

II-267 段落下流部の流況について

日大 理工(学) 春日 貴士
日大 理工(学) 栗田 哲義
日大 理工(正) 大津 岩夫

従来、開水路段落部の水理に関する実験的研究としては、常流を対象とした研究¹⁾²⁾、乱れ特性を主とした研究³⁾⁴⁾がある。しかしながら、段落部において常流から射流を経て常流へと遷移する場合(図-1)の水理特性に関しては、ほとんど研究がなされていないようである。実際、このような流況は取水堰や床固めのような段落下流部においてよく観察され、その水理特性を知ることが適切な河床保護工の設計上必要である。ここでは、図-1に示す段落部($\theta = 22^\circ, 45^\circ$)について、射流から常流へ遷移する流れの遷移領域の長さ、遷移領域内部の流速特性について実験的検討を加えた。

実験 実験は図-1、表-1に示される条件のもとで行なった。

最大流速の減衰と遷移領域の長さ 流速分布が流下方向にほとんど変化しなくなる最初の断面を $X = L_t$ とし、 L_t を遷移領域の長さとする。 $X \geq L_t$ での流速分布は一般開水路の場合と同様となる。最大流速 U_m について式①の関係で資料を整理すると図-2のように示される。

$$f\{(U_m - U_0)/U_1, X/L_t\} = 0 \quad \text{-----①}$$

U_m は $X \leq L_t$ で大きく減衰し、 $X > L_t$ でほぼ一定となる。底流速 U_b についても式②の関係で整理すると図-3のように示され、 U_m と同様の傾向を示す。

$$f\{(U_b - U_0)/U_1, X/L_t\} = 0 \quad \text{----②}$$

また、 L_t を遷移領域におけるエネルギー損失⁵⁾に関するものと考え、式③の関係で整理し、図-4に示す。

$$f(L_t/H_L, H_L/H_1) = 0 \quad \text{-----③}$$

図中、実線は自由跳水および強制跳水の場合の遷移領域の長さ(式④)⁶⁾を示す。 $H_L/H_1 \geq 0.20 \sim 0.25$ では、 θ

$= 22^\circ, 45^\circ$ 共に式④とはほぼ一致する。

$$\log_{10}(L_t/H_L) = -1.71(H_L/H_1) + 1.72 \quad \text{-----④}$$

$0.05 \sim 0.10 \leq H_L/H_1 \leq 0.20 \sim 0.25$ では、 H_L/H_1 が小さくなるにしたがって実験値(L_t/H_L)は式④よりも大きくなり、式⑤(図中、破線)で示される。

$$\log_{10}(L_t/H_L) = -4.66(H_L/H_1) + 2.46 \quad (0.05 \sim 0.10 \leq H_L/H_1 \leq 0.20 \sim 0.25) \quad \text{---⑤}$$

H_L/H_1 が小さくなると L_t/H_L が大きくなるのは、 H_L/H_1 が小さい場合、表面渦、乱れ共に小さく、 H_L/L_t が小さくなるためと考えられる。

遷移領域内部の流速特性

(1) 最大流速 U_m の減衰状況 U_m の減衰状況を式⑥の関係で整理すると図-5、6のように示される。

$$U_m/U_1 = f(x/d_1, W/H, \theta, F_1, h_d/h_2) \quad \text{-----⑥}$$

図中、実線は壁面噴流の場合を示す。 U_m は表面渦の効果のため、壁面噴流

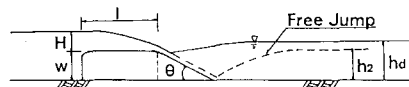


Fig.1

表-1

$\theta = 22^\circ$	$L = 37.5 \text{ cm}$ $W = 20.0$ $B = 80.0$	$W/H = 1.7 \sim 2.8$
$\theta = 22^\circ$	$L = 37.5$ $W = 5.0$ $B = 80.0$	$W/H = 0.5 \sim 0.9$
$\theta = 45^\circ$	$L = 37.5$ $W = 20.0$ $B = 80.0$	$W/H = 1.6 \sim 2.2$

