

MỘT SỐ VẤN ĐỀ THỦY LỰC HẠ LƯU CÁC CÔNG TRÌNH THÁO NƯỚC VÙNG ĐỒNG BẰNG VÀ VEN BIỂN

Lê Thị Thu Hiền, Hoàng Nam Bình

Tóm tắt:

Vấn đề này được rất nhiều người quan tâm nhưng nghiên cứu chưa có định hướng rõ rệt và toàn diện. Trong bài này giới thiệu 2 vấn đề chính dựa trên cơ sở lý thuyết của sóng và tia rối.

- Sự ổn định của lòng dẫn và xói cục bộ,
- Sự hình thành sóng thứ cấp và một vài đặc trưng của nó.

Chế độ Thủy lực ở hạ lưu các công trình tháo nước vùng đồng bằng và ven biển nước ta đang thực sự là mối quan tâm lớn của nhiều người làm công tác thủy lợi. Tuy vậy, nghiên cứu toàn diện về chế độ thủy lực ở hạ lưu một hệ thống có dòng chảy phức tạp này hầu như chưa được tiến hành đầy đủ và đồng bộ. Một số công trình nghiên cứu đã được công bố ở nước ta chủ yếu là nghiên cứu thực nghiệm cho từng công trình tháo nước cụ thể. Những vấn đề đặt ra có tính định hướng đang bị giới hạn trong phạm vi bài toán phẳng [2 – 5]

Mặt khác chế độ thủy lực ở hạ lưu công trình tháo nước vùng đồng bằng và ven biển nước ta chịu ảnh hưởng mạnh mẽ của chế độ lũ ở thượng lưu và chế độ triều ở hạ lưu. Chế độ thủy lực ở hạ lưu là tổ hợp của các chế độ dòng chảy phức tạp đó.

Bài báo này sẽ chỉ đề cập đến một vài vấn đề của thủy lực ở hạ lưu các công trình tháo nước đồng bằng và ven biển như biến dạng lòng dẫn và sóng bề mặt sau công trình, với một số đặc trưng cơ bản của nó có thể định lượng được dựa trên lý thuyết lớp biên và dòng tia rối, một lý thuyết đang được xâm nhập mạnh và có hiệu quả trong thủy lực công trình [1 – 5]

1. Sự ổn định của lòng dẫn:

Vấn đề được đặt ra cho bài toán thủy lực hạ lưu các công trình tháo nước vùng đồng bằng và ven biển là tìm hiểu cơ chế dòng chảy nhằm ổn định lòng dẫn, chống xói lở cho hạ lưu, tìm được kích thước, hình thức công trình và lòng dẫn hợp lý để đảm bảo được yêu cầu đó.

Mối quan hệ giữa lưu lượng và diện tích mặt cắt ngang của lòng dẫn được biểu diễn bằng biểu thức:

$$\sigma_c = \frac{\omega_o}{\omega} = \frac{1}{2}(1 + k_1 \operatorname{erf} \overline{Q_o}) \quad (1)$$

Trong đó: k_1 - hệ số phụ thuộc vào điều kiện công trình, với cống ở đồng bằng Bắc bộ thì $k_1 = 0,2$, $\bar{Q} = \frac{Q - Q_0}{Q_0}$, và những đại lượng có chỉ số "o" biểu thị các yếu tố ổn định với lưu lượng và mặt cắt thiết kế.

Biểu thức (1) có tính tổng hợp và trung bình hóa. Quan hệ đó không cho biết hình dạng của mặt cắt ngang biến dạng như thế nào, mới chỉ biết được sự thay đổi diện tích của nó theo lưu lượng, mà lưu lượng lại là một đại lượng liên tục thay đổi theo thời gian. Biểu thức (1) đã được kiểm nghiệm bằng tài liệu thực đo của cống Cầu Xe (Hải Dương) trong các năm 1976 - 1978 với lưu lượng thiết kế $Q_0 = 230 \text{ m}^3/\text{s}$.

Vấn đề ổn định của lòng dẫn hạ lưu các công trình tháo nước đồng bằng ven biển đã đang và sẽ là vấn đề đáng được quan tâm trên nhiều bình diện: thủy lực, thủy văn, địa chất và nước ngầm.

