

Mô hình tích hợp 1D/1D+2D cho tính toán ngập lụt đô thị và áp dụng cho lưu vực kênh Nhiêu Lộc – Thị nghè (Tp.HCM)

- Trần Thị Mỹ Hồng
- Lê Song Giang

Trường Đại học Bách khoa, ĐHQG-HCM

(Bài nhận ngày 05 tháng 09 năm 2013, hoàn chỉnh sửa chữa ngày 18 tháng 02 năm 2014)

TÓM TẮT:

Báo cáo này trình bày một mô hình toán tính chi tiết dòng chảy thoát nước trên lưu vực Nhiêu Lộc - Thị nghè. Dòng chảy trong cống được mô hình hoá là dòng 1D trong khi dòng chảy trên mặt được mô hình hoá bằng mô hình tích hợp 1D+2D. Dòng 1D được giải từ phương trình Saint-Venant còn dòng 2D

được giải từ phương trình nước nông. Phương pháp thể tích hữu hạn được sử dụng. Việc kết nối các mô hình thành phần cũng được quan tâm xử lý. Áp dụng thử nghiệm cho lưu vực Nhiêu Lộc - Thị nghè cho thấy mô hình có thể đáp ứng được các yêu cầu thực tế.

Từ khóa: Mô hình 1D/1D+2D, mô hình tích hợp, ngập lụt đô thị, Nhiêu Lộc – Thị nghè.

1. GIỚI THIỆU

Nhiều đô thị của Việt nam cũng như trên thế giới thường xuyên bị ngập lụt. Nước trong các khu đô thị khi đó không chỉ chảy trong cống ngầm mà còn tràn trên mặt đất. Tính toán dòng chảy khi xảy ra ngập cần phải quan tâm tính đồng thời tới cả 2 hình thức chảy này. Hiện nay trên thế giới, tùy theo cách tính dòng chảy trên mặt mà các mô hình được chia làm 2 loại. Đó là mô hình 1D/1D [1, 3, 7] trong đó dòng chảy trong cống là một chiều (1D) kết hợp với dòng chảy một chiều (1D) trên mặt và mô hình 1D/2D [4, 6] trong đó dòng chảy trong cống là một chiều (1D) kết hợp với dòng chảy hai chiều (2D) trên mặt. Mô hình 1D/1D có ưu điểm là đơn giản nhưng chỉ phù hợp khi xác định được đường dòng của dòng chảy trên mặt đất ([2, 8]). Mô hình 2D mô phỏng tốt hơn dòng chảy trên mặt nhưng bị hạn chế ở khả năng áp dụng cho

bài toán quy mô lớn do hạn chế về năng lực máy tính. Thực tế tại Việt nam, việc tính toán dòng chảy thoát nước đô thị mới chỉ dừng lại ở mô hình 1D/1D ([13]).

Bài báo này giới thiệu một mô hình mới, mô hình 1D/1D+2D. Dòng chảy trong cống được xem là dòng 1D. Trong khi đó dòng chảy trên mặt đất ở từng khu vực cụ thể được xem là 1D hoặc 2D tùy điều kiện chảy. Với cách tiếp cận này, ưu thế của từng loại mô hình được sử dụng một cách hợp lý và mô hình cho phép mô phỏng dòng chảy ngập lụt đô thị ở quy mô lớn nhưng vẫn có mức độ chi tiết cao ở những khu vực quan tâm.

Trong mô hình, dòng chảy 1D trong cống và trên đường, giống như dòng chảy trong kênh hở, được mô tả bởi phương trình Saint-Venant và dòng chảy 2D trên các vùng ngập, giống như

dòng chảy 2D trong hồ ao, được mô tả bởi phương trình nước nông. Các phương trình này được giải bằng phương pháp thể tích hữu hạn với sơ đồ phân rã giống như các sơ đồ được trình bày trong các tài liệu [9, 10]. Tuy nhiên dòng trong cống và dòng trên mặt đường tương tác chặt chẽ với nhau nên một giải thuật có tính ổn định tốt hơn đã được được phát triển để tính 2 dòng chảy này. Trong mô hình cũng có các kênh hở được mô hình hoá bằng mô hình 1D nhưng được giải theo phương pháp được trình bày trong tài liệu [10] nên sẽ không được nhắc lại ở đây.

Mô hình được áp dụng thử nghiệm cho lưu vực Nhiêu Lộc - Thị Nghè (NLTN), Tp. Hồ Chí Minh (Tp.HCM) và cho kết quả khả quan.

2. PHƯƠNG PHÁP

2.1. Phương trình cơ bản

Dòng chảy trong cống được coi là 1 chiều và được giải từ phương trình Saint – Venant:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = q_l \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial \eta}{\partial s} + gA \frac{|Q|Q}{K^2} - u_l q_l = 0 \quad (2)$$

Dòng chảy trên mặt đất, khi có hướng rõ ràng như khi chảy trong hầu hết các đường phố, cũng được coi là 1 chiều và được giải từ (1). Tại các khu ngập có hình học phức tạp, không rõ hướng chảy chủ đạo, dòng chảy được xem là hai chiều và được giải bởi phương trình nước nông:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{q} = q_v \quad (3)$$

$$\frac{\partial \mathbf{q}}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{F}(\mathbf{q}) = \mathbf{b}(\mathbf{q}) \quad (4)$$

Trong đó: η – mực nước; Q , A và K – lưu lượng, diện tích mặt cắt ướt và module lưu

lượng của dòng chảy 1D; q_l and u_l – lưu lượng nhập lưu và thành phần vận tốc dọc trục dòng chảy của lưu lượng nhập lưu; $\mathbf{q} = [q_x, q_y]^T = D\mathbf{U}$ – vector lưu lượng đơn vị của dòng chảy 2D; $\mathbf{U} = [u_x, u_y]^T$ – vector vận tốc trung bình chiều sâu; D – chiều sâu nước; ∇ – toán tử vi phân; $\mathbf{F}(\mathbf{q})$ – vector thông lượng của lưu lượng đơn vị; và $\mathbf{b}(\mathbf{q})$ – vector ngoại lực.

