

ĐƯỜNG MẶT NƯỚC TRÊN RÃNH BIÊN THOÁT NƯỚC NỀN ĐƯỜNG

WATER SURFACE PROFILES IN THE SIDE DITCHES

➤ Hoàng Nam Bình - Trường Đại học Giao thông vận tải

➤ Lê Thị Việt Hà - Trường Đại học Giao thông vận tải - Tác giả liên hệ, email: ltvha@utc.edu.vn

Tóm tắt: Rãnh biên hay rãnh dọc là công trình thoát nước nền đường. Rãnh biên thường được bố trí song song với tim đường và thu nước mưa vào rãnh thông qua các cạnh bên. Dòng chảy trong rãnh là dòng biến lượng có lưu lượng tăng dần theo chiều dòng chảy. Đặc trưng thủy động lực học của dòng chảy trong rãnh rất phức tạp bởi lực tác động của dòng chảy bên vào dòng chính, do đó đường mặt nước trên rãnh biên rất khác so với kênh dẫn nước thông thường. Bài báo trình bày kết quả phân tích dạng đường mặt nước trên rãnh biên bằng lý thuyết và thực nghiệm.

Từ khóa: Rãnh biên, Kênh lăng trụ, Dòng biến lượng, Đường mặt nước.

Abstract: Side ditches are used to drain surface runoff on the roadway. Side ditches are usually designed parallel to the roadway and collecting water through their side and back slope. The flow in the ditch is spatially varied flow with increasing discharge. The hydrodynamic characteristics are complicated due to the force of the lateral flow. Therefore, the types of water surface in side ditches are very different from the chute. This paper presents the results of analysis of side ditch water surface by theoretical and experimental methods.

Keywords: Side ditch, Prismatic channels, Spatially varied flow, Water surface profile.

1. GIỚI THIỆU

Rãnh biên hay rãnh dọc (Hình 1) là hạng mục công trình thoát nước mặt của nền đường để phòng ngừa hư hỏng, đảm bảo ổn định nền đường. Rãnh biên được bố trí song song với tim đường để thu và thoát nước mưa nhằm giảm bớt độ ẩm nền mặt đường. Rãnh đỉnh được bố trí ở sườn núi phía taluy nền đào nhằm ngăn nước chảy vào nền đường gây xói mòn và ẩm ướt taluy nền đào[14].

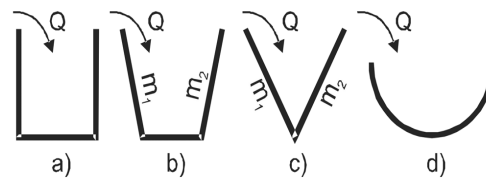


Hình 1. Rãnh biên và rãnh đỉnh. Nguồn ảnh: <https://tvxaydung.com/>

Đối với rãnh biên, dòng chảy trong rãnh liên tục được bổ sung thông qua một hoặc cả hai cạnh bên của rãnh làm cho lưu lượng trong rãnh tăng dần theo chiều dòng chảy. Những công trình thu và tiêu nước dạng này được gọi là kênh dẫn có dòng biến lượng hay kênh dẫn có lưu lượng thay đổi theo không gian[1][9][18], tương tự như máng thoát nước tràn ở bể bơi, kênh tiêu cắt dốc, máng

thu nước mưa trên mái nhà hay máng tràn bên tháo lũ của hồ chứa. Dòng biến lượng là thuật ngữ mô tả hiện tượng dòng chảy ổn định hoặc không ổn định có lưu lượng dọc theo chiều dòng chính thay đổi bởi sự gia nhập hoặc phân tán liên tục của dòng chảy bên[1][2].

Mặt cắt của rãnh có thể có nhiều dạng khác nhau, nhưng phổ biến là hình chữ nhật (Hình 2a), hình thang (Hình 2b) và hình tam giác (Hình 2c) với các hệ số mái (m_1 , m_2) khác nhau hoặc có thể có dạng nửa tròn (Hình 2d) phù hợp với điều kiện địa hình, địa chất hoặc yêu cầu thiết kế[5]. Về mặt bằng, các rãnh thường được thiết kế dạng lăng trụ[5].