Chiều sâu hố xói cục bộ cũng là một vấn đề được nhiều người quan tâm trong dự báo, thiết kế và quản lý, khai thác công trình thủy lợi. Đây cũng là một trong những vấn đề chịu tác động nhiều yếu tố khác nhau. Trong điều kiện của dòng chảy hạ lưu các công trình tháo nước đồng bằng và ven biển, hình thức nổi tiếp bằng nước nhảy hoàn chỉnh là khó có thể xảy ra. Tuy vậy lòng dẫn hạ lưu vẫn bị xói lở nghiêm trọng. Cơ chế của hiện tượng xói lở cục bộ ở đây rất phức tạp, không thể đánh giá từng yếu tố riêng rẽ được. Bằng lý thuyết dòng tia rơi [3], các tác giả bài báo đề xuất công thức tính chiều sâu hố xói cục bộ lớn nhất trong điều kiện bài toán phẳng khi số $Fr_0 \leq 0,20$ là:

$$\xi_o = \frac{\bar{\alpha}}{3} + \sqrt{\frac{1}{3}(\frac{\bar{\alpha}^2}{3} - \bar{\beta})} \quad (2)$$

$$\text{với } \bar{\alpha} = 2 + 2.Fr_0 (0,385.V_k^2 - 1)$$

$$\bar{\beta} = 2.\alpha - 1,54.V_k.Fr_0 - 3,$$

$$V_k = \frac{v_k}{v_o}, \quad Fr_0 = \frac{v_o^2}{g.h_o}$$

$$\xi_o = \frac{t_{\max}}{h_o} \text{ là tỷ số giữa chiều sâu hố xói ổn định lớn nhất ban đầu kể từ đáy, } h_o$$

là độ sâu ban đầu trước hố xói tương ứng với lưu lượng tính toán q , lưu tốc $v_o = \frac{q}{h_o}$

v_k là lưu tốc không xói cho phép của đất nền lòng dẫn.

Công thức (2) là nghiệm giải tích gần đúng của bài toán xói cục bộ ở hạ lưu công trình thủy lợi đã được xây dựng trong [5] nhờ vào lý thuyết lớp biên và dòng tia rơi cộng với phép phân tích thứ nguyên trong thực nghiệm cơ học. Bằng công cụ tính toán thông thường hiện

nay là máy tính có thể tìm nghiệm chính xác của phương trình đại số bậc ba trong [5]. Lời giải đó tổng quát hơn công thức (2). Tuy nhiên, trong thực tế, dòng chảy ở hạ lưu các công trình tháo nước vùng đồng bằng và ven biển nước ta thường có số Froud nhỏ hơn 0,20. Do đó, dùng công thức (2) cũng thuận tiện và sai số không lớn hơn so với lời giải tổng quát từ phương trình trong [5].

Trong điều kiện không gian, khi tỉ số giữa chiều rộng tháo nước b và chiều rộng lòng dẫn B_0 là:

$\beta_0 = \frac{b}{B_0} \leq 0,8$, chiều sâu hồ xói cục bộ lớn nhất tính theo biểu thức thực nghiệm:

$$\xi_{\max} = \frac{t_{\max}}{h_0} = (3-2,45.\beta_0).\xi_0 \quad (3)$$

Biểu thức (3) đã được kiểm nghiệm bằng tài liệu thực nghiệm đo nhiều năm của cống Cầu Xe (Hải Dương) cống Hoàng Văn Thụ (Quảng Ninh) và cống Cồn Nhất (Nam Định).

Hình dạng hồ xói và một vài đặc trưng của dòng chảy trong khu vực hồ xói hoàn toàn xác định được nhờ mô hình toán. Trong [2] giới thiệu mô hình toán 2 chiều đứng được giải bằng phương pháp phần tử hữu hạn. Kết quả tính bằng số cho thấy rõ hình dạng mặt thoáng và đường viền ở đáy, phân bố lưu tốc (trung bình thời gian) trong phạm vi hồ xói cục bộ. Kết quả tính toán cũng cho biết, ở đáy hồ xói có một khu nước xoáy với lưu tốc lớn. Hồ xói tiếp tục phát triển khi lưu tốc gần đáy còn lớn hơn lưu tốc cho phép không xoáy v_k .

2. Sóng ở hạ lưu công trình tháo:

Ở hạ lưu công trình tháo nước vùng đồng bằng và ven biển sẽ xuất hiện 2 loại sóng thứ cấp: Sóng chảy êm và nước nhảy sóng.