Vector thông lượng, $\mathbf{F}(\mathbf{q})$, và vector ngoại lực, $\mathbf{b}(\mathbf{q})$, có dạng:

$$\mathbf{F}(\mathbf{q}) = \begin{bmatrix} q_x \mathbf{U} - A_H D \partial \mathbf{U} / \partial x \\ q_y \mathbf{U} - A_H D \partial \mathbf{U} / \partial y \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$\mathbf{b}(\mathbf{q}) = \begin{bmatrix} -gD \partial \eta / \partial x - (\tau_{bx} - \tau_{wx}) / \rho + f q_y + u_a q_v \\ -gD \partial \eta / \partial y - (\tau_{by} - \tau_{wy}) / \rho - f q_x + v_a q_v \end{bmatrix} \quad (6)$$

Trong đó: f – tham số Coriolis; (τ_{wx}, τ_{wy}) – hai thành phần của ứng suất tiếp trên mặt; (τ_{bx}, τ_{by}) – hai thành phần của ứng suất tiếp trên đáy; A_H – độ nhớt rối; q_v và u_a, v_a – lưu lượng nhập lưu và hai thành phần vận tốc của nó.

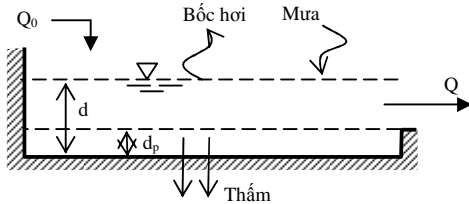
Việc sử dụng biến diện tích mặt cắt ướt A trong (1) là nhằm giữ phương trình này ở dạng bảo toàn, đồng thời tạo ra khả năng sử dụng phương trình này để tính dòng chảy trong cống ở trạng thái có áp.

Lưu lượng hình thành từ mưa trên các tiểu lưu vực chảy về các cống, đường và các vùng trũng được tính toán theo phương pháp sử dụng trong phần mềm SWMM [5]. Theo phương pháp này, tiểu lưu vực được xem như một bể chứa (hình 1) có diện tích mặt thoáng bằng diện tích lưu vực. Nguồn nước chảy vào lưu vực là mưa và từ các tiểu lưu vực lân cận. Trong thời gian lưu lại trên tiểu lưu vực, nó bị thất thoát do bốc hơi và thấm. Sau khi các ô trũng đã được

điền đầy, nước sẽ tràn ra khỏi tiểu lưu vực ra cống, đường... hoặc sang tiểu lưu vực ở hạ lưu. Lưu lượng này được tính:

$$Q = W \cdot \frac{1}{n} (d - d_p)^{5/3} S^{1/2} \quad (d > d_p) \quad (7)$$

Trong đó: W – chiều rộng thoát nước của tiểu lưu vực; n – hệ số nhám Manning; d_p – độ sâu chết; S – độ dốc của tiểu lưu vực; và d – độ sâu nước trên tiểu lưu vực.



Hình 1. Mô hình chảy tự

Độ sâu d được giải từ phương trình bảo toàn:

$$A \frac{d}{dt} (d) = A \cdot i^* - Q + Q_0 \quad (8)$$

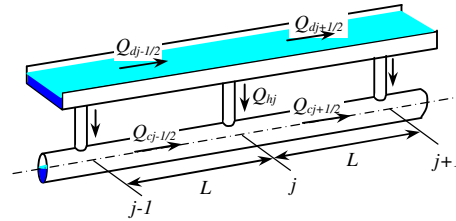
Với: A – diện tích lưu vực; i^* – cường độ mưa hiệu quả (bằng cường độ mưa trừ bớt cường độ bốc hơi và thấm); Q_0 – lưu lượng từ các tiểu lưu vực hoặc nguồn khác chảy vào tiểu lưu vực tính toán.

Dòng chảy trên mặt và dòng chảy trong cống kết nối với nhau tại hố ga. Lưu lượng chảy qua miệng hố ga được tính từ các công thức của dòng chảy qua lỗ tháo, tùy trạng thái:

$$Q_h = C_D A_h \sqrt{2gH} \quad (\text{chảy tự do}) \quad (9a)$$

$$Q_h = \text{sign}(z) C_D A_h \sqrt{2g|z|} \quad (\text{chảy ngập}) \quad (9b)$$

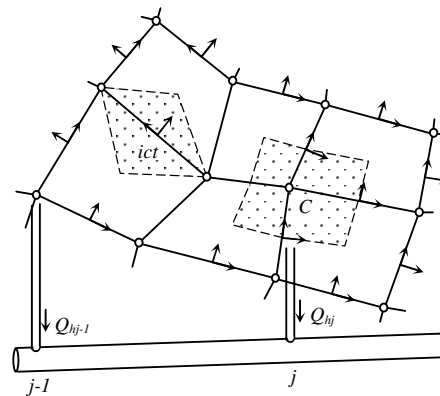
Trong đó: A_h , z_h và C_D – diện tích, cao trình và hệ số lưu lượng của miệng hố ga; H – cột nước trên mặt đất so với miệng hố ga; và z – chênh lệch mực nước trên mặt đất và mực nước trong hố ga.



Hình 2. Sơ đồ cống và đường 1D

2.2. Phương pháp giải

Các phương trình (1) – (4) và (8) được giải bằng phương pháp thể tích hữu hạn. Hình 2 là sơ đồ một đoạn đường phố còn hình 3 là sơ đồ lưới 2D cùng với cống thoát nước bên dưới. Để đơn giản trong tính toán, mặt cắt ngang lòng đường được xem là hình chữ nhật. Dòng chảy trên đường (1D hoặc 2D) và trong cống (1D) nối với nhau tại các hố ga, trong đó đối với lưới 2D, miệng hố ga gắn vào nút. Dòng tràn qua hố ga được tính theo phương pháp phát triển từ kết quả nghiên cứu trng tài liệu [12]



Hình 3. Sơ đồ cống và lưới phần tử 2D cùng với các diện tích kiểm soát

2.2.1. Tính lưu lượng

Bằng cách tích phân (2) trên đoạn cống và đoạn đường từ hố ga j tới hố ga j+1, sau đó sai phân số hạng đạo hàm thời gian ở thời điểm n, ta sẽ tính được lưu lượng trên đoạn cống và đường này ở thời điểm n+1/2:

$$Q_{c,j+1/2}^{n+1/2} = \frac{Q_{c,j+1/2}^{n-1/2} - \frac{\Delta t}{L} [(VQ_{c,j+1} - (VQ_{c,j}) + gA_{c,j+1/2}^n (\eta_{j+1}^n - \eta_j^n)]}{1 + \Delta t g A_{c,j+1/2}^n |Q_{c,j+1/2}^{n-1/2}| / (K_{c,j+1/2}^n)^2} \quad (10)$$

$$Q_{d,j+1/2}^{n+1/2} = \frac{Q_{d,j+1/2}^{n-1/2} - \frac{\Delta t}{L} [(VQ_{d,j+1} - (VQ_{d,j}) + gA_{d,j+1/2}^n (\eta_{j+1}^n - \eta_j^n)]}{1 + \Delta t g A_{d,j+1/2}^n |Q_{d,j+1/2}^{n-1/2}| / (K_{d,j+1/2}^n)^2} \quad (11)$$