Hình 2. Các dạng mặt cắt ngang của kênh

Đường mặt nước trên kênh có lưu lượng tăng dần theo chiều dòng chảy có thể hình thành nhiều dạng khác nhau phụ thuộc vào tỷ số giữa các lực tác dụng và điều kiện bên ngoài[18]. Các thông số tác động đến dạng đường mặt nước có thể kể đến: Độ dốc đáy (S_0); độ nhám (n); lưu lượng đầu kênh (Q_0); lưu lượng dòng chảy bên (Q_e); hình

thức nối tiếp và cấu tạo hình học[5][13][15][18]. Khi thiết kế, đường mặt nước là yếu tố thủy lực quan trọng nhất, do đó được rất nhiều nhà khoa học quan tâm, như Hinds[15], Konovalov, Patrusev, Petrov, Kiselev[18], Camp[7], Keulegan[16][17], Marchi[21], Citrini [10]... ở những năm đầu của thế kỷ XX và hay như Chow[9], Gill[12], An[1], Hager[13]... ở những năm cuối thế kỷ. Gần đây cũng có thêm nhiều nghiên cứu như Kouchakzadeh và cs.[19], Mohammadi[23], Mariana và cs.[22], Lucas và cs.[20], Gardarsson và cs.[11], Bình và cs.[5]...

Các dạng đường mặt nước chảy êm, chảy xiết được Kiselev[18] tập hợp lại thành 6 dạng tương ứng với các trường hợp độ dốc đáy nằm ngang, dốc thoải và dốc lớn. Marchi[21] áp dụng phương trình dòng biến lượng ổn định để xác định đường mặt nước bằng lý thuyết và thực nghiệm trên kênh lăng trụ mặt cắt hình chữ nhật cho một số trường hợp. Lucas và cs.[20] nghiên cứu trên 3 mô hình vật lý mô phỏng máng tràn bên của hồ Trangslét; Karahnjukar và Lyssbach cho kết quả tính toán phù hợp với thí nghiệm trong trường hợp máng có dạng lăng trụ, tuyến thẳng và không bị ảnh hưởng bởi tác động cục bộ.

Hiện nay ở nước ta, việc thiết kế rãnh biên được thực hiện dựa trên Tiêu chuẩn Việt Nam 4054:2005 - Đường ô tô - Yêu cầu thiết kế. Theo đó, kích thước của rãnh trong điều kiện bình thường được thiết kế theo cấu tạo mà không yêu cầu tính thủy lực. Trường hợp rãnh không những chỉ thoát nước bề mặt đường, lề đường và diện tích dải đất dành cho đường mà còn để thoát nước lưu vực hai bên đường thì kích thước rãnh biên được tính toán theo công thức thủy lực, nhưng chiều sâu rãnh $H \leq 0,8m$. Nhằm tránh hiện tượng ứ đọng bùn cát, độ dốc rãnh $S_0 \geq 0,5\%$, trong trường hợp đặc biệt, cho phép lấy $S_0 = 0,3\%$. Lưu lượng tiêu của rãnh được tính với tần suất 4%. Về tính toán thủy lực rãnh, theo Hải và cs.[14], kích thước mặt cắt ngang của rãnh được xác định dựa trên lưu lượng thiết kế tương ứng với lưu lượng cho phép chảy qua mặt cắt ngang và được xác định bằng công thức dòng chảy đều trên kênh hở. Như vậy, theo quan điểm thiết kế hiện nay, đường mặt nước song song với đáy rãnh, trong khi các nghiên cứu về kênh dẫn có dòng biến lượng đều chỉ ra rằng đường mặt nước biến đổi rất phức tạp, phụ thuộc nhiều yếu tố. Bài báo kế thừa phân tích các dạng đường mặt nước trên kênh lăng trụ có dòng biến lượng với lưu lượng tăng dần theo chiều dòng chảy của Bình và cs.[5], kết hợp thí nghiệm một số trường hợp để làm sáng tỏ dạng đường mặt nước trên rãnh biên hoặc rãnh dọc.