Sóng trong dòng chảy hạ lưu có dạng tắt dần. Đó là những sóng thứ cấp, không ổn định có biên độ lớn và chiều dài sóng nhỏ thay đổi liên tục theo chiều dòng chảy và thời gian. Đây là hiện tượng bất lợi đối với các thiết bị tiêu năng, gây mất ổn định cho lòng dẫn và 2 bờ ở hạ lưu.

Sóng thứ cấp là một trong những vấn đề phức tạp nhất của thủy lực, nhưng lại rất quan trọng đối với dòng chảy hạ lưu các công trình tháo nước vùng đồng bằng và ven biển nước ta.

Trước hết là sự ổn định của sóng thứ cấp. Trong [1] có đề xuất một phương pháp tính toán tiêu chuẩn hình thành sóng thứ cấp. Bài toán giải được nhờ các quan hệ tích phân mở rộng cho lòng dẫn có hình dạng bất kỳ có xét đến ảnh hưởng của dòng chảy hướng ngang. Kết quả cho biết, trong dòng chảy sẽ xuất hiện sóng thứ cấp khi thỏa mãn điều kiện:

$$\frac{1}{Fr_0} \leq \frac{1}{1+k} \cdot \left[(\alpha_1 \cdot M_0 \cdot \frac{i}{J_0})^2 - 2 \cdot M_0 \alpha_* \cdot \frac{i}{J_0} \right] \quad (4)$$

Với $Fr_o = \frac{\alpha \cdot Q_o^2}{g \cdot \omega_o^3} \cdot B_o$ là số Froud của dòng chảy khi bắt đầu xuất hiện sóng; k là hệ số tỉ

lệ, khi không có dòng chảy hướng ngang thì $k = 0$; $\alpha_1 = \frac{1+k}{\alpha_o}$; $\alpha_* = \frac{2\alpha_o - \alpha \cdot (\alpha_o - 1)}{a_o} \cdot (1+k)$

và $M_o = \frac{\omega_o}{B_o \cdot K_o} \cdot \frac{dK}{dh}$, chỉ số "o" ứng với dòng chảy lúc bắt đầu xuất hiện sóng. Các kí

hiệu khác như thường gặp trong các giáo trình thủy lực.

Từ biểu thức (4) dễ dàng rút ra được một số kết luận định tính cho khả năng hình thành sóng thứ cấp như sau:

- Trên mặt đường nước dâng sóng dễ xuất hiện hơn trên mặt dòng chảy đều, còn trên mặt đường nước hạ thì ngược lại.

- Trong lòng dẫn lắng trụ sóng dễ hình thành hơn trong kênh không lắng trụ.

- Khi độ dốc kênh $i \approx 0$ trong dòng chảy rất dễ xuất hiện nước nhảy sóng hoặc nước nhảy di động.

- Phân bố lưu tốc trong dòng chảy có ảnh hưởng đáng kể đến khả năng hình thành sóng.

- Trên mặt dòng chảy xiết sẽ xuất hiện sóng lẫn khi vế phải của biểu thức (4) có giá trị lớn hơn 2. Sóng lẫn trên mặt dòng chảy xiết (như trên dốc nước) sẽ làm thay đổi lưu lượng dọc theo dòng chảy và tăng tải trọng động của dòng chảy lên đáy lòng dẫn. Từ biểu thức (4) có thể dễ dàng nhận thấy rằng, dòng chảy trong kênh có mặt cắt phức tạp sóng sẽ khó xuất hiện hơn trong kênh có mặt cắt dạng hình học đơn giản.

Chiều cao tương đối của sóng đơn chảy êm η xuất hiện trên mặt dòng chảy ban đầu chuyển động dừng có thể tìm được khi giải phương trình sóng đơn đã được thiết lập trong [1].

$$\eta = \eta_1 \cdot \exp\left(-\frac{2 \cdot M_o \cdot i}{1 - Fr_o} \cdot \xi\right) \quad (5)$$

$$\text{với} \quad \eta = \frac{B_o \cdot \Delta h}{\omega_o}, \quad \xi = \frac{B_o \cdot x}{\omega_o},$$

Δh và x là chiều cao sóng và vị trí xuất hiện sóng dọc theo dòng chảy;

η_1 là chiều cao tương đối của đỉnh sóng lớn nhất xuất hiện ngay sau chân công trình tháo nước.