Tương tự, (4) cũng được tích phân trên diện tích kiểm soát bao quanh cạnh *ict* (hình 3) và sai phân số hạng đạo hàm thời gian, vector lưu lượng đơn vị tại cạnh này sẽ được tính:

$$\mathbf{q}_{ict}^{n+1/2} = \frac{\mathbf{q}_{ict}^{n-1/2} + \Delta t \mathbf{r}_{ict}^n - \frac{\Delta t}{S} \sum_j \mathbf{F}_{nj} (\mathbf{q}^{n-1/2}) l_j}{1 + s \Delta t} \quad (12)$$

Để thuận tiện hơn cho việc kết nối 1D-2D, lưu lượng sẽ được đổi qua tính trong hệ tọa độ địa phương (*s, b*) bằng cách nhân (12) với ma trận chuyển đổi (*s* là trục dọc cạnh còn *b* là trục pháp tuyến của cạnh). Kết quả của phép nhân sẽ cho:

$$\bar{\mathbf{q}}_{ict}^{n+1/2} = \frac{\bar{\mathbf{q}}_{ict}^{n-1/2} + \Delta t \bar{\mathbf{r}}_{ict}^n - \frac{\Delta t}{S} \sum_j \mathbf{F}_{nj} (\bar{\mathbf{q}}^{n-1/2}) l_j}{1 + s \Delta t} \quad (13)$$

Trong đó: *l_j* - chiều dài đoạn thứ *j* của chu vi kiểm soát; *S* - diện tích của diện tích kiểm soát; và:

$$\bar{\mathbf{q}} = [q_s, q_b]^T \quad (14a)$$

$$\bar{\mathbf{U}} = [U_s, U_b]^T \quad (14b)$$

$$\mathbf{F}_n(\bar{\mathbf{q}}) = q_n \bar{\mathbf{U}} - A_H D \partial \bar{\mathbf{U}} / \partial n \quad (14c)$$

$$\bar{\mathbf{r}} = \begin{bmatrix} -gD \frac{\partial \eta}{\partial s} + \frac{\tau_{ws}}{\rho} + f q_b \\ -gD \frac{\partial \eta}{\partial b} + \frac{\tau_{wb}}{\rho} - f q_s \end{bmatrix} \quad (14d)$$

$$s = \frac{gn^2}{D^{2.333}} \sqrt{q_x^2 + q_y^2} \quad (14e)$$

2.2.2. Tính mực nước

Điểm đặc biệt trong phương pháp tính này là mực nước trên mặt (1D hoặc 2D) được tính đồng thời với mực nước trong cống và lưu lượng tràn từ trên mặt xuống hồ ga.

Trước tiên (1) được tích phân trên đoạn đường từ mặt cắt *j-1/2* tới *j+1/2* và (3) được tích phân trên diện tích kiểm soát bao quanh nút C. Cả 2 tích phân đó đều đưa tới một phương trình đạo hàm thời gian:

$$S \frac{\partial \eta_p}{\partial t} = Q_{d0j} - Q_{hj} \quad (15)$$

Trong đó *η_p* - mực nước trên đường tại hồ ga *j* (1D) hoặc nút C (2D); *S* - diện tích mặt đường trên đoạn từ mặt cắt *j-1/2* tới *j+1/2* (1D) hoặc diện tích kiểm soát bao quanh nút hồ ga (2D); *Q_{d0j}* - tổng lưu lượng từ bên ngoài chảy vào đoạn đường.

(1) cũng được tích phân trên đoạn cống từ mặt cắt *j-1/2* tới *j+1/2*. Khi nước chưa ngập đỉnh cống, tích phân cho kết quả:

$$L \frac{\partial A_{c,j}}{\partial t} = Q_{hj} - Q_{c0j} \quad (16a)$$

Và khi nước ngập đỉnh cống:

$$S_h \frac{\partial \eta_{c,j}}{\partial t} = Q_{hj} - Q_{coj} \quad (16b)$$

Trong đó *S_h* - diện tích mặt cắt ngang hồ ga; *Q_{coj}* - tổng lưu lượng từ đoạn cống chảy ra ngoài.

Sau đó, khi nước trong cống còn chưa dâng tới miệng hồ ga, việc tích phân phương trình (15) có xét tới (9a) sẽ dẫn tới phương trình đại số:

$$F_1(H^{n+1}) - F_1(H^n) = -\frac{\Delta t}{2a} \quad (17)$$

Trong đó:

$$F_1(H) = \sqrt{H} + b \ln|b - \sqrt{H}| \quad (18a)$$

$$a = S/C_D A_h \sqrt{2g} \quad (18a)$$

$$b = Q_{d0j}/C_D A_h \sqrt{2g} \quad (18b)$$

Còn khi nước trong cống ngập miệng hố ga, tích phân hệ phương trình (15), (16b) có xét tới (9b) đưa tới phương trình đại số:

$$F_2(z^{n+1}) - F_2(z^n) = -\frac{\Delta t}{2ab} \quad (\text{khi } b \neq 0) \quad (19a)$$

Hoặc

$$\sqrt{|z^{n+1}|} - \sqrt{|z^n|} = -\frac{\Delta t}{2a} \quad (\text{khi } b = 0) \quad (19b)$$

Và

$$S_h \eta_{ci}^{n+1} + S \eta_p^{n+1} = W \quad (19c)$$

Trong đó:

$$F_2(z) = \sqrt{|z|}/b + \text{sign}(z) \ln|1 - \text{sign}(z) \sqrt{|z|}/b| \quad (20a)$$

$$a = S_h S / (S_h + S) C_D A_h \sqrt{2g} \quad (20b)$$

$$b = S_h Q_{d0j} + S Q_{c0j} / (S_h + S) C_D A_h \sqrt{2g} \quad (20c)$$

$$W = \Delta t (Q_{d0j} - Q_{c0j})^{n+1/2} + S_h \eta_{ci}^n + S \eta_p^n \quad (20d)$$

(17) hoặc (19a) được giải bằng phương pháp lặp Newton – Raphson để tìm H^{n+1} hoặc z^{n+1} và từ đó xác định mực nước trên đường ở thời điểm $n+1$. Lưu lượng tràn qua hố ga cũng được giải từ (15) sau khi có mực nước trên đường và mực nước trong cống tại hố ga được giải cuối cùng, từ (16a) hoặc (16b) sau khi có lưu lượng tràn qua hố ga.