2. DẠNG ĐƯỜNG MẶT NƯỚC

Dạng đường mặt nước trên kênh có dòng biến

lượng có thể được phân tích nhờ phương trình động lực của dòng biến lượng ổn định một chiều. Các phương trình được biết đến như của Hinds J. (1926), Favre H. (1933), Meyer - Peter (1934), Beij H. (1934), Camp (1940), De Marchi G. (1941), Keulegan G. H. (1952)... [2] và phổ biến nhất trong nước cũng như thế giới hiện nay là phương trình của Konovalov (1937) [1][2][3][5][18]. Phương trình là tổ hợp sự biến đổi của cột nước lưu tốc trung bình mặt cắt và tỷ lệ giữa cột nước lưu tốc trung bình đoạn tính toán với chiều dài đoạn tính toán. Phương trình có xét đến ảnh hưởng của hướng dòng gia nhập hay phân tán. Phương trình có dạng:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{kQ}{gA^2} \frac{dQ}{dx} + \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x}}{1 - Fr^2} \quad (1)$$

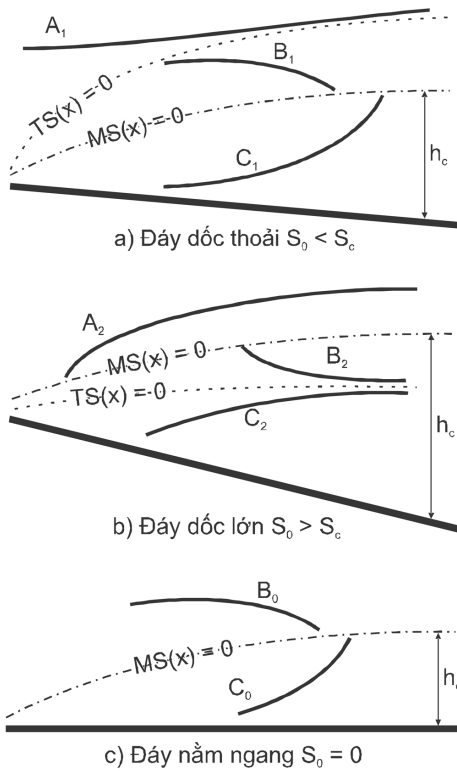
trong đó: h là chiều sâu dòng chảy (m); x là tọa độ dọc kênh (m); S_f là độ dốc ma sát (m/m); Q là lưu lượng trong kênh (m^3/s); A là diện tích mặt cắt ướt (m^2); Fr là số Froude (-); g là gia tốc trọng trường (m/s^2); k là hệ số (-), $k = 1 + \alpha - n_0$; α là hệ số hiệu chỉnh động năng (-); n_0 là tỷ số giữa hình chiếu của lưu tốc toàn phần của khối gia nhập hoặc phân tán lên phương chuyển động v_{ex} và lưu tốc dòng chủ v . Hệ số α trong dòng biến lượng rất khác so với dòng chảy trên kênh thông thường. Theo nghiên cứu chưa đầy đủ về hệ số α của dòng biến lượng trong máng tràn bên tháo lũ, Bình và cs.[6] đã xác định được giá trị của hệ số này có thể đạt trên 7 ở khu vực đầu máng. Tuy nhiên, trong tính toán thiết kế hiện nay, các hệ số phân bố lưu tốc α_0 và α được coi là 1[6][18].

Áp dụng phương trình (1) cho trong trường hợp dòng gia nhập vuông góc với trục dòng chính, bỏ qua ảnh hưởng của phân bố lưu tốc thì trở thành phương trình (2) là dạng phương trình của Chow[9]. Nếu áp dụng cho kênh có mặt cắt hình chữ nhật thì (2) trở thành phương trình của Keulegan [16] [17].

$$\frac{dh}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{2Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x}}{1 - Fr^2} \quad (2)$$

Trên cơ sở phân tích sự biến thiên của thành phần tử số (TS) và mẫu số (MS) của phương trình(2), Bình và cs.[5] đã đưa ra 8 dạng đường mặt nước (Hình 3) được giới hạn bởi 2 đường đặc trưng $TS(x) = 0$ tương ứng $S_0 = S_c$ và $MS(x) = 0$ tương ứng $Fr = 1$ (chiều sâu phân giới h_c) trong 3 trường hợp độ dốc đáy thoải ($S_0 < S_c$), dốc lớn ($S_0 > S_c$) và nằm ngang ($S_0 = 0$) (không xét trường hợp độ dốc nghịch $S_0 < 0$ vì không phù hợp với thực tế thiết

kế). Đường mặt nước có các dạng dâng - hạ ứng với từng trạng thái chảy êm - xiết.

