

HỆ SỐ PHÂN BỐ LƯU TỐC TRONG MÁNG TRÀN BÊN

Hoàng Nam Bình

Trường Đại học Giao thông vận tải

Lê Văn Nghị

Phòng Thí nghiệm trọng điểm Quốc gia về Động lực học sông biển

Tóm tắt: Khi áp dụng các phương trình năng lượng và/hoặc động lượng viết cho toàn dòng chảy, người dùng thường coi phân bố lưu tốc là đồng nhất và không đổi dọc theo chiều lòng dẫn. Nếu dòng chảy là ổn định và chuyển động đều thì giả thiết trên không gây ra sai số đáng kể. Tuy nhiên, trong thực tế dòng chảy là không ổn định, ma sát của thành bên và đáy lòng dẫn làm cho phân bố lưu tốc thực sự không đồng nhất. Đặc biệt, đối với dòng chảy trong máng tràn bên là dòng biến lượng có cấu trúc dòng xoắn ba chiều rất phức tạp thì phân bố lưu tốc càng trở nên không đồng nhất. Bài báo trình bày kết quả xác định các hệ số phân bố lưu tốc gồm hệ số sửa chữa động lượng (α_0) và hệ số sửa chữa động năng (α) đối với dòng chảy trong máng tràn bên.

Từ khoá: Dòng biến lượng, Máng tràn bên, Hệ số sửa chữa động lượng, Hệ số sửa chữa động năng.

Summary: When applying the energy and/or momentum equations, the velocity distribution is considered to be steady uniform and non-varying along the channel. The above assumption can be accepted if the flow is steady and nearly uniform. However, in fact that the flow is unsteady, the boundary resistance modifies the velocity distribution. Especially, in case of flow in the side channel is spatially varied flow with 3D vortex structure, the velocity distribution becomes more and more complex. The results of determining the velocity distribution coefficients including momentum correction coefficient (α_0) and kinetic energy correction coefficient (α) for spatially varied flow in the side channel is presented in this article.

Keywords: Spatially varied flow, Side channel, Momentum correction coefficient, Kinetic energy correction coefficient.

1. GIỚI THIỆU

Trong môi trường liên tục chất lỏng chuyển động có kích thước hữu hạn có thể coi là tổng hợp vô số dòng nguyên tố [3]. Do đó, khi mở rộng các phương trình năng lượng hay động lượng của dòng nguyên tố chất lỏng thực cho toàn dòng chảy có kích thước giới hạn thì đại lượng lưu tốc trung bình (v) sẽ được sử dụng thay thế cho đại lượng lưu tốc điểm (u) [3][4]. Giá trị lưu tốc điểm (u) của phần tử chất lỏng trên mặt cắt ướt luôn có sai khác một giá trị là Δu so với giá trị lưu tốc trung bình toàn mặt cắt ($u = v \pm \Delta u$) [3]. Hay nói cách khác, phân bố lưu tốc của dòng chảy thực trong ống, kênh hay

sông tự nhiên là không đồng nhất và thay đổi theo chiều dài lòng dẫn. Phân bố lưu tốc phụ thuộc vào điều kiện thủy lực và hình học của lòng dẫn như lưu lượng, loại chất lỏng, hình dạng mặt cắt ướt, sức cản và độ dốc của lòng dẫn...

Hệ số phân bố lưu tốc trong phương trình năng lượng được biểu thị bằng tỷ số giữa động năng của dòng chảy tính theo lưu tốc điểm (lưu tốc thực) với động năng của dòng chảy tính theo lưu tốc trung bình mặt cắt. Hệ số này được gọi là hệ số sửa chữa động năng hay hệ số sửa chữa lưu tốc [3], ký hiệu là α . Hệ số α còn được gọi là hệ số Coriolis để vinh danh nhà khoa học

Ngày nhận bài: 15/12/2021

Ngày thông qua phản biện: 20/01/2022

Ngày duyệt đăng: 25/01/2022

Gaspard-Gustave de Coriolis - người đầu tiên đề xuất hệ số này [4]. Theo Nguyễn Cảnh Cầm [3], hệ số α ở chế độ chảy rối trong ống, kênh hoặc máng có thể lấy bằng 1,05 đến 1,10. Theo Chow V.T. [4], α lớn nhất trong các kênh thông thường là 1,20, trong sông tự nhiên là 1,50, hoặc có thể lên tới 2,00 đối với các sông chảy trong vùng thung lũng hay ngập lũ. Theo Kotrin [12], hệ số α tại mặt cắt cửa ra của tunnel trạm thủy điện Rublevsk bằng 3,84 hoặc có thể lên tới 7,40 trong turbine theo thí nghiệm của Kviatkov.