Phân tích tài liệu thí nghiệm của các tác giả trong [1], trên mặt đập tràn đỉnh rộng mặt cắt chữ nhật cao là P không bị co hẹp bên, cột nước thượng lưu trên đỉnh đập là H và độ sâu hạ lưu của dòng chảy trên đỉnh đập là h_o , tìm được biểu thức:

$$\eta_1 = (1,06 \cdot \frac{H}{P} - 1,25) \cdot \eta_p \quad (6)$$

$$\text{với } \eta_p = \frac{P}{h_o}$$

Sóng êm cũng sẽ xuất hiện trên mặt dòng chảy qua tràn đỉnh rộng mặt cắt chữ nhật khi:

$$\frac{h_o}{P} > \frac{H}{P} - 0,40 \quad (7)$$

Hiện tượng sóng trên mặt dòng chảy êm cần được chú ý không những ở hạ lưu các công trình tháo nước vùng đồng bằng và ven biển mà cả trong công ngầm không áp. Hiện tượng đó làm giảm khả năng tháo của công ngầm không áp.

Nước nhảy sóng là hiện tượng thường gặp sau các công trình tháo nước cột nước thấp. Vấn đề này đã được nghiên cứu nhiều bằng thực nghiệm và trong bài toán phẳng. Một công thức đáng được lưu ý hơn cả đã được A.A. Tursunov thiết lập bằng phương pháp tương tự như khí động lực học. Chiều cao đỉnh sóng đầu tiên của nước nhảy sóng tính theo công thức:

$$\eta_s = \frac{h_s}{h_1} = 1 + \frac{1}{2} Fr_1 \cdot \left\{ 1 - \exp \left[-2 \cdot \ln Fr_1 \cdot \left(1 + \frac{3}{4} \ln Fr_1 \right) \right] \right\} \quad (8)$$

$$\text{với } Fr_1 = \frac{v_1^2}{g \cdot h_1}$$

Khoảng cách từ mặt cắt co hẹp, độ sâu h_1 đến mặt cắt có đỉnh sóng đầu tiên, độ sâu h_s là:

$$\lambda_o = \frac{l_o}{h_1} = \frac{2}{\sqrt{3 \cdot \ln Fr_1}} \cdot \text{arch}(10 \cdot \sqrt{\eta_s - 1}) \quad (9)$$

Chiều cao các đỉnh sóng thứ j tiếp theo tính theo công thức:

$$\eta = \eta_s \cdot \exp[(1-j) \cdot \ln Fr_1] \quad (10)$$

Các công thức trên rất phù hợp với tài liệu thí nghiệm trên mô hình tỉ lệ 1/50 của công Đô Điện (Hà Tĩnh) do Viện KHTL tiến hành, tuy công này hiện nay chưa được xây dựng.

Trên đây các tác giả đưa ra một số công thức giải tích được xây dựng trong điều kiện bài toán phẳng xuất phát từ lý thuyết lớp biên và dòng tia rời [5] và đã được kiểm nghiệm bằng thí nghiệm và thực đo ngoài hiện trường, có thể ứng dụng được cho công trình tháo nước vùng đồng bằng ven biển phía Bắc nước ta.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Hoàng Tư An, Nguyễn Tân Trào - Sự hình thành sóng ở hạ lưu các công trình tháo nước. Tập san Thủy lợi, No 5-6, 1985.
2. Hoàng Tư An, Nguyễn Thế Hùng - Các đặc trưng động học ở hạ lưu công trình. Tập san Thủy lợi, No 5-6, 1989.
3. Hoàng Tư An, Phạm Ngọc Quý, Vũ Quốc Công - Mở rộng lý thuyết nước nhảy không ổn định và bề tiêu năng. Tuyển tập Hội nghị Cơ thủy khí toàn quốc, Đồng Hới 7-2000.
4. Hoàng Tư An, Lê Thị Thu Hiền - Đặc trưng nổi tiếp bằng nước nhảy ở chân dốc. Tạp chí Thủy lợi và Môi trường. No-7,11-2004.
5. Hoàng Tư An- Thủy lực công trình, NXB Nông nghiệp Hà Nội 2005.