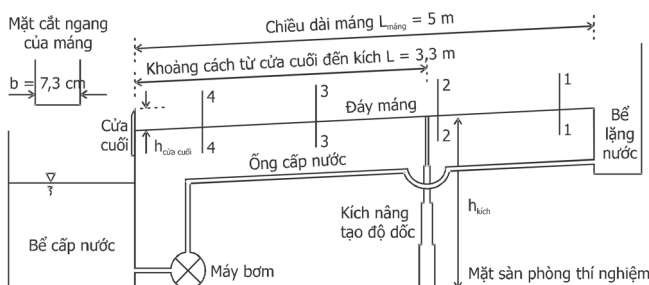


Hình 3. Các dạng đường mặt nước trên kênh lắng trụ có lưu lượng tăng dần

3. ĐƯỜNG MẶT NƯỚC TRÊN RÃNH LẮNG TRỤ MẶT CẮT HÌNH CHỮ NHẬT

3.1. Mô hình thí nghiệm

Mô hình thí nghiệm được thiết kế trên hệ thống máng kính tuần hoàn có thể thay đổi độ dốc đáy thông qua bộ kích nâng với sơ đồ như Hình 4. Máng có dạng kênh lắng trụ mặt cắt hình chữ nhật với chiều dài 5m, chiều rộng 0,073m, khoảng cách từ cửa cuối đến trục kích 3,3m. Thiết bị đo lưu lượng là ống Venturi gắn trên ống cấp nước. Máy bơm và van khóa cho phép điều chỉnh lưu lượng cấp cho mô hình.



Mô hình thí nghiệm được thiết kế tương ứng với trường hợp rãnh biên lắng trụ có mặt cắt hình



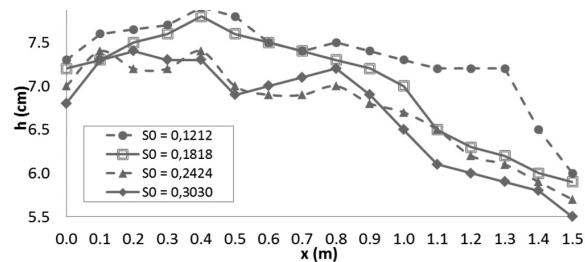
Hình 5. Đoạn ống đục lỗ tạo dòng biến lượng trong máng

chữ nhật gom nước chảy vào đoạn rãnh thu có cùng kích thước và độ dốc. Đoạn rãnh không có lưu lượng gia nhập từ mặt cắt đầu. Dòng biến lượng trong mô hình được tạo ra bởi đoạn ống dẫn được đục lỗ với chiều dài 1,5m đặt ở đầu máng (Hình 5). Khoảng cách giữa 2 đầu phun là 10cm. Đoạn máng dài 3,5m tiếp theo là đoạn máng lắng trụ thông thường.

Trình tự thí nghiệm: (1) Tạo độ dốc cho máng kính bằng việc thay đổi chiều cao kích thủy lực; (2) Vận hành máy bơm, điều chỉnh lưu lượng bơm bằng hệ thống van điều khiển; (3) Đo chiều sâu trung bình dòng chảy tại các mặt cắt; (4) Thay đổi phương án thí nghiệm (thay đổi độ dốc hoặc lưu lượng).

3.2. Kết quả thí nghiệm

Nghiên cứu đã thực hiện thí nghiệm với cấp lưu lượng $Q = 3,8\text{m}^3/\text{h} = 1055,56\text{cm}^3/\text{s}$ trong các trường hợp độ dốc đáy lần lượt là 0,1212% ($h_{\text{kích}} = 0,4\text{cm}$), 0,1818% ($h_{\text{kích}} = 0,6\text{cm}$); 0,2424% ($h_{\text{kích}} = 0,8\text{cm}$) và 0,3030% ($h_{\text{kích}} = 1,0\text{cm}$). Kết quả thí nghiệm đường mặt nước được thể hiện trên Hình 6.