Tương tự hệ số sửa chữa động năng, hệ số phân bố lưu tốc trong phương trình động lượng được biểu thị bằng tỷ số giữa động lượng của đoạn dòng chảy tính theo lưu tốc thực với động lượng của đoạn dòng chảy đó tính theo lưu tốc trung bình mặt cắt, được gọi là hệ số sửa chữa động lượng [3], ký hiệu là α_0 . Hệ số α_0 còn được gọi là hệ số Boussinesq, lấy tên của nhà khoa học đầu tiên đề xuất hệ số này. Đối với đoạn lòng dẫn lắng trụ tương đối thẳng, giá trị của α_0 lấy từ 1,02 đến 1,05 [3]. Theo Chow V.T. [4], α_0 có thể lấy 1,01 đến 1,12, đối với sông tự nhiên thì giá trị này có thể đạt 1,17 và đối với sông vùng ngập lũ là 1,33.

Hệ số sửa chữa động lượng α_0 và động năng α được xác định theo các công thức [3]:

$$\alpha_0 = \frac{\int u^2 dA}{v^2 A} \quad (1)$$

$$\alpha = \frac{\int u^3 dA}{v^3 A} \quad (2)$$

với A là diện tích mặt cắt ướt (m^2).

Trong trường hợp dòng chảy là ổn định và chuyển động có thể coi là gần đều thì phân bố lưu tốc được chấp nhận với giả thiết phân bố đều trên toàn mặt cắt. Khi đó α_0 và α có thể lấy bằng 1,00 mà không gây ra sai số lớn. Phân bố lưu tốc trên mặt cắt ướt càng không đều thì giá trị các hệ số này càng lớn, đặc biệt là dòng

chảy trong máng tràn bên.

Máng tràn bên là một bộ phận của công trình tràn ngang [20] có mặt cắt dạng hình thang hoặc hình chữ nhật [2] làm nhiệm vụ dẫn lưu lượng tháo qua tràn ngang xuống hạ lưu. Đáy máng tràn bên có thể thẳng hoặc cong, với một hoặc hơn một độ dốc phù hợp theo tính toán thủy lực [10][20]. Chế độ thủy lực trong máng rất phức tạp [5][7][11][20], là dòng chảy có lưu lượng thay đổi dọc theo chiều lòng dẫn hay còn được gọi là dòng biến lượng (SVF - Spatially Varied Flow). Sự xáo trộn mạnh với cấu trúc xoắn 3 chiều trong SVF gây tổn thất năng lượng. Sự tiêu tán năng lượng này là những biến đổi cơ bản trong quá trình cân bằng năng lượng của chuyển động. Dòng chảy gia nhập hoặc phân tán khỏi khối nước chuyển động hình thành nhiều gián đoạn làm tăng mức độ tiêu năng. Theo Hind J. [7], dòng chảy trong máng tràn bên xuất hiện hiện tượng không khí bị cuốn vào dòng chảy làm tăng sự xáo trộn bề mặt tới gần cuối máng. Đặc trưng cấu trúc dòng chảy trong máng phụ thuộc dòng gia nhập.