2.3. Liên kết các lưới

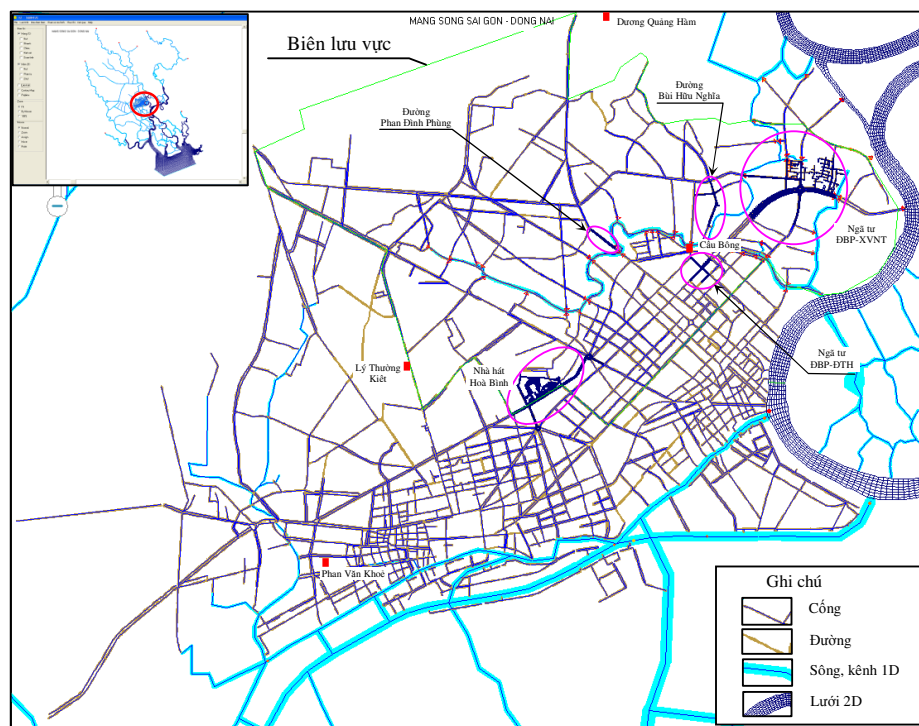
Việc kết nối dòng chảy trong cống với dòng chảy trên mặt 1D hoặc 2D ngang qua hố ga đã được giải quyết đồng thời khi tính toán mực nước trên mặt đường như trình bày ở phần trên. Trong mô hình còn sử dụng một dạng kết nối nữa thông qua mực nước tại siêu nút (nút dùng chung cho các mô hình thành phần).

Thể tích nước tại siêu nút được đóng góp từ lưu lượng chảy tới từ các mô hình thành phần và được tính từ phương trình bảo toàn khối lượng:

$$\frac{dW_j}{dt} = \oint_L q_n dl \quad (21)$$

Trong đó: W_j – thể tích nước tại nút (là hàm của mực nước nút); L – chu vi kiểm soát bao quanh nút; q_n – thành phần pháp tuyến với chu vi kiểm soát của lưu lượng đơn vị.

Tích phân (21) theo thời gian sẽ cho ta thể tích siêu nút tại thời điểm tính toán và từ đó sẽ xác định được mực nước.



Hình 4. Mô hình hệ thống thoát nước lưu vực NLTN và vùng lân cận

3. ÁP DỤNG TÍNH TOÁN NGẬP LỤT LƯU VỰC NLTN

3.1. Giới thiệu lưu vực kênh NLTN

Kênh NLTN nằm ở trung tâm Tp.HCM với diện tích lưu vực 33,2km². Kênh chính dài 9740m và đổ ra sông Sài Gòn. Lưu vực có cao độ khoảng từ 0,5 – 8,0m, trong đó phần diện tích thấp hơn 2,0m chiếm khoảng 18%. Hiện nay dự án nâng cấp hệ thống thoát nước trên lưu vực đã hoàn thành. Ngoài việc nạo vét lòng kênh, xây dựng hệ thống cống thoát nước, một cống bao D3000 cũng đã được xây dựng ở dưới đáy, dọc theo kênh NLTN. Khi không mưa, nước thải từ hệ thống cống nội thị chảy vào cống bao và được trạm bơm công suất 60.000m³/h đặt ở cuối cống (cửa kênh NLTN) bơm đi xử lý. Khi có mưa, nước mưa từ cống nội thị cũng chảy vào cống bao và được bơm ra sông Sài Gòn. Khi lưu lượng chảy tới cống bao

vượt công suất bơm, nước dư sẽ tràn ra kênh NLTN qua các cửa phân dòng (CSO). Bên cạnh đó các cống không nổi vào cống bao cũng được lắp van 1 chiều để ngăn xâm nhập triều. Tuy nhiên mỗi khi xảy ra mưa lớn kèm triều cao, một số tuyến phố trên lưu vực vẫn bị ngập.

3.2 Lưới tính

Hình 4 là sơ đồ mô hình hệ thống thoát nước lưu vực NLTN và khu vực lân cận với 3529 nhánh cống-đường và được chia thành 10836 đoạn tính. Trong mô hình, vị trí các hố ga được xác định một cách gần đúng với giãn cách khoảng 40 – 50m.

Trên lưu vực NLTN có 5 khu vực thường ngập sâu là các đường Phan Đình Phùng, Bùi Hữu Nghĩa, ngã tư Điện Biên Phủ - Đinh Tiên Hoàng, ngã tư Điện Biên Phủ - Xô Viết Nghệ Tĩnh và khu vực nhà hát Hòa Bình (hình 4). Các

khu vực này được làm mô hình 2D với 30569 phần tử tứ giác với diện tích của phần tử trong khoảng 1 - 16m². Hình 5 là hình phóng to lưới tính khu vực ngã tư Điện Biên Phủ - Xô Viết Nghệ Tĩnh.

Để tính dòng chảy tự, toàn bộ lưu vực Tp.HCM được chia thành 2484 tiểu lưu vực. Mưa rơi xuống các tiểu lưu vực được lấy theo số liệu của 5 trạm là Cầu Bông, Phan Văn Khỏe, Dương Quảng Hàm, Lý Thường Kiệt và Tân Quy Đông (hình 4).