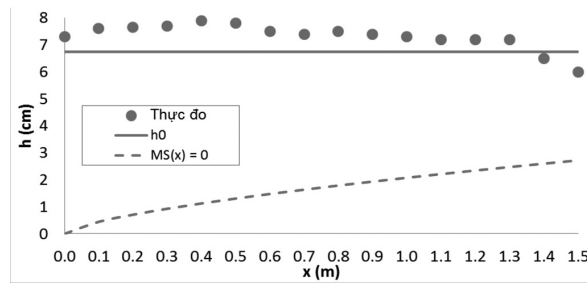


Hình 6. Kết quả thí nghiệm đường mặt nước

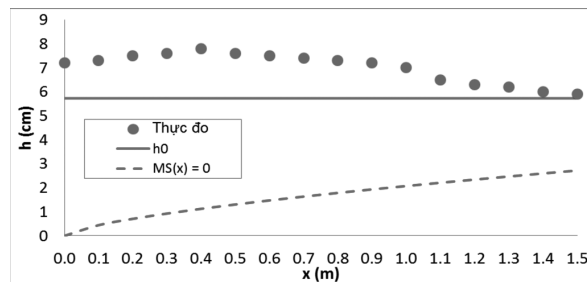
Về xu thế chung của đường mặt nước có dạng đường nước hạ trong đoạn máng có dòng biến lượng ở các trường hợp thí nghiệm. Tuy nhiên, do có sự xáo trộn mạnh trong dòng chảy, lưu lượng đột ngột tăng từ 0 tại mặt cắt đầu đến giá trị Q_c ở mặt cắt tiếp theo nên trong khoảng 0,5m đầu máng đường mặt nước có xu hướng dâng lên và sau đó hạ dần để nối tiếp với dòng chảy trên đoạn máng thông thường (Hình 6). Độ dốc máng càng nhỏ thì chiều

sâu dòng chảy càng lớn. Tuy nhiên do sự phức tạp của cấu trúc dòng chảy nên khi độ dốc càng tăng thì sự xáo trộn càng mạnh, dẫn đến một số vị trí có chiều sâu dòng chảy tăng khi độ dốc tăng.

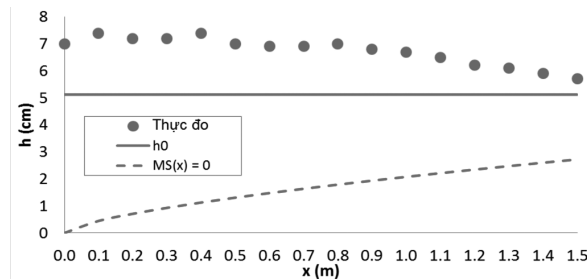
Gọi h_0 là chiều sâu dòng chảy đều trên kênh lăng trụ thông thường. Khi đó, tương quan giữa chiều sâu dòng chảy (h) trong dòng biến lượng với h_0 và chiều sâu phân giới (h_c) như sau (Hình 7 - Hình 10):



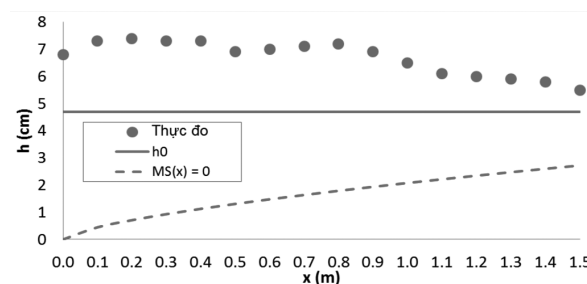
Hình 7. Dạng đường mặt nước trường hợp $S_0 = 0,1212\%$



Hình 8. Dạng đường mặt nước trường hợp $S_0 = 0,1818\%$



Hình 9. Dạng đường mặt nước trường hợp $S_0 = 0,2424\%$



Hình 10. Dạng đường mặt nước trường hợp $S_0 = 0,3030\%$

Đường mặt nước tổng thể trong các trường hợp thí nghiệm là đường nước hạ chảy êm tương ứng dạng đường B_1 của trường hợp đáy có độ dốc thoải ($S_0 < S_c$) (Hình 3a). Chiều sâu dòng chảy trong

máng cao hơn chiều sâu dòng chảy đều (h_0). Độ dốc càng lớn, lưu tốc càng tăng thì sự xáo trộn càng mạnh làm cho chiều sâu dòng chảy càng tăng so với chiều sâu h_0 .