Cho đến nay đã có nhiều nhà khoa học nghiên cứu về hiện tượng thủy lực đặc thù của SVF trong máng tràn bên, điển hình như các nhà khoa học ở Mỹ và Tây Âu: Hinds J. (1926), Favre H. (1933), Meyer - Peter (1934), Beij H. (1934), Camp (1940), De Marchi G. (1941), Keulegan G.H. (1952), Chow V.T. (1969), Yen B.C. và cộng sự (cs.) (1971) [2]...; các nhà khoa học Liên Xô (cũ): Konovalov I.M. (1937), Malisevski N.G., Milovitov A.IA., Nenko IA.G., Gaxanov G.T. [1][17]... hay các nhà khoa học trong nước: Nguyễn Văn Cung (1964), Hoàng Tư An (1987) [2]. Có nhiều dạng phương trình động lực của SVF được các tác giả đề xuất và ứng dụng. Các phương trình đó đều viết cho dòng chảy ổn định có lưu lượng thay đổi chuyển động một chiều dọc theo lòng dẫn. Những phương trình đơn giản như của Hind [2], Camp và Howlond [20] hay những phương trình phức tạp hơn như của

Keulegan (1952), Chow (1969) [5], Konovalov (1937) [10] đều được giả thiết với α_0 hoặc α bằng 1 khi áp dụng khảo sát dạng đường mặt nước trong máng tràn bên. Điều này gây sai số trong tính toán bởi dòng chảy trong máng xáo trộn mạnh, lưu tốc phân bố rất không đều nên các hệ số phân bố lưu tốc rất khác so với dòng chảy rối trên sông/kênh thông thường.

McCool [16] nghiên cứu tác động của lớp thảm thực vật và SVF đến các hệ số phân bố lưu tốc trên kênh lắng trụ dài 125m mặt cắt tam giác bất đối xứng với hệ số mái $m_1 = 3$, $m_2 = 6,6$ và độ dốc đáy $S_0 = 0,001$. Nghiên cứu thí nghiệm với 5 cấp lưu lượng $141,5 \div 1132,67 \ell/s$. Thí nghiệm cho thấy, SVF trong kênh này không ảnh hưởng đến hệ số α_0 và α . Tuy nhiên, phương pháp xác định hệ số α_0 và α trong thí nghiệm này chỉ phù hợp với mục đích nghiên cứu đã đặt ra mà chưa phù hợp về lý thuyết và thực tế vì các hệ số được tính trung bình cho toàn dòng chảy từ lưu tốc trung bình mặt cắt. Ngoài ra, lưu tốc trung bình được tính bằng công thức Prandtl - Von Karman là một dạng công thức thực nghiệm mà cho đến nay chưa có nghiên cứu nào kiểm chứng cho trường hợp SVF.

Kouchakzadeh và cs. [13] cải tiến phương pháp tìm nghiệm xấp xỉ của Gill [6]. Các đại lượng trong phương trình được biến đổi thành dạng không thứ nguyên và bỏ qua những số hạng bậc cao để dẫn đến phương trình đại số khảo sát đường mặt nước. Nghiên cứu sử dụng số liệu thí nghiệm của Gill [6] để kiểm chứng phương trình đề xuất và nhận định rằng khi coi phân bố lưu tốc là đồng nhất ($\alpha_0 = 1$) thì đường mặt nước tính toán thấp hơn thực đo với sai số tương đối lớn. Để khắc phục sai số này, các tác giả đã tính toán hệ số sửa chữa động lượng trung bình từ tập số liệu thí nghiệm của Gill. Kết quả tính toán cho thấy khi $\bar{\alpha}_0 = 1,5$ thì đường mặt nước được nâng lên gần với số liệu thực đo hơn. Tiếp đó, phương trình đề xuất

được kiểm chứng với kết quả thí nghiệm trên mô hình có mặt cắt chữ nhật, dài 2,8m [14] và nhận định rằng khi lưu lượng dòng gia nhập càng tăng thì tác động càng mạnh đến hệ số α_0 .