Địa hình trong mô hình được lấy theo bản đồ địa hình 1/2000 của Bộ Tài nguyên – Môi trường.

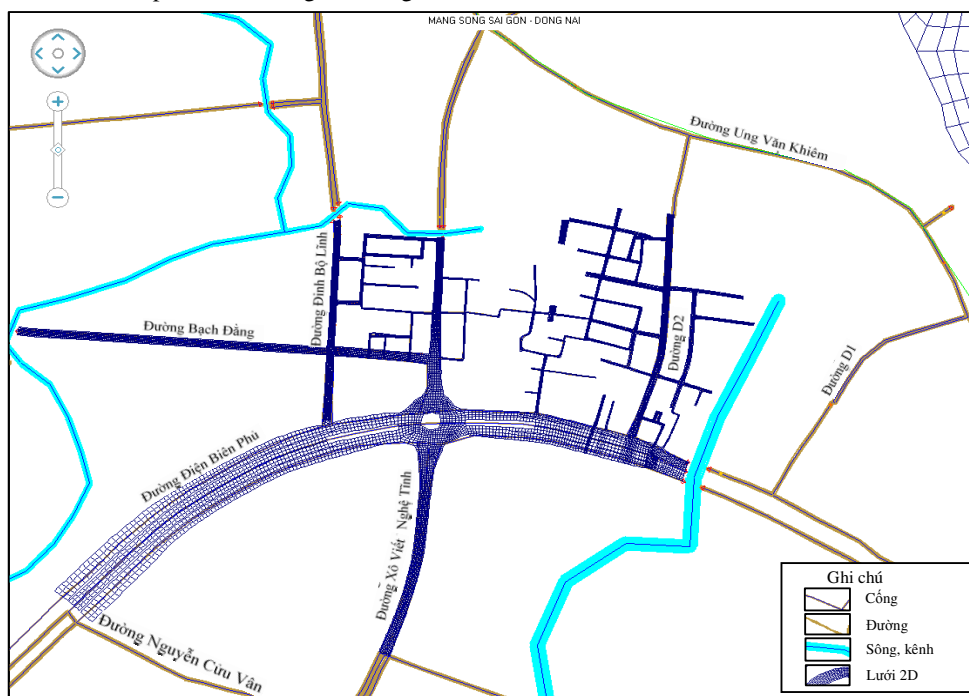
Mô hình hệ thống thoát nước được tích hợp vào mô hình sông Sài Gòn - Đồng nai [11] để giải quyết vấn đề điều kiện biên của nó. Bản thân mô hình sông Sài Gòn - Đồng nai cũng là mô hình tích hợp 1D+2D trong đó vùng biển

ngoài cửa sông và các sông lớn được mô hình hoá 2D. Điều kiện cho mô hình này là mực nước trên tuyến biên biển Gò công – Vũng tàu (tính từ các hằng số thủy triều) và lưu lượng thực đo tại Trị An, Phước Hoà, Dầu Tiếng và Cần Đơn áp đặt tại các nút biên thượng lưu.

3.3. Các thông số mô hình

Hệ số nhám Manning của cống được tạm lấy bằng 0,015 trong khi của mặt đường trong mô hình 1D là 0,022 và trong mô hình 2D là 0,020.

Bước thời gian tính được lấy bằng 0,18s để đảm bảo cho mô hình chạy ổn định.



Hình 5. Phóng lớn mô hình hệ thống thoát nước khu vực ngã tư Điện Biên Phủ - Xô Viết Nghệ Tĩnh

Bảng 1. Các trận mưa

TT	Trạm	Trận mưa sáng 1/10/2012		Trận mưa sáng 7/11/2013	
		Lượng mưa	Thời gian mưa	Lượng mưa	Thời gian mưa
1	Cầu Bông	23,6mm	4h00 – 5h50	108,5mm	1h45 – 5h30
2	Phan Văn Khỏe	33,9mm	4h00 – 6h30	101,9mm	2h30 – 5h45
3	Dương Quảng Hàm	36,3mm	4h20 – 6h00	81,7mm	1h50 – 5h20
4	Lý Thường Kiệt	60,6mm	4h00 – 6h30	67,3mm	1h30 – 5h45
5	Tân Quy Đông	48,2mm	3h19 – 4h55	70,6mm	2h35 – 5h10

(Nguồn: Trung tâm tâm chống ngập Tp.HCM)

Bảng 2. Các điểm ngập trên lưu vực kênh Nhiều Lọc sáng 1/10/2012

TT	Tuyến	Phạm vi ngập		Độ ngập (m)	Diện tích ngập (m ²)
		Từ	Tới		
1	Xô Viết Nghệ Tĩnh	Điện Biên Phủ	Nguyễn Cửu Vân	-	-
2	Phan Đình Phùng	Đào Duy Từ	Số nhà 43	0,30	2400
3	Bùi Hữu Nghĩa	Số nhà 240	Vũ Tùng	0,10	640

Bảng 3. Các điểm ngập trên lưu vực kênh Nhiều Lọc sáng 7/11/2013

TT	Tuyến	Phạm vi ngập		Độ ngập (m)	
		Từ	Tới	Quan trắc	Tính (max)
1	Nguyễn Hữu Cánh	Ngô Tất Tố	Cầu Sài Gòn	0,20	-
		Số nhà 91	Số nhà 67	0,20	-
2	Ung Văn Khiêm	Đài liệt sỹ	D1	0,10	0,40
3	Bùi Hữu Nghĩa	Số nhà 319	Số nhà 105	0,20	0,25
		Số nhà 92	Số nhà 282	0,20	0,25
4	D2	Điện Biên Phủ	D5	0,15	0,50
5	D1	Điện Biên Phủ	Ung Văn Khiêm	0,20	0,55
6	Bạch Đằng	Xô Viết Nghệ Tĩnh	Đinh Bộ Lĩnh	0,15	0,25

3.4. Hiệu chỉnh mô hình

Mô hình được tính toán hiệu chỉnh với 2 trận mưa, sáng 1/10/2012 và sáng 7/11/2013. Trong 2 trận mưa này, trận mưa đầu xảy ra khi cống bao chưa đi vào hoạt động còn trận mưa sau xảy ra khi cống bao và bơm đã làm việc. Vì vậy khi