Như vậy, dưới tác động của dòng biến lượng, chiều sâu dòng chảy (h) trong rãnh biên có thể tăng đến 14% so với chiều sâu dòng chảy đều h_0 với trường hợp độ dốc đáy $S_0 = 0,1212\%$ (Hình 7). Sự chênh lệch này càng tăng khi độ dốc đáy S_0 tăng. Cụ thể với số liệu thí nghiệm ghi nhận được giá trị chênh lệch có thể đạt được là 32% ($S_0 = 0,1818\%$ - Hình 8), 40% ($S_0 = 0,2424\%$ - Hình 9) và 51% ($S_0 = 0,3030\%$ - Hình 10).

5. KẾT LUẬN

Đường mặt nước trên rãnh biên (rãnh dọc) dạng lăng trụ mặt cắt hình chữ nhật có thể có các trạng thái chảy êm, chảy xiết hoặc nổi tiếp chảy êm sang chảy xiết và ngược lại thông qua nước nhảy. Bằng cách phân chia mặt phẳng không gian phía trên đường đáy rãnh bằng 2 đường đặc trưng $S_0 = S_c$ tương ứng với tử số của phương trình (2) bằng 0 ($TS(x) = 0$), liên quan đến chiều sâu h_c mà tại đó $dh/dx = 0$ và đường đặc trưng $Fr = 1$ tương ứng với mẫu số của phương trình (2) bằng 0 ($MS(x) = 0$), liên quan đến chiều sâu phân giới h_c , đường mặt nước có thể có 8 dạng như thể hiện ở Hình 3.

Kết quả thí nghiệm với cùng một cấp lưu lượng $Q = 1055,56 \text{ cm}^3/\text{s}$ cho 4 trường hợp độ dốc đáy ($S_0 = 0,1212\%$, $0,1818\%$, $0,2424\%$ và $0,3030\%$, Hình 7 - Hình 10) cho thấy trạng thái chảy trên rãnh là chảy êm với xu thế chung là đường nước hạ dạng B_1 (Hình 3a).

Chiều sâu dòng chảy (h) trong rãnh có dòng biến lượng với trường hợp không có dòng gia nhập từ mặt cắt đầu rãnh về cơ bản sẽ thấp dần theo sự gia tăng của độ dốc đáy.

Xét tương quan giữa chiều sâu dòng chảy (h) trong rãnh với chiều sâu dòng chảy đều (h_0) tính theo phương pháp hiện hành áp dụng cho kênh lăng trụ thì có sự chênh lệch rất lớn. Sự chênh lệch này tăng theo độ dốc đáy. Với trường hợp độ dốc đáy nhỏ ($S_0 = 0,1212\%$), chiều sâu dòng chảy (h) trong rãnh có thể lớn hơn 14% so với chiều sâu chảy đều (h_0) và có thể tăng lên đến 51% khi độ dốc đáy $S_0 = 0,3030\%$.

Nghiên cứu này đang tồn tại hạn chế là kích thước mô hình thí nghiệm nhỏ, tác động của nhám thành bên gây ảnh hưởng đến đường mặt nước trung bình. Ngoài ra, khi tăng độ dốc lên hơn $0,3030\%$ thì máng kính bị rung lắc mạnh do lưu tốc trong mô hình lớn gây mất ổn định thiết bị thí nghiệm. Do đó, nghiên cứu dừng lại ở việc đánh giá đường mặt nước trong rãnh biên có độ

đốc đáy $S_0 \leq 0,3030\%$ và lưu lượng đơn vị gia nhập $q_e = 70,37 \text{ cm}^3/\text{s/m}$.