Khiadani và cs. [8] nhận định quy luật phân bố lưu tốc theo chiều dòng chảy có dạng logarit ở khu vực hai bên thành máng, càng vào giữa máng nơi có sự tác động trực tiếp của hệ thống đầu phun thì phân bố thay đổi mạnh và không còn dạng logarit. Ngoài ra, trên mặt cắt ngang hình thành khu xoáy phát triển từ giữa máng về hai phía thành máng và xuất hiện thêm xoáy thứ cấp ở trên bề mặt. Tương tự phân bố lưu tốc, nhiều động lưu tốc [9] cũng tăng mạnh từ hai bên thành máng về giữa máng, nhưng theo chiều dọc máng thì sự thay đổi này là không đáng kể. Tuy nhiên, dạng mô hình thí nghiệm chỉ phù hợp đối với những hệ thống như băng truyền chế biến thực phẩm tương tự nghiên cứu của Gill [6] mà không gần với hệ thống máng tràn bên trong công trình thủy lợi.

Do đó, để đảm bảo các kết quả tính toán phù hợp với thực tế các công trình thủy lợi, các hệ số phân bố lưu tốc gồm hệ số sửa chữa động lượng α_0 và động năng α trong máng tràn bên cần được xác định.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

2.1. Phương pháp xác định α và α_0

Từ (1) và (2), nếu đặt $\eta = \frac{\int (\Delta u)^2 dA}{v^2 A}$ thì $\alpha_0 =$

$1 + \eta$ và $\alpha = 1 + 3\eta$ khi đó $\alpha_0 = (\alpha + 2)/3$. Như vậy, hệ số α luôn lớn hơn α_0 . Theo Chow [4], có nhiều phương trình xác định α_0 và α phụ thuộc vào dạng phân bố lưu tốc. Nếu phân bố lưu tốc là tuyến tính thì α_0 và α có thể tính theo (3). Nếu phân bố đó có dạng logarit thì xác định theo (4).

$$\alpha_0 = 1 + \varepsilon^2/3 \text{ và } \alpha = 1 + \varepsilon^2 \quad (3)$$

$$\alpha_0 = 1 + \varepsilon^2 \text{ và } \alpha = 1 + 3\varepsilon^2 - 2\varepsilon^3 \quad (4)$$

trong đó: $\varepsilon = u_{\max}/v - 1$ và $u_{\max}$ là lưu tốc điểm

lớn nhất.

Việc xác định các hệ số phân bố lưu tốc (α_0, α) bằng công thức (3) và (4) chỉ phù hợp với dòng chảy trong sông kênh mà tại đó không có các cấu trúc dòng xoắn phức tạp. Đối với hiện tượng thủy lực đặc thù của dòng chảy trong máng tràn bên, quy luật phân bố lưu tốc biến đổi phức tạp theo 3 chiều nên cần sử dụng phương pháp gần đúng như phương pháp chia lưới (Hình 1) để giải (1) và (2) tìm giá trị α_0, α tại các mặt cắt.

u_{11}	u_{12}	u_{1j}	u_{1m}
u_{21}	u_{22}	u_{2j}	u_{2m}
u_{i1}	u_{i2}	u_{ij}	u_{im}
u_{n1}	u_{n2}	u_{nj}	u_{nm}

Hình 1: Sơ đồ chia lưới

Gọi u_{ij} là giá trị lưu tốc điểm ở tọa độ (i, j), với i là thứ tự thủy trực (TT) và j là thứ tự điểm đo trên TT. Giả thiết rằng giá trị lưu tốc u_{ij} đặc trưng cho một phạm vi diện tích mặt cắt ướt $(\Delta A)_{ij}$, khi đó lưu tốc trung bình mặt cắt và các hệ số phân bố lưu tốc được xác định theo công thức:

$$v \approx \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m u_{ij} (\Delta A)_{ij} \quad (5)$$

$$\alpha_0 \approx \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m u_{ij}^2 (\Delta A)_{ij}}{v^2 A} \quad (6)$$

$$\alpha \approx \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m u_{ij}^3 (\Delta A)_{ij}}{v^3 A} \quad (7)$$

2.2. Mô hình thí nghiệm

Mô hình thí nghiệm được sử dụng là mô hình vật lý của hồ Đồng Nghệ (Đà Nẵng) [18] và hồ Mỹ Bình (Bình Định) [19] do Phòng Thủy lực - Viện Nghiên cứu Khoa học và Kinh tế thủy

lợi nay là Trung tâm Nghiên cứu Thủy lực - Phòng Thí nghiệm trọng điểm Quốc gia về Động lực học sông biển - Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam thực hiện.

