

波状跳水の二、三の特性について

II - 327

日大理工 正 後藤 浩
 日大理工 正 安田 陽一
 日大理工 正 大津 岩夫

まえがき 一般に射流から常流に移移する場合、射流のフルード数 $F_1(=v_1/\sqrt{gh_1}; v_1$:跳水始端での平均流速、 g :重力加速度、 h_1 :跳水始端水深)が1近くで波状跳水が形成される。既報^{1~4)}では、長方形断面の水平水路で形成される波状跳水は F_1 だけでなく、跳水始端での乱流境界層の発達状態(図1)⁵⁾、レイノルズ数 $Re(=q/\nu; q$:単位幅流量、 ν :動粘性係数)、衝撃波および水路幅の影響を示す無次元量 Ls/Lw によって支配されることを明らかにした[Ls :衝撃波始端から衝撃波の交差する位置までの水平長さ($=B/(2\tan\theta)$); B :水路幅、 θ :衝撃波の角度、 Lw :衝撃波が一波目山頂部より下流側で交差する場合($Ls/Lw \geq 1.0$)の衝撃波始端から一波目山頂部までの水平長さ(図1)]。

特に、衝撃波が一波目山頂部より上流側で交差する場合($Ls/Lw < 1.0$)、波状跳水の特性が衝撃波の影響を大きく受け、衝撃波が一波目山頂部より下流側で交差する場合($Ls/Lw \geq 1.0$)、波状跳水の特性がほとんど衝撃波の影響を受けないことを見出し、また、 $Re \geq 65000$ の場合、波状跳水の特性に対する Re の影響が認められないことを明らかにした。そして、 $Re \geq 65000$ 、 $Ls/Lw \geq 1.0$ の波状跳水の流況を分類し、諸特性を示した。

ここでは、 $Ls/Lw < 1.0$ の場合、すなわち、衝撃波の影響の認められる場合、長方形断面の水平水路において形成される波状跳水を対象に波の高さや波長などの各特性量、圧力特性について検討を行い、 Ls/Lw による波状跳水の特性の違いについて検討を行った。

流況の説明 $Re \geq 65000$ 、Developed Inflowの場合(乱流境界層が十分に発達した領域に跳水始端が位置した場合)、波状跳水の流況は Ls/Lw によって特徴づけられる。

なお、 Ls/Lw の算定については(1)式が用いられ、(1)式に含まれる θ および Lw/h_1 は、衝撃波の影響を受けない領域($Ls/Lw \geq 1.0$)で得られた実験式(2)、(3)式^{1)~4)}から算定されている。

$$Ls/Lw = \{(B/h_1)/(2\tan\theta)\}/(Lw/h_1) \quad (1)$$

$$\theta = 30.6F_1^{0.85} \quad Re \geq 65000 \quad (2)$$

$$Lw/h_1 = 1.30F_1 + 2.56 \quad Re \geq 65000, \text{ Developed Inflow} \quad (3)$$

$Ls/Lw \geq 1.0$ の場合 顕著な波状水面が下流側遠方まで続く。この場合、側壁付近では波状水面は不規則で小さい(図2(a))。また、 $F_{1\text{limit}}$ ($F_{1\text{limit}}$:波状跳水と弱跳水との境界の F_1)については、 Ls/Lw によらず一定で、1.7~1.8となる。

$Ls/Lw \leq 0.5 \sim 0.6$ の場合 顕著な波状水面が下流側に続く。この場合、側壁付近で水路中央部と同様な定常的な波状水面が形成される(図2(b))。また、図2(b)に示されるように、 Ls/Lw の値が0.5~0.6以下でも衝撃波の交差点は一波目山頂部近くに位置する。これは、衝撃波の影響により衝撃波始端から一波目山頂部までの実際の長さ L_{rw}/h_1 が(3)式より算定された値(Lw/h_1)に比べて小さくなるためである。また、 $F_{1\text{limit}}$ については、 Ls/Lw が小さくなるに伴って小さくなる。

なお、 $0.6 \sim 0.7 \leq Ls/Lw < 1.0$ の場合は、 $Ls/Lw \geq 1.0$ の場合と $Ls/Lw \leq 0.5 \sim 0.6$ の場合の中間的な流況が形成される。

水理特性 波状跳水の各特性量の実験値を(4)式の関係で整理すると図3~6が得られる。

キーワード: 開水路流・跳水・波状跳水

連絡先: 〒101 東京都千代田区神田駿河台1-8 TEL. 03-3259-0668 FAX. 03-3259-0409

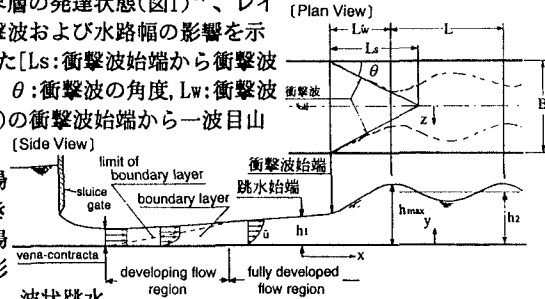


図1 定義図

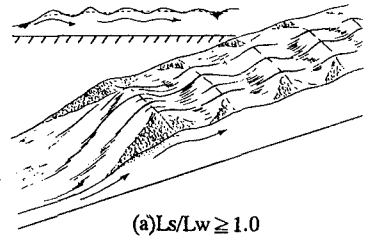
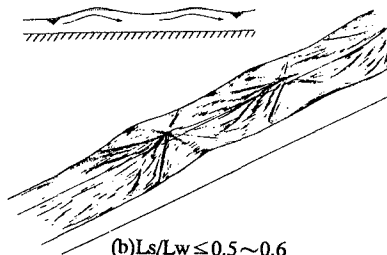
(a) $Ls/Lw \geq 1.0$ (b) $Ls/Lw \leq 0.5 \sim 0.6$

図2 流況

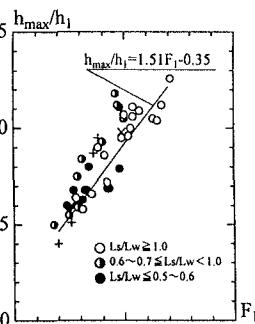


図3 波の高さ

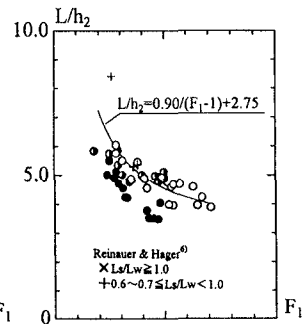


図4 波長

$h_{max}/h_1, L/h_2, L_{FW}/h_1, \theta = f(F_1, L_s/L_w)$ (4)
ここに、 h_{max} は一波目山頂部での水深、 L は1波目と2波目との間の波長、 $h_2 = h_1(\sqrt{8F_1^2 + 1} - 1)/2$ である(図1)。

h_{max}/h_1 は、図3に示されるように、 $0.6 \sim 0.7 \leq L_s/L_w < 1.0$ の場合、一波目山頂部の中央で水面がとさか状⁶⁾となり、 $L_s/L_w \geq 1.0$ の場合(図中実線)より大きな値を示すようになる。一方、 $L_s/L_w \leq 0.5 \sim 0.6$ の場合、水路中央部で観察される鶏冠状の水面は顕著でなくなり、結果的に $L_s/L_w \geq 1.0$ の場合とほぼ同様な値を示す。

$L/h_2, L_{FW}/h_1$ の値は、図4、5に示されるように、 $L_s/L_w \leq 0.5 \sim 0.6$ の場合、 $L_s/L_w \geq 1.0$ の場合(図中実線)より小さい値を示すようになる。なお、 $0.6 \sim 0.7 \leq L_s/L_w < 1.0$ の場合、 $L/h_2, L_{FW}/h_1$ の値は、 $L_s/L_w \leq 0.5 \sim 0.6$ の場合より大きくなり、結果的に $L_s/L_w \geq 1.0$ の場合とほぼ同程度、もしくは若干大きな値を示す。

θ については、図6に示されるように L_s/L_w による違いは認められない。

波状跳水(Developed Inflow, $Re \geq 65000$ の場合)における流体運動による圧力(Dynamical Pressure) $p_d / (\rho v_1^2 / 2)$ (ρ :密度)の等値線図を図7、8に示す。 $L_s/L_w \leq 0.5 \sim 0.6$ の場合、図7に示されるように、水路中央部の場合も水路側壁付近の場合も流線の曲がりの影響のため $p_d / (\rho v_1^2 / 2)$ は、山で正の値を、谷で負の値を示し、一波目を除き水路横断方向の大きさの違いは顕著に認められない。一方、 $L_s/L_w \geq 1.0$ の場合、水路中央部では主流の流線の曲がりの影響はあるものの水路側壁付近では流線の曲がりの影響がほとんどないため $p_d / (\rho v_1^2 / 2)$ の分布は水路中央部の場合と水路側壁付近とは大きく異なる(図8)。したがって、圧力特性の比較においても、 $L_s/L_w \geq 1.0$ の場合と $L_s/L_w \leq 0.5 \sim 0.6$ の場合に形成される波状跳水の特性に顕著な違いが認められる。

まとめ $Re \geq 65000$ 、Developed Inflowの場合について、波状跳水の諸特性について検討した結果、 $L_s/L_w \geq 1.0$ の場合と $L_s/L_w \leq 0.5 \sim 0.6$ の場合とで波状跳水の流況、諸特性に違いがあることを明らかにした。

参考文献

- 1) 大津, 安田, 後藤(1995), “波状跳水の特性について” 第50回年次講演 II -A173.
- 2) Ohtsu, I., Yasuda, Y. and Gotoh, H. (1995), “Characteristics of Undular Jumps in Rectangular Channels”, Proc. of the 26th IAHR Congr., IC14, London, UK.
- 3) Ohtsu, I., Yasuda, Y. and Gotoh, H. (1996), Discussion of “Non-Breaking Undular Hydraulic Jump”, J. of Hydr. Res. 34(4), pp. 567-572.
- 4) Ohtsu, I., Yasuda, Y. and Gotoh, H. (1997), Discussion of “Characteristics of Undular Hydraulic Jumps: Experimental Apparatus and Flow Patterns”, J. of Hydr. Engrg., ASCE, 121(2), pp. 161-162.
- 5) Ohtsu, I. and Yasuda, Y. (1994), “Characteristics of Supercritical Flow Below Sluice Gate”, J. of Hydr. Engrg., ASCE, 120(3), pp. 332-346.
- 6) Reinauer, R. and Hager, W. H. (1995), “Non-Breaking Undular Hydraulic Jump”, J. of Hydr. Res. 33(5), pp. 1-16.
- 7) Chanson, H. (1999), “Characteristics of Undular Hydraulic Jumps” Res. Report, No. CE146, Dept. Civ. Engrg., Univ. of Queensland, Australia.

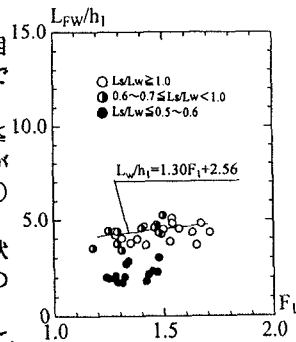


図5 衝撃波始端から一波目山頂部までの水平長さ

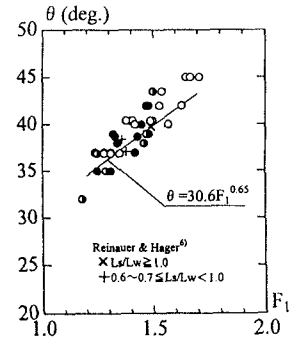


図6 衝撃波の角度

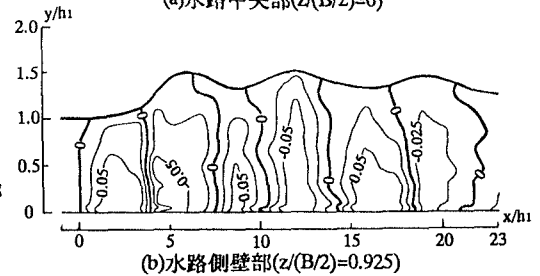
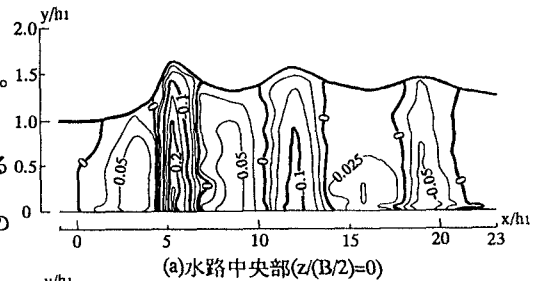


図7 圧力分布 $F_1=1.31, Re=113500, L_s/L_w=0.42$

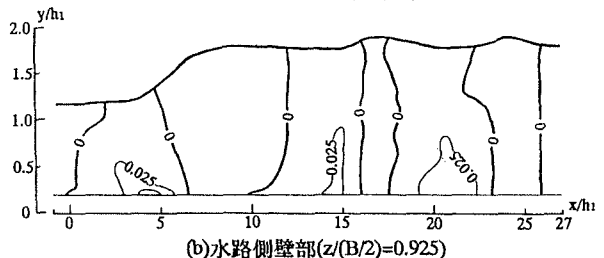
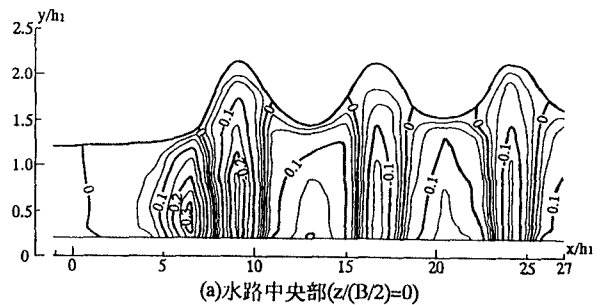


図8 圧力分布 $F_1=1.52, Re=86000, L_s/L_w=1.29$