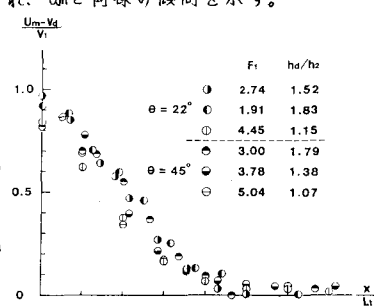


Fig.2

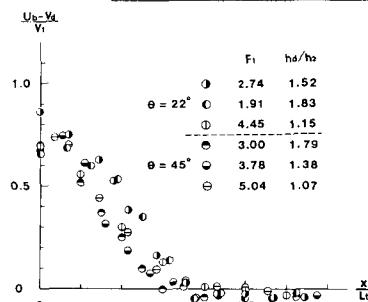


Fig.3

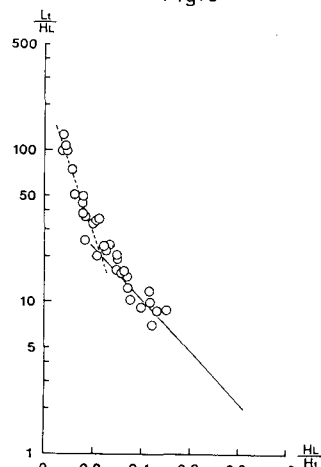


Fig.4

の場合よりも大きく減衰する。また、 U_m の減衰する範囲は W/H によって大きく異なる。

(2)流況分布 流況分布について図-7で定義される Y と U_m を用いて式⑦の関係を整理すると図-8のように示される。

$f(U/U_m, Y/Y) = 0$ ----⑦ 図中、比較のため落り跳水の近似曲線、自由跳水、壁面噴流の曲線を示す。流況分布は $X \leq 0.6L_t$ で遷移部始端のフルード数 F_l 、 X に無関係にほぼ相似な分布となる。

(3) Y_l 、 Y の変化 Y_l 、 Y (図-7)の変化についてそれぞれ式⑧、

⑨の関係を整理すると図-9、10のように示される。

$f(Y/d_1, X/d_1) = 0$ ----⑧ $f(Y/d_1, X/d_1) = 0$ ----⑨

図中、実線はそれぞれ落り跳水の近似式($Y/d_1 = 0.025 X/d_1$, $Y/d_1 = 0.114 X/d_1$)を示す。 Y_l 、 Y 共に $X \leq 0.6L_t$ ではこの式を満足する。

底面せん断力 アレストンの方法で底面せん断力 τ_0 を求めた。 τ_0 を式⑩の関係を整理すると図-11のように示される。

$f(\tau_0/\rho U^2, X/L_t) = 0$ ----⑩

τ_0 は $X \leq L_t$ で大きく減少し、 $X > L_t$ ではほぼ一定となる。

常流遷移への移行 本実験の流況(U_m が水路床近くにあ

り、水面に逆流が生じる：TYPE 1) から下流水位を上げてい

くとTYPE 2 (U_m が水面にあり、底部に逆流が生じる：図-12)の流況へと移行

する。TYPE 1 からTYPE 2への移行状況は図-13で示される。図中、実線は式

⑪を示す。 $W/hd = 1 + \frac{1}{2}Fd^2 - \frac{3}{2}Fd^{2/3}$ ----⑪ (文献(1)) TYPE 1とTYPE 2と

では河床洗掘にかなりの違いが生じる

ことが予想される。

最後に本研究を行なうにあたり、御指導戴いている栗津清蔵教授に感謝申し上げます。

記号

B : 水路幅, h_1 : 堰頂水深, $H = \frac{3}{2}h_1$, U : 遷移部始端の平均流速, U_m : 遷移部終端の平均流速
 X : 遷移部始端を原点とし水路床に沿った座標
 d_1 : 水路床に鉛直方向の遷移部始端の水深, hd : 遷移部終端の水深, h_2 : 遷移部直下自由水面水深(自由水面の水深)
 H_1 : 水中水路床に基準とした遷移部始端の全水深, Hd : 水中水路床に基準とした遷移部終端の全水深
 $H_L = H_1 - Hd$, $F_l = U_l/\sqrt{g d_1 \cos \theta}$

参考文献

- (1) 芦田 土研報告 246号 昭和35 (2) 橋、平野 土木工学集報 昭和45
- (3) 今井、藤井 土木研究年報 昭和30,33 (4) DW ETHERIDGE and PH. KEMP Jour. of Hy. Res. 1972 (5) 天津 土木学会論文集 246号 1976
- (6) 天津 土木学会論文集 311号 1981 (7) V.C. Patel Jour. of Fluid Mech. 1982 (8) 鈴木、道上、川津 26回水工学大会 (9) 栗津、大澤、丸山 土木学会年報 31回 昭和51 (10) 天津、島田、栗田 土木学会(11回)開会報告 昭和57

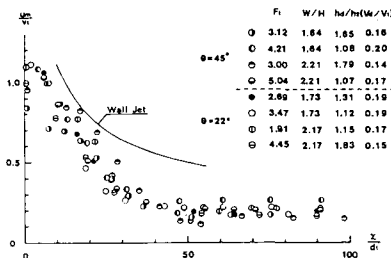


Fig. 5

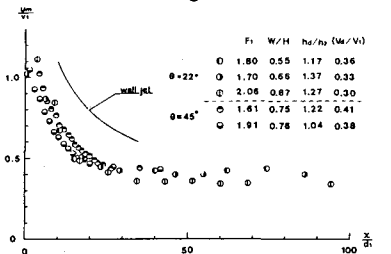


Fig. 6

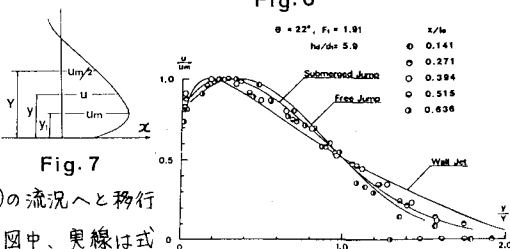


Fig. 8

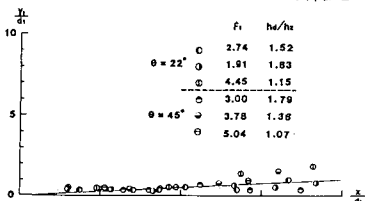


Fig. 9

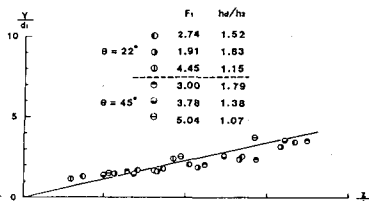
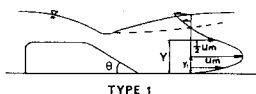
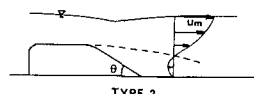


Fig. 10



TYPE 1



TYPE 2

Fig. 12

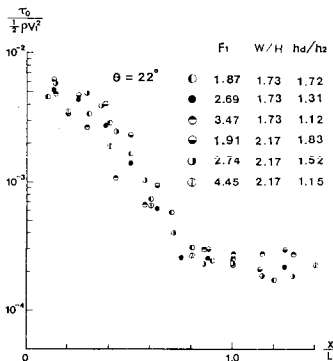


Fig. 11

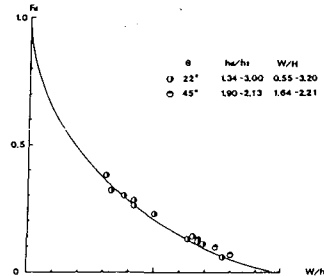


Fig. 13