

第 4 会 場 (1)~(20) (水 理 I)

(4-1) 開水路分岐点附近の流れの改良について

准員 東京大学工学部 堀 川 清 司

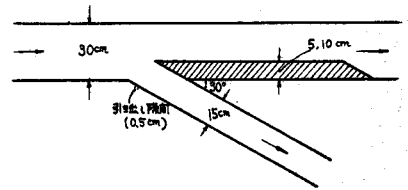
開水路分岐に関してはかなり古くから研究されてきたが、現象が複雑で理論的取り扱いが困難なため、未だ明らかにされていない。この流れの特性は、常流の場合分岐点の急激な角度変化のために渦が強制され、これにもなつてエネルギー損失を生じ、分岐路への流入が制約される。従つてこの渦を除去するか、あるいは縮小することができれば流れの特性が改良される。

そのために (1) 分岐点の形状を適当にして圧力上昇を緩にして境界層の剥離を防ぐことが考えられる。すなわち (a) 分岐点に曲線を挿入する。あるいは (b) 図-1 に示すごとく主流巾を縮少し圧力上昇を減ずる。(2) 分岐水路の分岐点附近に設けた隙間より適当量引き出すことにより渦を減少する方法が考えられる。

以上の方針のもとに水路巾を主流 30 cm, 分流 15 cm とし分岐角度を 30° とし、上記 (1) のうち (b) 並びに (2) の方法について実験を行い、その有効さを比較検討し、もつて流れの改良に資せんとしたものである。詳細については講演時に発表する。なお (1) の (a) は今後引き続き実験を行う予定である。

本実験は東京大学教授本間博士の御指導のもとに行つたものであり、ここに厚く御礼申し上げる。

図-1



(4-2) 射出水による砂の洗掘について (第 2 報)

正員 日本大学工学部 栗 津 清 蔵

第 2 報は実験的研究の報告である。洗掘は砂粒にエネルギーが供給せられる結果としての現象でそれを支配する要素を抽出すると次の諸量である (図-1 参照)。

r_0 : nozzle の巾, v : nozzle より流速, L : nozzle と砂層までの距離, v_f : 砂粒の静水中の沉降速度, t : 時間, a, b, s, h_0, K, M : 洗掘量についての諸量。

図-1

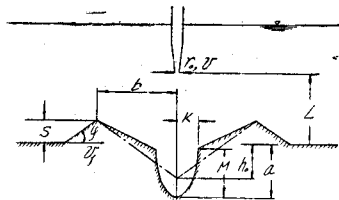
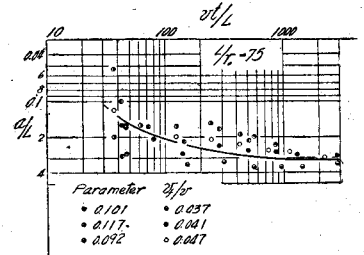


図-2



任意の時刻 t における洗掘

現象についての解が得られたと仮定すると次の関係式が得られる。

$$f(a, b, s, r_0, L, v, v_f, t) = 0$$

π 定理を用いると

$$\psi(a/L, b/L, s/L, r_0/L, v/v_f, vt/L) = 0$$

$$\therefore a/L \text{ or } b/L \text{ or } s/L = f(r_0/L, v/v_f, vt/L) \quad (1)$$

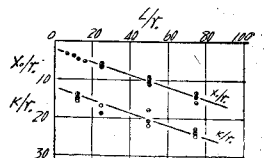
jet が nozzle より流出するときのエネルギーは有限であるからそれによつて

無限の仕事 (洗掘) がなくなるということは不可能であるから、時間がある限界以上になると洗掘現象の発達は止まることが推定せられる。そのときの移動しない砂粒の面を安定面と呼ぶ。この面の諸量は

$$a/L \text{ or } b/L \text{ or } s/L = f(L/r_0, v/v_f) \quad (2)$$

安定面の勾配が砂の自然勾配より急であると、もし jet の流動を止めると一つの面ができる。その面について前述と同様にして次の関係が得られる。

図-3



$$K/r_0 \text{ or } K/M \text{ or } h_0/a = f(L/r_0, v/v_T) \dots\dots\dots (3)$$