LỜI CẢM ƠN

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Trường Đại học Giao thông vận tải trong đề tài mã số T2022-CT-016.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Hoàng Tư An và cs. (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.
- [3] Hoàng Nam Bình và Nguyễn Quốc Huy (2020), *Thiết lập phương trình dòng biến lượng trong lòng dẫn hồ bằng nguyên lý bảo toàn động lượng*, Tạp chí Nông nghiệp và Phát triển nông thôn, số 14.
- [4] Hoàng Nam Bình (2020), *An approximate formula to calculate the critical depth in circular culvert*, Transport and Communications Science Journal, vol. 71(7), <http://doi.org/10.25073/tcsj.71.7.9>.
- [5] Hoàng Nam Bình (2021), *Các dạng đường mặt nước trên kênh lăng trụ có lưu lượng tăng dần theo chiều dòng chảy*, Tạp chí Khoa học và Công nghệ thủy lợi, số 68.
- [6] Hoàng Nam Bình (2022), *Hệ số phân bố lưu tốc trong máng tràn bên*, Tạp chí Khoa học và Công nghệ thủy lợi, số 70.
- [7] Camp, T. R., (1940), *Lateral spillway channels*, Trans. ASCE, vol. 105, p. 606-637.
- [8] Nguyễn Cảnh Cẩm và nnk. (2006), *Thủy lực*, Tập 1 + 2, NXB. Nông nghiệp, Hà Nội.
- [9] Chow V.T. (1969), *Spatially varied flow equations*, Water resources research, University of Illinois, Urbana, Illinois 61801, Vol. 5, No. 5, p.1124-1128;
- [10] Citrini D. (1942), *Canali rettangolari con portata e larghezza gradualmente variabili (Rectangular channels with gradually-varied discharge and width)*. L'Energia Elettrica 19(5), 254-262; 19(6), 297-301 [in Italian].
- [11] Gardarsson S.M. et al. (2015), *Karahnjukar dam spillway: Comparison of operational data and results from hydraulic modelling*, Hydro, Bordeaux, France, No. 22.05.
- [12] 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.
- [13] Hager W. H. (1983), *Open channel hydraulics of flows with increasing discharge*, Journal of Hydraulic Research, 21:3, 177-193, DOI: 10.1080/00221688309499413.
- [14] Dương Học Hải, Nguyễn Xuân Trúc (2005), *Thiết kế đường ô tô - Tập 2 - Nền mặt đường và công trình thoát nước*, NXB. Giáo dục.
- [15] Hinds, J. (1926), *Side channel spillways: Hydraulic theory, economic factors, and experimental determination of losses*. Trans. ASCE, vol. 89, p. 881-939.
- [16] Keulegan G. H. (1944), *Spatially variable discharge over a sloping plane*. Trans. AGU 6, 956-959.
- [17] Keulegan G. H. (1952), *Determination of critical depth in spatially variable flow*, Proc. 2nd Mid-western Conf. Fluid Mechanics, Ohio State University, 67-80.
- [18] Kiselev K. G. và nnk., (1984), *Sổ tay tính toán thủy lực (bản dịch tiếng Việt)*, NXB. Nông nghiệp.
- [19] Kouchakzadeh S., Vatankhah A.R. (2002), *Spatially varied flow in non-prismatic channels - I: Dynamic equation*, Irrigation and Drainage, John Wiley & Sons, Ltd., 51: 41-50, DOI: 10.1002/ird.36.
- [20] Lucas J. et al. (2015), *Side-Channel Flow: Physical Model Studies*, Journal of Hydraulic Engineering, DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001029.
- [21] De Marchi G. (1941), *Canali con portata progressivamente crescente (Channels with progressively increasing discharge)*, L'Energia Elettrica, 18(6), 351-360 (in Italian).
- [22] Maradjieva M. and Kazakov B. (2007), *Hydraulic research on side-channel spillways based on physical modeling and optimization*, University of Architecture, Bulgaria.
- [23] Mohammadi M. (2005), *Spatially Varied Flow in a Side-Channel*, International Journal of Engineering, Vol. 18, No. 4, p.391-400.