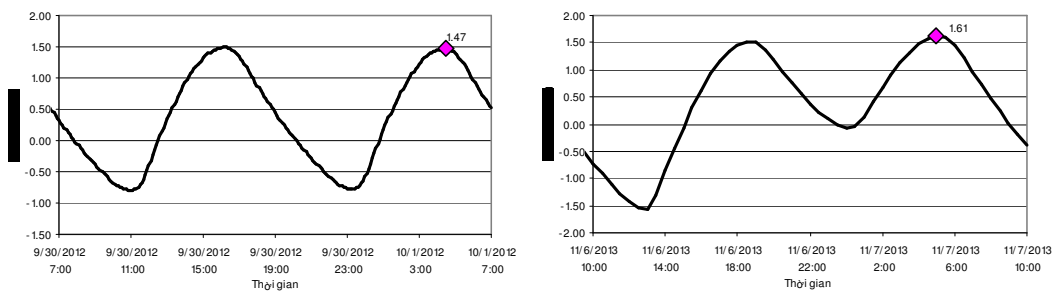
tính toán trận mưa đầu, cống bao sẽ bị cô lập khỏi hệ thống. Lượng mưa và thời gian mưa ghi nhận tại các trạm đo được trình bày trong Bảng 1.

Mô hình sông Sài Gòn - Đồng Nai không được hiệu chỉnh lại trong nghiên cứu này do đã được

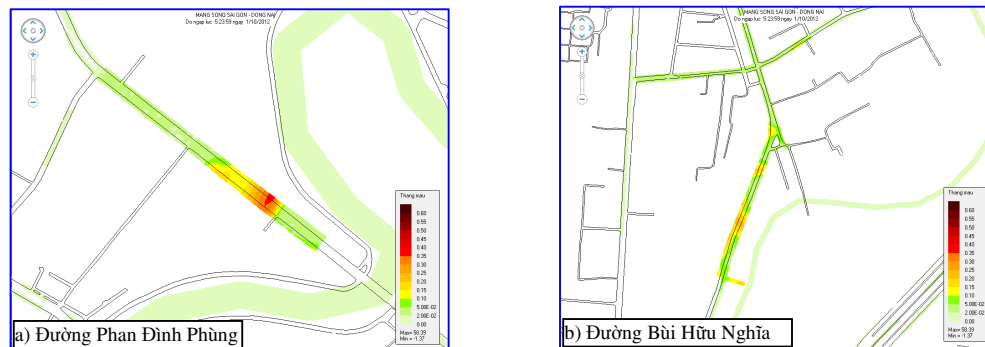
hiệu chỉnh tốt trong nghiên cứu trước và cho kết quả tính mực nước khá chính xác, đảm bảo không làm sai lệch kết quả tính của mô hình hệ thống thoát nước lưu vực NLTN. Hình 6 là mực nước tính tại Phú An ngày 1/10/2012 và ngày 7/11/2013. Đỉnh triều sáng 1/10/2012 tính được là 1,47m lúc 4g30 khá gần với số liệu đỉnh triều đo được 1,50m lúc 5g00. Đỉnh triều sáng 7/11/2013 tính được là 1,61m lúc 5g00 cũng khá phù hợp với số liệu đỉnh triều đo được 1,62m lúc 5g00.

Theo thống kê bởi Trung tâm chống ngập (<http://www.ttcn.hochiminhcity.gov.vn/ban-tin-chuyen-nganh>), sáng 1/10/2012, trên lưu vực kênh NLTN có 3 tuyến đường bị ngập (bảng 2) và sáng 7/11/2013 có 6 tuyến đường bị ngập (bảng 3). Tính toán cũng ghi nhận được 2 điểm

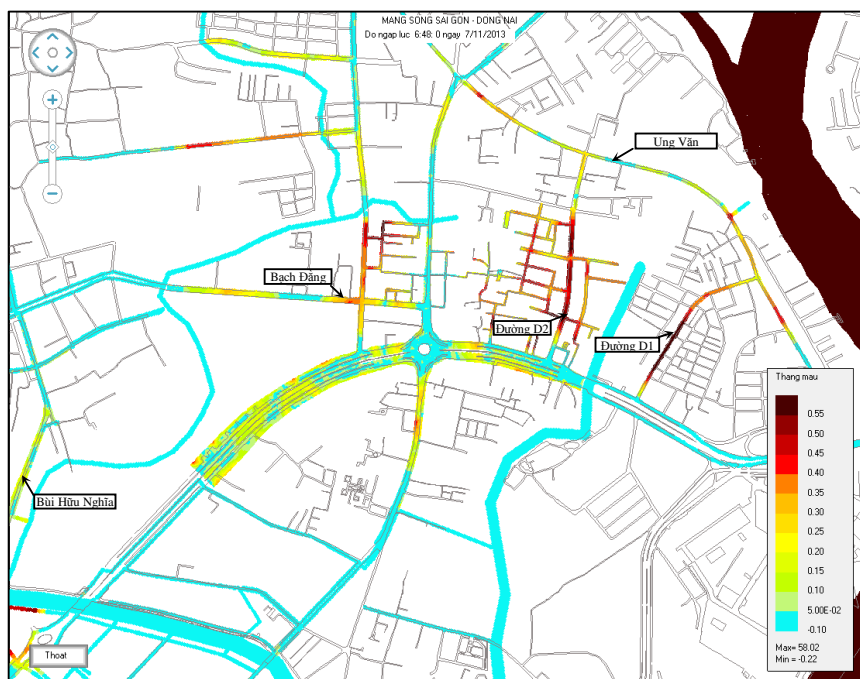
ngập trên đường Phan Đình Phùng và Bùi Hữu Nghĩa và o sá ng 1/10/2012 (hình 7). Độ ngập nơi sâu nhất trên đường Phan Đình Phùng khoảng 0,35m và trên đường Bùi Hữu Nghĩa khoảng 0,20m. Kết quả tính sáng 7/11/2013 cũng cho thấy 5/6 tuyến đường trên lưu vực NLTN bị ngập (hình 8). Tuyến thứ 6 là đường Nguyễn Hữu Cảnh không được đưa vào mô hình nên không có kết quả tính. Độ ngập sâu nhất trên các tuyến đường được cho trong bảng 3. Do không có thông tin cụ thể vị trí của điểm quan trắc trên đoạn đường bị ngập nên không thể đánh giá nhiều về độ chính xác của mô hình. Tuy nhiên hai kết quả là khá tương đồng với nhau. Ngoài ra do hạn chế về số liệu quan trắc nên nghiên cứu không cũng có điều kiện đánh giá các thông số khác.