著者は(1)~(3)の關係を見出すために表-1の砂を使用し、これ等の実験値と在来発表せられている結果とを比較し結論として次の事項を得た。

表-1

相模川砂			
篩の径	5.0~25mm	25~12mm	12~4.6mm
比 重	2.598	2.595	2.566
沈降速度	27.39 cm/sec	21.83 cm/sec	8.77 cm/sec
水中安息角	35°	31°27'	26°54'

1) 洗掘現象はある時間以上経過すると鈎合の状態となり安定面が得られる(図-2)。2) 安定面の鈎配が砂の自然鈎配より大きくなる部分は砂層を一つの板と仮定した時の動圧の受ける部分と関係づけられる。なお本研究は文部省科学研究費の補助を受けた。

文 献

- 1) Rouse : "Eng. Hydraulics" 1949
- 2) Doddiah Doddiah, Maurice L. Albertson and Robert Thomas : "Scour from jet" I.A.H.R. 1953

(4-3) 低いダムの越流係数について

准員 電力中央研究所 鍋 岡 昭 三

低いダムの越流係数を与える本間公式の適用範囲を拡張して、諸地点水理の基礎資料とするため、次のような範囲で実験的に検討した。

- (1) 下流側鈎配(s_d)及び上流側鈎配(s_u)に対しては s_d, s_u ; $\infty \sim 0.25$
- (2) 堰頂中(b)に対しては (h_d ; ダム高度) b/h_d ; $0.6 \sim 15$
- (3) 隅角の曲率半径に対しては (上流側 α_u , 下流側 α_d) α_u, α_d ; $0 \sim 2$
- (4) 流量は (特別なものを含めて) $q, h_1/h_d$; $0.2 \sim 0.8$

(ただし q, h_1 は完全越流時の上流側水位)

この結果、越流の場合に直線近似 $m = \mu \frac{h_1}{h_d} + \nu$ を施して整理すれば、

- (1) $h_d/b < 1.00$ の範囲では、いずれの場合も μ の値は小さくほぼ 0.02 であり、 ν はほぼ一定値 0.33 に近い。
- (2) $h_d/b = 2.00 \sim 5.00$ のときは、 μ は主として上、下流鈎配に依存し、近似計算の結果は $\mu \approx 0.30 - 0.027$

$$\times \left(\frac{1}{s_d} \right) - 0.028 \left(\frac{1}{s_u} \right) \text{ である。これに対して } \nu \text{ は、上、下流側鈎配堰頂巾、及び隅角のすべりに依存し } \nu \approx 0.224 + 0.008 \left(\frac{1}{s_u} \right) + 0.009 \left(\frac{1}{s_d} \right) + 0.023 \left(\frac{h_d}{b} \right) + 0.027 \alpha_u + 0.034 \alpha_d \text{ となる。}$$

- (3) $h_d/b = 15.00$ のときは直線近似は不可能である。

また、不完全越流及び激流の場合を一括して検討するため、本間公式からのずれ Δy を計算して検討すると

(ただし $x = \frac{h_2}{h_1}$, $y = q/h_1 \sqrt{2gh_1}$ とする),

- (1) h_d/b の増大とともに Δy の値はかなり増大する。すなわち $\frac{h_d}{b} \leq 0.6$ のときは $\Delta y \approx 0$, $h_d/b = 3.00$ のときは $\Delta y \approx 3.7 x(1-x) \exp\{-5.1(1-x)\}$ [ただし $1/s_u, 1/s_d = 0$], $h_d/b = 15.00$ のときには $\Delta y \approx 5.7 x(1-x) \exp\{-4.6(1-x)\}$ [ただし $1/s_u, 1/s_d = 0 \sim 1$] となる。

- (2) s_u, s_d の増大とともに Δy は減少する。すなわち、 $1/s_u, 1/s_d = 1$ のときは $\Delta y \approx 3.6 x(1-x) \exp\{-4.9 \times (1-x)\}$ [ただし $h_d/b = 3.00$] で $1/s_u, 1/s_d = 4$ となれば、 $\Delta y \approx 0.27 x(1-x) \exp\{-1.1(1-x)\}$ となる。

(4-4) 須田貝発電所調圧水槽の模型実験

正員 東京大学工学部 嶋 祐 之

東京大学工学部土木教室において東京電力株式会社の委託により、須田貝発電所の放水路に設けた調圧水槽の諸特性を知るために模型実験を行った。