Mô hình thí nghiệm máng tràn bên hồ Đồng Nghệ (Hình 2 [18]) và hồ Mỹ Bình (Hình 3 [19]) được xây dựng là mô hình tổng thể chính thái với tỷ lệ mô hình lần lượt là 1/30 và 1/25.



Hình 2: Mô hình thí nghiệm hồ Đồng Nghệ



Hình 3: Mô hình thí nghiệm hồ Mỹ Bình

Các thông số hình học của công trình được thống kê trong Bảng 1 [18][19].

Bảng 1: Các thông số của công trình

Đặc trưng	Đồng Nghệ	Mỹ Bình	
	TKKT	TKKT	PAKN
Tỷ lệ mô hình	1/30	1/25	1/25
QTK (m ³ /s)	328	342	342
L _{ngưỡng} (m)	50	60	70
Z _{ngưỡng} (m)	33,0	28,0	28,0
L(m)	42,35	60	70
B _{đầu} (m)	8	5	5
B _{cuối} (m)	20	20	20
Z _{đáy đầu máng} (m)	27,8	25,6	25,55
Z _{đáy cuối máng} (m)	27,8	24,4	23,45

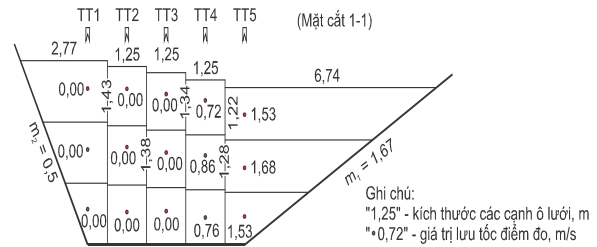
Đặc trưng	Đồng Nghệ	Mỹ Bình	
	TKKT	TKKT	PAKN
S_0 (-)	0	0,02	0,03

3. HỆ SỐ PHÂN BỐ LƯU TỐC

Áp dụng sơ đồ chia lưới Hình cho các mặt cắt cụ thể của từng công trình nhận được sơ đồ chia lưới như Hình. Sử dụng công thức (5) xác định lưu tốc trung bình mặt cắt và công thức (6), (7) xác định các hệ số phân bố lưu tốc α_0 , α .

Thực hiện chia lưới tương tự Hình và lập bảng tính cho các cấp lưu lượng, xác định được giá

trị của α_0 , α cho máng tràn bên hồ Đồng Nghệ (Bảng 2) và Mỹ Bình (Bảng 3).



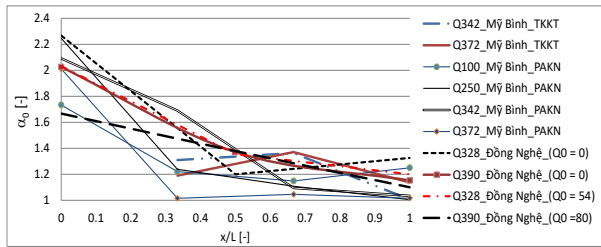
Hình 4: Sơ đồ chia lưới tại mặt cắt I của máng tràn bên hồ Mỹ Bình (PAKN) với cấp lưu lượng = $342\text{m}^3/\text{s}$

Bảng 2: Hệ số phân bố lưu tốc trong máng tràn bên hồ Đồng Nghệ

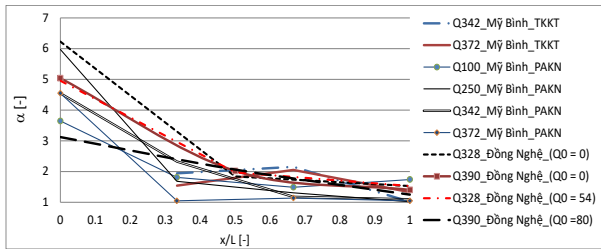
x/L	Q328	Q390	Q382	Q470	Trung bình mặt cắt
	Q0 = 0		Q0 = 54m³/s	Q0 = 80m³/s	
Hệ số sửa chữa động lượng α0					
0,00	2,250	2,025	2,032	1,667	1,994
0,50	1,200	1,371	1,356	1,379	1,327
1,00	1,326	1,153	1,200	1,101	1,195
Trung bình dọc máng	1,592	1,516	1,529	1,382	1,505
Hệ số sửa chữa động năng α					
0,00	6,228	5,037	4,955	3,122	4,836
0,50	1,841	2,021	1,972	2,064	1,989
1,00	1,531	1,403	1,531	1,249	1,416
Trung bình dọc máng	3,200	2,820	2,392	1,950	2,591