Hình 6. Mực nước tính toán tại Phú An ngày 1/10/2012 và ngày 7/11/2013



Hình 7. Kết quả tính ngập trên đường Phan Đình Phùng và Bùi Hữu Nghĩa lúc 5:24 (Đơn vị thang màu: mét)



Hình 8. Kết quả tính ngập trên lưu vực bắc kênh NLTN lúc 6:48 sáng 7/11/2013 (Đơn vị thang màu: mét)

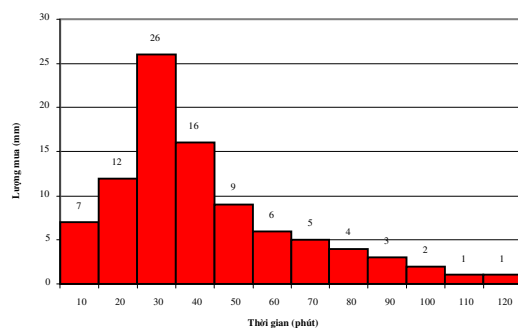
3.5. Ngập trên lưu vực NLTN khi có mưa lớn

Để đánh giá khả năng thoát nước của lưu vực NLTN, dòng chảy trong hệ thống trong trường hợp xảy ra trận mưa 92mm trong 2 giờ (hình 9) đã được tính toán mô phỏng. Đây là mô hình cơn mưa có chu kỳ 3 năm của thời kỳ 1990 – 2000. Do hiện nay chưa có một đánh giá nào về sự thay đổi của lượng mưa trận do biến đổi khí hậu được công nhận chính thức nên trong tính toán vẫn dùng cơn mưa này. Có 4 giả thiết về thời điểm bắt đầu của trận mưa so với thời điểm đỉnh triều được xem xét: 2 giờ trước đỉnh triều, ngay lúc đỉnh triều và 2 và 4 giờ sau đỉnh triều với mực nước tại Phú An là của ngày 7/11/2013.

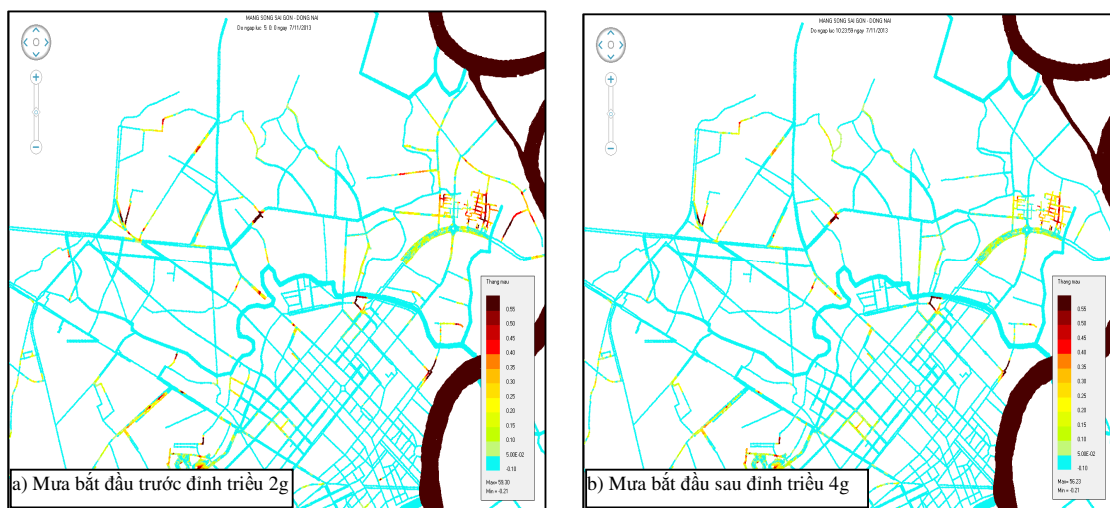
Kết quả tính cho thấy khi mưa ở tần suất thiết kế xảy ra thì dù xảy ra trước hay sau đỉnh triều, hệ thống thoát nước trên lưu vực đều sẽ gặp khó khăn. Ngập sâu xảy ra tại nhiều khu

vực, đặc biệt là ở khu vực quận Bình Thạnh (hình 10) mà tâm điểm là đường D2 và các ngõ hẻm lân cận với hướng thoát chủ yếu là chảy trực tiếp ra các kênh rạch.

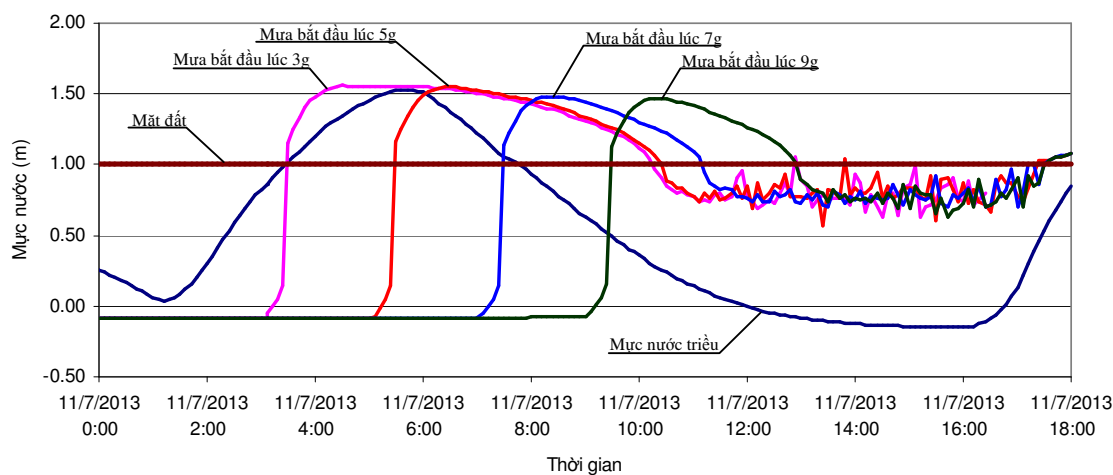
Hình 11 là diễn biến mực nước trong hố ga đặt ở khoảng giữa đường D2 khi xảy ra mưa ở các thời điểm khác nhau. Nó cho thấy cao độ mặt đất ở đây khá thấp, chỉ khoảng 1m. Khi mưa xảy ra trước đỉnh triều, nước sẽ bị ứ đọng lại trên lưu vực và chỉ thoát ra kênh khi qua khỏi đỉnh triều. Điều này làm cho khu vực bị ngập kéo dài. Nếu mưa xảy ra sau đỉnh triều, càng xa đỉnh triều, nước thoát càng nhanh và thời gian ngập càng ngắn lại vì mực nước ngoài kênh bắt đầu hạ thấp. Tuy nhiên ngập vẫn không thể tránh được. Điều này chứng tỏ hệ thống thoát nước tại đây không đủ năng lực tiêu thoát.



