルードの相似則が成立つものとし、幾何学的な縮尺を λ とすると、模型における時間 t_m と原型の時間 t_p との間に次式が成立つ、

$$t_p = t_m \frac{1}{\sqrt{\lambda}}$$

いま、 $\lambda = 1/100$ とすると、この実験における2時間の通水時間は原型における20時間の流れにあたる。この時間はほぼ一つの洪水期間に相当するから、この範囲に於ては終局状態の有無は実用上大きな影響をもたないと考えられる。従って、 D/h_m を $\log_{10}\tau$ と直線的関係にあるとみなし、その係数を $v_j/\varphi u_{*c}$ の関数として表わすのが便利である。以上のことから、(10)式中の洗堀形状を表わす係数などを一定とおき、 $\tau' = v_j^2/\varphi^3 g h_m \cdot v_j t/h_m = 11.3$ (細砂では $v_j^2/g h_m \cdot v_j t/h_m = 10^4$, 粗砂では 7.3×10^3 に相当する) に応ずる D/h_m の値を $A = (D/h_m)_{\tau' = 11.3}$ とおくと

$$D/h_m = A + B \log_{10} \frac{v_j^2}{11.3 \varphi^3 g h_m} \cdot \frac{v_j t}{h_m} \quad (12)$$

勾配 B および係数 A の値を図-4より求め、 $v_j/\varphi u_{*c}$ の関数としてプロットしたものが図-7である。勾配 B の値は $v_j/\varphi u_{*c} = 1$ のときの零の値から急増し、 $v_j/\varphi u_{*c} \geq 2.5$ ではほぼ一定値 0.58 をとる。 A の値も B と同じく $v_j/\varphi u_{*c}$ とともに急増し、その値が 2.5 をこえると 1.85 程度の値に収束している。

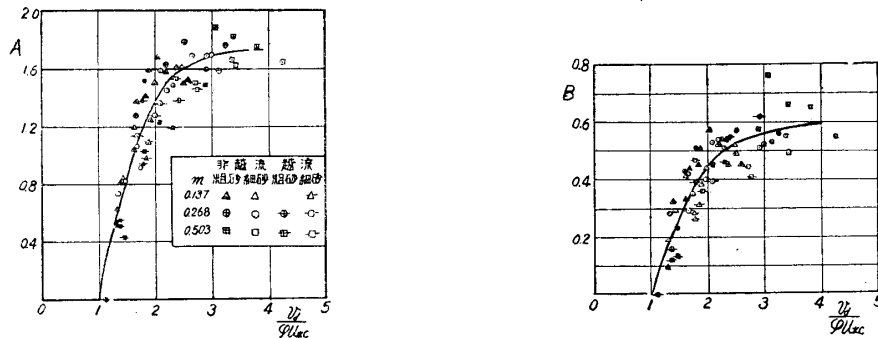


図-7 実験式における係数 A, B

5. 越流突堤の実験結果とその考察

(a) 洗堀形状 図-8は流量, 下流水深および突堤長を一定に保ち, 突堤の高さを変えた場合における洗堀範囲をプロットしたもので, 図中の実線は非越流の場合である。越流量がますますともに, 突堤先端部における流線の彎曲が減少することに対応して(前報, 図-9), 洗堀の方向が内側に向き, 洗堀された砂を突堤背後に運ぶ作用が顕著になる。また, 突堤前面の河床砂は越流のために形成される前面の底面渦にまきこまれ, ついで, 突堤にそう流れによって先端部に運ばれる。あるいは, 細砂で突堤高の小さいときには, 浮流して突堤上を越え背後に堆積するために, 前面にそう洗堀範囲は越流量の多い程著るしい。

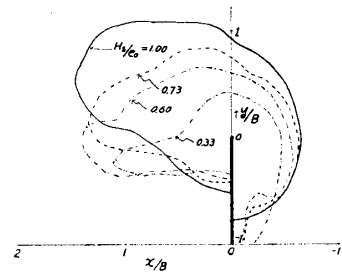


図-8 越流突堤の洗堀範囲(平面図)
($B=20.4\text{cm}$, 細砂, $q=112\text{cm}^2/\text{s}$, $h_m=5.8\text{cm}$)

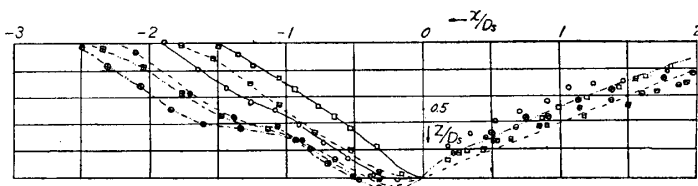


図-9(a) 洗堀形状(越流突堤, $y=0$ 断面)

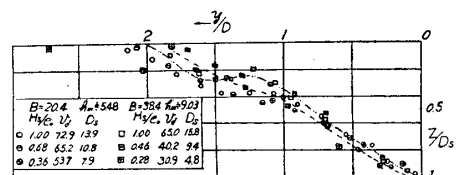


図-9(b) 洗堀形状(越流突堤, 粗砂, $x=0$ 断面)

つぎに、図-9は洗堀形状を突堤先端における洗堀深 D_s で無次元化して表わした例で、 $x=0$ 断面(図-2のAB)の測定値は非越流の平均曲線のまわりに散らばり、越流による影響は全くみられない。これに反して、 $y=0$ 断面(図-2のCD)では、越流量がます程堰上げ水位が減少して上流流速が増すために、洗堀範囲がまし、かつ、段丘の発生が目だってくる。

(b) 最大洗堀深の時間的变化 非越流の場合と同様に、越流突堤においても、縦軸に D/h_m をとり、 v_j を H_d , e_o および v_m の測定値と前報図-12を用いて計算した $v_j^2/gh_m \cdot v_{jt}/h_m$ の対数を横軸にとり、実験結果をプロットしたものの例が図-10である。非越流では、両者の間にほぼ直線関係が認められたのであるが、越流突堤の洗堀の経過はより複雑であって、次の3種の型に分類することができよう。

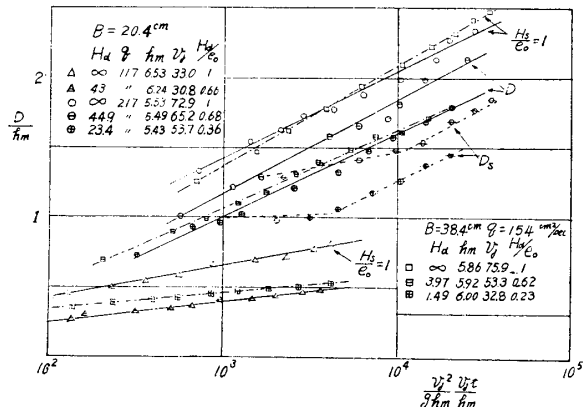


図-10(a) 最大洗堀深の時間的变化 (越流突堤, 粗砂)

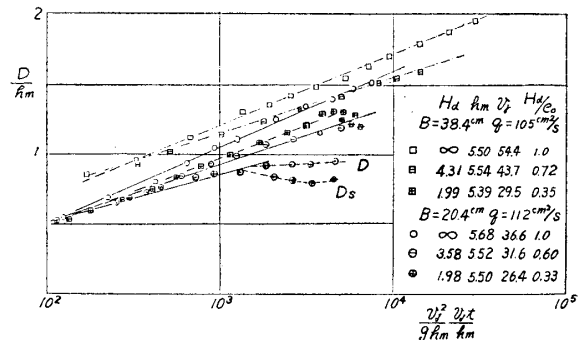


図-10(b) 最大洗堀深の時間的变化 (越流突堤, 細砂)

(1) 非越流と同様に直線関係が成立つ場合。

(2) 初期においては、突堤先端部が洗堀されるが、ある時間後には先端の洗堀がとまり、同時に最大洗堀深 D が先端から取付部の方に移動する場合で、突堤先端部の洗堀深 D_s は折線を描き、最大洗堀深 D はほぼ直線関係にある。

(3) D_s および D ともにほぼ平衡状態に達したとみなされる場合。

このうち、(1)は洗堀深にくらべて水制長が長く、かつ上流の砂移動が顕著でない場合に起る。(2)は突堤前面における洗堀が取付部まで及んだ場合に起るようであって、 D_s にみられる折線は次のように説明されよう。すなわち、洗堀の初期に於ては、突堤先端部の流れの集中と副流が先端部を洗堀し逆半円錐形の洗堀穴を形成するが、ついで、突堤前面の底面渦にまきこまれた砂が洗堀穴に流されて先端部に運ばれ、この砂の補給と洗堀力とが釣合うと先端の洗堀はとまる。さらに時間が経過して、前面の洗堀が取付部まで及ぶと再び洗堀が初まり、図-9(a)のように旧の勾配とほぼ同一の勾配にそって洗堀が進む。また、(3)の型は突堤上流における砂移動が顕著な場合に起り、上流から洗堀穴におちこむ砂の量と洗堀力との間に釣合い関係が成立することを示すものである。

このように、越流突堤による洗堀深の時間的变化はかなり複雑であるが、(3)型を除き D/h_m は $\log_{10} v_j^2/gh_m \cdot v_{jt}/h_m$ と直線関係にあるとみなすことができよう。従って、越流の影響はすべて v_j のなかに含ませ、非越流と同様に次式

$$\frac{D}{h_m} = A + B \log_{10} \frac{v_j^2}{11.3 \varphi^3 gh_m} \cdot \frac{v_{jt}}{h_m}$$

で表わすと、式中の $A=(D/h_m)_{\tau=11.3}$ および勾配 B は $v_j/\varphi u_{*c}$ の関数として図-7に示したようになる。 A, B とも越流突堤の方が非越流型より幾分小さめの値をとるようであるが、その差

異は僅かである。 v_j の導入により、非越流、越流突堤の洗堀深が同一の曲線で表示されることが注目される。

6. 結 語

以上において、非越流突堤ならびに越流突堤の先端部に誘起される洗堀について実験を行ない、簡単な理論的考察により見出された基本的なパラメーターに基づいて、洗堀深の時間的変化や洗堀形状などをかなりの程度まで量的に明らかにすることができた。また、本文の解析は複雑な洗堀現象をきわめて簡単にモデル化しているのであるが、他の河川構造物による局所的な洗堀に対しても応用することができよう。

最後に、この研究に於て種々御教示をいただいた九大応用力学研究所、栗原、篠原両教授に厚く謝意を表したい。

参 考 文 献

- 1), 2) Ahmad, M. : Proc. Minnesota, Int. Hyd. Conv., I. A. H. R. (1953)
- 3) Rouse, H. : Proc. Hyd. Conf. Univ. of Iowa, Bull. 20. (1940)
- 4) Doddiah, D., Albertson, M. L. and Thomas, R. : Proc. Minnesota, Inst. Hyd. Conv. I. A. H. R. (1953)
- 5) 木村喜代治：土木学会論文集，39号，(昭・31)
- 6) 栗原道徳，椿東一郎：九大応力研所報，第4号，(1954)
- 7) 岩垣雄一：第14回土木学会学術講演会概要，(昭・34)
- 8) 岩垣雄一，土屋義人：第15回土木学会学術講演会概要，(昭・35)
- 9) 椿東一郎：本誌
- 10) 岩垣雄一：土木学会論文集，第41号，(1956)
- 11) Chien, N. : Proc. A. S. C. E., Vol. 80, No. 565. (1954)