Bảng 3: Hệ số phân bố lưu tốc trong máng tràn bên hồ Mỹ Bình

x/L	Q342	Q372	Q100	Q250	Q342	Q372	Trung bình mặt cắt
	TKKT		PAKN				
Hệ số sửa chữa động lượng α_0							
0,00	Không đo		1,733	2,247	2,091	2,011	2,021
0,33	1,309	1,189	1,221	1,239	1,691	1,016	1,278
0,67	1,364	1,371	1,149	1,109	1,095	1,046	1,189
1,00	1,007	1,137	1,251	1,005	1,034	1,016	1,075
Trung bình dọc máng	1,227	1,232	1,339	1,400	1,478	1,272	1,325
Hệ số sửa chữa động năng α							
0,00	Không đo		3,646	5,974	4,548	4,546	4,679
0,33	1,941	1,543	1,810	1,682	2,326	1,047	1,725
0,67	2,155	2,054	1,491	1,307	1,176	1,137	1,553
1,00	1,020	1,331	1,742	1,015	1,097	1,048	1,209
Trung bình dọc máng	1,705	1,643	2,172	2,495	2,287	1,945	2,041



Hình 5: Phân bố hệ số sửa chữa động lượng α_0 theo chiều dọc máng



Hình 6: Phân bố hệ số sửa chữa động năng α theo chiều dọc máng

Ghi chú: x là tọa độ mặt cắt đo lưu tốc với góc ban đầu tính từ đầu máng bên (m); L là chiều dài máng bên (m); Các trường hợp thí nghiệm với các cấp lưu lượng được ký hiệu gồm Q và giá trị lưu lượng tương ứng, ví dụ: Q328 là trường hợp thí nghiệm với cấp lưu lượng $Q = 328 \text{ m}^3/\text{s}$. Q_0 là lưu lượng gia nhập từ cạnh đầu máng (m^3/s). TKKT là trường hợp thí nghiệm với phương án thiết kế kỹ thuật và PAKN là trường hợp thí nghiệm với phương án kiến nghị sửa đổi.

Kết quả tính toán cho thấy:

- Với hồ Đồng Nghệ, hệ số α_0 tại đầu máng ($x/L = 0$) lớn nhất là 2,250 và nhỏ nhất là 1,667. Tại mặt cắt cuối máng ($x/L = 1$) giá trị lớn nhất đạt 1,326 và nhỏ nhất là 1,101. Trung bình toàn dòng chảy đạt 1,505 (Bảng). Sự biến đổi của hệ số này dọc theo máng có xu thế giảm dần (Hình 5). Hệ số α cũng ghi nhận được giá trị lớn nhất xảy ra tại mặt cắt đầu máng và nhỏ nhất tại mặt cắt cuối máng. Giá trị trung bình tại mặt cắt đầu máng đạt 4,836 và cuối máng đạt 1,416 (Bảng 2). Giá trị lớn nhất của hệ số α đạt 6,228. Sự biến đổi dọc máng của α cũng tương tự hệ số α_0 có xu thế

giảm dần theo chiều dòng chảy (Hình 6).

- Với hồ Mỹ Bình, hệ số phân bố lưu tốc α_0 và α cũng ghi nhận được giá trị lớn nhất xảy ra ở mặt cắt đầu máng và nhỏ nhất tại mặt cắt cuối máng là nơi chuyển tiếp từ khu vực dòng chảy có SVF sang đoạn kênh chảy xiết thông thường (Bảng 3). Giá trị của α_0 lớn nhất đạt 2,247, nhỏ nhất đạt 1,005. Hệ số α lớn nhất đạt 5,974 và nhỏ nhất đạt 1,015. Về xu thế biến đổi, α_0 và α cũng có xu thế giảm dần theo chiều dòng chảy như hồ Đồng Nghệ (Hình 5, Hình 6).

Như vậy, hệ số phân bố lưu tốc tổng hợp từ kết quả thí nghiệm của 2 mô hình cho thấy $\alpha_0 = 1,667 \div 2,250$ và $\alpha = 3,122 \div 6,228$. Tại mặt cắt cuối máng nơi dòng chảy chuyển tiếp sang đầu dốc nước, phân bố lưu tốc đều hơn trên các thủy trục nên giá trị các hệ số này đa phần là nhỏ nhất so với các mặt cắt khác, $\alpha_0 = 1,005 \div 1,326$ và $\alpha = 1,015 \div 1,742$. Đối với các mặt cắt giữa máng, giá trị α_0 dao động từ 1,016 đến 1,691 và α dao động từ 1,047 đến 2,326.

Xét cho toàn dòng chảy từ mặt cắt đầu đến mặt cắt cuối máng, giá trị trung bình của α_0 ghi nhận được là 1,41 và α là 2,32 ứng với điều kiện $\frac{Hx}{b^2} = 0,00 \div 0,50$, trong đó: H là cột

nước tràn tại vị trí tính toán (m), x là tọa độ dọc máng tại vị trí tính toán (m) và b là chiều rộng đáy máng tại vị trí tính toán (m).

5. KẾT LUẬN

SVF trong máng tràn bên là trường hợp riêng của hiện tượng chuyển động có khối lượng thay đổi. Đây là một trong những hiện tượng thủy lực phức tạp nhất trong lĩnh vực thủy lực công trình. Vấn đề này đã được nhiều nhà khoa học trong và ngoài nước nghiên cứu.

Với các cấu trúc xoáy ngang và xoáy dọc đã tạo ra dòng xoắn dọc theo chiều dòng chảy nên các hệ số phân bố lưu tốc rất khác so với dòng chảy thông thường trong ống hay trên hệ thống sông, kênh.

Bảng số liệu thí nghiệm của các công trình thực tế hồ Đồng Nghệ và Mỹ Bình, các hệ số phân bố lưu tốc α_0 , α được xác định nhờ số liệu đo lưu tốc tại mặt cắt ngang và dọc máng.

Sự thay đổi của α_0 , α theo chiều dọc máng có xu thế giảm từ đầu đến cuối máng, dao động trung bình từ 2,02 đến 1,08 với α_0 và từ 4,84 đến 1,21 với α . Diễn biến α_0 và α dọc máng được thể hiện trên Hình 5, Hình 6.

Giá trị trung bình của các hệ số phân bố lưu tốc trên toàn dòng chảy trong máng là $\alpha_0 = 1,41$ và $\alpha = 2,32$ với điều kiện $Hx/b^2 = 0,00 \div 0,50$.

Kết quả nghiên cứu ban đầu từ số liệu thí nghiệm của hai mô hình tràn máng bên hồ Đồng Nghệ và Mỹ Bình đã bước đầu xác định được xu thế biến đổi của các hệ số phân bố lưu tốc dọc theo chiều dòng chảy trên máng và giá trị trung bình toàn dòng chảy của các hệ số này. Tuy nhiên, do hạn chế về số liệu thí nghiệm nên nghiên cứu vẫn chưa tìm được các quan hệ $\alpha_0 = f(x/L)$, $\alpha = f(x/L)$ biến đổi theo chiều dòng chảy mà mới chỉ dừng lại ở việc nhận định xu thế biến đổi và giá trị trung bình trên toàn dòng chảy.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Hoàng Tư An, Nguyễn Văn Sơn (2004), *Dòng chảy không gian không ổn định trong hệ thống kênh dẫn hồ của trạm Thủy điện*, Tạp chí Thủy lợi và Môi trường, số 5.
- [2] Hoàng Nam Bình (2019), *Một số nghiên cứu tiêu biểu về dòng biến lượng và máng tràn bên*, Tạp chí Khoa học và Công nghệ Thủy lợi, số 52, tr. 117-124.
- [3] Nguyễn Cảnh Cầm (2005), *Thủy lực - Tập 1*, NXB. Nông nghiệp.
- [4] Chow V.T. (1959), *Open channel hydraulics*, McGraw-Hill book company, ISBN 07-010776-9.
- [5] Chow V.T. (1969), *Spatially varied flow equations*, Water resources research, University of Illinois, Urbana, Illinois 61801, Vol. 5, No. 5, p.1124-1128.
- [6] Gill M.K. (1977), *Perturbation solution of spatially varied flow in open channels*, Journal of Hydraulic Research, 15:4, 337-350, DOI:10.1080/00221687709499639.
- [7] Hinds, J. (1926), *Side channel spillways: Hydraulic theory, economic factors, and experimental determination of losses*, Trans. ASCE, vol. 89, p. 881-939.
- [8] Khiadani M.H., Kandasamy J., Beecham S. (2007), *Velocity distributions in spatially varied flow with increasing discharge*, Journal of Hydraulic Engineering, 133(7), 721-735, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:7 (721).
- [9] Khiadani M.H., Beecham S., Kandasamy J. (2012), *Turbulence measurements in spatially-varied flow with increasing discharge*, Journal of Hydraulic Engineering, 50(4), 418-426, dx.doi.org/10.1080/00221686.2012. 696883.
- [10] Kiselev K.G., Ansun A.D., Dannhinsenko N.V., Kaxpason A.A., Kripsenko G.I., Paskov N.N., Xlixki X.M., (1984), *Sổ tay tính toán thủy lực (bản dịch tiếng Việt)*, NXB. Nông nghiệp.
- [11] Keulegan G.H. (1944), *Spatially variable discharge over a sloping plane*, Trans. AGU 6, p. 956-959.

- [12] Kotrin N.E. (1969), *механика жидкости (Cơ học chất lỏng)*, NXB. Quốc gia, Maskva.
- [13] Kouchakzadeh S., Vatankhah A.R., Townsend R.D. (2002), *A Modified Perturbation Solution Procedure for Spatially-Varied Flows*, Canadian Water Resources Journal, 26:3, 399-416, DOI: 10.4296/cwrj2603399.
- [14] Kouchakzadeh S., Kholghi M.K., Vatankhah A.R. (2002), *Spatially varied flow in non-prismatic channels - II: Numerical solution and experimental verification*, Irrigation and Drainage, John Wiley & Sons, Ltd., 51: 51-60, DOI: 10.1002/ird.37.
- [15] Lucas J., Lutz N., Hager W.H., Boes R.M. (2015), *Side-Channel Flow: Physical Model Studies*, Journal of Hydraulic Engineering, DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001029.
- [16] McCool D. K. (1970), *Effect of Vegetal Length and Spatially Varied Flow on Velocity Distribution Coefficients*, Winter Meeting of the American Society of Agricultural Engineers in Detroit, Michigan, p.603-607.
- [17] Phạm Hoài Thanh (1994), *Một số bài toán về vận tải chất lỏng nhớt - dẻo trong ống dẫn*, Luận án Phó tiến sĩ khoa học kỹ thuật, Trường Đại học Bách Khoa Hà Nội.
- [18] Viện Nghiên cứu Khoa học và Kinh tế Thủy lợi (1994), *Báo cáo kết quả thí nghiệm thủy lực tràn xả lũ Đồng Nghệ, Quảng Nam - Đà Nẵng*, Hà Nội.
- [19] Viện Nghiên cứu Khoa học và Kinh tế Thủy lợi (1995), *Báo cáo kết quả Nghiên cứu thí nghiệm mô hình thủy lực tràn xả lũ Mỹ Bình, tỉnh Bình Định*, Hà Nội.
- [20] Viện Khoa học Thủy lợi (2005), *Sổ tay Kỹ thuật thủy lợi, Phần 2 - Công trình thủy lợi, Tập 2 - B. Công trình tháo lũ*, NXB. Nông nghiệp.