Hình 9. Mô hình trận mưa 92mm



Hình 10. Ngập trên lưu vực NLTN khi xảy ra trận mưa 92mm trong 2 giờ (Đơn vị thang màu: mét)



Hình 11. Diễn biến mực nước triều ngoài kênh và trong hồ ga trên đường D2 trong các trường hợp mưa

4. KẾT LUẬN

Một mô hình 1D/1D+2D phục vụ tính toán dòng chảy ngập lụt đô thị đã được phát triển và áp dụng tính toán cho lưu vực NLTN. Mô hình đã được hiệu chỉnh với 2 trận mưa gây ngập. Các tính toán bằng mô hình cho thấy khi xảy ra mưa ở tần suất thiết kế, nhiều điểm trên lưu vực sẽ bị ngập, đặc biệt là khu vực quận Bình Thạnh. Do địa hình nơi đây khá thấp cùng với

hệ thống cống không đủ năng lực tiêu thoát, mưa lớn luôn luôn làm cho khu vực này bị ngập, bất kể mưa xảy ra khi triều cao hay thấp. Thông qua các tính toán, ta cũng có thể thấy, về mặt kỹ thuật, mô hình hoàn toàn có khả năng đáp ứng yêu cầu tính toán mô phỏng dòng chảy ngập lụt đô thị ở quy mô lớn với mức độ chi tiết khá cao.

LỜI CẢM ƠN: Nghiên cứu này được tài trợ bởi Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh (VNU-HCM) trong đề tài mã số B2012-20-40.

1D/1D+2D integrated model for urban inundation calculation and application for Nhieu Loc – Thi Nghe basin (HCM city)

- Tran Thi My Hong
- Le Song Giang

University of Technology, VNU-HCM

ABSTRACT:

This paper presents a mathematical model for detailed calculate the flooding flow in NhieuLoc – ThiNghe basin. The flow in sewers is considered as one-dimensional while overland flow is modeled using the 1D+2D integrated model. 1D flow was calculated from the Saint – Venant equations and 2D flow was calculated from

the shallow water equations. The finite volume method was used. The linkage of models was received a necessary consideration. The application for NhieuLoc – ThiNghe basin case showed that the model could respond to the practical requirements.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Hsu, M. H., Chen, S. H., and Chen, T. J. (2000). "Inundation simulation for urban drainage basin with storm sewer system." J. Hydrol. (Amsterdam), 234(1–2), 21–37.
- [2]. Leandro, J., Chen, A.S., Djordjević, S., and Savić, D.A. (2009). "Comparison of 1D/1D and 1D/2D Coupled "Sewer/Surface" Hydraulic Models for Urban Flood Simulation". J. of Hydraul. Eng., Vol. 135, No. 6, pp. 495–504.
- [3]. Mark, O., Weesakul, S., Apirumanekul, C., Aroonnet, S. B., and Djordjević, S. (2004).

- “Potential and limitations of 1D modeling of urban flooding.” J. Hydrol. (Amsterdam), 299(3–4), 284–299.
- [4]. Phillips, B. C., Yu, S., Thompson, G. R., and de Silva, N. (2005). “1D and 2D modelling of urban drainage systems using XP-SWMM and TUFLOW.” Proc., 10th Int. Conf. on Urban Storm Drainage, DTU, Copenhagen, Denmark.
- [5]. Rossman, L.A., Storm Water Management Model – User’s Manual – Version 5.0, EPA/600/R-05/040 (2005)
- [6]. Seyoum, S.D., Vojinovic, Z., Price, R.K., and Weesakul, S. (2012). “Coupled 1D and Noninertia 2D Flood Inundation Model for Simulation of Urban Flooding”. J. of Hydraul. Eng., Vol. 138, No. 1, pp.23–34.
- [7]. Spry, R., and Zhang, S. (2006). “Modelling of drainage systems and overland flow paths at catchment’s scales.” Proc., Urban Drainage Modelling and Water Sensitive Urban Design, Monash Univ., Melbourne, Australia.
- [8]. Vojinovic, Z., and Tutulic, D. (2009). “On the use of 1D and coupled 1D-2D approaches for assessment of flood damages in urban areas.” Urban Water J., 6(3), 183–199.
- [9]. Lê Song Giang, Trần Thị Ngọc Triều (2007). Mô hình dòng chảy hai chiều nước nông dùng phương pháp thể tích hữu hạn trên lưới phi cấu trúc, TTCT Hội nghị khoa học Cơ học Thủy khí toàn quốc năm 2007, Huế, 26-28/7/2007, trg 169 – 178
- [10]. Lê Song Giang, Trần Thị Ngọc Triều (2007). “Mô hình hỗn hợp 1 và 2 chiều cho dòng chảy lũ” TTCTKH Hội nghị Cơ học toàn quốc lần thứ VIII, Hà Nội, ngày 06 - 07/12/2007, Tập 3. Cơ học thủy khí, trg 149 – 160.
- [11]. Lê Song Giang, Nguyễn Thị Phương (2008). Tính toán dòng chảy mạng sông Sài Gòn – Đồng nai bằng mô hình toán số 1 và 2 chiều, TTCT Hội nghị khoa học Cơ học Thủy Khí Toàn quốc 2008, Phan Thiết, 24÷26/7/2008 – TTCT, trg. 141 – 148.
- [12]. Lê Song Giang (2009). Tính toán dòng chảy qua đập tràn, Tuyển tập công trình Hội nghị Cơ học Toàn quốc Kỷ niệm 30 năm Viện Cơ học và 30 năm Tạp chí Cơ học, Hà nội, ngày 8 ÷ 9 / 4/ 2009, tập 1, trg. 393 – 401, NXB Khoa học tự nhiên & Công nghệ.
- [13]. Lê Sâm (2013). Luận cứ khoa học về phòng chống ngập tại thành phố Cần Thơ – Báo cáo Tổng kết Đề tài NCKH, Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam.